

TCVN

TIÊU CHUẨN QUỐC GIA

TCVN 13594-7:2023

Xuất bản lần 1

**THIẾT KẾ CẦU ĐƯỜNG SẮT KHỔ 1435 MM,
VẬN TỐC ĐẾN 350 KM/H -
PHẦN 7: KẾT CẤU LIÊN HỢP THÉP -
BÊ TÔNG CỐT THÉP**

Railway Bridge Design with gauge 1435 mm, speed up to 350 km/h -

Part 7 : Steel - Concrete Composite Structures

HÀ NỘI – 2023

MỤC LỤC

Lời nói đầu	7
1 Phạm vi	9
2 Tài liệu viện dẫn	9
3 Các giả thiết	10
4 Định nghĩa, thuật ngữ, ký hiệu	10
4.1 Các thuật ngữ, định nghĩa	10
4.2 Các ký hiệu	12
5 Cơ sở thiết kế	14
5.1 Các yêu cầu	14
5.2 Các nguyên tắc thiết kế theo trạng thái giới hạn	14
5.3 Các biến cơ bản	14
5.3.1 Tải trọng và ảnh hưởng của môi trường	14
5.3.2 Các đặc trưng của vật liệu và sản phẩm	14
5.3.3 Phân loại tải trọng	14
5.4 Kiểm tra theo phương pháp hệ số thành phần	15
5.4.1 Các giá trị thiết kế	15
5.4.2 Tổ hợp tải trọng	16
5.4.3 Kiểm tra cân bằng tĩnh (EQU)	16
6 Vật liệu	16
6.1 Bê tông	16
6.2 Cốt thép	16
6.3 Thép kết cấu	16
6.4 Các thiết bị liên kết	16
6.4.1 Quy định chung	16
6.4.2 Đinh neo	16
6.5 Thép và thiết bị dự ứng lực	16
6.6 Các bộ phận chịu kéo	17
7 Độ bền lâu	17
7.1 Quy định chung	17
7.2 Bảo vệ chống gỉ ở mặt tiếp giáp thép - bê tông	17
8 Phân tích kết cấu	17
8.1 Mô hình kết cấu để phân tích	17
8.1.1 Mô hình kết cấu và các giả thiết cơ bản	17
8.1.2 Mô hình nút	17
8.1.3 Tương tác nền - kết cấu	18
8.2 Ổn định của kết cấu	18
8.2.1 Ảnh hưởng do biến dạng hình học	18
8.2.2 Các phương pháp phân tích cầu	18
8.3 Các sai lệch	18
8.3.1 Cơ sở	18
8.3.2 Các sai lệch	18
8.4 Tính toán các hiệu ứng của tải trọng	19
8.4.1 Các phương pháp phân tích tổng thể	19
8.4.2 Phân tích đàn hồi tuyến tính	21
8.4.3 Phân tích tổng thể phi tuyến	25
8.4.4 Tổ hợp của các hiệu ứng tải trọng tổng thể và cục bộ	25
8.5 Phân loại mặt cắt ngang	25

8.5.1 Tổng quát	25
8.5.2 Phân loại mặt cắt liên hợp không bọc bê tông	26
8.5.3 Phân loại mặt cắt dầm bọc bê tông	27
9 Trạng thái giới hạn cường độ	27
9.1 Dầm	27
9.1.1 Quy định chung	27
9.1.2 Bề rộng có hiệu để kiểm tra mặt cắt	27
9.2 Sức kháng của mặt cắt ngang của dầm	28
9.2.1 Sức kháng uốn	28
9.2.2 Sức kháng cắt thẳng đứng	31
9.3 Dầm được bọc bê tông	32
9.3.1 Phạm vi áp dụng	32
9.3.2 Quy định chung	34
9.3.3 Mô men uốn	34
9.3.4 Lực cắt thẳng đứng	34
9.3.5 Độ bền và ổn định của dầm thép trong quá trình thi công	34
9.4 Oằn xoắn ngang của dầm liên hợp	34
9.4.1 Quy định chung	34
9.4.2 Dầm có mặt cắt đều Loại 1, 2 và 3	35
9.4.3 Phương pháp chung cho oằn của cấu kiện và khung	37
9.5 Lực ngang trong bản bụng	37
9.5.1 Tổng quát	37
9.5.2 Oằn của bản bụng do bản cánh gây ra	37
9.6 Liên kết chịu cắt	37
9.6.1 Quy định chung	37
9.6.2 Lực cắt dọc trong dầm cầu	38
9.6.3 Liên kết đinh neo trong bản đặc và trong phần bọc bê tông	41
9.6.4 Các đinh neo có đầu gây ra sự phân tách theo hướng chiều dày bản	42
9.6.5 Cấu tạo liên kết cắt và ảnh hưởng của thi công	42
9.6.6 Lực cắt dọc trong bản bê tông	45
9.7 Cột liên hợp và các cấu kiện liên hợp chịu nén	46
9.7.1 Quy định chung	46
9.7.2 Phương pháp thiết kế chung	48
9.7.3 Phương pháp đơn giản hóa cho thiết kế	48
9.7.4 Liên kết chống cắt và sự truyền tải trọng	55
9.7.5 Quy định cấu tạo	58
9.8 Mỏi	59
9.8.1 Tổng quát	59
9.8.2 Hệ số thành phần cho đánh giá mỏi	60
9.8.3 Độ bền mỏi	60
9.8.4 Nội lực và tải trọng mỏi	60
9.8.5 Ứng suất	61
9.8.6 Biên độ ứng suất	62
9.8.7 Đánh giá mỏi dựa theo biên độ ứng suất danh định	63
9.9 Cấu kiện chịu kéo trong cầu liên hợp	65
10 Trạng thái giới hạn sử dụng	65
10.1 Quy định chung	65
10.2 Ứng suất	65
10.2.1 Tổng quát	65
10.2.2 Giới hạn ứng suất	66

10.2.3 Độ mảnh của bản bụng.....	66
10.3 Biến dạng và dao động.....	66
10.3.1 Chuyển vị.....	66
10.3.2 Dao động.....	67
10.4 Nứt bê tông.....	67
10.4.1 Tổng quát.....	67
10.4.2 Diện tích cốt thép tối thiểu.....	67
10.4.3 Khống chế vết nứt do tải trọng trực tiếp.....	69
10.5 Dầm bọc.....	70
10.5.1 Quy định chung.....	70
10.5.2 Nứt bê tông.....	70
10.5.3 Cốt thép tối thiểu.....	70
10.5.4 Kiểm soát nứt do tải trọng trực tiếp.....	70
11 Bàn bê tông đúc sẵn trong cầu liên hợp.....	71
11.1 Tổng quát.....	71
11.2 Tải trọng.....	71
11.3 Thiết kế, phân tích và cấu tạo bàn bê tông.....	71
11.4 Mặt tiếp giáp giữa dầm thép và bàn bê tông.....	71
11.4.1 Lót nền và dung sai.....	71
11.4.2 Ăn mòn.....	71
11.4.3 Liên kết cắt và cốt thép ngang.....	71
12 Bàn liên hợp trong cầu.....	72
12.1 Tổng quát.....	72
12.2 Thiết kế cho hiệu ứng cục bộ.....	72
12.3 Thiết kế cho hiệu ứng tổng thể.....	72
12.4 Thiết kế liên kết chịu cắt.....	72
Phụ lục A (Tham khảo) Thí nghiệm tiêu chuẩn.....	75
Phụ lục B (Tham khảo) Đinh neo có đầu gây lực tách theo chiều dày của bản.....	82
Thư mục tài liệu tham khảo.....	84

Lời nói đầu

TCVN 13594-7:2023 được biên soạn trên cơ sở tham khảo EN1994-2:2005.

Bộ tiêu chuẩn TCVN 13594 thiết kế cầu đường sắt khổ 1435 mm, vận tốc đến 350 km/h gồm các phần sau:

- TCVN 13594-1:2022 Thiết kế cầu đường sắt khổ 1435 mm, vận tốc đến 350 km/h -
Phần 1: Yêu cầu chung
- TCVN 13594-2:2022 Thiết kế cầu đường sắt khổ 1435 mm, vận tốc đến 350 km/h -
Phần 2: Thiết kế tổng thể và bố trí cầu,
- TCVN 13594-3:2022 Thiết kế cầu đường sắt khổ 1435 mm, vận tốc đến 350 km/h -
Phần 3: Tải trọng và tác động
- TCVN 13594-4:2022 Thiết kế cầu đường sắt khổ 1435 mm, vận tốc đến 350k m/h -
Phần 4: Phân tích và đánh giá kết cấu
- TCVN 13594-5:2023 Thiết kế cầu đường sắt khổ 1435 mm, vận tốc đến 350 km/h -
Phần 5: Kết cấu bê tông
- TCVN 13594-6:2023 Thiết kế cầu đường sắt khổ 1435 mm, vận tốc đến 350 km/h -
Phần 6: Kết cấu thép
- TCVN 13594-7:2023 Thiết kế cầu đường sắt khổ 1435 mm, vận tốc đến 350 km/h -
Phần 7: Kết cấu liên hợp thép- bê tông cốt thép
- TCVN 13594-8:2023 Thiết kế cầu đường sắt khổ 1435 mm, vận tốc đến 350 km/h -
Phần 8: Gối cầu, Khe co giãn, Lan can
- TCVN 13594-9:2023 Thiết kế cầu đường sắt khổ 1435 mm, vận tốc đến 350 km/h -
Phần 9: Địa kỹ thuật và nền móng
- TCVN 13594-10:2023 Thiết kế cầu đường sắt khổ 1435 mm, vận tốc đến 350 km/h -
Phần 10: Cầu chịu tác động của động đất

TCVN 13594-7:2023 do Viện Khoa học và công nghệ Giao thông vận tải tổ chức biên soạn, Bộ Giao thông vận tải đề nghị, Tổng cục Tiêu chuẩn đo lường và chất lượng thẩm định, Bộ Khoa học và công nghệ công bố

Thiết kế cầu đường sắt khổ 1435 mm, vận tốc đến 350 km/h - Phần 7 : Kết cấu liên hợp thép - bê tông cốt thép

*Railway Bridge Design with gauge 1435 mm, speed up to 350 km/h –
Part 7: Steel - Concrete Composite Structures*

1 Phạm vi

Tiêu chuẩn này áp dụng để thiết kế các kết cấu và cấu kiện liên hợp của cầu trên đường sắt khổ 1435mm, vận tốc thiết kế đến 350 km/h.

Tiêu chuẩn này đề cập các yêu cầu về sức kháng, khả năng sử dụng, độ bền lâu của kết cấu cầu liên hợp.

Tiêu chuẩn này cũng đề cập nhưng không đầy đủ các yêu cầu cho thiết kế cầu dây văng.

Tiêu chuẩn này tuân theo các nguyên tắc, các yêu cầu về an toàn và khả năng sử dụng, các cơ sở thiết kế và kiểm tra như được nêu ở TCVN 13594-1:2022. Các yêu cầu đặc biệt về thiết kế cầu chịu động đất xem trong TCVN 13594-10:2023.

2 Tài liệu viện dẫn

Các tài liệu viện dẫn sau rất cần thiết cho việc áp dụng tiêu chuẩn này. Đối với các tài liệu viện dẫn ghi năm công bố thì áp dụng phiên bản được nêu. Đối với các tài liệu viện dẫn không ghi năm công bố thì áp dụng phiên bản mới nhất, bao gồm cả các sửa đổi, bổ sung (nếu có).

TCVN 12885-2020, Thi công cầu đường bộ;

TCVN 10309-2014, Hàn cầu thép- Quy định kỹ thuật;

TCVN 10567:2017 Dầm cầu thép - liên kết bằng bu lông cường độ cao - thi công và nghiệm thu

BS EN 1090, *Execution of steel structures and aluminium structures, Part 1: Requirements for conformity assessment of structural components; Part 2: Technical requirements for steel structures*, Thi công kết cấu thép và kết cấu nhôm, Phần 1: Yêu cầu đánh giá sự phù hợp các bộ phận kết cấu, Phần 2: Yêu cầu kỹ thuật cho kết cấu thép;

BS EN 10080, *Steel for reinforcement of concrete - Weldable reinforcing steel – General* (Thép cốt bê tông - Cốt thép có tính hàn - Yêu cầu chung;

BS EN 10138, *Presstressing steel* Thép dự ứng lực;

TCVN 13594-7:2023

BS EN 13670, *Execution of concrete structures - Thi công kết cấu bê tông*

ISO 13918:2008 *Welding — Studs and ceramic ferrules for arc stud welding* (Đinh neo và gổm cho hàn hồ quang);

ISO 14555: 1998 *Welding — Arc stud welding of metallic materials* (Hàn hồ quang đinh neo của vật liệu kim loại).

3 Các giả thiết

Các giả thiết sau đây được áp dụng bổ sung cho các giả thiết chung nêu trong TCVN 13594-1:2022:

- Kết cấu được thiết kế bởi người có trình độ và kinh nghiệm phù hợp;
- Công tác giám sát và kiểm tra chất lượng được tiến hành đầy đủ tại nhà máy và công trường;
- Thi công xây dựng được thực hiện bởi người có đầy đủ kỹ năng và kinh nghiệm;
- Vật liệu và thành phẩm xây dựng được sử dụng như đã quy định trong tiêu chuẩn này hoặc trong các điều kiện kỹ thuật vật liệu và thành phẩm có liên quan;
- Kết cấu được bảo trì đầy đủ;
- Kết cấu được sử dụng theo đúng chỉ dẫn của thiết kế;
- Công tác thi công và khả năng tay nghề phải đáp ứng các yêu cầu đã nêu trong Tiêu chuẩn thi công kết cấu bê tông, Tiêu chuẩn thi công kết cấu thép (TCVN 12885, TCVN 10309, TCVN 10567, hoặc EN 13670, EN 1090 hoặc các tiêu chuẩn tương đương khác)

4 Thuật ngữ, định nghĩa, ký hiệu và từ viết tắt

4.1 Thuật ngữ và định nghĩa

Áp dụng các thuật ngữ và định nghĩa trong TCVN 13594-1:2022 và các thuật ngữ và định nghĩa bổ sung trong tiêu chuẩn này:

4.1.1

Cấu kiện liên hợp (Composite member)

Cấu kiện kết cấu gồm phần bê tông và thép kết cấu (thép hình) hoặc thép tạo hình nguội, được liên kết với nhau bởi các liên kết chịu cắt nhằm hạn chế trượt dọc giữa bê tông và thép và hạn chế tách rời giữa các phần với nhau.

4.1.2

Liên kết chịu cắt (Shear connection)

Liên kết giữa phần bê tông và thép của cấu kiện liên hợp nhằm đảm bảo cấu kiện có đủ cường độ và độ cứng để trong thiết kế coi cấu kiện liên hợp như một kết cấu liền khối.

4.1.3

Ứng xử liên hợp (Composite behaviour)

Ứng xử xuất hiện sau khi liên kết chịu cắt bắt đầu có hiệu lực do bê tông đã đông cứng.

4.1.4**Dầm liên hợp (Composite beam)**

Cấu kiện liên hợp chủ yếu chịu uốn.

4.1.5**Cột liên hợp (Composite column)**

Cấu kiện liên hợp chủ yếu chịu nén hoặc chịu nén và uốn.

4.1.6**Bản liên hợp (Composite slab)**

Cấu kiện bản mà thép bản tạo hình được sử dụng từ đầu đến cuối cùng tham gia chịu lực với bê tông đông cứng và đóng vai trò là cốt thép chịu kéo trong bản hoàn thiện.

4.1.7**Khung liên hợp (Composite frame)**

Kết cấu khung có một số cấu kiện hoặc tất cả các cấu kiện đều là cấu kiện liên hợp và các cấu kiện còn lại hầu hết là cấu kiện thép kết cấu.

4.1.8**Nút, liên kết liên hợp (Composite joint)**

Nút liên kết giữa các cấu kiện liên hợp hoặc giữa cấu kiện liên hợp với các cấu kiện khác như cấu kiện thép hoặc bê tông cốt thép, trong đó cốt thép được kể đến trong thiết kế để xác định khả năng chịu lực và độ cứng của nút liên kết.

4.1.9**Kết cấu (hoặc cấu kiện) được chống đỡ (Propped structure or member)**

Kết cấu (hoặc cấu kiện) có phần trọng lượng của cấu kiện bê tông được đặt trên cấu kiện thép với điều kiện cấu kiện thép được chống đỡ ở nhịp hoặc bê tông được đỡ riêng cho đến khi cấu kiện bê tông đủ khả năng chịu lực.

4.1.10**Kết cấu hoặc cấu kiện không được chống đỡ (Unpropped structure or member)**

Kết cấu hoặc cấu kiện có phần trọng lượng của cấu kiện bê tông được đặt trên cấu kiện thép với điều kiện cấu kiện thép không được chống đỡ ở nhịp.

4.1.11**Độ cứng uốn khi bê tông chưa bị nứt (Un-cracked flexural stiffness)**

Độ cứng $E_a I_1$ của mặt cắt kết cấu liên hợp trong đó I_1 là mô men quán tính của phần mặt cắt có hiệu đã được chuyển đổi thành thép tương đương với giả thiết phần bê tông chịu kéo chưa bị nứt

4.1.12**Độ cứng uốn khi bê tông bị nứt (Cracked flexural stiffness)**

Độ cứng $E_a I_2$ của mặt cắt cấu kiện liên hợp trong đó I_2 là mô men quán tính của phần mặt cắt hữu hiệu đã được chuyển đổi thành thép tương đương với giả thiết bỏ qua ảnh hưởng của phần bê tông chịu kéo, trừ cốt thép.

4.1.13

Ứng suất trước (Prestress)

Quá trình tạo ra ứng suất nén trong phần bê tông của cấu kiện liên hợp bằng cáp hoặc do biến dạng cưỡng bức.

4.1.14

Cắt trễ (Shear lag)

Sự phân bố phi tuyến của ứng suất pháp ngang theo chiều rộng một cấu kiện bởi biến dạng cong vênh do cắt.

4.2 Ký hiệu

Các chữ Latin

A_c	Diện tích mặt cắt bê tông	8.4.2
A_s	Diện tích mặt cắt cốt thép	8.5.1
E_a	Mô đun đàn hồi của thép kết cấu	8.4.2
E_s	Mô đun đàn hồi tính toán của cốt thép	8.4.2
M_{Ed}	Mô men uốn tính toán	9.7.3
M_{Rd}	Khả năng chịu uốn tính toán của mặt cắt liên hợp hoặc nút liên kết liên hợp	9.2.1
N_c	Lực nén dọc trục tính toán trong bản cánh bê tông	9.2.1
$N_{c,f}$	Lực nén dọc trục tính toán trong bản cánh bê tông có các liên kết chịu cắt hoàn toàn	9.2.1
$N_{c,el}$	Lực nén dọc trục trong bản cánh bê tông tương ứng với $M_{el,Rd}$	9.2.1
N_{Ed}	Lực nén dọc trục tính toán	9.7.3
$N_{pl,Rd}$	Khả năng chịu lực nén dọc trục tính toán ngoài giới hạn đàn hồi của mặt cắt liên hợp	9.7.3
$V_{a,Ed}$	Lực cắt tính toán của mặt cắt thép kết cấu	9.7.3
$V_{b,Rd}$	Khả năng chịu cắt tính toán của bản bụng theo điều kiện ổn	9.2.1
$V_{c,Ed}$	Lực cắt tính toán của phần bê tông cốt thép bọc bản bụng	9.2.1
V_{Ed}	Lực cắt tính toán của mặt cắt liên hợp	9.2.1
$V_{l,Rd}$	Khả năng chịu cắt tính toán	9.2.1
$V_{pl,Rd}$	Khả năng chịu cắt tính toán ngoài giới hạn đàn hồi của mặt cắt liên hợp	9.2.1
$V_{pl,a,Rd}$	Khả năng chịu cắt tính toán ngoài giới hạn đàn hồi của mặt cắt thép kết cấu	9.2.1
$V_{p,Rd}$	Khả năng chịu chọc thủng tính toán của sàn liên hợp	9.2.1
V_{Rd}	Khả năng chịu cắt ngang tính toán của mặt cắt liên hợp	9.2.1
$V_{v,Rd}$	Khả năng chịu cắt ngang tính toán của sàn liên hợp	9.2.1
$V_{wp,c,Rd}$	Khả năng chịu cắt tính toán của phần bê tông bọc bản bụng cột	9.2.1

n_L	Tỷ số mô đun theo loại tải trọng	8.4.2
n_0	Tỷ số mô đun đối với tải trọng ngắn hạn	8.4.2

Các chữ Hy Lạp

$\Delta\sigma$	Biên độ ứng suất	9.8.6
$\Delta\sigma_c$	Biên độ sức bền mỏi ở 2 triệu vòng lặp	9.8.6
$\Delta\sigma_E$	Biên độ ứng suất tương đương	9.8.6
$\Delta\sigma_s$	Biên độ ứng suất trong cốt thép do độ cứng của bê tông chịu kéo	9.8.6
$\Delta\tau$	Biên độ ứng suất cắt do mỏi	9.8.6
α_{cr}	Hệ số tăng tải trọng tính toán có xét đến tính mất ổn định đàn hồi	8.2
α_M	Hệ số mô men uốn của cột liên hợp	9.7.3
α_{My}, α_{Mz}	Các hệ số mô men uốn của cột liên hợp quanh trục y-y và z-z	9.7.3
α_{st}	Tỷ số	
β	Hệ số; thông số chuyển đổi	8.4.1
β_c, β_i	Các thông số	9.7.4
γ_c	Hệ số thành phần cho bê tông	5.4.1
γ_F	Hệ số thành phần cho tải trọng, kể đến tính gần đúng của mô hình tính và sự biến đổi của kích thước hình học	5.4.1
γ_{Fi}	Hệ số thành phần cho ứng suất tương đương	5.4.1
γ_M	Hệ số thành phần cho đặc trưng vật liệu, kể đến tính gần đúng của mô hình tính và sự biến đổi của kích thước hình học	5.4.1
γ_{M0}	Hệ số thành phần cho khả năng chịu lực của mặt cắt thép kết cấu	5.4.1
γ_{M1}	Hệ số thành phần cho khả năng chịu lực của các cấu kiện thép kết cấu khi tính mất ổn định được đánh giá bằng kiểm tra cấu kiện	5.4.1
γ_{Mf}	Hệ số thành phần cho sức bền mỏi	5.4.1
$\gamma_{Mf,s}$	Hệ số thành phần cho sức bền mỏi của các chốt chịu cắt	5.4.1
γ_D	Hệ số thành phần cho tác dụng ứng suất trước	5.4.1
γ_s	Hệ số thành phần cho cốt thép	5.4.1
γ_v	Hệ số thành phần cho khả năng chịu cắt tính toán của chốt có mũ	5.4.1
γ_{vs}	Hệ số thành phần cho khả năng chịu cắt tính toán của bản liên hợp	5.4.1
δ	Hệ số; tỷ số tham gia làm việc của thép; độ võng chính	9.7.1, 9.7.3
$\bar{\lambda}$	Độ mảnh quy đổi	9.7.3
$\bar{\lambda}_{LT}$	Độ mảnh quy đổi khi oằn ngang	9.4.2
Φ	Đường kính (kích thước) của cốt thép; hệ số tải trọng phá hoại tương đương	10.4
Φ^*	Đường kính (kích thước) của cốt thép	10.4

4.3 Chữ viết tắt

TTGHCD: Trạng thái giới hạn cường độ

TTGHSD: Trạng thái giới hạn sử dụng

PPPTHH: Phương pháp phân tử hữu hạn

5 Cơ sở thiết kế

5.1 Các yêu cầu

Kết cấu liên hợp được thiết kế tuân theo các quy định chung trong TCVN 13594-1:2022.

Các điều khoản bổ sung cho kết cấu liên hợp được đưa ra ở tiêu chuẩn này.

Các yêu cầu cơ bản của TCVN 13594-1:2022 được coi là thoả mãn cho kết cấu liên hợp khi tuân theo các yêu cầu sau:

- Thiết kế theo các trạng thái giới hạn với các hệ số thành phần, tổ hợp tải trọng theo TCVN 13594-1:2022, tải trọng và tác động theo TCVN 13594-3:2022,
- Khả năng chịu lực, độ bền lâu và giới hạn về tải trọng đáp ứng theo tiêu chuẩn này.

5.2 Các nguyên tắc thiết kế theo trạng thái giới hạn

Đối với kết cấu liên hợp, các giai đoạn cụ thể trong quá trình thi công phải xét đến.

5.3 Các tác động cơ bản

5.3.1 Tải trọng và ảnh hưởng của môi trường

Tải trọng dùng trong thiết kế có thể lấy theo các điều cụ thể trong TCVN 13594-3:2022.

Khi kiểm tra tôn thép lượn sóng đóng vai trò như ván khuôn, cần kể đến ảnh hưởng võng lõm của bản tôn (làm tăng chiều dày bản bê tông do bản tôn bị biến dạng uốn).

5.3.2 Các đặc trưng của vật liệu và sản phẩm

Ngoài các chỉ dẫn được nêu trong tiêu chuẩn này, tải trọng gây ra do đặc tính của bê tông theo thời gian được lấy trong TCVN 13594-5:2023.

5.3.3 Phân loại tải trọng

Tải trọng do co ngót, từ biến của bê tông và sự thay đổi nhiệt độ không đều tạo ra nội lực trong mặt cắt ngang, độ uốn cong và biến dạng dọc trong các cấu kiện; các tác động này xuất hiện trong kết cấu tĩnh định và kết cấu siêu tĩnh mà không xét đến sự tương thích các biến dạng, phải phân loại như tải trọng sơ cấp.

Trong kết cấu siêu tĩnh, tải trọng do co ngót, từ biến và nhiệt độ có kèm thêm các ảnh hưởng khác, do vậy tổng các tải trọng là tương thích; khi đó các tải trọng này được phân loại như các tải trọng thứ cấp và được coi là các tải trọng không trực tiếp.

5.4 Kiểm tra theo phương pháp hệ số thành phần

5.4.1 Các giá trị thiết kế

5.4.1.1 Giá trị thiết kế của tải trọng

Đối với ứng suất trước được tạo ra bằng biến dạng cưỡng bức, ví dụ sử dụng kích ở các gối tựa, hệ số thành phần γ_p được quy định cho các trạng thái giới hạn tới hạn, có xét đến các tải trọng có lợi và bất lợi.

CHÚ THÍCH: Dự án cụ thể có thể đưa ra ở giá trị của γ_p . Giá trị khuyến nghị của γ_p bằng 1,0 cho cả trường hợp tải trọng có lợi và bất lợi.

5.4.1.2 Giá trị thiết kế của tính chất vật liệu hoặc sản phẩm

Hệ số thành phần phải được áp dụng cho các giới hạn dưới của cường độ đặc trưng hoặc danh định, trừ khi có yêu cầu cần đánh giá theo giới hạn trên của cường độ.

Hệ số thành phần γ_c được dùng cho bê tông, cường độ nén thiết kế được xác định như sau:

$$f_{ed} = f_{ck}/\gamma_c \quad (1)$$

trong đó: giá trị đặc trưng f_{ck} được cho trong TCVN 13594-5:2023 cho bê tông thường và cho bê tông nhẹ.

CHÚ THÍCH: Giá trị của γ_c cho bê tông được lấy trong TCVN 13594-5:2023.

Hệ số thành phần γ_s được dùng cho cốt thép.

CHÚ THÍCH: Giá trị của γ_s được lấy trong TCVN 13594-5:2023

Hệ số thành phần γ_M phải được dùng cho thép kết cấu, tôn thép sóng và các chi tiết liên kết thép. Hệ số thành phần đối với thép kết cấu được lấy bằng γ_{MO} , trừ khi có chỉ định khác.

CHÚ THÍCH: Giá trị của γ_M lấy trong TCVN 13594-6:2023.

Hệ số thành phần γ_v được dùng cho liên kết chịu cắt.

CHÚ THÍCH: Dự án cụ thể có thể đưa ra ở giá trị của γ_v . Giá trị khuyến nghị cho γ_v bằng 1,25.

Hệ số thành phần γ_{M1} và $\gamma_{M1,s}$ được dùng cho kiểm tra mỏi của đỉnh neo.

CHÚ THÍCH:

Giá trị của γ_{M1} được đưa ra ở TCVN 13594-6:2023.

Dự án cụ thể có thể đưa ra ở giá trị của $\gamma_{M1,s}$. Giá trị khuyến nghị cho $\gamma_{M1,s}$ bằng 1,0.

5.4.1.3 Giá trị thiết kế của các số liệu hình học

Số liệu hình học của mặt cắt ngang và hệ kết cấu có thể lấy trong các tiêu chuẩn sản phẩm hoặc trong các bản vẽ thi công và được coi như giá trị danh định.

5.4.1.4 Khả năng chịu lực thiết kế

Đối với kết cấu liên hợp, khả năng chịu lực thiết kế phải được xác định theo các biểu thức phù hợp trong TCVN 13594-1:2022.

TCVN 13594-7:2023

5.4.2 Tổ hợp tải trọng

Dạng chung để tổ hợp tải trọng được cho trong Phụ lục A, TCVN 13594-1:2022.

5.4.3 Kiểm tra cân bằng tĩnh (EQU)

Độ tin cậy dùng để kiểm tra cân bằng tĩnh cho công trình như trình bày trong TCVN 13594-1:2022, cũng được áp dụng cho các trường hợp thiết kế tương đương với (EQU), ví dụ để thiết kế neo giữ hoặc kiểm tra nhỏ của các gối dầm liên tục.

6 Vật liệu

6.1 Bê tông

Trừ khi được nêu trong tiêu chuẩn này, các đặc trưng vật liệu cho bê tông thường và cho bê tông nhẹ được lấy trong TCVN 13594-5:2023, điều 6.1 cho bê tông thông thường và điều 14.1 cho bê tông nhẹ.

Tiêu chuẩn này không dùng để thiết kế các kết cấu liên hợp sử dụng loại bê tông có cường độ thấp hơn C20 và LC20, và cao hơn C60 và LC60.

Co ngót của bê tông được xác định có kể đến biên độ độ ẩm của môi trường xung quanh, kích thước của cấu kiện và thành phần của bê tông.

6.2 Cốt thép

Các đặc trưng của cốt thép có thể tham chiếu 6.2, TCVN 13594-5:2023.

Đối với kết cấu liên hợp, giá trị thiết kế của mô đun đàn hồi E_s có thể lấy bằng giá trị của thép kết cấu cho trong 6.2.6, TCVN 13594-6:2023.

6.3 Thép kết cấu

Các đặc trưng của thép kết cấu được tham chiếu trong TCVN 13594-6:2023.

Các quy định trong phần này được áp dụng cho thép kết cấu có cường độ chảy danh định không vượt quá 460 MPa.

6.4 Các thiết bị liên kết

6.4.1 Quy định chung

Các yêu cầu cho liên kết bu lông, chốt và hàn tham chiếu đến Điều 5.6, Điều 11 của TCVN 13594-6:2023.

6.4.2 Đinh neo

Tham chiếu đến EN ISO 13918 hoặc các tiêu chuẩn tương đương khác.

6.5 Thép và thiết bị dự ứng lực

Tham chiếu 6.3 và 6.4, TCVN 13594-5:2023.

6.6 Các bộ phận chịu kéo

Tham chiếu điều các bộ phận chịu kéo (cáp, thanh bar), TCVN 13594-6:2023.

7 Độ bền lâu

7.1 Quy định chung

Tuân theo các quy định cụ thể trong TCVN 13594-1:2022, TCVN 13594-5:2023 và TCVN 13594-6:2023.

Chi tiết của liên kết chịu cắt cần tuân theo 9.6.5.

7.2 Bảo vệ chống gỉ ở mặt tiếp giáp thép - bê tông

Bảo vệ chống ăn mòn bản cánh thép nên mở rộng vào mặt tiếp giáp bê tông - thép tối thiểu là 50 mm. Các quy định bổ sung cho cầu có bản đúc sẵn xem Điều 11.

8 Phân tích kết cấu

8.1 Mô hình kết cấu để phân tích

8.1.1 Mô hình kết cấu và các giả thiết cơ bản

Mô hình kết cấu và các giả thiết cơ bản được lựa chọn theo 8.1.1, TCVN 13594-1:2022, và đảm bảo phản ánh được ứng xử theo như dự đoán của mặt cắt ngang, các cấu kiện, các nút liên kết và các gối tựa.

Điều 8 được áp dụng cho các cầu liên hợp trong đó hầu hết các bộ phận kết cấu và mối nối là liên hợp hoặc là thép kết cấu. Khi ứng xử kết cấu về cơ bản là của kết cấu bê tông cốt thép hoặc bê tông ứng suất trước, với chỉ có một vài bộ phận liên hợp, phân tích tổng thể nói chung phải phù hợp với TCVN 13594-5:2023.

Phân tích bản liên hợp phải phù hợp với Điều 12.

8.1.2 Mô hình nút

Ảnh hưởng do ứng xử của các nút liên kết đến sự phân bố lực và mô men trong kết cấu và biến dạng tổng thể của hệ kết cấu thường được bỏ qua, trừ khi những ảnh hưởng này là đáng kể (chẳng hạn trong trường hợp nút liên kết là bán liên tục) thì chúng cần được xét đến, xem Điều 9 và Điều 11, TCVN 13594-6:2023.

Cần phân biệt ba mô hình nút liên kết sau để đánh giá xem có cần thiết kể đến các ảnh hưởng do ứng xử của các nút liên kết đối với việc phân tích hay không, xem Điều 11, TCVN 13594-6:2023:

- Nút liên kết đơn giản, với giả thiết nút liên kết không truyền mô men uốn;
- Nút liên kết liên tục, với giả thiết nút liên kết có độ cứng và/hoặc khả năng chịu lực để đảm bảo liên kết giữa các cấu kiện là hoàn toàn liên tục trong phân tích;
- Nút liên kết bán liên tục, cần xét đến ứng xử của liên kết trong phân tích.

Trong công trình cầu không sử dụng nút liên kết bán liên tục.

8.1.3 Tương tác nền - kết cấu

Các đặc trưng về biến dạng của gối tựa phải được kể đến khi chúng là đáng kể.

CHÚ THÍCH: TCVN 13594-9:2023 (Thiết kế địa kỹ thuật) của bộ tiêu chuẩn này hướng dẫn việc tính toán tương tác giữa nền đất và kết cấu.

Khi độ lún phải được tính đến và khi không có giá trị thiết kế cần sử dụng, sử dụng giá trị ước tính phù hợp của độ lún dự báo.

Các hiệu ứng do lún thường có thể được bỏ qua ở TTGHCD ngoài mỗi đối với các bộ phận liên hợp trong đó tất cả các mặt cắt là Loại 1 hoặc Loại 2 và sức kháng uốn không bị giảm do oằn xoắn ngang.

8.2 Ổn định của kết cấu

8.2.1 Ảnh hưởng do biến dạng hình học

Các hiệu ứng lực nói chung có thể xác định theo một trong hai phương pháp sau:

- Phân tích bậc nhất, sử dụng kích thước hình học ban đầu của kết cấu;
- Phân tích thứ cấp, xét đến ảnh hưởng do biến dạng của kết cấu.

Ảnh hưởng do kết cấu bị biến dạng hình học (hiệu ứng bậc hai) phải được xét tới nếu chúng làm tăng đáng kể các tải trọng hay làm thay đổi đáng kể ứng xử của kết cấu.

Có thể sử dụng phân tích bậc nhất nếu như sự tăng của nội lực hay mô men tương ứng gây bởi biến dạng cho bởi phân tích bậc nhất không quá 10%. Trường hợp này được coi là đáp ứng nếu thỏa mãn tiêu chí sau:

$$\alpha_{cr} \geq 10 \quad (2)$$

trong đó: α_{cr} là hệ số tăng tải trọng thiết kế xét do đến tính mất ổn định đàn hồi.

Khi xác định độ cứng của kết cấu thì phải có những quy định phù hợp đối với nứt và từ biến của bê tông và ứng xử của các nút liên kết.

8.2.2 Các phương pháp phân tích cầu

Xem TCVN 13594-4:2022 và Điều 8.2.2, TCVN 13594-6:2023.

8.3 Các sai lệch

8.3.1 Cơ sở

Khi phân tích kết cấu phải xét đến ảnh hưởng do các sai lệch một cách phù hợp, bao gồm ứng suất dư và sai lệch hình học, chẳng hạn do kết cấu thiếu thẳng đứng, thiếu phẳng, thiếu độ khít và có độ lệch tâm nhỏ không thể tránh khỏi ở các nút liên kết của kết cấu chưa chịu tải.

Ảnh hưởng của sai lệch phải kể đến trong dạng mất ổn định đàn hồi của kết cấu hay cấu kiện trong mặt phẳng oằn được khảo sát, theo hướng và hình dạng bất lợi nhất.

8.3.2 Các sai lệch

Sai lệch hình học tương đương được sử dụng với các giá trị phản ánh các hiệu ứng có thể về sai lệch của hệ thống và của cấu kiện trừ khi những hiệu ứng này được kể đến trong công thức sức kháng.

Sai lệch và lực ngang thiết kế để ổn định khung ngang được tính toán theo 8.3, 9.3.4.2, TCVN 13594-6:2023.

Đối với cột liên hợp và các cấu kiện nén liên hợp, sai lệch luôn được xem xét khi kiểm tra ổn định theo chiều dài của cấu kiện theo 9.7.3.6 hoặc 9.7.3.7. Giá trị thiết kế của sai lệch cong ban đầu tương đương được lấy từ Bảng 4.

Sai lệch trong các bộ phận thép chịu nén phải được xem xét phù hợp với 8.3, TCVN 13594-6:2023.

8.4 Tính toán các hiệu ứng của tải trọng

8.4.1 Các phương pháp phân tích tổng thể

8.4.1.1 Tổng quát

Hiệu ứng của tải trọng có thể được xác định theo phương pháp phân tích tổng thể đàn hồi, ngay cả khi sức kháng của mặt cắt ngang được tính theo sức kháng dẻo hoặc sức kháng phi tuyến.

Phương pháp phân tích tổng thể đàn hồi được sử dụng cho trạng thái giới hạn sử dụng với các điều chỉnh thích hợp để xét đến các ảnh hưởng phi tuyến, chẳng hạn do nứt bê tông.

Phương pháp phân tích tổng thể đàn hồi cũng được sử dụng để kiểm tra trạng thái giới hạn mỏi.

Ảnh hưởng do cắt trễ và mất ổn định cục bộ được xem xét nếu chúng ảnh hưởng đáng kể đến phân tích tổng thể.

Ảnh hưởng do mất ổn định cục bộ của cấu kiện thép đến việc lựa chọn phương pháp phân tích được xét đến theo cách phân loại các mặt cắt ngang, xem 8.5.

Ảnh hưởng do mất ổn định cục bộ của cấu kiện thép đến độ cứng có thể được bỏ qua đối với các mặt cắt liên hợp thông thường, còn đối với các mặt cắt ngang Loại 4, xem 8.6.2.2, TCVN 13594-6:2023.

Ảnh hưởng trong phân tích tổng thể về trượt trong các lỗ bu lông và các biến dạng tương tự của các chi tiết liên kết cần được xem xét.

Trừ khi dùng phương pháp phân tích phi tuyến, ảnh hưởng do trượt và bóc tách khi tính toán nội lực và mô men tại các mặt tiếp giáp giữa thép và bê tông có thể được bỏ qua khi các liên kết chịu cắt tại đây được thiết kế phù hợp với 9.6.

Đối với các trường hợp thiết kế tạm trong các giai đoạn thi công, có thể sử dụng phân tích tổng thể không nứt và phân bố chiều rộng có hiệu theo 8.4.1.2.

8.4.1.2 Chiều rộng hữu hiệu của bản cánh theo cắt trễ

Độ mềm dẻo của các bản cánh thép hay bê tông do ảnh hưởng bởi cắt trễ trong mặt phẳng của chúng cần được xem xét theo phương pháp phân tích chính xác hoặc sử dụng bề rộng có hiệu của bản cánh.

Ảnh hưởng của cắt trễ trong bản thép được lấy theo 8.2.1, TCVN 13594-6:2023.

Chiều rộng có hiệu của các bản cánh bê tông xác định theo các quy định sau đây.

Khi sử dụng phương pháp phân tích tổng thể đàn hồi, có thể giả thiết chiều rộng có hiệu là không thay đổi cho từng nhịp. Giá trị này được lấy bằng $b_{eff,1}$ ở giữa nhịp đối với nhịp có hai gối tựa ở hai đầu, hoặc bằng $b_{eff,2}$ ở gối tựa của công son.

Ở vị trí giữa nhịp hoặc gối tựa trung gian, bề rộng có hiệu tổng cộng, b_{eff} , Hình 1, xác định như sau:

$$b_{eff} = b_0 + \sum b_{ei} \quad (3)$$

trong đó:

b_0 là khoảng cách tâm giữa neo chịu cắt phía ngoài;
 b_{ei} là chiều rộng có hiệu của bản cánh bê tông về mỗi phía của bản bụng và được lấy bằng $L_e/8$ (nhưng không lớn hơn bề rộng hình học b_i). Giá trị của b_i được lấy bằng khoảng cách từ định chịu cắt phía ngoài đến điểm giữa của khoảng cách tới bản bụng liền kề, đo ở giữa chiều cao của bản cánh bê tông, trừ trường hợp ở mép tự do thì b_i là khoảng cách đến mép tự do. Chiều dài L_e lấy gần đúng bằng khoảng cách giữa các điểm có mô men uốn bằng không. L_e được giả thiết như Hình 1 cho dầm liên hợp liên tục điển hình có biểu đồ bao mô men từ các cách xếp tải khác nhau quyết định đến việc thiết kế, và cho các công xon.

Chiều rộng có hiệu ở vị trí gối tựa đầu liên được xác định như sau:

$$b_{eff} = b_0 + \sum \beta_i b_{ei} \quad (4)$$

với:

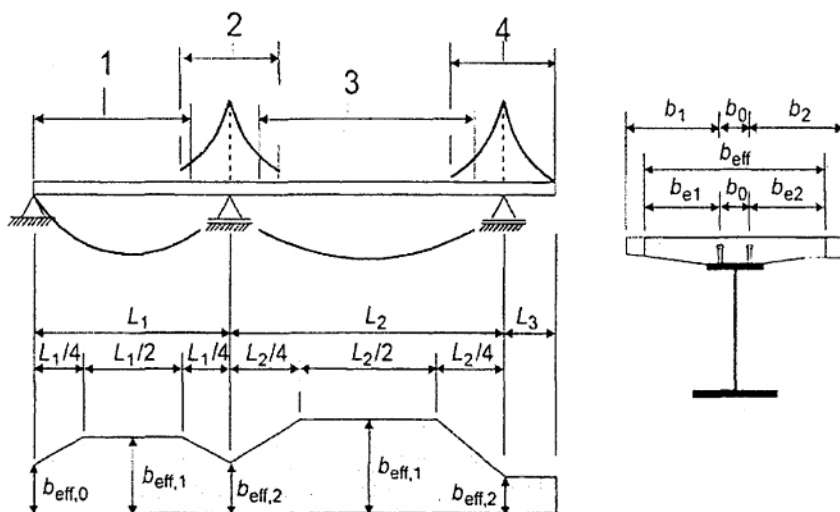
$$\beta_i = (0,55 + 0,025 L_e/b_{ei}) \leq 1,0 \quad (5)$$

trong đó:

b_{ei} là chiều rộng có hiệu ở giữa nhịp của nhịp biên;

L_e là chiều dài nhịp tương đương của nhịp biên theo Hình 1.

Phân bố chiều rộng có hiệu của các mặt cắt giữa các gối tựa và ở các vùng giữa nhịp được lấy như ở Hình 1.



CHÚ DẪN: 1: $L_e = 0,85 L_1$ cho $b_{eff,1}$; 2: $L_e = 0,25 (L_1 + L_2)$ cho $b_{eff,2}$;

3: $L_e = 0,7 L_2$ cho $b_{eff,1}$; 4: $L_e = 2 L_3$ cho $b_{eff,2}$;

Hình 1 - Nhịp tương đương đối với chiều rộng có hiệu của bản cánh bê tông

Phân bố theo phương ngang của ứng suất do cắt trễ cho cả bê tông và bản cánh thép có thể thực hiện theo 8.6.3.2, TCVN 13594-6:2023.

Đối với mặt cắt ngang có mô men uốn do hệ thống dầm chính và từ hệ cục bộ (ví dụ trong hệ giàn liên hợp với tải trọng trực tiếp trên thanh mệ giữa các nút dầm) chiều rộng có hiệu có liên quan cho hệ dầm chính và hệ cục bộ nên được sử dụng cho mô men uốn có liên quan.

8.4.2 Phân tích dầm hồi tuyến tính

8.4.2.1 Quy định chung

Tác động do nứt, từ biến và co ngót của bê tông trong quá trình thi công và khi tạo ứng suất trước cần được tính đến.

8.4.2.2 Từ biến và co ngót

Cần xem xét ảnh hưởng do từ biến và co ngót của bê tông một cách phù hợp.

Trừ các cấu kiện có cả hai bản cánh là liên hợp, ảnh hưởng do từ biến được xét đến bằng cách sử dụng tỷ số mô đun n_L cho bê tông. Tỷ số mô đun này phụ thuộc vào loại tải trọng (ký hiệu là L) và xác định bởi:

$$n_L = n_0(1 + \psi_L \varphi_t) \quad (6)$$

trong đó:

n_0 là tỷ số mô đun E_s / E_{cm} đối với tải trọng ngắn hạn;

E_{cm} là mô đun đàn hồi của bê tông đối với tải trọng ngắn hạn theo Bảng 2, và Bảng 31, TCVN 13594-5:2023;

φ_t là hệ số từ biến $\varphi(t, t_0)$ theo 6.1.4, 14.3.3, TCVN 13594-5:2023, phụ thuộc vào tuổi (t) của bê tông ở thời điểm được khảo sát và ở tuổi (t_0) khi chịu tải;

ψ_L là hệ số do từ biến phụ thuộc vào loại tải trọng, được lấy bằng 1,1 đối với các tải trọng dài hạn, 0,55 đối với các ảnh hưởng chính và thứ cấp do co ngót và 1,5 đối với việc tạo ứng suất trước bằng cách cưỡng bức biến dạng.

Đối với các tải trọng thường xuyên tác động lên kết cấu liên hợp trong quá trình đổ bê tông theo các giai đoạn, giá trị trung bình t_0 được sử dụng để xác định hệ số từ biến. Giả thiết này cũng được sử dụng cho việc tạo ứng suất trước bằng cách biến dạng cưỡng bức, nếu tuổi của bê tông ở các nhịp có liên quan tại thời điểm tạo ứng suất trước vượt quá 14 ngày.

Đối với co ngót, tuổi của bê tông khi chịu tải nói chung được giả thiết là một ngày.

Khi sử dụng các bản đúc sẵn hoặc khi tiến hành tạo ứng suất trước cho bản bê tông trước khi các liên kết chịu cắt bắt đầu tham gia làm việc, hệ số từ biến và các giá trị co ngót được tính từ khi tác động liên hợp có hiệu lực.

Khi sự phân bố mô men uốn ở thời điểm t_0 bị thay đổi đáng kể do từ biến, ví dụ trong các dầm liên tục của kết cấu liên hợp, gồm cả các nhịp liên hợp và không liên hợp, hiệu ứng thứ cấp phụ thuộc thời gian do từ biến phải được kể đến, trừ khi sử dụng phương pháp phân tích tổng thể đối với TTGHCD (trừ môi) cho các cấu kiện liên hợp mà tất cả các mặt cắt ngang là Loại 1 hoặc 2 và trong đó không có dung sai cho oằn xoắn ngang nào là cần thiết. Đối với các hiệu ứng thứ cấp phụ thuộc thời gian, tỷ số mô đun được xác định bằng cách sử dụng hệ số từ biến ψ_L lấy bằng 0,55.

Hiệu ứng bậc hai và bậc nhất do co ngót và từ biến của bản cánh bê tông được xét đến một cách phù hợp. Hiệu ứng do từ biến và co ngót của bê tông có thể được bỏ qua khi phân tích để kiểm tra theo các trạng thái giới hạn trừ môi, cho các cấu kiện liên hợp mà tất cả các mặt cắt ngang Loại 1 hoặc Loại 2, mà trong đó không bị oằn do xoắn ngang; đối với các TTGHSD, xem Điều 10.

TCVN 13594-7:2023

Ở các vùng bản bê tông giả thiết bị nứt, hiệu ứng bậc nhất do co ngót có thể bỏ qua khi tính hiệu ứng bậc hai.

Đối với cột liên hợp và cấu kiện chịu nén, ảnh hưởng do từ biến được xét đến theo 9.7.3.4.

Đối với tác động liên hợp kép với cả hai bản cánh không bị nứt (ví dụ trường hợp tạo ứng suất trước), tác động do từ biến và co ngót cần được xác định theo các phương pháp chính xác hơn.

Độ cứng xoắn St. Venant của dầm hộp tính cho mặt cắt ngang chuyển đổi, trong đó chiều dày bản bê tông chiết giảm theo tỷ lệ mô đun $n_{OG} = G_a/G_e$, với G_a và G_e lần lượt là mô đun cắt đàn hồi của thép kết cấu và của bê tông. Hiệu ứng của từ biến được tính với tỷ số mô đun $n_{LG} = n_{OG} (1 + \psi_L \varphi_t)$.

8.4.2.3 Các hiệu ứng do bê tông bị nứt

Cần xem xét các hiệu ứng do bê tông bị nứt một cách phù hợp.

Phương pháp sau được sử dụng để xác định các tác động do nứt trong dầm liên hợp có các bản cánh bằng bê tông. Trước tiên cần xác định biểu đồ bao nội lực và mô men uốn ứng với các tổ hợp tải trọng đặc trưng, xem 9.5.3, TCVN 13594-1:2022, bao gồm tải trọng dài hạn được tính toán khi sử dụng độ cứng uốn E_{aI_1} của các mặt cắt không bị nứt. Phương pháp này được gọi là “Phương pháp phân tích không kể nứt”.

Ở các vùng có ứng suất tại thớ biên chịu kéo trong bê tông theo biểu đồ bao của các tải trọng tổng thể vượt quá hai lần cường độ f_{ctm} hoặc f_{lctm} , xem Bảng 2, Bảng 31, TCVN 13594-5:2023, độ cứng được giảm bằng E_{aI_2} . Phân bố độ cứng này được sử dụng cho các TTGHCE và TTGHSD. Một phân bố mới nội lực và mô men cũng như biến dạng khi phù hợp được xác định bằng phân tích lại. Phương pháp này gọi là “Phương pháp phân tích có kể nứt”.

Đối với dầm liên hợp liên tục có bản cánh bê tông đặt ở trên mặt cắt thép và không có ứng suất trước, bao gồm cả các dầm của khung chịu được lực ngang do có giằng, thì sử dụng phương pháp đơn giản sau đây. Khi tỷ số giữa chiều dài của các nhịp liên tục giữa các gối tựa kề nhau (nhịp ngắn/nhịp dài) nhỏ nhất là 0,6, tác động do nứt được xét đến bằng sử dụng độ cứng uốn E_{aI_2} cho phạm vi chiều dài 15% của nhịp về mỗi phía của từng gối trung gian và E_{aI_1} cho các vị trí khác khi không kể đến nứt.

Anh hưởng do bê tông bị nứt đến độ cứng uốn của các cột liên hợp và các cấu kiện chịu nén có thể xác định theo 9.7.3.4.

Trừ khi sử dụng phương pháp chính xác hơn, trong cầu nhiều dầm khi các cấu kiện liên hợp ngang không chịu kéo, có thể giả định các cấu kiện ngang không bị nứt.

Độ cứng xoắn của dầm hộp phải được tính cho mặt cắt ngang được chuyển đổi. Ở các khu vực khi bản bê tông được coi là bị nứt do uốn, việc tính toán nên xét với chiều dày của bản giảm xuống còn một nửa, trừ khi ảnh hưởng của vết nứt được xem xét một cách chính xác hơn.

Đối với TTGHCE, hiệu ứng nứt đến lực cắt dọc tại giao diện giữa phần thép và bê tông nên được tính đến theo 9.6.2.

Đối với TTGHSD, lực cắt dọc tại giao diện giữa thép và bê tông được tính toán bằng phân tích không nứt. Nếu tính đến việc thay thế các tác động của nứt, nên xem xét độ cứng kéo và vượt cường độ của bê tông chịu kéo.

8.4.2.4 Các giai đoạn và trình tự thi công

Trong phân tích phải kể đến tải trọng trong giai đoạn thi công một cách phù hợp, gồm các ảnh hưởng của tải trọng riêng rẽ đối với thép kết cấu tác động lên cấu kiện liên hợp hoàn toàn hay không hoàn toàn.

Có thể bỏ qua tải trọng trong quá trình thi công khi phân tích theo các TTGHCD trừ mỗi, cho các cấu kiện liên hợp có tất cả các mặt cắt ngang loại 1 hay loại 2 và không chịu mất ổn định do xoắn ngang.

8.4.2.5 Tác động do nhiệt độ

Tác động do nhiệt xét theo Điều 8, TCVN 13594-3:2022.

Tác động do nhiệt độ thông thường được bỏ qua trong phân tích theo TTGHCD trừ mỗi, cho các cấu kiện liên hợp có toàn bộ mặt cắt ngang loại 1 hay loại 2 và không chịu mất ổn định do xoắn ngang.

Để đơn giản hóa trong phân tích tổng thể và để xác định ứng suất cho kết cấu liên hợp, hệ số giãn nở nhiệt tuyến tính cho thép kết cấu có thể lấy là $10 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$. Để tính toán thay đổi chiều dài của cầu, hệ số giãn nở nhiệt lấy là $12 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$ cho tất cả các vật liệu kết cấu.

8.4.2.6 Tạo ứng suất trước do biến dạng cưỡng bức được kiểm soát

Khi tạo ứng suất trước bằng biến dạng cưỡng bức (ví dụ kích tại các gối tựa) thì ảnh hưởng của các sai lệch so với các giá trị biến dạng cưỡng bức và độ cứng giả định đến nội lực và mô men, cần được xem xét trong phân tích theo TTGHCD và TTGHSD.

Trừ khi sử dụng phương pháp phân tích chính xác hơn để xác định nội lực và mô men, giá trị đặc trưng của tác động gián tiếp do biến dạng cưỡng bức tính toán dựa theo các đặc trưng hoặc danh nghĩa của vật liệu và biến dạng cưỡng bức nếu biến dạng cưỡng bức được kiểm soát.

8.4.2.7 Tạo ứng suất trước bằng cáp

Nội lực và mô men do ứng suất trước bằng cáp có dính bám nên được xác định trong theo 8.10.2, TCVN 13594-5:2023, có tính đến ảnh hưởng của co ngót, từ biến và nứt bê tông khi có liên quan.

Trong phân tích tổng thể, các lực trong cáp không dính bám được coi là ngoại lực. Để xác định lực trong cáp không dính bám vĩnh cửu, biến dạng của toàn bộ kết cấu cần được đưa vào tính toán.

8.4.2.8 Cấu kiện chịu kéo trong cầu liên hợp

(a) Trong điều này, cấu kiện bê tông chịu kéo có nghĩa là:

1. Cấu kiện bê tông cốt thép độc lập chịu kéo làm việc cùng với cấu kiện chịu kéo của thép kết cấu, có liên kết chịu cắt chỉ ở đầu của cấu kiện gây ra lực kéo tổng thể trong cấu kiện bê tông chịu kéo; hoặc là
2. Phần bê tông cốt thép của cấu kiện liên hợp có liên kết chống cắt trên chiều dài cấu kiện (một cấu kiện chịu kéo liên hợp) chịu lực kéo dọc.

Các ví dụ điển hình xảy ra trong các vòm có dây căng và giàn, trong đó bộ phận bê tông hoặc liên hợp đóng vai trò là cấu kiện chịu kéo trong hệ liên hợp chính.

(b) Để xác định nội lực và mô men trong bộ phận chịu kéo, ứng xử phi tuyến do nứt bê tông và ảnh hưởng của độ cứng kéo của bê tông được xét cho các phân tích tổng thể cho TTGHCD, TTGHSD và TTGH mỗi. Phải tính đến hiệu ứng do vượt cường độ của bê tông chịu kéo.

(c) Để tính toán nội lực và mô men của cấu kiện bê tông chịu kéo bị nứt, ảnh hưởng co ngót của bê tông giữa các vết nứt nên được tính đến. Tác dụng của co ngót tự sinh được bỏ qua. Để đơn giản hóa khi sử dụng (f) và (g), biến dạng co ngót tự do của cấu kiện không bị nứt được sử dụng để xác định các tải trọng thứ cấp do co ngót.

(d) Trừ khi sử dụng phương pháp chính xác hơn theo (b) và (c), phương pháp đơn giản hóa như (5) có thể được sử dụng, còn nếu không thì phương pháp theo (f) và (g) được sử dụng.

(e) Có thể bỏ qua ảnh hưởng của độ cứng kéo của bê tông, nếu trong phân tích tổng thể nội lực và mô men của cấu kiện chịu kéo được xác định bằng phân tích không nứt và nội lực của cấu kiện thép kết cấu được xác định bằng phân tích nứt.

(f) Nội lực và mô men trong vòm có dây căng với kết cấu bê tông cốt thép chịu kéo bị cô lập với liên kết chịu cắt chỉ ở cuối của cấu kiện có thể được xác định như sau:

+ Việc xác định nội lực của kết cấu thép với độ cứng dọc có hiệu $(EA_s)_{eff}$ của cấu kiện bê tông chịu kéo bị nứt theo phương trình:

$$(EA_s)_{eff} = \frac{E_s A_s}{1 - 0.35 / (1 + n_0 \rho_s)} \quad (7)$$

trong đó n_0 là tỷ số mô-đun cho tải ngắn hạn xác định theo 8.4.4.2, A_s là cốt thép dọc của cấu kiện bê tông chịu kéo trong chiều rộng có hiệu và ρ_s là tỷ lệ cốt thép $\rho_s = A_s/A_c$ được xác định với diện tích mặt cắt bê tông có hiệu A_c ,

+ Lực pháp tuyến của cấu kiện bê tông chịu kéo $N_{Ed, serv}$ cho TTGHSD và $N_{Ed, ult}$ cho TTGHCD được đưa ra bởi:

$$N_{Ed, serv.} = 1.15 A_c f_{ct, eff} (1 + n_0 \rho_s) \quad (8)$$

$$N_{Ed, ult.} = 1.45 A_c f_{ct, eff} (1 + n_0 \rho_s) \quad (9)$$

trong đó $f_{ct, eff}$ là cường độ kéo có hiệu của bê tông.

Trừ khi được kiểm tra bằng các phương pháp chính xác hơn, độ bền kéo có hiệu có thể được giả thiết là $f_{ct, eff} = 0,7 f_{ctm}$, trong đó cấu kiện bê tông chịu kéo đồng thời tác động như một dầm và chịu tải trọng kết hợp tổng thể và cục bộ.

(g) Đối với các cấu kiện liên hợp chịu kéo chịu tác dụng của lực pháp tuyến và mô men uốn, đặc tính mặt cắt ngang của mặt cắt bị nứt và lực pháp tuyến ở phần bê tông cốt thép của cấu kiện liên hợp có thể được xác định với độ cứng dọc có hiệu của cốt thép theo Phương trình (7). Nếu các lực pháp tuyến của phần bê tông cốt thép của cấu kiện không vượt quá các giá trị được đưa ra bởi các Phương trình (8) và (9), các giá trị này phải được sử dụng để thiết kế. Ứng suất trong cốt thép được xác định với các lực này nhưng đưa vào tính toán diện tích mặt cắt thực tế A_s của cốt thép.

8.4.2.9 Dầm bọc

Khi cấu tạo chi tiết phù hợp với 9.3, khi chịu uốn dọc, hiệu ứng trượt giữa bê tông và dầm thép cũng như ảnh hưởng của cốt trố có thể được bỏ qua. Sự tham gia của ván khuôn hỗ trợ từ các dầm thép trở thành một phần của kết cấu vĩnh cửu có thể được bỏ qua.

Khi sự phân bố tải trọng tác dụng sau khi bê tông đông cứng không đều theo hướng ngang với nhịp của dầm bọc, việc phân tích cần tính đến phân bố ngang của lực do sự chênh lệch biến dạng của các dầm bọc liền kề và độ cứng uốn theo phương ngang với dầm bọc, trừ khi nó được chứng minh là đủ độ chính xác thu được bằng một phân tích đơn giản với giả thiết ứng xử cứng theo hướng ngang.

Việc tính toán có thể được thực hiện trong các hiệu ứng mô tả trên bằng cách sử dụng một trong các phương pháp sau:

Mô hình hóa bằng bản trục hướng bằng việc phân tán vào dầm thép,

Coi bê tông là không liên tục để có lưới phẳng với các cấu kiện có độ cứng uốn và xoắn trong đó độ cứng xoắn của mặt cắt thép có thể được bỏ qua. Đối với sự suy giảm của nội lực theo hướng ngang, độ cứng uốn và xoắn của các cấu kiện bê tông ngang có thể được giả định là 50% của độ cứng không nứt,

Phương pháp chung theo 8.4.3.

Giá trị danh nghĩa của của hệ số Poison của bê tông có thể được giả định bằng 0 cho TTGHCD và 0,2 cho TTGHSD.

Nội lực và mô men có thể được xác định bằng phân tích đàn hồi, bỏ qua phân bố lại mô men và nội lực do nứt bê tông.

Mô men uốn âm của dầm bọc liên tục có mặt cắt Loại 1 tại trụ trung gian có thể được phân bố lại cho TTGHCD ngoại trừ mỗi bờ một lượng không quá 15% để tính đến ứng xử không co giãn của vật liệu. Đối với mỗi trường hợp tải trọng, lực nội và mô men sau khi phân bố lại phải ở trạng thái cân bằng với tải trọng.

Có thể tính đến ảnh hưởng của từ biến đối với biến dạng theo 8.4.2.2. Tác dụng của co ngót của bê tông có thể được bỏ qua.

Để xác định biến dạng và độ võng ở TTGHSD cũng như để phân tích động, độ cứng uốn có hiệu của dầm bọc có thể được lấy là:

$$E_a I_{\text{eff}} = 0.5 (E_a I_1 + E_a I_2) \quad (10)$$

trong đó I_1 và I_2 là giá trị của mô men thứ cấp không nứt và có nứt của mặt cắt liên hợp chịu mô men uốn dương. Mô men thứ cấp của diện tích I_2 được xác định với mặt cắt có hiệu của kết cấu thép, cốt thép và bê tông chịu nén. Diện tích bê tông chịu nén có thể được xác định từ phân bố ứng suất dẻo.

Ảnh hưởng của sự khác nhau và chênh lệch nhiệt độ có thể được bỏ qua, trừ khi để xác định chuyển vị của cầu đường sắt không có giường ba lát hoặc cầu đường sắt có đường ray tấm bản không ba lát.

8.4.3 Phân tích tổng thể phi tuyến

Phân tích tổng thể phi tuyến có thể áp dụng, không có quy định áp dụng nào được đưa ra.

Ứng xử của liên kết chịu cắt cần được kể đến trong tính toán.

Các ảnh hưởng do biến dạng hình học của kết cấu cần được xem xét.

8.4.4 Tổ hợp của các hiệu ứng tải trọng tổng thể và cục bộ

Các hiệu ứng tải trọng tổng thể và cục bộ nên được thêm vào có tính đến hệ số tổ hợp.

CHÚ THÍCH: Dự án cụ thể có thể đưa ra hệ số hệ số tổ hợp này. Giá trị khuyến nghị hệ số tổ hợp cho các hiệu ứng tổng thể và cục bộ là 1,0.

8.5 Phân loại mặt cắt ngang

8.5.1 Tổng quát

Áp dụng hệ thống phân loại định nghĩa trong 8.5.2, TCVN 13594-6:2023 áp dụng cho các mặt cắt ngang dầm liên hợp.

Mặt cắt liên hợp được phân loại theo loại ít có lợi nhất của các bản thép chịu nén. Loại của mặt cắt liên hợp thường phụ thuộc vào hướng của mô men uốn ở mặt cắt đó.

Cấu kiện thép chịu nén bị ngăn cản chuyển vị do được gắn vào cấu kiện bê tông cốt thép có thể được xếp vào loại có lợi hơn, với giả thiết là việc cải thiện tính năng được tạo ra.

Việc phân loại được thực hiện theo dạng phân bố ứng suất dẻo, trừ trường hợp giới hạn giữa Loại 3 và Loại 4 thì thực hiện theo phân bố của ứng suất đàn hồi có xét đến quá trình thi công và các tác động do từ biến và co ngót. Khi phân loại, nên dùng cường độ thiết kế của vật liệu. Có thể bỏ qua bê tông chịu kéo. Phân bố ứng suất có thể được xác định đối với mặt cắt nguyên của sườn thép và bản cánh có hiệu.

Đối với các mặt cắt Loại 1 và Loại 2 có các thanh chịu kéo, cốt thép đặt trong phạm vi bề rộng hữu hiệu được quy định có độ dẻo Loại B hoặc C, xem C.1, TCVN 13594-5:2023. Ngoài ra đối với mặt cắt có khả năng chịu mô men xác định theo 9.2.1.2, 9.2.1.3 hoặc 9.2.1.4, diện tích cốt thép nhỏ nhất A_s trong phạm vi bề rộng có hiệu của bản cánh bê tông cần thỏa mãn điều kiện sau:

$$A_s \geq \rho_s A_c \quad (11)$$

với:

$$\rho_s = \delta \frac{f_y}{235} \frac{f_{ctm}}{f_{sk}} \sqrt{k_c} \quad (12)$$

trong đó:

A_c là diện tích có hiệu của bản cánh bê tông;

f_y là giá trị danh định của cường độ chảy của thép kết cấu, N/mm²;

f_{sk} là cường độ chảy đặc trưng của cốt thép;

f_{ctm} là cường độ chịu kéo trung bình của bê tông, xem TCVN 13594-5:2023;

k_c là hệ số cho trong 10.4.2;

δ lấy bằng 1,0 cho các mặt cắt Loại 2 và bằng 1,1 cho mặt cắt Loại 1 có yêu cầu hình thành khớp dẻo.

Lưới thép hàn không được xét đến trong mặt cắt có hiệu trừ khi nó có đủ độ dẻo, khi đặt trong bản bê tông, để đảm bảo không xảy ra phá hoại do đứt gãy.

Trong phân tích tổng thể cho các giai đoạn thi công, cần xem xét loại mặt cắt thép ở từng giai đoạn.

8.5.2 Phân loại mặt cắt liên hợp không bọc bê tông

Bản cánh thép chịu nén bị kiểm chế oằn do gắn một cách có hiệu với bản cánh bê tông bởi các liên kết chịu cắt có thể giả thiết là thuộc Loại 1 nếu khoảng cách của các liên kết phù hợp với 9.6.5.5.

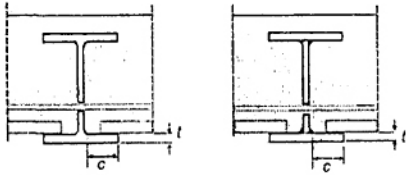
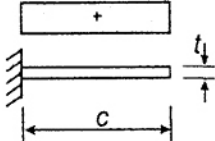
Việc phân loại các bản cánh thép và bản bụng thép khác chịu nén trong dầm liên hợp không bọc bê tông tuân theo Bảng 16a, TCVN 13594-6:2023. Các cấu kiện không thỏa mãn các yêu cầu đối với Loại 3 sẽ coi như thuộc Loại 4.

Các mặt cắt ngang có sườn thuộc Loại 3 và bản cánh thuộc Loại 1 hoặc 2 có thể coi như mặt cắt ngang có hiệu thuộc Loại 2 với sườn có hiệu phù hợp với 9.2.2.4, TCVN 13594-6:2023.

8.5.3 Phân loại mặt cắt dầm bọc bê tông

Bản cánh thép phía ngoài của mặt cắt liên hợp có thể được phân loại theo Bảng 1.
Sườn loại 3 được bọc trong bê tông có thể được đại diện bằng sườn có hiệu của mặt cắt ngang tương tự Loại 2.

Bảng 1: Giá trị tối đa c/t cho bản cánh thép của dầm nhồi

<div>Mặt cắt cán</div> <div>Mặt cắt hàn</div>			Phân bố ứng suất (nén có dấu +)
<div></div>			<div></div>
Loại	Kiểu	Giới hạn max (c/t)	<div>$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}}$<div>f_y theo MPa</div></div>
1	Cán hay hàn	c/t ≤ 9ε	
2		c/t ≤ 14ε	
3		c/t ≤ 20ε	

9 Trạng thái giới hạn cường độ

9.1 Dầm

9.1.1 Quy định chung

Dầm liên hợp phải kiểm tra theo các điều kiện sau:

- Sức kháng của mặt cắt (9.2 và 9.3);
- Sức kháng oằn do xoắn ngang (9.4);
- Sức kháng oằn do lực cắt và lực trong mặt phẳng bản bụng (9.2.2 và 9.5);
- Sức kháng cắt dọc (9.6).
- Sức kháng mỏi (9.8).

9.1.2 Bề rộng có hiệu để kiểm tra mặt cắt

Bề rộng có hiệu của cánh bê tông khi kiểm tra mặt cắt ngang được xác định theo 8.4.1.2 có xét đến sự phân bố của bề rộng có hiệu giữa vùng đỡ và vùng giữa nhịp.

9.2 Sức kháng của mặt cắt ngang của dầm

9.2.1 Sức kháng uốn

9.2.1.1 Quy định chung

Sức kháng uốn thiết kế xác định bởi lý thuyết dẻo - cứng chỉ cho các mặt cắt liên hợp Loại 1 và Loại 2 và khi không sử dụng cấp ứng lực trước.

Phân tích đàn hồi và lý thuyết phi tuyến cho sức kháng uốn có thể được áp dụng cho tất cả các loại mặt cắt ngang.

Khi áp dụng lý thuyết đàn hồi và lý thuyết phi tuyến, có thể giả thiết rằng mặt cắt liên hợp là phẳng nếu liên kết chịu cắt và cốt thép ngang được thiết kế theo 9.6, khi xét đến sự phân bố thích hợp của lực cắt dọc thiết kế.

Bỏ qua độ bền kéo của bê tông.

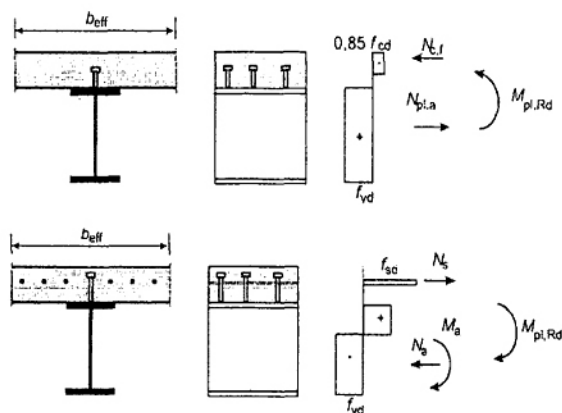
Khi mặt cắt thép của cấu kiện liên hợp bị cong trong mặt bằng, ảnh hưởng của sự cong này cũng cần được kể đến.

9.2.1.2 Mô men kháng dẻo $M_{pl,Rd}$ của mặt cắt liên hợp

Các giả thiết sau được áp dụng khi tính $M_{pl,Rd}$:

- Có sự tương tác hoàn toàn giữa thép kết cấu, cốt thép và bê tông;
- Phần diện tích có hiệu của cấu kiện thép kết cấu chịu ứng suất đạt đến cường độ chảy thiết kế f_{yd} ở phần chịu kéo hoặc chịu nén;
- Phần diện tích có hiệu của cốt thép dọc chịu kéo và chịu nén chịu ứng suất đạt đến cường độ chảy thiết kế f_{sd} ở phần chịu kéo hoặc chịu nén. Theo cách khác, cốt thép chịu nén trong bản bê tông có thể được bỏ qua;
- Phần diện tích có hiệu của bê tông chịu nén đạt ứng suất $0,85 f_{cd}$, không đổi trên toàn bộ chiều cao từ trục trung hòa dẻo đến thớ chịu nén lớn nhất của bê tông, trong đó f_{cd} là cường độ chịu nén thiết kế hình trụ của bê tông.

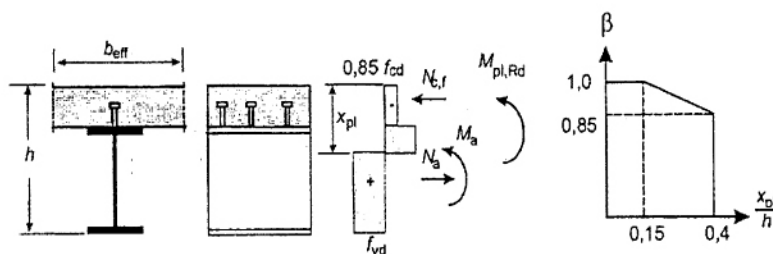
Phân bố ứng suất dẻo điển hình được thể hiện trên Hình 2.



Hình 2 - Ví dụ về phân bố ứng suất dẻo cho dầm liên hợp với bản đặc và liên kết chống cắt đầy đủ khi uốn âm và dương

Đối với mặt cắt liên hợp có thép kết cấu S420 hoặc S460, khi khoảng cách X_{pl} giữa trục trung hòa dầm và thớ chịu nén lớn nhất của bản bê tông vượt quá 15% của toàn bộ chiều cao h của cấu kiện, mô men kháng thiết kế M_{Rd} được lấy bằng $\beta M_{pl,Rd}$, trong đó β là hệ số chiết giảm cường độ như thể hiện trên Hình 3. Nếu giá trị X_{pl}/h lớn hơn 0,4, mô men kháng uốn phải được xác định theo 9.2.1.4 hoặc 9.2.1.5.

Khi tính toán cốt thép chịu kéo theo lý thuyết dầm, cốt thép này cần phù hợp với 8.5.1.



Hình 3 - Hệ số triết giảm β cho $M_{pl,Rd}$

9.2.1.3 Quy định bổ sung cho dầm cầu

Khi dầm liên hợp chịu mô men hai chiều, tổ hợp uốn và xoắn, hoặc tổ hợp hiệu ứng tổng thể và cục bộ, việc tính toán tương ứng theo điều 9.2.1, TCVN 13594-6:2023.

Khi phân tích tổng thể đàn hồi cho dầm liên tục, M_{ed} không nên vượt quá $0,9 M_{pl,Rd}$ ở bất kỳ mặt cắt ngang Loại 1 và Loại 2 chịu uốn dương (sagging) với bản bê tông chịu nén khi cả hai:

- Mặt cắt ngang chịu uốn âm (hogging) ở hoặc là gần với gối liên kết thuộc Loại 3 và 4, hoặc
- Tỷ số của chiều dài của các nhịp liên kết với gối đỡ (ngắn hơn/dài hơn) nhỏ hơn 0,6,

Nếu không cần phân tích tổng thể cho ứng xử không đàn hồi.

9.2.1.4 Sức kháng uốn phi tuyến

Khi tính toán sức kháng uốn của mặt cắt liên hợp theo lý thuyết phi tuyến, cần phải xét mối quan hệ ứng suất - biến dạng của vật liệu.

Cần giả thiết rằng mặt cắt liên hợp vẫn phẳng và biến dạng tương đối trong cốt thép dính bám, dù là chịu nén và chịu kéo, bằng biến dạng trung bình của bê tông xung quanh.

Ứng suất của bê tông chịu nén được xác định từ các đường cong ứng suất - biến dạng đã nêu trong 6.1.6, TCVN 13594-5:2023.

Ứng suất của cốt thép được xác định từ các biểu đồ hai đường tuyến tính đã nêu trong 6.2.7, TCVN 13594-5:2023.

Ứng suất của thép kết cấu chịu nén hoặc chịu kéo được xác định từ các biểu đồ hai đường tuyến đã nêu trong 8.4.3, TCVN 13594-6:2023 và có xét đến ảnh hưởng của biện pháp thi công (ví dụ có hoặc không có cột chống).

Đối với mặt cắt liên hợp Loại 1 và Loại 2 có bản cánh bê tông chịu nén, sức kháng uốn phi tuyến M_{Rd} có thể được xác định như một hàm của lực nén trong bê tông N_c , sử dụng các biểu thức đơn giản hóa (13a) và (13b), và Hình 4:

$$M_{Rd} = M_{a,Ed} + (M_{cl,Rd} - M_{a,Ed}) \frac{N_c}{N_{c,cl}} \quad \text{với} \quad N_c \leq N_{c,cl} \quad (13a)$$

$$M_{Rd} = M_{cl,Rd} + (M_{pl,Rd} - M_{cl,Rd}) \frac{N_c - N_{c,el}}{N_{c,f} - N_{c,el}} \quad \text{với} \quad N_{c,el} \leq N_c \leq N_{c,f} \quad (13b)$$

$$\text{với:} \quad M_{cl,Rd} = M_{a,Ed} + k M_{c,Ed} \quad (14)$$

trong đó:

$M_{a,Ed}$ là mô men uốn thiết kế áp dụng cho mặt cắt thép trước khi xét đến sự làm việc liên hợp;

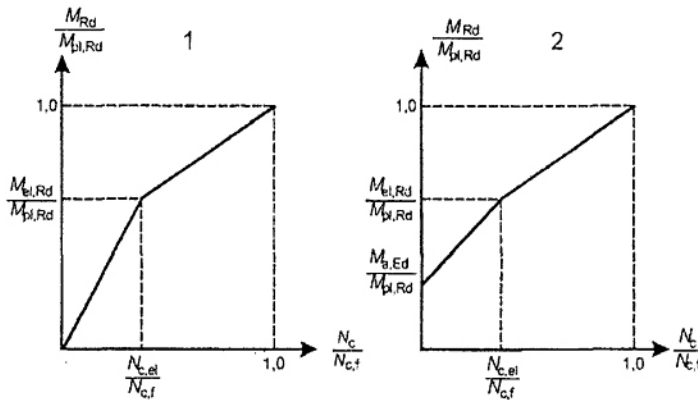
$M_{c,Ed}$ là phần mô men uốn thiết kế áp dụng cho mặt cắt liên hợp;

k là hệ số thấp nhất để đạt đến ứng suất giới hạn trong 9.2.1.5, khi sử dụng biện pháp thi công không cột chống, có xét đến trình tự thi công;

$N_{c,el}$ là lực nén của bản cánh bê tông tương ứng với mô men $M_{el,Rd}$.

Đối với các mặt cắt được đề cập đến trong 9.2.1.2, trong phương trình (13b) và trong Hình 4, $M_{pl,Rd}$ được thay thế bằng giá trị $\beta M_{pl,Rd}$.

Khi sức kháng uốn của mặt cắt liên hợp được xác định theo lý thuyết phi tuyến, ứng suất trong thép dự ứng lực được lấy từ các đường cong thiết kế trong TCVN 13594-5:2023. Biến dạng thiết kế ban đầu trong các bó thép dự ứng lực cần được tính khi đánh giá ứng suất trong các bó cáp.



CHÚ DẪN: 1. Kết cấu khi thi công được chống đỡ, 2. Kết cấu khi thi công không được chống đỡ

Hình 4 - Quan hệ đơn giản hóa giữa M_{Rd} và N_c cho mặt cắt có bản bê tông chịu nén

9.2.1.5 Sức kháng uốn đàn hồi

Ứng suất được tính theo lý thuyết đàn hồi, sử dụng bề rộng hữu hiệu của bản cánh bê tông theo 9.1.2. Đối với mặt cắt liên hợp Loại 4, mặt cắt thép có hiệu được xác định theo 8.6.4.3, TCVN 13594-6:2023.

Khi tính sức kháng uốn đàn hồi dựa trên mặt cắt ngang có hiệu, ứng suất giới hạn được lấy bằng:

- f_{cd} trong bê tông chịu nén;
- f_{yd} trong thép kết cấu chịu kéo hoặc chịu nén;
- f_{sd} trong cốt thép chịu kéo hoặc chịu nén, hoặc là có thể bỏ qua cốt thép chịu nén trong bản bê tông.

Ứng suất do tác động riêng lên kết cấu thép phải cộng thêm vào ứng suất do tác động lên cấu kiện liên hợp.

Trừ khi sử dụng phương pháp chính xác hơn, cần xét ảnh hưởng của từ biến thông qua tỷ số mô đun theo 8.4.2.2.

Trong mặt cắt ngang có bê tông chịu kéo và được xem là bị nứt, có thể bỏ qua ứng suất do ảnh hưởng của co ngót ban đầu.

Các bản cánh chịu nén cần được kiểm tra oằn xoắn ngang theo 9.4.

Đối với cầu liên hợp có mặt cắt ngang Loại 4 được thiết kế theo 8.6.4, TCVN 13594-6:2023, tổng ứng suất từ các giai đoạn xây dựng và sử dụng khác nhau, được tính trên mặt cắt nguyên, được sử dụng để tính toán mặt cắt thép có hiệu tại thời điểm xem xét. Mặt cắt nguyên có hiệu này được sử dụng để kiểm tra ứng suất trong mặt cắt liên hợp tại các giai đoạn xây dựng và sử dụng khác nhau.

Khi tính toán sức kháng uốn đàn hồi dựa trên mặt cắt có hiệu, ứng suất giới hạn trong bó dự ứng lực được lấy là f_{sd} theo 6.3.6, TCVN 13594-5:2023. Ứng suất do biến dạng ban đầu trong các bó cáp dự ứng lực được tính toán phù hợp với 8.10.8, TCVN 13594-5:2023.

Thay thế cho hai khoản trên, có thể sử dụng 8.6.10, TCVN 13594-6:2023.

CHÚ THÍCH: Dự án cụ thể có thể đưa ra phương pháp tính sức kháng này. Khuyến nghị lựa chọn phương pháp được đưa ra trong hai khoản trên theo Điều 8.6.10, TCVN 13594-6:2023

9.2.2 Sức kháng cắt thẳng đứng

9.2.2.1 Phạm vi áp dụng

Điều 9.2.2 áp dụng cho dầm liên hợp có mặt cắt thép kết cấu cán hoặc hàn, bản bụng đặc, có thể được tăng cường.

9.2.2.2 Sức kháng dèo với lực cắt thẳng đứng

Sức kháng với lực cắt thẳng đứng $V_{pl,Rd}$ lấy bằng sức kháng của mặt cắt thép kết cấu $V_{pl,a,Rd}$, trừ khi giá trị này được thiết lập có xét đến sự đóng góp từ phần bê tông cốt thép của dầm.

Sức kháng cắt dèo thiết kế của mặt cắt thép kết cấu $V_{pl,a,Rd}$, được xác định theo 9.2.6, TCVN 13594-6:2023,

9.2.2.3 Sức kháng oằn do cắt

Sức kháng oằn do cắt $V_{b,Rd}$ của bản bụng thép không bọc được xác định theo 8.6.5, TCVN 13594-6:2023.

Không kể đến sự tham gia làm việc của bản bê tông, trừ khi dùng phương pháp chính xác hơn phương pháp của 8.6.5, TCVN 13594-6:2023 được áp dụng và trừ khi liên kết chịu cắt được thiết kế để chịu được lực cắt đứng tương ứng.

9.2.2.4 Uốn và cắt thẳng đứng

Khi lực cắt đứng V_{Ed} vượt quá một nửa sức kháng cắt cho bởi giá trị nhỏ hơn trong các giá trị $V_{pl,Rd}$ ở 9.2.2.2 hoặc $V_{pl,a,Rd}$ ở 9.2.2.3, thì cần xét ảnh hưởng của nó đến khả năng chịu uốn.

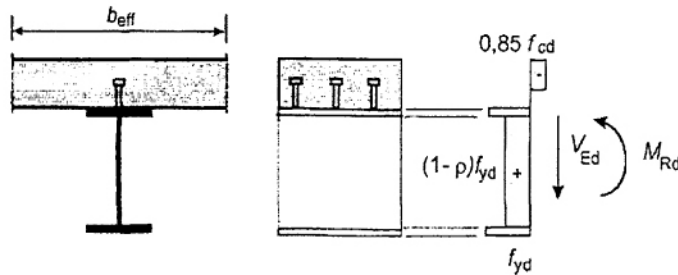
Đối với các mặt cắt Loại 1 hoặc Loại 2, ảnh hưởng của lực cắt đứng đến khả năng chịu uốn có thể xét đến bằng cách chiết giảm cường độ thiết kế của thép xuống $(1-p)f_{yd}$ ở vùng chịu cắt như được thể hiện trên Hình 5, trong đó:

$$\rho = (2V_{Ed} / V_{Rd} - 1)^2 \quad (15)$$

và V_{Rd} là khả năng chịu cắt tương ứng, được xác định theo 9.2.2.2 hoặc 9.2.2.3.

Đối với các mặt cắt Loại 3 và Loại 4, áp dụng 8.6.7.1, TCVN 13594-6:2023 khi M_{Ed} là tổng mô men uốn tính toán của mặt cắt ngang được xem xét và cả hai $M_{pl,Rd}$ và $M_{t,Rd}$ cho mặt cắt liên hợp.

Không nên xem xét sự thay đổi vị trí của trục trung hòa dẻo của mặt cắt ngang gây ra bởi cường độ chảy bị giảm khi phân loại sườn theo 8.5.



Hình 5 - Phân bố ứng suất dẻo điều chỉnh bởi hiệu ứng cắt thẳng đứng

9.2.2.5 Quy định bổ sung cho dầm cầu

Khi áp dụng 8.6.5.4, TCVN 13594-6:2023, đối với dầm có một bản cánh liên hợp, kích thước của bản cánh không liên hợp có thể được sử dụng ngay cả khi đó là bản cánh thép lớn hơn. Lực pháp tuyến dọc trục N_{Ed} như nêu ở 8.6.5.4, TCVN 13594-6:2023 được coi là lực dọc trục tác dụng lên mặt cắt liên hợp. Với bản cánh liên hợp, nên sử dụng diện tích có hiệu.

Để tính toán $M_{t,Rd}$ như ở 8.6.7.1, TCVN 13594-6:2023, sức kháng dẻo thiết kế đối với uốn của mặt cắt liên hợp có hiệu không bao gồm bản bụng thép được sử dụng.

Đối với cắt thẳng đứng trong bản cánh bê tông của mặt cắt liên hợp, áp dụng theo 9.2.2, TCVN 13594-5:2023.

CHÚ THÍCH: Đối với bản cánh bê tông chịu kéo, giá trị của $C_{te,d}$ và k_1 (các phương trình 92, 93, điều 9.2.2, TCVN 13594-5:2023) có thể được cho trong dự án cụ thể. Giá trị của k_1 nên tính đến tác động liên hợp. Các giá trị được khuyến nghị là $C_{Rd,e}=0,15/\gamma_c$ và $k_1=0,12$. Ngoài ra, khi ứng suất σ_{cp} là kéo (nghĩa là $\sigma_{cp} < 0$) và $\sigma_{cp} > \sigma_{cp,0}$, thì σ_{cp} có thể được thay bằng $\sigma_{cp,0}$ trong các phương trình 92, 93, điều 9.2.2, TCVN 13594-5:2023, với giá trị khuyến nghị là $\sigma_{cp,0} = -1,85 \text{ N/mm}^2$.

9.3 Dầm được bọc bê tông

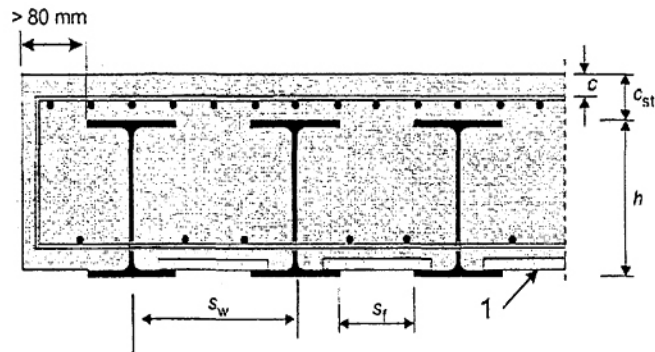
9.3.1 Phạm vi áp dụng

Điều 9.3.1 đến 9.3.5 được áp dụng cho các dầm được định nghĩa ở Điều 4. Một mặt cắt ngang điển hình của dầm được bọc có ván khuôn vĩnh cửu không tham gia được thể hiện trong Hình 6. Không có quy tắc ứng dụng nào được đưa ra cho dầm bọc.

CHÚ THÍCH: Dự án cụ thể có thể đưa ra quy tắc tham khảo cho dầm ngang nhồi.

Dầm thép có thể là mặt cắt cán, hoặc mặt cắt hàn có mặt cắt ngang đều. Đối với mặt cắt hàn, cả chiều rộng của bản cánh và độ cao của bản bụng nên nằm trong phạm vi có sẵn cho mặt cắt H hoặc I cán.

Nhịp có thể là đơn giản hoặc liên tục, gối có thể là vuông góc hoặc chéo.



Ghi chú: 1- ván khuôn không tham gia

Hình 6 - Mặt cắt ngang điển hình của dầm bọc

Dầm bọc phải tuân thủ các điều sau:

- Các dầm thép không cong trên mặt bằng;
- Góc chéo θ không được lớn hơn 30° (giá trị $\theta = 0$ tương ứng với cầu thẳng);
- Độ cao danh nghĩa h của dầm thép tuân theo: $210 \text{ mm} \leq h \leq 1100 \text{ mm}$;
- Khoảng cách s_w của các bản bụng dầm thép không được vượt quá giá trị nhỏ hơn của $h/3 + 600 \text{ mm}$ và 750 mm , trong đó h là độ cao danh định của dầm thép, mm;
- Chiều dày lớp bê tông bảo vệ c_{st} trên dầm thép thỏa mãn điều kiện:

$$c_{st} \geq 70 \text{ mm}, \quad c_{st} \leq 150 \text{ mm}, \quad c_{st} \leq h/3, \quad c_{st} \leq x_{pl} - t_f \quad (16)$$

trong đó x_{pl} là khoảng cách giữa trục trung hòa dẻo đối với uốn dương (sagging) và thớ ngoài cùng của bê tông chịu nén, và t_f là chiều dày của bản cánh thép;

- Lớp bê tông bảo vệ ở mặt bên của bản cánh thép bọc không nhỏ hơn 80 mm ;
- Khoảng cách tính s_f giữa các bản cánh trên của dầm thép không nhỏ hơn 150 mm , để cho phép đổ và đầm bê tông;
- Đáy của bản cánh dưới của dầm thép không được bọc;
- Lớp dưới cùng của cốt thép ngang đi qua bản bụng của dầm thép, và được neo vào bên dưới các đầu dầm thép, và ở mỗi đầu thanh để phát triển độ bền dẻo của nó theo 11.4, TCVN 13594-5:2023; sử dụng thanh có gờ theo với 6.2.2, và Phụ lục C, TCVN 13594-5:2023; đường kính của chúng không nhỏ hơn 16 mm và khoảng cách của chúng không quá 300 mm ;
- Sử dụng bê tông có tỷ trọng bình thường;
- Bề mặt của dầm thép nên được làm sạch; mặt dưới, các bề mặt trên và các cạnh của bản cánh dưới của dầm thép cần được bảo vệ chống ăn mòn;
- Các lỗ trên bản bụng của phần mặt cắt thép nên được thực hiện bằng khoan.

9.3.2 Quy định chung

Các dầm bọc cần được thiết kế theo các TTGHCD theo các điều 9.3.2 đến 9.3.5 và theo TTGHSD theo Điều 10.

Dầm thép có liên kết bu lông và/hoặc liên kết hàn cần được kiểm toán mỗi.

Các mặt cắt liên hợp cần được phân loại theo 8.5.3.

Liên kết chống cắt cơ học không cần được bố trí.

9.3.3 Mô men uốn

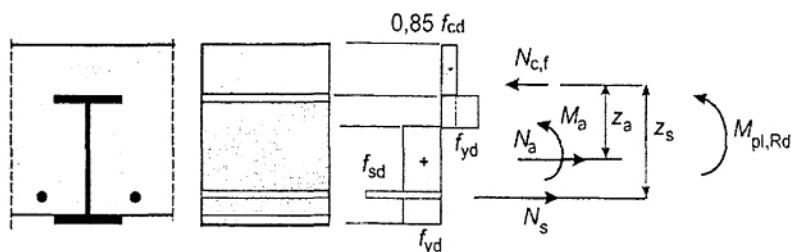
Sức kháng thiết kế của mặt cắt liên hợp với mô men uốn cần được xác định theo 9.2.1. Khi lực cắt thẳng đứng $V_{a,Ed}$ trên mặt cắt thép vượt quá một nửa sức kháng cắt cho bởi 9.3.4, có thể xét đến hiệu ứng của dung sai đến mô men kháng theo 9.2.2.4.

Sức kháng thiết kế của mặt cắt BTCT với mô men uốn ngang có thể được xác định theo TCVN 13594-5:2023.

9.3.4 Lực cắt thẳng đứng

Sức kháng của mặt cắt liên hợp đối với lực cắt thẳng đứng được lấy như là sức kháng của mặt cắt thép kết cấu $V_{pl,a,Rd}$, trừ khi giá trị tham gia từ phần bê tông cốt thép được thiết lập theo TCVN 13594-5:2023.

Trừ khi dùng phương pháp phân tích chính xác hơn, phần $V_{c,Ed}$ của toàn bộ lực cắt thẳng đứng V_{Ed} tác động lên phần BTCT có thể được lấy bằng $V_{c,Ed} = V_{Ed} (M_{s,Rd}/M_{pl,Rd})$, với $M_{s,Rd} = N_s \cdot Z_s = A_s \cdot F_{sd} \cdot Z_s$. Cánh tay đòn Z_s được chỉ ra trên Hình 7 cho dầm bọc Loại 1 hoặc Loại 2.



Hình 7 - Phân bố ứng suất ở M_{Rd} cho phần dầm bọc Loại 1 hoặc Loại 2

Sức kháng thiết kế với lực cắt thẳng đứng của mặt cắt bê tông cốt thép giữa các dầm bọc cần được kiểm tra theo TCVN 13594-5:2023.

9.3.5 Độ bền và ổn định của dầm thép trong quá trình thi công

Cần kiểm tra dầm thép trước khi bê tông đông cứng theo TCVN 13594-6:2023.

9.4 Ổn xoắn ngang của dầm liên hợp

9.4.1 Quy định chung

Bản cánh thép được gắn vào bản bê tông hoặc bản liên hợp bằng liên kết chống cắt theo 9.6 có thể được coi là ổn định ngang, với điều kiện là sự mất ổn định ngang của bản bê tông được ngăn ngừa.

Tất cả các bản cánh thép khác chịu nén cần được kiểm tra độ ổn định ngang.

Các phương pháp trong 9.3.2.1 đến 9.3.2.3 và, tổng quát hơn, 9.3.4, TCVN 13594-6:2023 áp dụng cho mặt cắt thép trên cơ sở các lực cắt ngang trên mặt cắt liên hợp có tính đến ảnh hưởng của trình tự xây dựng. Sự kiểm chế xoắn ngang và đàn hồi ở cao độ liên kết chống cắt với bản bê tông có thể được đưa vào tính toán.

9.4.2 Dầm có mặt cắt đều Loại 1, 2 và 3

Đối với dầm có mặt cắt thép đều Loại 1, Loại 2 hoặc Loại 3, bị kiểm chế theo 9.4.2, mô men kháng uốn thiết kế là:

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} M_{Rd} \quad (17)$$

trong đó:

χ_{LT} là hệ số chiết giảm do oằn xoắn ngang ứng với độ mảnh tương đối λ_{LT}

M_{Rd} là mô men kháng thiết kế tại mặt cắt có liên quan.

Giá trị của hệ số chiết giảm χ_{LT} có thể được lấy từ 9.3.2, TCVN 13594-6:2023.

Đối với các mặt cắt Loại 1 hoặc Loại 2, $M_{Rd} = M_{pl,Rd}$, được xác định theo 9.2.1.2.

Đối với các mặt cắt ngang loại 3, M_{Rd} được lấy là $M_{cl,Rd}$ theo Biểu thức 16, nhưng là mô men uốn thiết kế gây ra bởi hoặc là ứng suất kéo f_{sd} trong cốt thép hoặc là ứng suất f_{yd} ở thớ ngoài cùng của mặt cắt thép, lấy giá trị nhỏ hơn.

Độ mảnh tương đối $\bar{\lambda}_{LT}$ có thể tính từ:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{Rk}}{M_{cr}}} \quad (18)$$

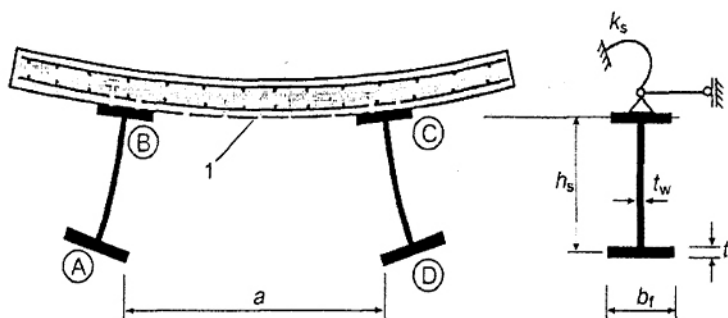
Trong đó:

M_{Rk} là mô men kháng của mặt cắt liên hợp sử dụng thuộc tính vật liệu đặc trưng và phương pháp quy định cho M_{Rd} ;

M_{cr} là mô men cực hạn đàn hồi đối với oằn xoắn ngang, xác định với mặt cắt ngang tương ứng.

Khi bản được gắn với một hoặc nhiều hơn cấu kiện thép đỡ gần như song song với dầm liên hợp được xem xét và các điều kiện (a) và (b) dưới đây được thỏa mãn, việc tính toán mô men cực hạn đàn hồi, M_{cr} , có thể dựa trên mô hình "khung hình chữ U ngược liên tục". Mô hình này tính đến dịch chuyển ngang của bản cánh dưới gây ra uốn của sườn thép và xoay của bản cánh trên như trong Hình 8.

- Bản cánh trên của cấu kiện thép gắn vào bản bê tông cốt thép bằng các liên kết chống cắt tương ứng theo 9.6.
- Tại mỗi gối đỡ của cấu kiện thép, bản cánh dưới bị kiểm chế theo phương ngang và sườn được tăng cường. Ở những nơi khác, sườn không được tăng cường.



CHÚ DẪN: 1: Các vết nứt

Hình 8 - Mô hình khung U

Ở cao độ của bản cánh thép trên cùng, độ cứng xoay k_s trên một đơn vị chiều dài của dầm thép có thể được đưa vào để đại diện cho mô hình khung U chỉ bằng một dầm:

$$k_s = \frac{k_1 k_2}{k_1 + k_2} \quad (19)$$

Trong đó k_1 là độ cứng uốn của bản bê tông bị nứt theo hướng ngang với dầm thép, có thể được lấy như sau:

$$k_1 = \alpha E_a I_2 / a \quad (20)$$

trong đó:

$\alpha = 2$ cho k_1 với dầm biên, có hoặc không có hẫng và $\alpha = 3$ cho dầm bên trong. Đối với các dầm bên trong của cầu có bốn hoặc nhiều hơn các dầm tương tự nhau, có thể dùng $\alpha = 4$.

a là khoảng cách giữa các dầm song song;

$E_a I_2$ là độ cứng uốn "nứt" trên mỗi đơn vị chiều rộng của bản bê tông hoặc bản liên hợp như đã được định nghĩa, trong đó I_2 được lấy giá trị thấp nhất ở giữa nhịp, cho độ uốn dương (saging) và giá trị tại các gối đỡ của cầu kiện thép cho uốn âm (hogging);

k_2 là độ cứng uốn của bản bụng thép, được lấy là:

$$k_2 = \frac{E_a t_w^3}{4(1 - \nu_a^2) h_s} \quad (21)$$

với ν_a là hệ số Poisson cho thép, h_s và t_w được định nghĩa trong Hình 8.

Trong mô hình khung U, hiệu ứng có lợi của độ cứng xoắn St. Venant, $G_a I_{at}$ của mặt cắt thép có thể được xét đến để tính M_{cr} .

9.4.3 Phương pháp chung cho oằn của cấu kiện và khung

9.4.3.1 Phương pháp chung

Đối với các cấu kiện liên hợp nằm ngoài phạm vi của 9.4.2 hoặc 9.7 và đối với khung liên hợp theo 9.3.4, TCVN 13594-6:2023 được áp dụng. Để xác định α_{ult} và α_{crit} , sức kháng và độ cứng tương ứng của các bộ phận bê tông và liên hợp được sử dụng, theo TCVN 13594-5:2023 và tiêu chuẩn này.

9.4.3.2 Phương pháp đơn giản hóa

Khoản 9.3.4.2 và B.2.4, TCVN 13594-6:2023 được áp dụng cho bản cánh thép của dầm liên hợp và thanh mạ của giàn liên hợp. Trường hợp có sự kiểm chế bởi cấu kiện bê tông hoặc cấu kiện liên hợp, sử dụng độ cứng đàn hồi thích hợp theo TCVN 13594-5:2023 và tiêu chuẩn này.

9.5 Lực ngang trong bản bụng

9.5.1 Tổng quát

Các nguyên tắc nêu trong 8.6.6, TCVN 13594-6:2023 để xác định khả năng chịu lực của bản bụng có hoặc không gia cường để truyền lực cắt thông qua bản cánh cũng áp dụng cho bản cánh thép không liên hợp của dầm liên hợp, và cho phần liền kề của bản bụng.

Nếu lực ngang tác động trong tổ hợp cùng với mô men và lực dọc, sức kháng phải được kiểm tra theo 8.6.7.2, TCVN 13594-6:2023.

9.5.2 Oằn của bản bụng do bản cánh gây ra

Áp dụng Điều 8.6.8, TCVN 13594-6:2023 khi diện tích A_{fc} lấy bằng giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị sau: diện tích của bản cánh mặt cắt thép không liên hợp và diện tích quy đổi của bản cánh liên hợp có xét đến hệ số mô đun của tải trọng ngắn hạn.

9.6 Liên kết chịu cắt

9.6.1 Quy định chung

9.6.1.1 Cơ sở thiết kế

Áp dụng điều 9.6 cho dầm liên hợp và, khi phù hợp, đối với các loại cấu kiện liên hợp khác.

Liên kết cắt và cốt thép ngang phải bố trí để truyền lực cắt dọc giữa bê tông và cấu kiện thép kết cấu, bỏ qua ảnh hưởng của dính bám tự nhiên giữa hai bộ phận đó.

Liên kết cắt phải có đủ khả năng biến dạng để chứng minh cho bất kỳ sự không phân bố lại phi tuyến của lực cắt được giả định trong thiết kế.

Liên kết dẻo là những liên kết có đủ khả năng biến dạng để chứng minh giả thiết ứng xử dẻo lý tưởng của các liên kết cắt trong kết cấu được xem xét.

Liên kết có thể được xem là dẻo nếu khả năng trượt đặc trưng δ_{uk} ít nhất là 6 mm.

CHÚ THÍCH: Việc đánh giá δ_{uk} được đưa ra trong Phụ lục A.

Khi sử dụng hai hoặc nhiều hơn loại liên kết chịu cắt khác nhau trong cùng một nhịp dầm, cần xem xét bất kỳ sự chênh lệch đáng kể trong thuộc tính tải trọng - trượt.

Các liên kết cốt phải có khả năng ngăn chặn sự bóc tách của cấu kiện bê tông khỏi cấu kiện thép, trừ khi sự bóc tách được ngăn ngừa bằng cách khác.

Để ngăn ngừa sự tách của bản, thiết kế liên kết cốt để kháng lại một lực kéo cực hạn danh định, vuông góc với mặt phẳng của bản cánh thép, ít nhất 0,1 lần sức kháng cốt thiết kế tới hạn của các liên kết. Nếu cần thì bổ sung bằng các thiết bị neo.

Các đỉnh neo chống cốt phù hợp với 9.6.5.7 có thể được giả định là có đủ khả năng chống nhổ, trừ khi liên kết cốt chịu kéo trực tiếp.

Hư hỏng cắt dọc và trượt bản bê tông do lực tập trung được áp dụng bởi các liên kết cần được ngăn chặn.

Nếu chi tiết liên kết cốt phù hợp với các quy định thích hợp của 9.6.5 và cốt thép ngang phù hợp với 9.6.6, tuân thủ với 9.6.1.1 có thể được giả định.

Khi sử dụng phương pháp liên kết bên trong khác với liên kết cốt kể đến trong 9.6 để truyền lực cắt giữa cấu kiện thép và cấu kiện bê tông, ứng xử giả định trong thiết kế dựa trên các thí nghiệm và hỗ trợ bởi mô hình sơ bộ. Việc thiết kế bộ phận liên hợp phải phù hợp với thiết kế cấu kiện tương tự sử dụng các liên kết cốt có trong 9.6, trong chừng mực có thể thực hiện được.

Liên kết với khung ngang và sườn tăng cường thẳng đứng, và đối với dầm hộp liên hợp, các hiệu ứng của các mô men uốn tại giao diện bê tông – thép theo trục song song với trục của dầm thép, gây ra bởi biến dạng của bản hoặc cấu kiện thép nên được xem xét.

CHÚ THÍCH: Ở dự án cụ thể có thể đưa ra hướng dẫn thêm

9.6.1.2 Trạng thái giới hạn khác với mỗi

Để kiểm tra TTGHCD, kích thước và khoảng cách của các liên kết cốt có thể được giữ không đổi trên bất kỳ chiều dài nào khi lực cắt dọc thiết kế trên mỗi đơn vị chiều dài không vượt quá sức kháng cắt dọc thiết kế hơn 10 %. Trên mỗi chiều dài như vậy, lực cắt dọc thiết kế tổng cộng không được vượt quá tổng sức kháng cốt thiết kế.

9.6.2 Lực cắt dọc trong dầm cầu

9.6.2.1 Dầm sử dụng lý thuyết đàn hồi hoặc phi tuyến để tính sức kháng mặt cắt ngang

Đối với tổ hợp tải trọng bất kỳ và bố trí các tải trọng thiết kế, cắt dọc trên mỗi đơn vị chiều dài tại giao diện giữa thép và bê tông trong cấu kiện liên hợp được xác định từ tỷ lệ thay đổi lực dọc trong thép hoặc là trong kết cấu kiện bê tông của mặt cắt liên hợp. Khi sử dụng lý thuyết đàn hồi để tính toán sức kháng của các mặt cắt, đường bao lực cắt ngang theo hướng liên quan có thể được sử dụng.

Nói chung, nên sử dụng các đặc tính đàn hồi của mặt cắt không nứt để xác định lực cắt dọc, ngay cả khi nứt bê tông được giả định trong phân tích tổng thể. Có thể tính đến ảnh hưởng của nứt bê tông đến lực cắt dọc nếu trong phân tích tổng thể và để xác định lực cắt dọc được xem xét ảnh hưởng của độ cứng kéo và vượt cường độ của bê tông.

Khi xảy ra lực cắt dọc tập trung, cần tính tác động cục bộ của trượt dọc; ví dụ như được quy định trong 9.6.2.3 và 9.6.2.4. Nếu không thì có thể bỏ qua ảnh hưởng của trượt dọc.

Đối với dầm hộp liên hợp, lực cắt dọc trên các liên kết phải bao gồm ảnh hưởng của uốn và xoắn, và cả vận méo theo Điều 9, TCVN 13594-6:2023 nếu thích hợp. Đối với dầm hộp có bản cánh được thiết kế dưới dạng bản liên hợp, xem 12.4.

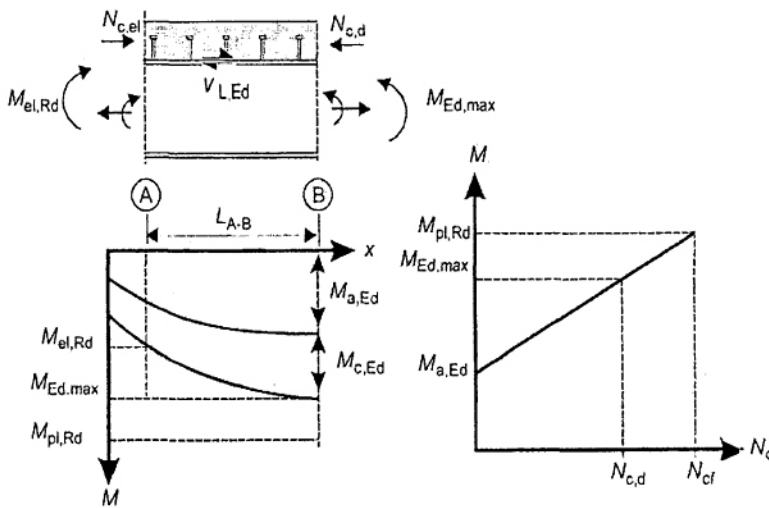
9.6.2.2 Dầm có mặt cắt ngang Loại 1 hoặc 2

Trong các cấu kiện có mặt cắt ngang Loại 1 hoặc Loại 2, nếu mô men uốn thiết kế tổng cộng $M_{Ed,max} = M_{a,Ed} + M_{c,Ed}$ vượt quá sức kháng uốn đàn hồi $M_{el,Rd}$, việc tính toán cần thực hiện bằng quan hệ phi tuyến giữa lực cắt ngang và lực cắt dọc trong phạm vi chiều dài không đàn hồi của cấu kiện. $M_{a,Ed}$ và $M_{c,Ed}$ định nghĩa trong 9.2.1.4.

Điều này áp dụng cho vùng mà bản bê tông chịu nén, như được chỉ ra ở Hình 9. Các liên kết cắt được bố trí trong chiều dài phi tuyến L_{A-B} để chịu lực cắt dọc $V_{L,Ed}$ do sự khác biệt giữa các lực pháp tuyến N_{cd} và $N_{c,d}$ trong bản bê tông tương ứng tại các mặt cắt B và A. Sức kháng uốn $M_{el,Rd}$ được xác định trong 9.2.1.4. Nếu mô men uốn cực đại $M_{Ed,max}$ tại mặt cắt B nhỏ hơn sức kháng uốn dẻo $M_{pl,Rd}$, lực pháp tuyến N_{cd} ở mặt cắt B có thể được xác định theo 9.2.1.4 và Hình 4 hoặc cách khác là sử dụng mối quan hệ tuyến tính đơn giản hóa theo Hình 9.

Khi ảnh hưởng của ứng xử không đàn hồi của mặt cắt ngang với bản bê tông chịu kéo được tính đến, lực cắt dọc và phân bố của chúng nên được xác định từ sự chênh lệch của các lực trong bản bê tông cốt thép trong phạm vi chiều dài không đàn hồi của dầm, có tính đến các ảnh hưởng từ độ cứng kéo của bê tông giữa các vết nứt và khả năng vượt cường độ của bê tông chịu kéo. Để xác định $M_{el,Rd}$, áp dụng các điều 9.2.1.4 và 9.2.1.5.

Trừ khi sử dụng phương pháp trên, xác định lực cắt dọc bằng phân tích đàn hồi với các thuộc tính mặt cắt ngang không nứt và tính đến ảnh hưởng của trình tự thi công.



Hình 9 - Xác định lực cắt dọc trong dầm với ứng xử phi tuyến của mặt cắt ngang

9.6.2.3 Hiệu ứng cục bộ của lực cắt dọc tập trung do sự truyền lực dọc

Khi lực F_{Ed} song song với trục dọc của dầm liên hợp áp dụng lên cấu kiện bê tông hoặc thép bằng bô cáp có hoặc không có dính bám, phân bố lực cắt dọc tập trung dọc $V_{L,Ed}$ theo mặt tiếp xúc giữa thép và bê tông xác định theo các khoản dưới đây. Phân bố của $V_{L,Ed}$ gây bởi một số lực F_{Ed} được lấy bằng tổng số.

Lực $V_{L,Ed}$ có thể giả định là phân bố dọc chiều dài L_v của liên kết cắt với lực cắt tối đa trên đơn vị dài được cho theo Phương trình 22a và (Hình 10a) với tải trọng trong phạm vi chiều dài của bản cánh bê tông và theo Phương trình (22b) và (Hình 10b) ở một đầu bản cánh bê tông.

$$v_{L,Ed,max} = V_{L,Ed} / (e_d + b_{eff}) \quad (22a)$$

$$v_{L,Ed,max} = 2 V_{L,Ed} / (e_d + b_{eff}/2). \quad (22b)$$

trong đó:

b_{eff} là chiều rộng có hiệu để phân tích tổng thể, được đưa ra ở 8.4.1.2,

e_d hoặc là $2e_h$ hoặc $2e_v$ (chiều dài mà trên đó lực F_{Ed} tác dụng có thể được bổ sung cho e_d)

e_h là khoảng cách ngang từ điểm đặt lực F_{Ed} đến bản bụng thép có liên quan, nếu lực đặt vào bản,

e_v là khoảng cách theo phương thẳng đứng từ điểm đặt lực F_{Ed} đến mặt phẳng liên kết cắt có liên quan, nếu áp dụng cho cấu kiện thép.

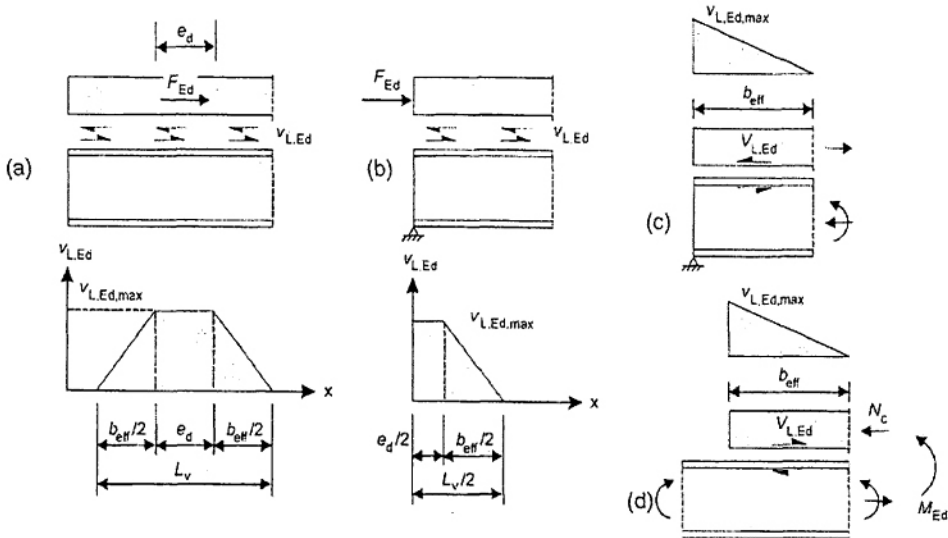
Khi sử dụng đỉnh neo chịu cắt, ở TTGHCD, có thể giả định phân bố lực cắt trên mỗi đơn vị chiều dài theo hình chữ nhật theo chiều dài L_v , sao cho trong phạm vi chiều dài bản cánh bê tông,

$$v_{L,Ed,max} = V_{L,Ed} / (e_d + b_{eff}) \quad (23)$$

và ở đầu của bản cánh,

$$v_{L,Ed,max} = 2 V_{L,Ed} / (e_d + b_{eff}). \quad (24)$$

Trường hợp không có cách xác định chính xác hơn, lực $F_{Ed} - V_{L,Ed}$ có thể giả định phân tán vào cấu kiện bê tông hoặc cấu kiện thép theo góc mở 2β , trong đó $\beta = \arctan 2/3$.



Hình 10 - Phân bố lực cắt dọc dọc theo mặt tiếp giáp

9.6.2.4 Tác động cục bộ của lực cắt dọc tập trung ở vị trí mặt cắt thay đổi đột ngột

Lực cắt dọc tập trung ở đầu bản bê tông, ví dụ như tải trọng chính do co ngót và nhiệt theo TCVN 13594-3:2022 nên được xem xét (xem Hình 10c) và được tính đến khi thích hợp. Điều này cũng áp dụng cho các giai đoạn xây dựng trung gian của bản bê tông (Hình 10d).

Lực cắt dọc tập trung ở mặt cắt thay đổi đột ngột, ví dụ thay đổi từ mặt cắt thép sang mặt cắt liên hợp theo hình 10d, cần được tính đến.

Khi hiệu ứng chính do nhiệt độ và co ngót gây ra lực cắt dọc thiết kế $V_{L,Ed}$ truyền qua mặt tiếp xúc giữa thép và bê tông ở mỗi đầu tự do của cấu kiện được xem xét, có thể coi sự phân bố của chúng theo hình tam giác, với lực cắt tối đa trên đơn vị chiều dài (Hình 10c và 10d).

$$v_{L,Ed,max} = 2 V_{L,Ed} / b_{eff} \quad (25)$$

ở đầu tự do của bản, trong đó b_{eff} là chiều rộng có hiệu để phân tích tổng thể, được cho ở 8.4.1.2.

Khi sử dụng các đỉnh neo, ở TTGHCD, có thể thay thế sự phân bố theo giả thiết là hình chữ nhật dọc chiều dài b_{eff} kể với đầu tự do của bản.

Để tính toán hiệu ứng chính do co ngót ở các giai đoạn xây dựng trung gian của bản bê tông, nhịp tương đương để xác định chiều rộng b_{eff} trong 9.6.2.4 nên lấy như chiều dài liên tục của bản bê tông khi liên kết cắt có hiệu quả trong phạm vi nhịp xem xét.

Khi có sự thay đổi đột ngột của mặt cắt ngang theo Hình 10d, lực cắt dọc tập trung của lực N_e do uốn, có thể sử dụng phân bố cho bởi phương trình 25.

Các lực được truyền bằng các liên kết cắt có thể được giả định để phân tán vào bản bê tông theo góc mở 2β , trong đó $\beta = \arctan 2/3$.

9.6.3 Liên kết đỉnh neo trong bản đặc và trong phần bọc bê tông

9.6.3.1 Sức kháng thiết kế

Sức kháng cắt thiết kế của một đỉnh neo có mũ hàn tự động tương ứng với EN 14555 hoặc Tiêu chuẩn kỹ thuật tương đương khác lấy bằng giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị sau:

$$P_{Rd} = \frac{0.8 f_u \pi d^2 / 4}{\gamma_V} \quad (26a)$$

hoặc:

$$P_{Rd} = \frac{0.29 \alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}}}{\gamma_V} \quad (26b)$$

$$\text{Với } \alpha = 0.2 \frac{h_{sc}}{d} + 1 \quad \text{với } 3 \leq h_{sc}/d \leq 4 \quad (27a)$$

$$\alpha = 1 \quad \text{với } h_{sc}/d > 4 \quad (27b)$$

trong đó:

γ_V là hệ số thành phần;

d là đường kính của thân đỉnh neo, $16 \text{ mm} < d < 25 \text{ mm}$;

f_u là cường độ chịu kéo tối hạn quy định của vật liệu làm neo nhưng không lớn hơn 500 N/mm^2 ;

f_{ck} là cường độ chịu nén đặc trưng của mẫu bê tông hình trụ ở tuổi xem xét có khối lượng riêng không nhỏ hơn 1750 kg/m^3 ;

h_{sc} là chiều cao danh nghĩa của đỉnh.

CHÚ THÍCH: Giá trị γ_v có thể được cho trong dự án cụ thể, giá trị khuyến nghị của γ_v là 1,25.

Các đường hàn vòng (collars) phải tuân theo các yêu cầu của EN 13918 hoặc tiêu chuẩn tương đương.

Khi các đỉnh neo được bố trí theo cách để các lực tách tác dụng theo chiều dày của bản thì không áp dụng quy định trên.

Đối với đỉnh neo có đường kính lớn hơn 25 mm hoặc đỉnh có vòng hàn không phù hợp với yêu cầu của EN ISO 13918 hoặc tiêu chuẩn tương đương, công thức trong 9.6.3.1 nên được kiểm tra bằng thí nghiệm trước khi được sử dụng, xem A.2.

9.6.3.2 Ảnh hưởng của lực kéo đến sức kháng cắt

Khi các đỉnh neo chịu kéo trực tiếp cùng với lực cắt, cần tính lực kéo thiết kế F_{ten} cho mỗi đỉnh.

Nếu $F_{ten} \leq 0,1 P_{Rd}$, trong đó P_{Rd} là sức kháng cắt thiết kế (9.6.3.1), lực kéo có thể bỏ qua.

Nếu $F_{ten} > 0,1 P_{Rd}$, liên kết không nằm trong phạm vi của tiêu chuẩn này.

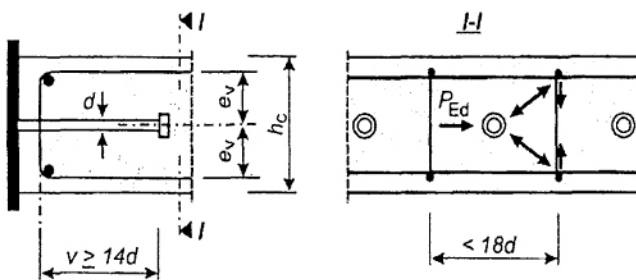
9.6.4 Các đỉnh neo có đầu gây ra sự phân tách theo hướng chiều dày bản

Khi các đỉnh neo được bố trí sao cho lực trượt có thể xảy ra theo hướng của chiều dày bản (xem Hình 11) và khi không có lực cắt ngang, sức kháng thiết kế với lực cắt dọc có thể được xác định theo 9.6.3.1, với điều kiện được thỏa mãn.

CHÚ THÍCH: Khi các điều kiện trên không được thỏa mãn, các quy tắc thiết kế được đưa ra trong Phụ lục C.

Cần bố trí cốt thép ngang, như trong Hình 11, sao cho $e_v \geq 6d$, và chiều dài neo v phải lớn hơn hoặc bằng $14d$.

Lực tách phải được chịu bằng cốt đai, được thiết kế cho lực kéo $0,3 P_{Rd}$ cho mỗi đỉnh neo. Khoảng cách của các cốt đai này không được quá giá trị nhỏ hơn của $18d$ và khoảng cách dọc của các liên kết.



Hình 11 - Cốt thép cục bộ chống lực trượt

9.6.5 Cấu tạo liên kết cắt và ảnh hưởng của thi công

9.6.5.1 Khả năng chống tách

Bề mặt của một liên kết khi chịu lực tách (ví dụ mặt dưới của đầu đỉnh neo) cần bố trí khoảng trống cách lưới thép dưới không nhỏ hơn 30 mm, xem Hình 12.

9.6.5.2 Đổ bê tông và chiều dày lớp bảo vệ

Cấu tạo các liên kết chịu cắt phải đảm bảo để bê tông sẽ gắn chặt xung quanh phần chính của liên kết.

Nếu cần có lớp bảo vệ phía trên liên kết chống cắt, bề dày danh nghĩa lớp bảo vệ sẽ lấy giá trị lớn hơn trong hai giá trị sau:

- a) Không được nhỏ hơn 20 mm, hoặc;
- b) Được quy định trong TCVN 13594-5:2023 cho cốt thép có đường kính nhỏ hơn 5 mm.

Nếu không yêu cầu phải có lớp bảo vệ, mặt trên của liên kết chống cắt có thể bằng với mặt trên của bản bê tông.

Trong quá trình thi công, tốc độ và trình tự đổ bê tông cần quy định để đảm bảo các phần bê tông đã đổ không bị hỏng do các tác động liên hợp bị kiểm chế khi các dầm thép bị biến dạng trong quá trình đổ bê tông. Bất kể chỗ nào có thể các liên kết cắt không được biến dạng trước khi bê tông đạt đến cường độ mẫu trụ tối thiểu là 20 MPa.

9.6.5.3 Cốt thép cục bộ trong bản

Khi bố trí liên kết chống cắt gần mép dọc của bản bê tông, các cốt thép ngang theo 9.6.6 phải được neo đầy đủ vào phần bê tông giữa mép của bản và hàng chốt tiếp theo.

Để chống lại hiện tượng các liên kết chống cắt gây tách dọc bản cánh bê tông, các yêu cầu sau đây cần áp dụng khi khoảng cách từ mép của bản bê tông đến tâm của hàng liên kết gần nhất nhỏ hơn 300mm:

- a) Đặt các thanh cốt thép ngang dạng chữ U đặt quanh liên kết chịu cắt để tăng cường;
- b) Khi dùng đỉnh neo có mũ cho liên kết chống cắt, khoảng cách từ mép của bản cánh bê tông đến tâm của đỉnh neo gần nhất không được nhỏ hơn $6d$, trong đó d là đường kính danh nghĩa của đỉnh neo, và đường kính thanh hình chữ U không được nhỏ hơn $0,5d$ và;
- c) Thanh hình chữ U phải được đặt thấp nhất ở mức có thể trong khi vẫn đảm bảo chiều dày lớp bê tông bảo vệ bên dưới.

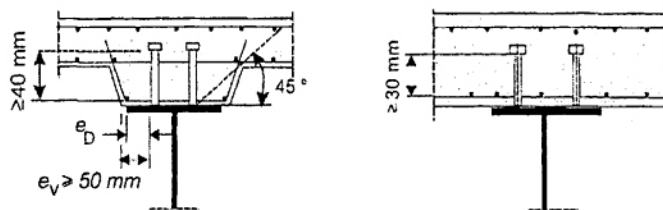
Tại đầu công xôn liên hợp, phải bố trí đủ cốt thép cục bộ để truyền lực từ các liên kết chịu cắt đến cốt thép dọc.

9.6.5.4 Các vút khác với dạng tạo bởi thép định hình

Khi sử dụng vút bê tông giữa mặt cắt thép và mặt dưới của bản bê tông, mặt bên của vút phải bố trí sao cho nằm ngoài đường nghiêng góc 45° vẽ từ mép ngoài của đỉnh, xem Hình 12.

Lớp bê tông bảo vệ từ mặt của vút đến neo không được nhỏ hơn 50 mm.

Các thanh cốt thép ngang bố trí để thỏa mãn các yêu cầu trong 9.6.6 đặt trong vút phải cách mặt dưới của liên kết một khoảng không nhỏ hơn 40 mm để chịu lực nhỏ.



Hình 12 - Cấu tạo chi tiết

9.6.5.5 Khoảng cách giữa các liên kết

Khi thiết kế coi là ổn định của cả mặt cắt thép và phần bê tông được đảm bảo bởi liên kết giữa chúng, khoảng cách giữa các liên kết chịu cắt phải được bố trí đủ để giả thiết này được đáp ứng.

Khi bản cánh thép chịu nén nếu không ở Loại 3 hoặc Loại 4 mà được cho là ở Loại 1 hoặc Loại 2 vì bị kiểm chế từ các liên kết cắt, khoảng cách từ tâm đến tâm của các liên kết cắt theo hướng nén không được lớn hơn giới hạn sau:

- Khi bản tiếp xúc trên suốt chiều dài (ví dụ như bản đặc): $22t_r\sqrt{235/f_y}$
- Khi bản không được tiếp xúc trên suốt chiều dài của nó (ví dụ bản có các sườn ngang với dầm): $15t_r\sqrt{235/f_y}$

trong đó:

t_r là chiều dày của bản cánh;

f_y là giới hạn chảy danh định của bản cánh, MPa.

Ngoài ra, khoảng cách tính từ mép của bản cánh chịu nén đến hàng đỉnh chịu cắt gần nhất không được lớn hơn $9t_r\sqrt{235/f_y}$

Khoảng cách lớn nhất từ tâm đến tâm của các đỉnh chịu cắt riêng lẻ không được vượt quá giá trị nhỏ hơn của 4 lần độ dày bản và 800 mm.

Các liên kết có thể được đặt thành các nhóm, với khoảng cách các nhóm lớn hơn khoảng cách được chỉ định cho liên kết cắt riêng lẻ, miễn là xem xét được đưa ra trong thiết kế để:

- dòng không đồng đều của lực cắt dọc,
- khả năng trượt và tách dọc lớn hơn giữa bản và cấu kiện thép,
- oằn của bản cánh thép,
- sức kháng cục bộ của bản với lực tập trung từ các liên kết.

9.6.5.6 Kích thước bản cánh thép

Độ dày của bản thép hoặc bản cánh mà các đỉnh hàn trực tiếp vào phải được lựa chọn để đảm bảo chất lượng đường hàn và khả năng truyền lực từ đỉnh đến bản thép mà không xảy ra phá hoại cục bộ hay các biến dạng đáng kể.

Khoảng cách e_0 giữa mép của neo và mép bản cánh dầm mà được hàn với nó, xem Hình 13, không được nhỏ hơn 25 mm.

9.6.5.7 Các liên kết đỉnh neo

Chiều cao tổng cộng của một đỉnh không được nhỏ hơn $3d$, trong đó d là đường kính thân đỉnh.

Phần mũ có đường kính không nhỏ hơn $1,5d$ và cao không nhỏ hơn $0,4d$.

Khi cấu kiện chịu kéo và chịu tải trọng môi, đường kính thân đỉnh neo hàn không được vượt quá 1,5 lần độ dày của bản cánh hàn trực tiếp với đỉnh, trừ trường hợp đã có các thí nghiệm xác nhận khả năng chịu môi của thân đỉnh như là một neo chịu cắt. Điều này cũng được áp dụng với các đỉnh liên kết trực tiếp với bản bụng.

Khoảng cách giữa các đỉnh theo phương của lực cắt không được nhỏ hơn 5d, khoảng cách theo phương vuông góc với lực cắt không được nhỏ hơn 2,5d với bản đặc và 4d với các trường hợp khác.

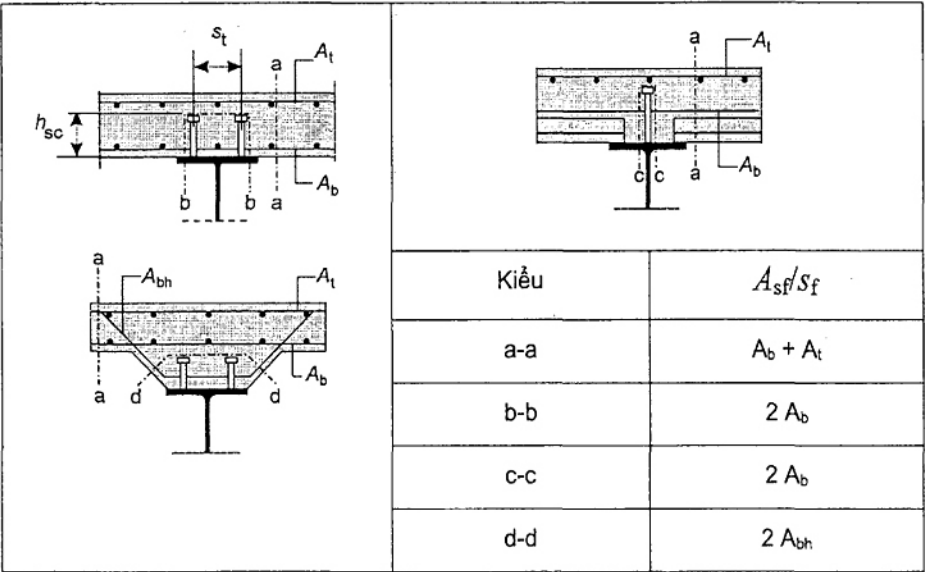
Trừ trường hợp các đỉnh neo được đặt ngang ở giữa cánh, đường kính của neo hàn không được lớn hơn 2,5 lần chiều dày của bản thép hàn trực tiếp với neo, trừ khi đã có các thí nghiệm xác nhận khả năng chịu lực của thân neo.

9.6.6 Lực cắt dọc trong bản bê tông

9.6.6.1 Tổng quát

Cốt thép ngang trong bản phải thiết kế theo TTGHCD để ngăn chặn sự phá hoại cắt dọc hoặc sự tách theo phương dọc.

Ứng suất cắt dọc thiết kế cho bất kỳ bề mặt phá hoại cắt dọc tiềm năng nào trong phạm vi bản v_{Ed} không được vượt quá độ bền chịu cắt dọc thiết kế tại mặt cắt được xem xét.



Hình 13 - Các mặt điển hình tiềm năng cho phá hoại cắt

Chiều dài của mặt chịu cắt b-b trên Hình 13 được lấy bằng $2h_{sc}$ cộng với đường kính mũ đối với các đỉnh neo chịu cắt cấu tạo theo hàng đơn hoặc đặt so le, hoặc bằng $(2h_{sc} + s_t)$ cộng với đường kính mũ đối với các đỉnh neo chịu cắt cấu tạo theo hàng đôi, trong đó h_{sc} là chiều cao của đỉnh neo và s_t là khoảng cách giữa các đỉnh neo theo phương ngang.

Lực cắt dọc thiết kế trên một đơn vị chiều dài dầm trên bề mặt chịu cắt được xác định theo 9.6.2 và phải phù hợp với khoảng cách của các liên kết chịu cắt. Có thể xét đến sự thay đổi lực cắt dọc theo bề rộng của bản cánh bê tông.

Với mỗi loại bề mặt chịu cắt được xét, ứng suất cắt dọc thiết kế v_{Ed} phải được xác định từ lực cắt thiết kế trên một đơn vị chiều dài dầm, có kể đến số lượng mặt phẳng cắt và chiều dài mặt phẳng cắt.

9.6.6.2 Sức kháng thiết kế với lực cắt dọc

Độ bền cắt thiết kế của bản cánh bê tông (mặt phẳng cắt a-a trong Hình 13) phải được xác định theo 9.2.4, TCVN 13594-5:2023.

Trong trường hợp không có một tính toán chính xác hơn, độ bền cắt thiết kế tại bất kỳ bề mặt hư hỏng cắt tiềm năng trên bản cánh hoặc vút có thể được xác định theo 9.2.4, TCVN 13594-5:2023. Khi bề mặt chịu cắt vượt qua các liên kết chịu cắt (ví dụ bề mặt chịu cắt b-b trong Hình 13), kích thước h_f được lấy bằng chiều dài của mặt chịu cắt.

Cốt thép ngang hữu hiệu trên một đơn vị chiều dài, A_{sf}/s_f trong TCVN 13594-5:2023, được thể hiện trên Hình 13, trong đó A_b , A_t và A_{bh} là diện tích của cốt thép trên một đơn vị chiều dài dầm được neo lấy theo 11.4, TCVN 13594-5:2023 đối với cốt thép dọc.

Trong trường hợp sử dụng kết hợp giữa cấu kiện bê tông đúc sẵn và cấu kiện đổ tại chỗ, khả năng chịu cắt dọc cần xác định theo 9.2.5, TCVN 13594-5:2023.

9.6.6.3 Cốt thép ngang tối thiểu

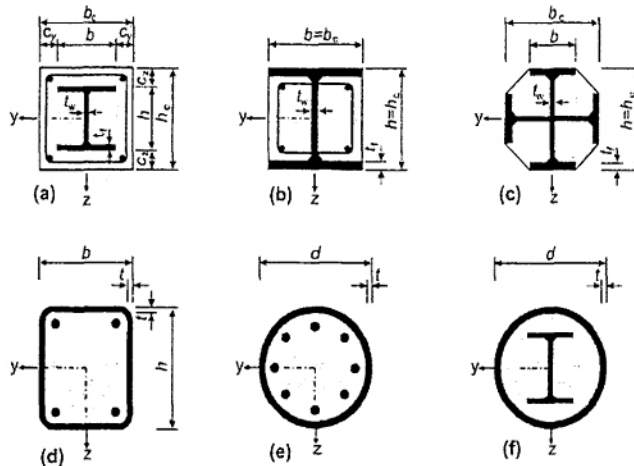
Diện tích tối thiểu của cốt thép cần xác định theo 12.2.2, TCVN 13594-5:2023 khi sử dụng các định nghĩa thích hợp với cốt thép ngang.

9.7 Cột liên hợp và các cấu kiện liên hợp chịu nén

9.7.1 Quy định chung

Điều 9.7 áp dụng để thiết kế cột liên hợp và các cấu kiện liên hợp chịu nén có mặt cắt được bọc bê tông hoàn toàn, không hoàn toàn và cột rỗng nhồi bê tông có mặt cắt hình chữ nhật và hình ống, xem Hình 14.

Điều này dùng cho cột và các cấu kiện liên hợp chịu nén có cấp thép từ S235 đến S460 và bê tông thường có cấp cường độ từ C20 tới C50.



Hình 14 - Mặt cắt ngang điển hình của cột chịu nén và các ký hiệu

Điều này dùng cho cột độc lập, cột và các cấu kiện liên hợp chịu nén trong kết cấu khung, trong đó các thành phần kết cấu khác có cấu tạo liên hợp hoặc bằng thép.

Tỷ lệ thép đóng góp ố cần thoả mãn điều kiện sau:

$0,2 \leq \delta \leq 0,9$

(28)

trong đó: δ được xác định theo 9.7.3.3.

Cột hoặc các cấu kiện liên hợp chịu nén với hình dạng mặt cắt bất kỳ được kiểm tra:

- Sức kháng của các cấu kiện theo 9.7.2 hoặc 9.7.3;
- Sức kháng mất ổn định cục bộ theo dưới đây;
- Sự truyền tải theo 9.7.4.2 và;
- Sức kháng cắt giữa cấu kiện thép và bê tông theo 9.7.4.3.

Hai phương pháp thiết kế được áp dụng:

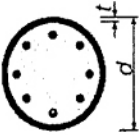
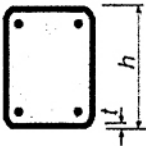
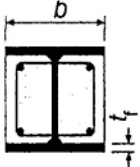
- Phương pháp chung 9.7.2 mọi phạm vi kể cả cấu kiện có mặt cắt ngang không đối xứng hoặc có mặt cắt thay đổi trên chiều dài;
- Phương pháp đơn giản hóa 9.7.3 dùng cho các cấu kiện có hai trục đối xứng và mặt cắt không thay đổi trên chiều dài.

Đối với các cấu kiện liên hợp chịu mô men uốn và lực dọc trục do các tác dụng độc lập gây nên, Hệ số thành phần γ_F đối với các nội lực này sẽ giảm đi 20 %.

Ảnh hưởng của sự mất ổn định cục bộ tới độ bền của mặt cắt thép kết cấu phải xét đến trong tính toán.

Ảnh hưởng của sự mất ổn định cục bộ có thể được bỏ qua đối với mặt cắt được bọc bê tông hoàn toàn 9.7.5.1 và đối với các dạng mặt cắt ngang khác nếu giá trị lớn nhất của bảng 2 không bị vượt quá.

Bảng 2 - Giá trị lớn nhất (d/t), (h/t) và (b/t) với f_y (MPa)

Dạng mặt cắt	Max (d/t), max (h/t) và max (b/t)
<div></div> <div>Mặt cắt thép rỗng tròn</div>	$\max (d/t) = 90 \frac{235}{f_y}$
<div></div> <div>Mặt cắt thép rỗng hình chữ nhật</div>	$\max (h/t) = 52 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$
<div></div> <div>Mặt cắt chữ I bọc một phần</div>	$\max (b/t) = 44 \sqrt{\frac{235}{f_y}}$

9.7.2 Phương pháp thiết kế chung

Việc thiết kế ổn định cho kết cấu phải xét đến hiệu ứng thứ cấp bao gồm ứng suất dư, sai số hình học, mất ổn định cục bộ, nứt bê tông, từ biến và co ngót của bê tông, chảy của thép kết cấu và cốt thép. Thiết kế cần đảm bảo sự mất ổn định sẽ không xảy ra với tổ hợp tải trọng bất lợi nhất ở trạng thái giới hạn độ bền và sức kháng của mỗi mặt cắt chịu uốn, lực dọc và cắt không bị vượt quá.

Hiệu ứng thứ cấp phải xét đến với bất kỳ hướng nào sự phá hoại có thể xảy ra, nếu ảnh hưởng của chúng tới ổn định của kết cấu là đáng kể.

Nội lực phải được xác định bằng phân tích đàn hồi dẻo.

Mặt cắt phẳng có thể được giả thiết là luôn phẳng. Sự liên hợp hoàn toàn giữa phần thép và bê tông của cấu kiện luôn đảm bảo đến khi phá hoại.

Nên bỏ qua cường độ chịu kéo của bê tông. Ảnh hưởng độ cứng kéo của bê tông giữa các vết nứt tới độ cứng uốn có thể được xét đến.

Ảnh hưởng của co ngót và từ biến phải xét đến nếu như chúng làm giảm đáng kể khả năng ổn định của kết cấu.

Để đơn giản hóa, ảnh hưởng của co ngót và từ biến có thể bỏ qua, nếu sự tăng của mô men uốn bậc nhất do biến dạng của từ biến và lực dọc dưới tải trọng thường xuyên không quá 10%.

Quan hệ ứng suất - biến dạng sau được sử dụng trong phân tích phi tuyến:

- Đối với bê tông chịu nén theo 6.1.5, TCVN 13594-5:2023;
- Đối với cốt thép theo 6.2.7, TCVN 13594-5:2023;
- Đối với thép kết cấu theo 8.4.3, TCVN 13594-6:2023.

Để đơn giản hóa, ảnh hưởng của ứng suất dư, sai số về hình học được thay bằng sai lệch dạng cong tương đương ban đầu và sai lệch bộ phận lấy theo Bảng 5.

9.7.3 Phương pháp đơn giản hóa cho thiết kế

9.7.3.1 Quy định chung và phạm vi ứng dụng

Phạm vi của phương pháp thiết kế đơn giản hóa này giới hạn cho những cấu kiện từ thép cán, dập nguội, tổ hợp hàn với mặt cắt có hai trục đối xứng và mặt cắt không thay đổi. Phương pháp thiết kế đơn giản không áp dụng đối với cấu kiện có hai hay nhiều dạng mặt cắt khác nhau. Độ mảnh tương đối $\bar{\lambda}$ xác định theo 9.7.3.3 cần thỏa mãn điều kiện sau:

$$\bar{\lambda} \leq 2,0 \quad (29)$$

Đối với mặt cắt được bọc bê tông hoàn toàn, xem Hình 14a, độ dày lớn nhất của lớp bê tông bảo vệ được lấy như sau:

$$\max c_z = 0,3h; \max c_y = 0,4b \quad (30)$$

Diện tích cốt thép dọc sử dụng trong tính toán không được vượt quá 6% diện tích phần bê tông.

Tỷ số giữa chiều cao và chiều rộng của mặt cắt liên hợp phải nằm trong khoảng giới hạn giữa 0,2 và 5,0.

9.7.3.2 Sức kháng của mặt cắt ngang

Sức kháng dẻo chịu nén $N_{pl,Rd}$ của mặt cắt cột liên hợp được tính bằng tổng sức kháng dẻo của các thành phần của nó:

$$N_{pl,Rd} = A_a f_{yd} + 0,85 A_c f_{cd} + A_s f_{sd} \quad (31)$$

Biểu thức (31) dùng cho cột có mặt cắt bê tông và mặt cắt thép được bọc bê tông một phần. Đối với cột nhồi bê tông hệ số 0,85 được thay bằng 1,0.

Sức kháng của mặt cắt ngang với tác dụng đồng thời của uốn và lực dọc và đường cong tương tác tương ứng có thể được tính toán khi giả thiết các khối ứng suất dạng hình chữ nhật như trên Hình 15, có xét đến lực cắt thiết kế V_{Ed} tương ứng. Độ bền kéo của bê tông được bỏ qua.

Ảnh hưởng của lực cắt ngang tới sức kháng uốn và lực dọc trực cần xét đến khi xác định đường cong tương tác, nếu lực cắt $V_{a,Ed}$ ở mặt cắt thép vượt quá 50% cường độ chịu cắt của mặt cắt thép, xem 9.2.2.2.

Khi $V_{a,Ed} > 0,5 V_{pl,a,Rd}$, ảnh hưởng của lực cắt ngang tới sức kháng uốn và nén đồng thời được tính đến bằng cách giảm cường độ thiết kế của thép $(1-p) f_{yd}$ trong diện tích chịu cắt A_v theo 9.2.2.4 và Hình 15.

Lực cắt $V_{a,Ed}$ không được vượt quá sức kháng cắt của mặt cắt thép hình được xác định theo 9.2.2. Sức kháng cắt của phần bê tông cốt thép được kiểm tra theo 9.2, TCVN 13594-5:2023.

Trừ khi sử dụng những phân tích chính xác hơn, V_{Ed} có thể được phân bố thành $V_{a,Ed}$ tác động lên phần thép kết cấu và $V_{c,Ed}$ tác động lên phần mặt cắt bê tông cốt thép:

$$V_{a,Ed} = V_{Ed} \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \quad (32)$$

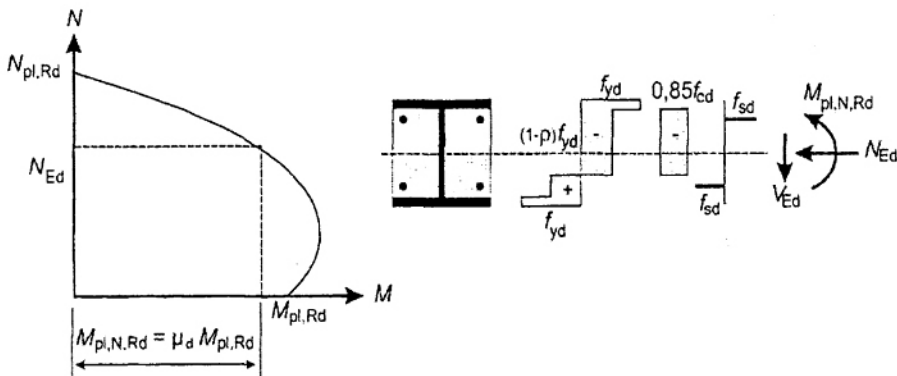
$$V_{c,Ed} = V_{Ed} - V_{a,Ed} \quad (33)$$

trong đó:

$M_{pl,a,Rd}$ là mô men uốn kháng dẻo của mặt cắt thép;

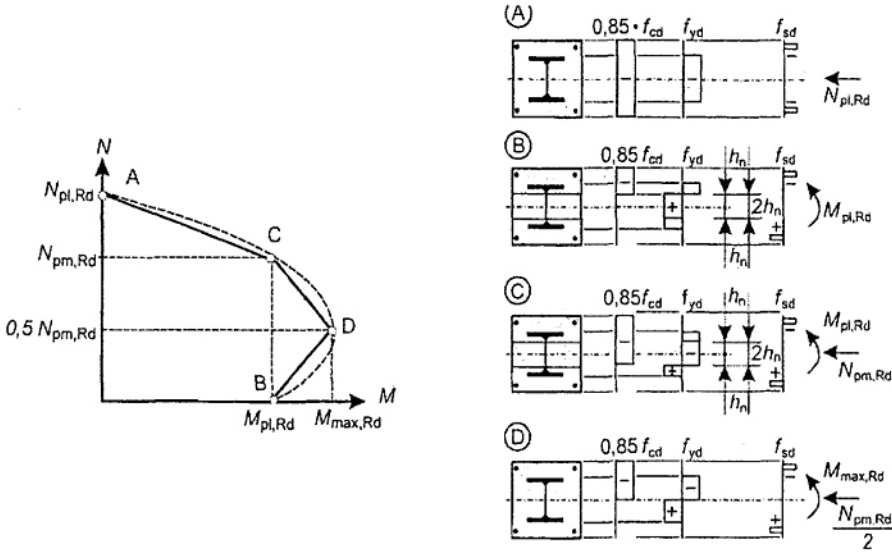
$M_{pl,Rd}$ là mô men kháng dẻo của mặt cắt liên hợp.

Để đơn giản, V_{Ed} có thể được giả định chỉ tác dụng riêng lên phần mặt cắt thép.



Hình 15 - Đường cong tương tác cho tổ hợp nén và uốn một trục

Để đơn giản, đường cong tương tác có thể thay bằng biểu đồ đa giác (nét đứt trên Hình 16). Hình 16 mô tả ví dụ về sự phân bố ứng suất dẻo của mặt cắt được bọc bê tông hoàn toàn đối với các điểm A tới D. $N_{pm,Rd}$ được lấy bằng $0,85 f_{cd} A_c$ đối với mặt cắt được bọc bê tông hoàn toàn hoặc một phần, xem Hình 14(a)-(c), và bằng $f_{ed} A_c$ đối với mặt cắt được nhồi bê tông, xem Hình 14(d)-(f).



Hình 16 - Đường cong tương tác đơn giản hóa và phân bố ứng suất tương ứng

Đối với mặt cắt ống tròn nhồi bê tông, sự tăng cường độ của bê tông do kiểm chế nở ngang được kể đến nếu độ mảnh tương đối $\bar{\lambda}$ xác định theo 9.7.3.3 không vượt quá 0,5 và tỷ số $e/d < 0,1$, trong đó e là độ lệch tâm của tải trọng được cho bằng M_{Ed}/N_{Ed} và d là đường kính ngoài của cột. Sức kháng dẻo nên có thể được tính theo biểu thức sau:

$$N_{pl,Rd} = \eta_a A_a f_{cd} \left(1 + \eta_c \frac{t}{d} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) + A_s f_{sd} \quad (34)$$

trong đó t là độ dày thành ống.

Đối với các cấu kiện có $e = 0$ các giá trị $\eta_a = \eta_{a0}$ và $\eta_c = \eta_{c0}$ được cho bởi:

$$\eta_{a0} = 0,25(3 + 2\bar{\lambda}) \text{ nhưng } \leq 1,0 \quad (35)$$

$$\eta_{c0} = 4,9 - 18,5\bar{\lambda} + 17\bar{\lambda}^2 \text{ nhưng } \geq 0 \quad (36)$$

Đối với các cấu kiện chịu nén và uốn đồng thời với $0 < e/d \leq 0,1$, giá trị η_a và η_c được xác định theo Biểu thức (37) và (38), trong đó η_{a0} và η_{c0} được cho theo Biểu thức (35) và (36):

$$\eta_a = \eta_{a0} + (1 + \eta_{a0})(10e/d) \quad (37)$$

$$\eta_c = \eta_{c0} + (1 - 10e/d) \quad (38)$$

Với $e/d > 0,1$, $\eta_a = 1$ và $\eta_c = 0$.

9.7.3.3 Độ cứng uốn có hiệu, tỷ lệ tham gia của thép và độ mảnh tương đối

Tỷ lệ tham gia của thép δ được định nghĩa như sau:

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{pl,Rd}} \quad (39)$$

trong đó: $N_{pl,Rd}$ là sức kháng nén dẻo được định nghĩa theo 9.7.3.2.

Độ mảnh tương đối $\bar{\lambda}$ trong mặt phẳng uốn được xét theo:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl,Rk}}{N_{cr}}} \quad (40)$$

trong đó:

$N_{pl,Rk}$ là giá trị đặc trưng của sức kháng nén dẻo, được lấy theo (31) nếu sử dụng các giá trị đặc trưng thay cho cường độ thiết kế;

N_{cr} là lực tới hạn đàn hồi dọc trục cho mode oằn có liên quan, tính với độ cứng chống uốn có hiệu $(EI)_{eff}$ được xác định như dưới đây.

Để xác định độ mảnh quy đổi $\bar{\lambda}$, và lực tới hạn dẻo N_{cr} , giá trị đặc trưng của độ cứng chống uốn có hiệu $(EI)_{eff}$ đối với mặt cắt cột liên hợp được tính như sau:

$$(EI)_{eff} = E_a J_a + E_s J_s + K_e E_{cm} I_c \quad (41)$$

trong đó:

K_e là hệ số hiệu chỉnh, lấy bằng 0,6;

I_a , I_c và I_s lần lượt là mô men quán tính bậc 2 của mặt cắt thép kết cấu, mặt cắt bê tông không nứt và cốt thép với mặt phẳng uốn được xét.

Cần tính đến ảnh hưởng của các tác động lâu dài tới độ cứng chống uốn đàn hồi có hiệu. Khi đó mô đun đàn hồi của bê tông được chiết giảm tới giá trị $E_{c,eff}$ tương ứng theo biểu thức sau:

$$E_{c,eff} = E_{cm} \frac{1}{1 + (N_{G,Ed} / N_{Ed}) \varphi_t} \quad (42)$$

trong đó:

φ_t là hệ số từ biến theo 8.4.2.2;

N_{Ed} là tổng lực dọc trục thiết kế;

$N_{G,Ed}$ là phần dài hạn của lực dọc trục.

9.7.3.4 Các phương pháp phân tích và các sai lệch của cấu kiện

Để kiểm tra cấu kiện, việc phân tích cần dựa trên phân tích đàn hồi tuyến tính bậc hai.

Để xác định nội lực, giá trị thiết kế của độ cứng chống uốn có hiệu $(EI)_{eff,II}$ được xác định theo biểu thức sau:

$$(EI)_{eff,II} = K_0(E_a I_a + E_s I_s + K_{e,II} E_{cm} I_c)$$
 (43)

trong đó:

- $K_{e,II}$ là hệ số hiệu chỉnh, lấy bằng 0,5;
- K_0 là hệ số định chuẩn, lấy bằng 0,9.

Các ảnh hưởng lâu dài cần xét đến theo 9.7.3.3

Hiệu ứng thứ cấp không cần xét đến khi áp dụng 8.2.1 và khi tải trọng đàn hồi tới hạn ứng với độ cứng chống uốn $(EI)_{eff,II}$ được tính toán.

Ảnh hưởng của các sai lệch hình học và sai lệch kết cấu được xét bằng sai số hình học tương đương. Giá trị sai số tương đương đối với cột liên hợp xác định theo Bảng 4. trong đó L là chiều dài của cột.

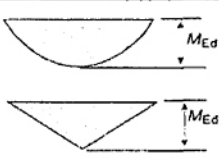
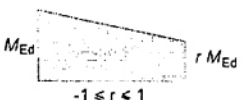
Trong khoảng chiều dài cột, ảnh hưởng của hiệu ứng thứ cấp được tính đến bằng cách nhân giá trị lớn nhất của mô men uốn thuộc hiệu ứng bậc một M_{Ed} , với hệ số k được xác định như sau:

$$k = \frac{\beta}{1 - N_{Ed}/N_{cr,eff}}, \geq 1,0$$
 (44)

trong đó:

- $N_{cr,eff}$ là lực dọc trục tới hạn tương ứng với độ cứng tương đối theo 9.7.3.4(2) với chiều dài tính toán bằng chiều dài của cột;
- β là hệ số mô men tương đương, lấy theo Bảng 3.

Bảng 3 - Hệ số β để xác định mô men theo lý thuyết bậc hai

Phân bố mô men	Hệ số mô men β	Giải thích
	Mô men uốn hiệu ứng bậc nhất do cấu kiện không chính xác hoặc tải trọng ngang: $\beta = 1,0$.	M_{Ed} là mô men uốn lớn nhất trong phạm vi chiều dài của cột bỏ qua hiệu ứng thứ cấp.
	Các mô men ở đầu $\beta = 0,66 + 0,44r$, nhưng $\beta \geq 0,44$.	M_{Ed} và $r M_{Ed}$ là mô men ở hai đầu thanh từ phân tích tổng thể bậc nhất hoặc bậc hai.

9.7.3.5 Sức kháng của cấu kiện chịu nén dọc trục

Các cấu kiện có thể được kiểm tra bằng phân tích phi tuyến theo 9.7.3.6 tính đến các sai lệch của cấu kiện.

Để đơn giản, với những cấu kiện chịu nén dọc trục, giá trị của lực dọc trục tính toán N_{Ed} cần thỏa mãn:

$$\frac{N_{Ed}}{\chi N_{pl,Rd}} \leq 1,0$$
 (45)

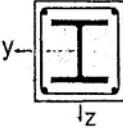
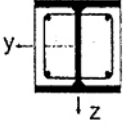
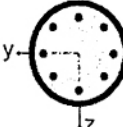
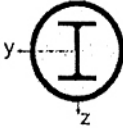
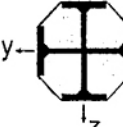
trong đó:

$N_{pl,Rd}$ là sức kháng dẻo của mặt cắt liên hợp theo 9.7.3.2, nhưng với f_{yd} được xác định với việc sử dụng hệ số thành phần vật liệu γ_{M1} theo Điều 9.1, TCVN 13594-6:2023;

χ là hệ số triết giảm, xác định theo Điều 9.3.1.2, TCVN 13594-6:2023, phụ thuộc độ mảnh quy đổi $\bar{\lambda}$

Đường cong oằn tương ứng cho mặt cắt ngang của cột liên hợp được cho theo Bảng 4, trong đó ρ_s là tỷ số hàm lượng cốt thép A_s/A_c .

Bảng 4 - Đường cong oằn dọc và sai lệch của cột liên hợp

Mặt cắt ngang	Giới hạn	Trục oằn	Đường cong oằn	Sai lệch cấu kiện
Mặt cắt bọc bê tông 		y-y	b	L/200
		z-z	c	L/150
Mặt cắt bọc bê tông một phần 		y-y	b	L/200
		z-z	c	L/150
Mặt cắt thép rỗng tròn và hình chữ nhật 	$\rho_s \leq 3\%$	Bất kỳ	a	L/300
	$3\% < \rho_s \leq 6\%$	Bất kỳ	b	L/200
Mặt cắt thép rỗng tròn có bổ sung mặt cắt I 		y-y	b	L/200
		z-z	b	L/200
Mặt cắt bọc bê tông một phần với thép chữ I đặt vuông góc 		Bất kỳ	b	L/200

9.7.3.6 Sức kháng của cột liên hợp chịu nén và uốn theo một trục

Biểu thức sau dựa trên cơ sở đường cong tương tác được xác định theo 9.7.3.2 cần thỏa mãn điều kiện:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{pl,N,Rd}} = \frac{M_{Ed}}{\mu_d M_{pl,Rd}} \leq \alpha_M \quad (46)$$

trong đó:

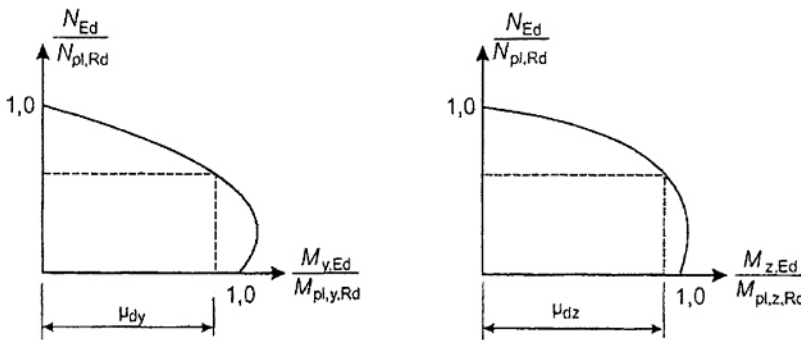
M_{Ed} là giá trị lớn hơn giữa mô men ngàm và mô men uốn lớn nhất dọc theo chiều dài của cột tính theo 9.7.3.4, kể cả các sai lệch và hiệu ứng thứ cấp nếu cần;

$M_{pl,N,Rd}$ là sức kháng uốn dẻo tính với lực dọc N_{Ed} , lấy bằng $\mu_d M_{pl,Rd}$, xem Hình 17;

$M_{pl,Rd}$ là sức kháng uốn dẻo, lấy theo điểm B trên Hình 17.

Đối với mác thép từ S235 đến S355, hệ số α_M lấy bằng 0,9 và với thép S420 và S460 lấy bằng 0,8.

Giá trị $\mu_d = \mu_{dy}$ hoặc μ_{dz} , xem Hình 17, liên quan tới mô men kháng dẻo thiết kế $M_{pl,Rd}$ trong mặt phẳng uốn được xét. Giá trị μ_d lớn hơn 1,0 chỉ được sử dụng khi mô men uốn M_{Ed} phụ thuộc trực tiếp vào lực dọc N_{Ed} , ví dụ mô men uốn M_{Ed} gây ra bởi lực dọc trục lệch tâm N_{Ed} . Các trường hợp khác cần thiết kiểm tra thêm theo 9.7.1.



Hình 17 - Thiết kế cho nén và uốn hai chiều

9.7.3.7 Nén uốn kết hợp theo hai phương đồng thời

Đối với cột liên hợp các cấu kiện chịu nén và uốn theo hai phương, giá trị μ_{dy} và μ_{dz} trên Hình 17 có thể tính theo 9.7.3.6 theo từng trục. Sai lệch cần được kể đến chỉ theo mặt phẳng có thể xảy ra sự phá hoại. Nếu không rõ về mặt phẳng nào là tới hạn hơn thì cần tiến hành kiểm tra theo cả hai phương.

Đối với cấu kiện liên hợp chịu nén và uốn theo hai phương, ổn định của cột cần kiểm tra theo các điều kiện sau trong phạm vi chiều dài cột và khu vực đầu cột:

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} \leq \alpha_{M,y}; \quad \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq \alpha_{M,z} \quad (47)$$

$$\frac{M_{y,Ed}}{\mu_{dy} M_{pl,y,Rd}} + \frac{M_{z,Ed}}{\mu_{dz} M_{pl,z,Rd}} \leq 1,0 \quad (48)$$

trong đó:

$M_{pl,y,Rd}$ và $M_{pl,z,Rd}$ là sức kháng uốn dẻo trong từng mặt phẳng uốn tương ứng của cột;

$M_{y,Ed}$, $M_{z,Ed}$ là mô men uốn thiết kế, bao gồm hiệu ứng thứ cấp và sai lệch theo 9.7.3.4;

μ_{dy} và μ_{dz} xác định theo 9.7.3.6;

$\alpha_M = \alpha_{M,y}$ và $\alpha_M = \alpha_{M,z}$ lấy theo 9.7.3.6.

9.7.4 Liên kết chống cắt và sự truyền tải trọng

9.7.4.1 Tổng quát

Điều khoản được thực hiện trong các khu vực truyền tải trọng cho nội lực và mô men áp dụng từ các cấu kiện được liên kết với các đầu và cho các tải được áp dụng trong khoảng chiều dài phân bố giữa các thành phần thép và bê tông, xem xét sức kháng cắt tại mặt tiếp xúc giữa thép và bê tông. Một đường dẫn tải được xác định rõ ràng sẽ được cung cấp mà không liên quan đến một lượng trượt tại mặt tiếp xúc này sẽ làm mất hiệu lực các giả định được đưa ra trong thiết kế.

Khi các cột liên hợp và các cấu kiện nén phải chịu cắt ngang đáng kể, ví dụ như bởi tải ngang cục bộ và mô men ở đầu, điều khoản được thực hiện để truyền ứng suất cắt dọc tương ứng tại giao diện giữa thép và bê tông.

Đối với các cột chịu tải dọc trục và các cấu kiện chịu nén, lực cắt dọc ngoài phạm vi truyền tải không cần phải xem xét.

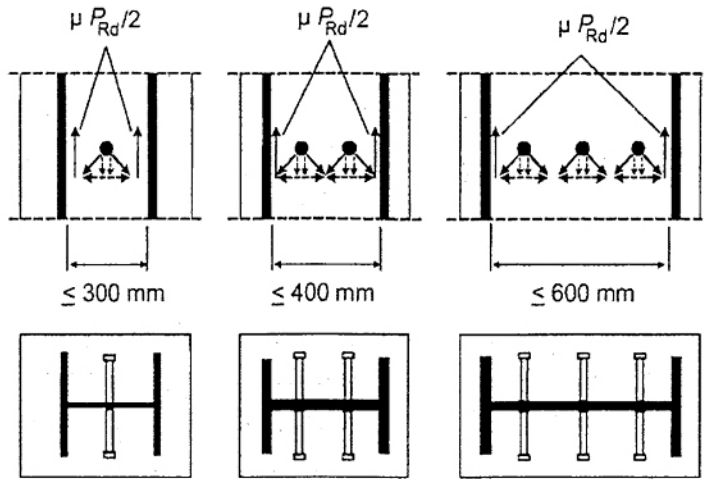
9.7.4.2 Sự truyền tải trọng

Các liên kết chống cắt phải được bố trí trong phạm vi truyền tải và trong các khu vực có thay đổi mặt cắt, nếu cường độ cắt thiết kế τ_{Rd} , xem 9.7.4.3, bị vượt tại giao diện giữa thép và bê tông. Lực cắt có thể được xác định từ sự thay đổi lực mặt cắt của thép hoặc bê tông cốt thép trong chiều dài truyền tải. Nếu tải được truyền chỉ vào mặt cắt bê tông, giá trị nhận được từ phân tích đàn hồi có xem xét từ biến và co ngót được xét trong tính toán. Mặt khác, các lực tại giao diện nên được xác định bằng lý thuyết đàn hồi hoặc lý thuyết dẻo, để xác định trường hợp nghiêm trọng hơn.

Nếu không có phương pháp chính xác hơn, độ dài truyền tải không vượt quá $2d$ hoặc $L/3$, trong đó d là kích thước theo phương ngang nhỏ nhất của cột và L là chiều dài cột.

Đối với cột và cấu kiện chịu nén liên hợp, không cần bố trí liên kết cắt để truyền tải bằng các bản đầu nếu giao diện đầy đủ giữa phần bê tông và bản đầu chịu nén thường xuyên có tính đến từ biến và co ngót. Nếu không thì nên kiểm tra sự truyền tải. Đối với ống nhồi bê tông có mặt cắt tròn, hiệu ứng gây bởi kiểm chế có thể được tính nếu các điều kiện đưa ra trong 9.7.3.2 được thỏa mãn khi sử dụng các giá trị η_a và η_c cho $\bar{\lambda}$ bằng 0.

Khi các đỉnh neo được gắn vào sườn thép bọc bê tông hoàn toàn hoặc một phần, mặt cắt I hoặc mặt cắt tương tự, có thể tính đến lực ma sát phát triển từ việc ngăn chặn dẫn nở ngang của bê tông bằng các bản cánh thép liên kết. Sức kháng này có thể được bổ sung để tính sức kháng của các liên kết chống cắt. Sức kháng bổ sung có thể được giả định là $\mu P_{Rd}/2$ trên mỗi bản cánh và mỗi hàng đỉnh ngang, như trong Hình 18, trong đó μ là hệ số ma sát có liên quan được giả định. Đối với mặt cắt thép không được sơn, μ có thể được lấy là $0,5 P_{Rd}$ là sức kháng của một đỉnh neo đơn theo 9.6.3.1. Khi không có thông tin tốt hơn từ các thí nghiệm, khoảng cách tính giữa bản cánh không vượt quá các giá trị cho trong Hình 18.



Hình 18 - Lực ma sát bổ sung trong cột liên hợp do sử dụng đinh neo

Nếu mặt cắt chịu tải từng phần (ví dụ như Hình 19a), tải trọng có thể được phân bố với tỷ lệ 1:2,5 trên độ dày t_c của bản đầu. Ứng suất bê tông khi đó nên được giới hạn trong khu vực truyền tải có hiệu, với mặt cắt rỗng được nhồi bê tông phù hợp và cho tất cả các loại mặt cắt khác theo Điều 9.7, TCVN 13594-5:2023.

Nếu bê tông trong mặt cắt rỗng tròn hoặc mặt cắt rỗng vuông được nhồi chỉ bị chất tải một phần, ví dụ bằng các bản ốp thông qua biên dạng hoặc bằng các gân tăng cường như trong Hình 19, độ bền thiết kế cục bộ của bê tông, $\sigma_{c,Rd}$ dưới bản ốp hoặc gân tăng cường có được từ lực mặt cắt của mặt cắt bê tông được xác định bởi

$$\sigma_{c,Rd} = f_{cd} \left(1 + \eta_{cl} \frac{t}{a} \frac{f_y}{f_{ck}} \right) \sqrt{\frac{A_c}{A_l}} \leq \frac{A_c f_{cd}}{A_l} \leq f_{yd} \quad (49)$$

trong đó:

- t là chiều dày thành của ống thép;
- a là đường kính của ống hoặc chiều rộng của mặt cắt hình vuông;
- A_c là diện tích mặt cắt ngang của mặt cắt bê tông của cột;
- A_l là khu vực được chất tải dưới bản ốp, xem hình 19;

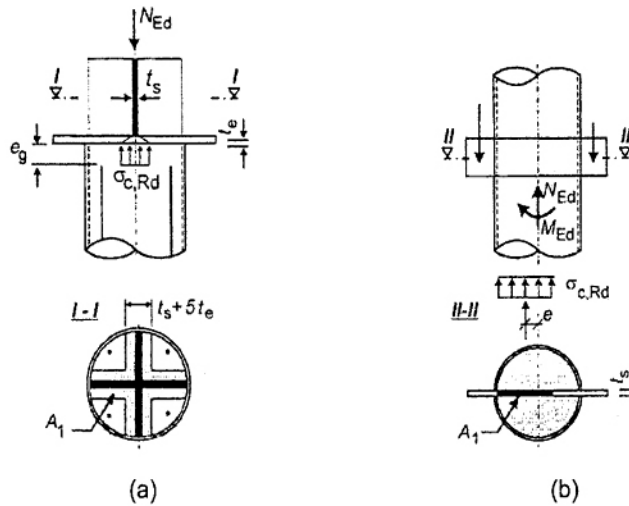
$\eta_{cl} = 4.9$ cho ống thép tròn và 3,5 cho mặt cắt vuông.

Tỷ lệ A_c/A_l không được vượt quá 20. Mỗi hàn giữa bản ốp và mặt cắt thép rỗng được thiết kế theo TCVN 13594-6:2023.

Với mặt cắt tròn rỗng nhồi bê tông, cốt thép dọc của thép được tính cho sức kháng của cột, thậm chí khi cốt thép không được hàn với đầu bản hoặc tiết xúc trực tiếp với bản đầu trừ khi:

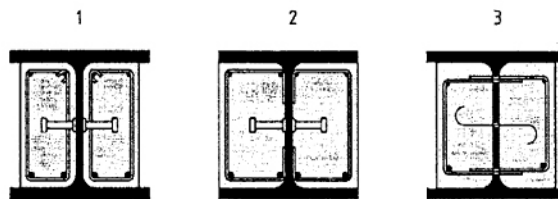
- Việc kiểm tra mỏi là không yêu cầu,
- Khe hở e_g giữa cốt thép dọc và bản đầu không quá 30 mm, xem Hình 19a

Cốt thép ngang phải phù hợp với Điều 12.5.3, TCVN 13594-5:2023. Trong trường hợp mặt cắt thép bọc một phần, bê tông nên được giữ cố định bằng cốt thép ngang được bố trí theo Hình 20a.



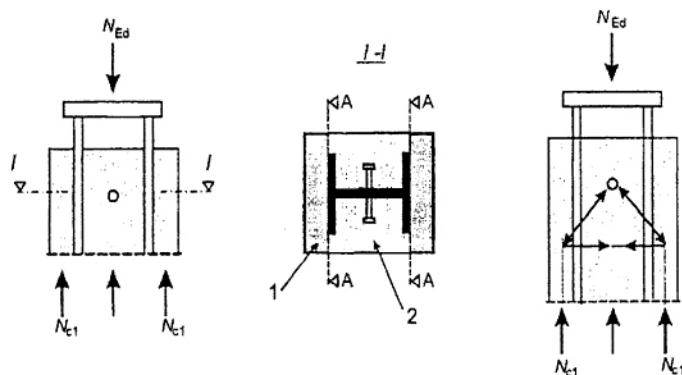
Hình 19 – Mặt cắt tròn nhồi bê tông chịu tải một phần

Trong trường hợp việc truyền tải trọng chỉ qua mặt cắt thép hoặc mặt cắt bê tông, cho toàn bộ mặt cắt thép bọc, cốt thép ngang phải được thiết kế để chịu cắt dọc kết quả từ việc truyền lực pháp tuyến (N_d trong Hình 20) từ các phần bê tông kết nối trực tiếp bằng các đầu nối cắt vào các bộ phận của bê tông mà không kết nối cắt trực tiếp (xem Hình 20, mặt cắt A-A; phần diện tích được tô màu vật liệu bên ngoài bản cánh của Hình 20 phải là coi như không kết nối trực tiếp). Thiết kế và bố trí cốt thép ngang nên dựa trên mô hình dàn với giả thiết có góc 45° giữa các nút bê tông chịu nén và trục cấu kiện.



1. Cốt đai kín, 2. Cốt đai hở hàn với bản bụng, 3. Cốt đai xuyên qua bản bụng

Hình 20a – Bố trí cốt đai



CHÚ DẪN : 1. Không liên kết trực tiếp, 2). Liên kết trực tiếp

Hình 20 - Diện tích bê tông được liên kết trực tiếp và không trực tiếp cho thiết kế của cốt thép ngang

9.7.4.3 Lực cắt dọc ngoài khu vực truyền tải trọng

Bên ngoài khu vực truyền tải trọng, cắt dọc tại mặt tiếp xúc giữa bê tông và thép nên được kiểm tra khi gây ra bởi tải trọng ngang và/hoặc mô men ở đầu. Các liên kết cắt phải được bố trí dựa trên phân bố giá trị thiết kế của lực cắt dọc, khi nó vượt quá sức kháng cắt thiết kế τ_{Rd} .

Khi không có phương pháp chính xác hơn, việc phân tích đàn hồi, xét các tác động dài hạn và nứt bê tông có thể được sử dụng để xác định lực cắt dọc tại mặt tiếp xúc.

Với điều kiện là bề mặt của phần thép tiếp xúc với bê tông không được sơn và không có dầu, mỡ và lỏng lẻo hoặc rỉ sét, các giá trị được cho trong Bảng 5 có thể được giả định cho τ_{Rd} .

Bảng 5 - Độ bền cắt thiết kế τ_{Rd}

Kiểu mặt cắt ngang	τ_{Rd} (N/mm ²)
Bê tông bọc hoàn toàn mặt cắt thép	0,30
Mặt cắt tròn rỗng nhồi bê tông	0,55
Mặt cắt vuông rỗng nhồi bê tông	0,40
Cánh của mặt cắt được bọc một phần	0,20
Bản bụng của mặt cắt được bọc một phần	0,00

Giá trị của τ_{Rd} được cho trong Bảng 5 cho mặt cắt thép bọc bê tông hoàn toàn, áp dụng cho mặt cắt có lớp bê tông bảo vệ tối thiểu 40mm và có cốt thép ngang và dọc theo 9.7.5.2. Đối với lớp bê tông bảo vệ lớn hơn và cốt thép đầy đủ, có thể được sử dụng giá trị cao hơn của τ_{Rd} . Trừ khi được kiểm tra bằng thí nghiệm, đối với các mặt cắt được bao bọc hoàn toàn, giá trị gia tăng $\beta_{c\tau_{Rd}}$ có thể được sử dụng với β_c được cho bởi:

$$\beta_c = 1 + 0.02 c_z \left(1 - \frac{c_{z,min}}{c_z} \right) \leq 2.5 \quad (50)$$

trong đó:

c_z là giá trị danh nghĩa của lớp bê tông bảo vệ tính bằng mm, xem Hình 14;

$c_{z,min} = 40$ mm là lớp bê tông bảo vệ tối thiểu.

Trừ khi được kiểm tra khác, đối với mặt cắt dầm I được bọc một phần có lực cắt ngang chịu uốn quanh trục yếu do tải ngang hoặc mô men ở đầu, các liên kết cắt phải luôn được cung cấp. Nếu sức kháng với lực ngang không được đưa vào như là sức kháng chỉ của kết cấu thép, khi đó cốt thép ngang cần thiết cho lực cắt $V_{c,Ed}$ theo 9.7.3.2 nên được hàn vào bản bụng của mặt cắt thép hoặc xuyên qua bản bụng của mặt cắt thép.

9.7.5 Quy định cấu tạo

9.7.5.1 Lớp bê tông bảo vệ của thép hình và cốt thép

Đối với mặt cắt thép được bọc hoàn toàn, ít nhất một lớp bê tông bảo vệ tối thiểu phải đủ để đảm bảo truyền lực an toàn, bảo vệ thép chống ăn mòn và đổ bê tông.

Lớp bê tông bảo vệ cho bản cánh thép được bọc hoàn toàn không được nhỏ hơn 40 mm, không ít hơn một phần sáu chiều rộng b của bản cánh.

Đề bảo vệ cốt thép trong cầu, xem điều 7.

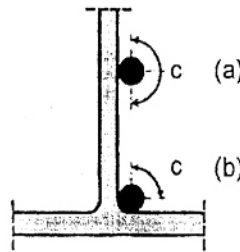
9.7.5.2 Cốt thép dọc và cốt thép ngang

Cốt thép dọc trong cột bọc bê tông được cho phép sức kháng của mặt cắt không được nhỏ hơn 0,3% mặt cắt của bê tông. Trong mặt cắt rỗng nhồi bê tông thông thường không cần đặt cốt thép dọc nếu không có yêu cầu thiết kế chống cháy.

Cốt thép ngang và dọc trong các cột được bọc bê tông hoàn toàn hoặc một phần phải được thiết kế và cấu tạo chi tiết theo Điều 12.5, TCVN 13594-5:2023.

Khoảng cách tính giữa các thanh cốt thép dọc và mặt cắt kết cấu thép có thể nhỏ hơn yêu cầu trên, thậm chí bằng không. Khi đó, đối với dầm bầm, chu vi có hiệu c của thanh cốt thép được lấy bằng một nửa hoặc một phần tư chu vi của nó, như trong Hình 21(a) và 21(b) tương ứng.

Đối với cấu kiện được bao bọc hoàn toàn hoặc một phần, trong đó điều kiện môi trường là loại X0 theo TCVN 13594-5:2023, và cốt thép dọc được bỏ qua trong thiết kế, cốt thép dọc tối thiểu có đường kính 8 mm và khoảng cách 250mm, và cốt thép ngang đường kính 6 mm và khoảng cách 200mm nên được bố trí. Hoặc có thể sử dụng lưới hàn đường kính là 4 mm.



Hình 21 - Chu vi có hiệu c của thanh cốt thép

9.8 Trạng thái giới hạn môi

9.8.1 Tổng quát

Sức kháng môi của kết cấu liên hợp phải được kiểm tra khi kết cấu chịu tác dụng của ứng suất lặp.

Tính toán theo trạng thái giới hạn môi phải được đảm bảo, với xác suất được chấp nhận, để trong cả tuổi thọ của công trình, kết cấu không bị phá hoại về môi hoặc đòi hỏi sửa chữa hư hỏng do môi.

Đối với các đỉnh neo chịu cắt trong cầu, dưới tổ hợp tải trọng đặc trưng, lực cắt dọc tối đa trên mỗi liên kết không được vượt quá $k_s P_{Rd}$, trong đó P_{Rd} được xác định theo 9.6.3.1.

CHÚ THÍCH: Hệ số k_s có thể được đưa ra trong dự cán cụ thể. Giá trị khuyến nghị là $k_s = 0,75$.

Đối với thép kết cấu, không yêu cầu đánh giá môi khi áp dụng 12.1.1, TCVN 13594-6:2023.

Đối với bê tông và cốt thép, không cần đánh giá môi khi áp dụng 9.8.4 của TCVN 13594-5:2023 hoặc các ngoại lệ được liệt kê trong 9.8.1 của TCVN 13594-5:2023.

9.8.2 Hệ số thành phần cho đánh giá môi

Các hệ số thành phần γ_{Mf} cho độ bền môi được đưa ra ở Điều 12, TCVN 13594-6:2023 cho các cấu kiện thép và ở Điều 6, TCVN 13594-5:2023 cho bê tông và cốt thép. Đối với đỉnh neo chịu cắt, nên áp dụng hệ số thành phần $\gamma_{Mf, s}$.

Nên áp dụng các hệ số thành phần cho tải trọng môi γ_{Ff} .

CHÚ THÍCH: Các hệ số thành phần γ_{Ff} nêu trong các CHÚ THÍCH của Điều 12.3, TCVN 13594-6:2023

9.8.3 Độ bền môi

Cường độ môi đối với kết cấu kim loại và mối hàn lấy theo Điều 11.2, TCVN 13594-6:2023.

Cường độ môi đối với cốt thép và thép dự ứng lực lấy theo TCVN 13594-5:2023.

Đường cong cường độ môi đối với đỉnh neo hàn tự động tuân thủ theo 9.6.3.1 được trình bày trên Hình 22, đối với bê tông khối lượng thông thường được lấy theo biểu thức:

$$(\Delta\tau_R)^m N_R = (\Delta\tau_c)^m N_c \quad (51)$$

trong đó:

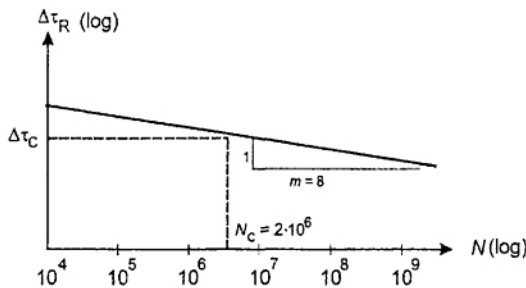
$\Delta\tau_R$ là cường độ chịu trượt do môi cho diện tích mặt cắt thân đỉnh neo, ứng với đường kính tiêu chuẩn d của thân đỉnh neo;

$\Delta\tau_c$ là giá trị tham chiếu ở 2 triệu chu kỳ, $\Delta\tau_c$ bằng 90 N/mm²;

m là độ dốc của đường cong cường độ môi, với giá trị $m = 8$;

N_R số chu kỳ lặp của ứng suất.

Đối với các đỉnh neo trong bê tông nhẹ với cấp tỷ trọng lấy theo Điều 14, TCVN 13594-5:2023, độ bền môi được xác định như trên nhưng với $\Delta\tau_R$ được thay bằng $\eta_E \Delta\tau_R$ và $\Delta\tau_c$ thay bằng $\eta_E \Delta\tau_c$ trong đó η_E được lấy theo Điều 14.3.2, TCVN 13594-5:2023.



Hình 22 - Đường cong độ bền môi cho đỉnh neo trong bản đặc

9.8.4 Nội lực và tải trọng môi

Nội lực và mô men cần xác định theo phân tích đàn hồi tổng thể của kết cấu và đối với tổ hợp các tác dụng lấy theo các Điều 8.4 và Điều 9.8.3, TCVN 13594-5:2023.

Mô men uốn lớn nhất và nhỏ nhất và/hoặc nội lực do các tổ hợp tải trọng như nói trên ký hiệu là $M_{Ed, max, f}$, $M_{Ed, min, f}$.

Tải trọng mỗi có thể nhận được từ điều 11, TCVN 13594-3:2022. Khi không xác định được tải trọng mỗi thì áp dụng Phụ lục H.1, TCVN 13594-6:2023,

Sử dụng giá trị đặc trưng của mô hình tải trọng LM71 theo TCVN 13594-3:2022.

9.8.5 Ứng suất

9.8.5.1 Tổng quát

Tính toán ứng suất dựa theo 10.2.1.

Để xác định ứng suất trong vùng nứt, phải tính đến ảnh hưởng độ cứng của bê tông chịu kéo lên ứng suất của cốt thép.

Trừ khi kiểm tra bằng phương pháp chính xác hơn, có thể tính ảnh hưởng do độ cứng của bê tông chịu kéo lên cốt thép theo 9.8.5.4;

Trừ khi sử dụng phương pháp chính xác hơn để xác định ứng suất trong thép kết cấu, có thể bỏ qua ảnh hưởng của độ cứng kéo.

Hiệu ứng độ cứng kéo đến ứng suất trong thép dự ứng lực cần đưa vào tính toán. Khoản 9.8.5.6 được sử dụng.

9.8.5.2 Bê tông

Áp dụng 9.8, TCVN 13594-5:2023 để xác định ứng suất trong các cấu kiện bê tông.

9.8.5.3 Thép kết cấu

Tại vị trí có các mô men uốn $M_{Ed,max,f}$, $M_{Ed,min,f}$ gây ra do ứng suất kéo trong bản bê tông, ứng suất trong thép hình do mô men uốn gây ra xác định theo mô men quán tính I_2 định nghĩa ở điều 4.1.

Khi mô men uốn $M_{Ed,max,f}$, $M_{Ed,min,f}$ hoặc chỉ riêng $M_{Ed,min,f}$ gây ra lực nén trong bản bê tông, ứng suất trong thép kết cấu cần xác định như với mặt cắt không nứt.

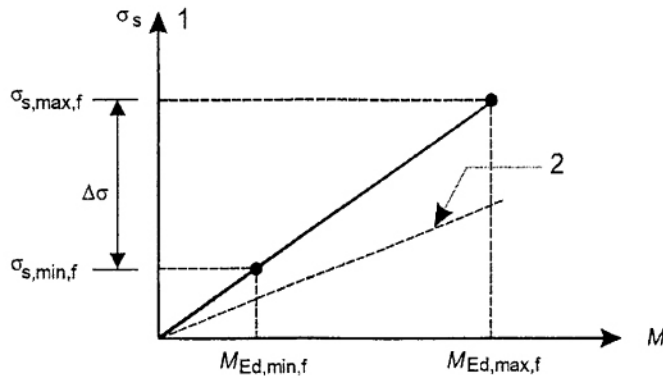
9.8.5.4 Cốt thép

Tại vị trí có mô men uốn $M_{Ed,max,f}$ gây ứng suất kéo trong bản bê tông và nếu không có các phương pháp chính xác để tính toán, ảnh hưởng của độ cứng của bê tông chịu kéo lên ứng suất $\sigma_{s,max,f}$ trong cốt thép do $M_{Ed,max,f}$ gây nên có cách xác định theo các Phương trình (62) đến (64) trong 10.4.3. Trong Phương trình (63) trong 10.4.3, sử dụng hệ số 0,2 thay cho hệ số 0,4.

Tại những vùng có $M_{Ed,min,f}$ gây ứng suất kéo trong bản bê tông, sự biến đổi về ứng suất $\Delta\sigma$ được lấy theo Hình 23 và có thể xác định ứng suất $\sigma_{s,min,f}$ trong cốt thép do $M_{Ed,min,f}$ gây ra theo công thức :

$$\sigma_{s,min,f} = \sigma_{s,min,f} \frac{M_{Ed,min,f}}{M_{Ed,max,f}} \quad (52)$$

Khi $M_{Ed,max,f}$, $M_{Ed,min,f}$ hoặc chỉ $M_{Ed,min,f}$ gây ra lực nén trong bản bê tông ứng suất trong cốt thép được xác định như với mặt cắt không nứt.



Ghi chú: 1) Bản chịu kéo, 2) Mặt cắt bị nứt hoàn toàn

Hình 23 - Xác định ứng suất $\sigma_{s,max,f}$ và $\sigma_{s,min,f}$ ở vùng bị nứt

9.8.5.5 Liên kết chịu cắt

Cắt dọc trên một đơn vị chiều dài phải tính theo phân tích đàn hồi.

Ảnh hưởng của độ cứng của bê tông chịu kéo trong các cấu kiện tại nơi xuất hiện vết nứt cần được xét đến bằng mô hình thích hợp. Để đơn giản hóa, lực cắt dọc tại mặt tiếp xúc giữa thép kết cấu và bê tông có thể xác định như với mặt cắt không nứt:

9.8.5.6 Ứng suất trong cốt thép và thép dự ứng lực ở cấu kiện có cáp dính bám

Với cấu kiện có cáp dính bám ứng xử dính bám khác nhau giữa cốt thép và cáp DƯL dính bám được tính toán để xác định ứng suất trong cốt thép và cáp.

Có thể xác định ứng suất theo 9.8.5.4 nhưng với $\sigma_{s,max,f}$ theo 10.4.3

9.8.6 Biên độ ứng suất

9.8.6.1 Thép kết cấu và cốt thép

Biên độ ứng suất cần lấy theo các ứng suất đã được xác định theo 9.8.5.

Kiểm tra độ bền mỏi theo biên độ ứng suất hư hỏng tương đương, thông thường xác định biên độ ứng suất $\Delta\sigma_E$ như sau:

$$\Delta\sigma_E = \lambda\phi|\sigma_{max,f} - \sigma_{min,f}| \quad (53)$$

trong đó:

$\sigma_{max,f}$ và $\sigma_{min,f}$ là ứng suất lớn nhất và nhỏ nhất theo 9.8.4 và 9.8.5;

λ là hệ số hư hỏng tương đương;

ϕ là hệ số hư hỏng xung kích tương đương.

Khi một cấu kiện chịu đồng thời các lực tác dụng tổng thể và cục bộ thì cần tính riêng các ảnh hưởng này. Ngoài việc sử dụng phương pháp tính chính xác hơn, biên độ của ứng suất tương đương không đổi do tổ hợp tác động tổng thể và cục bộ cần tính theo:

$$\Delta\sigma_E = \lambda_{glob}\phi_{glob} \Delta\sigma_{E,glob} + \lambda_{loc}\phi_{loc} \Delta\sigma_{E,loc} \quad (54)$$

(Các chỉ số dưới "glob" và "loc" tương ứng với các ảnh hưởng tổng thể và cục bộ).

Hệ số tổn hại môi tương đương λ phụ thuộc phổ tải trọng và độ dốc của đường cong độ bền môi.

Hệ số λ cho thép kết cấu cho trong 12.5.3, TCVN 13594-5:2023.

CHÚ THÍCH:

Hệ số $\lambda = \lambda_s$ cho cốt thép và thép dự ứng lực cho ở TCVN 13594-5:2023, Phụ lục N.

Với cầu đường sắt, xác định hệ số xung kích tổn hại tương đương ϕ trong điều 11.4.4.5, TCVN 13594-3:2022.

9.8.6.2 Liên kết chống cắt

Để kiểm tra đỉnh neo chống trượt dựa trên biên độ ứng suất danh định, lấy biên độ ứng suất không đổi tương đương ứng với ứng suất cắt $\Delta\tau_{E,2}$ cho 2 triệu chu kỳ được cho bằng:

$$\Delta\tau_{E,2} = \lambda_v \Delta\tau \quad (55)$$

trong đó:

λ_v là hệ số hư hỏng tương đương phụ thuộc phổ tải trọng môi và độ dốc m của đường cong cường độ môi;

$\Delta\tau$ là biên độ của ứng suất cắt do tải trọng môi, tương ứng với diện tích mặt cắt ngang thân đỉnh neo có đường kính danh nghĩa của thân là d .

Tính toán biên độ ứng suất cắt cường độ không đổi tương đương ở mối hàn của các dạng liên kết cắt khác theo Điều 12.1.6, TCVN 13594-6:2023.

Có thể xác định hệ số hư hỏng tương đương λ_v cho đỉnh neo chịu cắt từ $\lambda_v = \lambda_{v,1} \lambda_{v,2} \lambda_{v,3} \lambda_{v,4}$, trong đó $\lambda_{v,1}$ đến $\lambda_{v,4}$ như được định nghĩa dưới đây.

Hệ số $\lambda_{v,1}$ được lấy theo Hình 24.

CHÚ THÍCH: Các hệ số $\lambda_{v,2}$ đến $\lambda_{v,4}$ có thể được xác định theo N3.1, TCVN 13594-5:2023, sử dụng số mũ $m = 8$ cho đầu đỉnh neo thay cho số mũ k_2 .

9.8.7 Đánh giá môi dựa theo biên độ ứng suất danh định

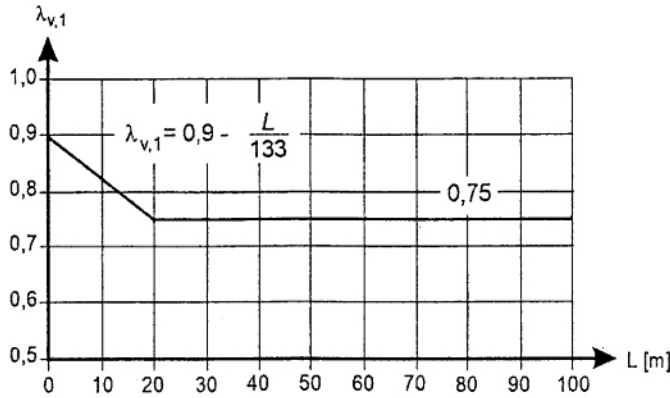
9.8.7.1 Thép kết cấu, cốt thép và bê tông

Đánh giá môi đối với cốt thép theo Điều 9.8.5, TCVN 13594-5:2023.

Kiểm tra bê tông chịu nén theo Điều 9.8.7, TCVN 13594-5:2023.

Đánh giá môi đối với thép kết cấu theo Điều 12, TCVN 13594-6:2023.

Đánh giá môi đối với thép dự ứng lực theo Điều 9.8.5, TCVN 13594-5:2023.



Hình 24 - Giá trị $\lambda_{v,1}$ là hàm của chiều dài nhịp và hoạt tải nặng tiêu chuẩn mô hình LM71

9.8.7.2 Liên kết chống cắt

Đối với đỉnh neo được hàn với thép cánh chịu nén dưới tác dụng các tổ hợp tải trọng (xem 9.8.4), mỗi cần kiểm tra theo điều kiện:

$$\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2} \leq \Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s} \quad (56)$$

trong đó:

$\Delta \tau_{E,2}$ xác định theo 9.8.6.2;

$\Delta \tau_c$ là giá trị của cường độ mỏi với 2 triệu chu kỳ, xác định theo 9.8.3.

Biên độ ứng suất trong đỉnh neo $\Delta \tau$ được xác định với diện tích mặt cắt ngang của thân đỉnh sử dụng đường kính danh nghĩa d .

Khi ứng suất lớn nhất của bản cánh thép mà các đỉnh neo chịu cắt được hàn là kéo dưới tổ hợp tải trọng có liên quan, tương tác ở mọi mặt cắt giữa biên độ ứng suất tiếp $\Delta \tau_E$ trong đường hàn của các đỉnh neo và biên độ ứng suất pháp $\Delta \sigma_c$ trong phần cánh thép cần được kiểm tra theo các biểu thức sau:

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} + \frac{\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.3 \quad (57)$$

$$\frac{\gamma_{Ff} \Delta \sigma_{E,2}}{\Delta \sigma_c / \gamma_{Mf}} \leq 1.0 \quad \frac{\gamma_{Ff} \Delta \tau_{E,2}}{\Delta \tau_c / \gamma_{Mf,s}} \leq 1.0 \quad (58)$$

trong đó:

$\Delta \sigma_{E,2}$ là biên độ ứng suất trên bản cánh được xác định theo 9.8.6.1;

$\Delta \sigma_c$ là giá trị cường độ mỏi theo 12.1.7, TCVN 13594-6:2023, áp dụng với loại 80.

Biên độ ứng suất $\Delta \tau_{E,2}$ và $\Delta \tau_c$ được xác định như trên.

Biểu thức (57) cần được kiểm tra đối với giá trị lớn nhất $\Delta \sigma_{E,2}$ và giá trị tương ứng $\Delta \tau_{E,2}$ cũng như với các giá trị lớn nhất của $\Delta \tau_{E,2}$ và giá trị tương ứng $\Delta \sigma_{E,2}$. Trường hợp ảnh hưởng của độ cứng của bê tông chịu kéo không được tính toán bằng các phương pháp chính xác, sự kiểm tra tác dụng tương tác được

tiến hành với các biên độ ứng suất tương ứng xác định theo đặc tính của cả mặt cắt bị nứt và không bị nứt.

9.9 Cấu kiện chịu kéo trong cầu liên hợp

Phải thiết kế cấu kiện bê tông cốt thép chịu kéo độc lập theo 8.4.2.8 phù hợp với Điều 9 và Điều 12, TCVN 13594-5:2023. Đối với cấp ứng suất trước, ảnh hưởng ứng xử dính bám khác nhau của dự ứng lực và cốt thép nên được tính đến theo Điều 9.8.2, TCVN 13594-5:2023.

Đối với các bộ phận chịu kéo trong cầu chạy dưới hoặc chạy giữa và cầu vòm cùng bộ phận chịu kéo đồng thời làm việc như dầm và chịu tổ hợp của hiệu ứng tổng thể và cục bộ, sức kháng thiết kế cho cắt thẳng đứng cục bộ và cho chọc thủng do tải trọng thường xuyên và hoạt tải nên được kiểm tra. Trừ khi sử dụng phương pháp chính xác hơn, việc kiểm tra phải theo 9.2 và 9.4, TCVN 13594-5:2023 và 9.2.2.5 bằng cách tính đến lực pháp tuyến của cấu kiện BTCT theo 8.4.2.8.

Ở đầu phần bê tông của cấu kiện liên hợp chịu kéo, để truyền lực pháp tuyến, nên có một nhóm tập trung các neo chống cắt được thiết kế theo 9.6. Các neo chống cắt có thể truyền lực pháp tuyến thiết kế của cấu kiện bê tông chịu kéo trên chiều dài $1,5b$, trong đó b là phần lớn hơn của phần ngoài của cấu kiện bê tông và một nửa khoảng cách giữa các cấu kiện thép liền kề. Khi các neo chống cắt được kiểm tra với lực pháp tuyến được xác định bởi 8.4.2.8, nên sử dụng Phương trình (9).

Điều khoản được thực hiện cho nội lực và mô men từ các cấu kiện liên kết với đầu của cấu kiện liên hợp chịu kéo được phân phối giữa thép kết cấu và cấu kiện BTCT.

Đối với các cấu kiện liên hợp chịu kéo và uốn, liên kết chống cắt phải bố trí theo 9.6.

Đối với bộ phận liên hợp chịu kéo như thanh xiên trong dầm, độ dài truyền lực pháp tuyến không nên được giả định trong tính toán lớn hơn hai lần kích thước ngang tối thiểu của bộ phận.

10 Trạng thái giới hạn sử dụng

10.1 Quy định chung

Thiết kế và xây dựng kết cấu liên hợp sao cho TTGHSD thỏa mãn các Nguyên tắc và Tiêu chí nêu trong Điều 6, TCVN 13594-1:2022.

Việc kiểm tra TTGHSD cần dựa trên các tiêu chí cho ở 6.4(3). TCVN 13594-1:2022.

Phân loại theo môi trường cho cầu liên hợp hoặc các bộ phận của chúng như theo Điều 7, TCVN 13594-5:2023.

Với cầu hoặc các bộ phận của cầu, cần thực hiện việc kiểm tra TTGHSD cho các giai đoạn xây dựng và các trường hợp thường xuyên.

Khi có liên quan, cần xem xét các yêu cầu và tiêu chí trong Phụ lục A.4 của TCVN 13594-1:2022.

Kiểm tra TTGHSD đối với bản liên hợp theo Điều 12.

10.2 Ứng suất

10.2.1 Tổng quát

Tính toán ứng suất dầm theo TTGHSD cần kể đến những ảnh hưởng sau:

- Cắt trễ;

TCVN 13594-7:2023

- Từ biến và co ngót của bê tông;
- Nứt của bê tông và độ cứng của bê tông chịu kéo;
- Trình tự thi công;
- Tăng uốn do không đủ tương tác bởi sự trượt của các neo;
- Ứng xử phi đàn hồi của thép kết cấu và cốt thép, nếu xảy ra;
- Xoắn và cong vênh, nếu xảy ra.

Cắt trễ có thể tính theo 8.4.1.2.

Nếu không áp dụng các phương pháp tính toán chính xác, tính đến ảnh hưởng do từ biến và co ngót của bê tông với các tỷ số mô đun theo 8.4.2.2.

Trong mặt cắt bị nứt, ảnh hưởng do co ngót của bê tông có thể bỏ qua khi kiểm tra ứng suất.

Trong phân tích mặt cắt, cường độ chịu kéo của bê tông bỏ qua.

Ảnh hưởng của độ cứng của bê tông chịu kéo giữa các vết nứt lên ứng suất trong cốt thép và thép ứng suất trước cần phải tính đến. Nếu không sử dụng các phương pháp chính xác hơn, xác định ứng suất trong cốt thép theo 10.4.3.

Có thể bỏ qua ảnh hưởng độ cứng kéo đến ứng suất của thép kết cấu.

Cần bổ sung ứng suất trong bản bê tông và cốt thép gây bởi đồng thời tác động tổng thể và cục bộ.

10.2.2 Giới hạn ứng suất

Từ biến quá mức và vết nứt cần tránh bằng hạn chế ứng suất nén trong bê tông.

Giới hạn ứng suất trong bê tông đến giá trị $k_1 \cdot f_{ck}$ nên phù hợp với 10.2, TCVN 13594-5:2023.

Ứng suất trong cốt thép và thép dự ứng lực phải sao cho tránh được biến dạng không đàn hồi trong thép.

Dưới tổ hợp đặc trưng của tải trọng, nên giới hạn ứng suất ở $k_1 \cdot f_{sk}$ trong cốt thép và $k_5 \cdot f_{pk}$ trong thép dự ứng lực, trong đó k_1 và k_5 đưa ra trong 10.2, TCVN 13594-5:2023.

Ứng suất trong thép kết cấu phải phù hợp với 10.3, TCVN 13594-6:2023.

Đối với TTGHSD, phải giới hạn lực cắt dọc trên mỗi neo theo 9.8.1.

10.2.3 Độ mảnh của bản bụng

Nên giới hạn độ mảnh của các bản bụng được tăng cường và không được tăng cường của dầm liên hợp theo 10.4, TCVN 13594-6:2023.

10.3 Biến dạng và dao động

10.3.1 Chuyển vị

Đối với TTGH về biến dạng, áp dụng theo A.2, TCVN 13594-1:2022, điều 10.5 đến 10.8 và 10.12, TCVN 13594-6:2023, khi có liên quan.

Chuyển vị được tính toán theo phân tích đàn hồi, theo Điều 8.

Phải kiểm soát biến dạng trong quá trình thi công để bê tông không bị suy yếu khi đổ và ninh kết do các chuyển vị không được kiểm soát và hình học dài hạn cần thiết đạt được.

10.3.2 Dao động

Đối với TTGH về dao động, áp dụng A.2, TCVN 13594-1:2022; 4.4, TCVN 13594-3:2022 và 10.7 đến 10.10, TCVN 13594-6:2023 một cách tương ứng.

10.4 Nứt bê tông

10.4.1 Tổng quát

Giới hạn bề rộng vết nứt đối với kết cấu liên hợp phụ thuộc vào mức độ tác động của môi trường, lấy theo Điều 10.3.1 và Điều 7, TCVN 13594-5:2023.

Đánh giá về bề rộng vết nứt có thể theo Điều 10.3.4, TCVN 13594-5:2023, trong đó tính ứng suất σ_s có xét ảnh hưởng độ cứng của bê tông chịu kéo. Nếu không áp dụng có phương pháp chính xác hơn, có thể xác định ứng suất σ_s theo 10.4.3.

Một cách đơn giản hóa và an toàn, độ rộng vết nứt giới hạn cho có thể chấp nhận khi đảm bảo lượng cốt thép tối thiểu theo 10.4.2, khoảng cách giữa các thanh cốt thép, hoặc đường kính của chúng không vượt quá giới hạn xác định theo 10.4.3.

Quy tắc áp dụng để hạn chế chiều rộng vết nứt w_k được cho trong điều 10.4.2 và 10.4.3

CHÚ THÍCH: Dự án cụ thể có thể đưa ra giá trị w_k và tổ hợp tải trọng. Giá trị khuyến nghị cho các điều kiện tiếp xúc với môi trường (chẳng hạn w_{max}) xem trong CHÚ THÍCH của Điều 10.3.1, TCVN 13594-5:2023.

Khi tác động liên hợp trở thành có hiệu như bê tông đóng rắn, hiệu ứng nhiệt thủy hóa của xi măng và co ngót nhiệt tương ứng được tính đến chỉ trong giai đoạn thi công đối với TTGHSD để định nghĩa phạm vi ứng suất kéo có được xét không.

Trừ khi áp dụng biện pháp đặc biệt để hạn chế ảnh hưởng nhiệt hydrat hóa xi măng, để đơn giản hóa sự chênh lệch nhiệt độ giữa mặt cốt bê tông và mặt cốt thép (bê tông mát hơn) được giả định để xác định vùng nứt theo 10.4.2 và 10.4.3 để giới hạn chiều rộng vết nứt. Để xác định ứng suất trong bê tông có thể sử dụng mô đun đàn hồi.

CHÚ THÍCH: Dự án cụ thể có thể đưa ra giá trị chênh lệch nhiệt độ. Giá trị chênh lệch nhiệt độ khuyến nghị là 20 °C.

10.4.2 Diện tích cốt thép tối thiểu

Trừ khi áp dụng phương pháp tính toán chính xác hơn theo 10.3.2, TCVN 13594-5:2023, ở tất cả mặt cắt không có ứng suất trước bằng cáp và chịu lực kéo đáng kể do kiểm chế biến dạng cưỡng bức (hiệu ứng bậc nhất và bậc hai của co ngót), trong tổ hợp hoặc không với hiệu ứng của tải trọng trực tiếp, lấy diện tích cốt thép tối thiểu yêu cầu A_s cho bản của dầm liên hợp như sau:

$$A_s = k_s k_c k_{f_{ct,eff}} A_{ct} / \sigma_s \quad (59)$$

trong đó:

$f_{ct,eff}$ là giá trị cường độ chịu kéo trung bình của bê tông có hiệu lực lúc vết nứt đầu tiên được cho là xảy ra. Giá trị $f_{ct,eff}$ có thể lấy như với f_{ctm} (xem bảng 2, TCVN 13594-5:2023, hoặc như với f_{1ctm} theo bảng 31, TCVN 13594-5:2023, tương ứng với cường độ bê tông tại thời điểm nứt xảy ra. Khi tuổi của bê tông nứt không thể xác lập với độ tin cậy khi nhỏ hơn 28 ngày, cường độ chịu kéo tối thiểu có thể lấy bằng 3 MPa;

k là hệ số kể đến ảnh hưởng tự cân bằng ứng suất không đều, có thể lấy bằng 0,8;

k_s là hệ số kể đến ảnh hưởng sự giảm lực pháp tuyến của bản bê tông do vết nứt ban đầu và trượt cục bộ của liên kết chống cắt, có thể lấy bằng 0,9;

k_c là hệ số kể đến phân bố ứng suất trên mặt cắt ngay trước khi xuất hiện vết nứt, lấy như sau:

$$k_c = \frac{1}{1 + h_c / (2z_o)} + 0.3 \leq 1.0 \quad (60)$$

h_c là chiều dày cánh bê tông, ngoại trừ vút hoặc gân;

z_o là khoảng cách đứng giữa trọng tâm vùng bê tông cánh không nứt và trọng tâm mặt cắt liên hợp không nứt, khi tính dùng hệ số tính đổi n_o đối với tải trọng ngắn hạn;

σ_s là ứng suất cho phép lớn nhất của cốt thép ngay sau khi nứt, có thể lấy bằng giới hạn đàn hồi đặc trưng f_{sk} . Có thể lấy giá trị thấp hơn, phụ thuộc kích cỡ cốt thép, tuy nhiên cần đảm bảo giới hạn độ rộng của vết nứt. Giá trị này cho trong Bảng 6;

A_{ct} là diện tích vùng bê tông chịu kéo (do tải trọng trực tiếp và hiệu ứng bậc nhất của co ngót) ngay trước khi có nứt trên mặt cắt. Để tính đơn giản, có thể sử dụng diện tích mặt cắt bê tông trong phần bề rộng có hiệu.

Có thể điều chỉnh đường kính lớn nhất của thanh cốt thép cho cốt thép tối thiểu theo giá trị Φ cho bởi:

$$\phi = \phi^* f_{ct,cr} / f_{ct,0} \quad (61)$$

trong đó:

Φ^* là đường kính lớn nhất của thanh cốt thép, lấy theo Bảng 6;

$f_{ct,0}$ là cường độ tham chiếu, bằng 2,9 MPa.

Bảng 6 - Đường kính lớn nhất đối với cốt thép có độ bám dính cao

Ứng suất thép (MPa)	Đường kính cốt thép lớn nhất Φ^* (mm) với bề rộng vết nứt		
	$w_k = 0,4\text{mm}$	$w_k = 0,3\text{mm}$	$w_k = 0,2\text{mm}$
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

Cần bố trí ít nhất một nửa diện tích cốt thép tối thiểu ở giữa bề dày của bản và tại bề mặt chịu biến dạng kéo lớn hơn.

Để xác định lượng cốt thép tối thiểu trong bản bê tông có chiều dày thay đổi trong hướng cắt ngang hướng của dầm có thể dùng chiều dày cục bộ.

Cốt thép tối thiểu như trên cần được đặt ở nơi ứng suất trong bê tông là ứng suất kéo dưới tổ hợp tải trọng đặc trưng. Với cấu kiện ứng suất trước có dính bám áp dụng theo điều 10.3.2, TCVN 13594-5:2023.

Khi sử dụng cáp dịnh bám, sự tham gia của cáp dịnh bám với cốt thép tối thiểu có thể được tính đến theo 10.3.2, TCVN 13594-5:2023.

10.4.3 Không chế vết nứt do tải trọng trực tiếp

Khi bố trí lượng cốt thép tối thiểu cho trong 10.4.2, bề rộng giới hạn cho phép của vết nứt có thể đạt được bằng việc giới hạn khoảng cách hoặc đường kính các thanh cốt thép. Đường kính lớn nhất và của thanh và khoảng cách lớn nhất giữa chúng phụ thuộc vào ứng suất σ_s trong cốt thép và bề rộng vết nứt thiết kế. Đường kính lớn nhất của các thanh lấy theo Bảng 6 và khoảng cách giữa chúng lấy theo Bảng 7.

Bảng 7- Khoảng cách lớn nhất đối với các thanh bám dính cao

Ứng suất thép (N/mm ²)	Đường kính cốt thép lớn nhất Φ^* (mm) với bề rộng vết nứt		
	$w_k = 0,4\text{mm}$	$w_k = 0,3\text{mm}$	$w_k = 0,2\text{mm}$
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

Nội lực cần xác định theo phân tích đàn hồi, theo Điều 8, khi có xét đến ảnh hưởng của nứt bê tông. Xác định ứng suất trong cốt thép có xét đến ảnh hưởng độ cứng của bê tông chịu kéo giữa các vết nứt. Trừ khi áp dụng các phương pháp tính toán chính xác hơn, có thể xác định ứng suất như sau.

Trong dầm liên hợp, khi bản bê tông được giả định nứt và không có ứng lực trước bằng cáp, ứng suất trong cốt thép sẽ tăng thêm, do ảnh hưởng của độ cứng của bê tông chịu kéo giữa các vết nứt so với ứng suất trên mặt cắt liên hợp bỏ qua phần bê tông, ứng suất kéo trong cốt thép σ_s do các tải trọng trực tiếp tính như sau:

$$\sigma_s = \sigma_{s,0} + \Delta\sigma_s \tag{62}$$

Với:

$$\Delta\sigma_s = \frac{0.4 f_{ctm}}{\alpha_{st} \rho_s} \tag{63}$$

$$\alpha_{st} = \frac{A_l}{A_s I_a} \tag{64}$$

trong đó:

$\sigma_{s,0}$ là ứng suất trong cốt thép do nội lực tác dụng trên tiết diện liên hợp, tính khi bỏ qua phần bê tông chịu kéo;

f_{ctm} là cường độ kéo trung bình của bê tông, với bê tông thường lấy với f_{ctm} trong Bảng 2, TCVN 13594-5:2023 hoặc đối với bê tông nhẹ lấy như f_{ctm} theo Bảng 31, TCVN 13594-5:2023;

ρ_s là hàm lượng cốt thép, $\rho_s = (A_s/A_{ct})$;

TCVN 13594-7:2023

A_{ct} là diện tích hữu hiệu của bê tông cánh trong vùng chịu kéo; để đơn giản, có thể sử dụng diện tích phần mặt cắt bê tông trong phần bề rộng hữu hiệu;

A_s là tổng diện tích tất cả các lớp cốt thép dọc trong vùng diện tích hữu hiệu A_{ct} ;

A, I là diện tích và mômen quán tính của mặt cắt liên hợp hữu hiệu, bỏ qua phần bê tông chịu kéo và tôn tạo hình;

A_s, I_s là tương tự như trên đối với mặt cắt thép kết cấu.

Khi sử dụng cấp ứng lực trước dãn nở, việc thiết kế theo 10.3, TCVN 13594-5:2023, trong đó xác định σ_s có xét đến hiệu ứng độ cứng kéo.

10.5 Dầm bọc

10.5.1 Quy định chung

Các hiệu ứng tải trọng cho TTGHSD phải được xác định theo điều 8.4.2.9.

10.5.2 Nứt bê tông

Nên xem xét các quy tắc ứng dụng của 10.4.1.

Đối với các thanh cốt thép theo hướng của dầm thép trong toàn bộ chiều dày của bản, nên áp dụng 10.5.3 và 10.5.4.

10.5.3 Cốt thép tối thiểu

Trừ khi được kiểm tra bằng phương pháp chính xác hơn, xác định cốt thép dọc tối thiểu trên cùng $A_{s,min}$ cho mỗi dầm bọc như sau:

$$A_{s,min} \geq 0.01 A_{c,eff} \quad (65)$$

trong đó:

$A_{c,eff}$ là diện tích bê tông có hiệu được cho bởi $A_{c,eff} = s_w c_{st} \leq s_w d_{eff}$

d_{eff} là chiều dày có hiệu của bê tông được đưa ra bởi $d_{eff} = c + 7,5\phi_s$

ϕ_s là đường kính của cốt thép dọc, mm, trong phạm vi $10\text{mm} \leq \phi_s \leq 16\text{mm}$

c, c_{st} là lớp bê tông bảo vệ của cốt thép dọc và mặt cắt thép kết cấu

s_w định nghĩa trong Hình 6,

Khoảng cách thanh s của cốt thép dọc phải đáp ứng điều kiện: $100\text{mm} \leq s \leq 150\text{mm}$

10.5.4 Kiểm soát nứt do tải trọng trực tiếp

Áp dụng 10.4.3.

Có thể tính ứng suất trong cốt thép bằng sử dụng đặc tính mặt cắt ngang của mặt cắt liên hợp đã bị nứt với mô men thứ cấp của diện tích I_2 theo định nghĩa ở Điều 3.

11 Bản bê tông đúc sẵn trong cầu liên hợp

11.1 Tổng quát

Điều này đề cập đến các bản BTCT hoặc BTĐƯL đúc sẵn, sử dụng như là toàn bộ chiều dày bản cánh của dầm hoặc như một phần chiều cao bản làm việc với bê tông đổ tại chỗ.

Phải thiết kế các bản cầu đúc sẵn phù hợp với TCVN 13594-5:2023 và cả cho tác động liên hợp với dầm thép.

Cần xem xét dung sai của bản cánh thép và cấu kiện bê tông đúc sẵn trong thiết kế.

11.2 Tải trọng

Có thể áp dụng Điều 9, TCVN 13594-3:2022 cho các bộ phận đúc sẵn có vai trò là ván khuôn vĩnh cửu. Các yêu cầu không nhất thiết là đủ và các yêu cầu của phương pháp xây dựng cũng đưa vào tính toán.

11.3 Thiết kế, phân tích và cấu tạo bản bê tông

Khi giả định rằng bản bê tông đúc sẵn làm việc với bê tông tại chỗ, chúng phải được thiết kế như liên tục theo cả hướng dọc và hướng ngang. Mỗi nối giữa các bản được thiết kế để truyền lực trong mặt phẳng cũng như mô men uốn và lực cắt. Lực nén vuông góc với mỗi nối có thể được giả thiết là truyền bằng áp lực tiếp xúc nếu mỗi nối được lấp đầy bằng vữa hoặc keo hoặc nếu nó được thể hiện bằng các thí nghiệm rằng các bề mặt tiếp xúc là đủ gần.

Để sử dụng các đỉnh neo theo các nhóm, xem 9.6.5.5.

Có thể sử dụng sự phân bố từng bước lực cắt dọc với điều kiện xem xét các giới hạn trong 9.6.1.2.

11.4 Mặt tiếp giáp giữa dầm thép và bản bê tông

11.4.1 Lót nền và dung sai

Khi bản bê tông đúc sẵn không sử dụng lót nền, cần xác định bất kỳ yêu cầu đặc biệt nào cho dung sai của gờ đỡ thép.

11.4.2 Ăn mòn

Bản cánh thép dưới các bản bê tông đúc sẵn không có đệm nên có cùng khả năng chống gỉ như phần còn lại của thép, ngoại trừ bất kỳ lớp phủ nào áp dụng sau khi lắp ráp có thể được bỏ qua.

11.4.3 Liên kết cắt và cốt thép ngang

Liên kết cắt và cốt thép ngang được thiết kế phù hợp với các điều liên quan của Điều 9 và 10.

Nếu liên kết cắt được hàn với dầm thép vào hốc trong các bản hoặc mối nối giữa bản, được lấp đầy bằng bê tông sau khi lắp dựng, cấu tạo và tính chất của bê tông (ví dụ kích thước cốt liệu) phải sao cho có thể đúc được đúng. Khoảng cách tính giữa các đầu liên kết cắt và cấu kiện đúc sẵn theo mọi hướng phải đủ để cho phép đổ bê tông dầm được đầy đủ có kể đến dung sai.

Nếu các neo chống cắt được bố trí theo nhóm, cần cung cấp cốt thép gần mỗi nhóm để ngăn chặn sự phá hủy cục bộ của bê tông đúc sẵn hoặc bê tông đổ tại chỗ.

12 Bàn liên hợp trong cầu

12.1 Tổng quát

Bàn liên hợp bao gồm bản kết cấu thép phẳng thông thường liên kết với lớp bê tông đúc tại chỗ bằng các đỉnh neo để sử dụng làm bản cánh mặt cầu, làm việc với tải trọng ngang cũng như các lực trong mặt phẳng, hoặc như bản cánh dưới trong dầm hộp. Bản kép đôi hoặc các loại liên kết khác không được nói ở đây.

Các bản thép nên được đỡ trong quá trình đúc trên các gối đỡ vĩnh cửu hoặc tạm thời để hạn chế độ võng xuống dưới 0,05 lần chiều dày của lớp bê tông trừ khi trọng lượng bổ sung của bê tông do độ võng của bản được tính đến trong thiết kế các bản thép.

Chiều rộng có hiệu phải được xác định theo 8.4.1.2, trong đó b_0 nên lấy là $2a_w$ với a_w như được định nghĩa trong 12.4.

Để phân tích tổng thể, áp dụng 8.1 và 8.4

12.2 Thiết kế cho hiệu ứng cục bộ

Hiệu ứng cục bộ là mô men uốn và lực cắt gây bởi tải trọng ngang trên bàn liên hợp làm việc một hoặc hai chiều. Để phân tích hiệu ứng cục bộ, có thể giả thiết bàn liên hợp là đàn hồi và không bị nứt. Không cần thiết kế cánh trên của dầm I như là liên hợp theo hướng ngang.

Bê tông và bản thép được giả thiết làm việc một cách liên hợp mà không bị trượt.

Kiểm tra sức kháng uốn và lực cắt thẳng đứng như đối với bản bê tông cốt thép khi bản thép được xem như là cốt thép. Áp dụng sức kháng cắt thẳng đứng thiết kế trong 9.2.2.5, trong đó khoảng cách theo hướng dọc và ngang giữa các neo chịu cắt không vượt quá ba lần độ dày của bàn liên hợp.

12.3 Thiết kế cho hiệu ứng tổng thể

Bàn liên hợp phải được thiết kế để kháng lại tất cả các lực từ tải trọng trục và uốn và xoắn tổng thể của tất cả các dầm dọc hoặc dầm ngang mà chúng tạo thành một phần.

Sức kháng nén thiết kế trong mặt phẳng được lấy bằng tổng sức kháng thiết kế của bê tông và bản thép với chiều rộng có hiệu. Nên xem xét sự triết giảm độ bền do hiệu ứng thứ cấp theo 8.8, TCVN 13594-5:2023.

Phải lấy sức kháng thiết kế đối với lực kéo trong mặt phẳng bằng tổng của sức kháng thiết kế của bản thép và cốt thép với chiều rộng có hiệu.

Cần xem xét tương tác với các hiệu ứng tải cục bộ cho các liên kết chống cắt như đã nêu trong 12.4. Nếu không thì không cần xem xét. Thiết kế liên kết cho lực cắt theo cả hướng dọc và ngang nên được kiểm tra cho tổng vector của các lực đồng thời tác động lên liên kết.

12.4 Thiết kế liên kết chịu cắt

Kiểm tra sức kháng môi và các yêu cầu của TTGHSD cho tổ hợp hiệu ứng tổng thể và cục bộ tác động đồng thời.

Sử dụng cường độ thiết kế của đỉnh neo trong 9.6.3 và 9.8.3 miễn là bản bê tông có cốt thép đáy dưới có diện tích không nhỏ hơn 0,002 lần diện tích bê tông ở mỗi một trong hai hướng vuông góc.

Các quy tắc chi tiết của 9.6.5 được áp dụng.

Đối với dầm có bản cánh rộng, phân bố lực cắt dọc do ảnh hưởng tổng thể cho TTGHSD và TTGH mỗi có thể được xác định như sau để giải thích cho sự trượt và cắt trể. Lực dọc P_{Ed} trên một liên kết ở khoảng cách x từ bản bụng gần nhất được lấy bằng:

$$P_{Ed} = \frac{v_{L,Ed}}{n_{tot}} \left[\left(3.85 \left(\frac{n_w}{n_{tot}} \right)^{-0,17} - 3 \right) \left(1 - \frac{x}{b} \right)^2 + 0.15 \right] \quad (66)$$

trong đó:

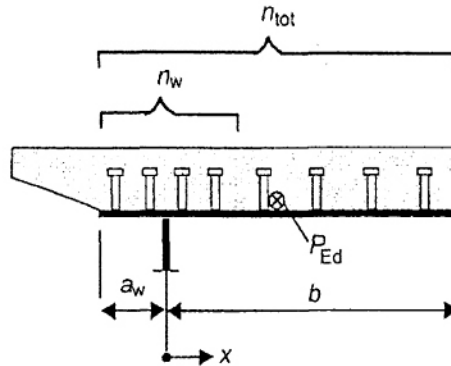
$v_{L,Ed}$ là lực cắt dọc thiết kế trên mỗi đơn vị chiều dài trong bản bê tông do ảnh hưởng tổng thể đối với sườn, xác định bằng cách sử dụng chiều rộng có hiệu cho cắt trể,

n_{tot} là tổng số liên kết có cùng kích thước trên một đơn vị chiều dài dầm như trong hình 25, với điều kiện số lượng liên kết trên một đơn vị diện tích không tăng theo x ,

n_w là số lượng liên kết trên mỗi đơn vị chiều dài đặt trong khoảng cách từ sườn bằng đến lớn hơn $10t_f$ và 200mm, trong đó t_f là chiều dày của bản thép. Với những liên kết này, nên lấy x là 0,

b bằng một nửa khoảng cách giữa các bản bụng liên kế hoặc khoảng cách giữa bản bụng và các cạnh tự do của bản cánh.

Trong trường hợp khoảng cách chiều bản cánh a_w bên ngoài sườn theo Hình 25, số lượng liên kết n_{tot} và n_w có thể bao gồm các liên kết được đặt trên bản cánh này. Các liên kết chịu cắt phải tập trung trong khu vực cho n_w theo Hình 25. Khoảng cách của các liên kết phải đáp ứng các điều kiện tránh hiện tượng vênh cục bộ sớm.



Hình 25 - Định nghĩa các ký hiệu trong Phương trình (66)

Xác định chính xác sự phân bố lực cắt dọc trong bản cánh dưới liên hợp của các mặt cắt hình hộp là không cần thiết nếu sự bố trí các liên kết cắt dựa trên các quy tắc sau:

- Các liên kết cắt phải được tập trung ở các góc của dầm hộp;
- Ít nhất 50% trong tổng số liên kết cắt, đóng vai trò chuyển lực cắt dọc từ sườn đến bản cánh bê tông dưới cùng phải được gắn vào sườn và trong phạm vi chiều rộng b_f của bản cánh thép bên dưới. Nên lấy chiều rộng b_f của bản cánh thép bên dưới là lớn nhất trong số:

$$b_f = 20 t_f, \quad b_f = 0.2 b_{ci} \quad \text{và} \quad b_f = 400 \text{ mm} \quad (67)$$

trong đó b_{ci} là chiều rộng có hiệu của bản cánh dưới theo 8.4.1.2 và t_f độ dày của bản cánh thép đáy.

Đối với các TTGHCB, có thể giả định rằng tất cả các liên kết trong phạm vi chiều rộng có hiệu chịu cùng lực dọc.

Khi sự kiểm chế từ các liên kết cắt được dựa vào để ngăn chặn sự oằn cục bộ của cấu kiện thép của bản liên hợp chịu nén, khoảng cách từ trọng tâm đến trọng tâm của các liên kết nên không vượt quá các giới hạn trong Bảng 8.

Bảng 8 - Giới hạn trên khoảng cách của các liên kết cắt trong bản liên hợp chịu nén

		Loại 2	Loại 3
Ngang với hướng của ứng suất nén	Bản cánh ngoài:	14t _e	20t _e
	Bản cánh trong:	45t _e	50t _e
Theo hướng của ứng suất nén	Bản cánh ngoài và trong:	22t _e	25t _e
$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$, f _y theo MPa, t là chiều dày của bản cánh thép			

Phụ lục A

(Tham khảo)

Thí nghiệm tiêu chuẩn

A.1 Quy định chung

Trong tiêu chuẩn này, các nguyên tắc được áp dụng cho:

- a) Thí nghiệm neo chịu cắt tại A.2 và
- b) Thí nghiệm bản sàn liên hợp tại A.3.

A.2 Thí nghiệm neo chịu cắt

A.2.1 Quy định chung

Khi các quy định tính toán theo 9.6 không được áp dụng, việc tính toán có thể dựa trên thí nghiệm.

Các thông số cần tính toán bao gồm đặc trưng hình học và cơ học của phần bản bê tông, chốt chịu cắt và cốt thép sàn.

Độ bền đối với tải trọng khác tải trọng gây môi có thể xác định từ thí nghiệm đẩy trượt tuân theo các yêu cầu của phụ lục này;

Với thí nghiệm môi, mẫu thử phải được chuẩn bị theo các quy định tại phụ lục này.

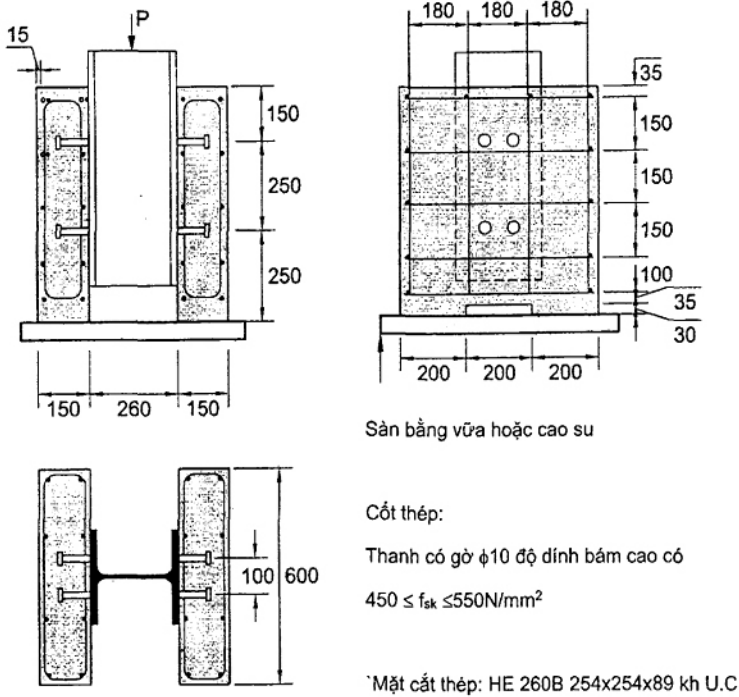
A.2.2 Bố trí thí nghiệm

Những neo chịu cắt bố trí cho dầm mặt cắt T với bản bê tông có chiều dày không đổi, hoặc với liên kết nách dầm theo 9.6.5.4, thí nghiệm đẩy trượt tiêu chuẩn có thể được sử dụng. Trong các trường hợp khác nên dùng các thí nghiệm riêng.

Với thí nghiệm đẩy trượt tiêu chuẩn, kích thước mẫu thí nghiệm, mặt cắt thép hình và cốt thép sàn cho theo Hình A.1. Các lỗ khoét trong bản bê tông thí nghiệm được bố trí trước.

Các thí nghiệm đẩy trượt đặc biệt cần thực hiện với sự tương thích về kích thước giữa bản và cốt thép sàn với kích thước dầm theo từng trường hợp thí nghiệm. Các trường hợp đặc biệt:

- a) Chiều dài l của mỗi bản cần tương thích với khoảng cách giữa các chốt liên kết theo chiều dọc của kết cấu liên hợp.
- b) Bề rộng b của bản không được vượt quá bề rộng hữu hiệu của phần bản trên dầm.
- c) Bề dày h của mỗi bản không được vượt quá phần bề dày nhỏ nhất của phần bản trên dầm.
- d) Khi phần vút tăng cường trong dầm dầm không tuân theo 6.6.5.4, bản làm mẫu cho thí nghiệm đẩy trượt cần có phần vút và cốt thép như với dầm.



Hình A.1 - Mẫu thí nghiệm đẩy tiêu chuẩn

A.2.3 Chuẩn bị mẫu thí nghiệm

Mỗi bản bê tông cần được đổ theo phương ngang như khi thi công bản liên hợp thực tế.

Lực dính bám tại bề mặt tiếp xúc giữa cánh dầm thép và bê tông cần được loại bỏ bởi lớp bôi trơn hoặc chất liệu khác tương ứng.

Mẫu thí nghiệm đẩy trượt được đông cứng ở điều kiện nhiệt độ trong phòng.

Phải chuẩn bị tối thiểu 4 mẫu thí nghiệm để xác định cường độ lắng trụ mỗi khi đúc mẫu thí nghiệm đẩy trượt. Các mẫu bê tông này cần được bảo dưỡng dọc theo cạnh mẫu đẩy. Cường độ của bê tông f_{cm} là giá trị trung bình.

Cường độ nén f_{cm} của bê tông tại lúc thí nghiệm phải đạt $70\% \pm 10\%$ cường độ của bê tông f_{ck} của dầm trong mỗi trường hợp thí nghiệm. Yêu cầu này có thể nhận được bằng cách sử dụng bê tông mác cao, với thí nghiệm sớm hơn 28 ngày sau khi đúc mẫu.

Cần xác định cường độ chảy, cường độ chịu kéo và độ dãn lớn nhất của các neo chịu cắt.

Nếu sử dụng tôn thép cho bản, cường độ chịu kéo và cường độ chảy của tôn thép cần lấy theo kết quả thí nghiệm của tôn cắt ra từ thí nghiệm đẩy.

A.2.4 Quy trình thí nghiệm

Bước tải trọng đầu tiên cần được tăng dần tới 40% so với tải trọng phá hoại giả định, sau đó với 25 lần tăng tải với các mức giữa 5% và 40% của tải trọng phá hoại giả định.

Mức tải tiếp theo cần đảm bảo phá hoại không xảy ra đột ngột ít nhất là sau 15 phút.

Sự trượt dọc giữa từng bản bê tông và mặt cốt thép cần đo liên tục trong quá trình tác dụng tải trọng hoặc tại các cấp thay đổi tải trọng, cần đo độ trượt này ít nhất đến lúc tải trọng sụt giảm 20 % so với mức tải trọng lớn nhất.

Nhờ sự bố trí chặt sít của mối nối có thể đo được sự tách ngang giữa mặt cốt thép hình với từng bản bê tông.

A.2.5 Đánh giá thí nghiệm

Nếu 3 thí nghiệm với các mẫu giống nhau có kết quả sai lệch nhau không quá 10% so với nhau, độ bền tính toán có thể xác định như sau:

- Độ bền đặc trưng P_{Rk} được lấy bằng tải trọng phá hoại nhỏ nhất (chia cho số lượng chốt neo) được chiết giảm 10%.

- Độ bền thiết kế P_{Rd} có thể tính theo công thức:

$$P_{Rd} = \frac{f_u}{f_{ut}} \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \leq \frac{P_{Rk}}{\gamma_V} \quad (A.1)$$

trong đó:

f_u là cường độ tới hạn tiêu chuẩn của vật liệu neo;

f_{ut} là cường độ tới hạn thực tế của vật liệu neo trong mẫu thí nghiệm;

γ_V là hệ số thành phần cho liên kết cốt.

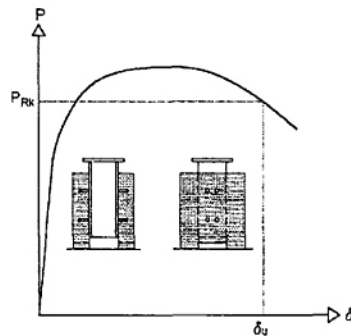
CHÚ THÍCH:

Giá trị γ_V có thể được đưa ra trong dự án cụ thể, Giá trị khuyến nghị là $\gamma_V = 1,25$.

Nếu các kết quả thí nghiệm sai lệch nhau quá 10%, cần phải làm thêm ít nhất 3 thí nghiệm cùng loại mẫu nữa. Việc đánh giá kết quả thí nghiệm cần theo Phụ lục D, TCVN 13594-1:2022.

Trong trường hợp liên kết bao gồm hai bộ phận riêng biệt, một bộ phận để chịu lực cắt dọc, một bộ phận chịu uốn tách bản bê tông khỏi mặt cốt dầm thép, bộ phận nối chịu uốn tách phải đủ cứng và đủ bền, ứng với khi liên kết chịu được 80% tải trọng tới hạn và độ tách trượt nhỏ hơn một nửa chuyển vị dọc tương đối giữa bản bê tông và dầm.

Khả năng chịu trượt của mẫu thí nghiệm δ_u được lấy theo độ trượt lớn nhất đo được theo các cấp tải trọng đặc trưng được chỉ trong Hình A.2. Khả năng chịu trượt đặc trưng δ_{uk} được lấy theo giá trị nhỏ nhất của δ_u giảm đi 10% hoặc xác định bằng số liệu thống kê từ tất cả các kết quả thí nghiệm. Với các trường hợp khác, khả năng chịu trượt đặc trưng cần xác định theo Phụ lục D, TCVN 13594-1:2022.



Hình A.2 - Xác định khả năng trượt δ_u

A.3 Thí nghiệm bản liên hợp

A.3.1 Quy định chung

Các thí nghiệm liên quan đến phần này được dùng để xác định hệ số m và k hoặc giá trị $\tau_{u,Rd}$ để kiểm tra độ bền chịu cắt dọc cho trong điều 9, EN1994-1-1.

Từ đường cong quan hệ giữa tải trọng và biến dạng, trạng thái chịu cắt dọc được chia thành 2 loại giòn và dẻo. Trạng thái được coi là dẻo nếu tuân theo 9.7.3, EN1994-1-1. Các trường hợp khác coi là giòn.

Các biến số cần khảo sát bao gồm chiều dày và hình dạng của sóng tôn, mác thép, các lớp mạ của tôn thép, khối lượng riêng và cấp bê tông, chiều dày bản và nhịp chịu cắt L_s .

Để giảm số lượng thí nghiệm cần thiết trong quá trình khảo sát, kết quả thu được từ nhiều thí nghiệm có thể được sử dụng với các trường hợp số liệu khác nhau sau đây:

- Chiều dày t của bản thép thực tế lớn hơn thí nghiệm;
- Cường độ tiêu chuẩn của bê tông f_{ck} không nhỏ hơn $0,8f_{cm}$, với f_{cm} là cường độ trung bình của bê tông xác định từ thí nghiệm;
- Với tôn thép có cường độ chảy f_{yp} không nhỏ hơn $0,8f_{ypm}$, với f_{ypm} là giá trị cường độ chảy trung bình trong thí nghiệm.

A.3.2 Bố trí thí nghiệm

Thí nghiệm được bố trí gối tựa đơn giản cho các bản.

Toàn bộ thí nghiệm được bố trí như Hình A.3 hoặc tương đương.

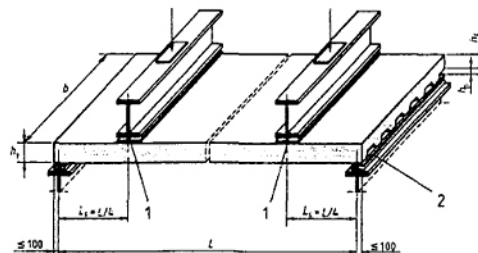
Hai tải trọng tập trung trong thí nghiệm được bố trí đối xứng tại các vị trí $L/4$ và $3L/4$.

Khoảng cách giữa trục của gối tựa và mút của bản không vượt quá 100 mm.

Bề rộng bản đệm gối tựa và của đường tải trọng không vượt quá 100 mm.

Khi các thí nghiệm dùng để xác định các hệ số m và k , với mỗi biến số khảo sát cần tiến hành hai nhóm đối với 3 thí nghiệm (xem Hình A.4 tại các vùng A và B) hoặc ba nhóm của hai thí nghiệm. Với những mẫu thuộc vùng A, nhịp chịu cắt có thể kéo dài hơn có thể khi phá hoại do lực cắt dọc và đối với những mẫu thí nghiệm thuộc vùng B, nhịp chịu cắt lại phải giảm bớt hơn khi phá hoại do lực cắt dọc, nhưng chiều dài không nhỏ hơn $3h_t$.

Khi các thí nghiệm dùng để xác định $\tau_{u,Rd}$, với mỗi loại tôn sóng hoặc lớp mạ không được làm ít hơn bốn thí nghiệm với các mẫu cùng chiều dày h_t không bố trí cốt thép hoặc neo cuối bản. Trong một nhóm của ba thí nghiệm, nhịp chịu cắt có thể kéo dài hơn khi phá hoại do lực cắt dọc và trong một thí nghiệm còn lại giảm bớt nhịp khi phá hoại do lực cắt dọc, nhưng chiều dài không nhỏ hơn $3h_t$. Một thí nghiệm với nhịp chịu cắt ngắn chỉ được dùng để phân loại trạng thái làm việc theo A.3.1.



Hình A.3 - Thiết lập thí nghiệm

A.3.3 Chuẩn bị mẫu thí nghiệm

Bề mặt của bản thép định hình sao cho giống như mặt vừa cán, không nâng cao khả năng bám dính của bề mặt bằng biện pháp khử dầu nào khác.

Hình dạng và gân nổi của sóng tôn cần chính xác như sử dụng trong thực tế. Khoảng cách đo được của các gân nổi và chiều cao sóng không được sai khác so với giá trị danh nghĩa 5 % đến 10 %.

Trong vùng chịu kéo của bản, cần đặt thiết bị đo vết nứt ngang toàn bộ bề rộng của bản thí nghiệm dưới đường tác dụng của tải trọng. Chiều cao của thiết bị đo vết nứt tối thiểu phải bằng chiều cao của sóng tôn. Dựa vào thiết bị đo vết nứt để xác định chiều dài nhịp chịu cắt, L_s và để loại trừ khả năng chịu kéo của bê tông.

Cho phép giữ sườn bên ngoài của các bản tôn giống như các sườn đó thuộc bản rộng hơn.

Bề rộng b của bản thí nghiệm không nhỏ hơn ba lần chiều dày tổng, 600mm và bề rộng phủ kín tôn thép.

Mẫu thí nghiệm cần được đổ bê tông trong điều kiện được chống đỡ hoàn toàn. Đây là trường hợp nguy hiểm nhất khi bị phá hoại cắt.

Lưới cốt thép được bố trí bên trong bản, ví dụ để tăng cường cho bản trong quá trình vận chuyển, chống lại sự co ngót bê tông. Khi đó cần đặt lưới thép sao cho chúng làm việc chịu nén dưới tác dụng của mô men uốn dương.

Bê tông của tất cả các mẫu thí nghiệm một biến số cần có cùng cấp phối và trong cùng điều kiện đông cứng.

Với mỗi nhóm bản sẽ được thí nghiệm trong vòng 48 giờ, ít nhất bốn mẫu bê tông thí nghiệm, để xác định cường độ mẫu hình trụ hoặc mẫu lăng trụ cần thực hiện ngay khi đổ bê tông mẫu thí nghiệm. Cường độ của bê tông f_{cm} của mỗi nhóm mẫu được lấy giá trị trung bình với độ dung sai của mỗi mẫu không quá giá trị trung bình 10%, cường độ của bê tông có thể lấy theo giá trị lớn nhất thu được.

Cường độ chịu kéo và cường độ chảy của tôn thép lấy từ thí nghiệm mẫu thép được cắt từ bản tôn dùng trong bản thí nghiệm.

A.3.4 Quá trình gia tải thí nghiệm

Quá trình gia tải thí nghiệm nhằm điều chỉnh đặt tải trọng tác dụng theo chu kỳ thời gian. Quá trình gia tải được chia làm hai giai đoạn cho thí nghiệm ban đầu, khi bản chịu tải trọng lặp; tiếp theo là một thí nghiệm bổ sung, bản sẽ chịu tải đến khi bị phá hoại dưới tác dụng của tải trọng tăng dần.

Với hai nhóm trong ba thí nghiệm được sử dụng, một trong ba mẫu thí nghiệm của mỗi nhóm có thể được thí nghiệm với tải trọng tĩnh không lặp nhằm điều chỉnh xác định mức độ của tải trọng lặp của hai nhóm khác.

Thí nghiệm khởi đầu: bản chịu hoạt tải lặp, với giá trị thay đổi bắt đầu từ giá trị cận dưới không nhỏ hơn $0,2 W_t$ đến giá trị cận trên không nhỏ hơn $0,6 W_t$, với W_t là tải trọng phá hoại tĩnh được thông qua thí nghiệm tĩnh sơ bộ ban đầu đã nói.

Việc chất tải cần có 5000 chu kỳ trong một thời gian không nhỏ hơn 3 giờ.

Thí nghiệm tiếp theo: sau khi hoàn thành thí nghiệm khởi đầu, bản tiếp tục được thí nghiệm chịu tải trọng tĩnh với giá trị hoạt tải tăng một cách từ từ, sao cho phá hoại không xảy ra dưới 1 giờ. Tải trọng phá hoại W_t là tải trọng lớn nhất đặt trên bản gây ra phá hoại kể cả trọng lượng bản thân của bản liên hợp và đảm truyền tải.

Trong thí nghiệm tiếp theo, tải trọng có thể được tạo bằng các cách khác nhau như lực hoặc chuyển vị cưỡng bức được kiểm soát.

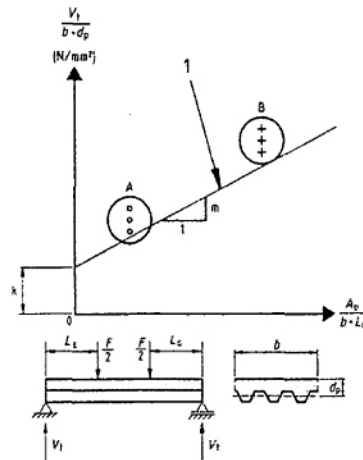
A.3.5 Xác định giá trị tính toán đối với m và k

Nếu trạng thái làm việc là dẻo, xem 9.7.3, lực vắt V_t có thể được lấy bằng 0,5 lần giá trị W_t đã nêu ở A.3.4. Nếu trạng thái làm việc là giòn giá trị này có thể giảm bớt với hệ số giảm là 0,8.

Từ các thí nghiệm, giá trị V_t hay độ bền chịu cắt tiêu chuẩn có thể được tính với 5 % sai số thông qua phương pháp thống kê và đường quan hệ tuyến tính như vẽ được trong Hình A.4.

Nếu hai nhóm của ba thí nghiệm được sử dụng và sự sai lệch của kết quả riêng của từng thí nghiệm trong một nhóm với giá trị trung bình của cả nhóm không vượt quá 10%, quan hệ tính toán có thể xác định theo Phụ lục D trong TCVN 13594-1:2022 hoặc xác định như sau:

Trong mỗi nhóm, giá trị tiêu chuẩn được lấy bằng giá trị nhỏ nhất của nhóm giảm đi 10%. Quan hệ tính toán được thiết lập qua đường thẳng nối những giá trị đặc trưng này của hai nhóm A và B.



Ghi chú: b , d_p theo mm, A_p theo mm², V_t theo N

CHÚ DẪN: 1- Quan hệ thiết kế cho sức kháng cắt dọc

Hình A.4 - Đánh giá kết quả thử

A.3.6 Xác định các giá trị tính toán đối với $\tau_{u,Rd}$

Biểu đồ tương tác thành phần như Hình A.5 được thiết lập bằng cách sử dụng các giá trị đo được của kích thước và cường độ của bê tông và tấm thép. Với cường độ của bê tông, giá trị trung bình f_{cm} của một nhóm được nêu trong A.3.3 có thể được sử dụng.

Từ giá trị tải trọng lớn nhất có thể xác định mô men uốn M của mặt cắt ngang nằm dưới lực tập trung do tải trọng ngoài, trọng lượng bản và dầm truyền tải. Đường $A \rightarrow B \rightarrow C$ trong Hình A.5 đưa ra giá trị η cho mỗi thí nghiệm, và giá trị τ_u theo công thức:

$$\tau_u = \frac{\eta N_{c,f}}{b(L_s + L_0)} \quad (A.2)$$

trong đó:

L_0 chiều dài đầu mút thừa ra của phần bản.

Nếu kể đến sức kháng cắt dọc phụ thêm gây bởi phản lực gối tựa được tính đến theo 9.7.3, τ_u được xác định theo công thức:

$$\tau_u = \frac{\eta N_{c,f} - \mu V_t}{b(L_s + L_0)}$$

(A.3)

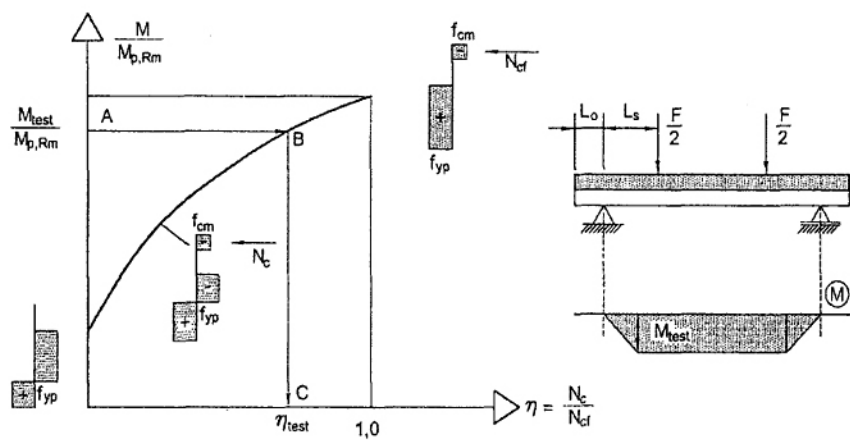
trong đó:

- μ là giá trị mặc định của hệ số ma sát, được lấy là 0,5;
- V_t là phản lực gối tựa dưới tác dụng của tải trọng thí nghiệm tới hạn.

Cường độ chịu cắt đặc trưng τ_{u,Rk} được tính từ thí nghiệm với điểm phân vị 5 % thông qua phương pháp thống kê theo Phụ lục D, TCVN 13594-1:2022.

Cường độ chịu cắt thiết kế τ_{u,Rd} được tính bằng cách chia cường độ chịu cắt đặc trưng τ_{u,Rk} cho hệ số thành phần γ_{vs}.

CHÚ THÍCH: Giá trị γ_{vs} có thể được đưa ra trong dự án cụ thể. Giá trị khuyến nghị là γ_{vs} = 1,25.



Hình B 3.5 - Xác định mức liên kết cắt từ M_{test}

Phụ lục B

(Tham khảo)

Đỉnh neo có đầu gây lực tách theo chiều dày của bản

B.1 Sức kháng thiết kế và cấu tạo

Sức kháng cắt thiết kế của đỉnh neo theo 9.6.3.1, gây ra lực tách trong hướng của chiều dày bản, xem Hình B.1, được xác định cho trạng thái giới hạn cường độ khác với mỗi từ phương trình (B.1), nếu điều này dẫn đến một giá trị nhỏ hơn phương trình từ (26a) và (26b):

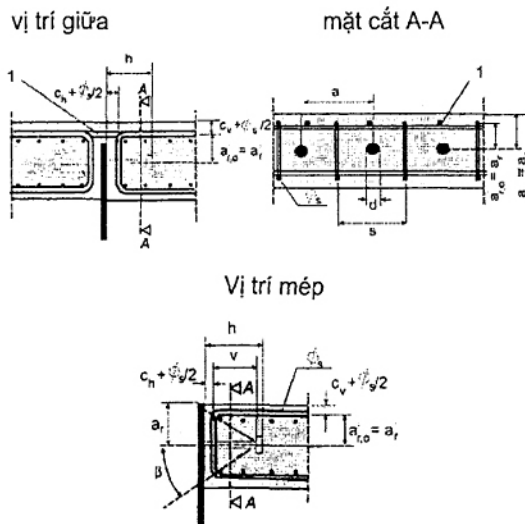
$$P_{Rd,L} = \frac{1.4 k_v (f_{ck} d a_r')^{0.4} (a/s)^{0.3}}{\gamma_v} \quad [\text{kN}] \quad (\text{B.1})$$

trong đó:

- a_r là khoảng cách mép có hiệu; $= a_r - c_v - \phi_s/2 \geq 50 \text{ mm}$;
- k_v = 1 cho liên kết nối ở vị trí mép, = 1,14 cho liên kết cắt ở vị trí giữa;
- γ_v là hệ số thành phần;

CHÚ THÍCH: Xem CHÚ THÍCH đến 9.6.3.1 cho γ_v

- f_{ck} là cường độ đặc trưng hình trụ của bê tông ở tuổi được xem xét, N/mm^2 ,
- d là đường kính của thân đỉnh neo với $19 \leq d \leq 25 \text{ mm}$;
- h là chiều cao tổng thể của đỉnh với $h/d \geq 4$;
- a là khoảng cách ngang của đỉnh, với $110 \leq a \leq 440 \text{ mm}$;
- s là khoảng cách của các đai với cả $a/2 \leq s \leq a$ và $s/a' \leq 3$;
- ϕ_s là đường kính của các đai với $\phi_s \geq 8 \text{ mm}$;
- ϕ_l là đường kính của cốt thép dọc với $\phi_l \geq 10 \text{ mm}$;
- c_v là lớp bê tông bảo vệ thẳng đứng theo hình B.1, mm



Ghi chú: 1: Cốt thép ngang

Hình B.1 - Vị trí và các thông số hình học của liên kết cắt với đỉnh neo bố trí ngang

Hư hỏng do kéo nhỏ đỉnh ở mép của bản được ngăn chặn khi đáp ứng các điều kiện sau:

bê tông không bị nứt:

$$\beta \leq 30^\circ \text{ hoặc } v \geq \max \{110\text{mm}; 1,7 a'_r; 1,7 s/2\}$$

bê tông nứt:

$$\beta \leq 23^\circ \text{ hoặc } v \geq \max \{160\text{mm}; 2,4 a'_r; 2,4 s/2\}$$

Với v như được chỉ ra trên hình C1.

Lực tách theo hướng chiều dày của bản được chống lại bằng các cốt đai, được thiết kế cho lực kéo theo phương trình sau:

$$T_d = 0.3 P_{Rd,L} \quad (\text{B.2})$$

Ảnh hưởng của lực cắt thẳng đứng đến sức kháng thiết kế của đỉnh neo do các gối đỡ thẳng đứng dọc của bản được xét. Tương tác có thể được kiểm tra bằng phương trình:

$$\left(\frac{F_{d,L}}{P_{Rd,L}} \right)^{1,2} + \left(\frac{F_{d,V}}{P_{Rd,V}} \right)^{1,2} \leq 1 \quad (\text{B.3})$$

$$P_{Rd,V} = \frac{0.012 (f_{ck} \phi_\ell)^{0,5} (d a/s)^{0,4} (\phi_s)^{0,3} (a'_{r,o})^{0,7} k_v}{\gamma_V} \quad (\text{B.4})$$

trong đó $a'_{r,o}$ là khoảng cách mép có hiệu có liên quan với $a'_{r,o} = a_{r,o} - c_v - \phi_s/2 \geq 50 \text{ mm}$. Bên cạnh yêu cầu thiết kế được đưa ra trong B.1, các điều kiện sau cần được thỏa mãn:

$$h \geq 100 \text{ mm}; 110 \leq a \leq 250 \text{ mm}; \phi_s \leq 12 \text{ mm}; \phi_l \leq 16 \text{ mm}.$$

B.2 Độ bền mỏi

Đường cong độ bền mỏi của đỉnh neo gây bởi lực tách theo hướng chiều dày bản theo B.1 được cho với bê tông trọng lượng bình thường bằng cách lấy giá trị thấp hơn của các giá trị từ 9.8.3 và phương trình (B.5):

$$(\Delta P_R)^m N = (\Delta P_c)^m N_c \quad (\text{B.5})$$

Trong đó:

ΔP_R là cường độ mỏi dựa trên sự khác biệt của lực cắt dọc trên mỗi đỉnh neo;

ΔP_c là giá trị tham chiếu của cường độ mỏi tại $N_c = 2 \times 10^6$ theo Bảng B.1;

m là độ dốc của đường cong cường độ mỏi với $m = 8$,

N là số chu kỳ biên độ lực.

Trong Bảng B.1, a'_r là khoảng cách cạnh có hiệu theo Hình B.1 và điều B.1.

Bảng B.1 - Độ bền mỏi ΔP_c cho đỉnh neo bố trí ngang

a'_r (mm)	50	≥ 100	Chú thích: với $50 < a'_r < 100 \text{ mm}$, ΔP_c được xác định bằng nội suy tuyến tính
ΔP_c (kN)	24,9	35,6	

Đối với lực cắt dọc tối đa trên mỗi đỉnh neo, 6.8.1 được áp dụng.

THƯ MỤC TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. TCVN 11823:2017, *Tiêu chuẩn thiết kế cầu (đường bộ)*.
2. TCVN 8893:2020, *Cấp kỹ thuật Đường sắt*.
3. QCVN 02:2022/QCVN-BXD, *Điều kiện tự nhiên dùng trong XD*.
4. QCVN 08:2018/BGTVT, *Quy chuẩn quốc gia về Khai thác Đường sắt*.
5. TCVN 1651:2008, *Thép cốt bê tông*;
6. TCVN 2682: 2020, *Xi măng Pooc lăng - Yêu cầu kỹ thuật*;
7. TCVN 4506:2012, *Nước trộn bê tông và vữa*;
8. TCVN 6260: 2020, *Xi măng Pooc lăng hỗn hợp- Yêu cầu kỹ thuật*;
9. TCVN 7570:2006, *Cốt liệu cho bê tông và vữa - Yêu cầu kỹ thuật*;
10. TCVN 8826: 2011, *Phụ gia hoá học cho bê tông*;
11. *Tiêu chuẩn TKKC ĐS và giải thích (Nhật Bản) (KCBT, thép, KC liên hợp, KC hỗn hợp, nền móng, giới hạn chuyển vị, RTRI, 2007-2010; Tiêu chuẩn kỹ thuật về ĐS, (JRCEA), 2002.*
12. *Các Tiêu chuẩn thiết kế của Trung Quốc: TCTK ĐSTĐC và giải thích (TB 10621:2014), QP cơ bản TK cầu ĐS (TB 10002.1), QPTK KCBT và khối xây (TB 10002.4), QP TK KCBTĐƯL (TB10002.3), QP TK KC thép (TB10002.2), QPTK KC nền móng (TB10002.5).*
13. EN 1990 ÷ EN 1999, *National Annex to BS - EN1990, NA BS - EN1991.*
14. BS 5400: *Steel, Concrete and Composite Bridges (Part 1-10).*
15. *Manual for Railway Engineering (MRE), (AREMA).*
16. *California High-Speed Train Project, Design Criteria, 2012.*
17. *Designers' Guide to Eurocode EN 1990: Basis of Structure Design, J A Calgaro, H.Gulvanessian, Thomas Telford UK, 2012.*
18. *Designers' Guide to Eurocode 1: Action on Bridges, J A Calgaro, H.Gulvanessian, 2010.*
19. *Designers' Guide to Eurocode 2, Part 2: Concrete Bridges.*
20. *Designers' Guide to Eurocode 3, Part 2: Steel Bridges.*
21. *Designers' Guide to Eurocode 4, Part 2: Composite Bridges.*
22. *Designers' guide to eurocode 7: Geotechnical design.*
23. *Designers' guide to eurocode 8: Design of bridges for earthquake resistance EN 1998-2.*
24. *Midas/Civil 2019 Software and User Guide (Software, Manual, Tutorial, Examples).*
25. *Selection of Equivalent Steel Materials to European Steel Materials Specifications, K F Chung, Professional Guide HKCMSA – P001 March 2015.*
26. *ASTM DS 67 A, Handbook of Comparative World Steel Standards.*
27. *BS EN 10080 Steel for Reinforcement and Prestress, Test Method,*
28. *BS EN15630 Steel for Reinforcement, weldable.*
29. *BS EN 15050 Precast Concrete Products- Bridge Elements.*
30. *BS EN 10025 Hot Rolled Structural Steel.*
31. *BS EN 206, Concrete- Specification, production and conformity Bê tông- Tiêu chuẩn kỹ thuật, sản xuất, sự phù hợp;*