

PHÂN TÍCH SỨC CHỊU TẢI VÀ CƠ CHẾ PHÁ HOẠI CỌC ĐÁ Ở ĐỒNG BẰNG SÔNG CỬU LONG

ANALYSIS OF LOAD-BEARING CAPACITY AND FAILURE MECHANISM OF STONE COLUMNS IN MEKONG DELTA

DƯƠNG CHUNG NGUYỄN^{1a}, NGUYỄN TẤN HÙNG², PHAN NHẬT TÂN²

¹Trường Đại học SPKT Vĩnh Long; ²Trường Đại học KTCN Cần Thơ;

+ Liên hệ tác giả: ^aEmail: nguyencd@vlute.edu.vn

Nhận bài (Received): 03/01/2023; Phản biện (Reviewed): 17/01/2023; Chấp nhận (Accepted): 14/3/2023

TÓM TẮT

Gia cố nền đất yếu bằng cọc đá là một trong nhiều phương pháp phổ biến để xử lý nền đất yếu. Tùy theo đặc điểm cấu tạo địa chất, khả năng chịu tải và tính kinh tế của từng loại công trình, phương án gia cố nền đất yếu phù hợp nhất được sử dụng. Trong bài báo này, các tác giả đã phân tích sức chịu tải cọc đá (cho cọc đơn) cho công trình nền kho ở Đồng bằng sông Cửu Long bằng các phương pháp tính toán phổ biến như Vesic (1972), Greenwood (1970), Vitkar (1973), Bachus (1983) và Plaxis 3D Foundation. Kết quả phân tích từ các phương pháp nêu trên được dùng để so sánh với kết quả nén tĩnh hiện trường. Dựa vào kết quả nghiên cứu, các tác giả phân tích đánh giá được cơ chế phá hoại thực của cọc đá dưới tác dụng của tải trọng.

Từ khóa: Cọc đá, phương pháp phân tử hữu hạn, sức chịu tải, gia cố nền đất yếu

ABSTRACT

Soft ground reinforced by stone column is one of the typical methods for soft ground improvement. Depending on the characteristics of geological structure, the load-capacity and economic efficiency of each type of construction, the most effective solution for soft ground reinforcement has been used. In this paper, the authors analyzed the load-bearing capacity of stone columns (single pile) for warehouse foundation in Mekong Delta by widely used methods such as Vesic (1972), Greenwood (1970), Vitkar (1973), Bachus (1983), and Plaxis 3D Foundation. These results were used to compare with those from the field static test. Based on the results of the study, the authors assessed the failure mechanism of the stone column subjected to the load applications.

Keywords: stone column, granular, plaxis 3D foundation.

1. ĐẶT VẤN ĐỀ

Cọc đá nói chung như: cọc cát, cọc đá... là một trong những giải pháp gia cố xử lý nền đất yếu được sử dụng đầu tiên năm 1935 và phát triển mạnh mẽ ở các nước Mỹ, Canada và Châu Âu vào những năm 1950[1]. Cọc đá đóng vai trò quan

trọng trong việc giải quyết những bài toán địa kỹ thuật xây dựng công trình trên nền đất yếu, là một trong những giải pháp hữu hiệu và kinh tế cho những khu vực đất công trình trên nền đất yếu có bề dày không lớn. Cọc đá được cắm vào trong vùng đất yếu bằng phương pháp rung động khác nhau và

được vận dụng linh hoạt cho những vùng đất yếu có cường độ kháng cắt nhỏ phân bố từ 15 kPa đến 50 kPa, nhằm làm tăng khả năng chịu tải của đất nền, giảm độ lún nền khi xây dựng công trình cũng như phân bố lại ứng suất trên cọc và nền đất yếu[5].

Ngoài ra, dựa trên cơ sở lý thuyết tính toán, phương pháp mô phỏng bằng phần mềm thì tác giả cũng áp dụng tính toán cho công trình thực tế tại Việt Nam đã sử dụng công nghệ này thì công gia cố đất nền. Đồng thời từ kết quả tính toán đó tác giả cũng đưa ra các kết luận và kiến nghị khi sử dụng công nghệ thi công gia cố nền đất yếu bằng cọc đá cũng như cơ sở tính toán tối ưu nhất cho phương pháp xử lý nền đất yếu bằng cọc đá khu vực địa chất Đồng bằng sông Cửu Long.

2. PHƯƠNG PHÁP XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỌC ĐƠN

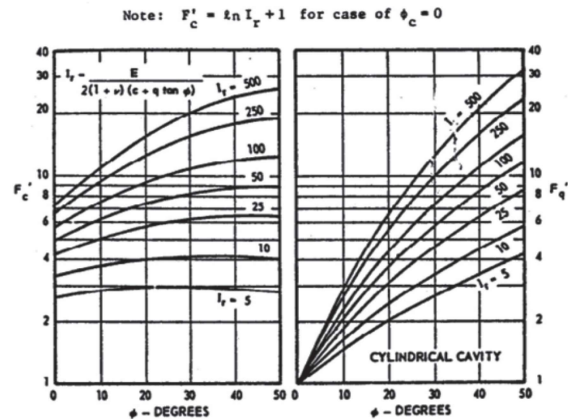
Khi cọc chịu tải riêng lẻ, dưới tác dụng của tải trọng cọc có khuynh hướng phá hoại hình ra hai bên với chiều dài vùng phá hoại từ 2 ÷ 3 lần đường kính cọc đá (2D ÷ 3D)[2][3]. Khi đó sự phá hoại xảy ra dù cho cọc treo trong đất yếu hay là cọc chống lên đất tốt. Khi cọc phá hoại hình ngang thì áp lực đất đất xung quanh cọc được xem là áp lực đất bị động của đất ở trạng thái tới hạn. Tuy nhiên cơ chế phá hoại còn được xây dựng dựa trên các cơ chế phá hoại khác nhau như: phá hoại hình ra hai bên, phá hoại trượt hay phá hoại chọc thủng và cũng có nhiều tác giả nghiên cứu và xây dựng phương pháp xác định trạng thái tới hạn của các cơ chế phá hoại.

2.1. Sức chịu tải cọc đá theo Vesic (1973)

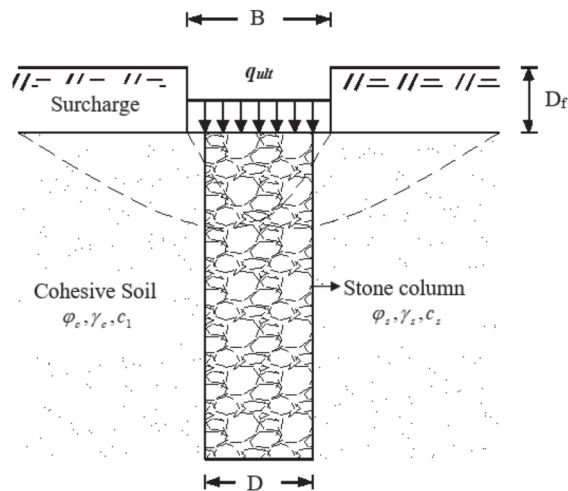
$$q_{ult} = [c \cdot F'_c + q \cdot F'_q] \cdot \left(\frac{1 + \sin \varphi_s}{1 - \sin \varphi_s} \right)$$

Theo quan điểm tính toán này thì sức

chịu tải cực hạn cọc phụ thuộc vào lực dính quanh thân cọc, góc ma sát vật liệu φ_s , ứng suất chính đẳng hướng $q = \frac{q_1+q_2+q_3}{3}$ và các hàm số phụ thuộc góc ma sát trong của khối trụ và chỉ số độ cứng $I_r = \frac{E}{[2(1+\nu) \cdot (c+q \tan \varphi_c)]}$ [3].



Hình 1: Biểu đồ xác định hệ số Fc và Fq theo Vesic (1973)



Hình 2: Cơ chế phá hoại cắt Vitkar 1978

2.2. Sức chịu tải cọc đá theo VitKar (1978)

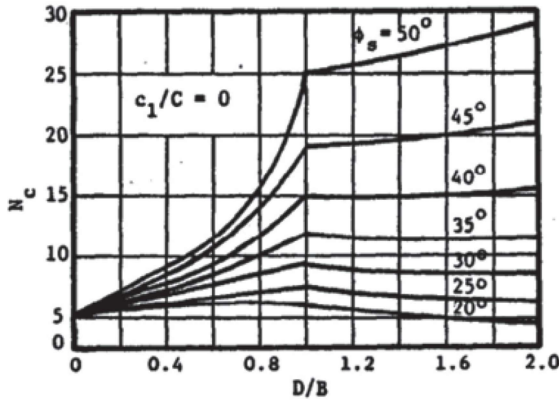
Sức chịu tải cực hạn cọc đá được xác định theo cơ chế phá hoại cắt theo tác giả Vitkar (1978) đề xuất:

$$q_{ult} = \frac{1}{2} \gamma_c B N_\gamma + c N_c + D_f \gamma_c N_q$$

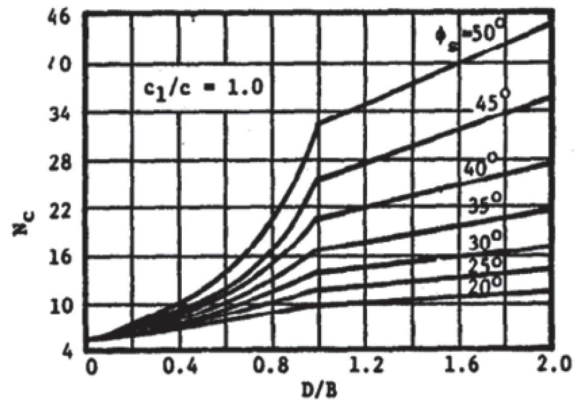
Trong đó hệ số N_γ, N_c, N_q được xác định theo đồ thị. Ngoài ra cơ chế phá hoại hình ra xuất hiện tại độ sâu 2 đến 3 lần đường

kính cọc được đề xuất bởi Barksdale và Bachus (1983). Khi $I_p < 30$ thì khả năng chịu

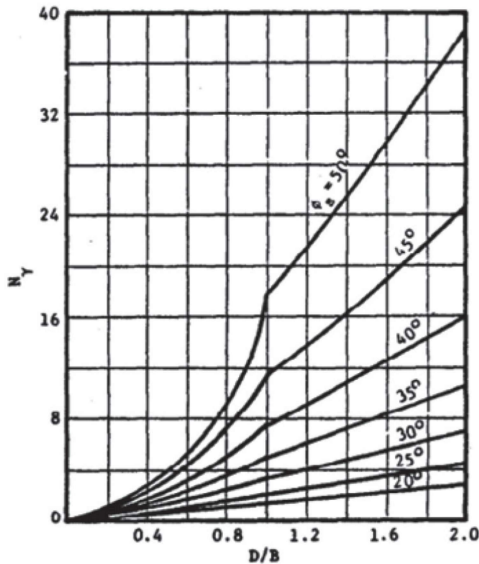
tải cọc tính theo công thức $q_{ult} = c \cdot \bar{N}$ khi $18 \leq \bar{N} \leq 22$ và trong tính toán lấy $N = 22$ [5].



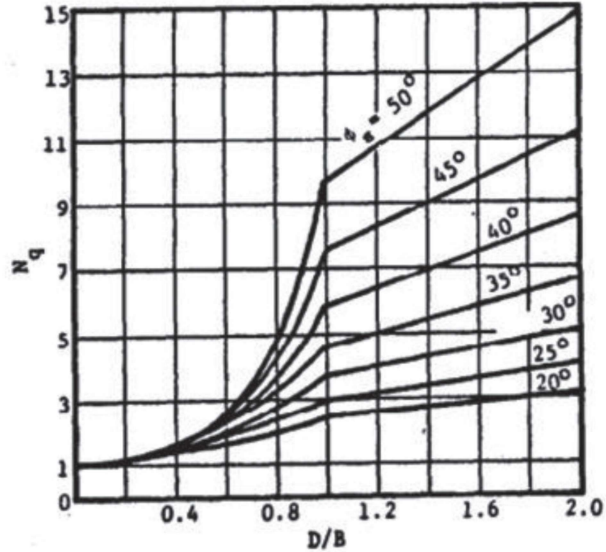
Hình 3: Đồ thị xác định N_c khi $c_1/c = 0, \phi_s = 0$



Hình 4: Đồ thị xác định N_c khi $c_1/c = 1, \phi_s = 0$



(b) Bearing Capacity Factor, N_q



(c) Bearing Capacity Factor, N_q

Hình 5: Xác định giá trị N_y, N_q theo ϕ_s và D/B

2.3. Cơ chế phá hoại theo đề xuất của các tác giả

Theo Greenwood (1970) dưới tác dụng tải trọng cọc đá bị phá hoại theo cơ chế hình ra theo điều kiện $2D \leq z \leq 3D$ (với D đường kính cọc) [3]. Khi đó sức chịu tải cực hạn được xác định $q_{ult} = (\gamma_c z K_{pc} + 2c \sqrt{K_{pc}}) + K_{pc} q$, với q là tải trọng bề mặt. Cũng tương tự như Greenwood, Huhges 1974 cũng đề xuất công thức xác định cơ chế phá hoại và khi đó sức chịu tải cực hạn

$$q_{ult} = (\sigma_{r0} + 4c_0) \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s}, \sigma_{r0} = K_{oyh}$$

(tại giữa lớp đất gia cố), $K_p = \frac{1 + \sin \phi_s}{1 - \sin \phi_s}$ [2].

2.4. Phương pháp phần tử hữu hạn plaxis 3D Foundation

Sử dụng phần mềm Plaxis 3D Foundation với mô hình Mohr Coulomb (MC) mô phỏng điều kiện làm việc cọc đá để phân tích sức chịu tải và cơ chế phá hoại của cọc đá [6][7].

3. ỨNG DỤNG CỌC ĐÁ GIA CỐ NỀN ĐẤT YẾU CHO NHÀ KHO Ở ĐỒNG BẰNG SÔNG CỬU LONG

VIFON II là một trong những dự án đã sử dụng phương pháp gia cố nền bằng cọc đá ở Việt Nam được khởi công 12/2010. Đây là công ty chế biến thực phẩm hàng đầu Việt Nam. Công trình đặt tại khu công nghiệp Hải Sơn, xã Đức Hòa Hạ, huyện Đức Hòa, tỉnh Long An, khoảng 40km hướng Tây – Bắc TP. Hồ Chí Minh. Diện tích công trình 64.000m², trong đó diện tích xây dựng chia làm hai hạng mục chính là 32.000m².

3.1. Tổng quan địa chất của công trình

Đồng Bằng sông Cửu Long - Việt Nam là vùng do phù sa bồi tích, bao gồm những lớp sét yếu có kết thường, sự phân tầng của các lớp thấu kính cát, bùn. Mực nước ngầm phân bố trong khoảng 10m từ mặt đất tự nhiên. Khu vực địa chất tại nhà máy Vifon II cũng không ngoại lệ. Quá trình khảo sát thiết kế được tiến hành khoan khảo sát 12 hố khoan, 17 thí nghiệm SPT và 19 thí nghiệm CPT. Đặc điểm địa chất điển hình tại hố khoan BH-10 của công trình Vifon II được tổng hợp như sau:

- Lớp 1: Sét xám trắng - nâu đỏ, vàng dẻo mềm chiều dày trung bình 3.3 (m).

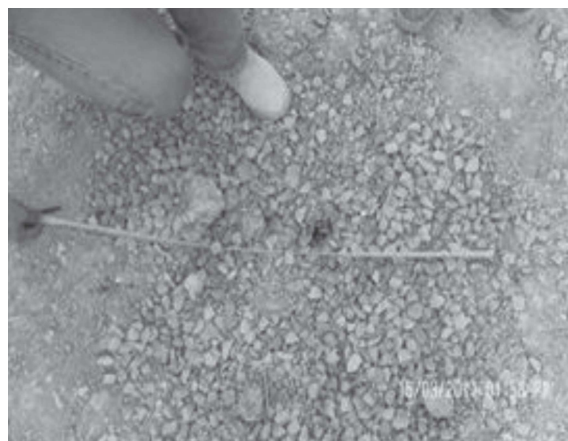
- Lớp 2: Sét xám trắng, trạng thái dẻo cứng, chiều dày trung bình 3.2 (m).

- Lớp 3: Sét pha, xám trắng – dẻo cứng, chiều dày trung bình 6 (m).

- Lớp 4: Cát pha nâu trạng thái dẻo, chiều dày trung bình 21.5 (m) chưa kết thúc.

3.2. Phương pháp thi công cọc đá

Theo cấu tạo địa chất khu vực thì các chuyên gia địa kỹ thuật thi công cọc đá có đường kính 0,650m, dài 3.3m, bố trí lưới ô vuông khoảng cách từ 1.7m đến 2.5m trong vùng đất sét yếu bão hòa nước nhằm tăng sức chịu tải của nền cũng như giảm độ lún nền nằm trong giới hạn sử dụng trong 50 năm. Sau khi thi công cọc đá xong tiến hành gia tải trước với cấp tải bằng cấp tải sử dụng. Tổng chiều cao lớp cát gia tải 2.3m, gia tải thành từng lớp. Công trình được chia ra làm nhiều vùng gia tải và tiến hành quan trắc lún, chiều dài trung bình cọc sau khi thi công 3.14 (m), đường kính 0.754m.



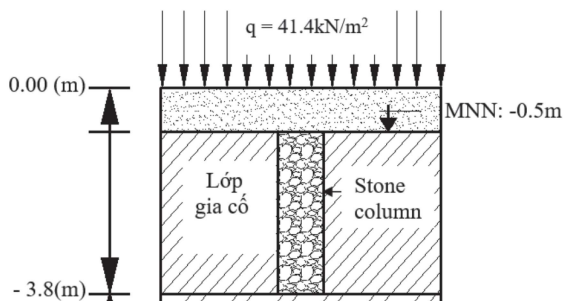
Hình 6: Thi công cọc đá hiện trường



Hình 7: Thí nghiệm nén tĩnh hiện trường

3.3. Tính toán sức chịu tải cọc đá theo phương pháp giải tích

Trong nội dung này, các tác giả tập trung tính toán khả năng chịu tải của nền gia cố bằng cọc đá cũng như khả năng chịu tải của cọc theo các phương pháp giải tích khác nhau. Từ đó có những đánh giá chung về khả năng chịu tải của cọc đá khi xử lý gia cố nền theo cơ chế phá hoại phù hợp cho cọc đá.



Hình 8: Sơ đồ tính toán sức chịu tải cọc đá (cọc đơn)

Bảng 1: Kết quả tính toán theo các tác giả và cơ chế phá hoại tương ứng

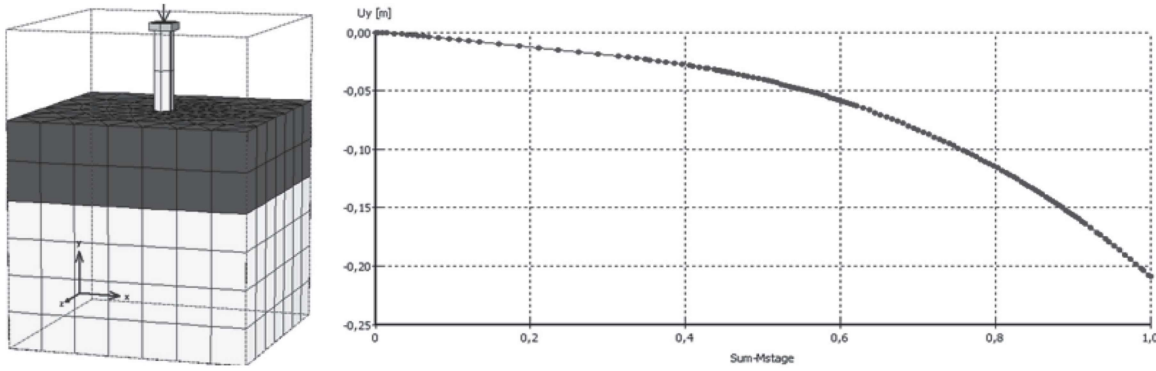
Cơ chế phá hoại	PP xác định SCT cực hạn	Sức chịu tải cực hạn P_{ult}
Phình ra	Greenwood (1970)	17.5 (tấn)
	Vesic (1972)	19.4 (tấn)
	Hughes (1979)	16.1 (tấn)
	Barksdale và Bachus (1983)	16.2 (tấn)
Cắt	Vitkar và Nadhav (1975)	10.55 (tấn)

3.4. Tính toán khả năng chịu tải cọc bằng phần mềm Plaxis 3D Foundation

Do cọc đá là dạng cọc thoát nước nên tác giả sử dụng mô hình Mohr - Coulomb (MC) để phân tích khả năng chịu tải của cọc đơn. Dùng tấm bê tông cốt thép dày 0.3m, diện tích 0.9m x 0.9m đặt lên trên đầu cọc có đường kính $D = 0.754\text{m}$, tải tác dụng lên đầu cọc là 35T và thông số tính toán như bảng sau:

Bảng 2: Thông số cho mô hình MC trong phần mềm Plaxis 3D Foundation

Lớp đất	Bê tông	Sét nâu đỏ, dẻo mềm	Sét, dẻo cứng	Sét pha, dẻo cứng	Cọc đá
γ_c (kN/m^3)	25	18.54	19.75	20.03	20
$\gamma_{c,sat}$ (kN/m^3)	-	18.97	20.05	20.48	20
k_h (m/day)	-	3×10^{-4}	6×10^{-5}	12×10^{-5}	100
k_v (m/day)	10	1×10^{-4}	3×10^{-5}	4×10^{-5}	100
E (kN/m^2)	2.65×10^7	2400	12500	14400	48000
c (kN/m^2)	-	16.59	25.2	24.2	0.1
$\varphi(^{\circ})$	-	$8^{\circ}58'$	$20^{\circ}25'$	$24^{\circ}39'$	40°
ν	0.15	0.35	0.3	0.3	0.3
ψ	-	0	0	0	10°
Chiều dày (m)	$0.9 \times 0.9 \times 0.3$	3.3	3.2	6	3.3



Hình 9: Mô hình tính toán và kết quả phân tích tải trọng và độ lún theo Plaxis 3D Foundation

Nhận xét: Giá trị Sum – Mstage = 1 tương ứng cấp tải 35T.

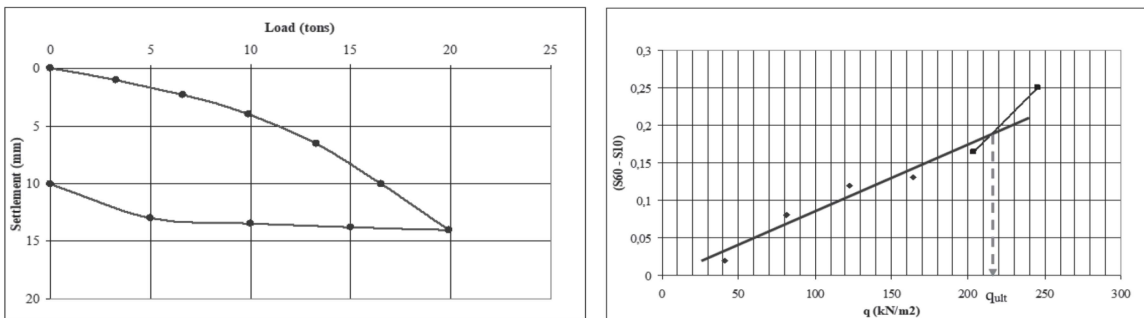
Từ biểu đồ tải trọng - chuyển vị phân tích bằng phần mềm tính toán phần tử hữu hạn Plaxis 3D Foundation (Hình 9) tác giả xác định sức chịu tải P_{ult} theo TCVN với tổng chuyển vị bằng 1/10 đường kính cọc. Từ biểu đồ quan hệ ta có $S = 7.54\text{cm}$ tương ứng $P_{ult} = 0.754 \times 35 = 26.39$ (tấn).

3.5. Phân tích khả năng chịu tải cọc đá theo kết quả nén tĩnh tại hiện trường

Sau khi kết thúc quá trình thi công cọc tại hiện trường, thí nghiệm nén tĩnh cọc hiện trường được thực hiện để đánh giá sức chịu tải của cọc đá. Công tác gia cố đầu cọc được thực hiện bằng một tấm bê tông cốt

thép có kích thước 0.9m x 0.9m, có chiều dày 0.3m.

Theo lý thuyết phân tích cơ chế phá hoại của cọc đá thì cọc đơn phá hoại theo 3 cơ chế cơ bản: phá hoại hình ra, phá hoại cắt (trường hợp cọc ngắn) và phá hoại chọc thủng. Từ kết quả thí nghiệm hiện trường tác giả tính toán khả năng chịu tải cọc theo mô hình thí nghiệm bàn nén hiện trường. Thông qua kết quả bàn nén tác giả tính toán khả năng chịu tải của cọc đá cho trường hợp cọc đơn. Trong đó quá trình thí nghiệm được chia làm 6 cấp tải nén: 33(kN), 66(kN), 133(kN), 165(kN), 199(kN) tương ứng áp lực từ bàn nén là 40.7(kN/m²), 81.5(kN/m²), 164.2(kN/m²), 203.7(kN/m²), 245.7(kN/m²).

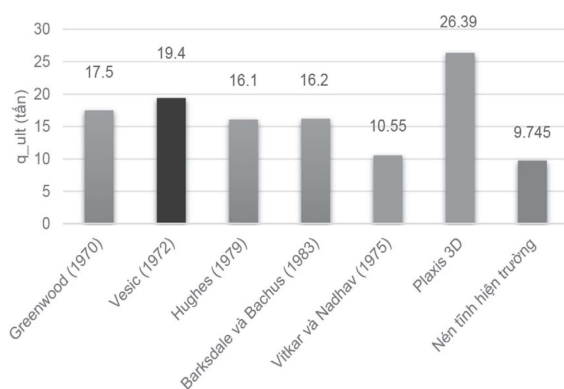


Hình 10: Kết quả xác định sức chịu tải cực hạn của cọc theo kết quả nén hiện trường theo quan hệ $(S_{60} - S_{10})$ và q

Diện tích tấm nén $S = 0.9 \times 0.9 = 0.81$ (m²).

Từ đồ thị cho kết quả áp lực cực hạn

theo kết quả nén hiện trường $q_{ult} = 218.5$ (kN/m²), từ đó tác giả tính toán khả năng chịu tải giới hạn cọc đá:



Hình 11: Biểu đồ so sánh khả năng chịu tải cọc đá dưới dạng cọc đơn

4. KẾT LUẬN

Từ các kết quả phân tích, tính toán sức chịu tải cực hạn của cọc đá theo các cơ chế phá hoại và nén tĩnh hiện trường được tác giả biểu diễn trên cùng một biểu đồ như sau:

Kết quả tính toán sức chịu tải của cọc đá cho sai số lớn nhất khi phân tích

bằng phương pháp phần tử hữu hạn (bằng phần mềm Plaxis 3D Foundation) và bằng phương pháp nén tĩnh cọc bê tông cốt thép. Sai số giữa cách xác định này và kết quả nén tĩnh hiện trường là khá lớn (sai số lên đến 170%). Vì cách xác định này dựa trên cơ chế phá hoại nền đất xung quanh cọc, trong khi thực tế cọc bị phá hoại cắt.

Trong các phương pháp giải tích thì phương pháp của Vitkar và Nadhav (1975) cho kết quả khá phù hợp với kết quả nén tĩnh hiện trường (sai số 7.6%). Mặt khác trong các phương pháp giải tích thì phương pháp của Vesic (1972) cho sai số lớn nhất (sai lệch với kết quả nén tĩnh hiện trường 104%). Từ kết quả phân tích trên, có thể kết luận rằng cơ chế phá hoại thực tế của cọc đá tại hiện trường gần với dạng phá hoại cắt.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. D.T Bergado, J.C. Chai, M.C. Alfaro, A.S. Balasubramaniam – *Những biện pháp kỹ thuật mới cải tạo đất yếu trong xây dựng – NXBGD*
- [2]. Greenwood D. A and Kirsch K. (1983) *Specialist Ground Treatment by Vibratory and Dynamic Method. Thomas Telford. London.*
- [3]. Vesic A. S (1970) *Test on Uninstrumented Pile, Ogeechee River Site. American Society of Civil Engineers, United States of America.*
- [4]. Technical Guide – *Communication Department – Soletanche Bachy (May 2011).*
- [5]. Design and Construction of Stone Column Vol I - II – *School of Civil Engineering Georgia Institute of Technology Atlanta, Georgia 30332.*
- [6]. K. S. Ng (2018) - *Numerical study on bearing capacity of single stone column, Geo-Engineering (2018) 9:9.*