■Ngày nhận bài: 20/7/2026 ■Ngày sửa bài: 28/7/2026 ■Ngày chấp nhận đăng 12/8/2026

Tính toán khả năng chống chọc thủng của đài cọc bê tông cốt thép bằng mô hình thanh chống-giằng và mô hình mô phỏng số

Punching shear capacity of reinforced concrete pile caps using the strut-and-tie model and numerical simulation

> KS TRẦN NGỌC BÁCH[1,*], THS PHẠM TRUNG HIẾU[2], TS TRẦN VIỆT TÂM[1]
[1]Khoa Xây dựng DD&CN, Trường Đại học Xây dựng Hà Nội
[2]Văn phòng Đảng ủy phường Hải An, TP Hải Phòng
[*]Email: tngocbach2210@gmail.com

TÓM TẮT

Bài báo trình bày nghiên cứu tính toán khả năng chống chọc thủng của đài cọc bê tông cốt thép (BTCT) có bố trí 4 cọc trên cơ sở mô hình thanh chống-giằng (STM) và mô phỏng số bằng phần mềm Ansys. Mô hình thanh chống-giằng được thiết lập trên mặt cắt chéo đi qua tâm cột và tâm hai cọc đối diện, kiểm tra theo ba cơ chế: chảy dẻo thanh giằng thép, nén vỡ vùng nút dưới và nén vỡ vùng nút trên của nút bê tông. Mô hình số viết bằng ngôn ngữ APDL, được kiểm chứng thông qua các kết quả thực nghiệm của các nghiên cứu khác cho tỉ số P_{ANSYS}/P_{exp} trung bình là 0,95. Tiến hành khảo sát số các tham số ảnh hưởng đến khả năng chống chọc thủng của đài cọc BTCT như tỉ số c_0/h, cường chịu nén của bê tông, ảnh hưởng của kích thước (size effect). Từ các kết quả khảo sát, bài báo có các kết luận và khuyến cáo trong tính toán thiết kế khả năng chống chọc thủng của đài cọc BTCT.

Từ khóa: Đài cọc; Bê tông cốt thép; khả năng chống chọc thủng; mô hình thanh chống giằng (STM); mô phỏng số; SOLID65; tỉ số nhịp cắt, Ansys.

ABSTRACT

This paper presents a study on the punching shear capacity of reinforced concrete (RC) pile caps with four piles based on the strut-and-tie model (STM) and numerical simulation using ANSYS. The strut-and-tie model is established on a diagonal cross-section passing through the centers of the column and two opposite piles, and is verified against three failure mechanisms: yielding of the steel tie, crushing of the lower nodal zone, and crushing of the upper concrete nodal zone. The numerical model, developed using the APDL language, is validated against the experimental results of other studies, yielding an average ratio of P_{ANSYS}/P_{exp} of 0.95. A parametric numerical study is then conducted to investigate the effects of key parameters on the punching shear capacity of RC pile caps, including the c_0/h ratio, concrete compressive strength, and size effect. Based on the numerical results, conclusions and recommendations are proposed for the design and calculation of the punching shear capacity of RC pile caps.

Keywords: Pile cap; Reinforced concrete; punching shear capacity; strut-and-tie model (STM); numerical simulation; SOLID65; shear span ratio, Ansys.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Đài cọc BTCT là cấu kiện quan trọng có nhiệm vụ truyền tải trọng từ chân cột xuống các cọc, qua đó truyền tải trọng của công trình xuống nền đất. Do có chiều cao lớn và khoảng cách truyền lực tương đối ngắn (nhịp chịu cắt), nên mặt phá hoại do cắt chọc thủng có thể hình thành với góc nghiêng lớn hơn 45° so với mặt phẳng đáy đài, trong khi một số phương pháp và tiêu chuẩn thiết kế thực hành như TCVN 5574:2018 [1], ACI 318:2025 [2], EC2:2023 [3] giả thiết góc nghiêng cố định là 45°, còn theo EC2:2004 [4] góc nghiêng là 26,6°, nên nhiều trường hợp áp dụng không áp dụng được do tháp chọc thủng nằm ngoài phạm vi đài cọc.

Thực tế đài cọc thường làm việc như một cấu kiện vùng gián đoạn D (Discontinuity Region), đây là vùng mà giả thiết tiết diện phẳng không còn đúng nữa, khác với các dầm thông thường làm việc ở vùng B (Bernoulli Region) là vùng giả thiết tiết diện phẳng còn đúng, biến dạng biến thiên tuyến tính theo chiều cao tiết diện. Theo nguyên lý Saint-Venant, vùng D lan rộng một đoạn xấp xỉ bằng chiều cao tiết diện kể từ vị trí gián đoạn. Với đài bốn cọc, khoảng cách từ mép cột đến tâm cọc thường nhỏ hơn chiều cao đài nên gần như toàn bộ đài nằm trong vùng D, do đó mô hình thanh chống-giằng phù hợp hơn lý thuyết dầm.

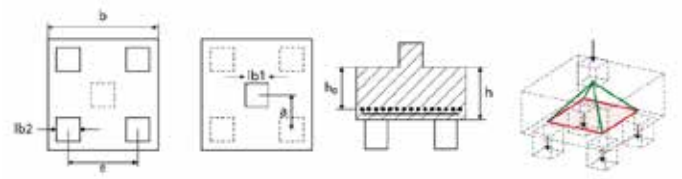
Mô hình thanh chống-giằng (Strut-and-Tie Model - STM) cho thấy sự phù hợp trong phân tích và thiết kế đài cọc do có khả năng mô phỏng trực tiếp cơ chế truyền lực thông qua các thanh chống bê tông (strut), thanh giằng chịu kéo (tie) và các nút truyền lực (node). Mô hình cho phép xác định lực trong thanh chống và thanh giằng, từ đó thiết kế cốt thép chịu kéo và kiểm tra khả năng chịu lực của các vùng nút và thanh chống bê tông.

Bài báo trình bày nghiên cứu tính toán khả năng chống chọc thủng của đài cọc BTCT có bố trí 4 cọc trên cơ sở mô hình thanh chống–giằng và mô hình mô phỏng số bằng phần mềm Ansys. Mô hình số được kiểm chứng thông qua kết quả thực nghiệm của Clarke [5] và Suzuki [6] từ đó khảo sát số các tham số ảnh hưởng đến khả năng chống chọc thủng của đài cọc BTCT.

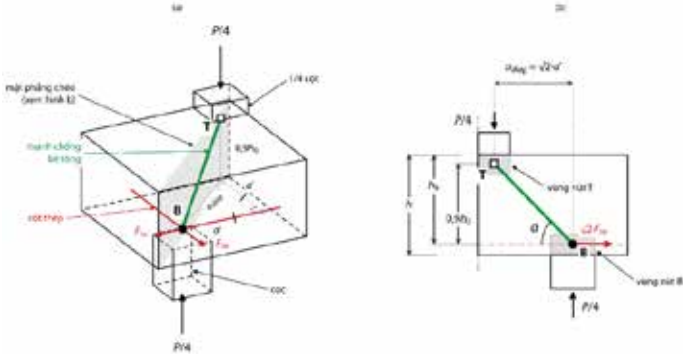
2. MÔ HÌNH THANH CHỐNG-GIẰNG CHO ĐÀI 4 CỌC

2.1. Sơ đồ tính

Xét đài bốn cọc có kích thước và bố trí như Hình 1. Theo mô hình thanh chống giằng, đài cọc được mô hình hóa thành mô hình dàn ảo không gian gồm bốn thanh chống bê tông (strut) nghiêng đi từ chân cột xuống bốn đầu cọc và lưới các thanh giằng (tie) là cốt thép dọc lớp dưới Hình 2. Hệ có hai mặt phẳng đối xứng nên lực nén P được chia đều cho bốn cọc; gọi V là phản lực thẳng đứng tại một cọc thì P=4V. Bài toán không gian được quy về sơ đồ phẳng bằng cách cắt một mặt phẳng chéo đi qua tâm cột và tâm hai cọc đối diện, sau đó tính một phần tư mô hình Hình 2. Mặt phẳng cắt này nghiêng 45° so với hai phương cốt thép trên mặt bằng để đi dọc theo thanh chống; 45° ở đây là góc của vết cắt trên mặt bằng, không phải góc nghiêng của mặt phá hoại.



Hình 1. Mặt bằng và sơ đồ không gian đài cọc BTCT 4 cọc



Hình 2. Sơ đồ tính mô hình thanh chống-giằng, *(a) sơ đồ không gian một phần tư đài cọc; (b) mặt cắt chéo qua tim cột và tim cọc*

Trên sơ đồ mặt cắt Hình 2, các giá trị như chiều dài hình chiếu ngang của thanh chống nghiêng a_{diag}, cánh tay đòn nội lực a′ và góc nghiêng α của thanh chống, hệ số suy giảm cường độ bê tông do nút được xác định theo công thức:

$$a_{diag} = \left(\frac{\sqrt{2}}{2}\right)e - \left(\frac{\sqrt{2}}{4}\right)l_{b1}\ ; \qquad (1)$$

$$a' = \frac{a_{diag}}{\sqrt{2}}\ ;\ \alpha = arctan\left(\frac{0,9h_0}{a_{diag}}\right)$$

$$v' = 1 - \frac{fc'}{250} \qquad (2)$$

Trong đó:

- e là khoảng cách giữa tâm hai cọc kề nhau;
- l_{b1} và l_{b2} là cạnh tiết diện cột và cọc;
- h và h_0 là chiều cao toàn phần và chiều cao làm việc của đài. Cánh tay đòn ngẫu lực có thể lấy bằng $0,9h_0$.
- a_{diag} là chiều dài hình chiếu bằng của thanh chống nghiêng trên mặt cắt chéo, đo từ trọng tâm một phần tư tiết diện cột đến tâm cọc; $a' = a_{diag}/\sqrt{2}$ là hình chiếu của a_{diag} lên phương cốt thép;
- α là góc nghiêng của thanh chống so với mặt phẳng đáy đài, $\alpha = arctan\left(\frac{0,9h_0}{a_{diag}}\right)$;
- v′ = 1 – f′c/250 là hệ số suy giảm cường độ bê tông do nứt, lấy theo EC2:2004 [4];
- f'_c và f_y là cường độ chịu nén mẫu trụ của bê tông và giới hạn chảy của cốt thép.

2.2. Ba cơ chế phá hoại khống chế

a) Chảy dẻo thanh giằng cốt thép

Lực kéo trong thanh giằng được suy từ điều kiện cân bằng của nút dưới B, giao của trục cọc với trọng tâm lớp cốt thép chịu kéo (Hình 2). Thành phần nằm ngang của thanh chống nghiêng cân bằng với hợp lực kéo theo phương chéo, $\sqrt{2}\cdot Ftie = V/tan\alpha = V\cdot a_{diag}/(0,9h_0)$; hợp lực này phân đều cho hai phương cốt thép vuông góc. Từ đó lực kéo lớn nhất của dải thép đi qua một cọc và sức kháng thẳng đứng tương ứng là:

$$F_{tie} = \frac{\left(A_s\cdot f_y\right)}{2};\ V_{tie} = \frac{F_{tie}\cdot 0,9h_0}{a'} \qquad (3)$$

với A_s lần lượt là diện tích, và f_y là giới hạn chảy tương ứng.

Các giới hạn ứng suất vùng nút và các quan hệ vật liệu sử dụng theo EC2:2004 [4]; tên vùng nút đặt theo các thanh quy tụ tại nút, C (compression) là thanh chống chịu nén, T (tension) là thanh giằng chịu kéo: nút CCC chỉ có thanh chống quy tụ, nút CCT có thanh giằng neo theo một phương, nút CTT có thanh giằng neo theo hai phương.

b) Nén vỡ vùng nút dưới (phá hoại cắt)

$$d_b = \sqrt{2}\cdot l_{b2}\ ;\ A_b = \frac{d_b\cdot D_b}{2}\ ;$$

$$\beta_b = arctan\left[\frac{2\left(h - h_0\right)}{d_b}\right] \qquad (4)$$

$$\sigma_{nb,max} = 0,75\cdot v'\cdot f'c\ ;$$

$$V_{strut,b} = A_b\cdot\sigma_{nb,max}\cdot sin\alpha\cdot cos\left(90° - \alpha - \beta_b\right)$$

Trong đó:

- $\sigma_{nb,max} = 0,75v'f'c$ là ứng suất nén giới hạn của vùng nút dưới; nút này có hai thanh giằng đi qua (nút loại CTT) nên hệ số lấy bằng 0,75 theo EC2:2004 [4].
- d_b là chiều dài cơ sở của nút, lấy bằng đường chéo tiết diện cọc;
- D_b là cạnh nghiêng và β_b là góc nghiêng của vùng nút, xác định theo Hình 3; A_b là diện tích mặt nghiêng của vùng nút.
- $V_{strut,b}$ là giá trị lực nén lớn nhất mà vùng nút dưới chịu được.

c) Nén vỡ vùng nút trên

Hiệu ứng nén ba trục có kiềm chế của bê tông bao quanh chân cột làm cường độ chịu nén cục bộ tăng đáng kể so với cường độ mẫu trụ. Vùng nút trên nằm ngay dưới chân cột chỉ có các thanh chống đi qua (nút loại CCC); ứng suất nén giới hạn của vùng nút này được xác định như sau:

$$d_t = \frac{\sqrt{2}\cdot l_{b1}}{2};\ A_t = \frac{d_t \cdot D_t}{2};\ \beta_t = arctan\left(\frac{0,2h_0}{d_t}\right) \quad (5)$$

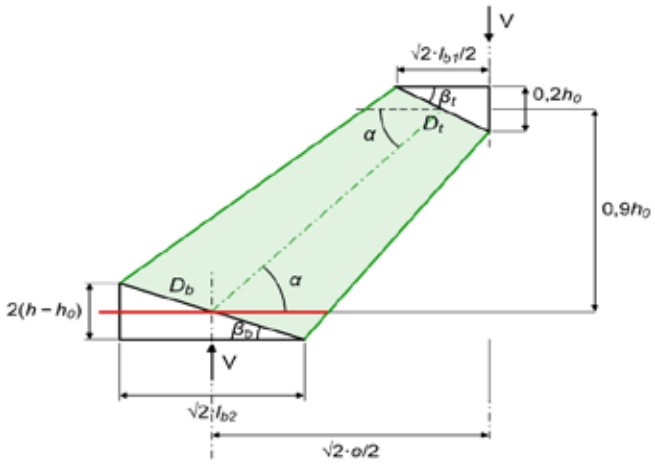
$$\sigma_c^{\ 1} = 1,25\nu' \cdot f'c \text{ hoặc } \sigma_c^{\ 2} = 3\nu' \cdot f'c \quad (6)$$

$$V_{strut,t} = A_t \cdot \sigma_c \cdot sin\alpha \cdot cos\left(90° - \alpha - \beta_t\right) \quad (7)$$

Trong đó:

- D_b và D_t là cạnh nghiêng của vùng nút dưới và vùng nút trên, xác định từ chiều dài cơ sở nút và chiều cao vùng nút tương ứng Hình 3.

- $\sigma_c^1 = 1,25\nu'f'c$ và $\sigma_c^2 = 3\nu'f'c$ là cận dưới và cận trên của ứng suất nén vùng nút có kiềm chế, lấy theo điều 3.1.9 và 6.5.4 (6) của EC2-2004 [4]. Vùng nút trên nằm dưới chân cột được bê tông xung quanh kiềm chế theo cả ba phương nên bài lấy $\sigma_c = \sigma_c^2$.



Hình 3. Kích thước hình học vùng nút dưới và vùng nút trên

2.3. Khả năng chịu lực của đài theo mô hình thanh chống-giằng

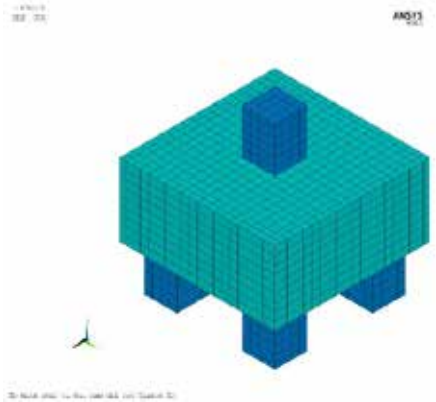
Khả năng chịu lực của toàn đài bằng giá trị nhỏ nhất của V phá hoại theo 3 cơ chế phá hoại nêu ở trên:

$$P_{STM} = 4\min(V_{tie}, V_{strut,b}, V_{strut,t}) \quad (8)$$

Trong đó PSTM là khả năng chống chọc thủng của đài, tức tải trọng nén dọc trục đặt ở đỉnh cột làm đài bị phá hoại; V là phản lực thẳng đứng tại một cọc và P = 4V.

3. MÔ HÌNH PHẦN TỬ HỮU HẠN PHI TUYẾN TRONG ANSYS

3.1. Phần tử, chia lưới và mô hình vật liệu



Hình 4. Mô hình lưới phần tử ba chiều của đài cọc trong Ansys

Mô hình được thiết lập trên Ansys Mechanical APDL 16 [7], viết bằng ngôn ngữ APDL để mọi thông số hình học và vật liệu đều là biến tham số. Bê tông đài và các đoạn truyền tải dùng phần tử khối SOLID65, cho phép nứt theo ba phương vuông góc tại mỗi điểm tích phân, cho phép nén vỡ và biến dạng dẻo. Cốt thép dùng phần tử thanh hai nút LINK180 với diện tích tiết diện đúng bằng diện tích thanh thép thực, mô hình rời rạc và dùng chung nút với lưới bê tông nên dính bám được coi là tuyệt đối; cách này là điều kiện cần để phân biệt được các phương án bố trí cốt thép khác nhau. Tấm đệm thép ở đỉnh cột và đầu cọc dùng SOLID185 đàn hồi tuyến tính. Vết nứt được mô hình theo hướng phân tán, phù hợp với bản chất mặt phá hoại chọc thủng Hình 4 [7]

Kích thước chia lưới (mesh) phần tử 50 mm được chọn trên cơ sở khảo sát thời gian và sai số mô hình với bốn kích thước 100, 75, 50 và 25 mm trên mô hình một phần tư: ở mức tải 700 kN, chuyển vị lần lượt là 0,176; 0,183; 0,184 và 0,189 mm, tức lưới 50 mm chỉ sai lệch 2,7% so với lưới mịn nhất, trong khi thời gian máy chạy nhanh hơn 5 phút. Do đó nghiên cứu lựa chọn kích thước lưới mesh phần tử là 50 mm.

Phần tử SOLID65 dùng mặt phá hoại năm thông số của Willam và Warnke [8] để xác định trạng thái nứt hoặc nén vỡ dưới trạng thái ứng suất nhiều trục. Cường độ chịu kéo một trục và mô đun đàn hồi của bê tông được xác định từ cường độ chịu nén mẫu trụ theo công thức của EN 1992-1-1:2004 [4] cho bê tông cấp không lớn hơn C50/60:

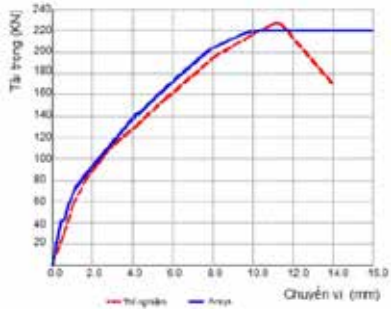
$$f_t = 0,30 \cdot (f_c)^{2/3}\ ;\ E_c = 22000 \cdot (f_c/10)^{1/3} \quad [MPa] \quad (9)$$

Hệ số Poisson lấy bằng 0,20; hệ số truyền lực cắt khi vết nứt mở 0,35 và khi vết nứt đóng 0,90. Đường quan hệ ứng suất – biến dạng khi nén khai báo dạng phi tuyến theo EC2 với biến dạng ứng với đỉnh 0,002 và biến dạng cực hạn 0,0035. Cốt thép khai báo tuyến tính với mô đun đàn hồi 200000 MPa, giới hạn chảy và giới hạn bền lấy theo kết quả thí nghiệm kéo thép của từng nhóm mẫu.

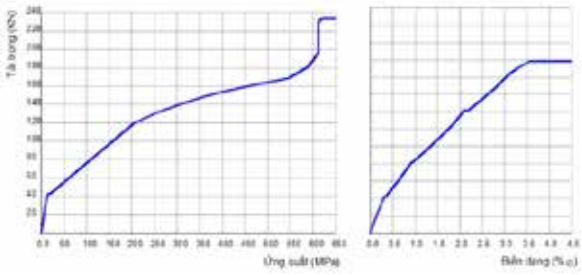
3.2. Điều kiện biên, gia tải và cách xác định khả năng chịu lực

Sơ đồ gối được lý tưởng hóa bằng cách khống chế ba bậc tự do chuyển vị $U_x = U_y = U_z = 0$ tại mặt trên của tấm đệm đầu cột và áp đặt chuyển vị cưỡng bức theo phương đứng tại mặt dưới của bốn tấm đệm đầu cọc. Tải trọng tại mỗi bước gia tải được xác định bằng tổng phản lực tại các nút bị khống chế. Gia tải bằng chuyển vị được sử dụng nhằm đảm bảo khả năng theo dõi đáp ứng của kết cấu trước và sau tải trọng cực đại, khi độ cứng tiếp tuyến giảm mạnh và có thể xuất hiện mất ổn định. Phân tích phi tuyến được thực hiện bằng phương pháp Newton-Raphson với bước tải tự động; số vòng lặp tối đa cho mỗi bước là 100 và tiêu chuẩn hội tụ theo lực được thiết lập ở mức 5%. Chuyển vị δ dùng để vẽ các biểu đồ quan hệ P–δ trong bài là chuyển vị đứng tại chân cột, tức mặt tiếp giáp giữa cột và đài, lấy tương đối so với đầu cọc.

Quan sát biểu đồ P-δ (lực - chuyển vị) Hình 5 để xác định lực phá hoại, tải trọng tăng nhỏ nhưng chuyển vị tăng rất lớn đến vô cùng. Ký hiệu tải trọng tại thời điểm này là P_u. Như vậy $P_{ANSYS} = P_u$ là tung độ đỉnh của đường P–δ, bằng tổng phản lực tại các nút bị khống chế ở đỉnh cột tại bước gia tải cuối cùng còn hội tụ trước khi độ cứng tiếp tuyến triệt tiêu.



Hình 5. Biểu đồ quan hệ (P-δ) từ mô phỏng số và thực nghiệm



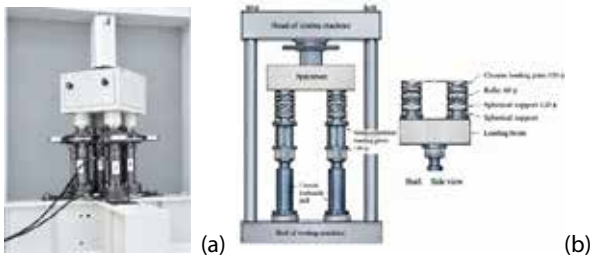
Hình 6. Biểu đồ quan hệ (P- σ) và (P-ε) khi đài cọc bị phá hoại

Nếu đài cọc có khả năng chịu uốn lớn hơn khả năng chịu cắt, thì khi đó biểu đồ quan hệ (P- δ) Hình 5, biến dạng của bê tông quanh vị trí cột vượt qua trạng thái giới hạn nén của bê tông ε_{cu} =0,35%. Tại thời điểm đó cốt thép chưa chảy khi xem trên biểu đồ (P-σ) Hình 6. Nếu gọi P_ε là tải trọng khi biến dạng nén bê tông đài cọc bằng ε_{cu}, P_y là tải trọng khi thép bắt đầu chảy, đài cọc bị phá hoại do cắt chọc thủng $P_\varepsilon < P_y \le P_u$.

Nếu đài cọc có khả năng chịu uốn nhỏ hơn khả năng chịu cắt, thì cốt thép đạt đến giới hạn chảy, sau đó biến dạng nén bê tông mới đạt đến trạng thái giới hạn ε_{cu}, $P_y < P_\varepsilon \le P_u$ khi đó đài cọc bị phá hoại do uốn.

4. TÍNH TOÁN KIỂM CHỨNG MẪU THỰC NGHIỆM

Tiến hành tính toán theo 2 phương pháp mô hình thanh chống giằng và mô hình phỏng số Ansys các bài toán thực nghiệm đài cọc BTCT có phá hoại chọc thủng: ba mẫu thực nghiệm của Clarke [5] như hình 7a, một mẫu của Suzuki và cộng sự [6] như hình 7b. Các thông số hình học và vật liệu thực nghiệm theo Bảng 1, kết quả tính toán theo Bảng 2.



(a) (b)

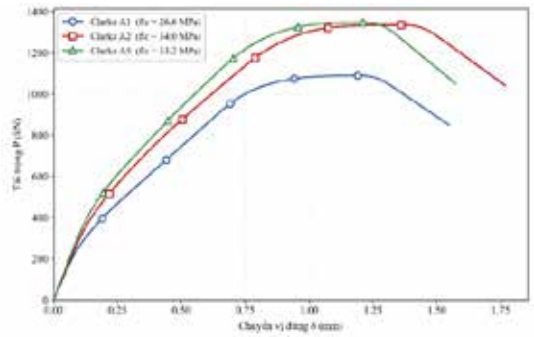
Hình 7. Sơ đồ gia tải thí nghiệm: *(a) mẫu Clarke [5]; (b) mẫu Suzuki [6]*

Bảng 1. Thông số hình học và vật liệu của bốn mẫu kiểm chứng

Mẫu	Đài L×B×h (mm)	lb1 – cạnh cột (mm)	lb2 – cạnh cọc (mm)	h_o (mm)	a/h_o	f'c (MPa)	Bố trí cốt thép đáy	A_s (mm^2)
Clarke A1	950×950×450	200	200	400	0,75	26,6	Lưới đều	785,4 (10φ10)
Clarke A2	950×950×450	200	200	400	0,75	34,0	Dải vuông góc	785,4 (10φ10)
Clarke A5	950×950×450	200	200	400	0,75	33,2	Dải vuông góc	785,4 (10φ10)
Suzuki BPB 35/20-1	800×800×350	200	150	290	0,86	20,4	Lưới đều	641,7 (9D10)

Bảng 2. Kết quả tính toán theo thực nghiệm, mô hình thanh chống giằng và mô phỏng số

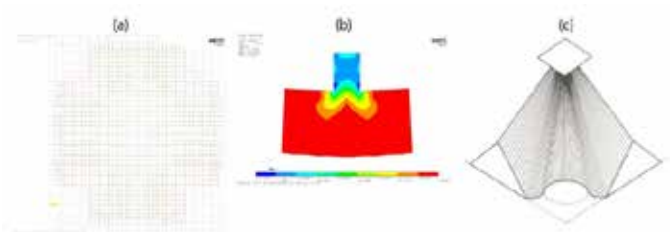
Mẫu	P_{exp} (kN)	P_{STM} (kN)	P_{ANSYS} (kN)	P_{STM}/P_{exp}	P_{ANSYS}/P_{exp}	P_{ANSYS}/P_{STM}
Clarke A1	1110,0	927,4	1089,3	0,835	0,981	1,175
Clarke A2	1420,0	927,4	1335,2	0,653	0,940	1,440
Clarke A5	1400,0	927,4	1346,9	0,662	0,962	1,452
Suzuki BPB 35/20-1	755,0	591,2	689,5	0,783	0,913	1,166



Hình 8. Quan hệ tải trọng-chuyển vị của ba mẫu đài cọc Clarke bằng Ansys

Từ Bảng 2 cho thấy tính theo phương pháp thanh chống giằng STM cho giá trị khả năng chống chọc thủng của đài cọc là nhỏ nhất, tính theo phương pháp mô phỏng số cho kết quả gần thực nghiệm và nhỏ hơn thực nghiệm nên thiên về an toàn. Như vậy mô hình số có độ tin cậy và được sử dụng để khảo sát các tham số ảnh hưởng đến khả năng chống chọc thủng của đài cọc BTCT.

Về dạng phá hoại, mô hình số cho thấy vết nứt xuất hiện đầu tiên ở đáy đài theo phương nối tâm hai cọc, sau đó lan theo phương chéo và kết thúc bằng nén vỡ bê tông ngay dưới chân cột (Hình 9a). Ứng suất chính nén tụ thành dải nghiêng từ chân cột xuống đầu cọc (Hình 9b), đúng vị trí thanh chống ở Hình 2. Dạng này trùng với mặt phá hoại Clarke [5] quan sát được (Hình 9c): mở rộng từ chu vi chân cột xuống bốn đầu cọc và lõm vào ở giữa các cọc. Do thí nghiệm chỉ công bố tải trọng phá hoại, không đo độ võng giữa đài cọc, nên chỉ so sánh định lượng được ở tải trọng cực hạn (Bảng 2).



Hình 9. Dạng phá hoại mẫu Clarke A5: *(a) vết nứt và nén vỡ ở đáy đài theo mô phỏng số; (b) ứng suất chính nén trên mặt cắt qua tim đài; (c) hình dạng mặt phá hoại do Clarke đề xuất từ quan sát thực nghiệm [5]*

5. KHẢO SÁT THAM SỐ

5.1. Ảnh hưởng của tỉ số nhịp chịu cắt và chiều cao làm việc (C_o/h_o) [9]

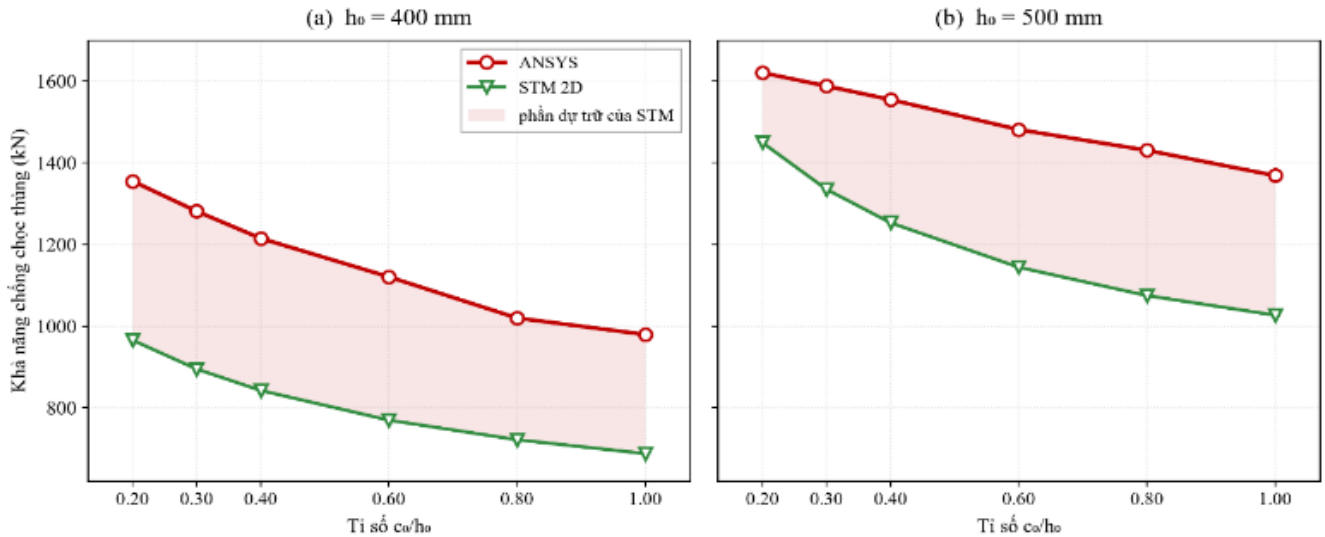
Với 2 trường hợp chiều cao làm việc của đài h_o = 400 mm và h_o = 500 mm, khảo sát KNCCT của đài cọc khi thay đổi tỉ số C_o/h_o từ 0,20 đến 1,00. Kết quả được trình bày theo Bảng 3, Bảng 4 và Hình 10.

Bảng 3. Khả năng chống chọc thủng theo tỉ số c_0/h_0 với h_0 = 400 mm

c_0/h_0	c_0 (mm)	$b_{đài}$ (mm)	θ (độ)	P_{STM} (kN)	P_{ANSYS} (kN)	P_{ANSYS}/P_{STM}
0,20	80	910	78,69	965,6	1355,0	1,403
0,30	120	990	73,30	894,9	1281,2	1,432
0,40	160	1070	68,20	842,4	1214,9	1,442
0,60	240	1230	59,04	769,7	1120,6	1,456
0,80	320	1390	51,34	721,8	1019,8	1,413
1,00	400	1550	45,00	687,8	979,4	1,424

Bảng 4. Khả năng chống chọc thủng theo tỉ số c_0/h_0 với h_0 = 500 mm

c_0/h_0	c_0 (mm)	$b_{đài}$ (mm)	θ (độ)	P_{STM} (kN)	P_{ANSYS} (kN)	P_{ANSYS}/P_{STM}
0,20	100	950	78,69	1449,1	1620,3	1,118
0,30	150	1050	73,30	1334,7	1587,6	1,189
0,40	200	1150	68,20	1252,9	1554,5	1,241
0,60	300	1350	59,04	1144,0	1481,0	1,295
0,80	400	1550	51,34	1074,7	1430,4	1,331
1,00	500	1750	45,00	1026,7	1368,5	1,333



Hình 10. Biểu đồ KNCCT của đài cọc theo tỉ số C_0/h_0 : (a) h_0=400 mm; (b) h_0= 500 mm

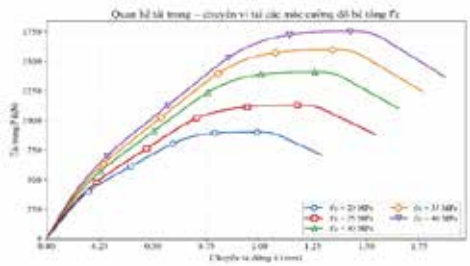
Từ Bảng 3, Bảng 4 và Hình 10 cho thấy khi tăng tỷ số c_0/h_0 (giữ nguyên chiều cao đài cọc và bố trí hệ cọc xa dần mép cột) thì khả năng chống chọc thủng của đài cọc BTCT giảm dần. Ngoài ra, so sánh với các tiêu chuẩn bạn đọc có thể tham khảo thêm theo tài liệu tham khảo [9], tính toán theo TCVN 5574-2018, có thể điều chỉnh khả năng chống chọc thủng theo tỷ số c/ho.

5.2. Ảnh hưởng của cường độ chịu nén của bê tông f'c

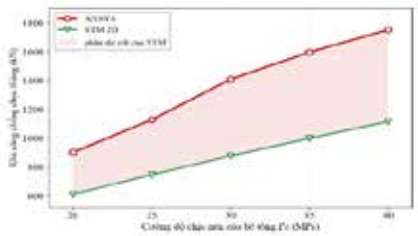
Chọn mẫu Suzuki BPB 35/20-1, khảo sát khả năng chống chọc thủng của đài cọc khi cường độ bê tông thay đổi từ 20 MPa đến 40 MPa. Kết quả được trình bày theo Bảng 5, Hình 11 và Hình 12.

Bảng 5. Khả năng chống chọc thủng theo cường độ chịu nén của bê tông f'c

f'c (MPa)	P_{STM} (kN)	P_{ANSYS} (kN)	P_{ANSYS}/P_{STM}	$P_u/(f'c \cdot A_{cột})$
20	611,2	902,4	1,477	1,128
25	747,3	1128,8	1,510	1,129
30	876,9	1409,3	1,607	1,174
35	999,8	1597,5	1,598	1,141
40	1116,0	1752,7	1,570	1,095



Hình 11. Biểu đồ quan hệ tải trọng-chuyển vị của đài cọc theo f'c



Hình 12. So sánh khả năng chống chọc thủng theo cường độ bê tông f'c

Từ Bảng 5, Hình 11 và Hình 12 cho thấy khi tăng cường độ chịu nén f_c thì khả năng chống chọc thủng của đài cọc BTCT cũng tăng, theo mô hình thanh chống giằng thì tăng gần như tuyến tính, còn theo mô phỏng số có dạng đường cong phi tuyến khi f'_c lớn hơn 25 MPa.

5.3. Ảnh hưởng của chiều cao làm việc của đài h_0 (hiệu ứng kích thước)

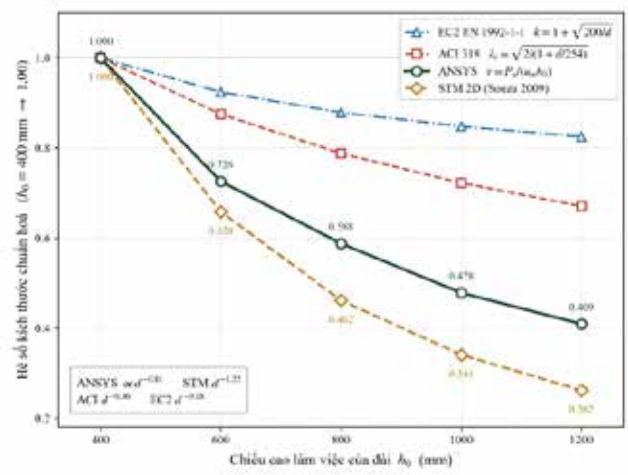
Hiệu ứng kích thước (size effect) khi tăng chiều dày sàn, khả năng chống chọc thủng của đài cọc tăng, tuy nhiên ứng suất chọc thủng cho phép lại giảm đã được kể đến trong ACI 318 [2] qua hệ số λ_s và EC2 [4] hệ số k theo công thức 10:

$$\lambda_s = \sqrt{\left[\frac{2}{1 + d/254}\right]} \le 1{,}0 \; ; k = 1 + \sqrt{\left(\frac{200}{d}\right)} \le 2{,}0 \quad (10)$$

Chọn mẫu Clarke A1, khảo sát khả năng chống chọc thủng của đài cọc khi chiều cao làm việc h_0 thay đổi từ 400 đến 1200 mm, giữ nguyên cường độ bê tông, hàm lượng cốt thép, tiết diện cột, tiết diện cọc và tỉ số $c_0/h_0 = 0{,}25$. Ứng suất chọc thủng đơn vị lấy bằng $v = P_u/(u_m \cdot h_0)$, với u_m là chu vi tiết diện giữa tháp chọc thủng; các giá trị được chuẩn hóa về mốc $h_0 = 400$ mm. Kết quả được trình bày theo Bảng 6 và Hình 13. Hệ số kích thước chuẩn hóa trong Bảng 6 và Hình 13 là tỉ số giữa ứng suất chọc thủng đơn vị ở chiều cao làm việc đang xét và ứng suất đó tại mốc $h_0 = 400$ mm, tức $v(h_0)/v(400)$; hệ số bằng 1,000 tại $h_0 = 400$ mm và càng nhỏ thì hiệu ứng kích thước càng rõ.

Bảng 6. Khả năng chống chọc thủng và hệ số kích thước theo chiều cao làm việc h_0

h_0 (mm)	P_{STM} (kN)	P_{ANSYS} (kN)	v_{STM} (MPa)	v_{ANSYS} (MPa)	Hệ số kích thước chuẩn hóa (h_0 = 400 mm → 1,000)			
					ANSYS	STM	ACI 318 λ_s	EC2 k
400	1956,1	1340,2	4,075	2,792	1,000	1,000	1,000	1,000
600	2253,6	1701,8	2,683	2,026	0,726	0,658	0,875	0,924
800	2407,7	2100,5	1,881	1,641	0,588	0,462	0,788	0,879
1000	2499,0	2403,8	1,388	1,335	0,478	0,341	0,722	0,848
1200	2558,3	2741,6	1,066	1,142	0,409	0,262	0,671	0,825



Hình 13. Hệ số kích thước chuẩn hóa theo chiều cao làm việc của đài h_0

Từ Bảng 6 và Hình 13 cho thấy theo khảo sát tính các phương pháp thì đều thấy rõ ảnh hưởng của hiệu ứng kích thước. Tính theo mô phỏng số và STM thì hệ số kích thước giảm khá nhanh khi tăng chiều dày của đài lên gấp 2-3 lần. Cần có thêm các thực nghiệm để kiểm chứng tham số này.

6. KẾT LUẬN

Bài báo đã tính toán khả năng chống chọc thủng của đài cọc BTCT theo mô hình thanh chống-giằng và mô hình mô phỏng số trong phần mềm Ansys viết bằng ngôn ngữ APDL. Kết quả nghiên cứu tính toán cho thấy sử dụng mô hình thanh chống giằng phù hợp với tính toán đài cọc, thiên về an toàn, và có thể dễ dàng lập được các bảng tính. Tính theo mô hình mô phỏng số cho kết quả gần với thực nghiệm, khảo sát được nhiều tham số hơn. Kết quả khảo sát cho thấy có thể điều chỉnh thay đổi khả năng chống chọc thủng của đài cọc theo tỷ số h_0/C_0, cường độ chịu nén của bê tông để được chiều cao đài cọc hợp lý. Khi chiều cao đài cọc lớn trong nhà nhiều tầng, đài cọc đỡ thang máy cần kể đến hiệu ứng kích thước (size effect) trong tính toán.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] Bộ Xây dựng, TCVN 5574:2018. Thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép - Tiêu chuẩn thiết kế. Viện Khoa học Công nghệ Xây dựng, 2018.

[2] ACI 318-2025. Building Code Requirements for Structural Concrete. American Concrete Institute, 2025.

[3] EN 1992-1-1:2023. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, 2023.

[4] EN 1992-1-1:2004. Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. CEN, 2004.

[5] J. L. Clarke. Behaviour and design of pile caps with four piles. Technical Report No. 42.489, Cement and Concrete Association, London, pp. 1-19, 1973.

[6] K. Suzuki, K. Otsuki, T. Tsubata. Influence of bar arrangement on ultimate strength of four-pile caps. ACI Structural Journal, vol. 95, no. 2, pp. 195-203, 1998.

[7] ANSYS, Inc. Theory Reference, Release 16.0. ANSYS Documentation, 2015.

[8] K. J. Willam, E. P. Warnke. Constitutive model for the triaxial behaviour of concrete. IABSE Seminar on Concrete Structures Subjected to Triaxial Stresses, Bergamo, vol 19, pp. 1-30, 1975.

[9] Trần Việt Tâm. Nghiên cứu khả năng chống chọc thủng của đài cọc bê tông cốt thép bằng mô phỏng số. Tạp chí Xây dựng - Bộ Xây dựng, số 9, tr. 204-208, 2025.