

TCVN 11823-5:2017

**THIẾT KẾ CẦU ĐƯỜNG BỘ -
PHẦN 5: KẾT CẤU BÊ TÔNG**

Highway bridge design specification - Part 5: Concrete structures

HÀ NỘI - 2017

MỤC LỤC

LỜI NÓI ĐẦU.....	14
1 PHẠM VI ÁP DỤNG	15
2 TÀI LIỆU VIỆN DẪN.....	15
3 THUẬT NGỮ VÀ ĐỊNH NGHĨA	16
4 CÁC TÍNH CHẤT CỦA VẬT LIỆU.....	21
4.1 TỔNG QUÁT	21
4.2 BỀ TÔNG KẾT CẤU CÓ TỶ TRỌNG BÌNH THƯỜNG VÀ NHẸ	21
4.2.1 Cường độ chịu nén.....	21
4.2.2 Hệ số giãn nở nhiệt	22
4.2.3 Co ngót và từ biến.....	22
4.2.3.1 Tổng quát.....	22
4.2.3.2 Từ biến	23
4.2.3.3 Co ngót.....	24
4.2.4 Mô đun đàn hồi.....	24
4.2.5 Hệ số Poisson	24
4.2.6 Mô đun phá hoại.....	25
4.2.7 Cường độ chịu kéo.....	25
4.3 CỐT THÉP.....	25
4.3.1 Tổng quát	25
4.3.2 Mô đun đàn hồi.....	25
4.3.3 Các ứng dụng đặc biệt	26
4.4 THÉP DỰ ỨNG LỰC.....	26
4.4.1 Tổng quát.....	26
4.4.2 Mô đun đàn hồi.....	26
4.5 NEO DỰ ỨNG LỰC KÉO SAU VÀ NỐI CÁP.....	27
4.6 ỐNG BỌC CÁP	27
4.6.1 Tổng quát	27
4.6.2 Kích thước của ống bọc cáp.....	27
4.6.3 Ống bọc tại vị trí yên chuyển hướng.....	27
5 CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN	27
5.1 TỔNG QUÁT	27
5.2 TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG	28
5.3 TRẠNG THÁI GIỚI HẠN MỎI	28
5.3.1 Tổng quát	28
5.3.2 Các thanh cốt thép	29
5.3.3 Bó cáp dự ứng lực.....	29
5.3.4 Các mối nối hàn hoặc mối nối cơ khí của cốt thép.....	29
5.4 TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ.....	30
5.4.1 Tổng quát	30
5.4.2 Hệ số sức kháng	30
5.4.2.1 Thi công theo phương pháp thông thường	30
5.4.2.2 Thi công theo phân đoạn	31

5.4.2.3 Các yêu cầu đặc biệt cho vùng động đất 2, 3.....	32
5.4.3 Ổn định.....	32
5.5 TRẠNG THÁI GIỚI HẠN ĐẶC BIỆT.....	32
6 CƠ SỞ GIẢI PHÁP THIẾT KẾ	33
6.1 TỔNG QUÁT	33
6.2 HIỆU ỨNG CỦA BIẾN DẠNG CƯỜNG BỨC	33
6.3 MÔ HÌNH CHỐNG-VÀ-GIẪNG.....	33
6.3.1 Tổng quát.....	33
6.3.2 Mô hình hóa kết cấu.....	33
6.3.3 Định kích thước của thanh chống chịu nén.....	34
6.3.3.1 Cường độ của thanh chịu nén không cốt thép.....	34
6.3.3.2 Diện tích mặt cắt ngang có hiệu của thanh chịu nén.....	34
6.3.3.3 Ứng suất nén giới hạn trong thanh chống.....	35
6.3.3.4 Thanh chống có cốt thép.....	35
6.3.4 Định kích thước thanh giằng chịu kéo	36
6.3.4.1 Cường độ của thanh giằng	36
6.3.4.2 Neo thanh giằng.....	36
6.3.5 Định kích thước vùng nút	36
6.3.6 Cốt thép không chế nứt.....	37
7 THIẾT KẾ KẾT CẤU CHỊU UỐN VÀ CHỊU LỰC DỌC TRỰC.....	38
7.1 CÁC QUY ĐỊNH VỀ SỰ LÀM VIỆC CỦA VẬT LIỆU Ở TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG VÀ TRẠNG THÁI GIỚI HẠN MỎI	38
7.2 CÁC QUY ĐỊNH VỀ SỰ LÀM VIỆC CỦA VẬT LIỆU Ở TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ VÀ TRẠNG THÁI GIỚI HẠN ĐẶC BIỆT.....	38
7.2.1 Tổng quát.....	38
7.2.2 Phân bố ứng suất theo hình chữ nhật	40
7.3 CẤU KIỆN CHỊU UỐN	40
7.3.1 Ứng suất trong thép dự ứng lực ở mức sức kháng uốn danh định.....	40
7.3.1.1 Các cấu kiện có cốt thép dự ứng lực dính bám.....	40
7.3.1.2 Các cấu kiện có thép dự ứng lực không dính bám.....	42
7.3.1.3 Cấu kiện có thép dự ứng lực dính bám và không dính bám với bê tông	42
7.3.1.3.1 Phân tích chi tiết.....	42
7.3.1.3.2 Đơn giản hóa phân tích	43
7.3.2 Sức kháng uốn.....	43
7.3.2.1 Sức kháng uốn tính toán.....	43
7.3.2.2 Mặt cắt hình T.....	43
7.3.2.3 Mặt cắt hình chữ nhật	44
7.3.2.4 Các dạng mặt cắt khác	44
7.3.2.5 Phương pháp tương thích ứng biến.....	44
7.3.2.6 Các mặt cắt dầm bê tông liên hợp với bản mặt cầu	45
7.3.3 Giới hạn lượng cốt thép tối thiểu	45
7.3.4 Không chế nứt bằng phân bố cốt thép.....	46
7.3.5 Sự phân bố lại mô men	48
7.3.6 Các biến dạng	48
7.3.6.1 Tổng quát.....	48
7.3.6.2 Độ võng và độ vòng.....	48
7.3.6.3 Biến dạng dọc trục.....	49

7.4 CÁC CẤU KIỆN CHỊU NÉN	49
7.4.1 Tổng quát.....	49
7.4.2 Giới hạn cốt thép.....	50
7.4.3 Đánh giá gần đúng về hiệu ứng độ mảnh.....	51
7.4.4 Sức kháng lực dọc trục tính toán.....	52
7.4.5 Uốn hai chiều	52
7.4.6 Thép đai xoắn và thép đai	53
7.4.7 Các cấu kiện chịu nén có mặt cắt hình chữ nhật rỗng	54
7.4.7.1 Tỷ số độ mảnh của vách.....	54
7.4.7.2 Các giới hạn dùng phương pháp khối phân bố ứng suất hình chữ nhật.....	54
7.4.7.2.1 Tổng quát	54
7.4.7.2.2 Phương pháp chính xác để hiệu chỉnh giới hạn ứng biến tối đa được phép sử dụng.....	55
7.4.7.2.3 Phương pháp gần đúng để hiệu chỉnh sức kháng tính toán	55
7.6 CÁC CẤU KIỆN CHỊU KÉO	56
7.6.1 Sức kháng kéo tính toán (sức kháng nhân với hệ số)	56
7.6.2 Sức kháng khi kéo uốn kết hợp.....	56
8 CẮT VÀ XOẮN	57
8.1 PHƯƠNG PHÁP THIẾT KẾ.....	57
8.1.1 Các vùng chịu uốn.....	57
8.1.2 Các vùng gần vị trí thay đổi kích thước đột ngột.....	57
8.1.3 Các vùng mặt tiếp giáp.....	57
8.1.4 Các loại bản và đế móng.....	57
8.2 CÁC YÊU CẦU CHUNG	57
8.2.1 Tổng quát	57
8.2.2 Các hiệu chỉnh đối với bê tông nhẹ	59
8.2.3 Chiều dài truyền lực và triển khai thép dự ứng lực	59
8.2.4 Vùng đòi hỏi cốt thép ngang	59
8.2.5 Cốt thép ngang tối thiểu	60
8.2.6 Các loại cốt thép ngang.....	60
8.2.7 Cụ ly tối đa của cốt thép ngang.....	61
8.2.8 Các yêu cầu thiết kế và cấu tạo.....	61
8.2.9 Ứng suất cắt trong bê tông.....	62
8.3 MÔ HÌNH THIẾT KẾ MẶT CẮT.....	62
8.3.1 Tổng quát.....	62
8.3.2 Các mặt cắt cạnh gối.....	63
8.3.3 Sức kháng cắt danh định.....	64
8.3.4 Các phương pháp để xác định sức kháng cắt.....	65
8.3.4.1 Phương pháp đơn giản đối với những mặt cắt không dự ứng lực.....	65
8.3.4.2 Phương pháp tổng quát.....	65
8.3.5 Cốt thép dọc.....	72
8.3.6 Các mặt cắt chịu cắt và xoắn kết hợp.....	73
8.3.6.1 Cốt thép ngang	73
8.3.6.2 Sức kháng xoắn.....	73
8.3.6.3 Cốt thép dọc	73
8.4 TRUYỀN LỰC CẮT QUA MẶT TIẾP XÚC - MA SÁT CẮT.....	74
8.4.1 Tổng quát	74

8.4.2 Lực cắt tính toán của mặt tiếp xúc, V_{ul} , giữa dầm và bản mặt cầu	75
8.4.3 Hệ số dính bám và ma sát	76
8.5 ỨNG SUẤT CHÍNH TRONG BỤNG DẦM CỦA CẦU BÊ TÔNG THI CÔNG PHẦN ĐOẠN	77
8.6 CẮT VÀ XOẮN TRONG CẦU DẦM HỢP THI CÔNG PHẦN ĐOẠN	78
8.6.1 Tổng quát	78
8.6.2 Tải trọng	78
8.6.3 Vị trí yêu cầu xem xét hiệu ứng xoắn	79
8.6.4 Cốt thép chịu xoắn	80
8.6.5 Sức kháng cắt danh định	81
8.6.6 Chi tiết cốt thép	82
9 DỰ ỨNG LỰC	82
9.1 CƠ SỞ CỦA GIẢI PHÁP THIẾT KẾ	82
9.1.1 Tổng quát	82
9.1.2. Cường độ bê tông quy định	83
9.1.3 Độ oằn	83
9.1.4 Các đặc trưng mặt cắt	83
9.1.5 Kiểm soát vết nứt	83
9.1.6 Các bó cáp có tuyến hình cong hoặc gãy khúc	83
9.2 ỨNG SUẤT DO BIẾN DẠNG CƯỜNG BỨC	84
9.3 CÁC GIỚI HẠN ỨNG SUẤT CHO THÉP DỰ ỨNG LỰC	84
9.4 CÁC GIỚI HẠN ỨNG SUẤT ĐỐI VỚI BÊ TÔNG	85
9.4.1 Các ứng suất tạm thời trong bê tông trước khi xảy ra các mất mát	85
9.4.1.1 Ứng suất nén	85
9.4.1.2 Ứng suất kéo	85
9.4.2 Ứng suất bê tông ở trạng thái giới hạn sử dụng sau khi xảy ra các mất mát	87
9.4.2.1 Ứng suất nén	87
9.4.2.2 Ứng suất kéo	87
9.5 MẤT MÁT DỰ ỨNG SUẤT	89
9.5.1 Tổng mất mát dự ứng suất	89
9.5.2 Các mất mát dự ứng suất tức thời	89
9.5.2.1 Thiết bị neo	89
9.5.2.2 Ma sát	89
9.5.2.2.1 Thi công bằng phương pháp kéo trước	89
9.5.2.2.2 Thi công bằng phương pháp kéo sau	89
9.5.2.3 Co ngắn đàn hồi	90
9.5.2.3.1 Dự ứng lực kéo trước	76
9.5.2.3.2 Dự ứng lực kéo sau	91
9.5.2.3.3 Kết hợp dự ứng lực kéo trước và dự ứng lực kéo sau	91
9.5.3 Tính gần đúng mất mát dự ứng suất theo thời gian	91
9.5.4.1 Tổng quát	92
9.5.4.2 Mất mát dự ứng suất từ thời điểm truyền lực dự ứng lực đến thời điểm đổ bê tông bản mặt cầu	94
9.5.4.2.1 Mất mát ứng suất do co ngót bê tông dầm	94
9.5.4.2.2 Mất mát ứng suất do từ biến của bê tông dầm	94
9.5.4.2.3 Mất mát ứng suất do tự chùng của cáp dự ứng lực	94
9.5.4.3 Mất mát dự ứng suất từ lúc đổ bê tông bản mặt cầu cho đến thời điểm cuối	95

9.5.4.3.1	Mất mát ứng suất do co ngót của bê tông đầm.....	95
9.5.4.3.2	Mất mát ứng suất do từ biến của bê tông đầm	95
9.5.4.3.3	Mất mát ứng suất do tự chùng của cáp dự ứng lực.....	96
9.5.4.3.4	Ứng suất do co ngót của bê tông bản	96
9.5.4.4	Đầm dự ứng lực đúc sẵn căng trước với phần bản mặt cầu không liên hợp..	96
9.5.4.5	Đầm dự ứng lực căng sau không thi công phân đoạn.....	97
9.5.5	Các mất mát ứng suất để tính độ võng.....	97
10	CÁC CHI TIẾT ĐẶT CỐT THÉP	97
10.1	LỚP BÊ TÔNG BẢO VỆ	97
10.2	CÁC ĐẦU THANH UỐN MÓC VÀ UỐN CONG	97
10.2.1	Móc tiêu chuẩn	97
10.2.2	Các móc chống động đất.....	97
10.2.3	Đường kính uốn cong tối thiểu	98
10.3	CỤ LY CỐT THÉP	98
10.3.1	Cụ ly tối thiểu của các thanh cốt thép.....	98
10.3.1.1	Bê tông đúc tại chỗ	98
10.3.1.2	Bê tông đúc sẵn.....	98
10.3.1.3	Nhiều lớp cốt thép.....	99
10.3.1.4	Các mối nối.....	99
10.3.1.5	Bó thanh	99
10.3.2	Cụ ly tối đa của các thanh cốt thép	99
10.3.3	Cụ ly tối thiểu của các bó cáp và ống bọc cáp dự ứng lực	99
10.3.3.1	Tạo cáp dự ứng lực kéo trước.....	99
10.3.3.2	Các ống bọc cáp kéo sau không cong trong mặt bằng.....	100
10.3.3.3	Các ống bọc cáp kéo sau cong trong mặt bằng	100
10.3.4	Cụ ly tối đa của các bó cáp và ống bọc dự ứng lực trong các bản	101
10.3.5	Các đầu nối của bó cáp kéo sau.....	101
10.4	KIỂM CHẾ BÓ CÁP	101
10.4.1	Tổng quát.....	101
10.4.2	Tác động lắc của bó cáp trong các kết cấu bản.....	101
10.4.3	Tác động của các bó cáp tuyến hình cong	101
10.4.3.1	Bố trí cốt thép neo giữ cáp chịu lực thứ cấp hướng tâm trong mặt phẳng tuyến cáp.....	102
10.4.3.1.1	Lực thứ cấp hướng tâm trong mặt phẳng	102
10.4.3.1.2	Sức kháng cắt chống bong bật	102
10.4.3.1.3	Nứt lớp bê tông bảo vệ.....	104
10.4.3.1.4	Hiệu ứng uốn cục bộ bản bụng.....	105
10.4.3.2	Các ứng lực hướng ra ngoài mặt phẳng.....	106
10.5	CÁC BÊ NEO CHUYÊN HƯỚNG BÓ CÁP DỰ ỨNG LỰC NGOÀI	106
10.6	CỐT THÉP NGANG CHO CÁC BỘ PHẬN CHỊU NÉN.....	106
10.6.1	Tổng quát.....	106
10.6.2	Cốt đai xoắn	106
10.6.3	Cốt đai ngang	107
10.7	CỐT THÉP NGANG CHO CÁC BỘ PHẬN CHỊU UỐN	107
10.8	CỐT THÉP CHỊU CO NGÓT VÀ NHIỆT ĐỘ	108
10.9	CÁC VÙNG NEO KÉO SAU.....	109
10.9.1	Tổng quát.....	109

10.9.2 Vùng chung và vùng cục bộ	109
10.9.2.1 Tổng quát.....	109
10.9.2.2 Vùng chung.....	109
10.9.2.3 Vùng cục bộ.....	109
10.9.3 Thiết kế vùng chung	110
10.9.3.1 Các phương pháp thiết kế.....	110
10.9.3.2 Nguyên lý thiết kế	110
10.9.3.3 Các thiết bị neo đặc biệt.....	112
10.9.3.4 Các bộ phận neo trung gian.....	112
10.9.3.4.1 Tổng quát.....	112
10.9.3.4.2 Kiểm soát nứt phía sau neo trung gian	112
10.9.3.4.3 Cốt thép của vấu neo hoặc sườn gia cố.....	113
10.9.3.5 Các vách ngăn.....	113
10.9.3.6 Nhóm nhiều neo cho bản dự ứng lực.....	113
10.9.3.7 Các yên chuyển hướng.....	114
10.9.4 Áp dụng mô hình chống-và-giằng để thiết kế vùng chung	114
10.9.4.1 Tổng quát.....	114
10.9.4.2 Các nút	114
10.9.4.3 Các thanh chống.....	114
10.9.4.4 Các thanh giằng.....	115
10.9.5 Phân tích ứng suất đàn hồi.....	115
10.9.6 Các phân tích ứng suất và thiết kế gắn đúng.....	115
10.9.6.1 Các giới hạn áp dụng.....	115
10.9.6.2 Các ứng suất nén	116
10.9.6.3 Các lực xé vỡ	117
10.9.6.4 Các lực kéo ở mép.....	117
10.9.7 Thiết kế các vùng cục bộ.....	118
10.9.7.1 Các kích thước vùng cục bộ	118
10.9.7.2 Sức kháng ép tựa	118
10.9.7.3 Các thiết bị neo đặc biệt.....	119
10.10 CÁC VÙNG NEO KÉO TRƯỚC.....	120
10.10.1 Sức kháng chệch tách.....	120
10.10.2 Cốt thép bó kiểm chế.....	121
10.11 CÁC QUY ĐỊNH CHO THIẾT KẾ ĐỘNG ĐẤT.....	121
10.11.1 Tổng quát.....	121
10.11.2 Vùng động đất 1	121
10.11.3 Vùng động đất 2	121
10.11.4 Vùng động đất 3	121
10.11.4.1 Các yêu cầu đối với cột.....	121
10.11.4.1.1 Cốt thép dọc.....	122
10.11.4.1.2 Sức kháng uốn	122
10.11.4.1.3 Lực cắt của cột và cốt thép ngang.....	122
10.11.4.1.4 Cốt thép ngang bó các khớp dẻo.....	122
10.11.4.1.5 Cụ ly cốt thép ngang để bó.....	124
10.11.4.1.6 Mối nối.....	124
10.11.4.2 Yêu cầu đối với trụ-dạng-tường	124
10.11.4.3 Mối nối cột	125

10.11.4.4 Các mối nối thi công ở trụ và cột.....	125
10.12 BỐ TRÍ CỐT THÉP TRONG CÁC CẤU KIỆN CHỊU NÉN CÓ MẶT CẮT CHỮ NHẬT RỘNG	126
10.12.1 Tổng quát	126
10.12.2 Khoảng cách cốt thép.....	126
10.12.3 Cốt thép giằng	126
10.12.4 Các mối nối	126
10.12.5 Cốt đai vòng	127
11 TRIỂN KHAI CỐT THÉP VÀ MỐI NỐI CỐT THÉP.....	127
11.1 TỔNG QUÁT	127
11.1.1 Yêu cầu cơ bản	127
11.1.2 Triển khai cốt thép chịu uốn.....	127
11.1.2.1 Tổng quát.....	127
11.1.2.2 Cốt thép chịu mô men dương	128
11.1.2.3 Cốt thép chịu mô men âm	128
11.1.2.4 Mối nối chịu mô men.....	128
11.2 TRIỂN KHAI CỐT THÉP	128
11.2.1 Các thanh thép tròn có gờ và sợi thép có gờ chịu kéo.....	128
11.2.1.1 Chiều dài triển khai cốt thép chịu kéo.....	129
11.2.1.2 Hệ số điều chỉnh làm tăng l_d	130
11.2.1.3 Hệ số điều chỉnh làm giảm l_d	130
11.2.2 Cốt thép có gờ chịu nén	131
11.2.2.1 Chiều dài triển khai cốt thép chịu nén	131
11.2.2.2 Các hệ số điều chỉnh.....	131
11.2.3 Bó thanh cốt thép	131
11.2.4 Móc tiêu chuẩn chịu kéo	131
11.2.4.1 Chiều dài triển khai của thanh cốt thép có đầu móc uốn	132
11.2.4.2 Các hệ số điều chỉnh.....	132
11.2.4.3 Cấu tạo cốt thép giằng đối với thanh có đầu móc	133
11.2.5 Tấm lưới sợi thép hàn	133
11.2.5.1 Lưới sợi thép có gờ	133
11.2.5.2 Tấm lưới sợi thép trơn	134
11.2.6 Cốt thép chống cắt	134
11.2.6.1 Tổng quát	134
11.2.6.2 Neo cốt thép có gờ.....	135
11.2.6.3 Neo cốt thép tấm lưới sợi thép.....	135
11.2.6.4 Các cốt đai bao kín	135
11.3 TRIỂN KHAI NEO CƠ KHÍ.....	136
11.4 TRIỂN KHAI TẠO CÁP DỰ ỨNG LỰC.....	136
11.4.1 Tổng quát.....	136
11.4.2 Tạo cáp có dính bám.....	136
11.4.3 Các tạo cáp mất dính bám từng phần.....	137
11.5 MỐI NỐI THANH CỐT THÉP.....	138
11.5.1 Chi tiết cấu tạo	138
11.5.2 Yêu cầu tổng quát	138
11.5.2.1 Mối nối chồng.....	138
11.5.2.2 Mối nối cơ khí	139

11.5.2.3 Mối nối hàn	139
11.5.3 Mối nối cốt thép chịu kéo	139
11.5.3.1 Mối nối chồng chịu kéo	139
11.5.3.2 Mối nối cơ khí hoặc mối nối hàn chịu kéo	140
11.5.4 Mối nối trong cấu kiện giằng chịu kéo	140
11.5.5 Mối nối thanh chịu nén	141
11.5.5.1 Mối nối chồng chịu nén	141
11.5.5.2. Mối nối cơ khí hoặc mối nối hàn chịu nén	141
11.5.5.3. Mối nối ép mặt đối đầu thanh	141
11.6 MỐI NỐI TẮM LƯỚI SỢI THÉP HÀN	142
11.6.1 Mối nối tấm lưới sợi thép có gờ hàn chịu kéo	142
11.6.2 Mối nối tấm lưới sợi thép trơn hàn chịu kéo	142
12 ĐỘ BỀN	142
12.1 TỔNG QUÁT	142
12.2 CỐT LIỆU CÓ PHẢN ỨNG KIỀM SILIC	143
12.3 LỚP BÊ TÔNG BẢO VỆ	143
12.4 LỚP PHỦ BẢO VỆ CỐT THÉP	144
12.5 BẢO VỆ CÁC BÓ TẠO CẤP DỰ ỨNG LỰC	144
13 CÁC CẤU KIỆN ĐẶC BIỆT	145
13.1 BÀN MẶT CẦU	145
13.2 VÁCH NGẮN, DÀM CAO, DÀM HẰNG NGẮN, DÀM CHÌA VÀ GỜ DÀM KHẮC	145
13.2.1 Tổng quát	145
13.2.2 Vách ngắn	145
13.2.3 Các yêu cầu chi tiết đối với dầm cao	145
13.2.4 Dầm hẫng ngắn và dầm chìa	146
13.2.4.1 Tổng quát	146
13.2.4.2 Phương pháp thiết kế theo mô hình chống-và-giằng	147
13.2.5 Đầu dầm cắt khúc	148
13.2.5.1 Tổng quát	148
13.2.5.2 Thiết kế chịu lực cắt	148
13.2.5.3 Thiết kế chịu lực ngang và chịu uốn	149
13.2.5.4 Thiết kế chống lực cắt xuyên	149
13.2.5.5 Thiết kế cốt thép treo	150
13.2.5.6. Thiết kế gối đỡ	151
13.3 ĐỂ MÓNG	151
13.3.1 Tổng quát	151
13.3.2 Tải trọng và phản lực	152
13.3.3 Hệ số sức kháng	152
13.3.4 Mô men trong đế móng	152
13.3.5 Phân bố cốt thép chịu mômen	152
13.3.6 Lực cắt trong bản và đế móng	153
13.3.6.1 Các mặt cắt nguy hiểm về lực cắt	153
13.3.6.2 Sức kháng cắt theo mô hình làm việc một hướng	153
13.3.6.3 Sức kháng cắt theo mô hình làm việc hai hướng	153
13.3.7 Triển khai cốt thép	154
13.3.8 Truyền lực tại chân cột	154
13.4 CỌC BÊ TÔNG	155

13.4.1 Tổng quát.....	155
13.4.2 Các mối nối	155
13.4.3 Cọc bê tông đúc sẵn.....	156
13.4.3.1 Kích thước cọc.....	156
13.4.3.2 Cốt thép	156
13.4.4 Cọc bê tông dự ứng lực đúc sẵn	156
13.4.4.1 Kích thước cọc.....	156
13.4.4.2 Chất lượng bê tông	156
13.4.4.3 Cốt thép	156
13.4.5 Cọc đúc tại chỗ.....	157
13.4.5.1 Các kích thước cọc.....	157
13.4.5.2 Cốt thép	157
13.4.6 Các yêu cầu về động đất.....	158
13.4.6.1 Vùng động đất 1.....	158
13.4.6.2 Vùng động đất 2.....	158
13.4.6.2.1 Tổng quát	158
13.4.6.2.2 Cọc đúc tại chỗ.....	158
13.4.6.2.3 Cọc bê tông cốt thép thường đúc sẵn.....	158
13.4.6.2.4 Cọc dự ứng lực đúc sẵn	159
13.4.6.3 Vùng động đất 3.....	159
13.4.6.3.1 Tổng quát	159
13.4.6.3.2 Chiều dài bó đai tăng cường	159
13.4.6.3.3 Tỷ lệ thể tích đối với vùng bó tăng cường.....	159
13.4.6.3.4 Cọc đúc tại chỗ.....	159
13.4.6.3.5 Cọc đúc sẵn	159
14 QUY ĐỊNH ĐỐI VỚI CÁC LOẠI KẾT CẤU	159
14.1 PHIÊN DÀM BẢN BÊ TÔNG CỐT THÉP VÀ DÀM BÊ TÔNG CỐT THÉP	159
14.1.1 Tổng quát	159
14.1.2 Phiên dầm bản bê tông cốt thép đúc sẵn.....	160
14.1.2.1 Giới hạn các kích thước.....	160
14.1.2.2 Các chi tiết móc nâng dầm.....	160
14.1.2.3 Thiết kế chi tiết.....	160
14.1.2.4 Cường độ bê tông.....	160
14.1.3 Dầm đúc sẵn nối ghép.....	161
14.1.3.1 Tổng quát.....	161
14.1.3.2 Mối nối giữa các phân đoạn.....	162
14.1.3.2.1 Tổng quát	162
14.1.3.2.2 Chi tiết mối nối ướn.....	162
14.1.3.2.3 Chi tiết của mối nối đúc ghép mộng.....	162
14.1.3.2.4 Thiết kế mối nối	162
14.1.3.3 Thiết kế dầm thi công phân đoạn	163
14.1.3.4 Dự ứng lực căng sau	163
14.1.4 Cầu gồm các dầm nhịp giản đơn đúc sẵn được nối liên tục bằng bê tông đổ tại chỗ.....	164
14.1.4.1 Tổng quát.....	164
14.1.4.2 Các mômen cường bức.....	164
14.1.4.3 Đặc tính của vật liệu.....	164

14.1.4.4 Tuổi của bê tông đầm khi cơ cấu đầm liên tục được thiết lập	165
14.1.4.5 Mức độ liên tục tại các trạng thái giới hạn khác nhau.....	165
14.1.4.6 Trạng thái giới hạn sử dụng.....	166
14.1.4.7 Trạng thái giới hạn cường độ.....	166
14.1.4.8 Mỗi nối chịu mô men âm.....	166
14.1.4.9 Mỗi nối chịu mô men dương	167
14.1.4.9.1 Tổng quát.....	1683
14.1.4.9.2 Sử dụng cốt thép thường cho mỗi nối chịu mô men dương.....	168
14.1.4.9.3 Sử dụng cáp dự ứng lực cho mỗi nối chịu mô men dương.....	168
14.1.4.9.4 Chi tiết của mỗi nối mô men dương.....	168
14.1.4.10 Vách ngang tạo liên tục cho đầm.	169
14.1.5 Các đầm và các phiên đầm bản mặt cắt hộp và mặt cắt chữ T đúc tại chỗ	169
14.1.5.1 Chiều dày bản cánh và sườn	169
14.1.5.1.1 Bản cánh trên	169
14.1.5.1.2 Bản cánh dưới.....	169
14.1.5.1.3 Sườn đầm	170
14.1.5.2 Cốt thép	170
14.1.5.2.1 Cốt thép bản mặt cầu đúc tại chỗ của đầm I và đầm hộp	170
14.1.5.2.2 Cốt thép bản đáy trong đầm hộp đúc tại chỗ	170
14.2 THIẾT KẾ KẾT CẤU CẦU THI CÔNG PHẦN ĐOẠN.....	170
14.2.1 Tổng quát.....	170
14.2.2 Phân tích kết cấu các cầu thi công phần đoạn.....	171
14.2.2.1 Tổng quát.....	171
14.2.2.2 Phân tích kết cấu trong giai đoạn thi công.....	171
14.2.2.3 Phân tích hệ kết cấu hoàn chỉnh cuối cùng	171
14.2.3 Thiết kế	171
14.2.3.1 Tải trọng.....	171
14.2.3.2 Các tải trọng thi công	171
14.2.3.3 Các tổ hợp tải trọng thi công ở trạng thái giới hạn sử dụng	172
14.2.3.4 Các tổ hợp tải trọng thi công ở các trạng thái giới hạn cường độ.....	175
14.2.3.4.1 Kết cấu phần trên.....	175
14.2.3.4.2 Kết cấu phần dưới	175
14.2.3.5 Các tác động nhiệt trong khi thi công	175
14.2.3.6 Từ biến và co ngót.	175
14.2.3.7 Mất mát dự ứng lực	176
14.2.3.8 Ống bọc cáp và neo kéo sau dự phòng.....	176
14.2.3.8.1 Tổng quát.....	176
14.2.3.8.2 Các cầu có các ống bọc cáp đặt bên trong bê tông	176
14.2.3.8.3 Dự phòng cho tĩnh tải tương lai hoặc điều chỉnh độ võng.....	176
14.2.3.9 Trình bày hồ sơ bản vẽ.....	176
14.2.3.10 Kích thước và chi tiết mặt cắt ngang đầm hộp.....	177
14.2.3.10.1 Chiều dày tối thiểu của mặt hộp	177
14.2.3.10.2 Chiều dày tối thiểu của bản thành hộp.....	177
14.2.3.10.3 Chiều dài phần cánh hẫng của bản mặt hộp.....	177
14.2.3.10.4 Các kích thước chung của mặt cắt ngang	177
14.2.3.11 Thiết kế chống động đất.....	177
14.2.4 Các loại cầu thi công phần đoạn.....	178

14.2.4.1 Tổng quát.....	178
14.2.4.2 Các cấu tạo chi tiết về thi công đúc sẵn.....	178
14.2.4.3 Các cấu tạo chi tiết cho thi công đúc tại chỗ.....	179
14.2.4.4 Thiết kế kết cấu để thi công hẫng.....	180
14.2.4.5 Thi công phân đoạn theo từng nhịp.....	180
14.2.4.6 Thi công theo phương pháp đúc đẩy.....	180
14.2.4.6.1 Tổng quát.....	180
14.2.4.6.2 Các ứng lực phát sinh do các sai số thi công.....	181
14.2.4.6.3 Thiết kế các chi tiết.....	181
14.2.4.6.4 Thiết kế thiết bị thi công.....	182
14.2.5 Thiết kế kết cấu phần dưới của cầu thi công phân đoạn.....	182
14.2.5.1 Tổng quát.....	182
14.2.5.2 Tổ hợp tải trọng thi công.....	182
14.2.5.3 Cốt thép dọc của các trụ phân đoạn đúc sẵn mặt cắt hình chữ nhật rỗng.....	182
14.3 VÒM.....	183
14.3.1 Tổng quát.....	183
14.3.2 Sườn vòm.....	183
14.4 KẾT CẤU BÀN.....	183
14.4.1 Kết cấu bản đặc đúc tại chỗ.....	183
14.4.2 Kết cấu bản rỗng đúc tại chỗ.....	184
14.4.2.1 Các kích thước mặt cắt ngang.....	184
14.4.2.2 Cấu tạo đặt số lượng gố ít nhất.....	185
14.4.2.3 Cấu tạo các mặt cắt đặc đầu bản.....	185
14.4.2.4 Các yêu cầu thiết kế tổng quát.....	185
14.4.2.5 Các khu vực chịu nén trong vùng mô men âm.....	185
14.4.2.6 Thoát nước cho các ống rỗng trong dầm bản.....	185
14.4.3 Cầu có bản mặt cầu đúc sẵn.....	186
14.4.3.1 Tổng quát.....	186
14.4.3.2 Các mối nối truyền lực cắt.....	186
14.4.3.3 Các mối nối truyền lực cắt-uốn.....	186
14.4.3.3.1 Tổng quát.....	186
14.4.3.3.2 Thiết kế.....	186
14.4.3.3.3 Dự ứng lực kéo sau.....	186
14.4.3.3.4 Các mối nối thi công theo phương dọc.....	186
14.4.3.3.5 Mối nối đúc tại chỗ.....	187
14.4.3.3.6 Lớp phủ mặt trên kết cấu.....	187
14.5 CÁC QUY ĐỊNH BỔ SUNG CHO CỐNG.....	187
14.5.1 Tổng quát.....	187
14.5.2 Thiết kế chịu uốn.....	187
14.5.3 Thiết kế theo lực cắt trong các bản của cống hộp.....	187
PHỤ LỤC A (THAM KHẢO) CÁC BƯỚC CƠ BẢN THIẾT KẾ CẦU BÊ TÔNG.....	189

LỜI NÓI ĐẦU

TCVN 11823 - 5: 2017 được biên soạn trên cơ sở tham khảo Tiêu chuẩn thiết kế cầu theo hệ số tải trọng và sức kháng của AASHTO (AASHTO, LRFD Bridge Design Specification). Tiêu chuẩn này là một phần thuộc Bộ tiêu chuẩn tiêu chuẩn thiết kế cầu đường bộ bao gồm 12 Phần như sau:

- TCVN 11823-1:2017 Thiết kế cầu đường bộ - Phần 1: Yêu cầu chung
- TCVN 11823-2:2017 Thiết kế cầu đường bộ - Phần 2: Tổng thể và đặc điểm vị trí
- TCVN 11823-3:2017 Thiết kế cầu đường bộ - Phần 3: Tải trọng và Hệ số tải trọng
- TCVN 11823-4:2017 Thiết kế cầu đường bộ - Phần 4: Phân tích và Đánh giá kết cấu
- TCVN 11823-5:2017 Thiết kế cầu đường bộ - Phần 5: Kết cấu bê tông
- TCVN 11823-6:2017 Thiết kế cầu đường bộ - Phần 6: Kết cấu thép
- TCVN 11823-9:2017 Thiết kế cầu đường bộ - Phần 9: Mặt cầu và Hệ mặt cầu
- TCVN 11823-10:2017 Thiết kế cầu đường bộ - Phần 10: Nền móng
- TCVN 11823-11:2017 Thiết kế cầu đường bộ - Phần 11: Mố, Trụ và Tường chắn
- TCVN 11823-12:2017 Thiết kế cầu đường bộ - Phần 12: Kết cấu vùi và Áo hầm
- TCVN 11823-13:2017 Thiết kế cầu đường bộ - Phần 13: Lan can
- TCVN 11823-14:2017 Thiết kế cầu đường bộ - Phần 14: Khe co giãn và Gối cầu

Tiêu chuẩn kỹ thuật thi công tương thích với Bộ tiêu chuẩn này là Tiêu chuẩn kỹ thuật thi công cầu AASHTO LRFD (*AASHTO LRFD Bridge construction Specifications*)

TCVN 11823 - 5: 2017 do Bộ Giao thông vận tải tổ chức biên soạn, Bộ Giao thông vận tải đề nghị, Tổng cục Tiêu chuẩn Đo lường Chất lượng thẩm định, Bộ Khoa học và Công nghệ công bố.

Thiết kế cầu đường bộ - Phần 5: Kết cấu bê tông

Highway Bridge Design Specification - Part 5: Concrete Structures.

1 PHẠM VI ÁP DỤNG

Tiêu chuẩn này áp dụng cho việc thiết kế các cấu kiện cầu và tường chắn được xây dựng bằng bê tông có tỷ trọng bình thường hoặc tỷ trọng nhẹ và có bố trí cốt thép và/hoặc cốt thép dự ứng lực (các tao cáp hoặc thanh thép dự ứng lực). Tiêu chuẩn này cơ bản áp dụng cho bê tông có cường độ trong khoảng từ 16 tới 70 MPa, tuy nhiên trong trường hợp bê tông tỷ trọng thường cường độ lớn hơn được chấp nhận sử dụng, cũng áp dụng tiêu chuẩn này cho công tác thiết kế kết cấu cầu bê tông.

Tiêu chuẩn này qui định tổng hợp và thống nhất các yêu cầu cho kết cấu bê tông cốt thép, bê tông dự ứng lực và bê tông dự ứng lực một phần.

2 TÀI LIỆU VIỆN DẪN

Các tài liệu dưới đây là rất cần thiết đối với việc áp dụng tiêu chuẩn này. Các tài liệu viện dẫn được trích dẫn từ những vị trí thích hợp trong văn bản tiêu chuẩn và các ấn phẩm được liệt kê dưới đây. Đối với các tài liệu có đề ngày tháng, những sửa đổi bổ xung sau ngày xuất bản chỉ được áp dụng cho bộ Tiêu chuẩn này khi bộ Tiêu chuẩn này được sửa đổi, bổ xung. Đối với các tiêu chuẩn không đề ngày tháng thì dùng phiên bản mới nhất.

- TCVN 2737:1995 Tải trọng và tác động – Tiêu chuẩn thiết kế
- TCVN 4954:05 Đường ô tô- Yêu cầu thiết kế
- TCVN 5408:2007 Lớp phủ kẽm nhúng nóng trên bề mặt sản phẩm gang và thép- Yêu cầu kỹ thuật và phương pháp thử
- TCVN 1651: 2008 – Thép cốt bê tông và lưới thép hàn
- TCVN 5664:2009 – Tiêu chuẩn quốc gia, Phân cấp kỹ thuật đường thủy nội địa
- TCVN 9386:2012- Thiết kế công trình chịu động đất
- TCVN 9392:2012- Thép cốt bê tông- Hàn hồ quang
- TCVN 9393: 2012- Cọc- Phương pháp thử nghiệm hiện trường bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục
- TCVN 10307:2014- Kết cấu cầu thép – Yêu cầu kỹ thuật chung về chế tạo, lắp ráp và nghiệm thu
- TCVN 10309:2014- Hàn cầu thép - Quy định kỹ thuật
- AASHTO LRFD Bridge Construction Specifications (Tiêu chuẩn kỹ thuật thi công cầu AASHTO)

3 THUẬT NGỮ VÀ ĐỊNH NGHĨA

3.1 Neo (Anchorage) - Trong công nghệ kéo sau, đây là thiết bị cơ khí được dùng để neo bó thép vào bê tông; trong công nghệ kéo trước, đây là thiết bị được dùng để neo bó thép cho đến khi bê tông đạt được cường độ định trước và dự ứng lực đã truyền vào bê tông; đối với cốt thép thanh, đây là đoạn chiều dài cốt thép hoặc neo cơ học, hoặc móc, hoặc tổ hợp của chúng ở đầu thanh đủ để truyền lực căng trong thanh vào bê tông.

3.2 Vấu neo (Anchorage Blister) - Bộ phận được làm nhô ra thêm ở sườn, bản cánh hoặc chỗ nối sườn - bản cánh để lắp neo bó thép dự ứng lực.

3.3 Vùng neo (Anchorage Zone) - Phần kết cấu mà dự ứng lực được truyền từ thiết bị neo sang vùng cục bộ của bê tông và sau đó phân bố rộng hơn sang vùng chung của kết cấu.

3.4 Lúc kích (At Jacking) - ở thời điểm căng bó thép dự ứng lực.

3.5 Lúc đặt tải (At Loading) - Thuật ngữ liên quan đến trị số của các đặc trưng của bê tông lúc tải trọng tác động. Tải trọng này bao gồm lực dự ứng lực và tải trọng thường xuyên, thường không bao gồm hoạt tải.

3.6 Lúc truyền (At Transfer) - Ngay sau khi truyền lực dự ứng lực vào bê tông.

3.7 Tao cáp bọc (Blanketed Strand) - Xem tao cáp không dính bám một phần

3.8 Bó thép dính bám (Bonded Tendon) - Bó thép được dính bám với bê tông hoặc trực tiếp hoặc thông qua ép vữa.

3.9 Lực xé vỡ (Bursting Force) - Lực kéo trong bê tông ở vùng neo kéo sau do truyền dự ứng lực gây ra.

3.10 Bê tông đúc tại chỗ (Cast-in-Place Concrete) - Bê tông được đổ vào vị trí cuối cùng của nó trong kết cấu khi còn đang dẻo.

3.11 Các neo đặt sát nhau (Closely Spaced Anchorages) - Các thiết bị neo được định nghĩa là đặt sát nhau nếu cự ly từ tim đến tim của chúng không vượt quá 1,5 lần bề rộng của thiết bị neo trên phương được xem xét.

3.12 Hợp long (Closure) - Việc đổ bê tông tại chỗ dùng để liên kết hai hoặc nhiều hơn các bộ phận đã đúc trước đó của kết cấu.

3.13 Kết cấu liên hợp (Composite Construction) - Các cấu kiện bê tông hoặc bê tông và thép liên kết với nhau để cùng chịu tác động lực như là một khối.

3.14 Mặt cắt khống chế chịu nén (Compression-Controlled Section) - Mặt cắt ngang, trong đó ứng biến kéo thực trong thớ chịu kéo ngoài cùng của thép tại vùng có sức kháng danh định là nhỏ hơn hoặc bằng ứng biến nén giới hạn

3.15 Giới hạn ứng biến khống chế chịu nén (Compression-Controlled Strain Limit) - ứng biến kéo thực trong thớ chịu kéo ngoài cùng của thép ở điều kiện ứng biến cân bằng (xem Điều 7.2.1).

3.16 Lớp bê tông bảo vệ (Concrete Cover) - Cự ly tối thiểu được quy định giữa bề mặt bê tông và bề mặt của cốt thép, thép, ống bọc kéo sau, neo hoặc các vật chôn khác.

- 3.17 Bó tăng cường (Confinement)** – Biện pháp phòng ngừa sự phân rã của bê tông chịu nén bằng cách tạo các lực ngang và/hoặc lực bao quanh, như có thể dùng cốt thép đai bao, các ống thép hoặc ống composit hoặc các cấu kiện tương tự.
- 3.18 Neo bó (Confinement Anchorage)** - Neo cho bó tạo cáp kéo sau theo cơ chế làm việc trên cơ sở bó bao bê tông trong vùng neo cục bộ nhờ các cốt thép đặc biệt.
- 3.19 Từ biến (Creep)** - Biến dạng theo thời gian của bê tông dưới tải trọng thường xuyên.
- 3.20 Ma sát cong (Curvature Friction)** - Ma sát do bó thép dịch tựa vào ống bọc khi bị kéo do độ cong của ống bọc.
- 3.21 Bản mặt cầu (Deck Slab)** - Bản bê tông đặc chịu và truyền tải trọng bánh xe lên cấu kiện đỡ bên dưới.
- 3.22 Giảm nén trước (Decompression)** - Giai đoạn mà ở đó các ứng suất nén do dự ứng lực bị triệt tiêu bởi các ứng suất kéo.
- 3.23 Cấu kiện cao (Deep Component)** - Các cấu kiện trong đó cự ly từ điểm lực cắt bằng 0,0 đến mặt gối nhỏ hơn $2d$, hoặc các cấu kiện trong đó tải trọng gây ra lớn hơn $1/3$ lực cắt ở gối đặt gần hơn $2d$ tính từ mặt gối (d = chiều cao cấu kiện).
- 3.24 Yên chuyển hướng (Deviation Saddle)** – Khối bê tông làm nhô ra ngoài sườn, bản cánh hoặc chỗ tiếp giáp sườn - bản cánh dùng để khống chế về hình học hoặc để đổi hướng bó cáp đặt ngoài.
- 3.25 Chiều dài triển khai (Development Length)** - Cự ly cần thiết để phát triển cường độ các thanh cốt thép hoặc tạo cáp dự ứng lực.
- 3.26 Tải trực tiếp/ kê (Direct Loading/Supporting)** - Sự tác dụng của một tải trọng hay sử dụng một sự hỗ trợ bên ngoài cho các cấu kiện như trong trường hợp các tải trọng tập trung hoặc tải trọng rải đều tác dụng trực tiếp lên bề mặt bản mặt cầu, sự chống đỡ ở đầu dầm giản đơn, xà mũ trụ nặng chống được đỡ trên các cột liên kết chốt.
- 3.27 Cáp chum (Duct stack)** - Một nhóm bó cáp thẳng đứng, cự ly giữa các bó riêng biệt nhỏ hơn 36mm.
- 3.28 Cự ly mép (Edge Distance)** - Cự ly tối thiểu giữa tim cốt thép hoặc vật chôn khác và mép bê tông.
- 3.29 Chiều cao có hiệu (Effective Depth)** - Chiều cao cấu kiện có hiệu trong mặt cắt chịu uốn hoặc cắt.
- 3.30 Dự ứng lực có hiệu (Effective Prestress)** - Ứng suất hoặc lực còn lại trong cốt thép dự ứng lực sau khi toàn bộ mất mát đã xảy ra.
- 3.31 Chiều dài chôn (Embedment Length)** - Chiều dài cốt thép hoặc neo được đặt vượt quá mặt cắt tới hạn mà trên đó việc truyền lực giữa bê tông và cốt thép có thể xảy ra.

3.32 Bó cáp ngoài (External Tendon) - Bó cáp kéo sau được đặt bên ngoài bê tông, thường nằm trong lòng dầm hộp.

3.33 Thép chịu kéo ngoài cùng - Cốt thép (dự ứng lực hoặc không dự ứng lực) xa nhất từ thớ chịu nén ngoài cùng.

3.34 Cấu kiện dự ứng lực hoàn toàn (Fully Prestressed Component) – Cấu kiện bê tông dự ứng lực trong đó ứng suất đáp ứng được các giới hạn ứng suất kéo tại trạng thái giới hạn sử dụng được quy định ở đây. Các cấu kiện này được coi là không bị nứt tại trạng thái giới hạn sử dụng.

3.35 Vùng chung (General) - Vùng liền kề với neo kéo sau trong đó lực dự ứng lực truyền chủ yếu theo sự phân bố ứng suất tuyến tính trên mặt cắt ngang của cấu kiện.

3.36 Neo trung gian (Intermediate Anchorage) - Neo không được đặt ở bề mặt cuối của cấu kiện hoặc phân đoạn cho các bó thép không kéo dài qua suốt chiều dài cấu kiện hoặc phân đoạn; thường dưới dạng các neo bị chôn, vấu, sườn hoặc hố chìm.

3.37 Tải trọng gián tiếp/chịu tải (Indirect Loading/Supporting) - Sự tác dụng của tải trọng hay sử dụng một gối đỡ bên trong như khung dầm vào toàn bộ một xà mũ (trụ), dầm khác hoặc dầm lắp ghép nơi tải trọng truyền giữa mặt trên và mặt dưới cấu kiện, hoặc tải tiện ích được treo từ sườn dầm.

3.38 Bó cáp trong (Internal Tendon) - Bó thép kéo sau được đặt bên trong bê tông.

3.39 Cốt thép đẳng hướng (Isotropic Reinforcement) - Bố trí cốt thép trong đó các thanh trục giao với nhau và tỷ lệ cốt thép ở hai hướng bằng nhau.

3.40 Lực kích (Jacking Force) - Lực tác động bởi thiết bị sinh ra lực căng trong bó thép.

3.41 Gối lao (Launching Bearing) - Gối tạm có đặc tính ma sát thấp dùng trong thi công cầu bằng phương pháp đúc đẩy.

3.42 Mũi dẫn (Launching Nose) - Kết cấu thép tạm thời được nối ở phía trước cầu đúc đẩy để giảm ứng lực kết cấu nhịp trong khi lao.

3.43 Bê tông nhẹ (Lightweight Concrete) - Bê tông chứa cấp phối nhẹ và có tỷ trọng khi khô không vượt quá 1925 Kg/m^3 như được xác định bởi ASTM C-567. Bê tông nhẹ không chứa cát tự nhiên được gọi là "**Bê tông nhẹ toàn phần**" và bê tông tỉ trọng nhẹ trong đó tất cả cốt liệu mịn cát có tỷ trọng thường được gọi là "**Bê tông nhẹ cát thường**".

3.44 Uốn cục bộ (Local Bending) – Uốn ngang bởi đường cong cáp DƯ'L căng sau trên lớp phủ bê tông giữa ống gen và bề mặt bên trong của các phần tử cong (thường là bản bụng).

3.45 Cắt cục bộ (Local Shear) – Cắt ngang do đường cong cáp DƯ'L căng sau trên lớp phủ bê tông giữa ống gen và bề mặt bên trong của các phần tử cong (thường là bản bụng).

3.46 Vùng cục bộ (Local) - Phần thể tích bê tông bao quanh và ở ngay trước đầu thiết bị neo để chịu ứng suất nén cao.

- 3.47 Thép tự chùng thấp (Low Relaxation Steel)** - Loại thép dự ứng lực mà mất mát ứng suất do thép tự chùng được giảm đáng kể do xử lý kéo ở nhiệt độ cao ngay trong lúc chế tạo thép.
- 3.48 Ứng biến kéo thực (Net Tensile Strain)** - Ứng biến kéo với sức kháng danh định loại trừ ứng biến dự ứng lực có hiệu, từ biến, co ngót, và nhiệt độ.
- 3.49 Bê tông thường (Normal Weight Concrete)** - Bê tông có tỷ trọng ở giữa 2150 và 2500 kg/m³.
- 3.50 Tào cáp không dính bám một phần (Partially Debonded Strand)** - Tào cáp dự ứng lực căng trước có một phần chiều dài được dính bám và có chỗ khác được cấu tạo cho không dính bám bằng cách dùng các biện pháp bọc nhựa hoặc hoá học. Còn được gọi là tào cáp được cách ly hoặc bọc ngoài.
- 3.51 Kéo sau (Post-Tensioning)** - Một phương pháp tạo dự ứng lực- trong đó các tào cáp được căng kéo sau khi bê tông đạt cường độ quy định.
- 3.52 Ống bọc kéo sau (Post-Tensioning Duct)** - Vật tạo hình ống để luồn và chứa các bó thép hoặc các thanh kéo sau trong bê tông đã cứng. Thường dùng các loại sau:
- 3.53 Ống bọc cứng (Rigid Duct)** - ống không nối, đủ cứng để giới hạn độ võng không vượt quá 25 mm trên chiều dài 6.000 mm được tựa ở hai đầu.
- 3.54 Ống bọc nửa cứng (Semirigid Duct)** - ống thép hoặc chất dẻo gợn sóng đủ cứng để được coi là không cuộn được thành cuộn vận chuyển thông thường mà không hư hỏng.
- 3.55 Ống bọc mềm (Flexible Duct)** - ống được nối mềm có thể cuộn thành đường kính 1200 mm mà không hư hỏng.
- 3.56 Cấu kiện đúc sẵn (Precast Members)** - Cấu kiện bê tông được đúc ở nơi không phải là vị trí cuối cùng của nó.
- 3.57 Vùng chịu kéo được nén trước (Precompressed Tensile)** - Bất kỳ khu vực nào của một cấu kiện dự ứng lực trong đó dự ứng lực gây ra ứng suất nén và các hiệu ứng tải trọng sử dụng gây ra ứng suất kéo
- 3.58 Bê tông dự ứng lực (Prestressed Concrete)** - Cấu kiện bê tông ở đó các ứng suất và biến dạng được tạo ra bằng tác động của lực dự ứng lực.
- 3.59 Kéo căng trước (Pretensioning)** - Một phương pháp dự ứng lực trong đó các tào thép được căng kéo trước khi đổ bê tông.
- 3.60 Uốn vùng (Regional Bending)** - Uốn ngang của vách dầm hộp bê tông do lực ngang ứng suất trước tập trung chống lại tác động khung của hộp làm việc như một khối.
- 3.61 Bê tông cốt thép (Reinforced Concrete)** - Bê tông kết cấu có chứa lượng thép không ít hơn lượng tối thiểu quy định ở đây bao gồm các tào thép kéo trước hoặc cốt thép không dự ứng lực.
- 3.62 Cốt thép (Reinforcement)** - Thanh cốt thép và/hoặc thép dự ứng lực.

3.63 Tự chùng (Relaxation) - Sự giảm ứng suất theo thời gian trong các bó thép dự ứng lực.

3.64 Thi công phân đoạn (Segmental Construction) – Việc chế tạo và lắp dựng một cấu kiện (kết cấu phần trên và/hoặc kết cấu phần dưới) sử dụng các cấu kiện riêng lẻ, có thể là đúc sẵn hoặc đổ tại chỗ. Sự làm việc của các bộ phận kết cấu hoàn thiện giống như một kết cấu liền khối dưới tác dụng của một số hoặc tất cả tải trọng thiết kế. Dự ứng lực sau thường được sử dụng để liên kết các cấu kiện riêng lẻ. Đối với kết cấu phần trên, các cấu kiện riêng lẻ thường ngắn (so với chiều dài nhịp), các đoạn có dạng mặt cắt hộp với bản cánh liền khối bao gồm toàn bộ chiều rộng của kết cấu.

3.65 Đai chống động đất (Seismic Hoop) – Một đai hình trụ khép không liên tục được khép kín bằng cách sử dụng mối nối hàn đối đầu hoặc một khớp nối cơ học.

3.66 Tao cáp bọc (Shielded Strand) - Xem tao cáp bọc từng phần

3.67 Bản (Slab) - Cấu kiện có chiều rộng ít nhất bằng bốn lần chiều cao hữu hiệu của nó.

3.68 Thiết bị neo đặc biệt (Special Anchorage Device) - Thiết bị neo mà tính năng phù hợp của chúng phải được chứng minh qua thử nghiệm chấp nhận đã được tiêu chuẩn hoá. Hầu hết các neo đa diện và tất cả các neo dính bám là các thiết bị neo đặc biệt.

3.69 Cường độ quy định của bê tông (Specified Strength of Concrete) - Cường độ nén danh định của bê tông được quy định cho công trình và được giả thiết cho thiết kế và phân tích kết cấu mới.

3.70 Thép xoắn (Spiral) - Thanh hoặc sợi được cuốn liên tục thành hình trụ xoắn ốc.

3.71 Dầm đúc sẵn ghép nối (Spliced Precast Girder) – Một loại kết cấu phần trên trong đó các đốt dầm bê tông đúc sẵn được nối ghép theo chiều dọc, thường bằng dự ứng lực căng sau, để tạo thành dầm hoàn chỉnh. Cầu có mặt cắt ngang điển hình là một kết cấu thông thường bao gồm nhiều dầm đúc sẵn. Loại công trình này không được coi là thi công phân đoạn (Xem Điều 14.1.3).

3.72 Cường độ kéo chẻ (Splitting Tensile Strength) - Cường độ kéo của bê tông được xác định bằng thí nghiệm tách (chẻ) phù hợp với AASHTO T198 (ASTM C 496).

3.73 Biên độ ứng suất (Stress Range) - Chênh lệch đại số giữa ứng suất Max và Min do tải trọng nhất thời.

3.74 Bê tông kết cấu (Structural Concrete) – Tất cả bê tông được sử dụng cho mục đích kết cấu

3.75 Bê tông khối lớn (Structural Mass Concrete) - Bất kỳ khối bê tông lớn nào ở đó phải dùng các vật liệu hoặc phương pháp thi công đặc biệt nhằm đối phó với sự phát sinh nhiệt độ cao do hydrat hoá và sự thay đổi thể tích kèm theo để giảm thiểu nứt.

3.76 Mô hình chống - và - giằng, Mô hình giàn ảo - Mô hình được dùng chủ yếu ở các vùng lực tập trung và thay đổi đột ngột về hình học để xác định các tỷ lệ bê tông và khối lượng cốt thép và các phân bố được dựa trên giả thiết là có các thanh chống chịu nén trong

bê tông, các giằng chịu kéo trong cốt thép và vị trí hình học của các nút ở các điểm giao cắt của chúng.

3.77 Gradient nhiệt - Thay đổi nhiệt độ của bê tông trên mặt cắt ngang.

3.78 Cấu kiện thép dự ứng lực - Cấu kiện thép cường độ cao được dùng để tạo dự ứng lực cho bê tông.

3.79 Truyền - Thao tác truyền lực trong thiết bị neo kéo trước lên bê tông.

3.80 Mặt cắt không chế chịu kéo - Một mặt cắt ngang, trong đó ứng biến kéo thực trong thép chịu kéo ngoài cùng với sức kháng danh định lớn hơn hoặc bằng giới hạn ứng biến không chế kéo.

3.81 Giới hạn ứng biến kéo không chế kéo - Ứng biến kéo trong thép chịu kéo ngoài cùng ở mức sức kháng danh định.

3.82 Chiều dài truyền - Chiều dài trên đó lực kéo dự ứng được truyền qua bê tông bằng dính bám và ma sát trong một cấu kiện kéo trước.

3.83 Cốt thép ngang - Cốt thép được dùng để chịu cắt, xoắn, lực ngang hoặc để bó tăng cường bê tông trong bộ phận kết cấu. Các thuật ngữ "cốt đai" và "cốt thép bản bụng" thường được dùng để chỉ cốt thép ngang trong bộ phận chịu uốn và thuật ngữ "giằng" "cốt đai" và "cốt xoắn" được dùng để chỉ cốt thép ngang trong bộ phận chịu nén.

3.84 Ma sát lặc - Ma sát gây ra bởi sự lệch hướng của ống bọc hoặc vỏ bọc bó thép ra khỏi đường tìm quy định của nó.

3.85 Giới hạn chảy - Giới hạn chảy quy định của cốt thép.

4 CÁC TÍNH CHẤT CỦA VẬT LIỆU

4.1 TỔNG QUÁT

Các thiết kế phải dựa trên các tính chất của vật liệu được dẫn ra trong Tiêu chuẩn này và dựa trên cơ sở dùng các vật liệu tuân theo tiêu chuẩn về cấp hạng của các vật liệu xây dựng có đặc tính tương đương quy định trong Tiêu chuẩn xây dựng cầu đường bộ AASHTO LRFD.

Khi các cấp hạng khác hoặc các loại vật liệu khác được đưa vào sử dụng, thì các tính chất của chúng. Các Tiêu chuẩn tối thiểu được chấp nhận và các thủ tục thí nghiệm cho các loại vật liệu như vậy phải được quy định trong hồ sơ thiết kế.

Trong hồ sơ thiết kế phải chỉ rõ các cấp hay các tính chất của tất cả các loại vật liệu được đưa vào sử dụng.

4.2 BÊ TÔNG KẾT CẤU CÓ TỶ TRỌNG BÌNH THƯỜNG VÀ NHẸ

4.2.1 Cường độ chịu nén

Đối với từng cấu kiện, cường độ chịu nén quy định, f'_c , hay cấp bê tông phải được quy định rõ trong hồ sơ thiết kế.

Bê tông có cường độ chịu nén lớn hơn 70 MPa chỉ được dùng khi được cho phép bởi các quy định cụ thể và khi có các thí nghiệm vật lý xác lập được các quan hệ giữa cường độ chịu nén của bê tông với các tính chất khác. Không được dùng các loại bê tông có cường độ thấp hơn 16 MPa cho các loại kết cấu.

Cường độ chịu nén quy định của bê tông dự ứng lực và bản mặt cầu không được thấp hơn 28 MPa.

Đối với kết cấu bê tông nhẹ, thì mật độ lỗ rỗng, cường độ và các tính chất khác phải chỉ định rõ trong hồ sơ thiết kế.

Đối với bê tông dùng cho kết cấu ở trong và trên mặt nước mặn và vùng bờ biển, tỉ lệ nước/xi măng không được vượt quá 0,45.

Tổng cộng lượng xi măng Portland và các vật liệu chứa xi măng khác không được vượt quá 475 kg/m³ bê tông, ngoại trừ bê tông tính năng cao thì lượng xi măng Portland và xi măng khác không vượt quá 593 kg/m³.

4.2.2 Hệ số giãn nở nhiệt

Hệ số giãn nở nhiệt nên xác định bằng thí nghiệm trong phòng theo loại bê tông có cấp phối được đem dùng.

Trong trường hợp thiếu các số liệu chính xác, hệ số giãn nở nhiệt có thể lấy như sau :

Bê tông thường: $10,8 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$, và

Bê tông nhẹ: $9,0 \times 10^{-6} / ^\circ\text{C}$

4.2.3 Co ngót và từ biến

4.2.3.1 Tổng quát

Các giá trị co ngót và từ biến, quy định ở đây và trong các Điều 9.5.3 và 9.5.4, phải được dùng để xác định hiệu ứng của co ngót và từ biến đến mất mát dự ứng lực trong các cầu dự ứng lực không thi công theo phương pháp phân đoạn. Những giá trị này có mối liên hệ với mômen quán tính, như quy định ở Điều 7.3.6.2, có thể được dùng để xác định hiệu ứng của co ngót và từ biến đến độ võng.

Những quy định này sẽ được áp dụng cụ thể cho cường độ bê tông quy định lên tới 105MPa. Khi không có các số liệu chính xác hơn, hệ số co ngót có thể giả thiết là 0,0002 sau 28 ngày và 0,0005 sau một năm khô.

Khi không có sẵn số liệu về thiết kế cấp phối, việc xác định co ngót và từ biến có thể dùng các quy định sau :

- Các Điều 4.2.3.2 và 4.2.3.3,

- Tiêu chuẩn CEB - FIP , hoặc
- ACI 209.

Đối với cầu thi công theo phương pháp phân đoạn (đúc hẫng, đúc đẩy) phải tính một cách chính xác hơn bao gồm việc xét đến các tác động của :

- Vật liệu cụ thể,
- Các kích thước kết cấu,
- Điều kiện công trường,
- Phương pháp thi công.
- Tuổi bê tông ở các giai đoạn thi công khác nhau.

4.2.3.2 Từ biến

Hệ số từ biến có thể lấy như sau:

$$\psi(t, t_i) = 1.9 k_s k_{hc} k_f k_{id} t_i^{-0.118} \quad (1)$$

Trong đó:

$$k_s = 1.45 - 0.0051(V/S) \geq 1.0 \quad (2)$$

$$k_{hc} = 1.56 - 0.008H \quad (3)$$

$$k_f = \frac{35}{7 + f_{ct}} \quad (4)$$

$$k_{id} = \frac{t}{12 \left(\frac{100 - 0.58 f_{ct}}{0.145 f_{ct} + 20} \right) + t} \quad (5)$$

Trong đó:

- H = độ ẩm tương đối (%). Trong trường hợp không có thông tin tốt hơn, H có thể lấy từ các số liệu thống kê do Tổng cục khí tượng thủy văn Bộ tài nguyên môi trường xuất bản.
- k_s = hệ số ảnh hưởng của tỷ lệ giữa thể tích với bề mặt cấu kiện
- k_f = hệ số ảnh hưởng của cường độ bê tông
- k_{hc} = hệ số độ ẩm cho từ biến
- k_{hd} = hệ số phụ thuộc thời gian
- t = tuổi của bê tông (ngày), được xác định là tuổi của bê tông trong khoảng tới thời điểm đặt tải cho tính toán từ biến, hoặc cuối thời kỳ bảo dưỡng cho tính toán co ngót, và thời gian được xem xét để phân tích các tác động của từ biến và co ngót
- t_i = tuổi của bê tông tại thời điểm tác dụng của tải trọng (ngày)
- V/S = tỉ lệ giữa thể tích với bề mặt cấu kiện (mm)

f_{ci} = cường độ nén quy định của bê tông tại thời điểm căng dự ứng lực cho cấu kiện căng sau và tại thời điểm gia tải ban đầu của các cấu kiện không dự ứng lực. Nếu tuổi của bê tông tại thời điểm đặt tải ban đầu là không xác định được tại thời điểm thiết kế, thì f_{ci} có thể lấy bằng $0.80 f_c$ (MPa).

Diện tích bề mặt dùng để xác định tỷ lệ thể tích trên bề mặt chỉ tính các diện tích bề mặt tiếp xúc với khí quyển. Đối với các mặt cắt hộp kín mà khả năng thông gió kém thì chỉ tính 50% diện tích bề mặt bên trong của hộp. Với cấu kiện đúc sẵn và đổ tại chỗ, tổng diện tích bề mặt bê tông đúc sẵn nên được sử dụng. Đối với các kết cấu dự ứng lực kéo trước có sườn (dầm – I, dầm – T, và dầm hộp), với bề dày trung bình sườn dầm từ 150 đến 200mm, giá trị k_{vs} có thể lấy bằng 1,00

4.2.3.3 Co ngót

Đối với bê tông, cốt liệu không co ngót, ứng biến do co ngót, ε_{sh} , tại thời điểm t , có thể xác định như sau :

$$\varepsilon_{sh} = k_s k_{hs} k_{t0} 0,48 \times 10^{-3} \quad (6)$$

với:

$$k_{hs} = (2,00 - 0,014H) \quad (7)$$

trong đó :

k_{hs} = hệ số độ ẩm cho co ngót

Nếu bê tông được để khô trước 5 ngày kể từ ngày đóng rắn, co ngót được xác định theo Phương trình 6 phải được tăng lên 20%.

4.2.4 Mô đun đàn hồi

Khi không có các số liệu đo, mô đun đàn hồi, E_c , của các loại bê tông có tỷ trọng trong khoảng từ 1440 đến 2500 kg/m³ và cường độ nén 105 MPa có thể lấy như sau:

$$E_c = 0,0017 K_1 W_c^2 f_c^{0,33} \quad (8)$$

trong đó :

K_1 = Hệ số hiệu chỉnh nguồn cốt liệu được lấy bằng 1,0 trừ khi được xác định bằng các thí nghiệm cơ lý, và được phê duyệt bởi cơ quan có thẩm quyền

w_c = tỷ trọng của bê tông (kg/m³); theo Bảng 6 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này

f_c = cường độ nén quy định của bê tông (MPa)

4.2.5 Hệ số Poisson

Trong trường hợp không được xác định bằng các thí nghiệm vật lý, hệ số Poisson có thể lấy bằng 0,2 cho bê tông nhẹ có cường độ chịu nén tới 70 MPa và bê tông thường có cường độ chịu nén tới 105 MPa. Đối với cấu kiện có thể xuất hiện nứt, không xét đến hiệu ứng của hệ số Poisson.

4.2.6 Mô đun phá hoại

Nếu không có số liệu xác định bằng các thí nghiệm vật lý thì mô đun phá hoại (cường độ chịu kéo khi uốn) f_t , tính bằng MPa, của bê tông có cường độ lên tới 105 MPa có thể xác định như sau :

- Đối với bê tông thường :

+ Trừ quy định dưới đây..... $0,63 \sqrt{f'_c}$

+ Khi sử dụng để tính mô men nứt của cấu kiện ở Điều 8.3.4.3..... $0,52 \sqrt{f'_c}$

- Đối với bê tông nhẹ:

+ Đối với bê tông nhẹ cát thường $0,52 \sqrt{f'_c}$

+ Đối với bê tông nhẹ toàn phần $0,45 \sqrt{f'_c}$

Các thí nghiệm vật lý được sử dụng để xác định giới hạn bền uốn phải phù hợp với AASHTO T 97 và phải được thực hiện trên bê tông có cùng loại vật liệu và tỷ lệ cấp phối quy định cho kết cấu.

4.2.7 Cường độ chịu kéo

Có thể xác định cường độ chịu kéo trực tiếp theo ASTM C900 , hoặc phương pháp cường độ kéo chèn theo AASHTO T198 (ASTM C 496)

4.3 CỐT THÉP

4.3.1 Tổng quát

Cốt thép thanh, thép tròn, thép có gờ, thép sợi kéo nguội, lưới sợi thép tròn hàn, lưới sợi thép có gờ hàn, phải tuân thủ theo TCVN 1651: 2008, những chỉ tiêu không có qui định trong TCVN 1651: 2008, phải theo tiêu chuẩn vật liệu quy định trong Điều 9.2 của Tiêu chuẩn Kỹ thuật Thi công cầu AASHTO LRFD.

Cốt thép phải là loại có gờ, trừ khi dùng các thanh thép trơn, sợi thép tròn trơn làm thép đai xoắn, làm móc treo, và làm lưới thép.

Giới hạn chảy danh định của cốt thép phải là tối thiểu như qui định của cấp thép đã được chọn, không thiết kế cốt thép có giới hạn chảy vượt quá 520 MPa, trừ trường hợp được qui định ở Điều.4.3.3 cho phép dùng thép có giới hạn chảy tới 690 MPa. Giới hạn chảy hay cấp của thép sợi phải quy định rõ trong hồ sơ thiết kế. Chỉ được dùng cốt thép thanh có giới hạn chảy nhỏ hơn 420 MPa trong trường hợp đặc biệt, khi có cơ sở pháp lý.

Khi cần cấu tạo cho kết cấu dẹt hoặc cốt thép nối hàn thì đặc tính của cốt thép phải theo qui định của ASTM A706M "thanh thép có gờ bằng thép hợp kim thấp dùng cho kết cấu bê tông cốt thép".

4.3.2 Mô đun đàn hồi

Mô đun đàn hồi, E_s , của cốt thép có cường độ tới 690 MPa phải lấy bằng 200 000 MPa.

4.3.3 Các ứng dụng đặc biệt

Cốt thép nào phải hàn và phương pháp hàn phải được chỉ rõ trong hồ sơ thiết kế.

Khi có các yêu cầu cần thiết, có thể bố trí các cốt thép có giới hạn chảy xấp xỉ hoặc bằng 690 MPa trong các cấu kiện hoặc mối nối trong vùng động đất I.

Vị trí nào phải dùng cốt thép sơn phủ epoxy phải được chỉ rõ trong hồ sơ thiết kế.

4.4 THÉP DỰ ỨNG LỰC

4.4.1 Tổng quát

Các loại tạo cáp dự ứng lực, 7 sợi không sơn phủ có độ tự chùng thấp, hoặc các thanh thép không sơn phủ cường độ cao, trơn hay có gờ, phải phù hợp với tiêu chuẩn vật liệu như quy định trong Tiêu chuẩn Kỹ thuật Thi công cầu AASHTO LRFD:

- AASHTO M 203/M 203M (ASTM A 416/A 416 M)
- AASHTO M 275/M 275M (ASTM A 722/A 722M)

Giới hạn kéo và giới hạn chảy của các loại thép này có thể lấy trong Bảng 1 dưới đây.

Bảng 1 - Tính chất của tạo cáp thép và thép thanh dự ứng lực

Vật liệu	Cáp hoặc loại thép	Đường kính (mm)	Cường độ chịu kéo f_{pu} (MPa)	Giới hạn chảy f_{py} (MPa)
Tạo cáp	1725 MPa (Cáp 250)	6.35 đến 15.24	1725	90% của f_{pu}
	1860 MPa (Cáp 270)	9.53 đến 15.24	1860	
Thép thanh	Loại 1, thép trơn	19 đến 35	1035	85% của f_{pu}
	Loại 2, thép có gờ	16 đến 35	1035	80% của f_{pu}

Nếu trong hồ sơ thiết kế có các chi tiết về dự ứng lực thì phải chỉ rõ kích thước và cấp hoặc loại thép và quy định lực kéo dự ứng lực.

4.4.2 Mô đun đàn hồi

Nếu không có các số liệu chính xác hơn, mô đun đàn hồi của thép dự ứng lực, dựa trên diện tích mặt cắt ngang danh định của thép, có thể lấy như sau:

Đối với tạo cáp : $E_p = 197\,000$ MPa và

Đối với thanh : $E_p = 207\,000$ MPa

4.5 NEO DỰ ỨNG LỰC KÉO SAU VÀ NỐI CÁP

Neo và mối nối cáp phải được cấu tạo theo các yêu cầu của Điều 10.3.2 của Tiêu chuẩn Kỹ thuật thi công cầu AASHTO LRFD

Phải tiến hành bảo vệ chống gỉ cho cáp, neo, các đầu neo và các mối nối cáp.

4.6 ỐNG BỌC CÁP

4.6.1 Tổng quát

Ống bọc cho cáp phải là loại cứng hoặc loại nửa cứng bằng thép mạ kẽm hoặc bằng nhựa hoặc tạo lỗ trong bê tông bằng lõi lấy ra được.

Bán kính cong của ống bọc không được nhỏ hơn 6000 mm, trừ ở vùng neo có thể cho phép nhỏ tới 3600 mm.

Không được dùng ống bọc bằng nhựa khi bán kính cong nhỏ hơn 9000 mm.

Khi dùng ống bọc bằng nhựa cho loại cáp có dính bám thì phải xem xét đặc tính dính bám của ống nhựa với bê tông và vữa.

Hiệu quả áp lực của vữa lên ống bọc và vùng bê tông xung quanh phải được kiểm tra.

Cự ly lớn nhất giữa các điểm kê cố định ống bọc trong khi thi công phải được quy định trong bản vẽ thiết kế và phù hợp với Điều 10.4.1.1 của Tiêu chuẩn Kỹ thuật thi công cầu AASHTO LRFD

4.6.2 Kích thước của ống bọc cáp

Đường kính trong của ống bọc ít nhất phải lớn hơn đường kính của thanh thép dự ứng lực đơn hay bó cáp dự ứng lực 6 mm. Đối với loại thép dự ứng lực nhiều thanh và bó cáp dự ứng lực thì diện tích mặt cắt của ống bọc ít nhất phải lớn hơn 2 lần diện tích tịnh của mặt cắt bó thép dự ứng lực, khi lắp đặt bó cáp bằng phương pháp kéo sau thì diện tích mặt cắt của ống bọc phải gấp 2,5 lần diện tích mặt cắt của bó cáp.

Kích thước của ống bọc không được vượt quá 0,4 lần bề dày bê tông nguyên nhỏ nhất tại vị trí đặt ống bọc.

4.6.3 Ống bọc tại vị trí yên chuyển hướng

Ống bọc ở vị trí yên chuyển hướng phải là ống thép mạ phù hợp với tiêu chuẩn của ASTM A53, loại E, cấp B. Độ dày danh định của thành ống không được nhỏ hơn 3 mm.

5 CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

5.1 TỔNG QUÁT

Các bộ phận kết cấu phải có cấu tạo thoả mãn các yêu cầu ở các trạng thái giới hạn sử dụng, mỏi, cường độ và các trạng thái giới hạn đặc biệt.

Các cấu kiện bê tông dự ứng lực toàn phần và bê tông dự ứng lực một phần phải được kiểm tra ứng suất và biến dạng cho từng giai đoạn có thể là tới hạn trong quá trình thi công, căng kéo dự ứng lực, xếp kho, vận chuyển và lắp ráp cũng như trong quá trình khai thác kết cấu mà chúng là một bộ phận.

Phải kiểm toán ứng suất tập trung gây ra do lực căng dự ứng lực hoặc do tải trọng, do biến dạng kiềm chế hoặc cưỡng bức.

5.2 TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG

Các nội dung cần phải được kiểm toán ở trạng thái giới hạn sử dụng là nứt, biến dạng và ứng suất trong bê tông như quy định tương ứng trong các Điều 7.3.4, 7.3.6 và 9.4.

Ứng suất nứt phải được lấy với mô đun phá hoại (cường độ chịu kéo khi uốn) trong Điều 4.2.6.

5.3 TRẠNG THÁI GIỚI HẠN MỎI

5.3.1 Tổng quát

Không cần kiểm toán mỏi cho bản mặt cầu bê tông trong các kết cấu nhiều dầm hoặc cống hộp bê tông cốt thép.

Trong vùng chịu ứng suất nén do tải trọng thường xuyên và dự ứng lực trong các kết cấu bê tông cốt thép và bê tông dự ứng lực, chỉ kiểm toán mỏi nếu ứng suất nén nhỏ hơn ứng suất kéo lớn nhất gây ra do hoạt tải tổ hợp tải trọng tính mỏi I như chỉ ra ở Bảng 3 Phần 3 cùng với các qui định của Điều 6.1.4 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này.

Không cần kiểm toán mỏi của cốt thép trong trường hợp cấu kiện bê tông dự ứng lực toàn phần được thiết kế đảm bảo cho ứng suất kéo ở thớ ngoài cùng theo trạng thái giới hạn sử dụng III không vượt quá giới hạn ứng suất kéo quy định trong Bảng 9. Phải kiểm toán mỏi các cấu kiện kết cấu có bố trí tạo cáp kết hợp với các thanh cốt thép mà cho phép ứng suất kéo trong bê tông vượt quá quy định trong Bảng 9 ở trạng thái giới hạn Sử dụng III.

Đối với việc xem xét mỏi, các cấu kiện bê tông phải thỏa mãn:

$$\gamma(\Delta f) \leq (\Delta F)_{TH} \quad (9)$$

trong đó:

γ = Hệ số tải trọng quy định trong Bảng 3 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này cho tổ hợp tải trọng Mỏi I

(Δf) = Hiệu ứng lực, biên độ ứng suất hoạt tải do tải trọng mỗi tác dụng, quy định tại Điều 6.1.4 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này (MPa)

$(\Delta F)_{TH}$ = Ngưỡng mỏi với biên độ không đổi, quy định tại Điều 5.5.3.2, 5.5.3.3, hoặc 5.5.3.4, theo điều kiện thích hợp (MPa)

Đối với cấu kiện dự ứng lực hoàn toàn không thi công phân đoạn, ứng suất nén do tổ hợp tải trọng Mỏi I và một nửa của tổng ứng suất dự ứng lực và tĩnh tải không được quá $0,4 f_c'$ khi mất mát ứng suất.

Đặc trưng mặt cắt tính mỏi dựa trên mặt cắt đã bị nứt khi tổng số ứng suất do tải trọng thường xuyên, lực dự ứng lực và tổ hợp tải trọng mỏi I là chịu kéo và vượt quá $0,25 \sqrt{f_c'}$.

5.3.2 Các thanh cốt thép

Ngưỡng mỏi với biên độ ứng suất không đổi trong thanh cốt thép thẳng và lưới cốt thép hàn mà không có mối nối đối đầu tại điểm giao cắt cốt thép trong khu vực ứng suất cao được lấy như sau:

$$(\Delta F)_{TH} = 166 - 20 f_{min}/f_y \quad (10)$$

Ngưỡng mỏi với biên độ ứng suất không đổi trong thanh cốt thép thẳng và lưới cốt thép hàn mà có mối nối đối đầu tại điểm giao cắt cốt thép trong khu vực ứng suất cao được lấy như sau:

$$(\Delta F)_{TH} = 110 - 0,33 f_{min} \quad (11)$$

trong đó:

f_{min} = mức ứng suất nhỏ nhất do hoạt tải tổ hợp tải trọng môi I gây ra, kết hợp với các ứng suất phát sinh do các tải trọng thường xuyên không hệ số hoặc tải trọng thường xuyên không hệ số, với nội lực gây ra do co ngót, từ biến, lấy giá trị dương khi chịu kéo, giá trị âm khi chịu nén (MPa).

f_y = giới hạn chảy của cốt thép không lấy nhỏ hơn 420 MPa và lớn hơn 690 MPa

Việc xác định các khu vực ứng suất cao cho các ứng dụng của Phương trình 10 và 11 cho cốt thép chịu uốn sẽ được lấy ở vị trí cách một phần ba của chiều dài nhịp mỗi bên tính từ mặt cắt có mô men lớn nhất.

5.3.3 Bó cáp dự ứng lực

Ngưỡng mỏi biên độ không đổi $(\Delta F)_{TH}$ trong bó cáp dự ứng lực không được vượt quá:

- 125 MPa đối với cáp có bán kính cong lớn hơn 9000 mm và
- 70 MPa đối với cáp có bán kính cong nhỏ hơn 3600 mm.

Đối với cáp có bán kính cong ở giữa các trị số 3600 mm và 9000 mm phạm vi biến thiên ứng suất có thể lấy theo trị số nội suy tuyến tính.

5.3.4 Các mối nối hàn hoặc mối nối cơ khí của cốt thép

Đối với các mối nối hàn hoặc mối nối cơ khí chịu tác dụng của các tải trọng lặp thì ngưỡng mỏi biên độ ứng suất không đổi $(\Delta F)_{TH}$ lấy trong Bảng 2

Trong trường hợp tổng số chu kỳ tác dụng của tải trọng, N , quy định ở Phương trình 3 Phần 6 bộ tiêu chuẩn này ít hơn 1 triệu, $(\Delta F)_{TH}$ có thể được tăng thêm một lượng $168 (6 - \log N_{cyc})$ tính bằng MPa đến một giá trị không lớn hơn giá trị của $(\Delta F)_{TH}$ tính theo Phương trình 10 trong Điều 5.3.2. Các giá trị cao hơn của $(\Delta F)_{TH}$ cho tới giá trị tính theo Phương trình 10 có thể được sử dụng nếu được xác minh bằng số liệu thí nghiệm mỏi trên các mối nối giống như các mối nối sẽ được sử dụng trong công trình.

Không được sử dụng mối nối hàn và cơ khí với cốt thép ASTM A1035/A1035M và loại tương đương.

Bảng 2- Ngưỡng mỏi biên độ không đổi của các mối nối

Loại mối nối	$(\Delta F)_{TH}$ khi số chu kỳ lớn hơn 1.000.000
Măng sông nhồi vữa, cốt thép phủ epôxy hoặc không	126 MPa
Măng sông ghép bằng cách ép nguội không có ren ở đầu, cốt thép phủ có hoặc không phủ epôxy; Bộ nối được rèn nguyên khối có ren thô (NC) chôn đầu Măng sông thép có nằm; Bộ nối với với ống tròn đều ren nối đầu vát (taper-threaded); và mối hàn đối đầu trực tiếp rãnh hình V đơn	84 MPa
Các loại mối nối khác	28 MPa

CHÚ THÍCH:

Mối nối cơ khí là tên gọi chung cho các loại mối nối bằng ống ren (TCVN 8163:2009) hoặc mối nối có ống nối bọc hai đầu cốt thép, nhồi kim loại giữa hai đầu thanh và loại ống nối dập kẹp cho thanh chịu kéo hoặc các cách khác như dùng ống nối và các chốt kẹp giữ hai đầu thanh ép chặt đối đầu cho thanh chịu nén.

5.4 TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ**5.4.1 Tổng quát**

Trạng thái giới hạn cường độ dùng để kiểm toán về cường độ và ổn định.

Sức kháng tính toán là tích của sức kháng danh định được xác định theo quy định ở các Điều 6, 7, 8, 9, 10, 13 và 14 trừ khi ở các trạng thái giới hạn khác được quy định đặc biệt, nhân với hệ số sức kháng được quy định ở Điều 5.4.2.

5.4.2 Hệ số sức kháng**5.4.2.1 Thi công theo phương pháp thông thường**

Các qui định của Điều 5.4.2.1 cũng có thể được áp dụng cho cốt thép thường có giới hạn chảy tới 690 MPa cho các cấu kiện và mối nối qui định ở Điều 5.4.3.3.

Hệ số sức kháng ϕ lấy như sau:

- Với mặt cắt bê tông cốt thép không chế kéo theo quy định trong Điều 7.2.1..... 0,90

- Với mặt cắt bê tông cốt thép dự ứng lực không chế kéo theo quy định trong Điều 7.2.1.....1,00
- Trường hợp chịu cắt và xoắn :
 - Bê tông thường.....0,90
 - Bê tông nhẹ0,80
- Với mặt cắt không chế nén có cốt thép xoắn hoặc cốt thép đai móc theo quy định trong Điều 7.2.1, trừ quy định ở Điều 10.11.3 và 10.11.4.1.2 cho động đất vùng 2, 3 ở trạng thái giới hạn đặc biệt 0,75
- Dùng cho trường hợp ép tựa trên bê tông0,70
- Dùng cho trường hợp nén trong mô hình chống và giằng0,70
- Dùng cho trường hợp chịu nén trong vùng neo:
 - Bê tông thường0,80
 - Bê tông nhẹ 0,65
- Dùng cho thép chịu kéo trong vùng neo 1,00
- Dùng cho sức kháng trong khi đóng cọc1,00

Đối với mặt cắt trong đó ứng biến kéo thực trong cốt thép chịu kéo ngoài cùng ở sức kháng danh định nằm trong khoảng giữa giới hạn ứng biến không chế nén, ε_{cl} và giới hạn ứng biến không chế kéo, ε_{tl} , giá trị ϕ liên quan đến ứng biến kéo thực có thể lấy theo nội suy tuyến tính từ 0,75 tới giá trị ứng với mặt cắt không chế kéo.

Sự thay đổi của ϕ có thể được tính cho các cấu kiện dự ứng lực như sau :

$$0,75 \leq \phi = 0,75 + \frac{0,25(\varepsilon_t - \varepsilon_{cl})}{\varepsilon_{tl} - \varepsilon_{cl}} \leq 1,0 \quad (12)$$

Và với cấu kiện không dự ứng lực như sau:

$$0,75 \leq \phi = 0,75 + \frac{0,15(\varepsilon_t - \varepsilon_{cl})}{\varepsilon_{tl} - \varepsilon_{cl}} \leq 0,9 \quad (13)$$

Trong đó:

ε_t = ứng biến kéo thực trong cốt thép chịu kéo ngoài cùng ở sức kháng danh định (mm./mm)

ε_{cl} = giới hạn ứng biến kiểm soát nén trong thép chịu kéo ngoài cùng (mm./mm)

ε_{tl} = giới hạn ứng biến kiểm soát kéo trong thép chịu kéo ngoài cùng (mm./mm)

Khi thiết kế bố trí kết hợp các loại cốt thép thường có sức kháng khác nhau, thì phải dùng hệ số sức kháng nhỏ nhất cho từng loại cấp cốt thép.

5.4.2.2 Thi công theo phân đoạn

Phải lấy các hệ số sức kháng ở trạng thái giới hạn cường độ theo quy định trong Bảng 3 cho các điều kiện đã được chỉ định và theo Điều 5.4.2.1 cho các điều kiện không qui định trong Bảng 3.

Khi lựa chọn các hệ số sức kháng uốn, ϕ_t , và cắt và xoắn, ϕ_v , phải xem xét mức độ dính bám của hệ thống kéo sau. Đối với bó thép được xem là dính bám hoàn toàn ở mặt cắt, cần phải bố trí kéo dài đầy đủ bó cáp đó vượt qua mặt cắt với một chiều dài triển khai không ít hơn trị số quy định trong Điều 11.4. Có thể cho phép dùng chiều dài chôn ngầm ngắn hơn, nếu được chứng minh bằng thí nghiệm theo kích thước thực tế.

Nếu cáp dự ứng lực căng kéo sau là một tổ hợp của các bó cáp dính bám hoàn toàn và bó cáp không dính bám hoặc các bó cáp dính bám một phần, thì hệ số sức kháng ở bất kỳ mặt cắt nào cũng phải dựa trên các điều kiện dính bám của các bó cáp tạo ra phần lớn lực dự ứng lực tại mặt cắt đó.

Mối nối giữa các bộ phận đúc sẵn phải được đúc tại chỗ hoặc ghép khít các cấu kiện đúc sẵn và dán bằng epoxy.

Bảng 3 - Hệ số sức kháng đối với các mối nối khi thi công theo phân đoạn

	ϕ_t Uốn	ϕ_v Cắt
Bê tông thường		
Các bó thép Dự ứng lực dính bám hoàn toàn	0.95	0.90
Các bó thép Dự ứng lực không dính bám hoặc dính bám một phần	0.90	0.85
Bê tông nhẹ-cát thường		
Các bó thép Dự ứng lực dính bám hoàn toàn	0.90	0.70
Các thép Dự ứng lực không dính bám hoặc dính bám 1 phần	0.85	0.65

5.4.2.3 Các yêu cầu đặc biệt cho vùng động đất 2, 3

Đối với kết cấu cột trong vùng động đất 2, 3 dùng hệ số sức kháng chiết giảm như quy định trong Điều 10.11.3 và 10.11.4.1.2.

5.4.3 Ổn định

Toàn bộ kết cấu cũng như từng bộ phận của nó phải được thiết kế để chống trượt, lật, nhỏ và cong oằn. Tác động của tải trọng lệch tâm phải được xét đến trong phân tích và thiết kế.

Phải kiểm toán sự cong oằn của các cấu kiện đúc sẵn trong quá trình xếp kho, vận chuyển và lắp ráp.

5.5 TRẠNG THÁI GIỚI HẠN ĐẶC BIỆT

Toàn bộ kết cấu cũng như các cấu kiện của nó phải được cấu tạo tương xứng để chống sụp đổ do các tác động đặc biệt như nêu trong Bảng 3 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này đồng thời phải phù hợp với điều kiện địa phương và điều kiện sử dụng.

6 CƠ SỞ GIẢI PHÁP THIẾT KẾ

6.1 TỔNG QUÁT

Các cấu kiện và mối nối phải được thiết kế để chịu các tổ hợp tải trọng, như quy định ở Phần 3 bộ tiêu chuẩn này, ở tất cả các giai đoạn trong thời gian tồn tại của cầu, kể cả trong quá trình xây dựng. Các hệ số tải trọng phải theo quy định trong Phần 3 bộ tiêu chuẩn này.

Sự cân bằng và tương đồng ứng biến phải được xác định trong quá trình giải tích, như quy định ở Phần 4 bộ tiêu chuẩn này.

6.2 HIỆU ỨNG CỦA BIẾN DẠNG CƯỜNG BỨC

Hiệu ứng của biến dạng cường bức do co ngót, thay đổi nhiệt độ, từ biến, kéo căng dự ứng lực và chuyển vị gối phải được xem xét.

6.3 MÔ HÌNH CHỐNG-VÀ-GIĂNG

6.3.1 Tổng quát

Khi kiểm toán các trạng thái giới hạn cường độ và đặc biệt, có thể dùng mô hình chống và giằng để xác định nội lực ở gần gối và các điểm có đặt lực tập trung.

Mô hình chống-và-giằng cần được xem xét khi thiết kế các đế móng dầm và bệ cọc hoặc các trường hợp khác mà khoảng cách giữa các điểm đặt lực và các phản lực gối nhỏ hơn khoảng 2 lần bề dày của cấu kiện.

Nếu mô hình chống và giằng được áp dụng cho việc tính toán kết cấu thì phải theo qui định của các Điều từ 6.3.2 đến Điều 6.3.6.

6.3.2 Mô hình hóa kết cấu

Một kết cấu và cấu kiện hay một vùng kết cấu có thể được mô hình hoá như một tổ hợp của các giằng thép chịu kéo và các thanh chống bê tông chịu nén nối với nhau tại các nút để tạo thành một kết cấu giàn ảo có khả năng chịu được tất cả các lực đặt vào truyền tới các gối. Chiều rộng yêu cầu của các thanh chịu nén và chịu kéo sẽ được xem xét khi xác định yếu tố hình học của giàn ảo.

Sức kháng tính toán, P_r , của các thanh chịu kéo và nén sẽ được coi như các cấu kiện chịu lực dọc trục :

$$P_r = \phi P_n \quad (14)$$

trong đó :

- P_n = cường độ danh định của thanh chống nén hoặc thanh giằng kéo (N)
- ϕ = hệ số sức kháng cho trường hợp chịu kéo hoặc nén được quy định trong Điều 5.4.2.

6.3.3 Định kích thước của thanh chống chịu nén

6.3.3.1 Cường độ của thanh chịu nén không cốt thép

Sức kháng danh định của thanh chịu nén không cốt thép được tính như sau:

$$P_n = f_{cu} A_{cs} \quad (15)$$

trong đó :

P_n = sức kháng danh định của thanh chịu nén (N).

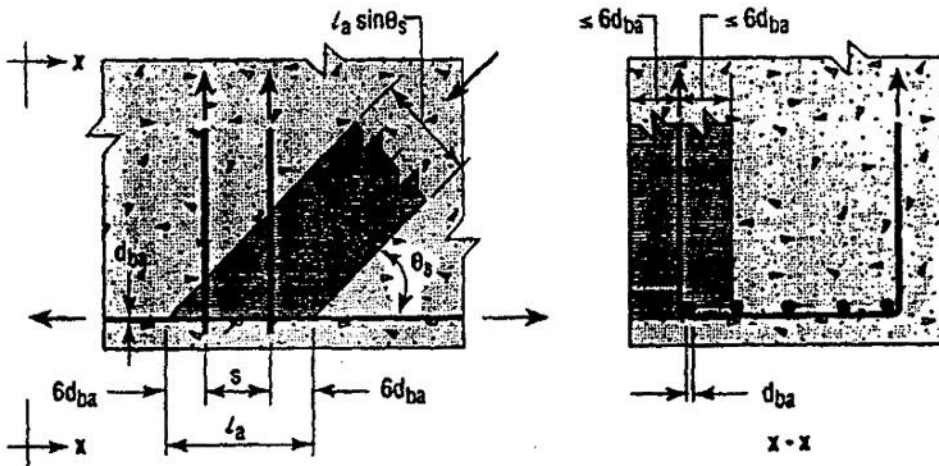
f_{cu} = ứng suất chịu nén giới hạn như quy định trong Điều 6.3.3.3 (MPa)

A_{cs} = diện tích mặt cắt ngang có hiệu của thanh chịu nén như quy định trong Điều 6.3.3.2 (mm²)

6.3.3.2 Diện tích mặt cắt ngang có hiệu của thanh chịu nén.

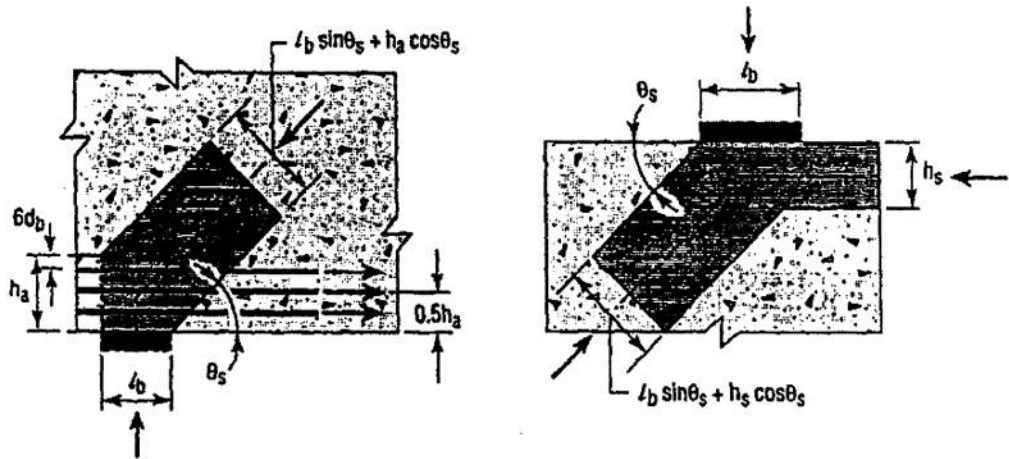
Giá trị A_{cs} phải được xác định với sự xem xét cả 2 khả năng là diện tích bê tông và điều kiện ở đầu thanh chống, như biểu thị trong Hình 1.

Khi đầu thanh chống được neo bằng cốt thép thì phạm vi bê tông có hiệu có thể mở rộng thêm một khoảng bằng 6 lần đường kính cốt thép tính từ thanh cốt thép neo, như biểu thị ở Hình 1(a).



a) Thanh chống được neo bằng cốt thép

Hình 1- Ảnh hưởng của điều kiện neo đến diện tích mặt cắt ngang có hiệu của thanh chống



b) Thanh chống được neo bằng gổ
và cốt thép

c) Thanh chống được neo bằng gổ
và thanh chống

Hình 1 (tiếp theo) - Ảnh hưởng của điều kiện neo đến diện tích mặt cắt ngang
có hiệu của thanh chống

6.3.3.3 Ứng suất nén giới hạn trong thanh chống.

Ứng suất chịu nén giới hạn f_{cu} phải lấy theo điều kiện sau:

$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0,8 + 170\varepsilon_1} \leq 0,85 f'_c \quad (16)$$

trong đó:

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0,002) \cotg^2 \alpha_s \quad (17)$$

ở đây :

α_s = góc nhỏ nhất giữa thanh chịu nén và thanh chịu kéo liền kề (độ)

ε_s = ứng biến kéo trong bê tông theo hướng của giằng chịu kéo (mm/mm)

f'_c = cường độ chịu nén quy định (MPa)

6.3.3.4 Thanh chống có cốt thép

Nếu thanh nén có cốt thép bố trí song song với trục thanh và được cấu tạo để chịu nén tới giới hạn chảy thì sức kháng danh định của thanh nén được tính như sau :

$$P_n = f_{cu} A_{cs} + f_y A_{ss} \quad (18)$$

trong đó :

A_{ss} = diện tích mặt cắt cốt thép trong thanh chống (mm²)

6.3.4 Định kích thước thanh giằng chịu kéo

6.3.4.1 Cường độ của thanh giằng

Cốt thép kéo phải được neo vào vùng nút bằng chiều dài khai triển, móc neo quy định hoặc các neo cơ học. Lực kéo phải được phát triển ở mặt trong của vùng nút.

Sức kháng danh định của thanh giằng chịu kéo phải lấy bằng :

$$P_n = f_y A_{st} + A_{ps} [f_{pe} + f_y] \quad (19)$$

ở đây:

A_{st} = tổng diện tích của cốt thép thường dọc trong thanh giằng (mm^2).

A_{ps} = diện tích thép dự ứng lực (mm^2)

f_y = cường độ chảy của cốt thép dọc thường (MPa)

f_{pe} = ứng suất trong thép dự ứng lực do tạo dự ứng lực, đã xét mất mát (MPa)

6.3.4.2 Neo thanh giằng

Cốt thép của thanh giằng chịu kéo phải được neo để truyền lực kéo của nó đến vùng nút của giàn phù hợp với các yêu cầu khai triển cốt thép như quy định trong Điều 11.

6.3.5 Định kích thước vùng nút

Trừ khi có bố trí cốt thép đai và tác dụng của nó được chứng minh qua tính toán hay thực nghiệm, ứng suất nén trong bê tông ở vùng nút không được vượt quá trị số sau :

Đối với vùng nút bao bởi thanh chịu nén và mặt gối : $0,85 \phi f'_c$

Đối với vùng nút neo thanh chịu kéo một hướng : $0,75 \phi f'_c$

Đối với vùng nút neo thanh chịu kéo nhiều hướng
trong đó : $0,65 \phi f'_c$

ϕ = hệ số sức kháng chịu lực ép mặt trên bê tông như quy định ở Điều 5.4.2.

Cốt thép của thanh chịu kéo phải được bố trí đều trên toàn bộ diện tích có hiệu của bê tông ít nhất bằng lực của thanh chịu kéo chia cho ứng suất giới hạn được quy định ở đây.

Ngoài việc thỏa mãn các tiêu chuẩn cường độ chịu lực cho thanh chịu kéo và nén, vùng nút phải được thiết kế theo ứng suất và giới hạn của vùng neo như quy định ở các Điều 6.3.4.1 và 6.3.4.2.

Ứng suất ép mặt trên vùng nút phát sinh do lực tập trung hay phản lực phải thỏa mãn các điều kiện quy định trong Điều 7.5.

6.3.6 Cốt thép không chế nứt

Các kết cấu và cấu kiện hoặc các vùng, trừ phần bản và đế móng, được thiết kế theo các quy định của Điều 6.3, phải có một lưới cốt thép trực giao ở gần bề mặt của nó. Khoảng cách giữa các thanh không được vượt quá giá trị nhỏ hơn của $d/4$ và 300 mm xem trên Hình 2.

Cốt thép theo chiều thẳng đứng và nằm ngang phải thỏa mãn:

$$\frac{A_v}{b_w s_v} \geq 0,003 \quad (20)$$

$$\frac{A_h}{b_w s_h} \geq 0,003 \quad (21)$$

Trong đó:

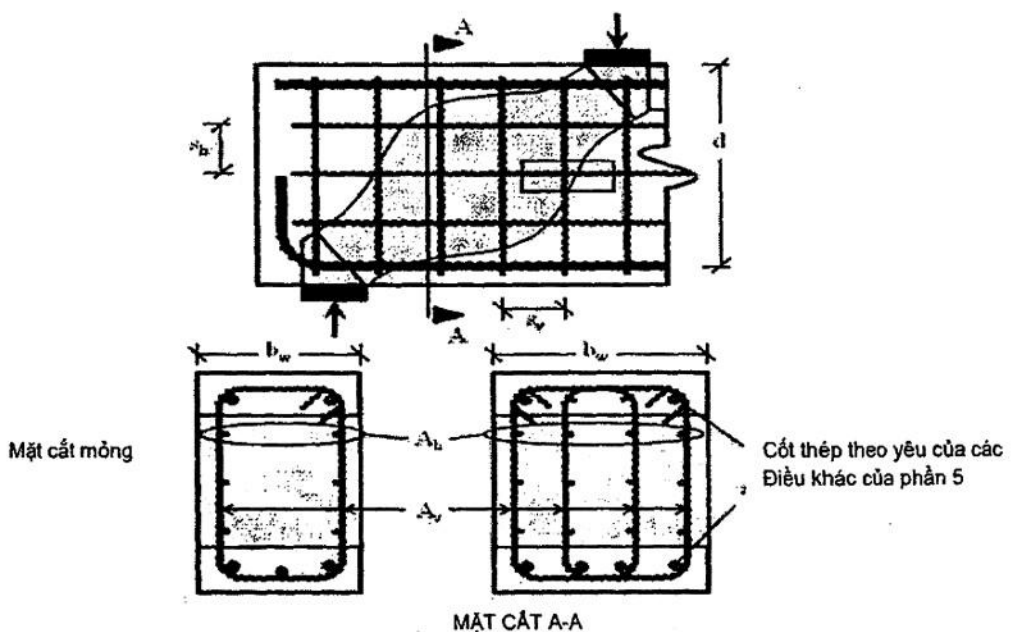
A_h = tổng diện tích cốt thép ngang không chế nứt trong khoảng s_h tương ứng (mm^2)

A_v = tổng diện tích cốt thép thẳng đứng không chế nứt trong khoảng s_v tương ứng (mm^2)

b_w = bề rộng của vách (mm)

s_v, s_h = phạm vi cốt thép không chế nứt thẳng đứng và nằm ngang (mm)

Cốt thép không chế nứt bố trí phân bố đều trong phạm vi ở vùng của thanh chịu kéo.



Hình 2 - Phân bố cốt thép không chế nứt trong thanh chịu nén

7 THIẾT KẾ KẾT CẤU CHỊU UỐN VÀ CHỊU LỰC DỌC TRỰC

7.1 CÁC QUY ĐỊNH VỀ SỰ LÀM VIỆC CỦA VẬT LIỆU Ở TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG VÀ TRẠNG THÁI GIỚI HẠN MỎI

Các giả định sau đây có thể dùng để thiết kế kết cấu bê tông cốt thép, bê tông cốt thép dự ứng lực, bê tông dự ứng lực một phần đối với tất cả các cấp cường độ nén:

- Bê tông dự ứng lực chịu kéo tại các mặt cắt không nứt, trừ trường hợp như quy định ở Điều 7.6.
- Ứng biến trong bê tông thay đổi tuyến tính, trừ các cấu kiện và các vùng của cấu kiện mà ở đó cường độ chịu lực thông thường của vật liệu không thích hợp,
- Tỷ lệ mô đun đàn hồi, n , được làm tròn đến số nguyên,
- Tỷ lệ mô đun đàn hồi được tính như sau :
 - E_s/E_c với thanh cốt thép
 - E_p/E_c với bó cáp dự ứng lực
- Đối với tính tải và lực do dự ứng lực, tỷ lệ mô đun đàn hồi có hiệu lấy bằng $2n$.

7.2 CÁC QUY ĐỊNH VỀ SỰ LÀM VIỆC CỦA VẬT LIỆU Ở TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ VÀ TRẠNG THÁI GIỚI HẠN ĐẶC BIỆT

Các giả định sau có thể dùng cho bê tông thường có cường độ chịu nén tới 105 MPa.

7.2.1 Tổng quát

Sức kháng tính toán của các cấu kiện bê tông phải dựa trên các điều kiện cân bằng và tương thích về ứng biến, các hệ số sức kháng theo quy định của Điều 5.4.2, và các quy định sau:

- Đối với các cấu kiện có cốt thép hoặc thép dự ứng lực dính bám hoàn toàn, hoặc trong chiều dài dính bám của các tảo thép dự ứng lực không dính bám cục bộ hoặc được bọc thì ứng biến tỷ lệ thuận với khoảng cách tính từ trục trung hoà, trừ các cấu kiện có chiều cao lớn thỏa mãn các yêu cầu của Điều 13.2 và trong các vùng không bình thường khác.
- Đối với các cấu kiện có các bó tảo cáp dự ứng lực không dính bám hoàn toàn hay không dính bám một phần nghĩa là các tảo thép trong ống bọc hay mất dính bám, sự chênh lệch về ứng biến giữa bó cáp và mặt cắt bê tông cũng như ảnh hưởng của độ võng đối với yếu tố hình học của bó cáp phải đưa vào tính toán ứng suất trong bó cáp.
- Nếu bê tông không bị kiểm chế, ứng biến thích dụng lớn nhất ở thớ chịu nén ngoài cùng không được lớn quá 0,003.
- Nếu bê tông bị kiểm chế, ứng biến thích dụng lớn nhất vượt quá 0,003 trong lõi bê tông được kiểm chế, có thể được chấp nhận nếu có sự chứng minh. Tính toán sức kháng đã nhân hệ số phải xem xét lớp bê tông bảo vệ có thể bị mất khi ứng biến tương ứng với ứng biến trong lõi bê tông bị kiểm chế.

- Ngoại trừ mô hình chống và giằng, ứng suất trong cốt thép phải dựa trên đường cong ứng suất - ứng biến đại diện của thép hay một giá trị toán học đại diện được chấp nhận, bao gồm sự khai triển của các cốt thép hay dự ứng lực và việc truyền dự ứng lực.
- Bỏ qua sức kháng kéo của bê tông,
- Giả thiết biểu đồ ứng suất - ứng biến của bê tông chịu nén là hình chữ nhật, parabol hay bất cứ hình dạng nào khác đều phải dẫn đến sự dự tính về sức kháng vật liệu phù hợp về cơ bản với các kết quả thí nghiệm.
- Phải xét đến sự khai triển của các cốt thép, và cấp dự ứng lực và việc truyền dự ứng lực.
- Điều kiện cân bằng ứng biến tại một mặt cắt tồn tại khi cốt thép chịu kéo đạt tới ứng biến tương ứng với cường độ chảy quy định f_y cùng thời điểm với bê tông nén đạt tới ứng biến giới hạn của nó 0,003
- Mặt cắt được coi là không chế nén khi ứng biến kéo thực trong thép chịu kéo ngoài cùng bằng hoặc nhỏ hơn giới hạn ứng biến không chế chịu nén tại thời điểm bê tông chịu nén đạt tới giới hạn ứng biến giả định của nó 0,003. Giới hạn ứng biến không chế chịu nén là ứng biến kéo thực trong cốt thép tại điều kiện cân bằng ứng biến. Với thép cấp 420, và với toàn bộ thép dự ứng lực, giới hạn ứng biến không chế chịu nén có thể lấy bằng $\epsilon_d = 0,002$. Với cốt thép thường có giới hạn chảy tối thiểu bằng 690 MPa, ứng biến không chế nén có thể lấy bằng $\epsilon_d = 0,004$. Đối với cốt thép thường có giới hạn chảy tối thiểu trong khoảng 420 MPa đến 690 MPa có thể xác định giới hạn ứng biến không chế nén bằng phương pháp nội suy tuyến tính.
- Mặt cắt được coi là không chế kéo khi ứng biến kéo thực trong cốt thép chịu kéo ngoài cùng bằng hoặc lớn hơn giới hạn ứng biến không chế kéo, ϵ_d , ngay khi bê tông trong vùng chịu nén đạt tới giới hạn ứng biến giả định của nó là 0,003. Các mặt cắt có ứng biến kéo thực trong cốt thép chịu kéo ngoài cùng ở giữa giá trị giới hạn ứng biến không chế chịu nén và 0,005 tạo thành một vùng chuyển tiếp giữa các mặt cắt không chế chịu nén và mặt cắt không chế chịu kéo. Giới hạn ứng biến chịu kéo, ϵ_d , của cốt thép thường có giới hạn chảy $f_y \leq 520$ MPa và thép dự ứng lực lấy bằng 0,005. Giới hạn ứng biến chịu kéo, ϵ_d , của cốt thép thường có giới hạn chảy $f_y = 690$ MPa lấy bằng 0,008. Giới hạn ứng biến chịu kéo, ϵ_d , của cốt thép thường có giới hạn chảy trong khoảng $f_y = 520$ MPa và 690 MPa được xác định bằng nội suy tuyến tính.
- Sử dụng cốt thép chịu nén kết hợp với tăng cốt thép chịu kéo để tăng sức kháng của kết cấu chịu uốn.
- Trong các phương trình sức kháng uốn gần đúng của các Điều 7.3.1 và 7.3.2, f_y và f_y có thể thay thế cho f_s và f_s tương ứng, tùy thuộc vào các điều kiện sau:
 - f_y có thể thay cho f_s khi tính toán theo các Điều khoản trích dẫn ở trên do tỷ lệ c/d_s không vượt quá:

$$\frac{c}{d_s} \leq \frac{0,003}{0,003 + \epsilon_d} \quad (22)$$

Trong đó:

- c = Khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trục trung hòa (mm.)
- d_s = Khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trục trung tâm cốt thép thường chịu kéo (mm)
- ϵ_{cl} = Giới hạn ứng biến không chế chịu nén như qui định ở trên.
 - o Nếu tỷ lệ c/d_s vượt quá giới hạn này thì có thể xác định ứng suất trong cốt thép thường bằng phương pháp tương thích ứng biến.
- f_t có thể thay bằng f_y trong tính toán theo các điều khoản trích dẫn ở trên khi $c < 3d_s$ và $f_y \leq 420$ MPa. Nếu $c < 3d_s$ hoặc $f_y > 420$, có thể xác định ứng suất trong cốt thép chịu nén bằng phương pháp tương thích ứng biến, hoặc thiên về an toàn, có thể bỏ qua cốt thép chịu nén, tức $A_s = 0$
- Khi áp dụng phương pháp tương thích biến dạng, ứng suất tính toán trong cốt thép thường của các loại cốt thép có giới hạn chảy giữa 520 MPa và 690 MPa không được lấy lớn hơn giá trị giới hạn chảy của cốt thép.

Phải xét gia tăng giới hạn ứng biến nén của thớ bê tông ngoài cùng có thể sử dụng được trong các cấu kiện chịu nén mặt cắt chữ nhật rỗng theo quy định của Điều 7.4.7.

7.2.2 Phân bố ứng suất theo hình chữ nhật

Quan hệ tự nhiên giữa ứng suất bê tông và ứng biến có thể coi như một khối hình chữ nhật tương đương cạnh bằng $\alpha_1 f_c$ phân bố trên một vùng giới hạn bởi mặt ngoài cùng chịu nén của mặt cắt và đường thẳng song song với trục trung hoà cách thớ chịu nén ngoài cùng một khoảng cách $a = \beta_1 c$. Khoảng cách c phải đo vuông góc với trục trung hoà. Hệ số α_1 lấy bằng 0,85 cho bê tông có cường độ chịu nén không lớn hơn 70 MPa, Đối với bê tông có cường độ chịu nén vượt quá 70 MPa thì hệ số α_1 giảm đi theo mức 0,02 cho từng 7 MPa vượt quá 70 MPa, nhưng α_1 không được nhỏ hơn 0,75. Hệ số β_1 lấy bằng 0,85 đối với bê tông có cường độ không lớn hơn 28 MPa. Với bê tông có cường độ lớn hơn 28 MPa, hệ số β_1 giảm đi theo tỷ lệ 0,05 cho từng 7 MPa vượt quá 28 MPa, nhưng không lấy nhỏ hơn trị số 0,65.

Phải chú ý các giới hạn cho việc sử dụng giả thiết khối ứng suất chữ nhật đối với các cấu kiện chịu nén mặt cắt chữ nhật rỗng theo quy định của Điều 7.4.7.

7.3 CẤU KIỆN CHỊU UỐN

7.3.1 Ứng suất trong thép dự ứng lực ở mức sức kháng uốn danh định

7.3.1.1 Các cấu kiện có cốt thép dự ứng lực dính bám

Trường hợp mặt cắt hình chữ nhật và hình T chịu uốn quanh một trục, có ứng suất bê tông phân bố như quy định ở Điều 7.2.2 và f_{pe} không nhỏ hơn $0,5 f_{pu}$, ứng suất trung bình trong thép dự ứng lực, f_{ps} , có thể lấy như sau:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p}\right) \quad (23)$$

trong đó:

$$k = 2 \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}}\right) \quad (24)$$

Với mặt cắt hình T:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s - \alpha_1 f'_c (b - b_w) h_f}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (25)$$

Với mặt cắt hình chữ nhật :

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_s - A'_s f'_s}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (26)$$

trong đó :

- A_{ps} = diện tích mặt cắt cốt thép dự ứng lực (mm^2)
- f_{pu} = cường độ chịu kéo quy định của thép dự ứng lực (MPa)
- f_{py} = giới hạn chảy của thép dự ứng lực (MPa)
- A_s = diện tích cốt thép thường (thép Cac bon thấp) chịu kéo (mm^2)
- A'_s = diện tích cốt thép thường chịu nén (mm^2)
- f_s = ứng suất trong cốt thép thường chịu kéo ở mức sức kháng uốn danh định (MPa), được quy định trong Điều 7.2.1
- f'_s = cường độ chảy của cốt thép chịu nén (MPa)
- f'_s = ứng suất trong cốt thép thường chịu nén tại mức sức kháng uốn danh định (MPa), được quy định trong Điều 7.2.1
- f_y = giới hạn chảy của cốt thép chịu kéo (MPa)
- b = chiều rộng của bề mặt cấu kiện chịu nén; đối với một mặt cắt bản cánh chịu nén, bề rộng có hiệu của bản cánh quy định tại Điều 6.2.6 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này (mm)
- b_w = chiều rộng của bản bụng (mm)
- h_f = chiều dày bản cánh chịu nén (mm)
- d_p = khoảng cách từ thớ ngoài cùng chịu nén đến trọng tâm các bó thép dự ứng lực (mm)
- c = khoảng cách từ trục trung hoà đến mặt chịu nén (mm)
- β_1 = hệ số quy đổi hình khối ứng suất quy định ở Điều 7.2.2
- α_1 = hệ số quy đổi hình khối ứng suất quy định ở Điều 7.2.2

7.3.1.2 Các cấu kiện có thép dự ứng lực không dính bám

Đối với mặt cắt hình chữ nhật và mặt cắt hình T chịu uốn quanh một trục hoặc hai trục cùng với lực dọc trục như quy định ở Điều 7.4.5, có phân bố ứng suất bê tông như quy định ở Điều 7.2.2, thì ứng suất trung bình trong thép dự ứng lực không dính bám được xác định như sau:

$$f_{ps} = f_{pe} + 6300 \left(\frac{d_p - c}{\lambda_e} \right) \leq f_{py} \quad (27)$$

Trong đó

$$\lambda_e = \left(\frac{2\lambda_i}{2 + N_s} \right) \quad (28)$$

Đối với mặt cắt hình T:

$$c = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_s - A'_s f'_s - 0,85 f'_c (b - b_w) h_f}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b_w} \quad (29)$$

Đối với mặt cắt hình chữ nhật:

$$c = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_s - A'_s f'_s}{\alpha_1 f'_c \beta_1 b} \quad (30)$$

Trong đó :

- c = khoảng cách tính từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trục trung hoà với giả thiết là thép dự ứng lực của bó cáp dự ứng lực đã bị chảy, được tính theo Phương trình 29 và 30 cho trạng thái làm việc của mặt cắt chữ T và trạng thái làm việc của mặt cắt chữ nhật (mm).
- λ_e = chiều dài bó tạo thép có hiệu (mm)
- λ_i = chiều dài bó tạo thép giữa các neo (mm)
- N_s = số lượng các gối đỡ mà các bó cáp đi qua nằm giữa các neo hay các điểm có dính bám rời rạc
- f_{py} = cường độ chảy của thép dự ứng lực (MPa)
- f_{pe} = ứng suất có hiệu trong thép dự ứng lực ở mặt cắt đang xét sau khi đã tính mọi mất mát (MPa).

7.3.1.3 Cấu kiện có thép dự ứng lực dính bám và không dính bám với bê tông

7.3.1.3.1 Phân tích chi tiết

Trường hợp qui định tại Điều 7.3.1.3.2 cho cấu kiện có cả hai loại cáp dự ứng lực dính bám và không dính bám với bê tông sẽ được tính bằng phân tích chi tiết. Phân tích chi tiết

phải xét đến sự tương thích ứng biến giữa mặt cốt và thép dự ứng lực dính bám. Ứng suất trong cốt thép dự ứng lực không dính bám sẽ được xét với sự tương thích chuyển vị tổng thể giữa các mặt cốt có dính bám của các bó cáp dự ứng lực không dính bám có trong nhịp. Các mặt cốt dính bám của cáp không dính bám có thể là các điểm neo và bất kỳ mặt cốt dính bám nào như yên chuyển hướng. Cường độ chịu uốn danh định sẽ tính trực tiếp từ kết quả ứng suất của phân tích này.

7.3.1.3.2 Đơn giản hóa phân tích

Để thay thế cho việc phân tích chi tiết được qui định tại Điều 7.3.1.3.1, ứng suất trong cáp dự ứng lực không dính bám có thể lấy như ứng suất có hiệu trong thép dự ứng lực sau mất mát, f_{pe} . Trong trường hợp này, ứng suất trong thép dự ứng lực dính bám sẽ được tính theo Phương trình 23 đến 26 với $A_{ps}f_{pu}$ trong Phương trình 25 và 26 thay thế cho $A_{psb}f_{pu} + A_{psu}f_{pe}$.

Trong đó :

A_{psb} = diện tích thép dự ứng lực dính bám (mm^2)

A_{psu} = diện tích thép dự ứng lực không dính bám (mm^2)

Khi tính toán sức kháng uốn danh định theo Phương trình 32, ứng suất trung bình trong thép dự ứng lực sẽ được lấy bằng số bình quân của ứng suất trong thép dự ứng lực dính bám và không dính bám, và tổng diện tích cốt thép dự ứng lực dính bám và không dính bám được sử dụng.

7.3.2 Sức kháng uốn

7.3.2.1 Sức kháng uốn tính toán

Sức kháng tính toán, M_r , phải lấy như sau :

$$M_r = \phi M_n \quad (31)$$

trong đó :

M_n = sức kháng danh định (N.mm)

ϕ = hệ số sức kháng quy định ở Điều 5.4.2

7.3.2.2 Mặt cắt hình T

Với mặt cắt hình T chịu uốn quanh một trục và hai trục cùng với lực nén dọc trục như quy định ở Điều 7.4.5 và sự phân bố ứng suất như quy định ở Điều 7.2.2 được sử dụng và bề dày bản cánh chịu nén nhỏ hơn $a = \beta_1 c$, được xác định theo các Phương trình 25, 26, 29, hoặc 30, sức kháng uốn danh định của mặt cắt có thể xác định như sau:

$$M_n = A_{ps}f_{ps}\left(d_p - \frac{a}{2}\right) + A_s f_s \left(d_s - \frac{a}{2}\right) - A'_s f'_s \left(d'_s - \frac{a}{2}\right) + \alpha_1 f'_c (b - b_w) h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2}\right) \quad (32)$$

trong đó :

A_{ps} = diện tích thép dự ứng lực (mm^2)

- f_{ps} = ứng suất trung bình trong cốt thép dự ứng lực ở mức sức kháng uốn danh định, tính theo Phương trình 23 (MPa)
 d_p = khoảng cách từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm cốt thép dự ứng lực (mm)
 A_s = diện tích cốt thép chịu kéo không dự ứng lực (mm²).
 f_s = ứng suất trong cốt thép thường chịu kéo theo sức kháng uốn danh định (MPa), như quy định trong Điều 7.2.1
 d_s = khoảng cách từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm cốt thép chịu kéo không dự ứng lực (mm).
 A'_s = diện tích cốt thép chịu nén (mm²)
 f'_s = ứng suất trong cốt thép thường chịu nén theo sức kháng uốn danh định (MPa), như quy định trong Điều 7.2.1
 d'_s = khoảng cách từ thớ ngoài cùng chịu nén đến trọng tâm cốt thép chịu nén (mm)
 f'_c = cường độ chịu nén quy định của bê tông ở tuổi 28 ngày (MPa)
 b = chiều rộng của bề mặt cấu kiện chịu nén; đối với mặt cắt có bản cánh chịu nén, bề rộng có hiệu của bản cánh quy định tại Điều 6.2.6 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này (mm)
 b_w = chiều dày của bản bụng hoặc đường kính của mặt cắt tròn (mm)
 β_1 = hệ số chuyển đổi biểu đồ ứng suất quy định trong Điều 7.2.2
 h_f = chiều dày bản cánh chịu nén của cấu kiện dầm I hoặc T (mm)
 a = $c\beta_1$; Chiều dày của biểu đồ khối ứng suất tương đương (mm)
 α_1 = hệ số quy đổi hình khối ứng suất quy định ở Điều 7.2.2

7.3.2.3 Mặt cắt hình chữ nhật

Đối với mặt cắt hình chữ nhật chịu uốn một trục và hai trục cùng với lực dọc trục như quy định ở Điều 7.4.5, khi công nhận sự phân bố ứng suất gần đúng như quy định ở Điều 7.2.2 và chiều dày bản cánh chịu nén không nhỏ hơn đại lượng $a = \beta_1 c$ xác định theo các Phương trình 26 hoặc 30 thì sức kháng uốn danh định M_n có thể xác định theo các Phương trình từ 23, đến 32, trong đó b_w phải lấy bằng b .

7.3.2.4 Các dạng mặt cắt khác

Với các loại mặt cắt không phải là mặt cắt hình chữ T hay thực chất là mặt cắt hình chữ nhật có trục thẳng đứng đối xứng hoặc mặt cắt chịu uốn hai trục không có lực dọc trục, thì sức kháng uốn tính toán M_n được xác định bằng giải tích dựa trên các giả thiết đã quy định ở Điều 7.2. Đồng thời phải áp dụng các qui định của Điều 7.3.3.

7.3.2.5 Phương pháp tương thích ứng biến

Phương pháp tương thích ứng biến có thể được sử dụng nếu yêu cầu tính toán chính xác. Các quy định thích hợp của Điều 7.2.1 được áp dụng.

Ứng suất và ứng biến tương ứng trong bất kỳ lớp cốt thép nào có thể lấy từ bất kỳ công thức hoặc biểu đồ đại diện quan hệ ứng suất-biến dạng của cốt thép thường và cấp dự ứng lực hoặc đường cong ứng suất - Biến dạng theo đặc tính riêng. Trường hợp nêu sau phải sử

7.3.2.6 Các mặt cắt dầm bê tông liên hợp với bản mặt cầu

Đối với các mặt cắt dầm bê tông liên hợp với bản mặt cầu mà vị trí trục hòa nằm phía dưới bản mặt cầu, trong phạm vi chiều cao dầm bê tông cường độ cao dự ứng lực, sức kháng uốn danh định của nó, M_n , có thể xác định theo Phương trình 32, tính với cường độ chịu nén của bản mặt cầu.

7.3.3 Giới hạn về lượng cốt thép tối thiểu

Trừ khi có các quy định khác, còn ở bất kỳ một mặt cắt nào đó của cầu kiện chịu uốn không không chế nén, lượng cốt thép thường và cốt thép dự ứng lực chịu kéo phải đủ để phát triển sức kháng uốn tính toán, M_r , ít nhất bằng một trong hai giá trị sau, lấy giá trị nhỏ hơn:

- 1,33 lần mômen tính toán cần thiết dưới tổ hợp tải trọng cường độ thích hợp quy định trong Bảng 3 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này; và
- $M_{cr} = \gamma_3 \left[(\gamma_1 f_r + \gamma_2 f_{cpe}) S_c - M_{dnc} \left(\frac{S_c}{S_{nc}} - 1 \right) \right]$ (33)

Trong đó:

- f_r = Mô đun phá hoại của bê tông như qui định ở Điều 4.2.6
- f_{cpe} = ứng suất nén trong bê tông do lực dự ứng lực có hiệu (sau khi đã trừ các mất mát do dự ứng lực) tại thớ ngoài cùng chịu kéo do tác dụng của tải trọng bên ngoài của mặt cắt (MPa)
- M_{dnc} = tổng mô men tĩnh tải chưa nhân hệ số tác dụng lên mặt cắt liên khối hoặc mặt cắt không liên hợp (N-mm)
- S_c = mô đun tiết diện đối với thớ biên của mặt cắt liên hợp nơi xuất hiện ứng suất kéo do tác dụng của tải trọng ngoài (mm^3)
- S_{nc} = mô đun tiết diện đối với thớ biên của mặt cắt liên khối hoặc mặt cắt không liên hợp, tại đó xuất hiện ứng suất kéo do tác dụng của tải trọng ngoài (mm^3)

Các giá trị thích hợp cho M_{dnc} và S_{nc} được sử dụng cho bất kỳ mặt cắt liên hợp trung gian. Trường hợp dầm được thiết kế cho mặt cắt nguyên khối hoặc không liên hợp để kháng lại tất cả các loại tải trọng, thay thế S_{nc} cho S_c trong phương trình trên để tính toán M_{cr} .

Các hệ số sau phải dùng để xét đến tính biến động sức kháng nứt do uốn của bê tông, sự biến động của dự ứng lực và tỷ lệ giữa ứng suất chảy danh định với giới hạn bền của cốt thép.

- γ_1 = hệ số biến động mô men nứt do uốn
- = 1,2 cho kết cấu đúc sẵn lắp ghép
- = 1,6 cho tất cả các kết cấu bê tông khác

γ_2 = Hệ số biến động dự ứng lực

= 1,1 cho bó thép dính bám

= 1,0 cho bó thép không dính bám

γ_3 = Tỷ lệ cường độ chảy danh định với cường độ bền chịu kéo của cốt thép

= 0,67 cho cốt thép A615 cấp 420

= 0,75 cho cốt thép A706 cấp 420

= 1,0 cho thép dự ứng lực

Phải áp dụng các quy định của Điều 10.8.

7.3.4 Không chế nứt bằng phân bố cốt thép

Các quy định của Điều này được áp dụng cho tất cả cốt thép của các cấu kiện bê tông cốt thép trừ bản mặt cầu được thiết kế theo Điều 7.2 Phần 9 bộ tiêu chuẩn này, trong đó ứng suất kéo trong mặt cắt ngang vượt quá 80% cường độ chịu kéo do uốn được quy định ở Điều 4.2.6, ở tổ hợp tải trọng trạng thái giới hạn sử dụng quy định ở Bảng 3 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này..

Để không chế nứt, khoảng cách cốt thép thường trong lớp gần nhất với mặt chịu kéo phải thỏa mãn điều kiện:

$$s \leq \frac{123000\gamma_e}{\beta_s f_{ss}} - 2d_c \quad (34)$$

trong đó:

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0.7(h - d_c)}$$

ở đây:

γ_e = hệ số phơi lộ bề mặt

= 1,00 ở nơi có các điều kiện phơi lộ bề mặt cấp 1

= 0,75 ở nơi có điều kiện phơi lộ bề mặt cấp 2

d_c = bề dày lớp bê tông bảo vệ đo từ thớ chịu kéo ngoài cùng tới trọng tâm của cốt thép chịu uốn gần nhất (mm)

f_{ss} = ứng suất kéo xuất hiện trong cốt thép thường ở trạng thái giới hạn sử dụng không vượt quá 0,60 fy (MPa)

h = tổng độ dày hoặc chiều sâu của cấu kiện (mm)

Điều kiện phơi lộ bề mặt cấp 1 là bề mặt các kết cấu bê tông trong điều kiện thông thường, cho phép nứt nhiều do ít quan tâm đến hình thức bề mặt. Điều kiện phơi lộ bề mặt cấp 2 là trường hợp bề mặt bản mặt cầu hoặc bề mặt kết cấu phần dưới ngâm trong nước; bề mặt phơi lộ cấp 2 cũng áp dụng cho thiết kế theo phương ngang của dầm hộp bê tông phân đoạn

cho bất kỳ loại tải trọng tác dụng trước khi bê tông đạt cường độ danh định và ở các vị trí kết cấu cần quan tâm đến hình thức bề mặt bê tông và/hoặc ăn mòn.

Trong các tính toán d_c , độ dày thực tế của lớp bê tông bảo vệ được sử dụng.

Khi tính toán ứng suất thực tế trong cốt thép, các hiệu ứng kéo dọc phải được xem xét, trong khi ảnh hưởng của hiệu ứng nén dọc trục có thể được xem xét.

Khoảng cách tối thiểu và tối đa của cốt thép cũng phải tuân theo quy định của Điều 10.3.1 và 10.3.2, tương ứng.

Ảnh hưởng của thép dự ứng lực dính bám có thể được xem xét, trong trường hợp giá trị f_{ss} sử dụng trong Phương trình 34, cho thép dự ứng lực dính bám, phải là ứng suất phát triển vượt quá trạng thái giải nén tính toán trên cơ sở phân tích mặt cắt bị nứt hoặc phân tích tương thích ứng biến.

Ở các vị trí bản cánh của dầm bê tông cốt thép mặt cắt T hoặc hộp chịu kéo, ở trạng thái giới hạn sử dụng, cốt thép chịu kéo khi uốn phải phân bố trên một phạm vi, lấy theo trị số nhỏ hơn trong các trị số sau đây :

- Bề rộng có hiệu của bản cánh như quy định ở Điều 6.2.6 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này hoặc
- Một chiều rộng bằng 1/10 chiều dài trung bình của các nhịp lân cận.

Nếu bề rộng bản cánh có hiệu lớn hơn 1/10 chiều dài nhịp thì phải bố trí cốt thép dọc bổ sung ở phần ngoài của bản cánh với diện tích không nhỏ hơn 0,4% diện tích của bản nhô ra.

Nếu chiều dày có hiệu, d_c , của các cấu kiện không dự ứng lực hoặc bê tông dự ứng lực một phần lớn hơn 900 mm, thì phải bố trí cốt thép dọc tạo vỏ phân bố đều theo dọc cả 2 mặt của cấu kiện trong một khoảng $d_c/2$ gần cốt thép chịu kéo uốn nhất.

Diện tích của cốt thép vỏ chống nứt A_{sk} tính bằng mm^2/mm theo chiều cao trên mỗi mặt :

$$A_{sk} \geq 0,012(d_c - 760) \quad (35)$$

trong đó:

A_{ps} = diện tích của thép dự ứng lực (mm^2)

A_s = diện tích cốt thép thường chịu kéo (mm^2)

Tuy nhiên, tổng diện tích cốt thép dọc bề mặt (mỗi mặt) không được vượt quá 1/4 cốt thép chịu kéo do uốn yêu cầu $A_s + A_{ps}$

Cự ly giữa các cốt thép của lưới thép vỏ chống nứt không vượt quá $d/6$ hoặc 300 mm.

Các cốt thép này có thể tính vào chịu lực nếu việc phân tích tương thích ứng biến được tiến hành để xác định ứng suất trong từng thanh riêng biệt.

7.3.5 Sự phân bố lại mô men

Thay cho các tính toán chính xác hơn, khi cốt thép dính bám thỏa mãn các quy định của Điều 11 được bố trí tại các gối giữa của dầm bê tông cốt thép liên tục, các giá trị mô men âm xác định theo lý thuyết đàn hồi ở trạng thái giới hạn cường độ có thể tăng hay giảm một lượng không vượt quá 1000 ϵ_t phần trăm, với giá trị lớn nhất 20%. Phân bố lại mô men âm được thực hiện chỉ khi ϵ_t bằng hoặc lớn hơn 1,5 ϵ_t tại mặt cắt mô men được giảm, trong đó ϵ_t là giới hạn ứng biến không chế kéo qui định ở Điều 7.2.1.

Giá trị mô men dương phải được điều chỉnh theo sự thay đổi của mô men âm để đảm bảo điều kiện cân bằng giữa tải trọng và nội lực.

7.3.6 Các biến dạng

7.3.6.1 Tổng quát

Phải tuân theo quy định của Điều 5.2.6 Phần 2 bộ tiêu chuẩn này.

Các khe co giãn và gối phải điều tiết các biến đổi kích thước gây ra bởi tải trọng, từ biến, co ngót, thay đổi nhiệt độ, lún trụ và dự ứng lực.

7.3.6.2 Độ võng và độ vòng

Khi tính toán độ võng và độ vòng phải xét tác động của tĩnh tải, hoạt tải, lực dự ứng lực, tải trọng lắp ráp, từ biến và co ngót của bê tông và tự chùng của thép.

Phải áp dụng các quy định của các Điều 5.2.1; 5.2.2 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này và Điều 9.5.5 để xác định độ võng và độ vòng.

Khi không có các phân tích toàn diện hơn, có thể tính độ võng tức thời bằng phương pháp dùng các trị số mô đun đàn hồi của bê tông quy định ở Điều 4.2.4 và dùng mô men quán tính với giá trị nguyên, I_g , hoặc mô men quán tính có hiệu, I_e , tính theo Phương trình 36:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a} \right)^3 \right] I_{cr} \leq I \quad (36)$$

trong đó:

$$M_{cr} = f_r \frac{I_g}{y_t} \quad (37)$$

ở đây:

- M_{cr} = mô men nứt (N.mm)
- f_r = cường độ chịu kéo khi uốn như quy định ở Điều 4.2.6 (MPa)
- y_t = khoảng cách từ trục trung hoà đến thớ chịu kéo ngoài cùng (mm)
- M_a = mô men lớn nhất trong cấu kiện ở giai đoạn đang tính biến dạng (N.mm)

Đối với cấu kiện có dạng lăng trụ, mô men quán tính có hiệu lấy theo kết quả tính của Phương trình 36 ở giữa nhịp dầm giản đơn hoặc liên tục, và ở gối của dầm hẫng. Đối với cấu kiện liên tục không có dạng lăng trụ thì giá trị mô men quán tính có hiệu lấy giá trị trung bình của các giá trị tính theo Phương trình 36 ở các mặt cắt mô men âm và dương giới hạn.

Nếu không tính được chính xác hơn thì độ võng lâu dài có thể được tính bằng giá trị độ võng tức thời nhân với hệ số sau đây:

Nếu độ võng tức thời tính theo giá trị I_g : 4,0

Nếu độ võng tức thời tính theo giá trị I_e : $3,0 - 1,2 (A'_s/A_s) \geq 1,6$.

ở đây :

A'_s = diện tích cốt thép chịu nén (mm^2)

A_s = diện tích cốt thép không dự ứng lực chịu kéo (mm^2).

Trong hồ sơ thiết kế phải nêu rõ yêu cầu phải tiến hành tính toán độ võng của các cầu xây dựng theo phân đoạn trước khi đổ bê tông các phân đoạn, dựa trên kế hoạch dự kiến về lắp ráp và đổ bê tông, và chúng phải được sử dụng như là một cơ sở để kiểm tra các đo đạc về độ võng thực.

7.3.6.3 Biến dạng dọc trục

Các biến dạng co ngắn hoặc giãn dài tức thời do tải trọng phải xác định theo mô đun đàn hồi của vật liệu ở thời điểm đặt tải.

Các biến dạng co ngắn hay giãn dài tức thời do nhiệt độ phải xác định theo các Điều 12.2, 12.3 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này và Điều 4.2.2.

Biến dạng co ngắn dài hạn do co ngót và từ biến phải xác định theo quy định ở Điều 4.2.3.

7.4 CÁC CẤU KIỆN CHỊU NÉN

7.4.1 Tổng quát

Trừ khi có những qui định khác, các cấu kiện chịu nén phải được tính toán có xét đến các hiệu ứng của các yếu tố sau :

- Độ lệch tâm,
- Các tải trọng dọc trục,
- Sự thay đổi mô men quán tính,
- Mức độ ngàm ở đầu,
- Độ võng,
- Thời gian đặt tải trọng,
- Dự ứng lực.

Thay cho phương pháp chính xác, các cột không dự ứng lực có tỷ lệ độ mảnh $K l_u / r < 100$ có thể thiết kế theo phương pháp gần đúng như quy định ở Điều 7.4.3.

trong đó:

- K = hệ số độ dài có hiệu như quy định ở Điều 6.2.5 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này.
 l_u = chiều dài không có thanh giằng (mm)
 r = bán kính quán tính (mm)

Ngoài quy định của điều này, phải xét tới các yêu cầu thiết kế cho các kết cấu trong vùng động đất 2, 3 như quy định ở Điều 10.11.

Các quy định ở đây nhằm để truyền các ứng lực từ các cấu kiện chịu nén được điều chỉnh với sự phát sinh mô men thứ cấp tới các cấu kiện lân cận.

Ở nơi nào liên kết nối với cấu kiện lân cận bằng chốt bê tông thì cốt thép dọc phải bố trí vào đúng giữa tim chốt để giảm thiểu sức kháng uốn và cốt thép phải kéo dài về hai phía của chốt.

7.4.2 Giới hạn cốt thép

Các giới hạn về cốt thép bổ sung cho cấu kiện chịu nén trong vùng động đất 2,3 phải tuân thủ quy định trong Điều 10.11.4.1.1.

Diện tích cốt thép dự ứng lực và cốt thép thường theo chiều dọc của các cấu kiện chịu nén không liên hợp nhiều nhất là như sau :

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_y} \leq 0,08 \quad (38)$$

$$\text{và} \quad \frac{A_{ps} f_{pc}}{A_g f'_c} \leq 0,30 \quad (39)$$

Diện tích thép dự ứng lực và thép thường tối thiểu theo chiều dọc của các cấu kiện chịu nén không liên hợp là như sau :

$$\frac{A_s f_y}{A_g f'_c} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f'_c} \geq 0,135 \frac{f'_c}{f_y} \quad (40)$$

Nhưng không được lớn hơn 0,015.

trong đó :

- A_s = diện tích cốt thép thường chịu kéo (mm^2)
 A_g = diện tích mặt cắt nguyên (mm^2)
 A_{ps} = diện tích mặt cắt thép dự ứng lực (mm^2)
 f_{pu} = cường độ chịu kéo quy định của thép dự ứng lực (MPa)
 f_y = giới hạn chảy quy định của cốt thép thường (MPa)
 f'_c = cường độ chịu nén quy định của bê tông (MPa)
 f_{ps} = ứng suất do dự ứng lực có hiệu (MPa)

Số lượng tối thiểu cốt thép dọc trong thân cột sẽ là 6 trong mặt cắt hình tròn và 4 trong mặt cắt hình chữ nhật, đường kính tối thiểu cốt thép là 16mm.

Đối với những cầu trong vùng động đất 1 và 2, diện tích có hiệu giảm yếu có thể được sử dụng khi mặt cắt ngang lớn hơn so với yêu cầu để chịu tải tác dụng. Tỷ lệ phần trăm tối thiểu của tổng (cốt thép dự ứng lực và không dự ứng lực) cốt thép dọc của diện tích có hiệu giảm yếu phải lớn hơn 1% hoặc giá trị có được từ Phương trình 40. Cả diện tích có hiệu giảm yếu và diện tích mặt cắt nguyên phải đủ khả năng chịu lực theo các tổ hợp tải trọng tác dụng qui định trong Bảng 3 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này.

7.4.3 Đánh giá gần đúng về hiệu ứng độ mảnh

Đối với các kết cấu không có giằng chống bên, hiệu ứng độ mảnh có thể bỏ qua khi mà tỷ số độ mảnh $K\ell_u/r$ nhỏ hơn 22.

Đối với kết cấu có giằng chống bên, hiệu ứng độ mảnh có thể bỏ qua khi $K\ell_u/r$ nhỏ hơn $34-12(M_1/M_2)$, trong đó M_1, M_2 tương ứng là mô men nhỏ và lớn ở đầu và thành phần M_1/M_2 là dương đối với đường cong uốn đơn.

Các phương pháp tính gần đúng sau có thể dùng để thiết kế các cấu kiện chịu nén không dự ứng lực. Với $K\ell_u/r$ nhỏ hơn 100:

- Thiết kế dựa trên cơ sở tải trọng tính toán, P_u , được xác định theo tính toán đàn hồi và mô men tính toán khuếch đại (tăng thêm) M_e như quy định trong Điều 5.3.2.2.2 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này.
- Chiều dài không chống đỡ, ℓ_u , của cấu kiện chịu nén lấy bằng khoảng cách tịnh giữa các bộ phận có thể tạo ra sự chống đỡ ngang cho cấu kiện chịu nén. Khi có tạo vút nách ở mỗi nối thì chiều dài không chống đỡ được tính từ phía ngoài của vút trong mặt phẳng xem xét.
- Bán kính quán tính, r , được tính cho mặt cắt nguyên.
- Đối với các cấu kiện có các giằng chống bên, hệ số chiều dài có hiệu, K , lấy bằng 1,0 trừ khi được chứng minh trong tính toán là trị số nhỏ hơn có thể được dùng.
- Đối với các bộ phận không có các giằng chống bên, K , được xác định với sự xem xét hiệu quả của nút và cốt thép đến độ cứng tương đối và lấy không nhỏ hơn 1,0

Thay cho việc tính chính xác hơn, giá trị EI dùng để xác định P_e , như quy định trong Phương trình 5 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này, phải lấy giá trị lớn hơn của:

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{5} + E_s I_s}{1 + \beta_d} \quad (41)$$

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{2,5}}{1 + \beta_d} \quad (42)$$

trong đó :

- E_c = mô đun đàn hồi của bê tông (MPa)
 I_g = mô men quán tính mặt cắt nguyên của bê tông xung quanh trục chính (mm⁴)
 E_s = mô đun đàn hồi của thép dọc (MPa)
 I_s = mô men quán tính của cốt thép dọc xung quanh trục chính (mm⁴)
 β_d = tỷ lệ giữa mô men tính toán lớn nhất do tải trọng thường xuyên với mô men tính toán lớn nhất do toàn bộ tải trọng, trị số luôn luôn dương.

Đối với cấu kiện chịu dự ứng lực lệch tâm phải xem xét đến hiệu ứng độ võng nằm ngang do lực căng dự ứng lực khi xác định mô men tăng thêm.

7.4.4 Sức kháng lực dọc trục tính toán

Sức kháng tính toán của cấu kiện bê tông chịu nén đối xứng qua cả hai trục chính phải được xác định như sau :

$$P_r = \phi P_n \quad (43)$$

trong đó :

Đối với cấu kiện có cốt thép đai xoắn :

$$P_n = 0,85[k_c f'_c (A_g - A_{st} - A_{ps}) + f_y A_{st} - A_{ps}(f_{pe} - E_p \epsilon_{cu})] \quad (44)$$

Đối với cấu kiện có cốt thép đai thường :

$$P_n = 0,80[k_c f'_c (A_g - A_{st} - A_{ps}) + f_y A_{st} - A_{ps}(f_{pe} - E_p \epsilon_{cu})] \quad (45)$$

Hệ số k_c lấy bằng 0,85 khi cường độ chịu nén bê tông không lớn hơn 70 MPa. Đối với bê tông có cường độ chịu nén lớn hơn 70 MPa thì hệ số k_c giảm đi theo mức 0,02 cho từng 7 MPa vượt quá 70 MPa, nhưng k_c không được nhỏ hơn 0,75.
ở đây:

- P_r = sức kháng lực dọc trục tính toán có hoặc không có uốn (N)
 P_n = sức kháng lực dọc trục danh định có hoặc không có uốn (N)
 f'_c = cường độ quy định của bê tông ở tuổi 28 ngày, trừ khi có quy định ở các tuổi khác.
 A_g = diện tích nguyên của mặt cắt (mm²)
 A_{st} = giới hạn chảy quy định của cốt thép (MPa)
 ϕ = hệ số sức kháng quy định ở Điều 5.4.2
 A_{ps} = diện tích của thép dự ứng lực (mm²)
 E_p = mô đun đàn hồi của cốt thép dự ứng lực (MPa)
 f_{pe} = ứng suất có hiệu trong thép dự ứng lực sau mất mát (MPa)
 ϵ_{cu} = ứng biến phá hoại của bê tông trong chịu nén (mm/mm)
 k_c = tỷ số giữa ứng suất nén bê tông lớn nhất với cường độ chịu nén của bê tông

7.4.5 Uốn hai chiều

Các qui định sau đây có thể được áp dụng cho bê tông thường có cường độ chịu nén tới 105 MPa.

Thay cho việc tính dựa trên cơ sở cân bằng và tương thích ứng biến cho trường hợp uốn hai chiều, các kết cấu không tròn chịu uốn hai chiều và chịu nén có thể được định kích thước theo các biểu thức gần đúng sau.

Nếu lực tính toán dọc trục không nhỏ hơn $0,1\phi f'_c A_g$:

$$\frac{1}{P_{xy}} = \frac{1}{P_x} + \frac{1}{P_y} - \frac{1}{\phi P_o} \quad (46)$$

trong đó :

$$P_o = k_c f'_c (A_g - A_{st} - A_{ps}) + f_y A_{st} - A_{ps}(f_{pe} - E_p \epsilon_{cu}) \quad (47)$$

Nếu tải trọng tính toán dọc trục nhỏ hơn $0,1\phi f'_c A_g$:

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1,0 \quad (48)$$

ở đây :

ϕ = hệ số sức kháng đối với các cấu kiện chịu nén dọc trục

P_{xy} = sức kháng dọc trục tính toán khi uốn theo hai phương (N)

P_x = sức kháng dọc trục tính toán được xác định trên cơ sở chỉ tồn tại độ lệch e_y (N)

P_y = sức kháng dọc trục tính toán được xác định trên cơ sở chỉ tồn tại độ lệch e_x (N)

P_u = lực dọc trục tính toán (N)

M_{ux} = mô men tính toán tác dụng theo trục X (N.mm)

M_{uy} = mô men tính toán tác dụng theo trục Y (N.mm)

e_x = độ lệch tâm của lực dọc trục tính toán tác dụng theo hướng trục X nghĩa là $= M_{uy}/P_u$ (mm)

e_y = độ lệch tâm của lực dọc trục tính toán tác dụng theo hướng trục Y nghĩa là $= M_{ux}/P_u$ (mm).

P_o = sức kháng dọc trục danh định của mặt cắt với độ lệch tâm 0,0

k_c = tỷ số giữa ứng suất nén bê tông lớn nhất với cường độ chịu nén của bê tông

Sức kháng dọc trục tính toán P_x và P_y không được lấy lớn hơn tích số của hệ số sức kháng ϕ và sức kháng nén danh định lớn nhất tính theo các Phương trình 44 hoặc 45.

7.4.6 Thép đai xoắn và thép đai

Các qui định sau đây có thể được áp dụng cho bê tông thường có cường độ chịu nén tới 105 MPa.

Diện tích thép đai xoắn và thép đai của kết cấu cầu trong vùng động đất 2, 3 phải tuân theo các yêu cầu quy định trong Điều 10.11.

Khi diện tích cốt thép đai xoắn và cốt thép đai không bị khống chế bởi các yêu cầu :

- Các yêu cầu chịu động đất,
- Lực cắt hoặc xoắn như quy định trong Điều 8, hoặc.
- Các yêu cầu tối thiểu như qui định trong Điều 10.6.

Tỷ lệ của cốt thép xoắn với toàn bộ khối lượng của lõi bê tông tính đến các mép ngoài của cốt đai xoắn phải thỏa mãn:

$$\rho_s \geq 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (49)$$

trong đó

A_g = diện tích mặt cắt nguyên của bê tông (mm²)

A_c = diện tích của lõi bê tông tính đến đường kính mép ngoài của cốt đai xoắn (mm²)

f'_c = cường độ quy định của bê tông ở tuổi 28 ngày, trừ khi có các quy định khác về tuổi (MPa)

f_{yh} = giới hạn chảy quy định của cốt thép đai xoắn (MPa) ≤ 690 MPa đối với các cấu kiện và các mối nối qui định tại Điều 4.3.3; ≤ 520 MPa đối với các trường hợp khác.

Các chi tiết khác của cốt thép đai xoắn và cốt thép đai phải tuân theo các quy định của Điều 10.6 và 10.11.

7.4.7 Các cấu kiện chịu nén có mặt cắt hình chữ nhật rỗng

7.4.7.1 Tỷ số độ mảnh của vách

Tỷ số độ mảnh của vách của một mặt cắt ngang hình chữ nhật rỗng phải được tính như sau:

$$\lambda_w = \frac{X_u}{t}$$

trong đó:

X_u = chiều dài tính của một đoạn có chiều dày không đổi của một vách với các vách khác hoặc giữa các mép vát góc của các vách (mm).

t = bề dày của vách (mm)

λ_w = tỷ số độ mảnh của vách đối với cột rỗng.

Tỷ số độ mảnh của vách lớn hơn 35 chỉ được dùng khi có đủ tài liệu tính toán và thực nghiệm chứng minh cho sự làm việc và sức chịu của vách là chấp nhận được.

7.4.7.2 Các giới hạn dùng phương pháp khối phân bố ứng suất hình chữ nhật

7.4.7.2.1 Tổng quát

Trừ trường hợp qui định trong Điều 7.4.7.2.3, phương pháp khối phân bố hình ứng suất chữ nhật tương đương không được sử dụng trong việc thiết kế các cấu kiện chịu nén có mặt cắt hình chữ nhật rỗng với tỷ số độ mảnh của vách ≥ 15 .

Trong trường hợp tỷ số độ mảnh nhỏ hơn 15, phương pháp khối ứng suất hình chữ nhật có thể được sử dụng trên cơ sở giới hạn ứng biến nén là 0,003.

7.4.7.2.2 Phương pháp chính xác để hiệu chỉnh giới hạn ứng biến tối đa được phép sử dụng

Trong trường hợp tỷ số độ mảnh của vách bằng 15 hoặc lớn hơn, ứng biến tối đa được phép sử dụng ở thớ ngoài cùng chịu nén của bê tông lấy bằng trị số nhỏ hơn của ứng biến ổn định cục bộ tính được của bản cánh rộng nhất của mặt cắt ngang hoặc 0,003.

Ứng biến ổn định cục bộ của bản cánh rộng nhất có thể được tính bằng cách giả thiết điều kiện biên là bản cánh được đỡ đơn giản ở cả bốn cạnh xung quanh. Thuộc tính phi tuyến của vật liệu phải được xem xét kết hợp cả mô đun tiếp tuyến của vật liệu bê tông và cốt thép trong tính toán ứng biến do oằn cục bộ.

Trong tính toán cường độ của cấu kiện, phải bỏ qua các cốt thép không liên tục, bó thép dự ứng lực không được căng sau trong các cấu kiện chịu nén có mặt cắt chữ nhật rỗng được thi công phân đoạn.

Cường độ chịu uốn phải tính toán theo các nguyên tắc trong Điều 5.7.3 áp dụng cùng với các đường cong ứng suất - ứng biến dự kiến đối với loại vật liệu được sử dụng.

7.4.7.2.3 Phương pháp gần đúng để hiệu chỉnh sức kháng tính toán

Các quy định ở Điều này và phương pháp khối phân bố ứng suất chữ nhật có thể được sử dụng thay cho các quy định của các Điều 7.4.7.2.1 và 7.4.7.2.2 khi độ mảnh của vách ≤ 35 .

Sức kháng tính toán của cột rỗng được xác định bằng cách dùng ứng biến cực đại được phép sử dụng bằng 0,003 và các hệ số sức kháng được quy định trong Điều 4.2 phải được chiết giảm tiếp bằng một hệ số ϕ_w như sau:

- Nếu $\lambda_w \leq 15$, thì $\phi_w = 1,0$ (50)

- Nếu $15 < \lambda_w \leq 25$, thì $\phi_w = 1 - 0,025 (\lambda_w - 15)$ (51)

- Nếu $25 < \lambda_w \leq 35$, thì $\phi_w = 0,75$ (52)

7.5 SỨC KHÁNG ÉP MẶT

Khi không có cốt thép đai trong bê tông của các bộ đỡ, sức kháng ép tính toán lấy như sau :

$$P_r = \phi P_n \quad (53)$$

trong đó :

$$P_n = 0,85 f'_c A_1 m \quad (54)$$

ở đây :

P_n = sức kháng đỡ danh định (N)

A_1 = diện tích đáy bộ kê gối (mm^2)

m = hệ số điều chỉnh

A_2 = diện tích qui ước được định nghĩa dưới đây (mm^2)

Hệ số điều chỉnh có thể được xác định như sau:

Khi mặt tựa ở tất cả các phía đều lớn hơn diện tích chịu tải :

$$m = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2,0 \quad (55)$$

Khi diện tích chịu tải chịu sự phân bố không đều của ứng suất ép mặt :

$$m = 0,75 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1,50 \quad (56)$$

Khi mặt tựa được cấu tạo dốc hoặc tạo bậc, A_2 có thể lấy bằng diện tích đáy dưới lớn nhất của một hình chóp cụt nằm toàn bộ trong vùng kết cấu đỡ bộ kê gối; hình chóp cụt này tạo thành bởi mặt trên của nó là diện tích đáy của bộ kê gối chịu tải (A_1), với các mặt bên có độ dốc là 1: 2 (chiều đứng : chiều ngang).

Khi tải trọng tính toán vượt quá sức kháng tính toán, như quy định ở đây, phải thực hiện các quy định cấu tạo để chịu được lực xé và vỡ theo Điều 10.9.

7.6 CÁC CẤU KIỆN CHỊU KÉO

7.6.1 Sức kháng kéo tính toán (sức kháng nhân với hệ số)

Các cấu kiện mà tải trọng tính toán gây ra ứng suất kéo trên toàn mặt cắt phải được coi là cấu kiện chịu kéo và giả thiết rằng lực kéo chỉ do cốt thép chịu. Phải áp dụng các quy định của Điều 11.5.4.

Sức kháng tính toán chịu kéo đồng đều được xác định như sau:

$$P_r = \phi P_n \quad (57)$$

ở đây :

P_n = sức kháng kéo danh định quy định trong Điều 6.3.4.

ϕ = hệ số sức kháng quy định trong Điều 5.4.2.

7.6.2 Sức kháng khi kéo uốn kết hợp

Các cấu kiện chịu kéo lệch tâm tạo ra cả ứng lực kéo và nén trong mặt cắt phải được thiết kế theo các quy định của Điều 7.2.

8 CẮT VÀ XOẮN

8.1 PHƯƠNG PHÁP THIẾT KẾ

8.1.1 Các vùng chịu uốn

Các vùng của một cấu kiện, có thể phù hợp với giả thiết mặt cắt vẫn phẳng sau khi đặt tải, phải được thiết kế chịu lực cắt và xoắn hoặc là theo mô hình mặt cắt thông thường như quy định của Điều 8.3 hoặc là theo mô hình chống và giằng theo quy định của Điều 6.3. Các quy định của Điều 8.2 phải được áp dụng.

Dầm hộp bê tông dự ứng lực phân đoạn được thiết kế kháng cắt và xoắn theo các quy định của Điều 8.6 thay cho các quy định của Điều 8.3.

Các cấu kiện mà khoảng cách từ điểm lực cắt bằng không đến mặt cắt gối nhỏ hơn $2d$, hoặc các cấu kiện mà một tải trọng gây ra lớn hơn $1/2$ ($1/3$ trong trường hợp dầm hộp phân đoạn) lực cắt ở gối, nằm gần hơn $2d$ tính từ mặt cắt gối thì có thể coi chúng là loại dầm cao theo quy định của Điều 6.3 và áp dụng các yêu cầu cấu tạo của Điều 13.2.3.

8.1.2 Các vùng gần vị trí thay đổi kích thước đột ngột

Tại các vùng mà giả thiết mặt cắt phẳng của lý thuyết uốn không thích hợp thì khi thiết kế chống cắt và xoắn phải dùng mô hình chống-và-giằng (mô hình giàn ảo) như quy định trong Điều 6.3. Phải áp dụng các quy định của Điều 13.2.

8.1.3 Các vùng mặt tiếp giáp

Mặt tiếp giáp nối giữa các bộ phận phải được thiết kế để truyền lực cắt theo quy định của Điều 8.4

8.1.4 Các loại bản và đế móng

Các vùng dạng bản phải được thiết kế chịu cắt phù hợp với các quy định của Điều 13.3.6 hoặc Điều 6.3.

8.1.5 Thành hộp của dầm cầu cong mặt cắt hộp dự ứng lực kéo sau

Các dầm cong dự ứng lực kéo sau mặt cắt hộp có chiều cao tịnh lớn hơn 1200 mm phải được thiết kế với các hiệu ứng lực kết hợp sau ở thời điểm trước và sau mất mát dự ứng lực:

- Hiệu ứng kết hợp của lực cắt tổng thể do cắt thẳng đứng và xoắn,
- Uốn ngang cục bộ của thành hộp do thành phần nằm ngang của lực dự ứng lực, và
- Uốn ngang của thành hộp do tải trọng thẳng đứng và lực dự ứng lực ngang kéo sau.

8.2 CÁC YÊU CẦU CHUNG

8.2.1 Tổng quát

Sức kháng xoắn tính toán, T_r , phải được xác định như sau :

$$T_r = \phi T_n \quad (58)$$

ở đây :

T_n = sức kháng xoắn danh định quy định trong Điều 8.3.6 (N.mm)

ϕ = hệ số sức kháng quy định trong Điều 5.4.2

Sức kháng cắt tính toán, V_r , phải được xác định như sau :

$$V_r = \phi V_n \quad (59)$$

V_n = sức kháng cắt danh định như quy định trong Điều 8.3.3 (N)

ϕ = hệ số sức kháng như quy định trong Điều 5.4.2

Với bê tông thường hiệu ứng xoắn phải được xem xét khi:

$$T_u > 0,25 \phi T_{cr} \quad (60)$$

trong đó :

$$T_{cr} = 0,328 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{p_c} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0,328 \sqrt{f'_c}}} \quad (61)$$

ở đây :

T_u = mô men xoắn tính toán (N.mm)

T_{cr} = mô men nứt do xoắn (N.mm)

A_{cp} = toàn bộ diện tích bao bọc bởi chu vi ngoài của mặt cắt bê tông (mm²)

p_c = chiều dài chu vi ngoài của mặt cắt bê tông (mm)

f_{pc} = ứng suất nén trong bê tông sau khi các tổn thất dự ứng lực đã xảy ra hoặc tại trọng tâm của mặt cắt chịu các tải trọng nhất thời hoặc tại chỗ nối giữa bản bụng và bản cánh dầm khi trọng tâm nằm ở bản cánh dầm (MPa).

ϕ = hệ số sức kháng quy định trong Điều 5.4.2

Đối với kết cấu nhiều ngăn:

$$\frac{A_{cp}^2}{p_c} \leq 2A_o b_v \quad (62)$$

Trong đó :

A_o = mặt cắt được bao bọc bởi dòng cắt, bao gồm cả các diện tích lỗ trong đó (mm²)

Lực cắt tính toán tương đương V_u phải lấy như sau:

Đối với mặt cắt đặc:

$$\sqrt{V_u^2 + \frac{0,9 p_h T_u}{2 A_o}} \quad (63)$$

Đối với mặt cắt hộp:

$$V_u + \frac{T_u d_s}{2A_o} \quad (64)$$

Trong đó:

p_h = chu vi của đường trục của cốt thép đai chống xoắn khép kín (mm)

T_u = mô men xoắn tính toán (N-mm)

8.2.2 Các hiệu chỉnh đối với bê tông nhẹ

Khi dùng bê tông có cốt liệu nhẹ việc xác định sức kháng xoắn và cắt phải áp dụng các hiệu chỉnh như sau:

- Khi cường độ trung bình chịu kéo chèn của bê tông nhẹ f_{ct} được quy định, thành phần $\sqrt{f'_c}$ trong các biểu thức của các Điều 5.8.2 và 5.8.3 phải được thay bằng $1,8 f_{ct} \leq \sqrt{f'_c}$
- Khi f_{ct} không được quy định, thành phần $0,75 \sqrt{f'_c}$ cho tất cả các loại bê tông nhẹ và thành phần $0,85 \sqrt{f'_c}$ cho bê tông cát nhẹ phải được thay cho $\sqrt{f'_c}$ trong các biểu thức trong các Điều 8.2 và 8.3.

Có thể dùng phương pháp nội suy tuyến tính khi thay cát từng phần.

8.2.3 Chiều dài truyền lực và triển khai thép dự ứng lực

Theo các quy định của Điều 11.4

8.2.4 Vùng đòi hỏi cốt thép ngang

Trừ đối với bản, đế móng và cống, phải bố trí cốt thép ngang khi:

- $V_u > 0.5\phi (V_c + V_p)$ (65)
- hoặc khi phải xét đến xoắn theo điều kiện của Phương trình 60 hoặc Phương trình 105

trong đó :

V_u = lực cắt tính toán (N)

V_c = sức kháng cắt danh định của bê tông (N)

V_p = thành phần lực dự ứng lực theo hướng của lực cắt; $V_p=0$ khi tính bằng phương pháp gần đúng theo Điều 8.3.4.3 (N)

ϕ = hệ số sức kháng quy định trong Điều 5.4.2.

Đối với cấu kiện chịu cắt do uốn không xoắn, có thể sử dụng cốt thép có giới hạn chảy tối thiểu tới 690 MPa làm cốt thép ngang cho cấu kiện và các liên kết như qui định ở Điều 4.3.3.

8.2.5 Cốt thép ngang tối thiểu

Ngoại trừ cầu dầm hộp bê tông dự ứng lực phân đoạn, tại những chỗ yêu cầu có cốt thép ngang, như quy định trong Điều 8.2.4, diện tích cốt thép ngang phải thỏa mãn điều kiện:

$$A_v \geq 0,083 \sqrt{f_c} \frac{b_v s}{f_y} \quad (66)$$

ở đây :

A_v = diện tích cốt thép ngang bố trí theo cự ly s (mm^2)

b_v = chiều rộng bản bụng được xác định để đặt ống bọc như quy định trong Điều 8.2.9 (mm)

s = cự ly giữa các cốt thép ngang (mm)

f_y = giới hạn chảy quy định của cốt thép ngang (MPa) ≤ 690 MPa

Đối với cầu dầm hộp bê tông dự ứng lực phân đoạn, tại những chỗ cốt thép ngang được yêu cầu, như quy định trong Điều 8.6.5, diện tích cốt thép ngang phải thỏa mãn :

$$A_v \geq 0,35 \frac{b_w s}{f_y} \quad (67)$$

Trong đó:

A_v = diện tích cốt thép ngang chịu cắt trên bụng dầm trong cự ly s (mm^2)

b_w = bề rộng bụng dầm (mm)

s = bước cốt thép ngang (mm)

f_y = cường độ chảy của cốt thép ngang (MPa) ≤ 690 MPa

Đối với cầu dầm hộp bê tông dự ứng lực phân đoạn, tại nơi cốt thép ngang không được yêu cầu, như quy định trong Điều 8.6.5, diện tích tối thiểu của cốt thép ngang kháng cắt trên thành hộp sẽ không nhỏ hơn giá trị tương đương của 2 thanh cốt thép đường kính 13 mm cấp 420 trên 300mm chiều dài.

8.2.6 Các loại cốt thép ngang

Cốt thép ngang có thể bao gồm :

- Cốt đai vuông góc với trục dọc của cầu kiện.
- Tấm lưới sợi thép hàn với các sợi đặt vuông góc với trục cầu kiện, miễn là các sợi ngang có chứng chỉ đảm bảo độ giãn dài tối thiểu 4%, được đo trên một định cỡ chiều dài ít nhất 100 mm bao gồm ít nhất một sợi ngang, hoặc
- Bó thép dự ứng lực được neo giữ, cấu tạo và lắp đặt sao cho giảm thiểu các mất mát ứng suất do tụt neo và theo thời gian, chúng được đặt một góc không nhỏ hơn 45° so với cốt thép dọc chịu kéo.
- Kết hợp cốt thép đai, bó cáp và các thanh thép dọc được uốn
- Thép xoắn hoặc đai vòng
- Cốt đai đặt xiên, tạo thành một góc không nhỏ hơn 45° với cốt thép dọc chịu kéo, hoặc

- Trong các cấu kiện bê tông cốt thép thường, cốt thép dọc chịu kéo được uốn một phần với một góc 30° hoặc hơn

Cốt đai xiên và và cốt thép dọc uốn xiên phải được bố trí với khoảng cách sao cho cứ mỗi đường kẻ xiên góc 45° hướng về phía có phân lực từ giữa chiều cao cấu kiện $h/2$ đến cốt thép dọc chịu kéo phải cắt qua ít nhất một đường cốt thép ngang.

Cốt thép ngang sẽ được bố trí chi tiết để lực cắt giữa các phần tử khác nhau hoặc các vùng khác nhau của cấu kiện được truyền hiệu quả.

Cốt thép chịu xoắn phải bao gồm cả hai loại cốt thép ngang và dọc. Cốt thép ngang phải là các thanh hoặc bó thép. Cốt thép ngang gồm có :

Cốt đai vòng kín hoặc thanh giằng kín, vuông góc với trục dọc của cấu kiện,

- Một lồng kín của lưới cốt thép sợi hàn với thép ngang vuông góc với trục cấu kiện, hoặc
- Thép xoắn hoặc đai vòng.

8.2.7 Cự ly tối đa của cốt thép ngang

Cự ly cốt thép ngang không được vượt quá khoảng cách tối đa cho phép, s_{max} , xác định như sau:

- Nếu $\nu_u < 0,125 f_c'$, thì:

$$s = 0,8 d_v \leq 600 \text{ mm} \quad (68)$$

- Nếu $\nu_u \geq 0,125 f_c'$, thì:

$$s = 0,4 d_v \leq 300 \text{ mm} \quad (69)$$

ở đây :

ν_u = ứng suất cắt tính theo Điều 8.2.9 (MPa)

d_v = chiều cao cắt có hiệu lấy theo quy định tại Điều 8.2.9 (mm).

Đối với cầu dầm hộp bê tông dự ứng lực phân đoạn, bước cốt đai kín hoặc thanh giằng kín cần thiết để chịu hiệu ứng cắt do mô men xoắn phải không vượt quá $1/2$ kích thước ngắn nhất của mặt cắt ngang, và cũng không vượt quá 300mm.

8.2.8 Các yêu cầu thiết kế và cấu tạo

Cốt thép ngang phải được neo ở hai đầu theo các quy định của Điều 11.2.6. Đối với các cấu kiện liên hợp chịu uốn, có thể xét đến việc kéo dài cốt thép chịu cắt của dầm vào trong bản mặt cầu nếu xác định được sự khai triển và neo thỏa mãn các quy định của Điều 11.2.6.

Với các cấu kiện và mối nối như qui định ở Điều 4.3.3 chịu lực cắt do uốn không xoắn, cường độ chảy thiết kế của cốt thép đai không dự ứng lực, lấy bằng cường độ chảy nhỏ nhất qui định của vật liệu cốt thép nhưng không lớn hơn 690 MPa. Trong các trường hợp khác, giới hạn chảy thiết kế của cốt thép đai không dự ứng lực được lấy bằng cường độ chảy quy định không vượt quá 420 MPa. Đối với cốt thép ngang không dự ứng lực với cường

độ chảy vượt quá 420 MPa, cường độ chảy thiết kế sẽ được lấy như ứng suất tương ứng với ứng biến 0,0035, nhưng không vượt quá 520 MPa. Giới hạn chảy thiết kế của cốt thép ngang dự ứng lực phải lấy bằng ứng suất có hiệu sau khi đã trừ mọi mất mát ứng suất cộng thêm 420 MPa, nhưng không lớn hơn f_{py} .

Khi lưới cốt thép hàn được sử dụng như cốt thép đai, chúng phải được neo ở cả 2 đầu phù hợp với Điều 11.2.6.3. Không cho phép dùng mối hàn nối khác đi như đã yêu cầu về neo.

Các thành phần lực nén hoặc kéo do uốn xiên của các cấu kiện có chiều cao thay đổi phải được xem xét khi tính toán sức kháng cắt, nếu hiệu ứng của nó gây ra bất lợi (làm tăng nội lực cắt) nhưng có thể bỏ qua nếu hiệu ứng của nó là có lợi (giảm nội lực cắt).

8.2.9 Ứng suất cắt trong bê tông

Ứng suất cắt trong bê tông sẽ được xác định như sau:

$$v_u = \frac{|V_u - \phi V_p|}{\phi b_v d_v} \quad (70)$$

trong đó:

ϕ = hệ số sức kháng đối với lực cắt quy định tại Điều 5.4.2

b_v = bề rộng có hiệu của bản bụng được lấy là bề rộng nhỏ nhất của bản bụng, được đo song song với đường trung hòa, trong phạm vi giữa điểm của hợp lực kéo và hợp lực nén do uốn, hoặc đối với mặt cắt tròn, là đường kính của mặt cắt, được hiệu chỉnh nếu có ống bọc cáp khi thích hợp. (mm)

d_v = chiều cao cắt có hiệu được lấy bằng khoảng cách, được đo vuông góc với trục trung hòa, từ điểm hợp lực nén đến điểm hợp lực kéo do uốn; nó không được lấy bé hơn giá trị lớn hơn của $0,9d_e$ hoặc $0,72h$ (mm)

Trong đó :

$$d_e = \frac{A_{ps} f_{ps} d_p + A_s f_y d_s}{A_{ps} f_{ps} + A_s f_y} \quad (71)$$

V_p = thành phần lực dự ứng lực theo hướng của lực cắt (N)

Khi xác định bề rộng bụng dầm tại một chiều cao cụ thể của bụng dầm, lấy bề rộng bụng dầm trừ đi 1/2 đường kính của ống bọc không ép vữa hoặc 1/4 đường kính ống bọc có ép vữa tại cao độ đó.

8.3 MÔ HÌNH THIẾT KẾ MẶT CẮT

8.3.1 Tổng quát

Có thể áp dụng mô hình thiết kế mặt cắt trong thiết kế chống cắt khi phù hợp với các quy định cho phép áp dụng của Điều 8.1. Các qui định của Điều 8.3 có thể được áp dụng cho bê tông thường có cường độ chịu nén tới 105 MPa.

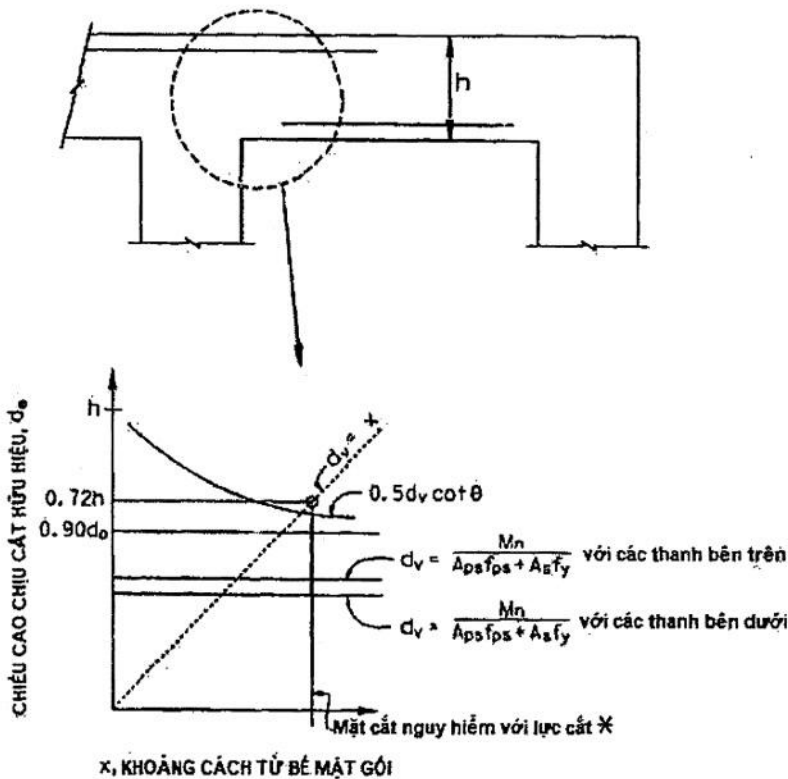
Thay cho các phương pháp quy định ở đây, có thể xác định sức kháng của các cấu kiện chịu cắt hoặc chịu cắt kết hợp với xoắn sao cho thỏa mãn các điều kiện cân bằng và tương thích về ứng biến và bằng cách sử dụng quan hệ ứng suất - ứng biến đã được

kiểm nghiệm bằng thí nghiệm đối với cốt thép và bê tông bị nứt chéo. Nếu xem xét khả năng chống cắt đồng thời theo hướng thứ hai được đảm bảo, thì phải nghiên cứu trên cơ sở dựa trên các nguyên lý nêu trên hoặc theo mô hình chống và giằng trên không gian ba chiều.

8.3.2 Các mặt cắt cạnh gối

Phải tuân thủ các quy định của Điều 8.1.2.

Khi phản lực trên hướng lực cắt tác dụng gây nên lực nén ở vùng đầu một bộ phận kết cấu, vị trí mặt cắt nguy hiểm do cắt phải lấy cách một khoảng d_v từ bề mặt giao nối với bộ phận kết cấu chống đỡ như minh họa trên Hình 3.



CHÚ DẪN:

*Diện tích ở giữa bề mặt giao nối với bộ phận kết cấu đỡ và mặt cắt nguy hiểm do lực cắt thiết kế.

Hình 3 - Mặt cắt nguy hiểm đối với lực cắt

Nếu không, mặt cắt thiết kế sẽ được lấy tại mặt giao nối với bộ phận kết cấu chống đỡ. Trường hợp các bộ phận kết cấu dạng dầm phủ trên cả hai phía của bộ phận kết cấu chống đỡ, mặt cắt thiết kế trên mỗi bên của phản lực sẽ được xác định riêng dựa trên tải trọng trên mỗi bên của phản lực và các tác động của tổng phản lực tạo ra kéo hoặc nén trong vùng đầu bộ phận kết cấu.

Với các dầm kéo sau, cốt thép vùng neo phải được bố trí như quy định trong Điều 10.9. Đối với dầm kéo trước phải làm một lồng thép bao các đầu tảo thép như quy định trong Điều 10.10. Với các dầm không dự ứng lực tựa trên các gối truyền lực nên lên cấu kiện, chỉ cần đặt lượng cốt thép ngang tối thiểu ở giữa mép của bản hoặc bệ đỡ và đầu dầm.

Nếu ứng suất cắt trong mặt cắt thiết kế được tính toán theo Điều 8.2.9 vượt quá $0,18 f_c'$ và bộ phận dạng dầm không được nối cứng với bộ phận chống đỡ, vùng đầu của nó phải thiết kế theo phương pháp mô hình đàn ảo quy định tại Điều 6.3

8.3.3 Sức kháng cắt danh định

Sức kháng cắt danh định, V_n , phải được xác định bằng trị số nhỏ hơn của:

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (72)$$

$$V_n = 0,25 f_c' b_v d_v + V_p \quad (73)$$

trong đó:

$$V_c = 0,083 \beta \sqrt{f_c'} b_v d_v, \text{ nếu tính theo các phương pháp của Điều 8.3.4.1 hoặc 8.3.4.2} \quad (74)$$

V_c = giá trị nhỏ hơn của V_{ci} và V_{cw} , nếu sử dụng các phương pháp của Điều 8.3.4.3

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (75)$$

Khi cốt thép ngang là các thanh dọc đơn hoặc một nhóm các thanh dọc song song được uốn lên cách gối cùng một khoảng cách, sức kháng cắt của các thanh này được xác định như sau:

$$V_s = A_v f_y \sin \alpha \leq 0,25 \sqrt{f_c'} b_v d_v \quad (76)$$

ở đây :

- b_v = bề rộng bản bụng có hiệu lấy bằng bề rộng bản bụng nhỏ nhất trong chiều cao d_v được xác định theo Điều 8.2.9 (mm)
- d_v = chiều cao chịu cắt có hiệu được xác định theo Điều 8.2.9 (mm)
- s = cự ly cốt thép đai đo theo hướng song song với cốt thép dọc (mm)
- β = hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo truyền lực kéo và cắt được quy định trong Điều 8.3.4.

- θ = góc nghiêng của ứng suất nén chéo được xác định theo Điều 8.3.4 (Độ); nếu các phương pháp của Điều 8.3.4.3 được sử dụng, $\cot \theta$ được xác định trong đó.
- α = góc nghiêng của cốt thép ngang đối với trục dọc (Độ)
- A_v = diện tích cốt thép chịu cắt trong cự ly s (mm^2).
- V_p = thành phần lực dự ứng lực có hiệu trên hướng lực cắt tác dụng, là dương nếu ngược chiều lực cắt; V_p được lấy bằng không nếu tính theo các phương pháp của Điều 8.3.4.3 (N)

Khi uốn cốt thép dọc để cấu tạo chịu cắt, chỉ ba phần tư đoạn giữa của phần cốt thép nghiêng được coi là làm việc như cốt thép ngang.

Khi có bố trí nhiều hơn một loại cốt thép ngang để kháng cắt trong cùng một phần của kết cấu, sức kháng cắt V_s phải xác định bằng tổng các giá trị V_s tính từ mỗi loại.

Khi bố trí cốt thép dọc uốn xiên hoặc tổ hợp cốt thép dọc uốn xiên cùng với cốt đai, sức kháng cắt danh định phải tính bằng phương pháp đơn giản hóa theo Điều 8.3.4.1

8.3.4 Các phương pháp để xác định sức kháng cắt

Thiết kế chống cắt có thể sử dụng bất kỳ một trong ba phương pháp được qui định ở đây miễn là tất cả các yêu cầu điều kiện sử dụng của phương pháp được lựa chọn thỏa mãn.

8.3.4.1 Phương pháp đơn giản đối với những mặt cắt không dự ứng lực

Đối với móng bê tông, trong đó khoảng cách từ điểm có lực cắt bằng 0 đến bề mặt cột, trụ hoặc tường nhỏ hơn $3d_v$, có hoặc không có cốt thép ngang, và đối với các mặt cắt bê tông không dự ứng lực khác, không chịu kéo dọc trục và có ít nhất một lượng cốt thép ngang tối thiểu quy định trong Điều 8.2.5, hoặc khi có tổng chiều cao thấp hơn 400 mm, có thể dùng các giá trị sau đây:

$$\beta = 2,0$$

$$\theta = 45^\circ$$

8.3.4.2 Phương pháp tổng quát

Khi xác định sức kháng cắt theo phương pháp tổng quát có thể thực hiện theo phương pháp (a) hay phương pháp (b) được qui định sau đây.

Phương pháp tổng quát (a)

Đối với các mặt cắt có số lượng tối thiểu cốt thép ngang quy định trong Điều 8.2.5, các giá trị β được xác định theo Phương trình 77:

$$\beta = \frac{4,8}{1 + 750\varepsilon_s} \quad (77)$$

Khi mặt cắt không chứa một lượng cốt thép chịu cắt tối thiểu, giá trị β được xác định theo Phương trình 78:

$$\beta = \frac{4,8}{(1 + 750\varepsilon_s)} \frac{51}{(39 + s_{xe})} \quad (78)$$

Trong cả hai trường hợp, giá trị θ được xác định theo Phương trình 79:

$$\theta = 29 + 3500\varepsilon_s \quad (79)$$

Trong các Phương trình từ 77 đến 79, ε_s là giá trị ứng biến kéo dọc thực trong mặt cắt tại trọng tâm cốt thép chịu kéo như minh họa trong các Hình 4 và Hình 5. Giá trị ε_s có thể xác định theo Phương trình 80:

$$\varepsilon_s = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0,5N_u + 0,5|V_u - V_p| - A_{ps}f_{po} \right)}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \quad (80)$$

Thông số khoảng cách các vết nứt, S_{xe} , được xác định như sau:

$$S_{xe} = S_x \frac{35}{a_g + 16} \quad (81)$$

ở đây:

$$294 \text{ mm} \leq S_{xe} \leq 2000 \text{ mm}$$

Trong đó:

A_c = diện tích bê tông phần mặt cắt chịu kéo do uốn của cấu kiện như minh họa trên Hình 4 (mm^2)

A_{pc} = Diện tích bó thép dự ứng lực ở phía chịu kéo do uốn của cấu kiện như mô tả trên Hình 4 (mm^2)

A_s = Diện tích cốt thép thường ở phía chịu kéo do uốn của mặt cắt đang xem xét như miêu tả trên Hình 4 (mm^2)

a_g = kích thước lớn nhất của cốt liệu (mm)

f_{po} = thông số lấy bằng tích số của Mô đun đàn hồi của thép dự ứng lực với hiệu số chênh lệch ứng biến của thép dự ứng lực với bê tông xung quanh (MPa). Với mức độ tạo dự ứng lực thông thường, có thể lấy giá trị này bằng $0,7 f_{pu}$ cho cả thép dự ứng lực kéo trước và kéo sau

N_u = lực dọc trục tính toán, lấy dấu dương cho lực kéo, dấu âm cho lực nén (N)

$|M_u|$ = giá trị tuyệt đối của mô men uốn, không lấy nhỏ hơn $|V_u - V_p| d_v$ (N.mm)

S_x = lấy giá trị nhỏ hơn giữa d_v hoặc cự ly lớn nhất giữa các lớp cốt thép dọc chống nứt, diện tích của mỗi lớp cốt thép không nhỏ hơn $0,003 b_v s_x$ như miêu tả trên Hình 6 (mm)

V_u = Lực cắt tính toán (N)

Trong phạm vi chiều dài triển khai truyền lực, f_{po} phải được coi là tăng tuyến tính từ giá trị không tại vị trí bắt đầu có dính bám giữa thép dự ứng lực với bê tông đến giá trị toàn phần của nó tại điểm cuối của chiều dài truyền lực.

Phần chịu kéo do uốn của mặt cắt cấu kiện được lấy bằng một nửa chiều cao có chứa vùng chịu kéo do uốn, như miêu tả trên Hình 4.

Khi sử dụng các phương trình từ 77 đến 81, cần chú ý các điểm sau:

- $|M_u|$ không nhỏ hơn $|V_u - V_p| d_v$.
- Khi tính A_s và A_{ps} diện tích của các thanh cốt thép thường hoặc thép dự ứng lực có chiều dài kết thúc ngắn hơn chiều dài triển khai tính đến mặt cắt đang xét phải được chiết giảm theo tỷ lệ hao hụt chiều dài triển khai.
- Nếu giá trị tính toán theo Phương trình 80 là âm, thì coi giá trị bằng không hoặc tính lại với mẫu thức của Phương trình 80 được thay bằng $(E_s A_s + E_p A_{ps} + E_c A_{ct})$. Tuy nhiên ε_s không nên lấy nhỏ hơn $-0,40 \times 10^{-3}$.

- Với các mặt cắt cách bề mặt của điểm gối đỡ một khoảng ngắn hơn d_v , thì lấy giá trị ε_s của mặt cắt cách bề mặt gối một khoảng d_v để xác định β và θ .
- Nếu lực kéo dọc trục đủ lớn đến mức làm nứt bề mặt chịu nén do uốn, giá trị kết quả tính từ Phương trình 80 được tăng gấp đôi.
- Cho phép xác định β và θ theo các Phương trình từ 77 đến 79 theo giá trị ε_s lớn hơn giá trị tính theo Phương trình 80. Tuy nhiên ε_s không lấy lớn hơn $6,0 \times 10^{-3}$.

Phương pháp tổng quát (b)

Đối với các mặt cắt có số lượng cốt thép ngang tối thiểu quy định trong Điều 8.2.5, các giá trị β và θ phải lấy theo quy định trong Bảng 4. Khi sử dụng bảng, ε_x sẽ được lấy từ kết quả tính ứng biến theo chiều dọc ở giữa chiều cao cấu kiện khi mặt cắt phải chịu M_u , N_u , và V_u như được thể hiện trong Hình 4.

Đối với mặt cắt có chứa cốt thép ngang ít hơn quy định ở Điều 8.2.5, giá trị được quy định trong Bảng 5. Khi sử dụng bảng, ε_x lấy từ kết quả tính ứng biến theo chiều dọc lớn nhất xảy ra ở bản bụng cấu kiện khi mặt cắt phải chịu N_u , M_u , và V_u như được thể hiện trong Hình 5.

Trừ khi thực hiện tính toán chính xác hơn, ε_x được xác định theo các điều kiện sau:

- Nếu mặt cắt có chứa cốt thép ngang tối thiểu theo quy định tại Điều 8.2.5 :

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0,5N_u + 0,5|V_u - V_p| \cot \theta - A_{ps} f_{po} \right)}{2(E_s A_s + E_p A_{ps})} \quad (82)$$

Giá trị ban đầu của ε_x không nên lấy lớn hơn 0,001.

- Nếu mặt cắt có chứa ít hơn cốt thép ngang tối thiểu theo quy định tại Điều 8.2.5 :

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0,5N_u + 0,5|V_u - V_p| \cot \theta - A_{ps} f_{po} \right)}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \quad (83)$$

Giá trị ban đầu của ε_x không nên lấy lớn hơn 0,002.

- Nếu giá trị ε_x từ Phương trình 82 hoặc 83 là âm, ứng biến sẽ được lấy bằng trị số sau:

$$\varepsilon_x = \frac{\left(\frac{|M_u|}{d_v} + 0,5N_u + 0,5|V_u - V_p| \cot \theta - A_{ps} f_{po} \right)}{2(E_c A_c + E_s A_s + E_p A_{ps})} \quad (84)$$

trong đó :

A_c = diện tích bê tông ở phía chịu kéo do uốn của cấu kiện như chỉ ra trong Hình 4 (mm^2)

- A_{ps} = diện tích thép dự ứng lực trong phía chịu kéo uốn của cầu kiện như trong Hình 4 (mm^2)
- A_s = diện tích cốt thép không dự ứng lực trong phía chịu kéo uốn của cầu kiện như trong Hình 4. Khi tính A_s , để sử dụng trong phương trình này, sẽ được bỏ qua các thanh cốt thép kết thúc tại một khoảng cách nhỏ hơn chiều dài triển khai từ mặt cắt được xem xét (mm^2)
- f_{po} = Một tham số được lấy bằng tích số giữa mô đun đàn hồi của cáp dự ứng lực với trị số chênh lệch ứng biến giữa cáp dự ứng lực và bê tông xung quanh tại thời điểm chốt neo (MPa). Đối với các cấp độ thông thường của dự ứng lực, giá trị 0,7 f_{pu} thích hợp cho cả cầu kiện dự ứng lực căng trước và căng sau.
- N_u = lực dọc trục tính toán, lấy là dương nếu chịu kéo và là âm nếu chịu nén (N).
- V_u = lực cắt tính toán (N)
- M_u = mô men tính toán, không lấy nhỏ hơn $V_u d_v$ (N-mm)

Trong khoảng chiều dài truyền lực, f_{po} sẽ được coi là tăng tuyến tính từ 0 tại vị trí mà sự dính kết giữa các bó cáp và bê tông bắt đầu đạt mức dính kết hoàn toàn đến giá trị f_{po} lớn nhất tại cuối chiều dài truyền lực.

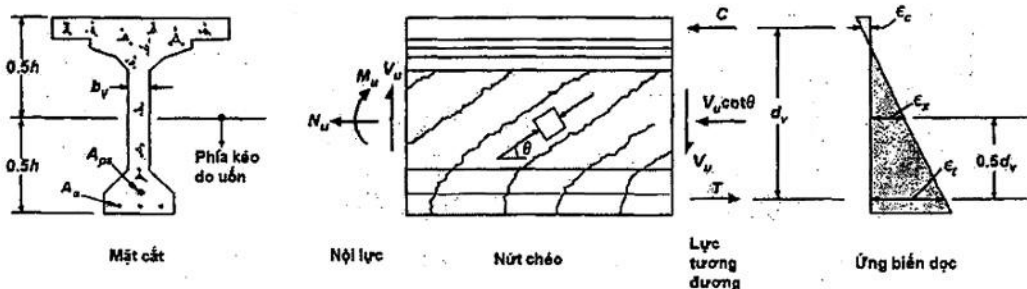
Phía chịu kéo do uốn của cầu kiện cần lấy bằng một nửa chiều cao mặt cắt có chứa vùng kéo uốn đó, như được chỉ ra trong Hình 4.

Thông số khoảng cách vết nứt s_{xe} , được sử dụng trong Bảng 5, sẽ được xác định như sau :

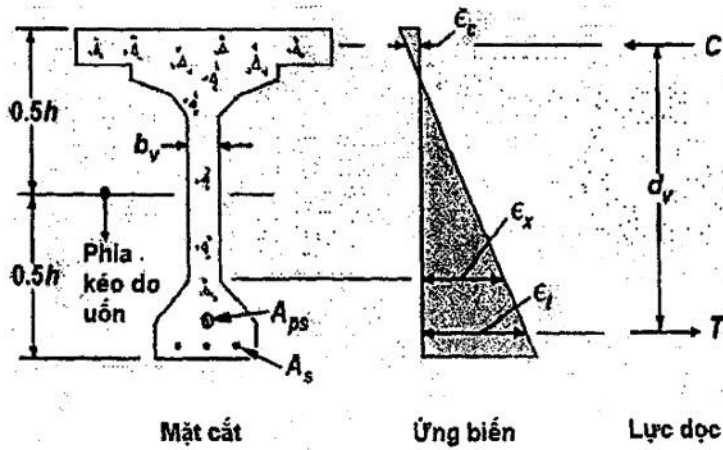
$$s_{xe} = s_x \frac{35}{a_g + 16} \leq 2000 \text{ mm} \quad (85)$$

trong đó:

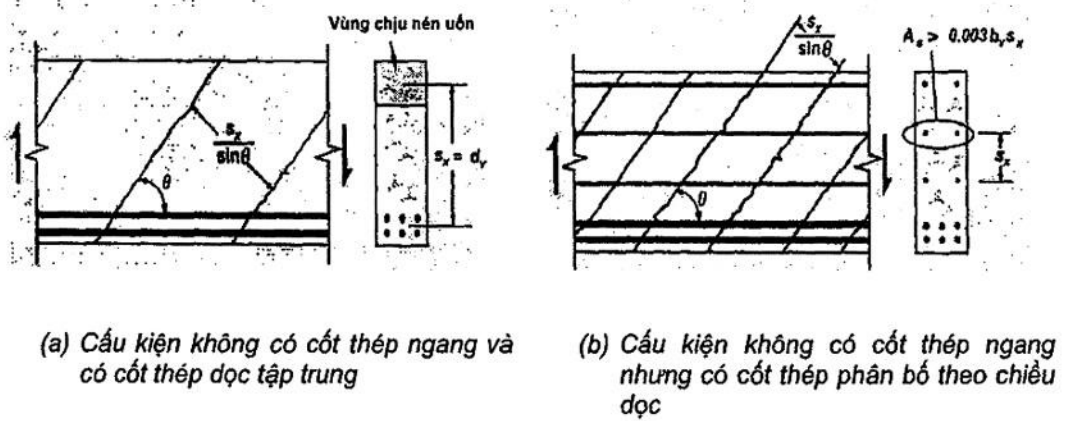
- a_g = kích thước cốt liệu lớn nhất (mm)
- s_x = giá trị thấp hơn của d_v hoặc khoảng cách lớn nhất giữa các lớp cốt thép kiểm soát nứt dọc, trong đó diện tích cốt thép trong mỗi lớp không nhỏ hơn $0,003b_v s_x$, như thể hiện trong Hình 6 (mm)



Hình 4 - Minh họa thông số lực cắt đối với mặt cắt có chứa ít nhất lượng cốt thép ngang tối thiểu $V_p=0$



Hình 5 - Ứng biến dọc, ϵ_x đối với mặt cắt có chứa ít hơn giá trị tối thiểu cốt thép ngang



Hình 6 - Định nghĩa thông số khoảng cách vết nứt s_x

Bảng 4 - Giá trị θ và β với mặt cắt có cốt thép ngang

$\frac{V_u}{f'_c}$	$\varepsilon_s \times 1,000$									
	≤ -0.20	≤ -0.10	≤ -0.05	≤ 0	≤ 0.125	≤ 0.25	≤ 0.50	≤ 0.75	≤ 1.00	
≤ 0.075	22.3 6.32	20.4 4.75	21.0 4.10	21.8 3.75	24.3 3.24	26.6 2.94	30.5 2.59	33.7 2.38	36.4 2.23	
≤ 0.100	18.1 3.79	20.4 3.38	21.4 3.24	22.5 3.14	24.9 2.91	27.1 2.75	30.8 2.50	34.0 2.32	36.7 2.18	
≤ 0.125	19.9 3.18	21.9 2.99	22.8 2.94	23.7 2.87	25.9 2.74	27.9 2.62	31.4 2.42	34.4 2.26	37.0 2.13	
≤ 0.150	21.6 2.88	23.3 2.79	24.2 2.78	25.0 2.72	26.9 2.60	28.8 2.52	32.1 2.36	34.9 2.21	37.3 2.08	
≤ 0.175	23.2 2.73	24.7 2.66	25.5 2.65	26.2 2.60	28.0 2.52	29.7 2.44	32.7 2.28	35.2 2.14	36.8 1.96	
≤ 0.200	24.7 2.63	26.1 2.59	26.7 2.52	27.4 2.51	29.0 2.43	30.6 2.37	32.8 2.14	34.5 1.94	36.1 1.79	
≤ 0.225	26.1 2.53	27.3 2.45	27.9 2.42	28.5 2.40	30.0 2.34	30.8 2.14	32.3 1.86	34.0 1.73	35.7 1.64	
≤ 0.250	27.5 2.39	28.6 2.39	29.1 2.33	29.7 2.33	30.6 2.12	31.3 1.93	32.8 1.70	34.3 1.58	35.8 1.50	

Bảng 5 - Giá trị θ và β với mặt cắt có ít hơn lượng cốt thép ngang yêu cầu tối thiểu

s_{xe} (mm)	$\varepsilon_s \times 1000$										
	≤ -0.20	≤ -0.10	≤ -0.05	≤ 0	≤ 0.125	≤ 0.25	≤ 0.50	≤ 0.75	≤ 1.00	≤ 1.50	≤ 2.00
≤ 130	25.4 6.36	25.5 6.06	25.9 5.56	26.4 5.15	27.7 4.41	28.9 3.91	30.9 3.26	32.4 2.86	33.7 2.58	35.6 2.21	37.2 1.96
≤ 250	27.6 5.78	27.6 5.78	28.3 5.38	29.3 4.89	31.6 4.05	33.5 3.52	36.3 2.88	38.4 2.50	40.1 2.23	42.7 1.88	44.7 1.65
≤ 380	29.5 5.34	29.5 5.34	29.7 5.27	31.1 4.73	34.1 3.82	36.5 3.28	39.9 2.64	42.4 2.26	44.4 2.01	47.4 1.68	49.7 1.46
≤ 500	31.2 4.99	31.2 4.99	31.2 4.99	32.3 4.61	36.0 3.65	38.8 3.09	42.7 2.46	45.5 2.09	47.6 1.85	50.9 1.52	53.4 1.31
≤ 750	34.1 4.46	34.1 4.46	34.1 4.46	34.2 4.43	38.9 3.39	42.3 2.82	46.9 2.19	50.1 1.84	52.6 1.60	56.3 1.30	59.0 1.10
≤ 1000	36.6 4.06	36.6 4.06	36.6 4.06	36.6 4.06	41.2 3.20	45.0 2.62	50.2 2.00	53.7 1.66	56.3 1.43	60.2 1.14	63.0 0.95
≤ 1500	40.8 3.50	40.8 3.50	40.8 3.50	40.8 3.50	44.5 2.92	49.2 2.32	55.1 1.72	58.9 1.40	61.8 1.18	65.8 0.92	68.6 0.75
≤ 2000	44.3 3.10	44.3 3.10	44.3 3.10	44.33 3.10	47.1 2.71	52.3 2.11	58.7 1.52	62.8 1.21	65.7 1.01	69.7 0.76	72.4 0.62

8.3.4.3 Phương pháp đơn giản hóa cho mặt cắt dự ứng lực và không dự ứng lực.

Với dầm bê tông không chịu lực kéo dọc trục lớn, có bố trí thép dự ứng lực, thép không dự ứng lực, và có lượng cốt thép ngang bằng lượng cốt thép ngang tối thiểu quy định trong Điều 8.2.5, V_n trong Điều 8.3.3 có thể được xác định với V_p lấy bằng 0 và V_c lấy bằng giá trị nhỏ hơn của V_{ci} và V_{cw} , trong đó:

V_{ci} = Sức kháng cắt danh định do bê tông chịu khi bị nứt nghiêng vì lực cắt và mô men kết hợp gây ra. (N)

V_{cw} = Sức kháng cắt danh định do bê tông chịu khi bị nứt nghiêng vì kéo chính trong bụng dầm vượt quá giới hạn. (N)

V_d sẽ được xác định như sau :

$$V_{ci} = 0,0525\sqrt{f_c}b_v d_v + V_d + \frac{V_i M_{cre}}{M_{max}} \geq 0,16\sqrt{f_c}b_v d_v \quad (86)$$

Trong đó:

V_d = Lực cắt tại mặt cắt do tính tải không nhân hệ số và bao gồm cả DC và DW (N)

V_i = Lực cắt tính toán (đã nhân hệ số) tại mặt cắt do tải trọng bên ngoài xảy ra đồng thời với M_{max} (N)

M_{cre} = mô men gây ra nứt do uốn tại mặt cắt do tải trọng bên ngoài tác dụng (N-mm)

M_{max} = mô men đã nhân hệ số lớn nhất tại mặt cắt do tải trọng tác dụng (N-mm)

M_{cre} sẽ được xác định như sau:

$$M_{cre} = S_c \left(f_r + f_{cpe} + \frac{M_{dnc}}{S_{nc}} \right) \quad (87)$$

Trong đó:

f_{cpe} = ứng suất nén trong bê tông chỉ do lực dự ứng lực có hiệu (sau khi trừ tất cả mất mát ứng suất) tại thớ ngoài cùng của mặt cắt tại vùng ứng suất kéo do tải trọng ngoài tác dụng (N)

M_{dnc} = Tổng mô men tính tải không nhân hệ số tác dụng lên mặt cắt nguyên khối hoặc mặt cắt không liên hợp (N-mm)

S_c = Mô đun mặt cắt (I/y) đối với thớ ngoài cùng của mặt cắt liên hợp mà ở đó xuất hiện ứng suất kéo do tải trọng ngoài tác dụng (mm^3)

S_{nc} = Mô đun mặt cắt đối với thớ ngoài cùng của mặt cắt liên khối hoặc mặt cắt không liên hợp mà ở đó ứng suất kéo do tải trọng ngoài tác dụng (mm^3)

Trong Phương trình 86, M_{max} và V_i phải được xác định từ tổ hợp tải trọng gây ra mô men lớn nhất trên mặt cắt.

V_{cw} được xác định như sau :

$$V_{cw} = \left(0,16\sqrt{f_c} + 2,09f_{pc} \right) b_v d_v + V_p \quad (88)$$

Trong đó:

f_{pc} = ứng suất nén trong bê tông (sau khi trừ toàn bộ mất mát dự ứng lực) tại trọng tâm của mặt cắt chịu tác dụng của tải trọng ngoài hoặc tại chỗ nối bản cánh với

bản bụng khi trọng tâm nằm trong bản cánh (MPa). Trong cấu kiện liên hợp f_{pc} là ứng suất nén tại điểm hợp lực ở trọng tâm mặt cắt liên hợp, hoặc tại vị trí mối nối bản bụng và bản cánh, do cả dự ứng lực và mô men neo giữ cấu kiện bê tông đúc sẵn tác dụng.

V_s phải được xác định theo Phương trình 75 với $\cot\theta$ được lấy như sau:

khi $V_{ci} < V_{cw}$:

$$\cot\theta = 1,0$$

khi $V_{ci} > V_{cw}$:

$$\cot\theta = 1,0 + 3 \left(\frac{f_{pc}}{\sqrt{f_c}} \right) \leq 1,8 \quad (89)$$

8.3.5 Cốt thép dọc

Tại mỗi mặt cắt, phải bố trí đủ cốt thép dọc để khả năng chịu kéo của cốt thép dọc ở phía chịu kéo do uốn của cấu kiện thỏa mãn

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \frac{|M_u|}{d_v \phi_f} + 0,5 \frac{N_u}{\phi_c} + \left(\left| \frac{V_u}{\phi_v} - V_p \right| - 0,5V \right) \cot\theta \quad (90)$$

Trong đó:

V_s = Sức kháng cắt do cốt thép ngang tại mặt cắt đang xét, xác định theo Phương trình 75, nhưng V_s phải không được lấy lớn hơn V_u/ϕ (N)

θ = Góc nghiêng của ứng suất nén chéo sử dụng để xác định sức kháng cắt danh định của mặt cắt đang xét, xác định theo Điều 8.3.4 (Độ); Nếu dùng phương pháp của Điều 8.3.4.3 thì loại bỏ thành phần $\cos\theta$.

ϕ_f, ϕ_v, ϕ_c = Hệ số sức kháng lấy theo Điều 5.4.2 cho sức kháng mô men, lực cắt và sức kháng dọc trục tương ứng.

Diện tích cốt thép dọc phía chịu kéo do uốn của cấu kiện không cần vượt quá diện tích cần thiết để chịu riêng mô men lớn nhất. Quy định này áp dụng ở những nơi mà phản lực hoặc tải trọng tạo ra nén trực tiếp vào mặt chịu nén do uốn của cấu kiện.

Phải kiểm tra điều kiện theo Phương trình 90 với trường hợp dầm giản đơn được nối liên tục chịu hoạt tải. Khi cốt thép dọc không liên tục, điều kiện theo Phương trình 90 phải được đánh giá lại.

Từ mép trong của vùng đỡ tựa của các gối đỡ nhịp giản đơn tới mặt cắt chịu lực cắt nguy hiểm nhất, cốt thép dọc ở phía chịu kéo do uốn của cấu kiện phải thỏa mãn:

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \left(\frac{V_u}{\phi_v} - 0,5V_s - V_p \right) \cot\theta \quad (91)$$

Phải áp dụng các Phương trình 90 và 91 cho mặt cắt không chịu xoắn. Sự phát triển sức kháng kéo từ 0 đến giá trị đầy đủ trong chiều dài triển khai cốt thép phải được tính toán.

Cốt thép dọc hay cốt thép ngang hoặc kết hợp cả hai loại đó với giới hạn chảy đến 690 MPa có thể được dùng cho các cấu kiện hoặc các mối nối qui định ở Điều 4.3.3.

8.3.6 Các mặt cắt chịu cắt và xoắn kết hợp

8.3.6.1 Cốt thép ngang

Cốt thép ngang không được ít hơn tổng cốt thép ngang yêu cầu để chịu cắt như quy định trong điều 8.3.3, và để chịu xoắn đồng thời như quy định trong các Điều 8.2.1 và 8.3.6.2.

8.3.6.2 Sức kháng xoắn

Sức kháng xoắn danh định phải được lấy bằng:

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_y \cot \theta}{s} \quad (92)$$

ở đây:

- A_o = diện tích được bao bởi dòng cắt, bao gồm cả diện tích lỗ trong đó nếu có (mm²).
- A_t = diện tích của một nhánh của cốt thép ngang kín chịu xoắn trong cấu kiện đặc, hoặc tổng diện tích cốt thép xoắn ngang trong các thành bên ngoài của cấu kiện rỗng (mm²)
- θ = góc của vết nứt được xác định theo quy định của Điều 5.8.3.4 cùng với các sửa đổi trong các biểu thức của v và V_u (Độ)

8.3.6.3 Cốt thép dọc

Phải áp dụng các quy định của Điều 8.3.5 với các điều chỉnh trong Điều này để xét đến xoắn.

Phải bố trí cốt thép dọc trong mặt cắt đặc sao cho thỏa mãn Phương trình 93:

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \frac{|M_u|}{\phi d_v} + \frac{0,5 N_u}{\phi} + \cot \theta \sqrt{\left(\left| \frac{V_u}{\phi} - V_p \right| - 0,5 V_s \right)^2 + \left(\frac{0,45 p_h T_u}{2 A_o \phi} \right)^2} \quad (93)$$

Trong mặt cắt hộp, ngoài cốt thép dọc cần thiết cho chịu uốn, phải bố trí thêm một lượng cốt thép dọc chịu xoắn không nhỏ hơn giá trị tính theo Phương trình 94:

$$A_t = \frac{T_n p_h}{2 A_o f_y} \quad (94)$$

Trong đó:

- p_h = chu vi của đường tâm của cốt thép ngang chịu xoắn vòng kín (mm)
- N_u = lực dọc trục tính toán, lấy là dương nếu chịu kéo và là âm nếu chịu nén (N).

Bố trí các cốt thép dọc chống xoắn theo yêu cầu ở vòng bao ngoài của bản thành hộp cũng như bản nắp hộp và đáy hộp.

8.4 TRUYỀN LỰC CẮT QUA MẶT TIẾP XÚC - MA SÁT CẮT

8.4.1 Tổng quát

Phải tính toán thiết kế truyền lực cắt xuất hiện giữa các mặt tiếp xúc, tại các vị trí:

- Một vết nứt hiện có hoặc vết nứt có khả năng xuất hiện
- Tiếp giáp giữa các vật liệu khác nhau.
- Mặt tiếp giáp giữa hai khối bê tông đúc ở thời gian khác nhau.
- Mặt tiếp giáp giữa các phần khác nhau của một mặt cắt

Cốt thép chịu cắt cho mặt tiếp xúc có thể bao gồm các thanh đơn, cốt đai nhiều nhánh, hoặc lưới cốt thép hàn.

Tất cả cốt thép ở vị trí truyền lực cắt tiếp xúc phải được kéo dài đủ trên cả hai phía của mặt tiếp giáp bằng chiều dài chôn, móc, các biện pháp cơ học như chùn đầu hoặc hàn nối để cốt thép làm việc tới ứng suất chảy thiết kế.

Diện tích tối thiểu của cốt thép chịu cắt trên mặt tiếp xúc quy định tại Điều 8.4.4 phải thỏa mãn.

Sức kháng cắt tính toán (nhân hệ số) của mặt phân cách, V_n sẽ được lấy như sau:

$$V_n = \phi V_{nl} \quad (95)$$

Và thiết kế phải thỏa mãn:

$$V_n \geq V_{ui} \quad (96)$$

Trong đó:

V_{nl} = sức kháng cắt danh định của mặt tiếp giáp (N)

V_{ui} = lực cắt tính toán trên mặt tiếp giáp do tổng tải trọng theo các tổ hợp tải trọng cường độ hoặc tổ hợp đặc biệt qui định trong Bảng 3 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này (N)

ϕ = hệ số sức kháng cho lực cắt quy định trong Điều 4.2.1. Trong trường hợp bê tông hiện có ở hai phía của mặt tiếp xúc có trọng lượng riêng khác nhau, giá trị thấp hơn sẽ được sử dụng.

Sức kháng cắt danh định của mặt cắt tiếp xúc phải được lấy bằng:

$$V_n = cA_{cv} + \mu [A_{vf}f_y + P_c] \quad (97)$$

Sức kháng cắt danh định, V_{nl} , dùng trong thiết kế không được vượt quá giá trị nhỏ hơn của:

$$V_{nl} \leq K_1 f'_c A_{cv} \text{ hoặc} \quad (98)$$

$$V_{nl} \leq K_2 A_{cv} \quad (99)$$

Trong đó:

$$A_{cv} = b_v L_v \quad (100)$$

ở đây :

- A_{cv} = diện tích mặt bê tông được huy động để truyền lực cắt tiếp xúc (mm^2)
 A_{wt} = diện tích cốt thép chịu cắt tiếp xúc đi qua mặt phẳng cắt trong khoảng diện tích A_{cv} (mm^2)
 b_{vi} = bề rộng mặt tiếp xúc được sử dụng trong truyền lực cắt (mm)
 L_{vi} = chiều dài mặt tiếp xúc được sử dụng trong truyền lực (mm)
 f_y = cường độ chảy của cốt thép nhưng giá trị thiết kế không quá 420 MPa
 c = hệ số dính bám quy định trong Điều 8.4.3 (MPa)
 P_c = Lực nén thường xuyên có hiệu vuông góc với mặt tiếp xúc, nếu là lực kéo $P_c=0(\text{N})$
 f'_c = cường độ chịu nén quy định tuổi 28 ngày của bê tông yếu hơn trong hai bê tông ở hai phía của mặt tiếp xúc (MPa)
 μ = hệ số ma sát quy định trong Điều 8.4.3
 K_1 = tỷ lệ phần cường độ bê tông có khả năng tham gia chịu lực cắt tiếp xúc, như quy định trong Điều 8.4.3
 K_2 = Sức kháng cắt tiếp xúc giới hạn, quy định trong Điều 8.4.3 (MPa)

Nếu một cấu kiện có bố trí cốt thép đai chịu cắt do uốn với loại thép có giới hạn chảy lớn hơn 420 MPa, thì có thể dùng kết hợp chịu cắt giữa các bề mặt giao nhau bằng cách kéo dài cốt thép đai đi qua vùng giữa hai bề mặt giao nhau. Trong trường hợp này f_y trong Phương trình 97 không được lấy lớn hơn 420 MPa.

8.4.2 Lực cắt tính toán của mặt tiếp xúc, V_{ui} , giữa dầm và bản mặt cầu

Trên cơ sở xét cân bằng lực của một phần tử đoạn dầm và sử dụng giá trị đường bao của V_{ui} thiên về an toàn, ứng suất cắt tính toán (nhân hệ số) trên mặt tiếp giáp giữa dầm bê tông và bản bê tông mặt cầu có thể xác định như sau:

$$v_{ui} = \frac{V_{ui}}{b_v d_v} \quad (101)$$

ở đây:

- d_v = khoảng cách giữa trọng tâm thép chịu kéo và điểm giữa bề dày bản để tính toán ứng suất cắt đã nhân hệ số của mặt tiếp giáp

Lực cắt tính toán của mặt tiếp xúc tính bằng N/300 mm giữa dầm bê tông với bản mặt cầu có thể xác định như sau :

$$V_{ui} = v_{ui} A_{cv} = v_{ui} 300 b_{vi} \quad (102)$$

Nếu lực có hiệu, P_c , trên mặt tiếp xúc là kéo, phải bố trí bổ sung thêm một lượng cốt thép, A_{vpc} , như sau :

$$A_{vpc} = \frac{P_c}{\phi f_y} \quad (103)$$

Đối với dầm nguyên khối và dầm tổ hợp, khoảng cách theo chiều dọc của các hàng thanh cốt thép chịu cắt tiếp xúc không vượt quá 600 mm.

8.4.3 Hệ số dính bám và ma sát

Phải sử dụng hệ số dính bám, c , và hệ số ma sát, μ với các trị số sau đây:

- Với bản bê tông đổ tại chỗ trên bề mặt đầm bê tông sạch, vữa xi măng đã cứng với bề mặt nhám với biên độ lồi cỡ 6mm

$$c = 1,9 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1,0$$

$$K_1 = 0,3$$

$$K_2 = 12,4 \text{ MPa với bê tông thường}$$

$$= 9,0 \text{ MPa với bê tông nhẹ}$$

- Với bê tông thường đúc liền khối :

$$c = 2,8 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1,4$$

$$K_1 = 0,25$$

$$K_2 = 10,3 \text{ MPa}$$

- Với bê tông nhẹ đúc liền khối, hoặc không liền khối, phủ lên bề mặt bê tông sạch, vữa xi măng đã cứng với bề mặt nhám lồi cỡ 6 mm

$$c = 1,7 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1,0$$

$$K_1 = 0,25$$

$$K_2 = 6,9 \text{ MPa}$$

- Với bê tông thường đổ tại chỗ với bề mặt bê tông sạch, không văng vữa xi măng, với bề mặt nhám lồi cỡ 6mm

$$c = 1,7 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1,0$$

$$K_1 = 0,25$$

$$K_2 = 10,3 \text{ MPa}$$

- Với bê tông đổ tại chỗ với bề mặt bê tông sạch, không văng vữa xi măng, nhưng không tạo nhám :

$$c = 0,52 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,6$$

$$K_1 = 0,2$$

$$K_2 = 5,5 \text{ MPa}$$

- Với bê tông được neo vào kết cấu thép bằng đinh chùn đầu hoặc bằng cốt thép, mặt thép tiếp xúc với bê tông được làm sạch và không sơn:

$$c = 0,17 \text{ MPa}$$

$$\mu = 0,7$$

$$K_1 = 0,2$$

$$K_2 = 5,5 \text{ MPa}$$

Với rầm chìa, gờ, hệ số dính kết, c , sẽ được lấy bằng 0,0.

Có thể dùng nội suy cho λ trong trường hợp thay cát một phần.

8.4.4 Diện tích cốt thép chịu cắt tối thiểu tại mặt tiếp xúc

Trừ khi được qui định trong Điều này, diện tích mặt cắt ngang của cốt thép chịu cắt mặt tiếp xúc, A_{vt} , xuyên qua mặt tiếp xúc, A_{cv} , phải thỏa mãn:

$$A_{vt} \geq \frac{0,35 A_{cv}}{f_y} \quad (104)$$

Với bản bê tông đổ tại chỗ trên bề mặt dầm bê tông sạch không có vữa xi măng, các quy định sau đây sẽ được áp dụng:

- Cốt thép chịu cắt tối thiểu trên mặt tiếp xúc, A_{vt} , cần không thấp hơn giá trị xác định theo Phương trình 104 và giá trị cần thiết để chịu được $1,33V_{ui}/\phi$ như được xác định theo Phương trình 97.
- Các qui định cốt thép tối thiểu ở đây sẽ không áp dụng cho mặt tiếp xúc giữa dầm với bản mặt cầu có bề mặt nhám lõi cỡ 6mm, có ứng suất cắt tiếp xúc đã nhân hệ số, v_{ui} của Phương trình 101, nhỏ hơn 1,4 MPa, và tất cả cốt thép chịu cắt thẳng đứng (ngang) theo yêu cầu của quy định Điều 8.1.1 được bố trí xuyên qua mặt tiếp xúc và được neo đầy đủ trong bản mặt cầu.

8.5 ỨNG SUẤT CHÍNH TRONG BỤNG DẦM CỦA CẦU BÊ TÔNG THI CÔNG PHẦN ĐOẠN

Các quy định của Điều này phải áp dụng cho tất cả các các loại cầu thi công phân đoạn với cấp dự ứng lực trong hoặc ngoài.

Ứng suất kéo chính tổng hợp từ ứng suất dọc trục dài hạn và ứng suất cắt lớn nhất và/hoặc ứng suất cắt lớn nhất kết hợp với ứng suất cắt do ứng suất xoắn tại vị trí trục trung hòa của bản bụng nguy hiểm nhất không được vượt quá ứng suất kéo giới hạn qui định trong Bảng 9 với trạng thái giới hạn sử dụng III qui định ở Điều 4.1 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này, trong suốt vòng đời kết cấu, trừ quá trình xây dựng. Khi kiểm tra ứng suất kéo chính trong giai đoạn thi công, áp dụng giới hạn ứng suất kéo trong Bảng 14.

Ứng suất chính được xác định theo lý thuyết dầm cổ điển và các nguyên tắc của vòng tròn Mohr. Chiều rộng bụng dầm cho tính toán được đo vuông góc với mặt bụng dầm.

Ứng suất nén do dự ứng lực thẳng đứng trong bụng dầm phải được xét đến trong tính toán ứng suất chính. Thành phần lực thẳng đứng của các bó cáp dự ứng lực dọc chuyển hướng được xem như làm giảm lực cắt do tải trọng tác dụng.

Lực kéo cục bộ sinh ra trong bụng dầm do neo cáp được qui định trong Điều 10.9.2 cũng phải được tính khi kiểm tra ứng suất kéo chính.

Ứng suất uốn ngang cục bộ do uốn ngoài mặt phẳng bản bụng tại mặt cắt nguy hiểm có thể được bỏ qua trong tính toán ứng suất kéo chính trong bụng dầm.

8.6 CẮT VÀ XOẮN TRONG CẦU DẦM HỘP THI CÔNG PHẦN ĐOẠN

8.6.1 Tổng quát

Dựa trên giả định rằng mặt cắt phẳng giữ nguyên phẳng sau khi chịu tác dụng của tải trọng, các quy định trong Điều này dùng cho việc thiết kế cầu dầm hộp bê tông dự ứng lực kéo sau thi công phần đoạn chịu cắt và xoắn thay thế cho các quy định của Điều 8.3.

Các quy định của Điều 8.1, 8.2, 8.4, và 8.5 có thể được áp dụng khi điều chỉnh theo các quy định của Điều khoản này.

Vùng gián đoạn (vùng có kích thước thay đổi đột ngột, nơi không thích hợp với giả định mặt cắt phẳng không thay đổi của lý thuyết uốn) phải được thiết kế theo quy định của Điều 8.6.2 và mô hình gián đoạn của Điều 6.3. Phải áp dụng các quy định của Điều 13.2 đối với các khu vực gián đoạn đặc biệt như dầm cao, dầm chia.

Những ảnh hưởng của các loại lỗ hoặc ống bọc cáp trong cấu kiện phải được xem xét. Khi xác định độ dày có hiệu của thành hộp và bản mặt hộp, b_e , trị số đường kính ống bọc không bơm vữa hoặc 1/2 đường kính ống bọc có bơm vữa sẽ được giảm trừ cho bề dày thành hộp hoặc mặt hộp tại vị trí những ống này.

Giá trị $\sqrt{f_c}$ sử dụng trong bất kỳ phần nào của Điều 8.6 không được vượt quá 8,3.

Cường độ chảy thiết kế của thép chịu xoắn hoặc cắt phải theo quy định của Điều 8.2.8.

8.6.2 Tải trọng

Thiết kế cắt và xoắn phải thực hiện với các tổ hợp tải trọng trạng thái giới hạn cường độ, theo quy định của Điều 4.1 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này.

Thành phần lực cắt do lực dự ứng lực sơ cấp tác động theo chiều dọc theo hướng tác dụng của lực cắt sẽ được kiểm tra, V_p , phải cộng với các hiệu ứng tải trọng, với hệ số tải trọng bằng 1,0.

Các hiệu ứng cắt thứ cấp từ dự ứng lực thuộc loại tải trọng PS như quy định tại Điều 3.2 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này.

Các thành phần thẳng đứng của cáp dự ứng lực xiên chỉ được xem xét để giảm tác dụng của lực cắt lên thành hộp đối với các bó cáp được kéo dài suốt chiều cao của sườn dầm, được cố định vào cả vùng chịu nén và vùng chịu kéo do uốn và được neo hoặc triển khai đủ chiều dài bằng một trong các giải pháp sau:

- các neo,
- yên chuyển hướng, hoặc
- ống bọc cáp trong nằm phía trên hoặc dưới 1/3 sườn hộp.

Hiệu ứng của mômen xoắn đã nhân hệ số, T_u , phải được xem xét trong thiết kế khi độ lớn vượt quá giá trị quy định trong Điều 8.6.3.

Trong kết cấu siêu tĩnh, mômen xoắn trong cấu kiện có thể giảm đáng kể do phân bố lại nội lực do nứt, mômen xoắn tính toán (đã nhân hệ số) tác dụng tại một mặt cắt, T_u , có thể giảm đến ϕT_{cr} , với điều kiện các mômen và các lực trong cấu kiện và cấu kiện liên kết được điều chỉnh để phân bố lại.

ở đây :

T_u = mômen xoắn đã nhân hệ số (N-mm)

T_{cr} = mômen xoắn gây nứt tính toán theo Phương trình 106 (N-mm)

ϕ = hệ số sức kháng cho lực cắt quy định tại Điều 5.4.2

Thay cho một phân tích chính xác hơn, tải trọng xoắn từ bản mặt cầu có thể được giả định phân bố tuyến tính dọc theo cầu kiện.

Hiệu ứng của lực kéo dọc trục do từ biến, co ngót và các hiệu ứng nhiệt trong các cầu kiện bị kiểm chế phải được xem xét bất kỳ khi nào cần.

Các thành phần của nén hoặc kéo xiên do uốn theo hướng lực cắt tác dụng trong cầu kiện có chiều cao thay đổi phải được xem xét khi xác định lực cắt tính toán thiết kế nếu hiệu ứng của nó gây bất lợi (làm tăng tải trọng cắt), nhưng có thể bỏ qua nếu hiệu ứng của nó có lợi (làm giảm tải trọng cắt).

8.6.3 Vị trí yêu cầu xem xét hiệu ứng xoắn

Với bê tông thường, hiệu ứng xoắn phải được xem xét khi:

$$T_u > 1/3\phi T_{cr} \quad (105)$$

trong đó :

$$T_{cr} = 0,166K \sqrt{f'_c} 2A_o b_e \quad (106)$$

$$K = \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0,166\sqrt{f'_c}}} \leq 2,0 \quad (107)$$

ở đây :

T_u = mô men xoắn nhân hệ số (N-mm)

T_{cr} = mô men xoắn gây nứt (N-mm)

K = biến thiên ứng suất K không được lấy lớn hơn 1,0 cho mặt cắt bất kỳ mà ứng suất ở thớ ngoài cùng chịu kéo, được tính toán dựa trên đặc trưng mặt cắt nguyên, do tải trọng đã nhân hệ số và hiệu ứng dự ứng lực sau mất mát không vượt quá $0,5\sqrt{f'_c}$ khi chịu kéo.

A_o = diện tích được bao quanh bởi dòng ứng suất cắt của 1 mặt cắt hộp kín, bao gồm cả các lỗ trong đó (mm²)

b_e = bề rộng có hiệu của dòng cắt, nhưng không vượt quá bề dày tối thiểu của thành hộp và bản cánh bao mặt cắt hộp kín (mm). Phải được điều chỉnh khi tính toán nếu tại mặt cắt có các ống bọc cáp như quy định tại Điều 8.6.1.

p_c = chiều dài chu vi bên ngoài mặt cắt bê tông (mm)

f_{pc} = ứng suất nén chưa nhân hệ số trong bê tông sau mất mát dự ứng lực xảy ra tại trọng tâm mặt cắt do tải trọng nhất thời hoặc tại vị trí mối nối giữa thành hộp và mặt hộp trường hợp trọng tâm nằm trên mặt hộp (MPa)

ϕ = hệ số sức kháng cho lực cắt quy định trong Điều 5.4.2

Thay cho một phân tích chính xác hơn, b_e có thể được lấy bằng A_{cp}/P_e , ở đây A_{cp} là diện tích được bao bởi chu vi bên ngoài của mặt cắt bê tông và P_e chu vi bên ngoài của mặt cắt bê tông.

Khi tính toán K cho một mặt cắt chịu lực dọc trục nhân hệ số, N_u , f_{pc} được thay thế bằng $f_{pc} - N_u/A_g$. N_u sẽ được lấy giá trị dương khi lực dọc trục là kéo và âm khi lực dọc trục là nén.

8.6.4 Cốt thép chịu xoắn

Khi xem xét hiệu ứng xoắn theo qui định trong Điều 8.6.3, cốt thép chịu xoắn sẽ được bố trí như quy định tại Điều này. Cốt thép này được bổ sung thêm cốt thép đã bố trí chịu lực cắt đã nhân hệ số, như quy định trong Điều 8.6.5, uốn và lực dọc trục có thể tác dụng đồng thời với xoắn.

Cốt thép dọc và ngang cần thiết chịu xoắn phải thỏa mãn điều kiện:

$$T_u \leq \phi T_n \quad (108)$$

Sức kháng xoắn danh định do cốt thép ngang chịu, dựa trên một mô hình giàn ảo với góc chéo 45° và sẽ được tính như sau :

$$T_n = \sqrt{\frac{2A_o A_v f_y}{s}} \quad (109)$$

Cốt thép dọc tối thiểu bổ sung cho chịu xoắn, A_t , phải thỏa mãn:

$$A_t \geq \frac{T_u p_h}{2\phi A_o f_y} \quad (110)$$

ở đây

A_v = diện tích cốt thép ngang chịu cắt (mm^2)

A_t = tổng diện tích cốt thép dọc chịu xoắn trong thành ngoài của dầm hộp (mm^2)

T_u = mô men xoắn đã nhân hệ số (N-mm)

p_h = chu vi của đa giác xác định bởi trọng tâm của thanh biên dọc của giàn không gian chống xoắn. p_h có thể được lấy bằng đường bao ngoài của đường tim của cốt đai bao kín ngoài cùng

A_o = diện tích được bao bọc bởi dòng ứng suất cắt, bao gồm cả diện tích các lỗ, nếu có (mm^2)

f_y = cường độ chảy của cốt thép dọc bổ sung (MPa)

ϕ = hệ số sức kháng cắt quy định tại Điều 5.4.2

A_t phải được phân bố xung quanh đường chu vi của cốt đai bao kín theo quy định Điều 8.6.6.

Theo yêu cầu cốt thép tối thiểu của Điều 8.6.6, diện tích cốt thép dọc bố trí bổ sung chịu xoắn trong vùng chịu nén có thể giảm đến một lượng bằng:

$$\frac{M_u}{(0,9d f_y)} \quad (111)$$

ở đây :

M_u = mô men đã nhân hệ số tác dụng tại mặt cắt đồng thời với T_u (N-mm)

d_e = chiều cao có hiệu từ thứ chịu nén ngoài cùng đến trọng tâm hợp lực kéo trong vùng cốt thép chịu kéo (mm)

f_y = cường độ chảy tối thiểu quy định của thanh cốt thép (MPa)

8.6.5 Sức kháng cắt danh định

Thay cho các quy định của Điều 8.3, các quy định của Điều này được sử dụng để xác định sức kháng cắt danh định của dầm hộp bê tông dự ứng lực kéo sau tại các vùng mà kết cấu của nó phù hợp với giả định mặt cắt phẳng vẫn giữ nguyên phẳng sau khi tải trọng tác dụng.

Phai bố trí cốt thép ngang khi $V_u > 0,5 \phi V_c$, ở đây V_c được tính theo Phương trình 115.

Sức kháng cắt danh định, V_n phải được lấy giá trị nhỏ hơn giữa hai giá trị:

$$V_n = V_c + V_s \quad (112)$$

$$V_n = \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (113)$$

Khi tác dụng xoắn là bắt buộc phải được xem xét theo Điều 8.6.2, kích thước mặt cắt ngang phải đảm bảo thỏa mãn điều kiện sau:

$$V_c = 0,166K \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (114)$$

trong đó:

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s} \quad (115)$$

$$\left(\frac{V_u}{b_v d_v} \right) + \left(\frac{T_u}{2A_o b_e} \right) \leq 1,25 \sqrt{f'_c} \quad (116)$$

ở đây:

- b_v = bề rộng có hiệu của bụng dầm được lấy bằng bề rộng nhỏ nhất trong khoảng bề dày d_v được xác định theo Điều 8.6.1 (mm)
- d_v = 0,8h hoặc khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng tới trọng tâm của cốt thép dự ứng lực, lấy giá trị lớn hơn (mm)
- s = bước cốt đai (mm)
- K = tham biến ứng suất, tính theo Điều 8.6.3.
- A_v = diện tích cốt thép chịu cắt trong khoảng s (mm^2)
- V_u = lực cắt thiết kế đã nhân hệ số bao gồm cả các thành phần danh định từ dự ứng lực sơ cấp (N)
- T_u = mô men xoắn tác dụng, nhân hệ số (N-mm)
- A_o = diện tích được bao bọc bởi dòng ứng suất cắt, bao gồm cả diện tích lỗ, nếu có (mm^2)
- b_e = bề dày có hiệu của đường dòng cắt của bộ phận kết cấu, tạo thành mô hình gián không gian chịu xoắn được tính theo quy định của Điều 8.6.3 (mm)
- ϕ = hệ số sức kháng cắt quy định tại điều 5.4.2

Sức kháng cắt danh định đã nhân hệ số ϕV_n , phải lớn hơn hoặc bằng V_u .

Lực cắt đã nhân hệ số, V_u , trong khu vực gần bộ phận chống đỡ (thành hộp) có thể được tính ở vị trí cách bộ phận chống đỡ một đoạn $h/2$ khi phân lực chống đỡ theo hướng tác dụng của lực cắt tạo ra lực nén trong vùng chống đỡ của bộ phận và không có tải trọng tập trung trong khoảng, h , từ bề mặt nối với bộ phận chống đỡ.

8.6.6 Chi tiết cốt thép

Ngoài các quy định tại Điều này, các quy định của Điều 10 và 11 cũng phải áp dụng cho dầm hộp dự ứng lực kéo sau thi công phân đoạn.

Ở bất kỳ vị trí nào trên mặt cắt ngang mà ở đó lực kéo dọc trục do xoắn và uốn vượt quá lực nén dọc trục do dự ứng lực và uốn, thì phải bố trí bổ sung cấp dự ứng lực để kháng kéo hoặc bổ sung cốt thép dọc cục bộ liên tục trên các mối nối giữa các phân đoạn.

Trường hợp bố trí bổ sung dự ứng lực, chúng phải được đặt sao cho tạo ra nén xung quanh chu vi mặt cắt hộp kín.

Trường hợp cốt thép dọc cục bộ được bổ sung, các thanh phải được phân bố xung quanh chu vi được hình thành bởi cốt đai kín. Khoảng cách các thanh cốt đai không quá 450mm. Tại mỗi góc của cốt đai phải đặt ít nhất 1 thanh cốt thép dọc. Đường kính tối thiểu của thanh cốt thép tại góc là 1/24 bước cốt đai nhưng không nhỏ hơn 16 mm.

Bước cốt thép ngang không vượt quá giá trị bước lớn nhất cho phép, s_{max} , xác định như sau:

Nếu $\nu_u < 0,5\sqrt{f'_c}$, thì

$$s_{max} = 0,8 d_v \leq 900 \text{ mm} \quad (117)$$

Nếu $\nu_u \geq 0,5\sqrt{f'_c}$, thì

$$s_{max} = 0,4 d_v \leq 450 \text{ mm} \quad (118)$$

trong đó:

ν_u = ứng suất cắt tính toán theo phương trình 116 (MPa)

d_v = chiều cao cắt có hiệu quy định trong Điều 5.8.6.5 (mm)

Phải bố trí cốt thép ngang chịu cắt và xoắn vượt quá điểm lý thuyết yêu cầu một chiều dài ít nhất bằng $h/2$.

Cốt thép ngang chịu cắt tiếp xúc trên mặt tiếp giáp được quy định trong Điều 8.4.

9 DỰ ỨNG LỰC

9.1 CƠ SỞ CỦA GIẢI PHÁP THIẾT KẾ

9.1.1 Tổng quát

Các quy định của Điều này phải áp dụng cho các bộ phận bê tông kết cấu có bố trí hỗn hợp cốt thép thường với thép dự ứng lực theo bất kỳ kiểu tổ hợp nào, cùng làm việc để chịu lực nói chung.

Các cấu kiện bê tông dự ứng lực phải được thiết kế để chịu các lực dự ứng lực ban đầu và lâu dài. Chúng phải thoả mãn các yêu cầu ở các trạng thái giới hạn sử dụng, mỏi, cường độ và đặc biệt như quy định trong Điều 5 và phù hợp với các giả thiết quy định trong các Điều 6, 7 và 8.

Các bó cáp dự ứng lực không tạo ứng suất hoặc các thanh cốt thép có thể được dùng tổ hợp với các bó cáp dự ứng lực có tạo ứng suất, miễn là chúng cho thấy sự làm việc của kết cấu thoả mãn mọi trạng thái giới hạn và các yêu cầu của các Điều 4 và Điều 6.

Các giới hạn ứng suất nén quy định trong Điều 9.4, phải được dùng để kiểm soát sức kháng của kết cấu với các tổ hợp tải trọng sử dụng qui định trong Bảng 3 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này, trừ tổ hợp tải trọng sử dụng III, không kiểm soát chịu nén.

Các giới hạn ứng suất kéo quy định trong Điều 9.4, phải được dùng để kiểm soát sức kháng của kết cấu với các tổ hợp tải trọng sử dụng qui định trong Bảng 3 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này. Tổ hợp tải trọng Sử dụng III phải áp dụng khi khảo sát chịu kéo do hoạt tải.

9.1.2 Cường độ bê tông quy định

Các cường độ quy định, f'_c , và f'_{ci} , phải được qui định cho từng cấu kiện trong hồ sơ thiết kế. Các giới hạn ứng suất liên quan tới các cường độ quy định phải lấy như quy định trong Điều 9.4.

Cường độ bê tông tại thời điểm truyền lực dự ứng lực phải đủ cho các yêu cầu chịu lực cục bộ tại các neo hoặc cho việc truyền lực qua dính bám cũng như các yêu cầu về độ võng hoặc độ võng.

9.1.3 Độ oằn

Khi thiết kế, phải kiểm soát độ oằn của bộ phận giữa các điểm mà ở đó bê tông và các bó thép tiếp xúc với nhau, độ oằn trong vận chuyển và lắp ráp, và độ oằn của các bản bụng và bản cánh mỏng.

9.1.4 Các đặc trưng mặt cắt

Đối với các đặc trưng mặt cắt trước khi có dính bám của các bó cáp kéo sau, việc giảm thiểu diện tích do các ống bọc rỗng phải được xét đến.

Đối với cả hai kết cấu dự ứng lực kéo trước và kéo sau, sau khi các bó thép dính bám thì các đặc trưng mặt cắt có thể tính theo mặt cắt nguyên hoặc mặt cắt tính đổi.

9.1.5 Kiểm soát vết nứt

Ở những nơi cho phép nứt dưới tải trọng sử dụng, bề rộng vết nứt, mỗi của cốt thép, độ nhạy cảm về gỉ cần phải được xem xét, kiểm tra phù hợp với các quy định của các Điều 5, 6 và 7.

9.1.6 Các bó cáp có tuyến hình cong hoặc gãy khúc

Phải áp dụng các quy định của Điều 4.6 về đường cong của ống bọc cáp.

Phải áp dụng các quy định của Điều 10.4 để khảo sát sự tập trung ứng suất do đổi hướng của bó cáp dự ứng lực.

Đối với các bó cáp đặt trong ống bọc theo đường cong lượn sóng, phải xét sự khác biệt giữa trọng tâm của bó cáp và trọng tâm của ống bọc khi xác định độ lệch tâm.

9.2 ỨNG SUẤT DO BIẾN DẠNG CƯỜNG BỨC

Các tác động lên các chi tiết liên kết của kết cấu bởi các biến dạng đàn hồi và phi đàn hồi do dự ứng lực phải được nghiên cứu. Các lực kiểm chế phát sinh trong các chi tiết kết cấu liên kết có thể được giảm đi do các ảnh hưởng của từ biến.

Trong các khung liên khối, có thể xuất hiện ứng lực tại các cột và trụ do tạo dự ứng lực kết cấu phần trên vì ảnh hưởng của độ co ngấn đàn hồi ban đầu.

Đối với các khung liên khối thông thường, bất kỳ sự gia tăng mô men ở cột gây ra do co ngấn từ biến dài hạn của kết cấu phần trên dự ứng lực, đều được coi là được bù lại bởi sự giảm đồng thời của các mô men biến dạng trong cột do từ biến bê tông cột.

Sự giảm các lực cưỡng bức trong những bộ phận khác của kết cấu gây ra bởi dự ứng lực trong một bộ phận có thể lấy bằng :

- Với các biến dạng gây ra một cách đột ngột

$$F' = F(1 - e^{-\psi(t,t_1)}), \quad (119)$$

- Với các biến dạng gây ra một cách từ từ

$$F' = F(1 - e^{-\psi(t,t_1)}) / \psi(t,t_1) \quad (120)$$

trong đó :

F = ứng lực được xác định với việc dùng mô đun đàn hồi của bê tông ở thời điểm đặt tải (N).

F' = ứng lực đã chiết giảm (N)

ở đây :

$\psi(t,t_1)$ = hệ số từ biến ở thời điểm t khi đặt tải ở thời điểm t_1 như quy định trong Điều 4.2.3.2

e = cơ số logarit tự nhiên (Nepe)

9.3 CÁC GIỚI HẠN ỨNG SUẤT CHO THÉP DỰ ỨNG LỰC

Ứng suất thép của bó cáp dự ứng lực do kéo căng dự ứng lực, hoặc ở trạng thái giới hạn sử dụng không được vượt quá các giá trị :

- Quy định ở Bảng 6, hoặc
- Theo khuyến nghị của nhà sản xuất các bó thép và neo.

Ứng suất bó cáp ở các trạng thái giới hạn cường độ và đặc biệt không được vượt quá giới hạn cường độ kéo cho trong Bảng 1.

Bảng 6 - Các giới hạn ứng suất cho các bó thép dự ứng lực

Điều kiện	Loại bó thép		
	các thanh cường độ cao trơn nhẵn	Tạo thép có độ tự chùng thấp	Các thanh có giới cường độ cao
Căng trước			
Ngay trước khi truyền lực (f_{pbt})	$0,70 f_{pu}$	$0,75 f_{pu}$	-
ở trạng thái giới hạn sử dụng sau khi đã tính toàn bộ mất mát (f_{ps})	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$
Căng sau			
Trước khi chốt neo - Có thể cho phép dùng f_{pbt} ngắn hạn	$0,90 f_{py}$	$0,90 f_{py}$	$0,90 f_{py}$
Tại các neo và các bộ nối cáp ngay sau đóng neo	$0,70 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$
điểm bất kỳ dọc theo cầu kiện cách xa neo và bộ nối, ngay sau đóng neo	$0,70 f_{pu}$	$0,74 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$
ở trạng thái giới hạn sử dụng sau toàn bộ mất mát (f_{ps})	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$

9.4 CÁC GIỚI HẠN ỨNG SUẤT ĐỐI VỚI BÊ TÔNG**9.4.1 Các ứng suất tạm thời trong bê tông trước khi xảy ra các mất mát****9.4.1.1 Ứng suất nén**

Giới hạn ứng suất nén đối với các cầu kiện bê tông căng trước và căng sau, kể cả các cầu xây dựng theo phân đoạn, phải lấy bằng $0,60 f'_c$ (MPa).

9.4.1.2 Ứng suất kéo

Kiểm soát ứng suất kéo tạm thời trước khi xảy ra các mất mát theo các giới hạn qui định trong Bảng 7

Bảng 7 - Các giới hạn ứng suất kéo tạm thời trong bê tông dự ứng lực trước mắt

Loại cầu	Vị trí	Giới hạn ứng suất
Các cầu không được thi công phân đoạn	<ul style="list-style-type: none"> Trong vùng kéo của cầu kiện được nén trước, không có cốt thép dính bám. 	Không áp dụng
	<ul style="list-style-type: none"> Trong các vùng không phải là vùng chịu kéo của cầu kiện được nén trước và không có cốt thép dính bám. 	$0,25\sqrt{f'_{ci}} \leq 1,38$ (MPa)
	<ul style="list-style-type: none"> Trong các vùng có cốt thép dính bám (thanh CĐC hoặc thép DUL) đủ để chịu lực kéo trong bê tông được tính toán với giả định mặt cắt không nứt, cốt thép được bố trí cấu tạo theo mức ứng suất bằng $0,5 f_y$, nhưng không vượt quá 210 MPa 	$0,63\sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)
	<ul style="list-style-type: none"> Để tính ứng suất cầu lắp trong các cọc dự ứng lực. 	$0,415\sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)
Các cầu được thi công phân đoạn	<p>Ứng suất dọc qua các mối nối trong vùng kéo của cầu kiện được nén trước.</p> <ul style="list-style-type: none"> Các mối nối với lượng tối thiểu cốt thép có dính bám bổ sung triển khai qua mối nối, đủ để chịu lực kéo tính toán ở mức ứng suất $0,5 f_y$; với các bộ dự ứng lực trong hoặc ngoài. Các mối nối không có lượng tối thiểu cốt thép có dính bám khai triển qua các mối nối. 	<p>$0,25\sqrt{f'_{ci}}$</p> <p>lực kéo max (MPa)</p> <p>Không cho kéo</p>
	<p>Ứng suất ngang qua các mối nối.</p> <ul style="list-style-type: none"> Đối với mọi loại nối mối 	$0,25\sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)
	<p>Ứng suất trong các khu vực khác</p> <ul style="list-style-type: none"> Đối với các vùng không có cốt thép thường dính bám. Trong các vùng có cốt thép dính bám (thanh cường độ cao hoặc thép dự ứng lực) đủ để chịu lực kéo trong bê tông, được tính với giả định mặt cắt không nứt, cốt thép được bố trí cấu tạo theo mức ứng suất bằng $0,5 f_y$, nhưng không vượt quá 210 MPa 	<p>Không cho kéo</p> <p>$0,50\sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)</p>
	<p>Ứng suất kéo chính tại trục trung hòa của bản bụng</p> <ul style="list-style-type: none"> Tất cả các loại cầu bê tông phân đoạn với dự ứng lực trong hoặc ngoài, trừ khi Chủ đầu tư đặt ra tiêu chuẩn khác cho các kết cấu quan trọng 	$0,289\sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)

9.4.2 Ứng suất bê tông ở trạng thái giới hạn sử dụng sau khi xảy ra các mất mát

9.4.2.1 Ứng suất nén

Phải kiểm tra ứng suất nén với tổ hợp tải trọng của trạng thái giới hạn sử dụng I quy định trong Bảng 3 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này. Phải sử dụng các giới hạn nêu trong Bảng 8. Các giới hạn này có thể áp dụng cho bê tông tỷ trọng thường có cường độ chịu nén tới 105 MPa.

Hệ số chiết giảm, ϕ_w , phải được lấy bằng 1 khi các tỷ số độ mảnh của bản bụng và bản cánh, tính theo Điều 7.4.7.1, không lớn hơn 15. Nếu bản bụng hoặc bản cánh có tỷ số độ mảnh lớn hơn 15 phải tính hệ số chiết giảm ϕ_w theo Điều 7.4.7.2.

Bảng 8 - Giới hạn ứng suất nén của bê tông dự ứng lực ở trạng thái giới hạn sử dụng sau mất mát

Vị trí	Giới hạn ứng suất
<ul style="list-style-type: none"> Đối với các cầu không thi công phân đoạn và do tổng của lực dự ứng lực có hiệu và các tải trọng thường xuyên gây ra. 	$0,45 f_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none"> Đối với các cầu thi công phân đoạn, ứng suất do tổng của lực dự ứng lực có hiệu và các tải trọng thường xuyên gây ra. 	$0,45 f_c$ (MPa)
<ul style="list-style-type: none"> Do tổng lực dự ứng lực có hiệu, tải trọng thường xuyên, các tải trọng nhất thời, và tải trọng tác dụng khi vận chuyển và bốc xếp. 	$0,60 \phi_w f_c$ (MPa)

9.4.2.2 Ứng suất kéo

Đối với tổ hợp tải trọng sử dụng theo chiều dọc cầu, mà tải trọng xe gây ra ứng suất kéo trong bộ phận có các bó thép dự ứng lực dính bám hoặc không dính bám thì phải kiểm tra ứng suất kéo với tổ hợp tải trọng sử dụng III quy định trong Bảng 3 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này. Tổ hợp tải trọng sử dụng I dùng để kiểm tra ứng suất kéo khi tính theo phương ngang cầu của các dầm mặt cắt hộp. Các trị số giới hạn ứng suất kéo sau mất mát cho trong Bảng 9.

Bảng 9 - Giới hạn ứng suất kéo trong bê tông dự ứng lực ở trạng thái giới hạn sử dụng sau mất mát

Loại cầu	Vị trí	Giới hạn ứng suất
Các cầu không xây dựng phân đoạn Các giới hạn này có thể áp dụng cho bê tông thường cường độ tới 105 MPa	Lực kéo trong miền chịu kéo được nén trước của các cầu với giả thiết mặt cắt không bị nứt. <ul style="list-style-type: none"> Đối với các cầu kiện có các bó thép dự ứng lực hay cốt thép được dính bám của cầu trong điều kiện môi trường không xấu hơn các điều kiện bị ăn mòn thông thường. Đối với các cầu kiện có các bó thép dự ứng lực hay cốt thép dính bám của cầu trong môi trường ăn mòn nghiêm trọng. 	$0,5\sqrt{f'_c} < 4,1$ (MPa) $0,25\sqrt{f'_c} < 2,1$ (MPa)
	<ul style="list-style-type: none"> Đối với các cầu kiện có các bó thép dự ứng lực không dính bám. 	Không cho kéo
Các cầu thi công phân đoạn	Các ứng suất dọc qua mỗi nối trong miền chịu kéo được nén trước. <ul style="list-style-type: none"> Các mối nối với lượng tối thiểu cốt thép có dính bám đi qua các mối nối, đủ để chịu lực kéo dọc tính toán ở mức ứng suất $0.5 f_y$; với các bó cáp dự ứng lực trong hoặc bó cáp dự ứng lực ngoài. Mỗi nối không có lượng cốt thép dính bám tối thiểu đi qua các mối nối. 	$0,25\sqrt{f'_c}$ (MPa) Không cho kéo
	ứng suất ngang qua các mối nối. <ul style="list-style-type: none"> Lực kéo theo hướng ngang trong vùng chịu kéo được nén trước 	$0,25\sqrt{f'_c}$ (MPa)
	ứng suất trong các vùng khác. <ul style="list-style-type: none"> Đối với các vùng không có cốt thép dính bám Trong các vùng có cốt thép dính bám đủ để chịu lực kéo dọc trực tính toán ở mức giả định rằng một mặt cắt không nứt ở nơi cốt thép sử dụng ứng suất $0.5 f_y$, không vượt quá 205 MPa 	Không cho kéo $0,5\sqrt{f'_c}$ (MPa)
	ứng suất kéo chính tại trục trung hòa của bản bụng <ul style="list-style-type: none"> Tất cả các loại cầu bê tông phân đoạn với dự ứng lực trong hoặc ngoài, trừ khi có qui định tiêu chuẩn khác cho các kết cấu quan trọng 	$0,289\sqrt{f'_c}$ (MPa)

9.5 MẤT MÁT DỰ ỨNG SUẤT

9.5.1 Tổng mất mát dự ứng suất

Giá trị mất mát dự ứng suất quy định tại Điều này cũng được áp dụng cho cường độ bê tông quy định lên tới 105 MPa trừ khi có qui định khác.

Thay vì phân tích chi tiết hơn, các mất mát dự ứng suất trong các cấu kiện được thi công và được tạo dự ứng lực trong một giai đoạn duy nhất có thể lấy bằng:

- Trong các cấu kiện dự ứng lực kéo trước :

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT} \quad (121)$$

- Trong các cấu kiện dự ứng lực kéo sau :

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pLT} \quad (122)$$

ở đây :

Δf_{pT} = tổng mất mát ứng suất (MPa)

Δf_{pF} = mất mát do ma sát (MPa)

Δf_{pA} = mất mát do thiết bị neo (MPa)

Δf_{pES} = tổng tất cả các mất mát ứng suất do co ngấn đàn hồi hoặc giãn dài ở thời điểm tác dụng dự ứng lực hoặc tải trọng ngoài (MPa)

Δf_{pLT} = mất mát do co ngót và từ biến theo thời gian của bê tông, và sự tự chùng của thép

9.5.2 Các mất mát tức thời

9.5.2.1 Mất mát dự ứng suất do thiết bị neo

Độ lớn của mất mát ứng suất do thiết bị neo phải là trị số lớn hơn số yêu cầu để không chế ứng suất trong thép dự ứng lực khi truyền, hoặc số kiến nghị bởi nhà sản xuất neo. Độ lớn của mất mát do thiết bị neo giả thiết để thiết kế và dùng để tính mất mát ứng suất do thiết bị phải được ghi trong hồ sơ thiết kế và kiểm chứng trong khi thi công.

9.5.2.2 Mất mát dự ứng suất do ma sát

9.5.2.2.1 Thi công bằng phương pháp kéo trước

Đối với các bó cáp dự ứng lực bố trí theo tuyến hình trắc dọc nhấp nhô, phải xét tới những mất mát có thể xảy ra ở các vị trí thiết bị neo giữ thay đổi tuyến hình của cáp.

9.5.2.2.2 Thi công bằng phương pháp kéo sau

Mất mát do ma sát giữa bó cáp dự ứng lực và ống bọc có thể lấy như sau

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} (1 - e^{-(kx + \mu\alpha)}) \quad (123)$$

Có thể lấy giá trị mất mát ma sát gây ra giữa bó cáp dự ứng lực ngoài đi qua ống chuyển hướng đơn như sau:

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} (1 - e^{-\mu(\alpha+0,04)}) \quad (124)$$

ở đây :

- f_{pj} = ứng suất trong cáp dự ứng lực khi kích (MPa)
 x = chiều dài bó cáp dự ứng lực đo từ đầu kích đến điểm bất kỳ đang xem xét (mm)
 K = hệ số ma sát lặc (trên mỗi mm của bó cáp) được viết là mm^{-1}
 μ = hệ số ma sát
 α = tổng của giá trị tuyệt đối của thay đổi góc của đường trục bó cáp dự ứng lực tính từ đầu kích, hoặc từ đầu kích gần nhất nếu thực hiện căng cả hai đầu, đến điểm đang xem xét (RAD)
 e = cơ số lôgarit tự nhiên (Nepe)

Các giá trị K và μ cần lấy theo số liệu thí nghiệm các vật liệu quy định và phải ghi trong hồ sơ thiết kế. Khi thiếu các số liệu này, có thể dùng các giá trị trong phạm vi của K và μ cho trong Bảng 10.

Đối với các bó cáp chỉ cong trong mặt phẳng thẳng đứng α phải lấy là tổng giá trị tuyệt đối của các thay đổi góc trên chiều dài x .

Đối với bó thép cong ba chiều, tổng thay đổi góc ba chiều α phải được lấy bằng phép cộng véc tơ, tức tổng thay đổi góc theo chiều đứng α_v và tổng thay đổi góc theo chiều ngang α_h .

Bảng 10 - Hệ số ma sát cho các bó thép kéo sau

Loại thép	Loại ống bọc	K	μ
Sợi hoặc tạo	ống thép mạ cứng hay nửa cứng	$6,6 \times 10^{-7}$	0,15 - 0,25
	Vật liệu Polyethylene	$6,6 \times 10^{-7}$	0,23
	Các ống chuyển hướng bằng thép cứng cho bó cáp ngoài	$6,6 \times 10^{-7}$	0,25
Thanh cường độ cao	ống thép mạ	$6,6 \times 10^{-7}$	0,30

9.5.2.3 Mất mát dự ứng suất do co ngắn đàn hồi

9.5.2.3.1 Dự ứng lực kéo trước

Mất mát do co ngắn đàn hồi trong các cấu kiện kéo trước phải lấy bằng:

$$\Delta f_{pES} = \frac{E_p}{E_{cl}} f_{cgp} \quad (125)$$

trong đó :

f_{cgp} = tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm của các bó thép dự ứng lực do lực dự ứng lực ngay sau khi truyền dự ứng lực và trọng lượng bản thân của cầu kiện ở mặt cắt mô men lớn nhất (MPa)

E_p = mô đun đàn hồi của thép dự ứng lực (MPa)

E_{ct} = mô đun đàn hồi của bê tông tại vị trí truyền hoặc thời gian tác dụng tải trọng (MPa)

Tổng mất mát ứng suất hoặc tăng thêm ứng suất do đàn hồi có thể được lấy bằng tổng hiệu ứng của dự ứng lực và tải trọng tác dụng.

9.5.2.3.2 Dự ứng lực kéo sau

Mất mát do co ngắn đàn hồi trong các cấu kiện kéo sau, ngoài hệ thống bản ra, có thể lấy bằng :

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{ct}} f_{cgp} \quad (126)$$

trong đó :

N = số lượng các bó thép dự ứng lực giống nhau.

f_{cgp} = tổng ứng suất bê tông ở trọng tâm các bó thép dự ứng lực do lực dự ứng lực sau khi kích và trọng lượng bản thân của cầu kiện ở các mặt cắt mô men lớn nhất (MPa).

Các giá trị f_{cgp} có thể được tính bằng ứng suất thép được giảm trị số ban đầu bởi một lượng chênh lệch phụ thuộc vào các hiệu ứng co ngắn đàn hồi, tự chùng và ma sát.

Đối với kết cấu kéo sau với các bó thép được dính bám f_{cgp} có thể lấy ở mặt cắt giữa nhịp giản đơn, hoặc đối với kết cấu liên tục ở mặt cắt có mô men lớn nhất.

Đối với kết cấu kéo sau với các bó thép không được dính bám, giá trị f_{cgp} có thể được tính như ứng suất ở trọng tâm của thép dự ứng lực lấy bình quân trên suốt chiều dài của cầu kiện.

Đối với kết cấu bản, giá trị của Δf_{pES} có thể lấy bằng 25% của giá trị tính được từ Phương trình 126.

9.5.2.3.3 Kết hợp dự ứng lực kéo trước và dự ứng lực kéo sau

Khi áp dụng các quy định của Điều 9.5.2.3.1 và 9.5.2.3.2 cho các kết cấu có kết hợp dự ứng lực kéo trước với dự ứng lực kéo sau, và khi dự ứng lực kéo sau không được tăng theo một số gia đồng nhất, phải tính đến tác dụng của dự ứng lực kéo lượt sau tới co ngắn đàn hồi của cáp dự ứng lực kéo lượt trước theo trình tự.

9.5.3 Tính gần đúng mất mát dự ứng suất theo thời gian

Đối với kết cấu đúc sẵn tiêu chuẩn, dự ứng lực căng trước chịu tải trọng thông thường và được khai thác ở điều kiện môi trường bình thường, khi:

- Được làm bằng bê tông thường,

- Bê tông được bảo dưỡng bằng hơi nước hoặc bảo dưỡng ẩm ướt,
- Được tạo dự ứng lực bằng thanh hoặc tạo thép với thuộc tính tự chùng bình thường và thấp, và
- ở nơi có các điều kiện phơi nhiễm và nhiệt độ trung bình.

Mất mát dự ứng lực theo thời gian Δf_{pLT} , do từ biến, co ngót trong bê tông, và tự chùng của thép sẽ được tính như sau:

$$\Delta f_{pLT} = 10,0 \frac{f_{pi} A_{ps}}{A_g} \gamma_h \gamma_{st} + 83 \gamma_h \gamma_{st} + \Delta f_{pR} \quad (127)$$

Trong đó:

$$\gamma_h = 1,7 - 0,01H \quad (128)$$

$$\gamma_{st} = \frac{35}{(7 + f_{ct})} \quad (129)$$

ở đây:

- f_{pi} = ứng suất cáp dự ứng lực ngay trước khi truyền lực (MPa)
 H = độ ẩm không khí tương đối trung bình hàng năm (%)
 γ_h = hệ số hiệu chỉnh độ ẩm không khí tương đối
 γ_{st} = hệ số hiệu chỉnh cường độ bê tông quy định tại thời điểm truyền dự ứng lực cho cấu kiện bê tông
 Δf_{pR} = ước tính mất mát do tự chùng lấy bằng 17 MPa cho cáp tự chùng thấp, và theo công bố của nhà sản xuất các loại cáp khác (MPa)

Đối với các dầm cầu không sử dụng bản liên hợp, mất mát ứng suất theo thời gian gây ra do từ biến co ngót bê tông và tự chùng của thép xác định theo phương pháp chính xác quy định ở Điều 9.5.4.

Đối với các cầu bê tông thi công phân đoạn, việc ước tính toàn bộ mất mát ứng suất chỉ có thể được dùng cho thiết kế sơ bộ.

Đối với các bộ phận kết cấu có kích thước bất thường, dự ứng lực một phần, thi công phân đoạn hoặc cấu thành bởi bê tông khác loại, phải tính mất mát ứng suất theo phương pháp chính xác qui định tại Điều 9.5.4 hoặc phương pháp tính chia đoạn thời gian bằng công cụ máy tính.

9.5.4 Tính chính xác các mất mát dự ứng suất theo thời gian

9.5.4.1 Tổng quát

Đối với các cấu kiện dự ứng lực không phân đoạn, giá trị chính xác hơn của mất mát dự ứng suất do từ biến, co ngót, và tự chùng lớn hơn so với quy định trong Điều 9.5.3 có thể được xác định phù hợp với các quy định của Điều này. Đối với dầm đúc sẵn dự ứng lực căng trước không bán mặt cầu phía trên không liên hợp và với dầm dự ứng lực không phân đoạn đúc

sẵn hoặc đúc tại chỗ căng sau, các quy định của Điều 9.5.4.4 và 9.5.4.5, tương ứng, sẽ được xem xét trước khi áp dụng quy định của Điều này.

Đối với các dầm xây dựng phân đoạn và các dầm dự ứng lực đúc sẵn cốt thép lắp ghép căng sau, mất mát dự ứng suất sẽ được xác định bằng phương pháp bậc- thời gian và quy định trong Điều 9.5, bao gồm cả việc xem xét các giai đoạn thi công phụ thuộc thời gian và tiến độ thi công dự định trong thiết kế. Đối với các kết cấu có kết hợp cả dự ứng lực kéo trước và dự ứng lực kéo sau, và khi thực hiện kéo sau nhiều hơn một giai đoạn, thì ảnh hưởng của căng dự ứng lực bước sau tới mất mát do từ biến của dự ứng suất của bước trước phải được xem xét.

Sự thay đổi ứng suất trong thép dự ứng lực do mất mát theo thời gian, Δf_{pLT} , sẽ được xác định như sau :

$$\Delta f_{pLT} = (\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1})_{id} + (\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS})_{df} \quad (130)$$

ở đây:

- Δf_{pSR} = mất mát ứng suất do co ngót của bê tông dầm từ lúc truyền lực dự ứng lực tới khi đổ bê tông bản mặt cầu (MPa)
- Δf_{pCR} = mất mát ứng suất do từ biến của bê tông dầm từ lúc truyền lực dự ứng lực tới khi đổ bê tông bản mặt cầu (MPa)
- Δf_{pR1} = mất mát ứng suất do sự từ chối của thép dự ứng lực từ lúc truyền lực dự ứng lực tới khi đổ bê tông bản mặt cầu (MPa)
- Δf_{pR2} = mất mát ứng suất do sự từ chối của thép dự ứng lực trong mặt cắt liên hợp từ thời điểm đổ bê tông bản tới thời điểm cuối (MPa)
- Δf_{pSD} = mất mát dự ứng suất do co ngót của bê tông dầm từ thời điểm đổ bê tông bản mặt cầu tới thời điểm cuối (MPa)
- Δf_{pCD} = mất mát ứng suất do từ biến của bê tông từ thời điểm đổ bê tông bản tới thời điểm cuối (MPa)
- Δf_{pSS} = sự gia tăng ứng suất do co ngót bản trong mặt cắt liên hợp (MPa)
- $(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR1})_{id}$
= tổng mất mát dự ứng suất theo thời gian từ lúc truyền lực tới khi đổ bê tông bản (MPa)
- $(\Delta f_{pSD} + \Delta f_{pCD} + \Delta f_{pR2} - \Delta f_{pSS})_{df}$
= tổng mất mát dự ứng suất theo thời gian sau khi đổ bê tông bản mặt cầu (MPa)

Đối với bê tông có cốt liệu nhẹ, cốt liệu rất cứng, hoặc các phụ gia hóa học, các đặc tính của vật liệu ước tính được sử dụng trong Điều này và Điều 4.2.3 có thể không chính xác, nên sử dụng kết quả thí nghiệm thực tế.

Đối với kết cấu thi công phân đoạn, khác với thiết kế sơ bộ, mất mát ứng suất được xác định theo quy định tại Điều 9.5, bao gồm cả việc xem xét các phương pháp thi công, phụ thuộc vào thời gian và tiến độ thi công qui định trong hồ sơ thiết kế.

9.5.4.2 Mất mát dự ứng suất từ thời điểm truyền lực dự ứng lực đến thời điểm đổ bê tông bản mặt cầu

9.5.4.2.1 Mất mát ứng suất do co ngót bê tông dầm

Mất mát ứng suất do co ngót của bê tông dầm từ lúc truyền lực dự ứng lực tới khi đổ bê tông bản, Δf_{pSR} , sẽ được xác định như sau :

$$\Delta f_{pSR} = \varepsilon_{bid} E_p K_{id} \quad (131)$$

Trong đó:

$$K_{id} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{ci}} \frac{A_{ps}}{A_g} \left(1 + \frac{A_g e_{pg}^2}{I_g} \right) [1 + 0,7 \psi_b(t_f, t_i)]} \quad (132)$$

ở đây:

- ε_{bid} = ứng biến co ngót bê tông của dầm giữa thời điểm truyền lực dự ứng lực và đổ bê tông bản theo Phương trình 6
- K_{id} = hệ số chuyển đổi mất cốt phụ thuộc vào thời gian tương tác giữa bê tông và thép liên kết trong mặt cắt được xem là khoảng thời gian giữa lúc truyền lực và đổ bê tông bản.
- e_{pg} = độ lệch tâm của lực dự ứng lực tới trọng tâm của dầm (mm), lấy dấu dương khi lệch về bên dưới trọng tâm dầm.
- γ_{st} = hệ số điều chỉnh cường độ bê tông quy định tại thời điểm truyền dự ứng lực cho cấu kiện bê tông
- $\psi_b(t_f, t_i)$ = hệ số từ biến của dầm tại thời điểm cuối gây ra do đặt tải vào lúc truyền dự ứng lực xác định theo Phương trình 1
- t_f = tuổi bê tông ở thời điểm cuối (ngày)
- t_i = tuổi bê tông lúc truyền lực (ngày)

9.5.4.2.2 Mất mát ứng suất do từ biến của bê tông dầm

Mất mát ứng suất do từ biến của bê tông dầm từ thời điểm truyền lực đến khi đổ bê tông bản, Δf_{pCR} , sẽ được xác định như sau :

$$\Delta f_{pCR} = \frac{E_p}{E_{ci}} f_{cgp} \psi_b(t_d, t_i) K_{id} \quad (133)$$

ở đây:

- $\psi_b(t_d, t_i)$ = hệ số từ biến tại thời điểm đổ bê tông bản do tải trọng tác dụng vào lúc truyền lực theo Phương trình 1
- t_d = tuổi bê tông lúc đổ bê tông bản (ngày)

9.5.4.2.3 Mất mát ứng suất do tự chùng của cáp dự ứng lực

Mất mát dự ứng suất do sự tự chùng của cáp dự ứng lực từ thời điểm truyền lực tới khi đổ bê tông bản, Δf_{pR1} , sẽ được xác định như sau :

$$\Delta f_{pR1} = \frac{f_{pt}}{K_L} \left(\frac{f_{pt}}{f_{py}} - 0,55 \right) \quad (134)$$

ở đây:

f_{pt} = ứng suất trong cáp dự ứng lực ngay sau khi truyền lực, được lấy không quá $0,55f_{py}$ trong Phương trình 134.

K_L = 30, với cáp có độ tự chùng thấp và 7 với thép dự ứng lực khác, trừ khi có dữ liệu chính xác hơn do nhà sản xuất cung cấp.

Mất mát do tự chùng, Δf_{pR1} , có thể được lấy bằng 8MPa cho cáp có độ tự chùng thấp.

9.5.4.3. Mất mát dự ứng suất từ lúc đổ bê tông bản mặt cầu cho đến thời điểm cuối

9.5.4.3.1 Mất mát ứng suất do co ngót của bê tông dầm

Mất mát dự ứng suất do co ngót bê tông dầm từ lúc đổ bê tông bản đến thời điểm cuối, Δf_{pSD} , sẽ được xác định như sau :

$$\Delta f_{pSD} = \varepsilon_{bdf} E_p K_{df} \quad (135)$$

Trong đó:

$$K_{df} = \frac{1}{1 + \frac{E_p}{E_{cl}} \frac{A_{ps}}{A_c} \left(1 + \frac{A_c e_{pc}^2}{I_c} \right) [1 + 0,7\psi_b(t_f, t_i)]} \quad (136)$$

ở đây:

ε_{bdf} = mất mát ứng biến do co ngót dầm giữa thời gian đổ bản bê tông và thời điểm cuối theo Phương trình 6

K_{df} = hệ số chuyển đổi mặt cắt để xét đến mức độ tương tác giữa bê tông và thép dính kết theo thời gian trong mặt cắt, được coi là khoảng thời gian giữa thời điểm đổ bê tông bản và thời điểm cuối.

e_{pc} = độ lệch tâm của lực dự ứng lực đến trọng tâm của dầm (mm), có trị số dương khi lực dự ứng lực nằm dưới trọng tâm mặt cắt

A_c = diện tích mặt cắt, tính toán sử dụng đặc trưng hình học mặt cắt bê tông liên hợp nguyên của dầm với bản và tỷ lệ mô đun bản-dầm (mm²)

I_c = mô men quán tính của mặt cắt, tính toán sử dụng đặc trưng hình học của mặt cắt bê tông liên hợp nguyên của dầm và bản và tỷ lệ mô đun bản-dầm ở trạng thái sử dụng (mm⁴)

9.5.4.3.2 Mất mát ứng suất do từ biến của bê tông dầm

Sự thay đổi ứng suất nén trước (mất mát là dương, tăng thêm là âm) do từ biến của bê tông dầm giữa thời điểm đổ bê tông bản và thời điểm cuối, Δf_{pCD} , sẽ được xác định như sau :

$$\Delta f_{pCD} = \frac{E_p}{E_{cl}} f_{csp} [\psi_b(t_f, t_i) - \psi_b(t_d, t_i)] K_{df} + \frac{E_p}{E_c} \Delta f_{cd} \psi_b(t_f, t_{di}) K_{df} \quad (137)$$

ở đây:

Δf_{cd} = sự thay đổi ứng suất bê tông tại trọng tâm cáp dự ứng lực do mất mát theo thời gian từ lúc đổ bê tông bản đến thời điểm cuối, do kết hợp trọng lượng bản mặt cầu và tải trọng lớp phủ mặt cầu (MPa)

$\psi_b(t_f, t_d)$ = Hệ số từ biến của dầm tại thời điểm cuối do tải trọng lúc đổ bê tông bản theo Phương trình 1

9.5.4.3.3 Mất mát ứng suất do tự chùng của cáp dự ứng lực

Mất mát ứng suất do tự chùng của cáp dự ứng lực trong mặt cắt liên hợp giữa giai đoạn đổ bê tông bản mặt cầu và thời điểm cuối, Δf_{pR2} , sẽ được xác định như sau :

$$\Delta f_{pR2} = \Delta f_{pR1} \quad (138)$$

9.5.4.3.4 Ứng suất do co ngót của bê tông bản

Ứng suất gia tăng do co ngót của mặt cắt bản liên hợp, Δf_{pSS} , sẽ được xác định như sau:

$$\Delta f_{pSS} = \frac{E_p}{E_c} \Delta f_{cd} K_{df} [1 + 0,7\psi_b(t_f, t_d)] \quad (139)$$

trong đó:

$$K_{df} = \frac{\epsilon_{ddf} A_d E_{cdeck}}{[1 + 0,7\psi_b(t_f, t_d)]} \left(\frac{1}{A_c} - \frac{e_{pc} e_d}{I_c} \right) \quad (140)$$

ở đây:

Δf_{cdf} = thay đổi ứng suất bê tông tại trọng tâm cáp dự ứng lực do co ngót bê tông bản mặt cầu (MPa)

ϵ_{ddf} = ứng biến do co ngót bản bê tông từ lúc đổ bê tông bản đến thời điểm cuối theo Phương trình 6

A_d = diện tích bê tông bản (mm²)

E_{cdeck} = mô đun đàn hồi của bê tông bản (MPa)

e_d = độ lệch tâm của bản với mặt cắt liên hợp, lấy dấu dương công trình thông thường trường hợp bản mặt cầu ở phía trên dầm (mm)

$\psi_d(t_f, t_d)$ = hệ số từ biến của bê tông bản tại thời điểm cuối do tải trọng phát sinh ngay sau khi đổ bê tông bản một thời gian ngắn (ví dụ lớp phủ, rào chắn, v.v) theo Phương trình 1

$\psi_b(t_f, t_d)$ = hệ số từ biến của dầm ở thời điểm đặt tải đổ bê tông bản theo Phương trình 1

9.5.4.4 Dầm dự ứng lực đúc sẵn căng trước với phần bản mặt cầu không liên hợp

Có thể áp dụng các Phương trình tại Điều 9.5.4.2 và 9.5.4.3 cho dầm với bản mặt cầu hoặc lớp bản mặt phía trên dầm không liên hợp, hoặc không có lớp mặt phía trên. Giá trị cho thời điểm “đổ bê tông bản” trong Điều 9.5.4.2 có thể lấy như giá trị tại thời điểm lắp đặt các cấu kiện đúc sẵn không lớp bản mặt. Thời gian “đổ bê tông bản” trong Điều 9.5.4.3 có thể lấy như thời gian đổ bản bê tông không liên hợp hoặc giá trị tại lúc lắp đặt cấu kiện đúc sẵn không lớp mặt phía trên. Diện tích “bản” để tính trong các trường hợp này sẽ lấy bằng 0.

9.5.4.5 Dầm dự ứng lực căng sau không thi công phân đoạn

Mất mát ứng suất theo thời gian của cấu kiện dự ứng lực căng sau, sau khi bỏ cáp đã được bơm vữa có thể tính toán theo các quy định tại Điều 9.5.4.1 đến 9.5.4.4. Theo đó, giá trị $(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pRI})_{id}$ trong Phương trình 130 sẽ được lấy bằng 0.

9.5.5 Các mất mát ứng suất để tính độ võng

Để tính độ võng và độ võng của các bộ phận dự ứng lực không thi công phân đoạn được làm bằng bê tông thường, với cường độ lớn hơn 24 MPa ở thời điểm dự ứng lực, f_{cgp} và Δf_{cdp} có thể được tính bằng ứng suất ở trọng tâm thép dự ứng lực lấy bình quân theo chiều dài của kết cấu.

10 CÁC CHI TIẾT ĐẶT CỐT THÉP

10.1 LỚP BÊ TÔNG BẢO VỆ

Lớp bê tông bảo vệ ít nhất phải theo quy định trong Điều 12.3.

10.2 CÁC ĐẦU THANH UỐN MÓC VÀ UỐN CONG

10.2.1 Móc tiêu chuẩn

Trong Điều này, "móc tiêu chuẩn" được qui định như sau:

- Với cốt thép dọc:
 - (a) uốn 180° , cộng thêm đoạn kéo dài $4,0d_b$, nhưng không ít hơn 65mm ở đầu thanh
 - (b) hoặc uốn 90° cộng thêm đoạn kéo dài $12,0d_b$ ở đầu thanh
- Với cốt thép ngang:
 - (a) thanh đường kính 16 mm hoặc nhỏ hơn: uốn 90° cộng đoạn kéo dài $6,0d_b$ ở đầu thanh,
 - (b) thanh đường kính 19 mm, 22 mm và 25 mm: uốn 90° cộng đoạn kéo dài $12,0 d_b$ ở đầu thanh; và
 - (c) thanh đường kính 25 mm và lớn hơn: uốn 135° cộng đoạn kéo dài $6,0 d_b$ ở đầu thanh.

trong đó :

d_b = đường kính danh định của cốt thép (mm)

Chỉ uốn móc tiêu chuẩn cho các cốt thép có giới hạn chảy trong khoảng giữa 520 MPa và 690 MPa bố trí trong các cấu kiện và các mối nối qui định ở Điều 4.3.3 nếu có bố trí các đai vòng như qui định ở Điều 11.2.4

10.2.2 Các móc chống động đất

Các móc chống động đất phải bao gồm đoạn uốn cong 135° , cộng thêm một đoạn kéo dài lớn hơn $6,0 d_b$ hay 75 mm, lấy số lớn hơn. Phải dùng các móc chống động đất làm cốt thép ngang ở vùng dự kiến có khớp dẻo. Loại móc này và nơi cần bố trí chúng phải được thể hiện chi tiết trong hồ sơ thiết kế.

Không cấu tạo móc chống động đất cho các loại cốt thép có giới hạn chảy lớn hơn 520 MPa.

10.2.3 Đường kính uốn cong tối thiểu

Đường kính của đoạn thanh uốn cong, được đo ở phía bụng của thanh, không được nhỏ hơn quy định trong Bảng 11.

Bảng 11 - Đường kính tối thiểu của đoạn uốn cong

Kích thước thanh và việc dùng	Đường kính tối thiểu
Thanh đường kính 10 mm đến 16 mm - nói chung	6,0 d_b
Thanh đường kính 10 mm đến 16 mm - cốt thép đai U và đai giằng	4,0 d_b
Thanh đường kính 19 mm đến 25 mm - chung	6,0 d_b
Thanh đường kính 29 mm, 32 mm và 36 mm	8,0 d_b
Thanh đường kính 43 mm và 57 mm	10,0 d_b

Đường kính phía bụng của đoạn uốn cong đối với cốt đai U và giằng ở tấm lưới dây hàn trơn và có gờ không được nhỏ hơn 4,0 d_b đối với dây có gờ lớn hơn D6 (38,7mm²), và 2,0 d_b cho tất cả các loại dây có kích cỡ khác. Uốn cong với đường kính trong nhỏ hơn 8,0 d_b không được đặt cách nút hàn giao chéo gần nhất ít hơn 4,0 d_b .

10.3 CỤ LY CỐT THÉP

10.3.1 Cụ ly tối thiểu của các thanh cốt thép

10.3.1.1 Bê tông đúc tại chỗ

Đối với bê tông đúc tại chỗ, cụ ly tịnh giữa các thanh song song trong một lớp không được nhỏ hơn:

- 1,5 lần đường kính danh định của thanh,
- 1,5 lần kích thước tối đa của cấp phối thô, hoặc
- 38 mm

10.3.1.2 Bê tông đúc sẵn

Đối với bê tông đúc sẵn được sản xuất trong điều kiện khống chế của nhà máy, cụ ly tịnh giữa các thanh song song trong một lớp không được nhỏ hơn:

- Đường kính danh định của thanh,

- 1,33 lần kích thước tối đa của cấp phối thô, hoặc
- 25 mm.

10.3.1.3 Nhiều lớp cốt thép

Trừ trong các bản mặt cầu, khi có cốt thép song song được đặt thành hai hoặc nhiều lớp, với cự ly tịnh giữa các lớp không vượt quá 150mm, các thanh ở các lớp trên phải được đặt thẳng ngay ở phía trên những thanh của lớp dưới, và cự ly giữa các lớp không được nhỏ hơn hoặc 25 mm hoặc đường kính danh định của thanh.

10.3.1.4 Các mối nối

Các giới hạn về cự ly tịnh giữa các thanh quy định trong các Điều 10.3.1.1 và 10.3.1.2 cũng được áp dụng cho cự ly tịnh giữa một mối nối chồng và các mối nối hoặc thanh liền kề.

10.3.1.5. Bó thanh

Số lượng các thanh song song được bó lại để làm việc như một đơn vị không được vượt quá bốn trong mỗi bó, trong các bộ phận chịu uốn, số lượng các thanh đường kính lớn hơn 36 mm không được vượt quá hai trong mỗi bó.

Bó thanh phải được bao lại bằng thép đai hoặc giăng.

Khi các thanh riêng lẻ trong bó được triển khai trong chiều dài nhịp của kết cấu, thì phải cắt thanh ở các điểm so le với khoảng cách ít nhất bằng 40 lần đường kính thanh. Ở nơi cần các giới hạn về khoảng cách bố trí các bó thanh theo điều kiện kích thước thanh, một bó thanh phải được xem như một thanh có đường kính tính đổi từ tổng diện tích mặt cắt thanh tương đương.

10.3.2 Cự ly tối đa của các thanh cốt thép

Trong các vách hộp và bản, trừ khi được quy định khác, cự ly các cốt thép không được vượt quá 1,5 lần chiều dày của bộ phận hoặc 450 mm. Cự ly các thép xoắn ốc, thép giăng, thép chịu nhiệt và co ngót phải theo quy định trong các Điều 10.6, 10.7 và 10.8.

10.3.3 Cự ly tối thiểu của các bó cáp và ống bọc cáp dự ứng lực

10.3.3.1 Tạo cáp dự ứng lực kéo trước

Khoảng trống giữa các tạo cáp dự ứng lực kéo trước, bao gồm cả các bó có ống bọc, ở đầu cấu kiện và trong phạm vi chiều dài khai triển, được quy định trong Điều 11.4.2, không được lấy nhỏ hơn 1,33 lần kích cỡ lớn nhất của cốt liệu cấp phối và cũng không được nhỏ hơn cự ly tìm đến tìm được quy định trong Bảng 12.

Bảng 12- Cụ ly tim đến tim tao cáp dự ứng lực

Kích cỡ tao cáp (mm)	Cụ ly (mm)
15,24	51
14,29 Đặc biệt	
14,29	
12,70	44
11,11	
12,70 Đặc biệt	
9,53	38

Nếu chứng minh được bằng thí nghiệm theo kích thước thực nguyên mẫu thiết kế. Khoảng trống giữa các tao cáp ở đầu cấu kiện có thể được lấy giảm đi.

Khoảng trống tối thiểu giữa các nhóm bó tao cáp không được nhỏ hơn hoặc 1,33 lần kích thước tối đa của cáp phối hoặc 25mm.

Các tao cáp dự ứng lực căng trước trong cấu kiện có thể được nhóm lại theo dạng chồng khít lên nhau trong một mặt phẳng thẳng đứng giữa các neo định vị. Nếu bố trí nhóm bó tao cáp theo kiểu khác, không trên một mặt phẳng đứng thì phải giới hạn chỉ 4 tao cáp một bó.

10.3.3.2 Các ống bọc kéo sau không cong trong mặt bằng

Trừ trường hợp quy định tại Điều này, khoảng trống giữa các ống bọc thẳng kéo sau không được nhỏ hơn 38 mm hoặc 1,33 lần kích thước lớn nhất của cốt liệu thô. Đối với kết cấu đúc sẵn phân đoạn có cáp dự ứng lực ngoài căng sau với một mối nối epoxy giữa các cấu kiện, khoảng trống giữa các ống thép căng sau không được nhỏ hơn giá trị lớn hơn của đường kính trong của ống bọc cáp hoặc 100 mm

Các ống bọc có thể được bó lại trong các nhóm không vượt quá ba, miễn là cụ ly giữa các ống riêng rẽ được duy trì như qui định cho các bó cáp đơn trong phạm vi 900 mm ở đầu neo.

Với các nhóm bó ống bọc thi công không phải là phân đoạn, khoảng trống ngang giữa các bó liền kề không được nhỏ hơn 100 mm. Với các nhóm ống được đặt trong hai hoặc nhiều hơn mặt phẳng ngang, mỗi bó không được nhiều hơn hai ống trong cùng mặt phẳng ngang.

Khoảng trống đứng tối thiểu giữa các bó không được nhỏ hơn 38 mm hoặc 1,33 lần kích thước lớn nhất của cốt liệu thô.

Với thi công đúc sẵn, khoảng trống ngang tối thiểu giữa các nhóm ống có thể giảm xuống 75mm.

10.3.3.3 Các ống bọc cáp kéo sau cong trong mặt bằng

Khoảng trống tối thiểu giữa các ống bọc cong phải giống như yêu cầu giới hạn của bó cáp quy định trong Điều 10.4.3. Cụ ly đối với các ống cong không được nhỏ hơn đối với các ống thẳng.

10.3.4 Cụ ly tối đa của các bó cáp và ống bọc dự ứng lực trong các bản

Các bó kéo trước của bản đúc sẵn phải đặt đối xứng, đều và không được đặt xa nhau quá hoặc 1,5 lần tổng chiều dày bản liên hợp hoặc 450 mm.

Các bó kéo sau của bản không được đặt xa nhau, từ tim đến tim quá 4,0 lần tổng chiều dày liên hợp tối thiểu của bản.

10.3.5 Các đầu nổi của bó cáp kéo sau

Hồ sơ thiết kế phải quy định không được nổi quá 50% số bó cáp dọc kéo sau được nổi trong một mặt cắt và khoảng cách giữa các đầu nổi cạnh nhau không được lấy nhỏ hơn chiều dài của phân đoạn đúc đầm hay hai lần chiều cao của đoạn đầm. Các diện tích trống xung quanh các đầu nổi phải được giảm trừ khỏi diện tích nguyên của mặt cắt và mô men quán tính khi tính toán các ứng suất ở thời điểm tác dụng lực kéo sau.

10.4 KIỂM CHẾ BÓ CÁP

10.4.1 Tổng quát

Phải bố trí các bó cáp thép nằm trong lòng cốt thép đai tăng cường trong bản bụng dầm, và bố trí ở vị trí khi có thể, nằm giữa các lớp cốt thép ngang trong bản cánh và bản mặt cầu. Đối với các bó cáp nằm trong bản cánh dưới (đáy hộp) của các dầm có chiều cao thay đổi, phải bố trí các cốt thép kiểm chế bao xung quanh bó cáp ở từng mặt của dầm. Không được bố trí ít hơn 2 hàng cốt thép thanh đường kính 13mm kiểu kẹp tóc ở hai bên của mỗi ống bọc bó cáp với kích thước theo chiều thẳng đứng bằng chiều dày của bản, trừ đi các kích thước lớp bê tông bảo hộ trên và dưới.

Phải xét đến ảnh hưởng của áp lực vừa phun trong ống bọc cáp.

10.4.2 Tác động lắc của bó cáp trong các kết cấu bản

Theo qui định của điều này, các cáp được đặt cách nhau với cự ly tính từ tim đến tim bó cáp nhỏ hơn 300 mm ở cả hai hướng phải được coi là cáp đặt gần nhau.

Ở nơi mà các bó cáp ngang và dọc được đặt gần nhau trong các bản cánh dầm mà không có các quy định để giảm thiểu sự lắc của ống bọc trong hồ sơ thiết kế, lưới cốt thép ở đỉnh và ở đáy phải được giằng với nhau bằng các thanh kiểu kẹp tóc đường kính 13 mm. Cự ly giữa các thanh kẹp không được vượt quá hoặc 450 mm hoặc 1,5 lần chiều dày bản ở mỗi hướng.

10.4.3 Tác động của các bó cáp tuyến hình cong

Phải dùng cốt thép để giữ các bó cáp tuyến hình cong như qui định của Điều 8.1.5. Cốt thép phải được thiết kế sao cho ứng suất thép ở trạng thái giới hạn sử dụng không vượt quá $0,60f_y$, và giá trị dự kiến của f_y không vượt quá 420 MPa. Trừ khi tính bằng phương pháp mô hình giàn ảo cho kết quả cụ thể, cự ly cốt thép neo giữ không vượt quá hoặc 3,0 lần đường kính ngoài của ống hoặc 600 mm.

Không được tổ hợp nhóm bó cáp vượt quá ba bó trong một nhóm khi đảm cong trên mặt bằng.

10.4.3.1 Bố trí cốt thép neo giữ cáp chịu lực thứ cấp hướng tâm trong mặt phẳng tuyến cáp

10.4.3.1.1 Lực thứ cấp hướng tâm trong mặt phẳng

Ứng lực hướng tâm trong mặt phẳng tuyến cáp dự ứng lực do các bó cáp đổi hướng được lấy bằng:

$$F_{u-in} = \frac{P_u}{R} \quad (141)$$

ở đây :

F_{u-in} = ứng lực hướng tâm trong mặt phẳng trên đơn vị chiều dài bó cáp (N/mm)

P_u = lực căng tính toán của bó cáp như quy định trong Điều 4.3 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này (N)

R = bán kính cong của bó cáp ở vị trí xem xét (mm)

Lực hướng tâm tối đa phải được xác định trên cơ sở tất cả các bó cáp, kể cả bó cáp được kéo tạm thời trong thi công.

10.4.3.1.2 Sức kháng cắt chống bong bật

Sức kháng cắt trên chiều dài đơn vị của lớp bê tông bảo vệ chống lại lực hướng tâm đẩy ra, V_r , phải lấy bằng:

$$V_r = \phi V_n \quad (142)$$

trong đó :

$$V_n = 0,39 d_{eff} \sqrt{f'_{ci}} \quad (143)$$

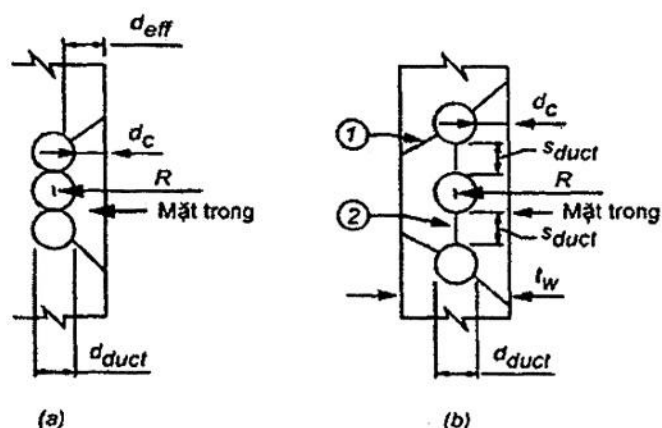
ở đây :

V_n = sức kháng cắt danh định của hai mặt phẳng cắt trên đơn vị chiều dài (N/mm)

ϕ = hệ số sức kháng cắt lấy bằng 0,75

d_{eff} = một nửa chiều dài có hiệu của mặt phá hoại do cắt và kéo trên phần cong (mm)

f'_{ci} = cường độ nén quy định của bê tông ở thời điểm đặt tải đầu tiên hay kéo dự ứng lực (MPa).



Hình 7- Định nghĩa chiều dày d_{eff}

Đối với một nhóm các bó cáp đơn hay là $S_{duct} < d_{duct}$, thì d_{eff} như thể hiện ở chi tiết (a) của Hình 7, sẽ lấy bằng

$$d_{eff} = d_c + \frac{d_{duct}}{4} \quad (144)$$

Khi $S_{duct} \geq d_{duct}$, d_{eff} sẽ lấy giá trị nhỏ hơn xác định theo đường 1 hoặc 2 mô tả trên chi tiết (b) của Hình 7, viết dưới dạng biểu thức như sau:

$$d_{eff} = t_w - \frac{d_{duct}}{4} \quad (145)$$

$$d_{eff} = d_c + \frac{d_{duct}}{4} + \frac{\sum s_{duct}}{2} \quad (146)$$

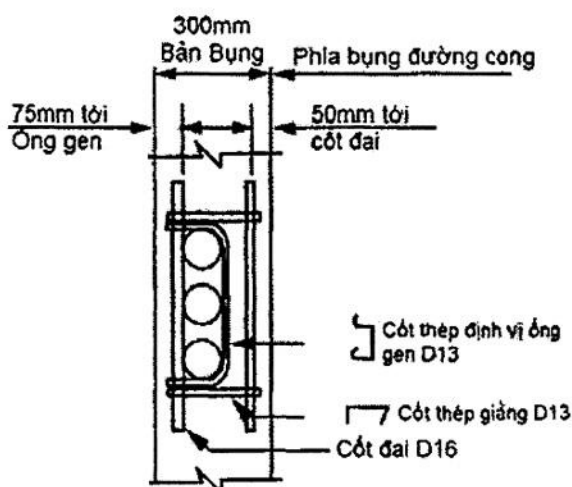
Trong đó :

d_{duct} = đường kính ngoài của ống bọc cáp (mm)

d_c = lớp bê tông bảo hộ bên ngoài ống bọc (mm)

t_w = chiều dày bụng hay thành hộp (mm)

Nếu lực hướng tâm tính toán trong mặt phẳng vượt quá sức kháng cắt tính toán của lớp bảo vệ bê tông tính theo Phương trình 142 thì phải đặt các cốt đai vòng, vòng móc phía ngoài neo giữ bó cáp bằng thép thường hoặc dự ứng lực để chịu các lực hướng tâm tính toán.



Hình 8 - Cấu tạo cốt đai vòng và móc chịu lực cắt, neo giữ bó cáp

10.4.3.1.3 Nứt lớp bê tông bảo vệ

Khi cự ly tịnh giữa các ống bọc cáp xếp theo hàng phương thẳng đứng nhỏ hơn 40mm thì các bó cáp này được coi là trong một cụm cáp. Phải kiểm tra sức kháng nứt của bê tông bảo hộ không có cốt thép bên ngoài cụm cáp tại vị trí các đầu mép và ở giữa hàng cáp trên phương thẳng đứng như trên Hình 9.

Xác định giá trị mô men cục bộ trên một đơn vị chiều dài xuất hiện ở các đầu mép lớp bê tông bảo vệ cụm cáp như sau:

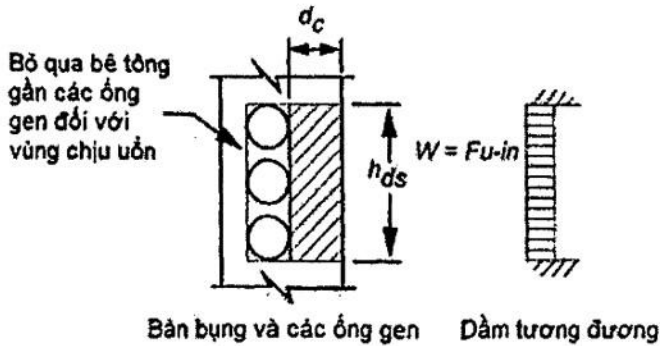
$$M_{end} = \frac{\left(\frac{\sum F_{u-in}}{h_{ds}} \right) h_{ds}^2}{12} \quad (147)$$

Và giá trị mô men cục bộ trên một đơn vị chiều dài xuất hiện ở giữa chiều cao lớp bê tông bảo vệ cụm cáp được xác định như sau:

$$M_{mid} = \frac{\left(\frac{\sum F_{u-in}}{h_{ds}} \right) h_{ds}^2}{24} \quad (148)$$

Trong đó :

H_{ds} = chiều cao cụm cáp như mô tả trên Hình 9



Hình 9 - Mô hình tính nứt lớp bê tông bảo vệ phía ngoài cụm cáp dự ứng lực

Ứng suất kéo trong lớp bê tông bảo vệ không cốt thép do lực tính theo các Phương trình 147 và 148 tổ hợp với ứng suất kéo gây ra do uốn cục bộ bản bụng xác định theo Điều 10.4.3.1.4 dùng để đánh giá khả năng nứt của lớp bê tông bảo vệ. Nếu tổng ứng suất kéo trong bê tông bảo vệ vượt quá ứng suất nứt theo Phương trình 149 thì phải bố trí cốt đai và cốt thép vòng giữ bó cáp.

$$f_{cr} = \phi f_r \quad (149)$$

$$\phi = 0,85$$

Trong đó:

f_r = Cường độ kéo (mô đun phá hoại) của bê tông (MPa)

10.4.3.1.4 Hiệu ứng uốn cục bộ bản bụng

Hiệu ứng uốn cục bộ thành bản bụng (thành hộp) của ứng lực thứ cấp hướng tâm được tính như sau:

$$M_u = \frac{\phi \sum F_{u-in} h_c}{4} \quad (150)$$

Trong đó :

ϕ = Hệ số độ ngàm thành hộp lấy bằng 0,6 cho bản thành ở phía trong đường cong; lấy bằng 0,7 cho thành hộp ở phía ngoài.

h_c = Chiều cao thành hộp tính từ mặt trên của bản đáy đến mặt dưới của mặt hộp

Đối với các dầm cong, các tác động uốn cục bộ và lực cắt của các lực hướng ra ngoài mặt phẳng thành hộp phải được khảo sát như qui định của Điều 10.4.3.2.

Ở nơi các ống bọc cong của các bó cáp, có các bó khác giao nhau với góc xấp xỉ 90° , phải được đặt sao cho hướng của lực hướng tâm từ bó này hướng về bó kia, phải bọc giữ các bó cáp bằng các biện pháp:

- Đặt khoảng cách giữa các ống sao cho sức kháng cắt danh định đủ như quy định trong Phương trình 142 hoặc
- Đặt cốt thép neo giữ để chịu lực hướng tâm,

10.4.3.2 Các ứng lực hướng ra ngoài mặt phẳng

Ứng lực hướng ra ngoài mặt phẳng do tác động nêo ép của các tao cáp lên vách ống bọc có thể tính như sau :

$$F_{u-out} = \frac{P_u}{\pi R} \quad (151)$$

ở đây :

F_{u-out} = ứng lực ra ngoài mặt phẳng trên đơn vị chiều dài bó cáp (N/mm)

P_u = lực bó cáp đã nhân hệ số như quy định trong Điều 4.3 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này (N).

R = bán kính cong của bó cáp trong mặt phẳng đứng ở vị trí xem xét (mm)

Nếu sức kháng cắt tính toán theo Phương trình 142 không đủ, phải đặt cốt thép neo giữ cục bộ suốt đoạn cong của bó cáp để chịu toàn bộ lực hướng ra ngoài mặt phẳng, tốt nhất là dùng cốt thép dạng lò xo.

10.5 CÁC BỆ NEO CHUYỂN HƯỚNG BÓ CÁP DỰ ỨNG LỰC NGOÀI

Trừ khi các kết quả phân tích về dao động của cáp đòi hỏi khác đi, chiều dài tự do của các bó cáp dự ứng lực ngoài - không được vượt quá 7500 mm. Đối với các dầm bê tông hộp cong, phải bố trí vị trí neo cáp chuyển hướng cách xa thành hộp đủ lớn để đoạn bó cáp giữa các bộ neo không bị tựa vào thành hộp tại phần bụng cong.

10.6 CỐT THÉP NGANG CHO CÁC BỘ PHẬN CHỊU NÉN

10.6.1 Tổng quát

Các quy định của Điều 10.11 cũng phải áp dụng để thiết kế và cấu tạo chi tiết trong các vùng động đất 2, 3. Cốt thép ngang cho các bộ phận chịu nén cũng có thể dùng loại cốt đai xoắn hoặc cốt giăng.

Đối với các cấu kiện và mối nối qui định ở Điều 4.3.3, có thể thiết kế bố trí cốt thép đai xoắn và cốt thép giăng với cường độ chảy tới 690 MPa.

10.6.2 Cốt đai xoắn

Cốt xoắn dùng cho các bộ phận chịu nén không phải là cọc, phải bao gồm một hoặc nhiều cốt xoắn liên tục đặt đều bằng cốt thép trơn hoặc cốt thép có gờ, hoặc dây thép với đường kính tối thiểu là 9,5 mm. Cốt thép phải được đặt sao cho tất cả các cốt thép chính dọc nằm bên trong và tiếp xúc với cốt xoắn.

Khoảng trống giữa các thanh cốt đai xoắn không được nhỏ hơn hoặc 25mm hoặc 1,33 lần kích thước lớn nhất của cốt liệu đá. Cụ ly tìm đến tìm không vượt quá 6,0 lần đường kính của cốt thép dọc hoặc 150 mm.

Trừ quy định trong Điều 10.11.3 và 10.11.4.1 cho vùng động đất 3, cốt đai xoắn phải kéo dài từ chân đế hoặc bộ đỡ khác đến cao độ của lớp cốt thép ngang thấp nhất của bộ phận được đỡ.

Neo của cốt đai xoắn phải được làm bằng cách kéo dài thêm mỗi đầu cốt xoắn 1,5 vòng thanh hoặc dây xoắn. Đối với vùng động đất 2, 3, việc kéo dài cốt thép ngang vào các bộ phận nối phải thỏa mãn các yêu cầu của Điều 10.11.4.3.

Nối cốt xoắn có thể thực hiện một trong các cách sau :

- Nối chồng 48,0 lần đường kính loại thanh không có vật liệu phủ mặt chống gỉ, 72,0 lần đường kính loại thanh có phủ mặt chống gỉ hoặc 48,0 lần đường kính dây thép,
- Các mối nối cơ khí được chấp nhận,
- Hoặc mối nối hàn được chấp nhận

10.6.3 Cốt đai ngang

Các yêu cầu sau đây đối với cốt thép đai ngang cũng được áp dụng cho bê tông thường có cường độ chịu nén tới 105 MPa.

Trong các bộ phận chịu nén có cốt đai ngang, tất cả các thanh dọc phải được bao quanh bởi các cốt giằng ngang có đường kính tương đương như sau:

- Thanh đường kính 10 mm cho các thanh dọc đường kính 32 mm hoặc nhỏ hơn,
- Thanh đường kính 15 mm cho các thanh dọc đường kính 36 mm hoặc lớn hơn,
- và thanh đường kính 13 mm cho các bó thanh.

Cự ly giữa các cốt đai theo trục dọc của cấu kiện chịu nén không được vượt quá hoặc kích thước nhỏ nhất của bộ phận chịu nén hoặc 300mm. Khi hai hoặc nhiều thanh đường kính 35 được bó lại, cự ly này không được vượt quá một nửa kích thước nhỏ nhất của bộ phận hoặc 150 mm.

Sợi thép có gờ hoặc tấm lưới dây thép hàn có diện tích tương đương có thể được dùng thay cho thép thanh.

Dọc theo chu vi cốt đai, tối đa một khoảng 610 mm, phải bố trí thêm thanh móc ngang giữ cữ cho cốt thép dọc hoặc cụm cốt thép dọc. Thanh móc ngang giữ cữ là thanh ngang móc giằng hai cốt thép dọc có vị trí giao với cốt đai một góc không quá 135° . Trường hợp thiết kế cột theo điều kiện khả năng chịu lực của khớp dẻo, thì cự ly nói trên không được lớn hơn 150 mm và cốt thép đai phải đáp ứng yêu cầu của các Điều từ 10.11.4.1.4 đến 10.11.4.1.6. Trường hợp các thanh thép dọc nằm trên chu vi vòng tròn, có thể bố trí cốt đai tròn hoàn chỉnh nếu các mối nối cốt đai bố trí so le.

Các cốt đai phải được bố trí theo chiều đứng từ phạm vi không lớn hơn 1/2 cự ly của chúng ở phía trên bề móng hoặc bề đỡ khác và không lớn hơn 1/2 cự ly của chúng ở phía dưới lớp cốt thép nằm ngang thấp nhất trong cấu kiện được đỡ.

10.7 CỐT THÉP NGANG CHO CÁC BỘ PHẬN CHỊU UỐN

Cốt thép chịu nén trong các bộ phận chịu uốn, trừ bản mặt cầu, phải được bao quanh bởi cốt giằng hoặc cốt đai U thỏa mãn kích thước và cự ly yêu cầu của Điều 10.6, hoặc bằng tấm lưới sợi hàn có diện tích tương đương.

10.8 CỐT THÉP CHỊU CO NGÓT VÀ NHIỆT ĐỘ

Cốt thép để chịu các ứng suất co ngót và nhiệt độ phải được đặt gần các bề mặt bê tông phơi lộ trước các thay đổi nhiệt độ hàng ngày và trong bê tông kết cấu khối lớn. Cốt thép chịu nhiệt độ và co ngót phải được bố trí để đảm bảo tổng cốt thép ở các bề mặt phơi lộ không nhỏ hơn quy định tại Điều này.

Có thể bố trí cốt thép chịu co ngót và nhiệt độ bằng loại cốt thanh, tấm lưới sợi thép hàn hoặc bó thép dự ứng lực.

Với các thép thanh hoặc tấm lưới sợi thép hàn, diện tích cốt thép trên mỗi mm, trên mỗi mặt và trong mỗi hướng phải thỏa mãn :

$$A_s \geq \frac{0,75bh}{2(b+h)f_y} \quad (152)$$

$$0,233 \leq A_s \leq 1,27 \quad (153)$$

ở đây :

A_s = diện tích cốt thép trong mỗi hướng và mỗi mặt (mm^2/mm)

b = bề rộng tối thiểu mặt cắt cấu kiện (mm)

h = bề dày tối thiểu mặt cắt cấu kiện (mm)

f_y = cường độ chảy quy định của thanh cốt thép ≤ 520 MPa

Trường hợp kích thước tối thiểu thay đổi dọc theo chiều dài của tường, móng, hoặc cấu kiện khác, nhiều mặt cắt nên được khảo sát để lấy đại diện cho điều kiện trung bình ở từng đoạn. Khoảng cách không được vượt quá :

- 3,0 lần bề dày cấu kiện, hoặc 450 mm
- 300 mm đối với tường và móng dày hơn 450mm
- 300 mm đối với cấu kiện khác có bề dày lớn hơn 900 mm.

Đối với cấu kiện có chiều 150 mm hoặc nhỏ hơn lượng thép tối thiểu yêu cầu có thể được bố trí trong một lớp. Không yêu cầu bố trí thép chịu co ngót và nhiệt độ đối với:

- Mặt cuối của tường có chiều dày 450 mm hoặc nhỏ hơn
- Mặt bên của móng chìm trong đất có bề dày 900 mm hoặc nhỏ hơn
- Bề mặt của tất cả cấu kiện khác, có kích thước nhỏ hơn hoặc bằng 450 mm

Nếu bố trí bó cáp dự ứng lực để làm thép chịu co ngót và nhiệt độ, thì các bó cáp phải đủ để tạo nên một ứng suất nén bình quân tối thiểu 0,75 MPa tính với dự ứng lực có hiệu sau các mất mát trên tổng diện tích bê tông mà vết nứt có thể xuất hiện. Cụ ly các bó cáp dự ứng lực không được vượt quá hoặc 1800 mm hoặc cụ ly được quy định trong Điều 10.3.4. Khi đặt cụ ly lớn hơn 1400 mm, phải đặt cốt thép dính bám truyền lực giữa các bó cáp với một khoảng cách bằng cụ ly của bó cáp.

10.9 CÁC VÙNG NEO KÉO SAU

10.9.1 Tổng quát

Các neo phải được thiết kế ở trạng thái giới hạn cường độ cho các lực kích tính toán như quy định trong Điều 4.3 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này.

Với các vùng neo ở đầu cầu kiện hoặc đầu mỗi phân đoạn, các kích thước ngang có thể lấy bằng chiều cao và chiều rộng của mặt cắt nhưng không lớn hơn kích thước dọc của cầu kiện hoặc đoạn dầm. Phạm vi kéo dài của vùng neo theo hướng bó cáp không được nhỏ hơn trị số lớn hơn của các kích thước ngang của vùng neo và cũng không được lấy lớn hơn một lần rưỡi kích thước đó.

Với các neo trung gian, vùng neo phải được xem là mở về phía đối diện với lực neo với một cự ly không nhỏ hơn giá trị lớn hơn của kích thước ngang của vùng neo.

10.9.2 Vùng chung và vùng cục bộ

10.9.2.1 Tổng quát

Xét theo mục tiêu thiết kế, vùng neo phải được xem là bao gồm hai vùng :

- Vùng chung, áp dụng các quy định của Điều 10.9.2.2.
- Vùng cục bộ, áp dụng các quy định của Điều 10.9.2.3.

10.9.2.2 Vùng chung

Phạm vi của vùng chung phải được lấy đồng nhất với phạm vi của cả vùng neo xác định trong Điều 10.9.1, bao gồm cả vùng cục bộ.

Thiết kế vùng chung phải phù hợp với các qui định của Điều 10.9.3.

10.9.2.3 Vùng cục bộ

Thiết kế các vùng cục bộ phải theo qui định của Điều 10.9.7 hoặc phải dựa trên các kết quả thí nghiệm theo quy định của Điều 10.9.7.3 tiêu chuẩn này và Điều 10.3.2.3 của Tiêu chuẩn kỹ thuật thi công cầu đường bộ AASHTO LRFD.

Khi thiết kế vùng cục bộ, phải xét đến các tác động của áp lực ép mặt cao và việc dùng cốt thép bao kiểm chế.

Các thiết bị neo dựa trên thí nghiệm được chấp nhận theo Điều 10.3.2.3 Tiêu chuẩn thi công cầu đường bộ AASHTO LRFD, phải được tham chiếu như là các thiết bị neo đặc biệt.

CHÚ THÍCH:

Hồ sơ thiết kế phải có bản vẽ đầy đủ chi tiết cho vùng cục bộ. Khi sử dụng các bộ neo của một nhà sản xuất cung cấp neo, phải yêu cầu nhà cung cấp thiết bị neo chịu trách nhiệm cung cấp các thiết bị neo thoả mãn các yêu cầu của Điều 10.3.2 Tiêu chuẩn thi công cầu AASHTO LRFD. Nếu sử dụng các thiết bị neo đặc biệt, Nhà cung cấp còn phải chịu trách nhiệm cung cấp các thiết bị neo thoả mãn các yêu cầu về thí nghiệm để nghiệm

thu theo Điều 10.9.7.3 tiêu chuẩn này và Điều 10.3.2.3 tiêu chuẩn thi công cầu AASHTO LRFD. Thí nghiệm cho việc nghiệm thu này và thử chất lượng của neo phải do một cơ quan thí nghiệm độc lập thực hiện và phải được cấp có thẩm quyền phê duyệt. Người cung cấp thiết bị neo phải cung cấp các kết quả thí nghiệm nghiệm thu phù hợp với Điều 10.3.2.3.12 Tiêu chuẩn thi công cầu AASHTO LRFD cùng với quy định rõ cốt thép phụ và cốt thép để kiểm chế, cự ly mép tối thiểu, cự ly neo tối thiểu và sức kháng tối thiểu cần thiết của bê tông vào lúc kéo dự ứng lực để đảm bảo sự làm việc đúng đắn của vùng cục bộ.

10.9.3 Thiết kế vùng chung

10.9.3.1 Các phương pháp thiết kế

Để thiết kế các vùng chung, có thể dùng các phương pháp sau đây, phù hợp với các qui định của Điều 10.9.3.2:

- Mô hình phi đàn hồi dựa trên sự cân bằng, nói chung được gọi là mô hình chống-và-giằng".
- Các phân tích ứng suất đàn hồi chính xác quy định trong Phần 4 bộ tiêu chuẩn này, hoặc
- Các phương pháp gần đúng khác khi có thể áp dụng được.

Các tác động của trình tự tạo dự ứng lực và các tác động ba chiều do tải trọng kích tập trung phải được xem xét. Các tác động ba chiều có thể được phân tích bằng các phương pháp phân tích ba chiều hoặc có thể tính gần đúng bằng xét riêng rẽ các mô hình nhánh với hai hoặc hơn hai mặt phẳng, trong trường hợp này sự tương tác của các nhánh mô hình cần được xem xét, và các tải trọng trên mô hình và các kết quả cần phải phù hợp.

Cường độ chịu nén tính toán của bê tông của vùng chung không được vượt quá $0,7 \phi f'_c$. Trong những vùng, nơi mà bê tông có thể bị nứt trầm trọng ở giới hạn do các tác động lực khác, hoặc có thể có những góc xoay phi đàn hồi lớn, cường độ nén tính toán phải được giới hạn tới $0,6 \phi f'_c$.

Khi thiết kế vùng chung phải bỏ qua sức kháng kéo của bê tông.

Sức kháng kéo danh định của cốt thép dính bám phải được giới hạn ở f_y đối với cả cốt thép không dự ứng lực lẫn cốt thép dự ứng lực có dính bám. Sức kháng kéo danh định của cốt thép dự ứng lực không dính bám phải được giới hạn ở $f_{pe} + 105 \text{ MPa}$.

Để an toàn trong thiết kế, có thể bỏ qua sự tham gia chịu lực của mọi cốt thép vùng cục bộ vào sức kháng của vùng chung.

10.9.3.2 Nguyên lý thiết kế

Các ứng suất nén trong bê tông ở đằng trước thiết bị neo phải thỏa mãn các qui định của Điều 10.9.7.2.

Các ứng suất nén trong bê tông ở phía trước thiết bị neo phải được nghiên cứu tới một khoảng cách đo từ mặt chịu ép mặt của bê tông mà không được nhỏ hơn:

- Chiều dài tính tới phần cuối của cốt thép bao kiểm chế cục bộ, hoặc

- Kích thước nhỏ hơn theo phương ngang của thiết bị neo.

Các ứng suất nén này có thể được xác định bằng cách dùng mô hình chống và giằng của Điều 10.9.4, bằng phân tích ứng suất đàn hồi theo Điều 10.9.5 hoặc bằng phương pháp gần đúng được qui định trong Điều 10.9.6.3

Độ lớn của lực xé vỡ T_{burst} và khoảng cách tương ứng của nó kể từ bề mặt chịu tải d_{burst} có thể được xác định bằng cách dùng mô hình chống và giằng qui định trong Điều 10.9.4, bằng phân tích ứng suất đàn hồi theo Điều 10.9.5 hoặc bằng phương pháp gần đúng được nêu tổng quát trong Điều 10.9.6.3. Phải xét ảnh hưởng ba chiều để xác định các yêu cầu về cốt thép chịu lực xé vỡ.

Phải kiểm tra các ứng suất nén ở những chỗ có sự thay đổi kích thước hình học đột ngột hoặc thay đổi đột ngột về tải trọng trong phạm vi hoặc trước vùng neo có thể gây tập trung ứng suất.

Để chống các lực nở ngang phải đặt cốt thép không dự ứng lực hoặc có dự ứng lực hoặc dùng cốt xoắn ốc, các đai thép kín hoặc giằng neo ngang. Các cốt thép này phải chịu được toàn bộ lực xé vỡ. Việc bố trí và neo cốt thép chống xé vỡ cần theo qui tắc sau đây:

- Đặt cốt thép trên toàn bộ bề rộng của cấu kiện và neo thật sát bề mặt ngoài của cấu kiện tới chừng mực đảm bảo lớp bảo vệ đủ trị số cho phép;
- Phân bố cốt thép ở phía trước của bề mặt chịu tải dọc theo cả hai bên của bó cáp với khoảng cách lấy theo trị số nhỏ hơn giữa $2,5 d_{burst}$ đối với mặt phẳng đang xét và $1,5$ lần kích thước ngang tương ứng của mặt cắt, ở đây d_{burst} được xác định theo Phương trình 161;
- Trọng tâm của cốt thép chống xé vỡ trùng với khoảng cách d_{burst} được áp dụng cho thiết kế, và
- Khoảng cách giữa các cốt thép không lớn hơn $24,0$ lần đường kính cốt thép hay 300 mm.

Có thể xác định các lực kéo ở mép bằng cách dùng mô hình chống và giằng qui định trong Điều 10.9.4, bằng phương pháp phân tích đàn hồi theo Điều 10.9.5 hoặc bằng các phương pháp gần đúng theo Điều 10.9.6.4.

Đối với chùm neo có khoảng cách từ tim đến tim nhỏ hơn $0,4$ lần chiều cao mặt cắt, lực ép vỡ không được lấy nhỏ hơn 2% toàn bộ lực tính toán của bó cáp. Đối với các khoảng cách lớn hơn phải xác định các lực ép vỡ bằng tính toán phân tích.

Để chịu các lực kéo ở mép, phải đặt cốt thép gần sát với mép dọc và ngang của bê tông. Bố trí cốt thép và neo cốt thép chịu kéo ở mép phải thỏa mãn các điều kiện sau đây:

- Cốt thép chống ép vỡ theo quy định phải được đặt trên toàn bộ chiều rộng của cấu kiện.

- Cốt thép chống ép vỡ đặt giữa các thiết bị neo phải đảm bảo giằng chắc các thiết bị neo với nhau, và
- Cốt thép chịu kéo ở mép dọc và cốt thép chống ép vỡ đối với các thiết bị neo lệch tâm phải liên tục, cốt thép đặt dọc theo mặt chịu kéo trên suốt chiều dài của vùng neo và dọc theo mặt chịu tải từ mép dọc cho tới phía bên kia của thiết bị neo lệch tâm hoặc của nhóm thiết bị neo.

10.9.3.3 Các thiết bị neo đặc biệt

Trong trường hợp phải sử dụng các thiết bị neo đặc biệt không thỏa mãn các yêu cầu của Điều 10.9.7.2 thì ở các miền tương ứng của vùng neo phải đặt cốt thép giống nhau về mặt hình dạng và ít nhất có tỷ lệ khối lượng tương đương với cốt thép phụ thêm ở ngoại vi theo các quy định của Điều 10.3.2.3.4 Tiêu chuẩn thi công cầu AASHTO LRFD.

10.9.3.4 Các bộ phận neo trung gian

10.9.3.4.1 Tổng quát

Không được dùng các neo trung gian ở những vùng mà ở đó phát sinh lực kéo đáng kể ở sau neo do các tải trọng khác. Trong trường hợp xét thấy hợp lý thì cần đặt ụ neo ở góc giữa bản cánh và bản bụng dầm hoặc phải kéo suốt bề rộng bản cánh hoặc chiều cao bản bụng để tạo thành một sườn liên tục. Trường hợp phải làm vấu neo đơn lẻ ở bản cánh hoặc bản bụng thì trong thiết kế phải xem xét tới lực cắt cục bộ, uốn và ảnh hưởng của lực tác dụng trực tiếp vào nó.

10.9.3.4.2 Kiểm soát nứt phía sau neo trung gian

Trừ trường hợp có quy định khác, phải đặt cốt thép có dính bám để giằng néo ít nhất bằng 25% lực căng không nhân hệ số của neo trung gian vào mặt cắt bê tông ở phía sau bộ neo. Ứng suất trong phần cốt thép dính bám này không được vượt quá trị số tối đa là $0,6 f_y$ hoặc 240MPa. Nếu ứng suất nén thường xuyên phát sinh phía sau bộ phận neo do các tải trọng khác thì lượng cốt thép để giằng neo có thể giảm đi, tính theo Phương trình 154

$$T_{ia} = 0,25P_s - f_{cb}A_{cb} \quad (154)$$

trong đó:

- T_{ia} = lực kéo giằng ở neo trung gian (N)
 P_s = lực căng kéo chưa nhân hệ số cực đại (N)
 f_{cb} = ứng suất nén do tính tải chưa nhân hệ số trong vùng ở phía sau neo (MPa)
 A_{cb} = diện tích của mặt cắt ngang tiếp theo trong phạm vi các phần mở rộng của hai bên bản neo hoặc vấu neo, tức là diện tích vấu neo hoặc sườn không tham gia vào mặt cắt ngang (mm²).

Cốt thép để giằng néo không được bố trí vượt quá một chiều rộng của tấm bản neo kể từ tim của bó cáp. Các cốt thép này phải được khai triển neo hoàn toàn sao cho giới hạn chảy có thể phát triển tới phía trước bộ phận neo cũng như tới đằng sau bộ phận neo một khoảng bằng bề rộng tấm bản neo hoặc một nửa chiều dài của vấu neo hoặc sườn gia cố. Nếu có thể được thì trọng tâm của cốt thép này phải trùng với trục của bó cáp.

Đối với vấu neo và các sườn, phải bố trí cốt thép trong mặt cắt liên tục sát với mặt của bản cánh hoặc bản bụng có đặt vấu neo hay sườn gia cố.

10.9.3.4.3 Cốt thép của vấu neo hoặc sườn gia cố.

Cần phải đặt cốt thép suốt toàn bộ vấu neo hoặc sườn gia cố như theo yêu cầu để chịu cắt mặt tiếp xúc (ma sát cắt), chịu lực của dầm chìa, lực nở ra và các lực chuyển hướng do độ cong của bó thép. Các cốt thép này phải kéo dài càng xa càng tốt vào bản cánh hoặc bản bụng dầm và được triển khai bằng các móc tiêu chuẩn uốn xung quanh các thanh thép ngang hoặc tương đương. Khoảng cách cốt thép không được vượt quá trị số nhỏ nhất của chiều cao vấu neo hoặc chiều cao sườn gia cố tại chỗ neo hoặc chiều rộng vấu neo hoặc 150 mm.

Phải đặt thép chịu uốn cục bộ trong vấu neo và sườn gia cố do sự lệch tâm của lực bó cáp gây ra và để chống uốn ngang ở sườn gia cố do các lực chuyển hướng của bó cáp.

Phải đặt cốt thép để chịu các lực căng do sự truyền lực neo từ vấu neo hoặc sườn gia cố vào toàn bộ kết cấu theo Điều 10.9.3.2.

10.9.3.5 Các vách ngăn

Đối với các bó cáp được neo trong vách ngăn thì ứng suất nén của bê tông phải được giới hạn trong phạm vi vách ngăn theo qui định của Điều 10.9.3.2. Các ứng suất nén cũng phải được tính toán ở chỗ chuyển tiếp từ vách ngăn sang bản bụng và bản cánh của cầu kiện.

Phải đặt cốt thép để bảo đảm truyền hoàn toàn tải trọng neo của vách ngăn tới các bản cánh và bản bụng của dầm. Phải kiểm tra các yêu cầu về cốt thép chịu ma sát cắt giữa vách ngăn và bản bụng dầm cũng như giữa vách ngăn và các bản cánh dầm.

Cũng phải đặt cốt thép để giảm néo các lực chuyển hướng do độ cong của bó cáp.

10.9.3.6 Nhóm nhiều neo cho bản dự ứng lực

Trường hợp đã được tính toán chi tiết hơn, phải đặt lượng cốt thép tối thiểu theo qui định ở đây để chịu lực xé vỡ và lực kéo ở mép.

Phải đặt cốt thép để chịu lực xé vỡ. Các cốt thép này phải được neo sát vào các mặt của bản bằng các móc tiêu chuẩn uốn xung quanh các cốt thép ngang hoặc tương đương. Lượng cốt thép tối thiểu phải là hai thanh đường kính 10 mm cho mỗi điểm neo với khoảng cách bằng 1,5 lần chiều dày bản ở phía trước neo.

Phải đặt cốt thép để chịu các lực kéo ở mép, T_1 , giữa các vị trí neo và các lực xé vỡ, T_2 , ở đằng trước neo. Cốt thép để chịu lực kéo ở mép phải được đặt ngay trước các neo và phải giằng một cách hữu hiệu các neo ở cạnh nhau. Cốt thép chống xé vỡ phải được phân bố trên suốt chiều dài của các vùng neo.

$$T_1 = 0,10 P_u \left(1 - \frac{a}{s}\right) \quad (155)$$

$$T_2 = 0,20 P_u \left(1 - \frac{a}{s}\right) \quad (156)$$

trong đó:

T_1 = lực kéo ở mép (N)

T_2 = lực xé vỡ (N)

P_u = tải trọng tính toán của bó thép trên một neo đơn lẻ (N)

a = bề rộng của bản neo (mm)

s = khoảng cách giữa các neo (mm)

Đối với các neo bản với khoảng cách mép nhỏ hơn hai lần chiều rộng bản neo, hoặc một lần chiều rộng bản mặt cầu, cốt thép chịu kéo ở mép phải được bố trí để chịu 25% tải trọng tính toán của bó cáp. Cốt thép này phải có dạng các kẹp tóc và phải được phân bố trong phạm vi một chiều rộng bản neo ở đằng trước neo. Các nhánh của các cốt thép trên phải kéo dài từ mép bản dầm vượt qua neo liền kề nhưng không nhỏ hơn một khoảng bằng năm lần chiều rộng bản neo cộng thêm chiều dài khai triển.

10.9.3.7 Các yên chuyển hướng

Cần phải dùng mô hình chống và giằng hoặc dùng các phương pháp dựa vào kết quả thí nghiệm để thiết kế các yên chuyển hướng. Lấy hệ số tải trọng 1,7 cho lực chuyển hướng lớn nhất. Nếu dùng kết quả thí nghiệm để thiết kế thì dùng hệ số sức kháng 0,9 cho kéo trực tiếp và 0,85 cho cắt.

10.9.4 Áp dụng mô hình chống-và-giằng để thiết kế vùng chung

10.9.4.1 Tổng quát

Dòng lực trong vùng neo có thể được mô tả gần đúng bằng mô hình chống-và-giằng như quy định trong Điều 6.3.

Tất cả các lực tác động lên vùng neo phải được xét đến bằng lựa chọn mô hình chống-và-giằng, đi theo dòng đường lực từ neo đến cuối vùng neo.

10.9.4.2 Các nút

Các vùng cục bộ thỏa mãn các qui định của Điều 10.9.7 Tiêu chuẩn này hoặc Điều 10.3.2.3 của Tiêu chuẩn kỹ thuật thi công cầu AASHTO LRFD có thể được coi là được cấu tạo đúng đắn và là những nút phù hợp. Các nút khác trong vùng neo có thể được coi là phù hợp nếu các ứng suất bê tông có hiệu trong các thanh chống thỏa mãn các yêu cầu của Điều 10.9.4.3 và các đai thanh chịu kéo được cấu tạo để làm việc tới giới hạn chảy của cốt thép.

10.9.4.3 Các thanh chống

Ứng suất nén tính toán không được vượt quá các giới hạn quy định trong Điều 10.9.3.1.

Trong các vùng neo, mặt cắt nguy hiểm đối với các thanh chống chịu nén thường có thể lấy ở chỗ giao cắt với nút vùng cục bộ. Nếu các thiết bị neo đặc biệt được dùng, mặt cắt nguy hiểm của thanh chống có thể được lấy tại mặt cắt mà kéo dài ra nó sẽ cắt trục của bó cáp ở vị trí cách xa mặt neo một khoảng bằng giá trị nhỏ hơn giữa trị số bề dày hình bao của cốt thép kiểm chế cục bộ và kích thước ngang của thiết bị neo.

Với các bộ phận mỏng, kích thước của thanh chống theo phía dày của bộ phận có thể lấy gần đúng theo giả thiết là bề rộng của thanh chống chịu nén thay đổi tuyến tính từ kích thước ngang theo chiều ngang của neo ở bề mặt bê tông đến toàn bộ bề rộng của mặt cắt tại vị trí cách bề mặt neo một khoảng bằng bề rộng mặt cắt của bộ phận.

Ứng suất nén được coi là có chiều song song với trục của thanh chống và được phân bố đều trên mặt cắt ngang của nó.

10.9.4.4 Các thanh giằng

Các thanh giằng là cốt thép không dự ứng lực hoặc thép dự ứng lực phải chịu toàn bộ lực kéo.

Các thanh giằng phải bố trí vượt qua các nút để chịu toàn bộ lực kéo ở nút. Bố trí vị trí cốt thép phải theo sát các đường lực thực tế của giằng được giả định trong mô hình chống-và-giằng.

10.9.5 Phân tích ứng suất đàn hồi

Các phân tích dựa trên các tính chất vật liệu đàn hồi, cân bằng lực với tải trọng và tính tương thích của ứng biến có thể được dùng để phân tích và thiết kế các vùng neo.

Nếu các ứng suất nén trong bê tông ở phía trước của thiết bị neo được xác định từ một phân tích đàn hồi thì các ứng suất cục bộ có thể lấy bình quân trên diện tích bằng diện tích ép mặt của thiết bị neo.

10.9.6 Các phân tích ứng suất và thiết kế gần đúng

10.9.6.1 Các giới hạn áp dụng

Các ứng suất nén của bê tông ở phía trước neo, vị trí và độ lớn của lực xé vỡ và các lực kéo mép có thể được tính theo các Phương trình từ 157 đến 159 miễn là:

- Bộ phận có mặt cắt ngang chữ nhật và chiều dài phát triển của nó không nhỏ hơn kích thước ngang lớn hơn của mặt cắt ngang,
- Kết cấu không có các thay đổi kích thước hình học đột ngột trong phạm vi hoặc ở trước vùng neo,
- Cự ly mép nhỏ nhất của neo trong mặt phẳng chính của bộ phận không nhỏ hơn 1,5 lần kích thước ngang tương ứng "a" của thiết bị neo,
- Chỉ có một bộ neo hoặc một nhóm các bộ neo đặt sát nhau được đặt trong vùng neo, và

- Góc nghiêng của bó cáp như chỉ ra trong các Phương trình 160 và 161 là trong khoảng $-5,0^\circ$ và $+20,0^\circ$.

10.9.6.2 Các ứng suất nén

Ứng suất nén của bê tông ở mặt trước neo, f_{ca} được tính theo Phương trình 157 không được vượt quá giới hạn quy định trong Điều 10.9.3.1:

$$f_{ca} = \frac{0,6P_u K}{A_b(1 + \ell_c) \left(\frac{1}{b_{eff}} - \frac{1}{t} \right)} \quad (157)$$

trong đó:

nếu $a \leq s < 2a_{eff}$ thì

$$K = 1 + \left(2 - \frac{s}{a_{eff}} \right) \left(0,3 + \frac{n}{15} \right) \quad (158)$$

$$\text{nếu } s \geq 2a_{eff} \text{ thì } K = 1 \quad (159)$$

ở đây :

- K = hệ số điều chỉnh cho các neo đặt sát nhau
- a = bề rộng của bản neo (mm)
- a_{eff} = kích thước ngang của diện tích ép mặt có hiệu được đo song song với kích thước lớn hơn của mặt cắt ngang (mm).
- b_{eff} = kích thước ngang của diện tích ép mặt có hiệu được đo song song với kích thước nhỏ hơn của mặt cắt ngang (mm).
- P_u = lực căng tính toán của bó cáp (N)
- t = chiều dày cấu kiện (mm)
- s = cự ly tim đến tim các neo (mm)
- n = số lượng neo trong hàng
- ℓ_c = phạm vi theo chiều dọc của cốt thép kiểm chế của vùng cục bộ không lớn hơn giá trị lớn hơn trong $1,15 a_{eff}$ hoặc b_{eff} (mm)
- A_b = diện tích ép mặt có hiệu (mm²)

Diện tích ép mặt có hiệu A_b trong Phương trình 157 phải lấy bằng giá trị lớn nhất trong hai giá trị diện tích bản đệm neo A_{plate} hoặc diện tích ép mặt của phần bê tông bị kiểm chế trong vùng cục bộ A_{conf} theo các giới hạn dưới đây:

- Nếu là A_{plate} không chế thì lấy A_{plate} không lớn hơn $4/\pi A_{conf}$
- Nếu A_{conf} không chế thì giá trị lớn nhất của A_{conf} không được lấy quá 2 lần giá trị lớn nhất của A_{plate} hoặc 3 lần kích thước nhỏ nhất của A_{plate} . Nếu vi phạm bất cứ giới hạn nào trong các giới hạn này thì diện tích ép mặt có hiệu A_b phải căn cứ vào A_{plate} .
- Phải khấu trừ diện tích của ống bọc khi xác định A_b .

Nếu nhóm neo được đặt cạnh nhau theo cả hai hướng thì phải nhân với các hệ số hiệu chỉnh K cho mỗi hướng, như quy định trong Phương trình 157.

10.9.6.3 Các lực xé vỡ

Các lực xé vỡ trong vùng neo, T_{burst} , có thể lấy bằng :

$$T_{burst} = 0,25 \sum P_u \left(1 - \frac{a}{h}\right) + 0,5 \left| \sum (P_u \sin \alpha) \right| \quad (160)$$

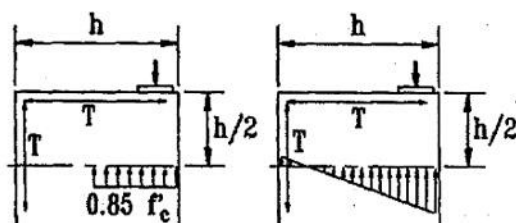
Vị trí của xé vỡ, d_{burst} , có thể lấy bằng :

$$d_{burst} = 0,5(h - 2e) + 5e \sin \alpha \quad (161)$$

ở đây :

- T_{burst} = lực kéo trong vùng neo tác động ở phía trước thiết bị neo và đi ngang qua trục bó cáp (N)
- P_u = lực căng tính toán của bó cáp (N)
- d_{burst} = cự ly từ thiết bị neo đến trọng tâm của lực xé vỡ T_{burst} (mm)
- a = kích thước ngang các thiết bị neo hoặc nhóm thiết bị neo trên hướng xem xét (mm).
- e = độ lệch tâm của thiết bị neo hoặc nhóm thiết bị neo đối với trọng tâm của mặt cắt ngang, luôn lấy là dương (mm).
- h = kích thước ngang của mặt cắt ngang trên hướng xem xét (mm)
- α = góc nghiêng của lực bó cáp so với trục của bộ phận kết cấu là dương đối với các bó thép đồng tâm hoặc lực neo hướng vào trọng tâm mặt cắt, là âm nếu lực neo hướng ra ngoài trọng tâm mặt cắt.

10.9.6.4 Các lực kéo ở mép



Hình 10 - Mô hình xác định lực kéo ở mép của neo đặt lệch tâm

Lực kéo ở mép dọc có thể được xác định từ việc phân tích một mặt cắt tại vị trí cách xa mặt đặt neo một nửa chiều cao của mặt cắt đặt neo và coi mặt cắt đó là của một dầm chịu mô men uốn với lực dọc trục kết hợp (xem trên Hình 10). Lực xé vỡ trên bề mặt có thể lấy bằng lực kéo ở mép dọc, nhưng không được nhỏ hơn quy định trong Điều 10.9.3.2

10.9.7 Thiết kế các vùng cục bộ

10.9.7.1 Các kích thước vùng cục bộ

Trong các trường hợp:

- Nhà sản xuất không đưa ra các kiến nghị về cự ly mép;
- Hoặc nhà sản xuất có kiến nghị về cự ly mép, nhưng chúng không được kiểm tra một cách độc lập.

Các kích thước ngang của vùng cục bộ trên mỗi hướng phải lấy trị số lớn hơn của:

- Kích thước bản đồ tựa tương ứng, cộng hai lần lớp bảo vệ tối thiểu bằng bê tông được yêu cầu cho việc áp dụng thực tế và môi trường, và
- Kích thước bên ngoài của bất kỳ cốt thép kiểm chế được yêu cầu nào, cộng lớp bảo vệ bê tông được yêu cầu trên cốt thép kiểm chế cho việc áp dụng riêng và môi trường.

Lớp bảo vệ yêu cầu đối với chống gỉ phải lấy theo quy định trong Điều 12.3.

Khi nhà sản xuất có những kiến nghị về lớp bảo vệ tối thiểu, cự ly và các cự ly mép cho thiết bị neo riêng biệt có sẵn, và khi những kích thước này đã được kiểm tra một cách độc lập, các kích thước ngang của vùng cục bộ trên mỗi hướng phải lấy trị số nhỏ hơn của:

- Hai lần cự ly mép quy định bởi nhà cung cấp thiết bị neo, và
- Cự ly tim-đến-tim các neo được quy định bởi nhà cung cấp neo.

Các qui định khoảng cách và cự ly mép của các neo do nhà sản xuất cung cấp phải được xem như giá trị tối thiểu.

Chiều dài vùng cục bộ dọc theo trục bó cáp không được lấy nhỏ hơn:

- Chiều rộng lớn nhất của vùng cục bộ,
- Chiều dài của vùng bố trí cốt thép bao kiểm chế thiết bị neo, hoặc
- Với các thiết bị neo có nhiều mặt đỡ tựa, cự ly từ mặt bê tông chịu tải đến đáy của mỗi mặt đỡ tựa cộng thêm kích thước lớn nhất của bề mặt đỡ tựa đó.

Chiều dài của vùng cục bộ không được lấy lớn hơn 1,5 lần chiều rộng của vùng cục bộ.

10.9.7.2 Sức kháng ép tựa

Các thiết bị neo thông thường phải phù hợp với các yêu cầu quy định trong điều này. Các thiết bị neo đặc biệt phải phù hợp với các yêu cầu quy định trong Điều 10.9.7.3.

Khi cốt thép vùng chung đảm bảo thỏa mãn qui định của Điều 10.9.3.2 và phạm vi phần bê tông dọc theo trục của bó cáp trước thiết bị neo ít nhất bằng 2 lần chiều dài của vùng cục bộ xác định theo Điều 10.9.7.1, sức kháng ép tựa tính toán của neo lấy như sau:

$$P_r = \phi f_n A_b \quad (162)$$

trong đó f_n là trị số nhỏ hơn của:

$$f_n = 0,7f'_{ci} \sqrt{\frac{A}{A_g}}, \text{ và} \quad (163)$$

$$f_n = 2,25 f'_d \quad (164)$$

ở đây :

- ϕ = hệ số sức kháng quy định trong Điều 5.4.2.
 A = diện tích tối đa của phần bề mặt đỡ, giống với diện tích chịu tải và đồng tâm với nó và không lớn hơn diện tích tương tự của thiết bị neo bên cạnh (mm^2)
 A_g = tổng diện tích của bản đỡ được tính phù hợp với các yêu cầu ở đây (mm^2)
 A_b = diện tích thực có hiệu của bản đỡ tựa được tính bằng diện tích A_g , trừ đi diện tích các lỗ khoét trong bản đỡ tựa (mm^2).
 f'_d = cường độ danh định của bê tông ở thời điểm đặt lực căng cáp (MPa)

Có thể dùng toàn bộ diện tích bản đỡ tựa cho A_g và để tính A_b nếu vật liệu bản không chảy ở lực bó cáp tính toán và độ mảnh của bản đỡ tựa, n/t , không vượt quá :

$$n/t \leq 0,08 \left(\frac{E_b}{f_b} \right)^{0,33} \quad (165)$$

ở đây :

- t = chiều dày bình quân của bản đỡ tựa (mm)
 E_b = mô đun đàn hồi của vật liệu bản đỡ tựa (MPa)
 f_b = ứng suất trong bản neo ở mặt cắt lấy ở mép của lỗ nêm hoặc các lỗ (MPa)
 n = phần hẫng của bản đáy ở phía ngoài lỗ nêm hoặc bản nêm, khi phù hợp (mm)

Với các neo có bản nêm riêng, n có thể lấy bằng cự ly lớn nhất từ mép ngoài của bản nêm đến mép ngoài của bản đỡ.

Với các bản đỡ hình chữ nhật, cự ly này phải lấy song song với các mép của bản đỡ. Nếu neo không có bản nêm riêng, n có thể lấy bằng phần hẫng phía ngoài chu vi ngoài của nhóm lỗ ở hướng xem xét.

Với các bản đỡ không thoả mãn độ mảnh yêu cầu quy định ở đây, tổng diện tích đỡ tựa có hiệu A_g phải lấy bằng :

- Đối với các neo có bản nêm riêng: Diện tích về mặt hình học tương đương với bản nêm, với các kích thước được tăng thêm hai lần chiều dày bản đỡ tựa.
- Đối với các neo không có bản nêm riêng: Diện tích về mặt hình học tương đương với chu vi ngoài của các lỗ nêm, với kích thước tăng thêm hai lần chiều dày bản đỡ tựa.

10.9.7.3 Các thiết bị neo đặc biệt

Có thể dùng các thiết bị neo đặc biệt không thoả mãn các yêu cầu quy định trong Điều 10.9.7.2, miễn là chúng được thử bởi một cơ quan thí nghiệm độc lập và đáp ứng các tiêu

chuẩn nghiệm thu quy định trong các Điều 10.3.2 và 10.3.2.3.10 của Tiêu chuẩn kỹ thuật thi công cầu AASHTO LRFD.

Cốt thép vùng neo cục bộ phải được thiết kế như một phần của hệ thống kéo sau đồng bộ và phải được thể hiện trên các bản vẽ thi công chi tiết cho công việc kéo sau. Sự điều chỉnh cốt thép chịu kéo trong vùng chung neo do cốt thép được coi như là một bộ phận của hệ thống kéo sau có thể được xem xét như là một phần của quá trình duyệt bản vẽ thi công.

Đối với một lô sản phẩm thiết bị neo chuyên dụng cùng loại, có thể chỉ cần thí nghiệm đối với các mẫu đại diện, trừ trường hợp đặc biệt yêu cầu thí nghiệm về khả năng chịu tải của các neo trong mỗi lô sản phẩm.

10.10 CÁC VÙNG NEO KÉO TRƯỚC

10.10.1. Sức kháng chè tách

Sức kháng chè tách của vùng neo kéo trước được tạo bởi cốt thép ngang ở đầu dầm kéo trước phải được tính bằng:

$$P_r = f_s \cdot A_s \quad (166)$$

trong đó:

f_s = ứng suất trong thép không quá 140 MPa.

A_s = diện tích tổng cộng của cốt thép thẳng đứng bố trí ở khoảng cách $h/4$ tính từ đầu dầm (mm^2)

h = chiều cao toàn bộ của cấu kiện đúc sẵn (mm)

Đối với dầm căng trước mặt cắt I hoặc T, A_s lấy bằng tổng diện tích cốt thép thẳng đứng bố trí trong khoảng $h/4$ tính từ đầu dầm, với h là chiều cao dầm. (mm)

Với dầm bản đặc hoặc bản rỗng dự ứng lực căng trước, A_s lấy bằng toàn bộ diện tích cốt thép nằm ngang bố trí trong khoảng $h/4$ tính từ đầu dầm, trong đó h là chiều rộng của dầm (mm)

Đối với dầm dự ứng lực căng trước mặt cắt hộp hoặc mặt cắt hình chày, A_s lấy bằng tổng diện tích mặt cắt cốt thép thẳng đứng hoặc nằm ngang bố trí trong khoảng $h/4$ tính từ đầu dầm trong đó h lấy bằng chiều rộng hoặc chiều cao dầm tùy theo kích thước nào nhỏ hơn (mm)

Đối cấu kiện có nhiều nhánh bản bụng, A_s lấy bằng tổng diện tích cốt thép thẳng đứng bố trí riêng trong từng bản bụng trong khoảng $h/4$ tính từ đầu của từng bản bụng (mm)

Sức kháng không được nhỏ hơn 4% tổng lực dự ứng lực khi truyền.

Phải bố trí cốt thép thẳng đứng ở đầu dầm càng sát mút dầm càng tốt trong chừng mực có thể.

Cốt thép dùng để thỏa mãn yêu cầu này cũng có thể được dùng để thỏa mãn các yêu cầu thiết kế khác.

10.10.2 Cốt thép bó kiềm chế

Cốt thép phải được đặt để bao quanh các tảo thép dự ứng lực ở bản cánh dưới dầm của loại dầm không phải dầm hộp, trong khoảng cách 1,5 d tính từ đầu dầm. Cốt thép là các thanh thép có gờ, đường kính không được nhỏ hơn 10 mm với cự ly không vượt quá 150 mm và được tạo hình bao kín để bó các tảo cáp dự ứng lực.

Đối với dầm hộp, cốt thép ngang phải được đặt và neo bằng cách kéo dài các chân cốt đai vào thành hộp.

10.11 CÁC QUY ĐỊNH CHO THIẾT KẾ ĐỘNG ĐẤT

10.11.1 Tổng quát

Các quy định của các Điều này chỉ phải áp dụng cho trạng thái giới hạn đặc biệt.

Ngoài các yêu cầu được quy định trong Điều 10, cốt thép còn phải phù hợp với các quy định về sức kháng động đất được quy định tại Điều này.

Các yêu cầu về chuyển vị phải theo qui định của Điều 7.4.4 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này hoặc các yêu cầu về thiết bị cản dọc phải theo quy định trong Điều 9.9.5 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này.

Có thể dùng các cốt thép có cường độ chảy nhỏ hơn hoặc bằng 690 MPa trong các cấu kiện và mối nối qui định ở Điều 4.3.3 theo trường hợp qui định cụ thể.

Các cầu nằm trong vùng động đất 2 phải thỏa mãn cả các yêu cầu quy định trong Điều 10.11.3 và các cầu nằm trong vùng động đất 3 phải thỏa mãn các yêu cầu quy định trong Điều 10.11.4.

10.11.2 Vùng động đất 1

Không xét lực động đất đối với việc thiết kế các cấu kiện, trừ việc thiết kế liên kết của kết cấu phần trên với kết cấu phần dưới được quy định trong Điều 9.9.2 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này

10.11.3 Vùng động đất 2

Các yêu cầu về cốt thép ngang ở đỉnh và chân cột phải theo quy định ở các Điều 10.11.4.1.4 và 10.11.4.1.5

10.11.4 Vùng động đất 3

10.11.4.1 Các yêu cầu đối với cột

Theo qui định của điều này, một bộ đỡ đứng được coi là cột nếu tỷ lệ giữa chiều cao tịnh với kích thước mặt phẳng lớn nhất của bộ đỡ không nhỏ hơn 2,5. Đối với cột loe kích thước mặt phẳng lớn nhất phải lấy ở mặt cắt loe nhỏ nhất. Đối với bộ đỡ mà tỷ lệ trên nhỏ hơn 2,5 phải áp dụng các quy định đối với trụ của Điều 10.11.4.2.

Một trụ có thể được thiết kế như một trụ ở hướng khoẻ của nó và như một cột ở hướng yếu.

10.11.4.1.1 Cốt thép dọc

Diện tích cốt thép dọc không được nhỏ hơn 0,01 hoặc lớn hơn 0,04 lần diện tích mặt cắt nguyên A_g .

10.11.4.1.2 Sức kháng uốn

Cường độ hai trục của cột không được nhỏ hơn trị số yêu cầu do uốn như quy định trong Điều 9.9.4 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này. Cột phải được khảo sát đối với cả hai trường hợp tải trọng cực hạn ở trạng thái giới hạn đặc biệt như quy định trong Điều 9.8 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này. Các hệ số sức kháng của Điều 5.4.2 phải được thay bằng giá trị 0,9 cho cả hai loại cột có cốt thép xoắn và cốt thép đai ngang.

10.11.4.1.3 Lực cắt của cột và cốt thép ngang

Lực cắt tính toán V_c trên mỗi trục chính của mỗi cột và thân cọc trụ khung phải theo quy định trong Điều 9.9.4 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này.

Số lượng cốt thép ngang không được ít hơn quy định trong Điều 8.3.

Các quy định sau đây áp dụng cho vùng cuối của đỉnh và chân cột và thân cọc trụ khung:

- Phải lấy giá trị V_c trong vùng đầu cột theo quy định của Điều 8.3 miễn là lực nén dọc trục tính toán nhỏ nhất vượt quá $0,01 f'_c A_g$. Đối với các lực nén nhỏ hơn $0,00 f'_c A_g$ thì phải giảm giá trị V_c theo tỷ lệ tuyến tính bắt đầu từ giá trị theo quy định của Điều 8.3 cho đến 0,0 ứng với lực nén bằng 0.
- Vùng đầu cột phải được coi là phạm vi thân cột kéo dài từ mặt dưới của dầm hoặc dầm xà mũ ở đỉnh cột, hoặc từ đỉnh móng ở chân cột, đến một khoảng có chiều dài bằng trị số lớn hơn của :
 - Kích thước mặt cắt ngang lớn nhất của cột.
 - 1/6 chiều cao tịnh thân cột hoặc
 - 450mm,
- Vùng cuối ở đỉnh thân cọc trụ khung phải lấy như quy định cho cột. Ở đáy thân cọc trụ khung, vùng đầu cột phải xét kéo dài từ 3 lần đường kính cọc ở dưới điểm tính toán mô men lớn nhất đến một lần đường kính cọc, nhưng không ít hơn 450 mm tính từ mặt đất.

10.11.4.1.4 Cốt thép ngang bó các khớp dè

Lối cột và cọc trụ khung phải được bó lại bằng cốt thép ngang ở các vùng có thể phát sinh khớp dè. Cốt thép bó ngang phải có giới hạn chảy không lớn hơn giới hạn chảy của cốt thép dọc với cự ly phải lấy theo quy định trong Điều 10.11.4.1.5.

Đối với cột tròn, tỷ lệ thể tích của cốt thép xoắn, ρ , không được nhỏ hơn giá trị theo quy định trong Điều 7.4.6, hoặc giá trị sau:

$$\rho_s \geq 0,12 \frac{f'_c}{f_y} \quad (167)$$

trong đó:

f'_c = cường độ nén quy định của bê tông ở 28 ngày trừ khi được quy định ở tuổi khác 28 ngày (MPa)

f_y = cường độ chảy của các thanh cốt thép (MPa) ≤ 520 MPa

Trong vùng khớp dè, các mối nối trong cốt xoắn phải được làm bằng các mối nối hàn hoàn toàn hoặc bằng liên kết cơ khí hoàn toàn.

Đối với cột chữ nhật, tổng diện tích mặt cắt nguyên A_{sh} của các thép đai chữ nhật phải thỏa mãn:

$$A_{sh} \geq 0,30 s h_c \frac{f'_c}{f_y} \left[\frac{A_g}{A_c} - 1 \right] \quad (168)$$

hoặc

$$A_{sh} \geq 0,12 s h_c \frac{f'_c}{f_y} \quad (169)$$

ở đây:

s = cự ly đứng của các thép đai không vượt quá 100 mm (mm)

A_c = diện tích lõi cột (mm²)

A_g = diện tích nguyên của cột (mm²)

A_{sh} = tổng diện tích mặt cắt ngang của cốt thép bao gồm các cốt giằng ngang phụ có cự ly đứng "s" và đi qua mặt cắt có kích thước lõi h_c (mm²).

f_y = giới hạn chảy của cốt giằng hoặc cốt xoắn (MPa) ≤ 520 MPa

h_c = kích thước lõi của cột được đai theo chiều đang xét (mm)

A_{sh} phải được xác định cho cả hai hướng chính của cột chữ nhật và phải dùng giá trị lớn hơn.

Cốt thép đai ngang có thể được làm bằng đai vòng kín hoặc đai nửa vòng nối chồng. Có thể dùng các giằng ngang có cùng kích thước thanh như đai. Mỗi đầu giằng ngang phải móc vào một thanh cốt thép dọc ngoại vi. Tất cả các giằng ngang phải có móc chịu động đất như quy định trong Điều 10.2.2.

Cốt thép ngang nào thỏa mãn các yêu cầu dưới đây phải xem là cốt đai giằng - chữ thập.

- Phải là thanh liên tục có móc không nhỏ hơn 135° và được triển khai không nhỏ hơn 6 lần đường kính đồng thời không được ít hơn 75 mm ở một đầu và phải có một móc không nhỏ hơn 90° và được triển khai không nhỏ hơn 6 lần đường kính ở đầu kia.
- Các móc phải ôm vào các thanh dọc bố trí theo chu vi
- Các móc 90° của hai thanh giằng - chữ thập đặt liên tiếp mà cùng ôm vào các thanh dọc phải được bố trí xen kẽ trở đầu đuôi.

Các thanh ngang nào thỏa mãn các yêu cầu dưới đây phải xem là một đai kín (vòng).

- Cốt thép đai kín hay đai uốn vòng liên tục
- Có thể làm thành đai kín bằng một số đoạn cốt thép có các móc 135° với đoạn kéo dài bằng 6 lần đường kính nhưng không ít hơn 75mm ở mỗi đầu.
- Một thanh đai vòng liên tục phải có ở mỗi đầu một móc 135° với đoạn kéo dài bằng 6 lần đường kính nhưng không ít hơn 75mm để ôm vào cốt thép dọc.

10.11.4.1.5 Cự ly cốt thép ngang để bó

Cốt thép ngang để bó phải :

- Được đặt ở đỉnh và chân cột trên một chiều dài không ít hơn trị số lớn nhất của các kích thước mặt cắt ngang cột lớn nhất, $1/6$ chiều cao tịnh của cột hoặc 450mm,
- Kéo dài vào các liên kết ở đỉnh và ở chân như quy định trong Điều 10.11.4.3.
- Được đặt ở đỉnh cọc trong bộ cọc trên cùng chiều dài như quy định cho cột.
- Được đặt trong các cọc của cọc trụ khung trên chiều dài từ 3 lần kích thước mặt cắt ngang lớn nhất ở dưới điểm mô men ngàm tính toán đến một cự ly không ít hơn kích thước mặt cắt ngang lớn nhất hoặc 450 mm trên mặt bùn.
- Và được bố trí cách nhau không quá $1/4$ kích thước nhỏ nhất của cột, 6 lần đường kính cốt thép dọc hoặc 105 mm từ tim đến tim.

10.11.4.1.6 Mối nối

Thiết kế các mối nối phải theo quy định của Điều 11.5.

Không được bố trí mối nối chồng cho cốt thép dọc.

Khoảng cách của các cốt thép ngang trên chiều dài mối nối không được vượt quá hoặc 100 mm hoặc $1/4$ kích thước cấu kiện nhỏ nhất.

Các mối nối liên kết hàn hoàn toàn hoặc cơ khí hoàn toàn, theo qui định Điều 11.5 có thể chấp nhận được sử dụng miễn là trong mỗi lớp cốt thép dọc tại mặt cắt nối các thanh so le nhau và khoảng cách các mối nối của các thanh kề nhau lớn hơn 600 mm đo theo trục dọc của cột.

10.11.4.2 Yêu cầu đối với trụ-dạng-tường

Các quy định của điều này phải được áp dụng để thiết kế trụ theo phương chéo. Phương yếu của trụ có thể thiết kế theo mô hình cột theo các quy định của Điều 10.11.4.1, với hệ số đáp ứng điều chỉnh đối với cột dùng để xác định các lực thiết kế. Nếu trụ không thiết kế như một cột trong phương yếu của trụ, phải sử dụng các hạn chế đối với sức kháng cắt tính toán được quy định ở đây.

Tỷ lệ cốt thép nhỏ nhất theo cả hai hướng nằm ngang ρ_h và thẳng đứng ρ_v , trong bất kỳ trụ nào không được nhỏ hơn 0,0025. Tỷ lệ cốt thép thẳng đứng phải không được nhỏ hơn tỷ lệ cốt thép nằm ngang.

Khoảng cách cốt thép, cả theo nằm ngang lẫn theo thẳng đứng, không được vượt quá 450 mm. Cốt thép chịu cắt cần thiết phải liên tục và phải phân bố đồng đều.

Sức kháng cắt tính toán, V_r , ở trụ phải lấy theo số nhỏ hơn của các Phương trình sau:

$$V_r = 0,66 \sqrt{f'_c} b d, \quad (170)$$

và
$$V_r = \phi V_n \quad (171)$$

trong đó :

$$V_n = [0,165 \sqrt{f'_c} + \rho_n f_y] b d \quad (172)$$

Các lớp cốt thép thẳng đứng và nằm ngang nên bố trí trên từng mặt của trụ. Các mối nối cốt thép nằm ngang phải đặt so le và các mối nối trong trường hợp có 2 lớp cốt thép không được đặt trên cùng một vị trí.

10.11.4.3 Mối nối cột

Lực thiết kế để nối cột với dầm xà mũ kết cấu phần trên, bệ cọc hoặc đế móng mở rộng phải theo quy định trong Điều 9.9.4.3 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này. Chiều dài triển khai đối với tất cả thép dọc phải bằng 1,25 lần chiều dài triển khai cốt thép được yêu cầu để cốt thép làm việc tới giới hạn chảy hoàn toàn như quy định trong Điều 11.

Cốt thép ngang của cột, như đã quy định trong Điều 10.11.4.1.4, phải là liên tục trên một đoạn dài không nhỏ hơn 1/2 kích thước cột lớn nhất, hoặc bằng 380 mm tính từ mặt nối cột vào trong bộ phận kê bên.

Sức kháng cắt danh định do bê tông chịu ở trong mối nối khung hoặc trụ nặng chống theo phương đang xem xét phải thỏa mãn :

- Đối với bê tông thường:

$$V_n \leq 1,0 b d \sqrt{f'_c} \quad \text{và} \quad (173)$$

- Đối với bê tông nhẹ :

$$V_n \leq 0,75 b d \sqrt{f'_c} \quad (174)$$

10.11.4.4 Các mối nối thi công ở trụ và cột

Khi lực cắt được chống đỡ tại mối nối thì công duy nhất bằng tác động chốt và ma sát bề mặt bê tông nhám, sức kháng cắt danh định đi qua mối nối, V_n , phải tính bằng:

$$V_n = (A_{st} f_y + 0,75 P_u) \quad (175)$$

trong đó :

A_{st} = tổng diện tích cốt thép, bao gồm cốt thép chịu uốn (mm^2)

P_u = tải trọng dọc trục tính toán nhỏ nhất được quy định trong Điều 9.9.4 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này cho cột và trụ (N)

10.12 BỐ TRÍ CỐT THÉP TRONG CÁC CẤU KIỆN CHỊU NÉN CÓ MẶT CẮT CHỮ NHẬT RỘNG

10.12.1 Tổng quát

Diện tích cốt thép dọc ở mặt cắt ngang không được nhỏ hơn 0,01 lần diện tích nguyên của bê tông.

Phải đặt hai lớp cốt thép cho mỗi vách của mặt cắt ngang, một lớp gần mỗi mặt của vách. Diện tích cốt thép ở hai lớp phải xấp xỉ bằng nhau.

10.12.2 Khoảng cách cốt thép

Khoảng cách ngang từ tim đến tim của các thanh cốt thép dọc không được lớn hơn số nhỏ hơn của 1,5 lần bề dày vách hoặc 450 mm.

Khoảng cách dọc từ tim đến tim của các thanh cốt thép ngang không được lớn hơn trị số nhỏ hơn của 1,25 lần bề dày vách hoặc 300 mm.

10.12.3 Cốt thép giằng

Cần phải bố trí các giằng ngang giữa các lớp cốt thép ở mỗi vách. Các thanh giằng phải có góc tiêu chuẩn 135° ở một đầu và góc tiêu chuẩn 90° ở đầu kia. Các thanh giằng phải được đặt ở các giao điểm của lưới cốt thép và các móc của tất cả các thanh giằng phải ôm vòng các cốt thép cả ngang lẫn dọc ở các giao điểm. Mỗi thanh cốt thép dọc và mỗi thanh cốt thép đai ngang phải được ôm vòng trong móc của một thanh giằng với khoảng cách không quá 600 mm.

Đối với các đốt được thi công phân đoạn, cần phải đặt thêm các thanh giằng dọc theo mép trên và mép dưới của mỗi phân đoạn. Phải đặt các thanh giằng sao cho có thể nối được các điểm cuối của từng đôi cốt thép dọc ở mặt trong và mặt ngoài vách của mặt cắt ngang.

10.12.4 Các mối nối

Các thanh cốt ngang có thể được nối ở các góc của mặt cắt ngang bằng đoạn nối chồng uốn 90° . Không cho phép dùng mối nối chồng thẳng cho các thanh cốt thép ngang trừ trường hợp các thanh nối chồng được bao bởi các móc ôm vòng của ít nhất bốn thanh giằng trên suốt chiều dài nối nằm ở các giao điểm của các thanh ngang và thanh cốt thép dọc.

10.12.5 Cốt đai vòng

Trong trường hợp có thể cấu tạo được phải bố trí các đai vòng kín ôm lấy các thanh cốt dọc ở các góc của mặt cắt ngang. Nếu không đặt được các cốt đai vòng kín thì có thể dùng các cặp thanh hình chữ U có chân dài ít nhất bằng hai lần chiều dày vách và đặt vuông góc 90° với nhau.

Các ống bọc cáp căng sau nằm ở các góc của mặt cắt ngang phải được neo vào trong vùng góc bằng các đai vòng kín có đoạn cong 90° ở mỗi đầu để ôm vòng ít nhất một cốt thép dọc ở gần mặt phía ngoài của mặt cắt ngang.

11 TRIỂN KHAI CỐT THÉP VÀ MỐI NỐI CỐT THÉP

11.1. TỔNG QUÁT

Các qui định ở các Điều 11.2.1, 11.2.4 và 11.5.3.1 cũng áp dụng cho các loại cốt thép đường kính 36 mm và nhỏ hơn trong bê tông có cường độ chịu nén, (f_c), tới 105 MPa chịu các giới hạn như qui định trong các Điều này.

11.1.1 Yêu cầu cơ bản

Các ứng lực tính toán trong cốt thép tại mỗi mặt cắt phải được triển khai về mỗi phía của mặt cắt đó bằng chiều dài ngàm, móc, các linh kiện nối cơ khí, hoặc một tổ hợp các loại này. Có thể dùng các móc và các neo cơ khí trong việc triển khai các thanh chỉ chịu kéo. Điều này được áp dụng cho các loại cốt thép không dự ứng lực có giới hạn chảy qui định tối thiểu tới 690 MPa dùng cho các kết cấu và mối nối như qui định trong Điều 4.3.3.

11.1.2 Triển khai cốt thép chịu uốn

11.1.2.1 Tổng quát

Vị trí mặt cắt khống chế cho việc triển khai cốt thép trong các cấu kiện chịu uốn phải được lấy tại các điểm có ứng suất lớn nhất và tại các điểm nằm bên trong khẩu độ mà ở đó cốt thép kê bên kết thúc hoặc được uốn lên.

Ngoại trừ tại các điểm gối của các nhịp đơn giản và tại các nút đầu dầm hẫng, cốt thép trong kết cấu chịu uốn phải được bố trí kéo dài vượt qua điểm mà tại đó không yêu cầu cốt thép đó tham gia chịu kéo do uốn, với chiều dài không nhỏ hơn:

- Chiều cao có hiệu của cấu kiện
- 15 lần đường kính thanh danh định, hoặc
- 1/20 lần nhịp tĩnh.

Tiếp đó, cốt thép phải tiếp tục được kéo dài một đoạn không nhỏ hơn chiều dài triển khai, l_d , được quy định trong Điều 11.2.

Không được dùng bố trí nhiều hơn 50% số cốt thép tại bất kỳ mặt cắt nào, và các thanh kê nhau không được dùng bố trí trong cùng mặt cắt.

Cốt thép chịu kéo cũng có thể triển khai bằng cách uốn lên qua bụng dầm để cốt thép nằm và kết thúc trong vùng chịu nén với chiều dài triển khai bằng l_d tới mặt cắt thiết kế, hoặc bằng cách làm nó liên tục với cốt thép trên mặt đối diện của cấu kiện.

Phải bố trí các neo bổ sung cho cốt thép chịu kéo của cấu kiện chịu uốn ở những nơi lực trong cốt thép không tỷ lệ thuận với mô-men tính toán như sau :

- Làm vát để móng nghiêng, đánh bậc hoặc vuốt thon đầu.
- Các dầm hẫng ngắn
- Các cấu kiện chịu uốn chiều cao lớn, hoặc
- Cốt thép chịu kéo trong cấu kiện không song song với mặt chịu nén.

11.1.2.2 Cốt thép chịu mô men dương

Ít nhất một phần ba cốt thép chịu mô men dương trong các kết cấu nhịp giản đơn và 1/4 cốt thép chịu mômen dương trong các kết cấu liên tục phải kéo dài tới cùng một bề mặt của kết cấu ở bên ngoài đường tim gối. Ở các dầm, cốt thép này phải kéo qua tim gối ít nhất 150mm.

11.1.2.3 Cốt thép chịu mômen âm

Ít nhất một phần ba tổng cốt thép chịu kéo được bố trí để chịu mômen âm tại gối phải có chiều dài ngầm cách xa điểm uốn không nhỏ hơn:

- Chiều cao có hiệu của cấu kiện
- 12 lần đường kính thanh danh định, và
- 0,0625 lần chiều dài nhịp tĩnh.

11.1.2.4 Mối nối chịu mô men

Cốt thép chịu uốn trong các cấu kiện liên tục, ngầm hoặc hẫng hoặc bất kỳ cấu kiện nào của khung cứng, phải bố trí cốt thép liên tục tại các chỗ giao nhau với các cấu kiện khác sao cho phát triển được sức kháng mômen danh định của mối nối.

Trong các vùng động đất 3 các mối nối phải được cấu tạo để chịu các mômen và các lực cắt do các tải trọng nằm ngang truyền qua mối nối.

11.2 TRIỂN KHAI CỐT THÉP

Chiều dài triển khai cốt thép phải được tính theo cường độ chảy tối thiểu của thanh thép. Có thể cho phép dùng các thanh cốt thép thường có giới hạn chảy tới 690 MPa trong các cấu kiện và mối nối qui định ở Điều 4.3.3

11.2.1 Các thanh thép tròn có gờ và sợi thép có gờ chịu kéo

Các qui định này cũng có thể áp dụng cho các thanh cốt thép đường kính 36 mm hoặc nhỏ hơn bố trí trong bê tông thường có cường độ kháng nén qui định thiết kế trong khoảng từ 70 MPa đến 105 MPa. Phải bố trí các cốt thép ngang có đường kính tối thiểu 10 mm với cự ly 300 mm dọc theo chiều dài triển khai yêu cầu khi cường độ của bê tông lớn hơn 70MPa.

Với các thanh cốt thép thẳng có cường độ chảy tối thiểu qui định lớn hơn 520 MPa, thì phải có bố trí cốt thép ngang thỏa mãn các yêu cầu của Điều 8.2.5 cho kết cấu dầm và Điều 10.6.3 cho kết cấu cột.

11.2.1.1 Chiều dài triển khai cốt thép chịu kéo

Chiều dài triển khai cốt thép kéo ℓ_d , phải không được nhỏ hơn tích số chiều dài triển khai cốt thép chịu kéo cơ bản ℓ_{db} được quy định tại đây, nhân với các hệ số điều chỉnh hoặc hệ số như được quy định trong các Điều 11.2.1.2 và 11.2.1.3. Chiều dài triển khai cốt thép chịu kéo không được nhỏ hơn 300 mm, trừ chiều dài triển khai cốt thép chống cắt theo quy định trong Điều 11.2.6.

Chiều dài triển khai cốt thép chịu kéo ℓ_d tính bằng mm được xác định như sau

$$\ell_d = \ell_{db} (\lambda_{re} \times \lambda_{cf} \times \lambda_{tw} \times \lambda_{rc} \times \lambda_{er}) \quad (176)$$

trong đó:

$$\ell_{db} = 0,91d_b \frac{f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (177)$$

ở đây:

ℓ_{db} = chiều dài triển khai cơ bản (mm)

λ_{re} = hệ số điều chỉnh do vị trí cốt thép

λ_{cf} = hệ số điều chỉnh do sơn phủ cốt thép

λ_{tw} = hệ số điều chỉnh cốt thép đặt trong bê tông nhẹ

λ_{rc} = hệ số điều chỉnh do kiểm giữ cốt thép bằng cốt thép đai

λ_{er} = hệ số điều chỉnh do bố trí thừa cốt thép

f_y = cường độ chảy được quy định của các thanh cốt thép (MPa)

f'_c = cường độ chịu nén quy định của bê tông trong thiết kế (MPa)

d_b = đường kính thanh hoặc sợi (mm)

Các hệ số điều chỉnh cho chiều dài triển khai cơ bản của cốt thép để xét đến các hiệu ứng khác nhau được qui định tại điều này. Ngoài các qui định điều chỉnh tăng chiều dài ℓ_d trong Điều 11.2.1.2 và điều chỉnh giảm trong Điều 11.2.1.3, hệ số điều chỉnh được lấy bằng 1,0.

11.2.1.2 Các hệ số điều chỉnh làm tăng ℓ_d

Chiều dài triển khai cơ bản, ℓ_{db} , phải nhân với một hệ số hoặc nhiều hệ số sau đây tùy theo điều kiện thích hợp :

- Cốt thép nằm ngang, bê tông được đổ theo cách có trên 300 mm bê tông tươi được đổ bên dưới cốt thép, $\lambda_{nt} = 1,3$
- Cốt thép nằm ngang, có dưới 300 mm bê tông tươi được đổ bên dưới cốt thép, bê tông có cường độ chịu nén lớn hơn 70 MPa $\lambda_{nt} = 1,3$
- Đối với bê tông nhẹ $\lambda_{nw} = 1,3$
- Đối với các thanh được bọc épôxy với lớp bê tông bảo vệ nhỏ hơn $3d_b$ hoặc với khoảng cách tịnh giữa các thanh nhỏ hơn $6d_b$ $\lambda_{ct} = 1,5$
- Đối với các thanh bọc épôxy không có điều kiện như trên $\lambda_{ct} = 1,2$

Tích số nhận được khi tổ hợp hệ số đối với cốt thép nằm ngang với hệ số thích hợp dùng cho các thanh bọc épôxy ($\lambda_{nt} \times \lambda_{ct}$) không được lớn hơn 1,7.

11.2.1.3 Hệ số điều chỉnh làm giảm ℓ_d

Chiều dài triển khai cơ bản, ℓ_{db} , qui định trong Điều 11.2.1.1 được điều chỉnh theo các hệ số như quy định trong Điều 11.2.1.2 khi thích hợp, đồng thời được nhân với hệ số hoặc các hệ số sau đây:

- Hệ số giảm chiều dài triển khai của cốt thép theo điều kiện được xem xét, λ_{rc} phải thỏa mãn điều kiện sau

$$0,4 \leq \lambda_{rc} = \frac{d_b}{c_b + k_{tr}} \leq 1,0 \quad (178)$$

Trong đó:

$$k_{tr} = \frac{1,58 A_{tr}}{(sn)} \quad (179)$$

C_b = lấy bằng trị số nhỏ hơn giữa hai thông số khoảng cách từ tim thanh hay thép sợi được triển khai đến mặt bê tông gần nhất và khoảng cách từ tim đến tim các thanh được triển khai (mm)

k_{tr} = chỉ số cốt thép đai

A_{tr} = tổng diện tích mặt cắt của cốt thép đai bố trí theo khoảng cách s và nó cắt ngang qua mặt cắt có khả năng nứt tách dọc theo cốt thép được triển khai (mm²)

s = khoảng cách lớn nhất từ tim đến tim cốt thép ngang trong phạm vi ℓ_{db} (mm)

n = số thanh hoặc sợi triển khai trong mặt phẳng nứt tách

- Khi không yêu cầu neo hay triển khai cốt thép đủ dài để cốt thép làm việc tới giới hạn chảy hoặc ở nơi cốt thép trong các cấu kiện chịu uốn được bố trí nhiều hơn yêu cầu của tính toán $\lambda_{er} = \frac{(A_t \text{ cần thiết})}{A_t \text{ bố trí}}$

11.2.2 Cốt thép có gờ chịu nén

11.2.2.1 Chiều dài triển khai cốt thép chịu nén

Chiều dài triển khai cốt thép có gờ trong vùng chịu nén ℓ_{db} không được nhỏ hơn tích số của chiều dài triển khai cơ bản theo quy định tại điều này với các hệ số điều chỉnh thích hợp như được quy định trong Điều 11.2.2.2 hoặc 200 mm.

Chiều dài triển khai cơ bản, ℓ_{db} , đối với các thanh có gờ chịu nén phải thỏa mãn:

$$\ell_{db} \geq \frac{0,24d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad \text{hoặc} \quad (180)$$

$$\ell_{db} \geq 0,044 d_b f_y \quad (181)$$

trong đó :

f_y = cường độ chảy quy định của thanh cốt thép (MPa)

f'_c = cường độ chịu nén quy định của bê tông ở tuổi 28 ngày, trừ khi có quy định về tuổi khác (MPa)

d_b = đường kính thanh (mm)

11.2.2.2 Các hệ số điều chỉnh

Chiều dài triển khai cơ bản, ℓ_{db} , có thể được nhân với các hệ số thích hợp, khi :

- Không yêu cầu neo hoặc thanh cốt thép phải làm việc đến giới hạn chảy , hoặc ở những nơi cốt thép được bố trí vượt yêu cầu theo kết quả tính $\frac{(A_s \text{ cần thiết})}{A_s \text{ bố trí}}$
- Cốt thép được bao bên trong các thanh xoắn có đường kính thanh không nhỏ hơn 6 mm và bước xoắn không nhỏ hơn 100 mm 0,75

11.2.3 Bó thanh cốt thép

Chiều dài triển khai của bó thanh được tính theo qui định cho thanh đơn lẻ bên trong một bó, chịu kéo hoặc chịu nén, từ kết quả này chiều dài triển khai tăng 20% nếu trong bó có 3 thanh và bó 4 thanh tăng 33%.

Khi xác định các hệ số theo quy định trong các Điều 11.2.1.2 và 11.2.1.3, một bó thanh phải được coi như một thanh đơn có đường kính được xác định từ tổng diện tích tương đương.

11.2.4 Móc tiêu chuẩn chịu kéo

Các qui định của điều này cũng có thể áp dụng cho cốt thép đường kính 36 mm hoặc nhỏ hơn trong bê tông có cường độ chịu nén tới 105 MPa (f'_c).

Với các đầu móc của cốt thép có cường độ chảy lớn hơn 520 MPa, phải bố trí cốt thép đai giằng theo các qui định của Điều 11.2.4.3. Các móc không ở vùng kích thước đột biến của cấu kiện, có thể áp dụng hệ số điều chỉnh theo Điều 11.2.4.2.

11.2.4.1 Chiều dài triển khai cơ bản của thanh có đầu uốn móc

Chiều dài triển khai, ℓ_{dh} , tính theo mm, đối với các thanh có gờ chịu kéo, đầu thanh có móc tiêu chuẩn như quy định trong Điều 10.2.1, phải được xác định bằng tích số của chiều dài triển khai cơ bản ℓ_{hb} tính theo Phương trình 178 với hệ số điều chỉnh thích hợp, như được quy định trong Điều 11.2.4.2 nhưng không được nhỏ hơn giá trị nhỏ của các trị số sau:

- 8 lần đường kính thanh, hoặc
- 150 mm

Chiều dài triển khai cơ bản, ℓ_{hb} , của thanh cốt thép có đầu uốn móc phải lấy bằng:

$$\ell_{hb} = \frac{100d_b f_y}{420\sqrt{f'_c}} \quad (182)$$

trong đó :

- d_b = đường kính thanh (mm)
- f'_c = cường độ chịu nén của bê tông được quy định dùng trong thiết kế, đối với bê tông thường không lớn hơn 105 MPa (MPa)
- f_y = giới hạn chảy của thanh cốt thép (MPa)

11.2.4.2 Các hệ số điều chỉnh

Chiều dài triển khai cơ bản của cốt thép có đầu móc, ℓ_{hb} , phải được nhân với một hệ số hoặc các hệ số sau thích hợp khi:

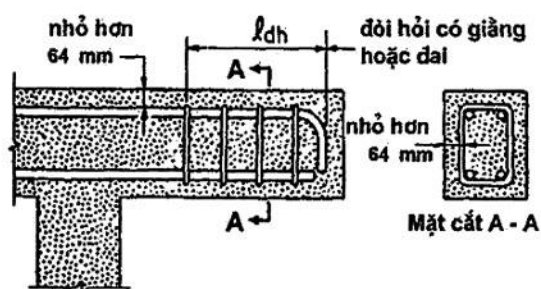
- Đối với bê tông nhẹ có cường độ chịu nén không lớn hơn 70 MPa..... $\lambda_{cf} = 1,3$
- Đối với cốt thép được bọc epôxy $\lambda_{cf} = 1,2$
- Đối với thanh đường kính 36 mm và nhỏ hơn, có lớp bảo vệ mặt bên thẳng góc với mặt phẳng móc không nhỏ hơn 64 mm, uốn móc 90°, lớp bảo vệ trên đoạn thanh kéo dài quá móc không nhỏ hơn 50 mm $\lambda_{rc} = 0,8$
- Các móc uốn 90° của các thanh đường kính 36 mm và nhỏ hơn được bao bởi các cốt thép đai giằng hoặc cốt đai vòng vuông góc với thanh, bố trí dọc theo toàn bộ chiều dài triển khai, ℓ_{dh} , với quãng cách không vượt quá $3d_b$ hoặc cốt đai được bố trí song song với thanh được triển khai với cự ly không lớn hơn $3d_b$ trong phạm vi chiều dài phần uốn ngược lên của móc; và cả hai trường hợp cốt thép đai đầu tiên được bố trí bắt đầu từ vị trí cách phía ngoài điểm uốn của đầu móc $2d_b$ $\lambda_{rc} = 0,8$
- Đối với các thanh đường kính 36 mm và nhỏ hơn, móc uốn 180°, được bao bởi các cốt thép đai giằng hoặc cốt đai vòng vuông góc với thanh, bố trí dọc theo toàn bộ chiều dài triển khai, ℓ_{dh} , với quãng cách không vượt quá $3d_b$ và cốt thép đai đầu tiên được bố trí bắt đầu từ vị trí cách phía ngoài điểm uốn của đầu móc $2d_b$ $\lambda_{rc} = 0,8$

- Khi neo hay là chiều dài triển khai không yêu cầu để cốt thép làm việc đến giới hạn chảy hoặc khi cốt thép được bố trí nhiều hơn so với yêu cầu tính toán.....

$$\lambda_{er} = \frac{(A_s \text{ cần thiết})}{A_s \text{ bố trí}}$$

11.2.4.3 Cấu tạo cốt thép giằng đối với thanh có đầu móc

Đối với các thanh được triển khai có móc tiêu chuẩn tại các đầu mút hăng của các cấu kiện với cả hai lớp bê tông bảo vệ bên cạnh và trên đỉnh hoặc ở đáy nhỏ hơn 64 mm, thanh có móc phải được bao trong các thanh giằng hoặc cốt đai đặt dọc trên toàn chiều dài triển khai, ℓ_{dh} , cách nhau không quá $3d_b$ như đã chỉ ra trong Hình 11, không dùng hệ số theo quy định ở Điều 11.2.4.2 đối với cốt thép hướng ngang.



Hình 11- Các yêu cầu về giằng đối với thanh có móc

Đối với bê tông thường có cường độ trong khoảng 70 MPa và 105 MPa, chiều dài triển khai của thanh có móc phải được bao trong các thanh giằng hoặc cốt đai đường kính 10 mm hay lớn hơn, dọc trên toàn chiều dài triển khai, ℓ_{dh} , cách nhau không quá $3d_b$. Ít nhất phải có 3 thanh giằng hoặc cốt đai.

11.2.5 Tẩm lưới sợi thép hàn

11.2.5.1 Lưới sợi thép có gờ

Khi dùng cốt thép không phải với mục đích chống cắt thì chiều dài triển khai ℓ_{hd} (mm) của lưới sợi hàn có gờ tính từ điểm mặt cắt không chế cho đến đầu của sợi thép không được nhỏ hơn một trong hai giá trị dưới đây:

- Tích số của chiều dài khai triển cơ bản và hệ số điều chỉnh hoặc các hệ số theo quy định của Điều 11.2.6, hoặc
- 200mm trừ mỗi nối chồng theo quy định của Điều 11.2.6.

Phải lấy chiều dài khai triển của cốt thép chống cắt theo quy định của Điều 11.2.6.

Chiều dài triển khai cơ bản ℓ_{hd} , đối với tấm lưới sợi thép hàn có gờ, có không ít hơn một sợi thép ngang ở trong chiều dài triển khai ít nhất là 50mm tính từ điểm tại mặt cắt khổng chế, phải thỏa mãn:

$$\ell_{hd} \geq 0,36d_b \frac{f_y - 140}{\sqrt{f'_c}}, \text{ và} \quad (183)$$

$$\ell_{hd} \geq 2,4 \frac{A_w f_y}{s_w \sqrt{f'_c}} \quad (184)$$

trong đó :

A_w = diện tích của một sợi thép riêng lẻ được nối hoặc được triển khai (mm^2)

s_w = khoảng cách các sợi thép được nối hoặc được triển khai (mm)

Chiều dài triển khai cơ bản của tấm lưới sợi thép hàn có gờ không có các sợi thép ngang ở trong chiều dài triển khai, phải xác định như đối với sợi thép có gờ, theo Điều 11.2.1.1

11.2.5.2 Tấm lưới sợi thép trơn

Để tấm lưới sợi thép trơn hàn làm việc đến giới hạn chảy phải ngâm 2 sợi thép ngang với một sợi thép ngang gần hơn, tối thiểu 50 mm tính từ điểm mặt cắt khổng chế tính toán, nếu không thì chiều dài triển khai, ℓ_d , được đo từ điểm mặt cắt khổng chế tới sợi thép ngang ngoài cùng phải bằng:

$$\ell_d = 3,24 \frac{A_w f_y}{s_w \sqrt{f'_c}} \quad (185)$$

Chiều dài khai triển được điều chỉnh các hệ số theo trường hợp cho các cốt thép quy định trong Điều 11.2.1.2 và với hệ số dùng cho bê tông nhẹ quy định theo Điều 11.2.1.2 khi thích hợp. Tuy nhiên không được lấy ℓ_d nhỏ hơn 150 mm trừ các mối nối chồng quy định theo Điều 11.6.2

11.2.6 Cốt thép chống cắt

11.2.6.1 Tổng quát

Cốt thép đai trong cống bê tông phải thỏa mãn các quy định của Điều 10.4.2.7 Phần 12 bộ tiêu chuẩn này và không theo các quy định của Điều này.

Cốt thép chống cắt phải được đặt thật sát với bề mặt cấu kiện đến mức mà các yêu cầu về lớp bê tông bảo vệ và tương quan vị trí của cốt thép khác cho phép.

Giữa các móc neo, tại chỗ uốn cong trong đoạn liền của cốt đai đơn chữ U hoặc cốt đai nhiều nhánh U phải bao một thanh dọc.

Khi uốn các thanh cốt thép dọc để cấu tạo làm việc như cốt thép ngang, nếu uốn đưa vào vùng chịu kéo thì cần nối liên tục với cốt thép dọc, nếu uốn đưa vào vùng chịu nén thì phải kéo triển khai vượt qua giữa chiều cao, $h/2$ dầm như theo qui định cho chiều dài triển khai để phát triển ứng suất trong cốt thép làm việc thỏa mãn Phương trình 76.

11.2.6.2 Neo cốt thép có gờ

Các đầu của thanh đơn, thanh U đơn, hoặc các cốt đai U nhiều nhánh được neo như sau:

- Đối với thanh 16 mm và sợi 6 mm, và nhỏ hơn, và đối với các thanh đường kính 19 mm, đường kính 22 mm và 25 mm có f_y bằng 275 MPa hoặc nhỏ hơn: neo bằng một móc tiêu chuẩn quanh cốt thép dọc, và
- Đối với các cốt đai đường kính 19 mm, đường kính 22 mm và đường kính 25 mm có f_y lớn hơn 275 MPa:

neo bằng một móc đai tiêu chuẩn quanh một thanh dọc, cộng với một chiều dài ngàm giữa điểm giữa chiều cao của cấu kiện và đầu móc phía ngoài ℓ_e phải thỏa mãn:

$$\ell_e \geq \frac{0,17d_b f_y}{\sqrt{f_c}} \quad (186)$$

11.2.6.3 Neo cốt thép tấm lưới sợi thép

Mỗi chân của tấm lưới sợi thép trơn tạo thành các cốt đai U giản đơn phải được neo theo cách:

- Hai sợi thép dọc đặt cách nhau 50 mm dọc theo cấu kiện tại đỉnh cốt đai U, hoặc
- Một sợi thép dọc được đặt tính từ mặt chịu nén không lớn hơn $d/4$ và sợi thép thứ hai đặt gần với mặt chịu nén hơn và đặt cách sợi thép thứ nhất không nhỏ hơn 50 mm. Sợi thép thứ hai có thể đặt trên chân cốt đai ở xa điểm uốn, hoặc trên điểm uốn với đường kính uốn về phía trong không nhỏ hơn $8d_b$.

Trên mỗi đầu của cốt đai chân giản đơn của tấm lưới sợi thép có gờ hoặc trơn hàn phải bố trí hai sợi thép dọc đặt cách nhau ít nhất là 50 mm và sợi ở phía trong không nhỏ hơn $d/4$ hoặc 50 mm từ nửa chiều cao cấu kiện. Sợi thép dọc phía ngoài tại mặt chịu kéo không được xa hơn cốt thép chủ chịu uốn sát nhất tới mặt chịu kéo.

11.2.6.4 Các cốt đai bao kín

Đối với các cặp cốt đai : hay các đai giằng được bố trí để tạo thành một cốt đai bao kín phải được cấu tạo neo chắc chắn và được nối nếu chiều dài đoạn chồng không nhỏ hơn $1,7 \ell_d$, trong đó ℓ_d là chiều dài khai triển đối với các thanh chịu kéo.

Với các cấu kiện có chiều cao không nhỏ hơn 450 mm, các mối nối cốt đai bao kín chịu lực kéo do các tải trọng tính toán $A_s f_y$ sinh ra không vượt quá 40.000 N cho một chân có thể coi như là đủ nếu các chân cốt đai kéo dài đầy đủ trên chiều cao có hiệu của cấu kiện.

Cốt thép xoắn ngang phải được bố trí đầy đủ và liên tục và phải được neo bởi móc tiêu chuẩn uốn góc 135° xung quanh cốt thép dọc.

11.3 TRIỂN KHAI NEO CƠ KHÍ

Bất kỳ thiết bị cơ khí nào có thể phát huy được cường độ của cốt thép mà không gây hư hại cho bê tông đều có thể dùng như là một neo. Sự làm việc của các neo cơ khí phải được đánh giá bằng các thử nghiệm trong phòng thí nghiệm.

Sự phát triển ứng suất của cốt thép có thể là sự kết hợp của neo cơ khí và chiều dài ngàm phụ thêm của cốt thép ở giữa điểm ứng suất thanh lớn nhất và neo cơ khí.

Phải thể hiện đầy đủ các chi tiết của các neo cơ khí trong hồ sơ thiết kế khi dùng loại neo này.

11.4 TRIỂN KHAI TẠO CÁP DỰ ỨNG LỰC

11.4.1 Tổng quát

Khi xác định sức kháng của các cấu kiện bê tông dự ứng lực ở vùng đầu của chúng, phải xét tới sự tích lũy dần của lực cáp trong chiều dài truyền lực và chiều dài triển khai của cáp.

Ứng suất trong cốt thép dự ứng lực có thể được coi là thay đổi tuyến tính từ 0,0 tại điểm mà dính bám bắt đầu đến giá trị ứng suất có hiệu sau khi mất mát, f_{ps} , tại cuối chiều dài đoạn truyền lực.

Giữa điểm cuối chiều dài truyền lực và phần chiều dài triển khai, ứng suất cáp có thể được xem là tăng tuyến tính, đạt ứng suất mức sức kháng danh định, f_{ps} , ở chiều dài triển khai của cáp.

Để áp dụng điều này, chiều dài truyền có thể lấy bằng 60 lần đường kính tạo thép và chiều dài triển khai phải lấy theo chỉ dẫn ở Điều 11.4.2.

Phải xét đến tác dụng của sự mất dính bám theo chỉ dẫn ở Điều 11.4.3.

Các qui định của Điều 11.4 có thể áp dụng cho bê tông thường có cường độ chịu nén tới 70 MPa tại thời điểm đóng neo dự ứng lực (f'_d) và cường độ chịu nén thiết kế (f_c) tới 105 MPa.

11.4.2 Tạo cáp có dính bám

Cáp dự ứng lực căng trước phải được dính bám vượt qua mặt cắt yêu cầu, (để phát triển truyền lực nén tới f_{ps}) một đoạn bằng chiều dài triển khai, ℓ_d , tính bằng mm, ở đây ℓ_d phải thỏa mãn:

$$\ell_d \geq k (0,15f_{ps} - 0,097 f_{pe}) d_b \quad (187)$$

trong đó:

- d_b = đường kính danh định của thép (mm)
- f_{ps} = ứng suất bình quân trong thép dự ứng lực vào lúc đạt được sức kháng danh định cần thiết của cấu kiện (MPa)
- f_{pe} = ứng suất có hiệu trong thép dự ứng lực sau mất mát (MPa)
- k = 1,0 đối với tấm dự ứng lực trước, cọc, và cấu kiện dự ứng lực trước khác có chiều dày nhỏ hơn hoặc bằng 600 mm.
- k = 1,6 với cấu kiện ứng suất trước có chiều dày lớn hơn 600 mm.

Sự biến đổi của ứng suất thiết kế trong tào cáp dự ứng lực trước từ đầu tự do của cáp có thể được tính như sau :

- Từ điểm mà dính kết bắt đầu đến điểm cuối chiều dài truyền :

$$f_{px} = \frac{f_{pe} \ell_{px}}{60d_b} \quad (188)$$

- Từ cuối chiều dài truyền đến cuối chiều dài triển khai của cáp :

$$f_{px} = f_{pe} + \frac{\ell_{px} - 60d_b}{(\ell_d - 60d_b)} (f_{ps} - f_{pe}) \quad (189)$$

ở đây:

- ℓ_{px} = khoảng cách từ đầu tự do của cáp dự ứng lực căng trước tới mặt cắt của cấu kiện được xem xét (mm)
- f_{px} = ứng suất thiết kế trong cáp dự ứng lực căng trước ở mức sức kháng uốn danh định tại mặt cắt cấu kiện được xem xét (MPa)

11.4.3 Các tào cáp mất dính bám từng phần

Khi có một đoạn hoặc nhiều đoạn của tào cáp dự ứng lực không được dính bám và khi có lực kéo trong vùng kéo được nén trước, chiều dài triển khai, tính từ cuối vùng mất dính bám, xác định theo Phương trình 187 với giá trị $k = 2,0$.

Số tào cáp bị mất dính bám từng phần không được vượt quá 25% tổng số tào cáp.

Số tào cáp mất dính bám trong bất kỳ hàng ngang nào đều không được vượt quá 40% số tào cáp trong hàng đó.

Chiều dài mất dính bám của bất kỳ tào cáp nào đều phải đảm bảo sức kháng được phát triển đầy đủ ở mọi mặt cắt đang được nghiên cứu và tất cả các trạng thái giới hạn đều

được thỏa mãn. Không tạo mất dính bám lớn hơn 40% của tổng số cáp, hoặc bốn tao cáp, lấy giá trị lớn hơn, tại bất kỳ mặt cắt nào.

Các tao mất dính bám phải được phân bố đối xứng theo đường tim của cấu kiện. Chiều dài mất dính bám của các đôi tao cáp đặt đối xứng với tim cấu kiện phải bằng nhau.

Các cáp tao phía ngoài của mỗi hàng ngang phải được dính bám hoàn toàn.

11.5 MỐI NỐI THANH CỐT THÉP

Có thể dùng các cốt thép có cường độ chảy tới 690 MPa cho các cấu kiện và các mối nối như qui định ở Điều 4.3.3. Với các thanh nối chồng có cường độ chảy lớn hơn 520 MPa, phải bố trí cốt thép ngang trên suốt chiều dài nối chồng theo qui định tại Điều 8.2.5 đối với kết cấu dầm và Điều 10.6.3 đối với kết cấu cột.

11.5.1 Chi tiết cấu tạo

Các vị trí, hình loại và kích thước cho phép của các mối nối, bao gồm cả việc đặt mối nối so le đối với các thanh cốt thép phải được thể hiện trong hồ sơ thiết kế.

11.5.2 Yêu cầu tổng quát

11.5.2.1 Mối nối chồng

Chiều dài chồng của các mối nối chồng các thanh riêng lẻ phải theo các quy định trong các Điều 11.5.3.1 và 11.5.5.1.

Mối nối chồng đặt trong các bó thanh cốt thép theo quy định của Điều 11.2.3. Các mối nối của từng thanh riêng lẻ trong một bó không được chồng lên nhau. Các bó nguyên không được nối theo kiểu nối chồng.

Không được dùng các mối nối chồng đối với các thanh chịu kéo đường kính lớn hơn 36 mm.

Các thanh được nối bằng các mối nối chồng không tiếp xúc trong các cấu kiện chịu uốn không được đặt cách nhau theo chiều ngang xa hơn 1/5 chiều dài mối nối chồng yêu cầu hoặc 150mm.

Đối với các cột có cốt thép dọc neo vào phần thân trụ có kích thước đường kính lớn hơn, cốt thép dọc của cột và thân nối chồng không tiếp xúc và cốt thép dọc của cột cách xa cốt thép dọc phần thân trụ theo chiều ngang một khoảng bằng một phần năm chiều dài nối chồng yêu cầu hay 150 mm thì cự ly cốt thép đai trong đoạn nối chồng phải đảm bảo yêu cầu theo phương trình sau:

$$S_{\max} = \frac{2\pi A_{sh} f_{yt} \ell_s}{k A_t f_{ut}} \quad (190)$$

Trong đó:

S_{\max} = Khoảng cách cốt thép đai trong vùng nối chồng (mm)

A_{sp} = Diện tích cốt thép đai xoắn phần thân trụ (mm^2)

f_{yr} = Cường độ chảy tối thiểu của cốt thép đai thân trụ (MPa)

l_s = chiều dài nối chồng chịu kéo của cốt thép dọc của cột (mm)

A_t = diện tích cốt thép dọc cột (mm^2)

f_u = cường độ chịu kéo tối thiểu của cốt thép dọc cột (MPa), 620 MPa với thép ASTM A615 và 552 MPa với thép ASTM A706

k = hệ số đại diện tỷ lệ của cốt thép chịu kéo của cột với toàn bộ cốt thép của cột theo sức kháng danh định

11.5.2.2 Mối nối cơ khí

Sức kháng của một mối nối cơ khí đầy đủ phải không được nhỏ hơn 125% cường độ chảy quy định của thanh chịu kéo hoặc chịu nén, tùy yêu cầu. Tổng độ trượt của thanh nằm trong ống bọc mối nối của đầu nối sau khi chất tải kéo tới 207 MPa và giảm tải tới 20 MPa không được vượt quá các chuyển vị sau đây được đo giữa các điểm định cỡ trống của ống bọc mối nối:

- Với kích thước thanh tới đường kính 43 mm 0,25mm
- Với các thanh đường kính 57 mm 0,75mm

11.5.2.3 Mối nối hàn

Việc hàn các mối nối hàn phải theo bản hiện hành của TCVN 9392:2012.

Các thanh phải được nối bằng các mối nối đối đầu hàn thấu. Sức kháng của mối nối phải được quy định là không nhỏ hơn 125% cường độ chảy quy định của thanh chịu kéo.

Không được dùng mối nối hàn cốt thép của bản mặt cầu.

11.5.3 Mối nối cốt thép chịu kéo

Các qui định trong Điều này cũng có thể áp dụng cho cốt thép thanh đường kính 36 mm hoặc nhỏ hơn trong bê tông thường có cường độ chịu nén thiết kế (f'_c) trong khoảng 70 MPa đến 105 MPa. Khi cường độ chịu nén của bê tông lớn hơn 70 MPa, phải bố trí các thanh giằng hoặc cốt đai có đường kính 10 mm hay lớn hơn với khoảng cách 250 mm, dọc trên toàn chiều dài triển khai ít nhất phải có 3 thanh giằng hoặc cốt đai.

11.5.3.1 Mối nối chồng chịu kéo

Chiều dài chồng lán tối thiểu của các mối nối chồng chịu kéo phải theo yêu cầu các mối nối chồng loại A hay B như sau nhưng không nhỏ hơn 300 mm.

Mối nối chồng loại A 1,0 l_d

Mối nối chồng loại B.....1,3 ℓ_d

Chiều dài triển khai chịu kéo, ℓ_d , tính theo cường độ chảy quy định phải lấy theo qui định của Điều 11.2.

Trừ các trường hợp được qui định sau đây, mối nối chồng của các thanh có gờ và các sợi có gờ chịu kéo là mối nối chồng loại B. Mối nối chồng loại A là loại mối nối được dùng trong các trường hợp:

- (a) Bố trí cốt thép với diện tích tối thiểu gấp hai lần diện tích yêu cầu theo tính toán trên toàn bộ chiều dài mối nối chồng
- (b) Một nửa hoặc ít hơn một nửa số lượng cốt thép phải nối trong phạm vi chiều dài mối nối chồng yêu cầu.

Với các mối nối chồng của cốt thép có $f_y > 520$ MPa, phải bố trí cốt thép đai trên suốt chiều dài mối nối chồng yêu cầu theo qui định của Điều 8.2.5 cho kết cấu dầm và Điều 10.6.3 cho kết cấu cột.

11.5.3.2 Mối nối cơ khí hoặc mối nối hàn chịu kéo

Các mối nối cơ khí hoặc các mối nối hàn chịu kéo, được sử dụng khi diện tích cốt thép bố trí ít hơn hai lần diện tích cần thiết theo tính toán, phải đáp ứng các yêu cầu của loại mối nối cơ khí toàn phần hoặc của các mối nối hàn toàn phần.

Các mối nối cơ khí hoặc các mối nối hàn tại nơi diện tích cốt thép bố trí ít nhất bằng 2 lần diện tích theo tính toán và khi các mối nối được đặt so le ít nhất là 600 mm, có thể được thiết kế để có khả năng chịu không nhỏ hơn 2 lần ứng lực kéo ở trong thanh tại mặt cắt đang xét hoặc một nửa cường độ chảy quy định của cốt thép.

CHÚ THÍCH:

Mối nối cơ khí toàn phần, mối nối hàn toàn phần là loại mối nối có khả năng làm việc tới giới hạn chảy.

11.5.4 Mối nối trong cấu kiện giằng chịu kéo

Các mối nối thanh cốt thép trong các cấu kiện giằng chịu kéo phải được thực hiện với các mối nối được hàn toàn phần hoặc các mối nối cơ khí toàn phần. Các mối nối trong các thanh kê bên phải đặt so le không nhỏ hơn 750 mm.

CHÚ THÍCH:

Cấu kiện giằng chịu kéo là loại cấu kiện có đặc điểm sau:

- Toàn bộ mặt cắt ngang chịu kéo
- Ứng suất trong cốt thép đạt tới mức tất cả cốt thép đều phát huy hiệu quả

Ví dụ như thanh căng trong kết cấu vòm thanh căng, thanh treo hoặc thanh chịu kéo trong kết cấu dầm.

11.5.5 Mỗi nối thanh chịu nén

11.5.5.1 Mỗi nối chồng chịu nén

Chiều dài chồng lán ℓ_c của các mối nối chồng chịu nén phải không nhỏ hơn hoặc 300 mm hoặc như sau:

- Nếu $f_y \leq 420$ MPa thì $\ell_c = 0,073m f_y d_b$ (191)

- Nếu $f_y > 420$ MPa thì $\ell_c = m(0,13f_y - 24,0) d_b$ (192)

trong đó :

- Khi cường độ bê tông quy định, f'_c , nhỏ hơn 21 MPa $m = 1,33$
- Khi các mối nối ở trong thanh giằng có diện tích có hiệu không nhỏ hơn 15% tích số của chiều dày bộ phận chịu nén với khoảng cách thanh giằng kéo $m = 0,83$
- Khi có đai xoắn ốc $m = 0,75$
- Trong tất cả các trường hợp khác $m = 1,0$

trong đó :

f_y = cường độ chảy quy định của các thanh cốt thép (MPa)

d_b = đường kính thanh (mm)

Khi các thanh có kích thước khác nhau được nối chồng với nhau chịu nén, chiều dài chồng lán phải không được nhỏ hơn hoặc chiều dài triển khai của thanh lớn hơn, hay là chiều dài chồng lán của thanh nhỏ hơn. Các thanh đường kính 43 mm và đường kính 57 mm có thể được nối chồng với thanh đường kính 36 mm và các thanh nhỏ hơn.

11.5.5.2 Mỗi nối cơ khí hoặc mối nối hàn chịu nén

Các mối nối cơ khí hoặc các mối nối hàn chịu nén được dùng phải thỏa mãn các yêu cầu đối với các mối nối cơ khí toàn phần hoặc các mối nối được hàn toàn phần theo quy định trong các Điều 11.5.2.2 và Điều 11.5.2.3 tương ứng.

11.5.5.3 Mỗi nối ép mặt đối đầu thanh

Trong các thanh chỉ yêu cầu chịu nén, lực nén có thể được truyền bởi ép mặt trên các đầu cắt vuông được giữ tiếp xúc đồng tâm bằng một cơ cấu thích hợp. Các mối nối ép mặt đầu thanh chỉ được dùng trong các cấu kiện được các cốt đai ngang giằng kín, cốt đai kín hoặc đai xoắn ốc.

Các mối nối ép mặt đối đầu phải đặt so le hoặc tại vị trí các mối nối phải bố trí các thanh khác liên tục. Các thanh liên tục trong mỗi mặt của cấu kiện phải có cường độ chịu kéo tính toán không nhỏ hơn 0,25 f_y lần diện tích cốt thép trong mặt cắt đó.

11.6 MỐI NỐI TẮM LƯỚI SỢI THÉP HÀN

11.6.1 Mối nối tấm lưới sợi thép có gờ hàn chịu kéo

Chiều dài mối chồng của các mối nối chồng của tấm lưới sợi thép có gờ hàn có các sợi thép ngang nằm trong chiều dài chồng, được đo giữa các đầu của mỗi tấm lưới, phải không được nhỏ hơn hoặc $1,3 \ell_{hd}$ hoặc 200 mm. Đoạn chồng được đo giữa các sợi thép ngang ngoài cùng của mỗi tấm lưới không được nhỏ hơn 50 mm.

Các mối nối chồng của các tấm lưới sợi thép có gờ hàn khi không có các sợi thép ngang ở trong chiều dài mối nối chồng phải được xác định như là đối với sợi thép có gờ phù hợp với các quy định của Điều 11.5.3.1.

11.6.2 Mối nối tấm lưới sợi thép trơn hàn chịu kéo

Khi diện tích cốt thép được bố trí là nhỏ hơn hai lần diện tích yêu cầu tại vị trí mối nối, chiều dài mối chồng được đo giữa các sợi thép ngang ngoài cùng của mỗi tấm lưới phải không được nhỏ hơn :

- Tổng của một khoảng cách của các sợi thép ngang cộng 50 mm, hoặc
- $1,5 \ell_d$, hoặc
- 150 mm

trong đó :

ℓ_d = chiều dài triển khai được quy định trong Điều 11.2 (mm)

Khi diện tích cốt thép bố trí ít nhất bằng hai lần diện tích cốt thép yêu cầu tại vị trí nối, chiều dài chồng lên nhau được đo giữa các sợi thép ngang ngoài cùng của mỗi tấm lưới phải không nhỏ hơn hoặc $1,5 \ell_d$ hoặc 50 mm.

12 ĐỘ BỀN

12.1 TỔNG QUÁT

Phải thiết kế bảo vệ cốt thép và thép dự ứng lực của kết cấu bê tông chống lại sự ăn mòn trong suốt tuổi thọ kết cấu.

Các yêu cầu đặc biệt cần thiết để tạo độ bền phải được chỉ rõ trong các hồ sơ thiết kế. Các phần của kết cấu nếu có các yêu cầu sau phải được qui định rõ:

- Cốt thép phủ bọc epôxy hoặc được mạ
- Dùng phụ gia đặc biệt trong bê tông.
- Dự kiến bê tông bị phơi nhiễm trong nước muối hoặc đất nước có sun-fát.
- Yêu cầu các phương pháp bảo dưỡng đặc biệt.

Các biện pháp bảo vệ vì mục tiêu độ bền phải thoả mãn các yêu cầu theo quy định trong Điều 5.2.1 Phần 2 bộ tiêu chuẩn này.

12.2 CỐT LIỆU CÓ PHẦN ỨNG KIỀM SILIC

Phải áp dụng các qui định của Điều 8.3.4 của Tiêu chuẩn kỹ thuật thi công cầu AASHTO LRFD

12.3 LỚP BÊ TÔNG BẢO VỆ

Lớp bê tông bảo vệ đối với thép dự ứng lực và cốt thép không có lớp phủ bảo vệ không được nhỏ hơn quy định trong Bảng 13 và được điều chỉnh theo tỷ lệ Nước/Bê tông, trừ khi có các quy định khác tại điều này hoặc trong Điều 12.4.

Lớp bê tông bảo vệ và sai số do đổ bê tông phải ghi trong hồ sơ thiết kế.

Lớp bê tông bảo vệ đối với tào cáp dự ứng lực kéo trước, neo và các mối nối cơ học đối với các thanh cốt thép hoặc các tào cáp dự ứng lực kéo sau phải giống như là với cốt thép.

Lớp bê tông bảo vệ đối với các ống bọc kim loại của các bó tào cáp kéo sau không được nhỏ hơn:

- Như quy định đối với cốt thép chủ
- 1/2 đường kính ống bọc, hoặc
- Như quy định trong Bảng 13.

Đối với các mặt cầu bê tông để phơi lộ trực tiếp xe chạy, do tác động vấu lốp xe và xích xe, phải dùng lớp phủ thêm để bù đắp tổn thất dự kiến về chiều dày do sự mài mòn như được quy định trong Điều 5.2.4 Phần 2 bộ tiêu chuẩn này.

Các hệ số điều chỉnh đối với tỷ lệ nước- xi măng, W/C, phải lấy như sau :

- Với $W/C \leq 0,40$ 0,8
- Với $W/C \geq 0,50$ 1,2

Lớp bê tông bảo vệ tối thiểu đối với các thanh chính, kể cả các thanh được bảo vệ bằng bọc êpôxy, không nhỏ hơn 25 mm.

Lớp bê tông bảo vệ đối với các cốt giằng các cốt đai có thể mỏng hơn 12mm so với trị số quy định trong Bảng 13 đối với các thanh chủ, nhưng không được nhỏ hơn 25 mm.

Bảng 13 - Lớp bê tông bảo vệ đối với cốt thép chủ không lớp phủ bảo vệ (mm)

Trạng thái	Lớp bê tông bảo vệ (mm)
Phơi lộ trực tiếp trong nước muối	100
Đúc áp vào đất	75
Vùng bờ biển	75
Bề mặt cầu chịu vầu lốp xe hoặc xích mài mòn	60
Bề mặt phơi lộ ngoài, khác các điều trên	50
Phơi lộ bên trong, khác các điều trên	
• Với thanh tới đường kính 36 mm	40
• Thanh đường kính 43 mm 57 mm	50
Đáy bản đúc tại chỗ	
• thanh tới đường kính 36 mm	25
• các thanh đường kính 43 mm 57 mm	50
Đáy panen ván khuôn đúc sẵn	20
Cọc bê tông cốt thép đúc sẵn	
• Môi trường không ăn mòn	50
Môi trường ăn mòn	75
Cọc dự ứng lực đúc sẵn	50
Cọc đúc tại chỗ	
• Môi trường không ăn mòn	50
• Môi trường ăn mòn	
- Phổ biến	75
- Được bảo vệ	75
• Giếng đứng	50
Đổ bê tông trong lỗ khoan bằng ống đổ bê tông trong nước hoặc thi công trong vữa sét	75
Cống hộp bê tông đúc sẵn	
• Xe chạy trực tiếp trên bản nắp hộp	60
• Đất đắp trên đỉnh cống hộp nhỏ hơn 600 mm	50
• Các bộ phận khác	25

12.4 LỚP PHỦ BẢO VỆ CỐT THÉP

Bảo vệ chống Clorua ăn mòn cốt thép có thể dùng biện pháp phủ bọc êpôxy hoặc mạ cốt thép, ống bọc kéo sau và phần kim khí của neo, bọc êpôxy cho tảo cáp dự ứng lực. Lớp bê tông bảo vệ đối với thép được bọc êpôxy có thể lấy theo trị số ở Bảng 13 theo trường hợp mặt phơi lộ bên trong.

12.5 BẢO VỆ CÁC BÓ TẠO CÁP DỰ ỨNG LỰC

Ống bọc cho các bó cáp kéo sau đặt bên trong, được thiết kế theo sức kháng dính bám, phải được phun vữa sau khi tạo ứng suất trước. Các bó tạo cáp khác phải được thường xuyên bảo vệ chống ăn mòn và các chi tiết bảo vệ phải được qui định trong hồ sơ thiết kế.

13 CÁC CẤU KIỆN ĐẶC BIỆT

13.1 BÀN MẶT CẦU

Các yêu cầu đối với bàn mặt cầu, ngoài việc phải theo các quy định trong tiêu chuẩn này, còn phải theo quy định trong Phần 9 bộ tiêu chuẩn này.

13.2 VÁCH NGĂN, DẦM CAO, DẦM HẰNG NGẮN, DẦM CHÌA VÀ GỜ DẦM KHÁC

13.2.1 Tổng quát

Các kết cấu vách ngăn, dầm hẫng ngắn, dầm chìa, gờ dầm khác và các dầm bụng cao khác chủ yếu chịu cắt và xoắn và chiều cao là tương đối lớn so với nhịp của chúng phải thiết kế theo quy định của Điều này.

Các dầm cao phải được phân tích và thiết kế theo mô hình chống-và-giằng được quy định trong Điều 6.3. hoặc theo mô hình lý thuyết được chấp nhận.

13.2.2 Vách ngăn

Trừ khi có quy định khác, các vách ngăn phải được bố trí tại vị trí trên các móng cầu, trụ và các mối nối chốt để chịu các lực bên và truyền các tải trọng tới các điểm gối đỡ.

Các vách ngăn trung gian có thể được bố trí giữa các dầm trong hệ dầm cong hoặc ở nơi cần thiết để tạo sức kháng xoắn và để đỡ mặt cầu tại các điểm thay đổi kích thước hình học hoặc tại các điểm giao tạo góc trong dầm.

Đối với các dầm mặt cắt ngang nhiều hộp cong, có bán kính phía trong nhỏ hơn 240 000 mm phải bố trí cấu tạo các vách ngăn trung gian.

13.2.3 Các yêu cầu chi tiết đối với dầm cao

Sức kháng kéo tính toán, N_R tính theo đơn vị N, của một cặp thanh cốt thép ngang phải thỏa mãn:

$$N_R = \phi f_y A_s \geq 0,83 b_v s \quad (193)$$

trong đó :

- b_v = bề rộng bụng dầm (mm)
- f_y = cường độ chảy của cốt thép (MPa)
- A_s = diện tích cốt thép trong khoảng cách s (mm²)
- ϕ = hệ số sức kháng được quy định trong Điều 5.4.2.
- s = khoảng cách cốt thép (mm)

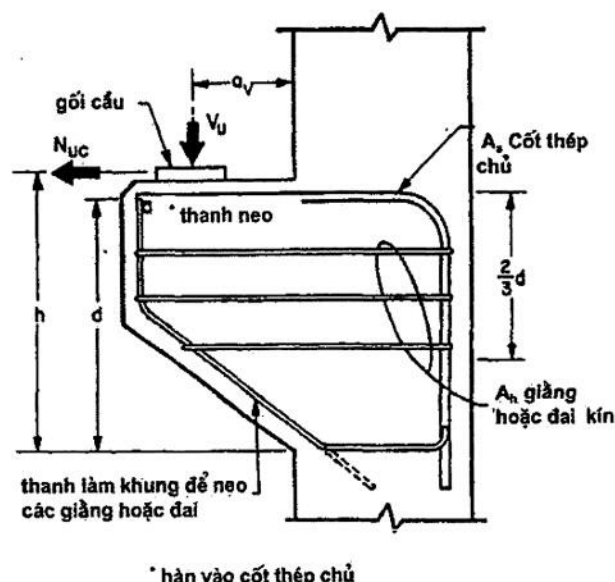
Khoảng cách cốt thép ngang, s, phải không vượt quá hoặc d/4 hoặc 300 mm.

Các thanh cốt thép dọc có dính bám sẽ được bố trí phân bố về mỗi mặt của bụng dầm theo từng cặp. Cường độ kháng kéo của cặp cốt thép dính bám không được nhỏ hơn trị số tính theo Phương trình 193. Khoảng cách thẳng đứng giữa mỗi cặp cốt thép, s, phải không vượt quá hoặc d/3 hoặc 300 mm. Đối với các bụng dầm có bề rộng nhỏ hơn 250 mm, có thể được đặt một thanh cốt thép đơn lẻ đủ đảm bảo sức kháng kéo yêu cầu để thay thế cho một cặp các thanh cốt thép dọc.

13.2.4 Dầm hẫng ngắn và dầm chia

13.2.4.1 Tổng quát

Các bộ phận được coi như là dầm hẫng ngắn, hoặc dầm chia khi a_v nhỏ hơn d , như đã chỉ ra trong Hình 12 dưới đây. Nếu a_v lớn hơn d , bộ phận đó phải được thiết kế như một dầm hẫng.



Hình 12 - Mô tả ký hiệu

Mặt cắt tại mặt gối được thiết kế để chịu đồng thời lực cắt tính toán V_u , mô men tính toán

$$M_u = V_u a_v + N_{uc} (h - d) \quad (194)$$

và một lực kéo nằm ngang tính toán xảy ra đồng thời N_{uc} . Trừ khi thực hiện các biện pháp đặc biệt để ngăn ngừa lực kéo N_{uc} không phát triển, N_{uc} phải lấy không nhỏ hơn $0,2V_u$. N_{uc} phải được nhìn nhận như là một hoạt tải, ngay cả khi nó phát sinh do từ biến, co ngót và thay đổi nhiệt độ gây ra.

Tỷ số thép A_s/bd tại mặt gối không được nhỏ hơn $0,04 f'_c / f_y$ với d được đo từ mặt gối.

Diện tích tổng cộng A_h của các cốt đai kín hoặc các giằng phải không nhỏ hơn 50% diện tích A_s của cốt thép chịu kéo chủ. Các đai hoặc giằng phải phân bố đều trong đoạn $2/3$ chiều cao có hiệu lực với cốt thép chủ.

Tại mặt trước của dầm hẫng ngắn hoặc dầm chia, cốt thép chủ chịu kéo phải được neo để làm việc phát triển ứng suất tới cường độ chảy được quy định, f_y .

Diện tích gối đỡ trên dầm ngắn hoặc dầm chia phải không nhô ra ngoài đoạn thẳng của các thanh kéo chủ hoặc xa ra ngoài mặt bên trong của bất kỳ thanh neo ngang nào.

Chiều cao tại mép ngoài của diện tích gối đỡ không được nhỏ hơn nửa chiều cao tại mặt gối.

13.2.4.2 Phương pháp thiết kế theo mô hình chống-và-giằng

Mặt cắt tại mặt gối các dầm hẫng ngắn và dầm chìa có thể thiết kế theo phương pháp tính mô hình chống-và-giằng được quy định trong Điều 6.3, hoặc theo các quy định của Điều 13.2.4.1, trừ khi:

- Thiết kế cốt thép truyền lực cắt mặt tiếp xúc (cắt - ma sát), A_{vf} , để chịu lực cắt tính toán V_u , phải theo quy định ở Điều 8.4. ngoại trừ:
 - Với bê tông thường, lực kháng cắt danh định V_n , phải thỏa mãn điều kiện:

$$V_n = 0,2 f'_c b_w d_e \text{ và} \quad (195)$$

$$V_n = 5,5 b_w d_e \quad (196)$$

- Với loại bê tông "nhẹ toàn phần" hoặc "bê tông nhẹ-cát thường", sức kháng cắt danh định, V_n tính theo đơn vị N, phải thỏa mãn điều kiện:

$$V_n = (0,2 - 0,07 a_v/d) f'_c b_w d_e \text{ và} \quad (197)$$

$$V_n = (5,5 - 1,9 a_v/d_e) b_w d \quad (198)$$

- Cốt thép A_s để chịu ứng lực tính toán phải được xác định như đối với các bộ phận thông thường chịu uốn và tải trọng hướng trục.
- Diện tích cốt thép kéo chủ, A_s , phải thỏa mãn điều kiện:

$$A_s \geq \frac{2A_{vf}}{3} + A_n, \text{ và} \quad (199)$$

- Và diện tích các cốt đai hoặc giằng kín đặt bên trong khoảng cách bằng với $2 d_e/3$ từ cốt thép chủ phải thỏa mãn điều kiện:

$$A_n \geq 0,5 (A_s - A_n) \quad (200)$$

với

$$A_n \geq N_{uc} / \phi f_y \quad (201)$$

trong đó :

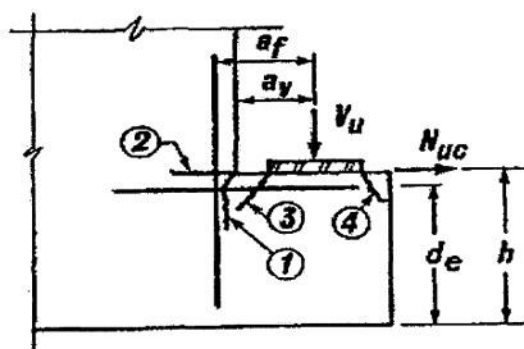
- b_w = bề rộng sườn dầm (mm)
- d_e = chiều cao trọng tâm thép (mm)
- A_{vf} = diện tích thép chịu ma sát cắt (mm^2).

13.2.5 Đầu dầm cắt khác

13.2.5.1 Tổng quát

Đầu dầm khác như được minh hoạ trong Hình 13, phải chịu các lực:

- Các lực uốn, cắt và nằm ngang tại vị trí của đường nứt 1.
- Các lực kéo dưới bề kê gối tại vị trí đường nứt 2
- Lực cắt xuyên tại các điểm chịu tải trọng ở vị trí đường nứt 3 và
- Lực ép mặt tại vị trí đường nứt 4.

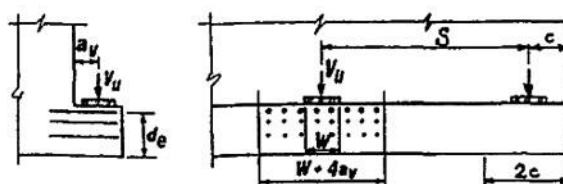


Hình 13- Ký hiệu và các vị trí có khả năng bị nứt đối với đầu dầm cắt khác

Đầu dầm khác có thể thiết kế theo mô hình chống và giằng hoặc theo qui định của các Điều 13.2.5.2 tới 13.2.5.5. Các thanh thép hiện trong Hình từ 14 tới 18 phải được bố trí thích hợp theo qui định của Điều 11.1.1.

13.2.5.2 Thiết kế chịu lực cắt

Việc thiết kế các đầu dầm khác chịu cắt phải theo đúng các yêu cầu đối với cắt qua mặt tiếp xúc như được quy định trong Điều 8.4. Sức kháng cắt danh định mặt tiếp xúc phải xác định theo các Phương trình 195 đến 198 trong đó chiều rộng của mặt bê tông, b_w , được giả định tham gia vào lực kháng cắt phải không vượt quá S , hoặc $(W + 4a_y)$, hoặc $2c$, như được minh hoạ trong Hình 14.

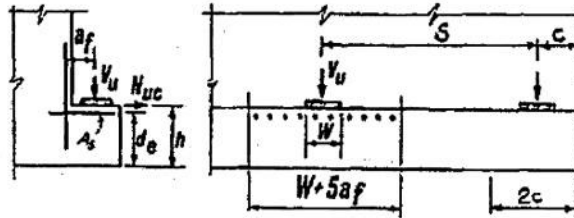


Hình 14-Thiết kế đầu dầm cắt khác chịu lực cắt

13.2.5.3 Thiết kế chịu lực ngang và chịu uốn

Diện tích toàn bộ cốt thép chịu kéo chủ, A_s , phải thỏa mãn qui định của Điều 13.2.4.2.

Cốt thép chịu kéo chủ được bố trí dài đều trong phạm vi vùng $(W+5af)$ hoặc $2c$ như minh họa trên Hình 15, các vùng này không chồng lấn nhau.



Hình 15- Thiết kế đầu dầm cắt khắc chịu lực uốn và lực nằm ngang

13.2.5.4 Thiết kế chống lực cắt xuyên

Các hình lăng trụ cụt, được giả định như là các bề mặt phá hoại cắt xuyên, như minh họa trong Hình 16, phải không chồng lên nhau.

Lực kháng cắt xuyên danh định, V_n , tính bằng đơn vị N, phải được tính như sau:

- Tại các bộ kê gối phía trong, hoặc bộ kê gối bên ngoài có khoảng cách đầu mút c lớn hơn $S/2$:

$$V_n = 0,328 \sqrt{f'_c} (W + 2L + 2d_e)d_e \quad (202)$$

- Tại các bộ kê gối phía ngoài có khoảng cách c nhỏ hơn $S/2$ và $c - 0,5W$ nhỏ hơn d_e :

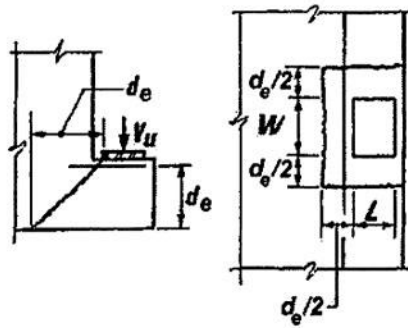
$$V_n = 0,328 \sqrt{f'_c} (W + L + d_e)d_e \quad (203)$$

- Tại các bộ kê gối bên ngoài có khoảng cách đầu mút c nhỏ hơn $S/2$, nhưng $c - 0,5W$ lớn hơn d_e :

$$V_n = 0,328 \sqrt{f'_c} (0,5W + L + d_e + C)d_e \quad (204)$$

trong đó:

- f'_c = cường độ quy định của bê tông ở tuổi 28 ngày (MPa)
- W = bề rộng tấm gối hoặc đệm gối như minh họa trong Hình 16 (mm)
- L = chiều dài đệm gối như được minh họa trong Hình 16 (mm)
- d_e = chiều sâu có hiệu từ thớ chịu nén ngoài cùng tới trọng tâm lực kéo (mm)



Hình 16 - Thiết kế đầu dầm khác chịu lực cắt xuyên

13.2.5.5 Thiết kế cốt thép treo

Cốt thép treo được quy định ở đây phải bố trí thêm vào vùng ít yêu cầu cốt thép chịu cắt hơn ở cả hai bên của phần lực dầm đang được đỡ.

Bố trí cốt thép treo, A_{tr} , ở các đầu dầm khác đơn phải theo như mô tả trên Hình 17.

Theo ký hiệu trên Hình 17, sức kháng cắt danh định, V_n , tính bằng N, của các đầu dầm khác đơn phải lấy như sau :

- Đối với trạng thái giới hạn sử dụng:

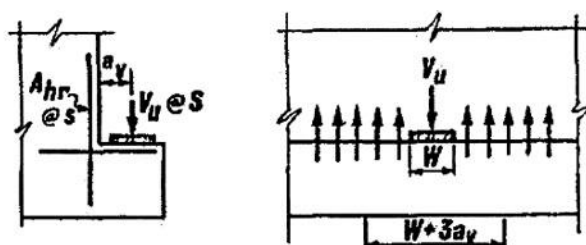
$$V_n = \frac{A_{tr}(0,5f_y)}{s}(w + 3a_v) \quad (205)$$

- Đối với trạng thái giới hạn cường độ :

$$V_n = \frac{A_{tr}f_y}{s}.S \quad (206)$$

trong đó :

- A_{tr} = diện tích một chân của cốt thép treo như được minh họa trong Hình 17 (mm²)
- S = khoảng cách đặt gối (mm)
- s = khoảng cách các cốt treo (mm)
- f_y = cường độ chảy của cốt thép (MPa)
- a_v = khoảng cách từ mặt tường tới tải trọng như được minh họa trong Hình 17 (mm)



Hình 17 - Cốt thép treo đầu dầm cắt khác đơn

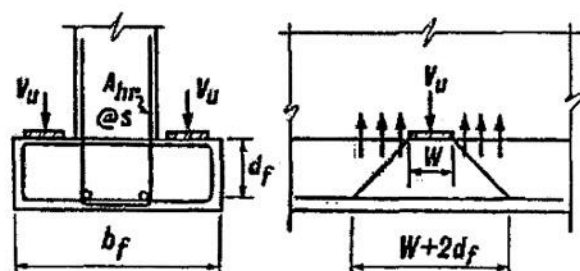
Theo ký hiệu trong Hình 18, sức kháng cắt danh định của các gờ dầm khác T ngược phải là số nhỏ hơn của các số được xác định theo Phương trình 206 và Phương trình 207

$$V_n = (0,165 \sqrt{f'_c} b_f d_f) + \frac{A_{hr} f_y}{s} (W + 2d_f) \quad (207)$$

trong đó :

d_f = khoảng cách từ đỉnh gờ khác tới cốt thép chịu nén như được minh họa trong Hình 18 (mm)

Khoảng cách tới mép giữa bề kê gối phía ngoài với đầu dầm T ngược không được nhỏ hơn d_f .



Hình 18- Cốt thép treo dầm T ngược

Các dầm T ngược phải thỏa mãn các quy định về mô men xoắn như Quy định trong các Điều 8.3.6 và 8.2.1.

13.2.5.6 Thiết kế gối đỡ

Phải áp dụng các quy định của Điều 7.5 để thiết kế các mặt đỡ gối của dầm khác.

13.3 ĐẾ MÓNG

13.3.1 Tổng quát

Phải áp dụng quy định này để thiết kế các đế móng đơn, các đế móng tổ hợp và các móng bè.

Với các đế móng đặt nghiêng hoặc có bậc, góc nghiêng hoặc chiều cao và vị trí của các bậc phải được bố trí sao cho thỏa mãn các yêu cầu thiết kế tại mọi mặt cắt.

Các cột hoặc các trụ bằng bê tông có hình dạng tròn hoặc đa giác đều có thể được xử lý theo các cấu kiện vuông có cùng diện tích với các mặt cắt nguy hiểm về mô-men, lực cắt và triển khai cốt thép trong các đế móng.

13.3.2 Tải trọng và phân lực

Sức kháng của vật liệu cọc dùng cho móng phải được lấy theo quy định trong Phần 10 bộ tiêu chuẩn này.

Khi một đế móng đỡ một cột, trụ hoặc tường, đế móng phải được giả định làm việc như một dầm hẫng. Khi đế móng đỡ nhiều hơn một cột, trụ hoặc tường, đế móng phải được thiết kế theo các điều kiện thực tế về tính liên tục và tình trạng bị kiểm chế.

Trừ khi có quy định về sử dụng thiết bị đặc biệt nhằm đảm bảo cho việc đóng cọc được chính xác, khi thiết kế đế móng phải giả định là các cọc đóng riêng lẻ có thể lệch ra khỏi vị trí thiết kế trong đế móng 150 mm hoặc 1/4 đường kính cọc, và tâm của nhóm cọc có thể lệch khỏi vị trí thiết kế là 75 mm. Với các cọc trụ khung, có thể yêu cầu sai số vị trí cọc là 50 mm, trong trường hợp này khi thiết kế trị số đó nên được xét tới trong tính toán.

13.3.3 Hệ số sức kháng

Để xác định kích thước đế móng và số lượng cọc, các hệ số sức kháng, ϕ , đối với sức kháng ép của đất và đối với sức kháng của cọc theo điều kiện của đất nền phải lấy theo quy định ở Phần 10 bộ tiêu chuẩn này.

13.3.4 Mô men trong đế móng

Mặt cắt chịu uốn nguy hiểm của đế móng phải lấy tại vị trí mặt cột, trụ hoặc tường. Trong trường hợp các cột không phải là hình chữ nhật, mặt cắt nguy hiểm phải lấy tại vị trí cạnh hình chữ nhật đồng tâm có diện tích tương đương. Với các đế móng nằm dưới các tường nề, mặt cắt nguy hiểm phải lấy tại vị trí giữa đoạn từ điểm giữa tường tới mép tường. Với các đế móng nằm dưới các đế cột kim loại, mặt cắt nguy hiểm phải lấy ở điểm giữa đoạn từ mặt cột tới mép của đế kim loại.

13.3.5 Phân bố cốt thép chịu mômen

Trong các đế móng vuông một chiều hoặc hai chiều, cốt thép phải được phân bố đồng đều trên toàn bộ bề rộng đế móng.

Các hướng dẫn sau đây áp dụng cho việc phân bố cốt thép trong các đế móng chữ nhật 2 chiều.

- Trong phương của cạnh dài, cốt thép phải phân bố đồng đều trên toàn bộ chiều rộng đế móng
- Trong phương của cạnh ngắn, một phần trong toàn bộ cốt thép cho bởi Phương trình 208, phải phân bố đồng đều trên một dải chiều rộng bằng với chiều dài của cạnh ngắn và có tâm nằm trên đường tâm của cột hoặc trụ. Phần còn lại của cốt thép cần thiết trong phương ngắn phải phân bố đồng đều phía ngoài bề rộng dải ở giữa đế móng. Diện tích cốt thép bên trong chiều rộng dải phải tính theo Phương trình 208.

$$A_{s-BW} = A_{s-SD} \left(\frac{2}{\beta + 1} \right) \quad (208)$$

trong đó :

β = tỷ số của cạnh dài so với cạnh ngắn của đế móng

A_{s-BW} = diện tích cốt thép trong chiều rộng dài (mm²).

A_{s-SD} = tổng diện tích cốt thép trong phương ngắn (mm²)

13.3.6 Lực cắt trong bản và đế móng

13.3.6.1 Các mặt cắt nguy hiểm về lực cắt

Khi xác định sức kháng cắt của các bản và các đế móng ở vùng lân cận vị trí các tải trọng tập trung hoặc các phản lực, phải lấy điều kiện nguy hiểm nhất trong số những điều kiện nêu dưới đây làm điều kiện khống chế:

- Kết cấu bản làm việc một hướng: Có mặt cắt nguy hiểm là mặt phẳng cắt qua toàn bộ bề rộng của đế móng hoặc bản tại vị trí có khoảng cách được lấy theo quy định trong Điều 8.3.2.
- Kết cấu bản làm việc hai hướng: Có mặt cắt nguy hiểm thẳng góc với mặt phẳng bản và đặt ở vị trí sao cho chu vi của nó, b_o , là nhỏ nhất, nhưng không gần hơn 0,5d_v so với chu vi của tải trọng tập trung hay diện tích chịu phản lực. Trong đó d_v là chiều cao chịu cắt có hiệu.
- Khi bề dày bản thay đổi, các mặt cắt nguy hiểm đặt ở khoảng cách không gần hơn 0,5d_v tính từ nơi có sự thay đổi nào đó về chiều dày bản và ở vị trí sao cho chu vi b_o là nhỏ nhất.

Nếu có một phần của cọc nằm trong mặt cắt nguy hiểm thì phải xét tải trọng cọc là phân bố đều trên toàn chiều rộng hay đường kính của cọc, đồng thời phải đưa phần tải trọng nằm ngoài mặt cắt nguy hiểm vào trong tính toán lực cắt đối với mặt cắt nguy hiểm.

13.3.6.2 Sức kháng cắt theo mô hình làm việc một hướng

Sức kháng cắt của đế móng theo mô hình làm việc một hướng phải thỏa mãn các yêu cầu quy định trong Điều 8.3, không kể đối với các cống dưới nền đắp 600 mm hoặc lớn hơn phải theo quy định của Điều 14.5.3.

13.3.6.3 Sức kháng cắt theo mô hình làm việc hai hướng

Theo mô hình làm việc hai hướng, sức kháng cắt danh định của bê tông, V_n , tính bằng đơn vị N, đối với các mặt cắt không có cốt thép ngang phải tính như sau:

$$V_n = \left(0,17 + \frac{0,33}{\beta_c} \right) \sqrt{f'_c} b_o d_v \leq 0,33 \sqrt{f'_c} b_o d_v \quad (209)$$

trong đó :

β_c = tỷ số cạnh dài trên cạnh ngắn của hình chữ nhật mà qua đó tải trọng tập trung hoặc phản lực được truyền tới.

b_o = chu vi của mặt cắt nguy hiểm (mm)

d_v = chiều cao chịu cắt có hiệu (mm)

Khi $V_u > \phi V_n$, phải bố trí cốt thép chịu cắt với góc $\theta = 45^\circ$ theo qui định của Điều 8.3.3.

Sức kháng cắt danh định của các mặt cắt có cốt thép ngang, theo mô hình làm việc hai hướng, tính bằng đơn vị N, phải tính bằng:

$$V_n = V_c + V_s \leq 0,504 \sqrt{f'_c} b_o d_v \quad (210)$$

trong đó :

$$V_c = 0,166 \sqrt{f'_c} b_o d_v, \text{ và} \quad (211)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v}{s} \quad (212)$$

13.3.7 Triển khai cốt thép

Phải áp dụng quy định của Điều 11 cho việc khai triển cốt thép trong các bản và các đế móng. Các mặt cắt không chế để xác định chiều dài triển khai cốt thép phải được giả định tại cùng các vị trí như đã quy định trong Điều 13.3.4 và tại tất cả các mặt phẳng thẳng đứng khác mà có sự thay đổi về mặt cắt hoặc cốt thép.

13.3.8 Truyền lực tại chân cột

Tất cả các lực và mô men tác dụng ở đáy cột hoặc trụ phải được truyền tới mặt trên của đế móng bằng cách ép lên bê tông và truyền qua cốt thép. Áp lực lên bê tông tại bề mặt tiếp xúc giữa cấu kiện đỡ và cấu kiện được đỡ không được vượt quá sức kháng ép mặt của bê tông đối với mỗi bề mặt theo quy định trong Điều 7.5.

Kiểm soát các lực ngang truyền từ thân trụ tới đế móng theo các quy định truyền lực cắt qua mặt tiếp xúc trong Điều 8.4, cơ bản theo các tiểu mục thích hợp qui định trong Điều 8.4.3.

Cốt thép phải được bố trí qua mặt tiếp xúc giữa cấu kiện đỡ và cấu kiện được đỡ, hoặc bằng cách kéo dài cốt thép dọc chủ của cột hoặc tường vào trong đế móng, hoặc dùng các chốt hoặc các bu lông neo.

Khi bố trí cốt thép xuyên qua mặt tiếp xúc giữa thân trụ và đế móng, phải thỏa mãn các yêu cầu sau:

- Cốt thép phải chịu được toàn bộ phần lực vượt quá sức kháng ép mặt của bê tông trong thân trụ hoặc đế móng;
- Nếu các tổ hợp tải trọng dẫn tới lực nhỏ, toàn bộ lực kéo phải do cốt thép chịu, và

- Diện tích cốt thép không được nhỏ hơn 0,5% tổng diện tích của thân trụ, và số lượng các thanh không được ít hơn 4.

Đường kính của các thanh cốt, nếu có bố trí, không được lớn hơn đường kính cốt thép dọc là 3,8 mm.

Tại các đế móng, chỉ khi nén, cốt thép dọc chủ của cột đường kính 43 mm và đường kính 57 mm có thể được nối chồng với các thanh cốt để móng để tạo ra diện tích thép cần có. Đường kính các thanh cốt không được lớn hơn 36 mm và phải kéo dài vào trong cột một đoạn không nhỏ hơn chiều dài khai triển của các thanh đường kính 43 mm và 57 mm hoặc chiều dài nối của các thanh cốt, và đi vào trong đế móng một đoạn không nhỏ hơn chiều dài khai triển của các thanh cốt.

13.4 CỌC BÊ TÔNG

13.4.1 Tổng quát

Toàn bộ các tải trọng do đế móng phải chịu và trọng lượng bản thân của đế móng được coi là truyền cho các cọc chịu. Các cọc được hạ bằng phương pháp đóng phải được thiết kế để chịu được các lực đóng và vận chuyển. Cọc đúc sẵn nên được thiết kế với lực không nhỏ hơn 1,5 lần trọng lượng bản thân cọc khi vận chuyển và lắp dựng.

Bất kỳ đoạn cọc nào khi tựa ngang đủ để chống lại sự oằn không thể xảy ra tại mọi lúc, phải được thiết kế như là cột.

Các điểm hoặc các vùng ngàm chống lại các tải trọng ngang và mô-men phải được xác định có xét đến sự làm việc tương tác với đất tùy theo các tính chất của đất như được quy định trong Điều 7.3.13.4 Phần 10 bộ tiêu chuẩn này.

Các cọc bê tông phải được chôn sâu vào trong đế móng hoặc các bộ cọc theo quy định trong Điều 7.1.1 Phần 10 bộ tiêu chuẩn này. Cốt thép neo phải là cốt thép dọc của cọc kéo dài hoặc dùng thanh cốt thép. Các lực nhổ hoặc các ứng suất do uốn gây ra phải do cốt thép chịu. Tỷ lệ cốt thép để neo không được nhỏ hơn 0,005 và số thanh neo không được nhỏ hơn 4. Cốt thép phải được triển khai kéo dài đủ để chịu một lực bằng $1,25f_y A_s$.

Ngoài các quy định trong các Điều từ 13.4.1 tới 13.4.5, các cọc sử dụng trong các vùng có động đất còn phải theo các quy định trong Điều 13.4.6

13.4.2 Các mối nối

Các mối nối của các cọc bê tông phải đủ truyền sức kháng dọc trục, uốn, cắt và xoắn của cọc. Các chi tiết mối nối cọc phải được thể hiện trong hồ sơ thiết kế.

13.4.3 Cọc bê tông đúc sẵn

13.4.3.1 Kích thước cọc

Các cọc bê tông đúc sẵn có thể có dạng mặt cắt đều hoặc mặt cắt thay đổi tạo dáng thon. Các cọc dạng thon không được dùng để làm giá đỡ thi công, trừ khi là đoạn đó nằm dưới đất hoặc ở bất kỳ vị trí nào mà các cọc làm việc như là các cột.

Khi các cọc bê tông không tiếp xúc với nước chứa muối, các cọc phải có diện tích mặt cắt ngang đo ở phía trên đoạn thon không nhỏ hơn 90 000 mm². Các cọc bê tông sử dụng trong nước chứa muối phải có diện tích mặt cắt ngang không nhỏ hơn 142 000 mm². Các góc của mặt cắt hình chữ nhật phải được vát góc.

Đường kính của các cọc dạng thon được đo tại điểm cách mũi cọc lên phía trên 600 mm không được nhỏ hơn 200 mm cho tất cả các loại mặt cắt ngang, ở đây đường kính được định nghĩa là kích thước nhỏ nhất qua tim mặt cắt ngang.

13.4.3.2 Cốt thép

Cốt thép dọc phải có không ít hơn 4 thanh đặt theo các khoảng cách đều xung quanh chu vi cọc. Diện tích cốt thép không được nhỏ hơn 1,5% diện tích mặt cắt nguyên bê tông đo bên trên điểm thon.

Toàn bộ chiều dài của cốt thép dọc phải được bao bằng cốt thép xoắn hoặc đai tương đương. Cốt thép xoắn phải được bố trí theo như quy định trong Điều 13.4.4.3.

13.4.4 Cọc bê tông dự ứng lực đúc sẵn

13.4.4.1 Kích thước cọc

Các cọc bê tông dự ứng lực đúc sẵn có thể là hình bát giác, vuông hoặc tròn và phải tuân thủ theo các kích thước tối thiểu như quy định trong Điều 13.4.3.1.

Các cọc bê tông dự ứng lực có thể là đặc hoặc rỗng. Đối với các cọc rỗng, phải thực hiện các biện pháp phòng ngừa, như tạo lỗ bên thành để thoát hơi, ngăn ngừa cọc bị vỡ do áp lực nước bên trong khi đóng cọc, hoặc áp lực hơi ga do sự phân huỷ các vật liệu trong lỗ rỗng.

Chiều dày vách cọc tròn rỗng không được nhỏ hơn 125 mm

13.4.4.2 Chất lượng bê tông

Cường độ chịu nén của cọc khi đóng không được nhỏ hơn 35 MPa. Cọc cho kết cấu trong vùng môi trường biển phải dùng loại bê tông thích hợp trong vùng môi trường biển.

13.4.4.3 Cốt thép

Trừ khi có quy định khác, các tào cáp dự ứng lực nên được đặt và tạo ứng suất sao cho ứng suất nén đồng đều trên mặt cắt ngang cọc, và sau tổn thất ứng suất nén không được nhỏ hơn 5 MPa.

Chiều dài toàn bộ của các tảo cáp dự ứng lực phải được bao bởi cốt thép xoắn như sau :

Với các cọc có đường kính không lớn hơn 600 mm :

- Sợi xoắn đường kính không nhỏ hơn 5,6 mm,
- Cốt xoắn tại các đầu cọc có bước xoắn 75mm với xấp xỉ 16 vòng,
- Đoạn đầu cọc 150mm có 5 vòng thêm với bước cốt xoắn 25mm, và
- Đối với các đoạn còn lại của cọc, các tảo được bao bởi cốt thép xoắn có bước xoắn không lớn hơn 150 mm.

Với các cọc có đường kính lớn hơn 600 mm :

- Sợi xoắn đường kính không nhỏ hơn 5,7 mm,
- Cốt thép xoắn tại đầu các cọc có bước xoắn 50 mm với xấp xỉ 16 vòng,
- Đoạn đầu cọc 150 mm có thêm 4 vòng thép xoắn với bước 38 mm, và
- Đối với phần cọc còn lại, các tảo cáp được bao bởi cốt thép xoắn có bước xoắn không lớn hơn 100 mm.

13.4.5 Cọc đúc tại chỗ

Các cọc đúc trong lỗ khoan có thể được sử dụng khi các điều kiện về đất cho phép.

Các vỏ thép dùng cho các cọc đúc tại chỗ phải có đủ độ dày và cường độ để duy trì hình dạng cọc và không xuất hiện các cong vênh nghiêm trọng khi đóng hoặc sau khi vỏ thép của cọc kề bên được đóng xong hoặc lõi đóng, nếu có, được kéo lên.

13.4.5.1 Các kích thước cọc

Các cọc bê tông đúc tại chỗ có thể có mặt cắt đều đặn hoặc có thể có mặt cắt thay đổi tạo dạng thon trên một đoạn bất kỳ nếu đúc trong các vỏ ống thép hoặc có mở rộng ở chân nếu đúc trong các lỗ hoặc giếng khoan.

Diện tích chân cọc nhỏ nhất phải là 64 500 mm². Diện tích mặt cắt ngang ở mũi cọc ít nhất phải là 32300 mm². Với các đoạn kéo dài phía trên chân cọc, kích thước nhỏ nhất phải lấy theo quy định đối với cọc đúc sẵn trong Điều 13.4.3.

13.4.5.2 Cốt thép

Diện tích cốt thép dọc không được nhỏ hơn 0,8% của diện tích mặt cắt ngang nguyên của cọc, A_g , với cốt thép xoắn đường kính không nhỏ hơn 5,6 mm, và bước xoắn 150 mm. Cốt thép phải được kéo dài thêm 3000 mm xuống phía dưới mặt phẳng mà tại đó đất tạo ra độ ngàm đầy đủ.

Vỏ ống thép có chiều dày lớn hơn 3 mm, có thể được xem như là một phần của cốt thép. Trong các môi trường xâm thực, khi xác định sức kháng, chiều dày của vỏ ống phải được giảm ít nhất là 1,5 mm.

Đối với cọc bê tông đúc tại chỗ, cự ly tính giữa các thanh cốt thép song song theo chiều dọc và cốt thép song song theo chiều ngang không quá 5 lần giá trị kích thước trung bình của cốt liệu lớn nhất hoặc 125 mm, ngoại trừ qui định trong Điều 13.4.6 cho các yêu cầu về kháng chấn.

13.4.6 Các yêu cầu về động đất

13.4.6.1 Vùng động đất 1

Với vùng 1 không cần thiết xem xét các quy định thiết kế đặc biệt

13.4.6.2 Vùng động đất 2

13.4.6.2.1 Tổng quát

Các cọc dùng trong các kết cấu tại vùng động đất 2 có thể dùng để chịu cả hai loại tải trọng dọc trục và tải trọng ngang. Chiều sâu tối thiểu về độ chôn sâu và sức kháng dọc trục và ngang của cọc yêu cầu đối với các tải trọng động đất phải được xác định theo các tiêu chuẩn thiết kế được thiết lập theo các khảo sát điều tra địa chất riêng và địa kỹ thuật tại vị trí công trình.

Các cọc bê tông phải được neo vào bệ cọc hoặc mũ trụ cọc bằng cách chôn sâu cốt thép hoặc bằng các neo để chịu lực nhỏ. Chiều dài chôn sâu phải không được nhỏ hơn chiều dài triển khai cần có của cốt thép quy định trong Điều 11.2.

Các cọc ống thép nhồi bê tông phải được neo với các neo kiểu chốt thép theo quy định trong Điều 13.4.1 với tỷ lệ thép nhỏ nhất là 0,01. Các chốt phải được chôn sâu theo yêu cầu của các cọc bê tông. Các cọc thép, kể cả các cọc ống không nhồi bê tông, phải bố trí các thiết bị neo để tăng các lực chống nhổ. Lực nhổ phải lấy không nhỏ hơn 10% của sức kháng nén dọc trục tính toán của cọc.

13.4.6.2.2 Cọc đúc tại chỗ

Đối với các cọc đúc tại chỗ, cốt thép dọc phải được bố trí ở đầu trên cọc trong một đoạn dài không nhỏ hơn hoặc là một phần ba chiều dài cọc hoặc 2400 mm, với tỷ lệ thép tối thiểu là 0,005 và bằng ít nhất là 4 thanh. Cốt thép xoắn hoặc đai tương đương phải dùng các thanh đường kính không nhỏ hơn 10 mm và đặt cách khoảng không quá 225 mm, ngoại trừ trong phạm vi chiều dài bên dưới cốt thép bệ cọc một đoạn không nhỏ hơn giá trị lớn hơn của 600mm hoặc 1,5 lần đường kính cọc, bước cốt đai không vượt quá 100 mm. Theo qui định Điều 10.11.3 và 10.11.4.

13.4.6.2.3 Cọc bê tông cốt thép thường đúc sẵn

Với các cọc có cốt thép thường đúc sẵn, cốt thép dọc không được nhỏ hơn 1% diện tích mặt cắt ngang, được bố trí bằng ít nhất 4 thanh. Cốt thép xoắn hoặc các cốt đai tương đương đường kính không được nhỏ hơn 10 mm, được bố trí theo các khoảng cách không vượt quá 225 mm và khoảng cách 75 mm bố trí trong vùng bố tăng cường có chiều dài không nhỏ hơn 600 mm hoặc 1,5 lần đường kính các cọc tính từ bên dưới cốt thép bệ cọc.

13.4.6.2.4 Cọc dự ứng lực đúc sẵn

Đối với các cọc dự ứng lực đúc sẵn, các cốt đai phải tuân thủ theo các yêu cầu của các cọc đúc sẵn, như được quy định trong Điều 13.4.6.2.3.

13.4.6.3 Vùng động đất 3

13.4.6.3.1 Tổng quát

Ngoài việc phải tuân thủ quy định đối với vùng 2, khi thiết kế các cọc trong vùng động đất 3 phải tuân thủ theo quy định của Điều này.

13.4.6.3.2 Chiều dài bó đai tăng cường

Đầu trên của mỗi cọc phải bố trí cốt thép và được bó đai tăng cường như là vùng có khả năng hình thành khớp dẻo, trừ khi tại đó có thể được đảm bảo là không có khả năng xảy ra bất kỳ độ võng ngang đáng kể nào của cọc. Vùng có thể phát sinh khớp dẻo phải kéo dài từ mặt dưới của bệ cọc đến một chiều dài không nhỏ hơn 2 lần đường kính cọc hoặc 600mm. Nếu khi phân tích cầu và hệ cọc thấy rằng có thể hình thành khớp dẻo ở cao độ thấp hơn, chiều dài bó tăng cường với cốt thép ngang quy định và bước cốt thép gần hơn phải kéo dài tới đó, theo như quy định ở Điều 13.4.6.2.

13.4.6.3.3 Tỷ lệ thể tích đối với vùng bó đai tăng cường

Tỷ lệ cốt đai trong chiều dài vùng bó đai tăng cường phải lấy theo các cột như quy định trong Điều 10.11.4.1.4.

13.4.6.3.4 Cọc đúc tại chỗ

Đối với các cọc đúc tại chỗ, thép dọc phải được bố trí trên suốt chiều dài cọc. Hai phần ba đầu trên của cọc, tỷ lệ thép dọc không được nhỏ hơn 0,75% và bố trí không ít hơn 4 thanh. Đối với các cọc có đường kính nhỏ hơn 610mm, cốt thép xoắn hoặc thép đai tương đương không nhỏ hơn thanh số.10 với điều kiện là bước không vượt quá 255mm, riêng trong phạm vi từ cốt thép dưới của bệ cọc đến chiều dài không nhỏ hơn 1200mm thì tỷ lệ thể tích và chi tiết mối nối phải theo qui định của Điều 10.11.4.1.4, 10.11.4.1.5 và 10.11.4.1.6.

13.4.6.3.5 Cọc đúc sẵn

Đối với các cọc đúc sẵn, các đai xoắn phải có đường kính không nhỏ hơn 10 mm ở các bước khoảng cách 225 mm, trừ đoạn đầu 1200 mm, ở đó bước khoảng cách phải là 75 mm và tỷ lệ theo thể tích và các chi tiết mối nối phải theo qui định của Điều 10.11.4.1.4.

14 QUY ĐỊNH ĐỐI VỚI CÁC LOẠI KẾT CẤU

14.1 PHIÊN DÀM BÀN BÊ TÔNG CỐT THÉP VÀ DÀM BÊ TÔNG CỐT THÉP

14.1.1 Tổng quát

Phải dùng các quy định tại Điều này để thiết kế các phiên dầm bê tông cốt thép đúc tại chỗ hoặc đúc sẵn (sau đó ghép thành mặt cắt ngang cầu dạng bản) và các loại dầm bê tông cốt thép khác có mặt cắt hình chữ nhật, I, T, T có bầu, T kép, hình hộp mở hoặc kín.

Các dầm đúc sẵn có thể chịu các tải trọng nhất thời khi có hoặc không có mặt cầu đặt chồng lên trên. Khi sử dụng mặt cầu bê tông riêng biệt về kết cấu, nó phải được làm liên hợp với các phiến dầm bản đúc sẵn theo quy định tại Điều 8.4.

Chiều rộng bản cánh được xem là có hiệu khi chịu uốn phải lấy theo quy định trong Điều 6.2.6 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này hoặc Điều 7.3.4 tiêu chuẩn này.

14.1.2 Phiến dầm bản bê tông cốt thép đúc sẵn

14.1.2.1 Giới hạn các kích thước

Chiều dày của bất kỳ phần nào của phiến dầm bản bê tông đúc sẵn không được nhỏ hơn:

Bản cánh trên	50 mm
Sườn dầm, không kéo sau	125 mm
Sườn dầm, kéo sau	165 mm
Bản cánh dưới	125 mm

Kích thước lớn nhất và trọng lượng của phiến dầm bản đúc sẵn tại các bãi đúc ở công trường được quyết định tùy thuộc vào điều kiện và khả năng vận chuyển ở hiện trường.

14.1.2.2 Các chi tiết móc nâng dầm

Nếu có dự kiến đặt các neo dùng làm móc cầu được chôn vào phía dưới mặt cầu kiện bị phơi lộ trong tầm nhìn, hoặc làm cho vật liệu trong kết cấu sau khi hoàn thành bị ăn mòn, thì trong hồ sơ thiết kế phải qui định các vị trí của các thiết bị được chôn sâu để cầu, chiều sâu bê tông được đục bỏ và phương pháp nhồi các hốc sau khi đục lấy móc neo. Chiều sâu đục bỏ không được nhỏ hơn chiều dày lớp bê tông bảo vệ yêu cầu đối với cốt thép.

14.1.2.3 Thiết kế chi tiết

Mọi chi tiết về cốt thép, liên kết, gối đỡ tựa, các kết cấu chèn hoặc neo đối với các vách ngăn, lớp bảo vệ bê tông, các lỗ mờ, các sai số về chế tạo và lắp đặt phải được thể hiện trong hồ sơ thiết kế.

14.1.2.4 Cường độ bê tông

Đối với bê tông đông cứng chậm, có thể sử dụng cường độ chịu nén ở tuổi 90 ngày cho toàn bộ các tổ hợp ứng suất xảy ra sau 90 ngày, miễn là sự tăng cường độ được xác nhận qua việc thí nghiệm trước khi sử dụng thiết kế cấp phối bê tông.

Đối với bê tông thường cường độ 90 ngày của các loại bê tông đông cứng chậm có thể đạt được 115% cường độ bê tông quy định trong hồ sơ thiết kế.

14.1.3 Dầm đúc sẵn nối ghép

14.1.3.1 Tổng quát

Quy định trong điều này áp dụng cho dầm đúc sẵn từng đốt trong xưởng, nối hoặc ghép theo chiều dọc để tạo thành nhịp của kết cấu cầu hoàn thiện.

Các yêu cầu quy định ở đây bổ sung các yêu cầu của các phần khác của các Tiêu chuẩn này cho các cầu không thi công phân đoạn. Vì vậy, khi thiết kế dầm cầu đúc sẵn từng đốt ghép nối không được coi là thi công phân đoạn. Đối với trường hợp thiết kế đặc biệt, quy định bổ sung cho thi công phân đoạn có trong Điều 14.2 và các Điều khác trong Tiêu chuẩn này có thể áp dụng khi thích hợp.

Phương pháp thi công được qui định trong thiết kế phải thể hiện trong hồ sơ thiết kế. Tất cả các trụ đỡ tạm dùng cho việc ghép nối dầm phải được thể hiện trong hồ sơ thiết kế, bao gồm cả cao độ và phản lực gối. Giai đoạn thi công nào đỡ bỏ gối tạm cũng phải được thể hiện trong hồ sơ thiết kế.

Ứng suất do thay đổi sơ đồ tĩnh học, đặc biệt ảnh hưởng của việc tác dụng tải trọng lên một sơ đồ kết cấu và loại bỏ nó do một sơ đồ kết cấu khác, phải được tính toán. Phân bố lại ứng suất do từ biến và giảm ứng suất do tỉ lệ từ biến và mức độ có thể thay đổi phải được xem xét.

Kết cấu phần trên dầm ghép nối theo chiều dọc đáp ứng tất cả các yêu cầu trạng thái giới hạn của điều này có thể được thiết kế như hoàn toàn liên tục ở tất cả các trạng thái giới hạn đối với tải trọng tác dụng sau khi nối các đoạn dầm phân đoạn.

Mất mát ứng suất trong dầm ghép nối theo chiều dọc có thể được tính bằng cách sử dụng các quy định cho cầu thi công không phân đoạn trong Điều 9.5. Những ảnh hưởng của kết hợp ứng suất căng trước và dự ứng lực căng sau cũng như dự ứng lực căng sau theo từng nấc lực phải được tính toán.

Khi có yêu cầu, ảnh hưởng của từ biến và co ngót trong cầu dầm đúc sẵn ghép nối có thể được tính bằng cách sử dụng quy định cho cầu xây dựng không phân đoạn trong Điều 4.2.3.

Đối với các cầu có dầm bản mặt cầu đúc sẵn, với một số hoặc tất cả có bản mặt cầu đúc liền khối với dầm, sau đó ghép nối. Kết cấu ghép nối loại này có mối nối dọc bản mặt cầu giữa các dầm phải theo cả các qui định của Điều 14.4.3.

Dầm đúc sẵn ghép nối có thể làm việc như dầm liền khối liên tục với một số tải trọng thường xuyên khi sử dụng các chi tiết nhịp dầm đúc sẵn đơn giản để ghép nối làm liên tục. Trong trường hợp như vậy, thiết kế phải theo qui định thích hợp của Điều 14.1.4.

14.1.3.2 *Mối nối giữa các phân đoạn*

14.1.3.2.1 *Tổng quát*

Mối nối giữa các phân đoạn dầm phải được đổ bê tông tại chỗ (mối nối ướt) hoặc mối nối đúc ghép mộng (đúc in oản). Cấu tạo mối nối đúc ghép mộng phải theo các qui định của Điều 14.2.4.2.

Trình tự đổ bê tông cho các mối ghép nối bê tông và bản mặt cầu phải quy định trong hồ sơ thiết kế.

14.1.3.2.2 *Chi tiết mối nối ướt*

Cầu dầm bê tông đúc sẵn phân đoạn, có hoặc không bản đúc tại chỗ, có thể được nối liên tục theo chiều dọc cho cả tải trọng thường xuyên và tải trọng nhất thời bằng tổ hợp dự ứng lực căng sau và/hoặc cốt thép tại mối nối ướt.

Bề rộng mối nối ướt giữa các phân đoạn bê tông đúc sẵn sẽ cho phép nối chồng cốt thép thép có tính liên tục bởi các xem xét thiết kế và các vị trí lắp ống bọc cáp dự ứng lực. Bề rộng của mối nối ướt không nhỏ hơn 300mm, ngoại trừ các mối nối nằm tại vị trí dầm ngang, bề rộng sẽ không nhỏ hơn 100mm.

Nếu bề rộng của mối nối ướt vượt quá 150 mm, phải bố trí thanh thép bó tăng cường ở biên chịu nén của mặt cắt.

Nếu mối nối nằm trong nhịp, cốt thép sườn dầm tại đó, A_s/s , phải lớn hơn so với dầm liền kề. Bề mặt cầu kiện phân đoạn đúc sẵn tại vị trí mối nối phải được quy định hoặc cố ý tạo nhám để lộ cốt liệu thô hoặc cấu tạo khóa chịu cắt theo Điều 14.2.4.2

14.1.3.2.3 *Chi tiết của mối nối đúc ghép mộng.*

Cấu tạo mối nối đúc ghép mộng cho dầm cầu đúc sẵn ghép nối theo qui định trong Điều 14.2.4.2.

14.1.3.2.4 *Thiết kế mối nối*

Giới hạn ứng suất cho ứng suất bê tông trong mối nối tức thời khi thi công, trước khi có các mất mát ứng suất theo quy định trong Điều 9.4.1 cho cầu thi công phân đoạn phải áp dụng tại mỗi giai đoạn dự ứng lực (căng trước hoặc căng sau). Giá trị cường độ bê tông tại thời điểm dự ứng lực tác dụng phải được thay thế cho f_{at} trong biểu thức tính giới hạn ứng suất.

Phải áp dụng giới hạn ứng suất cho ứng suất bê tông trong mối nối tại trạng thái giới hạn sử dụng sau khi các mất mát xảy ra được quy định trong Điều 9.4.2 cho cầu thi công phân đoạn. Các giới hạn ứng suất này cũng phải được áp dụng cho các giai đoạn tải trọng trung gian, với cường độ bê tông tại thời điểm xếp tải thay thế cho f_c trong các biểu thức tính giới hạn ứng suất.

Phải áp dụng Hệ số sức kháng cho mối nối quy định trong Điều 5.4.2.2 đối với thi công phân đoạn.

Cường độ chịu nén của bê tông mỗi nổi vót ở tuổi quy định phải trong giới hạn ứng suất thiết kế.

14.1.3.3 Thiết kế dầm thi công phân đoạn

Giới hạn ứng suất cho ứng suất bê tông tức thời khi thi công trong dầm phân đoạn trước khi có các mất mát được quy định tại Điều 9.4.1 cho cầu thi công không phân đoạn phải được áp dụng cho mỗi giai đoạn của dự ứng lực (ứng lực trước hoặc sau) có tính đến tất cả sự tác dụng của tải trọng trong quá trình thi công. Giá trị cường độ bê tông tại thời điểm dự ứng lực tác dụng phải thay thế cho f_{ct} trong các biểu thức tính giới hạn ứng suất.

Giới hạn ứng suất cho ứng suất bê tông trong các đoạn dầm ở trạng thái giới hạn sử dụng sau mất mát được quy định trong Điều 9.4.2 cho các cầu thi công không phân đoạn phải được áp dụng. Các giới hạn ứng suất này cũng phải được áp dụng cho các giai đoạn tải trọng trung gian, với giá trị cường độ bê tông tại thời điểm tác dụng tải trọng được thay thế cho f_{ct} trong các biểu thức tính giới hạn ứng suất.

Khi dầm phân đoạn được đúc sẵn mà không cần cốt thép dự ứng lực, Phải áp dụng quy định tại Điều 7.3.4 đến khi có sự tác dụng của dự ứng lực kéo sau.

Ở vị trí dầm phân đoạn có chiều cao thay đổi, ảnh hưởng của nén nghiêng phải được xem xét. Phải xem xét khả năng mất ổn định của bản bụng cao mỏng.

14.1.3.4 Dự ứng lực căng sau

Dự ứng lực căng sau có thể được căng trước hoặc sau khi đổ bê tông bản mặt cầu. Một phần dự ứng lực căng sau có thể được thực hiện để nối dầm liên tục trước khi đổ bê tông bản, phần dự ứng lực còn lại được thực hiện khi đổ bê tông bản mặt cầu.

Hồ sơ thiết kế phải qui định rõ tất cả các bó cáp dự ứng lực căng sau phải được bơm vữa đầy đủ sau khi căng.

Trước khi bơm vữa ống bọc cáp dự ứng lực, diện tích nguyên của mặt cắt ngang được chiết giảm bằng cách trừ diện tích ống bọc và diện tích xung quanh bộ nối cáp.

Dự ứng lực căng sau được thể hiện trong hồ sơ thiết kế theo qui định của Điều 14.2.3.9.

Khi cấu tạo vị trí neo cáp dự ứng lực kéo sau ở trên đỉnh của một đốt dầm, phải qui định trong hồ sơ thiết kế yêu cầu bịt kín tạm thời các lỗ ống bọc cáp hở trong quá trình thi công để ngăn chặn sự tích tụ các rác vụn và có cấu tạo thoát nước tại các điểm thấp của bó cáp dự ứng lực.

Trong trường hợp cáp dự ứng lực căng sau theo nhiều giai đoạn, các ống bọc cáp chờ của các bó cáp được căng trước khi đổ bê tông bản mặt cầu và đạt tới cường độ chịu nén tối thiểu f_{ct} không được đặt trong bản mặt cầu.

Khi cần có một số bó cáp hoặc tất cả cáp dự ứng lực được căng sau khi đổ bê tông bản mặt cầu, trong hồ sơ thiết kế phải quy định các điều khoản đáp ứng các quy định tại Điều 5.2.3 Phần 2 bộ tiêu chuẩn này về khả năng bảo trì bản mặt cầu.

14.1.4 Cầu gồm các dầm nhịp giản đơn đúc sẵn được nối liên tục bằng bê tông đổ tại chỗ

14.1.4.1 Tổng quát

Quy định của Điều này áp dụng cho trạng thái giới hạn sử dụng và trạng thái giới hạn cường độ.

Khi yêu cầu của Điều 14.1.4 được đáp ứng, cầu nhiều nhịp bao gồm nhiều dầm nhịp giản đơn đúc sẵn được liên tục hóa bằng đổ bê tông vách ngang giữa các đầu dầm trên các trụ phía trong có thể được xem xét là làm liên tục đối với các tải trọng đặt trên cầu sau khi vách ngang liên tục được lắp đặt và bê tông đạt cường độ.

Mối nối giữa các dầm tại vị trí các vách ngang liên tục sẽ được thiết kế để chịu tất cả các ứng lực gây mô men tại liên kết này, kể cả mô men ngàm thứ cấp do hiệu ứng theo thời gian của từ biến và co ngót, trừ khi được cho phép theo Điều 14.1.4.

Các yêu cầu quy định tại Điều 14.1.4 bổ sung các yêu cầu của các phần khác của Tiêu chuẩn thiết kế này cho cấu kiện bê tông dự ứng lực không thi công phân đoạn.

Cầu nhiều nhịp bao gồm các dầm đúc sẵn với các vách ngang liên tục tại các trụ phía trong được thiết kế như một loạt nhịp đơn giản, không cần thiết phải thỏa mãn các yêu cầu của Điều 14.1.4.

14.1.4.2 Các mômen cưỡng bức

Cầu phải được thiết kế với mô men cưỡng bức có thể phát sinh do hiệu ứng phụ thuộc thời gian hoặc các biến dạng khác, trừ khi cho phép theo Điều 14.1.4.4.

Mô men cưỡng bức sẽ không đưa vào bất kỳ tổ hợp lực nào nếu hiệu ứng của mô men cưỡng bức làm giảm tổng mô men.

14.1.4.3 Đặc tính của vật liệu

Đặc tính từ biến và co ngót của dầm bê tông và đặc tính co ngót của bản bê tông mặt cầu được xác định từ một trong hai cách sau:

- Thí nghiệm bê tông có cùng tỉ lệ cấp phối sẽ được sử dụng trong dầm và bản mặt cầu. Các phép đo bao gồm tỷ lệ thay đổi của các đặc tính này phụ thuộc thời gian.
- Các quy định của Điều 4.2.3.

Hiệu ứng kiểm chế của cốt thép tới sự co ngót của bê tông có thể được xem xét

14.1.4.4 Tuổi của bê tông đầm dùi khi cơ cấu đầm liên tục được thiết lập

Tuổi tối thiểu của bê tông đầm dùi sẵn khi sơ đồ liên tục của đầm được thiết lập nên được quy định trong hồ sơ thiết kế. Tuổi này sẽ được sử dụng để tính toán mô men cường bức do từ biến và co ngót. Nếu không có tuổi được quy định, thì một ước tính thiên về an toàn của thời gian liên tục được thiết lập phải sử dụng cho tất cả tính toán mô men cường bức.

Sự đơn giản hóa sau đây có thể được áp dụng nếu hồ sơ thiết kế qui định tuổi bê tông đầm tối thiểu phải đạt tới 90 ngày khi tính liên tục được thiết lập:

- Mô men cường bức dương gây ra do từ biến và co ngót đầm và co ngót bản mặt cầu có thể lấy bằng 0
- Không yêu cầu tính toán mô men cường bức
- Phải cấu tạo mối nối chịu mô men liên kết dương trên đỉnh trụ có sức kháng tính toán, ϕM_n , không nhỏ hơn $1.2 M_{cr}$, như quy định trong Điều 14.1.4.9.

Đối với các tuổi khác tại thời điểm liên tục, các thông số liên quan đến tuổi thiết kế, tư vấn thiết kế cần có tài liệu so sánh, kiến nghị, để được qui định trong hồ sơ thiết kế.

14.1.4.5 Mức độ liên tục tại các trạng thái giới hạn khác nhau.

Phải bố trí cấu tạo liên kết chịu mô men dương và mô men âm cho tất cả vách ngang tại mối nối liên tục, như quy định trong Điều 14.1.4.8 và 14.1.4.9, bất kể mức độ liên tục theo quy định tại Điều này

Liên kết giữa các đầm dùi sẵn với vách ngang tại mối nối liên tục sẽ được xem xét là có hiệu ứng hoàn toàn nếu hai điều sau đây được thỏa mãn :

- Ứng suất tính toán phía dưới vách ngang liên tục do tổ hợp tĩnh tải phần hai, biến dạng lún, từ biến, co ngót, 50% hoạt tải và gradient nhiệt độ, nếu có, là nén.
- Tuổi bê tông đầm dùi sẵn ít nhất là 90 ngày từ khi tính liên tục được thiết lập và đơn giản hóa thiết kế của Điều 14.1.4.4 được sử dụng.

Nếu liên kết giữa đầm dùi sẵn và vách ngang tại mối nối liên tục không thỏa mãn các yêu cầu này, mối nối được xem là có hiệu ứng một phần.

Kết cấu phần trên với hiệu ứng liên kết hoàn toàn tại các trụ phía trong được thiết kế như kết cấu hoàn toàn liên tục dưới tác dụng tải trọng sau khi tính liên tục được thiết lập. Kết cấu phần trên với các liên kết có hiệu ứng một phần tại các trụ phía trong phải được thiết kế như kết cấu liên tục dưới sự tác dụng của tải trọng sau khi sự liên tục được thiết lập chỉ đối với trạng thái giới hạn cường độ.

Các tính chất của mặt cắt nguyên đầm liên hợp, bỏ qua nứt bản mặt cầu, có thể được sử dụng để phân tích theo quy định tại Điều 5.2.2 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này.

Nếu sức kháng mô men uốn âm của mặt cắt tại một gối tựa phía trong nhỏ hơn tổng giá trị yêu cầu, mô men thiết kế dương trong các nhịp bên cạnh phải được tăng phù hợp cho từng trạng thái giới hạn.

14.1.4.6 Trạng thái giới hạn sử dụng

Các dầm nhịp giản đơn đúc sẵn được liên tục hóa phải được thiết kế để đáp ứng giới hạn ứng suất ở trạng thái giới hạn sử dụng qui định trong Điều 9.4.

Đối với tổ hợp tải trọng sử dụng liên quan đến hoạt tải, ứng suất kéo trong cấu kiện dự ứng lực phải được kiểm tra với tổ hợp tải trọng sử dụng III quy định trong Bảng 3 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này.

Ở trạng thái giới hạn sử dụng sau khi mất mát, ứng suất kéo phát triển ở phía trên dầm gần gối tại các trụ phía trong phải được khống chế theo các giới hạn ứng suất kéo cho các cầu thi công không phân đoạn quy định trong Bảng 7. Cường độ nén quy định của bê tông dầm, f_{cd} , được thay thế cho f_{cd} trong các phương trình giới hạn ứng suất. Tổ hợp tải trọng sử dụng III được sử dụng để tính toán ứng suất kéo cho các vị trí này.

Ngoài ra, trên dầm đúc sẵn tại vị trí gối các trụ phía trong có thể được thiết kế như cấu kiện bê tông cốt thép ở trạng thái giới hạn cường độ. Trong trường hợp này, các giới hạn ứng suất đối với trạng thái giới hạn sử dụng không được áp dụng với các khu vực này của dầm đúc sẵn.

Bản mặt cầu liên hợp đúc tại chỗ không phải chịu các giới hạn ứng suất kéo cho trạng thái giới hạn sử dụng sau mất mát quy định tại Bảng 9.

14.1.4.7 Trạng thái giới hạn cường độ

Liên kết giữa dầm đúc sẵn với vách ngang tại mỗi nối liên tục được thiết kế theo trạng thái giới hạn cường độ.

Cốt thép trong bản mặt cầu phải được bố trí đủ chịu mô men âm thiết kế theo trạng thái giới hạn cường độ.

14.1.4.8 Mỗi nối chịu mô men âm

Cốt thép trong bản mặt cầu liên hợp đổ tại chỗ trong cầu dầm nhiều nhịp đúc sẵn tạo liên tục phải được bố trí đủ sức kháng chịu mô men thiết kế âm ở trạng thái giới hạn cường độ.

Cốt thép dọc được sử dụng cho mỗi nối chịu mô men âm trên các trụ phía trong phải được neo trong vùng bản chịu nén ở trạng thái giới hạn cường độ và phải thỏa mãn yêu cầu của Điều 11.1.2.3. Điểm dừng cốt thép phải đặt so le. Tất cả cốt thép dọc trong bản mặt cầu có thể được tính để chịu mô men liên kết âm.

Các mối nối cốt thép mô men âm giữa các dầm đúc sẵn vào hoặc qua vách ngang tại mỗi nối liên tục phải thỏa mãn yêu cầu của Điều 11.5. Các mối nối này được chấp thuận ở các

cầu được thiết kế liên hợp với bản mặt cầu và phải có khi cầu thiết kế không liên hợp với bản. Các chi tiết liên kết bổ sung được chấp thuận nếu cường độ và đặc tính của các liên kết này được công nhận qua tính toán hoặc thí nghiệm.

Áp dụng các qui định của Điều 7.3 cho cốt thép trong bản mặt cầu và tại vị trí mỗi nối mô men âm ở vách ngang của mỗi nối liên tục.

14.1.4.9 Mỗi nối chịu mô men dương

14.1.4.9.1 Tổng quát

Mỗi nối chịu mô men dương tại vách ngang liên tục được thực hiện với việc triển khai cốt thép vào trong các dầm và vách ngang liên tục. Ba loại mỗi nối được chấp thuận :

- Cốt thép thường được chôn vào dầm đúc sẵn và triển khai vào trong vách ngang liên tục.
- Cáp dự ứng lực được kéo dài quá đầu dầm và neo vào vách ngang liên tục. Các bó cáp này không được triệt dịnh bám ở đầu dầm.
- Bất kỳ chi tiết mỗi nối nào có đủ sức kháng mô men uốn dương đã được chứng minh bằng kết quả tính, thí nghiệm.

Các yêu cầu bổ sung cho các loại mỗi nối được thực hiện bằng cách sử dụng từng loại cốt thép được qui định trong các Điều khoản tiếp sau.

Mặt cắt khổng chế đối với việc triển khai cốt thép chịu mô men dương vào trong vách ngang liên tục được lấy tại bề mặt của dầm. Mặt cắt khổng chế để triển khai cốt thép chịu mô men dương trong dầm đúc sẵn phải được xem xét các điều kiện của dầm như quy định trong Điều này đối với từng loại cốt thép được sử dụng.

Các qui định của Điều 7.3, trừ Điều 7.3.3.2, được áp dụng cho cốt thép tại mỗi nối chịu mô men dương tại vách ngang liên tục. Phải bố trí cốt thép đủ sức kháng mô men ngoại lực có giá trị lớn hơn các giá trị sau đây, trừ trường hợp sử dụng đơn giản hóa thiết kế theo qui định của Điều 14.1.4.4:

- Mô men cưỡng bức dương đã nhân hệ số hoặc,
- $0,6 M_{cr}$

Mô men gây nứt M_{cr} được tính theo Phương trình. 37 với các đặc trưng của mặt cắt liên hợp nguyên và bề rộng có hiệu của bản mặt cầu liên hợp, nếu có, và các đặc tính vật liệu của bê tông trong vách ngang liên tục.

Các dầm đúc sẵn được thiết kế để chịu mô men cưỡng bức dương bất kỳ đã được sử dụng trong thiết kế cho nhịp dầm. Phải xem xét sự giảm hiệu ứng của dự ứng lực trong phạm vi chiều dài truyền lực của cáp dự ứng lực ở vùng gần các đầu dầm.

14.1.4.9.2 Sử dụng cốt thép thường cho mỗi nối chịu mô men dương

Chiều dài triển khai hoặc móc neo của cốt thép thường bố trí tại mỗi nối chịu mô men dương phải thỏa mãn các yêu cầu của Điều 11 và các yêu cầu bổ sung của Điều này. Trường hợp bố trí thêm cốt thép chịu mô men dương vào giữa các cặp dự ứng lực kéo trước, phải xem xét khả năng liên khối của bê tông và khả năng dính kết của cốt thép.

Mặt cắt không chế để triển khai cốt thép chịu mô men dương vào trong dầm đúc sẵn phải xem xét các điều kiện trong dầm. Cốt thép phải được triển khai vượt qua mép trong của diện tích gối tựa. Cốt thép cũng phải được bố trí chi tiết sao cho, các tào cáp đã được xem xét trong việc chịu mô men dương trong khoảng đầu dầm, việc triệt dính bám các tào cáp không kết thúc trong khoảng chiều dài phát triển.

Trường hợp có nhiều thanh được sử dụng cho mỗi nối chịu mô men dương, điểm kết thúc cốt thép phải được bố trí so le từng cặp đối xứng qua đường tim của dầm đúc sẵn.

14.1.4.9.3 Sử dụng cáp dự ứng lực cho mỗi nối chịu mô men dương

Cáp dự ứng lực căng trước không triệt dính bám ở đầu dầm có thể được kéo dài vào trong vách ngang liên tục để làm cốt thép chịu mô men dương. Tào cáp dự ứng lực kéo dài được neo vào vách ngang bằng cách uốn tào cáp vào một đai móc 90° hoặc bằng cách triển khai chiều dài theo quy định tại Điều 11.4.

Ứng suất trong cáp được dùng cho thiết kế, là hàm số của tổng chiều dài cáp, không được vượt quá:

$$f_{psi} = \frac{\ell_{dsh} - 203}{0,840} \quad (213)$$

$$f_{pul} = \frac{\ell_{dsh} - 203}{0,600} \quad (214)$$

ở đây :

ℓ_{dsh} = tổng chiều dài của cáp kéo dài (mm)

f_{psi} = ứng suất trong cáp dự ứng lực ở trạng thái giới hạn sử dụng, mặt cắt nứt được giả định (MPa)

f_{pul} = ứng suất trong cáp dự ứng lực ở trạng thái giới hạn cường độ (MPa)

Tuyến hình cáp được kéo dài ra ít nhất là 200 mm tính từ bề mặt dầm trước khi chúng được uốn cong.

14.1.4.9.4 Chi tiết của mỗi nối mô men dương

Cốt thép chịu mô men dương phải được bố trí trong một mảng đối xứng, hoặc gần như đối xứng có thể qua đường tim của mặt cắt ngang.

Các vấn đề chế tạo và lắp đặt phải được tính đến khi định dạng các cốt thép chịu mô men dương trong vách ngang liên tục. Cốt thép ở phần dầm đối diện phải được bố trí dạng lưới

để khi lắp dựng không có xung đột đáng kể. Cốt thép phải được bố trí để có thể đặt các thanh neo và cốt thép khác trong vách ngang liên tục.

14.1.4.10 Vách ngang tạo liên tục cho dầm.

Thiết kế vách ngang tạo liên tục cho dầm tại vị trí gối trên các trụ phía trong có thể dựa trên cường độ của bê tông trong dầm đúc sẵn.

Dầm đúc sẵn có thể được chôn ngập vào vách ngang liên tục.

Nếu cốt thép nằm ngang của vách ngang được bố trí xuyên qua các lỗ trong dầm đúc sẵn hoặc được gắn kết với các cấu kiện đúc sẵn bằng các mối nối cơ học, thì phần cuối các cấu kiện đúc sẵn sẽ được thiết kế để chịu mô men dương do tĩnh tải phân hai, hoạt tải, từ biến, co ngót, của dầm, co ngót của bản, và các hiệu ứng nhiệt độ. Thiết kế đầu dầm phải được tính toán để giảm hiệu ứng dự ứng lực trong khoảng chiều dài truyền dự ứng lực qua dính bám.

Trường hợp các đầu dầm không trực tiếp đối đầu nhau qua vách ngang liên tục, vách ngang phải được thiết kế để truyền lực giữa các dầm. Vách ngang liên tục cũng phải được thiết kế cho các tình huống khi có xảy ra thay đổi một góc giữa các dầm đối diện.

14.1.5 Các dầm và các phiến dầm bản mặt cắt hộp và mặt cắt chữ T đúc tại chỗ

14.1.5.1 Chiều dày bản cánh và sườn

14.1.5.1.1 Bản cánh trên

Chiều dày các bản cánh trên dùng để làm các bản mặt cầu phải được xác định theo các điều kiện:

- Được xác định theo Phần 9 bộ tiêu chuẩn này
- Theo yêu cầu bố trí neo và lớp bê tông bảo vệ khi dùng dự ứng lực hướng ngang và
- Không nhỏ hơn $1/20$ khoảng cách tịnh giữa các gờ vuốt, vút nách dầm hoặc khoảng cách giữa các sườn dầm, trừ khi có bố trí các sườn ngang theo cự ly bằng khoảng cách tịnh nói trên hoặc được bố trí dự ứng lực ngang.

14.1.5.1.2 Bản cánh dưới

Chiều dày bản cánh dưới không được nhỏ hơn các khoảng cách sau:

- 140 mm,
- $1/16$ khoảng cách giữa các gờ vuốt hoặc sườn dầm của dầm không dự ứng lực và dầm bản; hoặc
- $1/30$ khoảng cách giữa các gờ vuốt, vút nách dầm, hoặc sườn dầm đối với dầm dự ứng lực, trừ khi có bố trí các sườn ngang theo cự ly bằng chiều dài khoảng cách nói trên.

14.1.5.1.3 Sườn dầm

Chiều dày các sườn dầm phải xác định theo các điều kiện chịu lực cắt, xoắn, lớp bê tông bảo vệ và thao tác đổ bê tông.

Các thay đổi về chiều dày sườn dầm phải được vuốt thon đều trong khoảng cách tối thiểu bằng 12 lần hiệu số các bề dày sườn dầm.

14.1.5.2 Cốt thép

14.1.5.2.1 Cốt thép bản mặt cầu đúc tại chỗ của dầm I và dầm hộp

Cốt thép bản mặt cầu của dầm T và dầm hộp đúc tại chỗ phải được xác định theo các phương pháp truyền thống hoặc theo các phương pháp kinh nghiệm như quy định trong Phần 9 bộ tiêu chuẩn này.

Khi bản mặt cầu không hẫng ra ngoài sườn phía ngoài cùng, ít nhất là 1/3 số cốt thép ngang của lớp đáy của bản mặt cầu phải được kéo dài tới mặt ngoài của sườn ngoài và ngàm theo góc tiêu chuẩn 90° . Nếu bản kéo hẫng ra phía ngoài sườn ngoài, thì ít nhất 1/3 số cốt thép ngang ở lớp đáy phải được kéo dài vào trong phần hẫng của bản và phải được neo cách xa mặt ngoài của sườn không nhỏ hơn sức kháng được cung cấp bởi neo góc tiêu chuẩn.

14.1.5.2.2 Cốt thép bản đáy trong dầm hộp đúc tại chỗ

Phải bố trí cốt thép phân bố đều thành hai lớp hoặc theo lớp đơn dọc theo chiều song song với nhịp dầm, có tổng diện tích bằng 0,4% của diện tích bản đáy. Khoảng cách các cốt thép này không được lớn hơn 450 mm.

Theo chiều ngang của dầm, cốt thép đáy hộp phải được bố trí dài đều thành hai lớp, có tổng diện tích bằng 0,5% của diện tích mặt cắt bản, theo chiều dày nhỏ nhất của bản. Các cốt thép này phải được phân bố với khoảng cách lớn nhất là 450 mm.

Tất cả cốt thép ngang trong bản đáy phải được kéo dài tới mặt ngoài của thành hộp trong mỗi nhóm và được neo bằng góc tiêu chuẩn 90° .

14.2 THIẾT KẾ KẾT CẤU CẦU THI CÔNG PHÂN ĐOẠN

14.2.1 Tổng quát

Các quy định tại điều này bổ sung cho các yêu cầu của các qui định tại phần khác của Tiêu chuẩn này để thiết kế các kết cấu bê tông được thi công theo phương pháp phân đoạn.

Các quy định ở điều này chỉ được áp dụng đối với việc thi công phân đoạn các kết cấu với vật liệu bê tông thường.

Phương pháp thi công được qui định trong thiết kế phải được thể hiện trong hồ sơ thiết kế. Các chống đỡ tạm thời cần có trước khi tới thời điểm mà kết cấu hoặc bộ phận của nó có khả năng đỡ bản thân nó và các tải trọng tác dụng sau đó cũng phải được thể hiện trong hồ sơ thiết kế.

14.2.2 Phân tích kết cấu các cầu thi công phân đoạn

14.2.2.1 Tổng quát

Việc phân tích kết cấu các cầu thi công theo phân đoạn phải tuân thủ theo các qui định của Phần 4 bộ tiêu chuẩn này và các quy định tại điều này.

14.2.2.2 Phân tích kết cấu trong giai đoạn thi công

Để phân tích kết cấu trong giai đoạn thi công, các tổ hợp tải trọng thi công, các kiểm soát về ứng suất và độ ổn định phải theo quy định trong Điều 14.2.3.

14.2.2.3 Phân tích hệ kết cấu hoàn chỉnh cuối cùng

Hệ kết cấu hoàn chỉnh cuối cùng để đưa vào khai thác phải được phân tích nhằm kiểm soát sự phân phối lại nội lực ở giai đoạn thi công do các biến dạng bên trong và các thay đổi về các điều kiện gối đỡ và kiểm chế kể cả tác dụng lực cưỡng bức tích lũy trong quá trình thi công.

Các mối nối trong các dầm phân đoạn được làm liên tục bằng cáp dự ứng lực kéo sau không dính bám phải được tính dưới tác động đồng thời của lực dọc trục, mô-men và lực cắt có thể xảy ra tại mối nối. Các tác động lực này, khe hở của mối nối và diện tích tiếp xúc còn lại giữa các bộ phận phải được xác định theo sự phân tích tổng thể về ứng biến và biến dạng. Lực cắt chỉ được giả định truyền qua diện tích tiếp xúc.

14.2.3 Thiết kế

14.2.3.1 Tải trọng

Các tải trọng thi công như quy định trong các Điều 14.2.3.2 tới 14.2.3.4 phải được tính thêm cùng với các tải trọng quy định trong Phần 3 bộ tiêu chuẩn này.

14.2.3.2 Các tải trọng thi công

Các tải trọng thi công và các điều kiện giả định trong thiết kế dùng để xác định các kích thước mặt cắt, độ võng, cốt thép, và các yêu cầu về dự ứng lực phải được ghi rõ như là trị số cho phép tối đa trong hồ sơ thiết kế. Ngoài các tải trọng lắp dựng, bất kỳ các gối đỡ tạm thời hoặc giằng buộc được yêu cầu nào phải được định theo độ lớn hoặc được coi là một phần của thiết kế. Các lực hợp long cho phép do các chỉnh lý sai lệch về định vị phải được thuyết minh trong hồ sơ. Phải chiết giảm tất cả các ứng lực của bất kỳ các thay đổi của sơ đồ kết cấu tĩnh học trong khi thi công và việc lắp đặt, di chuyển hoặc tháo dỡ các điểm đỡ tạm thời của thiết bị đặc biệt do xét đến các tác động lực tích lũy, các biến dạng và các tác động ứng biến tạo ra bất kỳ.

Các tải trọng thi công sau đây phải được xem xét.

DC = Trọng lượng của kết cấu được đỡ.

- DIFF = Tải trọng chênh lệch, chỉ áp dụng cho thi công theo phương pháp đúc hẫng cân bằng, lấy bằng 2% tải trọng tĩnh tác dụng lên một cánh hẫng (N)
- DW = Tĩnh tải giai đoạn II (N) hoặc (N/mm)
- CLL = Hoạt tải thi công phân bố: Bao gồm các phụ kiện thi công, máy móc và thiết bị khác, ngoài thiết bị lắp dựng chuyên dùng chủ yếu, được lấy bằng $4,8 \times 10^{-4}$ MPa diện tích mặt sàn. Trong thi công hẫng, tải trọng này được lấy bằng $4,8 \times 10^{-4}$ MPa trên một cánh hẫng và $2,4 \times 10^{-4}$ MPa trên cánh kia. Đối với các cầu thi công theo phương pháp đúc đẩy, tải trọng chênh lệch này có thể bỏ qua (MPa).
- CEQ = Thiết bị thi công chuyên dùng: tải trọng của khối đúc, xe chở vật liệu, hoặc cả hai, bất kỳ thiết bị chuyên dùng nào, bao gồm dàn xe đúc, dầm và tời, dàn hoặc các kết cấu phụ trợ tương tự, và các tải trọng lớn nhất tác động vào kết cấu do thiết bị gây ra trong khi cầu các khối đúc phân đoạn (N).
- IE = Là tải trọng động do thiết bị gây ra được xác định theo loại máy dự kiến (N)
- CLE = Tải trọng thiết bị thi công theo hướng dọc: Tải trọng theo hướng dọc từ thiết bị thi công (N).
- U = Không cân bằng phân đoạn: là tác động bất kỳ của các phân đoạn nào mất cân bằng hoặc điều kiện không bình thường khác khi phù hợp. Điều này chủ yếu áp dụng cho việc thi công hẫng cân bằng nhưng có thể được mở rộng bao gồm bất kỳ trình tự cầu nhắc không bình thường nào, mà trình tự này không phải là đặc điểm chủ yếu của hệ thi công chung (N)
- WS = Tải trọng gió nằm ngang lên các kết cấu phù hợp với quy định của Phần 3 bộ tiêu chuẩn này (MPa)
- WE = Tải trọng gió nằm ngang tác động lên thiết bị lấy theo $4,8 \times 10^{-4}$ MPa của mặt phơi lộ (MPa)
- WUP = Lực nâng của gió trên một cánh hẫng: $2,4 \times 10^{-4}$ MPa của diện tích mặt sàn đối với phương pháp thi công hẫng cân bằng được tác động chỉ trên một bên, trừ khi sự phân tích về các điều kiện tại chỗ hoặc hình dạng kết cấu là khác (MPa).
- A = Trọng lượng tĩnh của phân đoạn đúc sẵn đang cầu (N)
- AI = Đáp ứng động học do sự cố tháo hoặc đặt bất ngờ tải trọng khối đúc phân đoạn, hoặc đặt đột ngột một tải trọng tĩnh khác gia tăng tĩnh tải, được lấy bằng 100% của tải trọng A (N).
- CR = Các tác động từ biến theo Điều 14.2.3.6.
- SH = Co ngót theo Điều 14.2.3.6 và
- T = Tác động nhiệt: Tổng các tác động do sự thay đổi nhiệt độ đồng đều (TU) và gradien nhiệt độ (TG) (Độ)

14.2.3.3 Các tổ hợp tải trọng thi công ở trạng thái giới hạn sử dụng

Ứng suất kéo do uốn và ứng suất kéo chính phải được xác định ở các trạng thái giới hạn sử dụng như được quy định trong Bảng 14.

Các giới hạn ứng suất phải theo qui định Điều 9.4.

Sự phân bố và áp dụng các tải trọng lắp dựng riêng biệt, thích hợp đối với giai đoạn thi công, phải được lựa chọn để tạo ra các tác động bất lợi nhất. Ứng suất nén của bê tông do tải trọng thi công phải không được vượt quá $0,5 f'_c$, với f'_c là cường độ chịu nén tại lúc đặt tải trọng.

Các ứng suất kéo trong bê tông do các tải trọng thi công phải không được vượt quá các trị số được quy định trong Bảng 14, trừ đối với các kết cấu mà các bó cáp dự ứng lực trong mỗi cung cấp ít hơn 60% khả năng của tổng số các bó cáp, trong trường hợp này, các ứng suất kéo không được vượt quá $0,25 \sqrt{f'_c}$.

Bảng 14 - Các hệ số tải trọng và giới hạn ứng suất kéo đối với các tổ hợp tải trọng thi công

Tổ hợp tải trọng	HỆ SỐ HOẠT TẢI															GIỚI HẠN ỨNG SUẤT				Xem ghi chú
	Tĩnh tải			Hoạt tải			Tải trọng gió			Các tải trọng khác					Tải trọng đất	Kéo do uốn		Ứng suất chính		
	DC	DIF F	U	CL L	IE	CL E	WS	W UP	WE	CR	SH	TU	TG	WA	EH EV ES	Không có "các tải trọng khác"	Có "các tải trọng khác"	Không có "các tải trọng khác"	Có "các tải trọng khác"	
a	1,0	1,0	0,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,0	γ_{TG}	1,0	1,0	$0,50\sqrt{f_c}$	$0,58\sqrt{f_c}$	$0,289\sqrt{f_c}$	$0,331\sqrt{f_c}$	
b	1,0	0,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,0	γ_{TG}	1,0	1,0	$0,50\sqrt{f_c}$	$0,58\sqrt{f_c}$	$0,289\sqrt{f_c}$	$0,331\sqrt{f_c}$	
c	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,7	0,7	0,0	1,0	1,0	1,0	γ_{TG}	1,0	1,0	$0,50\sqrt{f_c}$	$0,58\sqrt{f_c}$	$0,289\sqrt{f_c}$	$0,331\sqrt{f_c}$	
d	1,0	1,0	0,0	1,0	0,0	0,0	0,7	1,0	0,7	1,0	1,0	1,0	γ_{TG}	1,0	1,0	$0,50\sqrt{f_c}$	$0,58\sqrt{f_c}$	$0,289\sqrt{f_c}$	$0,331\sqrt{f_c}$	1
e	1,0	0,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,3	0,0	0,3	1,0	1,0	1,0	γ_{TG}	1,0	1,0	$0,50\sqrt{f_c}$	$0,58\sqrt{f_c}$	$0,289\sqrt{f_c}$	$0,331\sqrt{f_c}$	2
f	1,0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,0	0,3	0,0	0,3	1,0	1,0	1,0	γ_{TG}	1,0	1,0	$0,50\sqrt{f_c}$	$0,58\sqrt{f_c}$	$0,289\sqrt{f_c}$	$0,331\sqrt{f_c}$	3
1- thiết bị không làm việc 2- lắp dựng bình thường 3- di chuyển thiết bị																				

Các qui định trong Bảng 14 không áp dụng cho kết cấu phần dưới dự ứng lực kéo sau thẳng đứng.

Các qui định trong Bảng 14 không áp dụng cho thi công kết cấu phần dưới thi công đổ tại chỗ chống đỡ kết cấu phần trên phân đoạn.

14.2.3.4 Các tổ hợp tải trọng thi công ở các trạng thái giới hạn cường độ

Sức kháng tính toán nhỏ nhất của các bộ phận được xác định bằng cách dùng các hệ số sức kháng như được quy định trong Điều 5.4.2 và các tổ hợp tải trọng qui định trong các Điều 14.2.3.4.1 và 14.2.3.4.2

14.2.3.4.1 Kết cấu phần trên

- với các tác động lực lớn nhất :

$$\Sigma \gamma Q = 1,1(DL + DIFF) + 1.3(CEQ + CLL) + A + AI \quad (215)$$

- Đối với các tác động lực nhỏ nhất :

$$\Sigma \gamma Q = DC + CEQ + A + AI \quad (216)$$

14.2.3.4.2 Kết cấu phần dưới

Áp dụng các tổ hợp tải trọng cường độ I, III, và V theo Bảng 3. Phần 3 bộ tiêu chuẩn này. Các tải trọng DIFF và CEQ với hệ số γ_{DC} , tải trọng WUP với hệ số γ_{WUS} cũng bao gồm trong các tổ hợp này. Tải trọng CLL và WE phải được đưa vào ở vị trí của tải trọng LL và WL tương ứng.

Tổ hợp tải trọng cường độ thi công bao gồm các tổ hợp theo các phương trình 215 và 216. Đáp ứng động học hay gia tăng xung kích (AI) chỉ áp dụng cho các phần kết cấu phía trên cọc khoan nhồi hay là bộ móng với phần thân trụ nổi vào bộ móng

14.2.3.5. Các tác động nhiệt trong khi thi công

Các tác động nhiệt có thể xảy ra trong khi thi công cầu phải được xem xét.

Sự thay đổi nhiệt độ dùng cho các gối cầu và các khe có giãn phải được thuyết minh trong hồ sơ thiết kế.

14.2.3.6 Từ biến và co ngót.

Hệ số từ biến $\psi(t, t_1)$ phải được xác định hoặc theo Điều 4.2.3, hoặc bằng các thí nghiệm thích hợp. Các ứng suất phải được xác định theo sự phân bố lại bởi các ứng suất cưỡng bức phát sinh do từ biến và co ngót theo trình tự thi công đã định công bố trong hồ sơ thiết kế.

Để xác định các lực dự ứng lực kéo sau cuối cùng, các mất mát dự ứng lực phải được tính toán theo trình tự thi công được qui định trong hồ sơ thiết kế.

14.2.3.7 Mất mát dự ứng lực

Phải áp dụng các quy định của Điều 9.5.

14.2.3.8 Ống bọc cáp và neo kéo sau dự phòng.

14.2.3.8.1 Tổng quát

Các ống bọc cáp hoặc neo dự phòng dùng để phòng khi sau khi hoàn thành căng kéo dự ứng lực toàn bộ cáp mà vẫn chưa đủ lực dự ứng lực theo thiết kế do các tổn thất dự ứng lực không dự kiến, xảy ra trong khi thi công sẽ luồn bó cáp bổ sung để kéo bù lực dự ứng lực bị thiếu hoặc trong khai thác phải tăng thêm lực dự ứng lực do gia tăng tải trọng tĩnh tương lai, hoặc để chống chế vệt nứt và độ võng. Khi thực hiện các biện pháp dự phòng như trên phải theo quy định của Điều này.

14.2.3.8.2 Các cầu có các ống bọc cáp đặt bên trong bê tông

Đối với các cầu có dự ứng lực trong, lượng neo, ống bọc cáp dự phòng dùng cho các bó cáp chịu mômen âm và mô men dương được đặt đối xứng đối với tim cầu để có thể căng thêm lực dự ứng lực theo yêu cầu tính toán thiết kế khi trong quá trình thi công do sự cố tổng lực căng cáp tính toán chưa đủ. Tổng khả năng lực dự phòng của cả neo và ống bọc cáp cho mô men dương và mô men âm không được nhỏ hơn 5% tổng các lực dự ứng lực kéo sau chịu mô men dương và âm. Các neo dùng cho các lực dự ứng lực kéo trước dự phòng phải phân bố đều đặn qua 3 phân đoạn đặt dọc theo chiều dài cầu.

Mỗi sườn dầm phải bố trí ít nhất một ống bọc cáp dự phòng. Đối với các cầu liên tục, không cần sử dụng tới khả năng của các ống bọc cáp và neo dự phòng chịu mô men dương trong phạm vi 25% chiều dài nhịp ở về hai phía của các gối đỡ trên trụ.

Tất cả ống bọc dự phòng không sử dụng để điều chỉnh lực kéo sau phải được bơm vữa vào cùng lúc với các ống bọc khác ở trong nhịp.

14.2.3.8.3 Dự phòng cho tính tải tương lai hoặc điều chỉnh độ võng

Phải bố trí dự phòng các ụ neo, các lỗ mở người đi và các yên chuyển hướng để trong tương lai nếu cần lắp đặt bổ xung các bó cáp dự ứng lực ngoài không dính bám được chống ăn mòn và đặt bên trong mặt cắt hộp một cách đối xứng với tim cầu có khả năng tạo lực kéo sau không nhỏ hơn 10% của lực dự ứng lực kéo sau cho mô men dương và mô men âm.

14.2.3.9 Trình bày hồ sơ bản vẽ

Hồ sơ thiết kế phải có bản vẽ miêu tả một phương pháp thi công đã được dự định làm cơ sở cho tính toán thiết kế. Bản vẽ của hồ sơ thiết kế phải chi tiết theo quy định của Tiêu chuẩn kỹ thuật thi công cầu AASHTO LRFD, Phần 10, "Dự ứng lực"

Mặt cắt ngang bê tông được định kích thước để bố trí hệ thống cáp dự ứng lực, cốt thép, và tất cả các chi tiết chôn sẵn. Mặt cắt ngang bê tông cũng nên có kích thước neo tương thích cho các hệ thống dự ứng lực kéo sau, trừ khi có ghi chú khác trên bản vẽ.

14.2.3.10 Kích thước và chi tiết mặt cắt ngang dầm hộp

14.2.3.10.1 Chiều dày tối thiểu của mặt hộp

Bề dày của bản mặt trên và bản đáy hộp không được nhỏ hơn bất kỳ trị số nào dưới đây:

- 1/30 khoảng cách tịnh giữa các bản thành hộp hoặc vách thành hộp. Nếu nhỏ hơn thì phải đặt thêm các sườn ngang theo các khoảng cách bằng khoảng cách tịnh giữa các bản thành hộp hoặc vách thành hộp.
- Bề dày của bản mặt trên không được nhỏ hơn 225 mm trong các vùng neo dùm cho việc căng sau theo phương ngang và không được nhỏ hơn 200mm ở bên ngoài vùng neo hoặc đối với các bản dự ứng lực. Phải bố trí dự ứng lực căng sau hoặc căng trước theo phương ngang khi nhịp tịnh của bản nắp hộp (khoảng cách tịnh giữa các mặt trong thành hộp) bằng hoặc lớn hơn 6500 mm. Các bó thép dùm để căng trước theo phương ngang phải có đường kính bằng 12,7mm hoặc nhỏ hơn.

14.2.3.10.2 Chiều dày tối thiểu của bản thành hộp

Phải dùng các giá trị tối thiểu sau đây trừ trường hợp được chỉ dẫn khác qui định ở đây:

- Các bản thành hộp không có bó cáp căng sau theo phương dọc hoặc phương đứng: 200mm
- Các bản thành hộp chỉ dùng bó thép căng sau theo phương dọc (hoặc theo phương đứng): 300mm
- Các bản thành hộp có bó thép căng theo cả hai hướng dọc và thẳng đứng: 375 mm.

Chiều dày tối thiểu của các bản thành hộp có sườn tăng cường có thể lấy bằng 175 mm.

14.2.3.10.3 Chiều dài của phần hẫng của bản mặt hộp

Chiều dài của phần hẫng của bản mặt hộp đo từ tim bản thành hộp không nên vượt quá 0,5 nhịp bên trong của bản mặt hộp trên tính theo tim của các bản thành hộp.

14.2.3.10.4 Các kích thước chung của mặt cắt ngang

Kích thước phủ bì của mặt cắt ngang của dầm hộp thường phải lấy không nhỏ hơn các kích thước theo yêu cầu để giới hạn độ võng do hoạt tải với lực xung kích gây ra là 1/1000 nhịp, tính với mô-men quán tính của mặt cắt nguyên và mô-đun đàn hồi cát tuyến. Hoạt tải phải bao gồm tất cả các làn xe được chất tải đầy và phải hiệu chỉnh số làn chất tải theo chỉ dẫn ở Điều 6.1.1.2. Phần 3 bộ tiêu chuẩn này. Phải coi hoạt tải là phân bố đều trên tất cả các cấu kiện chịu uốn dọc.

14.2.3.11 Thiết kế chống động đất

Trong thiết kế kết cấu phần trên thi công phân đoạn có cột chịu mô-men tại các vị trí liên kết của kết cấu phần trên, phải xem xét các lực khớp dẻo từ các cột theo Điều 9.9.4.3 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này. Các kết cấu phần trên của cầu nằm trong các vùng động đất 3 có cột chịu mô-men từ các liên kết của kết cấu phần trên phải được gia cường bằng

các chi tiết tăng độ dẻo để chịu uốn theo phương dọc và phương ngang do khớp dẻo của cột gây ra.

Các mối nối phân đoạn phải đủ khả năng truyền được tác động của động đất.

Thép dự ứng lực kết cấu phần trên phải được thiết kế để duy trì ở mức dưới giới hạn chảy dưới tác dụng của tổ hợp lực do tĩnh tải và địa chấn. Ứng suất trong thép dự ứng lực có thể được tính toán bằng cách phân tích chi tiết độ cong do mô men, với ứng suất trong thép dự ứng lực dính bám được tính theo ứng biến tương thích với mặt cắt và ứng suất trong thép dự ứng lực không dính bám được tính theo chuyển vị tổng thể tương thích giữa các mặt cắt dính bám của bó cáp trong phạm vi nhịp.

14.2.4 Các loại cầu thi công phân đoạn

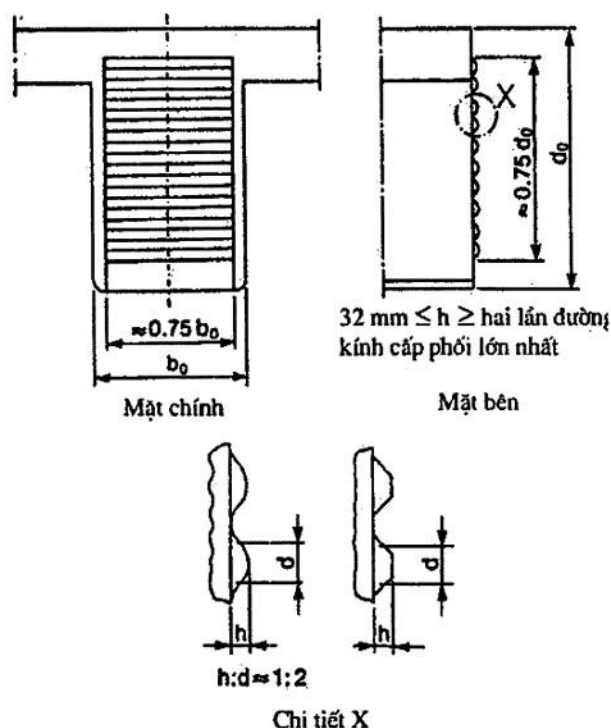
14.2.4.1 Tổng quát

Các cầu có các kết cấu phần trên thiết kế với dự kiến sẽ được thi công phân đoạn phải tuân thủ các yêu cầu được quy định tại Điều này, tùy theo phương pháp đổ bê tông và các phương pháp thi công.

14.2.4.2 Các cấu tạo chi tiết về thi công đúc sẵn

Cường độ chịu nén của các phân đoạn bê tông đúc sẵn trước khi tháo ván khuôn không được nhỏ hơn 17 MPa và phải có đủ tuổi tương đương với 14 ngày ở 21°C trước khi lắp vào kết cấu.

Các nhóm khoá chống cắt có gờ nhỏ tại các mối nối đúc đối đầu ở các sườn dầm của các cầu phân đoạn đúc sẵn phải kéo dài trên chiều cao sườn dầm chừng nào còn phù hợp với các chi tiết khác. Chi tiết của các khoá chống cắt ở sườn dầm nên là tương tự với khoá chống cắt được thể hiện ở Hình 19. Các khoá chống cắt cũng phải được bố trí trong các bản đỉnh và đáy. Các khoá trong các bản đỉnh và đáy có thể là các vấu khoá đơn lớn hơn.



Hình 19 - Ví dụ của khoá chống cắt có gờ nhỏ.

Các mối nối dùng trong các cầu thi công phân đoạn đúc sẵn phải được hợp long bằng đồ bê tông tại chỗ hoặc bằng bằng ghép nối đối đầu dán keo Ê pô xy.

Khi ép mối nối, dự ứng lực tạm thời phải tạo ra một ứng suất chịu nén nhỏ nhất bằng 0,21 MPa và ứng suất trung bình bằng 0,28 MPa trên toàn mối nối cho tới khi ê pô xy đã đông cứng.

14.2.4.3 Các cấu tạo chi tiết cho thi công đúc tại chỗ

Phải xử lý các mối nối giữa các phân đoạn đúc tại chỗ hoặc bằng cách làm nhám gồ ghề bằng cách tạo cho bề mặt bê tông lộ ra các cốt liệu thô hoặc bằng cách sử dụng các mống chống cắt.

Chiều rộng của các mối nối hợp long phải đủ để nối các ống bọc bó cáp.

Phải làm các vách ngăn ở các vị trí trên mố, trụ, các mối nối khớp, các điểm góc ở bản cánh dưới của các kết cấu có vút thẳng. Các vách ngăn phải đảm bảo đặc chắc tại các vị trí mố trụ, có khoét lỗ cho vận chuyển thiết bị công ích hay cho người qua lại kiểm tra cầu. Các vách ngăn phải đủ dày theo yêu cầu tính toán thiết kế cộng thêm chiều rộng hăng phủ ra ngoài gờ tối thiểu 150mm.

14.2.4.4 Thiết kế kết cấu để thi công hẫng

Các quy định tại Điều này dùng cho cả hai phương pháp thi công lắp hẫng đúc sẵn và thi công đúc hẫng tại chỗ.

Các bó cáp đặt dọc phải được neo vào trong các sườn dầm, các bản hoặc các vấu đặt phía ngoài sườn dầm hoặc bản. Mỗi phân đoạn phải được neo ít nhất là 2 bó tạo cáp đặt dọc.

Đoạn kết cấu hẫng phải được kiểm toán chống lật trong khi thi công. Hệ số an toàn chống lật phải không được nhỏ hơn 1,5 dưới bất kỳ tổ hợp tải trọng nào, như được quy định trong Điều 14.2.3.3. Khi phân tích về ổn định trong thi công phải tính với tốc độ gió nhỏ nhất bằng 90 km/h, trừ khi xác định được tốc độ gió có thể xảy ra tại công trường trên cơ sở phân tích các số liệu thống kê của cơ quan khí tượng thủy văn.

Các bó cáp liên tục phải được neo cách xa điểm các ứng suất được yêu cầu theo lý thuyết ít nhất một đốt phân đoạn.

Các chiều dài phân đoạn hoạch định trong thiết kế phải được thể hiện trên các bản vẽ. Bất kỳ các thay đổi nào do Nhà thầu kiến nghị phải dựa vào kết quả tính toán lại về mặt thi công và tính toán các ứng suất cuối cùng.

Trọng lượng xe đúc giả định trong tính toán ứng suất và độ võng phải được ghi rõ trong các bản vẽ.

14.2.4.5 Thi công phân đoạn theo từng nhịp

Khi thiết kế các cầu thi công theo phân đoạn từng nhịp, phải xác định các ứng suất thi công tích lũy do có thay đổi sơ đồ kết cấu theo tiến trình thi công để qui định trong hồ sơ thiết kế.

Các ứng suất sinh ra do các thay đổi sơ đồ tĩnh học hệ kết cấu, đặc biệt là các tác động của việc đặt tải lên một hệ và dỡ nó khỏi hệ khác phải được tính tới. Sự phân phối lại ứng suất do từ biến và các giá số thay đổi của tỷ lệ và độ lớn từ biến phải được xem xét.

14.2.4.6 Thi công theo phương pháp đúc đẩy

14.2.4.6.1 Tổng quát

Các ứng suất trong tất cả các giai đoạn lao dầm không được vượt quá các giới hạn quy định trong Điều 9.4 đối với các cấu kiện có cốt thép dính bám qua mỗi nối và các bó cáp dự ứng lực trong.

Phải dự kiến sức kháng kết cấu phần dưới do lực ma sát tác dụng trong khi lao dầm và lực neo giữ kết cấu phần trên, nếu kết cấu được lao theo chiều dốc xuống. Để xác định các lực ma sát nguy hiểm, hệ số ma sát trên các gối đỡ khi lao dầm phải giả định thay đổi trong khoảng giữa 0 và 4%, lấy giá trị nào nguy hiểm hơn. Trị số cận trên có thể giảm đi, tới 3,5% nếu có quan trắc độ lún của các trụ và các lực kích đẩy trong khi thi công.

14.2.4.6.2 Các ứng lực phát sinh do các sai số thi công

Phải cộng tác dụng các nội lực gây ra do các tải trọng trọng lực với nội lực do các sai số thi công cho phép sau đây gây ra:

- Theo phương dọc giữa 2 gối kề nhau 5 mm
- Theo phương ngang giữa 2 gối kề nhau 2,5 mm
- Giữa diện tích chế tạo và thiết bị lao trong phương dọc và phương ngang 2,5 mm
- Độ lệch ngang tại phía ngoài các sườn dầm 2,5 mm

Lực nằm ngang tác động lên các giá dẫn hướng ngang của các gối lao phải lấy không nhỏ hơn 1% của phản lực gối thẳng đứng.

Để tính các ứng suất trong khi thi công, phải lấy một nửa các nội lực do các sai số thi công gây ra và một nửa các nội lực do nhiệt độ gây ra theo Điều 14.2.3, cộng tác dụng với các nội lực do các tải trọng trọng lực. Các ứng suất chịu kéo của bê tông do các mô men tổ hợp này phải không được vượt quá $0,58\sqrt{f'_c}$.

14.2.4.6.3 Thiết kế các chi tiết

Các trụ và các vách ngăn kết cấu phần trên tại các trụ phải được thiết kế để cho phép kích kết cấu phần trên trong tất cả các giai đoạn lao và để lắp đặt các gối đỡ vĩnh cửu. Các lực ma sát trong khi lao phải được xem xét trong thiết kế kết cấu phần dưới.

Tại phía dưới các sườn dầm, các ứng suất cục bộ có thể tăng lên trong khi lao phải được kiểm soát. Các yêu cầu sau đây phải được thỏa mãn.

- Các tấm đệm lao phải được đặt cách mép ngoài sườn dầm không nhỏ hơn 75 mm.
- Lớp bảo vệ bê tông giữa đáy và các ống bọc cáp kéo sau phải không được nhỏ hơn 150 mm, và
- Các áp lực gối đỡ tại góc sườn dầm/đáy phải được nghiên cứu và các ảnh hưởng của các ống bọc cáp không được phun vữa, và bất kỳ độ lệch tâm nào giữa chỗ giao nhau của các đường tìm sườn dầm và tìm bản đáy với đường tìm của gối cũng phải được xem xét.

Các bó cáp thẳng cần cho việc lao dầm phải được đặt trong các bản mặt và bản đáy của các dầm hộp và trong khoảng một phần ba về phía dưới của bản bụng dầm chữ T. Trong một mối nối thi công không được nổi quá 50% số bó cáp. Các neo và các vị trí của các bó cáp thẳng phải được thiết kế theo sức kháng của bê tông ở thời điểm căng cáp dự ứng lực.

Ở các mặt của các mối nối thi công phải bố trí các mộng chống cắt hay xử lý mặt ghồ ghề đảm bảo biên độ nhám tối thiểu là 6 mm. Cốt thép thường dính bám phải được bố trí theo hướng dọc và ngang tại tất cả các bề mặt bê tông, đi qua mối nối về mỗi phía một đoạn dài 2100mm. Bố trí cốt thép tối thiểu phải tương đương với các thanh đường kính 13 mm đặt cách nhau 125 mm.

14.2.4.6.4 Thiết kế thiết bị thi công

Khi trong hồ sơ thiết kế có chỉ định thiết bị thi công theo phương pháp đúc đẩy, thì việc lựa chọn các thiết bị đó phải dựa trên các cơ sở nhưng không giới hạn các tiêu chí nêu dưới đây:

- Các dung sai trong thi công trên bề mặt trượt ở mặt đáy của mũi dẫn lao dầm phải được giới hạn theo các dung sai của kết cấu phần trên được quy định trong Điều 14.2.4.6.2.
- Phải kiểm toán các phản lực đỡ tác dụng lên mũi dẫn về sức kháng, ổn định và biến dạng.
- Phải thiết kế các gối lao dầm sao cho chúng có thể bù lại độ chệch hướng cục bộ của mặt trượt tới 2mm do biến dạng đàn hồi gây ra.
- Các thiết bị lao phải có kích cỡ đảm bảo cho ma sát quy định theo Điều 14.2.4.6.1 và độ dốc thực tế của kết cấu phần trên.
- Phải thiết kế các thiết bị lao dầm sao cho khi bị mất điện sẽ không dẫn đến kết cấu phần trên bị trượt không kiểm soát được.
- Hệ số ma sát giữa bê tông và các bề mặt thép hình được gia cường cứng của thiết bị lao phải lấy bằng 60% ở trạng thái giới hạn sử dụng và lực ma sát không được vượt quá lực kéo là 30%. Các ván khuôn làm bề mặt trượt phía dưới và bên ngoài bản bụng dầm phải chịu được mài mòn và đủ cứng để đảm bảo độ võng của chúng trong khi đúc không vượt quá 2 mm.

14.2.5 Thiết kế kết cấu phần dưới của cầu thi công phân đoạn

14.2.5.1 Tổng quát

Thiết kế móng và trụ phải theo qui định ở Phần 11 bộ tiêu chuẩn này và các quy định trong tiêu chuẩn này. Khi thiết kế phải xét các tải trọng lắp ráp, mômen và lực cắt tác dụng lên móng, trụ do phương pháp xây dựng được thể hiện trong các hồ sơ thiết kế. Các trụ và giằng liên kết phụ tạm phải được thể hiện rõ ràng theo sự cần thiết. Phải thiết kế các trụ đúc sẵn phân đoạn hình chữ nhật rỗng theo Điều 7.4.7. Có thể tính toán diện tích cốt thép thường dọc không liên tục theo quy định của Điều 14.2.5.3.

14.2.5.2 Tổ hợp tải trọng thi công

Phải tính ứng suất kéo trong các kết cấu phần dưới dự ứng lực thẳng đứng trong quá trình thi công với các tổ hợp tải trọng qui định trong Bảng 14

14.2.5.3 Cốt thép dọc của các trụ phân đoạn đúc sẵn mặt cắt hình chữ nhật rỗng.

Diện tích tối thiểu của cốt thép thường dọc và không liên tục trong các trụ đúc sẵn phân đoạn mặt cắt hình chữ nhật rỗng phải thỏa mãn các quy định về cốt thép chịu nhiệt độ và co ngót quy định trong Điều 10.8.

14.3 VÒM

14.3.1 Tổng quát

Hình dạng của vòm phải được lựa chọn sao cho mô men uốn là nhỏ nhất dưới tác dụng của tổ hợp các tải trọng thường xuyên và nhất thời.

14.3.2 Sườn vòm

Độ ổn định trong mặt phẳng của sườn vòm (các sườn vòm) phải được nghiên cứu qua mô đun đàn hồi và mô men quán tính thích hợp đối với tổ hợp các tải trọng và mô men trong sườn vòm (các sườn vòm).

Thay cho sự phân tích chính xác, chiều dài có hiệu khi bị oằn (mất ổn định khi bị uốn dọc), có thể được đánh giá theo tích số của nửa chiều dài nhịp vòm và hệ số quy định trong Bảng 2 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này.

Các quy định của Điều 5.3.2.2 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này có thể được áp dụng để tính các sườn vòm. Khi dùng phương pháp hiệu chỉnh xấp xỉ thứ cấp đối với mô men, quy định trong Điều 5.3.2.2.3 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này, mô đun đàn hồi ngắn hạn có thể được tính theo quy định trong Điều 4.2.4, dựa trên cường độ $0,4 f_c$.

Các sườn vòm phải được đặt cốt thép như là các cấu kiện chịu nén. Cốt thép tối thiểu, *ít* bằng 1% diện tích bê tông nguyên, phải được bố trí đều trên mặt cắt sườn vòm. Cốt thép đai phải bố trí theo như qui định đối với các cột.

Các tường trên lưng vòm không đắp cao hơn 7500 mm phải được giằng bằng các tường chống hoặc các vách ngăn.

Các tường trên lưng vòm phải bố trí các mối nối co giãn. Phải bố trí cốt thép chống nhiệt tương ứng với khoảng cách mối nối.

Tường lưng vòm phải được nối tại mức đường chân vòm.

Phải bố trí thoát nước nếu có đất đắp trên tường lưng vòm. Phải bố trí các bộ lọc bằng vật liệu mịn để phòng ngừa làm tắc sự tiêu nước.

14.4 KẾT CẤU BÀN

14.4.1 Kết cấu bàn đặc đúc tại chỗ

Các bàn có cốt thép dọc đúc tại chỗ có thể là bàn cốt thép thường hoặc dự ứng lực và có thể được sử dụng như các cầu dạng bàn.

Sự phân bố của hoạt tải có thể được xác định theo một phân tích chính xác hoặc theo quy định trong Điều 6.2.3 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này. Các bàn và các cầu bàn được thiết kế theo mô men phù hợp với Điều 6.2.3 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này có thể được xem như thoả mãn đối với lực cắt.

Phải bố trí các dầm gờ mép bàn theo quy định trong Điều 7.1.4 Phần 9 bộ tiêu chuẩn này.

Cốt thép phân bố ngang phải được đặt ở đáy của các bàn, trừ các nắp cống hoặc các bàn đầu cầu (của cầu tích hợp), khi chiều cao của đất đắp bên trên bàn dày hơn 600 mm. Số lượng cốt thép ngang ở đáy bàn có thể xác định hoặc theo giải tích hai hướng hoặc số lượng cốt

thép phân bố có thể lấy theo phần trăm của cốt thép chủ cần thiết chịu mô men dương được lấy bằng:

- Đối với kết cấu bê tông cốt thép thường theo hướng dọc:

$$\frac{1750}{\sqrt{L}} \leq 50\% \quad (217)$$

- Đối với kết cấu dự ứng lực hướng dọc

$$\frac{1750}{\sqrt{L}} \cdot \frac{f_{pe}}{410} \leq 50\% \quad (218)$$

trong đó :

L = chiều dài nhịp (m)

f_{pe} = ứng suất có hiệu trong thép dự ứng lực sau các mất mát. (MPa)

Bố trí thép chịu co ngót ngang và cốt thép chống nhiệt ở đỉnh các bản phải theo các qui định của Điều 10.8.

14.4.2 Kết cấu bản rỗng đúc tại chỗ

14.4.2.1 Các kích thước mặt cắt ngang

Các kết cấu phần trên bản rỗng đúc tại chỗ có thể được bố trí dự ứng lực kéo sau theo cả hai hướng dọc và ngang.

Đối với các lỗ rỗng hình tròn, khoảng cách từ tim tới tim các lỗ rỗng không nên nhỏ hơn tổng chiều cao bản, và bề dày nhỏ nhất của bê tông được lấy tại tim lỗ rỗng thẳng góc với mặt ngoài phải không nhỏ hơn 140 mm.

Đối với các lỗ rỗng hình chữ nhật, chiều rộng theo hướng ngang của lỗ rỗng không vượt quá 1,5 lần chiều cao rỗng, chiều dày của sườn giữa các lỗ rỗng không nên nhỏ hơn 20% tổng chiều cao của mặt cầu và chiều dày nhỏ nhất của bê tông bên trên các lỗ rỗng phải không được nhỏ hơn 175 mm.

Chiều dày bản cánh đáy phải thỏa mãn các yêu cầu quy định trong Điều 14.1.5.1.2

Khi các lỗ rỗng tuân thủ theo các yêu cầu kích thước của Điều này và khi tỷ lệ rỗng của diện tích mặt cắt ngang, không vượt quá 40%, kết cấu phần trên có thể được phân tích như là bản theo quy định của Điều 6.2.3 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này hoặc theo phân tích hai hướng đối với các bản đẳng hướng.

Nếu tỷ lệ rỗng vượt quá 40%, kết cấu phần trên phải được xử lý theo kết cấu có ngăn và được phân tích theo:

- Hộp nhiều lỗ liền khối, theo quy định trong Điều 6.2.2.1 loại d Phần 4 bộ tiêu chuẩn này, hoặc
- Bản trực hướng, hoặc

- Môi trường liên tục (Continuum) ba chiều.

14.4.2.2 Cấu tạo đặt số lượng gối ít nhất

Để tối thiểu hóa số lượng đặt gối của cầu, có thể cấu tạo các cột nối ngầm vào kết cấu phần trên, hoặc chỉ cấu tạo đặt một gối đỡ đơn trên các trụ trung gian của các kết cấu dầm liên tục. Khi đó ít nhất phải có 2 gối đặt trên các móng hoặc trụ ngoài cùng của liên cầu.

Chuyển vị xoay theo hướng ngang của kết cấu phần trên phải không được vượt quá 0,5% với tổ hợp lực trạng thái giới hạn sử dụng.

14.4.2.3 Cấu tạo các mặt cắt đặc đầu bản

Phải bố trí cấu tạo tại hai đầu nhịp mặt cắt đặc với một đoạn dài tối thiểu 900 mm, nhưng không nhỏ hơn 5% chiều dài nhịp. Các vùng neo kéo sau phải thỏa mãn các yêu cầu quy định trong Điều 10.9. Khi không thể phân tích mô hình chi tiết, các mặt cắt đặc của mặt cầu có thể được phân tích như mô hình dầm ngang bằng cách phân bố các lực tới các gối cầu và tới các neo kéo sau.

14.4.2.4 Các yêu cầu thiết kế tổng quát

Đối với các bản rỗng tuân thủ theo các qui định của Điều 14.4.2.1, các ứng lực tổng thể và cục bộ do các tải trọng bánh xe không cần được tổ hợp. Bản mặt đỉnh của mặt cầu có các lỗ rỗng hình chữ nhật có thể hoặc được phân tích thiết kế theo một bản khung, hoặc được thiết kế với các quy định của phương pháp kinh nghiệm như được quy định trong Điều 7.2 Phần 9 bộ tiêu chuẩn này.

Phần mặt bản bên trên các lỗ rỗng hình tròn được làm với các ván khuôn thép rỗng phải được bố trí dự ứng lực kéo sau theo hướng ngang. Tại chiều dày bê tông nhỏ nhất, ứng suất nén trước bình quân sau toàn bộ các mất mát ứng suất, như được quy định trong Điều 9.5 phải không được nhỏ hơn 3,5 MPa. Khi được kéo sau theo hướng ngang, không cần thiết đặt thêm cốt thép trong bê tông ở trên các lỗ rỗng tròn.

Phải bố trí thép chịu co ngót ngang và thép chống nhiệt tại đáy bản rỗng thỏa mãn các yêu cầu theo quy định trong Điều 10.8.

14.4.2.5 Các khu vực chịu nén trong vùng mô men âm

Tại vị trí các trụ trung gian, một phần mặt cắt ngang, (của kết cấu bản) chịu các ứng suất nén có thể được xét như cột nằm ngang và được bố trí cốt thép phù hợp.

14.4.2.6 Thoát nước cho các ống rỗng trong dầm bản

Phải bố trí đầy đủ cấu tạo thoát nước cho các lỗ ống rỗng trong dầm bản theo các quy định của Điều 6.6.5 Phần 2 bộ tiêu chuẩn này.

14.4.3 Cầu có bản mặt cầu đúc sẵn

14.4.3.1 Tổng quát

Các đơn nguyên bê tông đúc sẵn lắp đặt kề nhau theo phương dọc có thể được nối với nhau theo hướng ngang để tạo thành hệ mặt cầu. Các đơn nguyên bê tông đúc sẵn có thể là bản liên tục chỉ khi làm việc dưới tải trọng nhất thời hoặc cho cả khi làm việc dưới tác dụng cả hai loại tải trọng thường xuyên và nhất thời. Khi thực hiện nối liên tục hóa các nhịp giản đơn được lắp đặt theo trình tự từng nhịp, phải theo các quy định trong Điều 14.1.3.2

Khi không bố trí lớp bê tông phủ thêm bên trên bê tông kết cấu, chiều dày nhỏ nhất của bê tông phải bằng 90 mm ở đỉnh của lỗ rỗng trong bản rỗng và 140 mm cho tất cả các bộ phận khác.

14.4.3.2 Các mối nối truyền lực cắt

Các bộ phận đúc sẵn hướng dọc có thể được nối với nhau theo chiều ngang bởi khoá chống cắt có chiều cao không nhỏ hơn 175 mm. Khi phân tích mô hình tính, các mối nối truyền lực cắt theo phương dọc phải được mô hình hoá như các chốt.

Mối nối phải được lấp đầy bằng vữa không co ngót với cường độ nén ít nhất bằng 35 MPa ở tuổi 24 giờ.

14.4.3.3 Các mối nối truyền lực cắt-uốn

14.4.3.3.1 Tổng quát

Các phiên dầm đúc sẵn theo phương dọc có thể được nối với nhau bằng dự ứng lực ngang kéo sau, bằng mối nối đúc tại chỗ, bằng lớp bê tông đổ tại chỗ phủ bên trên kết cấu hoặc tổ hợp các giải pháp đó.

14.4.3.3.2 Thiết kế

Các mặt cầu có các mối nối truyền lực cắt uốn cần được tính theo mô hình các bản liên tục, trừ khi áp dụng phương pháp thiết kế theo kinh nghiệm qui định tại Điều 7.2 Phần 7 bộ tiêu chuẩn này. Các mối nối phải được thiết kế như là các bộ phận chịu uốn, theo quy định của Điều 14.4.3.3.4.

14.4.3.3.3 Dự ứng lực kéo sau

Phải bố trí dự ứng lực kéo sau theo phương ngang phân bố đều dọc theo nhịp cầu. Có thể cấu tạo các khối nhô ra ngoài sử dụng để nối các ống bọc cáp kéo sau dễ dàng. Chiều cao chịu nén của mối nối phải không được nhỏ hơn 175 mm, và tạo dự ứng lực trong mối nối tới mức không được nhỏ hơn 1,7 MPa sau toàn bộ các mất mát ứng suất.

14.4.3.3.4 Các mối nối thi công theo phương dọc

Mối nối thi công dọc ở giữa các cấu kiện bê tông đúc sẵn phải có khóa được nhồi vữa không co ngót đạt cường độ chịu nén 35 MPa trong vòng 24 giờ. Chiều sâu khóa không được nhỏ hơn 125 mm.

Nếu các bộ phận được dự ứng lực kéo sau ghép theo phương ngang, các bản cánh trên có thể được coi là làm việc như một bản toàn khối. Tuy nhiên không thiết kế bản bằng phương pháp kinh nghiệm như quy định trong Điều 7.2 Phần 9 bộ tiêu chuẩn này.

Mức độ dự ứng lực ngang có thể được xác định theo phương pháp dải hoặc phân tích 2 chiều. Ứng suất dự ứng lực ngang tại vị trí khóa nối phải đạt tới mức lớn hơn hoặc bằng 1,7 MPa, sau tất cả mất mát. Trong đoạn cuối 900mm ở đầu tự do, lực dự ứng lực ngang yêu cầu phải lấy gấp đôi.

14.4.3.3.5 Mối nối đúc tại chỗ

Bê tông dùng trong mối nối đổ tại chỗ nên có cường độ tương đồng với cường độ của các bộ phận đúc sẵn. Chiều rộng của mối nối dọc phải đủ lớn để đặt được cốt thép trong mối nối, nhưng trong bất kỳ trường hợp nào chiều rộng mối nối không được nhỏ hơn 300 mm.

14.4.3.3.6 Lớp phủ mặt trên kết cấu

Nếu sử dụng lớp phủ mặt trên kết cấu để cải thiện sự phân bố tải trọng được quy định theo các Điều 6.2.2.2 và 6.2.2.3 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này, chiều dày của lớp phủ mặt bê tông kết cấu không được nhỏ hơn 115 mm. Phải bố trí một lớp lưới cốt thép đẳng hướng theo qui định của Điều 10.8. Phải xử lý nhám mặt tiếp xúc của các cấu kiện đúc sẵn.

14.5 CÁC QUY ĐỊNH BỔ SUNG CHO CỐNG

14.5.1 Tổng quát

Khi thiết kế cống phải xét mối quan hệ tương tác giữa đất - kết cấu theo quy định trong Phần 12 bộ tiêu chuẩn này.

14.5.2 Thiết kế chịu uốn

Phải áp dụng các quy định của Điều 7.

14.5.3 Thiết kế theo lực cắt trong các bản của cống hộp

Phải áp dụng các quy định của Điều 8 trừ sự thay đổi Điều này. Đối với các bản của cống hộp nằm dưới lớp đất đắp dày 600 mm hoặc hơn, cường độ chống cắt V_c có thể được tính bằng:

$$V_c = \left(0,178\sqrt{f'_c} + 32 \frac{A_s}{bd_c} \frac{V_u d_c}{M_u} \right) bd_c \quad (219)$$

nhưng V_c không được vượt quá $0,332 \sqrt{f'_c} bd_c$.

ở đây :

A_s = diện tích cốt thép (mm^2)

d_e = chiều cao có hiệu tính từ thớ chịu nén ngoài cùng tới trọng tâm lực kéo trong cốt thép chịu kéo (mm).

V_u = lực cắt do các tải trọng tính toán (N).

M_u = mômen do các tải trọng tính toán (N-mm)

b = chiều rộng thiết kế (mm)

Chỉ với các cống hộp một cửa, V_c của các bản nối ngàm với các tường cần lấy không nhỏ hơn $0,25\sqrt{f'_c}bd_e$ và V_c với các bản được đỡ giản đơn lấy không nhỏ hơn $0,207\sqrt{f'_c}bd_e$. Lượng $V_u d_e / M_u$ không được lấy lớn hơn 1,0, trong đó M_u là mô men tính toán xảy ra đồng thời với V_u tại mặt cắt xem xét. Với các bản cống hộp có lớp đất đắp trên cống mỏng hơn 600 mm và với các tường bên, phải áp dụng các quy định của các Điều 8 và Điều 13.3.6.

PHỤ LỤC A

(tham khảo)

CÁC BƯỚC CƠ BẢN THIẾT KẾ CẦU BÊ TÔNG**1 TỔNG QUÁT**

Các trình bày tóm lược sau đây với phương pháp minh họa giản yếu để cung cấp một cách nhìn tổng quan quá trình thiết kế cầu bê tông. Không nên coi nó là toàn bộ quá trình thiết kế hay là nó có thể thay thế cho kiến thức làm việc về các Điều khoản qui định của tiêu chuẩn này.

2 CÁC QUAN HỆ TỔNG THỂ

- A. Triết lý thiết kế (Điều 3.1 Phần 1 bộ tiêu chuẩn này)
- B. Các trạng thái giới hạn (Điều 3.2 Phần 1 bộ tiêu chuẩn này)
- C. Các mục tiêu thiết kế và đặc điểm hiện trường (2.3 Phần 1 bộ tiêu chuẩn này) (2.5 Phần 1 bộ tiêu chuẩn này)

3 THIẾT KẾ KẾT CẤU PHẦN TRÊN DÀM VÀ DÀM TỔ HỢP**A. Hoàn thiện mặt cắt chung của kết cấu cầu**

- 1. Bề rộng phần xe chạy (theo qui định Tiêu chuẩn thiết kế đường)
- 2. Bố trí nhịp (Các Điều 3.2; 5.4; 5.5; 6 Phần 2 bộ tiêu chuẩn này)
- 3. Lựa chọn loại cầu

B. Hoàn thiện mặt cắt điển hình

- 1. Các loại dầm dự ứng lực căng trước đúc sẵn
 - a. Cánh trên (Điều 14.1.2.2)
 - b. Cánh dưới (Điều 14.1.2.2)
 - c. các sườn dầm (Điều 14.1.2.2)
 - d. Chiều cao kết cấu (Điều 5.2.6.3 Phần 2 bộ tiêu chuẩn này)
 - e. Cốt thép tối thiểu (Điều 7.3.3.2) (Điều 7.3.4)
 - f. các phương tiện cầu lắp (Điều 14.1.2.3)
 - g. Các mối nối (Điều 14.1.3.2)
- 2. Dầm T và các dầm hộp nhiều ngăn đỡ tại chỗ (Điều 14.1.5)
 - a. Cánh trên (Điều 14.1.5.1.1)
 - b. Cánh dưới (Điều 14.1.5.1.2)
 - c. các sườn dầm (Điều 14.1.5.1.3)
 - d. Chiều cao kết cấu (Điều 5.2.6.3 Phần 2 bộ tiêu chuẩn này)
 - e. Cốt thép (Điều 14.1.5.2)
 - (1) Cốt thép tối thiểu (Điều 7.3.3.2) (Điều 7.3.4)
 - (2) Cốt thép chịu nhiệt độ và co ngót (Điều 10.8)
 - f. Chiều rộng bản cánh có hiệu (Điều 6.2.6 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này)
 - g. Diện tích các thanh chống giằng của dàn áo, khi cần (Điều 6.3)

C. Thiết kế bản bê tông cốt thép thông thường

1. Các bản mặt cầu (Điều 6.2.1 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này)
2. Chiều dày bản mặt cầu tối thiểu (Điều 7.1.1 Phần 9 bộ tiêu chuẩn này)
3. Thiết kế theo thực nghiệm (Điều 7.2 Phần 9 bộ tiêu chuẩn này)
4. Thiết kế truyền thống (Điều 7.3 Phần 9 bộ tiêu chuẩn này)
5. Phương pháp dải (Điều 6.2.1 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này)
6. Bố trí hoạt tải (Điều 6.1.3.3 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này) (Điều 6.2.1.5 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này)
7. Cốt thép phân bố (Điều 7.3.2 Phần 9 bộ tiêu chuẩn này)
8. Thiết kế cánh hẫng (Điều 7.3.5 Phần 13 bộ tiêu chuẩn này) (Điều 6.1.3.4 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này)

D. Lựa chọn hệ số sức kháng

Trạng thái giới hạn cường độ (thông thường) (Điều 5.4.2.1)

E. Lựa chọn các hệ số điều chỉnh tải trọng

1. Tính dẻo (Điều 3.3 Phần 1 bộ tiêu chuẩn này)
2. Tính dư (Điều 3.4 Phần 1 bộ tiêu chuẩn này)
3. Mức độ quan trọng của cầu khi khai thác (Điều 3.5 Phần 1 bộ tiêu chuẩn này)

F. Lựa chọn các tổ hợp tải trọng và hệ số tải trọng (Điều 4.1, Bảng 3 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này)**G. Tính nội lực do hoạt tải**

1. Hoạt tải (Điều 6.1 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này) và số làn (Điều 6.1.1.1 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này)
2. Hệ số làn (Điều 6.1.1.2 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này)
3. Gia tăng lực do xung kích (Điều 6.2 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này)
4. Hệ số phân bố để tính mô men (Điều 6.2.2.2 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này)
 - a. Các dầm phía trong đối với cầu có bản mặt cầu bê tông (Điều 6.2.2.2.2 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này)
 - b. Các dầm biên (Điều 6.2.2.2.2 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này)
 - c. Các cầu chéo (Điều 6.2.2.2.5 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này)
5. Hệ số phân bố để tính lực cắt (Điều 6.2.2.3 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này)
 - a. Các dầm trong (Điều 6.2.2.3.1 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này)
 - b. Các dầm biên (Điều 6.2.2.3.2 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này)
 - c. Các cầu chéo (Điều 6.2.2.3.3, Bảng 13 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này)
6. Phân lực truyền xuống kết cấu phần dưới (Điều 6 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này)

H. Tính nội lực do các tải trọng khác theo yêu cầu**I. Kiểm tra theo trạng thái giới hạn sử dụng**

1. Các mắt mát dự ứng lực (Điều 9.5)
 2. Các giới hạn ứng suất trong bó cáp dự ứng lực (Điều 9.3)
 3. Các giới hạn ứng suất trong bê tông dự ứng lực (Điều 9.4)
 - a. Trước mắt mát (Điều 9.4.1)
 - b. Sau mắt mát (Điều 9.4.2)
 4. Độ bền lâu dài (Điều 12)
 5. Kiểm soát nứt (Điều 7.3.4)
 6. Mỗi, nếu cần (Điều 5.3)
 7. Độ võng và độ vòng (Điều 5.2.6.2 Phần 2 bộ tiêu chuẩn này) (Điều 6.1.3.2 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này) (Điều 7.3.6.2)
- J. Kiểm tra theo trạng thái giới hạn cường độ**
1. uốn
 - a. ứng suất trong bó cáp dự ứng lực có dính bám (Điều 7.3.1.1)
 - b. ứng suất trong bó cáp dự ứng lực không dính bám (Điều 7.3.1.2)
 - c. Sức kháng chịu uốn (Điều 7.3.2)
 - d. Các giới hạn đối với cốt thép thường (Điều 7.3.3)
 2. Cắt (giả thiết không có mô men xoắn)
 - a. Các yêu cầu chung (Điều 8.2)
 - b. Các mẫu thiết kế mặt cắt (Điều 8.3)
 - (1) Sức kháng cắt danh định (Điều 8.3.3)
 - (2) xác định β và Θ (Điều 8.3.4)
 - (3) Cốt thép dọc (Điều 8.3.5)
 - (4) Cốt thép ngang (Điều 8.2.4) (Điều 8.2.5) (Điều 8.2.6) (Điều 8.2.7)
 - (5) Lực cắt nằm ngang (Điều 8.4)
- K. Kiểm tra các chi tiết cấu tạo**
1. Các yêu cầu về lớp bê tông bảo vệ (Điều 12.3)
 2. Chiều dài triển khai cốt thép thường (Điều 11.1) (Điều 11.2)
 3. Chiều dài triển khai cốt thép dự ứng lực (Điều 11.4)
 4. Mỗi nối chồng (Điều 11.5) (Điều 11.6)
 5. Các vùng neo
 - a. Neo dự ứng lực kéo sau (Điều 10.9)
 - b. Neo dự ứng lực kéo trước (Điều 10.10)
 6. Ống bọc cáp (Điều 4.6)
 7. Các giới hạn bố trí trục dọc bó cáp
 - a. Kiểm chế bó cáp (Điều 10.4)
 - b. Các bó cáp cong (Điều 10.4)
 - c. Các giới hạn khoảng cách (Điều 10.3.3)
 8. Các giới hạn khoảng cách cốt thép thường (Điều 10.3)
 9. Cốt thép thường (Điều 8.2.6) (Điều 8.2.7) (Điều 8.2.8)
 10. Đầu dầm cắt khác (Điều 13.2.5)

4 CÁC CẦU BÀN

Nói chung phương pháp tiếp cận thiết kế đối với bản cũng tương tự như đối với các cầu dầm và dầm tổ hợp trừ một số điều được chỉ dẫn dưới đây

- A. Kiểm tra chiều cao dầm tối thiểu được kiến nghị** (Điều 5.2.6.3 Phần 2 bộ tiêu chuẩn này)
- B. Xác định chiều rộng dải hoạt tải** (Điều 6.2.3 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này)
- C. Xác định khả năng đặt hoạt tải cho bản và hệ thống bản** (Điều 6.1.3.3 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này)
- D. Thiết kế đảm bảo đầu mút hẫng của bản** (Điều 7.1.4 Phần 9 bộ tiêu chuẩn này)
- E. Kiểm tra lực cắt** (Điều 14.4.1)
- F. Kiểm tra cốt thép phân bố** (Điều 14.4.1)
- G. Nếu bản không đặc**
 - 1. kiểm tra khi thi công bản rỗng (Điều 14.4.2.1)
 - 2. kiểm tra các kích thước tối thiểu và tối đa (Điều 14.4.2.1)
 - 3. Thiết kế các vách ngăn (Điều 14.4.2.3)
 - 4. các yêu cầu kiểm tra thiết kế (Điều 14.4.2.4)

5 THIẾT KẾ KẾT CẤU PHẦN DƯỚI

A. Định bề rộng tối thiểu của bề rộng mũ trụ và bề rộng móng đỡ dầm

B. gom hiệu ứng lực, không gom hiệu ứng lực tác dụng vào kết cấu phần trên

- 1. Gió (Điều 8 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này)
- 2. Nước (Điều 7 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này)
- 3. Tác dụng của sóng (Điều 6.4.4.2 Phần 2 bộ tiêu chuẩn này)
- 4. Động đất (Điều 9 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này) (Điều 7.4 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này)
- 6. Nhiệt độ (Điều 11.2 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này) (Điều 11.3 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này) (Điều 6.6 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này)
- 7. Biến dạng cưỡng bức (Điều 11 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này)
- 8. Lực va tàu thủy (Điều 13 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này) (Điều 7.5 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này)
- 9. Lực va xe cộ (Điều 6.5 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này)
- 10. Lực hãm (Điều 6.4 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này)
- 11. Lực ly tâm (Điều 6.3 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này)
- 12. áp lực đất (Điều 10 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này)

C. Tính kết cấu và tổ hợp lực

- 1. Bảng 3 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này
- 2. Các tổ hợp đặc biệt động đất (Điều 9.8 Phần 3 bộ tiêu chuẩn này)

D. Thiết kế các bộ phận chịu nén (Điều 7.4)

- 1. Sức kháng chịu lực nén tính toán (7.4.4)

2. uốn hai chiều (Điều 7.4.5)
3. Hiệu ứng độ mảnh (Điều 5.3.2.2 Phần 4 bộ tiêu chuẩn này) (Điều 7.4.3)
4. Cốt thép ngang (Điều 7.4.6)
5. Lực cắt (thông thường bao gồm tác dụng động đất và va tàu) (Điều 9.9.4.3)
6. Các giới hạn cốt thép (Điều 7.4.2)
7. Gối (Điều 7.5)
8. Độ bền lâu dài (12)
9. Chi tiết cấu tạo (như ở bước 3K) và động đất (Điều 10.11)

E. Thiết kế móng (xem xét về kết cấu)

1. Sỏi
 2. Các loại móng (Điều 13.3)
 3. Mố (Phần 11 bộ tiêu chuẩn này)
 4. Chi tiết cọc (Điều 13.4)
-