

HỆ SỐ MÔ HÌNH TRONG THIẾT KẾ MÓNG CỌC NHỒI THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CỰC HẠN MODEL FACTOR FOR ULTIMATE LIMIT STATE DESIGN OF BORED PILE FOUNDATIONS.

Bùi Đăng Lương

Viện Khoa học công nghệ xây dựng

Email: dangluong86@gmail.com

DOI: <https://doi.org/10.59382/pro.intl.con-ibst.2023.ses3-5>

TÓM TẮT: Bài báo tập trung vào việc thiết lập hệ số mô hình khi thiết kế móng cọc theo trạng thái giới hạn cực hạn ULS. Đối với thiết kế địa kỹ thuật, nguồn gốc sự không chắc chắn gồm hai yếu tố: (i) sự không chắc chắn của phương pháp tính toán và (ii) sự không chắc chắn trong việc đánh giá các đặc tính của đất nền. Tiêu chuẩn thiết kế Eurocode 7 cho phép hiệu chỉnh hệ số sức kháng γ_R bằng hệ số mô hình $\gamma_{Rd} > 1$ để đảm bảo độ tin cậy khi thiết kế. Giá trị hệ số mô hình có được từ việc so sánh tỷ số kết quả thử tải tĩnh $R_{c,m}$ và kết quả dự báo tính toán $R_{c,p}$. Qua việc phân tích bộ dữ liệu cọc khoan nhồi từ thí nghiệm thử tải tĩnh nền dọc trục cọc khoan nhồi, bài báo sử dụng lý thuyết độ tin cậy để xác định giá trị γ_{Rd} khi thiết kế móng cọc nhồi theo trạng thái giới hạn cực hạn.

TỪ KHÓA: Lý thuyết độ tin cậy, trạng thái giới hạn cực hạn, hệ số mô hình, sức kháng.

ABSTRACTS: This paper will be primarily concerned with the determination model factor for designing bearing capacity of bored pile foundations ultimate limit state (ULS). For geotechnical designs, the source of uncertainty consists of factors: (i) calculation methods uncertainties, and (ii) uncertainties associated with design soil properties. Eurocode 7 Part 1 allows a 'model factor' $\gamma_{Rd} > 1$ to be applied in design by calculation to 'correct' the resistance factors γ_R . The model factor value is determined from comparing the ratio of the static load test results $R_{c,m}$ with the calculated prediction results $R_{c,p}$. By analyzing the bored pile data set from the axial compression static load test, the paper uses reliability theory to determine the value of γ_{Rd} when designing the bored pile foundation according to ultimate limit state.

KEYWORDS: Reliability based design; ultimate limit state; model factor; resistance.

1. GIỚI THIỆU

Triển khai quyết định số 198/QĐ-TTg của Thủ tướng Chính phủ về phê duyệt đề án hoàn thiện hệ thống tiêu chuẩn, quy chuẩn kỹ thuật xây dựng, dự thảo tiêu chuẩn “*Thiết kế địa kỹ thuật - Phần 1: Các quy định chung*” [1], hướng biên soạn thiết kế địa kỹ thuật chủ yếu dựa trên hệ thống EN 1997 [2]. Theo [2], nguyên lý thiết kế nhà và các công trình theo trạng thái giới hạn dựa trên cơ sở thiết kế lý thuyết độ tin cậy (RBD) và phương pháp phân tích thống kê của phụ lục C và D EN 1990 [3].

Trong quy trình thiết kế địa kỹ thuật, có hai yếu tố không chắc chắn chính bao gồm: (i) sự không chắc chắn của việc đánh giá các thông số đất nền được kể đến qua hệ số riêng đối với sức kháng γ_R và (ii) sự không chắc chắn của mô

hình tính toán được kể đến thông qua hệ số mô hình γ_{Rd} .

Bài báo giới thiệu và sử dụng các dữ liệu thử tải tĩnh cọc khoan nhồi dựa vào giá thiết tiêu chuẩn phá hoại theo tiêu chuẩn [2] và [8] tại khu vực thành phố Hồ Chí Minh và các khu vực lân cận để rút ra giá trị γ_{Rd} cho công tác thiết kế móng cọc theo trạng thái giới hạn cực hạn. Hệ số mô hình được xác định từ phương pháp bán xác suất (Mức I) và phương pháp phân tích thống kê với xác suất độ tin cậy 95%, nghĩa là chỉ xảy ra xác suất 5% sức kháng thực đo theo kết quả thử tải tĩnh $R_{c,m}$ sẽ bé hơn sức kháng dự báo tính toán theo cường độ đất nền $R_{c,p}$. Thiết lập biểu đồ tỷ số giữa $R_{c,m}/R_{c,p}$, sử dụng hàm phân phối chuẩn T-Student và xác định điểm tới hạn 5% của hàm phân phối $(R_{c,m}/R_{c,p})_{5\%}$ để xác định hệ số mô hình γ_{Rd} .

2. PHƯƠNG PHÁP THIẾT KẾ ĐỊA KỸ THUẬT THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CỰC HẠN

2.1. Phương pháp tiếp cận thiết kế theo tiêu chuẩn Eurocode 7 [2]

2.1.1. Nguyên tắc thiết kế

Theo EN 1990 [3] trạng thái giới hạn cực hạn ULS liên quan đến sự an toàn của con người và kết cấu gồm ba loại trạng thái: mất cân bằng kết cấu và bộ phận kết cấu (EQU); phá hoại do biến dạng quá mức, biến đổi trạng thái, đứt gãy mất ổn định (STR); phá hoại do mỏi (FAT). Trạng thái giới hạn cực hạn ULS đối với đất nền gồm: sự phá hoại hoặc biến dạng dư của đất nền (GEO) và kết cấu (STR); sự mất cân bằng của kết cấu hoặc đất nền do đẩy nổi bởi những tác động theo phương đứng (UPL); mất cân bằng thủy lực, ống xói và sự xói ngầm (HYD).

Trạng thái phá hoại trong đất nền (GEO) và trong kết cấu (STR), cường độ của đất nền đóng vai trò quan trọng trong việc tạo ra sức kháng. Điều kiện kiểm tra cường độ theo EN 1997 [2] liên quan đến kiểm tra hệ quả tác động thiết kế E_d không được vượt quá sức kháng thiết kế R_d tương ứng theo phương trình sau:

$$E_d = E \left\{ \gamma_F F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_M}; a_d \right\} \leq R_d = \frac{R \{ \gamma_F F_{rep}; X_k / \gamma_M; a_d \}}{\gamma_R} \quad (1)$$

Trong đó:

$\gamma_F, \gamma_M, \gamma_R$: Hệ số riêng cho tác động, cường độ vật liệu, sức kháng;

F_{rep}, X_k, a_d : Tác động đại diện, đặc trưng của cường độ vật liệu, kích thước thiết kế của cấu kiện.

Tùy theo ba cách áp dụng hệ số riêng đồng thời giữa tác động với cường độ vật liệu và sức kháng; tác động với sức kháng; tác động kết cấu với cường độ vật liệu vào hàm số E và R của bất phương trình (1) dẫn đến 3 phương pháp tiếp cận thiết kế (Design Approach - DA) quy định trong [2]. Trong quá trình phát triển, tùy theo mỗi Quốc gia mà có thể chọn một hay nhiều phương pháp tiếp cận thiết kế kết hợp với phụ lục Quốc gia để sử dụng thiết kế các loại kết cấu địa kỹ thuật.

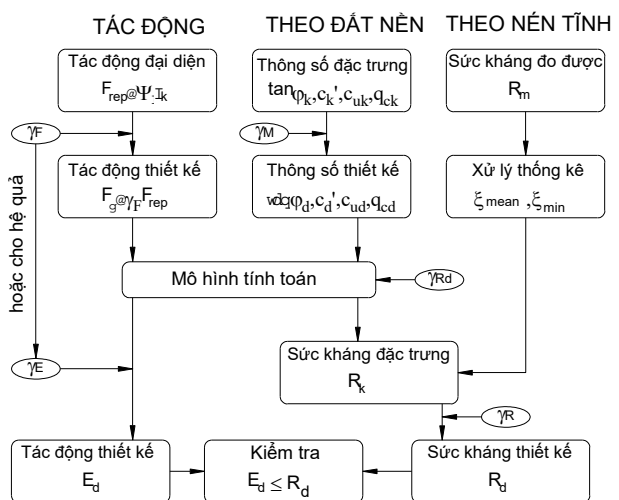
2.1.2. Phương pháp tiếp cận thiết kế (Design Approach) theo trạng thái giới hạn cực hạn

Các trạng thái giới hạn trong thiết kế móng cọc theo trạng thái giới hạn cực hạn ULS gồm trạng thái giới hạn của sức kháng cọc đơn, sức kháng của móng cọc, phá hoại hoặc sụp đổ kết cấu móng do chuyển vị lớn của móng cọc. Trạng thái giới hạn sử dụng SLS bao gồm chuyển vị móng vượt quá

giới hạn cho phép. Taylor và Brinch Hansen (1956) [4] lần đầu tiên đã đưa khái niệm hệ số riêng vào thiết kế địa kỹ thuật dựa vào triết lý sự không chắc chắn về các thông số đất nền. Phương pháp này được áp dụng ở Đan Mạch vào năm 1960, sau đó được ứng dụng rộng rãi ở các nước Châu Âu. EN 1997 [2] đã áp dụng hệ số độ tin cậy riêng cho tác động, cường độ vật liệu và sức kháng, phát triển thành 3 phương pháp tiếp cận thiết kế chính như sau:

Phương pháp tiếp cận thiết kế 1 (DA1): Triết lý của phương pháp tiếp cận thiết kế 1 là kiểm tra độ tin cậy thiết kế móng qua hai giai đoạn. Ở giai đoạn thứ nhất (DA1.C1), kiểm tra trạng thái phá hoại kết cấu (STR) các hệ số riêng được áp dụng cho các tác động (độc lập) trong khi cường độ và sức kháng đất nền không được nhân hệ số, tổ hợp A1 "+" M1 "+" R1. Ở giai đoạn thứ hai (DA1.C2), kiểm tra trạng thái phá hoại đất nền (GEO), các hệ số riêng được áp dụng cho cường độ đất nền và hoạt tải, tính tải và sức kháng không được nhân hệ số, tổ hợp A2 "+" (M1 hoặc M2) "+" R4. Các Quốc gia Anh, Bỉ, Bồ Đào Nha, Italy trong khối CEN chọn phương pháp thiết kế 1 cho thiết kế móng cọc.

Phương pháp tiếp cận thiết kế 2 (DA2): Triết lý của phương pháp tiếp cận thiết kế 2 là kiểm tra độ tin cậy thiết kế móng bằng cách áp dụng đồng thời hệ số riêng cho tác động hoặc hệ quả tác động và sức kháng, trong khi cường độ đất nền không được nhân hệ số, tổ hợp A1 "+" M1 "+" R2. Phương pháp này tương tự phương pháp trạng thái giới hạn theo hệ số tải trọng và sức kháng LRFD (Load and Resistance Factor Design). Phương pháp này được khoảng 55% quốc gia trong khối CEN chọn để thiết kế móng cọc, tiêu biểu như Đức, Pháp, Tây Ban Nha, Áo, Ba Lan, Hy Lạp, Na Uy, Phần Lan...



Hình 1. Quy trình thiết kế móng cọc theo trạng thái giới hạn cực hạn

Phương pháp tiếp cận thiết kế 3 (DA3): Triết lý của phương pháp tiếp cận thiết kế 3 là kiểm tra độ tin cậy thiết kế móng bằng cách áp dụng hệ số riêng cho tác động thuộc kết cấu và thông số đất nền, trong khi những tác động thuộc về đất nền và sức kháng không nhân hệ số, tổ hợp A1 (tác động kết cấu) hoặc A2 (tác động địa kỹ thuật) "+" M2 "+" R3. Phương pháp này được Hà Lan chọn thiết kế. Một vài quốc gia chọn một trong ba phương pháp tiếp cận thiết kế móng cọc như Ireland, Cộng hòa Séc. Quy trình thiết kế tổng quát móng cọc được thể hiện như hình 1.

EN 1997 [2] đưa độ tin cậy vào thiết kế móng cọc qua các hệ số độ tin cậy riêng áp dụng theo từng phương pháp thiết kế. Hệ số độ tin cậy riêng theo các phương pháp thiết kế khác nhau của [2] là khác nhau, được thể hiện theo bảng 1.

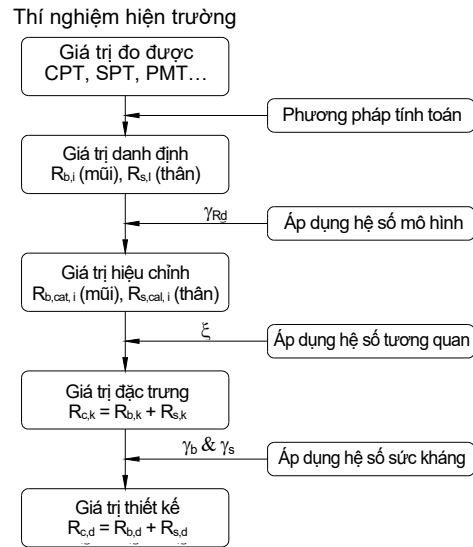
Bảng 1. Hệ số riêng theo các phương pháp thiết kế

Hệ số riêng	DA1		DA2	DA3
	DA1.C1	DA1.C2		
Tác động γ_F	A1 1.0÷1.5	A2 1.0÷1.3	A1 1.0÷1.5	A1/A2 1.0÷1.5/ 1.0÷1.3
Vật liệu γ_M	M1 1.0	M1/M2 1.0/1.0÷1.4	M1 1.0	M2 1.0÷1.4
Sức kháng γ_R	R1 1.0÷1.25	R4 1.3÷1.6	R2 1.1	R3 1.0
Mô hình γ_{Rd}	≥ 1.0	≥ 1.0	≥ 1.0	1.0

2.1.3. Hệ số mô hình theo phương pháp tiếp cận thiết kế

EN 1997 [2] cho phép sử dụng phương pháp bán thực nghiệm dự báo sức kháng nén của cọc theo đất nền từ thí nghiệm hiện trường. Một số Quốc gia (Pháp, Italia, Đan Mạch, Bỉ, Hà Lan) sử dụng quy trình thứ nhất, được gọi là quy trình cọc mô hình (model pile procedure) tương tự quy trình tính toán thử tải tĩnh cọc, điểm khác là xác định sức kháng nén cọc tại mỗi vị trí thí nghiệm qua hệ số mô hình và dựa trên số lượng thí nghiệm có xét đến độ biến động của đất nền ngoài hiện trường và độ biến động do sai lệch của quá trình thi công thông qua hệ số tương quan ξ . Từ kết quả đo được theo các thí nghiệm hiện trường (CPT, SPT, PMT...) chia cho hệ số mô hình γ_{Rd} , hệ số tương quan ξ , xác định được sức kháng đặc trưng, từ sức kháng đặc trưng chia cho hệ số riêng về sức kháng $\gamma_R \geq 1.0$ xác định được giá trị sức kháng thiết kế tại mỗi vị trí thí nghiệm. Vì giá trị hệ số riêng về sức

kháng $\gamma_R \geq 1.0$ do đó quy trình này phù hợp với phương pháp thiết kế 1 và 2. Các bước xác định sức kháng thiết kế cọc theo quy trình cọc mô hình được thể hiện tại hình 2.



Hình 2. Quy trình xác định sức kháng nén thiết kế dọc trục cọc theo thí nghiệm hiện trường

Quy trình thứ hai, được gọi là quy trình thay thế (alternative procedure) được một số Quốc gia (Anh, Tây Ban Nha, Ireland) áp dụng để xác định sức kháng nén của cọc theo thông số đất nền bằng cách xác định sức kháng đặc trưng trực tiếp qua các thông số đất nền từ thí nghiệm trong phòng và áp dụng hệ số mô hình γ_{Rd} vào tính toán. Quy trình này được sử dụng thích hợp khi áp dụng bảng tra, biểu đồ, các công thức tính toán để xác định các giá trị đặc trưng sức kháng mũi và thân đơn vị $q_{b,k}$ và $q_{s,k}$ từ thí nghiệm thông số đất nền trong phòng (lực dính hữu hiệu c_k' , góc ma sát trong ϕ_k' , sức kháng cắt $c_{u,k}$). Do có xét đến sự biến động của thông số đất nền, ảnh hưởng của phương pháp thi công và độ cứng của kết cấu móng nên không sử dụng hệ số tương quan ξ trong quy trình này.

Khi tính toán sức kháng đặc trưng chịu nén $R_{c,k}$ của cọc theo thông số đất nền với quy trình thay thế, hệ số mô hình $\gamma_{R,d}$ được đưa vào để xác định sức kháng đặc trưng theo công thức sau:

$$R_{c,k} = R_{b,k} + R_{s,k} = \frac{A_b \times q_b}{\gamma_{R,d}} + \frac{\sum A_{s,j} \times q_{s,j}}{\gamma_{R,d}} \quad (2)$$

Khi đó giá trị sức kháng chịu nén thiết kế $R_{c,d}$ theo đất nền sẽ được xác định:

$$R_{c,d} = \frac{R_{b,k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s,k}}{\gamma_s} = \frac{1}{\gamma_{R,d}} \left(\frac{A_b \times q_b}{\gamma_b} + \frac{\sum A_{s,j} \times q_{s,j}}{\gamma_s} \right) \quad (3)$$

Trong đó:

γ_b, γ_s – hệ số an toàn riêng cho sức kháng mũi cọc, thân cọc. $R_{b,k}, R_{s,k}$ – giá trị sức kháng chịu nén đặc trưng của mũi cọc, thân cọc. $A_b, A_{s,j}$ – diện tích

mũi cọc và diện tích thân cọc ở đoạn thứ j . $q_b, q_{s,i}$ - sức kháng cực hạn đơn vị mũi cọc và sức kháng cực hạn đơn vị thân cọc ở lớp thứ i .

Do sự không chắc chắn của các phương pháp tính toán, EN 1997-1 sử dụng hệ số mô hình $\gamma_{R,d} > 1.0$ để tăng độ tin cậy khi thiết kế bằng cách hiệu chỉnh các hệ số riêng về sức kháng mũi γ_b và sức kháng thân γ_s . Giá trị hệ số mô hình có được từ việc so sánh kết quả thử tải tĩnh và kết quả dự báo sức kháng theo đất nền. Giá trị hệ số mô hình được xác định từ phương pháp thống kê của rất nhiều kết quả thử tải cọc và chỉ định trong phụ lục từng Quốc gia. Giá trị hệ số sức kháng và hệ số mô hình để xác định sức kháng nén cọc nhồi của một số Quốc gia được thể hiện tại bảng 2.

Bảng 2. Hệ số sức kháng, hệ số mô hình cọc nhồi chịu nén theo phụ lục Quốc gia các nước Châu Âu

Quốc gia	Phương pháp thiết kế (DA)	Hệ số sức kháng			Mô hình
		Mũi	Thân	Tổng	
		γ_b	γ_s	γ_t	
Anh	DA1.C1	1.0	1.0	1.0	1.4 ^(a) 1.2 ^(b)
Pháp	DA2	1.1	1.1	1.1	1.375
Đức	DA2	1.4	1.4	1.4	^(c)
Thụy Điển	DA2	1.3	1.3	1.3	1.4
Bi	DA1.C1	1.2	1.0	1.1	1.2
Áo	DA2	1.1	1.1	1.1	1.3
TBN	DA2	1.35	1.1	1.25	1.4
Ba Lan	DA2	1.1	1.1	1.1	1.25
Ireland	DA1.C1	1.25	1.0	1.15	1.75
Hungary	DA2	1.25	1.1	1.2	1.1

Trường hợp có thí nghiệm cọc kiểm tra.
 Trường hợp có thí nghiệm cọc thăm dò
 Không quy định; TBN: Tây Ban Nha.

2.2. Phương pháp thiết kế lý thuyết độ tin cậy theo tiêu chuẩn Eurocode 7

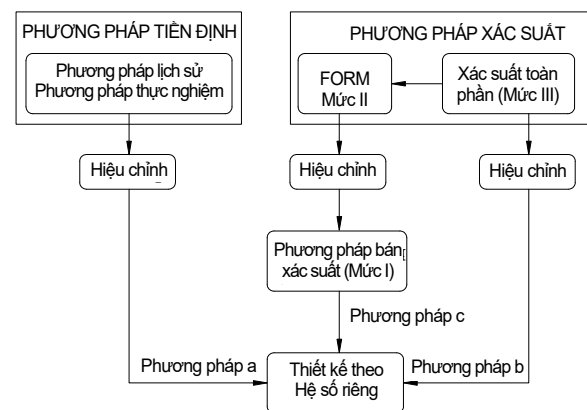
2.2.1. Thiết kế dựa trên lý thuyết độ tin cậy

Lý thuyết độ tin cậy được xây dựng và phát triển từ những năm 1930 trên cơ sở của lý thuyết xác suất và phương pháp thống kê, lý thuyết các quá trình ngẫu nhiên. Lý thuyết độ tin cậy trong xây dựng xuất phát từ nhu cầu đánh giá chất lượng công trình, dự báo tuổi thọ công trình. Mục đích của thiết kế theo Eurocodes là kết cấu phải được thiết kế và thi công để đáp ứng được mức độ tin cậy thích hợp lý và hiệu quả kinh tế trong suốt tuổi thọ thiết kế, do đó thiết kế theo Eurocodes là thiết kế theo trạng thái giới hạn dựa trên lý thuyết độ tin

cậy (RBD). EN 1990 cho phép thiết kế theo mức độ tin cậy khác nhau dựa vào cấp hậu quả về xã hội, kinh tế và môi trường (CC1 đến CC3). Mức độ tin cậy trong thiết kế địa kỹ thuật thông qua ba cấp địa kỹ thuật (GC1 đến GC3) để phân loại theo các mức độ rủi ro khác nhau và lựa chọn mức độ tin cậy phù hợp với các mức độ rủi ro. Rủi ro địa kỹ thuật gồm các mối hiểm họa và mức độ ảnh hưởng đến con người và kết cấu. Thiết kế địa kỹ thuật kể đến mức độ phức tạp gồm kết cấu và môi trường xung quanh, điều kiện đất nền, nước ngầm, động đất, ảnh hưởng của môi trường như thủy văn, nước mặt, sụt lún, thay đổi độ ẩm theo mùa và thiết lập các yêu cầu tối thiểu về khảo sát, tính toán và giám sát và bảo trì chất lượng xây dựng để đạt được độ tin cậy cần thiết theo các cấp địa kỹ thuật.

EN 1997 [2] không hướng dẫn cụ thể về các phương pháp xác suất độ tin cậy theo cấp địa kỹ thuật bằng cách điều chỉnh các hệ số riêng về tải trọng, vật liệu và sức kháng. Thay vào đó, cần đáp ứng các yêu cầu cơ bản của thiết kế và áp dụng các hệ số riêng được quy định trong phụ lục Quốc gia để đạt được độ tin cậy cần thiết theo cấp địa kỹ thuật.

EN 1990 [3] quy định trong phụ lục C về chỉ số độ tin cậy β được dùng làm cơ sở cho các phương pháp thiết kế xác định hệ số độ tin cậy. Chỉ số độ tin cậy β xét đến độ biến động của phương pháp thống kê của tác động, sức kháng và sự không chắc chắn của mô hình tính toán. Các phương pháp khác nhau để hiệu chỉnh phương trình thiết kế theo hệ số riêng của trạng thái giới hạn như minh họa ở hình 3.



Hình 3. Sơ đồ tổng quan về các phương pháp độ tin cậy theo EN 1990

Phương pháp tiên định: Trên cơ sở hiệu chỉnh theo thực nghiệm, phương pháp a gồm phương pháp lịch sử và phương pháp thực nghiệm có xét đầy đủ các yếu tố làm suy giảm chất lượng công

trình trong thời gian sử dụng. Eurocodes dựa vào kinh nghiệm và tập quán xây dựng các Quốc gia để lựa chọn các hệ số độ tin cậy theo mức độ an toàn theo phương pháp a.

Phương pháp xác suất: Trên cơ sở đánh giá dữ liệu thực nghiệm hiện trường và xử lý theo lý thuyết độ tin cậy. Hình 3 gồm phương pháp b, phương pháp xác suất toàn phần như mô phỏng Monte Carlo (Mức độ III) và phương pháp c, phương pháp độ tin cậy bậc nhất FORM (Mức độ II).

Phương pháp xác suất toàn phần (Mức III) xem xác suất hư hỏng là một hàm liên tục và ít được sử dụng do thường thiếu các số liệu thống kê. Phương pháp độ tin cậy bậc nhất FORM (Mức II) được đặc trưng bởi các giá trị trung bình và độ lệch chuẩn (chỉ số độ tin cậy β), sử dụng các thuật toán gần đúng hàm trạng thái giới hạn là tuyến tính hoặc phi tuyến, thông qua xác suất an toàn $P_s = 1 - P_f$ trong đó P_f là xác suất sự cố.

Theo trạng thái giới hạn cực hạn ULS, các hệ số độ tin cậy riêng γ được chọn sao cho mức độ tin cậy của kết cấu RC2 gần với chỉ số độ tin cậy β cho trong bảng 3, $\beta = 3.8$ với thời gian tham chiếu 50 năm, tương ứng với xác suất sự cố $P_f = 7.2 \times 10^{-5}$ và $\beta = 4.7$ với $P_f = 1 \times 10^{-6}$ với thời gian 1 năm. Chỉ số độ tin cậy $\beta = 3.8$ hoặc 4.7 chỉ phản ánh thời gian tham chiếu khác nhau nhưng mức độ tin cậy là như nhau, kết cấu có độ tin cậy cao hơn có thể không kinh tế trong khi kết cấu có độ tin cậy thấp hơn có thể không an toàn.

Bảng 3. Khuyến nghị giá trị tối thiểu của chỉ số β và giá trị P_f theo trạng thái giới hạn cực hạn

Trạng thái giới hạn	Chỉ số độ tin cậy β		Xác suất sự cố P_f	
	1 năm	50 năm	1 năm	50 năm
ULS	4.7	3.8	1×10^{-6}	7.2×10^{-5}

Phương pháp bán xác suất (Mức I), hay phương pháp c được áp dụng xử lý các giá trị đặc trưng dựa trên dữ liệu thống kê, trong khi các hệ số hiệu chỉnh và các hệ số riêng phần dựa trên phương pháp xác suất theo Mức II và Mức III. Phương pháp c và các phương pháp thiết kế có sự hỗ trợ của thí nghiệm theo phụ lục D EN 1990 được dùng để phát triển tiêu chuẩn Eurocode.

2.2.2. Hệ số mô hình xác định trên cơ sở lý thuyết độ tin cậy

EN 1997 [2] quy định có thể sử dụng hệ số mô hình để đảm bảo dự báo sức chịu tải cọc theo các phương pháp tính toán. Hệ số mô hình theo các tiêu chuẩn [2], SANS 10160-5:2011 [5] và

Bauduin C.Besix [6] được định nghĩa là tỷ số giữa sức kháng dọc trục cọc đo được $R_{c,m}$ và sức kháng dự báo tính toán $R_{c,p}$ được biểu diễn bằng phương trình sau:

$$\gamma_{R,d} = \frac{R_{c,m}}{R_{c,p}} \quad (4)$$

Hệ số mô hình theo công thức (4) là một biến ngẫu nhiên liên tục có liên quan đến sự không chắc chắn của mô hình tính toán, phương pháp thống kê, lỗi do con người và lỗi không được xét đến trong thiết kế theo hệ số độ tin cậy riêng. Tuy nhiên Teixeira et al (2011) [7] đã chứng minh đối với móng cọc, sự không chắc chắn của mô hình tính toán $\gamma_{R,d}$ và sức kháng của đất γ_R là nguyên nhân chính làm giảm độ tin cậy khi thiết kế. Theo biểu thức (C.6b) phụ lục C EN 1990, xác suất xảy ra sự cố với sức kháng tính toán R_d được biểu diễn như sau:

$$P_f (R \leq R_d) = \Phi(-\alpha_R \beta) = \Phi(-\alpha_{\gamma_{R,d}} \alpha_{\gamma_R} \beta) \quad (5)$$

Trong đó: P_f là hàm xác suất xảy ra sự cố, Φ là hàm phân phối chuẩn tắc, $\alpha_{\gamma_{R,d}}$ là độ lệch chuẩn của mô hình (mô hình và độ biến động đất nền), α_{γ_R} là độ lệch chuẩn của hệ số sức kháng.

Phụ lục D EN 1990 lựa chọn xác suất sự cố $P_f (R \leq R_d) = \Phi(-\alpha_{\gamma_{R,d}} \alpha_{\gamma_R} \beta) \leq 5\%$ là chấp nhận được, đồng nghĩa với xác suất độ tin cậy 95% sức kháng cọc đo được lớn hơn sức kháng dự báo tính toán. Khi không biết được các tham số về kỳ vọng và phương sai tổng quát thường dùng phân phối T-Student xác định độ lệch chuẩn của mẫu thay vì tổng quát. EN 1990 [2] hướng dẫn cách xác định các đặc trưng của biến ngẫu nhiên (BNN) theo phân phối T-Student thể hiện trên hình 4.

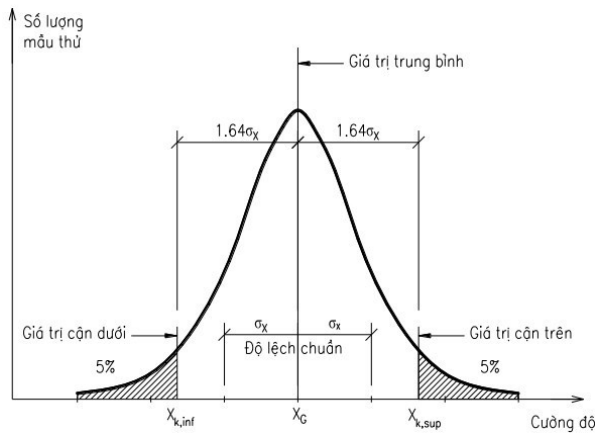
Với độ lệch chuẩn không biết trước thì giá trị cận dưới $X_{k,inf}$ được xác định theo công thức:

$$X_{k,inf} = m_X - k_n s_X = m_X (1 - k_n V_X) \quad (6)$$

Biến đổi biểu thức (6) với mong muốn chỉ có 5% kết quả đo được $R_{c,m}$ sẽ nhỏ hơn kết quả dự đoán $R_{c,p}$, thiết lập điểm tới hạn 5% của sự phân bố $(R_{c,m}/R_{c,p})_{5\%}$ theo công thức thống kê sau:

$$X_d = \left(\frac{R_{c,m}}{R_{c,p}} \right)_{5\%} = \left(\frac{R_{c,m}}{R_{c,p}} \right)_{mean} \left[1 - V_X t_{n-1}^{5\%} \sqrt{\frac{1}{n} + 1} \right] \quad (7)$$

Trong đó: m_X là giá trị trung bình (kỳ vọng) của X, độ lệch chuẩn của mẫu s_X , V_X là hệ số biến động (COV), k_N là hệ số thống kê phụ thuộc vào số lượng mẫu n, có thể tìm thấy trong bảng D1 EN 1990, $t_{n-1}^{5\%}$ là hệ số Student ứng với (n-1) bậc tự do tại điểm tới hạn 5%; X_d là giá trị điểm tới hạn.



Hình 4. Hàm phân phối với độ tin cậy 95%

Trong đó: $X_{k,inf}$ là giá trị cận dưới của BNN X với mật độ xảy ra mong muốn 5%, nghĩa là có trên 95% xác suất xảy ra lớn hơn $X_{k,inf}$ và $X_{k,sup}$ là giá trị cận trên của X với mật độ xảy ra mong muốn là 5%, nghĩa là có dưới 95% xác suất xảy ra nhỏ hơn $X_{k,sup}$.

Khi đó giá trị hệ số mô hình xác định theo phương trình (8):

$$\gamma_{R,d} = \frac{1}{X_d} \quad (8)$$

3. XÁC ĐỊNH HỆ SỐ MÔ HÌNH TRONG ĐIỀU KIỆN ĐỊA CHẤT VIỆT NAM

Đối với móng cọc, tính toán chuyển vị theo trạng thái giới hạn cực hạn ULS ít được sử dụng phổ biến. Đối với độ lún cọc, EN 1997-1 yêu cầu đánh giá độ lún móng cọc một cách thận trọng với trạng thái ULS trong thiết kế.

Sức kháng phá hoại đo được $R_{c,m}$ chịu nén hoặc chịu kéo là trạng thái mà chuyển vị xuống hoặc lên đáng kể của móng cọc với độ tăng hoặc giảm không đáng kể của sức kháng cọc, trong một số trường hợp thí nghiệm rất khó xác định đường cong tải trọng và chuyển vị, vì vậy mô hình tính toán sức kháng của đất nền dựa trên tải phá hoại đo được từ thí nghiệm thử tải hiện trường, dựa vào giả thiết tiêu chuẩn phá hoại. Theo Eurocode 7 kiến nghị sử dụng “độ lún đầu cọc bằng 10% đường kính cọc làm tiêu chuẩn phá hoại”. AASHTO (2017) [8] kiến nghị tải trọng thử phá hoại khi gây ra độ lún đầu cọc bằng 5% đường kính cọc hoặc khi cọc chưa đạt độ lún 5% đường kính cọc nhưng độ lún tăng liên tục khi tải trọng giữ nguyên (tụt cọc).

Theo EN 22477-1 [9] quy trình thử tải giống nhau nhưng thời gian giữ mỗi cấp tải và khoảng tải quy định khác nhau theo từng nước. EN 22477-1 kiến nghị khoảng thời gian giữ tải tối thiểu là

60 phút và hiệu độ lún cọc giữa các cấp tải phải nhỏ hơn 0.1mm/20 phút. Tuy nhiên đã có những quy định riêng theo từng Quốc gia, ví dụ Hungary quy định 0.025mm/5 phút với khoảng thời gian giữ tải 30 phút, 1mm trong khoảng thời gian từ 10 đến 100 phút ở Thụy Sĩ... và cọc xem là phá hoại khi tụt cọc hoặc chuyển vị đầu cọc đạt 10% đường kính cọc. Một số quy định khác như ở Ý xem phá hoại quy ước bằng 5% đường kính cọc nếu đường kính lớn hơn 0.8 m và 10% đường kính cọc nếu đường kính cọc bé hơn hoặc bằng 0.8m hoặc độ lún giữa các cấp tải giảm dần hoặc không đổi, không vượt quá 20 mm mỗi giờ ở Đan Mạch.

Sức kháng cực hạn $R_{c,p}$ theo cơ lý đất nền được xác định theo tiêu chuẩn Anh BS 8004:2015 [10] và công thức G.1 của TCVN 10304:2014 [11]. Theo tiêu chuẩn [10] sức kháng cực hạn của cọc đơn được xác định theo phương trình:

$$R_{c,p} = A_b \times q_b + \sum A_{s,i} \times q_{s,i} \quad (9)$$

Trong đó: $A_b = \pi D^2/4$ là diện tích mũi cọc, $A_{s,i} = \pi D L_i$ là diện tích thân cọc, D là đường kính mũi cọc, L_i là chiều dài cọc trong lớp đất thứ i , q_b là sức kháng cực hạn mũi đơn vị, $q_{s,i}$ là sức kháng cực hạn thân đơn vị tại lớp đất thứ i .

$q_b = 9 \times c_{u,base}$ với đất dính, $q_b = N_q \times \sigma'_v$ với đất rời.

$q_{s,i} = \alpha \times c_{u,i}$ với đất dính, $q_{s,i} = K_s \times \sigma'_v \times \tan(\phi'_{cv,i})$ với đất rời.

Trong đó: α là hệ số bám dính, $c_{u,i}$ là sức kháng cắt không thoát nước tại lớp đất i , K_s là hệ số nở ngang, N_q là hệ số sức chịu tải phụ thuộc vào góc ma sát trong ϕ' , σ'_v là ứng suất hữu hiệu theo phương đứng.

Điều kiện địa chất, quy trình thí nghiệm thử tải cọc, mô hình đất nền dự báo sức kháng nén cọc theo các Quốc gia khác nhau, vì vậy giá trị hệ số mô hình khác nhau theo từng Quốc gia. Bài báo xác định hệ số mô hình theo điều kiện địa chất Việt Nam chủ yếu qua các bước sau:

(i) Xác định sức kháng cực hạn của cọc thực đo $R_{c,p}$ từ kết quả thử tĩnh phá hoại cọc theo điều kiện đất nền, tương ứng độ lún quy ước đầu cọc 5% và 10% đường kính cọc.

(ii) Dự báo sức kháng cực hạn cọc chịu nén $R_{c,p}$ theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền theo công thức (9) sử dụng tiêu chuẩn Anh BS 8004:2005 và công thức G.1 của TCVN 10304:2014.

(iii) Xử lý thống kê các số liệu dự báo sức kháng nén cọc theo đất nền và số liệu thí nghiệm.

(iv) Xác định hệ số mô hình theo công thức (7) và (8) và đánh giá kết quả.

Trong khuôn khổ bài báo, tác giả sử dụng số liệu thí nghiệm cọc từ kết quả thí nghiệm nén tĩnh dọc trục 16 cọc khoan nhồi thăm dò đường kính 1m, 1.2m, 1.5m trong điều kiện địa chất thành phố Hồ Chí Minh [12]. Các mũi cọc tựa vào điều kiện địa chất tương đồng đất dính và rời: bùn sét, bùn cát, sét, sét pha, cát, cát pha (hình thành sức kháng hông cho cọc là chủ yếu). Các cọc được nén đến phá hoại, tương ứng với độ lún quy ước đầu cọc $S=5\%$ đường kính cọc theo AASHTO 2017 và $S=10\%$ đường kính cọc theo EN 1997-1. Kết quả được trình bày tại Bảng 4.

Bảng 4. Sức kháng thực đo $R_{c,m}$ theo kết quả nén tĩnh

Ký hiệu	D (m)	L (m)	Lớp đất tựa cọc	$R_{c,m}$ tại 5%D (kN)	$R_{c,m}$ tại 10%D (kN)
TP1NL	1.2	54.9	Cát bụi chặt vừa	7554	9064
TPRC	1.2	59.5	Cát trung chặt vừa	10440	11600
TPCY	1.0	25.7	Cát bụi chặt vừa	5542	7009
TPCTL	1.2	39.1	Cát trung chặt vừa	8041	9600
TPCTN	1.2	54.4	Cát sỏi chặt vừa	11673	14726
TPABL	1.0	38.1	Cát mịn chặt vừa	5572*	5572
TPB1C	1.0	67.0	Cát mịn chặt vừa	12000	13000
TPB3C	1.2	58.8	Cát mịn chặt vừa	14760*	14760
TP96	1.2	73.9	Sét cát rất cứng	16346*	16346
TPB-1	1.0	40.2	Cát mịn chặt vừa	7070*	7070
TPB-3	1.2	75.4	Cát trung rất chặt	19672*	19672
TP2BT	1.5	74.0	Cát mịn rất chặt	30656*	30656
PTP1L	1.5	49.4	Cát mịn rất chặt	16554*	16554
PTP2L	1.2	49.2	Cát mịn rất chặt	14041	15515
PTP3L	1.0	50.0	Cát mịn rất chặt	11289	12140
TP02L	1.5	71.8	Cát mịn chặt	14712*	14712

* Cọc lún không ngừng tại tải trọng gây ra độ lún đầu cọc bằng 5%D.

Tính toán sức kháng cực hạn cọc đơn theo cơ lý đất nền và gọi tỷ số $X_{5\%D} = R_{c,m}/R_{c,p}$ tại 5% độ

lún đường kính cọc và $\bar{X}_{5\%D}$ là giá trị trung bình của $X_{5\%D}$. Gọi $X_{10\%D} = R_{c,m}/R_{c,p}$ tại 10% độ lún đường kính cọc và $\bar{X}_{10\%D}$ là giá trị trung bình của $X_{10\%D}$, áp dụng công thức (7) và (8) xác định được hệ số mô hình với mức độ tin cậy 95% được trình bày tại bảng 5, bảng 6 và bảng 7.

Bảng 5. Kết quả tính toán sức kháng cực hạn theo chỉ tiêu cơ lý và xác định tỷ số $R_{c,m}/R_{c,p}$

Ký hiệu	BS 8004:2015			TCVN 10304:2014		
	$R_{c,p}$ (kN)	$X_{5\%D}$	$X_{10\%D}$	$R_{c,p}$ (kN)	$X_{5\%D}$	$X_{10\%D}$
TP1NL	7498	1.007	1.209	8351	0.904	1.085
TPRC	10533	0.991	1.101	9279	1.125	1.250
TPCY	5318	1.042	1.318	5203	1.065	1.347
TPCTL	7694	1.045	1.248	8838	0.910	1.086
TPCTN	12039	0.969	1.223	11191	1.043	1.316
TPABL	5056	1.102	1.102	5415	1.029	1.029
TPB1C	13537	0.886	0.960	10246	1.171	1.269
TPB3C	14141	1.043	1.044	13467	1.096	1.096
TP96	17231	0.948	0.948	11238	1.454	1.454
TPB-1	4982	1.419	1.419	4629	1.527	1.527
TPB-3	19653	1.000	1.001	21037	0.935	0.935
TP2BT	29665	1.033	1.033	32872	0.933	0.933
PTP1L	19852	0.834	0.834	19973	0.829	0.829
PTP2L	11531	1.217	1.345	12108	1.160	1.281
PTP3L	10462	1.079	1.160	9582	1.178	1.267
TP02L	18812	0.782	0.782	16844	0.873	0.873

Bảng 6. Hệ số mô hình với xác suất độ tin cậy 95% tại độ lún tương ứng 5% đường kính cọc

Tiêu chuẩn	$\bar{X}_{5\%D}$	COV	$t_{n-1}^{5\%}$	X_d	$\gamma_{R,d}$
BS 8004:2015	1.025	0.140	1.753	0.766	1.305
TCVN 10304:2014	1.077	0.177	1.753	0.733	1.364

Bảng 7. Hệ số mô hình với xác suất độ tin cậy 95% tại độ lún tương ứng 10% đường kính cọc

Tiêu chuẩn	$\bar{X}_{10\%D}$	COV	$t_{n-1}^{5\%}$	X_d	$\gamma_{R,d}$
BS 8004:2015	1.108	0.158	1.753	0.791	1.264
TCVN 10304:2014	1.161	0.174	1.753	0.796	1.256

Theo bảng 6 và bảng 7 nhận thấy giá trị hệ số mô hình theo các phương pháp tính toán theo tiêu chuẩn BS 8004:2015 và TCVN 10304:2014 cho giá trị khác nhau và hệ số mô hình thay đổi theo phương pháp tính toán.

Với xác suất độ tin cậy 95%, hệ số mô hình là $\gamma_{R,d} = 1.305$ tại tải trọng nén tĩnh tại độ lún 5%D, $\gamma_{R,d} = 1.264$ tại tải trọng nén tĩnh tại độ lún 10%D

khí tính toán theo tiêu chuẩn BS 8004:2015. Hệ số mô hình $\gamma_{R,d} = 1.364$ tại tải trọng nén tĩnh tại độ lún 5%D, $\gamma_{R,d} = 1.256$ tại tải trọng nén tĩnh tại độ lún 10%D khi tính toán theo tiêu chuẩn TCVN 10304:2014. Các giá trị này phù hợp với hệ số mô hình quy định trong phụ lục quốc gia Anh Quốc ($\gamma_{R,d} = 1.4$, có thể giảm $\gamma_{R,d} = 1.2$ nếu duy trì tải nén tĩnh đến phá hoại) và nằm trong khoảng lựa chọn hệ số mô hình theo phụ lục Quốc gia các nước Châu Âu thể hiện tại Bảng 2 ($\gamma_{R,d} = 1.1$ đến 1.75).

Khi đạt độ lún 10%D, hệ số mô hình theo hai phương pháp tính lần lượt giảm 3.14% (BS 8004:2015) và 7.92% (TCVN 10304:2014) so với giá trị hệ số mô hình tại độ lún 5%D. Độ tin cậy trong phương pháp dự báo sức chịu tải theo cơ lý đất nền được tăng lên khi kết quả thử tải tĩnh đến tải trọng phá hoại hoặc phá hoại quy ước 10%D. Vì vậy khuyến cáo thí nghiệm đến tải trọng phá hoại cọc để tăng độ tin cậy trong tính toán dự báo sức chịu tải cọc.

4. KẾT LUẬN

Bài báo trình bày cơ sở để xác định hệ số mô hình theo phương pháp bán xác suất dựa trên dữ liệu thống kê thí nghiệm thử tải tĩnh cọc khoan nhồi, phương pháp độ tin cậy bậc nhất FORM để xác định xác suất an toàn cho công tác thiết kế móng cọc theo trạng thái giới hạn cực hạn quy định trong EN 1990. Quy trình thiết kế dựa trên lý thuyết độ tin cậy là quy trình tiên tiến đảm bảo mức độ tin cậy thích hợp và hiệu quả kinh tế trong thiết kế địa kỹ thuật. Các hệ số độ tin cậy riêng khác khi thiết kế sức kháng cọc có thể áp dụng quy trình thiết kế tương tự dựa trên lý thuyết độ tin cậy.

Hệ số mô hình có giá trị khác nhau theo phụ lục Quốc gia và lựa chọn hệ số mô hình ảnh hưởng tới các quy trình thiết kế mới. Cần chú ý hệ số mô hình $\gamma_{R,d} > 1.0$ để tăng độ tin cậy khi thiết kế bằng cách hiệu chỉnh các hệ số riêng về sức kháng trong thiết kế móng cọc nhồi theo trạng thái giới hạn cực hạn.

Với bài toán được xét, khi thiết kế móng cọc nhồi theo trạng thái giới hạn với các chỉ tiêu cơ lý trong điều kiện địa chất Việt Nam, có thể tham khảo giá trị hệ số mô hình $\gamma_{R,d} = 1.36$ trong trường hợp thử tải tĩnh cọc chưa đạt đến trạng thái phá hoại hoặc phá hoại quy ước 10% đường kính cọc và hệ số mô hình $\gamma_{R,d} = 1.26$ khi thử tải tĩnh đạt đến trạng thái phá hoại.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1] Dự thảo tiêu chuẩn “*Thiết kế địa kỹ thuật – Phần 1: Các quy định chung*”. Eurocode 7: *Geotechnical design – Part 1: General rules*.
- [2] EN 1997-1:2004, Eurocode 7 – *Geotechnical design*, European Committee for Standardization, Brussels. Part 1: General rules.
- [3] EN 1990: 2002, *Eurocode – Basis of structural design*, European Committee for Standardization, Brussels.
- [4] Brinch Hansen, J. (1956) *Limit design and safety factors in soil mechanics*, Danish Geotechnical Institute, Bulletin No. 1.
- [5] SANS 10160-5:2011, *Basis of structural design and actions for buildings and industrial structures. Part 5: Basis for geotechnical design and actions*. Pretoria, South African Bureau of Standards.
- [6] Bauduin C. Besix (2001), Design of Axially loaded compression piles according to Eurocode 7 *Designers' guide to EN 1997-1: Eurocode 7: Geotechnical design - General rules*, London: Thomas Telford.
- [7] Teixeira, A, Correia, A G, Honjo, Y & Henriques, (2011), Reliability analysis of a pile foundation in a residual soil: Contribution of the uncertainties involved and partial factors. *Proceedings, 3rd International Symposium on Geotechnical Safety and Risk (ISGSR2011)*, 2–3 June, Munich, Germany.
- [8] AASHTO (2017), *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, American Association of State Highway and Transportation Officials, 8th Edition, Washington, D.C., USA.
- [9] BS EN ISO 22477-1:2018, *Geotechnical investigation and testing. Testing of geotechnical structures*, British Standards Institution. Part 1: Pile load test by static axially loaded compression.
- [10] BS 8004: 2015, *Code of practice for foundations*, British Standards Institution.
- [11] TCVN 10304:2014, *Móng cọc – Tiêu chuẩn thiết kế*.
- [12] Ngô Châu Phương (2014), *Phân tích các yếu tố ảnh hưởng và cơ sở xác định các hệ số sức kháng cọc khoan nhồi móng mố trụ cầu ở khu vực thành phố Hồ Chí Minh*, Luận án Tiến sỹ kỹ thuật, Đại học Giao thông Vận tải Hà Nội.