

## **PHÂN TÍCH ỨNG SUẤT - BIẾN DẠNG TƯỜNG CHẮN ĐẤT CÓ XÉT ĐẾN ỨNG XỬ PHI TUYẾN CỦA VẬT LIỆU BÊ TÔNG**

**Nguyễn Văn Xuân<sup>1</sup>, Nguyễn Cảnh Thái<sup>2</sup>, Nguyễn Ngọc Thắng<sup>2</sup>**

**Tóm tắt:** Tường chắn đất là một hạng mục xây lắp khá phổ biến tại các công trình thủy công. Với công tác thiết kế, yêu cầu ngày càng cao là vừa tăng cường độ bền, vừa tiết kiệm vật liệu (giảm chiều dày tường). Các phân tích theo ứng xử vật liệu tuyến tính trước đây còn nhiều hạn chế để đáp ứng các yêu cầu này, do chưa phản ánh sát thực quan hệ ứng suất, biến dạng của vật liệu. Nội dung bài báo đi sâu vào phân tích so sánh sự khác biệt về phân bố ứng suất, biến dạng bởi tác động của hoạt tải và áp lực đất lên tường chắn, trong phạm vi mô hình vật liệu bê tông tuyến tính và phi tuyến. Việc phân tích sử dụng phương pháp truyền thống và phương pháp phần tử hữu hạn, có xét đến ảnh hưởng của việc thay đổi chiều cao đất tác dụng, ảnh hưởng của việc mở rộng đáy tường đến hiệu quả giảm độ lớn ứng suất.

**Từ khóa:** Ứng suất, phi tuyến, tuyến tính, biến dạng, bê tông.

### **1. ĐẶT VẤN ĐỀ**

Tường chắn đất là một trong những hạng mục xây lắp quan trọng và phổ biến với quy mô sử dụng lớn, đa dạng. Tường chắn giữ đất tại các bờ kè sông, biển, cửa cánh các cống lớn, vách ngăn chống sạt lở tại các tuyến giao thông, khu quy hoạch công nghiệp và dân sinh, vách chắn giảm thiểu tác hại các trận lũ quét,... Nhu cầu thực tế đặt ra là phạm vi bảo vệ càng ngày càng rộng hơn, tiết kiệm vật liệu,... Từ đó, nhiệm vụ đặt ra là xác định chính xác phân bố ứng suất trong kết cấu để có giải pháp thiết kế mặt cắt hợp lý, bố trí cốt thép hiệu quả.

Các tài liệu tính toán tường chắn đất đều coi quan hệ ứng suất - biến dạng của vật liệu là tuyến tính, vật liệu làm việc trong giai đoạn đàn hồi tuân theo định luật Hooke:

$$\sigma = \mathbf{D} \cdot \varepsilon \quad (1)$$

(s: ma trận ứng suất; D: ma trận các hằng số đàn hồi;  $\varepsilon$ : ma trận biến dạng)

Trên thực tế, tùy theo hình thức tác động, quan hệ ứng suất - biến dạng đối với vật liệu bê tông thân tường là quan hệ phi tuyến, với nhiều hình thức biến dạng khác nhau: do tác dụng của

tải trọng ngắn hạn, do tác dụng của tải trọng dài hạn, của tải trọng lặp lại,...

Trong phạm vi bài báo, việc phân tích tập trung vào ứng xử của bê tông thân tường chắn đất với mô hình vật liệu phi tuyến chịu tác dụng của tải trọng ngắn hạn, sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn (PP PTHH) với phần mềm Ansys, so sánh với phương pháp truyền thống, từ đó rút ra các ưu nhược điểm, ý nghĩa khoa học và đóng góp tham khảo khi sử dụng các phần mềm phục vụ thiết kế tường chắn.

### **2. MÔ HÌNH TOÁN QUAN HỆ ỨNG XỬ CỦA VẬT LIỆU BÊ TÔNG**

Với mỗi phương pháp phân tích đặc trưng, quan hệ ứng xử của vật liệu bê tông được xây dựng với một mô hình toán tiêu biểu. Hiện nay, có thể phân loại thành một số dạng: mô hình đàn hồi phi tuyến (nonlinear elastic models), mô hình dẻo (plastic models), mô hình đàn hồi trục hướng (orthotropic elastic models)(EU, 2009),...

Trong phạm vi bài báo này, mô hình đàn hồi phi tuyến được đề cập, trong đó, ứng xử phi tuyến của vật liệu bê tông được mô phỏng trong tập hợp các giá trị mô đun đàn hồi thay đổi. Từ khi xi măng được chế tạo năm 1824, đến những kết cấu bê tông cốt thép đầu tiên được chế tạo năm 1847, trong thế kỷ XX, ứng xử của vật liệu

---

<sup>1</sup> TT Tư vấn và Chuyển giao công nghệ Thủy lợi, Tổng cục Thủy lợi.

<sup>2</sup> Trường Đại học Thủy lợi.

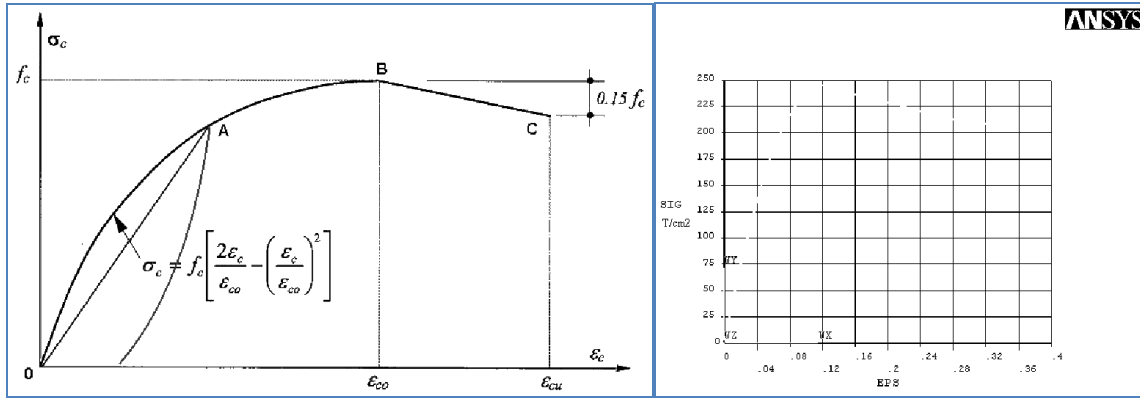
bê tông đã được nghiên cứu tập trung trong quan hệ ứng suất, biến dạng với các công trình của Talbot (thập niên 10), Hognestad (thập niên 50), MacGregor (thập niên 70) (University of Alberta, 2003),...

Trong mô hình đàn hồi phi tuyến, quan hệ ứng suất - biến dạng do Hognestad đề nghị đối

với bê tông được mô tả ở dạng:

$$\sigma_c = f_c \left[ \frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} - \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \right)^2 \right] \quad (2)$$

trong đó,  $\sigma_c$ : ứng suất trong bê tông,  $f_c$ : cường độ chịu nén giới hạn của bê tông,  $\varepsilon_{co}$ : biến dạng khi bê tông đạt đến cường độ chịu nén giới hạn  $f_c$ .



Hình 1. Quan hệ ứng suất - biến dạng của bê tông theo Hognestad, và của bê tông mô hình tính toán.

OA (đường cong): giai đoạn bê tông làm việc ở trạng thái đàn hồi, vật liệu co lại trở về gần đến trạng thái biến dạng ban đầu sau khi ngừng tác dụng lực; AB: giai đoạn bê tông không còn khả năng khôi phục trạng thái đàn hồi; Điểm B: giới hạn bền, áp lực giới hạn làm bê tông bị phá hủy; BC: giai đoạn nếu giảm tải biến dạng tăng mạnh tuyến tính; Điểm C: giới hạn phá hủy. OA (đường thẳng): so sánh tương ứng quan hệ ứng suất - biến dạng bê tông làm việc ở ứng xử tuyến tính.

### 3. PHÂN TÍCH ỨNG SUẤT - BIẾN DẠNG KẾT CẤU TƯỜNG CHẮN ĐẤT BẰNG PHƯƠNG PHÁP TRUYỀN THÔNG VÀ PHƯƠNG PHÁP PHẦN TỬ HỮU HẠN

#### 3.1. Phương pháp truyền thống

Có nhiều phương pháp phân tích ứng suất biến dạng tường chắn, trong đó phương pháp truyền thống sử dụng các công thức giải tích cổ điển của sức bền vật liệu, với các giả thiết: chân tường ngầm chặt trong đất, coi ứng suất pháp trên mặt nằm ngang tuân theo quy luật bậc nhất.

Mặt cắt tường chắn được chia thành nhiều lớp với các điểm cắt ngang, tùy theo vị trí điểm chia thuộc mép biên hay trong mặt phẳng mà

xác định các ứng suất pháp  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$ , ứng suất cắt  $\tau_{xy}$  theo phương pháp giải tích (Bộ NN&PTNT, Viện khoa học Thủy Lợi, 2005).

Trong bài toán phẳng, các ứng suất chính được xác định theo công thức:

$$\sigma_{max,min} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left( \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (3)$$

$$\tau_{max} = \sqrt{\left( \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (4)$$

Phương pháp này có ưu điểm là thuận lợi trong kiểm soát kết quả, có thể thực hiện hoàn toàn cơ học không sử dụng các phần mềm máy tính. Tuy nhiên có nhược điểm là bị giới hạn trong các giả thiết đã nêu, đồng thời việc tính toán chỉ có thể thực hiện với mô hình vật liệu tuyến tính.

#### 3.2. Phương pháp phần tử hữu hạn

##### 3.2.1. Phân tích với quan hệ ứng suất - biến dạng của vật liệu là tuyến tính

Quan hệ ứng suất, biến dạng được viết dưới dạng ma trận:

$$\{\sigma\} = [D] \cdot \{\varepsilon\} \quad (5)$$

trong đó,  $[D]$  là ma trận các hằng số đàn hồi của vật liệu

Quan hệ giữa biến dạng và chuyển vị nút của phần tử được viết dưới dạng ma trận:

$$\{\varepsilon\} = [D] \cdot \{U\} \quad (6)$$

Theo nguyên lý cực tiểu thế năng biến dạng toàn phần thiết lập được hệ phương trình cơ bản của PP PTHH:

$$[K] \cdot \{\Delta\} = \{F\} \quad (7)$$

trong đó, [K]: ma trận độ cứng của toàn kết cấu; {D}: véc tơ chuyển vị nút của toàn kết cấu; {F}: véc tơ tải trọng nút của toàn kết cấu.

Sau khi thiết lập các điều kiện biên, giải hệ phương trình (7) ta tìm được véc tơ chuyển vị nút  $\{\Delta\}$  của toàn kết cấu. Từ đó xác định được ứng suất tại các điểm trong kết cấu (Bộ NN&PTNT, Viện khoa học Thủy lợi, 2005) (Ansys Mechanics & Simulation).

### 3.2.2. Phân tích với quan hệ ứng suất - biến dạng của vật liệu là phi tuyến

Quan hệ phi tuyến giữa ứng suất, biến dạng được viết dưới dạng ma trận:

$$\{\sigma\} = [D(\varepsilon)] \cdot \{\varepsilon\} \quad (8)$$

Trong đó, ma trận  $[D(\varepsilon)]$  là hàm của trạng thái biến dạng  $\{\varepsilon\}$ , còn gọi là ma trận đàn dẻo

Trạng thái ứng suất  $\{\sigma\}$  lại là hàm phụ thuộc vào các chuyển vị nút  $\{q\}$  và được viết dưới dạng ma trận:

$$\{\sigma\} = [D(q)] \cdot \{q\} \quad (9)$$

Quan hệ giữa trạng thái biến dạng  $\{\varepsilon\}$  và chuyển vị nút  $\{q\}$ :

$$\{\varepsilon\} = [D(q)] \cdot \{q\} \quad (10)$$

Từ các hệ thức (9), (10) hoàn toàn xác định được ứng suất và biến dạng tại điểm phần tử bất

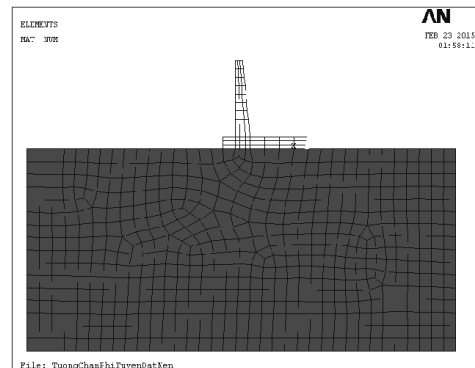
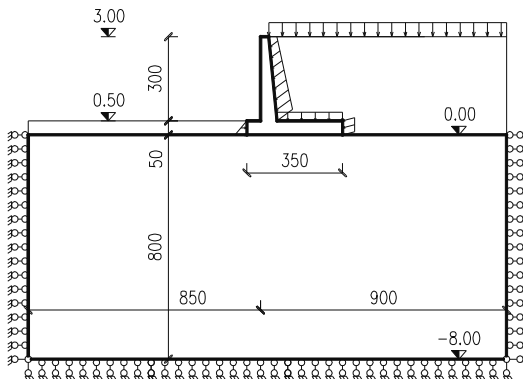
kỳ khi biết giá trị véc tơ chuyển vị nút của phần tử  $\{q\}$ .

Phương pháp giải được thực hiện đối với các bài toán đàn hồi phi tuyến là phương pháp giải lặp thứ - đúng dần sau khi xác định phương trình cơ bản, thường sử dụng phương pháp giải lặp Newton - Raphson (Prof.F.Gordaninejad, Prof.M.Saiidi, 2001) (Học viện Kỹ thuật Quân sự, 2005).

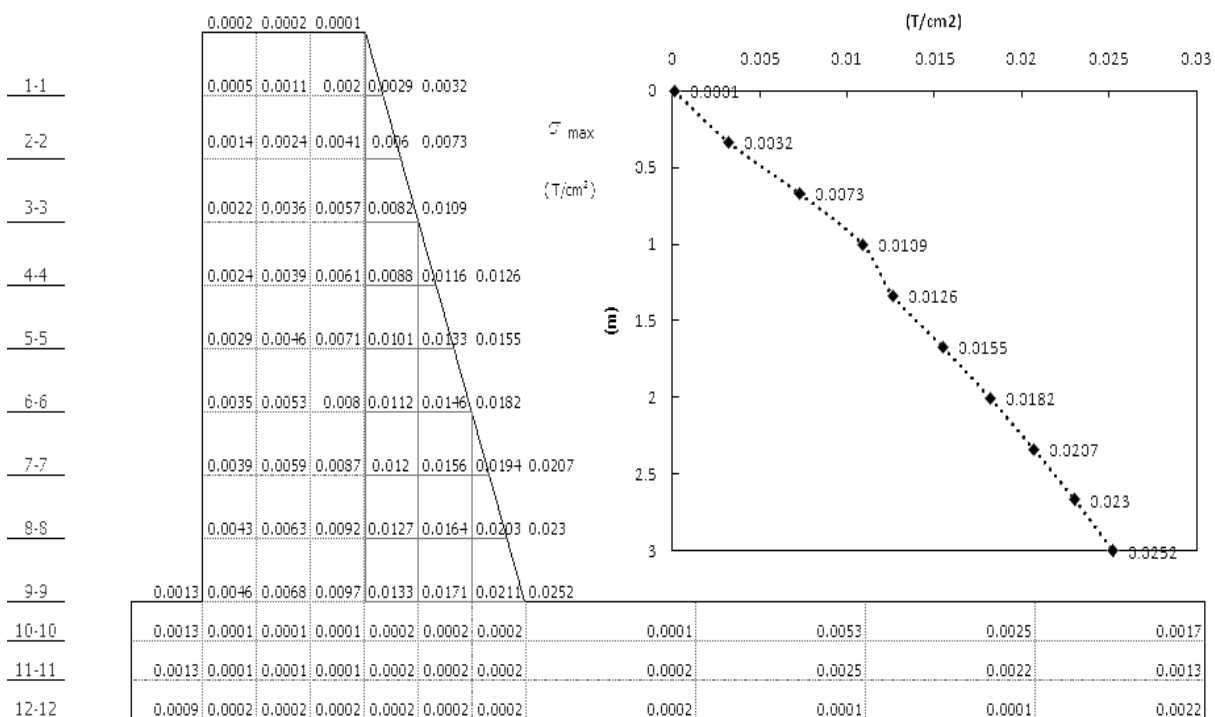
## 4. PHÂN TÍCH ỨNG SUẤT BIẾN DẠNG TƯỜNG CHẮN ĐẤT

Tiến hành tính toán trạng thái ứng suất – biến dạng của kết cấu tường chắn chịu tác dụng của hoạt tải và áp lực đất với hai mô hình vật liệu bê tông tuyến tính và phi tuyến. Trong tính toán, các tác giả sử dụng phương pháp truyền thống và phương pháp Phần tử hữu hạn với phần mềm Ansys Multiphysics (University of Alberta, 2003) và tiến hành so sánh kết quả, tập trung phân tích so sánh sự khác biệt ứng suất tại mép biên thân tường.

Mô hình tính toán như hình 2: chiều cao thân tường 300cm, chiều cao bản đáy 50cm, bề rộng bản đáy 350cm. Bê tông tường chắn tương đương M100 có trọng lượng riêng  $\gamma_b=2,4 \cdot 10^{-6} \text{ T/cm}^3$ ; mô đun đàn hồi  $E_b=1,7 \cdot 10^2 \text{ T/cm}^2$ ; hệ số poisson  $\nu_b = 0,2$ ; quan hệ ứng suất biến dạng trong ứng xử phi tuyến của bê tông như hình 1. Đất nền có  $\gamma_n=1,8 \cdot 10^{-6} \text{ T/cm}^3$ ; mô đun đàn hồi  $E_n=9,5 \cdot 10^{-2} \text{ T/cm}^2$ ; hệ số poisson  $\nu_n = 0,31$ . Đất đắp có  $\gamma_d=1,72 \cdot 10^{-6} \text{ T/cm}^3$ ; mô đun đàn hồi  $E_d=9,3 \cdot 10^{-2} \text{ T/cm}^2$ ; hệ số poisson  $\nu_d = 0,32$ .



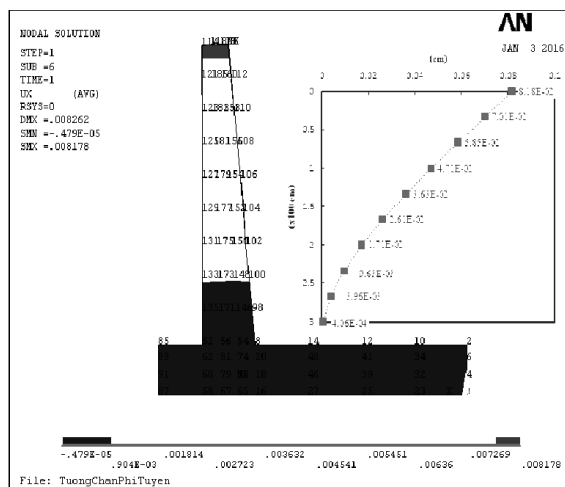
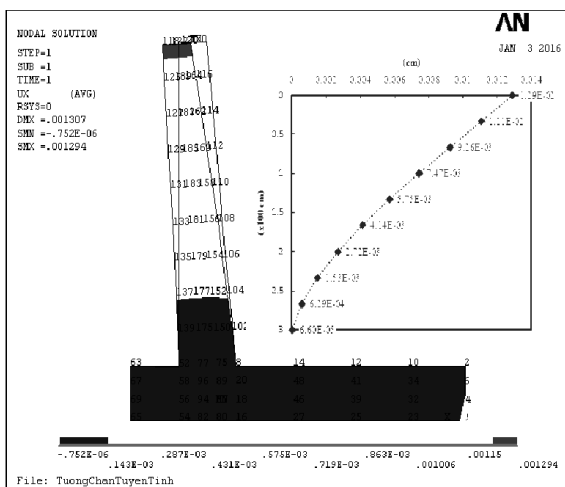
Hình 2. Mô hình tính toán.



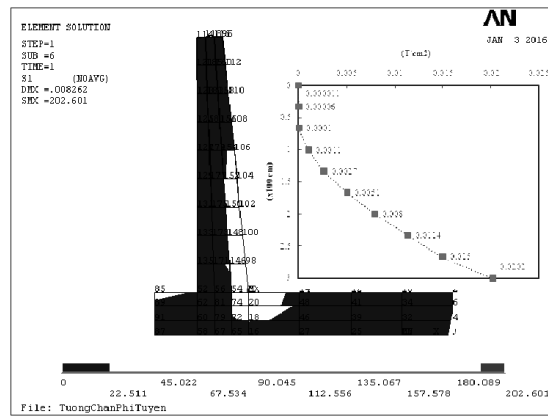
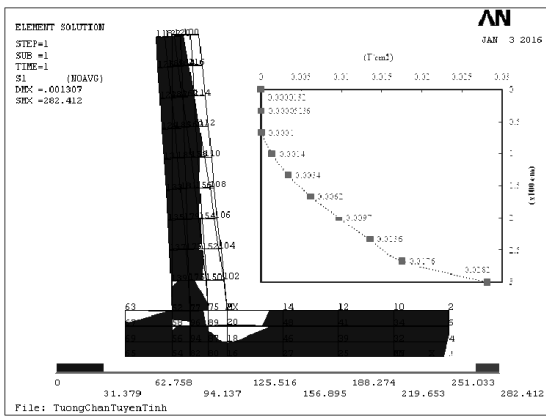
Hình 3. Ứng suất chính tính theo PP giải tích, mô hình tuyến tính, max mép chân tường 0,0252 T/cm<sup>2</sup>

Trong phân tích theo PP truyền thống và PP PTHH, mô hình tường được đắp đất đến cao trình  $\nabla +3$ , hoạt tải bề mặt  $3 \cdot 10^{-3}$  T/cm. Tổ hợp tải trọng gồm: trọng lượng bản thân tường, hoạt tải, áp lực đất đắp, hạ lưu không có nước với cao trình đất đắp hạ lưu

$\nabla +0,5$ . Mô hình PTHH sử dụng phần tử PLANE 82 với 1258 điểm nút. Để so sánh với PP truyền thống, mặt đáy tường được ngầm chôn trong đất. Kết quả tính ứng suất mép trong thân tường được thể hiện tại hình 3 và hình 5.



Hình 4. Chuyển vị phương x, mô hình tuyến tính và phi tuyến, tính theo PP PTHH



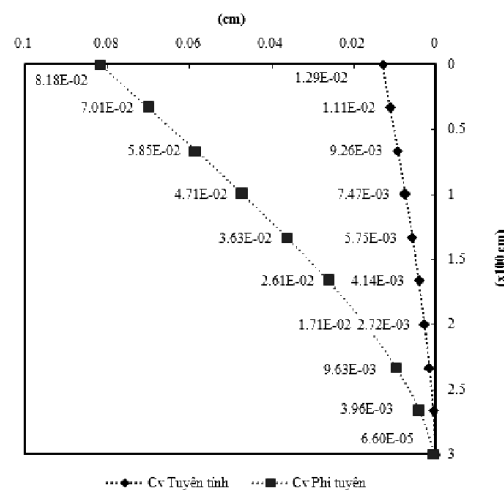
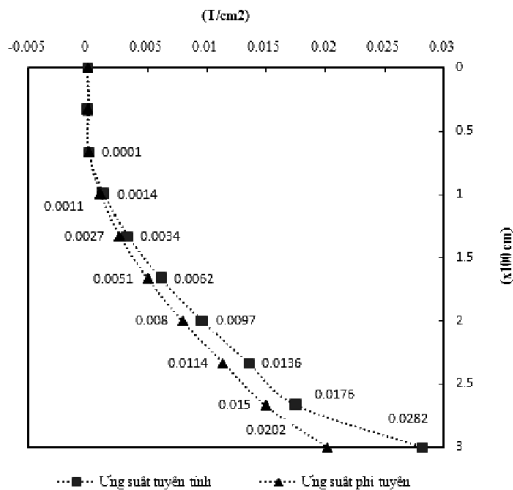
Hình 5. Ứng suất chính tính theo PP PTHH, ứng suất mép chân tường bằng  $0,0282 T/cm^2$  (mô hình tuyến tính) và  $0,0202 T/cm^2$  (mô hình phi tuyến)

Nhận xét: Từ các kết quả tính có thể thấy ứng suất tại mép biên tăng dần từ đỉnh đến chân tường, biểu đồ của hai PP tính đều trơn, không có điểm kỳ dị. Giá trị lớn nhất của hai PP tính không có khác biệt lớn, chủ yếu do trong PP PTHH sử dụng lưới phần tử gián tiếp chia nhỏ miền tính toán. So sánh giá trị tính toán tại hai điểm mép trong đỉnh tường và mép trong đáy thân tường như sau:

+ Tại mép trong đỉnh tường, ứng suất nhỏ, biến dạng và chuyển vị lớn;

+ Tại mép trong đáy thân tường, ứng suất lớn nhất, biến dạng và chuyển vị nhỏ.

Nhận xét: Từ kết quả tính có thể thấy trong hai trường hợp phân tích tuyến tính và phi tuyến, giá trị ứng suất đều tăng dần theo chiều sâu thân tường. Với trường hợp phân tích phi tuyến, ứng suất mép đáy thân tường nhỏ hơn, nhưng chuyển vị mép tại đỉnh tường lớn hơn. Điều này là phù hợp với tải trọng tăng dần đều theo độ sâu, và quan hệ ứng suất - biến dạng phi tuyến: tốc độ biến dạng tăng nhanh khi tăng tải trọng.



Hình 6: So sánh giá trị ứng suất và chuyển vị mép biên tường 2 trường hợp

\* **Biến đổi ứng suất tại mép biên khi tăng dần chiều cao đất đắp:**

Tăng dần chiều cao đất đắp từ 100cm, 200cm, 300cm, từ cao độ  $\nabla +0,5$  tại đáy tường, có biểu đồ giá trị ứng suất và chuyển vị như Bảng 1.

Nhận xét: Khi chiều cao đất đắp tăng dần, giá trị ứng suất tại mép biên tăng đồng biến tại

vị trí đáy thân tường. Với các chiều cao đất đắp là 100cm, 200cm, 300cm ứng suất chính nguy hiểm tăng lớn dần đều với các giá trị  $0,00198 T/cm^2$ ;  $0,004683 T/cm^2$ ;  $0,0202 T/cm^2$ . Đồng thời giá trị chuyển vị tại đỉnh tường tăng lên, yêu cầu có phương án đặt cốt thép hợp lý.

**Bảng 1. So sánh giá trị ứng suất và chuyển vị mép biên tường khi tăng dần chiều cao đất đắp**

Độ sâu H (cm)	Ứng suất $\sigma$			Chuyển vị u		
	100cm (T/cm <sup>2</sup> )	200cm (T/cm <sup>2</sup> )	300cm (T/cm <sup>2</sup> )	100cm (cm)	200cm (cm)	300cm (cm)
0			0.000011	1.30E-02	2.87E-02	8.18E-02
33.3			0.00006	1.11E-02	2.49E-02	7.01E-02
66.7			0.0001	9.22E-03	2.10E-02	5.85E-02
100		0.000011	0.0011	7.36E-03	1.73E-02	4.71E-02
133.3		0.0000203	0.0027	5.61E-03	1.36E-02	3.63E-02
166.7		0.0000503	0.0051	4.01E-03	1.01E-02	2.61E-02
200	0.000011	0.0009	0.008	2.61E-03	6.84E-03	1.71E-02
233.3	0.000402	0.001064	0.0114	1.45E-03	3.96E-03	9.63E-03
266.7	0.001677	0.002792	0.015	5.82E-04	1.68E-03	3.96E-03
300	0.001988	0.004683	0.0202	7.34E-05	2.01E-04	4.06E-04

\* **Biến đổi ứng suất tại mép biên khi mở rộng đáy thân tường:** kích thước 60cm, 90cm, 120cm (đỉnh tường cố định 30cm, chiều cao đất đắp 300cm), có

Mở rộng vị trí đáy thân tường tại khu vực có ứng suất lớn nhất lần lượt với các kích thước 60cm, 90cm, 120cm (đỉnh tường cố định 30cm, chiều cao đất đắp 300cm), có biểu đồ giá trị ứng suất và chuyển vị như Bảng 2.

**Bảng 2. So sánh giá trị ứng suất và chuyển vị mép biên tường khi mở rộng đáy chân tường**

Độ sâu H (cm)	Ứng suất $\sigma$			Chuyển vị u		
	60cm (T/cm <sup>2</sup> )	90cm (T/cm <sup>2</sup> )	120cm (T/cm <sup>2</sup> )	60cm (cm)	90cm (cm)	120cm (cm)
0	0.000011	0.000008	0.000003	8.18E-02	3.50E-03	2.07E-03
33.3	0.00006	0.000045	0.000023	7.01E-02	3.00E-03	1.76E-03
66.7	0.0001	0.000034	0.000017	5.85E-02	2.50E-03	1.45E-03
100	0.0011	0.000602	0.000338	4.71E-02	2.00E-03	1.16E-03
133.3	0.0027	0.00135	0.000745	3.63E-02	1.50E-03	8.92E-04
166.7	0.0051	0.002282	0.001242	2.61E-02	1.10E-03	6.46E-04
200	0.008	0.003333	0.001789	1.71E-02	7.30E-04	4.32E-04
233.3	0.0114	0.004876	0.002256	9.63E-03	4.20E-04	2.57E-04
266.7	0.015	0.007308	0.004336	3.96E-03	1.94E-04	1.24E-04
300	0.0202	0.008994	0.005514	4.06E-04	1.00E-04	1.79E-04

Nhận xét: Khi mở rộng đáy chân tường, với cùng chiều cao đất đắp và bề rộng đỉnh tường giữ nguyên, ứng suất nguy hiểm đáy chân tường giảm dần. Tương ứng các kích thước 60cm, 90cm, 120cm là các trị số ứng suất 0,0202 T/cm<sup>2</sup>, 0,0089 T/cm<sup>2</sup>, 0,0055 T/cm<sup>2</sup>. Đồng thời

chuyển vị tại đỉnh tường giảm dần, độ an toàn tăng lên. Khi chiều cao đất đắp giữ nguyên, đáy tường càng rộng thì ứng suất nguy hiểm càng giảm. Khi chiều rộng đáy tường giữ nguyên, tường càng cao thì ứng suất đáy tường càng lớn.

## 5. KẾT LUẬN

Với mô hình kết cấu tường chắn đất công trình thủy công, mở rộng đáy thân tường có tác dụng giảm một cách hiệu quả ứng suất nguy hiểm. Tuy nhiên việc tính toán tổng thể cần cân nhắc đến chiều cao đất đắp, phạm vi bảo vệ để thiết kế kích thước hợp lý. Trong mô hình vật liệu bê tông ứng xử phi tuyến, ứng suất nguy

hiểm có giá trị nhỏ hơn trong mô hình vật liệu bê tông ứng xử tuyến tính, tuy nhiên các giá trị chuyển vị nguy hiểm và biến dạng tăng lên. Điều này đặc biệt cần lưu ý đối với công trình thủy công làm việc trong môi trường nước, các khe nứt và biến dạng trên thực tế trong phân tích phi tuyến lớn hơn trong phân tích tuyến tính. Vì vậy khi thiết kế ngoài xác định kích thước hình học hợp lý để có ứng suất trong thân tường nhỏ nhất, còn đảm bảo chuyển vị biến dạng nằm trong giới hạn cho phép để giữ an toàn cốt thép và hạn chế sự suy giảm cường độ bê tông theo thời gian./.

## TÀI LIỆU THAM KHẢO :

- Bộ NN&PTNT, Viện khoa học Thủy lợi. (2005). In *Bộ sách Sổ tay Kỹ thuật Thủy Lợi*. Hà Nội, Việt Nam: Nhà xuất bản Nông nghiệp.
- EU. (2009). In *Tiêu chuẩn châu Âu EUROCODE EN 1992 -1-1. Thiết kế kết cấu Bê tông và Bê tông cốt thép*. EU: Nhà xuất bản Xây dựng.
- Học viện Kỹ thuật Quân sự. (2005). In *Ansys ứng dụng*. Hà Nội, Việt Nam.
- Ansys Company. (n.d.). In *Release 12 Documentation for Ansys*. Ansys, Inc.
- Development Manager Mechanics & Simulation Support Group. (n.d.). In *Ansys mechanical - A powerful Nonlinear Simulation Tool*. Canonsburg, PA 15317, Ansys, Inc .
- Prof.F.Gordaninejad, Prof.M.Saiidi. (2001, July). Analysis and testing of graphite/epoxy concrete bridge girders under static loading. *Proceedings of conference on Retrofit and Repair of Bridges, London, England*.
- University of Alberta. (2003). In *Nonlinear Material for Ansys 7.0*. Australia.

### Abstract:

## ANALYSIS MODEL STRESS-STRAIN RETAINING WALL WATER CONSTRUCTIONAL WORKS COMPARISON IN MATERIALS CONCRETE LINEAR AND NONLINEAR

*Retaining wall is a physical works quite popular in the water constructional works. With the design, requirements are moderate increasing durability, which can meet the aesthetic. The analysis of linear material behavior previously limited to meet these requirements, because not reflect realistic relationship stress, deformation of the material. Contents of the paper going into comparative analysis of differences in stress distribution, deformed by the impact of the work load and earth pressure on retaining walls, within the concrete material models of linear and nonlinear. The analysis combines the traditional method and finite element method, taking into consideration the impact of changing land height effects, the impact of the expansion of the bottom wall tilt legs to effectively reduce the magnitude stress*

**Keywords:** stress, nonlinear, linear, strain, concrete.

---

*BBT nhận bài: 12/8/2016*

*Phản biện xong: 09/9/2016*