

**TCVN**

**TIÊU CHUẨN QUỐC GIA**

**TCVN 6170-10 : 2019**

Xuất bản lần 2

**GIÀN CỐ ĐỊNH TRÊN BIỂN**

**PHẦN 10 : GIÀN TRỌNG LỰC BÊ TÔNG**

*Fixed offshore platforms – Part 10: Concrete Gravity Based Structures*

HÀ NỘI - 2019

## Mục lục

1	Phạm vi áp dụng .....	9
2	Tài liệu viện dẫn .....	9
3	Thuật ngữ và định nghĩa .....	9
4	Phân loại kết cấu và lựa chọn vật liệu .....	10
5	Tải trọng thiết kế .....	10
6	Phân tích phản ứng tổng thể .....	10
7	Thiết kế kết cấu giàn trọng lực bê tông .....	10
7.1	Quy định chung .....	10
7.2	Vật liệu .....	10
7.3	Các ảnh hưởng tải trọng .....	10
7.4	Chiều rộng bản cánh hữu hiệu .....	11
7.5	Các kết cấu bê tông cốt thép liên hợp (composite structures) .....	11
7.6	Các kết cấu cốt thép ứng lực trước căng sau .....	13
7.7	Lý thuyết chảy dẻo .....	13
7.8	Các nguyên tắc thiết kế .....	13
7.8.1	Quy định chung .....	13
7.8.2	Các trạng thái giới hạn .....	13
7.8.3	Các giá trị đặc trưng của cường độ vật liệu .....	14
7.8.4	Hệ số an toàn riêng phần của vật liệu .....	15
7.8.5	Thiết kế theo thử nghiệm .....	15
7.9	Cơ sở thiết kế theo tính toán .....	16
7.9.1	Cường độ vật liệu thiết kế .....	16
7.9.2	Đường cong ứng suất biến dạng đối với vữa kết cấu và vữa cốt sợi. ....	23
7.9.3	Đường cong ứng suất – biến dạng cốt thép .....	24
7.9.4	Đường cong ứng suất – biến dạng cốt FRP .....	25
7.9.5	Kích thước hình học trong tính toán khả năng chịu cắt (sectional capacities) .....	25
7.9.6	Lực kéo trong các cấu kiện .....	26

## TCVN 6170-10 : 2019

7.9.7	Ảnh hưởng từ biến (creep effects).....	26
7.9.8	Ảnh hưởng của áp lực nước .....	27
7.10	Mô men uốn và lực dọc (ULS).....	27
7.10.1	Quy định chung .....	27
7.11	Kết cấu mảnh .....	29
7.11.1	Quy định chung .....	29
7.12	Lực cắt trong dầm và bản.....	32
7.12.1	Cơ sở .....	32
7.12.2	Phương pháp đơn giản .....	34
7.12.3	Phương pháp mô hình khung (Truss model method) .....	36
7.12.4	Lực bổ sung trong cốt thép dọc từ lực cắt .....	37
7.12.5	Bản chịu tải trọng tập trung.....	38
7.13	Mô men xoắn trong dầm.....	41
7.13.1	Quy định chung .....	41
7.14	Nguyên lý thiết kế chung đối với kết cấu chịu lực bên trong bản mỏng.....	43
7.14.1	Quy định chung .....	43
7.14.2	Khả năng chịu lực màng (membrane force) trong bản mỏng .....	44
7.15	Các vùng gián đoạn hình học hoặc tải trọng.....	47
7.15.1	Quy định chung .....	47
7.16	Lực cắt trong các nút chế tạo .....	48
7.16.1	Quy định chung .....	48
7.17	Cường độ kết dính và phá hủy neo .....	50
7.17.1	Quy định chung .....	50
7.18	Các diện tích chịu tải một phần.....	57
7.18.1	Quy định chung .....	57
7.19	Trạng thái giới hạn mỏi.....	60
7.19.1	Quy định chung .....	60
7.19.2	Độ bền mỏi, tuổi thọ thiết kế .....	62
7.19.3	Mô men uốn và lực dọc .....	64

7.19.4	Lực cắt.....	65
7.19.5	Cốt neo và cốt đai.....	66
7.20	Trạng thái giới hạn sự cố.....	66
7.20.1	Quy định chung.....	66
7.20.2	Nổ và tác động.....	67
7.20.3	Cháy.....	67
7.21	Trạng thái giới hạn làm việc (SLS).....	68
7.21.1	Quy định chung.....	68
7.21.2	Độ bền.....	69
7.21.3	Giới hạn chiều rộng vết nứt.....	70
7.21.4	Chuyển vị.....	72
7.21.5	Dao động.....	73
7.21.6	Độ kín chống lại khả năng rò rỉ chất lỏng.....	73
7.21.7	Độ kín chống lại sự rò rỉ khí.....	73
7.21.8	Tính toán chiều rộng vết nứt.....	73
7.21.9	Giới hạn về ứng suất trong các kết cấu ứng lực trước.....	76
7.21.10	Ảnh hưởng nhiệt độ.....	76
7.21.11	Dự đoán độ võng đối với kết cấu bê tông cốt FRP.....	76
7.22	Thiết kế theo thử nghiệm.....	77
7.22.1	Quy định chung.....	77
7.22.2	Mẫu thí nghiệm.....	78
7.22.3	Tác động của thiết kế.....	79
7.22.4	Quy trình thử nghiệm.....	79
7.22.5	Xử lý kết quả thử nghiệm.....	79
7.22.6	Báo cáo thử nghiệm.....	80
7.23	Quy định về triển khai cốt thép.....	81
7.23.1	Vị trí.....	81
7.23.2	Lớp bê tông bảo vệ.....	82
7.23.3	Nối cốt thép.....	83



## TCVN 6170-10 : 2019

7.23.4	Uốn cốt thép.....	84
7.23.5	Uốn các thanh FRP .....	86
7.23.6	Diện tích cốt thép tối thiểu – Quy định chung.....	86
7.23.7	Diện tích cốt thép tối thiểu – bản sàn/tấm.....	87
7.23.8	Diện tích cốt thép tối thiểu – sàn phẳng.....	89
7.23.9	Diện tích cốt thép tối thiểu - dầm .....	89
7.23.10	Diện tích cốt thép tối thiểu – Cột.....	92
7.23.11	Diện tích cốt thép tối thiểu - vách.....	93
7.23.12	Diện tích cốt thép tối thiểu – Móng có cốt thép.....	94
7.23.13	Diện tích cốt thép tối thiểu – Kết cấu ứng lực trước .....	95
7.24	Kiểm soát ăn mòn.....	95
7.24.1	Quy định chung .....	95
7.24.2	Khu vực ăn mòn và các thông số môi trường.....	95
7.24.3	Các dạng ăn mòn và tỷ lệ ăn mòn liên quan.....	96
7.24.4	Bảo vệ Catốt.....	97
7.25	Thiết kế kết cấu bê tông cốt sợi.....	97
7.25.1	Quy định chung .....	97
7.26	Thiết kế các kết cấu bằng vữa.....	98
7.26.1	Quy định chung .....	98
7.26.2	Thiết kế trong trạng thái giới hạn cực đại và trạng thái giới hạn sự cố.....	99
7.26.3	Thiết kế tuổi thọ môi .....	100
7.26.4	Phân tích phần tử hữu hạn (FE) các liên kết bằng vữa .....	100
7.26.5	Vữa cốt sợi.....	101
7.26.6	Liên kết loại A – Thép với thép .....	101
7.26.7	Liên kết loại B – Thép với bê tông .....	102
7.26.8	Liên kết loại C – Bê tông với bê tông .....	103
7.26.9	Liên kết loại D – Liên kết hai cấu kiện bê tông đúc sẵn bằng vữa đổ tại chỗ .....	103

**Lời nói đầu**

TCVN 6170-10 : 2019 thay thế TCVN 6170-10 : 2000

TCVN 6170-10 : 2019 do Cục Đăng kiểm Việt Nam biên soạn, Bộ Giao thông vận tải đề nghị, Tổng cục Tiêu chuẩn Đo lường Chất lượng thẩm định, Bộ Khoa học và Công nghệ công bố.

Bộ tiêu chuẩn TCVN 6170 gồm 12 phần:

TCVN 6170-1 : 2017 Giàn cố định trên biển – Phần 1 Quy định chung

TCVN 6170-2 : 2017 Giàn cố định trên biển – Phần 2 Điều kiện và tải trọng môi trường

TCVN 6170-3 : 2017 Giàn cố định trên biển – Phần 3 Tải trọng thiết kế

TCVN 6170-4 : 2017 Giàn cố định trên biển – Phần 4 Thiết kế kết cấu thép

TCVN 6170-5 : 1999 Công trình biển cố định - Kết cấu - Phần 5: Thiết kế kết cấu hợp kim nhôm

TCVN 6170-6 : 2019 Giàn cố định trên biển - Phần 6: Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép

TCVN 6170-7 : 2019 Giàn cố định trên biển - Phần 7: Thiết kế móng

TCVN 6170-8 : 1999 Công trình biển cố định - Kết cấu - Phần 8: Hệ thống chống ăn mòn

TCVN 6170-9 : 2019 Giàn cố định trên biển - Phần 9: Giàn thép kiểu jacket

TCVN 6170-10 : 2019 Giàn cố định trên biển - Phần 10: Giàn trọng lực bê tông

TCVN 6170-11 : 2002 Công trình biển cố định - Kết cấu - Phần 11: Chế tạo

TCVN 6170-12 : 2002 Công trình biển cố định - Kết cấu - Phần 12: Vận chuyển và lắp dựng

## Giàn cố định trên biển

### Phần 10: Giàn trọng lực bê tông

Fixed Offshore Platform

Part 10: Concrete Gravity Based Structures

#### 1 Phạm vi áp dụng

Tiêu chuẩn này quy định các yêu cầu đối với thiết kế kết cấu giàn trọng lực bê tông (Gravity Based Structures), sau đây gọi tắt là GBS.

Các yêu cầu chung cho thiết kế kết cấu được quy định trong TCVN 6170-1 : 2017 và cho thiết kế kết cấu bê tông cốt thép trong TCVN 6170-6 : 2019.

#### 2 Tài liệu viện dẫn

*TCVN 6170-1 : 2017 Giàn cố định trên biển – Phần 1: Quy định chung.*

*TCVN 6170-2 : 2017 Giàn cố định trên biển – Phần 2: Điều kiện và tải trọng môi trường.*

*TCVN 6170-3 : 2017 Giàn cố định trên biển – Phần 3: Tải trọng thiết kế.*

*TCVN 6170-4 : 2017 Giàn cố định trên biển – Phần 4: Thiết kế kết cấu thép.*

*TCVN 6170-6 : 2019 Giàn cố định trên biển – Phần 6: Thiết kế kết cấu bê tông cốt thép.*

*TCVN 6170-7 : 2019 Giàn cố định trên biển – Phần 7: Thiết kế móng.*

*TCVN 6170-8 : 1999 Giàn cố định trên biển – Phần 8: Hệ thống chống ăn mòn.*

*TCVN ISO 9001 : 2015 Hệ thống quản lý chất lượng – Các yêu cầu.*

#### 3 Thuật ngữ và định nghĩa

Giàn trọng lực bê tông (GBS) là công trình được đặt trên nền đáy biển và được giữ ổn định tại một vị trí cố định chủ yếu bằng trọng lượng của nó. Trường hợp nền là đất mềm, có thể tăng thêm độ ổn định của giàn bằng các chân khay cắm xuyên xuống nền đất

Chân khay của giàn trọng lực bê tông (GBS) là các vách kéo dài từ đáy móng bê tông xuyên vào nền đất. Các gờ móng này được làm bằng thép hoặc bê tông cốt thép nhằm đảm bảo độ nổi của giàn trong quá trình vận chuyển trên biển và tăng cường sự ổn định trong quá trình khai thác.

#### **4 Phân loại kết cấu và lựa chọn vật liệu**

Phân loại kết cấu và lựa chọn vật liệu đối với Giàn trọng lực bê tông được quy định trong TCVN 6170-6.

#### **5 Tải trọng thiết kế**

Tải trọng thiết kế đối với Giàn trọng lực bê tông được quy định trong TCVN 6170-6.

#### **6 Phân tích phản ứng tổng thể**

Phân tích phản ứng tổng thể đối với Giàn trọng lực bê tông được quy định trong TCVN 6170-6.

#### **7 Thiết kế kết cấu giàn trọng lực bê tông**

##### **7.1 Quy định chung**

**7.1.1** Các nguyên tắc và quy trình thiết kế kết cấu được quy định trong TCVN 6170-6.

**7.1.2** Phần này quy định các yêu cầu chung liên quan đến tính toán thiết kế kết cấu giàn GBS. Các yêu cầu riêng cho thiết kế kết cấu giàn GBS cũng được quy định bổ sung.

##### **7.2 Vật liệu**

Các yêu cầu về vật liệu được quy định trong TCVN 6170-6 được áp dụng cho các kết cấu được thiết kế phù hợp với phần này.

Định nghĩa bê tông cường độ cao, bê tông nhẹ được quy định TCVN 6170-6.

##### **7.3 Các ảnh hưởng tải trọng**

**7.3.1** Các ảnh hưởng của tải trọng phải được tính toán theo các phương pháp được quy định trong TCVN 6170-6. Vết nứt bê tông nếu gây tác động đáng kể lên ảnh hưởng tải trọng phải được đưa vào tính toán.

**7.3.2** Trong các kết cấu mảnh, ảnh hưởng của chuyển vị kết cấu phải được đưa vào trong tính toán lực và mô men (ảnh hưởng bậc 2)

**7.3.3** Các ảnh hưởng tải trọng do các biến dạng cưỡng bức phải được xem xét khi có liên quan. Lực cản do biến dạng cưỡng bức như độ lún gối đỡ, biến dạng dọc trục, v.v... phải được xem xét. Khi tính toán các tác động do lực cản, nứt có thể phải được xem xét theo 7.21.8. Trong trạng thái giới hạn cực đại ULS, phản ứng của kết cấu có thể được xem xét khi tính toán các ảnh hưởng của biến dạng và độ võng cưỡng bức.

**7.3.4** Khả năng chịu lực của kết cấu có thể kiểm tra được bằng việc giả định các miền dẻo khi tính toán lực và mô men; và các chuyển vị cần thiết có thể xảy ra trong những miền này phải được chứng minh.

**7.3.5** Mô men và lực cắt từ các tải trọng tập trung trên các tấm bản có thể được tính toán bằng cách giả định một tải trọng xiên 45 độ từ bề mặt chịu tải tới phần cốt thép ở mặt đối diện của bản.

**7.3.6** Tính toán các ảnh hưởng tải trọng lên tường và vách (shell) chịu cắt có thể dựa trên các giả thiết khác thay vì lý thuyết đàn hồi nếu các điều kiện ứng suất của kết cấu thực có sẵn dựa trên các thử nghiệm hoặc tính toán phi tuyến.

**7.3.7** Nếu không có tài liệu khác, ngoài tác động lên bề mặt, áp suất từ chất lỏng và khí cũng được giả định tác động cục bộ lên toàn bộ tiết diện cắt ngang hoặc trong các vết nứt, bất kể có sự bất lợi nhất.

**7.3.8** Trong phân tích các kết cấu cốt FRP, sự phân phối lại phi tuyến của các hợp lực bên trong không được áp dụng do đường cong ứng suất – biến dạng tuyến tính của cốt FRP.

**7.3.9** Đối với kết cấu cốt FRP, mô hình lực được nêu trong 7.15 - Các vùng gián đoạn hình học hoặc tải trọng, phải được áp dụng thận trọng, cho phép không có sự phân bố lại của cốt FRP.

#### **7.4 Chiều rộng bản cánh hữu hiệu**

**7.4.1** Một tiết diện chịu uốn có bản cánh nằm trong vùng chịu nén có thể được lựa chọn có một chiều rộng bản cánh hữu hiệu trên mỗi mặt ngoài sườn dầm tương đương với giá trị nhỏ nhất trong các giá trị sau:

- Chiều rộng bản cánh thực tế;
- 10% khoảng cách giữa các điểm mô men triệt tiêu của dầm;
- 8 lần chiều dày bản cánh.

**7.4.2** Nếu bản cánh có một sườn (haunch) của chiều rộng vượt quá chiều cao của bản cánh, chiều rộng bản cánh hữu hiệu có thể tăng theo chiều cao của sườn (haunch), nhưng không được vượt quá chiều rộng thực tế của bản cánh.

**7.4.3** Trong tiết diện bản cánh trên một mặt của sườn dầm và không được gia cường, độ uốn nghiêng và độ xoắn phải được xem xét. Ngoài ra, chiều rộng bản cánh hữu hiệu không được vượt quá 7,5% khoảng cách giữa các điểm mô men triệt tiêu trên dầm.

**7.4.4** Nếu bản cánh được đặt tại vùng chịu kéo, cốt thép đặt theo chiều rộng có thể xem là hữu hiệu hoàn toàn.

**7.4.5** Các giá trị do các phép tính toán chính xác hơn có thể được dùng thay thế những giá trị cho bên trên.

#### **7.5 Các kết cấu bê tông cốt thép liên hợp (composite structures)**

**7.5.1** Các kết cấu bê tông cốt thép liên hợp là các kết cấu trong đó bê tông và thép hoạt động kết hợp cùng nhau. Các thành phần thép và bê tông phải được thiết kế phù hợp với TCVN 6170-4 hoặc các tiêu chuẩn quốc tế được áp dụng khác. Mức độ an toàn tương tự phải đạt được như trong Tiêu chuẩn này. Các yêu cầu chung của Tiêu chuẩn này vẫn phải được áp dụng.

**7.5.2** Một kết cấu kết liên hợp có thể được coi là một khối nếu lực cắt giữa các phần tử được truyền qua cốt thép, khoá chịu cắt (shear keys), và các thành phần khác. Lực trong các dầm neo

## TCVN 6170-10 : 2019

(shear connector) kết hợp phải được tính toán phù hợp theo một Tiêu chuẩn quốc tế được công nhận về kết cấu liên hợp.

**7.5.3** Trong trạng thái giới hạn cực đại và trạng thái giới hạn mỏi, các lực phải được tính toán theo các đặc tính kết nối, ví dụ khả năng kết dính hoàn toàn hoặc một phần giữa các thành phần của kết cấu liên hợp.

**7.5.4** Khả năng của các thành phần kết cấu riêng biệt trong kết cấu liên hợp cũng phải được kiểm tra theo các tải trọng lên các thành phần trước khi làm việc đồng nhất. Trong trạng thái giới hạn làm việc, từng kết cấu phải được xem xét trước hoặc sau khi làm việc đồng thời.

**7.5.5** Độ võng của kết cấu liên hợp có thể được xem như một mặt cắt bê tông bị nứt để tính toán mô men quán tính mặt cắt. Chiều cao của phần bê tông chịu nén phải được tính toán dựa trên các tải trọng tác động.

**7.5.6** Hệ số vật liệu đối với đinh tán (stud) có thể được giả định bằng hệ số vật liệu cho thép gia cường. xem TCVN 6170-6 : 2018.

**7.5.7** Đinh tán (stud) có thể được xem là phân phối khả năng chịu cắt của bê tông nếu chúng đi qua phần lõi bê tông và thỏa mãn các yêu cầu cốt thép ngang chịu cắt được nêu trong 7.12. Khả năng phân phối của đinh tán để chịu lực cắt từ bê tông có thể được tính toán theo 7.12.

**7.5.8** Đinh tán (stud) phải được thiết kế để chịu được các ứng suất cắt do lực cắt dọc giữa bê tông và thép, và các ứng suất vuông góc trong trường hợp các đinh tán được giả định phân phối lực cắt lên tiết diện.

**7.5.9** Đinh tán (stud) không được gây nén lên bê tông trong các vùng lân cận.

Lưu ý:

Để đảm bảo giới hạn các ứng suất cắt trong đinh tán (stud):

$$\tau_s \leq \frac{0,29 * \alpha * D^2 * (f_{ck} E_{cn})^{0,5}}{\gamma_s * 0,25 * \pi * D^2}$$

Trong đó:

$D$ : Đường kính của đinh tán (mm)

$E_{cn}$ : Mô đun đàn hồi của bê tông, lấy giá trị trong khoảng  $\sigma_c = 0$  và  $0,4 f_{ck}$  (MPa)

$f_{ck}$ : Cường độ chịu nén trụ điển hình của bê tông (Mpa)

$\alpha$ :  $\alpha = 0,2(h_s / D + 1) \leq 1$ , trong đó  $h_s$  là chiều cao đinh tán (mm)

$\gamma_s$ : Hệ số vật liệu cho đinh bằng thép

$\tau_s$ : Ứng suất cắt trong đinh tán (MPa)

Đinh tán (stud) không được đặt tại một vị trí có khoảng cách lớn hơn  $22 * t_h * (235 / f_{yk-p})^{0,5}$  tại vùng thép chịu nén, để tránh uốn dọc bản, trong đó  $f_{yk-p}$  là ứng suất đàn hồi đặc trưng của bản.

**7.5.10** Đường cong S-N được sử dụng trong trạng thái giới hạn mỗi kiểm tra thành phần thép và đinh tán phải được xem xét đến ảnh hưởng của liên kết giữa đinh tán và thành phần thép, như dạng mối hàn.

## **7.6 Các kết cấu cốt thép ứng lực trước căng sau**

**7.6.1** Các kết cấu cốt thép ứng lực trước căng sau có thể được sử dụng với điều kiện được ghi nhận sự bảo vệ chống ăn mòn và được tiến hành đánh giá rủi ro có thể xảy ra ngẫu nhiên dẫn đến sự hư hỏng bất ngờ của cốt thép ứng lực trước.

**7.6.2** Đánh giá rủi ro các tình huống ngẫu nhiên bao gồm việc đánh giá các hậu quả hư hỏng của chính cốt thép, tức là rủi ro do sự tác động của người, kết cấu, thiết bị, v.v., do cốt thép hư hỏng bất ngờ, và sự phá hỏng tiềm tàng của cốt thép ứng lực trước.

**7.6.3** Thiết kế phải tính toán các ảnh hưởng của việc sử dụng cốt thép ứng lực lên hiệu quả của kết cấu, sự phân bố bề rộng về nứt, sự phát triển của các lực trong cốt thép.

## **7.7 Lý thuyết chảy dẻo**

**7.7.1** Lý thuyết chảy dẻo có thể được sử dụng như cơ sở thiết kế trong điều kiện giới hạn cực đại ULS và giới hạn sự cố ALS nếu thỏa mãn các yêu cầu sau:

- Khả năng chịu tải được khống chế bởi một dạng hư hỏng dẻo (chi tiết kết cấu phải có đủ khả năng chịu cắt và mô men) ;
- Các ảnh hưởng bậc hai là không đáng kể (không có dạng hư hỏng mất ổn định);
- Các khớp dẻo cùng các đường chảy dẻo cho phép chuyển vị xoay trước sự hư hỏng kết cấu của khớp.

Sự phù hợp theo các yêu cầu trên phải được lập tài liệu.

**7.7.2** Sự phân phối lại của lực cắt và mô men do độ chảy dẻo giả định của thanh FRP không được chấp nhận. Xoay là do vết nứt và hư hỏng nén trong bê tông gây ra.

## **7.8 Các nguyên tắc thiết kế**

### **7.8.1 Quy định chung**

Thiết kế phải thỏa mãn với Tiêu chuẩn này, có thể dựa theo các tính toán cũng như kết quả thử nghiệm, hoặc kết hợp .

### **7.8.2 Các trạng thái giới hạn**

**7.8.2.1** Kết cấu phải thỏa mãn các yêu cầu theo các trạng thái giới hạn dưới đây:

- Trạng thái giới hạn cực đại (ULS)



## TCVN 6170-10 : 2019

- Trạng thái giới hạn sự cố (ALS)
- Trạng thái giới hạn môi (FLS)
- Trạng thái giới hạn làm việc (SLS)

7.8.2.2 Trong các trạng thái ULS và ALS, khả năng chịu tải phải được chứng minh bằng việc thử hoặc tính toán dựa trên các đặc tính biến dạng và cường độ vật liệu thiết kế.

7.8.2.3 Trong trạng thái FLS, kết cấu phải được chứng minh có thể chịu được các chu trình lặp tải trọng dự kiến tại các mức độ tải trọng áp dụng cho tuổi thọ hoạt động công trình.

Tài liệu phải bao gồm và sự kết hợp của:

- Mô men uốn
- Lực dọc
- Lực cắt
- Mô men xoắn
- Cốt thép neo
- Tải trọng từng phần

7.8.2.4 Thiết kế trong trạng thái SLS phải chứng minh kết cấu trong suốt tuổi thọ làm việc, sẽ thỏa mãn các yêu cầu chức năng tương ứng với khả năng và mục đích sử dụng. Các yêu cầu về trạng thái giới hạn làm việc cũng phải bảo đảm độ bền của kết cấu.

Tài liệu phải bao gồm:

- Các vết nứt
- Độ kín/rò rỉ
- Các biến dạng
- Chuyển vị
- Ảnh hưởng động

7.8.2.5 Tính chảy dẻo của cốt thép không được cho phép trong các giai đoạn tạm thời của các thành phần kết cấu chịu tác động môi trường biển với các tải trọng có thể  $\gamma_f = 1,0$ .

7.8.2.6 Các kết cấu chứa dầu phải được thiết kế cho toàn bộ các điều kiện tải trọng có thể, với  $\gamma_f = 1,0$  bao gồm cả các tải trọng môi trường cực đại. Cốt thép kết cấu không được chảy dẻo trong điều kiện này.

7.8.2.7 Các kết cấu chứa dầu cũng phải được thiết kế cho các tải trọng có thể xảy ra từ tải trọng môi trường cực đại cho đến khi dầu được rời đi an toàn, với  $\gamma_f = 1,0$  với toàn bộ tải trọng. Kết cấu phải có một vùng chịu nén tối thiểu 100 mm dưới điều kiện tải trọng này. Các phân tích kết cấu phải được thực hiện lên kết cấu hư hỏng.

7.8.3 Các giá trị đặc trưng của cường độ vật liệu



**7.8.3.1** Các giá trị đặc trưng của cường độ vật liệu phải được xác định theo các Tiêu chuẩn thiết kế và các Tiêu chuẩn được công nhận đối với việc thử vật liệu (ASTM, ACI, EN, ISO).

**7.8.3.2** Cường độ của bê tông đổ tại chỗ, vữa, bê tông cốt sợi và vữa cốt sợi  $f_{cn}$  có thể được xác định từ cường độ chịu nén đặc trưng  $f_{cck}$  như sau (xem TCVN 6170-6)

$$f_{cn} = f_{cck} \cdot (1 - f_{cck} / 600)$$

**7.8.3.3** Trong phân tích địa chất, độ bền vật liệu đặc trưng phải được xác định để xác suất vật liệu không phù hợp lớn có thể xảy ra trong bất cứ phạm vi đáng kể là thấp nhất. Bất cứ ảnh hưởng hư hỏng nào xảy ra trong quá trình thi công cũng cần phải được xem xét.

**7.8.3.4** Trong trạng thái giới hạn mỗi FLS, sức kháng đặc trưng của đất phải được sử dụng. Đối với các vật liệu khác, tiêu chuẩn chấp nhận phải được xác định với mức độ an toàn tương đương với các quy định hiện tại.

**7.8.3.5** Nếu sức kháng lớn của một thành phần là bất lợi (ví dụ trong các liên kết yếu), một giá trị trên của sức kháng đặc trưng phải được sử dụng để đưa ra một xác suất hư hỏng thấp của kết cấu liên kết. Giá trị trên phải được chọn cùng mức xác suất vượt với xác suất của giá trị thấp hơn được gạch dưới. Trong các trường hợp như vậy, hệ số vật liệu phải được lấy bằng 1,0 trong tính toán sức kháng và được áp dụng như một tải trọng lên các thành phần liên kết.

#### **7.8.4** Hệ số an toàn riêng phần của vật liệu

**7.8.4.1** Hệ số an toàn riêng phần của vật liệu  $\gamma_m$ , trong kết cấu bê tông cốt thép (bê tông, cốt thép và cốt FRP, vữa, bê tông cốt sợi và vữa cốt sợi) phải được chọn phù hợp theo tiêu chuẩn này và cho trạng thái giới hạn xem xét. Ngoài ra, các hệ số vật liệu của cốt FRP phải phụ thuộc vào thời gian chịu tải được xem xét.

**7.8.4.2** Đối với các thành phần kết cấu thép, hệ số vật liệu phải phù hợp với TCVN 6170-9.

**7.8.4.3** Thiết kế móng phải được thực hiện với hệ số vật liệu đất nền phù hợp với TCVN 6170-7.

#### **7.8.5** Thiết kế theo thử nghiệm

**7.8.5.1** Nếu không thể xác định được tải trọng tác động lên kết cấu, cường độ của vật liệu hoặc thành phần kết cấu không thể xem xét chính xác, một mô hình thí nghiệm phải được thực hiện.

**7.8.5.2** Cường độ đặc trưng của chi tiết kết cấu hoặc thành phần kết cấu có thể được kiểm tra bằng cách kết hợp giữa thử nghiệm và tính toán.

**7.8.5.3** Một kết cấu thử, một chi tiết kết cấu thử hoặc một mô hình thử phải tương đương với công trình được xem xét. Các kết quả thử phải đưa ra một cơ sở tin cậy phù hợp với Tiêu chuẩn được công nhận.

7.9 Cơ sở thiết kế theo tính toán

7.9.1 Cường độ vật liệu thiết kế

7.9.1.1 Các hệ số vật liệu  $\gamma_m$  tính đến sự không chắc chắn về cường độ vật liệu và kích thước tiết diện ngang. Hệ số vật liệu được xác định không tính đến việc giảm khả năng chịu lực do ăn mòn hoặc các hư hỏng cơ học

7.9.1.2 Hệ số vật liệu cho bê tông và cốt thép được cho trong Bảng 1.

**Bảng 1. Hệ số vật liệu cho bê tông và cốt thép**

Các trạng thái giới hạn		Giới hạn cực đại ULS	Giới hạn mỗi FLS	Giới hạn sự cố ALS	Giới hạn làm việc SLS
Bê tông/ vữa <sup>3</sup> cốt thép (thép)	$\gamma_c$	1,35 <sup>1</sup> (1,50) <sup>2</sup>	1,35 <sup>1</sup> (1,50) <sup>2</sup>	1,10 <sup>1</sup> (1,20) <sup>2</sup>	1,00
Cốt thép	$\gamma_s$	1.10 <sup>1</sup> (1,15) <sup>2</sup>	1,00 <sup>1</sup> (1,10) <sup>2</sup>	1,00 <sup>1</sup> (1,10) <sup>2</sup>	1,00
Bê tông/vữa không cốt thép, Bê tông/vữa cốt sợi	$\gamma_c$	1,50	1,50	1,20	1,00

1) Thiết kế phải được dựa trên dữ liệu kích thước bao gồm các dung sai cụ thể ở các giới hạn bất lợi nhất của chúng, các sai số về kết cấu, dung sai vị trí để định vị cốt thép, thì các hệ số vật liệu này có thể được sử dụng. Khi các hệ số này được sử dụng, bất kỳ độ lệch hình học nào từ bản vẽ "được chấp thuận cho thi công" phải được đánh giá và xem xét liên quan đến dung sai được sử dụng trong tính toán thiết kế.

2) Thiết kế với các hệ số này cho phép dung sai phù hợp với 7.9.5 hoặc thay thế trên kích thước mặt cắt ngang và đặt cốt thép mà không làm giảm cường độ được tính toán trên 10%. Nếu dung sai cụ thể vượt quá giá trị được cho trong 7.9.5 hoặc dung sai cụ thể dẫn đến giảm cường độ được tính nhiều hơn, dung sai vượt hoặc giảm quá 10% sẽ được tính vào các phép tính cường độ. Ngoài ra, hệ số vật liệu có thể được thực hiện theo các hệ số cho ở dưới <sup>1</sup>.

3) Các hệ số vật liệu cho vữa cốt thép có thể được sử dụng trong thiết kế mà vữa được gia cường bởi cốt thép hoặc chứng minh cốt thép hay chốt neo trong kết cấu xung quanh góp phần gia cường vữa (như nối ghép vữa loại B trong TCVN 6170-6 : 2018)

7.9.1.3 Cường độ chịu nén  $f_{cm}$ , và cường độ chịu kéo  $f_{tm}$  của bê tông đổ tại chỗ, vữa, bê tông cốt sợi và vữa cốt sợi phải được xác định theo TCVN 6170-6.

7.9.1.4 Nếu thiết kế phải được thực hiện bằng thử nghiệm, các yêu cầu được cho trong 7.22.5 phải được áp dụng.

7.9.1.5 Khi cường độ thiết kế bê tông cao là không phù hợp, phải tiến hành đánh giá đặc biệt các hệ số vật liệu và giá trị danh nghĩa của cường độ bê tông ở tại chỗ

7.9.1.6 Đối với cốt là các thanh FRP, sẽ sử dụng các thiết bị phù hợp với các thông số vật liệu đặc trưng và các hệ số vật liệu cho từng trạng thái giới hạn được xác định theo các Tiêu chuẩn được công nhận. Các hệ số vật liệu cho cường độ và độ cứng của các trạng thái giới hạn khác nhau phải được báo cáo trong chứng chỉ vật liệu

7.9.1.7 Đối với kết cấu cốt FRP, trạng thái giới hạn cực đại phải được kiểm tra cho các tổ hợp tải trọng thích hợp theo TCVN 6170-6, sử dụng một hệ số vật liệu phản ánh thời gian chịu tải cực đại trong từng trường hợp tổ hợp tải trọng cũng như các ảnh hưởng của sự tiếp xúc với chất kiềm. Ảnh hưởng của nhiệt độ được khái quát bởi các hệ số chuyển đổi nhiệt độ được nêu trong TCVN 6170-6.

7.9.1.8 Thời gian chịu tải được xem xét trong thiết kế đối với các kết cấu bê tông cốt FRP phải không nhỏ hơn các giá trị trong Bảng 2 cho trạng thái giới hạn áp dụng theo TCVN 6170-6.

**Bảng 2. Các hệ số vật liệu,  $\gamma_m$ , cho cốt FRP**

<i>Loại tổ hợp tải trọng</i>	<i>Thời gian</i>	<i>Tổ hợp tải trọng theo TCVN 6170-6</i>	<i>Hệ số vật liệu<sup>3</sup> cho cường độ</i>
I Tải trọng tĩnh + các hoạt tải của đặc tính tĩnh <sup>1</sup>	50 năm	c	$\gamma_{FI}$
III + giá trị cực đại của đặc tính biến đổi hoạt tải <sup>2</sup> (ví dụ trọng lượng của người sử dụng)	1 năm	d, e	$\gamma_{FII}$
IIII + giá trị cực đại của tải trọng môi trường (gió, sóng, dòng chảy)	1 tuần	a	$\gamma_{FIH}$

1) Hoạt tải của đặc tính tĩnh (live loads of permanent character) là tải trọng mà kết cấu có thể tiếp xúc trong suốt hoặc một phần đáng kể tuổi thọ công trình, ví dụ: trọng tải từ ứng lực trước, tải trọng toàn phần của kết cấu, tải trọng của đồ đạc, hàng tồn kho ...

2) Hoạt tải của đặc tính biến đổi là tải trọng mà kết cấu có thể tiếp xúc chỉ trong thời lượng giới hạn ngắn hơn tuổi thọ công trình, chẳng hạn: trọng lượng của người ở và các phương tiện (không được giữ thường xuyên).

3) Các giá trị cho  $\gamma_{FI}$ ,  $\gamma_{FII}$  và  $\gamma_{FIH}$  được tính như mô tả trong 7.9.1.13.

Tải trọng nhiệt có thể là loại II hoặc III phụ thuộc vào thời hạn của tải nhiệt độ.

## TCVN 6170-10 : 2019

7.9.1.9 Đối với trạng thái giới hạn mỗi, hệ số vật liệu  $\gamma_{F,SSA}$  phải được đưa vào cho thời gian chịu tải. Thời gian tải trọng được sử dụng trong tích lũy tổn thương không dưới 5 năm trong từng khối ứng suất (block stress).

7.9.1.10 Đối với trạng thái ALS, một hệ số vật liệu cho độ bền  $\gamma_{FA}$ , được đưa vào tính toán thời gian của các trường hợp sự cố, phải được sử dụng cho cốt FRP với sự xem xét kỹ về hậu quả của sự cố và thời gian của những sự cố này. Thời gian xem xét không dưới 24 giờ, xem 7.9.1.13.

Đối với trạng thái SLS, hệ số vật liệu  $\gamma_{FS}$  cho độ bền tính đến tuổi thọ thiết kế của kết cấu sẽ được dùng cho cốt FRP, xem 7.9.1.13.

7.9.1.11 Các giá trị thiết kế cho bê tông/vữa

$$E_{cd} = E_{cn} / \gamma_c$$

$$E_{cn} = 22000.(f_{ck} / 10)^{0.3} \text{ MPa đối với } f_{ck} < 65 \text{ MPa}$$

$$E_{cn} = 4800.(f_{ck})^{0.5} \text{ MPa đối với } f_{ck} > 65 \text{ MPa}$$

$$f_{cd} = f_{cn} / \gamma_c$$

$$f_{td} = f_{tn} / \gamma_c$$

Trong đó:

$E_{cd}$  giá trị thiết kế của Mô đun đàn hồi được dùng trong đường cong ứng suất – biến dạng

$E_{cn}$  giá trị chuẩn hóa của Mô đun đàn hồi dùng trong đường cong ứng suất – biến dạng

$f_{ck}$  cường độ lắng trụ chịu nén đặc trưng

$f_{cd}$  cường độ chịu nén thiết kế

$f_{cn}$  cường độ chịu nén chuẩn, xem 7.9.1.3

$f_{td}$  cường độ thiết kế chịu kéo một trục

$f_{tn}$  cường độ chịu kéo chuẩn, xem 7.9.1.3

$\gamma_c$  hệ số vật liệu (Bảng 1)

7.9.1.12 Các giá trị thiết kế cho cốt thép:

$$E_{sd} = E_{sk} / \gamma_s$$

$$f_{sd} = f_{sk} / \gamma_s$$

Trong đó:

$E_{sd}$  giá trị thiết kế Mô đun đàn hồi của cốt thép

$E_{sk}$  giá trị đặc trưng Mô đun đàn hồi của cốt thép

$f_{sd}$  cường độ thiết kế của cốt thép

$f_{sk}$  cường độ đặc trưng của cốt thép

$\gamma_s$  hệ số vật liệu cốt thép (Bảng 1)

#### 7.9.1.13 Các giá trị thiết kế cho cốt thép thanh FRP

$$E_{Fd} = E_F / \gamma_{FE}$$

$$f_{fd} = f_F / \gamma_m$$

Trong đó:

$\gamma_{FE}$  hệ số vật liệu cho Mô đun đàn hồi  $E_F$  tính cho ảnh hưởng từ biến dài hạn trong các thanh.

$\gamma_m$  hệ số vật liệu cho cường độ của các thanh cốt FRP tính cho thời hạn đặt tải, nhiệt độ làm việc cũng như các xem xét trong chế tạo và đổ bê tông. Đối với việc thực hiện  $\gamma_m$  trong các trạng thái ULS, ALS và SLS:

#### $\gamma_m$ của các thanh FRP trong trạng thái giới hạn cực đại ULS

$\gamma_m$  phải được thực hiện trong thiết kế ở trạng thái ULS bởi phụ thuộc vào loại tổ hợp tải trọng, cụ thể trong Bảng 2  $\gamma_m$  là một hàm của:

- $\gamma_F$ , một hệ số vật liệu để tính toán sự thay đổi thống kê của cường độ vật liệu, sự thiếu chính xác khi đổ bê tông do các đặc tính cơ học của thanh và mức độ kiểm soát thực hiện trong quá trình sản xuất, và
- $\eta_{F,TTR}$  xuất phát từ thời gian đặc trưng đến đường cong phá hủy trong suốt thời gian chịu các dạng tải trọng kết hợp ngẫu nhiên

$$\gamma_m = \gamma_F \cdot \eta_T \cdot \eta_{F,TTR}$$

Trong đó:

$\gamma_F = 1,25$ , đối với các sản phẩm thanh được chứng nhận đáp ứng được tất cả các yêu cầu về QA/QC của nhà sản xuất quy định tại phụ lục G – TCVN 6170-6, được sản xuất theo một chương trình chứng nhận đã được thiết lập

$\gamma_F = 1,4$ , đối với các sản phẩm thanh được chứng nhận đáp ứng được tất cả các yêu cầu về QA/QC của nhà sản xuất quy định tại phụ lục G – TCVN 6170-6 trong giai đoạn thiết lập ban đầu của chương trình chứng nhận

$\eta_T$  là hệ số chuyển đổi nhiệt độ hoạt động, xem TCVN 6170-6.

$$\eta_{F,TTR} = (f_F / f_{F,TTR(t)})$$

Trong đó:

## TCVN 6170-10 : 2019

$f_F$ : Cường độ chịu kéo đặc trưng ngắn hạn (lực trên diện tích) của thanh FRP

$f_{F,TTR(i)}$ : Cường độ chịu kéo đặc trưng (lực trên diện tích) trong thanh FRP cho đến khi hư hỏng tại thời gian xem xét tải trọng  $i$ , được ghi lại qua ngoại suy dữ liệu thử TTR

$i$ : I (50 năm), II (1 năm) hoặc III (1 tuần) tương ứng với khoảng thời gian chịu tải theo Bảng 2.

### $\gamma_m$ của các thanh FRP trong trạng thái giới hạn sự cố ALS

$\gamma_m$  phải được thực hiện trong thiết kế ở trạng thái ALS như  $\gamma_{FA}$ ,  $\gamma_m$  là một hàm của:

- $\gamma_F$ , một hệ số vật liệu để tính toán sự thay đổi thống kê của cường độ vật liệu, sự thiếu chính xác khi đổ bê tông do các đặc tính cơ học của thanh và mức độ kiểm soát thực hiện trong quá trình sản xuất, và
- $\eta_{F,TTR}$  xuất phát từ thời gian đặc trưng đến đường cong phá hủy trong suốt thời gian chịu các dạng tải trọng kết hợp ngẫu nhiên

$$\gamma_m = \gamma_F \cdot \eta_T \cdot \eta_{F,TTR}$$

Trong đó:

$$\gamma_F = 1,2$$

$\eta_T$ : Hệ số chuyển đổi nhiệt độ làm việc. Xem TCVN 6170-6.

$$\eta_{F,TTR} = (f_F / f_{F,TTR(i)})$$

Trong đó:

$f_F$ : Cường độ chịu kéo đặc trưng ngắn hạn (lực trên diện tích) của thanh FRP

$f_{F,TTR(i)}$ : Cường độ chịu kéo đặc trưng (lực trên diện tích) trên thanh FRP cho đến khi hư hỏng tại thời gian xem xét tải trọng  $i$ , được ghi lại qua ngoại suy dữ liệu thử TTR

$i$ : Thời gian dự kiến của tình huống hư hỏng và hậu quả được xem xét. Không nhỏ hơn 24 giờ

### $\gamma_m$ của các thanh FRP trong trạng thái giới hạn làm việc SLS

$\gamma_m$  phải được thực hiện trong thiết kế ở trạng thái SLS như  $\gamma_{FS}$ ,  $\gamma_m$  là một hàm của:

- $\gamma_F$ , một hệ số vật liệu để tính toán sự thay đổi thống kê của cường độ vật liệu, sự thiếu chính xác khi đổ bê tông do các đặc tính cơ học của thanh và mức độ kiểm soát thực hiện trong quá trình sản xuất, và
- $\eta_{F,TTR}$  xuất phát từ thời gian đặc trưng đến đường cong phá hủy trong suốt thời gian chịu các dạng tải trọng kết hợp ngẫu nhiên.

$$\gamma_m = \gamma_F \cdot \eta_T \cdot \eta_{F,TTR}$$

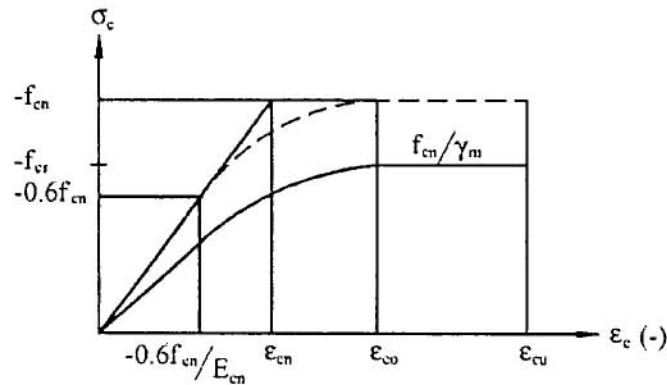
Trong đó:

$f_F$ : Cường độ chịu kéo đặc trưng ngắn hạn (lực trên diện tích) của thanh FRP

$f_{F,TTR(i)}$ : Cường độ chịu kéo đặc trưng (lực trên diện tích) trong thanh FRP cho đến khi hư hỏng tại thời gian xem xét tải trọng  $i$ , được ghi lại qua ngoại suy dữ liệu thử TTR

$i$ : Thời gian phụ thuộc tuổi thọ thiết kế của kết cấu. Không được lấy nhỏ hơn 50 năm

**7.9.1.14** Quan hệ ứng suất – biến dạng đối với bê tông hoặc vữa trong miền chịu nén của một mác bê tông nhất định phải được chọn sao cho kết quả dự đoán các đặc trưng phản ứng tại các trạng thái giới hạn thích hợp thỏa mãn các kết quả thử. Thay cho dữ liệu đó, mối quan hệ chung được đưa ra theo Hình 1 có thể được sử dụng.



**Hình 1. Biểu đồ ứng suất – biến dạng chung để tính toán cường độ bê tông cốt liệu thường trong vùng chịu nén**

Lưu ý: Vùng chịu nén được định nghĩa là âm và do đó các giá trị  $\varepsilon$  và  $\sigma$  là âm đối với bê tông chịu nén

Đối với:

$$\varepsilon_{cn} < \varepsilon_c < \varepsilon_{co}$$

Thì:

$$\sigma_c = -f_{cn}$$

Đối với:

$$\varepsilon_{cn} < \varepsilon_c \leq \frac{-0.6f_{cn}}{E_{cn}}$$

Thì:

$$\sigma_c = E_{cn}\varepsilon_c + (m-1)f_{cn} \left( \frac{E_{cn}\varepsilon_c + 0,6f_{cn}}{(0,6-m)f_{cn}} \right)^{\frac{m-0,6}{m-1}}$$

Đối với:

$$\frac{-0,6f_{cn}}{E_{cn}} \leq \varepsilon_c < 0$$

Thì:

$$\varepsilon_{cu} = (2,5m - 1,5)\varepsilon_{cn}$$

$$\varepsilon_{cn} = -\frac{f_{cn}}{E_{cn}}$$

$$f_{cn} = f_{cck} \left( \frac{1 - f_{cck}}{600} \right)$$

Trong đó:

$$m = \frac{\varepsilon_{co}}{\varepsilon_{cn}}$$

Đối với bê tông/vữa cốt liệu chặt thông thường có  $f_{cck} \leq 65\text{MPa}$ , có thể giả định rằng:

$$E_{cn} = 22000 \left( \frac{f_{cck}}{10} \right)^{0,3} \text{MPa}$$

Đối với bê tông/vữa cốt liệu chặt thông thường có  $f_{cck} > 65\text{MPa}$ , có thể giả định rằng:

$$E_{cn} = 4800 (f_{cck})^{0,5} \text{MPa}$$

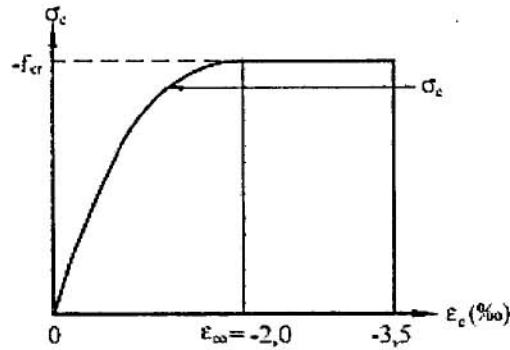
Trong đó:  $\varepsilon_1 = 1,9 \text{‰}$  và  $k_e = 0,004 \text{‰/MPa}$

**7.9.1.15** Đối với bê tông có mác >C65 và đối với tất cả bê tông cốt liệu nhẹ, các giá trị của  $E_{cn}$  và  $\varepsilon_{cu}$  được xác định bằng cách kiểm tra loại bê tông yêu cầu. Bê tông chịu biến dạng kéo phải được giả định không có ứng suất trừ khi có ngoại lệ.

**7.9.1.16** Đối với bê tông cốt sợi của tất cả các mác, các giá trị của  $E_{cn}$  và  $\varepsilon_{cu}$  được xác định bằng cách kiểm tra các loại bê tông cốt sợi yêu cầu. Bê tông chịu biến dạng kéo được giả định không có ứng suất trừ khi có ngoại lệ.

**7.9.1.17** Đối với bê tông cốt liệu chặt trung bình của các mác bê tông giữa C25 và C45, có thể sử dụng biểu đồ ứng suất – biến dạng đơn giản sau đây:





Hình 2. Biểu đồ ứng suất – biến dạng đơn giản đối với bê tông cốt liệu chặt trung bình của các mức giữa C25 và C45 chịu nén.

$$\sigma_c = -f_{cd} \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \left( 2 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c0}} \right)$$

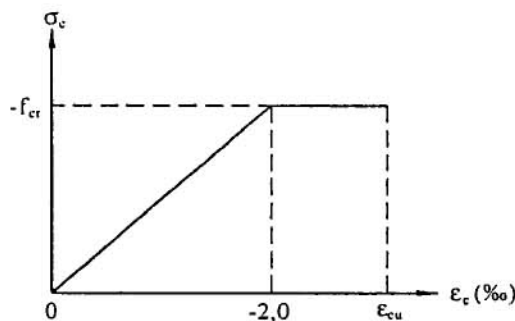
$\varepsilon_{c0} = -2 \%$  là biến dạng tại điểm ứng suất lớn nhất

7.9.1.18 Đối với bê tông cốt liệu nhẹ của các mức bê tông giữa LC25 và LC35, biểu đồ ứng suất – biến dạng song tuyến đơn giản có thể được áp dụng để tính khả năng chịu tải.

Giới hạn biến dạng tối đa đối với bê tông cốt liệu nhẹ trong vùng chịu nén là:

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_1 \left( 0,3 + \frac{0,7\rho}{\rho_1} \right)$$

Trong đó:  $\varepsilon_1 = -3,5\%$ ,  $\rho_1 = 2200 \text{ kg/m}^3$  và  $\rho$  là mật độ của cốt liệu nhẹ.



Hình 3. Biểu đồ ứng suất – biến dạng đơn giản đối với bê tông cốt liệu nhẹ của các mức bê tông giữa LC25 và LC35

7.9.1.19 Trước khi sử dụng bê tông nhẹ không tiêu chuẩn hoặc bê tông liên hợp (composite) trong kết cấu, quan hệ ứng suất biến dạng đến khi hư hỏng phải được ghi lại.

7.9.1.20 Đối với tính toán khả năng của lực dọc và mô men uốn, các phân bố ứng suất khác nhau được đưa ra trong Tiêu chuẩn này có thể được áp dụng, miễn là chúng không gây lên khả năng chịu cắt ngang lớn hơn.

7.9.2 Đường cong ứng suất biến dạng đối với vữa kết cấu và vữa cốt sợi.

## TCVN 6170-10 : 2019

7.9.2.1 Đối với vữa kết cấu và vữa cốt sợi có cường độ đặc trưng (characteristic cylinder strength) lớn hơn 65 Mpa, các giá trị  $E_{cn}$  và  $\varepsilon_{cu}$  phải được xác định bằng việc thử loại vữa sử dụng. Vữa chịu biến dạng kéo phải được giả định không có ứng suất trừ khi có ngoại lệ.

Lưu ý:

Theo hướng dẫn có thể lấy bằng  $4800 \cdot (f_{ck})^{0,5}$ . Đối với vữa kết cấu có cường độ lớn hơn 65 Mpa, đường cong ứng suất – biến dạng có thể được coi là tuyến tính cho đến khi hư hỏng.

### 7.9.3 Đường cong ứng suất – biến dạng cốt thép

7.9.3.1 Đối với cốt thép, quan hệ giữa lực và biến dạng là đại diện cho dạng đánh giá phải được sử dụng.

Biểu đồ ứng suất – biến dạng cho thiết kế phải được lập bằng việc chia cường độ đặc trưng  $f_{sk}$  với hệ số vật liệu  $\gamma_s$ .

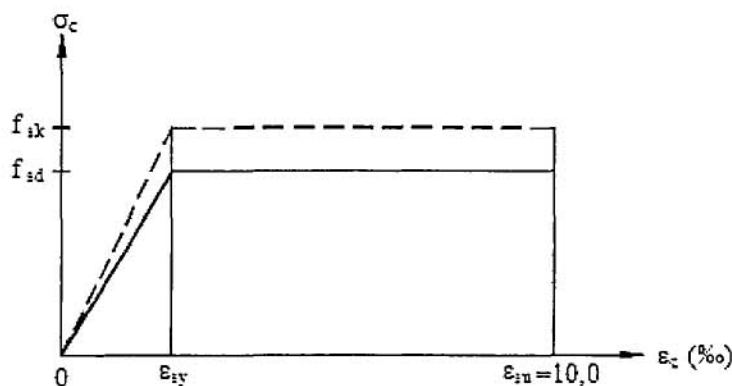
7.9.3.2 Trong trường hợp tác động liên hợp giả định với bê tông không áp dụng những hạn chế chặt chẽ hơn, thì lực trong cốt thép sẽ bị giới hạn  $\varepsilon_{su}$  tới 10‰. Đối với cốt thép ứng lực trước, lực căng ứng lực trước phải được thêm vào giới hạn này.

7.9.3.3 Đối với cốt thép thỏa mãn theo TCVN 6170-6, ứng suất thép có thể được giả định tăng tuyến tính từ 0 tới  $f_{sd}$  khi biến dạng tăng từ 0 tới  $\varepsilon_{sy} = f_{sd} / E_{sk}$ .

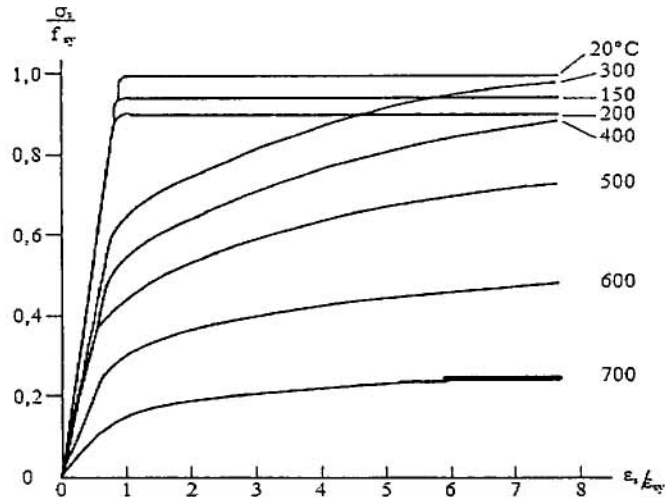
Ứng suất cốt thép có thể được giả định bằng  $f_{sd}$  khi biến dạng thay đổi giữa  $\varepsilon_{sy}$  và  $\varepsilon_{su}$

Thép có thể được giả thiết có đặc tính biến dạng và ứng suất chảy giống nhau trong cả vùng chịu nén và kéo. Nếu dự kiến sự bất ổn định của cốt thép trong vùng chịu nén xảy ra, các đặc tính trong vùng chịu nén phải được điều chỉnh.

7.9.3.4 Đối với nhiệt độ trên 150°C, biểu đồ ứng suất – biến dạng đối với các thanh có gờ theo TCVN 6170-6 có thể được giả định thỏa mãn với Hình 4 đối với cốt thép.



Hình 4. Biểu đồ ứng suất – biến dạng đối với cốt thép phù hợp với TCVN 6170-6



Hình 5. Quan hệ ứng suất và biến dạng ngắn hạn đối với các thanh cốt gờ tại nhiệt độ trên 150°C

Biểu đồ trong Hình 5 không bao gồm biến dạng do nhiệt hoặc biến dạng từ biến do nhiệt độ cao

#### 7.9.4 Đường cong ứng suất – biến dạng cốt FRP

7.9.4.1 Mô đun đàn hồi thiết kế của thanh cốt FRP được định nghĩa là  $E_{Fd}$ .

7.9.4.2 Đường cong ứng suất – biến dạng cốt FRP trong vùng chịu kéo phải được xem như tuyến tính cho đến khi hư hỏng tại cường độ thiết kế  $f_{Fd}$ . Giá trị của  $f_{Fd}$  phụ thuộc vào thời gian chịu tải trọng kết hợp được định nghĩa trong Bảng 2.

7.9.4.3 Cốt FRP không được xem xét làm việc trong vùng chịu nén.

7.9.4.4 Tác động của nhiệt độ lên cường độ của cốt FRP phải được xem xét trong thiết kế, xem TCVN 6170-6.

#### 7.9.5 Kích thước hình học trong tính toán khả năng chịu cắt (sectional capacities)

7.9.5.1 Khi cho phép độ lệch lớn hơn trong kích thước được xác định trong Bảng 3, các độ lệch trong kích thước mặt cắt và vị trí cốt thép phải được xem xét trong thiết kế. Độ lệch nhỏ hơn dung sai xác định có thể được xem xét.

Bảng 3. Độ lệch cho phép

Dạng độ lệch kích thước	Dung sai tối đa
Toàn bộ kích thước	$\pm 25$ mm
Mặt cắt ngang	$\pm 8\%$
Vuông góc	8‰
Nghiêng	3 ‰
Các thay đổi cục bộ (1 m theo chiều dài)	8 mm
Các thay đổi cục bộ (2 m theo chiều dài)	12 mm

## TCVN 6170-10 : 2019

Đối với kết cấu có hình dạng đặc biệt và dung sai thay thế hình học có thể được xác định từ một điểm mà khả năng chịu lực tính toán dựa trên các dung sai cụ thể không làm giảm khả năng chịu lực trên 10%.

**7.9.5.2** Nếu xem xét sự kết hợp bất lợi nhất của các dung sai đối với kích thước tiết diện và vị trí cốt thép, và sự kiểm soát phù hợp sau đó xác minh rằng sai số thực tế vượt quá các sai số quy định, thì hệ số vật liệu theo Bảng 1 phải được sử dụng.

Nếu các tài liệu hoàn công thể hiện độ lệch dự kiến của dung sai không thỏa mãn thì phần đó phải được đánh giá lại trong toàn bộ các trạng thái giới hạn thích hợp.

**7.9.5.3** Đối với kết cấu đúc dưới nước, các mối nối ngang có chiều dày bê tông 100 mm, và trong khu vực tiếp xúc giữa mặt đất và bê tông không được đưa vào tính toán như mặt cắt ngang hữu hiệu truyền lực. Nếu kết cấu được đặt trong đá tối thiểu 100 mm, toàn bộ mặt cắt bê tông có thể được tính toán là hữu hiệu cho việc truyền lực lên nền đất.

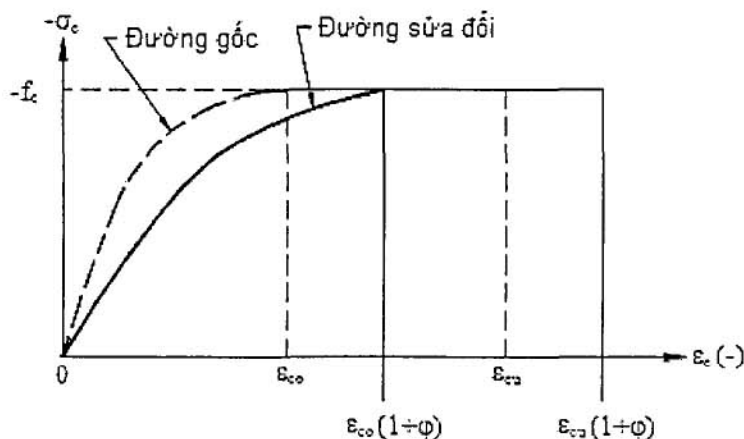
### 7.9.6 Lực kéo trong các cấu kiện

#### 7.9.6.1 Lực kéo phải do cốt thép chịu, trừ khi:

- Lực kéo gây ra do lực cắt, neo hoặc thép buộc và bởi các khu vực chịu tải trọng từng phần nếu không có sự tăng cường độ bê tông được xem xét, có thể giả định được truyền bởi bê tông theo thiết kế phù hợp với tiêu chuẩn này.

### 7.9.7 Ảnh hưởng từ biến (creep effects)

**7.9.7.1** Ảnh hưởng từ biến phải được xem xét nếu thích hợp. Việc đánh giá sơ bộ ảnh hưởng từ biến có thể thu được bằng các phương pháp triển khai ban đầu cho các cột đơn giản. Hai phương pháp tham khảo, được gọi là phương pháp hệ số từ biến (creep factor method) và phương pháp tâm sai từ biến (creep eccentricity method)



Hình 6. Mối liên hệ ứng suất – biến dạng được điều chỉnh cho bê tông

Lưu ý:

Phương pháp hệ số từ biến: Phương pháp sử dụng một biểu đồ ứng suất – biến dạng được điều chỉnh cho bê tông. Trong biểu đồ này, các biến dạng ngắn được nhân với  $(1+\varphi)$ ,  $\varphi$  là hệ số từ biến, xem Hình 1 và Hình 6.

Các giá trị của  $\varphi$  phải được xác định cẩn thận theo các nguyên tắc đã được công nhận. Hệ số từ biến  $\varphi$  sẽ được xác định cho phạm vi nhiệt độ có liên quan, mức bê tông và độ ẩm.

Phương pháp tâm sai từ biến. Trong phương pháp này, ảnh hưởng của từ biến được tính bằng cách đưa ra sự lệch tâm do từ biến gây ra. Phương pháp này rất thuận tiện sử dụng. Hai điều kiện quan trọng liên quan đến việc áp dụng phương pháp là:

- Tổng độ lệch tâm phải đủ nhỏ để tránh nứt.
- Giá trị của tải trọng gây ra từ biến phải đủ nhỏ để tránh phản ứng vật liệu phi tuyến dưới tải trọng ngắn hạn.

#### 7.9.8 Ảnh hưởng của áp lực nước

7.9.8.1 Ảnh hưởng của áp suất thủy tĩnh lên cường độ bê tông phải được đánh giá tại những vị trí liên quan. Đối với bê tông cốt liệu nhẹ, ảnh hưởng này có thể là đáng kể.

#### 7.10 Mô men uốn và lực dọc (ULS)

##### 7.10.1 Quy định chung

7.10.1.1 Khả năng chịu mô men uốn và lực dọc có thể được xác định bằng việc giả định mặt cắt ngang vẫn phẳng sau khi biến dạng, các đặc tính ứng suất và biến dạng của bê tông và cốt thép được cho trong 7.9.

Khi các ảnh hưởng tải trọng được xác định bằng cách áp dụng kỹ thuật phân tích đàn hồi, các kết cấu như vậy phải bao gồm các cấu kiện có khả năng phát triển cường độ đàn hồi và duy trì cường độ này trong quá trình biến dạng cần thiết để tạo thành một cơ cấu. Cường độ đàn hồi phải được ghi lại đầy đủ, xem 7.7 .

7.10.1.2 Các ảnh hưởng tải trọng được xác định bằng cách áp dụng các kỹ thuật phân tích thiết kế đàn hồi không được áp dụng trong kết cấu cốt FRP. Độ biến dạng nén trung bình tính trên mặt cắt ngang không được vượt quá  $(\varepsilon_{co} + \varepsilon_{cu})/2$ . Độ biến dạng gây ra bởi co ngót và từ biến tuyến tính phải được thêm vào và tổng độ biến dạng phải nằm trong giới hạn trên.

7.10.1.3 Khi tính toán khả năng chịu lực của một mặt cắt do tải trọng dọc trục bên ngoài, tải trọng dọc trục phải được giả định có độ lệch tâm tối thiểu theo trục chính bất lợi nhất. Độ lệch tâm không được nhỏ hơn đường kính mặt cắt lớn nhất là 20 mm hoặc 1/30 kích thước mặt cắt ngang theo chiều lệch tâm.

## TCVN 6170-10 : 2019

Các yêu cầu được cho trong mục này nằm trong quy định chung áp dụng cho cấu kiện có tỷ số giữa chiều cao  $h$  của cấu kiện và khoảng cách giữa các điểm mô men uốn triệt tiêu nhỏ hơn 0,5. Nếu tỷ số này lớn hơn 0,5, các giả định thích hợp với các dạng khác của cấu kiện như chiều cao dầm, công xôn phải được áp dụng.

**7.10.1.4** Nếu khu vực cốt thép chịu nén vượt quá 4% diện tích bê tông, việc tính toán khả năng chịu tải phải dựa trên diện tích bê tông làm việc.

Diện tích bê tông làm việc thực tế được định nghĩa là diện tích bê tông giữa tâm của cốt thép trên miền chịu kéo và miền chịu nén của kết cấu. Đối với các kết cấu cốt thép sử dụng các bó thanh thép, tâm của cốt thép là tâm của bó. Đối với kết cấu có nhiều lớp cốt thép, tâm cốt thép được tính từ thanh bên ngoài trên mặt chịu kéo và nén.

**7.10.1.5** Trong các kết cấu chịu tải trọng dọc trục như cột và vách, cốt thép phải được xem xét ảnh hưởng chịu nén nếu được bảo vệ đủ để chống lại sự uốn dọc. Cốt thép nén phải được ghép nối bằng cách bắt chéo các thanh ở bên ngoài, trừ khi được chứng minh là đủ.

**7.10.1.6** Đối với cột có cốt thép xoắn như mô tả trong 7.23.10.9, và với mác bê tông trung bình không lớn hơn C45, sức kháng ngang có thể được tính toán phù hợp với điều này.

Khả năng chịu lực dọc phải được tính toán sử dụng mặt cắt ngang hữu hiệu, được định nghĩa là lõi bê tông bên trong tâm của cốt thép xoắn cộng với mặt cắt ngang bê tông tương đương của cốt thép dọc dựa trên tỷ số mô đun đàn hồi của thép và bê tông (modular ratio). Đối với độ lệch tâm nhỏ hơn  $0,25D_k$ , cường độ chịu nén thiết kế gia tăng của bê tông có thể được giả định bằng:

$$f_{cd} + 6 \cdot \frac{f_{ssd} \cdot A_{ss}}{D_k \cdot s} \cdot \left( \frac{1 - 4 \cdot e}{D_k} \right)$$

Trong đó:

$s$ : Là khoảng cách tâm cốt thép xoắn, được đo theo chiều dọc của cột

$D_k$ : Là đường kính của lõi bê tông bên trong tâm cốt thép xoắn,  $A_{ss}$

$f_{ssd}$ : Là cường độ thiết kế của cốt thép xoắn,  $A_{ss}$

$e$ : Là độ lệch tâm của tải trọng

Các biến dạng  $\varepsilon_{co}$  và  $\varepsilon_{cu}$  phải được giả định tăng cùng tỷ lệ với cường độ thiết kế.

Khả năng chịu lực không được nhỏ hơn khả năng chịu lực của mặt cắt ngang, bao gồm cả cốt thép dọc không tính đến các tác động của cốt thép xoắn và cũng không được lớn hơn 1,5 lần khả năng chịu lực.

**7.10.1.7** Khả năng chịu lực của mặt cắt ngang không có cốt thép được xác định bằng quan hệ ứng suất – biến dạng được đưa ra trong 7.9.1.14, giả định bê tông không chịu kéo.

Độ lệch tâm không được lớn hơn để gây ra một miền chịu nén ít nhất bằng một nửa chiều cao mặt cắt ngang.

**7.10.1.8** Cường độ chịu kéo đối với bê tông cốt sợi chứa tối thiểu một phần trăm theo thể tích sợi thép có thể được tính như  $k_w f_{td}$ . Đối với thiết kế tiết diện ngang chịu lực kéo dọc, hệ số  $k_w$  phải được lấy bằng 1,0; khi thiết kế mô men uốn hoặc mô men uốn kết hợp với lực nén dọc trục, hệ số  $k_w$  phải được lấy bằng  $1,5 - h/h_1$ .

$h$  là Chiều cao tiết diện ngang, và  $h_1 = 1,0$  m.

## 7.11 Kết cấu mảnh

### 7.11.1 Quy định chung

**7.11.1.1** Đối với kết cấu không ổn định, một phương pháp phân tích đơn giản sẽ được xem xét chấp nhận nếu được ghi chép đầy đủ các ảnh hưởng của tải trọng thiết kế không vượt quá độ bền tính toán tương ứng cho sự mất ổn định của kết cấu đối với biến dạng liên quan. Các phân tích phi tuyến chung được nêu trong TCVN 6170-6.

Các kết cấu mảnh chịu nén theo chiều dọc hoặc mô men uốn kết hợp với lực nén dọc trục phải được đo đạc các ảnh hưởng tác động và ảnh hưởng của chuyển vị của kết cấu (lý thuyết bậc 2). Ảnh hưởng của từ biến bê tông phải được đưa vào tính toán nếu có ảnh hưởng bất lợi lên khả năng chịu lực.

**7.11.1.2** Chuyển vị do các tác động ngắn hạn phải được tính toán phù hợp với đường cong ứng suất – biến dạng được cho trong 7.9.1.

**7.11.1.3** Ảnh hưởng của từ biến phải được tính toán phù hợp với lịch sử hoạt động của kết cấu và các tác động đặc trưng, xem TCVN 6170-6.

**7.11.1.4** Kết cấu phải được giả định là mảnh nếu phù hợp với 7.11.1.10 tới 7.11.1.12, ảnh hưởng của chuyển vị không được bỏ qua.

Nếu các ảnh hưởng bậc hai là đáng kể, các ảnh hưởng đó phải được xem xét. Thiết kế các kết cấu liên kết phải được vào tính toán các ảnh hưởng bậc hai có thể truyền qua các mối nối.

**7.11.1.5** Các kết cấu được ghép nối với các kết cấu mảnh chịu nén phải được thiết kế để lực và mô men uốn phù hợp với độ ngàm giả định và các mô men bổ sung gây ra do sự chuyển vị trong các kết nối kết cấu.

Độ cứng giả định cho các kết cấu đặc biệt phải phù hợp với các ảnh hưởng tác động thiết kế và trạng thái biến dạng tương ứng.

Cốt thép tối thiểu phải bằng với giả thuyết khi tính toán chuyển vị phải được đưa vào kết cấu



## TCVN 6170-10 : 2019

**7.11.1.6** Lực nén trong kết cấu mảnh chịu nén phải được giả định có độ lệch tâm không chủ định được tính theo dung sai quy định cho độ cong và độ nghiêng của từng kết cấu.

**7.11.1.7** Độ lệch tâm không được nhỏ hơn đường kính mặt cắt lớn nhất là 20 mm, hoặc 1/30 kích thước mặt cắt ngang theo hướng lệch tâm, nếu các điều kiện đặc biệt không đưa ra cơ sở cho các giá trị khác. Chiều dài mất ổn định  $l_c$  là chiều dài của một đầu nối với giằng có cùng lực uốn lý thuyết (lực Euler) và hướng của chuyển vị của kết cấu đang xét tới.

**7.11.1.8** Độ lệch tâm không định trước phải được giả định hoạt động dọc theo trục chính của mặt cắt ngang có ảnh hưởng bất lợi nhất, đồng thời xem xét ảnh hưởng của các mô men uốn bậc 1 và 2.

**7.11.1.9** Độ mảnh hình học không được vượt quá  $80\sqrt{1+4\omega_i}$

Trong đó:

$$\omega = \sum \frac{f_{sd} \cdot A_s}{f_{cd} \cdot A_c}$$

$A_s$ : Diện tích cốt thép

$A_c$ : Diện tích mặt cắt ngang của bê tông không bị nứt

Độ mảnh phụ thuộc vào lực của kết cấu phải được tính toán từ công thức sau:

$$\lambda_n = \lambda \sqrt{\frac{-n_f}{1+4\omega_i}}$$

Trong đó:

$$\lambda = l_e / i, i = \sqrt{I_c / A_c}$$

$$n_f = \frac{N_f}{f_{cd} \cdot A_c}$$

$$\omega_i = (\sum f_{sd} A_s) / (f_{cd} A_c)$$

$I_c$ : Là mô men quán tính của  $A_c$

$N_f$ : Lực dọc thiết kế

$l_e$ : Chiều dài hữu hiệu, chiều dài mất ổn định hình học

Diện tích cốt thép  $A_s$  được đưa ra với giá trị đầy đủ đối với mặt cắt chữ nhật có cốt thép ở góc, hoặc với cốt thép được phân phối dọc theo mặt vuông góc với hướng của chuyển vị. Đối với các



dạng tiết diện khác hoặc vị trí đặt cốt thép khác, diện tích cốt thép có thể được tính là 2/3 tổng diện tích cốt thép nếu không sử dụng các giá trị chính xác hơn.

**7.11.1.10** Độ mảnh phụ thuộc vào lực theo hướng có sức kháng nhỏ nhất chống lại mất ổn định phải không được lớn hơn 45.

**7.11.1.11** Ảnh hưởng của các chuyển vị có thể được bỏ qua nếu độ mảnh phụ thuộc lực dựa trên các tác động thiết kế nhỏ hơn 10.

**7.11.1.12** Đối với kết cấu có thanh đầu giằng, không chịu lực bên, giới hạn này có thể được tăng thành:

$$\lambda_N = 18 - 8 |M_{OA}| / |M_{OB}|$$

Trong đó:

$|M_{OA}|$ : Mô men ngàm số học nhỏ nhất được tính theo lý thuyết bậc 1

$|M_{OB}|$ : Mô men ngàm số học lớn nhất được tính theo lý thuyết bậc 1

Nếu kết cấu được thiết kế theo toàn bộ chiều dài đối với mô men ngàm số học lớn nhất được tính toán không tính đến các chuyển vị (lý thuyết bậc 1).

Tỷ số  $M_{OA} / M_{OB}$  là tỷ số giữa mô men ngàm số học nhỏ nhất và lớn nhất được tính toán không tính đến các chuyển vị (lý thuyết bậc 1). Tỷ số này phải được nhập với giá trị dương khi mô men ngàm gây ra lực kéo trên cùng một mặt của cấu kiện (đường cong đơn) và giá trị âm với trường hợp ngược lại (đường cong kép).

Nếu mô men ngàm lớn nhất nhỏ hơn kết quả tính toán theo độ lệch tâm nhỏ nhất phù hợp với 7.11.1.7, tỷ số phải được lấy bằng 1,0.

**7.11.1.13** Nếu độ mảnh phụ thuộc lực được tính toán với lực dọc dựa trên lực dài hạn đặc trưng cho kết cấu và mô men ngàm tương ứng không vượt quá các giá trị trong 7.11.1.9, ảnh hưởng của từ biến có thể được bỏ qua.

**7.11.1.14** Dầm và cột, do độ mảnh, có thể xảy ra các lực bổ sung đáng kể do chuyển vị xoắn của kết cấu (uốn cạnh hoặc xoắn) phải được thiết kế phù hợp.

**7.11.1.15** Khi thiết kế các kết cấu vách và tường móng, phải xem xét tới các chuyển vị cục bộ ảnh hưởng tới các ảnh hưởng tác động thiết kế. Việc tính toán phải dựa trên các phương pháp và nguyên lý được chấp nhận trong 7.11.1.1 tới 7.11.1.10 nếu áp dụng.

**7.11.1.16** Nếu các bộ phận quan trọng của kết cấu chịu kéo do uốn hoặc kéo dọc trục và sự phân bố lại của lực do nứt, các phân tích phi tuyến chi tiết của bê tông cốt thép có thể được yêu cầu.

## 7.12 Lực cắt trong dầm và bản

### 7.12.1 Cơ sở

**7.12.1.1** Các quy định trong phần này áp dụng cho dầm, bản và các kết cấu có tỷ số giữa chiều dài nhịp và chiều cao tối thiểu bằng 3,0 đối với các gối đỡ hai bên và tối thiểu 1,5 đối với công xôn. Các kết cấu có tỷ số nhỏ hơn giữa chiều dài và chiều cao phải được thiết kế phù hợp với 7.15.

**7.12.1.2** Khả năng chịu lực đối với các hư hỏng do kéo ( $V_{cd} + V_{sd}$ ) và hư hỏng do nén  $V_{ccd}$  phải được kiểm tra. Việc tính toán có thể được thực hiện phù hợp với các nguyên lý đơn giản trong 7.12.2, nguyên lý mô hình khung (truss model method) trong 7.12.3 hoặc nguyên lý chung được cho trong 7.14.

**7.12.1.3** Trong trường hợp các sườn (haunch) hoặc cốt thép ứng lực trước bị nghiêng so với trục dọc của kết cấu, thành phần các lực vuông góc với trục dọc phải được thêm vào các lực cắt tính toán từ các tác động. Nếu lực hoặc các phản ứng được áp dụng cho các cấu kiện kết cấu theo cách mà các lực kéo được đặt theo hướng của lực, các lực này sẽ được truyền bởi cốt thép.

**7.12.1.4** Trong các khu vực đỡ, hệ thống ứng suất phải được chọn phù hợp với TCVN 6170-6 : 2018.

Khả năng chịu hư hỏng do kéo đối với lực trực tiếp áp dụng cho khoảng cách  $a \leq 2d$  từ mặt gối đỡ có thể được kiểm tra bằng cách chứng minh tiết diện ngang có đủ khả năng chịu lực cho một phần của tải trọng tương ứng với tải nhân với hệ số  $a/2d$  khi xác định lực cắt.

Trong đó:

$a$  : khoảng cách từ bề mặt của gối đỡ

$d$  : khoảng cách từ tâm của cốt thép chịu kéo tới góc ngoài của vùng chịu nén

Đối với các tải trọng phân bố đều, giá trị của lực cắt tại khoảng cách  $d$  từ bề mặt gối tựa có thể được sử dụng để kiểm tra khả năng chịu kéo trong các mặt cắt ngang gần với gối tựa.

Khả năng chịu hư hỏng do nén phải được kiểm tra tại bề mặt của gối đỡ cho toàn bộ lực cắt.

**7.12.1.5** Cốt thép chịu cắt phải được tính toán khả năng chịu lực nếu cốt thép được trang bị tối thiểu trong 7.23.9.6 và bao gồm các cốt thép đai hoặc các cốt thép uốn. Trong dầm tối thiểu một nửa khả năng chịu lực cắt phải đủ bởi cốt đai.

Khoảng cách giữa cốt đai được đo dọc theo trục dọc phải không được lớn hơn  $0,6 \cdot h'(1 + \cot \alpha) \leq h'$  và không lớn hơn 500 mm, xem 7.23.9.6. Chỉ cốt thép chịu cắt của các góc giữa 45 và 90 độ theo trục dọc phải được tính toán. Cốt thép chịu cắt phải được nghiêng về cùng một phía của mặt cắt ngang như các ứng suất kéo chủ yếu. Khoảng cách giữa các cốt đai phải

không vượt quá  $0,4 \cdot h'(1 + \cot \alpha)$  hoặc  $0,7 \cdot h'$  nếu lực cắt lớn hơn  $2 \cdot f_{td} \cdot b_w \cdot d$  hoặc nếu kết hợp với lực cắt thì có lực dọc trục đáng kể hoặc tác động có ảnh hưởng mỗi. Vuông góc với hướng của nhịp kết cấu, khoảng cách phải không được vượt quá chiều cao dầm hoặc lớn hơn 600 mm.

Trong đó:

$\alpha$  : góc giữa cốt thép chịu cắt và trục dọc.

$h'$  : khoảng cách giữa tâm cốt thép theo mặt chịu kéo và chịu nén của cấu kiện.

**7.12.1.6** Đối với bản, khả năng chịu lực theo mọi hướng phải tối thiểu bằng lực cắt thiết kế đối với hướng đó. Nếu khả năng chịu lực không đủ do không có cốt thép chịu cắt, diện tích của cốt thép chịu cắt phải được cung cấp theo phương có yêu cầu lớn nhất.

Nếu tác động được truyền sang phần gối đỡ chủ yếu theo một phương thì phải kiểm tra khả năng chịu lực cắt cho phương này.

Nếu tấm không chịu các lực màng (membrane force) bên trong mặt phẳng tấm mỏng, tấm có thể được thiết kế đối với lực cắt cơ bản tại vị trí xem xét.

**7.12.1.7** Cánh dầm chịu lực cắt có thể được thiết kế phù hợp với các quy định cho các ảnh hưởng tác động kết hợp nêu trong 7.14 hoặc 7.15.

**7.12.1.8** Các thanh FRP được sử dụng làm cốt chịu cắt phải được đặt vuông góc với trục dọc cấu kiện. Góc  $\alpha$  giữa cốt thép chịu cắt và trục dọc trong 7.12.1.5 phải được lấy bằng 90 độ.

**7.12.1.9** Cốt FRP có thể được sử dụng như cốt chịu cắt trong các kết cấu bê tông cốt thép. Biến dạng tối đa phải được sử dụng trong tính toán cường độ chịu cắt khi sử dụng phương pháp đơn giản nêu trong 7.12.2.

Lưu ý: Giá trị khuyến nghị đối với biến dạng tối đa được sử dụng trong tính toán độ bền chịu cắt là 4‰.

**7.12.1.10** Khi thiết kế kết cấu với cốt chịu cắt FRP, các quy định trong 7.12.2 và 7.12.3 phải áp dụng.  $A_s$  và  $A_{sv}$  phải được thay bằng  $A_F$  và  $A_{Fv}$  trong công thức thiết kế.

**7.12.1.11** Khi sử dụng phương pháp mô hình khung theo 7.12.3, ứng suất tối đa  $f_{Fb}$  trong cốt thép chịu cắt đúc sẵn là :

$$f_{Fb} = \eta_b \cdot f_{Fd}$$

Trong đó:

$f_{Fb}$  : Cường độ chịu kéo thiết kế của thanh uốn FRP.

$\eta_b$  : Hệ số chuyển đổi xác định thực nghiệm cho điểm uốn (bend).

## TCVN 6170-10 : 2019

$f_{Fd}$ : Cường độ chịu kéo của cốt FRP thẳng khi tổ hợp tải trọng phù hợp được định nghĩa trong TCVN 6170-6.

### 7.12.2 Phương pháp đơn giản

**7.12.2.1** Đối với kết cấu không có cốt thép chịu cắt, khả năng chịu lực cắt do hư hỏng kéo có thể được lấy như  $V_{cd}$ . Khả năng chịu lực cắt mà không có lực dọc có thể được tính như sau:

$$V_{cd} = V_{co} = 0,3 \left( f_{td} + \frac{k_A A_s}{\gamma_c b_w d} \right) b_w d k_v \leq 0,6 f_{td} b_w d k_v$$

Trong đó:

$A_s$ : Diện tích mặt cắt ngang của cốt thép được neo trên mặt chịu kéo (mm<sup>2</sup>)

$b_w$ : Chiều rộng dầm (mm)

$d$ : Khoảng cách từ tâm cốt thép chịu kéo đến cạnh chịu nén (mm)

$d_1$ : 1000 mm

$k_A$ : 100 Mpa

$k_v$ : Đối với tấm và dầm không cốt thép chịu cắt, hệ số được lấy bằng  $1,5 - d/d_1$ , nhưng không lớn hơn 1,4 và không nhỏ hơn 1,0

**7.12.2.2** Khả năng chịu lực kéo đối với lực cắt kết hợp với lực nén dọc trục có thể được tính như sau:

$$V_{cd} = V_{co} + 0,8 \cdot M_o \cdot \left| \frac{V_f}{M_f} \right| \leq \left( f_{td} \cdot k_v - \frac{0,25 \cdot N_f}{A_c} \right) \cdot b_w \cdot z_1$$

Trong đó:

$$M_o = -N_f \cdot W_c / A_c$$

$N_f$ : Lực dọc thiết kế, dương nếu chịu kéo

$V_f$ : Lực cắt thiết kế đối với tiết diện ngang dưới điều kiện xem xét

$M_f$ : Tổng mô men uốn trong mặt cắt kết hợp với lực cắt  $V_f$

$N_f / A_c$ : Không được lấy với giá trị số học lớn hơn  $0,4 f_{cd}$

$W_c$ : Mô đun kháng uốn (sectional modulus) của mặt cắt bê tông đối với cốt sợi có độ kéo cực đại hoặc sợi có độ nén tối thiểu

$I_c$ : Mô men quán tính cho mặt cắt bê tông không nứt

$S_c$ : Mô men diện tích về tâm trục của mặt cắt ngang đối với một phần của mặt cắt bê tông

$z_1$ : Lớn hơn  $0,7d$  và  $I_c / S_c$

$b_w$  : Chiều rộng dầm

**7.12.2.3** Khả năng chịu cắt với lực kéo trục trùng nhau có thể được lấy lớn nhất là:

$$V_{cd} = V_{co} \left( 1_v - \frac{N_f}{1,5 \cdot f_{td} \cdot A_c} \right) \geq 0$$

và

$$V_{cd} = V_{co} \left( 1 - \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{sy}} \right)$$

Trong đó:

$\varepsilon_s$  : là biến dạng trong cốt thép dọc chịu ứng suất lớn nhất được tính toán trên cơ sở các tác động tải trọng đồng thời, trong đó bao gồm ảnh hưởng của liên kết.

Khi tính toán  $V_{cd}$ , không có phần cốt thép theo chiều dọc trong phần được xem xét có độ biến dạng thiết kế lớn hơn  $\varepsilon_{sy}$ .

**7.12.2.4** Khả năng chịu lực đối với các cấu kiện có cốt ngang (cốt thép chịu cắt) được phân bố theo chiều dọc, có thể được giả định bằng sức kháng  $V_{cd}$  cộng thêm  $V_{sd}$  từ cốt thép ngang. Khi tính  $V_{cd}$ ,  $k_v$  sẽ được lấy bằng 1,0 đối với các kết cấu cốt thép.

**7.12.2.5** Khả năng chịu lực  $V_{sd}$  phải được xác định bởi thành phần lực theo phương của lực cắt trên cốt thép ngang qua vết nứt nghiêng 45 độ so với trục dọc của cấu kiện trong giới hạn chiều cao  $z$  từ cốt thép chịu kéo:

$$V_{sd} = \sum (f_{sd} \cdot A_{sv} \cdot \sin \alpha)$$

Đối với cốt thép ngang bao gồm các thành phần có khoảng cách  $s$  được đo dọc theo trục dọc, công thức sẽ trở thành:

$$V_{sd} = \left( \frac{f_{sd} \cdot A_{sv} \cdot z}{s} \right) (1 + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha$$

$z$  có thể lấy bằng  $0,9d$  nếu mặt cắt ngang nằm trong vùng chịu nén. Nếu toàn bộ mặt cắt ngang có biến dạng kéo,  $z$  phải được lấy bằng khoảng cách  $h'$  giữa các nhóm cốt thép dọc sử dụng (trọng tâm) ở mặt trên và mặt dưới so với mặt phẳng uốn.

**7.12.2.6** Khả năng chịu hư hỏng do nén là:

$$V_{ccd} = 0,30 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z (1 + \cot \alpha) < 0,45 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot z$$

**7.12.2.7** Khi áp dụng 7.12.1.10 cho kết cấu bê tông cốt có cốt FRP là cốt chịu kéo theo chiều dọc, cần phải có sự điều chỉnh  $k_v$  và  $k_A$  do các mô đun đàn hồi khác nhau của cốt FRP so với cốt thép, điều này ảnh hưởng đến chiều rộng vết nứt và (aggregate interlock) khi tính toán sự chịu lực của bê tông,  $V_{co} \cdot k_A$  phải được lấy bằng:

$k_A = 100 \cdot E_F / E_{sk}$  trong đó  $k_A$  có đơn vị MPa

$k_v$  phải được xác định thông qua phương pháp thử

**7.12.2.8** Đối với kết cấu bê tông có cốt FRP là cốt chịu cắt, cường độ chịu cắt của mặt cắt bê tông phải được lấy thấp hơn:

- $V_{sd}$  được tính toán sử dụng  $f_{Fb} = \eta_b \cdot f_{Fd}$ . Hệ số vật liệu phải tương ứng với thời gian chịu tải
- $V_{co} + V_{sd}$ , trong đó  $V_{sd}$  được tính toán sử dụng  $f_F$  là biến dạng tối đa. Hệ số vật liệu cho độ cứng phải được sử dụng để xác định  $f_F$ .

Lưu ý: Giá trị khuyến nghị cho biến dạng tối đa là 4‰

- Đối với mặt cắt bê tông không có cốt thép chịu cắt (bản, tương), khả năng chịu cắt phải được lấy như  $V_{co}$ .

### 7.12.3 Phương pháp mô hình khung (Truss model method)

**7.12.3.1** Khả năng chịu lực đối với riêng lực cắt hoặc trong kết hợp với các ảnh hưởng tác động khác có thể được tính toán dựa trên một mô hình khung giả định, với bê tông chịu nén tại một góc  $\theta$  với trục dọc của dầm. Cốt thép chịu cắt hoạt động như những thanh giằng chịu kéo, và miền chịu kéo và nén như các biên trong khung giả định. Một phần khả năng chịu lực  $V_{cd}$  theo 7.12.2 sẽ không được đưa vào.

**7.12.3.2** Đối với kết cấu chịu lực cắt, góc  $\theta$  phải được chọn giữa 25 độ và 60 độ.

**7.12.3.3** Đối với kết cấu chịu lực cắt và lực nén dọc trục, góc  $\theta$  có thể được chọn nhỏ hơn 25 độ, nhưng không được nhỏ hơn tương ứng với hướng lực nén cơ sở được tính toán cho bê tông không nứt

**7.12.3.4** Đối với kết cấu chịu lực cắt kết hợp không có lực kéo dọc đáng kể, góc  $\theta$  có thể được lấy thông thường  $\theta = 45^\circ$

**7.12.3.5** Khả năng chịu cắt do hư hỏng nén phải được tính toán từ thành phần lực theo hướng của lực cắt từ cốt thép ngang  $A_{sv}$  qua một vết nứt giả định ở một góc  $\theta$  tới trục dọc đối với các cấu kiện kết cấu trong giới hạn chiều cao  $z$  từ cốt thép chịu kéo:

$$V_{sd} = \sum f_{sd} \cdot A_{sv} \cdot \sin \alpha$$

Trong đó:

$\alpha$ : Góc giữa cốt thép ngang và trục dọc

$\theta$ : Góc giữa các thanh chống bê tông chịu nén nghiêng và trục dọc

**7.12.3.6** Đối với cốt thép ngang bao gồm các chi tiết có khoảng cách  $s$  được đo dọc theo trục dọc, khả năng chịu cắt sẽ bằng:

$$V_{sd} = \left( \frac{f_{sd} \cdot A_{sv} \cdot z}{s} \right) (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha$$

**7.12.3.7** Cốt thép chịu cắt đối với trường hợp tải trọng bất lợi nhất có thể được thiết kế cho lực cắt nhỏ nhất với một chiều dài  $z \cdot \cot \theta$ , tương ứng với hình chiếu của vết nứt nghiêng, được đo dọc theo trục dọc.

**7.12.3.8** Khả năng chịu hư hỏng do nén phải được lấy bằng:

$$V_{ccd} = f_{c2d} \cdot b_w \cdot z \frac{(\cot \theta + \cot \alpha)}{1 + \cot^2 \theta}$$

Cường độ chịu nén thiết kế  $f_{c2d}$  trong vùng chịu nén phải được xác định cho trạng thái biến dạng tính toán phù hợp theo TCVN 6170-6. Khi góc  $\theta$  được giả định giữa 30 và 60 độ, cường độ chịu nén thiết kế có thể được giả định là:

$$f_{c2d} = 0,6 f_{cd}$$

**7.12.3.9** Đối với kết cấu bê tông cốt thép có cốt FRP là cốt thép chịu cắt,  $f_{sd}$  trong 7.12.3.5 và 7.12.3.6 phải được lấy phù hợp với công thức cường độ cho cốt chịu cắt FRP uốn phù hợp với 7.12.1.10.

**7.12.4** Lực bổ sung trong cốt thép dọc từ lực cắt

**7.12.4.1** Khi tính toán phù hợp với phương pháp đơn giản, cốt thép dọc phải được thiết kế cho một tải trọng kéo bổ sung,  $F_{sv}$  do lực cắt:

$F_{sv} = V_f$  trong kết cấu không có cốt thép chịu cắt

$F_{sv} = V_f - 0,5 \cdot V_{sd} \cdot (1 + \cot \alpha) \geq 0$  trong kết cấu có cốt thép chịu cắt

Trong đó:

$V_f$  là lực cắt thiết kế áp dụng

$V_{sd}$  là lực cắt của cốt thép chịu cắt (xem 7.12.3.6)

Lực  $F_{sv}$  phải được giả định tác động lên cả hai thanh nhánh nếu nó bất lợi, ví dụ các khu vực gần các điểm có mô men triệt tiêu.



7.12.4.2 Khi tính toán phù hợp với phương pháp mô hình khung, một lực kéo  $F_{sv}$  phải được giả định trên cả hai mặt của tiết diện ngang:

$$F_{sv} = 0,5 \cdot V_f \cdot (\cot \theta - \cot \alpha) \geq 0$$

7.12.4.3 Lực tối đa trong cốt thép dọc trên mặt chịu kéo phải không được lấy lớn hơn giá trị tương ứng với mô men lớn nhất khi kết hợp với lực dọc trục trên cùng phần của đường cong mô men trên mặt đang xét.

7.12.5 Bản chịu tải trọng tập trung

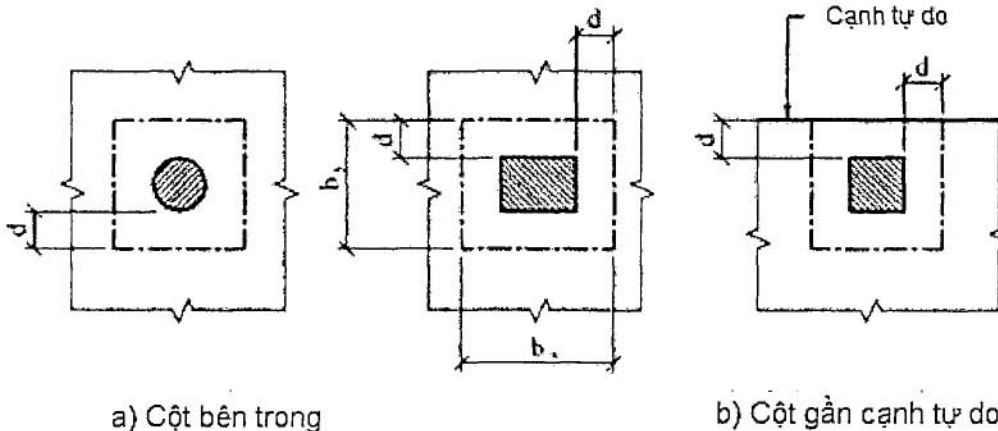
7.12.5.1 Thiết kế bản chịu các tải trọng tập trung do lực nén vuông góc với tâm phẳng của bản, ví dụ phản ứng của cột hoặc bánh xe, có thể được thực hiện phù hợp theo mục này. Mục này không áp dụng cho các trường hợp tải trọng tập trung gây ra lực kéo vuông góc với tâm của bản. Trong trường hợp này, một tính toán chi tiết truyền lực kéo phải được thực hiện.

7.12.5.2 Tính toán có thể được dựa trên một diện tích chịu tải chữ nhật với diện tích và tỷ số bằng nhau giữa các kích thước theo hai phương diện tích chịu tải thực tế.

7.12.5.3 Khả năng chịu hư hỏng do kéo đối với một tải trọng tập trung trong phần bên trong của bản phải được xác định dựa trên một giả định mặt cắt chữ nhật khổng chế với các biên tại một khoảng cách  $1,0 \cdot d$  từ diện tích chịu tải.

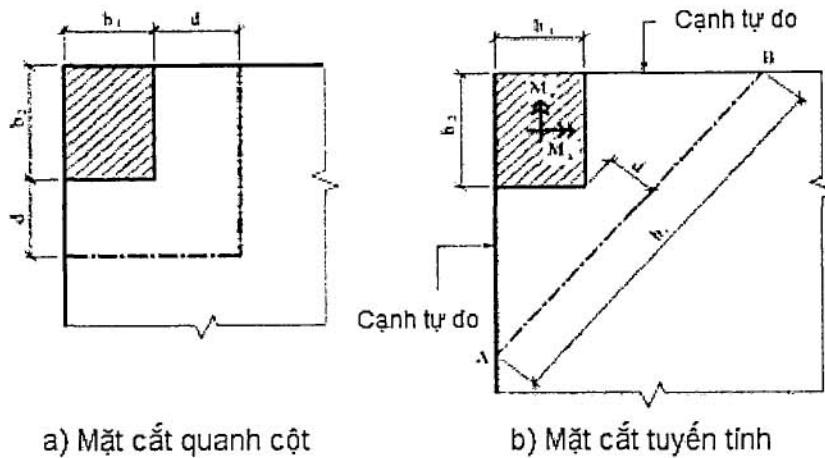
Mặt cắt khổng chế phải được chọn theo một trong các cách sau:

- Một khu vực gồm diện tích chịu tải phải được tách biệt bởi mặt cách khổng chế từ phần còn lại của bản
- Mặt cắt khổng chế không có vị trí gần hơn khu vực chịu tải  $1,0 \cdot d$
- Chu vi của mặt cắt khổng chế phải được tối thiểu, nhưng các góc thẳng có thể được giả định, ví dụ các góc không được bo tròn, xem Hình 7.



Hình 7. Mặt cắt ngang khi kiểm tra thiết kế khả năng chịu lực cắt của tải tập trung trên bản mỏng





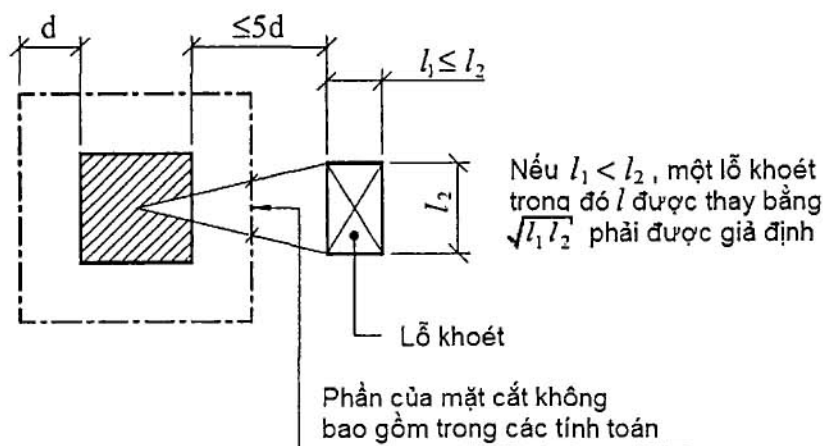
Hình 8. Mặt cắt ngang khi kiểm tra thiết kế bản mỏng có cột góc

7.12.5.4 Đối với tải di động tập trung gần các gối đỡ, vị trí tác động chi phối sẽ là khoảng cách từ biên của diện tích chịu tải tới mặt của gối đỡ bằng  $2.d$

7.12.5.5 Khi một tải trọng tập trung được áp dụng cho vùng lân cận của một cạnh tự do, bổ sung thêm theo 7.12.5.2, một mặt cắt khống chế phải được giả định kéo dài tới cạnh tự do và vuông góc với nó, xem Hình 7.

7.12.5.6 Các quy định tương tự áp dụng cho các góc của bản, xem Hình 8a. Trong trường hợp này, khả năng chịu tải cũng phải được kiểm tra đối với mặt cắt tại khoảng cách đo từ góc trong của tải trọng. Mặt cắt phải được giả định theo hướng bất lợi nhất và theo cách mà nó chia góc và tác động từ phần còn lại của bản, xem Hình 8b.

7.12.5.7 Nếu khoảng cách giữa đường viền của một lỗ khoét trong bản và đường viền của diện tích chịu tải hoặc cột ít hơn hoặc bằng  $5d$ , phần của mặt cắt khống chế có vị trí giữa hai đường tiếp tuyến với đường viền của lỗ khoét, bắt đầu từ trọng tâm của diện tích chịu tải, phải được loại bỏ khi tính toán khả năng chịu cắt, xem Hình 9.



Hình 9. Khả năng chịu lực gần lỗ khoét trong bản

**7.12.5.8** Việc phân bố lực cắt dọc các mặt cắt nguy hiểm có thể được tính toán phù hợp với lý thuyết cho các bản mỏng.

**7.12.5.9** Trong phương pháp đơn giản, phân bố tuyến tính của lực cắt dọc theo từng mặt của mặt cắt không chế thường được giả định. Một phần của mô men lệch tâm do mô men từ một cột đỡ, mặt cắt bị lệch tâm có tải trọng tại cạnh tự do phải được giả định được cân bằng bởi một thay đổi tuyến tính của lực cắt trong mặt cắt nguy hiểm.

**7.12.5.10** Đối với mặt cắt chữ nhật, phần này của mô men có thể được lấy bằng:

$$\frac{M_f}{\left(1 + \frac{b_y}{b_x}\right)}$$

$b_y$  : Là chiều dài của mặt cắt nguy hiểm song song với trục mô men và  $b_x$  là mặt vuông góc với nó. Đối với các tiết diện không chế khác, phần mô men được xác định như đối với một mặt cắt chữ nhật có diện tích và tỷ số mặt bằng nhau.

**7.12.5.11** Phần mô men đưa vào phải được giả định không được đưa vào do thay đổi lực cắt, phải được truyền bởi mô men uốn hoặc mô men xoắn dọc theo mặt cắt không chế.

**7.12.5.12** Khả năng chịu lực  $V_{cd}$  trên đơn vị chiều rộng của mặt cắt không chế tại hư hỏng kéo do cắt đối với một bản không có cốt thép chịu cắt phải được xác định phù hợp với 7.12.1.1.

Chiều cao  $d$  phải được lấy bằng  $d = (d_x + d_y) / 2$ , trong đó  $x$  và  $y$  là hướng của cốt thép. Đối với tỷ lệ cốt thép,  $\rho_x = A_{sx} / (b \cdot d)$  và  $\rho_y = A_{sy} / (b \cdot d)$ , giá trị trung bình hình học của hai hướng của cốt thép chịu kéo phải được đưa vào.  $A_{sx}$  và  $A_{sy}$  Là lượng cốt thép theo phương  $x$  và  $y$ .

$$\rho = \sqrt{\rho_x \rho_y}$$

Tỷ lệ cốt thép phải được xác định là giá trị trung bình trên một chiều rộng  $2 \cdot d$  cho từng mặt của diện tích chịu tải. Khả năng chịu tải phải được giảm phù hợp với các quy định trong 7.12.2.3, nếu bản chịu lực kéo dọc

Khả năng chịu lực phải được kiểm tra cho các điều kiện tải trọng còn lại, bao gồm lực cắt trong mặt cắt của bản mỏng bên ngoài mặt cắt không chế, phù hợp với 7.12.2.

**7.12.5.13** Nếu khả năng chịu cắt của bản không chứa cốt thép chịu cắt được tính toán phù hợp với 7.12.5.1 tới 7.12.5.12 nhỏ hơn ảnh hưởng tác động được tính toán, cốt thép chịu cắt phải được trang bị trong các khu vực mà khả năng chịu cắt là không đủ.

**7.12.5.14** Khả năng chịu tải đối với hư hỏng cắt kéo (tensile shear failure) trên đơn vị chiều rộng của mặt cắt không chế của bản có cốt thép chịu cắt phải được lấy bằng tổng khả năng chịu lực,  $V_{cd}$  được tính toán sử dụng  $k = 1,0$ , cộng với khả năng chịu lực từ cốt thép chịu cắt:

$$V_{sd} = \sum f_{sd} A_{sv} \sin \alpha$$

$V_{sd}$  phải được lấy tối thiểu bằng  $0,75V_{cd}$

**7.12.5.15** Cốt thép chịu cắt yêu cầu được tính toán từ mặt cắt không chế phải được phân bố dọc theo tối thiểu hai hàng với khoảng cách từ  $0,5d$  tới  $1,0d$

**7.12.5.16** Bên ngoài mặt cắt từ  $1,0d$  từ bề mặt, cốt thép chịu cắt yêu cầu phải được tính cho các tiết diện phẳng như trong 7.12.2.4 và 7.12.2.5 và được phân bố như trong 7.12.1.5. Khoảng cách giữa các chi tiết cốt thép theo phương vuông góc với mặt không chế có thể được lấy tới  $0,75d$  theo hướng của nhịp.

**7.12.5.17** Cốt thép chịu cắt trong vùng chịu tác động tập trung có thể bao gồm cốt đai, kết hợp với các thanh uốn. Các loại cốt thép khác có thể được thêm vào nếu kết cấu được xác minh bằng các tài liệu có sẵn.

**7.12.5.18** Hư hỏng do nén gây ra bởi lực cắt phải được xem xét theo 7.12.2.6 đối với các tiết diện tại bề mặt diện tích chịu tải.

**7.12.5.19** Đối với các cấu kiện bê tông có các cốt FRP là cốt dọc chịu kéo, quy định trong 7.12.5.12 và 7.12.5.14 phải được bổ sung các yêu cầu trong 7.12.2.7 và 7.12.2.8 để dự đoán cường độ chịu cắt  $V_{cd}$

## 7.13 Mô men xoắn trong dầm

### 7.13.1 Quy định chung

**7.13.1.1** Khả năng chịu mô men xoắn phải được kiểm tra theo hư hỏng kéo và nén

Nếu tải trọng truyền trong trạng thái giới hạn cực đại không phụ thuộc vào khả năng chịu xoắn, thiết kế có thể được thực hiện mà không cần xem xét các mô men xoắn.

**7.13.1.2** Khả năng chịu xoắn của mặt cắt ngang phải được tính toán dựa trên một mặt cắt rỗng giả định với một đường biên ngoài trùng với chu vi thực tế của mặt cắt. Chiều dày của mặt cắt hữu hiệu phải được xác định như chiều dày yêu cầu sử dụng một ứng suất bê tông chịu nén thiết kế được giới hạn tới  $f_{c2d}$ , trong đó  $f_{c2d}$  bằng cường độ chịu nén thiết kế giảm yếu dưới ứng suất kéo theo hai trục. Tuy nhiên, đối với trường hợp chịu xoắn thuần túy, chiều dày giả định phải được giới hạn bằng  $0,2$  nhân với đường kính của đường tròn lớn nhất có thể vẽ được trong mặt cắt, và lớn nhất bằng chiều dày thực tế đối với mặt cắt rỗng thực tế. Bê tông bên ngoài cốt đai phải không được bao gồm trong thiết kế nếu khoảng cách từ đường tâm của cốt đai tới mặt bê tông vượt quá một nửa chiều dày giả định, hoặc nếu tổng ứng suất chịu nén nghiêng, từ mô men

## TCVN 6170-10 : 2019

xoắn và lực cắt vượt quá  $0,4f_{cd}$ . Bê tông bên ngoài cốt đai thường phải được loại bỏ nếu bề mặt bê tông là gồ ghề.

**7.13.1.3** Các phần mặt cắt ngang điển hình có thể được thiết kế cho các lực cắt tính toán phù hợp với nguyên lý chung trong 7.14 và phù hợp với các yêu cầu theo 7.13.1.4 tới 7.13.1.7.

**7.13.1.4** Ứng suất (internal forces) phải được xác định phù hợp với các phương pháp được công nhận dựa trên các yêu cầu cân bằng dưới giả định bê tông không chịu kéo. Khi biến dạng kéo xảy ra trong bê tông, các lực phải được tính toán như đối với mô hình khung không gian tại mặt phẳng tâm của vách giả định. Trong khung này, toàn bộ lực kéo phải được chịu bởi cốt thép, trong khi bê tông chịu nén.

**7.13.1.5** Hư hỏng do chịu nén giới hạn khả năng chịu xoắn của mặt cắt ngang

Khả năng chịu hư hỏng do chịu nén đối với riêng mô men xoắn là giá trị sinh ra ứng suất bê tông chịu nén tương đương với  $f_{c2d}$  được nêu trong 7.14.1.6 và 7.14.1.7. Ứng suất chịu nén phải được tính cho mặt cắt rỗng giả định ở trạng thái cân bằng giống như ứng suất được sử dụng để thiết kế cột thép chịu xoắn.

Đối với mô men xoắn khi kết hợp lực dọc hoặc lực cắt, khả năng chịu hư hỏng nén phải được xác định bằng việc lấy ứng suất bê tông chịu nén lớn nhất trong mặt cắt ngang hữu hiệu  $f_{c2d}$

**7.13.1.6** Khả năng chịu hư hỏng do chịu kéo phải được xác định bằng các lực chịu kéo tối đa mà cốt thép chịu xoắn có thể chịu trong khung không gian giả định. Thiết kế có thể dựa trên việc xem xét lực cắt trong vách. Cần chứng minh ứng suất tương ứng trong góc có thể được truyền.

**7.13.1.7** Đối với mô men xoắn kết hợp với mô men uốn, lực dọc hoặc lực cắt, cốt thép yêu cầu có thể được tính toán là tổng cốt thép yêu cầu do mô men xoắn và do các ảnh hưởng tác động khác.

**7.13.1.8** Cốt thép chịu xoắn phải được cung cấp với cốt đai có neo phù hợp. Trong các kết cấu hoặc cấu kiện phù hợp với các quy định này phải được thiết kế chịu lực xoắn, cốt đai ở mỗi mặt sẽ có một mặt cắt ngang tối thiểu:

$$0,25A_c \frac{f_{tk}}{f_{sk}}$$

Trong đó  $A_c$  là diện tích bê tông của mặt cắt dọc được tính toán sử dụng chiều dày vách nhỏ nhất của mặt cắt rỗng, hoặc 0,2 nhân với đường kính của đường trong phù hợp với 7.13.1.2 và 7.13.1.3 đối với mặt cắt đặc. Cường độ chịu kéo phải không được nhập giá trị nhỏ hơn 2,55 Mpa.

**7.13.1.9** Nếu sự truyền tải trọng phụ thuộc hoàn toàn vào khả năng chịu xoắn, khoảng cách giữa các cốt đai phải không vượt quá 300 mm. Nếu bổ sung mô men xoắn thiết kế vượt quá một

nửa khả năng của mặt cắt được tính toán theo hư hỏng do nén, khoảng cách phải nhỏ hơn 300 mm và tại mặt cắt bê tông sử dụng hoàn toàn không vượt quá 150 mm.

**7.13.1.10** Ngoài cốt thép đai, cốt thép chịu xoắn gồm một cốt thép dọc, được phân bố gần như đều hoặc tập trung ở các góc. Khoảng cách không được vượt quá giới hạn cho các đai, và cốt thép dọc phải có diện tích mặt cắt ngang trên một đơn vị chiều dài dọc theo chu vi đai ít nhất bằng với diện tích tối thiểu trên một đơn vị chiều dài đối với các đai.

**7.13.1.11** Cốt thép dọc có thể ít hơn nếu lực nén dọc trục được cung cấp tác động đồng thời hoặc cốt đai được đặt song song gần với phương của lực kéo chính và nếu có đủ khả năng chịu lực. Tối thiểu một thanh sẽ được cung cấp ở mỗi góc của đai và có đường kính tối thiểu giống như đai.

**7.13.1.12** Cốt thép chịu xoắn, gồm cốt đai và cốt thép dọc phải được phân bố theo mặt cắt sao cho toàn bộ các mặt cắt ngang có lượng cốt thép tối thiểu cần thiết.

**7.13.1.13** Đối với các cấu kiện bê tông cốt FRP là cốt chịu xoắn, các quy định trong 7.13.1.6 và 7.13.1.7 phải được bổ sung bằng cách hạn chế độ biến dạng kéo trong cốt thép chịu xoắn.

Lưu ý: Giá trị khuyến nghị cho biến dạng tối đa được sử dụng là 4‰.

**7.13.1.14** Đối với các cấu kiện bê tông cốt FRP là cốt chịu xoắn, cốt chịu xoắn tối thiểu được cung cấp theo 7.13.1.8 phải được thay bằng  $f_{sk}$  với ứng suất chịu kéo của cốt FRP tương ứng với một biến dạng tối đa.

Lưu ý: Giá trị khuyến nghị cho biến dạng tối đa được sử dụng là 4‰. Cường độ chịu kéo tương ứng  $f_{sk} = E_F \times 4‰$

## 7.14 Nguyên lý thiết kế chung đối với kết cấu chịu lực bên trong bản móng

### 7.14.1 Quy định chung

**7.14.1.1** Thiết kế kết cấu chịu các lực tác động lên tâm mặt phẳng có thể được thực hiện bởi một nguyên lý dựa trên một mô hình nội lực giả định thỏa mãn các điều kiện cân bằng và các yêu cầu tương thích đối với vị trí cục bộ được thiết kế.

**7.14.1.2** Bê tông được giả định là truyền lực nên bởi các vùng chịu nén, và cốt thép theo hai hoặc nhiều hơn phương truyền lực kéo. Trong các điều kiện nhất định, một giả định giới hạn các lực cắt song song với vết nứt và lực kéo trong bê tông giữa các vết nứt có thể được giả định.

**7.14.1.3** Biến dạng và ứng suất phải được tính toán như giá trị trung bình trên một vùng bị nứt. Biến dạng có thể được giả định không đổi trong vùng cục bộ và qua chiều dày. Biến dạng trung bình trong cốt thép có thể được giả định bằng biến dạng trung bình song song với phương của cốt thép cho khu vực đó. Ứng suất và biến dạng chính của bê tông phải được giả định trùng phương với vùng chịu nén giả định.

**7.14.1.4** Thiết kế các vách chịu cắt, tấm và vỏ có thể dựa trên các lực tác động trong mặt phẳng. Khi kết cấu chịu mô men kết hợp với lực màng (membrane force), thiết kế có thể được thực hiện bằng việc giả định kết cấu được chia thành các lớp trong đó lấy lực tác dụng là lực màng (membrane force) được phân bố đều qua chiều dày từng lớp, và biến dạng trung bình trong các lớp thỏa mãn điều kiện biến dạng tuyến tính thay đổi qua chiều dày.

**7.14.1.5** Nguyên lý tính toán này có thể được sử dụng khi thiết kế cho lực cắt trong dầm và bản với cốt thép chịu cắt và cho mô men xoắn trong dầm.

**7.14.1.6** Cơ sở thiết kế sẽ đưa ra mối quan hệ ứng suất và biến dạng cho cốt thép và bê tông trong các vùng chịu trạng thái ứng suất phẳng trong bê tông bị nứt phải được ghi lại để đưa ra thỏa thuận giữa khả năng chịu lực tính toán và thử nghiệm. Đối với cốt thép, quan hệ giữa biến dạng trung bình và ứng suất trung bình được cho trong 7.9.3.3 có thể được giả định. Đối với cốt FRP, quan hệ biến dạng ứng suất được cho trong 7.9.4.1.

**7.14.1.7** Đối với bê tông chịu nén, quan hệ ứng suất và biến dạng được cho trong 7.9.1.14, với ứng suất giảm theo hệ số  $f_{c2d} / f_{cd}$  có thể được giả định.

Đối với bê tông trong vùng chịu nén giả định, cường độ chịu nén thiết kế giảm yếu có thể được lấy bằng

$$f_{c2d} = \frac{f_{cd}}{0,8 + 100 \cdot \varepsilon_1} \leq f_{cd}$$

Trong đó:  $\varepsilon_1$  là biến dạng kéo trung bình.

**7.14.1.8** Các ứng suất kéo trung bình giữa các vết nứt phải được xác định bởi quan hệ được ghi lại theo các thử nghiệm điển hình.

**7.14.1.9** Cần phải chứng minh các vết nứt có thể truyền cả ứng suất chịu cắt trong bê tông và ứng suất kéo trong cốt thép được bắt đầu từ các yêu cầu cân bằng.

**7.14.1.10** Nếu ứng suất kéo trong bê tông giữa các vết nứt không được xem xét  $\sigma_1 = 0$ , việc kiểm tra điều kiện ứng suất trong vết nứt có thể được bỏ qua.

**7.14.1.11** Các ứng suất trong cốt thép tại các vết nứt phải được xác định từ các điều kiện cân bằng và không được vượt quá cường độ thiết kế của cốt thép. Đối với cốt FRP, ứng suất không được vượt quá ứng suất thiết kế tương ứng với biến dạng tối đa. Cường độ thiết kế phải được tính toán xem xét tới một hệ số vật liệu liên quan tới thời gian chịu tải phù hợp với 7.9.1.8.

Lưu ý: Một giá trị khuyến nghị đối với biến dạng tối đa được sử dụng là 4‰

**7.14.1.12** Đối với kết cấu bê tông có cốt FRP là cốt ngang và dọc, quy định trong 7.14.1.6 phải được điều chỉnh theo đường cong ứng suất – biến dạng thích hợp cho FRP trong 7.9.4.1.

**7.14.2** Khả năng chịu lực màng (membrane force) trong bản mỏng



**7.14.2.1** Khả năng chịu lực màng (membrane force) trong tấm và vỏ phải được xác định theo các nguyên lý được công nhận dựa theo các xem xét cân bằng. Cường độ chịu kéo của bê tông phải được bỏ qua.

**7.14.2.2** Đối với các lực màng (membrane force), như khi phần tử bản chịu các lực trong bản mỏng (Hình 10) và cốt thép được bố trí đối xứng ở giữa chiều cao, phần tử có thể được thiết kế như dưới đây khi tối thiểu một lực màng (membrane force) chính là lực kéo. Bê tông được xem xét chịu ứng suất nén ( $\sigma_c$ ) tại một góc  $\theta$  với trục dọc x (tương ứng với dấu của  $N_{xy}$ )

Các thanh cốt thép phải được thiết kế để mang các lực  $F_x$  và  $F_y$ , trong đó:

$$F_x = N_x + |N_{xy}| \cdot \cot \theta$$

$$F_y = N_y + |N_{xy}| \cdot \tan \theta$$

$$\sigma_c = \frac{|N_{xy}|}{b \cdot \sin \theta \cdot \cos \theta}$$

(Đơn vị của F là lực/đơn vị dài) có giá trị dương đối với  $F_x$  và  $F_y$ , và chịu các ứng suất kéo dương.

Góc có thể được chọn tùy theo từng trường hợp tải trọng và mỗi phần tử bản, lưu ý tới các yêu cầu của 7.23 liên quan tới cốt thép tối thiểu.

Đối với  $N_x < -|N_{xy}| \cdot \cot \theta$ , không yêu cầu cốt thép theo phương x, do đó,  $F_y$  và  $\sigma_c$  được cho như sau:

$$F_y = N_y - \frac{N_{xy}^2}{N_x}$$

$$\sigma_c = \frac{N_x + \frac{N_{xy}^2}{N_x}}{h}$$

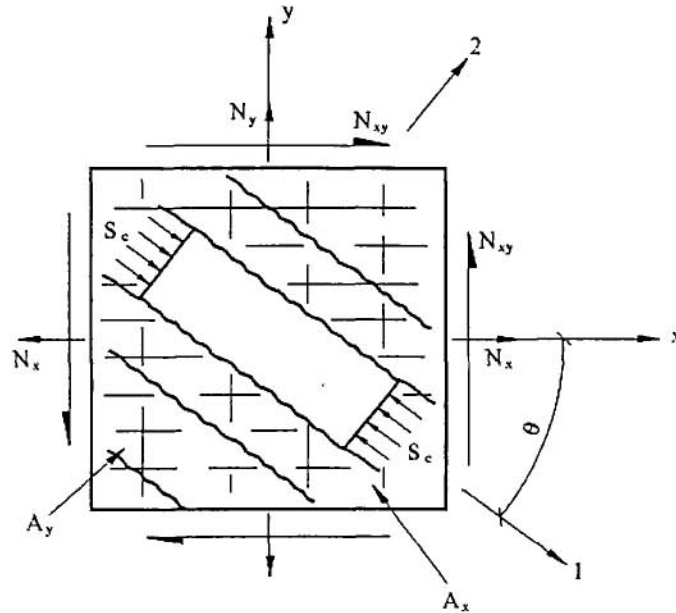
Đối với  $N_y < -|N_{xy}| \cdot \tan \theta$ , không yêu cầu cốt thép theo phương y,  $F_x$  và  $\sigma_c$  được cho như sau:

$$F_x = N_x - \frac{N_{xy}^2}{N_y}$$

$$\sigma_c = \frac{N_y + \frac{N_{xy}^2}{N_y}}{h}$$



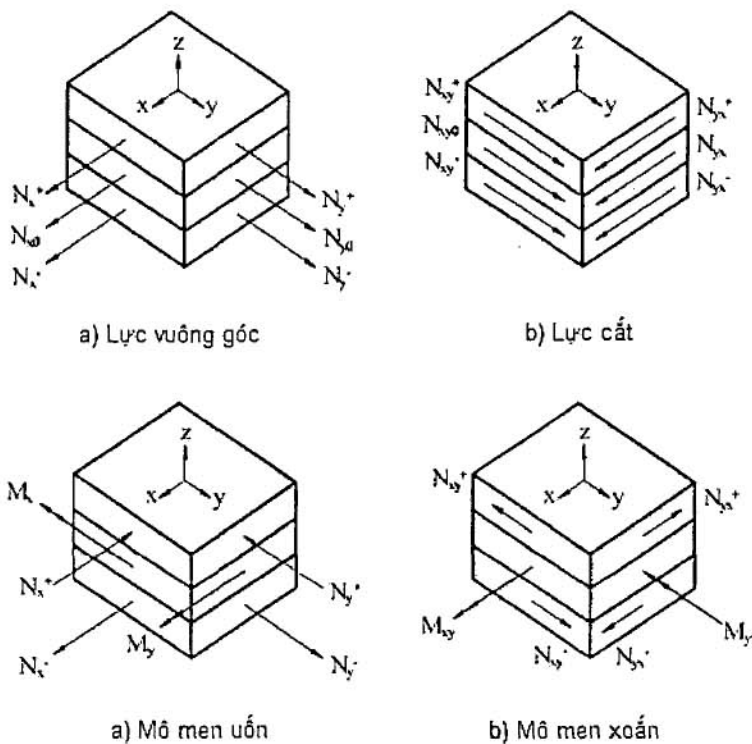
Một trường hợp có thể xảy ra khi cả  $N_x$  và  $N_y$  là âm và  $N_x \cdot N_y > N_{xy}^2$ . Cốt thép không yêu cầu và các lực màng (membrane force) chính có thể được tính toán phù hợp với công thức tiêu chuẩn



Hình 10. Phần tử bản chịu các lực màng (membrane force)

7.14.2.3 Các lực màng (membrane forces) và mô men uốn được kết hợp

Trong trường hợp khi phần tử bản chịu tổ hợp các mô men và các lực màng (membrane forces), hoặc chỉ mô men, phần tử màng có thể tương ứng:



Hình 11. Các lực và mô men áp dụng

## 7.15 Các vùng gián đoạn hình học hoặc tải trọng

### 7.15.1 Quy định chung

**7.15.1.1** Trong các khu vực có gián đoạn hình học hoặc tải trọng để các giả định cho mặt cắt là không phù hợp, việc tính toán có thể dựa trên các mô hình lực được thử nghiệm và xem xét lý thuyết phù hợp. Các mô hình có thể là hệ khung, vùng chịu ứng suất hoặc tương tự thỏa mãn các điều kiện cân bằng.

Nếu không có các mô hình tính toán được công nhận, hình dạng của mô hình có thể được xác định từ điều kiện ứng suất đối với kết cấu đồng nhất không nứt phù hợp với lý thuyết đàn hồi.

**7.15.1.2** Các quy định trong phần này phải được sử dụng để xác định các nội lực trong phần tử tại một khoảng cách nhỏ hơn  $d$  từ gối đỡ hoặc từ các tải trọng tập trung. Nội lực có thể được sử dụng với khoảng cách lên tới  $2.d$

**7.15.1.3** Nội lực phải được tính toán dựa trên một mô hình lực giả định các thanh chống bê tông chịu nén và cốt thép giằng. Mặt cắt hữu hiệu cho các thanh chống bê tông chịu nén phải được giả định phù hợp với các mô hình tính toán được công nhận.

**7.15.1.4** Lực kéo do độ lệch trong vùng chịu nén giả định phải được xem xét.

Cốt thép phải có hình dạng phù hợp với mô hình phân tích và được neo phù hợp với các quy định trong 7.17 đối với các nút giả định.

**7.15.1.5** Ứng suất bê tông tính toán trong thanh chống không được vượt quá  $f_{cd}$  như được nêu trong 7.14.1.7. Khi tính toán  $f_{cd}$ , biến dạng kéo trung bình bắt đầu từ biến dạng nén trong thanh chống và biến dạng kéo trong cốt thép.

**7.15.1.6** Cần phải chứng minh rằng các lực tính toán trong thanh chống và giằng giả định có thể truyền sang các nút, với cường độ bê tông chịu nén thiết kế phù hợp với 7.15.1.5, và các quy định khác của Tiêu chuẩn này. Cường độ bê tông chịu nén thiết kế được tăng có thể đưa vào tính toán các khu vực chịu tải một phần. Nếu không có cốt thép đặc biệt hoặc ứng suất nén vuông góc với thanh chống chịu nén trong mô hình lực, cường độ bê tông chịu nén giảm yếu phải được giả định.

**7.15.1.7** Nếu cường độ bê tông chịu nén giảm yếu  $f_{cd}$  không bắt nguồn từ điều kiện biến dạng, ứng suất bê tông chịu nén tính toán trong các nút giả định không được vượt quá các giá trị sau:

- $1,1 \cdot f_{cd}$  trong các nút không có cốt thép chịu kéo được neo (nén hai hoặc ba chiều);
- $0,9 \cdot f_{cd}$  trong các nút có cốt thép chịu kéo chỉ theo một phương được neo;
- $0,7 \cdot f_{cd}$  trong các nút có cốt thép chịu kép nhiều hơn một phương được neo.

## TCVN 6170-10 : 2019

**7.15.1.8** Khi áp dụng mô hình hệ khung trong khu vực có sự gián đoạn hình học, ứng suất tối đa trong các thanh FRP phải không được vượt quá cường độ thiết kế theo 7.12.1.10 đối với tổ hợp tải trọng thích hợp được xác định theo TCVN 6170-6.

### 7.16 Lực cắt trong các nút chế tạo

#### 7.16.1 Quy định chung

**7.16.1.1** Trong các nút bê tông giữa bê tông đã khô cứng và bê tông đổ tiếp tục lên, sự truyền lực cắt có thể được giả định phù hợp với các quy định được cho trong phần này.

**7.16.1.2** Các nút thi công phải không được giả định truyền các lực lớn hơn nếu kết cấu đã được đúc nguyên khối.

**7.16.1.3** Bề mặt bê tông đã khô cứng được phân thành dạng trơn, nhám hoặc răng cưa. Một bề mặt có thể được giả định là nhám nếu trên bề mặt có các gờ liên tục không dưới 2mm. Một bề mặt được giả định là răng cưa khi răng cưa có chiều dài song song với hướng của lực không vượt quá 8 lần chiều cao và cạnh bề mặt của răng cưa phải tạo một góc với hướng của nút không nhỏ hơn 60 độ. Độ cao tối thiểu phải bằng 10 mm.

**7.16.1.4** Cường độ chịu cắt thiết kế của bê tông,  $\tau_{cd}$  có thể đưa vào tính toán chỉ với các bề mặt tiếp xúc đã được làm sạch và không có vữa xi măng trước khi đổ, và nếu không có ứng suất chịu kéo vuông góc với bề mặt tiếp xúc.

**7.16.1.5** Khả năng chịu lực cắt song song với nút thi công có diện tích hữu hiệu và diện tích cốt thép trong bề mặt nút, phải được lấy bằng:

$$V_d = \tau_{cd} \cdot A_c + f_{sd} \cdot A_s (\cos \alpha + \mu \cdot \sin \alpha) - \mu \cdot \sigma_c \cdot A_c < 0,3 \cdot f_{cd} \cdot A_c$$

Trong đó:

$A_s$ : Diện tích cốt thép được neo đủ trong cả hai phía của nút và không được sử dụng cho các mục đích khác.

$\alpha$ : Góc giữa cốt thép và bề mặt tiếp xúc, trong đó chỉ các cốt thép có góc giữa 90 độ và 45 độ (với hướng của lực) phải được đưa vào tính toán.

$\mu$ : Hệ số ma sát.

$\sigma_c$ : Ứng suất bê tông đồng thời tối thiểu tác động vuông góc với bề mặt tiếp xúc.

**7.16.1.6** Cốt thép đi qua nút phải có diện tích mặt ngang không nhỏ hơn  $0,001A_c$  hoặc có ứng suất chịu nén vuông góc tác động đồng thời tối thiểu 0,4 Mpa.

**7.16.1.7** Trong các nút song song với trục dọc, khoảng cách giữa các cốt thép không được vượt quá 4 lần chiều dày bê tông tối thiểu, được đo vuông góc với bề mặt bê tông hoặc 500 mm.

Tổ hợp các giá trị được cho trong Bảng 4 đưa ra khả năng tối thiểu phải được sử dụng trong thiết kế.

**Bảng 4. Các giá trị truyền lực trong các nút thi công**

Bề mặt tiếp xúc	$SA_s > 0.001 A_s$ Hoặc $s_c < - 0.4 \text{ MPa}$			
	Tổ hợp 1		Tổ hợp 2	
	$t_{cd}$	$m$	$t_{cd}$	$m$
Trơn	0	0,70	0	0,7
Nhám	0	1,50	$0,6 f_{td}$	0,8
Răng cưa	0	1,80	$1,5 f_{td}$	0,8

**7.16.1.8** Khi các bề mặt tiếp xúc dạng răng cưa, cường độ lực cắt thiết kế  $\tau_{cd}$  phải được giả định tác động lên mặt cắt ngang cho diện tích thực nhỏ nhất tại chân răng cưa.

**7.16.1.9** Cường độ thiết kế  $\tau_{cd}$ , trong bề mặt tiếp xúc phải được xác định từ phần bê tông có cường độ nhỏ nhất.

**7.16.1.10** Cốt thép có thể được bỏ qua trong các nút thi công nhám hoặc răng cưa truyền các lực cắt, trong các trường hợp sau:

- Khi các phần có đủ cường độ di chuyển từ từng phần vuông góc với mặt phẳng theo các cách khác nhau. Khả năng chịu lực phải được tính toán phù hợp 7.16.1.5 và 7.16.1.9.
- Trong các kết cấu có hoạt tải phân bố đều không vượt quá 5 kPa và có phá hoại nhỏ. Cường độ bê tông thiết kế phải lấy bằng  $0,5 \cdot \tau_{cd}$  và các lực trong nút bê tông phải được xác định phù hợp với nguyên lý được mô tả trong các kết cấu liên hợp nêu trong 7.5.
- Trong các kết cấu có các tác động kết hợp giữa các phần không được đưa vào tính toán khả năng chịu lực, cần phải kiểm tra không có các ảnh hưởng bất lợi trong trạng thái giới hạn làm việc.

**7.16.1.11** Khi tính toán khả năng truyền lực của các lực cắt trong các nút bê tông giữa các cấu kiện đúc sẵn, các quy định trong 7.16.1.5 tới 7.16.1.9 có thể được bỏ qua nếu đủ cơ sở giả định các giá trị khác với các giá trị trong Bảng 4.

**7.16.1.12** Đối với các kết cấu bê tông cốt FRP có cốt thép dọc đi qua nút thi công, các quy định trong 7.16.1.5 phải được sửa đổi bằng việc thay thế với cường độ thiết kế của cốt FRP tương ứng với biến dạng tối đa. Cường độ thiết kế phải được tính toán xem xét tới một hệ số vật liệu tương ứng với thời gian chịu tải theo mục 7.9.1.8.

Lưu ý: Giá trị khuyến nghị đối với biến dạng cực đại có thể sử dụng là 4 ‰.

**7.16.1.13** Đối với kết cấu bê tông có các thanh FRP là cốt thép đi qua nút thi công, lượng cốt thép tối thiểu yêu cầu phù hợp với các quy định trong 7.16.1.6 phải được sửa đổi với hệ số  $200/E_F$  với  $E_F$  có đơn vị Mpa khi ứng suất chịu nén thay thế không thỏa mãn.

## 7.17 Cường độ kết dính và phá hủy neo

### 7.17.1 Quy định chung

7.17.1.1 Khoảng cách giữa các thanh cốt thép phải đảm bảo độ kết dính tốt.

7.17.1.2 Cốt thép trong các lớp khác nhau phải được sắp xếp sao cho đủ khoảng trống để máy đầm hoạt động.

7.17.1.3 Các liên kết chông phải được chế tạo để truyền lực đều ra các thanh. Cường độ giảm do các liên kết chông gần nhau phải được đưa vào tính toán khi liên quan.

7.17.1.4 Các liên kết chông phải được phân bố. Số lượng tối đa các liên kết chông xuất hiện trong một tiết diện ngang thường được giới hạn nhỏ hơn:

- 1/2 diện tích cốt thép
- Một lớp cốt thép (lớp có diện tích cốt thép lớn nhất)

7.17.1.5 Khả năng chống kết dính và phá hủy neo phải được xác định theo các nguyên lý được công nhận. Cả độ kết dính cục bộ và kết dính neo phải được kiểm tra.

Trong các khu vực có độ kết dính giảm, cường độ kết dính thiết kế phải không được lấy lớn hơn 70% giá trị cho các vùng có độ kết dính tốt.

Việc xem xét phải được thực hiện với trạng thái ứng suất trong vùng neo. Độ kháng kết dính phải được đảm bảo bằng cốt thép ngang, cốt đai, móc neo hoặc các neo cơ học.

7.17.1.6 Các thanh cốt thép phải có chiều dài không nhỏ hơn:

$$l_b = \frac{0,25 \cdot \phi \cdot \sigma_s}{f_{bd}} + t$$

Trong đó:

$\phi$ : Là đường kính của thanh cốt thép

$\sigma_s$ : Ứng suất tính toán trong thanh cốt thép trong trạng thái giới hạn cực đại tại mặt cắt ngang đang xét

$f_{bd}$ : Cường độ kết dính thiết kế, được tính toán phù hợp với 7.17.1.16.

$t$ : Dung sai dọc xác định cho vị trí cuối thanh. Nếu các dung sai này không được xác định trong bản vẽ, giá trị  $t$  phải không được lấy nhỏ hơn  $3\phi$ .

7.17.1.7 Chiều dài nối chông yêu cầu khi ghép nối phải được lấy bằng chiều dài phát triển tính toán. Chiều dài nối chông yêu cầu không được nhỏ hơn giá trị lớn hơn  $20\phi$  và 300 mm. Chiều dài phát triển phải không được giả định là hữu hiệu trên một chiều dài vượt quá  $80\phi$ .

7.17.1.8 Thanh cốt thép trong bó thép phải có chiều dài phát triển không nhỏ hơn:

$$l_b = \frac{0,25 \cdot \phi_e \cdot \sigma_s}{k_n \cdot f_{bc} + f_{bs}} + t$$

Trong đó:

$\phi_e$ : đường kính tương đương theo tiết diện ngang cốt thép

$f_{bc}$ : Cường độ kết dính thiết kế theo 7.17.1.16

$f_{bs}$ : Cường độ kết dính thiết kế theo 7.17.1.16

$k_n$ : Hệ số phụ thuộc số lượng thanh trong bó thép và được lấy bằng

0,8 đối với bó 2 thanh

0,7 đối với bó 3 thanh

0,6 đối với bó 4 thanh

$t$ : Dung sai dọc xác định cho vị trí cuối thanh, xem 7.17.1.6

Chiều dài phát triển phải không được giả định là hữu hiệu trên một chiều dài vượt quá  $80\phi$ .

Đối với mối nối ghép chồng của các bó cốt thép với đường kính tương đương lớn hơn 32 mm, các thanh phải được nối chồng riêng lẻ và xen kẽ tối thiểu bằng chiều dài phát triển  $l_b$ . Khi kết thúc giữa các gối, các thanh phải được cắt riêng và xen kẽ trong cùng một hướng. Chiều dài phát triển phải được tính toán cho từng thanh riêng biệt bằng việc nhập đường kính thanh đang xét  $\phi_c$  trong công thức trên.

**7.17.1.9** Chiều dài phát triển đối với lưới sợi thép hàn phải lấy không nhỏ hơn:

$$l'_b = l_b - 0,3 \cdot \sum \frac{F_{vn}}{\gamma_s \cdot \phi \cdot f_{bd}}$$

Trong đó:

$\sum F_{vn} / \gamma_s$ : tổng các lực tương ứng với hư hỏng cắt tại mỗi hàn trong chiều dài phát triển

$l_b$ : Chiều dài phát triển theo 7.17.1.6

$l'_b$ : Không được lấy lớn hơn chiều dài phát triển theo 7.17.1.25

$f_{bd}$ : Cường độ kết dính thiết kế được tính toán theo 7.17.1.16, xem thêm 7.17.1.6

Đối với lưới sợi thép hàn,  $F_{vn} = 0,2 \cdot A_s \cdot f_{sk} \geq 4 \text{ kN}$  trong đó  $A_s$  là diện tích tiết diện của đường kính sợi lớn nhất.

Chiều dài nối chồng yêu cầu bằng với chiều dài phát triển tính toán. Chiều dài nối chồng không được lấy nhỏ hơn  $20\phi$  và 200 mm.

## TCVN 6170-10 : 2019

7.17.1.10 Đối với các cốt thép ứng lực trước, chiều dài phát triển cho ứng lực trước phải được lấy bằng:

$$l_{pb} = \alpha \cdot \phi + \beta \cdot \sigma_p \cdot \phi / f_{bc}$$

Trong đó:

$\alpha$ : Là hệ số lấy theo Bảng 5

$\beta$ : Là hệ số lấy theo Bảng 5

$\phi$ : Là đường kính danh nghĩa của cốt thép

$\sigma_p$ : Là ứng suất cốt thép do ứng lực trước

$f_{bc}$ : Là phần liên quan đến bê tông của cường độ kết dính thiết kế theo 7.17.1.16

**Bảng 5. Hệ số được sử dụng khi tính toán chiều dài phát triển đối với các đơn vị cốt thép ứng lực trước**

Loại cốt thép	Lực kéo căng trước tác dụng từ từ		Lực kéo căng trước tác dụng đột ngột	
	a	b	a	b
Thép dây trơn	10	0,20	-	-
Thép dây có gờ	0	0,17	10	0,21
Cáp thép	0	0,14	5	0,17
Thép có gờ	0	0,07	0	0,08
FRP	Được đưa ra trong Chứng nhận vật liệu FRP			

$\alpha\phi$  trong công thức tính xác định chiều dài khi không có sự truyền lực được giả định.

7.17.1.11 Các neo chịu kéo sau phải được thiết kế theo cường độ thiết kế của cốt thép. Neo phải được thiết kế để truyền lực xung quanh mà không gây hư hại lên bê tông. Tài liệu kiểm tra tính đầy đủ của các neo phải được duyệt.

7.17.1.12 Thiết kế các khu vực neo phải phù hợp với các nguyên lý được công nhận. Cốt thép phải được trang bị, nếu được yêu cầu để tránh tung hoặc bị tách ra. Cường độ thiết kế của cốt thép phải được giới hạn để kiểm soát việc nứt khi chịu lực:

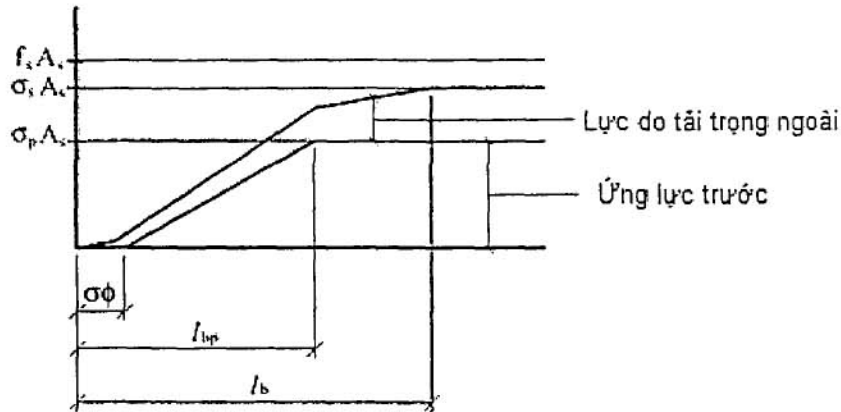
- Tối 300 Mpa đối với cốt thép
- Tối ứng suất tương ứng với một biến dạng 2 ‰ trong cốt FRP. Để đánh giá ứng suất tương ứng với biến dạng  $\epsilon_{Fd}$  phải được sử dụng.

7.17.1.13 Việc thả ứng lực trước có thể được giả định từ từ nếu một trong các yêu cầu sau được đáp ứng:

- Lực kéo trước được thả dần dần từ các trụ
- Tác động lên đầu kết cấu bê tông bị giảm đi bởi một bộ đệm giữa đầu kết cấu bê tông và điểm cốt thép được cắt
- Cả bê tông và cốt thép ứng lực trước được cắt theo cùng một cách



7.17.1.14 Sự phát triển của lực kéo do ngoại lực phải được tính toán theo 7.17.1.6. Với chiều dài phát triển của lực kéo ứng lực trước  $f_{bd}$ , phải được giảm bởi hệ số  $(1 - \sigma_p / f_{bc})$ . Trong tính toán này, độ giảm dài hạn  $\sigma_p$  do co ngót, từ biến và độ trũng phải được xem xét. Chiều dài phát triển đối với lực kéo ứng lực trước giảm yếu phải được giả định không thay đổi, bằng với  $l_{pb}$



Hình 12. Chiều dài ứng lực trước khi ứng lực trước được neo (in bond)

7.17.1.15 Lực kéo ngang trong vùng phát triển phải được chịu bởi cốt thép, trừ khi có thể bỏ qua cốt thép.

7.17.1.16 Cường độ kết dính thiết kế  $f_{bd}$  đối với thép có gờ, thép sợi có gờ và cáp thép có thể được tính như sau:

$$f_{bd} = f_{bc} + f_{bs} \leq 2 \cdot k_1 \cdot f_{td}$$

Trong đó:

$$f_{bc} = k_1 \cdot k_2 \cdot f_{td} \left( \frac{1}{3} + 2 \cdot \frac{c}{3} \cdot \phi \right)$$

$$f_{bs} = k_3 \left( \frac{A_{st}}{s_1 \cdot \phi} \right) \leq 1,5 MPa$$

Trong đó:

$k_1$ : Hệ số phụ thuộc loại cốt thép, được cho trong Bảng 6

$c$ : Kích thước tối thiểu  $c_1, c_2$  và  $(s_1 - \phi) / 2$  được cho trong Hình 13

$\phi$ : Đường kính của cốt thép neo

$k_3$ : Hệ số phụ thuộc vào cốt thép ngang và vị trí của nó được cho trong Hình 14

Hệ số  $k_3$  được lấy bằng 0 đối với cáp thép

TCVN 6170-10 : 2019

$A_{st}$ : Diện tích của cốt thép ngang không được sử dụng cho các lực kéo khác và có một khoảng cách không lớn hơn 12 lần đường kính cốt thép neo. Nếu cốt thép được sử dụng một phần, diện tích phải được giảm tương ứng

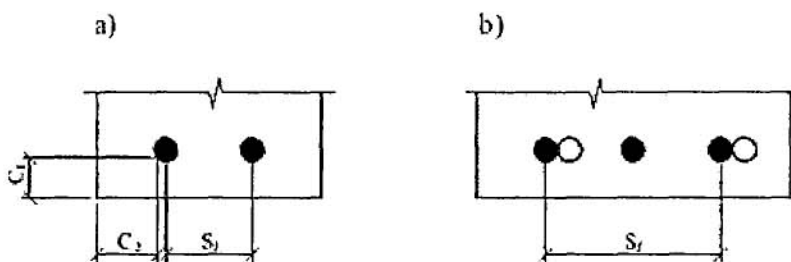
$s_1$ : Khoảng cách giữa các cốt thép ngang

$k_2$ : Có giá trị bằng 1,6 nếu khoảng cách  $s$  giữa các thanh neo vượt quá  $9\phi$  hoặc  $(6c + \phi)$ , bất cứ cái nào lớn hơn;  $k_2$  có giá trị bằng 1,0 nếu  $s$  nhỏ hơn giá trị lớn hơn  $5\phi$  và  $(3c + \phi)$ . Các giá trị trung bình được nội suy tuyến tính.

7.17.1.17 Đối với cốt thép trơn lấy:  $f_{bd} = k_1 \cdot f_{td}$

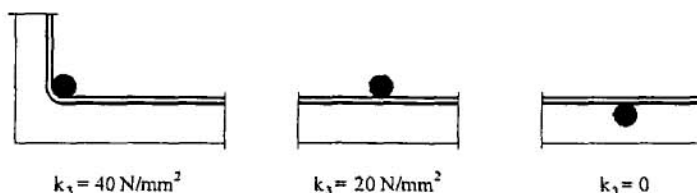
**Bảng 6. Các giá trị của  $k_1$  đối với các loại cốt thép**

Loại cốt thép	$k_1$
Thanh có gờ	1,4
Thanh và thép dây có gờ	1,2
Cáp thép	1,2
Thép trơn	0,9
Dây thép trơn trong lưới dây thép hàn và cốt thép ứng lực trước	0,5
Cốt FRP	Được đưa ra trong Chứng nhận vật liệu FRP



a) Khoảng cách đối với cốt neo      b) Khoảng cách giữa các bó thép

**Hình 13. Các giá trị của cốt thép bảo vệ và khoảng cách giữa các thanh trong tính toán cường độ kết dính**



**Hình 14. Các giá trị  $k_3$  cho các dạng thay đổi của cốt thép ngang trong tính toán cường độ kết dính**

**7.17.1.18** Khi tính toán sự phát triển của lực trong cốt thép mà trong quá trình đổ bê tông có một góc nhỏ hơn 20 độ so với tấm nằm ngang, sự cắt giảm của  $f_{bc}$  cường độ kết dính thiết kế  $f_{bd}$  theo 7.17.1.16 phải được thực hiện:

- Nếu chiều cao đổ bê tông dưới cốt thép vượt quá 250 mm, độ giảm yếu đối với thanh có gờ là 30% và đối với các dạng thanh khác là 50%. Nếu chiều cao đổ bê tông là 100 mm hoặc nhỏ hơn, không cần giảm yếu. Đối với các giá trị trung bình, việc nội suy tuyến tính phải được thực hiện.
- Nếu có một ứng suất kéo vuông góc với cốt thép neo lớn hơn  $0,5f_{td}$  trong vùng phát triển, độ giảm yếu là 20%.

Độ giảm tối đa cho bên trên phải được áp dụng và không được kết hợp.

**7.17.1.19** Tại các đầu gối đỡ đơn, chiều dài phát triển được xác định theo 7.17.1.6 tới 7.17.1.15 có thể được giảm trên gối đỡ, nếu phản ứng của gối đỡ được áp dụng như lực nén trực tiếp lên bề mặt chịu kéo. Trong trường hợp này, cốt đai sẽ tiếp tục trong vùng gối đỡ.

Khi tính toán chiều dài phát triển, giá trị có thể tăng 50% nhưng  $f_{bd}$  không có giá trị cao hơn tương ứng với giá trị tối đa theo 7.17.1.16.

**7.17.1.20** Cốt thép được đưa vào tính toán tại các gối đỡ lý thuyết, thường phải được mở rộng tối thiểu 100 mm. Vị trí của cốt thép phải được thể hiện trên bản vẽ, với các giới hạn dung sai.

**7.17.1.21** Nếu cốt thép trong các lớp khác nhau được nối hặc neo theo cùng một hướng, khả năng chịu lực phải được giới hạn tới giá trị có thể được tính toán cho các thanh chỉ trong một lớp, sử dụng lớp có giá khả năng chịu lực lớn nhất. Quy định này có thể được bỏ qua nếu chứng minh được bằng thiết kế chính xác hơn.

**7.17.1.22** Cốt thép có thể được neo với các neo đặc biệt như các bản biên. Một tổ hợp các nguyên lý neo có thể được sử dụng. Toàn bộ khả năng chịu lực của neo có thể được tính toán như toàn bộ khả năng chịu lực từ nguyên lý neo lớn nhất và một nửa khả năng neo từ một trong những nguyên lý còn lại. Đối với thép trơn, một tổ hợp kết dính và neo không được sử dụng.

**7.17.1.23** Đối với cốt thép chịu kéo của thanh có gờ với một móc neo, có thể giả định một lực tập trung phát triển dọc theo phần uốn của móc. Móc chỉ phải giả định hữu hiệu nếu có cốt thép ngang và được uốn theo 7.23.1.8. Nếu móc được uốn một góc 90 độ, phần đoạn thẳng sau chỗ uốn phải tối thiểu bằng 10 lần đường kính của thanh uốn. Nếu góc là 135 độ, phần thanh thẳng có thể giảm xuống là 5 lần đường kính thanh.

Đối với các thanh phù hợp theo EN 10080 (xem 7.23.1), lực tập trung trong phần uốn có thể lấy bằng 25% khả năng chịu lực của thanh nếu móc có một góc 90 độ. Nếu góc là 135 độ, lực có thể lấy bằng 40%.

## TCVN 6170-10 : 2019

Neo phần còn lại của lực trong thanh phải được tính toán bởi lực phát triển dọc theo thanh bên ngoài phần uốn.

Cốt thép phù hợp với EN 10080 với móc neo được mô tả bên trên có thể được xem là neo trong phần uốn của thanh miến là thanh được uốn cong với một trục gá có đường kính bằng hoặc ít hơn  $4\phi$  và được uốn theo 7.23.1.

**7.17.1.24** Đối với cốt FRP, khả năng chịu lực của cốt thép trong vùng uốn phải được tính toán theo 7.12.1.10.

**7.17.1.25** Nếu chiều dài phát triển của cốt thép không được tính toán theo 7.17.1.6 tới 7.17.1.8, chiều dài neo cốt thép trong một lớp có thể được xác định như sau:

- a) Đối với thép thanh có gờ theo EN 10080, chiều dài neo phải được lấy bằng  $50 \cdot \phi$ . Điều này áp dụng cho lớp bê tông bảo vệ tối thiểu bằng  $\phi$  hoặc khoảng cách giữa các thanh neo tối thiểu là  $8 \cdot \phi$ . Nếu cốt thép ngang có vị trí gần nhất với bề mặt bê tông và lớp bê tông bảo vệ của cốt thép neo là tối thiểu  $1,5 \cdot \phi$ , khoảng cách phải tối thiểu là  $5 \cdot \phi$ .
- b) Đối với các thanh trơn với đầu neo cuối, chiều dài neo được lấy bằng  $40 \cdot \phi$  giả định rằng  $f_{sk} \leq 250 \text{ MPa}$ .
- c) Đối với sợi thép hàn, chiều dài neo phải lấy tối thiểu lớn hơn:
  - 3 thanh ngang đặt trong vùng neo cho sợi thép hàn có đường kính từ 4 tới 9 mm
  - 4 thanh ngang đặt trong vùng neo cho sợi thép hàn có đường kính từ 10 tới 12 mm

Ngoài ra, chiều dài neo không được nhỏ hơn:

- $30 \cdot \phi$  đối với lưới bằng thanh có gờ
- $40 \cdot \phi$  đối với lưới bằng thanh trơn

Sự phát triển của lực dọc theo chiều dài neo có thể được giả định là đều.

Đối với cốt thép trong bê tông có chiều cao dưới cốt thép lớn hơn 150 mm và góc nhỏ hơn 20 độ với mặt ngang, chiều dài neo phải tăng lên  $10 \cdot \phi$  đối với thép có gờ và thanh thép sợi có gờ, và  $20 \cdot \phi$  đối với thép trơn.

**7.17.1.26** Các quy định này không áp dụng cho thanh FRP. Cốt thép tối thiểu yêu cầu phù hợp với Q phải được ghép đủ khả năng chịu lực.

**7.17.1.27** Dọc theo chiều dài phát triển, cốt thép ngang hoặc cốt neo phải được trang bị theo 7.23.1.3, nếu không có sự đánh giá chính xác hơn được thực hiện. Nếu cốt thép này là các thanh FRP, cốt thép phải được thiết kế xét tới một ứng suất tương ứng với độ biến dạng 4‰. Để đánh giá ứng suất tương ứng với độ biến dạng này,  $E_{Fd}$  phải được sử dụng.

## 7.18 Các diện tích chịu tải một phần

### 7.18.1 Quy định chung

**7.18.1.1** Nếu lực nén  $F_f$  được truyền lên một cấu kiện bê tông có ứng suất nén phân bố gần như đều nhau trên một khu vực chịu tải giới hạn  $A_1$  thì ứng suất nén trên diện tích chịu tải liên quan đến lực  $f_{cd}$  được phép tăng với điều kiện là khu vực này chỉ chiếm một phần bề mặt (tiết diện ngang) của cấu kiện bê tông, và nếu lực có thể được giả định truyền cùng hướng và được phân bố trên một diện tích phân bố rộng hơn,  $A_2$  trong cấu kiện bê tông. Quy định này được áp dụng cho thiết kế trong trạng thái ULS. Để dự đoán tuổi thọ mỗi, sự tăng cường độ phải được ghi lại.

**7.18.1.2** Diện tích chịu tải được sử dụng trong tính toán  $A_1$  và diện tích phân bố giả định  $A_2$  phải được tính sao cho tâm của chúng trùng với hợp lực tác dụng. Các mặt bên của kim tự tháp cụt hoặc côn cụt được tạo giữa diện tích chịu tải và diện tích phân bố không tạo một góc nghiêng lớn hơn 1:2

**7.18.1.3** Kích thước mặt cắt ngang của diện tích phân bố không được giả định lớn hơn tổng kích thước của bề mặt chịu tải được đo trong cùng hướng chính và độ dày bê tông được đo song song với hướng của lực.

**7.18.1.4** Nếu nhiều hơn một tải trọng tác động đồng thời, các diện tích phân bố tương ứng không được trùng nhau.

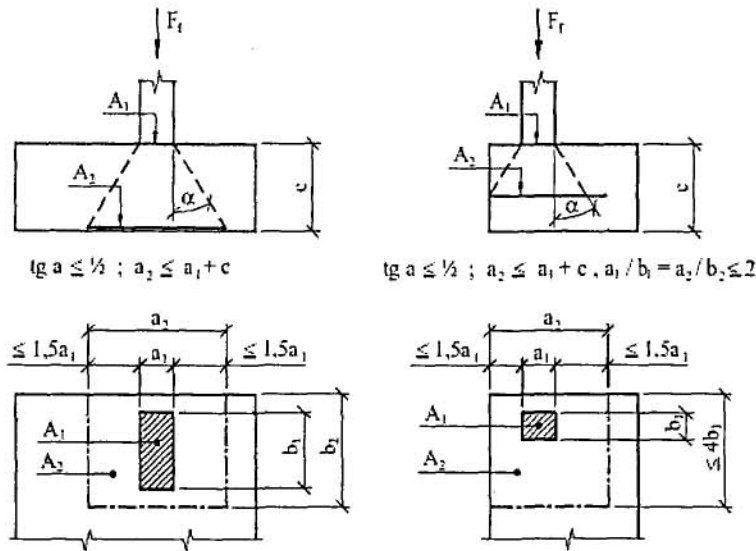
**7.18.1.5** Khả năng chịu nén đối với bê tông độ đặc trung bình có thể lấy bằng:

$$F_{cd} = A_1 \cdot f_{cd} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}}$$

**7.18.1.6** Khả năng chịu nén đối với bê tông nhẹ có thể lấy bằng:

$$F_{cd} = A_1 \cdot f_{cd} \sqrt[4]{\frac{A_2}{A_1}}$$

**7.18.1.7** Kích thước của diện tích phân bố không được giả định lớn hơn 4 lần kích thước của diện tích chịu tải được đo cùng hướng chính, xem Hình 15.



Hình 15. Các giới hạn hình dạng đối với các diện tích chịu tải một phần

7.18.1.8 Nếu tỷ lệ giữa kích thước lớn hơn và nhỏ hơn của diện tích chịu tải nhỏ hơn 2, và diện tích phân bố được giả định có đặc trưng hình học tương tự với diện tích chịu tải A1, khả năng chịu nén của bê tông độ đặc trung bình có thể lấy bằng:

$$F_{cd} = A_1 \cdot f_{cd} \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 3 \cdot A_1 \cdot f_{cd}$$

Khả năng chịu nén của bê tông nhẹ có thể lấy bằng:

$$F_{cd} = A_1 \cdot f_{cd} \sqrt[3]{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2 \cdot A_1 \cdot f_{cd}$$

Xem Hình 15.

7.18.1.9 Các quy định từ 7.18.1.5 tới 7.18.1.8 được áp dụng cho thiết kế trong trạng thái ULS. Tuổi thọ mỗi phải được dự đoán dựa trên  $f_{cd}$  nếu cường độ tăng dưới các tải trọng mỗi không được ghi lại.

7.18.1.10 Bê tông phải có đủ cốt thép để chịu lực kéo ngang.

Trong các hướng chính vuông góc với hướng của lực nén, cốt thép cho các lực nén ngang phải được cung cấp theo:

$$0,25 \cdot F_f (1 - a_1 / a_2) \text{ và } 0,25 \cdot F_f (1 - b_1 / b_2)$$

Xem Hình 15.

Cốt thép chịu kéo ngang phải được đặt để tâm của cốt thép nằm tại một khoảng cách từ diện tích chịu tải bằng một nửa chiều dài mặt bên của diện tích phân bố theo cùng hướng, nhưng không được lớn hơn khoảng cách tới diện tích phân bố. Cốt thép có thể được phân bố trên một bề rộng

tương ứng với chiều dài của mặt bên diện tích phân bố vuông góc với hướng của cốt thép và trên một chiều cao tương ứng với một nửa diện tích chịu tải song song với hướng của cốt thép. Cốt thép bổ sung phải được trang bị nếu các lực ngang có thể phát triển do sự mở rộng của các gối đỡ mềm, áp lực chất lỏng hoặc tương tự.

**7.18.1.11** Trong trường hợp quy định về cốt thép chịu kéo ngang xác định trong 7.18.1.10 thỏa mãn với các thanh FRP, các thanh phải được thiết kế cho một ứng suất chịu kéo tương ứng với biến dạng lớn nhất. Nếu các đoạn thép uốn trong cốt thép chịu kéo ngang, cường độ thiết kế phải không vượt quá khả năng chịu lực của đoạn uốn được tính toán theo 7.12.1.10. Trong cả hai trường hợp, hệ số vật liệu tương ứng với thời gian chịu tải theo 7.9.1.8 phải được xem xét.

Lưu ý: Giá trị khuyến nghị cho biến dạng tối đa được sử dụng là 4 ‰.

**7.18.1.12** Cần phải chứng minh các lực do cốt thép uốn có thể chịu được. Nếu không có cốt thép cho lực kéo ngang vuông góc với mặt phẳng của cốt thép uốn, cốt thép không được uốn quanh một đường kính nhỏ hơn được xác định theo công thức:

$$D = \frac{0,4 \cdot \phi^2 \cdot \sigma_s}{s \cdot f_{td}} \left(1 - \frac{\phi}{s}\right) \cos\left(\frac{\beta}{2}\right)$$

Trong đó  $\beta$  là góc mở của đoạn uốn.

$s$  là khoảng hở giữa các thanh cốt thép. Đối với các cốt thép gần mặt tự do song song với mặt phẳng của cốt thép uốn, khoảng cách  $s$  không được lớn hơn hai lần khoảng cách từ tâm của thanh thép tới mặt tự do.

Nếu cần thiết có cốt thép cho lực kéo ngang, tổng diện tích cốt thép phải tối thiểu bằng 40% diện tích của thanh uốn. Cốt thép ngang phải có tối thiểu 2 thanh đặt theo đường cong của đoạn uốn. Cốt thép ngang có thể được bỏ qua nếu ứng suất nén tối thiểu bằng  $f_{td}$  vuông góc với mặt phẳng đoạn uốn.

Để giới hạn áp suất tác động trong đoạn uốn, cốt thép phải không được uốn quanh một đường kính nhỏ hơn đường kính xác định theo công thức:

Đối với bê tông độ đặc trung bình  $D = \phi \sqrt{\frac{\phi}{s} \frac{\sigma_s}{f_{cd}}}$

Đối với bê tông nhẹ  $D = 1,5\phi \sqrt{\frac{\phi}{s} \frac{\sigma_s}{f_{cd}}}$

Trong tính toán này,  $s$  không được vượt quá  $4\phi$ .

Đối với các yêu cầu với đường kính gối uốn, xem 7.23.4.



## TCVN 6170-10 : 2019

Không cần thiết phải kiểm tra cốt đai được thực hiện theo 7.23.4.8 phù hợp với các quy định của mục này. Phần này không áp dụng cho các thanh FRP.

### 7.19 Trạng thái giới hạn mới

#### 7.19.1 Quy định chung

**7.19.1.1** Toàn bộ lịch sử ứng suất tác động lên tuổi thọ kết cấu là đáng kể với đánh giá tuổi thọ hoạt động phải được đưa vào tính toán khi xác định phân bố dài hạn của chu trình ứng suất (xem TCVN 6170-6)

**7.19.1.2** Trạng thái ngẫu nhiên của tải trọng phải đưa vào tính toán để xác định các phân bố của ứng suất. Cả sự thay đổi của phạm vi ứng suất và ứng suất chính và thời gian tác động phải được xem xét. Nguyên lý phân tích phải được ghi lại.

**7.19.1.3** Các ảnh hưởng của phản ứng động đáng kể phải được tính toán phù hợp khi xác định phạm vi ứng suất. Lưu ý đặc biệt cần phải được hiện khi xác định các phạm vi ứng suất trong kết cấu hoặc phần tử bị tác động trong các phạm vi cộng hưởng. Tổng độ tắt dần (damping) giả định phải phù hợp với thiết kế.

**7.19.1.4** Bố trí hình học của các thành phần kết cấu và cốt thép phải giảm thiểu khả năng phá hủy mới.

**7.19.1.5** Thiết kế mới có thể được thực hiện sử dụng các nguyên lý dựa trên các thí nghiệm mới và phân tích hư hỏng tích lũy, các nguyên lý dựa trên sự nứt gãy cơ học hoặc sự kết hợp các nguyên lý này. Các nguyên lý như vậy phải thích hợp và được ghi lại.

**7.19.1.6** Đối với các kết cấu chịu nhiều chu trình ứng suất, cần phải chứng minh rằng kết cấu sẽ chịu được các ứng suất dự kiến trong suốt tuổi thọ thiết kế yêu cầu.

**7.19.1.7** Sự tính toán tuổi thọ thiết kế tại các biên độ ứng suất thay đổi và/hoặc ứng suất chính có thể dựa trên lý thuyết tích lũy tổn thương tuyến tính. Các ứng suất cho các tác dụng chu trình có thể được sắp xếp theo các khối ứng suất (block stress). Từng khối ứng suất có thể được xác định bởi ứng suất đỉnh và đáy, và một số lượng tương ứng các chu trình ứng suất. Tối thiểu 10 khối được khuyến nghị cho từng mức ứng suất phân bố để từng khối đưa ra một phân bố đáng kể cho tổng tỷ lệ hư hỏng.

**7.19.1.8** Nếu trạng thái ngẫu nhiên của tải trọng gồm các phạm vi ứng suất, ứng suất chính và thời gian thay đổi, một luật tích lũy tổn thương tuyến tính có thể được giả định:

$$D = \sum_{i=1}^k n_i / N_i \leq \eta$$

**7.19.1.9** Trong đó k là số khối ứng suất được sử dụng ( $\geq 10$ ) trên tỷ lệ tải trọng,  $n_i$  là số chu trình trong khối ứng suất  $i$ ,  $N_i$  là số chu trình ứng suất với cùng một mức trung bình, phạm vi ứng suất và thời gian gây ra hư hỏng.

**7.19.1.10** Độ bền mỏi đặc trưng hay sức kháng (đường cong S-N) của kết cấu phải được áp dụng cho vật liệu, chi tiết kết cấu, trạng thái ứng suất được xem xét và môi trường xung quanh. Các đường cong S-N phải được đưa vào tính toán mọi ảnh hưởng chiều dày vật liệu thích hợp. Các đường cong S-N như vậy phải được ghi lại. Đường cong S-N đối với bê tông, thép, và FRP có thể được sử dụng với nhau với các ứng suất từ phân tích được tính toán dựa theo TCVN 6170-6.

**7.19.1.11** Các quan hệ độ bền mỏi (đường cong S-N) đối với bê tông phải đưa vào tính toán cho toàn bộ thông số thích hợp như:

- Chất lượng bê tông;
- Ảnh hưởng tải trọng;
- Trạng thái ứng suất (chu trình khi chịu nén hoặc nén/kéo);
- Môi trường xung quanh (không khí, ngập nước,...).

**7.19.1.12** Giới hạn cho tỷ số tổn thương tích lũy ( $\eta$ ) (cumulative damage ratio) được sử dụng trong thiết kế phải phụ thuộc vào khả năng tiếp cận kiểm tra và sửa chữa. Các giới hạn cho tỷ số tổn thương tích lũy theo Bảng 7 thường được chấp nhận cho bê tông và cốt thép.

**Bảng 7. Giới hạn tỷ số tổn thương tích lũy ( $\eta$ )**

<i>Không thể tiếp cận để kiểm tra và sửa chữa</i>	<i>Dưới hoặc trong khu vực sóng dao động<sup>1)</sup></i>	<i>Trên khu vực sóng dao động<sup>2)</sup></i>
0,33	0,5	1,0
1) Trong các môi trường khắc nghiệt, các chi tiết kết cấu tiếp xúc với nước biển ở khu vực sóng dao động thường được xem là không thể tiếp cận được để kiểm tra và sửa chữa, tức là giới hạn tỷ số tổn thương tích lũy của những khu vực như vậy phải được giảm xuống 0,33. 2) Đối với cốt thép mà không thể kiểm tra và sửa chữa; giới hạn tỷ số tổn thương tích lũy cho cốt thép ở khu vực sóng dao động giảm xuống 0,5.		

**7.19.1.13** Các ảnh hưởng tác động phải được tính toán phù hợp theo lý thuyết đàn hồi.

**7.19.1.14** Khả năng chịu lực được coi là đủ khi được tính toán tuổi thọ thiết kế cho biên độ tác động lớn nhất tương ứng với tối thiểu  $2,0 \times 10^6$  chu trình nếu tải trọng mỏi do các tác động thay đổi ngẫu nhiên như sóng, gió...

**7.19.1.15** Đối với kết cấu bê tông cốt FRP với lịch sử tải trọng đều (phạm vi ứng suất và ứng suất chính không đổi), giới hạn cho tỷ số hư hỏng ( $\eta = n / N$ ) được sử dụng trong thiết kế là 0,33.

**7.19.1.16** Đối với kết cấu bê tông cốt FRP với lịch sử tải trọng không đều, nếu lý thuyết tổn thương tích lũy này được sử dụng, tỷ số hư hỏng được sử dụng trong thiết kế là 0,03. Tỷ số tổn thương tích lũy cho phép khi chịu các thay đổi tải trọng được xác định để tính toán sự không đảm bảo trong mô hình tổn thương tích lũy và sự suy giảm của độ bền còn lại ở cuối tuổi thọ công trình.

## 7.19.2 Độ bền mỏi, tuổi thọ thiết kế.

7.19.2.1 Tuổi thọ thiết kế của bê tông và vữa chịu các chu trình ứng suất có thể được tính từ công thức:

$$\log_{10} N = C_1 \frac{\left(1 - \frac{\sigma_{\max}}{C_5 \cdot f_{rd}}\right)}{\left(1 - \frac{\sigma_{\min}}{C_5 \cdot f_{rd}}\right)}$$

Trong đó:

$f_{rd}$  : là cường độ chịu nén đối với dạng hư hỏng đang xét.

$\sigma_{\max}$  : ứng suất nén lớn nhất, được tính toán là giá trị trung bình của từng khối ứng suất .

$\sigma_{\min}$  : ứng suất nén tối thiểu, được tính toán theo giá trị trung bình của từng khối ứng suất.

$C_5$  : Thông số độ bền mỏi. Đối với bê tông,  $C_5$  được lấy bằng 1,0. Đối với vữa,  $C_5$  được xác định bằng thử nghiệm.

Lưu ý: Trong trường hợp không có thí nghiệm mỏi cho vữa,  $C_5$  có thể lấy bằng 0,8.

Khi  $\sigma_{\min}$  là lực kéo,  $\sigma_{\min}$  phải được lấy bằng 0 khi tính toán tuổi thọ thiết kế.

Hệ số  $C_1$  phải được lấy bằng:

- 12,0 đối với kết cấu trong không khí
- 10,0 đối với kết cấu trong nước với các khối ứng suất có sự thay đổi ứng suất trong phạm vi chịu nén – nén.
- 8,0 đối với kết cấu trong nước với các khối ứng suất có sự thay đổi ứng suất trong phạm vi chịu nén – kéo.

Nếu tuổi thọ thiết kế tính toán ( $\log N$ ) lớn hơn giá trị X theo công thức dưới đây:

$$X = \frac{C_1}{1 - \frac{\sigma_{\min}}{C_5 \cdot f_{rd}} + 0,1 \cdot C_1}$$

Thì tuổi thọ thiết kế có thể tăng bằng việc nhân giá trị  $\log N$  với hệ số  $C_2$  được lấy như sau:

$$C_2 = (1 + 0,2(\log_{10} N - X)) > 1,0$$

7.19.2.2 Tuổi thọ thiết kế của cốt thép chịu các chu trình ứng suất có thể được tính toán dựa trên:

$$\log_{10} N = C_3 - C_4 \log_{10} \Delta\sigma$$

Trong đó:

$\Delta\sigma$ : là sự thay đổi ứng suất của cốt thép (Mpa)

$C_3$  và  $C_4$  là các hệ số phụ thuộc vào dạng cốt thép, bán kính uốn và môi trường ăn mòn

Ứng suất tối đa trong cốt thép  $\sigma_{\max}$  phải nhỏ hơn  $f_{sk} / \gamma_s$ , trong đó  $\gamma_s$  được lấy theo Bảng 1.

**7.19.2.3** Đối với các thanh cốt thép thẳng trong kết cấu bê tông chịu các cấp tác động X0, XC1, XC2, XC3, XC4, XF1, XA1 và XA2 giá trị  $C_3 = 19,6$  và  $C_4 = 6,0$  phải được sử dụng. Xem 7.21.2 cho định nghĩa các cấp tác động.

Đối với cốt thép uốn quanh một đường kính nhỏ hơn  $3 \cdot \phi$  và được sử dụng cho kết cấu dưới các cấp tác động XC1, XC2, XC3, XC4, XS2, XF1 và XA2, giá trị  $C_3 = 15,9$  và  $C_4 = 4,8$  phải được sử dụng. Xem 7.21.2 cho định nghĩa các cấp tác động.

Đối với các đường kính uốn trung bình giữa  $3 \cdot \phi$  và các thanh thẳng, giá trị nội suy có thể được sử dụng.

Tuổi thọ mỗi vô hạn (infinite fatigue life) có thể được giả định nếu giá trị tính toán  $N$  lớn hơn  $2 \cdot 10^8$  chu trình.

**7.19.2.4** Các giá trị  $C_3$  và  $C_4$  đối với thanh thẳng trong kết cấu bê tông dưới các cấp tác động XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3, XF2, XF3, XF4, XA3 và XSA được đưa ra trong Bảng 8. Đối với các thanh cốt thép thẳng trong kết cấu bê tông dưới các điều kiện môi trường đặc biệt hoặc khắc nghiệt, không bao gồm trong danh sách được nêu, ảnh hưởng của sự ăn mòn lên đặc tính mỏi phải được đánh giá riêng. Xem 7.21.2 cho định nghĩa các cấp tác động.

Sự đánh giá đặc biệt cũng phải được thực hiện đối với các thanh uốn.

Cốt thép được bảo vệ chống ăn mòn sử dụng hệ thống ca tốt có thể được đánh giá cho tuổi thọ mỏi sử dụng các giá trị  $C_3$  và  $C_4$  trong 7.19.2.3.

**Bảng 8. Các giá trị cho  $C_3$  và  $C_4$**

	Mức độ biến đổi ứng suất (MPa)		
	$\Delta\sigma > 235$	$235 > \Delta\sigma > 65$	$65 > \Delta\sigma > 40$
$C_3$	15,7	13,35	16,97
$C_4$	4,5	3,5	5,5

**7.19.2.5** Hiệu quả dài hạn đặc trưng phải được thành lập từ các thử nghiệm liên quan với chu trình và tải trọng liên tục bao gồm các phạm vi ứng suất, ứng suất chính và thời gian chịu tải theo TCVN 6170-6 : 2018.

7.19.2.6 Công thức tuổi thọ làm việc an toàn được sử dụng như sau:

$$\log(N) = C \left( \frac{1 - \frac{\sigma_{peak}}{f_F / \gamma_{F,ssa}}}{1 - \frac{\sigma_{trough}}{f_F / \gamma_{F,ssa}}} \right)$$

Trong đó  $\sigma_{peak}$  là ứng suất đỉnh của chu trình ứng suất,  $\sigma_{trough}$  là ứng suất đáy của chu trình ứng suất và  $f_F$  là cường độ kéo đặc trưng của thanh. Hệ số vật liệu tính cho thời gian chịu tải. Hệ số  $C$  là hệ số phụ thuộc được xác định từ thử nghiệm chu trình mỗi để thu được một đường cong thấp đặc trưng.

7.19.2.7 Trong thiết kế, thời gian chịu tải được sử dụng trong tích lũy hư hỏng không được lấy nhỏ hơn 5 năm trong từng khối ứng suất.

7.19.2.8 Cốt ứng lực trước FRP phải được kiểm tra đối với tuổi thọ hoạt động an toàn theo công thức trong 7.19.2.6 trên đối với cốt không ứng lực trước FRP.

### 7.19.3 Mô men uốn và lực dọc

7.19.3.1 Ứng suất trong bê tông và cốt thép phải được tính toán dựa trên một quan hệ ứng suất – biến dạng thực. Ảnh hưởng của từ biến và co ngót có thể đưa vào khi tính toán các ứng suất.

Đối với bê tông chịu lực nén,  $f_{rd}$  lấy bằng  $f_{cd}$ .

7.19.3.2 Nếu một tính toán chính xác hơn không được thực hiện, các ứng suất trong bê tông và cốt thép có thể được tính toán với một phân bố ứng suất tuyến tính trong vùng chịu nén. Các tính toán có thể dựa trên mô đun đàn hồi bằng  $0,8E_{ck}$  đối với bê tông.

Trong một tính toán như vậy, cường độ tham chiếu  $f_{rd}$  của bê tông chịu nén có thể lấy bằng:

$$f_{rd} = \alpha \cdot f_{cd}$$

Giá trị  $\alpha$  có thể được tính là  $\alpha = 1,3 - 0,3\beta > 1,0$

Trong đó:

$\beta$ : tỷ số giữa ứng suất nhỏ nhất và lớn nhất tác động đồng thời lên vùng bê tông chịu nén cục bộ. Khoảng cách giữa các điểm được sử dụng khi tính toán  $\beta$  không được vượt quá 300 mm ( $0 < \beta < 1,0$ )

7.19.3.3 Đối với cốt FRP, mức ứng suất trong bê tông được định nghĩa trong 7.19.3.2, phải được tính toán sử dụng mô đun đàn hồi thiết kế của cốt FRP,  $E_{fd}$ . Mức ứng suất trong thanh FRP phải được xác định dựa trên các mặt nứt và các đường cong biến dạng ứng suất của bê

tông được cho trong 7.19.3.2. Đối với cốt FRP, đường cong ứng suất – biến dạng tuyến tính phải được áp dụng trong tính toán.

#### 7.19.4 Lực cắt

**7.19.4.1** Tuổi thọ thiết kế khi chịu hư hỏng do kéo của bê tông mà không có cốt thép chịu cắt có thể được tính toán theo 7.19.2.1.

$\sigma_{\max} / f_{rd}$  phải được chuyển thành  $V_{\max} / V_{cd}$

$\sigma_{\min} / f_{rd}$  phải được chuyển thành  $V_{\min} / V_{cd}$

**7.19.4.2** Đối với các khối ứng suất khi lực cắt đổi dấu, mẫu số  $\log N$  trong công thức tính trong 7.19.2.1 phải được thay bằng:

$$1 + V_{\min} / V_{cd}$$

Nếu lực cắt đổi dấu công thức, nếu cần thiết, được thực hiện cả giá trị dương và âm cho  $V_{\max}$  và  $V_{\min}$  tương ứng trong các công thức trên.

$V_{cd}$  phải được tính toán theo 7.12.2.

Hệ số  $C_1$  phải được lấy bằng:

- 12,0 đối với kết cấu trong không khí có lực cắt không đổi dấu.
- 10,0 đối với kết cấu trong không khí có lực cắt đổi dấu và đối với kết cấu trong nước có lực cắt không đổi dấu.
- 8,0 đối với kết cấu trong nước có lực cắt đổi dấu.

**7.19.4.3** Tuổi thọ thiết kế do hư hỏng kéo của bê tông đối với các kết cấu có cốt thép chịu cắt có thể được tính toán theo 7.19.2.1 bằng cách giả định bê tông tại toàn bộ các mức tải trọng truyền một phần lực cắt tác động bằng tỷ lệ của bê tông với khả năng chịu cắt của bê tông và cốt thép chịu cắt kết hợp. Khi tính toán phân bố lực cắt của bê tông, cường độ kéo của bê tông phải giảm  $0,5f_{td}$ . Ngoài ra, tổng lực cắt có thể được giả định là được chịu bởi cốt thép. Tuổi thọ thiết kế của bê tông khi chịu phá hoại do kéo kéo phải được chứng minh theo 7.19.1.

**7.19.4.4** Tuổi thọ thiết kế của cốt thép chịu cắt có thể được tính toán, theo 7.19.2.2 tới 7.19.2.4 đối với cốt thép và 7.19.2.5 tới 7.19.2.6 đối với cốt FRP, bằng việc giả định cốt thép chịu cắt tại toàn bộ các mức tải trọng truyền một phần tác động lực cắt bằng tỷ lệ của cốt thép chịu cắt với khả năng chịu cắt kết hợp của thép và bê tông lấy bằng  $0,5f_{td}$ . Các ứng suất trong cốt chịu cắt phải được tính toán dựa trên một mô hình khung giả định có thanh chống nghiêng một góc 45 độ.

## TCVN 6170-10 : 2019

**7.19.4.5** Nếu lực cắt thay đổi dấu, điều này phải được tính đến khi thực hiện khi tính toán số chu trình ứng suất trong cốt thép chịu cắt

**7.19.4.6** Tuổi thọ thiết kế do hư hỏng nén của bê tông có thể được tính toán theo 7.19.2.1.

$\sigma_{\max}/f_{rd}$  phải được chuyển thành  $V_{\max}/V_{ccd}$

$\sigma_{\min}/f_{rd}$  phải được chuyển thành  $V_{\min}/V_{ccd}$

Đối với các khối ứng suất trên có lực cắt đổi dấu, sử dụng  $V_{\min} = 0$

$V_{ccd}$  phải được tính toán theo 7.12.2.6.

Hệ số  $C_1$  phải được nhập với các giá trị được cho trong 7.19.4.2.

**7.19.4.7** Ngoài việc kiểm tra theo yêu cầu trên, tuổi thọ thiết kế của mặt cắt ngang chịu tác động của các lực dọc đồng thời phải được tính toán từ các ứng suất nén tại tâm của mặt cắt ngang. Các ứng suất cắt trong trường hợp này có thể được giả định không đổi trên một chiều cao tương ứng với cánh tay đòn bên trong, có thể lấy bằng  $0,9 \cdot d$ . Ứng suất tham chiếu của bê tông,  $f_{rd}$  phải được lấy bằng  $f_{cd}$ .

### 7.19.5 Cốt neo và cốt đai

**7.19.5.1** Việc chứng minh tuổi thọ thiết kế khi chịu sự tác động của lực có thể được thực hiện theo 7.19.2.1.

$\sigma_{\max}/f_{rd}$  phải được chuyển thành  $\tau_{b\max}/f_{bd}$

$\sigma_{\min}/f_{rd}$  phải được chuyển thành  $\tau_{b\min}/f_{bd}$

Cường độ kết dính  $f_{bd}$  phải được tính toán theo 7.17.1.16.

Ứng suất kết dính,  $\tau_b$  phải được lấy bằng:

$$\tau_b = 0,25 \cdot \phi \cdot \sigma_s / l_b$$

**7.19.5.2** Đối với các kết cấu trong không khí phải bằng 12,0, đối với các kết cấu trong nước, phải bằng 10,0. Nếu các ứng suất kết dính, đổi dấu, ảnh hưởng đảo ngược (reversible effect) lên tuổi thọ môi phải được xem xét đặc biệt khi tính toán tuổi thọ môi.

## 7.20 Trạng thái giới hạn sự cố

### 7.20.1 Quy định chung

**7.20.1.1** Các tính toán kết cấu cho trạng thái giới hạn sự cố sẽ ghi lại khả năng chịu lực của kết cấu. Các tính toán có thể được thực hiện theo các quy định của điều này và của 7.10, 7.11, 7.12, 7.13, 7.14, 7.15, 7.16, 7.17, 7.18, 7.22.



**7.20.1.2** Hệ số vật liệu được cho trong 7.9.1

**7.20.1.3** Cường độ và đặc tính biến dạng được cho trong 7.9.1 tới 7.9.4. Giới hạn biến dạng  $\varepsilon_{cu}$  và  $\varepsilon_{su}$  có thể được xem xét đặc biệt.

**7.20.1.4** Các kết cấu thuộc cấp an toàn 2 và 3 (xem TCVN 6170-6) phải được thiết kế để tải trọng sự cố không gây ra hư hỏng lớn. Các kết cấu công trình biển nói chung được xác định thuộc cấp an toàn 3.

Thiết kế có thể cho phép hư hỏng cục bộ và các chuyển vị vượt quá như được giả định theo thiết kế trong trạng thái giới hạn cực đại, các mô hình kết cấu và cơ chế truyền tải trọng thường không được phép có thể được giả định.

### **7.20.2** Nổ và tác động

**7.20.2.1** Đối với các tải trọng nổ và tải trọng dạng tác động, mô đun đàn hồi tăng cường và cường độ vật liệu dựa trên một quan hệ được ghi lại giữa cường độ và tỷ lệ biến dạng có thể được đưa vào tính toán. Tỷ lệ biến dạng giả định trong kết cấu phải được ghi lại.

**7.20.2.2** Các tính toán kết cấu có thể được đưa vào tính toán sự thay đổi tải trọng theo thời gian và các đặc tính động của kết cấu.

### **7.20.3** Cháy

**7.20.3.1** Độ bền chống cháy yêu cầu được xác định theo một trong các cách sau:

- Một kết cấu biển phải được thiết kế để chống lại một cơn cháy theo các yêu cầu trong các Tiêu chuẩn được công nhận, nếu không có các yêu cầu khác đối với kết cấu thực được lấy theo Tiêu chuẩn được công nhận hoặc các quy chuẩn quốc gia khác.
- Đối với các kết cấu mà quy chuẩn xây dựng quốc gia đưa ra các yêu cầu về độ bền chống cháy theo tải trọng do cháy, tải trọng do cháy được tính toán và yêu cầu độ bền chống cháy được xác định theo các Tiêu chuẩn được công nhận.
- Độ bền chống cháy cần thiết có thể được xác định dựa trên tải trọng do cháy được tính toán và thời gian cháy hoặc đường cong nhiệt độ - thời gian cho các trường hợp không có các Tiêu chuẩn được công nhận.

**7.20.3.2** Kết cấu có thể được chứng minh có đủ độ bền chống cháy theo một trong các nguyên lý sau:

- Tính toán theo 7.20.3.3;
- Sử dụng các nguyên lý quốc tế được chấp nhận;
- Thử nghiệm theo một Tiêu chuẩn quốc tế được chấp nhận.

Sự thích hợp của độ bền chống cháy phải được ghi lại.

## TCVN 6170-10 : 2019

**7.20.3.3** Sự phân bố nhiệt độ trong kết cấu được xác định dựa trên đường cong nhiệt độ/thời gian thực tế và độ bền chống cháy yêu cầu, đưa các ảnh hưởng cách nhiệt và các hệ số liên quan vào xem xét.

Các đặc tính cường độ của vật liệu như một hàm số của nhiệt độ được cho trong TCVN 6170-6. Đặc tính cường độ đặc biệt phải được áp dụng cho bê tông chịu nhiệt độ thấp tới nhiệt độ lạnh sâu (cryogenic temperature).

Các đặc tính biến dạng của bê tông và đặc tính biến dạng của cốt thép được cho trong TCVN 6170-6.

Một biểu đồ ứng suất – biến dạng tương tự áp dụng cho trạng thái giới hạn cực đại, với tung độ ứng suất được giảm, có thể được giả định cho bê tông khi tính toán khả năng chịu lực.

Các chuyển vị và lực do nhiệt độ thay đổi trong kết cấu phải được đưa vào tính toán trong thiết kế.

Các đặc tính cường độ của thanh FRP là một hàm số nhiệt độ phải được bắt đầu bằng thử nghiệm.

**7.20.3.4** Kết cấu phải được chi tiết hóa để duy trì khả năng chịu tải yêu cầu trong thời gian yêu cầu. Phải tìm ra một dạng hình học thích hợp để giảm tỷ lệ rủi ro nứt lớp bê tông bảo vệ. Cốt thép phải được chi tiết để trong trường hợp lớp bê tông bảo vệ bị nứt tại các mối nối hoặc neo, cốt thép vẫn có đủ khả năng chịu lực.

**7.20.3.5** Khả năng cách nhiệt và độ kín khí của kết cấu phải được chứng minh trong trạng thái giới hạn sự cố khi chịu cháy.

## 7.21 Trạng thái giới hạn làm việc (SLS)

### 7.21.1 Quy định chung

**7.21.1.1** Khi tính toán các ảnh hưởng tác động trong trạng thái giới hạn làm việc, dạng phản ứng của kết cấu trong trạng thái giới hạn này sẽ chi phối lựa chọn mô hình phân tích.

Độ bền thiết kế trong trạng thái SLS thường liên quan tới các tiêu chí:

- Thời gian;
- Giới hạn nứt;
- Độ kín;
- Giới hạn độ võng và dao động.

**7.21.1.2** Các đặc tính của vật liệu dưới các tác động ngắn và dài hạn, và ảnh hưởng của co ngót, nhiệt độ và chuyển vị, nếu có, phải được đưa vào trong tính toán.

Nứt bê tông phải được giới hạn để không gây ảnh hưởng xấu tới chức năng và độ bền của kết cấu. Kích thước vết nứt được kiểm soát bằng cách đảm bảo chiều rộng vết nứt dự kiến tính toán nằm trong giới hạn bề rộng nứt đặc trưng được cho trong Bảng 10.

7.21.1.3 Khi cần thiết đảm bảo độ kín của các khoang chống lại sự rò rỉ do áp lực trong/ngoài khác nhau, tiết diện bê tông phải được thiết kế có một vùng chịu nén biên cố định, xem 7.21.6.

7.21.1.4 Các kết cấu bê tông phải có tối thiểu một cốt thép có khả năng chịu phân bố nứt và đỡ bền chống lại các ảnh hưởng tải trọng nhỏ không được tính toán trong thiết kế.

7.21.1.5 Các hệ số vật liệu đối với bê tông và cốt thép được cho trong 7.9.1

7.21.1.6 Trong phân tích và thiết kế kết cấu, phải đảm bảo các chuyển vị và vết nứt, vết nứt của bê tông và các hư hỏng cục bộ khác không có tính chất làm cho cấu trúc không thích hợp với mục đích trong trạng thái giới hạn làm việc, cũng như không làm thay đổi các giả định khi thiết kế trong các trạng thái giới hạn khác.

7.21.2 Độ bền

7.21.2.1 Đối với các kết cấu bê tông có đặc tính lâu dài, phụ thuộc vào các điều kiện môi trường tác động, cấu trúc vật liệu phải được chọn phù hợp theo TCVN 6170-6.

7.21.2.2 Các phân tử/kết cấu bê tông phải được phân loại theo các cấp tác động trong Bảng 9.

**Bảng 9. Cấp độ tác động tương ứng với điều kiện môi trường**

Phân loại	Mô tả môi trường	Thông tin tại cấp độ tiếp xúc
<b>1. Không có nguy cơ bị ăn mòn</b>		
X0	Đối với bê tông không có cốt thép hoặc kim loại: tất cả các loại tiếp xúc trừ đóng băng/tan băng, mài mòn và ăn mòn hóa học. Đối với bê tông có cốt thép hoặc kim loại: rất khô	Bê tông tiếp xúc với độ ẩm không khí rất thấp.
<b>2. Ăn mòn do quá trình các bo nát hóa</b>		
XC1	Khô ráo hoặc luôn ẩm ướt	Bê tông luôn ngập trong nước
XC2	Ẩm ướt, hiếm khi khô ráo	Bề mặt bê tông tiếp xúc lâu dài với nước Nhiều kết cấu móng (many foundations)
XC3	Độ ẩm trung bình	Bê tông ngoài trời chắn mưa
XC4	Khô và ẩm ướt theo chu kì	Bề mặt bê tông tiếp xúc với nước, không thuộc cấp độ tiếp xúc XC2
<b>3. Ăn mòn do clorua</b>		
XD1	Độ ẩm trung bình	Bề mặt bê tông tiếp xúc với clorua trong không khí
XD2	Ẩm ướt, hiếm khi khô	Các cấu kiện bê tông tiếp xúc với nước công nghiệp có chứa chất clorua
XD3	Khô và ẩm ướt theo chu kì	Các cấu kiện bê tông tiếp xúc với bụi nước có chứa clorua.

Bảng 9. Cấp độ tác động tương ứng với điều kiện môi trường (Tiếp theo)

Phân loại	Mô tả môi trường	Thông tin tại cấp độ tiếp xúc
<b>4. Ăn mòn do chất clorua trong nước biển</b>		
XS1	Tiếp xúc với muối trong không khí nhưng không tiếp xúc trực tiếp với nước biển	Các kết cấu gần hoặc trên biển
XS2	Luôn ngập	Các phần của kết cấu công trình biển
XS3	Các khu vực có thủy triều, sóng vỗ, bọt nước	Các phần của kết cấu công trình biển
<b>5. Xâm thực do đóng/tan băng</b>		
XF1	Độ bão hòa nước trung bình, không có tác nhân làm tan băng	Bề mặt bê tông thẳng đứng tiếp xúc với nước mưa và quá trình đóng băng
XF2	Độ bão hòa nước trung bình, có tác nhân làm tan băng	Bề mặt bê tông thẳng đứng tiếp xúc với quá trình đóng băng và tác nhân làm tan băng có trong không khí
XF3	Độ bão hòa nước cao, không có tác nhân làm tan băng	Các bề mặt bê tông ngang tiếp xúc với nước mưa và quá trình đóng băng
XF4	Độ bão hòa nước cao, có tác nhân làm tan băng hoặc nước biển	Bề mặt bê tông tiếp xúc trực tiếp với bụi nước có chứa các tác nhân làm tan băng và quá trình đóng băng. Khu vực có sóng vỗ của các kết cấu công trình biển tiếp xúc với quá trình đóng băng
<b>6. Ăn mòn do hóa học</b>		
XA1	Môi trường xâm thực hóa học nhẹ theo tiêu chuẩn EN 206-1, Bảng 2	Bê tông tiếp xúc với đất tự nhiên và nước ngầm
XA2	Môi trường xâm thực hóa học trung bình theo tiêu chuẩn EN 206-1, Bảng 2	Bê tông tiếp xúc với đất tự nhiên và nước ngầm
XA3	Môi trường xâm thực hóa học mạnh theo tiêu chuẩn EN 206-1, Bảng 2	Bê tông tiếp xúc với đất tự nhiên và nước ngầm
<b>7. Môi trường xâm thực đặc biệt mạnh</b>		
XSA	Kết cấu tiếp xúc với xâm thực hóa học mạnh không thuộc các cấp độ khác và cần phải có các biện pháp bảo vệ bổ sung	Kết cấu tiếp xúc với chất lỏng có độ pH thấp

Đối với các kết cấu có cấp tác động XSA, các yêu cầu đối với vật liệu hỗn hợp phải được xem xét cùng các biện pháp bảo vệ được lựa chọn. Nếu bê tông chịu tác động của các môi trường cực đoan, các yêu cầu tối thiểu cho cấp XS3 phải được thực hiện đầy đủ.

### 7.21.3 Giới hạn chiều rộng vết nứt

**7.21.3.1** Khi tính toán chiều rộng vết nứt so sánh với các giá trị trong Bảng 10, các tác động dài hạn phải được áp dụng kết hợp với các tác động ngắn hạn. Các tác động ngắn hạn phải được chọn để chiều rộng vết nứt không vượt quá hơn 100 lần trong suốt tuổi thọ thiết kế của kết cấu.

**7.21.3.2** Nếu các giá trị chính xác hơn không được xác định trong điều kiện ngắn hạn nhưng lại được lặp lại thường xuyên như gió, sóng, 50% tải trọng đặc trưng được xác định theo TCVN 6170-6 có thể được áp dụng. Đối với các tác động thay đổi khác hiếm khi đạt được giá trị đặc trưng, 100% giá trị dài hạn của tác động kết hợp với 40% giá trị ngắn hạn của tác động có thể được áp dụng.

**7.21.3.3** Để bảo vệ cốt thép chống lại sự ăn mòn và để đảm bảo hiệu quả kết cấu, cốt thép phải có lớp bê tông bảo vệ tối thiểu được cho trong 7.23.2 và chiều rộng vết nứt đặc trưng danh nghĩa được tính toán theo 7.21.8 phải được giới hạn như trong Bảng 10.

Bảng 10. Giá trị giới hạn của bề rộng vết nứt đặc trưng danh nghĩa,  $w_k$ 

Cấp tác động	Cốt thép dễ bị ảnh hưởng do ăn mòn $w_k$	Cốt thép ít bị ảnh hưởng do ăn mòn $w_k$
XSA	Xem xét đặc biệt	Xem xét đặc biệt
XD1, XD2, XD3, XS1, XS3, XF2, XF3, XF4, XA3	0,20 mm	0,30 mm
XC1, XC2, XC3, XC4, XS2, XF1, XA1, XA2	0,20 mm	0,40 mm
X0	0,40 mm	-

**7.21.3.4** Cốt thép ứng lực trước được làm nguội có ứng suất vượt quá 400 Mpa, và cốt thép có đường kính nhỏ hơn 5 mm, phải được xem xét là cốt thép dễ bị ảnh hưởng bởi ăn mòn.

**7.21.3.5** Đối với các kết cấu ngấp cố định trong nước mặn, các yêu cầu về chiều rộng vết nứt phải được lấy theo cấp tác động XS2 trong Bảng 10. Ngoại trừ các kết cấu có một mặt ngấp nước và một mặt tiếp xúc không khí, các yêu cầu về cho mặt tiếp xúc không khí phải áp dụng XS3.

**7.21.3.6** Các giới hạn chiều rộng vết nứt được cho trong Bảng 10 tương ứng với chiều rộng vết nứt tại một khoảng cách từ cốt thép tới lớp bê tông bảo vệ tối thiểu theo Bảng 15.

Nếu lớp bê tông bảo vệ lớn hơn, chiều rộng vết nứt danh nghĩa khi so sánh với các giá trị trong Bảng 10 có thể được lấy bằng:

$$w_{1k} = w_{ok} \cdot \frac{c_1}{c_2} > 0,7 \cdot w_{ok}$$

Trong đó:

$w_{ok}$ : chiều rộng vết nứt được tính toán theo 7.21.8

$c_1$ : Lớp bê tông bảo vệ tối thiểu, xem bảng Bảng 15

$c_2$ : Lớp bê tông bảo vệ danh nghĩa thực tế.

**7.21.3.7** Nếu cốt thép có độ nhạy với ăn mòn được đặt trong cốt thép có độ nhạy ăn mòn thấp và với lớp bê tông bảo vệ lớn hơn yêu cầu tối thiểu, chiều rộng vết nứt danh nghĩa khi so sánh với các yêu cầu cho cốt thép có độ nhạy ăn mòn trong Bảng 10 có thể được lấy bằng:

$$w_{2k} = w_{1k} \cdot \varepsilon_{s2} / \varepsilon_{s1}$$

Trong đó:

$\varepsilon_{s1}$ : Biến dạng do kéo trong cốt thép có độ nhạy ăn mòn thấp trên mặt có biến dạng cao nhất

$\varepsilon_{s2}$ : Biến dạng do kéo theo cấp độ nhạy ăn mòn của cốt thép.

## TCVN 6170-10 : 2019

**7.21.3.8** Đối với tiết diện ngang với cốt thép có độ nhạy ăn mòn, các yêu cầu về giới hạn vết nứt cũng áp dụng cho các vết nứt song song với cốt thép này.

**7.21.3.9** Trong các khoảng thời gian ngắn khi chế tạo, giới hạn chiều rộng vết nứt được cho trong Bảng 10 có thể vượt quá lên tới 100%, nhưng không lớn hơn 0,60 mm trong các cấp tác động mà các giá trị giới hạn được định rõ, khi áp dụng các tác động dự kiến.

**7.21.3.10** Biến dạng trong cốt thép không được vượt quá 90% biến dạng đàn hồi trong thời gian chịu tải ngắn hạn khi chế tạo với 100% các tải trọng đặc trưng ( $\gamma_f = 1,0$  đối với toàn bộ các tải trọng), bao gồm cả mô men.

**7.21.3.11** Việc tính toán chiều rộng vết nứt có thể bỏ qua khi biến dạng trong cốt FRP được giới hạn 4‰ dưới tải trọng SLS đối với các kết cấu có kích thước vết nứt là tới hạn. Tương tự, việc tính toán chiều rộng vết nứt có thể bỏ qua đối với các kết cấu có biến dạng trong cốt FRP nhỏ hơn 6‰ và kích thước của chiều rộng vết nứt là không tới hạn.

**7.21.3.12** Mặc dù không có các yêu cầu chiều rộng vết nứt xác định cho cốt FRP khi xem xét độ bền, chiều rộng vết nứt phải được giới hạn dựa trên sự xuất hiện vết nứt. Điều này có thể thay đổi dựa trên sự áp dụng các kết cấu ngoài khơi, nền móng, kết cấu kín nước, hay kết cấu chứa dầu, v.v...

Lưu ý:

Đối với các kết cấu có bề mặt bê tông có thể nhìn thấy  $w_k < 0,5$  mm

Đối với kết cấu không thể nhìn thấy  $w_k < 0,8$  mm.

Xem 7.21.6 đối với các yêu cầu về chiều rộng vết nứt để đảm bảo độ kín chống lại sự rò rỉ chất lỏng.

**7.21.3.13** Chiều rộng vết nứt phải được dựa trên các điều kiện tải trọng SLS và tính toán phải lấy lớp bê tông bảo vệ và khoảng cách giữa cốt thép thực tế.

### 7.21.4 Chuyển vị

**7.21.4.1** Chuyển vị phải được chứng minh bằng tính toán không gây ra hư hỏng nếu việc sử dụng kết cấu hoặc các thành phần kết cấu kết nối đạt giới hạn độ lớn của chuyển vị.

**7.21.4.2** Độ bền chịu nén của bê tông thường được bỏ qua khi tính toán chuyển vị. Tuy nhiên có thể đưa vào tính toán để bê tông giữa các vết nứt giảm độ biến dạng trung bình thép và tăng độ cứng của cốt thép.

**7.21.4.3** Các ảnh hưởng tác động khi tính toán chuyển vị phải được xem xét bằng việc sử dụng các tác động và hệ số tải trọng theo TCVN 6170-6. Ảnh hưởng của lực ứng suất trước phải được đưa vào tính toán theo TCVN 6170-6.



Khi tính toán chuyển vị dài hạn, sự thay đổi các các tác động khác nhau theo thời gian có thể được đưa vào tính toán.

#### 7.21.5 Dao động

7.21.5.1 Nếu một kết cấu và các tác động có thể xảy ra dao động đáng kể, phải chứng minh sự chấp nhận việc của sử dụng kết cấu.

#### 7.21.6 Độ kín chống lại khả năng rò rỉ chất lỏng

7.21.6.1 Trong các kết cấu yêu cầu độ kín chống lại khả năng rò rỉ chất lỏng, bê tông có độ thấm thấu thấp và vật liệu thích hợp phải được lựa chọn, xem TCVN 6170-6.

- Các ứng suất kép tác động và chiều rộng vết nứt phải được giới hạn
- Hình dạng và kích thước phải được chọn cho phép bê tông được đặt đúng vị trí thích hợp.

7.21.6.2 Các phần tử chịu sự chênh lệch áp suất thủy tĩnh trong/ngoài phải được thiết kế với một vùng chịu nén cố định không nhỏ hơn giá trị lớn hơn của:

- 0,25h;
- Các giá trị cho trong Bảng 11.

**Bảng 11. Bề dày vùng chịu nén và chênh lệch ứng suất**

<i>Chênh lệch ứng suất (kPa)</i>	<i>Chiều cao của vùng chịu nén (mm)</i>
<150	100
>150	200

Bảng trên áp dụng cho điều kiện thiết kế trong khai thác sử dụng kết hợp với ULS (xem TCVN 6170-6) ngoại trừ một hệ số tải trọng 0,5 được sử dụng thay thế cho 1,3 của tải trọng môi trường (E).

7.21.6.3 Kết cấu chứa dầu với áp suất dầu bên trong lớn hơn hoặc bằng áp suất nước bên ngoài (bao gồm áp suất dao động do sóng) phải được thiết kế với ứng suất nén màng (membrane) tối thiểu bằng 0,5 Mpa cho điều kiện thiết kế trong khai thác sử dụng kết hợp với ULS (xem TCVN 6170-6) ngoại trừ một hệ số tải trọng 0,5 được sử dụng thay thế cho 1,3 của tải trọng môi trường. Tuy nhiên, điều này không áp dụng nếu các bố trí chế tạo khác như các vách chắn đặc biệt (special barriers) được sử dụng để ngăn rò rỉ dầu.

7.21.6.4 Trong các kết cấu yêu cầu độ kín để chống lại sự rò rỉ, cốt thép phải thỏa mãn các yêu cầu tối thiểu cốt thép cho kết cấu với các yêu cầu đặc biệt về giới hạn chiều rộng vết nứt, xem 7.23.7.5 và 7.23.11.2.

#### 7.21.7 Độ kín chống lại sự rò rỉ khí

7.21.7.1 Các phương pháp đặc biệt phải được thực hiện để đảm bảo cho kết cấu bê tông kín khí khi được yêu cầu.

#### 7.21.8 Tính toán chiều rộng vết nứt



7.21.8.1 Bê tông có thể xem như không nứt nếu ứng suất kéo không vượt quá  $f_{tn} / k_1$ . Với lực kéo dọc trục và mô men uốn kết hợp, áp dụng điều kiện dưới đây:

$$(k_w \sigma_N + \sigma_M) < \frac{k_w f_{tn}}{k_1}$$

Với lực nén dọc trục và mô men uốn kết hợp, áp dụng điều kiện dưới đây:

$$(\sigma_N + \sigma_M) < \frac{k_w f_{tn}}{k_1}$$

Trong đó:

$\sigma_N$ : Ứng suất do lực dọc trục

$\sigma_M$ : Ứng suất biên do uốn

$f_{tn}$ : Cường độ kéo của bê tông (Bảng 1 và Bảng 2)

$k_1$ : Hằng số được sử dụng khi tính toán chiều rộng vết nứt (Bảng 12)

$k_w$ : Hệ số phụ thuộc chiều cao tiết diện ngang

$h = 1,5 - h/h_1 \geq 1,0$  Trong đó  $h_1 = 1,0$  m.

**Bảng 12. Các giá trị của hằng số  $k_1$**

Cấp tác động	Cốt thép dễ bị ăn mòn	Cốt thép không bị ăn mòn
XSA	Xem xét đặc biệt	Xem xét đặc biệt
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3, XF2, XF3, XF4, XA3	2,0	1,5
XC1, XC2, XC3, XC4, XF1, XA1, XA2	1,5	1,0
X0	1,0	1,0

Trong trường hợp cốt thép dễ bị ăn mòn chỉ được đặt trong vùng chịu nén, các giá trị của  $k_1$  cho "Cốt thép không bị ăn mòn" có thể được sử dụng.

Các ứng suất do nhiệt độ, từ biến, co ngót, biến dạng phải được bao gồm khi đánh giá nếu chiều rộng vết nứt bị ảnh hưởng bởi các thông số này.

Nếu một tải trọng gây nứt cao được dự đoán (mô men nứt) là không bảo toàn,  $f_{tk}$  phải được sử dụng trong tính toán và  $k_1$  phải lấy bằng 1,0.

7.21.8.2 Chiều rộng vết nứt đặc trưng của kết cấu bê tông cốt thép chịu các lực kéo và co ngót của bê tông có thể được tính toán từ:

$$w_k = 1_{sk} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm} - \varepsilon_{cs})$$

Trong đó:

$l_{sk}$ : Chiều dài ảnh hưởng của vết nứt, độ trượt (slippage) trong các đoạn cong giữa cốt thép và bê tông có thể xảy ra.

$\varepsilon_{sm}$ : Biến dạng do kéo chủ yếu trong cốt thép đối với chiều dài ảnh hưởng của vết nứt tại lớp ngoài của cốt thép

$\varepsilon_{cm}$ : Biến dạng do kéo phụ thuộc vào ứng suất chính của bê tông trong cùng một lớp và trên chiều dài  $\varepsilon_{sm}$

$\varepsilon_{cs}$ : Biến dạng tự do do co ngót của bê tông (giá trị âm)

Chiều rộng vết nứt có thể được tính toán sử dụng theo Phụ lục E – TCVN 6170-6.

**7.21.8.3** Nếu không có tài liệu ghi lại chiều rộng vết nứt đặc trưng theo 7.21.8.2, các yêu cầu cho giới hạn chiều rộng vết nứt có thể được xem xét thỏa mãn nếu ứng suất thực trong cốt thép không vượt quá các giá trị trong Bảng 13.

**Bảng 13. Giới hạn ứng suất**

Chiều rộng vết nứt đặc trưng danh nghĩa	Loại tác động tải	Ứng suất trong cốt thép (MPa)				
		Khoảng cách giữa các thanh cốt và các bó thanh cốt (mm)				
		100 mm	150 mm	200 mm	250 mm	300 mm
$W_k = 0,4$ mm	Uốn	360 MPa	320 MPa	280 MPa	240 MPa	200 MPa
	Kéo	300 MPa	230 MPa	210 MPa	200 MPa	190 MPa
$W_k = 0,2$ mm	Uốn	240 MPa	200 MPa	160 MPa	120 MPa	100 MPa
	Kéo	160 MPa	150 MPa	130 MPa	110 MPa	100 MPa

Các ứng suất được liệt kê áp dụng cho các vết nứt vuông góc với hướng cốt thép, và chỉ khi lượng cốt thép chịu kéo không nhỏ hơn  $0,005A_c$ .

**7.21.8.4** Trong các tính toán ứng suất trong cốt thép hoặc chiều rộng vết nứt trong kết cấu chịu áp lực nước đủ lớn ảnh hưởng đến mức ứng suất tính toán hoặc chiều rộng vết nứt, tác động của áp lực nước trong vết nứt phải được bao gồm trong tính toán. Sự ảnh hưởng này là quan trọng đối với các kết cấu có độ sâu nước lớn hơn 100 m.

**7.21.8.5** Trong tính toán chiều rộng vết nứt, độ lớn tải trọng đối với các kết cấu ngoài khơi có thể được xác định dựa trên các nguyên lý trong 7.21.3.

**7.21.8.6** Hướng dẫn dự đoán chiều rộng vết nứt đặc trưng trong kết cấu cốt FRP được cho trong Phụ lục E – TCVN 6170-6.

Các ứng suất và biến dạng do nhiệt độ, từ biến, co ngót, biến dạng, v.v... phải được bao gồm khi đánh giá nếu chiều rộng vết nứt bị ảnh hưởng bởi các thông số này.

## TCVN 6170-10 : 2019

Các ứng suất và biến dạng bên trên phải được bao gồm trong giá trị biến dạng  $\varepsilon_{sm}$  khi tính toán chiều rộng vết nứt cho các kết cấu theo Phụ lục E – TCVN 6170-6.

Ghi chú: Hướng dẫn này chỉ được sử dụng cho kết cấu bê tông cốt FRP. Trong trường hợp kết cấu có cốt gồm cả cốt FRP, thì áp dụng các tiêu chuẩn về chiều rộng vết nứt cho các kết cấu cốt thép.

**7.21.8.7** Tính toán chiều rộng vết nứt có thể được bỏ qua khi các yêu cầu trong 7.21.3.11 thỏa mãn.

Phương pháp tương tự có thể được sử dụng cho các điều kiện SLS xác định trong EN1990 đối với trường hợp thiết kế không có các tính toán chiều rộng vết nứt chi tiết được thực hiện và không có yêu cầu đặc biệt giới hạn chiều rộng vết nứt xuất hiện.

Phải lưu ý rằng, phương pháp này đối với các phần tử kết cấu có đủ cốt thép chịu kéo sẽ tạo ra chiều rộng vết nứt có thể chấp nhận.

**7.21.9** Giới hạn về ứng suất trong các kết cấu ứng lực trước

**7.21.9.1** Các ứng suất trong cốt thép ứng lực trước phải không có các tác động kết hợp vượt quá  $0,8 \cdot f_y$ , hoặc  $0,8 \cdot f_{01}$ .

Trong quá trình ứng lực, ứng suất lên tới  $0,85 \cdot f_y$  hoặc  $0,85 \cdot f_{01}$  có thể được cho phép nếu có tài liệu cho thấy không có sự hư hại lên thép, và nếu lực ứng suất trước được đo trực tiếp bởi thiết bị chính xác.

**7.21.9.2** Ứng suất trong cốt FRP ứng lực trước phải dưới các điều kiện vượt quá 80% cường độ thiết kế của cốt FRP đối với tổ hợp tải trọng loại I được định nghĩa trong 7.9.1.8.

**7.21.9.3** Khi lực ứng suất trước tác động lên vùng bê tông chịu nén, ứng suất tại sợi chịu nén ngoài của bê tông không được vượt quá giá trị nhỏ hơn  $0,6 \cdot f_{cckj}$  hoặc  $0,5 \cdot f_{cck}$  trong trạng thái giới hạn làm việc.

Ứng suất sợi chịu nén ngoài phải được tính toán giả định một phân bố tuyến tính của ứng suất, một mặt nứt, trên tiết diện ngang.  $f_{cck}$  phải được lấy bằng cường độ của bê tông tại thời điểm tải trọng được áp dụng. Sự từ biến và co ngót của bê tông có thể đưa vào tính toán khi tính toán các ứng suất.

**7.21.10** Ảnh hưởng nhiệt độ

Ứng suất nhiệt do các ảnh hưởng nhiệt độ phải được đưa vào trong tính toán khi có liên quan. Các đặc tính vật liệu phải được sử dụng. Tham khảo theo TCVN 6170-6.

**7.21.11** Dự đoán độ võng đối với kết cấu bê tông cốt FRP

**7.21.11.1** Mục này áp dụng cho việc dự đoán độ võng trong dầm. Độ võng trong các kết cấu phức tạp cần phải được ghi lại phù hợp.

**7.21.11.2** Việc dự đoán độ võng dài hạn của phần tử kết cấu có cốt FRP phải được thực hiện đưa vào tính toán các ảnh hưởng từ biến trong bê tông và độ trùng của cốt FRP.

**7.21.11.3** Chuyển vị trong các phần tử cốt FRP có thể được tính toán từ một tổ hợp phần tử bê tông nứt và không nứt.

**7.21.11.4** Đối với chuyển vị do uốn, độ võng được dự đoán cho các phần tử không nứt với độ cứng chịu uốn đầy đủ tới tải trọng gây nứt ( $f_m$  xem Bảng 1 và Bảng 2). Độ võng của dầm vượt quá do tải trọng gây nứt có thể được tính bằng cách sử dụng mô men quán tính gây nứt của dầm bê tông.

Lưu ý:

Độ võng của các kết cấu bê tông cốt FRP trong đoạn uốn có thể được xác định dựa trên:

- 1) Dự đoán tải trọng gây nứt,  $P_{cr}$  của phần tử kết cấu khi kiểm tra.
- 2) Tính toán độ võng đối với tải trọng gây nứt  $\sigma_E$ ,  $P_{cr}$  sử dụng các đặc tính đàn hồi của bê tông. Cả hai mô đun E của bê tông và cốt FRP phải được điều chỉnh để tính toán cho khả năng từ biến trong bê tông và độ trùng của cốt FRP.
- 3) Dựa trên công thức dầm (beam formulation), tính toán mặt cắt nứt cho phần tử kết cấu đang được kiểm tra. Các phần tử kết cấu có thể bao gồm các phần tử kết cấu nhỏ hơn khác với từng mô men kháng uốn khác nhau.
- 4) Tính độ võng của phần tử kết cấu  $\delta_{CI}$ , đối với tải vượt quá tải trọng gây nứt, tức là  $P - P_{cr}$
- 5) Sửa đổi độ võng vết nứt dự kiến  $\delta_{CI}$  bằng hệ số giảm  $k_{db}$
- 6) Độ võng cuối tại một điểm nhất định trong phần tử kết cấu có thể được dự đoán bằng công thức sau:

$$\delta_{CI} = \delta_E + k_{db} \cdot \delta_{CI}$$

## 7.22 Thiết kế theo thử nghiệm

### 7.22.1 Quy định chung

**7.22.1.1** Kết cấu bê tông có thể được thiết kế theo thử nghiệm hoặc kết hợp giữa tính toán và thử nghiệm. Điều này áp dụng đối với tất cả các trạng thái giới hạn trong 7.8.2.1.

**7.22.1.2** Việc thử nghiệm có thể được áp dụng với một kết cấu hoàn thiện (như dầm), một phần của kết cấu (như dầm đỡ), hoặc với một chi tiết của kết cấu (như thiết bị cố định với dầm). Việc thử nghiệm có thể bao gồm toàn bộ các đặc tính của kết cấu, hoặc chỉ một đặc tính nhất định liên quan đến trường hợp thực hiện.

## TCVN 6170-10 : 2019

Việc thử nghiệm thường phải được thực hiện trên các mẫu có cùng kích thước. Nếu mẫu thử không có kích thước thực, mô hình và hệ số tỷ lệ phải được đánh giá độc lập.

**7.22.1.3** Các quy định của Tiêu chuẩn liên quan đến kích thước, bao gồm các quy định về chi tiết cốt thép trong 7.23 cũng sẽ áp dụng cho các kết cấu và các phần kết cấu điều chỉnh kích thước theo thử nghiệm. Các sai lệch từ các quy định này có thể được chấp nhận, miễn là chứng minh được bằng thí nghiệm những sai lệch như vậy là phù hợp.

### 7.22.2 Mẫu thí nghiệm

**7.22.2.1** Khi xác định kích thước của mẫu thí nghiệm, các dung sai vượt quá giá trị trong trường hợp điều kiện bất lợi cho trong 7.9.5 phải được đưa vào trong tính toán. Các dung sai phải được xem xét nghiêm ngặt.

**7.22.2.2** Mẫu thí nghiệm có thể được tạo ra với kích thước danh nghĩa với dung sai nhỏ hơn các yêu cầu trong mục 7.9.5. Nếu độ lệch đã được xem xét một cách cẩn thận thì có thể chấp nhận sử dụng các hệ số vật liệu giảm yếu trong Bảng 1. Dung sai cho phép có thể được coi là bằng nhau nếu mẫu thí nghiệm được sản xuất theo cùng dạng với cấu kiện được điều chỉnh bằng thử nghiệm.

**7.22.2.3** Ảnh hưởng của độ lệch tâm, độ nghiêng và độ cong không mong muốn phải được xét đến như đã đưa ra trong 7.3.1, 7.10.1.3 và 7.11.1.6 đến 7.11.1.8.

**7.22.2.4** Khi xác định độ bền vật liệu trong mẫu thử, phải tập trung vào độ bền đặc trưng tương đương với những điều được quy định trong sản xuất cấu kiện.

**7.22.2.5** Nếu cường độ bê tông chi phối kết quả thí nghiệm, bê tông được sử dụng trong mẫu thí nghiệm phải có cường độ xấp xỉ bằng nhưng không cao hơn cường độ đặc trưng của bê tông đang xét.

**7.22.2.6** Nếu có thay đổi về hỗn hợp bê tông, thành phần hoặc nhà cung cấp bê tông trong quá trình sản xuất, cường độ nén và kéo phải được thử nghiệm lại.

**7.22.2.7** Kết quả thử nghiệm cường độ vật liệu được thực hiện trong khi sản xuất cấu kiện không được nhỏ hơn cường độ lấy từ mẫu thử, nếu không thể chứng minh giá trị nhỏ hơn là hợp lý.

**7.22.2.8** Nếu cốt thép được xem xét chi phối kết quả thí nghiệm thì phải sử dụng loại cốt thép tương tự dùng cho kết cấu đã được xác định kích thước. Giới hạn chảy dẻo – hoặc giới hạn 0.1 – phải được xác định. Nếu giới hạn thí nghiệm lệch so với giới hạn quy định của cốt thép thì phải xem xét khi xác định khả năng chịu lực của mẫu thí nghiệm, dựa trên giới hạn chảy dẻo được thử nghiệm và giới hạn chảy dẻo đặc trưng danh nghĩa của loại cốt thép sử dụng.

**7.22.2.9** Để xác định tải trọng phá hủy đối với các kiểu phá hủy nhất định, việc ngăn chặn các hư hỏng gây ra bởi các kiểu phá hủy khác với tải trọng phá hủy thấp hơn có thể xảy ra là điều cần thiết. Trong những trường hợp như vậy, cần phải thay đổi dạng hình học, cường độ

hoặc lượng bê tông và cốt thép. Nếu sử dụng các cách đó, cần phải nêu rõ trong báo cáo thử nghiệm. Phải đánh giá xem việc thay đổi như vậy sẽ ảnh hưởng như thế nào đến khả năng chịu lực đối với kiểu phá hủy đang thử nghiệm.

**7.22.3 Tác động của thiết kế**

**7.22.3.1** Các tác động của thiết kế phải được xác định có cùng hệ số tải trọng được sử dụng khi khả năng chịu lực được xác định bằng tính toán, theo quy định của TCVN 6170-6.

**7.22.3.2** Các tác động thiết kế phải được lựa chọn để đại diện cho các tác động dự kiến của kết cấu, nếu cần thiết có thể thông qua mô phỏng.

**7.22.4 Quy trình thử nghiệm**

**7.22.4.1** Một quy trình thử phải được thực hiện, xem 7.22.6.

**7.22.4.2** Việc chuẩn bị và lưu trữ mẫu thử phải tuân theo các nguyên lý thể hiện việc tạo ra các thành phần cấu kiện.

**7.22.4.3** Phải chuẩn bị hồ sơ thử nghiệm, chỉ ra các quan sát được thực hiện trong quá trình thử nghiệm với thời gian và các mức tác động tương ứng.

**7.22.4.4** Tất cả hồ sơ thử nghiệm phải có chữ ký của người chịu trách nhiệm thử nghiệm.

**7.22.5 Xử lý kết quả thử nghiệm**

**7.22.5.1** Việc thử nghiệm phải gồm ít nhất ba mẫu thử. Giá trị đặc trưng ( $R_k$ ), giá trị trung bình ( $R_m$ ), và độ lệch tiêu chuẩn ( $s$ ) phải được xác định. Giá trị đặc trưng có thể được tính theo công thức:

$$R_k = R_m - ws$$

Trong đó:

w có các giá trị sau:

Số mẫu thử	3	4-5	6-10	11-20	> 20
w	2,5	2,0	1,7	1,5	1,4

**7.22.5.2** Nếu độ lệch tiêu chuẩn cao hơn hẳn hoặc một số kết quả thử nghiệm có độ lệch rất cao so với các kết quả khác thì phải phân tích nguyên nhân xảy ra.

**7.22.5.3** Giá trị thiết kế khả năng chịu lực bằng cách chia khả năng chịu lực đặc trưng của hệ số vật liệu phụ thuộc và kiểu phá hủy của thành phần như mô tả chi tiết trong mục 7.22.5.4 dưới đây.

Các hệ số vật liệu trong mục 7.8.4 sẽ được sử dụng. Giá trị hệ số vật liệu phù hợp được sử dụng phụ thuộc vào cách tính dung sai trong thiết kế và trong mẫu thí nghiệm.



## TCVN 6170-10 : 2019

**7.22.5.4** Giá trị thiết kế của khả năng chịu lực phải được xác định với hệ số vật liệu của bê tông cho toàn bộ các dạng hư hỏng mà bê tông chi phối khả năng chịu lực. Giá trị thiết kế khả năng chịu lực có thể được xác định với hệ số vật liệu đối với cốt thép, nếu dạng hư hỏng do cốt thép chi phối, miễn là chứng minh được rằng một sự phá hủy gây ra bởi phá hủy bê tông sẽ không tạo ra giá trị thiết kế khả năng chịu lực thấp hơn.

**7.22.5.5** Đối với các kiểu phá hoại mà bê tông và cốt thép cùng góp phần vào khả năng chịu lực thì phải sử dụng hệ số vật liệu dành cho bê tông trừ khi tiến hành được thí nghiệm chi tiết hơn.

Đối với kết cấu bê tông cốt FRP, phải sử dụng một hệ số vật liệu cao hơn dành cho cốt FRP. Trừ khi có thí nghiệm chi tiết hơn về kiểu phá hủy này, hệ số vật liệu cốt FRP trong việc tổ hợp tải trọng phù hợp được chỉ định trong TCVN 6170-6 sẽ được áp dụng.

**7.22.5.6** Nếu các thành phần cốt thép bị phá hoại ở khu vực cốt thép không được neo chặt, như trường hợp các phá hoại do lực cắt và dính trong các tấm bê tông lõi rỗng trên các thanh chống ngấn, giá trị thiết kế khả năng chịu lực cho các kiểu phá hủy này được tính bằng hệ số vật liệu của bê tông không cốt thép, tăng 50%.

**7.22.5.7** Đối với các thành phần không cốt thép, nếu kiểu phá hủy bị chi phối bởi độ bền kéo của bê tông, phải sử dụng hệ số vật liệu gấp đôi giá trị được đưa ra trong mục 7.9.1.2. Việc tăng hệ số vật liệu là không cần thiết đối với các cấu kiện bê tông gia cường bằng thép sợi nếu khối lượng của các sợi thép vượt quá 1% khối lượng bê tông.

Ngoài ra, phải đáp ứng được tất cả các yêu cầu của mục 7.9.6.

**7.22.5.8** Nếu chiều rộng vết nứt đặc trưng được xác định sau thì chỉ xem xét các khu vực chịu biến dạng lớn.

**7.22.5.9** Thành phần cấu kiện có thể được xử lý theo khu vực, mỗi khu vực được đánh giá riêng biệt.

**7.22.5.10** Giá trị đặc trưng có thể được thiết lập bằng với giá trị đo được lớn nhất của chuyển vị hoặc chiều rộng vết nứt nếu thí nghiệm không đủ cơ sở để tính toán thống kê giá trị đặc trưng.

### 7.22.6 Báo cáo thử nghiệm

**7.22.6.1** Việc thực hiện và kết quả của thử nghiệm phải được ghi chép lại trong một báo cáo do người chịu trách nhiệm thử nghiệm ký.

**7.22.6.2** Báo cáo thử nghiệm phải bao gồm ít nhất các thông tin sau:

a) Mục đích của thử nghiệm và các nguyên tắc được sử dụng để lựa chọn đối tượng thử nghiệm (mẫu vật)

b) Thông số vật liệu, ví dụ như loại bê tông và cốt thép, loại và tính chất của cốt liệu, loại và tính chất của phụ gia



- c) Bản vẽ hình học chi tiết của mẫu vật, bao gồm bố cục cốt thép
- d) Kết quả từ việc thí nghiệm vật liệu, giá trị độ bền đối với bê tông và cốt thép
- đ) Chuẩn bị mẫu vật (hoặc thành phần), mã số, kích thước, trọng lượng, điều kiện dưỡng hộ bê tông, bảo quản và xử lý
- f) Các dụng cụ được sử dụng trong quá trình thử nghiệm
- g) Các tác động
- h) Kết quả, hồ sơ thử nghiệm
- i) Giải thích kết quả, tính toán giá trị thiết kế khả năng chịu lực.

### 7.23 Quy định về triển khai cốt thép

#### 7.23.1 Vị trí

**7.23.1.1** Cốt thép phải được đặt làm sao để bê tông không bị cản trở, để có đủ độ neo dính bám, chống ăn mòn và khả năng chịu lửa.

Vị trí của thanh thép có gờ được thiết kế phù hợp với khoảng cách tối thiểu nhất định mà không cần quan tâm đến các gờ, nhưng kích thước bên ngoài thực tế phải được xem xét khi tính toán khoảng hở để đặt cốt thép và thi công bê tông.

Việc xác định vị trí cốt thép phải được thiết kế sao cho có thể đáp ứng được các yêu cầu nhất định đối với lớp bê tông bảo vệ phù hợp với dung sai cụ thể.

**7.23.1.2** Các thanh thép có gờ có thể được xếp thành bó. Các bó không được nhiều hơn bốn thanh kể cả thanh thép đã nổi chông (xem 7.23.3.3). Thông thường, các thanh sẽ được bố trí sao cho bó có chu vi ít nhất có thể.

**7.23.1.3** Khi sử dụng lưới thép hàn theo Tiêu chuẩn Quốc tế đã được chấp nhận, hai lớp có thể được đặt trực tiếp lên nhau.

**7.23.1.4** Các ống chứa cốt thép ứng lực trước có thể được lắp ráp thành các nhóm nếu không cản trở việc đổ bê tông của tiết diện ngang hoặc truyền lực trực tiếp vào bê tông. Tại các điểm neo, các yêu cầu đặc biệt cho việc đặt cốt thép sẽ áp dụng cho các hệ thống cáp ứng lực trước khác nhau.

**7.23.1.5** Đối với bê tông, khoảng cách giữa các đơn vị cốt thép tại một lớp mà bê tông đi qua trong quá trình đúc không được thấp hơn  $D_{\max} + 5$  mm.

Khoảng cách giữa các thanh cốt thép tại một lớp, và giữa mỗi lớp cốt thép nếu sử dụng nhiều hơn một lớp, phụ thuộc vào cấp độ tiếp xúc của kết cấu bê tông. Bảng 14 chỉ ra giới hạn đối với mỗi cấp độ tiếp xúc. Xem 7.21.2 để xem các định nghĩa cấp độ tiếp xúc.

Bảng 14. Khoảng cách tối thiểu giữa các cốt thép tương ứng với cấp độ tiếp xúc

Cấp độ tiếp xúc	Khoảng hở giữa các thanh thép trong một lớp	Khoảng hở giữa mỗi lớp thép
XSA	Xem xét đặc biệt	Xem xét đặc biệt
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3, XF2, XF3, XF4, XA3	45 mm	35 mm
X0, XC1, XC2, XC3, XC4, XF1, XA1, XA2	40 mm	25 mm

Ngoài ra, khoảng cách giữa cốt thép thường không nhỏ hơn đường kính ngoài của bó hoặc ống chứa cốt thép ứng lực trước.

**7.23.1.6** Trong quá trình đổ bê tông trực tiếp lên đá dăm, đất sét cứng và khô, hoặc sỏi đá, khoảng cách giữa cốt thép ngang và mặt đất không được nhỏ hơn 50 mm.

Đối với các loại đất khác ít nhất phải có lớp bê tông dày 50 mm với độ bền không dưới 15 MPa hoặc một lớp móng ổn định tương đương nếu sử dụng một vật liệu khác. Nếu bê tông được sử dụng làm móng, khoảng cách giữa cốt thép và lớp móng ít nhất là 30 mm.

Khi đổ bê tông dưới nước, cốt thép ngang phải được đặt trên phần đáy ít nhất 150 mm.

**7.23.1.7** Đối với việc neo, khoảng cách giữa các thanh có gờ, các bó thanh có gờ hoặc cáp không được nhỏ hơn  $2 \cdot \phi$  trong đó  $\phi$  là đường kính danh nghĩa của các thanh có gờ và cáp hoặc đường kính tương đương của các bó thép dựa trên mặt tiết diện mặt cắt ngang tương đương.

**7.23.1.8** Tại các mối nối chồng của các thanh riêng lẻ được đặt cạnh nhau, khoảng cách tới các thanh liền kề không được nhỏ hơn  $1,5 \cdot \phi$ .

### 7.23.2 Lớp bê tông bảo vệ

**7.23.2.1** Độ dày của lớp bảo vệ bảo vệ không được nhỏ hơn  $\phi$  đối với thép có gờ và bó thanh và  $2 \cdot \phi$  đối với cốt thép ứng lực trước /sau.

**7.23.2.2** Dựa trên yêu cầu chống ăn mòn, lớp bê tông bảo vệ không được nhỏ hơn các giá trị trong Bảng 15 đối với các kết cấu có cốt thép. Xem 7.21.2 để xem các định nghĩa cấp độ tác động.

Bảng 15. Độ dày tối thiểu của lớp bê tông bảo vệ chống được sự ăn mòn

Cấp độ tác động	Tuổi thọ thiết kế 50 năm		Tuổi thọ thiết kế 100 năm	
	Cốt thép dễ bị ăn mòn	Cốt thép ít bị ăn mòn	Cốt thép dễ bị ăn mòn	Cốt thép ít bị ăn mòn
XSA	Xem xét đặc biệt	Xem xét đặc biệt	Xem xét đặc biệt	Xem xét đặc biệt
XS3, XF4	60 mm	50 mm	70 mm	60 mm
XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XF2, XF3, XF4, XA3	50 mm	40 mm	60 mm	50 mm
XC2, XC3, XC4, XF1, XA1, XA2	35 mm	25 mm	45 mm	35 mm
X0, XC1	25 mm	15 mm	35 mm	25 mm

Lớp bê tông bảo vệ giữa các mặt phẳng thẳng đứng và các đơn vị cốt thép ngang thường không được nhỏ hơn đường kính của đơn vị cốt thép và không nhỏ hơn  $D_{max} + 5$  mm.

Khi đổ bê tông dưới nước, khoảng cách giữa các thanh cốt thép, các bó thanh và các lớp không được nhỏ hơn 100 mm và độ dày lớp bê tông bảo vệ không được nhỏ hơn 70 mm.

Các mặt phẳng mút của cốt thép chịu kéo trong các cấu kiện đúc sẵn ở môi trường cực kì khắc nghiệt, thể hiện bởi các cấp độ XSA, XD1, XD2, XD3, XS1, XS2, XS3, XF2, XF3, XF4, XA3, phải được bảo vệ.

Sự bảo vệ chống ăn mòn đầy đủ cho hệ thống đầu neo của cốt thép ứng lực trước kéo căng sau phải được ghi lại đối với cấp độ tiếp xúc thực tế.

Các thanh ứng lực trước phải được đặt trong các đường ống kín được bơm vữa, mỡ, v.v...

**7.23.2.3** Đối với các kết cấu được gia cường bằng các thanh FRP, lớp bê tông bảo vệ tối thiểu cho cốt dọc được lấy bằng tối thiểu của:

- Đường kính tương đương  $D_{eq}$  của nhóm thanh FRP hoặc
- 1,5 lần đường kính cốt liệu được sử dụng trong hỗn hợp bê tông.

Đối với nhóm cốt FRP, đường kính của nhóm thanh được lấy bằng đường kính tương đương dựa trên diện tích FRP.

$$D_{eq} = \sqrt{\frac{4.n - A_{F,BAR}}{\pi}}$$

Trong đó:

$A_{F,BAR}$  : diện tích của mỗi thanh FRP

$D_{eq}$  : đường kính tương đương của nhóm thanh

$n$  : số thanh FRP trong nhóm

**7.23.2.4** Đối với cốt FRP, lớp bê tông bảo vệ cho các cốt đai trong dầm và cột được lấy tối thiểu là 1/2 đường kính của cốt đai FRP.

**7.23.2.5** Đối với các kết cấu tiếp xúc với lửa, yêu cầu đối với lớp bê tông bảo vệ tối thiểu phải được xác định thêm từ các yêu cầu về khả năng chịu lửa.

### 7.23.3 Nối cốt thép

**7.23.3.1** Các thanh cốt thép có thể được nối bằng nối chồng, nối bằng ống nối ren hoặc hàn. Các mối nối ghép phải được thể hiện trên bản vẽ.

-Các mối nối ghép phải được đặt so le và càng cách xa nhau càng tốt cũng được đặt ở các vùng chịu biến dạng vừa phải của kết cấu. Mỗi nối chồng có thể được xem là phân bố nếu khoảng

## TCVN 6170-10 : 2019

cách từ tâm mỗi nối ghép này đến tâm mỗi nối ghép kia lớn hơn chiều dài phát triển tính theo TCVN 6170-6.

**7.23.3.2** Tại các mối nối chồng của cốt thép chịu kéo, chiều dài phát triển cần thiết ít nhất phải bằng chiều dài phát triển cần thiết được tính toán theo mục K. Các thanh thép trơn cũng phải có móc neo.

**7.23.3.3** Các thanh và bó thanh được nối bằng cách nối chồng phải tiếp xúc với nhau.

Những khu vực cần có sự truyền lực giữa các thanh liền kề, không được đặt chồng lên nhau, được thiết kế theo mục 7.15.1.3 và 7.15.1.4.

Cốt thép nối chồng phải có cốt thép ngang phân bố dọc theo chiều dài mỗi nối, và có tổng diện tích mặt cắt ngang ít nhất là 70% diện tích mặt cắt ngang của một thanh được nối chồng.

Nếu thanh được nối chồng có đường kính lớn hơn hoặc bằng 16 mm, thì cốt thép ngang phải được bố trí đều nhau trong phần thứ ba bên ngoài của mối nối chồng.

Khi đường kính tương đương lớn hơn 36 mm đối với bê tông cốt liệu thường và 32 mm đối với bê tông cốt liệu nhẹ, thì các thanh trong bó với tối đa ba thanh sẽ được nối chồng riêng lẻ sao cho ở tất cả các tiết diện đều không quá bốn thanh. Chiều dài mỗi nối được tính theo mục K108.

Mỗi nối trong các cấu kiện chịu kéo phải được đặt so le và các mối nối phải đi kèm hoặc gàn thép đai có tổng diện tích mặt cắt ngang ít nhất bằng hai lần diện tích của thanh được nối và khoảng cách không lớn hơn 10 lần đường kính của một thanh được nối.

### 7.23.4 Uốn cốt thép

**7.23.4.1** Cốt thép uốn được thiết kế với các đường kính gồi uốn bằng 16, 20, 25, 32, 40, 50, 63, 80, 89, 100, 125, 160, 200, 250, 320, 400, 500 và 630 (mm).

**7.23.4.2** Cốt thép không được uốn quanh đường kính gồi uốn nhỏ hơn 1,5 lần đường kính của gồi uốn thí nghiệm được sử dụng khi chứng minh tính uốn của thép, hoặc ở nhiệt độ thấp hơn tính chất uốn đã được ghi chép. Đường kính gồi uốn tối thiểu được đưa ra trong Bảng 16 đối với cốt thép theo tiêu chuẩn EN 10025 hoặc EN 10080. Đối với cốt thép theo các tiêu chuẩn quốc tế khác như ISO 6935, ASTM và ACI, các tiêu chí uốn phải phù hợp với tiêu chuẩn vật liệu được áp dụng. Việc sử dụng đường kính gồi uốn thấp hơn đường kính cho phép trong Bảng 17 cần có ghi chép phù hợp với mục 7.18.1.12.

**Bảng 16. Đường kính gồi uốn được cho phép (mm) trong uốn cốt thép đáp ứng yêu cầu tiêu chuẩn EN 10025 hoặc EN 10080**

Loại cốt thép	Đường kính thanh thép (mm)											
	5	6	7	8	10	11	12	14	16	20	25	32
B500C <sup>a</sup> )		16		20	25		32	40	50	80	125	160
B500B <sup>a</sup> ), b)		20		32	40		50	63	80			
		32		40	50		63	89	100			
B500A	25	32	32	40	50	50	63					

Loại cốt thép	Đường kính thanh thép (mm)											
	5	6	7	8	10	11	12	14	16	20	25	32
G250		20		25	32	40						

a) Cốt thép có gờ cuộn cán nóng được xử lý nhiệt có thể uốn cong với nhiệt độ xuống tới âm 20°C  
b) Đối với cốt thép loại B500B loại gờ uốn ở dòng trên có thể được sử dụng trong uốn ở nhiệt độ trên 0°C.

**7.23.4.3** Nhiệt độ trong cốt thép không được dưới -10°C trong khi uốn.

**7.23.4.4** Đối với cốt thép được uốn bình thường theo tiêu chuẩn EN 10025 hoặc EN 10080, có thể sử dụng đường kính gờ uốn trong Bảng 17 mà không cần phải có ghi chép theo mục 7.18.1.12. Đối với thép đai và móc neo, xem mục 7.23.4.8.

**Bảng 17. Đường kính gờ uốn cho phép (mm) khi uốn cốt thép không tuân theo 7.18.1.12**

Độ bền kéo của cốt thép ( $f_{sk}$ ) MPa	Đường kính thanh thép (mm)											
	5	6	7	8	10	11	12	14	16	20	25	32
500	100	125	160	160	200	200	250	250	320	400	500	630
250		50		63	80	100						

**7.23.4.5** Cốt thép bị uốn được làm thẳng hoặc uốn lại sẽ không được uốn cong quanh gờ uốn có đường kính nhỏ hơn 1,5 lần đường kính của gờ uốn thí nghiệm được sử dụng khi chứng minh đặc tính lão hóa của thép.

Đối với cốt thép theo tiêu chuẩn EN 10025 hoặc EN 10080 có thể sử dụng các đường kính gờ uốn trong Bảng 18.

**Bảng 18. Đường kính gờ uốn cho phép trong uốn cốt thép (mm) theo tiêu chuẩn EN 10025 hoặc EN 10080 uốn lại hoặc nắn thẳng**

Loại cốt thép	Đường kính thanh thép (mm)											
	5	6	7	8	10	11	12	14	16	20	25	
B500C		32		40	50		63	80	100	160	320	
B500B		63		80	100		125	160	200			
B500A	50	63	63	80	100	125	125					
G250		40		50	63	100						

Nhiệt độ đối với cốt thép được nắn thẳng hoặc uốn cong không được thấp hơn -10°C nếu đường kính thanh là 12mm trở xuống. Đối với các kích thước lớn hơn, nhiệt độ không được dưới 0°C.

Cốt thép được nắn thẳng hoặc uốn cong không được sử dụng trong các cấu kiện cốt thép chịu tải.

**7.23.4.6** Các thanh cốt thép loại "Tempcore" hoặc tương tự không được xử lý nhiệt khi uốn cong hoặc nắn thẳng.

**7.23.4.7** Thép đai và móc neo phải được làm từ cốt thép có thể hàn được.

**7.23.4.8** Việc kiểm tra theo mục 7.18.1.12 là không bắt buộc đối với thép đai và móc neo, nếu gờ uốn có đường kính không lớn hơn 100mm và thanh ngang có đường kính không nhỏ hơn đường kính của thanh bị uốn và đường kính không ít hơn 0,3 lần của đường kính gờ uốn



## TCVN 6170-10 : 2019

được sử dụng nằm ở đoạn uốn. Với bất kể mức cường độ nào, cốt thép như vậy sẽ luôn luôn có thanh ngang ở đoạn uốn.

Đoạn thẳng sau đoạn uốn của móc neo có thể được đặt song song với bề mặt nếu đường kính thanh cốt thép không lớn hơn 16 mm. Nếu đường kính lớn hơn, đoạn thẳng phải được uốn cong vào mặt cắt, sao cho lớp bê tông bảo vệ không bị va đập bởi việc các móc neo kéo thẳng ra khi thanh cốt thép bị kéo căng. Độ uốn ít nhất là  $135^\circ$ .

**7.23.4.9** Các thanh cốt thép có mối hàn có thể uốn cong quanh đường kính gối uốn theo mục 7.23.4.1 đến 7.23.4.8 miễn là khoảng cách giữa điểm bắt đầu đoạn uốn và điểm hàn lớn hơn hoặc bằng bốn lần đường kính của thanh.

**7.23.4.10** Đối với các kết cấu chịu tải trọng tĩnh là chủ yếu, thanh thép có thể uốn cong tại điểm hàn với đường kính gối uốn như trong Bảng 17.

**7.23.4.11** Đối với các kết cấu chịu tải trọng môi, đường kính uốn cho lưới thép hàn phải lớn hơn hoặc bằng 100 lần đường kính dây hàn nếu mối hàn nằm ở ngoài biên của đoạn uốn, hoặc 500 lần đường kính của dây nếu mối hàn nằm ở bên trong đoạn uốn.

**7.23.4.12** Cốt thép ứng lực trước không được uốn cong hoặc được đặt với độ cong lớn hơn (sharper) tạo ra ứng suất cực đại trên thép - gây ra bởi độ cong kết hợp với ứng lực trước - vượt quá 95% ứng suất chảy dẻo hoặc 0,1% ứng suất thử. Trường hợp yêu cầu độ cong lớn, thép sẽ bị uốn cong trước khi được đặt vào kết cấu. Điều này chỉ được chấp nhận nếu chứng minh được đối với các loại và các kích thước thép đang xét thì việc uốn trước đó không gây hại tới hiệu suất của thép như cốt thép ứng lực trước.

### 7.23.5 Uốn các thanh FRP

**7.23.5.1** Mối quan hệ giữa cường độ cốt FRP và độ uốn trong thanh FRP được nêu ra trong mục 7.12.1.10.

### 7.23.6 Diện tích cốt thép tối thiểu – Quy định chung

**7.23.6.1** Cốt thép tối thiểu phải được cung cấp để đảm bảo khả năng chịu lực tối thiểu chống chịu các vết nứt lớn và có hại, bằng cách truyền lực chịu kéo khi bê tông nứt lên cốt thép.

**7.23.6.2** Trong mỗi trường hợp, khi xác định cốt thép tối thiểu phải được xem xét tới kết cấu thực tế và các trạng thái ứng suất.

**7.23.6.3** Đối với các kết cấu chịu áp suất từ chất lỏng hoặc khí, giá trị số của  $f_{tk}$  được thay bằng  $(f_{tk} + 0,5\rho_w)$  trong công thức để tính toán lượng cốt thép tối thiểu cần thiết, trong đó  $\rho_w$  là áp suất chất lỏng hoặc khí.

**7.23.6.4** Các mối nối thi công phải xác định cụ thể lượng cốt thép tối thiểu không ít hơn cốt thép tối thiểu cần thiết cho từng phần bê tông.

**7.23.6.5** Các kết cấu được đặt tại môi trường khắc nghiệt và trong các kết cấu mà độ kín khí là đặc biệt quan trọng, cần phải xác định một lượng cốt thép phân bố đủ qua tất cả các mối nối bê tông. Nên cần có một tiết diện ngang lớn hơn ít nhất 25% so với cốt thép tối thiểu cần thiết cho các phần được đúc bê tông với nhau.

**7.23.6.6** Trong các bản bê tông, khoảng cách giữa các cụm ứng lực trước không lớn hơn 6 lần độ dày của tấm.

**7.23.7** Diện tích cốt thép tối thiểu – bản sàn/tấm

**7.23.7.1** Kết cấu hoặc cấu kiện được coi là bản sàn nếu bề rộng của tiết diện ngang lớn hơn hoặc bằng 4 lần chiều dày.

**7.23.7.2** Tổng chiều dày của tiết diện ngang  $h$  không được nhỏ hơn  $L_i/135$ , trong đó  $L_i$  là khoảng cách giữa các điểm có mô men triệt tiêu.

**7.23.7.3** Đối với các hệ thống tấm chịu lực hai phương,  $L_i$  áp dụng cho đường kính hai hướng thấp hơn, và đối với các tấm công xôn:

$$L_i = 2.L$$

Trong đó  $L$  là chiều dài của tấm công xôn.

**7.23.7.4** Trên bề mặt cốt thép chính và trực tiếp trên phần này, cần đặt cốt thép tối thiểu liên tục cho các kết cấu gia cường cốt thép. Cốt thép phải có tổng diện tích mặt cắt ngang bằng:

$$A_s \geq 0,25 \cdot k_w \cdot A_c \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}}$$

Trong đó:

$$k_w = 1,5 - h/h_1 \geq 1,0$$

$h$  chiều cao của mặt cắt tiết diện

$$h_1 = 1,0 \text{ m}$$

$f_{tk}$  được xác định trong mục 7.23.6.3.

Tại các gối đỡ bên trong, cốt thép này có thể được phân phối tại một nửa ở mặt trên và một nửa ở mặt dưới.

Đối với các cấu kiện cốt FRP,  $f_{sk}$  phải được thay thế cho các ứng suất trong cốt FRP là:

- 4‰ biến dạng đối với các cấu kiện dễ bị ảnh hưởng bởi các vết nứt có thể nhìn thấy hoặc
- 6‰ biến dạng đối với các cấu kiện ít bị ảnh hưởng bởi các vết nứt có thể nhìn thấy được.
- Để đánh giá ứng suất tương ứng với điều này độ biến dạng  $E_{Fd}$  sẽ được sử dụng.



## TCVN 6170-10 : 2019

**7.23.7.5** Trong các kết cấu áp dụng các yêu cầu đặc biệt đối với giới hạn bề rộng vết nứt, cốt thép tối thiểu ít nhất phải gấp đôi giá trị nêu trên.

Khoảng cách giữa các thanh cốt thép phụ trong cùng một lớp không được vượt quá 3 lần độ dày tấm bê tông và không lớn hơn 500 mm.

**7.23.7.6** Tại nhịp và trên gối đỡ, cần phải xác định cốt thép chính không nhỏ hơn lượng cốt thép tối thiểu cần thiết trên mặt chịu kéo. Trong nhịp và trên gối đỡ, khoảng cách giữa các thanh cốt thép chính không được lớn hơn 2 lần độ dày tấm và không lớn hơn 300mm. Khi cắt giảm lượng cốt thép chính, khoảng cách này có thể tăng gấp 4 lần độ dày hoặc 600mm.

**7.23.7.7** Một phần cốt thép chính với diện tích tiết diện ngang không nhỏ hơn cốt thép yêu cầu tối thiểu phải được kéo dài ít nhất với chiều dài  $d$  vượt quá điểm mô men triệt tiêu đã tính toán, trong đó  $d$  là khoảng cách từ tâm của cốt thép chịu kéo đến các lớp sợi bê tông bên ngoài ở mặt chịu nén. Đối với cốt thép trên gối đỡ, khoảng cách giữa gối đỡ và điểm mô men triệt tiêu được giả định nhỏ hơn khoảng cách được tính theo lý thuyết đàn hồi.

**7.23.7.8** Cốt thép chính tối đa giữa các gối đỡ phải được kéo dài hơn trên lý thuyết:

- 30% tại gối đỡ đơn

- 25% tại gối đỡ cố định hoặc liên tục.

**7.23.7.9** Với gối biên đơn giản, cốt thép chính phải được neo với một lực ít nhất bằng khả năng chịu lực của cốt thép tối thiểu được yêu cầu.

**7.23.7.10** Trong hệ sàn hai phương, các quy định này áp dụng cho cả hai phương cốt thép.

**7.23.7.11** Tại gối biên, cốt thép ở trên cùng tối thiểu phải bằng với lượng cốt thép nhỏ nhất cần thiết, thậm trí khi giả định trong các tính toán không ngàm, nếu phần gối đỡ đầu mút của bản sàn là không tự do hoàn toàn. Đối với các hệ thống sàn một phương, cốt thép trên có thể bỏ qua tại các gối biên song song với cốt thép chính.

**7.23.7.12** Đối với các gối đỡ bên trong, cốt thép ngang được tính theo mục 7.23.7.5 và mục 7.23.7.6 có thể được phân bố một nửa ở mặt trên và một nửa ở mặt dưới.

**7.23.7.13** Thông thường các bản sàn không cần thép đai hoặc các loại cốt thép chịu lực cắt khác. Đối với các cấu kiện cốt thép, cốt thép chịu cắt cần có diện tích mặt cắt ít nhất bằng ( $\text{mm}^2/\text{mm}^2$ ):

$$A_{sv} \geq 0,2 \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}}$$

được xem xét trong khả năng chịu cắt,  $f_{sk}$  được xác định trong mục 7.23.6.3.

Đối với các cấu kiện cốt FRP,  $f_{sk}$  tương ứng với ứng suất cốt FRP là:

- 4‰ biến dạng đối với các cấu kiện dễ bị ảnh hưởng bởi các vết nứt có thể nhìn thấy hoặc

- 6‰ biến dạng đối với các cấu kiện ít bị ảnh hưởng bởi các vết nứt có thể nhìn thấy.

Để đánh giá ứng suất tương ứng với điều này độ biến dạng  $E_{Fd}$  sẽ được sử dụng.

### 7.23.8 Diện tích cốt thép tối thiểu – sàn phẳng

**7.23.8.1** Các sàn phẳng là sàn có cốt thép chính ở hai hướng và các cột đỡ liên kết với sàn. Đầu của các cột có thể được mở rộng thành mũ cột (capital). Các sàn có thể có hoặc không có bản mũ cột (drop panel) trên mũ cột.

Sàn phải có độ dày tối thiểu là:

$$(l - 0,7 \cdot b_k) / 30 \geq 130\text{mm} \text{ đối với sàn không có bản mũ cột}$$

$$(l - 0,7 \cdot b_k) / 35 \geq 130\text{mm} \text{ đối với sàn có bản mũ cột.}$$

$l$  là khoảng cách giữa các đường tâm của các cột.

$b_k$  là chiều rộng của mũ cột ở dưới sàn hoặc cốt thép.  $b_k$  không được có giá trị thấp hơn chiều rộng của cột theo hướng sàn hoặc giá trị lớn hơn giá trị tương ứng với độ nghiêng  $60^\circ$  của mặt mũ cột vào mặt phẳng nằm ngang.

**7.23.8.2** Đối với các cấu kiện cốt thép, cốt thép sàn phải có diện tích mặt cắt ngang ít nhất bằng:

$$A_s \geq 0,25 \cdot k_w \cdot A_c \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}}, \text{ theo từng hướng chính,}$$

Trong đó:

$k_w$  lấy lấy theo mục 7.23.7.4

$f_{tk}$  xác định trong mục 7.23.6.3

Đối với các cấu kiện cốt FRP,  $f_{sk}$  tương ứng với ứng suất cốt FRP là:

- 4 ‰ độ biến dạng đối với các cấu kiện dễ bị ảnh hưởng bởi các vết nứt nhìn thấy được hoặc

- 6 ‰ độ biến dạng đối với các cấu kiện ít bị ảnh hưởng bởi các vết nứt nhìn thấy được.

Để đánh giá ứng suất tương ứng với điều này độ biến dạng  $E_{Fd}$  sẽ được sử dụng.

**7.23.8.3** Ở giữa sàn, khoảng cách giữa các thanh không được vượt quá 300 mm.

**7.23.8.4** Trên các cột ở sàn phẳng có cốt thép dự ứng không có lực liên kết liên tục, cốt thép không ứng lực trước ở mặt trên phải có diện tích không nhỏ hơn diện tích yêu cầu theo quy định của điều này, bất kể trạng thái ứng suất như nào.

### 7.23.9 Diện tích cốt thép tối thiểu - dầm

## TCVN 6170-10 : 2019

7.23.9.1 Chiều cao tiết diện ngang h thường không nhỏ hơn  $L_i / 35$ .

$L_i$  là khoảng cách giữa các điểm uốn ngược. Đối với dầm chia,  $L_i = 2.L$  . và  $L$  là chiều dài của công xôn.

7.23.9.2 Dầm cốt thép chữ nhật cần có cốt thép ở mặt chịu kéo, ít nhất bằng:

$$A_s \geq 0,25.k_w.b.h.\frac{f_{ik}}{f_{sk}}$$

Trong đó:

$k_w$  lấy lấy theo mục 7.23.7.4

$f_{ik}$  xác định trong mục 7.23.6.3

Ở phía mặt chịu nén, cốt thép không được nhỏ hơn một nửa giá trị này, nếu không có ghi chép đầy đủ.

7.23.9.3 Dầm cốt thép có bản cánh, cốt thép tối thiểu phải được quy định cho bụng như đối với dầm chữ nhật.

Các cánh chịu lực kéo căng phải được đặt cốt thép bổ sung theo công thức sau:

$$A_s \geq A_{cf}.\frac{f_{ik}}{f_{sk}}$$

Trong đó:

$A_{cf}$ : diện tích mặt cắt ngang hữu hiệu của bản cánh,  $h_f.b_{eff}$

$b_{eff}$ : phần chiều dày của sàn theo mục 7.4 được giả định là có tác dụng khi chống lại lực kéo

$h_f$ : độ dày của cánh (flange) (sàn)

$f_{ik}$  xác định trong mục 7.23.6.3

Trong dầm có trục trung hoà nằm gần cánh, diện tích thép có thể giảm xuống đến:

$$A_s \geq 0,5.h_f.b_{eff}.\frac{f_{ik}}{f_{sk}}$$

Trong cánh chịu lực nén, yêu cầu cốt thép tối thiểu là:

$$A_s \geq 0,25.A_{cf}.\frac{f_{ik}}{f_{sk}}$$

7.23.9.4 Trong dầm, cốt thép chính tối đa trong nhịp phải được kéo dài thêm:

- 30% giá đỡ đơn giản

- 25% giá đỡ cố định hoặc liên tục.

Trong cả hai trường hợp, ít nhất 2 thanh phải được kéo dài.

Ít nhất 30% cốt thép chịu kéo tối đa cần thiết trên các gối đỡ phải được kéo dài một khoảng cách tương ứng với chiều dài neo vượt quá điểm mà lực kéo căng đã tính toán trong cốt thép bằng không, hoặc bị uốn cong như cốt thép chịu lực cắt nghiêng.

**7.23.9.5** Dầm chữ T song song với phần cốt thép chính của tấm sàn phải có cốt thép ngang trên dầm không nhỏ một nửa cốt thép chính của tấm sàn ở giữa nhịp. Cốt thép trên cùng này phải được kéo dài ít nhất 0,3 lần chiều dài nhịp của tấm sàn tới cả hai phía của dầm.

**7.23.9.6** Thông thường, cần phải có các thép đai (stirrup) dọc theo chiều dài của dầm bất kể cường độ tác động của lực cắt như nào. Trong các cấu kiện cốt thép, thép đai này cần phải có diện tích mặt cắt tương ứng bằng:

$$A_s \geq 0,2 \cdot A_c \cdot \sin \alpha \cdot \frac{f_{lk}}{f_{sk}}$$

Trong đó:

$A_c$ : diện tích bê tông của bụng dầm

$\alpha$ : góc giữa các cốt đai và trục dọc của dầm. Góc không được lấy dưới 45°

$f_{lk}$  xác định trong mục 7.23.6.3

Cường độ chịu kéo  $f_{lk}$  không được nhỏ hơn 2,55 MPa. Khoảng cách giữa các thép đai không được vượt quá 0,6 h' và không quá 500 mm. Các thanh thép đai sẽ bao bọc tất cả các cốt thép chịu kéo, nếu cần có thể dùng thép đai ghép nối. Trong dầm có tiết diện phân cánh, cốt thép ngang nằm ngoài cốt thép dọc được giả sử sẽ bao bọc cốt thép dọc. Thanh cốt thép dọc sẽ được đặt tại tất cả các góc của thép đai và tại tất cả móc neo. Đường kính của thanh dọc này không được nhỏ hơn đường kính của thép đai.

Nếu chiều cao của dầm vượt quá 1200 mm, phải đặt thêm một cốt thép dọc trên bề mặt của bụng dầm. Cốt thép này không được nhỏ hơn cốt đai tối thiểu cần thiết.

Đối với bê tông ứng lực trước, khoảng cách giữa các thanh thép đai có thể lên đến 0,8 h' nếu đủ khả năng chịu lực mà không có cốt thép chịu lực cắt, nhưng không được lớn hơn 500 mm. Trong các bộ phận của dầm ứng lực trước chịu lực nén ở toàn bộ tiết diện tại trạng thái giới hạn cực đại, diện tích thép đai tối thiểu có thể được giảm đến 70% so với yêu cầu nêu trên.

**7.23.9.7** Đối với các cấu kiện cốt FRP, các quy định về ứng suất dọc và cốt thép chịu nén trong mục 7.23.9.2 và 7.23.9.6 (bàn gập) phải được sửa lại bằng cách thay thế  $f_{sk}$  bằng ứng suất trong cốt FRP là:

## TCVN 6170-10 : 2019

- 4 ‰ độ biến dạng đối với các cấu kiện dễ bị ảnh hưởng bởi các vết nứt nhìn thấy được hoặc
- 6 ‰ độ biến dạng đối với các cấu kiện ít bị ảnh hưởng bởi các vết nứt nhìn thấy được

Để đánh giá ứng suất tương ứng với độ biến dạng này,  $E_{ra}$  phải được sử dụng.

**7.23.9.8** Yêu cầu đối với thép đai tối thiểu có thể bỏ qua đối với các bản có sườn với các sườn ở một hoặc hai hướng, hợp nhất với một tấm trên cùng. Phải đáp ứng được các yêu cầu sau:

- Chiều rộng sườn phải ít nhất là 60 mm và chiều cao không được quá 3 lần chiều rộng tối thiểu
- Khoảng cách giữa các sườn không được quá 500 mm
- Độ dày của tấm trên cùng phải ít nhất là 50 mm và phải có cốt thép ít nhất bằng với cốt thép tối thiểu cần thiết cho các tấm.

Đối với bản có gân (ribbed slab) không thoả mãn các yêu cầu này thì phải áp dụng các quy tắc cho dầm.

**7.23.9.9** Các thanh cốt thép nén phải được ghép bằng các thép đai (stirrup) với khoảng cách không vượt quá 15 lần đường kính của thanh cốt thép nén.

**7.23.10** Diện tích cốt thép tối thiểu – Cột

**7.23.10.1** Kích thước của cột không được nhỏ hơn:

- Tổng diện tích tiết diện là 40 000 mm<sup>2</sup>
- Kích thước mặt cắt ngang tối thiểu là 150 mm đối với cột có cốt thép
- Kích thước mặt cắt ngang tối thiểu là 200 mm đối với cột không có cốt thép.

**7.23.10.2** Cột có cốt thép có tổng diện tích mặt cắt ngang cốt thép dọc không được nhỏ hơn:

$$0,01.A_c \text{ và } 0,2.A_c \cdot f_{cm} / f_{sk}$$

Đối với các cấu kiện cốt FRP,  $f_{sk}$  tương ứng với ứng suất cốt FRP là:

- 4 ‰ độ biến dạng đối với các cấu kiện dễ bị ảnh hưởng bởi các vết nứt nhìn thấy được hoặc
- 6 ‰ độ biến dạng đối với các cấu kiện ít bị ảnh hưởng bởi các vết nứt nhìn thấy được.

**7.23.10.3** Cốt thép tối thiểu phải đặt đối xứng. Đường kính cốt thép dọc không được nhỏ hơn 10 mm. Nếu cột có một mặt cắt lớn hơn cốt thép tối thiểu được yêu cầu về mặt cấu trúc thì có thể được xác định bởi tiết diện mặt cắt được yêu cầu về mặt cấu trúc.

**7.23.10.4** Nếu cốt thép dọc trong cột không được kéo dài đến kết cấu ở dưới, các thanh nối (splicing bars) phải được kéo dài lên cột với tổng diện tích ít nhất bằng với cốt thép cần thiết cho cột.

**7.23.10.5** Nếu các thanh ở đầu cột được uốn cong về phía tâm để mở rộng đến cột với một phần nhỏ hơn nằm phía trên, thì độ nghiêng dọc không được vượt quá 1:6, và điểm uốn cong phải nằm cách đầu cột tối thiểu 100 mm.

**7.23.10.6** Nếu diện tích cốt thép dọc lớn hơn 2% diện tích mặt cắt ngang của cột, việc nối chồng tại các gờ ngang sẽ được giới hạn ở một phần tương ứng với 2% diện tích của cột. Các thanh nối và thanh liên tục phải được đặt đối xứng trên mặt cắt ngang của cột.

**7.23.10.7** Vị trí của việc cốt thép dọc phải được đặt với các thép đai bao quanh phần cốt thép với khoảng cách không vượt quá 15 lần đường kính cốt thép dọc. Ngoài ra cốt thép dọc sẽ được đặt tại tất cả các điểm uốn cong. Cốt thép chịu nén cần thiết không được đặt cách góc cốt ngang, thép đai hoặc móc neo xa hơn 15 lần đường kính thanh đỡ.

**7.23.10.8** Nếu sử dụng mác bê tông C55 hoặc cao hơn, khoảng cách của các mối nối phải được giảm xuống 10 lần đường kính cốt thép dọc, và các thanh thép đai là các thanh có gờ có đường kính ít nhất bằng 10 mm.

Đối với các cấu kiện cốt FRP, thép đai là các thanh FRP có đường kính ít nhất bằng 10 mm. Khối lượng thép đai tối thiểu (mối nối) không được thấp hơn các quy định về thép đai trong đàm mục 7.23.9.6 được sửa đổi trong mục 7.23.9.7.

**7.23.10.9** Trong các cột có cốt thép xoắn lò xo (spiral reinforced columns) phải được uốn cong bằng máy và phải có hình tròn ở các phần vuông góc với hướng của lực. Mỗi vòng cuốn lên không được vượt quá 1:7 đường kính thép. Khoảng cách giữa các vòng xoắn không được lớn hơn 60 mm và không được nhỏ hơn 35mm. Cốt thép xoắn lò xo kéo dài qua toàn bộ chiều dài của cột và chỉ được phép bỏ qua khi cột được nhúng vào một bản bê tông cốt thép ở tất cả các phía. Việc ghép nối cốt thép xoắn lò xo giữa các tầng bê tông phải được thực hiện dưới dạng mối nối hàn. Khi kết thúc một xoắn ốc, thanh xoắn sẽ được uốn hướng vào tâm và phải có chiều dài neo ít nhất bằng 25 lần đường kính của thanh. Các thanh thép trơn phải được uốn lại thành móc. Phần đầu của cột có cốt thép xoắn lò xo phải đủ độ bền để chống lại sự gia tăng ứng suất trong phần lõi. Nếu việc truyền lực không được bảo đảm theo cách khác, độ cao chuyển tiếp của một vòng xoắn ít nhất bằng đường kính lõi của các cột sẽ được đặt vào móng của cột.

Các yêu cầu trên không áp dụng cho các cấu kiện cốt FRP. Ảnh hưởng của các thanh FRP xoắn lò xo lên độ dẻo và độ bền của cột đòi hỏi phải nghiên cứu thêm.

**7.23.11** Diện tích cốt thép tối thiểu - vách

**7.23.11.1** Vách cốt thép phải có cốt thép ngang với diện tích mặt cắt tương ứng với:

$$A_s \geq 0,6 \cdot A_c \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}}$$

Đối với cốt thép ngang trong các vách ngoài:



$$A_s \geq 0,3 \cdot A_c \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}}$$

Đối với các vách trong, cốt thép theo chiều ngang và dọc:

$$A_s \geq 0,6 \cdot A_c \cdot \frac{f_{tk}}{f_{sk}}$$

Đối với cốt thép kết cấu tấm vỏ theo cả hai hướng.

Trong đó  $f_{tk}$  được xác định trong mục 7.23.6.3.

Đối với các cấu kiện cốt FRP,  $f_{sk}$  tương ứng với ứng suất cốt FRP là:

- 4 ‰ độ biến dạng đối với các cấu kiện dễ bị ảnh hưởng bởi các vết nứt nhìn thấy được hoặc
- 6 ‰ độ biến dạng đối với các cấu kiện ít bị ảnh hưởng bởi các vết nứt nhìn thấy được

**7.23.11.2** Trong các kết cấu đòi hỏi phải có những giới hạn rõ ràng về độ rộng vết nứt, lượng cốt thép ngang phải tối thiểu bằng 2 lần so với các giá trị nêu trên. Lượng cốt thép ngang có thể cắt giảm nếu tấm vách có thể thay đổi chiều dài theo hướng ngang và nếu có thể chứng minh bằng tính toán cốt thép đã chọn có thể chống lại các lực gây ra do tải trọng, co ngót và thay đổi nhiệt độ với độ rộng vết nứt có thể chấp nhận được. Khoảng cách giữa các thanh ngang trong cùng một lớp không được lớn hơn 300 mm.

**7.23.11.3** Khoảng cách giữa các thanh thép đứng trong cùng một lớp không được vượt quá 300 mm. Tại các lỗ khoét trên vách, ngoài lượng cốt thép tối thiểu được đưa ra ở trên, ít nhất 2 thanh thép có gờ có đường kính 12 mm phải được đặt song song với các cạnh hoặc đường chéo ở các góc, và chiều dài neo của hai bên phải bằng ít nhất 40 lần đường kính của thanh.

Đối với các cấu kiện cốt FRP, các thanh FRP sẽ được sử dụng thay vì thép có gờ. Số lượng và đường kính của thanh được xem xét với  $E_F$  khác nhau đối với cốt FRP so với cốt thép.

**7.23.11.4** Với các tấm vách tiếp xúc trực tiếp với lực uốn do tải trọng nén cục bộ gây ra thì áp dụng các yêu cầu đối với lượng cốt thép tối thiểu trong các tấm theo mục 7.23.7.

**7.23.12** Diện tích cốt thép tối thiểu – Móng có cốt thép

**7.23.12.1** Móng có độ dày không nhỏ hơn 10 lần đường kính thanh cốt thép hoặc 200 mm, tùy vào kích thước nào nhỏ hơn.

**7.23.12.2** Cốt thép chịu lực kéo tại đáy cột móng có thể được phân bố đều trên toàn bộ chiều rộng nếu chiều rộng không vượt quá 5 lần đường kính của cột được đo theo cùng một hướng. Nếu chiều rộng của móng lớn hơn, 2/3 cốt thép chịu kéo sẽ được đặt ở giữa móng, trừ khi xác định được phân bố chính xác hơn.



**7.23.12.3** Móng phải được xem như là dầm hoặc bản bê tông với lượng cốt thép tối thiểu. Tham khảo mục 7.23.7, 7.23.8 và 7.23.9.

**7.23.13** Diện tích cốt thép tối thiểu – Kết cấu ứng lực trước

**7.23.13.1** Các kết cấu phải được thiết kế, hình thành và thi công để các biến dạng được yêu cầu theo tính toán khi áp dụng các ứng lực trước. Ảnh hưởng của từ biến sẽ được xem xét khi cần thiết.

**7.23.13.2** Tại các điểm neo, kích thước bê tông phải đủ để đảm bảo truyền các lực neo thu được. Tài liệu phải dựa trên tính toán hoặc các thí nghiệm đối với điểm neo được đề cập.

**7.23.13.3** Ngay bên trong neo đối với cốt thép ứng lực trước, cần phải có cốt thép bổ sung dưới dạng một tấm lưới hàn vuông góc với hướng của lực hoặc cốt thép đặt theo vòng tròn. Nếu ứng suất trong bề mặt tiếp xúc giữa các cấu kiện neo và bê tông vượt quá  $f_{cd}$ , điều này sẽ được áp dụng. Số lượng cốt thép bổ sung này sẽ được ghi chép lại bằng các thí nghiệm hoặc tính toán cho loại neo được đề cập.

## **7.24 Kiểm soát ăn mòn**

### **7.24.1 Quy định chung**

**7.24.1.1** Phần này không áp dụng đối với các kết cấu chỉ được gia cường bằng cốt FRP.

**7.24.1.2** Các yêu cầu đối với thiết bị và sự bố trí chống ăn mòn thường được đưa ra trong TCVN 6170-8 : 1999.

**7.24.1.3** Kết cấu bê tông cố định và kết cấu liên quan đến việc sản xuất dầu và khí đốt bao gồm các cấu kiện vĩnh cửu làm bằng thép carbon đòi hỏi phải có sự bảo vệ chống ăn mòn, cả phần trên cùng và trong các giếng. Ngoài ra, các giếng khoan và giếng chìm có thể gồm các hệ thống cơ khí như đường ống dẫn cung cấp nước biển phía trên, kho lưu trữ và xuất khẩu dầu thô. Các hệ thống đường ống này tiếp xúc với môi trường ăn mòn cả bên trong lẫn bên ngoài. Ống đứng và ống chữ J có thể được đặt trong hoặc ngoài giếng. Giếng khoan chứa các dây dẫn và các cấu kiện chống đỡ với diện tích bề mặt lớn cũng được bảo vệ khỏi sự ăn mòn. Tuy nhiên, việc kiểm soát ăn mòn bên trong các ống đứng, ống dẫn và hệ thống đường ống có chứa chất lỏng khác ngoài nước biển không được bao gồm trong Tiêu chuẩn này.

Thép có gờ và bó cốt thép ứng lực trước phải được bảo vệ đầy đủ bằng bê tông, nghĩa là có đủ lớp bê tông bảo vệ, phải tính đến chất lượng/loại cốt liệu và giới hạn bề rộng vết nứt trong thiết kế. Tuy nhiên, các phần của thép thanh có gờ tiếp xúc tự do với nước biển trong trường hợp hư hại bê tông, ống thấm và các bộ phận chống đỡ khác nhau thường yêu cầu phải được bảo vệ chống ăn mòn.

### **7.24.2 Khu vực ăn mòn và các thông số môi trường**

7.24.2.1 Một kết cấu bê tông cố định sẽ tiếp xúc với nhiều loại môi trường ăn mòn ở biển khác nhau. Chúng có thể được chia thành các khu vực ăn mòn như trong Bảng 19.

**Bảng 19. Các khu vực ăn mòn**

<i>Khu vực bên ngoài</i>	<i>Khu vực bên trong</i>
Khu vực không khí bên ngoài	Các khu vực không khí bên trong
Khu vực sóng vỗ	Khu vực trung gian
Khu vực ngập bên ngoài	Khu vực ngập bên trong
Khu vực bị chôn lấp	

7.24.2.2 Khu vực sóng vỗ là phần bên ngoài của cấu trúc bị ướt do sự tác động của triều và sóng. Các khu vực trung gian bao gồm các giếng và các giếng chìm bị ẩm ướt do nước biển khi thủy triều lên xuống và tác động do sóng vỗ hoặc do chuyển động của mực nước tiếp xúc dầu thô /đổ tràn. Các khu vực không khí bên ngoài/bên trong và các vùng ngập nằm trên và dưới các khu vực sóng vỗ/trung gian tương ứng. Khu vực bị chôn lấp bao gồm các phần của kết cấu bị chôn vùi trong các trầm tích đáy biển hoặc được bao phủ bởi chất rắn đã xử lý bên ngoài hoặc bên trong.

7.24.2.3 Sự ăn mòn của các khu vực ăn mòn thay đổi theo chức năng của vị trí địa lý; nhiệt độ là thông số môi trường chính ở tất cả các khu vực. Trong các khu vực không khí, tần suất và thời gian chịu ẩm là một yếu tố chính ảnh hưởng đến sự ăn mòn. Trong khu vực không khí bên ngoài, các điều kiện ăn mòn thường nghiêm trọng nhất ở những khu vực không có mưa và ánh sáng mặt trời, nhưng tự do tiếp xúc với nước biển và ngưng tụ tạo điều kiện tích tụ muối biển và độ ẩm trong thời gian ẩm ướt cao. Sự kết hợp giữa nhiệt độ môi trường cao và thời gian chịu ẩm tạo ra những điều kiện ăn mòn nhanh nhất.

7.24.2.4 Trong các khu vực không khí và các khu vực trung gian/sóng vỗ, sự ăn mòn chủ yếu do lượng oxy trong khí quyển chi phối. Tại khu vực ngập bên ngoài và phần dưới của vùng sóng vỗ, sự ăn mòn hầu hết chịu ảnh hưởng bởi một lớp hà bám phát triển tương đối dày. Tùy thuộc vào loại hà bám và điều kiện địa phương, ảnh hưởng có thể làm tăng hoặc hạn chế sự tấn công ăn mòn. Ở các khu vực ngập nước bên trong và chôn lấp (ví dụ các buồng ngập nước biển), oxy trong nước biển hầu như không có do hoạt động của vi khuẩn. Tương tự với bề mặt thép trong các khu vực này, và trong khu vực ngập bên ngoài, chủ yếu bị ảnh hưởng bởi sự phát triển sinh học - làm chậm lại hoặc ngăn chặn hoàn toàn việc tiếp cận oxy bằng quá trình truyền chất khuếch tán. Mặc dù điều này có thể làm chậm quá trình ăn mòn nhưng sự chuyển hóa ăn mòn từ vi khuẩn có thể tạo ra một cơ chế ăn mòn khác.

7.24.2.5 Sự ăn mòn bị chi phối bởi hoạt động sinh học (chủ yếu là do vi khuẩn) được gọi là MIC (ăn mòn vi sinh). Đối với hầu hết các bề mặt bên ngoài tiếp xúc khu vực ngập và chôn lấp, cũng như bề mặt bên trong của đường ống dẫn nước biển và nước dẫn, sự ăn mòn chủ yếu liên quan đến MIC.

**7.24.3 Các dạng ăn mòn và tỷ lệ ăn mòn liên quan**

**7.24.3.1** Hư hỏng do ăn mòn đối với thép chữ C không có lớp bọc trong khu vực không khí và trong các khu vực sóng vỗ/trung gian liên quan đến các ảnh hưởng do oxy thường ít nhiều đồng nhất. Trong khu vực sóng vỗ và các điều kiện ăn mòn nhiều nhất đối với khu vực không khí bên ngoài (thời gian ẩm ướt và nhiệt độ môi trường cao), tốc độ ăn mòn có thể lên đến 0,3 mm mỗi năm, và đối với các bề mặt được làm nóng bên trong khu vực sóng vỗ thậm chí còn cao hơn nữa (lên đến 3 mm mỗi năm). Trong điều kiện điển hình hơn đối với khu vực không khí bên ngoài và trong các khu vực không khí bên trong, tỷ lệ ăn mòn ổn định đối với thép chữ C (tức là ăn mòn đồng nhất) thường khoảng 0,1 mm/năm hoặc thấp hơn. Trong các khu vực ngập nước và chôn lấp, sự ăn mòn chủ yếu là do MIC gây ra các tổ hợp ổ rỉ. Các mối hàn thường bị tấn công nhiều hơn. Quá trình ăn mòn đồng bộ không vượt quá 1 mm/năm và nhưng tỉ lệ ăn mòn thậm chí cao hơn: 1mm/năm và có thể cao hơn trong điều kiện thuận lợi đối với hoạt động của vi khuẩn (nhiệt độ môi trường từ 20°C đến 40°C và tiếp xúc với vật liệu hữu cơ, kể cả dầu thô).

**7.24.3.2** Trong hầu hết các trường hợp, khả năng chịu tải trọng tĩnh của các cấu kiện lớn không bị sự ăn mòn vi sinh MIC ảnh hưởng đến hình dáng cục bộ. Hệ thống đường ống được áp dụng tương tự khi chịu tải trọng nổ. Tuy nhiên, sự rò rỉ trong đường ống qua các lỗ xuyên hoặc sự nứt mỗi ban đầu của các cấu kiện chịu tải theo chu kỳ cũng có thể gây ra ăn mòn vi sinh MIC.

**7.24.3.3** Sự tương tác galvanic (nghĩa là tương tác giữa kim loại và điện phân) của thép các bon ví dụ như thép không rỉ hoặc hợp kim đồng có thể làm tăng tỷ lệ ăn mòn đã đưa ra trong 7.24.3.1. Ở bề mặt bên ngoài trong các khu vực ngập nước và bị chôn lấp, có thể chống lại sự ăn mòn galvanic một cách hiệu quả bằng phương pháp bảo vệ ca tốt. Trong các khu vực không khí và trung gian, và bên trong các hệ thống đường ống, chống lại ăn mòn galvanic bằng cách tránh tiếp xúc kim loại hoặc điện phân với các vật liệu không tương thích.

**7.24.3.4** Thép cường độ cao ( $f_{sk} > 1200$  MPa) và một số hợp kim nhôm, niken và đồng cường độ cao rất dễ bị ảnh hưởng bởi các vết nứt ăn mòn ứng suất trong không khí ngoài biển. Nếu sử dụng các vật liệu dễ bị ảnh hưởng, cần phải ngăn ngừa các vết nứt bằng cách sử dụng các lớp bọc thích hợp.

#### **7.24.4 Bảo vệ Catốt**

**7.24.4.1** Chi tiết thiết kế hệ thống bảo vệ catốt được nêu trong các TCVN 6170-8 : 1999

### **7.25 Thiết kế kết cấu bê tông cốt sợi**

#### **7.25.1 Quy định chung**

**7.25.1.1** Các sợi gia cường ngắn được thêm vào bê tông với số lượng nhỏ để tăng cường độ chịu kéo của bê tông. Các sợi gia cường có thể là thép hoặc FRP. Số lượng sợi được thêm vào bê tông để đảm bảo khả năng phối trộn và thi công tốt sẽ phụ thuộc vào loại sợi, chiều dài,

## TCVN 6170-10 : 2019

hình dạng và đặc tính bê tông (độ sụt, cấu kiện nhẹ, bê tông trọng lượng bình thường, độ bền, phụ gia, v.v...).

**7.25.1.2** Các tính chất của bê tông cốt sợi phải được ghi lại để phối hợp trên thực tế. Các công thức đưa ra trong tiêu chuẩn này nhằm xác định độ bền đặc trưng, độ bền kéo đặc trưng, mô đun của đàn hồi chỉ được coi là hướng dẫn. Tài liệu tham khảo được trình bày trong TCVN 6170-6 về yêu cầu vật liệu.

**7.25.1.3** Trong tiêu chuẩn này, tác động của cường độ chịu kéo của bê tông  $f_{td}$  như sau:

- Phần 7.12 – Độ bền chịu cắt. Trong phần này, bê tông kết hợp cốt sợi gia cường,  $f_{td}$ , có thể thay thế  $f_{td}$ , đối với riêng bê tông.
- Phần 7.14 - Phương pháp thiết kế chung các cấu kiện chịu lực trong mặt phẳng. Không thay đổi.
- Phần 7.17 – Độ bền dính kết và Sự phá hủy neo - Không thay đổi. Các tính chất bê tông thường được sử dụng.
- Phần 7.21 – Trạng thái giới hạn làm việc. Không thay đổi. Các tính toán về độ rộng vết nứt phải được tính toán dựa trên cường độ chịu kéo của bê tông, không phải cường độ chịu kéo của bê tông gia cường bằng sợi.
- Phần 7.22 - Thiết kế bằng Thử nghiệm. Ảnh hưởng của tải trọng cố định phải được đánh giá trong các kết quả kiểm tra ngắn hạn.
- Phần 7.23 - Các quy tắc đối với việc Triển khai Chi tiết cốt thép. Không thay đổi. Lượng cốt thép tối thiểu phải dựa trên  $f_{tk}$  của bê tông chứ không phải là cường độ chịu kéo gia tăng của bê tông gia cường bằng cốt sợi.

**7.25.1.4** Tác động của việc thiết kế bằng việc bao gồm cốt sợi trong bê tông phù hợp tiêu chuẩn này phải thay cường độ chịu kéo thiết kế  $f_{td}$  trong mục 7.12.2 bằng  $f_{td}$  đã sửa đổi đối với bê tông cốt sợi. Phải ghi chép lại bằng các phép thí nghiệm trên dầm khi cường độ chịu cắt tăng được dự đoán theo phương pháp trên đạt khi sử dụng cùng một loại bê tông, cùng loại sợi, v.v...

## 7.26 Thiết kế các kết cấu bằng vữa

### 7.26.1 Quy định chung

**7.26.1.1** Vữa thường được sử dụng để liên kết các cấu kiện với nhau. Có các loại liên kết sau:

- Loại A: Các liên kết thép với thép (ví dụ: khớp nối ống, liên kết cọc ống và phần chuyển tiếp đối với các kết nối trụ móng cọc đơn (monopile)).
- Loại B: Liên kết thép với bê tông (ví dụ: liên kết ống thép với móng bê tông, kết cấu gối đỡ).

- Loại C: Liên kết bê tông với bê tông (thường liên kết các cấu kiện bê tông sử dụng vữa xây dựng như một thành phần chịu nén/cắt trong mối nối).

- Loại D: Liên kết cấu kiện bê tông đúc sẵn bằng liên kết vữa đổ tại chỗ.

**7.26.1.2** Cường độ chịu nén đặc trưng của vữa phải được xác định từ các thí nghiệm được thực hiện trên các trụ có đường kính 150 mm, cao 300 mm, xem TCVN 6170-6. Cường độ chịu nén đặc trưng của vữa sẽ được chuyển đổi thành cường độ bê tông đổ tại chỗ bằng công thức sau (xem TCVN 6170-6):

$$f_{cn} = f_{cck} (1 - f_{cck} / 600)$$

Trong đó:

$f_{cck}$ : độ bền nén ống trụ đặc trưng của vữa xây dựng

**7.26.1.3** Cường độ chịu kéo đặc trưng ( $f_{tk}$ ) của vữa phải được xác định dựa trên thí nghiệm. Xem TCVN 6170-6.

**7.26.1.4** Cường độ chịu kéo đặc trưng phải được chuyển thành cường độ chịu kéo bê tông đổ tại chỗ để sử dụng trong tính toán thiết kế sử dụng công thức sau (xem TCVN 6170-6):

$$f_m = f_{tk} (1 - (f_{tk} / 600)^{0,6})$$

Trong đó:

$f_{tk}$  độ bền kéo trực tiếp đặc trưng của vữa.

**7.26.1.5** Các hệ số vật liệu được sử dụng cho vữa xây dựng phải theo mục 7.9.1, Bảng 1.

**7.26.1.6** Cường độ thiết kế chịu nén và chịu kéo được tính bằng cách chia cường độ bê tông đổ tại chỗ  $f_{cn}$ ,  $f_m$  theo hệ số vật liệu liên quan.

$$f_{cd} = f_{cn} / \gamma_c$$

$$f_{td} = f_m / \gamma_c$$

**7.26.2** Thiết kế trong trạng thái giới hạn cực đại và trạng thái giới hạn sự cố

**7.26.2.1** Việc thiết kế liên kết bằng vữa trong trạng thái giới hạn cực đại và trạng thái giới hạn sự cố phải được thực hiện bằng cách dự đoán phân bố ứng suất chính trong vữa, giả định vữa sẽ nứt khi ứng suất kéo vượt quá cường độ chịu kéo  $f_{td}$ , của vữa.

**7.26.2.2** Giả định nứt có nghĩa là phải có một cơ chế truyền tải trọng thay thế, nếu vữa không có ứng suất kéo.

Ghi chú:



## TCVN 6170-10 : 2019

Một phân tích mô hình khung theo 7.12.3 mô tả một phương pháp như vậy. Ví dụ trong một liên kết ống, cấu kiện hình ống có thể được coi là chịu lực kéo được cung cấp đủ lực kết dính giữa các cấu kiện thép hình ống và vữa được ghi lại.

**7.26.2.3** Khả năng chịu nén của vữa được xác định dựa trên cường độ chịu nén thiết kế,  $f_{cd}$ , được sửa đổi thành  $f_{c2d}$  bằng các điều được quy định trong 7.14 và 7.15 đối với các ứng suất nén chính với các biến dạng kéo chính vuông góc.

### Ghi chú:

Vữa được giả định không chịu lực kéo căng, ngoại trừ lực cắt (yêu cầu các phương trình xác định khả năng chịu cắt của các chi tiết được thiết kế), có nghĩa là các lực kéo do vết nứt phải được thực hiện bởi các đường truyền tải trọng thay thế. Có hai phương pháp; hoặc là ghi chép khả năng chịu cắt của liên kết hoặc giả sử rằng vữa không chịu lực kéo và chuẩn bị một mô hình chịu tải theo phương pháp phân tích mô hình khung.

Cần chú ý rằng vị trí vữa được áp dụng trong hầu hết các trường hợp được xem như là một vùng hình học hoặc tải trọng không liên tục và phải được thiết kế theo 7.14 và 7.15. Cần tham khảo đặc biệt đối với ứng suất chịu nén giới hạn,  $f_{c2d}$  hạn chế cường độ chịu nén chính khi biến dạng chịu kéo chính tác động vuông góc với hướng chịu nén chính.

Các ứng suất nén chính sẽ làm tăng khả năng chịu nén. Sự gia tăng độ bền tối đa trong nén hai chiều là 30%.

### 7.26.3 Thiết kế tuổi thọ mới

**7.26.3.1** Thiết kế tuổi thọ mới của cấu kiện làm bằng vữa (được gia cường bằng thép sợi hoặc thép trơn) phải được thực hiện theo các quy định chung tại mục 7.19.

**7.26.3.2** Độ bền mỏi thiết kế của vữa được lấy theo mục 7.26.1. Hệ số  $C_5$  xác định Đường cong Wöhler đối với vữa trong mục 7.19.2 phải được lấy từ thực nghiệm của vữa xây dựng thực tế. Giá trị của  $C_5$  phải được ghi lại trong Giấy chứng nhận vật liệu của vữa.

**7.26.3.3** Ở những khu vực có sự gián đoạn về hình học hoặc tải trọng, tức là ở những nơi mà 7.15 áp dụng cho thiết kế kết cấu bê tông, áp dụng cùng một nguyên tắc thiết kế cho các cấu kiện bằng vữa. Độ bền mỏi được lấy theo mục 7.26.3.

### 7.26.4 Phân tích phần tử hữu hạn (FE) các liên kết bằng vữa

**7.26.4.1** Các phân tích phần tử hữu hạn phi tuyến tính có thể được sử dụng để xác định tình trạng ứng suất trong vữa.

### Ghi chú:

Phương pháp phân tích phần tử hữu hạn không tuyến tính có thể khác nhau tùy theo từng trường hợp. Tuy nhiên, các nguyên tắc chung sau đây là quan trọng nhất:

- Phải thể hiện các điều kiện biên trong mô hình

- Các điều kiện biên phải được sử dụng để đảm bảo rằng các ứng suất chịu kéo không được truyền vượt quá khả năng chịu lực/ma sát
- Để có được kết quả thiết kế đáng tin cậy, các ứng suất chịu kéo trong phương pháp phân tích phần tử hữu hạn không được vượt quá cường độ chịu kéo của kết cấu vữa  $f_{td}$ . Cần chú ý rằng các hệ số vật liệu phải được đưa vào để xác định cường độ vật liệu được sử dụng trong mô hình phần tử hữu hạn, khi khả năng thiết kế được xác định bởi phân tích phần tử hữu hạn
- Đối với trường hợp ứng suất kéo – nén kết hợp, ứng suất chịu nén không được lớn hơn  $f_{c2d}$  xác định trong 7.14 như một phần của lý thuyết trường nén. Trong phân tích phần tử hữu hạn không tuyến tính, điều này cũng được bao gồm đường bao phá hoại phẳng và khối toàn diện. Đường bao phá hoại phải thực tế và thể hiện bằng cách so sánh kết quả đầu ra với kết quả thực nghiệm.

Trong hầu hết các phân tích, sự phá hủy xảy ra khi ứng suất chịu nén đạt đến cường độ chịu nén mà ứng suất kéo trong vữa đã được chuyển sang các cấu kiện thép liền kề. Nếu sự phá hủy kéo xảy ra bởi nứt vỡ (không thể truyền các ứng suất kéo đến cấu kiện thép có gờ) hoặc bởi độ trượt biên, thì sự bất ổn của các phân tích phi tuyến tính có thể xảy ra đột ngột. Đây là một dấu hiệu chung của phá hủy.

Các phân tích phi tuyến tính có thể dễ bị ảnh hưởng bởi sự phá hủy, ví dụ, các mảng vữa nhỏ từ cấu kiện. Nếu những phá hủy như vậy xảy ra trong mô hình phân tích phần tử hữu hạn, thì mức độ bất ổn của các phân tích phải được chú ý. Trong một số trường hợp, đây có thể là tải trọng phá hủy và trong các trường hợp khác mô hình vẫn sẽ còn khả năng chịu lực, nhưng phải quan sát bất ổn trong các lần lặp lại khác.

### 7.26.5 Vữa cốt sợi

**7.26.5.1** Việc thiết kế các cấu kiện vữa cốt sợi được thiết kế theo các nguyên tắc được mô tả ở trên. Sự khác biệt duy nhất là cường độ chịu kéo  $f_{td}$  tăng lên. Bằng cách này, các cấu kiện có thể chịu nhiều tải hơn trước khi nứt vỡ do chịu kéo.  $f_{td}$  tăng được bao gồm trong các tính toán thiết kế.

### 7.26.6 Liên kết loại A – Thép với thép

**7.26.6.1** Điều này mô tả liên kết cọc ống thông thường hoặc liên kết bằng vữa giữa các cấu kiện ống. Sự thay đổi đường kính giữa các cấu kiện trong và ngoài ống với lớp vữa ở giữa, sẽ gây ra các ứng suất nén trong vữa. Độ lớn của các ứng suất chịu nén này phụ thuộc vào đường kính và chiều dày của các kết cấu liên kết.

**7.26.6.2** Khả năng chịu lực trong trạng thái giới hạn cực đại ULS và trạng thái giới hạn mỏi FLS phụ thuộc vào độ nhám của bề mặt, đường kính của mối nối ống cũng như độ dày và cường độ của thép và vữa.

**7.26.6.3** Kết cấu liên kết có thể được thiết kế với các khóa chịu cắt (shear key) trên các phần dạng ống. Các khóa chịu cắt có thể là các mối hàn trên cả hai cấu kiện ống được kết nối với nhau.



## TCVN 6170-10 : 2019

**7.26.6.4** Liên kết phải được thiết kế có tính đến các đặc tính vật liệu và hình học của vữa cũng như của các khóa chịu cắt (shear key).

### Ghi chú:

Các khóa chịu cắt có thể được thiết kế theo mục 7.5. Cường độ thiết kế vữa phải phù hợp theo 7.9.1 đã được sửa đổi bởi 7.15.1.1 đến 7.15.1.7. Cường độ có thể được đánh giá bằng cách sử dụng mô hình khung trong đó khả năng chịu lực được cung cấp bởi các ứng suất nén chính. Độ bền của thanh chịu nén được giới hạn bởi  $f_{c2d}$  như được đưa ra trong 7.15.1.7 do các biến dạng chịu kéo vuông góc với cường độ chịu nén trong khi kiểm tra.

**7.26.6.5** Vật liệu vữa phải được ghi chép lại phù hợp với các yêu cầu trong TCVN 6170-6 : 2018. Các đặc tính của vữa phải được ghi chép trong Giấy chứng nhận Vật liệu, xem Phụ lục H – TCVN 6170-6.

### Ghi chú:

Trong dự đoán tuổi thọ mỗi theo 7.19,  $f_{rd}$  được thay bằng  $f_{c2d}$ . Ứng suất chịu nén đang xem xét phải được tính toán theo hướng chịu nén chính của phản ứng tải trọng trong các mối nối.

Ứng suất tiếp xúc giữa các khóa chịu kéo, nếu áp dụng, và vữa cũng phải được kiểm tra tuổi thọ mỗi.

Nếu liên kết vữa ngập trong nước, trong khu vực sóng vỗ hoặc nếu nước mưa tích tụ trong/trên mối nối, thì xung động (pumping action) có thể xảy ra do phản ứng động của kết cấu và mối nối; do đó hệ số  $C_1$  để đánh giá độ bền mỗi phải được lấy bằng 8 cho bê tông ngập nước giả định bị nứt

**7.26.7** Liên kết loại B – Thép với bê tông

**7.26.7.1** Liên kết này mô tả một liên kết trong đó tám đỡ thép của một kết cấu thép được nối ghép với một kết cấu bê tông. Đối với các mục đích lắp ghép và liên kết, thể tích giữa mặt bích (flange) và cấu kiện bê tông được đổ đầy vữa để truyền tải trọng. Trong hầu hết các trường hợp, lớp vữa có độ dày giới hạn. Lực truyền qua vữa sẽ được truyền sang cấu kiện bê tông như một khu vực chịu tải trọng từng phần, xem 7.18.

**7.26.7.2** Độ bền tĩnh trong trạng thái giới hạn cực đại của vữa sẽ tăng do hạn chế bởi mặt bích (flange); do đó thiết kế độ bền tại trạng thái giới hạn cực đại có thể tăng lên với một hệ số.

**7.26.7.3** Độ bền của tải trọng mỗi cũng có thể bị ảnh hưởng bởi lực ma sát, nhưng các tác dụng ma sát có thể giảm xuống dưới tải trọng mỗi. Nếu nước tụ lại và làm ướt vữa thì áp dụng hệ số  $C_1 = 10$  trên các Đường cong Wöhler trong mục 7.19.2.

### Ghi chú:

Trước khi có nhiều dữ liệu hơn, cường độ mỗi của vữa và vữa gia cường bằng cốt sợi sẽ lấy như trong TCVN 6170-6 mà không gia tăng cường độ do bó tăng cường. Vữa được coi là không được gia cường với các hệ số vật liệu cho vữa không cốt thép được định nghĩa trong mục 7.9.1.2.

**7.26.7.4** Độ bền cục bộ tại điểm áp dụng tải trọng trong quá trình tải trọng mỗi cũng có thể bị ảnh hưởng bởi sự lan rộng tải theo 7.18. Tầm quan trọng của ảnh hưởng này hiện chưa rõ. Nếu nước tụ lại và làm ẩm ướt bê tông thì áp dụng yếu tố  $C_1 = 10$  trên các đường cong Wöhler trong mục 7.19.2.

#### **7.26.8 Liên kết loại C – Bê tông với bê tông**

**7.26.8.1** Liên kết này thường mô tả một liên kết trong đó có hai cấu kiện bê tông được kết nối với nhau. Đối với mục đích lắp ghép và liên kết, khoảng trống giữa các cấu kiện được đổ đầy vữa xây dựng để truyền tải. Trong hầu hết các trường hợp, lớp vữa có độ dày giới hạn. Lực xuyên qua vữa sẽ được truyền tới cấu kiện bê tông như một khu vực chịu tải một phần, xem 7.18.

**7.26.8.2** Vì chỉ số Poisson và mô đun đàn hồi của bê tông và vữa có cùng độ lớn nên không xem xét sự hạn chế bổ sung từ mặt liên kết giữa vữa và bê tông trong cường độ thiết kế tại trạng thái giới hạn cực đại.

**7.26.8.3** Độ bền cục bộ dưới điểm áp dụng tải trọng trong quá trình tải mỗi cũng có thể bị ảnh hưởng bởi sự lan rộng tải theo 7.18. Hiện tầm quan trọng của ảnh hưởng này hiện chưa rõ. Nếu nước có thể tụ lại và làm ẩm ướt bê tông thì áp dụng hệ số  $C_1 = 10$  trên các đường cong Wöhler trong mục 7.19.2.

#### **7.26.9 Liên kết loại D – Liên kết hai cấu kiện bê tông đúc sẵn bằng vữa đổ tại chỗ**

**7.26.9.1** Liên kết này thường mô tả một liên kết trong đó một phần bê tông đúc sẵn được liên kết với một phần bê tông đúc sẵn khác thông qua vữa đổ tại chỗ.

**7.26.9.2** Liên kết vữa phải được tăng cường bằng cốt thép từ cả hai cấu kiện đúc sẵn.

##### **Ghi chú:**

Đối với các cấu kiện tháp bê tông đúc sẵn chịu mô men uốn xen kẽ, lực nén trong các liên kết vữa được duy trì bằng việc sử dụng hệ chịu kéo sau.

**7.26.9.3** Vì chỉ số Poisson và mô đun đàn hồi của bê tông và vữa có cùng độ lớn nên không có sự kiểm chế bổ sung từ mặt liên kết giữa vữa và bê tông sẽ được xem xét với cường độ thiết kế tại Trạng thái giới hạn cực đại đối với vữa.

##### **Ghi chú:**

Cốt thép vuông góc với tải trọng có thể phần nào hạn chế bê tông. Sự hạn chế này phụ thuộc vào các biến dạng chịu kéo vuông góc với hướng chịu nén chính sẽ tác dụng. Về mặt kỹ thuật, các điều trong 7.14.1 và 7.15.1 cũng áp dụng trong điều kiện này. Tác động hạn chế của cốt thép và việc giảm độ chịu nén theo 7.14.1 và 7.15.1 được xem là đối lập nhau khi cốt thép ngang vuông góc với hướng tải; do đó không tăng độ bền. Vữa được gia cường và áp dụng các hệ số vật liệu trong 7.9.1.2.

**TCVN 6170-10 : 2019**

**7.26.9.4** Để đánh giá tính mỗi, phải cân nhắc xem nước trong hoặc trên bề mặt vữa cũng như sự tương tác của vữa với bề mặt liền kề.

## TÀI LIỆU THAM KHẢO

DNV-OS-C101 - Design of offshore steel structures, general - LRFD method

EN 206-1 - Concrete – Complementary British Standard to BS EN 206-1

EN 10025 - Hot rolled products of structural steels

EN 10080 - Steel for the reinforcement of concrete

TCVN 5574 – 2012 Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép – Tiêu chuẩn thiết kế

TCVN 5574 – 2012 Concrete and reinforced concrete structures – Design standard

TCVN 9114 : 2012 Sản phẩm bê tông ứng lực trước – Yêu cầu kỹ thuật và kiểm tra chấp nhận

TCVN 9114 : 2012 Precast prestressed concrete product – Technical requirement and acceptance test

TCVN 1651-2 : 2008 Thép cốt bê tông – Phần 2: Thép thanh vằn

TCVN 1651-2 : 2008 Steel for the reinforcement of concrete – Part 2: Ribbed bars