

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

---

**VŨ THANH TUẤN  
KHÓA 2 (2014-2016). LỚP CAO HỌC KHÓA 2**

**TÍNH TOÁN BIẾN DẠNG CỦA DẦM ĐƠN BÊ TÔNG  
CỐT THÉP THEO TCVN 5574-2012, TIÊU CHUẨN  
CHÂU ÂU EN.1992-1-1**

**Chuyên ngành: KỸ THUẬT XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH  
DÂN DỤNG VÀ CÔNG NGHIỆP  
MÃ SỐ: 60.58.02.08**

**LUẬN VĂN THẠC SĨ KỸ THUẬT**

**Người hướng dẫn khoa học:**

***PGS. T.S Lê Thanh Huấn***

**Hải Phòng, tháng 4 năm 2017**

## LỜI CẢM ƠN

Trong quá trình thực hiện Luận văn này, tác giả được người hướng dẫn khoa học là Thầy giáo PGS. T.S Lê Thanh Huấn tận tình giúp đỡ, hướng dẫn cũng như tạo điều kiện thuận lợi để tác giả hoàn thành Luận văn của mình. Qua đây, tác giả xin gửi lời cảm ơn chân thành tới Thầy, và xin trân trọng cảm ơn các Thầy cô giáo, các cán bộ của Khoa xây dựng, hội đồng Khoa học - đào tạo, Ban giám hiệu trường Đại học dân lập Hải Phòng đã giúp đỡ, chỉ dẫn tác giả trong quá trình học tập và nghiên cứu.

Tác giả xin cảm ơn cơ quan nơi tác giả đang công tác, gia đình đã tạo điều kiện, động viên cho tác giả trong suốt quá trình học tập và nghiên cứu.

Cuối cùng, tác giả xin gửi lời cảm ơn chân thành đến bạn bè cùng lớp đã luôn nhiệt tình giúp đỡ để tác giả hoàn thành tốt Luận văn này. Do thời gian nghiên cứu và thực hiện đề tài không nhiều và trình độ của tác giả có hạn, mặc dù đã hết sức cố gắng nhưng trong Luận văn sẽ không tránh khỏi những sai sót, tác giả rất mong nhận được những ý kiến đóng góp của các Thầy cô giáo cùng các bạn cùng lớp để Luận văn hoàn thiện hơn.

Quảng Ninh, ngày 20 tháng 4 năm 2017

Tác giả luận văn

**Vũ Thanh Tuấn**

## LỜI CAM ĐOAN

Tên tôi là: Vũ Thanh Tuấn

Sinh ngày: 29/12/1984

Nơi sinh: Bệnh viện đa khoa huyện Hoà Bình, tỉnh Quảng Ninh.

Nơi công tác: Phòng Kinh tế và Hạ tầng huyện Hoà Bình

Tôi xin cam đoan Luận văn tốt nghiệp Cao học ngành Kỹ thuật xây dựng công trình dân dụng và công nghiệp với đề tài: *“Tính toán biến dạng của dầm đơn bê tông cốt thép theo TCVN 5574-2012, tiêu chuẩn Châu Âu EN.1992-1-1”* là Luận văn do cá nhân tôi thực hiện và là công trình nghiên cứu của riêng tôi. Các số liệu, kết quả nêu trong Luận văn là trung thực và chưa từng được công bố trong bất cứ công trình nào khác.

**Tác giả**

Quảng Ninh, ngày 20 tháng 4 năm 2017

**Vũ Thanh Tuấn**

## MỤC LỤC

<b>DANH MỤC CÁC HÌNH VẼ.....</b>	<b>iii</b>
<b>DANH MỤC CÁC BẢNG.....</b>	<b>iv</b>
<b>MỞ ĐẦU.....</b>	<b>1</b>
<b>CHƯƠNG 1: TỔNG QUAN VỀ TÍNH TOÁN KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN VÀ NGUYÊN LÝ CẤU TẠO .....</b>	<b>4</b>
1.1. Tổng quan về tính toán kết cấu bê tông cốt thép theo trạng thái giới hạn và nguyên lý cấu tạo áp dụng theo TCVN 5574-2012.....	4
1.1.1. Trạng thái giới hạn thứ nhất .....	5
1.1.2. Trạng thái giới hạn thứ hai .....	6
1.2. Tổng quan về tính toán kết cấu bê tông cốt thép theo trạng thái giới hạn và nguyên lý cấu tạo áp dụng theo Tiêu chuẩn Châu Âu – Eurocode EN 192-1-1 .....	7
1.2.1. Trạng thái giới hạn về cường độ.....	7
1.2.2. Trạng thái giới hạn sử dụng.....	8
<b>CHƯƠNG 2: TÍNH TOÁN VÀ KIỂM TRA BIẾN DẠNG CHO DẦM ĐƠN GIẢN BÊ TÔNG CỐT THÉP THEO TCVN 5574-2012, TIÊU CHUẨN CHÂU ÂU EN.1992-1-1 .....</b>	<b>9</b>
2.1. Tính toán và kiểm tra biến dạng cho dầm đơn giản bê tông cốt thép theo trạng thái giới hạn sử dụng áp dụng theo TCVN 5574-2012 .....	9
2.1.1. Nguyên tắc chung .....	9
2.1.2. Độ cong của cấu kiện không có khe nứt trong vùng kéo .....	12
2.1.3. Độ cong của cấu kiện bê tông cốt thép đối với đoạn có khe nứt trong vùng kéo .....	13
2.2. Tính toán và kiểm tra biến dạng cho dầm đơn giản bê tông cốt thép theo trạng thái giới hạn sử dụng áp dụng theo tiêu chuẩn Châu Âu EN.1992-1-1 [2], [4] .....	23
2.2.1. Hạn chế ứng suất .....	23
2.2.2. Không chế độ võng.....	24
2.3. Nhận xét.....	31
<b>CHƯƠNG 3: VÍ DỤ TÍNH TOÁN .....</b>	<b>33</b>
3.1. Thiết kế và tính toán độ võng của dầm đơn giản.....	33
3.1.1. Tính toán cốt thép dầm theo Tiêu chuẩn TCVN 5574-2012 .....	33
3.1.2. Tiêu chuẩn Châu Âu Eurocode.....	34
3.2. Tính toán độ võng của dầm đơn giản .....	34
Xét dầm đơn giản chịu tải trọng phân bố đều với các số liệu như sau (lấy theo số liệu như trên): .....	34
3.2.1. Theo tiêu chuẩn TCVN 5574-2012 .....	35
3.2.2. Theo tiêu chuẩn Châu Âu EN.1992-1-1 .....	39
3.3. Nhận xét tính toán theo các tiêu chuẩn.....	42
3.3.1. Điều kiện tính toán .....	42
3.3.2. Ảnh hưởng của cốt thép chịu lực trong vùng nén đến độ võng của dầm .....	42
3.3.3. Nhận xét.....	43

<b>KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ.....</b>	<b>44</b>
4.1. Kết luận.....	44
4.2. Kiến nghị .....	45
4.3. Hướng phát triển của đề tài .....	45
<b>DANH MỤC TÀI LIỆU THAM KHẢO .....</b>	<b>46</b>

## DANH MỤC CÁC HÌNH VẼ

Hình 2. 1. Trạng thái ứng suất biến dạng của dầm sau khi xuất hiện khe nứt....	14
Hình 2. 2. Sơ đồ để xác định độ cong của trục dầm .....	16
Hình 2. 3. Sơ đồ để tính biến dạng của cấu kiện chịu nén lệch tâm ( $\epsilon_b$ , $\epsilon_s$ ).....	17
Hình 2. 4. Tiết diện chữ I .....	19
Hình 2. 5. Biểu đồ ứng suất của cốt thép trên đoạn $l_n$ .....	20
Hình 2. 6. Quan hệ giữa mô men và độ cong.....	22
Hình 2. 7. Biểu đồ mô men uốn và độ cong đối với dầm bê tông cốt thép thường có tiết diện không đổi .....	23
Hình 2. 8. Xác định vị trí trục trung hòa của tiết diện không có khe nứt trong vùng kéo .....	25
Hình 2. 9. Xác định vị trí trục trung hòa của tiết diện có khe nứt trong vùng kéo .....	26
Hình 2. 10. Độ cong của dầm chịu uốn.....	30
Hình 3. 1. Minh họa ví dụ .....	33

## DANH MỤC CÁC BẢNG

Bảng 2. 1 - Tải trọng và hệ số độ tin cậy về tải trọng $\gamma_f$ .....	9
Bảng 2. 2. Các cấp chống nứt theo TCVN 5574-2012 được quy định như sau: .....	11
Bảng 2. 3. thể hiện giá trị $\phi_{\infty}$ , $t_0$ theo tiêu chuẩn cho bê tông C25/30. ....	27
Bảng 2. 4. Giá trị cuối cùng của biến dạng co ngót (bê tông c25/30) .....	29
Bảng 2. 5. Hệ số k .....	30
Bảng 2. 6. Tỷ số cơ sở về nhịp/chiều cao tiết diện cho các cấu kiện bê tông cốt thép khi không có lực nén dọc trục .....	31
Bảng 3. 1. Kết quả tính toán cốt thép chịu kéo và chịu nén.....	34
Bảng 3. 2. Kết quả tính toán mômen kháng nứt và độ võng.....	41

## MỞ ĐẦU

### 1. Lý do chọn đề tài

Ngày nay, để đạt được hiệu quả kinh tế và yêu cầu về mặt kỹ thuật và mỹ thuật người ta có xu hướng giảm kích thước tiết diện của cấu kiện, sử dụng bê tông cường độ cao dẫn đến việc tăng quá mức biến dạng của kết cấu. Biến dạng quá lớn sẽ làm mất mỹ quan, làm bong tróc lớp ốp trát, làm hỏng trần treo gây tâm lý cho người sử dụng công trình. Nên việc tính toán và kiểm tra biến dạng cho cấu kiện là hết sức quan trọng nhằm khống chế nó không được vượt quá một giá trị giới hạn quy định.

Bên cạnh đó, Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép của Việt Nam hiện hành TCVN 5574:2012 về kiểm tra và tính toán biến dạng của cấu kiện bê tông cốt thép tuy đáp ứng được các yêu cầu về thiết kế nhưng còn nhiều yếu tố chưa được xem xét, phân tích nhiều một cách rõ ràng để có thể đánh giá đúng mức và hiệu quả.

Ngoài ra hiện nay, có rất nhiều công trình nước ngoài đầu tư vào nước ta, việc thiết kế tính toán sử dụng các tiêu chuẩn khác nhau được phép áp dụng tại Việt Nam.

Xuất phát từ thực tế đó trong luận văn này tác giả chọn đề tài “Tính toán biến dạng của dầm đơn bê tông cốt thép theo TCVN 5574-2012, tiêu chuẩn Châu Âu EN.1992-1-1 ” nhằm giúp cho các nhà tư vấn thiết kế lưu ý khi sử dụng các tiêu chuẩn của Việt Nam và nước ngoài để tính toán và kiểm tra.

### 2. Mục đích nghiên cứu

Mục tiêu tính toán, đánh giá biến dạng của dầm đơn bê tông cốt thép tiết diện chữ nhật theo trạng thái giới hạn sử dụng, sử dụng bê tông thường với một số tiêu chuẩn thiết kế Việt Nam và nước ngoài.

Bằng phương pháp giải tích, so sánh giữa các tiêu chuẩn Việt Nam 5574-2012, và tiêu chuẩn Châu Âu EN.1992-1-1 ta đi tính toán một số trường hợp về độ võng cho dầm bê tông cốt thép thường. Từ đó ta thấy được những biến dạng



của dầm đều nằm trong giới hạn cho phép và không gây ảnh hưởng biến dạng về mặt thẩm mỹ cho công trình. Qua đề tài này ta đi nghiên cứu mang tính chất tham khảo cho các kỹ sư khi tham gia thiết kế kết cấu công trình. Là tài liệu tham khảo cho công tác thiết kế và công tác nghiên cứu khoa học.

### **3. Mục tiêu nghiên cứu**

Nghiên cứu, tính toán biến dạng dầm đơn giản bê tông cốt thép áp dụng theo tiêu chuẩn Việt Nam 5574-2012, và tiêu chuẩn Châu Âu EN.1992-1-1. Thông qua kết quả tính toán so sánh sự khác biệt giữa hai mô hình tính toán để từ đó rút ra được những yếu tố chưa được xem xét, phân tích nhiều một cách rõ ràng để có thể đánh giá đúng mức và hiệu quả trong tiêu chuẩn hiện hành Việt Nam 5574-2012 đang áp dụng.

### **4. Đối tượng và phạm vi nghiên cứu**

Nghiên cứu, tính toán biến dạng của dầm bê tông cốt thép áp dụng theo tiêu chuẩn Việt Nam 5574-2012, và tiêu chuẩn Châu Âu EN.1992-1-1.

Trong phạm vi luận văn thạc sỹ, học viên tập trung vào phương pháp tính toán biến dạng dầm đơn giản chịu tải trọng phân bố đều theo tiêu chuẩn Việt Nam 5574-2012 và tiêu chuẩn Châu Âu EN.1992-1-1

### **5. Phương pháp nghiên cứu**

Nghiên cứu lý thuyết, dựa vào thuật toán phân tích kết hợp một số các phương pháp đã được nghiên cứu và giới thiệu trước đó, nhằm mục đích khảo sát ứng xử của mô hình dầm đơn giản với một số dạng đặt tải điển hình.

Bằng cách tính toán một số ví dụ bài toán cơ bản về dầm đơn giản chịu tải trọng phân bố đều theo tiêu chuẩn Việt Nam 5574-2012 và tiêu chuẩn Châu Âu EN.1992-1-1 để đưa ra những kết quả, từ đó cho ta thấy được những biến dạng về độ võng khi công trình chịu tải trọng có vượt quá giới hạn cho phép theo tiêu chuẩn hiện hành hay không.

### **6. Cơ sở khoa học, thực tiễn**

Sự tăng trưởng nhanh của nền kinh tế nước ta đã thúc đẩy mạnh mẽ tốc độ phát triển của ngành xây dựng về số lượng và đa dạng loại hình kết cấu. Các kết

cấu làm nhà cao tầng, nhà nhịp lớn, hệ thanh ngày càng xuất hiện nhiều ở Việt Nam và các nước trên thế giới. Kết cấu bê tông cốt thép (BTCT) ngày nay đang được sử dụng rộng rãi và rất có hiệu quả.

Tính toán biến dạng của dầm bê tông cốt thép là nhiệm vụ rất quan trọng trong công tác thiết kế. Trong đó kiểm tra và tính toán biến dạng của cấu kiện bê tông cốt thép; đặc biệt là cấu kiện dầm được dành nhiều sự quan tâm trong công tác nghiên cứu.

Ngày nay, để đạt được hiệu quả kinh tế và yêu cầu về mặt kỹ thuật và mỹ thuật người ta có xu hướng giảm kích thước tiết diện của cấu kiện, sử dụng bê tông cường độ cao dẫn đến việc tăng quá mức biến dạng của kết cấu.

Biến dạng gồm bề rộng khe nứt và độ võng. Biến dạng quá lớn sẽ làm mất mỹ quan, làm bong tróc lớp ốp lát, làm hỏng trần treo gây tâm lý cho người sử dụng công trình. Nên việc tính toán và kiểm tra biến dạng cho cấu kiện là hết sức quan trọng nhằm không chế nó không được vượt quá một giá trị giới hạn quy định.

Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép của Việt Nam hiện hành TCVN 5574:2012 về kiểm tra và tính toán biến dạng của cấu kiện bê tông cốt thép tuy đáp ứng được các yêu cầu về thiết kế nhưng còn nhiều yếu tố chưa được xem xét, phân tích một cách rõ ràng để có thể đánh giá đúng mức và hiệu quả.

Ngoài ra hiện nay, có rất nhiều công trình nước ngoài đầu tư vào nước ta, việc thiết kế tính toán sử dụng các tiêu chuẩn khác nhau được phép áp dụng tại Việt Nam.

Xuất phát từ thực tế đó trong luận văn này tác giả chọn đề tài “Tính toán biến dạng của dầm đơn bê tông cốt thép theo TCVN 5574-2012, tiêu chuẩn Châu Âu EN.1992-1-1 ” nhằm giúp cho các nhà tư vấn thiết kế lưu ý khi sử dụng các tiêu chuẩn của Việt Nam và nước ngoài để tính toán và kiểm tra.

# CHƯƠNG 1: TỔNG QUAN VỀ TÍNH TOÁN KẾT CẤU BÊ TÔNG CỐT THÉP THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN VÀ NGUYÊN LÝ CẤU TẠO

## 1.1. Tổng quan về tính toán kết cấu bê tông cốt thép theo trạng thái giới hạn và nguyên lý cấu tạo áp dụng theo TCVN 5574-2012

Sau khi có nội lực, tiến hành tính toán về bê tông cốt thép theo một trong hai loại bài toán: kiểm tra hoặc tính cốt thép.

Trong bài toán kiểm tra đã biết kích thước tiết diện và bố trí cốt thép, cần kiểm tra xem kết cấu có đủ độ an toàn hay không.

Trong bài toán tính cốt thép, xuất phát từ yêu cầu an toàn của kết cấu để xác định lượng cốt thép cần thiết.

Phương pháp tính toán về bê tông cốt thép đã trải qua nhiều giai đoạn. Khoảng đầu thế kỷ 20 người ta dùng rộng rãi phương pháp ứng suất cho phép mà điều kiện an toàn là:

$$\sigma \leq \sigma_{cp} \quad (1.1)$$

Trong đó:

$\sigma$  - ứng suất do nội lực gây ra;

$\sigma_{cp}$  - ứng suất cho phép của vật liệu

Để xác định ứng suất  $\sigma$  người ta giả thiết vật liệu bê tông cốt thép làm việc hoàn toàn đàn hồi. Tính toán như vậy có thể dùng được một số công thức đã lập. Tuy vậy xem bê tông là vật liệu hoàn toàn đàn hồi chưa phản ánh đúng sự làm việc thực tế của nó.

Vào khoảng giữa thế kỷ XX một số nước đã chuyển sang dùng phương pháp nội lực phá hoại, điều kiện an toàn là:

$$kS_c \leq S_{ph} \quad (1.2)$$

Trong đó:

$S_c$  - Nội lực do tải trọng tiêu chuẩn gây ra;

$S_{gh}$  - Nội lực làm phá hoại kết cấu;

$k$  - Hệ số an toàn, thường lấy  $k = 1,5 \div 2,5$

Để xác định  $S_{ph}$  người ta đã dựa vào nhiều kết quả thí nghiệm, xét sự làm việc thực tế có biến dạng dẻo của bê tông và của cốt thép, lập ra công thức tính toán cho các trường hợp chịu lực khác nhau.

Phương pháp nội lực phá hoại có tiến bộ hơn phương pháp ứng suất cho phép nhưng việc dung một hệ số an toàn chung k chưa phản ánh đầy đủ các yếu tố ảnh hưởng đến độ tin cậy (độ an toàn) của kết cấu.

Hiện nay trên toàn thế giới dung phổ biến phương pháp trạng thái giới hạn (TTGH). Trạng thái giới hạn là trạng thái mà từ đó trở đi kết cấu không thể thỏa mãn yêu cầu đề ra cho nó. Kết cấu bê tông cốt thép được tính toán theo hai nhóm: Trạng thái giới hạn thứ nhất và trạng thái giới hạn thứ hai.

### ***1.1.1. Trạng thái giới hạn thứ nhất***

Đó là trạng thái giới hạn về độ bền (độ an toàn). Tính toán theo trạng thái giới hạn này nhằm đảm bảo cho kết cấu không bị phá hoại, không bị mất ổn định, không bị hư hỏng vì mỏi (với kết cấu chịu tải trọng trùng lặp, rung động) hoặc chịu tác dụng đồng thời của các yếu tố về lực và ảnh hưởng bất lợi của môi trường.

Tính toán về khả năng chịu lực theo điều kiện:

$$S \leq S_{gh} \quad (1.3)$$

Trong đó:

S - Nội lực bất lợi do tải trọng tính toán gây ra;

$S_{gh}$  - Khả năng chịu lực của kết cấu khi nó làm việc ở trạng thái giới hạn.

Khả năng này phụ thuộc vào kích thước tiết diện, số lượng cốt thép, cường độ tính toán của bê tông và của cốt thép.

Biểu thức cụ thể của  $S_{gh}$  ứng với các trường hợp chịu lực khác nhau (uốn, cắt, nén, kéo, xoắn,...) đồng thời biểu thức (1.3) điều kiện cũng được vận dụng cho các loại bài toán khác nhau.

### **1.1.2. Trạng thái giới hạn thứ hai**

Đó là trạng thái giới hạn về điều kiện làm việc bình thường. Tính toán theo trạng thái giới hạn này nhằm đảm bảo cho kết cấu không có những khe nứt hoặc những biến dạng quá mức cho phép theo các điều kiện:

$$a_{crc} \leq a_{gh} \quad (1.4a)$$

$$f \leq f_{gh} \quad (1.4b)$$

Trong đó:

$a_{crc}$ ,  $f$  - Bề rộng khe nứt và biến dạng của kết cấu do tải trọng tiêu chuẩn gây ra;

$a_{gh}$ ,  $f_{gh}$  - Giới hạn cho phép của bề rộng khe nứt và của biến dạng để đảm bảo điều kiện làm việc bình thường. Lấy  $a_{gh}$ ,  $f_{gh}$  theo quy định của tiêu chuẩn thiết kế. Thông thường  $a_{gh} = 0,05 \div 0,4$  mm; độ võng giới hạn của dầm bằng  $(\frac{1}{200} \div \frac{1}{600})$  nhịp dầm.

Việc thành lập các công thức để xác định  $a_{crc}$ ,  $f$  cũng như các quy định chi tiết về  $a_{gh}$ ,  $f_{gh}$  ở phần sau

**Tính toán cấu kiện bê tông cốt thép theo trạng thái giới hạn thứ hai bao gồm các phần việc sau:**

- Tính toán về sự hình thành khe nứt. Nội dung của việc tính toán này là xác định khả năng chống nứt của cấu kiện (còn gọi là nội lực làm xuất hiện khe nứt trên tiết diện). Nếu nội lực do tải trọng sử dụng gây ra không vượt quá khả năng chống nứt thì cấu kiện không bị nứt.

- Tính toán về sự mở rộng khe nứt. Nội dung của việc tính toán này là xác định bề rộng khe nứt trên tiết diện thẳng góc và tiết diện nghiêng sau đó so sánh với bề rộng khe nứt giới hạn được ghi trong các tiêu chuẩn thiết kế. Nếu giá trị bề rộng khe nứt tính được không vượt quá giá trị giới hạn thì đạt yêu cầu về an toàn.

- Tính toán về sự khép kín khe nứt. Các khe nứt tồn tại thường xuyên (do tải trọng thường xuyên tác dụng dài hạn gây ra) sẽ là rất nguy hiểm đối với cốt

thép ở góc độ bị ăn mòn (gi). Nếu sau khi tải trọng tạm thời được dỡ bỏ, khe nứt được khép lại thì đạt yêu cầu về an toàn.

- Tính toán biến dạng của cấu kiện. Nội dung của việc tính toán này là xác định chuyển vị của cấu kiện và so sánh nó với chuyển vị giới hạn được ghi trong các tiêu chuẩn thiết kế. Nếu giá trị chuyển vị tính toán được không vượt quá chuyển vị giới hạn thì đạt yêu cầu về an toàn.

## **1.2. Tổng quan về tính toán kết cấu bê tông cốt thép theo trạng thái giới hạn và nguyên lý cấu tạo áp dụng theo Tiêu chuẩn Châu Âu – Eurocode EN 192-1-1**

Nhiệm vụ của việc thiết kế và thi công kết cấu xây dựng là làm cho kết cấu phục vụ được các yêu cầu sử dụng. Muốn vậy, trước hết kết cấu phải đủ độ bền, không xảy ra đổ vỡ, sau đó phải thỏa mãn các yêu cầu để ra cho nó trong suốt quá trình sử dụng

Nói một kết cấu xây dựng đến trạng thái giới hạn tức là kết cấu ở tình trạng ranh giới, quá một chút nữa thì sẽ không sử dụng được do bị đổ vỡ, do biến dạng quá mức hay do nứt quá mức.

Người ta phân biệt hai trạng thái giới hạn cơ bản là trạng thái giới hạn về cường độ, hay còn gọi là trạng thái giới hạn thứ nhất và trạng thái giới hạn sử dụng, hay còn gọi là trạng thái giới hạn thứ hai.

### **1.2.1. Trạng thái giới hạn về cường độ**

Tính toán theo trạng thái về cường độ đảm bảo cho kết cấu không bị đổ vỡ dưới tác dụng của tải trọng và tác động với một mức độ an toàn nào đó. Có thể biểu diễn điều kiện cường độ như sau:

$$E_d \leq R_d \quad (1.5)$$

Trong đó:

$E_d$  - Nội lực tính toán có khả năng xuất hiện lớn nhất ở tiết diện đang tính toán, có sự phân biệt giá trị âm và dương của nội lực đó;

$S_{gh}$  - Khả năng chịu lực bé nhất của tiết diện đang xét, phù hợp với dấu của  $E_d$ .

Nội lực thiết kế phụ thuộc vào sơ đồ tính toán của kết cấu và giá trị tải trọng (hoặc tác động) có xét đến các hệ số an toàn và tổ hợp tải trọng trên kết cấu.

Khả năng chịu lực của tiết diện thì phụ thuộc vào kích thước tiết diện, lượng cốt thép đặt trong đó, cường độ của vật liệu có xét đến các hệ số an toàn.

### **1.2.2. Trạng thái giới hạn sử dụng**

Trạng thái giới hạn sử dụng được xem xét ở những mặt sau:

- Biến dạng (chuyên vị): Biến dạng của dầm lớn có thể làm nứt trần, mất mỹ quan. Biến dạng của khung lớn có thể gây nứt nề tường chèn, gây nứt nề các lớp ốp,...

- Khe nứt: Khe nứt có thể gây rò rỉ, thấm dột, ảnh hưởng đến độ bền lâu dài của cốt thép,...

- Độ bền lâu liên quan đến tuổi thọ yêu cầu và điều kiện sử dụng công trình.

Ngoài ra, còn có thể kể thêm các trạng thái giới hạn về chấn động, môi, cháy, động đất.

Người ta còn phân biệt trạng thái giới hạn có phục hồi và trạng thái giới hạn không phục hồi. Có phục hồi tức là sau khi tác động gây nguy hiểm đã chấm dứt, không còn một hậu quả nào ảnh hưởng đến yêu cầu sử dụng. Không phục hồi tức là sau khi tác động gây nguy hiểm đã chấm dứt, còn để lại hậu quả vượt quá yêu cầu sử dụng đã được quy định.

Điều kiện an toàn khi tính theo trạng thái giới hạn sử dụng được biểu diễn như sau:

$$E_d \leq C_d \quad (1.6)$$

Trong đó:

$E_d$  – Giá trị tính toán của tiêu chí sử dụng (ví dụ độ võngm bề rộng khe nứt,..) được tính toán theo các tổ hợp tải trọng tương ứng;

$C_d$  - Giá trị giới hạn về tiêu chí sử dụng.

## **CHƯƠNG 2: TÍNH TOÁN VÀ KIỂM TRA BIẾN DẠNG CHO DẦM ĐƠN GIẢN BÊ TÔNG CỐT THÉP THEO TCVN 5574-2012, TIÊU CHUẨN CHÂU ÂU EN.1992-1-1**

### **2.1. Tính toán và kiểm tra biến dạng cho dầm đơn giản bê tông cốt thép theo trạng thái giới hạn sử dụng áp dụng theo TCVN 5574-2012**

#### **2.1.1. Nguyên tắc chung**

Ngày nay, để đạt được hiệu quả kinh tế, kỹ thuật và mỹ thuật. Người ta có xu hướng giảm kích thước tiết diện của kết cấu, sử dụng vật liệu (bê tông và cốt thép) có cường độ cao. Điều đó có thể dẫn đến việc tăng quá mức biến dạng (độ võng, chuyển vị ngang) của kết cấu. Biến dạng quá lớn có thể ảnh hưởng đến việc sử dụng kết cấu một cách bình thường: làm mất mỹ quan, làm bong lớp ốp, trát, làm hỏng trần treo hoặc gây tâm lý sợ hãi cho người sử dụng. Vì vậy phải tính toán biến dạng và khống chế nó không được vượt quá một giá trị giới hạn quy định. Độ võng giới hạn đối với một số cấu kiện được cho trong phụ lục 13. Cần lưu ý rằng các biến dạng giới hạn đối với kết cấu (chuyển vị ngang của đỉnh nhà, cao tầng, chuyển vị ngang tương đối của hai sàn tầng trên và tầng dưới,...) được quy định trong các tài liệu riêng.

Độ võng được tính toán theo tải trọng tác dụng khi kết cấu làm việc trong điều kiện bình thường, tức là ứng với độ tin cậy về tải trọng  $\gamma_f = 1,0$ . Trường hợp có vượt tải cũng chỉ là nhất thời, độ võng tăng lên nhất thời sẽ giảm đi khi tải trọng trở lại bình thường.

**Bảng 2. 1 - Tải trọng và hệ số độ tin cậy về tải trọng  $\gamma_f$**

<b>Cấp chống nứt của kết cấu</b>	<b>Tải trọng và hệ số độ tin cậy <math>\gamma_f</math> khi tính toán theo điều kiện</b>			
	<b>hình thành vết nứt</b>	<b>mở rộng vết nứt</b>		<b>Khép kín vết nứt</b>
		<b>ngắn hạn</b>	<b>dài hạn</b>	



bê tông cốt thép				
1	Tải trọng thường xuyên; tải trọng tạm thời dài hạn và tạm thời ngắn hạn với $\gamma_f > 1,0^*$	-	-	-
2	Tải trọng thường xuyên; tải trọng tạm thời dài hạn và tạm thời ngắn hạn với $\gamma_f > 1,0^*$ (tính toán để làm rõ sự cần thiết phải kiểm tra theo điều kiện không mở rộng vết nứt ngắn hạn và khép kín chúng)	Tải trọng thường xuyên; tải trọng tạm thời dài hạn và tạm thời ngắn hạn với $\gamma_f = 1,0^*$	-	Tải trọng thường xuyên; tải trọng tạm thời dài hạn với $\gamma_f = 1,0^*$
3	Tải trọng thường xuyên; tải trọng tạm thời dài hạn và tạm thời ngắn hạn với $\gamma_f = 1,0^*$ (tính toán để làm rõ sự cần thiết phải kiểm tra theo điều kiện mở rộng vết nứt)	Như trên	Tải trọng thường xuyên; tải trọng tạm thời dài hạn với $\gamma_f = 1,0^*$	-

\* Hệ số được lấy như khi tính toán theo độ bền.



**Bảng 2. 2. Các cấp chống nứt theo TCVN 5574-2012 được quy định như sau:**

Cấp 1	Không cho phép xuất hiện vết nứt;
Cấp 2	Cho phép có sự mở rộng ngắn hạn của vết nứt với bề rộng hạn chế $a_{crc1}$ nhưng bảo đảm sau đó vết nứt chắc chắn sẽ được khép kín lại;
Cấp 3	Cho phép có sự mở rộng ngắn hạn của vết nứt nhưng với bề rộng hạn chế $a_{crc1}$ và có sự mở rộng dài hạn của vết nứt nhưng với bề rộng hạn chế $a_{crc2}$ .
	Bề rộng vết nứt ngắn hạn được hiểu là sự mở rộng vết nứt khi kết cấu chịu tác dụng đồng thời của tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời ngắn hạn và dài hạn.
	Bề rộng vết nứt dài hạn được hiểu là sự mở rộng vết nứt khi kết cấu chỉ chịu tác dụng của tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn.

Biến dạng của cấu kiện bê tông cốt thép được tính toán theo các phương pháp của cơ học kết cấu, trong đó phải thay độ cứng đàn hồi bằng độ cứng có xét đến biến dạng dẻo của bê tông, có xét đến sự có mặt của cốt thép trong tiết diện và sự xuất hiện khe nứt trong vùng kéo của tiết diện ở một đoạn nào đó trên trục dọc của cấu kiện. Đối với những đoạn của cấu kiện mà trên đó không xuất hiện khe nứt trong vùng kéo, độ cong của cấu kiện được tính toán như đối với vật thể đàn hồi.

### 2.1.2. Độ cong của cầu kiện không có khe nứt trong vùng kéo

Nếu gọi độ cứng uốn của cầu kiện bê tông cốt thép thường là B thì ở những đoạn không xuất hiện khe nứt thẳng góc, đối với cầu kiện chịu uốn, nén và kéo lệch tâm ta có:

$$B = \varphi_{b1} E_b I_{red} \quad (2.1)$$

Trong đó:

$\varphi_{b1}$ : Hệ số xét đến ảnh hưởng của từ biến nhanh của bê tông, lấy bằng 0,85 đối với bê tông nặng và bê tông hạt nhỏ;

$E_b$ : Mô đun đàn hồi của bê tông;

$I_{red}$ : Mô men quán tính của tiết diện quy đổi đối với trục trọng tâm của tiết diện, trong đó tiết diện bê tông phải được trừ đi diện tích cốt thép khi  $\mu\% > 3\%$  và diện tích cốt thép được nhân với hệ số  $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$ .

Để xét đến ảnh hưởng của tải trọng ngắn hạn và tải trọng dài hạn, độ cong của cầu kiện được xác định theo công thức:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2 \quad (2.2)$$

Trong đó:  $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ ,  $\left(\frac{1}{r}\right)_2$  độ cong do tác dụng của tải trọng ngắn hạn và độ cong do tác dụng của tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn, được xác định theo công thức:

$$\begin{cases} \left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_{sh}}{B} \\ \left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_l \varphi_{b2}}{B} \end{cases} \quad (2.3)$$

Ở đây:  $M_{sh}$ ,  $M_l$  lần lượt là mô men do tải trọng tác dụng ngắn hạn và mô men do tải trọng tác dụng dài hạn đối với trục đi qua trọng tâm tiết diện quy đổi và thẳng góc với mặt phẳng uốn;

$\varphi_{b2}$  hệ số xét đến ảnh hưởng của từ biến dài hạn của bê tông đến biến dạng của cầu kiện không có khe nứt trong vùng kéo, giá trị  $\varphi_{b2}$  được lấy như sau đối với bê tông nặng:

Khi tác dụng của tải trọng không kéo dài  $\varphi_{b2} = 1,0$ .

Khi tác dụng của tải trọng là kéo dài thì:

$\varphi_{b2} = 2,0$  đối với độ ẩm của môi trường là 40 – 75%

$\varphi_{b2} = 3,0$  đối với độ ẩm dưới 40%.

Đối với bê tông hạt nhỏ phải lấy  $\varphi_{b2}$  theo tiêu chuẩn thiết kế. Từ các công thức (2.1), (2.2), (2.3) có thể thấy rằng: nếu gọi  $B_{sh}$  là độ cứng ngắn hạn và  $B_l$  là độ cứng dài hạn thì:

$$B_{sh} = \varphi_{b1} E_b I_{red} \quad (2.4)$$

$$B_l = \frac{B}{\varphi_{b2}} = \frac{\varphi_{b1} \cdot E_b \cdot I_{red}}{\varphi_{b2}} \quad (2.5)$$

Đối với một dầm không có đoạn bị nứt, tức là đạt cấp chống nứt 1 và 2 (Thể hiện trong bảng 2.2) thì từ  $M_{sh}$  và  $B_{sh}$  có thể tính được độ võng ngắn hạn  $f_{sh}$ ; từ  $M_l$  và  $B_l$  có thể tính được độ võng dài hạn  $f_l$ . Độ võng toàn phần  $f$  sẽ là:

$$f = f_{sh} + f_l$$

### **2.1.3. Độ cong của cầu kiện bê tông cốt thép đối với đoạn có khe nứt trong vùng kéo**

#### 2.1.3.1. Trạng thái ứng suất biến dạng của dầm sau khi xuất hiện khe nứt

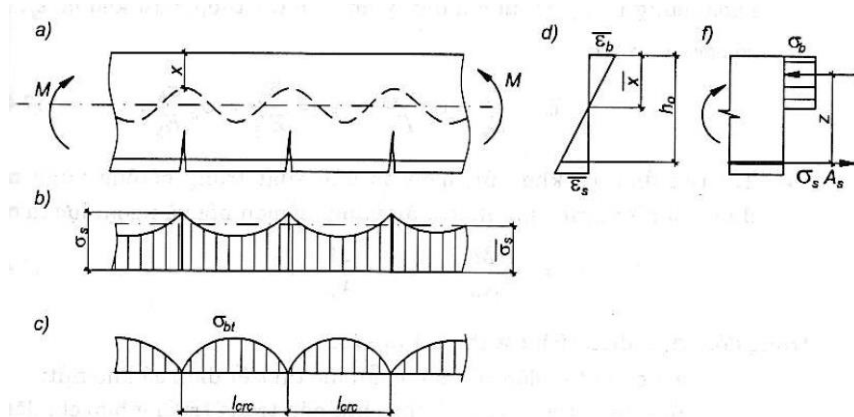
Xét một đoạn dầm chịu uốn thuần túy. Sau khi xuất hiện khe nứt, trạng thái ứng suất biến dạng của dầm được thể hiện trên hình 2.1. Cần lưu ý một số đặc điểm sau:

- Trục trung hòa có hình lượn sóng. Chiều cao vùng chịu nén ở tiết diện có khe nứt có giá trị nhỏ nhất và được ký hiệu là  $x$ . Tại tiết diện có khe nứt đó ứng suất nén ở thớ bê tông ngoài cùng được ký hiệu là  $\sigma_b$ . Gọi  $\bar{x}$  là giá trị trung bình của chiều cao vùng nén và  $\bar{\sigma}_b$  là giá trị ứng suất trung bình của thớ bê tông ngoài cùng, ta có quan hệ

$$\bar{\sigma}_b = \psi_b \sigma_b \quad \text{Với } \psi_b \leq 1 \quad (2.6)$$

Trong đó:  $\psi_b$  hệ số phân bố không đều của ứng suất (biến dạng) của thớ bê tông chịu nén ngoài cùng trên phần nằm giữa hai khe nứt.

Đối với bê tông nặng và bê tông hạt nhỏ, lấy  $\psi_b = 0,9$ .



**Hình 2. 1. Trạng thái ứng suất biến dạng của dầm sau khi xuất hiện khe nứt**

- a) Sơ đồ khe nứt và trục trung hòa;
- b) Ứng suất trong cốt thép chịu kéo;
- c) Ứng suất ở thớ bê tông chịu kéo trùng với trọng tâm cốt thép;
- d) Sơ đồ biến dạng trung bình;
- e) Sơ đồ ứng suất ở tiết diện có khe nứt.

Tại tiết diện có khe nứt, ứng suất của cốt thép chịu kéo có giá trị lớn nhất, ký hiệu là  $\sigma_s$ . Càng xa khe nứt, ứng suất trong cốt thép càng giảm do có sự truyền lực qua lại (thông qua lực dính) giữa cốt thép và bê tông vùng kéo. Gọi  $\bar{\sigma}_s$  là giá trị trung bình của ứng suất trong cốt thép chịu kéo, ta lập quan hệ:

$$\bar{\sigma}_s = \psi_s \sigma_s \text{ Với } \psi_s \leq 1; \quad (2.7)$$

Trong đó:  $\psi_s$  Hệ số hệ số xét đến sự phân bố không đều của ứng suất (biến dạng) của cốt thép chịu kéo nằm giữa hai khe nứt (sẽ được xác định theo (2.7))

Ứng suất kéo trong bê tông tại tiết diện có khe nứt bằng không, xa khe nứt, ứng suất kéo trong bê tông càng tăng và đạt giá trị đại ở giữa hai khe nứt.

Chấp nhận giả thiết tiết diện phẳng đối với một dầm quy ước chiều cao vùng nén là  $\bar{x}$ , biến dạng tỷ đối của thớ bê tông vùng nén ngoài cùng là  $\bar{\epsilon}_b$  và biến dạng tỷ đối của cốt thép chịu kéo là  $\bar{\epsilon}_s$ . Ta có các quan hệ:

$$\bar{\epsilon}_s = \frac{\bar{\sigma}_s}{E_s} = \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s}; \quad \bar{\epsilon}_b = \frac{\bar{\sigma}_b}{E'_b} = \psi_b \frac{\sigma_b}{E_b} \quad (2.8)$$

Tại tiết diện có khe nứt, biểu đồ ứng suất trong bê tông vùng được coi như hình chữ nhật. Cân bằng mômen nội và ngoại lực ta có:

$$\sigma_s = \frac{M}{A_s z}; \quad \sigma_b = \frac{M}{A_b z} \quad (2.9)$$

Trong đó:

$A_s$  - Diện tích cốt thép chịu kéo;

$z$  - Cánh tay đòn của nội ngẫu lực tại tiết diện có khe nứt;

$A_b$  - Diện tích vùng bê tông chịu nén trong trường hợp chỉ đặt cốt thép đơn (không có cốt chịu nén theo tính toán).

Trong trường hợp có cốt thép chịu nén theo tính toán, phải quy đổi diện tích cốt chịu nén  $A'_s$  thành diện tích bê tông tương đương. Khi đó phải thay  $A_b$  trong (2.9) bằng  $A_{bred}$  - diện tích quy đổi của vùng bê tông chịu nén có xét đến biến dạng không đàn hồi của bê tông:

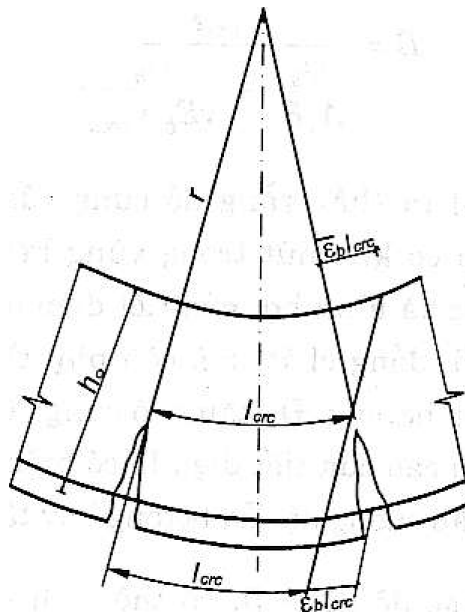
$$A_{bred} = A_b + \frac{n}{\nu} A'_s \quad (2.10)$$

Trong trường hợp này, ứng suất  $\sigma_b$  được tính theo:

$$\sigma_b = \frac{M}{A_{bred} z} \quad (2.11)$$

### 2.1.3.2. Độ cong của trục dầm và độ cứng của dầm

Xét một đoạn dầm nằm giữa hai khe nứt. Khoảng cách giữa hai khe nứt trên trục trung hòa trung bình là  $l_{cr}$ , bán kính cong trung bình là  $r$  (hình 2.2)



## Hình 2. 2. Sơ đồ để xác định độ cong của trục dầm

Từ phép tính đồng dạng của các tam giác ta có:

$$\frac{l_{crc}}{r} = \frac{(\bar{\varepsilon}_s + \bar{\varepsilon}_b)cl_{cr}}{h_0}$$

Từ đó ta rút ra

$$\frac{1}{r} = \frac{(\bar{\varepsilon}_s + \bar{\varepsilon}_b)}{h_0} \quad (2.12)$$

Thay các giá trị của (2.8), (2.9), (2.10), (2.11) vào (2.12) ta được:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 z} \left( \frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{v E_b A_{bred}} \right) \quad (2.13)$$

Nếu so sánh (2.13) với biểu thức độ cong của dầm làm bằng vật liệu đàn hồi đồng chất, đẳng hướng với độ cứng uốn EI

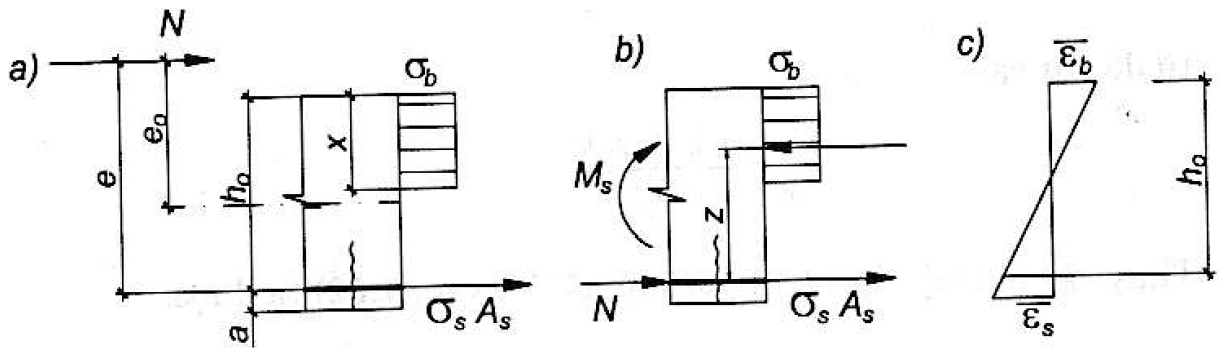
$$\frac{1}{r} = \frac{M}{EI}$$

Thì có thể suy ra độ cứng uốn của dầm bê tông cốt thép có khe nứt trong vùng kéo với ký hiệu là B như sau:

$$B = \frac{h_0 z}{\frac{\psi_s}{A_s E_s} + \frac{\psi_b}{v E_b A_{bred}}} \quad (2.14)$$

Từ công thức (2.14) ta thấy rằng độ cứng của cầu kiện chịu uốn bằng bê tông cốt thép khi có khe nứt trong vùng kéo không những phụ thuộc vào đặc trưng cơ học và hình học của tiết diện bê tông và cốt thép (như đối với vật liệu đàn hồi, đồng chất) mà còn phụ thuộc vào tải trọng và tính chất đàn hồi dẻo của bê tông. Để tăng độ cứng của cầu kiện (tức là giảm độ võng) thì tăng chiều cao của tiết diện là có hiệu quả nhất so với tăng diện tích cốt thép, tăng cấp cường độ của bê tông hay tăng bề rộng của tiết diện. Biết độ cong  $\frac{1}{r}$  hoặc độ cứng B, có thể tính độ võng của dầm theo các phương pháp của cơ học kết cấu.

### 2.1.3.3. Độ cong của trục cầu kiện chịu kéo, nén lệch tâm



**Hình 2.3. Sơ đồ để tính biến dạng của cầu kiện chịu nén lệch tâm ( $\bar{\epsilon}_b, \bar{\epsilon}_s$ )**

Giả sử có một cầu kiện chịu nén lệch tâm mà vùng chịu kéo có xuất hiện khe nứt như hình 2.3a, trong đó  $e_0$  là độ lệch tâm (hình học) của lực dọc. Giá trị  $e_0$  được xác định theo kết quả tính toán nội lực bằng các phương pháp cơ học kết cấu ( $e_0 = \frac{M}{N}$ ). Nếu ta chuyển lực  $N$  đến trọng tâm của cốt thép chịu kéo  $A_s$  thì đồng thời phải thêm một mômen  $M_s$ :

$$M_s = Ne \quad (2.15)$$

trong đó:  $e$  - khoảng cách từ điểm đặt của lực dọc  $N$  đến trọng tâm cốt thép chịu kéo  $A_s$ .

Với sơ đồ ứng suất như trên hình (2.3b), từ điều kiện cân bằng mômen đối với trục đi qua hợp lực của vùng bê tông chịu nén và thẳng góc với mặt phẳng uốn ta có:

$$M_s - Nz = \sigma_s A_s z \quad (2.16)$$

Từ (2.15) ta được:

$$\sigma_s = \frac{M_s}{A_s z} - \frac{N}{A_s} \quad (2.17)$$

Nếu lưu ý rằng sau khi xuất hiện khe nứt trong vùng kéo, đối với cầu kiện chịu nén lệch tâm, vẫn tồn tại mối quan hệ (2.8). Từ đó ta có:

$$\bar{\epsilon}_s = \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{M_s \psi_s}{E_s A_s z} - \frac{N \psi_s}{E_s A_s} \quad (2.18)$$

Từ điều kiện cân bằng mô men đối trục đi qua trọng tâm của cốt thép  $A_s$  và thẳng góc với mặt phẳng uốn. Ta có:

$$M_s = \sigma_s A_{bred} z \quad (2.19)$$



Cũng suy luận tương tự đối với (2.8) ta được:

$$\bar{\varepsilon}_b = \frac{M_s \psi_s}{v E_b A_{bred} z} \quad (2.20)$$

Thay (2.18) và (2.20) vào (2.12) ta được:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 z} \left( \frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{v E_b A_{bred}} \right) - \frac{N \psi_s}{h_0 E_s A_s} \quad (2.21)$$

Hoặc có thể viết độ cong của cầu kiện chịu nén lệch tâm như sau:

$$\frac{1}{r} = \frac{M_s}{B} - \frac{N \psi_s}{h_0 E_s A_s} \quad (2.22)$$

Trong đó: B độ cứng uốn của dầm bê tông cốt thép có khe nứt trong vùng kéo, tính theo (2.14)

Độ cong của cầu kiện chịu kéo lệch tâm được viết như sau:

$$\frac{1}{r} = \frac{M_s}{B} + \frac{N \psi_s}{h_0 E_s A_s} \quad (2.23)$$

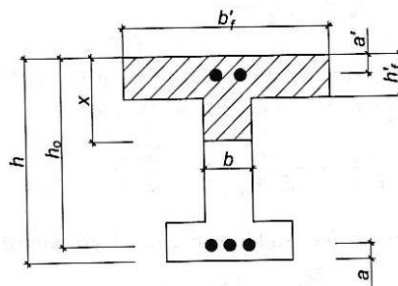
Biểu thức (2.23) được áp dụng khi  $e_0 \geq 0,8h_0$  với  $e_0$  là độ lệch tâm của lực kéo. Từ độ cong  $\frac{1}{r}$  có thể tính độ võng của cầu kiện theo mối quan hệ đã được sử dụng trong các môn sức bền vật liệu và cơ học kết cấu:

$$\frac{1}{r} = \frac{d^2 y}{dx^2} \quad (2.24)$$

Trong đó: y chuyển vị theo phương vuông góc với trục của cầu kiện (chuyển vị pháp tuyến)

#### 2.1.3.4. Xác định diện tích quy đổi của vùng bê tông chịu nén

Xuất phát từ sơ đồ ứng suất như trên hình, giả thiết tiết diện phẳng và các phương trình cân bằng, có thể xác định được chiều cao vùng nén tại tiết diện có khe nứt. Tuy nhiên tiêu chuẩn thiết kế cho phép xác định chiều cao vùng chịu nén x đối với tiết diện chữ I (hình 2.4) trong trường hợp tổng quát như sau:



## Hình 2. 4. Tiết diện chữ I

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{1}{\beta + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10\mu\alpha}} \pm \frac{1,5+\varphi_f}{11,5\frac{e}{h_0} \mp 5} \quad (2.25)$$

Trong đó:  $\beta$  hệ số lấy bằng 1,8 đối với bê tông nặng, bằng 1,6 đối với bê tông nhẹ;

$$\delta = \frac{M}{bh_0^2 R_{b.ser}}; \quad (2.26)$$

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + \frac{\alpha}{2v} A'_s}{bh_0} \quad (2.27)$$

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h'_f}{2h_0}\right) \quad (2.28)$$

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0}; \quad \alpha = \frac{E_s}{E_b};$$

$e$  Độ lệch tâm của lực dọc đối với trọng tâm cốt thép chịu kéo  $A_s$   
 $v$  hệ số đặc trưng trạng thái đàn hồi dẻo của bê tông vùng nén, được lấy như đối với bê tông nặng

+ đối với tải trọng tác dụng ngắn hạn:  $v = 0,45$

+ đối với tải trọng tác dụng dài hạn:

- khi độ ẩm môi trường là 40 - 75% lấy  $v = 0,15$

- khi độ ẩm môi trường < 40% lấy  $v = 0,10$ .

Khi bê tông ở trong trạng thái khô - ướt, giá trị  $v$  khi tính với tải trọng dài hạn được nhân với hệ số 1,2;

Khi độ ẩm của môi trường vượt quá 75% và khi bê tông được chất tải trong trạng thái ngập nước, giá trị  $v$  đối với tải trọng dài hạn được nhân với hệ số 1,25.

Trong công thức (2.25), số hạng thứ hai lấy dấu + khi cấu kiện chịu nén lệch tâm, lấy dấu - khi cấu kiện chịu kéo lệch tâm.

Hệ số  $\xi$  tính được theo (2.25) không được lớn hơn 1,0

Đối với cấu kiện chịu uốn, chiều cao tương đối vừa vùng chịu nén  $\xi$  được tính theo công thức:

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{1}{\beta + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10\mu\alpha}} \quad (2.29)$$

Đối với tiết diện chữ nhật hay chữ T có cánh trong vùng kéo, cho  $h'_f = 0$

Khi  $\xi < \frac{h'_f}{h_0}$  thì tính toán như đối với tiết diện chữ nhật có chiều rộng là  $b'_f$ .

Đối với tiết diện chữ nhật có kể đến cốt chịu nén  $A'_s$  thì lấy  $h'_f = 2a'$ , nếu  $\xi < \frac{a'}{h_0}$  thì phải tính lại với điều kiện không kể đến  $A'_s$

Biết chiều cao tương đối của vùng chịu nén  $\xi$ , có thể xác định được diện tích quy đổi của vùng bê tông chịu nén  $A_{b,red}$  theo công thức sau:

$$A_{b,red} = (\varphi_f + \xi)bh_0 \quad (2.30)$$

### 2.1.3.5. Xác định cánh tay đòn của nội ngẫu lực z

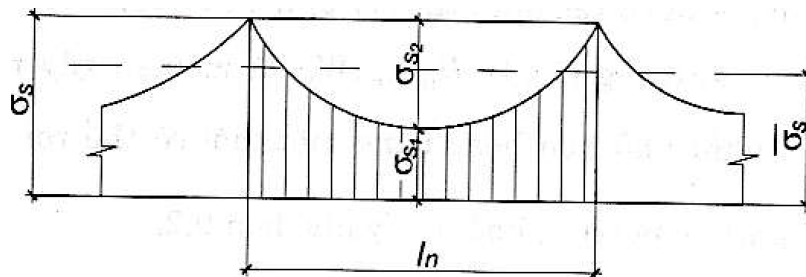
z là khoảng cách từ trọng tâm cốt thép chịu kéo  $A_s$  đến điểm đặt của hợp lực vùng nén (gồm lực nén của vùng bê tông chịu nén và lực nén của cốt  $A'_s$ ). Với giả thiết biểu đồ ứng suất của vùng bê tông chịu nén là hình chữ nhật thì z chính là tỷ số giữa mômen tĩnh  $S_{b,red}$  của diện tích vùng nén đã được quy đổi đối với trục đi qua trọng tâm cốt thép chịu kéo  $A_s$  và diện tích  $A_{b,red}$ :

$$z = \frac{S_{b,red}}{A_{b,red}} = \frac{S_b + \frac{n}{v}A'_s(h_0 - a')}{(\varphi_f + \xi)bh_0} \quad (2.31)$$

Sau khi biến đổi, ta được

$$z = \left[ 1 - \frac{\frac{h'_f}{h_0}\varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] h_0 \quad (2.32)$$

### 2.1.3.6. Hệ số $\psi_s$



**Hình 2.5. Biểu đồ ứng suất của cốt thép trên đoạn  $l_n$**

Ta có  $\psi_s = \frac{\bar{\sigma}_s}{\sigma_s}$ . Nếu biểu thị  $\bar{\sigma}_s$  bằng biểu thức  $\bar{\sigma}_s = \sigma_s - \omega \cdot \sigma_{s2}$  (hình 2.5) thì

ta được:

$$\psi_s = 1 - \omega \frac{\sigma_{s2}}{\sigma_s} = 1 - \omega \left( \frac{\sigma_s - \sigma_{s1}}{\sigma_s} \right).$$

Tỷ số giữa những ứng suất của cốt thép ở trên có thể biểu diễn thông qua tỷ số giữa mômen gây nứt và mô men nội lực với việc sử dụng các hệ số và có thể biểu diễn  $\psi_s$  như sau đối với cấu kiện chịu uốn:

$$\psi_s = 1 - \omega \chi \frac{M_{crc}}{M} \quad (2.32)$$

Trong đó các hệ số  $\omega \chi$  được xác định bằng thực nghiệm.

a) Đối với cấu kiện chịu uốn

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \left( \frac{R_{bt.ser} W_{pl}}{M} \right) \leq 1,0. \quad (2.33)$$

Trong đó:

$\varphi_{ls}$  Hệ số xét đến hình dáng cốt thép, tính chất dài hạn của tải trọng và cấp độ bền của bê tông. Khi cấp độ bền của bê tông cao hơn B7,5.

+ Đối với tải trọng tác dụng ngắn hạn:

- Dùng cốt thép trơn và sợi:  $\varphi_{ls} = 1,0$
- Dùng cốt thép có gờ:  $\varphi_{ls} = 1,1$

+ Đối với tải trọng tác dụng dài hạn với mọi loại cốt thép:  $\varphi_{ls} = 0,8$

Giá trị  $\psi_s$  không lấy nhỏ hơn 0,2.

b) Đối với cấu kiện chịu kéo, nén lệch tâm bằng bê tông cốt thép thường

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m - \frac{1}{(3,5 - 1,8 \varphi_m) \left( \frac{e_s}{h_0} \right)} \leq 1,0 \quad (2.34)$$

$$\text{Trong đó: } \varphi_m = \frac{R_{bt.ser} W_{pl}}{M_r} \leq 1,0 \quad (2.35)$$

Tiêu chuẩn thiết kế không chế giá trị  $\frac{e_s}{h_0} \geq \frac{1,2}{\varphi_{ls}}$  với  $e_s$  là độ lệch tâm của lực dọc trục đối với trọng tâm của cốt thép chịu kéo  $A_s$ .

### 2.1.3.7. Độ cong toàn phần và độ võng

a) Độ cong toàn phần

Dưới tác dụng của tải trọng ngắn hạn và tải trọng dài hạn, độ cong toàn phần của cấu kiện có khe nứt trong vùng kéo được xác định theo công thức:

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 \quad (2.35)$$

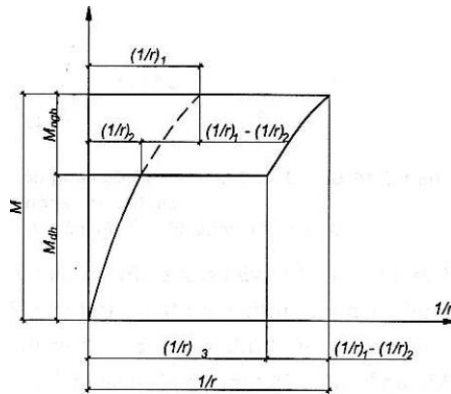
Trong đó :

$\left(\frac{1}{r}\right)_1$  là độ cong do tác dụng ngắn hạn của toàn bộ tải trọng

$\left(\frac{1}{r}\right)_2$  là độ cong do tác dụng ngắn hạn của tải trọng dài hạn

$\left(\frac{1}{r}\right)_3$  là độ cong do tác dụng dài hạn của tải trọng dài hạn

Công thức (2.35) có thể được giải thích thông qua đồ thị quan hệ giữa mô men dài hạn và ngắn hạn với độ cong ứng



**Hình 2. 6. Quan hệ giữa mô men và độ cong**

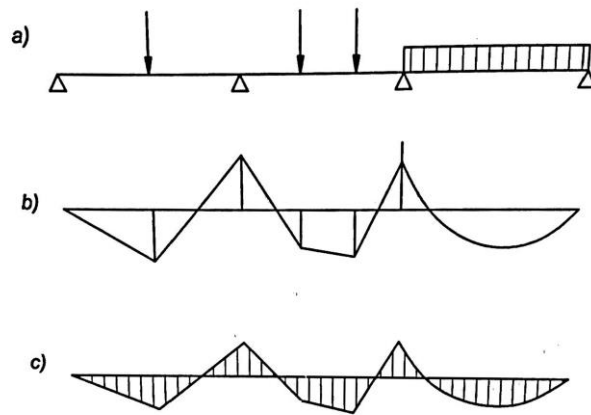
b) Tính toán độ võng

Độ võng  $f_m$  do biến dạng uốn dây ra được xác định theo công thức

$$f_m = \int_0^l \overline{M_x} \left(\frac{1}{r}\right)_x dx \quad (2.36)$$

Trong đó  $\overline{M_x}$  là mômen uốn do tác dụng của lực đơn vị hướng theo phương của chuyển vị cần xác định và đặt tại tiết diện cần xác định chuyển vị (tiết diện  $m$ )

Đối với cái kiện chịu uốn bằng bê tông cốt thép thường có tiết diện không đổi, có khe nứt, trên mỗi đoạn có mômen không đổi dấu, cho phép tính độ cong có tiết diện có mômen uốn lớn nhất, độ cong của những tiết diện còn lại trên đoạn đó được lấy tỷ lệ với giá trị mô men uốn



**Hình 2. 7. Biểu đồ mô men uốn và độ cong đối với dầm bê tông cốt thép thường có tiết diện không đổi**

- a) Sơ đồ tải trọng
- b) Biểu đồ mômen uốn
- c) Biểu đồ độ cong

## **2.2. Tính toán và kiểm tra biến dạng cho dầm đơn giản bê tông cốt thép theo trạng thái giới hạn sử dụng áp dụng theo tiêu chuẩn Châu Âu EN.1992-1-1 [2], [4]**

### **2.2.1. Hạn chế ứng suất**

Hạn chế ứng suất nén trong bê tông nhằm tránh các vết nứt dọc, các vết nứt nhỏ hoặc mức độ từ biến cao, trong đó có thể sinh ra những ảnh hưởng bất lợi đến chức năng của kết cấu.

Các vết nứt dọc có thể xuất hiện nếu ứng suất nén trong bê tông từ tổ hợp đặc trưng vượt quá  $0,6 f_{ck}$  ( $f_{ck}$  - cường độ chịu nén đặc trưng của bê tông đối với mẫu trụ ở 28 ngày tuổi) . Các vết nứt này làm giảm tuổi thọ của kết cấu. Để hạn chế các vết nứt dọc này có thể sử dụng cốt thép chịu nén, đai ngang, các lưới thép ngang,..

Khi ứng suất nén trong bê tông do tổ hợp dài hạn gây ra không vượt quá  $0,45f_{ck}$  có thể xem từ biến là tuyến tính.

Ứng suất lớn trong cốt thép ở giai đoạn sử dụng có thể làm biến dạng dẻo của cốt thép lớn, làm mở rộng các khe nứt. Do đó ứng suất trong cốt thép chịu

kéo do các tổ hợp tải trọng gây ra không được vượt quá  $0,8 f_{yd}$  ( $f_{yd}$  - cường độ tính toán). Khi xảy ra sự phá hoại ở vùng kéo, ứng suất trong cốt thép đạt đến cường độ tính toán:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = 0,87 f_{yk} \text{ (Trong đó: } f_{yk} \text{ là cường độ chịu kéo đặc trưng của cốt}$$

thép)

Khi ứng suất này do biến dạng cường bức gây ra (thay đổi nhiệt độ, co ngót, chuyển vị gối tựa,..) thì giá trị không vượt quá  $f_{yd}$

Ứng suất trong bê tông và cốt thép được xác định trên cơ sở của phương pháp ứng suất cho phép

### 2.2.2. Không chế độ võng

Cấu kiện có độ võng quá lớn sẽ ảnh hưởng đến sử dụng kết cấu. Từ biến (là biến dạng xảy ra theo thời gian khi tải trọng không thay đổi giá trị) làm tăng độ võng của cấu kiện, do vậy khi tính độ võng phải phân biệt tải trọng tác dụng ngắn hạn và tải trọng tác dụng dài hạn.

Việc không chế độ võng của cấu kiện được thực hiện thông qua:

- Kiểm tra độ võng tính toán nhỏ hơn độ võng giới hạn
- Không chế tỷ lệ nhịp/chiều cao cấu kiện

#### 2.2.2.1. Độ cong của cấu kiện

a) Độ cong của cấu kiện khi tiết diện không có khe nứt trong vùng kéo

Khi cấu kiện không nứt, biến dạng đàn hồi và ứng suất phân bố trên tiết diện được thể hiện trên hình 2.8 a.

Để xác định vị trí trục trung hòa, quy đổi diện tích cốt thép bằng diện tích bê tông tương đương (hình 2.8 b):

$$x = \frac{\sum(Ax)}{\sum A} \quad (2.37)$$

Do đó:

$$x = \frac{bh\left(\frac{h}{2}\right) + \alpha_e A_s d}{bh + \alpha_e A_s} \quad (2.38)$$

Với:

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_c} \quad (2.39)$$

Độ cong của cầu kiện xác định theo lý thuyết đàn hồi là:

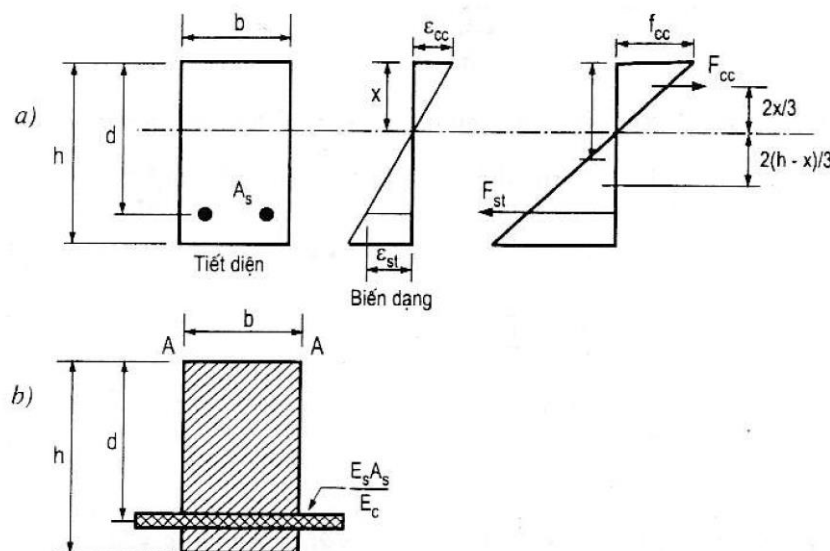
$$\left(\frac{1}{r}\right)_{uc} = \frac{M}{E_{c,eff} I_{uc}} \quad (2.40)$$

$E_{c,eff}$  Mô đun đàn hồi tính toán của bê tông có xét đến ảnh hưởng của từ biến;

$I_{uc}$  Mô men quán tính của tiết diện.

Tại tiết diện chuẩn bị nứt, ứng suất kéo trong bê tông bằng cường độ chịu kếp của bê tông, tương ứng với khả năng kháng nứt của tiết diện:

$$M_{cr} = f_{ctm} \frac{bh^2}{6} \quad (2.41)$$



**Hình 2. 8. Xác định vị trí trục trung hòa của tiết diện không có khe nứt trong vùng kéo**

b) Độ cong của cầu kiện bị nứt hoàn toàn trong vùng kéo

Biểu đồ biến dạng đàn hồi và sự phân bố ứng suất trên tiết diện có khe nứt được thể hiện trên hình 2.9.

Từ (2.38) ta có:

$$x = \frac{bx\left(\frac{x}{2}\right) + \alpha_e A_s d}{bx + \alpha_e A_s} \quad (2.42)$$

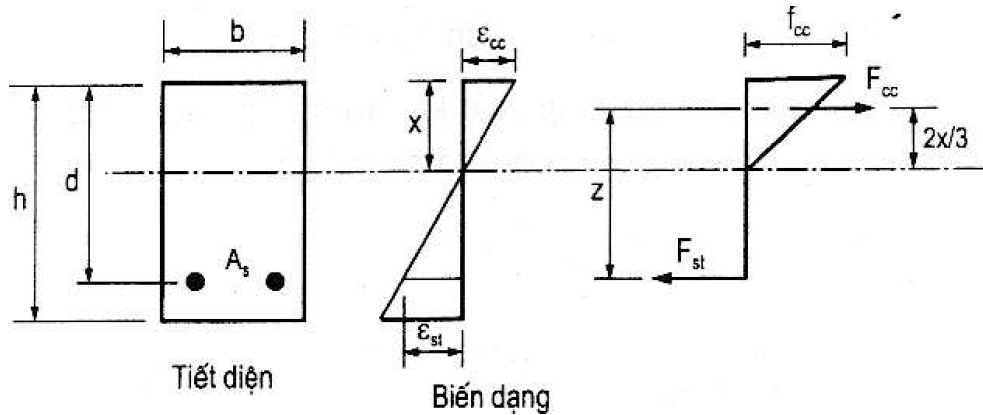
Vậy:



$$bx^2 + \alpha_e A_s x - \alpha_e A_s d = 0 \quad (2.43)$$

Nghiệm của phương trình (2.43) là:

$$x = \frac{-\alpha_e A_s + \sqrt{[(\alpha_e A_s)^2 + 2b\alpha_e A_s d]}}{b} \quad (2.44)$$



**Hình 2. 9. Xác định vị trí trục trung hòa của tiết diện có khe nứt trong vùng kéo**

Mô men quán tính của tiết diện có khe nứt được xác định theo:

$$I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + a_e A_s (d - x)^2 \quad (2.45)$$

$$a_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}} \quad (2.46)$$

Vậy:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cr} = \frac{M}{E_{c,eff} I_{cr}} \quad (2.47)$$

c) Độ cong của cầu kiện có xét đến vết nứt trong vùng kéo

Giả thiết cơ bản của mô hình tính toán độ cong của cầu kiện là trong điều kiện sử dụng, trạng thái ứng suất tại mỗi tiết diện ở trong một trong hai trạng thái sau:

- Tiết diện không bị nứt: bê tông và cốt thép làm việc đồng thời theo lý thuyết đàn hồi trong vùng nén và kéo.
- Tại tiết diện có xuất hiện khe nứt, bỏ qua sự làm việc của bê tông trong vùng kéo.

Độ cong trung bình của cầu kiện  $\left(\frac{1}{r}\right)$  được xác định dựa trên độ cong tại tiết diện có khe nứt trong vùng kéo bị nứt và tiết diện không bị nứt:

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \zeta \left(\frac{1}{r}\right)_{cr} + (1 - \zeta) \left(\frac{1}{r}\right)_{uc} \quad (2.48)$$

Với  $\left(\frac{1}{r}\right)_{cr}$ ,  $\left(\frac{1}{r}\right)_{uc}$  Độ cong của cầu kiện tương ứng với tiết diện bị nứt và không bị nứt.

$\zeta$  Hệ số xét đến sự làm việc của bê tông vùng kéo giữa các vết nứt:

$$\zeta = 1 - \beta \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 \quad (2.49)$$

$\beta$  Hệ số xét đến tác dụng dài hạn của tải trọng:

$\beta = 1$  - Tải trọng tác dụng ngắn hạn;

$\beta = 0,5$  - Tải trọng tác dụng dài hạn hoặc lặp.

$\sigma_{sr}$  ứng suất trong cốt thép chịu kéo tại tiết diện có mô men bằng mô men kháng nứt

$\sigma_s$  ứng suất trong cốt thép chịu kéo tại tiết diện có khe nứt.

Để đơn giản, trong tính toán có thể thay thế giá trị  $\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}$  bằng  $\frac{M_{cr}}{M}$

d) Độ cong do tác dụng dài hạn của tải trọng

*Độ cong do từ biến của bê tông:*

Ảnh hưởng của từ biến làm tăng độ võng của cầu kiện theo thời gian được xét qua mô đun tính toán của bê tông:

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{(1 + \phi(\infty, t_0))} \quad (2.50)$$

Với  $\phi(\infty, t_0)$  Hệ số từ biến, bằng tỷ số giữa biến dạng từ biến và biến dạng đàn hồi ban đầu. Giá trị  $\phi(\infty, t_0)$  phụ thuộc vào thành phần, cách chế tạo, điều kiện bảo dưỡng bê tông và đặc biệt vào thời điểm và thời gian chịu tải trọng cũng như kích thước tiết diện.

**Bảng 2. 3. thể hiện giá trị  $\phi(\infty, t_0)$  theo tiêu chuẩn cho bê tông C25/30.**

Tuổi bê tông tại thời điểm chất tải (ngày)	Kích thước biểu kiến $2A_c / u$							
	100	200	300	500	100	200	300	500
	Môi trường khô (bên trong nhà 50% RP)				Môi trường ẩm (bên ngoài trời 80% RP)			
1	5,5	5,0	4,7	4,3	3,8	3,5	3,4	3,3
3	4,6	4,0	3,8	3,6	3,1	2,9	2,8	2,8
7	3,8	3,5	3,2	2,9	2,6	2,4	2,3	2,2
28	3,0	2,8	2,6	2,3	2,1	2,0	1,9	1,9
100	2,7	2,5	2,3	2,1	1,9	1,8	1,7	1,6

$A_c$  là diện tích tiết diện ngang của bê tông

$u$  là chu vi của phần tiếp xúc với môi trường làm bê tông khô.

Mô đun đàn hồi của bê tông  $E_{cm}$  được xác định theo công thức

$$E_{cm} = 22 \left[ \frac{(f_{ck} + 8)}{10} \right]^{0,3} \text{ (kN/mm}^2\text{)} \quad (2.51)$$

*Độ cong do co ngót của bê tông:*

Co ngót làm tăng độ cong của cầu kiện, do đó cũng làm tăng độ võng. Độ cong do co ngót được xác định theo:

$$\frac{1}{r_{cs}} = \frac{\varepsilon_{cs} \alpha_e S}{I} \quad (2.52)$$

$\frac{1}{r_{cs}}$  độ cong do co ngót

$\varepsilon_{cs}$  biến dạng do co ngót tự do

$S$  mô men quán tính tĩnh của diện tích cốt thép so với trọng tâm tiết diện

$I$  mô men quán tính của tiết diện.

Các giá trị  $S$  và  $I$  được tính cho điều kiện không có vết nứt và điều kiện nứt hoàn toàn. Độ cong trung bình của cầu kiện do co ngót là:

$$\frac{1}{r_{cs}} = \zeta \left( \frac{1}{r_{cs}} \right)_{cr} + (1 - \zeta) \left( \frac{1}{r_{cs}} \right)_{uc} \quad (2.53)$$

Biến dạng do co ngót của bê tông phụ thuộc vào độ ẩm môi trường, kích thước cầu kiện và bị ảnh hưởng nhiều từ quá trình thi công, chế tạo. Đối với hầu hết bê tông nặng, giá trị  $\varepsilon_{cs}$  có thể lấy từ bảng 2.2. Biến dạng do co ngót gồm 2

phần: biến dạng co ngót do khô (co khô) và biến dạng co ngót nội sinh (co ướt). Co ướt xảy ra trong thời gian đầu khi bê tông đông cứng, phần chủ yếu phát triển ngay trong những ngày sau khi đổ bê tông. Co khô do sự dịch chuyển của nước trong bê tông đã đông cứng, xảy ra khi hơi ẩm thoát khỏi bê tông. Tiêu chuẩn châu Âu đưa ra các công thức để xác định các thành phần này theo tuổi của bê tông. Giá trị cuối cùng của biến dạng co ngót  $\epsilon_{cs}$  được tính trong bảng 2.4

**Bảng 2. 4. Giá trị cuối cùng của biến dạng co ngót (bê tông c25/30)**

Vị trí của cấu kiện	Độ ẩm tương đối (%)	Kích thước biểu kiến của tiết diện (mm) (diện tích tiết diện ngang trên chu vi tiếp xúc)			
		100	200	300	$\geq 500$
Trong nhà	50	550	470	410	390
Ngoài trời	80	330	280	250	230

#### 2.2.2.2. Tính toán độ võng của cấu kiện

Độ cong của cấu kiện là tổng của độ cong do các tải trọng dài hạn và độ cong do co ngót:

$$\frac{1}{r_b} = \left(\frac{1}{r}\right) + \frac{1}{r_{cs}} \quad (2.54)$$

Ảnh hưởng của từ biến được xét qua mô đun tính toán của bê tông  $E_c, eff$ .

Xét dầm đơn giản nhịp  $L$  chịu tải trọng phân bố đều. Độ võng  $y$  do biến dạng uốn gây ra tại tiết diện  $x$  từ gối tựa xác định theo lý thuyết đàn hồi là:

$$y = \frac{M}{EI} \left( \frac{x^2}{2} - \frac{Lx}{2} \right) \quad (2.54)$$

Tại giữa nhịp dầm, độ võng dầm là lớn nhất:

$$\Delta = y_{\max} = \frac{M L^2}{EI \cdot 8} = \frac{1}{r} \frac{L^2}{8} \quad (2.55)$$

$\frac{1}{r}$  Độ cong của dầm











Trong trường hợp tổng quát, giá trị mô men thay đổi theo chiều dài của dầm, do đó độ võng lớn nhất của dầm là:

$$\Delta = kL^2 \frac{1}{r_b} \quad (2.56)$$

k Hệ số phụ thuộc vào sự phân bố mô men theo trục dầm. Một số giá trị của k được cho trong bảng 2.5

$\frac{1}{r_b}$  độ cong tại giữa nhịp dầm hoặc tại gối tựa của dầm công xôn

**Bảng 2. 5. Hệ số k**

Tải trọng	Biểu đồ mômen	k
		0,125
	 WaL(1-a)	$\frac{4a^2 - 8a + 1}{48c}$ (a = 0,5; k = 0,83)
	 WL <sup>2</sup> /8	0,104
	 -WaL	Độ võng đầu tự do: $v = \frac{a(3-a)}{6}$ (a = 1; k = 0,33)
	 - WL <sup>2</sup> /8	Độ võng đầu tự do: $= \frac{a(3-a)}{6}$ (a = 1; k = 0,25)

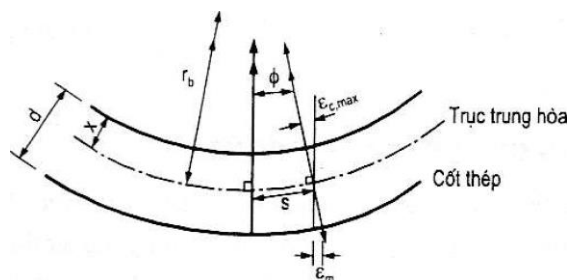
### 2.2.2.3. Không chế độ võng bằng chiều cao tiết diện

Trên thực tế có thể không chế độ võng nhỏ hơn độ võng cho phép thông qua chọn tỷ số nhịp dầm/chiều cao tiết diện. Trên hình 2.10 thể hiện đoạn dầm chịu uốn. Khi độ võng khá nhỏ, ta có:

$$\phi = \frac{1}{r_b} = \frac{\epsilon_{c,max} + \epsilon_m}{d} \quad (2.57)$$

$\epsilon_{c,max}$  Biến dạng lớn nhất của bê tông vùng nén

$\epsilon_m$  biến dạng của cốt thép chịu kéo



**Hình 2. 10. Độ cong của dầm chịu uốn**

Từ (2.56) và (2.57) ta có:

$$\frac{L}{d} = \frac{\Delta}{kL} \frac{1}{(\varepsilon_{c,max} + \varepsilon_{rm})} \quad (2.58)$$

**Bảng 2. 6. Tỷ số cơ sở về nhịp/chiều cao tiết diện cho các cấu kiện bê tông cốt thép khi không có lực nén dọc trục**

Dạng kết cấu	Hệ số kết cấu K	Ứng suất cao trong bê tông $\rho \geq 1,5\%$	Ứng suất thấp trong bê tông $\rho = 0,5\%$
Dầm kê đơn giản, bản sàn một hoặc hai phương kê đơn giản	1,0	14	20
Nhịp biên của dầm liên tục hoặc bản sàn liên tục một phương hoặc bản sàn liên tục hai phương trên một cạnh dài	1,3	18	26
Các nhịp giữa của dầm hoặc bản sàn một hoặc hai phương	1,5	20	30
Bản sàn không dầm kê trên các cột (bản sàn phẳng) lấy theo nhịp dài hơn	1,2	17	24
Công xôn	0,4	6	8

Biến dạng của bê tông và cốt thép phụ thuộc vào diện tích cốt thép chịu kéo và ứng suất của chúng. Như vậy có thể xác định tỷ số L/d để thỏa mãn yêu cầu về  $\Delta/L$ , tức là yêu cầu về độ võng/ nhịp. Trên bảng 2.5. là giá trị giới hạn của L/d tương ứng với  $\frac{\Delta}{L} = 1/250$  cho trường hợp tải trọng phân bố đều.

### 2.3. Nhận xét

Thông qua các nội dung nghiên cứu ở Chương 2, có thể rút ra những nhận xét sau đây:

- Theo tiêu chuẩn TCVN 5574-2012: Mô hình tính toán là xác định độ cong của cấu kiện chịu uốn sau khi hình thành các vết nứt do uốn. Căn cứ vào trạng thái ứng suất biến dạng của bê tông vùng giữa 2 vết nứt cạnh nhau ta có biểu đồ ứng suất và biến dạng theo hình 2.1 từ đó ta suy ra được sơ đồ xác định độ cong của trục dầm theo hình 2.2.

Trong công thức tính toán, mômen kháng nứt của dầm có xét đến cốt thép trong mômen kháng uốn. Ảnh hưởng của cốt thép chịu nén đến độ võng của dầm

được xác định dựa trên độ võng của dầm do tác dụng ngắn hạn của toàn bộ tải trọng, độ võng do tác dụng ngắn hạn của tải trọng dài hạn và độ võng do tác dụng dài hạn của tải trọng dài hạn.

Về khả năng chống nứt của dầm chỉ có tiêu chuẩn TCVN 5574:2012 khi tính toán có xét đến diện tích cốt thép chịu nén

- Theo tiêu chuẩn Châu Âu EN.1992-1-1: Tại vùng nén bê tông đạt tới biến dạng giới hạn (khoảng 0,035), nhưng vùng biến dạng cốt thép được hạn chế với yêu cầu ứng suất không vượt quá  $0,8f_c$ . Do vậy biểu đồ ứng suất khi bê tông vùng nén đạt giới hạn biến dạng (hình 2.8)

Khi tính toán mômen kháng nứt của dầm chỉ dựa trên giá trị cường độ chịu kéo của bê tông  $f_{ctm}$  và không xét đến cốt thép. Ảnh hưởng của cốt thép chịu nén đến độ võng của dầm được xác định dựa trên độ võng trung bình do tải trọng và độ võng trung bình do co ngót

- Ngoài sự khác biệt cơ bản của 2 mô hình tính toán cũng như những hạn chế về độ nứt và độ cong (độ võng) theo yêu cầu sử dụng của mỗi tiêu chuẩn có khác nhau nên kết quả tính toán cuối cùng cũng sẽ khác nhau (được thể hiện rõ hơn tại chương 3 – ví dụ tính toán).

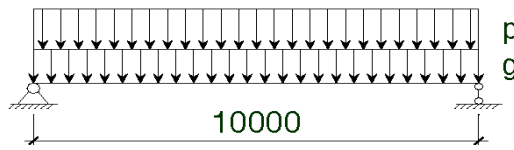
## CHƯƠNG 3: VÍ DỤ TÍNH TOÁN

### 3.1. Thiết kế và tính toán độ võng của dầm đơn giản

Xét dầm đơn giản chịu tải trọng phân bố đều với các số liệu như sau:

$l = 10 \text{ m}$ ;  $b \times h = 30 \times 70 \text{ cm}$ ; tĩnh tải tính toán  $g_d^{tt} = 28,938 \text{ kN/m}$ ; hoạt tải tính toán  $p_d^{tt} = 36 \text{ kN/m}$ .

Cấp bền của bê tông B30, nhóm cốt thép AIII



Hình 3. 1. Minh họa ví dụ

#### 3.1.1. Tính toán cốt thép dầm theo Tiêu chuẩn TCVN 5574-2012

$$R_b = 17 \text{ MPa}; R_{sc} = R_s = 365 \text{ MPa}$$

$$\text{Tĩnh tải tính toán } g_d^{tt} = 28,938 \text{ kN/m}$$

$$\text{Hoạt tải tính toán } p_d^{tt} = 36 \text{ kN/m}$$

$$\text{Tổng tải trọng tính toán: } q_d^{tt} = g_d^{tt} + p_d^{tt} = 64,938 \text{ kN/m}$$

$$M = \frac{q_d^{tt} l^2}{8} = \frac{64,938 \times 10^2}{8} = 811,725 \text{ kNm}$$

$$\text{Giả thiết } a = 5 \text{ cm, tính được } h_0 = 70 - 5 = 65 \text{ cm}$$

Tra bảng với cốt thép AIII, bê tông B30:

$$\alpha_R = 0,413; \xi_R = 0,583$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{811,725 \cdot 10^6}{170 \cdot 300 \cdot 650^2} = 0,0377 < \alpha_R = 0,413$$

$$\zeta = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2\alpha_m}) = 0,5(1 + \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0377}) = 0,981$$

$$A_s = \frac{M}{\zeta \cdot R_s \cdot h_0} = \frac{811,725 \cdot 10^2}{0,981 \cdot 365 \cdot 65} = 0,349 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{A_s}{b h_0} 100\% = \frac{0,349}{30 \cdot 65} 100\% = 0,018 < \mu_{min} = 0,15\%$$

$$\text{Chọn lại } A_s = \mu_{min} \cdot 100 \cdot h_0 = 0,0015 \cdot 100 \cdot 65 = 9,75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Chọn 4 } \Phi 18: A_s = 10,18 \text{ cm}^2$$



Theo cấu tạo, chọn  $A'_s = 5,09 \text{ cm}^2$  ( 2  $\Phi$  18)

### 3.1.2. Tiêu chuẩn Châu Âu Eurocode

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}; f_{yd} = 347,8 \text{ MPa}$$

$$\text{Tĩnh tải tính toán } g_d^{tt} = 28,938 \text{ kN/m}$$

$$\text{Hoạt tải tính toán } p_d^{tt} = 36 \text{ kN/m}$$

$$\text{Tổng tải trọng tính toán: } q_d^{tt} = g_d^{tt} + p_d^{tt} = 64,938 \text{ kN/m}$$

$$M = \frac{g^{tt}l^2}{8} = \frac{64,938 \times 10^2}{8} = 811,725 \text{ kNm}$$

Giả thiết  $d = 65 \text{ cm}$  và  $a' = 5 \text{ cm}$

$$K = \frac{M}{bd^2 f_{ck}} = \frac{811,725 \cdot 10^6}{300 \cdot 650^2 \cdot 25} = 0,256 > K_{bal} = 0,167$$

Do đó phải đặt cốt thép kép

Để tận dụng hết khả năng chịu nén của bê tông ta có thể chọn:

$$x = 0,45 d = 0,45 \cdot 65 = 29,25 \text{ cm}$$

$$z = z_{bal} = 0,82 d = 0,82 \cdot 65 = 53,3 \text{ cm}$$

$$a'/x = 5/29,25 = 0,1709 < 0,38 \text{ nên } f_{sc} = f_{yd} = 347,8 \text{ MPa}$$

$$A'_s = \frac{M - 0,167 f_{ck} b d^2}{f_{sc} (d - a')} = 275,752 \text{ mm}^2$$

$$A_s = \frac{K_{bal} f_{ck} b d^2}{f_{yd} z_{bal}} + A'_s \frac{f_{sc}}{f_{yd}} = 561,213 \text{ mm}^2$$

**Bảng 3. 1. Kết quả tính toán cốt thép chịu kéo và chịu nén**

Tiêu chuẩn	$A_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )
TCVN 5574-2012	9,75	5,09
Eurocode 1992-1-1	5,61	2,76

### 3.2. Tính toán độ võng của dầm đơn giản

Xét dầm đơn giản chịu tải trọng phân bố đều với các số liệu như sau (lấy theo số liệu như trên):

$l = 10 \text{ m}$ ;  $b \times h = 30 \times 70 \text{ cm}$ ; Cốt thép chịu kéo  $A_s = 10,18 \text{ cm}^2$ ; cốt thép chịu nén  $A'_s = 5,09 \text{ cm}^2$ ;  $h_0 = 65 \text{ cm}$ ;  $a' = 5 \text{ cm}$ ; tĩnh tải tiêu chuẩn  $g_d^{tc} = 26,307 \text{ kN/m}$ ; hoạt tải tiêu chuẩn  $p_d^{tc} = 30 \text{ kN/m}$ .

Cấp bền của bê tông B30, nhóm cốt thép AIII

### 3.2.1. Theo tiêu chuẩn TCVN 5574-2012

Tra các số liệu trong phụ lục:

$$R_{b,ser} = 22 \text{ Mpa}; R_{bt,ser} = 1,8 \text{ Mpa};$$

$$E_b = 32,5 \times 10^3 \text{ Mpa}; E_a = 20 \times 10^4 \text{ Mpa}$$

$$M = \frac{(g^{tc} + p^{tc})l^2}{8} = \frac{(26,307 + 30) \times 10^2}{8} = 703,838 \text{ kNm}$$

Momen lớn nhất do tĩnh tải gây ra:

$$M = \frac{g^{tc}l^2}{8} = \frac{26,307 \times 10^2}{8} = 328,838 \text{ kNm}$$

a) Kiểm tra khả năng xảy ra khe nứt

- Tính khả năng chống nứt

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl}$$

$$W_{pl} = \frac{2(I_{bo} + \alpha I_{so} + \alpha I'_{so})}{h-x} + S_{bo}$$

$$\text{Tính } \xi: \xi = \frac{x}{h_0} = 1 - \frac{bh + 2\left(1 - \frac{a'}{h}\right)\alpha A'_s}{2A_{red}}$$

$$\text{Tính: } A_{red} = bh + \alpha(A_s + A'_s)$$

$$\alpha = \frac{E'_s}{E_b} = \frac{20 \cdot 10^4}{32,5 \cdot 10^3} = 6,15$$

$$A_{red} = 300 \times 700 + 6,15(1018 + 509) = 219391,05 \text{ mm}^2$$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = 1 - \frac{300 \cdot 700 + 2\left(1 - \frac{50}{700}\right)6,15 \cdot 509}{2 \times 219391,05} = 0,508$$

$$x = \xi h_0 = 0,508 \times 650 = 330,300 \text{ mm}$$

$$I_{bo} = \frac{bx^2}{3} = \frac{300 \times 330,300^3}{3} = 10,91 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I_{so} = A_s(h-x-a)^2 = 1018 \cdot (700 - 330,3 - 50)^2 = 104,048 \cdot 10^6 \text{ mm}^4$$

$$I'_{so} = A'_s(x-a')^2 = 509 \cdot (330,3 - 50)^2 = 39,992 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$S_{bo} = \frac{b(h-x)^2}{2} = \frac{300(700-330,300)^2}{2} = 20,502 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

$$\text{Do đó: } W_{pl} = \frac{2(10,91 \cdot 10^6 + 6,15 \cdot 104,048 \cdot 10^6 + 6,15 \cdot 39,992 \cdot 10^6)}{700-330,3} + 20,502 \cdot 10^6 =$$

$$25,353 \cdot 10^6 \text{ mm}^3$$

$$M_{crc} = 1,8 \times 25,353 \times 10^6 = 45,636 \times 10^6 \text{ Nmm} = 45,636 \text{ kNm}$$

$$M_{crc} < M^c = 703,838 \text{ kNm}$$

Do đó dầm bị nứt trên phạm vi rộng.

b) Tính độ cong ở giữa nhịp do tác dụng ngắn hạn của toàn bộ tải trọng

- Tính  $\xi$  đối với cấu kiện chịu uốn:

$$\xi = \frac{x}{h_0} = 1 + \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}}$$

$\beta = 1,8$  đối với bê tông nặng

$$\delta = \frac{M}{bh_0^2 R_{b.ser}} = \frac{703,838 \cdot 10^6}{300 \times 650^2 \times 22} = 0,252$$

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{1018}{300 \times 650} = 0,00522$$

$$\varphi_f = \frac{\left(\frac{\alpha}{2v}\right) A'_s}{bh_0}$$

Với  $v=0,45$  đối với tải trọng tác dụng ngắn hạn:

$$\varphi_f = \frac{\left(\frac{6,15}{2,0,45}\right) \cdot 509}{300 \cdot 650} = 0,0178$$

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h'_f}{2h_0}\right) = \varphi_f = 0,0178$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,252 + 0,0178)}{10 \cdot 0,00522 \cdot 6,15}} = 0,110$$

- Tính  $A_{b.red}$ :

$$A_{b.red} = (\varphi_f + \xi)bh_0 = (0,0178 + 0,11)300 \cdot 650 = 24921 \text{ mm}^2$$

- Tính  $z$  đối với tiết diện chữ nhật

$$z = \left[ 1 - \frac{\xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] h_0 = \left[ 1 - \frac{0,110^2}{2(0,0178 + 0,110)} \right] \cdot 650 = 619,229m$$

- Tính  $\psi_s$  với  $\varphi_{ls} = 1,1$

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \frac{R_{bt.ser} W_{pl}}{M} = 1,25 - 1,1 \frac{1,8.25,353.10^6}{703,838.10^6} = 1,18 > 1,0$$

Lấy  $\psi_s = 1,0$

- Tính  $\frac{1}{r_1}$  với  $\psi_b = 0,9$

$$\frac{1}{r_1} = \frac{M}{h_0 z} \left( \frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{v E_b A_{b.red}} \right) = \frac{703,838.10^6}{650.619,229} \left( \frac{1,0}{20.10^4 \cdot 1018} + \frac{0,9}{0,45.32,5.10^3 \cdot 24921} \right) =$$

$$12,89.10^{-6} \text{ (1/mm)}$$

c) Tính độ cong ở giữa nhịp do tác dụng ngắn hạn của tải trọng dài hạn

Với giá trị  $M = 328,838 \text{ kNm}$

- Tính  $\xi$  đối với cấu kiện chịu uốn:

$$\xi = \frac{x}{h_0} = 1 + \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}}$$

$\beta = 1,8$  đối với bê tông nặng

$$\delta = \frac{M}{bh_0^2 R_{b.ser}} = \frac{328.838.10^6}{300 \times 650^2 \times 22} = 0,118$$

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{1018}{300 \times 650} = 0,00522$$

$$\varphi_f = \frac{\left(\frac{\alpha}{2v}\right) A'_s}{bh_0}$$

$$\lambda = \varphi_f = 0,0178$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,118 + 0,0178)}{10 \cdot 0,00522 \cdot 6,15}} = 0,142$$

- Tính  $A_{b.red}$ :

$$A_{b.red} = (\varphi_f + \xi) bh_0 = (0,0178 + 0,142) 300 \cdot 650 = 31161 \text{ mm}^2$$

- Tính  $z$  đối với tiết diện chữ nhật

$$z = \left[ 1 - \frac{\xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] h_0 = \left[ 1 - \frac{0,142^2}{2(0,0178 + 0,142)} \right] \cdot 650 = 608,991$$

- Tính  $\psi_s$  với  $\varphi_{ls} = 1,1$

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \frac{R_{bt.ser} W_{pl}}{M} = 1,25 - 1,1 \frac{1,8.25,353.10^6}{328,838 \times 10^6} = 1,10 > 1,0$$

Lấy  $\psi_s = 1,0$

- Tính  $\frac{1}{r_2}$  với  $\psi_b = 0,9$

$$\frac{1}{r_2} = \frac{M}{h_0 z} \left( \frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{v E_b A_{b.red}} \right) = \frac{328,838.10^6}{650.608,991} \left( \frac{1,0}{20.10^4 \cdot 1018} + \frac{0,9}{0,45.32,5.10^3 \cdot 31161} \right) =$$

$$5,71.10^{-6} \text{ (1/mm)}$$

d) Tính độ cong ở giữa nhịp do tác dụng dài hạn của tải trọng dài hạn

Với giá trị  $M = 328,838 \text{ kNm}$

- Tính  $\xi$  đối với cấu kiện chịu uốn:

$$\xi = \frac{x}{h_0} = 1 + \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}}$$

$\beta = 1,8$  đối với bê tông nặng

$$\delta = \frac{M}{bh_0^2 R_{b.ser}} = \frac{328.838.10^6}{300.650^2.22} = 0,118$$

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{1018}{300 \times 650} = 0,00522$$

$$\varphi_f = \frac{\left(\frac{\alpha}{2v}\right) A'_s}{bh_0}$$

Với  $v = 0,45.1,25 = 0,1875$  đối với tải trọng tác dụng dài hạn và độ ẩm của môi trường vượt quá 75%:

$$\varphi_f = \frac{\left(\frac{6,15}{2.0,1875}\right) \cdot 509}{300.650} = 0,0428$$

$$\lambda = \varphi_f = 0,0428$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,118 + 0,0428)}{10.0,00522 \cdot 6,15}} = 0,135$$

- Tính  $A_{b,red}$ :

$$A_{b,red} = (\varphi_f + \xi)bh_0 = (0,0428 + 0,135)300.650 = 34671 \text{ mm}^2$$

- Tính  $z$  đối với tiết diện chữ nhật

$$z = \left[ 1 - \frac{\xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] h_0 = \left[ 1 - \frac{0,135^2}{2(0,0428 + 0,135)} \right] \cdot 650 = 583,373$$

- Tính  $\psi_s$  với  $\varphi_{ls} = 0,8$

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \frac{R_{bt.ser} W_{pl}}{M} = 1,25 - 0,8 \frac{1,8.25,353 \cdot 10^6}{328,838 \cdot 10^6} = 1,14 > 1,0$$

Lấy  $\psi_s = 1,0$

- Tính  $\frac{1}{r_3}$  với  $\psi_b = 0,9$

$$\frac{1}{r_3} = \frac{M}{h_0 z} \left( \frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{v E_b A_{b,red}} \right) = \frac{328,838 \cdot 10^6}{650 \cdot 583,373} \left( \frac{1,0}{20 \cdot 10^4 \cdot 1018} + \frac{0,9}{0,45 \cdot 32,5 \cdot 10^3 \cdot 34671} \right) =$$

$$6,26 \cdot 10^{-6} \text{ (1/mm)}$$

e) Độ cong toàn phần

$$\frac{1}{r} = \frac{1}{r_1} - \frac{1}{r_2} + \frac{1}{r_3} = (12,89 - 5,71 + 6,26) \cdot 10^{-6} = 13,44 \cdot 10^{-6} \text{ (1/mm)}$$

f) Tính độ võng của dầm ở tiết diện giữa nhịp

$$f = \frac{5}{48} \left( \frac{1}{r} \right) l^2 = \frac{5}{48} \cdot 13,44 \cdot 10^{-6} \cdot 10 \cdot 10^6 = 14 \text{ m}$$

### 3.2.2. Theo tiêu chuẩn Châu Âu EN.1992-1-1

Cấp bên của bê tông C25/30 và nhóm cốt thép S400, ta có

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}; f_{yd} = 347,8 \text{ MPa}; f_{ctm} = 2,6 \text{ MPa}$$

$$E_{cm} = 31000 \text{ MPa}; E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ MPa}$$

a) Khả năng kháng nứt của tiết diện:

$$M_{cr} = f_{ctm} \frac{bh^2}{6}$$

$$\Rightarrow M_{cr} = 2,6 \cdot 10^3 \cdot \frac{0,3 \cdot 0,7^2}{6} = 63,7 \text{ kNm} < M^c = 703,838 \text{ kNm}$$

$\Rightarrow$  Tiết diện bị nứt

b) Tính độ cong trung bình của dầm

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}} = \frac{20 \cdot 10^4}{31 \cdot 10^3} = 6,45$$

$$\frac{bx^2}{2} + [\alpha_e A_s + (\alpha_e - 1)A'_s]x - \alpha_e A_s d - (\alpha_e - 1)A'_s = 0$$

$$\frac{300x^2}{2} + [6,45 \cdot 1018 + (6,45 - 1)509]x - 6,45 \cdot 1018 \cdot 650 - (6,45 - 1) \cdot 509 = 0$$

Nhận được giá trị  $x = 140,45 \text{ mm}$

$$E_{c,\text{eff}} = \frac{E_{cm}}{(1 + \phi(\infty, t_0))} = \frac{31000}{(1 + 1,9)} = 10689,66 \text{ MPa}$$

$$a_e = \frac{E_s}{E_{c,\text{eff}}} = \frac{20 \cdot 10^4}{163156} = 18,71$$

$$I_{uc} = \frac{bh^3}{3} + \alpha_e A_s (d - x)^2 + \alpha_e A'_s (x - a')^2 = \frac{300 \cdot 700^3}{3} + 6,45 \cdot 1018 \cdot (650 - 140,45)^2 + 6,45 \cdot 509 (140,45 - 50)^2 = 3,603 \cdot 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$\Rightarrow \left(\frac{1}{r}\right)_{uc} = \frac{703,838 \cdot 10^6}{10689,66 \cdot 3,603 \cdot 10^{10}} = 1,83 \cdot 10^{-6} (1/\text{mm})$$

$$I_{cr} = \frac{bx^3}{3} + a_e A_s (d - x)^2 + (a_e - 1)A'_s (x - a')^2 = \frac{300 \cdot 140,45^3}{3} + 18,71 \cdot 1018 \cdot (650 - 140,45)^2 + (18,71 - 1) \cdot 509 \cdot (140,45 - 50)^2 = 5,296 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$\Rightarrow \left(\frac{1}{r}\right)_{cr} = \frac{703,838 \cdot 10^6}{10689,66 \cdot 5,296 \cdot 10^9} = 1,24 \cdot 10^{-6} (1/\text{mm})$$

$$\zeta = 0,99 \text{ với } \beta = 0,5$$

Tính độ cong trung bình của cầu kiện:

$$\frac{1}{r} = \zeta \left(\frac{1}{r}\right)_{cr} + (1 - \zeta) \left(\frac{1}{r}\right)_{uc}$$

$$\frac{1}{r} = 0,99 \cdot 1,24 \cdot 10^{-6} + (1 - 0,99) \cdot 1,83 \cdot 10^{-6} = 1,246 \cdot 10^{-6} (1/\text{mm})$$

c) Tính độ cong trung bình của dầm do co ngót

$$\text{Biến dạng do co ngót tự do } \varepsilon_{cs} = 0,0004$$

Tính mô men quán tính tĩnh S:

$$\begin{aligned}
S &= A_s(h - a - x) + A'_s(x - a') \\
&= 1018(700 - 50 - 140,45) + 509(140,45 - 50) \\
&= 5,64 \times 10^5 \text{ mm}^3
\end{aligned}$$

$$\left(\frac{1}{r_{cs}}\right)_{uc} = \frac{\varepsilon_{cs} \alpha_e S}{I_{uc}} = \frac{0,0004 \cdot 6,45 \cdot 5,64 \cdot 10^5}{3,603 \cdot 10^{10}} = 0,00404 \cdot 10^{-5} \quad (1/\text{mm})$$

$$\left(\frac{1}{r_{cs}}\right)_{cr} = \frac{\varepsilon_{cs} \alpha_e S}{I_{cr}} = \frac{0,0004 \cdot 6,45 \cdot 5,64 \cdot 10^5}{5,296 \cdot 10^9} = 0,0275 \cdot 10^{-6} \quad (1/\text{mm})$$

$$\frac{1}{r_{cs}} = \zeta \left(\frac{1}{r_{cs}}\right)_{cr} + (1 - \zeta) \left(\frac{1}{r_{cs}}\right)_{uc} = 0,99 \cdot 0,0275 \cdot 10^{-6} +$$

$$(1 - 0,99) \cdot 0,00404 \cdot 10^{-6} = 1,0273 \cdot 10^{-6} \quad (1/\text{mm})$$

d) Độ cong của dầm

$$\frac{1}{r_b} = \frac{1}{r} + \frac{1}{r_{cs}} = (1,246 + 1,0273) \cdot 10^{-6} = 1,273 \cdot 10^{-6} \quad (1/\text{mm})$$

e) Độ võng lớn nhất của dầm

$$\Delta = \frac{1}{r_b} \frac{L^2}{8} = 1,273 \cdot 10^6 \cdot \frac{(10 \cdot 10^{-3})^2}{8} = 15,91 \text{ mm}$$

Từ những kết quả ở trên ta có được bảng kết quả so sánh kết quả tính toán mômen kháng nứt và độ võng

**Bảng 3. 2. Kết quả tính toán mômen kháng nứt và độ võng**

Tiêu chuẩn	Mô men kháng nứt (kNm)	Độ võng (mm)
TCVN 5574-2012	45,636	14
Eurocode 1992-1-1	63,7	15,91
So sánh tỷ lệ kết quả Eurocode 1992-1-1 với TCVN 5574-2012	39,5%	10,6%



### **3.3. Nhận xét tính toán theo các tiêu chuẩn**

#### **3.3.1. Điều kiện tính toán**

a) Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574:2012

- Không chế chiều cao của bê tông chịu nén để tận dụng hết khả năng chịu nén của bê tông và để cho ứng suất cốt thép chịu nén đạt tới giá trị  $R_{sc}$ :

$$x \leq \xi_R \cdot h_0 \text{ hoặc } \xi \leq \xi_R \text{ hoặc } \alpha_m \leq \alpha_R = 0,5 \text{ và } x \geq 2a'$$

b) Tiêu chuẩn Châu Âu Eurocode 1992-1-1

- Không chế chiều cao của vùng bê tông chịu nén để tận dụng hết khả năng chịu nén của bê tông và để cho ứng suất cốt thép chịu nén đạt tới trị số  $f_{yd}$ :  $x \leq 0,45d$  và  $a'/x \leq 0,38$ .

c) Kết quả ví dụ

- Qua thí dụ trên cho thấy momen kháng nứt theo tiêu chuẩn Châu Âu Eurocode 1992-1-1 so với tiêu chuẩn TCVN 5574-2012 tăng lên 39,5% và độ võng tăng 10,6%. Như vậy thiên về an toàn ta nên dùng TCVN 5574-2012 cùng với việc tính toán theo cường độ ( trạng thái giới hạn thứ nhất). Hơn thế nữa theo TCVN 5574-2012, các giá trị cường độ nén của bê tông lấy theo cường độ lăng trụ bằng khoảng 0,78 cường độ nén theo khối lập phương chuẩn là 15x15x15cm. Còn theo tiêu chuẩn Châu Âu đều lấy theo mẫu trụ tròn để xác định cường độ nén và mô đun biến dạng của bê tông..

#### **3.3.2. Ảnh hưởng của cốt thép chịu lực trong vùng nén đến độ võng của dầm**

a) Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574:2012

- Khi tính toán mômen kháng nứt của dầm có xét đến cốt thép trong mômen kháng uốn.

- Ảnh hưởng của cốt thép chịu nén đến độ võng của dầm được xác định dựa trên độ võng của dầm do tác dụng ngắn hạn của toàn bộ tải trọng, độ võng do

tác dụng ngắn hạn của tải trọng dài hạn và độ võng do tác dụng dài hạn của tải trọng dài hạn.

b) Tiêu chuẩn Châu Âu Eurocode 1992-1-1

- Khi tính toán mômen kháng nứt của dầm chỉ dựa trên giá trị cường độ chịu kéo của bê tông  $f_{ctm}$  và không xét đến cốt thép.
- Ảnh hưởng của cốt thép chịu nén đến độ võng của dầm được xác định dựa trên độ võng trung bình do tải trọng và độ võng trung bình do co ngót.

### **3.3.3. Nhận xét**

- Về khả năng chống nứt của dầm: Chỉ có tiêu chuẩn TCVN 5574:2012 khi tính toán có xét đến diện tích cốt thép chịu nén.
- Về độ võng của dầm: Việc bố trí cốt thép chịu nén làm tăng độ cứng chống uốn của dầm, do đó làm giảm độ võng, tuy nhiên hiệu quả là không lớn so với lượng thép chịu nén phải bố trí.

## KẾT LUẬN VÀ KIẾN NGHỊ

### 4.1. Kết luận

- Qua nghiên cứu Chương 1, chương 2 và chương 3, giữa 2 tiêu chuẩn có nhiều khác nhau trong xác định biến dạng của cấu kiện chịu uốn.
- + Lý thuyết: Sự khác nhau giữa cách xác định các đặc trưng cơ học của bê tông ví dụ như: cường độ chịu nén, cường độ chịu kéo, mô đun đàn hồi, độ co ngót,...
- + Theo các mẫu thí nghiệm phá hoại: Độ bền bê tông theo tiêu chuẩn Châu Âu Eurocode có kích thước 150x300mm, trong khi đó mác bê tông theo tiêu chuẩn Việt Nam được xác định theo mẫu khối vuông 15x15x15 cm. Theo đó, giá trị cường độ nén của bê tông lấy theo cường độ lắng trụ bằng khoảng 0,78 cường độ nén theo khối lập phương chuẩn là 15x15x15cm.
- + Thực tế cho kết quả tính momen kháng nứt theo tiêu chuẩn Châu Âu Eurocode 1992-1-1 so với tiêu chuẩn TCVN 5574-2012 tăng lên 39,5% và độ võng tăng 10,6%
- Thiên về an toàn ta nên dùng TCVN 5574-2014 cùng với việc tính toán theo theo cường độ ( trạng thái giới hạn thứ nhất). Như đã phân tích ở mục trên theo TCVN 5574-2012, các giá trị cường độ nén của bê tông lấy theo cường độ lắng trụ bằng khoảng 0,78 cường độ nén theo khối lập phương chuẩn là 15x15x15cm. Còn theo tiêu chuẩn Châu Âu Eurocode 192-1-1 đều lấy theo mẫu trụ tròn để xác định cường độ nén và mô đun biến dạng của bê tông..
- Khi phải giảm chiều cao dầm theo yêu cầu kiến trúc, có thể bố trí cốt kép để đảm bảo khả năng chịu lực của dầm, tuy nhiên cần lưu ý đến việc kiểm tra điều kiện làm việc của cấu kiện trong giai đoạn sử dụng.
- Khi bố trí cốt thép chịu nén cần quan tâm đến điều kiện đảm bảo sự làm việc đồng thời giữa bê tông vùng nén và cốt thép. Trong Tiêu chuẩn TCVN 5574:2012 chưa đề cập cụ thể đến hạn chế hàm lượng cốt thép chịu nén.

- Khi xét đến cốt thép đặt trong vùng nén của dầm thì độ cứng chống uốn của dầm được tăng lên và độ võng của dầm sẽ giảm, tuy nhiên hiệu quả là không quá lớn so với lượng cốt thép chịu nén phải bố trí.

#### **4.2. Kiến nghị**

Nên xem xét giải pháp tăng đồng thời bề rộng của dầm và bố trí cốt thép trong vùng nén để đạt hiệu quả kinh tế cao hơn.

#### **4.3. Hướng phát triển của đề tài**

Nghiên cứu về cách tính toán so sánh cho các loại dầm: Liên tục, dầm có chiều rộng xấp xỉ hay lớn hơn chiều cao ( dầm bẹt) bê tông cốt thép đặt cốt đơn, cốt thép kép theo Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 5574:2012 so với Tiêu chuẩn Eurocode 1992-1-1 theo uốn và cắt. Để từ đó có những kết luận toàn diện hơn.

## **DANH MỤC TÀI LIỆU THAM KHẢO**

### **Tiếng Việt**

1. Phan Quang Minh, Ngô Thế Phong, Nguyễn Đình Công (2006), Kết cấu bê tông cốt thép, Nhà xuất bản Khoa học và kỹ thuật, Hà Nội.
2. Nguyễn Trung Hoà (2006), Thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép - Tiêu chuẩn Châu Âu EUROCODE EN 1992-1-1, Dịch và chú giải, Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.
3. Tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam (2012), TCVN 5574:2012, Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép - Tiêu chuẩn thiết kế, Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.
4. PGS. TS Phan Quang Minh, GS. TS. Ngô Thế Phong, (2015), Kết cấu bê tông cốt thép – thiết kế theo tiêu chuẩn Châu Âu, Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội.

### **Tiếng Anh**

4. Eurocode 2, Design of concrete structures.