

**BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC DÂN LẬP HẢI PHÒNG**

NGUYỄN HỒNG PHONG

**NGHIÊN CỨU ỔN ĐỊNH CỦA CỘT BÊ TÔNG CỐT THÉP
THEO TCVN 5574 -2012**

LUẬN VĂN THẠC SĨ KỸ THUẬT

CHUYÊN NGÀNH: KỸ THUẬT XÂY DỰNG DÂN DỤNG VÀ CÔNG NGHIỆP

MÃ SỐ: 60.58.02.08

NGƯỜI HƯỚNG DẪN KHOA HỌC

TS. ĐỖ THỊ LOAN

MỤC LỤC

PHẦN MỞ ĐẦU	4
CHƯƠNG 1: TỔNG QUAN VỀ CÁCH TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH CỘT BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU NÉN LỆCH TÂM	6
1-1. LỊCH SỬ PHÁT TRIỂN CỦA KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP [1; 3] ...	6
1-2. CÁCH TÍNH TOÁN VỀ ỔN ĐỊNH CỘT BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU NÉN LỆCH TÂM THEO QUY PHẠM LIÊN XÔ CŨ (CHnn - 62) [9]	10
1.3. CÁCH TÍNH TOÁN VỀ ỔN ĐỊNH BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU NÉN LỆCH TÂM THEO TIÊU CHUẨN ÚC (AS 3600) [8]	12
1.4 CÁCH TÍNH TOÁN VỀ ỔN ĐỊNH CỘT BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU NÉN LỆCH TÂM THEO NGUYÊN LÝ CỦA ỦY BAN BÊ TÔNG CHÂU ÂU (CEB).....	13
1.4.1. Các giả thiết cơ bản.....	13
1.4.2. Tính toán về ổn định	13
1-5.CÁCH TÍNH TOÁN CỘT BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU NÉN LỆCH TÂM THEO TIÊU CHUẨN MỸ (ACI 318- 1999) [4; 7]	14
1.5.1. Nguyên lý thiết kế kết cấu bê tông cốt thép theo tiêu chuẩn ACI.....	14
1.5.2. Các giải thiết khi tính toán cột bê tông cốt thép có tiết diện hình chữ nhật chịu nén lệch tâm bị hư hỏng theo tiêu chuẩn ACI.....	17
1.5.3. Các loại cột bê tông cốt thép có tiết diện hình chữ nhật chịu nén lệch tâm	18
1.5.4. Tính toán cột mảnh liên kết khớp trong khung giằng	22
1.5.5 Tính toán cột mảnh được ngàm trong khung giằng	28
1.6. TÍNH TOÁN CỘT BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU NÉN LỆCH TÂM THEO TIÊU CHUẨN VIỆT NAM (TCVN 5574-2012) [2].....	35
CHƯƠNG 2: ỔN ĐỊNH CỦA CỘT BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU NÉN LỆCH TÂM	51
2-1. BÀI TOÁN EULER XÁC ĐỊNH LỰC TỚI HẠN	51
2.1.1. Thanh thẳng liên kết khớp ở hai đầu.....	51

2.1.2. thanh thẳng có các liên kết khác ở hai đầu.....	52
2.1.3. Điều kiện áp dụng bài toán Euler.....	53
2.1.4. Thanh chịu uốn ngang và uốn dọc đồng thời.....	53
2-2. ẢNH HƯỞNG CỦA UỐN DỌC	55
2-3. CÁC CÔNG THỨC XÁC ĐỊNH LỰC DỌC TỚI HẠN	60
2-4. TÍNH GẦN ĐÚNG LỰC DỌC TỚI HẠN QUY ƯỚC	62
2.4.1. Ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép tới lực tới hạn quy ước	62
2.4.2. Ảnh hưởng của độ mảnh cột tới lực dọc tới hạn quy ước.....	67
2.4.3. Tính gần đúng lực dọc tới hạn N_{cr} trong bài toán thiết kế sơ bộ	69
2-5. VÍ DỤ TÍNH TOÁN, NHẬN XÉT	71
2.5.1. Các ví dụ tính toán	71
2.5.2. Ý nghĩa của việc dùng công thức đơn giản	74
Chương 3 KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ.....	75
KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ.....	75

LỜI NÓI ĐẦU

Qua một thời gian học tập và nghiên cứu, dưới sự giảng dạy, truyền đạt kiến thức từ các thầy, cô cùng với sự cố gắng, nỗ lực của bản thân, tôi đã được giao nhận đề tài Luận văn thạc sĩ ngành Kỹ thuật xây dựng công trình khóa 3 (2015-2017). Tên đề tài: “**Nghiên cứu ổn định của cột bê tông cốt thép theo TCVN 5574 - 2012**”.

Đề tài đã tiến hành khảo sát ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép, độ mảnh của cột và độ lệch tâm của tải trọng đến độ cứng của bê tông cốt thép, thông qua đó quan hệ giữa hàm lượng cốt thép, độ mảnh của cột, độ lệch tâm của tải trọng và sự thay đổi lực tới hạn. Tuy nhiên, bài toán đưa ra còn nhiều vấn đề phức tạp vì độ cứng của cột không những phụ thuộc vào hàm lượng cốt thép, độ lệch tâm của tải trọng mà còn phụ thuộc vào mặt cắt tiết diện cột, việc bố trí cốt thép trên mặt cắt, ảnh hưởng của tải trọng dài hạn...vì thời gian có hạn nên trong luận văn này chỉ đề cập đến loại cột có tiết diện hình chữ nhật chịu nén lệch tâm phẳng.

Với tất cả sự kính trọng và biết ơn sâu sắc, tôi xin chân thành bày tỏ lòng biết ơn tới sự hướng dẫn tận tình của Cô giáo TS. Phạm Thị Loan, các thầy cô phòng Đào tạo Đại học và sau Đại học, Khoa Xây dựng công trình dân dụng và công nghiệp Trường Đại học dân lập Hải Phòng đã tạo điều kiện để tôi hoàn thiện Luận văn này.

Do thời gian cùng với sự hiểu biết của bản thân vẫn còn nhiều hạn chế, cộng với đề tài có phạm vi nghiên cứu khá rộng và phức tạp nên những vấn đề đưa ra trong Luận văn không tránh khỏi việc có thiếu sót. Tôi rất mong nhận được sự chỉ bảo, góp ý từ các thầy cô và những người quan tâm đến lĩnh vực này để đề tài nghiên cứu được hoàn thiện hơn nữa. Đó chính là sự giúp đỡ quý báu nhất để tôi hoàn thiện hơn trong quá trình nghiên cứu và công tác sau này.

Xin trân trọng cảm ơn!

Hải phòng, ngày 21 tháng 11 năm 2017

Học viên

Nguyễn Hồng Phong

PHẦN MỞ ĐẦU

Bê tông và bê tông cốt thép được sử dụng rộng rãi làm vật liệu xây dựng chủ yếu ở tất cả các nước, đó là do kết cấu bê tông cốt thép có nhiều ưu điểm so với các dạng kết cấu khác: nguyên vật liệu của kết cấu bê tông cốt thép như thép, đá, sỏi, xi măng đều là những vật liệu địa phương và có giá thành hợp lý, kỹ thuật thi công tương đối đơn giản, có đặc tính chịu lực tốt, tuổi thọ cao, chi phí khai thác và duy tu thấp, có thể tạo dáng kiến trúc đẹp v.v... Tuy nhiên, bê tông cốt thép là loại vật liệu phức hợp do bê tông và cốt thép cùng cộng tác chịu lực với nhau vì vậy đây là vật liệu có cấu tạo vật chất không liên tục, không đồng nhất và không đẳng hướng. Do nguyên nhân này làm việc xác định các chỉ tiêu cơ lý của vật liệu bê tông cốt thép gặp nhiều khó khăn. Để giải những bài toán về vật liệu bê tông cốt thép, mỗi nước lại có những quan niệm, giả thiết, giả thuyết riêng. Từ đó, tiêu chuẩn thiết kế bê tông cốt thép của mỗi nước là khác nhau.

Trong những năm qua, cùng với việc mở cửa nền kinh tế, nước ta có nhiều công trình có vốn đầu tư nước ngoài được thực hiện. Trong những công trình đó, có rất nhiều công trình được thiết kế và xây dựng theo tiêu chuẩn quy phạm của nước ngoài, trong đó đáng chú ý là tiêu chuẩn của Nga, Hoa Kỳ và các nước Châu Âu. Việc tìm hiểu kỹ tiêu chuẩn, quy phạm của các nước này thông qua đó đối chiếu với tiêu chuẩn của Việt Nam là công việc cần thiết trong thời điểm hiện nay.

Trong luận văn này, bằng việc nghiên cứu lý thuyết, tác giả mong muốn tiếp cận vấn đề này thông qua một bài toán cụ thể, đó là: ***“Nghiên cứu ổn định của cột bê tông cốt thép theo TCVN 5574-2012”*** qua đó tìm hiểu về các cách tính toán về ổn định của cột bê tông cốt thép chịu nén lệch tâm, nghiên cứu các yếu tố ảnh hưởng đến ổn định của cột từ đó hoàn thiện thêm bài toán thiết kế cột bê tông cốt thép và bài toán kiểm tra khả năng chịu lực của cột.

Nội dung của luận văn này được chia thành 3 Chương:

Chương 1. Trình bày tổng quan về bài toán ổn định của cột bê tông cốt thép chịu nén lệch tâm. Trong đó có đưa ra cách tính toán theo các tiêu chuẩn của Việt Nam, Liên Xô cũ, Úc, Châu Âu và Mỹ.

Chương 2. Trình bày về ổn định của cột bê tông cốt thép chịu nén lệch tâm.

Chương 3. Kết luận và kiến nghị.

CHƯƠNG 1

TỔNG QUAN VỀ CÁCH TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH CỘT BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU NÉN LỆCH TÂM

1-1. LỊCH SỬ PHÁT TRIỂN CỦA KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP [1; 3]

Vữa bằng vôi đầu tiên được sử dụng trong nền văn minh Minoan ở Crete khoảng 2000 năm trước Công nguyên và vẫn còn sử dụng đến nay ở nhiều nơi trên thế giới, loại vữa này có nhược điểm là bị hòa tan khi bị ngâm trong nước và do vậy không thể sử dụng cho các môi nổi để hở ngoài tự nhiên hoặc các môi nổi dưới nước. Khoảng thế kỷ thứ ba trước Công nguyên, người La Mã đã khám phá ra một loại tro núi lửa chứa cát mịn, khi được trộn với vữa vôi cho ra một loại vữa bền chắc và cứng hơn nhiều so với vữa bằng vôi trước đó và có thể sử dụng tốt dưới nước. Loại vữa này có thể coi là loại bê tông sơ khai trong ngành xây dựng.

Kết cấu bê tông đáng lưu ý nhất do người La Mã xây dựng là mái vòm Pantheon ở Roma được hoàn thành vào năm 126 sau Công nguyên. Mái vòm này có khẩu độ khoảng 45m, giữ kỷ lục nhịp dài nhất cho đến tận thế kỷ 19. Bê tông mái vòm này có chứa các mảnh gạch vỡ. Trong phạm vi gần đỉnh mái vòm này, người ta đã sử dụng các vật liệu bê tông nhẹ hơn, sử dụng loại đá bọt tại đỉnh để giảm các mô men tĩnh tải. Mặc dù bên ngoài được trang trí rất đẹp nhưng người ta vẫn có thể nhận thấy dấu hiệu của ván khuôn khi nhìn từ bên trong.

Trong quá trình thiết kế công trình hải đăng Eddystone cách bờ biển phía Nam của Anh trước năm 1800 sau Công nguyên, kỹ sư người Anh, John Smeaton đã phát hiện ra rằng hỗn hợp đá vôi nung và đất sét có thể sử dụng là hỗn hợp vật liệu mà sẽ hoá cứng dưới nước và chịu được nước. Vào những năm tiếp theo, có nhiều người sử dụng vật liệu của Smeaton nhưng điều khó khăn để tìm đá vôi và đất sét ở cùng một mỏ đá do hạn chế khả năng sử dụng loại hỗn hợp vật liệu này. Vào năm 1824, Joseph Aspdin đã trộn đá vôi và đất sét từ các mỏ khác nhau và nung hỗn hợp này trong một lò để làm xi măng. Aspdin đã đặt tên cho sản phẩm của

mình là xi măng Portland vì bê tông làm từ nó giống như đá Portland, là tên một loại đá vôi cao cấp được khai thác từ đảo Portland ở phía Nam nước Anh. Xi măng này được Brunei sử dụng vào năm 1828 làm vữa đệm lót phần xây lề của một đường hầm dưới sông Thames và vào năm 1835 làm các trụ cầu bê tông khối lớn. Trong thời gian này, đôi khi trong quá trình sản xuất xi măng, hỗn hợp đá vôi và đất sét này bị quá nóng rồi tạo thành xỉ cứng mà được xem như bị hỏng bỏ đi. Vào năm 1845, I.C Jonhson đã tìm thấy loại xi măng tốt nhất bắt nguồn từ việc nghiền loại xỉ cứng này. Đây là loại vật liệu mà ngày nay được biết đến là xi măng Portland.

Vào năm 1854, W.B. Wilkinson ở Newcastle đã đăng ký một bằng sáng chế về hệ thống sàn bê tông cốt thép mà sử dụng các mác vòm làm bằng vữa rỗng làm nhiệm vụ của ván khuôn. Các đường gân giữa các ván khuôn được đổ đầy bê tông và được đặt các dây thép ở giữa các đường gân. Ở Pháp, Lambot đã chế tạo một con thuyền bằng bê tông được gia cường bằng dây thép vào năm 1849 và được trao bằng sáng chế vào năm 1855. Bằng sáng chế của ông bao gồm các bản vẽ dầm bê tông cốt thép và một cột được gia cố bằng 4 thanh sắt xung quanh. Vào năm 1861, kỹ sư Coignet người Pháp đã xuất bản một cuốn sách minh họa cách sử dụng bê tông cốt thép.

Kỹ sư người Hoa Kỳ, Thaddeus Hyatt đã thí nghiệm các dầm bê tông cốt thép vào những năm 50 thế kỷ 19. Các dầm của ông có các thanh cốt thép dọc ở vùng kéo và cốt thép đai thẳng để chịu lực cắt. Khi ông xuất bản riêng một cuốn sách mô tả thí nghiệm của ông và xây dựng thành hệ thống vào năm 1877 thì công trình nghiên cứu của ông mới được biết đến.

Có thể nói, động lực lớn nhất cho sự phát triển ban đầu của kiến thức khoa học về dầm bê tông cốt thép bắt nguồn từ công trình của Joseph Monier, ông chủ của một vườn ươm cây ở Pháp. Vào khoảng năm 1850, Monier đã bắt đầu thí nghiệm với các chậu bê tông được gia cố bằng sắt

để trồng cây. Ông đã được cấp bằng sáng chế cho ý tưởng của mình vào năm 1867. Bằng sáng chế này tiếp theo các bằng sáng chế về các ống và các thùng bê tông được gia cố cốt thép năm 1868, tấm phẳng bê tông cốt thép năm 1869, các cầu bê tông cốt thép năm 1873 và cầu thang bê tông cốt thép năm 1875.

Vào năm 1880-1881, Monier đã nhận các bằng sáng chế ở Đức cho nhiều ứng dụng tương tự. Các bằng sáng chế này được cấp phép cho công ty xây dựng VVayss và Preitag và đã uỷ nhiệm cho các giáo sư Moerch và Bach của đại học Stuttgart để làm kiểm định độ bền của bê tông cốt thép đồng thời uỷ nhiệm cho ông Koenen, trưởng thanh tra xây dựng của Phổ, phát triển phương pháp tính toán độ bền bê tông cốt thép. Cuốn sách của Koenen xuất bản vào năm 1886 đã trình bày sự phân tích mà giả định rằng trục trung hoà nằm ở giữa chiều cao của tiết diện cầu kiện.

Vào thời kỳ từ năm 1875 đến năm 1900, khoa học về bê tông cốt thép đã được phát triển qua một loạt các bằng sáng chế. Một cuốn sách ở Anh xuất bản vào năm 1904 đã liệt kê 43 hệ thống công trình được cấp bằng sáng chế, 15 hệ thống công trình được cấp bằng sáng chế ở Pháp, 14 ở Đức, Áo, Hungary, 8 ở Mỹ, 3 ở Anh và 3 hệ thống công trình ở những nơi khác. Phần lớn các hệ thống bằng sáng chế này được phân biệt bằng các hình dạng thanh và kiểu cách mà thanh bị uốn.

Từ năm 1890 đến năm 1920, các kỹ sư thực hành dần dần đã nắm được kiến thức về cơ học của bê tông cốt thép, khi các cuốn sách, các bài báo kỹ thuật và các tiêu chuẩn đã thể hiện các lý thuyết ấy. Trong một tài liệu năm 1894 cho Hội kỹ sư Công chính Pháp, Coignet và De Tedesko đã mở rộng các lý thuyết của Koenen để phát triển phương pháp thiết kế ứng suất làm việc của cầu kiện chịu uốn, sau đó được sử dụng phổ cập từ năm 1900 đến năm 1950. Trong những thập kỷ vừa qua, sự nghiên cứu rộng rãi đã được thể hiện trên các khía cạnh làm việc của bê tông cốt thép khác nhau dẫn đến sự ra đời của các tiêu chuẩn thiết kế và thi công hiện hành.

Kết cấu bê tông dự ứng lực được E.Freyssinet sáng chế và phát

triển, vào năm 1928. Ông đã xác định được rằng sử dụng sợi bê tông cường độ cao là cần thiết cho kết cấu dự ứng lực bởi vì sự co ngót của bê tông và nhiều yếu tố khác đã làm tiêu hao phần lớn dự ứng suất nếu sử dụng các thanh cốt thép cường độ bình thường để chế tạo ra dự ứng lực. E. Freyssinet đã phát triển loại cốt thép vẫn cường độ cao và thiết kế xây dựng một số cây cầu và kết cấu tiên tiến thời bấy giờ.

Giáo sư Loleit người Nga cùng với nhiều nhà khoa học khác đã nghiên cứu tính không đồng nhất và đẳng hướng, tính biến dạng đàn hồi dẻo của bê tông và kiến nghị phương pháp tính toán theo giai đoạn phá hoại vào năm 1939. Đến năm 1955 ở Liên xô đã bắt đầu tính toán theo phương pháp mới hơn là phương pháp tính toán theo trạng thái giới hạn. Phương pháp đó ngày càng được hoàn thiện và đang được nhiều nước trên thế giới kể cả nước ta sử dụng trong thiết kế kết cấu bê tông cốt thép.

Công trình sử dụng kết cấu bê tông cốt thép đầu tiên ở Mỹ là một ngôi nhà do kỹ sư cư khí W.E.Ward xây dựng ở Long Island vào năm 1875 ở California E.L.Ransome đã thí nghiệm dầm bê tông cốt thép vào năm 1870 và được cấp bằng sáng chế về một thanh cốt thép xoắn vào năm 1884. Cùng năm đó, E.L.Ransome đã độc lập phát triển một tập hợp quy trình thiết kế riêng của ông. Vào năm 1888, ông đã xây dựng một tòa nhà có cột đúc thép và hệ thống sàn nhà bằng bê tông cốt thép gồm các dầm và bản sàn làm bằng các vòm kim loại bịt phủ bê tông. Vào năm 1890, Ransome đã xây dựng Leland Starúbrd, Jr. Museum ở San Francisco, tòa nhà cao hai tầng có sử dụng dây cáp treo để làm nhiệm vụ như cốt thép của dầm bê tông. Vào năm 1903 ở Pennsylvannia, ông đã xây dựng tòa nhà đầu tiên ở Hoa Kỳ hoàn toàn tạo khung bằng bê tông cốt thép.

Ở Việt Nam, bê tông cốt thép cũng đã được du nhập vào từ khoảng đầu thế kỷ 20 trong thời kỳ Pháp thuộc để làm cầu, đập nước, cống và nhà cửa dân dụng công nghiệp. Khu liên hợp gang thép Thái Nguyên, Nhà máy công cụ số 1 Hà Nội...là những công trình lớn bằng bê tông cốt thép đầu tiên được xây dựng.

Bê tông cốt thép đang còn là một loại vật liệu xây dựng chủ yếu ở nước ta cũng như trên thế giới, nó cần phải được nghiên cứu từ lý thuyết cơ bản, lý thuyết tính toán thiết kế và đầu tư kỹ thuật cho việc hiện đại hóa công tác chế tạo cấu kiện trong nhà máy cũng như thi công toàn khối tại hiện trường.

1-2. CÁCH TÍNH TOÁN VỀ ỔN ĐỊNH CỘT BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU NÉN LỆCH TÂM THEO QUY PHẠM LIÊN XÔ CŨ (CHnn - 62) [9]

Theo quy phạm Liên xô cũ, cần xét tới ảnh hưởng của tải dài hạn và độ mảnh của thanh chịu nén khi: $l_0/r_u > 35$ (với cột có tiết diện chữ nhật $l_0/h > 10$)

Trong đó: l_0 là chiều dài tính toán tra theo bảng.

$$r_u = \sqrt{\frac{I}{F}}$$

I: là bán kính quán tính của tiết diện đối với trục đi qua trọng tâm tiết diện và vuông góc với mặt uốn

F: là diện tích của tiết diện

Khi xét tới tải dài hạn, lúc này lực dọc tính toán N_{tt} phải thay bằng lực dọc tương đương N_{td}

$$N_{td} = \frac{N_{dh}}{m_{\gamma,dh}} + N_{ngh}$$

và N_{td} tác động với độ lệch tâm e_{0td}

$$e_{0td} = \frac{\frac{N_{dh}}{m_{\gamma,dh}} e_{odh} + N_{ngh} \cdot e_{ongh}}{N_{td}}$$

Trong đó:

N_{dh} và e_{odh} là lực dọc tính toán và độ lệch tâm của tải trọng dài hạn.

N_{ngh} và e_{ongh} : lực tính toán và độ lệch tâm của tải trọng ngắn hạn.

Mômen tính toán tương đương là:

$$M_{td} = \frac{M_{dh}}{m_{\Delta, dh}} + M_{ngh}$$

Với:

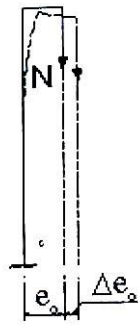
$$m_{\Delta, dh} = \frac{m_{dh} + 2 \frac{e_{odh}}{h}}{1 + 2 \frac{e_{odh}}{h}}$$

m_{dh} là hệ số, tra theo bảng.

$$e_{odh} = \frac{M_{dh}}{N_{dh}}$$

Khi $l_0 / r_u > 35$ phải kể tới ảnh hưởng của dọc tới nội lực trong cột:

$$M = Ne_0 + N\Delta e_0$$



Hình 1.1. Biên dạng cột BTCT
chịu nén lệch tâm

Trong đó:

Hệ số uốn dọc

$$\eta = \frac{e_0 + \Delta e_0}{e_0} = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_3}} \quad (1.8)$$

Trong đó: N là ngoại lực tác dụng.

N_3 là lực dọc tới hạn khi nén đúng tâm cột này

$$N_3 = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} \quad (1.9)$$

Với I là mô men quán tính của tiết diện: $I = F \cdot r_u^2$ (1.10)

Thay (1.10) vào (1.8) có:

$$\pi \frac{1}{1 - \frac{N}{\pi^2 EF} \left(\frac{l_0}{r_u} \right)^2} \quad (1.11)$$

Thay $\pi^2 \cdot E = 12 \cdot C \cdot R_u$ với C là đặc trưng độ cứng của tiết diện.

Ở đây:

$$C = \frac{66000}{R + 350} \left(\frac{1}{\frac{e_0}{h} + 0,16} + 200\mu + 1 \right) \quad (1.12)$$

Với: R là mác bê tông chịu nén.

μ là hàm lượng cốt thép.

$$\mu = \frac{F_a}{F} \quad (1.13)$$

$$\text{Thay vào ta được: } \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{12.C.R_u.R} \left(\frac{r_u}{l_0} \right)^2} \quad (1.14)$$

$$\text{Lực dọc tới hạn là: } N_s = 12.C.R_u.F \left(\frac{r_u}{l_0} \right)^2 \quad (1.15)$$

1.3. CÁCH TÍNH TOÁN VỀ ỔN ĐỊNH BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU NÉN LỆCH TÂM THEO TIÊU CHUẨN ÚC (AS 3600) [8]

Theo tiêu chuẩn Úc (AS 3600), cột bê tông cốt thép chịu nén lệch tâm kể đến ảnh hưởng của uốn dọc được gọi là cột mảnh. Khả năng chịu tải của cột mảnh giảm đi đáng kể do tác dụng của mô men thứ cấp (mô men uớc dọc), do độ võng ngang của cột gây ra.

Phương pháp đơn giản và thông dụng theo tiêu chuẩn này dùng để thiết kế cột là phương pháp đưa vào hệ số tăng mô men. Theo đó, dưới tác dụng của lực dọc N^* , mô men lệch tâm ban đầu là M^*_0 , mômen thứ cấp M^* xác định như sau:

$$M^* = \delta.M^*_0 \quad (1.16)$$

Trong đó:

δ là hệ số tăng mô men (có ý nghĩa giống với hệ số η theo TCVN 5574-2012)

$$\delta = \frac{1}{1 - \frac{N^*}{N_c}}$$

Với N_c là lực dọc tới hạn, được xác định theo công thức sau:

$$N_c = P_c = \pi^2 \frac{EI}{L_e^2}$$

Trong đó:

EI là độ cứng kéo, nén của tiết diện.

$$EI = \frac{200.d\phi.M_{ub}}{1 + \beta_d} \quad (1.19)$$

ϕ là hệ số giảm khả năng chịu lực

M_{ub} là mô men phá hoại cân bằng của tiết diện.

β_d là hệ số kể đến ảnh hưởng của từ biến.

$$\beta_d = \frac{G}{G + Q}$$

G là tĩnh tải tác dụng lên cầu kiện.

Q là hoạt tải tác dụng lên cầu kiện.

1.4 CÁCH TÍNH TOÁN VỀ ỔN ĐỊNH CỘT BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU NÉN LỆCH TÂM THEO NGUYÊN LÝ CỦA ỦY BAN BÊ TÔNG CHÂU ÂU (CEB) [5].

1.4.1. Các giả thiết cơ bản

- Bỏ qua khả năng chịu kéo của bê tông
- Biến dạng tỷ đối của bê tông chịu nén không vượt quá 3,5‰
- Biểu đồ phân bố ứng suất nén của bê tông quy về hình chữ nhật.

1.4.2. Tính toán về ổn định

Khi cầu kiện nén lệch tâm có độ mảnh $l/i > 40$ (l là chiều dài của cầu kiện, i là bán kính quán tính của tiết diện) phải xét tới ảnh hưởng của uốn dọc đến sự tăng nội lực trong cầu kiện. Tính toán chính xác tải trọng uốn dọc là điều khó thực hiện vì vậy CEB đưa ra phương pháp thực hành là đưa vào mô men uốn phụ thêm M_c .

Đối với cột có tiết diện chữ nhật không đổi, mô men uốn phụ M_c được tính theo công thức:

$$M_c = N.(h_t + e_0) \cdot \frac{E_b}{3000.\sigma_E} \quad (1.21)$$

Trong đó:

N là lực dọc lớn nhất

h_t là chiều cao tiết diện song song với mặt phẳng uốn.

e_0 là độ lệch tâm của lực dọc đối với trọng tâm tiết diện.

E_b là mô đun đàn hồi của bê tông.

σ_E là ứng suất gây ra uốn dọc.

1.5.CÁCH TÍNH TOÁN CỘT BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU NÉN LỆCH TÂM THEO TIÊU CHUẨN MỸ (ACI 318- 1999) [4; 7]

1.5.1. Nguyên lý thiết kế kết cấu bê tông cốt thép theo tiêu chuẩn ACI

1.5.1.1. Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép theo phương pháp trạng thái giới hạn.

Khi một kết cấu hoặc một chi tiết kết cấu trở nên không còn phù hợp với mục đích sử dụng của nó thì theo ACI cho rằng nó đã đạt tới trạng thái giới hạn. Các trạng thái giới hạn đối với kết cấu bê tông cốt thép có thể chia thành ba nhóm chính:

**Trạng thái giới hạn phá hủy:*

Trạng thái giới hạn này là sự sụp đổ từng phần hay toàn bộ kết cấu của một công trình xây dựng. Các trạng thái giới hạn phá hủy chủ yếu là:

- Mất cân bằng của toàn bộ hoặc một phần kết cấu dưới dạng khối cứng. Thông thường, sự phá hủy này liên quan đến sự lật hoặc trượt của toàn bộ công trình.
- Hư hỏng một bộ phận kết cấu nào đó dẫn đến sự sụp đổ một phần hoặc toàn bộ công trình.
- Kết cấu sụp đổ dần dần: Trong một vài trường hợp, sự hư hỏng hạn chế trong một khu vực nhỏ có thể làm cho các cấu kiện lân cận bị quá tải và hỏng là nguyên nhân toàn bộ kết cấu bị sụp đổ.
- Hình thành khớp dẻo: Một cơ cấu được hình thành tạo ra khớp dẻo tại các mặt cắt đủ làm cho kết cấu không ổn định.
- Sự mất ổn định do biến dạng của kết cấu, kiểu hư hỏng này liên quan đến hiện tượng uốn dọc của kết cấu.
- Độ bền mỏi: Sự đứt gãy của cấu kiện do hiện tượng lặp đi lặp lại chu kỳ

ứng suất do tải trọng khai thác có thể dẫn đến sự đổ kết cấu công trình.

Trạng thái giới hạn khai thác:

Các trạng thái giới hạn này liên quan đến tình trạng mà kết cấu tuy không sụp đổ ngay lập tức nhưng không thể khai thác sử dụng bình thường theo đúng chức năng đã thiết kế ban đầu của kết cấu. Do có ít nguy cơ làm giảm tuổi thọ công trình nên thông thường xác suất sự cố cao hơn có thể được cho phép so với trong trường hợp trạng thái giới hạn phá hủy. Các trạng thái giới hạn khai thác bao gồm:

- Độ biến dạng quá mức so với điều kiện khai thác thông thường.
- Độ rộng vết nứt quá mức.
- Dao động bất lợi.

****Trạng thái giới hạn đặc biệt:***

Nhóm trạng thái giới hạn này liên quan đến tình trạng hư hại hoặc sụp đổ do những điều kiện bất thường hoặc tải trọng bất thường, bao gồm:

- Hư hại hay sụp đổ trong các trận động đất mạnh.
- Ảnh hưởng của cháy, nổ hoặc sự va chạm của phương tiện đến kết cấu.
- Ảnh hưởng của sự ăn mòn và hư hại đến kết cấu công trình.
- Tình trạng thiếu ổn định về mặt hóa học hoặc vật lý lâu dài (thông thường thì trạng thái giới hạn này ít xảy ra đối với kết cấu bằng bê tông cốt thép).

1.5.1.2. Tính toán kết cấu theo các trạng thái giới hạn.

Tính toán kết cấu bê tông cốt thép theo tiêu chuẩn ACI đòi hỏi phải đảm bảo các yêu cầu:

- Nhận dạng tất cả các kiểu hư hỏng tiềm tàng để thiết kế kết cấu chống lại những hư hỏng đó.
- Xác định mức an toàn có thể chấp nhận để chống lại sự cố của mỗi trạng thái giới hạn (thông thường thì bước này được quy định trong tiêu chuẩn).
- Nghiên cứu của kỹ sư thiết kế về các trạng thái giới hạn quan trọng.

Thông thường, đối với các công trình xây dựng, việc tính toán trạng thái giới hạn được bắt đầu bằng việc kiểm tra theo nhóm trạng thái giới hạn phá hủy, tiếp sau là việc kiểm tra xem kết cấu có thể bị nguy hiểm theo nhóm trạng thái giới hạn khai thác và cuối cùng là nhóm trạng thái đặc biệt.

1.5.1.3 Các phương pháp thiết kế của tiêu chuẩn ACI

Tiêu chuẩn ACI - 1999 cho phép tồn tại đồng thời hai phương pháp thiết kế khác nhau. Phương pháp thiết kế phổ biến nhất được sử dụng liên quan đến hệ số tải trọng và hệ số sức bền và được gọi là phương pháp *thiết kế theo độ bền*. Về cơ bản thì phương pháp này là thiết kế trạng thái giới hạn nhưng luôn lưu ý đến việc kiểm tra theo nhóm trạng thái giới hạn phá hủy, còn các trạng thái giới hạn khai thác sẽ được kiểm tra sau khi thiết kế ban đầu đã hoàn thành.

Bên cạnh việc áp dụng phương pháp trên thì phương pháp *thiết kế theo ứng suất khai thác* có thể được sử dụng. Việc thiết kế theo phương pháp này dựa trên các tải trọng khai thác còn được xem như các tải trọng không nhân hệ số. Phương pháp thiết kế theo ứng suất khai thác giả định rằng trạng thái giới hạn phá hủy sẽ được thỏa mãn do việc không chế ứng suất trong cấu kiện luôn nhỏ hơn ứng suất cho phép. Tùy thuộc vào khả năng thay đổi của vật liệu và tải trọng thì điều này không cần thiết. Phương pháp *thiết kế theo ứng suất khai thác* có nhiều mặt hạn chế. Hạn chế nghiêm trọng nhất là do thiếu khả năng để tính một cách thích hợp đối với sự biến đổi của sức bền và tải trọng, thiếu nhận biết về mức độ an toàn và không có khả năng xử lý các nhóm tải trọng trong đó một tải trọng tăng lên với mức độ khác so với các tải trọng khác.

Ngoài ra, tiêu chuẩn ACI còn cho phép sử dụng *phương pháp thiết kế theo biến dạng dẻo* hay còn được gọi là *phương pháp thiết kế giới hạn*. Theo phương pháp này thì trong quá trình thiết kế mà xét tới sự phân bố lại các mô men khi mặt cắt ngang kế tiếp biến dạng tạo thành các khớp dẻo và dẫn đến một cơ cấu dẻo. Phương pháp này thích hợp trong việc

thiết kế kháng chấn.

1.5.1.4. Độ bền khi nén của bê tông

Độ bền khi nén của bê tông hay còn được gọi là cường độ chịu nén của bê tông là độ bền nén một trục được đo bởi thí nghiệm nén khối lăng trụ thử nghiệm chuẩn.

Thí nghiệm độ bền nén chuẩn

Theo tiêu chuẩn ACI, mẫu thí nghiệm là khối lăng trụ được đổ trong khuôn qua 24 giờ ở hiện trường hoặc trong phòng thí nghiệm ở nhiệt độ 60 °F đến 80°F (15,5°C đến 26,6 °C), được bảo vệ để không mất độ ẩm và nhiệt độ vượt quá quy định, sau đó được bảo dưỡng ở nhiệt độ 73°F (22,8°C) trong phòng ẩm hoặc ngâm trong nước bị bão hòa vôi, nén thí nghiệm khi mẫu bê tông được 28 ngày.

Kết quả thí nghiệm độ bền chuẩn khi nén mẫu bê tông là giá trị trung bình của những độ bền khi nén của hai mẫu trụ từ cùng một mẫu thí nghiệm ở 28 ngày hoặc một ngày sớm hơn được định trước và quy đổi. Những độ bền này được thí nghiệm ở tốc độ đặt tải khoảng 35 psi/s (241,3 KN/m².s) tạo ra hư hỏng của khối trụ ở 1,5 đến 3 phút. Với bê tông có độ bền cao đạt tới độ bền thiết kế của chúng lâu hơn bê tông chuẩn.

Theo tiêu chuẩn ACI, cường độ chịu nén theo tuổi của bê tông làm từ xi măng loại 1 và được bảo dưỡng ẩm ở nhiệt độ 70°F (21°C) được tính theo công thức:

$$f_{c(t)} = f_{c(28)} \left(\frac{1}{4 + 0,85t} \right) \quad (1.22)$$

Trong đó, $f_{c(t)}$ là độ bền nén ở tuổi t (ngày). Với xi măng loại 3, công thức (1.22) được thay bằng.

$$f'_{c(t)} = f'_{c(28)} \left(\frac{1}{2,3 + 0,92t} \right) \quad (1.23)$$

1.5.2. Các giả thiết khi tính toán cột bê tông cốt thép có tiết diện hình chữ nhật chịu nén lệch tâm bị hư hỏng theo tiêu chuẩn ACI

– Cột có mặt cắt ngang hình chữ nhật với cốt thép trong hai lớp song

song với trục uốn và cách trục đó một khoảng cách đều nhau.

- Cốt thép chịu nén đã chảy dẻo khi cột bị phá hủy.
- Diện tích bê tông bị nứt có thể bỏ qua khả năng chịu kéo.

Tiết diện của cầu kiện vẫn là phẳng dưới tác dụng của tải trọng.

Biểu đồ tương tác đối với các phá hỏng do nén có thể biểu diễn bằng một đường thẳng từ sức chịu tải trọng dọc trục thuần túy tới tải trọng và mô men tương ứng với phá hủy cân bằng.

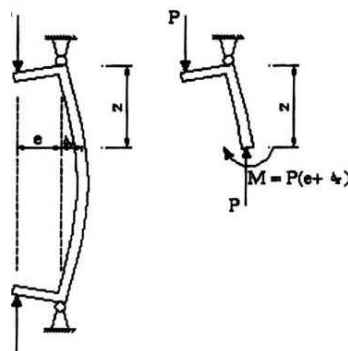
1.5.3. Các loại cột bê tông cốt thép có tiết diện hình chữ nhật chịu nén lệch tâm

Theo tiêu chuẩn ACI, cột bê tông cốt thép có tiết diện hình chữ nhật chịu nén lệch tâm được chia làm hai loại là cột ngắn (Tiếng Anh: Short Columns; Stocky Member) và cột mảnh (Tiếng Anh: Slender Columns). Trong luận văn này chỉ xin trình bày về cột mảnh có tiết diện hình chữ nhật chịu nén lệch tâm.

Cột mảnh là cột có sự giảm đáng kể khả năng chịu tải hướng dọc trục do có các mô men uốn ngang cột. Cột mảnh thường bị uốn ngang dưới tác dụng của tải trọng, điều này làm tăng các mô men trong cột lên và do đó làm yếu cột. Ví dụ: Cột tiết diện chữ nhật có độ mảnh $l/r = 100$ sẽ giảm khoảng 50% khả năng chịu tải so với cột có độ mảnh $l/r = 10$ (1 là chiều dài cột, r là bán kính quán tính của tiết diện cột)

Trong hình 1.2. thể hiện cột có đầu khớp chịu tải lệch tâm. Mô men đầu mút của cột là:

$$M_e = P.e$$



Hình 1.2. - Sơ đồ chịu nén lệch tâm của cột mảnh

Tại mặt cắt tiết diện ở tọa độ z cột có độ võng $\Delta_z \neq 0$ nằm trong mặt phẳng có độ cứng chống uốn nhỏ nhất.

$$M_e = P.(e + \Delta_z) \quad (1.25)$$

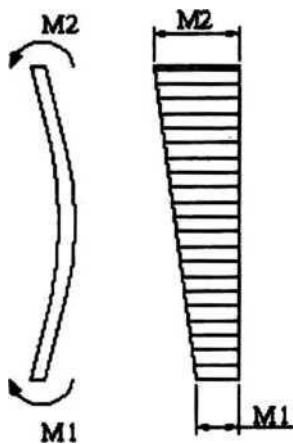
Độ uốn cong của cột làm tăng thêm giá trị mô men mà cột phải chịu. Trong cột đối xứng đưa ra ở đây, mô men cực đại xuất hiện ở giữa độ cao nơi mà độ biến dạng tối đa xảy ra.

Một cột được coi là mảnh khi:

$$\frac{k.l_u}{r} \geq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad (1.26)$$

Trong đó:

M_1 và M_2 là mô men ở đỉnh cột và đáy cột, quy ước dấu của M_1 và M_2 như trên hình 1.3.



Hình 1.3. Quy ước dấu M

k là hệ số chiều dài hiệu dụng ($k=1$ với cột hai đầu khớp)

l_u là chiều cao thực tế

$k.l_u$ là chiều dài tính toán

r là bán kính quán tính, $r = 0,3h$ đối với mặt cắt hình chữ

nhật, r được tính theo công thức.

$$r = \sqrt{\frac{I}{A}} \quad (1.27)$$

Hình 1.3 Quy ước dấu M_1/M_2

1.5.3.1. Uốn dọc của cột đàn hồi chịu tải hướng dọc trục

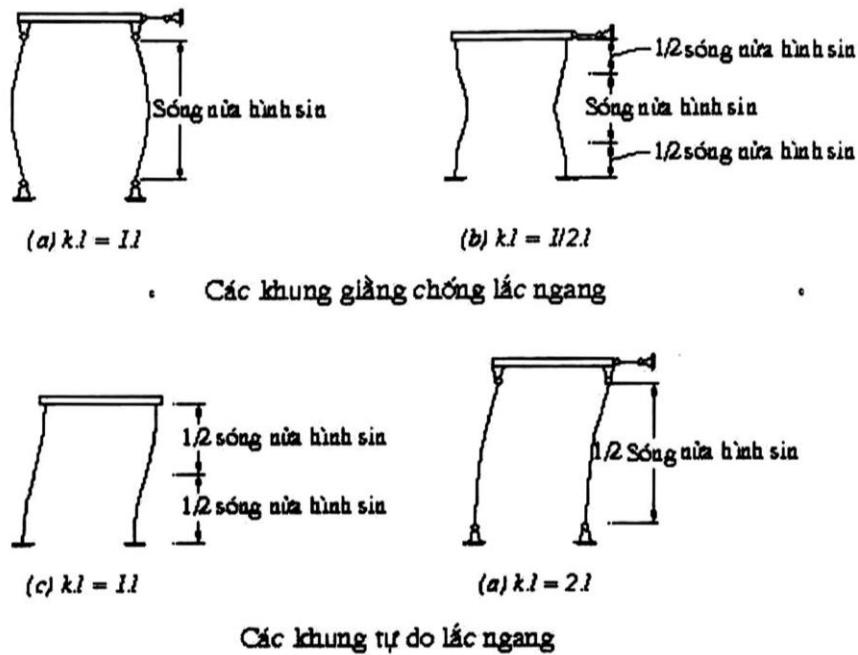
Theo bài toán Euler, lực dọc tới hạn của cột chịu nén là:

$$P_c = \frac{\pi^2 . E . I}{(k.l)^2} \quad (1.28)$$

Trong đó: $k.l$ là chiều dài hiệu dụng (tính toán) của cột (xem hình 1.4)

P_c là lực dọc uốn tới hạn Euler

$E.I$ là độ cứng của cột



Hình 1.4. Chiều dài hiệu dụng của các cột được lý tưởng hoá

1.5.3.2. Độ cứng cột EI

Khi tính toán tải trọng tới hạn P_{ct} sử dụng phương trình (1.28) phải sử dụng độ cứng chống uốn EI của cột. Giá trị EI được chọn đối với một mặt cắt cột đã cho thì mức tải trọng hướng trục và độ mảnh phải xấp xỉ với EI của cột tại thời điểm cột bị phá hoại.

Theo tiêu chuẩn ACI, độ cứng chống uốn của cột được tính theo công thức:

$$EI \frac{0,2E_c I_g + E_s I_{se}}{1 + \beta_d} \quad (1.29)$$

hoặc có thể tính bằng công thức đơn giản hơn:

$$EI = \frac{0,4.E_c.I_g}{1 + \beta_d} \quad (1.30)$$

Trong đó:

E_c, E_s lần lượt là mô đun đàn hồi của bê tông và cốt thép

I_g là tổng mô men quán tính của mặt cắt bê tông đối với trọng tâm của nó không tính đến cốt thép

I_{se} là mô men quán tính của cốt thép đối với trọng tâm của mặt cắt bê tông.

Số hạng $(1 + \beta_d)$ là hệ số kể đến ảnh hưởng của từ biến

$$\beta_d = \frac{g.n_1}{G.n_1 + Q.n_2} \quad (1.31)$$

Với $G.n_1$ là tĩnh tải nhân hệ số tối đa trong cột.

$G.n_1 + Q.n_2$ là tổng tải trọng hướng trục nhân hệ số trong cột.

Phương trình (1.29) chính xác hơn nhưng khó sử dụng hơn do I_{se} không được biết trước cho đến khi cốt thép được chọn. Vì vậy, việc thiết kế ban đầu có thể sử dụng phương trình (1.30).

Khi đó, lực dọc tới hạn được xác định là:

$$P_c = \frac{\pi^2}{(k.l)^2} \cdot \frac{0,2.E_c.I_g + E_s.I_{se}}{1 + \beta_d} \quad (1.32)$$

Hoặc có thể tính theo công thức đơn giản hơn:

$$P_c = \frac{\pi^2}{(k.l)^2} \cdot \frac{0,4.E_c.I_g}{1 + \beta_d} \quad (1.33)$$

1.5.3.3 Các cột mảnh trong kết cấu

Những cột đầu khớp ít khi được sử dụng trong công trình bê tông đúc tại chỗ, nhưng nó lại xuất hiện trong công trình bê tông đúc sẵn. Đôi khi nó có độ mảnh lớn.

Hầu hết các kết cấu công trình bằng bê tông cốt thép là những khung giằng với dầm ngang được liên kết với những bức tường chịu cắt, vách cầu thang hay lồng thang máy mà những kết cấu này thường lớn hơn nhiều bản thân các cột. Trong những trường hợp như vậy, cột bê tông cốt thép khi tính toán được xem là cột trong khung có giằng.

Theo sơ đồ trên hình 1.4, tiêu chuẩn ACI 318 -1999 chia làm 3 loại: cột mảnh có hai đầu liên kết khớp, cột mảnh liên kết ngàm trong khung giằng (Tiếng Anh: Braced Frames) và cột mảnh trong khung không giằng (Tiếng Anh: Unbraced Frames).

1.5.4. Tính toán cột mảnh liên kết khớp trong khung giằng

1.5.4.1. Sự khuếch đại mô men đối với cột mảnh liên kết khớp chịu tải trọng hai đầu cân bằng (hình 1.5a).

Theo tiêu chuẩn ACI, khung giằng được định nghĩa là hệ kết cấu có chuyển vị ngang trong phạm vi một tầng ảnh hưởng không đáng kể đến

mô men trong kết cấu cột (mục RI0.11.2, ACI 318). Tuy nhiên, trong thực tế hiếm khi gặp những hệ kết cấu giằng hay không giằng tuyệt đối. Trong thực hành tính toán thiết kế cột chịu nén, có thể chấp nhận kết cấu như là hệ khung giằng nếu trong tầng có bố trí các kết cấu giằng với hệ vách và lõi cứng chịu tải trọng ngang có độ cứng lớn hơn 6 lần độ cứng tổng cộng của các cột trong tầng. Với độ cứng như chênh lệch như thế này, chuyển vị ngang tại hai đầu của cột có thể coi là bằng nhau và không gây ra trong cột hiện tượng tăng mô men nội lực do chuyển vị ngang. Khi đó, chỉ số ổn định (Tiếng Anh: Stability Index):

$$Q = \frac{\sum P_u \cdot \Delta_u}{H_u \cdot h_s} \leq 0,05 \quad (1.34)$$

$\sum P_u$ là tổng tải trọng dọc trực tác dụng lên tất cả các cột trong tầng. Δ_u là chuyển vị ngang do H_u sinh ra.

H_u là tổng lực ngang tính toán tác dụng trong tầng.

h_s là chiều cao của tầng.

Nếu thỏa mãn biểu thức (1.34), mô men phụ sinh ra do độ lệch tâm của lực dọc trong cột mảnh sẽ nhỏ hơn 5% nên có thể bỏ qua mô men này trong tính toán.

Trong quá trình tính toán hệ khung không giằng, các tải trọng đứng (tĩnh tải và hoạt tải sàn) có thể tác dụng không đối xứng và do đó xuất hiện chuyển vị ngang. Tuy nhiên các chuyển vị ngang này khá nhỏ và có thể bỏ qua. Quy phạm ACI 318 (mục 10.11.5.1) cho phép bỏ qua ảnh hưởng của chuyển vị ngang nếu tính toán kết cấu thỏa mãn điều kiện:

$$\frac{\Delta}{l_u} \leq \frac{1}{1500} \quad (1.35)$$

Trong đó: Δ là chuyển vị ngang do tải trọng thẳng đứng gây ra.

l_u là chiều cao cột.

Dưới tác động của mô men đầu cột M_0 , cột có biến dạng uốn bằng Δ_0 (xem hình 1.5a). Khi tải lực nén dọc trục p được đặt vào cột thì biến dạng tăng một lượng Δ_a . Biến dạng cuối cùng tại điểm giữa cột là

$\Delta = \Delta_0 + \Delta_a$. Giả thiết rằng biến dạng uốn cuối cùng gần giống dạng sóng nửa hình sin. Biểu đồ mô men chính M_0 được thể hiện trên hình 1.5b và các mô men phụ là $P\Delta$ được thể hiện trên hình 1.5c Do cột biến dạng được giả định là một sóng hình sin nên biểu mô men do $P - A$ gây ra cũng là sóng hình sin. Sử dụng phương pháp diện tích mô men và quan sát thấy rằng dạng uốn là đối xứng. Phần diện tích S_1 trên hình 1.5c là:

$$S_1 = \left[\frac{P}{EI} (\Delta_0 + \Delta_a) \right] \cdot \frac{l}{2} \cdot \frac{2}{\pi} \quad (1.37)$$

Với EI là độ cứng của cột

Và trọng tâm của S_1 tới điểm giữa cột là l/π , do đó:

$$\Delta_a = \left[\frac{P}{EI} (\Delta_0 + \Delta_a) \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{2}{\pi} \right] \cdot \frac{l}{\pi} \quad (1.37)$$

$$\Delta_a = \frac{P.l^2}{\pi^2.E.I} (\Delta_0 + \Delta_a) \quad (1.38)$$

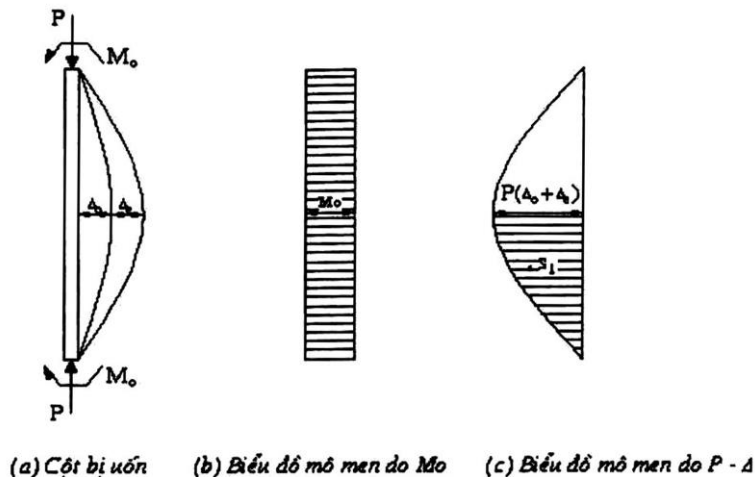
Do $P_e = \pi^2.EI/l^2$ nên: $\Delta_a = \frac{P}{EI} (\Delta_0 + \Delta_a)$ hay: $\Delta_a = \Delta_0 \left(\frac{P/P_e}{1 - P/P_e} \right)$ (1.39)

Vì độ uốn cuối cùng $\Delta = \Delta_0 + \Delta_a$ nên

$$\Delta = \Delta_0 = \Delta_0 \left(\frac{P/P_e}{1 - P/P_e} \right) \quad (1.40)$$

Hay:

$$\Delta = \frac{\Delta_0}{1 - P/P_e}$$



Hình 1.5- Các mômen uốn trong cột

Phương trình (1.41) chỉ ra bằng độ uốn theo cách thứ hai Δ , tăng lên khi tỷ số P/P_e tăng, tiến tới vô hạn khi $P = P_e$.

Mô men cực đại là:

$$M_c = M_0 + P \cdot \Delta \quad (1.42)$$

Trong đó M_c được nhắc tới như là mô men theo cách thứ hai và M_0 được nhắc tới như là mô men theo cách thứ nhất. Thay (1.41) vào (1.42) được:

$$M_c = M_0 + \frac{P \cdot \Delta_0}{1 - P/P_e} \quad (1.43)$$

Trên biểu đồ mô men trên hình 1.5b:

$$\Delta_0 = \frac{M_0 \cdot l_2}{8 \cdot E \cdot I} \quad (1.44)$$

Thay (1.44) và $P = (P/P_e) \pi^2 EI/l_2$ vào phương trình (1.43) được

$$M_c = \frac{M_0 \cdot (1 + 0,23 P/P_e)}{1 - P/P_e} \quad (1.45)$$

Hệ số 0,23 là hệ số biến thiên phụ thuộc vào hình dạng của biểu đồ M_0 , nó sẽ là -0,38 khi biểu đồ mô men hình tam giác với mô men M_0 tại đầu cột và mô men bằng không tại đầu còn lại.

Theo tiêu chuẩn ACI, để đơn giản trong tính toán cho phép loại bỏ số hạng $(1 + 0,23 P/P_e)$ vì số hạng này xấp xỉ bằng 1 và hệ số 0,23 là hệ số biến. Phương trình (1.45) được đưa về thành:

$$M_c = \delta \cdot M_0 \quad (1.46)$$

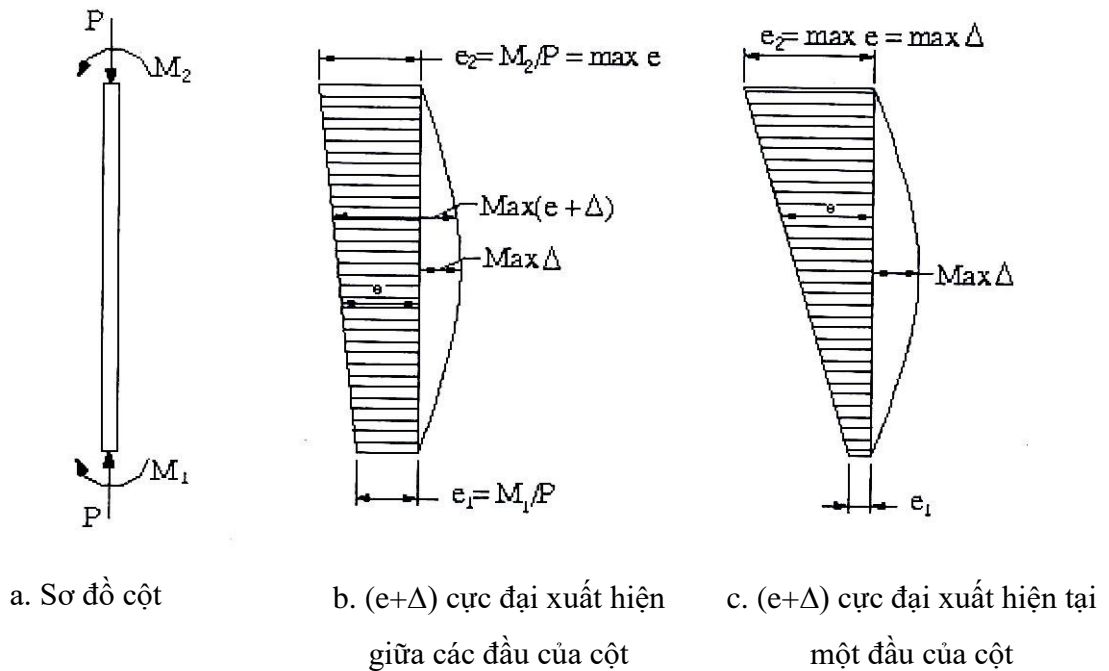
Trong đó δ được gọi là hệ số khuếch đại mô men:

$$\delta = \frac{1}{1 - P/P_e} \quad (1.46)$$

1.5.4.2. Ảnh hưởng của mô men hai đầu cột không bằng nhau lên độ bền của cột mảnh.

Trong trường hợp thực tế, thường gặp những trường hợp độ lệch tâm ở hai đầu cột là $e_1 = M_1/P$ và $e_2 = M_2/P$ với M_1 và M_2 là không bằng nhau, khi đó biểu đồ mô men được thể hiện như trên hình 1.6. Giá trị Δ lớn nhất xuất hiện ở giữa cột trong khi e cực đại xuất hiện ở đầu một đầu

cột. Do đó e_{max} và Δ_{max} không thể trực tiếp cộng thêm. Có hai trường hợp có thể xảy ra, đối với một cột mảnh có độ lệch tâm một đầu nhỏ thì tổng giá trị tối đa của $e + \Delta$ có thể xảy ra giữa những đầu của cột như thể hiện trên hình 1.6b, đối với cột ngắn hoặc cột có độ lệch tâm một đầu lớn thì tổng lớn nhất của $e + \Delta$ sẽ xuất hiện tại một đầu của cột như trên hình 1.6c.



Hình 1.6 - Biểu đồ mô men trong cột có M ngoại lực hai đầu không cân bằng

Trong phương pháp thiết kế khuếch đại mô men, cột phải chịu các mô men đầu mút không cân bằng được thay thế bằng một cột tương tự phải chịu những mô men cân bằng $C_m M_2$ ở cả hai đầu. Cần chọn mô men $C_m M_2$ để mô men khuếch đại lớn nhất giống nhau trên cả hai cột. Biểu thức đối với hệ số mô men tương đương C_m thu được ban đầu để sử dụng trong thiết kế đối với kết cấu bê tông cốt thép là:

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0,4 \quad (1.48)$$

Trong phương trình này M_1 và M_2 tương ứng với những mô men đầu cột nhỏ hơn và mô men đầu cột lớn, được tính toán nhờ việc sử dụng một phân tích đàn hồi thông thường theo cách thứ nhất. Quy ước về ký hiệu

cho tỷ lệ M_1/M_2 được minh họa tương tự như trên hình 1.3. Nếu những mô men M_1 và M_2 tác động gây uốn theo dạng độ cong đơn không có điểm uốn ngược giữa các đầu thì M_1/M_2 là dương. Nếu mô men M_1 và M_2 tác động gây uốn cột theo dạng độ cong kép với điểm mô men bằng không giữa hai đầu mút thì tỷ số M_1/M_2 là âm.

Phương trình (1.48) chỉ được áp dụng với cột có liên kết khớp ở hai đầu hoặc những cột trong những khung được giằng chịu tải mô men ở đầu cột và lực dọc theo trục cột. Trong tất cả những trường hợp khác tính đến những cột phải chịu tải trọng ngang giữa các đầu của chúng và cột chịu tải tập trung (không có mô men đầu cột) thì C_m được lấy bằng 1. Số hạng C_m không được tính đến trong phương trình cho sự khuếch đại mô men đối với những khung không được giằng.

Khi đó, hệ số khuếch đại mô men δ trở thành δ_{ns} được xác định như sau:

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - P/(\phi \cdot P_e)}$$

Với ϕ là hệ số giảm độ bền của cột, $\phi = 0,75$ đối với các cột mảnh.

1.5.4.3. Phương pháp khuếch đại mô men theo tiêu chuẩn ACI cho các cột mảnh hai đầu khớp

Trong thực hành thiết kế, tiêu chuẩn ACI có đưa ra các đường cong tương tác dùng để thiết kế cột có tiết diện chữ nhật với vật liệu, độ lệch tâm và các thông số tiết diện cho trước. Phương pháp này cho phép thiết kế cột bê tông cốt thép nhanh chóng và đơn giản tuy nhiên các mẫu đường cong này không thể bao trùm tất cả các trường hợp cần tính toán thiết kế trong thực tế. Vì vậy, tiêu chuẩn ACI cũng đưa ra phương pháp thử đúng dần như sau:

- Lựa chọn kiểu cột.
- Lựa chọn đặc tính vật liệu và tỷ lệ cốt thép.
- Lựa chọn kích thước sơ bộ cột theo công thức:

$$A_{g(tho)} \geq \frac{P_u}{0,45(f'_c + f_y \cdot p_t)} \quad (1.49)$$

với $p_t = A_{st}/A_g$. Phương trình (1.49) áp dụng cho cột bê tông cốt thép tiết diện hình chữ nhật có cốt đai vuông góc.

- Xác định chiều dài cột: Chiều dài không đỡ l_u là khoảng cách thoáng giữa các cầu kiện có khả năng tạo giá đỡ ngang. Trong trường hợp một cột đầu khớp l_u là khoảng cách giữa các khớp.

- Xác định chiều dài hiệu dụng: Đối với cột hai đầu khớp thì chiều dài hiệu dụng $kl_u = l_u$ (trường hợp này $k = l$).

- Xác định bán kính quán tính: Đối với mặt cắt chữ nhật $r = 0,3h$ hay r tính theo công thức: $r = \sqrt{I_g / A_g}$

- Xem xét những ảnh hưởng của độ mảnh, đối với cột hai đầu khớp cho phép bỏ ảnh hưởng của độ mảnh nếu kl_u thỏa mãn phương trình (1.26).

- Tính mô men khuỷch đại: $M_c = \delta_{ns} \cdot M_0$

Chỉ số dưới ns nói tới đặc điểm không lắc. Mô men M_0 được định nghĩa là mô men đầu cột lớn hơn tác động trên cột (tương ứng với mô men M_2).

$$\delta_{ns} = \frac{C_m}{1 - P_u / (\phi \cdot P_c)} \geq 1,0 \quad (1.50)$$

$$C_m = 0,6 + 0,4 \frac{M_1}{M_2} \geq 0,4 \quad (1.51)$$

Với:
$$P_c = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot I}{(k \cdot l_u)^2} \quad (1.52)$$

Và:
$$EI = \frac{0,2 \cdot E_c \cdot I_g + E_s \cdot I_{se}}{1 + \beta_d}$$

Hoặc:
$$EI = \frac{0,4 \cdot E_c \cdot I_g}{1 + \beta_d}$$

Phương trình (1.48) được viết lại để tính hệ số mô men tương đương C_m , và bao gồm hệ số an toàn (hệ số giảm độ bền) ϕ .

- Chọn cốt thép. (Sử dụng phương pháp tra biểu đồ và tra bảng)

- Kiểm tra sức chịu tải tối đa: $\Phi.M_n \geq M_u$ (1.53)

$$\Phi.P_n \geq P_u \quad (1.54)$$

Hệ số giảm độ bền $\Phi = 0.7$ đối với cột bố trí đai thường và $\phi = 0.75$ đối với cột bố trí cốt thép đai xoắn.

$$P_n = 0.85.f'_c.a.b + A'_s.f'_s - A_s.f_s \quad (1.55)$$

$$M_n = P_n e = 0.85.f'_c.a.b.\left(\frac{h}{2} - \frac{a}{2}\right) + A'_s.f'_s.\left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s.f_s.\left(d - \frac{h}{2}\right) - A_s.f_s.\left(d - \frac{h}{2}\right) \quad (1.56)$$

với: d là chiều cao làm việc hiệu dụng của tiết diện

d' là khoảng cách từ mép ngoài tiết diện phía chịu nén chiều hơn đến trọng tâm cột thép chịu nén.

f'_c là độ chịu bền nén quy định của bê tông.

f'_s là độ chịu bền nén quy định của cốt thép .

A_s là diện tích cốt thép chịu kéo.

A'_s là diện tích cốt thép chịu nén

b là chiều rộng tiết diện.

h là chiều cao tiết diện.

a là chiều cao khối ứng suất chữ nhật tương đương.

Trong đó a được xác định theo công thức:

$$a = \beta_1.c_b \quad (1.57)$$

và $a \leq h$ (1.58)

với $c_b = d.\frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y}$ (1.59)

1.5.5. Tính toán cột mảnh được ngàm trong khung giằng

1.5.5.1 Ảnh hưởng của việc ngàm trong khung được giằng

Trong một khung siêu tĩnh đơn giản, tải trọng P và mô men cân bằng M_{ext} được áp dụng tại mỗi nối ở đầu cột. Mô men M_{ext} cân bằng với mômen M_e trong cột và M_c trong dầm theo sự phân bố mômen:

$$M_c = \left(\frac{K_c}{K_c + K_b} \right) M_{ext} \quad (1.60)$$

Trong đó, K_c và K_b lần lượt là các độ cứng uốn của cột và dầm ở mỗi nối trên. Do vậy K_c tương ứng với mômen uốn đầu cột qua một góc đơn vị. Số hạng $K_c(K_c + K_b)$ là hệ số phân phối bố mômen cho cột:

Mômen tổng M_{\max} của cột giữa chiều cao cột là:

$$M_{\max} = M_c + P\Delta \quad (1.61)$$

Sự kết hợp giữa mômen $P\Delta$ và M_c gây ra độ uốn toàn phần lớn hơn và vì thế gây ra góc quay lớn hơn tại các đầu của cột so với trường hợp chỉ có M_c tác động. Do đó, một tác động của lực dọc làm trực giảm độ cứng của cột K_c . Khi đó phương trình (1.60) chỉ ra rằng phần M_{ext} đã được ấn định cho sự giảm độ cứng cột, gây ra giảm M_c do tác dụng đàn hồi trong cột giảm độ cứng cột, từ độ cứng K_b do tác dụng không đàn hồi và nứt trong dầm sẽ đưa mômen phân phối lại cột.

Trường hợp cột bê tông cột thép uốn theo độ cong đơn ($M_1/M_2 \leq 0$) cả hai mômen đầu cột giảm khi P tăng, cũng có thể thay đổi dấu. Các mômen cực đại trong cột có thể hoặc không thể tăng phụ thuộc vào các mức độ giảm tương đối trong mômen đầu cột so với các mômen $P\Delta$.

Đối với các cột chịu tải theo độ cong kép ($M_1/M_2 > 0$) thì trạng thái làm việc là khác. Giả định rằng mômen là M_2 là dương và mômen đầu cột M_1 là âm, có thể sự phân phối lại mômen là M_2 giảm hoặc có thể âm M_2 giảm có thể âm và M_1 có giá trị âm lớn hơn.

1.5.5.2. Ảnh hưởng của tải duy trì dài hạn trên các cột trong những khung giằng.

Đối với cột mảnh được ngàm chặt trong các khung giằng, sự giảm mômen đầu cột do từ biến làm giảm rất nhiều nguy cơ uốn dọc do giằng của các cột.

1.5.5.3 Thiết kế các cột mảnh được ngàm trong khung giằng.

- *Thiết kế gần đúng đối với ảnh hưởng của sự ngàm đầu cột trong khung giằng.*

Chiều dài hiệu dụng (tính toán) kl_u được định nghĩa là chiều dài của cột hai đầu khớp tương đương có cùng tải trọng uốn dọc. Khi một cột hai đầu khớp uốn dọc, biến dạng của nó có dạng là sóng nửa hình sin hoàn toàn theo dạng uốn.

Giá trị thực tế của k đối với một cột đàn hồi hàm của độ cứng tương đối ψ của các dầm và các cột tạo mỗi đầu của cột trong đó Ψ bằng:

$$\psi = \frac{\sum (E_c \cdot I_c / l_c)}{\sum (E_b \cdot I_b / l_b)} \quad (1.62)$$

Với các chỉ số dưới b và c tương ứng chỉ các dầm và các cột, và các chiều dài l_b và l_c được đo từ tâm của các mối nối. Dấu tổng nói đến tất cả các cấu kiện nén gặp nhau tại mỗi nối và tất cả các dầm hoặc các cấu kiện ngàm khác tại mỗi nối trong các trường hợp khác.

Nếu $\psi = 0$ tại một đầu cột, cột được hoàn toàn cố định tại đầu đó. Tương tự nếu $\psi = \infty$ biểu thị đầu đó liên kết khớp tuyệt đối. Do đó, khi Ψ tiến tới 0 tại hai đầu cột trong khung giằng thì k tiến tới 0,5 tương tự khi ψ tiến tới vô cùng tại hai đầu một cột được giằng thì k tiến tới (giá trị đối với hai đầu khớp).

Bảng 1.1 - Các hệ số chiều dài hiệu dụng cho các cột trong khung giằng

Liên kết đỉnh cột	Hệ số k				
	Khớp	0,70	0,81	0,91	0,95
Đàn hồi $\psi = 3,1$	0,67	0,77	0,86	0,90	0,95
Đàn hồi $\psi = 1,6$	0,65	0,74	0,83	0,86	0,91
Đàn hồi $\psi = 1,4$	0,50	0,58	0,65	0,67	0,70
Ngàm cố định	0,50	0,58	0,65	0,67	0,70
	Ngàm cố định	Đàn hồi $\psi = 3,1$	Đàn hồi $\psi = 1,6$	Đàn hồi $\psi = 1,4$	Khớp
	Liên kết chân cột				

Trong các kết cấu thực tế, không xảy ra trường hợp một đầu liên kết của cột là ngàm tuyệt đối hoặc khớp tuyệt đối. Các giới hạn trên và dưới hợp lý của ψ là 20 đến 0,2. Đối với các cột trong khung được giằng, k không lấy nhỏ hơn 0,6.

Ngoài ra, theo tiêu chuẩn ACI còn cho phép tính toán hệ số k nhờ sử dụng các cột toán đồ được lập nhờ việc xem xét một cột bên trong một khung điển hình có chiều rộng và cao từ 0 đến vô hạn mà trong đó tất cả các cột có cùng chiều và mặt cắt ngang (đối với cả cột và dầm). Tải trọng cân bằng áp dụng tại đỉnh của mỗi cột. Tất cả các cột được giả định uốn dọc ở cùng mômen. Do các giả thiết trên hoàn toàn thiếu tính thực tế và đã được lý tưởng hóa nhiều nên các toán đồ có xu hướng đánh giá thấp giá trị k đối với khung giằng, điều này dẫn tới kết quả mômen khuỷch đại được tính toán ra là thấp hơn. Giá trị thực thấp nhất đối với k trong một khung giằng được quy định là 1,2.

Đồng thời, giá trị k đối với một khung giằng cũng được tính toán là giá trị nhỏ hơn trong hai công thức sau:

$$k = 0,7 + 0,05 \cdot (\psi_A + \psi_B) \leq 1,0 \quad (1.63)$$

$$k = 0,85 + 0,05 \cdot \psi_{\min} \leq 1,0 \quad (1.64)$$

trong đó ψ_A và ψ_B là các giá trị của ψ tại hai đầu của cột và ψ_{\min} thì nhỏ hơn trong hai giá trị này. Các giá trị của ψ được tính toán theo công thức (1.62)

Đối với các cấu kiện chịu nén không giằng được ngàm ở cả hai đầu thì hệ số k có thể được lấy là:

Đối với $\psi_m < 2$:

$$k = \frac{20 - \psi_m}{20} \sqrt{1 + \psi_m} \quad (1.65)$$

Đối với $\psi_m \geq 2$:

$$k = 0,9 \cdot \sqrt{1 + \psi_m} \quad (1.66)$$

trong đó ψ_m là giá trị trung bình của hai giá trị ψ tại hai đầu cột.

Đối với các cấu kiện chịu nén không giằng mà có khớp hoặc tự do ở

một đầu thì hệ số chiều dài hiệu dụng có thể lấy là:

$$k = 0,2 + 0,3\psi$$

trong đó ψ là giá trị tại đầu ngàm.

Theo công thức (1.62), tỷ lệ độ cứng ψ được tính với giá trị $E_c I_c$ và $E_b I_b$ là thực đối với trạng thái đặt tải trọng ngay trước khi cột bị phá hoại. Nói chung, tại giai đoạn đặt tải trọng này thì các dầm xuất hiện vết nứt rộng còn các cột thì không xuất hiện vết nứt hoặc vết nứt rất nhỏ. Tuy nhiên, trong giai đoạn thiết kế điều này rất khó nhận biết vì vậy theo tiêu chuẩn ACI, khi tính toán giá trị ψ thì hệ số β_d được lấy bằng 0. Vì những lý do trên, riêng cột tiếp xúc với móng thì giá trị ψ được tính toán như sau:

Giá trị của ψ tại đầu dưới của cột được đỡ trên móng có thể tính theo công thức:

$$\psi = \frac{\sum K_c}{\sum K_b} \quad (1.68)$$

trong đó $\sum K_c$ và $\sum K_b$ tương ứng là tổng độ cứng uốn của các cột và các cấu kiện dầm ngàm tại một nút. Tại mỗi nối cột với móng, $\sum K_c = 4E_c I_c / l_c$ đối với cột được giằng và ngàm tại đầu trên của nó được thay thế bằng độ cứng quay của móng và được lấy bằng:

$$K_f = \frac{M}{\theta_f} \quad (1.69)$$

trong đó M là mô men tại móng và θ_f là sự quay của móng. Ứng suất dưới móng là tổng của $\sigma = P/A$, mà gây ra một độ lún xuống đều, và $\delta = M_y / I$ gây ra một góc quay. Góc quay θ là:

$$\theta_f = \frac{\sigma}{k_s \cdot y} = \frac{M_y}{I_x} \cdot \frac{1}{k_s \cdot y} \quad (1.71)$$

Thay thế phương trình này vào phương trình (1.69) được:

$$K_f = I_f \cdot k_s \quad (1.72)$$

Trong đó y được lấy từ trọng tâm của diện tích móng. Nếu k_s là

mômen nền được định nghĩa như ứng suất yêu cầu để nén đất theo một lượng đơn vị ($k_s = dA$) khi đó θ_f là:

$$\theta = \frac{\sigma}{k_s \cdot y} = \frac{M_y}{I_x} \cdot \frac{1}{k_s \cdot y} \quad (1.71)$$

Thay thế phương trình này vào phương trình (1.69) được:

$$K_f = I_f \cdot k_s \quad (1.72)$$

trong đó I_f là mômen quán tính của diện tích tiếp xúc giữa đáy móng với nền đất và k_s là các mô đun nền. Từ đó, giá trị của ψ tại mỗi nối cột với móng đối với cột được ngầm tại đầu trên của nó là:

$$\psi = \frac{4 \cdot E_c \cdot I_c / l_c}{I_f \cdot k_s} \quad (1.73)$$

Vì các khớp trong thực tế không có trường hợp là ngầm tuyệt đối nên đối với đầu khớp thì ψ được lấy là $\psi = 10$ (chứ không lấy giá trị $\psi = \infty$)

1.5.5.4. Bài toán thiết kế cột mảnh trong khung giằng theo phương pháp khuyếch đại mô men

Bài toán thiết kế cột mảnh trong khung giằng theo phương pháp khuyếch đại mômen được tính toán tương tự như bài toán thiết kế cột mảnh có hai đầu khớp chỉ khác việc tính toán chiều dài hiệu dụng (tính toán) của cột như đã trình bày ở trên.

1.5.6. Tính toán cột mảnh được ngầm trong khung không giằng

1.5.6.1. Phương pháp khuyếch đại mô men

Đối với cột mảnh chịu nén trong hệ khung không giằng, phương pháp khuyếch đại mô men cũng áp dụng tương tự như đối với cột mảnh trong hệ khung giằng. Tuy nhiên biểu thức khuyếch đại mô men trong cột bao gồm những thành phần sau:

- Thành phần mô men sinh ra do tải trọng tính toán tác dụng lên cột trong hệ khung mà chưa kể đến ảnh hưởng của chuyển vị ngang trong phạm vi một tầng.

- Thành phần mô men sinh ra do tải trọng tính toán tác dụng lên cột do ảnh hưởng của chuyển vị ngang của hệ khung trong phạm vi một tầng.

Từ đó, tiêu chuẩn ACI 318 (mục 10.11.5.1) đã đưa ra biểu thức xác định mô men được khuếch đại như sau:

$$M_c = \delta_{ns} \cdot M_0 + \delta_s \cdot M_s \quad (1.74)$$

Trong đó:

M_0 là mô men lớn nhất tại đầu cột không gây ra chuyển vị ngang (thông thường là tĩnh tải và hoạt tải sàn tác dụng theo hướng dọc trục cột).

M_s là mô men tính toán lớn nhất tại đầu cột do tải trọng gây ra chuyển vị ngang (thông thường do tải ngang).

δ_{ns} là hệ số khuếch đại mô men tính như với hệ khung giằng theo công thức (1.50).

δ_s là hệ số khuếch đại mô men đối với hệ khung không giằng, phản ánh chuyển vị ngang do tải trọng ngang sinh ra. δ_s được tính theo công thức:

$$\delta_s = \frac{1}{1 - P_u / (\phi \cdot P_c)} \quad (1.75)$$

Với chú ý rằng, khi xác định hệ số P_c hệ số chiều dài tính toán k áp dụng như đối với hệ khung giằng nếu tính δ_{ns} và như đối với hệ khung không giằng nếu tính toán δ_s .

1.5.6.2. Phân tích khung: bài toán P-A

Trong các chương trình tính toán kết cấu của Mỹ (trong đó có chương trình SAP 2000, STAAD Pro.....đang được sử dụng nhiều ở nước ta), bài toán $P-\Delta$ được mô tả như một công cụ tính toán cấu kiện chịu nén có kể đến ảnh hưởng của độ mảnh của cột và yếu tố chuyển vị ngang. Bài toán $P-A$ là bài toán phân tích bậc hai (Tiếng Anh: Second Order Analysis) hệ kết cấu khung, trong đó kể đến ảnh hưởng của biến dạng ngang của cấu kiện được xác định trực tiếp từ lần phân tích khung đầu tiên. Do vậy có thể thấy rằng đây là bài toán phi tuyến.

Tiêu chuẩn ACI 318 (mục 10.10.1 và 10.11.4.3) yêu cầu phân tích bậc hai đối với các cấu kiện chịu nén có $k.l_u > 100$.

Khung chịu tải trọng ngang H và tải trọng thẳng đứng P . Chuyển vị

ngang Δ thu được từ lần tính đầu tiên (bậc một). Khi đó các mô men đầu cột phải cân bằng với tải trọng ngang:

$$\sum(M_{dinh} + M_{day}) = H.l + \sum P\Delta \quad (1.76)$$

Trong đó $\sum P$ là tổng tải trọng thẳng đứng tác dụng, A là chuyển vị ngang ở đầu trên so với đầu dưới của cột. Tổng đại số lực cắt tầng từ các cột ở phía trên và phía dưới tầng sàn đang xét sẽ cho ta lực dH gây ra chuyển vị ngang tác dụng trên sàn đó. Lực dH này được bổ sung thêm vào lực H tại cao trình sàn bất kỳ và tiến hành lại việc tính toán phân tích hệ kết cấu. Kết quả tính toán lại hệ kết cấu sẽ cho ta chuyển vị mới và tăng thêm giá trị nội lực. Việc tính toán lặp này được thực hiện khi sai lệch giữa hai lần tính <5% thì có thể dừng lại. Bài toán phân tích $P-\Delta$ này chỉ có thể thực hiện với sự hỗ trợ của các chương trình máy tính.

- Thiết kế cột mảnh trong khung không giằng theo phương pháp khuyếch đại mô men

Việc thiết kế cột mảnh trong khung không giằng theo phương pháp khuyếch đại mô men được tính toán tương tự như cột mảnh trong khung giằng chỉ khác ở việc tính mô men khuyếch đại và việc phân tích bài toán $P-A$ như đã trình bày ở trên.

1.6. TÍNH TOÁN CỘT BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU NÉN LỆCH TÂM THEO TIÊU CHUẨN VIỆT NAM (TCVN 5574-2012) [2]

Khi tính toán cầu kiện bê tông cốt thép chịu nén lệch tâm cần kể đến độ lệch tâm ngẫu nhiên ban đầu e_a do các yếu tố không được kể đến trong tính toán gây ra, cũng như ảnh hưởng của độ cong đến khả năng chịu lực của cầu kiện bằng cách tính toán kết cấu theo sơ đồ biến dạng.

Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a trong mọi trường hợp được lấy không nhỏ hơn:

- 1/600 chiều dài cầu kiện hoặc khoảng cách giữa các tiết diện của nó được liên kết chặn chuyển vị;

- 1/30 chiều cao của tiết diện cầu kiện.

Ngoài ra, đối với các kết cấu lắp ghép cần kể đến chuyển vị tương hỗ có thể xảy ra của các cầu kiện. Các chuyển vị này phụ thuộc vào loại kết cấu,

phương pháp lắp dựng, v.v...

Đối với các cấu kiện của kết cấu siêu tĩnh, giá trị độ lệch tâm e_0 của lực dọc so với trọng tâm tiết diện quy đổi được lấy bằng độ lệch tâm được xác định từ phân tích tĩnh học kết cấu, nhưng không nhỏ hơn e_a .

Trong các cấu kiện của kết cấu tĩnh định, độ lệch tâm e_0 được lấy bằng tổng độ lệch tâm được xác định từ tính toán tĩnh học và độ lệch tâm ngẫu nhiên.

Khi ngoại lực tác dụng trong mặt phẳng đi qua trục đối xứng của tiết diện và cốt thép tập trung theo cạnh vuông góc với mặt phẳng đó, việc tính toán tiết diện thẳng góc với trục dọc cấu kiện cần được tiến hành phụ thuộc vào sự tương quan giữa giá trị chiều cao tương đối của vùng chịu nén của bê tông $\xi_r = x/h_0$ được xác định từ các điều kiện cân bằng tương ứng và giá trị chiều cao tương đối vùng chịu nén của bê tông ξ_r tại thời điểm khi trạng thái giới hạn của cấu kiện xảy ra đồng thời với việc ứng suất trong cốt thép chịu kéo đạt tới cường độ tính toán R_s , có kể đến các hệ số điều kiện làm việc tương ứng.

Giá trị ξ_R được xác định theo công thức:

$$\xi = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} \quad (1.77)$$

trong đó

ω - đặc trưng vùng chịu nén của bê tông, xác định theo công thức:

$$\omega = \alpha - 0,008R_b$$

ở đây α - hệ số được lấy như sau:

- đối với bê tông nặng: 0,85
- đối với bê tông hạt nhỏ nhóm A: 0,80
- đối với bê tông hạt nhỏ nhóm B,C: 0,75
- đối với các loại bê tông nhẹ, bê tông tổ ong và bê tông rỗng 0,80
- đối với các loại bê tông được chung áp (bê tông nặng, bê tông nhẹ, bê tông rỗng), hệ số α lấy giảm 0,05;

R_b - tính bằng MPa;

σ_{sR} - Ứng suất trong cốt thép (MPa) đối với cốt thép có giới hạn chảy thực tế: CI, A -I, CII, A- II, A-III, A-IIIB, Bp - I

$$\sigma_{sR} = R_s - \sigma_{sp}$$

có giới hạn chảy quy ước: CIV, A-IV, A-V, A-VI và AT-VII:

$$\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp};$$

cường độ cao dạng sợi và cáp: B-II, Bp-II, K-7, K-19

$$\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp}, \quad (\text{khi đó } \Delta\sigma_{sp} = 0)$$

ở đây

R_s - cường độ chịu kéo tính toán có kể đến các hệ số điều kiện làm việc tương ứng γ_{si}

σ_{sp} - được lấy với $\gamma_{sp} < 1$

$\sigma_{sc.u}$ - ứng suất giới hạn của cốt thép ở vùng chịu nén, được lấy như sau:

- đối với cấu kiện làm từ bê tông nặng, bê tông hạt nhỏ, bê tông nhẹ:

+ với loại tải trọng tác dụng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn và tạm thời ngắn hạn, ngoại trừ tải trọng tác dụng ngắn hạn mà tổng thời gian tác dụng của chúng trong thời gian sử dụng nhỏ:..... 500 MPa

+ với loại tải trọng tác dụng tạm thời ngắn hạn:.....400 MPa

- đối với kết cấu làm từ bê tông rỗng và bê tông tổ ong, trong mọi trường hợp tải trọng đều lấy bằng 400 MPa. Khi tính toán kết cấu trong giai đoạn nén trước giá trị $\sigma_{sc.u} = 330$ MPa.

Giá trị ξ được xác định theo công thức (1.77) đối với các cấu kiện làm từ bê tông tổ ong cần phải lấy không lớn hơn **0,6**.

a) Khi $\xi = x/h_o > \xi_r$ (hình 17.) theo điều kiện:

$$Ne \leq R_b b x (h_o - 0,5x) + R_{sc} A'_{sc} (h_c - a') \quad (1.79)$$

trong đó, chiều cao vùng chịu nén được xác định theo công thức:

$$N + R_a A_s (h_o - 0,5x) + R_{sc} A_s (h_o - a') \quad (1.80)$$

b) Khi $\xi = x/h_o > \xi_R$ - cũng theo điều kiện (1.79) nhưng chiều cao vùng

chịu nén được xác định như sau:

Đối với cấu kiện làm từ bê tông có cấp nhỏ hơn hoặc bằng B30, cốt thép nhóm CI, A-I, CII, A-II, CIII, A-III, x được xác định theo công thức:

$$N + \sigma_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x \quad (1.81)$$

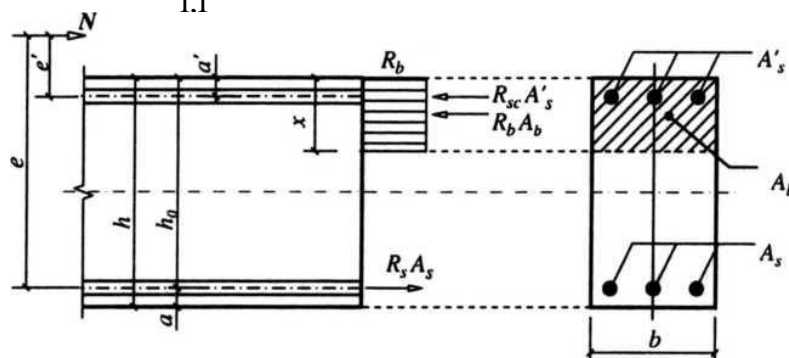
trong đó:

$$\sigma_s = \left(2 \frac{1 - x' h_0}{1 \xi_r} - 1 \right) R_s \quad (1.82)$$

Đối với cấu kiện làm từ bê tông cấp lớn hơn B30 cũng như đối với cấu kiện sử dụng cốt thép nhóm cao hơn A-III (không ứng lực trước hoặc có ứng lực trước) x và ứng suất σ_{si} được xác định từ việc giải đồng thời các phương trình:

$$R_b A_b - \sum \sigma_{si} A_{si} - N = 0 \quad (1.83)$$

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \frac{\omega}{1.1}} \left(\frac{\omega}{\xi_i} \right) + \sigma_{spi} \quad (1.84)$$



Hình: 1.7- Sơ đồ nội lực và biểu đồ ứng suất trên tiết diện thẳng góc với trục dọc cấu kiện bê tông cốt thép chịu nén lệch tâm khi tính theo độ bền.

Ngoài ra, để xác định vị trí biên vùng chịu nén khi uốn xiên phải tuân theo điều kiện bổ sung về sự song song của mặt phẳng tác dụng của mô men do nội và ngoại lực, còn khi nén hoặc kéo lệch tâm xiên phải tuân thủ thêm điều kiện: các điểm đặt của ngoại lực tác dụng dọc trục, của hợp lực nén trong bê tông và cốt thép chịu nén, và của hợp lực trong cốt thép chịu kéo (hoặc ngoại lực tác dụng dọc trục, hợp lực nén trong bê tông và hợp lực trong toàn bộ cốt thép) phải nằm trên một đường thẳng.

Nếu giá trị σ_{si} tính theo công thức (1.84) đối với cốt thép nhóm CIV, A-

IV, A-V, A-VI, ÁT-VII, B-II, Bp-II, K-7 và K-19 vượt quá βR_{si} thì ứng suất σ_{si} được xác định theo công thức:

$$\sigma_{si} = \left[(\beta + (1 - \beta) \frac{\xi_{eli} - \xi_i}{\xi_{eli} - \xi_{ri}}) R_{si} \right] \quad (1.85)$$

Trường hợp ứng suất tính được theo công thức (1.85) vượt quá R_{si} không kể đến hệ số γ_{s6} trong công thức (1.83) giá trị σ_{si} được thay bằng R_{si} có kể đến các hệ số điều kiện làm việc tương ứng, kể cả hệ số γ_{s6} .

Ứng suất σ_{si} kèm theo dấu được tính toán theo công thức (1.84) và (1.85), khi đưa vào tính toán cần tuân theo các điều kiện sau:

- trong mọi trường hợp $R_{si} > \sigma_{sci} \geq R_{sci}$
- đối với cấu kiện ứng lực trước $\sigma_{si} > \sigma_{scI}$, ở đây σ_{sci} là ứng suất trong cốt thép, bằng ứng lực trước σ'_{spi} giảm đi đại lượng $\sigma_{sc u}$.

Trong các công thức từ (1.83) đến (1.85):

A_{si} - diện tích tiết diện thanh cốt thép dọc thứ i ;

σ_{spi} - ứng lực trước trong thanh cốt thép dọc thứ i , có tính đến hệ số γ_{sp} được xác định tùy theo vị trí đặt thanh cốt thép,

ξ_i - chiều cao tương đối vùng chịu nén của bê tông, $\xi_i = x/h_{oi}$ trong đó h_{oi} là khoảng cách từ trục đi qua trọng tâm tiết diện thanh cốt thứ i và song song với đường thẳng giới hạn vùng chịu nén đến điểm xa nhất của vùng chịu nén;

ω - đặc trưng vùng bê tông chịu nén, được xác định theo công thức (1.94)

ξ_{Ri}, ξ_{sli} - chiều cao tương đối vùng chịu nén ứng với thời điểm khi ứng suất trong cốt thép đạt tới các giá trị tương ứng là R_{si} và ξ_{Ri} giá trị ξ_{Ri} và ξ_{eli} được xác định theo công thức:

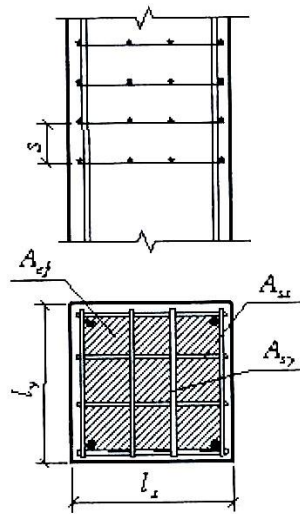
$$\xi_{Ri(eli)} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,Ri(eli)}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} \quad (1.86)$$

ở đây:

khi xác định: $\xi_{si} : \sigma_{s,Ri} = R_{si} + 400 - \sigma_{spi}, \sigma_{s,Ri}$ tính bằng MPa;

$\sigma_{sc,u}$ – ứng suất tới hạn của cột thép ở vùng chịu nén

Cấu kiện có tiết diện đặc làm từ bê tông nặng, bê tông hạt nhỏ đặt cốt thép gián tiếp thì tiết diện đưa vào tính toán chỉ là phần tiết diện bê tông A_{Af} giới hạn bởi trục các thanh cốt thép ngoài cùng của lưới thép hoặc trục của cốt thép đai dạng xoắn (hình 1.8). Khi đó R_b trong các công thức từ (1.79) đến (1.81) được thay bằng cường độ lãng trụ quy đổi $R_{b,red}$ còn khi có cốt thép sợi cường độ cao, R_{sc} được bằng $R_{sc,red}$.



Hình 1.8- Cấu kiện chịu nén có đặt thép gián tiếp

Độ mảnh l_o/i_{ef} của cấu kiện đặt cốt thép gián tiếp không được vượt quá giá trị:

+ 55, khi cốt thép gián tiếp là lưới thép;

+ 35, khi cốt thép gián tiếp có dạng xoắn

trong đó: i_{ef} - bán kính quán tính của phần tiết diện đưa vào tính toán.

Giá trị $R_{b,red}$ được xác định theo các công thức sau:

a) Khi cốt thép gián tiếp là lưới thép, $R_{b,red}$ được tính như sau:

Trong đó, $R_{s,xy}$ là cường tính độ tính toán của thanh trong lưới thép;

$$\mu_{xy} = \frac{n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y}{A_{Af} s} \quad (1.88)$$

ở đây:

n_x, A_{sx}, l_x - tương ứng là số thanh, diện tích tiết diện ngang và chiều dài

thanh trong lưới thép (tính theo khoảng cách giữa trục của các thanh cốt thép ngoài cùng) theo một phương:

n_y, A_{sy}, l_y - tương tự, nhưng theo phương kia;

A_{ef} - diện tích bê tông nằm trong phạm vi lưới thép;

s - khoảng cách giữa các lưới thép;

φ - hệ số kể đến ảnh hưởng của cốt thép gián tiếp, được xác định theo công thức:

$$\varphi = \frac{1}{0,23 + \psi} \quad (1.89)$$

$$\text{với} \quad \psi = \frac{\mu_{xy} R_{s,xy}}{R_b + 10} \quad (1.90)$$

$R_{s,xy}, R_b$ tính bằng MPa.

Đối với cấu kiện làm từ bê tông hạt nhỏ, hệ số lấy không lớn hơn 1,0. Diện tích tiết diện của các thanh trong lưới thép hàn trên một đơn vị chiều dài theo phương này hay phương kia không được khác nhau quá 1,5 lần.

Cường độ chịu nén tính quy đổi $R_{sc,red}$ của cốt thép dọc cường độ cao nhóm CIV, A-IV, A-V, A-VI, và AT- VII, đối với cấu kiện làm từ bê tông nặng có cốt thép gián tiếp là lưới thép hàn được xác định theo công thức:

$$R_{sc,red} = R_{sc} \frac{1 + \delta_1 \left[\left(\frac{R_s}{R_{sc}} \right)^2 - 1 \right]}{1 + \delta_1 \left(\frac{R_s}{R_{sc}} - 1 \right)} \quad (1.91)$$

nhưng lấy không lớn hơn R_s

Trong công thức (1.91):

$$\delta_1 = \frac{8,5 E_s \psi \theta}{R_s \cdot 10^3} \quad (1.92)$$

$$\theta = 0,8 + \eta \frac{A_{s,tot}}{A_{ef}} \left(1 - \frac{R_b}{100} \right) \quad (1.93)$$

ở đây:

η - hệ số. lấy như sau:

+ đối với nhóm cốt thép CIV, A-IV: 10

+ đối với nhóm cốt thép A-V, A-VI, AT-VII 1,6

$A_{s,tot}$ - diện tích toàn bộ tiết diện các thanh cốt thép dọc cường độ cao;

A_{ef} - như trong công thức (1.88)

R_b - tính bằng MPa.

Giá trị θ lấy không nhỏ hơn 1,0 và không lớn hơn:

+ với cốt thép nhóm CIV, A-IV: 1,2

+ với cốt thép nhóm A-V, A-IV, AT- VII 1,6

Khi xác định giá trị giới hạn của chiều cao tương đối vùng chịu nén đối với tiết diện có cốt thép gián tiếp theo công thức (1.7.7) thì giá trị cũ trong đó được lấy theo công thức:

$$\omega - \alpha - 0,08R_b + \delta_2 \leq 0,9 \quad (1.94)$$

trong đó:

α - hệ số, lấy theo công thức (1.78)

δ_2 - hệ số, lấy bằng 10μ nhưng không lớn hơn 0,15;

ở đây, μ là hàm lượng cốt thép μ_{xy} hoặc μ_{cir} được xác định theo công thức (1.88) tương ứng với cốt thép gián tiếp dạng lưới thép hoặc xoắn.

Giá trị $\sigma_{su,u}$ trong công thức (1.77) đối với cấu kiện có cốt thép cường độ cao lấy bằng:

$$\sigma_{su,u} = (2 + 8,8\psi\theta)E_s \cdot 10^{-3} \quad (1.95)$$

nhưng không lớn hơn:

- 900 MPa đối với cốt thép nhóm CIV, A-IV;

- 1200 MPa đối với cốt thép nhóm A-V, A-VI, AT - VII.

Khi xét ảnh hưởng của độ cong đến khả năng chịu lực của cấu kiện được đặt cốt thép gián tiếp, cần xác định mô men quán tính của phần tiết diện giới hạn bởi các thanh của lưới thép hoặc phần nằm trong phạm vi đai xoắn. Giá trị N_{cr} tính được từ công thức (1.98) cần phải nhân với hệ số $\varphi_1 = 0,25 + 0,05l_0 / c_{ef} \leq 1,0$ (ở đây: c_{ef} bằng chiều cao hoặc đường kính của phần

tiết diện bê tông kể đến trong tính toán), còn khi xác định $\delta_{e,\min}$:

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01(l_0/c_{ef})\varphi_2 - 0,01R_b \quad (1.96)$$

với $\varphi_{21} = 0,1(l_0/c_{ef}) - 1 \leq 1,0$

Cốt thép gián tiếp được kể đến trong tính toán với điều kiện khi khả năng chịu lực của cấu kiện xác định theo các chỉ dẫn ở điều này (với A_{ef} và $R_{b,red}$) vượt quá khả năng chịu lực của nó nhưng được xác định theo tiết diện nguyên A và giá trị cường độ tính toán của bê tông R_b không kể đến ảnh hưởng của cốt thép gián tiếp.

Khi tính toán cấu kiện chịu nén lệch tâm, cần xét ảnh hưởng của độ cong đến khả năng chịu lực của cấu kiện bằng cách tính toán kết cấu theo sơ đồ biến dạng.

Cho phép tính toán kết cấu theo sơ đồ không biến dạng nếu xét ảnh hưởng của độ cong (khi độ mảnh $l/i > 14$) đến độ bền, được xác định theo điều kiện (1.79), bằng cách nhân độ lệch tâm e_0 với hệ số xét đến ảnh hưởng của độ cong đến độ lệch tâm η .

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \quad (1.97)$$

trong đó: N - lực dọc trục tác dụng lên cột.

N_{cr} - lực tới hạn quy ước, được xác định theo công thức:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{1}{\varphi_1} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] \quad (1.98)$$

trong đó

l_0 - chiều dài tính toán của cấu kiện;

δ_e - hệ số lấy bằng e_e/h , nhưng không nhỏ hơn $\delta_{e,\min}$;

φ_1 - hệ số kể đến ảnh hưởng của tác dụng dài hạn của tải trọng đến độ cong của cấu kiện ở trạng thái giới hạn cân bằng, được xác định theo công thức:

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_l}{M} \quad (1.99)$$

nhưng không lớn hơn $1 + \beta$;

trong đó:

β - hệ số phụ thuộc vào loại bê tông, lấy theo Bảng 1.2;

M - mô men lấy đối với biên chịu kéo hoặc chịu nén ít hơn cả của tiết diện do tác dụng của tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn và tải trọng tạm thời ngắn hạn;

M_l - tương tự M , nhưng do tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn;

Trong đó mô men M , M_l được xác định đối với trục song song với đường biên vùng chịu nén và đi qua trọng tâm các thanh cốt thép chịu kéo nhiều nhất hoặc trọng tâm các thanh cốt thép chịu nén ít nhất (khi toàn bộ tiết diện bị nén). M do tác dụng của toàn bộ tải trọng gây ra, M_l do tác động của tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn gây ra.

Loại bê tông	Giá trị của β
1. Bê tông nặng	1,0
2. Bê tông hạt nhỏ nhóm:	
+ A	1,3
+ B	1,5
+ C	1,0
3. Bê tông nhẹ có:	
+ Cốt liệu nhân tạo loại đặc chắc	1,0
+ Cốt liệu nhân tạo loại xốp	1,2
+ cốt liệu tự nhiên	2,5
4. Bê tông rỗng	2,0
5. Bê tông tổ ong	
+ chung áp	1,3
+ không chung áp	1,5

Nếu mô men uốn (hoặc độ lệch tâm) do toàn bộ tải trọng và do tổng

của tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn có dấu khác nhau thì φ_1 lấy như sau:

+ khi giá trị tuyệt đối của độ lệch tâm do toàn bộ tải trọng $|e_0| > 0,1h$: $\varphi_1 = 1$

+ khi $|e_0| \leq 0,1h$: $\varphi_1 = \varphi_{11} + 10(1 - \varphi_{11}) \frac{e_0}{h}$

trong đó:

φ_{11} - được xác định theo công thức (1.99) với M lấy bằng lực dọc N (do tải trọng thường xuyên, tạm thời dài hạn và tạm thời ngắn hạn gây ra) nhân với khoảng cách từ trọng tâm tiết diện đến cạnh bị kéo hoặc bị nén ít hơn cả do tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn gây ra.

φ_p - hệ số xét ảnh hưởng của cốt thép căng đến độ cứng của cấu kiện. Khi lực nén trước được phân bố đều trên tiết diện, φ_p xác định theo công thức

$$\varphi_p = 1 + 12 \frac{\sigma_{bp} \cdot e_0}{R_b \cdot h} \quad (1.100)$$

ở đây:

σ_{bp} - được xác định với hệ số $\gamma_{sp} < 1,0$;

R_b^c - được lấy không xét đến các hệ số điều kiện làm việc của bê tông;

giá trị e_0/h lấy không lớn hơn 1,5;

$$\alpha = E_s / E_b$$

Đối với các cấu kiện làm từ bê tông hạt nhỏ nhóm B, trong công thức (1.98) giá trị 6,4 được thay bằng 5,6.

Khi tính toán tác dụng của mô men uốn ngoài mặt phẳng, độ lệch tâm của lực dọc e_0 được lấy bằng độ lệch tâm ngẫu nhiên.

Chiều dài tính toán l_0 của cấu kiện bê tông cốt thép chịu nén lệch tâm nên xác định như đối với cấu kiện của kết cấu khung có kể đến trạng thái biến dạng của nó khi tải trọng đặt ở vị trí bất lợi nhất cho cấu kiện, có xét tới các biến dạng không đàn hồi của vật liệu và sự có mặt của các vết nứt trên cấu kiện.

Đối với cấu kiện các kết cấu thường gặp, cho phép lấy chiều dài tính toán l_0 của các cấu kiện như sau:

a) đối với cột nhà nhiều tầng có số nhịp không nhỏ hơn hai, liên kết giữa dầm và cột được giả thiết là cứng khi kết cấu sàn nhà là:

+ lắp ghép: $l_0 = H$;

+ đổ toàn khối: $l_0 = 0,7H$, ở đây H là chiều cao tầng (khoảng cách giữa tâm các nút);

b) đối với cột nhà một tầng liên kết khớp với kết cấu chịu lực mái (hệ kết cấu mái được xem là cứng trong mặt phẳng của nó có khả năng truyền lực ngang), cũng như lực của các cầu cạ: l_0 lấy theo Bảng 1.3.

c) đối với các cấu kiện của giàn và vòm: l_0 lấy theo Bảng 1.4

Bảng 1.3- Chiều dài tính toán l_0 của cột nhà một tầng

Đặc trưng				Giá trị l_0 khi tính trong mặt phẳng		
				Khung ngang hoặc vuông góc với vị trục cầu cạ	Vuông góc với khung ngang hoặc song song với trục cầu cạ khi	
					Có	Không
					Các giằng trong mặt phẳng của hàng cột dọc hoặc của các gối neo	
Nhà có cầu trục	Khi kê đến tải trọng do cầu trục	Phần cột dưới dầm cầu trục	Không liên tục	$1,5H_1$	$0,8H_1$	$1,2H_1$
			Liên tục	$1,2H_1$	$0,8H_1$	$0,8H_1$
Nhà trục	Khi không kê đến tải trọng do	Phần cột trên dầm cầu trục	Không liên tục	$2,0H_2$	$1,5H_2$	$2,0H_2$
			Liên tục	$2,0H_2$	$1,5H_2$	$1,5H_2$
		Phần cột	Một nhịp	$1,5H$	$0,8H_1$	$1,2H$

	cầu	trên dầm cầu trực	Nhiều nhịp	$1,2 H$	$0,8 H_1$	$1,2 H$
Nhà không có cầu trực	Cột bậc	Phần cột dưới	Một nhịp	$1,5 H$	$0,8 H$	$1,2 H$
			Nhiều nhịp	$1,2 H$	$0,8 H$	$1,2 H$
		Phần cột trên			$2,5 H_2$	$2,0 H_2$
	Cột có tiết diện không đối	Một nhịp	$1,5 H$	$0,8 H$	$1,2 H$	
			Nhiều nhịp	$1,2 H$	$0,8 H$	$1,2 H$
Cầu cạn	Khi có dầm cầu trực		Không liên tục	$2,0 H_1$	$0,8 H_1$	$1,5 H_1$
			Liên tục	$1,5 H_1$	$0,8 H_1$	$1,0 H_1$
	khi liên kết giữa cột đỡ đường ống và nhịp		Khớp	$2,0 H$	$1,0 H$	$2,0 H$
			Cứng	$1,5 H$	$0,7 H$	$1,5 H$

Ký hiệu:

H - Chiều cao toàn bộ của cột tính từ mặt trên móng đến kết cấu ngang (giàn kèo hoặc thanh xiên của giàn đỡ vì kèo) trong mặt phẳng tương ứng;

H_1 - chiều cao phần cột dưới (tính từ mặt trên của móng đến mặt trên của móng đến mặt dưới gầm cầu trực)

H_2 - chiều cao phần cột trên (tính từ mặt trên của bậc cột đến kết cấu ngang trong mặt phẳng tương ứng).

Ghi chú: Nếu có liên kết đến đỉnh cột trong nhà có cầu trực, chiều cao tính toán phần cột trên trong mặt phẳng chứa trục hàng cột dọc lấy bằng H_2

Bảng 1.4 - Chiều dài tính toán l_0 của cấu kiện giàn và vòm

Loại cấu kiện				Chiều dài tính toán l_0 của cấu kiện giàn và vòm
1. Các cấu kiện của giàn	a) Thanh cánh trên khi tính toán	trong mặt phẳng giàn	$e_0 < (1/8)h_1$	$0,9l$
			$e_0 \geq (1/8)h_1$	$0,8l$
		ngoài mặt phẳng giàn	đôi với phần dưới cửa trời, khi chiều rộng cửa trời lớn hơn hoặc bằng 12m	$0,8l$
			Trong các trường hợp còn lại	$0,9l$
		trong mặt phẳng của giàn		$0,8l$
	b) Thanh xiên và thanh đứng khi tính toán	ngoài mặt phẳng của giàn	$b_1/b_2 < 1,5$	$0,9l$
			$b_1/b_2 \geq 1,5$	$0,8l$
2. Vòm	khi tính trong mặt phẳng vòm	3 khớp	$0,580L$	
		2 khớp	$0,540L$	
		không khớp	$0,365L$	
	khi tính ngoài mặt phẳng vòm (bất kỳ)		L	

GHI CHÚ:

1- chiều dài cấu kiện tính theo tâm của các nút; còn đối với thanh cánh trên của giàn khi tính toán trong mặt phẳng của giàn, l là khoảng cách giữa các nút liên kết chúng;

L- chiều dài vòm dọc theo trục hình học của nó; khi tính toán ngoài mặt phẳng vòm, L là khoảng cách giữa các điểm liên kết nó theo phương vuông góc với mặt phẳng vòm;

h_1 - chiều cao tiết diện thanh cánh trên của giàn;

b_1, b_2 - bề rộng tiết diện tương ứng của thanh cánh trên và thanh đứng (thanh xiên) của giàn.

1-7. NHẬN XÉT

Theo tiêu chuẩn Việt Nam và tiêu chuẩn một số nước tiên tiến về bài toán tính toán cột bê tông cốt thép có tiết diện hình chữ nhật chịu nén lệch tâm như đã trình bày ở trên có thể nhận thấy :

- Ảnh hưởng của uốn dọc đều được tiêu chuẩn của các nước kể đến dựa trên bài toán Euler, tuy nhiên giá trị lực dọc tới hạn theo tiêu chuẩn mỗi nước lại rất khác nhau và giới hạn áp dụng ảnh hưởng của uốn dọc đến sự tăng mômen tại cột cũng khác nhau.

- Theo tiêu chuẩn của các nước như trình bày ở trên thì có hai quan điểm tính giá trị lực dọc tới hạn của cột bê tông cốt thép chịu nén. Quan điểm thứ nhất tính lực dọc tới hạn theo cường độ chịu nén của bê tông R_b , còn quan điểm thứ hai tính lực dọc tới hạn theo mô đun đàn hồi của bê tông E_b .

Theo tiêu chuẩn Việt Nam, bài toán thiết kế cột bê tông cốt thép chịu nén lệch tâm có độ mảnh $l/i > 14$ thì phải tính toán lực dọc tới hạn theo công thức:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_1} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right]$$

- Theo công thức trên, có rất nhiều thông số chưa biết phải giả thiết đối với bài toán thiết kế ban đầu trong đó có hàm lượng cốt thép. Sau khi tính toán ra kết

qua cốt thép trong cột, người thiết kế phải kiểm tra lại hàm lượng cốt thép đã giả thiết ban đầu và bài toán lại được tính toán lặp lại. Như vậy bài toán này khá phức tạp và có thể dễ gây nhầm lẫn cho người thiết kế. Vì vậy, luận văn này mong muốn đưa ra một công thức tính giá trị lực tới hạn gần đúng đơn giản hơn phục vụ cho bài toán thiết kế sơ bộ ban đầu.

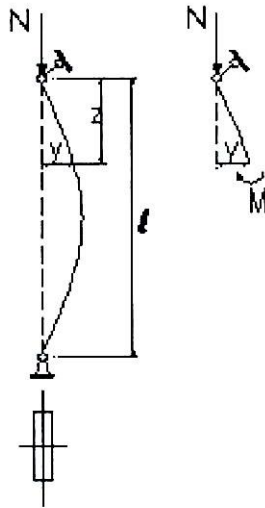
CHƯƠNG 2

ỔN ĐỊNH CỦA CỘT BÊ TÔNG CỐT THÉP CHỊU NÉN LỆCH TÂM

2-1. BÀI TOÁN EULER XÁC ĐỊNH LỰC TỐI HẠN

2.1.1. Thanh thẳng liên kết khớp ở hai đầu

Xét một thanh thẳng liên kết khớp ở hai đầu, chịu lực nén đúng tâm N có phương không thay đổi. Giả sử lực nén đạt đến trị số tới hạn $N = N_{th}$, thanh bị uốn cong và tiết diện ở tọa độ z có độ võng $y \neq 0$ nằm trong mặt phẳng có độ cứng chống uốn nhỏ nhất như hình (2.1).



Hình 2.1. Mặt ổn định của thanh chịu nén

Ký hiệu độ cứng chống uốn trong mặt phẳng đang xét của tiết diện là EI , mô men tại tiết diện là bM , ta có phương trình vi phân độ võng là:

$$y'' = -\frac{M}{EI} \quad (2.1)$$

Bằng phương pháp mặt cắt, xét thanh thẳng ở trạng thái biến dạng, ta có:

$$M = N \cdot y \quad (2.2)$$

Thay (2.2) vào (2.1) ta nhận được phương trình cấp 2 thuần nhất:

$$y'' = \alpha^2 \cdot y = 0 \quad (2.3)$$

Trong đó:

$$\alpha^2 = \frac{N}{EI}$$

Nghiệm tổng quát của phương trình (2.3):

$$y = C_1 \cos \alpha \cdot z + C_2 \sin \alpha \cdot z \quad (2.4)$$

Các hằng số được xác định từ điều kiện biên:

$$\text{Tại } z=0 \text{ thì } y=0; \text{ thay vào (2.4) ta có: } C_1 = 0; \text{ do đó } y = C_2 \sin \alpha \cdot z \quad (2.5)$$

$$\text{Tại } z=l \text{ thì } y=0; \text{ thay vào (2.5) ta có: } C_2 \sin \alpha \cdot l = 0 \quad (2.6)$$

Như vậy, hoặc $C_2 = 0$ hoặc $\sin \alpha \cdot l = 0$

Theo (2.5), điều kiện $C_2 = 0$ dẫn tới kết luận $y \equiv 0$, trái với giả thiết ban đầu.

Để nhận được nghiệm cho độ võng y khác không thì $\sin \alpha l = 0$. Do đó:

$$\alpha l = k\pi \text{ với } k \text{ là số tự nhiên, hoặc } \alpha^{2c} = \left(\frac{k\pi}{l}\right)^2 \quad (2.7)$$

So sánh (2.3) và (2.7) ta suy ra :

$$N_{th} = k^2 \frac{\pi^2 EI}{l^2} \quad \text{với } k = 1, 2, 3, \dots \quad (2.8)$$

Biểu thức (2.8) là điều kiện để độ võng của thanh khác 0, tức là điều kiện mất ổn định của thanh. Giá trị bé nhất khác không của (2.8) ứng với $k=1$ sẽ là lực tới hạn :

$$N_{th} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \quad (2.9)$$

Mặt khác, trên tiết diện tồn tại hai trục quán tính chính trung tâm, là hai trục trung tâm có mô men quán tính cực trị I_{\max} và I_{\min} . Để có giá trị bé nhất của (2.9) thì ta sử dụng I_{\min} , có nghĩa là thanh sẽ cong trong mặt phẳng có độ cứng chống uốn EI bé nhất. Biểu thức lực tới hạn khi này sẽ là:

$$N_{th} = \frac{\pi^2 EI_{\min}}{l^2} \quad (2.10)$$

Như vậy, lực tới hạn lực nén nhỏ nhất tạo cho thanh thêm một dạng cân bằng thẳng ban đầu.

2.1.2. Thanh thẳng có các liên kết khác ở hai đầu

Trường hợp thanh có liên kết khác ở hai đầu thì nghiệm tổng quát của bài toán Euler là:

$$N_{th} = \frac{\pi^2 EI_{\min}}{(\mu l)^2} \quad (2.11)$$

Trong đó μ là hệ số phụ thuộc điều kiện liên kết ở hai đầu thanh, trị số μ được xác định như sau:

$\mu = 2$ với thanh có 1 đầu liên kết ngàm và một đầu tự do.

$\mu = 1$ với thanh có liên kết khớp 2 đầu.

$\mu = 0,7$ với thanh có 1 đầu liên kết ngàm và 1 đầu liên kết khớp.

$\mu = 0,5$ với thanh có 1 đầu liên kết ngàm và 1 đầu liên kết ngàm trượt.

Trị số $l_0 = \mu.l$ được gọi là chiều dài quy đổi của thanh khi tính ổn định.

Công thức tính lực tới hạn theo chiều dài quy đổi là:

$$N_{th} = \frac{\pi^2 EL_{\min}}{l_0^2} \quad (2.12)$$

2.1.3. Điều kiện áp dụng bài toán Euler

Điều kiện để áp dụng bài toán Euler:

$$\lambda \geq \lambda_0 = \sqrt{\frac{\pi^2 \cdot E}{\sigma_{tl}}} \quad (2.13)$$

Trong đó:

λ_0 là độ mảnh giới hạn của vật liệu

E là môđun đàn hồi của vật liệu.

σ_{tl} là ứng suất giới hạn tỷ lệ của vật liệu.

λ là độ mảnh của thanh.

$$\lambda = \frac{l_0}{i_{\min}} \quad (2.14)$$

l_0 là chiều dài tính toán của thanh

i_{\min} là mômen quán tính nhỏ nhất của tiết diện

2.1.4. Thanh chịu uốn ngang và uốn dọc đồng thời

Xét thanh có liên kết khớp ở hai đầu chịu uốn ngang và uốn dọc đồng thời. Giả thiết độ võng y tại tiết diện có tọa độ z có dạng:

$$y = f \cdot \sin \frac{\pi \cdot z}{l} \quad (2.15)$$

Với f là độ võng lớn nhất ở giữa nhịp.

Độ võng \bar{y} do ngoại lực gây ra trong thanh chưa kể đến uốn dọc cũng có thể

viết: $\bar{y} = \bar{f} \cdot \sin \frac{\pi \cdot z}{l} \quad (2.16)$

Quan hệ giữa độ võng \bar{y} và mômen \bar{M} được diễn tả bằng phương trình vi phân

của đường đàn hồi:

$$\bar{y} = -\frac{\bar{M}}{E.I_x} \quad (2.17)$$

Phương trình vi phân độ võng có dạng:

$$y'' + k^2 \cdot y = -\frac{\bar{M}}{E.I_x} \quad (2.18)$$

Thay (2.17) vào (2.18) ta được:

$$y'' + k^2 \cdot y = \bar{y}'' \quad (2.19)$$

Trong đó: $k^2 = \frac{N}{E.I_x}$ (2.20)

Thay (2.15) và (2.16) vào (2.19) rồi rút gọn ta được:

$$y = \frac{\bar{y}}{1 - \frac{N}{N_{Euler}}} \quad (2.21)$$

Trong đó \bar{y} là độ võng do ngoại lực gây ra không kể đến uốn dọc. N là lực nén dọc trục.

Mômen uốn trong thanh được xác định:

$$M = \bar{M} + N \cdot y = \bar{M} + N \cdot \frac{\bar{y}}{1 - \frac{N}{N_{Euler}}} \quad (2.21)$$

Trong đó: \bar{M} là mômen do ngoại lực gây ra chưa kể đến uốn dọc.

N là lực nén dọc trục.

\bar{y} là độ võng của thanh do ngoại lực gây ra chưa kể đến ảnh hưởng uốn dọc.

Từ phương trình vi phân đường đàn hồi, ta có quan hệ:

$$\frac{M_x}{M_x} = \frac{y''}{y''} \quad (2.22)$$

Lấy đạo hàm cấp hai của y và \bar{y} theo biểu thức (2.15); (2.16) và kết hợp với biểu thức (2.21) ta nhận được:

$$\frac{\overline{M_x}}{M_x} = \frac{\left(\frac{\pi}{l}\right)^2 \cdot f \cdot \sin \frac{\pi \cdot z}{l}}{\left(\frac{\pi}{l}\right)^2 \cdot \overline{f} \cdot \sin \frac{\pi \cdot z}{l}} = \frac{f}{\overline{f}} = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{Euler}}} \quad (2.23)$$

Vậy
$$M_x = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{Euler}}} \cdot \overline{M_x} \quad (2.24)$$

Đặt:
$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{Euler}}} \quad (2.25)$$

Ta được:
$$M_x = \eta \cdot \overline{M_x} \quad (2.26)$$

Với η là hệ số uốn dọc.

Nhận thấy, công thức xác định mômen khuếch đại do ảnh hưởng của uốn dọc (2.26) là công thức thực sự chính xác vì đã áp dụng hai lần gần đúng theo biểu thức (2.15) và (2.16)

Bài toán Euler xác định lực tới hạn này là cơ sở lý thuyết để giải bài toán ổn định của cột bê tông cốt thép.

2-2. ẢNH HƯỞNG CỦA UỐN DỌC

Theo tiêu chuẩn Việt Nam và một số nước trên thế giới, ảnh hưởng của uốn dọc đến khả năng chịu lực của bê tông cốt thép chịu nén lệch tâm được kể đến thông qua việc tăng độ lệch tâm của trọng tải tác dụng. Điều này là hoàn toàn phù hợp với bài toán Euler như đã trình bày ở mục trên. Độ lệch tâm của tải trọng tác dụng lên cột khi đó có thể bao gồm ba phần là độ lệch tâm tĩnh học, độ lệch tâm ngẫu nhiên và ảnh hưởng của uốn dọc:

- Độ lệch tâm tĩnh học:
$$e_1 = \frac{M}{N} \quad (2.27)$$

Trong đó: M là mômen tác dụng lên đầu cột.

N là lực dọc tác dụng đúng tâm lên đầu cột.

- Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a gây ra bởi những nhân tố chưa xét đến được như sai lệch do thi công, bê tông không đồng nhất... Theo các tiêu chuẩn thiết kế thì độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a là khác nhau:

+ Theo tiêu chuẩn Pháp BALL-99 lấy độ lệch tâm ngẫu nhiên $e_a = \max(l/250; 20mm)$ với l là chiều dài cầu kiện.

Độ lệch tâm của tải trọng chưa kể đến ảnh hưởng của uốn dọc được tính bằng:

$$e_o = e_1 + e_a \quad (2.27)$$

+ Theo tiêu chuẩn Nga năm 1998 lấy độ lệch tâm ngẫu nhiên $e_a = \max(l/600; h/30)$ với l là chiều dài cột và h là chiều cao tiết diện.

Độ lệch tâm của tải trọng chưa kể đến ảnh hưởng của uốn dọc được lấy như sau:
Với cấu kiện của kết cấu siêu tĩnh:

$$e_o = \max(e_1; e_a) \quad (2.28)$$

Với cấu kiện tĩnh định, xác định e_o theo công thức (2.27)

+ Tiêu chuẩn Mỹ ACI 318-1999: Tiêu chuẩn này không đưa ra quy định về độ lệch tâm ngẫu nhiên một cách trực tiếp mà ảnh hưởng của nó đến độ bền thiết kế được điều chỉnh đơn giản hoá bằng hệ số 0,85 và 0,8 như sau:

Đối với cột có cốt thép đai xoắn:

$$\Phi \cdot P_{n(\max)} = 0,85 \cdot \Phi \cdot [0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}] \quad (2.29)$$

trong đó, $\Phi = 0,75$

f'_c là độ bền nén quy định của bê tông.

f_y là độ bền chảy dẻo quy định của cốt thép không ứng lực trước.

A_g là diện tích toàn bộ mặt cắt tiết diện.

A_{st} là diện tích cốt thép chịu lực

Đối với cột thép có cốt thép đai thường:

$$\Phi \cdot P_{n(\max)} = 0,8 \cdot \Phi \cdot [0,85 \cdot f'_c \cdot (A_g - A_{st}) + f_y \cdot A_{st}] \quad (2.29)$$

trong đó, $\Phi = 0,70$ (mục 9.3.2, ACI 318).

+ Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574-2012 độ lệch tâm ngẫu nhiên ban đầu e_a do các yếu tố không được kể đến trong tính toán gây ra, cũng như ảnh hưởng của độ cong đến khả năng chịu lực của cấu kiện bằng cách tính toán kết cấu theo sơ đồ biến dạng.

Độ lệch ngẫu nhiên e_a trong mọi trường hợp được lấy không nhỏ hơn:

- 1/600 chiều dài cấu kiện hoặc khoảng cách giữa các tiết diện của nó được liên kết chặn chuyển vị;
- 1/30 chiều cao của tiết diện cấu kiện.

Ngoài ra, đối với các kết cấu lắp ghép cần kể đến chuyển vị tương hỗ có thể xảy ra của các cấu kiện. Các chuyển vị này phụ thuộc vào loại kết cấu, phương pháp lắp dựng.v.v...

Đối với các cấu kiện của kết cấu siêu tĩnh, giá trị độ lệch tâm e_0 của lực dọc so với trọng tâm tiết diện quy đổi được lấy bằng độ lệch tâm được xác định từ phân tích tĩnh học kết cấu, nhưng không nhỏ hơn e_a .

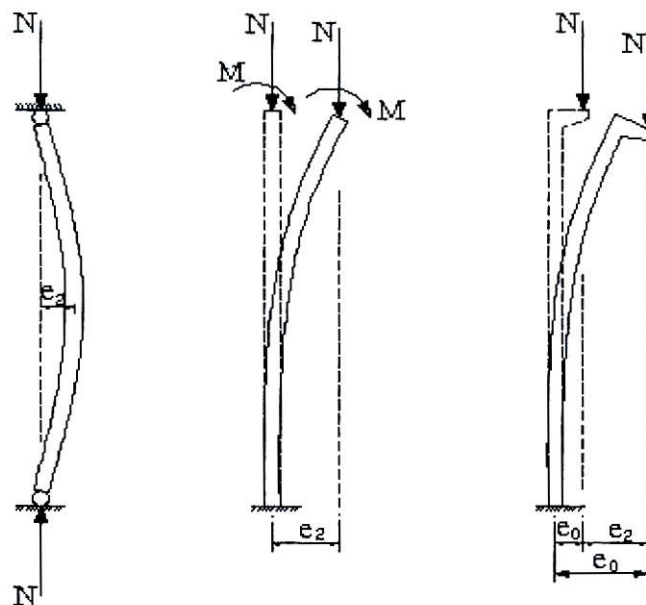
Trong các kết cấu tĩnh định, độ lệch tâm e_0 được lấy bằng tổng độ lệch tâm được xác định từ tính toán tĩnh học và độ lệch tâm ngẫu nhiên.

- Ảnh hưởng của uốn dọc:

Với cột có độ mảnh lớn, lực nén dọc trục N trong cột bê tông cốt thép chịu nén lệch tâm gây ra cho cột một mômen thứ cấp:

$$M_2 = N \cdot e_2 \quad (2.30)$$

Với e_2 là chuyển vị tương đối của tiết diện đang xét so với vị trí đặt lực N.



Hình 2.2 - Ảnh hưởng của uốn dọc

$$\text{Mô men uốn từ } M \text{ tăng lên thành } M_1 = M + M_2 \quad (2.31)$$

Việc tăng M như vậy là tương đương với việc tăng độ lệch tâm từ e_0 lên thành e'_0 :

$$e'_0 = e_0 + e'_2 \quad (2.32)$$

Tiêu chuẩn thiết kế của các nước xét việc tăng độ lệch tâm này theo các cách khác nhau mà chủ yếu theo hai cách là tăng độ lệch tâm của tải trọng theo phương pháp cộng và tăng độ lệch tâm theo hệ số nhân. Việc khác nhau này thực ra cũng chỉ từ việc áp dụng công thức (2.21) hoặc (2.26) trong bài toán Euler như đã trình bày ở trên. Theo phương pháp cộng có tiêu chuẩn Pháp, Anh và Ủy ban Châu Âu:

+ Tiêu chuẩn Pháp BAEL đưa ra công thức thực nghiệm xác định e_2 :

$$e_2 = 0,003 \cdot \frac{l_0^2}{h} \cdot (2 + \alpha \cdot \rho) \quad (2.33)$$

Trong đó α và ρ là các hệ số kể đến ảnh hưởng của tác dụng dài hạn và từ biến của bê tông ($\alpha = 0,7 \div 1$; $\rho = 2 \div 2,5$)

+ Tiêu chuẩn Anh BS 8110 đưa ra công thức thực nghiệm xác định e_2 (được ký hiệu trong tiêu chuẩn là a_u):

$$e_2 = \frac{1}{2000} \cdot k \cdot h \cdot \left(\frac{l_0}{b} \right)^2 \quad (2.34)$$

Trong đó: b là cạnh bé của tiết diện.

$k \leq 1$ là hệ số điều chỉnh biến dạng cho phép đối với ảnh hưởng của lực dọc trục được xác định theo công thức sau:

$$k = \frac{N_{uz} - N}{N_{uz} - N_{bal}} \leq 1 \quad (2.35)$$

với: $N_{uz} = 0,45 \cdot f_{cu} \cdot A_c + 0,95 \cdot f_y \cdot A_{sc}$

f_{cu} là độ bền đặc trưng của bê tông.

f_y là độ bền đặc trưng của cốt thép.

A_c là diện tích thực của tiết diện ngang bê tông cột

A_{sc} là diện tích cốt thép chịu lực

N_{bal} là khả năng chịu lực dọc thiết kế của tiết diện cân bằng. Đối với tiết diện bố trí cốt thép đối xứng: $N_{bal} = 0,25 \cdot f_{cu} \cdot b \cdot h$

Các giá trị tương ứng k có thể tìm bằng phương pháp lặp với giá trị ban đầu bằng 1. Có thể tính thiên về an toàn khi cho giá trị k=1

Khi đó mômen bổ sung do biến dạng cột được tính là:

$$M_{add} = N \cdot e_2 \quad (2.36)$$

+ Tiêu chuẩn Nga, Trung Quốc, Việt Nam, Úc, Mỹ xét việc tăng độ lệch tâm theo hệ số nhân:

$$e'_0 = \eta \cdot e_0 \quad (2.37)$$

Trong đó η là hệ số xét đến ảnh hưởng của uốn dọc ($\eta \geq 1$) được tính theo công thức (Tiêu chuẩn Úc AS 3600 và tiêu chuẩn Mỹ ACI 318-1999 ký hiệu là δ):

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_E}} \quad (3.38)$$

Trong đó: N là lực dọc tác dụng trên cột.

N_E là lực dọc tới hạn

+ Tiêu chuẩn xây dựng bê tông cốt thép của Trung Quốc GBJ 10-98 tuy cũng xét đến sự tăng độ lệch tâm bằng hệ số nhân η nhưng không dùng công thức (2.38) mà xác định hệ số ảnh hưởng của uốn dọc η theo công thức thực nghiệm:

$$\eta = 1 + \frac{1}{1400 \cdot \frac{e_1}{h_0}} \cdot \left(\frac{l_0}{h}\right)^2 \cdot \xi_1 \cdot \xi_2 \quad (2.39)$$

Trong đó: $\xi_1 = \frac{0,5 \cdot R_b \cdot A}{N}$ (2.40)

$$\xi_2 = 1,15 - 0,01 \cdot \frac{l_0}{h} \quad (2.41)$$

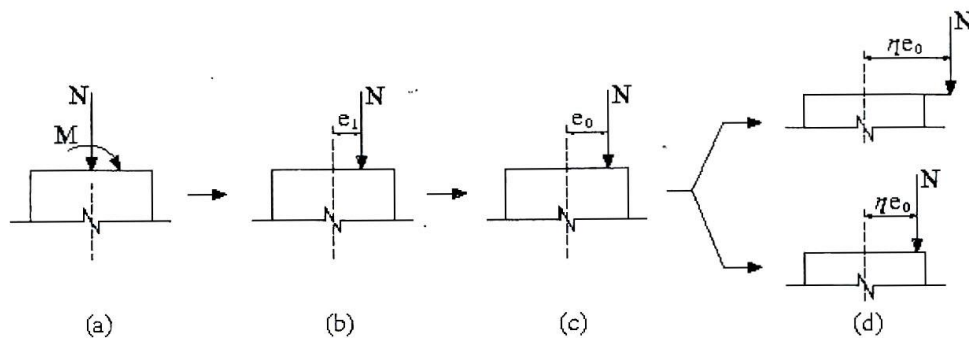
A là diện tích tiết diện cấu kiện.

Việc xét đến ảnh hưởng của uốn dọc theo tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép của mỗi nước có sự khác biệt nhưng vẫn dựa trên cơ sở lý thuyết của bài toán Euler. Tuy nhiên điều kiện để xét đến ảnh hưởng của uốn dọc theo mỗi nước lại là khác nhau:

- Tiêu chuẩn Mỹ quy định bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc khi:

$$\frac{k \cdot l_u}{r} \geq 34 - 12 \frac{M_1}{M_2} \quad (2.42)$$

- Ủy ban bê tông Châu Âu quy định bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc khi: $l/i \leq 40$
 - Tiêu chuẩn Trung Quốc quy định bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc khi: $l/i \leq 28$
 - Tiêu chuẩn Anh quy định bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc khi cả hai tỷ lệ: l_{ex}/h và l_{ey}/h nhỏ hơn 15 với cột bị giằng và 10 với cột không giằng.
 - Tiêu chuẩn Việt Nam quy định bỏ qua ảnh hưởng của uốn dọc khi: $l/i \leq 14$
- Quá trình tăng độ lệch tâm của tải trọng khi kể đến ảnh hưởng của uốn dọc được thể hiện như trên hình 2.3.



Hình 2.3 - Sự tăng độ lệch tâm khi kể đến ảnh hưởng của uốn dọc

Giá trị η được tính theo công thức (2.38) là giá trị lớn nhất đối với tiết diện có chuyển vị. Tùy theo vị trí tiết diện tính toán mà có thể lấy giá trị η tương ứng. Trên hình 2.2a, giá trị e_2 lớn nhất ở giữa cột còn trên hình 2.2b giá trị e_2 lớn nhất ở trên cột. Tại đỉnh cột $e_2 = 0$ tương ứng $\eta = 1$.

Trong tính toán thực tế, để thiên về an toàn có thể xem gần đúng η là hằng số trong toàn cột. Vì vậy, nếu muốn tính toán chính xác hơn thì cần dựa vào sơ đồ biến dạng bất lợi của cột để lấy giá trị η ứng với từng tiết diện.

Sau khi kể đến độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a và ảnh hưởng của dọc η thì mômen uốn từ giá trị ban đầu M tăng lên thành M^*

$$M^* = N \cdot \eta \cdot e_0 \quad (2.43)$$

2-3. CÁC CÔNG THỨC XÁC ĐỊNH LỰC DỌC TỐI HẠN

Tiêu chuẩn kết cấu bê tông các nước đưa ra công thức thực nghiệm xác định lực dọc tối hạn là khác nhau mặc dù chủ yếu vẫn dựa trên bài toán Euler qua công thức (2.12).

- Theo tiêu chuẩn Mỹ ACI 318-1999 thì lực dọc tối hạn được tính theo công

$$\text{thức: } P_c = \frac{\pi^2}{(k.l)^2} \cdot \frac{0,2 \cdot E_c \cdot I_g + E_s \cdot I_{se}}{1 + \beta_d} \quad (2.43)$$

Hoặc có thể tính theo công thức đơn giản hơn:

$$P_c = \frac{\pi^2}{(k.l)^2} \cdot \frac{0,4 \cdot E_c \cdot I_g}{1 + \beta_d} \quad (2.44)$$

- Theo quy phạm của Liên Xô cũ, lực dọc tới hạn được tính theo công thức:

$$N_s = 12 \cdot C \cdot R_u \cdot F \cdot \left(\frac{r_u}{l_0} \right)^2 \quad (2.45)$$

$$\text{Trong đó: } C = \frac{66000}{R + 350} \left(\frac{1}{\frac{e_0}{h} + 0,16} + 200\mu + 1 \right) \quad (2.46)$$

- Theo tiêu chuẩn Úc AS 3600, lực dọc tới hạn được tính theo công thức:

$$N_c = \frac{\pi^2}{l_e^2} \cdot \frac{200 \cdot d \cdot \phi \cdot M_{ub}}{1 + \beta_d} \quad (2.47)$$

- Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574-2012 đưa ra công thức xác định lực dọc tới hạn quy ước:

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_p} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] \quad (2.48)$$

Trong công thức (2.48), số hạng $\alpha \cdot I_s$ là kể đến sự tham gia của cốt thép làm tăng độ cứng của tiết diện cột. Số hạng I/φ_p là kể đến ảnh hưởng của từ biến làm giảm khả năng chịu lực của bê tông. Số hạng $\left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right)$ kể đến sự mở rộng vết nứt trong cột do mômen uốn sinh ra trong cột chịu nén lệch tâm e làm giảm khả năng chịu lực của cột.

Theo bài toán Euler thì mômen quán tính I và I_s được tính với trục có bán kính quán tính nhỏ nhất (r_{\min}) tuy nhiên trong công thức (2.48) thì I và I_s đối với cột chịu nén lệch tam phẳng được tính với trục vuông góc với mặt phẳng uốn và đi qua trọng tâm tiết diện (r uốn) bởi vì trục này là trục nguy hiểm do chịu mô

men uốn là nguyên nhân gây mất ổn định nhanh.

2-4. TÍNH GẦN ĐÚNG LỰC DỌC TỚI HẠN QUY ƯỚC

2.4.1. Ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép tới lực tới hạn quy ước

Từ công thức xác định lực dọc tới hạn quy ước theo TCVN 5574-2012 đã được kiểm chứng bằng thực nghiệm, ta khảo sát lại ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép trong cốt bê tông cốt thép đến sự thay đổi lực dọc tới hạn:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] \quad (2.48)$$

trong đó:

l_0 - chiều dài tính toán của cầu kiện lấy theo phần 1.6:

δ_e - hệ số lấy bằng e_0/h , nhưng không nhỏ hơn $\delta_{e,\min}$;

$$\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01(l_0/c_{ef})\varphi_2 - 0,01R_b \quad (2.49)$$

φ_l - hệ số kể đến ảnh hưởng của tác dụng dài hạn của tải trọng đến độ cong của cầu kiện ở trạng thái giới hạn cân bằng, được xác định theo công thức:

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_l}{M} \quad (2.50)$$

nhưng không lớn hơn $1 + \beta$;

trong đó: β - hệ số phụ thuộc vào hệ bê tông, lấy theo bảng 1.2;

M- Mô men lấy đối với biên chịu kéo hoặc nén ít hơn cả của tiết diện do tác dụng của tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn và tải trọng tạm thời ngắn hạn;

M_l - tương tự như M, nhưng do tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn;

Nếu mô men uốn hoặc độ lệch tâm do toàn bộ tải trọng và do tổng của tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn có dấu khác nhau thì φ_l lấy như sau:

Khi giá trị tuyệt đối của độ lệch tâm do toàn bộ tải trọng $e_0 > 0,1h$: $\varphi_l = 1$;

+ Khi $e_0 \leq 0,1h$: $(\varphi_l = \varphi_{l1}) \frac{e_0}{h}$

trong đó:

φ_{11} - được xác định theo công thức (1.99) với M lấy bằng lực dọc N (do tải trọng thường xuyên, tạm thời dài hạn và tạm thời ngắn hạn gây ra) nhân với khoảng cách từ trọng tâm tiết diện đến cạnh bị kéo hoặc bị nén ít hơn cả do tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn gây ra.

φ_p - hệ số xét ảnh hưởng của cốt thép căng đến độ cứng của cấu kiện. Khi lực nén trước được phân bố đều trên tiết diện, φ_p xác định theo công thức:

$$\varphi_p = 1 + 12 \frac{\sigma_{bp}}{R_b} \frac{e_0}{h} \quad (2.51)$$

ở đây:

σ_{bh} - được xác định với hệ số $\gamma_{sp} < 1,0$;

R_b - được lấy không xét đến các hệ số điều kiện làm việc của bê tông;

giá trị e_0/h không lớn hơn 1,5;

$$\alpha = E_s / E_b$$

Đối với các cấu kiện làm từ bê tông hạt nhỏ nhóm B, trong công thức (2.48) giá trị 6,4 được thay bằng 5,6.

Nhận thấy, đối với cột bê tông cốt thép sử dụng cốt thép ứng lực trước thì biến dạng của cột là nhỏ vì vậy trong luận văn chỉ xét tới bài toán sử dụng cốt thép thường.

Phạm vi bài toán khảo sát

- Xét bài toán cột bê tông có tiết diện chữ nhật.
- Cốt thép trong cột đặt đối xứng (trường hợp thường gặp trong thực tế).
- Cột sử dụng cốt thép thường, không căng trước hoặc căng sau.

Khi đó hệ số φ_p được xác định là:

$$\varphi_p = 1 + 12 \frac{\sigma_{bp}}{R_b} \frac{e_0}{h}$$

$$\varphi_p = 1 + 12 \frac{0}{R_b} \cdot \frac{e_0}{h} = 1$$

Với phạm vi bài toán như vậy, lực dọc tới hạn theo công thức (2.48) sẽ là:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \frac{\alpha I_s}{I} \right] \quad (2.53)$$

Đặt:
$$C_b = \left[\frac{1}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \frac{\alpha I_s}{I} \right] \quad (2.54)$$

Khi đó:
$$N_{cr} = \frac{6,4E_b I}{l_0^2} \cdot C_b \quad (2.55)$$

Nhận thấy, C_b chính là hệ số độ cứng chịu nén của tiết diện cột bê tông cốt thép. Hệ số C_b phụ thuộc vào nhiều yếu tố, để đơn giản trong việc khảo sát ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép tới lực dọc tới hạn của cột bê tông cốt thép thì trong công thức (2.54) ta lấy các đại lượng khác với giá trị trung bình mà đại lượng đó có thể đạt được.

Từ các công thức (2.53), (2.54), (2.55) thấy rằng đồ thị quan hệ giữa hàm lượng cốt thép μ_t và hệ số độ cứng của cột cũng thể hiện quan hệ giữa μ_t và độ cứng tương đương $(EI)_{td}$ của cột hay lực dọc tới hạn của cột bê tông cốt thép N_{cr} . Với cột bê tông cốt thép có tiết diện chữ nhật ta có:

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (2.56)$$

trong đó: b là bề rộng của tiết diện cột.

h là chiều cao của tiết diện cột.

$$I_s = \mu_t \cdot b \cdot h_0 \cdot (0,5h - a)^2 = \mu_t \cdot b \cdot (h - a) \cdot (0,5h - a)^2 \quad (2.57)$$

Giả thiết cho rằng tỷ số a/h tỷ lệ với hàm lượng cốt thép theo đường quan hệ bậc 1 tuyến tính (giả thiết này hoàn toàn có cơ sở vì khi hàm lượng cốt thép tăng thì a cũng tăng tương ứng theo, đồng thời bỏ qua số bậc cao của μ_t vì là khá nhỏ):

$$\frac{a}{h} = (\mu_t \cdot k_1 + k_2) \quad (2.58)$$

Với k_1 và k_2 là hệ số.

Giả sử có tiết diện $b \times h = 40 \times 60 \text{ cm}$, hàm lượng cốt thép $\mu_t = 0,47\%$,

$F_a = F'_a = 4,02 \text{ cm}^2$, chọn thép $2\phi 16$ ở mỗi phía. khi đó $a = 2 + 0,8 = 2,8 \text{ cm}$.

Với hàm lượng cốt thép $\mu = 3,48\%$, chọn thép $6\phi 28$ ở mỗi phía. Khi đó $a = 6,92\text{cm}$.

Thay vào công thức (2.12) ta được $k_1 = (6,92 - 2,8)/(60 * 0,0301) = 2,28$
 $k_2 = 6,92/60 - 0,0348 * 2,28 = 0,036$

Với giả thiết như vậy ta có: $a = h.(2,28.\mu_t + 0,036)$ (2.59)

Thay vào công thức (2.58) ta được:

$$I_s = \mu_t . b . h^3 . (1 - 2,28 . \mu_t - 0,036) . (0,5 - 2,28 . \mu_t - 0,036)^2$$

$$I_s = \mu_t . b . h (0,964 - 2,28 . \mu_t) . (0,464 - 2,28)^2$$
 (2.60)

Giá trị φ_l được lấy với giá trị trung bình để đơn giản trong khảo sát.

$$\varphi_{l_{\max}} = 1 + 1,6 . 0,9 = 2,44;$$

$$\varphi_{l_{\min}} = 1 + 1 . 0,5 = 1,5$$

$$\varphi_{lb} = (1,5 + 2,24) = 1,97$$
 (2.61)

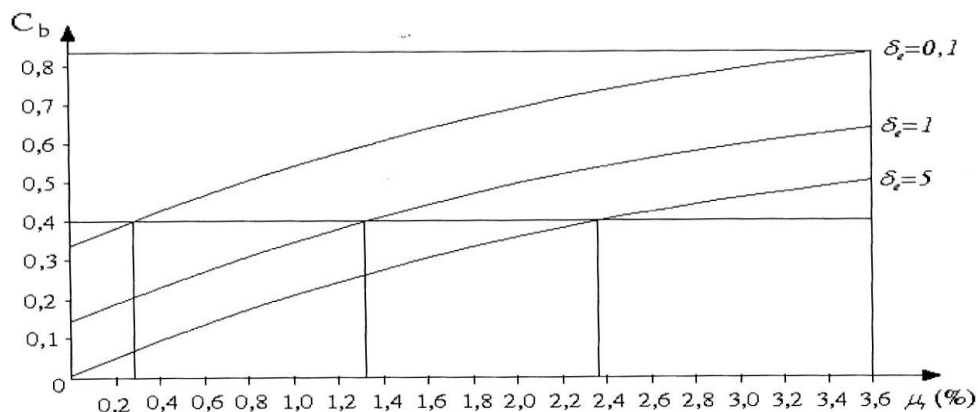
Thay các kết quả (2.56); (2.60); (2.61) vào công thức (2.54) ta được:

$$C_b = \left[\frac{1}{1,97} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + 12 . \alpha . \mu_t (0,964 - 2,28 \mu_t) . (0,464 - 2,28 \mu_t)^2 \right]$$
 (2.62)

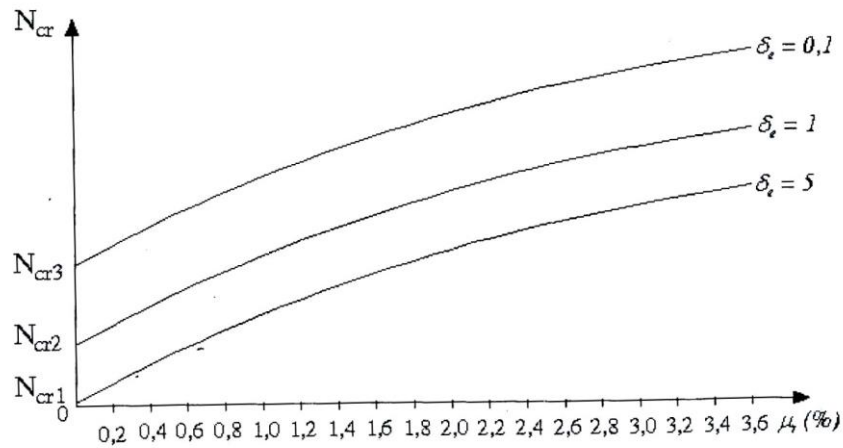
Vẽ đồ thị hàm (2.62) với giá trị $0,2\% \leq \mu_t \leq 3,5\%$ (Hàm lượng cốt thép trong cốt theo TCVN 5574-2012) với các giá trị a và S_e được lấy cố định:

$a = 9,13$ ứng với bê tông M200 (B15), cốt thép CI,II.

δ_e được lấy với những giá trị từ $0,1 \div 5$ ta được đường cong quan hệ $\mu_t - C_b$:



Hình 2.4 - Quan hệ $\mu_t - C_b$ với bê tông (B15), cốt thép CI,II



Hình 2.5 - Quan hệ $\mu_t - N_{cr}$ với bê tông (B15), cốt thép CI,II

Trên hình 2.5, N_{cr1} ; N_{cr2} ; N_{cr3} tương ứng là lực dọc tới hạn quy ước của cột bê tông cốt thép khi không có cốt thép ứng với $\delta_e = 5$; $\delta_e = 0,5$; $\delta_e = 0,1$; cột bê tông cốt thép sử dụng bê tông M200 (B15) và cốt thép nhóm CII.

Từ biểu đồ quan hệ $\mu_t - N_{cr}$ trên ta có thể nhận xét:

Khi hàm lượng cốt thép trong cột còn nhỏ thì đường cong có bán kính cong lớn còn khi hàm lượng cốt thép lớn thì đường cong có dạng thẳng hơn. Điều đó cho thấy, khi hàm lượng cốt thép trong cột nhỏ ($\mu_t < 2\%$) thì tăng hàm lượng cốt thép dẫn đến tăng lực dọc tới hạn quy ước lớn hơn nhưng khi hàm lượng cốt thép lớn thì trọng tâm của vùng cốt thép trong tiết diện cột tiến gần về trọng tâm của tiết diện cột hơn, điều này làm giảm khả năng đóng góp của cốt thép đến độ cứng của cột. Vì vậy, việc thiết kế cột có hàm lượng cốt thép lớn không những lãng phí khả năng của cốt thép về mặt chịu lực mà còn không tận dụng được nhiều khả năng của cốt thép trong việc chống mất ổn định của cột.

Theo sơ đồ hình 2.4 và 2.5, ta nhận thấy cốt thép trong cột bê tông cốt thép có ảnh hưởng rất lớn tới lực tới hạn quy đổi của cột. Khi độ lệch tâm của tải trọng hay mômen đầu cột lớn thì vai trò của cốt thép trong việc chống mất ổn định cho cột là rất quan trọng.

2.4.2. Ảnh hưởng của độ mảnh cột tới lực dọc tới hạn quy ước

theo công thức (2.55) lực dọc tới hạn được tính:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b I}{l_0^2} \cdot C_b \quad (2.63)$$

Độ mảnh của cột được xác định:

$$\lambda = \frac{l_0}{r_u} \quad (2.64)$$

Với cột bê tông cốt thép có tiết diện chữ nhật ta có:

$$r_u = \sqrt{\frac{I_u}{A}} = \sqrt{\frac{h^3 b}{12bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}} \quad (2.65)$$

với h là cạnh song song với mặt phẳng uốn của tiết diện.

$$\text{Ta có: } l_0 = r_u \cdot \lambda = \frac{h \cdot \lambda}{\sqrt{12}}$$

thay công thức (2.63) vào công thức (2.55) và biến đổi ta được:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{12 \cdot h^2} \cdot \frac{C_b}{\lambda^2}$$

Đặt $C_\lambda = C_b / \lambda^2$, áp dụng công thức (2.62) ta được:

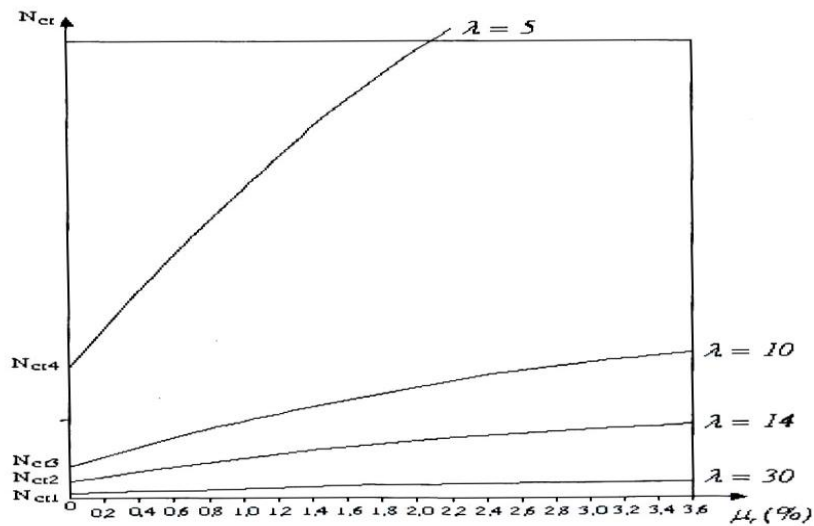
$$C_\lambda = \frac{1}{\lambda^2} \cdot \left[\frac{1}{1,97} \left(\frac{0,11}{0,1 \cdot \delta_e} + 0,1 \right) + 12 \cdot a \cdot \mu_t (0,964 - 2,28 \cdot \mu_t) \cdot (0,464 - 2,28 \mu_t)^2 \right] \quad (2.66)$$

Vẽ đồ thị hàm (2.66) với giá trị hàm lượng cốt thép: $0,2\% \leq \mu_t \leq 3,5\%$

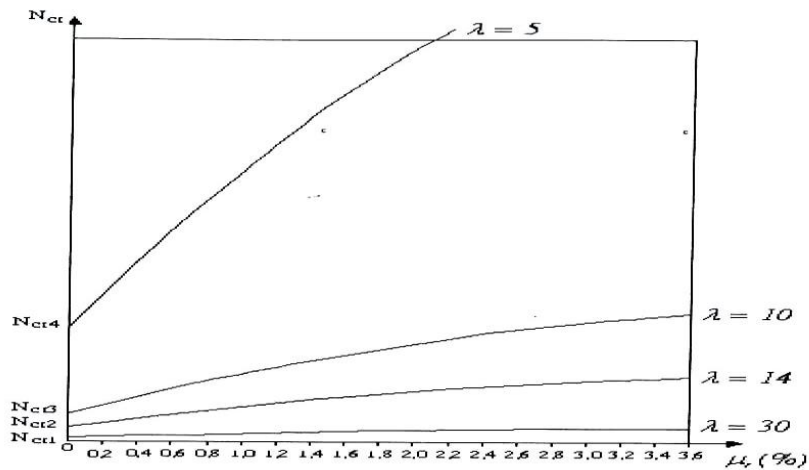
Các giá trị a và μ_e được lấy cố định: $a=9,13$ ứng với bê tông M200

(B15), cốt thép CI, II;

Hệ số độ lệch tâm của tải trọng $\mu_e = 0,5$ ta được đồ thị quan hệ giữa lực dọc tới hạn quy ước N_{cr} với hàm lượng cốt thép và độ mảnh của cột.



Hình 2.6 - Quan hệ giữa $C_\lambda = \mu_t$ với bê tông B15, cốt thép CI, II.



Hình 2.7 - Quan hệ giữa $N_{cr} = \mu_t; \lambda$ với bê tông B15, cốt thép CI, II.

Nhận xét:

Theo biểu đồ hình 2.6, nhận thấy khi độ mảnh của cột nhỏ thì ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép đến lực dọc tới hạn quy ước N_{cr} rất lớn (Với $\lambda = 5$: Khi hàm lượng cốt thép $\mu_t = 0\%$ thì $C_\lambda = 0,58$; khi $\mu_t = 1\%$ thì $C_b = 1,38$ tăng 2,4 lần nghĩa là lực dọc tới hạn N_{cr} tăng 2,4 lần; khi $\mu_t = 3,6\%$ $C_b = 2,61$ tăng 4,5 lần nghĩa là lực dọc tới hạn N_{cr} tăng 4,5 lần). Nhưng khi độ mảnh của cột lớn thì đường cong quan hệ gần như nằm ngang mặc dù ảnh hưởng của cốt thép đến lực dọc tới hạn quy ước vẫn tăng. Với $\lambda = 5$: Khi hàm lượng cốt thép $\mu_t = 0\%$ thì $C_b = 0,02$; khi $\mu_t = 3,6\%$ thì $C_b = 0,7$ tăng 3,5 lần nghĩa là lực dọc tới hạn N_{cr} tăng 3,5 lần). Với

cùng một loại cột có cùng hàm lượng cốt thép thì độ mảnh ảnh hưởng rất lớn đến lực dọc tới hạn của cột cũng như khả năng ổn định của cột (Với cột có cùng hàm lượng cốt thép $\mu_t = 1\%$ thì cột có độ mảnh $\lambda = 30$ có $C_\lambda = 0,04$ nhưng cột có độ mảnh $\lambda = 5$ thì có $C_\lambda = 1,38$ nghĩa là lực dọc tới hạn lớn gấp 34,5 lần)

2.4.3. Tính gần đúng lực dọc tới hạn N_{cr} trong bài toán thiết kế sơ bộ

2.4.3.1. Phạm vi bài toán, các giả thiết và cơ sở để tính gần đúng N_{cr}

- Cột bê tông cốt thép tiết diện chữ nhật chịu nén lệch tâm.
- Cốt thép không dự ứng lực.
- Độ mảnh giới hạn của cột $\lambda_{gh} \leq 100$
- Hàm lượng cốt thép hợp lý theo TCVN 5574-2012 $\mu_t = 0,2\% + 3,5\%$.

Có thể thấy rằng, khi độ lệch tâm e_0 lớn thì người thiết kế sẽ phải thiết kế cột có hàm lượng cốt thép lớn hoặc tăng mác bê tông, tuy nhiên theo sơ đồ 2.4 và 2.5 thì giải pháp tăng cốt thép sẽ có hiệu quả hơn vì khi đó sự làm việc của cột tiến gần giống với sự làm việc của dầm hơn.

Theo hình 2.4, ta nhận thấy độ lệch tâm e_0 có ảnh hưởng lớn đến lực dọc tới hạn quy ước N_{cr} và là thông số ảnh hưởng đến các thông số còn lại trong công thức (2.48). Theo biểu đồ hình 2.4, khi chọn $C_b = 0,4$ thì khi $\delta_e = 0,1$ thì $\mu_t = 0,32$; khi $\delta_e = 1$ thì $\mu_t = 1,3$; khi $\delta_e = 5$ thì $\mu_t = 2,36$. Như vậy trong bài toán thiết kế cột bê tông cốt thép chịu nén lệch tâm thì lực dọc tới hạn N_{cr} phụ thuộc trực tiếp vào δ_e hay chính là e_0 và phụ thuộc gián tiếp vào các thông số khác thông qua e_0 .

Theo TCVN 5574-2012 thì hàm lượng cốt thép trong cột bê tông cốt thép chịu nén lệch tâm là $\mu_t = 0,2\% \div 3,5\%$ và hàm lượng cốt thép được coi là hợp lý khi $\mu_t = 1\%$.

Giá trị lực dọc tới hạn N_{cr} khi thiết kế cột bê tông có độ mảnh lớn chịu nén lệch tâm thì chỉ là giá trị gần đúng mà không thể cho kết quả chính xác. Độ mảnh giới hạn với cột $\lambda_{gh} \leq 100$, với giới hạn này thì sai số

của N_{cr} là ảnh hưởng rất nhỏ tới hệ số ảnh hưởng của uốn dọc η

2.4.3.2. Công thức xác định N_{cr} trong bài toán thiết kế sơ bộ

Với những căn cứ và giả thiết như trên ta có thể tính lực dọc tới hạn quy ước theo một công thức gần đúng đơn giản hơn có dạng:

$$N_{cr} = \frac{C \cdot E_b \cdot I}{l_0^2} \theta_e \quad (2.67)$$

Trong đó: C là hằng số cần tìm.

θ_e là hệ số ảnh hưởng của độ lệch tâm phụ thuộc vào tỷ số e_0/h . Khi đó, theo công thức (2.54); (2.55) và (2.67) ta có:

$$C \cdot \theta_e = 6,4 \cdot C_b \quad (2.68)$$

Để tìm hằng số C ta chọn $\theta_e = 1$ với cột bê tông cốt thép có các số liệu về vật liệu là trung bình, chịu tải lệch tâm ở trạng thái trung bình, cụ thể là:
Tỷ số $e_0/h=0,2$.

Hàm lượng cốt thép: $\mu_t = 1\%$.

Bê tông mác M250 (B20); Cốt thép nhóm CI, II: $a=7,78$.

Thay vào công thức (2.68) và áp dụng công thức (2.62) ta được:

$$C = 6,4 \cdot \left[\frac{1}{1,97} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,2} + 0,1 \right) + 12,7,78 \cdot 0,01 \cdot (0,964 - 2,28 \cdot 0,01) \cdot (0,464 - 2,28 \cdot 0,01)^2 \right]$$

$$C = 2,61$$

Để thiên về an toàn và thuận tiện trong máy tính toán ta lấy $C = 2,5$.

Khi đó công thức (2.67) trở thành :

$$N_{cr} = \frac{2,5 \cdot E_b \cdot I}{l_0^2} \cdot \theta_e \quad (2.69)$$

Để tìm mối quan hệ giữa θ_e và tỷ số e_0/h ta chọn giá trị trung bình của các thông số khác:

Tỷ số $e_0/h = 0,2$.

Hàm lượng cốt thép: $\mu_t = 1\%$.

Bê tông mác M250 (B20); Cốt thép nhóm CI,II: $a = 7,78$.

Lập bảng tính Excel ta được bảng quan hệ e_0/h và θ_e thông qua phương trình sau:

$$\theta_e = 2,56 \cdot \left[\frac{1}{1,97} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + 12 \cdot a \cdot \mu_1 \cdot (0,964 - 2,28 \cdot \mu_1) \cdot (0,464 - 2,28 \cdot \mu_1)^2 \right]$$

Trường hợp tỷ số e_0/h có giá trị khác với giá trị trong bảng trên thì tính θ_e bằng phương pháp nội suy.

Bảng 2.1. Hệ số ảnh hưởng của độ lệch tâm θ_e

$\frac{e_0}{h}$	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1	2	3	≥ 5
θ_e	2,00	1,28	1,00	0,93	0,85	0,81	0,77	0,75	0,73	0,71	0,07	0,64	0,61	0,60

Kết luận: Khi thiết kế sơ bộ cột bê tông cốt thép chịu nén lệch tâm ta có thể dùng công thức sau để tính lực dọc tới hạn quy ước:

$$N_{cr} = \frac{2,5 \cdot E_b \cdot I}{l_0^2} \cdot \theta_e \quad (2.69)$$

Trong đó:

E_b là mô đun đàn hồi ban đầu của bê tông khi nén hoặc kéo.

I là mô men quán tính của tiết diện bê tông đối với trục vuông góc với mặt phẳng uốn và đi qua trọng tâm tiết diện.

l_0 là chiều dài tính toán của cầu kiện.

θ_e là hệ số ảnh hưởng của độ lệch tâm e_0 lấy theo bảng 2.1.

Đối với các cầu kiện làm từ bê tông hạt nhỏ nhóm B, trong công thức (2.69) giá trị 2 được thay bằng 2,2.

2-5. VÍ DỤ TÍNH TOÁN, NHẬN XÉT

2.5.1. Các ví dụ tính toán

Bài toán 1: Xác định hệ số uốn dọc của cột trong khung nhà nhiều tầng có tiết diện $b=30\text{cm}$; $h=55\text{cm}$, bê tông nặng đóng rắn tự nhiên mác M200 (BI5), cốt thép nhóm CII, chiều cao cột $H=4\text{m}$, đặt cốt thép đối xứng mỗi phía $3\varnothing 20$, chịu lực tính toán có $M_{dh}/M=0,46$; $N=1200\text{ kN}$; độ lệch tâm của tải trọng $e_{01}=27\text{cm}$.

Giải:

tra số liệu theo TCVN 5574-2012 có:

$$E_b = 23.10^3 \text{ kN/cm}^2; = 21.10^3 \text{ kN/cm}^2; \beta = 1;$$

Độ lệch ngẫu nhiên: $ea = \min(400/600; 55/30) = 1,67 \text{ cm}$.

Độ lệch tâm: $e_0 = 27 + 1,67 = 28,67 \text{ cm}$

Với cột đặt cốt thép đối xứng $3\phi 20$ ở mỗi phía tính ra ta có: $a = a' = 3 \text{ cm}$.

Chiều dài tính toán: $l_0 = 0,7 \times H = 0,7 \times 400 = 280 \text{ cm}$

$$\delta_e = 28,67/55 = 0,521.$$

Hệ số kể đến tác dụng của trọng tải dài hạn: $\varphi_1 = 1 + 0,46 = 1,46$;

Do đặt cốt thép thường nên: $\varphi_1 = 1$;

Tính: $a = E_s/E_b = 9,13$;

$$I = b.h^3/12 = 30.55^3/12 = 415938 \text{ cm}^4$$

$$F_s = 18,84 \text{ cm}^2.$$

$$I_s = F_s.(0,5h - a)^2 = 18,84.(0,5.55 - 3)^2 = 11308 \text{ cm}^4.$$

Lực dọc tới hạn quy ước:

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_1 \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0,1 \right)} + aI_s \right]$$

$$N_{cr} = \frac{6,4.23.10^2}{280^2} \left[\frac{415938}{1,46 \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,521} + 0,1 \right)} + 9,13.11308 \right] = 34207 \text{ kN}$$

$$\text{Hệ số uốn dọc: } \eta = \frac{1}{\frac{N}{N_{Euler}}} = \frac{1}{1 - \frac{1200}{34207}} = 1,036$$

Từ $\delta_e = 0,521$; tra bảng 2.1 ta được $\theta_e = 0,8$. Tính lực dọc tới hạn quy ước theo

$$\text{công thức (2.69): } N_{cr} = \frac{2,5E_b I}{l_0^2} \cdot \theta_e = \frac{2,5.23.10^2.415938}{280^2} \cdot 0,8 = 24404 \text{ kN}$$

$$\text{Hệ số uốn dọc: } \eta = \frac{1}{\frac{N}{N_{Euler}}} = \frac{1}{1 - \frac{1200}{24404}} = 1,052$$

Sai số giữa kết quả hệ số uốn dọc khi N_{cr} tính theo công thức (2.48) và

công thức gần đúng (2.96): $\frac{\eta - \eta}{\eta} = \frac{1,052 - 1,036}{1,052} = 1,5\%$

Sai số cho thấy kết quả hệ số uốn dọc giữa công thức tính gần đúng giá trị lực tới hạn của cột bê tông cốt thép có tiết diện chữ nhật với công thức theo tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574-2012 có kết quả sai lệch là không đáng kể.

Bài toán 2: Xác định hệ số uốn dọc của cột trong khung nhà nhiều tầng có tiết diện $b=22\text{cm}$; $h=35\text{cm}$, bê tông nặng đóng rắn tự nhiên mác M250 (B20), cốt thép nhóm CII, chiều cao cột $H=4\text{m}$, đặt cốt thép đối xứng mỗi phía $2\phi 18$, chịu lực tính toán có $M_{dh}/M = 0,46$; $N = 550\text{kN}$; độ lệch của tải trọng $e_{01} = 27\text{cm}$

Tra số liệu theo TCVN 5574-2012 có:

$$E_b = 23.10^3 \text{ kN/cm}^2; E_s = 27.10^3 \text{ kN/cm}^2; \beta = 1$$

Độ lệch tâm của tải trọng: $e_{01} = 27\text{cm}$;

Độ lệch ngẫu nhiên: $ea = \min(400/600; 35/30) = 1,17\text{cm}$.

Độ lệch tâm: $e_0 = 27 + 1,17 = 28,17\text{cm}$.

với cột đặt cốt thép đối xứng $2\phi 18$ ở mỗi phía tính ra ta có : $a = a' = 2,9\text{cm}$

Chiều dài tính toán: $l_0 = 0,7 \times H = 0,7 \times 400 = 280\text{cm}$

$$\delta_e = 28,17/35 = 0,805.$$

Hệ số kể đến tác dụng của tải trọng dài hạn: $\varphi_1 = 1 + 0,46 = 1,46$;

Do đặt cốt thép thường nên: $\varphi_p = 1$;

Tính: $a = E_s / E_b = 7,78$;

$$I = b \cdot h^3 / 12 = 30.55^3 / 12 = 78604\text{cm}^4$$

$$F_s = 10,18\text{cm}^2.$$

$$I_s = F_s \cdot (0,5h - a)^2 = 10,18 \cdot (0,5 \cdot 35 - 2,9)^2 = 2170\text{cm}^4.$$

Lực dọc tới hạn quy ước tính theo TCVN 5574-2012:

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 27 \cdot 10^2}{280^2} \left[\frac{78604}{1,46} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,805} + 0,1 \right) + 7,78 \cdot 2170 \right] = 6995\text{kN}$$

$$\text{Hệ số uốn dọc: } \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{Euler}}} = \frac{1}{1 - \frac{550}{6995}} = 1,095$$

Từ $\delta_e = 0,805$; tra bảng 2.1 ta được $\theta_e = 0,73$. Tính lực dọc tới hạn quy ước

$$\text{theo công thức (2.69): } N_{cr} = \frac{2,5E_b I}{l_0^2} \theta_e = \frac{2,5 \cdot 27 \cdot 10^2 \cdot 78604}{280^2} = 4940 kN$$

Sai số giữa kết quả hệ số uốn dọc khi N_{cr} tính theo công thức (2.48) và

$$\text{công thức gần đúng (2.69): } \frac{\eta - \eta}{\eta} = \frac{1,125 - 1,095}{1,125} = 2,6\%$$

2.5.2. Ý nghĩa của việc dùng công thức đơn giản

Công thức đơn giản (2.69) gần giống với công thức xác định lực dọc tới

$$\text{hạn theo tiêu chuẩn ACI 318: } P_c = \frac{\pi^2}{(k.l)^2} \cdot \frac{0,4 \cdot E_c \cdot I_g}{1 + \beta_d} \approx \frac{4 \cdot E_c \cdot I_g}{(k.l)^2}$$

Tuy nhiên theo tiêu chuẩn ACI 318 thì lực dọc tới hạn có giá trị lớn hơn là do theo tiêu chuẩn ACI 318 hàm lượng cốt thép lớn hơn nhiều so với tiêu chuẩn TCVN 5574-2012

Công thức xác định lực dọc tới hạn (2.69) so với công thức (2.48) đơn giản hơn nhiều trong tính toán vì thực tế trong thiết kế, người kỹ sư chưa biết trước được hàm lượng cốt thép μ_t và a để tính toán, kết quả tính toán phải được phải so sánh giả thiết ban đầu và bài toán phức tạp dễ gây nhầm lẫn.

Qua một vài ví dụ tính toán ở trên ta thấy việc dùng công thức tính lực dọc tới hạn quy ước (2.69) cho kết quả hệ số uốn dọc η có sai số không đáng kể (<5%) so với việc dùng công thức (2.48). Như vậy có thể kết luận rằng công thức đơn giản (2.69) có thể áp dụng được đơn giản, dễ sử dụng mà vẫn cho kết quả sát với thực tế đặc biệt là trong trường hợp xác định sơ bộ lực dọc tới hạn, hệ số uốn dọc hay trong bài toán thiết kế sơ bộ ban đầu.

Chương 3

KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

Việc nghiên cứu ổn định của cột bê tông cốt thép chịu nén lệch trọng tâm trong luận văn này đã giải quyết được những vấn đề sau:

Luận văn này đã tóm tắt sơ lược lại các lý thuyết tính toán cột bê tông cốt thép chịu nén lệch tâm theo tiêu chuẩn Việt Nam và một số nước trên thế giới trong đó chủ yếu quan tâm tới bài toán ổn định cột bê tông cốt thép chịu nén lệch tâm. Đề tài đã tiến hành khảo sát ảnh hưởng của hàm lượng cốt thép, độ mảnh của cột và độ lệch tâm của tải trọng đến độ cứng của bê tông cốt thép, thông qua đó quan hệ giữa hàm lượng cốt thép, độ mảnh của cột, độ lệch tâm của tải trọng và sự thay đổi lực tới hạn. Tuy nhiên, bài toán đưa ra còn nhiều vấn đề phức tạp vì độ cứng của cột không những phụ thuộc vào hàm lượng cốt thép, độ lệch tâm của tải trọng mà còn phụ thuộc vào mặt cắt tiết diện cột, việc bố trí cốt thép trên mặt cắt, ảnh hưởng của tải trọng dài hạn...vì thời gian có hạn nên trong luận văn này chỉ đề cập đến loại cột có tiết diện hình chữ nhật chịu nén lệch tâm phẳng. Kết quả rút ra cho thấy đường cong phản ánh mối quan hệ giữa hàm lượng cốt thép với lực dọc giới hạn của cột bê tông cốt thép. Nghiên cứu về vấn đề này thực sự mới chỉ là những nghiên cứu bước đầu về vấn đề khá rộng đã đặt ra.

Việc nghiên cứu bài toán đã đặt ra trong luận văn này chỉ dừng lại ở bài toán cột bê tông cốt thép có tiết diện hình chữ nhật chịu nén lệch tâm phẳng. Trong việc nghiên cứu tiếp theo cần phải mở rộng cho nhiều loại tiết diện như tiết diện hình tròn, hình vành khuyên...đồng thời cần được tiến hành thí nghiệm để kiểm chứng tính đúng đắn giữa nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm.

Với bài toán nghiên cứu ổn định của cột bê tông cốt thép cần phải nghiên cứu nhiều yếu tố ảnh hưởng khác nữa như ảnh hưởng của việc bố trí cốt thép, ảnh hưởng của từ biến...

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1- Ngô Thế Phong, Nguyễn Đình Công, Nguyễn Xuân Liên

Kết cấu bê tông cốt thép - Phần cấu kiện cơ bản:

Nhà xuất bản Khoa học Kỹ thuật, Hà Nội - 2001.

2- Viện khoa học Công nghệ xây dựng biên soạn - Xuất bản lần 1

Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép, TCVN 5574-2012;

Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội - 2005.

3- Nguyễn Việt Trung

Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép hiện đại theo tiêu chuẩn ACI;

Nhà xuất bản Giao thông vận tải.

4- Ngọc Hồng

Sức bền vật liệu;

Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội - 2002.

5- Bùi Quang Trường

Tính toán kết cấu bê tông cốt thép theo nguyên lý của ủy ban bê tông Châu Âu (CEB - FIP 1993);

Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật.

6- Vũ Như Cầu

Lý thuyết tối ưu trong cơ học kết cấu;

Trường đại học Xây dựng, Hà Nội - 1990.

7- Reported by ACI committee 318

Building code requirements for structural concrete and commentary (ACI 381M-99).

8- RF Warner, BV Rangan, AS Hall

Reinforced concrete, Longman Cheshire, Melbourne Australia, 1989.

9- Quy phạm thiết kế kết cấu bê tông cốt thép Liên Xô cũ

CHnn- 62 (PQXD II - B.1 - 62).

10- B.M Жеjie3oT)etoHHble M kameHHble koHctпykUMM

MOCKBA ‘rBbILLIAfl LLIKOAA” 2004.

11- Nguyễn Đình Công

Tính toán tiết diện cột bê tông cốt thép