

PGS. TS. NGUYỄN VIỆT TRUNG
TS. HOÀNG HÀ

CÔNG NGHỆ ĐÚC HẰNG CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP



NHÀ XUẤT BẢN GIAO THÔNG VẬN TẢI

**PGS. TS. NGUYỄN VIỆT TRUNG
TS. HOÀNG HÀ**

CÔNG NGHỆ ĐÚC HẰNG CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP

**NHÀ XUẤT BẢN GIAO THÔNG VẬN TẢI
HÀ NỘI - 2004**

LỜI NÓI ĐẦU

Trong quá trình phát triển của ngành xây dựng cầu ở nước ta, các cầu bê tông cốt thép nhịp lớn xây dựng theo công nghệ **“Đúc Hẫng”** đã và đang được xây dựng rất nhiều trên khắp đất nước như: Cầu Phù Đổng (Hà Nội), cầu Tuấn (Huế), cầu Hàm Rồng (Thanh Hóa)... Các công trình này đã đáp ứng đầy đủ các yêu cầu cả về mỹ quan lẫn độ bền của kết cấu công trình.

Cùng với việc có rất nhiều các công trình xây dựng theo công nghệ **“Đúc hẫng”** và sự phát triển của các chương trình tính toán, công nghệ thiết kế đã chuyển sang một giai đoạn mới. Bên cạnh đó, các tiêu chuẩn thiết kế và thi công ở nước ta và trên thế giới cũng có thay đổi đáng kể phù hợp với công nghệ thi công hiện đại.

Cuốn sách **“Công nghệ đúc hẫng cầu bê tông cốt thép”** được biên soạn nhằm phục vụ đông đảo độc giả là các kỹ sư thiết kế, cán bộ giảng dạy và sinh viên ngành công trình cầu đường.

Để phù hợp với Tiêu chuẩn mới của nước ta (22TCN 272-01) cuốn sách **““Công nghệ đúc hẫng cầu bê tông cốt thép”** được biên soạn chủ yếu theo Tiêu chuẩn mới 22TCN 272-01.

Sách được biên soạn lần đầu chắc không tránh khỏi thiếu sót. Rất mong nhận được ý kiến góp ý của các bạn đồng nghiệp. Xin chân thành cảm ơn!

Mọi thư đóng góp ý kiến xin gửi về địa chỉ: PGS.TS Nguyễn Viết Trung - Bộ môn Công nghệ Giao thông thành phố - Đại học Giao thông Vận tải.

Tác giả

PGS.TS NGUYỄN VIẾT TRUNG

CHƯƠNG 1

CÁC PHƯƠNG PHÁP ĐÚC HÃNG

MỤC LỤC

1. 1. Giới thiệu công nghệ đúc hẫng và lắp hẫng.....	5
1. 2. Các sơ đồ kết cấu cầu phù hợp phương pháp đúc hẫng và lắp hẫng	19
1. 3. Phương pháp đúc hẫng cân bằng bắt đầu từ trụ.....	20
1. 4. Phương pháp đúc hẫng bắt đầu từ mố	25
1. 5. Phương pháp đúc bán hẫng	28
1. 6. Đặt kết cấu nhịp lên các gối cầu.....	28
1.7. Thi công mặt cầu và hoàn thiện.....	28

1.1. GIỚI THIỆU CÔNG NGHỆ ĐÚC HÃNG VÀ LẮP HÃNG

Trong số rất nhiều công nghệ để thi công cầu BTCT, công nghệ thi công hẫng có nhiều ưu điểm và đã được ứng dụng rộng rãi trên khắp thế giới cũng như ở Việt Nam. Từ năm 1977 phương pháp lắp hẫng cầu khung T - dầm đeo thuộc hệ sơ đồ cầu tĩnh định đã được áp dụng để thi công các cầu : Rào, Niệm, An Dương ở Hải Phòng, phương pháp đúc hẫng đã dùng cho cầu khung T - dầm đeo theo sơ đồ tĩnh định nhiều nhịp ở công trường cầu Bình ở Quảng Ninh, cầu Nông Tiến ở Tuyên Quang, v. v. . .

Cầu Phú Lương trên Quốc lộ 5, cầu Gianh trên Quốc lộ 1 là những cầu đầu tiên ở nước ta thi công đúc hẫng nhiều nhịp với sơ đồ kết cấu siêu tĩnh như dầm liên tục hoặc khung - dầm liên tục.

1.1.1. Trình tự thi công lắp hẫng hoặc đúc hẫng

Quá trình thi công hẫng thường được tiến hành từ mỗi trụ ra đối xứng đều 2 phía theo dọc tim cầu. Nếu là cầu khung thì phần trên của trụ cũng chính là đốt dầm bên trên trụ (thường gọi là đốt K - 0) do đó trụ đã được nối cứng ngay từ đầu với kết cấu nhịp. Nếu là cầu dầm thì bên trên đỉnh trụ phải đặt các gối kê tạm bằng BTCT, trên đó sẽ đúc đốt dầm bên trên trụ rồi kéo căng các cốt thép thanh dự ứng lực thẳng đứng tạm thời hoặc là bó cốt thép DƯL (được thi công ở cầu Tân Đệ) để liên kết cứng tạm thời kết cấu nhịp với trụ nhằm đảm bảo ổn định chống lật trong suốt quá trình thi công hẫng. Đoạn dầm ở sát mố của nhịp biên có thể được lắp ghép hay đúc tại chỗ trên đà giáo cố định.

Sau khi thi công hẫng xong các cánh hẫng thì phải hợp long theo một trình tự được dự kiến tính toán kỹ lưỡng. Trước hết có thể hợp long trong nhịp biên, nối đoạn thi công trên đà giáo cố định với một cánh hẫng đã được thi công hẫng. Cũng có thể nối từng cặp cánh hẫng để tạo ra kết cấu dầm hẫng siêu tĩnh vững chắc, tháo các giá đỡ và các gối kê tạm rồi kê dầm lên gối chính thức. Tiếp theo đó sẽ hợp long để nối các dầm tĩnh định nối trên với nhau thành hệ dầm siêu tĩnh có số bậc siêu tĩnh tăng dần sau mỗi lần hợp long.

Bảng 1.1: Thống kê các cầu dầm hộp đã thiết kế

STT	Tên cầu	Địa điểm	Sơ đồ bố trí nhịp (m)	Bề rộng cầu (m)	Bề rộng bản đáy (m)	Chỉ tiêu vật liệu			Ghi chú
						KL bê tông cho 1m ² mặt cầu	Cốt thép DUL cho 1m ² bê tông	Cốt thép thường cho 1m ² bê tông	
1	Phú Lương	Hải Dương	65+102+102+65	11.5	6.0				Một trụ ngàm
2	Tiên Cự	Hải Phòng	63.84+102+63.84	12.0	6.0	0.933	0.039	0.186	
3	Hòa Bình	Hòa Bình	64.84+2×102+64.84	13.5	6.0	0.931	0.043	0.202	Một trụ ngàm
4	Lạc Quan	Nam Định	55+90+55	11.0	6.0	0.891	0.037	0.200	
5	Ka Long 2 (Hòa Bình)	Quảng Ninh	55+90+55	13.4	Vách nghiêng	0.734	0.042	0.180	Có DUL ngang
6	Quán Hẩu	Quảng Bình	64.84+2×102+64.84	12.0	6.0	0.913	0.035	0.183	
7	Trần Phú	Khánh Hòa	44+64+64+44	10.5	6.0	0.813	0.031	0.154	
8	Sông Gianh	Quảng Bình	37.4+58+90.6+2×120+90.6+58+37.4	12.0	Vách nghiêng	0.734	0.048	0.138	Có DUL ngang
9	Hàm Rồng	Thanh Hóa	65+130+65	11.0	6.0				Hai trụ ngàm
10	An Dương II	Hải Phòng	60+100+60	11.0	Vách nghiêng		0.034		Hai trụ ngàm
11	Xương Giang	Bắc Giang	45+55+90+55+45	14.7	Vách nghiêng	0.85	0.049	0.15	Có DUL ngang
12	Đáp Cầu	Bắc Ninh	65+100+65	14.7	Vách nghiêng	0.911	0.045	0.105	Có DUL ngang
13	Phù Đổng	Hà Nội	65+7×100+65	14.7	Vách nghiêng	0.79	0.063	0.167	Có DUL ngang
14	Tân Yên	Tuyên Quang	42.5+3×63+42.5	8.6	5.0	0.88	0.0305	0.235	Một trụ ngàm
15	Bến Lức	Long An	49+61+49	11.5	6.0	0.783	0.0298	0.200	
16	Tuần	Huế	45+63+90+63+45	12.0	Vách nghiêng	1.048	0.0425	0.200	
17	Bang	Quảng Bình	42+63+42	12.0	6.0	0.755	0.0306	0.200	

STT	Tên cầu	Địa điểm	Sơ đồ bố trí nhịp (m)	Bề rộng cầu (m)	Bề rộng bản đáy (m)	Chỉ tiêu vật liệu			Ghi chú
						KL bê tông cho 1m ² mặt cầu	Cốt thép DUL cho 1m ² bê tông	Cốt thép thường cho 1m ² bê tông	
18	Bình Phước	Bình Phước	49+61+49	23.5	Vách nghiêng	0.793	0.0212		Có DUL ngang
19	Long Đại	Quảng Bình	52+85+52	12.0	6.5	0.787	0.0391	0.201	
20	Cầu Lâu	Quảng Ngãi	48+3×78+48	14	Vách nghiêng				Có DUL ngang
21	Tạ Khoa	Sơn La	78+2×130+78	11	6	1.198	0.042	0.270	
22	Mậu A		42. 5+2×63+42. 5	9	5	0.86	0.032	0.240	
23	Non Nước	Ninh Bình	52+85+52	12	6.5	0.813	0.0392	0.168	
24	Tân Đệ	Nam Định	78+2×120+78	16.6	Vách nghiêng	0.788	0.0499	0.193	
25	Vân Đồn I	Quảng Ninh	55+3×90+55	12	6	0.860	0.045	0.224	
26	Tô Châu	Kiên Giang	55+90+55	11	6	0.877	0.0406	0.233	
27	Thượng Lý	Hải Phòng	42+63+42	16	7.8	0.7	0.033	0.210	
28	Bình Triệu II	TP. HCM	49+61+49	12.25	6	0.77	0.038	0.235	
29	Yên Lệnh	Hưng Yên	50+90. 6+2×120+90. 6+50	14	Vách nghiêng	0.91	0.052	0.183	
30	Trung Hà	Hà Tây	54. 8+4×90+54. 8	10	5.5	0.927	0.046	0.171	
31	Kiến An	Hải Phòng	33+47. 5+85+47. 5+33	12	6	0.783	0.036	0.230	

Việc kéo căng cáp chủ ở phần bản nắp hộp là để chịu mômen âm tăng dần theo độ vươn dài của cánh hẫng. Sau khi hộp long phải kéo căng các cáp chủ ở phần bản đáy hộp để chịu mômen dương trong quá trình khai thác cầu.

Trường đúc hẫng hoặc lắp hẫng có sử dụng dự ứng lực ngoài thì công tác căng cáp sẽ được tiến hành tuân theo trình tự đã được lập trong giai đoạn tính toán thiết kế.

Như vậy, phương pháp xây dựng hẫng tức là xây dựng kết cấu nhịp cầu từ những đốt liên tiếp nhau, mà mỗi đốt sau khi đã được thi công sẽ đỡ trọng lượng của đốt tiếp theo và đôi khi cả trọng lượng của ván khuôn và thiết bị thi công. Mỗi đốt dầm được liên kết với đốt trước nó ngay sau khi đủ cường độ; sau đó nó trở nên đủ khả năng tự chịu lực, và đến lượt mình, nó trở thành bộ phận đỡ cho một đốt mới tiếp theo nó. Sự ổn định của mỗi đốt hẫng được đảm bảo, tại mỗi bước thi công, nhờ các cốt thép dự ứng lực có chiều dài tăng dần, được đặt trong phạm vi bản nắp hộp của dầm.

Để lắp hẫng phải đúc sẵn các đốt dầm trên bờ rồi dùng xà - lan, phao nổi đưa dần chúng ra giữa sông, trên kết cấu nhịp phải đặt sẵn các cần cầu đặc biệt để cầu các đốt từ dưới xà - lan lên và lắp ghép vào phần kết cấu đã xong trước đó. Giữa các đốt phải làm mối nối. Có nhiều kiểu mối nối như : mối nối keo dán, mối nối ước có hàn cốt chờ rồi đổ bê tông bịt khe nối, v. v... nhưng phổ biến nhất là mối nối keo dán. Sau khi dán keo phải căng các cáp chủ để liên kết đốt mới lắp vào kết cấu nhịp đã lắp xong trước đó.

Để đúc hẫng phải có 2 bộ xe đúc (bộ ván khuôn treo di động), sau khi làm xong một đốt, bộ xe đúc này được di chuyển tiến lên xa dần ra khỏi trụ đến vị trí chuẩn bị đúc đốt mới tiếp theo. Ván khuôn được điều chỉnh về cao độ và độ nghiêng cho đúng, lắp dựng khung cốt thép thường và các ống rỗng chứa cáp chủ trong ván khuôn đó. Công tác đổ bê tông được làm từng đợt, đầu tiên đổ bản đáy, tiếp đó đổ 2 thành bên, rồi cuối cùng đổ bê tông bản mặt cầu cho hoàn chỉnh mặt cắt hộp. Bê tông sẽ được bảo dưỡng trong 2 - 3 ngày cho đủ cường độ. Sau đó sẽ luôn các cáp chủ vào trong ống rồi kéo căng chúng và neo lại (cũng có thể luôn cáp DƯL đồng thời với công tác lắp đặt cốt thép trước khi đổ bê tông). Chu kỳ nói trên được lặp lại nhiều lần cho đến lúc kết thúc công tác đúc hẫng để chuyển sang công tác hộp long.

Công nghệ lắp hẫng có ưu điểm là thời gian thi công nhanh, chất lượng bê tông các cấu kiện lắp ghép được đảm bảo tốt trong công xưởng, khi căng cốt thép thì cường độ bê tông các khối dầm đã đạt khá cao, hạn chế bớt được một phần ảnh hưởng xấu của từ biến và co ngót. Nhược điểm là việc nối ghép các đốt khá phức tạp, phải xử dụng keo epoxy để dán, việc chế tạo các khối phải rất chính xác. Tại các khe nối đều không có cốt thép thường nên nếu thi công kém có thể xảy ra sự cố gãy cầu sớm như ở cầu Rào (Hải Phòng). Công nghệ lắp hẫng đã được phát triển mạnh ở Liên Xô (cũ) và ở nhiều nước ngoài trước đây. Ngày nay do công nghệ sản xuất và cung cấp bê tông tươi đã có tiến bộ vượt bậc nên cả công nghệ đúc hẫng và công nghệ lắp hẫng đều có cơ hội áp dụng như nhau.

Công nghệ đúc hẫng có ưu điểm là việc xử lý các mối nối đơn giản hơn, kết cấu có tính toàn khối vững chắc, tuổi thọ cao nhưng vì toàn bộ quá trình đúc hẫng thực hiện trên đà giáo treo di động nên cũng đòi hỏi trình độ thi công cao.

Trình tự thi công có ảnh hưởng trực tiếp đến sơ đồ chịu lực của kết cấu. Đối với các dầm siêu tĩnh nhiều nhịp thì phải dự kiến trình tự hợp long trước khi tính toán. Sau mỗi giai đoạn thi công hẫng lại đến một lần hợp long, kết cấu sẽ có bậc siêu tĩnh tăng dần cho đến khi kết thúc sau lần hợp long cuối cùng.

Đôi khi để đảm bảo ổn định chống lật trong quá trình thi công hẫng cần phải bố trí thêm một vài trụ tạm hoặc hệ thống tăng cường bằng cột tháp - dây néo xiên. Nếu lắp hẫng mà có dầm trụ tạm như trên thì gọi là lắp nửa hẫng.

Sau đây là một số hình vẽ thể hiện các bước thi công một cầu dúc hẫng đi và hình dạng dầm liên tục 4 nhịp mặt cắt thay đổi (hình 1-1).

GIAI ĐOẠN 1: THI CÔNG TRỤ

- Lắp dựng đà giáo ván khuôn
- Lắp đặt cốt thép
- Đổ bê tông thân trụ

GIAI ĐOẠN 2: THI CÔNG KHỐI ĐỈNH TRỤ

- Chuẩn bị vật tư, thiết bị phục vụ thi công
- Lắp đặt đà giáo, thử tải đà giáo, lắp đặt gối tạm và gối chính, lắp đặt ván khuôn khối đỉnh trụ theo 3 đợt.
- Lắp đặt cốt thép thường, ống chứa cáp (ống chứa cáp)
- Đổ bê tông đốt đỉnh trụ
- Khi bê tông đốt đỉnh trụ đủ cường độ tiến hành căng cáp DƯL và bơm vữa vào ống chứa cáp.
- Căng kéo các thanh neo tạm (là thanh cường độ cao hoặc cáp cường độ cao) để neo đốt đỉnh trụ vào thân trụ.
- Chuẩn bị xe đúc đúc đốt K1

GIAI ĐOẠN 3: THI CÔNG CÁC ĐÓT HÃNG

- Lắp đặt ván khuôn, cốt thép thường, ống chứa cáp, luôn cáp DƯL hoặc không luôn trước cáp DƯL, đổ bê tông các khối hẫng theo phương pháp đúc hẫng cân bằng.
- Sau khi bê tông đủ cường độ, luôn cáp DƯL nếu trước khi đổ bê tông chưa luôn rồi tiến hành căng kéo cốt thép DƯL và bơm vữa ống chứa cáp (việc bơm vữa có thể tiến hành sau khi đúc một vài cặp đốt tuy nhiên phải được thực hiện).
- Di chuyển xe đúc thi công các đốt dầm tiếp theo.

GIAI ĐOẠN 4: THI CÔNG ĐÓT HỢP LONG T5 - T6 VÀ T8 - T9

- Điều chỉnh cao độ khối hợp long, độ lệch tâm đầu dầm theo phương ngang
- Lắp các thanh nối cứng và căng tạm các bó cáp DƯL dùng để hợp long

- Lắp ván khuôn cốt thép đổ bê tông đốt hợp long
- Khi bê tông đủ cường độ điều chỉnh ứng suất trong các bó cáp và căng cáp bản đáy hộp
- Hoàn thiện đốt hợp long và tháo ván khuôn

GIAI ĐOẠN 5: THI CÔNG PHẦN DẦM HỘP TRÊN ĐÀ GIÁO

- Đóng cọc BTCT cho đà giáo thi công đoạn 12. 84m
- Lắp dựng đà giáo ván khuôn, bố trí cốt thép, ống chứa cáp.
- Đổ bê tông làm 2 đợt.

GIAI ĐOẠN 6:

- Tháo dỡ đà giáo trụ tạm và bỏ liên kết ngàm tại trụ T6 và T8

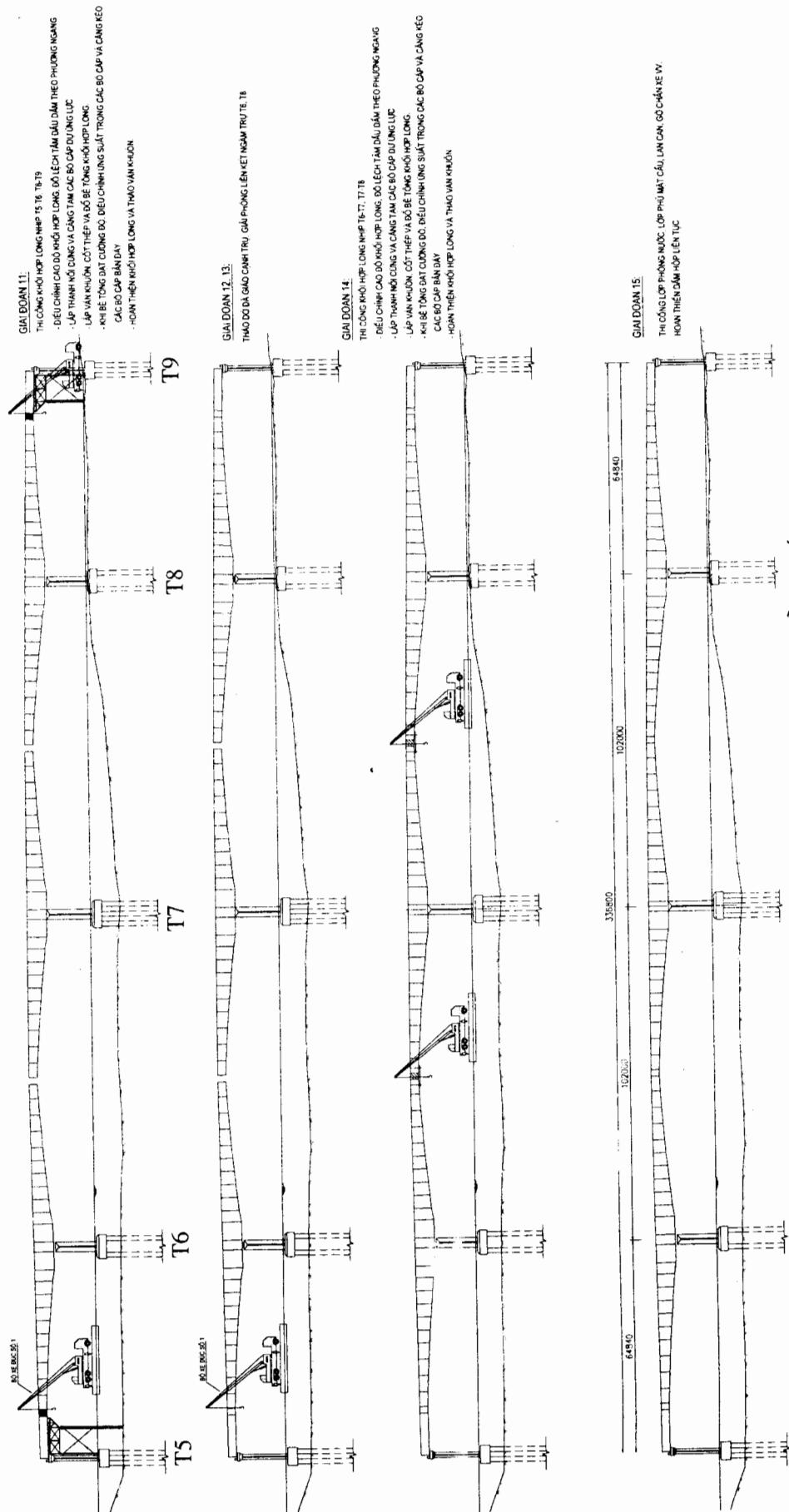
GIAI ĐOẠN 7: THI CÔNG ĐỐT HỢP LONG NHỊP T7 - T8 VÀ T8 - T9

- Điều chỉnh cao độ đốt hợp long, độ lệch tâm đầu dầm theo phương ngang
- Lắp các thanh nối cứng và căng tạm các bó cáp DUL phục vụ việc hợp long
- Lắp ván khuôn cốt thép đổ bê tông đốt hợp long
- Khi bê tông đủ cường độ, điều chỉnh ứng suất trong các bó cáp và căng cáp bản đáy
- Hoàn thiện đốt hợp long và tháo ván khuôn

GIAI ĐOẠN 8:

- Thi công lớp phủ mặt cầu, lan can, gờ chắn xe. . .
- Hoàn thiện dầm hộp liên tục.

Trên hình 1-1 và 1-2 giới thiệu biện pháp và tiến độ thi công của cầu đúc hẫng nói trên.



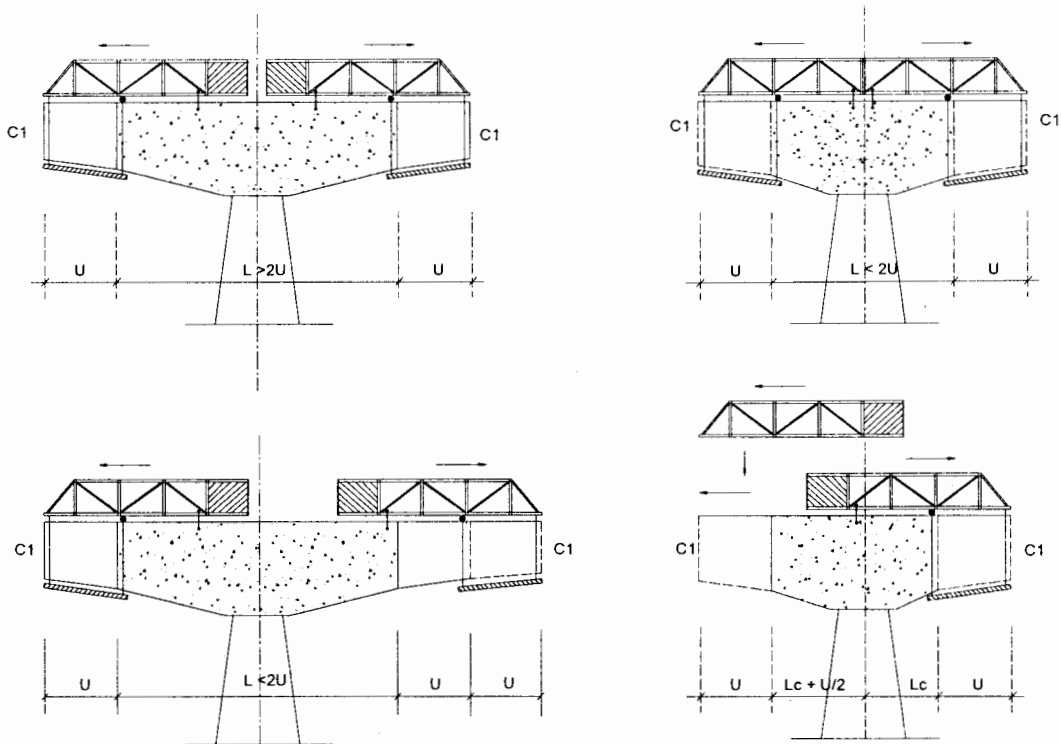
Hình 1.1b. Trình tự thi công cầu đúc hẫng (tiếp)

1.1.2. Chu trình thi công các đốt kết cấu nhịp, biện pháp tăng nhanh tiến độ thi công

1.1.2.1. Đối với đốt kết cấu nhịp ở bên trên trụ

Ở mỗi vị trí trên trụ có một đốt kết cấu nhịp gọi là đốt trên trụ sẽ được đổ bê tông trên đà giáo nhằm tạo ra diện tích bề mặt cần thiết đủ để lắp ráp được 1 hay 2 bộ xe đúc lên đó.

Khi trụ quá cao hoặc ở chỗ ngập nước sâu, có thể thay đà giáo này bằng các công - xon thép hay bê tông được liên kết sẵn bằng dự ứng lực vào đầu trụ. Chiều dài của đốt trên trụ lấy tùy theo kích thước xe đúc và tùy theo sơ đồ lắp đặt nó lên đỉnh trụ.



Hình 1-3: Các sơ đồ lắp xe đúc hẫng lên đỉnh trụ

Trên hình 1-3 là một vài sơ đồ thường áp dụng hiện nay.

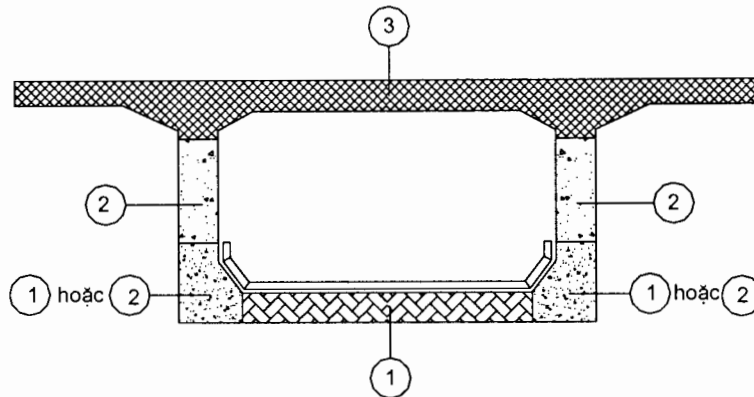
a/. Hai bộ xe đúc (gồm cả ván khuôn) được lắp đối xứng nhau và cùng tiến dần ra hai phía đó là sơ đồ thông dụng nhất hiện nay, khi đó thường chọn chiều dài đốt trên trụ là 6 - 10m.

b/. Giải pháp thứ 2 cũng tương tự nhưng cả hai bộ xe đúc được nối ghép tạm thời với nhau để thi công các đốt đầu tiên trên trụ. Như vậy giảm được độ hẫng ban đầu.

c/. Bộ xe đúc thứ hai chỉ được đặt sau khi thi công xong đốt thứ nhất và đã di chuyển bộ xe đúc thứ nhất tiến lên.

d/. Trường hợp đốt trên trụ có dạng không đối xứng.

Thời gian thi công đốt trên trụ khá lâu, đến nhiều tuần lễ.



Hình 1-4: Các giai đoạn đổ bê tông một đốt kết cấu nhịp

1.1.2.2. Các đốt khác của kết cấu nhịp

Chiều dài các đốt khác thường là 3 - 4m. Các giai đoạn đổ bê tông một đốt như sau (hình 1-4):

- Đổ bê tông bản đáy hộp.
- Đổ bê tông các thành hộp sau khi đã đặt ván khuôn trong, bề mặt tiếp giáp thành hộp với bản đáy hộp thường là bề mặt thẳng đứng.
- Đổ bê tông bản nắp hộp.

Hai giai đoạn sau có thể kết hợp thành một giai đoạn.

Kinh nghiệm thi công cho thấy với một xe đúc hẫng kiểu cổ điển có thể thực hiện một chu trình trung bình sau 6 ngày, bao gồm :

- + 1 ngày kéo căng cốt thép của đốt đã đúc từ tuần lễ trước, tháo ván khuôn và di chuyển xe đúc tiến lên phía trước đến vị trí sẽ đúc đốt tiếp theo.
- + 2 ngày đặt các cốt thép thường và cốt thép dự ứng lực.
- + 1 ngày đổ bê tông đốt kết cấu nhịp.
- + 3 ngày bảo dưỡng bê tông và chờ cho bê tông hóa cứng (gồm cả ngày chủ nhật).

Chu trình này là áp dụng cho các đốt dài 3 m, tức là với tốc độ: $2 \times 3/6 = 1\text{ mét/ngày}$, khi đó dùng hai bộ xe đúc.

Có thể áp dụng vài biện pháp sau đây để tăng tiến độ nhanh hơn :

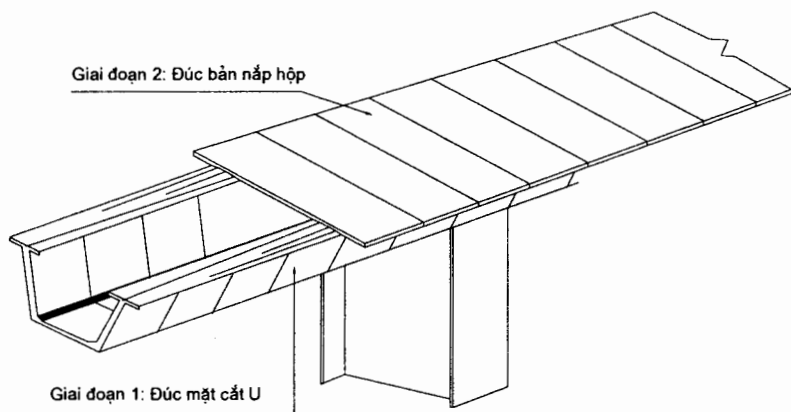
- Dùng kiểu xe đúc có dầm chủ đặt bên cạnh kết cấu nhịp hoặc kiểu ván khuôn tự treo nhằm tạo ra diện công tác rộng rãi thoáng bên trên đốt kết cấu nhịp và cho phép thi công 2 đôi đốt kết cấu nhịp trong một tuần lễ.

- Tăng chiều dài của mỗi đốt. Ví dụ, vài cầu ở Pháp và Bresil đã dùng các đốt dài 6 - 6,6 m. Nhưng khi đó trọng lượng và giá thành của xe đúc lại tăng lên nhanh.

- Thi công mặt cắt ngang theo hai giai đoạn xê xích nhau. Trong giai đoạn thứ nhất người ta đổ bê tông bản đáy hộp và thành hộp bằng xe đúc - với một phần của bản nắp hộp nhằm tạo ra

mặt bằng để đặt cáp dự ứng lực, như vậy đã tạo ra mặt cắt hình chữ U (nếu có 2 thành hộp) hoặc hình chữ W (nếu có 3 thành hộp). Sau khi kéo căng các cáp dự ứng lực và di chuyển thiết bị thì bản nắp hộp được đổ bê tông bằng ván khuôn đơn giản. Giai đoạn thứ hai có thể chậm hơn 2 hay 3 đợt so với giai đoạn thứ nhất và có thể đúc bản nắp dài hơn các đợt.

Phương pháp này có ưu điểm là giảm khối lượng đổ bê tông bằng xe đúc và như vậy có thể giảm trọng lượng xe đúc. Mặt khác việc thi công giai đoạn hai hoàn toàn độc lập và không ảnh hưởng đến tiến độ thi công chung.



Hình 1-5: Thi công mặt cắt ngang theo hai giai đoạn xê xích nhau

Ví dụ cầu Sait - Isidore ở Pháp có các nhịp đều dài bằng 40m, việc đổ bê tông giai đoạn hai chỉ được làm sau khi đã hợp long hai công - xon nhô ra từ hai trụ và hướng vào nhau. Khi đó dùng một xe đúc trên bản đáy hộp từ mố này đến mố khác.

Ở cầu Magnan (Pháp), do nhịp dài nên giai đoạn hai được thực hiện chậm sau 3 đợt so với giai đoạn thứ nhất.

Các phương pháp nói trên cho phép giảm rõ rệt thời gian thi công, sau một tuần lễ có thể hoặc làm được hai đôi đợt kết cấu nhịp, hoặc một đôi đợt dài gấp đôi. Tốc độ thi công khoảng 2 mét/ngày.

Khó khăn chính cản trở việc tăng tiến độ thi công là cường độ bê tông ở tuổi ít ngày và các vấn đề liên quan đến việc kéo căng cốt thép dự ứng lực.

Có thể vượt qua các khó khăn này bằng những biện pháp sau:

- Xử lý nhiệt - ẩm cho bê tông để rút ngắn thời gian hóa cứng bê tông.
- Tăng nhanh tốc độ hóa cứng của bê tông trong khu vực neo cáp dự ứng lực.
- Dùng các bản bịt đầu hoặc bản bịt thành hộp chế sẵn.

Sau đây nói kỹ hơn về phương pháp sưởi và phương pháp hấp.

Trong phương pháp sưởi nóng thì bê tông được sưởi đến nhiệt độ 30° - 35°C trước khi đổ vào ván khuôn bằng các biện pháp sau:

- Sưởi nóng thiết bị nhờ hơi nước, biện pháp này tuy đơn giản nhưng không thuận tiện cho việc lấy nước ra khỏi thiết bị.

- Dùng nước nóng để trộn bê tông, giải pháp này kém hiệu quả. Ví dụ: với nước nóng 60°C thì nhiệt độ bê tông chỉ tăng được 10°C .

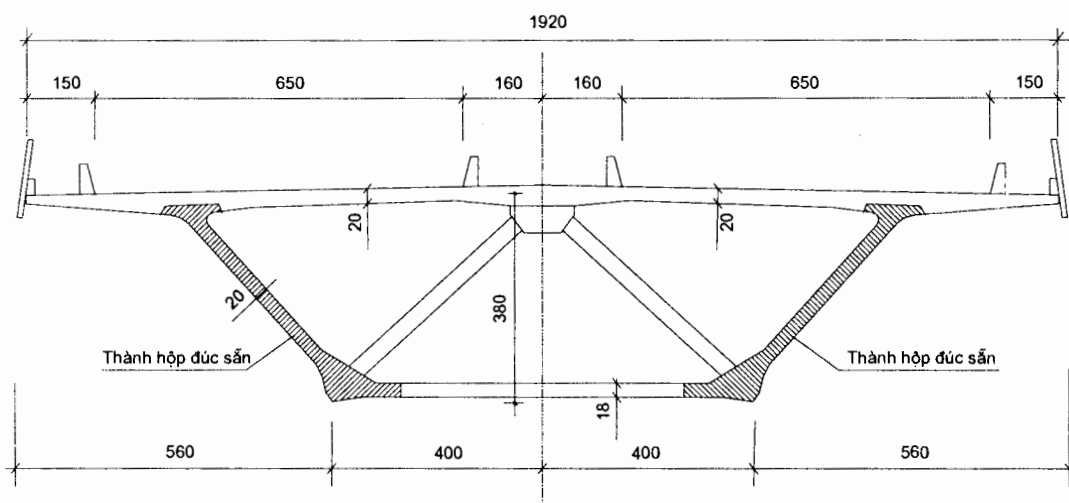
- Làm nóng trực tiếp bê tông bằng cách phun hơi nước vào máy trộn bê tông. Đó là giải pháp tốt nhất và dễ điều khiển nhất.

Để tránh mất nhiệt lượng thì các ván khuôn nói chung phải được bọc lớp cách nhiệt và có một máy sưởi kiểu bức xạ (ví dụ máy phát tia hồng ngoại) được đặt bên trong dốt đang đúc bê tông. Hoặc là bê tông được sưởi nóng trong khuôn của nó bên trong một buồng kín bao bọc cho hơi nước áp lực thấp phun luân chuyển đến mọi chỗ.

Như vậy sau 2 - 3 ngày, kể cả trong mùa đông, cường độ bê tông có thể đạt đủ mức cần thiết để kéo căng cáp dự ứng lực (khoảng 250 kg/cm^2). Nếu muốn kéo căng sớm hơn nữa, chẳng hạn chỉ sau 24 giờ, thì cần phải xử lý cục bộ ở khu vực đặt mấu neo.

Nói chung các biện pháp nói trên được dùng ở các nước xứ lạnh, còn ở Việt Nam chỉ cần dùng loại phụ gia bê tông tăng cường độ sớm cao như các phụ gia Sikamen NN, Sikament 520 như đã được áp dụng ở hầu hết các cầu đúc hẫng hiện nay.

Cũng có thể dùng các bản bịt đầu chế sẵn như đã làm ở các cầu Clichy, Issy - les - moulineaux và Genevilliers (Pháp). Các thành hộp cũng có thể được chế sẵn, ngay cả khi chúng hơi nghiêng và không dày lắm như ở cầu Brotonne (Pháp). Ở đó từng đôi bản thành hộp được đúc trên bệ và tạo dự ứng lực với các sợi thép có dính bám (hình 1-6).

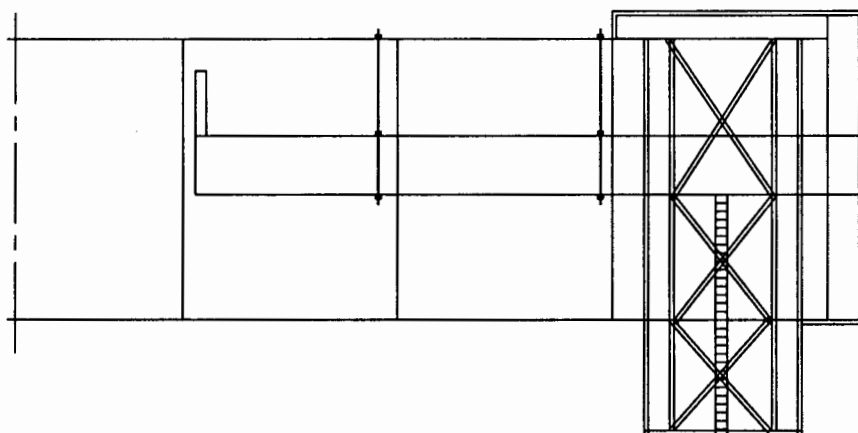


Hình 1-6: Mặt cắt ngang và bệ chế tạo bản thành hộp cầu Brotonne (Pháp)

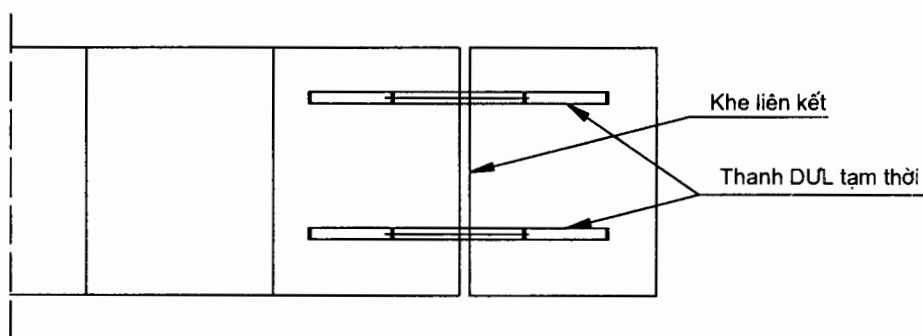
Kết cấu nhịp được thi công hẫng từng dốt dài 3m theo hai giai đoạn. Ở giai đoạn thứ nhất, các thành hộp đã chế sẵn với trọng lượng lớn nhất 16 tấn, sẽ được đặt lên giá đỡ ở bên trong thiết bị di động và được điều chỉnh cao độ cho phù hợp với độ biến dạng dự kiến (hình 1-7).

Ở giai đoạn thứ hai, các thành hộp chế sẵn sẽ được làm liền khối với cốt bê tông đúc xong trước đó nhờ các thanh dự ứng lực tạm thời (hình 1-8). Phần còn lại của mặt cắt ngang sẽ được đổ bê tông tiếp theo ở bên trong thiết bị di động sau khi đã di chuyển và liên kết xong thiết bị này với các thành hộp nói trên.

Phương pháp trên được gọi là phương pháp chế sẵn một phần của các cốt bê tông cho phép đơn giản hóa thiết bị thi công bê tông giảm trọng lượng (còn xấp xỉ 35 tấn), thi công nhanh hơn ngay cả đối với cầu dây xiên rộng 12 mét với tiến độ 4 cốt mỗi tuần lễ. Các thành hộp chế sẵn đã được lắp bằng cần cẩu tháp di chuyển song song với kết cấu nhịp.



Hình 1-7: Đặt các bản thành hộp chế sẵn vào vị trí



Hình 1-8: Liên kết tạm thời các bản thành hộp chế sẵn

Công trình cầu xe điện ngầm tuyến số 13 ở Paris vượt qua sông Seine là một ví dụ khác về áp dụng các thành hộp chế sẵn.

Kết cấu nhịp có mặt cắt hình ống với 3 thành hộp và không có bản hẫng, bản nắp hộp chịu tải trọng bánh xe đã được làm cho thấp xuống để giảm tối đa đoạn đường dẫn lên cầu. Nhịp dài nhất là 85m. Do kết cấu khá nặng nên đã chọn chiều dài cốt chỉ là 2, 5m và thi công theo hai giai đoạn. Các bản thành hộp chế sẵn được đưa đến vị trí nhờ các xe goòng chạy trên phần nhịp đã làm xong. Chúng được dán keo và đặt các thanh dự ứng lực tạm thời để liên kết với thành hộp của cốt bê tông đã làm xong trước.

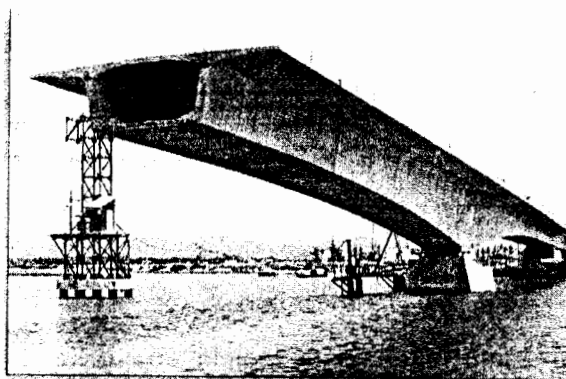
Bản nắp hộp và bản đáy hộp được đổ bê tông tiếp sau đó trên chiều dài bằng chiều dài của hai cốt (5m).

1.2. CÁC SƠ ĐỒ KẾT CẤU CẦU CẦU PHÙ HỢP PHƯƠNG PHÁP ĐÚC HẰNG VÀ LẤP HẰNG

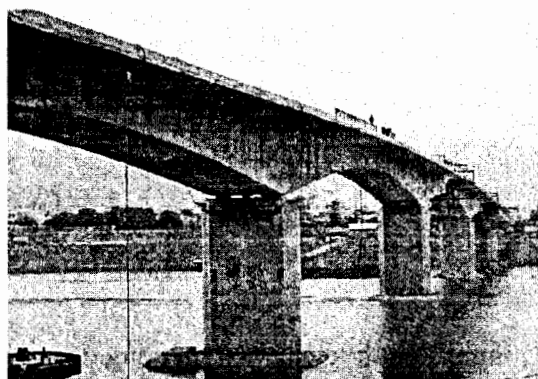
Các sơ đồ kết cấu thích hợp cho phương pháp thi công hằng có thể là :

1.2.1. Cầu dầm liên tục có nhịp từ $(40 \div 50)$ m đến $(150 \div 200)$ m

Nhịp biên có thể ngắn hơn nhịp giữa ví dụ $L_1 = (0,7 - 0,8) \times L_2$. Khi chọn chiều dài nhịp biên cần chú ý là do kết cấu nhịp được thi công đối xứng qua trụ nên đoạn dầm gần sát đầu nhịp biên thường được đúc tại chỗ trên đà giáo. Vì vậy phải căn cứ theo địa hình thực tế để chọn độ dài đoạn này. Các nhịp giữa sẽ có thể dài bằng nhau hoặc khác nhau.



Ảnh 1.1: Cánh hẫng cầu Sông Gianh



Ảnh 1.2: Cầu Hoà Bình

1.2.2. Cầu khung - dầm có nhịp dài từ $(60 \div 70)$ m đến 200m

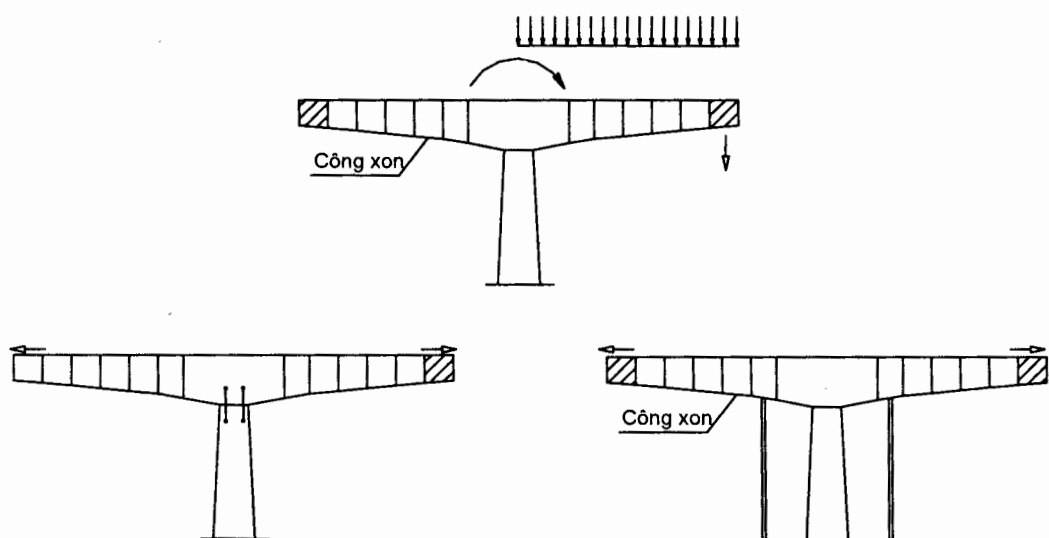
(Cá biệt có cầu nhịp dài đến 260 m)

Các cầu khung - dầm với sơ đồ có thể là siêu tĩnh hoặc tĩnh định (nếu dùng các nhịp dầm đeo). Sơ đồ tĩnh định có dầm đeo sẽ tạo ra nhiều khe biến dạng trên cầu khiến cho đường đàn hồi của kết cấu nhịp có điểm gãy chuyển tiếp và xe chạy qua cầu không được êm thuận. Đối với kiểu kết cấu có chốt cũng sẽ xảy ra tình trạng tương tự. Vì vậy trên các tuyến đường cấp cao không nên áp dụng sơ đồ này. Mặt khác cấu tạo chốt hay gối của dầm đeo đều gây ra những khó khăn cho thi công và duy tu, sửa chữa kết cấu. Ngày nay hầu hết cầu mới xây dựng đều có sơ đồ siêu tĩnh liên tục nhiều nhịp

1.2.3. Cầu dây xiên - dầm cứng BTCT có nhịp dài từ 100m đến $(400 \div 500)$ m

Các sơ đồ cầu treo dây xiên - dầm cứng BTCT rất đa dạng, hình thức kiến trúc đẹp, tiết kiệm vật liệu, phù hợp với phương pháp thi công hằng hiện đại. Tuy nhiên kỹ thuật thi công phức tạp đòi hỏi trình độ cao. Tuy nhiên mục này không nằm trong phạm vi nghiên cứu của

1. 3. ĐÚC HẰNG CÂN BẰNG BẮT ĐẦU TỪ TRỤ

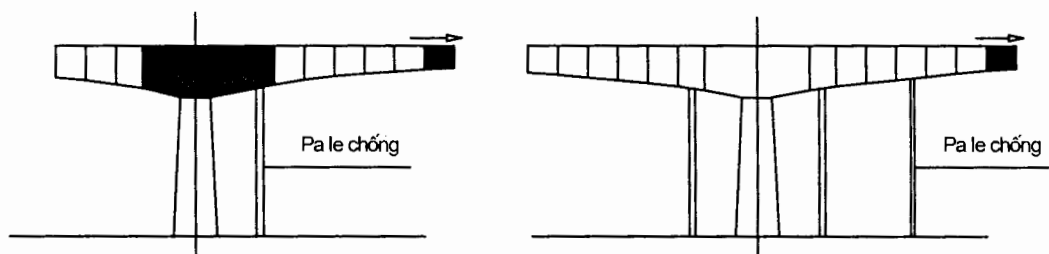


Hình 1-9: Thi công với hai công xon đối xứng

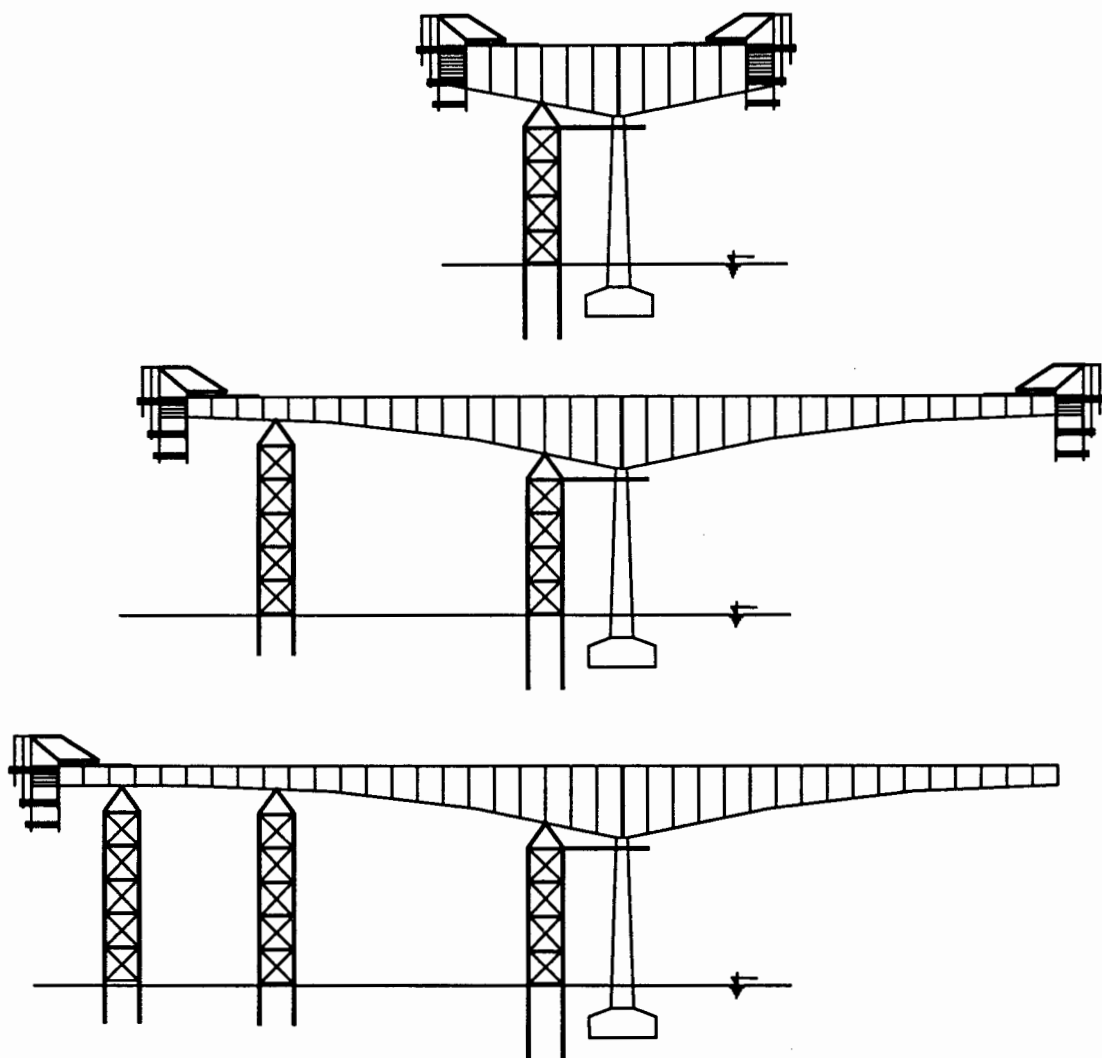
Trong trường hợp này nên thi công đối xứng để tránh xuất hiện mô men lật đổ quá lớn. Như vậy kết cấu nhịp (hình 1-9) sẽ có dạng một đòn gánh với hai công - xon bằng nhau. Bởi vì không thể đổ bê tông một cách đồng thời tuyệt đối cả ở hai công - xon nên các trụ vẫn phải chịu các mô men uốn.

Nếu kết cấu nhịp được nối cứng với trụ bằng cách nào đó như trong các cầu khung thì khả năng chịu mô men uốn nói trên tốt hơn.

Nếu kết cấu nhịp là dầm liên tục thì phải tìm cách liên kết cứng tạm thời nó với trụ trong quá trình thi công (ví dụ: dùng các thanh cốt thép dự ứng lực neo tạm thời), hoặc dùng các trụ tạm bổ sung ở ngay gần trụ vĩnh cửu.



Hình 1-10: Sử dụng các palê đỡ tạm thời



Hình 1-11: Thi công cầu Medway

Trong chương 3 sẽ nói kỹ hơn về các điều kiện tựa của kết cấu nhịp trong quá trình thi công.

Cũng có những trường hợp nên thi công không đối xứng bắt đầu từ trụ như sau:

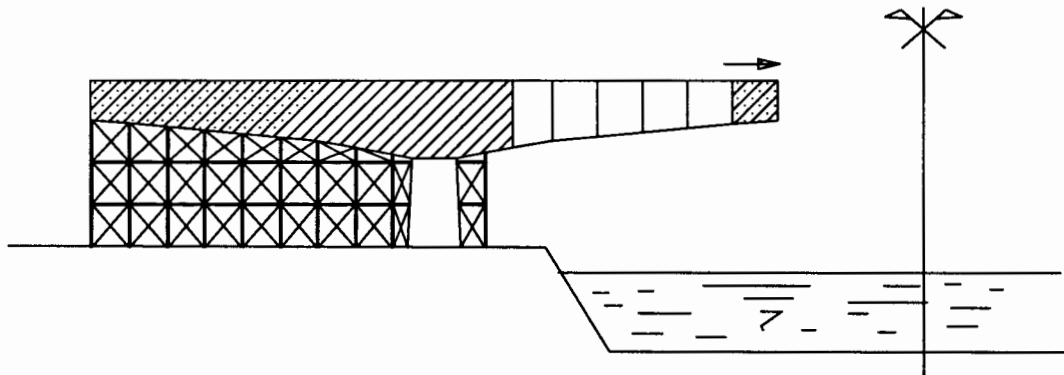
1.3.1. Chỉ dùng một trụ tạm hoặc dùng vài trụ tạm kiểu pa - lê được bố trí dần theo mức độ nhô hẫng ra xa của kết cấu nhịp đang được thi công

Ví dụ như ở cầu Medway (hình 1-11). Phương pháp này thường đòi hỏi có cốt thép dự ứng lực tạm thời.

1.3.2. Trường hợp có một đoạn kết cấu nhịp được đổ bê tông trên đà giáo rồi làm nhiệm vụ đối trọng cho việc thi công hẫng phần còn lại của kết cấu nhịp

Phương pháp này thích hợp cho cầu 3 nhịp mà nhịp giữa phải dài để vượt qua dòng sông hoặc tuyến đường bên dưới với điều kiện thi công không thể dùng đà giáo chắn ngang sông hoặc chắn ngang đường được.

Một số cầu như Rio Tocantins, Rio Cuaiba (Bresil), cầu Port de Bouc (Pháp) đã được thi công theo cách nói trên.



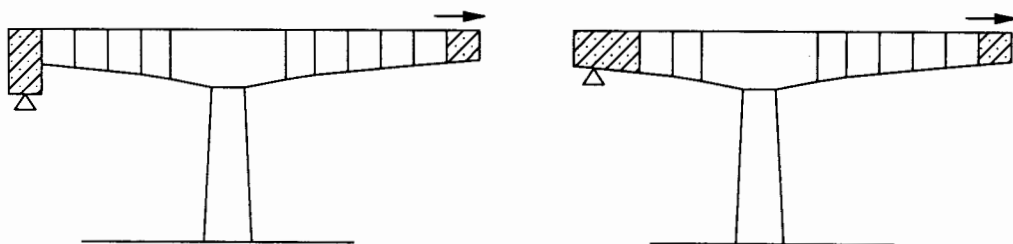
Hình 1-12: Trường hợp nhịp trong bờ được đổ bê tông trên đà giáo

1.3.3. Trường hợp neo giữ hoặc dãn một đầu của một công - xon trong khi thi công công - xon đối diện

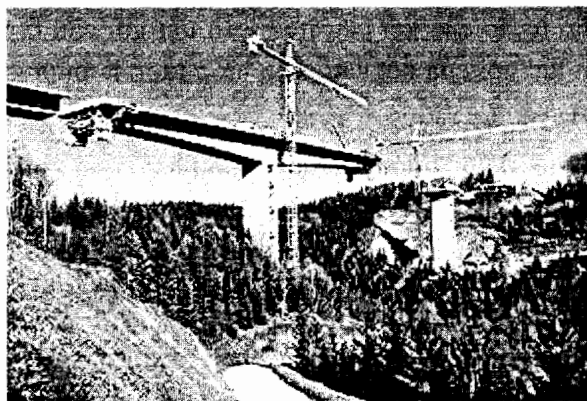
Phương pháp này thích hợp khi thi công nhịp chính vượt qua khoảng dài mà nhịp biên lại quá ngắn. Có thể giải quyết bằng hai cách:

Cách thứ nhất (hình 1-13) là dãn đầu phía trong bờ của một công - xon hoặc làm đối trọng ở đó.

+ Cách thứ hai là neo một đầu của công - xon phía trong bờ hoặc bằng một thanh chịu kéo được dự ứng lực hoặc bằng một cấu tạo đặc biệt để treo mố cầu vào đầu công - xon nói trên.

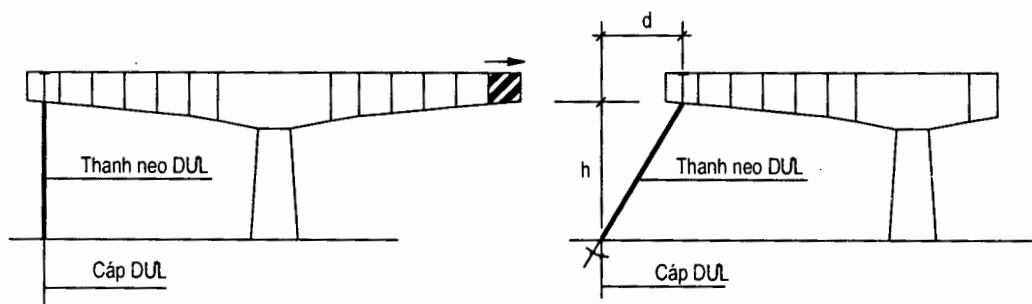


Hình 1-13: Dãn một đầu của công - xon trong bờ

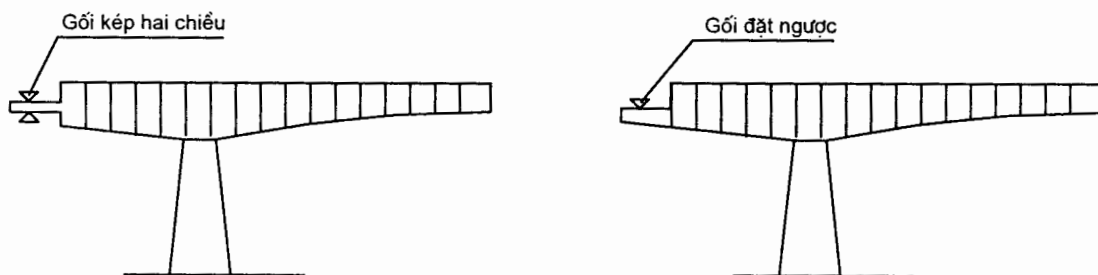


Hình 1-14: Thi công cầu đúc hẫng.

Thanh chịu kéo bằng BTCT dự ứng lực gồm một vỏ được nối khớp ở hai đầu và có các cáp dự ứng lực xuyên dọc qua để liên kết đầu kết cấu nhịp với mố hoặc với đất nền (hình 1-15). Chiều cao của chúng cần phải đủ để có thể chuyển hướng góc của cáp dự ứng lực tại vị trí chốt dưới ảnh hưởng của các lực biến đổi tuyến tính của kết cấu nhịp mà không gây ra hiệu ứng mỏi quá lớn. Do đó, các chi tiết của cáp (các bó xoắn, các sợi thép) phải đặt chụm vào một tại vị trí các chốt.



Hình 1-15: Neo giữ đầu công - xon của kết cấu nhịp bằng thanh kéo dự ứng lực

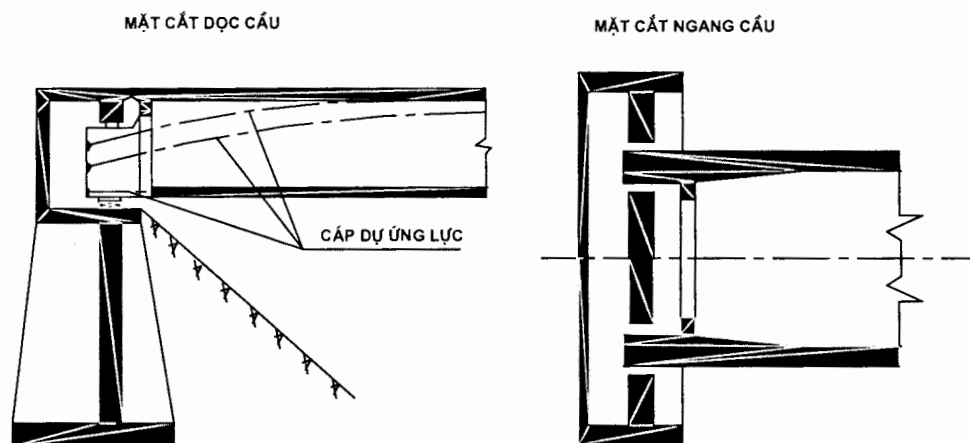


Hình 1-16: Neo giữ đầu công - xon bằng thiết bị neo giữ và mộng khác

Các thiết bị để neo giữ và các mộng được đặt trên phần kéo dài ra của thành hộp đầu công - xon kết cấu nhịp và xuyên qua các khác chừa sẵn trong tường mố (hình 1-16).

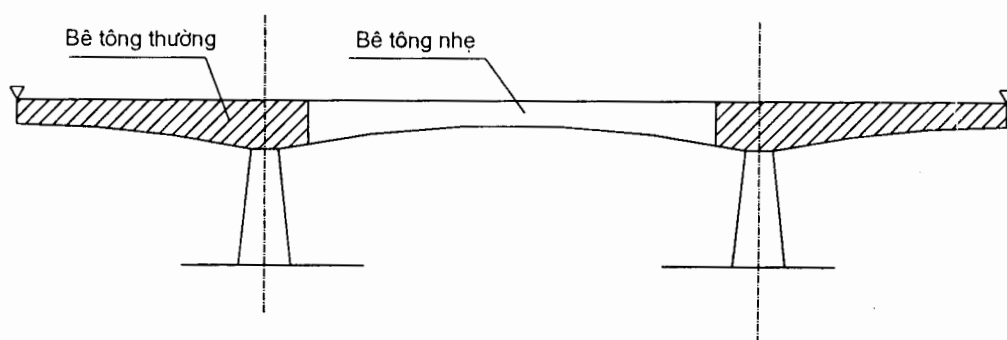
Để bảo đảm sự giãn nở tự do của kết cấu nhịp cần đặt gối cầu ở phía trên của công - xon (gối ngược) nếu các phản lực gối của kết cấu nhịp luôn luôn là hướng lên trên (đầu nhịp trong bờ luôn bị nâng bổng lên).

Nếu các phản lực trên mố có lúc hướng lên trên, có lúc hướng xuống dưới thì cần phải tăng số lượng gối cầu gấp đôi và đặt chúng cả ở phía trên, cả ở phía dưới của các công - xon. Các gối bên dưới được đặt sau khi đặt xong các gối bên trên nhằm ngăn cản không cho đầu công xon chuyển vị thẳng đứng sẽ hoặc được dặt chì hoặc có đặt một loại kích dẹt được bơm cho phồng lên (hình 1-17).



Hình 1-17: Ví dụ thiết bị neo giữ và mòng khắc ở mố cầu

Một giải pháp đáng lưu ý là làm nhịp chính qua sông bằng loại bê tông nhẹ, nhịp neo trong bờ bằng bê tông nặng thông thường như ở cầu Ottmarshim (Đức), (hình 1-18). Như vậy giảm được phản lực nâng đầu công - xon ở mố.



Hình 1-18: Sơ đồ cầu có dầm bê tông nhẹ

1.3.4. Dùng một dầm thép vắt qua hai trụ để treo ván khuôn đúc kết cấu nhịp và đảm bảo cân bằng hai công - xon của cùng một nhịp đang thi công hằng ra

Trong phương pháp này, kết cấu nhịp được thi công đối xứng so với trục của mỗi nhịp. Một dầm thép tạm thời được vắt qua khoảng nhịp trống giữa hai trụ (ví dụ đó là loại dầm quân dụng

kiểu Bailey), nó có nhiệm vụ treo các ván khuôn bên dưới và chịu trọng lượng của ván khuôn cũng như của các đốt dầm cầu được đổ bê tông và trọng lượng các thiết bị thi công nữa.

Độ ổn định của trụ và các công - xon trong lúc thi công được đảm bảo nhờ đà giáo treo bằng dàn thép tựa lên các trụ.

1.3.5. Trường hợp thi công hẫng một công - xon sau khi đã liên kết chắc được một công - xon khác với phần kết cấu nhịp đã làm xong trước đó

Giải pháp này thường áp dụng khi các nhịp cầu thay đổi một cách không quy luật từ nhịp này sang nhịp khác. Bố trí cáp dự ứng lực sẽ rất phức tạp.

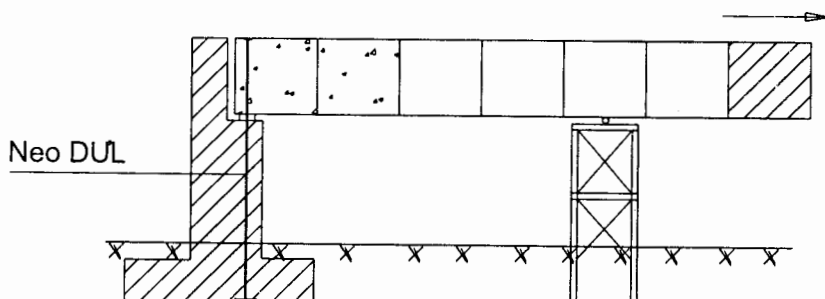
1.3.6. Trường hợp thi công hẫng luôn có một đốt dầm không đối xứng qua trụ.

Phương pháp này được áp dụng trong cầu Tân Đệ. Khi đó các trụ ngàm sẽ được tính toán để chịu mô men do đốt dầm mới đổ sinh ra. Đối với trụ có gối phân mô men này sẽ do hệ thống thanh cáp DUL neo khối đỉnh trụ chịu.

1.4. PHƯƠNG PHÁP ĐÚC HẫNG BẮT ĐẦU TỪ MỐ

Trong phương pháp này xuất hiện mô men lặt rất lớn. Sau đây là các cách để làm cân bằng mô men lặt đó:

1.4.1. Dùng một trụ tạm ở phía trước mố (hình 1-19), ví dụ như ở cầu Pierre - Bénite (Pháp)



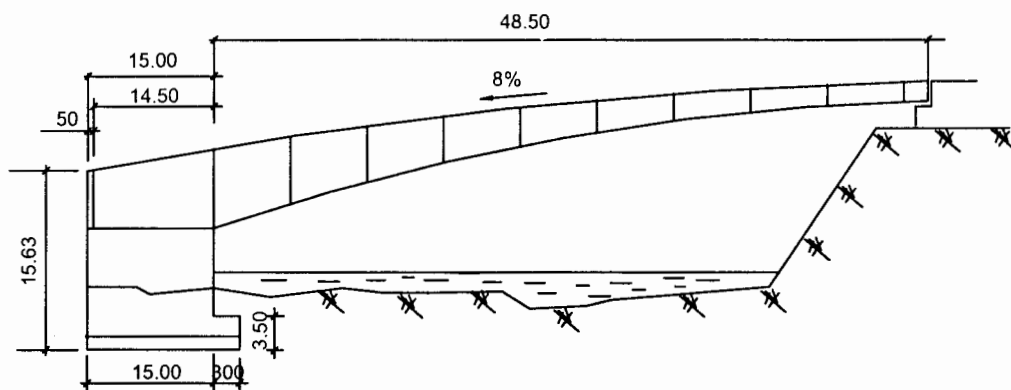
Hình 1-19: Thi công hẫng bắt đầu từ các mố có trụ đỡ tạm

1.4.2. Lợi dụng trọng lượng bản thân của mố để làm đối trọng

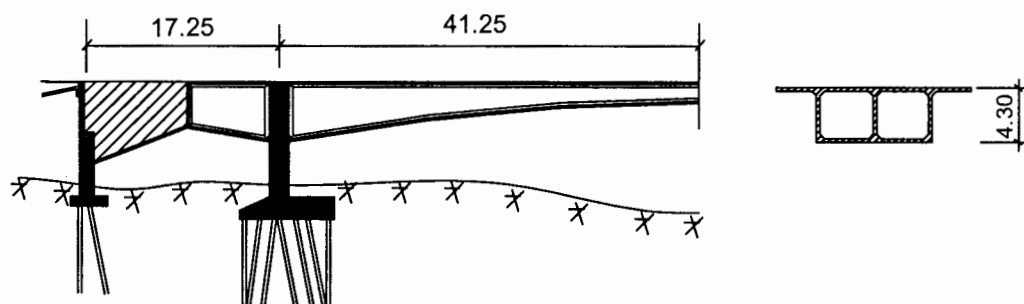
Khi đó thường gắn liền mố với đầu kết cấu nhịp để tạo ra sơ đồ cầu khung đủ ổn định lúc thi công hẫng (hình 1-20). Có nhiều ví dụ thực tế như ở cầu Reallon, Verberie... (Pháp).

Kết cấu nhịp cũng có thể liên kết đàn hồi ở mỗi đầu của nó với một đoạn nhịp ngắn đặc biệt và với mố theo sơ đồ như hình 1-22. Khi đó chuyển vị thẳng đứng tự do của các đầu kết cấu

nhịp được đảm bảo nhờ việc đặt các gối cao su trên trụ hoặc nhờ có các thanh liên kết đặc biệt như trên hình 1-22.



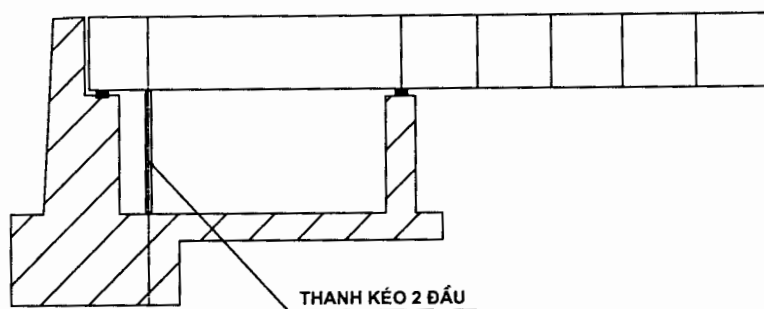
Hình 1-20: Sơ đồ cầu khung đúc hẫng bắt đầu từ mố



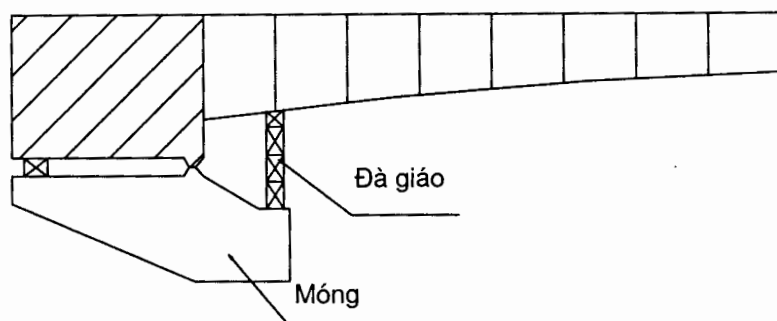
Hình 1-21: Cầu Verberie (Pháp)

Như vậy kết cấu nhịp được neo hoặc treo vào mố. Lúc thiết kế cần xét đến điều kiện làm việc đặc biệt của đất nền trong tình huống này. Ví dụ cầu Saint - Jean ở Bordeaux (hình 1-23).

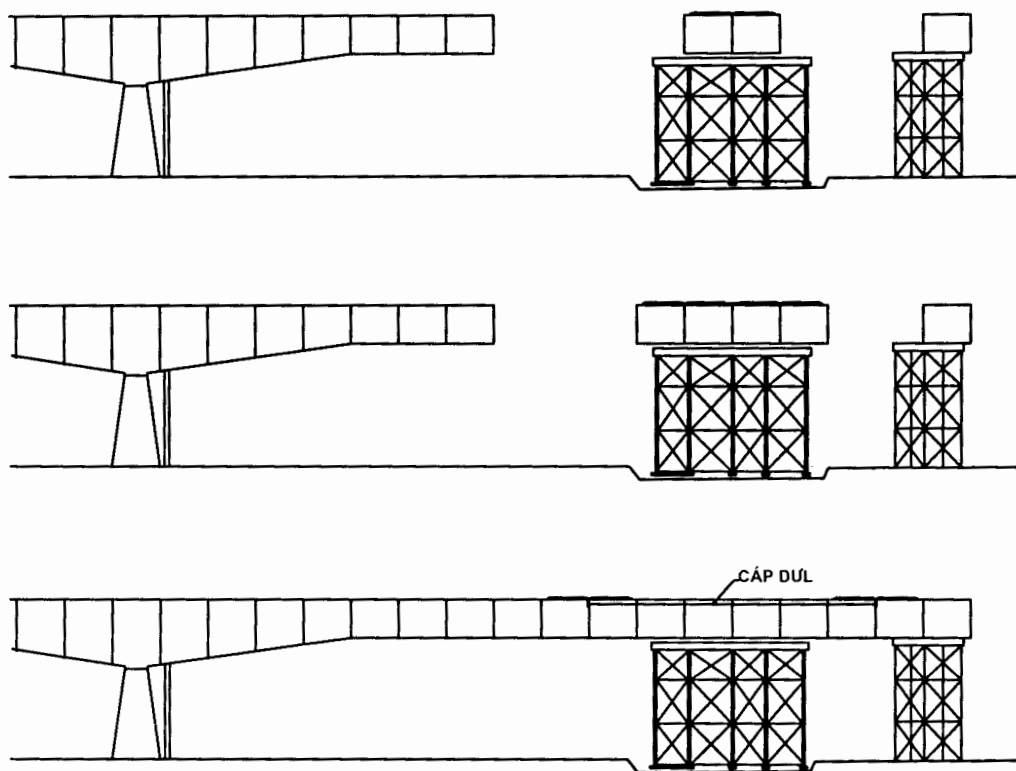
Trên hình 1-23 là sơ đồ thi công có ngàm dần hồi trên mố một cách tạm thời trong thời gian thi công. Phương pháp này đã áp dụng ở cầu Grande - Côte (Pháp), hình 1-24.



Hình 1-22: Liên kết ngàm đàn hồi của mố với kết cấu nhịp



Hình 1-23: Sơ đồ thi công hẫng với ngàm đàn hồi tạm thời ở mố



Hình 1-24: Cầu Grande - Côte (Pháp) - Đúc hẫng có trụ đỡ tạm

1. 5. PHƯƠNG PHÁP ĐÚC BÁN HẰNG

Nhịp cầu đúc hẫng dài nhất hiện nay ở Việt Nam là 130 m (cầu Hoàng Long, 2001). Như vậy chiều dài hẫng của cánh hẫng dài nhất mới đạt khoảng 60m. Vì vậy chúng ta đã dùng phương pháp đúc hẫng cân bằng là chủ yếu. Nếu nhịp cầu lên đến quá 160m, đoạn cánh hẫng có thể đạt hơn 80m. Khi đó mô men uốn âm rất lớn xuất hiện tại mặt cắt ngàm sát trụ vào lúc thi công các đốt hẫng cuối cùng. Để khắc phục điều này có thể đặt 1 trụ đỡ tạm trong phạm vi nhịp để giảm bớt chiều dài phần đúc hẫng, cũng tức là giảm bớt mômen âm khi thi công hẫng, đem lại hiệu quả an toàn và kinh tế hơn. Đó là nội dung cơ bản của phương pháp đúc bán hẫng.

1.6. ĐẶT KẾT CẤU NHỊP LÊN CÁC GỐI CẦU

Sau khi thi công kết cấu nhịp vượt qua các trụ mố, cần phải tháo dỡ các gối đỡ tạm thời trong lúc thi công và lắp đặt các gối cầu chính thức rồi hạ dần lên các gối đó. Công tác này rất phức tạp, phải được tính toán tỷ mỉ về các nội lực và ứng suất có thể xuất hiện do các chuyển vị cưỡng bức khi hạ dần lên gối. Các gối tạm thường bằng BTCT sẽ được đục phá vỡ dần sau khi gối cầu chính thức đã được đặt sát bên dưới kết cấu nhịp ở đúng vị trí gối. Những khe hở có thể được bơm vữa đặc biệt không co ngót và có cường độ cao để lấp đầy.

1.7. THI CÔNG MẶT CẦU VÀ HOÀN THIỆN

Nội dung công tác thi công mặt cầu và hoàn thiện không có gì khác so với thi công các loại cầu khác. Nói chung các nội dung bao gồm :

- làm vệ sinh mối nối giữa các đốt dầm
- xử lý các chỗ bê tông bị rỗ và các khuyết tật khác
- bịt các lỗ thi công, vệ sinh mặt dầm
- thi công gờ lan can, hệ thống thoát nước mặt cầu
- thi công lớp chống thấm và gờ chắn bánh
- thi công lan can, hệ thống cấp quang, đường điện và đèn chiếu sáng
- thi công đường bộ hành và đường xe chạy
- lắp đặt khe co giãn, vệ sinh, hoàn thiện

CHƯƠNG 2

CÁC LOẠI VẬT TƯ, XE ĐÚC, KẾT CẤU PHỤ TẠM PHỤC VỤ ĐÚC HÃNG

MỤC LỤC

2.1. Vật tư và xe đúc tạo dự ứng lực.....	29
2.2. Gối đặc biệt dùng cho cầu lớn đúc hẫng.....	35
2.3. Hệ đà giáo mở rộng trụ.....	40
2.4. Hệ đà giáo đúc đoạn nhịp biên.....	42
2.5. Xe đúc hẫng.....	44

2.1. VẬT TƯ VÀ XE ĐÚC TẠO DỰ ỨNG LỰC

2.1.1. Cốt thép cường độ cao

2.1.1.1. Tao xoắn 7 sợi, bó cáp dự ứng lực

2.1.1.1.1. Bó cáp dự ứng lực trong (DULT, nằm trong bê tông)

Trong các dự án cầu ở Việt Nam hiện nay thường yêu cầu cốt thép DUL phải tuân thủ theo Tiêu chuẩn Hoa Kỳ ASTM A416 cấp 270. Các bó cáp được tạo thành bởi các tao cáp 0.5 inches (12.7 mm) hoặc 0.6 inches (15.2 mm), mỗi tao này bao gồm 7 sợi thép cường độ cao có độ tự chùng thấp. Số lượng các tao cáp, đường kính và lực căng được ghi cụ thể trong mỗi đồ án thiết kế có thể khác nhau. Một ví dụ điển hình được thể hiện trong bảng sau:

Bảng 2-1. Ví dụ về quy cách cáp dọc dự ứng lực cho 1 dự án cầu đúc hẫng

Dùng cho	Đường kính chuẩn (mm)	Lực kéo chảy (kN)	Lực căng cực hạn (kN)	Lực kích (kN)
Cáp DUL trong (12-5)	12.7	1860	2200	1674

Ký hiệu: (12-5): Bó cáp 12 tao 0.5 " (12.7 mm)

Các bó cáp dự ứng lực ngang thường nhỏ, chỉ gồm 3- 4 tao 12,7mm, tương ứng với lực căng khoảng 400-500 kN. Các bó này có thể được đặt theo hướng ngang, nằm trong bản mặt cầu để tăng khả năng chống nứt khi nhịp bản xấp xỉ 700-800 cm.

Tiêu chuẩn 22 TCN 272 - 01 quy định đặc tính của cáp dự ứng lực như sau:

Các loại cáp dự ứng lực không sơn phủ được khử ứng suất hoặc cáp dự ứng lực 7 sợi 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 quy định trong các Tiêu chuẩn thi công cầu:

AASHTO M203M (ASTM A416M) - Tào thép 7 sợi dự ứng lực không sơn phủ cho bê tông dự ứng lực hoặc

AASHTO M275M (ASTM A722) - Thép thanh cường độ cao không sơn phủ dùng cho bê tông dự ứng lực.

Giới hạn kéo và giới hạn chảy của các loại thép này có thể lấy trong Bảng 2-2 dưới đây.

Bảng 2-2 (bảng 5.4.4.1-1 - của 22TCN 272-01):

Tính chất của tào cáp thép và thép thanh dự ứng lực

Vật liệu	Cường độ kéo hoặc loại mác thép	Đường kính (mm)	Cường độ chịu kéo f_{pu} (MPa)	Giới hạn chảy f_{py} (MPa)
Tào thép	1725 MPa (Mác 250) 1860 MPa (Mác 270)	6.35 đến 15.24 9.53 đến 15.24	1725 1860	85% của f_{pu} ngoại trừ 90% của f_{pu} với tào cáp tự chùng thấp
Thép thanh	Loại 1, thép trơn Loại 2, thép có gờ	19 đến 35 15 đến 36	1035 1035	85% của f_{pu} 80% của f_{pu}

Nếu trong hồ sơ thầu có các chi tiết về dự ứng lực thì phải chỉ rõ kích thước và mác thép. Nếu trong hồ sơ chỉ quy định lực kéo dự ứng lực và vị trí đặt lực thì việc chọn kích cỡ thép và loại thép do nhà thầu lựa chọn và kỹ sư giám sát duyệt.

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 tào thép : $E_p = 197\,000$ MPa và

Đối với thanh : $E_p = 207\,000$ MPa

2.1.1.1.2. Bó cáp dự ứng lực ngoài (nằm ngoài bê tông)

Các bó cáp DUL ngoài đã được dùng phổ biến trong các cầu đúc hẫng ở nước ta, có thể gọi đó là nhóm cáp thứ ba trong dầm, thường được đặt sau khi đã hợp long xong toàn bộ kết cấu nhịp, như vậy chúng sẽ tham gia chủ yếu để chịu hoạt tải khai thác và tĩnh tải giai đoạn 2. Các cáp này nằm ngoài mặt cắt bê tông nhưng thường vẫn nằm trong lòng hộp dầm kín. Tuy nhiên cần được bảo vệ đặc biệt để chống gỉ. Chẳng hạn, từng sợi cường độ cao được mạ kẽm, rồi từng tào cáp 7 sợi xoắn lại được bọc nhựa từ trong nhà máy, mỗi bó cáp gồm nhiều tào được đặt trong ống ghen bằng nhựa HPVC (viết tắt chữ tiếng Anh: High Density Polycloviny), sau khi căng cáp xong lại bơm vữa lấp lòng ống ghen. Một số công trình cầu tại Việt Nam hiện nay đã dùng loại cáp này như các công trình cầu trong dự án Quốc Lộ 10 mà điển hình là cầu

Non Nước. Trong Phụ lục có giới thiệu loại cáp đặc biệt của Công ty Freyssinet dùng riêng cho kết cấu có dự ứng lực ngoài.

2.1.1.2. Thanh thép cường độ cao

Thanh thép cường độ cao thường được dùng trong kết cấu phụ tạm nhiều hơn là trong kết cấu vĩnh cửu của cầu. Tuy nhiên ví dụ cầu Kiên trên Quốc lộ 10 có đặt các thanh cốt thép dọc dự ứng lực (đây là cầu dây xiên - dầm cứng BTCT DƯL lắp hẫng).

Để nối cứng tạm thời thân trụ chính với đốt K0 trên trụ nhằm tạo ra một khung cứng dạng chữ T có khả năng đảm bảo ổn định cho kết cấu dầm đang ở trạng thái hẫng trong suốt quá trình đúc hẫng, các thanh thép cường độ cao đường kính $D = 38-42$ mm thường được đặt thẳng đứng trong thân trụ và kéo căng tạm thời. Sau khi thi công đúc hẫng xong sẽ tháo bỏ các thanh này.

Lấy ví dụ ở cầu Đuống đã dùng thanh dự ứng lực là loại thanh thép cường độ cao tròn trơn phù hợp với Tiêu chuẩn Nhật Bản JISG3109 - 1988, cấp B, loại 2, ký hiệu SBPR 95/120 và có độ tự chùng thấp.

- Các đặc tính của thanh dự ứng lực $\phi 32$:

+ Đường kính danh định của thanh	: 32 (mm).
+ Khối lượng danh định	: 6,31 (kG/m).
+ Diện tích mặt cắt danh định	: 804,2 (mm ²)
+ Giới hạn chảy	: 95 (kG/mm ²)
+ Giới hạn bền	: 120 (kG/mm ²)
+ Độ giãn dài tối thiểu	: 5%.
+ Độ tự chùng tối đa	: 1,5%
+ Tải trọng phá hoại tối thiểu	: 96,5 (T).

- Các phụ kiện của các thanh dự ứng lực gồm có:

- + Bản đệm neo bằng thép kích thước : 165 x 165 x 32 mm.
- + Đai ốc phẳng, đai ốc hình cầu.
- + Đai ốc ốc hãm.
- + Cút nối thanh dự ứng lực.

- Khi sử dụng các thanh dự ứng lực cần phải lưu ý như sau:

- + Không được hàn.
- + Không được để chạm mát do hàn.
- + Không được uốn cong thanh.
- + Không được va chạm mạnh vào thanh vì điều này dễ gây nứt hoặc vỡ ren.
- + Không được để thanh bị gỉ hoặc bị ăn mòn.
- + Thanh chỉ chịu lực kéo đúng tâm.

Trước khi đặt thanh dự ứng lực vào vị trí cần phải kiểm tra bằng mắt thường, tránh các khuyết tật như: nứt, sứt,... Khi có yêu cầu tất cả các thanh dự ứng lực phải được đưa vào kéo thử trên giá tại hiện trường tới lực kéo bằng 60% lực kéo đứt trước khi sử dụng.

Trong bất kỳ trường hợp nào cũng không được sử dụng thanh dự ứng lực quá 80% tải trọng phá hoại tối thiểu.

Trong Phụ lục cuối sách này giới thiệu các thanh dự ứng lực của một số Công ty.

2.1.1.3. Bó sợi song song

Các dự án cầu lớn đúc hẫng ở nước ta đã hầu như không còn dùng loại bó sợi song song được ghép từ các sợi thép cường độ cao $D=5\text{mm}$. Tuy nhiên một số cầu Khung T- dầm đeo còn dùng loại này. Khuyết điểm của loại bó sợi song song là tổn công chế tạo tại hiện trường, sự phân bố ứng suất giữa các sợi trong cùng một bó khó đảm bảo đều, dễ có nguy cơ đứt sợi, khả năng chống gỉ kém. Tuy nhiên có ưu điểm là tương đối rẻ trong điều kiện nước ta hiện nay.

2.1.2. Mấu neo, kích để căng cáp dự ứng lực

Có nhiều loại mấu neo và kích khác nhau, tương ứng với các loại bó cáp và thanh thép dự ứng lực khác nhau. Những loại neo và kích nhập khẩu dùng phổ biến ở Việt Nam được sản xuất bởi các Công ty Freyssinet (Pháp), VSL (Pháp), Ennerpac (Mỹ), OVM và HVM (Trung Quốc). Dù kích cỡ và hình dáng có thể khác nhau đôi chút nhưng tất cả đều dựa trên nguyên tắc dùng chêm neo hình chóp cụt đặt trong lỗ khoét hình chóp cụt tương ứng của vỏ neo. Đối với các thanh thép dự ứng lực thường dùng neo kiểu e-cu. Các kích thông dụng nhất đều hoạt động theo nguyên tắc song động, nghĩa là thực hiện lần lượt 2 động tác: kéo căng cáp đến đủ lực căng thiết kế, rồi đóng chêm cheo vào vỏ neo. Nếu trường hợp kích đóng neo cưỡng bức thì phải tiến hành nhiều hành trình kích.

Hiện nay (năm 2002) ở Việt Nam có nhà máy cơ khí Ngô Gia Tự và nhà máy dụng cụ chính xác đã sản xuất được một số loại neo 3 - 7 tao cáp.

Trong các Phụ lục cuối sách có các tham số hệ neo và các loại kích của Công ty Freyssinet để tham khảo.

2.1.3. Bộ nối neo và cáp

Bộ nối cáp được sử dụng khi kết cấu liên tục được xây dựng trong một số trường hợp phải kéo dài cáp đã đặt trước, đã kéo căng và đã phun vữa trong phần trước. Ví dụ như ở các đoạn nhịp biên của dầm liên tục nhiều nhịp (ví dụ cầu Phả Lại, năm 2002). Nói chung chúng được sử dụng cho cáp dự ứng lực trong. Để tham khảo trong các Phụ lục 1; 2; và 3 lần lượt có các tham số hệ neo của Công ty Freyssinet, Công ty VSL và Công ty OVM (và HVM).

2.1.4. Ống chứa cáp và chứa thanh dự ứng lực

Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-01 quy định về ống chứa cáp như sau:

Ống chứa cáp (ống ghen) phải là loại ống cứng hoặc ống nửa cứng bằng thép mạ kẽm hoặc bằng nhựa hoặc được tạo lỗ trong bê tông bằng xe đúc lõi lấy ra được.

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

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

Khi dùng ống 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 và vùng bê tông xung quanh phải được kiểm tra.

Cự ly lớn nhất giữa các điểm kê cố định ống trong khi thi công phải được quy định trong hồ sơ thầu.

Kích thước của ống lấy theo các yêu cầu sau:

- Đường kính trong của ống 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 ít nhất phải lớn hơn 2 lần diện tích danh định 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 phải gấp 2,5 lần diện tích mặt cắt của bó cáp.

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

- Đối với các ống tại vị trí neo chuyển hướng phải là ống thép mạ phù hợp với Tiêu chuẩn ASTM A53, loại E cấp B. Độ dày danh định của thành ống không được nhỏ hơn 3 mm.

Các ống chứa cáp D.U.L trong thường là các ống thép xoắn mạ kẽm. Vị trí, loại ống, phương pháp đặt nối ống phải theo đúng quy định trong Tiêu chuẩn thiết kế.

Các ống nhỏ để bơm vữa lấp lòng ống chứa cáp sau khi đã căng cáp thường được đặt tại các vị trí điểm đỉnh cao nhất và thấp nhất của đường cong bó cáp và tại các vị trí neo, vị trí chuyển hướng của cáp. Trong bảng dưới đây nêu ví dụ về Tiêu chuẩn của ống chứa cáp cho các loại cáp cụ thể đã áp dụng cho 1 cầu đúc hẫng trên Quốc lộ 10 :

Bảng 2-3

Loại cáp	12T12,7	12T15,2	3T12,7	9T 15,2	Chiều dày
Đường kính ống chứa cáp	80	90	50x20		0,3 ÷ 0,4 mm
Đường kính ống nối	85	95	55x25		0,3 ÷ 0,4 mm

Sau đây giới thiệu để tham khảo về những loại ống chứa cáp thường được dùng cho những bó cáp thuộc hệ thống C của Công ty Freyssinet :

- Cho cáp dự ứng lực trong

+ Ống có vỏ dạng xoắn (có nếp) làm từ các dải thép mỏng cuốn lại, yêu cầu độ dày nhỏ nhất là 0.3 mm. Đường kính yêu cầu được chỉ ra cho từng loại neo. Nói chung, vữa xi măng

được sử dụng để tiêm lấp lòng ống sau khi căng cáp nhằm chống gỉ cho cáp, đôi khi người ta sử dụng cả mỡ hoặc sáp (ví dụ trong xây dựng lò phản ứng hạt nhân). Đối với một số ứng dụng đặc biệt, có thể dùng loại ống cuốn lại từ các dải thép mỏng mạ kẽm.

+ Loại ống nhựa mới được phát triển gần đây cũng đáp ứng các tiêu chuẩn quốc tế, loại ống này hoàn toàn kín nước.

Bán kính cong. Bán kính cong của ống chứa cáp nên lấy tối thiểu bằng :

+ 100 Ø, đối với loại ống thép cuốn có gân nửa cứng

+ 3 m, đối với loại ống thép cứng.

Trường hợp đặc biệt, bán kính có thể giảm đến 20 Ø cho ống thép cứng khi mà:

+ Cường độ của thép dự ứng lực không bao giờ vượt quá $0.7F_{prg}$ trong phạm vi bó cáp nơi có bán kính nhỏ hơn 3m

+ Góc lệch tổng của bó cáp không quá $3\pi/2$ radians;

+ Khu vực có độ uốn cong gắt quá sẽ được coi như một loại neo cố định nếu góc uốn nhỏ hơn $\pi/2$ radians ($\varnothing$ = bán kính trong của ống chứa cáp)

Trường hợp đặc biệt

Nếu dùng loại ống có bôi trơn (loại LFC Freyssinet) hoặc loại ống khít đặc biệt thì có thể giảm bán kính cong của ống có gân nửa cứng, mà vẫn đảm bảo sự truyền đủ lực kéo căng

+ Giới hạn thấp nhất của bán kính cong là $R_{min} \geq 1.35 \sqrt{n}$, với n là số tao trong bó cáp.

- Cho cáp dự ứng lực ngoài

+ Đối với những hệ thống có dính bám từng phần (có tiêm vữa)

+ Ống vỏ thép cuốn có gân hoặc ống thép đặt trong lòng khu vực bê tông (vách ngang và ụ chuyển hướng cáp)

+ Ống Polyethylene mật độ cao (HDPE) hay ống thép (hiếm khi dùng) đặt bên ngoài bê tông. Các loại ống HDPE đã được tiêu chuẩn hoá ở nhiều nước. Khuyến cáo sử dụng hệ thống ống với tỷ số áp lực là 0.63 N/mm^2 (6.3 bar).

+ Đối với hệ thống không dính bám, có ký hiệu N°1 (hệ thống ống kép chứa cáp, sẽ được tiêm vữa xi măng)

+ Ống thép để bao ngoài khi đặt trong lòng khu vực bê tông

+ Ống HDPE dùng cho đoạn khoảng giữa các ụ chuyển hướng cáp

+ Đối với hệ thống không dính bám, có ký hiệu N°2 (hệ thống ống đơn, đã được đăng ký sáng chế, có vỏ ống thép và được thép bôi trơn lấp đầy bằng mỡ trước khi kéo căng cáp)

+ Ống thép trong lòng khu vực bê tông

+ HDPE cho khu vực ngoài bê tông (loại ống 0.4 N/mm^2 có thể được sử dụng). Trong quá trình sử dụng cần lưu ý tới biện pháp nối các ống HDPE.

Bán kính cong

- Đối với hệ thống có ký hiệu N⁰1

+ Tại vị chuyển hướng cáp

Bán kính cong tối thiểu của bó cáp, $R_{\min}$ lấy giá trị nào lớn hơn trong hai giá trị sau:

$$R_{\min} \geq 1m \text{ hoặc } R_{\min} \geq 30 \varnothing$$

[$\varnothing$ = đường kính ống chứa cáp]

+ Tại vùng đặt mấu neo

Bán kính cong tối thiểu của bó cáp : $R_{\min}$ lấy giá trị bằng giá trị nào lớn hơn trong hai giá trị sau

$$R'_{\min} \geq 2m \text{ hoặc } R'_{\min} \geq R_{\min} + 1m$$

- Đối với hệ thống có ký hiệu N⁰2

+ Từng tào cáp độc lập riêng rẽ : $R_{\min} \geq 1m$

+ Bó cáp gồm nhiều tào cáp : $R_{\min} \geq 2.5m$

2.1.5. Máy luồn cáp vào ống

Các bó cáp dọc nhịp dùng cho cầu đúc hẫng thường có số lượng tào khá lớn vì vậy khó có thể luồn cáp vào ống bằng phương pháp thủ công mà phải dùng máy luồn cáp. Nhiều Công ty nước ngoài đã sản xuất các loại máy luồn cáp có công suất khác nhau. Trong Phụ lục 3 giới thiệu máy luồn cáp do Công ty OVM sản xuất để tham khảo.

2.2. GỐI ĐẶC BIỆT DÙNG CHO CẦU LỚN ĐÚC HẫNG

2.2.1. Các loại gối và điều kiện lựa chọn thích hợp

Gối cầu được chọn cho ứng dụng đặc biệt trong các cầu cần phải có các khả năng chuyển vị và chịu tải trọng thích hợp. Có thể sử dụng Bảng 2-4 để so sánh các hệ gối khác nhau.

Các thuật ngữ trong Bảng 2-4 lấy theo quy ước sau:

S = Phù hợp

U = Không phù hợp

L = Phù hợp cho các ứng dụng bị giới hạn

R = Có thể phù hợp, nhưng yêu cầu các xem xét riêng biệt hoặc các cấu kiện thêm vào như các thanh trượt hoặc các đường dẫn

Bảng 2-4 (bảng 2.2.1-của 22TCN 272-01): Điều kiện chọn loại gối thích hợp

Loại gối	Chuyển vị		Quay xung quanh trục cầu chỉ định			Sức kháng lại tải trọng		
	Dọc	Ngang	Dọc	Ngang	Đứng	Dọc	Ngang	Đứng
Tấm chất dẻo đơn giản	S	S	S	S	L	L	L	L
Tấm được tăng cường bằng sợi thủy tinh	S	S	S	S	L	L	L	L
Tấm được tăng cường bằng sợi bông dày	U	U	U	U	U	L	L	S
Gối chất dẻo được tăng cường bằng thép	S	S	S	S	L	L	L	S
Gối trượt phẳng	S	S	U	U	S	R	R	S
Gối hình cầu trượt cong	R	R	S	S	S	R	R	S
Gối hình trụ trượt cong	R	R	U	S	U	R	R	S
Gối đĩa	R	R	S	S	L	S	R	S
Gối hình trụ kép	R	R	S	S	U	R	R	S
Gối chậu	R	R	S	S	L	S	S	S
Gối đu đưa	S	U	U	S	U	R	R	S
Gối con lăn	U	U	U	S	U	S	R	S
Gối con lăn đơn	S	U	U	S	U	U	R	S
Gối nhiều con lăn	S	U	U	U	U	U	U	S

2.2.2. Các chỉ tiêu thiết kế quan trọng

Khi lựa chọn và thiết kế các gối chống động đất, phải xét đến các đặc trưng cường độ và độ cứng của cả kết cấu phần trên và phần dưới có liên quan. Phải thiết kế gối phù hợp với đáp ứng động đất dự kiến của toàn bộ hệ thống cầu.

Nếu áp dụng các loại gối cứng, phải giả thiết các lực động đất từ kết cấu phần trên được truyền qua các vách ngăn hay khung ngang và các liên kết của chúng vào gối, sau đó truyền xuống kết cấu phần dưới mà không được triệt giảm do tác động phi đàn hồi cục bộ dọc theo đường truyền tải trọng đó.

Các gối cao su có độ cứng ít hơn độ cứng toàn bộ theo các hướng bị kiểm chế và nếu không được thiết kế tường minh là gối làm lớp cách ly hay gối nóng chảy thì có thể được sử dụng trong mọi hoàn cảnh. Nếu sử dụng chúng, phải thiết kế phù hợp với các tải trọng động đất.

2.2.3. Các loại gối chậu

2.2.3.1. Giới thiệu

Trong các cầu đúc hẫng hiện nay thường dùng gối thép đúc như gối của cầu thép nhịp lớn hoặc phổ biến hơn cả là dùng các loại gối chậu. Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-01 quy định rằng

ở nơi mà các gối chậu được cung cấp với tấm trượt PTFE để đảm bảo cả chuyển vị quay và nằm ngang, các mặt trượt và các hệ dẫn bất kỳ phải được thiết kế phù hợp với các yêu cầu về vật liệu và về hình học như sẽ nêu ra dưới đây.

Các cấu kiện quay của gối chậu phải bao gồm ít nhất một chậu, một pít-tông, một đĩa chất dẻo và các vòng bịt kín. Vì mục đích thiết lập các lực và các biến dạng áp đặt lên gối chậu, trục quay phải lấy nằm trên mặt phẳng nằm ngang ở nửa chiều cao của đĩa chất dẻo.

2.2.3.2. Vật liệu

Đĩa chất dẻo phải được làm từ một hợp chất căn cứ trên cao su thiên nhiên nguyên chất hoặc neopren nguyên chất phù hợp AASHTO M251 (ASTM D4014). Độ cứng danh định phải nằm giữa 50 và 60 trên thang Shore A.

Chậu và pittông phải được làm bằng thép kết cấu phù hợp với AASHTO M270M (ASTM A 709M), các cấp 250, 345 hoặc 345 W, hoặc bằng thép không gỉ phù hợp với ASTM A240M. Độ bóng của các mặt tiếp xúc với đệm chất dẻo không được nhẵn hơn 1,5 μm . Cường độ chảy dẻo và độ cứng của pittông không được vượt quá các chỉ số đó của chậu.

Các vòng bịt kín bằng đồng thau phải phù hợp với ASTM B36M (nửa cứng) đối với các

2.2.3.3. Các yêu cầu về hình học

Chiều cao của đĩa chất dẻo, h_r , phải thỏa mãn:

$$h_r \geq 3,33D_p\theta_u$$

trong đó:

D_p = đường kính trong của chậu (mm)

θ_u = độ quay thiết kế (RAD)

Các kích thước của các cấu kiện của gối chậu phải được thỏa mãn các yêu cầu sau đây dưới sự tổ hợp ít thuận lợi nhất của các chuyển vị và sự quay tính toán:

Chậu phải đủ cao để cho phép vòng bịt và vành của pittông vẫn ở trong sự tiếp xúc hoàn toàn với mặt thẳng đứng của vách chậu.

Sự tiếp xúc hoặc sự gắn kết giữa các thành phần kim loại không ngăn ngừa thêm chuyển vị hoặc sự quay.

2.2.3.4. Đĩa chất dẻo

Ứng suất trung bình trên chất dẻo ở trạng thái giới hạn sử dụng không được vượt quá 25 MPa. Để quay dễ dàng, các mặt trên và dưới của chất dẻo phải được xử lý với chất bôi trơn không có hại cho chất dẻo. Có thể dùng các đĩa PTFE mỏng đặt trên mặt trên và mặt dưới của chất dẻo.

2.2.3.5. Các vòng bịt

2.2.3.5.1. Tổng quát

Phải sử dụng vòng bịt giữa chậu và pittông. Ở trạng thái giới hạn sử dụng, các vòng bịt phải thích hợp để ngăn ngừa sự bật ra của chất dẻo dưới tải trọng nén và tác động đồng thời của các sự quay theo chu kỳ. Ở trạng thái giới hạn cường độ, các vòng bịt cũng phải thích hợp để ngăn ngừa sự bật ra của chất dẻo dưới tải trọng nén và tác động đồng thời của sự quay tĩnh. Các vòng đồng thau thỏa mãn các yêu cầu vật liệu đã nêu ở trên có thể được sử dụng mà không có thử nghiệm để thỏa mãn các yêu cầu ở trên. Người kỹ sư có thể chấp nhận các hệ thống bịt kín khác trên cơ sở có chứng minh bằng thí nghiệm.

2.2.3.5.2. Các vòng có các mặt cắt ngang hình chữ nhật

Phải sử dụng ba vòng hình chữ nhật. Mỗi vòng phải là tròn ở trong mặt phẳng, nhưng phải bị cắt ở một điểm trên chu vi của nó. Các mặt của chỗ cắt phải ở trên một mặt phẳng tạo thành 45° với đường thẳng đứng và với tiếp tuyến của chu vi. Các vòng phải được định vị để các chỗ cắt trên mỗi vòng trong ba vòng cách đều theo chu vi của chậu. Chiều rộng của mỗi vòng phải không nhỏ hơn $0,02 D_p$ hoặc 6,0 mm, và phải không vượt quá 19 mm. Chiều cao của mỗi vòng không được nhỏ hơn 0,2 lần chiều rộng của nó.

2.2.3.5.3. Các vòng có các mặt cắt ngang hình tròn

Phải sử dụng một vòng kín hình tròn với đường kính ngoài D_p . Nó phải có một đường kính của mặt cắt ngang không nhỏ hơn $0,0175 D_p$ hoặc 8 mm.

2.2.3.6. Chậu gối

Chậu gối phải bao gồm ít nhất một vách và đáy. Tất cả các cấu kiện của chậu phải được thiết kế để thực hiện vai trò của một đơn vị kết cấu đơn.

Chiều dày tối thiểu của bản dưới gối tựa trực tiếp lên bê tông hay vữa phải thỏa mãn:

$$t_{\text{base}} \geq 0,06 D_p \quad \text{và}$$

$$t_{\text{base}} \geq 19 \text{ mm}$$

Chiều dày của bản dưới gối tựa trực tiếp lên dầm thép hoặc bản phân bố tải trọng phải thỏa mãn:

$$t_{\text{base}} \geq 0,04 D_p \quad \text{và}$$

$$t_{\text{base}} \geq 12,5 \text{ mm}$$

Chiều dày của vách của các chậu được dẫn hướng hoặc cố định phải được xác định đối với cường độ áp dụng được và các tổ hợp tải trọng đặc biệt bằng cách dùng một phương pháp phân tích hợp lý.

2.2.3.7. Pittông

Pittông phải có cùng dạng bề mặt như bề mặt bên trong của chậu gối. Chiều dày của nó phải thích hợp để chịu các tải trọng đặt lên nó, nhưng không được nhỏ hơn 6,0% của đường kính trong của chậu, D_p , trừ ở vành.

Chu vi của pittông phải có một vành tiếp xúc qua đó các tải trọng nằm ngang có thể được truyền tới. Trong các chậu hình tròn, bề mặt của nó có thể là hoặc hình trụ hoặc hình cầu. Thân của pittông ở trên vành phải được làm giạt vào hoặc vuốt thon để ngăn ngừa bị kẹt. Chiều cao, w , của vành pittông phải đủ lớn để truyền các lực nằm ngang tính toán giữa chậu và pittông.

Các gối chậu chịu các tải trọng ngang phải được tính toán sao cho thoả mãn:

$$t_w \geq \sqrt{\frac{40H_s\theta_s}{F_y}}$$

Các gối chậu truyền tải trọng thông qua pittông phải thoả mãn:

$$w \geq \frac{2,5H_s}{D_p F_y}$$

$$w \geq 3,2 \text{ mm}$$

trong đó:

H_s = tải trọng sử dụng nằm ngang tác dụng lên gối (N)

θ_s = góc quay sử dụng tối đa do tổng tải trọng (Rad)

F_y = cường độ chảy dẻo của thép (MPa)

D_p = đường kính trong của chậu gối (mm)

w = chiều cao của vành pittông (mm)

t_w = chiều dày của vách chậu (mm).

Đường kính của vành pittông phải là đường kính trong của chậu trừ đi một khoảng cách tịnh, c . Khoảng cách tịnh, c , phải càng nhỏ càng tốt để ngăn ngừa sự bật ra của chất dẻo, nhưng không nhỏ hơn 0,5 mm. Nếu bề mặt của vành pittông là hình trụ, khoảng cách tịnh phải thoả mãn:

$$c \geq \theta_u \left(w - \frac{D_p \theta_u}{2} \right)$$

trong đó:

D_p = đường kính trong của chậu (mm)

w = chiều cao của vành pittông (mm)

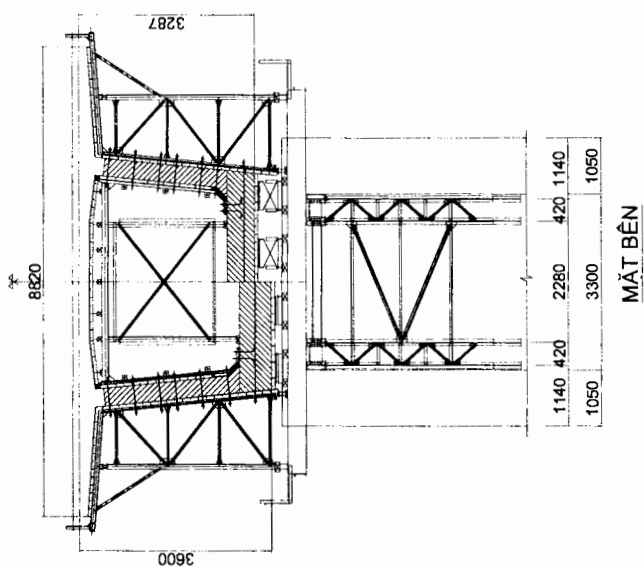
θ_u = góc quay thiết kế (Rad)

Hiện nay gối cho các cầu đúc hẫng ở Việt Nam thường được mua từ Trung Quốc vì đáp ứng được các Tiêu chuẩn của các dự án và giá thành rẻ. Tuy nhiên những loại gối chống động đất kiểu đặc biệt thì cần loại của Nhật Bản hoặc Châu Âu sản xuất.

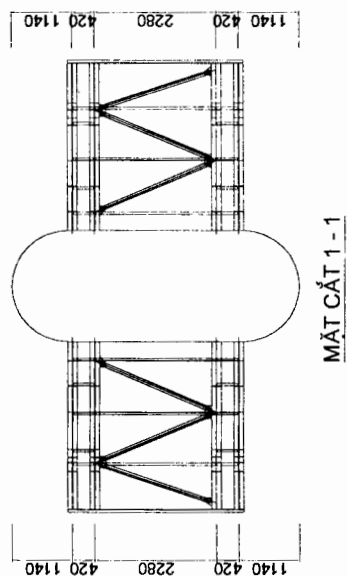
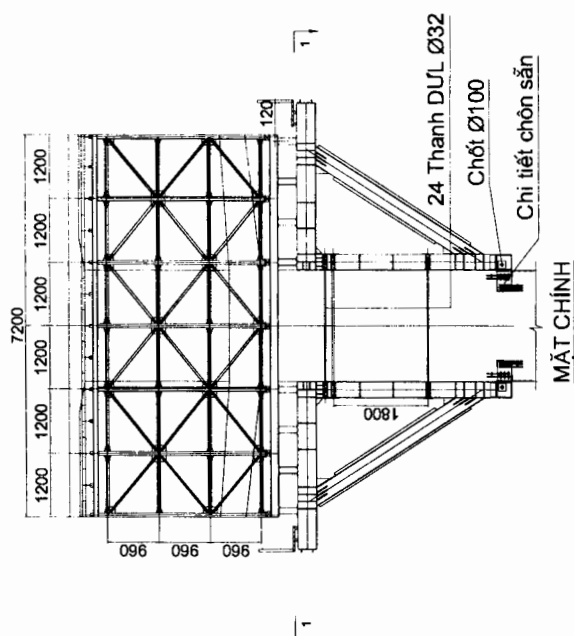
2.3. HỆ ĐÀ GIÁO MỞ RỘNG TRỤ

Ngoài các loại xe đúc di động, trong thi công đúc hẫng còn dùng đến nhiều đà giáo cố định và trụ tạm khi cần thiết. Phần đà giáo mở rộng trụ để phục vụ thi công đốt K0 trên đỉnh trụ thường được liên kết với các đoạn dầm I thép chôn chờ sẵn ở thân trụ. Trên hình 2-1 giới thiệu cấu tạo đà giáo mở rộng trụ đã áp dụng khi thi công cầu Xương Giang (Bắc Giang).

Để mở rộng tạm thời khoảng trên trụ nhằm thi công đốt đầu tiên, cũng có thể sử dụng các trụ tạm. Chúng sẽ kết hợp với đoạn đà giáo nối từ chúng sang trụ chính nhằm tạo một khoảng mở rộng trụ, đủ diện tích mặt bằng cần thiết cho việc đổ bê tông phần dầm bên trên trụ và đặt xe đúc di động để thi công các đốt hẫng tiếp theo. Các trụ này thường bằng kết cấu thép (có thể là kết cấu UIKM hay kết cấu Bailey) đặt trên bệ cọc cao với các cọc thép tạm thời. Nếu trụ tạm ở vị trí trên cạn cũng có thể được đặt trên móng kiểu rọ đá tạm thời để giảm giá thành.



GHI CHÚ:
 - MỖI KHUNG CỦA ĐÀ GIÁO ĐƯỢC HÀN CỨNG
 CHẮC CHẴN THÀNH KHUNG TAM GIÁC.



Hình 2.1. Đà giáo ván khuôn thi công khối K0

2.4. HỆ THỐNG ĐÀ GIÁO ĐÚC BÊ TÔNG ĐOẠN NHỊP BIÊN

Đối với cầu có nhiều nhịp liên tục, một phần của nhịp biên gần mố sẽ được đúc trên đà giáo cố định, đà giáo này có dạng dàn thép được lắp dựng tựa lên các trụ tạm trên mặt đất giống như các trường hợp thông thường.

Cấu tạo của hệ đà giáo này rất đa dạng, tùy theo vật tư sẵn có của Nhà thầu, nhưng phải đáp ứng các yêu cầu cơ bản như sau:

- Đà giáo phải đủ vững chắc và không biến dạng quá mức sai số cho phép trong quá trình đúc bê tông, có xét đến ảnh hưởng của các yếu tố tải trọng, sự chảy của dòng nước, điều kiện đất nền, điều kiện mặt bằng công trường và tình hình giao thông trên khu đất xung quanh đà giáo.

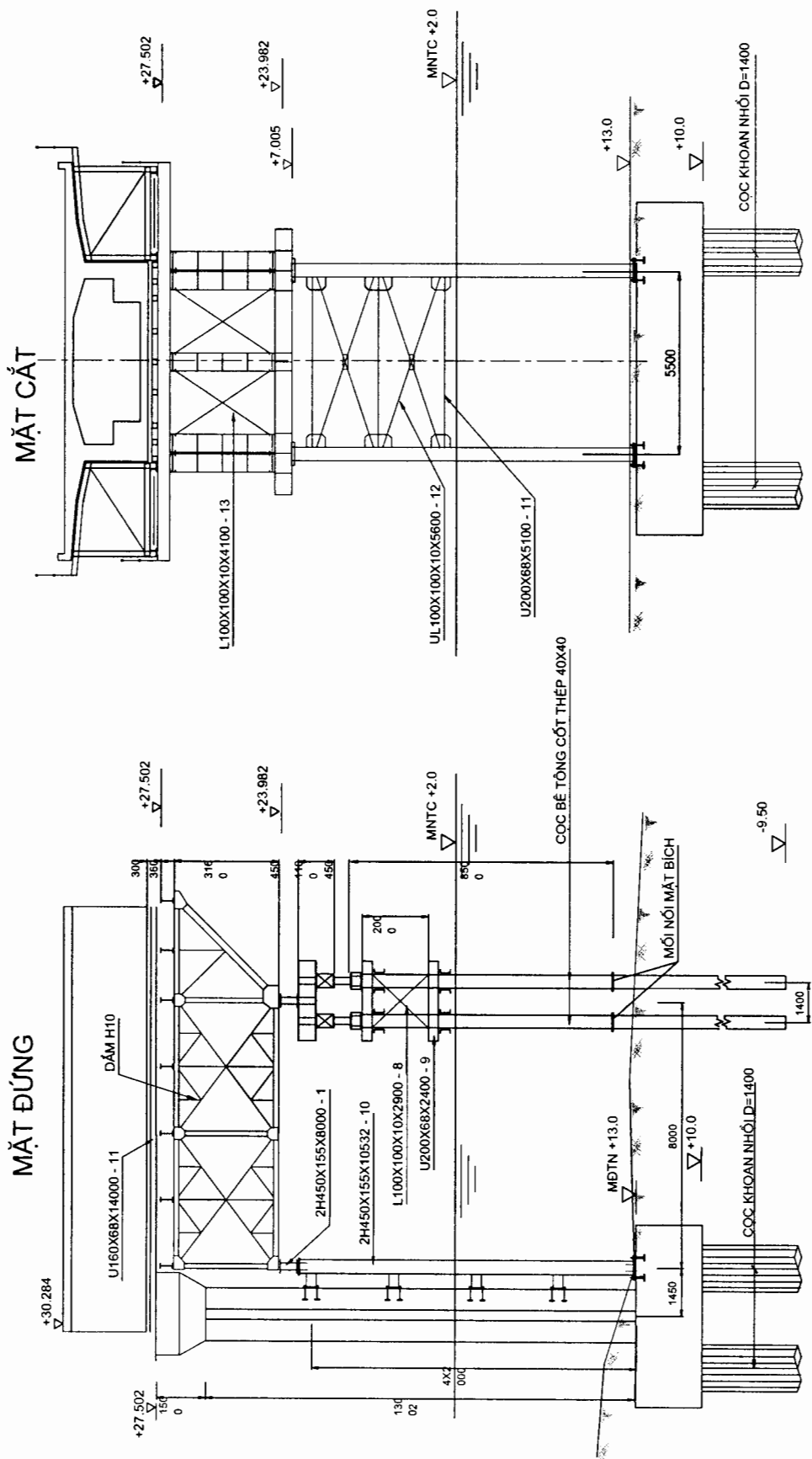
- Dễ dàng đo đạc kiểm tra cao độ đáy ván khuôn và dễ dàng điều chỉnh khi cần thiết.
- Thuận tiện cho công tác hợp long nhịp biên, kéo căng cáp và giải phóng các liên kết tạm giữa phần bê tông kết cấu nhịp đã thi công xong và đà giáo.

Nhiều sự cố lún đà giáo đã xảy ra do các nguyên nhân :

- Không khảo sát kỹ,
- Không tính toán đúng độ lún đà giáo,
- Dùng loại đà giáo quá yếu (như đà giáo để làm nhà),
- Không thử tải đà giáo theo đúng tải trọng và thời gian cần thiết.

Các sai sót này đều dẫn đến nứt dầm BTCT và đã phải sửa chữa tốn kém mà vẫn không đảm bảo chất lượng dầm như yêu cầu.

Trên hình 2-2 giới thiệu một kiểu đà giáo đã áp dụng ở một cầu trên Quốc lộ 1. Phần đà giáo nằm ngang được ghép từ các khoang hình tam giác của dầm quân dụng kiểu H10 Trung Quốc. Phần trụ tạm ghép từ các cấu kiện thép hình. Móng trụ tạm trên nền cọc bê tông, có bệ cọc bê tông. Như vậy đảm bảo độ lún của trụ tạm và đà giáo là rất nhỏ, có thể khống chế được.



Hình 2.2. Thi công phân đúc trên đà giáo H10

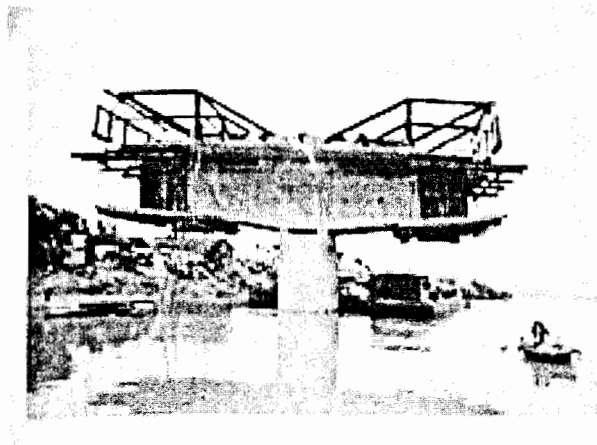
2.5. XE ĐÚC HÃNG

2.5.1. Khái niệm về các kiểu xe đúc hẫng

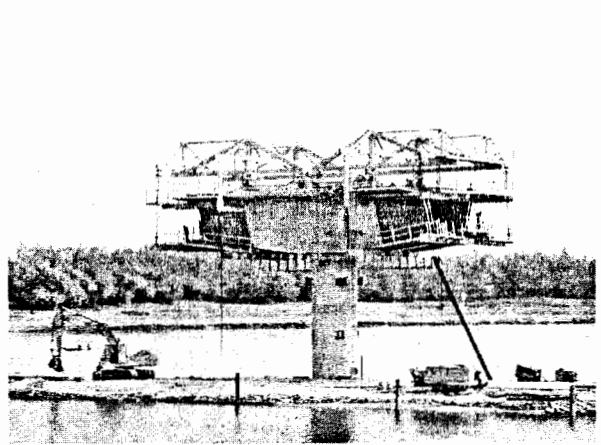
Xe đúc hẫng (bao gồm cả ván khuôn treo) có 2 nhiệm vụ:

- Bảo đảm đúng vị trí hình học của các đốt kết cấu nhịp trong không gian.
- Treo đỡ trọng lượng của các đốt kết cấu nhịp trong thời gian bê tông của chúng hóa cứng và khi đang kéo căng cốt thép dự ứng lực.

Bộ xe đúc hẫng gồm phần ván khuôn treo và một khung đỡ bằng thép được liên kết chắc chắn với phần kết cấu nhịp đã được làm xong trước đó.



Ảnh 2.1: Thi công hẫng đối xứng cầu Phù Đổng



Ảnh 2.2: Thi công hẫng đối xứng cầu Tiên Cự

2.5.1.1. Các xe đúc hẫng kiểu cổ điển

Trọng lượng các đốt kết cấu nhịp trong lúc đổ bê tông sẽ truyền qua các thanh treo của ván khuôn lên khung đỡ rồi truyền vào đầu công-xon của phần kết cấu nhịp đã được làm xong trước đó.

2.5.1.1.1. Xe đúc hẫng có dàn khung đỡ đặt trên đỉnh kết cấu nhịp

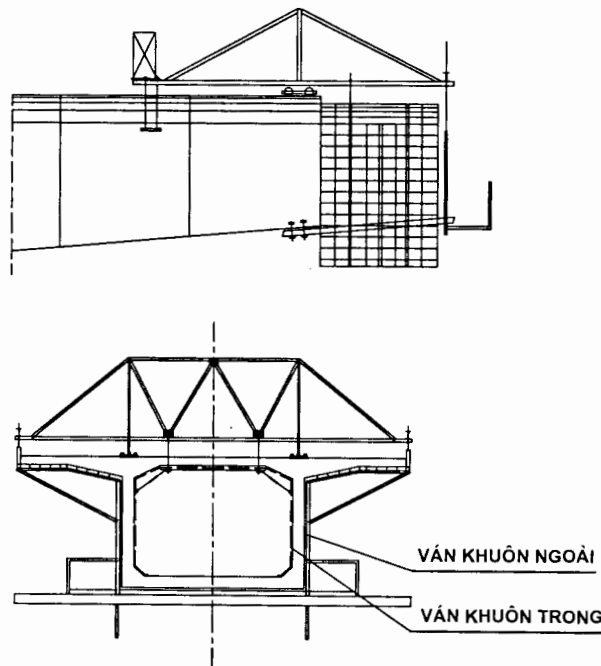
Các dầm dọc chủ của dàn khung đỡ được đặt bên trên đỉnh đốt kết cấu nhịp vừa thi công xong, còn ván khuôn ngoài, sàn đỡ đáy, sàn đi lại và thao tác của công nhân đều được treo vào các dầm dọc chủ của dàn khung đỡ đó. Ván khuôn trong có thể được treo vào một xe goòng di động trên kết cấu nhịp. Ổn định của xe đúc tại vị trí đổ bê tông được bảo đảm nhờ việc neo các đầu dầm dọc chủ của khung đỡ vào đốt kết cấu nhịp đã làm xong trước đó. Khi di chuyển xe đúc thì nhờ đối trọng để đảm bảo ổn định chống lật. Đối trọng có thể là các thùng chứa nước hoặc các khối bê tông. Các dầm chủ của khung đỡ có thể biến dạng lớn trong quá trình

đổ bê tông gây ra những vết nứt ngang tại chỗ tiếp giáp các đốt kết cấu nhịp. Các vết nứt này thường thấy ở mặt trên của bản đáy hộp do biến dạng của xe đúc dưới trọng lượng bê tông của thành hộp và của bản nắp hộp. Nhiều cầu đúc hẫng ở nước ta sau khi thi công từ vài tháng đến một năm đã phát hiện các vết nứt như vậy.

Có thể tránh được các vết nứt đó bằng cách làm cho xe đúc đủ cứng nhưng như vậy nó sẽ nặng và đòi hỏi phải tăng cường kết cấu nhịp để chịu trọng lượng đó, vấn đề đảm bảo ổn định cũng tốn kém hơn. Nếu xe đúc nhẹ hơn thì phải tăng cường nó để hạn chế hoặc bù lại các biến dạng của nó trong quá trình đổ bê tông.

Trọng lượng không kể đối trọng của các xe đúc này thường nhỏ hơn nửa trọng lượng của đốt nặng nhất của kết cấu nhịp cần đổ bê tông (250 kg cho 1 mét vuông bề mặt ván khuôn).

Trên hình 2-3 giới thiệu xe đúc nhẹ đã dùng ở cầu Tourville-la-Riviere (nặng 30 tấn).

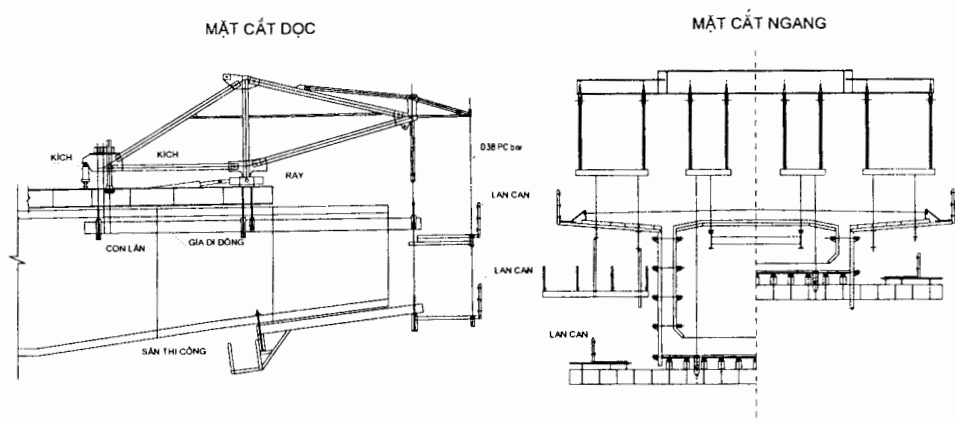


Hình 2-3: Xe đúc hẫng ở cầu Tourville-la-Riviere

2.5.1.1.2. Xe đúc hẫng có dàn khung đỡ đặt bên cạnh kết cấu nhịp

Trên hình 2-4 là kiểu xe đúc có dàn khung đỡ nằm bên cạnh kết cấu nhịp. Nó có ưu điểm là nằm ngoài hộp và sát bên cạnh thành của đốt kết cấu nhịp hộp nên không cản trở các thao tác thi công như lắp dựng ván khuôn, đặt cốt thép, đổ bê tông. Tóm lại là thi công sẽ nhanh hơn.

Kiểu xe đúc này đã được sử dụng ở cầu Sông Gianh (Quảng Bình), cầu Hàm Rồng (Thanh Hoá).



Hình 2-4: Xe đúc hẫng có khung đỡ đặt bên cạnh kết cấu nhịp

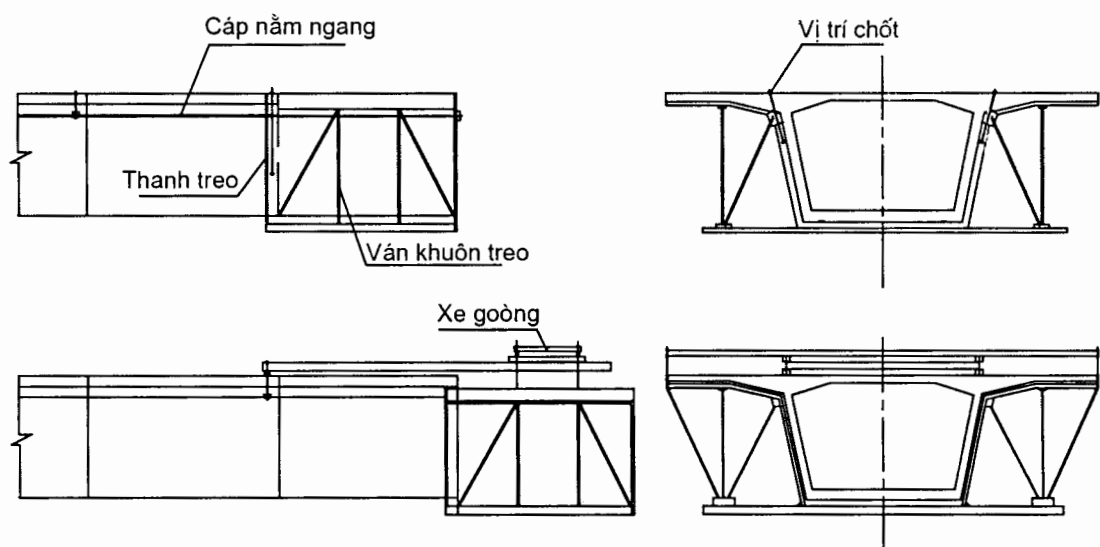
2.5.1.2. Các xe đúc hẫng kiểu tự treo

Trong xe đúc hẫng kiểu cổ điển, các biến dạng xảy ra trong quá trình thi công hoàn toàn do dầm dọc chủ của dàn khung đỡ chịu. Phần ván khuôn hầu như không tham gia chịu lực tổng thể.

Hiện nay đã áp dụng kiểu ván khuôn cùng chịu lực chung với khung đỡ. Nó có các ưu điểm:

- Tránh được các khó khăn khi kiểm tra và hiệu chỉnh dạng hình học của kết cấu nhịp.
- Tránh được các vết nứt tại chỗ tiếp giáp giữa các đốt kết cấu nhịp do sự biến dạng của xe đúc kiểu cổ điển.
- Tránh được sự vướng vúi trên bề mặt thi công.

Kiểu xe đúc này đã dùng trước tiên tại các kết cấu nhịp có chiều cao không đổi.



Hình 2-5: Sơ đồ xe đúc hẫng tự treo đối với dầm có chiều cao không đổi.

Trong giai đoạn đổ bê tông, xe đúc này liên kết chặt với phần kết cấu nhịp đã thi công xong nhờ các thanh dự ứng lực. Vị trí của xe đúc được hiệu chỉnh nhờ các tầng - đỡ nằm phía sau xe đúc và xuyên qua các lỗ khoét sẵn trong bê tông của dốt đã đúc trước đó.

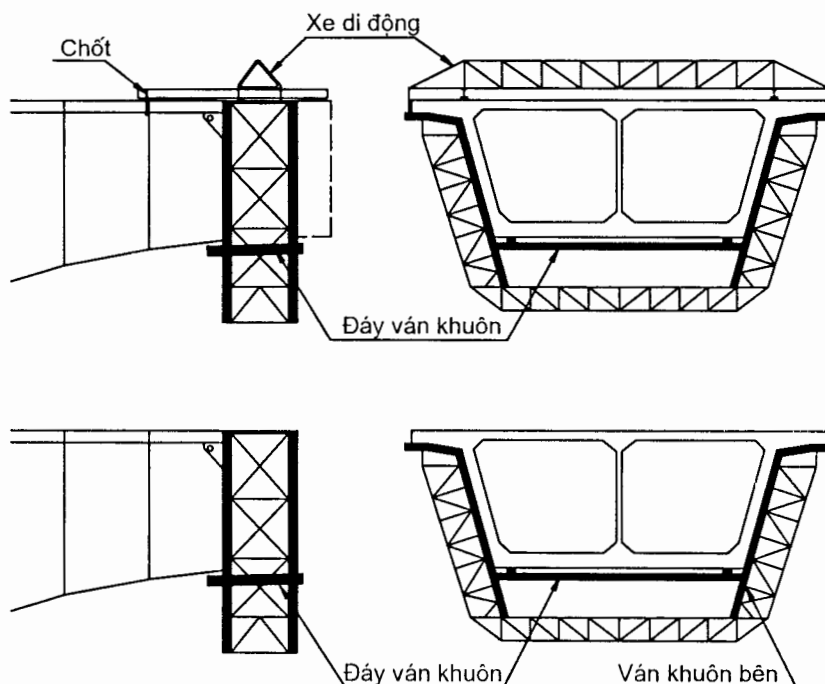
Để di chuyển xe đúc tiến lên phía trước vào vị trí mới cần phải có xe goòng di động trên hai đường ray đặt đúng trên của hai thành hộp. Sau này xe đúc ván khuôn tự treo đã được dùng cho cả các kết cấu nhịp có chiều cao biến đổi dọc nhịp và có đến 3 thành hộp.

Các bộ phận chịu lực gồm các ván khuôn ngoài của các thành biên hộp và sàn đỡ đáy được tăng cứng ngang bằng 2 khung ngang ở phía trước và phía sau xe đúc cùng các dầm ngang nối giữa chúng (hình 2-6).

Tổ hợp các bộ phận này tạo thành một xe đúc gắn cứng với kết cấu nhịp.

Sự biến đổi chiều cao mặt cắt bên trong ván khuôn được thực hiện bằng cách nâng hạ thẳng đứng sàn đỡ đáy ván khuôn, một đầu sàn này tỳ vào mặt dưới bản đáy hộp của dốt đã đúc trước đó còn một đầu cố định vào khung ngang trước của xe đúc.

Ván khuôn trong gồm các phần độc lập, tỳ vào khung ngang phía trước và treo vào phía sau của dốt kết cấu nhịp đã đúc trước đó.

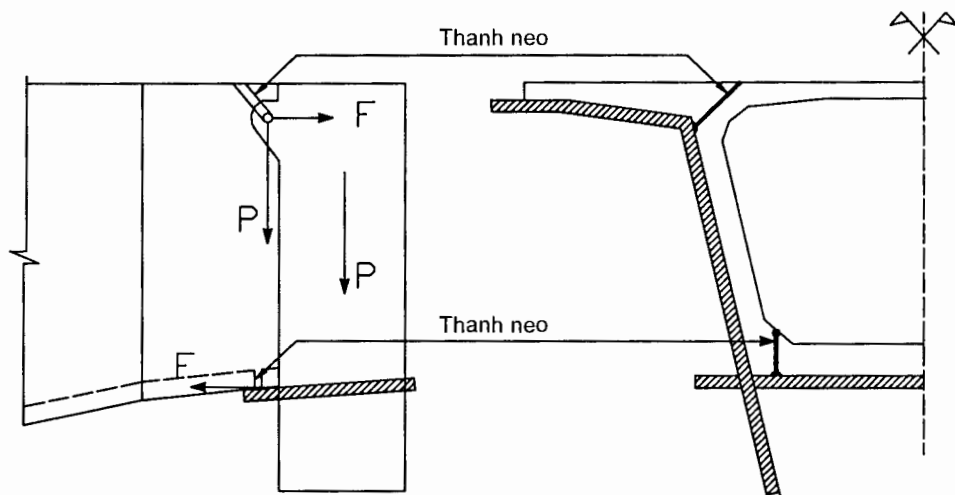


Hình 2-6: Sơ đồ xe đúc di động tự treo dùng cho mặt cắt nhịp có 3 thành hộp và chiều cao thay đổi.

Ví dụ ở cầu Gennevilliers, ổn định của ván khuôn tự treo trong quá trình đổ bê tông đã được bảo đảm (hình 2-7).

- Hai mẫu thép phía trên, gắn chặt với ván khuôn ngoài, liên kết này được dự ứng lực bằng các thanh Dywidag đường kính 36 mm xuyên qua thành hộp.

- Hai mẫu thép phía dưới, liên kết chặt sàn đỡ đáy ván khuôn với bản đáy hộp của đốt kết cấu nhịp đã đúc trước đó. Cũng dùng thanh Dywidag dự ứng lực.

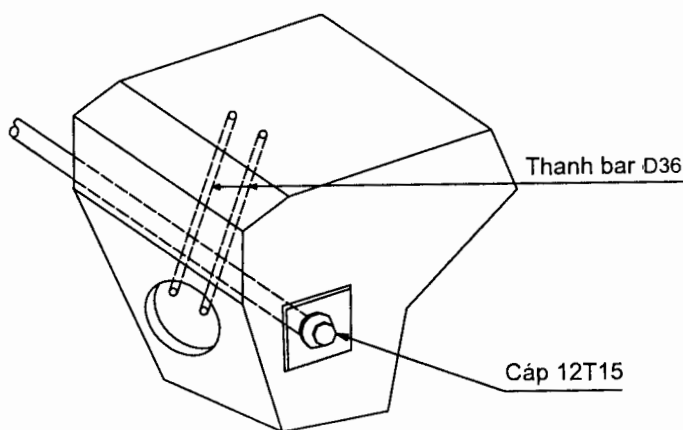


Hình 2-7: Ổn định của xe đúc di động tự treo ở cầu Gennevilliers

Trọng lượng bản thân P của xe đúc và của bê tông gây ra mô men lật, nó phải được cân bằng nhờ 2 lực nằm ngang F bằng nhau: một lực kéo đặt vào mẫu thép trên và một lực nén đặt vào mẫu thép dưới. Lực cắt coi như do các mẫu thép trên chịu cả.

Vì mẫu thép trên phải chịu lực rất lớn nên nó được neo vào ụ neo bê tông chế sẵn để tránh gây ra ứng suất quá cao trong bê tông ít tuổi (hình 2-8).

Lực từ các mẫu thép truyền vào ụ chế sẵn nhờ ma sát mà các thanh dự ứng lực Dywidag tạo ra được.



Hình 2-8: Ụ neo chế sẵn của cầu Gennevilliers.

2.5.2. Xe đúc hẫng đặt trên kiểu dàn hình thoi (Cầu Phú Lương, Phù Đổng, An Dương, v.v...)

Trên hình 2-9 giới thiệu một kiểu xe đúc hẫng của hãng OVM Trung Quốc chào bán. Các tham số của xe đúc như sau:

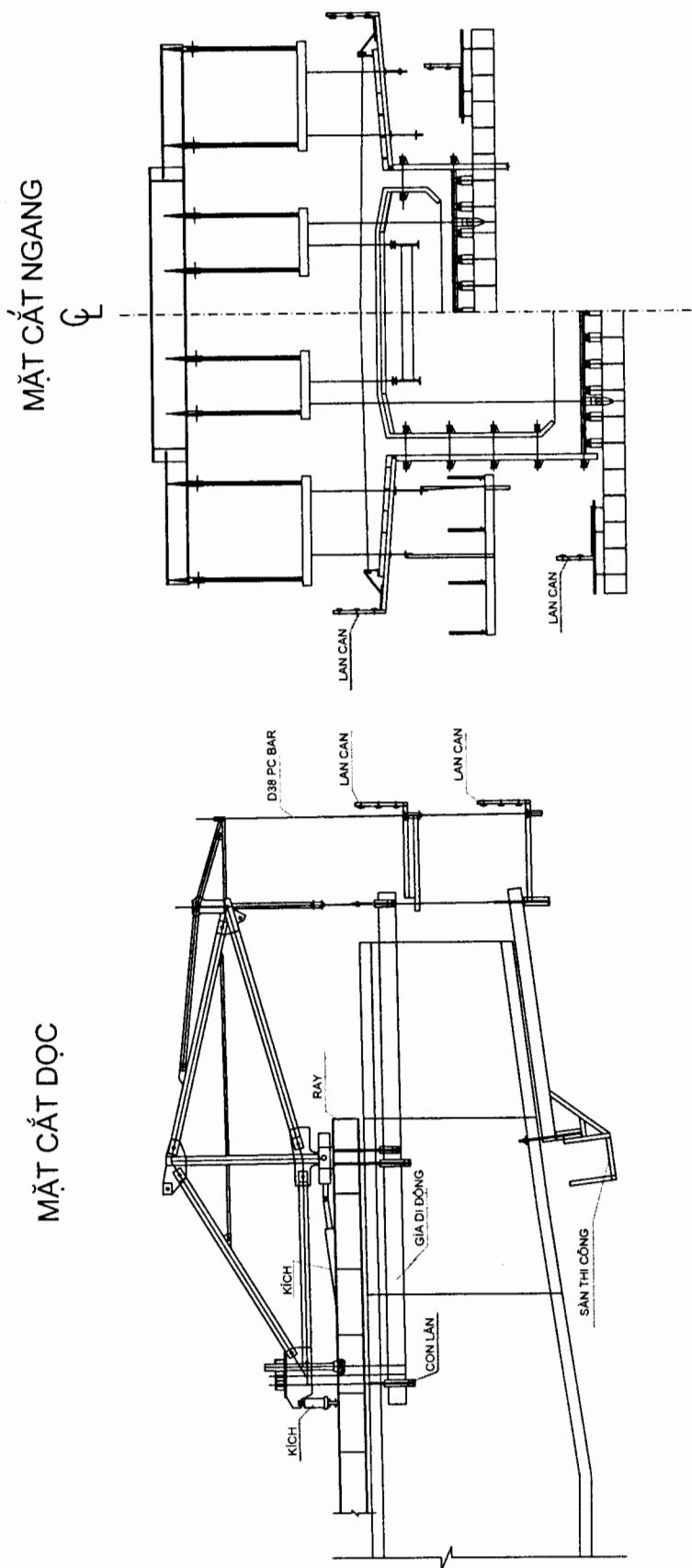
Bảng 2-5: Xe đúc Trung - Quốc, Công ty OVM

Hạng mục và phân loại	Loại 1: L = 4m; Q = 100 Tấn	Loại 2 L = 5m; Q = 200 Tấn
Khả năng chịu lực (max)	M = 380 Tm	M = 710 Tm
Độ dài đốt đúc bê tông (max)	L = 4 m	5 m
Bề rộng dầm hộp (max)	B = 15 m	15 m
Trọng lượng 1 đốt đúc bê tông (max)	Q = 100 Tấn	200 Tấn
Trọng lượng xe đúc (Tấn)	G = 69 T	98 T
Đơn giá chào bán (USD/xẻ đúc)	118000	145530

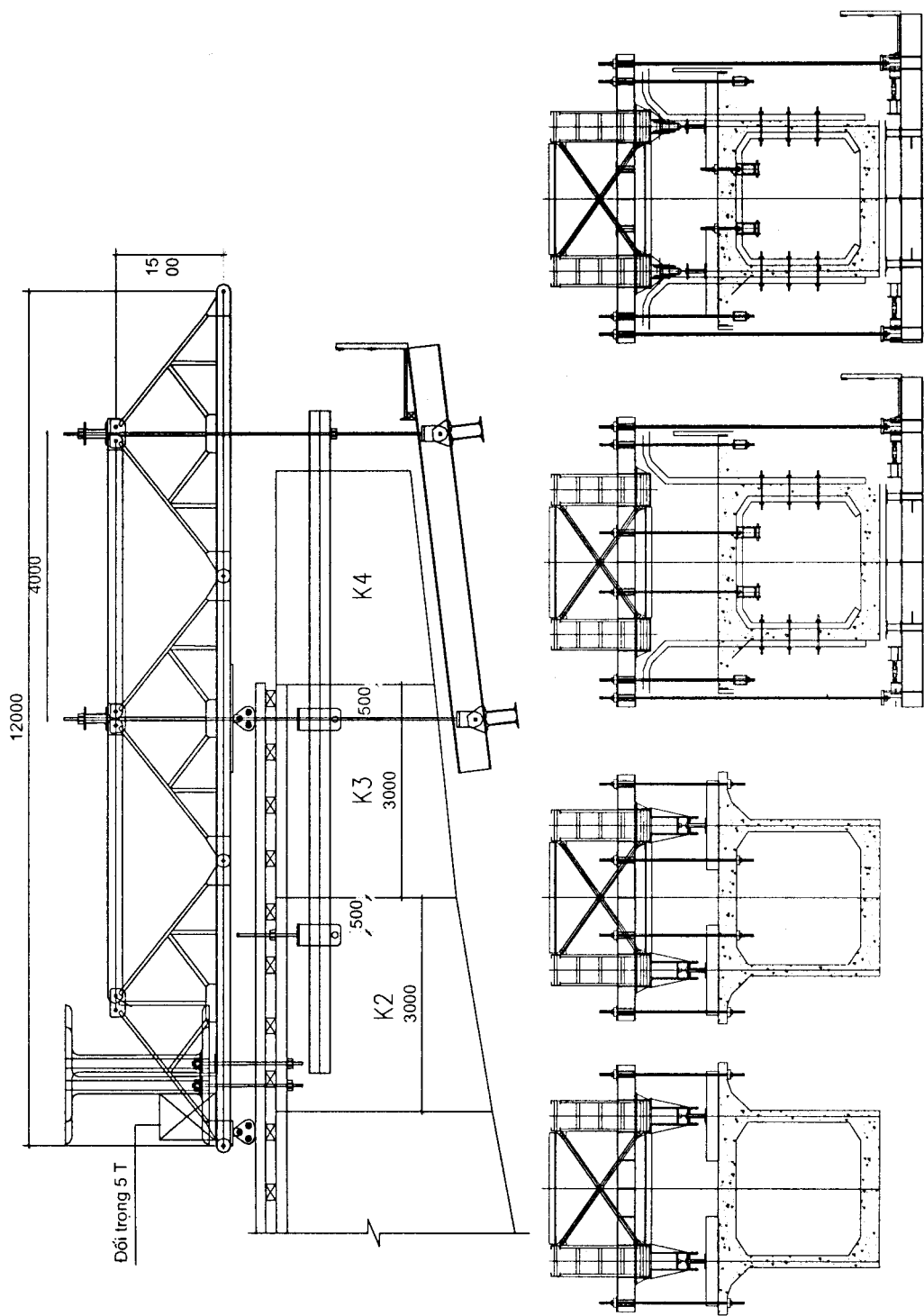
2.5.3. Xe đúc hẫng đặt trên, kiểu dàn tam giác (cầu Phả Lại, v.v...)

Trên hình 2-10 giới thiệu 1 mẫu xe đúc của Công ty Cầu 12 lắp ghép từ một số khoang của dàn quân dụng H10. Bộ xe đúc này đã dùng để thi công đúc hẫng cầu khung T - dầm đeo với mặt cắt ngang cầu gồm 2 hộp hẹp (bề rộng chừng 3 m). Ưu điểm cơ bản của kiểu xe đúc này là đơn giản, rẻ, tận dụng vật tư có sẵn.

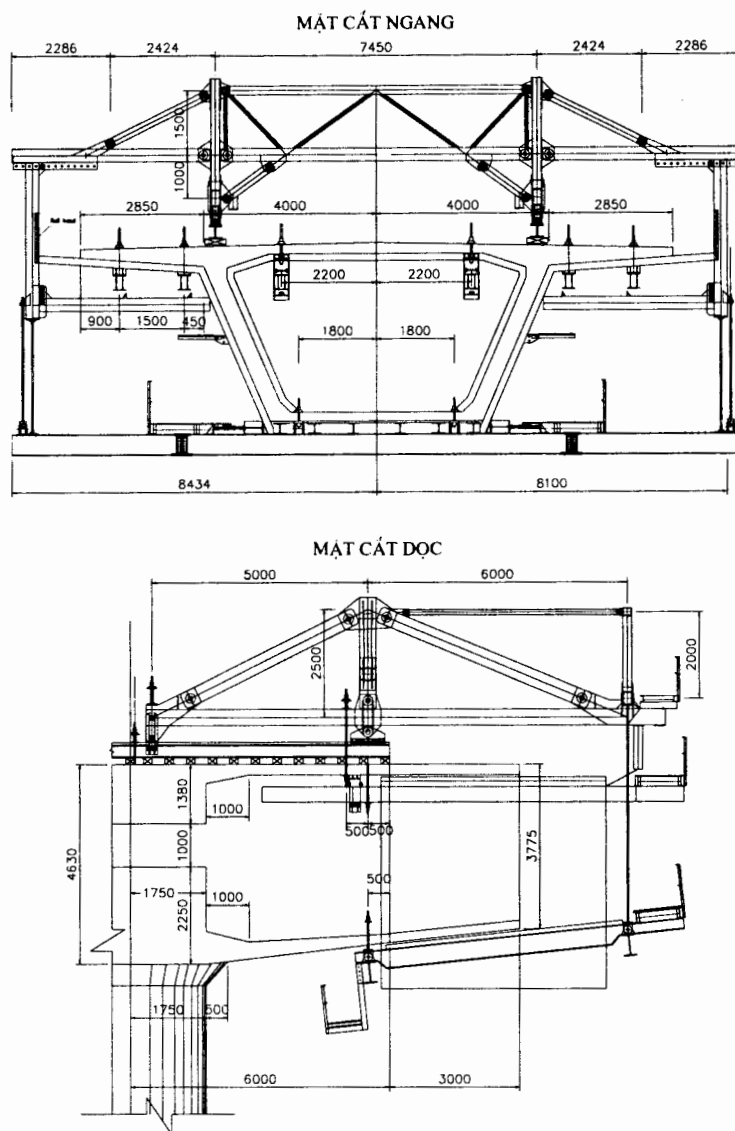
Trên hình 2-11 giới thiệu một mẫu xe đúc khác, đã áp dụng ở cầu Hoà Bình (năm 2001). Cấu tạo xe đúc cũng đơn giản nhưng được chế tạo mới hoàn toàn và phù hợp cả với mặt cắt 1 hộp có thành nghiêng.



Hình 2-9: Xe đúc hẫng kiểu dàn hình thoi



Hình 2-10: Xe đúc hăng đơn giản



Hình 2-11: Xe đúc hẫng cho cầu Hoà Bình

2.5.4. An toàn của xe đúc hẫng

Cần chú ý xét nguy cơ rơi cả xe đúc xuống sông trong lúc đang đổ bê tông. Một số biện pháp điển hình để đảm bảo an toàn đã áp dụng ở nhiều cầu như sau:

a/. Các thanh dự ứng lực để neo tạm xe đúc vào khối hộp đã đúc xong và các loại thanh neo tạm giữ ván khuôn thành bên và ván khuôn đáy đã được tăng số lượng gấp đôi so với tính toán. Nếu một thanh bị gãy cũng không làm rơi xe đúc xuống sông.

b/. Mỗi nối giữa các đốt, ở vị trí phía sau xe đúc di động, có các cốt thép đi qua đủ để bảo đảm độ bền của mối nối ngay cả trong trường hợp không may bị đứt cáp liên kết chi tiết chế sẵn với đốt kết cấu nhịp đang giữ nó.

2.5.5. Cơ sở tính toán thiết kế xe đúc hẫng

Khi thiết kế hoặc đặt mua xe đúc hẫng cần lưu ý các tham số cơ bản sau:

- Các trị số lớn nhất và nhỏ nhất của bề rộng mặt hộp và bề rộng đáy hộp dầm mà có thể áp dụng xe đúc
- Số lượng khoang trong mặt cắt hộp (ví dụ đơn giản nhất là loại mặt cắt hộp dầm chỉ có 1 khoang)
- Trọng lượng lớn nhất và chiều dài lớn nhất tương ứng có thể đúc của đốt dầm bê tông
- Chiều dài khối hộp long có thể áp dụng xe đúc
- Khả năng đúc hộp có thành nghiêng, góc nghiêng lớn nhất có thể của hộp
- Giải pháp di chuyển xe đúc sau mỗi lần đúc xong 1 đốt dầm
- Chiều dài nhịp tối đa có thể áp dụng đúc hẫng

Các nội dung tính toán cơ bản bao gồm:

- Tính toán kết cấu dàn chủ
- Tính toán kết cấu hệ liên kết
- Tính toán kết cấu hệ dầm ngang
- Tính toán kết cấu hệ ván khuôn trong và ngoài thành hộp, bản đáy hộp
- Tính toán kết cấu hệ khung chống phía trong và phía ngoài
- Tính toán kết cấu hệ treo đỡ ván khuôn khi đúc bê tông và khi di chuyển xe đúc
- Tính toán hệ thanh neo DƯL, neo xe đúc vào dầm BTCT và hệ neo phục vụ di chuyển xe đúc
- Tính toán lựa chọn hệ kích nâng và di chuyển xe đúc
- Tính toán độ võng kết cấu xe đúc tương ứng với tải trọng từng khối đúc để chọn giải pháp khử độ võng của xe và của hệ thanh treo.

Ngoài các bản vẽ cấu tạo các bộ phận xe đúc, cần lập các bản vẽ chỉ dẫn quá trình lắp dựng xe đúc trên kết cấu nhịp, bản vẽ thử tải xe đúc. Các bản Quy trình chế tạo, Quy trình lắp ráp-khai thác xe đúc, Quy trình thử tải ở Xưởng và ở công trường, bản Thuyết minh chung cần phải được soạn thảo kỹ lưỡng.

Bảng 2-6: Số liệu tham khảo xe đúc một số cầu nước ngoài đã xây dựng

Tên cầu	Các dốt đúc hẫng			Xe đúc đúc hẫng		
	Rộng (m)	Dài (m)	Nặng (T)	Nặng (T)	chu kỳ (ngày)	Kiểu
Imbrahor (Turkey)	27.00	3.60	255	90	6	dàn cạnh
Houston (USA)	18.00	2.44 - 4.60	220	150	6	dàn trên
Johar (Malaysia)	10.40	5.00	145	50	10	dàn trên
Nantes-Chevire(Phap)	24.60	2.70	90	40	3	dàn cạnh
Gennevillier (Phap)	19.55	3.35	242	120	6	dàn cạnh
Abay River (Etiopia)	10.10	3.20	70	50	6	dàn trên
Aber Wrach (Phap)	11.00	3 - 3.90	73	50	6	dàn trên
La Femme (Algeria)	12.00	3.50	70	50	6	dàn trên
Cergy (Phap)	10.40	3.70	126	40	6	dàn trên
Normandie (Phap)	23.60	2.60	150	145	3	dàn trên
Tampico (Mexico)	18.10	3.50	135	55	6	dàn trên
Gyor (Hungary)	9.10	3.65 - 4.80	70	57	6	dàn trên
Limay (Phap)	14.20	3.90	110	46	3	dàn cạnh

CHƯƠNG 3

THIẾT KẾ TỔNG THỂ CẦU ĐÚC HẰNG

MỤC LỤC

3.1. Chọn sơ đồ cầu dầm liên tục và cầu khung liên tục.....	55
3.2. Sơ đồ cầu khung T-dầm đeo	70
3.3. Trắc dọc cầu, đường cong đứng	71
3.4. Đường cong đáy dầm, đường cong mặt bản đáy, sự thay đổi mặt cắt theo dọc cầu	71
3.5. Mặt cắt ngang	78
3.6. Chiều dày tương đương của kết cấu nhịp	106
3.7. Phân chia các đốt thi công của kết cấu nhịp	107
3.8. Kết cấu vách ngang, dầm ngang	108

3.1. CHỌN SƠ ĐỒ CẦU DẦM LIÊN TỤC VÀ CẦU KHUNG LIÊN TỤC ĐÚC HẰNG

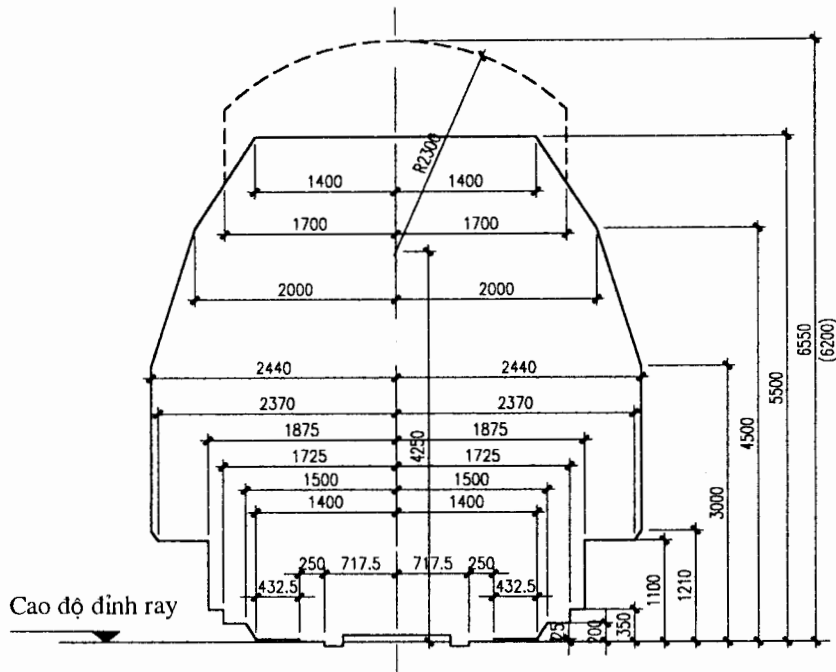
3.1.1. Yêu cầu về các khổ giới hạn thông thuyền, môi trường

3.1.1.1. Khổ giới hạn thông thuyền

Bố trí nhịp thông thuyền là công việc đầu tiên khi đề xuất và lựa chọn sơ đồ nhịp. Giấy phép để xây dựng cầu qua đường thủy có thông thuyền phải do Cục Đường sông Việt Nam hoặc Cục Hàng hải Việt Nam cấp. Khổ giới hạn thông thuyền cả về chiều đứng lẫn chiều ngang phải được Chủ đầu tư xác lập với sự cộng tác của Cục Đường sông Việt Nam hoặc Cục Hàng hải Việt Nam. Trừ khi có chỉ định khác, khổ giới hạn thông thuyền phải lấy từ TCVN 5664-1992 như sau

Bảng 3-1: Khổ giới hạn thông thuyền trên các sông có thông thuyền

Cấp đường sông	Khổ giới hạn tối thiểu trên mức nước cao có chu kỳ 20 năm (m)		
	Theo chiều ngang		Theo chiều thẳng đứng (trên toàn chiều rộng)
	Cầu qua sông	Cầu qua kênh	
I	80	50	9
II	60	40	9
III	50	30	7
IV	40	25	6 (thích hợp) 5 (tối thiểu)
V	25	20	3,5
VI	15	10	2,5



— Cho các công trình vượt phía trên đường sắt dùng sức kéo hơi nước và diesel

----- Cho các công trình vượt phía trên đường sắt dùng sức kéo điện xoay chiều

Số trong ngoặc đơn dùng khi có khó khăn về chiều cao

Hình 3.2. Khổ giới hạn tiếp giáp kiến trúc trên đường thẳng trong khu gian
(đường sắt khổ 1435 mm)

Ghi chú: Khổ giới hạn cho trong hình vẽ trên chỉ dùng cho tuyến đường thẳng. Đối với các tuyến trên đường cong, phải căn cứ vào Tiêu chuẩn 22TCN 18-1979, Phụ lục 1.

3.1.1.4. Xem xét về tác động đến môi trường

Tác động của cầu và đường đầu cầu đến dân cư địa phương, các di tích lịch sử, đất trồng và các vùng nhạy cảm về mỹ quan, môi trường và sinh thái đều phải được xem xét. Thiết kế phải tuân theo mọi luật lệ quy định về môi trường có liên quan, phải xem xét về địa mạo dòng sông, hệ quả của xói lở lòng sông, cuốn trôi cây cỏ gia cố nền đắp và trong trường hợp cần thiết còn phải xem xét những tác động đến động lực dòng triều cửa sông.

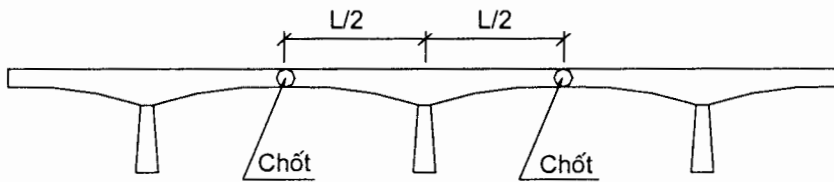
3.1.2. Các giải pháp để nối các phần công-xon đã đúc hẫng

Sau khi đã được đúc hẫng vươn ra hướng về nhau, hai đầu công-xon trong cùng một nhịp được nối với nhau. Có nhiều cách để nối chúng như sau:

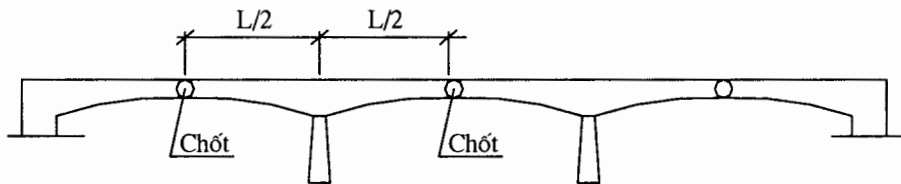
- Nối bằng chốt xoay hoặc chốt trượt, tạo ra hệ cầu có chốt
- Nối bằng một nhịp dầm đeo gối giản đơn lên 2 công-xon, tạo ra hệ cầu có dầm đeo
- Nối cứng 2 công-xon, tạo ra hệ cầu liên tục

3.1.2.1. Hệ thống kết cấu nhịp có chốt nối hai đầu công-xon với nhau

Có thể làm kết cấu nhịp có các công-xon dài bằng nhau và nối các đầu công-xon với nhau bằng chốt xoay (hình 3-3, 3-4).



Hình 3-3: Hệ thống kết cấu nhịp khung T có chốt xoay, sơ đồ 1.



Hình 3-4: Hệ thống kết cấu nhịp khung T có chốt xoay, sơ đồ 2.

Các chốt này có nhiệm vụ truyền lực cắt (trường hợp có hoạt tải đặt chỉ ở trên một công-xon) và bảo đảm chuyển vị dọc tự do của kết cấu nhịp khi hai đầu công-xon trượt dọc tương đối so với nhau.

Đối với những cầu nhiều nhịp, nếu có chốt tại mọi nhịp thì mọi trụ đều phải đủ cứng khỏe để giữ được ổn định của kết cấu nhịp chịu các lực tác dụng không đối xứng.

Trong các công trình này chiều dài nhịp biên có thể:

- Bằng xấp xỉ $1/2$ chiều dài các nhịp vượt sông chính, mà các nhịp này dài như nhau
- Bằng chiều dài các nhịp chính khi đó đầu nhịp biên được nối cứng với mố

Các công trình này không phức tạp lắm vì chúng có dạng kết cấu tĩnh định dưới tác dụng của trọng lượng bản thân và của dự ứng lực. Chúng chỉ trở thành kết cấu siêu tĩnh khi có các tĩnh tải bổ sung và hoạt tải tác dụng sau khi đã thi công chốt xong. Số bậc siêu tĩnh của công trình bằng số chốt, các ẩn lực thừa chính là các phản lực thẳng đứng truyền qua các chốt.

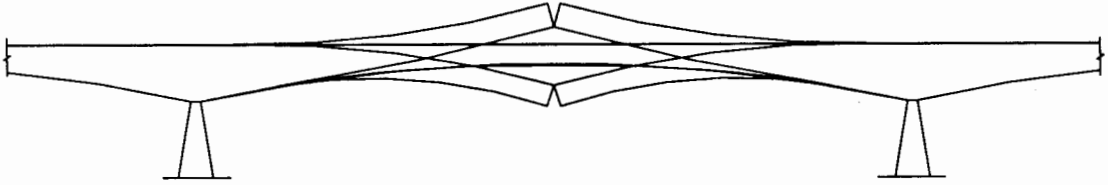
Ngoài ra, vì tĩnh tải lớn hơn nhiều so với hoạt tải nên mô men uốn trong kết cấu nhịp chỉ mang dấu âm, như vậy thuận tiện và đơn giản cho việc đặt các cáp dự ứng lực.

Những nhược điểm của dạng kết cấu này là:

- Có độ bền phá hoại kém hơn so với dạng kết cấu liên tục, mỗi chốt giống như một chốt dẻo mà ở đó mô men uốn bằng 0.
- Khó thiết kế và thi công chốt với chất lượng cao, khó duy tu, sửa chữa chốt.
- Phải làm nhiều khe biến dạng trên kết cấu nhịp
- Có nguy cơ võng thấp xuống dần dần ở các đầu công-xon sau vài năm khai thác cầu vì ảnh hưởng của các biến dạng trễ do co ngót, từ biến bê tông và tự chùng của cáp dự ứng lực.

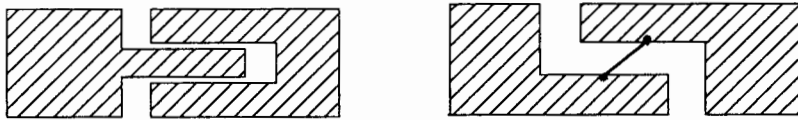
Như vậy xe chạy qua cầu kém êm thuận. Có thể cải thiện tình hình phần nào nếu ước tính chính xác được độ võng đó và tìm cách tạo ra độ võng thì công tương ứng ngay từ lúc thi công (hình 3-5).

Lúc mới làm xong cầu có thể nhận thấy độ võng này bằng mắt thường nhưng chỉ sau 3 năm khai thác cầu sẽ không thấy độ võng này nữa.

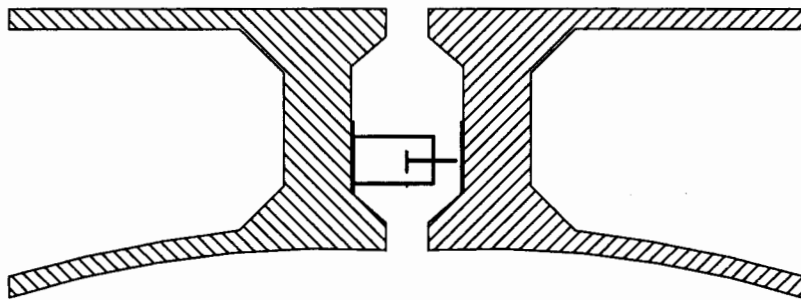


Hình 3-5: Sơ đồ tạo độ võng thi công ở chốt

Kiểu chốt xoay nói trên có thể được thay thế bằng kiểu chốt trượt, cho phép có biến dạng dọc tự do của kết cấu nhịp nhưng bảo đảm tính liên tục hơn (hình 3-6).



Hình 3-6: Sơ đồ kiểu chốt xoay và kiểu chốt trượt.



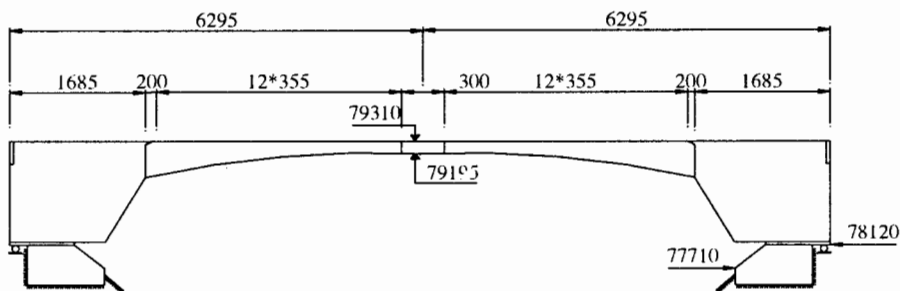
Hình 3-7: Sơ đồ cấu tạo chốt trượt đã dùng ở cầu Escaut Oriental.

Trên cầu Escaut Oriental (Pháp) đã đặt chốt kiểu trượt ở đầu các công-xon dưới dạng các kích thủy lực nằm ngang. Kích này có xy-lanh chứa đầy dầu (được gắn chặt vào đầu của một công-xon) và pis-tông (được gắn chặt vào đầu công-xon kia), (hình 3-7).

Các kích thủy lực nằm ngang này cho phép xảy ra các chuyển vị nằm ngang tự do tùy theo biến dạng thẳng của kết cấu nhịp, chúng cũng chịu được các chuyển vị nhanh do lực va trôi của tàu thuyền hoặc do lực hãm xe trên cầu.

Ưu điểm này càng thể hiện rõ khi xảy ra động đất. Tuy vậy giá thành kiểu chốt này khá cao.

Trong một số cầu với sơ đồ tĩnh học là vòm chốt tĩnh định, kết cấu nhịp gắn liền với mố và phải chịu cả lực đẩy ngang từ đất đắp đường. Ví dụ như cầu Grande-Côte (Pháp),



Hình 3-8: Sơ đồ tĩnh học cầu Grande-Côte.

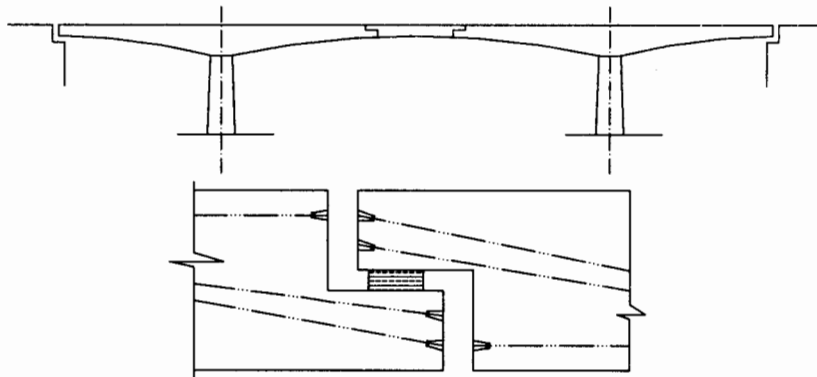
3.1.2.2. Hệ thống có dầm đeo, tựa lên hai đầu của hai công-xon

Sơ đồ hệ thống công-xon có nhịp đeo được vẽ trên hình 3-9. Dầm đeo là dầm giản đơn. Các gối của dầm đeo có thể là gối kiểu chốt xoay, gối cao su-thép. Việt Nam đã xây dựng nhiều cầu khung T- dầm đeo như cầu Bình (Hải Dương), Vát (Bắc Giang, năm 2000), Dền Xay (TP Hồ Chí Minh, năm 2001), nhưng chiều dài nhịp chính không quá 80 m. Có thể kể ra một vài cầu lớn trên thế giới với sơ đồ hệ thống có dầm đeo, ví dụ:

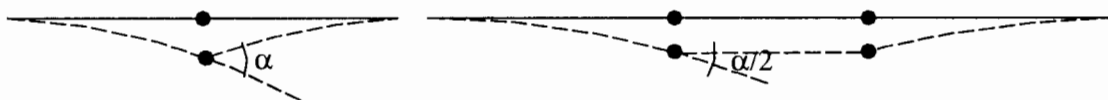
- Cầu Rio Ulua (nước Honduras), gồm 3 nhịp 60 + 120 + 60 mét, có nhịp đeo dài 36 mét.
- Cầu Rio Parana (nước Brésil), gồm: nhịp chính dài 109 mét, các nhịp đeo dài 45 mét.

Hệ thống này có một số ưu điểm so với hệ thống công-xon có chốt giữa nhịp như sau:

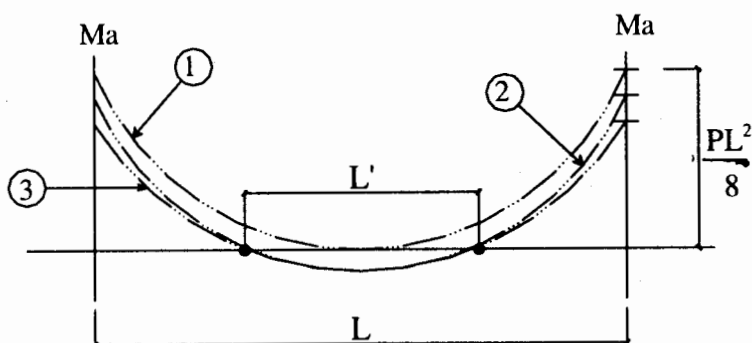
- Giảm được khoảng 1/2 trị số góc gãy trên trắc dọc mặt xe chạy. Nhờ có nhịp đeo mà các chênh lệch cao độ của hai đầu công-xon ít ảnh hưởng đến độ êm thuận thông xe (hình 3-10).
- Giảm mô men uốn trong đoạn kết cấu nhịp trên trụ vì trọng lượng dầm đeo nhỏ hơn trọng lượng phần công-xon mà nó thay thế vị trí (hình 3-11).



Hình 3-9: Sơ đồ kết cấu khung T có dầm đeo và cấu tạo gối tựa đầu công-xon



Hình 3-10: Giải thích sự giảm góc gãy trên trắc dọc mặt xe chạy

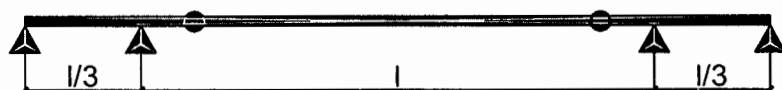


Hình 3-11: Biểu đồ giải thích sự giảm mô men trên trụ

Tỷ số L'/L của chiều dài nhịp đeo so với chiều dài toàn nhịp có thể thay đổi trong phạm vi khá rộng:

- Ở cầu Rio Ulua: $L'/L = 36/120 = 0.30$
- Ở cầu Rio Parana: $L'/L = 45/109 = 0.41$
- Ở cầu Saint-Jean-de-Maurienne: $L'/L = 49.7/55.3 = 0.9$

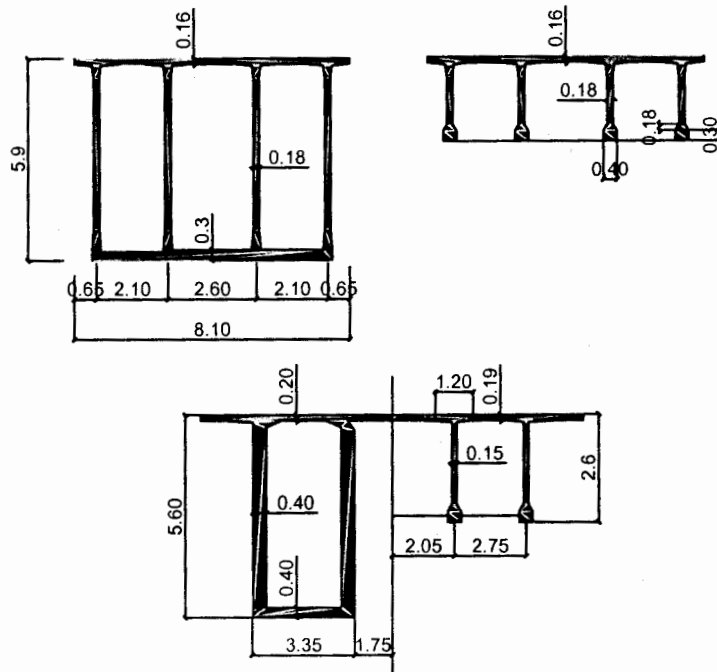
Ví dụ sơ đồ của cầu Saint-JEAN-DE-Maurienne trên hình 3-12 cho thấy các nhịp biên rất ngắn, chỉ bằng khoảng $1/3$ chiều dài nhịp chính.



Hình 3-12: Một ví dụ sơ đồ cầu có nhịp đeo với nhịp biên ngắn

Để cải thiện sự truyền lực từ phần dầm đeo lên kết cấu công-xon chính, nhịp dầm đeo thường có mặt cắt ngang gồm nhiều dầm chữ T hay dầm chữ I ghép lại và có các thành hộp bố trí trùng với vị trí các thành hộp của mặt cắt hình hộp của các công-xon trên hình chiếu mặt cắt ngang nhịp.

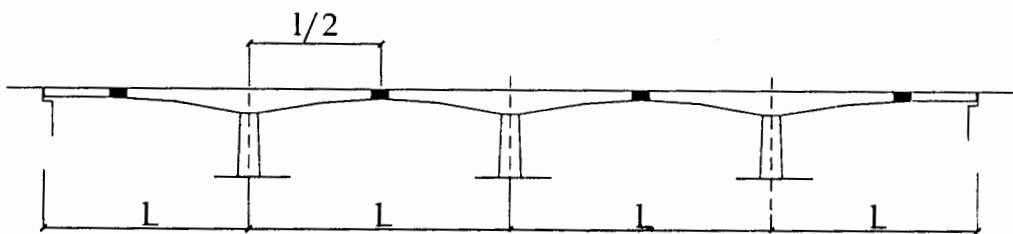
Hệ thống này cũng có những yếu điểm tương tự của hệ thống công-xon có chốt là có nhiều khe biến dạng. Hơn nữa khi thi công phải dùng hai loại thiết bị khác nhau: một loại cho thi công phần công-xon và một loại khác cho thi công nhịp đeo.



Hình 3-13: Mặt cắt ngang nhịp cầu Rio Ulua và cầu Rio Parana

3.1.2.3. Hệ thống có các công-xon được nối cứng với nhau thành hệ liên tục

Các công-xon của hệ thống này sau khi thi công hẫng xong thì được đổ bê tông tại chỗ một đốt nối hoặc lắp thêm một đốt nối, gọi là đốt hợp long. Tại đây phải đặt các cáp dự ứng lực để bảo đảm nối cứng các công-xon thành một hệ liên tục thống nhất vững chắc. Do ưu điểm vững chắc của dạng kết cấu này mà ví dụ như ở Pháp từ năm 1961 hầu như các cầu đúc hẫng đều thuộc hệ thống liên tục này. Tại Việt Nam cho đến nay, hầu như tất cả các cầu liên tục dự ứng lực đều ở dạng này.



Hình 3-14: Hệ thống nối thành liên tục

Các biến dạng thẳng đứng của hệ liên tục rất nhỏ so với của hệ thống có chốt và hệ thống có dầm đeo. Nhờ vậy xe chạy qua cầu êm thuận hơn.

Có nhiều phương pháp để thi công đốt hợp long nối các đầu công-xon với nhau như trên hình 3-15:

- Nếu hai đầu công-xon được đổ bê tông đồng thời thì nối hai thiết bị đúc hẫng di động lại để thi công đốt hợp long (hình 3-15a).

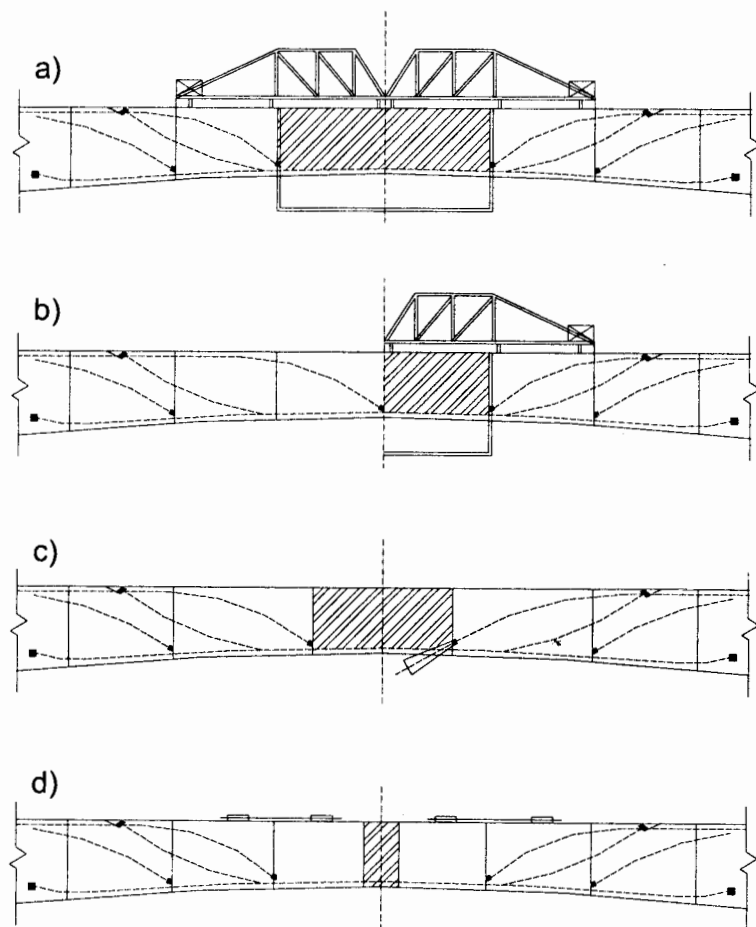
- Nếu hai đầu công-xon được thi công không cùng lúc thì sẽ đặt thiết bị đúc hẫng di động lên đầu mút của công-xon thi công sau (hình 3-15b). Hoặc sẽ làm một đốt nối dài từ vài chục

cm đến khoảng hai mét tùy theo kích thước của loại kích thủy lực dùng để kéo căng các cáp dự ứng lực của dốt nối này.

Tính chất liên tục của kết cấu nhịp được bảo đảm nhờ các cáp dự ứng lực kéo căng sau khi bê tông của dốt hợp long đã hóa cứng đủ cường độ. Các cáp này đặt trong bản đáy hộp sẽ gây ra những phản lực bổ sung trong kết cấu siêu tĩnh mà cần phải xét kỹ trong lúc tính toán kết cấu nhịp.

Các mô men uốn bổ sung do sự biến đổi nhiệt độ, do từ biến có thể khá lớn nếu trong lúc thi công dốt hợp long có sự chênh lệch nhiều giữa nhiệt độ của phần bản nắp hộp và của phần bản đáy hộp ở đầu mút công-xon. Thời điểm hợp long nên vào sáng sớm hoặc nửa đêm để toàn kết cấu nhịp cầu có nhiệt độ như nhau. Trong suốt quá trình hóa cứng của bê tông dốt hợp long thì dốt này phải được giữ chặt trong khung đặc biệt.

Hệ thống này là siêu tĩnh dưới tác động của trọng lượng bản thân kết cấu công-xon và của dự ứng lực. Độ siêu tĩnh của nó cao hơn của hệ thống có chốt. Kết cấu liên tục đòi hỏi phải bố trí gối sao cho bảo đảm các chuyển vị dọc tự do của kết cấu nhịp mà không gây ra các mô men uốn lớn trong các trụ. Muốn vậy cần lợi dụng độ mảnh sẵn có của các trụ hoặc nhờ dùng các gối kiểu cao su-thép hoặc gối trượt.

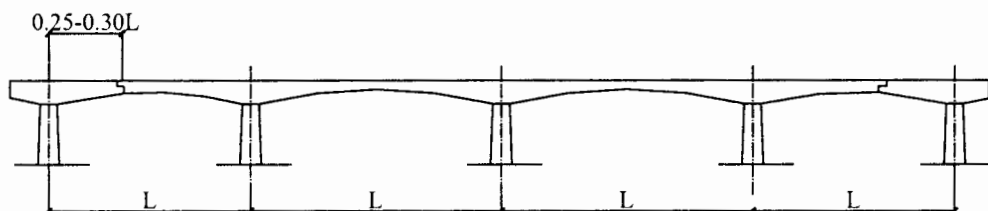


Hình 3-15: Các cách nối các công-xon

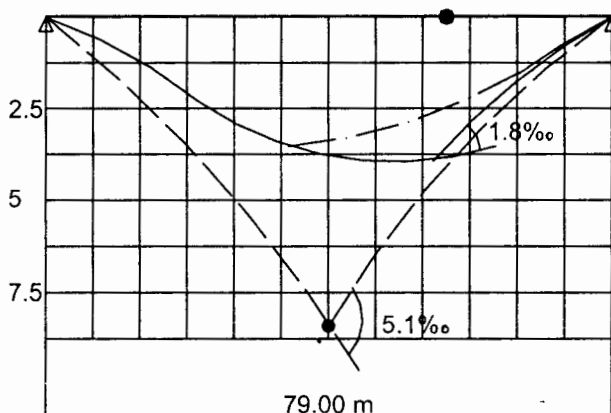
Đối với cầu lớn có nhiều nhịp nên làm vài nhịp theo sơ đồ có chốt hoặc có dầm đeo để bảo đảm các chuyển vị nằm ngang tự do của cả hệ thống. Các khe biến dạng thường đặt cách nhau

300 - 600 mét, (hình 3-16). Không nên đặt khe biến dạng ở giữa nhịp mà nên đặt chúng ở các điểm có mô men uốn bằng 0 (nghĩa là ở khoảng $1/4$ nhịp để giảm độ biến dạng).

Các tính toán của cầu Oleron (Pháp) cho thấy dưới tải trọng thường xuyên thì các biến dạng thẳng đứng giảm theo tỷ lệ từ 3 đến 1, các chuyển vị góc giảm từ 15 đến 1. Các tỷ số tương tự đối với hoạt tải là 2,2 đến 1 và 3,3 đến 1 (hình 3-17).



Hình 3-16: Sơ đồ đặt vị trí khe biến dạng của hệ thống liên tục



Hình 3-17: Các biến dạng của kết cấu nhịp dưới hoạt tải tùy theo vị trí đặt chốt (ví dụ cầu Oleron, Pháp).

Biểu đồ trên hình 3-17 là trường hợp cầu nhiều nhịp liên tục có mô men quán tính mặt cắt không đổi, có 1 chốt, tải trọng rải đều 10 KN/m (1 T/m), xét các vị trí đặt chốt khác nhau. Nhận xét thấy nếu khoảng cách từ chốt đến gối xấp xỉ bằng $0,2 L$ thì độ võng của kết cấu chỉ nhỏ gần bằng độ võng của kết cấu liên tục tương ứng.

Cuối cùng xin nêu ví dụ cầu Chillon (Thụy Sĩ), dài hơn 2 km, ở đó độ giãn dài tự do của kết cấu nhịp được đảm bảo nhờ các khe biến dạng đặc biệt, tương tự như các chốt xoay và đặt ở giữa một số nhịp. Cấu tạo khe biến dạng này có các thanh dầm thép nằm trong lòng hộp BTCT với bộ phận trượt đặc biệt.

3.1.3. Chọn chiều dài các nhịp trong cầu nhiều nhịp

Cần phải căn cứ yêu cầu về khổ thông thuyền hoặc khổ thông xe dưới gầm cầu để chọn trị số tối thiểu cần có của nhịp thông thuyền. Xét đến bề rộng của trụ cầu thì trị số chiều dài tối thiểu của nhịp thông thuyền nên lấy lớn hơn bề rộng khổ thông thuyền khoảng $\geq 4m$. Ví dụ khổ thông thuyền 80m, thì chiều dài tối thiểu của nhịp thông thuyền nên lấy $\geq 84 m$.

Sau đây là cách chọn chiều dài các nhịp tương ứng với các sơ đồ thi công khác nhau.

3.1.3.1. Trường hợp chọn các nhịp chính dài bằng nhau

Nói chung, nên cố gắng chọn sơ đồ có các nhịp dài bằng nhau trừ hai nhịp biên. Như vậy giảm được chi phí thiết kế, thi công, dùng lại được nhiều lần các thiết bị và ván khuôn, (hình 3-19).

Lấy ví dụ cầu Phù Đổng qua sông Đuống (năm 2001) có sơ đồ liên tục 9 nhịp bao gồm 7 nhịp 100 m và 2 nhịp biên 65,10 m (thêm 2 nhịp đầu cầu là dầm giản đơn 33,05m) :

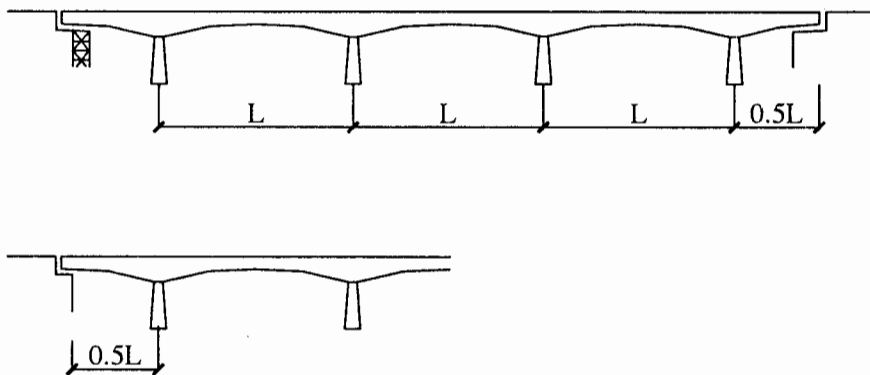
$$65,10 + 7 \times 100,00 + 65,10 + 3 \times 33,05 \text{ m} = 929,4 \text{ m}$$

Cầu Trung Hà (tỉnh Phú Thọ) có sơ đồ liên tục 6 nhịp bao gồm 4 nhịp 90 m và 2 nhịp biên 54,80 m (thêm 8 nhịp đầu cầu là dầm giản đơn 33,05m ở 2 đầu cầu) :

$$2 \times 33 + 54,8 + 4 \times 90 + 54,8 + 6 \times 33 = 943,6 \text{ m}$$

Chiều dài các nhịp biên của hệ dầm liên tục nên lấy lớn hơn một nửa chiều dài nhịp chính trong sông. Ví dụ, nếu cầu có 3 nhịp được đúc bê tông tại chỗ, xét theo quan điểm phân bố hợp lý mô men trong kết cấu thì tỷ số giữa chiều dài nhịp biên với chiều dài nhịp giữa nên là 0.75 - 0.80. Tuy nhiên, còn phải xét đến các quan điểm khác nữa đối với các kết cấu đúc hẫng, ví dụ: phải xét đến trình tự tác dụng của trọng lượng bản thân, hình dạng đường trục các cáp dự ứng lực trong kết cấu và hiệu ứng siêu tĩnh của chúng, phương pháp thi công nốt đoạn đầu mút sát mố của kết cấu nhịp.

Nhìn chung, kinh nghiệm nhiều nước cho thấy nên áp dụng tỷ số 0.65 - 0.70.



Hình 3-18: Sơ đồ có các nhịp chính dài bằng nhau

Nếu chọn chiều dài các nhịp như trên thì ở các mố không bao giờ có phản lực âm bất lợi. Khi đó vì nhịp biên dài hơn một nửa nhịp cạnh nó nên sau khi đúc hẫng đối xứng phải đúc nốt một đoạn ngắn sát mố của nhịp biên đó trên đà giáo hoặc trên trụ tạm. Hầu hết các cầu đúc hẫng ở Việt Nam đều áp dụng giải pháp này.

Ngược lại, nếu cố tình chọn nhịp biên dài xấp xỉ bằng một nửa nhịp cạnh nó thì việc thi công đúc hẫng đối xứng ở đó sẽ dễ dàng hơn nhưng sẽ phải có một giải pháp cấu tạo đặc biệt nào đó để dẫn đầu kết cấu nhịp xuống, tránh xuất hiện phản lực âm (nhổ lên) ở đó. Như vậy rõ ràng là tốn kém hơn.

Trên thực tế, các cầu thường có nhịp biên dài thêm 1 hay 2 dốt so với nửa nhịp cạnh nó và vẫn được đúc hẫng không dùng đến đà giáo tạm thời mà dùng đối trọng để đảm bảo ổn định trong lúc đúc hẫng.

Khi sơ đồ tĩnh học kết cấu nhịp là dầm liên tục mà nhịp biên lại được hợp long trước khi hợp long các nhịp chính thì trọng lượng các dốt bổ sung đã được đúc hẫng cân bằng sẽ tác dụng lên mố.

Ngược lại, nếu nhịp biên được hợp long sau khi đã hợp long nhịp chính cạnh nó thì sẽ có thể phải dùng kích đặt trên trụ hay trên mố để điều chỉnh cao độ đáy dầm mà đặt gối trên mố cho đúng theo đồ án.

3.1.3.2. Trường hợp các nhịp có chiều dài khác nhau

3.1.3.2.1. Trường hợp mà nhịp giữa sông dài hơn nhịp sát bờ

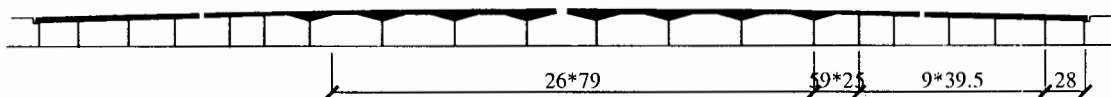
Nếu do điều kiện thông thuyền hoặc điều kiện cục bộ nào đó mà bắt buộc phải làm các nhịp giữa sông dài hơn (bằng L) còn các nhịp gần bờ chỉ cần làm ngắn hơn (bằng L_1) để hạ thấp giá thành công trình thì cần bố trí một nhịp với chiều dài chuyển tiếp giữa hai đoạn cầu nói trên (dài bằng λ).

Khi đó nên lấy như hình 3-19 là:

$$\lambda \approx (L + L_1)/2$$



Hình 3-19: Sơ đồ cầu có các nhịp dài khác nhau

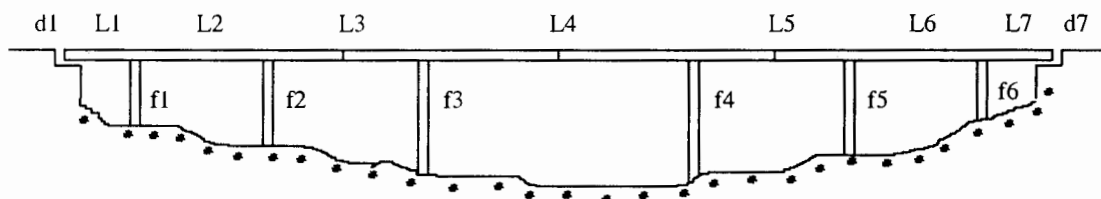


Hình 3-20: Sơ đồ cầu Oléron và cầu Saint-André-de-Cubzac

Ví dụ cầu Oléron và cầu Saint-André-de-Cubzac qua sông Dordogne đã có sơ đồ như trên hình 3-20.

3.1.3.2.2. Trường hợp mà chiều dài các nhịp thay đổi sao cho có vẻ đẹp hài hòa với chiều cao của các trụ

Nói chung khi cầu vượt qua thung lũng với các trụ có chiều cao khác nhau nhiều, các kiến trúc sư muốn chọn chiều dài các nhịp thay đổi sao cho hài hòa vẻ đẹp với chiều cao của các trụ như hình 3-21.



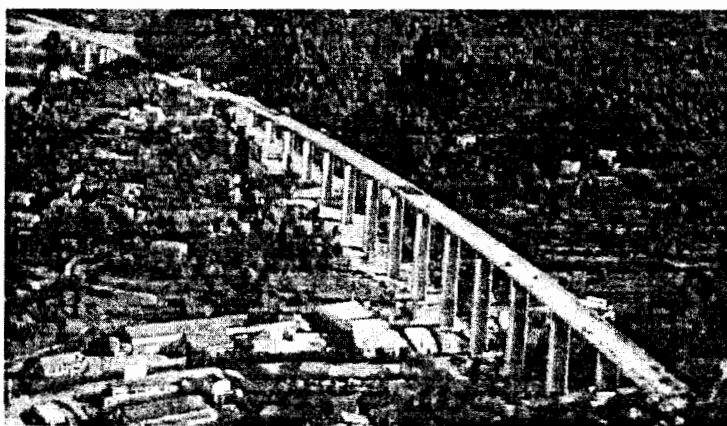
Hình 3-21: Sơ đồ cầu cao qua thung lũng.

Khi đó các chiều dài nhịp phải thỏa mãn yêu cầu sau:

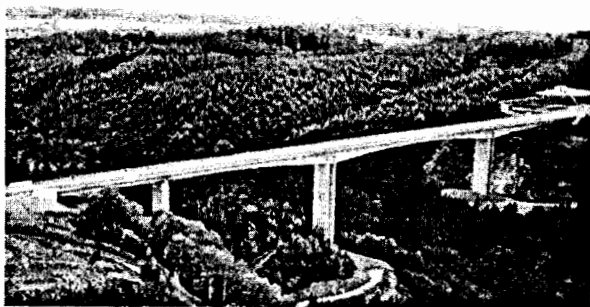
$$\sum_{i=1}^{i=n} (-1)^{i+1} l_i - d_1 + (-1)^n d_n = 0$$

Trong đó:

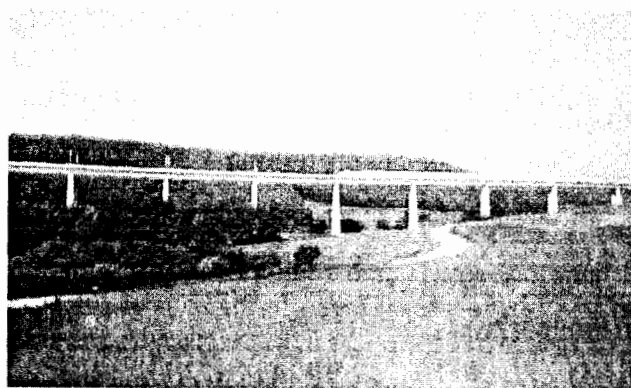
- d_1, d_n : Các chiều dài các nhịp biên được thi công trên đà giáo sắt mố.



Hình 3.22. Cầu qua thung lũng



Hình 3-23: Ví dụ sơ đồ cầu 4 nhịp có các chiều dài nhịp thay đổi một cách hài hòa

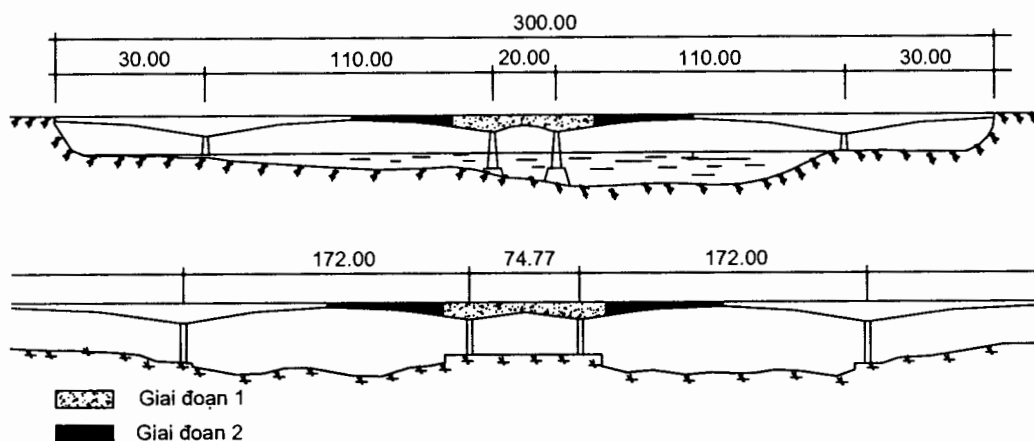


Hình 3-24: Ví dụ sơ đồ cầu nhiều nhịp có các chiều dài nhịp thay đổi một cách hài hòa

3.1.3.2.3. Các chú ý khi thi công cầu có chiều dài các nhịp khác nhau

Đối với những cầu có các nhịp dài không bằng nhau và thay đổi một cách hài hòa thì việc thi công đúc hẫng phải kèm theo các biện pháp sau:

- Thay đổi chiều dài các đốt trong nhịp kết cấu bằng cách điều chỉnh kích thước ván khuôn.
- Thay đổi độ dài của đốt trên trụ của kết cấu nhịp nhờ kiểu cấu tạo ván khuôn đặc biệt.
- Đúc bê tông tại chỗ nhiều đốt ở đầu công-xon ngắn sau khi đã hợp long với phần kết cấu nhịp đã làm xong trước đó.



Hình 3-25: Ví dụ cầu Givoirs và cầu Gennevilliers.

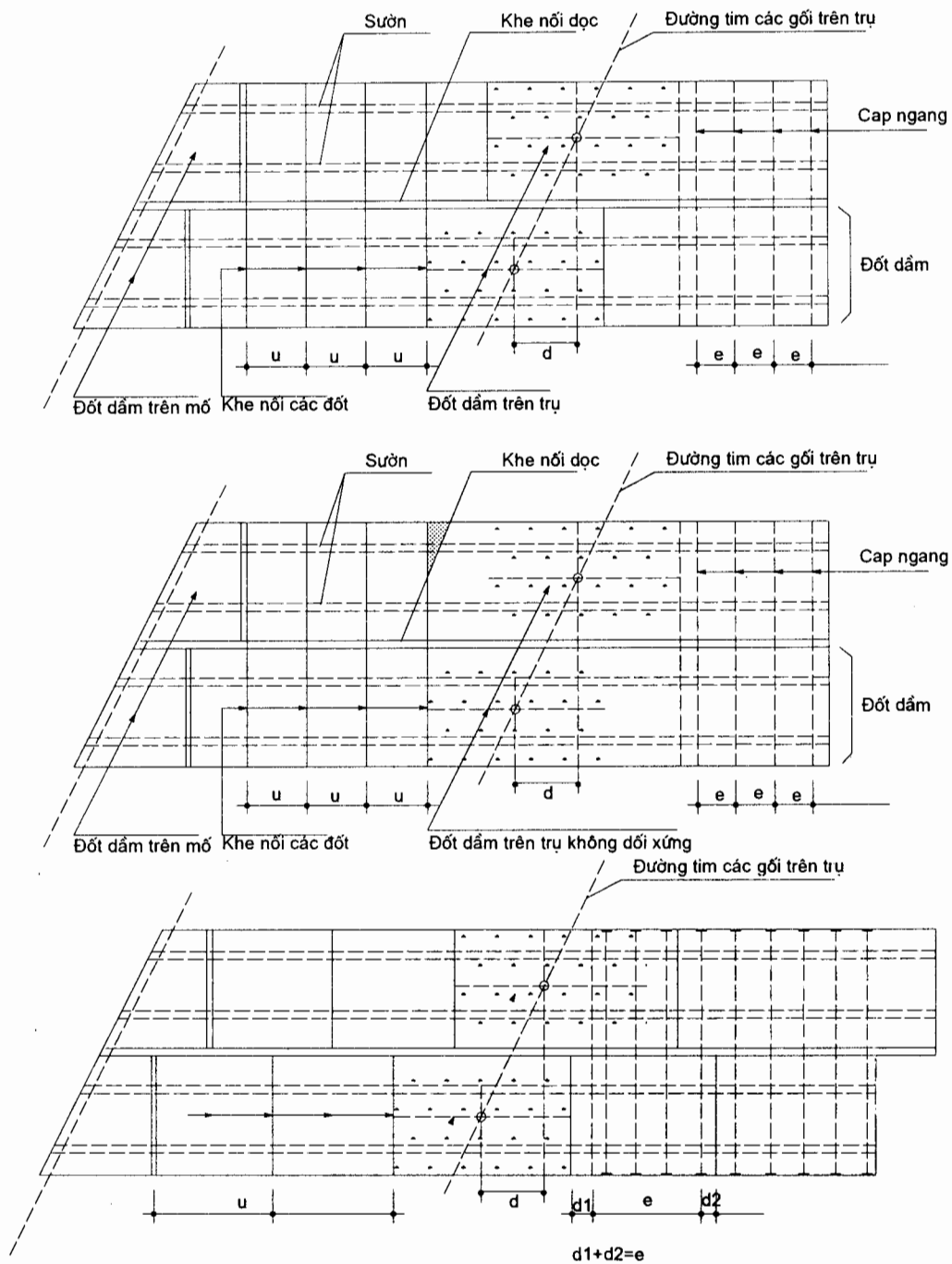
Ví dụ cầu Givors qua sông Rhône và cầu Gennevilliers qua sông Seine (Pháp) đều có nhịp giữa ngắn mà hai nhịp bên cạnh lại rất dài. Việc thi công đúc hẫng các cầu này đòi hỏi phải làm các nhịp dài hơn ở hai bên các nhịp ngắn theo 2 đợt như đã vẽ trên hình 2-25.

Sơ đồ thi công như vậy bắt buộc phải đặt các phần cánh hẫng tựa lên các gối giản đơn trong giai đoạn thi công thứ hai để tránh sự truyền mô men uốn quá lớn vào trụ.

3.1.4. Trường hợp cầu cong và cầu chéo

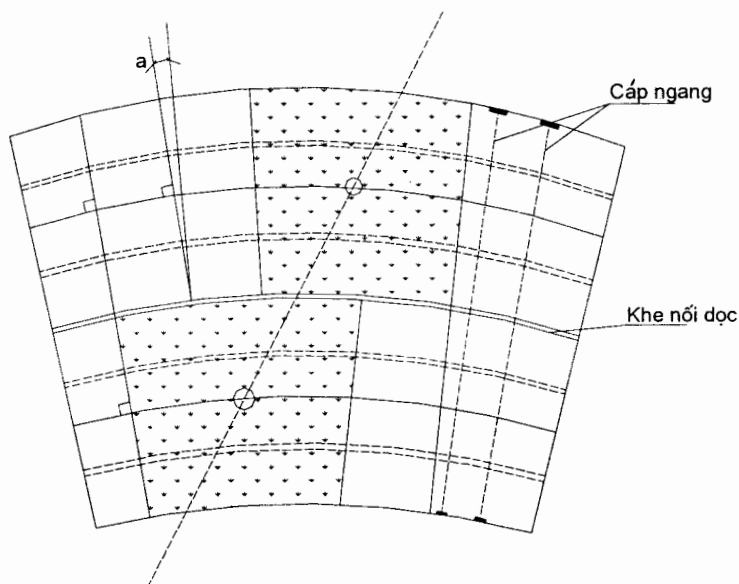
Đối với một cầu chéo (hình 3-26) cần phải xác định chiều dài u của các đốt sao cho các khe nối của các dầm song song nhau thẳng hàng nhau theo ngang cầu. Muốn vậy phải chọn u bằng bội số hay ước số của độ lệch δ giữa tâm các đốt trên trụ của hai dầm song song nhau (hình 3-26).

Nếu góc chéo thay đổi từ trụ này sang trụ khác thì phải bố trí các cáp dự ứng lực ngang phù hợp với vị trí các khe nối nhằm phân bố càng đều càng tốt dự ứng lực. Khoảng cách e của các cáp dự ứng lực cần phải là ước số của δ



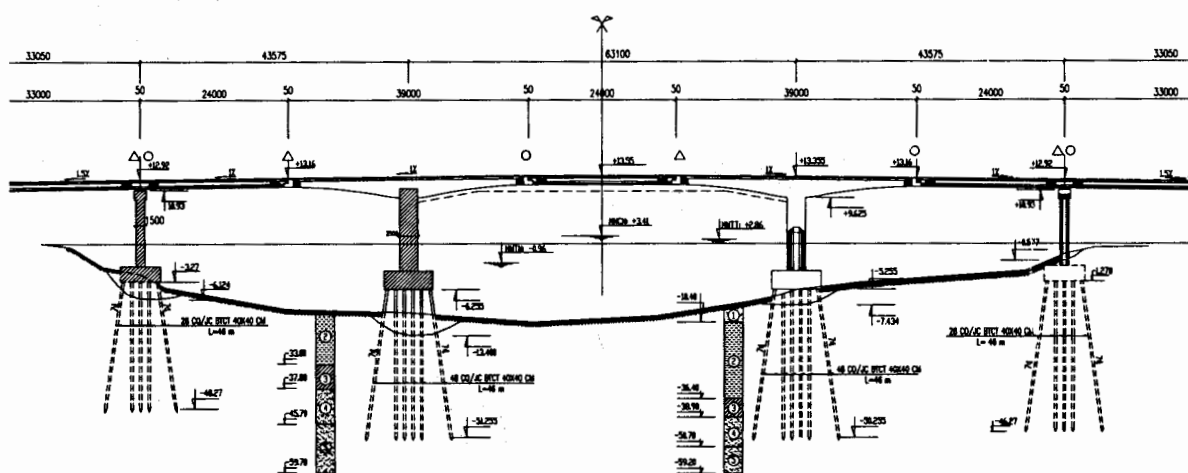
Hình 3-26: Cầu chéo gồm hai dầm song song

Trong một cầu cong thì vấn đề còn phức tạp hơn vì dạng hình thang của các đốt do người ta muốn các khe nối ngang cũng vẫn vuông góc với trục dọc của kết cấu nhịp (hình 3-27).



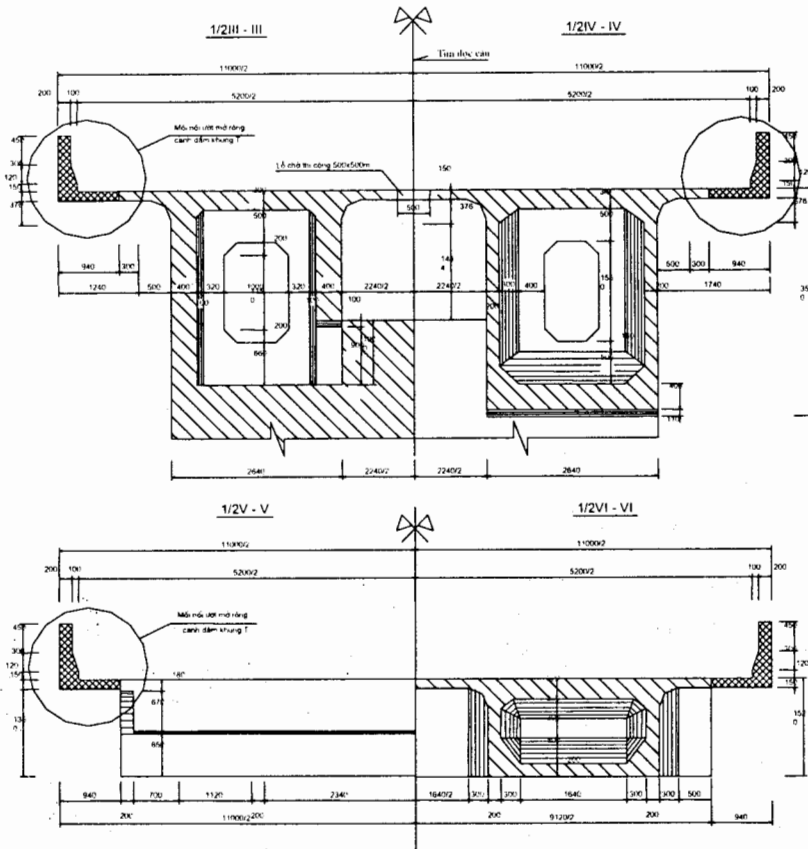
Hình 3-27: Cầu cong có hai dầm, cách phân chia các đốt

3.2. SƠ ĐỒ CẦU KHUNG T-DẦM ĐEO



Hình 3-28: Một đoạn Cầu khung T- dầm đeo

Trên hình 3-28 là sơ đồ nhịp của một cầu khung T-dầm đeo. Có nhiều kiểu khung T khác nhau kiểu mặt cắt hộp hoặc kiểu dầm. Tuy nhiên trong phạm vi sách này chỉ nói về cầu mặt cắt hình hộp đúc hẫng.



Hình 3- 29. Mặt cắt ngang cầu khung T-dầm đeo (cầu Trà Lý)

3.3. TRẮC DỌC CẦU, ĐƯỜNG CONG ĐÚNG

Khi lập các sơ đồ cầu để đưa ra phân tích lựa chọn, trước tiên cần nghiên cứu về bố trí đường cong trắc dọc của mặt cầu và độ dốc ngang mặt cầu sao cho đảm bảo các yêu cầu về khai thác. Lấy một ví dụ ở Việt Nam có nhiều cầu đã áp dụng các tham số điển hình như sau:

- Độ dốc dọc cầu: $i=4\%$.
- Độ dốc ngang cầu: $i=1.5\%$.
- Đường cong đúng $R = 2500\text{m} - 5000\text{m}$
- Tốc độ xe trên cầu: $80\text{km/h} - 100\text{ km/h}$

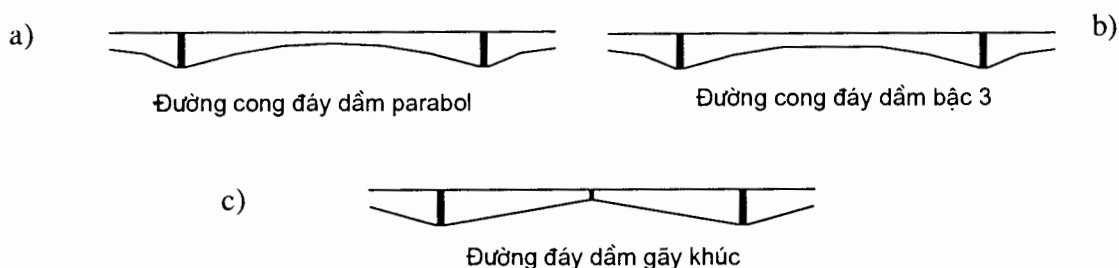
Bán kính đường cong đúng được lựa chọn phụ thuộc vào nhiều yếu tố về cao độ đường đầu cầu, cao độ mặt cầu ở nhịp thông thuyền, độ dốc dọc tối đa cho phép, v.v... Nói chung, cầu càng dài, đường cong đúng thường càng có bán kính lớn. Vấn đề này phải xét nhiều phương án so sánh mọi mặt kinh tế - kỹ thuật để quyết định.

3.4. ĐƯỜNG CONG ĐÁY DẦM, ĐƯỜNG CONG MẶT BÀN ĐÁY, SỰ THAY ĐỔI MẶT CẮT THEO DỌC CẦU

Trong các cầu nhịp dài hơn 60m, trọng lượng bản thân của kết cấu nhịp chiếm một phần đáng kể của tổng tải trọng, do đặc điểm của phương pháp thi công là toàn bộ kết cấu nhịp

được thi công hằng nên các mặt cắt càng gần trụ càng chịu mô men uốn âm lớn. Các mặt cắt ở phần giữa nhịp do vậy chịu lực rất nhỏ so với các mặt cắt trên gối. Như vậy nên làm kết cấu nhịp có chiều cao thay đổi, tăng dần từ phía trụ ra phía giữa nhịp.

Phần lớn các cầu hiện nay đều có đường biên dưới dọc cầu là đường cong parabol hoặc hyperbol phù hợp với hình dạng công-xon chịu tải trọng bản thân (hình 3-30). Một số cầu có dạng đường biên dưới là đường cong bậc 3, nhưng như vậy sẽ tạo ra chiều cao không đủ của các mặt cắt trong khoảng từ 1/4 nhịp đến giữa nhịp, (hình 3-30b).



Hình 3-30: Dạng đường biên dưới của kết cấu nhịp

Nếu dạng đường biên dưới của kết cấu nhịp là dạng đường gấp khúc thì phải có một dầm ngang ở giữa nhịp (hình 3-30c).

Tỷ lệ giữa chiều cao kết cấu nhịp ở trên gối và chiều dài nhịp (h_1 / L) thay đổi trong khoảng từ (1/16 - 1/20). Tỷ số hợp lý nhất vào khoảng 1/18.

Ở giữa nhịp về mặt lý thuyết, vì mômen bằng 0 nên có thể lấy chiều cao kết cấu nhịp bằng 0 đối với trường hợp cầu có chốt ở đó. Tuy nhiên ngay cả trường hợp này cũng vẫn cần có một chiều cao ít nhất là 1m, (từ 1.0 - 1.4m) để mà bố trí cấu tạo của chốt.

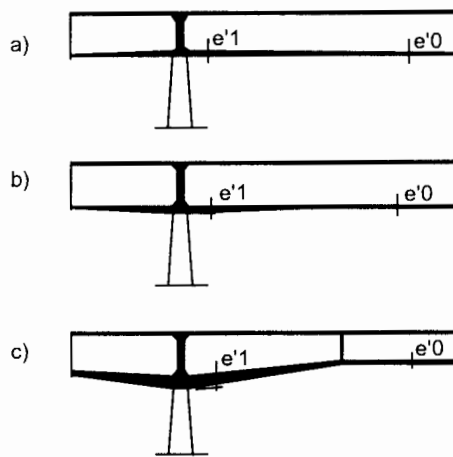
Nếu kết cấu nhịp dạng liên tục thì chiều cao giữa nhịp không nên nhỏ hơn 1,60 m để công nhân có thể đi lại, thực hiện các công việc trong lòng hộp như vận chuyển thiết bị vật tư bên trong lòng hộp của kết cấu nhịp, tháo dỡ ván khuôn ở đó, đặt và kéo căng cốt thép dự ứng lực, theo dõi duy tu cầu, đặt các đường ống, v.v... Trong thực tế, chiều cao ở giữa nhịp (h_0) nên lấy từ (1/30 - 1/60) L.

Cần chú ý rằng sự tích lũy ứng suất nhiệt và sự phân bố lại nội lực do từ biến đòi hỏi phải tăng chiều cao của kết cấu nhịp ở giữa nhịp sao cho lớn hơn các trị số cực tiểu sẽ nêu ra sau đây.

Các kết cấu nhịp có chiều cao thay đổi có các ưu điểm sau đây:

- Tiết kiệm vật liệu: bê tông và cốt thép dự ứng lực.
- Giảm lực cắt do qui luật Resal, vì được lợi của sự thay đổi chiều cao.
- Có hình dạng đẹp mắt.

Mặc dù vậy vẫn có khuynh hướng kiến trúc là áp dụng dạng kết cấu nhịp có chiều cao không đổi, đặc biệt là ở các cầu thành phố hoặc cầu nhiều nhịp có khoảng chiều cao trống dưới gầm cầu không lớn (kể từ mặt đất hoặc mặt nước).



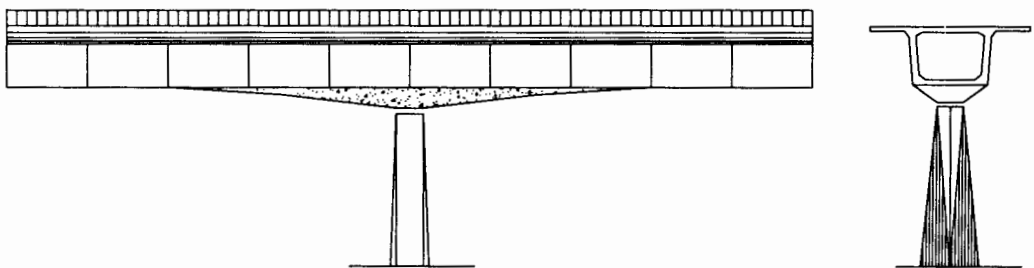
Hình 3-31: Chuyển tiếp từ phần kết cấu nhịp có chiều cao cố định sang phần kết cấu nhịp có chiều cao thay đổi.

Chiều cao không đổi của kết cấu nhịp còn thuận tiện cho việc đặt các đường ống dịch vụ công cộng như nước, khí đốt... Kiểu kết cấu nhịp có chiều cao không đổi thường là không kinh tế và chỉ áp dụng đối với nhịp dài không quá 60-70m và trong những điều kiện đặc biệt, ví dụ như khi khổ giới hạn gầm cầu khổng chế, khi phải dùng các cấu kiện chế sẵn, hoặc khi có yêu cầu về vẻ đẹp kiến trúc riêng.

Một giải pháp trung gian là làm cho kết cấu nhịp có chiều cao không đổi trên phần lớn chiều dài nhịp, đến gần gối thì làm đoạn vuốt nghiêng để tăng chiều cao kết cấu nhịp cũng tức là để tăng mô men quán tính ở khu vực có mô men âm lớn nhất.

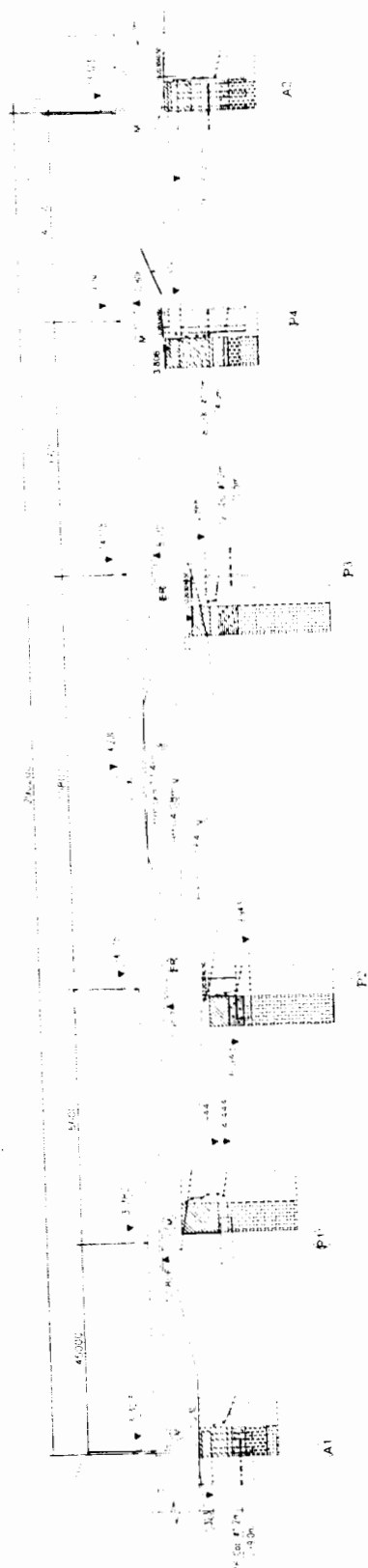
Trên hình 3-31a là giải pháp tăng bề dày bản đáy hộp. Trên hình 3-31c có giải pháp làm đoạn vuốt nghiêng đường biên dưới của kết cấu nhịp, khi đó phải thêm dầm ngang ở đầu đoạn vuốt.

Các mặt bên của đoạn vuốt nghiêng có thể có bề mặt dạng paraboloid, hyperbolique để tạo ra sự chuyển tiếp dần dần từ mặt cắt thông thường sang mặt cắt có đoạn thắt hẹp để nối với trụ cầu (hình 3-32).



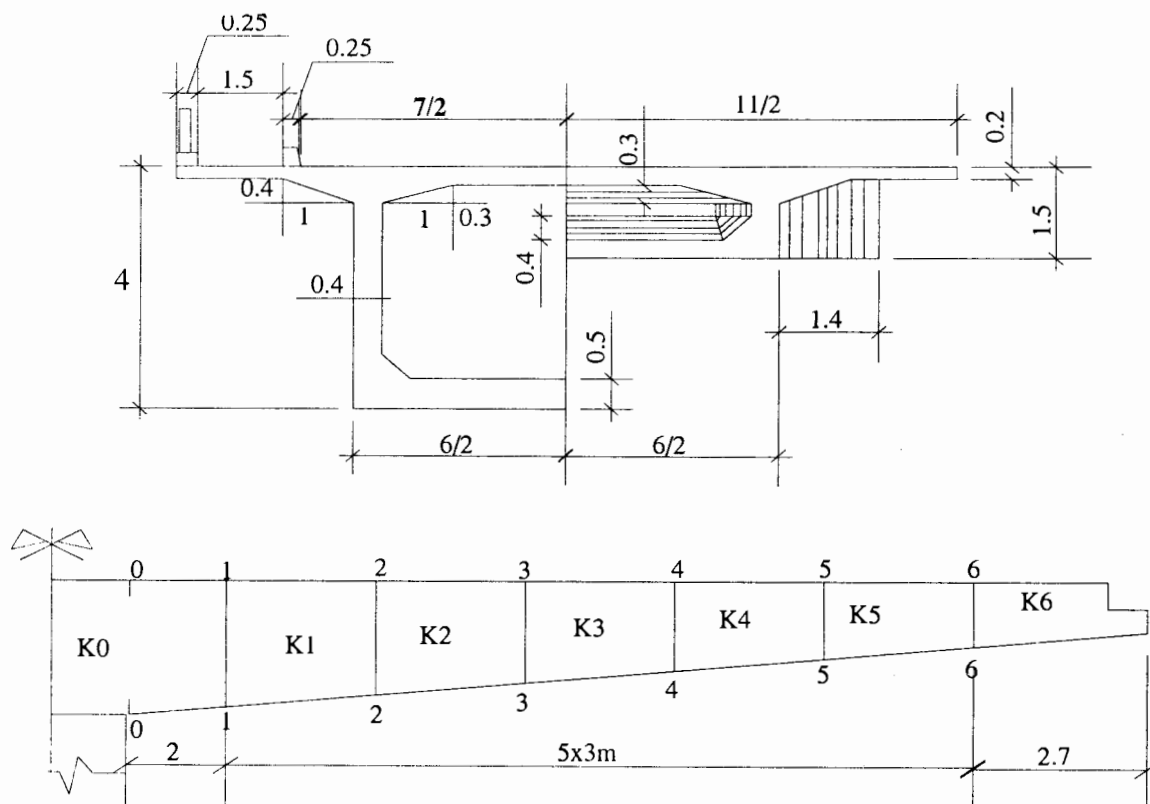
Hình 3-32: Đoạn dầm gần trụ có hình dạng đáy kiểu paraboloid, hyperbolique.

Như vậy nhìn thoáng qua vẫn có cảm giác về kiến trúc đây là kết cấu nhịp có chiều cao không đổi. Cầu Saint-Jean ở Bordeaux và cầu Pierse-Bénite gần Lyon (Pháp) đã áp dụng các nguyên tắc nói trên.



Hình 3-33. Sơ đồ cầu liên tục 5 nhịp

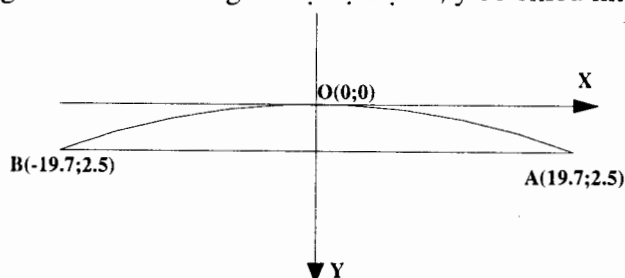
Đường cong đáy dầm thường được chọn theo phương trình parabol bậc 2. Chúng ta hãy xét 1 ví dụ sau đây về một cầu khung T -dầm đeo thi công đúc hẫng. Phần khung T được cấu tạo bằng một hộp dầm mặt cắt thay đổi dần chiều cao kể từ 4m (sắt trụ) đến 1,5m (mút hẫng). Toàn bộ cánh T dài 42,4m. Chiều dài tính toán 41,6m. Độ dài của cánh T phân hẫng kể từ sắt nạch trụ 19,7m, chiều dài tính toán 19,30m. Trên cánh T được chia thành 13 đốt đúc, các đốt đúc đối xứng qua đỉnh trụ. Khối đúc trên đỉnh trụ K0 dài 7m. Năm khối K1 đến K5 dài 3m, hai khối đầu mút hẫng K6 dài 2,7m (có cấu trúc đặc biệt)



Hình 3-33 : Ví dụ cầu khung T-dầm đeo

- Đường biên dưới của cánh khung T có dạng một parabol bậc 2 theo phương trình:

$$y = ax^2 + bx + c \quad (1)$$
- Lấy điểm cuối cùng của cánh T làm gốc tọa độ trục x, y có chiều như hình vẽ:



Hình 3-34: Ví dụ cách tính đường cong đáy dầm

Do đường cong qua gốc toạ độ nên $c = 0$ đồng thời đường cong đi qua 2 điểm A(19,7; 2,5) và B(- 19,7; 2,5) nên (1) có dạng:

$$2,5 = a \cdot 19,7^2 + 19,7 \cdot b \quad (a)$$

và
$$2,5 = a \cdot 19,7^2 - 19,7 \cdot b \quad (b)$$

Từ 2 phương trình (a) và (b) ta tính được:

$$a = 0,006441$$

$$b = 0$$

Vậy phương trình đường cong đáy dầm:

$$y = 0,006441 x^2$$

Tính toán tương tự như trên ta có đường cong đỉnh của bản đáy hộp:

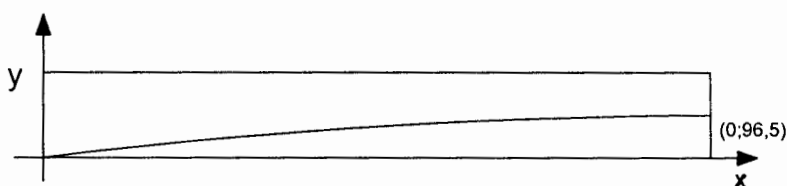
$$y_1 = 0,005926 x^2 - 0,3$$

Nếu chọn gốc toạ độ của phương trình đường cong parabol tại đáy dầm ở mặt cắt gối hay mặt cắt sát mép vách ngang trên trụ thì có thể tham khảo ví dụ sau:

Xét một cầu dầm hộp bê tông cốt thép dự ứng lực liên tục 3 nhịp 65+100+65 m. Thi công bằng công nghệ đúc hẫng. Dầm có mặt cắt thay đổi chiều cao hộp ở trên trụ là 6m, chiều cao hộp ở giữa nhịp là 3m. Mặt cắt ngang dầm có dạng hình hộp thành xiên. Chiều cao của dầm thay đổi. Mặt cắt tại trụ cao 6m, tại đốt hợp long cao 3m. Chiều dày bản đáy cùng thay đổi. Mặt cắt tại trụ dày 80cm, tại đốt hợp long dày 30cm. Chiều dày bản nắp không đổi, tại nút hẫng là 25cm, tại mặt cắt tiếp giáp với sườn hộp là 60cm.

Xác định đường cong đáy dầm như sau:

- + Vì chiều cao dầm thay đổi từ 6m đến 3m do đó đáy dầm sẽ biến thiên theo đường cong.
- + Ta bỏ qua đốt hợp long và đoạn đỉnh trụ vì có đáy hộp nằm ngang. Khi đó cung parabol ta coi như cắt trục hoành tại hai điểm là (0;0) và (0;96,5) và đi qua điểm đỉnh của parabol là (48,25;3).
- + Ta có phương trình đường cong đáy hộp là: $y = ax^2 + bx + c$.



Theo định lý Vi ết nghiệm của phương trình thoả mãn điều kiện:

$$\begin{cases} x_1 + x_2 = -\frac{b}{a} \\ x_1 \cdot x_2 = \frac{c}{a} \end{cases}$$

$$\text{Với } x_1 = 0 ; x_2 = 96.5 \Rightarrow \begin{cases} -\frac{b}{a} = 96.5 \rightarrow b = -96.5a \quad (1) \\ \frac{c}{a} = 0 \rightarrow c = 0 \end{cases}$$

Tại đỉnh parabol ta có:

$$\begin{cases} y = -\frac{\Delta}{4a} = -\frac{b^2}{4a} \\ x = -\frac{b}{2a} \end{cases}$$

$$\text{Vậy ta có: } y = -\frac{b^2}{4a} = 3 \Rightarrow b^2 = -12.a \quad (2)$$

Thay (1) vào (2) ta được:

$$(-96.5.a)^2 + 12.a = 0 \Rightarrow \begin{cases} a = 0 \\ a = -\frac{12}{96.5^2} \end{cases}$$

$$\text{Với điều kiện } a \neq 0 \text{ ta được: } \begin{cases} a = -\frac{12}{96.5^2} \\ b = \frac{12}{96.5} \end{cases}$$

$$\text{Ta được đường cong đáy dầm: } y = -\frac{12}{(96.5)^2} x^2 + \frac{12}{96.5} x$$

$\Rightarrow$ Tương tự như vậy ta tìm được đường cong mặt trên bản đáy là:

$$y = -\frac{10}{(96.5)^2} x^2 + \frac{10}{96.5} x$$

Bảng sau đây ghi lại một số phương trình đường cong đã được áp dụng ở một số cầu đúc hẫng ở Việt Nam để tham khảo

Tên cầu đúc hẫng	Chiều cao mặt cắt		Bề dầy bản đay		Phương trình đường cong	
	Ở ngàm sát mép trụ, (m)	Đầu mút hẫng, (m)	Ở mặt cắt ngàm sát mép trụ, (m)	Ở mặt cắt đầu mút hẫng, (m)	Thay đổi chiều cao dầm	Thay đổi bề dầy bản đay hộp dầm
Phú Lương	6	2.5	0.9	0.23	$y=2,5+(3,5/44)x^{1,4}$	$d=0,23+0,67.x/44$
Gianh	6.8	3				
Phù Đồng	6	2.5				
Non Nước	5	2	0.5	0.25		
Trung Hà	4,9	2,5			$Ax^2 + B$	
Yên Lệnh		3,0				
Phủ Lý	3,8	2,0				
Thanh Trì	7,5	3,5			$(7,5-3,5)/51,5^2.x^2 + 3,5$	

Để đơn giản có thể dùng ngay công thức sau của đường cong đáy dầm

$$y = (H - h) / L^2 \cdot x^2 + h$$

trong đó : H= chiều cao dầm ở mặt cắt trên gối

h = chiều cao dầm ở mặt cắt giữa nhịp

L = chiều dài phần cánh hẫng có đáy theo đường cong

Ví dụ cầu Thanh Trì (Hà Nội) đã chọn dạng phương trình này.

Ví dụ cầu Phú Lương (Hải Dương) dùng phương trình dạng parabol như sau:

$$y = 2,5 + \frac{3,5}{44}x^{1,4}$$

3.5. MẶT CẮT NGANG

Mặt cắt ngang dầm hộp có thể coi như gồm 3 bộ phận là bản mặt cầu (bản nắp hộp), các thành hộp và bản đáy hộp. Mỗi bộ phận có các chức năng riêng và được lựa chọn kích thước sao cho bảo đảm chức năng riêng của chúng, nhưng tất cả được ghép lại trong một chỉnh thể với những yêu cầu chung.

Bề rộng mặt cắt ngang được lấy theo yêu cầu khai thác với khổ giới hạn thông xe đã được quy định. Các cầu gần thành phố và khu dân cư thường được xét tăng bề rộng mặt cầu xe chạy và bề rộng vỉa hè. Việc lựa chọn một mặt cắt ngang hợp lý vừa đảm bảo chịu lực vừa đạt yêu cầu thẩm mỹ, yêu cầu kinh tế là rất khó. Giải pháp chung là phải tham khảo nhiều tài liệu, nhiều đồ án tương tự, nhiều kinh nghiệm của bản thân và của cả ngành công nghiệp xây dựng cầu, sau đó đề ra các phương án rồi tính toán so sánh điều chỉnh dần. Tuy nhiên yếu tố kinh tế luôn được quan tâm hàng đầu, người ta thường tính toán và so sánh các chỉ tiêu chi phí vật liệu cho 1 m^2 diện tích mặt cầu. Chẳng hạn có thể tham khảo công thức ước tính bình quân như sau:

- Khối lượng bê tông cho 1 m^2 mặt cầu :

$$V_{bt} \approx 0,35 + 0,45 L/100 \quad (\text{m}^3/\text{m}^2); \text{ trong đó } L = \text{chiều dài nhịp (m)}$$

- Khối lượng cốt thép dự ứng lực dọc nhịp

$$G_d \approx 4,5 + 0,5 L \quad (\text{kg}/\text{m}^3 \text{ bê tông})$$

hay: $40 \div 50\text{ kg}/\text{m}^3$ với loại thép cường độ cao có giới hạn đàn hồi khoảng 1400 MPa

- Khối lượng cốt thép thường

$$G_t \approx 110 \quad (\text{kg}/\text{m}^3 \text{ bê tông}) \quad (100 < G_t < 120\text{ kg}/\text{m}^3)$$

Như vậy có thể nhận xét là chiều dài nhịp càng dài thì các chỉ tiêu vật liệu kết cấu nhịp đúc hẫng càng lớn. Nhiều phân tích cho rằng nhịp đúc hẫng dài quá 150 m sẽ trở nên không kinh tế. Nếu cần vượt nhịp dài hơn nữa thì có thể áp dụng phương pháp đúc bán hẫng chẳng hạn (với trụ tạm).

Sau đây sẽ lần lượt xét các kích thước mặt cắt. Tham số hình học đầu tiên cần quan tâm là chiều cao mặt cắt. Để chọn chiều cao hợp lý của mặt cắt, trước tiên cần xem xét các yêu cầu về độ võng cho phép.

3.5.1. Yêu cầu về độ võng, các dạng mặt cắt ngang

3.5.1.1. Yêu cầu về độ võng

Các chỉ tiêu ở phần này, theo Tiêu chuẩn 22TCN 272-01 được xem như là tùy chọn. Trong khi áp dụng các Tiêu chuẩn này, tải trọng xe cần bao gồm cả lực xung kích. Nếu Chủ đầu tư yêu cầu kiểm tra độ võng thì có thể áp dụng các nguyên tắc sau:

- Khi nghiên cứu độ võng tuyệt đối lớn nhất tất cả các làn xe thiết kế phải được đặt tải và tất cả các cấu kiện chịu lực cần coi là võng lớn như nhau;

- Về thiết kế cầu liên hợp (có các bộ phận của mặt cắt ngang thi công theo 2 giai đoạn), mặt cắt ngang thiết kế phải bao gồm toàn bộ chiều rộng của đường và những bộ phận liên tục về kết cấu của lan can, đường người đi và rào chắn ở giữa;

- Và khi nghiên cứu chuyển vị tương đối lớn nhất thì số lượng và vị trí của các làn xe được đặt tải phải chọn để sao cho hiệu ứng chênh lệch bất lợi nhất;

- Phải dùng hoạt tải của tổ hợp tải trọng mà bao gồm lực xung kích;
- Đối với cầu chéo có thể dùng mặt cắt ngang thẳng góc, với cầu cong và vòm cong vừa chéo có thể dùng mặt cắt ngang xuyên tâm.

Trong khi thiếu các tiêu chuẩn khác, các giới hạn về độ võng sau đây có thể xem xét

- tải trọng nói chung L/800,
- tải trọng xe và/hoặc người đi bộ L/1000,
- tải trọng xe ở phần hẫng L/300,
- tải trọng xe và/hoặc người đi bộ ở phần hẫng L/375.

(L - chiều dài nhịp)

3.5.1.2. Tiêu chuẩn lựa chọn tỷ lệ chiều dài- chiều cao nhịp

Nên khống chế tỷ lệ chiều dài / chiều cao nhịp. Có thể tham khảo các giới hạn ở bảng sau đây khi thiếu các tiêu chuẩn khác, trong đó S là chiều dài của bản và L là chiều dài của nhịp, đơn vị đều là mm. Nếu dùng các giới hạn trong bảng này thì phải tính cho toàn chiều cao, nếu không có ghi chú khác.

Bảng 3.2. Chiều cao tối thiểu thông thường dùng cho các kết cấu phần trên có chiều cao không đổi

Kết cấu phần trên		Chiều cao tối thiểu (gồm cả mặt cầu) (khi dùng các cấu kiện có chiều cao thay đổi thì phải hiệu chỉnh các giá trị có tính đến những thay đổi về độ cứng tương đối của các mặt cắt mô men dương và âm)	
Vật liệu	Loại hình	Dầm giản đơn	Dầm liên tục
Bê tông cốt thép thường	Các bản có cốt thép chủ song song với phương xe chạy	$\frac{1,2(S + 3000)}{30}$	$\frac{S + 3000}{30} \geq 165mm$
	Các dầm T	0,070L	0,065L
	Các dầm hộp	0,060L	0,055L
	Các dầm kết cấu cho người đi bộ	0,035L	0,033L
Bê tông dự ứng lực	Các bản	0,030L $\geq 165mm$	0,027L $\geq 165mm$
	Các dầm hộp đúc tại chỗ	0,045L	0,04L
	Các dầm I đúc sẵn	0,045L	0,04L
	Các dầm kết cấu cho người đi bộ	0,033L	0,030L
	Các dầm hộp liên kết	0,030L	0,025L

3.5.1.3. Các dạng mặt cắt ngang

Kết cấu nhịp phù hợp nhất với phương pháp thi công hẫng là loại có dạng mặt cắt hình hộp vì những lý do sau:

a/. Do phương pháp thi công, các mô men uốn có dấu âm xuất hiện trên phần lớn chiều dài nhịp và đạt trị số rất lớn ở trên trụ. Các bản cánh dưới do vậy bị nén mạnh và nên có dạng bầu nối liền giữa các thành hộp dầm. Như vậy hình thành mặt cắt hình hộp có khả năng chống xoắn tốt.

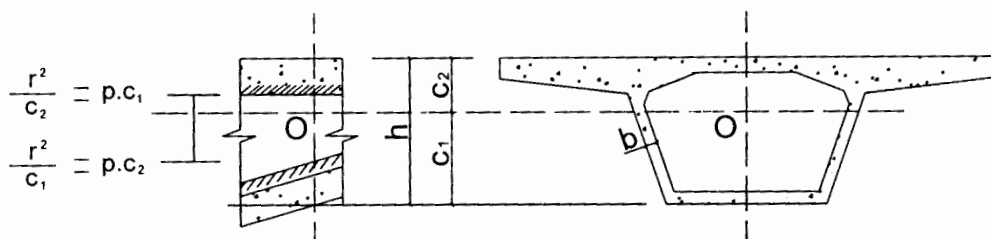
b/. Mặt khác, kết cấu hình hộp có hiệu suất cơ học tốt và có mô men giới hạn lớn hơn của mặt cắt chữ T. Kết quả là, nếu ở thời điểm phá hoại, lực trong cáp là bằng F_r , chiều cao phần bê tông bị nén của mặt cắt là: $x = F_r / b \cdot R_{br}$ tương ứng với trị số đã cho của cường độ giới hạn của bê tông R_{br} .

Hiệu suất cơ học của mặt cắt thường được đo bằng hệ số không thứ nguyên như sau:

$$p = \frac{r^2}{c_1 c_2}$$

(xem giải thích ký hiệu ở hình 3.35)

Hiệu suất cơ học của mặt cắt có thể là $p=1$ nếu bê tông tập trung ở các bản cánh mỏng và sườn dầm thì mỏng đến mức có thể bỏ qua diện tích của nó. Mặt cắt chữ nhật có hiệu suất bằng 1/3. Các mặt cắt hình hộp thường có hiệu suất vào khoảng $p = 0,6$. Như thế là tốt hơn nhiều so với một mặt cắt chữ I



Hình 3.35. Các đặc trưng điển hình của mặt cắt hình hộp

h = chiều cao tổng cộng; A = diện tích mặt cắt; I = mômen quán tính; c_1 và c_2 = tọa độ trọng tâm; r = bán kính quán tính ($r^2 = I/A$); p = hiệu suất mặt cắt; các giới hạn của lõi mặt cắt là $r^2/c_2 = p \cdot c_1$ và $r^2/c_1 = p \cdot c_2$. Đối với các dầm hộp thông thường $p = 0,6$.

3.5.1.3. Các dạng mặt cắt ngang

Kết cấu nhịp phù hợp nhất với phương pháp thi công hẫng là loại có dạng mặt cắt hình hộp vì những lý do sau:

a/. Do phương pháp thi công, các mô men uốn có dấu âm xuất hiện trên phần lớn chiều dài nhịp và đạt trị số rất lớn ở trên trụ. Các bản cánh dưới do vậy bị nén mạnh và nên có dạng bầu nối liền giữa các thành hộp dầm. Như vậy hình thành mặt cắt hình hộp có khả năng chống xoắn tốt.

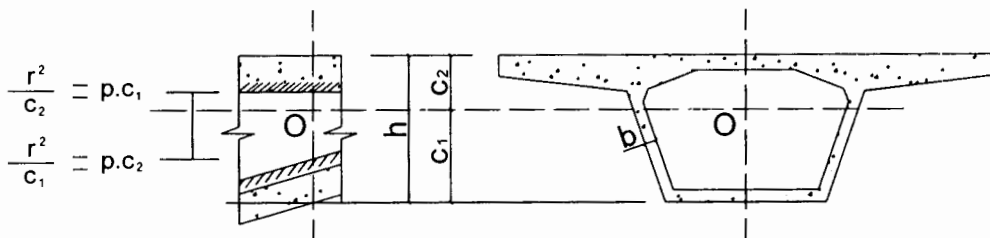
b/. Mặt khác, kết cấu hình hộp có hiệu suất cơ học tốt và có mô men giới hạn lớn hơn của mặt cắt chữ T. Kết quả là, nếu ở thời điểm phá hoại, lực trong cáp là bằng F_r , chiều cao phần bê tông bị nén của mặt cắt là: $x = F_r / b \cdot R_{br}$ tương ứng với trị số đã cho của cường độ giới hạn của bê tông R_{br} .

Hiệu suất cơ học của mặt cắt thường được đo bằng hệ số không thứ nguyên như sau:

$$p = \frac{r^2}{c_1 c_2}$$

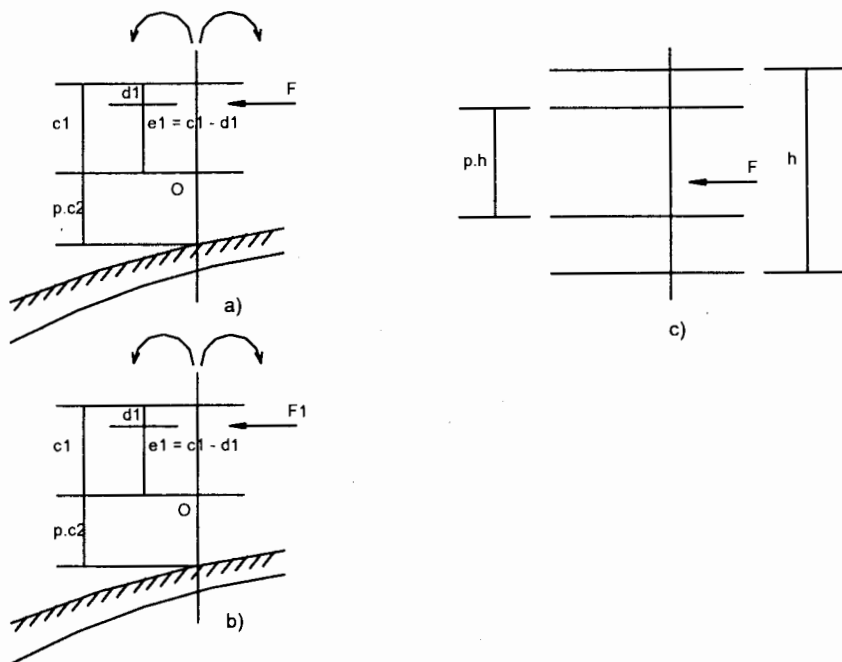
(xem giải thích ký hiệu ở hình 3.35)

Hiệu suất cơ học của mặt cắt có thể là $p = 1$ nếu bê tông tập trung ở các bản cánh mỏng và sườn dầm thì mỏng đến mức có thể bỏ qua diện tích của nó. Mặt cắt chữ nhật có hiệu suất bằng 1/3. Các mặt cắt hình hộp thường có hiệu suất vào khoảng $p = 0,6$. Như thế là tốt hơn nhiều so với một mặt cắt chữ I



Hình 3.35. Các đặc trưng điển hình của mặt cắt hình hộp

h = chiều cao tổng cộng; A = diện tích mặt cắt; I = mômen quán tính; c_1 và c_2 = tọa độ trọng tâm; r = bán kính quán tính ($r^2 = I/A$); p = hiệu suất mặt cắt; các giới hạn của lõi mặt cắt là $r^2/c_2 = p \cdot c_1$ và $r^2/c_1 = p \cdot c_2$. Đối với các dầm hộp thông thường $p = 0,6$.



Hình 3-36: Các yêu cầu dự ứng suất điển hình của mặt cắt hình hộp

a/ Đối với mômen âm ở mặt cắt trên gối (DL+LL):

M = mômen tổng cộng; $F = M.z$ = dự ứng lực yêu cầu; $z = c_1 - d_1 + c_2$; thường ở đây $z = 0,76.h$

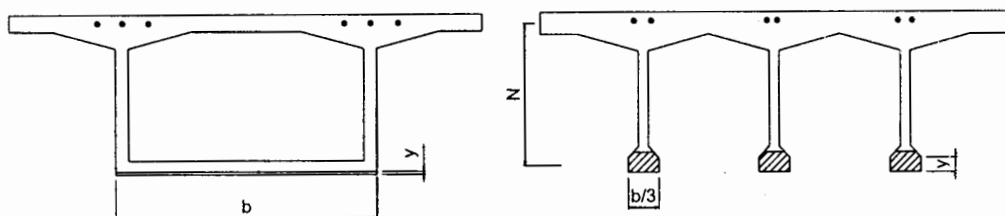
b/ Đối với mômen dương cực đại ở giữa nhịp (DL+LL):

M = mômen tổng cộng; $F = M.z$ = dự ứng lực yêu cầu; $z = c_2 - d_2 + c_1$; thường ở giữa nhịp thì $z = 0,70.h$

c- Đối với các mômen thay đổi (LL):

ΔM = độ biến đổi mômen tổng cộng (tổng của mômen dương và mômen âm do hoạt tải LL);

$F = \Delta M / p.h$ = dự ứng lực yêu cầu; (với $p = 0,6$)



Hình 3-37: Khả năng chịu lực giới hạn của mặt cắt ngang của một cầu thi công hẫng.

c/. Một ưu điểm nữa của bản cánh dưới (bản đáy hộp) rộng là đủ diện tích bê tông để cân bằng với khả năng chịu kéo lớn của cáp dự ứng lực khi mặt cắt chịu đến tải mômen âm giới hạn.

Trong trường hợp dầm hộp, chiều cao x là rất nhỏ, do bản cánh dưới có chiều rộng b lớn, và cánh tay đòn Z sẽ chỉ bị giảm chút ít nếu chẳng may do thi công bê tông kém mà R_{b_r} không đạt đến cường độ dự kiến.

Đối với dầm chữ T, ngược lại, chiều cao x sẽ xấp xỉ bằng chiều cao của bản cánh trên và sự tăng giá trị của x có nghĩa là vị trí trục trung hoà sẽ bị hạ thấp và lấn vào phần thành hộp dầm nên sẽ làm giảm cánh tay đòn Z tức là giảm trị số mô men giới hạn.

d/ Hơn nữa, sự ổn định đàn hồi và sự ổn định động học của kết cấu nhịp trong lúc đang thi công hằng được bảo đảm an toàn hơn trong một kết cấu mặt cắt hình hộp vì nó có độ cứng chống xoắn lớn hơn nhiều so với một kết cấu có mặt cắt hở (như mặt cắt chữ T).

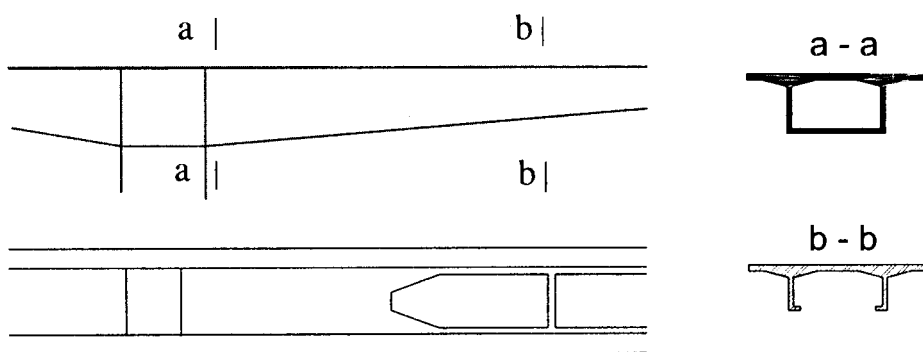
Khi khai thác cầu, độ cứng chống xoắn lớn của mặt cắt hình hộp sẽ làm giảm góc xoay của mặt cắt ngang dưới tác động của hoạt tải đoàn xe đặt lệch tâm trong mặt cắt ngang cầu. Như vậy, sẽ cải thiện được sự phân bố ngang của hoạt tải giữa các dầm khác nhau và cho phép bỏ hẳn không cần làm các dầm ngang (vách ngang) trung gian. Ngẫu lực do sự đặt lệch tâm của hoạt tải đoàn xe trong mặt cắt ngang cầu sẽ được cân bằng bởi khả năng chống xoắn của chính dầm hộp chủ chứ không phải bởi khả năng chịu uốn của các dầm ngang (vách ngang). Như vậy các cầu hình hộp có thể không cần làm vách ngang trong phạm vi nhịp mà chỉ cần có vách ngang ở mặt cắt trên gối.

Cũng do có độ cứng chống xoắn lớn nên các mặt cắt hình hộp thích hợp cho các cầu cong hơn so với các dạng mặt cắt khác.

Một câu hỏi được đặt ra là liệu có cần tiếp tục giữ mặt cắt còn là hình hộp ở khu vực giữa nhịp cầu nữa hay không. Tại khu vực này, các mô men uốn không lớn và mang dấu dương. Một mặt cắt chữ T không đối xứng sẽ tỏ ra thuận tiện và về lý thuyết sẽ tiết kiệm vật liệu nhất (hình 3-38).

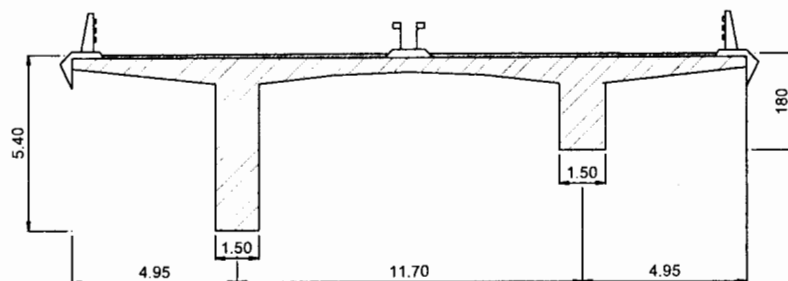
Nhưng trong thực tế có rất ít cầu kiểu như vậy (trừ ở nước Đức). Đó là do nhiều nguyên nhân:

- Các ứng suất nén ở chỗ thay đổi mặt cắt bị truyền không đều.
- Ổn định đàn hồi và ổn định động học kém đảm bảo đối với các nhịp lớn.
- Cần thiết bố trí các dầm ngang trung gian nếu mặt cắt chữ T được áp dụng ở trên một đoạn dài của nhịp.
- Khó khăn cho việc duy tu (khó di chuyển các thiết bị, người khó đi lại).v.v.



Hình 3-38: Cầu có mặt cắt chữ T ở đoạn giữa nhịp.

Rất ít cầu thi công hằng mà đã có mặt cắt ngang khác với dạng hình hộp. Ví dụ chỉ có thể nêu cầu Roquemaure qua sông Rhône ở Pháp, có kết cấu nhịp gồm hai thành hộp dầm, có chiều cao thay đổi (hình 3-39), nhịp chính dài 80m.



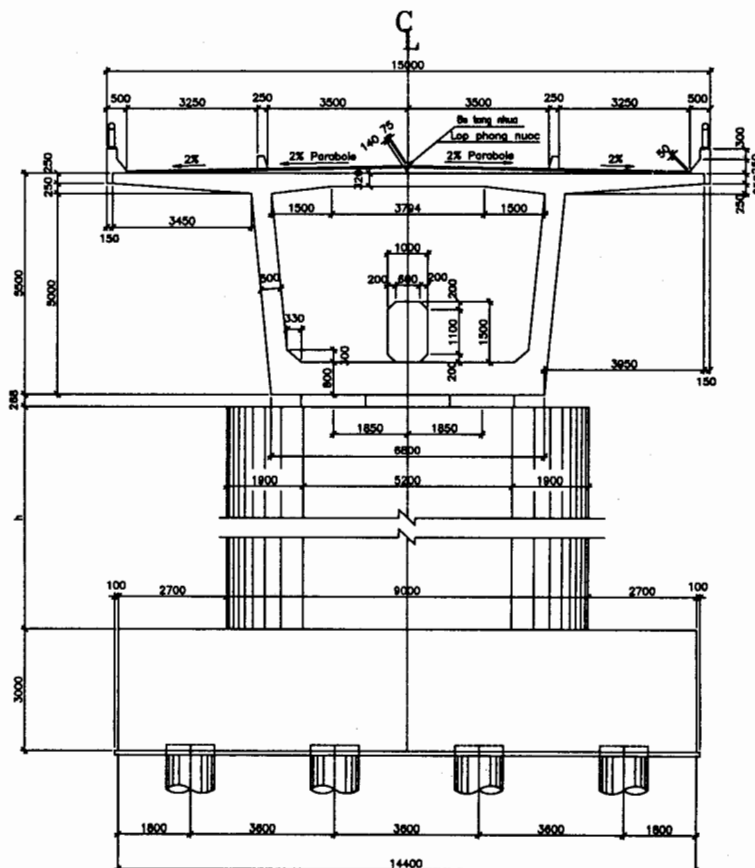
Hình 3-39: Mặt cắt ngang cầu Roquemaure

3.5.2. Mặt cắt ngang trên gối, mặt cắt ngang giữa nhịp

Theo kinh nghiệm thiết kế của nhiều nước đã tổng kết, chiều cao mặt cắt trên gối giữa của dầm liên tục đúc hẫng nên chọn trong khoảng xấp xỉ bằng $H = L/16 - L/20$. Chiều cao kinh tế vào khoảng $L/18$.

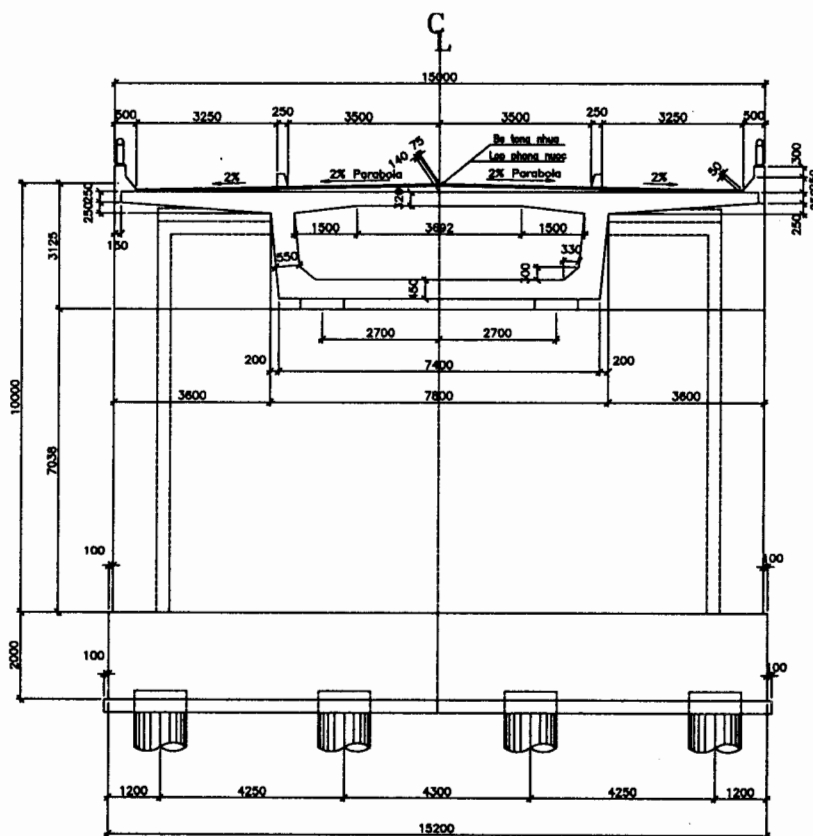
Chiều cao mặt cắt giữa nhịp chính của dầm nên chọn trong khoảng xấp xỉ bằng $L/40 - L/60$, ví dụ cầu Phú Lương có chiều cao hộp ở giữa nhịp là 2,5m bằng $1/40$ chiều dài nhịp (theo kinh nghiệm quốc tế có thể dùng chiều cao hộp giữa nhịp tương ứng với tỉ lệ $L/50$).

Ở Việt Nam thường không chọn dầm thấp quá 2,0m vì cần để dành đủ chỗ cho công nhân chui bên trong lòng hộp. Chiều cao đầu mút cánh hẫng cũng thường lấy bằng chiều cao mặt cắt giữa nhịp chính. Như vậy đốt hợp long sẽ có đáy hộp là đường nằm ngang để thuận tiện cho thi công. Tuy vậy cũng có trường hợp chọn cách khác, ví dụ cầu Thanh Trì (qua sông Hồng ở Hà Nội).



Hình 3-40 : Ví dụ mặt cắt ngang dầm hộp trên trụ

Đoạn dầm đầu nhịp biên được đúc trên đà giáo thường có chiều cao không đổi và bằng chiều cao đầu mút cánh hẫng. Chiều cao các đốt hợp long ở nhịp biên và các nhịp giữa cũng như vậy để thuận tiện thi công. Chiều dài đoạn đúc trên đà giáo của nhịp biên thường vào khoảng $(0,15 - 0,2) L$ với L = chiều dài nhịp chính (Cầu Phú Lương chiều dài đoạn đúc trên đà giáo là 12,84m).



Hình 3-41 : Ví dụ mặt cắt ngang dầm hộp trên mố

Việc lựa chọn mặt cắt ngang với các kích thước hợp lý, vừa đảm bảo khả năng chịu lực, vẻ đẹp kiến trúc vừa tiết kiệm vật liệu là rất khó. Nói chung cần phải đề ra nhiều phương án, tính toán mọi mặt rồi so sánh và kết luận. Bảng sau đây có thể để tham khảo khi chọn chiều cao hộp H cho một số kiểu kết cấu nhịp có chiều dài L khác nhau.

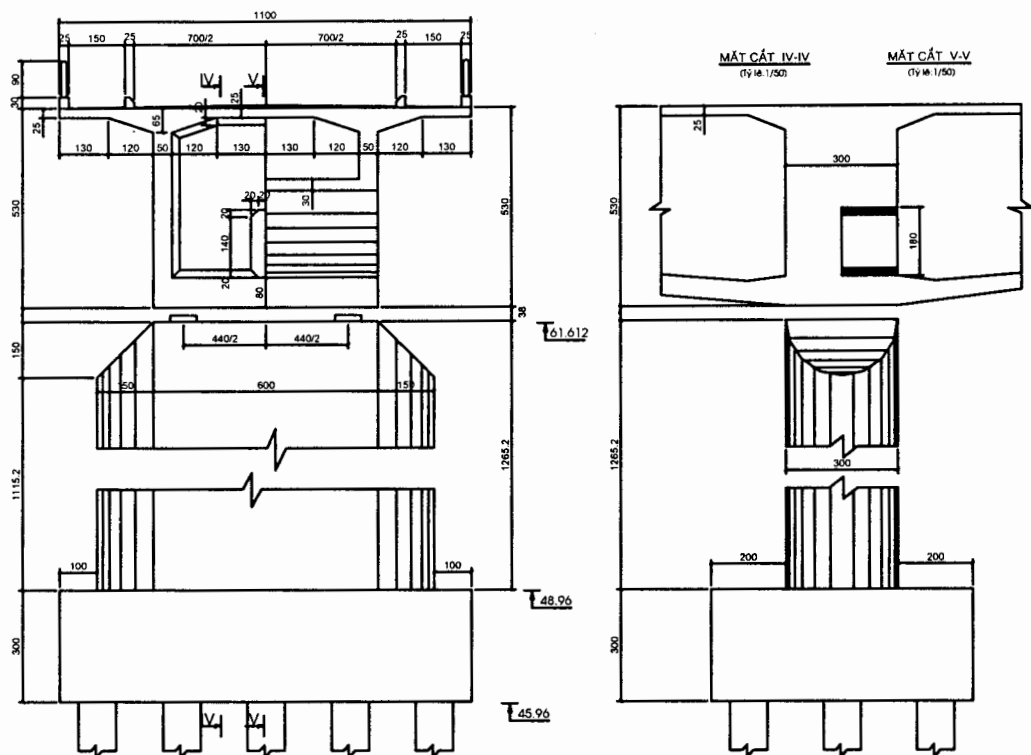
Bảng 3.3 . Chọn tỷ số H/L

Kiểu kết cấu nhịp	Phương pháp thi công	Đặc điểm chiều cao dầm	Tỷ số H/L thường gặp	Tỷ số H/L tối ưu
Dầm giản đơn	Trên đà giáo	Không đổi	1/16 - 1/23	1/19
Dầm liên tục	Trên đà giáo	Không đổi	1/17 - 1/24	1/20
Dầm liên tục	Đúc đẩy	Không đổi	1/15 - 1/17	1/16
Dầm liên tục	Đúc hẫng	Không đổi	1/17 - 1/20	1/18
		Thay đổi	Trên trụ	1/15 - 1/20
			Giữa nhịp	1/30 (H ≥ 1,5m)
			Trên mố	1/24 (H ≥ 1,7m) 1/27 (H ≥ 1,7m)
Khung T cứng	Đúc hẫng	Thay đổi	Trên trụ	1/10 - 1/15
			Trên mố	1/25 - 1/33
Hệ khung có chốt	Đúc hẫng	Thay đổi	Trên trụ	1/15 - 1/20
			Trên mố	1/40 - 1/60
			Giữa nhịp	1/27 - 1/35

3.5.3. Số lượng và hình dáng các dầm hộp

Nói chung nên giảm số khoang hộp trong mặt cắt ngang, do mỗi khoang này đều đòi hỏi thêm ván khuôn, như vậy phải tăng khoảng cách giữa thành hộp dầm lên đến cỡ 5 - 8 m. Hơn nữa mặt cắt ngang hộp có nhiều khoang sẽ thi công khó khăn hơn và chi phí nhiều hơn so với mặt cắt ngang hộp chỉ có 1 khoang.

Vả lại, sẽ tiết kiệm bê tông hơn nếu làm ít thành hộp và mỗi thành hộp thì rộng, bởi vì mỗi thành hộp đều phải có một độ dày của bê tông p (tương ứng với phần trừ đi của đường kính ống cáp dự ứng lực) vừa không tham gia chịu cắt lại vừa làm giảm bớt hiệu quả chịu uốn của mặt cắt. Hơn nữa, thành hộp dầm càng dày càng dễ bố trí mấu neo của cáp dự ứng lực và càng dễ đổ bê tông (hình 3-42).



Hình 3-42: Ví dụ mặt cắt

- Dầm hộp có hai thành hộp, mỗi thành hộp dày 40cm, có cáp dự ứng lực loại 12 bó xoắn 7 sợi 12.7mm ($\phi = 7\text{cm}$).

+ Chiều dày tổng cộng các thành hộp : 80 cm

+ Độ dày chịu lực : $2 \times (40 - 7) = 66 \text{ cm}$

- Dầm hộp có ba thành hộp, mỗi thành hộp dày: 29 cm

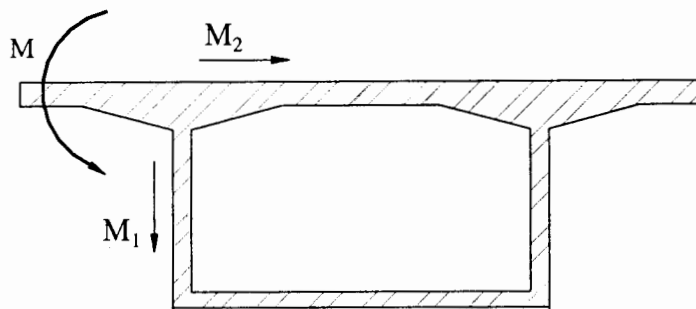
+ Chiều dày tổng cộng các thành hộp : 87 cm

+ Chiều dày chịu lực : $3 \times (29 - 7) = 66 \text{ cm}$

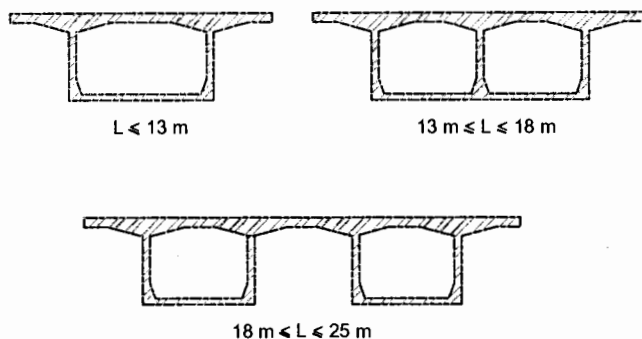
So sánh ví dụ trên thấy cả hai dầm hộp đều có khả năng chịu cắt tương đương nhau nhưng dầm hộp hai thành hộp tỏ ra tiết kiệm được 7: 87 = 8% về khối lượng bê tông làm thành hộp có nghĩa là chừng 3% mặt cắt tổng cộng của dầm. Hơn nữa, các mấu neo cáp dự ứng lực có thể bố trí trên chiều cao của thành hộp (dày 40cm). Ngược lại, đối với mặt cắt ngang có 3 thành hộp, do chiều dày mỗi thành hộp không đủ khiến cho phải đặt mấu neo hoặc ở chỗ vút nối thành hộp dầm vào bản cánh, hoặc ở các ụ neo lồi ra được làm riêng chỉ cho mục đích tỳ mấu neo.

Tuy nhiên, cự ly giữa các thành hộp còn bị hạn chế bởi cường độ của bản cánh trên của hộp khi chịu uốn ngang dưới tác động của bánh xe hoạt tải, độ dài phần bản hẫng của bản cánh trên cũng phải hạn chế (hình 3-43) để tránh sự truyền mô men uốn cục bộ quá lớn vào thành hộp.

Trị số mô men tăng theo độ cứng tương đối của thành hộp, và sẽ đạt cực đại ở giữa nhịp, nơi mà chiều cao dầm là ít nhất nhưng cũng là nơi có lực cắt nối chung là rất nhỏ.



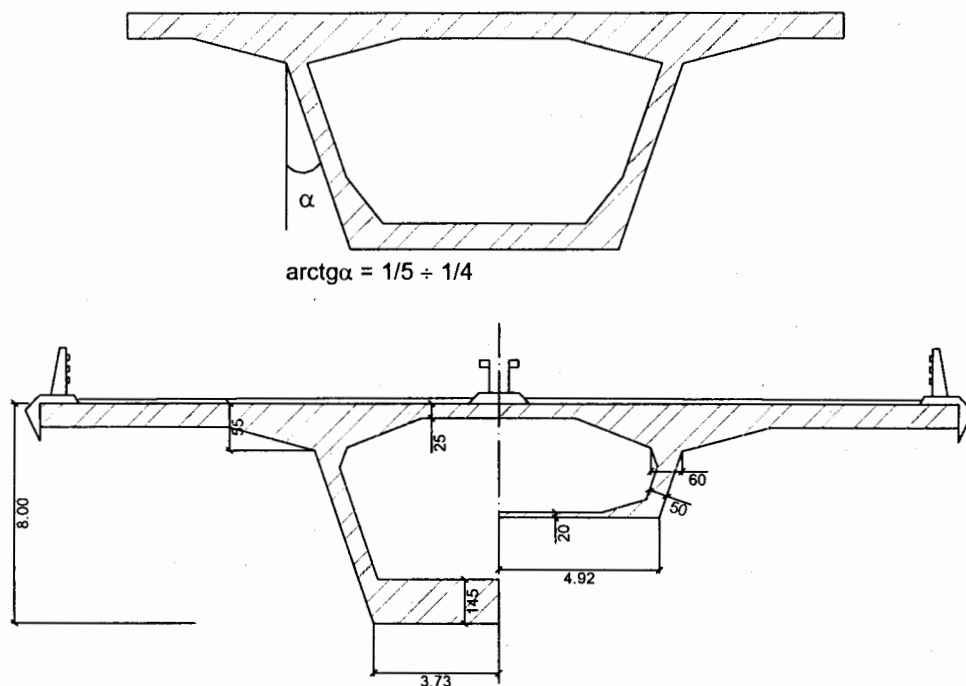
Hình 3-43: Mô men từ bản hằng truyền vào thành hộp dầm



Hình 3-44: Các dạng mặt cắt ngang tùy theo chiều rộng kết cấu nhịp

Số lượng và hình dáng các dầm hộp phụ thuộc trước tiên vào chiều rộng B của mặt cắt ngang nhịp, (hình 3-44).

Nếu cầu rộng không quá 13m thì dầm một hộp có 2 thành hộp dạng cổ điển là hợp lý. Các thành hộp có thể thẳng đứng hoặc nghiêng, (hình 3-45).



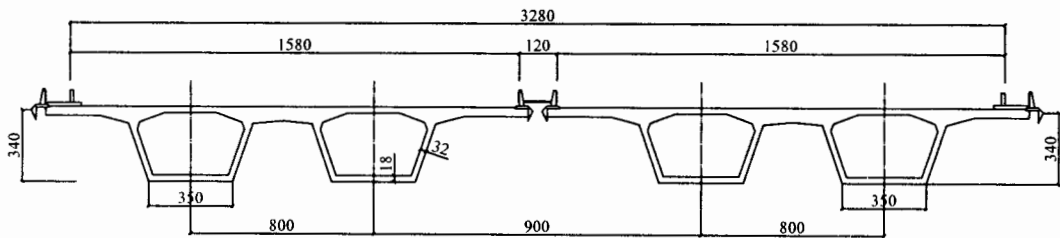
Hình 3-45: Mặt cắt dầm hộp có thành hộp nghiêng

Kiểu thành hộp nghiêng có ưu điểm đẹp và giảm kích thước mũ trụ đến mức chỉ cần chiều rộng mũ trụ đủ tương ứng với cấu tạo của thiết bị ván khuôn di động hoặc của các đốt dầm chế sẵn. Nếu chiều cao kết cấu nhịp là biến đổi thì chiều rộng bản cánh dưới phải thay đổi theo. Điều này cũng làm giảm trọng lượng bản cánh dưới ở khu vực mà nó có chiều dày tối thiểu được lấy theo yêu cầu cấu tạo. Tuy nhiên ván khuôn đáy phải có bề rộng thay đổi được, vì thế cũng phức tạp hơn so với ván khuôn của dầm hộp có thành thẳng đứng. Ngoài ra việc đổ bê tông thành hộp nghiêng cũng khó khăn hơn. Độ nghiêng của thành hộp thường từ $1/4 - 1/6$. Nếu bề rộng cầu không lớn, cầu có nhịp dài thì nên giảm độ nghiêng thành hộp hơn nữa để sao cho bề rộng bản đáy hộp tại mặt cắt trên gối vẫn còn đủ chỗ đặt gối cầu an toàn.

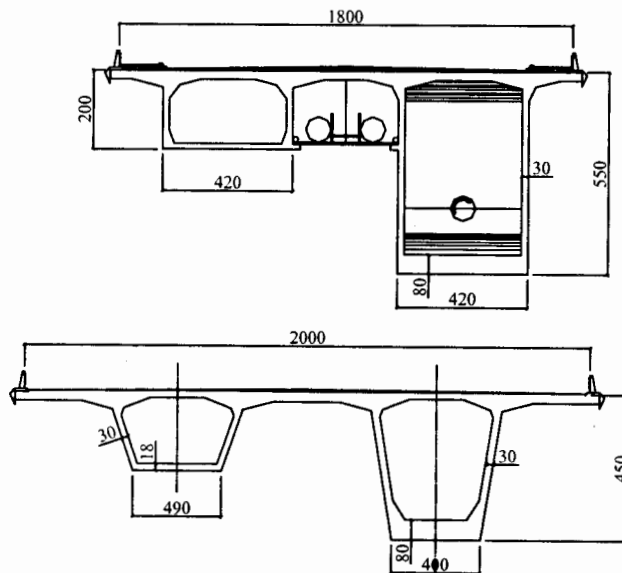
Ngày nay có xu hướng vẫn dùng dầm 1 hộp có 2 thành hộp cho những cầu rộng hơn 13m. Ví dụ Cầu Tân Đệ qua sông Thái Bình có bề rộng mặt cầu 16m nhưng cũng làm mặt cắt ngang một hộp với cự ly 2 thành hộp đến 8 m.

Một ví dụ khác là cầu Felsenaubrucke ở Thụy- Sĩ có chiều rộng đến 26,2m mà cũng vẫn dùng mặt cắt dạng 1 hộp có 2 thành hộp với độ dày không thay đổi, bằng 0.50m. Tuy vậy, cần nhớ rằng qui trình Thụy Sĩ không khắt khe về vấn đề độ lệch tâm ngang của hoạt tải xe quân sự.

Phần bản hẫng của cầu này dài đến 7m ứng với độ dày ở ngàm nách dầm là 0.55 m.



Hình 3-46: Mặt cắt ngang cầu trên đường vành đai quanh Paris.



Hình 3-47: Mặt cắt ngang cầu Glvoirs và cầu Blois

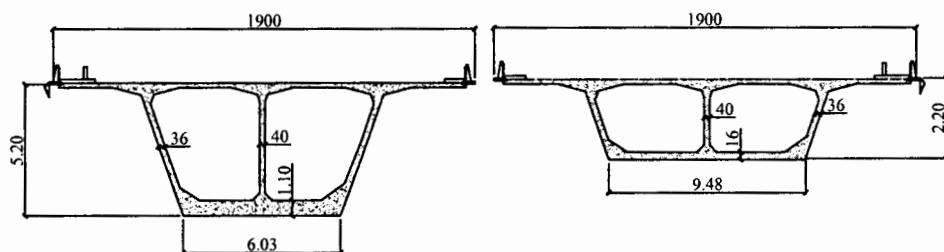
Nếu chiều rộng cầu từ 18m trở lên, sự kết hợp hai dầm 1 hộp nhờ bản nối ở giữa sẽ cho phép làm kết cấu nhịp độc lập song song sát nhau, mỗi cái có 2 hộp và giữa 2 kết cấu nhịp này là dải phân cách. Mỗi kết cấu nhịp chỉ dành cho 1 chiều xe chạy. Ví dụ cầu Givors và cầu Blois (hình 3-47).

Một số cầu rất rộng có thể cấu tạo mặt cắt kiểu 3 hộp ví dụ như cầu Saint - Jean ở thành phố Boxdeaux (Pháp).

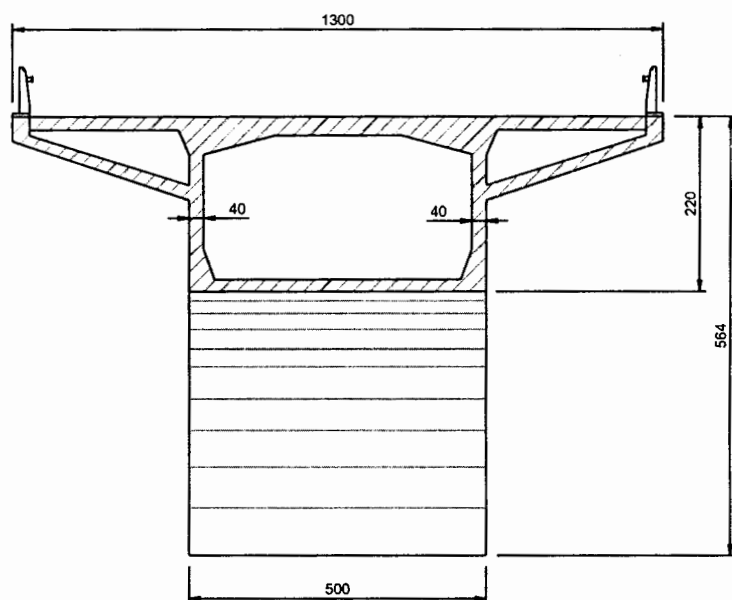
Tuy nhiên các cầu rộng thường chỉ có ở trên các xa lộ cao tốc và khi đó người ta thường làm 2 kết cấu nhịp độc lập song song sát nhau, mỗi cái có 2 hộp và giữa 2 kết cấu nhịp này là dải phân cách. Mỗi kết cấu nhịp chỉ dành cho 1 chiều xe chạy. Ví dụ: Cầu Phú Lương (Hải Dương) trên Quốc lộ 5, cầu Thanh Trì ; các cầu ở đường vành đai quanh Paris (hình 3-47)

Những cầu có chiều rộng từ 13m đến 18m có thể coi như là một nhóm riêng. Nếu chọn dạng mặt cắt 1 hộp 2 thành hộp thì cự ly các thành hộp quá xa. Nếu chọn dạng mặt cắt 2 hộp 3 thành hộp thì về lý thuyết có vẻ hợp lý nhưng lại khó khăn và tốn tiền chế tạo và sử dụng thiết bị ván khuôn di động với cấu tạo phù hợp dạng mặt cắt đó.

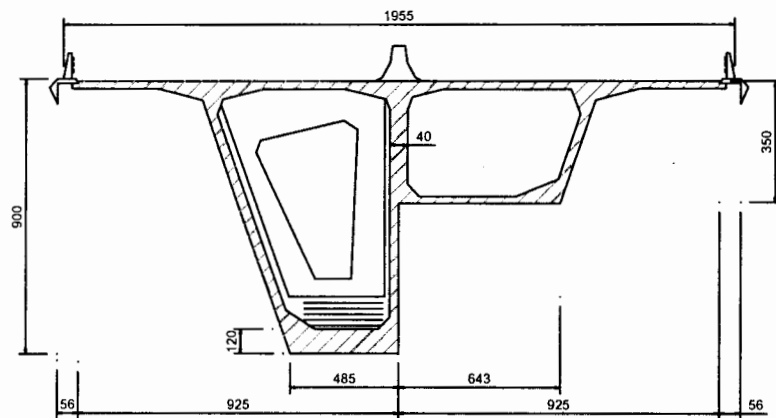
Tuy nhiên, cũng có một số cầu thực tế đã làm như vậy. Ví dụ cầu Phả Lại (Hải Dương, năm 2002; cầu Thanh Trì (Hà Nội). Các ví dụ ở nước ngoài có thể nêu ra như Cầu Chillou (hình 3-49), cầu Jonville qua sông Seine (hình 3-48), cầu Gennevilliers qua sông Seine (hình 3-50) tương ứng có chiều rộng mặt cầu lần lượt là: 17.2m; 19.00m; 15.25m.



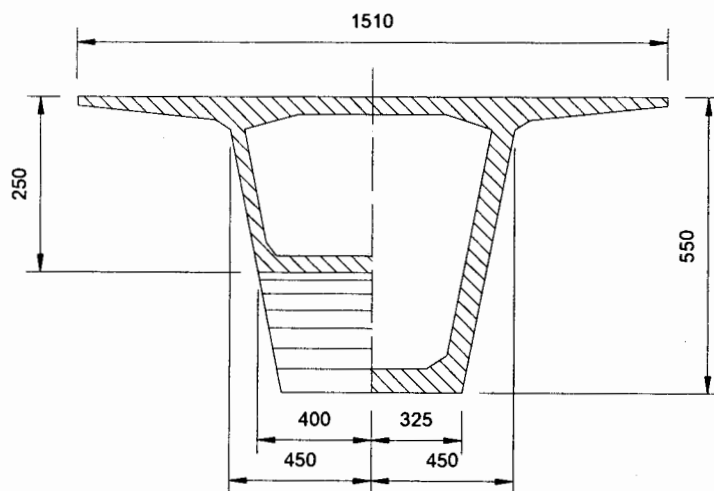
Hình 3-48: Mặt cắt ngang cầu Joinville qua sông Seine



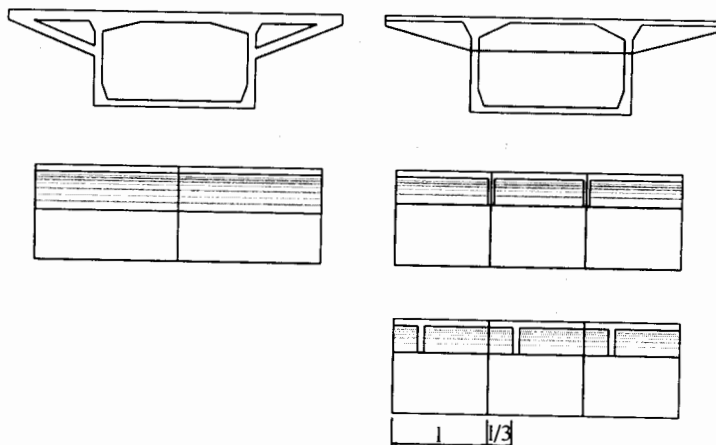
Hình 3-49: Cầu Oiswel qua sông Seine



Hình 3-50: Mặt cắt ngang cầu trụ Grnnevilliers qua sông Seine



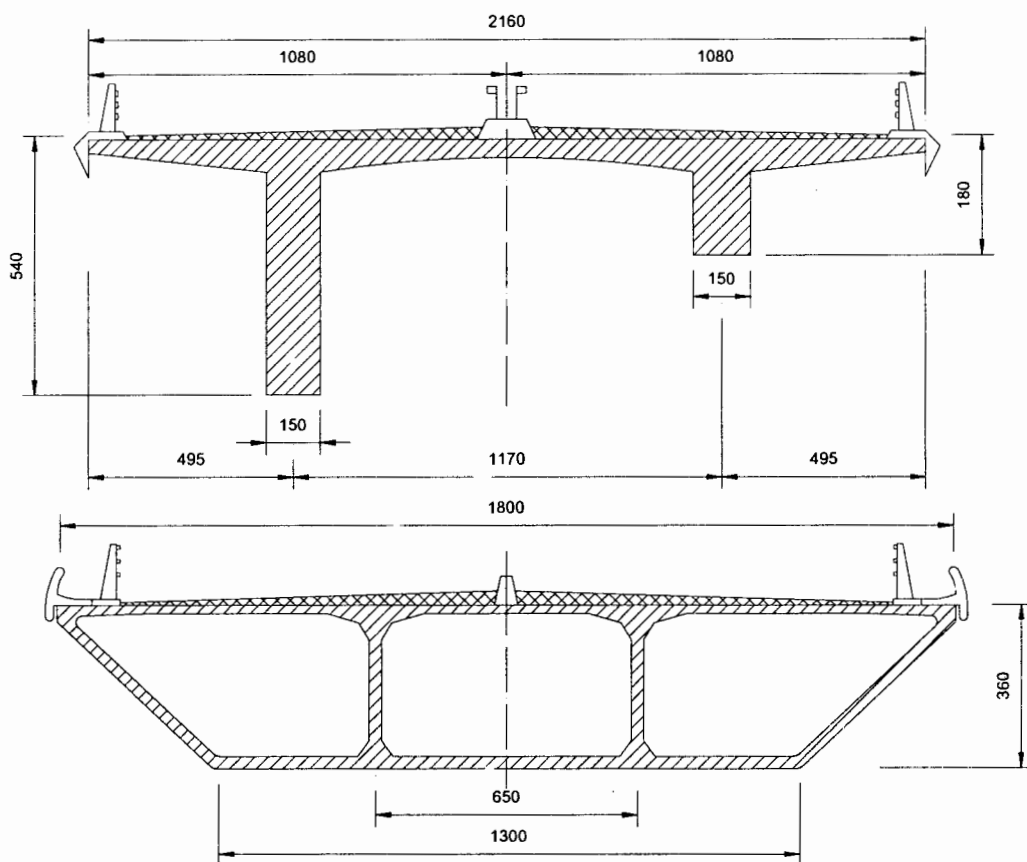
Hình 3-51: Mặt cắt ngang cầu có khổ cầu hẹp



Hình 3-52: Mặt cắt ngang cầu có bản mặt cầu kiểu hộp hoặc kiểu bản có sườn

Còn một giải pháp khác là dùng mặt cắt 1 hộp 2 thành hộp, có phần bản cánh trên với mặt cắt dọc cầu hình ống kín hoặc có thành hộp (theo hướng ngang cầu), như hình 3-52.

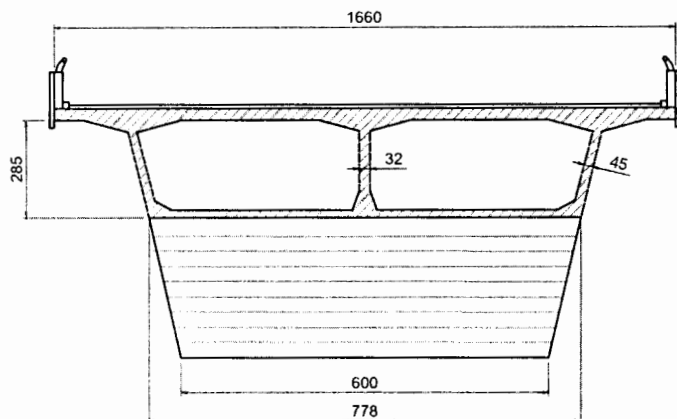
Trên hình 3-52, sơ đồ thứ nhất có bản hẫng lớn dạng hộp và đáng chú ý đối với những công trình xư lạnh thường bị đóng băng lâu. Những lỗ trống trong mặt cắt đã tạo ra các cánh tỏa nhiệt và được lợi dụng để sưởi bản mặt cầu xe chạy.



Hình 3-53: Mặt cắt ngang điển hình cầu đúc hẫng

Một số dạng mặt cắt có các tính năng cao như các loại mặt cắt:

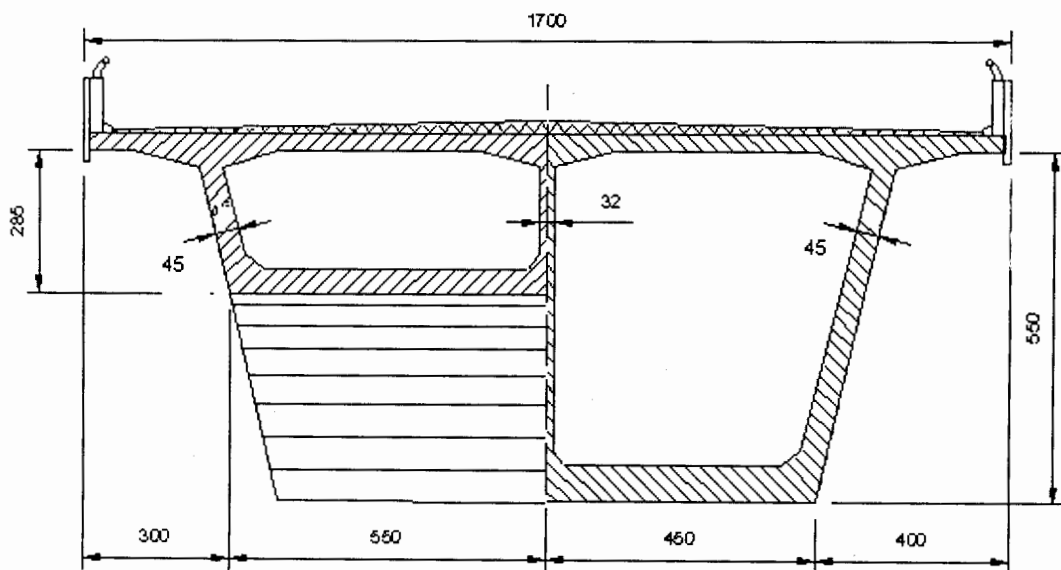
- Hai dầm hộp có 2 thành hộp.
- Một dầm hộp có 3 thành hộp.
- Một dầm hộp có 2 thành hộp với bản mặt cầu có thành hộp ngang.



Hình 3-54: Mặt cắt ngang cầu có 3 thành hộp

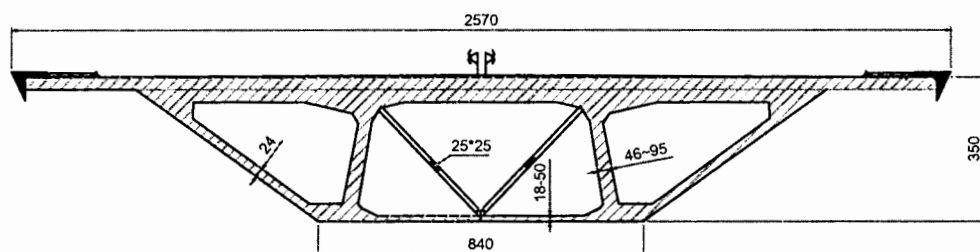
Với mặt cắt trên, vì mặt cầu rộng 16,6m cho nên giải pháp này vừa tiết kiệm vừa dễ thuận tiện cho thi công. Ưu điểm của nó so với dạng mặt cắt hai dầm hộp là tránh được không cần dự ứng lực ngang để nối, tránh được việc đổ bê tông nối bản mặt cầu, cấu tạo của trụ móng và móng cũng đơn giản hơn.

Hơn nữa, dạng này có hiệu suất cơ học cao hơn dầm hộp có ba thành hộp và việc di chuyển thiết bị đổ bê tông di động cũng đơn giản hơn.

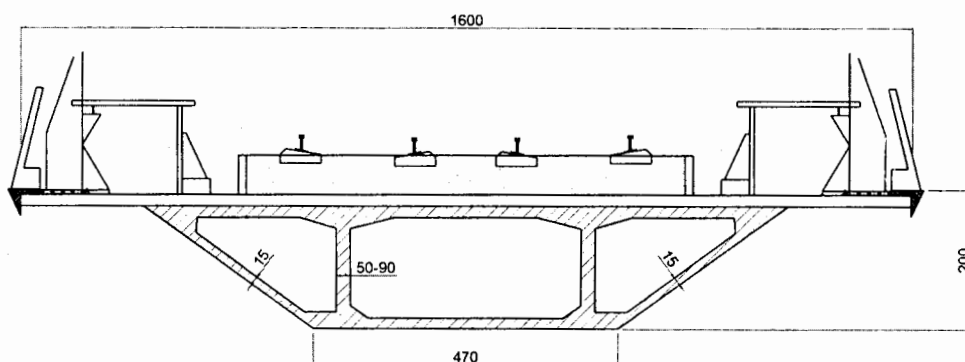


Hình 3-55: Mặt cắt ngang cầu có mặt cầu rộng 17m

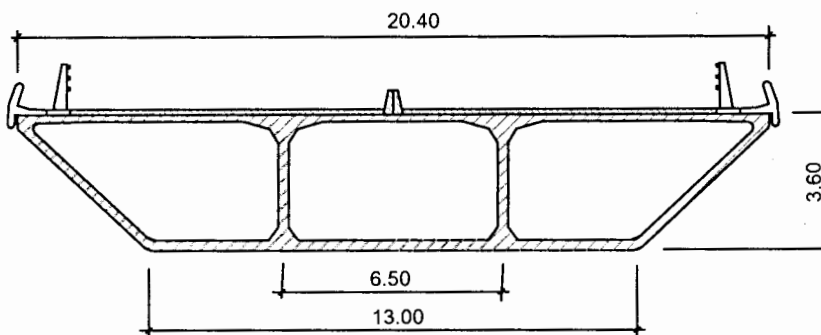
Cuối cùng phải kể đến kiểu mặt cắt hộp có nhiều khoang hộp liên nhau. Chúng thường có 2 thành hộp bên trong thẳng đứng và hai thành hộp bên ngoài nghiêng. Kiểu này có độ cứng chống xoắn lớn và chịu lực lệch tâm tốt, tiết kiệm nguyên vật liệu. Tuy vậy chúng có nhược điểm là nếu kết cấu nhịp có chiều cao thay đổi thì cấu tạo này không phù hợp. Nhưng ở các cầu dây xiên có dầm cứng BTCT chiều cao không đổi thì dạng mặt cắt này được ưa chuộng. Ví dụ: cầu Kiên trên Quốc lộ 10 là cầu dây xiên có dầm cứng BTCT DƯL với nhịp chính dài đến 250m đã có mặt cắt cao đều 2,3m và có 2 thành hộp ngoài nghiêng còn 2 thành hộp trong thẳng đứng. Một ví dụ khác là ở cầu trụ cao Viosne đã đúc hằng 5 nhịp 65m với dạng mặt cắt như vậy (hình 3-56). Một cầu ở Marne-la-Vallée đã được lắp hằng từ các khối chế sẵn để có mặt cầu rộng 11m, mỗi đốt nhịp dài 16m, sau đó làm thêm các phần hằng bên cạnh (hình 3-57).



Hình 3-56: Mặt cắt cầu Viosne



Hình 3-57: Mặt cắt cầu Marne-la-Vallée



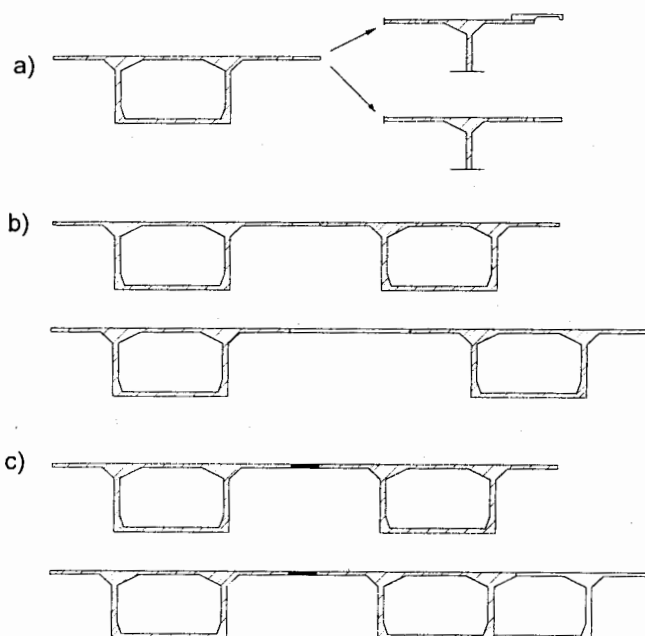
Hình 3-58: Mặt cắt cầu Saint-Cloud

Giải pháp tương tự đã thực hiện ở cầu Saint-Cloud Qua sông Seine (Pháp), đáp ứng yêu cầu kiến trúc và vì cầu này rất cong ($R = 350m$) cần có độ cứng chống xoắn rất cao (hình 3-58).

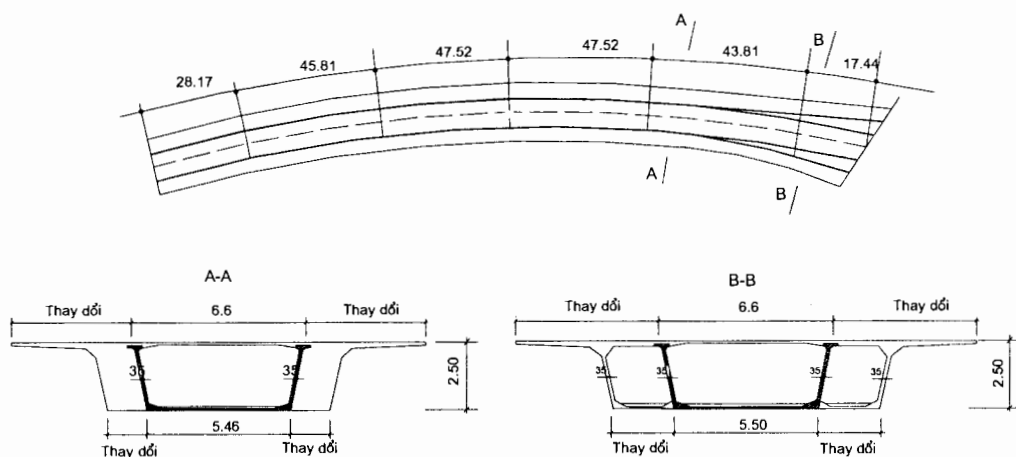
3.5.4. Các kết cấu nhịp có chiều rộng thay đổi

Trong khu vực thành phố thường phải làm các phần đầu cầu rộng hơn chiều rộng của phần cầu giữa sông. Người ta có thể áp dụng một số phương pháp sau để thực hiện điều đó:

- Thay đổi độ vươn hẫng của phần bản cánh hẫng trong mặt cắt ngang (hình 3-59a).
- Thay đổi chiều rộng bản nối giữa các kết cấu dầm hộp đặt song song nhau (hình 3-59b).
- Làm thêm một hay vài thành hộp bổ sung (hình 3-59c).



Hình 3-59: Các cách làm thay đổi chiều rộng mặt cầu



Hình 3-60: Sơ đồ mở rộng mặt cầu ở cầu Banquière

Các thành hộp bổ sung nói chung sẽ được thi công sau khi làm xong kết cấu nhịp liên tục, hoặc là nhờ bộ ván khuôn di động đặc biệt chạy trên dầm hoặc là nhờ ván khuôn treo giữa hai dầm hộp, hoặc là nhờ đà giáo tựa trên mặt đất. Giải pháp thứ nhất đã được dùng ở cầu Banquière ở Nice (hình 3-60). Giải pháp thứ hai đã dùng ở cầu Collecteur qua sông Seine ở Sant-Denis, cách thứ ba đã dùng ở cầu Conflans qua sông Seine.

Người ta cũng có thể đúc sẵn các thành hộp như ở một cầu trên đường vành đai Paris qua sông Seine.

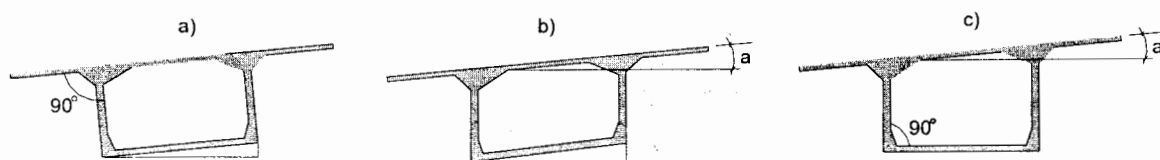
3.5.5. Vấn đề dốc ngang của bản mặt cầu

Nói chung nên làm cho mặt trên của bản mặt cầu đã có sẵn độ dốc ngang đủ mức cần thiết, đặc biệt là ở các cầu cong cần có siêu cao. Như vậy sẽ đỡ tốn tiền làm các lớp phủ mặt quá dày và nặng. Sau đây là vài cách giải quyết:

- Nếu bản mặt cầu song song với bản đáy hộp:
- + Mặt cắt ngang hộp có dạng chữ nhật và các thành hộp sẽ đặt vuông góc với các bản nắp hộp, bản đáy hộp (hình 3-61a).
- + Mặt cắt ngang có dạng hình bình hành (hình 3-61b) như vậy cốt thép trong các thành hộp sẽ có cấu tạo khác nhau, phức tạp cho thi công.

Trong cả hai trường hợp trên đều phải làm thêm một gờ lồi ra ở đáy hộp trên trụ để đặt được gối (hình 3-61) trên mặt cắt dầm ngang của đỉnh trụ.

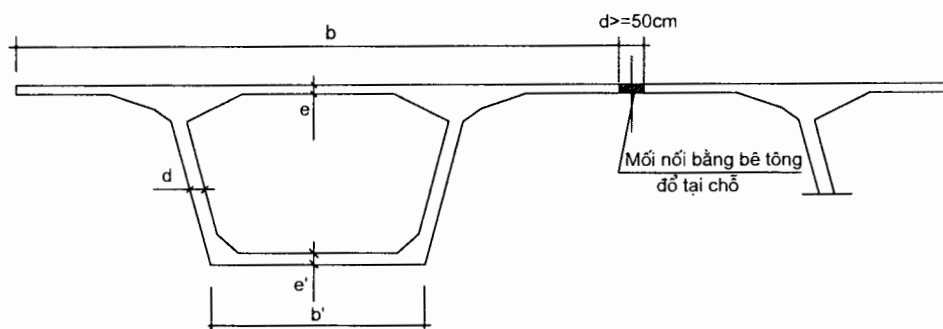
- Nếu bản đáy hộp nằm ngang, còn bản nắp hộp nghiêng ngang như trên hình 3.61c. thì giải pháp này không hợp lí vì bố trí đường cáp dự ứng lực rất phức tạp.



Hình 3-61: Sơ đồ đảm bảo độ dốc ngang của bản mặt cầu

Trong các kết cấu nhịp có hai hệ dầm độc lập song song thì giữa chúng có đoạn bản được đổ bê tông sau cùng để nối. Chiều rộng bản nối ít nhất phải là 50cm để dễ đặt cốt thép thường và luôn cấp dự ứng lực ngang.

Trên hình 3-62 là các kí hiệu về kích thước mặt cắt ngang.



Hình 3-62: Kí hiệu trên mặt cắt ngang

3.5.6. Chiều dày các thành hộp

Nguyên tắc chọn chiều dày thành hộp đối với cầu đúc hẫng cũng giống như đối với cầu đúc đẩy và các loại cầu khác. Nói chung phải đủ chỗ đặt cáp dự ứng lực và thuận tiện rót hỗn hợp bê tông vào trong ván khuôn. Mặt khác phải thoả mãn yêu cầu chịu ứng suất tiếp do lực cắt gây ra. Do đó chúng phải có những đặc điểm sau:

3.5.6.1. Chiều dày tại gối được xác định theo điều kiện chịu cắt

Công thức kiểm toán ứng suất cắt ở thớ qua trục trung hoà ngang thành hộp là

$$\tau_b \leq \tau_b$$

Trong đó: τ_b - khả năng chịu cắt (cường độ chịu cắt cho phép) của bê tông.

Thành hộp chịu ứng suất do lực cắt V (τ_1) và mômen xoắn M_1 (τ_2)

$$\tau_b = \tau_1 + \tau_2$$

$$\tau_1 = V.H / I(a. \Omega)$$

$$\tau_2 = M_1 / 2\Omega(a. \phi)$$

$$\tau_1 = \frac{V.H}{I(a.\phi)}$$

$$t_2 = \frac{M_1}{2\Omega(a.\phi)}$$

H, I : Mômen tĩnh và mômen quán tính của mặt cắt.

ϕ : Đường kính ống luồn cáp.

Ω : Diện tích bao của mặt cắt trung bình.

Trên kết cấu nhịp với độ cứng thay đổi dọc nhịp, mặt cắt nguy hiểm đối với lực cắt thông thường nằm ở vị trí xấp xỉ 1/6 chiều dài nhịp.

Một số cầu được đặt các cốt thép đai dự ứng lực, tạo ra lực nén thẳng đứng trong thành hộp, cho phép làm tăng giá trị của ứng suất tiếp cho phép ứng suất cắt τ_b và giảm chiều dày thành hộp a, cốt thép đai dự ứng lực được cấu tạo từ các sợi đơn, bó xoắn hay thanh cốt thép cường độ cao, được đặt trong ống và được bơm vữa để chống gỉ. Một số tạo cáp 7 sợi xoắn được đưa trực tiếp vào kết cấu trong ống nhựa và được bọc bằng mỡ chống gỉ. Tuy nhiên các cốt đai dự ứng lực chiếm chỗ gây khó khăn khi đổ bê tông thành hộp.

Các cốt thép đai dự ứng lực được làm từ bó hoặc sợi được dùng cho các thành hộp đúc sẵn thì kinh tế hơn do không cần sử dụng ống bảo vệ ($\phi_1 = 0$)

Sự thay đổi chiều cao dầm cũng làm giảm trị số lực cắt. Đối với dầm có chiều cao thay đổi nếu giữ chiều dày thành hộp không đổi trên suốt chiều dài của dầm để cấu tạo ván khuôn đơn giản.

3.5.6.2. Chiều dày nhỏ nhất của thành hộp

Chiều dày nhỏ nhất của thành hộp được chọn phù hợp với điều kiện đổ bê tông. Các cốt thép đai thường có đường kính 10 - 16mm, chiều dày lớp bê tông bảo vệ tối thiểu là 20mm. Phần khoảng trống để đổ bê tông ($> 60\text{mm}$) phải được đặt ở cả hai bên của cáp dự ứng lực để cho phép đầm dùi có thể xuyên qua, đường kính tối thiểu của đầm là 50mm. Vì vậy:

$$a \geq \phi + 2(20 + \phi_2 + \phi_1 + 60) \text{ mm}$$

trong đó: ϕ_1 đường kính cốt thép phân bố hoặc:

- 250 mm với bó cáp 12 ϕ 8, cốt thép đai ϕ 10 và cốt thép phân bố ϕ 8.
- 280 mm với bó cáp 12T13, cốt thép đai ϕ 16 và cốt thép phân bố ϕ 10.

Điều kiện trên thường không phù hợp trong trường hợp thành hộp có chiều cao lớn. Trong trường hợp này điều cốt yếu là bê tông phải lấp đầy ván khuôn trên cả chiều cao của thành hộp. Một ống dẫn bê tông đặt đến một nửa chiều cao ván khuôn và hướng về giá mặt trong của hộp dầm sẽ làm việc đổ bê tông dễ dàng hơn. Khi thành hộp dầm nghiêng có thể được cải thiện bằng cách dẫn các đầm dùi vào giá trong các lưới thép.

Giáo sư Guyom (người Pháp) đưa ra công thức thực nghiệm cho thành hộp có chiều cao $< 6\text{m}$.

$$a \geq \frac{h}{3b} + 50 + \phi \text{ (mm)}$$

theo cách này, chúng ta sẽ có thành hộp dày 240mm cho loại dầm hộp có chiều cao 5m và dùng cáp 12 ϕ 8. Nếu thành hộp nghiêng 1 góc khá lớn so với phương thẳng đứng, nên tăng giá trị được xác định theo công thức trên.

Với chiều cao 6m, hoặc cao hơn 1 chút, chiều dày thành hộp không nên < 300mm. Nếu dùng cáp 12T 13 và không nhỏ hơn 240mm nếu không có bó cáp nào đặt trong thành hộp.

Cho chiều cao trên 7m, công thức Guyom có thể được thay bằng:

$$a \geq \frac{h}{22} + 80 + \phi \text{ (mm)}$$

Nếu thành hộp lắp ghép và bê tông phẳng thì chiều dày thành hộp có thể nhỏ hơn.

Một giải pháp khác đó là sử dụng dầm hộp 1 khoang với 2 thành hộp có bản nắp ở dạng rỗng hoặc có các sườn tăng cường ngang.

Sơ đồ thứ nhất cho phép các khoang hẫng ngang lớn và có thể có lợi với những kết cấu thường xuyên chịu ảnh hưởng của băng như ở các nước xứ lạnh.

3.5.6.3. Chiều dày cần thiết để cho phép neo cáp dự ứng lực

Nếu các cáp này được neo trên mặt của dốt trong phạm vi thành hộp dầm. Chiều dày được chấp thuận được đưa ra cho từng loại dự ứng lực, giá trị nhỏ nhất có thể được xác định trừ các trường hợp cấu tạo đặc biệt.

Những giá trị này bằng 230mm với cáp 12 ϕ 8 và đến 360 mm với cáp 12T13 (xấp xỉ bằng 1,5D; với D là đường kính ngoài của neo)

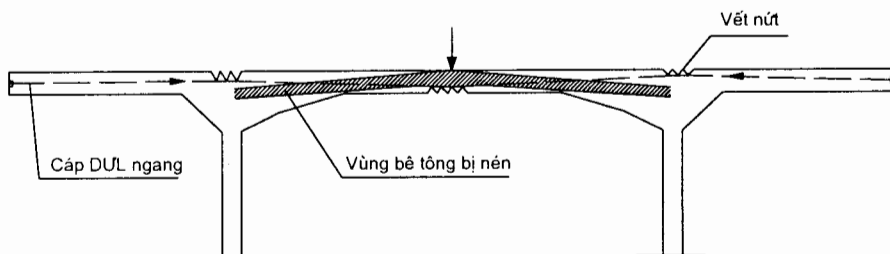
3.5.6.4. Chiều dài nhịp bản, độ dày bản mặt cầu

Trong một cầu thi công hẫng mà mặt cắt dạng hình hộp, bản nắp hộp hầu như nối cứng thành khung ngang kín với các thành hộp và bản đáy hộp. Khi đó bản đáy hộp có thêm tác dụng giữ ổn định cho các thành hộp không bị oải ra như hình 3-63.

Kết quả là bản nắp hộp, mà các kích thước của nó đã được chọn theo điều kiện chịu uốn trong hướng ngang cầu dưới tải trọng bánh xe, có thể có nhịp dài (thường cỡ 4 ÷ 6 m). Do vậy bản nắp phải khá dày hoặc phải có cốt thép dự ứng lực ngang. Với các cầu có bề rộng xấp xỉ B=12 m, cự ly tim 2 thành hộp khoảng B/2 = 6m; (như trường hợp của hầu hết các cầu trên Quốc lộ 1, Quốc lộ 18, Quốc lộ 10,v.v... ở nước ta), nói chung không cần cáp dự ứng lực ngang để chống nứt, như vậy cũng giảm được giá thành cầu. Khi bề rộng cầu khoảng 15÷16m, có thể đặt cáp dự ứng lực ngang như cầu Tân Đệ với cự ly đặt cáp cách đều nhau khoảng 0,5m, nhưng theo các chuyên gia Anh quốc, ngay cả trong trường hợp cầu Tân Đệ (Thái Bình) thì phương án không dùng cáp dự ứng lực ngang vẫn là kinh tế hơn



Hình 3-63: Vai trò của bản đáy hộp.

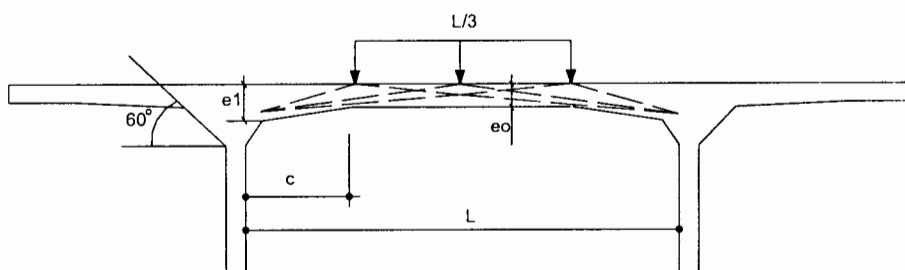


Hình 3-64: Sơ đồ phá hủy của bản nắp hộp

Tuy nhiên, đáng tiếc là khả năng chịu lực của bản cánh không được đánh giá đúng mức bởi các Tiêu chuẩn thiết kế cầu của các nước hiện nay đều không đề cập đến cả sự phân bố mô men cũng như sự tạo thành các vòm bê tông được giằng bởi cáp dự ứng lực ngang vào thời điểm khi mà tải trọng tăng gần đến trị số tải trọng cực hạn, mặc dù điều này đã được chứng minh bằng rất nhiều thí nghiệm. Bản nắp hộp cần phải được cấu tạo vút tại chỗ nối với thành hộp.

Trên hình 3-64 là sơ đồ phá hủy của bản nắp hộp có dự ứng lực ngang. Như vậy cần phải có đoạn vút nghiêng khá lớn ở chỗ tiếp giáp bản nắp hộp với thành hộp.

Phần vút 1 trên hình 3-64 cải thiện sự làm việc nối cứng bản nắp hộp với thành hộp và làm hạ thấp đường trung bình của bản nắp nhờ vậy mà có thể đặt cáp dự ứng lực ngang theo dạng đường thẳng hay đường hình sin thoải.



Hình 3-65: Các phần vút của bản nắp trên.

Phần vút 2 để đổ bê tông và cho phép đặt các cáp dự ứng lực dọc cầu sao cho đủ đảm bảo khả năng chịu lực của phần hẫng kết cấu nhịp đang chịu mô men âm lúc thi công.

Phần vút 1 cần phải viền bao ngoài đường chịu nén do tải trọng bánh xe có thể gây ra ở khu vực giữa nhịp bản theo hướng ngang cầu (khoảng $1/3$ ở giữa nhịp bản). Độ bền của bản gần như tương đương với độ bền của bản có chiều dày đều bằng chiều cao của phần vút. Các

đường phân áp lực nén đã xét là rất gần sát với các đường nối từ điểm đặt lực bánh xe đến điểm giữa chiều cao mặt cắt cao nhất của vút (sắt thành). Ta gọi L là nhịp trống giữa các thành hộp, chiều dài c của phần vút sẽ xấp xỉ bằng :

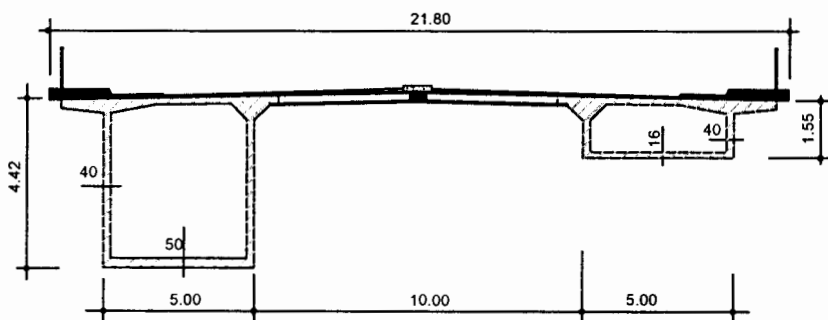
$$\frac{2L}{3} \left(1 - \frac{e_o}{e_1} \right)$$

Chiều dày e_o của bản ở giữa nhịp bản là hàm số của chiều dài nhịp bản L . Công thức Guyom tương ứng với điều kiện tải trọng ở Pháp và dựa trên quy luật đàn hồi cho cách tính như sau :

$$e_o = \left(\frac{L}{36} + 10 \right) (\text{cm}).$$

Nếu tính theo công thức này thì bản sẽ quá dày đối với các chiều dài nhịp quá 4,5m và làm tăng tĩnh tải bản. Tác giả Jacques Mathivat đề nghị lấy các trị số trong bảng sau đây:

L	m	2.5	3.0	3.5	4.0	4.5	5.0	5.5
e_o	cm	16	18		20		22	22



Hình 3-66: Bản nắp hộp có phần bản khoét (cầu Tage)

Nói chung chiều dày bản tại giữa nhịp vào khoảng

$$t_1 = (1/25 - 1/35) L_1$$

với L_1 là chiều dài hẫng của bản nắp hộp, mà $L_1 = (0,45 - 0,5) L_2$

với L_2 là khoảng cách tim 2 thành hộp

Chiều dày bản tại mút hẫng t_3 nên lấy ≥ 200 mm. Nếu có đặt cáp dự ứng lực ngang thì phải tăng t_3 để đủ chỗ đặt mẫu neo

Chiều dày bản tại giao điểm với thành hộp có thể lấy khoảng $(2 - 3) t_3$

Để làm những bản nắp hộp rộng hơn 7m có thể áp dụng các cách sau:

- Làm bản có kích thước giảm bớt, giống như ở phần cầu dẫn của cầu Tage (hình 3-66).
- Làm bản có thành hộp.

Trong bản mặt cầu thường có 2 lớp cốt thép thường nên bản phải có bề dày không nhỏ hơn 15 cm

Bảng thống kê sau đây cho biết bề dày bản nắp của một số cầu đã xây dựng ở nước ta

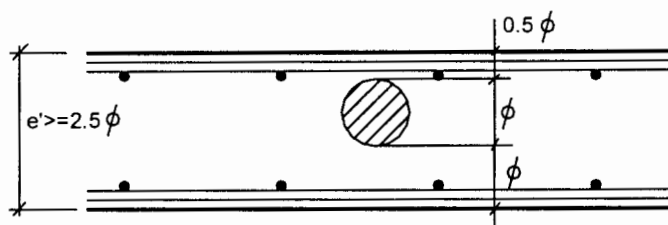
TT	Tên cầu, địa điểm	Bề rộng mặt cầu B (m)	Cự ly tim 2 thành hộp L_b (nhịp bản) (m)	Bề dày bản nắp hộp ở giữa nhịp bản H_b (m)	Tỷ lệ H_b / L_b
1	An Dương, (Hải Phòng)	11	6		
2	Gianh, (Quảng Bình)	12	6 (bề rộng bản đáy thay đổi)		
3	Xương Giang, (Bắc Giang)	14,7	7 (bề rộng bản đáy thay đổi)		
4	Đáp Cầu, (Bắc Ninh)	14,7	7 (bề rộng bản đáy thay đổi)		
5	Phù Đồng, (Hà Nội)	14,7	7 (bề rộng bản đáy thay đổi)		
6	Yên Lệnh (Hưng Yên)	15,00	8,0	0,25	1/16
7	Phủ Lý (Hà Nam)	15,60	7,3	0,33	
8	Lạc Quấn	11	6		
9	Hoà Bình	13,5	6		
10	Tiên Cựu	12	6		
11	Ka Long 2	13,4	6 (bề rộng bản đáy thay đổi)		
12	Quán Hầu	12	6		
13	Trần Phú (Khánh Hoà)	10,5	6		
14	Tân Yên (Tuyên Quang)	8,6	5		

3.5.8. Chiều dày bản đáy hộp

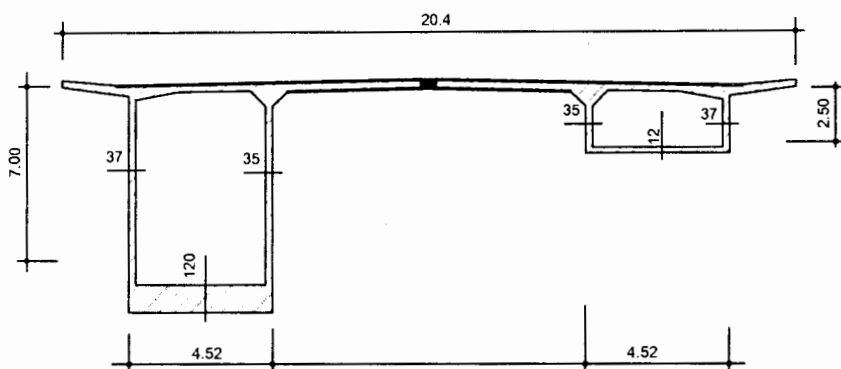
Bản đáy hộp thường chịu tác dụng của một số tải trọng sau:

- trọng lượng bản thân của bản đáy hộp
- lực nén do mô men uốn và lực cắt trong kết cấu nhịp gây ra
- tải trọng của các thiết bị, ván khuôn, người trong quá trình thi công

Để phù hợp đặc điểm của kết cấu đúc hẫng, bản đáy hộp có chiều dày thay đổi dọc nhịp cầu. Chiều dày e của bản đáy hộp ở giữa nhịp bản thường được chọn căn cứ điều kiện bao phủ cho các cấp dự ứng lực trong đó. Độ dày ít nhất xấp xỉ bằng $2,5\phi$ (với ϕ - đường kính ống chứa cấp dự ứng lực). Cụ thể là bằng 140 mm đối với loại cáp 12 ϕ 8 và bằng 180 mm đối với loại cáp 12 T 13 (hình 3-67).



Hình 3-67: Độ dày ít nhất của bản đáy hộp



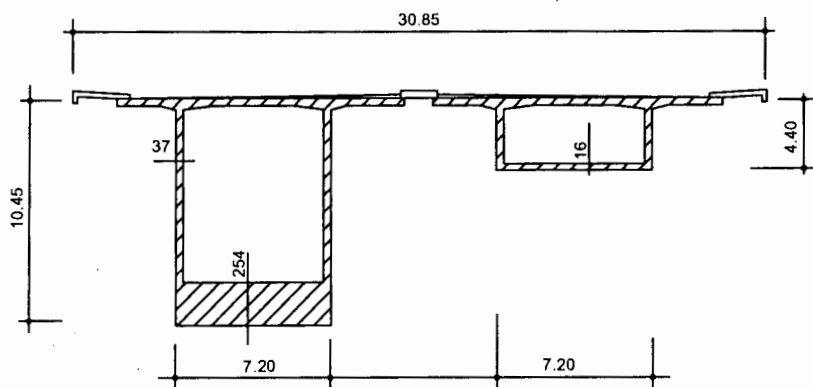
Hình 3-68: Mặt cắt ngang cầu Coblenz.

Ngoài ra để điều hoà sự phân phối nội lực trong hộp, bề dày bản đáy không lấy nhỏ hơn 1/2 bề dày thành hộp dầm. Phải có đoạn vút để nối bản đáy vào thành hộp một cách êm thuận.

Nếu trong bản đáy hộp không có cáp nào thì độ dày của nó có thể giảm đến 120 mm (ví dụ ở cầu Coblenz, hình 3-68). Tuy vậy nếu bản đáy hộp có nhịp quá 6 m thì nên tăng độ dày của nó để tránh nguy cơ bị nứt lúc tháo dỡ ván khuôn do bản quá mỏng và nguy cơ nứt do ứng suất nhiệt. Nhiều cầu có bản đáy giữa nhịp dày ≥ 160 mm.

Nên tìm mọi cách giảm trọng lượng vô ích của bản đáy hộp, ví dụ như làm giảm nhịp của nó bằng cách tạo ra các thành hộp nghiêng đối xứng. Tất nhiên khi đó sẽ phức tạp hơn trong thi công.

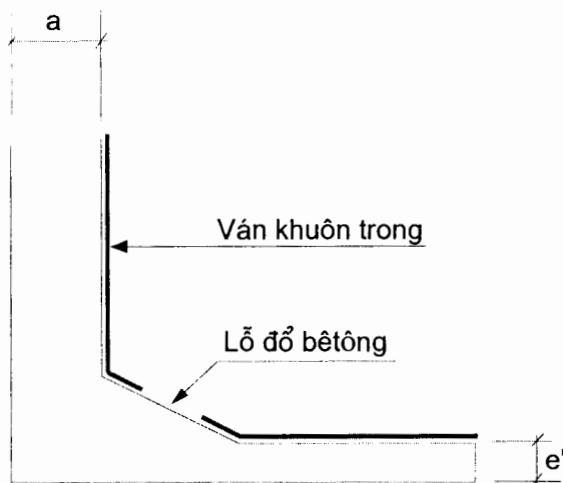
Ở đoạn dầm gần các trụ thì chiều dày của bản đáy hộp được xác định theo ứng suất nén cho phép dưới các tải trọng khai thác ở thớ biên dưới. Độ dày bản đáy có thể thay đổi từ vài chục cm đến hơn 200 cm (ví dụ cầu Bendorf có bản đáy hộp dày 245 cm (hình 3-69). Nói chung có thể chọn bề dày bản đáy ở mặt cắt sát trụ bằng 2÷3 lần bề dày bản đáy tại mặt cắt giữa nhịp dầm hộp.



Hình 3-69: Mặt cắt ngang cầu Bendorf.

Tuy nhiên cần lưu ý là sự giảm cường độ bê tông bản đáy hộp không gây ra ảnh hưởng quá xấu đến độ an toàn chung của một cầu được thi công hẳn. Điều này nói chung không phụ thuộc vào trị số mô men phá hoại ở gối mà phụ thuộc nhiều vào khả năng chịu lực của mặt cắt ở chỗ hộp long. Trong thực tế, ngay lúc sắp phá hoại mặt cắt giữa nhịp thì các mặt cắt gần gối đang chịu các ứng lực hầu như không lớn hơn so với các ứng lực khai thác bình thường.

Bản đáy hộp nói chung bị ngàm cứng vào hai thành hộp bởi các phân vút khá nghiêng so với đường nằm ngang sao cho dễ đổ bê tông. Nếu độ nghiêng đó nhỏ hơn 45° thì phải làm cửa sổ ở ván khuôn để cho đầm dùi luồn vào lúc đổ bê tông (hình 3-70).



Hình 3-70: Phân vút ở bản đáy hộp.

3.5.9. Các quy định của Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01 về kích thước và chi tiết mặt cắt ngang dầm hộp

3.5.9.1. Bề dày tối thiểu của bản cánh dầm

3.5.9.1.1. Bản cánh trên (bản nắp hộp)

Bề dày của bản cánh trên và bản cánh dưới không được nhỏ hơn bất kỳ trị số nào dưới đây:

- $1/30$ khoảng cách tĩnh giữa các thành hộp dầm hoặc nách dầm. Nếu nhỏ hơn thì phải đặt thêm các vách ngang theo các khoảng cách bằng khoảng cách tĩnh giữa các bản bụng dầm hoặc nách dầm.

- Bề dày của bản cánh trên không được nhỏ hơn 225mm trong các vùng neo dầm 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 dầm dự ứng lực sau hoặc trước theo phương ngang khi khoảng cách tĩnh giữa các bản bụng dầm hoặc nách dầm bằng hoặc lớn hơn 4500mm. Các bó thép dầm để căng trước theo phương ngang phải có đường kính bằng 12,7mm hoặc nhỏ hơn.

- Thoả mãn yêu cầu bố trí neo và lớp phủ bảo vệ khi dầm dự ứng lực hướng ngang
- Không nhỏ hơn $1/20$ lần khoảng cách trống giữa các đường gờ, nách dầm hoặc thành hộp dầm, trừ khi hoặc các thành hộp ngang đặt theo các quãng cách bằng khoảng cách trống được dầm hoặc được bố trí dự ứng lực ngang.

3.5.9.1.2. Bản cánh dưới (bản đáy hộp)

Chiều dày bản đáy hộp không được nhỏ hơn

- 140 mm,
- $1/16$ khoảng cách trống giữa các đường gờ hoặc thành hộp dầm của các dầm hoặc dầm tổ hợp không dự ứng lực, hoặc
- $1/30$ khoảng cách trống giữa các đường gờ, nách dầm hoặc thành hộp dầm đối với các dầm dự ứng lực trừ khi khoảng cách các thành hộp ngang bằng với khoảng cách trống được dầm.

3.5.9.2. Chiều dày tối thiểu của bản bụng dầm (thành hộp dầm)

Chiều dày các thành hộp dầm phải xác định theo các yêu cầu đối với lực cắt, xoắn, lớp phủ bê tông và đổ bê tông. Phải dùng các giá trị tối thiểu sau đây:

- Các bản bụng dầm không có bó thép căng sau theo phương dọc hoặc phương đứng: 200mm
- Các bản bụng dầm chỉ dùng bó thép căng sau theo phương dọc (hoặc theo phương đứng): 300mm
- Các bản bụng dầm có bó thép căng theo cả hai hướng dọc và thẳng đứng: 375 mm.

Chiều dày tối thiểu của các bản bụng dầm có thành hộp tăng cường có thể lấy bằng 175 mm.

Các thay đổi về chiều dày thành hộp dầm phải được vượt thon đều trong chiều dài nhỏ nhất bằng 12 lần hiệu số các bề dày thành hộp dầm.

3.5.9.3. Chiều dài của phần hẫng của bản cánh trên dầm

Chiều dài của phần hẫng của bản cánh trên đo từ bản bụng dầm không nên vượt quá 0,45 nhịp bên trong của bản cánh trên tính theo tim của các bản bụng dầm.

3.5.9.4. 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 cộng với lực xung kích gây ra là 1/1000 nhịp. Nếu tính theo mô men quán tính của mặt cắt thô 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. Phải coi hoạt tải là phân bố đều trên tất cả các cấu kiện chịu uốn dọc.

3.6. CHIỀU DÀY TƯƠNG ĐƯƠNG CỦA KẾT CẤU NHỊP

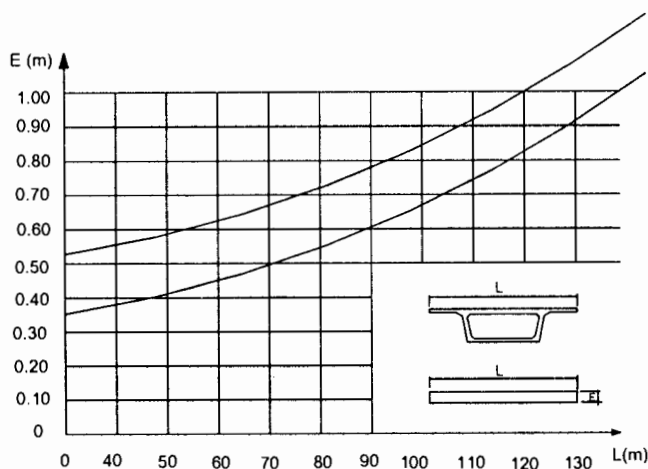
Chúng ta quy ước gọi chiều dày tương đương của kết cấu nhịp (E) là chiều dày của một bản đặc có mặt cắt chữ nhật mà cùng thể tích bê tông và cùng diện tích bề mặt có ích với thể tích bê tông và diện tích bề mặt của kết cấu nhịp thực tế đang được xét.

Trong tính toán sơ bộ cần xác định nhanh khối lượng vật liệu. Khi đó nên tham khảo các đồ án cũ ở trong nước và nước ngoài. Khối lượng bê tông có thể xác định theo bề dày tương đương (coi mặt cắt như một bản đặc có bề rộng bằng bề rộng cầu và bề dày bằng E). Theo thống kê, đối với dầm liên tục nhịp 60 - 100 m thì có thể lấy :

$$E = 0.40 + 0.0035 * L \quad (\text{mét})$$

trong đó : L = chiều dài nhịp giữa (mét)

Trên hình 3-71 trình bày các chiều dày tương đương của một số cầu thực tế đã xây dựng. Trục hoành là trị số nhịp trung bình (thường của chiều dài toàn cầu chia cho số nhịp).



Hình 3-71: Chiều dày tương đương trung bình của một số kết cấu nhịp.

- Dấu (+) cầu có chiều cao thay đổi.
- Dấu (.) cầu có chiều cao cố định.

3.7. PHÂN CHIA CÁC ĐÓT THI CÔNG CỦA KẾT CẤU NHỊP

3.7.1. Nguyên tắc chung

Trước tiên cần phải chọn chiều dài đốt K0 đúc trên phân đà giáo mở rộng trụ. Trong phương pháp đúc hẫng cân bằng, chiều dài đốt K0 thường vào khoảng 12-14 m, để có đủ diện tích mặt bằng cho việc lắp đặt 2 xe đúc đối xứng nhau trên đó mà thi công 2 cánh hẫng đối xứng nhau. Tiếp theo cần chọn chiều dài đốt hợp long giữa nhịp chính. Nói chung có thể lấy trong khoảng từ 2m đến 4 m. Phần còn lại của chiều dài cánh hẫng sẽ được chia thành các đốt đúc hẫng. Mỗi đốt thường dài từ 2,5m đến 4 m. Theo dọc cầu sẽ có từng nhóm đốt, mỗi nhóm gồm các đốt có chiều dài giống nhau. Các nhóm khác nhau có chiều dài khác nhau. Chiều dài đốt được chọn sao cho tận dụng hết năng lực của thiết bị xe đúc. Ví dụ trọng lượng đốt đúc nên gần bằng khả năng treo của xe đúc. Như vậy sẽ giảm bớt số đốt đúc hẫng. Mặt khác khối lượng bê tông mỗi đốt phải phù hợp với khả năng cung cấp bê tông đến công trường.

Phải xử lý các mối nối giữa các phân đoạn đúc tại chỗ hoặc bằng cách làm nhám gỗ ghè có chủ ý để cho lộ ra các cốt liệu thô bằng cách đục nhám hoặc bằng cách sử dụng hoá chất đặc biệt.

Chiều rộng của các mối nối hợp long phải đủ để nối các ống bọc bó thép.

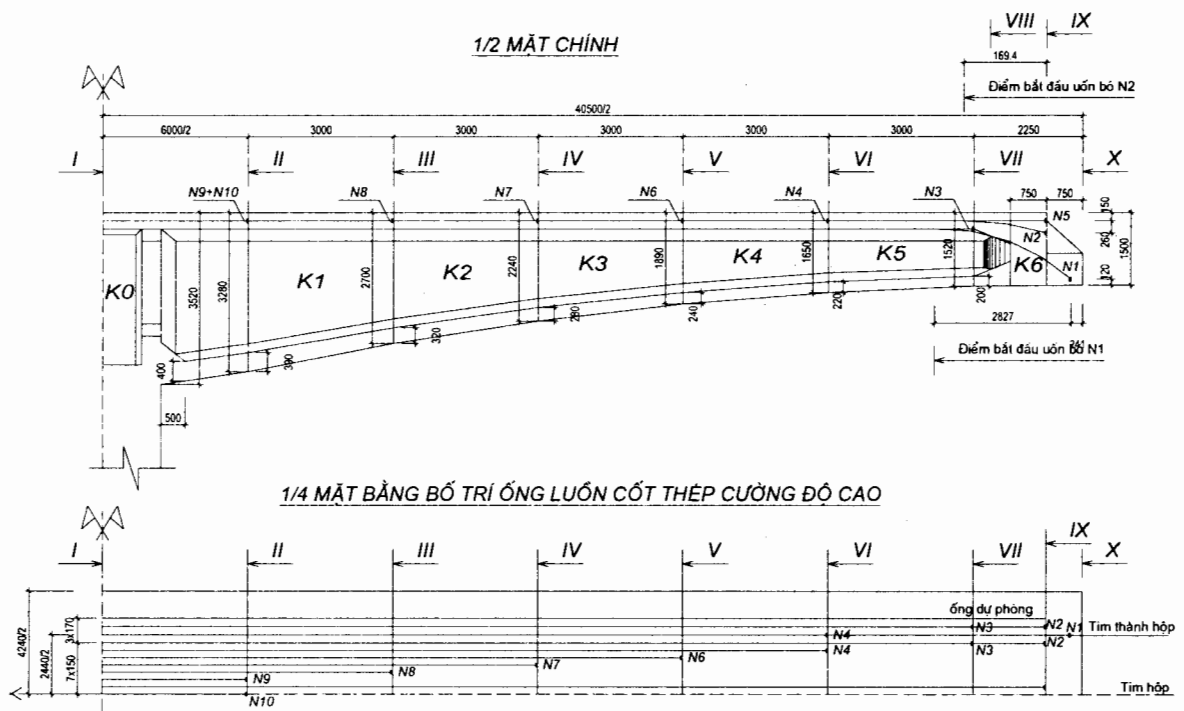
Các bó tào cáp đặt dọc phải được neo vào trong các thành hộp dầm, các bản hoặc các vấu đặt phía ngoài thành hộp dầm hoặc bản. Mỗi đốt dầm phân đoạn phải được neo ít nhất là 2 bó tào cáp đặt dọc một cách đối xứng hoặc gần đối xứng trong mặt cắt ngang hộp để giảm ảnh hưởng xoắn do dự ứng lực lệch tâm trong mặt phẳng nằm ngang.

Các bó tào cáp liên tục phải được neo cách xa điểm các ứng suất được yêu cầu theo lý thuyết ít nhất một phân đoạn.

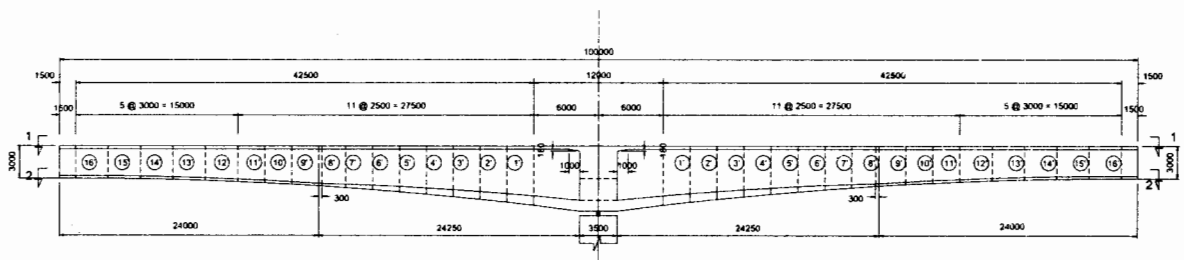
Các chiều dài phân đoạn giả định trong thiết kế phải được thể hiện trên các bản vẽ. Bất kỳ các thay đổi nào do Nhà thầu kiến nghị phải được dựa vào sự phân tích lại về mặt thi công và tính toán các ứng suất cuối cùng.

Trọng lượng xe đúc giả định trong tính toán ứng suất và độ võng phải được thuyết minh trên các bản vẽ.

Trên hình 3-72 giới thiệu ví dụ phân đốt của một cầu khung T-dầm đeo đúc hẫng ở Việt Nam.



Hình 3-72: Phân đốt cầu khung T-dầm đeo và bố trí cáp chịu mômen âm



Hình 3- 73: Phân đốt cầu dầm liên tục đúc hẫng

Trên hình 3-73 giới thiệu ví dụ phân đốt của một cầu Đuống, hệ dầm liên tục đúc hẫng.

3.8. KẾT CẤU VÁCH NGANG, DẦM NGANG

3.8.1. Nguyên tắc chung

Do mặt cắt hình hộp có độ cứng chống xoắn rất tốt và do độ cứng chống uốn lớn của cả bản nắp hộp và bản đáy hộp nên nói chung không cần có bất cứ dầm ngang nào bên trong kết cấu hộp được thi công hẫng, trừ những dầm ngang ở mặt cắt trên gối và ở những mặt cắt đặt khe co giãn.

3.8.2. Quy định của Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01

Phải làm các vách ngăn ở 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 mố trụ, trừ khi có khoét lỗ cho các thiết bị công ích hay cho người qua lại.

Các vách ngăn phải đủ rộng theo yêu cầu của thiết kế với cao độ tối thiểu trên các gối không nhỏ hơn 150 mm.

Trong Chương 6 sẽ trình bày tỷ mỉ về kết cấu và tính toán các vách ngăn.

CHƯƠNG 4

NGUYÊN TẮC BỐ TRÍ CỐT THÉP DỰ ỨNG LỰC TRONG KẾT CẤU ĐÚC HẰNG

MỤC LỤC

4.1. Cốt thép dự ứng lực dọc	110
4.2. Cốt thép dự ứng lực ngang	141
4.3. Cốt thép dự ứng lực đứng	142
4.4. Cách trình bày bản vẽ cáp kéo sau	142

4.1. CỐT THÉP DỰ ỨNG LỰC DỌC

Hàm lượng cốt thép dự ứng lực dọc cầu thường vào khoảng 40 - 50 kG/m³ bê tông kết cấu. Trị số này thường dùng để ước tính khối lượng vật liệu trong lúc lập Nghiên cứu khả thi các Dự án cầu BTCT DUL.

Việc bố trí cốt theo nguyên tắc là trước tiên sẽ bố trí cốt thép trong giai đoạn thi công, sau đó tính cốt thép cần trong giai đoạn khai thác, xem xét cốt thép trong giai đoạn thi công có thể tham gia vào giai đoạn khai thác như thế nào để hiệu chỉnh cho hợp lý.

Để đề phòng cho trường hợp sự cố, trong dầm còn bố trí các bó cáp dự phòng, khi cần có thể căng bổ sung, cụ thể cho các trường hợp sau:

- + Nếu các mất mát ứng suất thực tế khá nhiều hơn so với tính toán.
- + Nếu dầm bị võng lớn khi đúc hằng (cần đặt bó cáp dự phòng ở bản nắp hộp).
- + Nếu xảy ra sự cố đối với bó cáp chính (đứt cáp, tắc ống bọc, . . .)
- + Nếu dầm bị võng lớn khi khai thác (cần đặt bó cáp dự phòng ở bản dưới).

Nói chung, có thể phân chia ra 3 nhóm cốt thép dự ứng lực trong tương ứng với 3 giai đoạn trong quá trình thi công đúc hằng như sau:

- **Giai đoạn đúc hằng:** Nhóm A gồm các cốt thép dự ứng lực được đặt để chịu mô men âm xuất hiện trong suốt quá trình đúc hằng cân bằng. Do đó chúng thường nằm ở phạm vi bản cánh trên của dầm hộp, nơi mà sẽ phát sinh ứng suất kéo do mô men âm nói trên gây ra. Theo tiến độ đúc hằng các cáp dự ứng lực Nhóm A sẽ được đặt dần, mỗi đôi đốt dầm đúc đối xứng qua trụ sẽ được lắp vài ba cáp đi từ đầu đốt phía bên trái sang đầu của đốt đối xứng với đốt đó ở bên phía phải của trụ. Như vậy, mỗi đầu đốt đều có đặt các mấu neo. Các bó cáp thẳng có chiều dài chưa quá 40m thường được kéo căng chỉ ở một đầu bó, nghĩa là sẽ có 1 mấu neo thụ

động và 1 mẫu neo chủ động. Những bó cáp dài hơn 40m thường được kéo căng đồng thời cả 2 đầu, vì vậy sẽ có 2 neo chủ động.

Các cáp này được kéo căng một cách đối xứng từ mỗi phía của trụ cầu.

Các cầu thuộc hệ thống khung T-dầm đeo hoặc hệ thống công-xon có chốt thì chỉ có một nhóm cáp A này.

- **Giai đoạn hợp long:** Quá trình hợp long diễn ra dần dần ở các nhịp. Khi hợp long, do tác dụng kết hợp của dự ứng lực và của tĩnh tải, của tải trọng thi công sẽ xuất hiện các mô men dương trong phạm vi đoạn dầm giữa nhịp. Vì vậy cần phải đặt các bó cốt thép dự ứng lực ở phía bên dưới của các mặt cắt để chịu mô men dương này. Nhóm B gồm các cốt thép dự ứng lực được đặt trong phần bản đáy hộp. Chúng sẽ được căng dần dần từng bó trong lúc hợp long và sau lúc hợp long.

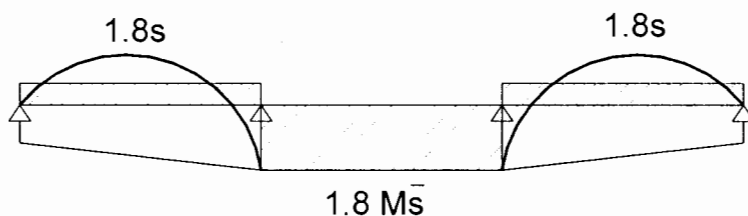
Các mặt cắt giữa nhịp của cầu liên tục thường chỉ phải chịu mô men tĩnh tải tương đối nhỏ nhưng lại phải chịu mức độ thay đổi rất nhiều của trị số mô men do hoạt tải, do chênh lệch nhiệt độ, do hiệu ứng phân bố lại nội lực bởi từ biến. Nói chung, cần phải có một chiều cao vừa đủ, khoảng 2,50 m đối với các nhịp dài thông thường cỡ 80 - 100m.

Mặc dù như vậy, các cáp dự ứng lực để nối cứng kết cấu nhịp không cần phải được bố trí quá lệch tâm. Các mặt cắt ở chỗ hợp long thường thừa an toàn. Do đó mà trên thực tế người ta thường phân chia nhóm cáp này thành hai nhóm nhỏ là:

- Các cáp nhóm B1 nằm ở cao độ bản đáy hộp.
- Các cáp nhóm B2 nằm ở cao độ bản nắp hộp và là phần kéo dài của các cáp thuộc nhóm thứ nhất (nhóm A) đã được đặt từ trước, lúc đang thi công hẫng.

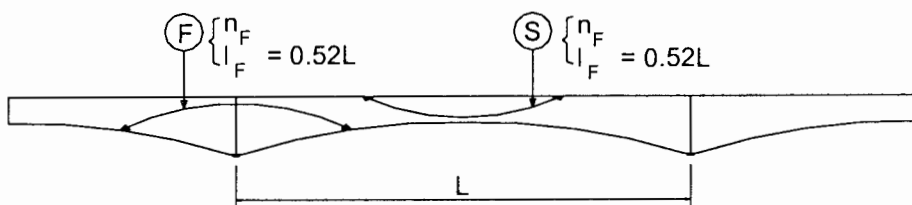
Số lượng cáp của mỗi nhóm nhỏ đó đã được xác định sao cho tương ứng với độ lệch của chúng thì đảm bảo được cường độ của kết cấu nhịp trong điều kiện làm việc đàn hồi. Các cáp thuộc nhóm B1 nói chung là nhiều nhất.

Số lượng cáp nhóm nhỏ B2 luôn liên quan đến mức độ an toàn phá hủy của cầu, khi mà có hoạt tải bất lợi nhất ở trên nhịp đang được xét (hình 4-1).



Hình 4-1: Nội lực phá hoại của mặt cắt đoạn hợp long

Nếu ta biết, ngay từ giai đoạn thiết kế sơ bộ về số lượng cáp cần thiết ở mặt cắt trên gối và mặt cắt hợp long, ta sẽ có trị số gần đúng về khối lượng cáp dự ứng lực, khi gán cho mỗi nhóm cáp một chiều dài trung bình, xấp xỉ bằng 0,52 L đối với cáp của phần thi công hẫng và bằng 0,50 L đối với cáp để nối cứng kết cấu nhịp liên tục (L: chiều dài nhịp đang được xét), như hình 4-2.



Hình 4-2: Độ dài trung bình của các cáp dự ứng lực.

- **Giai đoạn hoàn thiện:** Sau khi hợp long xong ở mọi nhịp và đã hạ dầm lên các gối, kết cấu nhịp đã trở thành kết cấu dầm liên tục hoặc khung liên tục hoàn chỉnh. Khi đó có thể đặt thêm các cốt thép dự ứng lực nhóm C. Nhiệm vụ chủ yếu của chúng là chịu mô men (dương hoặc âm) do tĩnh tải bổ sung và hoạt tải. Tĩnh tải bổ sung này là do trọng lượng của lan can, vỉa hè, lớp phủ mặt và các thiết bị trên cầu khác mà được lắp đặt sau khi đã liên tục hoá xong toàn kết cấu nhịp. Hiện nay nhiều cầu đúc hẫng dùng hệ thống cáp dự ứng lực ngoài cho nhóm C này vì có nhiều ưu điểm như dễ thi công lắp đặt, kéo căng cáp và dễ kiểm soát, hiệu chỉnh khi cần thiết.

Cũng có thể cầu được thiết kế sao cho nhiệm vụ của nhóm C được nhóm cáp B kết hợp thực hiện. Khi đó cầu chỉ có 2 nhóm cáp A và B.

Các cáp nhóm A có thể được uốn nghiêng xuống trong phạm vi thành hộp để tạo ra các đoạn cốt thép dự ứng lực nghiêng, góp phần chịu lực cắt, chống các vết nứt xiên trong dầm. Tuy nhiên, ngày nay để đơn giản cấu tạo, để đổ bê tông thành hộp, nhiều cầu đã không uốn nghiêng các cáp dự ứng lực trong thành hộp nữa. Các cốt thép đai thường hoặc cốt đai dự ứng lực đặt thẳng đứng trong thành hộp sẽ làm nhiệm vụ chịu lực cắt cùng với bê tông. Nếu cần thiết người ta có thể bố trí các cáp dự ứng lực ngoài có đoạn nghiêng để đảm bảo yêu cầu về chịu lực cắt.

4.1.1. Cốt thép dự ứng lực trong

Các nhóm A và B thường là hệ thống cáp dự ứng lực trong. Chúng được luồn vào trong các ống bọc đã đặt sẵn trong phạm vi bề dày bê tông của bản cánh trên (bản nắp hộp) hoặc của bản cánh dưới (bản đáy hộp), hoặc trong phạm vi thành hộp. Tất nhiên hệ thống cáp dự ứng lực ngoài cũng có thể được áp dụng ở đây.

4.1.1.1. Cốt thép dự ứng lực trong thuộc nhóm A

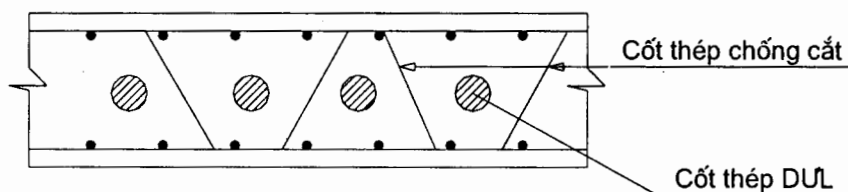
Trên hình 4-4 giới thiệu ví dụ điển hình về cáp nhóm A ở cầu Xương Giang - tỉnh Bắc Giang, năm 2000).

Để tính toán sơ bộ và bố trí các cáp nhóm A cần căn cứ vào hình bao mômen trong giai đoạn đúc hẫng. Khi đó chỉ có các mômen âm với giá trị rất lớn. Khi thi công mỗi đốt dầm thường chỉ đặt và kéo căng 2 ÷ 4 bó cáp một cách gần như đối xứng qua trục thẳng đứng của mặt cắt ngang hộp do đó để giảm bớt số bó cáp cần kéo căng và giảm số mấu neo thì các cáp nhóm A nên có diện tích đủ lớn, nghĩa là gồm nhiều tao cáp. Chẳng hạn 22 đến 31 tao hoặc

hơn nữa. Đang có xu hướng hiện nay ưa dùng loại cáp đường kính 15,3 mm thay cho trước đây hay dùng cáp đường kính 12,7 mm. Ví dụ nhiều cầu dùng loại bó nhiều tao ký hiệu 5-29; hay 5-32 hay 6-29; 6-32 cho các cáp nhóm A.

Khoảng cách giữa các cáp nhóm A trong mặt cắt ngang hộp được chọn sao cho có thể đổ bê tông bản nắp hộp dễ dàng. Ví dụ, có thể đặt chúng cách nhau với khoảng hở giữa các ống chứa cáp tối thiểu 5 cm và không nhỏ hơn 1,33 lần đường kính viên đá dăm lớn nhất để đổ bê tông dầm. Như vậy nghĩa là cự ly tim các cáp ít nhất vào khoảng 13-15 cm. Cũng có thể ghép từng nhóm 2 bó cáp đặt sát nhau theo phương thẳng đứng hay theo phương nằm ngang, nhưng khi đó rất khó đổ bê tông và làm giảm khả năng chống cắt của bản bê tông (nhất là vào thời điểm khi mà chưa luồn cáp vào trong ống và chưa bơm vữa lấp lòng ống). Có tác giả khuyên nên để khoảng trống giữa các ống chứa cáp không nhỏ hơn 8 cm. Tài liệu của Hãng VSL khuyên nên để khoảng trống nói trên không nhỏ hơn 0,7D đối với các cáp đơn và không nhỏ hơn 1D đối với các cáp chập đôi (2 cáp sát khít nhau), D = đường kính ngoài của ống chứa cáp. Các bó cáp đặt gần nhau cũng phải được đặt cốt thép thường để chống lại sự tách rời giữa phần bê tông phía trên và phía dưới ống (hình 4-3)

Một số thiết kế có 2 xu hướng đặt các cáp càng gần phía thành hộp càng tốt (trong phạm vi của phần vút của bản nắp hộp). Vì thế nhiều cầu phải đặt cáp thành nhiều tầng trong khu vực vút bản nắp. Như thế sẽ thiệt về cánh tay đòn nội ngẫu lực trong mặt cắt và sẽ tốn nhiều cáp. Một quan điểm khác được áp dụng ở nhiều nước Châu Âu là đặt các cáp thành chỉ một hàng ngang trong bản nắp, như vậy cánh tay đòn nội ngẫu lực sẽ là lớn nhất có thể và sẽ tiết kiệm được cáp, nhưng sẽ có nhiều cáp phải bố trí xa vị trí thành hộp, nơi mà chiều dày bản nắp không có vút, chỉ vào khoảng 25-30 cm. Có thể sẽ phát sinh vết nứt dọc cầu trong bản nắp hộp do dự ứng lực nén dọc quá mạnh.



Hình 4-3: Giải thích về cốt thép chống cắt ở bản

Tại đầu mỗi dốt dầm đúc hẫng sẽ đặt các mấu neo một cách gần như đối xứng qua trục đứng của mặt cắt. Vì thế khoảng cách nằm ngang và khoảng cách thẳng đứng giữa các neo sẽ phải đủ chỗ cho đặt neo và kích, nghĩa là sẽ lớn hơn khoảng cách giữa các cáp ở chỗ không đặt neo. Điều đó có nghĩa là sẽ có nhiều cáp bị uốn cong dần dần trên mặt bằng để đi đến vị trí mấu neo của nó ở vị trí thành hộp mặt trên đoạn dầm khác thì các cáp đó đặt ở vị trí trong bản nắp và ở xa vị trí thành hộp. Hình 4-4 giải thích đặc điểm vừa nêu trên.

Cũng có thể làm thêm các ụ neo dưới đáy bản nắp hộp để lấy chỗ đặt mấu neo vì trong phạm vi thành hộp không đủ chỗ. Như vậy sẽ phức tạp ván khuôn và tốn kém hơn.

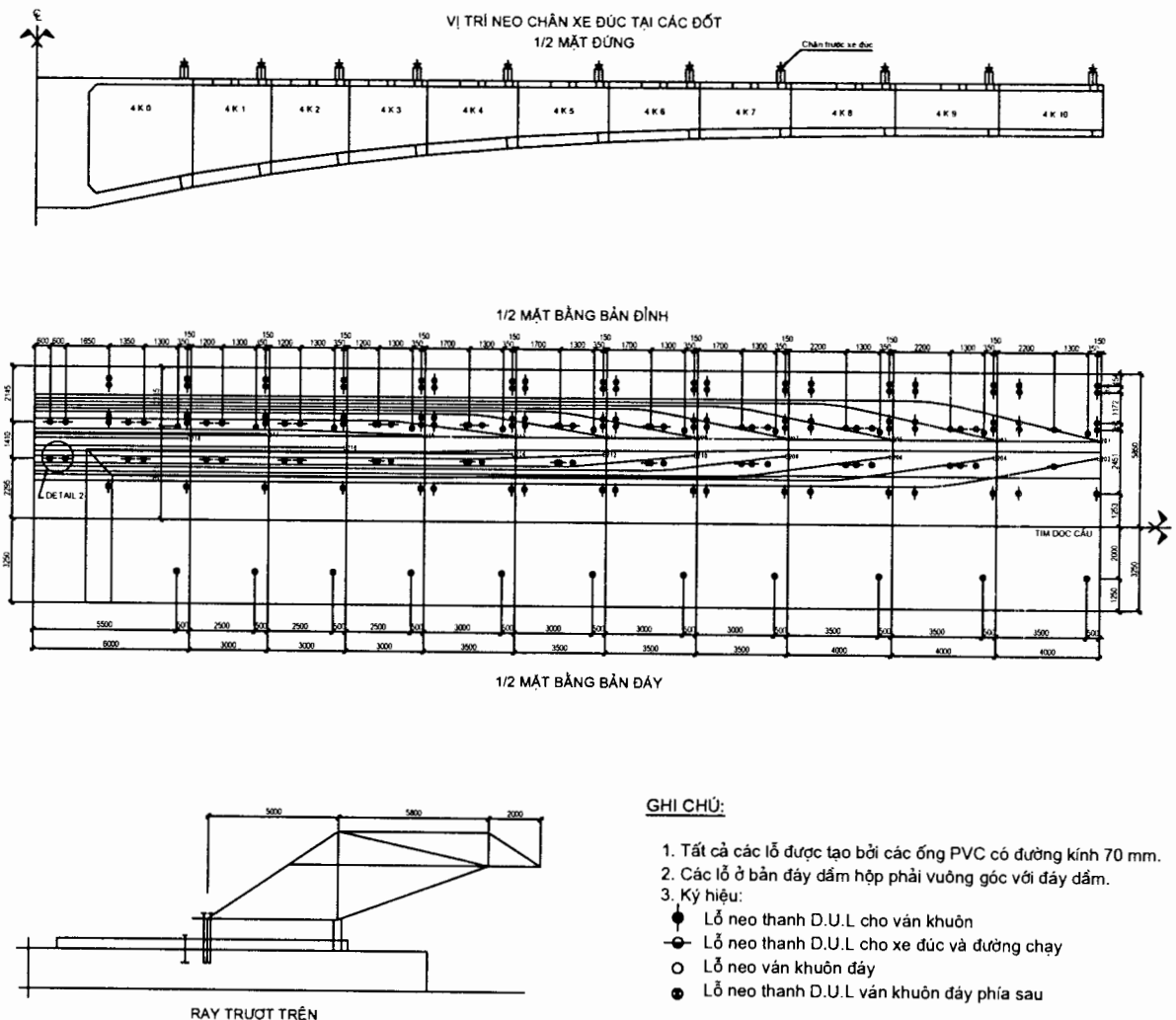
Trong Phụ lục 1, 2, 3 có các quy định về cự ly đặt mấu neo ở đầu dốt theo tài liệu của các hãng sản xuất vật tư dự ứng lực: Freyssinet, VSL, OVM, HVM mà đang được áp dụng ở Việt Nam.

Nhiều cầu được thiết kế thêm 2 ống chứa cáp dự phòng, dài suốt chiều dài bằng với bó dài nhất, tức là hết chiều dài đúc hẫng, đến tận sát đốt hợp long. Nếu có sự cố thì công như đứt cáp, v.v... thì có thể đặt thêm cáp bổ sung trong 2 ống chứa cáp này. Nếu không có sự cố gì thì khi hợp long sẽ trám bít các đầu ống dự phòng lại.

4.1.1.1.1. Đường trục các cáp dự ứng lực trong phần thi công hẫng

Các cáp của phần thi công hẫng của kết cấu nhịp được bố trí để chịu mô men uốn âm gây ra bởi việc thi công phần hẫng và để nối dần từng đốt kết cấu nhịp với phần đã thi công xong trước đó. Các cáp này được đặt vào theo trình tự dần dần cho phép bố trí các mấu neo cáp ở mỗi đốt kết cấu nhịp. Các cáp nào được neo vào trong phần bên trên của đốt sẽ được đặt sau.

Nói chung, để thi công hẫng các cầu nên dùng những loại cốt thép dự ứng lực khá khỏe để giảm bớt số lượng của chúng. Các thanh thép dự ứng lực đã dùng ở một số nước, như nước Đức, thường có 2 nhược điểm là không đủ khỏe và quá mềm nên không bảo đảm đúng dạng đường trục dự kiến của chúng.



Hình 4-4: Ví dụ bố trí lỗ chờ xe đúc

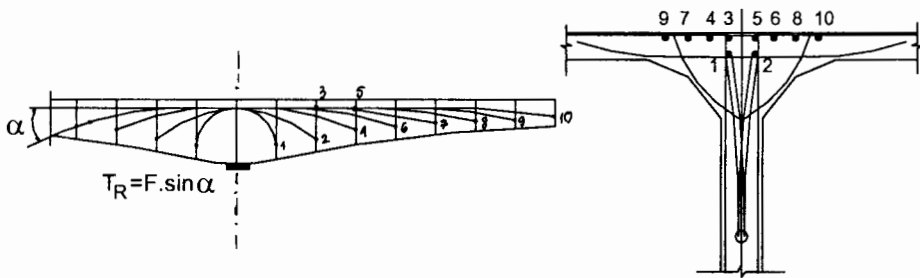
Tuy nhiên lực căng của cáp cũng không thể chọn quá lớn bởi vì số cáp trong phần được thi công hằng của kết cấu nhịp ít nhất cũng phải bằng số lượng đốt kết cấu nhịp (trừ khi đốt có nhiều sườn hộp). Mặt khác dự ứng lực nén quá mạnh từ một mẩu neo truyền vào trong bê tông có thể phá vỡ cục bộ bê tông ở đó. Điều này đã được chứng minh trong thực tế ở nhiều cầu.

Các loại cốt thép dự ứng lực thông dụng và phụ kiện của chúng, được áp dụng cho các cầu thi công hằng, thường có lực căng từ 1000 KN đến 1600 KN.

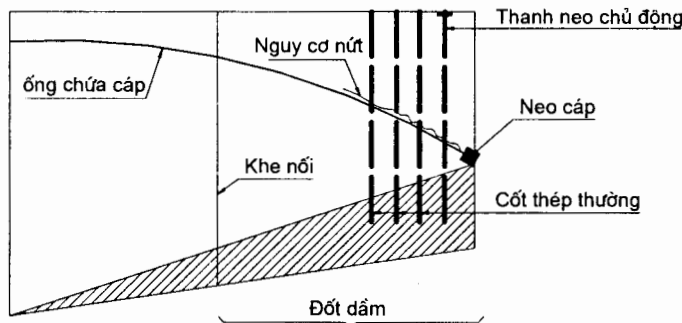
Sau đây xét hai sơ đồ đặt cáp thường được áp dụng trong kết cấu nhịp thi công hằng. Đó là sơ đồ có cáp đi vào trong thành hộp (cáp uốn nghiêng) và sơ đồ có cáp chỉ đặt nằm ngang trong bản cánh trên của hộp.

4.1.1.1.2. Cáp uốn nghiêng

Sơ đồ cổ điển là uốn các cáp ở phần kết cấu nhịp thi công hằng từ phía bản nắp hộp xuống vào trong thành hộp để tạo ra thành phần dự ứng lực thẳng đứng có tác dụng giảm lực cắt trong kết cấu.



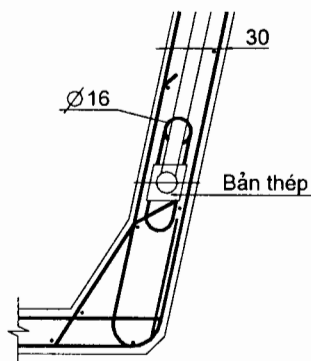
Hình 4-5: Bố trí cáp DUL tại vị trí đỉnh trụ



Hình 4-6: Bố trí cáp tại đầu dầm

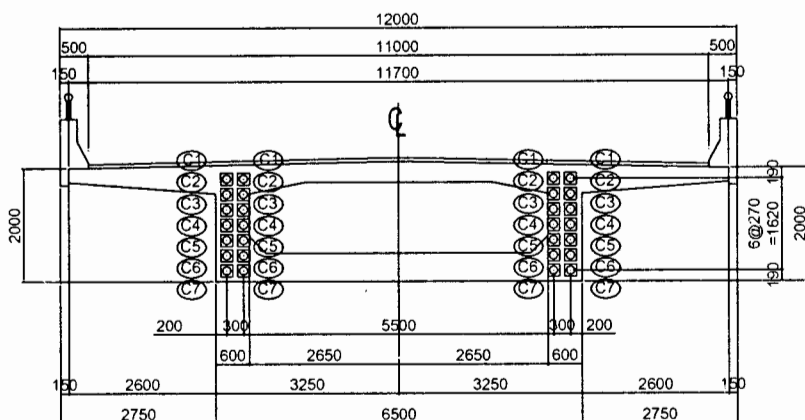
Các cáp thường đặt ở vùng vút nghiêng nơi tiếp giáp bản nắp hộp với thành hộp. Từ đây chúng được uốn nghiêng xuống vào trong thành hộp rồi đặt mẩu neo ở đầu của mỗi đốt kết cấu nhịp, trên phạm vi chiều cao thành hộp (hình 4-5 và 4-6).

Như vậy thành hộp phải đủ dày để chịu lực nén tập trung từ mẩu neo truyền vào. Nếu thành hộp quá mỏng hoặc nếu cường độ bê tông không đủ thì có nguy cơ xuất hiện vết nứt dọc theo đường cáp. Để tránh xuất hiện các vết nứt này phải đặt các cốt thép chủ động thẳng đứng nghĩa là tạo ra dự ứng suất thẳng đứng ở khu vực đằng sau mẩu neo nhờ các cốt đai dự ứng lực.



Hình 4-7: Bố trí bản đệm thép ở mấu neo

Cũng có thể đặt các bản thép phân bố lực giữa phần mấu neo và phần bề mặt tựa của bê tông chẳng hạn, có thể neo cáp 12 T 13 (có lực kéo căng ban đầu là 1600 KN) trong thành hộp dày 30 cm như ở cầu Oléron-nước Pháp (hình 4-7) với các đốt hình hộp chế sẵn. Ở cầu Clichy (Pháp) đã kéo căng cáp 12 T 13 trên thành hộp dày 36cm khi mà cường độ bê tông chỉ đạt 15 MPa (gần bằng 100 kG/cm²), nhờ việc đặt các bản thép phân bố lực từ mấu neo truyền vào bê tông.

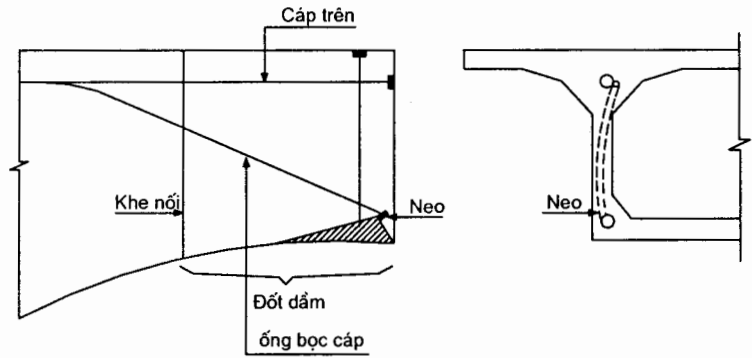


Hình 4-8: Bố trí mấu neo ở đầu khối hộp

Phần bên dưới của các đốt kết cấu nhịp mà chưa được cân bằng bởi thành phần nghiêng của dự ứng lực nén sẽ được treo bởi các cốt thép đai thụ động (không dự ứng lực).

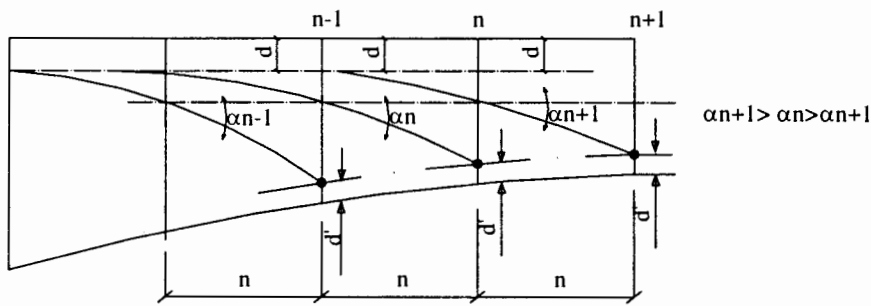
Khuyết điểm nói trên sẽ được khắc phục nếu các cáp của phần kết cấu nhịp hằng được neo vào các khu vực vượt nghiêng của mặt cắt ngang ở chỗ nối bản đáy hộp với thành hộp (hình 4-9). Như vậy ta có thể làm thành hộp với độ dày ít nhất theo điều kiện đủ chịu lực cắt và dễ dàng đổ bê tông. Trong những trường hợp mà chỉ có một cáp được neo vào thành hộp, dự ứng lực bổ sung có thể đặt vào cao độ bản nắp hộp. Nhưng việc bố trí cáp ở đoạn kết cấu nhịp gần gối với các cáp uốn nghiêng rồi neo vào thành hộp, cáp này có lực căng nhỏ và cho phép giảm lực cắt cần thiết để bảo đảm cường độ thành hộp (ví dụ cáp 12φ8mm được neo ở thành hộp và cáp 12T13 được neo ở phần bầu dưới của hộp như đã làm ở cầu Biois.

Nếu cầu được thi công lắp hẫng từ các đốt chế sẵn thì phải tiêu chuẩn hóa dạng đường trục cáp dự ứng lực. Đặc biệt là các cáp phải đi qua khe nối giữa các đốt và được neo ngay tại đó để đơn giản hóa cấu tạo ván khuôn ở đầu các đốt.



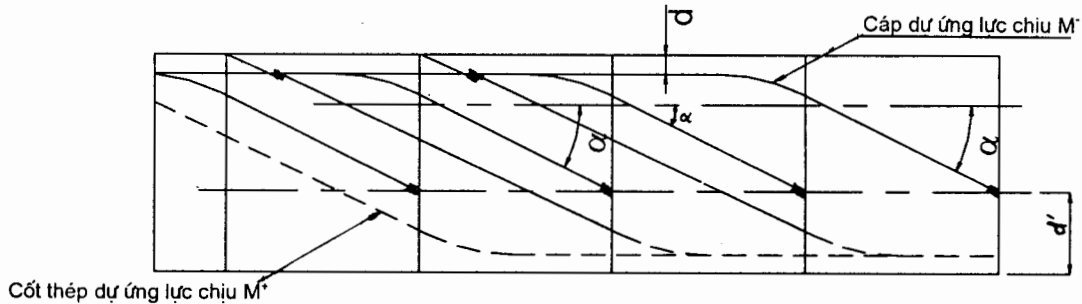
Hình 4-9: Bố trí neo cáp ở phần vút của bản dầm hộp

Nếu kết cấu nhịp có chiều cao thay đổi thì cũng không nên thay đổi cao độ các điểm cáp đi qua khe nối các đốt và khoảng cách từ đáy đốt đến mấu neo. Các tham số này không đổi sẽ tạo cho các cáp có độ nghiêng khác nhau và đạt độ nghiêng lớn nhất ở đốt kết cấu nhịp sát trụ. Điều này hoàn toàn hợp lý vì càng gần trụ thì lực cắt càng lớn (hình 4-10).



Hình 4-10: Bố trí cáp dự ứng lực cầu có chiều cao thay đổi

Nếu kết cấu nhịp có chiều cao không đổi, nên uốn nghiêng dần đường trục các cáp của phần kết cấu nhịp thi công hẫng (hình 4-11) từ đốt này qua đốt khác bởi một sự chuyển tiếp đơn giản. Ngoài ra, ngay cả đối với nhóm cáp để nối cứng kết cấu nhịp cũng được uốn nghiêng dần từ dưới lên trên (hình 4-11) trong thành hộp.



Hình 4-11: Uốn nghiêng cáp dự ứng lực trong dầm có chiều cao không đổi

Nhưng trong nhiều cầu mới xây dựng gần đây, các mấu neo của cáp dự ứng lực mà đáng lẽ được đặt ở giữa khe nối các đốt thì được đặt ở các ụ lồi ra hoặc các sườn lồi ra ở bên trong lòng hộp.

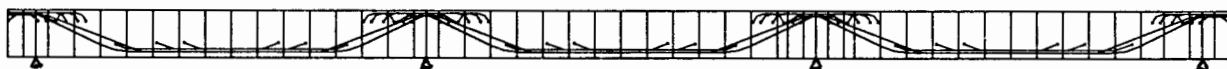
Giải pháp này có 2 ưu điểm:

- Thao tác kéo căng cáp, đặt mấu neo và tiêm vữa lấp lòng ống chứa cáp đều được thực hiện bên trong lòng hộp ở điều kiện lý tưởng về an toàn.

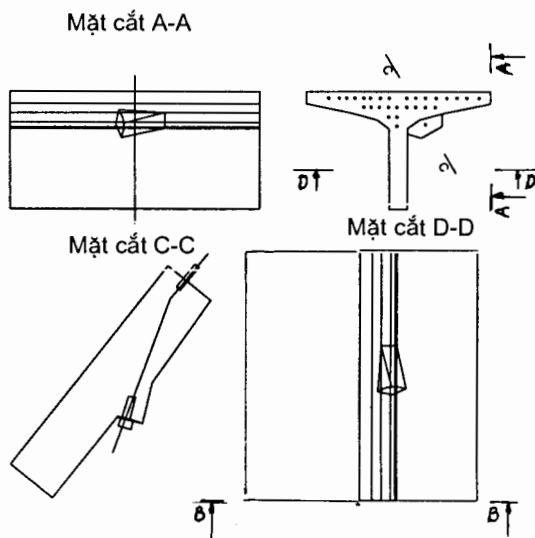
- Cho phép giảm số lượng cáp ở phần kết cấu nhịp thi công hằng, cần được kéo căng để đặt một đốt kết cấu chỉ ở mức tối thiểu để đảm bảo cường độ của công-xon đủ chịu được trọng lượng bản thân. Các cáp bổ sung khác sẽ được đặt vào và được kéo căng sau khi đã hợp long, chúng có thể sẽ dài liên tục hơn chiều dài một nhịp. Kết quả là xét về mặt kinh tế, sẽ giảm đáng kể số lượng mấu neo, xét về mặt thi công sẽ tăng nhanh được tiến độ. Việc đặt cáp, kéo căng các cáp bổ sung sẽ không nằm trong đường găng của biểu đồ tiến độ thi công.

Cách bố trí cáp như vậy cho phép thi công hằng các cầu nhịp trung bình và nhỏ (dưới 50m) trong các điều kiện có thể so sánh được (xét từ quan điểm số lượng cáp cần kéo căng với việc xây dựng dần dần từng nhịp hoàn toàn giữa các điểm có mô men bằng không trên một dầm giáo dùng để đổ bê tông hay để lắp ghép.

Trên hình 4-12 giới thiệu cách bố trí cáp theo nguyên tắc nói trên, áp dụng cho cầu dẫn có các nhịp dài đều nhau 36m.



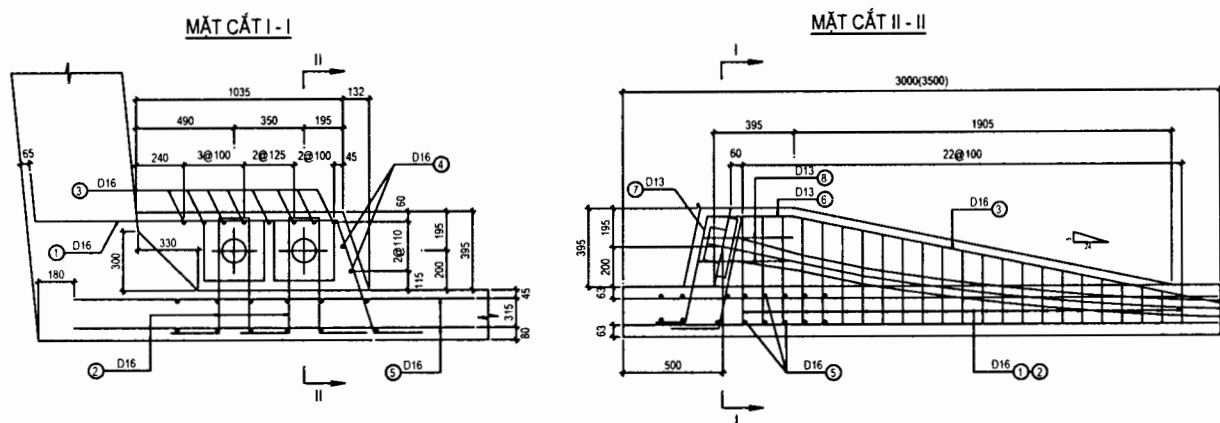
Hình 4-12: Sơ đồ đặt cáp dự ứng lực cho các nhịp đều nhau 36m



Hình 4-13: Ụ lồi ra để đặt mấu neo

Các ụ lồi ra để đặt neo nói chung bố trí ở sát phần bầu mở rộng của thành hộp giáp với bản nắp hộp sao cho dễ dàng luồn cáp vào ống (hình 4-13).

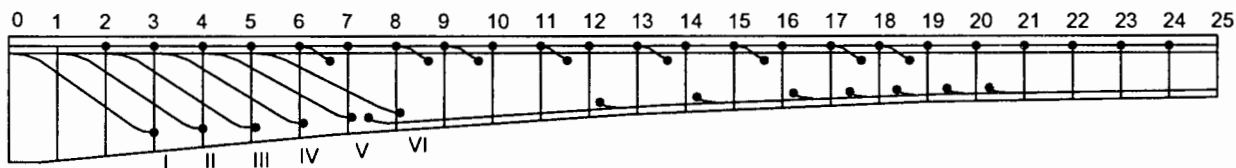
Một số ụ có cấu tạo để hai cáp luồn qua nó được (ụ kép). Một số ụ lõm xuống sát vào bản đáy hoặc bản nắp của hộp (hình 4-14).



Hình 4-14: Ụ kép để đặt mẫu neo

4.1.1.1.3. Cáp dự ứng lực nằm ngang theo hướng dọc cầu

Các cáp được đặt trong bản nắp hộp theo các đường trục gần như thẳng và có đoạn sẽ xiên trên mặt bằng. Các mẫu neo có thể đặt hoặc là trên bề mặt ngoài của các đốt kết cấu, ở giữa phần bầu vút của thành hộp giáp với bản nắp hộp, hoặc đặt trong các ụ neo đã có sẵn bên trong lòng hộp.



Hình 4-15: Bố trí cáp dự ứng lực của cầu Gennevilliers

Bố trí các cáp dự ứng lực nằm ngang, có ưu điểm là giảm ma sát và dễ dàng cho thi công luồn cáp. Ở cầu Gennevilliers chẳng hạn, có hệ thống cáp nằm ngang, việc kéo căng cáp 12 T 15 đã tạo ra lực nén 1900 KN trong khi nếu dự kiến đặt cáp nghiêng thì chỉ tạo ra được lực có 1650 KN. Một ưu điểm khác là dễ dàng đổ bê tông thành hộp vì trong thành hộp không có các ống chứa cáp.

Ngược lại, đặt cáp nằm ngang cũng có khuyết điểm so với đặt cáp có uốn nghiêng, vì không tạo ra được dự ứng lực cắt. Nói chung nếu lực cắt quá lớn thì lúc đó phải đặt cốt đai thẳng đứng dự ứng lực trong thành hộp.

Ở trường hợp cầu Gennevilliers (Pháp) đã phải đặt một số cáp nghiêng ở các đốt gần trụ nơi có thành hộp dày đến 40 cm (các chỗ khác dày 30 cm).

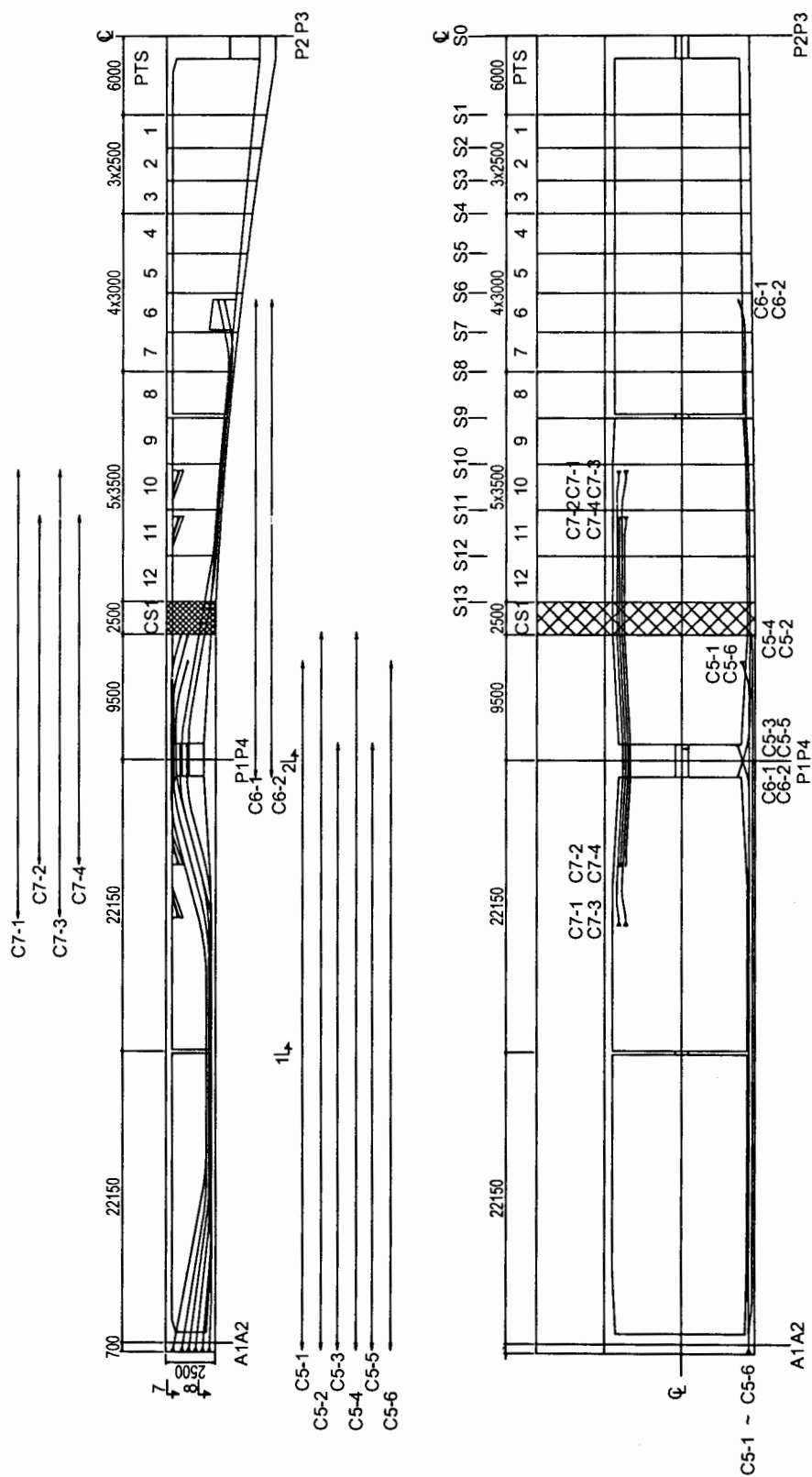
Cũng cần đặt các cốt thép đai dự ứng lực nếu kết cấu nhịp có chiều cao không thay đổi để tăng khả năng chịu lực cắt nếu nhịp cầu khá dài.

Chẳng hạn ở cầu Rio-Niteroi (nhịp dài 80m, chiều cao không đổi) có ứng suất tiếp lớn nhất do hoạt tải đạt đến 4 MPa, đã phải đặt cốt đai dự ứng lực thẳng đứng bằng các thanh thép Mac - Calloy đường kính 25mm nằm cách nhau gần nhất 0,60 m.

Cũng tương tự, các thành hộp của cầu dẫn ở cầu Brotonne, dày 20 cm, mặt cắt ngang kết cấu nhịp rộng đến 20 m, phải chịu ứng suất tiếp cỡ 4,5 MPa, trong khi ứng suất nén dọc trung bình cỡ 3,5 MPa. Do đó người ta đã đặt cốt đai dự ứng lực thẳng đứng gồm các sợi thép dẹt bấm cao đường kính 8mm được kéo căng trước để tạo ra ứng suất nén thẳng đứng lớn nhất bằng 3,9 MPa, nghĩa là lớn hơn cả ứng suất nén dọc trung bình.

Kiểu bố trí cáp nằm ngang còn thể hiện ưu điểm về tính đơn giản trong thiết kế và dễ dàng kéo căng cáp. Do vậy mà hầu hết các cầu có nhịp xấp xỉ 100 m đều áp dụng cách bố trí này.

Trên hình 4-16 giới thiệu bố trí cáp trong phạm vi bản nắp hộp của một đốt dầm cầu Xương-Giang (tỉnh Bắc Giang). Mặt cắt cuối đốt có 2 cáp được đặt mấu neo.



Hình 4-17: Bố trí cáp các nhóm A và B cầu Xương Giang

4.1.1.2. Cốt thép dự ứng lực trong thuộc nhóm B

4.1.1.2.1. Nguyên tắc chung

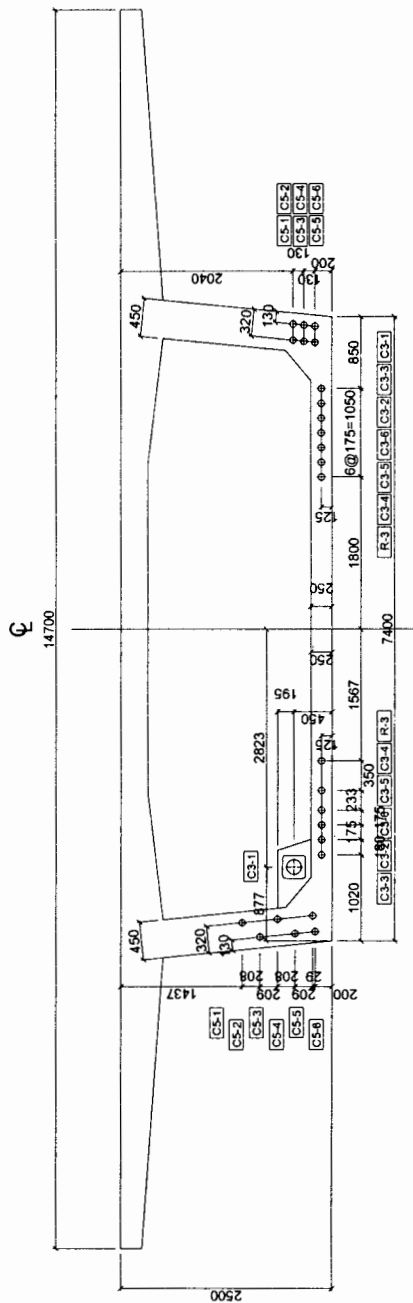
Nhóm B gồm các cốt thép đặt trong khi và sau khi hợp long. Chúng được xác định sơ bộ theo hình bao mômen dương. Vì thế chúng thường có trong phạm vi đoạn dầm giữa của các nhịp chính và đoạn nhịp biên kể từ đầu nhịp đến cách gối thứ hai khoảng $1/3$ chiều dài nhịp biên. Do đáy bản cong vồng lên nên trong thực tế các cáp này nếu nằm trong bản đáy thì sẽ có đường trục cũng cong vồng lên trong bản đáy. Điều này cần phải được xét đến trong tính toán vì nó gây ra thành phần dự ứng lực rải dọc và nén xuống bản đáy. Phải bố trí các ụ neo lồi lên trên bản đáy để đặt các mấu neo của cáp nhóm B này.

Cốt thép thường trong ụ neo phức tạp, và tình trạng ứng suất cục bộ ở khu vực này cũng cần được phân tích. Đây cũng là nơi dễ xuất hiện các vết nứt. Nhiều cầu được thiết kế thêm 2 ống chứa cáp dự phòng, dài suốt chiều dài bằng với bó dài nhất. Nếu có sự cố thi công như đứt cáp, v.v... thì có thể đặt thêm cáp bổ sung trong 2 ống chứa cáp này.

Trong nhịp biên thi công một phần trên đà giáo cố định thì các cáp nhóm B được kéo dài đến tận đầu nhịp biên, một số cáp được uốn nghiêng lên ở phần đầu nhịp, giống như tình trạng ở đầu dầm giản đơn dự ứng lực để tăng khả năng chịu lực cắt tại khu vực đầu dầm.

Để lắp đặt và kéo căng các cáp nhóm B, công nhân phải chui vào làm việc trong lòng hộp chật hẹp, mặt khác trị số nội lực mômen dương không quá lớn so với trị số mômen âm trong cầu dúc hẫng, vì vậy để dễ thi công nên chọn và có thể chọn loại bó cáp có ít tao hơn so với bó cáp nhóm A. Ví dụ dùng loại bó 17-19 tao đường kính 12,7mm (ký hiệu 5-17; 5-19)

Xét trong mặt cắt ngang hộp thì cũng nên bố trí các cáp càng gần sát thành hộp càng tốt. Như thế các ụ neo cũng càng sát vào thành hộp và sẽ chịu lực tốt hơn. Nhưng phải đủ không gian để đặt kích sao cho không bị chạm vào thành hộp. Mỗi ụ neo này thường chỉ đặt 1-2 mấu neo. Hình 4-18 giới thiệu cấu tạo ụ neo trên bản đáy hộp. Các cáp cũng sẽ được uốn cong dần trên mặt bằng để hội tụ dần về vị trí mấu neo gần thành hộp.

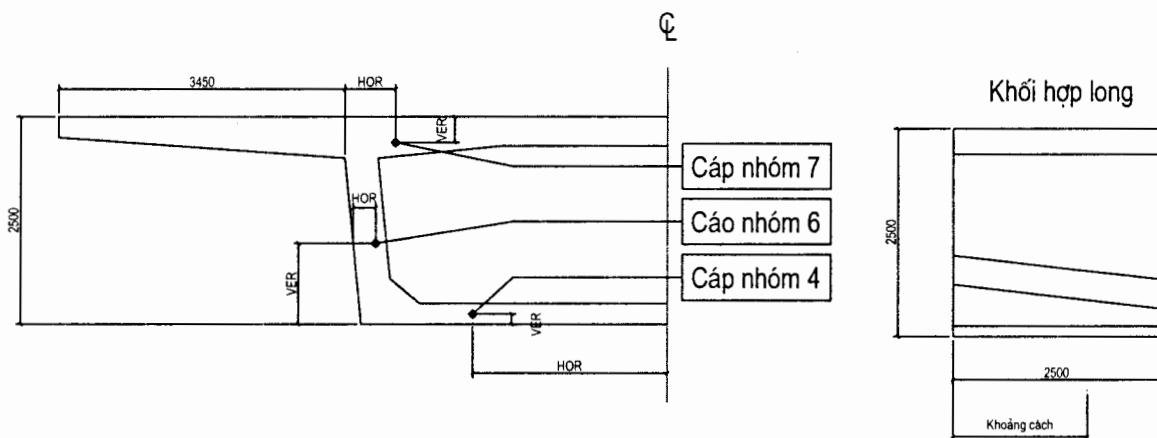


Hình 4-18a: Ủ neo ở bản đáy hộp

125

4.1.1.2.2. Đường trục của các cáp nối cứng kết cấu nhịp khi hợp long

Các cáp để nối cứng các phần đã được thi công hẫng với nhau lúc hợp long có tác dụng chịu mô men uốn do tải trọng mà chủ yếu do hoạt tải gây ra ở khoảng giữa nhịp (hình 4-19).



Hình 4-19: Bố trí các cáp hợp long

A. Cáp ở phần dưới của mặt cắt (cáp nhóm B1)

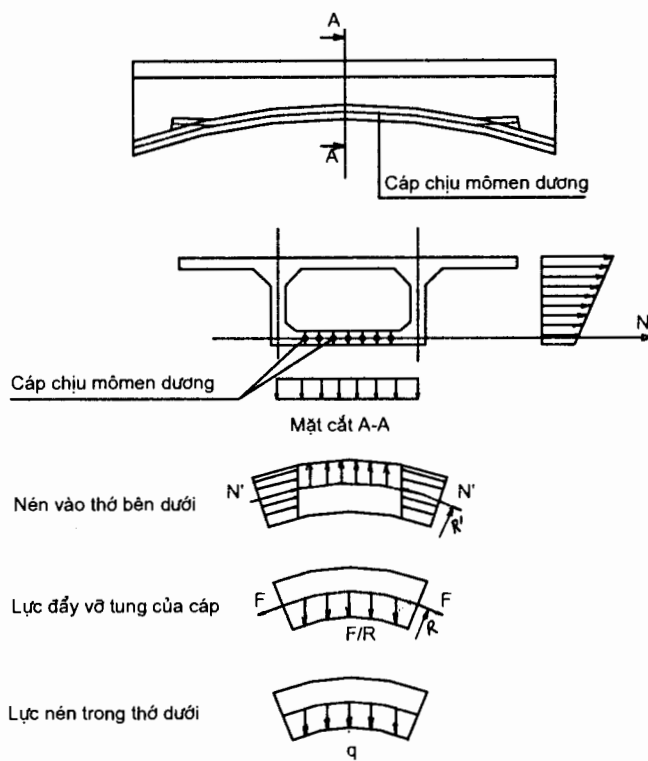
Các cáp thuộc nhóm B1 có thể:

- Hoặc uốn nghiêng lên trong thành hộp và neo lại trong các hốc neo chừa sẵn trong bản nắp hộp (a_1). Cần chú ý là các hốc neo trên mặt bản nắp hộp có nguy cơ bị đọng nước và từ đó nước có thể ngấm vào ống chứa cáp gây ăn mòn cáp và neo. Do đó khi tiêm vữa đòi hỏi kỹ thuật khắt khe hơn, ví dụ cần phải dùng vữa có keo epôxy.

- Hoặc luồn trong ống của bản đáy hộp và neo lại ở các ụ neo. Trên mặt cắt ngang hộp các ụ neo này ở sát bầu thành hộp giáp với bản đáy hộp (a_2). Các cáp này có dạng đường trục cáp tương tự như của các cáp nằm ngang trong phần hẫng.

- Hoặc có dạng hình sin và đồng thời đóng vai trò của cáp trong phần thi công hẫng ở trên gối và của cáp để nối cứng ở giữa nhịp (a_3).

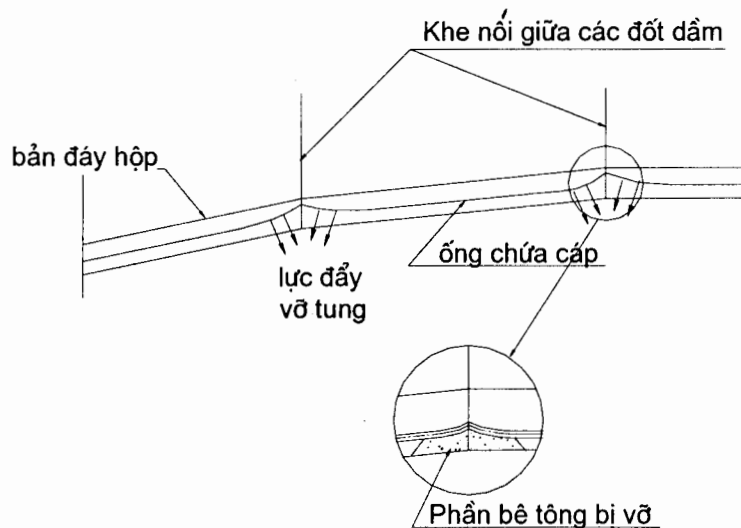
Tất cả các cáp để nối cứng phần hợp long đều có một đoạn chiều dài nằm ở thớ trung bình của bản đáy hộp. Bản đáy này có dạng bản cong, đối với kết cấu nhịp có chiều cao thay đổi thì các cáp được luồn vào trong ống có thể gây ra hư hỏng nghiêm trọng nếu cốt thép không được đặt đủ mức cần thiết.



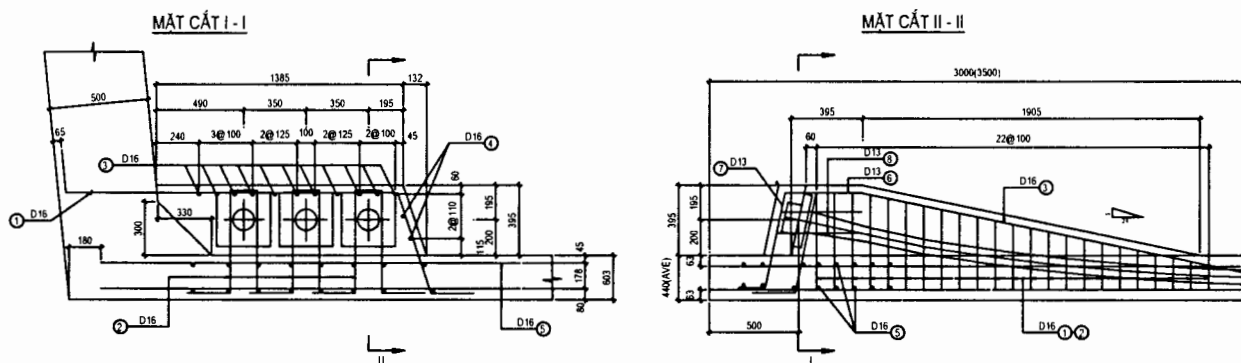
Hình 4-20: Lực tác dụng trong các lỗ đặt cáp ở bản đáy hộp

Ảnh hưởng của việc luồn cáp này là lớn nhất khi lực nén N' của bản đáy hộp gần xấp xỉ bằng 0 dưới tác dụng của hoạt tải. Với các cáp có lực căng hữu ích 1800 KN, nằm cách nhau 20 cm và có bán kính cong xấp xỉ bằng 300m thì bản đáy hộp còn phải chịu thêm một lực thẳng đứng cỡ 0,03 MPa.

Nếu các cáp được đặt trong bầu dưới của thành hộp giáp với bản cánh dưới thì lực kéo ở đó phải được cân bằng bởi các cốt đai. Lực đẩy cục bộ ở chỗ trống cũng có thể xuất hiện trong bản đáy hộp. Nếu đặt đường ống chứa cáp không hợp lý hoặc nó không được liên kết đủ chắc chắn thì nó sẽ đẩy võ tung bê tông bao quanh ra (hình 4-21). Để tránh nguy cơ này nên thay các ống mềm bằng các ống thép cứng.



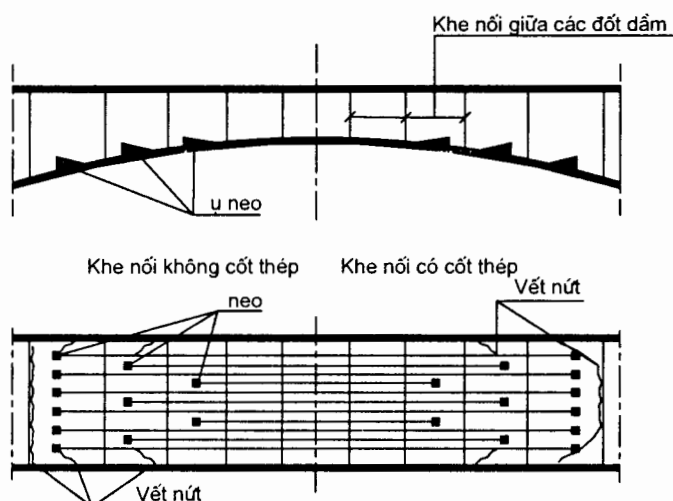
Hình 4-21: Lực đẩy tung cục bộ từ trong ống chứa cáp do cáp dự ứng lực đặt sai cục bộ



Hình 4-22: Bố trí cốt thép chống nguy cơ nứt bản đáy hộp ở sau mấu neo

Khi các cáp để nối cứng lúc hợp long được neo vào các ụ neo (các cáp a_2), cần phải lưu ý tránh đặt quá nhiều mấu neo vào cùng một ụ neo vì nếu lực tì từ các neo này vào ụ neo quá lớn có thể gây ra nứt trong bản đáy hộp ở phía sau mấu neo.

Hiện tượng này xảy ra nếu lực kéo do cáp đã được neo lại gây ra lớn hơn lực nén dọc đã tích lũy được do tải trọng gây ra ở bản đáy hộp và cường độ của cốt thép thường (thụ động) đặt ở đó. Độ lớn của lực kéo do cáp gây ra có thể lấy bằng một nửa của lực ở vị trí mấu neo. Nếu các đốt kết cấu nhịp được đúc sẵn thì các vết nứt nói chung sẽ xuất hiện ở khe nối giữa các đốt vì ở đó không có các cốt thép đi qua (hình 4-23).



Hình 4-23: Bố trí cáp dự ứng lực hợp long với các mấu neo tập trung

B. Cáp đặt khi hợp long trong phần phía trên của mặt cắt (cáp nhóm B2)

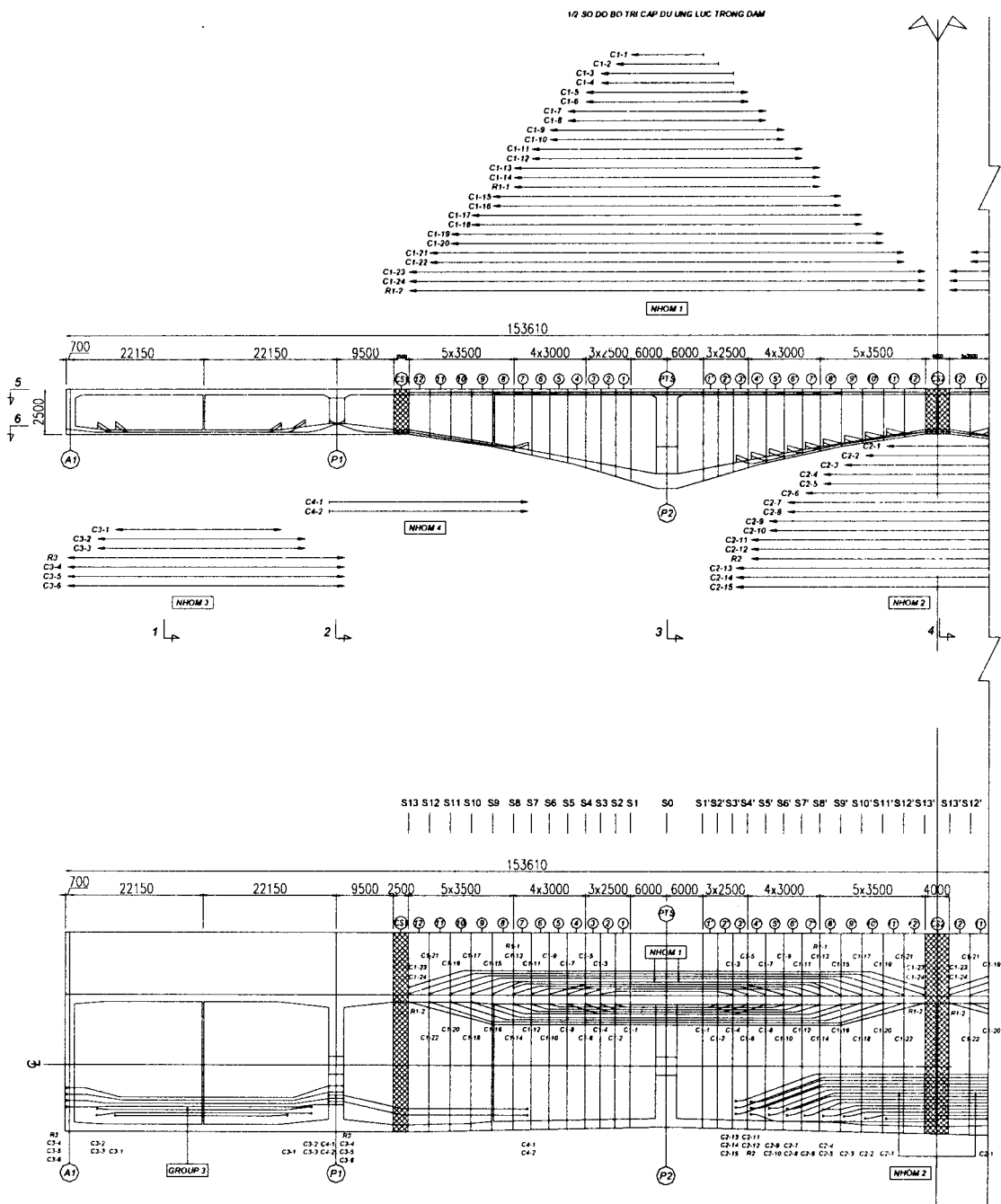
Các cáp nhóm B được đặt trong bản nắp hộp và có thể là:

- Hoặc được neo vào các ụ neo đặt ở bầu mở rộng của thành hộp giáp với bản nắp hộp (b_1).
- Hoặc được kéo dài cho đến chỗ có dầm ngang trên gối rồi neo lại ở đó (b_2).

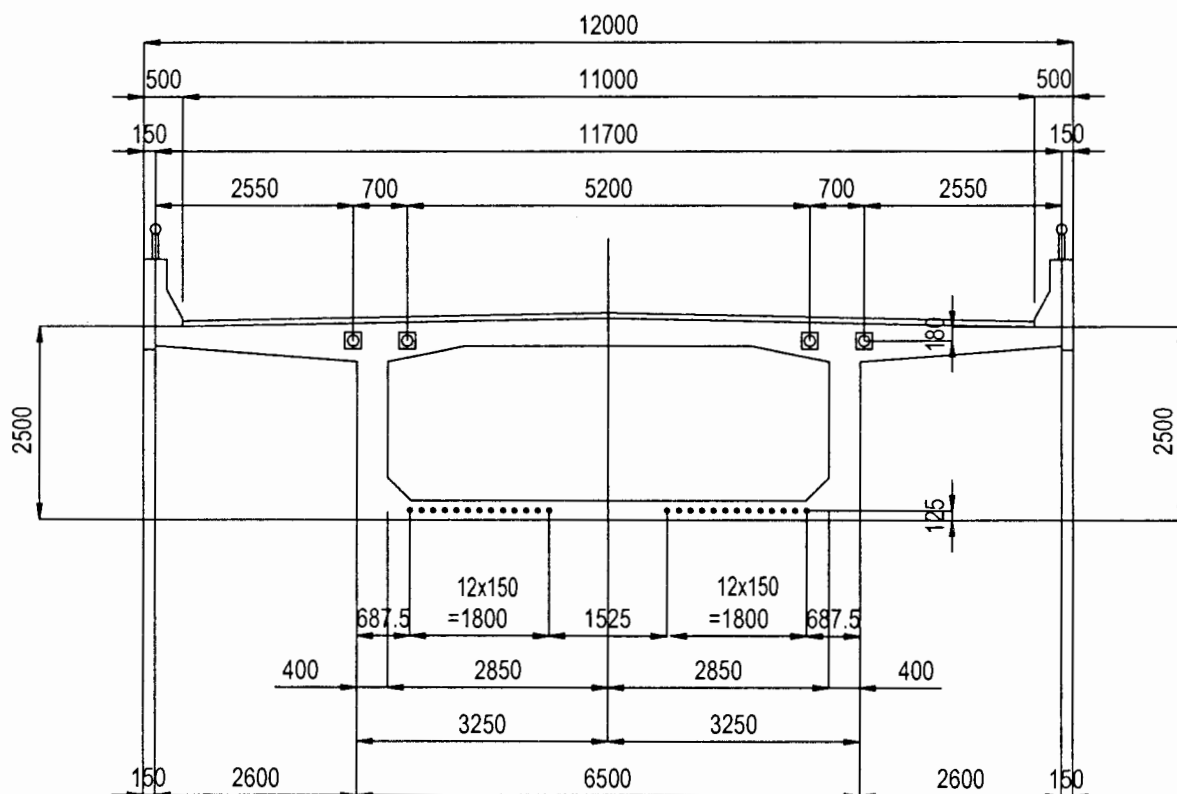
Đôi khi các cáp được neo trong các ụ neo nhô ra ở bên dưới bản nắp hộp, ụ neo này sẽ được đổ bê tông với ván khuôn riêng sau khi thi công đốt kết cấu nhịp.

4.1.1.2.3. Mô men siêu tĩnh được gây ra bởi việc kéo căng các cáp hợp long

Các mô men siêu tĩnh gây ra bởi việc kéo căng các cáp dự ứng lực lúc hợp long có trị số tương đối nhỏ trong hầu hết các cầu thông thường, chúng có giá trị xấp xỉ bằng 6% đến 8% của mô men uốn cực đại ở mặt cắt trên gối của kết cấu nhịp.



Hình 4-24: Bố trí cấp dự ứng lực



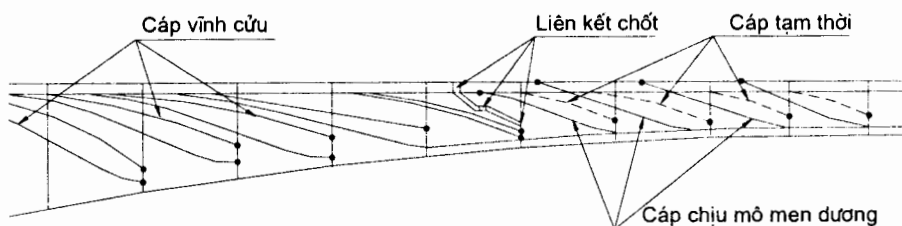
Hình 4-25: Bố trí cáp dự ứng lực tại mặt cắt ngang

4.1.2. Các ví dụ về sơ đồ đặt cáp dự ứng lực trong

Các hình vẽ 4-24, 4-25 thể hiện các sơ đồ bố trí cáp dự ứng lực của một cầu điển hình đã thi công ở Việt Nam.

Một vài cầu có các nội dung đặc biệt trong phương pháp thi công được mô tả dưới đây.

Khi kết cấu nhịp có các chốt ở đoạn giữa các nhịp, tại lân cận điểm có mô men uốn bằng 0 thì nó cần phải được khoá cứng lại một cách tạm thời để cho phép thi công hẫng các công-xon. Hai phần của dốt có chốt sẽ được tạm thời nối với nhau bằng cốt thép dự ứng lực và được các cáp của phần thi công hẫng xuyên qua dốt đó để tạm thời khóa cứng đảm bảo cho sự ổn định của công-xon. Sau khi hợp long với công-xon đối diện rồi, thì các cáp tạm thời nói trên sẽ được tháo ra và chốt được giải phóng (không bị khoá cứng nữa)



Hình 4-26: Sơ đồ đặt cáp dự ứng lực ở cánh hẫng cầu có chốt

Các chốt này nằm ở cao độ bản cánh dưới (bản đáy hộp), chúng sẽ được tháo bỏ trước khi khai thác cầu. Tuy nhiên, biện pháp hữu hiệu nhất là tạo ra một lực đẩy chủ động trong mặt cắt có chốt tạm thời.

Do có chốt nên đã cố định được điểm đi qua của đường cong áp lực, dưới tác động kết hợp của trọng lượng bản thân và của dự ứng lực ở cao độ hợp lý xác định. Cao độ này luôn là khác với cao độ của chốt nếu một ngoại lực, chẳng hạn do kích dẹt kiểu Freyssinet gây ra, đặt vào mặt cắt đang xét.

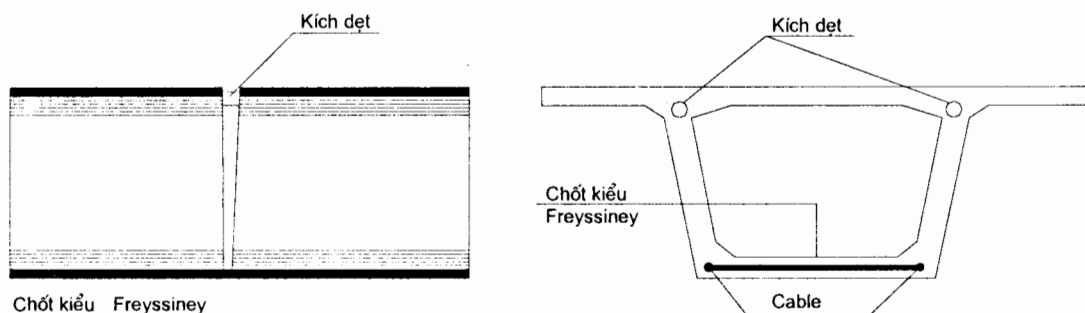
Khi đó có thể thực hiện hai thao tác sau đây:

- Một thao tác bù, kéo căng cáp để làm giảm sự co ngót trong tương lai do co ngót bê tông và do dự ứng lực nén. Sự bù trừ này được thực hiện bằng cách làm tách xa nhau ra hai bề mặt đầu cùng của hai công-xon đã được thi công hẫng đối diện nhau, nhờ các kích dẹt đặt vào khe hở hợp long đúng chỗ có vút mở rộng tiếp giáp bản nắp hộp với thành hộp.

- Một thao tác điều chỉnh, nhằm làm cho các phần công-xon đã thi công hẫng có một mô men trị số không đổi suốt chiều dài của nhịp. Chốt tạm thời sẽ được đổ bê tông. Như vậy có thể dùng các bộ phận đúc sẵn và một số cáp dự ứng lực sẽ đặt ở khu vực nối và kéo căng đi qua chốt. Các kích dẹt sau đó được bơm dầu cho phồng lên đạt áp lực cần thiết dự kiến. Cuối cùng thì khe hở hợp long sẽ được đổ bê tông hoá cứng lại và các cáp dự ứng lực bổ sung để hợp long sẽ được đặt vào, kéo căng rồi neo lại.

Biện pháp hiệu chỉnh này có thể áp dụng để hiệu chỉnh trắc dọc của cầu.

Ví dụ, ở cuối giai đoạn thi công các công-xon của cầu Choisy-le-roi, người ta đã thực hiện thao tác bù và thao tác hiệu chỉnh tại mặt cắt hợp long của nhịp giữa. Thao tác bù cũng đã được làm ở cầu Bohomme. Ở đó đã dùng thiết bị là các kích dẹt, đặt ở cao độ vút mở rộng tiếp giáp giữa bản nắp hộp và thành hộp, số lượng và kích thước sao cho trọng tâm của chúng trùng với trục trung hòa của mặt cắt, các góc bằng bê tông được đánh đai, tạo ra các ụ nằm ở bản nắp hộp và bản đáy hộp. Tổ hợp các kích này có thể tạo ra được lực kích tổng cộng đến 22000 KN. Mô men hiệu chỉnh được sinh ra bởi đường cong của thứ trung bình của các công-xon do sự thay đổi mô men quán tính của mặt cắt kết cấu nhịp.



Hình 4-27: Đặt các kích dẹt để điều chỉnh ở cầu Choisy-le-Roi và cầu Bonhomme

4.1.3. Ảnh hưởng của dạng đường trục cáp dọc cầu đến trạng thái ứng suất cuối cùng của chúng

Trong cầu thi công hẫng có nhiều khe nối thi công cho nên lực ma sát dọc theo cáp khi kéo căng cáp thường là lớn hơn trị số tính toán được theo công thức cổ điển thường dùng đối với dầm giản đơn.

Ở chỗ đi qua khe nối giữa các đốt kết cấu thì các ống mềm chứa cáp thường bị vẹo hoặc không trơn tru, bị gấp nghiêng hay uốn cong một cách nguy hiểm.

Điều này cần phải được xét đến trong lúc tính toán lực ma sát. Sự không trơn tru nói trên thể hiện rất rõ trong các cầu lắp hẫng từ các đốt chế sẵn, ở đó các ống mềm chứa cáp không thể nối với nhau êm thuận được ở chỗ khe nối giữa các đốt.

Để giảm bớt ma sát có thể dùng các biện pháp sau:

- Dùng các ống có đường kính đủ lớn.
- Làm tăng độ cứng của các ống trong lúc đổ bê tông bằng cách sử dụng các lõi đặt bên trong ống bằng thép, cao su đặc v.v. nhằm đảm bảo đúng hình dạng bên trong ống.
- Hạn chế số lượng các chỗ uốn cong của cáp trên mặt đứng cũng như trên mặt bằng.
- Tăng bán kính các chỗ uốn cong cáp.

Giải pháp tốt nhất là đặt cáp nằm ngang để lực ma sát là ít nhất. Điều này đã được thực hiện ở cầu Conflans, cầu Rio-Netéroi, cầu Gennevilliers.

Nếu cáp được uốn nghiêng thì thay các ống mềm bằng các ống thép cứng sao cho đảm bảo rằng trong mỗi đốt kết cấu nhịp thì đường trục của cáp nằm trong một mặt phẳng để dễ dàng nối ghép các ống của các đốt liên tiếp với nhau một cách chính xác và trơn tru.

Nếu vẫn muốn dùng các ống mềm thì phải giảm đến mức tối thiểu số lượng các đốt kết cấu mà trong đó cáp đặt theo đường cong. Thực tế cho thấy việc nối thẳng các cáp thẳng là dễ hơn nối cáp cong ở chỗ nối có các đoạn ống cứng.

4.1.4. Cốt thép dự ứng lực ngoài

Như đã nêu trong đề mục 4.1.1, hiện nay có xu hướng đặt cáp dự ứng lực ngoài sau khi đã hợp long xong toàn kết cấu nhịp. Khi đó nhiệm vụ của cáp DƯL ngoài là để chịu mômen dương và mômen âm do tĩnh tải phần II và do hoạt tải gây ra trên các mặt cắt. Các cầu mới xây dựng gần đây như Hàm Rồng, Gianh, Tân Đệ, Đá Bạc đều đặt cáp dự ứng lực ngoài.

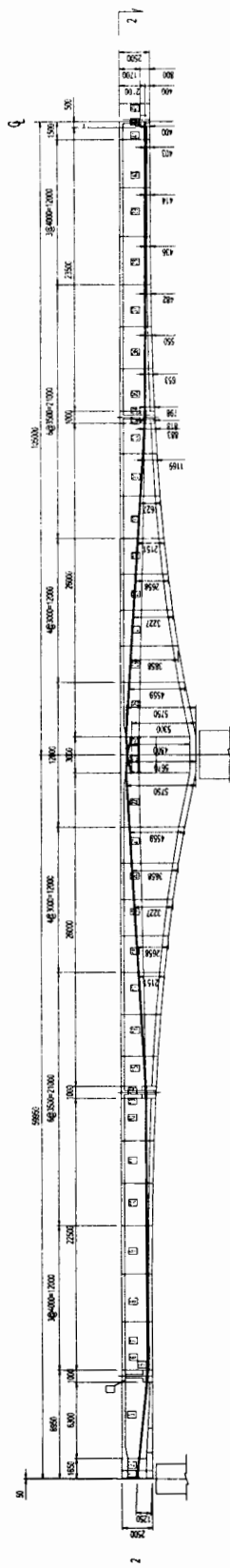
Các ụ neo và các ụ chuyển hướng cáp DƯL ngoài thường bố trí ở vị trí khoảng 1/4 chiều dài nhịp. Các cáp này được uốn nghiêng trong không gian bên trong lòng hộp dầm để làm nhiệm vụ cáp dự ứng lực nghiêng. Khoảng cách giữa các điểm đỡ cáp này thường không quá 700 cm để tránh dao động cáp DƯL bất lợi quá mức.

Vách ngang của đốt K0 thường được dùng làm nơi đặt neo của cáp dự ứng lực ngoài, vì vậy trạng thái ứng suất cục bộ trong vách ngang rất phức tạp, cần được tính toán kỹ và đặt cốt thép hợp lý để tránh xuất hiện vết nứt.

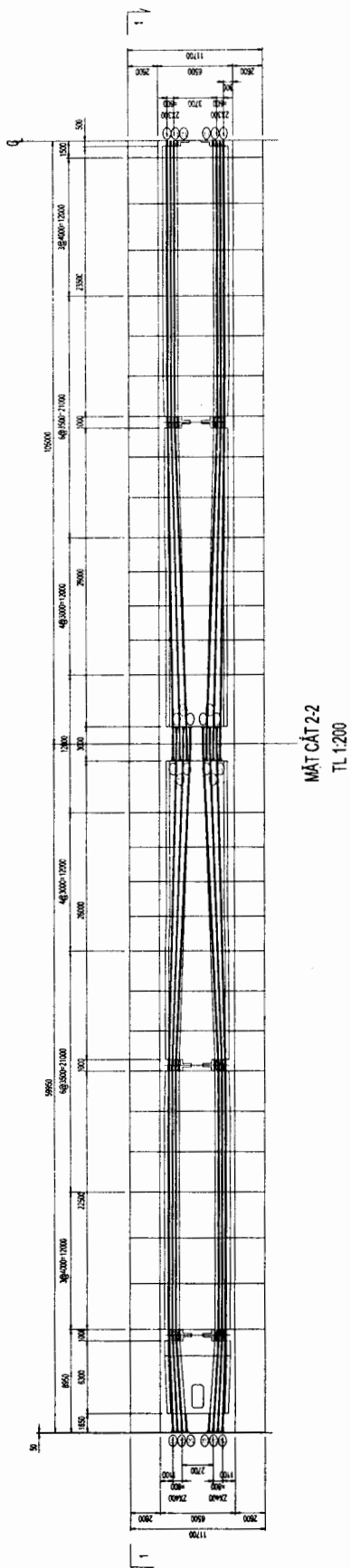
Loại bó cáp DƯL ngoài thường là có nhiều tao cáp hơn loại bó cáp đặt ở bản đáy hộp. Ống bó cáp DƯL ngoài là loại ống nhựa PVC tỷ trọng cao chuyên dụng. Các đốt ống được nối với nhau bằng máy hàn ống nhựa chuyên dụng. Phần ống nằm trọng ụ neo và ụ chuyển hướng cáp được làm bằng thép vì phải chịu lực lớn.

Ví dụ: Cầu Non Nước (tỉnh Ninh Bình) đã dùng các loại cáp như sau:

Loại cáp DƯL	Đường kính danh định (mm)	Giới hạn chảy (kN)	Giới hạn cường độ (kN)	Lực căng kéo (kN)
Cáp DƯL ngoài	12 S 15,2	2613	3096	2352
Cáp DƯL trong	12 S 12,7	1860	2200	1674
Cáp DƯL ngang	3 S 12,7	465	550	418



MẶT CẮT 1-1
TL 1:200



MẶT CẮT 2-2
TL 1:200

Hình 4-28: Bố trí cáp dự ứng lực ngoài

4.1.5. Ống bọc và neo kéo sau dự phòng

4.1.5.1. Tổng quát

Khi thiết kế cần phải dự phòng tình huống bất lợi mà phải căng thêm cáp để bù như các tình huống:

- Thi công căng cáp có sai sót nên xuất hiện các mắt mắt dự ứng suất không dự kiến, hoặc trong khi thi công hoặc ở lúc muộn hơn,
- Sự tăng các tải trọng tĩnh tương lai,
- Cần khống chế về nứt và độ võng do lý do nào đó mà có nguy cơ vượt quá mức dự kiến cho phép lúc đầu.

4.1.5.2. Các cầu có các ống bọc đặt bên trong

Đối với các cầu có các ống bọc đặt bên trong, neo dự phòng và dung lượng của ống bọc dự phòng dùng cho các bó tào cáp chịu mômen âm và mô men dương được đặt đối xứng đối với tim cầu phải tạo ra được sự tăng thêm của lực kéo sau đủ mức an toàn. Tổng tiềm năng lực dự phòng của cả hai loại neo và ống bọc mô men dương và mô men âm không được nhỏ hơn 5% tổng các lực do mô men dương và âm kéo sau theo tính toán ban đầu. Các neo dự phòng phải được 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 rỗng. Đối với các cầu liên tục, không cần sử dụng tới khả năng của các ống bọc và neo dự phòng chịu mô men dương trong phạm vi 25% chiều dài nhịp ở về hai phía của các gối đỡ ở trụ.

Bất kỳ ống bọc dự phòng nào không sử dụng để điều chỉnh lực kéo sau phải được bơm vữa vào cùng lúc với các ống bọc khác ở trong nhịp.

4.1.5.3. Dự trữ cho tĩnh tải tương lai hoặc điều chỉnh độ võng

Phải dự trữ cho việc đưa vào và cho việc gắn neo qua các lỗ mở và các ụ chuyển hướng để cho phép về sau có thể bổ sung các bó tào cáp dự ứng lực ngoài bê tông (không dính bám và được chống ăn mòn) nhưng đặt ở bên trong mặt cắt hình hộp một cách đối xứng với tim cầu nhằm tạo lực kéo sau không nhỏ hơn 10% mô men dương và mô men âm.

4.1.6. Cụ ly tối thiểu của các bó thép và ống bọc dự ứng lực

4.1.6.1. Đối với tào thép dự ứng lực kéo trước

Trong phần cầu đúc hẫng dương nhiên không đặt các cốt thép dự ứng lực kéo trước. Tuy nhiên trong một dự án cầu có thể phần cầu dẫn là các dầm kéo trước. Khi đó cần tuân theo các quy định sau đây. Khoảng cách trống giữa các tào thép 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 5.11.4.2 của Tiêu chuẩn) 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 sau.

Bảng 4.1. Cự ly tìm đến tìm

Quy cách tạo thép (mm)	Cự ly (mm)
15,24	51
14,29 Đặc biệt	
14,29	
12,70 Đặc biệt	
12,70	44
11,11	
9,53	38

Nếu chứng minh được bằng thí nghiệm theo kích thước thực nguyên mẫu thiết kế. Thì khoảng cách trống giữa các tạo thép ở đầu cấu kiện có thể được lấy giảm đi.

Khoảng cách trống tối thiểu giữa các nhóm bó không được nhỏ hơn hoặc 1,33 lần kích thước tối đa của cấp phối hoặc 25mm.

Các bó thép kéo trước có thể đặt thành chùm, miễn là cự ly giữa các bó quy định ở đây được duy trì. Quy định này áp dụng cho cả bó có bọc hoặc không bọc.

Các nhóm 8 tạo đường kính 15,24 mm hoặc nhỏ hơn có thể bó lại để chồng lên nhau trong mặt phẳng đứng. Số lượng các tạo được bó lại bằng bất kỳ cách nào khác không được vượt quá bốn.

4.1.6.2. Đối với các ống bọc kéo sau không cong trong mặt phẳng nằm ngang

Khoảng cách trống giữa các ống bọc thẳng kéo sau không được nhỏ hơn 38 mm hoặc 1,33 lần kích thước lớn nhất của cấp phối thô.

Các ống bọc có thể được bó lại trong các nhóm không vượt quá ba miễn là cự ly được quy định giữa các ống riêng rẽ được duy trì giữa mỗi ống nội trong vùng 900 mm của neo.

Với các nhóm bó ống bọc thì công không phải là phân đoạn, cự ly tịnh 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 cách trống thẳng đứng tối thiểu giữa các bó không được nhỏ hơn 38 mm hoặc 1,33 lần kích thước lớn nhất của cấp phối thô.

Để so sánh, có thể nêu lại là Tiêu chuẩn quy định cho kết cấu thi công đúc sẵn trước thì khoảng cách trống ngang tối thiểu giữa các nhóm ống có thể giảm xuống 75 mm.

4.1.6.3. Đối với các ống bọc cáp kéo sau cong

Khoảng cách trống tối thiểu giữa các ống bọc cong phải giống như yêu cầu đối với hạn chế của bó thép quy định trong Điều 5.10.4.3. của Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01. Cụ ly đối với các ống cong không được nhỏ hơn đối với các ống thẳng.

4.1.6.4. Cụ ly tối đa của các bó thép 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 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.

4.1.6.5. Các đầu nối của bó thép kéo sau

Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01 quy định không được nối quá 50% số bó thép dọc kéo sau được nối trong một mặt cắt và khoảng cách giữa các đầu nối cạnh nhau không được lấy nhỏ hơn chiều dài của phân đoạn dầm hay hai lần chiều cao của phân đoạn dầm. Các diện tích trống xung quanh các đầu nối phải được 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.

4.1.7. Kiểm chế bó cốt thép dự ứng lực

4.1.7.1. Tổng quát

Phải bố trí các bó thép nằm trong phạm vi cốt thép đai tăng cường trong bản bụng dầm và nếu có thể được, nằm giữa các lớp cốt thép ngang trong bản cánh và bản mặt cầu. Đối với các ống bọc nằm trong bản cánh dưới của các phân đoạn dầm có chiều cao thay đổi, phải bố trí các cốt thép kiểm chế danh định xung quanh ống bọc ở từng mặt của phân đoạn dầm. Không được bố trí ít hơn 2 hàng cốt thép thanh N_o13 kiểu kẹp tóc ở hai bên của mỗi ống bọc với kích thước theo chiều thẳng đứng bằng chiều dày của bản, trừ đi các kích thước lớp bảo hộ trên và dưới.

Phải xét đến ảnh hưởng của áp lực vữa phun trong ống bọc.

4.1.7.2. Tác động lắc trong các bản

Để tránh tác động lắc trong các bản, các ống bọc được đặt từ tim đến tim gần hơn 300 mm ở cả hai hướng phải được coi là đặt gần nhau.

Tại những nơi mà các ống bọc 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 phải được bao gồm trong hồ sơ hợp đồng, lưới cốt thép ở đỉnh và ở đáy phải được giằng với nhau bằng các thanh kẹp N_o13. Cụ ly giữa các thanh kẹp không được vượt quá hoặc 450 mm hoặc 1,5 lần chiều dày bản ở mỗi hướng.

4.1.7.3. Tác động của các bó cong

Phải dùng cốt thép để giữ các bó thép cong. 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 giả định của f_y không vượt quá 400 MPa. Cự ly cốt thép neo giữ không vượt quá hoặc 3.0 lần đường kính ngoài của ống hoặc 600 mm.

Khi các bó thép được đặt trong bản bụng hoặc bản cánh cong, hoặc được uốn cong theo và gần theo các góc lõm hoặc lỗ rỗng bên trong, phải có thêm lớp bảo vệ bê tông và/hoặc cốt thép neo giữ. Cự ly giữa một góc lõm và/hoặc lỗ rỗng và mép của ống bọc gần đó không được nhỏ hơn 1,5 lần đường kính ống bọc.

Khi một bó cong trong hai mặt phẳng thì các lực trong và ngoài mặt phẳng phải được cộng véc tơ với nhau.

4.1.7.4. Các ứng lực trong mặt phẳng

Trị số của ứng lực trệch hướng trong mặt phẳng do các bó thép đổi hướng được lấy bằng:

$$F_{u-in} = \frac{P_u}{R}$$

ở đây :

F_{u-in} = Ứng lực trệch hướng trong mặt phẳng trên đơn vị chiều dài bó thép (N/mm)

P_u = Lực tính toán của bó thép như quy định trong Điều 3.4.3 (N)

R = Bán kính cong của bó thép ở vị trí xem xét (mm)

Lực trệch hướng tối đa phải được xác định trên cơ sở tất cả các bó thép, bao gồm bó thép dự phòng, đều được tạo ứng suất.

Sức kháng cắt của lớp bê tông bảo vệ chống lại lực trệch hướng đẩy ra V_r phải lấy bằng:

$$V_r = \phi V_n$$

trong đó :

$$V_n = 0,33d_c \sqrt{f'_{ci}}$$

ở đây :

V_n = Sức kháng cắt danh định trên đơn vị chiều dài (N/mm)

ϕ = Hệ số sức kháng cắt quy định trong Điều 5.5.4.2 của 22 TCN 272-01

d_c = Lớp phủ bê tông nhỏ nhất trên ống gen (mm)

f'_{ci} = Cường độ nén quy định của bê tông ở thời điểm đặt tải hoặc tạo dự ứng lực ban đầu (MPa).

Nếu lực trệch hướng tính toán trong mặt phẳng vượt quá cường độ cắt tính toán của lớp bảo vệ bê tông như chỉ ra trong phương trình 2 thì phải đặt các giằng neo hoàn toàn để chịu các lực trệch hướng tính toán dưới dạng hoặc thép không dự ứng lực hoặc dự ứng lực.

Khi dùng ống bọc chồng trong dầm cong phải khảo sát sức kháng uốn của lớp phủ bê tông chịu uốn.

Đối với các dầm cong, các tác động uốn tổng thể của các lực ngoài mặt phẳng phải được khảo sát.

Tại chỗ các ống cong của các bó thép, ngoài các bó cắt qua ở xấp xỉ 90°, được đặt sao cho hướng của lực xuyên tâm từ bó này hướng về bó kia, phải đặt neo giữ các ống bằng :

- Đặt khoảng cách giữa các ống sao cho sức kháng cắt danh định đủ như quy định trong phương trình 2,
- Đặt cốt thép neo giữ để chịu lực hướng tâm,
- và quy định rằng mỗi ống bên trong phải được ép vữa trước khi tạo dự ứng lực ở ống bên ngoài liền kề.

4.1.7.5. Các ứng lực ngoài mặt phẳng

Ứng lực ngoài mặt phẳng do tác động ép của bó thép lên vách ống bọc có thể tính như sau :

$$F_{u-out} = \frac{P_u}{R}$$

ở đây :

F_{u-out} = Ứng lực ngoài mặt phẳng trên đơn vị chiều dài bó thép (N/mm)

P_u = Lực bó thép đã nhân hệ số như quy định trong Điều 3.4.3 (N).

R = Bán kính cong của bó thép trong mặt phẳng đứng ở vị trí xem xét (mm)

Nếu cường độ cắt tính toán theo các công thức ở trên là không đủ, thì phải đặt cốt thép neo giữ cục bộ suốt các mặt cắt bó thép cong để chịu toàn bộ lực ngoài mặt phẳng, nên dùng cốt thép dạng lò xo.

4.1.7.6. Các bộ đỡ bó cáp đặt ngoài

Trừ khi các phân tích về dao động bó cáp dự ứng lực ngoài cho thấy khác đi, chiều dài không đỡ của các bó cáp đặt ngoài - không được vượt quá 7500 mm.

4.1.8. Triển khai tạo cáp dự ứng lực

4.1.8.1. Tổng quát

Khi xác định cường độ 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 truyền lực và chiều dài phát triển. Có thể giả định lực kéo trước thay đổi tuyến tính từ 0,0 tại điểm kết dính bắt đầu cho tới khi đạt trị số cực đại sau một khoảng chiều dài truyền lực. Giữa chiều dài truyền và chiều dài phát triển có thể giả định lực của tao thép tăng theo đường pa-ra-bôn và đạt tới sức kháng kéo của tao thép đai ở chiều dài phát triển.

Để áp dụng điều này, chiều dài truyền có thể lấy bằng 60 lần đường kính tao thép và chiều dài phát triển phải lấy theo chỉ dẫn ở Điều 5.11.4.2. của Tiêu chuẩn

Phải xét đến tác dụng của sự mất dính bám theo chỉ dẫn ở Điều 5.11.4.3. của Tiêu chuẩn 22TCN 272-01

4.1.8.2. Tao thép có dính bám

Bó cáp căng trước phải được dính bám ở phần ngoài mặt cắt nguy hiểm đang xét với chiều dài phát triển, tính bằng mm theo công thức:

$$l_d \geq (0,15 f_{ps} - 0,097 f_{pc})d$$

Trong đó:

d_b = Đường kính danh định của tao thép tính bằng 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_{pc} = Ứng suất hữu hiệu trong thép gây dự ứng lực sau mất mát (MPa)

4.1.8.3. Các tao thép mất dính bám từng phần

Chiều dài triển khai chịu kéo λ_d đối với cường độ chảy quy định phải lấy phù hợp với Điều 5.11.2. của Tiêu chuẩn 22TCN 272-01

Khi có một đoạn hoặc nhiều đoạn của tao thép dự ứng lực không được dính bám và khi có lực kéo trong vùng kéo bị nén trước, chiều dài phát triển được chỉ dẫn ở trên phải được tăng gấp đôi.

Số tao thép bị mất dính bám từng phần không vượt quá 25% tổng các tao.

Số tao thép mất dính bám trong bất kỳ hàng ngang nào đều không được vượt quá 40% số tao trong hàng đó.

Chiều dài mất dính bám của bất kỳ tao thép 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 thoả mãn.

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 đặt đối xứng với tim cấu kiện phải bằng nhau. Các tao phía ngoài của mỗi hàng ngang phải được dính bám hoàn toàn.

4.2. CỐT THÉP DỰ ỨNG LỰC NGANG

Nói chung, xét về mặt kinh tế thì khả năng chịu lực theo phương ngang cầu của bản phân xe chạy (phần nắp hộp) có thể đảm bảo đủ nếu dùng kết cấu bản bê tông cốt thép thường và nếu hộp có chiều rộng vừa phải ($B \leq 16m$).

Trái lại, việc đặt cáp dự ứng lực ngang cầu sẽ có hiệu quả kinh tế hơn nếu mặt cắt ngang kết cấu nhịp là hộp có chiều rộng lớn hoặc là nhiều hộp ghép lại mà cần đảm bảo độ cứng ngang khá lớn.

Tuy nhiên, cũng có nhiều cầu thực tế chỉ cần đặt cốt thép thường là đủ để đảm bảo độ cứng ngang của kết cấu nhịp. Khối lượng cáp dự ứng lực ngang cầu thay đổi tùy theo mỗi cầu, thường là $5 \div 7 \text{ kg/1 mét vuông diện tích hữu ích của mặt cầu}$.

Khối lượng cốt thép thường tính cho 1 m^3 bê tông nói chung vào khoảng :

- Từ 60 đến 80 kg/m^3 nếu bản nắp hộp có cáp dự ứng lực ngang
- Từ 80 đến 100 kg/m^3 nếu bản nắp hộp chỉ có cốt thép thường

Loại cáp ngang thường gồm 3 - 4 tao xoắn 12,7mm đặt chung trong 1 ống bọc hình dẹt. Neo cũng là loại neo dẹt chuyên dụng. Khoảng cách giữa các cáp ngang này vào khoảng 50 cm. Một đầu cáp có neo thụ động (neo chết), đầu kia đặt neo chủ động. Các đầu neo này của các cáp ngang được đổi chiều bố trí lần lượt để khi kéo căng cáp không gây ảnh hưởng xoắn ngang kết cấu nhịp.

4.3. CỐT THÉP DỰ ỨNG LỰC ĐỨNG

Việc đặt cáp DUL thẳng đứng trong thành hộp có tác dụng tăng cường khả năng chịu cắt, chịu xoắn và chống vết nứt nghiêng. Tuy nhiên sẽ gây ra phức tạp cho thi công đổ bê tông, cho việc đặt và căng cáp và tốn vật liệu. Do đó nên cân nhắc kỹ trước khi quyết định bố trí các cáp này. Trong những điều kiện thông thường, chỉ cần cốt đai thường là đủ.

Các cáp DUL đứng thường ngắn nên rất khó kéo căng chính xác. Vì vậy có xu hướng dùng vật tư là thanh cường độ cao với loại neo kiểu ê-cu.

4.4. CÁCH TRÌNH BÀY BẢN VẼ CÁP KÉO SAU

4.4.1 Tổng quát

Các tài liệu của hợp đồng phải theo một trong hai cách trình bày sau:

- Cách A: Có đầy đủ bản vẽ chi tiết về cấu tạo và kích thước bao gồm chiều dài phân đoạn, mối nối thi công, kích thước và quy cách bó thép, các lực kích, các chi tiết cấu tạo của thép không dự ứng lực, số liệu về độ vòng ngược và một phương pháp thi công thống nhất.
- Cách B: Các bản vẽ trình bày kích thước bê tông, chiều dài phân đoạn, chi tiết cấu tạo của thép không dự ứng lực, các yêu cầu về độ lệch tâm trên các biểu đồ của lực và/hoặc mô-men sau khi mất mát ma sát ở thời điểm thi công, số liệu về độ vòng ngược và một phương pháp thi công thống nhất.

4.4.2. Lập các tài liệu hợp đồng theo cách A

Khi lập một bộ tài liệu cho hợp đồng theo cách A, các tài liệu hợp đồng phải đủ giúp cho Nhà thầu soát xét lại các kích thước của bố thép và sự bố trí trên các bản vẽ với điều kiện là các lực căng sau và mô men do các lực căng sau nghĩa là các lực nhân với các độ lệch tâm không nhỏ hơn các trị số được trình bày trong bản vẽ với đầy đủ chi tiết và không được lớn hơn 5% ở bất cứ mặt cắt nào. Trong trường hợp như thế, các tài liệu hợp đồng phải yêu cầu Nhà thầu chuẩn bị các bản vẽ về kích thước và bố trí, xác định sự mất mát do ma sát ở thời điểm gây ứng lực và chịu trách nhiệm về các sửa đổi đó.

4.4.3. Lập các tài liệu hợp đồng theo cách B

Khi lập một bộ tài liệu hợp đồng theo cách B, các tài liệu hợp đồng phải đủ để cho Nhà thầu có thể chọn kích cỡ và bản vẽ bố trí các bó cáp. Trong các tài liệu hợp đồng phải yêu cầu Nhà thầu đáp ứng biểu đồ mô men do dự ứng lực sau khi mất mát do ma sát nhưng chưa tính co ngót, từ biến tự chùng thép và không được vượt quá giá trị này trên 5%, Nhà thầu phải chịu trách nhiệm hoàn toàn về việc chi tiết hoá bản vẽ bố trí bó thép và phải chịu trách nhiệm chuẩn bị các bản vẽ thi công chi tiết cho việc cắt, uốn cốt thép không dự ứng lực được chỉ rõ trong các tài liệu hợp đồng.

4.4.4. Các bản vẽ thi công

Các bản vẽ thi công cho công việc căng sau và cho các cấu kiện cần chôn khác như các khe co giãn, các gối đỡ và các bu lông neo do nhà cung cấp giao phải được Kỹ sư Tư vấn giám sát kiểm tra lại và duyệt cho đúng với ý đồ của thiết kế và phù hợp với các bản vẽ thiết kế và các chỉ dẫn kỹ thuật. Trong trường hợp các tài liệu hợp đồng được chuẩn bị theo cách A được điều chỉnh hoặc khi tài liệu hợp đồng không cung cấp thông tin chi tiết và kích thước như đối với các hợp đồng được chuẩn bị theo cách B thì Nhà thầu phải chịu trách nhiệm bố trí tất cả các vật chôn dưới và sửa chữa mọi sự chông chéo. Các bản vẽ bố trí căng sau phải là bản vẽ quyết định việc bố trí cốt thép không dự ứng lực. Trong trường hợp cần thiết, vị trí của thép không dự ứng lực phải được điều chỉnh để không làm vướng các bó thép DUL.

CHƯƠNG 5

CỐT THÉP THƯỜNG TRONG KẾT CẤU NHỊP ĐÚC HẰNG

MỤC LỤC

5.1. Nguyên tắc chung	144
5.2. Chi tiết cốt thép ngang	153
5.3. Cốt thép co ngót và nhiệt độ	155
5.4. Cốt thép khối K0 trên trụ	156
5.5. Cốt thép các khối đúc hằng	160
5.6. Cốt thép các khối đúc trên đà giáo cố định	161
5.7. Cốt thép các khối hợp long.....	162

5.1. NGUYÊN TẮC CHUNG

5.1.1. Một số quy định chung của Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01

5.1.1.1. Cự ly tối thiểu của các thanh cốt thép

Đối với bê tông đúc tại chỗ, khoảng cách trống 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

Trừ trong các bản mặt cầu, ở đó cốt thép song song được đặt trong hai hoặc nhiều lớp, với khoảng cách trống giữa các lớp không vượt quá 150mm, các thanh ở các lớp trên phải được đặt trực tiếp trên những thanh ở lớp dưới, và cự ly giữa các lớp không được nhỏ hơn hoặc 25 mm hoặc đường kính danh định của thanh.

5.1.1.2. Các mối nối

Các giới hạn về khoảng cách trống giữa các thanh quy định trong các Điều 5.10.3.1.1 và 5.10.3.1.2 cũng được áp dụng cho khoảng cách trống giữa một mối nối chồng và các mối nối hoặc thanh liền kề.

5.1.1.3. Bố các thanh cốt thép thường

Số lượng các thanh song song được bố lại để làm việc như một đơn vị không được vượt quá bốn trong bất kỳ bó nào, trong các bộ phận chịu uốn số lượng các thanh lớn hơn N_{c36} không được vượt quá hai trong bất kỳ bó nào.

Bó thanh phải được bao lại bằng thép đai hoặc giằng.

Từng thanh trong bó, đứt đoạn trong chiều dài nhịp của bộ phận, phải kết thúc ở các điểm khác nhau với khoảng cách ít nhất bằng 40 lần đường kính thanh. Ở nơi mà các giới hạn về khoảng cách dựa trên kích thước thanh, một bó thanh phải được xử lý như một thanh có đường kính suy ra từ tổng diện tích tương đương.

5.1.1.4. Cự ly tối đa của các thanh cốt thép

Trong các vách và bản, trừ khi được quy định khác, cự ly các cốt thép không được vượt quá hoặc 1.5 lần chiều dày của bộ phận hoặc 450 mm.

Cự ly các thép xoắn ốc, thép giằng, thép chịu nhiệt và co ngót phải theo quy định trong các Điều 5.10.6, 5.10.7 và 5.10.8.

5.1.2. Triển khai cốt thép và mối nối cốt thép

5.1.2.1. Tổng quát

5.1.2.1.1. Yêu cầu cơ bản

Các ứng lực tính toán trong cốt thép tại mỗi mặt cắt phải triển khai về mỗi phía của mặt cắt đó bằng chiều dài ngàm, móc hoặc các linh kiện 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.

5.1.2.1.2. Triển khai cốt thép chịu uốn

A- Tổng quát

Các mặt cắt nguy hiểm đối với việc triển khai cốt thép chịu uốn 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 phải được kéo dài ra xa điểm mà tại đó không có yêu cầu cốt thép dài hơn để chống lại sự uốn, với một chiều dài không nhỏ hơn:

- Chiều cao hữu hiệu của cấu kiện
- 15 lần đường kính thanh danh định, hoặc
- 1/20 lần nhịp tĩnh.

Cốt thép phải tiếp tục kéo dài một chiều dài không nhỏ hơn chiều dài triển khai, λ_d , được quy định trong Điều 5.11.2, ra xa điểm mà ở đó cốt thép chịu uốn được uốn lên hoặc kết thúc do không cần thiết dài hơn nữa để chịu uốn.

Không được kết thúc nhiều hơn 50% số cốt thép tại bất kỳ mặt cắt nào, và các thanh kề nhau không được trong cùng mặt cắt.

Cốt thép chịu kéo cũng có thể khai triển bằng cách uốn qua thân dầm mà trong đó cốt thép nằm và kết thúc trong vùng chịu nén bằng bố trí chiều dài triển khai λ_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 đó 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 cao hoặc
- Cốt thép chịu kéo trong cấu kiện không song song với mặt chịu nén.

B - Cốt thép chịu mô men dương

Ít nhất 1/3 cốt thép chịu mômen dương trong các thành phần nhịp giản đơn và 1/4 cốt thép chịu mômen dương trong các bộ phận liên tục phải kéo dài dọc theo cùng một mặt của bộ phận qua đường tim gối. Ở các dầm, cốt thép này phải kéo dài xa gối ít nhất 150 mm.

C - Cốt thép chịu mômen âm

Ít nhất 1/3 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 hữu hiệu của cấu kiện
- 12 lần đường kính thanh danh định, và
- 0,0625 lần chiều dài nhịp tĩnh.

D- Mối nối chịu mô men

Cốt thép chịu uốn trong các cấu kiện liên tục, bị kiểm chế hoặc hẫng hoặc bất kỳ cấu kiện nào của khung cứng phải được cấu tạo để tạo tính liên tục của cốt thép tại các chỗ gặp 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 và 4 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.

5.1.2.2. Triển khai cốt thép

5.1.2.2.1. Các thanh có gờ và sợi thép có gờ chịu kéo

A - Chiều dài triển khai cốt thép kéo

Chiều dài triển khai cốt thép kéo λ_d , phải không được nhỏ hơn tích số chiều dài triển khai cốt thép kéo cơ bản λ_{db} được quy định ở đây, nhân với các hệ số hoặc hệ số điều chỉnh như được quy định trong các Điều 5.11.2.1.2 và 5.11.2.1.3. Chiều dài triển khai cốt thép kéo không được nhỏ hơn 300 mm, trừ khi dùng mối nối chồng quy định trong Điều 5.11.5.3.1 và trong việc triển khai cốt thép chống cắt theo quy định trong Điều 5.11.2.6.

Chiều dài triển khai cốt thép kéo cơ bản, λ_{db} theo mm, phải lấy như sau :

- Với thanh N_o36 và nhỏ hơn $\frac{0,02A_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$ nhưng không nhỏ hơn $0,06 d_b f_y$

- Đối với các thanh N_o43 $\frac{25f_y}{\sqrt{f'_c}}$
- Đối với các thanh N_o57 $\frac{34f_y}{\sqrt{f'_c}}$
- Với sợi có gờ $\frac{0,36d_b f_y}{\sqrt{f'_c}}$

Trong đó :

A_b = Diện tích của thanh hoặc sợi (mm²)

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 ở tuổi 28 ngày, trừ khi có tuổi khác được quy định (MPa)

d_b = Đường kính thanh hoặc sợi (mm)

B- Hệ số điều chỉnh làm tăng λ_c

Chiều dài triển khai cơ bản, λ_{db} , phải nhân với hệ số sau đây hoặc các hệ số được coi là thích hợp :

- Cốt thép nằm ngang ở đỉnh hoặc gần đỉnh được đặt sao cho trên 300mm bê tông tươi được đúc bên dưới cốt thép.....1,4

- Với các thanh có lớp bảo vệ d_b hoặc ít hơn, hoặc với khoảng cách tịnh $2d_b$ hoặc ít hơn.. 2,0

- Đối với bê tông nhẹ ở đó f_{ct} (MPa) được quy định $\frac{0,58\sqrt{f'_c}}{f_{ct}} \geq 1,0$

- Đối với bê tông nhẹ không quy định đối với f_{ct} 1,3

- Đối với bê tông tỷ trọng cát thấp không quy định f_{ct} 1,2

Có thể dùng nội suy tuyến tính giữa các điều khoản của "tỷ trọng thấp" và "tỷ trọng- cát - thấp" khi thay thế từng phần cát.

- Đối với các thanh được bọc epôxy với lớp phủ nhỏ hơn $3d_b$ hoặc

Với khoảng cách tịnh giữa các thanh nhỏ hơn $6d_b$ 1,5

- Đối với các thanh bọc epôxy không có lớp phủ trên 1,2

Tích số nhận được khi tổ hợp hệ số đối với cốt thép ở đỉnh với hệ số thích hợp dùng cho các thanh bọc epôxy không cần lấy lớn hơn 1,7.

C - Hệ số điều chỉnh làm giảm λ_d

Chiều dài triển khai cơ bản λ_{db} , được thay đổi theo các hệ số như quy định trong Điều 5.11.2.1.2 có thể được nhân với các hệ số sau đây, trong đó :

- Cốt thép được phát triển về chiều dài đang xem xét được đặt ngang cách nhau không nhỏ hơn 150mm từ tim tới tim với lớp bảo vệ không nhỏ hơn 75 mm đo theo hướng đặt thép 0,8

- Không yêu cầu neo hoặc không cần tăng cường tới độ chảy hoàn toàn của cốt thép, hoặc ở nơi cốt thép trong các cấu kiện chịu uốn vượt yêu cầu của tính toán $\frac{(A_s \text{ cần thiết})}{A_s \text{ bố trí}}$

- Cốt thép bị bọc bên trong các thanh xoắn ốc có đường kính không nhỏ hơn 6 mm và bước xoắn không nhỏ hơn 100 mm 0,75

5.1.2.2.2. Thanh có gờ chịu nén

A - Chiều dài triển khai cốt thép nén

Chiều dài triển khai cốt thép nén λ_{db} đối với các thanh có gờ không được nhỏ hơn tích số của chiều dài triển khai cơ bản theo quy định ở đây với các hệ số điều chỉnh thích hợp như được quy định trong Điều 5.11.2.2.2 Tiêu chuẩn 22TCN:272-01 hoặc 200 mm.

Chiều dài triển khai cơ bản λ_{db} đối với các thanh có gờ chịu nén không được nhỏ hơn:

$$\ell_{db} = \frac{0,24d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (22TCN 272-01. 5.11.2.2.1-1)$$

$$\text{hoặc: } \lambda_{db} = 0,044 d_b f_y \quad (22TCN 272-01. 5.11.2.2.1-2)$$

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)

B - Hệ số điều chỉnh

Chiều dài triển khai cơ bản λ_{db} có thể được nhân với các hệ số thích hợp, khi :

- Không yêu cầu neo hoặc phát triển cường độ chảy đầy đủ của thanh cốt thép, hoặc ở chỗ sự tăng cường được bố trí vượt yêu cầu theo phân tích $\frac{(A_s \text{ cần thiết})}{A_s \text{ bố trí}}$

- Cốt thép bị 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

5.1.2.2.3. Bó thanh cốt thép

Chiều dài triển khai của các thanh đơn lẻ bên trong một bó, chịu kéo hoặc chịu nén, phải sao cho các thanh đơn lẻ trong bó 3 thanh tăng được 20% và bó 4 thanh tăng được 33%.

Trong việc xác định các hệ số được quy định trong các Điều 5.11.2.1.2 và 5.11.2.1.3 Tiêu chuẩn 22TCN 272-01, một bó thanh phải được xử lý như thanh đơn có đường kính được xác định từ tổng diện tích tương đương.

5.1.2.2.4. Móc tiêu chuẩn chịu kéo

A - Chiều dài triển khai móc cơ bản

Chiều dài triển khai λ_{dh} theo mm đối với các thanh có gờ chịu kéo, kết thúc bằng móc tiêu chuẩn, được quy định trong Điều 5.10.2.1, không nhỏ hơn :

• Tích số của chiều dài triển khai cơ bản λ_{hb} theo như quy định trong phương trình 1 và hệ số điều chỉnh thích hợp hoặc các hệ số, như được quy định trong Điều 5.11.2.4.2 Tiêu chuẩn 22TCN 272-01.

- 8 lần đường kính thanh, hoặc
- 150 mm

Chiều dài triển khai cơ bản λ_{hb} đối với thanh làm móc có cường độ chảy f_y không vượt quá 400 MPa phải lấy theo :

$$\ell_{hb} = \frac{100d_b}{\sqrt{f'_c}} \quad (22TCN 272-01. 5.11.2.4.1-1)$$

Trong đó :

d_b = Đường kính thanh (mm)

f'_c = Cường độ chịu nén của bê tông quy định ở tuổi 28 ngày, trừ khi có tuổi khác được quy định (MPa)

B - Hệ số điều chỉnh

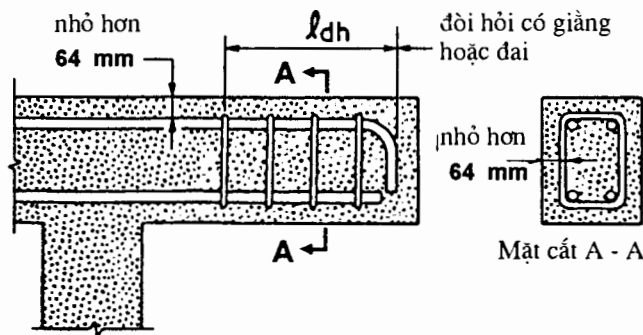
Chiều dài triển khai móc cơ bản λ_{hb} phải được nhân với hệ số sau hoặc các hệ số thích hợp khi:

- Cốt thép có cường độ chảy vượt quá 400 MPa $\frac{f_y}{400}$
- Lớp phủ bên đối với thanh N_o36 và nhỏ hơn, thẳng góc với mặt phẳng móc, không nhỏ hơn 64 mm, và đối với móc 90°, lớp phủ trên đoạn thanh kéo dài quá móc không nhỏ hơn 50 mm 0,7
- Các móc số N_o36 và nhỏ hơn được bọc trong các giằng thẳng đứng hoặc nằm ngang hoặc giằng hoặc cốt đai được đặt dọc theo chiều dài triển khai toàn bộ λ_{dh} với quãng cách không vượt quá $3d_b$ 0,8
- Không yêu cầu neo hoặc phát triển cường độ chảy đầy đủ hoặc khi cốt thép được bố trí quá yêu cầu phân tích $\frac{(A_s \text{ cần thiết})}{A_s \text{ bố trí}}$

- Sử dụng bê tông nhẹ 1,3
- Dùng cốt thép được bọc épôxy 1,2

C - Yêu cầu giằng đối với thanh có móc

Đối với các thanh được triển khai bằng một móc tiêu chuẩn tại các đầu không liên tục của các cấu kiện với cả hai lớp phủ 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 theo chiều dài triển khai đầy đủ λ_{dh} , cách nhau không quá $3d_b$ như đã chỉ ra trong hình 5.1 không dùng hệ số theo quy định ở Điều 5.11.2.4.2 Tiêu chuẩn 22TCN 272-01 đối với cốt thép hướng ngang.



Hình 5-1: Các yêu cầu về giằng đối với thanh có móc (22TCN 272-01.5.11.2.4.3-1)

5.1.2.2.5 Tấm lưới sợi thép hàn

A - Lưới sợi thép có gờ

Khi dùng cốt thép không với mục đích chống cắt thì chiều dài triển khai ℓ_{hd} (mm) của lưới sợi hàn có gờ tính từ điểm mặt cắt giới hạn cho đến đầu của sợi thép không được nhỏ hơn 1 trong 2 giá trị dưới đây:

- Tích số của chiều dài khai triển cơ bản với hệ số (hoặc các hệ số) điều chỉnh theo quy định của Điều 5.11.2.6, hoặc
- 200mm trừ mỗi nối chồng theo quy định của Điều 5.11.2.6.

Phải lấy chiều dài khai triển của cốt thép chống cắt theo quy định của Điều 5.11.2.6.

Chiều dài triển khai cơ bản của 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 mặt cắt nguy hiểm, phải không quá :

$$\lambda_{hd} = 0,36d_b \frac{F_y - 140}{\sqrt{f'_c}} \quad (22TCN 272-01.5.11.2.5.1-1)$$

hoặc

$$\lambda_{hd} = 2,4 \frac{A_w f_y}{s_w \sqrt{f'_c}} \quad (22TCN 272-01.5.11.2.5.1-2)$$

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, phù hợp với Điều 5.11.2.1.1 Tiêu chuẩn 22TCN 272-01.

B - Tấm lưới sợi thép trơn

Cường độ chảy của tấm lưới sợi thép trơn hàn phải được xem xét tăng bằng cách ngàm 2 sợi thép ngang với một sợi thép ngang gần hơn không nhỏ hơn 50 mm tính từ điểm mặt cắt nguy hiểm, tuy nhiên chiều dài triển khai λ_d được đo từ điểm mặt cắt nguy hiểm tới sợi thép ngang ngoài cùng phải lấy theo :

$$\lambda_d = 3,24 \frac{A_w f_y}{s_w \sqrt{f'_c}} \quad (22TCN 272-01.5.11.2.5.2-1)$$

Phải thay đổi chiều dài khai triển đối với các cốt thép vượt quá yêu cầu theo phân tích quy định trong Điều 5.11.2.1.2 và với hệ số dùng cho bê tông tỷ trọng thấp quy định theo Điều 5.11.2.1.2 khi thích hợp. Tuy nhiên không được lấy ℓ_d ít hơn 150 mm trừ các mối nối chồng quy định theo Điều 5.11.6.2 Tiêu chuẩn 22TCN 272-01.

5.1.2.2.6. Cốt thép chống cắt

A - Tổng quát

Cốt thép đai trong ống bê tông phải thỏa mãn các quy định của Điều 12.10.4.2.7 và không cần đảm bảo các quy định ở đây.

Cốt thép chống cắt phải được đặt thật sát với bề mặt cấu kiện theo các yêu cầu về phủ và gần với sự cho phép của các cốt thép khác.

Giữa các đầu neo, mỗi chỗ uốn cong trong đoạn liền của cốt đai đơn chữ U hoặc cốt đai nhiều nhánh U phải bao một thanh dọc.

B - Neo cốt thép có gờ

Các đầu của chân đơn, U đơn giản, hoặc các cốt đai nhiều nhánh U được neo như sau :

- Đối với thanh số N_016 và sợi MD200 và nhỏ hơn và đối với các thanh N_019 , N_022 và N_025 có f_y bằng 275 MPa hoặc nhỏ hơn :

một móc tiêu chuẩn quanh cốt thép dọc, và

- Đối với các cốt đai N_019 , N_022 và N_025 có f_y lớn hơn 275 MPa:

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 không nhỏ hơn.

$$\ell_e = \frac{0,17d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \quad (22TCN 272-01. 5.11.2.6.2-1)$$

C - 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 cao hơn cốt thép chủ chịu uốn sát nhất với mặt chịu kéo.

D - Các cốt đai kín

Đối với các cặp cốt đai : hay các đai giằng được bố trí để tạo thành hình kín phải được cấu tạo neo chắc chắn và được nối lại với 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 kín chịu lực kéo do các tải trọng tính toán $A_b f_y$ 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 hữu hiệu của cấu kiện.

5.1.2.3. 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 hiệu chỉnh 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 tài liệu hợp đồng khi dùng loại neo này.

5.1.3. Cốt thép bản mặt cầu của dầm T và dầm hộp đúc tại chỗ

Cốt thép bản mặt cầu của dầm T và dầm hộp đúc tại chỗ phải được xác định hoặc theo các phương pháp truyền thống hoặc theo các phương pháp kinh nghiệm như đã quy định trong Phần 9 của Tiêu chuẩn 22TCN 272-01.

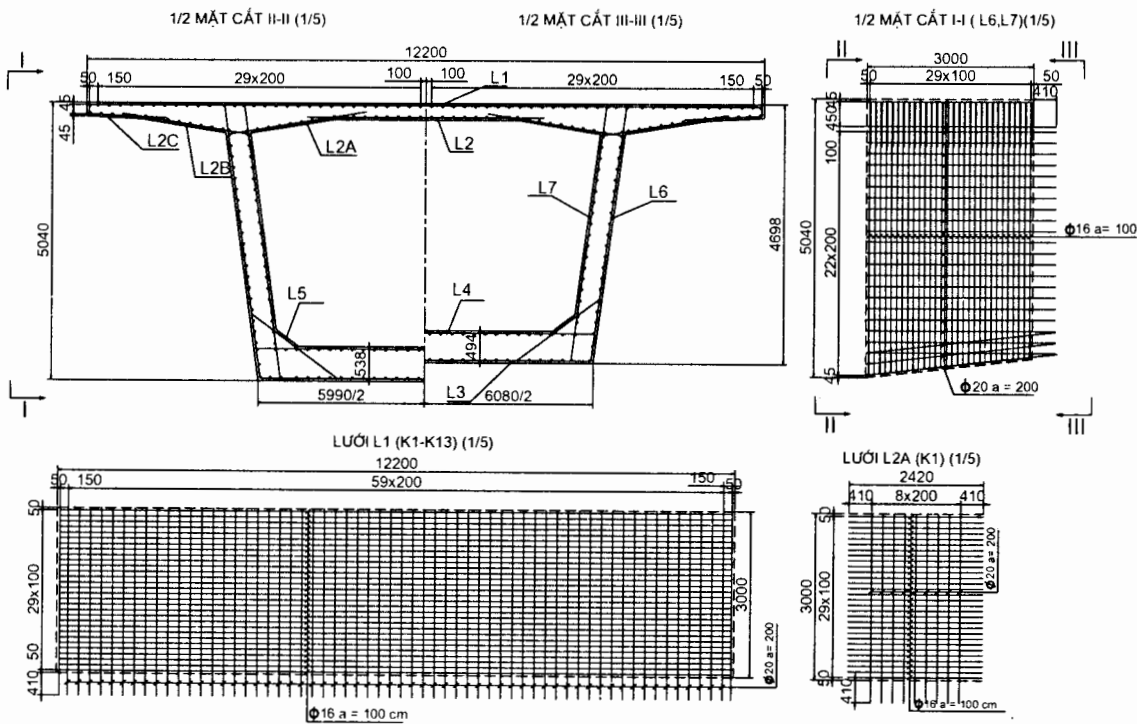
Khi bản mặt cầu không kéo xa ra khỏi sườn phía ngoài, ít nhất là 1/3 số cốt thép ngang của lớp đáy trong bản mặt cầu phải được kéo dài qua mặt ngoài của sườn ngoài và ngàm theo móc tiêu chuẩn 90°. Nếu bản kéo dài ra xa sườn ngoài, thì ít nhất 1/3 số cốt thép ngang ở lớp đáy phải được kéo dài vào trong phần hẫng của bản và phải có neo cách xa mặt ngoài của sườn không nhỏ hơn sức kháng được cung cấp bởi neo tiêu chuẩn.

5.1.4. Cốt thép bản đáy trong dầm hộp đúc tại chỗ

Cốt thép phân bố đều 0,4% của diện tích bản cánh phải được đặt vào bản đáy song song với nhịp dầm hoặc theo các lớp đơn hoặc đôi. Khoảng cách các cốt thép này không được lớn hơn 450 mm.

Cốt thép phân bố đều 0,5% của diện tích mặt cắt bản, dựa trên chiều dày nhỏ nhất của bản phải được đặt ở bản đáy ngang với nhịp dầm. Các cốt thép này phải được phân bố trên cả 2 mặt với khoảng cách lớn nhất là 450 mm.

Tất cả cốt thép ngang trong bản đáy phải được kéo dài tới mặt ngoài của sườn ngoài trong mỗi nhóm và được neo bằng móc tiêu chuẩn 90°.



Hình 5.2: Bố trí cốt thép thường trong cầu đúc hẫng có sườn hộp nghiêng

5.2. CHI TIẾT CỐT THÉP NGANG

5.2.1. Cốt thép ngang cho các bộ phận chịu nén

Cốt thép ngang cho các bộ phận chịu nén cũng có thể dùng loại cốt xoắn hoặc cốt giằng.

5.2.1.1. Cốt xoắn

Cốt xoắn dùng cho các bộ phận chịu nén không phải là cọc, phải bao gồm một hoặc nhiều cốt xoắn liên tục đạt đều bằng cốt thép trơn hoặc cốt thép có gờ, hoặc dây thép với đường kính tối thiểu là 9,5mm. Cốt thép phải được đặt sao cho tất cả các cốt thép chính dọc nằm bên trong và tiếp xúc với cốt xoắn.

Khoảng cách trống giữa các thanh cốt xoắn không được nhỏ hơn hoặc 25mm hoặc 1,33 lần kích thước lớn nhất của cấp phối. Cự ly từ tim đến tim không vượt quá 6,0 lần đường kính của cốt thép dọc hoặc 150 mm.

Trừ quy định trong Điều 5.10.11.4.1 của Tiêu chuẩn 22TCN 272-01 cho vùng động đất 3 và 4, cốt xoắn phải kéo dài từ chân đế hoặc bệ đỡ khác đến cao độ của lớp cốt thép ngang thấp nhất của bộ phận được đỡ.

Neo của cốt 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 3 và 4, việc kéo dài cốt thép ngang vào các bộ phận nối phải thỏa mãn các yêu cầu của Điều 5.10.11.4.3. của Tiêu chuẩn 22TCN 272-01

Các đầu nối của cốt xoắn có thể là một trong các cách sau :

- Nối chồng 48,0 lần đường kính thanh không phủ mặt, 72,0 lần đường kính thanh phủ mặt hoặc 48,0 lần đường kính dây thép,
- Các liên kết cơ học được chấp nhận,
- Hoặc mối nối hàn được chấp nhận

5.2.1.2. Cốt giằng

Trong các bộ phận chịu nén được giằng, tất cả các thanh dọc phải được bao quanh bởi các cốt giằng ngang tương đương với :

- Thanh N₀10 cho các thanh N₀32 hoặc nhỏ hơn,
- Thanh N₀15 cho các thanh N₀36 hoặc lớn hơn,
- và thanh N₀13 cho các bó thanh.

Cự ly giữa các cốt giằng không được vượt quá hoặc kích thước nhỏ nhất của bộ phận chịu nén hoặc 300mm. Khi hai hoặc nhiều thanh N₀35 được bó lại, cự ly này không được vượt quá hoặc một nửa kích thước nhỏ nhất của bộ phận hoặc 150 mm.

Dây thép có gờ hoặc tấm lưới dây thép hàn có diện tích tương đương có thể được dùng thay cho thép thanh.

Các cốt giằng phải được bố trí sao cho mọi góc và thanh dọc đặt xen kẽ có được điểm tựa ngang nhờ có phần bẻ góc của một cốt giằng với góc cong không quá 135grad. Trừ

khi có quy định khác ở đây, ở mỗi phía dọc theo cốt giằng không được bố trí bất cứ thanh nào xa quá (tính từ tim đến tim) 610 mm tính từ thanh dọc được giữ chống chuyển dịch ngang đó. Trong trường hợp thiết kế cột trên cơ sở khả năng chịu tải của khớp dẻo thì ở mỗi phía dọc theo cốt giằng không được bố trí bất cứ thanh nào xa hơn 150 mm (khoảng cách trống) tính từ thanh dọc được giữ chống chuyển dịch ngang đó. Nếu bố trí các thanh theo chu vi của một vòng tròn thì có thể dùng một cốt giằng tròn kín nếu các mối nối trong các cốt giằng được bố trí so le.

Các cốt giằng phải được bố trí theo chiều đứng không lớn hơn 1/2 cự ly của chúng ở phía trên bệ móng hoặc bệ 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 bị đỡ.

5.2.2. 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 5.10.6, hoặc bằng tấm lưới dây hàn có diện tích tương đương.

5.3. CỐT THÉP CO NGÓT VÀ NHIỆT ĐỘ

5.3.1. Tổng quát

Cốt thép để chịu các ứng suất co ngót và nhiệt độ phải được đặt gần các bề mặt bê tông lộ ra trước các thay đổi nhiệt độ hàng ngày và trong các khối bê tông kết cấu lớn. Cốt thép nhiệt độ và co ngót phải cộng thêm vào sao cho tổng cốt thép ở các bề mặt bị lộ ra không ít hơn quy định ở đây.

5.3.2. Các cấu kiện mỏng hơn 1200 mm

Cốt thép chịu co ngót và nhiệt độ có thể dưới dạng thanh, tấm lưới dây thép hàn hoặc bó thép dự ứng lực.

Với các thép thanh hoặc tấm lưới dây hàn, diện tích cốt thép trong mỗi hướng không được nhỏ hơn :

$$A_s \geq 0,75 A_g/f_y \quad (22TCN 272-01.5.10.8.2.-1)$$

ở đây :

A_g = tổng diện tích mặt cắt (mm^2)

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

Thép phải được phân bố đều trên hai mặt, trừ các bộ phận mỏng bằng hoặc mỏng hơn 150 mm cốt thép có thể đặt trong một lớp.

Cốt thép chịu co ngót và nhiệt độ không được đặt rộng hơn hoặc 3,0 lần chiều dày cấu kiện hoặc 450 mm.

Nếu dùng bó thép dự ứng lực như thép chịu co ngót và nhiệt độ, thì các bó thép phải cung cấp một ứng suất nén bình quân tối thiểu 0,75 MPa trên tổng diện tích bê tông trong hướng được xem xét, dựa trên dự ứng lực hữu hiệu sau các mất mát. Cự ly các bó thép không được vượt quá hoặc 1800 mm hoặc cự ly được quy định trong Điều 5.10.3.4. của Tiêu chuẩn 22TCN 272-01. Khi đặt cự ly lớn hơn 1400 mm, phải đặt cốt thép dính bám.

Đối với các tường và bệ móng bằng bê tông kết cấu đặc, cự ly các thanh không vượt quá 300 mm trong mỗi hướng ở tất cả các mặt, và diện tích của thép co ngót và nhiệt độ không cần vượt quá :

$$\Sigma A_b = 0,0015 A_g \quad (22TCN 272-01.5.10.8.2-2)$$

5.3.3. Bê tông khối lớn

Đối với các cấu kiện bê tông kết cấu khối lớn mà kích thước nhỏ nhất của nó vượt quá 1200 mm, kích cỡ thanh nhỏ nhất là $N_0 19$ và cự ly của chúng không vượt quá 450 mm.

Cốt thép co ngót và nhiệt độ tối thiểu trong mỗi hướng, được phân bố đều trên cả hai mặt, phải thoả mãn :

$$\Sigma A_b \geq \frac{s(2d_c + d_b)}{100} \quad (22TCN:272-01.5.10.8.3-1)$$

ở đây :

A_b = Diện tích tối thiểu của thanh (mm^2)

s = Cự ly các thanh (mm)

d_c = Chiều dày lớp bê tông bảo vệ đo từ thớ ngoài cùng đến tim thanh hoặc dây đặt gần nó nhất (mm).

d_b = Đường kính của thanh hoặc dây thép (mm)

Số lượng $(2d_c + d_b)$ không cần lấy lớn hơn 75mm.

Khi các bó thép dự ứng lực được dùng như thép co ngót và nhiệt độ, phải áp dụng các quy định liên quan của Điều 5.10.8.1. của Tiêu chuẩn 22TCN 272-01

5.4. CỐT THÉP KHỐI K0 TRÊN TRỤ

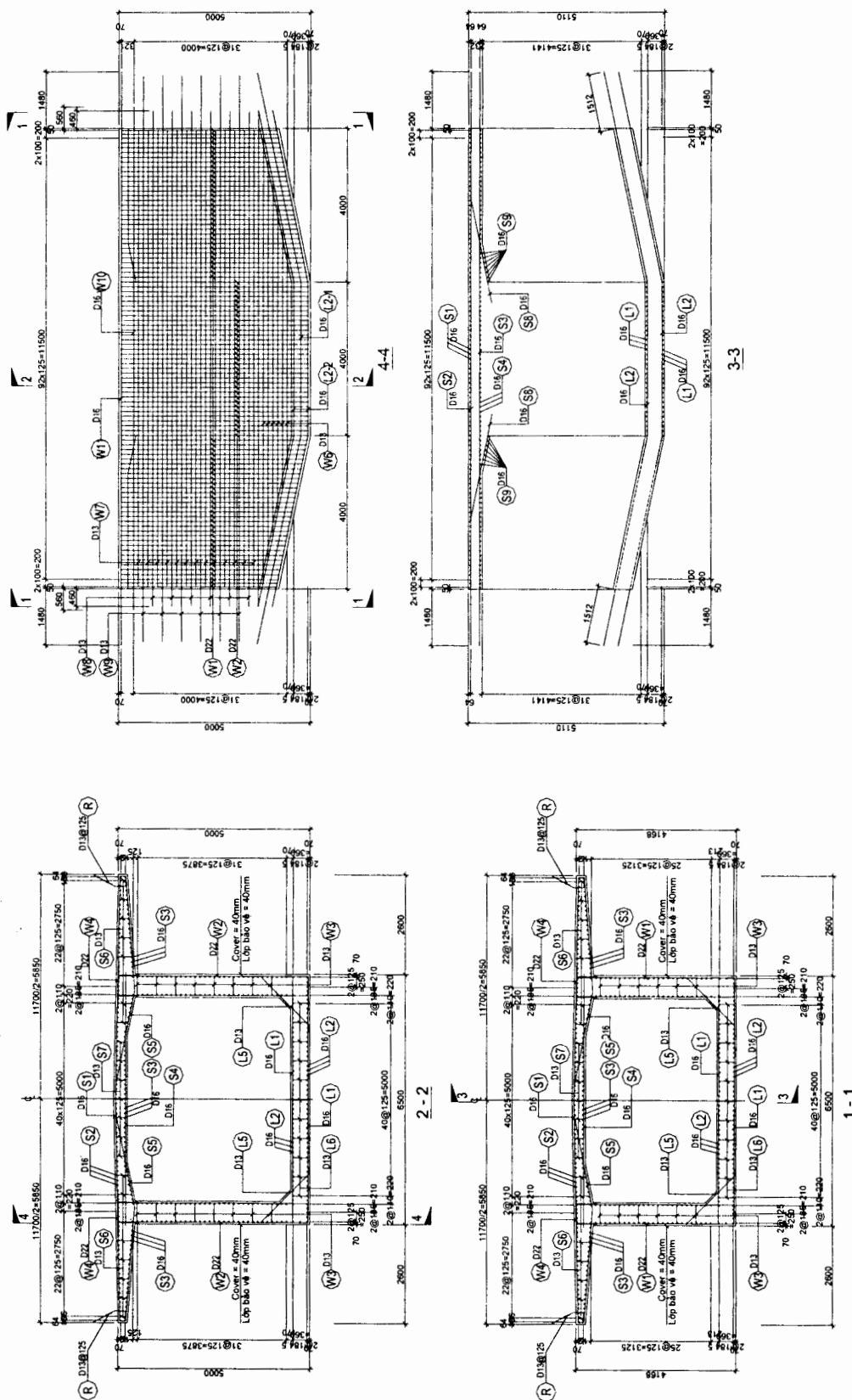
Cốt thép thường trong dốt K0 được bố trí tương đối nhiều vì trạng thái ứng suất-biến dạng ở khu vực này rất phức tạp. Các ứng suất tập trung rất lớn thường xuất hiện trong vách ngang (có lỗ cửa để người và thiết bị thông qua), trong bản đáy (khu vực đặt gối cầu) và tại các vị trí

đặt mấu neo của cáp dự ứng lực ngoài trên vách ngang, đặc biệt là các ứng suất kéo rất nguy hiểm.

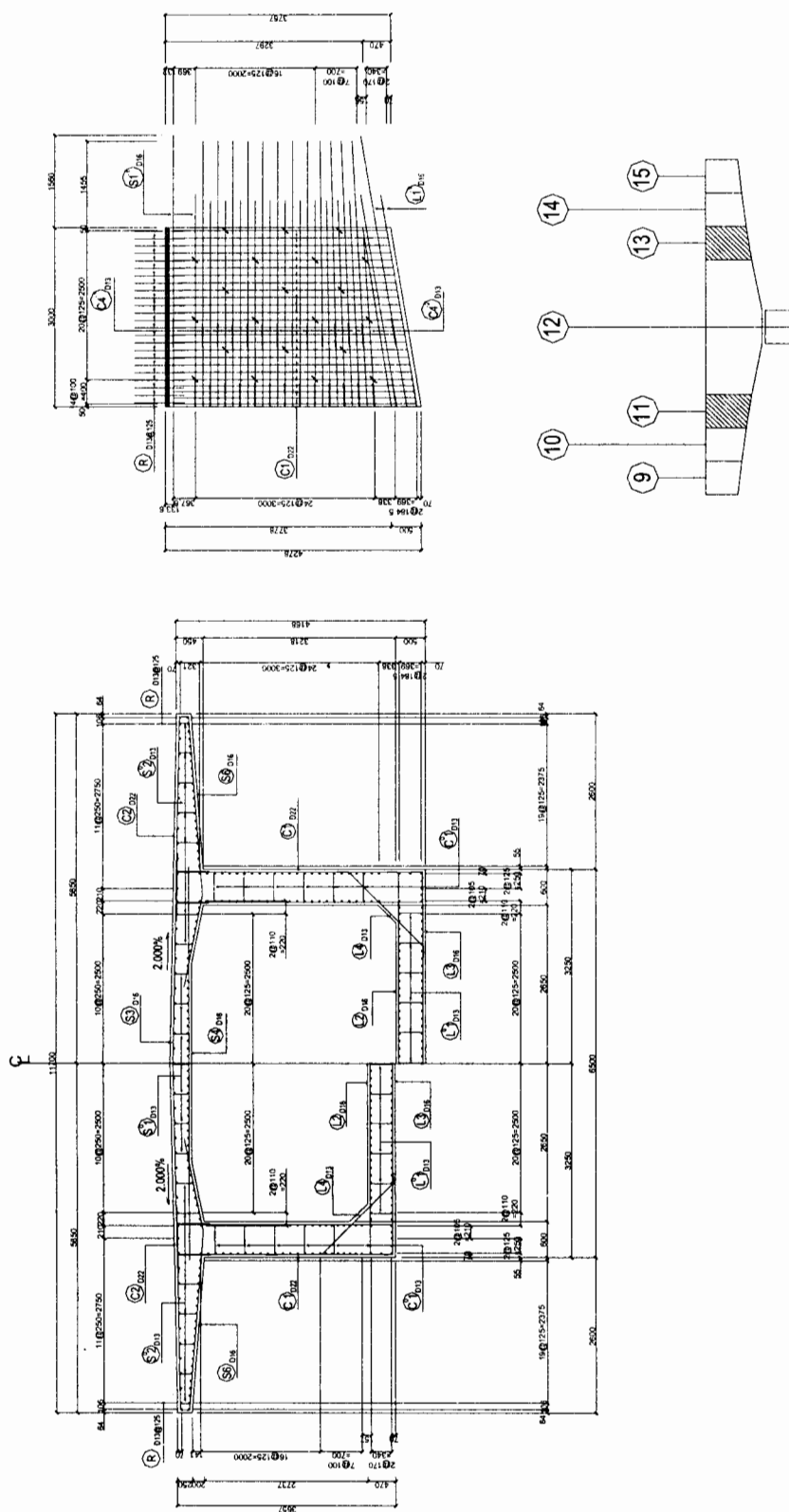
Đốt K0 là nơi xuất hiện các lực cắt lớn nhất. Nếu không có các cốt đai dự ứng lực hay cốt nghiêng dự ứng lực thì hầu như cốt đai sẽ đảm nhận vai trò chủ yếu chịu lực cắt lớn đó. Vì thế cốt đai sẽ đặt khá sát nhau, bề dày sườn hộp cũng làm dày hơn so với bề dày của các khối đúc hẫng. Mặt khác đốt K0 thường có thể tích lớn, ví dụ khoảng xấp xỉ 100 m^3 bê tông, nên khi đổ bê tông sẽ phát sinh nhiệt lượng lớn do thủy hoá xi măng khiến cho nhiệt độ trong lòng khối bê tông tăng cao. Mặt cắt chỗ có vách ngang thì sườn hộp có thể dày đến 3000mm, nhưng ngay sát đó chiều dày sườn hộp sẽ bị giảm chỉ còn khoảng 550÷600 mm. Sự thay đổi khá đột ngột này của bề dày sườn hộp sẽ gây ra tình trạng ứng suất tập trung bất lợi. Nếu đổ bê tông trong mùa hè và vị trí cầu nằm ở trong vùng khí hậu nóng thì ứng suất do nhiệt độ chênh lệch giữa 2 phần này của đốt K0 là một vấn đề đáng lưu ý. Cần phải đặt thêm nhiều cốt dọc phụ trong sườn hộp để góp phần chịu ứng suất kéo do ảnh hưởng của nhiệt độ.

Cầu Phú Lương là cầu liên tục đúc hẫng đầu tiên ở nước ta đã gặp tình trạng như sau: đốt K0 có thể tích 102 m^3 đúc trong mùa hè khi nhiệt độ ngoài trời khoảng 38°C , đã xuất hiện 8 vết nứt gần như thẳng đứng ở vị trí các mặt cắt gần sát vách ngang, mỗi vết nứt sâu khoảng 170 mm, cao xấp xỉ 3000 mm, rộng khoảng 0,1 - 0,15mm. Để xử lý đã phải tiêm keo epoxy vào các vết nứt của đốt K0 này. Còn đối với các đốt K0 khác của cầu đã phải thay đổi công nghệ đổ bê tông, dùng loại phụ gia siêu dẻo kéo dài ninh kết Sikament R4, bố trí thêm khoảng 10 Tấn cốt thép dọc phụ để chịu kéo trong sườn hộp đốt K0.

Tất cả các cốt dọc đều phải nhô thêm ra ngoài bề mặt bê tông đầu mỗi đốt K0 cũng như các đốt khác để chờ hàn nối với cốt thép tương ứng của đốt sẽ đúc tiếp nối liền với đốt đó. Chiều dài các đoạn nhô ra này phải đủ đảm bảo đủ chiều dài đường hàn, theo thông lệ là 30 lần đường kính cốt thép. Tuy nhiên để tránh việc nối trùng tại một mặt cắt nên các mối nối sẽ đặt so le nhau. Vì thế chiều dài nhô ra được bố trí thành 2 kích cỡ và cũng so le nhau như trên hình vẽ.

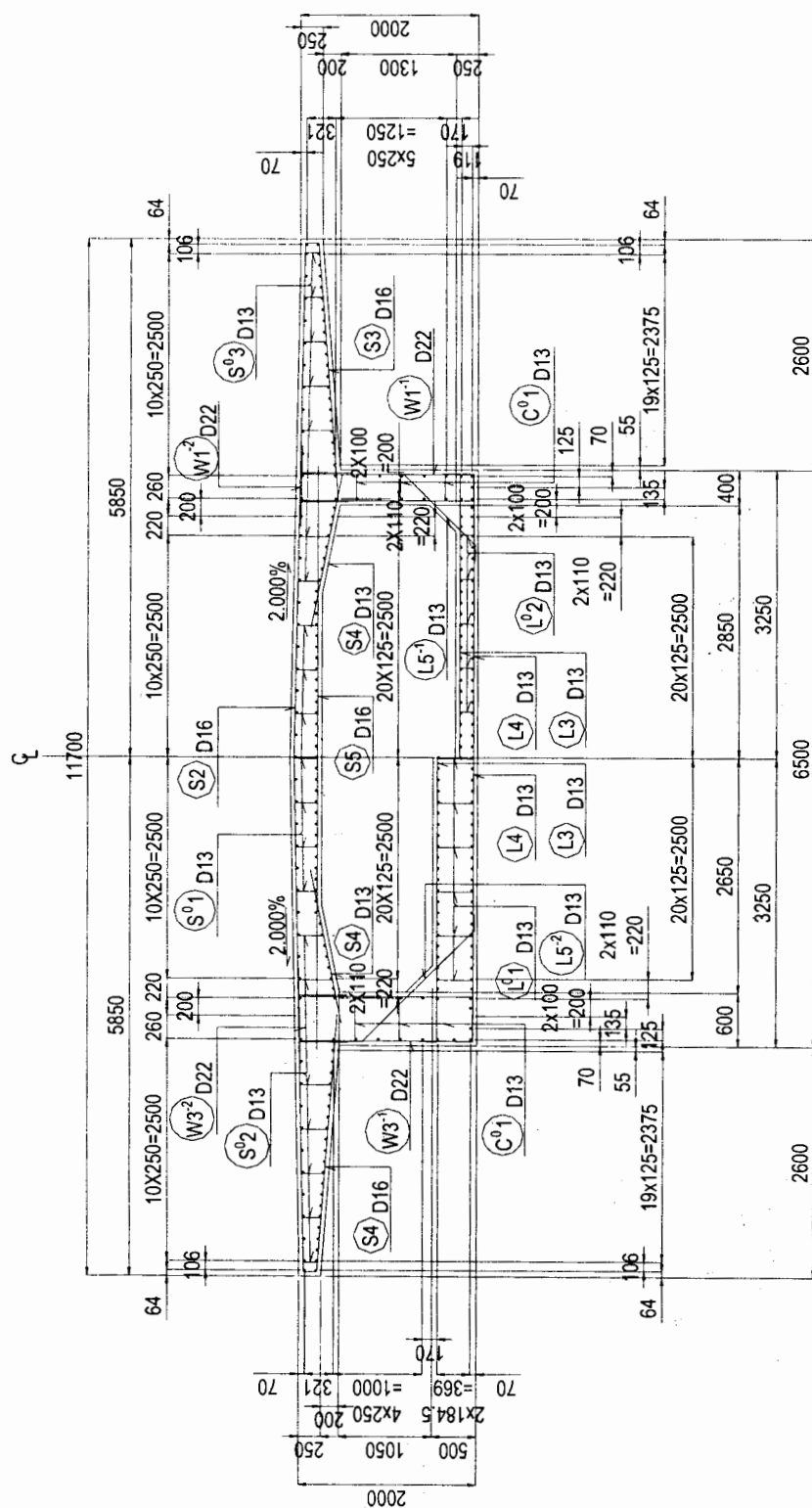


5.5. CỐT THÉP CÁC KHỐI ĐÚC HẰNG



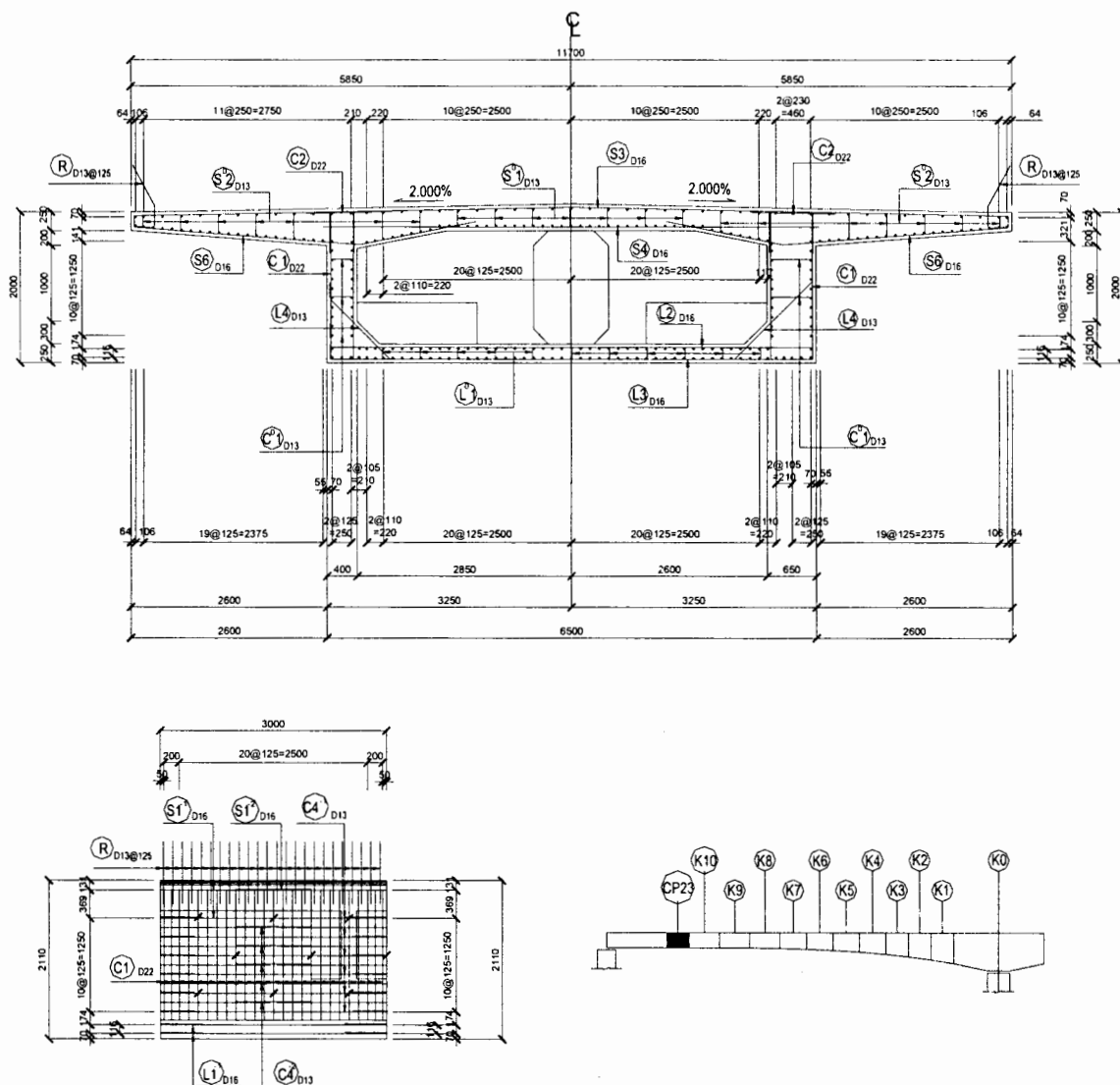
Hình 5-5: Bố trí cốt thép thường tại một số dốt dúc

5.6. CỐT THÉP CÁC KHỐI ĐÚC TRÊN ĐÀ GIÁO CỐ ĐỊNH



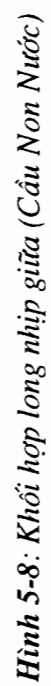
Hình 5-6: Bố trí cốt thép thường tại khối đúc trên đà giáo chiều cao mặt cắt không đổi

5.7. CỐT THÉP CÁC KHỐI HỢP LONG



Hình 5-7: Khối hợp long nhịp biên của cầu Non Nước (có cáp dự ứng lực ngoài)

Cần phân biệt hai loại khối hợp long là: khối hợp long nhịp biên và khối hợp long nhịp giữa. Trên hình 5-7 và hình 5-8 lần lượt là khối hợp long nhịp biên và khối hợp long nhịp giữa của cầu Non Nước (tỉnh Ninh Bình). Đặc điểm của cầu này là có cáp dự ứng lực ngoài. Vì thế ở cả hai khối hợp long nói trên đều có vách ngang làm nhiệm vụ của ụ chuyển hướng cáp và ụ định vị cáp cho cáp dự ứng lực ngoài. Nếu cầu không có cáp dự ứng lực ngoài thì sẽ không có các vách ngang nói trên.



CHƯƠNG 6

THIẾT KẾ CÁC CHI TIẾT CẤU TẠO ĐẶC BIỆT

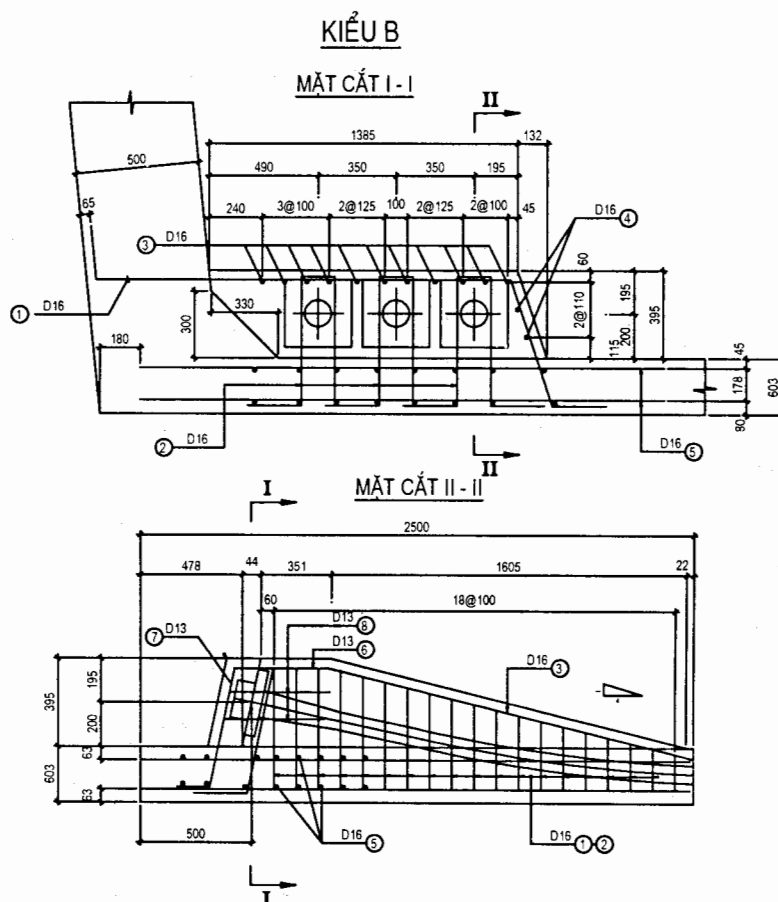
MỤC LỤC

6.1. Các vùng neo kéo sau.....	164
6.2. Vách ngăn, dầm cao, dầm hẫng ngắn, dầm chia và gờ dầm khác	186
6.3. Liên kết tạm đỉnh trụ với khối K0	207
6.4. Các cửa mở để kiểm tra trong hộp dầm.....	210
6.5. Đặt gối trên đỉnh trụ	210

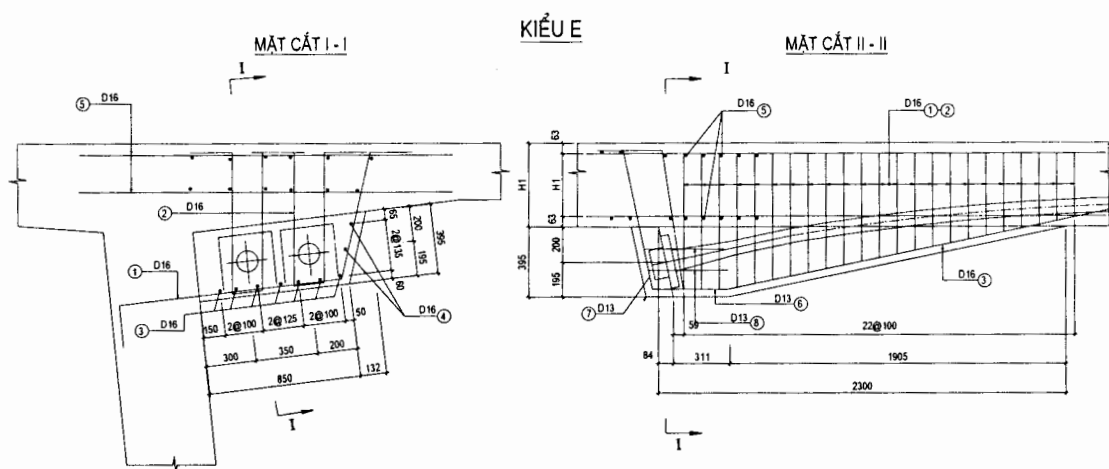
6.1. CÁC VÙNG NEO KÉO SAU

6.1.1. Tổng quát, sự truyền lực sau neo

Khu vực đặt mấu neo chịu ứng suất cục bộ rất lớn từ neo truyền vào bê tông. Trạng thái ứng suất ở đây rất phức tạp, cần phải tính toán và đặt cốt thép theo nguyên tắc riêng.



Hình 6.1.a. Cấu tạo điển hình ụ neo tại bản đáy và sườn dầm (Cầu Bắc Giang)



Hình 6.2. Cấu tạo điển hình ụ neo tại nách dầm (Cầu Bắc Giang)

Các neo phải được thiết kế ở trạng thái giới hạn cường độ tương ứng với các lực kích kéo căng cáp DUL tính toán.

Với các vùng neo ở đầu cầu kiện hoặc đầu 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. Phạm vi kéo dài của vùng neo theo hướng bó thép không được nhỏ hơn trị số lớn hơn của các kích thước ngang của vùng neo và không được lấy lớn hơn một lần rưỡi kích thước đó.

Với các neo trung gian, vùng neo phải được xét về phía đối đầu với lực neo với một cự ly không nhỏ hơn giá trị lớn hơn của kích thước ngang của vùng neo.

Các cáp chủ chịu mô men âm được đặt ở phạm vi bản nắp hộp và neo vào cuối mỗi đốt dầm ở vị trí đáy bản nắp hoặc sát thành hộp.

6.1.1.1. Trường hợp neo đặt ở cuối đốt

Tại những chỗ này sẽ chịu lực tập trung rất lớn gây ra ứng suất cục bộ phân bố phức tạp không theo nguyên lý thông thường của Sức bền vật liệu đàn hồi trong một đoạn dầm dài bằng L_r . Sau đoạn L_r này sẽ có thể coi là ứng suất phân bố đều (nguyên lý Xanh-Vơ-năng). Cách tính L_r như sau:

- Khi neo ở trong phạm vi bản nắp (cách thành hộp một khoảng d thì chiều dài L_r tính theo thành hộp là

$$L_r = d + h \quad (h = \text{chiều cao hộp dầm})$$

- Khi neo nằm ở cạnh thành hộp thì sự phân bố ứng suất trong bản nắp lấy theo góc 45° . Trong phạm vi chiều dài L_r phải bố trí đủ cốt thép cấu tạo.

Sau đây chúng ta phân tích kỹ hơn về trạng thái ứng suất cục bộ khi khối neo đặt tại đầu dầm:

Trường hợp dầm neo của cáp dự ứng lực ngoài (DULN) tỳ vào mặt phẳng đầu dầm, sự phân tán lực truyền của cáp DULN qua dầm neo vào sườn dầm sẽ tương tự như với các dầm có cáp dự ứng lực trong (DULT) căng sau, có các neo đặt tại đầu dầm.

Có thể đánh giá rằng sự phân bố ứng suất cục bộ của 2 trường hợp này giống nhau. Bởi vì, xét trong phạm vi cục bộ tại đầu dầm, ứng suất tại vùng này đều sinh ra do lực nén phân tán từ tấm đệm neo (với DULT) hoặc diện tích tiếp xúc của dầm neo với mặt phẳng đầu dầm (đương nhiên là ngay tại vùng dưới tấm đệm neo của dầm neo, sự phân phối ứng suất cục bộ cũng đã xuất hiện và về bản chất cũng giống như tại đầu dầm DULT).

Việc nghiên cứu về phân phối ứng suất cục bộ tại đầu dầm dưới vùng khối neo đã có nhiều tác giả nghiên cứu. Kết quả của sự phân bố ứng suất có thể mô tả tóm lược như sau:

Dưới tác động của lực căng cáp tạo thành lực ép vào bề mặt bê tông dầm thông qua diện tích của khối neo hoặc tấm đệm.

Các lực này phân tán từ bề mặt cấu kiện vào trong dầm trên khoảng độ dài thường là cân bằng với chiều cao của dầm : $2y_0 = h$.

Tuy là chỉ chịu tác động của lực ép chỉ theo một hướng nhưng trạng thái ứng suất trong bê tông tại vùng dưới khối neo vẫn là trạng thái ứng suất không gian 3 chiều. Trong đó hình thành các vùng ứng suất nén trong dầm theo phương dọc dầm, còn các phương khác được coi là ứng suất căng có thể dẫn tới sự nứt, vỡ.

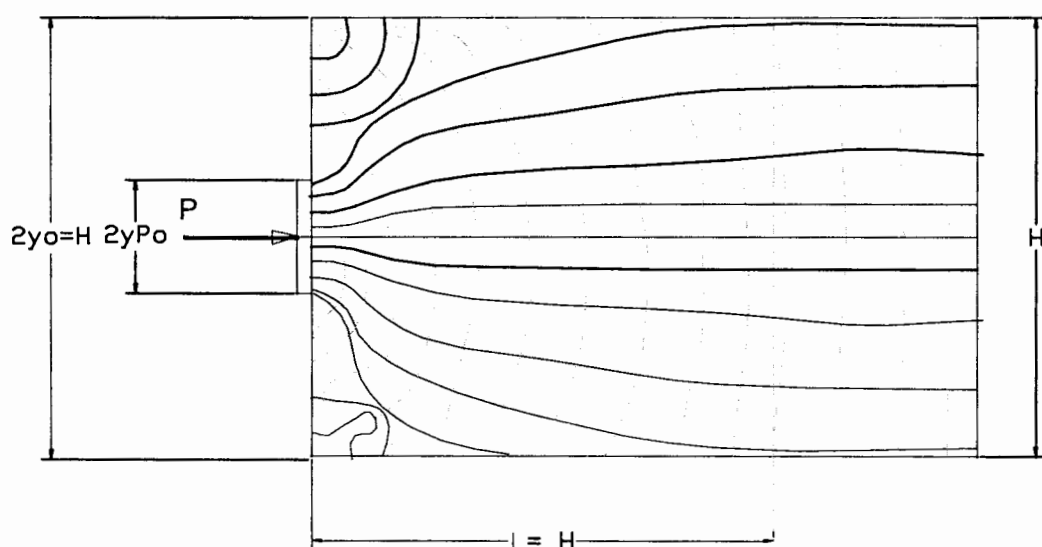
- Các tuyến ứng suất nén hình thành các quỹ đạo ứng suất như trên hình vẽ. Các tuyến này phát triển theo hình chữ S và trở thành song song ở một khoảng kể từ bề mặt tải trọng bằng với chiều cao dầm.

- Vùng nén dọc chia vùng dưới neo trong dầm thành 2 vùng ứng suất:

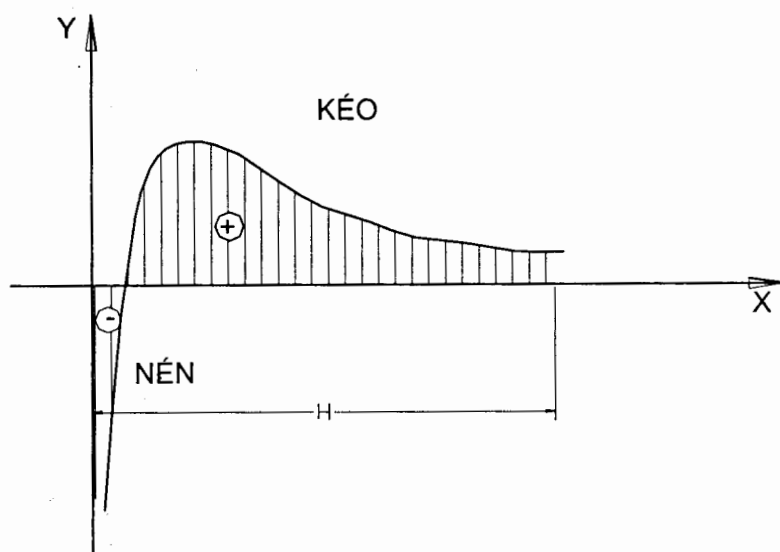
+ Vùng thứ nhất nằm trên trục của neo tại một khoảng cách nào đó ở sâu trong đầu dầm. Các lực ở vùng này gọi là lực kéo phá (bursting force)

+ Vùng thứ 2 nằm ở bề mặt đầu dầm gần với các góc của đầu dầm nằm ở 2 phía của vùng đặt khối neo. Vùng này được biểu hiện như ứng suất căng ngang sinh ra do các lực được gọi là lực kéo vỡ (spalling force).

Sự lan truyền của ứng suất căng ngang theo chiều dọc dầm được mô tả như hình vẽ dưới đây:



Hình 6.3: Quỹ đạo ứng suất cục bộ khi khối neo đặt tại đầu dầm

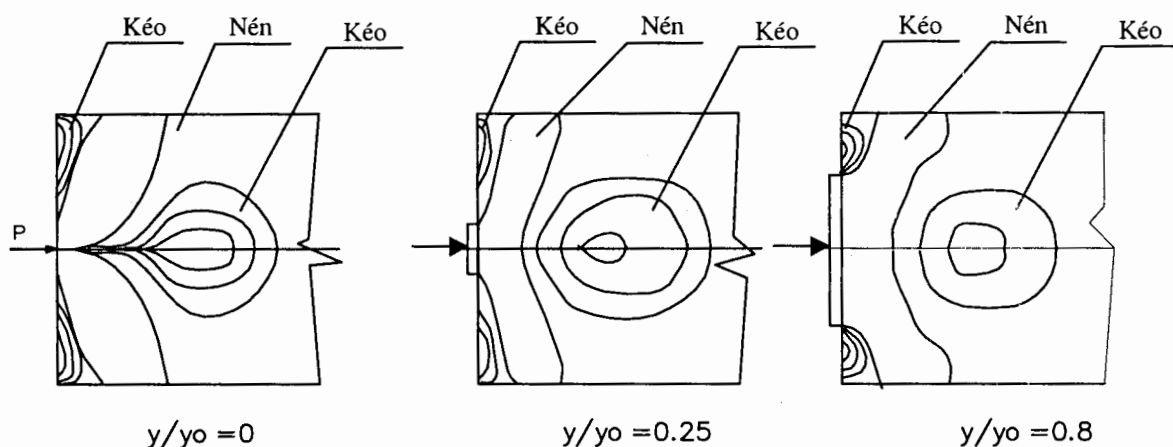


Hình 6.4: Phân bố ứng suất σ_y theo trục dọc x qua tim khối neo

Hình ảnh trên cho thấy tại phần bề mặt của đầu dầm ứng suất nén sinh ra sức căng gây vỡ bề mặt (trong khoảng 0.5 h kể từ đầu dầm) và sâu vào phía trong hình thành ứng suất kéo phá.

Độ lớn của lực căng ngang phụ thuộc vào tỷ số của kích cỡ vùng tỳ neo và chiều cao của vùng cấu kiện và khối neo áp đặt vào:

$$\beta = 2y_p/2y_0$$



Hình 6.5: Ảnh hưởng của phạm vi đặt lực tới sự phân bố ứng suất cục bộ

Trong trường hợp này, ảnh hưởng của lực căng ngang là đáng phải chú ý cho xem xét có cần phải gia cường kết cấu chủ thể hay không, bố trí kích cỡ khối neo (diện tích phối lực) và lực căng cáp sao cho phù hợp với hiện trạng cụ thể của kết cấu cần được sửa chữa.

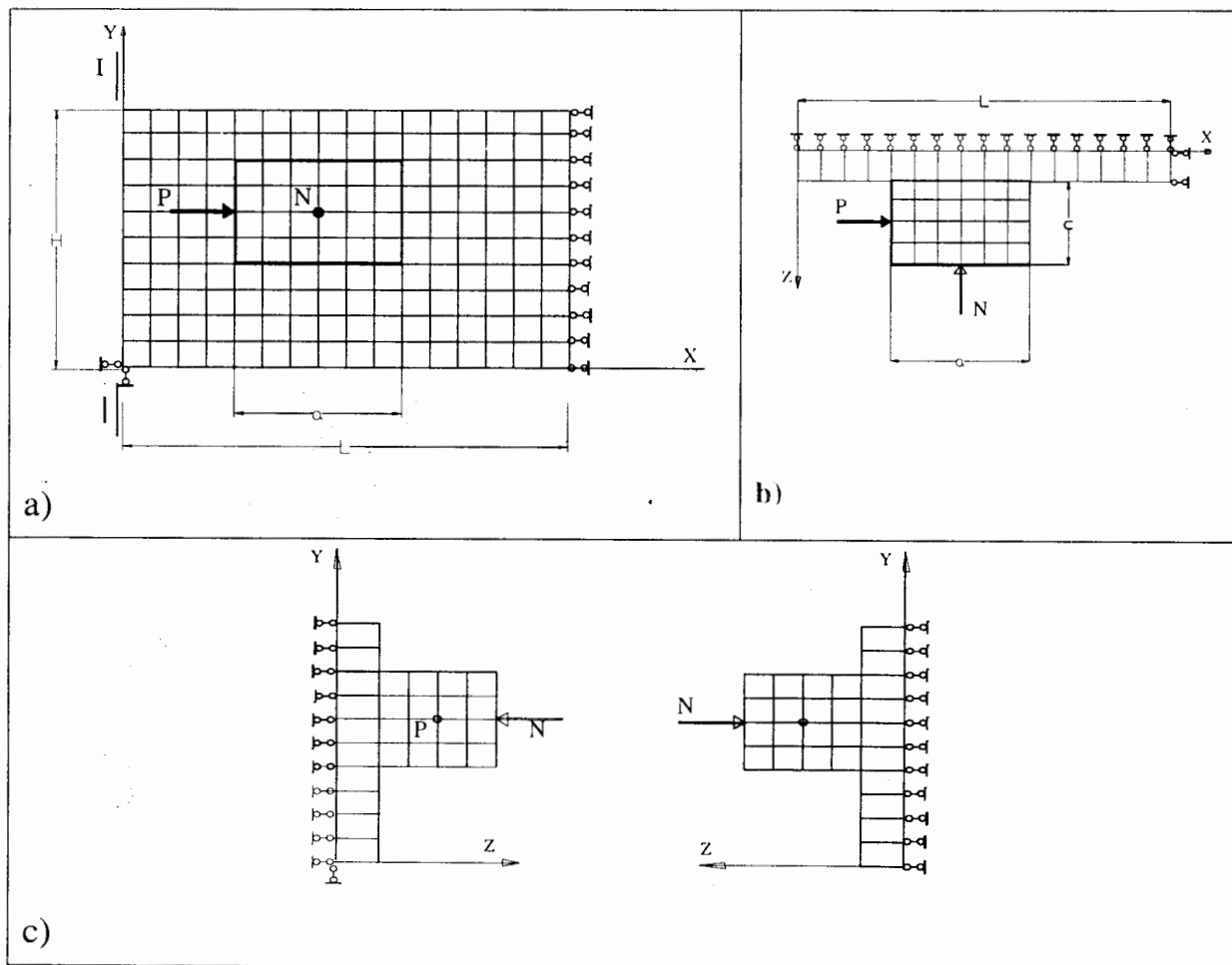
6.1.1.2. Neo nằm trong bản nắp và đặt ở giữa chiều dài dốt

Giả sử lực neo là F thì ở phía sau neo lực F này trong cốt thép sẽ truyền vào bản khoảng $(0,5 - 0,85) \times F$, còn phía trước neo sẽ truyền vào khoảng $(0,15 - 0,5) \times F$. Do đó trong tính toán có thể coi lực truyền vào bản phía sau mấu neo là $0,85 \times F$, phía trước mấu neo là $0,35 \times F$

Để tính toán ứng suất cục bộ có thể dùng các bảng tra và tính theo phương pháp gần đúng hoặc dùng phương pháp phần tử hữu hạn để phân tích bài toán trạng thái ứng suất.

6.1.1.3. Cơ sở tính toán ụ đặt mấu neo

Các ụ neo thường là phần nhô ra từ đáy của bản nắp hộp hoặc từ mặt trên của bản đáy hộp, hoặc từ mặt bên của thành hộp. Sau đây sẽ lấy sơ đồ ụ neo nhô ra từ bản đáy hộp để giải thích cách tính toán.



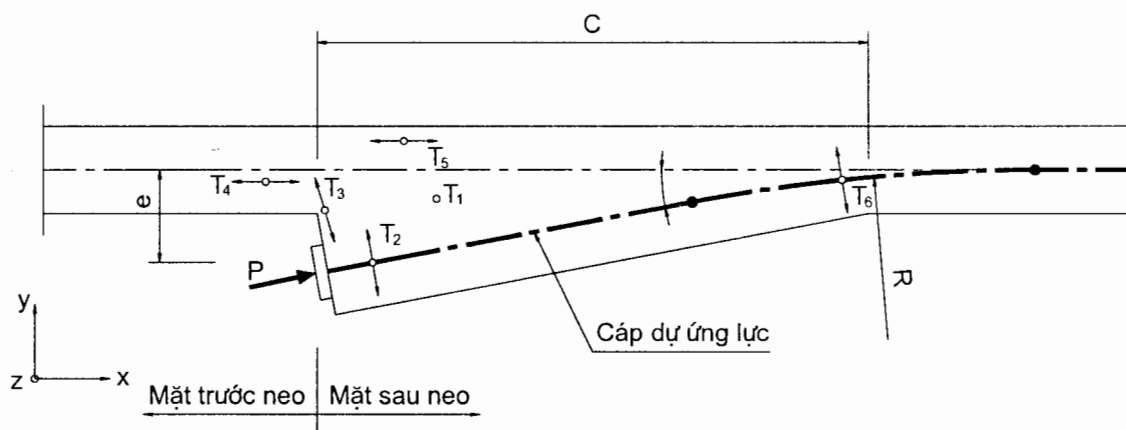
Hình 6.6a. Mô hình tính bài toán ứng suất cục bộ với khối neo

Sơ đồ tính toán ụ neo lấy như hình 6.6. Cần phải tính toán theo lực cắt trượt giữa ụ neo và bản đáy, lực đẩy ngang của cáp chủ trong bản đáy cong vồng lên và mô men uốn cục bộ trong bản.

6.1.1.3.1. Các lực tác dụng lên vùng neo

Đối với bê tông gần vùng neo có các ứng suất theo hướng mũi tên chỉ. Nói chung, lực kéo T_3 ở các góc chỉ do dự ứng lực có thể lấy bằng 10% lực dự ứng lực, khả năng sinh ra vết nứt ở phần góc chỉ do dự ứng lực là rất ít. Tuy nhiên, khi có phần neo ở phía dưới bản cánh, dưới tác dụng của tải trọng do ảnh hưởng của lực cắt và mô men việc xuất hiện vết nứt hướng θ có khả năng xảy ra (hình 6.6c). Góc θ có sự chênh lệch tùy thuộc vào độ lớn của tải trọng, lực dọc trục và lực dự ứng lực P nhưng có thể lấy khoảng từ $10^\circ \sim 20^\circ$. Đối với những vết nứt này cần thiết phải bố trí cốt thép F_2 như hình 6.6d.

Ngoài ra, do lực dự ứng lực P làm xuất hiện biến dạng nén lớn ở bê tông của ụ neo, do đó sinh ra ứng suất kéo T_4 ở mặt trước của ụ neo. Vì vậy, cần thiết phải bố trí cốt thép F_3 song song với cáp dự ứng lực (hình 6.6d).

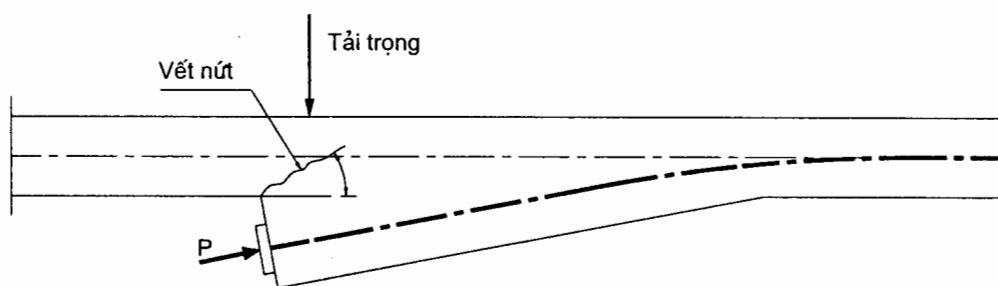


Hình 6.6b. Ứng suất của phần neo cục bộ

Trong đó:

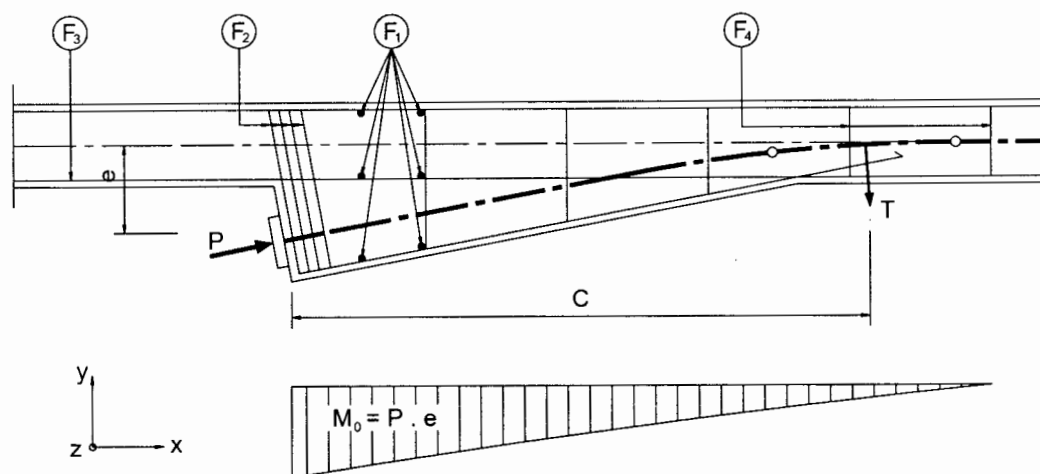
- + P : Lực dự ứng lực (kgf)
- + e : Độ lệch tâm của lực dự ứng lực (cm)
- + C : Chiều dài của phần ụ neo (cm)
- + R : bán kính uốn cong của cáp dự ứng lực (cm)
- + θ : Góc uốn cong của cáp dự ứng lực
- + T_1 : Lực kéo theo phương z mặt sau của neo (phương vuông góc với mặt đang xét) (kgf)
- + T_2 : Lực kéo sinh ra theo phương y mặt sau của neo (kgf)
- + T_3 : Lực kéo sinh ra ở phần góc (kgf)
- + T_4 : Lực kéo sinh ra ở mặt trước của neo (kgf)
- + T_5 : Lực kéo sinh ra do mô men uốn do dự ứng lực ($M_o = p \cdot e$)
- + T_6 : Lực kéo sinh ra ở phần uốn cáp dự ứng lực (kgf)

$$T_6 = P \cdot \sin \theta = p \cdot \theta = P \cdot e / C$$



Hình 6.6c. Nứt ở phần ụ neo

6.1.1.3.2. Bố trí cốt thép trong vùng neo



Hình 6.6d. Ví dụ về bố trí cốt thép ở phần neo cục bộ

Trong đó:

F_1 : Cốt thép tăng cường đối với T_1 chỉ ra ở hình 6.6b (không được dùng chung với cốt thép chủ của bản cánh)

F_2 : Cốt thép tăng cường đối với T_2 và T_3

F_3 : Cốt thép tăng cường đối với T_4 và T_5 (không được dùng chung với cốt thép chủ của bản cánh)

F_4 : Cốt thép tăng cường đối với T_6

6.1.2. Quy định của 22TCN 272-01 về vùng chung và vùng cục bộ

6.1.2.1. Tổng quát

Với mục đích thiết kế, vùng neo phải được xét bao gồm hai vùng :

- Vùng chung,
- Vùng cục bộ,

6.1.2.2. Vùng chung

Phạm vi của vùng chung phải được lấy đồng nhất với phạm vi của cả vùng neo như đã nói trên, bao gồm vùng cục bộ.

6.1.2.3. Vùng cục bộ

Thiết kế các vùng cục bộ phải phù hợp với các yêu cầu nêu ra sau đây hoặc phải dựa trên các kết quả thí nghiệm chấp nhận được. Để thiết kế vùng cục bộ, các tác động của áp lực ép mặt cao và việc dùng cốt thép kiểm chế phải được xét đến. Các thiết bị neo dựa trên thí nghiệm phải được tham chiếu như là các thiết bị neo đặc biệt.

6.1.2.3.1. Trách nhiệm

Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01 quy định rằng kỹ sư thiết kế phải chịu trách nhiệm về thiết kế

tổng thể và duyệt bản vẽ thi công đối với vùng chung, bao gồm vị trí các bó thép và các thiết bị neo, cốt thép vùng chung, trình tự tạo ứng suất và thiết kế vùng cục bộ cho thiết bị neo dựa trên các quy định của Điều 5.10.9.7. Các tài liệu hợp đồng phải quy định mọi bản vẽ thi công cho vùng cục bộ phải được kỹ sư phê duyệt.

Hiện nay ở Việt Nam thường sử dụng các loại neo do Công ty OVM (Trung Quốc) cung cấp vì giá rẻ và chất lượng phù hợp. Các loại neo do Công ty VSL (Thụy Sĩ) và Công ty Freyssinet (Pháp) cũng đã được sử dụng. Mỗi Công ty cung cấp neo đều phải kèm theo các tài liệu kỹ thuật tương ứng. Nhà cung cấp thiết bị neo phải chịu trách nhiệm cung cấp các thiết bị neo thoả mãn các yêu cầu hữu hiệu lực của Tiêu chuẩn thi công. 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 5.10.9.7.3. 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 Tư vấn giám sát phê duyệt. Người cung cấp thiết bị neo phải cung cấp các kết quả thí nghiệm nghiệm thu cho Tư vấn và cho Nhà thầu và phải 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 của bê tông tối thiểu cần thiết vào lúc kéo dự ứng lực để đảm bảo sự làm việc đúng đắn của vùng cục bộ.

6.1.2.4. Thiết kế vùng chung

6.1.2.4.1. Các phương pháp thiết kế

Để thiết kế các vùng chung, có thể dùng các phương pháp sau đây:

- Mô hình phi đàn hồi dựa trên sự cân bằng, nói chung được gọi là “mô hình chống-và-giằng” hay “mô hình giàn ảo”
- Các phân tích ứng suất đàn hồi chính xác ,
- hoặc các phương pháp gần đúng khác khi áp dụng được.

Các tác động của trình tự tạo dự ứng suất và các tác động ba chiều do tải trọng kích tập trung phải được nghiên cứu. 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 tiểu mô hình với hai hoặc hơn hai mặt phẳng, trong trường hợp này sự tương tác của các tiểu mô hình cần được xem xét, và các tải trọng trên mô hình và các kết quả cần phù hợp.

Cường độ chịu nén tính toán của bê tông của vùng chung không được vượt quá $0,7\phi f'_{ci}$. Trong những vùng nơi mà bê tông có thể bị nứt mở rộng ở giới hạn do các tác động lực khác, hoặc có thể có những sự xoay phi đàn hồi lớn, cường độ nén tính toán phải được giới hạn tới $0,6\phi f'_{ci}$.

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.

6.1.2.4.2. Nguyên lý thiết kế

Các ứng suất nén trong bê tông ở đằng trước thiết bị neo cơ bản phải thoả mãn các yêu cầu của Điều 5.10.9.7.2. Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01

Các ứng suất nén trong bê tông ở phía trước thiết bị neo phải được nghiên cứu ở một khoảng cách đo từ mặt ép mặt của bê tông không được nhỏ hơn:

- Chiều sâu tính tới phần cuối của cốt thép chống 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, hay bằng phân tích ứng suất đàn hồi, hay bằng phương pháp gần đúng.

Độ lớn của lực nở ngang 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 trong hoặc bằng phân tích ứng suất đàn hồi hoặc bằng phương pháp gần đúng. Phải xét ảnh hưởng ba chiều để xác định các yêu cầu về cốt thép chịu lực nở ngang.

Phải kiểm tra các ứng suất nén ở những chỗ có sự gián đoạn về hình học hoặc 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 nở ngang. Việc bố trí và neo cốt thép chống nở ngang cần áp dụng các chỉ dẫn 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 thép 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 5.10.9.6.3-2; của Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01
- Trọng tâm của cốt thép chống nở trùng với khoảng cách d_{burst} được áp dụng cho thiết kế và
- Khoảng cách giữa các cốt thép lớn hơn 24,0 lần đường kính cốt thép và lớn hơn 300 mm.
- Có thể xác định các lực kéo ở mép bằng cách dùng mô hình chống và giằng hoặc bằng cách phân tích đàn hồi hoặc bằng các phương pháp gần đúng.
- 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 thép. 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. Sự bố trí và neo cốt thép chịu kéo ở mép phải thoả 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.
- 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.

6.1.2.4.3. Các thiết bị neo đặc biệt

Trong trường hợp phải sử dụng các thiết bị neo đặc biệt không thoả mãn các yêu cầu của Điều 5.10.9.7.2 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 Tiêu chuẩn xây dựng cầu AASHTO LRFD. Điều 10.3.2.3.4 quy định.

6.1.2.4.4. Các bộ phận neo trung gian

A/ 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.

B/ Giằng neo phía sau

Trừ trường hợp tài liệu này quy định khác, phải đặt cốt thép có dính bám để giằng neo ít nhất bằng 25% lực căng tính toán 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 bớt theo phương trình 1.

$$T_{ia} = 0,25P_s - f_{cb}A_{cb} \quad (22TCN 272-01. 5.10.9.3.4b-1)$$

Trong đó:

T_{ia} = Lực kéo giằng ở neo trung gian (N)

P_s = Lực căng kéo tính toán cực đại (N)

f_{cb} = Ứng suất nén do tĩnh 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 neo không được bố trí vượt quá một chiều rộng của tấm bản neo kể từ trục của bó thép. Các cốt thép này phải được 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 thép. Đối với vấu neo hoặc sườn gia cố, phải bố trí cốt thép trong mặt cắt sát với mặt của bản cánh hoặc bản bụng có đặt vấu neo hay sườn gia cố.

C/ Cốt thép của vấu neo hoặc sườn gia cố

Cần phải đặt cốt thép suốt toàn bộ vấu neo, hoặc sườn gia cố theo yêu cầu để chịu ma sát cắt, lực mút thừa 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 phát triển 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 hoặc chiều cao vấu neo hoặc chiều cao sườn gia cố ở chỗ neo hoặc chiều rộng vấu neo hoặc 150 mm.

- Chiều sâu tính tới phần cuối của cốt thép chống 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 ,hay bằng phân tích ứng suất đàn hồi ,hay bằng phương pháp gần đúng.

Độ lớn của lực nở ngang 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 trong hoặc bằng phân tích ứng suất đàn hồi hoặc bằng phương pháp gần đúng. Phải xét ảnh hưởng ba chiều để xác định các yêu cầu về cốt thép chịu lực nở ngang.

Phải kiểm tra các ứng suất nén ở những chỗ có sự gián đoạn về hình học hoặc 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 nở ngang. Việc bố trí và neo cốt thép chống nở ngang cần áp dụng các chỉ dẫn 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 thép 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 5.10.9.6.3-2; của Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01

- Trọng tâm của cốt thép chống nở trùng với khoảng cách d_{burst} được áp dụng cho thiết kế và

- Khoảng cách giữa các cốt thép lớn hơn $24,0$ lần đường kính cốt thép và lớn hơn 300 mm.

- Có thể xác định các lực kéo ở mép bằng cách dùng mô hình chống và giằng hoặc bằng cách phân tích đàn hồi hoặc bằng các phương pháp gần đúng.

- 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 thép. 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. Sự bố trí và neo cốt thép chịu kéo ở mép phải thoả 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 .

- 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.

6.1.2.4.3. Các thiết bị neo đặc biệt

Trong trường hợp phải sử dụng các thiết bị neo đặc biệt không thoả mãn các yêu cầu của Điều 5.10.9.7.2 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 Tiêu chuẩn xây dựng cầu AASHTO LRFD. Điều 10.3.2.3.4 quy định.

Phải đặt thép chịu uốn cục bộ trong vấu neo và sườn gia cố do sự lệch tâm của lực bó thép gây ra và để chống uốn ngang ở sườn gia cố do các lực chuyển hướng của bó thép.

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 5.10.9.3.2. Tiêu chuẩn 22TCN 272-01.

6.1.2.4.5. 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 chỉ dẫn của Điều 5.10.9.3.2 Tiêu chuẩn 22TCN 272-01. 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 thép.

6.1.2.4.6. Nhiều neo bản

Trừ trường hợp đã được tính toán chi tiết hơn, phải đặt lượng cốt thép tối thiểu theo chỉ dẫn ở đây để chịu lực nở ngang và lực kéo ở mép.

Phải đặt cốt thép để chịu lực nở ngang. Các cốt thép này phải được neo sát vào các mặt của bản bằng các móc tiêu chuẩn uốn xung quanh các cốt ngang hoặc tương đương. Lượng cốt thép tối thiểu phải là hai thanh N_010 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 chỗ neo và các lực nở ngang T_2 ở đằng trước neo. Cốt thép để chịu lực kéo ở mép phải được đặt ngay trước các neo và phải giảm một cách hữu hiệu các neo ở cạnh nhau. Cốt thép chống nở ngang phải được phân bố trên suốt chiều dài của các vùng neo.

$$T_1 = 0,10 P_u \left(1 - \frac{a}{s} \right) \quad (22TCN:272-01. 5.10.9.3.6-1)$$

$$T_2 = 0,20 P_u \left(1 - \frac{a}{s} \right) \quad (22TCN:272-01. 5.10.9.3.6-2)$$

Trong đó:

T_1 = Lực kéo ở mép (N)

T_2 = Lực nở ngang (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 tính toán cho chịu 25% tải trọng tính toán của bó thép. 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. Chân của các cốt thép trên phải kéo dài từ mép bản đầm vượt qua neo liền kề nhưng không nhỏ hơn một khoảng bằng năm lần chiều rộng bản neo cộng thêm chiều dài khai triển.

6.1.2.4.7. Các ụ đổi hướng cáp

Cần phải dùng mô hình chống và giằng hoặc dùng các phương pháp dựa vào kết quả thí nghiệm để thiết kế cho các ụ chuyển hướng cáp DUL.

6.1.2.5. Áp dụng mô hình chống-và-giằng để thiết kế vùng chung

6.1.2.5.1. Tổng quát

Dòng lực trong vùng neo có thể được làm cho gần đúng bằng mô hình chống-và-giằng. Tất cả các lực tác động lên vùng neo phải được xét đến trong lựa chọn mô hình chống-và-giằng, chúng cần đi theo đường tải trọng từ các neo đến cuối vùng neo.

6.1.2.5.2. Các nút

Các vùng cục bộ thoả mãn các yêu cầu của Điều 5.10.9.7 Tiêu chuẩn 22TCN 272-01 có thể được coi là được cấu tạo đúng đắn và là những nút đầy đủ. Các nút khác trong vùng neo có thể được coi là đầy đủ nếu các ứng suất bê tông hữu hiệu trong các thanh chống thoả mãn các yêu cầu của Điều 5.10.9.4.3 Tiêu chuẩn 22TCN 272-01 và các giằng kéo được cấu tạo để phát triển cường độ chảy đầy đủ của cốt thép.

6.1.2.5.3. Các thanh chống

Ứng suất nén tính toán không được vượt quá các giới hạn quy định trong Điều 5.10.9.3.1 Tiêu chuẩn 22TCN 272-01.

Trong các vùng neo, mặt cắt nguy hiểm đối với các thanh chống chịu nén thường có thể lấy ở giao diện 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 mặt cắt mà kéo dài ra nó cắt trực của bó thép ở độ sâu bằng giá trị nhỏ hơn chiều sâu của cốt thép kiểm chế cục bộ hoặc kích thước ngang của thiết bị neo.

Với các bộ phận mỏng, kích thước của thanh chống theo chiều dày của bộ phận có thể lấy gần đúng bằng các giả thiết là chiều dày của thanh chống chịu nén thay đổi tuyến tính từ kích thước ngang theo chiều ngang của neo ở bề mặt bê tông đến tổng chiều dày mặt cắt ở độ sâu bằng chiều dày mặt cắt.

Các ứng suất nén cần giả định tác động song song với trục của thanh chống và được phân bố đều trên mặt cắt ngang của nó.

6.1.2.5.4. Các giằng

Các giằng gồm có thép không dự ứng lực hoặc thép dự ứng lực phải chịu toàn bộ lực kéo.

Các giằng phải kéo qua các nút để phát triển lực kéo đầy đủ ở nút. Sơ đồ cốt thép phải theo sát các đường lực thực tế của giằng được giả định trong mô hình chống-và-giằng.

6.1.2.6. Phân tích ứng suất đàn hồi

Các phân tích dựa trên các tính chất vật liệu đàn hồi, cân bằng lực và 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.

6.1.2.7. Các phân tích ứng suất và thiết kế gần đúng

6.1.2.7.1. Các giới hạn áp dụng

Các ứng suất nén của bê tông ở phía trước thiết bị neo, vị trí và độ lớn của lực nở ra và các lực kéo mép có thể được tính bằng cách dùng các phương trình 5.10.9.6.2-1 đến 5.10.9.6.3-2 của Tiêu chuẩn 22TCN 272-01 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,
- Bộ phận không có các gián đoạn trong 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 thép như chỉ ra trong các phương trình 5.10.9.6.3-1 và 5.10.9.6.3-2 là nằm giữa -5.0° và $+20.0^\circ$

6.1.2.7.2. Các ứng suất nén

Ứng suất nén của bê tông f_{ca} ở phía trước thiết bị neo không được vượt quá :

$$f_{ca} = \frac{0,6 P_u K}{A_b (1 + \ell_c) \left(\frac{1}{b_{dr}} - \frac{1}{t} \right)} \quad (22TCN:272-01. 5.10.9.6.2-1)$$

Trong đó:

+ nếu $a \leq s < 2a_{eff}$ thì:

$$K = 1 + \left(2 - \frac{s}{a_{eff}} \right) \left(0,3 + \frac{n}{15} \right) \quad (22TCN:272-01. 5.10.9.6.2-2)$$

+ nếu $s \geq 2a_{eff}$ thì :

$$K = 1$$

(22TCN:272-01. 5.10.9.6.2-3)

ở đây :

K = Hệ số điều chỉnh cho các neo đặt sát nhau

a_{eff} = Kích thước ngang của diện tích ép mặt hữu 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 hữu hiệu được đo song song với kích thước nhỏ hơn của mặt cắt ngang (mm).

P_u = Lực bó thép tính toán (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 hữu hiệu (mm^2)

Diện tích ép mặt hữu hiệu A_b trong phương trình 1 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 hữu 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 5.10.9.6.2-1.

6.1.2.7.3. Các lực nở ra

Các lực nở ra trong các vùng neo T_{burst} có thể lấy bằng :

$$T_{burst} = 0,25 \sum P_u \left(1 - \frac{a}{h}\right) + 0,5 \left| \sum (P_u \sin \alpha) \right| \quad (22TCN:272-01. 5.10.9.6.3-1)$$

Vị trí của lực nở ra d_{burst} có thể lấy bằng :

$$d_{burst} = 0,5(h-2e) + 5e \sin \alpha \quad (22TCN:272-01. 5.10.9.6.3-2)$$

ở đây :

T_{burst} = Lực kéo trong vùng neo tác động ở phía trước thiết bị neo và đi ngang qua trục bó thép (N)

P_u = Lực bó thép tính toán (N)

d_{burst} = Cự ly từ thiết bị neo đến trọng tâm của lực nở ra 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 thép lấy theo tim của bộ phận 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.

6.1.2.7.4. Các lực kéo ở mép

Lực kéo ở mép dọc có thể được xác định từ phân tích của một mặt cắt ở tại một nửa chiều cao của mặt cắt cách xa mặt cắt đặt tải lấy như một dầm chịu uốn và nén dọc trục kết hợp. Lực phá ra có thể lấy bằng lực kéo ở mép dọc, nhưng không được nhỏ hơn quy định trong Điều 5.10.9.3.2 Tiêu chuẩn 22TCN 272-01.

6.1.2.8. Thiết kế các vùng cục bộ

6.1.2.8.1. Các kích thước vùng cục bộ

Lớp bảo vệ yêu cầu đối với chống gỉ phải lấy như quy định trong Điều 5.12.3 Tiêu chuẩn 22TCN 272-01 ở nơi phù hợp một trong các điều kiện dưới đây :

- Khi Nhà cung cấp neo không đưa ra các kiến nghị về cự ly mép,
- hoặc Nhà cung cấp neo 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 đỡ tựa tương ứng, cộng hai lần lớp bảo vệ tối thiểu bằng bê tông được yêu cầu cho việc áp dụng riêng 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.

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 kiến nghị đối với 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 thép không được lấy nhỏ hơn :

- Chiều rộng tối đa của vùng neo,
- Chiều dài của cốt thép 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.

6.1.2.8.2. Sức kháng đỡ 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 5.10.9.7.3 Tiêu chuẩn 22TCN 272-01.

Khi cốt thép vùng chung đảm bảo thỏa mãn Điều 5.10.9.3.2 và phạm vi phần bê tông dọc theo trục của bó thép trước thiết bị neo ít nhất bằng 2 lần chiều dài của vùng cục bộ xác định theo Điều 5.10.9.7.1 thì sức kháng ép mặt tính toán của neo lấy như sau:

$$P_r = \varphi f_n A_b \quad (22TCN:272-01. 5.10.9.7.2-1)$$

trong đó f_n là trị số nhỏ hơn của :

$$f_n = 0,7f'_{ci} \sqrt{\frac{A}{A_g}} \quad , \text{ và} \quad (22TCN:272-01. 5.10.9.7.2-2)$$

$$f_n = 2,25 f'_{ci} \quad (22TCN:272-01. 5.10.9.7.2-3)$$

ở đây :

φ = Hệ số sức kháng quy định trong Điều 5.5.4.2.

A = Diện tích tối đa của phần bề mặt đỡ, giống với diện tích chịu tải và đồng tâm với nó và không lấn lên 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 hữu 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'_{ci} = Cường độ danh định của bê tông ở thời điểm đặt lực bó thép (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 thép tính toán và độ mảnh của bản đỡ tựa n/t không vượt quá :

$$n/t \leq 0,08 \left(\frac{E_b}{f_b} \right)^{0,33} \quad (22TCN:272-01. 5.10.9.7.2-4)$$

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 nằm hoặc các lỗ (MPa)

n = Phần hẫng của bản đáy ở phía ngoài lỗ nằm hoặc bản nằm, khi phù hợp (mm)

Với các neo có bản nằm riêng, n có thể lấy bằng cự ly lớn nhất từ mép ngoài của bản nằm 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 nằm 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 hữu hiệu A_g phải lấy bằng :

- Đối với các neo có bản nệm riêng :

Diện tích về mặt hình học tương đương với bản nệm với các kích thước được tăng thêm hai lần chiều dày bản đỡ tựa.

- Đối với các neo không có bản nệm riêng:

Diện tích về mặt hình học tương đương với chu vi ngoài của các lỗ nệm với kích thước tăng thêm hai lần chiều dày bản đỡ tựa.

6.1.2.8.3. Các thiết bị neo đặc biệt

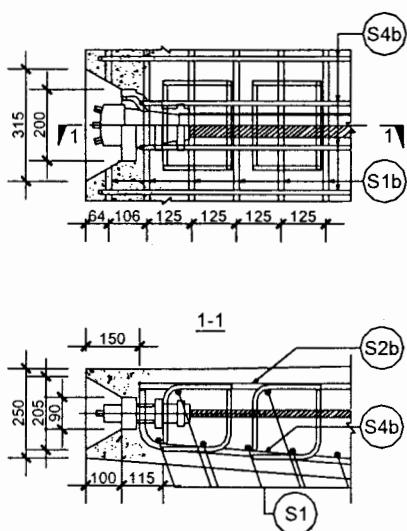
Có thể dùng các thiết bị neo đặc biệt không thoả mãn các yêu cầu quy định trong Điều 5.10.9.7.2 Tiêu chuẩn 22TCN 272-01, miễn là chúng được thử bởi một Cơ quan thí nghiệm độc lập được Tư vấn chấp nhận và đáp ứng các tiêu chuẩn nghiệm thu quy định trong các Điều 10.2.2.3 của Tiêu chuẩn thi công cầu AASHTO.

Phải thể hiện trên các bản vẽ thi công chi tiết cho công việc kéo sau các cốt thép vùng neo cục bộ và chúng phải được cung cấp như là một phần thuộc vật tư của hệ thống kéo sau. Sự điều chỉnh cốt thép trong vùng chung chịu kéo do cốt thép được cung cấp như là một bộ phận thuộc vật tư của hệ thống kéo sau có thể được xem xét như là một phần của quá trình duyệt bản vẽ thi công. Tư vấn còn có trách nhiệm đối với thiết kế cốt thép vùng neo chung.

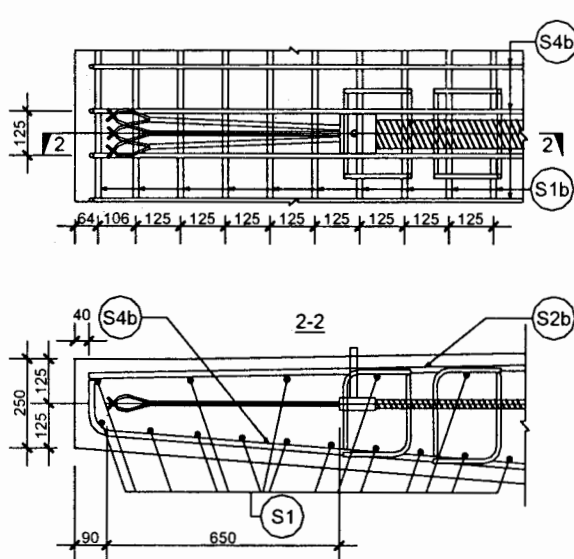
Đối với một lô sản phẩm thiết bị neo chuyên dụng cùng loại, có thể chỉ cần thí nghiệm đối với các mẫu đại diện, trừ khi Tư vấn có yêu cầu thí nghiệm về khả năng chịu tải của các neo trong mỗi lô sản phẩm.

6.1.2.8.3.1. Ụ neo cho cáp dự ứng lực trong

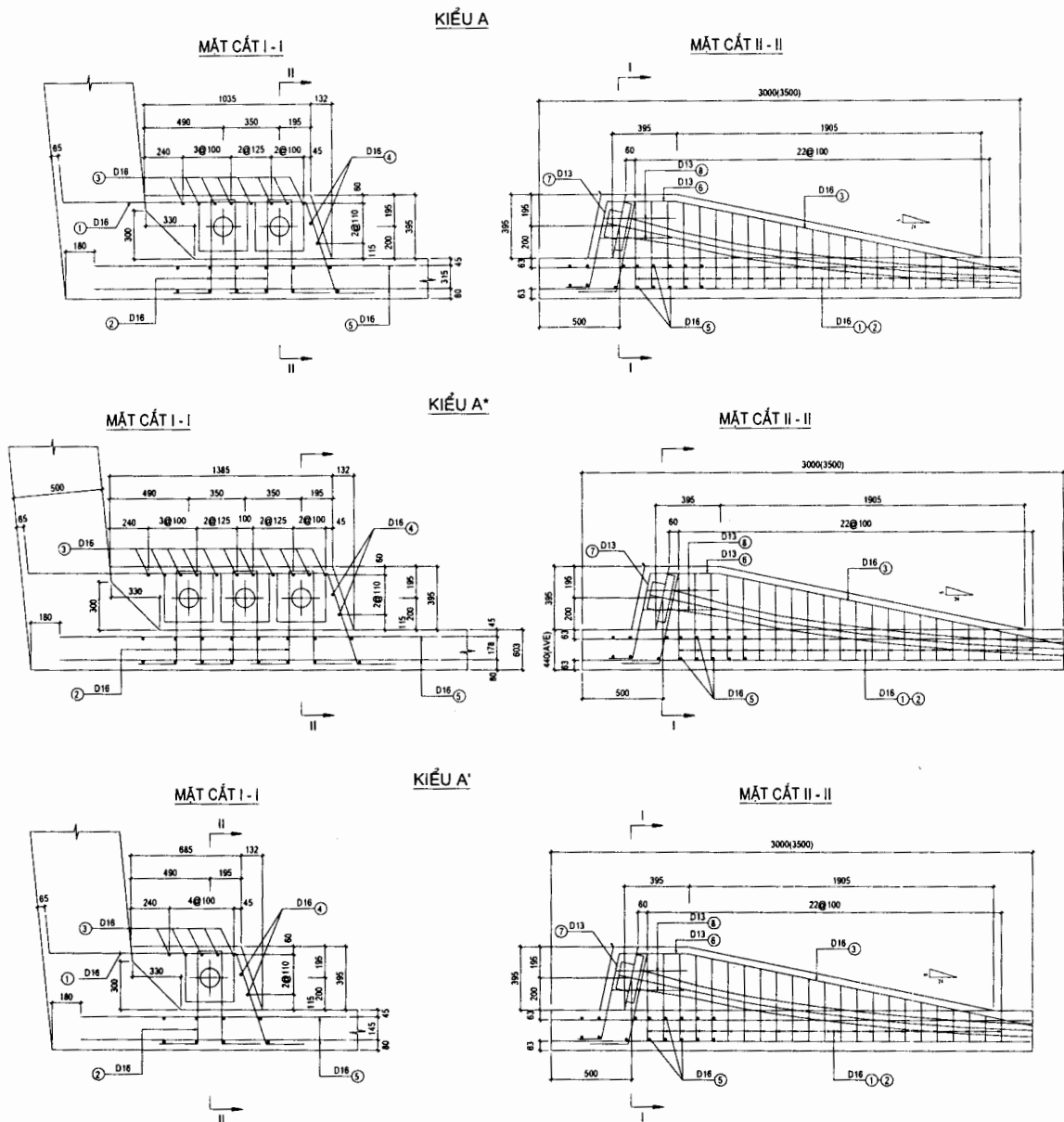
CỐT THÉP BẢN MẶT CẦU TẠI VỊ TRÍ NEO CHỦ ĐỘNG



CỐT THÉP BẢN MẶT CẦU TẠI VỊ TRÍ NEO BỊ ĐỘNG

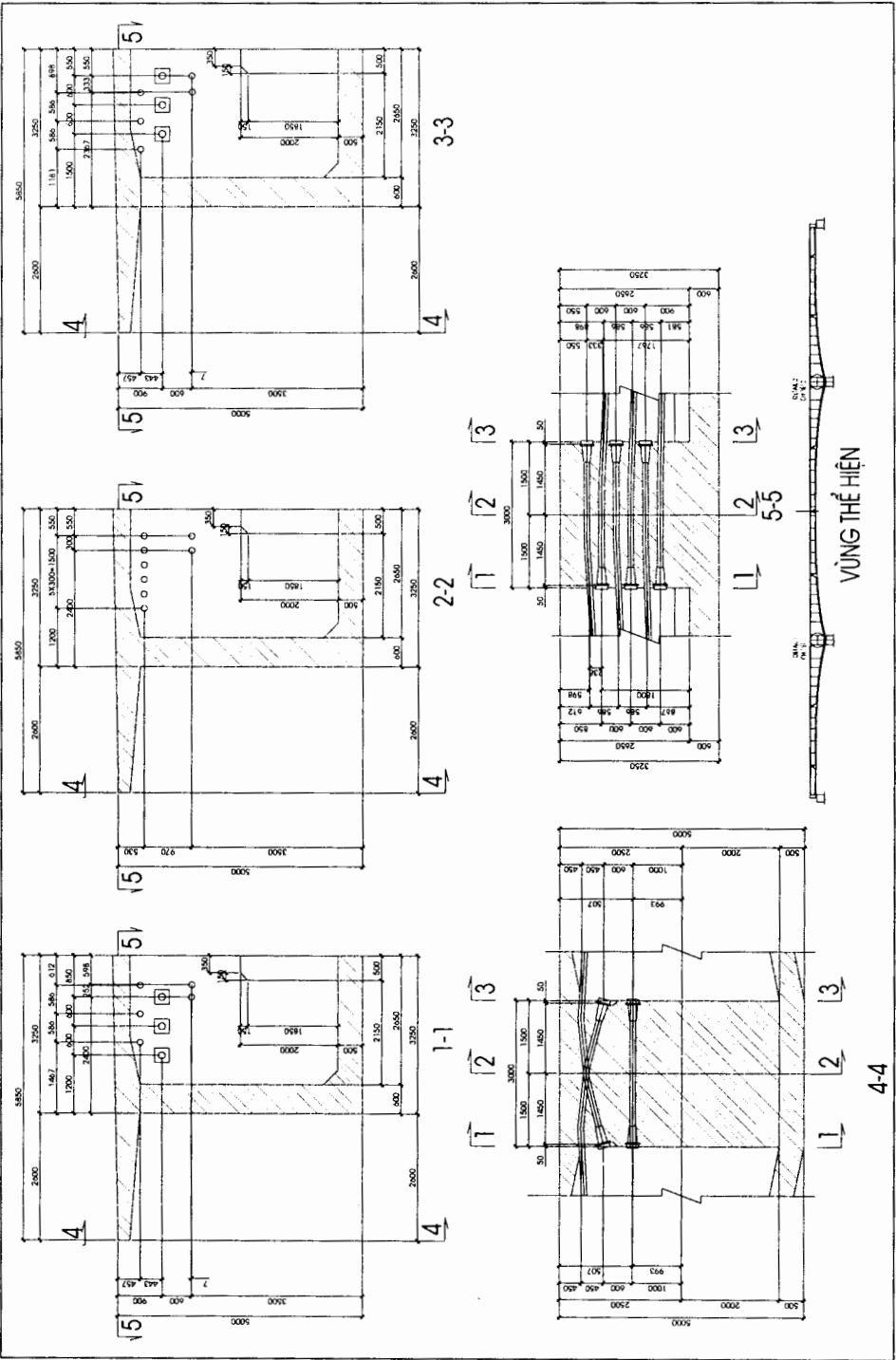


Hình 6-7: Cách bố trí neo chủ động và neo bị động

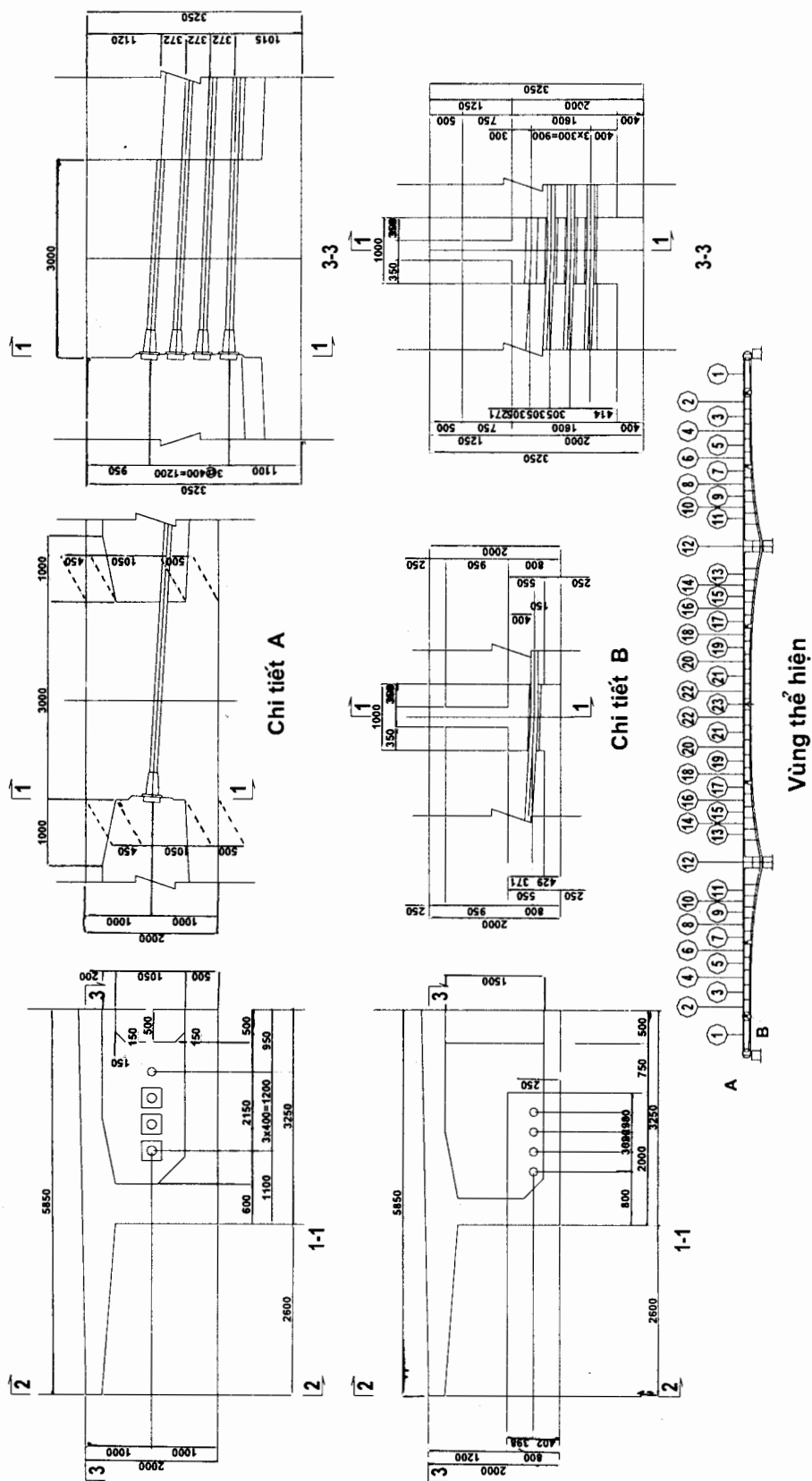


Hình 6-8: Cấu tạo ụ neo đặt tại đáy hộp dầm

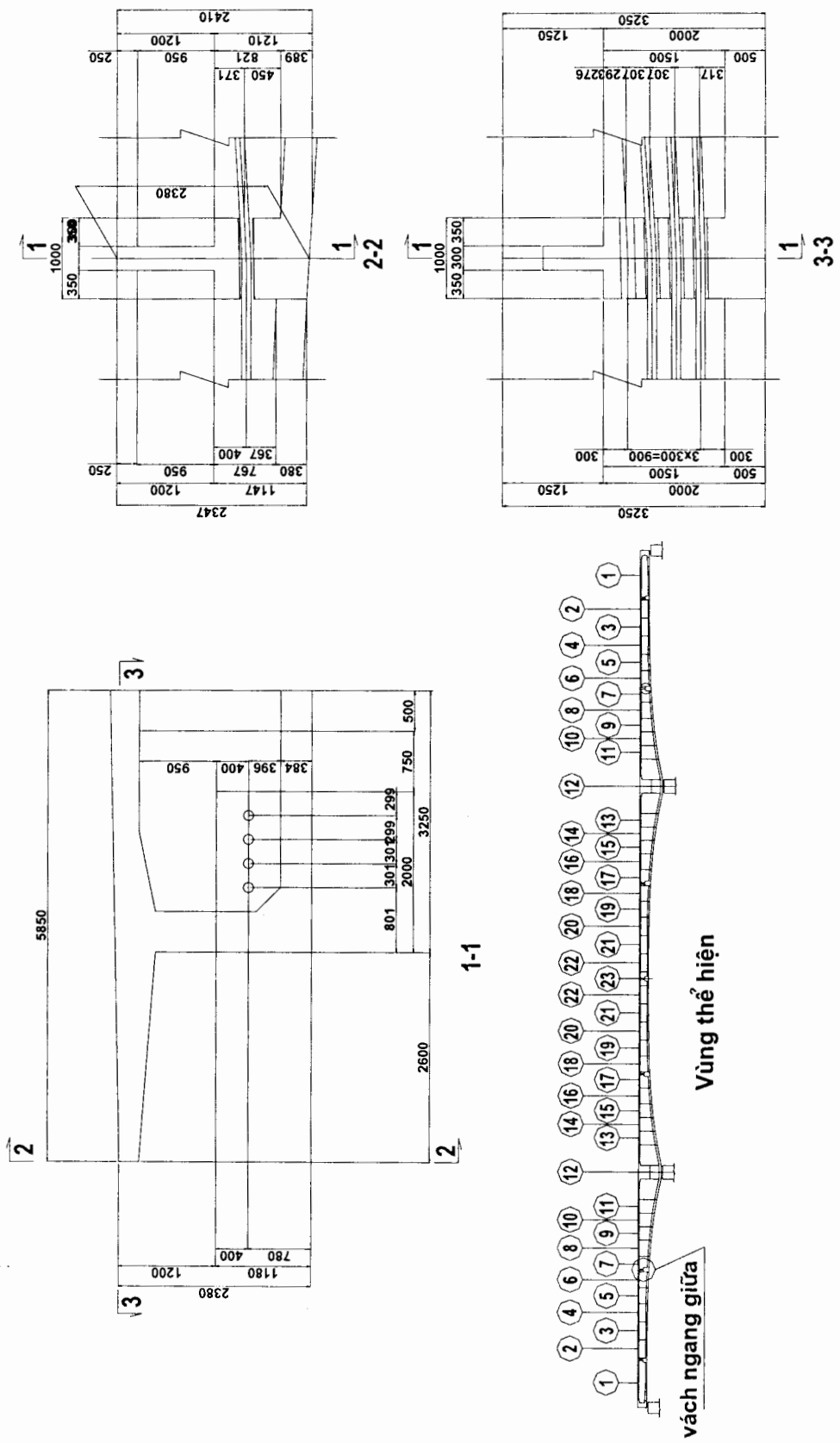
6.1.2.8.3.2. Ủ neo cho cáp dự ứng lực ngoài



Hình 6-9: Bố trí neo cho cáp dự ứng lực ngoài tại vị trí định trụ



Hình 6-10: Bố trí neo cho cáp dự ứng lực ngoài tại vị trí nối với nhịp dẫn



Hình 6-II: Bố trí neo dự ứng lực cho cáp ngoài tại vị trí vách ngăn

6.2. VÁCH NGĂN, DẦM CAO, DẦM HẰNG NGẮN, DẦM CHÌA VÀ GỜ DẦM KHẮC

6.2.1. Tổng quát

Vách ngăn ngang trên trụ được đúc liền với đốt K0 chịu trực tiếp các phản lực gối truyền vào kết cấu nhịp. Trạng thái ứng suất trong vách ngăn rất phức tạp vì phải chịu các nội lực mô men uốn, lực cắt, lực nén dọc và mô men xoắn với các trị số đều rất lớn. Tại đây còn phải để 1 cửa thông cho công nhân và phương tiện nên cũng làm trầm trọng thêm tình trạng ứng suất cục bộ. Đó là lý do khiến phải làm vách ngăn ngang này rất dày (thường đến 3m). Hơn nữa, nếu trên vách ngang có đặt các mấu neo của cáp dự ứng lực ngoài thì tình trạng ứng suất - biến dạng càng phức tạp hơn. Khu vực này dễ xuất hiện các vết nứt.

Trong các cầu khung T-dầm đeo, ở đầu cánh hẫng của khung T phải bố trí một gờ dầm khắc chìa ra để đặt gối đỡ các dầm đeo. Vị trí này cũng ở trong tình trạng ứng suất-biến dạng rất phức tạp và phải được thiết kế chu đáo để tránh vết nứt nguy hiểm xuất hiện.

Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01 cung cấp nhiều chỉ dẫn về thiết kế vách ngăn và các dầm hẫng ngắn, dầm chìa, gờ dầm khắc và các cấu kiện cao khác mà chủ yếu chịu cắt và xoắn và chiều cao là tương đối lớn so với nhịp của chúng.

Các dầm cao phải được phân tích và thiết kế theo mô hình chống-và-giằng hoặc mô hình phần tử hữu hạn.

6.2.2. Vách ngăn ngang

6.2.2.1. Tổng quát

Thông thường, các vách ngăn phải được bố trí tại các mố 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 ở giữa có thể được dùng giữa các dầm trong hệ cầu cong hoặc ở nơi cần thiết để tạo sức kháng xoắn và để đỡ mặt cầu tại các điểm không liên tục hoặc tại các điểm giao tạo góc trong dầm. Đối với các dầm hộp cong, có bán kính phía trong nhỏ hơn 240 000 mm và đối với các dầm hộp mở rộng phải dùng các vách ngăn trung gian. Các vách ngăn có thể được bỏ qua, khi các thử nghiệm hoặc phân tích về mặt kết cấu chứng tỏ chúng là không cần thiết.

Các vách ngăn thường được thiết kế bằng phương pháp dùng mô hình chống-và-giằng ở nơi thích hợp.

Trong các cầu có các vách ngăn được kéo sau, phải giằng chắc chắn các bó thép của vách ngăn vào trong các vách ngăn bằng cốt thép thường có dính bám để chống lại các lực gây ra bởi bó thép tại các góc của phần lỗ trống trong các vách ngăn.

Vách ngang trong dầm hộp BTCT UST có thể chia làm một số loại phụ thuộc vào vị trí của vách ngang nằm trong kết cấu nhịp: vách ngang tại mố, vách ngang tại trụ, vách ngang trung gian và vách ngang tại các vị trí chốt.

Vách ngang trung gian bố trí tại nhịp có tác dụng làm tăng độ cứng của kết cấu hộp theo phương ngang, chống lại biến dạng của mặt cắt do mô men xoắn sinh ra đồng thời nó giúp tăng độ cứng theo phương ngang của mặt cắt. Nó giúp phân bố lực theo phương ngang trong trường hợp mặt cắt ngang của hộp có nhiều sườn.

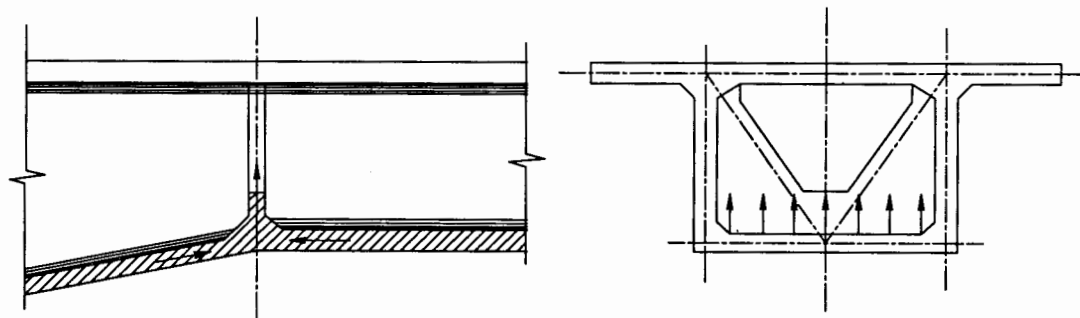
Vách ngang tại vị trí mố và trụ có vai trò đặc biệt quan trọng trong kết cấu dầm hộp liên tục. Nó giúp truyền tải trọng của kết cấu nhịp xuống gối hoặc trực tiếp xuống thân trụ trong trường hợp kết cấu khung cứng. Đặc biệt trong đa số các trường hợp gối cầu không thể đặt thẳng trực tiếp tại vị trí của sườn hộp thì vách ngang này đóng vai trò truyền từ kết cấu nhịp xuống gối cầu. Mặt khác trong quá trình khai thác, nếu cần phải thay gối thì vách ngang chính là nơi đặt kích để kích dầm thay gối. Trong dầm hộp liên tục có DƯL ngoài thì vách ngăn tại trụ và mố chính là nơi để neo cáp DƯL ngoài.

Vách ngang tại vị trí chốt rất cần thiết trong trường hợp kết cấu nhịp được cắt và tạo chốt tại vị trí giữa nhịp. Ví dụ như kết cấu khung T dầm kê chằng hạn. Tại vị trí này, vách ngang phải có cấu tạo khá dày và chắc chắn để có thể đặt gối lên và đặt nhịp kê lên vách ngang này.

Qua phân tích vị trí, tác dụng các loại vách ngang trong dầm hộp BTCT UST, ta thấy vách ngang trên đỉnh trụ đóng một vai trò quan trọng không thể thiếu. Đặc biệt đối với kết cấu dầm hộp liên tục khẩu độ lớn và kích thước chiều ngang của hộp rộng.

Đối với vách ngang dạng tường đặc, trạng thái làm việc của vách ngang rất phức tạp mà ta không thể áp dụng lý thuyết dầm bao gồm các sự biến dạng tuyến tính, theo nguyên tắc của St. Venant, sự phân bố ứng suất theo lý thuyết sức bền đơn giản để tính toán vách ngang. Trạng thái ứng suất trong vách ngang rất phức tạp và sự phân bố ứng suất của nó là trạng thái ứng suất không gian 3 chiều. Trong vùng này mỗi điểm đều xuất hiện cả ứng suất pháp và ứng suất tiếp. Tùy theo các vị trí ứng suất pháp có thể là ứng suất nén, ứng suất kéo và ứng suất tiếp có thể là ứng suất cắt, trượt v.v...

Trong các kết cấu nhịp mà có các nút cứng trên gáy góc mặt cắt dọc như hình 6.12 thì phải dự kiến đặt ở đó một vách ngang để làm cân bằng các lực đẩy trong bản đáy hộp từ hai phía của nút cứng nói trên.



Hình 6-12: Sơ đồ góc gãy trên mặt cắt, vách ngang

Các dầm ngang liên kết cứng giữa các hộp trong cùng một mặt cắt ngang kết cấu nhịp chỉ được làm nếu cần tăng cường độ và tăng ổn định của bản thân trụ cầu chứ không phải tăng cường kết cấu nhịp. Rất ít cầu đã làm như vậy vì độ cứng chống xoắn và độ cứng chống uốn

của các hộp là đủ để phân phối tốt các hoạt tải trên mặt xe chạy giữa các hộp khác nhau mà không cần bất cứ dầm ngang nào. Những khối hộp mà trong đó có các vách ngang đều là những cấu kiện đặc biệt yêu cầu loại ván khuôn riêng để thi công nên tốn nhiều thời gian và chi phí.

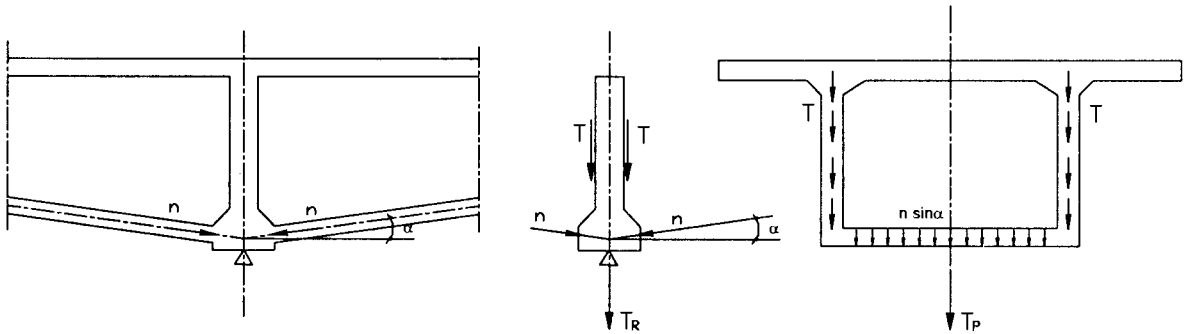
Những khối hộp mà trong đó có các vách ngang đều là những cấu kiện đặc biệt phải dùng loại ván khuôn riêng để thi công nên tốn nhiều thời gian và chi phí. Vì vậy cần phải tìm mọi cách để làm cho cấu tạo của chúng đơn giản hơn trên cơ sở phân tích kỹ tình trạng chịu lực.

Các vách ngang ở vị trí bên trên trụ mố giữ hai nhiệm vụ:

- Bảo đảm truyền các tải trọng thẳng đứng lên gối.
- Chống biến dạng của mặt cắt ngang dưới tác dụng của mô men xoắn.

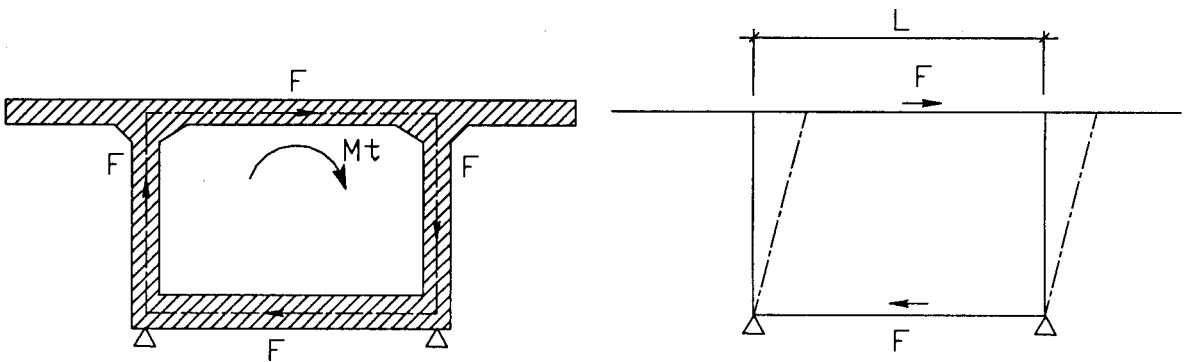
Xét kỹ sự truyền các tải trọng thẳng đứng lên các gối nhận thấy là thông qua như trên hình 6-13.

- Các ứng suất cắt trong các thành hộp (lực cắt T)
- Các thành phần thẳng đứng của ứng suất nén nghiêng n ở cao độ bản đáy hộp (qui ước gọi là lực cắt Résal (T_r)).



Hình 6-13 : Truyền các tải trọng thẳng đứng lên gối

Dưới ảnh hưởng lực trượt f do mô men xoắn gây ra, mặt cắt ngang dầm hộp có khuynh hướng bị vẹo đi như hình 6-14. Để cản trở biến dạng vẹo đó, phải đặt vào vị trí này một vách ngang. Nhưng vách này còn phải có chỗ trống cho công nhân và các thiết bị qua lại.

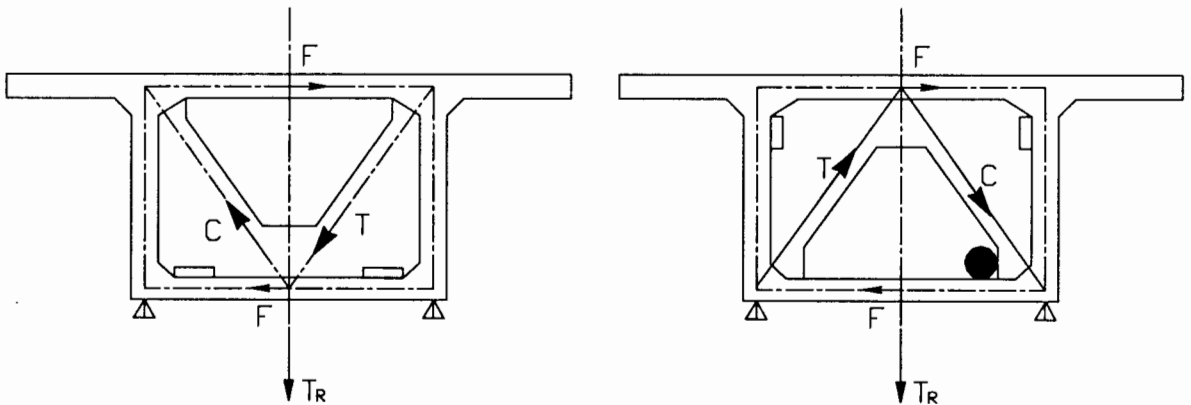


Hình 6-14: Tiếp nhận mô men xoắn bởi vách ngang

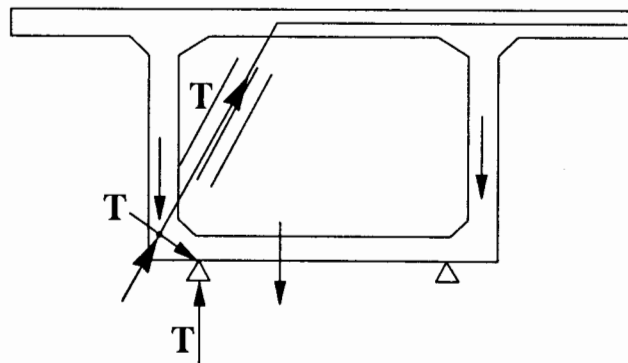
Xét ví dụ như trên hình 6-15:

Khi kết cấu nhịp có chiều cao thay đổi, sơ đồ số 1 trên hình 6-15 cho phép dễ dàng truyền lực cắt Résal. Sơ đồ 2 thì hợp lí trong các kết cấu nhịp có chiều cao không đổi, có thể đặt các ống đường kính lớn bên trên bản đáy hộp.

Nếu gối cầu không đặt trong cùng mặt phẳng thành hộp thì các cáp dự ứng lực cùng với các cốt thép thường phải được đặt sao cho đủ chịu lực cắt trượt và truyền nó đến gối cầu (hình 6-16).



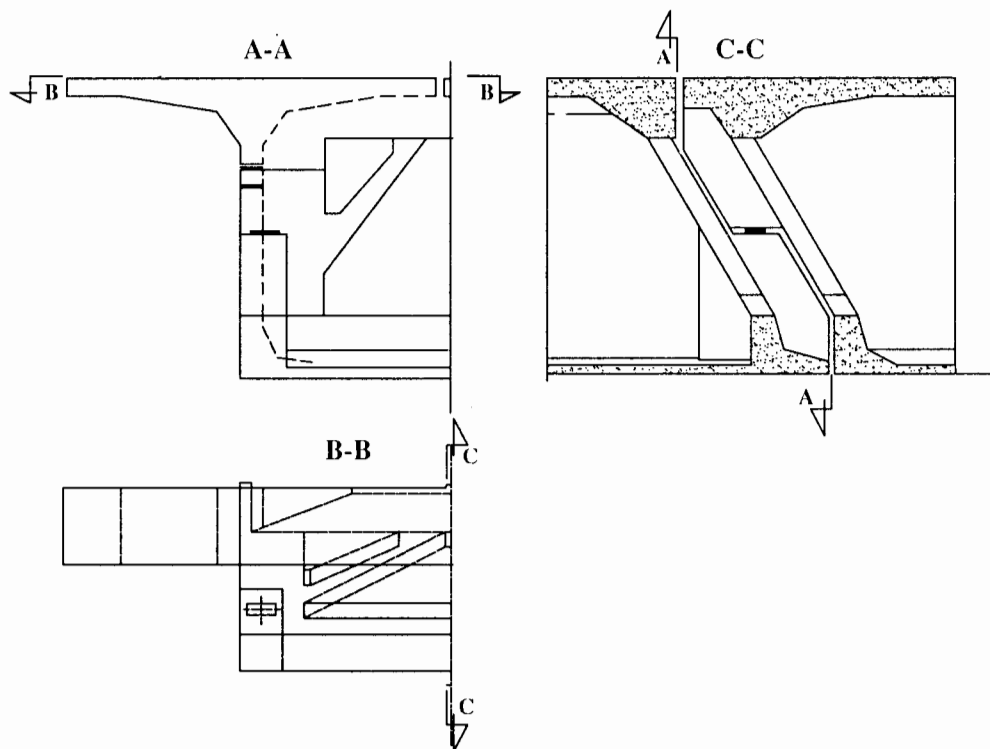
Hình 6-15: Sơ đồ vách ngang trên gối



Hình 6-16: Gối cầu không nằm đúng bên dưới thành hộp

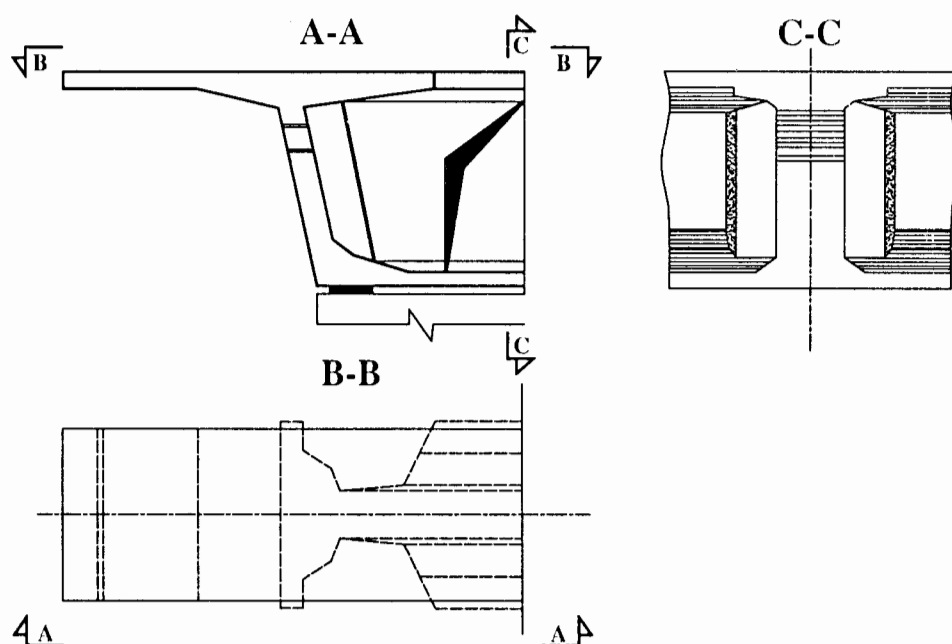
Đốt kết cấu nhịp bên trên mố có cấu tạo đơn giản hơn đốt trên trụ. Nó chỉ có vách ngang thẳng đứng đơn giản (hình 6-15)

Các đốt kết cấu nhịp ở chỗ đặt chốt là phức tạp nhất. Chúng thường gồm hai phần: một bộ phận chịu lực đỡ và một bộ phận tì lên bộ phận đỡ. Mỗi phần này đều có các dầm ngang riêng của mình đặt xiên để chịu lực kéo xiên khi cân bằng với phản lực gối của kết cấu nhịp (hình 6-16).

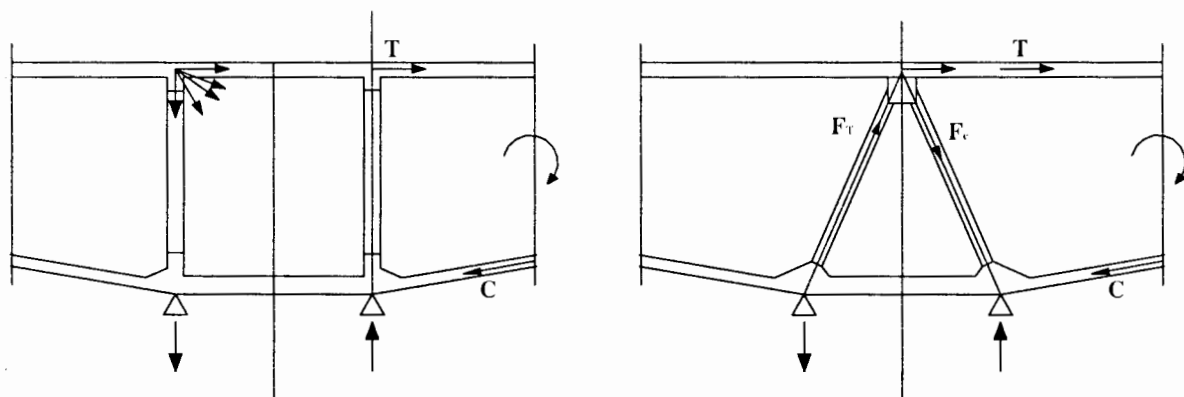


Hình 6-17 : Đốt ở chốt của kết cấu nhịp

Các đốt trên trụ của kết cấu nhịp được thiết kế khác nhau tùy theo là dạng cầu dầm hay cầu khung. Ở cầu dầm thì đốt trên trụ gần giống đốt trên mố (hình 6-18) ở 2 chi tiết: thứ nhất các lực truyền ở đây là lớn nhất, thứ hai nếu kết cấu nhịp có chiều cao thay đổi thì thành phần thẳng đứng do sự nghiêng của bản đáy hộp đòi hỏi phải đặt cốt thép trong mặt phẳng của vách ngang.



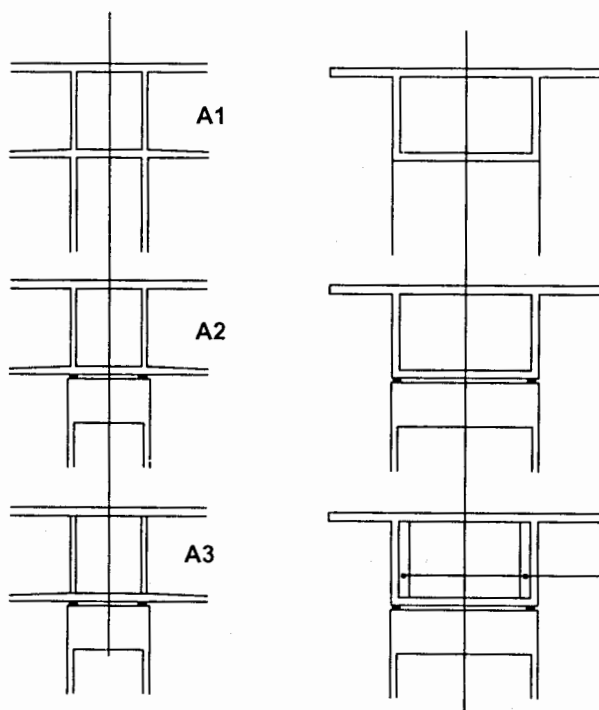
Hình 6-18: Vách ngang (dầm ngang) của đốt trên trụ của dầm cầu có chiều cao thay đổi



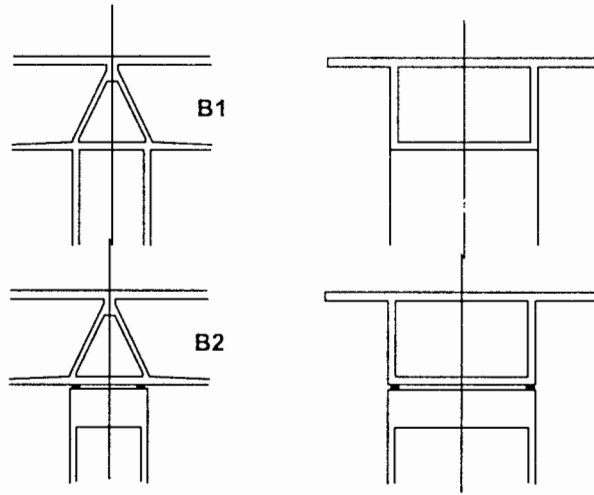
Hình 6-19: Vách nghiêng trong đốt trên trụ của cầu nhịp

Trong trường hợp thứ hai thì các đốt trên trụ nói chung có 2 vách ngang hoặc thẳng đứng hoặc nghiêng. Về quan điểm lí thuyết nên đặt các vách ngang nghiêng (hình 6-19).

Thực ra, dưới tác động của các lực không đối xứng trong lúc thi công hẫng cũng như lúc khai thác cầu, các bản nắp hộp và bản đáy hộp phải chịu lực kéo T và lực nén C . Nếu làm hai vách ngang thẳng đứng thì các thành hộp cần phải cân bằng lực đẩy do lực kéo T gây ra. Nếu ngược lại, làm 2 vách ngang nghiêng và giao nhau ở cao độ bản nắp hộp tạo ra hệ tam giác thì lực T sẽ phân ra 2 lực F_c và F_t hướng trực tiếp theo mặt phẳng của các vách ngang và sẽ do chính các vách này chịu. JACQUES MATHIVAT đã nghiên cứu tính toán so sánh trạng thái chịu lực của các đốt kết cấu nhịp trên trụ với các kiểu vách ngang khác nhau trong kết cấu nhịp có chiều cao cố định bằng chương trình máy tính theo phương pháp phần tử hữu hạn được vẽ trên hình 6-20.



Hình 6-20,a : Nghiên cứu các kiểu vách ngang (Vách ngang đứng)

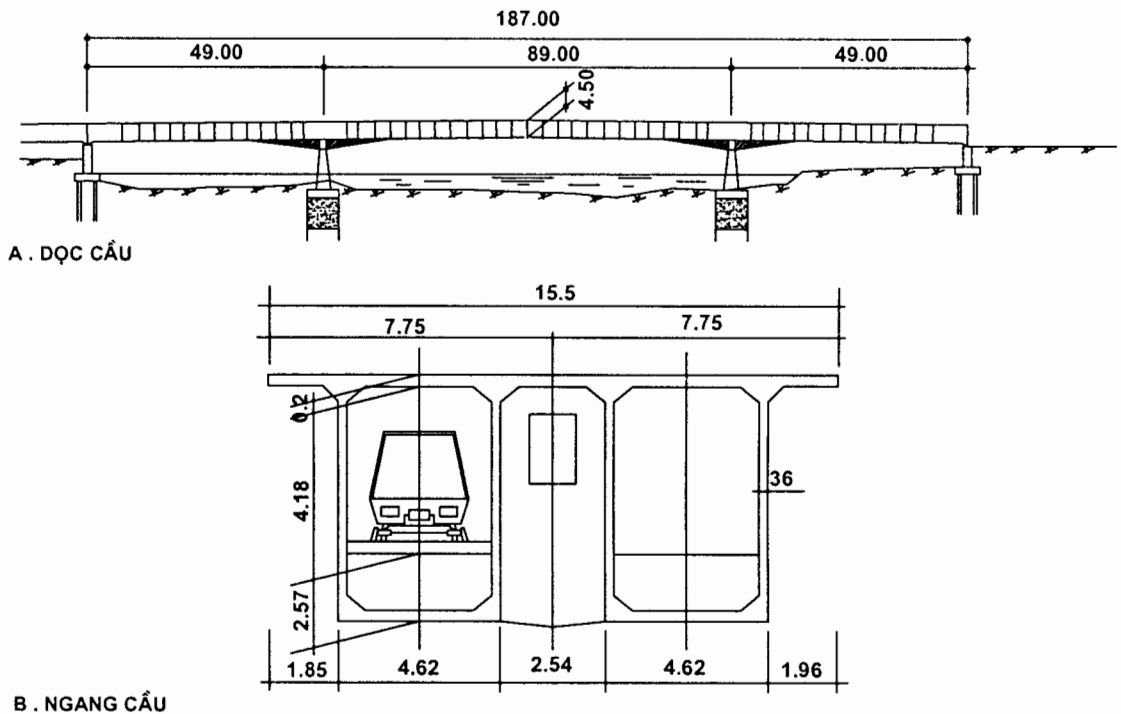


Hình 6-20,b : Nghiên cứu các kiểu vách ngang (Vách ngang tăng cường)

Các kiểu vách ngang được nghiên cứu có thể là vách thẳng đứng hoặc vách nghiêng với các gối liên tục dưới các vách ngang (kiểu A1, B1) hoặc các gối điểm dưới các thành hộp (kiểu A2, B2). Trường hợp A3 là khi thay vách ngang bằng các thành hộp cứng ở thành hộp.

Sau đây là các kết luận cơ bản của nghiên cứu nói trên:

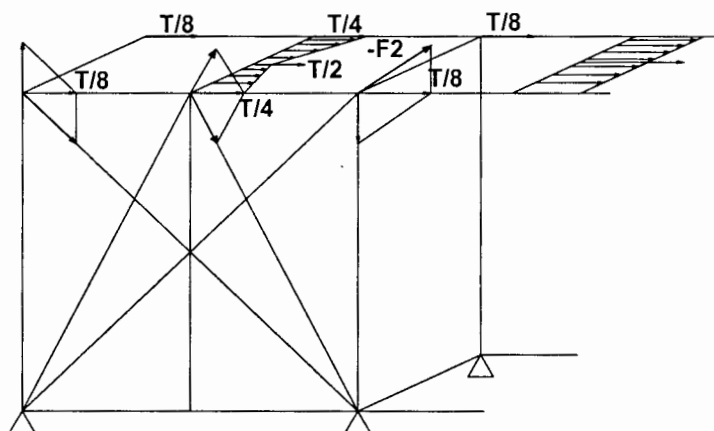
- Nếu có vách ngang thẳng đứng ở trên các gối điểm, hầu như toàn bộ các lực tiếp nhận được ở bản nắp hộp sẽ truyền qua các thành hộp. Các ứng suất chủ trong các thành của các vách ngang kiểu A2 và A3 là bằng nhau. Riêng trường hợp kiểu A3 các thành hộp cứng thẳng đứng của thành hộp là cần thiết để hướng các lực nén và lực kéo đi vào khu vực này.



Hình 6-21: Cầu Morand ở Lyon cho xe điện ngầm

Kiểu vách ngang như vậy thường gặp ở các cầu mà có đặt đường sắt trong lòng hộp nên phải thông thoáng trong lòng hộp. Ví dụ như cầu Morand ở Lyon. Cấu tạo cụ thể như hình 6-21.

Có thể vẽ biểu đồ ứng suất chính trong các thành hộp căn cứ vào sơ đồ tính toán đơn giản để xác định một cách đủ chính xác về cốt thép tăng cường. Trong sơ đồ này, như hình 6-22, lực kéo T xuất hiện trong bản cánh trên được phân chia thành 4 lực bằng nhau đặt vào đỉnh các thành hộp. Các lực này lại phân chia thành các lực thẳng đứng F_1 hướng xuống gối và các lực nghiêng F_2 hướng theo đường chéo của các khoang thành hộp. F_1 và F_2 là lực kéo hay nén tùy theo vị trí tương đối của nó so với lực T . Sơ đồ tính toán này có thể được kiểm tra ở các dốt kết cấu nhịp trên trụ của cầu Saint - André - de - Cubzac nhờ các bộ cảm biến đo ứng suất. Khi thi công kết cấu nhịp đã nhận thấy các trị số ứng suất đo được là rất phù hợp trị số tính toán theo cách nói trên.

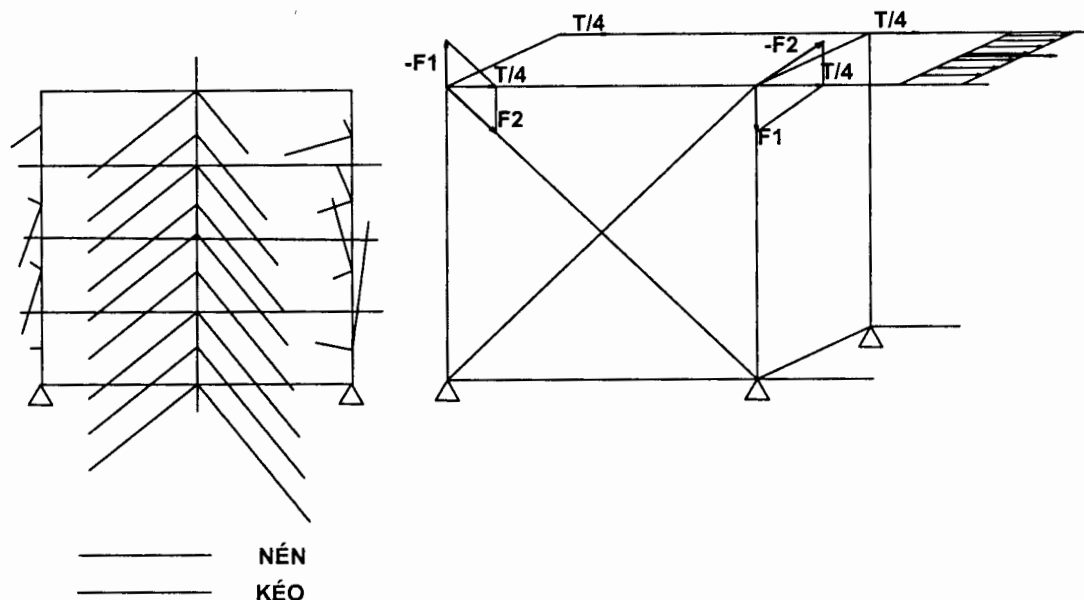


Hình 6-22: Các vách ngang thẳng đứng

- Nếu các vách ngang thẳng đứng tựa lên các gối liên tục theo hướng thẳng đứng thì các kết luận nói trên không còn đúng nữa. Tuy nhiên các vách ngang tham gia một cách hoàn hảo hơn vào sự chịu lực chung.

Còn trong trường hợp có vách ngang nghiêng thì người ta nhận thấy rằng các lực nén và lực kéo mà thành hộp phải chịu đều giảm đi nhiều so với trị số tính toán được theo sơ đồ tam giác nói trên. Mặc dù sự phân bố lực phụ thuộc chặt chẽ vào độ cứng tương đối của các thành hộp và của các vách ngang, có thể nhận xét sơ bộ là các lực do vách ngang nghiêng chịu chỉ xấp xỉ bằng một nửa so với lực đặt vào, còn nửa kia thì được truyền trực tiếp qua các thành hộp.

Đối với vách ngang nghiêng kiểu như vậy nên dùng sơ đồ tính toán gần thực tế hơn, trong đó chia lực kéo T trong bản nắp hộp ra hai thành phần bằng nhau, thành phần thứ nhất hướng trực tiếp đến các lực kéo và nén trong vách ngang nghiêng, thành phần thứ hai có tác dụng giảm nén như đối với các vách ngang thẳng đứng (hình 6-23).

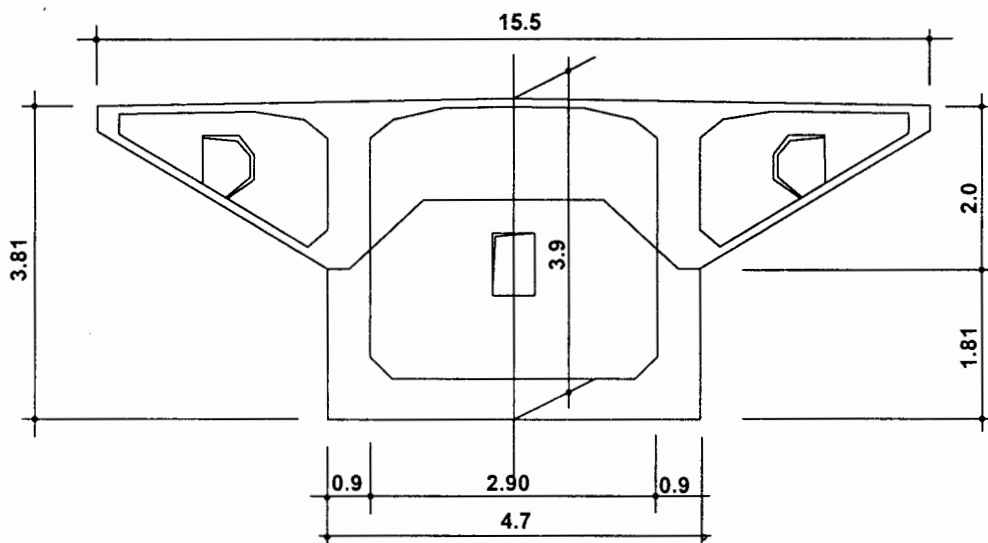


Hình 6.23 : Các vách ngang nghiêng

Khi so sánh giữa các vách ngang, xét về ứng suất chủ của thành hộp đối với các vách ngang thẳng đứng và vách ngang nghiêng cho thấy rằng các ứng suất chủ ở loại vách thứ nhất lớn gấp đôi so với ở loại vách thứ hai.

Tóm lại các kiểu vách ngang khác nhau đều là hợp lí : đảm bảo được độ bền chống xoắn, điều khiển được sự truyền lực cắt đến gối và xác định được các kích thước của các bộ phận và cốt thép của chúng khi áp dụng các nguyên tắc đơn giản đã nói trên.

Có một đặc điểm riêng cần nhấn mạnh đối với các khối lắp ghép trên trụ của kết cấu nhịp. Do phải làm các vách ngang mà trọng lượng của khối lắp ghép nặng thêm vượt quá khả năng của cần cẩu thông dụng trên công trường. Khi đó nên chia nhỏ khối lắp ghép đó ra nhiều cấu kiện hoặc chia theo chiều dọc, hoặc chia theo chiều nằm ngang. Tuy nhiên khi đó mối nối sẽ khá phức tạp.



Hình 6-24: Cầu đường sắt ở Marne - la - Vallée

6.2.2.2. Phân tích và tính toán khả năng chịu lực của vách ngang sử dụng mô hình tính toán chống và giằng

6.2.2.2.1. Mô hình hóa kết cấu

Một kết cấu và cấu kiện hay một vùng kết cấu có thể được mô hình hóa 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 dàn có khả năng chịu tất cả các lực đặt vào truyền tới các gối, bề dày yêu cầu của các thanh chịu nén và chịu kéo sẽ được xem xét khi xác định yếu tố hình học của dàn.

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

$$P_r = \varphi P_n$$

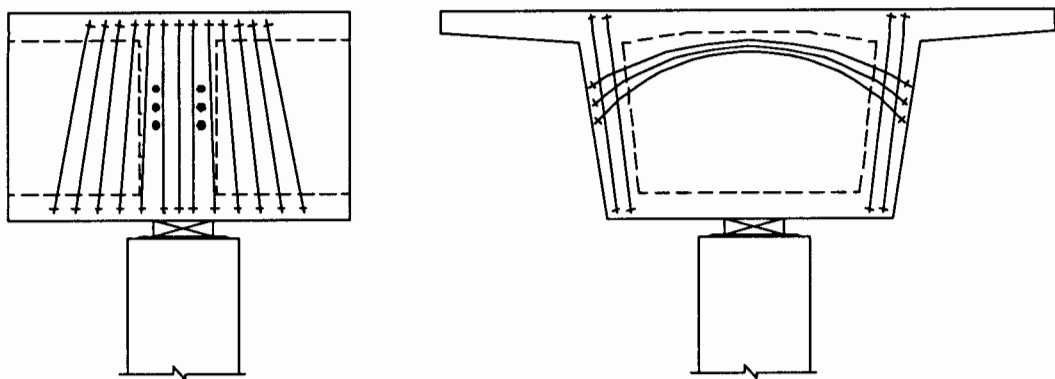
Trong đó:

P_n : Cường độ danh định của thanh chống nén hoặc giằng kéo

φ : Hệ số sức kháng cho trường hợp chịu kéo hoặc nén.

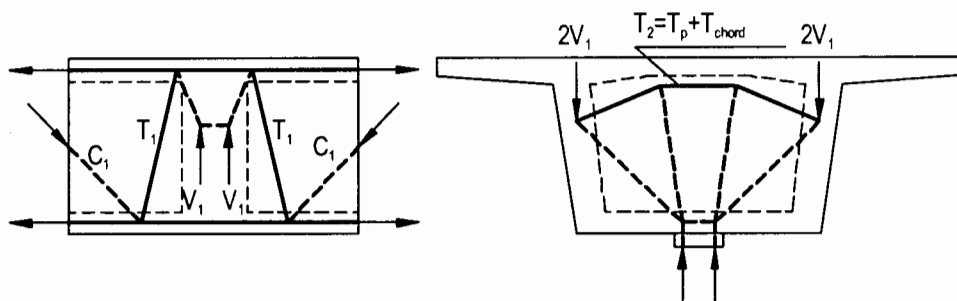
Trong trường hợp tính toán vách ngang, ta cũng có một số cách thức mô hình khác nhau phụ thuộc vào điều kiện làm việc của vách ngang như vách ngang được kê trên một gối hay hai gối, sự bố trí cốt thép dự ứng lực cục bộ trong vách ngang....

Một vách ngang kê trên một gối bố trí cốt thép dự ứng lực ở thành hộp và vách ngang như hình vẽ dưới đây:



Hình 6-25: Bố trí cáp DƯỠ tại khu vực vách ngang

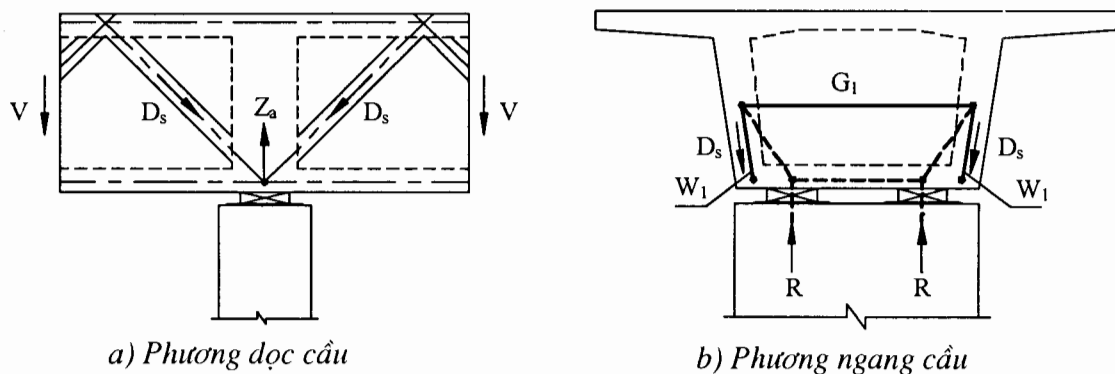
Vách ngang thường được mô hình thành các thanh chống và giằng như hình vẽ sau:



Hình 6-26: Mô hình chống và giằng cho tính toán vách ngang

Trường hợp vách ngang của dầm hộp kê trên hai gối và không có cốt thép dự ứng lực tăng cường cho thành hộp.

Vách ngang mô hình thành dạng thanh chống và giằng được mô tả trong hình vẽ sau:



Hình 6-27: Mô hình chống và giằng cho tính toán vách ngang

Từ mô hình này ta hoàn toàn có thể tính toán được nội lực trong các thanh chống và thanh giằng. Từ đó ta xác định được lượng cốt thép cần thiết bố trí trong vách ngang.

6.2.2.3. Phân tích và tính toán khả năng chịu lực của vách ngang sử dụng mô hình phần tử hữu hạn

Về nguyên tắc chung của phương pháp này, kết cấu nghiên cứu được nghiên cứu sẽ được rời rạc hóa thành một số hữu hạn các phần tử liên kết với nhau qua các điểm nút và biên của các phần tử. Trong bài toán vách ngang, toàn bộ vách ngang được chia thành các phần tử dạng khối (Solid), mỗi phần tử khối gồm 6 mặt và 8 nút.

Trong thực tế vách ngang không phải là một môi trường đồng nhất và đẳng hướng. Trong vách ngang ngoài bê tông, người ta còn bố trí rất nhiều cốt thép. Đặc biệt vách ngang là nơi truyền lực thẳng đứng từ kết cấu nhịp xuống gối nên lượng cốt thép được bố trí rất dày và theo các phương có mật độ khác nhau. Như vậy việc tính toán vách ngang theo phương pháp phần tử hữu hạn nếu bỏ qua sự có mặt của cốt thép được bố trí trong vách ngang sẽ dẫn đến các sai số đáng kể.

Trước đây trong kết cấu bê tông cốt thép, để đơn giản trong tính toán, người ta thường không xét đến cốt thép trong trường hợp cốt thép có hàm lượng không lớn hoặc tính đổi cốt thép ra bê tông để xét đến cốt thép trong kết cấu khi lượng cốt thép rất lớn. Kết cấu lúc này được giả thiết là một môi trường đồng nhất, đẳng hướng và được mô hình đơn giản chỉ chia thuần túy thành các phần tử khối (Solid). Như vậy không thể xét một cách chính xác sự có mặt của cốt thép trong bê tông.

Vì vậy cần phải mô hình hoá kết cấu vách ngang với cách phân chia phần tử nhỏ và tỉ mỉ hơn để có thể xét đến sự có mặt của cốt thép trong vách ngang.

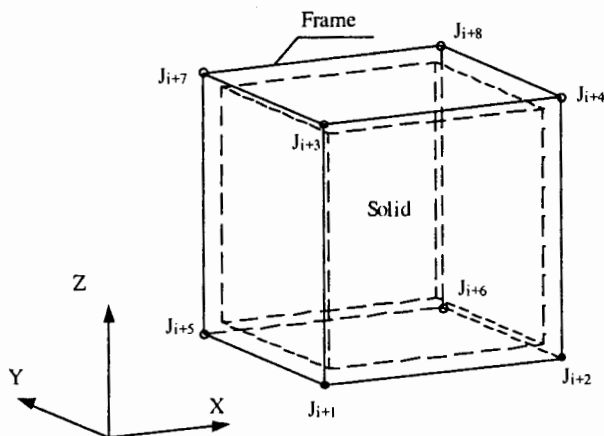
Có thể mô hình hoá vách ngang như sau:

- Kết cấu được phân chia thành các phần tử khối rời rạc sao cho tại vị trí nút của các phần tử khối trùng với vị trí tìm các thanh cốt thép. Trong trường hợp số lượng thanh cốt thép càng lớn, bước cốt thép càng dày thì vách ngang càng phải chia nhỏ.

- Các phần tử khối (Solid) được hình thành bởi các nút chia sẽ khai báo vào trong chương trình với đặc trưng vật liệu bê tông thuần túy.

- Các phần tử thanh (Frame) nối các nút chia tại các vị trí có cốt thép sẽ được khai báo vào trong chương trình với đặc trưng vật liệu của cốt thép sử dụng.

Trong trường hợp mô hình như trên, trong vách ngang không chỉ có các phần tử khối (Solid) đại diện cho bê tông mà còn có cả các phần tử thanh (Frame) đại diện cho cốt thép. Mối quan hệ liên kết qua lại giữa phần tử khối (Solid) và phần tử thanh (Frame) được thể hiện trong hình 6-28

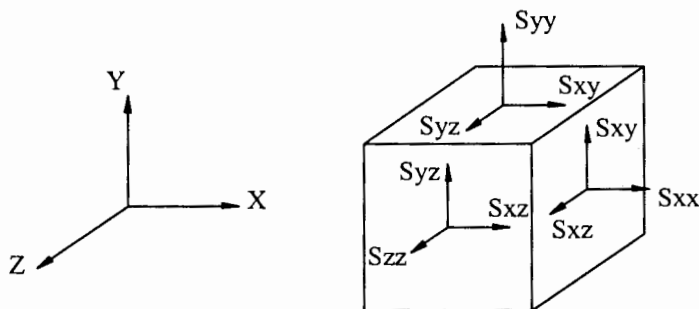


Hình 6-28: Liên kết giữa phần tử khối (Solid) và phần tử thanh (Frame)

Sau khi mô hình hoá, đặt tải trọng lên mô hình, chương trình sẽ phân tích ra được các thành phần ứng suất trong phần tử khối (Solid) và nội lực thanh phần tử thanh (Frame).

Tại các phần tử khối (Solid), ta sẽ nhận được các thành phần ứng suất trong bê tông bao gồm σ_{xx} , σ_{yy} , σ_{zz} , τ_{xy} , τ_{yz} , τ_{zx} . Hướng và ký hiệu của các thành phần ứng suất trong phần tử khối (Solid) được ký hiệu trong hình H.II.2. Tập hợp các giá trị ứng suất tại các điểm trong bê tông sẽ cho ta biết được biến thiên ứng suất trong bê tông dưới tác dụng của tải trọng.

Đồng thời ta cũng nhận được nội lực trong các phần tử thanh (Frame) tức là nội lực trong các thanh cốt thép.



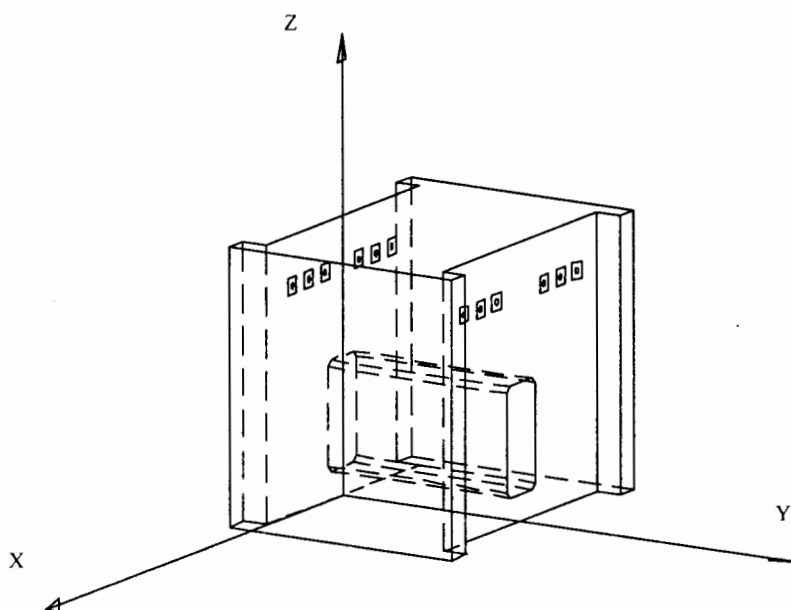
Hình 6-29: Quy ước các ứng suất trong phần tử khối (Solid)

Tính toán ví dụ một mô hình vách ngang cụ thể bằng phương pháp phần tử hữu hạn:

Đây là vách ngang của dầm hộp liên tục thành thẳng đứng, chiều rộng cầu $B_T = 12.0\text{m}$; chiều rộng đáy hộp $B_b = 6.5\text{m}$; chiều cao hộp $H = 5.0\text{m}$. Cầu thiết kế có cấp dự ứng lực ngoài neo trên vách ngang, mỗi bên vách ngang neo 6 bó, mỗi bó gồm 12 sợi 15.2mm. Lực kéo trong mỗi bó là 2352 KN. Các bó cấp dự ứng lực ngoài đi trong khu vực vách ngang có bán kính uốn $R = 4\text{m}$.

Cốt thép thường bố trí trong vách ngang theo lưới bước 250 mm, cốt thép dùng loại $\Phi 16$.

Cầu được thiết kế với tải trọng 1.25 x HS20-44, các hệ số tính toán lấy theo quy trình AASHTO 1996.

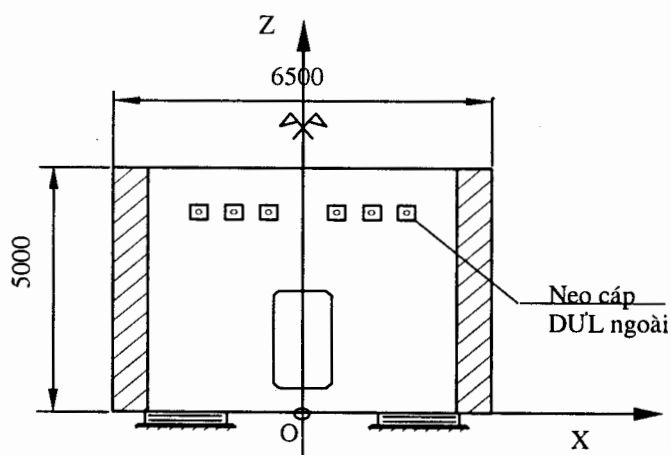


Hình 6-30: Hình vẽ phối cảnh của phần vách ngang đưa vào tính toán
(Không thể hiện gối cầu)

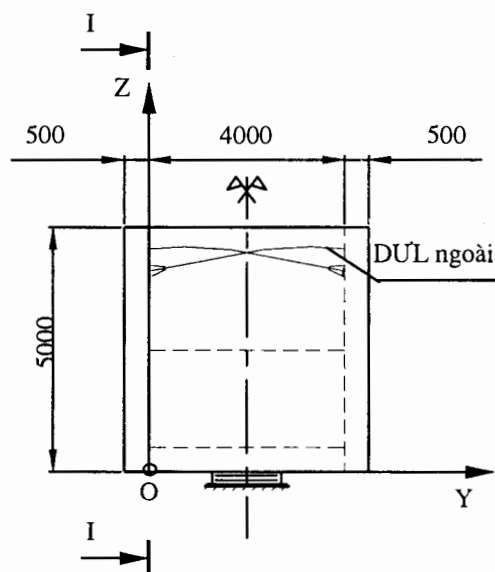
Vách ngang đã lựa chọn tính toán ta xét các tải trọng sau đây tác dụng vào vách ngang

- Lực cắt do kết cấu nhịp truyền vào vách ngang dưới tác dụng của hoại tải đúng tâm (không xuất hiện mô men xoắn).
- Lực tác dụng do neo cáp dự ứng lực ngoài vào vách ngang.
- Lực tác dụng hướng tâm của bó cáp đi cong trong khu vực vách ngang.

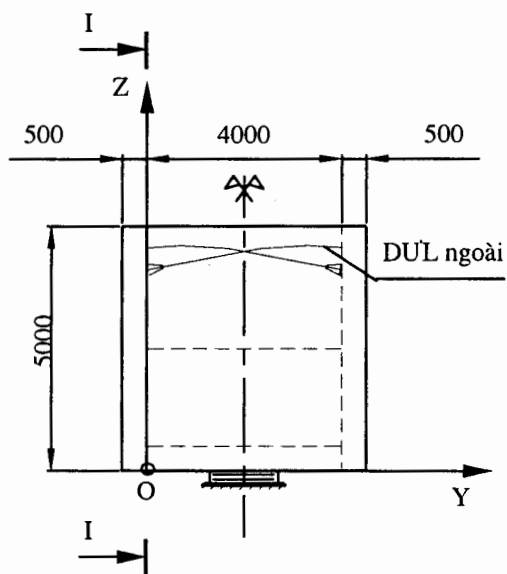
Toàn bộ vách ngang được mô hình hoá cho chương trình SAP2000 được thể hiện trong hình vẽ 6-28.



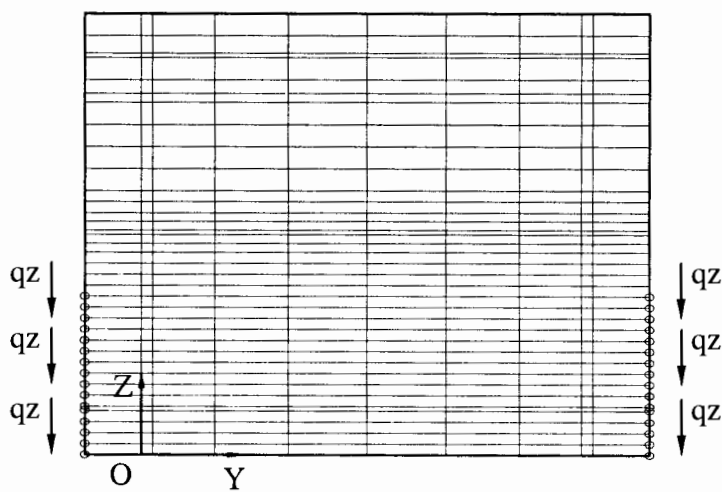
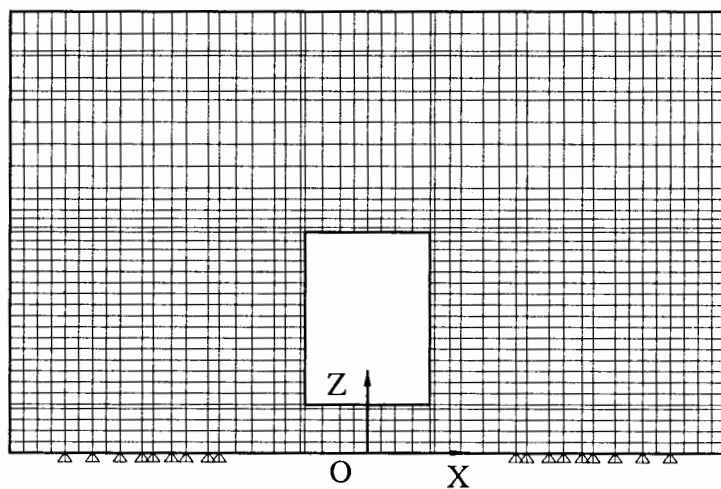
Hình 6.31,a. Nhìn theo phương ngang cầu



Hình 6.31,b. Nhìn theo phương dọc cầu



Hình 6.31,c. Mặt bằng



Hình 6.31,d. Mặt cắt I-I

6.2.3. Các yêu cầu chi tiết đối với dầm cao

Sức kháng kéo tính toán, N_R tính theo N của một cặp thanh cốt thép ngang phải thỏa mãn :

$$N_R = \phi f_y A_s \geq 0,83 b_v s \quad (22TCN: 272-01. 5.13.2.3-1)$$

Trong đó :

b_v = Bề rộng sườn (mm)

f_y = Cường độ chảy của cốt thép (MPa)

A_s = Diện tích cốt thép trong khoảng cách s (mm^2)

ϕ = Hệ số sức kháng được quy định trong Điều 5.5.4.2.

s = Khoảng cách cốt thép (mm)

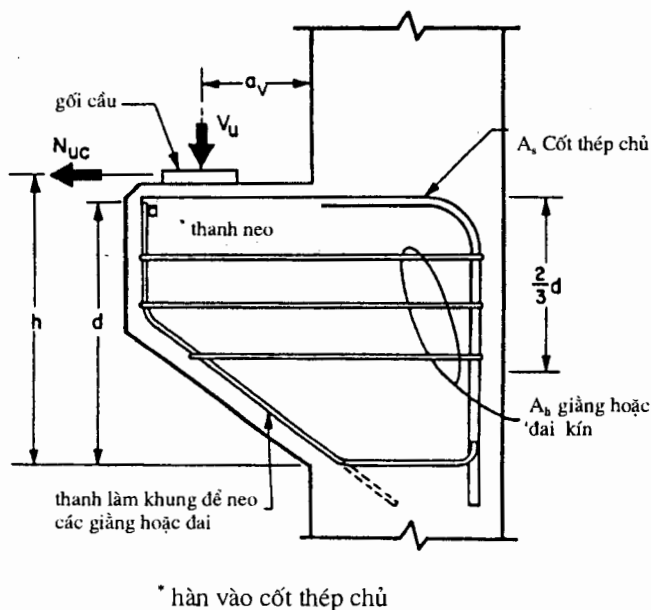
Khoảng cách cốt thép ngang, s , phải không vượt quá hoặc $d/4$ hoặc 300 mm.

Các thanh dọc dính bám phải được phân bố tốt trên mỗi mặt của các cấu kiện thẳng đứng theo từng cặp một. Sức kháng kéo của cặp thanh cốt thép dính bám phải không nhỏ hơn điều được quy định trong phương trình 1. Khoảng cách thẳng đứng giữa mỗi cặp cốt thép s , phải không vượt quá $d/3$ hoặc 300 mm. Đối với các bộ phận có chiều rộng nhỏ hơn 250 mm, có thể dùng một thanh đơn có sức kháng kéo yêu cầu thay cho một cặp thanh dọc.

6.2.4. Dầm hẫng ngắn và dầm chìa

6.2.4.1. Tổng quát

Trên hình 6-32 dưới đây, các bộ phận được coi như là dầm hẫng ngắn hoặc dầm chìa khi a_v nhỏ hơn d . Nếu a_v lớn hơn d , thì bộ phận đó phải được thiết kế như một dầm hẫng.



Hình 6-32: Ký hiệu mặt cắt (hình 5.13.2.4.1-1 của 22TCN 272-01)

Mặt cắt tại mặt gối được thiết kế để chịu đồng thời lực cắt tính toán V_u , mô men tính toán $(V_u a_v + N_{uc} (h-d))$, và một lực kéo nằm ngang tính toán xảy ra đồng thời N_{uc} . Trừ khi thực hiện các điều khoản 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 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 giằng chịu kéo chủ. Các đai hoặc giằng phải phân bố đều trong đoạn $2/3$ chiều cao hữu hiệu kể với cốt thép chủ.

Tại mặt trước của dầm hẫng ngắn hoặc dầm chìa, cốt thép chủ chịu kéo phải được neo để phát triển tới cường độ chảy được quy định, f_y .

Diện tích gối đỡ trên dầm ngắn hoặc dầm chìa phải không nhô ra ngoài đoạn thẳng của các thanh kéo chủ hoặc xa mặt bên trong của bất kỳ thanh neo bên nào.

Chiều cao mép ngoài của diện tích gối đỡ không được nhỏ hơn nửa chiều cao tại mặt gối.

6.2.4.2. Lựa chọn mô hình chống-và-giằng

Mặt cắt tại mặt gối các dầm hẫng ngắn và dầm chìa có thể thiết kế phù hợp với hoặc mô hình chống-và-giằng, trừ khi:

- Thiết kế cốt thép cắt - ma sát A_{vf} , để chịu lực cắt tính toán V_u , phải theo quy định ở Điều 6.2.4 theo Tiêu chuẩn 22TCN: 272-01.

- Với bê tông tỷ trọng thông thường, lực kháng cắt danh định V_n , phải lấy theo số nhỏ hơn của :

$$V_n = 0,2 f'_c b_w d_c \text{ và} \quad (22TCN: 272-01. 5.13.2.4.2-1)$$

$$V_n = 5,5 b_w d_c \quad (22TCN: 272-01. 5.13.2.4.2-2)$$

- Đối với tất cả các loại bê tông "tỷ trọng thấp" hoặc "tỷ trọng-cát thấp", sức kháng cắt danh định V_n tính theo N , phải lấy theo số nhỏ hơn của :

$$V_n = (0,2 - 0,07 a_v/d) f'_c b_w d_c \quad (22TCN: 272-01. 5.13.2.4.2-3)$$

$$V_n = (5,5 - 1,9 a_v/d_c) b_w d \quad (22TCN: 272-01. 5.13.2.4.2-4)$$

- 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 không được nhỏ hơn :

$$A_s \geq 0,667 A_{vf} + A_n \quad (22TCN: 272-01. 5.13.2.4.2-5)$$

và diện tích các cốt đai hoặc giằng kín đặt bên trong khoảng cách bằng với $2 d/3$ từ cốt thép chủ không được nhỏ hơn :

$$A_n \geq 0,5(A_s - A_n) \quad (22TCN: 272-01. 5.13.2.4.2-6)$$

với

$$A_n = N_{uc} / \phi f_y \quad (22TCN: 272-01. 5.13.2.4.2-7)$$

trong đó :

b_w = Bề rộng sườn (mm)

d_c = Chiều cao trọng tâm thép (mm)

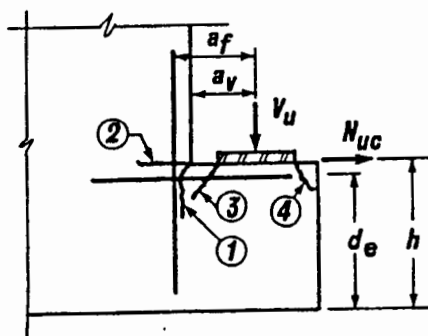
A_{vf} = Diện tích thép chịu ma sát cắt (mm^2).

6.2.5. Gờ dầm khác

6.2.5.1. Tổng quát

Gờ dầm khác phải chịu các ứng lực như được minh hoạ trong hình 6-33.

- Các lực uốn, cắt và nằm ngang tại vị trí của đường nứt 1.
- Các lực kéo trong cấu kiện gối tại vị trí đường nứt 2
- Lực cắt xuyên tại các điểm chịu tải trọng tại vị trí đường nứt 3 và
- Lực ép mặt tại vị trí đường nứt 4.



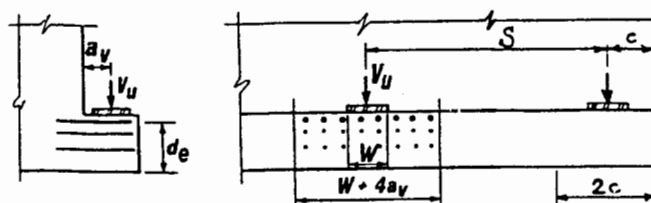
Hình 6-33: Ký hiệu và các vị trí có khả năng bị nứt đối với gờ dầm khác
(Hình 5.13.2.5.1-1 của 22TCN 272-01)

Gờ dầm khác có thể thiết kế theo mô hình chống và giằng hoặc theo các điều khoản của các Điều 5.13.2.5.2 tới 5.13.2.5.5 của 22TCN 272-01

6.2.5.2. Thiết kế chịu lực cắt

Việc thiết kế các gờ dầm khác chịu cắt phải theo đúng các yêu cầu đối với ma sát cắt như được quy định trong Điều 6.2.4. của 22TCN 272-01

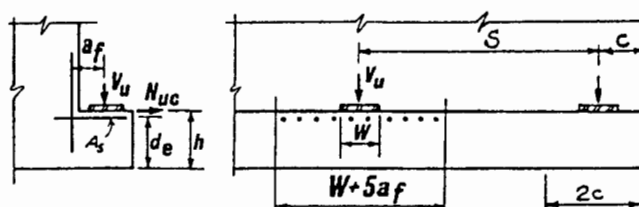
Chiều rộng của mặt bê tông được giả định tham gia vào lực kháng cắt phải không vượt quá S hoặc $(W + 4a_v)$ hoặc $2c$, như được minh hoạ trong hình 6-34.



Hình 6-34: Thiết kế gờ dầm khắc chịu cắt (Hình 5.13.2.5.2-1 của 22TCN 272-01)

6.2.5.3. Thiết kế chịu uốn và lực nằm ngang

Tổng diện tích cốt thép chủ chịu kéo A_s phải thỏa mãn các yêu cầu của Điều 5.13.2.4.2. của 22TCN 272-01



Hình 6-35: Thiết kế gờ dầm khắc chịu lực uốn và lực nằm ngang
(Hình 5.13.2.5.3-1 của 22TCN 272-01)

Cốt thép chủ chịu kéo phải đặt theo các khoảng cách đều trong phạm vi $(W + 5a_f)$, hoặc $2c$, như được minh họa trong hình 35, trừ khi là các bề rộng của các vùng này là không chồng lên nhau.

6.2.5.4. Thiết kế chống lực cắt xuyên

Các hình lăng trụ cắt, được giả định như là các bề mặt phá hoại cắt xuyên, như minh họa trong hình 6.3.6, phải không chồng lên nhau.

Lực kháng cắt xuyên danh định V_n theo Newton (N) phải được lấy theo :

- Tại các tấm đệm phía trong :

$$V_n = 0,328 \sqrt{f'_c} (W + 2L + 2d_e)d_e \quad (22TCN: 272-01. 5.13.2.5.4-1)$$

- Tại các tấm đệm phía ngoài :

$$V_n = 0,328 \sqrt{f'_c} (W + L + d_e)d_e \quad (22TCN: 272-01. 5.13.2.5.4-2)$$

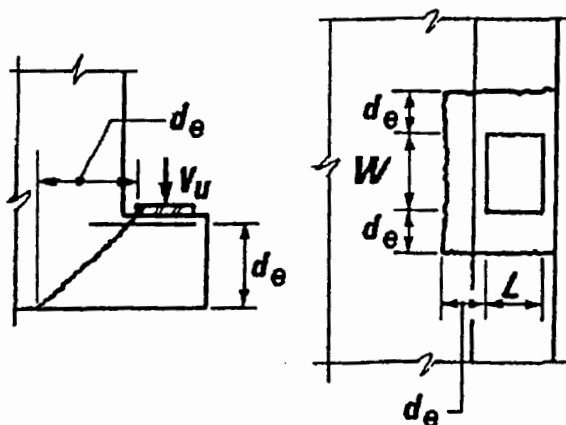
trong đó:

f'_c = Cường độ quy định của bê tông ở tuổi 28 ngày (MPa)

W = Bề rộng tấm gối hoặc đệm gối như được chỉ rõ trong hình 6-35 (mm)

L = Chiều dài đệm gối như được chỉ rõ trong hình 6-35 (mm)

d_e = Chiều sâu hữu hiệu từ thớ chịu nén ngoài cùng tới trọng tâm lực kéo (mm)



Hình 6-36: Thiết kế gối dầm khác chịu lực cắt xuyên
(Hình 5.13.2.5.4-1 của 22TCN 272-01)

6.2.5.5. Thiết kế cốt thép treo

Cốt thép treo được quy định ở đây phải bố trí thêm với cốt thép chịu cắt nhỏ hơn yêu cầu trên một trong 2 mặt của phản lực dầm đang được đỡ.

Việc bố trí cốt thép treo A_{hr} ở các dầm gối khác giản đơn phải theo như được chỉ ra trong hình 6-36.

Trong Hình 6-34 dùng ký hiệu sức kháng cắt danh định V_n theo N đối với các dầm gối khác giản đơn phải lấy như sau :

- Đối với trạng thái giới hạn sử dụng:

$$V_n = \frac{A_{hr}(0,5f_y)}{s}(w + 3a_v) \quad (5.13.2.5.5-1 \text{ của } 22TCN 272-01)$$

- Đối với trạng thái giới hạn cường độ :

$$V_n = \frac{A_{hr}f_y}{s}.S \quad (5.13.2.5.5-2 \text{ của } 22TCN 272-01)$$

trong đó :

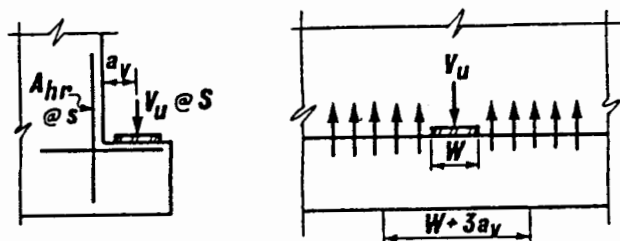
A_{hr} = Diện tích một chân của cốt thép treo như được minh họa trong hình 6-35 (mm²)

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 6-37 (mm)



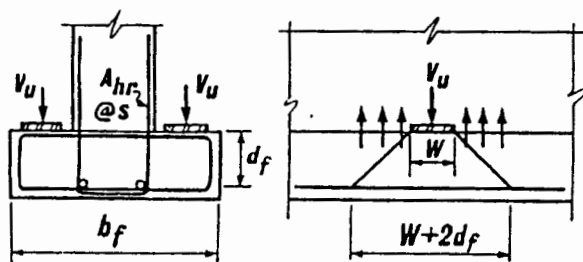
Hình 6-37: Cốt thép treo dầm gờ khác đơn giản (hình 5.13.2.5.5-1 của 22TCN 272-01)

Sử dụng ký hiệu trong hình 2, sức kháng cắt danh định của các gờ dầm khác T ngược phải là số nhỏ hơn của số được quy định theo phương trình 2 và phương trình 3.

$$V_n = (0,165 \sqrt{f'_c} b_r d_r) + \frac{A_{hr} f_y}{s} (W + 2d_r) \quad (5.13.2.5.5-3 \text{ của } 22TCN 272-01)$$

trong đó :

d_r = Khoảng cách từ đỉnh gờ khác tới cốt thép chịu nén như được minh hoạ trong hình 6-38, (mm)



Hình 6-38: Cốt thép treo dầm T ngược (Hình 5.13.2.5.5-2 của 22TCN 272-01)

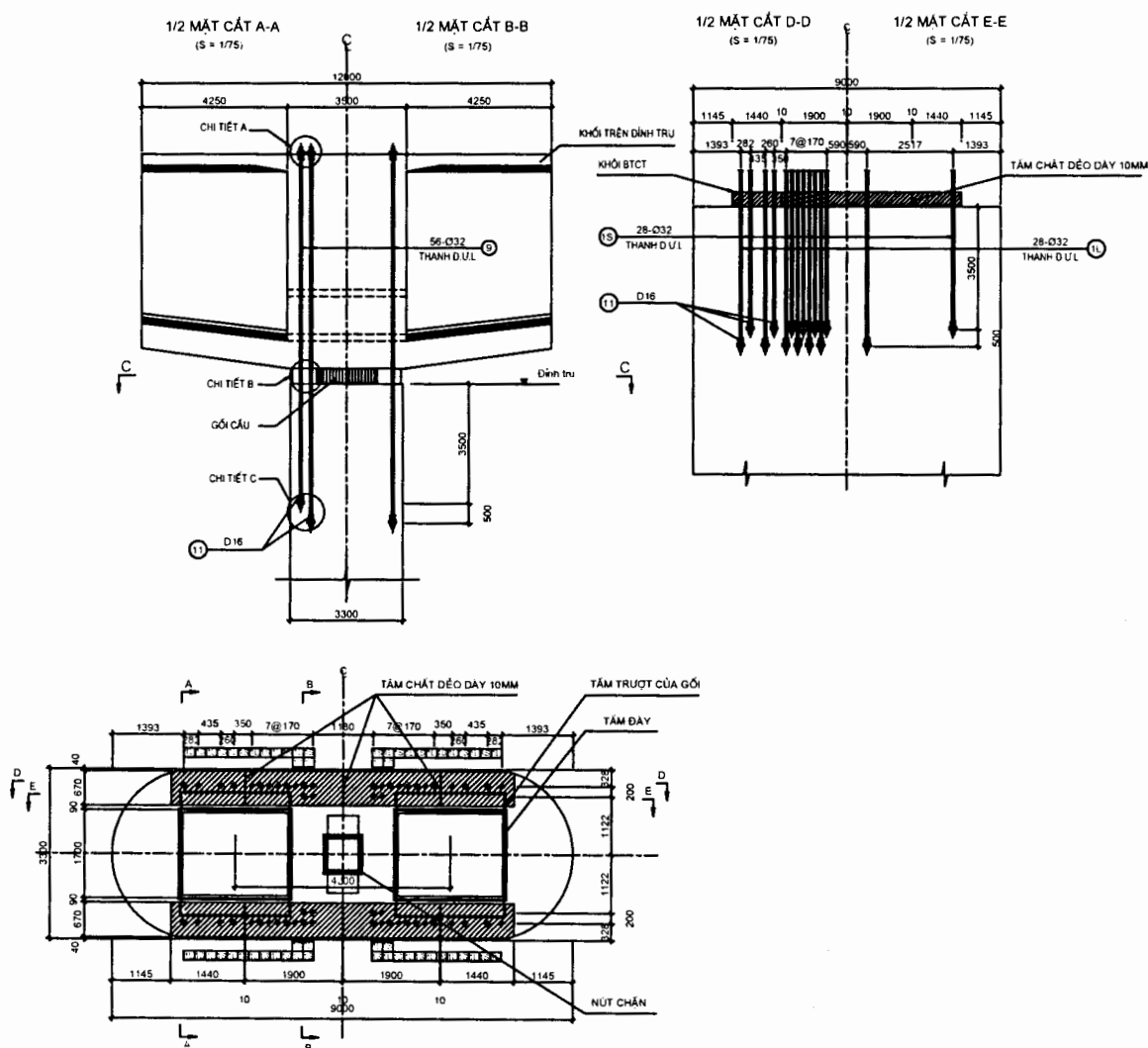
Khoảng cách tới mép giữa tấm đệm gối phía ngoài với đầu dầm T ngược không được nhỏ hơn d_r

Các dầm T ngược phải thoả mãn các quy định về mô men xoắn như được quy định trong các Điều 6.2.3.6 và 6.2.2.1. của 22TCN 272-01

6.2.5.6. Thiết kế gối đỡ

Phải áp dụng các quy định của Điều 6.1.5 của 22TCN 272-01 để thiết kế các gối đỡ dầm khác.

6.3. LIÊN KẾT TẠM ĐỈNH TRỤ VỚI KHỐI K0

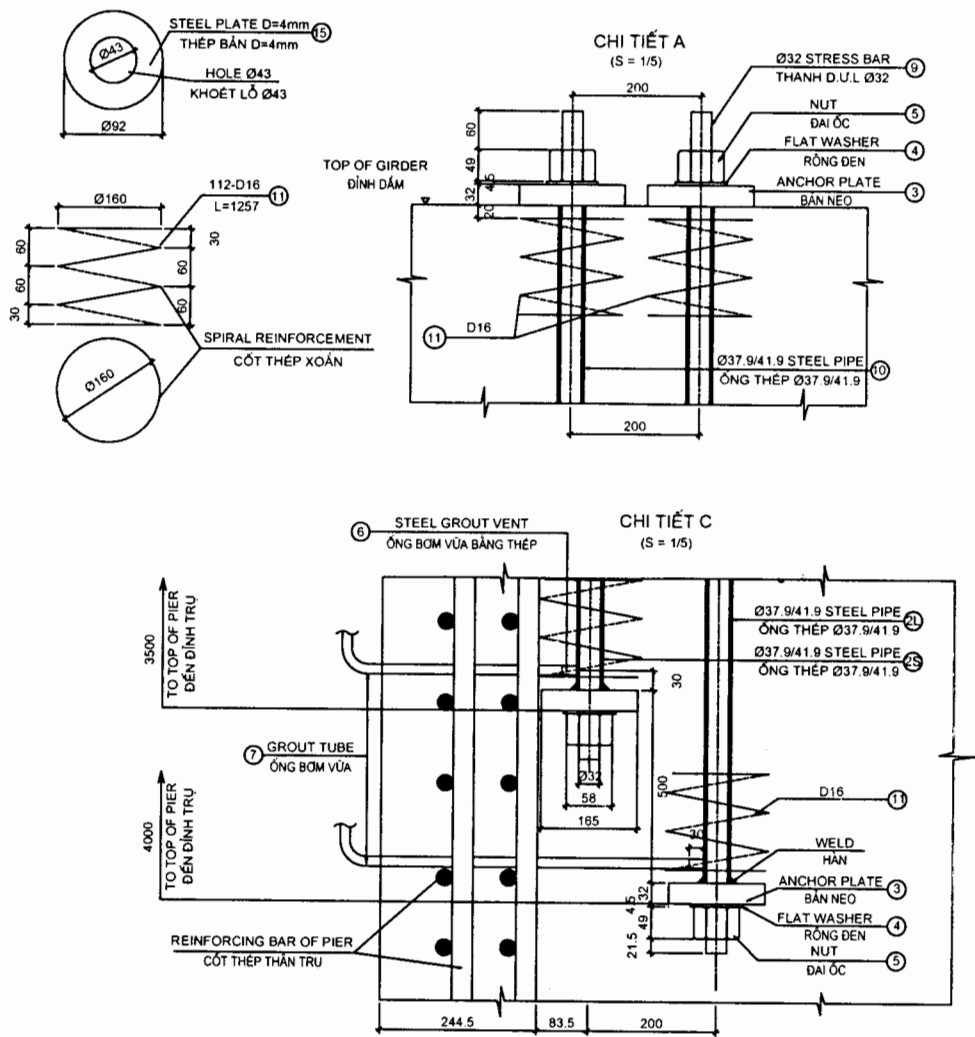


Hình 6-39: Liên kết tam tại tru

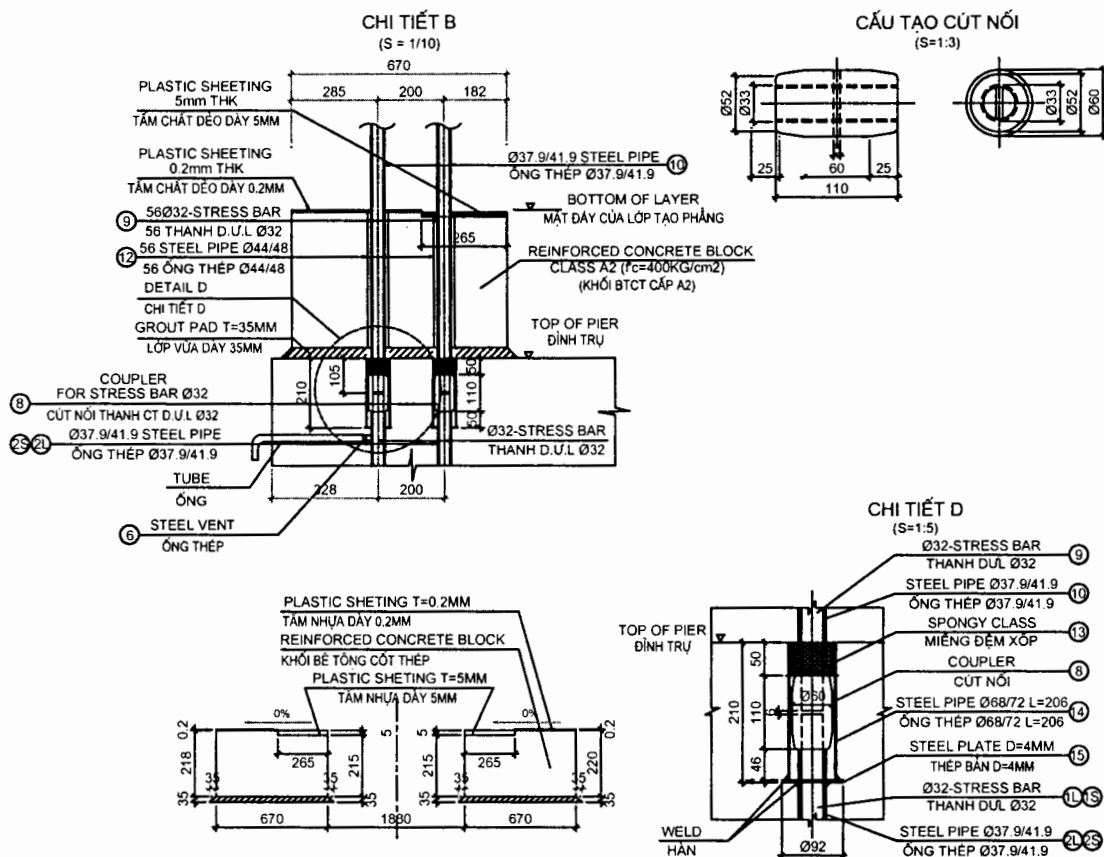
Trên hình 6-39 giới thiệu cấu tạo điển hình của hệ thống các thanh dự ứng lực thẳng đứng để liên kết cứng tạm thời giữa trụ và khối K0 của kết cấu dầm bên trên trụ. Thông thường các thanh này có đường kính $D=38-42$ mm, được đặt trong các ống nhựa cứng. Mỗi thanh gồm 2 đoạn. Đoạn dưới được chôn sẵn vào trong trụ từ trước khi đổ bê tông trụ. Đoạn trên sẽ được lắp nối bằng cách xoay ren với đoạn dưới sau khi đã thi công xong thân trụ và đang chuẩn bị đặt ván khuôn-cốt thép thường của khối K0. Vị trí trên mặt bằng của các thanh dự ứng lực phải bố trí sao cho không trùng với mặt bằng đặt các gối cầu. Vì thế phải tham khảo kỹ Catalog gối cầu trước khi thiết kế các thanh neo tạm này. Đã có trường hợp ở cầu NTP do thay đổi loại gối cầu rộng hơn so với dự kiến mà bị vướng các thanh neo đã đặt từ trước khiến cho không có chỗ đặt gối, phải xử lý rất phức tạp mới xong. Chiều sâu ngấp vào trong phạm vi

trụ của các thanh neo được tính toán theo điều kiện cường độ và độ chống nứt của bê tông thân trụ cũng như theo điều kiện không bị nhổ tuột của các thanh neo khỏi thân trụ.

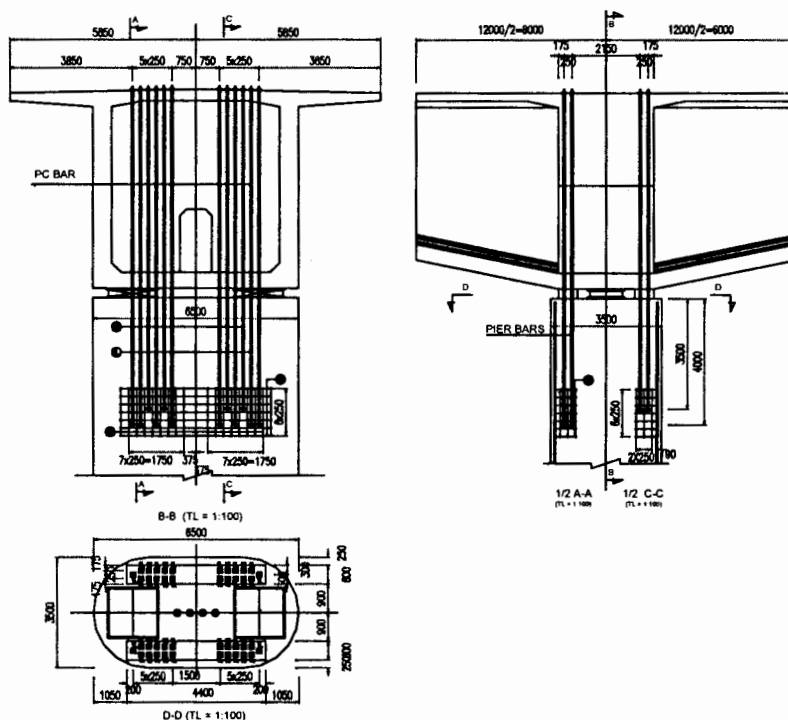
Trên đỉnh trụ còn có các tấm kê đỡ tạm thời bằng BTCT đúc sẵn. Các tấm này sẽ được phá bỏ khi giải phóng liên kết tạm thời để hạ dầm lên gối chính thức.



Hình 6-40: Bố trí chi tiết thanh liên kết tạm tại trụ



Hình 6-41: Bố trí chi tiết bộ phận nối thanh liên kết tạm tại trụ



Hình 6.42: Bố trí thanh neo tạm khối đỉnh trụ

Ghi chú của hình vẽ

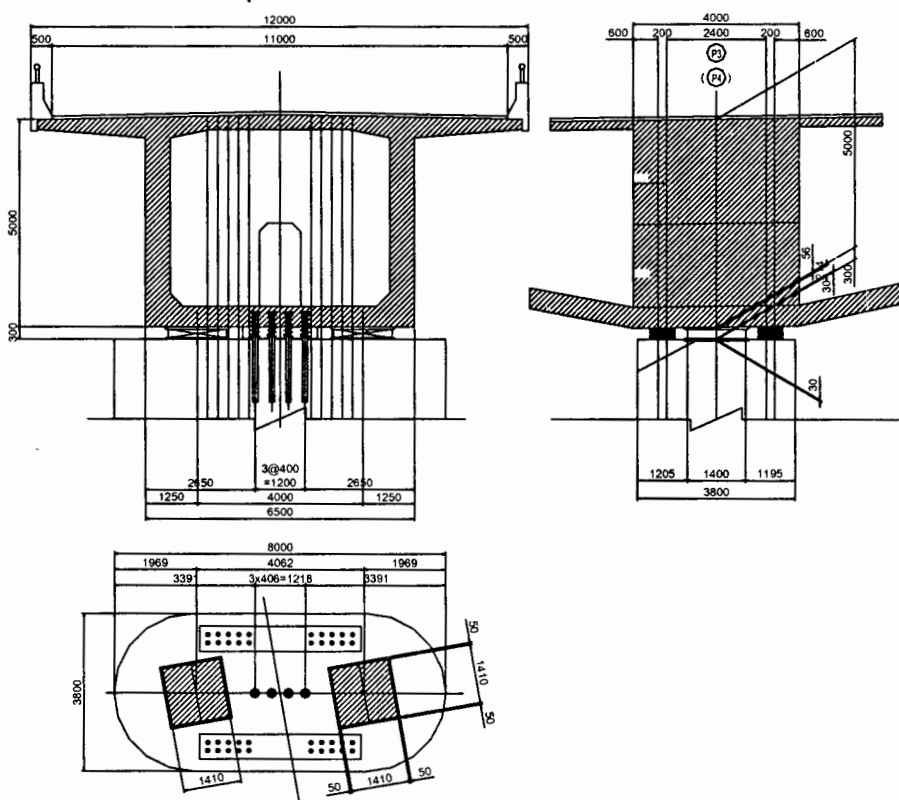
- Lực kéo trong các thanh DUL tạm thời là 57t
- Cấp của lớp vữa đệm không được nhỏ hơn 400 kg/cm^2 (lãng trụ)
- Các khối bê tông kê tạm được đổ tại chỗ
- Các khối bê tông kê tạm được ngăn cách bằng tấm nhựa dày 100mm

6.4. CÁC CỬA MỞ ĐỂ KIỂM TRA TRONG HỘP DẦM

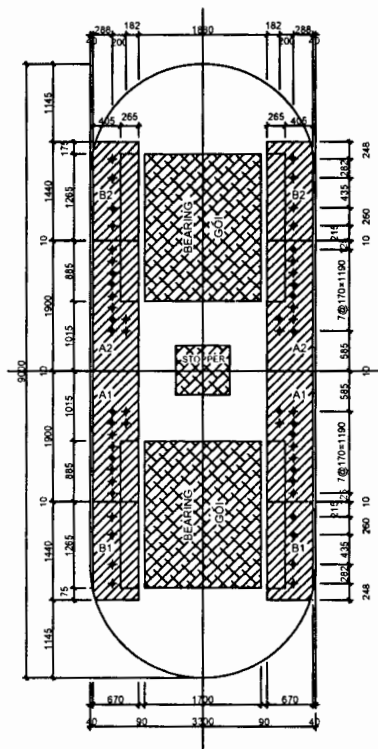
Có 2 loại cửa mở: loại cửa vĩnh cửu để phục vụ công tác kiểm tra duy tu sửa chữa cầu định kỳ trong quá trình khai thác và loại cửa phục vụ thi công để cho công nhân và thiết bị tiếp cận chui vào trong hay ra khỏi lòng hộp dầm.

Một cửa vĩnh cửu bố trí tại vách ngăn ngang bên trên trụ để lưu thông giữa 2 cánh đúc hẫng. Cửa này có thể là hình chữ nhật cao 1,8-2,0m; rộng ít nhất 0,80m. Cũng có thể làm dạng cửa tròn hay dạng vòm để tránh ứng suất tập trung gây nứt ở mép cửa. Một cửa tương tự có thể được đặt ở vách ngang đầu mút nhịp biên sao cho người công nhân có thể từ mặt bằng đỉnh trụ chui vào trong lòng hộp qua cửa này. Trong nhiều cầu ở Việt Nam đã bố trí cửa thứ hai này ở bản đáy hộp, nơi gắn sát trụ của nhịp biên. Như vậy có thể kéo nâng thẳng đứng các thiết bị hay vật tư từ dưới đất hay dưới thuyền neo đậu dưới gầm cầu lên cho chui vào trong lòng hộp dầm khi cần thiết.

6.5. ĐẶT GỐI TRÊN ĐỈNH TRỤ



Hình 6.43, a: Đặt gối trên đỉnh trụ (đặt gối xiên)



211

CHƯƠNG 7

PHÂN TÍCH KẾT CẤU CẦU ĐÚC HẰNG

MỤC LỤC

7.1. Triết lý thiết kế và trình tự tính toán thiết kế kết cấu nhịp đúc hằng	212
7.2. Các mô hình phân tích kết cấu tĩnh học và động học	223
7.3. Đặc trưng hình học của mặt cắt, tính toán tĩnh tải	226
7.4. Tải trọng thi công và tải trọng khai thác	230
7.5. Phân tích dọc	255
7.6 Phân tích ngang	264
7.7. Xác định nội lực do các tổ hợp tải trọng	265

7.1. TRIẾT LÝ THIẾT KẾ VÀ TRÌNH TỰ TÍNH TOÁN THIẾT KẾ KẾT CẤU NHỊP ĐÚC HẰNG

Hiện nay ở Việt Nam song song hiện hành 2 Tiêu chuẩn để thiết kế cầu. Tiêu chuẩn thứ nhất với tên gọi là “Quy trình thiết kế cầu cống theo trạng thái giới hạn”, số hiệu 22TCN-18-79 đã được ban hành từ năm 1979 nên thường được gọi tắt là Quy trình 1979, nó được biên soạn dựa theo Quy trình năm 1962 và 1967 của Liên Xô cũ, vì vậy có nhiều nội dung không phù hợp hoặc thiếu khi dùng để thiết kế cầu đúc hằng với các loại công nghệ mới, vật liệu mới. Hơn nữa Quy trình này không thuận lợi cho sự hội nhập về giao thông của Việt Nam với các nước khác trong khu vực. Tiêu chuẩn thứ hai mới được ban hành tháng 8-2001, với tên gọi “Tiêu chuẩn thiết kế cầu, mã hiệu 22TCN 272-01, đã được biên soạn dựa theo Tiêu chuẩn AASHTO-1998 và có xét đến các điều kiện đặc thù của Việt Nam về khí hậu, động đất, môi trường, tình hình giao thông. Tiêu chuẩn này mang nội dung rất hiện đại và đang dần dần được áp dụng trong thiết kế các cầu lớn nói chung cũng như các cầu đúc hằng nói riêng ở Việt Nam. Đã có nhiều sách viết về Quy trình năm 1979. Trong sách này sẽ chủ yếu giới thiệu Tiêu chuẩn mới năm 2001. Một số chỗ cần thiết sẽ bàn thêm và so sánh với Quy trình năm 1979.

Cần lưu ý tiêu chuẩn này chỉ áp dụng cho cầu đường ô tô, thiết kế cầu đường sắt là vấn đề đang được tiếp tục nghiên cứu.

Một vấn đề khác cần lưu ý là các chỉ dẫn tính toán theo Tiêu chuẩn thiết kế cầu mới có hàm ý tương đồng với các mô hình cấu tạo phù hợp được chỉ dẫn trong cùng tài liệu, các thiết kế đặc biệt cần có các phân tích bổ sung. Theo Tiêu chuẩn thiết kế cầu của một số nước khác trên thế giới các cầu có chiều dài nhịp lớn và các kết cấu hệ dầm đều có những chỉ dẫn riêng.

Do các kỹ sư xây dựng cầu ở Việt Nam đã sử dụng Quy trình 1979 quen thuộc trong thời gian dài nên các nội dung phân tích theo tài liệu này sẽ so sánh với các phương pháp phân tích của hai Tiêu chuẩn thiết kế với mong muốn tiếp cận được gần hơn với bản chất thực tế của các vấn đề đưa ra bàn thảo.

7.1.1. Triết lý thiết kế

7.1.1.1. Tổng quát

Công trình cầu phải được thiết kế theo các trạng thái giới hạn quy định để đạt được các mục tiêu: thi công được, an toàn và sử dụng được, có xét đến các vấn đề: khả năng dễ kiểm tra, tính kinh tế và mỹ quan, hoà hợp với môi trường cảnh quan.

Kỹ sư thiết kế có thể dùng bất kỳ phương pháp phân tích kết cấu nhưng phương trình kiểm toán kết cấu (22TCN:272-01. 1.3.2.1-1) luôn luôn cần được thỏa mãn với mọi ứng lực và các tổ hợp được ghi rõ của chúng.

7.1.1.2 Các trạng thái giới hạn

7.1.1.2.1. Tổng quát

Mỗi cấu kiện và liên kết phải thỏa mãn phương trình sau ứng với mỗi trạng thái giới hạn, trừ khi được quy định khác. Đối với các trạng thái giới hạn sử dụng và trạng thái giới hạn đặc biệt, hệ số sức kháng được lấy bằng 1,0. Mọi trạng thái giới hạn được coi trọng như nhau :

$$\sum \eta_i Y_i Q_i \leq \varphi R_n = R_r \quad (22TCN:272-01. 1.3.2.1-1)$$

với :

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_i > 0,95 \quad (22TCN:272-01. 1.3.2.1-2)$$

đối với tải trọng dùng giá trị Y_{imax} ;

$$\text{hoặc} \quad \eta_i = \frac{1}{\eta_D \eta_R \eta_i} \leq 1.0 \quad (22TCN:272-01. 1.3.2.1-3)$$

đối với tải trọng dùng giá trị Y_{imin}

Trong đó :

Y_i = hệ số tải trọng : hệ số nhân dựa trên thống kê dùng cho ứng lực.

φ = hệ số sức kháng: hệ số nhân dựa trên thống kê dùng cho sức kháng danh định được ghi ở các Phần 5, 6, 10, 11 và 12. của Tiêu chuẩn 22TCN 272-01

η_i = hệ số liên quan đến tính dẻo, tính dư và tầm quan trọng trong khai thác.

η_D = hệ số liên quan đến tính dẻo được ghi ở Điều 1.3.3. của 22TCN 272-01

η_R = hệ số liên quan đến tính dư được ghi ở Điều 1.3.4. của 22TCN: 272-01.

η_i = hệ số liên quan đến tầm quan trọng trong khai thác được ghi ở Điều 1.3.5. của 22TCN 272-01

Q_i = ứng lực

R_n = sức kháng danh định

R_r = sức kháng tính toán : ϕR_n

Các bộ phận kết cấu phải được cấu tạo để thỏa mãn các yêu cầu ở các trạng thái giới hạn sử dụng, trạng thái giới hạn mỗi, trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái giới hạn các sự cố đặc biệt.

Các cấu kiện bê tông dự ứng lực toàn phần và bê tông dự ứng lực một phần đều phải được kiểm tra ứng suất và biến dạng cho từng giai đoạn có thể là tối 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 phần của kết cấu tổng thể.

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

7.1.1.2.2. Trạng thái giới hạn sử dụng

Phải xét đến trạng thái giới hạn sử dụng như một biện pháp nhằm hạn chế đối với ứng suất, biến dạng và vết nứt dưới điều kiện sử dụng bình thường.

Các vấn đề cần phải được kiểm toán ở trạng thái giới hạn sử dụng bao gồm các kiểm toán về nứt, biến dạng và ứng suất trong bê tông;

Ứng suất nứt phải được so sánh với cường độ chịu kéo khi uốn.

7.1.1.2.3. Trạng thái giới hạn mỗi và phá hoại giòn

Trạng thái giới hạn mỗi phải được xét đến như một biện pháp nhằm hạn chế về biên độ ứng suất do một xe tải thiết kế gây ra với số chu kỳ biên độ ứng suất dự kiến.

Trạng thái giới hạn phá hoại giòn phải được xét đến như một số yêu cầu về tính bền của vật liệu theo Tiêu chuẩn vật liệu.

Không cần kiểm toán mỗi cho bản bê tông trong các kết cấu nhiều dầm.

Trong vùng chịu ứng suất nén do tải trọng thường xuyên và dự ứng lực chỉ kiểm toán mỗi nếu ứng suất nén nhỏ hơn 2 lần ứng suất kéo lớn nhất gây ra do tổ hợp hoạt tải tính mỗi.

Không cần kiểm toán mỗi 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 không vượt quá trị số giới hạn ứng suất kéo.

Khi cần phải xét đến điều kiện mỗi thì việc xác định phạm vi ứng suất phải dùng tổ hợp tải trọng tính mỗi.

Đặc trưng mặt cắt tính mỗi dựa trên mặt cắt đã bị nứt do tổng cộng ứng suất do tải trọng thường xuyên, do dự ứng lực và do 1.5 lần tải trọng do mỗi là ứng suất kéo và vượt quá $0.25 \sqrt{f'_c}$.

Đối với thanh cốt thép

Phạm vi biến thiên ứng suất trong thanh cốt thép thẳng không được vượt quá :

$$f_r = 145 - 0,33f_{\min} + 55\left(\frac{r}{h}\right) \quad (22TCN: 272-01. 5.5.5.2.1)$$

trong đó :

f_r = Phạm vi biến thiên ứng suất (MPa)

$f_{\min}$ = Mức ứng suất nhỏ nhất theo giá trị đại số xảy ra do tổ hợp tải trọng mỗi như quy định trong bảng 3.4.1.1, lấy giá trị dương khi chịu kéo, giá trị âm khi chịu nén (MPa).

r/h = Tỷ số giữa bán kính đáy với chiều cao của các biến dạng ngang đã trôi qua. Nếu giá trị thực này không biết, có thể lấy bằng 0,3.

Đối với bó cáp dự ứng lực

Phạm vi biến thiên ứng suất 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.

Đối với các mối nối hàn hoặc mối nối buộc chồng của cốt thép

Đối với các mối nối hàn hoặc mối nối buộc chồng chịu tác dụng của các tải trọng trùng phức thì biên độ ứng suất f_r không được vượt quá cường độ chịu mỗi danh định nêu trong Bảng 7-1

Bảng 7-1 (bảng 5.5.3.4.1 của 22 TCN 272-01)
Cường độ chịu mỗi danh định của các mối nối

Loại mối nối	f_r đối với các 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 epôxy; hoặc không Bộ nối được rèn nguyên khối có ren NC chống Măng sông thép có nôm; + Bộ nối ren hình vát miếng đơn (taper-threaded); và mối hàn đối đầu trực tiếp rãnh hình V đơn	84 MPa
Các loại mối nối khác	28 MPa

Trong trường hợp tổng số chu kỳ tác dụng tải trọng N_{cyc} hơn 1 triệu, f_r có thể được tăng thêm một lượng 168 ($6 \cdot \log N_{cyc}$) tính bằng MPa đến một tổng lượng tăng không lớn hơn giá trị của f_r tính theo phương trình 5.5.3.2-1 trong Điều 5.5.3.2. của Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01. Các giá trị cao hơn của f_r cho tới giá trị tính theo phương trình 5.5.3.2-1 có thể được sử dụng nếu được xác minh bằng số liệu thí nghiệm mới trên các mối nối giống như các mối nối sẽ được sử dụng trong công trình.

7.1.1.2.4. *Trạng thái giới hạn cường độ*

Trạng thái giới hạn cường độ phải được xét đến để đảm bảo cường độ và sự ổn định cục bộ và ổn định tổng thể được dự phòng để chịu được các tổ hợp tải trọng quan trọng theo thống kê được định ra để cầu chịu được trong phạm vi tuổi thọ thiết kế của nó.

Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01 quy định: Sức kháng tính toán là tích của sức kháng danh định với hệ số sức kháng. Hệ số sức kháng được lấy tùy theo phương pháp thi công như sau

Khi thi công theo phương pháp thông thường

Hệ số sức kháng φ lấy như sau:

- Dùng cho uốn và kéo bê tông cốt thép :..... 0,90
- Dùng cho uốn và kéo bê tông cốt thép dự ứng lực:..... 1,00
- Dùng cho cắt và xoắn : bê tông tỷ trọng thông thường 0,90
bê tông tỷ trọng thấp.....0,70
- Dùng cho trường hợp chịu nén dọc trục với cốt thép xoắn hoặc thép giằng - trừ quy định ở Điều 5.10.11.4.1b cho động đất vùng 3 và 4 ở trạng thái giới hạn đặc biệt 0,75
- Dùng cho trường hợp đỡ tựa trên bê tông 0,70
- Dùng cho trường hợp nén trong mô hình chống và giằng.....0,70
- Dùng cho trường hợp chịu nén trong vùng neo :
Bê tông tỷ trọng thông thường..... 0,80
Bê tông tỷ trọng thấp.....0,65
Dùng cho thép chịu kéo trong vùng neo 1,00
- Dùng cho sức kháng trong khi đóng cọc.....1,00

Đối với bộ phận chịu nén uốn, giá trị φ có thể tăng tuyến tính tới giá trị cho kết cấu chịu uốn như sức kháng tải trọng dọc trục tính toán, φP_n giảm từ 0,10 $f'_c A_g$ tới 0.

Đối với kết cấu dự ứng lực một phần chịu uốn với kéo hoặc không kéo, giá trị φ có thể lấy như sau :

$$\varphi = 0.90 + 0.1(PPR) \quad (22TCN:272-01. 5.5.4.2.1-1)$$

Trong đó :

$$PPR = \frac{A_{ps} f_{py}}{A_{ps} f_{py} + A_s f_y} \quad (22TCN:272-01. 5.5.4.2.1-2)$$

PPR = Tỷ lệ dự ứng lực một phần.

A_s = Diện tích cốt thép không dự ứng lực (mm^2).

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

f_y = Giới hạn chảy của cốt thép (MPa).

f_{py} = Giới hạn chảy của thép dự ứng lực (MPa).

Hệ số sức kháng không áp dụng cho việc kéo dài cốt thép nổi chồng

Khi thi công theo phân đoạn (đúc hẫng, lắp hẫng, v.v...) phải lấy các hệ số sức kháng ở trạng thái giới hạn cường độ theo quy định trong bảng 1 cho các điều kiện đã được chỉ định và theo Điều 5.5.4.2.1 cho các điều kiện không nêu trong bảng 1.

Cần lưu ý rằng trong Quy trình 1979 không cho phép dùng loại kết cấu dự ứng lực một phần. Còn Tiêu chuẩn mới 22TCN 272-01 thì lại cho phép dùng.

Trong trường hợp lựa chọn các hệ số sức kháng uốn, φ_t , cắt và xoắn φ_v và cắt trong các mối nối khô φ_i được xác định theo các quy định của Điều 5.8.5 thì phải xét đến cả hai yếu tố: Loại khe nối giữa các phân đoạn và độ dính bám của hệ thống kéo sau. Đối với bó thép được xem là dính bám hoàn toàn ở một mặt cắt, cần phải triển khai đầy đủ bó thép đó tại mặt cắt với một chiều dài khai triển không ít hơn trị số quy định trong Điều 5.11.4. Có thể cho phép dùng chiều dài chôn ngầm ngắn hơn, nếu được chứng minh bằng thí nghiệm theo kích thước thực tế và được kỹ sư chấp thuận.

Nếu cốt thép căng kéo sau là một tổ hợp của các bó thép dính bám hoàn toàn và bó thép không dính bám hoặc các bó thép dính bám một phần, thì hệ số sức kháng ở bất kỳ mặt cắt nào cũng phải dựa trên các điều kiện dính bám đối với các bó thép cung cấp phần lớn ứng lực trước tại mặt cắt này.

Các mối nối đổ bê tông tại chỗ và các mối nối bê tông ướt hoặc epoxy giữa các khối đúc sẵn phải coi là mối nối loại A.

Phải xét các mối nối khô thuộc các mối nối loại B.

Bảng 7-2 (bảng 5.5.4.2.2-1. của 22TCN:272-01)**Hệ số sức kháng đối với các mối nối khi thi công theo phân đoạn**

	ϕ_u uốn	ϕ_v cắt	ϕ_i mối nối
Các bó thép dính bám hoàn toàn			
Mối nối loại A	0,95	0,90	-
Các bó thép không dính bám hoặc dính bám một phần			
Mối nối loại A	0,90	0,85	-
Mối nối loại B	0,85	0,85	0,75
Bê tông - cát tỷ trọng thấp			
Các bó thép dính bám hoàn toàn			
Mối nối loại A	0,90	0,70	-
Các bó thép không dính bám hoặc dính bám một phần			
Mối nối loại A	0,85	0,65	-
Mối nối loại B	0,80	0,65	0,60

Các yêu cầu đặc biệt cho vùng động đất 3

Đối với kết cấu cột trong vùng động đất 3 dùng hệ số sức kháng chiết giảm như quy định trong Điều 5.10.11.4.1b.

Xét về ổn định

Toàn bộ kết cấu cũng như từng bộ phận của nó phải được thiết kế để chống trượt, lật, nhổ 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.

7.1.1.2.5. Trạng thái giới hạn đặc biệt

Trạng thái giới hạn đặc biệt phải được xét đến để đảm bảo sự tồn tại của cầu trong trận động đất và lũ lớn hoặc khi bị tàu thủy, xe cộ va, có thể cả trong điều kiện bị xói lở. Xin lưu ý là quan niệm này không có trong Quy trình 1979 cũ.

7.1.1.3. Tính dẻo

Hệ kết cấu của cầu phải được định kích thước và cấu tạo để đảm bảo sự phát triển đáng kể và có thể nhìn thấy được của các biến dạng không đàn hồi ở trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái giới hạn đặc biệt trước khi phá hoại.

Có thể giả định rằng các yêu cầu về tính dẻo được thoả mãn đối với một kết cấu bê tông ở đó sức kháng của liên kết không thấp hơn 1,3 lần ứng lực lớn nhất do tác động không đàn hồi của các cấu kiện liên kết tác động lên liên kết đó.

Sử dụng các thiết bị tiêu giảm năng lượng do các tác động lực gây ra (như động đất, va xô tàu thuyền, va xe, v.v...) có thể được coi là biện pháp làm tăng tính dẻo.

Đối với trạng thái giới hạn cường độ :

$\eta_D \geq 1,05$ cho cấu kiện và liên kết không dẻo.

= 1,00 cho các thiết kế thông thường và các chi tiết theo đúng Tiêu chuẩn này.

$\geq 0,95$ cho các cấu kiện và liên kết có các biện pháp tăng thêm tính dẻo quy định vượt quá những yêu cầu của Tiêu chuẩn này

Đối với các trạng thái giới hạn khác : $\eta_D = 1,0$

7.1.1.4. Tính dư

Các kết cấu có nhiều đường truyền lực và kết cấu liên tục cần được sử dụng trừ khi có những lý do bắt buộc khác.

Các bộ phận hoặc cấu kiện chính mà sự hư hỏng của chúng gây ra sập đổ cầu phải được coi là có nguy cơ phá hoại giòn.

Các bộ phận hoặc cấu kiện mà sự hư hỏng của chúng không gây nên sập đổ cầu được coi là không có nguy cơ hư hỏng và hệ kết cấu liên quan là dư.

Đối với trạng thái giới hạn cường độ :

$\eta_R \geq 1,05$ cho các bộ phận không dư

= 1,0 cho các mức dư thông thường

$\geq 0,95$ cho các mức dư đặc biệt

Đối với các trạng thái giới hạn khác:

$\eta_R = 1,00$

7.1.1.5. Tầm quan trọng trong khai thác

Điều quy định này chỉ dùng cho trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái giới hạn đặc biệt. Chủ đầu tư có thể công bố một cầu hoặc bất kỳ cấu kiện hoặc liên kết nào của nó là loại cầu quan trọng hay cấu kiện quan trọng trong khai thác.

Đối với trạng thái giới hạn cường độ:

$\eta_I \geq 1,05$ cho các cầu quan trọng

= 1,00 cho các cầu điển hình

$\geq 0,95$ cho các cầu tương đối ít quan trọng

Đối với các trạng thái giới hạn khác:

$\eta_I = 1,00$

7.1.1.6. Các nhận xét và chú ý về trạng thái giới hạn

A/- Điều cần lưu ý là Tiêu chuẩn thiết kế cầu mới không quy định rõ nhóm các tải trọng được đưa vào trong cùng một tổ hợp tải trọng để tính theo các trạng thái giới hạn nêu trên. Như vậy người thiết kế cần xem xét:

- + Mọi tập hợp con thoả đáng với các tổ hợp tải trọng đều cần phải nghiên cứu. Điều này cũng giống như nội dung thiết kế trước đây, việc chọn thành phần của các tải trọng và các tác động sẽ được giải quyết theo từng kết cấu cụ thể tùy theo khả năng đồng thời xảy ra của chúng trên thực tế.
- + Nghiên cứu các tổ hợp tải trọng khác theo yêu cầu của chủ đầu tư.
- + Xét thêm các tổ hợp tải trọng khác khi cần thiết.

B/- Các hệ số đưa vào cùng với các loại tải trọng tương ứng cũng dựa trên nguyên tắc sao cho tạo ra tổng ứng lực tính toán cực hạn.

C/- So sánh với Quy Trình-1979:

- Về mặt ý tưởng cơ bản của 2 Tiêu chuẩn là giống nhau vì trong Quy Trình-1979 chỉ đưa ra ba trạng thái giới hạn nhưng mỗi trạng thái giới hạn chúng ta lại xét nhiều tổ hợp tải trọng. Trong mỗi tổ hợp tải trọng lại xét nội lực tiêu chuẩn và nội lực tính toán. Sự khác biệt giữa nội lực Tiêu chuẩn và nội lực tính toán là ở chỗ đưa vào các hệ số tải trọng khác nhau. Ngoài ra quy trình 1979 cũng xét tính toán độ bền mỏi (trạng thái giới hạn mỏi) và các tổ hợp tải trọng đặc biệt như lực động đất, tải trọng thi công...

- Về mặt tác động gió quy trình -1979 cũng đã xét các trường hợp có xe trên cầu và không có xe trên cầu tương tự như các trạng thái giới hạn II và III. Như vậy có thể hình dung các trạng thái giới hạn về cường độ I, II và III của Tiêu chuẩn mới tương đương với việc xét trạng thái giới hạn thứ nhất về mặt cường độ và ổn định của quy trình -1979 tương ứng với 3 tổ hợp tải trọng:

- + Tổ hợp tải trọng chính theo phương thẳng đứng.
- + Tổ hợp tải trọng phụ thêm xét đến gió khi không có xe trên cầu
- + Tổ hợp tải trọng phụ thêm khi có xe trên cầu.

Như vậy thực chất chỉ khác về khái niệm về trạng thái giới hạn và tổ hợp tải trọng:

- Trạng thái giới hạn sử dụng của Tiêu chuẩn mới tương ứng với các trạng thái giới hạn thứ 2 và thứ 3 trong quy trình -1979. Cần lưu ý đến các trị số của hệ số tải trọng ở các bảng 3.4.1.1 và 3.4.1.2 đối với các trạng thái giới hạn sử dụng đều lấy bằng 1.0 tương tự như lập các tổ hợp tải trọng tiêu chuẩn của quy trình 1979.

- Khác với quy trình -1979 trong TC-2001 có tổ hợp tính toán trạng thái giới hạn mỏi cho cầu đường ô tô. Cũng cần nhắc lại rằng trong quy trình -1979 tuy không đặt vấn đề tính mỏi cho cầu ô tô nhưng trong công thức duyệt cốt thép chủ DƯL ở giai đoạn khai thác lại có đưa vào hệ số xung kích (một dạng của duyệt mỏi).

- Tổ hợp tải trọng 4 xét động đất và va xô có thể coi tương tự như tổ hợp tải trọng đặc biệt trong quy trình 1979.

- Khác với quy trình 1979 thường chỉ dẫn rõ những tổ hợp tải trọng và thành phần trong một tổ hợp tải trọng cần xem xét, Tiêu chuẩn 2001 yêu cầu người thiết kế phải tự xem xét các tập hợp con của các tổ hợp tải trọng.

Trong thực tế tính toán theo quy trình 1979, tùy theo mức độ yêu cầu của các công trình cụ thể người thiết kế còn phải xem xét nhiều tổ hợp tải trọng phụ thêm khác trong đó có xét đến các hiệu ứng thứ cấp như biến dạng nền móng, chênh lệch nhiệt độ, từ biến, co ngót... Có thể coi việc xét các tổ hợp tải trọng nói trên có cùng ý nghĩa với yêu cầu xét mọi tập hợp con thỏa đáng với các trạng thái giới hạn nêu trên.

7.1.2. Trình tự diễn hình khi thiết kế cầu đúc hẫng

Nói chung trình tự thiết kế cầu đúc hẫng bao gồm các bước chính như sau:

- 1- Đề xuất sơ đồ tổng thể cầu, phân chia nhịp
- 2- Xác định sơ bộ hình dáng kết cấu, các mặt cắt ngang trên gối, mặt cắt ngang giữa nhịp,
- 3- Chọn dạng đường cong đáy dầm, dạng đường cong mặt bản đáy
- 4- Phân chia các đốt đúc hẫng, đốt hợp long, đốt đúc trên đà giáo. Phác thảo trình tự thi công gồm các giai đoạn đúc hẫng, đúc trên đà giáo, hợp long, giải phóng liên kết tạm, hạ dầm lên gối, hoàn thiện
- 5- Xác định kích thước tất cả các mặt cắt ngang ở các đầu đốt. Tính sơ bộ các đặc trưng hình học mặt cắt nguyên (chưa xét cốt thép và lỗ rỗng chứa cáp)
- 6- Chọn kiểu xe đúc, kích thước và sơ đồ tải trọng xe đúc hẫng
- 7- Chọn loại cáp dự ứng lực của các nhóm cáp A, B1, B2, C.
- 8- Chọn loại cáp, neo, bộ nối neo và kích thước ứng để căng cáp dự ứng lực
- 9- Xác định mô hình phân tích dọc của kết cấu nhịp và trụ mố có liên quan trong các giai đoạn thi công đúc hẫng, đúc trên đà giáo, hợp long, giải phóng liên kết tạm, hạ dầm lên gối, hoàn thiện và khai thác
- 10- Sơ bộ phân tích kết cấu trong giai đoạn đúc hẫng cân bằng từ trụ. Xác định biểu đồ mômen và lực cắt trong giai đoạn đúc hẫng dưới các tải trọng thi công và tĩnh tải
- 11- Xác định sơ bộ sơ đồ bố trí cáp dọc nhóm A trong phần đúc hẫng
- 12- Tính toán cường độ và chống nứt các mặt cắt đặc trưng trong phần đúc hẫng ở giai đoạn đúc hẫng
- 13- Tính toán ổn định lật kết cấu nhịp đang đúc hẫng.
- 14- Tính toán liên kết neo tạm giữ đỉnh trụ với khối K0
- 15- Tính các tham số đặc trưng từ biến và co ngót trong giai đoạn đúc hẫng

16- Tính toán dự ứng lực giai đoạn đúc hẫng, xét đến các mất mát dự ứng suất diễn biến theo thời gian

17- Phân tích kết cấu trong giai đoạn đúc hẫng cân bằng từ trụ một cách chính xác hơn, có xét tới mọi yếu tố tải trọng, dự ứng lực, từ biến, co ngót, nhiệt độ. Tính toán độ biến dạng, cường độ và độ chống nứt của phần cánh hẫng qua từng bước đúc hẫng mỗi đốt.

18- Sơ bộ phân tích kết cấu trong giai đoạn hợp long nhịp biên. Tính và sơ bộ bố trí cáp nhóm B1 và nhóm B2 trong nhịp biên.

19- Tính dự ứng lực trong nhịp biên

20- Phân tích kết cấu của phần kết cấu nhịp biên và phần đúc hẫng đã nối với nhịp biên một cách chính xác hơn, có xét tới mọi yếu tố tải trọng: tĩnh tải, tải trọng thi công, dự ứng lực, từ biến, co ngót, nhiệt độ. Tính toán độ biến dạng, cường độ và độ chống nứt của phần kết cấu nhịp này qua từng bước hợp long: đúc bê tông, căng cáp nhóm B, tháo dỡ thiết bị và ván khuôn dùng lúc hợp long.

21- Tính toán trạng thái tháo dỡ liên kết tạm ở đỉnh trụ để hạ một phần kết cấu nhịp lên gối trên mố và trên trụ sát nhịp biên (nếu giả sử trình tự thi công như vậy)

22- Tính toán hợp long nhịp giữa, dự kiến trình tự căng và lực căng các cáp hợp long nhịp giữa (cáp nhóm B)

23- Phân tích kết cấu trong quá trình và sau khi hợp long nhịp giữa một cách chính xác hơn, có xét tới mọi yếu tố tải trọng: tĩnh tải, tải trọng thi công, dự ứng lực, từ biến, co ngót, nhiệt độ. Tính toán độ biến dạng, cường độ và độ chống nứt của phần kết cấu nhịp này qua từng bước hợp long: đúc bê tông, căng cáp nhóm B, tháo dỡ thiết bị và ván khuôn dùng lúc hợp long.

24- Nếu cầu có nhiều nhịp cần hợp long thì các bước từ 21 đến 23 sẽ được lặp lại nhiều lần tương ứng.

25- Xét giai đoạn đã nối liên tục xong toàn kết cấu nhịp, thi công các lớp phủ mặt cầu và lắp đặt các trang thiết bị trên cầu (cột đèn, lan can, vỉa hè, v.v...). Phân tích kết cấu tổng thể ở thời điểm này một cách chính xác hơn, có xét tới mọi yếu tố tải trọng: tĩnh tải, tải trọng thi công, dự ứng lực, từ biến, co ngót, nhiệt độ. Tính toán độ biến dạng, cường độ và độ chống nứt của phần kết cấu nhịp này qua từng bước thi công.

26- Xét cáp dự ứng lực nhóm C (nếu có), có thể là cáp dự ứng lực ngoài

27- Xây dựng các đường ảnh hưởng nội lực và chuyển vị tại các mặt cắt đầu đốt. Phân tích kết cấu nhịp dưới tác dụng của riêng các hoạt tải xe. Xác định các nội lực do các loại hoạt tải.

28- Lập các tổ hợp tải trọng ở giai đoạn khai thác. Kiểm toán các mặt cắt ở giai đoạn khai thác

29- Tính toán ảnh hưởng của gối lún (xét độ lún không đều ở mỗi trụ chênh lệch 2÷ 3 cm) đến ứng suất và chuyển vị các mặt cắt đặc trưng.

30- Xét ảnh hưởng của sự thay đổi nhiệt độ một cách kỹ lưỡng hơn trước.

- 31- Phân tích ngang, xét bài toán xoắn
- 32- Tính toán bản mặt cầu, xét dự ứng lực ngang (nếu có).
- 33- Xét các bài toán cục bộ: ụ neo, vách ngang.
- 34- Xét ảnh hưởng của dự ứng lực đứng (nếu có).
- 35- Tính toán chu kỳ dao động kết cấu.
- 36- Tổng hợp biến dạng qua các giai đoạn thi công và khai thác để quyết định đường cong khống chế cao độ qua các giai đoạn thi công, có xét độ dốc dọc cầu theo yêu cầu khai thác.
- 37- Các tính toán về thi công: hệ thống đà giáo, trụ tạm, mở rộng trụ để đúc đốt K0, hệ thống thanh neo tạm, v.v..
- 38- Tính toán trụ cầu đúc hẫng

7.2. CÁC MÔ HÌNH PHÂN TÍCH KẾT CẤU TĨNH HỌC VÀ ĐỘNG HỌC

7.2.1. Các phương pháp phân tích kết cấu được chấp nhận

Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01 cho phép sử dụng bất cứ phương pháp phân tích kết cấu nào thoả mãn các yêu cầu về điều kiện cân bằng và tính tương hợp và sử dụng được mối liên hệ ứng suất - biến dạng cho loại vật liệu đang xét, chúng bao gồm các phương pháp sau và danh sách này còn có thể mở rộng hơn nữa:

- Phương pháp chuyển vị và phương pháp lực cổ điển.
- Phương pháp sai phân hữu hạn.
- Phương pháp phần tử hữu hạn.
- Phương pháp bản gập
- Phương pháp dải băng hữu hạn
- Phương pháp tương tự mạng dầm
- Phương pháp chuỗi hoặc các phương pháp điều hoà khác
- Phương pháp đường chảy dẻo

Người thiết kế có trách nhiệm sử dụng các chương trình máy tính để dễ phân tích kết cấu và giải trình cũng như sử dụng các kết quả. Hiện nay ở Việt Nam nhiều Tư vấn sử dụng chương trình RM 2000-2004 của Công ty TDN (nước Austria). Như vậy dễ bị rơi vào tình trạng hộp đen vì phụ thuộc quá vào 1 chương trình. Nhiều Công ty Tư vấn nước ngoài thường dùng kết hợp giữa các Chương trình phân tích kết cấu và các Chương trình thiết kế mặt cắt để người kỹ sư phát huy hết năng lực sáng tạo và dễ dàng kiểm soát quá

trình tính toán của mình. Ví dụ Đại học TONGJI ở Thượng Hải, Trung Quốc đã tự phát triển bộ Chương trình riêng cho Trung Quốc.

Dù sử dụng Chương trình máy tính nào thì trong tài liệu tính toán và báo cáo thiết kế cần chỉ rõ tên, phiên bản và ngày phần mềm được đưa vào sử dụng. Người kỹ sư sẽ chịu trách nhiệm về kết quả tính toán chứ không phải là người bán chương trình.

7.2.2. Mô hình toán học

7.2.2.1. Tổng quát

Các mô hình toán học phải bao gồm tải trọng, đặc trưng hình học và tính năng vật liệu của kết cấu, và khi thấy thích hợp, cả những đặc trưng ứng xử của móng. Trong việc lựa chọn mô hình, phải dựa vào các trạng thái giới hạn đang xét, định lượng, hiệu ứng lực đang xét và độ chính xác yêu cầu.

Việc xem xét đến các lan can giao thông liên hợp liên tục phải hạn chế chỉ xét trong các trạng thái giới hạn khai thác và trạng thái giới hạn mỏi và trong đánh giá kết cấu, trừ phi quy định cho phép khác.

Không xét đến độ cứng của các lan can, dải tường phân cách giữa và các lan can giao thông không liên tục về mặt kết cấu trong khi phân tích kết cấu.

Phải đưa cách thể hiện thích hợp về đất và/hoặc đá làm móng cầu vào trong mô hình toán học của nền móng nếu xét sự làm việc chung giữa nền móng, mố trụ và kết cấu nhịp trong một mô hình tổng thể.

Khi thiết kế về động đất, phải xét đến sự chuyển động tổng thể và sự hoá lỏng của đất.

7.2.2.2. Sự làm việc của vật liệu kết cấu

Khi phân tích phải xét vật liệu của kết cấu làm việc tuyến tính cho đến giới hạn đàn hồi rồi sau đó làm việc không đàn hồi.

Đối với các tác động ở trạng thái giới hạn đặc biệt có thể xét trong phạm vi cả đàn hồi và không đàn hồi.

7.2.2.2.1. Sự làm việc đàn hồi

Tính chất và các đặc tính của vật liệu đàn hồi phải phù hợp với các quy định trong các Phần 5 và 6 của Tiêu chuẩn 22TCN 272-01. Sự thay đổi các giá trị này do phát triển cường độ của bê tông non tuổi và các tác động của môi trường cần được đưa vào mô hình thích hợp.

Các đặc trưng độ cứng của bê tông và các bộ phận liên hợp phải dựa trên các mặt cắt bị nứt và/hoặc không bị nứt tùy theo trạng thái làm việc của kết cấu dự kiến. Độ cứng của cầu dầm bản có thể dựa trên sự tham gia toàn phần của bản mặt cầu bằng bê tông.

7.2.2.2.2. Sự làm việc không đàn hồi

Các mặt cắt của cầu kiện có khả năng biến dạng không đàn hồi phải được thể hiện là có thể biến dạng dẻo bằng sự hạn chế hoặc bằng cách khác. Khi sử dụng phép phân tích không đàn hồi thì phải xác định cơ cấu phá huỷ dự tính trước và các vị trí khớp dẻo sẽ

xuất hiện: Trong phân tích kết cấu phải xác nhận rằng sự phá huỷ do cắt, do mất ổn định khi uốn dọc và do mất dính kết trong các bộ phận kết cấu chỉ xảy ra sau khi hình thành cơ cấu không đàn hồi khi uốn. Cần xét đến sự chịu tải quá mức dự kiến của cấu kiện mà trong đó khớp dẻo sẽ hình thành. Phải xét đến sự phá vỡ tính nguyên vẹn về hình học của kết cấu do các biến dạng lớn.

Mô hình không đàn hồi phải dựa trên hoặc là kết quả thử nghiệm vật lý hoặc dựa trên mối quan hệ tải trọng - biến dạng thu được bằng thí nghiệm. Ở chỗ nào mà sự làm việc không đàn hồi có thể xảy ra bằng biện pháp hạn chế thì các mẫu thử phải bao gồm cả các phần tử tạo ra các hạn chế đó. Tại chỗ nào mà nội lực cực trị được dự kiến là lặp lại thì việc thử nghiệm cần phản ánh bản chất chu kỳ của chúng.

Ngoại trừ những chỗ được ghi chú, ứng suất và biến dạng phải dựa trên sự phân bố tuyến tính của ứng biến trong mặt cắt ngang của cấu kiện hình lăng trụ. Phải xét đến biến dạng do cắt của các cấu kiện cao. Không được vượt quá giới hạn về biến dạng bê tông.

Phải xét sự làm việc không đàn hồi của các cấu kiện chịu nén tại bất cứ chỗ nào thích hợp.

7.2.2.3. Xét về mặt hình học

7.2.2.3.1. Lý thuyết biến dạng nhỏ

Nếu biến dạng của kết cấu không tạo ra sự thay đổi đáng kể của nội lực do sự tăng độ lệch tâm của các lực kéo hoặc nén thì có thể bỏ qua nội lực phụ thêm này.

7.2.2.3.2. Khái niệm về áp dụng lý thuyết biến dạng lớn

Nếu biến dạng của kết cấu gây ra thay đổi đáng kể về hiệu ứng lực thì phải xét các tác động của biến dạng trong các phương trình về điều kiện cân bằng.

Ảnh hưởng của biến dạng và tính chất không thẳng của các cấu kiện phải được xét khi phân tích về ổn định và các phân tích về biến dạng lớn. Đối với các cấu kiện mảnh chịu nén, trong phân tích phải xem xét những tính chất vật liệu phụ thuộc vào thời gian và ứng suất gây ra những thay đổi đáng kể về hình học kết cấu.

Các hiệu ứng tương tác của các lực nén và kéo dọc trục trong các cấu kiện liên kết nhau phải được xem xét khi phân tích về khung và dầm.

Phải dùng tải trọng tính toán và không áp dụng nguyên lý cộng tác dụng của hiệu ứng lực trong phạm vi không tuyến tính. Thứ tự đặt tải trọng trong phân tích không tuyến tính phải theo đúng thứ tự đặt tải trên cầu thực tế.

Cùng với sự phát triển phổ biến của các chương trình máy tính và các máy tính, các mô hình tính toán ngày càng sát với điều kiện kết cấu thực hơn và tất nhiên sẽ càng phức tạp hơn. Kết quả tính toán cũng sẽ chính xác hơn. Tuy nhiên với mức độ chính xác đủ dùng trong thực tế, các mô hình tính toán phẳng vẫn được dùng phổ biến và an toàn. Các mô hình tính toán không gian thường chỉ được áp dụng để giải một số bài toán đặc biệt như bài toán động học (xét động đất, va xô tàu thuyền, ảnh hưởng khí động học, v.v...) hoặc để tính kiểm tra một vài tình huống đặc biệt.

Mô hình hệ thanh được dùng là chủ yếu và đủ an toàn. Tuy nhiên một số tình huống có thể xét thêm các mô hình hệ bản hay mô hình hệ vỏ. Cần lưu ý là do mặt cắt dầm có chiều cao thay đổi nên ngay cả khi coi bề mặt cầu là một đường nằm ngang thì đường trục kết cấu nhịp cũng không phải là đường nằm ngang mà là một đường cong đứng nối liền điểm trọng tâm của tất cả các mặt cắt dầm (trong sơ đồ tính toán sẽ lấy gần đúng là đường gấp khúc đi qua trọng tâm của các mặt cắt đặc trưng ở đầu các đốt dầm được thi công phân đoạn).

7.3. ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC CỦA MẶT CẮT, TÍNH TOÁN TĨNH TẢI

Nguyên tắc chọn sơ bộ các kích thước mặt cắt đã được nêu ở Chương 3.

Sau khi lựa chọn được kích thước của mặt cắt dầm hộp chúng ta sẽ tính đặc trưng hình học của mặt cắt. Lẽ ra để đảm bảo chính xác hơn, chúng ta phải tính đặc trưng hình học của mặt cắt thu hẹp (mặt cắt đã trừ đi phần lỗ luôn cốt thép và thêm vào phần cốt thép đã tính đổi sang bê tông). Nhưng rõ ràng là việc tính toán chính xác này lúc đầu sẽ không thể thực hiện được vì chúng ta chưa tính được số bố cốt thép cần thiết. Do vậy ở đây cho phép tính đặc trưng hình học mặt cắt nguyên bê tông. Việc tính đặc trưng hình học này rất cần cho tính toán sơ bộ trong giai đoạn thi công và khai thác để xác định tĩnh tải rồi sau đó thiết kế nội lực và tính ra số bố thép dự ứng lực cần thiết. Chú ý rằng đối với các kiểm toán sau này chúng ta phải sử dụng đặc trưng hình học tính đổi (đặc trưng hình học của mặt cắt thu hẹp).

Các đặc trưng hình học sẽ được tính tại các mặt cắt tiêu biểu (đầu mỗi đốt đúc hẫng, đốt hợp long, giữa dầm, những mặt cắt có sự thay đổi về kích thước, v.v...).

7.3.1. Các đặc trưng hình học cần xét của mặt cắt

Cũng giống như thông thường, cần phải xét ít nhất là các đặc trưng sau

- Khoảng cách từ trục trung hoà tới mép trên (y_u).
- Khoảng cách từ trục trung hoà tới mép dưới (y_d).
- Diện tích của mặt cắt (F)
- Các mô men quán tính chống uốn của mặt cắt đối với trục trung hoà (J_x và J_y).
- Mô men quán tính chống xoắn của mặt cắt (J).

Thông thường các đặc trưng sẽ được tính trên máy tính bằng cách sử dụng chương trình tính đặc trưng hình học có sẵn.

7.3.2. Sử dụng chương trình tính đặc trưng hình học

7.3.2.1. Công thức để tính toán

Để tính các đặc trưng hình học của một tiết diện bất kỳ nào đó ta phải gắn tiết diện đó vào một hệ trục tọa độ và tiến hành đánh số một cách liên tục tới các điểm góc của tiết diện đó theo chiều quay từ trục x tới trục y . Chú ý khi đánh số phải xẻ rãnh không có chiều rộng để đánh số các lỗ rỗng bên trong mặt cắt.

Giả sử có m điểm góc và điểm thứ $m+1 = 1$ thì các giá trị đặc trưng hình học được tính bằng các công thức sau :

+ Diện tích mặt cắt :

$$F = 1/2 * \sum (x_i - x_{i+1}) * (y_i + y_{i+1}).$$

+ Tọa độ trọng tâm mặt cắt :

$$y_c = 1/6 * F * \sum (x_i - x_{i+1}) * (y_i^2 + y_i * y_{i+1} + y_{i+1}^2).$$

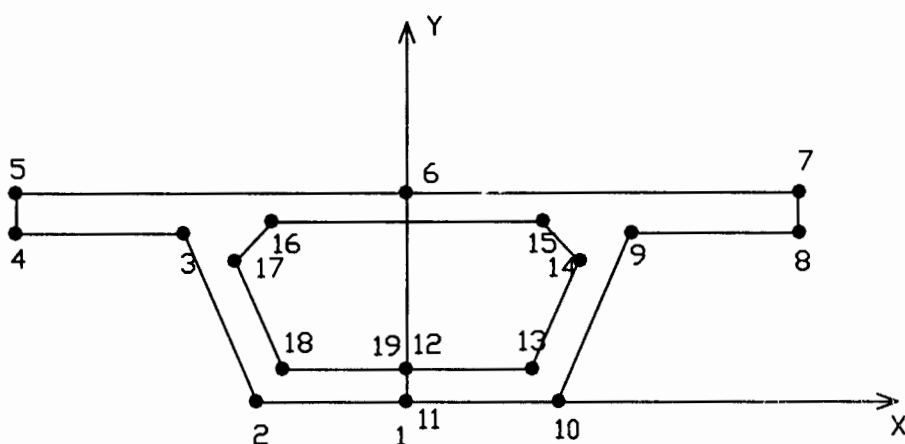
+ Mômen tĩnh của mặt cắt đối với trục x :

$$S_x = 1/6 * \sum (x_i - x_{i+1}) * (y_i^3 + y_i^2 * y_{i+1} + y_i * y_{i+1}^2 + y_{i+1}^3).$$

+ Mômen quán tính đối với trục trung hòa :

$$J_{th} = J_x - y_c^2 * F.$$

Ví dụ ta đánh dấu các điểm của mặt cắt hình hộp như hình vẽ.



Hình 7-1: Cách đánh số điểm để tính các đặc trưng hình học mặt cắt bất kỳ

Sau đó nhập tọa độ (x,y) của các điểm trong hệ tọa độ vuông góc.

Trên trang sau giới thiệu một bảng tính EXCEL để tính đặc trưng hình học của mặt cắt hình hộp. Các bước cụ thể xem trong chương trình. Cần phải tính đặc trưng hình học của tất cả các mặt cắt của các đốt dầm.

Trong giai đoạn tính toán ban đầu, để tính toán sơ bộ cho nhanh, có thể lập bảng tính xét được sự biến đổi chiều cao của mặt cắt dầm và bề dày bản đáy hộp theo dọc nhịp. Một mẫu bảng tính đơn giản cho dầm liên tục 3 nhịp được nêu ra ở trang sau (chỉ in 10 mặt cắt cách nhau 1m để làm ví dụ) kèm theo bảng tính là hình vẽ mặt cắt trên gối và mặt cắt giữa nhịp chính.

Các chương trình chuyên dụng như RM200, VBDS đều có môđun chuyên về tính các đặc trưng hình học. Trong AutoCAD cũng có chức năng tính đặc trưng hình học mặt cắt.

ĐẶC TRƯNG HÌNH HỌC MẶT CẮT NGANG DẦM HỘP

Điểm	x (mm)	y (mm)	A (m ²)	Q _x ' (m ³)	Q _y ' (m ³)	I _x ' (m ⁴)	I _y ' (m ⁴)	I _{x'y} ' (m ⁴)
-	0	4500	-	-	-	-	-	-
1	-5600	4500	25.20	226.80	-141.12	1530.90	790.27	-952.56
2	-5600	4250	1.40	12.25	-15.68	80.41	131.71	-102.90
3	-2900	4000	-10.08	-83.12	85.64	-514.45	-564.30	531.58
4	-2500	200	9.42	39.56	-50.87	158.63	206.39	-163.81
5	2500	200	-1.00	-0.40	0.00	-0.12	-6.25	0.00
6	2900	4000	9.42	39.56	50.87	158.63	206.39	163.81
7	5600	4250	-10.08	-83.12	-85.64	-514.45	-564.30	-531.58
8	5600	4500	1.40	12.25	15.68	80.41	131.71	102.90
9	0	4500	25.20	226.80	141.12	1530.90	790.27	952.56
10			0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
11	0	4250	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
12	1448	4250	-6.15	-52.29	-8.90	-333.35	-12.89	-56.77
13	2448	4000	-4.61	-38.05	-17.96	-235.49	-53.63	-110.86
14	2143	1100	-5.88	-29.98	-26.98	-127.02	-93.01	-104.49
15	1843	800	-0.31	-0.59	-1.25	-0.85	-3.73	-1.78
16	-1843	800	2.95	4.72	0.00	5.66	10.01	0.00
17	-2143	1100	-0.31	-0.59	1.25	-0.85	-3.73	1.78
18	-2448	4000	-5.88	-29.98	26.98	-127.02	-93.01	104.49
19	-1448	4250	-4.61	-38.05	17.96	-235.49	-53.63	110.86
20	0	4250	-6.15	-52.29	8.90	-333.35	-12.89	56.77
Totals			9.96	25.58	0.00	93.59	67.12	0.00

A	=	9.965 m ²
e _x	=	0.000 m
e _y	=	2.567 m
I _x	=	27.918 m ⁴
I _y	=	67.116 m ⁴
I _{xy}	=	-0.000 m ⁴
y _b	=	2.367 m
y _t	=	1.933 m
S _b	=	11.794 m ³
S _t	=	14.444 m ³
γ _c	=	24.500 kN/m ³
w	=	244.136 kN/m

Trong đó:

A	Diện tích mặt cắt ngang	y _b	K/c từ trục TH đến mép dưới MCN
e _x	Toạ độ trọng tâm MCN theo phương x	y _t	K/c từ trục TH đến mép trên MCN
e _y	Toạ độ trọng tâm MCN theo phương y	S _b	Mô men tĩnh phần dưới MCN
I _x	Mô men quán tính MCN theo phương x	S _t	Mô men tĩnh phần trên MCN
I _y	Mô men quán tính MCN theo phương y		

TÍNH ĐẶC TRUNG HÌNH HỌC

* Sơ đồ kết cấu nhịp : 60m + 90m +60m = 210m.

* Tính đặc trưng hình học cho từng mặt cắt cách nhau 1 m.

* Do tính chất đối xứng của KCN nên chỉ tính cho 1/2 nhịp giữa, nhịp biên được lấy đối xứng qua trụ

(riêng phần nhịp biên đúc trên đà giáo có mặt cắt không đổi).

* Sơ đồ thi công 16m+16m đầu 2 nhịp biên :đúc trên đà giáo.

2x(44m+44m) thi công đúc hẫng đối xứng.

2m hợp long nhịp giữa.

* Phương trình đường cong đáy : $y = x(0.1122 - 0.001368x)$ (m)

* Phương trình chiều cao mặt cắt : $h = 4.7 - x(0.1122 - 0.001368x)$ (m)

* Phương trình bề dày đáy hộp : $y = 0.45 - x.(0.00732 - 0.00009.x)$ (m)

Ghi chú :

16m đầu 2 nhịp biên có mặt cắt không đổi

(h = 2.4m).

Khoảng cách x và STT mặt cắt được tính từ mép trụ, phần nằm trên trụ mặt cắt không đổi

(h=4.7m).

Bề dày bản đáy thay đổi từ 45cm (ở trên trụ) xuống 30 cm tại đốt hợp long.

STT	Khoảng cách	Bề dày đáy	Chiều cao	F	S	Yc	I
	x (m)	(m)	h(m)	(m ²)	(m ³)	(m)	(m ⁴)
0	0	0.4500	4.7000	7.5000	20.5575	2.7410	34.3755
1	1	0.4428	4.5892	7.4599	19.6505	2.6342	31.9840
2	2	0.4357	4.4811	7.3709	18.7859	2.5487	29.9199
3	3	0.4289	4.3757	7.2841	17.9621	2.4659	27.9944
4	4	0.4222	4.2731	7.1996	17.1777	2.3859	26.1989
5	5	0.4157	4.1732	7.1172	16.4313	2.3087	24.5254
6	6	0.4093	4.0760	7.0372	15.7214	2.2341	22.9664
7	7	0.4032	3.9816	6.9593	15.0468	2.1621	21.5147
8	8	0.3972	3.8900	6.8837	14.4062	2.0928	20.1636
9	9	0.3914	3.8010	6.8103	13.7982	2.0261	18.9068
10	10	0.3858	3.7148	6.7391	13.2216	1.9619	17.7382

bất kỳ các gối đỡ tạm thời hoặc giằng buộc được yêu cầu nào phải được hoặc định theo độ lớn hoặc được bao gồm như là một phần của thiết kế. Các lực hợp long chấp nhận được do các chỉnh lý sai lệch về định vị phải được thuyết minh. Sự cho phép thích đáng phải lập ra được đối với tất cả các tác động của bất kỳ các thay đổi của sơ đồ kết cấu tĩnh học trong khi thi công và việc áp dụng, các thay đổi hoặc tháo dỡ các điểm gối đỡ giả định tạm thời của thiết bị đặc biệt có xét đến các tác động lực dư, các biến dạng và các tác động gây ra ứng biến 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 cân bằng hằng, lấy bằng 2% tải trọng tĩnh tác dụng lên một bản cánh hằng (N)
- DW = Tĩnh tải giai đoạn 2 (N) hoặc (N/mm)
- CLL = Hoạt tải thi công phân bố: xét đến các hạng mục linh tinh của xương, máy móc và thiết bị khác, ngoài thiết bị lắp dựng chuyên dùng chủ yếu, được lấy bằng $4,8 \times 10^{-4}$ MPa trên diện tích mặt sàn. Trong thi công hằng, tải trọng này được lấy bằng $4,8 \times 10^{-4}$ MPa trên một bản cánh hằng và $2,4 \times 10^{-4}$ MPa trên bản cánh kia. (MPa).
- CE = Thiết bị thi công chuyên dùng : là tải trọng từ bất kỳ thiết bị chuyên dùng nào, bao gồm xe đúc, cần cẩu lao, dầm và tời, dàn hoặc các kết cấu phụ tạm, các xe tải chở bê tông và các tải trọng lớn nhất tác động vào kết cấu do thiết bị trong khi đúc các đốt dầm (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 hằng 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 (MPa)
- WE = Tải trọng gió nằm ngang tác động lên thiết bị lấy theo $4,8 \times 10^{-4}$ MPa của mặt lộ ra hứng gió (MPa)
- WUP = Lực nâng của gió trên bản cánh hằng : $2,4 \times 10^{-4}$ MPa của diện tích mặt sàn đối với phương pháp thi công hằng 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 đốt đang được đúc hằng (N)
- AL = Đáp ứng động học do sự tháo hoặc đặt bất ngờ một tải trọng lên đốt đúc, hoặc đặt đột ngột một tải trọng tĩnh khác được cộng thêm với tĩnh tải, được lấy bằng 100% của tải trọng A (N).

- CR = Các tác động từ biến phù hợp với Điều 5.14.2.3.6.
- SH = Co ngót phù hợp với Điều 5.14.2.3.6 và
- T = Tác động nhiệt : Tổng các tác động do sự thay đổi nhiệt độ đồng đều (TU) và gradien nhiệt độ (TG) (độ)

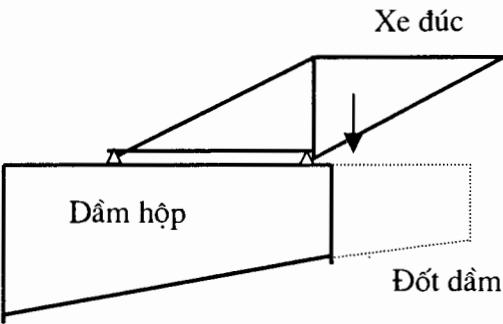
7.4.2. Các hệ số tải trọng

Hệ số tải trọng cho tải trọng thi công cho các thiết bị và cho các tác động xung kích lấy bằng 1,5. Hệ số tải trọng gió là 1,25. Hệ số của các tải trọng lấy bằng 1,0.

7.4.3. Tải trọng do trọng lượng xe đúc hẫng, ván khuôn

Tải trọng do trọng lượng xe đúc được lấy đúng theo loại xe đúc thực tế. Trong Chương 2 đã có số liệu tham khảo về một số loại xe đúc. Điểm đặt tải trọng được chọn tùy loại xe. Khi thiết kế ban đầu có thể coi gần đúng là điểm đặt tải ở lùi 1,0 m phía sau đầu mút hẫng của dốt đang đúc.

Lấy ví dụ một cầu đã đúc hẫng ở Việt Nam có xe đúc với trọng lượng xe đúc và vị trí điểm đặt lực của xe đúc như sau:



Tải trọng tập trung được quy về đầu mút của đốt dầm đã đúc xong trước đó như sau:

Trọng lượng xe đúc và ván khuôn	Lực đứng (T)	Mô men (Tm)
Tổng cộng	63	150

7.4.4. Tải trọng thi công xếp trên mặt kết cấu nhịp

Trước đây, tham khảo Tiêu chuẩn Pháp, một số cầu đúc hẫng ở nước ta đã lấy tải trọng thi công rải đều là 0,2 T/m theo dọc cầu để mô phỏng tác động của các loại vật tư, thiết bị thi công và người thi công trên mặt dầm hộp.

Hiện nay, như trên đã nêu, theo Tiêu chuẩn 22TCN 272-01 thì tải trọng này lấy bằng $4,8 \times 10^{-4}$ MPa trên một cánh hẫng và $2,4 \times 10^{-4}$ MPa trên cánh hẫng kia. Tuy nhiên nếu tình hình thực tế có tải nặng hơn thì phải xét đến điều kiện tải trọng thực tế.

7.4.5. 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 cụ thể đối với từng cầu.

Các thay đổi đặt ra về nhiệt độ dùng cho các gối cầu và các khe có giãn phải được thuyết minh trong các tài liệu hợp đồng.

Một số cầu đúc hẫng ở miền Bắc thường được tính với các số liệu ban đầu là:

- Biên độ nhiệt độ: từ 0°C đến 45°C
- Chênh lệch nhiệt độ: 5°C

7.4.6. Xét ảnh hưởng của từ biến và co ngót trong lúc thi công hẫng

Hệ số từ biến $\psi(t, t_1)$ phải được xác định hoặc theo Điều 5.4.2.3. của Tiêu chuẩn 22 TCN -272-01 hoặc bằng các thí nghiệm tổng hợp. Các ứng suất phải được xác định để phân bổ lại các ứng suất kiểm chế do từ biến và co ngót được dựa trên tiến trình thi công giả định theo thuyết minh trong các tài liệu hợp đồng.

Để xác định các lực kéo sau cuối cùng, các mất mát dự ứng lực phải được tính toán theo tiến trình thi công được ghi trong các tài liệu hợp đồng.

7.4.7. Tải trọng gió

7.4.7.1. Quy định của tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN-272-01

7.4.7.1.1. Tốc độ gió thiết kế

Tốc độ gió thiết kế V phải được xác định theo công thức:

$$V = V_B \cdot S \quad (22\text{TCN:272-01. 3.8.1.1-1})$$

Trong đó :

V_B = Tốc độ gió giật cơ bản trong 3 giây với chu kỳ xuất hiện 100 năm thích hợp với vùng tính gió có công trình cầu đang thiết kế, như quy định trong Bảng 7-3.

S = Hệ số điều chỉnh đối với khu đất chịu gió và độ cao mặt cầu theo quy định trong bảng 7-4.

Bảng 7-3: Các giá trị của V_B cho các vùng tính gió ở Việt Nam

Vùng tính gió theo TCVN 2737 - 1995	$V_B(\text{m/s})$
I	38
II	45
III	53
IV	59

Để tính gió trong quá trình lắp ráp, hay đúc hẫng có thể nhân các giá trị V_B trong bảng trên với hệ số 0,85.

Bảng 7-4: Các giá trị của S

Độ cao của mặt cầu trên mặt đất khu vực xung quanh hay trên mặt nước (m)	Khu vực lộ thiên hay mặt nước thoáng	Khu vực có rừng hay có nhà cửa với cây cối, nhà cao tối đa khoảng 10m	Khu vực có nhà cửa với đa số nhà cao trên 10m
10	1,09	1,00	0,81
20	1,14	1,06	0,89
30	1,17	1,10	0,94
40	1,20	1,13	0,98
50	1,21	1,16	1,01

7.4.7.1.2. Tải trọng gió tác động lên công trình : W_S

A - Tải trọng gió ngang

Tải trọng gió ngang P_D phải được lấy theo chiều tác dụng nằm ngang và đặt tại trọng tâm của các phần diện tích thích hợp, và được tính như sau:

$$P_D = 0,0006 V^2 A_l C_d \geq 1,8 A_l \text{ (kN)} \quad (22\text{TCN:272-01. 3.8.1.2.1 -1})$$

Trong đó:

V = Tốc độ gió thiết kế (m/s)

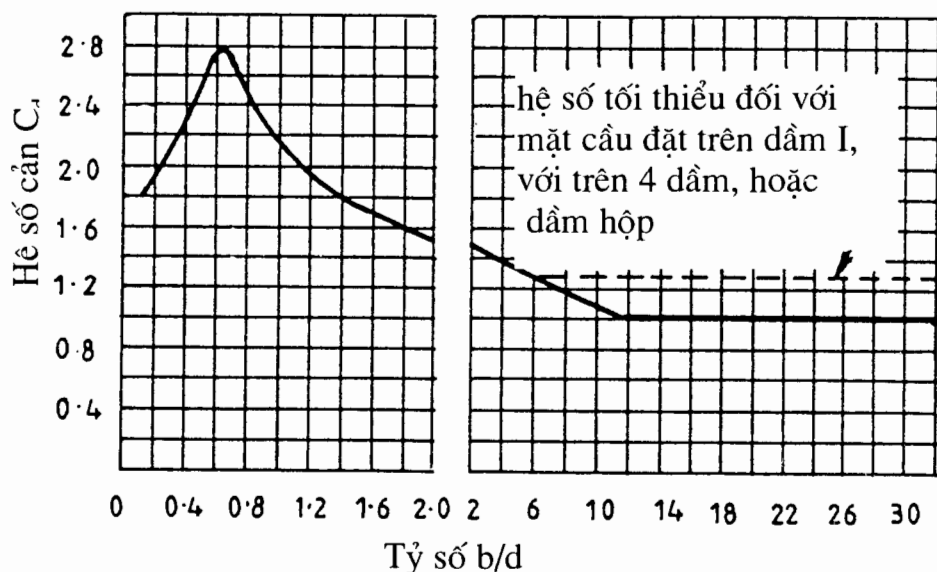
A_l = Diện tích của kết cấu hay cấu kiện phải tính tải trọng gió ngang (m^2)

C_d = Hệ số cản được quy định trong hình 3.8.1.2.1-1 (22TCN-272-01)

Diện tích kết cấu hay cấu kiện đang xét phải là diện tích đặc chiếu lên mặt trước vuông góc, trong trạng thái không có hoạt tải tác dụng, với các điều kiện sau đây:

- Đối với kết cấu phần trên (KCPT) có lan can đặc, diện tích KCPT phải bao gồm diện tích của lan can đặc hứng gió, không cần xét ảnh hưởng của lan can không hứng gió.
- Đối với kết cấu phần trên có lan can hở, tải trọng toàn bộ phải lấy bằng tổng tải trọng tác dụng lên kết cấu phần trên, khi đó phải xét lan can hứng và không hứng gió riêng rẽ từng loại. Nếu có hơn hai lan can, chỉ xét ảnh hưởng những lan can nào có ảnh hưởng lớn nhất về phương diện không che chắn.
- Đối với các trụ, không xét mặt che chắn.
- Hệ số cản C_d phải tính theo các phương pháp sau:

- Đối với KCPT có mặt trước đặc, khi kết cấu quy đổi có các mép cạnh dốc đứng và không có góc vuốt đáy đáng kể về khí động phải lấy C_d theo Hình 3.8.1.2.-1-1, trong đó:
- b = Chiều rộng toàn bộ của cầu giữa các bề mặt lan can (mm)
- d = Chiều cao KCPT bao gồm cả lan can đặc nếu có (mm)
- Đối với KCPT giàn, lan can và kết cấu phần dưới phải lấy lực gió đối với từng cấu kiện với các giá trị C_d theo Tiêu chuẩn TCVN 2737 - 1995 bảng 6 hoặc theo tài liệu khác mà được Chủ đầu tư duyệt.
- Đối với mọi KCPT khác, phải xác định C_d trong hầm thí nghiệm gió.



Hình 7-3: (Hình 3.8.1.2.1.1 của 22TCN-272-01)

Hệ số cản C_d dùng cho kết cấu phần trên có mặt hứng gió đặc

Ghi chú dùng cho hình 3.8.1.2.1 -1 (22TCN-272-01):

1. Các giá trị cho trong hình dựa trên giả thiết là mặt hứng gió thẳng đứng và gió tác dụng nằm ngang.

2. Nếu mặt hứng gió xiên so với mặt thẳng đứng, hệ số cản C_d có thể được giảm 0.5% cứ mỗi độ xiên so với mặt đường và tối đa được giảm 30%.

3. Nếu mặt hứng gió có cả phần đứng lẫn phần dốc hoặc 2 phần dốc nghiêng với góc khác nhau, tải trọng gió phải lấy như sau:

a/ Hệ số cản cơ bản C_d tính với chiều cao toàn bộ kết cấu

b/ Đối với từng mặt đứng hệ số cản cơ bản tính trên được giảm theo ghi chú 2.

c/ Tính tải trọng gió tổng cộng bằng cách dùng hệ số cản thích hợp cho các diện tương ứng.

4. Nếu kết cấu phần trên được nâng cao, phải lấy C_d tăng lên 3% cho mỗi độ nghiêng so với đường nằm ngang, nhưng không quá 25%.

5. Nếu kết cấu phần trên chịu gió xiên không quá 50 so với hướng nằm ngang, phải tăng C_d lên 15%. Nếu góc xiên vượt 50 phải chia hệ số cản cho một hệ số theo thí nghiệm.

6. Nếu kết cấu phần trên được nâng cao đồng thời chịu gió xiên, phải lấy hệ số cản theo kết quả khảo sát đặc biệt.

B- Tải trọng gió dọc

Đối với mố, trụ, kết cấu phần trên mà có một bề mặt ¹ cản gió lớn song song với tim dọc của kết cấu thì phải xét tải trọng gió dọc. Phải tính tải trọng gió dọc theo cách tương tự với tải trọng gió ngang theo 22TCN-272-01, điều 3.8.1.2.1.

Đối với KCPT có mặt trước đặc, tải trọng gió lấy bằng 0.25 lần tải trọng gió ngang theo 22TCN-272-01, điều 3.8.1.2.1.

Các tải trọng gió dọc và ngang phải cho tác dụng trong từng trường hợp đặt tải riêng rẽ, nếu thấy thích hợp thì kết cấu phải kiểm toán bằng hợp lực của gió xét đến ảnh hưởng của các góc hướng gió trung gian (không vuông góc).

7.4.7.1.3. Tải trọng gió tác dụng lên xe cộ: W_L

Khi xét tổ hợp tải trọng cường độ III, phải xét tải trọng gió tác dụng vào cả kết cấu và xe cộ. Phải biểu thị tải trọng ngang của gió lên xe cộ bằng tải trọng phân bố 1.5 kN/m, tác dụng theo hướng nằm ngang, ngang với tim dọc kết cấu và đặt ở cao độ 1800 mm bên trên mặt cầu xe chạy.

Phải biểu thị tải trọng gió dọc lên xe cộ bằng tải trọng phân bố 0.75 kN/m tác dụng nằm ngang, song song với tim dọc kết cấu và đặt ở cao độ 1800 mm bên trên mặt cầu. Phải truyền tải trọng cho kết cấu ở mỗi trường hợp.

Phải đặt tải lực gió ngang và dọc lên xe cộ cho từng trường hợp đặt tải riêng rẽ, nếu thích hợp, phải kiểm toán kết cấu bằng hợp lực gió có xét ảnh hưởng của các góc hướng gió trung gian.

Cần lưu ý rằng Quy trình 1979 không tính áp lực gió lên xe ô tô (chỉ tính áp lực gió lên đoàn tàu hỏa).

7.4.7.1.4. Tải trọng gió thẳng đứng

Phải lấy tải trọng gió thẳng đứng P_v tác dụng vào trọng tâm của diện tích thích hợp theo công thức:

$$P_v = 0.00045 V^2 A_v \text{ (kN)} \quad (22TCN:272-01. 3.8.2-1)$$

Trong đó:

V = Tốc độ gió thiết kế (m/s)

A_v = Diện tích phẳng của mặt cầu hay cấu kiện dùng để tính tải trọng gió thẳng đứng (m^2).

Chỉ tính tải trọng này cho các trạng thái giới hạn không liên quan đến gió lên hoạt tải, và chỉ tính khi lấy hướng gió vuông góc với trục dọc của cầu. Phải đặt tải trọng gió thẳng đứng cùng với lực gió nằm ngang quy định theo Điều 3.8.1 của 22TCN-272-01.

Có thể dùng phương trình trên với điều kiện góc nghiêng của gió tác dụng vào kết cấu ít hơn 50; nếu vượt quá 50, hệ số "nâng bốc" phải được xác định bằng thí nghiệm.

Ví dụ ở cầu Trạm Bạc đã lấy các số liệu ban đầu như sau:

- Tốc độ gió cơ bản 55 m/s
- Tốc độ gió lớn nhất 61 m/s

Các nhận xét và chú ý

- Như vậy lực gió tính theo 22TCN -272-01 tùy thuộc từng vùng và nói chung lớn hơn QT -1979
- Khi góc thổi xiên cần xét thêm những hệ số điều chỉnh.

7.4.7.2. Một số chỉ dẫn về tính gió đối với kết cấu đúc hẫng

Đoạn kết cấu hẫng phải được nghiên cứu về mặt chống lật đổ trong khi lắp dựng. Hệ số an toàn chống lật phải không được nhỏ hơn 1,5 dưới bất kỳ tổ hợp tải trọng nào. Tốc độ gió nhỏ nhất đối với sự phân tích về ổn định khi đúc hẫng phải lấy bằng 90 km/h, trừ khi có sự đánh giá tốt hơn về tốc độ gió có thể xảy ra đạt được bằng phân tích hoặc các hồ sơ khí tượng cụ thể hơn.

7.4.8. Hoạt tải xe

7.4.8.1. Số làn xe thiết kế

Số làn xe thiết kế được xác định bởi phần số nguyên của tỷ số $W/3500$, ở đây W là bề rộng khoảng trống của phần xe chạy giữa hai đá vĩa hoặc hai rào chắn, đơn vị là mm. Cần xét đến khả năng thay đổi trong tương lai về vật lý hoặc chức năng của bề rộng trống của phần xe chạy của cầu.

Nếu bề rộng làn xe nhỏ hơn 3500mm thì số làn xe thiết kế lấy bằng số làn giao thông và bề rộng làn xe thiết kế phải lấy bằng bề rộng làn giao thông.

Nếu phần xe chạy rộng từ 6000mm đến 7200mm phải có 2 làn xe thiết kế, mỗi làn bằng một nửa bề rộng phần xe chạy.

7.4.8.2. Hệ số làn xe

Những quy định sau không được áp dụng cho trạng thái giới hạn mỏi, trong trường hợp đó chỉ dùng với một xe tải thiết kế, bất kể số làn xe thiết kế. Khi dùng hệ số phân phối gần đúng

của 1 lần xe đơn như trong Điều 4.6.2.2. và 4.6.2.3 của Tiêu chuẩn 22TCN-272-01, khác với quy tắc đòn bẩy và phương pháp tĩnh học, ứng lực phải được chia cho 1,20.

Ứng lực cực hạn của hoạt tải phải xác định bằng cách xét mỗi tổ hợp có thể của số làn chịu tải nhân với hệ số tương ứng trong bảng 7-5.

Hệ số trong bảng 1 không được áp dụng kết hợp với hệ số phân bố tải trọng gần đúng quy định trong Điều 4.6.2.2 và 4.6.2.3 Tiêu chuẩn 22TCN-272-01, trừ khi dùng quy tắc đòn bẩy hay khi có yêu cầu riêng cho dầm ngoài cùng trong cầu dầm- bản quy định trong Điều 6.2.2.2.d Tiêu chuẩn 22TCN-272-01, thì được áp dụng.

Bảng 7-5: Hệ số làn "m"

Số làn xe chất tải	Hệ số làn (m)
1	1.20
2	1.00
3	0.85
> 3	0.65

7.4.8.3. Hoạt tải xe ô tô thiết kế

7.4.8.3.1. Tổng quát

Hoạt tải xe ô tô trên mặt cầu hay kết cấu phụ trợ được đặt tên là HL-93 sẽ gồm một tổ hợp của:

- Xe tải thiết kế hoặc xe 2 trục thiết kế, và
- Tải trọng làn thiết kế

Trừ trường hợp được điều chỉnh trong Điều 3.6.1.3.1 Tiêu chuẩn 22TCN-272-01, mỗi làn thiết kế được xem xét phải được bố trí hoặc xe tải thiết kế hoặc xe hai trục chồng với tải trọng làn khi áp dụng được. Tải trọng được giả thiết chiếm 3000mm theo chiều ngang trong một làn xe thiết kế.

7.4.8.3.2. Hệ số xung kích

Điểm khác biệt là trong QT -1979 dùng quan niệm hệ số xung kích và chỉ đưa vào một số tổ hợp và trong nhiều tình huống có trị số bằng 1.0 có nghĩa là không xét hiệu ứng xung kích.

Lực xung kích đối với xe hai trục thiết kế lấy như đối với xe tải thiết kế.

Tác động tĩnh học của xe tải hay xe hai trục thiết kế không kể lực ly tâm và lực hãm, phải được tăng thêm một tỷ lệ phần trăm được quy định trong bảng sau cho lực xung kích. Như vậy, hệ số xung kích được lấy bằng: $(1+ IM/100)$

Lực xung kích không được áp dụng cho tải trọng bộ hành hoặc tải trọng làn thiết kế.

Bảng 7-6: Lực xung kích IM

Cấu kiện	IM
Mỗi nối bản mặt cầu	75%
Tất cả các trạng thái giới hạn	
Tất cả các cấu kiện khác	
• Trạng thái giới hạn mỏi và giòn	15%
• Tất cả các trạng thái giới hạn khác	25%

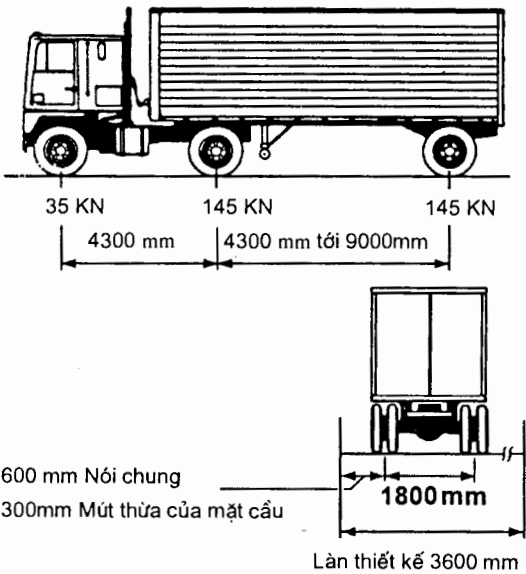
Lực xung kích có thể được chiết giảm cho các cấu kiện trừ mối nối, nếu đã kiểm tra đủ căn cứ theo các quy định của 22TCN 272-01, điều 4.7.2.1

7.4.8.3.3. Xe tải thiết kế

Trọng lượng và khoảng cách các trục và bánh xe của xe tải thiết kế phải lấy theo hình vẽ sau. Lực xung kích lấy theo mục 7.3.5.3.2.

Trừ quy định trong Điều 3.6.1.3.1 và 3.6.1.4.1 Tiêu chuẩn 22TCN-272-01, cự ly giữa 2 trục 145.000N phải thay đổi giữa 4300 và 9000mm để gây ra ứng lực lớn nhất.

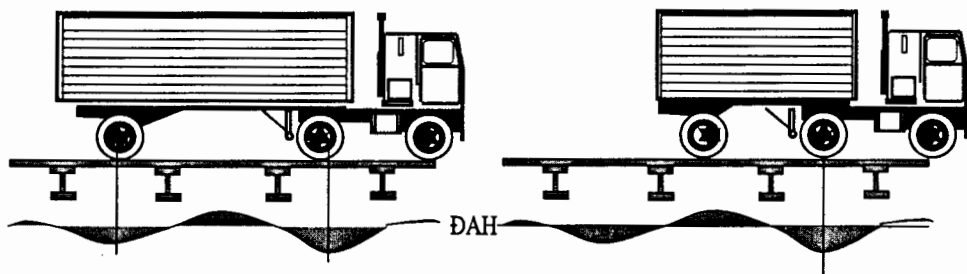
Đối với các cầu trên các tuyến đường cấp IV và thấp hơn, Chủ đầu tư có thể xác định tải trọng trục cho trong hình sau nhưng sẽ nhân với hệ số 0,50 hoặc 0,65.



Hình 7-4 - Đặc trưng của xe tải thiết kế

Khoảng cách trục sau cùng thay đổi từ 4.3m đến 9.0 m sao cho tạo ra ứng lực lớn nhất cho bộ phận kết cấu cần xét. Quy định này gần sát với cấu tạo thực tế của các xe tải đầu kéo chế tạo tại Hoa Kỳ và một số nước khác, cự ly giữa 2 trục xe sau có thể thay đổi tùy theo kích thước hàng cần chở trên xe.

So với xe H30 các trục sau của xe tải thiết kế xa nhau hơn, tuy vậy do cự ly giữa 2 trục sau có thể thay đổi nên có thể tạo ra các hiệu ứng bất lợi hơn ví dụ việc đặt tải trọng xe khi tính toán các bản mặt cầu liên tục trên các dầm ngang trên hình 7.5.



Hình 7.5. Thay đổi cự ly các trục sau để tạo hiệu ứng bất lợi cho kết cấu

Đối với đường có cấp thấp hơn tải trọng trục có thể nhân với các hệ số 0.5 và 0.65 tương tự như các cấp hoạt tải H 10 và H 13 theo Quy trình 1979.

7.4.8.3.4. Xe hai trục thiết kế

Xe hai trục gồm một cặp trục 110.000N cách nhau 1200mm. Cự ly chiều ngang của các bánh xe lấy bằng 1800mm.

Đối với các cầu trên các tuyến đường cấp IV và thấp hơn, Chủ đầu tư có thể xác định tải trọng trục kép nối trên nhân với hệ số 0,50 hoặc 0,65.



Hình 7.6: Mô hình xe hai trục thiết kế

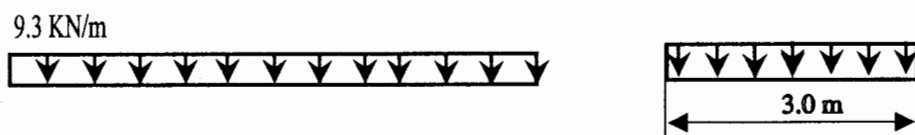
Ý nghĩa của xe hai trục thiết kế bao hàm các loại xe quân sự, tương tự như xe bánh nặng XB-80 trong QT-1979.

Xe hai trục có trọng lượng trục tải nhỏ hơn xe tải thiết kế nhưng cự ly các trục gần hơn nên có thể không chế hiệu ứng lực phát sinh trong các cầu kiện ngắn.

Đối với đường có cấp thấp hơn tải trọng trục có thể nhân với các hệ số 0.5 và 0.65 như các xe tải thiết kế.

7.4.8.3.5. Tải trọng làn xe thiết kế

Tải trọng làn thiết kế là một làn tải trọng phân bố $q = 9.3 \text{ N/mm} = 0.948 \text{ T/m}$ phân bố đều theo chiều dọc không hạn chế (chất hết chiều dài làn thiết kế). Theo chiều ngang cầu được giả thiết là phân bố đều trên chiều rộng 3000mm. Tải trọng làn thiết kế không xét lực xung kích.



Hình 7.7: Mô hình tải trọng làn

Ý nghĩa của tải trọng làn thể hiện tác dụng của các xe khác trong đoàn xe có thể xuất hiện đồng thời trên cầu.

7.4.8.3.6. Diện tích tiếp xúc của lốp xe

Diện tích tiếp xúc của lốp xe của một bánh xe có một hay hai lốp được giả thiết là một hình chữ nhật có chiều rộng là 510mm và chiều dài tính bằng mm lấy như sau:

$$L = 2,28 \times 10^{-3} \gamma (1 + IM/100)P$$

Trong đó:

γ = hệ số tải trọng

IM = lực xung kích tính bằng phần trăm

P = 725000 N cho xe tải thiết kế và 55000N cho xe hai trục thiết kế.

Áp lực lốp xe được giả thiết là phân bố đều trên diện tích tiếp xúc, áp lực lốp xe giả thiết phân bố như sau:

- Trên bề mặt liên tục phân bố đều trên diện tích tiếp xúc quy định
- Trên bề mặt bị gián đoạn phân bố đều trên diện tích tiếp xúc thực tế trong phạm vi vết xe với áp suất tăng theo tỷ số của diện tích quy định trên diện tích tiếp xúc thực tế.

Khi các vùng phân bố của nhiều bánh xe chập vào nhau thì tổng tải trọng phải được phân bố đều trên diện tích.

7.4.8.3.7. Tác dụng của hoạt tải xe thiết kế

A- Tổng quát

Trừ khi có quy định khác, ứng lực lớn nhất phải được lấy theo giá trị lớn hơn của các trường hợp sau:

- Hiệu ứng của xe hai trục thiết kế tổ hợp với hiệu ứng tải trọng làn thiết kế, hoặc

- Hiệu ứng của một xe tải thiết kế có cự ly trục bánh thay đổi kết hợp với hiệu ứng của tải trọng làn thiết kế, và

- Đối với mô men âm giữa các điểm uốn ngược chiều khi chịu tải trọng rải đều trên các nhịp và chỉ đối với phản lực gối giữa thì lấy 90% hiệu ứng của hai xe tải thiết kế có khoảng cách trục bánh trước xe này cách bánh sau xe kia là 15000mm tổ hợp với 90% hiệu ứng của tải trọng làn thiết kế; khoảng cách giữa các trục 145kN của mỗi xe tải phải lấy bằng 4300mm.

Các trục bánh xe không gây ra ứng lực lớn nhất đang xem xét phải bỏ qua.

Cả tải trọng làn và vị trí của bề rộng 3000mm của mỗi làn phải đặt sao cho gây ra ứng lực lớn nhất. Xe tải thiết kế hoặc xe hai bánh thiết kế phải bố trí trên chiều ngang sao cho tìm của bất kỳ tải trọng bánh xe nào cũng không gần hơn:

- Khi thiết kế bản hẫng: 300mm tính từ mép đá vữa hay lan can
- Khi thiết kế các bộ phận khác: 600mm tính từ mép làn xe thiết kế.

Chiều dài của làn xe thiết kế hoặc một phần của nó mà gây ra ứng lực lớn nhất phải được chất tải trọng làn thiết kế.

B- Chất tải để đánh giá độ võng do hoạt tải tùy ý

Nếu Chủ đầu tư yêu cầu tiêu chuẩn độ võng do hoạt tải tùy ý theo Điều 2.5.2.6.2 thì độ võng cần lấy theo trị số lớn hơn của:

- Kết quả tính toán do chỉ một mình xe tải thiết kế, hoặc
- Kết quả tính toán của 25% xe tải thiết kế cùng với tải trọng làn thiết kế.

C- Tải trọng thiết kế dùng cho mặt cầu, hệ mặt cầu

Những quy định trong điều này không được áp dụng cho mặt cầu được thiết kế theo phương pháp thiết kế theo kinh nghiệm. Khi bản mặt cầu được thiết kế theo phương pháp dải gần đúng thì các ứng lực phải được xác định trên cơ sở sau:

Khi các dải cơ bản là ngang và nhịp không vượt quá 4600 mm - các dải ngang phải được thiết kế theo các bánh xe của trục 145000 N.

Khi các dải cơ bản là ngang và nhịp vượt quá 4600mm - các dải ngang phải được thiết kế theo các bánh xe của trục 145.000 N và tải trọng làn.

Khi các dải cơ bản là dọc - các dải ngang phải được thiết kế theo tất cả các tải trọng, bao gồm cả tải trọng làn.

Khi bản mặt cầu được thiết kế theo phương pháp dải gần đúng thì phải thiết kế với:

- Các bánh xe của trục 145kN của xe tải thiết kế - khi các dải là ngang.
- Tất cả các tải trọng, bao gồm cả tải trọng làn khi các dải là dọc.

Khi dùng phương pháp tính chính xác phải xét tất cả tải trọng quy định trong Điều 3.6.1.2 của Tiêu chuẩn 22TCN 272-01, bao gồm cả tải trọng làn.

Các kiểu kết cấu kể cả cầu bản phải được thiết kế với tất cả hoạt tải quy định trong Điều 3.6.1.2 của Tiêu chuẩn 22TCN 272-01, bao gồm tải trọng làn.

Tải trọng bánh xe phải được giả thiết là bằng nhau trong phạm vi một đơn vị trục xe và sự tăng tải trọng bánh xe do các lực ly tâm và lực hãm không cần đưa vào tính toán bản mặt cầu.

D- Tải trọng trên bản hẫng

Khi thiết kế bản mặt cầu hẫng có chiều dài hẫng không quá 1800mm tính từ trục tìm của dầm ngoài cùng đến mặt của lan can bằng bê tông liên tục về kết cấu, tải trọng bánh xe dầy ngoài cùng có thể được thay bằng một tải trọng tuyến phân bố đều với cường độ 14,6N/mm đặt cách bề mặt lan can 300mm.

Tải trọng ngang trên bản hẫng do lực va của xe với rào chắn phải phù hợp với quy định của Phần 13 của Tiêu chuẩn 22TCN 272-01,.

7.4.8.3.8. Tải trọng mỗi

A- Độ lớn và dạng

Tải trọng tính mỗi là một xe tải thiết kế hoặc là các trục của nó đã được quy định nhưng với một khoảng cách không đổi là 9000 mm giữa các trục 145.000N.

Lực xung kích phải được áp dụng cho tải trọng tính mỗi.

B- Tần số lặp lại của tải trọng mỗi

Tần số của tải trọng mỗi phải được lấy theo lưu lượng xe tải trung bình ngày của làn xe đơn (ADTT_{SL}). Tần số này phải được áp dụng cho tất cả các cấu kiện của cầu, dù cho chúng nằm dưới làn xe có số xe tải ít hơn.

Khi thiếu các thông tin đầy đủ thì ADTT của làn xe đơn phải lấy như sau:

$$ADTT_{SL} = p \times ADTT$$

Trong đó:

ADTT = số xe tải/ngày theo một chiều tính trung bình trong tuổi thọ thiết kế;

ADTT_{SL} = số xe tải/ngày trong một làn xe đơn tính trung bình trong tuổi thọ thiết kế;

p = lấy theo bảng 7-7.

Bảng 7-7 - Phân số xe tải trong một làn xe đơn p

Số làn xe có giá trị cho xe tải	p
1	1, 00
2	0, 85
≥ 3	0, 80

C- Phân bố tải trọng khi tính mới

* Các phương pháp chính xác

Khi cầu được tính toán theo bất kỳ phương pháp chính xác nào được quy định trong Điều 4.6.3 của Tiêu chuẩn 22TCN 272-01, thì một xe tải đơn chiếc phải được bố trí theo chiều ngang và chiều dọc sao cho phạm vi ứng suất trong chi tiết đang xét là lớn nhất, bất kể vị trí dòng xe hay làn xe thiết kế trên mặt cầu.

* Các phương pháp gần đúng

Khi cầu được tính toán theo sự phân bố gần đúng của tải trọng như quy định trong Điều 4.6.2 của Tiêu chuẩn 22TCN 272-01, phải sử dụng hệ số phân bố cho một làn xe.

7.4.9. Hoạt tải người đi bộ

Đối với tất cả đường bộ hành rộng hơn 600mm phải lấy tải trọng người đi bộ bằng 3×10^{-3} MPa (tương tự như đối với Quy trình 1979) và phải tính đồng thời cùng hoạt tải xe thiết kế.

Đối với cầu chỉ dành cho người đi bộ và/hoặc đi xe đạp phải thiết kế với hoạt tải là 4.1×10^{-3} MPa.

Tải trọng người đi không xét xung kích.

Tải trọng người đi phải tính đồng thời với hoạt tải xe thiết kế. Chú ý ở đây dùng hoạt tải xe thiết kế tức là cả xe tải thiết kế và xe hai trục thiết kế.

Đối với cầu chỉ dành riêng cho người đi bộ và / hoặc đi xe đạp phải thiết kế với tải trọng người đi bằng 4.1×10^{-3} MPa = 410 kg/m²

Như vậy khác với QT-1979 người đi luôn được đưa vào cùng tính toán với phương tiện cơ giới (trừ vỉa hè nhỏ hơn 60 cm)

Khi đường bộ hành, cầu cho người đi bộ và cầu đi xe đạp có dụng ý dùng xe bảo dưỡng và/hoặc xe ngẫu nhiên thì các tải trọng này phải được xét trong thiết kế. Lực xung kích của các loại xe này không cần phải xét.

7.4.10. Lực ly tâm : CE

Lực ly tâm được lấy bằng tích số của các trọng lượng trục của xe tải hay xe hai trục với hệ số C lấy như sau;

$$C = \frac{4V^2}{3gR} \quad (22TCN:272-01. 3.6.3-1)$$

Trong đó:

v = tốc độ thiết kế đường ô tô (m/s);

g = gia tốc trọng lực 9,807 (m/s²)

R = bán kính cong của làn xe (m)

Tốc độ thiết kế đường bộ không lấy nhỏ hơn trị số quy định trong Tiêu chuẩn thiết kế đường bộ.

Phải áp dụng hệ số làn đã nói ở trên (Điều 3.6.1.1.2 của 22 TCN-272-01)

Lực ly tâm tác dụng theo phương nằm ngang cách phía trên mặt đường 1800mm

So sánh với cách tính của QT-1979

Công thức tính: $C = \frac{15}{100 + R} \frac{\sum P_i}{L}$ (T/m)

Trong đó: L là chiều dài ĐAH đặt tải nhưng không lớn hơn chiều dài nhịp.

$\sum P_i$ Tổng trọng lượng các trục của một xe nặng

Lực li tâm được quy ra tải trọng rải đều theo phương ngang cầu

Điểm đặt lực ở mặt đường xe chạy.

Khác biệt cơ bản là Tiêu chuẩn mới đã đề cập đến ảnh hưởng của vận tốc tải trọng.

7.4.11. Lực hãm: BR

Lực hãm được lấy bằng 25% của trọng lượng các trục xe tải hay xe hai trục thiết kế cho mỗi làn được đặt trong tất cả các làn thiết kế được chất tải theo Điều 3.6.1.1.1 và coi như đi cùng một chiều. Các lực này được coi là tác dụng theo chiều nằm ngang cách phía trên mặt đường 1.800mm theo cả hai chiều dọc để gây ra ứng lực lớn nhất. Tất cả các làn thiết kế phải được chất tải đồng thời đối với cầu và coi như đi cùng một chiều trong tương lai.

Phải áp dụng hệ số làn đã nói ở trên (Điều 3.6.1.1.2 của 22 TCN-272-01)

- Lực hãm lấy tùy thuộc vào chiều dài đặt tải

Chiều dài đặt tải L	$L \leq 25m$	$25 \leq L \leq 50m$	$L \geq 50m$
Trị số lực hãm	0.3 P	0.6 P	0.9 P

Với P là tổng trọng lượng của một xe nặng trong đoàn

- Cũng tính cho tất cả các làn xe và coi là cùng chiều
- Điểm đặt đỉnh mặt đường xe chạy.

Nhìn chung về trị số lực hãm tính theo QT -1979 lớn hơn. Tuy nhiên mức độ bất lợi còn tùy thuộc trường hợp cụ thể vì điểm đặt của 22TCN 272-01 lại được đưa cao 1.8m so với mặt đường xe chạy.

7.4.12. Lực va của xe : CT

7.4.12.1. Bảo vệ kết cấu

Những nội dung của mục 7.3.9.2 sẽ không cần tuân thủ nếu công trình được bảo vệ bởi rào chắn cao 1070 mm đặt cách bộ phận cần bảo vệ hơn 3000 mm.

Để đánh giá sự miễn trừ này, rào chắn phải tương đương về cấu tạo và hình học với mức ngăn chặn L3 quy định trong Phần 13 của Tiêu chuẩn 22TCN-272-01

7.4.12.2. Xe cộ và tàu hỏa va vào kết cấu

Trừ khi được bảo vệ như đã nói trên, mố trụ đặt trong phạm vi cách mép lòng đường bộ 9000 mm hay trong phạm vi 15000 mm đến tim đường sắt đều phải thiết kế cho một lực tĩnh tương đương là 1.800.000N tác dụng ở bất kỳ hướng nào trong mặt phẳng nằm ngang, cách mặt đất 1200 mm.

7.4.12.3. Xe cộ va vào rào chắn

Để tính toán lực va xe vào rào chắn và lan can cần phải áp dụng các quy định Phần 13 của Tiêu chuẩn 22TCN-272-01. Trong sách này sẽ không trình bày.

7.4.13. Một số lưu ý về hoạt tải xe và người theo Tiêu chuẩn 22TCN-272-01

1. Khác với QT-1979, trong Tiêu chuẩn mới 22TCN-272-01 không đưa vào khái niệm đoàn xe tải tiêu chuẩn gồm các xe nối đuôi nhau theo cự ly quy định. Việc xét tới tình huống đoàn xe di động trên cầu được thay thế bằng một xe tải thiết kế (có tổng trọng tải $145+145+35 = 325\text{KN} = 33.24\text{T}$) hoặc một xe hai trục thiết kế (có tổng trọng lượng $220\text{ KN} = 22.42\text{T}$) cộng tác dụng với tải trọng làn. Theo nguyên lý cơ học các tải trọng tập trung phải được bố trí tại các vị trí bất lợi (lân cận vùng có tung độ đường ảnh hưởng lớn nhất), như vậy có thể thấy làn tải là mô hình thay thế của các xe khác trong đoàn xe có thể xuất hiện trên cầu.

2. Chú ý rằng trên thực tế không có đoàn xe Tiêu chuẩn (tải trọng quy định, cự ly xe quy định, vận tốc di động nhất định). Đoàn xe Tiêu chuẩn là thức so sánh có tính định lượng để so sánh với một cấp độ thiết kế của công trình cầu sẽ không xảy ra khả năng hoạt tải khai thác trên thực tế có thể vượt quá tác động của đoàn xe tiêu chuẩn đã được định lượng trên. Quan điểm này không phải là nhất quán trên thế giới, ví dụ Quy trình thiết kế của Pháp cho các xe nối sát đuôi nhau, hay Tiêu chuẩn thiết kế cầu của Nga giả định khoảng cách các xe của đoàn xe tiêu chuẩn H 30 là 10 m.

Như vậy phải xem xét thực tế các khả năng xuất hiện nhiều xe:

- Các xe có thể nối đuôi nhau rất gần so với quy định của Tiêu chuẩn và đều là xe tải nặng. Trường hợp này chỉ có thể xảy ra khi có một đoàn xe tải nặng gặp thời điểm tắc nghẽn giao thông trên cầu đồng thời thiếu vắng tác động điều khiển.
- Các xe nối đuôi nhau với cự ly gần hơn quy định của Tiêu chuẩn nhưng trọng lượng khác nhau, trong đó có nhiều xe nhẹ hơn xe tiêu chuẩn.
- Các xe di chuyển với cự ly xa hơn quy định của tiêu chuẩn hoặc số lượng xe không xếp hết chiều dài ảnh hưởng.

Trường hợp thứ nhất rất khó xảy ra vì vậy căn cứ vào các nghiên cứu lý thuyết xác suất có thể đảm bảo cho độ tin cậy của các đoàn xe tiêu chuẩn. Các trường hợp thứ 2 và 3 đều có mức độ nguy hiểm thấp hơn.

3. Trên thực tế mô hình đoàn xe sẽ gây khó khăn ở khâu tính toán do đó tác dụng của đoàn tải trọng gồm nhiều tải trọng tập trung được quy đổi thành dạng tải trọng rải đều tương đương. Tuy nhiên do vị trí tải trọng sẽ quyết định trị số nội lực nên trị số tải trọng rải đều tương đương sẽ thay đổi tùy thuộc vào vị trí mặt cắt và chiều dài đặt tải. Có 3 giải pháp tính toán:

- a) Quy ra tải trọng rải đều tương đương có trị số khác nhau phụ thuộc vào vị trí đường ảnh hưởng và chiều dài đặt tải như Tiêu chuẩn Nga hoặc Quy trình 1979.
- b) Dùng tải trọng làn không đổi kết hợp với một lực tập trung (KEL - Knife Edge Load) như AASHTO-96

Việc dùng thêm tải trọng tập trung (KEL) được lý giải như sau:

- Trước hết, theo nguyên lý cơ học tác dụng của tải trọng tập trung không giống với tác dụng tải trọng rải đều. Vì thế đại lượng nghiên cứu chỉ đúng với một vị trí nhất định trên kết cấu. Ta khảo sát việc quy đổi tải trọng rải đều tương đương như hình 7.8:

- Giá trị mômen ở mặt cắt giữa nhịp dễ dàng xác định theo công thức:

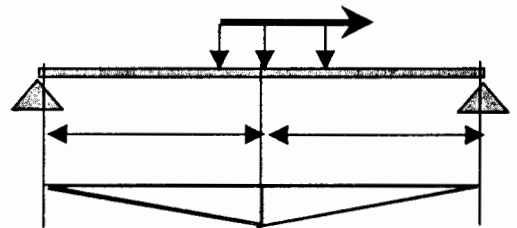
$$M_{L/2} = \sum_{i=1}^n P_i y_i$$

- Từ đó có được tải trọng rải đều tương đương:

$$M_{L/2} = q_{td} \omega \leftrightarrow q_{td} = \frac{M_{L/2}}{\omega} = \frac{\sum_{i=1}^n P_i y_i}{\omega}$$

trong đó:

- + P_i tải trọng trục
- + y_i tung độ đường ảnh hưởng
- + ω diện tích đường ảnh hưởng



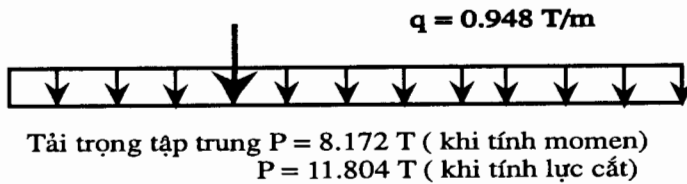
Hình 7.8

Do vị trí đặt trục tải nặng biến đổi theo các trị số lớn của tung độ đường ảnh hưởng nội lực nên các giá trị tải trọng rải đều tương đương sẽ biến đổi theo vị trí mặt cắt và chiều dài đặt tải.

Theo QT-1979 giá trị của các tải trọng rải đều tương giảm dần theo chiều dài nhịp. Điều này có nghĩa là chỉ những trục tải đặt ở vị trí tung độ đường ảnh hưởng lớn mới đóng vai trò quyết định đến trị số nội lực.

- Trong các phiên bản của AASHTO đã lấy tải trọng làn trong mọi trường hợp là $q = 9.3 \text{ KN} = 0.948 \text{ T/m}$ là không lớn. Các tính toán thử nghiệm cho thấy trị số 0.948 T/m xấp xỉ trị số của tải trọng rải đều của đoàn xe Tiêu chuẩn H10 với chiều dài đặt tải $L \geq 100 \text{ m}$ của Quy trình 1979. Như vậy rõ ràng là các lực tập trung (KEL) cần phải đưa vào với các trị số

khác nhau khi tính các hiệu ứng lực cắt và mô men để bổ sung hiệu ứng cho các hiệu ứng gây ra do tải trọng làn.



Hình 7.9. Tải trọng thiết kế theo AASHTO-96

c) Dùng tải trọng làn không đổi kết hợp với một xe tải (hoặc xe hai trục) đặt ở vị trí bất lợi như 22TCN-272-01. Thực chất đây là cách đặt tải của AASHTO-LRFD-98.

Lưu ý rằng ngay ở AASHTO-96 cũng đã đề phòng trường hợp nhịp ngắn, tải trọng tập trung trên không nguy hiểm bằng đặt tải trực tiếp nên đã yêu cầu chọn trị số nội lực lớn trong hai trường hợp đặt tải

- + Đặt xe tải trực tiếp (xe tải đầu kéo HS -20 -44 có cấu tạo giống như xe tải của HL -93) hoặc xe hai trục trực tiếp.
- + Dùng tải trọng làn kết hợp với một lực tập trung.

Như vậy 22TCN-272-01 dùng tải trọng HL-93 kết hợp giữa một xe tải đầu kéo hoặc xe hai trục với các tải trọng làn không có các lực tập trung (KEL) có ý nghĩa hoàn toàn tương tự khi coi các xe tải thiết kế hai xe hai trục thay thế cho các tải trọng tập trung (KEL) tuy nhiên về trị số lớn hơn. Nếu chú ý tới AASHTO-96 cần có 2 lần xếp tải để chọn hiệu ứng cực đại, cũng giống như 2 tổ hợp của tải trong HL-93.

4. Phân tích trên cho thấy rõ tải trọng thiết kế HL-93 gồm 2 phần:

- + Một xe tải thiết kế hoặc xe hai trục thiết kế đặt tại vị trí bất lợi của ĐAH
- + Một làn tải rải đều thay cho các xe khác khi tồn tại đoàn xe trên cầu.

5. Về xe 2 trục thiết kế có ý nghĩa như xe quân sự XB - 80 của Quy trình 1979. Tuy nhiên khác với xe XB-80 chỉ dùng một xe, tiêu chuẩn mới xét tới đoàn xe quân sự bằng việc dùng tổ hợp tải trọng làn cùng với xe 2 trục. Điều cần nhấn mạnh thêm là xe XB - 80 chỉ dùng một xe không phụ thuộc chiều rộng cầu, trong khi đó ngoài nhiều xe, các xe quân sự còn có thể đặt ở nhiều làn.

6. Trong thiết kế theo Quy trình 1979 thông thường đối với các nhịp ngắn, xe XB - 80 khống chế nội lực, các nhịp dài đoàn xe H 30 khống chế nội lực. Các tính toán thử nghiệm cho Tiêu chuẩn 2001 có kết quả tương tự.

7. Tải trọng người theo 22TCN-272-01 được tính cùng với xe 2 trục, khác với QT -1979 không tính cùng với XB-80.

8. Về hiệu ứng động lực của hoạt tải xe về triết lý của 22TCN-272-01 hoàn toàn khác, với quan điểm tác dụng động lực là tác động vốn có của hoạt tải nên đưa vào tất cả các trường hợp

tính toán. Như vậy hiệu ứng xung kích theo 22TCN-272-01 là một thành phần lực. Trong khi đó QT-1979 quan niệm là hệ số và chấp nhận cả giá trị bằng 1.0 (không có ảnh hưởng động lực)

Lưu ý thêm là hiệu ứng xung kích theo QT -1979 được tính rất phức tạp phụ thuộc vào loại tải trọng, dạng kết cấu, chiều dài nhịp, vật liệu kết cấu...

Theo AASHTO-96 cách xét hiệu ứng này đơn giản hơn, chỉ dùng chung 1 công thức cho tất cả các trường hợp:

$$(1 + I) = 1 + \frac{50}{125 + L}$$

trong đó L chiều dài đặt tải tính bằng foot (ft) với 1 ft = 30.48 cm.

Như vậy nếu lấy lại đơn vị chiều dài đặt tải theo (m) thì công thức trên hoàn toàn trùng với một công thức có giá trị lớn nhất của QT -1979:

$$(1 + \mu) = 1 + \frac{15}{37.5 + \lambda}$$

Theo 22TCN-272-01 dùng đơn giản theo tỷ lệ % cho tất cả các trường hợp. Tuy vậy cần chú ý rằng lực xung kích chỉ đưa vào hoặc là xe tải thiết kế hoặc là xe 2 trục thiết kế, không tính phần lực xung kích của tải trọng làn. Như vậy khi nhịp càng dài thì ảnh hưởng của phần tải trọng làn trong HL-93 càng lớn nên hiệu ứng xung kích chung cũng có xu thế giảm dần theo chiều dài nhịp. Để tiện so sánh có thể biểu diễn tác dụng động lực của 22TCN-272-01 dưới dạng đưa thêm vào hệ số xung kích giống như QT -1979 theo công thức sau:

$$(1 + \mu) = 1 + 0.35 \frac{50}{70 + \lambda}$$

Công thức trên tương tự như công thức tính hệ số xung kích cho cầu treo và cầu dây văng của QT -1979 chỉ thêm hệ số 0.35.

Như vậy hầu hết các Tiêu chuẩn thiết kế cầu của các nước đều lấy trị số của hệ số động lực giảm dần theo chiều dài đặt tải. Theo lý thuyết dao động công trình điều này được giải thích khi chiều dài đặt tải tăng thì khả năng xuất hiện đồng thời nhiều tải trọng trên cầu càng lớn, do sự tương tác triệt tiêu lẫn nhau giữa các dao động lệch pha do các xe tải trên cầu gây ra mà hiệu ứng động lực có xu thế giảm đi.

9. Ngoài quy định về tải trọng xe như trên, Tiêu chuẩn 2001 còn quy định hai trường hợp đặc biệt

- Riêng đối với trường hợp đặt tải để tính mô men âm (các điểm uốn ngược chiều khi có tải trọng rải đều trên nhịp) và phản lực lên gối trụ (của dầm liên tục) thì quy định dùng 2 xe tải thiết kế đặt cách nhau 15m, khoảng cách hai trục sau lấy thống nhất bằng 4.3m (điều 3.6.1.3.1). Hiệu ứng của 2 xe tải thiết kế lấy bằng 90% kết hợp với hiệu ứng của 90% tải trọng làn thiết kế.

Chú ý rằng không chỉ dẫn dùng xe 2 trục thiết kế cho trường hợp trên đây.

- Khi dùng tính để tính trạng thái giới hạn mới và đứt gãy thì dùng 1 xe tải thiết kế kết hợp với tải trọng làn với khoảng cách giữa hai trục sau lấy cố định bằng 9.0m.

10. Về tổng quan, phân tích trên cho thấy mức độ tác động của HL-93 lớn hơn HS-20-44 và với nhịp càng dài thì mức độ chênh lệch càng có xu thế tăng lên.

- Mức độ tác động lớn nhất của HL-93 qua khảo sát thử nghiệm như sau:
 - + Lớn hơn HS-20-44 của AASHTO-96 ít nhất 25%.
 - + Đoàn xe H30 cũng lớn hơn HS20-44 của AASHTO-96 25%. Như vậy có thể coi HL-93 tương đương đoàn xe H30 (có thể hình dung HL-93 như tổ hợp đoàn xe H10 có một xe nặng là xe tải thiết kế của TC-2001)
 - + Khi xét cả hệ số tải trọng, hệ số xung kích và hệ số làn xe thì HL-93 lớn hơn XB-80 khi tính về cường độ.

- Đối với các đường cấp thấp (cấp IV và thấp hơn) loại xe tải lớn rất khó đi lại nên khả năng các cầu nhỏ trên các tuyến giao thông nông thôn chịu tác động của HL-93 gần như không xảy ra. Vì vậy căn cứ vào khả năng thông qua các loại tải trọng xe hai trục nhẹ hơn mà định tỷ lệ nhỏ hơn so với HL-93:

Đoàn xe H10 bằng khoảng 50% so với HL-93

Đoàn xe H13 bằng khoảng 65% so với HL-93.

7.4.14. Cách tổ hợp hoạt tải HL-93 theo các trạng thái giới hạn

Như vậy hoạt tải thiết kế trong các thành phần tải trọng tham gia vào các tổ hợp tải trọng I, III, VI, và VI.

Tổ hợp hoạt tải xe HL-93 cho một làn đơn được tính phụ thuộc vào các trạng thái giới hạn như quy định trong điều 1.3.2.2 của 22TCN 272-01. Trong bài toán thiết kế cần chọn trị số lớn nhất trong các tổ hợp sau đây:

1. Đối với tổ hợp tải trọng để tính theo các trạng thái giới hạn I,III, đặc biệt (va xe) và trạng thái giới hạn sử dụng (nhưng không kể duyệt vĩnh):

a- Hiệu ứng của xe hai trục (có xung kích 25%) tổ hợp với hiệu ứng của tải trọng làn thiết kế, hoặc

b- Hiệu ứng của xe tải thiết kế (có xung kích 25%) tổ hợp với tải trọng làn thiết kế. Tuy nhiên trị số của các thành phần lực trong tổ hợp này lại thay đổi như sau:

b1. Thông thường (trừ trường hợp b2 dưới đây) chỉ dùng 1 xe tải 33.24 T đặt tại vị trí bất lợi nhất với cự ly giữa hai trục sau thay đổi từ 4.3 đến 9,0 m sao cho tạo được ứng lực cực trị kết hợp với tải trọng làn.

b2. Riêng cho tính mô men và phản lực cho trụ 1 gối (trụ của dầm liên tục) dùng hai xe tải thiết kế đặt cách nhau 15 m, bỏ qua những trục không gây hiệu ứng cực đại (trục chiếm

sang phần ĐAH ngược dấu). Lấy 90% hiệu ứng của hai xe nêu trên kết hợp với 90% tải trọng làn.

So sánh a, b1 và b2 để tìm giá trị cực đại

2. Đối với tổ hợp tải trọng tính theo các trạng thái giới sử dụng về độ võng:

c- Hiệu ứng của một xe tải thiết kế (có xung kích 25% -theo điều 2-5-2-6-2) hoặc

d- Kết quả tính toán của hiệu ứng của 25% xe tải thiết kế (có xét xung kích 25%) tổ hợp với tải trọng làn thiết kế

3. Đối với tổ hợp tải trọng để tính theo các trạng thái giới hạn mỏi và đứt gãy:

e- Hiệu ứng của một xe tải thiết kế (có xung kích 15%) nhưng với khoảng cách các trục nặng là 9.0 m. Không xét tải trọng làn

4. Đối với tổ hợp tải trọng để tính theo các trạng thái giới hạn cường độ II: không xét hoạt tải HL-93.

Như vậy hoạt tải HL-93 được biểu diễn dưới 6 dạng a, b1, b2, c, d, e có mức độ tác động khác nhau.

Khác với QT -1979 khi tính toán mỗi lại có xu thế giảm cường độ tải trọng.

7.4.15. Quy tắc bố trí hoạt tải HL-93 trên đường ảnh hưởng

- Trong điều 3.6.1.3.1 quy định: “chiều dài của làn xe thiết kế hoặc một phần của nó gây ra áp lực làn lớn nhất phải được chất tải trọng làn thiết kế”. Như vậy có thể hiểu tải trọng làn thiết kế sẽ được xếp trên đường ảnh hưởng giống như bố trí tải trọng rải đều tương đương của QT-1979. Khi xếp tải để xây dựng các đường bao nội lực, tải trọng làn phải được bố trí trên tất cả các phần đường ảnh hưởng cùng dấu với phần đường ảnh hưởng có đặt xe tải thiết kế hoặc xe 2 trục thiết kế để tạo ra hiệu ứng cực đại.

- Ngoài ra các trường hợp đặt một xe tải thiết kế hoặc xe hai trục, trường hợp riêng dùng 2 xe tải thiết kế cũng được bố trí bất lợi trên đường ảnh hưởng như nguyên tắc xếp hoạt tải xe trực tiếp của QT-1979 và cũng được kết hợp với tải trọng làn.

- Có thể phân ra các mô hình xếp tải như sau:

- + Đối với kết cấu nhịp cầu dầm giản đơn: bố trí tải trọng làn trên suốt chiều dài của đường ảnh hưởng. Lần lượt đặt các trục của xe tải thiết kế hoặc xe hai trục thiết kế vào các vị trí bất lợi trên đường ảnh hưởng (hình 7.10a). Hiệu ứng lực cực trị được chọn trị số lớn trong 2 tổ hợp tải:

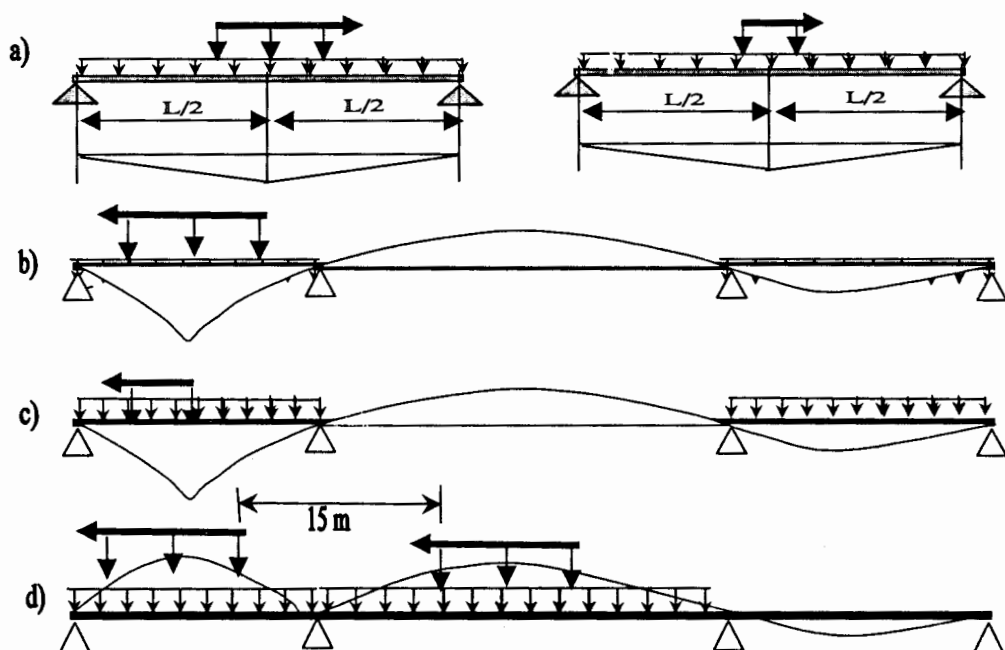
- Xe tải thiết kế + tải trọng làn [a].
- Xe hai trục thiết kế và tải trọng làn [b].

Tương tự như việc tính toán thiết kế theo Quy trình 1979 đối với các cầu nhịp dài dạng tải HL-93 [a] thường khống chế và với các cầu nhịp ngắn dạng tải HL-93 [b] thường gây hiệu ứng lực bất lợi hơn do khoảng cách giữa các trục tải của xe 2 trục cấu tạo gần nhau.

+ Đối với kết cấu nhịp liên tục bố trí tải trọng lần lên các đoạn của ĐAH cùng dấu và bố trí xe tải thiết kế hoặc xe hai trục thiết kế lên các vị trí tạo ra nội lực bất lợi (hình 7.10b,c)

+ Riêng đối với trường hợp tính mô men âm hoặc tính phản lực lên trụ dùm hai xe tải thiết kế kết hợp với tải trọng lần trên các đoạn ĐAH cùng dấu. Lưu ý rằng khi dùm hai xe tải thiết kế cần bỏ đi những trục tải không gây tình huống bất lợi (hình 7.10d).

+ Để xây dựng các biểu đồ bao ứng lực (nội lực) cũng tiến hành đặt hoạt tải HL-93 (tải trọng tập trung và tải trọng lần) lần lượt trên các đoạn dương và âm của đường ảnh hưởng. Hiệu ứng riêng rẽ của mỗi trường hợp đặt tải do hoạt tải HL-93 sẽ kết hợp với tác động của các tải trọng thường xuyên (tĩnh tải) để xác định trị số của ứng lực cực hạn (trị số lớn nhất hoặc nhỏ nhất của mỗi mặt cắt cần nghiên cứu trên kết cấu).



Hình 7.10: Xếp tải trọng HL-93 trên đường ảnh hưởng

7.4.16. Bố trí hoạt tải HL-93 theo phương ngang cầu

7.4.16.1. Số làn xe thiết kế

Số làn xe thiết kế được coi là phần nguyên của tỷ số $W/3500$ mm. Trong đó W là khổ cầu tính bằng mm (điều 3.6.1.1.1). Như vậy khổ cầu 10 m tương đương với 2 làn xe và 10.5 m tương đương với 3 làn xe...

Tuy vậy trị số chiều rộng 3500 mm chỉ để xác định số làn xe chuẩn trên mặt cắt ngang mà chiều rộng mỗi làn xe không nhất thiết là 3500 mm. Cũng trong điều 3.6.1.1.1 còn quy định thêm lòng đường rộng từ 6000 mm (6.0 m) đến 7200 mm (7.20 m) phải bố trí 2 làn xe,

mỗi làn bằng một nửa lòng đường. Như vậy chiều rộng làn xe biến thiên từ 3 000 mm (3.0m) đến 3 600 mm (3.6m).

Số làn xe thiết kế cho các chiều rộng cầu thường gặp trong thực tế là:

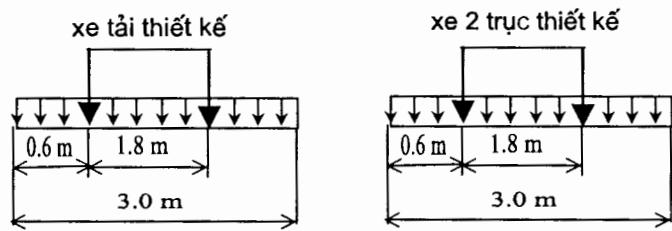
Khổ xe chạy (m)	$W < 6.0$	$6.0 < W < 7.2$	$7.2 < W < 10.5$	$W > 10.5$
Số làn xe thiết kế	1	2	2	3
Chiều rộng 1 làn	3.6 m	$W/2 = (3.0 - 3.6) \text{ m}$	3.6 m	$(3.5 - 3.6) \text{ m}$

7.4.16.2. *Bố trí hoạt tải HL-93 theo phương ngang cầu*

a) Mỗi làn xe thiết kế được xem xét phải được bố trí hoặc xe tải thiết kế hoặc xe hai trục thiết kế chồng với tải trọng làn khi áp dụng được. Tải trọng làn được giả thiết chiếm chiều rộng 3000 mm theo chiều ngang của 1 làn xe thiết kế (hình 7.11).

b) Điều đáng chú ý là quy định chiều rộng theo phương ngang của xe tải thiết kế lại là 3.6m theo hình 3.6.1.2.2.1.

Theo AASHTO -96 quy định chiều rộng theo phương ngang cầu của làn xe tải thiết kế là 3.0 m cho các loại xe tải HS -20 -44 có cấu tạo tương tự như xe tải trong HL -93.



Hình 7.11: *Hoạt tải HL-93 theo phương ngang cầu*

c) Các tải trọng làn và bề rộng 3.0 m trong mỗi làn phải đặt sao cho gây ra ứng lực cực hạn (tối đa hay tối thiểu). Xe tải thiết kế và xe hai trục thiết kế cũng phải bố trí sao cho gây ra ứng lực lớn nhất và phải bố trí trên chiều ngang sao cho tìm bất kỳ tải trọng bánh xe nào cũng không gần hơn:

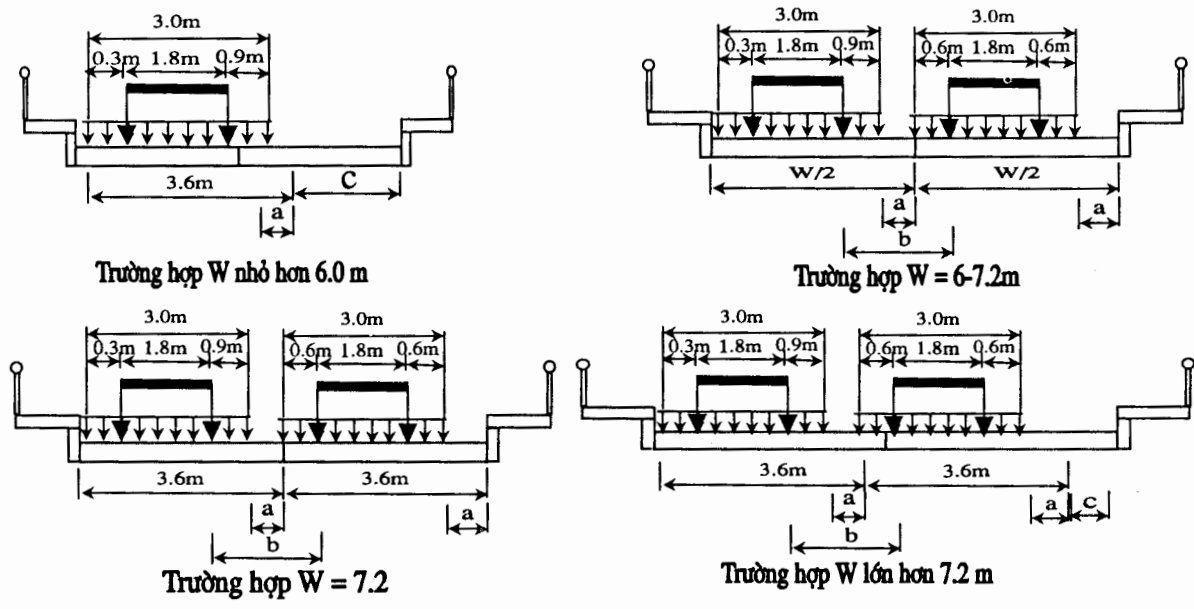
- + Khi thiết kế bản hẫng: 0.3 m tính từ mép đá vĩa hay lan can
- + Khi thiết kế các bộ phận khác: 0.6 m tính từ mép làn xe thiết kế.

d) Những điều cần lưu ý khi đặt tải theo phương ngang cầu:

- Quy định 3,5 m cho một làn xe trên thực tế chỉ có ý nghĩa xác định số làn xe trên mặt cắt ngang. Ví dụ cầu cho 2 làn xe có khổ xe chạy biến thiên trong khoảng:
 $6.0 \text{ m} \leq K < 10.5$

- Chiều rộng làn xe thiết kế tiêu chuẩn là 3.6 m. Trường hợp không bố trí đủ làn có chiều rộng chuẩn thì có thể dùng chiều rộng làn nhỏ hơn, tối thiểu là 3.0 m/ 1 làn.
- Riêng đối với tổ hợp tải trọng tính theo trạng thái giới hạn mỗi chỉ dùng *một xe tải thiết kế* bất kể số làn xe.
- Các tải trọng thành phần của HL-93 chỉ được phép xô dịch như quy định trên đây trong phạm vi của mỗi làn xe.

e) Xét các trường hợp cụ thể đặt tải lệch tâm trên mặt cắt ngang cầu:



Hình 7-12: Xếp tải lệch tâm trên mặt cắt ngang cầu

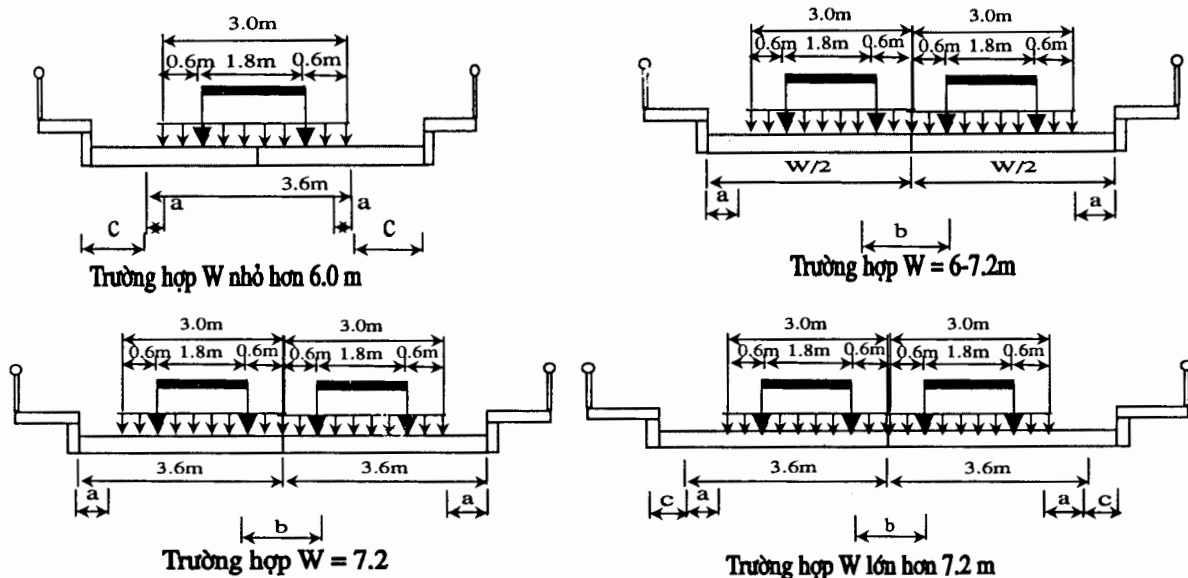
Phân tích cho cầu 2 làn xe thông dụng ở nước ta với các khổ cầu 6, 7, 8, 9, 10 m , các tải trọng xếp lệch tâm tối đa trên mặt cắt ngang với:

- a- khoảng cách xa nhất từ mép tải trọng làn tới mép làn xe.
- b- khoảng cách gần nhất giữa 2 trục sát nhau của các xe tải đầu kéo hoặc xe hai trục
- c- khoảng cách trống còn lại của mặt cắt ngang (phần dư của mặt cắt ngang) .

Kết quả ghi trong bảng sau:

Khoảng cách (m)	Khổ cầu W(m)							
	< 6	6	7	7.2	8	9	10	< 10.5
a	0.6	0	0.5	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
b	-	1.5	2.0	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1
c	W-3.6	0	0	0	0.8	1.8	2.8	3.3

- Khi chiều rộng cầu lớn hơn 10.5 m phải xếp xe 3 làn với trình tự và ý nghĩa tương tự.
- g) Xét các trường hợp cụ thể đặt tải đúng tâm trên mặt cắt ngang cầu.



Hình 7.13: Xếp tải đúng tâm trên mặt cắt ngang cầu

Phân tích cho cầu 2 làn xe thông dụng ở nước ta với các khổ cầu 6, 7, 8, 9, 10 m, các tải trọng xếp lệch tâm tối đa trên mặt cắt ngang với:

- a - khoảng cách xa nhất từ mép tải trọng làn tới mép làn xe.
- b- khoảng cách gần nhất giữa 2 trục sát nhau của các xe tải đầu kéo hoặc xe hai trục
- c- khoảng cách trống còn lại của mặt cắt ngang (phần dư của mặt cắt ngang) .

Kết quả ghi trong bảng sau:

Khoảng cách (m)	Khổ cầu W (m)							
	< 6	6	7	7.2	8	9	10	< 10.5
a	0.3	0	0.5	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
b	-	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
c	$(W-3.6)/2$	0	0	0	0.4	0.9	1.4	1.65

- Khi chiều rộng cầu lớn hơn 10.5 m phải xếp xe 3 làn với trình tự và ý nghĩa tương tự.

7.5. PHÂN TÍCH DỌC

7.5.1. Nguyên tắc chung

7.5.1.1. Phương pháp phân tích gần đúng

Trong các tính toán thông thường vẫn áp dụng mô hình hệ thanh phẳng. Vì vậy có thể phân chia thành 2 công việc là phân tích dọc cầu và phân tích ngang cầu. Khi phân tích dọc, chúng ta xét bài toán phân tích kết cấu trong mặt phẳng thẳng đứng dọc cầu. Sơ đồ kết cấu hệ thanh thường được sử dụng vì nó đơn giản, thuận tiện và đủ đảm bảo độ chính xác thực tế cần thiết. Căn cứ các sơ đồ kết cấu khác nhau xuất hiện dần trong suốt quá trình thi công cho đến lúc

khai thác (khi mà ảnh hưởng của các biến dạng kéo dài theo thời gian đã coi như xảy ra hết, ví dụ sau 3 năm) cùng với sơ đồ tải trọng của từng thời điểm đặc trưng để tiến hành phân tích dọc đối với kết cấu.

Có thể áp dụng sự phân tích đàn hồi và lý thuyết dầm để xác định các mô men lực cắt và độ võng thiết kế. Phải xem xét các ảnh hưởng do co ngót và từ biến, thay đổi nhiệt độ cũng như những ảnh hưởng do biến dạng cắt chậm. Sự biến dạng do cắt chậm sẽ được nghiên cứu phù hợp với các điều khoản của Điều 4.6.2.9.3.

Đối với các nhịp lớn hơn 75000mm thì khi đánh giá các kết quả về phân tích đàn hồi cần đề cập tới các sự biến đổi có thể có về mô đun đàn hồi của bê tông, các sự biến đổi về tính chất co ngót, từ biến của bê tông và ảnh hưởng của những biến đổi trong tiến trình thi công tới các yếu tố này và các thông số thiết kế khác.

Khi phân tích theo phương dọc các cầu bê tông có phân đoạn phải xem xét tới biện pháp thi công đặc biệt và tiến trình thi công cũng như ảnh hưởng theo thời gian, co ngót, từ biến bê tông và mất mát dự ứng suất.

Phải xét ảnh hưởng của các mômen thứ cấp phát sinh do dự ứng lực trong tính toán ứng suất ở trạng thái giới hạn về sử dụng. Trong trạng thái giới hạn về cường độ, tác dụng của lực thứ cấp gây ra do dự ứng lực với hệ số vượt tải 1.0 phải được cộng đại số thêm vào các tải trọng tính toán (có hệ số) khác cho thích hợp.

Việc phân tích kết cấu trong bất kỳ giai đoạn thi công nào cũng phải xem xét tới các tổ hợp tải trọng, ứng suất và sự ổn định trong thi công như đã chỉ dẫn trong Điều 5.14.2.3. của 22 TCN 272-01

Việc phân tích hệ thống kết cấu ở trạng thái đã hoàn thành sẽ áp dụng các điều khoản trong Điều 5.14.2.2.3 của 22 TCN 272-01

7.5.1.2. Phương pháp phân tích chính xác

Có thể sử dụng các phương pháp chính xác liệt kê ở mục 7.2.1 nêu trên để phân tích các cầu. Trong phân tích như vậy, phải xem xét các tỷ lệ hình học của các cấu kiện vị trí và số nút, và các đặc trưng khác về hình dáng có thể ảnh hưởng đến độ chính xác của lời giải thích.

Các lan can giao thông hoặc giải phân cách giữa có kết cấu liên tục làm việc liên hợp với các cấu kiện đỡ, có thể được coi có tác dụng về mặt kết cấu trong các trạng thái giới hạn sử dụng và trạng thái giới hạn mới.

Khi sử dụng phương pháp phân tích chính xác, bảng về các hệ số phân bố hoạt tải cho các nội lực cực trị trong mỗi nhịp phải được cung cấp trong các tài liệu báo cáo thiết kế để giúp cấp giấy phép và phân loại cầu.

Phép phân tích chính xác về cầu nhiều ngăn có thể được thực hiện bằng bất cứ phương pháp phân tích nào đã liệt kê ở trên, ngoại trừ phương pháp đường chảy dẻo, nó xét đến hai chiều trên mặt bằng và mô hình hoá các điều kiện biên. Các mô hình nhằm điều chỉnh độ vênh xoắn và tác động khung ngang phải là mô hình ba chiều.

Đối với các mặt cắt hộp đơn, kết cấu nhợt có thể được phân tích như dầm có sườn cho cả các hiệu ứng xoắn và uốn. Vị trí ngang của các gối tựa phải được mô hình hoá.

7.5.2. Các mô hình chống và giằng (mô hình giàn ảo)

7.5.2.1. 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 hoặc vùng có sự gián đoạn về hình học.

Nếu mô hình chống và giằng được áp dụng cho việc tính toán kết cấu thì phải áp dụng các Điều từ 5.6.3.2 đến Điều 5.6.3.6.

7.5.2.2. 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, bề dày yêu cầu của các thanh chịu nén và chịu kéo sẽ được xem xét khi xác định yếu tố hình học của giàn ảo này.

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

$$P_r = \phi P_n \quad (22TCN:272-01. 5.6.3.2-1)$$

trong đó :

P_n = Cường độ danh định của thanh chống nén hoặc giằng kéo (N)

ϕ = Hệ số sức kháng cho trường hợp chịu kéo hoặc nén được quy định trong Điều 5.5.4.2 nơi phù hợp.

7.5.2.3. Định kích thước của thanh chống ảo chịu nén

7.5.2.3.1. Cường độ của thanh chịu nén ảo không cốt thép

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

$$P_n = f_{cu} A_{cs} \quad (22TCN:272-01. 5.6.3.3.1-1)$$

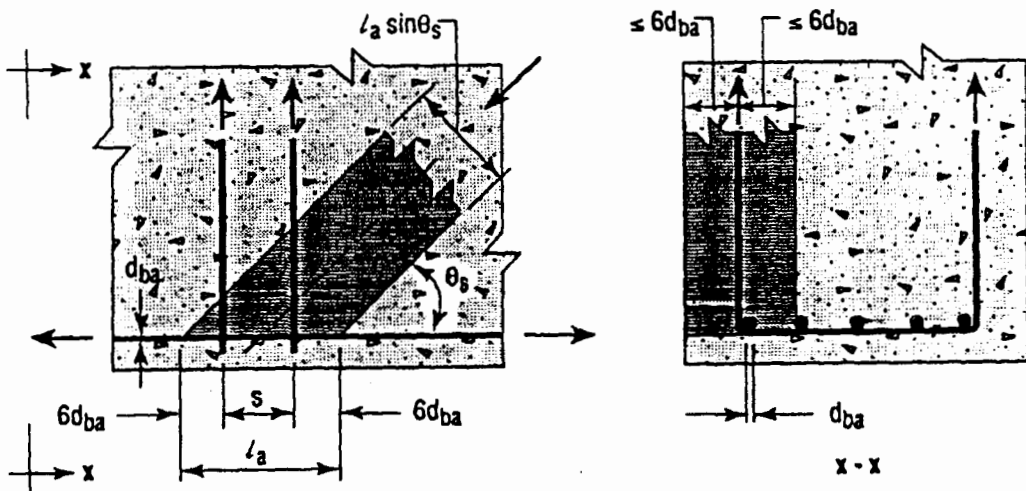
Trong đó :

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

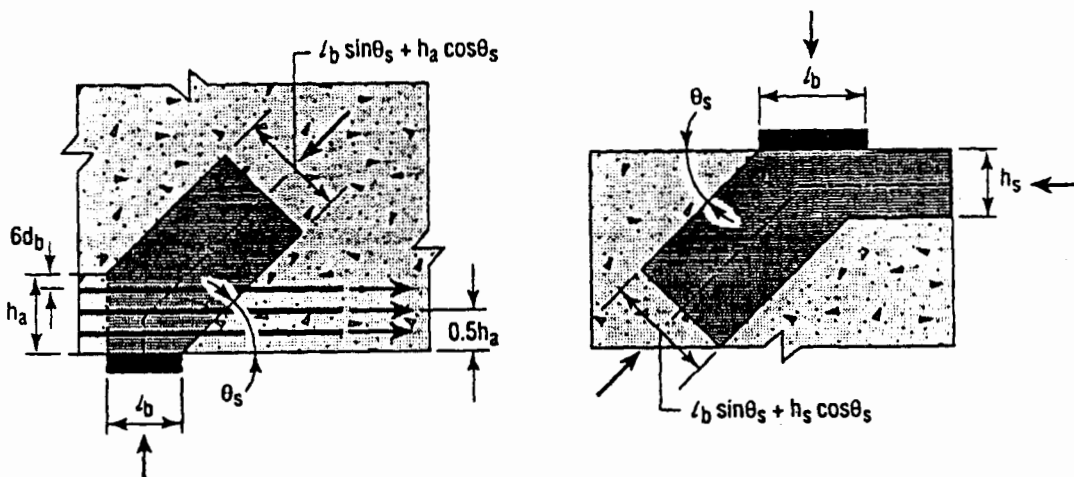
f_{cu} = Ứng suất chịu nén giới hạn như quy định trong Điều 5.6.3.3.3 (MPa)

A_{cs} = Diện tích mặt cắt ngang của thanh chịu nén

7.4.2.3.2. Diện tích mặt cắt ngang hữu hiệu của thanh chịu nén ảo.



a) Thanh chống được neo bằng cốt thép



b) Thanh chống được neo bằng gối và cốt thép

c) Thanh chống được neo bằng gối và thanh chống

Hình 7-14 (hình 5.6.3.3.2-1 của 22 TCN 272-01). Ảnh hưởng của điều kiện neo đến diện tích mặt cắt ngang hữu hiệu của thanh chống

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 7.14.

Khi đầu thanh chống được neo bằng cốt thép thì phạm vi bê tông hữu 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 7.14(a).

7.5.2.3.3. Ứng suất nén giới hạn trong thanh chống dảo

Ứng suất chịu nén giới hạn f_{cu} phải lấy như sau :

$$f_{cu} = \frac{f'_c}{0,8 + 170 \epsilon_1} \leq 0,85 f'_c \quad (22TCN:272-01. 5.6.3.3.3-1)$$

Trong đó:

$$\epsilon_1 = (\epsilon_s + 0.002) \cotg^2 \alpha_s \quad (22TCN:272-01. 5.6.3.3.3-2)$$

Ở đây :

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

ϵ_s = Biến dạng kéo trong bê tông theo hướng của giằng chịu kéo (mm/mm)

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

7.5.2.3.4. Thanh chống dảo 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 :

$$P_n = f_{cu} A_{cs} + f_y A_{ss} \quad (22TCN:272-01. 5.6.3.3.4-1)$$

Trong đó :

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

7.5.2.4. Định kích thước thanh giằng dảo chịu kéo

7.5.2.4.1. Cường độ của thanh giằng dảo

Cốt thép kéo phải được neo vào vùng nút với chiều dài neo quy định bởi những móc neo 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 :

$$P_n = f_y A_{st} + A_{ps} [f_{pc} + f_y] \quad (22TCN:272-01. 5.6.3.4.1-1)$$

ở đây:

A_{st} = Tổng diện tích của cốt thép dọc thường trong thanh giằng (mm²).

A_{ps} = Diện tích thép dự ứng lực (mm²)

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

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

7.5.2.4.2. Neo thanh giằng dảo

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 chiều dài phát triển của cốt thép như quy định trong Điều 5.11.

7.5.2.5. Định kích thước vùng nút ảo

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 : $0,85 \varphi f'_c$
- Đối với vùng nút neo thanh chịu kéo một hướng : $0,75 \varphi f'_c$
- Đối với vùng nút neo thanh chịu kéo nhiều hướng : $0,65 \varphi f'_c$

Trong đó :

φ = Hệ số sức kháng chịu lực ép mặt trên bê tông như quy định ở Điều 5.5.4.2.

Cốt thép của thanh chịu kéo phải được bố trí đều trên toàn bộ diện tích hữu 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 thoả 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 5.6.3.4.1 và 5.6.3.4.2. Tiêu chuẩn 22 TCN-272-01.

Các ứng suất ép mặt trên vùng nút phát sinh do lực tập trung hay phản lực phải thoả mãn các điều kiện quy định trong Điều 5.7.5 Tiêu chuẩn 22. TCN-272-01.

7.5.2.6. Cốt thép không chế nút

Các kết cấu và cấu kiện hoặc các vùng cục bộ của nó, trừ phần bản và đế móng, được thiết kế theo các quy định của Điều 5.6.3 phải có một mạng lưới thép trực giao ở gần bề mặt của nó. Khoảng cách giữa các thanh không được vượt quá 300mm.

Tỷ lệ diện tích cốt thép so với diện tích mặt cắt nguyên của bê tông không được nhỏ hơn 0,003 theo mỗi chiều.

Cốt thép không chế nút bố trí ở vùng của thanh chịu kéo có thể được coi như một phần cốt thép của thanh chịu kéo.

7.5.3. Bề rộng bản cánh dầm hữu hiệu

7.5.3.1. Các dầm hộp và dầm bê tông phân đoạn và các dầm 1 hộp đúc tại chỗ

Chiều rộng hữu hiệu của bản cánh dùng cho việc tính toán ứng suất khi chịu tải khai thác có thể được xác định theo các hướng dẫn sau:

Khi không đủ điều kiện phân tích chính xác hơn và hoặc trừ phi được quy định khác thì phải tính như dưới đây đối với trị số giới hạn của bề rộng bản bê tông, xem như bề rộng hữu hiệu trong tác dụng liên hợp để xác định sức kháng của trạng thái giới hạn, khi tính độ võng cần xét trên cơ sở toàn bộ chiều rộng bản cánh dầm. Khi tính bề rộng bản cánh dầm hữu hiệu, chiều dài nhịp hữu hiệu có thể lấy bằng nhịp thực tế đối với các nhịp giản đơn và bằng khoảng cách giữa các điểm thay đổi mômen uốn (điểm uốn của biểu đồ

mômen) của tải trọng thường xuyên đối với các nhịp liên tục, thích hợp cả mômen âm và dương.

Có thể giả thiết các bề rộng bản cánh dầm hữu hiệu bằng bề rộng bản cánh thực nếu như:

- $b \leq l_i$
- $b \leq 3 d_0$

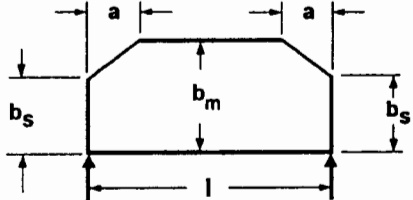
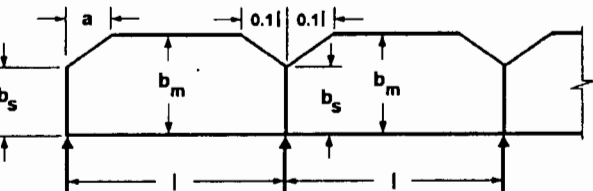
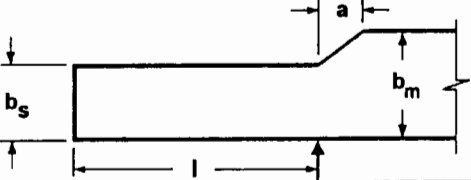
Ngược lại, có thể lấy bề rộng hữu hiệu của các bản cánh còn lại như quy định trong hình 1 đến 4 trong đó:

- d_0 = chiều cao của kết cấu nhịp (mm)
- b = bề rộng thực của bản cánh tính từ bản bụng dầm ra mỗi phía nghĩa là b_1, b_2, b trong hình 3 (mm)
- b_e = bề rộng bản cánh dầm hữu hiệu tương ứng với vị trí cụ thể của đoạn nhịp khảo sát như quy định trong hình 1 (mm)
- b_m = bề rộng bản cánh hữu hiệu của các phần nhịp bên trong như quy định ở hình 2: là trường hợp đặc biệt của b_e (mm)
- b_s = bề rộng bản cánh hữu hiệu ở trụ phía trong hoặc bản cánh hẫng được xác định theo hình 2 trường hợp đặc biệt của b_e (mm)
- a = phần đoạn nhịp chịu một đường truyền theo bề rộng bản cánh hữu hiệu được tính bằng giá trị nhỏ nhất trong 2 giá trị hoặc là bề rộng bản cánh thực tính từ bản bụng dầm ra mỗi phía như trong hình 3 hoặc $1/4$ chiều dài nhịp.
- l_i = chiều dài nhịp quy ước cho trong hình 1 với điều đích xác định chiều rộng bản cánh hữu hiệu lấy theo hình 2

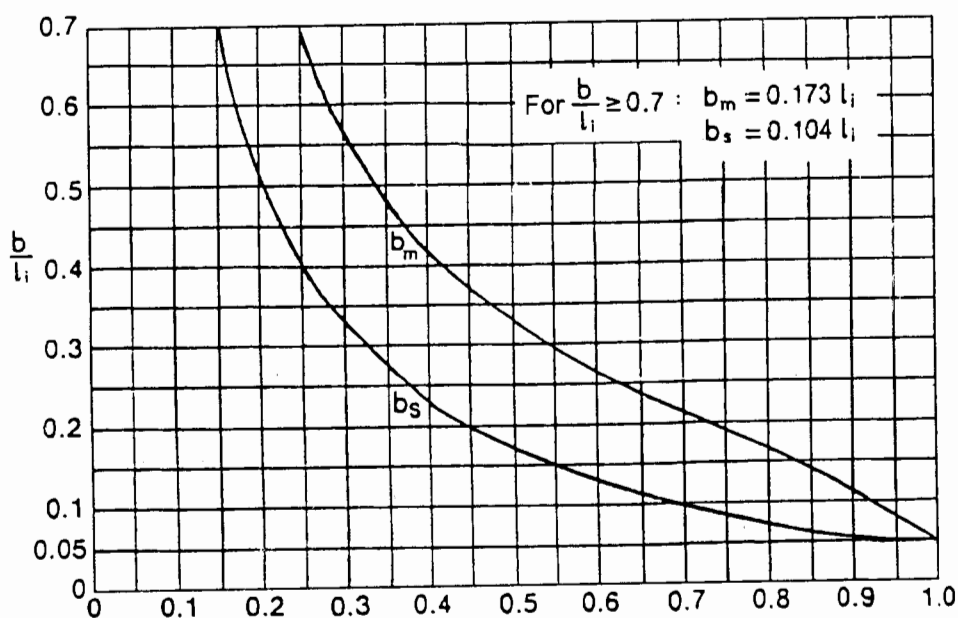
Chú ý các giải thích sau:

- Trong mọi trường hợp, bề rộng bản cánh hữu hiệu không được lấy lớn hơn bề rộng bản cánh thực.
- Có thể bỏ qua ảnh hưởng của việc chất tải không đối xứng đến bề rộng bản cánh dầm hữu hiệu
- Phải tính giá trị của b_s bằng trị số lớn nhất trong 2 chiều dài nhịp liên kế với trụ
- Nếu b_m nhỏ hơn b_s trong 1 nhịp, có thể xác định sơ đồ bề rộng hữu hiệu bên trong nhịp bằng cách nối đường có bề rộng hữu hiệu b_s vào các điểm gối kế nhau để cộng tác dụng các nội lực cục bộ và nội lực tổng thể, có thể giả thiết sự phân bố ứng suất do nội lực tổng thể gây ra có 1 sơ đồ đường thẳng phù hợp với hình 3C. Cần xác định sự phân bố ứng suất tuyến tính là phân bố ứng suất không đổi với các điều kiện là lực trong bản cánh dầm không thay đổi và bề rộng cực đại của phân bố ứng suất tuyến tính trên mỗi bên của bản bụng dầm hữu hiệu.

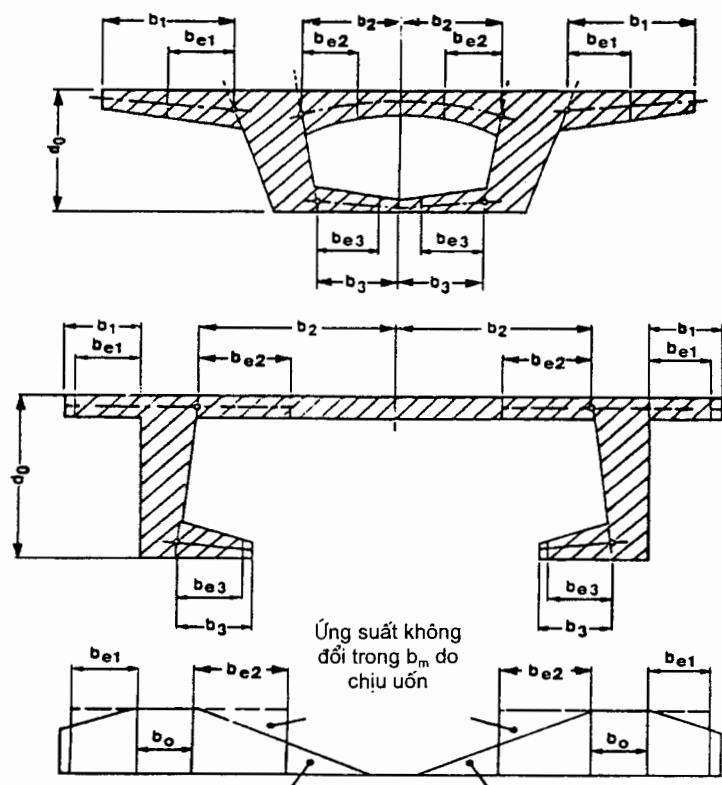
Các tính chất của mặt cắt đối với các lực pháp tuyến có thể dựa trên sơ đồ như hình 4 hoặc được xác định bằng phép phân tích chính xác hơn.

Hệ		Sơ đồ b_m/b
Dầm giảm đơn $l_1 = 1.0l$		
Dầm liên tục	Nhịp cuối $l_1 = 0.8l$	
	Nhịp giữa $l_1 = 0.6l$	
Bản cánh hằng ($l_1 = 1.5l$)		

Hình 7.15 (Hình 4.6.2.6.2-1 của 22TCN 272-01) Sơ đồ của các bề rộng bản cánh dầm hữu hiệu b_e , b_m và b_s



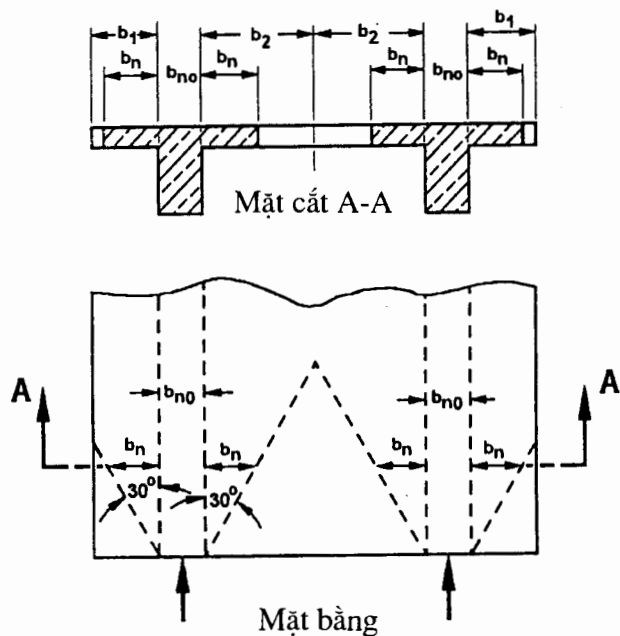
Hình 7.16 (hình 4.6.2.6.2-2 của 22TCN 272-01) Giá trị của hệ số bề rộng bản cánh dầm hữu hiệu b_m và b_s tính theo giá trị b/l_1 cho trước



Phân bố tuyến tính của ứng suất trong bản cánh trên

Hình 7.17 (hình 4.6.2.6.2-3 của 22TCN 272-01)

Các mặt cắt ngang và bề rộng bản cánh dầm hữu hiệu tương ứng b_e theo uốn và cắt.



Hình 7.18 (hình 4.6.2.6.2-4 - của 22TCN 272-01) Bề rộng bản cánh dầm hữu hiệu, b_e theo lực pháp tuyến

7.5.3.2. Kết cấu nhịp nhiều ngăn đúc tại chỗ

Bề rộng hữu hiệu của các kết cấu nhịp dạng nhiều ngăn đúc bê tông tại chỗ có thể lấy hoặc như trong Điều 4.6.2.6.1, với mỗi bản bụng coi như một dầm, hoặc bằng chiều rộng toàn phần của bản mặt cầu. Trong trường hợp sau, ảnh hưởng của lực cắt trễ trong vùng biên phải được khảo sát lại.

Các đặc tính về mặt cắt đối với các lực pháp tuyến có thể được xác định theo hình 4.6.2.6.2-4 hoặc bằng cách phân tích chặt chẽ hơn.

Có thể tính toán lực uốn, lực cắt và lực pháp tuyến với các sức kháng có hệ số tương ứng. Khả năng chịu tải của một mặt cắt ngang theo trạng thái giới hạn về cường độ có thể được xác định với giả thiết là toàn bộ bề rộng bản cánh chịu nén.

7.6. PHÂN TÍCH NGANG

Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01 quy định rằng: Khi tính toán theo phương ngang đối với kết cấu nhịp cầu dầm nhiều đốt thì có thể tiến hành phù hợp với các điều khoản của Điều 4.6.2. của 22 TCN 272-01

Hiệu ứng của kết cấu khung trong mặt cắt ngang được xét theo nguyên tắc sau:

- Khi mặt cầu là một phần không tách rời của mặt cắt nhiều ngăn hoặc mặt cắt hình hộp, thì độ cứng uốn hoặc xoắn của các thành phần đỡ của mặt cắt, tức là các bản bụng dầm và bản đáy dầm có thể gây ra các nội lực đáng kể trong bản mặt cầu. Phải đưa các thành phần đó vào trong tính toán bản mặt cầu.

- Nếu chiều dài của phân đoạn khung được mô hình hoá như bề rộng của dải tương đương, có thể sử dụng các quy định của các Điều 4.6.2.1.3, 4.6.2.1.5 và 4.6.2.1.6. của Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01.

Như vậy, khi thiết kế theo phương ngang đối với các đốt dầm hộp, phải xem xét đốt đó như là một khung hộp cứng. Bản cánh hộp dầm sẽ được tính toán như là các mặt cắt có chiều dày thay đổi, có kể đến phân tầng cường độ góc giữa bản cánh và sườn hộp. Các tải trọng do bánh xe tác dụng phải được đặt sao cho có mô men cực đại và phải dùng phương pháp phân tích đàn hồi để xác định sự phân bố thực tế theo chiều dọc của tải trọng bánh xe đối với mỗi vị trí đặt tải. Cần xem xét tới sự gia tăng của lực cắt ở vách và các ảnh hưởng khác đối với mặt cắt ngang do tải trọng lệch tâm hoặc do sự mất đối xứng hình học của kết cấu.

Có thể áp dụng theo các điều khoản của các Điều 4.6.2.1 và 4.6.3.2, khi thiết lập mặt ảnh hưởng, ví dụ như các mặt ảnh hưởng do Hemberg (1968) và Pucher (1964), hoặc các phương pháp phân tích đàn hồi khác, để tính hoạt tải cộng thêm với ảnh hưởng của mô men tác động vào bản cánh trên của mặt cắt hộp.

Khi phân tích theo phương ngang phải xem xét tới sự co rút đàn hồi và từ biến ngang do tác dụng của dự ứng suất gây ra cũng như xét đến co ngót, cần phải xét đến các mômen thứ cấp do dự ứng suất trong khi tính toán ứng suất theo trạng thái giới hạn khai thác và trong việc đánh giá lại kết cấu. Trong trạng thái giới hạn về cường độ, tác dụng của lực thứ cấp phát sinh do dự

ứng suất, với hệ số vượt tải là 1.0, sẽ được cộng đại số thêm vào các tác dụng của lực gây ra do tĩnh tải và hoạt tải tính toán (có hệ số) và các tải trọng khác.

Phân bố tải trọng gió ngang trong cầu hình hộp

Một phần tư của lực gió tác dụng lên mặt cắt hình hộp sẽ tác dụng lên bản cánh dưới của dầm hộp bên ngoài. Mặt cắt được giả thiết để chống lại lực gió bao gồm bản cánh dưới và một phần của thân dầm, phải giả thiết ba phần tư còn lại của lực gió lên mặt cắt hình hộp, cộng với lực gió lên xe cộ, barie và các chi tiết phụ khác được truyền đến các gối tựa qua tác động vách ngăn của mặt cầu. Phải có các giằng ngang giữa các hộp nếu mặt cắt dự kiến để chống lại lực gió không thích hợp.

7.7. XÁC ĐỊNH NỘI LỰC DO CÁC TỔ HỢP TẢI TRỌNG

7.7.1. Nguyên tắc chung lập các tổ hợp tải trọng

7.7.1.1. Tải trọng và tên tải trọng

Trong phần trên đã giới thiệu về tĩnh tải, hoạt tải và tải trọng thi công. Theo Tiêu chuẩn 22TCN 272-01 cần phải xét đến nhiều tổ hợp tải trọng mà trong đó ngoài các hoạt tải, tĩnh tải còn kể đến nhiều tải trọng khác nữa. Các tải trọng và lực thường xuyên và nhất thời sau đây phải được xem xét đến:

- Tải trọng thường xuyên:

- DD = Tải trọng kéo xuống (xét hiện tượng ma sát âm)
- DC = Tải trọng bản thân của các bộ phận kết cấu và thiết bị phụ phi kết cấu
- DW = Tải trọng bản thân của lớp phủ mặt và các tiện ích công cộng
- EH = Tải trọng áp lực đất nằm ngang
- EL = Các hiệu ứng bị hãm tích lũy do phương pháp thi công.
- ES = Tải trọng đất chất thêm
- EV = Áp lực thẳng đứng do tự trọng đất đắp.

- Tải trọng nhất thời:

- BR = Lực hãm xe
- CE = Lực ly tâm
- CR = Từ biến
- CT = Lực va xe
- CV = Lực va tàu
- EQ = Động đất
- FR = Ma sát
- IM = Lực xung kích (lực động) của xe

LL	=	Hoạt tải xe
LS	=	Hoạt tải chất thêm
PL	=	Tải trọng người đi
SE	=	Lún
SH	=	Co ngót
TG	=	Gradient nhiệt
TU	=	Nhiệt độ đều
WA	=	Tải trọng nước và áp lực dòng chảy
WL	=	Gió trên hoạt tải
WS	=	Tải trọng gió trên kết cấu

7.7.1.2. Các hệ số và tổ hợp tải trọng

7.7.1.2.1. Hệ số tải trọng và tổ hợp tải trọng

Các cấu kiện và các liên kết của cầu phải thoả mãn phương trình sau (đã nêu ở mục 7.1.1.2.1) của sách này.

$$\sum \eta_i Y_i Q_i \leq \varphi R_n = R_r \quad (22TCN:272-01. 1.3.2.1-1)$$

Tổng ứng lực tính toán phải được lấy như sau:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad (22TCN:272-01. 3.4.1-1)$$

Trong đó:

η_i = hệ số điều chỉnh tải trọng

Q_i = tải trọng quy định ở đây

γ_i = hệ số tải trọng lấy theo bảng 1 và 2

Khi kiểm toán theo phương trình 1.3.2.1.1 nói trên phải xét tương ứng với các tổ hợp thích hợp của ứng lực cực hạn tính toán được quy định cho từng trạng thái giới hạn sau đây:

- **Trạng thái giới hạn cường độ 1** : Tổ hợp tải trọng cơ bản liên quan đến việc sử dụng cho xe tiêu chuẩn của cầu không xét đến gió

- **Trạng thái giới hạn cường độ 2** : Tổ hợp tải trọng liên quan đến cầu chịu gió với vận tốc vượt quá 25m/s

- **Trạng thái giới hạn cường độ 3** : Tổ hợp tải trọng liên quan đến việc sử dụng xe tiêu chuẩn của cầu với gió có vận tốc 25m/s

- **Trạng thái giới hạn đặc biệt** : Tổ hợp tải trọng liên quan đến động đất, lực va của tàu thuyền và xe cộ, và đến một số hiện tượng thuỷ lực với hoạt tải đã chiết giảm khác với khi là một phần của tải trọng xe và xô, CT.

- **Trạng thái giới hạn sử dụng :** Tổ hợp tải trọng liên quan đến khai thác bình thường của cầu với gió có vận tốc 25m/s với tất cả tải trọng lấy theo giá trị danh định. Dùng để kiểm tra độ võng, bề rộng vết nứt trong kết cấu bê tông cốt thép và bê tông cốt thép dự ứng lực, sự trượt của các liên kết có nguy cơ trượt do tác dụng của hoạt tải xe.

- **Trạng thái giới hạn mới :** Tổ hợp tải trọng gây mỏi và đứt gãy liên quan đến hoạt tải xe cộ trùng phục và xung kích dưới tác dụng của một xe tải đơn chiếc có cự ly trục cố định.

Hệ số tải trọng cho các tải trọng khác nhau bao gồm trong một tổ hợp tải trọng thiết kế được lấy như quy định trong bảng 7-8. Mọi tập hợp con thoả đáng của các tổ hợp tải trọng phải được nghiên cứu. Có thể nghiên cứu thêm các tổ hợp tải trọng khác khi Chủ đầu tư yêu cầu hoặc người thiết kế xét thấy cần thiết. Đối với mỗi tổ hợp tải trọng, mọi tải trọng được đưa vào tính toán và có liên quan đến cấu kiện được thiết kế bao gồm cả các hiệu ứng đáng kể do tác dụng của xoắn, phải được nhân với hệ số tải trọng tương ứng với hệ số làn nếu có thể áp dụng. Kết quả được tổng hợp theo phương trình 1.3.2.1-1 và nhân với hệ số điều chỉnh tải trọng như đã trình bày trong mục 7.1.1.2.1 sách này.

Các hệ số phải chọn sao cho gây ra tổng ứng lực tính toán cực hạn. Đối với mỗi tổ hợp tải trọng cả trị số cực hạn âm lẫn trị số cực hạn dương đều phải được xem xét.

Trong tổ hợp tải trọng nếu tác dụng của một tải trọng làm giảm tác dụng của một tải trọng khác thì phải lấy giá trị nhỏ nhất của tải trọng làm giảm giá trị tải trọng kia. Đối với tác động của tải trọng thường xuyên thì hệ số tải trọng gây ra tổ hợp bất lợi hơn phải được lựa chọn theo bảng 7-9. Khi tải trọng thường xuyên làm tăng sự ổn định hoặc tăng năng lực chịu tải của một cấu kiện hoặc của toàn cầu thì trị số tối thiểu của hệ số tải trọng đối với tải trọng thường xuyên này cũng phải được xem xét.

Trị số lớn hơn của hai trị số quy định cho hệ số tải trọng TU, CR, SH sẽ được dùng để tính biến dạng, còn trị số nhỏ hơn dùng cho các tác động khác.

Đối với các kết cấu hộp dạng bản phù hợp với các quy định của Điều 12.9, hệ số hoạt tải đối với hoạt tải xe LL và IM lấy bằng 2,0

Bảng 7-8: Tổ hợp và hệ số tải trọng

Tổ hợp tải trọng Trạng thái giới hạn	DC DD DW EH EV ES	LL IM CE BR PL LS EL	WA	WS	WL	FR	TU CR SH	TG	SE	Cùng một lúc chỉ dùng một trong các tải trọng		
										eq	ct	cv
Cường độ I	γ_p	1,75	1,00	-	-	1,00	0,5/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-
Cường độ II	γ_p	-	1,00	1,40	-	1,00	0,5/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-
Cường độ III	γ_p	1,35	1,00	0,4	1,00	1,00	0,5/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-
Đặc biệt	γ_p	0,50	1,00	-	-	1,00	-	-	-	1,00	1,00	1,00
Sử dụng	1,0	1,00	1,00	0,30	1,00	1,00	1,0/1,20	γ_{TG}	γ_{SE}	-	-	-
Mỗi chỉ có LL, IM & CE	-	0,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Ghi chú:

1. Khi phải kiểm tra cầu dùng cho xe đặc biệt do Chủ đầu tư quy định hoặc xe có giấy phép thông qua cầu thì hệ số tải trọng của hoạt tải trong tổ hợp cường độ I có thể giảm xuống còn 1,35.

2. Các cầu có tỷ lệ tĩnh tải trên hoạt tải rất cao (tức là cầu nhịp lớn) cần kiểm tra tổ hợp không có hoạt tải, nhưng với hệ số tải trọng bằng 1,50 cho tất cả các kiện chịu tải trọng thường xuyên.
3. Đối với cầu vượt sông, phải xét đến hậu quả của những thay đổi về các Điều móng do lũ thiết kế xói cầu ở các trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái sử dụng.
4. Đối với các cầu vượt sông, khi kiểm tra các hiệu ứng tải EQ, CT và CV ở trạng thái giới hạn đặc biệt thù tải trọng nước (WA) và chiều sâu xói có thể dựa trên lũ trung bình hàng năm. Tuy nhiên kết cấu phải được kiểm tra về về những hậu quả do các thay đổi do lũ, phải kiểm tra xói ở những trạng thái giới hạn đặc biệt với tải trọng nước tương ứng (WA) nhưng không có các tải trọng EQ, CT hoặc CV tác dụng.
5. Để kiểm tra chiều rộng vết nứt trong kết cấu bê tông cốt thép dự ứng lực ở trạng thái giới hạn sử dụng, có thể giảm hệ số tải trọng của hoạt tải xuống 0,08.
6. Để kiểm tra kết cấu thép ở trạng thái giới hạn sử dụng thì hệ số tải trọng của hoạt tải phải tăng lên 1,30.

Bảng 7-9: Hệ số tải trọng dùng cho tải trọng thường xuyên Y_p

Loại tải trọng	Hệ số tải trọng	
	Lớn nhất	Nhỏ nhất
DC: Cấu kiện và các thiết bị phụ	1,25	0,90
DD: Kéo xuống (xét ma sát âm)	1,80	0,45
DW: Lớp phủ mặt cầu và các tiện ích	1,50	0,65
EH: Áp lực ngang của đất		
• Chủ động	1,50	0,90
• Nghi	1,35	0,90
EL: Các ứng suất lắp ráp bị hãm	1,00	1,00
EV: Áp lực đất thẳng đứng		
• Ổn định tổng thể	1,35	N/A
• Kết cấu tường chắn	1,35	1,00
• Kết cấu vùi cứng	1,30	0,90
• Khung cứng	1,35	0,90
• Kết cấu vùi mềm khác với cồng hộp thép	1,95	
• Cồng hộp thép mềm	1,50	0,90
		0,90
ES: Tải trọng đất chất thêm	1,50	0,75

Hệ số tải trọng tính cho gradien nhiệt γ_{TG} và lún γ_{SE} cần được xác định trên cơ sở một đồ án cụ thể riêng. Nếu không có thông tin riêng có thể lấy γ_{TG} bằng:

- 0,0 ở các trạng thái giới hạn cường độ và đặc biệt
- 1,0 ở trạng thái giới hạn sử dụng khi không xét hoạt tải, và
- 0,5 ở trạng thái giới hạn sử dụng khi xét hoạt tải

Đối với cầu thi công phân đoạn, phải xem xét tổ hợp sau đây ở trạng thái giới hạn sử dụng:

$$DC + DW + EH + EV + ES + WA + CR + SH + TG + EL$$

Hệ số tải trọng dùng cho lực kích nâng hạ kết cấu nhịp và lực kéo sau đối với cáp dự ứng lực. Trừ khi có quy định khác của Chủ đầu tư, lực kích thiết kế trong khai thác không được nhỏ hơn 1,3 lần phản lực gối liên kế với điểm kích do tải trọng thường xuyên.

Khi kích dầm mà không ngừng giao thông thì lực kích còn phải xét đến phản lực do hoạt tải phù hợp với kế hoạch duy trì giao thông nhân với hệ số tải trọng đối với hoạt tải.

Lực thiết kế đối với vùng neo kéo sau phải lấy bằng 1,2 lần lực kích lớn nhất.

7.7.2. Nhóm tổ hợp tải trọng cần xét ở giai đoạn thi công

(Xem bảng 7.10)

7.7.3. Các tổ hợp tải trọng thi công ở trạng thái giới hạn sử dụng

Phải xác định các ứng suất tại các trạng thái giới hạn sử dụng như được quy định trong bảng 1, với bảng này dùng các ghi chú sau đây :

- Ghi chú 1 : thiết bị không làm việc
- Ghi chú 2 : lắp dựng bình thường
- Ghi chú 3 : di chuyển thiết bị.

Các ứng suất cho phép phải tuân thủ theo Điều 5.9.4.

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 vượt quá các trị số được quy định trong bảng 1 trừ đối với các kết cấu có ít hơn 60% khả năng chịu kéo do các bó căng bên trong cung cấp và có các mối nối loại A, các ứng suất kéo không được vượt quá $0,25 \sqrt{f'_c}$ và đối với các kết cấu có các mối nối loại B, không cho phép có các ứng suất kéo.

Bảng 7-10 (bảng 5.14.2.3.3-1. của 22TCN 272-01)

Các hệ số tải trọng và các ứng suất kéo cho phép đối với các tổ hợp tải trọng thi công

CÁC HỆ SỐ TẢI TRỌNG																					
Tổ hợp tải trọng	Tải trọng gió										Các tải trọng khác				Các tải trọng đất		Ứng suất kéo cho phép			Xem ghi chú	
	Tĩnh tải			Hoạt tải											Các tải trọng đất		Không kể " Các tải trọng khác "	Bao gồm "Các tải trọng khác"			
	DC	DIFF	U	CLL	CE	IE	CLE	WS	WUP	WE	CR	SH	TU	TG	WA	EH			EV		ES
a	1,0	1,0	0,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,0	1,0	γTG	1,0	1,0		0,50√f'c	0,58√f'c	-
b	1,0	0,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,0	1,0	γTG	1,0	1,0		0,50√f'c	0,58√f'c	-
c	1,0	1,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,7	0,7	0,0	1,0	1,0	1,0	1,0	γTG	1,0	1,0		0,50√f'c	0,58√f'c	-
d	1,0	1,0	0,0	1,0	1,0	0,0	0,0	0,7	1,0	0,7	1,0	1,0	1,0	1,0	γTG	1,0	1,0		0,50√f'c	0,58√f'c	1
e	1,0	0,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,3	0,0	0,3	1,0	1,0	1,0	1,0	γTG	1,0	1,0		0,50√f'c	0,58√f'c	2
f	1,0	0,0	0,0	1,0	1,0	1,0	1,0	0,3	0,0	0,3	1,0	1,0	1,0	1,0	VTG	1,0	1,0		0,50√f'c	0,58√f'c	3

7.7.4. Các tổ hợp tải trọng thi công ở các trạng thái giới hạn cường độ

Sức kháng tính toán của các bộ phận (được xác định bằng cách nhân sức kháng danh định với các hệ số sức kháng) phải không được nhỏ hơn trị số yêu cầu theo các tổ hợp tải trọng tính toán sau đây :

- Đối với các tác động lực lớn nhất :

$$\sum \phi F_u = 1,1(DL+DIFF) + 1,3CE + A + AI \quad (22TCN:272-01. 5.14.2.3.4-1)$$

- Đối với các tác động lực nhỏ nhất :

$$\sum \phi F_u = DL+ CE + A + AI \quad (22TCN:272-01. 5.14.2.3.4-2)$$

7.7.5. Các tình huống điển hình

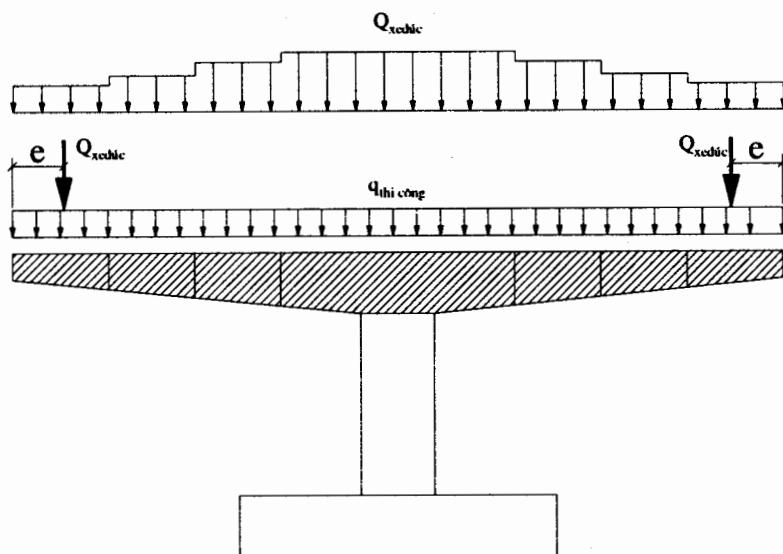
Trên đây đã giới thiệu các nguyên tắc chung về các loại tổ hợp tải trọng cần xét. Đối với giai đoạn thi công của cầu đúc hẫng, do đặc điểm riêng của công nghệ cần phải xét cụ thể sự kết hợp của các tải trọng trong nhiều tình huống khác nhau. Ngoài ra do thi công kéo dài vài năm nên ảnh hưởng của từ biến và co ngót xuất hiện dần dần ngay trong quá trình thi công từng đốt dầm. Vì vậy quá trình tính toán mỗi đốt đều phải xét đến tuổi bê tông của đốt đang xét và của từng đốt đã thi công trước nó. Các tuổi bê tông mỗi đốt là khác nhau nên Môđun đàn hồi của chúng cũng khác nhau, cường độ bê tông cũng khác nhau, các hệ số từ biến và hệ số co ngót cũng khác nhau. Dự ứng lực của các cáp đã thi công và cáp vừa mới thi công đều diễn biến theo thời gian. Vì thế tương ứng với mỗi lần thi công một đốt mới thì lại phải tính toán lại tất cả các đốt đã thi công trước đó. Quá trình tính toán phải lặp lại nhiều lần, rất phức tạp, cần đến sự trợ giúp của các chương trình máy tính.

7.7.5.1. Tình huống đúc hẫng đối xứng dần dần đến hết phần cánh hẫng

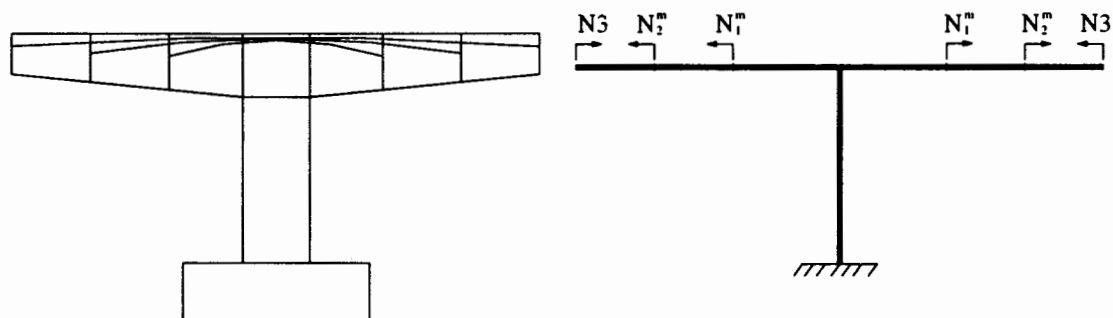
Khi đó mô men âm là lớn nhất. Các tải trọng cần xét gồm:

- Trọng lượng bản thân các đốt đúc hẫng
- Trọng lượng 2 xe đúc đối xứng (bao gồm cả ván khuôn, ví dụ 80 Tấn)
- Tải trọng thi công rải đều (chẳng hạn lấy $q = 0,2 \text{ T/m}$)
- Dự ứng lực xuất hiện dần dần sau khi thi công từng đốt hẫng. Các trị số sẽ thay đổi trong quá trình đúc hẫng, cần xét ảnh hưởng độ cong của các cáp cụ thể.

Căn cứ tình huống này để quyết định số bó cáp thuộc nhóm A.



Hình 7.19: Sơ đồ kết cấu lúc đúc hẫng đến hết phần cánh hẫng



Hình 7.20: Sơ đồ xét dự ứng lực khi đúc hẫng cân bằng

7.7.5.2. Tình huống một bên cánh hẫng đã đúc hẫng tối đa đến đốt cuối cùng nhưng ở cánh hẫng bên kia rơi mất xe đúc và 1 đốt cuối cùng

Khi đó gió thổi thốc từ dưới lên góc 10^0 ở bên cánh hẫng có xe đúc bị rơi. Tình huống này bất lợi về ổn định lật của hệ kết cấu đang đúc hẫng.

Các tải trọng cần xét gồm:

- Trọng lượng bản thân các đốt đúc hẫng (thiếu 1 đốt hẫng nhất ở một bên cánh T)
- Trọng lượng 1 xe đúc (bao gồm cả ván khuôn)
- Tải trọng thi công rải đều
- Dự ứng lực xuất hiện dần dần sau khi thi công từng đốt hẫng. Các trị số sẽ thay đổi trong quá trình đúc hẫng, cần xét ảnh hưởng độ cong của các cấp cụ thể.

- Gió trong mặt phẳng thẳng đứng thổi thốc từ dưới lên góc 10° ở bên cánh hẫng có xe đúc bị rơi

Căn cứ tình huống này để tính duyệt ổn định lật của hệ khung T trong lúc đúc hẫng, tính toán các thanh neo tạm liên kết đốt K0 với đỉnh trụ quyết định số bố cấp thuộc nhóm A.

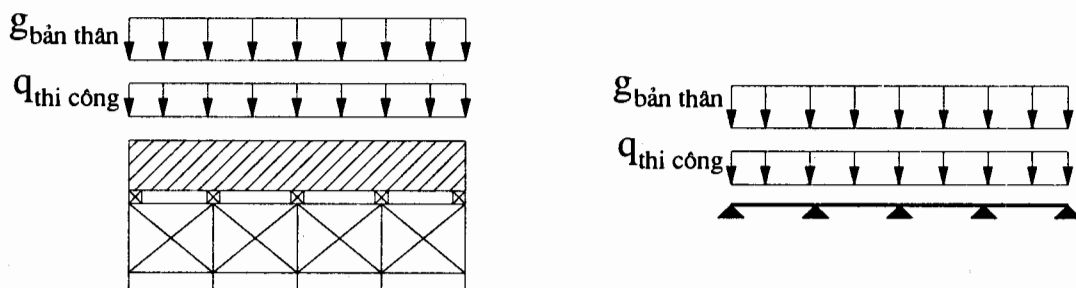
Cần nhắc lại rằng hệ số an toàn chống lật phải không được nhỏ hơn 1,5 dưới bất kỳ tổ hợp tải trọng nào. Tốc độ gió nhỏ nhất đối với sự phân tích về ổn định lắp dựng phải lấy bằng 90 km/h, trừ khi có sự đánh giá tốt hơn về tốc độ gió có thể xảy ra đạt được bằng phân tích hoặc các hồ sơ khí tượng.

7.7.5.3. Tình huống đúc xong một phần của nhịp biên trên đà giáo cố định

Khi đó toàn bộ tải trọng đè lên đà giáo ở nhịp biên. Các tải trọng cần xét gồm:

- Trọng lượng bản thân đốt đúc trên đà giáo của nhịp biên
- Trọng lượng ván khuôn
- Tải trọng thi công rải đều

Căn cứ tình huống này để tính duyệt cường độ và ổn định của hệ đà giáo nhịp biên cùng các móng tạm của nó, quyết định tải trọng để thử tải và cách thử tải đà giáo trước khi đổ bê tông, tính độ lún đà giáo để có biện pháp hạn chế độ lún này hoặc làm vòng đáy ván khuôn đến mức độ cần thiết để bù lún. Độ lún quá lớn sẽ ảnh hưởng xấu có thể gây nứt kết cấu mà lúc này chưa được dự ứng lực, chỉ là kết cấu BTCT thường. Sự cố này đã từng xảy ra khi thi công một vài cầu ở nước ta năm 2001.



Hình 7.21: Sơ đồ kết cấu khi đúc bê tông một phần nhịp biên trên đà giáo

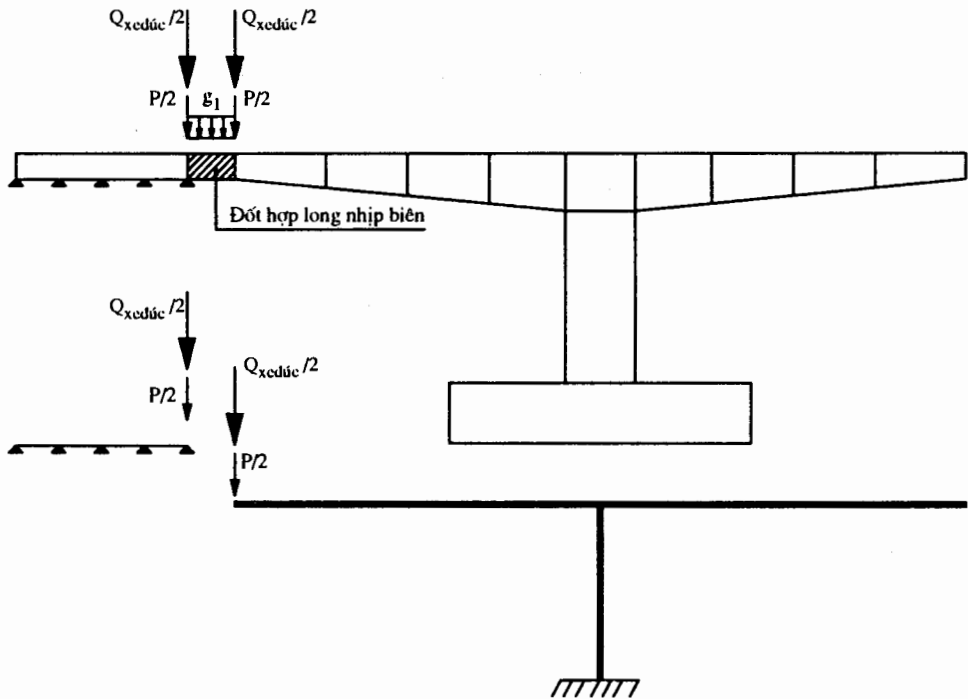
7.7.5.4. Tình huống đổ xong bê tông đốt hợp long ở nhịp biên

Khi đó bê tông còn dẻo chưa hoá cứng, trọng lượng của ván khuôn hợp long, của hỗn hợp bê tông dẻo, của cốt thép đốt hợp long được coi như chia đôi để tác dụng lên 2 sơ đồ hệ thống kết cấu tách biệt nhau, một là sơ đồ của phần đúc trên đà giáo của nhịp biên, nghĩa là tác dụng lên đà giáo này 1 tải trọng tập trung; hai là sơ đồ khung cứng T của phần đúc hẫng từ trụ của nhịp biên, nghĩa là tác dụng 1 lực tập trung lên đầu mút cánh hẫng phía nhịp biên.

Các tải trọng cần xét gồm:

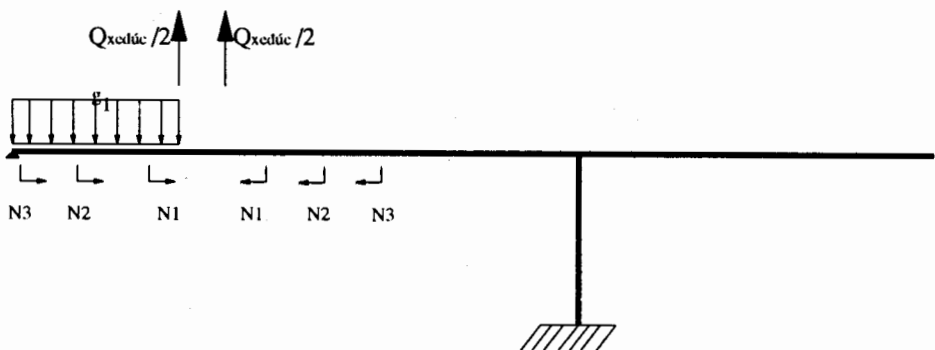
- Trọng lượng bản thân dốt hợp long của nhịp biên
- Trọng lượng ván khuôn và thiết bị để hợp long ở nhịp biên (có thể là 1 xe dúc)
- Tải trọng thi công rải đều

Căn cứ tình huống này để tính duyệt cường độ và ổn định của hệ đà giáo nhịp biên như ở tình huống trước và tính duyệt cường độ, độ chống nứt, ổn định lật của phần khung T đã được đúc hẫng từ trụ của nhịp biên.



Hình 7.22: Sơ đồ kết cấu khi đang đúc dốt hợp long nhịp biên

7.7.5.5. Tình huống bê tông dốt hợp long ở nhịp biên đã hoá cứng. Ván khuôn thành bên của dốt hợp long đã tháo ra, đã căng xong các cáp dự ứng lực nhóm B1 ở bản đáy của nhịp biên. Sau đó tháo nốt ván khuôn đáy của dốt hợp long



Hình 7-23: Sơ đồ kết cấu khi căng cáp bản đáy hộp chịu Mômen dương ở nhịp biên

Khi đó trọng lượng ván khuôn hợp long đã được dỡ bỏ, như vậy tương ứng với 2 lực tập trung hướng lên trên đặt tại 2 đầu của dốt hợp long. Các dự ứng lực do các cáp nhóm B1 đặt ở bản đáy hộp tác dụng như các lực dọc đặt lệch tâm tại các ụ neo trên bản đáy (tương ứng với các cặp lực dọc và mô men đặt tại trọng tâm các mặt cắt dầm mà có ụ neo ở bản đáy). Sơ đồ đặt dự ứng lực như vậy chỉ là gần đúng vì đã bỏ qua ảnh hưởng độ cong của các cáp này. Dự ứng lực của cáp nhóm B sẽ làm cong vồng lên cả nhịp biên khiến cho tĩnh tải bản thân của phần dầm đúc trên đà giáo và phần tải trọng thi công rải đều mà trước đây đè lên đà giáo thì nay tác dụng lên kết cấu nhịp vừa được nối thành sơ đồ khung siêu tĩnh.

Đối với trường hợp giải phóng đà giáo tại khối đúc trên đà giáo, thì bỏ các liên kết của đoạn dầm đè trên đà giáo kết hợp đặt các lực tập trung lên dầm, trị số các lực tập trung này chính bằng phản lực tại các gối kê của đà giáo với dấu ngược lại (hướng lên trên).

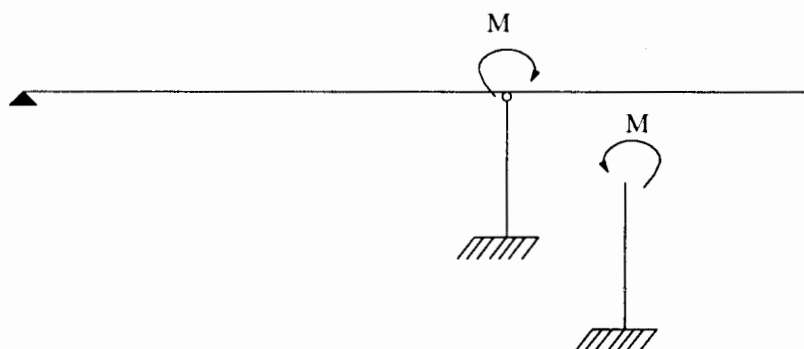
Các tải trọng cần xét gồm:

- Trọng lượng ván khuôn và thiết bị để hợp long ở nhịp biên (có thể là 1 xe đúc), tác dụng hướng lên trên (vì các thiết bị này đã được tháo dỡ)
- Trọng lượng bản thân phần đúc trên đà giáo
- Tải trọng thi công rải đều trên phần đúc trên đà giáo và trên dốt hợp long nhịp biên
- Các dự ứng lực đặt tại các ụ neo (sơ đồ gần đúng)

Sơ đồ kết cấu lúc này như hình 7.23 là khung T có 1 đầu tựa trên gối di động ở đầu nhịp biên (sơ đồ siêu tĩnh bậc 1)

Căn cứ tình huống này để tính duyệt cường độ và độ chống nứt của hệ khung T có đầu tựa lên gối di động, tính chuyển vị kết cấu trong thời điểm này.

7.7.5.6. Tình huống giải phóng liên kết tạm nối cứng đỉnh trụ với kết cấu nhịp



Hình 7.24: Sơ đồ kết cấu khi giải phóng liên kết tạm ở đỉnh trụ

Tuỳ phương pháp thi công, có thể chọn các thời điểm khác để giải phóng liên kết tạm đỉnh trụ với kết cấu nhịp. Nếu giả thiết sẽ thực hiện giải phóng liên kết tạm vào lúc đã nối xong nhịp biên thì sơ đồ kết cấu khi đó là kết cấu dầm hằng tĩnh định như hình 7.24. Tải trọng lúc này là mômen uốn được giải phóng ở đỉnh trụ khi tháo dỡ neo liên kết tạm và hạ dầm lên gối.

Đối với trường hợp cắt bỏ liên kết ngàm của cố định tạm, đặt dầm lên gối cố định vĩnh cửu thì sơ đồ kết cấu lúc này là gối cố định kết hợp với mômen tập trung tương ứng để giải phóng

mômen kháng tại liên kết ngàm. Trị số độ lớn của mô men tập trung này xác định bằng cách tính phản lực tại liên kết gối ngàm trước khi cắt bỏ. Đối với trường hợp cắt bỏ cố định tạm đặt dầm lên gối di động vĩnh cửu thì sơ đồ kết cấu là gối di động kết hợp với một mômen tập trung và một lực ngang tập trung tương ứng với việc cắt bỏ liên kết cố định xoay và liên kết cố định chuyển vị theo phương dọc. Trị số độ lớn của các lực tập trung này cũng xác định bằng cách tính phản lực tại liên kết gối ngàm trước khi cắt bỏ.

Căn cứ tình huống này để tính duyệt cường độ và độ chống nứt của hệ dầm hằng tĩnh định và tính chuyển vị kết cấu trong thời điểm này.

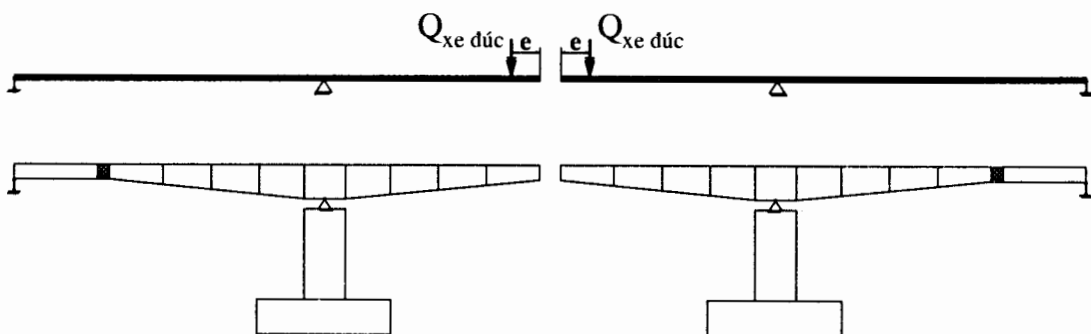
7.7.5.7. Các tình huống trong quá trình hợp long nhịp tiếp theo

Nếu cầu chỉ có 3 nhịp liên tục thì đây là tình huống hợp long nhịp giữa. Nếu cầu có nhiều nhịp thì tình huống này sẽ lặp lại nhiều lần tương ứng với mỗi lần hợp long một nhịp.

7.7.5.7.1. Nếu 2 đầu mút hằng sắp được hợp long có độ chênh lệch cao độ

Khi đó cần phải điều chỉnh cho cao độ 2 đầu mút hằng bằng nhau trước khi hợp long. Cần phải xét 2 sơ đồ kết cấu riêng biệt của 2 phần kết cấu sắp sửa được nối với nhau. Tải trọng sẽ là lực tập trung cường bức do xe dúc có lắp thêm thanh chống phía trước tạo ra nhằm cưỡng ép cho 2 đầu mút hằng của 2 hệ kết cấu đạt cao độ bằng nhau và trọng lượng của xe dúc này.

7.7.5.7.2. Nếu cao độ 2 đầu mút hằng đã bằng nhau



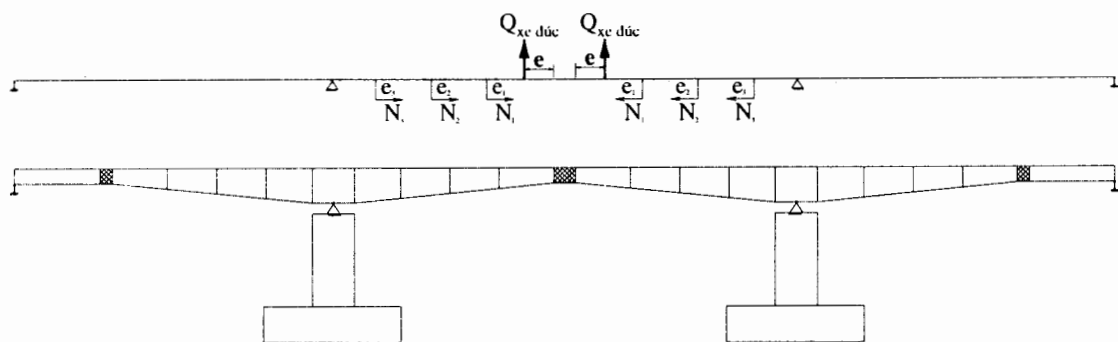
Hình 7.25: Sơ đồ kết cấu khi đổ bê tông dốt hợp long nhịp giữa

Khi đó sẽ lắp các ván khuôn hợp long nhịp giữa và đổ bê tông nhịp giữa. Sơ đồ kết cấu vẫn là 2 hệ thống riêng biệt như trên.

Tải trọng tác dụng lúc này bao gồm :

- Trọng lượng hệ ván khuôn và các thiết bị khác phục vụ hợp long (các thanh chống, các ụ neo tạm đặt trên mặt dầm,v.v...)
- Trọng lượng bê tông của dốt hợp long.
- Nếu không cần xe dúc thì lúc này tháo dỡ xe dúc và phải đặt tải trọng xe dúc hướng ngược lên trên

7.7.5.7.3. Khi bê tông đã hoá cứng và căng cáp nhóm B



Hình 7.26: Sơ đồ kết cấu lúc căng cáp nhóm B ở bản đáy nhịp giữa

Xét thời điểm bê tông đổ hợp long đã hoá cứng, ván khuôn thành bên đã được tháo dỡ, các cáp dự ứng lực nhóm B đã được đặt và căng xong, xe đúc đã rút đi, ván khuôn đáy đổ hợp long đã được tháo dỡ.

Lúc này sơ đồ cầu đã được nối cứng ở đốt hợp long trở thành một kết cấu siêu tĩnh nhiều bậc. Ví dụ đối với cầu dầm liên tục 3 nhịp thì sơ đồ lúc này đúng là dầm liên tục 3 nhịp.

Tải trọng được xét với sơ đồ này bao gồm:

- Trọng lượng của xe đúc (nếu có) và ván khuôn cùng các thiết bị khác, nhưng tác dụng hướng lên trên vì đã bị tháo dỡ ra.

- Các dự ứng lực của các cáp nhóm B, chúng đặt tại các ụ neo trên mặt bản đáy và coi như các lực tập trung nằm ngang đặt lệch tâm tại các mặt cắt dầm nơi có ụ neo. Sơ đồ đặt lực như vậy chỉ là gần đúng vì chưa xét ảnh hưởng đường cong của cáp nhóm B.

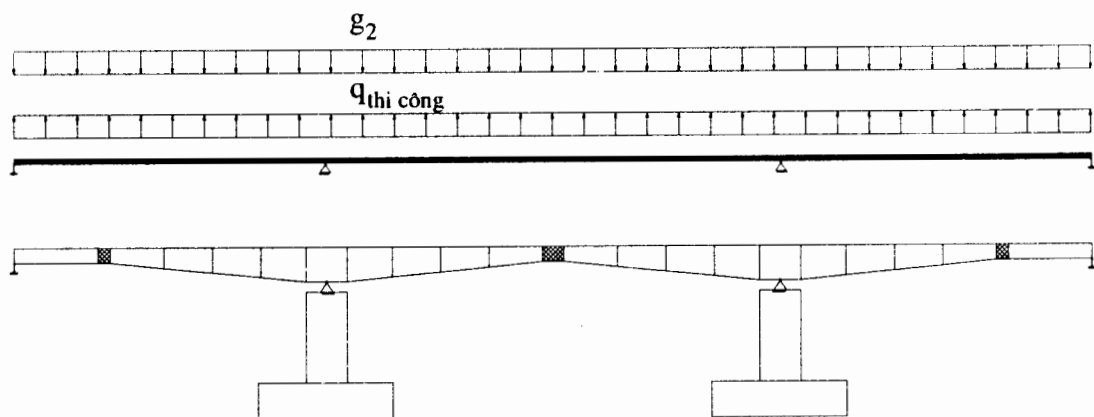
Căn cứ tình huống này để tính duyệt cường độ và độ chống nứt và chuyển vị của hệ dầm liên tục và tính chuyển vị kết cấu trong thời điểm này.

7.7.5.8. Tình huống trong quá trình hoàn thiện kết cấu nhịp

Khi kết cấu đã có sơ đồ đúng như dự định thiết kế. Ví dụ là 1 dầm liên tục 3 nhịp.

Tình huống đang thi công thì các tải trọng tác dụng bao gồm toàn bộ tĩnh tải bổ sung do trọng lượng lan can, vỉa hè, các thiết bị khác trên cầu, lớp phủ mặt cầu. Có thể coi là các tải trọng rải đều hướng xuống dưới.

Tình huống đã thi công xong hoàn toàn thì toàn bộ tải trọng thi công rải đều mà trước đây có tác dụng, nay được dỡ bỏ. Có thể coi là tải trọng rải đều hướng lên trên.



Hình 7.27: Sơ đồ kết cấu khi hoàn thiện cầu

7.7.6. Nhóm tổ hợp tải trọng khai thác

Các tổ hợp tải trọng khai thác được lấy đúng theo quy định chung của Tiêu chuẩn 22TCN 272-01. Riêng vấn đề tải trọng do động đất, cần phải có số liệu cụ thể của gia tốc động đất tại địa phương xây dựng cầu. Số liệu này chưa được cập nhật chính thức bởi Viện Vật lý địa cầu, hiện nay mỗi cầu lớn đều phải xin số liệu cụ thể của Viện VLĐC (Trong Quy chuẩn xây dựng Việt Nam hiện hành chỉ có bản đồ phân vùng cấp động đất mà không có bản đồ đường đồng mức gia tốc động đất).

Co ngót và từ biến là những ảnh hưởng diễn ra thay đổi trong nhiều năm. Vì vậy cần xét tải trọng khai thác kết hợp những ảnh hưởng này cho đến ít nhất 2-3 năm kể từ lúc thi công xong.

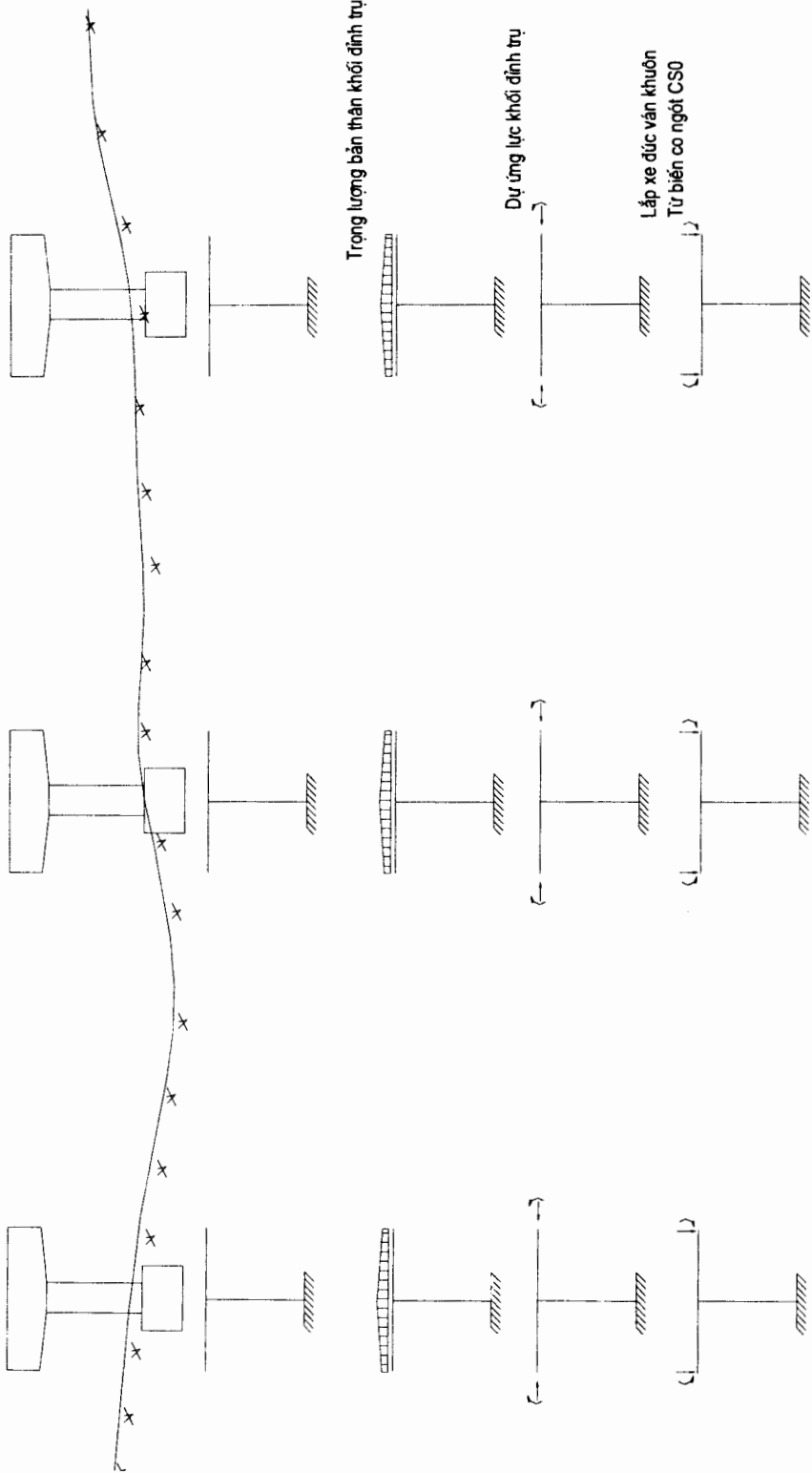
7.7.7. Xác định nội lực và chuyển vị

Căn cứ vào các giai đoạn tính toán và các tải trọng đã nêu ở trên sẽ tiến hành tính toán nội lực và chuyển vị tại các mặt cắt đặc trưng rồi tính các ứng suất tại các thớ đặc trưng của những mặt cắt đó. Tính toán cụ thể sẽ được thực hiện trên máy tính bằng các chương trình chuyên dụng hoặc chương trình phân tích kết cấu (theo phương pháp phần tử hữu hạn) kết hợp với các bảng tính EXCEL.

Sau đây là các sơ đồ chịu lực qua các giai đoạn thi công đối với một cầu liên tục 5 nhịp.

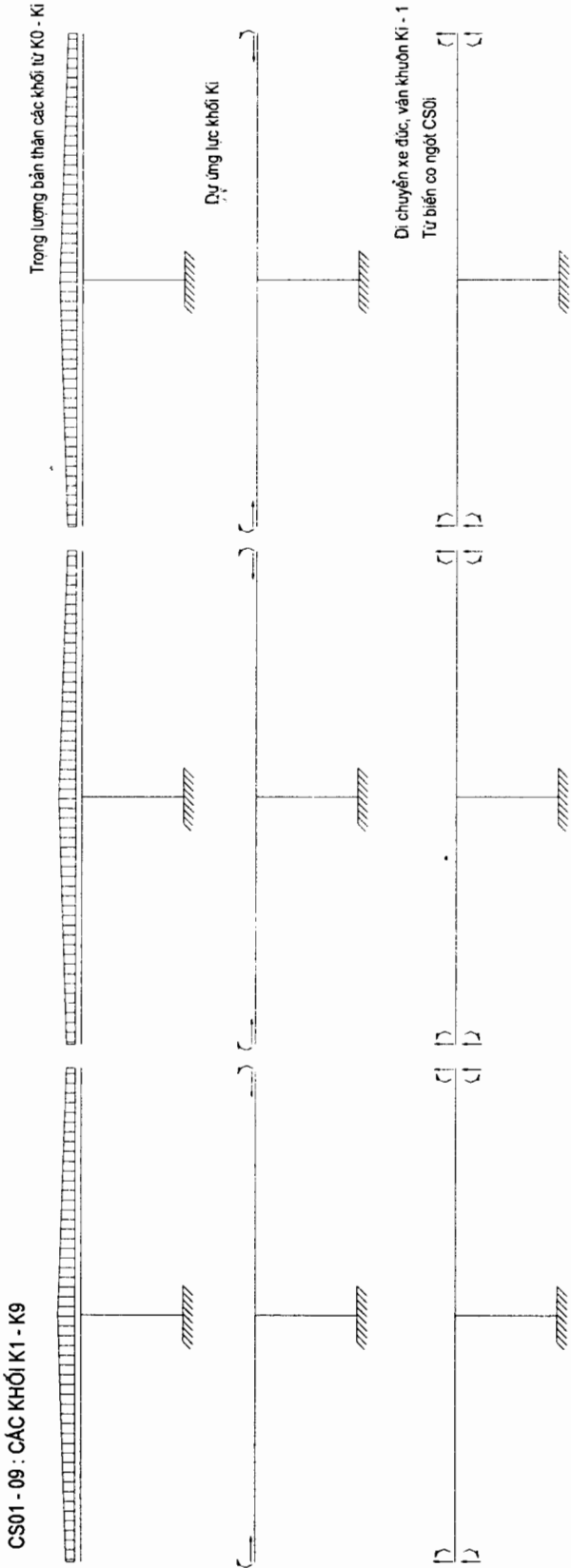
Giai đoạn thi công khối đỉnh trụ

CS00: KHỐI ĐỈNH TRỤ (K0)



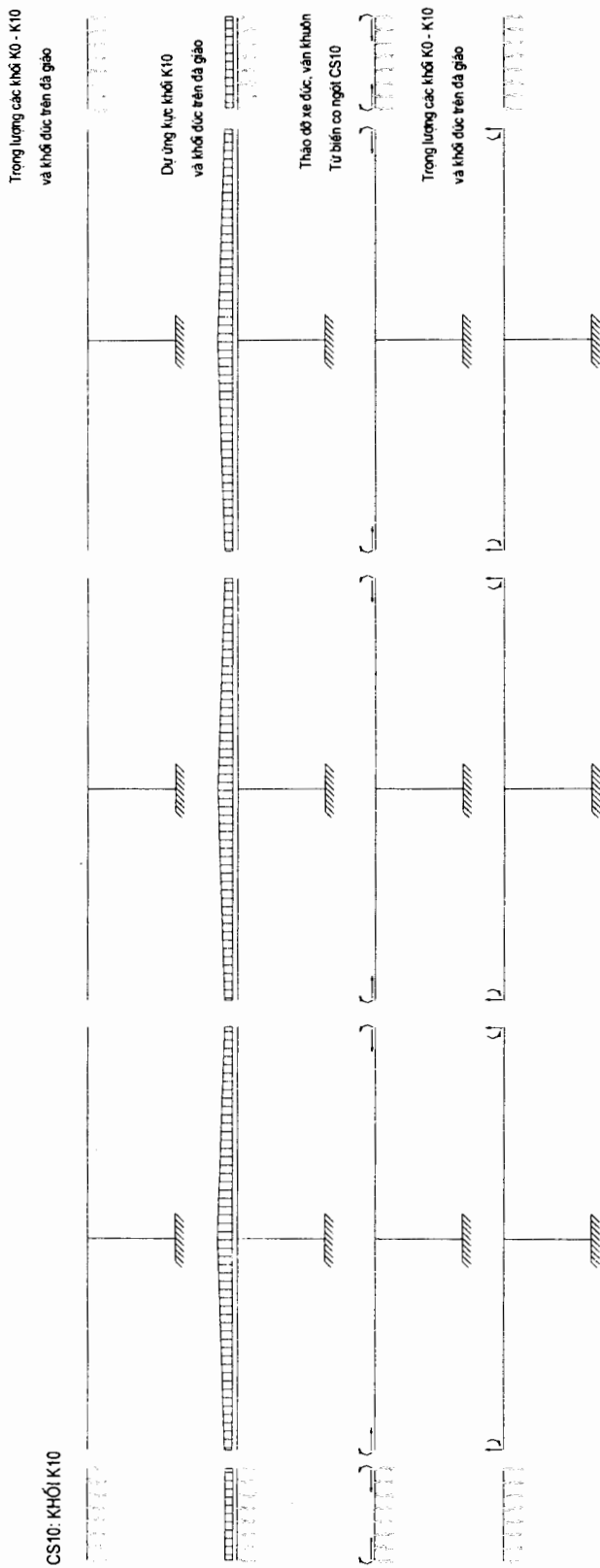
Hình 7.28: Giai đoạn thi công khối đỉnh trụ

Giai đoạn thi công các khối K1 - K9



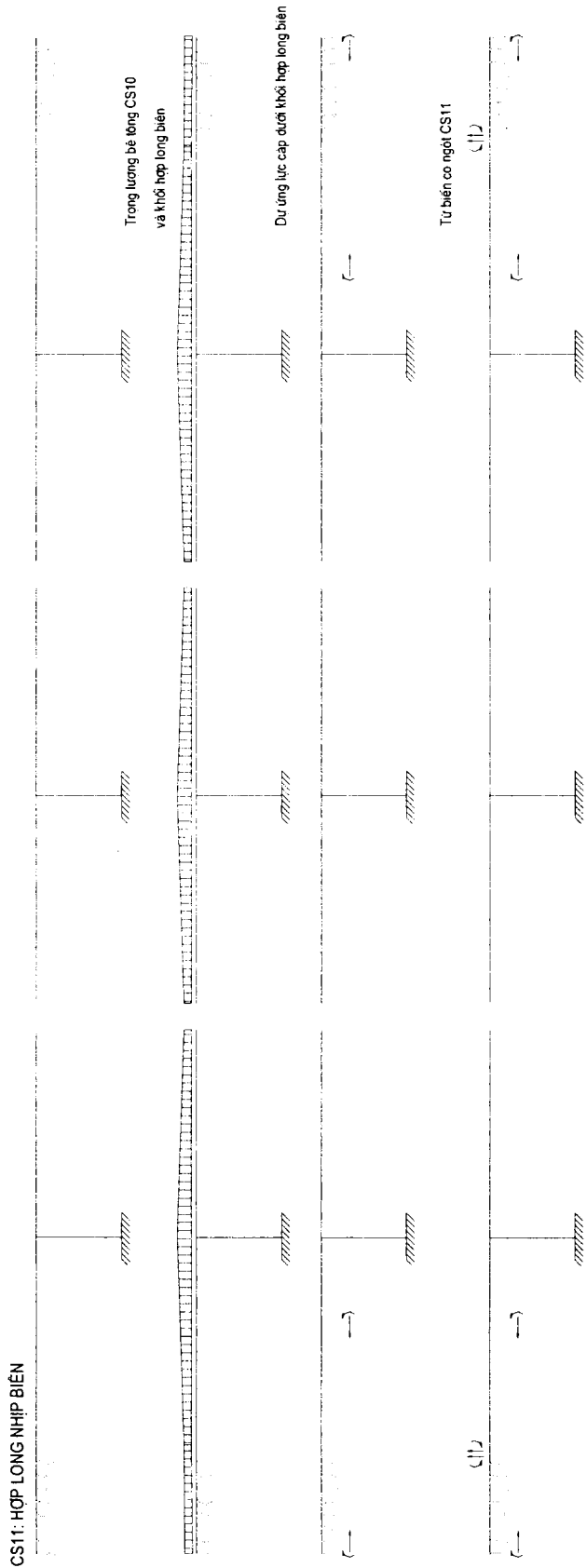
Hình 7.29: Giai đoạn thi công các khối K1 - K9

Giai đoạn thi công cánh hẫng và đúc đoạn trên đà giáo



Hình 7.30: Giai đoạn thi công cánh hẫng và đúc đoạn trên đà giáo

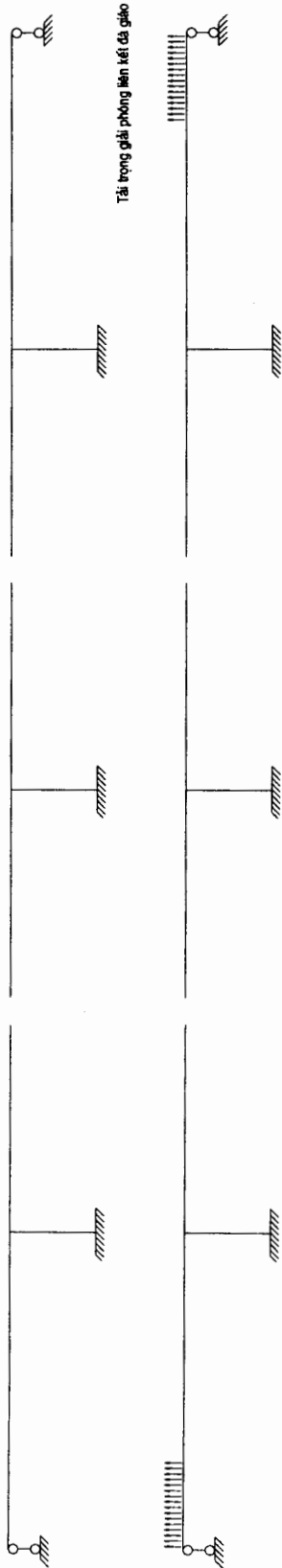
Giai đoạn hợp long nhịp biên



Hình 7.31: Giai đoạn hợp long nhịp biên

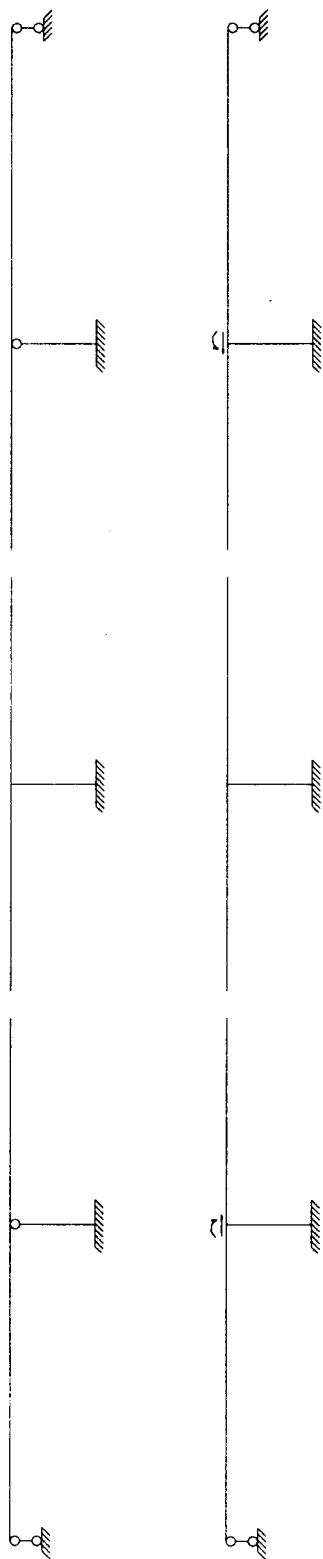
Giai đoạn tháo dỡ đà giáo khối đúc trên đà giáo (12.84m)

CS12 : THÀO DỠ ĐÀ GIÁO KHỐI 12.84M



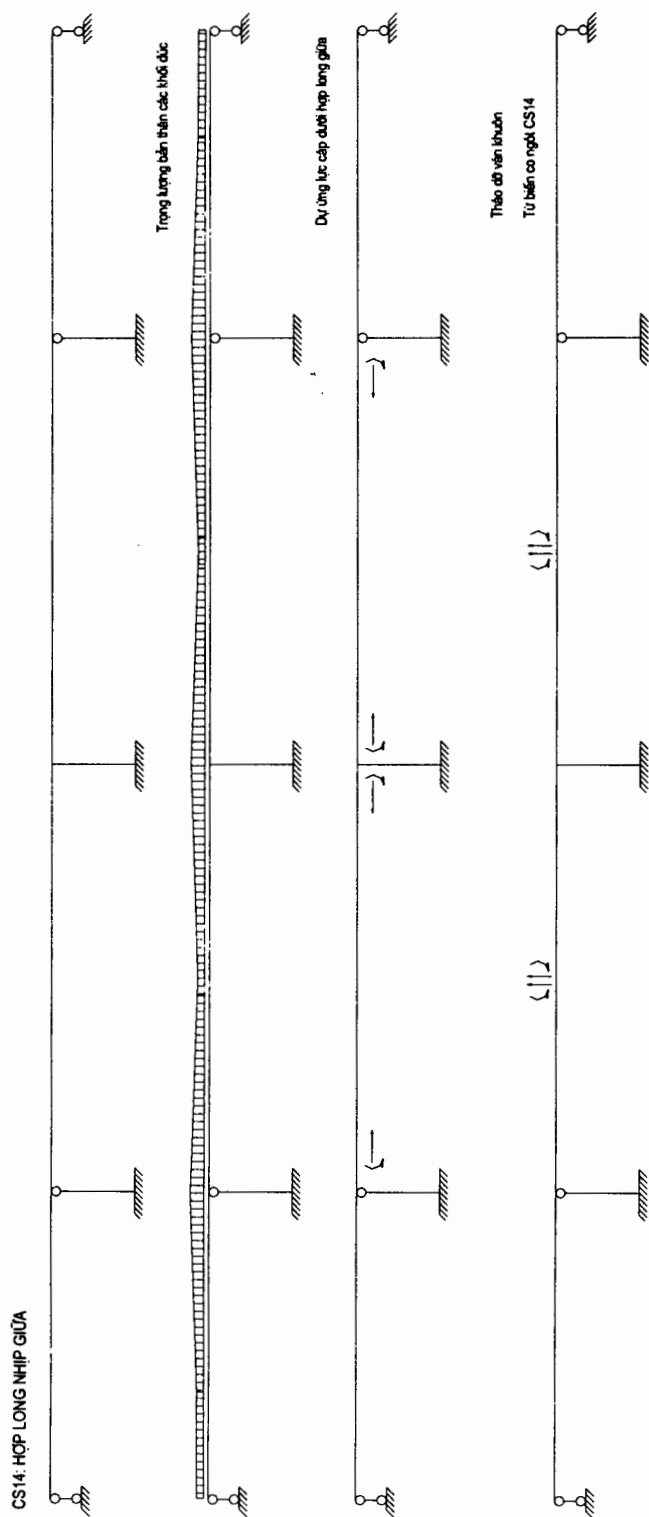
Hình 7.32: Giai đoạn tháo dỡ đà giáo khối đúc trên đà giáo (12.84m)

Giải phóng liên kết gối T6, T8



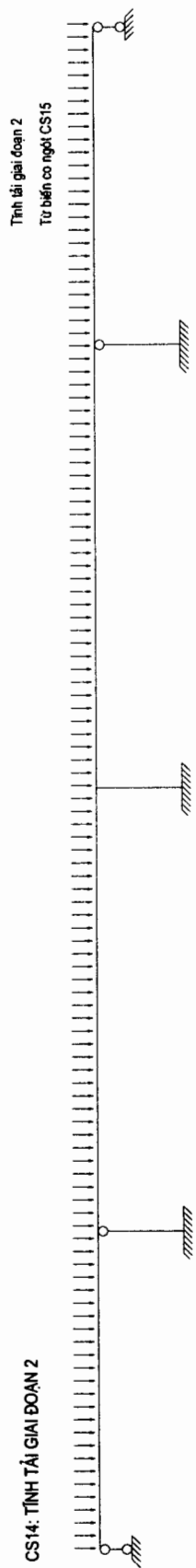
Hình 7.33: Giải phóng liên kết gối T6, T8

Giai đoạn hợp long nhịp giữa



Hình 7.34: Giai đoạn hợp long nhịp giữa

Tính tải giai đoạn 2



Hình 7.35: Tính tải giai đoạn 2

CHƯƠNG 8

CƠ SỞ TÍNH DUYỆT MẶT CẮT KẾT CẤU NHỊP CẦU ĐÚC HẰNG

MỤC LỤC

8.1. Tính toán để bố trí cáp chủ	289
8.2. Tính duyệt cường độ và ổn định qua từng bước thi công hằng	290
8.3. Khái niệm về ảnh hưởng của co ngót và từ biến	313
8.4. Cơ sở tính duyệt	336
8.5. Mất mát dự ứng lực	342

8.1. TÍNH TOÁN ĐỂ BỐ TRÍ CÁP CHỦ

Nguyên tắc chọn sơ bộ các kích thước mặt cắt và bố trí cốt thép sơ bộ đã được nêu ở các Chương 3 và 4. Để tính toán sơ bộ số bó cáp chủ cần thiết có thể dùng bất cứ công thức gần đúng nào thường dùng như đối với mặt cắt dầm giản đơn. Sau đó phải tăng số bó cáp lên khoảng 15 - 20 % số cáp vừa tính ra để cho tròn số nguyên và dự phòng cho tính toán chống nứt.

Trình tự sơ bộ tính toán có thể như sau :

- Thoạt tiên nên căn cứ hình bao mô men tính toán trong giai đoạn thi công hằng (mô men âm) để tính ra số cáp lớn nhất cần có ở mỗi mặt cắt đặc trưng đầu mỗi đốt đúc hằng hay đầu khối lắp hằng. Lập thành bảng kết quả.

- Căn cứ biểu đồ mô men tính toán của từng bước thi công hằng (mô men âm) để tính ra số cáp ít nhất cần thiết tại các mặt cắt đặc trưng đã thi công xong trước đó và tại từng bước thi công đó. Lập thành bảng kết quả để hướng dẫn thi công.

- Vẽ biểu đồ bố trí cáp trên mặt đứng của cả kết cấu nhịp theo kết quả tính nói trên. Bố trí các mẫu neo.

- Bố trí các cáp ở bản nắp hộp trong từng mặt cắt đặc trưng. Đó chính là tập hợp chung gồm các cáp thuộc nhóm cáp thi công và nhóm cáp vĩnh cửu để chịu mômen âm.

- Căn cứ hình bao mô men tính toán ở giai đoạn khai thác (cả mô men âm và mô men dương) để tính ra số cáp cần thiết tại mỗi mặt cắt đặc trưng trong giai đoạn khai thác với giả thiết mỗi thời điểm xét chỉ có hoặc mô men âm hoặc mô men dương.

- Kết hợp các kết quả tính toán riêng rẽ nói trên để quyết định số cáp cần thiết ở bản nắp hộp và ở bản đáy hộp của từng mặt cắt. Khi đó sẽ làm rõ cáp nào cần tháo ra sau khi thi công

hợp long xong, cáp nào sẽ phải thêm vào sau khi hợp long. Lúc này có thể xét sử dụng cáp dự ứng lực ngoài đặt sau khi hợp long.

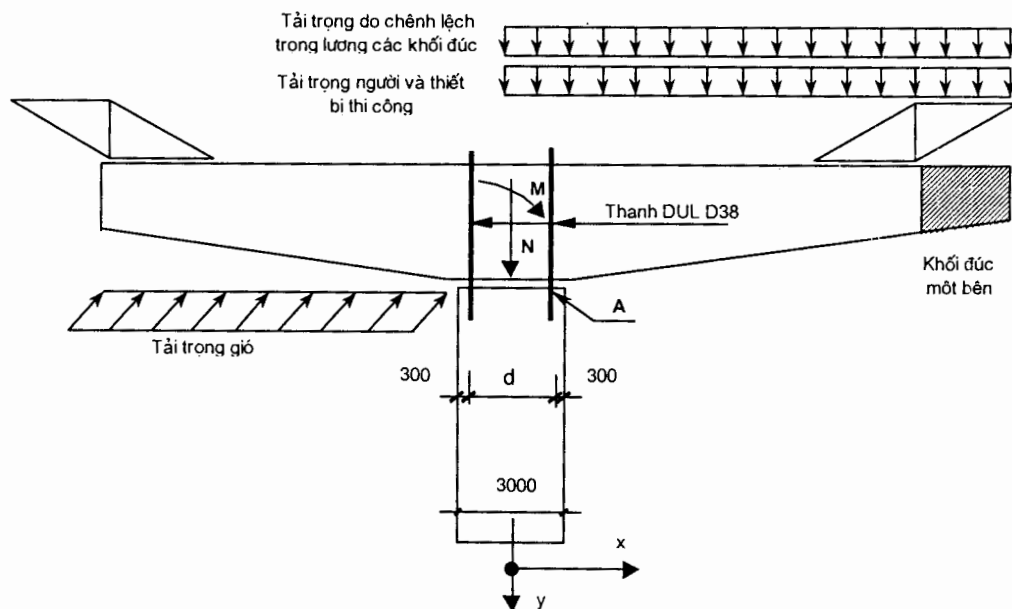
- Tính toán số cáp cần thiết ở đoạn hợp long và bố trí chúng.
- Căn cứ số cáp ở từng mặt cắt để bố trí vị trí cụ thể mẫu neo, ụ neo trong từng đốt kết cấu nhịp. Đánh số theo một quy định thống nhất và dễ hiểu.
- Tính toán chính xác lại từ đầu có xét đến tất cả mọi yếu tố qua từng bước thi công và với sự bố trí cáp như đã chọn sơ bộ. Kết quả tính toán qua từng bước sẽ được hiệu chỉnh dần cho đạt mọi yêu cầu của Tiêu chuẩn thiết kế cầu hiện hành.

8.2. TÍNH DUYỆT CƯỜNG ĐỘ VÀ ỔN ĐỊNH QUA TỪNG BƯỚC THI CÔNG HẰNG

8.2.1. Nguyên tắc chung

Các nội dung và công thức tính duyệt cường độ mặt cắt theo các trạng thái giới hạn cường độ thứ I, II và III giống như đối với trường hợp kết cấu nhịp dầm giản đơn thông thường. Căn cứ số bố cáp chủ đã chọn sơ bộ và trị số mô men tính toán tương ứng để duyệt mặt cắt.

Để đảm bảo ổn định của cánh hẫng trong quá trình thi công hẫng phải bố trí gối tạm thời trên trụ chính, hay trên kết cấu mở rộng trụ, hay trên trụ tạm đã làm sẵn gần trụ chính. Một số cầu có thân trụ dạng ghép từ 2 tường không dày và cách nhau một khoảng, trên đỉnh các tường đó đặt gối chính thức luôn, không đặt gối tạm thời.



Hình 8-1: Sơ đồ tính toán ổn định chống lật khi thi công hẫng

Ví dụ như trên hình 8-1, sơ đồ tính toán là dầm hẫng kê trên 2 gối tạm. Độ dài mỗi cánh hẫng lấy bằng khoảng cách từ gối tạm đến điểm hợp long.

Khi thi công hăng kết cấu nhịp cầu liên kết cứng với móng trụ. Đối với cầu khung hay cầu dầm thì việc liên kết này đã được xử lý trong thiết kế kỹ thuật bằng cách đổ bê tông liên khối dầm và trụ và có đặt cốt thép ứng suất trước hay cốt thép thường. Đối với kết cấu dầm liên tục kê trên gối nên khi thi công phải có biện pháp liên kết tạm thời như mở rộng mặt trụ để bố trí hai gối tạm thời, hoặc làm thêm trụ tạm bên cạnh trụ chính, hoặc bố trí hai gối tạm trên trụ chính kết hợp với dây neo. Với những biện pháp như vậy trước khi thi công phải kiểm tra ổn định của các cánh mút thừa xem có khả năng bị lật đổ hay không và các thiết bị phụ trợ để đặt gối tạm thời và các dây neo có đủ khả năng chịu lực hay không.

Trọng lượng bản thân được tính với hệ số tải trọng một bên là 1,1 còn một bên kia là 0,9 để xét bất lợi nhất và phải xét theo từng bước thi công.

Tải trọng do thiết bị thi công Q bao gồm trọng lượng các thiết bị sẽ đứng trên công-xon tại những vị trí đã xác định như cần trục, giàn giáo ván khuôn trượt v.v... Các tải trọng này cũng cần xét hệ số tăng giảm để xét trường hợp nguy hiểm nhất. Ngoài ra phải xét những tải trọng khác như vật liệu, các thiết bị nhỏ và người hoạt động khi thi công. Nếu không có số liệu có thể xét sơ bộ một tải trọng rải đều 200 N/m^2 và một lực tập trung $(50 + 5 \times b) \text{ KN}$, trong đó:

b = bề rộng bản mặt cầu tính bằng mét), lấy với hệ số vượt tải 1,25 hoặc tăng hơn nữa nếu cầu vươn hăng trên khu dân cư.

Tải trọng tai biến: khi đúc hăng có thể gặp trường hợp tai biến là bộ ván khuôn di động của một bên cánh hăng bị rơi, khi lắp hăng có thể gặp trường hợp tai biến là một đốt lắp hăng của một bên cánh hăng bị rơi. Các tải trọng này tính với hệ số vượt tải bằng 2.

Khi thi công có thể gặp gió lớn. Lực gió này phải căn cứ theo quy định của địa điểm thi công, tất nhiên không lấy theo lực gió lớn nhất vì việc thi công hăng ít khi làm vào mùa mưa bão, số liệu có thể lấy lực gió là 125 kG/m^2 . Lực gió này tác động vào đáy dầm và giả thiết chiều gió tác động coi như thổi từ dưới lên vào đáy kết cấu cánh hăng theo góc 10° do đó lực tác động theo chiều thẳng đứng sẽ là $125 \times \sin 10^\circ = 22 \text{ kG/m}^2$. Cần xét tình huống bất lợi nhất khi chỉ đặt áp lực gió tác động tại phía cánh hăng nhẹ hơn.

Nếu có dùng hệ dây treo xiên và cột tháp tạm thời để tăng cường lúc thi công thì phải tính toán lực kéo căng trước trong các dây neo sao cho phát huy được tác dụng của chúng.

Kết quả kiểm toán phải đảm bảo tại các gối A và B đều không có phản lực nhỏ, hệ số ổn định chống lật không được nhỏ hơn 1,2.

Trước khi thi công phải xác định rõ từng bước và tiến hành kiểm tra sự ổn định của các cánh hăng, kiểm tra khả năng chịu lực của các bộ phận kể cả kiểm tra lại móng trụ cầu nếu cần thiết.

Cần chú ý là các tải trọng trên chưa xét đến những sai sót trong thao tác vì vậy khi kiểm tra phải nhân thêm hệ số an toàn. Khi dùng dây cáp neo thì phải tạo một lực căng nhất định khi lắp để bảo đảm các cánh hăng không thể xoay được.

8.2.2. Các đặc trưng vật liệu bê tông dùng trong tính toán cường độ

8.2.2.1. 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 tài liệu Hợp đồng của Dự án. Hiện nay nhiều cầu đúc sẵn ở Việt Nam lấy $f'_c \geq 35$ MPa (mẫu thử trụ tròn)

Bê tông có cường độ chịu nén lớn hơn 70 MPa chỉ được dùng 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 chịu nén ở tuổi 28 ngày thấp hơn 16 MPa cho các loại kết cấu.

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

Đối với kết cấu bê tông có tỷ trọng thấp, thì mật độ lỗ rỗng, cường độ và các tính chất khác phải chỉ định rõ trong tài liệu hợp đồng.

Đối với bê tông cấp A, A(AE) và P dùng ở trong và trên nước mặn, tỉ lệ nước/ximăng không được vượt quá 0,45.

Tổng cộng lượng xi măng và các vật liệu chứa xi măng khác không được vượt quá 475 Kg/m³. Quy định này thường bị vi phạm ở Việt Nam, đó là một trong các lý do tiềm tàng làm xuất hiện các vết nứt bê tông của nhiều cầu ở nước ta.

Bê tông cuốn khí gọi là "AE" trong Phần 808 của Tiêu chuẩn thi công AASHTO-1998 phải dùng ở những nơi bê tông tiếp xúc với nước mặn hoặc các môi trường có hại tiềm tàng khác.

Bảng 8-1. Các đặc trưng trộn của bê tông theo cấp

Cấp bê tông	Lượng xi măng tối thiểu	Tỷ lệ nước/xi măng lớn nhất	Phạm vi chứa khí	Kích thước cốt liệu theo A ASHTO M43	Cường độ chịu nén 28 ngày
	kg/m ³	kg/kg	%	Kích thước lỗ vuông sàng (mm)	MPa
A	362	0,49	-	25 đến 4,75	28
A (AE)	362	0,45	6,0 ± 1.5	25 đến 4,75	28
B	307	0,58	5,0 ± 1.5	50 đến 4,75	17
B (AE)	307	0,55	-	50 đến 4,75	17
C	390	0,49	7,0 ± 1.5	12,5 đến 4,75	28
C (AE)	390	0,45	-	12,5 đến 4,75	28
P	334	0,49	Như quy định ở chỗ khác	25 đến 4,75 hoặc 19 đến 4,75	Như quy định ở chỗ khác
S	390	0,58		25 đến 4,75	
Tỉ trọng thấp	334	Như quy định trong hồ sơ hợp đồng			

8.2.2.2. 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 có tỉ trọng thông thường: $10,8 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$
- Bê tông có tỉ trọng thấp : $9,0 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$

8.2.2.3. Mô đun đàn hồi

Khi không có các số liệu chính xác hơn, mô đun đàn hồi E_c của các loại bê tông có tỷ trọng trong khoảng từ 1440 đến 2500 kg/m³ có thể lấy như sau :

$$E_c = 0,043 y_c^{1,5} \sqrt{f'_c} \quad (22\text{TCN:272-01. 5.4.2.4-1})$$

trong đó :

y_c = Tỷ trọng của bê tông (kg/m³)

f'_c = Cường độ quy định của bê tông (MPa)

8.2.2.4. Hệ số Poisson

Trừ trường hợp có xác định bằng thí nghiệm vật lý, hệ số Poisson có thể lấy bằng 0.2. Đối với cấu kiện cho phép xuất hiện nứt, có thể không xét đến hiệu ứng Poisson.

8.2.2.5. Cường độ chịu kéo khi uốn

Nếu không có số liệu xác định bằng các thí nghiệm vật lý thì cường độ chịu kéo khi uốn f_t tính bằng MPa có thể xác định như sau :

- Đối với bê tông có tỷ trọng thông thường : $0,63 \sqrt{f'_c}$
- Đối với bê tông có tỷ trọng thấp - cát : $0,52 \sqrt{f'_c}$
- Đối với bê tông tỷ trọng thấp các loại : $0,45 \sqrt{f'_c}$

8.2.2.6. Cường độ chịu kéo

Có thể xác định cường độ chịu kéo trực tiếp theo ASTM C900 "Phương pháp thí nghiệm chuẩn cường độ chịu kéo của bê tông cứng" hoặc theo AASHTO T198 (ASTM C496) "Phương pháp thí nghiệm chế tiêu chuẩn để xác định cường độ chịu kéo của mẫu bê tông hình trụ".

8.2.3. Các đặc trưng vật liệu cốt thép thường dùng trong tính toán cường độ

8.2.3.1. 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 các tiêu chuẩn vật liệu quy định trong Phần 809 của Tiêu chuẩn Thi công Cầu AASHTO-1998

Cốt thép phải có gờ, trừ khi dùng các thanh thép trơn, sợi thép tròn trơn làm thép xoắn, làm móc treo, và cấu tạo lưới thép. Giới hạn chảy danh định của cốt thép phải là tối thiểu như chỉ ra của cấp thép đã được chọn, trừ khi giới hạn chảy vượt quá 520 MPa sẽ không dùng cho mục đích thiết kế. Giới hạn chảy hay cấp của thép sợi phải quy định rõ trong hợp đồng thầu. Chỉ được dùng thép thanh có giới hạn chảy nhỏ hơn 420 MPa khi có sự chấp thuận của Chủ đầu tư. Một số Dự án sử dụng thép theo tiêu chuẩn của Nhật (giới hạn chảy của thép có gờ ≥ 30 MPa - JIS G3113

Khi tính dẻo của cốt thép được đảm bảo hoặc cốt thép phải hàn cần chỉ rõ cốt thép phải

8.2.3.2. Mô đun đàn hồi

Mô đun đàn hồi E_s của cốt thép phải lấy bằng 200 000 MPa.

8.2.4. Các đặc trưng cốt thép dự ứng lực dùng trong tính toán cường độ

8.2.4.1. Tổng quát

Các loại cáp dự ứng lực không sơn phủ được khử ứng suất hoặc cáp dự ứng lực 7 sợi 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 quy định trong Tiêu chuẩn thi công cầu:

- AASHTO M203M (ASTM A416M) - Tao thép 7 sợi dự ứng lực không sơn phủ cho bê tông dự ứng lực hoặc
- AASHTO M275M (ASTM A722) - Thép thanh cường độ cao không sơn phủ dùng cho bê tông dự ứng lực.

Giới hạn kéo và giới hạn chảy của các loại thép này có thể lấy trong bảng 8-2 dưới đây.

Bảng 8-2 (bảng 5.4.4.1-1 của 22TCN 272-01)
Tính chất của tao cáp thép và thép thanh dự ứng lực

Vật liệu	Loại mác thép	Đường kính (mm)	Cường độ chịu kéo f_{pu} (MPa)	Giới hạn chảy f_{py} (MPa)
Tao thép	1725 MPa (Mác 250)	6.35 đến 15.24	1725	85% của f_{pu} ngoại trừ 90% của f_{pu} với tao cáp tự chùng thấp
	1860 MPa (Mác 270)	9.53 đến 15.24	1860	
Thép thanh	Loại 1, thép trơn	19 đến 35	1035 1035	85% của f_{pu}
	Loại 2, thép có gờ	15 đến 36		80% của f_{pu}

Nếu trong hồ sơ thầu có các chi tiết về dự ứng lực thì phải chỉ rõ kích thước và mức thép. Nếu trong hồ sơ chỉ quy định lực kéo dự ứng lực và vị trí đặt lực thì việc chọn kích cỡ thép và loại thép do nhà thầu lựa chọn và kỹ sư Tư vấn giám sát duyệt.

8.2.4.2. Mô đun đàn hồi của thép dự ứng lực

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 thép : $E_p = 197\ 000\ \text{MPa}$ và

Đối với thanh : $E_p = 207\ 000\ \text{MPa}$

8.2.5. Cơ sở tính duyệt mặt cắt theo trạng thái giới hạn cường độ

8.2.5.1. Tổng quát

Trạng thái giới hạn cường độ dùng để kiểm toán các mặt 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 5.6, 5.7, 5.8, 5.9, 5.10, 5.13 và 5.14 trừ khi ở các trạng thái giới hạn khác được quy định đặc biệt, với hệ số sức kháng được quy định ở Điều 5.5.4.2. của 22TCN 272-01

8.2.5.2. Hệ số sức kháng

8.2.5.2.1. Thi công theo phương pháp thông thường

Hệ số sức kháng ϕ lấy như sau:

- Dùng cho uốn và kéo bê tông cốt thép :..... 0,90
- Dùng cho uốn và kéo bê tông cốt thép dự ứng lực:..... 1,00
- Dùng cho cắt và xoắn : bê tông tỷ trọng thông thường..... 0,90
bê tông tỷ trọng thấp..... 0,70
- Dùng cho trường hợp chịu nén dọc trục với cốt thép xoắn hoặc thép giằng - trừ quy định ở Điều 5.10.11.4.1b cho động đất vùng 3 và 4 ở trạng thái giới hạn đặc biệt 0,75
- Dùng cho trường hợp đỡ tựa trên bê tông 0,70
- Dùng cho trường hợp nén trong mô hình chống và giằng 0,70
- Dùng cho trường hợp chịu nén trong vùng neo :
Bê tông tỷ trọng thông thường.....0,80
Bê tông tỷ trọng thấp..... 0,65
Dùng cho thép chịu kéo trong vùng neo 1,00
- Dùng cho sức kháng trong khi đóng cọc..... 1,00

Đối với bộ phận chịu nén uốn, giá trị φ có thể tăng tuyến tính tới giá trị cho kết cấu chịu uốn như sức kháng tải trọng dọc trục tính toán, φP_n giảm từ $0,10 f'_c A_g$ tới 0.

Đối với kết cấu dự ứng lực một phần chịu uốn với kéo hoặc không kéo, giá trị φ có thể lấy như sau :

$$\varphi = 0.90 + 0.1(PPR) \quad (22TCN:272-01. 5.5.4.2.1-1)$$

Trong đó :

$$PPR = \frac{A_{ps} f_{py}}{A_{ps} f_{py} + A_s f_y} \quad (22TCN:272-01. 5.5.4.2.1-2)$$

PPR = Tỷ lệ dự ứng lực một phần.

A_s = Diện tích cốt thép không dự ứng lực(mm²).

A_{ps} = Diện tích thép dự ứng lực(mm²)

f_y = Giới hạn chảy của cốt thép (MPa).

f_{py} = Giới hạn chảy của thép dự ứng lực(MPa).

Hệ số sức kháng không áp dụng cho việc kéo dài cốt thép nối chồng như quy định trong Điều 5.11.

8.2.5.2.2. Thi công theo phân đoạn

Phải lấy các hệ số sức kháng ở trạng thái giới hạn cường độ theo quy định trong bảng 1 cho các điều kiện đã được chỉ định và theo Điều 5.5.4.2.1 cho các điều kiện không nêu trong Bảng 1.

Trong trường hợp lựa chọn các hệ số sức kháng uốn, φ_r , cắt và xoắn φ_v và cắt trong các mối nối khô φ_i được xác định theo các quy định của Điều 5.8.5 thì phải xét đến cả hai yếu tố: Loại khe nối giữa các phân đoạn và độ dính bám của hệ thống kéo sau. Đối với bó thép được xem là dính bám hoàn toàn ở một mặt cắt, cần phải triển khai đầy đủ bó thép đó tại mặt cắt với một chiều dài khai triển không ít hơn trị số quy định trong Điều 5.11.4. Có thể cho phép dùng chiều dài chôn ngầm ngắn hơn, nếu được chứng minh bằng thí nghiệm theo kích thước thực tế và được kỹ sư chấp thuận.

Nếu cốt thép căng kéo sau là một tổ hợp của các bó thép dính bám hoàn toàn và bó thép không dính bám hoặc các bó thép dính bám một phần, thì hệ số sức kháng ở bất kỳ mặt cắt nào cũng phải dựa trên các điều kiện dính bám đối với các bó thép cung cấp phần lớn ứng lực trước tại mặt cắt này.

Các mối nối đổ bê tông tại chỗ và các mối nối bê tông ướt hoặc epoxy giữa các khối đúc sẵn phải coi là mối nối loại A.

Phải xét các mối nối khô thuộc các mối nối loại B.

Bảng 8-3 (bảng 5.5.4.2.2-1. của 22TCN 272-01)**Hệ số sức kháng đối với các mối nối khi thi công theo phân đoạn**

	φ_r uốn	φ_v cắt	φ_l mối nối
Các bó thép dính bám hoàn toàn			
Mối nối loại A	0,95	0,90	-
Các bó thép không dính bám hoặc dính bám một phần			
Mối nối loại A	0,90	0,85	-
Mối nối loại B	0,85	0,85	0,75
Bê tông - cát tỷ trọng thấp			
Các bó thép dính bám hoàn toàn			
Mối nối loại A	0,90	0,70	-
Các bó thép không dính bám hoặc dính bám một phần			
Mối nối loại A	0,85	0,65	-
Mối nối loại B	0,80	0,65	0,60

8.2.5.2.3. Các yêu cầu đặc biệt cho vùng động đất 3

Đối với kết cấu cột trong vùng động đất 3 dùng hệ số sức kháng chiết giảm như quy định trong Điều 5.10.11.4.1b. của 22TCN 272-01

8.2.5.3. Ổn định

Toàn bộ kết cấu cũng như từng bộ phận của nó phải được thiết kế để chống trượt, lật, nhô 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.

8.2.6. Thiết kế kết cấu chịu uốn và chịu lực dọc trục**8.2.6.1. Các giả thiết cho trạng thái giới hạn sử dụng và trạng thái giới hạn mỏi**

Các giả thiết 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 :

- Bê tông dự ứng lực chịu kéo ở các mặt cắt mà không nứt, trừ trường hợp như quy định ở Điều 5.7.6. của 22TCN 272-01

- Ứng biến trong bê tông thay đổi tuyến tính, trừ các cấu kiện và các vùng 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 không nhỏ hơn 6 và
- Đối với tĩnh tải và lực do dự ứng lực căng, tỷ lệ mô đun đàn hồi hữu hiệu lấy bằng $2n$.

8.2.6.2. Các giả thiết cho trạng thái giới hạn cường độ và trạng thái giới hạn đặc biệt

8.2.6.2.1. Tổng quát

Sức kháng tính toán của các cấu kiện bê tông phải dựa trên các điều kiện cân bằng và tương thích về biến dạng, lấy các hệ số sức kháng theo quy định của Điều 5.5.4.2 và các giả thiết 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.

- Mất 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 thoả mãn các yêu cầu của Điều 5.13.2 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 thép và mặt cắt bê tông cũng như ảnh hưởng của độ võng đối với yếu tố hình học của bó thép phải đưa vào tính toán ứng suất trong bó thép.

- Nếu bê tông không bị kiểm chế, ứng biến dùng được lớn nhất ở thứ chịu nén ngoài cùng không được lớn quá 0,003.

- Nếu bê tông bị kiểm chế, ứng biến dùng được lớn nhất vượt quá 0,003 có thể được dùng nếu có sự chứng minh.

- 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 cáp dự ứng lực và việc truyền dự ứng lực.

Phải nghiên cứu các giới hạn bổ sung về ứng biến nén cực trị của bê tông trong các cấu kiện chịu nén mặt cắt chữ nhật rỗng theo quy định của Điều 5.7.4.7.

8.2.6.2.2. Phân bố ứng suất theo hình chữ nhật

Quan hệ tự nhiên giữa ứng suất bê tông chịu nén và ứng biến có thể coi như một khối hình chữ nhật tương đương cạnh bằng $0,85f'_c$ 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 tính vuông góc với trục trung hoà. 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 nghiên cứu các giới hạn bổ sung khi sử dụng khối ứng suất chữ nhật đối với các cấu kiện chịu nén mặt cắt chữ nhật rộng theo quy định của Điều 5.7.4.7.

8.2.6.3. Cấu kiện chịu uốn

8.2.6.3.1. Ứng suất trong cốt thép dự ứng lực ở mức sức kháng uốn danh định

A. Các cấu kiện có cốt thép dự ứng lực dính bám

Đối với mặt cắt hình chữ nhật và hình T chịu uốn quanh một trục, có ứng suất phân bố như quy định ở Điều 5.7.2.2 và f_{ps} không nhỏ hơn $0,5 f_{pu}$, ứng suất trung bình trong cốt thép ứng suất trong f_{ps} có thể lấy như sau :

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p}\right) \quad (22TCN:272-01. 5.7.3.1.1-1)$$

trong đó:

$$k = 2 \left(1,04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}}\right) \quad (22TCN:272-01. 5.7.3.1.1-2)$$

Với mặt cắt hình T:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y - 0,85 \beta_1 f'_c (b - b_w) h_f}{0,85 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (22TCN:272-01. 5.7.3.1.1-3)$$

Với mặt cắt hình chữ nhật :

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0,85 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (22TCN:272-01. 5.7.3.1.1-4)$$

Trong đó:

A_{ps} = Diện tích mặt cắt cốt thép dự ứng lực(mm²)

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 chịu kéo (mm²)

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

f_y = Giới hạn chảy của cốt thép chịu kéo (MPa)

f'_y = Giới hạn chảy của cốt thép chịu nén (MPa)

b = Chiều rộng của bản cánh chịu nén (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 5.7.2.2

Phải khảo sát mức ứng suất trong cốt thép chịu nén và nếu cốt thép chịu nén không đạt giới hạn chảy thì ứng suất thực tế phải được dùng thay cho f'_y trong Phương trình 3.

B. 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 5.7.4.5, khi sự phân bố ứng suất gần đúng như quy định ở Điều 5.7.2.2 được áp dụng thì ứng suất trung bình trong thép dự ứng lực không dính bám được xác định như sau :

$$f_{ps} = f_{pc} + 6300 \left(\frac{d_p - c}{\ell_e} \right) \leq f_{py} \quad (22\text{TCN:272-01. 8.6.3.1.2-1})$$

với:

$$\ell_e = \left(\frac{2\ell_i}{2 + N_s} \right) \quad (22\text{TCN:272-01. 5.7.3.1.2-2})$$

Đối với mặt cắt hình T:

$$c = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_c - 0,85\phi_1 f'_c (b - b_w)h_f}{0,85f'_c \beta_1 b_w} \quad (22\text{TCN:272-01. 5.7.3.1.2-3})$$

Đối với mặt cắt hình chữ nhật:

$$c = \frac{A_{ps}f_{ps} + A_s f_y - A'_s f'_y}{0,85f'_c \beta_1 b} \quad (22\text{TCN:272-01. 5.7.3.1.2-4})$$

Trong đó:

c = Khoảng cách tính từ thớ ngoài cùng chịu nén đến trục trung hoà với giả thiết là thép dự ứng lực của bó tạo thép đã bị chảy dẻo được cho trong Phương trình 3 và 4 đối với trạng thái làm việc của mặt cắt chữ T và trạng thái làm việc của mặt cắt chữ nhật (mm).

ℓ_e = Chiều dài bó tào thép hữu hiệu (mm)

ℓ_i = Chiều dài bó tào thép giữa các neo (mm)

N_s = Số lượng các gối khớp mà các bó thép đi qua nằm giữa các neo hay các điểm có dính bám riêng biệt

f_{py} = Sức kháng chảy dẻo của thép dự ứng lực (MPa)

f_{pe} = Ứng suất hữu hiệu trong thép dự ứng lực ở mặt cắt đang xét sau khi đã tính mọi mất mát (MPa).

Mức ứng suất trong cốt thép chịu nén phải được xem xét, nếu ứng suất của cốt thép chịu nén không đạt đến giới hạn chảy thì phải dùng trị số ứng suất thực tế theo Phương trình 3 thay cho giá trị f'_y .

8.2.6.3.2. Sức kháng uốn

Sức kháng uốn tính toán phải lấy như sau :

$$M_r = \phi M_n \quad (22TCN:272-01. 5.7.3.2.1-1)$$

trong đó :

M_n = Sức kháng danh định (N.mm)

ϕ = Hệ số sức kháng quy định ở Điều 5.5.4.2

A. Mặt cắt hình chữ 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 5.7.4.5 và sự phân bố ứng suất lấy gần đúng như quy định ở Điều 5.7.2.2, với bó dự ứng lực có dính bám, và khi chiều dày bản cánh chịu nén nhỏ hơn c , xác định theo Phương trình 5.7.3.1.1-3, sức kháng uốn danh định của mặt cắt có thể xác định như sau :

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0,85 f'_c (b - b_w) \beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \quad (22TCN:272-01. 5.7.3.2.2-1)$$

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 sức kháng uốn danh định, tính theo phương trình 5.7.3.1.1-1 (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 (mm^2).

f_y = Giới hạn chảy quy định của cốt thép (MPa).

d_s = Khoảng cách từ thớ nén ngoài cùng đến trọng tâm cốt thép chịu kéo không dự ứng suất (mm).

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

f'_y = Giới hạn chảy của cốt thép chịu nén (MPa)

d'_s = Khoảng cách từ thớ biên 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 = Bề rộng của mặt chịu nén của cấu kiện (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 5.7.2.2

h_f = Chiều dày bản cánh chịu nén của cấu kiện dầm I hoặc T (mm)

$a = c\beta_1$; Chiều dày của khối ứng suất tương đương (mm)

B. 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 5.7.4.5, khi công nhận sự phân bố ứng suất gần đúng như quy định ở Điều 5.7.2.2 và chiều dày bản cánh chịu nén không nhỏ hơn đại lượng c xác định theo phương trình 5.7.3.1.1-3 thì sức kháng uốn danh định M_n có thể xác định theo các phương trình từ 5.7.3.1.1-1 đến 5.7.3.2.2-1 trong đó b_w phải lấy bằng b .

C. Các dạng mặt cắt khác

Với các loại mặt cắt không phải là mặt cắt hình chữ T hay mặt cắt thực chất là 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 5.7.2. Đồng thời phải áp dụng các yêu cầu của Điều 5.7.3.3.

8.2.6.3.3. Các giới hạn cốt thép

A. Lượng cốt thép tối đa

Hàm lượng thép dự ứng lực và thép không dự ứng lực tối đa phải được giới hạn sao cho :

$$\frac{c}{d_e} \leq 0,42 \quad (22\text{TCN:272-01. 5.7.3.3.1-1})$$

Trong đó:

$$d_e = \frac{A_{ps}f_{ps}d_p + A_sf_yd_s}{A_{ps}f_{ps} + A_sf_y} \quad (22\text{TCN:272-01. 5.7.3.3.1-2})$$

Ở đây :

c = Khoảng cách từ thớ nén ngoài cùng đến trục trung hoà (mm)

d_e = Khoảng cách hữu hiệu tương ứng từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trọng tâm lực kéo của cốt thép chịu kéo (mm)

Nếu phương trình 1 không thoả mãn, mặt cắt sẽ bị coi là quá nhiều thép. Mặt cắt quá nhiều thép có thể được dùng trong các cấu kiện dự ứng lực hay dự ứng lực một phần chỉ khi phân tích và thực nghiệm chứng tỏ có thể thực hiện được độ dẻo đầy đủ của kết cấu. Không cho

phép các mặt cắt bê tông cốt thép quá nhiều thép. Với mục đích của điều quy định này, các cấu kiện sẽ được coi như là kết cấu bê tông cốt thép nếu tỷ lệ dự ứng lực một phần như quy định trong Điều 5.5.4.2.1 nhỏ hơn 50%.

B. Lượng cốt thép tối thiểu

Trừ khi có các quy định khác, còn ở bất kỳ một mặt cắt nào đó của cấu kiện chịu uốn, lượng cốt thép thường và cốt thép dự ứng lực chịu kéo phải đủ để phát triển sức kháng uốn tính toán M_u , ít nhất bằng 1 trong 2 giá trị sau, lấy giá trị nhỏ hơn:

- 1,2 lần sức kháng nứt được xác định trên cơ sở phân bố ứng suất đàn hồi và cường độ chịu kéo khi uốn, f_r của bê tông theo quy định trong Điều 5.4.2.6, hoặc
- 1,33 lần mômen tính toán cần thiết dưới tổ hợp tải trọng - cường độ thích hợp quy định trong bảng 3.4.1.1.

Phải áp dụng các quy định của Điều 5.10.8.

Đối với các cấu kiện không có thép dự ứng lực thì lượng cốt thép tối thiểu quy định ở đây có thể coi là thỏa mãn nếu:

$$P_{\min} \geq 0,03 \frac{f'_c}{f_y} \quad (22TCN:272-01. 5.7.3.3.2-1)$$

Trong đó:

$P_{\min}$ = Tỷ lệ giữa thép chịu kéo và diện tích nguyên

f'_c = Cường độ quy định của bê tông (MPa)

f_y = Cường độ chảy dẻo của thép chịu kéo (MPa)

Đối với các dầm chữ T có bản bụng dầm chịu kéo, việc xác định tỷ lệ cốt thép thường thực tế ρ để so sánh với yêu cầu của phương trình 1, phải căn cứ vào chiều rộng của bản bụng dầm.

8.2.6.3.4. Khống chế nứt bằng phân bố cốt thép

Các quy định ở đây 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 9.7.2, trong đó sự kéo của mặt cắt ngang vượt quá 80% cường độ chịu kéo do uốn như quy định ở Điều 5.4.2.6 ở tổ hợp tải trọng trạng thái giới hạn sử dụng được áp dụng quy định ở bảng 3.4.1-1.

Các cấu kiện phải được cấu tạo sao cho ứng suất kéo trong cốt thép thường ở trạng thái giới hạn sử dụng f_{sa} không vượt quá :

$$f_{sa} = \frac{Z}{(d_c A)^{1/3}} \leq 0,6f_y \quad (22TCN:272-01. 5.7.3.4-1)$$

Trong đó:

d_c = Chiều cao phần bê tông tính từ thớ ngoài cùng chịu kéo cho đến tâm của thanh hay sợi đặt gần nhất; nhằm mục đích tính toán phải lấy chiều dày tịnh của lớp bê tông bảo vệ d_c không được lớn hơn 50mm.

A = Diện tích phần bê tông có cùng trọng tâm với cốt thép chủ chịu kéo và được bao bởi các mặt của mặt cắt ngang và đường thẳng song song với trục trung hoà, chia cho số lượng của các thanh hay sợi (mm^2); nhằm mục đích tính toán, phải lấy chiều dày tịnh của lớp bê tông bảo vệ không được lớn hơn 50 mm.

Z = Thông số bề rộng vết nứt (N/mm).

Ngoại trừ đối với cống hộp bê tông cốt thép đúc tại chỗ quy định dưới đây, đại lượng Z trong phương trình 1 không được lấy vượt quá 30000 N/mm đối với các cấu kiện trong điều kiện môi trường thông thường, 23000 N/mm đối với các cấu kiện trong điều kiện môi trường khắc nghiệt và 17500 N/mm đối với các kết cấu vùi dưới đất. Đại lượng Z không được lấy vượt quá 23000 N/mm khi thiết kế theo phương ngang đối với các dầm hộp bê tông phân đoạn khi chịu tải bất kỳ trước khi đạt tới toàn bộ sức kháng danh định của bê tông.

Cốt thép dự ứng lực dính bám có thể được tính vào trị số A , trong trường hợp này sự tăng ứng suất trong thép dự ứng lực dính bám vượt quá trạng thái giảm nén trước được tính trên cơ sở mặt cắt bị nứt hoặc phân tích sự tương đồng biến dạng không được vượt quá giá trị f_{su} xác định từ phương trình 1.

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 bố trí phân bố trên một phạm vi, lấy theo trị số nhỏ hơn sau đây :

- Bề rộng hữu hiệu của bản cánh như quy định ở Điều 4.6.2.6 hoặc
- Một chiều rộng bằng 1/10 chiều dài trung bình của các nhịp lân cận.

Nếu bề rộng bản cánh hữu 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 hữu hiệu d_c của các cấu kiện bê tông cốt thép 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 $d/2$ gần cốt thép chịu kéo uốn nhất.

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

$$A_{sk} \geq 0,001(d_c - 760) \leq \frac{A_s + A_{ps}}{1200} \quad (22\text{TCN:272-01. 5.7.3.4-4})$$

Trong đó:

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

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

d_c = Tay đòn uốn lấy bằng cự ly từ mặt chịu nén đến trọng tâm thép (mm).

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

Các cốt thép này có thể tính vào chịu lực nếu thực hiện phân tích tương đồng biến dạng để xác định ứng suất trong từng thanh riêng biệt.

8.2.6.3.5. Sự phân bố lại mô men

Thay cho các tính toán chính xác hơn khi mà cốt thép dính bám thoả mãn các quy định của Điều 5.11 đòi hỏi đối với các gối giữa của dầm bê tông cốt thép liên tục, và khi mà tỷ lệ c/d_c

không vượt quá 0,28, 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 phần trăm không vượt quá trị số sau :

$$20\left(1 - 2,36 \frac{c}{d_e}\right) \quad (22TCN:272-01. 5.7.3.5-1)$$

Giá trị mô men dương phải được điều chỉnh theo sự thay đổi của mô men dương để giữ được trạng thái cân bằng của các lực tác dụng.

8.2.6.3.6. Các biến dạng

A. Tổng quát

Các quy định của Điều 2.5.2.6 của Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01 phải được xem xét. Các khe co giãn và gối phải phù hợp với các biến đổi kích thước gây ra bởi tải trọng, từ biến, co ngót, thay đổi nhiệt độ, lún trụ và lực dự ứng lực.

B. Độ võng và độ vòng

Khi tính toán độ võng và độ vòng phải xem xét tĩnh tải, hoạt tải, ứng lực trước tải trọng lắp ráp, từ biến và co ngót của bê tông và độ dẻo của thép.

Phải áp dụng các quy định của các Điều 4.5.2.1; 4.5.2.2 và 5.9.5.5 của Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01 để xác định độ võng và độ vòng.

Khi không có các phân tích toàn diện hơn có thể tính độ võng tức thời dùng các trị số mô đun đàn hồi của bê tông quy định ở Điều 5.4.2.4 của Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01 và dùng mô men quán tính hoặc với giá trị nguyên I_g hoặc mô men quán tính hữu hiệu I_e tính theo phương trình 1 :

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr} \leq I_g \quad (22TCN:272-01. 5.7.3.6.2.1)$$

với :

$$M_{cr} = f_r \frac{I_g}{y_t} \quad (22TCN:272-01. 5.7.3.6.2-2)$$

trong đó :

M_{cr} = Mô men nứt (N.mm)

f_r = Cường độ chịu kéo khi uốn như quy định ở Điều 5.4.2.6 (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.m)

Đối với cấu kiện có dạng lăng trụ, mô men quán tính hữu hiệu lấy theo kết quả tính của phương trình 1 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 hữu hiệu lấy giá trị trung bình của các giá trị tính theo phương trình 1 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 lấy 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_c : $3,0 - 1,2 (A'_s/A_s) \geq 1,6$.

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 tài liệu hợp đồng phải nêu rõ yêu cầu. Phải tiến hành tính toán độ võng của các cầu xây dựng theo phân đoạn phải được tính toán 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 chỉ dẫn để kiểm tra các đo đạc về độ võng thực.

C. 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 3.12.2, 3.12.3 và 5.4.2.2. của Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01

Biến dạng co ngắn do co ngót và từ biến phải xác định như quy định ở Điều 5.4.2.3.

8.2.6.4. Các cấu kiện chịu nén

8.2.6.4.1. Tổng quát

Trừ khi được cho phép khác đi, các cấu kiện chịu nén phải được tính toán với sự 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:

$K\lambda_u / r < 100$ có thể thiết kế theo phương pháp gần đúng như quy định ở Điều 5.7.4.3.

Trong đó:

K = Hệ số độ dài hữu hiệu như quy định ở Điều 4.6.2.5.

λ_u = Chiều dài không có thanh giằng (mm)

r = Bán kính quán tính (mm)

Các quy định của điều này phải được bổ sung và chỉnh lý cho các kết cấu trong vùng động đất 2, 3 và 4 như quy định ở Điều 5.10.11. của Tiêu chuẩn 22TCN 272-01

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.

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

8.2.6.4.2. Giới hạn cốt thép

Các giới hạn bổ sung về cốt thép cho cấu kiện chịu nén trong vùng động đất 3 và 4 phải được xét đến như quy định trong Điều 5.10.11.4.1a.

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 :

$$\frac{A_s}{A_g} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f_y} \leq 0,08 \quad (22TCN:272-01. 5.7.4.2-1)$$

$$\text{và} \quad \frac{A_{ps} f_{pe}}{A_g f'_c} \leq 0,30 \quad (22TCN:272-01. 5.7.4.2-2)$$

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

$$\frac{A_s f_y}{A_g f'_c} + \frac{A_{ps} f_{pu}}{A_g f'_c} \geq 0,135 \quad (22TCN:272-01. 5.7.4.2-3)$$

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 thép thường (MPa)

f'_c = Cường độ chịu nén quy định của bê tông (MPa)

f_{pe} = U.S.T hữu hiệu (MPa)

Số lượng thanh cốt thép dọc tối thiểu trong cột tròn là 6, trong cột hình chữ nhật là 4, kích thước thanh tối thiểu là No.15.

Đối với cầu trong vùng động đất 1, diện tích tối thiểu của cốt thép dọc có thể xét cho yêu cầu của mặt cắt bê tông chiết giảm có hiệu, nhưng sao cho cả hai mặt cắt toàn bộ và mặt cắt chiết giảm hữu hiệu đều có khả năng chịu được lực tính toán và diện tích cốt thép không nhỏ hơn 0,7% diện tích mặt cắt nguyên của cột.

8.2.6.4.3. Đánh giá gần đúng về hiệu ứng độ mảnh

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

Đối với kết cấu có giằng chống bên, hiệu ứng độ mảnh có thể bỏ qua khi $K\lambda_u/r$ nhỏ hơn $34 - 12(M_1/M_2)$, trong đó: M_1, M_2 là mô men ở đầu nhỏ và lớn 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 $K\lambda_u/r$ nhỏ hơn 100 :

- Thiết kế dựa trên cơ sở tải trọng tính toán P_u xác định theo tính toán đàn hồi và mô men tính toán phóng đại (tăng thêm) M_c như quy định trong Điều 4.5.3.2.2b.
- Chiều dài không chống đỡ λ_u của bộ phận chịu nén lấy bằng khoảng cách tịnh giữa các bộ phận có thể tạo ra sự chống đỡ ngang cho bộ phận 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 bộ phận có các thanh giằng, hệ số chiều dài hữu 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 thanh giằng, K được xác định với sự xem xét hiệu quả của nứt 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_c như được quy định trong phương trình 4.5.3.2.2b-5 phải lấy giá trị lớn hơn của :

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{5} + E_s I_s}{1 + \beta_d} \quad (22TCN:272-01. 5.7.4.3-1)$$

$$EI = \frac{\frac{E_c I_g}{2.5}}{1 + \beta_d} \quad (22TCN:272-01. 5.7.4.3-2)$$

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 (mm^4)

E_s = Mô đun đàn hồi của thép dọc (MPa)

I_s = Mô men quán tính của cốt thép dọc xung quanh trục chính (mm^4)

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 ngang do lực căng dự ứng lực để xác định mô men tăng thêm.

8.2.6.4.4. Cường độ chịu lực dọc trục tính toán

Cường độ chịu lực tính toán của cấu kiện bê tông cốt thép chịu nén đối xứng qua các trục chính phải được xác định như sau :

$$P_r = \varphi P_n \quad (22\text{TCN:272-01 5.7.4.4-1})$$

trong đó :

- Đối với cấu kiện có cốt thép xoắn :

$$P_n = 0,85 [0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (22\text{TCN:272-01 5.7.4.4-2})$$

- Đối với cấu kiện có cốt thép đai :

$$P_n = 0,8 [0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \quad (22\text{TCN:272-01 5.7.4.4-3})$$

ở đây:

P_r = Cường độ chịu lực dọc trục tính toán có hoặc không có uốn (N)

P_n = Cường độ chịu 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 (mm^2)

A_{st} = Giới hạn chảy quy định của cốt thép (MPa)

φ = Hệ số sức kháng quy định ở Điều 5.5.4.2

8.2.6.4.5. Uốn hai chiều

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

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

$$\frac{1}{P_{rxy}} = \frac{1}{P_{rx}} + \frac{1}{P_{ry}} - \frac{1}{P_o} \quad (22\text{TCN:272-01. 5.7.4.5-1})$$

Trong đó:

$$P_o = 0,85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \quad (22\text{TCN:272-01. 5.7.4.5-2})$$

- Nếu tải trọng tính toán dọc trục nhỏ hơn $0,10\varphi f'_c A_g$:

$$\frac{M_{ux}}{M_{rx}} + \frac{M_{uy}}{M_{ry}} \leq 1,0 \quad (22TCN:272-01. 5.7.4.5-3)$$

ở đây :

- φ = Hệ số sức kháng đối với các cấu kiện chịu nén dọc trục
- P_{rxy} = Sức kháng dọc trục tính toán khi uốn theo hai phương (N)
- P_{rx} = Sức kháng dọc trục tính toán, xác định trên cơ sở chỉ tồn tại độ lệch e_y (N)
- P_{ry} = Sức kháng dọc trục tính toán, 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).

Sức kháng dọc trục tính toán P_{rx} và P_{ry} 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 5.7.4.4-2 hoặc 5.7.4.4-3.

8.2.6.4.6. Thép đai xoắn và thép đai

Diện tích thép đai xoắn và thép đai trong kết cấu cầu trong vùng động đất 2, 3 hoặc 4 phải tuân theo các yêu cầu quy định trong Điều 5.10.11.

Khi cốt thép đai xoắn và cốt thép đai không phụ thuộc vào các yêu cầu :

- Chống động đất
- Lực cắt hoặc xoắn như quy định trong Điều 5.8 hoặc
- Các yêu cầu tối thiểu như đòi hỏi trong Điều 5.10.6.

Tỷ lệ của cốt thép xoắn với toàn bộ khối lượng của lõi bê tông tính từ mép ngoài tới mép ngoài của cốt đai xoắn không được nhỏ hơn :

$$\rho_s = 0,45 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f'_c}{f_{yh}} \quad (22TCN:272-01. 5.7.4.6-1)$$

trong đó

- A_g = Diện tích mặt cắt nguyên của bê tông (mm^2)
- A_c = Diện tích của lõi bê tông tính từ đường kính mép ngoài của cốt đai xoắn (mm^2)
- 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)

Các chi tiết khác của cốt thép đai xoắn và đai phải tuân theo các quy định của Điều 5.10.6 và 5.10.11.

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

A. Tỷ số độ mảnh của vách

Tỷ số độ mảnh của vách của một mặt cắt ngang hình chữ nhật rỗng phải được tính theo công thức:

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

Trong đó:

X_u = Chiều dài tịnh của một đoạn có chiều dày không đổi của một vách ở giữa các vách khác hoặc các đường mép tăng cường giữa 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.

B. Các mặt hạn chế của việc dùng phương pháp khối ứng suất chữ nhật

Tổng quát

Trường hợp đã chỉ định trong Điều 5.7.4.7.2c của Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01 phương pháp khối 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 chữ nhật có thể được sử dụng căn cứ vào ứng biến nén là 0,003.

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 do oằn cục bộ tính được của bản cánh rộng nhất của mặt cắt ngang hoặc 0,003.

Ứng biến do oằn cục bộ của bản cánh rộng nhất có thể được tính toán bằng cách giả thiết 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 gián đoạn, không được căng sau trong các cấu kiện chịu nén có mặt cắt chữ nhật rỗng được thi công từng đoạn.

Đối với 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 cho trước đối với loại vật liệu được sử dụng.

Phương pháp gần đúng để hiệu chỉnh sức kháng tính toán

Các quy định ở Điều này và phương pháp khối ứng suất chữ nhật có thể được sử dụng thay cho các quy định của các Điều 5.7.4.7.2a và 5.7.4.7.2b 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 mục 5.5.4.2 phải được chiết giảm tiếp bằng một hệ số ϕ_w như sau:

- Nếu $\lambda_w \leq 15$, thì $\phi_w = 1,0$ (5.7.4.7.2c -1)

- Nếu $15 < \lambda_w \leq 25$, thì $\phi_w = 1 - 0,025 (\lambda_w - 15)$ (5.7.4.7.2c-2)

- Nếu $25 < \lambda_w \leq 35$, thì $\phi_w = 0,75$ (5.7.4.7.2c- 3)

8.2.6.5. Bê đỡ

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

$$P_r = \phi P_n \quad (22TCN:272-01. 5.7.5-1)$$

trong đó :

$$P_n = 0,85 f'_c A_1 m \quad (22TCN:272-01. 5.7.5-2)$$

ở đây :

P_n = Sức kháng đỡ danh định (N)

A_1 = Diện tích bên dưới gối (mm^2)

m = Hệ số điều chỉnh

A_2 = Diện tích giả định được định nghĩa ở 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 :

$$m = \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 2,0 \quad (22TCN:272-01. 5.7.5-3)$$

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

$$m = 0,75 \sqrt{\frac{A_2}{A_1}} \leq 1,50 \quad (22TCN:272-01. 5.7.5-4)$$

Khi mặt tựa được cấu tạo dốc hoặc tạo bậc, A_2 có thể lấy như là diện tích đáy dưới lớn nhất của hình chóp cắt, hình nón, hoặc hình nêm có bậc nằm toàn bộ trong vùng đỡ và mặt trên của nó là vùng chịu tải, có độ dốc mặt bên là 1: 2 (chiều đứng : chiều ngang).

Khi tải trọng tính toán vượt quá sức kháng tính toán, như quy định ở đây, các quy định phải được thực hiện để chịu được lực xé và vỡ phù hợp với Điều 5.10.9

8.2.6.6. Các cấu kiện chịu kéo

8.2.6.6.1. Sức kháng kéo tính toán

Các cấu kiện mà lực 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 thép chịu. Phải áp dụng các quy định của Điều 5.11.5.4.

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

$$P_r = \varphi P_n \quad (22TCN:272-01. 5.7.6.1-1)$$

ở đây :

P_n = Sức kháng kéo danh định quy định trong Điều 5.6.3.4.

φ = Hệ số sức kháng quy định trong Điều 5.5.4.2.

8.2.6.6.2. 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 5.7.2.

8.3. KHÁI NIỆM VỀ ẢNH HƯỞNG CỦA CO NGÓT VÀ TỪ BIẾN

8.3.1. Giới thiệu

Đối với cầu dầm giản đơn hoặc cầu khung T - dầm đeo, cầu dầm hẫng thuộc các sơ đồ tĩnh định, từ biến thường chỉ ảnh hưởng nhiều đến trị số độ võng mà ít ảnh hưởng đến nội lực. Trái lại, trong các kết cấu siêu tĩnh như dầm liên tục, khung liên tục ,v.v... do các liên kết dư kiểm chế nên trong quá trình thi công và khai thác, luôn diễn ra sự phân bố lại nội lực và độ võng trong các bộ phận kết cấu.

Từ biến là sự thay đổi theo thời gian của ứng suất và biến dạng trong bê tông. Để phân tích ảnh hưởng từ biến, người ta thường đưa ra một đại lượng đặc trưng gọi là hệ số từ biến φ . Đó là tỉ lệ của biến dạng do từ biến trên biến dạng đàn hồi.

$$\varphi = \varepsilon_{cc} / \varepsilon_{dh}$$

suy ra $\varepsilon_{cc} = \sigma_c \times \varphi / E_c$

Trong đó:

$\varepsilon_{cc}, \varepsilon_{dh}$: Biến dạng do từ biến, và biến dạng đàn hồi của bê tông.

σ_c : Ứng suất bê tông do tải trọng tác dụng lâu dài

E_c : Môđun đàn hồi của bê tông

φ : Hệ số từ biến bê tông

Các yếu tố chính ảnh hưởng đến từ biến bao gồm: tuổi của bê tông khi chất tải, thời gian chất tải, độ ẩm môi trường, loại vật liệu, hàm lượng nước trên xi măng, kích thước kết cấu, độ lớn của tải trọng... Quan hệ giữa các yếu tố đó với mức độ biến dạng do từ biến được xác định

qua thực nghiệm và thường được tổng kết để lập thành các bảng tra có sẵn trong các Tiêu chuẩn thiết kế của các nước.

Khi toàn bộ kết cấu được thi công phân đoạn (thay đổi sơ đồ giữa quá trình xây dựng và khi khai thác), như trong các công nghệ đúc đẩy, đúc hẫng, lắp hẫng, v.v.. thì rõ ràng là đặc trưng từ biến của bê tông không đồng đều trên toàn kết cấu. Điều này gây ra nội lực thứ cấp theo thời gian dưới tải trọng tác dụng dài hạn (tĩnh tải, dự ứng lực).

8.3.1.1. Nguyên tắc chung để xác định hệ số từ biến

Khi thiết kế cầu người ta thường xác định hệ số từ biến chủ yếu dựa vào các quy định trong Tiêu chuẩn thiết kế cụ thể . Ở Việt nam hiện nay, công trình xây dựng do xuất xứ từ nhiều nguồn vốn nên đã và đang áp dụng nhiều Tiêu chuẩn khác nhau, trong đó quy định các cách tính toán từ biến theo các mô hình khác nhau. Các quy định này phù hợp riêng với từng triết lý thiết kế, và dựa trên nghiên cứu cơ bản của từng nước, tuy nhiên Các Tiêu chuẩn của Hoa-kỳ (AASHTO), của Anh quốc (BS), của Australia (AS) thường được thừa nhận áp dụng ở nhiều nước trong đó có Việt nam.

8.3.1.1.1. Quy trình thiết kế cầu cống theo trạng thái giới hạn của Việt nam 22 TCN: 18-79 (ban hành năm 1979)

Đặc trưng từ biến bê tông φ_t là tích số giữa trị số biến dạng do từ biến cuối cùng với mô đun đàn hồi, và xác định theo công thức: $\varphi_t = C_t \times E_\sigma$. Trong đó: C_t là trị số do từ biến cuối cùng của bê tông, E_σ là mô đun đàn hồi của bê tông tùy thuộc vào cường độ bê tông lúc chất tải.

Trị số cuối cùng (khi $t \rightarrow \infty$) dùng trong tính toán về từ biến C_t xác định theo công thức $C_t = C_H \cdot \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \xi_3 \cdot \xi_4$. Trong đó: $\xi_1, \xi_2, \xi_3, \xi_4$ là các hệ số xét đến điều kiện làm việc thực tế của kết cấu phụ thuộc vào các tham số như:

- Tỷ lệ cường độ mẫu khối lập phương bê tông lúc đặt tải so với cường độ thiết kế (ξ_1),
- Tuổi bê tông lúc đặt tải (ξ_2),
- Tỷ suất bề mặt thoáng của cấu kiện (ξ_3), và
- Độ ẩm tương đối của môi trường (ξ_4).

8.3.1.1.2. Tiêu chuẩn của Hoa Kỳ (AASHTO LRFD 1998)

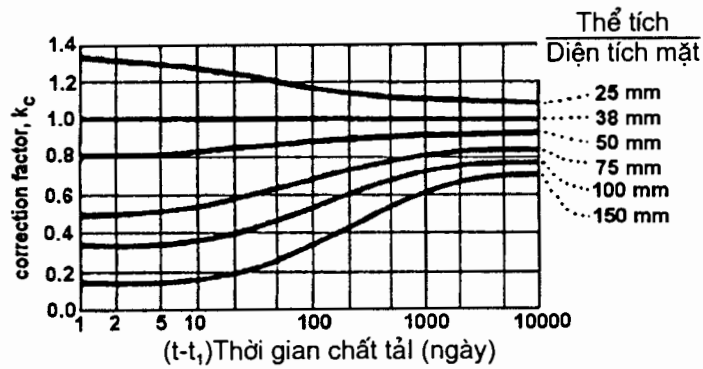
Hệ số từ biến xác định theo công thức sau :

$$\Psi(t, t_i) = 3,5 k_c k_f \left(1,58 - \frac{H}{120} \right) t_i^{-0,118} \frac{(t - t_i)^{0,6}}{10,0 + (t - t_i)^{0,6}}$$

Trong đó:

- H = Độ ẩm tương đối (%)
- k_c = Hệ số xét đến ảnh hưởng của tỉ lệ khối lượng/ bề mặt của bộ phận kết cấu .
- k_f = Hệ số xét đến ảnh hưởng của cường độ bê tông = $62 / (42 + f'_c)$

- t = Tuổi của bê tông (ngày)
 t_i = Tuổi của bê tông chịu lực đầu tiên (ngày).
 f'_c = Cường độ chịu nén quy định ở 28 ngày tuổi (MPa).



Hình 8.2. Xác định k_c

8.3.1.1.3. Số liệu ví dụ để so sánh các hệ số từ biến trong vòm cầu đã thiết kế ở Việt Nam

Tên cầu	Tiêu chuẩn	Sơ đồ kết cấu nhịp	Hệ số từ biến
Phú Lương	CEB-FIP 90	65+2×102+65	2.7÷2.9
Hàm Rồng	Nhật	75+130+75	1.9
Đuống	Nhật	65+7×100+65	1.0÷2.3
Đáp Cầu	Nhật	65+100+65	2.4÷2.5
Quý Cao	CEB-FIP 90	52+85+52	2.1÷2.2
Thanh Trì	AASHTO 96	80+4×130+80	1.9÷2.0
Mỹ Thuận	AUSTROADS 92	11×40 Super T	1.8

Ví dụ: Xét trên cùng một cấu kiện bê tông cốt thép ($f'_c = 400\text{kG/cm}^2$), kích thước cấu kiện 200×1000×1000 mm, độ ẩm không khí 85%, miền khí hậu nhiệt đới gần biển, nhiệt độ môi trường 25°C, cường độ bê tông khi chất tải 0.7 f'_c , tuổi chất tải 3 ngày, thời gian tính toán 10000 ngày, mô đun đàn hồi của bê tông 31000 MPa. Kết quả hệ số từ biến trong bảng sau:

Tiêu chuẩn	Hệ số từ biến
Việt Nam 22TCN 18-79	1.9
Quy trình Nhật	1.8
AUSTROADS 92	1.9
AASHTO LRFD 98	1.7

Phương pháp tính toán

Phương pháp gần đúng

a) Đối với tĩnh tải:

$$F_{\phi} = (F_L - F_B) \cdot (1 - e^{-\phi})$$

Trong đó:

ϕ : hệ số từ biến tính toán

F_{ϕ} : nội lực (NL) do từ biến của tĩnh tải

F_L : NL trong kết cấu nếu thi công đổ tại chỗ hoàn toàn trên đà giáo

F_B : NL trong kết cấu có xét đến trình tự thi công.

b) Đối với dự ứng lực

$$F_{p\phi} = (F_{LP2} - F_{BP2}) \cdot (1 - e^{-\phi}) - (F_{LP2} - F_{L\eta 2})$$

Trong đó:

$F_{p\phi}$: NL do từ biến của dự ứng lực thứ cấp

F_{LP2} : NL do dự ứng lực thứ cấp trong kết cấu thi công hoàn toàn trên đà giáo

F_{BP2} : NL do dự ứng lực thứ cấp có hiệu trong kết cấu thi công hoàn toàn trên đà giáo.

Nội lực do từ biến tại tiết diện đỉnh trụ

Tên cầu	Nội lực do tĩnh tải			Nội lực thứ cấp do DUL			Hoạt tải (mim)
	F_B	F_L	F_{ϕ}	F_{BP2}	F_{LP2}	$F_{p\phi}$	
Đuống	-34587	-25969	6695	2634	8988	749	-6770
Bắc Giang	-25394	-20358	4020	4980	413	-3860	
Quý Cao	-18598	-14831	3302	1375	-898	-1835	-3997
Thanh Trì	-62819	-38530	22090	-3605	-21263	-2953	-8247

Nhận xét: Nội lực do từ biến là nội lực tổng cộng do từ biến của tĩnh tải và nội lực thứ cấp do dự ứng lực. Trong đó nội lực do từ biến của tĩnh tải thường gây ra mômen dương, còn do từ biến của nội lực thứ cấp của dự ứng lực có dấu dương hoặc âm.

Phương pháp phần tử hữu hạn

Đây là phương pháp được áp dụng phổ biến trong các trường trình máy tính, có thể áp dụng cho các mô hình từ biến bất kỳ, bằng cách chia nhỏ khoảng thời gian tính từ biến, áp dụng nguyên lý cộng tác dụng và phương pháp lặp.

Biến dạng bê tông bao gồm: biến dạng đàn hồi, biến dạng từ biến phục hồi và không phục hồi, xác định theo công thức sau:

$$\varepsilon_{\phi} = \frac{\sigma_0}{E} \phi_t \text{ và } \Delta\varepsilon_{\phi} = \frac{\sigma_{t0}}{E} \phi_t + \frac{\Delta\sigma_t}{E} \cdot \frac{\phi_t}{1 - e^{-\phi_t}}$$

Trong đó:

ε_{ϕ} : Biến dạng bê tông do từ biến

σ_0 : Ứng suất do lực giữ

E : Môđun đàn hồi của bê tông

ϕ_t : Sự thay đổi hệ số từ biến giữa thời điểm t_0 và t

$\Delta\varepsilon_{\phi}$: Sự thay đổi biến dạng từ biến giữa thời điểm t_0 và t

σ_{t0} : Ứng suất tại thời điểm t_0

$\Delta\sigma_t$: Sự thay đổi ứng suất giữa thời điểm t_0 và t

Phương trình cân bằng nội lực trong kết cấu bê tông siêu tĩnh:

$$F = \frac{1 - e^{-\phi_t}}{\phi_t} K \cdot \Delta - (1 - e^{-\phi_t}) F_r$$

Hay
$$F = K_{\phi} \cdot \Delta + F_{r\phi}$$

Trong đó:

F : Lực đầu phần tử

K : Ma trận độ cứng của phần tử

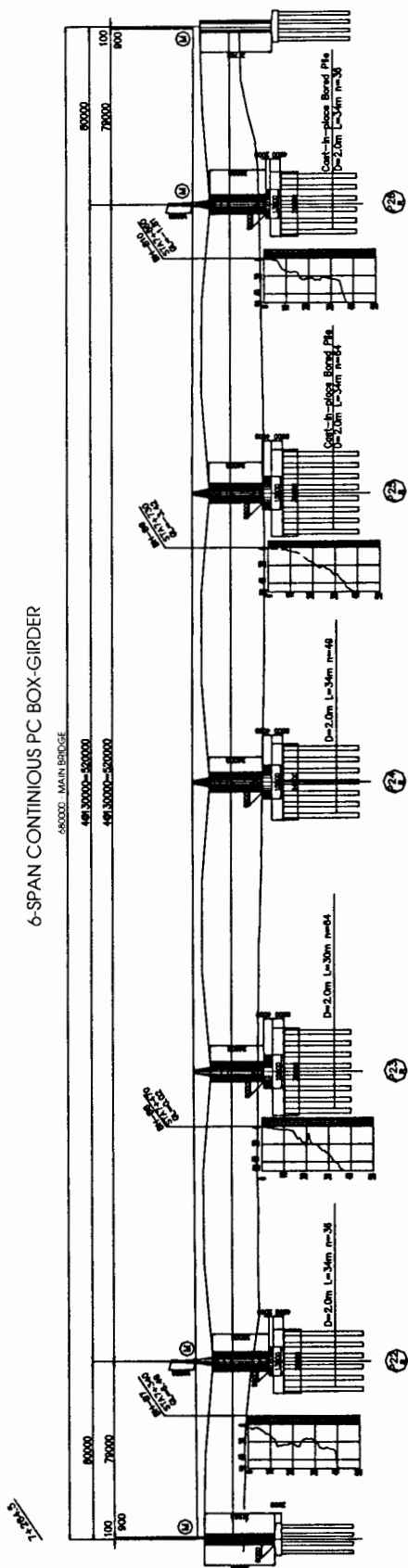
Δ : Véc tơ chuyển vị nút

F_r : Lực đầu phần tử tác dụng trước khi từ biến

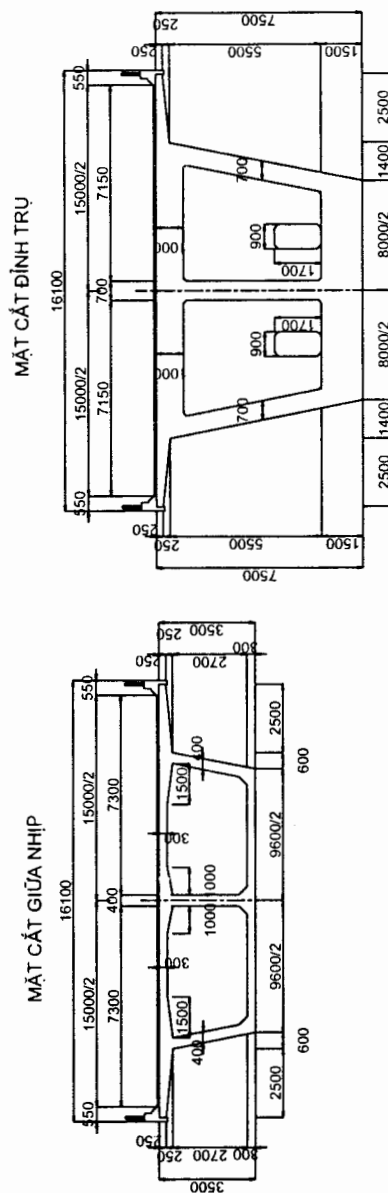
Sử dụng phương pháp ma trận xác định nội lực trong kết cấu do từ biến.

Ứng dụng

Cầu Thanh Trì bắc qua sông Hồng thuộc dự án cầu Thanh Trì và đoạn tuyến phía nam vành đai 3 Hà Nội. Tổng chiều dài của dự án là 12.8km gồm có cầu Thanh Trì dài 3.1km, phần cầu chính qua lòng chủ của sông dài 680m với sơ đồ (80+4×130+80) mặt cắt ngang 6 làn xe với tổng bề rộng 33.1m.



Hình 8.3a. Bố trí chung cầu chính



Hình 8.3b. Mặt cắt ngang điển hình

nhất nhất gungun tấp tểnh M.đ3.8 nhĩh

Các thông số tính toán từ biến: cường độ bê tông thiết kế $f_c' = 400 \text{ kG/cm}^2$, độ ẩm 85%, nhiệt độ 25°C, Quy trình tính toán CEB-FIP 90, thời gian tính toán 30 năm.

Chu kỳ thi công: 90 ngày cho đốt đỉnh trụ, 10 ngày cho mỗi đốt dầm.

Trình tự hợp long dự kiến 7 lần: cho các nhịp P23-P24, P21-P22, P22-P23, P24-P25, P26-P27, P25-P26.

Hệ số từ biến sau 30 năm: 1.9 - 2.0.

Kết luận:

Từ biến đã được nghiên cứu trong vài chục năm gần đây và được đặc biệt quan tâm khi ứng dụng các kết cấu cầu bê tông cốt thép dự ứng lực nhịp lớn, với ảnh hưởng cơ bản là gây ra sự thay đổi nội lực và độ võng trong kết cấu, đặc biệt khi thi công bằng phương pháp đúc hẫng cân bằng.

Nội lực do từ biến có tỉ trọng khá lớn trong nội lực của kết cấu, thường chiếm trên 50% độ lệch của nội lực giữa thi công phân đoạn và thi công đổ tại chỗ hoàn toàn trên đà giáo. Nội lực này gây ra tăng ứng suất kéo trong thớ đáy tiết diện tới 2.9 MPa trong cầu Quý Cao và 3.5 MPa trong cầu Thanh Trì. Các kết quả trên cũng phù hợp với các kết luận trong [1,116] và [2,187]. Tuy nhiên cần ghi nhận rằng sự tăng ứng suất kéo này khác nhau giữa các tiết diện và chịu ảnh hưởng nhiều bởi quy trình thiết kế, sơ đồ kết cấu, trình tự thi công, điều kiện thực tế... do đó khi thi công cần có các số liệu thí nghiệm và đo đạc để phản ánh sát thực các ảnh hưởng này.

Hiện nay, đã có những chương trình máy tính chuyên dụng như Bridges Designer, RM Space Frame có khả năng tính toán nội lực do từ biến. Việc đưa các số liệu đầu vào và kiểm soát kết quả trở nên đặc biệt quan trọng và kinh nghiệm của kỹ sư mới là yếu tố quyết định để tạo ra đồ án có chất lượng cao.

8.3.2. Xét co ngót, từ biến theo CEB-FIP MODEL CODE 1996

Theo CEB-FIP Model Code 1996, co ngót và từ biến được tính toán theo các đề mục 2.1.6 và mục 2.1.8 của Tiêu chuẩn này. Sau đây là nội dung tóm tắt.

Tổng biến dạng tại thời điểm t , $\epsilon_c(t)$, của một phần tử bê tông dưới tác động của tải trọng tại thời điểm t_0 với ứng suất $\sigma_c(t_0)$ có thể thể hiện như sau:

$$\epsilon_c(t) = \epsilon_{ci}(t_0) + \epsilon_{cc}(t) + \epsilon_{cs}(t) + \epsilon_{cT}(t)$$

Trong đó:

- $\epsilon_{ci}(t_0)$ - biến dạng ban đầu khi đặt tải.
- $\epsilon_{cc}(t)$ - biến dạng từ biến tại thời điểm $t > t_0$.
- $\epsilon_{cs}(t)$ - biến dạng co ngót.
- $\epsilon_{cT}(t)$ - biến dạng nhiệt độ (không xem xét trong tính toán).

Ba số hạng đầu của vế phải được tính như sau:

$$\varepsilon_{ci}(t_0) = \sigma c(t_0) / E_c(t_0).$$

$$\varepsilon_{cc}(t_0) = (\sigma c(t_0) / E_{ci}) \cdot \Phi(t, t_0).$$

Hệ số từ biến có thể tính toán từ:

$$\Phi(t, t_0) = \Phi_0 \cdot \beta_c \cdot (t - t_0).$$

Biến dạng co ngót có thể xác định theo:

$$\varepsilon_{cs}(t) = \varepsilon_{cs_0} \cdot \beta_s \cdot (t - t_s).$$

E_{ci} là mô đun đàn hồi của bê tông tại tuổi 28 ngày tương ứng với bảng

$E_c(t_0)$ là mô đun đàn hồi của bê tông tại thời điểm đặt tải t_0 tương ứng công thức 2.1-57.

Các đặc trưng cơ bản:

f_{ck} là cường độ chịu nén trụ danh định của bê tông tại tuổi 28 ngày theo MPa tương ứng với bảng 8.4.

$f_{cm} = f_{ck} + 8\text{MPa}$ là cường độ chịu nén trụ trung bình của bê tông tại tuổi 28 ngày theo MPa tương ứng với bảng sau.

Bảng 8-4. Giá trị cường độ mẫu bê tông (đơn vị MPa)

Cấp bê tông	C12	C20	C30	C40	C50	C60	C70
$F_{ck-trụ}$	12	20	30	40	50	60	70
$F_{ck-khoảnh}$	23	26	37	50	60	70	80

E_{ci} là mô đun đàn hồi của bê tông tại tuổi 28 ngày theo MPa tương ứng với bảng 8.5.

E_c là mô đun đàn hồi chiết giảm của bê tông tại tuổi 28 ngày theo MPa tương ứng với bảng sau.

Bảng 8-5. Mô đun đàn hồi và mô đun đàn hồi chiết giảm (10^3MPa)

Cấp bê tông	C12	C20	C30	C40	C50	C60	C70
E_{ci}	27	30	34	36	39	41	43
E_c	23	26	29	31	33	35	36

Các đặc trưng hình học:

$$h = 100\text{mm}.$$

$$H = 2A_c/u.$$

Trong đó:

A_c là diện tích mặt cắt ngang của phần tử.

U là chu vi của cấu kiện tiếp xúc với không khí.

Các đặc trưng môi trường:

RH là độ ẩm tương đối theo % của môi trường.

RH_0 100%.

T là nhiệt độ theo độ C.

T_0 1^oC.

8.3.2.1 Tính toán từ biến

Hệ số từ biến được tính toán từ công thức:

$$\Phi(t, t_0) = \Phi_0 \cdot \beta_c \cdot (t - t_0).$$

$$\Phi_0 = \Phi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0).$$

Φ_0 - là hệ số từ biến danh định.

$$\Phi_{RH} \cdot T = \Phi_T + (\Phi_{HR} - 1) \cdot \Phi_T^{1.2}.$$

$$\Phi_{RH} = 1 + \frac{1 - RH / RH_0}{0.46(h / h_0)^{0.2}}.$$

$$\Phi T = \exp[0.015(T/T_0 - 20)].$$

Trong đó: T là nhiệt độ tính bằng độ C.

$$T_0 = 1^{\circ}\text{C}.$$

$$\beta(f_{cm}) = 5.3 / [(f_{cm} / f_{cm0})^{0.5}].$$

$$f_{cm0} = 10 \text{Mpa}.$$

$$\beta(t_0) = 1 / [0.1 + (t_{0,adj} / t_1)^{0.2}].$$

$t_{0,adj}$ là giá trị hiệu chỉnh tuổi của bê tông lúc đặt tải, ảnh hưởng của loại xi măng lên hệ số từ biến của bê tông có thể đưa vào tính toán theo công thức:

$$t_{0,adj} = t_{0,T} [9 / (2 + (t_{0,T} / t_{1,T})^{1.2} + 1)]^{\alpha} \geq 0.5 \text{ ngày}.$$

với $\alpha = -1$ cho xi măng đông cứng chậm.

với $\alpha = 0$ cho xi măng đông cứng bình thường

với $\alpha = 1$ cho xi măng đông cứng nhanh.

$$T_{1,T} = 1 \text{ ngày}.$$

$\beta_c(t - t_0)$ là hệ số miêu tả sự phát triển của từ biến theo thời gian sau khi đặt tải.

$$\beta_c(t - t_0) = [(t - t_0) / (\beta_{H,T} + (t - t_0))]^{0.3}.$$

trong đó:

t là tuổi của bê tông tại thời điểm xét tính bằng ngày.

t_0 là tuổi của bê tông lúc đặt tải tính bằng ngày.

$$\beta_{H,T} = \beta_H \cdot \beta_T.$$

với: $\beta_H = 150 \{ 1 + (1.2RH/Rh_o)^{18} \} h / h_o + 250 \leq 1500.$

$$\beta_T = \exp[1500 / (273 + T/T_o) - 5.12].$$

8.3.2.2. Tính toán co ngót

Tổng biến dạng co ngót được tính toán từ:

$$\epsilon_{cs}(t, t_s) = \epsilon_{cs_0} \cdot \beta_s(t - t_s).$$

$\epsilon_{cs_0} = \epsilon_s(f_{cm}) \cdot \beta_{RH,T}$ là hệ số co ngót danh định.

$$\epsilon_s(f_{cm}) = [160 - 10] \cdot \beta_{sc} (9 - f_{cm} / f_{cmo}) \cdot 10^{-6}.$$

$\beta_{sc} = 4$ cho xi măng đông cứng chậm.

$\beta_{sc} = 5$ cho xi măng đông cứng bình thường

$\beta_{sc} = 8$ cho xi măng đông cứng nhanh.

$$\beta_{RH,T} = \beta_{RH} \cdot \beta_{sT}.$$

$$\beta_{RH} = -1.55 [1 - (RH/Rh_o)^3]. \text{ Khi } 40\% < RH < 99\%.$$

$$\beta_{sT} = 1 + [8 / [130 - 100 RH / Rh_o)] \cdot [(T / T_o - 20) / 40].$$

$\beta_s(t - t_s)$ là hệ số miêu tả sự phát triển của biến dạng co ngót theo thời gian.

$$\beta_s(t - t_s) = [(t - t_s) / (\alpha_s T + (t - t_s))]^{0.5}$$

Trong đó:

t là tuổi của bê tông tại thời điểm xét tính bằng ngày.

t_s là tuổi của bê tông tại lúc bắt đầu có biến dạng co ngót.

$$\alpha_s T = 350 (h / h_o)^2 \cdot \exp [-0.06 \cdot (T / T_o - 20)]$$

8.3.3. Xét co ngót, từ biến theo ACI 209 (1998)

8.3.3.1 Tính toán từ biến

ACI 209(1998) đưa ra mối quan hệ của hệ số từ biến $\phi(t, \tau)$ thông qua biểu thức:

$$\phi(t, \tau) = \frac{(t - \tau)^{0.6}}{10 + (t - \tau)^{0.6}} \phi^*(\tau)$$

Trong đó:

t : Tuổi bê tông tại thời điểm đang xem xét (ngày)

τ : Tuổi bê tông lúc đặt tải (ngày)

$\phi^*(t)$: Hệ số từ biến cuối cùng đối với bê tông đặt tải đầu tiên vào tuổi τ và được xác định bằng:

$$\phi^*(t) = 2.35 \gamma_1 \gamma_2 \gamma_3 \gamma_4 \gamma_5 \gamma_6$$

Trong đó các hệ số γ_1 đến γ_6 dùng để hiệu chỉnh phụ thuộc các yếu tố sau:

γ_1 : Phụ thuộc vào tuổi của bê tông tại thời điểm đặt tải đầu tiên τ

Đối với bê tông bảo dưỡng ẩm:

$$\gamma_1 = 1.25 \tau^{-0.118} \text{ khi } \tau > 7 \text{ ngày}$$

Đối với bê tông bảo dưỡng hơi nước nóng:

$$\gamma_1 = 1.13 \tau^{-0.094} \text{ khi } \tau > 3 \text{ ngày}$$

γ_2 : Phụ thuộc vào độ ẩm tương đối của môi trường λ (%):

$$\gamma_2 = 1.27 - 0.0067\lambda \text{ khi } \lambda > 40$$

γ_3 : Phụ thuộc vào giá trị $h_0 = 4V/S$ trong đó V là thể tích, S là diện tích bề mặt.

+ Khi $h_0 \leq 150\text{mm}$ γ_3 nhận các giá trị cho trong bảng sau:

$H_0(\text{mm})$	50	75	100	125	150
γ_3	1.30	1.17	1.11	1.04	1.00

+ Khi $150 < h_0 < 380 \text{ mm}$, γ_3 tính bằng:

$$\gamma_3 = 1.14 - 0.00092 h_0 \text{ khi } t - \tau \leq 365 \text{ ngày}$$

$$\gamma_3 = 1.10 - 0.00067 h_0 \text{ khi } t - \tau > 365 \text{ ngày}$$

+ Khi $h_0 \geq 380 \text{ mm}$, γ_3 tính bằng:

$$\gamma_3 = [1 + 1.13e^{-0.0213V/S}]$$

γ_4 : Phụ thuộc vào độ sụt của bê tông tươi $s(\text{mm})$.

γ_5 : Phụ thuộc vào tỷ số giữa trọng lượng cốt liệu nhỏ trên tổng trọng lượng cốt liệu ψ theo (%).

γ_6 : Phụ thuộc vào trọng lượng không khí $a(\%)$:

$$\gamma_4 = 0.82 + 0.00264 s$$

$$\gamma_5 = 0.88 + 0.0024 \psi$$

$$\gamma_6 = 0.46 + 0.09 a < 1.0$$

8.3.3.2. Tính toán co ngót

Biến dạng co ngót tại thời điểm t được tính bằng:

+ Đối với bê tông bảo dưỡng ẩm:

$$\varepsilon_{sh} = \frac{t}{35+t} \varepsilon_{sh}^*$$

+ Đối với bê tông bảo dưỡng hơi nước nóng:

$$\varepsilon_{sh} = \frac{t}{55+t} \varepsilon_{sh}^*$$

ε_{sh}^* là biến dạng co ngót cuối cùng được tính bằng:

$$\varepsilon_{sh}^* = 780 \gamma'_2 \gamma'_3 \gamma'_4 \gamma'_5 \gamma'_6 \gamma'_7 \gamma'_8 \times 10^{-6}$$

Trong đó các hệ số γ'_2 đến γ'_6 phụ thuộc vào các đặc trưng tương tự như từ biến (γ_2 đến γ_6) và được xác định như sau:

$$\gamma'_2 = 1.40 - 0.01 \lambda \text{ khi } 40 \leq \lambda \leq 80$$

$$\gamma'_2 = 3.00 - 0.03 \lambda \text{ khi } 80 \leq \lambda \leq 100$$

+ Khi $50\text{mm} \leq h_0 \leq 150\text{mm}$, γ'_3 được tính bằng:

h_0 (mm)	50	75	100	125	150
γ'_3	1.35	1.25	1.17	1.08	1.00

+ Khi $150\text{mm} < h_0 \leq 380\text{mm}$, γ'_3 được tính bằng:

$$\gamma'_3 = 1.23 - 0.0015 h_0 \text{ khi } t \leq 365 \text{ ngày}$$

$$\gamma'_3 = 1.17 - 0.0011 h_0 \text{ khi } t > 365 \text{ ngày}$$

+ Khi $h_0 > 380 \text{ mm}$, γ'_3 được tính bằng:

$$\gamma'_3 = 1.2 e^{(-0.00472 V/S)}$$

γ'_4 được tính bằng:

$$\gamma'_4 = 0.89 + 0.00161s$$

γ'_5 được tính bằng:

$$\gamma'_5 = 0.30 + 0.014 \psi \text{ khi } \psi \leq 50\%$$

$$\gamma'_5 = 0.90 + 0.002 \psi \text{ khi } \psi > 50\%$$

γ'_6 được tính bằng:

$$\gamma'_6 = 0.95 + 0.008a$$

Hệ số γ_7 phụ thuộc vào lượng xi măng c (kg/m^3) theo công thức:

$$\gamma_7 = 0.75 + 0.00061c$$

Hệ số γ_8 phụ thuộc vào thời điểm bảo dưỡng ẩm ban đầu: T_c (ngày) theo bảng sau:

T_c (ngày)	1	3	7	14	28	90
γ_8	1.2	1.1	1.0	0.93	0.86	0.75

Đối với bê tông bảo dưỡng bằng hơi nước nóng vào thời điểm từ 1 đến 3 ngày thì hệ số $\gamma_8 = 1.0$.

8.3.4 Xét co ngót, từ biến theo 22 TCN 272-01 (AASHTO 98)

8.3.4.1. Tổng quát

Các giá trị co ngót và từ biến quy định của Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01 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, có thể được dùng để xác định hiệu ứng của co ngót và từ biến đến độ võng.

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 Quy định sẽ nêu ra dưới đây.
- Tiêu chuẩn CEB - FIP model code, hoặc
- ACI 209.

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

- Vật liệu đặc thù,
- Các kích thước kết cấu,
- Điều kiện công trường,
- Phương pháp thi công.

8.3.4.2. Từ biến

Hệ số từ biến có thể xác định như sau :

$$\Psi(t, t_i) = 3,5k_c k_f \left(1,58 - \frac{H}{120} \right) t_i^{-0,118} \frac{(t - t_i)^{0,6}}{10,0 + (t - t_i)^{0,6}} \quad (22TCN:272-01. 5.4.2.3.2-1)$$

Trong đó:

$$k_f = \frac{62}{42 + f'_c} \quad (22TCN:272-01. 5.4.2.3.2-2)$$

H = Độ ẩm tương đối (%)

k_c = Hệ số xét đến ảnh hưởng của tỉ lệ khối lượng/ bề mặt của bộ phận kết cấu thể hiện ở hình 8.4.

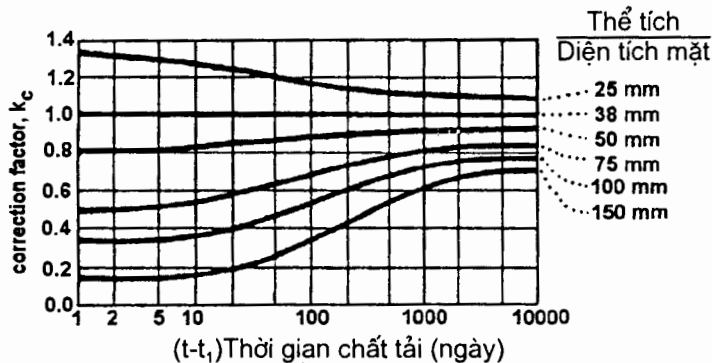
k_f = Hệ số xét đến ảnh hưởng của cường độ bê tông

t = Tuổi của bê tông (ngày)

t_i = Tuổi của bê tông chịu lực đầu tiên (ngày).

Khi không có các thông tin tốt hơn, H có thể xác định theo hình 5.4.2.3.3.1.

f'_c = Cường độ chịu nén quy định ở 28 ngày tuổi (MPa).



Hình 8-4 (hình 5.4.2.3.2.1 - của 22TCN 272-01)

Hệ số k_c phụ thuộc vào tỷ lệ thể tích trên bề mặt

Để xác định tuổi của bê tông tại thời điểm đặt tải đầu tiên t_i , khi bảo dưỡng bê tông bằng hơi nước hoặc bức xạ nhiệt thì tuổi một ngày tính bằng tuổi 7 ngày khi bê tông được bảo dưỡng theo phương pháp thông thường.

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 tính 50% diện tích bề mặt bên trong của hộp.

8.3.4.3. Co ngót

Đối với bê tông được bảo dưỡng ẩm, không có co ngót cốt liệu, ứng biến do co ngót tại thời điểm t , có thể xác định như sau :

$$\varepsilon_{sh} = -k_s k_h \left(\frac{t}{35,0 + t} \right) 0,51 \times 10^{-3} \quad (22TCN:272-01. 5.4.2.3.3-1)$$

Trong đó:

t = Thời gian khô (ngày)

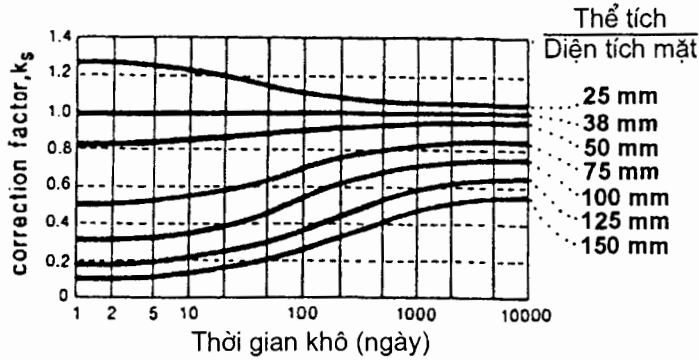
k_s = Hệ số kích thước quy định ở hình 8.5

k_h = Hệ số độ ẩm, nói chung phải lấy bằng 100 ở những vùng mà độ ẩm tương đối trung bình hàng năm bao quanh vượt quá 80% có thể lấy bằng 0,86.

Nếu bê tông bảo dưỡng ẩm được để lộ ra ngoài trước 5 ngày bảo dưỡng trôi qua thì giá trị co ngót được xác định theo phương trình 1 cần tăng lên 20%.

Đối với bê tông được bảo dưỡng bằng hơi nước không có co ngót cốt liệu

$$\varepsilon_{sh} = -k_s k_h \left(\frac{t}{55,0 + t} \right) 0,56 \times 10^{-3} \quad (22TCN:272-01. 5.4.2.3.3-2)$$



Hình 8-5 (Hình 5.4.2.3.3-1. của 22TCN 272-01)

Hệ số k_s về tỷ lệ thể tích trên bề mặt

8.3.4. Sự phân bố lại nội lực do từ biến

Một trong những vấn đề khó khăn nhất mà mọi kỹ sư thiết kế thường gặp phải là vấn đề xét sự phân bố lại các nội lực uốn do các biến dạng dài hạn của bê tông bởi từ biến. Hiện tượng này xảy ra trong các công trình siêu tĩnh mà sơ đồ tĩnh học của nó luôn thay đổi suốt quá trình thi công, như là trường hợp cầu thi công hẫng.

Cần chú ý đến hiệu ứng biến dạng dài hạn của bê tông do sự biến đổi hình học nhạy cảm của hình dạng một số cầu. Nói riêng, việc thi công tại chỗ các nhịp lớn bằng phương pháp hẫng đã nảy sinh hiện tượng này trong các cầu, mà ở đó các chốt vĩnh cửu đặt ở đúng mặt cắt giữa nhịp, chốt này sẽ chịu lực giảm đáng kể theo thời gian.

Sự giảm biến dạng này có thể đạt được khi làm cho cầu trở thành liên tục. Đó là lý do tại sao mà đa số các kết cấu nhịp BTCT dự ứng lực thi công hẫng thường biến thành hệ nhịp liên tục bằng cách nối cứng các đầu mút hẫng của các công xon tại vị trí giữa nhịp của các nhịp khác nhau. Mặt khác, việc sử dụng các đốt chế sẵn rồi ghép với nhau khi tuổi bê tông của các đốt đã đủ già sẽ có hiệu quả cao, làm cho trắc dọc cuối cùng của kết cấu nhịp phù hợp yêu cầu dự kiến.

Nhưng, nếu tính liên tục của các cầu và việc chế sẵn các đốt kết cấu nhịp sẽ khắc phục bớt vấn đề về tính không liên tục và giảm độ biến dạng thì biện pháp này cũng không loại trừ được hiện tượng phân bố lại rất khó xác định chính xác.

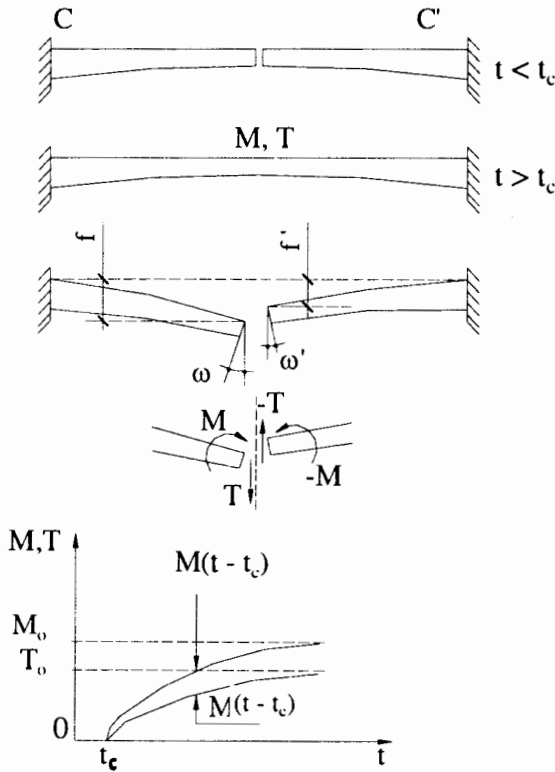
Có thể ước lượng các nội lực này qua thực nghiệm bằng cách đo các phản lực gối của các cầu phụ thuộc vào thời gian, có hiệu chỉnh theo sự biến đổi hàng ngày của hiệu ứng nhiệt độ.

Để làm chính xác hơn quan niệm nói trên, chúng ta xét 2 công xon C và C' được thi công hẫng và được hợp long ở thời điểm T_c . Nếu cả hai công-xon chưa nối với nhau thì chúng sẽ tiếp tục biến dạng do từ biến dưới tác động của trọng lượng bản thân của chúng và tác động của dự ứng lực. Các đầu công xon ngay ở đầu thời điểm T_c đã có các góc xoay ω và ω' và có các biến dạng thẳng đứng f và f' tăng dần theo thời gian.

Việc nối cứng các đầu cong xon đã ảnh hưởng đến biến dạng dài hạn của chúng và đến các nội lực siêu tĩnh trong mặt cắt hợp long, làm thay đổi các điều kiện cân bằng trước đây và gây ra trạng thái tự ứng suất.

Đó là sự phân bố lại nội lực. Nói chung, các lực này làm giảm mô men uốn M, làm cho các đầu công xon được nối liên tục với nhau nghĩa là các góc ω và ω' giống nhau, làm giảm lực cắt T do đã làm cho các biến dạng thẳng đứng f và f' bằng nhau.

Nếu các công xon là giống hệt nhau và được thi công đồng thời thì các biến dạng thẳng đứng của chúng là bằng nhau và $T(t) = 0$.



Hình 8-6: Nguyên tắc phân bố lại nội lực do từ biến.

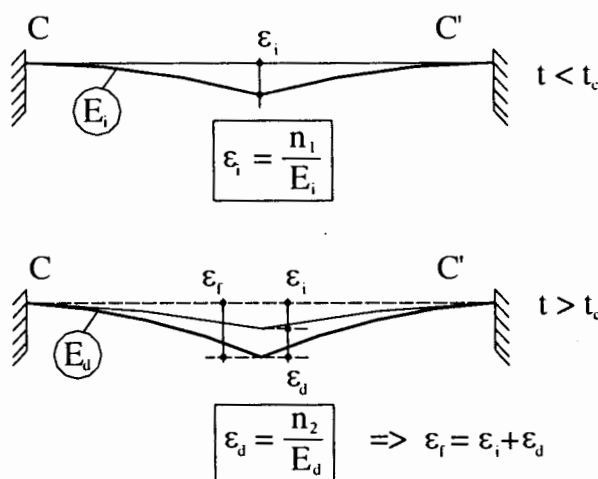
Các nội lực $M(t)$ và $T(t)$ xuất hiện từ khi hợp long, tăng dần theo thời gian và có khuynh hướng tiệm cận đến giới hạn cuối cùng M_0 và T_0 .

Nói chung các trị số giới hạn này có thể được coi là thực tế đạt đến sau 3 -5 năm kể từ lúc hợp long.

Nhiều phương pháp đã được sử dụng, hoặc là để ước lượng các nội lực do từ biến M_0 và T_0 trong các cầu BTCT dự ứng lực thi công hẫng, hoặc là để dự phòng chống các nội lực của chúng.

Một phương pháp thứ nhất, mang tính chất thực nghiệm, có nội dung là tạo ra ở các thớ dưới của kết cấu nhịp, trong khu vực gần giữa nhịp, các ứng suất nén thường trực đủ để bù trừ được các ứng suất kéo sau này do từ biến gây ra. Trị số ứng suất nén thường trực này thường được chọn khoán vào khoảng 2 MPa, phù hợp với các kết quả đo đạc trên các cầu thực tế.

Một phương pháp khác, giả thiết rằng mọi cấu kiện của công trình đã được thi công hoàn chỉnh trong một khoảng thời gian rất ngắn. Mô đun biến dạng của bê tông sẽ có thể giả thiết là trị số không đổi và bằng giá trị tức thời E_i (hình 8-7).



Hình 8 -7: Phương pháp gần đúng

Tại mỗi điểm của kết cấu nhịp, các ứng suất n_1 do các tải trọng gây ra (trọng lượng bản thân và dự ứng lực) trong lúc thi công sẽ kèm theo các biến dạng ϵ_i bằng: $\epsilon_i = n_1/E_i$.

Sau khi thi công xong, kết cấu nhịp tiếp tục chịu các biến dạng dài hạn (trễ) ϵ_d . Các biến dạng tổng cộng cuối cùng sẽ là: $\epsilon_r = \epsilon_i + \epsilon_d$.

Giả thiết n_2 là các ứng suất sẽ xuất hiện trong kết cấu nếu các tải trọng tác dụng trực tiếp trong sơ đồ tĩnh học cuối cùng. Do từ biến mà mô đun biến dạng của bê tông giảm đến trị số E_f (gọi là mô đun cuối cùng), nhỏ hơn nhiều so với E_i . Như vậy mô đun biến dạng dài hạn của bê tông có thể tính bằng:

$$\frac{1}{E_d} = \frac{1}{E_f} - \frac{1}{E_i}$$

Bởi vì các biến dạng trễ (dài hạn) xảy ra trong một kết cấu đã nối ghép xong nên:

$$\varepsilon_d = n_2/E_d.$$

Vậy các biến dạng tổng cộng ε_f sẽ bằng:

$$\varepsilon_f = \varepsilon_i + \varepsilon_d = \frac{n_1}{E_i} + \frac{n_2}{E_d}$$

Và các ứng suất tương ứng là:

$$n_f = E_f \cdot \varepsilon_f = n_1 \frac{E_i}{E_f} + n_2 \frac{E_f}{E_d}$$

$$\text{Suy ra: } n_f = n_1 + (n_2 - n_1) \left(1 - \frac{E_f}{E_i}\right)$$

Quan hệ hàm số này đúng không chỉ đối với các ứng suất n mà còn đúng đối với các nội lực S gây ra chúng.

Tỷ số $E_f/E_i \approx 1/3$. Nhưng trong thực tế việc thi công hăng kết cấu nhịp được thực hiện trong nhiều tuần lễ, nhiều tháng, cho nên một phần lớn biến dạng do từ biến đã xảy ra từ trước lúc hợp long kết cấu nhịp. Do đó, để chính xác hơn nên ước lượng tỷ số E_f/E_i lúc bắt đầu thi công và xét sự biến đổi dần theo thời gian của mô đun biến dạng bê tông.

Trên hình 8-8 giới thiệu sự thay đổi của biến dạng bê tông tùy theo tuổi của bê tông và thời gian kéo dài đặt tải lên nó. Người ta nhận thấy rằng các trị số đáng chú ý là các tỷ số giữa các biến dạng thực tế và các biến dạng danh định của bê tông ở tuổi 28 ngày dưới một tải trọng tức thời.

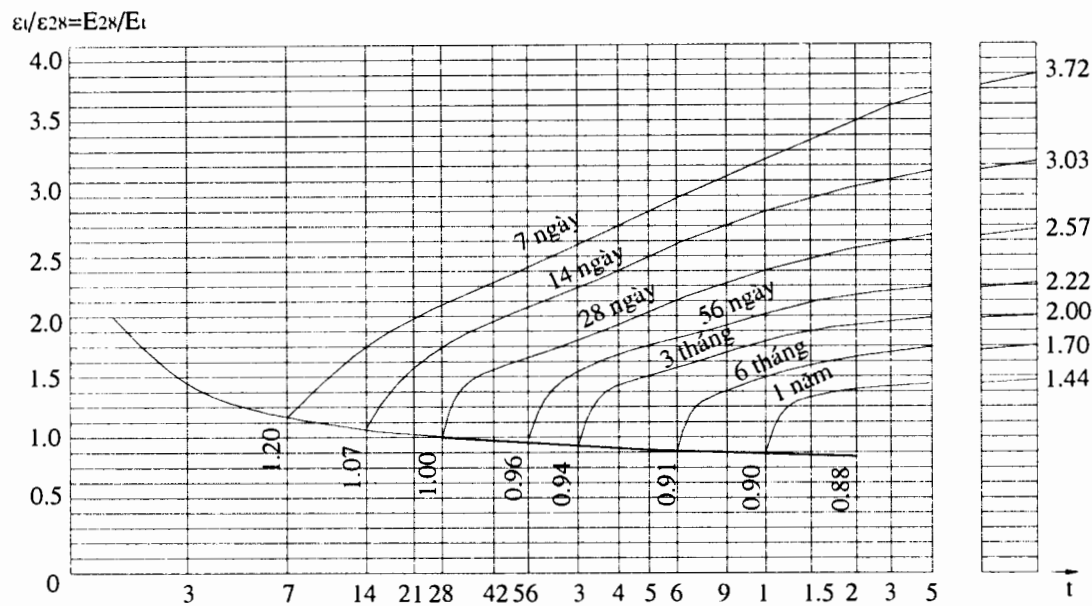
Các biến dạng tức thời ít thay đổi theo tuổi bê tông lúc đặt tải (trừ tuổi quá sớm). Ngược lại, các biến dạng do từ biến chịu ảnh hưởng lớn của tuổi bê tông. Ví dụ, một cấu kiện bê tông ở tuổi 7 ngày có biến dạng gần gấp đôi so với cấu kiện đối chứng có tuổi 3 tháng.

Việc thi công lắp hăng từ các đốt đúc sẵn được thực hiện nhanh, các biến dạng trước khi hợp long có thể được tính toán với mô đun không đổi theo chiều dài cánh hăng. Với giả thiết rằng tuổi trung bình các đốt kết cấu trước lúc hợp long là 28 ngày tuổi, thì tỷ số E_f/E_i sẽ bằng 0.4. Nếu các cánh hăng có tuổi trung bình là 100 ngày tuổi trước khi hợp long, thì tỷ số sẽ là xấp xỉ 0.5 và suy ra:

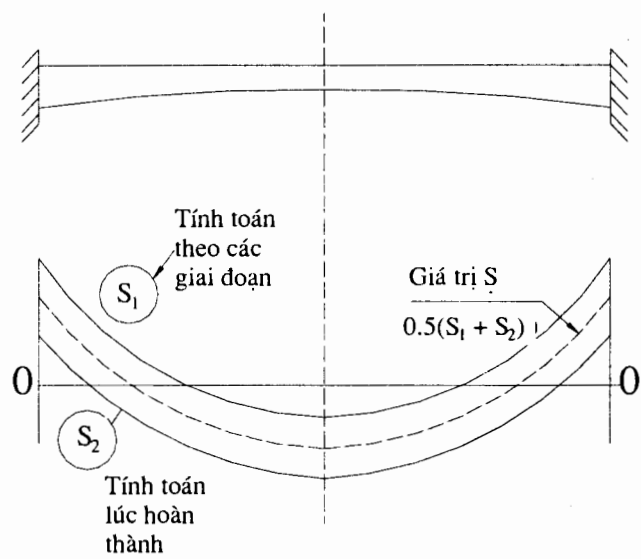
$$S_f = S_1 + (S_2 - S_1)/2 = (S_1 + S_2)/2$$

Quan hệ hàm số này được chấp nhận theo quy trình nước Pháp từ ngày 2/4/1975 bằng công thức xét hiệu ứng do từ biến là:

$$(S_1 - S_2)/2$$



Hình 8-8: Biến dạng của bê tông theo tuổi và theo thời gian kéo dài đặt tải



Hình 8-9: Quy định của Quy trình Pháp năm 1975

Trong giả thiết này, từ biến bê tông làm giảm chừng một nửa mức tồn tại giữa sự phân bố các mô men trong kết cấu thực tế sau khi thi công xong hoàn chỉnh kết cấu y như đối với các kết cấu đúc bê tông liền khối trên đà giáo tại chỗ.

Một phương pháp khác, được nghiên cứu kỹ lưỡng hơn, dùng để tính toán ảnh hưởng từ biến là sử dụng một chương trình máy tính phức tạp trong đó đã cố gắng xét hết mức chính xác có thể đạt đến được của quy luật thực nghiệm về sức bền vật liệu: từ biến bê tông và tự chùng cốt thép. (Ví dụ chương trình RM 7 và RM 2000 đang được dùng phổ biến ở Việt Nam)

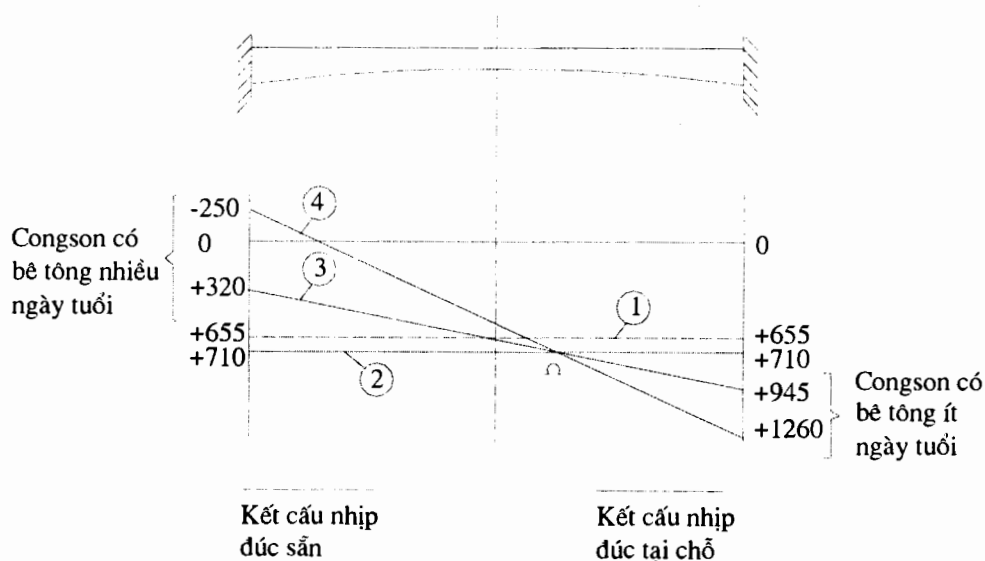
Các chương trình này là tiện dụng trước hết để tính toán các biến dạng tĩnh định của các cánh hẫng của cầu thi công hẫng trước khi hợp long và để xác định độ vòng cần phải tạo ra của thiết bị đà giáo di động treo để đỡ bê tông hoặc để cầu lắp các đốt.

Chúng cũng cho phép căn cứ vào các biến dạng trễ trong kết cấu sau hợp long để suy ra các nội lực đã phân phối lại do từ biến. Công việc này cần thiết giải phương trình tích phân, và rủi thay lại tốn công và tốn tiền.

Người ta đã dùng một chương trình loại này để phân tích ảnh hưởng của phương pháp thi công kết cấu nhịp, của sự chế tạo sẵn hoặc đổ bê tông tại chỗ các đốt, và tuổi trung bình của các cánh hẫng ở thời điểm hợp long đến các trị số nội lực được phân phối lại.

Để làm việc này, đã xét 2 công xon đối xứng, ngầm ở đầu gối, có các đặc điểm chung giống như kết cấu nhịp của cầu Angers-sur-Loire. Các nội lực do phân phối lại được tính trước tiên theo giả thiết coi các công xon được thi công đồng thời và được hợp long ở cùng một độ tuổi bê tông. Thời gian thi công của mỗi công xon được giả định bằng 100 ngày đối với các đốt đúc bê tông tại chỗ và bằng 15 ngày đối với các đốt đúc sẵn, lắp ghép - các đốt này có tuổi trung bình 28 ngày vào thời điểm lắp chúng vào kết cấu nhịp. Sau đó đã tính toán tương tự với 2 công xon được thi công tuần tự cái nọ sau cái kia. Công xon thứ nhất từ ngày thứ 1 đến ngày thứ 100, công xon thứ 2 từ ngày thứ 101 đến ngày thứ 200. Cuối cùng, trường hợp của một sự chênh lệch lớn về thời gian đến hơn 1 năm, trong việc xây dựng 2 công xon, đã được xem xét.

Các kết quả khác nhau đã nhận được và vẽ lên đồ thị hình 8.10.



Hình 8-10: Ảnh hưởng của việc đúc sẵn các đốt

Từ đồ thị này có thể rút ra các nhận xét sau đây :

- Nếu các công xon được thi công đồng thời, mô men do từ biến là không thay đổi dọc nhịp và trong trường hợp cầu lắp hẫng (đường vẽ số 1) thì lớn hơn chút ít so với trong trường hợp đúc hẫng (đường vẽ số 2).

- Nếu các công xon được thi công lần lượt bằng cách đúc hẫng từng công xon, mô men do từ biến thay đổi một cách tuyến tính dọc theo nhịp (đường vẽ 3) và hơi đi dốc xuống ở chỗ giữa nhịp vì việc hợp long được thực hiện chậm trễ hơn so với trường hợp 2.

- Nếu mức chênh lệch thời gian giữa 2 công xon khá lớn (đường vẽ 4), mọi chuyện xảy ra giống như nếu công xon thi công sau muộn hơn đề lên công xon thi công trước đã được ổn định và làm tăng mô men ngàm của nó. Trong trường hợp này, mô men do từ biến ở giữa nhịp vẫn còn giảm, nhưng ứng suất kéo có nguy cơ xuất hiện ở thớ biên cao nhất của mặt cắt ngàm của công xon nào đã được thi công trước.

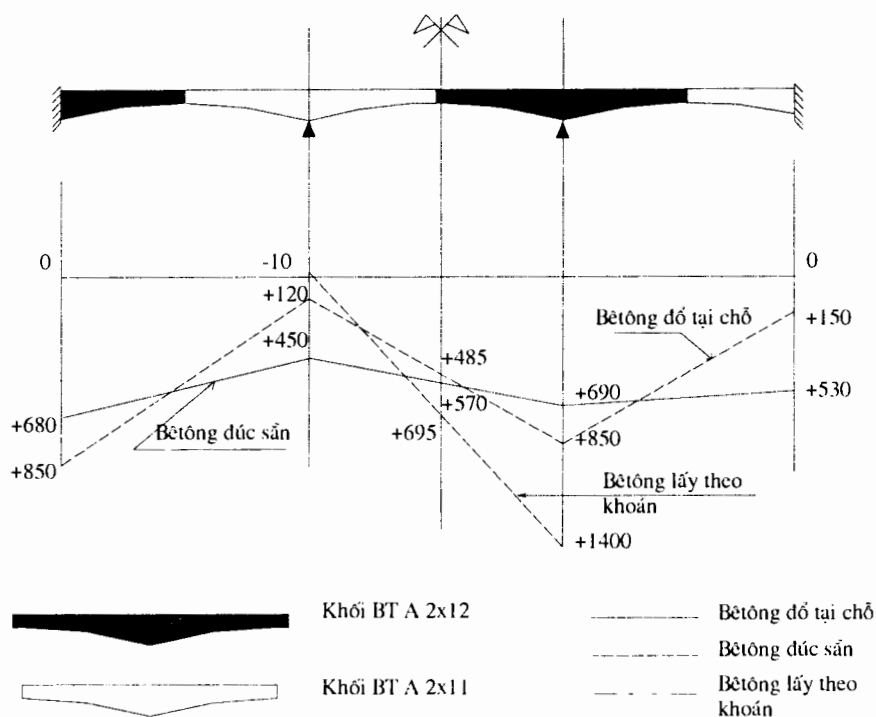
- Cả 3 đường vẽ đại diện cho các mô men do từ biến trên các công xon đúc hẫng đều đi qua điểm, nằm về phía của công xon nào được thi công đợt sau.

Nếu áp dụng quy định đơn giản hóa của Quy trình Pháp 2/4/1975 đối với các công xon nói trên thì được kết quả trị số 6600 kNm, điều đó xác nhận sự phù hợp tốt của quy định đó khi các cánh hẫng được thi công đồng thời và thật nhanh chóng, đặc biệt là trong trường hợp các cầu lắp ghép. Quy định này, chưa xét đến sự khác nhau về tuổi thực tế của các cánh hẫng, sẽ cho kết quả tính toán lớn hơn đối với mô men uốn ở giữa nhịp, nếu các công xon được thi công lần lượt từng cái một.

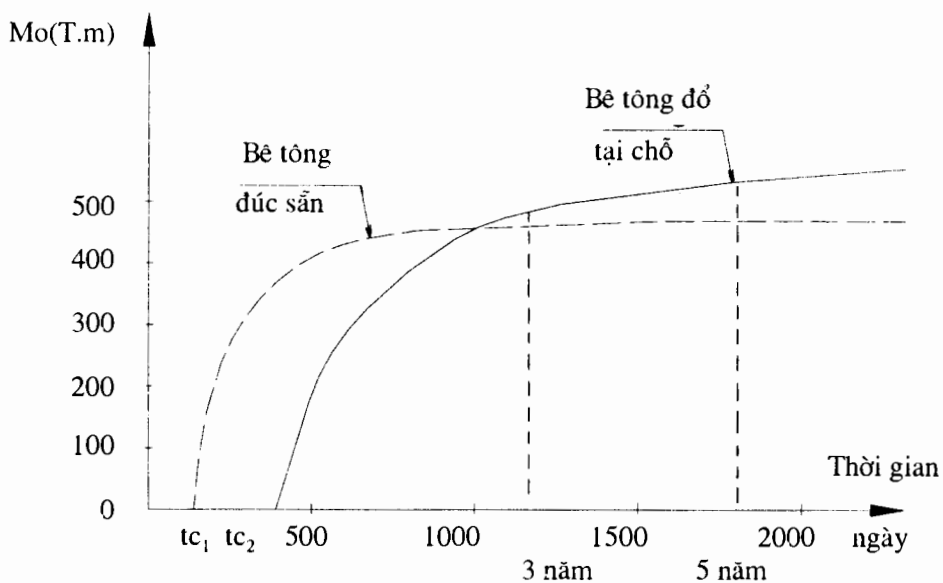
Giáo sư Jacques MATHIVAT (người Pháp) cũng đã so sánh các kết quả tính toán theo quy định này với kết quả tính theo chương trình máy tính đối với cầu Angers. Cầu này gồm kết cấu nhịp liên tục nhiều nhịp 85m, với các công xon được thi công và hợp long dần dần từ mố này sang mố khác, đã được sơ đồ hóa thành một kết cấu 3 nhịp bằng nhau ngàm chặt ở 2 đầu. Mỗi nhịp được thực hiện bằng cách nối ghép cứng từ 2 công xon có số đốt khác nhau là 11 đốt và 12 đốt. Do tính không đối xứng này mà đối với các nhịp phía trong có biểu đồ mô men do từ biến nghiêng so với phương nằm ngang (hình 8-11)

Có 2 giả thiết đã được xem xét: Kết cấu nhịp đúc sẵn - lắp hẫng, và kết cấu nhịp đúc hẫng tại chỗ. Người ta nhận thấy rằng các mô men do từ biến nhỏ nhất ở gần giữa nhịp của kết cấu nhịp lắp hẫng, nhưng đối với kết cấu nhịp đúc hẫng thì tình huống đối xứng ít có ảnh hưởng. Mặt khác, quy tắc tính toán trị số khoán dẫn đến sự mất cân bằng hình dạng của công xon, nhưng cho trong cả hai trường hợp các kết quả cao hơn trị số tính được theo chương trình máy tính.

Sự biến đổi mô men do từ biến trong mặt cắt giữa nhịp tùy theo thời gian cho thấy rằng hơn 90% mô men tổng cộng sẽ nhận được sau 3 năm đối với cầu lắp hẫng và sau 5 năm đối với cầu đúc hẫng (hình 8-12).



Hình 8-11: Từ biến - Ví dụ về cầu Angers



Hình 8-12: Sự biến đổi của mô men do từ biến theo thời gian

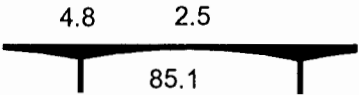
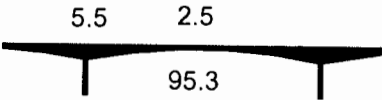
Cuối cùng, tóm tắt lại trong bảng ở hình 8-13, các trị số nội lực do từ biến và các ứng suất kéo xuất hiện ở thớ dưới cùng của các nhịp được nghiên cứu ở 6 cầu, mà các đặc điểm chính

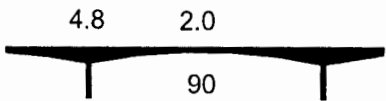
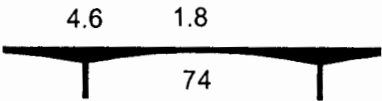
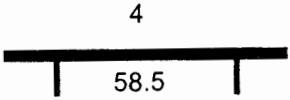
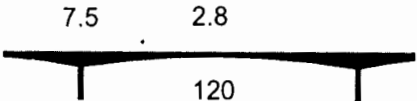
đã nêu trong bảng. Nhận xét là đối với cả 6 cầu đó ứng suất kéo ở thớ dưới không lớn hơn 20 kg/cm² (hay 2,0 MPa). Có thể nhận xét rằng trường hợp cá biệt của cầu dẫn của cầu Brotonne mà mô men do từ biến là mô men âm. Điều này được giải thích bởi dạng kết cấu đặc biệt của kết cấu nhịp và chiều cao lớn của nó khiến cho dự ứng suất lúc thi công thay đổi một cách tuyến tính dọc nhịp công xon và bởi hậu quả thừa tải quá nhiều ở các đầu mút của chúng. Do vậy, mỗi công xon chịu một biến dạng thẳng đứng hướng xuống dưới, nhưng chịu một góc xoay của mặt cắt đầu mút hướng lên trên, điều này sinh ra các mô men từ biến.

Nói chung, đối với các tính toán nội lực từ biến thì do tính phức tạp của hiện tượng, do sự khó khăn của việc lập ra mô hình toán học, do sự tiến triển theo thời gian của các đặc trưng vật liệu, khiến cho người ta nghi ngờ các kết quả tính toán. Tuy vậy, các chương trình máy tính là tiện dụng để cung cấp các kết quả chính xác về các biến dạng tính định của các công xon trước khi hợp long. Điều này cho thấy rằng sự làm việc tổng thể của các công xon, dưới trọng lượng bản thân và dự ứng lực, được thể hiện một cách thỏa mãn bằng sơ đồ tính toán đã được chấp nhận. Hoặc, từ đâu có được trị số mô men từ biến đã nhận được, nếu không phải là từ các biến dạng một phần vẫn còn tiếp tục xảy ra sau khi hợp long.

Các nội lực từ biến thực tế có nguy cơ cao hơn các trị số tính toán được. Nguyên nhân là các biến dạng trễ sau khi hợp long được ước lượng rất tương đối thấp.

Trong thực tế, các biến dạng tổng thể của một công xon là bằng độ chênh lệch giữa các biến dạng do trọng lượng bản thân và biến dạng do dự ứng lực thi công. Hoặc là, nói chung các cấp dự ứng lực được tiêm vữa ở thời điểm hợp long các công xon. Việc tiêm vữa, làm cho cốt thép dự ứng lực dính bám với bê tông, nhưng cũng làm biến đổi các đặc trưng cơ học của mặt cắt làm giảm cánh tay đòn của dự ứng lực. Kết quả là các biến dạng trễ của các công xon có thể tăng nhiều. Tính toán công xon của cầu Angers với hệ số tính đổi thép - bê tông bằng 7, đã cho kết quả biến dạng tăng đến 30%.

Tên cầu	Đặc điểm	M _o (T.m)	T _o (T)	σ _i (kg/cm ²)
ANGERS		490	8.6	-11
SAIN-ANDRE DE CUBZAC		640	2.4	-15

TOURVILLE LA RIVIERE		170	5.1	-11
VIADUC DU MAINE		200	5.1	-11
BROTONNE		-270	-1.6	+4
VIADUC DU MAGNAN		700	7.8	-18

Hình 8-13: Mô men do từ biến tính toán được đối với một số cầu

Sự đồng nhất hóa của mặt cắt, tiếp theo sự dính bám cốt thép DUL với bê tông, cũng làm biến đổi sự cân bằng nội lực trong mỗi mặt cắt, là sự thích nghi cục bộ với từ biến. Cuối cùng, lực ma sát dọc theo cáp thường không biết chính xác và được ước lượng thấp trong lúc thi công hằng. Hậu quả là giảm hiệu quả dự ứng lực, tăng biến dạng trề.

Trong khi chờ đợi các kết quả nghiên cứu kỹ hơn, Giáo sư MATHIVAT có nhận xét rằng sự tích lũy hiệu ứng nhiệt và mô men phân phối lại do từ biến, nếu tính theo Quy trình Pháp 2/4/1975 sẽ có 2 hậu quả tức thời:

- Một mặt làm tăng chiều cao xây dựng của kết cấu nhịp ở giữa nhịp.
- Mặt khác, để giữ trên thớ dưới của mặt cắt, gần giữa nhịp, một ứng suất nén thường trực dưới tải trọng khai thác cỡ 35 - 40 kg/cm² (3.5 - 4 MPa), thì phải tăng dự ứng lực dọc khoảng 10%.

8.4. CƠ SỞ TÍNH DUYỆT KẾT CẤU DỰ ỨNG LỰC VÀ KẾT CẤU DỰ ỨNG LỰC MỘT PHẦN

Trong Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01 dành hẳn đề mục 5.9 để nói về đặc điểm tính toán các kết cấu dự ứng lực toàn phần và kết cấu dự ứng lực một phần. Dạng kết cấu dự ứng lực một

phần là dạng kết cấu mới, trước đây chưa có ở Quy trình 1979, nay lần đầu tiên được đề cập đến trong Tiêu chuẩn thiết kế 22 TCN 272-01. Vì vậy ở đây sẽ tóm tắt nội dung này.

8.4.1. Xem xét thiết kế chung

8.4.1.1. Tổng quát

Các quy định chỉ ra ở đây phải áp dụng cho các bộ phận bê tông kết cấu được tăng cường bởi bất kỳ sự tổ hợp nào của thép dự ứng lực và cốt thép thông thường cùng làm việc để chịu các ứng lực chung. Các cấu kiện bê tông dự ứng lực và dự ứng lực một phần phải được thiết kế cho cả các dự ứng lực ban đầu và sau cùng. 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 5.5 và phù hợp với các giả thiết quy định trong các Điều 5.6, 5.7 và 5.8.

Các bó thép dự ứng lực không ứng suất hoặc các thanh cốt thép có thể được dùng tổ hợp với các bó thép 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 5.4 và 5.6.

Các ứng suất nén cho phép quy định trong Điều 5.9.4 phải được dùng với bất kỳ tổ hợp tải trọng sử dụng nào dùng được trong bảng 3.4.1-1, trừ tổ hợp tải trọng sử dụng III không được dùng để khảo sát chịu nén.

Các ứng suất kéo cho phép quy định trong Điều 5.9.4 phải được dùng với bất kỳ tổ hợp tải trọng sử dụng nào dùng được trong bảng 3.4.1-1. Tổ hợp tải trọng sử dụng phải áp dụng khi khảo sát chịu kéo dưới hoạt tải.

8.4.1.2. Cường độ bê tông quy định

Các cường độ quy định f'_c và f'_{ci} , phải được quy định trong hồ sơ hợp đồng cho mỗi cấu kiện. Các giới hạn ứng suất liên quan tới các cường độ quy định phải như quy định trong Điều 5.9.4.

Cường độ bê tông khi truyền phải đủ cho các yêu cầu của các bộ neo hoặc cho việc truyền qua liên kết cùng các yêu cầu về độ võng hoặc độ võng.

8.4.1.3. Độ oằn

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 phải được khảo sát.

8.4.1.4. Các đặc trưng mặt cắt

Đối với các đặc trưng mặt cắt trước khi có liên kết của các bó thép kéo sau, các tác động mất diện tích do các ống bọc hở phải được xét đến.

Đối với cả hai bộ phận kéo trước và kéo sau sau khi các bó thép liên kết thì các đặc trưng mặt cắt có thể dựa trên mặt cắt tổng hoặc mặt cắt tính đối.

8.4.1.5. Kiểm tra vết nứt

Ở nơi cho phép, nứt dưới tải trọng sử dụng phải khảo sát về chiều rộng vết nứt, mối của cốt thép và các xem xét về gỉ phù hợp với các quy định của các Điều 5.5, 5.6 và 5.7.

8.4.1.6. Các bó thép với các điểm gãy hoặc cong

Phải áp dụng các quy định của Điều 5.4.6 về đường cong của ống bọc.

Phải áp dụng các quy định của Điều 5.10.4 để khảo sát sự tập trung ứng suất do những đổi hướng của bó thép dự ứng lực.

Đối với các bó thép trải trong ống bọc chúng không thẳng về danh nghĩa, phải xét sự khác biệt giữa trọng tâm của bó và trọng tâm của ống khi xác định độ lệch tâm.

8.4.2. Ứng suất do biến dạng cưỡng bức

Các hiệu ứng lên các phần tử liên kết của kết cấu của các biến dạng đàn hồi và phi đàn hồi do dự ứng lực phải được nghiên cứu. Các lực kiểm chế sinh ra trong các phần tử kết cấu liên kết có thể được giảm đi do các tác động của từ biến.

Trong các khung liên khối ứng lực trong các cột và trụ do dự ứng lực kết cấu phần trên có thể dựa trên độ co ngắn đàn hồi ban đầu.

Đối với các khung liên khối thông thường, bất kỳ sự tăng nào về các mô men ở cột do co ngắn từ biến dài hạn của kết cấu phần trên dự ứng lực đều được coi là được bù lại bởi sự chùng đồng thời của các mô men biến dạng trong cột do từ biến trong bê tông cột.

Sự giảm các lực kiểm chế 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

$$F' = F(1 - e^{-\psi(t,t_i)}), \text{ hoặc} \quad (22\text{TCN:272-01. 5.9.2-1})$$

- Với các biến dạng gây ra một cách chậm chạp

$$F' = F(1 - e^{-\psi(t,t_i)}) / \psi(t,t_i) \quad (22\text{TCN:272-01. 5.9.2-2})$$

Trong đó :

F = Ứng lực được xác định bằng dùng mô đun đàn hồi của bê tông ở thời điểm đặt tải (N).

F' = Ứng lực đã chiết giảm (N)

ở đây :

$\psi(t,t_i)$ = Hệ số từ biến ở thời điểm t đối với đặt tải ở thời điểm t_i như quy định trong Điều 5.4.2.3.2

e = Cơ số logarit tự nhiên (Napier)

8.4.3. Các giới hạn ứng suất cho các bó thép dự ứng lực

Ứng suất bó thép do dự ứng lực, hoặc ở trạng thái giới hạn sử dụng không được vượt quá các giá trị :

- Quy định ở bảng 1
- Hoặc theo khuyến nghị của nhà sản xuất các bó thép và neo.

Ứng suất bó thép ở các trạng thái giới hạn cường độ và đặc biệt không được vượt quá giới hạn cường độ kéo cho trong bảng 5.4.4.1-1.

Bảng 8-6 (bảng 5.9.3-1 của 22TCN 272-01)
Các giới hạn ứng suất cho các bó thép dự ứng lực

Điều kiện	Loại bó thép		
	Tạo thép đã được khử ứng suất dư, các thanh cường độ cao trơn nhẵn	Tạo thép có độ dẻo thấp	Các thanh có gờ cường độ cao
Căng trước			
Ngay trước khi truyền lực ($f_{pt} + \Delta f_{pES}$)	$0,70 f_{pu}$	$0,75 f_{pu}$	-
Ở trạng thái giới hạn sử dụng sau khi đã tính toàn bộ mất mát (f_{pe})	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$
Căng sau			
Trước khi đệm neo - Có thể cho phép dùng f_s ngăn hạn	$0,90 f_{py}$	$0,90 f_{py}$	$0,90 f_{py}$
Tại các neo và các bộ nối cáp ngay sau bộ neo ($f_{pt} + \Delta_{pES} + \Delta f_{pA}$)	$0,70 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$
Ở cuối vùng mất mát ở tấm đệm neo ngay sau bộ neo ($f_{pt} + \Delta_{pES} + \Delta f_{pA}$)	$0,70 f_{pu}$	$0,74 f_{pu}$	$0,70 f_{pu}$
Ở trạng thái giới hạn sử dụng, sau khi tính toàn bộ mất mát	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{py}$	$0,80 f_{pu}$

8.4.4. Các giới hạn ứng suất đối với bê tông

8.4.4.1. Đối với các ứng suất tạm thời trước khi xảy ra các mất mát - Các cấu kiện dự ứng lực hoàn toàn

8.4.4.1.1. Ứng suất nén

Giới hạn ứng suất nén đối với các cấu kiện bê tông căng trước và căng sau, bao gồm các cầu xây dựng theo phân đoạn phải lấy bằng $0,60 f'_{ci}$ (MPa).

8.4.4.1.2. Ứng suất kéo

Phải áp dụng các giới hạn trong bảng 1 đối với các ứng suất kéo. Để áp dụng điều này, diện tích bên ngoài của vùng chịu kéo do nén dọc trước phải được xem xét theo các vị trí nêu dưới đây trong hình dạng cuối cùng của kết cấu.

- Vùng chịu nén nghĩa là từ mặt trên của bản tới trục trung hoà của mặt cắt thô của bê tông ở cách gối đỡ 70% nhịp đối với các nhịp cuối hoặc các nhịp có khớp.
- Vùng chịu nén nghĩa là từ mặt trên của bản tới trục trung hoà của mặt cắt thô của bê tông nằm trong khoảng 60% ở phần giữa của các nhịp bên trong.
- Vùng chịu nén nghĩa là từ đáy của bản tới trục trung hoà của mặt cắt thô của bê tông trong khoảng 25% nhịp kể từ các trụ về mỗi phía.

Bảng 8-7 (bảng 5.9.4.1.2-1 của 22TCN 272-01)

Các giới hạn ứng suất kéo tạm thời trong bê tông dự ứng lực trước mất mát, đối với các cấu kiện dự ứng lực hoàn toàn

Loại cầu	Vị trí	Giới hạn ứng suất
Các cầu được xây dựng phân đoạn	• Các mối nối loại A với lượng tối thiểu cốt thép phụ có dính bám chạy qua các mối nối, đủ để chịu lực kéo tính toán ở ứng suất $0,5 f_{sy}$, với các bó thép ở trong hoặc ở ngoài.	$0,25\sqrt{f'_{ci}}$ Lực kéo max (MPa)
	• Các mối nối loại A không có lượng tối thiểu cốt thép phụ có dính bám chạy qua các mối nối.	Không cho kéo
	• Các mối nối loại B với bó thép ở ngoài	0,7 MPa lực nén min
	Ứng suất theo phương ngang qua các mối nối. • Đối với mọi loại nối mối	$0,25\sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)
	Ứng suất trong các khu vực khác • Đối với các diện tích không có cốt thép thường dính bám. • Cốt thép dính bám đủ để chịu lực kéo tính toán trong bê tông được tính theo giả thiết mặt cắt không bị nứt với ứng suất bằng $0,5f_{sy}$	Không cho kéo $0,50\sqrt{f'_{ci}}$ (MPa)

8.4.4.2. Đối với các ứng suất ở trạng thái giới hạn sử dụng sau khi xảy ra các mất mát
Các cấu kiện dự ứng lực hoàn toàn

8.4.4.2.1. Ứng suất nén

Phải khảo sát nén với tổ hợp tải trọng 1 của trạng thái giới hạn sử dụng quy định trong Bảng 3.4.1-1. Phải sử dụng các giới hạn nêu trong Bảng 1.

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 5.7.4.7.1 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 5.7.4.7.2.

Bảng 8-8 (bảng 5.9.4.2.1-1 của 22TCN 272-01)

Giới hạn ứng suất nén của bê tông dự ứng lực ở trạng thái giới hạn sử dụng sau mất mát cho cấu kiện dự ứng lực hoàn toàn

Vị trí	Giới hạn ứng suất
• Đối với các cầu không xây dựng phân đoạn và do tổng của lực dự ứng lực hữu hiệu và các tải trọng thường xuyên gây ra.	$0,45 f_c$ (MPa)
• Đối với các cầu xây dựng phân đoạn và do tổng của lực dự ứng lực hữu hiệu và các tải trọng thường xuyên gây ra.	$0,45 f_c$ (MPa)
• Đối với các cầu không xây dựng phân đoạn và do hoạt tải cộng với 1/2 tổng của lực dự ứng lực hữu hiệu và các tải trọng thường xuyên gây ra.	$0,40 f_c$ (MPa)
• Do tổng lực dự ứng lực hữu hiệu, tải trọng thường xuyên, các tải trọng nhất thời, và tải trọng tác dụng khi vận chuyển và bốc xếp.	$0,60 \varphi_w f_c$ (MPa)

8.4.4.2.2. Ứng suất kéo

Đối với sự tham gia của tải trọng sử dụng bao hàm tải trọng xe, ứng suất kéo trong bộ phận với các bó thép dự ứng lực được dính bám hoặc không dính bám phải được khảo sát với tổ hợp tải trọng sử dụng quy định trong Bảng 3.4.1-1 có xét tới các ghi chú của nó.

Sử dụng các giới hạn trong Bảng 1.

Bảng 8-9 (bảng 5.9.4.2.2-1 của 22TCN 272-01)

Giới hạn ứng suất kéo trong bê tông dự ứng lực ở trạng thái giới hạn sử dụng sau mất mát cho các cấu kiện dự ứng lực hoàn toàn

Loại cầu	Vị trí	Giới hạn ứng suất
Các cầu xây dựng phân đoạn	Các ứng suất dọc ở các mối nối trong miền chịu kéo được nén trước. - Các mối nối loại A có lượng cốt thép phụ dính bám tối thiểu chạy qua các mối nối chịu lực kéo dọc với ứng suất $0.5 f_y$; các bó thép trong. - Mối nối loại A không có lượng cốt thép phụ dính bám tối thiểu chạy qua các mối nối. - Các mối nối loại B; các bó thép ngoài	$0,25 \sqrt{f'_c}$ (MPa) Không cho kéo Nén tối thiểu 0,7 (MPa)
	Ứng suất ngang qua các mối nối. Lực kéo theo hướng ngang trong vùng chịu kéo được nén trước	$0,25 \sqrt{f'_c}$ (MPa)
	Ứng suất trong các vùng khác. - Đối với các vùng không có cốt thép dính bám - Có lượng cốt thép dính bám đủ chịu được lực kéo trong bê tông với giả thiết mặt cắt không bị nứt tại ứng suất bằng $0,5 f_{sy}$	Không cho kéo $0,5 \sqrt{f'_c}$ (MPa)

Để áp dụng điều này, diện tích nằm ngoài vùng chịu kéo dọc được nén trước phải được xác định theo Điều 5.9.4.1.2.

8.4.4.3. Các cấu kiện dự ứng lực một phần

Các ứng suất nén phải được giới hạn như quy định trong các Điều 5.9.4.1 và 5.9.4.2 đối với các cấu kiện dự ứng lực toàn phần.

Nứt trong vùng chịu kéo được nén trước có thể được phép thiết kế các bộ phận dự ứng lực một phần phải dựa trên phân tích mặt cắt nứt với việc thoả mãn các trạng thái giới hạn sử dụng khác nhau. Ứng suất kéo trong cốt thép ở trạng thái giới hạn sử dụng phải như quy định trong Điều 5.7.3.4, trong trường hợp đó f_{sa} phải được hiểu là thay đổi ứng suất sau sự mất nén.

8.5. MẤT MÁT DỰ ỨNG SUẤT

8.5.1. Tổng mất mát dự ứng suất

Các mất mát dự ứng suất trong các cấu kiện được xây dựng và được tạo dự ứng lực trong một giai đoạn duy nhất có thể lấy bằng:

- Trong các cấu kiện kéo trước:

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR2} \quad (22TCN:272-01. 5.9.5.1-1)$$

- Trong các cấu kiện kéo sau :

$$\Delta f_{pT} = \Delta f_{pF} + \Delta f_{pA} + \Delta f_{pES} + \Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR} + \Delta f_{pR} \quad (22TCN:272-01. 5.9.5.1-2)$$

Ở đây:

Δf_{pT} = Tổng mất mát (MPa)

Δf_{pF} = Mất mát do ma sát (MPa)

Δf_{pA} = Mất mát do thiết bị neo (MPa)

Δf_{pES} = Mất mát do co ngắn đàn hồi (MPa)

Δf_{pSR} = Mất mát do co ngót (MPa)

Δf_{pCR} = Mất mát do từ biến của bê tông (MPa)

Δf_{pR} = Mất mát do tự chùng (dão) của cốt thép dự ứng lực (MPa)

Đối với các cấu kiện kéo sau, cần xét đến mất mát của lực bó thép được chỉ rõ bằng các số đọc áp lực trên thiết bị căng kéo.

8.5.2. Các mất mát tức thời

8.5.2.1. Thiết bị neo

Độ lớn của mất mát do thiết bị neo phải là trị số lớn hơn số yêu cầu để khống 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 của thiết bị phải được chỉ ra trong hồ sơ hợp đồng và kiểm chứng trong khi thi công.

8.5.2.2. Ma sát

Mất mát do ma sát giữa bó thép dự ứng lực và ống bọc có thể lấy như sau

$$\Delta f_{pF} = f_{pj} (1 - e^{-(Kx + \mu \alpha)}) \quad (22TCN:272-01. 5.9.5.2.2b-1)$$

Có thể lấy giá trị ma sát gây ra giữa bó thép đi qua một ống chuyển hướng loại đơn như sau:

$$\Delta_{pF} = f_{pj} (1 - e^{-\mu(a+0.04)}) \quad (22TCN:272-01. 5.9.5.2.2b-2)$$

ở đây :

f_{pj} = Ứng suất trong thép dự ứng lực khi kích (MPa)

x = Độ dài bó thép dự ứng lực đo từ đầu kích đến điểm bất kỳ đang xem xét (mm)

K = Hệ số ma sát lắc (tính trên mm dài của bó thép)

μ = Hệ số ma sát

α = Tổng của giá trị tuyệt đối của thay đổi góc của đường cáp thép dự ứng lực 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 (Napier)

Các giá trị K và μ cần dựa trên số liệu thí nghiệm đối với các vật liệu quy định và phải thể hiện trong hồ sơ hợp đồng. Khi thiếu các số liệu này, có thể dùng các giá trị trong những phạm vi của K và μ cho trong bảng 1.

Đối với các bó thép hạn chế 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 8-10 (bảng 5.9.2.2b-1 của 22TCN 272-01)

Hệ số ma sát cho các bó thép kéo sau

Loại thép	Các ống bọc	K	μ
Sợi hay 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 thép ngoài	$6,6 \times 10^{-7}$	0,25
Thanh cường độ cao	Ống thép mạ	$6,6 \times 10^{-7}$	0,30

8.5.2.3. Co ngắn đàn hồi đối với các cấu kiện kéo sau

Mất mát do co ngắn đàn hồi trong các cấu kiện kéo sau, ngoài hệ thống bản ra, có thể lấy bằng :

$$\Delta f_{pES} = \frac{N-1}{2N} \frac{E_p}{E_{cl}} f_{cgp} \quad (22TCN:272-01. 5.9.5.2.3b-1)$$

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 tự trọng của cấu kiện ở các mặt cắt mô men max (MPa).

Các giá trị f_{cgp} có thể được tính bằng ứng suất thép được giảm dưới trị số ban đầu bởi một giới hạn 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 (bó thép được dính bám với kết cấu qua vữa ép trong ống bọc) f_{cgp} có thể lấy ở mặt cắt giữa nhịp hoặc đối với kết cấu liên tục ở mặt cắt mô men max.

Đối với kết cấu kéo sau với các bó thép không được dính bám, giá trị f_{cp} có thể được tính như ứng suất ở trọng tâm của thép dự ứng lực lấy bình quân trên chiều dài của bộ phận.

8.5.3. Ước tính gần đúng toàn bộ mất mát theo thời gian

Tiêu chuẩn 22TCN 272-01 chỉ cho phép tính mất mát dự ứng suất của các cầu thi công phân đoạn theo phương pháp ước tính gần đúng khi thiết kế sơ bộ. Một ước tính gần đúng toàn bộ mất mát dự ứng lực phụ thuộc vào thời gian do từ biến và co ngót của bê tông và tự chùng của thép trong các bộ phận dự ứng lực và dự ứng lực một phần có thể lấy theo bảng 1

Tỷ lệ dự ứng lực một phần PPR dùng trong bảng 1 phải được lấy như quy định trong phương trình 5.5.4.2.1-2.

Đối với những bộ phận được làm bằng bê tông có tỷ trọng thấp, các trị số quy định trong bảng 1 phải được tăng lên 35 MPa.

Đối với các tạo thép ít tự chùng, các giá trị quy định trong bảng 1 có thể được giảm bớt :28 MPa đối với dầm hộp

- 41 MPa đối với dầm chữ nhật, bản đặc và dầm I.
- và 55 MPa đối với dầm T đơn, T kép, lõi rỗng và bản rỗng.

Đối với điều kiện lộ ra không bình thường, các ước lượng chính xác hơn phải đạt được phù hợp với các phương pháp dựa trên nghiên cứu hoặc kinh nghiệm.

Bảng 8-11 (bảng 5.9.5.3-1 của 22TCN 272-01)

Các mất mát phụ thuộc vào thời gian - MPa

Dạng mặt cắt dầm	Mức	Với dây thép và tạo thép có $f_{pu} = 1620, 1725$ hay 1680 MPa	Với các thanh thép có $f_{pu} = 1000$ hoặc 1100 MPa
Dầm chữ nhật và bản đặc	biên trên trung bình	200 + 28 PPR 180 + 28 PPR	130 + 41 PPR
Dầm hộp	biên trên trung bình	145 + 28 PPR 130 + 28 PPR	100
Dầm I	trung bình	$230 \left[1 - 0,15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41\text{PPR}$	130 + 41 PPR
T đơn, T kép lõi rỗng và bản rỗng	biên trên trung bình	$270 \left[1,0 - 0,15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41\text{PPR}$ $230 \left[1,0 - 0,15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41\text{PPR}$	$210 \left[1,0 - 0,15 \frac{f'_c - 41}{41} \right] + 41\text{PPR}$

8.5.4. Tính toán chính xác các mất mát theo thời gian

8.5.4.1. Tổng quát

Đối với cầu thi công phân đoạn, trừ khi thiết kế sơ bộ, cần phải xác định các mất mát ứng suất theo quy định trong Điều 5.9.5, kể cả việc xem xét phương pháp và tiến độ thi công phụ thuộc thời gian.

8.5.4.2. Co ngót

Mất mát dự ứng suất do co ngót với các cấu kiện kéo sau có thể lấy bằng :

$$\Delta f_{pSR} = (93 - 0.85 H) \quad (\text{MPa}) \quad (22\text{TCN:272-01. 5.9.5.4.2-2})$$

trong đó :

H = Độ ẩm tương đối bao quanh, lấy trung bình hàng năm (%)

8.5.4.3. Từ biến

Mất mát dự ứng suất do từ biến có thể lấy bằng :

$$\Delta f_{pCR} = 12,0 f_{cgp} - 7,0 \Delta f_{cup} \geq 0 \quad (22\text{TCN:272-01. 5.9.5.4.3-1})$$

trong đó :

f_{cgp} = Ứng suất bê tông tại trọng tâm thép dự ứng lực lúc truyền lực (MPa)

Δf_{cup} = Thay đổi trong ứng suất bê tông tại trọng tâm thép dự ứng lực do tải trọng thường xuyên, trừ tải trọng tác động vào lúc thực hiện lực dự ứng lực. Giá trị Δf_{cup} cần được tính ở cùng mặt cắt hoặc các mặt cắt được tính f_{cgp} (MPa)

8.5.4.4. Tự chùng

8.5.4.4.1. Tổng quát

Tổng độ tự chùng ở bất kỳ thời điểm nào sau khi truyền lực phải được lấy bằng tổng mất mát quy định trong các Điều 5.9.5.4.4b và 5.9.5.4.4c

8.5.4.4.2. Tại thời điểm truyền lực

Trong các bộ phận kéo trước, mất mát do tự chùng trong thép dự ứng lực được tạo ứng suất ban đầu vượt quá $0,50 f_{pu}$ có thể lấy bằng:

- Đối với tào thép được khử ứng suất :

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24,0t)}{10,0} \left[\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0,55 \right] f_{pj} \quad (22\text{TCN:272-01. 5.9.5.4.4b-1})$$

- Đối với tào thép tự chùng ít :

$$\Delta f_{pR1} = \frac{\log(24,0t)}{40,0} \left[\frac{f_{pj}}{f_{py}} - 0,55 \right] f_{pj} \quad (22\text{TCN:272-01. 5.9.5.4.4b-2})$$

trong đó :

t = Thời gian tính bằng ngày từ lúc tạo ứng suất đến lúc truyền (Ngày)

f_{pj} = Ứng suất ban đầu trong bó thép ở vào cuối lúc kéo (MPa)

f_{py} = Cường độ chảy quy định của thép dự ứng lực (MPa)

8.5.4.4.3. Sau khi truyền lực

Mất mát do tự chùng của thép dự ứng lực có thể lấy bằng :

- Đối với tào thép được khử ứng suất kéo sau:

$$\Delta f_{pR2} = 138 - 0,3\Delta f_{pF} - 0,4\Delta f_{pES} - 0,2(\Delta f_{pSR} + \Delta f_{pCR}) \text{ (MPa)}$$

(22TCN:272-01. 5.9.5.4.4c-2)

ở đây :

Δf_{pF} = Mất mát do ma sát dưới mức $0.70f_{py}$ ở điểm xem xét tính theo Điều 5.9.5.2.2 (MPa)

Δf_{pES} = Mất mát do co ngắn đàn hồi (MPa)

Δf_{pSR} = Mất mát do co ngót (MPa)

Δf_{pCR} = Mất mát do từ biến (MPa)

- Đối với thép dự ứng lực có tính tự chùng thấp phù hợp với AASHTO 203M (ASTM A416 M hoặc E 328); Lấy bằng 30% của Δf_{pR2} tính theo phương trình 1 hoặc 2.

- Đối với các thanh thép kéo sau 1000 đến 1100 MPa : Mất mát do tự chùng cần dựa trên số liệu thí nghiệm được chấp nhận. Nếu số liệu thí nghiệm không có sẵn, mất mát có thể giả định bằng 21 MPa.

8.5.5. Các mất mát dự ứng suất để tính độ võng

Để tính độ võng và độ võng của các bộ phận dự ứng lực không phân đoạn với nhịp không vượt quá 50 000 mm, được làm bằng bê tông có tỷ trọng thông thường, với cường độ không vượt quá 24 MPa ở thời điểm dự ứng lực, f_{cgp} và Δf_{cup} có thể được tính bằng ứng suất ở trọng tâm thép dự ứng lực lấy bình quân theo chiều dài của bộ phận.

8.5.6. Đường cong cáp trong không gian

Các Tiêu chuẩn thiết kế của các nước ngoài đều chỉ cho công thức tính mất mát dự ứng suất khi cáp cong trong mặt phẳng. Trên thực tế, hầu như các cáp đều cong trong không gian. Có thể áp dụng cách tính mất mát do ma sát lần lượt theo 2 mặt phẳng nằm ngang và mặt phẳng thẳng đứng, sau đó lấy kết quả theo phép cộng véc tơ của mất mát dự ứng suất theo 2 phương nói trên.

CHƯƠNG 9

TÍNH TOÁN BIẾN DẠNG, DAO ĐỘNG VÀ ỔN ĐỊNH KẾT CẤU NHỊP CẦU ĐÚC HẰNG

MỤC LỤC

9.1. Biến dạng (độ võng, độ vồng, biến dạng ngang) và dao động khi thi công hằng	348
9.2. Tính toán biến dạng trong lúc thi công hằng	360
9.3. Tính toán biến dạng do co ngót và từ biến	364
9.4. Tính toán biến dạng do hoạt tải hoặc độ vồng phụ bổ sung	366
9.5. Tính toán phục vụ khống chế cao độ thi công	366
9.6. Tính toán hợp long	371
9.7. Phân tích dao động cầu đúc hằng	371
9.8. Tính toán ổn định trong thi công	374

9.1. BIẾN DẠNG (ĐỘ VÕNG, ĐỘ VỒNG, BIẾN DẠNG NGANG) VÀ DAO ĐỘNG KHI THI CÔNG HẰNG

9.1.1. Khái quát về biến dạng kết cấu nhịp và trụ trong quá trình thi công hằng

Các công xon được thi công hằng bao gồm nhiều đốt kết cấu, được đổ bê tông và tạo dự ứng lực ở những tuổi khác nhau của bê tông. Cần phải biết khá chính xác về biến dạng của các công xon ở các giai đoạn thi công khác nhau nhằm xác định trị số độ vồng cho việc điều chỉnh bộ xe đúc hằng để đổ bê tông nếu đúc hằng hoặc để điều chỉnh vị trí các đốt lắp ghép nếu thi công lắp hằng.

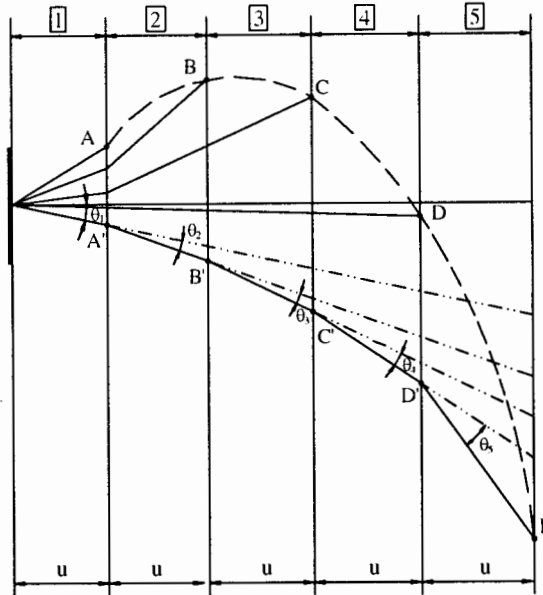
Trong giai đoạn thi công các công-xon thì kết cấu có sơ đồ là tĩnh định, lúc đó các biến dạng của công xon là do các nguyên nhân sau:

- Do trọng lượng bản thân của các đốt kết cấu nhịp.
- Do trọng lượng xe đúc hằng để đổ bê tông hằng hoặc trọng lượng cần cầu lắp hằng.
- Do dự ứng lực đủ mức để nối ghép các đốt kết cấu.

Sau khi đã hợp long các công xon thì kết cấu nhịp trở thành siêu tĩnh nhưng vẫn tiếp tục chịu các biến dạng liên quan đến các thao tác sau:

- Do kéo căng các cáp dự ứng lực để hợp long nối cứng kết cấu nhịp.

- Do sự tháo dỡ xe đúc hẫng hoặc cần cầu lắp hẫng (giảm tải trọng thẳng đứng do bỏ đi các thiết bị đó).
- Do tháo bỏ đi các trụ tạm hoặc tháo bỏ các liên kết tạm trước đây dùng để nối cứng tạm thời kết cấu nhịp vào trụ.
- Do làm các bộ phận kết cấu bên trên đè lên kết cấu chịu lực của nhịp (vĩa hè, lan can, lớp phủ mặt xe chạy v.v...).



Hình 9-1: Biến dạng của một công-xon

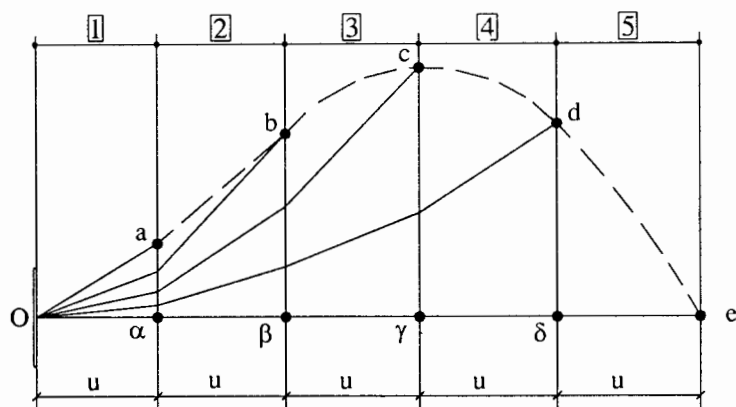
Các biến dạng này sẽ cộng thêm vào các biến dạng kéo dài theo thời gian do từ biến bê tông, không gây ra sự chênh lệch cao độ giữa các đầu mút của các công xon trong cùng một nhịp, nhưng lại gây ra sự thay đổi liên tục của trắc dọc cầu (nói chung làm cho điểm hợp long bị hạ thấp xuống). Do nguyên nhân này cần phải tìm cách bù lại độ võng đó cũng như bù lại các biến dạng tĩnh định, bằng cách tạo ra độ võng thi công ngay từ lúc thi công hẫng các công xon dần dần.

Có những sự khác nhau cơ bản trong cách thức dự đoán biến dạng của các công xon tùy theo mức độ hiểu biết về sự làm việc của bê tông dưới tác dụng của tải trọng dài hạn.

Mô đun biến dạng dọc của bê tông thay đổi theo thời gian, và tùy thuộc vào tuổi bê tông lúc đặt tải cũng như tùy thuộc vào thời gian kéo dài việc đặt tải. Dự ứng lực sẽ giảm dần theo thời gian do các mất mát dự ứng suất trong các cáp.

Trên hình 9-1 nêu ra các dạng điển hình của biến dạng tĩnh định của một công xon ở từng giai đoạn thi công hẫng nếu mà không tạo độ võng (xin lưu ý rằng đây chỉ là hình vẽ đơn giản hoá để dễ giải thích vấn đề. Trong thực tế phải xét đồng thời cả khung T gồm trụ và 2 cánh hẫng chứ không chỉ xét 1 bên cánh hẫng theo sơ đồ 1 công-xon được ngàm cố định ở một đầu).

Các biến dạng xảy ra liên tiếp cho đến cuối giai đoạn thi công hẫng tạo ra trắc dọc lý thuyết mà chúng ta dự kiến trong trường hợp có tạo độ võng sẽ được thể hiện trên hình 9-2.



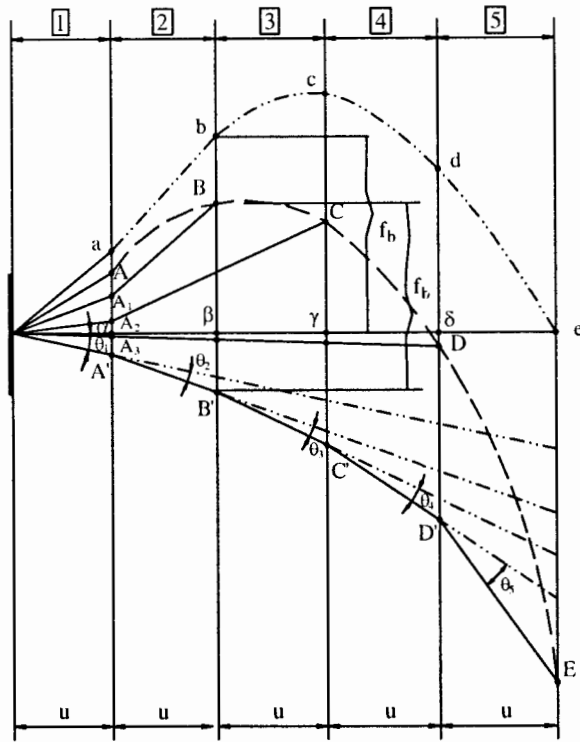
Hình 9-2: Biến dạng khi có độ võng thi công

Muốn đạt được như hình 9-2, cần phải thực hiện các biện pháp sau:

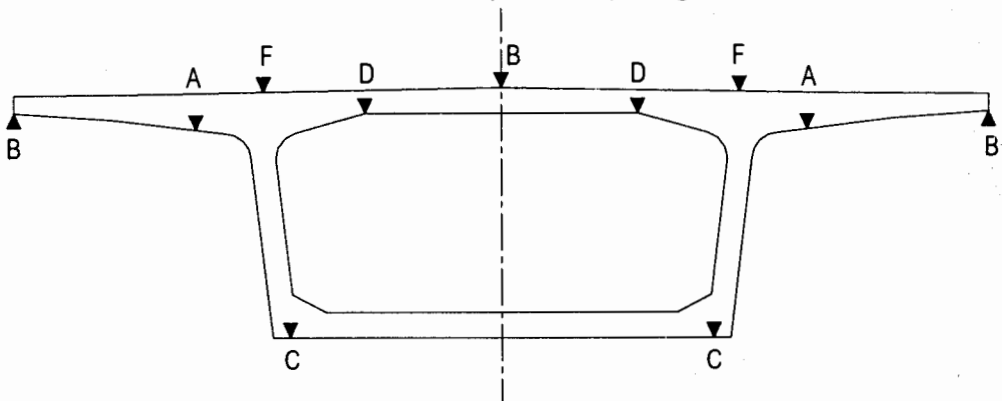
- Đốt đầu tiên của kết cấu nhịp thi công với độ võng $f_1 = Aa = \theta_1 \cdot u$ sao cho trước lúc tạo dự ứng lực có đường OA thì sau khi tạo dự ứng lực sẽ có đường Oa. Trong khi thi công đốt tiếp theo của kết cấu nhịp điểm a sẽ có một chuyển vị là AA và trở thành điểm a_1 . Đầu mút của đốt thứ hai sẽ là điểm b' mà có $OA \perp B = Oa \perp b'$ nhưng nếu chúng ta tạo cho nó một độ võng là $f_2 = \theta_2 \cdot u$ so với đốt thứ nhất thì điểm B sẽ trở thành điểm b.

Trong quá trình thi công tiếp theo điểm b sẽ dời chỗ dần cho tới điểm β với một khoảng cách là BB' (hình 9- 3).

Khi mà kết cấu nhịp được thi công đúc hẫng trong bộ ván khuôn di động, sẽ là không chính xác nếu ta điều chỉnh xe đúc hẫng sao cho một cách lý thuyết nó sẽ lượn theo đường cong đồ thị như hình 9-2 trước khi đổ bê tông các đốt kết cấu nhịp. Quan điểm này thực ra là sẽ thay đổi nhiều tùy theo nhiệt độ môi trường tùy theo độ ẩm và trên hết là tình trạng ánh nắng mặt trời (xem phần nói về gradien nhiệt). Tốt hơn cả là thực hiện việc điều chỉnh sao cho bộ ván khuôn di động đạt được góc độ võng θ' so với đốt kết cấu vừa làm xong trước đó (hình 9-4).



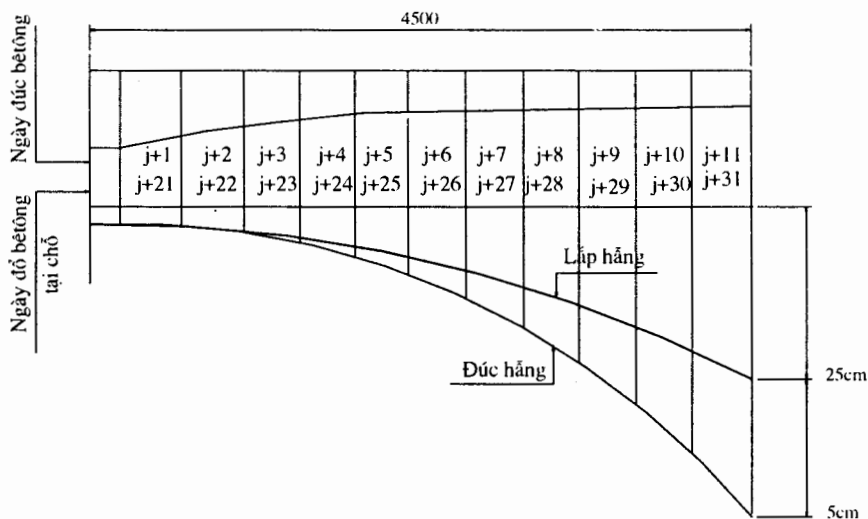
Hình 9-3: Xác định các độ vòng



Hình 9-4: Điều chỉnh cao độ bộ ván khuôn di động

Đồ thị trên hình 9-3 có thể làm đối chứng để kiểm tra các biến dạng của các công xon trong quá trình thi công hăng. Nhưng lưu ý là phải cao đặc kết cấu công xon vào đầu giờ buổi sáng lúc mà gradien nhiệt còn nhỏ (trời nắng nhỏ). Thực tế việc đổ bê tông được thực hiện vào bất cứ thời gian nào trong ngày vì vậy cũng cần phải đo đặc khi nhiệt độ cao (buổi trưa hay đầu giờ chiều và cuối buổi chiều sau khi hết nắng).

Có một phương pháp tương tự cũng được áp dụng nếu kết cấu nhịp được thi công lắp hẫng. Khi đó các khối đúc sẵn được lắp vào nhau sao cho tạo ra được góc θ' với khối đã lắp xong trước nó. Biến dạng nói chung là khá nhỏ trong trường hợp này (chỉ cỡ bằng 1/2 - 1/3) vì các khối đúc sẵn đã được đúc trước vài tuần lễ trước khi lắp ghép vào cầu (hình 9-5).



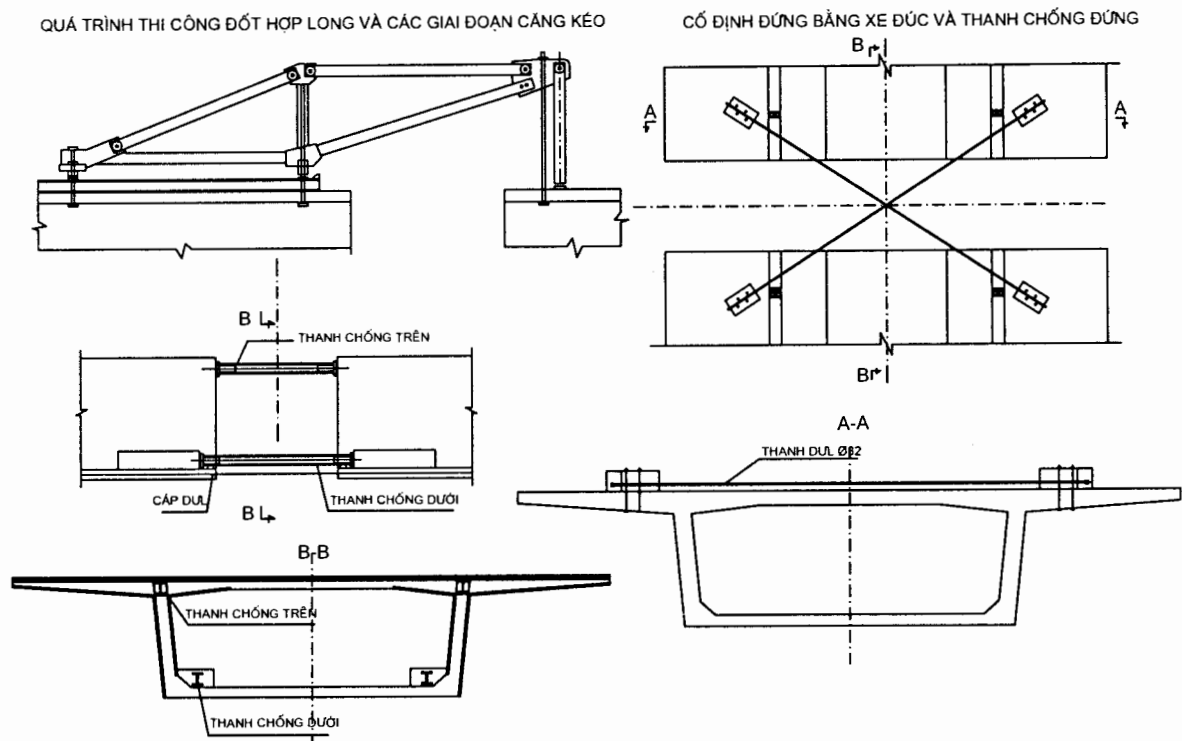
Hình 9-5: So sánh giữa các biến dạng của cầu đúc hẫng với cầu lắp hẫng

Nếu mặt cắt dù đã kiểm tra kỹ lưỡng trong quá trình thi công mà các đầu mút của các công xon vẫn không thẳng hàng với nhau ở thời điểm sắp hợp long thì phải áp dụng các biện pháp sửa chữa như sau:

- Nếu có chênh lệch cao độ: làm cho các công xon có cao độ bằng nhau nhờ các kích thủy lực hoặc nhờ đặt các đối trọng dần.

- Nếu có chênh lệch trên mặt bằng: các biến dạng nằm ngang của các công xon có thể tạo ra bằng các thanh thép dự ứng lực đặt bất chéo nhau trên các bản nắp hộp của hai công xon đối diện nhau (hình 9-6).

Nếu các mặt cắt các đầu mút các công xon có chênh lệch về độ nghiêng, chỉ cần tạo ra một chuyển vị tổng hợp của một trong hai công-xon là sẽ có thể sửa chữa được, các biến dạng do xoắn kết cấu nhịp nói chung thường không xảy ra được.



Hình 9-6: Điều chỉnh các cánh hẫng trên mặt bằng

Tóm lại, trong quá trình thi công đúc hẫng đầm hộp BTCT ứng suất trước, dưới tác dụng của trọng lượng bản thân đầm, trọng lượng xe đúc ván khuôn, lực căng trong cáp DƯỠI, ảnh hưởng của nhiệt độ, co ngót, từ biến bê tông vv.. đầm sẽ chuyển vị. Trị số chuyển vị này sẽ khác nhau trên mỗi khối đầm trong từng giai đoạn thi công.

Vấn đề tính toán, khống chế và điều chỉnh độ võng thi công liên quan đến rất nhiều khâu công tác trong công nghệ như:

- + Tính toán lần đầu lập hồ sơ bản vẽ thi công.
- + Thí nghiệm vật liệu: Mác bê tông, mô đun đàn hồi, kéo thử cáp và các thanh ứng suất.
- + Khống chế quá trình căng cáp dự ứng lực.
- + Đo đạc, định vị các khối đầm, điều chỉnh cao độ.
- + Tính toán lại trong quá trình thi công nhiều lần, căn cứ số liệu đo đạc cao độ thực tế để hiệu chỉnh kịp thời ván khuôn đúc hẫng cho từng khối đúc tiếp theo.

Việc tính toán chuyển vị từng khối đầm trong từng giai đoạn thi công, tạo điều kiện thi công đúc hẫng và hợp long chính xác, tránh phải dùng phương pháp điều chỉnh cưỡng bức do sai số cộng dồn như đã trình bày ở trên.

Công tác quản lý độ võng liên quan đến 3 thành phần biến dạng chính như sau:

- *Biến dạng của hệ thống đà giáo:* do những thay đổi hình học trong hệ thống đà giáo như biến dạng do ép xít liên kết trong hệ đà giáo, do chuyển vị và dãn dài của các thanh treo ván khuôn vv...

- *Biến dạng của bản thân kết cấu trong quá trình thi công:*

- + Biến dạng do trọng lượng bê tông các khối dầm.
 - + Biến dạng do dự ứng lực.
 - + Biến dạng do trọng lượng thiết bị thi công trên dầm (xe đúc, ván khuôn,...)
 - + Biến dạng do ảnh hưởng co ngót, từ biến, nhiệt độ trong khi thi công.
- *Biến dạng phát sinh sau khi cầu đã hoàn thành:*
- + Biến dạng chủ yếu do từ biến bê tông.
 - + Biến dạng do thay đổi nhiệt độ.
 - + Biến dạng do hoạt tải khi qua cầu.

Quản lý độ võng phải căn cứ vào việc tính toán trước những thay đổi các thành phần biến dạng trên, so sánh kết quả tính toán với kết quả đo đạc thực tế ở mỗi bước thi công để có các biện pháp hiệu chỉnh kịp thời.

9.1.2. Cơ sở tính toán lý thuyết

9.1.2.1. Sơ đồ tính toán kết cấu

Tính toán chuyển vị dựa theo bài toán tĩnh đàn hồi hệ thanh của cơ học kết cấu, trong đó kết cấu nhịp dầm liên tục được mô hình hoá như một hệ phần tử thanh, sơ đồ kết cấu được mô hình hoá theo từng giai đoạn thi công.

Trong mỗi giai đoạn đó các đặc trưng hình học mặt cắt ngang, độ cứng xoắn, đặc trưng và bố trí cáp dự ứng lực, kiểu liên kết gối, liên kết tạm khối đỉnh trụ vào thân trụ, độ cứng của móng phải được mô hình hoá một cách chính xác. Cần xác định trình tự thi công hợp lý. Tương ứng với thời gian thi công mỗi khối, xác định tuổi bê tông tại mỗi thời điểm, tuổi bê tông lúc đặt tải để xem xét ảnh hưởng của co ngót và từ biến bê tông, sự thay đổi cường độ và mô-đun đàn hồi của bê tông làm thay đổi độ cứng dầm theo thời gian.

9.1.2.2. Tính toán chuyển vị do tác động của tĩnh tải và thiết bị thi công

Tương ứng với mỗi giai đoạn thi công, lập sơ đồ tính toán (có thể là tĩnh định hoặc siêu tĩnh).

Tính chuyển vị dưới tác dụng của trọng lượng các khối dầm, trọng lượng xe đúc ván khuôn, di chuyển xe đúc ván khuôn.

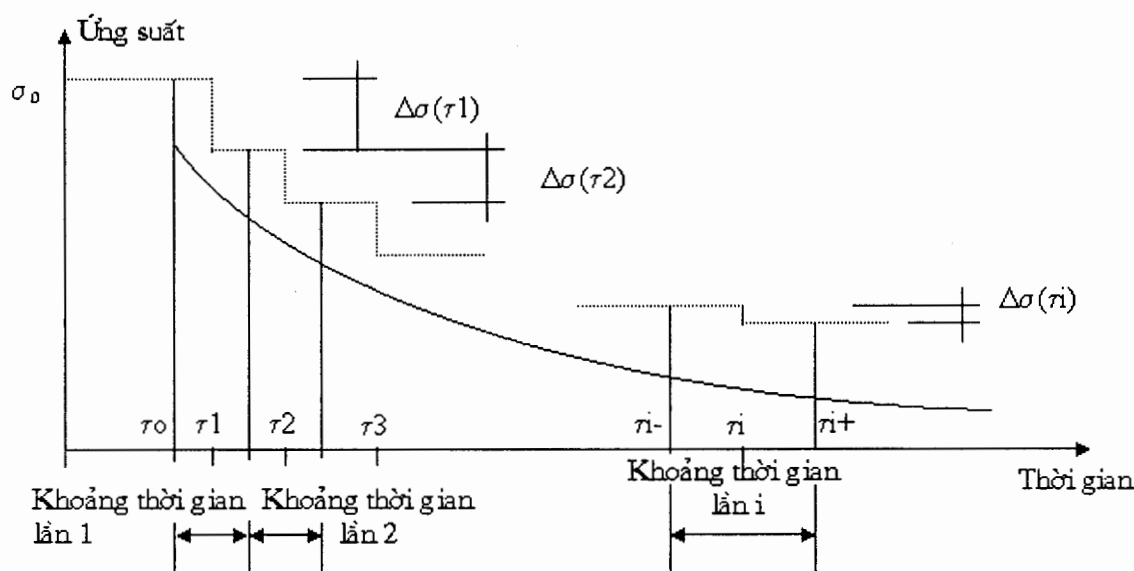
Giải bài toán này theo các phương pháp thông dụng để giải bài toán đàn hồi phẳng của cơ học kết cấu hoặc sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn qua các chương trình phân tích kết cấu như SAP2000, STAAD, v.v..

9.1.2.3. Tính toán chuyển vị xét đến ảnh hưởng của co ngót, từ biến và chênh lệch nhiệt độ

Nguyên tắc xét hệ số từ biến và hệ số co ngót đã được trình bày trong Chương 7. Khi tính toán chuyển vị thẳng đứng của kết cấu cần phải áp dụng các hệ số đó vào phân tích kết cấu tương ứng với mỗi sơ đồ kết cấu trong quá trình thi công.

9.1.2.3.1. Tính toán chuyển vị do co ngót và từ biến trong quá trình thi công

Dưới đây trình bày một phương pháp hiện đang được sử dụng để xác định hệ số từ biến ϕ và biến dạng co ngót ε tại từng giai đoạn thi công, trong đó phân tích kết cấu bằng phương pháp phần tử hữu hạn để xác định nội lực và chuyển vị tại từng giai đoạn của dầm.



Xét một phần tử dầm nào đó, thời điểm đặt tải đầu tiên là τ_1 , có sự thay đổi ứng suất tại các thời điểm $\tau_1, \tau_2, \tau_3, \dots, \tau_i$. Số gia của biến dạng từ biến gây bởi $\Delta\sigma(\tau_i)$ được tính toán tại cuối của các khoảng thời gian, mô đun đàn hồi ứng với mỗi thời điểm $E_c(t_i)$ và hệ số từ biến $\phi(t, \tau_i)$. Tổng biến dạng tại thời điểm cuối của mỗi khoảng thời gian nhận được bằng cách tổ hợp số gia biến dạng do biến dạng đàn hồi, biến dạng từ biến gây ra bởi thay đổi ứng suất và biến dạng co ngót. Tổng của biến dạng bê tông tại cuối của khoảng thời gian thứ i (tức là $t=\tau_i$) gồm biến dạng đàn hồi, biến dạng từ biến và biến dạng co ngót được tính bằng phương trình tổ hợp sau đây:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E_c(\tau_0)} [1 + \phi(t, \tau_0)] + \sum_{j=1}^i \frac{\Delta\sigma(\tau_j)}{E_c(\tau_j)} [1 + \phi(\tau_j + \tau_j)] + \varepsilon_{sh}(\tau_j +)$$

Hoặc nhóm riêng các thành phần biến dạng:

$$\varepsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E_c(\tau_0)} + \sum_{j=1}^i \frac{\Delta\sigma(\tau_j)}{E_c(\tau_j)} + \frac{\sigma_0}{E_c(\tau_0)} \phi(t, \tau_0) + \sum_{j=1}^i \frac{\Delta\sigma(\tau_j)}{E_c(\tau_j)} \phi(\tau_j + \tau_j) + \varepsilon_{sh}(\tau_j +)$$

Phương trình trên chỉ ra rằng một tổng số rất lớn các số liệu nhập để tính cho phương pháp này. Hai số hạng đầu của vế phải là do biến dạng đàn hồi của lực, hai số hạng tiếp theo của vế phải là biến dạng do từ biến của bê tông, số hạng cuối cùng là biến dạng do co ngót của bê

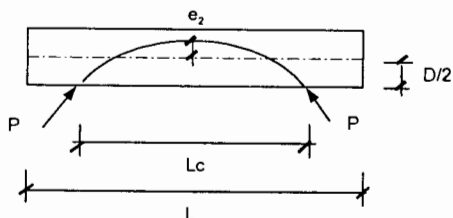
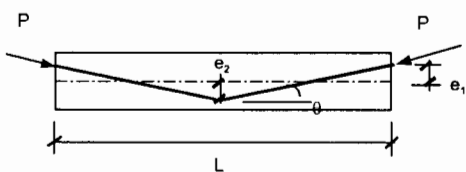
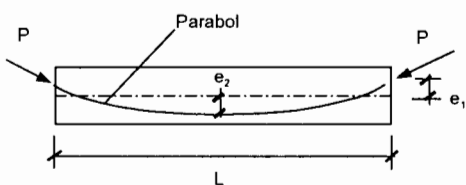
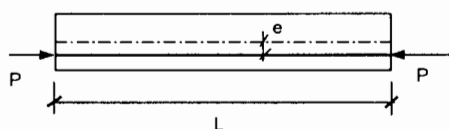
tông. Đối với mỗi bước thời gian, mô đun đàn hồi $E_c(t_i)$ và hệ số từ biến $\phi(t, \tau_i)$ phải được xác định và các số gia biến đổi ứng suất phải được xác định suốt trong quá trình phân tích.

9.1.2.4. Tính toán chuyển vị xét đến tác động của dự ứng lực

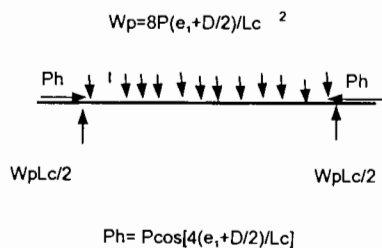
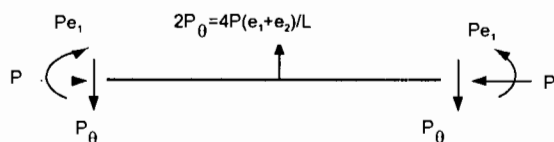
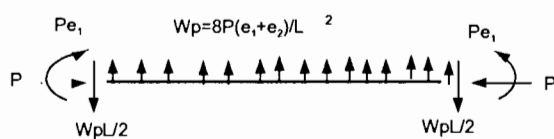
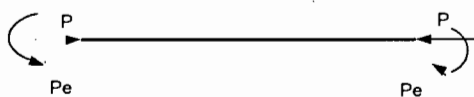
Tải trọng dự ứng lực được tính toán dựa trên phương pháp tải trọng tính đối. Đây là phương pháp rất phù hợp để tính toán tác động của dự ứng lực trong kết cấu siêu tĩnh. Trong phương pháp này, lực tác dụng lên bê tông của các bó cáp được xem xét như tải trọng ngoài. Tải trọng ngoài tương đương này gồm các lực nén, mô men tập trung do lệch tâm tại các đầu neo và các lực phân bố theo hướng ngang vào phía bụng đường cong khi hướng cáp thay đổi.

Mối quan hệ giữa đường cong cáp và tải trọng tương đương của nó thể hiện như trong các hình vẽ sau (trong trường hợp đặc trưng hình học của dầm không đổi):

Đường đi cáp và phần tử dầm



Tải trọng tính đối



- Mômen tổng cộng gây ra bởi dự ứng lực tại các mặt cắt nhận được bằng cách phân tích kết cấu dưới tác động của tải trọng tính đổi trong mỗi nhịp. Mômen tổng cộng này là tổng của mômen chính do dự ứng lực ($P \times e$ - Tích của lực dự ứng lực P và độ lệch tâm e) và mômen phụ do dự ứng lực gây ra (Chỉ có ở kết cấu siêu tĩnh).

- Tương tự như xác định nội lực, chuyển vị do tác động của dự ứng lực ứng với từng giai đoạn nhận được bằng cách phân tích kết cấu với sơ đồ ứng với từng giai đoạn dưới tác động của tải trọng tính đổi.

- Trong trường hợp dầm có tiết diện thay đổi hoặc đường cong cáp thay đổi theo từng đoạn có thể sử dụng phương pháp lực để tính kết cấu siêu tĩnh dưới tác động của dự ứng lực. Chia nhỏ dầm ra từng đoạn nhỏ với giả thiết tiết diện không đổi trong đoạn nhỏ đó. Vẽ biểu đồ mômen chính của dự ứng lực (Bằng tích $P.e$). Vẽ biểu đồ mômen do ảnh lực bằng đơn vị, dùng phương pháp nhân biểu đồ mômen, xác định được các trị số của ảnh lực, từ đó tính ra nội lực và chuyển vị do dự ứng lực.

Hiện nay có rất nhiều chương trình máy tính sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn để tính toán tác động của dự ứng lực và các mất mát ứng suất của lực dự ứng lực, tính toán nội lực và chuyển vị với độ chính xác cao.

9.1.2.5. Tính toán chuyển vị do biến dạng của xe đúc và thanh treo ván khuôn

Dưới tác dụng của trọng lượng bê tông ướt của cốt dầm, xe đúc và thanh treo ván khuôn sẽ biến dạng, vì vậy khi tính toán độ võng phải xét đến chuyển vị do biến dạng của xe đúc và các thanh treo.

9.1.2.6. Các tham số biến đổi theo thời gian của mỗi cốt dầm đúc hằng

9.1.2.6.1. Biến đổi theo thời gian của cường độ bê tông

Các cốt dầm được đúc trong những khoảng thời gian khác nhau, tại mỗi thời điểm xem xét chúng có tuổi bê tông khác nhau và do đó cường độ bê tông khác nhau.

Bằng thí nghiệm mẫu bê tông thiết kế để xác định cường độ bê tông tại một số thời điểm chủ yếu R_3, R_7, R_{28} . Trị số cường độ bê tông ở các thời điểm trung gian được nội suy nhưng không theo các công thức thông thường do đã sử dụng phụ gia siêu dẻo tăng cường độ sớm: ($R_3 \sim 0.8 R_{28}$).

A. Công thức của CEB-FIP MODEL CODE

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \times f_{cm}$$

$$\beta_{cc}(t) = \exp \{ s[1 - (28/(t/t_1))^{1/2}] \}$$

ở đây:

$f_{cm}(t)$: Cường độ chịu nén của bê tông tại tuổi t (ngày)

f_{cm} : Cường độ chịu nén của bê tông ở tuổi 28 ngày

$\beta_{cc}(t)$: Hệ số phụ thuộc tuổi bê tông t

t : Tuổi bê tông (ngày) xác định bởi:

t_T : Nhiệt độ bê tông tại thời điểm T

$$t_T = \sum_{i=1}^n \Delta t_i \exp \left[13.65 - \frac{4000}{273 + T(\Delta t_i) / T_o} \right]$$

Δt_i : Số ngày phân bố nhiệt độ T

$T(\Delta t_i)$: Nhiệt độ ($^{\circ}\text{C}$) trong suốt thời gian của giai đoạn

$$T_o = 1^{\circ}\text{C}$$

$$t_1 = 1 \text{ ngày}$$

s : Hệ số phụ thuộc vào loại xi măng

B. Công thức SKAMATAEV (Nga)

$$R_t = R_{28} (\lg t / \lg 28)$$

Trong đó:

R_t : Cường độ bê tông tại thời điểm t (ngày)

R_{28} : Cường độ bê tông tại thời điểm 28 ngày

9.1.2.6.2. Biến đổi của mô đun biến dạng bê tông

A. Công thức của Viện bê tông DƯỠNG Hoa Kỳ

$$E = 33 \cdot w^{3/2} \cdot \sqrt{f_c}$$

Trong đó:

f_c : Cường độ hình trụ của bê tông tại thời điểm thi công (psi)

w : Trọng lượng đơn vị của bê tông (lb/ft^3)

E : Có thể xem là không đổi đối với các khối dầm sau khi tuổi của các khối đạt 28 ngày.

B. Công thức của Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01 Việt Nam (AASHTO LRFD 1998)

Khi không có số liệu chính xác hơn, mô đun đàn hồi E của các loại bê tông có tỷ trọng trong khoảng $1440 \sim 2500 \text{ kg/m}^3$ tính bằng:

$$E = 0.043 \cdot y_c^{1.5} \cdot \sqrt{f_c}$$

Trong đó:

f_c : Cường độ hình trụ của bê tông tại thời điểm thi công (MPa)

y_c : Tỷ trọng của bê tông (kg/m^3)

E : Có thể xem là không đổi đối với các khối dầm sau khi tuổi của các khối đạt 28 ngày.

C. Công thức của tiêu chuẩn BPEL (Pháp)

$$E_{ij} = 1100 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Trong đó:

f_{cj} : Cường độ nén lăng trụ của bê tông ở tuổi j ngày (MPa)

f_{28} : Cường độ nén lăng trụ của bê tông ở tuổi 28 ngày (MPa)

$$f_{cj} = f_{28} \times j / (4.76 + 0.83 \times j) \quad \text{nếu } f_{28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = f_{28} \times j / (1.40 + 0.95 \times j) \quad \text{nếu } f_{28} > 40 \text{ MPa}$$

Nếu j vượt quá 28 ngày thì vẫn tính theo công thức trên nhưng trị số f_{cj} không được lấy lớn hơn $1.10f_{28}$.

D. Công thức của tiêu chuẩn Nga

$$E_b = 5200 R_v / (23 + R_v) \quad (\text{MPa})$$

Trong đó:

R_v : Cường độ mẫu thử khối vuông ở tuổi đang xét E_b .

E. Công thức của tiêu chuẩn CEB-FIP MODEL CODE

$$E_{ci}(t) = \beta_E(t) \times E_{ci}$$

Trong đó:

$E_{ci}(t)$: Mô đun đàn hồi bê tông tại thời điểm t (ngày)

E_{ci} : Mô đun đàn hồi tại thời điểm sau 28 ngày

$$\beta_E(t) = [\beta_{cc}(t)]^{0.5}$$

$\beta_{cc}(t)$: Hệ số xác định ở trên (phần 3.2.6.2)

9.1.2.6.3. Biến đổi của dự ứng lực trong cáp kéo sau

Để tăng tiến độ thi công, các cáp DUL của mỗi dốt đúc hẫng thường được kéo căng khi bê tông được 3 ngày tuổi và cường độ bằng khoảng $0.8.R_{28}$ nhờ có sử dụng phụ gia siêu dẻo tăng nhanh cường độ bê tông (Hiện nay ở Việt Nam thường dùng phụ gia Sikament-NN hoặc Sikament-520).

Do mất mát ứng suất, dự ứng lực trong từng bó cáp sẽ biến đổi theo từng bước thi công thực tế vì vậy tổng dự ứng lực tác dụng lên mỗi khối sẽ thay đổi theo thời gian.

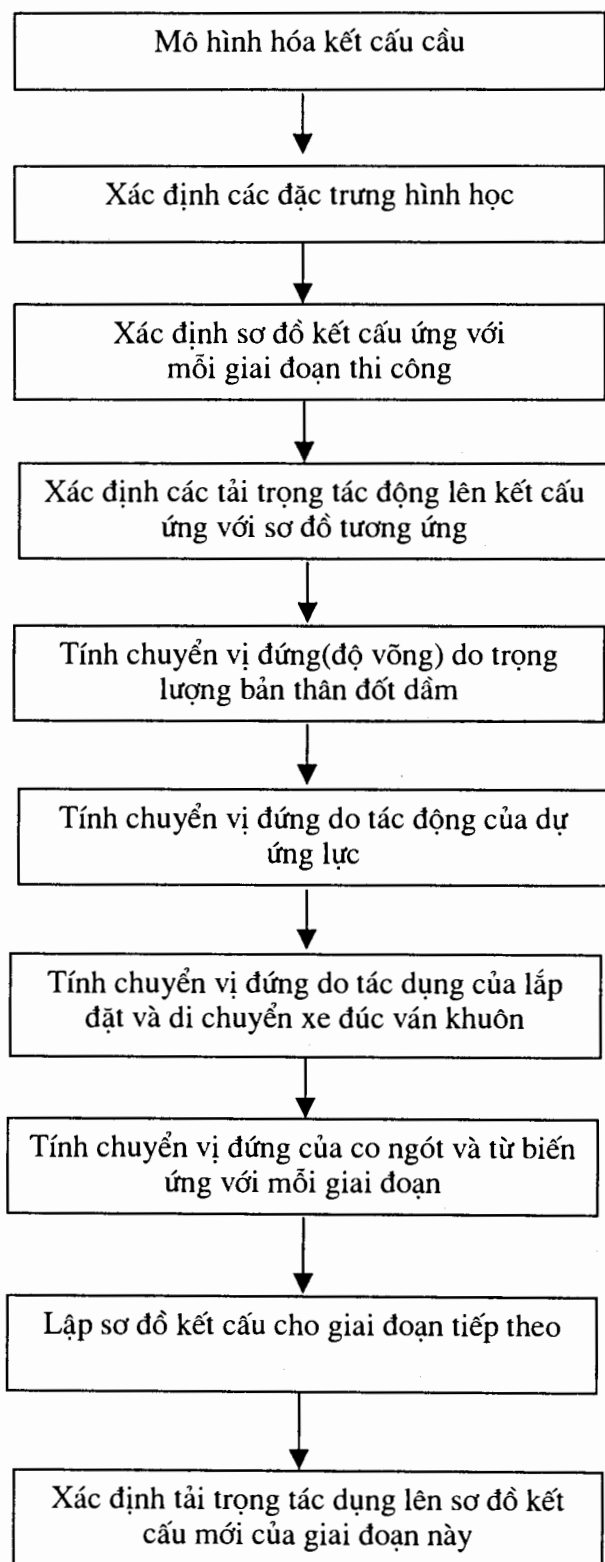
Các cầu đúc hẫng ở nước ta hiện nay thường tính theo tiêu chuẩn AASHTO (Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01 đã được soạn thảo theo AASHTO LRFD 1998 trên cơ sở chỉnh lý bổ sung phù hợp với điều kiện Việt Nam) và theo mô hình từ biến của Châu Âu (CEB-FIP). Trong Chương 7 đã giới thiệu cách tính mất mát dự ứng suất theo Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-01.

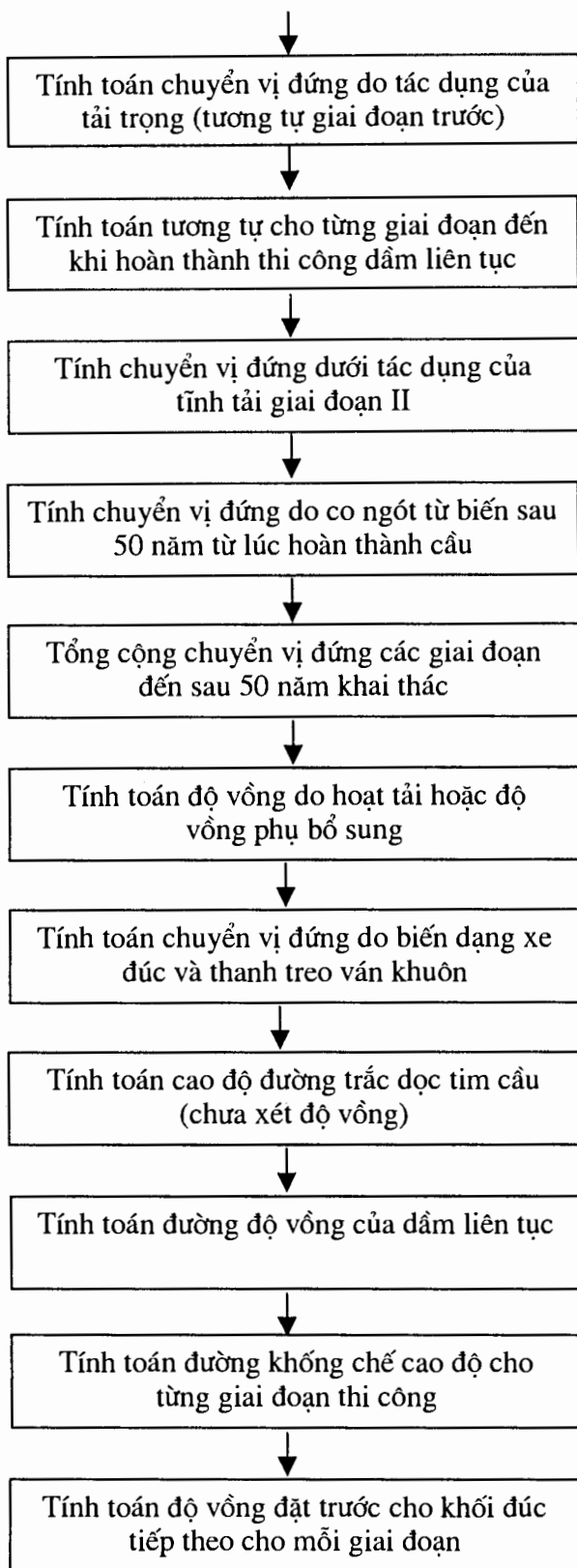
9.1.2.7. Biến dạng của trụ trong lúc thi công hẫng

Trong lúc thi công hẫng, trụ đã được nối cứng tạm thời với kết cấu nhịp tạo thành khung T cứng. Vì vậy khi xét tổng thể bài toán khung T này, sẽ có kết quả về các biến dạng của trụ.

9.2. TÍNH TOÁN BIẾN DẠNG TRONG LÚC THI CÔNG HẰNG

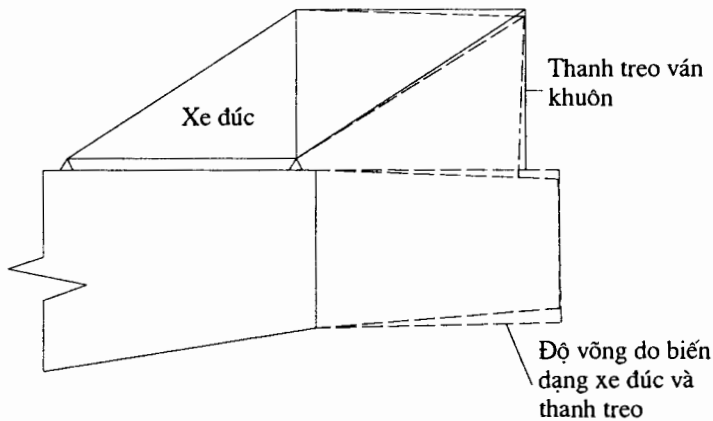
Tính toán độ võng thi công đúc hẫng cầu BTCT DƯL gồm các bước cơ bản theo sơ đồ khối sau đây:





9.2.1. Tính toán chuyển vị đứng do biến dạng của xe dúc và thanh treo ván khuôn

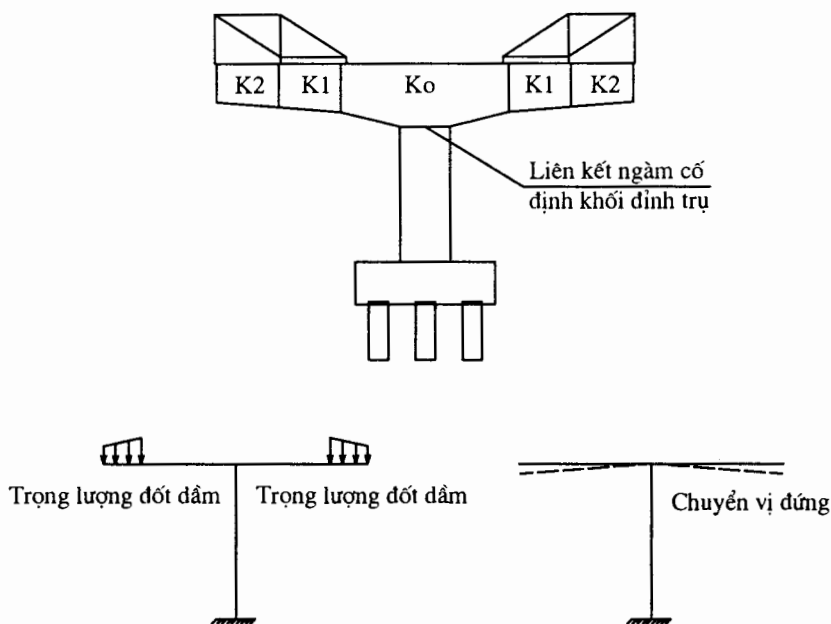
Dưới tác dụng của trọng lượng bê tông ướt của đốt đầm, xe dúc và các thanh treo ván khuôn sẽ biến dạng. Việc tính toán biến dạng này là một bài toán riêng về phân tích kết cấu thiết bị xe treo (trong Phụ lục cuối sách giới thiệu bản tính xe dúc đã dùng cho cầu Phả Lại năm 2001 để bạn đọc tham khảo). Cao độ khi đặt ván khuôn đúc các khối đầm, ngoài việc tính toán độ võng đảm bảo trắc dọc tìm cầu, còn phải cộng thêm ảnh hưởng của biến dạng xe dúc và thanh treo ván khuôn. Các trị số chuyển vị thẳng đứng này còn được đo khi thử tải xe dúc.



Hình 9.7. Biến dạng khi thi công khối K

9.2.2. Tính chuyển vị đứng (độ võng) do tác dụng của tải trọng bản thân đốt đầm

Đặt tải trọng bản thân đốt đầm lên sơ đồ kết cấu tương ứng để tính chuyển vị đứng của phần đầm trong sơ đồ này. Tải trọng là phân bố dạng hình chữ nhật nếu phần tử có tiết diện giống nhau ở hai đầu, dạng hình thang nếu tiết diện khác nhau.



Hình 9. 8. Chuyển vị do tự trọng của các đốt dầm

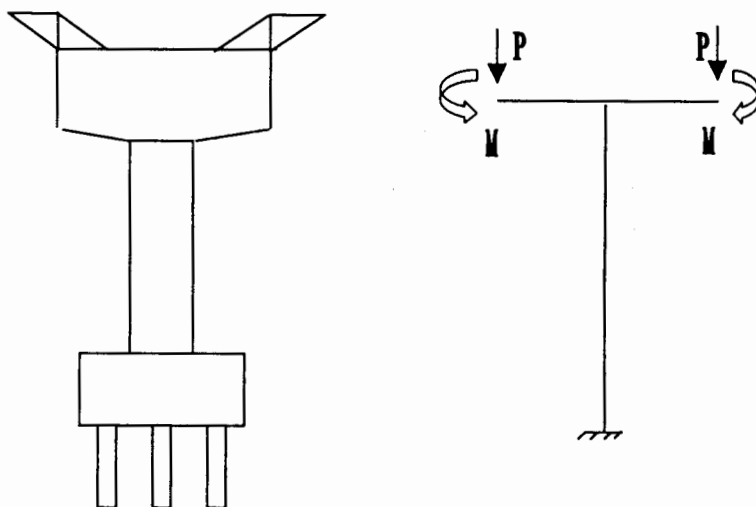
9.2.3. Tính chuyển vị đứng do tác động của dự ứng lực

Khi xét chuyển vị thẳng đứng do tải trọng dự ứng lực có thể dùng phương pháp tải trọng tính đối hoặc phương pháp nhân biểu đồ mômen như đã phân tích ở trên.

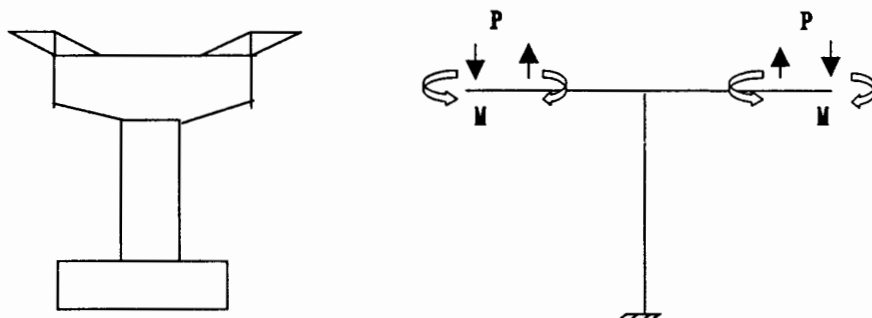
9.2.4 Tính chuyển vị thẳng đứng do tác động lắp xe đúc, di chuyển xe đúc

9.2.4.1. Khi lắp xe đúc-ván khuôn

Sau khi thi công khối đỉnh trụ trên đà giáo mở rộng trụ, cố định tạm khối đỉnh trụ bằng cách căng các thanh neo tạm thẳng đứng. Sau đó lắp đặt xe đúc-ván khuôn. Tải trọng xe đúc-ván khuôn được xem là tải trọng tập trung. Chuyển các lực tập trung này về đầu mút khối K0 bằng cách đặt lực tập trung thẳng đứng và mômen tập trung.



Hình 9.9



Hình 9.10

9.2.4.2. Khi di chuyển xe đúc-ván khuôn

Đặt lực tập trung và mômen tập trung tại vị trí mới đồng thời đặt lực tập trung và mômen tập trung theo hướng ngược lại tại vị trí cũ để giải phóng tải trọng xe đúc-ván khuôn ở vị trí cũ.

9.2.4.3. Khi tháo dỡ xe đúc-ván khuôn

Sau khi tiến hành xong quá trình đúc hẫng, tiến hành tháo dỡ xe đúc-ván khuôn. Đặt lực tập trung và mômen tập trung gây ra bởi xe đúc-ván khuôn với hướng ngược lên trên (đổi dấu) tại vị trí điểm đặt cũ.

9.3. TÍNH TOÁN BIẾN DẠNG DO CO NGÓT VÀ TỪ BIẾN

9.3.1. Nguyên tắc chung

Trong các điều kiện thích hợp, ứng biến do co ngót khác nhau giữa bê tông có tuổi và thành phần khác nhau, giữa bê tông và thép phải được xác định theo các quy định của Phần 5 của Tiêu chuẩn 22TCN-272-01.

Trị số ứng biến do từ biến của bê tông phải phù hợp với các quy định của Phần 5 của Tiêu chuẩn 22TCN-272-01. Khi xác định ứng lực và biến dạng do từ biến phải xét đến sự phụ thuộc theo thời gian và những thay đổi của ứng suất nén.

9.3.2. Giai đoạn thi công

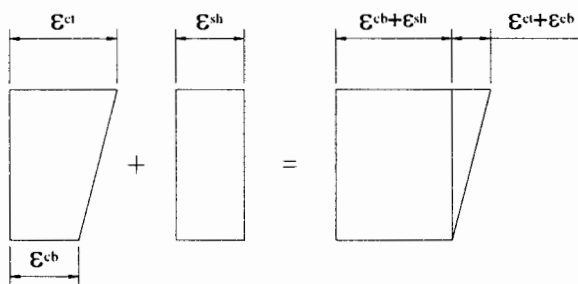
Dựa vào cơ sở lý thuyết đã trình bày ở phần trước, tại mỗi thời điểm từng giai đoạn thi công, tính toán hệ số từ biến ϕ và biến dạng co ngót ϵ . Các hệ số này được tính theo Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01 (đã tham khảo từ quy phạm CEB-FIP hoặc AASHTO LRFD1998). Co ngót và từ biến sẽ gây ra nội lực phụ khi kết cấu ở giai đoạn siêu tĩnh. Tổng biến dạng tại thời điểm t xác định theo phương pháp chồng tác dụng từng bước thể hiện theo công thức:

$$\epsilon(t) = \frac{\sigma_0}{E_c(\tau_0)} + \sum_{j=1}^i \frac{\Delta\sigma(t_j)}{E_c(\tau_j)} + \frac{\sigma_0}{E_c(\tau_0)} \phi(t, \tau_0) + \sum_{j=1}^i \frac{\Delta\sigma(t_j)}{E_c(\tau_j)} \phi(\tau_i + \tau_j) + \epsilon_{sh}(\tau_i +)$$

Trong đó các số hạng 3, 4, 5 về phải là tác động của co ngót và từ biến tức là bằng:

$$\frac{\sigma_o}{E_c(\tau_o)} \phi(t, \tau_o) + \sum_{j=1}^i \frac{\Delta\sigma(\tau_j)}{E_c(\tau_j)} \phi(\tau_i +, \tau_j) + \varepsilon_{sh}(\tau_i +)$$

Tính toán biến dạng do co ngót và từ biến tại giai đoạn thi công thứ i cho thớ trên và thớ dưới của dầm. Biểu đồ biến dạng của từ biến có dạng hình thang, biểu đồ biến dạng của co ngót có dạng chữ nhật. Tổng của biểu đồ biến dạng do co ngót và từ biến sẽ có dạng hình thang. Phân tích biểu đồ tổng này thành hai biểu đồ hình chữ nhật và hình tam giác.



Phần hình chữ nhật tương ứng với biến dạng dọc trụ (đều giữa các thớ). Giải bài toán này tương tự giải bài toán cơ học kết cấu của kết cấu siêu tĩnh dưới tác dụng của giảm nhiệt độ đều Δt ứng với từng phần tử, trong đó $\Delta t_1 = (\varepsilon_{ct} + \varepsilon_{sh}) / \alpha$ với α là hệ số giãn nở nhiệt của bê tông.

Phần hình tam giác tương ứng với việc giải bài toán chênh lệch nhiệt độ giữa thớ trên và thớ dưới của dầm $\Delta t_2 = (\varepsilon_{ct} - \varepsilon_{cb}) / \alpha$.

Hoặc sử dụng các chương trình tính toán kết cấu theo phương pháp phần tử hữu hạn. Nhiều Công ty Tư vấn lớn ở Việt Nam đang dùng bộ chương trình RM7 (phiên bản mới nhất là RM 2000) là một chương trình tính toán rất hoàn chỉnh cho tính toán dầm BTCT DƯỠI thi công theo phương pháp phân đoạn, nhập số liệu biến dạng co ngót và hệ số từ biến cho từng phần tử, dễ dàng xác định được chuyển vị dưới tác động của co ngót và từ biến. Chương trình VBDS (Visual Bridge Design System) của Đại học TONG JI Trung Quốc cũng là một Chương trình rất hiệu quả và đã được áp dụng rộng rãi.

9.3.2.1. Tính chuyển vị đứng (độ võng) của dầm liên tục của tất cả các giai đoạn cho đến sau 50 năm:

Cần phải tính toán chuyển vị đứng (độ võng) của dầm liên tục cho từng giai đoạn. Tính tổng cộng chuyển vị đứng của tất cả các tải trọng và tác động tại tất cả các giai đoạn thi công cho đến khi hoàn thành cầu và do tác động của co ngót từ biến sau 50 năm kể từ khi hoàn thành cầu. Đường chuyển vị tổng cộng đó là đường biểu diễn chuyển vị đứng (độ võng) của dầm liên tục tại thời điểm sau 50 năm.

9.3.2.2. Tính toán gần đúng biến dạng khi thiết kế sơ bộ

Sơ đồ kết cấu ở giai đoạn khai thác là sơ đồ siêu tĩnh nên từ biến của bê tông sẽ ảnh hưởng đến nội lực trong kết cấu. Nguyên lý tính toán đã được trình bày ở trên. Cũng có thể dùng phương pháp gần đúng sau đây để tính toán lúc thiết kế sơ bộ.

Giả thiết khi bậc siêu tĩnh càng cao thì biến dạng ở giữa nhịp càng lớn, đối với kết cấu thi công hẫng sau khi hợp long thì từ biến sẽ làm thay đổi nội lực theo xu hướng trở lại trạng thái như trong kết cấu thi công trên đà giáo. Vì vậy sẽ tính gần đúng nội lực do từ biến theo công thức :

$$S = 1/2 \times (S_2 - S_1)$$

Trong đó

S : Nội lực do từ biến

S_1 và S_2 : Các nội lực do trọng lượng bản thân và do dự ứng lực được tính toán theo giả thiết sau :

S_1 : Nội lực tính theo từng bước thi công và giả thiết vật liệu là đàn hồi

S_2 : Nội lực tính theo kết cấu đúc hoàn toàn trên đà giáo và cũng giả thiết vật liệu là đàn hồi

Một phương pháp khác là giả thiết khi thi công theo từng bước thì sơ đồ kết cấu là tĩnh định. Từ biến và nội lực sẽ gây ra biến dạng. Tại mặt cắt cuối mút hẫng sẽ có góc xoay là ω_1 . Nếu không hợp long thì góc xoay cuối cùng sẽ là ω_2 nhưng do có hợp long nên đã cản trở biến dạng này. Do vậy có thể coi ở mặt cắt giữa nhịp có biến dạng cản trở là góc xoay bằng $(\omega_2 - \omega_1)$, và do chính góc xoay này mà gây ra nội lực trong kết cấu siêu tĩnh.

9.4. TÍNH TOÁN BIẾN DẠNG DO HOẠT TẢI HOẶC ĐỘ VỒNG PHỤ BỔ SUNG

Bài toán này được giải theo cách thông thường của Cơ học kết cấu.

Nói chung, theo Quy trình 1979 của Bộ GTVT, độ vồng xây dựng được tính bằng độ vồng do tĩnh tải và các tác động tĩnh cộng với một nửa độ vồng do hoạt tải tiêu chuẩn.

Để tính độ vồng của dầm liên tục, dùng phương pháp xếp hoạt tải trực tiếp lên kết cấu nhịp, tính trị số độ vồng lớn nhất tại các nhịp của dầm liên tục. Đối với nhịp giữa, trị số độ vồng có giá trị lớn nhất tại giữa nhịp, đối với nhịp biên trị số độ vồng có giá trị lớn nhất tại vị trí khoảng 40% chiều dài nhịp biên tính từ đầu dầm liên tục.

9.5. TÍNH TOÁN PHỤC VỤ KHỐNG CHẾ CAO ĐỘ THI CÔNG

9.5.1. Tính toán cao độ của đường trắc dọc tìm cầu (chưa xét độ vồng)

Phần nhịp BTCT DUL, có thể nằm trên đường parabol đúng hoặc đường cong tròn đúng. Đường cong này gọi là đường cong cơ bản, cao độ của đường cong này chưa bao gồm độ vồng xây dựng. Từ đường trắc dọc, tính cao độ tại tất cả các nút của các phần tử dầm liên tục. Căn cứ đường cong cơ bản để đo độ vồng đặt trước, độ vồng ứng với từng giai đoạn thi công và đường khống chế cao độ của dầm trong từng giai đoạn thi công đến khi hoàn thành.

9.5.2. Tính toán đường độ võng của dầm liên tục

Độ võng là đường biểu diễn cao độ để đổ bê tông các đốt dầm của dầm liên tục được đo từ đường cơ bản (trắc dọc tim cầu).

Theo Quy trình 1979:

$$\text{Độ võng} = - \sum [\text{Độ võng (sau 50 năm)} + 1/2 \text{ Độ võng hoạt tải}]$$

Theo Tiêu chuẩn mới 22 TCN 272-01:

$$\text{Độ võng} = - \sum \text{Độ võng (sau 50 năm)} + \text{Độ võng phụ}$$

Độ võng phụ tính bằng 1‰ chiều dài nhịp.

9.5.3. Tính toán đường khống chế cao độ cho từng giai đoạn thi công

Đường khống chế cao độ là đường nối cao độ của các đốt dầm của kết cấu nhịp đo ở các thời điểm cuối của các giai đoạn thi công đúc hẫng (xe đúc và ván khuôn đã dịch ra vị trí đúc đốt mới) ngay trước khi đổ bê tông khối dầm tiếp theo, thời điểm trước khi đổ bê tông khối hợp long, thời điểm trước và sau khi thi công tĩnh tải giai đoạn II cũng như sau 50 năm kể từ khi hoàn thành cầu. Đường khống chế cao độ được đo từ đường trắc dọc cơ bản đã nêu trên.

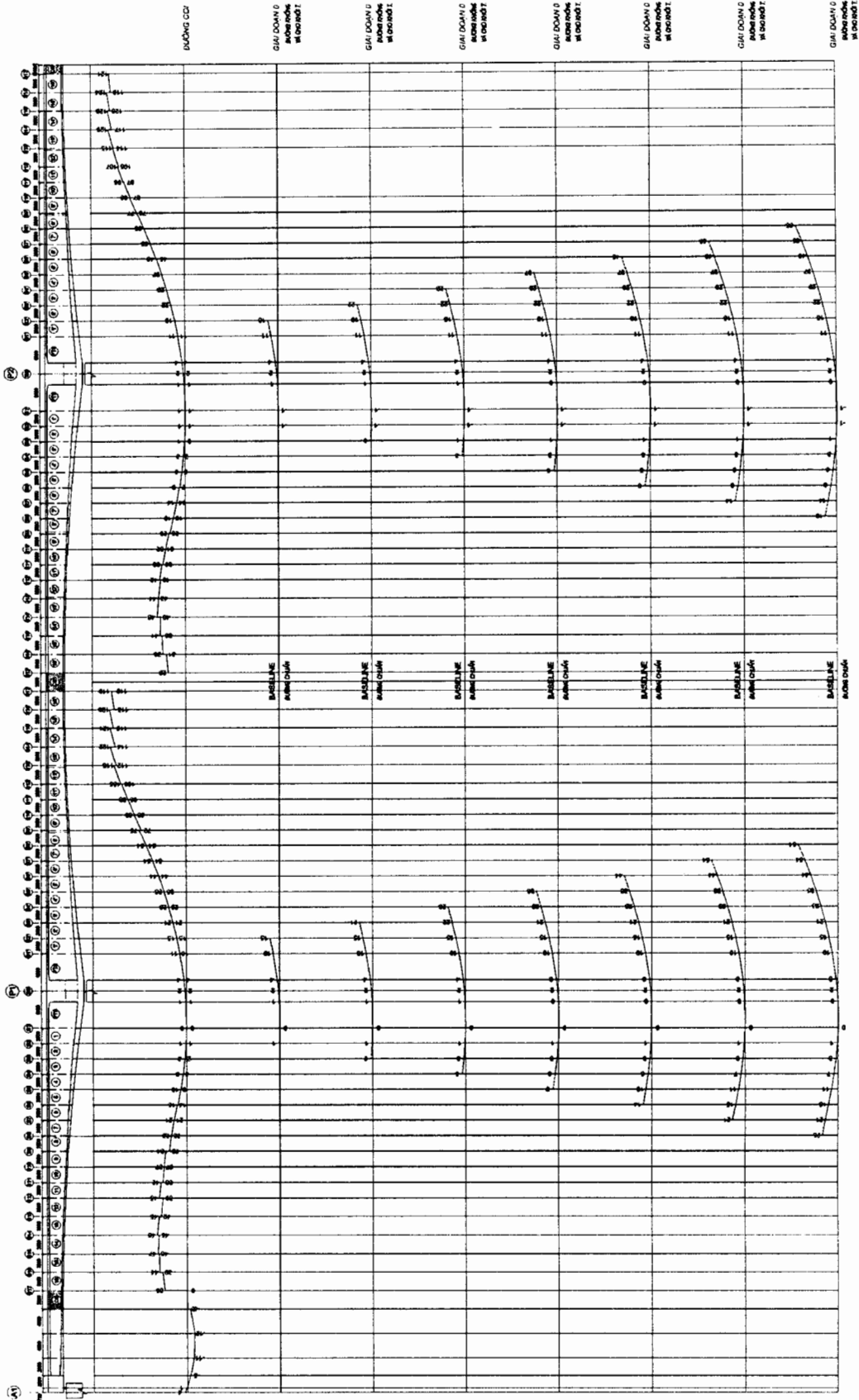
Đường khống chế cao độ được tính toán như sau:

$$\text{Đường khống chế (g/đ thứ } i) = \text{Độ võng} + \sum \text{Độ võng (g/đ thứ } i)$$

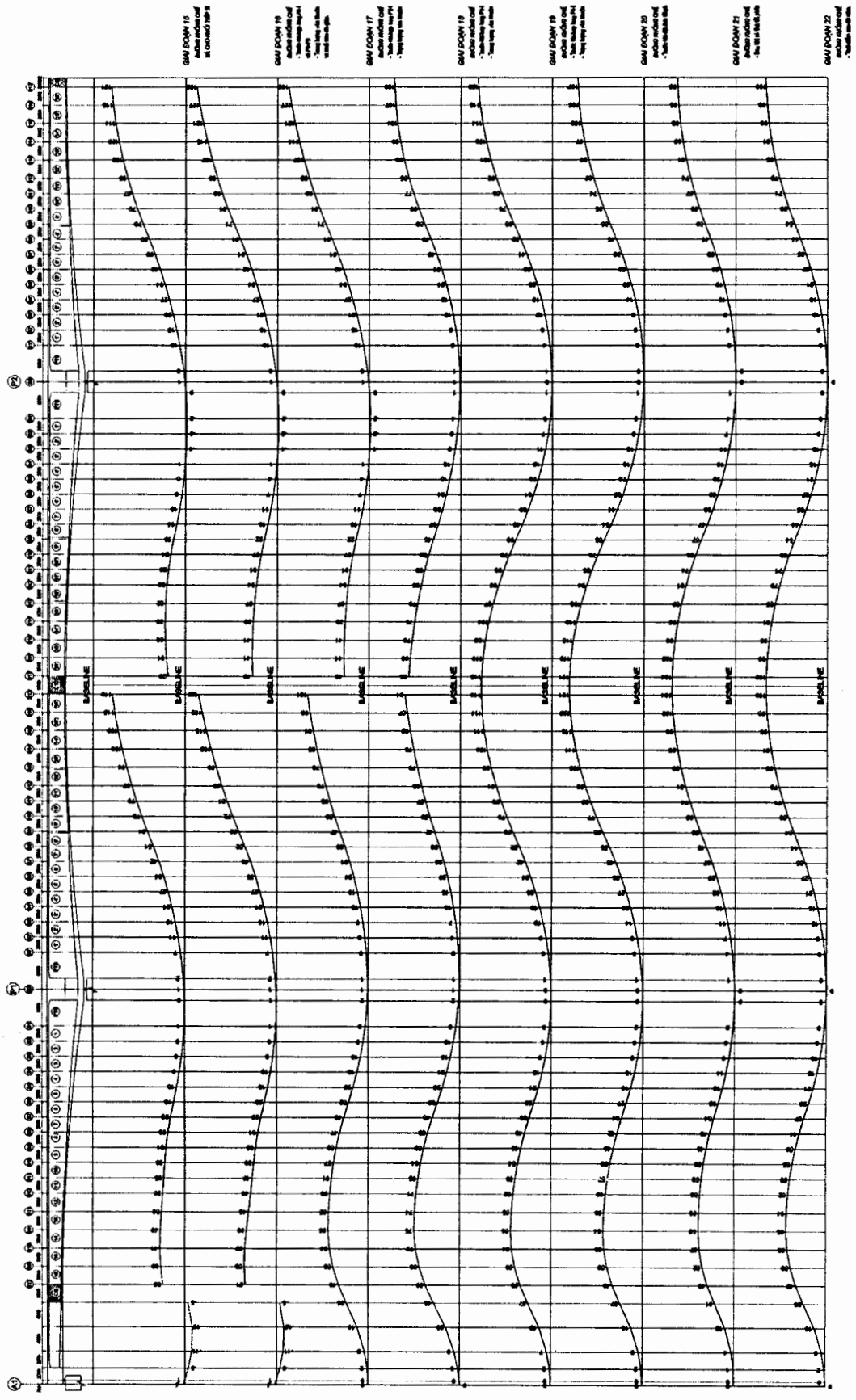
Đường khống chế cao độ (g/đ thứ i) phải có cao độ được cộng thêm một trị số do biến dạng của xe đúc và thanh treo ván khuôn.

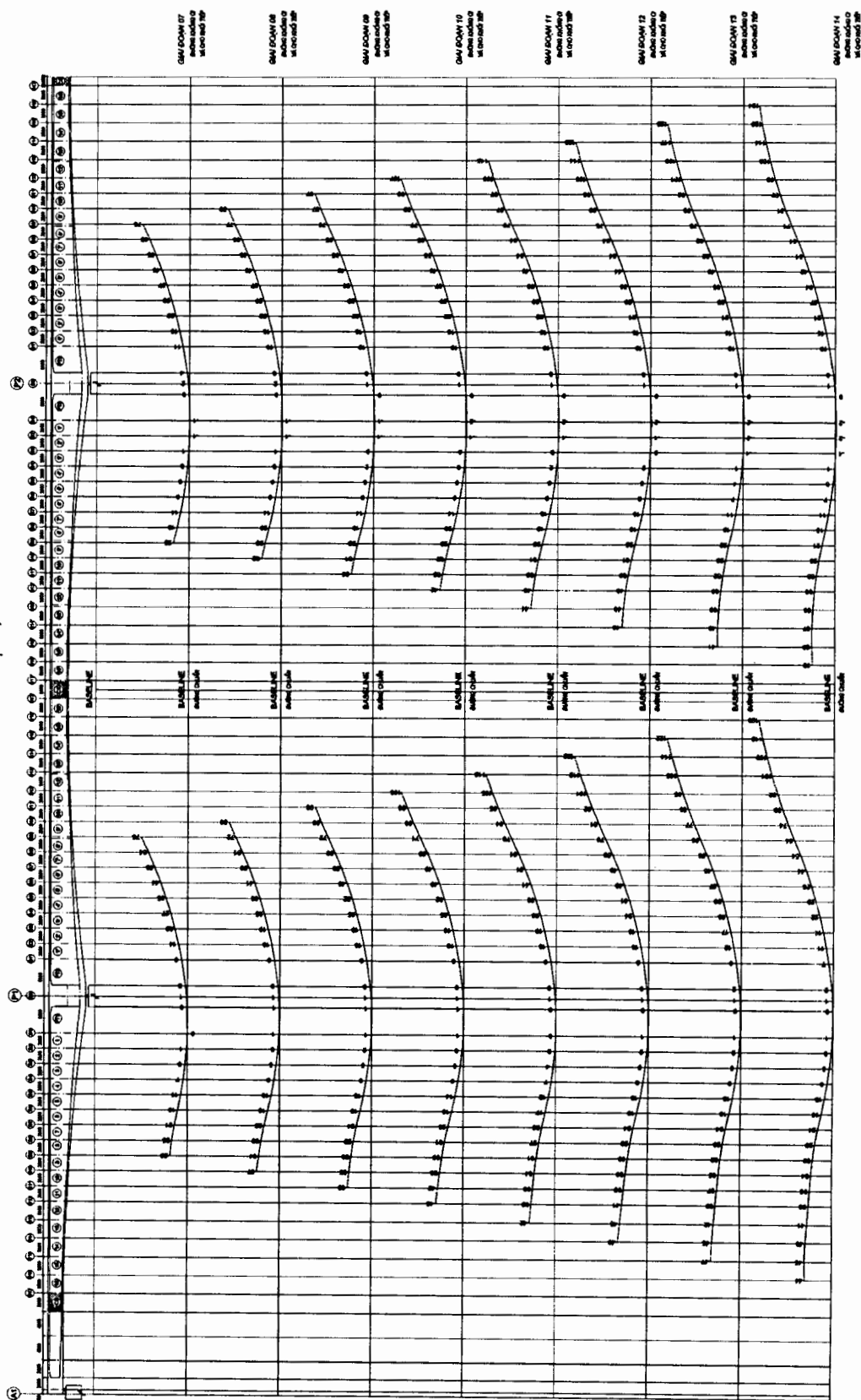
Đường khống chế cao độ cho từng giai đoạn thi công được tính toán cho từng thời điểm cụ thể, do vậy việc tính toán cần xét đến độ võng trước của các khối đúc thì khi hợp long xong mới có được độ võng tính toán.

Sau đây là ví dụ các giai đoạn tính độ võng của cầu liên tục 5 nhịp.



ĐƯỜNG KHÔNG CHẾ CẦU TRỤ P1, P2





9.6. TÍNH TOÁN HỢP LONG

Nội dung tính toán hợp long phụ thuộc vào phương pháp hợp long. Nếu phải dùng các biện pháp cưỡng bức chuyển vị như dùng xe đúc và thanh chống phía trước xe đúc để gò ép cho 2 đầu mút hẫng của 2 cánh hẫng có cao độ bằng nhau để hợp long thì phải giải bài toán nội lực và ứng suất trong các phần kết cấu hẫng trước khi hợp long. Các nội lực và ứng suất này sẽ được cộng tác dụng với trạng thái ứng suất trước khi tạo các chuyển vị cưỡng bức ở đầu mút hẫng.

Khi hợp long có thể phải kéo căng các thanh néo tạm trên mặt hộp, và căng lần lượt các cáp nhóm B ở bản đáy hộp, tùy theo dự kiến về quá trình kéo căng này mà tính toán các lực tác dụng trên sơ đồ hệ kết cấu vào thời điểm căng đó. Những cáp nào được căng trước khi đổ bê tông hợp long thì coi như dự ứng lực trong chúng tác dụng lên 2 hệ kết cấu riêng biệt độc lập, những cáp nào được căng sau khi bê tông đổ hợp long đã hoá cứng đủ cường độ thì coi như dự ứng lực trong chúng tác dụng lên hệ một kết cấu tổng thể đã được nối với nhau.

Thời điểm hợp long được chọn vào lúc nhiệt độ tương đối đồng đều trên mặt cắt hộp của cả kết cấu nhịp là hợp lý nhất để giảm bớt nội lực phụ do gradient nhiệt. Nếu hợp long vào những tình huống khác thì phải xét thêm bài toán tác dụng của sự chênh lệch nhiệt độ đến nội lực và biến dạng của kết cấu siêu tĩnh.

9.7. PHÂN TÍCH DAO ĐỘNG CẦU ĐÚC HẫNG

Nói chung bài toán phân tích dao động bao gồm cả phân tích động đất là bài toán đặc biệt phức tạp. Tiêu chuẩn 22TCN 272-01 có quy định các nguyên tắc chung về phân tích động học kết cấu nhịp trong đề mục 4.7. Trong phần sau đây chỉ tóm lược một số nội dung chính.

9.7.1. Những yêu cầu cơ bản về động lực học kết cấu

9.7.1.1. Tổng quát

Để phân tích sự làm việc động học của cầu, độ cứng, khối lượng và các đặc tính chống rung của các thành phần kết cấu phải được mô hình hoá.

Số bậc tự do ít nhất được tính đến trong phép phân tích phải dựa trên một vài tần số tự nhiên đã tìm được và độ tin cậy của các dạng dao động đã giả thiết. Mô hình phải tương thích với độ chính xác của phương pháp giải. Các mô hình động học phải bao hàm các khía cạnh liên quan đến kết cấu và sự kích rung. Các khía cạnh liên quan của kết cấu có thể bao gồm:

- sự phân bố khối lượng
- sự phân bố độ cứng
- các đặc tính giảm rung.

Các khía cạnh có liên quan của sự kích rung có thể bao gồm:

- tần số của hàm số lực :
- thời gian đặt tải
- hướng đặt tải

9.7.1.2. Sự phân bố khối lượng

Việc mô hình hoá khối lượng phải được thực hiện có xét đến mức độ của độ phân giải trong mô hình, và sự chuyển động dự kiến.

9.7.1.3. Độ cứng

Cầu phải được mô hình hoá để nhất quán với bậc tự do được chọn nhằm thể hiện các dạng tự nhiên và các tần số tự nhiên của dao động. Độ cứng của các phần tử của mô hình phải được quy định cho phù hợp với cầu đang được mô hình hoá.

9.7.1.4. Giảm rung

Bộ chống rung nhớt tương đương có thể được sử dụng để thể hiện tính tiêu năng.

9.7.1.5. Các tần số tự nhiên (tần số dao động riêng)

Nói chung phải sử dụng các dạng và các tần số dao động tự nhiên không giảm rung đàn hồi và phải xét đến tất cả các dạng và các tần số chống rung liên quan.

9.7.2. Ứng xử động học đàn hồi

9.7.2.1. Dao động do xe cộ

Khi cần sự phân tích về tác động động học tương hỗ giữa cầu và hoạt tải, Chủ đầu tư cần chỉ rõ và chấp thuận độ nhám bề mặt, vận tốc và các đặc tính động học của xe cộ đưa vào trong phép phân tích. Hệ số xung kích phải được lấy bằng tỷ số giữa hiệu ứng lực động học cực trị và hiệu ứng lực tĩnh tương ứng.

Trong mọi trường hợp, tải trọng động cho phép sử dụng không được nhỏ hơn 50% tải trọng động cho phép được nêu trong bảng 3.6.2.1-1 (22 TCN 272-01), ngoài ra không cho phép giảm đối với các khe nối mặt cầu.

9.7.2.2. Dao động do gió

Kết cấu nhịp BTCT DUL đúc hẫng thường có độ cứng khá lớn. Do vậy vấn đề dao động dưới tác dụng của gió không đáng lo ngại. Tuy nhiên, cần phải xét thời điểm bất lợi nhất là khi đúc hẫng đến tối đa, chưa hợp long mà gặp gió bão. Đối với cầu trong vùng ven biển càng cần phải lưu ý xét tình huống này. Sau đây là một số quy định chung về tính dao động do gió của Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272-01.

9.7.2.2.1. Các vận tốc gió

Đối với các kết cấu quan trọng nhạy cảm với các tác động của gió, vị trí và độ lớn của các giá trị về áp lực cực trị và sức hút phải được xác định bằng các thí nghiệm trong tunen gió.

9.7.2.2.2. Các hiệu ứng động học

Các kết cấu nhạy cảm với gió phải được phân tích về các hiệu ứng động học như sự lắc do gió xoáy hoặc gió giật, và tác động tương hỗ gió-kết cấu không ổn định như sự rung, vẫy. Các kết cấu mảnh hoặc dễ bị uốn- xoắn phải được phân tích về oằn ngang, nén quá mức và nén lệch tâm.

9.7.2.2.3. Nghiên cứu thiết kế

Biến dạng dao động dưới tác động của gió có thể dẫn đến các ứng suất quá mức, sự mỏi kết cấu, và sự phiền phức hoặc bất tiện cho người qua cầu. Mặt cầu, đặc biệt là trong giai đoạn đang thi công hẫng chưa hợp long cần phải được bảo vệ tránh bị gió xoáy quá mức và các dao động do mưa gió. Khi áp dụng thực tế, việc sử dụng các bộ thiết bị chống rung phải được xét để kiểm soát được những tác động động học quá mức. Khi các bộ chống rung hoặc sự thay đổi hình dạng không thể thực hiện được thì hệ kết cấu phải được thay đổi để đạt được sự kiểm soát đó.

9.7.3. Ứng xử động học không đàn hồi

9.7.3.1. Tổng quát

Trong khi chịu tác động của động đất hoặc va chạm tàu thuyền, năng lượng có thể được làm tiêu đi bằng một hoặc nhiều cơ chế dưới đây:

- biến dạng đàn hồi và không đàn hồi của vật thể có thể va chạm với kết cấu,
- biến dạng không đàn hồi của kết cấu và các vật gắn liền với nó,
- chuyển vị không hồi phục của các khối lượng của kết cấu và các vật gắn với nó,
- biến dạng không đàn hồi của các bộ phận tiêu năng cơ học chuyên dụng.

9.7.3.2. Các khớp dẻo và các đường chảy dẻo

Để phân tích, năng lượng hấp thụ được bởi biến dạng không đàn hồi trong thành phần kết cấu có thể được giả thiết là tập trung tại các khớp dẻo và các đường chảy dẻo. Vị trí của những mặt cắt này có thể xác định bằng phép xấp xỉ liên tiếp để đạt được lời giải sát hơn về năng lượng được hấp thụ. Đối với các mặt cắt này, các đường cong mô men-chuyển động quay có thể được xác định bằng cách sử dụng các mô hình vật liệu phân tích đã được kiểm tra.

9.8. TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH TRONG THI CÔNG

9.8.1. Nguyên tắc chung

Trong quá trình thi công đúc hẫng các khối đúc trên đỉnh trụ, quá trình thi công đúc các khối theo tiến độ khác nhau, hoạt tải và các máy móc phục vụ thi công đặt không cân bằng trên hai cánh hẫng sẽ gây mômen lật cánh dầm quanh tim trụ. Để giữ ổn định cho hai cánh dầm trong suốt quá trình thi công ta sẽ bố trí các neo tạm trên đỉnh trụ. Sử dụng các thanh DUL để làm neo tạm. Cần phải tính toán các thanh neo này dựa trên cơ sở cân bằng mômen tại một điểm do tất cả các lực tác dụng trên cánh hẫng. Điều kiện là tổng mô men giữ phải lớn hơn tổng mô men lật.

Sau đây là 1 ví dụ đơn giản chỉ có tính tham khảo để học tập

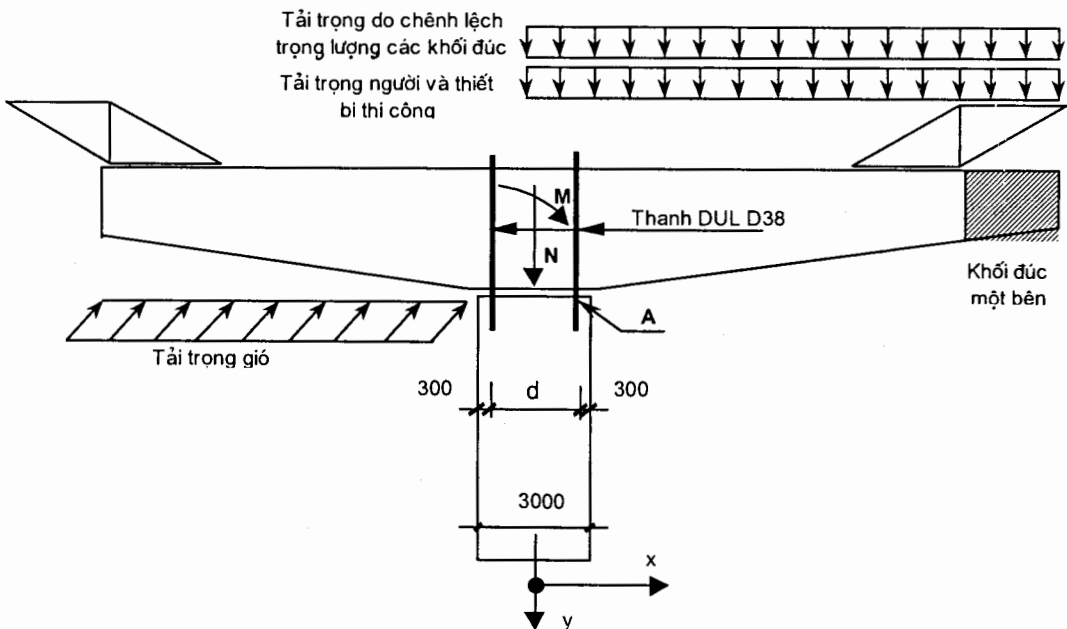
9.8.2. Ví dụ đơn giản tính toán theo Quy trình 1979

9.8.2.1. Tải trọng tính toán neo tạm đỉnh trụ

A- Các tải trọng đặt không cân bằng trên cánh hẫng

- Tình huống trong quá trình thi công là đã đúc xong dốt ở cánh hẫng bên này, bên kia chưa đúc dốt tương tự.

- Chênh lệch trọng lượng các khối đúc giữa hai bên, trị số là 2% trọng lượng các khối đúc.
- Hoạt tải thi công đặt chỉ trên một cánh hẫng.
- Gió thổi từ dưới lên ở một bên cánh hẫng khác

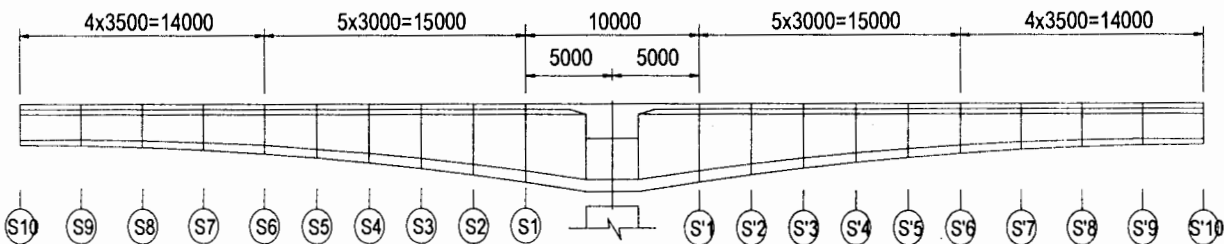


B - Các trị số tính toán

Trọng lượng riêng bê tông	g_b	=2500.0	KG/m ³
Cường độ cốt thép CDC	R_0	=9800.0	KG/m ²
Cường độ bê tông kê dầm	R_b	=190.00	KG/m ²
Lực căng trước trong một thanh (ứng suất căng trước $0.75 \cdot R_0$)	N_c	=83.000	Tấn
Mất mát ước lượng trong một thanh (Tham khảo AASHTO 9.16.2.2. Lấy xấp xỉ 20%)		=18.000	Tấn
Lực căng trong một thanh		=65.000	Tấn
Tải trọng gió khi thi công		=125.00	KG/m ²
Góc tác dụng của tải trọng gió		=10.000	độ
Tải trọng người và thiết bị thi công (Phân bố đều trên một cánh hẫng)		=20.000	KG/m ²
Lực tập trung đặt cuối cánh hẫng ((50+50×B) KN, B: bề rộng mặt cầu (m))		=10.600	Tấn

9.8.2.2. Tính toán lực đứng và mômen trên cánh hẫng

A - Sơ đồ tính toán



B - Nội dung tính toán

B.1. Các tải trọng

Tất cả các tải trọng tác dụng thẳng đứng cân bằng lên hai cánh hẫng trên trụ ta đưa về lực đứng đi qua tâm trụ, các tải trọng tác dụng thẳng đứng lên một cánh hẫng ta đưa về một lực thẳng đứng cùng trị số đi qua tâm trụ và mômen đặc trưng cho tải trọng lệch tâm.

- 1)-.Trọng lượng bản thân khối dầm K_i và K_i' đối xứng, gây ra lực đứng tại tâm trụ
- 2)- Trọng lượng một khối dầm đúc xong trước, khối đối xứng chưa đúc
- 3)- Tải trọng người và thiết bị thi công trên một cánh hẫng (phía đã đúc xong trước khối dầm)

4)- Tải trọng gió tác dụng lên cánh hẫng nhẹ hơn

5)- Tải trọng do chênh lệch khối lượng giữa hai khối dúc đối xứng

Dữ liệu để tính toán thể hiện ở bảng dưới (trong đó: chiều dài khối dúc, khoảng cách giữa khối đến gối tính bằng m, khối lượng khối dúc tính bằng tấn)

Tên khối dúc	$1/2 K_0$	K_1	K_2	K_3	K_4	K_5	K_6	K_7	K_8	K_9
Chiều dài khối dúc (m)	5.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.000	3.500	3.500	3.500	3.500
Khối lượng khối dúc N_{qi} (T)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
K/c giữa khối đến gối (m)	2.500	1.500	4.500	7.500	10.500	13.500	16.750	20.250	23.750	27.250
Lực đứng đặt tại tâm trụ do 'chênh K/L khối dúc N_i (T)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Mômen do chênh lệch K/L ' khối dúc M_{ic} (Tm)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
Mômen do dúc khối 'không cân bằng M_{ik} (Tm)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
Lực đứng do tải trọng thi 'công trên mỗi dốt N_{itc} (T)	1.200	0.720	0.720	0.720	0.720	0.720	0.840	0.840	0.840	0.840
Mômen do tải trọng thi công 'trên mỗi dốt M_{itc} (Tm)	3.000	1.080	3.240	5.400	7.560	9.720	14.070	17.010	19.950	22.890
Lực đứng do tải trọng gió tác dụng lên mỗi dốt N_{ig} (T)	-1.200	-0.720	-0.720	-0.720	-0.720	-0.720	-0.840	-0.840	-0.840	
Mômen do tải trọng gió tác dụng lên mỗi dốt M_{ig} (Tm)	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	
Mômen do tải trọng tập trung khi thi công M_{itt} (Tm)	53.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Ghi chú:

Các giá trị trên được tính cho tải trọng tác dụng trên mỗi khối dúc.

B.2. Các tổ hợp tải trọng

Ta sẽ tổ hợp tất cả các tải trọng ở các giai đoạn, giai đoạn thứ i là giai đoạn dúc xong dốt K_i , dốt K_i chưa dúc

Với tải trọng cố định dùng hệ số 1.1 và 0.9, tải trọng thi công lấy hệ số 1.25, tải trọng gió lấy hệ số 1.2

Tổ hợp I là tổ hợp với hệ số 1.1 với tải trọng cố định, còn các tải trọng khác như trên

Tổ hợp II là tổ hợp với hệ số 0.9 với tải trọng cố định, còn các tải trọng khác như trên

GIAI ĐOẠN	LỰC ĐỨNG TẠI TÂM TRỤ, MÔMEN KHÔNG CÂN BẰNG DO TẢI TRỌNG							TỔ HỢP I		TỔ HỢP II	
	Trọng lượng dầm	Mômen do khối lệch Ki	Lực đứng do TT thi công	Mômen do TT thi công	Lực đứng do TT gió	Mômen do tải trọng gió	M do chênh t/lượng khối	ΣNy	ΣMz	ΣNy	ΣMz
2	364.347	592.329	13.240	131.120	-1.920	8.335	12.362	415.028	839.063	342.159	718.125
3	491.617	811.487	13.960	171.920	-2.640	15.759	24.209	555.061	1153.075	456.737	985.936
4	614.580	899.69	14.680	214.880	-3.360	25.526	40.439	690.356	1333.368	567.440	1145.343
5	733.21	1120.90	15.400	260.000	-4.080	37.638	58.432	820.889	1667.437	674.246	1431.569
6	857.15	1377.86	16.240	315.370	-4.800	52.094	80.850	957.408	2061.303	785.978	1769.562
7	986.65	1670.30	17.080	373.680	-5.640	71.923	108.408	1099.9	2509.989	902.570	2154.247
8	1121.96	1988.26	17.920	434.930	-6.480	94.942	141.814	1248.78	3000.671	1024.388	2574.657
9	1275.96	2736.33	18.760	499.120	-7.320	121.152	181.579	1418.23	3978.987	1163.034	3395.405

9.8.2.3. Tính toán và kiểm tra các thanh neo tạm

Để tính toán số thanh thép cường độ cao ứng suất trước dùng neo tạm đỉnh trụ, ta dựa trên cơ sở tổng mômen giữ phải lớn hơn 1.2 tổng mômen gây lật cánh hẫng theo công thức

$$N\frac{d}{2}+n F d \geq 1.2 M_{l\grave{a}i}$$

Trong đó:

- N : Tổng lực đứng trên kết cấu nhịp đặt tại tâm trụ
- M_{l_ài} : Tổng mômen do các loại tải trọng đặt lệch trên cánh hẫng
- n : Số thanh cốt thép DUL một bên dùng để neo tạm cánh hẫng
- F : Lực căng trước trong các thanh thép CĐC dùng làm neo đã kể mất mát ứng suất
- d : Khoảng cách giữa hai trọng tâm của hệ các thanh neo DUL

Dựa vào công thức trên ta có thể tính ra số thanh thép D32 sử dụng làm neo. Giá trị N, M_{l_ài} ta đã tính cho các giai đoạn theo hai tổ hợp I, II

Với khoảng cách giữa hai trọng tâm hệ neo tạm = 2400.00 mm

Tính toán số thanh neo cần thiết một bên theo bảng sau

Tổ hợp	Giai đoạn	N	ΣM	d	N.d/2	Số thanh cần thiết	Số thanh chọn
		trục y	trục z				
		(T)	(T.m)				
I	2	0.000	0.000	2.400	498.034	3.3	20
	3	0.720	0.840	2.400	666.073	4.6	
	4	0.000	0.000	2.400	828.427	4.9	
	5	13.320	18.270	2.400	985.067	6.5	
	6	0.000	0.000	2.400	1148.890	8.5	
	7	-0.720	-0.840	2.400	1319.881	10.8	
	8	0.000	0.000	2.400	1498.537	13.5	
	9	14.456	19.828	2.400	1701.873	19.7	
II	2	0.000	0.000	2.400	410.590	2.9	
	3	0.840	0.840	2.400	548.085	4.1	
	4	0.000	0.000	2.400	680.928	4.4	
	5	21.210	24.150	2.400	809.096	5.8	
	6	0.000	0.000	2.400	943.173	7.6	
	7	-0.840	-0.840	2.400	1083.084	9.6	
	8	0.000	0.000	2.400	1229.266	11.9	
	9	23.019	26.210	2.400	1395.641	17.2	

Bố trí 20 thanh neo tạm trên đỉnh trụ

Sau đây sẽ tiến hành kiểm tra sự làm việc của hệ neo DUL

Số liệu tính toán

Khoảng cách giữa hai trọng tâm hệ neo tạm 3155.0 mm

Lực neo giữ của tất cả các thanh neo một bên 1300.00 Tấn

Sẽ chỉ lấy tổ hợp bất lợi nhất để kiểm tra

Tổ hợp	Giai đoạn	N (trục y) (T)	ΣM (trục z) (T.m)	Mômen giữ (T.m)	Hệ số an toàn	Điều kiện
I	9	1418.227	3978.987	6338.75	1.59	Thoả mãn

Kiểm tra ứng suất trong các thanh neo

Ứng suất kéo cho phép trong thanh neo 8500 kg/cm²

Lực kéo trong một thanh neo là:

$$N_c = N_1 + N_2$$

Trong đó:

N_1 : Lực căng trước trong một thanh neo đã kể đến mất mát ứng suất

N_2 : Lực căng trong một thanh do các tải trọng trên cánh hẫng

N_2 : Được tính theo công thức:

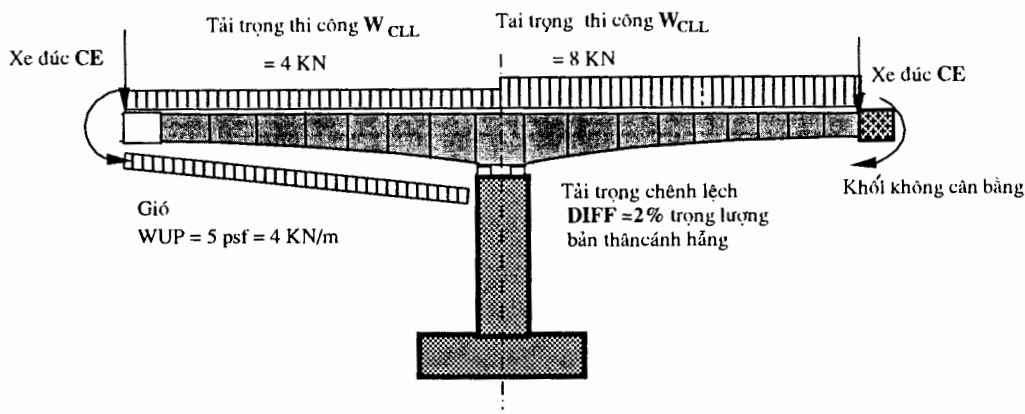
Nếu: $M_z = \Sigma M - N \times d/2 > 0$ thì:

$$N_2 = (\Sigma M - N \times d/2)d_{\max}/(d^2 \times n)$$

($d_{\max}$ là khoảng cách lớn nhất từ trục theo phương ngang cầu qua tim trụ đến thanh neo tạm)

Tổ hợp	Giai đoạn	N ₁	N ₂			Nc = N ₁ +N ₂	F	s	Kiểm tra
		(1 thanh)	M _z	d	N ₂ (1 thanh)				
		(T)	(T.m)	(m)	(T)	(T)			
I	2	65.0	184.4	3.16	3.2	68.15	11.34	6009.37	Đạt
	3	65.0	277.5	3.16	4.7	69.75	11.34	6149.79	Đạt
	4	65.0	244.3	3.16	4.2	69.18	11.34	6099.82	Đạt
	5	65.0	372.5	3.16	6.4	71.37	11.34	6293.09	Đạt
	6	65.0	551.0	3.16	9.4	74.42	11.34	6562.29	Đạt
	7	65.0	774.9	3.16	13.3	78.25	11.34	6899.96	Đạt
	8	65.0	1030.7	3.16	17.6	82.63	11.34	7285.77	Đạt
	9	65.0	1741.7	3.16	29.8	94.79	11.34	8358.06	Đạt
II	2	65.0	178.4	3.16	3.1	68.05	11.34	6000.34	Đạt
	3	65.0	265.4	3.16	4.5	69.54	11.34	6131.64	Đạt
	4	65.0	250.2	3.16	4.3	69.28	11.34	6108.68	Đạt
	5	65.0	367.9	3.16	6.3	71.29	11.34	6286.24	Đạt
	6	65.0	529.7	3.16	9.1	74.06	11.34	6530.16	Đạt
	7	65.0	730.4	3.16	12.5	77.49	11.34	6832.93	Đạt
	8	65.0	958.7	3.16	16.4	81.40	11.34	7177.14	Đạt
	9	65.0	1560.7	3.16	26.7	91.69	11.34	8085.07	Đạt

9.8.3. Ví dụ tính toán theo Tiêu chuẩn thi công AASHTO-1998



BẢNG CÁC THÀNH PHẦN LỰC

No	Các lực gây lật đổ	P (KN)	Q _x (KN)	Q _z (KN)	Tay đòn (m)	Mômen M _x (KN.m)	Mômen M _z (KN.m)
1	Trọng lượng cốt đúc không cân bằng (U)	763.22			48.05		36672.62
2	Tải trọng chênh lệch trên 1 cánh hẫng TC (DIFF)	278.16			24.3		6759.29
3	Tải trọng thi công rải đều (CLL)						
	- Trên một cánh hẫng	420.00			24.3		10206.00
	- Trên cánh hẫng bên kia	210.00			-26.7		-5607.00
4	Thiết bị thi công-Xe dúc bên trái (CE) L	650.00			-50.6		-32890
5	Thiết bị thi công-Xe dúc bên phải (CE)R	650.00			48.2		31330
6	Gió tốc từ bên dưới lên cánh hẫng trái (WUP)	-210.00			27.57		5789.70
9	Tổng cộng	2761.38					52260.61
	M_{lật đổ} = M_{ngoại lực}					=	52260.61
	Do đó : M_{lật đổ}					=	52260.6 (KN.m)

Tính toán mô men giữ ổn định **M_{chống lật}**

* Đường kính thanh dự ứng lực		=	38(mm)
* Số thanh dự kiến (cộng cả 2 phía)		n _{ps} =	44
* Giới hạn chảy của thanh thép DUL	9500 kg/cm ²	f _{ys} =	931(MPa)
* Ứng suất cho phép của thanh DUL	7120 kg/cm ²	f _{ATS} =	698(MPa)
* Lực cho phép của thanh DUL		P=	1056(KN)
Khả năng chịu mômen	M_{chống lật}	=	81301 (KN.m)

Kiểm toán : $M_{chống\ lật} / M_{lật} > 1.5$ **OK**

Các lực phá vỡ bung :

$$T_{BURST} = 0.25 \Sigma P_U (1 - a/h) - 0.5 P_U \sin \alpha \quad (E.Q 9-37)$$

$$d_{BURST} = 0.5 (h - 2e) - 5e \sin \alpha \quad (E.Q 9-38)$$

Trong đó :

ΣP_U : Tổng tải trọng lên thanh neo đã nhân hệ số	=	12289	(KN)
a : Kích thước bên của nhóm thiết bị	=	5.320	(m)
e : Độ lệch tâm của nhóm thiết bị so với trục mặt cắt	=	1.25	(m)
h : Kích thước bên của mặt cắt	=	6.000	(m)
α : Góc nghiêng của hợp lực các thanh neo so với đường tâm cấu kiện	=	0	(Độ)

Do đó	$T_{BURST} = 389.98(KN)$
Và	$d_{BURST} = 1.75 (m)$

Các lực kéo chẻ

Lấy bằng 2 % của tổng các tải trọng lên thanh neo đã nhân hệ số:
 $T_{SPALLING} = 245.78 (KN)$

Sức kháng chống các lực phá vỡ bung và các lực kéo chẻ

	$\Phi A_s f_{sv}$	=	744.81	(KN)
Đường kính thanh neo DUL		=	16	(mm)
Giả thiết số thanh cốt thép thường chống vỡ bung	n_s	=	14	
Giới hạn chảy của cốt thép thường	F_{SY}	=	3000	(kg/cm ²)

Tổng kiểm toán	$\Phi A_s f_{sy} > T_{BURST} T_{SPALL}$	OK

Trên đây là ví dụ về một bảng tính EXCEL dùng để tính toán thanh neo tạm và duyệt ổn định lật trụ khi đúc hẫng ở tình huống mất cân bằng nhất. Tính toán đã thực hiện theo các công thức của Tiêu chuẩn thi công cầu AASHTO-1998.

CHƯƠNG 10

MỘT SỐ TÍNH TOÁN VỀ NHIỆT, CẮT, XOẮN, BÀN MẶT CẦU KẾT CẤU NHỊP CẦU ĐÚC HẰNG

MỤC LỤC

10.1. Các yêu cầu của Tiêu chuẩn về xét những hưởng của sự thay đổi nhiệt độ	382
10.2. Hiệu ứng Gradient nhiệt trong kết cấu nhịp hình hộp.....	384
10.3. Tính toán theo lực cắt, mômen xoắn , mối nối	388
10.4. Tính bản mặt cầu hộp	401

10.1. CÁC YÊU CẦU CỦA TIÊU CHUẨN VỀ XÉT ẢNH HƯỞNG CỦA SỰ THAY ĐỔI NHIỆT ĐỘ

Hiệu ứng của gradient nhiệt cần được đưa vào tính toán một cách thỏa đáng. Trong phân tích cũng phải đưa vào ứng lực do biến dạng của cấu kiện chịu lực, chuyển vị của điểm tác dụng của tải trọng và chuyển dịch của gối.

10.1.1. Nhiệt độ phân bố đều

10.1.1.1. Biên độ nhiệt độ cầu

Nhiệt độ cao nhất và thấp nhất bình quân của cầu phải lấy như quy định trong bảng 1. Để tính toán hiệu lực biến dạng nhiệt phải lấy độ chênh lệch giữa nhiệt độ cao nhất và thấp nhất bình quân của cầu với nhiệt độ thi công được giả thiết trong thiết kế.

Biên độ nhiệt cho trong bảng 10-1 áp dụng cho sàn cầu cao tới 2m với lớp mặt dày 100mm đối với sàn cầu bê tông và 40mm đối với sàn cầu thép. Khi dùng sàn cầu cao hơn hoặc chiều dày lớp mặt khác thì cần sửa lại biên độ nhiệt cho phù hợp.

Bảng 10-1: Biên độ nhiệt độ cầu

Vùng khí hậu	Kết cấu bê tông	Mặt cầu bê tông trên dầm hoặc hộp thép	Mặt cầu thép trên dầm hoặc hộp thép
Bắc vĩ độ 16°B (Đèo Hải Vân)*	+5° C đến +47° C	+1° C đến +55° C	-3° C đến +63° C
Nam vĩ độ 16°B (Đèo Hải Vân)	+10° C đến +47° C	+6° C đến +55° C	+2° C đến +63° C

* *Ghi chú:* Đối với các địa điểm ở phía bắc vĩ độ 16° B và ở độ cao cao hơn mặt biển trên 700m nhiệt độ thấp nhất trong bảng phải trừ bớt 5° C.

10.1.1.2. *Nhiệt độ lấp đặt*

Nhiệt độ lấp đặt cầu hay bộ phận của cầu được lấy theo trị số trung bình thực tế của nhiệt độ không khí trong 24 giờ ngay trước khi tiến hành lấp đặt.

10.1.1.3. *Biên độ nhiệt độ không khí*

Các biên độ nhiệt độ của cầu quy định trong bảng 1 là dựa trên biên độ nhiệt độ không khí trong bóng râm 0° C đến 45°C ở phía bắc vĩ độ 16°B (đèo Hải Vân) và + 5°C đến 45°C ở phía nam vĩ độ 16°B. Khi có số liệu về nhiệt độ của địa điểm cụ thể, có thể dùng để xác định nhiệt độ không khí trong bóng râm cao nhất và thấp nhất với chu kỳ 100 năm và nhiệt độ cầu trong bảng 1 có thể được sửa lại cho phù hợp.

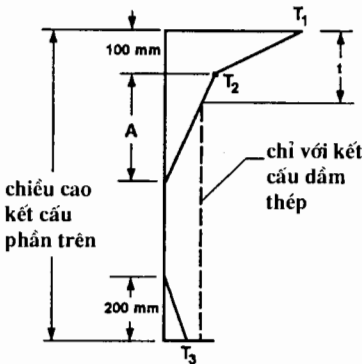
10.1.2. *Gradient nhiệt*

Các tác động của gradient nhiệt khác nhau trong kết cấu phần trên của cầu cần phải được lấy từ cả hai điều kiện chênh nhiệt dương (mặt trên nóng hơn) và chênh nhiệt âm (mặt trên lạnh hơn)

Gradient nhiệt theo chiều thẳng đứng trong kết cấu nhịp bê tông hay thép bê tông liên hợp có bản mặt cầu bằng bê tông có thể lấy như trong hình 10.1. Các giá trị T_1 , T_2 và T_3 trong hình 10.1 được cho trong bảng 10.1 cho cả hai trường hợp chênh nhiệt dương và âm.

Kích thước "A" trong hình 10.1 được lấy như sau:

- 300 mm cho kết cấu nhịp BTCT có chiều cao 400 mm hay lớn hơn
- đối với mặt cắt BTCT có chiều cao thấp hơn 400 mm thì lấy nhỏ hơn chiều cao thực tế 100 mm
- đối với kết cấu nhịp thép bê tông liên hợp cự ly t' phải lấy bằng chiều dày bản mặt cầu bằng bê tông.
- đối với kết cấu phần trên gồm mặt cầu bằng thép và dầm hoặc hộp thép gradient nhiệt phải được xác định bằng một phương pháp được thừa nhận và được chủ đầu tư chấp nhận.



Hình 10-1: Gradient nhiệt

Gradient nhiệt cho trong Bảng 10.1 dùng cho mặt cầu có lớp phủ dày 100 mm. Khi dùng chiều dày lớp phủ khác đi thì các giá trị cần sửa lại cho phù hợp.

Khi phải tính đến gradient nhiệt thì ứng suất nội và biến dạng của kết cấu do cả gradient nhiệt dương và âm có thể được xác định theo các quy định của Điều 4.6.6.

Bảng 10.1

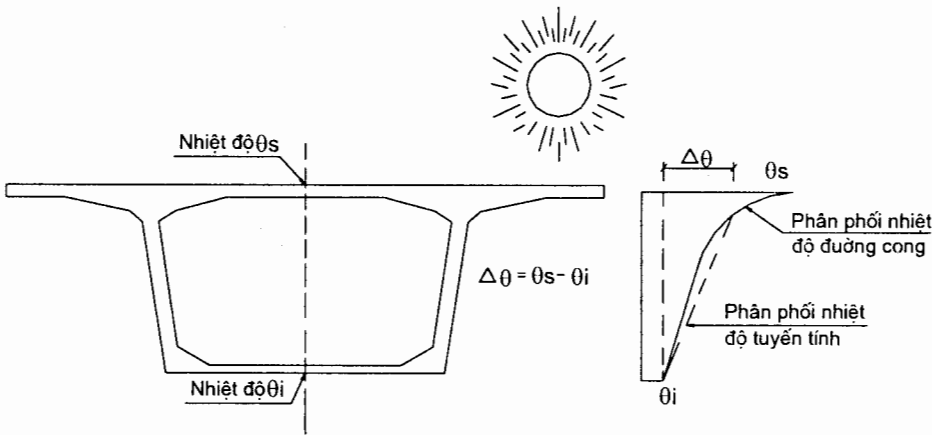
Thông số	Gradient nhiệt dương	Gradient nhiệt âm
T_1	+23	-7
T_2	+6	-1
T_3	+3	0

10.2. HIỆU ỨNG GRADIEN NHIỆT TRONG KẾT CẤU NHỊP HÌNH HỘP

10.2.1. Khái niệm

Trong phần trên đã giới thiệu các quy định xét ảnh hưởng nhiệt độ theo các nguyên tắc chung của Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01. Sau đây sẽ trình bày cụ thể hơn về hiệu ứng gradient nhiệt trong kết cấu nhịp liên tục đúc hẫng.

Khi đo sự biến đổi hàng ngày của các phản lực gối trong một số cầu cũng như khi đo vết nứt ở nhiều cầu khác, người ta đã phát hiện các nội lực uốn lớn do sự chênh lệch nhiệt độ giữa các thớ biên của kết cấu nhịp bê tông.



Hình 10-2: Gradient nhiệt của kết cấu nhịp

Những chênh lệch này chủ yếu do bức xạ nắng mặt trời gây ra vì lớp phủ mặt đường cho xe chạy trên cầu có màu đen sẽ hấp thụ nhiệt rất mạnh khiến cho nhiệt độ ở bản nắp hộp tăng lên, tạo ra gradient nhiệt trong các mặt cắt của kết cấu nhịp.

Việc theo dõi đo nhiệt độ ở các công trình bê tông đã đưa đến các kết luận sau:

- Mức độ biến đổi hàng ngày của nhiệt độ trung bình của kết cấu nhịp không lớn hơn 6°C (ở Pháp). Tại Việt Nam chưa có số liệu theo dõi này, chắc chắn sự biến đổi này còn tùy địa điểm xây dựng cầu vì nước ta trải dài với khí hậu các miền rất khác nhau.

- Các nhiệt độ trung bình thấp nhất và nhiệt độ trung bình cao nhất xuất hiện vào thời điểm 8 giờ và 18 giờ (ở Pháp). Tại Việt Nam chưa có số liệu theo dõi này.

- Gradient nhiệt lớn nhất xảy ra khoảng 15 giờ.

- Sự phân bố nhiệt ở bên dưới mỗi mặt cắt tuân theo quy luật phức tạp.

Tuy nhiên, để dễ dàng tính toán có thể đơn giản hóa quy luật này bằng một quy luật tuyến tính mà có hiệu ứng tổng cộng tương tự thực tế.

Cũng có thể là khi thiếu số liệu thực nghiệm, có thể phân biệt hai loại gradient nhiệt, giả thiết cả hai đều là tuyến tính trên chiều cao mặt cắt hợp.

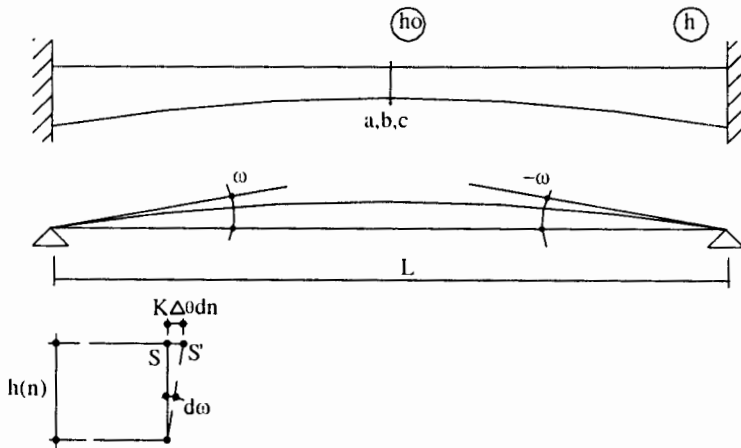
- Gradient nhiệt thứ nhất, gọi là "gradient nhiệt ngắn hạn" là tương thích với các tải trọng thường xuyên và phụ thuộc vào mức chênh lệch nhiệt độ 10°C giữa các thớ biên của kết cấu nhịp.

- Gradient nhiệt thứ hai gọi là "gradient nhiệt dài hạn" là sự tích lũy với các tải trọng thường xuyên và các tải trọng khai thác và xảy ra bởi mức chênh lệch nhiệt độ 5°C giữa các thớ biên nói trên.

Trong cả hai trường hợp mô đun biến dạng được lấy là mô đun tức thời do đặc tính xảy ra hàng ngày của các biến đổi nhiệt độ.

Khi chấp nhận rằng gradient nhiệt là không thay đổi theo dọc kết cấu nhịp, việc xác định các nội lực do uốn sẽ không có gì khó khăn.

Trên hình 10-3 đã tóm tắt các tính toán ứng suất uốn xuất hiện bởi một gradient nhiệt trong một nhịp đối xứng có biên dưới dạng parabol có hai đầu ngàm.



$$d\omega = \frac{K\Delta\theta dn}{h(n)} \quad \omega = K\Delta\theta \int_0^{L/2} \frac{dn}{h(n)}$$

K: Hệ số giãn nở nhiệt

Hình 10-3: Hiệu ứng của gradient nhiệt (nhịp đối xứng dạng parabol có ngàm ở hai đầu).

Góc xoay:

$$\omega = \frac{K\Delta\theta}{2h_0} \cdot L \cdot \frac{\text{Arctg} \sqrt{\frac{h}{h_0} - 1}}{\sqrt{\frac{h}{h_0} - 1}} = K\Delta\theta L \alpha \left(\frac{h}{h_0} \right)$$

Mômen uốn và ứng suất σ_i :

$$M = \frac{\omega}{a+b} \quad \sigma_i = \frac{Mv'}{I_0} \quad v' = k.h_0$$

$$\sigma_i = E K \Delta\theta k \beta \left(\frac{h}{h_0} \right)$$

Hằng số: $\frac{h}{h_0} = 1$

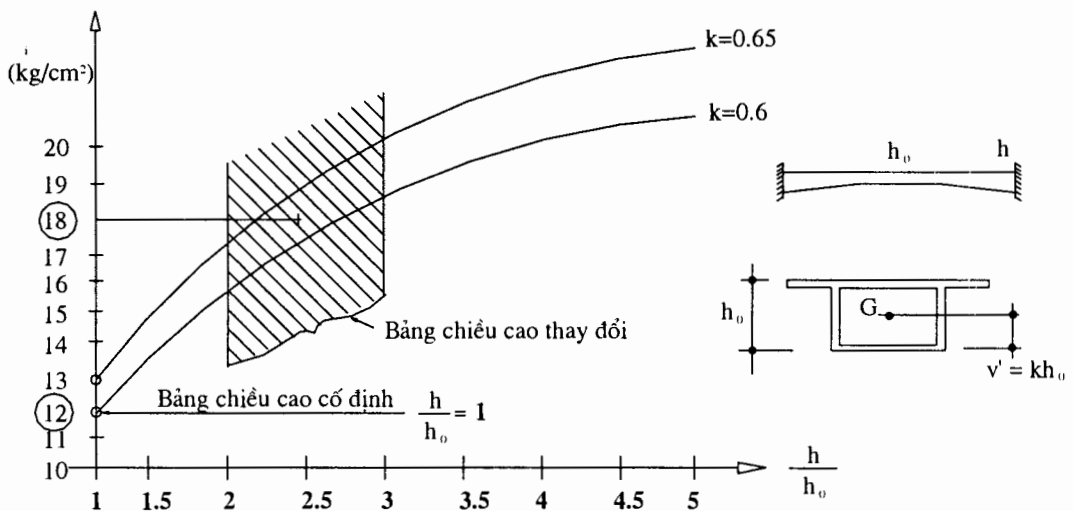
$$\omega = \frac{K\Delta\theta L}{2h_0} \quad \sigma_i = E K \Delta\theta k$$

Trước hết cần tính góc quay tĩnh định của kết cấu nhịp ở trên gối. Sau đó xác định các trị số mômen uốn M , rồi xác định các ứng suất pháp σ_i trên thớ biên dưới của mặt cắt ở giữa nhịp, bắt đầu từ các trị số của hằng số hình dạng a và b . Khi giả thiết rằng khoảng cách v' từ trọng tâm mặt cắt đến thớ biên dưới bằng k phần của chiều cao toàn bộ h_0 thì ta có:

$$v' = k.h_0$$

Ứng suất σ_i có thể viết dưới dạng $E K \Delta\theta k\beta$

(Trong đó: β = hàm số của tỉ số $\frac{h}{h_0}$).



Hình 10-4: Các trị số ứng suất pháp

Nhìn trên biểu đồ này có thể nhận xét rằng đối với một kết cấu nhịp có chiều cao không đổi thì ứng suất xấp xỉ cỡ 12 kg/cm^2 có thể đó là một đặc trưng của cầu.

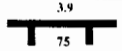
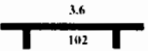
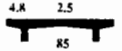
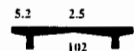
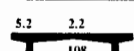
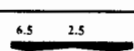
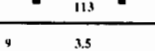
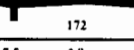
Tương tự, đối với kết cấu nhịp có chiều cao thay đổi thì ứng suất thay đổi từ $16 - 20 \text{ kg/cm}^2$, lân cận trị số trung bình 18 kg/cm^2 .

Có thể kết luận rằng:

- Một cầu có chiều cao thay đổi sẽ nhạy cảm đối với gradien nhiệt khoảng 1,5 lần so với một cầu có chiều cao không đổi.
- So sánh giữa hai cầu có chiều cao thay đổi thì các nội lực uốn là lớn nhất trong cầu nào có mức độ thay đổi chiều cao rõ rệt hơn

Trị số các mômen uốn ứng với gradien nhiệt 5°C trong nhiều cầu, mà sự biến đổi ứng suất trong các thớ biên dưới kết cấu nhịp, đã được ghi trong bảng của hình 10 - 5.

Các trị số này rất phù hợp với những nhận xét đã nêu trên, một vài khác biệt có thể dễ dàng giải thích được. Các ứng suất ở cầu Morne-la-Valleé và cầu Joinville, đặc biệt lớn nhất trong các trị số đã nêu trên, nhưng các cầu này là cầu 3 nhịp mà các tính toán đã nêu trước đây là với giả thiết một nhịp 2 đầu ngàm, có nghĩa là một kết cấu nhịp có vô số nhịp bằng nhau. Cần phải ghi nhận ở đây rằng gần các nhịp trong bờ ở các cầu với nhiều nhịp không bằng nhau, thì ứng suất có thể đạt đến 25 kg/cm².

	Công trình	Thông số chính	$\frac{h}{h_0}$	$k=\frac{v'}{h_0}$	Mô men uốn T.m	Ứng suất pháp oi (kg/cm ²)
Chiều cao không đổi	Cầu Cheran		1	0.62	375	-12
	Cầu Marne		1	0.58	1050	-14
	Cầu De Sr.Cloud		1	0.59	1400	-12
Chiều cao thay đổi	Cầu D'Angers		1.9	0.63	770	-18
	Cầu Woippy		2.1	0.66	725	-19
	Cầu Joinville		2.4	0.63	980	-21
	Cầu D'Orleans		2.6	0.61	1050	-17
	Cầu Gennevilliers		2.6	0.60	2270	-20
	Cầu Magnan		2.7	0.67	720	-19
Trung bình				0.62		

Hình 10-5: Hiệu ứng gradien nhiệt = 5°C trên một số cầu thực đo

Cuối cùng cần nhớ rằng gradien nhiệt 5°C, mà quy ước gọi là "dài hạn" nói chung là khắt khe hơn gradien nhiệt "ngắn hạn", nó không thể đi kèm với hoạt tải.

Kết luận lại, xét hiệu ứng nhiệt trong các đồ án cầu thi công hẫng, dẫn đến các ứng suất kéo lớn ở gần giữa kết cấu nhịp, cỡ 20 kg/cm² đối với nhịp có chiều cao thay đổi. Dưới tác động của các lực bổ sung, mặt cắt giữa nhịp sẽ có khuynh hướng trở nên không đủ sức chịu lực. Do đó nên tăng chiều cao mặt cắt này, và lại đó là hậu quả trực tiếp của hiệu ứng nhiệt khi giảm tỉ số.

10.2.2. Một phương pháp tính toán gần đúng

Sau đây trình bày một phương pháp tính toán gần đúng, để đơn giản việc tính toán có thể giả thiết sự sai lệch nhiệt độ là giống nhau trên toàn chiều dài, sự biến đổi nhiệt độ từ thớt trên xuống thớt dưới coi là tuyến tính.

Đối với một dầm đơn giản thì sự khác nhau về nhiệt độ này không gây ra sự thay đổi về nội lực và ứng suất mà chỉ có sự thay đổi về góc xoay.

$$\frac{d\omega}{ds} = \frac{-\alpha\Delta\Theta}{h}$$

trong đó: α - là hệ số giãn nhiệt của bê tông $\alpha = 10^{-5}$ cho mỗi độ C

$\Delta\Theta$ - sai lệch nhiệt độ giữa thớt trên và thớt dưới

h - chiều cao tiết diện

Góc xoay ở đầu mút dầm sẽ là:

$$\omega' = \int_0^l \frac{\alpha\Delta\Theta}{h} \left(1 - \frac{x}{l}\right) dx$$

$$\omega'' = - \int_0^l \frac{\alpha\Delta\Theta}{h} \left(1 - \frac{x}{l}\right) dx$$

Trong một dầm liên tục vì có các gối giữa nên các góc xoay bị cản trở và gây ra nội lực. Để tìm nội lực này có thể dùng phương trình 3 mô men.

10.3. TÍNH TOÁN THEO LỰC CẮT, MÔMEN XOẮN, MỐI NỐI

Cần phải kiểm toán kết cấu dưới tác động của các lực cắt theo nguyên tắc giống như kết cấu BTCT thông thường nhưng có xét ảnh hưởng của sự thay đổi chiều cao mặt cắt. Đối với kết cấu đúc hẫng vì có cốt thép thường đi liên tục qua mạch ngừng thi công giữa các đốt nên chỉ cần kiểm tra cắt ma sát tại chỗ đó. Đối với kết cấu lắp hẫng cần phải tính toán tỷ mỉ về mối nối.

Tiêu chuẩn 22TCN 272-01 mục 5.8 dành riêng nói về duyệt cắt và xoắn. Sau đây giới thiệu tóm tắt nội dung đó

10.3.1. Phương pháp thiết kế

10.3.1.1. 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 theo quy định của Điều 7.24.3 hoặc là theo mô hình chống và giằng theo quy định của Điều 5.6.3. Các quy định của Điều 7.24.2 phải được áp dụng.

Các cấu kiện mà trong đó khoảng cách từ điểm lực cắt bằng không đến mặt gối nhỏ hơn $2d$, hoặc là các cấu kiện trong đó tải trọng gây ra lớn hơn $1/2$ lực cắt ở gối gần hơn $2d$ tính từ mặt

gối thì có thể coi chúng là loại dầm cao theo quy định của Điều 5.6.3 và áp dụng các yêu cầu cấu tạo của Điều 5.13.2.3.

10.3.1.2. 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 5.6.3. Phải áp dụng các quy định của Điều 5.13.2.

10.3.1.3. Các vùng tiếp giáp

Các vùng tiếp giáp giữa các bộ phận phải được thiết kế để truyền lực cắt theo quy định của Điều 7.24.4

10.3.1.4. Các loại bản

Các vùng dạng bản phải được thiết kế chịu cắt phù hợp với các quy định của Điều 5.13.3.6 hoặc Điều 5.6.3 Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01.

10.3.2. Các yêu cầu chung

10.3.2.1. Tổng quát

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

$$T_r = \varphi T_n \quad (22 \text{ TCN } 272-01, 7.24.2.1-1)$$

ở đây :

T_n = sức kháng xoắn danh định quy định trong Điều 7.24.3.6 (N.mm)

φ = Hệ số sức kháng quy định trong Điều 5.5.4.2

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

$$V_r = \varphi V_n \quad (22 \text{ TCN } 272-01, 7.24.2.1-2)$$

V_n = Sức kháng cắt danh định như quy định trong Điều 7.24.3.3 (N)

φ = Hệ số sức kháng như quy định trong Điều 5.5.4.2

Với bê tông có tỷ trọng thông thường hiệu ứng xoắn phải được xem xét khi :

$$T_u > 0,25 \varphi T_{cr} \quad (22 \text{ TCN } 272-01, 7.24.2.1-3)$$

trong đó :

$$T_{cr} = 0,328 \sqrt{f'_c} \frac{A_{cp}^2}{p_c} \sqrt{1 + \frac{f_{pc}}{0,328 \sqrt{f'_c}}} \quad (22 \text{ TCN } 272-01, 7.24.2.1.4)$$

ở đây :

T_u = Mô men xoắn tính toán (N.m)

T_{cr} = Mô men nứt do xoắn (N.m)

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 ở trọng tâm của mặt cắt chịu các tải trọng nhất thời hoặc ở 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 5.5.4.2

10.3.2.2. 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 chẻ của bê tông nhẹ f_{ct} được quy định, thành phần $\sqrt{f'_c}$ trong các biểu thức của các Điều 7.24.2 và 7.24.3 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 7.24.2 và 7.24.3.

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

10.3.2.3. Chiều dài truyền lực và phát triển lực

Xem xét các quy định của Điều 5.11.4

10.3.2.4. Vùng đòi hỏi cốt thép ngang

Trừ đối với bản, cốt thép ngang phải được đặt khi hoặc :

- $V_u > 0,5 \varphi (V_c + V_p)$ (22 TCN 272-01, 8.5.2.4-1)
- hoặc khi đòi hỏi xét đến xoắn bởi phương trình 7.24.2.1-3.

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 trong hướng của lực cắt (N)

φ = Hệ số sức kháng quy định trong Điều 5.5.4.2.

10.3.2.5. Cốt thép ngang tối thiểu

Tại những chỗ yêu cầu có cốt thép ngang như quy định trong Điều 7.24.2.4 diện tích cốt thép không được ít hơn

$$A_v = 0,083\sqrt{f'_c} \frac{b_y s}{f_y} \quad (22 \text{ TCN } 272-01, 7.24.2.5-1)$$

ở đây :

A_v = Diện tích cốt thép ngang trong cự ly s (mm^2)

- b_v = Chiều rộng bản bụng được xác định để đặt ống bọc như quy định trong Điều 7.24.2.7 (mm)
- s = Cự ly giữa các cốt thép ngang (mm)
- f_y = Giới hạn chảy quy định của cốt thép ngang (MPa)

10.3.2.6. Các loại cốt thép ngang

Cốt thép ngang có thể bao gồm:

- Cốt đai hợp thành một góc không nhỏ hơn 45° với cốt thép dọc chịu kéo.
- Tấm lưới sợi thép hàn với các sợi đặt vuông góc với trục cấu kiện, miễn là các sợi ngang được đảm bảo vượt quá một đoạn tối thiểu 4%, được đo trên một tấm đai 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 để giảm thiểu các mất mát ép mặt và theo thời gian, chúng được đặt một góc không nhỏ hơn 45° so với cốt thép dọc chịu kéo.

Cốt thép chịu xoắn phải bao gồm cả hai loại cốt thép ngang và dọc. Cốt thép ngang phải là các cốt đai kín vuông góc với trục dọc của cấu kiện.

10.3.2.7. Cự ly tối đa của cốt thép ngang

Cự ly cốt thép ngang không được vượt quá trị số sau :

- Nếu $V_u < 0,1 f'_c b_v d_v$ thì :

$$s \leq 0,8 d_v \leq 600 \text{ mm} \quad (7.24.2.7-1)$$

- Nếu $V_u \geq 0,1 f'_c b_v d_v$ thì :

$$s \leq 0,4 d_v \leq 300 \text{ mm} \quad (7.24.2.7-2)$$

ở đây :

b_v = Bề rộng bản bụng hữu hiệu được lấy bằng bề rộng bản bụng nhỏ nhất trong phạm vi chiều cao d_v , được điều chỉnh bởi sự có mặt của ống bọc khi thích hợp.

d_v = Chiều cao chịu cắt hữu hiệu được lấy bằng cự ly được đo thẳng góc với trục trung hoà giữa hợp lực kéo và lực nén do uốn, nhưng không cần lấy ít hơn trị số lớn hơn của $0,9 d_c$ hoặc $0.72h$ (mm)

s = Cự ly cốt thép ngang (mm)

Khi xác định b_v ở một cao độ cụ thể bề rộng bản bụng phải trừ bớt một đường kính ống bọc không ép vữa hoặc một nửa đường kính ống bọc ép vữa ở cao độ đó.

10.3.2.8. Các yêu cầu thiết kế và cấu tạo

Cốt thép ngang phải được neo ở hai đầu phù hợp với các quy định của Điều 5.11.2.6.

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 thoả mãn các quy định của Điều 5.11.2.6.

Giới hạn chảy thiết kế của cốt thép ngang không dự ứng lực không được vượt quá 420 MPa.

Giới hạn chảy thiết kế của cốt thép ngang dự ứng lực phải lấy bằng ứng suất hữu hiệu sau khi đã tính mọi mất mát ứng suất cộng thêm 420 MPa, nhưng không lớn hơn f_{py} . Các

cấu kiện chịu nén - uốn xiên hoặc chịu kéo uốn có chiều cao thay đổi phải được xem xét khi tính toán sức kháng cắt.

10.3.3. Mô hình thiết kế theo mặt cắt

10.3.3.1. Tổng quát

Có thể áp dụng mô hình thiết kế theo mặt cắt trong thiết kế chống cắt khi được phép phù hợp với các quy định của Điều 7.24.1.

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 biến dạng 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 hoặc dựa trên các nguyên lý nêu trên hoặc theo mô hình chống và giằng trên không gian ba chiều.

10.3.3.2. Các mặt cắt cạnh gối

Phải xem xét các quy định của Điều 7.24.1.2. Khi phản lực trên hướng lực cắt tác dụng gây nên lực nén ở vùng đầu cấu kiện, vị trí mặt cắt nguy hiểm do cắt phải lấy lớn hơn $0,5 d_v \cot \theta$ hoặc d_v tính từ mặt trong của gối.

Với các dầm kéo sau, cốt thép vùng neo phải được làm như quy định trong Điều 5.10.9.

10.3.3.3. Sức kháng cắt danh định

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

$$V_n = V_c + V_s + V_p \quad (22 \text{ TCN } 272-01, 7.24.3.3-1)$$

$$V_n = 0,25 f'_c b_v d_v + V_p \quad (22 \text{ TCN } 272-01, 7.24.3.3-2)$$

trong đó :

$$V_c = 0,083 \beta \sqrt{f'_c} b_v d_v \quad (22 \text{ TCN } 272-01, 7.24.3.3-3)$$

$$V_s = \frac{A_v f_y d_v (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha}{s} \quad (22 \text{ TCN } 272-01, 7.24.3.3-4)$$

ở đây :

b_v = Bề rộng bản bụng hữu hiệu lấy bằng bề rộng bản bụng nhỏ nhất trong chiều cao d_v được xác định trong Điều 7.24.2.7 (mm)

d_v = Chiều cao chịu cắt hữu hiệu được xác định trong Điều 7.24.2.7 (mm)

s = Cự ly cốt thép đai (mm)

β = Hệ số chỉ khả năng của bê tông bị nứt chéo truyền lực kéo được quy định trong Điều 7.24.3.4.

θ = Góc nghiêng của ứng suất nén chéo được xác định trong Điều 7.24.3.4 (độ)

α = Góc nghiêng của cốt thép ngang đối với trục dọc (độ)

A_v = Diện tích cốt thép chịu cắt trong cự ly s (mm²).

V_p = Thành phần lực dự ứng lực hữu hiệu trên hướng lực cắt tác dụng, là dương nếu ngược chiều lực cắt (N)

10.3.3.4. Xác định β và θ

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

Đối với các mặt cắt bê tông không dự ứng lực không chịu kéo dọc trục và có ít nhất một lượng cốt thép ngang tối thiểu quy định trong Điều 7.24.2.5, hoặc khi có tổng chiều cao thấp hơn 400 mm, có thể dùng các giá trị sau đây :

$$\beta = 2,0$$

$$\theta = 45^\circ$$

10.3.3.4.2. Phương pháp chung

Đối với các mặt cắt có cốt thép ngang, các giá trị β và θ phải lấy theo quy định trong hình 1 và bảng 1, với mặt cắt không có cốt thép ngang lấy theo quy định trong hình 2 và bảng 2.

Khi dùng những bảng hoặc hình này :

- ứng suất cắt trong bê tông phải xác định theo :

$$v = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} \quad (7.24.3.4.2-1)$$

ứng biến trong cốt thép ở phía chịu kéo do uốn của cấu kiện phải xác định theo :

$$\epsilon_x = \frac{\frac{M_u}{d_v} + 0,5N_u + 0,5V_u \cot \theta - A_{ps} f_{po}}{E_s A_s + E_p A_{ps}} \leq 0,002 \quad (7.24.3.4.2-2)$$

Nếu giá trị của ϵ_x tính từ Phương trình 7.24.3.4.2-1 là âm thì giá trị tuyệt đối của nó phải được giảm đi bằng nhân với hệ số F_ϵ lấy theo :

$$F_\epsilon = \frac{E_s A_s + E_p A_{ps}}{E_c A_c + E_s A_s + E_p A_{ps}} \quad (7.24.3.4.2-3)$$

trong đó :

ϕ = Hệ số sức kháng cắt quy định trong Điều 5.5.4.2

A_c = Diện tích bê tông ở phía chịu kéo uốn của cấu kiện (xem hình 3) (mm^2)

A_{ps} = Diện tích thép dự ứng lực trong phía chịu kéo uốn của cấu kiện như trong hình 3, trừ đi sự thiếu phát triển đầy đủ ở mặt cắt được nghiên cứu (mm^2)

N_u = Lực dọc trục tính toán, lấy là dương nếu chịu nén (N).

V_u = Lực cắt tính toán (N)

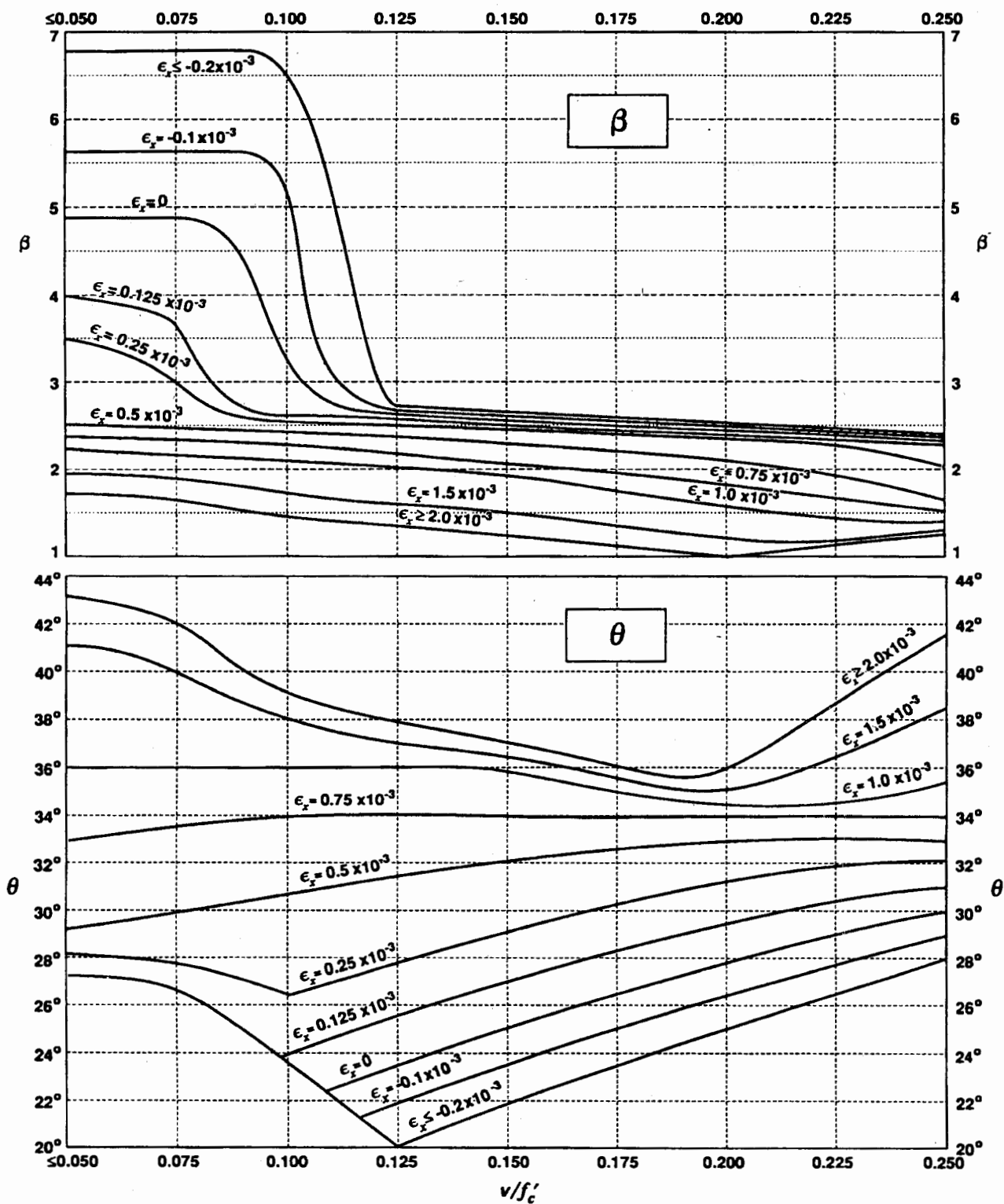
A_s = Diện tích cốt thép không dự ứng lực trong phía chịu kéo uốn của cấu kiện như trong hình 3, trừ đi sự thiếu phát triển đầy đủ ở mặt cắt được nghiên cứu (mm^2).

M_u = Mô men tính toán (N-mm)

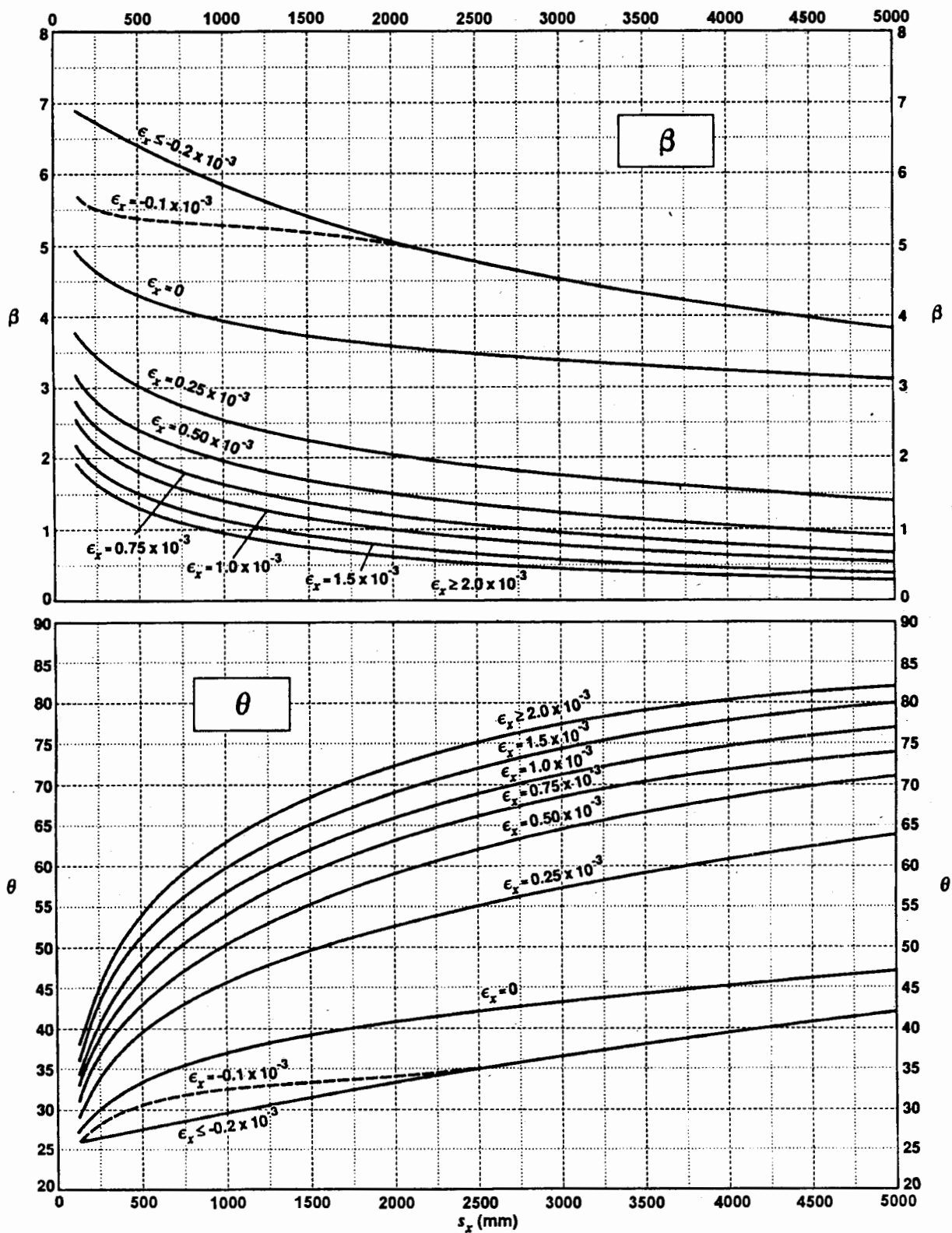
f_{po} = Ứng suất trong thép dự ứng lực khi ứng suất trong bê tông xung quanh bằng 0,0 (MPa)

Phía chịu kéo uốn của cấu kiện cần lấy bằng một nửa chiều cao có chứa vùng kéo uốn như được chỉ ra trong hình 3.

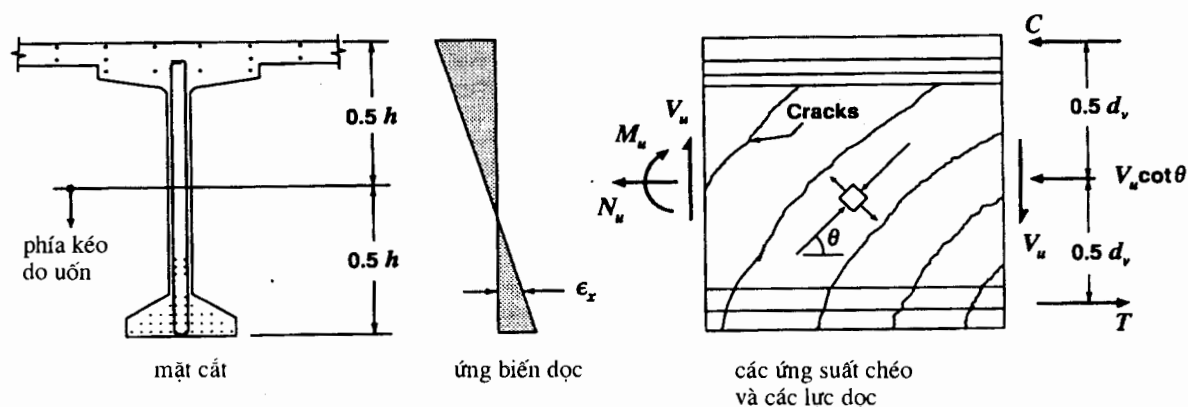
Thông số cự ly vết nứt s_x dùng trong hình 2 và bảng 2 phải lấy bằng trị số nhỏ hơn của hoặc d_v hoặc cự ly tối đa giữa các lớp của cốt thép không chế nứt dọc. Diện tích cốt thép trong mỗi lớp không được ít hơn 0,003 $b_w s_x$.



7.24.3.4.2-1. Các giá trị của θ và β đối với các mặt cắt có cốt thép ngang



7.24.3.4.2-2. Các giá trị của θ và β đối với các mặt cắt không có cốt thép ngang



Hình 10.6: Minh họa A_c (hình 5.8.3.4.2-3 của 22TCN 272-01)

Bảng 7.24.3.4.2-1. Các giá trị của θ và β đối với các mặt cắt có cốt thép ngang

$\frac{V}{f'_c}$	$\epsilon_x \times 1000$										
	-0,2	-0,15	-0,1	0	0,125	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2
$\leq$	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	28,5	29,0	33,0	36,0	41,0	43,0
0,05	6,78	6,17	5,63	4,88	3,99	3,49	2,51	2,37	2,23	1,95	1,72
0,075	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,5	30,0	33,5	36,0	40,0	42,0
	6,78	6,17	5,63	4,88	3,65	3,01	2,47	2,33	2,16	1,90	1,65
0,1	23,5	23,5	23,5	23,5	24,0	26,5	30,5	34,0	36,0	38,0	39,0
	6,50	5,87	5,31	3,26	2,61	2,54	2,41	2,28	2,09	1,72	1,45
0,125	20,0	21,0	22,0	23,5	26,0	28,0	31,5	34,0	36,0	37,0	38,0
	2,71	2,71	2,71	2,60	2,57	2,50	2,37	2,18	2,01	1,60	1,35
0,15	22,0	22,5	23,5	25,0	27,0	29,0	32,0	34,0	36,0	36,5	37,0
	2,66	2,61	2,61	2,55	2,50	2,45	2,28	2,06	1,93	1,50	1,24
0,175	23,5	24,0	25,0	26,5	28,0	30,0	32,5	34,0	36,0	35,5	36,0
	2,59	2,58	2,54	2,50	2,41	2,39	2,20	1,95	1,74	1,21	1,00
0,2	25,0	25,5	26,5	27,5	29,0	31,0	33,0	34,0	34,5	35,0	36,0
	2,55	2,49	2,48	2,45	2,37	2,33	2,10	1,82	1,58	1,21	1,00
0,225	26,5	27,0	27,5	29,0	30,5	32,0	33,0	34,0	34,5	36,5	39,0
	2,45	2,38	2,43	2,37	2,33	2,27	1,92	1,67	1,43	1,18	1,14
0,25	28,0	28,5	29,0	30,0	31,0	32,0	33,0	34,0	35,5	38,5	41,5
	2,36	2,32	2,36	2,30	2,28	2,01	1,64	1,52	1,40	1,30	1,25

Bảng 7.24.3.4.2-2. Các giá trị của θ và β đối với các mặt cắt không có cốt thép ngang

s_x	$\epsilon_x \times 1000$								
	-0,2	-0,1	0	0,25	0,5	0,75	1	1,5	2
≤ 130	26,0	26,0	27,0	29,0	31,0	33,0	34,0	36,0	38,0
	6,90	5,70	4,94	3,78	3,19	2,82	2,56	2,19	1,93
250	27,0	28,0	30,0	34,0	37,0	39,0	40,0	43,0	45
	6,77	5,53	4,65	3,45	2,83	2,46	2,19	1,87	1,65
380	27,0	30,0	32,0	37,0	40,0	43,0	45,0	48,0	50,0
	6,57	5,42	4,47	3,21	2,59	2,23	1,98	1,65	1,45
630	28,0	31,0	35,0	41,0	45,0	48,0	51,0	54,0	57,0
	6,24	5,36	4,19	2,85	2,26	1,92	1,69	1,40	1,18
1270	31,0	33,0	38,0	48,0	53,0	57,0	59,0	63,0	66,0
	5,62	5,24	3,83	2,39	1,82	1,50	1,27	1,00	0,83
2500	35,0	35,0	42,0	55,0	62,0	66,0	69,0	72,0	75,0
	4,78	4,78	3,47	1,88	1,35	1,06	0,87	0,65	0,52
5000	42,0	42,0	47,0	64,0	71,0	74,0	77,0	80,0	82,0
	3,83	3,83	3,11	1,39	0,90	0,66	0,53	0,37	0,28

10.3.3.5. Cốt thép dọc

Với những mặt cắt không chịu xoắn cốt thép dọc phải được thiết kế sao cho phương trình 1 được thỏa mãn ở mỗi mặt cắt.

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \left[\frac{M_u}{d_v \varphi} + 0,5 \frac{N_u}{\varphi} \right] + \left(\frac{V_u}{\varphi} - 0,5 V_s - V_p \right) \cot g \theta \quad (7.24.3.5-1)$$

trong đó :

A_{ps} = Diện tích thép dự ứng lực trong phía chịu kéo uốn của cấu kiện như trong hình 7.24.3.4.2-3, trừ đi sự thiếu phát triển đầy đủ ở mặt cắt được nghiên cứu (mm^2).

φ = Các hệ số sức kháng lấy từ Điều 5.5.4.2 phù hợp với mô men, lực cắt và sức kháng dọc trục.

Nếu phản lực hoặc tải trọng ở chỗ mô men max gây nên nén trực tiếp lên mặt chịu nén uốn của cấu kiện, thì diện tích cốt thép dọc trong phía chịu kéo uốn của cấu kiện không cần vượt quá diện tích yêu cầu để chịu một mình mô men max.

Cốt thép dọc trong phía kéo uốn của cấu kiện phải chịu một lực kéo bằng

$$(V_u / \varphi - 0,5 V_s - V_p) \cot g \theta$$

ở mép bên trong của vùng đỡ tựa ở các bộ đỡ cuối giản đơn.

10.3.3.6 Các mặt cắt chịu cắt và xoắn kết hợp

10.3.3.6.1. Cốt thép ngang

Cốt thép ngang không được ít hơn tổng cốt thép ngang yêu cầu do cắt quy định trong điều 7.24.3.3 và cho chịu xoắn đồng thời quy định trong các Điều 7.24.2.1 và 7.24.3.6.2.

10.3.3.6.2. Sức kháng xoắn

Sức kháng xoắn danh định phải được lấy bằng :

$$T_n = \frac{2A_o A_t f_y \cot \theta}{s} \quad (7.24.3.6.2-1)$$

ở đây :

A_o = Diện tích được bao bởi dòng cắt, bao gồm diện tích lỗ trong đó nếu có (mm^2).

A_t = Diện tích của một nhánh của cốt thép ngang kín chịu xoắn (mm^2)

θ = Góc của vết nứt được xác định phù hợp với quy định của Điều 7.24.3.4 với các sửa đổi các biểu thức của V và V_u ở đây (°)

Đối với cắt và xoắn kết hợp, ϵ_x phải được xác định bằng phương trình 7.24.3.4.2-2 với V_n thay bằng :

$$V_u = \sqrt{V_u^2 + \left(\frac{0,9p_h T_u}{2A_o} \right)^2} \quad (7.24.3.6.2-2)$$

Góc θ phải như quy định trong bảng 7.24.3.4.2-1 hoặc bảng 7.24.3.4.2.2 phù hợp với ứng suất cắt V lấy bằng :

- Đối với mặt cắt hộp:

$$v = \frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} + \frac{T_u p_h}{\phi A_{oh}^2} \quad (7.24.3.6.2-3)$$

- Đối với mặt cắt khác:

$$v = \sqrt{\left(\frac{V_u - \phi V_p}{\phi b_v d_v} \right)^2 + \left(\frac{T_u p_h}{\phi A_{oh}^2} \right)^2} \quad (7.24.3.6.2-4)$$

trong đó :

p_h = Chu vi theo tim của cốt thép chịu xoắn ngang kín (mm)

A_{oh} = Diện tích được bao bởi tim của cốt thép chịu xoắn ngang kín phía ngoài, bao gồm diện tích các lỗ nếu có (mm^2)

T_u = Mô men xoắn tính toán (N.mm)

ϕ = Hệ số sức kháng quy định trong Điều 5.5.4.2

10.3.3.6.3. Cốt thép dọc

Phải áp dụng các quy định của Điều 7.24.3.5 như được sửa đổi ở đây để bao gồm xoắn.

Cốt thép dọc phải được đặt để thỏa mãn phương trình 1 :

$$A_s f_y + A_{ps} f_{ps} \geq \frac{M_u}{\phi d_v} + \frac{0.5 N_u}{\phi} + \cot \theta \sqrt{\left(\frac{V_u}{\phi} - 0.5 V_s - V_p \right)^2 + \left(\frac{0.45 p_h T_u}{2 A_o \phi} \right)^2} \quad (7.24.3.6.3-1)$$

10.3.4. Truyền lực cắt tiếp xúc - Ma sát cắt

10.3.4.1. Tổng quát

Việc truyền lực cắt tiếp xúc phải được xét đến qua một mặt phẳng được cho ở :

- Một vết nứt hiện hữu hoặc tiềm tàng
- Một giao diện giữa các vật liệu khác nhau.
- Hoặc một giao diện giữa hai khối bê tông đúc ở thời gian khác nhau.

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

$$V_n = c A_{cv} + \mu [A_{vf} f_y + P_c] \quad (7.24.4.1-1)$$

Sức kháng cắt danh định dùng trong thiết kế không được vượt quá :

$$V_n \leq 0.2 f'_c A_{cv} \text{ hoặc} \quad (7.24.4.1-2)$$

$$V_n \leq 5.5 A_{cv} \quad (7.24.4.1-3)$$

ở đây :

V_n = Sức kháng cắt danh định (N)

A_{cv} = Diện tích bê tông tham gia truyền lực cắt (mm^2)

A_{vf} = Diện tích cốt thép chịu cắt đi qua mặt phẳng cắt (mm^2)

f_y = Cường độ chảy của cốt thép (MPa)

c = Hệ số dính bám quy định trong Điều 7.24.4.2 (MPa)

μ = Hệ số ma sát quy định trong Điều 7.24.4.2

P_c = Lực nén tĩnh thường xuyên thẳng góc với mặt phẳng cắt, nếu lực là kéo,

P_c = 0,0 (N)

f'_c = Cường độ nén 28 ngày quy định của bê tông yếu hơn (MPa).

Cốt thép chịu cắt tiếp xúc giữa các bê tông của bản và của dầm hoặc dầm tổ hợp có thể bao gồm các thanh thép đơn, các cốt thép đai có nhiều nhánh hoặc các nhánh đứng của tấm lưới sợi thép hàn. Diện tích mặt cắt ngang A_{vf} của cốt thép không được nhỏ hơn hoặc số yêu cầu của Phương trình 1 hoặc :

$$A_{vf} \geq 0,35b_v \frac{s}{f_y} \quad (7.24.4.1-4)$$

ở đây :

b_v = Chiều rộng mặt tiếp xúc, (mm)

Với dầm và dầm tổ hợp, cự ly yêu cầu cốt thép tối thiểu của A_{vf} có thể bỏ qua nếu V_n/A_{cv} nhỏ hơn 0,7 MPa giữa các hàng cốt thép không được vượt quá 600 mm.

Lực kéo tịnh qua mặt phẳng cắt nếu tồn tại phải được chịu bởi cốt thép bổ sung vào số yêu cầu do cắt.

Cốt thép chịu ma sát cắt phải được neo để phát triển cường độ chảy quy định ở cả hai phía của mặt phẳng cắt bằng chôn sâu vào, làm móc hoặc hàn.

Các thanh thép phải được neo cả vào dầm hoặc dầm tổ hợp và bản.

10.3.4.2. *Dính bám và ma sát*

Các trị số sau đây phải được dùng cho hệ số dính bám c và hệ số ma sát μ :

- Đối với bê tông liền khối :

$$c = 1,0 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1,4 \lambda$$

- Đối với bê tông lắp lên bê tông sạch, đã cứng với bề mặt được tạo nhám cỡ 6 mm

$$c = 0,7 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1,0 \lambda$$

- Đối với bê tông lắp lên bê tông sạch, đã cứng và không có sữa xi măng, nhưng không được tạo nhám.

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

$$\mu = 0,6 \lambda$$

- Đối với bê tông được neo vào thép cán kết cấu bằng đinh neo có đầu hoặc bằng các thanh cốt thép mà toàn bộ phần thép tiếp xúc với bê tông là sạch và không sơn

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

$$\mu = 0,7 \lambda$$

Phải lấy các trị số λ sau đây :

- Với bê tông tỷ trọng thông thường 1,0
- Với bê tông cát tỷ trọng thấp 0,85
- Với các bê tông tỷ trọng thấp khác 0,75

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

10.3.5. Sức kháng cắt trực tiếp của mối nối khô

Đối với các kết cấu sử dụng các mối nối khô, sức kháng danh định của mối nối phải được xác định như sau:

$$V_{Nj} = A_k \sqrt{f'_c} (1 + 0,205f_{pc}) + 0,6A_{sm}f_{pc} \quad (7.24.5-1)$$

Trong đó:

A_k = Diện tích ở chân của tất cả các chốt trong mặt phẳng phá hoại. (mm²)

f'_c = Sức kháng nén của bê tông (MPa).

f_{pc} = Ứng suất nén trong bê tông sau mọi mất mát dự ứng suất và được xác định ở trọng tâm của mặt cắt ngang (MPa).

A_{sm} = Diện tích tiếp xúc giữa các bề mặt nhẵn trên mặt phẳng phá hoại (mm²).

Trong việc xác định sức kháng tính toán của mối nối khô phải áp dụng hệ số sức kháng được quy định trong bảng 5.5.4.2.2-1 đối với lực cắt trong các mối nối loại B.

10.4. TÍNH BẢN MẶT CẦU HỘP

10.4.1. Tổng quát

Theo Tiêu chuẩn 22TCN 272-01, bản mặt cầu của các cầu thi công phân đoạn như đúc hẫng, lắp hẫng, v.v... được phân tích theo các quy định của Điều 4.6.2.1.6 và các Quy định trong Chương 9. Nói chung có thể tính bằng mô hình phần tử hữu hạn dạng bản phẳng. Cần phải xét độ cứng của khung ngang của mặt cắt hộp, bề rộng hữu hiệu của bản cánh đã được trình bày trong đề mục 10.5 của Chương này.

10.4.2. Phân tích tác dụng của hoạt tải và xung kích

Việc phân tích lực cắt và mô men do hoạt tải + xung kích trong các bản dầm của cầu phân đốt đúc trước yêu cầu khảo sát ảnh hưởng của tải trọng tập trung đến các tấm có chiều cao thay đổi là các phần thống nhất của 1 khung hình ống. Việc thiết kế những bản như vậy được thực hiện bằng cách sử dụng biểu đồ bề mặt ảnh hưởng với các tấm có chiều cao thay đổi. (9,10)

Đối với mô men bản hẫng, việc sử dụng biểu đồ ảnh hưởng yêu cầu tính toán đơn giản bằng tổng các tung độ của tải trọng bánh xe được vẽ trên bề mặt ảnh hưởng và nhân với độ lớn của tải trọng bánh xe để tìm ra mô men/ chiều dài đơn vị với điểm đang khảo sát. Với mô men dương nhịp giữa, các bề mặt ảnh hưởng được sử dụng để xác định mô men đầu cố định với hàng loạt vị trí của tải trọng. Mô men ở đầu cố định sau đó được sử dụng trong phân tích khung để xác định các ảnh hưởng của hoạt tải lên khung.

Việc thảo luận sâu hơn về tính toán mô men do hoạt tải bằng cách sử dụng các bề mặt ảnh hưởng và 1 ví dụ thiết kế với 1 dầm được dự ứng lực kéo sau theo hướng ngang được giới thiệu trong 'Sổ tay cầu dầm hộp DUL kéo sau' do viện DUL kéo sau xuất bản. (19)

Việc phân tích của cầu có 2 hoặc nhiều hơn 2 hộp được nối với nhau bằng 1 bản chung yêu cầu khảo sát sự chống uốn và chống xoắn tại các gối cũng như khả năng chịu xoắn và uốn của dầm và bản nối. Việc phân tích này có thể được thực hiện bằng việc mở rộng các phương pháp phân tích được mô tả trong mục 3.4. Một phương pháp chi tiết để thực hiện việc phân tích này đã được xuất bản.(11). Việc phân tích các mặt cắt dầm hộp 1 hộp hoặc nhiều hộp có thể tiến hành bằng cách sử dụng 1 trong các chương trình máy tính có sẵn.

10.4.3. Dự ứng lực theo hướng ngang trong các bản dầm

Việc dự ứng lực kéo sau theo hướng ngang các bản dầm có những ưu điểm sau so với sử dụng cốt thép thường theo hướng ngang:

- 1/. Chiều dày bản dầm giảm do đó giảm khối lượng bê tông và mô men và lực cắt do tĩnh tải.
- 2/. Các nhịp bản dài hơn có thể đạt được, cho phép giảm số lượng sườn yêu cầu trong kết cấu rộng. Điều này làm giảm giá ván khuôn và khối lượng bê tông.
- 3/. Tăng khả năng chống lại sự phát triển vết nứt dọc trong bản dầm. Điều này tạo ra 1 dầm bền hơn với giá bảo dưỡng lâu dài là nhỏ nhất.
- 4/. Trong vùng neo tấm bản trên ví dụ như minh hoạ trên hình 2.8, sự nén ngang có lợi trong việc trung hoà ứng suất kéo trong bản do các lực neo tập trung gây ra.
- 5/. Với các kết cấu rộng, việc sử dụng dự ứng lực ngang trong bản dầm thường dẫn đến giảm giá của toàn bộ kết cấu.
- 6/. Các bản dầm được dự ứng lực ngang cũng thường có các cốt thép dọc thường ở mặt trên và mặt dưới của bản.

Các cốt thép này góp phần trong khả năng chống uốn của bản trong tính toán cường độ sau này và tạo ra khả năng chống uốn cần thiết để cho phép tháo dỡ ván khuôn và điều khiển trước khi kéo căng các thanh cốt thép DUL ngang. Sự dự ứng lực ngang là cân đối với giới hạn ứng suất kéo trong các bản dầm với giá trị thiết kế. Sau đó, bản được kiểm tra để xem cốt thép thường và cốt thép dự ứng lực ngang tổ hợp với nhau có đủ để đáp ứng các yêu cầu về tải trọng hay không. Nếu không thì lượng cốt thép dự ứng lực hoặc lượng cốt thép thường được tăng lên theo yêu cầu.

Biến dạng thanh thép dùng trong bản dầm theo phương ngang có thể đa dạng, phụ thuộc vào loại vật liệu làm cốt thép và vào các yêu cầu thi công và thiết kế khác. Dạng hình học của các thanh DUL được sử dụng trong cầu Kishwaukee River như trên hình 3.52 và 3.53. Hình 3.52 minh hoạ việc sử dụng các thanh cốt thép DUL tròn, và hình 3.53 minh hoạ dạng hình học được đề cập trong các bản vẽ thiết kế. Vị trí của các thanh DUL ở tim bản được lựa chọn trong trường hợp này để tạo ra phương tiện đỡ các thanh DUL theo chiều dọc. Trong khi điều này làm tăng lượng cốt thép DUL ngang yêu cầu lên khoảng 30%, thì sự tăng này làm giảm giá bằng việc giảm công lao động trong việc lắp đặt các thanh DUL dọc cầu. Biến dạng thanh DUL được chỉ ra trên hình 3.53 được lựa chọn để gần với biểu đồ mô men.

Một nhân tố nữa cần khảo sát khi dự ứng lực ngang bản dầm là ảnh hưởng của sự co ngắn đàn hồi ngang của dầm bản tới sự phát sinh các ứng suất và mô men ngang phụ thêm. Sự uốn ra phía ngoài của các sườn tạo nên các mô men ở đầu cố định mà phải được phân phối trên khung ngang. Việc phân tích ảnh hưởng này trong 1 mặt cắt ngang của 1 cầu dầm hộp dự ứng lực kéo sau đổ tại chỗ trên đà giáo được chỉ ra trên hình 3.54 (12). Với các mặt cắt rộng, như mặt cắt này thì ứng suất kéo tương đối cao được tạo ra do sự co ngắn của bản. Thậm chí trong các mặt cắt hẹp hơn có thể thấy trong một cầu phân đốt đúc trước, ảnh hưởng này là thực tế và cần được khảo sát trong thiết kế. Các ứng suất này trở nên lớn nhất ở gần các trụ là nơi mà các bộ phận của khung ngang là dày nhất. Cần phải kiểm tra việc thiết kế để đảm bảo rằng các ứng suất do kéo DUL tấm bản dầm kết hợp với ứng suất do nhiệt độ đã thảo luận trong mục 3.4.7. không đủ lớn để gây ra nứt tại góc ngoài dưới như trên hình 3.55 (12).

CHƯƠNG 11

ÁP DỤNG TÍNH TOÁN BẰNG CÁC CHƯƠNG TRÌNH MÁY TÍNH

MỤC LỤC

11.1. Lập sơ đồ và phân tích kết cấu theo nguyên lý của phương pháp phần tử hữu hạn	404
11.2. Chương trình RM SPACEFRAME (nước AUSTRIA).....	405
11.3. Chương trình VBDS - Visual Bridge Design System	406
11.4. Kết hợp các bảng tính EXCEL với các chương trình phân tích kết cấu	408

11.1. LẬP SƠ ĐỒ VÀ PHÂN TÍCH KẾT CẤU THEO NGUYÊN LÝ CỦA PHƯƠNG PHÁP PHẦN TỬ HỮU HẠN

Sơ đồ kết cấu sẽ được mô hình cho tất cả các giai đoạn trong quá trình thi công và khai thác, giải bài toán này thường tính toán như bài toán kết cấu hệ thanh không gian. Trình tự tính toán như sau:

- + Chia kết cấu thành các phần tử hữu hạn
- + Thiết lập ma trận độ cứng của từng phần tử hữu hạn trong hệ tọa độ địa phương
- + Thiết lập ma trận biến đổi tọa độ.
- + Thiết lập ma trận độ cứng của phần tử hữu hạn trong hệ tọa độ chung.
- + Thiết lập ma trận độ cứng của toàn bộ kết cấu [K]
- + Thiết lập vectơ tải trọng nút {R}
- + Thành lập hệ phương trình cân bằng cho các nút:

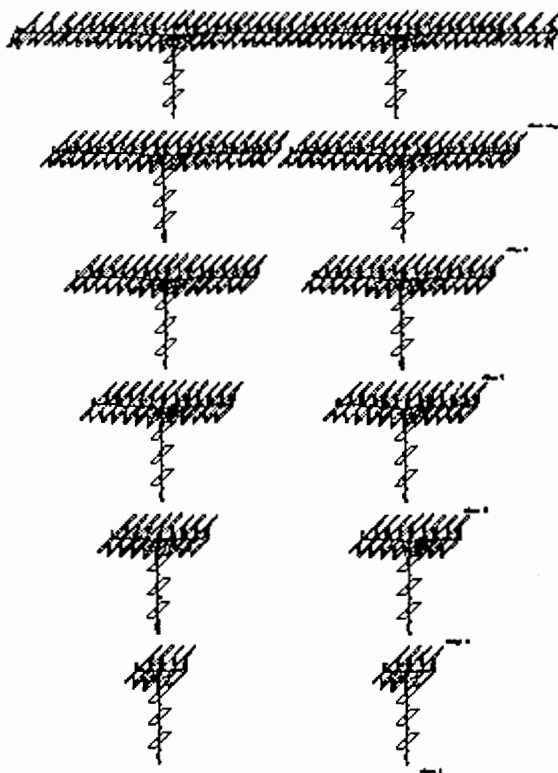
$$[K] \{\delta\} = \{R\}$$

- + Xử lý các điều kiện biên
- + Giải hệ phương trình đại số tuyến tính, xác định được vectơ chuyển vị nút trong hệ tọa độ chung { δ }
- + Xác định vectơ chuyển vị nút của từng phần tử hữu hạn trong hệ tọa độ địa phương { δ }^c.
- + Xác định vectơ lực nút của các phần tử hữu hạn. Tính nội lực và ứng suất trong các phần tử.

11.2. CHƯƠNG TRÌNH RM SPACEFRAME (NƯỚC AUSTRIA)

Bộ chương trình này lúc đầu được áp dụng trong xây dựng cầu ở nước ta qua công tác chuyển giao công nghệ thi công cầu dầm hộp BTCT DƯL khẩu độ lớn ở cầu Phú Lương (Hải Dương) năm 1994. Đó cũng là công cụ tính toán phục vụ thiết kế và thi công cầu treo dây xiên Mỹ Thuận (Vĩnh Long). Hiện nay chương trình này được sử dụng phổ biến trong tính toán thiết kế và thi công cầu của các Công ty tư vấn thiết kế đầu ngành nước ta.

Qua quá trình nghiên cứu ứng dụng, chương trình này tỏ ra là một chương trình tính toán hiệu quả và có độ tin cậy cao cho phân tích và tính toán cầu BTCT DƯL khẩu độ lớn thi công theo các phương pháp khác nhau như đúc hẫng, lắp hẫng, đúc đẩy, cầu treo dây võng, cầu treo dây xiên, vv..Rất nhiều cầu lớn trên thế giới sử dụng chương trình này để phân tích.



Hình 11.1. Sơ đồ các giai đoạn thi công

- Chương trình dựa trên phương pháp phân tử hữu hạn để phân tích kết cấu bao gồm:
 - + Phân tích kết cấu theo sơ đồ bài toán tĩnh học và động lực học.
 - + Phân tích kết cấu theo các bài toán khác nhau như bài toán sơ đồ biến dạng và sơ đồ không biến dạng
 - + Tính toán, kiểm tra nội lực và ứng suất ứng với từng giai đoạn thi công và trong giai đoạn khai thác.

+ Tính toán chuyển vị của kết cấu, độ võng xây dựng trong từng giai đoạn thi công của cầu.
- Đối với công nghệ thi công cầu dầm hộp BTCT DUL khẩu độ lớn, trình tự tính toán như sau:

- + Lập sơ đồ kết cấu của cầu, mô hình các nút, các phần tử dầm, trụ, gối, nền vv...
- + Mô hình các mặt cắt ngang và các đặc trưng của chúng (Xét các mặt cắt tương ứng các giai đoạn có lỗ luồn cáp trước và sau khi bơm vữa)
- + Mô hình cáp DUL, bố trí tuyến đi của cáp không gian, tính toán lực căng trong cáp, mất mát ứng suất.
- + Tính toán phân tích kết cấu ứng với các giai đoạn thi công và giai đoạn khai thác.
- + Tổ hợp các trường hợp tải trọng cho tất cả các trường hợp bất lợi nhất.
- + Kiểm tra ứng suất trong giai đoạn thi công và khai thác, vẽ biểu đồ để kiểm tra trực quan hình học.
- + Tính toán nội lực, vẽ biểu đồ nội lực các phần tử cho các giai đoạn, kiểm toán mặt cắt theo cường độ, theo mômen uốn, lực cắt, mômen xoắn hay đồng thời giữa các thành phần này.
- + Tính toán chuyển vị kết cấu, tính toán độ võng xây dựng.

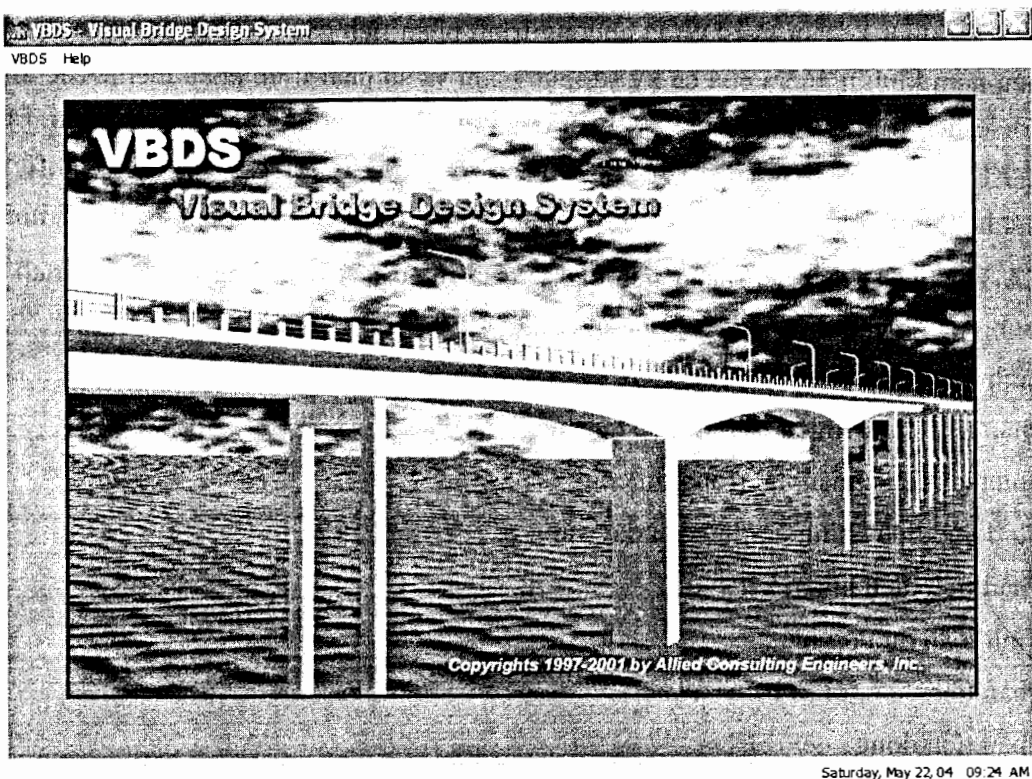
11.3. CHƯƠNG TRÌNH VBDS - **Visual Bridge Design System**

Chương trình được sử dụng trên giao diện của AutoCad 2000 hoặc AutoCad 2002. Đây là bộ chương trình được sử dụng khá thuận tiện để tính cho một số dạng cầu như sau:

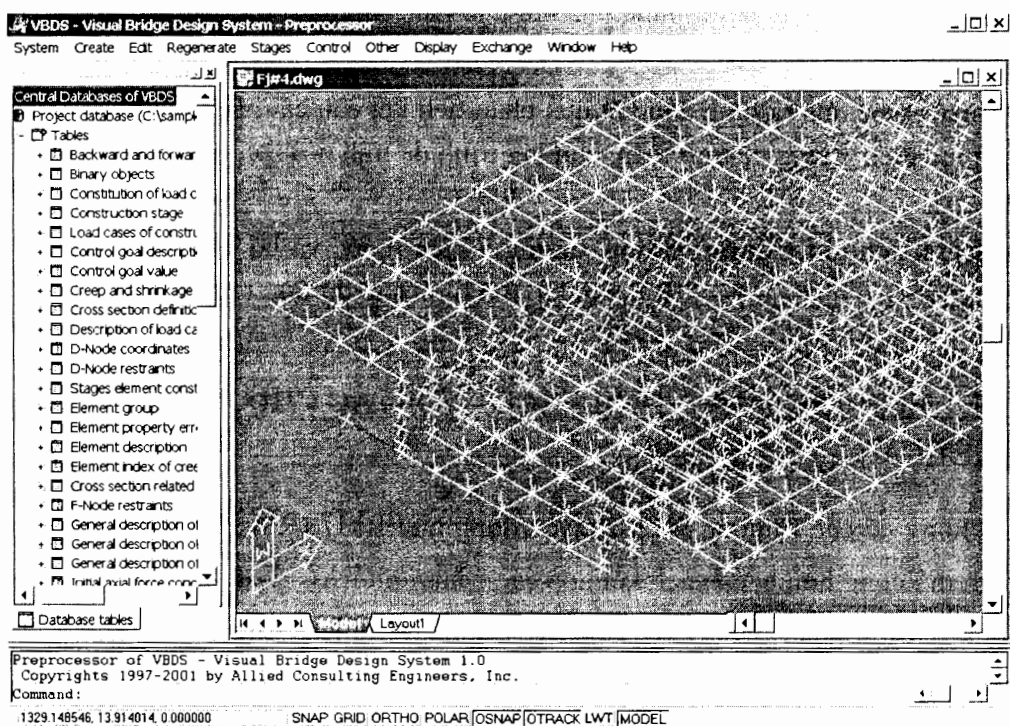
- Cầu dầm hộp phân đoạn BTCT DUL
- Cầu vòm BTCT
- Cầu dây văng và cầu dây võng
- Cầu cong, cầu chéo, cầu dầm và cầu bản

Một số yêu cầu về hệ thống máy tính:

- Pentium 100 CPU
- 32MB Memory
- 500MB Hard Disk
- Windows 95/98/NT/2000
- AutoCAD Release 14/2000/2002
- Microsoft Access 97/2000(optional)



Hình 11.2. Giao diện chính của chương trình



Hình 11.3. Mô hình dầm hộp

Hệ thống thiết kế cầu (VBDS) là chương trình phân tích cầu và phần mềm thiết kế trên cơ sở nhiều năm kinh nghiệm của cả kỹ sư thực hành và sự phát triển phần mềm. Các thiết kế và phát triển theo trình độ phát triển kỹ thuật phần mềm. Hệ thống phần mềm tồn tại 4 hệ thống chính: **FEA Kernel, Preprocessor, Postprocessor, and Prestress Tendon Configuration**. Tất cả 4 hệ thống trên đều viết trên cơ sở ngôn ngữ lập trình C++, chúng được mô tả như sau:

FEA Kernel là dẫn đến phân tích cầu. Đó là thiết kế tiêu chuẩn theo phân tích kết cấu, theo từng giai đoạn thi công. *Một số đặc điểm chính:*

- Tính toán theo từng bước thi công
- Phân tích được nhiều trường hợp tải trọng
- Thiết kế tiêu chuẩn, tải trọng thi công
- Tự động điều chỉnh nội lực cầu dây văng
- Phân tích điều khiển kết cấu
- Tính toán dự ứng lực
- Phân tích co ngót từ biến
- Phân tích động
- Phân tích đàn hồi tĩnh
- Phân tích biến dạng tĩnh và các đặc trưng hình học phi tuyến khác.

Preprocessor thành lập mô hình phân tử hữu hạn. Mô hình đặc trưng hình học của kết cấu có thể thành lập từ AutoCad.

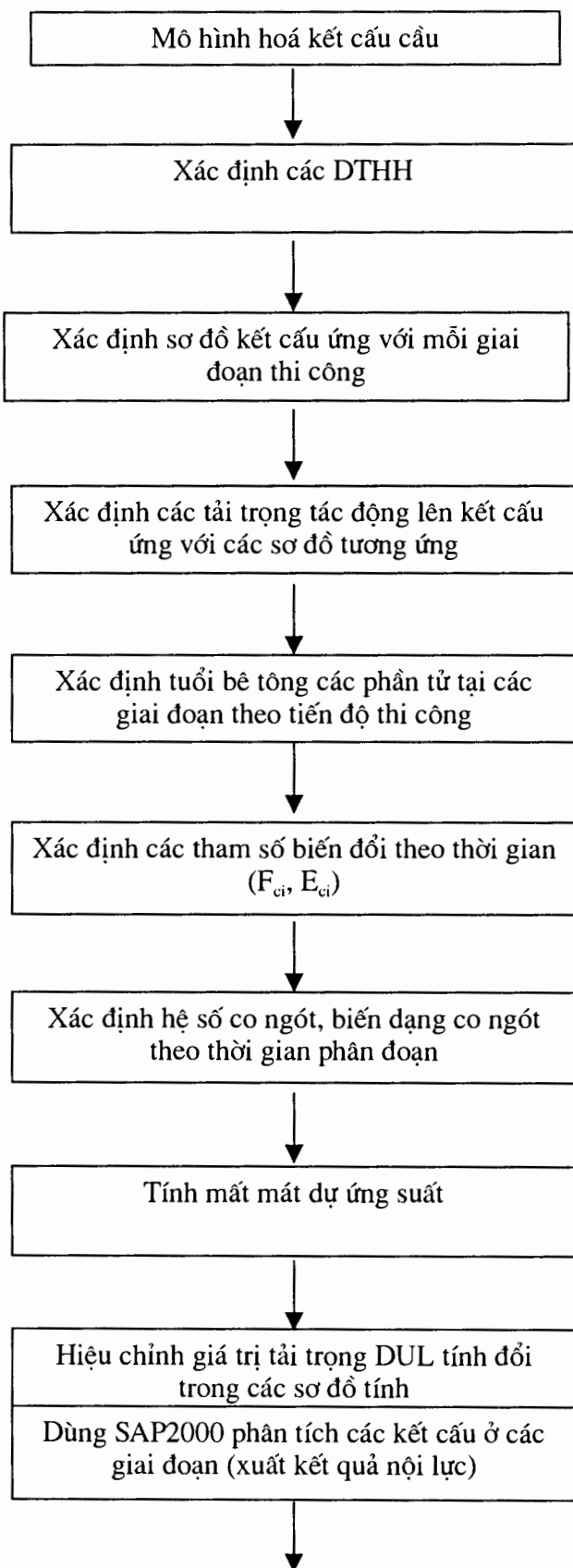
Postprocessor đưa ra hình ảnh kết quả phân tích kết cấu cầu. Bên cạnh các chức năng ban đầu với mục đích chung để tính toán, chương trình đã tính nội lực, biến dạng và trạng thái ứng suất.

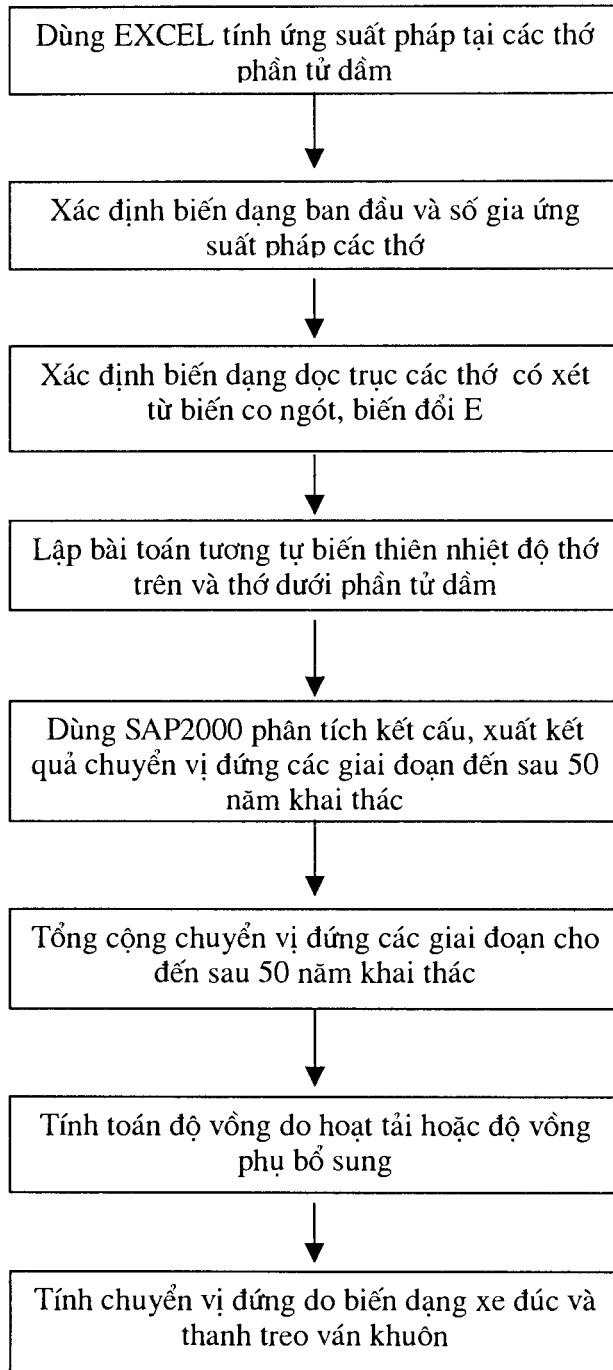
Prestress Tendon Configuration xác định kích thước và bố trí cáp dự ứng lực theo mặt cắt ngang và theo mặt cắt dọc, và thành lập mô hình cáp dự ứng lực cùng với mô hình kết cấu cầu.

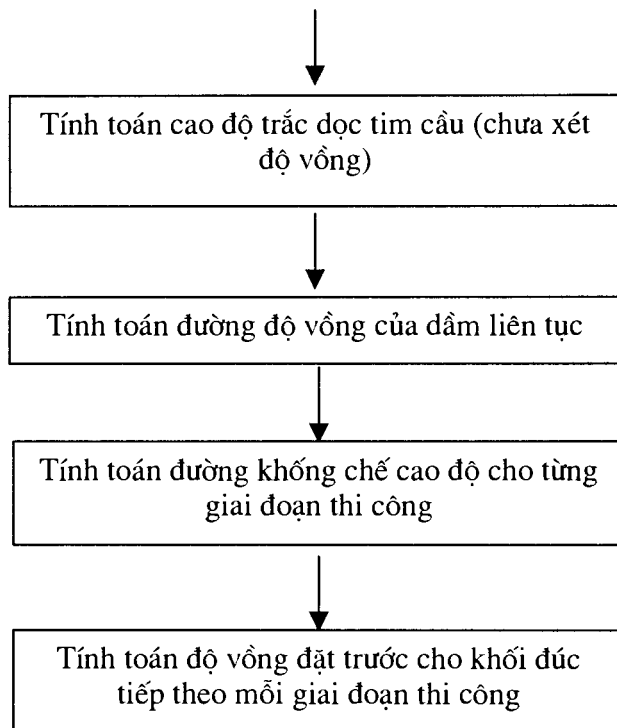
11.4. KẾT HỢP CÁC BẢNG TÍNH EXCEL VỚI CÁC CHƯƠNG TRÌNH PHÂN TÍCH KẾT CẤU

Khi không có các Chương trình chuyên dụng như RM7 (RM 2000), việc tính toán có thể thực hiện thủ công hơn bằng cách kết hợp các bảng tính EXCEL do kỹ sư thiết kế tự lập ra với các Chương trình phân tích kết cấu thông thường. Tất nhiên năng suất kém hẳn và cần được kiểm tra kết quả kỹ lưỡng hơn.

Sơ đồ khối của quá trình kết hợp này có thể đề nghị như sau:







CHƯƠNG 12

CƠ SỞ TÍNH TOÁN TRỤ CỦA CẦU ĐÚC HẰNG

MỤC LỤC

12.1. Đặc điểm tính toán trụ của cầu đúc hằng.....	412
12.2. Tính toán liên kết tạm nối trụ với khối K0	412
12.3. Cơ sở tính toán trụ tường và trụ với 2 đường gối trong cầu liên tục, ảnh hưởng trụ 2 tường mỏng đến dầm liên tục	413

12.1. ĐẶC ĐIỂM TÍNH TOÁN TRỤ CỦA CẦU ĐÚC HẰNG

12.1.1. Tổng quát

Thiết kế móng và trụ phải tuân theo nội dung Phần 11 của Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01. Khi thiết kế phải xét các tải trọng lắp ráp, mômen và lực cắt tác dụng lên móng, trụ do đặc điểm của phương pháp thi công đúc hằng cụ thể mà đã được chọn. Các trụ và giằng liên kết phụ tạm phải đảm bảo các yêu cầu an toàn.

12.1.2. Tổ hợp trọng tải thi công

Phải tính ứng suất kéo trong các kết cấu phần dưới phân đoạn phát sinh trong quá trình thi công dưới các tổ hợp tải trọng thi công. Nội dung các tổ hợp này đã được trình bày trong Chương 7.

12.2. TÍNH TOÁN LIÊN KẾT TẠM NỐI TRỤ VỚI KHỐI K0

Ngoài việc tính toán thông thường như đối với mọi loại trụ cầu. Các trụ cầu chủ yếu mà liên quan đến công nghệ đúc hằng cần phải được tính toán theo các điều kiện của giai đoạn thi công, trong đó vấn đề tính toán ổn định chống lật là quan trọng nhất. Căn cứ vào các điều kiện về các trạng thái giới hạn đối với trụ ở giai đoạn thi công để tính toán số lượng, chủng loại và bố trí các thanh neo tạm (thanh cốt thép dự ứng lực tạm thời) để liên kết tạm thời giữa đốt K0 của kết cấu nhịp với thân trụ.

Tình huống bất lợi nhất về ổn định là khi lắp hăng tối đa với các tải trọng tác dụng trên 2 cánh hăng nhô ra từ trụ sao cho gây ra mômen lật lớn nhất và mô men uốn trong mặt cắt ngàm là lớn nhất. Tiêu chuẩn thiết kế của mỗi nước đã đưa ra các giả thiết khác nhau cụ thể về trị số của các tải trọng cần xét (ví dụ tải trọng rải đều do thi công tác dụng trên mỗi cánh hăng nhô ra từ trụ, giá trị và góc tác dụng của tải trọng gió). Các giả thiết này đều nhằm đảm bảo mức độ an toàn cần thiết theo quy định của mỗi nước. Trong Chương 6 đã trình bày các cấu tạo hệ thống thanh neo tạm. Trong phần này chỉ trình bày về các sơ đồ tính toán theo Tiêu chuẩn 22 TCN 272-01 mới ban hành của Bộ GTVT (cũng tức là cách tính theo AASHTO-LRFD-1998).

Trong thực tế thi công ở Việt nam, một số Nhà thầu vẫn áp dụng cách tính toán liên kết tạm theo Quy trình cũ ban hành 1979. Điều này vẫn được chấp nhận, miễn là đảm bảo đủ an toàn.

12.3. CƠ SỞ TÍNH TOÁN TRỤ TƯỜNG VÀ TRỤ VỚI 2 ĐƯỜNG GỐI TRONG CẦU LIÊN TỤC, ẢNH HƯỞNG TRỤ 2 TƯỜNG MỎNG ĐẾN DẦM LIÊN TỤC

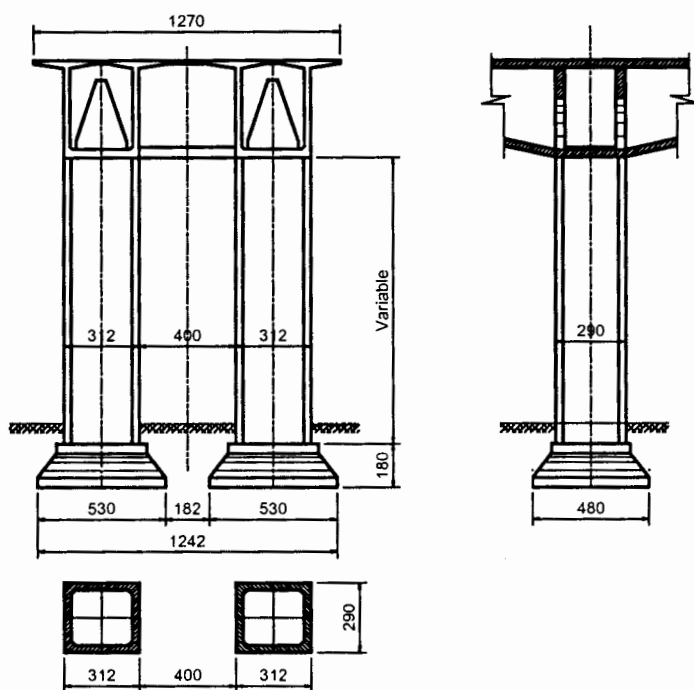
12.3.1. Giới thiệu

Trong quá trình xây dựng dầm hăng trụ cầu phải đảm bảo cho dầm ổn định chống lại mô men lật trong quá trình đổ bê tông hoặc số lượng dốt không cân bằng.

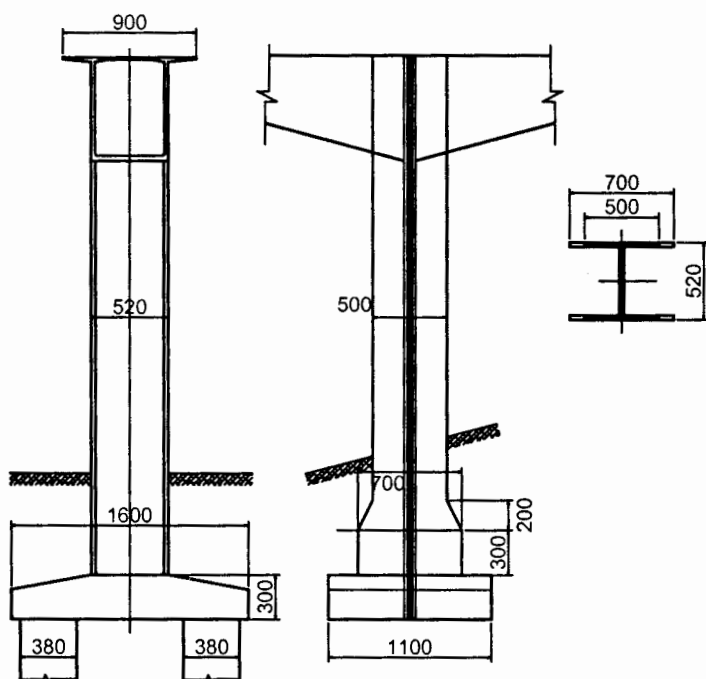
Vì lý do này đặc trưng hình học của kết cấu tính đến (chiều dài dầm, chiều cao và độ mềm dẻo của trụ), giải pháp hầu như thoả đáng là cố định dầm với các trụ. Mặt cắt trụ có thể đặc nhưng mặt cắt rỗng dường như hiệu quả và kinh tế hơn. Trong vài trường hợp mặt cắt rỗng được thay thế bằng mặt cắt chữ I hoặc chữ H tuy nhiên mô men chống xoắn của các loại mặt cắt này bé trong khi nó rất cần thiết phải giới hạn biến dạng của dầm hăng trong quá trình xây dựng, đặc biệt dưới tác dụng của tải trọng gió. Như cầu Pyle, mặt cắt trụ hình chữ H biên độ dao động ngang của mặt cầu đạt tới 400 mm do vậy tại đầu dầm hăng phải neo cáp ngang đến mố.

Đối với kết cấu nhiều nhịp hoặc các trụ ngắn, sự dịch chuyển tuyến tính của bê tông (do co ngót, từ biến, nhiệt độ, thay đổi độ ẩm) kết hợp với DUL dọc của kết cấu siêu tĩnh thành ngẫu lực ảnh hưởng đến độ cứng trụ làm tăng lực uốn để loại trừ chúng nên cố định liên kết dầm và trụ để truyền chúng xuống đáy móng.

Kết cấu dầm liên tục dùng liên kết gối (gối cao su, teflon,...) cho phép cầu dịch chuyển dọc nhưng cũng phải đảm bảo ổn định trong quá trình xây dựng bằng cách cố định tạm thời dầm và trụ nếu đủ độ cứng chống uốn hoặc dùng trụ tạm gần vị trí trụ. Hai loại trụ điển hình cho kết quả tương tự nhau khi thi công dầm hăng phù hợp hơn đó là trụ dẹt và trụ với 2 đường gối cao su tổng hợp.

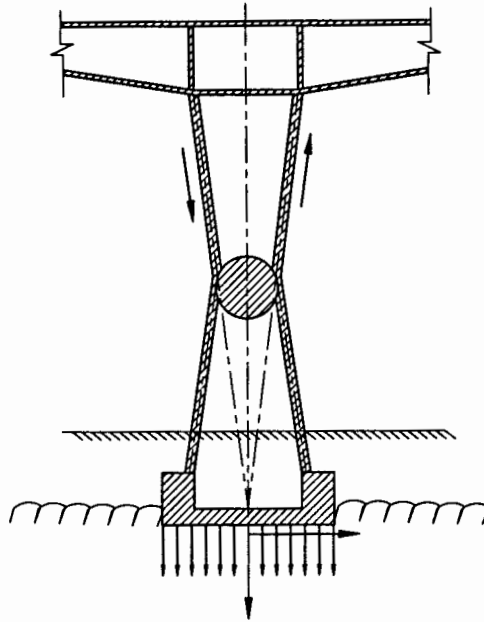


Hình 12.1. Trụ với mặt cắt rỗng



Hình 12.2. Trụ tiết diện chữ H

Loại trụ dẽo được nêu ra ở đây là loại trụ bao gồm 2 thân trụ mảnh thẳng đứng hoặc xiên liên kết với dầm với thân trụ chính. Các thân trụ mảnh phải cố định hoặc chốt tại mỗi đầu.



Hình 12.3. Trụ tường (Flexible diaphragm piers)

Loại trụ này có 3 lợi ích sau :

- Chịu tải trọng thẳng đứng từ bản mặt cầu xuống có hiệu quả do có 2 trụ mỏng.
- Tính linh động theo chiều ngang lớn (chuyển vị dọc cầu) vấn đề này giải quyết bằng khe co giãn dầm liên tục.
- Biện pháp kinh tế cho ổn định dầm hẫng trong quá trình xây dựng bằng nẹp tăng cường giữa 2 thân trụ mảnh (*trụ 2 tường*)

Trong giai đoạn khai thác các thân trụ mảnh với độ mềm dẻo riêng đủ điều tiết dịch vị dọc cầu và độ cứng đủ để hấp thụ lực phanh xe đảm bảo sự ổn định cho toàn bộ kết cấu; sự loe rộng của các thân trụ mảnh đóng vai trò quan trọng trong sự ổn định.

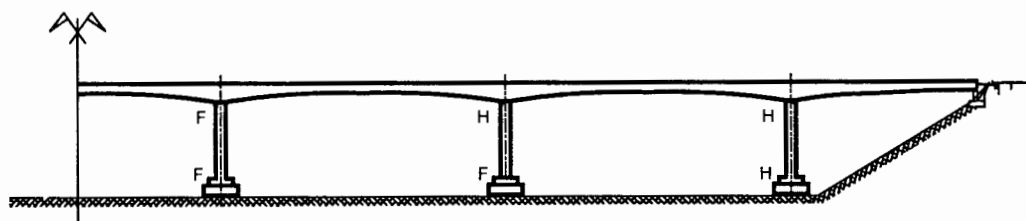
Trường hợp thường gặp dạng kết cấu 3 nhịp - nó sẽ kinh tế hơn nếu tường xiên để làm giảm mô men xuống đáy móng. Nếu 2 tường chốt tại 2 đầu và nếu 2 trụ tường hội tụ tại cao độ đáy móng thì mô men tại điểm hội tụ bằng không, ứng suất phân bố đều tại đáy móng với bất kỳ loại tải trọng nào .

Quả thật kết cấu có thể so sánh với khung hoặc vòm có chốt tại điểm hội tụ của 2 tường sự đẩy mạnh hoạt động tại cao độ điểm chốt đặc biệt khi có lực ngang dọc cầu có thể gây thành lực kéo trong 1 tường hoạt động như 1 phần tử chịu kéo và lực nén ở tường kia giống như giàn. Đây là lý do tại sao cần thiết phải DUL tường để tránh ứng suất kéo.

Khi các tường thẳng, hiệu ứng vòm bị mất đi và ổn định của toàn bộ kết cấu chủ yếu là lực kháng chống uốn của tường. Trong trường hợp tường có 2 chốt thường không chịu được mô men do đó phải có 1 trụ cứng hơn cố định chịu phản lực từ dầm

(F) Đầu cố định

(H) Đầu chốt

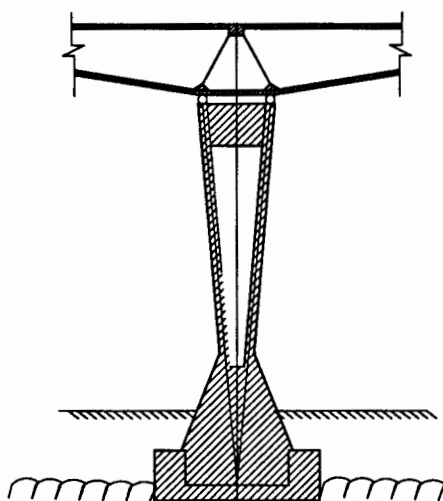


Hình 12.4. Kết cấu liên tục với trụ tường

Một ghi chú cũng phải quan tâm đó là độ mềm dẻo của trụ, ổn định đàn hồi của kết cấu cũng phải phân tích. Trụ tường rất mỏng chịu bản mặt cầu và bản thân chịu uốn dọc nên phải nghiên cứu cẩn thận.

Trụ với 2 đường gối cao su tổng hợp làm việc cũng tương tự. Chúng đảm bảo cố định linh hoạt của mặt cầu trong khi cho phép khe biến dạng dịch chuyển tuyến tính. Cần phải chọn bề dày của gối cao su tổng hợp cẩn thận để giảm nhiều ứng suất uốn truyền xuống đáy móng.

Người ta có thể loại trừ được mô men uốn ở bất kỳ phần nào của trụ dưới tác dụng của tải trọng đã cho.

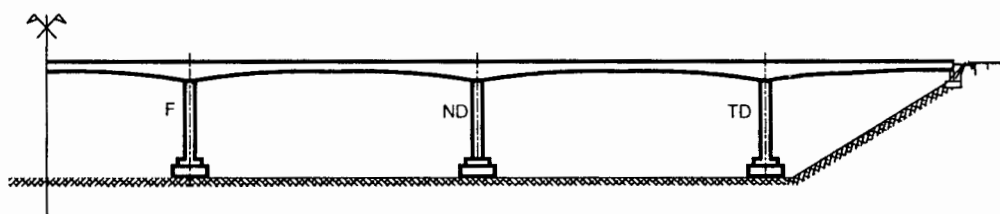


Hình 12.5. (Trụ với 2 đường gối cao su tổng hợp)

(ND) Hai đường gối neoprene

(TD) Hai đường gối neoflon

(F) Cố định



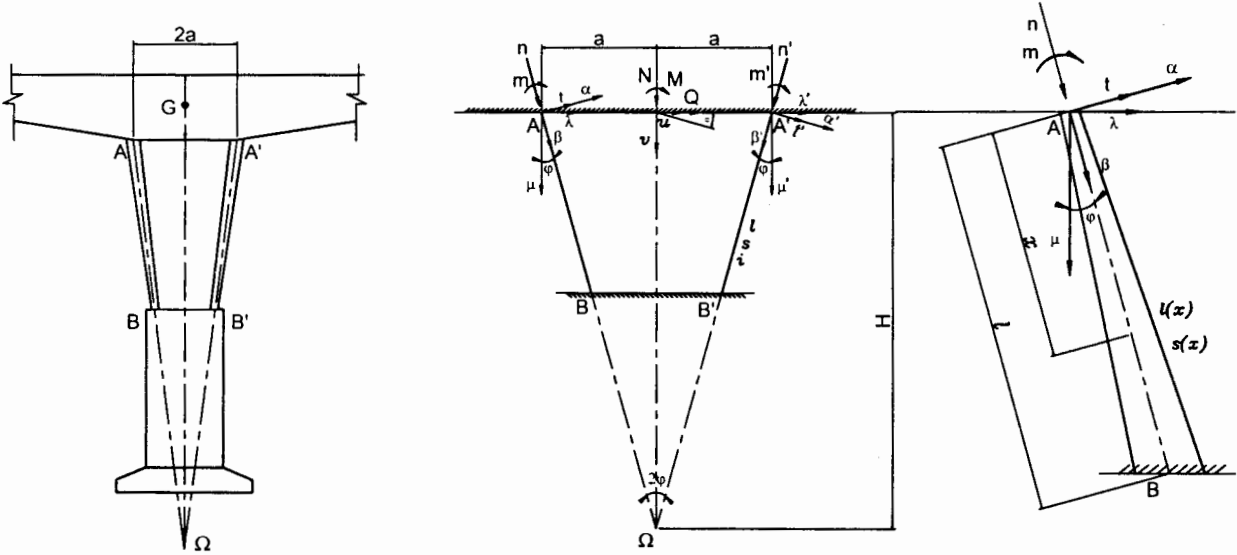
Hình 12.6. Kết cấu liên tục với 2 đường gối cao su tổng hợp

Sau đây sẽ nghiên cứu kỹ 2 loại trụ vừa đề cập đến.

12.3.2. Trụ tường

12.3.2.1. Sơ đồ cấu tạo và sự truyền lực (Hình 12.7)

Chiều dài tường l nghiêng góc φ đối xứng nhau theo phương thẳng đứng. Diện tích, mô men quán tính tại mặt cắt ứng với khoảng cách x từ điểm A (hoặc A') là $s(x)$ và $i(x)$ là mặt cắt tương đương của tiết diện tường như sau:



Hình 12.7 (Chú giải trụ tường)

Ứng suất bề mặt của tường: $\frac{1}{\sigma} = \frac{1}{l} \int_0^l \frac{dx}{s(x)}$

và U, V, W tính theo tích phân:

$$U = \int_0^l \frac{dx}{i(x)}; V = \int_0^l \frac{x dx}{i(x)}; W = \int_0^l \frac{x^2 dx}{i(x)}$$

Nếu tường có mặt cắt không đổi, và S và I là tổng mô men quán tính và diện tích của 2 tường tại cao độ AA' thì ta có:

$$\begin{cases} S = 2S \\ I = 2i + 2sa^2 \end{cases}$$

2a khoảng cách giữa 2 tường. Đặt: $\rho_o = \frac{Sa^2}{2i}$

Công thức trên trở thành:

$$I = 2i (1 + 2\rho_o)$$

12.3.2.2. Thành phần dịch chuyển của trụ tường

Đặc tính dịch chuyển của trụ tường có thể diễn giải bằng phương trình tuyến tính giữa chuyển vị của đỉnh trụ (θ , u , v) và lực tác dụng (M , Q , N)

Tường AB và A'B' được giả định là liên kết tại đỉnh và đáy bằng 2 mặt cắt đặc AA' và mặt cắt BB' cố định sự dịch chuyển các thành phần của trụ được tính tách rời. Phương trình dịch chuyển như sau:

$$\theta = AM + BQ$$

$$u = BM + CQ$$

$$v = KN$$

A, B, C, K hệ số dịch chuyển của tường.

12.3.2.2.1. Thành phần dịch chuyển

Thành phần dịch chuyển riêng biệt của tường với mặt cắt thay đổi có M, N, Q hợp lực xuống trụ đặt tại điểm O (điểm giữa của AA') ; (θ , u , v) thành phần dịch chuyển tại mặt cắt AA' (hình 12.7)

Nếu m , t , n và m' , t' , n' là các lực tác dụng lên tường tại A và A' thì phương trình có thể viết như sau:

A) Điều kiện cân bằng

Cân bằng của hệ thống tại điểm O có thể giải thích như sau:

$$M = m + m' + a \sin \varphi (t + t') - a \cos \varphi (n - n')$$

$$Q = (t + t') \cos \varphi + (n - n') \sin \varphi$$

$$N = -(t - t') \sin \varphi + (n + n') \cos \varphi$$

B. Điều kiện dịch chuyển

Độ dịch chuyển (ω , α , β) và (ω' , α' , β') của điểm A và A' từ công thức của **Bresse**

ω_o góc xoay của tường AB tại điểm B, E mô đun đàn hồi của bê tông theo hướng dọc cầu.

Tương tự phương trình dịch chuyển ω' , α' , β' của điểm A'.

Độ dịch chuyển θ , λ , μ và θ' , λ' , μ' đổi theo gốc toạ độ như sau:

$$\omega = \omega_0 + \int_0^l \frac{m + tx}{EI} dx = \omega_0 + \frac{mU}{E} + \frac{tV}{E}$$

$$\alpha = \omega_0 l + \int_0^l \frac{m + tx}{EI} x dx = \omega_0 l + \frac{mV}{E} + \frac{tW}{E}$$

$$\beta = \frac{n}{E} \int_0^l \frac{dx}{s} = \frac{nl}{E\sigma}$$

$$\begin{cases} \theta = \omega \\ \lambda = \alpha \cos \varphi + \beta \sin \varphi \\ \mu = \alpha \sin \varphi + \beta \cos \varphi \end{cases} \quad \begin{cases} \theta' = \omega' \\ \lambda' = \alpha' \cos \varphi + \beta' \sin \varphi \\ \mu' = \alpha' \sin \varphi + \beta' \cos \varphi \end{cases}$$

C. Các điều kiện tương thích:

Các điều kiện tương thích giữa chuyển vị của điểm A, A' và G như sau:

$$u = \lambda = \lambda'$$

$$\lambda = v - a\theta$$

$$\mu' = v + a\theta$$

Loại trừ các ẩn trong các phương trình trên có thể tính θ , u , v liên quan đến M , Q , N . Trong trường hợp tường thẳng mặt cắt không thay đổi có thể tính đơn giản như sau:

Tường cố định tại 2 đầu:

$$A = \ell/EI \quad B = \ell^2/2EI \quad C = \ell^3(2 + p_0)/6EI$$

Tường cố định tại đỉnh và chốt ở đáy:

$$A = \ell(1 + 1/2p_0)/EI \quad B = \ell^2(1 + 1/2p_0)/EI \quad C = \ell^3(1 + 1/2p_0)(3 + 2p_0)/3EI$$

Tường chốt tại đỉnh và cố định chốt ở đáy:

$$A = \ell(1 + 1/2p_0)/EI \quad B = 0 \quad C = \ell^3(1 + 1/2p_0)/3EI$$

Tường chốt tại 2 đầu:

$$A = \ell(1 + 1/2p_0)/EI \quad B = 0 \quad C = \infty$$

12.3.2.2.2. Đặc trưng hình học của trụ tường

Bằng các nghiên cứu các phương trình trên cho thấy hệ thống trụ 2 tường thẳng khác so với kết cấu dầm thông thường về độ cứng chống xoắn và chống uốn ở hệ số $p_0 = Sa^2/2i$

Trong trường hợp tường cố định tại 2 đầu, hệ số này chỉ xuất hiện ở phương trình dịch vị ngang u . Thường chuyển vị của 2 tường giống như chuyển vị của dầm về chuyển vị thẳng đứng v và góc xoay θ , tương tự cho trường hợp chuyển vị ngang u chỉ do mô men gây ra. Mặt khác nếu tăng lực theo phương ngang thì chuyển vị ngang tăng rất lớn (p_0 thường nằm trong khoảng từ 30-80) Điều này cho thấy độ mềm dẻo theo phương ngang của loại trụ này

Hiện tượng kỳ lạ này thậm chí còn tăng nhanh nếu tường có 1 hoặc 2 chốt theo bảng sau, khi các hệ số dịch chuyển A, B, C đã bỏ qua phần $1/p_0$.

Hệ số chuyển vị	Tường cố định	1 chốt tại đáy	1 chốt tại đỉnh	2 chốt	Hệ số nhân
A	1	1	1	1	I/EI
B	1	2	0	0	$I^2/2EI$
C	1/2	2	2	∞	$p_0(I^3/6EI)$

Khi tường có mặt cắt hình chữ nhật với bề dày e , thì hệ số p_0 biểu thị mối quan hệ khoảng cách giữa các tường:

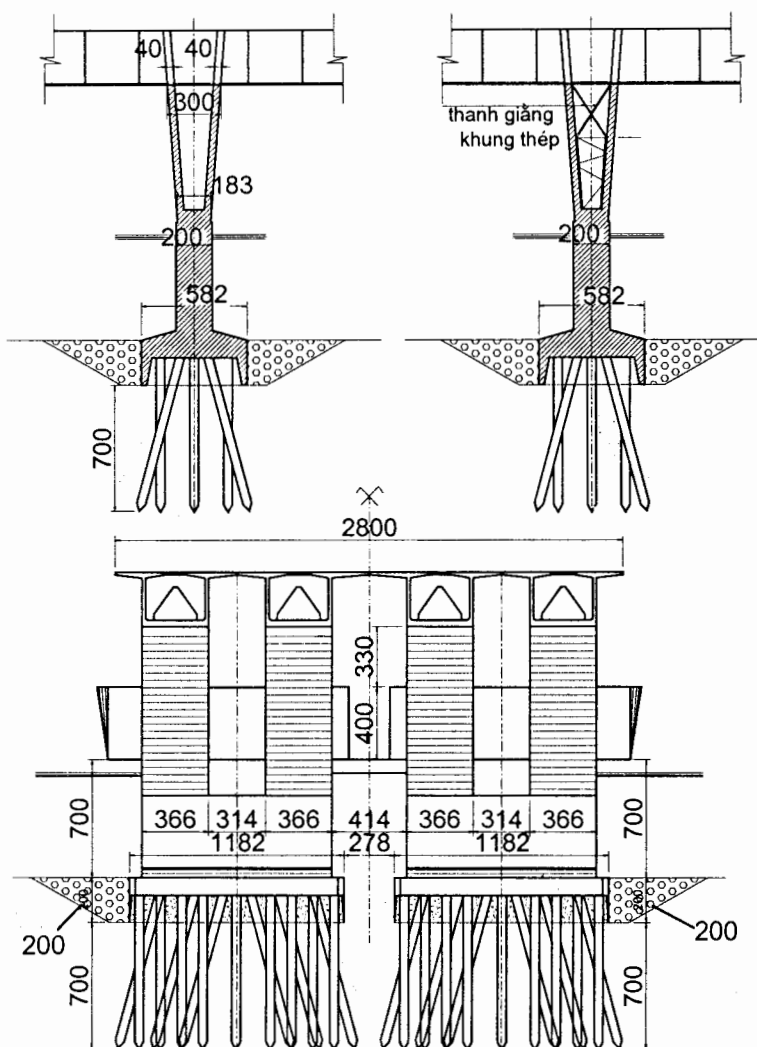
$$P_0=6(a/e)^2$$

Các đặc tính ở trên đúng cả với trường hợp nếu các trụ xiên .

12.3.3. Ví dụ các kết cấu có trụ tường

12.3.3.1. Cầu Choisy-Roi qua sông Seine (Hình 12.8)

Kết cấu gồm 2 nửa cầu giống hệt nhau. Mỗi một nửa là 3 nhịp liên tục bê tông cốt thép D.Ư.L (37.5+55+37.5)m cố định vào 2 trụ. Khối đỉnh trụ dạng khung đối xứng. Móng dùng cọc ống thép đóng xuống nền đá vôi cho đến khi đạt độ chối. Kết cấu phần trên bao gồm cả 2 tường mỏng dưới đáy hộp được cố định tại 2 đầu, nghiêng 1 góc 0.065 radians so với phương thẳng đứng, dày 0.4m. Các tường này được đúc sẵn nặng khoảng 25t . Trụ 2 tường gặp nhau ở gần cao độ đỉnh móng, làm giảm mô men tại cao độ này. Sự cố định của tường với dầm và thân trụ có được bằng cốt đai D.Ư.L12 ϕ 8mm. Trong quá trình xây dựng dầm hẫng tường được tăng cứng tạm thời bằng khung thép tam giác từ sườn dầm và trên toàn bộ mặt trong của tường, khung thép này ngấp 1 phần trong lá tấm ngăn nặng hoạt động như 1 thiết bị hấp thụ sốc, chúng được đặt giữa 2 tường để trụ chống lại các lực va đập do các vật trôi nổi trên sông. Hệ thống này kết thúc gần đỉnh các tường bằng hệ thống thanh giằng D.Ư.L bằng kích dẹt (hình 12.8).



Hình 12.8. (Cầu Choisy-Roi qua sông Seine)

Nghiên cứu chi tiết hệ số chuyển vị của trụ theo 3 giả thiết sau:

- Tường được cố định tại 2 đầu.
- Tường được chốt tại 2 đầu
- Tường cố định tại đỉnh, chốt tại đáy

Chúng ta có kết quả hệ số chuyển vị của trụ và của móng cọc theo bảng sau:

Loại tường		Cố định	Hỗn hợp	Chốt
Hệ số chuyển vị	A	3.98	12.7	-
	B	54.62	234.02	-
	C	973.49	4670.1	-
Độ đàn hồi trụ Ek		0.918	0.978	1.026
Tải trọng đặt tại giữa nhịp	(M)	-232s	-231s	-230s
	(M)	-157s	-154s	-150s
Lực hãm	(M)	+3.4F	+5.1F	+6.3F
	(M)	+5.7F	+8.7F	+10.7F
Biến dạng tuyến tính ($E\Delta = 10^3$)	(M)	+7.4	+6.4	+5.9
	(M)	+24.7	+21.5	+19.7
	Q	2.4	1.3	0.9

Trong đó :M-Mô men mặt cầu phía nhịp chính.

M: -Mô men đỉnh trụ

Q-Lực ngang tại đỉnh trụ

Theo các kết quả trên có thể rút ra :

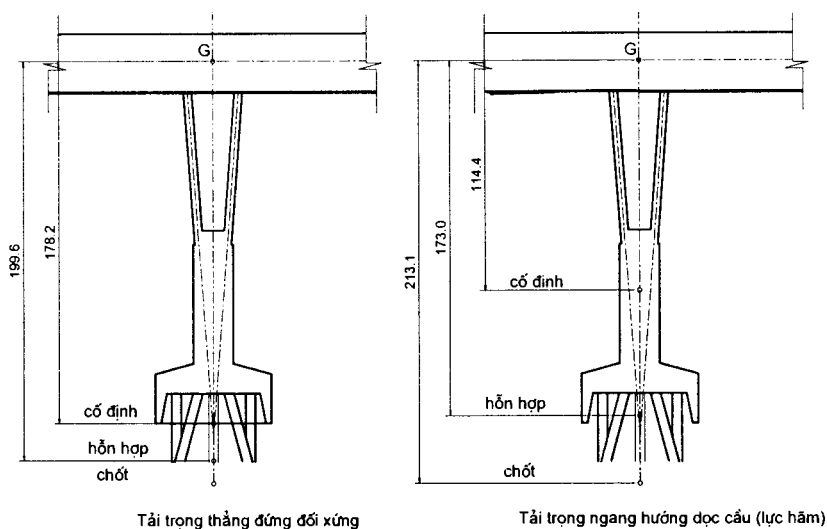
- Dầm cố định rất có hiệu quả với bất cứ điều kiện cố định nào của tường ở đầu của tường. Mô men giữa nhịp khi cố định hoàn toàn là 265s, trong khi chỉ số trên bảng khoảng 230s (85% cố định).

- Hệ số đàn hồi trụ thay đổi không lớn lắm: $1.026/0.918=1.12$

- Điểm không mô men tương ứng với kết cấu cố định , sẽ dịch nhẹ lên trên khi tường cố định.

- Dưới tác dụng lực ngang, sự thay đổi của điểm 0 mô men như 1 hàm điều kiện của đầu tường là rất nhạy cảm (hình 12.9)

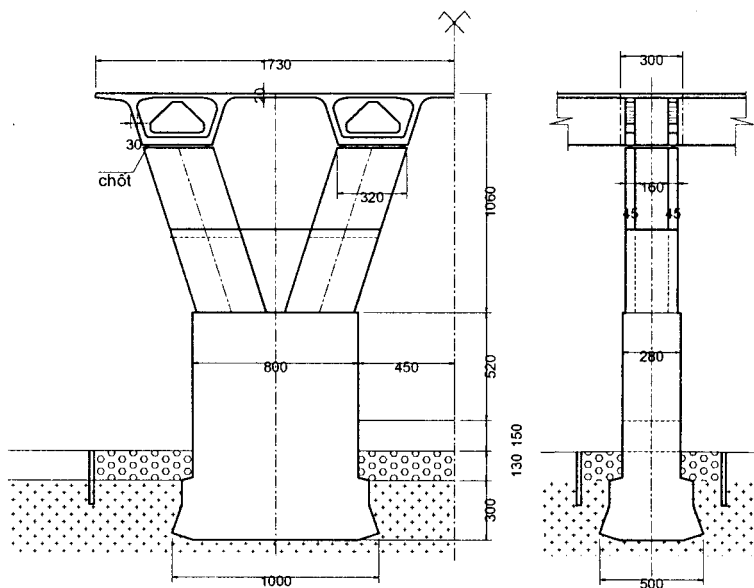
- Độ cứng ngang của trụ cũng thay đổi theo điều kiện đầu của các tường.



Hình 12.9. (Vị trí điểm 0 của mô men)

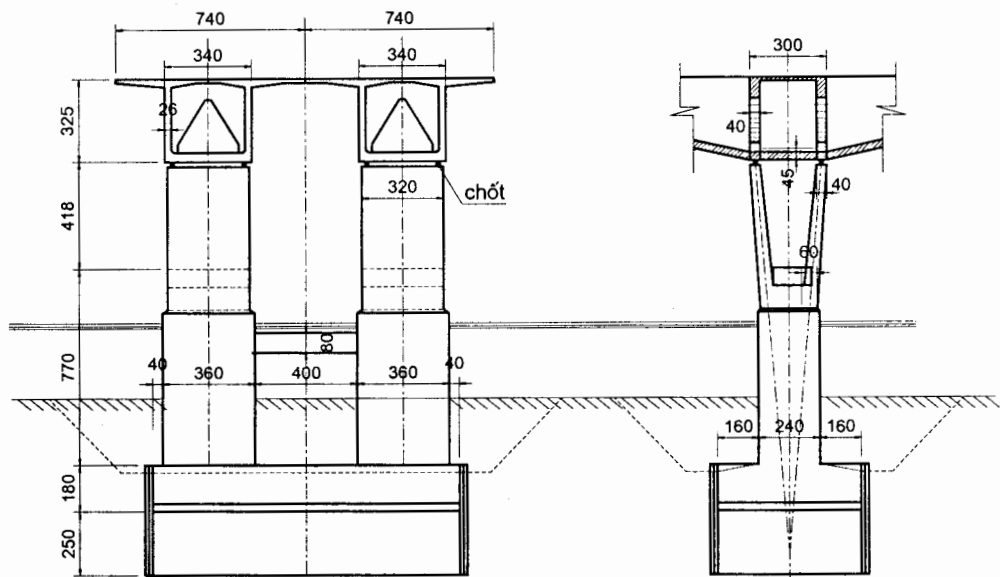
12.3.3.2. Cầu Courbevoie và cầu Juvisy qua sông Seine

Cầu Courbevoie thiết kế tương tự như cầu Chosiy-le-Roi. Gồm hệ khung D.Ư.L với 3 nhịp đối xứng (40+60+40)m (hình 12.10). Trụ gồm 2 nửa cắm xuống nền đá vôi. Kết cấu gồm 2 tường thẳng mỏng phía dưới hộp và tạo thành chữ V theo phương ngang. Khoảng cách giữa các dầm ngang theo phương song song là 2.05m. Tường dày 0.45m rộng 3.2m cổ định tại đáy và chốt tại đỉnh. Tường đỡ tại chỗ cổ định giữa trụ và dầm bằng cốt đai 12φ8 D.Ư.L (hình 12.10 - Cầu Courbevoie).



Hình 12.10. Cầu Courbevoie

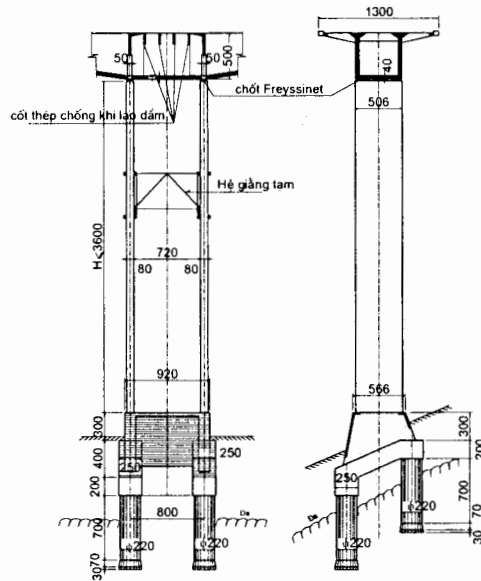
Cầu Juvisy 6 nhịp D.Ư.L liên tục với chiều dài toàn bộ 213.5m. Nhịp từ bờ trái sang phải (18.8+18.8+41.8+66.6+41.8+25.7)m (hình 12.11) 2 trụ trên sông Seine là kết cấu giếng chìm. Kết cấu phần trên của trụ là 2 trụ tường mỏng cố định tại đáy và chốt ở đỉnh. Tường mỏng thay đổi từ 0.6m-0.4m, xiên đối xứng 1 góc 0.085 radians so với phương thẳng đứng. Tường đúc sẵn được cố định bằng D.Ư.L.



Hình 12.11. Cầu Juvisy

12.3.3.3. Cầu vượt Chillon (Hình 12.12)

Cầu này nhìn ra hồ Geneva, gồm 2 cầu vượt song song có dạng sóng trên mặt bằng dài gần 2 km. Bao gồm 23 nhịp liên tục bê tông D.Ư.L nhịp điển hình 93m hoặc 104m. 4 khe co giãn chia mỗi cầu vượt thành các phần vài trăm mét. Độ ổn định phương dọc cầu được đảm bảo bằng mố hoặc trụ cố định thiết kế đặc biệt. Trụ điển hình gồm 2 tường mỏng 0.8m cách nhau 8m chiều cao trụ lớn nhất 36m. Tường chốt ở đỉnh và cố định tại đỉnh bệ móng khi chiều cao trụ lớn hơn 22m .Tường của các trụ ngắn hơn 22m chốt tại 2 đầu. Trụ cố định được tăng cứng bằng cáp D.Ư.L dọc tường cho phép chúng hấp thụ các lực hãm và dịch chuyển mặt cầu. Do khoảng cách của chúng vách ngăn không bao giờ chịu kéo nên không cần D.Ư.L. Trong quá trình xây dựng trụ được ổn định bằng hệ thép giằng tạm thời neo vào tường bằng bu lông cường độ cao.



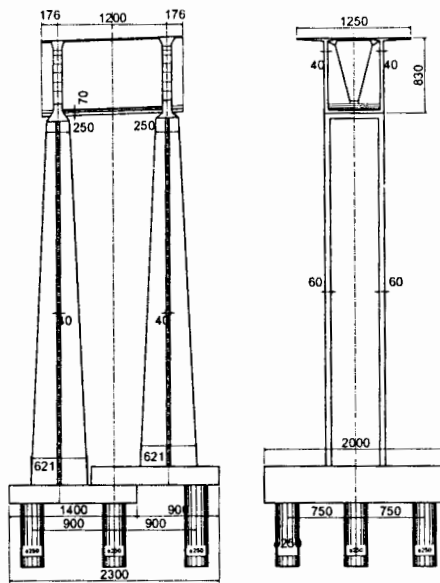
Hình 12.12. Cầu trụ cao Chillon

12.3.4 Cầu vượt Magnan (Hình 12.13)

Cầu vượt *Magnan* nằm trên tuyến tránh quốc lộ A8 kết cấu bê tông D.U.L liên tục 4 nhịp (3x126+76)m.

Trụ cầu dạng chữ H đôi khoảng cách giữa 2 trụ 12m. Trụ lớn nhất cao 95 m tại vị trí gần thung lũng. Trụ có mặt cắt thay đổi và được ngàm trực tiếp vào đáy móng.

Vì trụ nằm trong vùng động đất, nên mặt cầu được cố định với mố phía Tây và truyền phản lực ngang cho các trụ và mố kia, 2 thân trụ được cố định vào dầm tại tâm trụ, hoặc bằng chốt chống động đất tại vị trí gối neoflon trên trụ và mố phía đông.



Hình 12.13. Cầu trụ cao Magnan

Trụ cầu An Dương như sau:



CHƯƠNG 13

THI CÔNG TRỤ VÀ KHỐI DẦM K0 TRÊN TRỤ

MỤC LỤC

13.1. Nguyên tắc thi công khối đỉnh trụ.....	427
13.2. Công tác bê tông	442
13.3. Công tác lắp đặt, kéo căng cáp dự ứng lực và bơm vữa	443
13.4. Lắp dựng xe đúc, thử tải xe đúc	458
13.5. Ví dụ đơn giản tính toán đà giáo mở rộng trụ.....	459

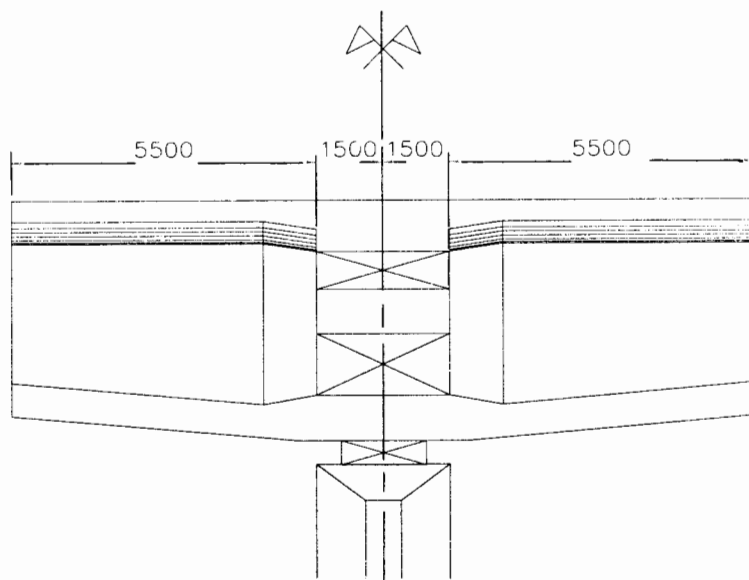
13.1. NGUYÊN TẮC THI CÔNG KHỐI ĐỈNH TRỤ

Khối đỉnh trụ là khối lớn nhất trong dầm nằm trên đỉnh của thân trụ. Có thể chia khối đỉnh trụ làm hai loại:

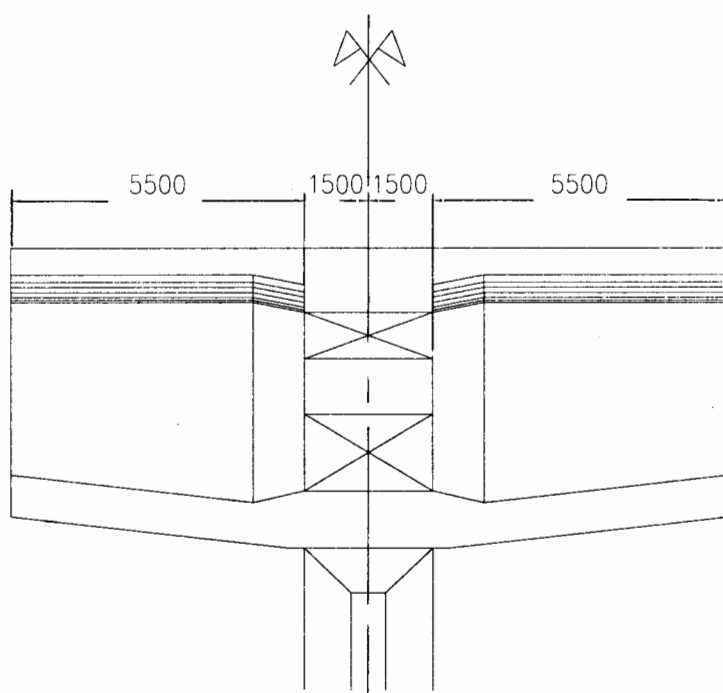
- *Khối đỉnh trụ có gối cầu:* loại khối đỉnh trụ này có bố trí gối cầu ở đáy của khối (trên đỉnh thân trụ). Để giữ ổn định của dầm hẫng trong quá trình đúc hẫng đối xứng, người ta dùng ác khối kê tạm bằng bê tông và các thanh ứng suất neo khối đỉnh trụ xuống thân trụ. Sau khi hợp long các nhịp dầm hẫng, các thanh ứng suất và các khối bê tông kê tạm sẽ được tháo ra và gối cầu bắt đầu chịu lực (hình 13.1).

- *Khối đỉnh trụ không có gối cầu:* Trụ này được gọi là trụ khung, loại khối đỉnh trụ này gắn liền với thân trụ thành kết cấu khung. Cũng như khối đỉnh trụ có gối, để giữ ổn định của dầm hẫng trong quá trình đúc hẫng, khối đỉnh trụ này cũng được neo xuống bộ móng trụ bằng các thanh ứng suất, các thanh ứng suất này không tháo ra sau khi hợp long các nhịp dầm hẫng, vì vậy khối đỉnh trụ và thân trụ tạo thành kết cấu khung bê tông cốt thép dự ứng lực (hình 13.2).

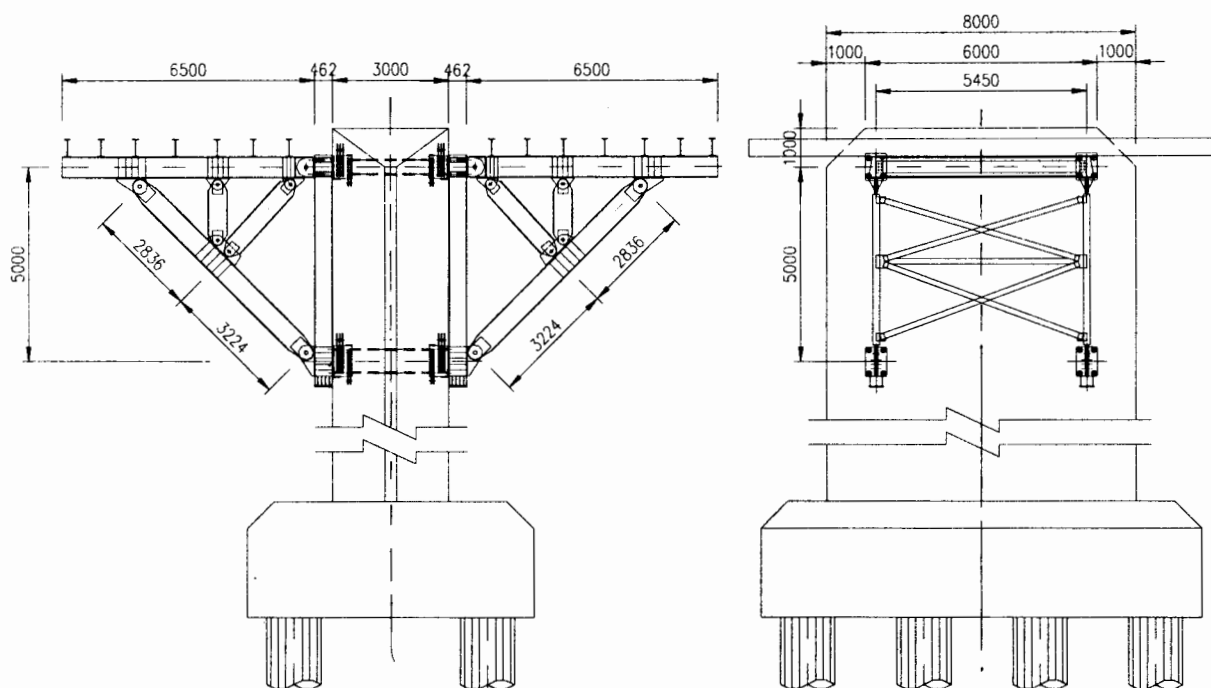
Khối đỉnh trụ được đúc trên đà giáo. Đà giáo để thi công các khối này cấu tạo từ thép hình và được lắp đặt từ khi thi công trụ. Cấu tạo của đà giáo có thiết kế riêng.



Hình 13.1. Khối đỉnh trụ có gối cầu



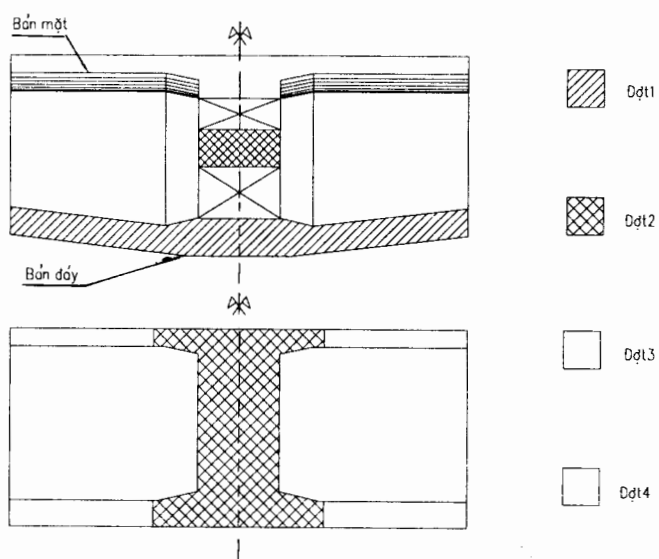
Hình 13.2. Khối đỉnh trụ không có gối cầu



Hình 13.3. Bố trí thi công khối đỉnh trụ

Trình tự đổ bê tông cho khối đỉnh trụ được chia làm 4 đợt như ở hình 13.4:

- Đợt 1: Đổ bê tông cho bản đáy
- Đợt 2: Đổ bê tông cho tường ngăn
- Đợt 3: Đổ bê tông cho bốn bản thành
- Đợt 4: Đổ bê tông cho bản mặt



Hình 13.4. Phân đợt đổ bê tông cho khối đỉnh trụ

13.1.1. Thi công khối đỉnh trụ có gối

Bố trí trên đỉnh trụ

Gối cầu được bố trí đúng vị trí thiết kế.

Gối tạm được làm bằng bê tông có mác 400. Gối có tác dụng giữ ổn định trong thi công dầm

Xây gạch xung quanh, đổ cát đầm chặt lóng vữa xi măng tạo ván khuôn đáy trong phạm vi mũ trụ.

Thanh neo tạm PC bar (Chôn sẵn trên đỉnh trụ) để liên kết cứng tạm khối dầm trên với trụ để đảm bảo an toàn trong thi công các khối dầm.

13.1.1.1. Lắp đặt thanh neo tạm dự ứng suất

Thanh ứng suất là thanh thép dự ứng lực làm nhiệm vụ neo khối đỉnh trụ xuống thân trụ để giữ ổn định cho dầm hẫng trong quá trình đúc hẫng, các thanh ứng suất được lắp đặt từ khi thi công thân trụ.

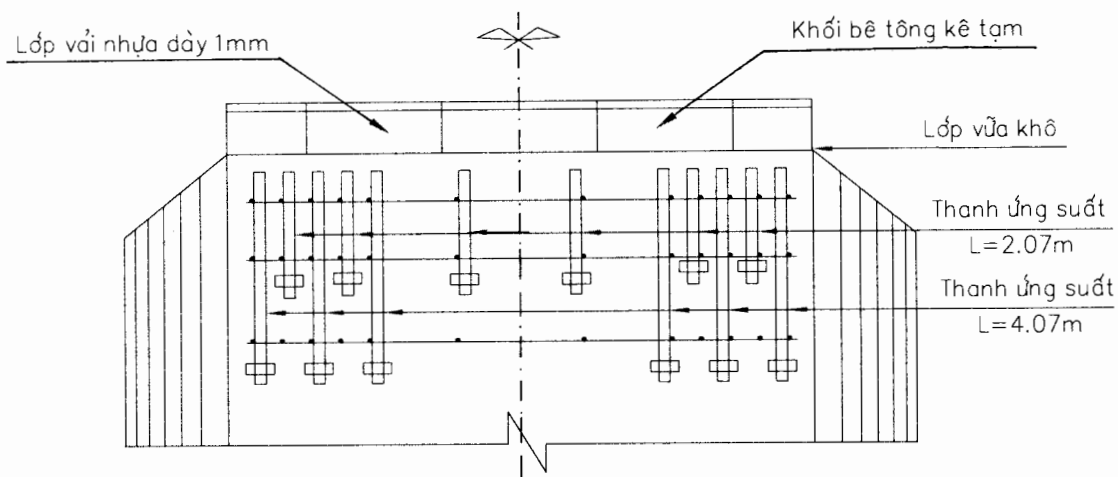
Khi sử dụng thanh ứng suất, cần chú ý những điểm sau đây:

- Không được hàn
- Không được để chạm vào dây mát của máy hàn
- Không được uốn cong thanh
- Không va chạm mạnh vào thanh vì có thể làm cho thanh bị nứt vỡ ren, hoặc làm thay đổi trạng thái ứng suất của thanh
- Không được dùng thanh ứng suất làm kết cấu chịu nén.

Tất cả các thanh ứng suất trước khi đưa vào sử dụng phải được kéo thử trên giá tại hiện trường tới lực kéo bằng 60% lực sử dụng cho kết cấu theo trình tự được quy định. Trong bất kỳ trường hợp nào cũng không được sử dụng thanh ứng suất quá 80% tải trọng phá hoại. Trình tự lắp đặt thanh ứng suất như sau:

Bước 1: Lắp đặt thanh ứng suất trong thân trụ

Chú ý rằng cao độ đỉnh các thanh ứng suất này phải thấp hơn cao độ đỉnh của thân trụ để sau này chúng không cản trở việc tháo gối tạm. Chi tiết của việc bố trí thanh ứng suất được thể hiện ở hình 13. 5.



Hình 13.5. Lắp thanh ứng suất trong thân trụ

Bước 2: Lắp đặt ống gen cho đoạn thanh dưới và thanh trên

Ống gen có nhiệm vụ bảo vệ thanh ứng suất trong quá trình đổ bê tông, không cho vữa bê tông tiếp xúc với thanh ứng suất, vì vậy ống gen phải kín. Phía trong của ống gen đặt thêm các ống nhựa PVC để đảm bảo cho ống gen kín và làm cho ống gen cứng hơn nên dễ cố định vị trí.

Để cố định vị trí ống gen theo phương thẳng đứng (độ nghiêng không vượt quá $1^{\circ}_{(00)}$), bố trí các lưới thép, các lưới thép này kẹp chặt vào ống gen và được cố định vị trí vào cốt thép của kết cấu.

Phần tiếp xúc của ống gen với bản đệm (đáy ống gen) và xung quanh lỗ bơm vữa phải được cuốn băng dính bọc kín.

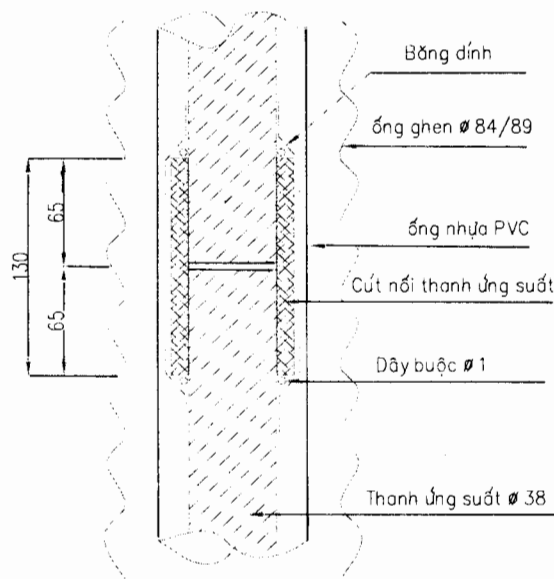
Bước 3: Lắp đặt đoạn thanh nằm trong khối dầm đỉnh trụ

Các đoạn thanh nằm trong khối dầm đỉnh trụ sẽ được nối với các đoạn thanh trong thân trụ. Thời gian từ khi thi công xong trụ đến khi bắt đầu thi công khối đỉnh trụ khá dài nên việc kiểm tra lại vị trí của cốt nối đã đặt ở đỉnh thanh ứng suất nằm trong thân trụ là rất cần thiết, có ba điểm chính cần kiểm tra:

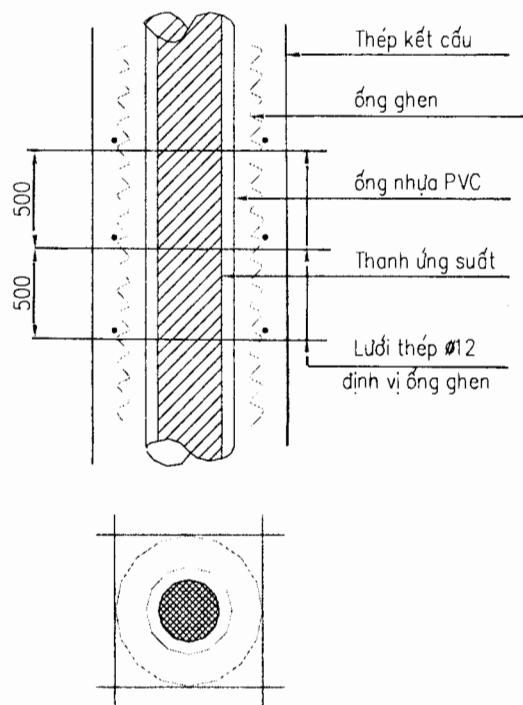
- Cốt nối phải được liên kết với thanh ứng suất bằng $1/2$ chiều dài của nó.
- Kiểm tra mức độ gỉ của gen.
- Kiểm tra dây buộc để chống cốt nối bị xoay được buộc vào thanh ứng suất tại đáy ống nối.

Phía đỉnh của thanh ứng suất phải có giá đỡ để giữ ổn định, các giá đỡ có thể làm bằng sắt góc cố định chặt vào ván khuôn thành ngoài của khối đỉnh trụ. Ống gen và ống nhựa PVC được lắp đặt sau khi đã lắp và ổn định vị trí cho thanh ứng suất. Phần tiếp xúc giữa ống gen và cục kê tạm được quấn kín bằng băng dính. Đỉnh của ống gen phải được đậy kín để tránh cho

bê tông rơi vào trong lúc đổ bê tông. Để giữ cho ống gen thẳng đứng dùng các lưới thép kẹp chặt vào thành ống, các lưới này được liên kết vào cốt thép của khối đỉnh trụ.



Hình 13.6. Mối nối thanh ứng suất



Hình 13.7. Định vị ống gen của thanh ứng suất

13.1.1.2. Lắp đặt các khối bê tông kê tạm (gối kê tạm)

Cùng với thanh ứng suất, các cục bê tông kê tạm làm nhiệm vụ giữ ổn định cho dầm hẫng trong quá trình đúc hẫng, chúng sẽ được tháo ra khi tiến hành đúc hẫng hoàn thành.

Các cục bê tông kê tạm là cấu kiện bê tông cốt thép đúc sẵn. Phần tiếp xúc giữa mặt đáy của cục kê tạm với đỉnh trụ là một lớp vữa xi măng cát dày tối thiểu 3cm. Lớp vữa này chính là chỗ để sau này khoan phá tháo các cục bê tông kê tạm. Mặt trên của các cục kê tạm được phủ một lớp vải nhựa cứng dày 1mm ngăn cách với bê tông của khối đỉnh trụ.

Khi đúc các cục bê tông kê tạm cần chú ý đến vị trí các lỗ cho thanh ứng suất xuyên qua. Vị trí của các lỗ đó phải trùng với vị trí các lỗ đã được bố trí trong trụ.

Trình tự lắp đặt các cục bê tông kê tạm qua các bước như sau:

Bước 1: Định vị

Căn cứ vào tim dọc và tim ngang cầu để xác định vị trí. Cao độ của các cục kê tạm cho phép sai số tối đa ± 5 mm. Mỗi cục kê tạm được đặt trên 4 chiếc nêm gỗ nhỏ để điều chỉnh cao độ và để tạo khe hở cho lớp vữa dày tối thiểu 3cm dưới đáy của chúng.

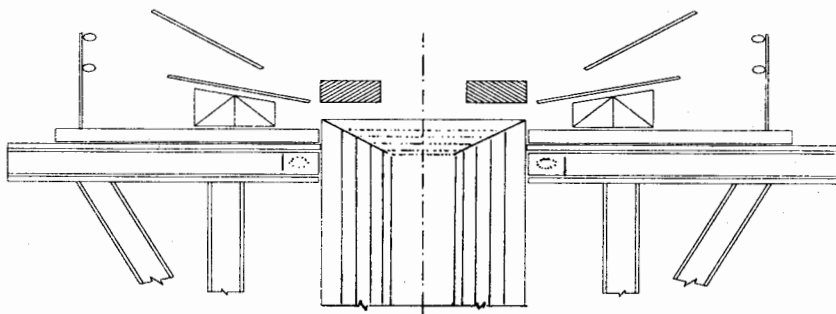
Vị trí và cao độ của các khối kê tạm có ảnh hưởng đến việc lắp đặt ván khuôn của khối đỉnh trụ, do đó cần hết sức chú ý, đặc biệt là kích thước theo chiều ngang cầu.

Bước 2: Trộn và nhét vữa vào khe hở giữa đáy khối kê tạm và mặt đỉnh thân trụ

Vữa dùng để nhét vào khe hở là loại vữa khô mác cao, thành phần gồm xi măng, cát và nước. Tùy thuộc vào loại xi măng, cát mà thiết kế cấp phối vữa cho phù hợp.

Xi măng dùng để trộn vữa phải là loại xi măng mới không bị vón cục, cát phải khô và được sàng loại bỏ hết các hạt to lẫn trong cát và được cân trước chính xác trọng lượng tham gia thành phần cấp phối.

Bảo dưỡng vữa bằng cách dùng các bao tải ẩm phủ phía ngoài khe hở trong thời gian 7 ngày. Khi các bao tải đó khô lại đem nhúng vào nước sạch vắt kiệt nước rồi phủ vào mặt vữa.



Hình 13.8. Phương pháp nhồi vữa cho gối kê tạm

13.1.1.3. Phương pháp lắp đặt gối chính

Gối chính là một bộ phận quan trọng của cầu làm nhiệm vụ truyền tải trọng từ kết cấu nhịp xuống mố trụ. Trong công nghệ đúc hẫng đối xứng, gối chính chỉ chịu lực sau khi đã tháo xong gối kê tạm. Cấu tạo của gối gồm có hai bộ phận chính thốt trên, thốt dưới. Ngoài ra còn các chân neo (socket) làm nhiệm vụ neo các thốt gối vào đỉnh trụ và đáy dầm. Thốt trên của

gối có thể chuyển động (trượt) theo một hoặc cả hai hướng (gọi là gối di động). Với loại gối cố định thì không có bất kỳ sự dịch chuyển tương đối nào giữa hai thốt gối.

Trình tự lắp đặt gối qua các bước như sau:

Bước 1: Vệ sinh, đục nhám bề mặt trụ và các lỗ chân neo trong trụ

Trong bước này, bề mặt trụ và các lỗ chân neo của thốt dưới trong trụ phải được tạo nhám, dùng bàn chải cọ rửa để loại bỏ hết bùn đất, các chất bẩn trên bề mặt và trong các lỗ chân neo. Công việc tạo nhám phải làm trên toàn bộ diện tích bề mặt sau đó làm sạch bề mặt.

Bước 2: Lắp đặt gối

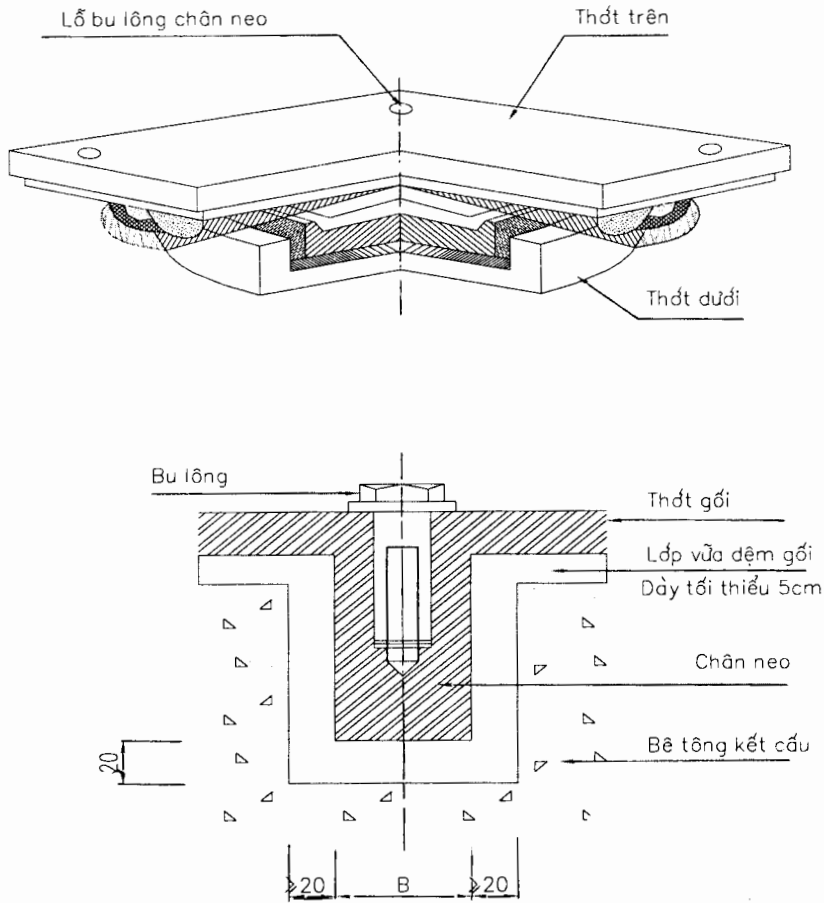
Sơ đồ lắp đặt gối phải tuân theo trình tự thiết kế

- Xác định tim dọc và tim ngang của trụ
- Láng lớp vữa đệm gối bằng vữa SIKA GROUT 214-11. Lớp vữa đệm này phải thật phẳng. Cao độ lớp vữa đệm cho phép sai số: +0, -2mm.
- Lắp đặt thốt dưới của gối: căn cứ vào bản vẽ do kỹ sư thiết kế bố trí mà xác định hướng của thốt gối. Xác định tim dọc và tim ngang của thốt gối. Đặt thốt dưới của gối trên 4 chiếc nêm thép để điều chỉnh cao độ sao cho tim ngang thốt gối trùng với tim ngang trụ và tim dọc của nó song song và cách tim dọc cầu một khoảng cách theo bản vẽ thiết kế. Dùng máy thủy bình kiểm tra cao độ.
- Lắp đặt thốt trên của gối: thốt trên và thốt dưới liên kết với nhau bằng 4 bu-lông ở 4 góc. Trước khi đặt thốt trên, cần xác định chính xác hướng chuyển vị của thốt gối. Trên mặt của thốt trên có ghi các giá trị chuyển vị của thốt gối theo một hoặc hai hướng (hướng dọc và hướng ngang cầu).
- Xiết chặt bu-lông liên kết hai thốt gối và kiểm tra cao độ cuối cùng tại thốt trên của gối.
- Tháo hai con bu-lông gần tim dọc cầu.

Các chú ý khi lắp đặt gối chính:

- Các lỗ chờ của chân neo thốt dưới khi thi công nên đặt các ống bơm vữa để tiện lợi cho công tác vệ sinh lỗ và bơm vữa sau này.
- Các bu-lông liên kết giữa chân neo với các thốt gối phải xiết chặt đủ lực yêu cầu.
- Các nêm thép đỡ thốt dưới không nên đặt song song với tim dọc cầu vì nó sẽ cản trở việc bơm vữa lấp đầy hố neo và khe hở giữa thốt gối với trụ sau này.
- Ván khuôn bao quanh thốt dưới gối cho công tác bơm vữa sau này phải cao hơn mặt dưới của thốt dưới gối tối thiểu 5mm. Lớp vữa xi măng làm kín chân ván khuôn trát ở 3 mặt: mặt trong và hai mặt bên, riêng mặt ngoài để trống. Điều này sẽ thuận tiện cho công tác vệ sinh lại gối trước khi bơm vữa.
- Trước khi lắp gối phải xem xét kỹ với sự có mặt của kỹ sư tư vấn giám sát hiện trường.

➤ Cao độ tim hai gối trên trụ chênh lệch trong phạm vi $\pm 3\text{mm}$. Gối không bị nghiêng lệch nhiều, theo mỗi phương độ nghiêng không vượt quá phạm vi cho phép của quy trình thiết kế, khi đặt gối phải đặt đúng chủng loại và phải đặt đúng hướng chuyển vị của gối.



Hình 13.9. Cấu tạo gối cầu

13.1.1.4. Phương pháp lắp đặt ván khuôn đáy, ván khuôn thành ngoài, ván khuôn đầu đốc bản đáy và đổ bê tông đợt một

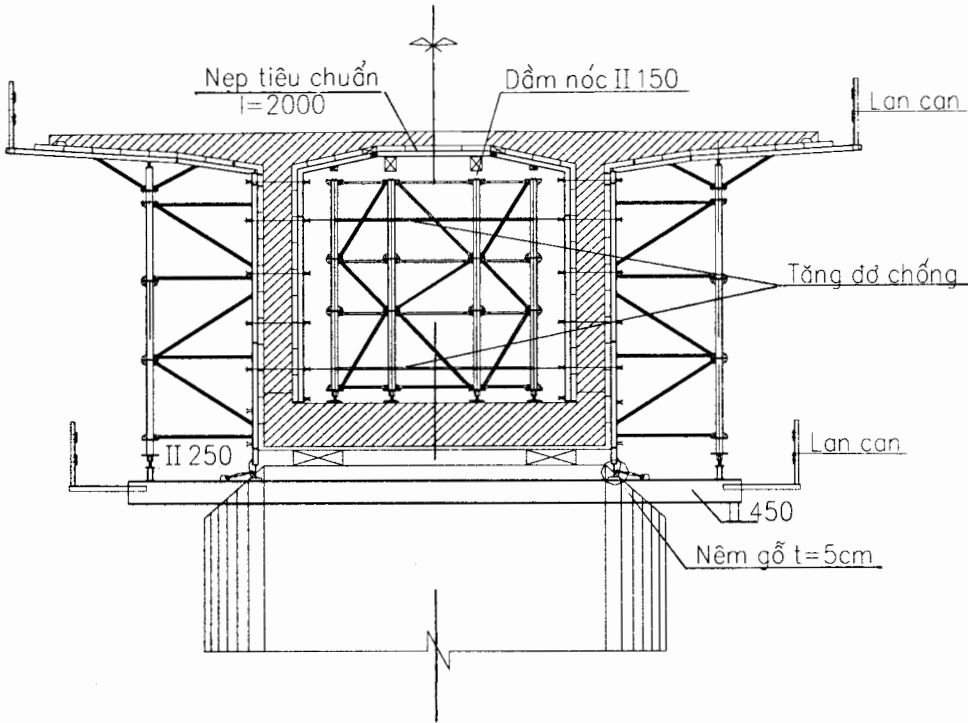
Các ván khuôn để thi công khối đỉnh trụ được đặt trên đà giáo đã được xây dựng từ khi thi công trụ. Sơ đồ bố trí và phân mảnh ván khuôn như thể hiện ở hình 13.10.

Việc đặt ván khuôn đáy được thực hiện bằng cầu và (có năng lực cỡ 25T) được đặt trên hệ nổi (ví dụ cỡ 400T) và 4 Palăng xích (10T) treo vào 4 góc.

Các pa-lăng xích này làm nhiệm vụ chỉnh cao độ ván khuôn đáy một cách tương đối. Khi ván khuôn đáy đã sơ bộ ổn định vị trí trên các nêm gỗ, để điều chỉnh chính xác cao độ cũng như tim dọc, tim ngang của nó phải dùng kích. Ván khuôn đáy được cố định vị trí bằng các thanh thép góc hàn chống giữa đỉnh của đà giáo với đáy của nó.

Cao độ ván khuôn đáy phải đảm bảo độ chính xác $\pm 3\text{mm}$. Cao độ ván khuôn đáy tại 2 đầu khối nên đặt cao hơn cao độ thiết kế khoảng 5 mm do xét đến độ võng của đà giáo.

Khi đặt các tấm ván khuôn thành ngoài, phải đảm bảo được kích thước hình học của khối đỉnh trụ, đặc biệt ván khuôn phải thẳng đứng, độ nghiêng không vượt quá 1%. Các tấm ván khuôn thành ngoài cũng được cố định vị trí xuống đà giáo. Trên đỉnh của chúng được bố trí các giá đỡ thanh ứng suất của khối đỉnh trụ.



Hình 13.10. Bố trí ván khuôn cho khối đỉnh trụ

Công tác lắp đặt cốt thép sẽ được tiến hành sau khi đã nghiệm thu cao độ và vị trí của ván khuôn. Cần phải quét lớp chất chống bám vào bề mặt ván khuôn. Nếu dùng các loại dầu máy thải để bôi trơn ván khuôn cho rẻ tiền thì bê tông đầm sẽ có màu xám đen mất vẻ thẩm mỹ, vì vậy nên dùng loại chất bôi trơn ván khuôn có gốc parafin được chế sẵn. Khi lắp cốt thép bản đáy và một phần cốt thép của thành dầm cần lắp cùng các kết cấu liên quan khác như :

- + Bó cáp neo tạm khối K_0 vào đỉnh trụ.
- + Các lỗ $\phi 70$ để neo dầm đỡ ván khuôn đáy của xe đúc.
- + Chi tiết của kết cấu chôn sẵn cho ống thoát nước thi công ở cạnh trụ (vị trí thấp nhất).

Công tác đổ bê tông nên tiến hành theo trình tự từ tim ngang của khối đỉnh trụ ra hai phía. Đổ bê tông bản đáy đến cao độ đỉnh bản đáy. Đổ thành từng lớp dày $25 \div 30\text{ cm}$, đổ theo một hướng.

Tùy thuộc vào tính chất của bê tông, loại phụ gia sử dụng, nhiệt độ thi công mà tính toán khả năng cung cấp bê tông cho phù hợp, tránh tình trạng thời gian đổ giữa các lớp quá dài. Vật

liệu cát - đá - xi măng để trộn bê tông được che đậy không được để ánh nắng mặt trời chiếu trực tiếp vào. Đường ống bơm bê tông phải được phủ kín bằng bao tải và tưới nước thường xuyên,... công tác đầm bê tông cần chú ý ở chỗ cốt thép dày đặc và ở những chỗ có bản neo.

Bảo dưỡng bê tông: Công tác bảo dưỡng bê tông được bắt đầu từ lúc nước dư trên bề mặt bê tông đã bay hơi hết (thông thường về mùa hè sau khi đổ bê tông 3 đến 4 tiếng, mùa đông từ 4 đến 6 tiếng, thời gian bảo dưỡng liên tục trong 7 ngày).

13.1.1.5. Phương pháp lắp đặt ván khuôn vách ngăn ngang, cửa sổ, ván khuôn lõi và đổ bê tông đợt 2

Trình tự lắp ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông phần dầm ngang như sau:

- Làm vệ sinh mặt bê tông tiếp giáp bằng hơi ép hoặc xối nước, cùng với việc đặt các kết cấu liên quan khác như:

- Đặt các chi tiết của kết cấu chôn sẵn cho cụm neo đuôi xe đúc.

- Khi bê tông bản đáy đạt cường độ $\geq 50\text{kG/cm}^2$ thì tiến hành việc lắp đặt ván khuôn, cốt thép phần vách ngang.

- Xiết chặt các bu lông giằng ván khuôn, hàn cố định các đà giáo với hệ dầm dọc và dầm ngang.

- Đổ bê tông phần dầm ngang đến cao độ của đỉnh bản nắp. Bê tông được đổ thành từng lớp dày 30÷40cm, đổ theo một hướng và đối xứng với đường tim cầu. Để đổ bê tông thuận lợi, cần mở một số cửa ván khuôn trong, đảm bảo cho chiều cao rơi của bê tông $\leq 1,5\text{m}$.

Các cửa sổ (hoặc lỗ thi công) là các lỗ vĩnh cửu được bố trí trong vách ngang và khối đỉnh trụ để đi lại, vận chuyển vật tư thiết bị hoặc neo các kết cấu thi công. Ván khuôn cho cửa sổ và ván khuôn lõi có thể được làm bằng gỗ hoặc bằng thép. Thông thường chúng được làm bằng gỗ với các khung xương được cấu tạo hợp lý đảm bảo cho công tác tháo ván khuôn được dễ dàng.

Trước khi lắp ván khuôn, cốt thép của đợt 2 cho vách ngăn và vị trí của thanh ứng suất phải được đặt và nghiệm thu hoàn chỉnh.

13.1.1.6. Phương pháp lắp đặt khuôn thành trong và đổ bê tông thành hộp

Ván khuôn thành trong được cấu tạo thành 3 tầng, mục đích để khi đổ xong bê tông đợt 3 thì tầng trên cũng sẽ được tháo ra, hai tầng dưới sẽ làm đà giáo để đỡ ván khuôn nóc cho bê tông đợt 4. Ván khuôn thành trong phải thẳng, độ nghiêng không lớn hơn 1% và được cố định vị trí bằng các thanh chống và các thanh thép xuyên tảo. Bê tông sẽ được đổ vào vị trí qua ống vòi vôi và phải đổ đối xứng giữa các thành để tránh lệch tải.

13.1.1.7. Phương pháp lắp đặt ván khuôn nóc, ván khuôn cánh gà và đổ bê tông đợt 4

Ván khuôn nóc và ván khuôn cánh gà được chia thành mảnh để tiện lắp ráp và điều chỉnh cao độ. Khi lắp ráp nên dùng các pa-lăng xích kết hợp với các cầu để điều chỉnh sơ bộ, sau đó dùng kích để điều chỉnh chính xác. Ván khuôn phải đặt trên các nêm gỗ có chiều cao tối thiểu

100mm, cạnh các nêm gỗ đều có các thanh thép hàn chống giữ cố định, việc bố trí vị trí nêm đỡ ở bên dưới phải thích hợp cho công việc tháo ván khuôn.

Công tác cốt thép sẽ được tiến hành sau khi đã nghiệm thu xong ván khuôn. Trình tự đặt cốt thép bản cánh dầm và các kết cấu liên quan khác như sau:

- Định vị các bản neo của các bó cáp DUL tạm thời để neo khối đỉnh trụ.
- Bố trí các hố neo xe đúc trên cánh dầm.
- Bố trí neo, ống gen cho các cáp dự ứng lực dọc. Chú ý cần luồn các ống nhựa PVC có đường kính nhỏ hơn ống gen 5mm vào trong các ống gen để ống gen không bị bẹp khi đổ bê tông, các ống PVC này được xoay kiểm tra khi đổ bê tông và rút ra sau khi đổ bê tông xong. Các ống gen được cố định vị trí bằng dây thép quàng qua ống và cuốn vào cốt thép thường.
- Bố trí cốt thép chờ của gờ lan can cột đèn.
- Đặt các neo để căng kéo các bó cáp của K_0 .
- Sai số cho phép vị trí các ống gen trên mặt bằng không quá $\pm 5\text{mm}$.
- Sai số cho phép về cao độ không quá $\pm 5\text{mm}$.

Bê tông đợt 4 sẽ được đổ theo từng vệt ngang cầu từ phía thấp của khối đỉnh trụ. Bê tông được đổ thành từng lớp hướng đổ theo một phía cho đủ chiều cao, chú ý khống chế cao độ ở mép dầm và tim dọc cầu để tạo mái dốc thiết kế. Đổ bê tông từ phía thấp đến phía cao theo chiều dốc mặt cầu.

Việc bảo dưỡng bê tông được tiến hành liên tục trong 7 ngày từ lúc đổ bê tông xong. Nước dùng để bảo dưỡng bê tông phải là nước sạch không chứa các chất có hại với bê tông. Sau khi đổ bê tông lớp bản mặt (bản nắp hộp) 4 giờ thì dùng bao tải đay tưới ẩm nước phủ lên bề mặt bê tông, cứ sau 20 phút phải tưới nước vào bao tải để bảo dưỡng cho bê tông. Làm như vậy nhiều lần cho tới khi kéo căng cáp DUL xong và còn phải bảo dưỡng theo quy định.

Để thuận lợi cho việc thi công lớp chống thấm mặt cầu sau này, khi kết thúc đổ bê tông phần bản cánh dầm cần tiến hành xoa phẳng bằng thước gạt dài 2m.

13.1.1.8. Phương pháp căng cáp dự ứng lực, căng thanh ứng suất

Chỉ tiến hành căng dự ứng lực khi bê tông đạt cường độ đạt yêu cầu của thiết kế. Trước khi căng cáp dự ứng lực cho khối đỉnh trụ, các ván khuôn thành ngoài, thành trong và ván khuôn nóc phải tách rời khỏi bề mặt bê tông. Riêng ván khuôn đáy chỉ được tháo ra sau khi đã căng xong cáp.

Các thanh ứng suất giữ ổn định trong quá trình đúc hẫng, được căng theo từng cấp và đối xứng đến trục yêu cầu.

Công tác căng kéo cáp DUL thường được tiến hành sau khi bê tông đạt cường độ $R \geq 320\text{kG/cm}^2$ và tuổi bê tông ≥ 60 giờ. Tùy từng cầu cụ thể, các giá trị này do Tư vấn quyết định.

Việc bơm vữa được tiến hành trước khi đổ bê tông khối tiếp theo. Nếu chưa bơm vữa mà đúc khối tiếp theo thì dùng ống nhựa nối dài kéo đầu ống lên mặt khối đúc để bơm vữa sau này.

Sau đây là một số kỹ thuật cụ thể

13.1.1.8.1. Căng kéo cáp DUL dọc

A/. Lực căng kéo và độ dẫn dài của cáp: Lấy theo quy định trong hồ sơ thiết kế.

B/. Các nội dung kiểm tra lúc căng kéo bao gồm:

- Kiểm tra số lượng cáp được luôn;
- Kiểm tra vị trí các neo;
- Kiểm tra số lượng nút neo;
- Kiểm tra các đầu cáp để dư ngoài neo có phù hợp với kích sử dụng không;
- Kiểm tra cường độ bê tông đã đạt chưa;
- Kiểm tra các bơm thuỷ lực, đồng hồ áp lực, các dụng cụ căng kéo (kích, các phụ kiện, neo công cụ, nút neo công cụ, con trỏ đo độ dẫn dài cáp, thước đo).

- Cần lập bản tính sẵn áp lực trên đồng hồ kích tương ứng với các cấp tải trọng $0,4P_0$; $0,6P_0$; $0,8P_0$; P_0 ; $1,03P_0$; $1,05P_0$; và $1,1P_0$.

- Lập bảng với nội dung trình bày trong biên bản căng cáp.

C/. Thực hiện căng kéo dần theo từng cấp tải trọng:

Các cấp căng kéo dần là $0,4P_0$; $0,6P_0$; $0,8P_0$; P_0 ; $1,03P_0$; $1,05P_0$; và $1,1P_0$ tương ứng với các cấp tải trọng trên cần ghi độ dẫn dài của cáp :

- Khi kéo đến tải trọng $0,2P_0$ phải tạm dừng lại lắp con trỏ hoặc đánh dấu đo độ dẫn dài cáp.

- Các bó cáp ở K_0 chỉ căng ở một đầu, một đầu đóng sẵn neo và đánh dấu đo độ tụt vào của nê (Nguyên tắc chung là cáp thẳng ngắn hơn 40 m thì chỉ cần căng ở 1 đầu cáp).

- Căng dần theo các cấp lực $0,4P_0$; $0,6P_0$; $0,8P_0$; P_0 ; mỗi khi căng xong một cấp lực thì dừng 3 phút rồi căng tiếp. Đo độ dẫn dài ở mỗi cấp lực căng.

- Khi căng đến $1P_0$ đo độ dẫn dài đầu căng (gọi là ΔL), đo độ tụt vào ở đầu không căng (gọi là ΔL_1), kiểm tra độ dẫn dài theo tính toán bằng công thức :

$$\Delta L - \Delta L_1 - \Delta L_2 = \Delta L_3$$

Trong đó : ΔL_2 là độ tụt cáp khi đóng neo được lấy theo thí nghiệm của quá trình thử trong phòng thí nghiệm.

Nếu ΔL_3 có sai số đạt $\pm 5\%$ với độ dẫn dài tính toán (ΔL_0) thì dừng căng và đóng neo

Nếu ΔL_3 thấp hơn độ dẫn dài tính toán (ΔL_0) quá 5% thì căng tiếp đến $1,03P_0$ và tiếp tục so sánh như cách làm trên và Tư vấn giám sát cùng Kỹ sư thi công quyết định tại hiện trường cho phù hợp.

Trong mọi trường hợp không được căng quá $1,1P_0$ và độ dẫn dài sau khi đóng neo không được sai số quá $\pm 5\%$.

13.1.1.8.2. Căng kéo cáp DUL ngang 3 T12,7mm

Nếu trong cầu có cáp ngang thì các cáp ngang thường được căng dần từng tao, đầu kéo căng được hoán vị giữa các cáp ngang cạnh nhau. (Ví dụ một cáp được căng ở phía thượng lưu, lại đến cáp bên cạnh được căng ở phía hạ lưu)

- Sai số cho phép về độ dẫn dài của bó cáp ngang như sau :

$\pm 10\%$ trung bình cho một bó cáp.

$\pm 7\%$ trung bình cho một khối dúc.

13.1.1.8.3. Căng kéo các thanh neo tạm hoặc bó cáp ứng suất tạm neo khối đỉnh trụ (với lực căng do thiết kế cung cấp).

Thứ tự căng từ thanh neo hoặc bó cáp neo thẳng đứng ở tim dầm đối xứng sang 2 phía.

Sau khi căng kéo xong cần lắp các ống phun vữa vào đế neo và kéo thò lên trên bản cánh dầm 40 cm, đầu ống được bịt kín bằng băng dính. Sau đó đổ bê tông lấp neo.

13.1.1.9. Trường hợp dùng bó cáp dự ứng lực làm nhiệm vụ của thanh neo tạm

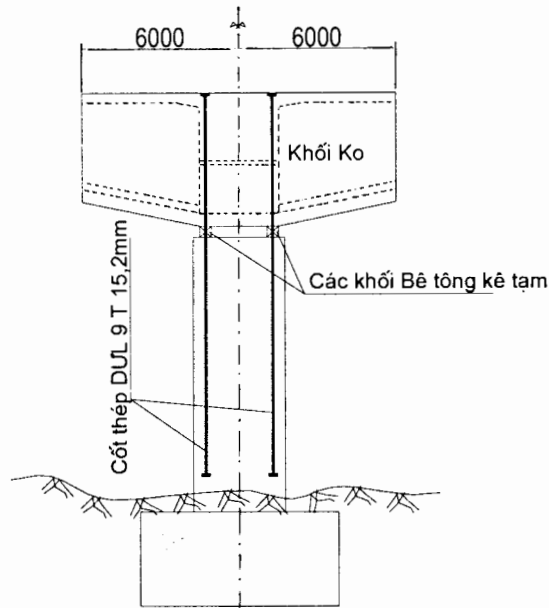
Tuỳ điều kiện riêng của Nhà thầu, có thể không dùng thanh neo tạm mà dùng các bó cáp dự ứng lực đặt thẳng đứng để làm nhiệm vụ của thanh neo tạm. Sau đây nêu ví dụ về một trường hợp thực tế như vậy ở cầu QC. Người ta đã dùng các bó cáp DUL tạm thời là bó cáp 9 T 15,2mm được căng DUL làm nhiệm vụ neo tạm khối đỉnh trụ vào thân trụ trong quá trình đúc hẫng. Đầu dưới của các cáp này được neo vào thân trụ bằng neo kiểu P.

Trình tự lắp đặt bó cáp DUL 9 T 15,2 mm neo tạm thẳng đứng như sau :

+ Làm các công tác chuẩn bị.

+ Dập đầu neo P bằng bộ kẹp neo P 15,2mm.

+ Lắp đặt đầu neo P chôn trong thân trụ. Cáp được luồn vào trong ống thép bảo vệ $\phi 85/81$, ống thép được định vị chính xác và cố định bằng các lưới thép vào cốt thép chủ của thân trụ và của khối K_0 .



Hình 13.11. Neo khối K0 bằng cáp dự ứng lực 9T15.2mm

Khi sử dụng bó cáp ứng suất tạm cần phải chú ý đến các yêu cầu sau:

- + Không được để chạm mát do hàn.
- + Phần cáp chừa ra ngoài khi chưa đổ bê tông phải được bọc kín bằng vải PVC.
- + Trước khi lắp và thi công cần phải vệ sinh lại cho sạch sẽ bằng giẻ lau sạch.

Các yêu cầu đối với ống bảo vệ bó cáp DUL khi đặt xong :

- + Sai lệch cho phép vị trí trên mặt bằng (trên đỉnh trụ) : ± 10 mm.
- + Sai lệch cho phép vị trí theo phương thẳng đứng (cao độ) : ± 10 mm.
- + Độ nghiêng cho phép theo phương thẳng đứng : $\leq 1/1000$.

Cùng với các bó cáp dự ứng suất thẳng đứng tạm thời, cũng cần đặt các khối bê tông cốt thép kê tạm làm nhiệm vụ giữ ổn định cho đầm hẫng trong quá trình đúc hẫng. Các khối bê tông kê tạm này sẽ được tháo ra khi quá trình đúc hẫng hoàn thành. Các khối này là bê tông cốt thép đúc tại chỗ, có bê tông cùng loại với bê tông đầm. Phần tiếp giáp với đỉnh trụ là một lớp bê tông không cốt thép dày 60 mm là vị trí để dành sẽ khoan phá tháo bỏ các khối kê tạm này, lúc đó gối chính của kết cấu nhịp cầu sẽ bắt đầu chịu lực. Mặt trên khối kê tạm được phủ lớp vải nhựa dày 2mm để ngăn cách với bê tông khối đỉnh trụ và trụ.

Khi thi công khối kê tạm này cần chú ý :

+ Vị trí và cao độ của khối bê tông kê tạm có ảnh hưởng đến việc lắp đặt ván khuôn của khối đỉnh trụ. Mỗi nối giữa ống thép trong trụ và ống thép trong khối kê tạm (cút nối bằng nhựa) phải được cuốn kín bằng dính bảo đảm kín khi đổ bê tông.

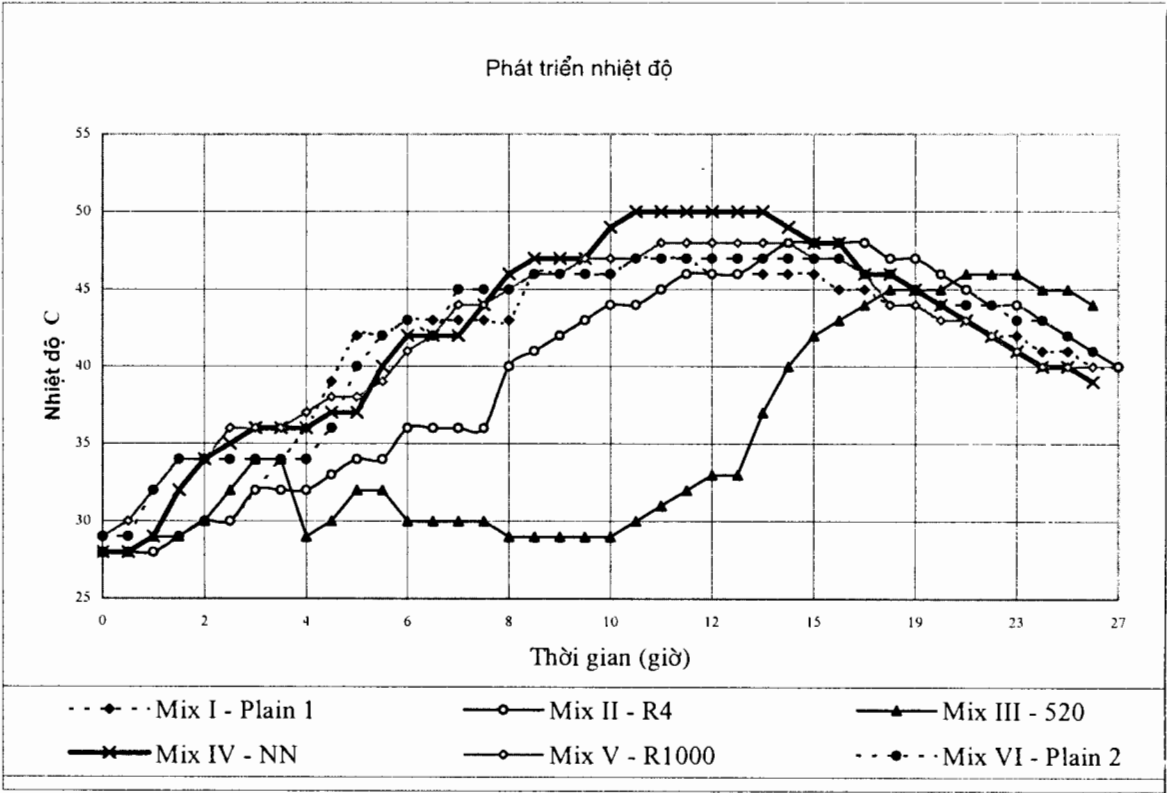
- + Lớp vữa và bê tông khối kê tạm phải được bảo dưỡng liên tục trong 7 ngày.
- + Cao độ khối bê tông kê tạm cho phép sai số : +0, -5mm.

13.1.2. Thi công khối đỉnh trụ không có gối cầu (trụ khung)

Việc thi công khối đỉnh trụ loại này đơn giản hơn so với khối đỉnh trụ có gối. Trình tự tiến hành tương tự như khối đỉnh trụ có gối cầu, trừ các bước liên quan đến gối chính và gối tạm.

13.2. CÔNG TÁC BÊ TÔNG

Khối dầm K0 trên đỉnh trụ thường dài cỡ 12-14 m và có thể tích khoảng 90-120 m³ bê tông. Như vậy khi đổ bê tông phải chú ý đến vấn đề toả nhiệt đều để tránh các vết nứt do co ngót nhiệt không đều, đặc biệt là khi đổ bê tông vào mùa nóng. Thời gian thi công tổng cộng khối đỉnh trụ có thể đến 1 tháng, vì vậy không cần dùng đến loại phụ gia siêu dẻo tăng cường độ cao sớm mà chỉ cần dùng loại phụ gia siêu dẻo (ví dụ phụ gia SIKAMENT- R4). Nếu dùng loại phụ gia tăng cường độ sớm thì sẽ thúc đẩy nhanh phản ứng thuỷ hoá xi măng, cũng tức là sẽ toả nhiệt nhanh và nhiều trong một khối bê tông lớn, như vậy có nguy cơ nứt. Hiện tượng nứt này đã xảy ra ở cầu Phú Lương. Trái lại đối với các khối đúc hẫng khác thì nên dùng phụ gia siêu dẻo tăng cường độ cao sớm để sau 3 ngày tuổi đã đạt cường độ bê tông > 325 kG/cm² và có thể kéo căng cáp dự ứng lực ngay.



Vấn đề ứng suất nhiệt trong bê tông khối lớn là vấn đề phức tạp và không thể trình bày trong cuốn sách này. Vấn đề ảnh hưởng của phụ gia đến quá trình toả nhiệt trong bê tông còn ít được nghiên cứu. Dưới đây xin giới thiệu một kết quả nghiên cứu của tác giả về so sánh ảnh hưởng tăng nhiệt độ bê tông của các phụ gia khác nhau đã dùng ở Việt Nam. Qua biểu đồ này,

có thể thấy ở vùng khí hậu nắng nóng, nên dùng phụ gia SIKAMENT 520 là hợp lý và an toàn hơn cả khi đúc đốt K0 trên trụ.

Cần lưu ý giữ hàm lượng xi măng không quá 480 kg/m^3 bê tông để tránh các vết nứt do co ngót lớn và nhiều hậu quả khác. Nhiều Nhà thầu đã dùng đến $500\text{-}510 \text{ kg xi măng/m}^3$ bê tông. Đó là một sai lầm rất lớn. Nếu muốn đạt bê tông cấp 50 MPa hoặc cao hơn nữa thì phải dùng thêm SilicaFume với hàm lượng từ 8% đến 10%. Năm 2001 Bộ GTVT đã ban hành Quy trình chế tạo loại bê tông cường độ cao này.

Tại các công trường cầu lớn, việc cung cấp bê tông tươi do trạm trộn đảm nhiệm. Các xe bơm bê tông sẽ vận chuyển hỗn hợp bê tông tươi từ trạm trộn ra đến vị trí máy bơm bê tông, từ đây bê tông sẽ được bơm theo các đường ống ra vị trí trụ để đổ bê tông khối K0 và các khối khác. Nếu khoảng cách bơm dài hơn 250m thì phải đặt 2 máy bơm bê tông để bơm chuyển. Độ sụt hỗn hợp bê tông tươi cần được khống chế sao cho đạt khoảng 10-12 cm khi đổ vào ván khuôn là hợp lý. Như vậy tại trạm trộn có thể độ sụt phải đạt khoảng 18-22 cm tùy theo tình hình thực tế. Vấn đề này sẽ được quyết định qua thí nghiệm tại công trường trong điều kiện thực.

13.3. CÔNG TÁC LẮP ĐẶT, KÉO CĂNG CÁP DỰ ỨNG LỰC VÀ BƠM VỮA

13.3.1. Nguyên tắc chung

13.3.1.1. Giới thiệu chung về hệ thống cáp dự ứng lực thường dùng trong cầu đúc hẫng ngày nay

a. Cáp

1/ Cáp thép cường độ cao là loại cáp thép 0,6 in theo tiêu chuẩn ASTM - A416 - 90a cấp 270 của Malaixia có các thông số sau:

- Đường kính danh định : 15,24mm
- Diện tích mặt cắt ngang : 140 mm^2
- Lực kéo đứt cực hạn : 269,55KN
- Mô đun đàn hồi : $194,16 \text{ KN/mm}^2$

2/ Cáp thép phải được bảo quản trong kho có mái che, khô ráo thông thoáng kê cách mặt đất 20cm bao gói cẩn thận tránh bị gỉ và sây sứt, không được để dính dầu mỡ, muối, axit và các chất ăn mòn khác.

3/ Cáp thép khi đem ra sử dụng cần phải có chứng chỉ chất lượng của nhà máy sản xuất, đối chiếu với tiêu chuẩn thiết kế xem có phù hợp hay không nếu được phải được TVGS chấp nhận.

4/ Cần phải tiến hành kiểm tra thí nghiệm cáp thép các yêu cầu theo đúng quy định của đồ án thiết kế về các chỉ tiêu: lực kéo đứt, mô đun đàn hồi, giới hạn chảy, độ dẫn dài, kích thước của mỗi sợi thép trong tao cáp, kích thước của tao cáp, hiện trạng mặt ngoài... Bất kỳ sự thay

đổi nào không đúng nơi quy định của đồ án thiết kế đều phải được cơ quan thiết kế, chủ công trình, TVGS chấp nhận bằng văn bản mới được sử dụng.

5/ Gia công mẫu thí nghiệm bằng máy cắt cơ khí, máy cắt oxy, đảm bảo có độ dôi để mẫu không chịu ảnh hưởng của đốt nóng hay biến cứng nguội (Trị số lượng thừa không nhỏ hơn 20mm).

6/ Cáp thép nhập về cần tổ chức kiểm tra đánh giá không có vết xước, không han gỉ, cho phép sử dụng các tao cáp có gỉ vàng mỏng có thể tẩy đi một cách dễ dàng.

b. Neo

Dùng hệ neo DUL của hãng OVM (HVM,VSL...) sản xuất cho cáp 15,2mm.

Các thiết bị tỳ vào bê tông là các đầu neo làm từ 1 bản tỳ có chức năng truyền lực từ neo vào bê tông và 1 phần hình nón để dẫn các bó cáp từ ống gen về phía neo.

- Neo khi nhập về cũng phải có chứng chỉ chất lượng của nhà sản xuất, được bảo quản trong kho, để nơi khô thoáng, không rỉ.

c. Ống gen

- Các ống gen $\phi 100/107$ được sử dụng cho các cáp 19 tao, ống làm bằng thép cuốn tráng kẽm dày 0.35 mm và được nối đầu bằng các ống nối $\phi 105/\phi 95$ cùng chất liệu.

d. Kịch

- Căng các bó cáp 19 tao dùng kịch K500 tấn.

- Kịch RRH 1006 (100 tấn) căng các thanh PC Bar (PC $\phi 38$) trên đỉnh trụ

- Tính năng các loại kịch được thống kê ở bảng dưới, đó là kịch thủy lực 2 tác dụng. Đầu cáp cần căng kéo đi qua tâm kịch và mỗi tao cáp được neo riêng bằng các nút neo công cụ sử dụng nhiều lần nằm trong vòng neo công cụ đặt ở đằng sau kịch.

- Việc căng kéo được thực hiện bằng các kịch 2 tác dụng. Nó cho phép kéo các cáp qua 1 hoặc nhiều giai đoạn và đẩy các nút neo vào sâu để nẹp chặt các tao cáp. Các cáp sau đó được bơm vữa xi măng. Nó cho phép :

+ Căng kéo bó cáp qua 1 hoặc nhiều giai đoạn.

+ Giữ cho mỗi nút neo công cụ có công dụng như neo trong chỗ của nó khi căng kéo.

+ Thực hiện hồi pít tông và tháo chốt.

Đối với mỗi loại cáp cần căng kéo khác nhau, kịch có các cấu kiện chuyển thể như nhau :

+ Vòng gối, lò xo, vòng nẹp, vòng neo công cụ, nút neo công cụ và các vòng treo.

+ Tất cả các kịch, bơm dầu trước khi đem vào sử dụng đều phải được kiểm định.

13.3.1.2. Công tác lắp đặt các đế neo

a. Khái quát

Đối với công trình cầu Trung Hà một loại đế neo được sử dụng:

- Các đế neo được trang bị các khắc để cố định vào ván khuôn bằng vít, long đen và ê cu. Một lỗ miệng cho phép phun vữa vào.

b. Tiến hành lắp đặt

- Các đế neo được cố định hoặc trực tiếp lên ván khuôn hoặc lên hộp neo đã được cố định trên ván khuôn. Các đế neo được cố định bằng các bu lông $\phi 10$.

- Phải luôn luôn đặt các khe nối bằng bìa cát tông giữ đế neo và gối đỡ của nó. Miệng lỗ phun vữa hướng lên trên.

c. Cốt thép đặc biệt

- Trước các đế neo có các khung cốt thép được chế tạo đặc biệt được gọi là cốt vành đai.

d. Lỗ phun

- Sau khi căng kéo và cắt đều các bó cáp 1 măng sông được hàn vào miệng phun vữa.

- Kích thước của các măng sông

- Các măng sông này cho phép cố định các ống thông phun vữa bằng vít và cho phép tránh bị tạt khi đổ bê tông khối đầm tiếp theo hoặc đổ bê tông bịt neo.

13.3.1.3. Lắp đặt các ống gen

a. Lắp đặt

- Việc lắp đặt tiến hành theo sơ đồ đường cáp thi công (Bản vẽ bố trí các bó cáp đỉnh hộp, bố trí các bó cáp đáy hộp ở giữa nhịp và nhịp biên).

- Các độ dài cần thiết của ống gen (Bố trí theo từng đốt đầm) được cắt sẵn trước khi lắp đặt (Dùng cưa sắt hoặc máy cắt bằng đá, cấm dùng mỏ hàn để cắt).

- Đường chạy của các ống gen phải đều đặn không gãy vỡ không lệch quá, chúng sẽ gây ra cọ xát khi căng kéo thậm chí tắc các bó cáp khi luồn.

- Các ống nối dài 600mm được đặt ở cửa ra trên mặt tiếp giáp để cho phép nối với các ống gen tiếp theo, các ống gen vào sâu trong đế neo.

- Các bệ đỡ ống gen phải được để cách xa tối thiểu là 1m.

b. Bảo vệ

- Ở chỗ nối ống gen với đế neo hoặc ống gen với măng sông, dán băng dính để bảo đảm chống thấm (Loại Sotiplast).

- Trước khi đổ bê tông, 1 ống nhựa PVC $\phi 75$ được luồn vào ống gen để chống biến dạng do đầm rung hoặc lực tác dụng của vật nặng.

(Sự thấm nước xi măng hoặc bê tông vào ống gen, biến dạng của ống do đầm rung chẳng hạn có thể làm vướng khi luồn cáp thậm chí làm tắc ống gen).

13.3.1.4. Luồn cáp

a. Vận chuyển và cất giữ cáp

- Các cuộn cáp phải được vận chuyển bằng các xe tải có mui che, các cuộn phải được chèn chống với nhau và chống va vào thành xe để tránh trường hợp các cuộn bị bẹp và biến dạng. Các cuộn phải được nâng hoặc bằng 1 máy nâng hàng từ dưới lên hoặc bằng cần cầu có cáp dẹt bằng sợi dù móc vào 3 điểm trên cuộn.

- Đặt các cuộn trên các con kê gỗ để có thể tháo cáp móc ra và luồn lại khi dỡ xuống.

- Các cuộn phải được bảo vệ chống ẩm ướt do đó chúng luôn luôn phải được đặt trên tà vẹt gỗ kể cả trong kho hay trên bản mặt cầu. Từ lúc xuất kho chúng phải được luôn luôn che phủ bằng bạt kể cả khi đã lắp vào máy dỡ.

- Các cuộn phải được thường xuyên kiểm tra để kiểm tra các hư hỏng cơ học cũng như hoá học (ăn mòn). Tất cả các chỗ bị ăn mòn phải được xử lý ngay bằng dầu rửa được.

b. Luồn cáp

Những việc cần phải làm trước khi luồn cáp :

+ Bố trí mặt bằng làm việc cần thiết.

+ Neo (Trong và ngoài).

+ Xác định phía để luồn (Chủ yếu là phía kéo).

- Cho chuyển đến khối lượng cáp cần đủ.

- Kiểm tra bề mặt cáp (Các chỗ đã bị mất dầu bảo quản) và cho quét dầu tan nếu cần.

- Đảm bảo vị trí và cố định máy đẩy cáp, cấm điện cho máy chạy đúng chiều cố định chặt ống dẫn mềm và ống luồn cáp.

- Đảm bảo các máy dỡ cáp nghiêng về phía sau.

- Đảm bảo đầy đủ có các thiết bị sau :

+ Cầu để chuyển cáp, máy dỡ cáp, máy đẩy cáp.

+ Dây thừng dẹt để cho cuộn cáp vào trong máy dỡ.

+ Kéo cắt thép để cắt các đai buộc cuộn thép.

+ Máy cắt, đĩa đá cắt thép và kính bảo hiểm.

+ Đầu bịt với số lượng phải đủ và colê để vận.

+ Phương tiện thông tin (Bộ đàm hoặc điện thoại nội bộ).

- Đảm bảo an toàn vùng giữa máy dỡ và máy đẩy (Vùng nguy hiểm).

- Đảm bảo an toàn cho vùng cáp ra (Rất nguy hiểm) và phải chắc chắn là người thợ phụ đã nắm được lệnh.

- Trong khi luồn:

+ Ghi số của cuộn hoặc các cuộn đã luồn cùng số lượng các tao cáp đã cắt ở từng cuộn.

+ Đảm bảo đúng độ dài đoạn cáp dư.

+ Cuối cuộn phải tính xem đoạn cáp còn lại có đủ để luồn bó cáp sắp tới không.

+ Sau khi luồn tính xem mỗi đầu có bao nhiêu tào cáp đã được luồn.

- Sau khi luồn:

+ Cho phủ bạt lên các cuộn cáp, các máy đỡ và máy luồn.

c. Cho vào máy đỡ cáp

- Sau khi tháo ván khuôn bịt đầu bê tông tiến hành luồn cáp dự ứng

- Khoảng cách giữa máy đỡ và máy đẩy từ 3 đến 5 m. Có thể lắp vào 1 ống tuýp nhựa $\phi 100$ PEHD để tránh cho cáp va quệt xuống đất.

d. Cho tào cáp vào máy đẩy

- Vít siết được nhả ra hết mức để kéo thanh biên điều khiển về phía sau và giãn cách các con lăn.

- Đầu cáp được cho ra phía sau máy sau đó cho vào giữa con lăn (Nếu đầu cáp bị biến dạng thì phải cắt trước khi dẫn vào máy).

- Khi cáp ra khỏi máy, dán 1 đoạn băng dính bịt đầu để khỏi làm hỏng ống dẫn mềm. Ống luồn được nối với máy sau đó bằng tác động của bộ điều khiển từ xa, đẩy bó cáp cho đến khi ra khỏi đầu ống mềm gắn trên ống luồn cáp cố định trên đế neo.

Dải băng dính được tháo ra và thay vào đó là 1 đầu bịt.

e. Luồn cáp

- Người điều khiển đẩy cáp bằng cách điều khiển máy chạy tiến về phía trước.

- Khi bó cáp ra khỏi đầu đối diện, thợ phụ ra lệnh ngắt máy (Lệnh này phải được thực hiện ngay lập tức do đó mới phải dùng đến bộ đàm hoặc điện thoại).

- Thợ phụ giải thích cho điều khiển biết cần làm gì để điều chỉnh chính xác độ dư ra của cáp (Lúc đó người vận hành cho máy chạy tiến hay chạy lùi để điều chỉnh).

- Khi đã chỉnh xong phần cáp để dư ra, người điều khiển cắt bó cáp bằng máy cắt đĩa. Lại đóng đầu bịt vào đầu tào cáp mới và tiếp tục tiến hành luồn.

- Trường hợp ống gen tắc, người điều khiển báo cho người phụ trách, nhưng phải tránh không cho máy chạy lùi khi đầu bịt đang còn ở trong ống gen.

f. Độ dài đầu cáp dư cần thiết

- Phía chủ động đầu kéo cho bó cáp 19 tào độ dài dư cần thiết là 1200mm.

- Phía thụ động cho bó cáp 19 tào độ dài dư cần thiết là 500mm (khi căng kéo 1 đầu, độ dài 1 bó cáp tổng cộng là 1200mm + 500mm + độ dài của cáp tính từ mép đế neo này đến mép đế neo kia theo số thiết kế tính toán).

13.3.1.5. Kéo cáp

a. Độ dẫn dài tính toán

Chiều dài bó cáp, lực căng, độ dẫn dài tính toán theo bản tính của thiết kế

b. Độ dẫn dài cuối cùng A_0

+ Viện thiết kế đưa ra độ dẫn dài giữa các mặt ngoài của gối (Chiều dài cáp tính từ mặt ngoài của hai đế neo).. Các cáp được căng bằng các kích có đầu lấy ở đằng sau, phải thêm vào giá trị A_0 độ dẫn dài của các bó cáp giữa bản gối và đế neo công cụ đằng sau kích. Các giá trị này gồm :

+ ch K500 : + 7mm.

+ Thí dụ (một bó cáp kéo 2 đầu):

* A_0 ở bản tính là: a(mm)

* Hiệu chỉnh cho đoạn cáp để dư là: $7 + 7 = 14\text{mm}$. (Căng 2 đầu)

* A_0 thành : $a + 14 = b$ (mm).

Áp lực kích được xác định theo công thức:

$$P_0 = n \times S \times f_0 \times 0,1 \times (1 + k) / F.$$

Trong đó :

P_0 : Áp lực kích (Bar)

n : Số tao cáp trong 1 bó cáp kéo căng

S : Tiết diện ngang tao cáp (mm^2)

f_0 : Ứng suất kéo căng thiết kế của cáp (N/mm^2)

F : Tiết diện pít tông của kích (cm^2)

k : Tổng hệ số ma sát của các cấu kiện kích, ma sát cơ học trong neo...

+ Áp lực cuối cùng P_0 : áp lực cuối cùng P_0 áp dụng cho các loại kích dù cáp dài hay ngắn dù cáp được căng kéo ở 1 đầu hay 2 đầu.

c. Độ dẫn dài báo động A_a

- Trong quá trình căng kéo cần theo dõi cấp áp lực được gọi là cấp áp lực báo động (P_a) gần với P_0 và phải tính độ dẫn dài báo động của cáp. Nó cho phép kiểm tra các điều bất trắc xảy ra trước khi chuyển qua nấc áp lực cuối cùng.

- Độ dẫn dài báo động trên lý thuyết được tính toán và ghi vào phiếu kiểm tra của người phụ trách dự ứng lực trước khi đến công trường.

- Độ dẫn dài báo động lý thuyết của cáp được tính theo cách sau :

$$A_a = A_0 \times (P_a/P_0)$$

d. Kiểm tra và chuẩn bị trước khi căng kéo

- Người phụ trách dự ứng lực chịu trách nhiệm :

+ Kiểm tra số lượng cáp được luôn.

+ Kiểm tra vị trí các neo.

+ Kiểm tra số lượng nút neo và xem các nút neo này có được nhem vào đúng và đều trong vòng neo không.

+ Kiểm tra các đoạn cáp để dư và bảo đảm là chúng tương hợp với kích thước sử dụng.

+ Kiểm tra chất lượng bê tông xung quanh bản gối (Đế neo) không có rỗ tổ ong.

+ Kiểm tra phiếu thí nghiệm bê tông đã đạt cường độ cần thiết (28 MPa) chưa.

+ Chắc chắn là các phương tiện vận chuyển và treo kích đã sẵn sàng.

+ Chắc chắn là các bơm thủy lực đã được cắm điện.

+ Chắc chắn là các vùng quanh neo đã được dọn dẹp đủ để lắp kích.

+ Chắc chắn là các áp kế của bơm đã được lắp (Đã kiểm định).

+ Chắc chắn dụng cụ căng đã đầy đủ (Kích, phụ kiện, nút neo, công cụ, ống đẩy nút neo, con trỏ đo, thước dây, phương tiện liên lạc...).

+ Điền đầy đủ các điểm sau đây vào phiếu căng kéo (Các phiếu này phải được điền đầy đủ trước khi đến công trường :

- Ngày, số khối dầm, số cáp.

- Độ dẫn dài lý thuyết (thiết kế).

- Độ dẫn dài Ao, và Aa với các giá trị nhỏ nhất và lớn nhất.

13.3.1.6. Hướng dẫn các thao tác căng kéo

a/ Biện pháp an toàn

- Trong các thao tác căng kéo người tham gia chịu trách nhiệm lấy các độ dẫn dài phải chú ý là hành trình của kích không được vượt quá hành trình cho phép của kích, quá mức hành trình này kích có nguy cơ bị hỏng nặng (ví dụ của kích 500T là 240mm).

- Trong các thao tác căng kéo một đầu một người phải luôn có mặt ở phía neo thụ động để kiểm tra độ an toàn. Phía chủ động có thể bị tụt xuống đột ngột do lỗi của bê tông do vậy cần đứng xa kích khi đang tăng áp lực. Trong tất cả các thao tác căng kéo không ai được đứng trong quỹ đạo của các cáp ở sau kích.

b/ Các con trỏ đo

- Các con trỏ đo được đặt vào trên một tao cáp ở sau kích phía chủ động (bằng cách so với phần cố định của kích), và trên một tao cáp phía đầu neo thụ động (bằng cách so với bản gối). Cần phải đặt chuẩn các con trỏ đo để lần đầu tiên có một số tròn (ví dụ 200mm) để sau này dễ đo hơn.

- Để tránh mất số đo trong mọi trường hợp chuyển dịch kích để tiếp tục căng hoặc thôi không căng nữa nên dùng cưa kim loại đánh một dấu ở 2 bên con trỏ đo.

- Chỉ thực hiện phép đo khi ngừng bơm và các số đo được làm tròn đến mm.

3/ Căng lại

- Khi độ dẫn dài lớn hơn hành trình của kích người ta tiến hành lại 1 đợt căng khác bằng

cách người điều khiển cho dừng áp suất lại hạ áp suất từ từ cho tới 0 bar, sau đó hồi kích vào, kích được đẩy lại tiếp giáp với bản gối và người điều khiển đồng loạt tăng áp suất lên như áp suất trước khi đóng lại.

- Khi gần tới áp suất cần áp dụng phải tăng từ từ 1 ít một, bằng điều khiển từ xa để cho việc chốt các nút neo không bị đột ngột (có nguy cơ làm các tao cáp trượt trong các nút neo công cụ).

- Phải lập tức ngừng kéo căng khi 1 trong các kích thuỷ lực đã chạy gần đến cuối hành trình của kích. Trước khi đạt tới trị số này người điều khiển thông báo phía bên kia biết để dừng ở cùng 1 mức áp suất (Độ ra của pít tông và tốc độ bơm không bao giờ giống nhau).

- Khi căng lại được thực hiện ở 1 cấp trung gian, việc đo độ dẫn dài được tiến hành trước khi hạ áp suất. Nếu lần căng lại này được thực hiện ở cấp áp suất không tương đương với cấp trung gian thì không cần phải đo.

13.3.1.7. Căng các bó cáp 19 T 15.2

a/ Căng cáp 1 đầu

* Kích được lắp vào 1 đầu cáp căng theo trình tự :

- Các ống mềm thuỷ lực được nối máy bơm dầu với kích
- Bơm tới $0,1 P_0$.
- Đóng các nút neo vào phía thụ động (ống tuýp đóng nút neo và búa).
- Bơm lên $0,2 P_0$ (cấp trung gian P1).
- Lắp con trở đo vào cả hai đầu chủ động và bị động.
- Bơm lên $0,4 P_0$ (cấp trung gian P2). Đo độ dẫn dài ở đầu chủ động, đo độ xê dịch của con trở ở phía thụ động về phía đầu kéo ghi lại vào phiếu căng kéo.
- Bơm lên $0,6 P_0$ (cấp trung gian P3). Đo độ dẫn dài ở đầu chủ động, đo độ xê dịch của con trở ở phía thụ động về phía đầu kéo ghi lại vào phiếu căng kéo.
- Bơm lên $0,8 P_0$ (cấp trung gian P4). Đo độ dẫn dài ở đầu chủ động, đo độ xê dịch của con trở ở phía thụ động về phía đầu kéo ghi lại vào phiếu căng kéo.
- Bơm lên $0,9 P_0$ (cấp trung gian Pa). Đo độ dẫn dài ở đầu chủ động, đo độ xê dịch của con trở ở phía thụ động về phía đầu kéo ghi lại vào phiếu căng kéo.

Độ dẫn dài được tính bằng cách lấy độ dẫn dài ở đầu phía chủ động trừ đi độ dịch chuyển của con trở ở đầu bị động về phía đầu kéo.

- Người phụ trách tính độ dẫn dài báo động Aa.

- Nếu không có sự cố nào đáng kể (Độ dẫn dài đo được ở cấp áp lực $0,9 P_0$ nằm trong khoảng $0,95 Aa$ đến $1,1 Aa$) thì bơm lên P_0 , độ dẫn dài được đo tính theo cách trên và ghi lại vào phiếu căng kéo.

- Tính độ dẫn dài cuối cùng A_0 .

- Nếu không có sự cố nào đáng kể, hạ kích về $0,05P_0$ kiểm tra độ tụt của các nút neo.
- Hạ kích về 0 và tháo kích ra.
- Sau khi được TVGS và chủ công trình thống nhất ký văn bản (phiếu căng kéo), các đuôi tảo cáp được cắt đều và các măng sông của lỗ phun được hàn lại.

b/ Căng cáp 2 đầu

* Kích được lắp vào 2 đầu cáp và căng theo trình tự :

- Các ống mềm thủy lực được nối máy bơm dầu với kích.
- Hai người thợ điều khiển **đồng loạt** bơm lên $0,2 P_0$ (cấp trung gian P1).
- Lắp con trở đo vào cả hai đầu kéo.
- Hai người thợ điều khiển bơm **đồng loạt** lên $0,4 P_0$ (cấp trung gian P2). Độ dẫn dài được đo tính bằng tổng độ dẫn dài ở cả hai đầu và ghi lại vào phiếu căng kéo của người phụ trách.
- Hai người thợ điều khiển **đồng loạt** bơm lên $0,6 P_0$ (cấp trung gian P3).

Độ dẫn dài được đo tính bằng tổng độ dẫn dài ở cả hai đầu và ghi lại vào phiếu căng kéo của người phụ trách.

- Hai người thợ điều khiển **đồng loạt** bơm lên $0,8 P_0$ (cấp trung gian P4). Độ dẫn dài được đo tính bằng tổng độ dẫn dài ở cả hai đầu và ghi lại vào phiếu căng kéo của người phụ trách.

- Hai người thợ điều khiển **đồng loạt** bơm lên $0,9 P_0$ (cấp trung gian Pa). Độ dẫn dài được đo tính bằng tổng độ dẫn dài ở cả hai đầu và ghi lại vào phiếu căng kéo của người phụ trách.

- Người phụ trách tính độ dẫn dài báo động Aa.

- Nếu không có sự cố nào đáng kể (Độ dẫn dài đo được ở cấp áp lực Pa nằm trong khoảng $0,95 Aa$ đến $1,1 Aa$). Người thợ điều khiển **đồng loạt** bơm lên cấp P_0 . Độ dẫn dài được đo tính và ghi lại vào phiếu căng kéo của người phụ trách.

- Người phụ trách tính độ dẫn dài báo động A_0 .

- Nếu không có sự cố nào đáng kể, hồi kích về $0,05 P_0$ kiểm tra độ tụt của các nút neo ở mỗi đầu.

- Người điều khiển bơm hạ áp suất xuống không, hồi kích và tháo ra.

- Sau khi được TVGS và chủ công trình thống nhất ký văn bản (phiếu căng kéo), các đuôi tảo cáp được cắt đều và các măng sông của lỗ phun được hàn lại.

Chú ý :

- Khi căng các bó dài độ dẫn dài lớn hơn hành trình của kích (hành trình của K500 không được $> 240\text{mm}$) nên khi hành trình của kích đã đạt đến 230mm người điều khiển phải lập tức ngừng bơm để tiến hành căng lại (như đã nêu ở mục trên).

- Phải ngừng ngay căng kéo khi đã đạt $1,1Aa$ ngay cả khi P_0 chưa đạt để xử lý.

- Khi căng lại được thực hiện ở 1 cấp trung gian, việc đo được tiến hành trước khi hạ áp suất. Nếu lần căng lại này được thực hiện ở cấp áp suất không tương đương với cấp trung gian thì không cần phải đo.

Chú ý : Trong mọi trường hợp căng cáp phải ngừng ngay khi đã áp dụng P_0 dù đạt được độ dẫn dài nào để xem xét xử lý như các trường hợp nêu trên.

13.3.1.8. Các trường hợp xử lý

1/ Kiểm tra độ dẫn dài báo động A_a

- Ở áp lực báo động P_a , người phụ trách tính độ dẫn dài báo động A_a và xem độ dẫn dài này có nằm trong khoảng $0,95 A_a$ đến $1,1 A_a$ không.

* Trường hợp 1: $0,95 A_a < A_a \text{ thực} < 1,1 A_a$.

+ Căng tiếp cho đến P_0 .

* Trường hợp 2: $A_a \text{ thực} > 1,1 A_a$.

+ Người phụ trách kiểm tra các tính toán của mình về độ dẫn dài trên phiếu căng kéo.

Nếu không có sai số : Người phụ trách tính ngoại suy A_0

$$A_0 = (A_a \times P_0) / P_a$$

Sau đó vừa tiếp tục căng vừa kiểm tra độ dẫn dài cuối cùng sao cho độ dẫn dài không vượt quá $1,1 A_0$ và cố gắng để mỗi đầu có cùng 1 áp suất. (Tiến hành mỗi đợt 10 bar).

Nếu có sai số: người phụ trách chữa lại các giá trị và tiến hành như các trường hợp đã nêu ở đây.

* Trường hợp 3: $A_a \text{ thực} < 0,95 A_a$:

- Người phụ trách kiểm tra các tính toán của mình về độ dẫn dài trên phiếu căng kéo.

Nếu không có sai số: Tiếp tục căng cho tới P_0 và ghi độ dẫn dài cuối cùng A_0 vào phiếu kiểm tra căng kéo.

Nếu có sai số : người phụ trách chữa lại các giá trị.

a). Nếu $0,95 A_a < A_a \text{ thực} < 1,1 A_a$. Căng tiếp cho đến P_0 .

b). Nếu $A_a \text{ thực} > 1,1 A_a \Rightarrow$ Xem trường hợp 2.

c). Nếu $A_a \text{ thực} < 0,95 A_a$ tiếp tục căng cho tới P_0 và ghi độ dẫn dài cuối cùng A_0 vào phiếu kiểm tra căng kéo.

2/ Đứt toàn phần hoặc từng phần 1 hoặc nhiều tào cáp

+ Do nhiều lý do khác nhau, sự cố nghiêm trọng này có thể xảy ra trong khi căng kéo.

* Trường hợp 1 : Vài sợi cáp vượt quá đầu của tào cáp :

- Triệu chứng này là bằng chứng cho thấy 1 số sợi cáp đã bị đứt ở gần neo. Nguyên nhân có thể do sút mẻ do luồn qua kích, hoặc do lỗi của lớp vỏ bọc hoặc lỗi từ luyện kim. Phải ngừng căng kéo lại và xem xét kiểm tra.

- Nếu 3 hoặc 4 sợi trượt lên thì có thể tiếp tục căng bình thường.
- Nếu quá 4 sợi trượt lên thì xem trường hợp 2.

** Trường hợp 2 :*

- Nhiều sợi lòi lên đầu của tao cáp hoặc cả 1 tao cáp lòi ra ở đằng sau kích, dấu hiệu này là bằng chứng cho thấy 1 hoặc nhiều tao cáp đã bị đứt hoàn toàn. Nguyên nhân có thể do lỗi của lớp vỏ bọc hoặc lỗi từ luyện kim.

- Phải ngừng ngay căng kéo lại và xem xét. Người phụ trách ghi áp suất trong kích, những người điều khiển hạ áp suất xuống 0 Bar cho hồi kích vào và kéo kích ra.

- Theo dõi và xem có thể tiếp tục căng được không, người phụ trách tính P_0 cho số tao cáp còn lại. Thí dụ: nếu 11 tao cáp còn lại trong số 12 tao thì:

$P_0 = (P_0 \times 11) / 12$, A_0 còn lại không thay đổi. Sự thay đổi này được áp dụng cho cả hai đầu cáp.

- Sau khi xem độ tụt của các nút neo và trước khi hạ áp lực xuống 0 Bar, đánh dấu lên các tao cáp xem có bị trượt sau khi tháo kích ra không.

3/ Kiểm tra độ dẫn dài cuối cùng A_0

Ở áp lực cuối cùng P_0 người phụ trách tính độ dẫn dài A_0 và kiểm tra xem A_a thực có nằm trong khoảng 0,95 A_a và 1,1 A_a không. Nếu việc kiểm tra A_a được thực hiện chuẩn thì 0,95 $A_0 < A_0$ thực < 1,1 A_0 .

4/ Kiểm tra độ tụt của nút neo

Lực truyền từ kích thủy lực đến neo chủ động gây ra hiện tượng nút neo bị tụt. Độ tụt này của nút neo phải được kiểm tra, sau khi áp dụng P_0 người phụ trách kết thúc tính toán. Nếu không có sự cố nào đáng kể người điều khiển cho hạ áp suất xuống 50 bar và thực hiện phép đo mới giữa con trở đo và kích thủy lực.

Tính toán độ tụt tổng:

Độ tụt tổng = độ tụt các nút neo + độ co ngót đàn hồi của đoạn cáp giữa neo chủ động đến neo công tác phía sau kích.

Người phụ trách tính độ tụt tĩnh:

Độ tụt tĩnh = độ tụt tổng - độ hiệu chỉnh của các nút neo.

13.3.2. Ví dụ về biên bản căng cáp dự ứng lực

Sau đây nêu một ví dụ về nội dung của một biên bản căng cáp dự ứng lực đã áp dụng ở công trường cầu QC. Qua đây có thể hiểu rõ về cách quản lý chất lượng công tác căng cáp DUL cầu đúc hẫng.

Ví dụ mẫu “Biên bản căng kéo cáp dự ứng lực”

Vị trí dầm : Bó số : Ngày :
 Chiều dài bó cáp : Tên khối : từ đốt : đến đốt.....
 Lực căng kéo P_0 :
 Độ dãn dài lý thuyết :
 Độ dãn dài báo động :

Bản theo dõi căng kéo

Cấp lực	Áp lực đồng hồ kG/cm ²	Số đọc		Độ dãn dài		
		Đầu A mm	Đầu B mm	Đầu A mm	Đầu B mm	Tổng cộng mm
Đv						
0,2 P_0						
0,4 P_0						
0,6 P_0						
0,8 P_0						
P_0						
0						

Độ tụt neo		
Đầu A mm	Đầu B mm	Tổng cộng mm

Ghi chú :

.....

Đơn vị thi công

Nhà thầu

Giám sát hiện trường

13.3.3. Bơm vữa bảo vệ cáp dự ứng lực

13.3.3.1. Chọn cấp phối vữa

- Phun vữa xi măng vào các ống gen là để đảm bảo 1 lớp bảo hộ hoàn hảo cho các cáp thép dự ứng lực để tránh các tác nhân ăn mòn như nước chẳng hạn.

- Vữa xi măng đông cứng đảm bảo mối liên kết cơ học giữa các bó cáp với cấu trúc cầu.

Vữa dùng để bơm bảo vệ cáp phải thoả mãn các yêu cầu của thiết kế.

Với kết quả thí nghiệm mẫu vữa trong phòng thí nghiệm và thực tế tại hiện trường, chọn tỷ lệ vữa phù hợp để bơm cho tất cả các bó cáp:

13.3.3.2. Bơm vữa các bó cáp

- Khi căng cáp xong tiến hành bơm vữa bảo quản cáp ngay (Không để chậm quá 4 ngày).

13.3.3.3. Kiểm tra độ kín của ống gen

- Trước khi bơm vữa ép cáp, mỗi ống gen phải được thí nghiệm bằng khí nén để đảm bảo các ống thông hơi được tốt và ống gen được khô.

*** Cách làm**

- a). Sau khi tạo đường ren trên ống thông gió, nối vào đầu 1 đầu nối nhanh.
- b). Một ống mềm dẫn khí nén có trang bị 1 van và 1 áp kế 0/10 Bar được nối vào ống phun.
- c). Van mở và khí thoát ra qua các ống thoát giữa, nó cho phép kiểm tra vận hành của chúng.
- d). Các ống tháo rửa được đóng lại bằng cách gấp lại và lấy dây thép buộc. Để cho áp lực lên tới tối đa 3 Bar.

e). Việc thử áp lực này là kiểm tra độ kín của các ống gen, áp lực này phải kéo dài trong 3 phút và độ tụt cho phép của áp lực là 1 Bar trong 3 phút.

f). Nếu áp lực tụt nhanh hơn phải tìm ra nguyên nhân và sửa chữa sau đó thử lại bằng hơi.

- Khi các thí nghiệm hơi đã được tiến hành và các cáp đều có thể phun vữa được, người phụ trách phun vữa tính và chuẩn bị lượng xi măng cần thiết cho đợt phun đã được báo trước (Biết trước số ống cần phun).

Việc chuẩn bị xi măng phải tiến hành trước phun vữa 1 ngày. Khối lượng vữa cần thiết cho ống gen $\phi 80$ là $3,3\text{lít} / 1\text{m} \times 1,2 = 4\text{lít} / \text{m}$. (1,2 : là hệ số hao hụt).

- Bố trí trạm trộn, bơm phun chính và 1 bơm dự phòng, thùng nước, bơm nước, máy phát điện dự phòng, máy nén khí. Phải chuẩn bị trước 1 ngày.

- Nếu nước cần phải làm lạnh, cho đá cây vào trong thùng nước đêm hôm trước ngày phun vữa (các đợt phun vữa bao giờ cũng phải bắt đầu từ sáng sớm).

- Ngày bơm vữa, cần phải chuẩn bị đầy đủ các thiết bị sau đây :

- + Phương tiện thông tin liên lạc (ít nhất hai máy bộ đàm).
- + Lượng phụ gia đầy đủ.
- + Thùng đóng phụ gia để rót phụ gia vào.
- + Dụng cụ liên quan cần thiết (Bơm hoặc ống mềm).
- + Đủ số lượng ống phun mềm.
- + Các ống mềm dẫn khí nén.
- + Đầu nối nhanh cho các ống thông hơi và ống phun mềm.

- + Phễu MARSCH.
- + Đồng hồ bấm giây.
- + 1 ống nghiệm có khắc độ 1000ml.
- + 3 ống nghiệm có khắc độ 300ml.
- + 3 khuôn lập phương 5 x 5 x 5cm để lấy mẫu ép 28 ngày.
- + 3 khuôn 4 x 4 x 16cm để thí nghiệm uốn sau 28 ngày.
- + 5 xô để lấy vữa thải.
- + 1 máy bơm nước áp lực cao để rửa dụng cụ.
- Trước khi sản xuất vữa phải bôi 1 lớp dầu chống dính vào trạm trộn và máy bơm vữa.
- Trước khi bơm, cho bơm vận hành với 1 thùng nước để chắc chắn là không bị hở.
- Trong trường hợp bị hở hơi phải tìm ra nguyên nhân, sửa chữa và thử lại (tốt nhất là tiến hành các thao tác này ngay trước hôm bơm vữa).
- Thời gian bơm vữa phải luôn có 1 thợ điện thường trực.

13.3.3.4. Bơm vữa

- 1/ Khi bắt đầu bơm vữa người phụ trách phải kiểm tra và ghi lại :
 - Độ lỏng: Giá trị lấy được với giá trị khi thí nghiệm cấp phối mẫu không được chênh nhau quá ± 3 giây.
 - Độ rỉ nước: 1 ống nghiệm 200 ml được rót đầy và kiểm tra độ rỉ ra trong vòng 3h.
 - Nhiệt độ: Đo nhiệt độ môi trường, nước, phụ gia, xi măng.
- 2/ Trong khi phun vữa người phụ trách kiểm tra và ghi lại:
 - Độ lỏng khi sản xuất (3 lần).
 - Độ lỏng khi vào và ra ống gen (2 lần). Giá trị giữa đầu vào và ra không được chênh nhau quá 4 giây.
 - Độ rỉ nước : Lấy 1 ống nghiệm ở đầu vào và đầu ra của ống gen.
 - Nhiệt độ : Đo nhiệt độ môi trường, nước, phụ gia, vữa.
 - Đúc mẫu vữa lập phương.
- 3/ Bơm lắp ống gen:
 - Người điều khiển máy bơm cũng như người điều khiển theo dõi tiến độ của vữa luôn phải có 1 máy bộ đàm.
 - Sục các ống mềm và cố định chúng vào thùng vữa của trạm trộn CM 200 L.
 - Cho bơm chạy cho đến khi vữa bắt đầu ra ở đầu ống phun mềm. Nghe mệnh lệnh qua máy bộ đàm để dừng bơm và đóng van ống phun mềm lại.
 - Nối ống mềm vào đầu lỗ phun, các ống thông hơi trung gian bao giờ cũng phải mở hết.

- Theo mệnh lệnh qua máy bộ đàm, bắt đầu tăng dần lưu lượng của bơm lên. Tốc độ bơm lý tưởng là từ 16 đến 20m / 1 phút.

- Một người điều khiển giữ đầu ra của ống thông hơi trung gian vào trong xô, để cho vữa chảy và cho đến khi vữa đông chất và không có bọt khí, thường thì nên để cho vữa chảy từ 3 đến 6 lít, khi đã thoả mãn các điều kiện này gập ống thông hơi lại.

- Khi vữa xuất hiện ở đầu ống thông cuối cùng, để cho vữa chảy và cho đến khi vữa đông chất và không có bọt khí, thường thì nên để cho vữa chảy từ 6 đến 10 lít (Nơi mà người điều khiển giữ đầu ra vào trong xô) thì giảm tốc độ bơm, việc tẩy tháo được thực hiện và ống thông được gập lại cùng lúc bơm dừng.

- Người cầm bộ đàm ra lệnh để áp lực 5 Bar trong 1 phút. Việc sử dụng áp lực thực hiện với chế độ tối thiểu của bơm.

- Khi áp suất đã thoả mãn, người điều khiển ra lệnh đóng van của lỗ thông và của ống phun mềm và nối vào các bó cáp tiếp theo.

Chú ý : Người điều khiển bơm phải đảm bảo cho các ống hút mềm chìm hẳn vào trong vữa và không hút khí vào. Nếu mực vữa trong thùng còn quá ít, cho bơm vận hành ở chế độ tối thiểu thậm chí dừng lại và chờ 1 hoặc 2 mẻ vữa phụ rót vào thùng chứa.

13.3.3.5. Kiểm tra chất lượng

1/ Kiểm tra vữa:

- Lượng nước / xi măng / phụ gia.

+ Lượng nước sử dụng cho 100 kg xi măng.

+ Lượng phụ gia sử dụng cho 100 kg xi măng:

2/ Kiểm tra độ lỏng:

- Độ lỏng của vữa được kiểm tra bằng nón phễu MARSCH, thời gian chảy của 1 lít vữa phải ở trong khoảng 12 - 14 giây ở nơi sản xuất và không được vượt quá 25 giây sau 3h, trong vòng 4h cứ sau 30 phút kiểm tra 1 lần.

- Giá trị lấy được với giá trị khi thí nghiệm cấp phối mẫu không được chênh nhau quá ± 3 giây.

3/ Độ rỉ nước:

- Dùng 1 ống nghiệm 200 ml được rót đầy và kiểm tra độ rỉ ra ở bề mặt vữa không được vượt quá 2% trong vòng 3h.

4/ Nhiệt độ:

- Nhiệt độ của vữa được đo 30 phút 1 lần trong vòng 4h. Nhiệt độ của vữa không được quá 30⁰ nếu nhiệt độ lớn hơn 30⁰ thì có nghĩa là nước phải được làm lạnh bớt.

5/ Kiểm tra cường độ cơ học

- Khi liều lượng nước đã ổn định, lấy các mẫu thử để kiểm tra cường độ cơ học của vữa. Lấy các mẫu sau đây :

+ Mẫu lập phương 5 x 5 x 5cm để kiểm tra cường độ chịu nén.

+ Mẫu 4 x 4 x 16cm để kiểm tra cường độ chịu uốn.

6/ Kiểm tra độ co ngót

- Độ co ngót phải được đo bằng khối 4 x 4 x 16cm nó phải < 0,03%.

7/ Kiểm tra thời gian bắt đầu và kết thúc đông kết

- Vữa phun không được bắt đầu đông cứng trước 3h và phải kết thúc trước 24h.

13.4. LẮP DỤNG XE ĐÚC, THỬ TẢI XE ĐÚC

13.4.1. Nguyên tắc chung

Trước khi đưa xe đúc vào sử dụng phải kiểm tra, thử tải với tải trọng bằng 1,25 lần tải trọng khối đúc lớn nhất. Khi thử tải cần đo độ võng xe đúc ứng với tải trọng các đốt, căn cứ vào đó sau này có thể dùng số liệu đó để điều chỉnh cao độ ván khuôn cho phù hợp (theo đề cương thử tải chi tiết).

13.4.2. Sai số cho phép, công tác nghiệm thu

1/ Kích thước chi tiết cấu kiện phải được kiểm tra ngay sau khi dựng ván khuôn, sai số cho phép quy định như sau:

- Chiều dày thành hộp : 505^{+5}_{-0} mm.

- Chiều dày bản đáy hộp : 300^{+5}_{-0} mm.

- Chiều dày bản đáy hộp : h^{+5}_{-0} mm.

2/ Kích thước mặt cắt hộp phải được kiểm tra ngay sau khi đúc xong một khối, sai số cho phép quy định:

- Bề rộng bản mặt : $B \pm 5$ mm.

- Bề rộng đáy hộp : $b \pm 5$ mm.

- Chiều cao đốt : $h \pm 5$ mm.

- Đường tim đốt : ± 5 mm.

3/ Khi tháo ván khuôn phải có biện pháp ngăn ngừa đốt bị sứt mẻ, hư hỏng. Nếu cục bộ bị sứt mẻ phải có biện pháp xử lý tỉ mỉ, đảm bảo tiêu chuẩn kỹ thuật.

4/ Khi đổ bê tông và trước khi căng kéo DUL, nhất thiết các khối phải có lý lịch đầy đủ, rõ ràng, đảm bảo các chỉ tiêu kỹ thuật quy định.

5/ Khi kéo thép xong cần phải kiểm tra tổng thể cả dầm khung T.

Quy định sai số cho phép như sau:

Chiều dài toàn cánh T : $L_1 \pm 10$ mm.

Chiều cao hộp tại mặt cắt : $h \pm 5$ mm.

13.5. VÍ DỤ ĐƠN GIẢN TÍNH TOÁN ĐÀ GIÁO MỞ RỘNG TRỤ

13.5.1. Sơ đồ kết cấu

Sử dụng dàn thép chống tựa lên thân trụ để đỡ kết cấu nhịp. Các kích thước cơ bản được thể hiện trên hình vẽ. Ở đây ta chỉ cần tính các thanh trong hệ dàn đỡ, còn ván khuôn đáy và ván khuôn thành bên không yêu cầu phải tính.

13.5.2. Các tải trọng tác dụng

Trọng lượng bản thân của các thanh dàn : bỏ qua

- Trọng lượng BT (g_1)
- Trọng lượng hệ thống ván khuôn, ở đây sử dụng ván khuôn có ván lát bằng gỗ, khung thép : trọng lượng có thể tạm chọn 1,15T trên $1m^3$ bê tông (g_2)

- Trọng lượng của người và các thiết bị thi công (g_3)

Khi tính toán ván lát và các kết cấu trực tiếp đỡ chúng : $2,5T/m^2$

Khi tính toán các mặt sau ván lấy $1,5T/m^2$

Khi tính toán cột chống đỡ các cấu kiện : $1,0T/m^2$

Các tải có thể coi phân bố đều trên tám ván khuôn đáy và truyền vào các nút của dàn theo tỉ lệ diện tích.

- Trọng lượng BT (g_1)

$$g_1 = n \cdot \gamma_b \cdot V_b = 1,2 \cdot 2,5 \cdot 72,731 = 218,193(T) \Rightarrow g_1 = 6,926 (T/m^2)$$

- Trọng lượng hệ thống ván khuôn, ở đây sử dụng ván khuôn có ván lát bằng gỗ, khung thép : trọng lượng có thể tạm chọn 1,15T trên $1m^3$ bê tông (g_2)

$$g_2 = n \cdot \frac{1,15 \cdot V_{bt}}{F} = 1,1 \cdot \frac{1,15 \cdot 72,731}{6,5,25} = 2,655 T/m^2 \quad (\text{hệ số vượt tải } 1,1)$$

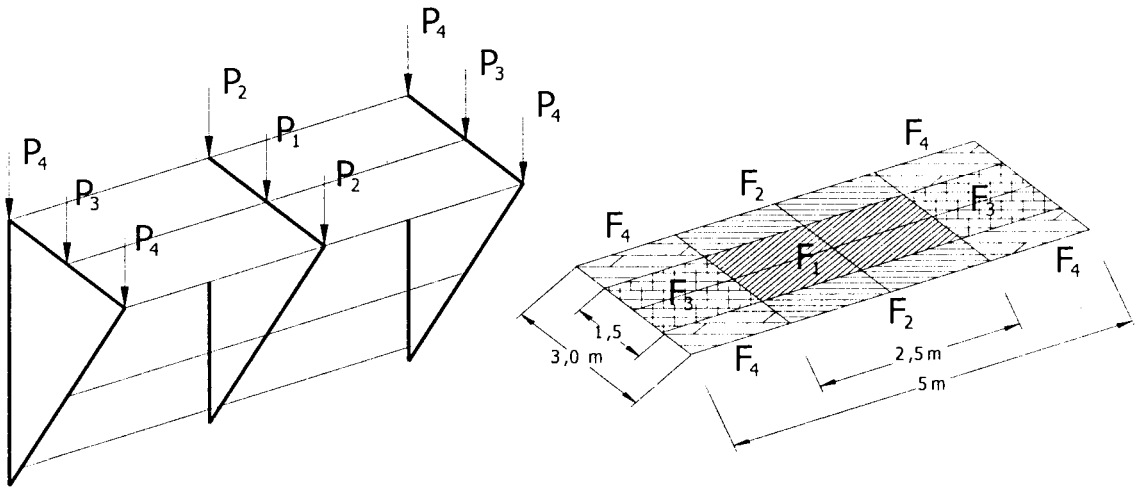
- Trọng lượng của người và các thiết bị thi công (g_3): Khi tính toán cột chống đỡ các cấu kiện : $1,0T/m^2$

$$g_3 = 1,3 \times 1,0 = 1,3 T/m^2$$

Tổng tải trọng phân bố đều trên tám ván khuôn đáy :

$$g = \sum_1^3 g_i = 10,88 T/m^2$$

Các tải trọng trên có thể coi phân bố đều trên tám ván khuôn đáy và truyền vào các nút của dàn theo tỉ lệ diện tích.



Hình 13.12. Sơ đồ tải trọng

Khi đó giá trị tải trọng tập trung quy đổi về nút sẽ là :

$$P_1 = g.F_1 = 10,88 \times (2,625 \times 2,5) = 71,74 \text{ T}$$

$$P_2 = g.F_2 = 10,88 \times (1,3125 \times 2,5) = 35,87 \text{ T}$$

$$P_3 = g.F_3 = 10,88 \times (2,625 \times 1,25) = 35,87 \text{ T}$$

$$P_4 = g.F_4 = 10,88 \times (1,3125 \times 1,25) = 17,935 \text{ T}$$

13.5.3. Tính toán nội lực và chọn tiết diện thanh

Để đơn giản ở đây ta coi các dầm làm việc độc lập nên ta chỉ cần tính hệ dầm ở giữa, sau đó kết quả dùng cho các hệ dầm còn lại.

Sử dụng SAP 2000 để tính toán kết quả.

❖ Chọn tiết diện

- Với thanh BC (phần tử 2) $M_{\max} = 15,92 \text{ Tm}$

$$W_{yc} = \frac{M_{\max}}{R} = \frac{15,92}{20000} \cdot 10^6 = 796 \text{ cm}^3$$

Chọn I40 có $W_x = 947 \text{ cm}^3$, $F = 71,4 \text{ cm}^2$

$$\text{Kiểm tra chịu kéo : } \sigma = \frac{N}{F} = \frac{21,88 \cdot 1000}{71,4} = 306,443 \text{ KG/cm}^2$$

- Thanh AC (phần tử 1)

Thanh chịu nén nên việc tính toán để tìm tiết diện phức tạp hơn. Để đơn giản ta có thể chọn trước tiết diện sau đó kiểm tra lại.

Chọn I 16 có : $F = 20,2 \text{ cm}^2$, $W_x = 109 \text{ cm}^3$; $i_x = 6,57$; $i_y = 1,7$; chiều dài tự do $l_0 = 2 \text{ m}$

Kiểm tra :

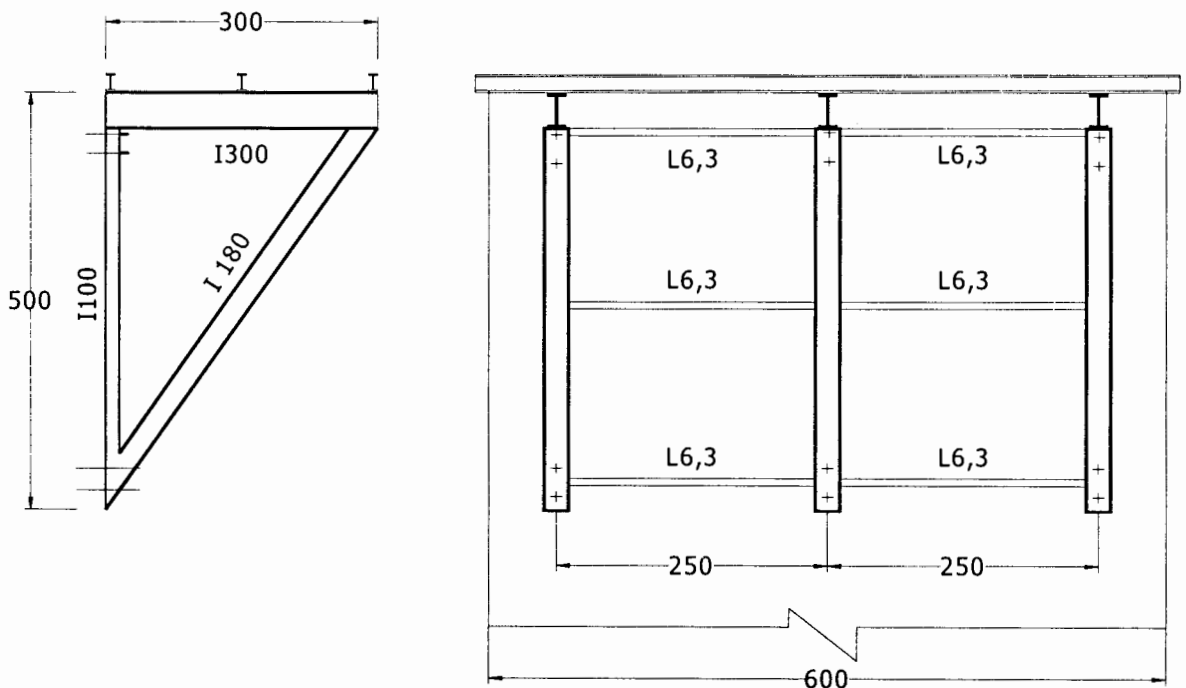
- Độ mảnh : $\lambda_{\max} = \lambda_y = \frac{l_0}{i_y} = \frac{200}{1,7} = 117,6 \leq [\lambda] = 120$
- Từ $\lambda = 117,6$ và $R = 2000 \text{ KG/cm}^2$ tra bảng ta có $\varphi = 0,48$
- Khi đó : $\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} \cdot F} = \frac{23,67.1000}{0,48.20,2} = 2441 \text{ KG/cm}^2 > R = 2000 \text{ KG/cm}^2$: không thoả mãn.

• Chọn lại : Chọn I 18 có : $F = 23,4 \text{ cm}^2$, $W_x = 143 \text{ cm}^3$; $i_x = 7,42$; $i_y = 1,88$; chiều dài tự do $l_0 = 2 \text{ m}$

Kiểm tra :

- Độ mảnh : $\lambda_{\max} = \lambda_y = \frac{l_0}{i_y} = \frac{200}{1,88} = 106,4 \leq [\lambda] = 120$
- Từ $\lambda = 106,4$ và $R = 2000 \text{ KG/cm}^2$ tra bảng ta có $\varphi = 0,57$
- Khi đó : $\sigma = \frac{N}{\varphi_{\min} \cdot F} = \frac{23,67.1000}{0,57.23,4} = 1774,6 \text{ KG/cm}^2 < R = 2000 \text{ KG/cm}^2$: thoả mãn.

- Các thanh còn lại chọn theo cấu tạo :
- Thanh AB : Chọn I10
- Các thanh liên kết ngang chọn L6,3



Hình 13.13. Bố trí dầm giáo

CHƯƠNG 14

THI CÔNG ĐÚC HÃNG CÁC ĐỐT DÂM

MỤC LỤC

14.1. Lắp ráp xe đúc	462
14.2. Chỉnh xe đúc	466
14.3. Điều chỉnh cao độ ván khuôn	466
14.4. Đặt ván khuôn đầu dốc	468
14.5. Buộc cốt thép và ống gen tạo lỗ	468
14.6. Đổ bê tông.....	468
14.7. Luồn cáp	470
14.8. Căng cáp	472
14.9. Bơm vữa	474
14.10. Di chuyển xe đúc.....	477
14.11. Thi công các khối tiếp theo của dầm hẫng.....	481
14.12. Các sự cố thường gặp trong quá trình thi công dầm và cách khắc phục	481
14.13. Sai số cho phép.....	482

Sau khi khối đỉnh trụ được đúc trên đà giáo, các khối còn lại của dầm hẫng được đúc hẫng đối xứng trên xe đúc theo các bước sau đây:

14.1. LẮP RÁP XE ĐÚC

Chỉ được lắp ráp xe đúc lên khối đỉnh trụ K_0 sau khi đã :

- Căng kéo xong các cáp DƯL dọc của khối K_0 .
- Căng kéo xong cáp DƯL ngang của khối K_0 (nếu có)
- Căng kéo xong các thanh neo tạm hoặc bó cáp ứng suất thẳng đứng để neo tạm khối dầm K_0 vào thân trụ.
- Tháo xong đà giáo ván khuôn khối K_0

Trình tự lắp ráp xe đúc như sau:

Bước 1: Công tác chuẩn bị

Kiểm tra toàn bộ vị trí các lỗ chờ để neo xe đúc và để neo ván khuôn mà đã được bố trí ở bản đáy và bản mặt theo bản vẽ thiết kế.

Để lắp các bộ phận của xe đúc cần dùng một cần cẩu hoặc một thiết bị nâng có sức nâng ít nhất khoảng 15 tấn với chiều cao nâng 16m. (Ví dụ cần cẩu 25 tấn thông dụng có thể đặt trên hệ phao nổi cỡ 400 Tấn)

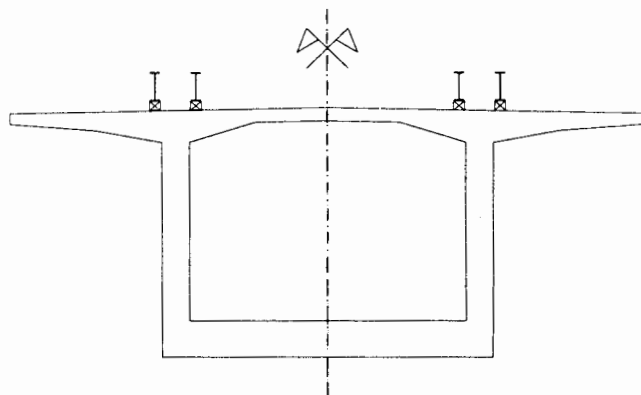
Xác định tim dọc, tim ngang cầu tại khối đỉnh trụ.

Chuẩn bị các nêm gỗ, các loại thanh tà vẹt gỗ theo các loại để kê dầm ray và đặt ở bản đệm của thanh treo ván khuôn (nêm gỗ này có tác dụng triệt tiêu độ dốc ngang mặt cầu).

Chuẩn bị 4 pa-lăng xích từ $0,5 \div 1,5T$ và 4 pa-lăng xích từ $10 \div 15T$.

Bước 2: Lắp đặt dầm ray

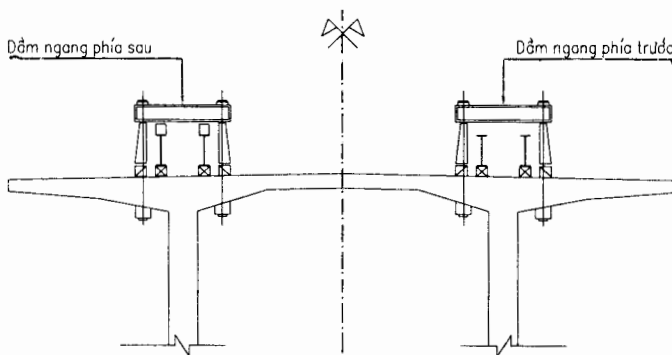
Dùng cần cẩu đặt dầm ray vào vị trí của nó và cố định xuống mặt cầu bằng các dầm ngang và thanh dự ứng suất. Các đai ốc của thanh ứng suất chỉ cần xiết chặt là đủ. Các nêm gỗ ở đáy dầm ray có tác dụng triệt tiêu độ dốc ngang cầu đảm bảo cho dầm ray ở vị trí thẳng đứng (hình 14.1).



Hình 14.1. Lắp đặt dầm ray

Bước 3: Lắp đặt các dầm ngang

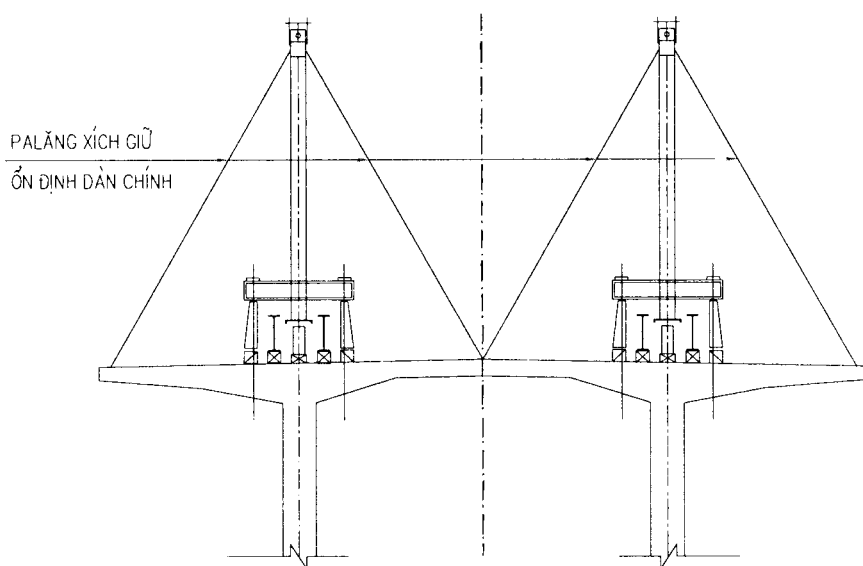
Khi lắp đặt các dầm ngang phía trước và phía sau lên đỉnh dầm ray chú ý đặt bản đệm trượt bằng polime cho dầm ngang phía trước. Gông các dầm ngang phía sau xuống mặt cầu và xiết chặt đai ốc (hình 14.2).



Hình 14.2. Lắp đặt dầm ngang

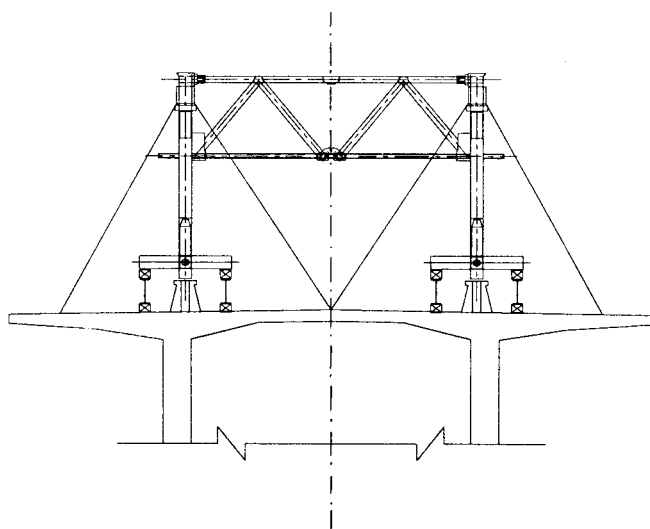
Bước 4: Lắp đặt các dàn chính, các dàn liên kết ngang phía trước và phía sau của dàn chính.

Công tác lắp ráp được tiến hành trên mặt đất hoặc trên hệ nổi tùy thuộc vào vị trí của trụ. Dùng cần cẩu lần lượt đặt các dàn chính vào vị trí và liên kết chúng vào các dầm ngang phía trước và phía sau. Để giữ ổn định cho dàn chính trong bước này cần phải dùng các pa-lăng xích hoặc pa-lăng cáp neo chúng xuống mặt cầu (hình 14.3).

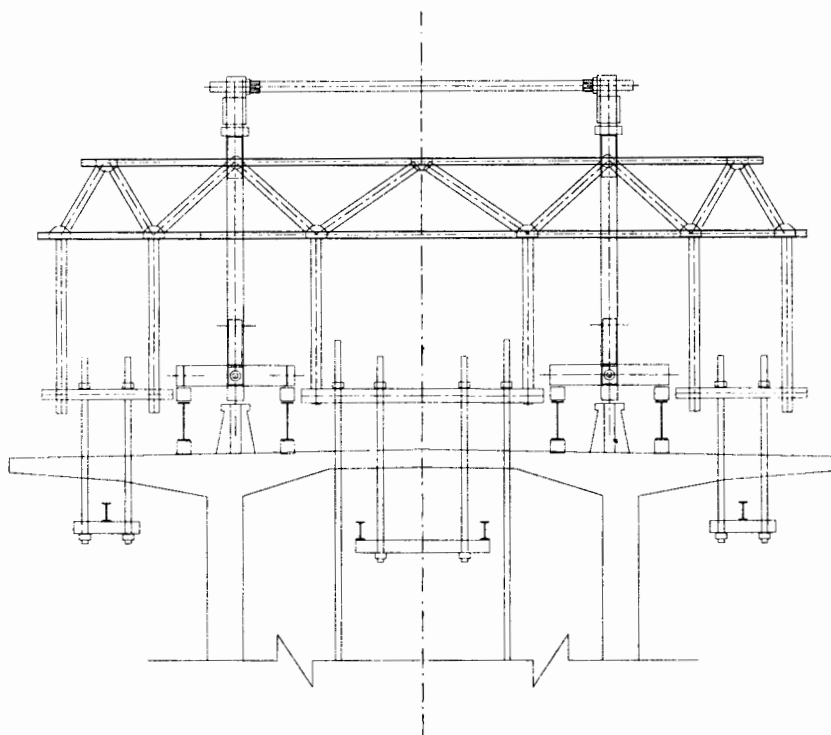


Hình 14.3. Lắp đặt các dàn chính

Lắp đặt dàn liên kết ngang phía sau vào các dàn chính (hình 14.4) sau đó lắp đặt dàn liên kết ngang phía trước và liên kết chúng với dàn chính. Các thanh ứng suất để treo ván khuôn cánh gà và ván khuôn nóc vào dàn liên kết ngang phía trước được lắp vào vị trí. Đặt các thanh ứng suất giằng chéo trên đỉnh của dàn chính và xiết chặt đai ốc. Tháo các pa-lăng xích hoặc pa-lăng cáp giữ ổn định cho dàn chính.



Hình 14.4. Lắp dàn liên kết ngang phía sau



Hình 14.5. Lắp dàn liên kết ngang phía trước

Bước 5: Lắp ván khuôn

Ván khuôn cánh gà được lắp cùng với dầm trượt và dầm ngang đỡ dầm trượt ngoài. Các thanh ứng suất có nhiệm vụ treo ván khuôn cánh gà vào dàn ngang phía trước và mặt cầu. Lắp các khung đỡ ổ trượt của dầm trượt phía ngoài.

Đối với ván khuôn nóc, trước tiên phải lắp các khung đã có ổ trượt, các dầm đỡ ván khuôn nóc, sau đó mới đặt ván khuôn nóc vào vị trí.

Ván khuôn thành trong và ván khuôn thành ngoài được lắp vào vị trí và liên kết với ván khuôn nóc và ván khuôn cánh gà.

Ván khuôn đáy có trọng lượng lớn nhất trong số các tấm ván khuôn của xe đúc. Chúng được lắp ráp trên mặt đất hoặc trên hệ nổi. Nếu lắp trên mặt đất thì vị trí lắp phải đặt ở ngang bên dưới xe đúc, còn nếu lắp ở trên hệ nổi thì có thể lắp ở bên ngoài sau đó vận chuyển đến vị trí. Dùng 4 pa-lăng xích một đầu treo ở dầm trượt ngoài của ván khuôn cánh gà, đầu còn lại treo vào ván khuôn đáy, đồng thời kéo 4 pa-lăng xích đưa ván khuôn đáy vào vị trí cuối cùng. Các thanh ứng suất được dùng để treo ván khuôn đáy vào bản đáy của khối đỉnh trụ và vào dàn ngang phía trước của xe đúc. Đặc biệt chú ý mối nối giữa các thanh ứng suất. Mối nối này phải đảm bảo yêu cầu giống như mối nối các thanh ứng suất dùng trong thân trụ và trong khối đỉnh trụ.

14.2. CHỈNH XE ĐÚC

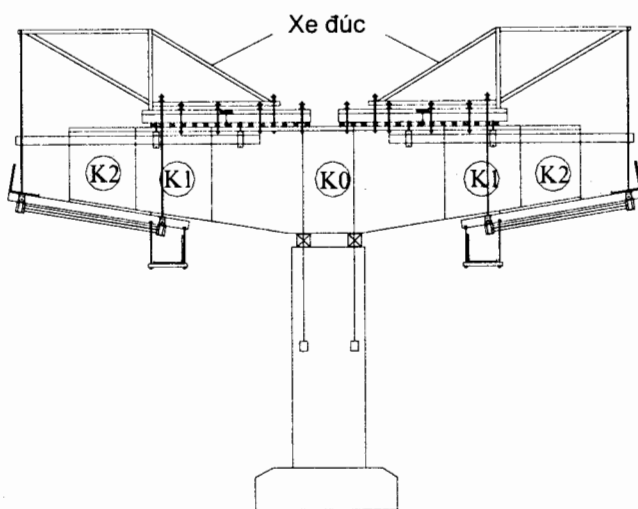
Trước khi chỉnh xe đúc phải kiểm tra vị trí của nó đúng ở vị trí để đổ bê tông.

Có hai yêu cầu chính trong việc chỉnh xe đúc:

- Tim dọc của xe phải trùng với tim dọc của cầu
- Cao độ của dàn chính xe đúc đo tại 4 điểm: 2 điểm tại chân trước và 2 điểm tại chân sau phải bằng nhau.

Có thể lấy một điểm chia đôi dầm treo ván khuôn đáy tại dàn ngang phía trước của xe đúc làm mốc để chỉnh tim dọc xe. Cao độ của dàn chính được chỉnh bằng hai kích chỉnh đặt ở chân trước của xe đúc và các nêm gỗ đặt ở chân chống của hai dầm ngang phía sau.

Khi công việc chỉnh xe đúc đã hoàn thành, dùng kích thông tâm loại nhỏ (năng lực cỡ 50T) căng 4 thanh dự ứng suất neo gông dầm ngang phía sau xuống mặt cầu với một lực khoảng 49T cho mỗi thanh.



Hình 14.6. Thi công hẫng bằng xe đúc

Các điểm cần chú ý khi điều chỉnh xe đúc:

➤ Xe đúc phải hoàn toàn tách khỏi dầm ray, chân trước ngồi trên kích chỉnh phía trước, chân sau ngồi lên các chân chống của dầm ngang phía sau. Dầm ngang phía trước và guốc trượt của dầm ngang phía sau ở trạng thái tự do.

➤ Khi điều chỉnh cao độ bằng kích trước, sau khi đạt cao độ yêu cầu, piston của kích trước được khoá lại bằng vành khoá an toàn. Kích trước được đặt trên một nêm bằng gỗ tứ thiết hoặc bằng thép hình tổ hợp.

➤ Tim xe đúc phải trùng với tim của dầm, việc này có thể chỉnh bằng pa-lăng xích hoặc pa-lăng cáp.

14.3. ĐIỀU CHỈNH CAO ĐỘ VÁN KHUÔN

Cao độ của ván khuôn tại mỗi mặt cắt của mỗi khối phải tính trước và được ghi vào một biểu mẫu. Cao độ tính toán phải tính đến độ võng của cầu, biến dạng của dàn chính xe đúc và độ giãn dài của thanh dự ứng suất treo ván khuôn (Xem mẫu biểu trong phụ lục).

Việc căn chỉnh ván khuôn phải đảm bảo độ chính xác đường tim dầm và cao độ ván khuôn:

+ Sai số về đường tim : 5 mm.

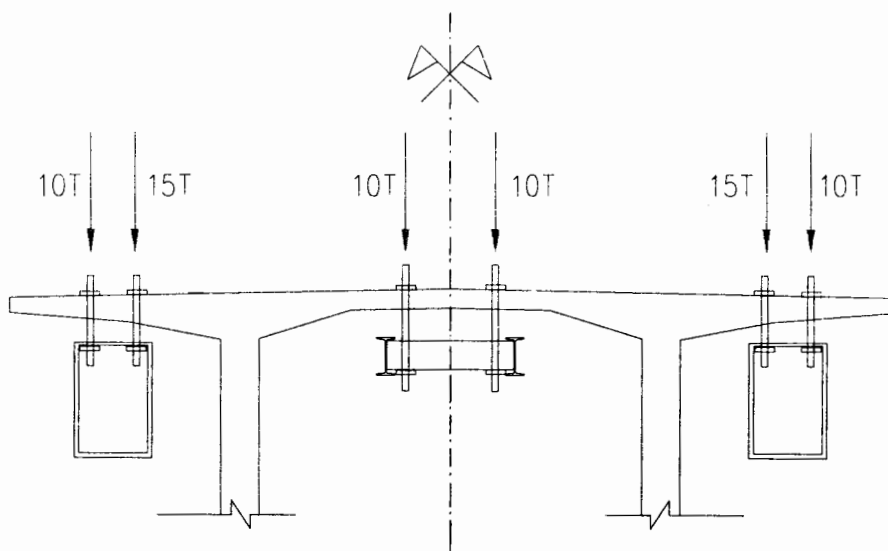
+ Sai số về cao độ : ± 3 mm.

Các số liệu đo đạc cần thực hiện 3 lần để lấy số liệu trung bình và nên tiến hành vào buổi sáng lúc nhiệt độ $\leq 25^{\circ}\text{C}$.

Chỉnh cao độ ván khuôn đáy: Hai thanh ứng suất treo ván khuôn đáy với bản đáy của khối đỉnh trụ được xiết chặt sao cho mặt ván khuôn đáy tiếp xúc với mặt bê tông bản đáy. Dùng hai kích thông tâm loại nhỏ kéo thanh ứng suất treo ván khuôn đáy phía ngoài để điều chỉnh cao độ. Kiểm tra cao độ bằng máy thủy bình và mia. Kiểm tra tim dọc của ván khuôn bằng máy kinh vĩ. Khi cao độ phía ngoài của ván khuôn đã đạt yêu cầu, xiết chặt đai ốc của hai thanh ứng suất phía ngoài, sau đó dùng kích thông tâm loại nhỏ căng hai thanh ứng suất phía trong, cuối cùng kiểm tra lại cao độ tại điểm đã chỉnh.

Chỉnh cao độ ván khuôn cánh gà và ván khuôn nóc: về cơ bản giống như chỉnh ván khuôn đáy, chỉ khác có một điểm là lực căng cho các thanh ứng suất neo chúng vào mặt cầu theo các giá trị ghi ở hình 14.7.

Các thanh giằng giữ cự ly ván khuôn thành dầm (thanh xuyên tảo) cần được luồn qua ống thép $\phi 19/22\text{mm}$, hai đầu có cút nối hình phễu. Cút nối sẽ được tháo ra và lắp vào bằng bê tông sau khi tháo ván khuôn.



Hình 14.7. Giá trị lực của các thanh ứng suất đỡ ván khuôn

Các điểm cần chú ý khi điều chỉnh cao độ ván khuôn:

➤ Các dầm thi công theo công nghệ đúc hẫng do ảnh hưởng của nhiệt độ, đặc biệt là vào mùa hè, dầm hẫng bị võng xuống, khi chỉnh cao độ của ván khuôn có thể vào bất kỳ thời điểm

nào trong ngày nhưng khi đo đạc nghiệm thu phải tiến hành vào sáng sớm, trước khi có ánh nắng mặt trời. Điều đó sẽ hạn chế được sai số cao độ do nhiệt độ.

➤ Tránh mất vữa bê tông do ván khuôn không kín, tại bề mặt tiếp xúc giữa ván khuôn và khối bê tông đã đổ nên đặt một dải xốp ép chặt giữa chúng.

14.4. ĐẶT VÁN KHUÔN ĐẦU ĐỐC

Ván khuôn đầu đốc nên làm bằng gỗ được chế tạo sẵn thành từng mảnh được lắp đặt vào vị trí.

14.5. BUỘC CỐT THÉP VÀ ỐNG GEN TẠO LỖ

Cốt thép của khối được đặt vào vị trí theo bản vẽ thiết kế theo trình tự: bản đáy, hai bên thành, bản mặt. Đặc biệt chú ý cốt thép tăng cường cục bộ tại các đầu neo.

Các ống nhựa PVC được dùng để tạo lỗ chờ cho thanh ứng suất của các khối tiếp theo. Chân các ống nhựa này được cố định bằng một đoạn gỗ tròn dài khoảng 3cm có đường kính bằng đường kính trong của ống, đỉnh của chúng được cố định bằng các thanh $\phi 6$ hàn thành ô vuông buộc vào lưới cốt thép thường. Trong lòng ống nhựa đổ đầy cát, trên đỉnh ống buộc kín bằng giấy xi măng chống vữa bê tông rơi vào trong ống.

Các bản đệm neo được đặt vào vị trí theo bản vẽ thiết kế. Trục của bản đệm neo phải trùng với trục của ống gen và mặt của nó phải vuông góc với trục của ống gen ở 1m đầu tiên của ống gen. Các lỗ thoát vữa (hoặc bơm vữa) phải đặt ở phía trên (điểm cao).

Cốt thép được đặt theo thiết kế và cần lưu ý đến các kết cấu chôn sẵn có liên quan như :

- Cốt thép chôn sẵn cho gờ lan can.
- Cốt thép chôn sẵn cho cột đèn.
- Kết cấu chôn sẵn cho ống thoát nước.
- Các lỗ chừa sẵn để neo xe đúc vào dầm phục vụ cho việc đúc khối tiếp theo. Các ống này thường dùng bằng ống PVC $\phi 70$, bên trong nhồi đầy cát hoặc có nút bịt kín, được buộc cố định vào cốt thép thường, khi đổ xong bê tông, xoay và rút bỏ ống nhựa ra.
- Các hốc neo cho cáp 12 T12,7mm và 3 T12,7mm.
- Các con kê đảm bảo lớp phòng hộ bê tông phải được sản xuất trước có mác vữa tương đương với bê tông đúc dầm, khoảng cách giữa các con kê $50 \div 60$ cm.

14.6. ĐỔ BÊ TÔNG

Bê tông có thể đổ bằng gầu hoặc bằng máy bơm tùy thuộc vào điều kiện công trường. Cấp phối bê tông với các cốt liệu đều phải được thí nghiệm để quyết định từ trước. Tùy theo điều

kiện thi công để quyết định chọn độ sụt bê tông, nói chung thường chọn trong khoảng 14 ± 2 cm đến 16 ± 2 cm. Nhiều cầu đã chọn lúc 3 ngày tuổi bê tông với điều kiện đạt được cường độ $R_{3 \text{ ngày}} = 320 \text{ kg/cm}^2$ là đủ để căng các bó cốt thép DUL.

Trong trường hợp cấp bê tông qua đường ống bơm có chiều dài $\geq 200\text{m}$ thì phải cho thêm phụ gia trợ bơm (ví dụ loại phụ gia SIKA PUMP với tỷ lệ $0,4 \div 0,5\%$ trọng lượng xi măng).

Công tác đổ bê tông chỉ được phép tiến hành khi đã hoàn tất các thủ tục nghiệm thu ván khuôn, cốt thép và các kết cấu chôn sẵn với các kỹ sư tư vấn. Kiểm tra tổng thể cao độ và cao độ đặt trước theo thiết kế quy định.

Kiểm tra kỹ các điều kiện để thi công bê tông: Nguồn cấp bê tông, thiết bị cấp, máy bơm, đường ống, thiết bị đầm, máy phát điện dự phòng...

Khối đúc phía đỉnh dốc phải đổ trước sau đó mới đổ khối kia và đổ liên tục, hoàn thành trong cùng ngày.

Trình tự đổ bê tông trong một khối như sau :

- Đổ bê tông phần bản đáy: đổ từ đầu trong ra phía đầu ngoài khối, đổ ở vị trí hai thành hộp sau đó đổ vào trong, đổ một lớp.

- Đổ bê tông phần thành bê tông được cấp vào qua các cửa sổ của ván khuôn trong, chiều cao mỗi lớp đổ không quá 50cm, độ chênh chiều cao hai bên thành không quá 50cm.

- Các ụ neo (nếu có) được đổ cùng lúc với khối đúc.

- Các vách ngăn được đổ sau khi đúc hẫng khối đó (nếu có). Chú ý chữa lại lỗ công tác trên bản nắp đầm hộp tại vị trí đó và được đổ sau.

- Mỗi khối đầm lấy tối thiểu 3 tổ mẫu bê tông (để thí nghiệm ép mẫu $R_{60 \text{ giờ}}$, $R_{28 \text{ ngày}}$ và một tổ mẫu dự phòng).

- Nhất thiết phải chuẩn bị đầy đủ các thiết bị dự phòng trước khi đổ bê tông như trên

- Sau khi đổ bê tông 12 ÷ 15 giờ, tháo ván khuôn bịt đầu để đục nhám đầu đầm tạo liên kết tốt cho khối sau.

Các điểm cần chú ý khi đổ bê tông:

- Độ sụt của bê tông phải đảm bảo yêu cầu. Muốn vậy, trước mỗi lần đổ bê tông phải xác định độ ẩm của vật liệu, từ đó tính được lượng nước phù hợp cho cấp phối bê tông.

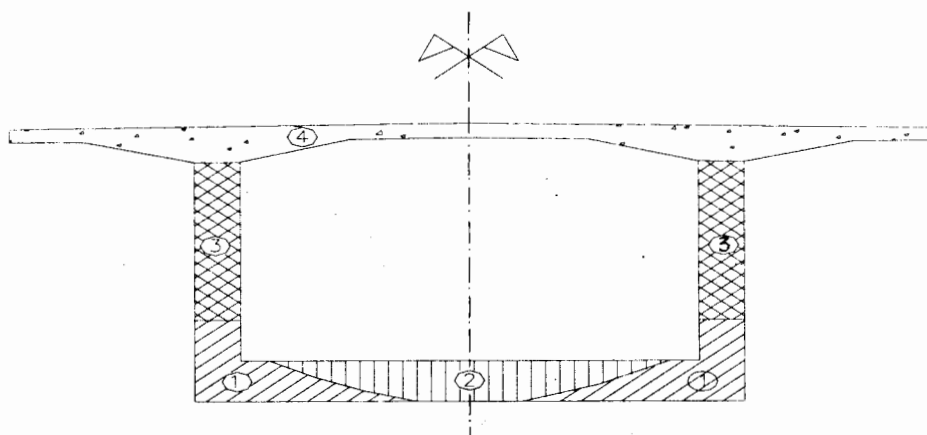
- Chiều cao của bê tông không được quá 1,5m để tránh hiện tượng "sụt chân," bê tông chân thành không giữ được sụt vào bản đáy hộp.

- Khi đổ bê tông cho đáy và thành không được đổ lệch tải quá lớn, tốt nhất chênh cao giữa hai bên thành tối đa là 0,5m.

- Trong lúc đầm bê tông, tại những vị trí gần ống gen phải chú ý tránh va chạm vào ống gen làm cho ống gen có thể bị vỡ. Không được dùng đầm để đẩy bê tông.

- Cần đặc biệt quan tâm đến chất lượng bê tông tại các đầu neo.

- Trong lòng các ống gen tạo lỗ phải đặt các ống nhựa PVC để tránh bẹp ống gen.
- Sau khi đổ bê tông phải dùng "con chuột" để thông tất cả các ống gen.



Hình 14.8. Trình tự đổ bê tông

14.7. LUỒN CÁP

Trong mỗi cuộn cáp đều phải có chứng chỉ của nhà máy sản xuất và phải lấy đi kéo thử tại cơ quan đo lường quốc gia hoặc các chi nhánh của cơ quan đó ở các địa phương. Các chứng chỉ đó thể hiện đường cong quan hệ giữa tải trọng và độ dẫn dài, diện tích đo được, mô đun đàn hồi của cáp cho mỗi lô hàng. Kỹ sư hiện trường phải có các chứng chỉ này để tính toán sự khác biệt giữa độ dẫn dài lý thuyết và độ dẫn dài thực tế của bó cáp.

Trong bất kỳ trường hợp nào, lực kích đối với mỗi tào cáp cũng không được phép vượt quá 0,85 cường độ cực hạn tối thiểu của cáp.

Kích căng cáp được dùng là loại kích phải phù hợp với bó cáp D.U.L về cấu tạo cũng như về lực căng. Kích và đồng hồ áp lực phải được kiểm định trước khi đem vào sử dụng và phải kiểm định định kỳ 6 tháng/lần.

Trước khi đưa cáp vào sử dụng phải kiểm tra. Tào cáp phải không có các vảy gỉ sùi, không bị phủ mỡ, không bị bẩn, bị xước. Lớp gỉ xộp phải được rửa sạch trước khi dùng cáp. Các tào cáp không được để tiếp xúc bụi bẩn và phải được giữ trên mặt bằng sạch đã được chuẩn bị cẩn thận.

Trước khi luồn cáp nên dùng "con chuột" thông các ống gen.

Đối với các bó cáp dài, không thể luồn bằng tay hoặc thủ công được cần phải dùng máy luồn chuyên dụng.

14.7.1. Lắp ráp thiết bị đẩy luồn cáp và bơm thủy lực

Máy đẩy cáp là máy chuyên dụng dùng để đẩy cáp luồn vào trong các ống chứa cáp. Việc lắp ráp máy đẩy cáp phải thỏa mãn các yêu cầu sau:

- Máy đẩy nên bố trí cách đầu neo 1,2m -1,5 m
- Hướng của máy đẩy phải trùng với hướng của bó cáp và được cố định cứng ở vị trí này.
- Khoảng cách giữa máy đẩy và rulô cáp (giá tách cáp) càng ngắn càng tốt.
- Một ống dẫn bằng thép có đường kính trong $\phi 20$ sẽ được dùng để dẫn hướng tao cáp từ đầu máy đẩy vào ống gen.

Bơm thuỷ lực khi lắp đặt phải thoả mãn các yêu cầu sau:

- Bơm phải ở vị trí nằm ngang
- Mức dầu thuỷ lực trong bơm phải đạt yêu cầu
- Đèn kiểm tra bơm để gần máy đẩy cáp
- Điều khiển từ xa nằm ở cuối cáp (đầu phía bên kia của bó cáp)

14.7.2. Luồn cáp vào máy đẩy

- Trước khi luồn cáp vào máy đẩy, đầu cáp phải được cuốn chặt bằng băng dính đen tránh hiện tượng xoắn đầu cáp trong lúc lao cáp
 - Trình tự luồn cáp vào máy đẩy
 - Nâng tay kéo lên
 - Dùng tay đẩy cáp qua máy và ống dẫn
 - Đóng tay kéo xuống và xoay tăng-dơ vận nhẹ nhàng xuống dưới để đạt được sự tỳ sát của các con lăn của xích lên trên cáp
 - Đẩy cáp vào trong ống gen
 - Khởi động máy bơm
 - Đẩy cáp bằng máy với tốc độ chậm cho đến khi cáp nằm trong ống gen khoảng 2m. Trong khi đẩy lực căng phải được điều chỉnh ngay khi xảy ra hiện tượng cáp trượt trên xích. Chú ý tay kéo không được vận quá chặt để tránh tổn thất nhiều lực. Sau khi đã đạt lực căng đúng, tay vận phải cố định lại bằng đai ốc.

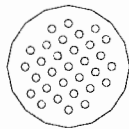
Các chú ý trong khi đẩy cáp:

- Nên dùng đũa chuột thông ống gen trước khi đẩy cáp vào ống
- Để tránh tác động của áp suất cao, phải luôn nhớ tắt dừng máy bằng cách tắt bơm
- Thường xuyên kiểm tra áp lực của máy bơm
- Dừng bơm ngay khi cáp đã được luồn sang tới đầu bên kia của bó cáp. Việc này được thực hiện bằng điều khiển từ xa đặt ở đầu ra của bó cáp
- Không đứng chính diện ở phía đầu ra của tao cáp

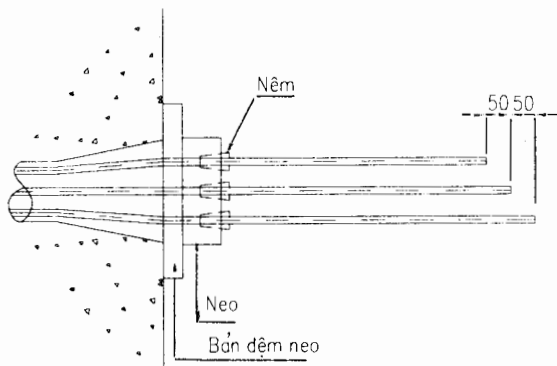
14.8. CĂNG CÁP

14.8.1. Lắp đầu neo

Đầu neo phải được vệ sinh sạch sẽ bằng xăng trước khi lắp đặt



Hình 14.9. Đầu neo cáp



Hình 14.10. Cắt đầu cáp trước khi lắp neo

14.8.2. Đặt nêm (chốt neo)

Trước khi đặt nêm phải kiểm tra chủng loại của nêm sử dụng. Nêm phải cùng nhóm với neo, đệm neo và phải phù hợp với đường kính của tào cáp. Nêm được vệ sinh sạch sẽ bằng xăng trước khi lắp đặt.

Đầu neo phải được tỳ sát vào bản đệm.

Các nêm được cấu tạo từ hai mảnh giống hệt nhau và được lắp riêng từng chiếc vào lỗ neo. Dùng một ống thép có đường kính trong $\phi 16 - \phi 20$ dài khoảng 2m luồn qua từng tào cáp đóng chặt nêm vào lỗ sao cho đầu của hai mảnh nêm của một bộ nêm phải phẳng, không so le.

14.8.3. Lắp bản lỗ đệm đầu kích

Dùng 2 chạc dẫn luồn chéo nhau định vị các tào cáp thành hàng tương ứng với các lỗ ở bản đệm đầu kích sau đó bản lỗ đệm đầu kích được luồn qua.

14.8.4. Lắp kích

Kích và đồng hồ áp lực phải được kiểm định trước khi sử dụng.

Kích được treo vào giá bằng một pa-lăng xích 0,5 T để dễ dàng điều chỉnh cao độ của kích trong lúc căng kéo.

Kích được xỏ qua các tao cáp thông qua các bản dẫn và được đặt tỳ sát vào bản đệm được cố định vị trí bằng cách đẩy bộ tự kẹp về phía đầu kéo.

14.8.5. Căng cáp

Trước khi căng cáp phải đảm bảo chắc chắn trục của kích trùng với trục của bó cáp tại đầu neo và đầu kích tỳ sát vào bản đệm.

Việc căng cáp chỉ được tiến hành khi bê tông đủ cường độ (R bê tông lúc căng $\geq 90\%$ R bê tông thiết kế)

Các số liệu liên quan đến quá trình căng kéo phải được ghi lại:

- Số hiệu của đồng hồ đo, bơm và kích.
- Áp lực ban đầu (so dây) lúc các bó cáp được lấy dấu để đo độ giãn dài. Lực này không được xác định cụ thể, thông thường xác định lực này là dựa vào dấu hiệu của kim đồng hồ bắt đầu tăng đều, áp lực này thường lấy bằng 10% lực căng thiết kế cho bó cáp.
- Áp lực bơm và diện tích piston.
- Độ giãn dài tương ứng với từng cấp áp lực.

Việc đo áp lực bơm có tính đến mất mát ở kích và neo là phương pháp chủ yếu để xác định chính xác lực kích. Áp lực này đọc thông qua đồng hồ áp lực đã được hiệu chỉnh đặt ở trạm bơm.

Trình tự tăng áp lực là 50 bar cho một lần cho đến áp lực thiết kế.

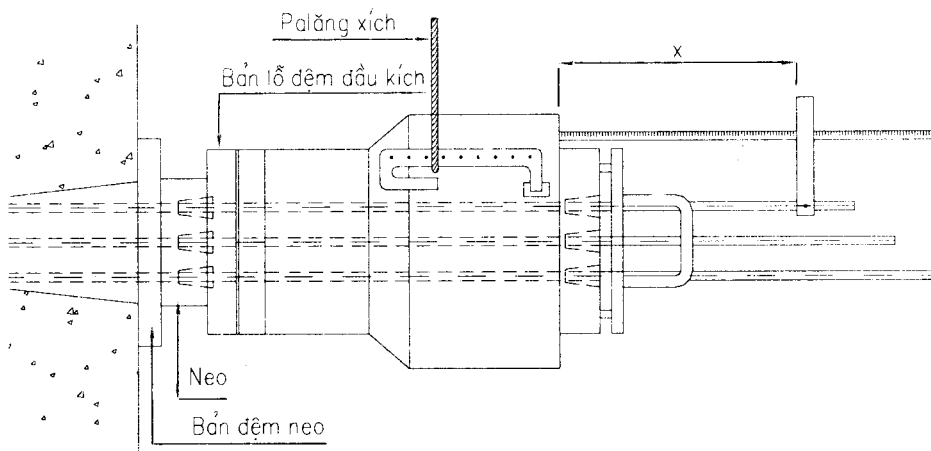
Các chú ý trong quá trình căng cáp:

- Thông thường tại mỗi khối đúc của dầm hẫng có 2 bó cáp phải căng, chúng được căng đồng thời và đối xứng. Nếu có sự chênh lệch về áp lực thì chỉ được phép chênh lệch một cấp
- Khi kích căng cáp bắt đầu chịu lực, các pa-lăng xích treo kích phải thả lỏng.
- Việc tăng áp lực kích phải đều. Khi hạ áp lực kích phải đều và chậm (hiện tượng nê-mơ không neo giữ được cáp hay xảy ra trong lúc hạ áp lực kích do hạ áp lực kích quá nhanh, cáp co lại nhưng không kéo được nê-mơ vào theo).
- Không được đứng chính diện với bó cáp (phía sau kích hoặc neo) khi đang căng.

14.8.6. Đo độ giãn dài của bó cáp

Trước khi tiến hành căng cáp, độ giãn dài của bó cáp cần phải hiệu chỉnh lại căn cứ vào diện tích và mô đun đàn hồi thực tế của tao cáp lấy từ chứng chỉ của cuộn cáp hoặc kết quả thí nghiệm.

Chi tiết về đo đạc và tính toán độ giãn dài của cáp đề nghị xem trong phụ lục.

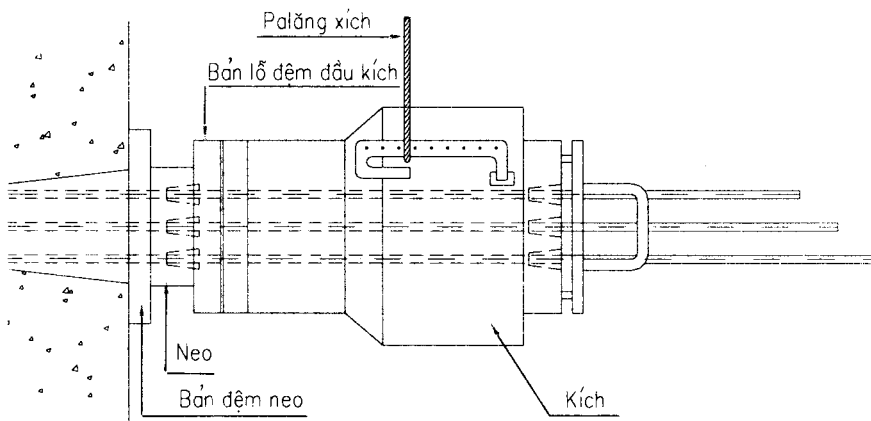


Hình 14.11. Đo độ dẫn dài của cáp

14.8.7. Tháo kích

Trình tự tháo kích như sau:

- Truyền hết tải trọng từ kích vào đầu neo (áp lực đồng hồ về 0)
- Co hết piston về (hồi kích)
- Kéo kích ra bằng cách tay kéo tay cầm bản kẹp ở phía đuôi kích



Hình 14.12. Tháo kích

14.9. BƠM VỮA

14.9.1. Nguyên tắc chung

Sau khi tháo kích, các đoạn thừa của bó cáp phải được cắt bỏ. Vị trí cắt cách đầu neo 3cm và phải cắt bằng máy cơ khí (không dùng hơi hoặc hồ quang).

Đầu neo hở ra được bịt kín bằng bê tông cùng cấp với bê tông đầm. Chú ý ống bơm vữa phải được đặt vào vị trí trước khi đổ bê tông bịt đầu neo và bề mặt của đầu neo, bản đệm phải được vệ sinh thật sạch. Bề mặt bê tông tại đây cần tạo nhám để tăng độ dính bám với bê tông bịt đầu neo.

Chỉ tiến hành bơm vữa khi bê tông bịt đầu neo đã đủ cường độ (sau khi đổ bê tông bịt đầu neo xong khoảng 1,5 ngày). Phun vữa lấp lỗ D.U.L từ đầu neo thấp hơn. Vữa bao gồm có xi măng, nước và phụ gia.

Khác với việc bơm vữa lấp lòng ống chứa cáp của những dầm giản đơn BTCT dự ứng lực, công tác này đối với kết cấu nhịp dài, được thi công hăng, có những đặc điểm sau :

- chiều dài ống rất dài, có thể đến 150 m, do đó yêu cầu dùng loại vữa bơm rất lỏng và có khả năng làm trơn thành ống, nghĩa là phải dùng phụ gia đặc biệt để chế tạo vữa bơm
- máy bơm vữa phải đủ công suất để bơm vữa đi xa
- đối với các cáp dự ứng lực nằm ngoài mặt cắt bê tông phải có loại mỡ bơm riêng để lấp lòng ống chứa cáp đó

Nếu thời hạn từ khi luồn cáp đến khi bơm vữa quá 6 tuần thì phải phun dầu tan 1 lần để bảo vệ cáp. Việc phun dầu được thực hiện một đầu bằng máy nén khí và chấm dứt khi thấy bụi dầu xuất hiện ở đầu kia của ống gen.

Cần phải kiểm tra độ kín của ống gen: Trước khi bơm vữa mỗi bó cáp phải được thí nghiệm bằng thí nghiệm nén để bảo đảm các ống thông được tốt và ống gen được khô. Trước khi bơm khí nén vào ống gen cần đóng các ống thoát hơi (bằng cách gấp lại và buộc dây thép). Khi bơm khí nén cho áp lực lên tới đa 3kg/cm^2 , giữ 3 phút, và độ tụt áp lực cho phép là 1kg/cm^2 trong 3 phút. Nếu áp lực tụt nhanh hơn phải tìm ra nguyên nhân và sửa chữa (bịt kín lỗ thủng).

Vữa được thiết kế cấp phối và kiểm tra sao cho đảm bảo :

- **về độ lắng** : khi trộn vữa xong để yên trong 3 giờ, lượng nước đọng trên mặt không quá 2 % và lượng nước này phải được hấp thụ hết sau 24 giờ
- **về độ lỏng** : khi xác định theo phễu hình nón Marth với vòi 10 mm, thời gian chảy phải ít hơn 20 giây và phải giữ trạng thái lỏng trong 30 phút
- **về cường độ nén** phải cao hơn 30 MPa
- **về độ co ngót giới hạn** nhỏ hơn 3000 $\mu\text{m/m}$
- **về thời gian bắt đầu ngưng kết** ở nhiệt độ 30 độ C phải lớn hơn 3 giờ, thời gian kết thúc ngưng kết là 24 giờ

Theo kinh nghiệm có thể chọn các vật liệu cho vữa bơm như sau:

a. Nước : Phải đáp ứng được các tiêu chuẩn như nước dùng cho bê tông.

b. Xi măng :

- Dùng xi măng PC-40 không vón cục.
- Dung sai cho phép cho một mẻ bê tông là $\pm 3\%$.

c. Phụ gia

- Nên dùng loại phụ gia đặc biệt nở để chế tạo vữa bơm lấp lòng ống chứa cáp (Ví dụ loại INTRAPLAST^R Z : Dùng với tỷ lệ 1 ÷ 2% trọng lượng của xi măng với tỷ lệ $N/X = 0,36 \div 0,4$).
- Thời gian trộn khoảng 10 phút để đạt được độ trương nở cao.
- Dung sai cho phép cho một mẻ trộn là $\pm 2\%$.

d. Thí nghiệm cấp phối

Các thí nghiệm cấp phối phải được tiến hành ít nhất 3 tháng trước khi bơm nhằm mục đích xác định tỷ lệ trộn Nước/Xi măng/Phụ gia cho thích hợp.

- Độ nhớt yêu cầu của vữa bơm là 12 ÷ 14 giây ở nơi sản xuất và không được vượt quá 25 giây sau 3 giờ. Trong vòng 4 giờ cứ sau 30 phút kiểm tra một lần (Kiểm tra bằng phễu hình nón MARSCH).

- Độ tách nước không quá 2% sau 3 giờ và phải hấp thụ lại hoàn toàn sau 24 giờ.
- Vữa được trộn ở nhiệt độ $< 30^{\circ}\text{C}$, trong trường hợp ở nhiệt độ cao hơn phải có biện pháp làm lạnh.

- Cường độ : $R_{7\text{ngày}} \geq 20 \text{ MPa}$, $R_{28\text{ngày}} \geq 40 \text{ MPa}$.

- Vữa bơm không được bắt đầu đông cứng trước 3 giờ và phải kết thúc trước 24 giờ

Cách trộn vữa theo trình tự : Nước - phụ gia - xi măng.

Trình tự bơm vữa cụ thể như sau :

- Cần chuẩn bị đầy đủ các dụng cụ và các thiết bị sau :
 - + Trạm trộn, bơm phun, thùng nước, bơm nước, máy phát điện dự phòng, máy nén khí.
 - + Phương tiện thông tin liên lạc (ít nhất phải có 2 máy bộ đàm)
 - + Xi măng, phụ gia.
 - + Phễu đo, đồng hồ bấm giờ.
 - + Một ống nghiệm có khắc độ 1000ml để đo độ tách nước.
 - + 3 khuôn lập phương 5x5x5cm lấy mẫu ép 28 ngày.
 - + 5 xô để lấy vữa thải.
- Trước khi bơm phải kiểm tra độ kín khít của thiết bị và ống dẫn vữa.
- Trước khi bơm cần rửa ống gen và bố cáp đã căng bằng bơm nước sạch vào ống gen và dùng máy nén khí thổi sạch nước trước khi bơm vữa.
- Vữa sau khi trộn phải cho sàng qua sàng có mắt lưới tối đa 1,2mm.
- Vữa được phun từ phía đầu neo thấp hơn trong 2 đầu neo của bố cáp.
- Việc bơm vữa phải tiến hành liên tục, không gián đoạn, nếu có sự cố phải ngừng bơm, phải thổi sạch vữa ra khỏi ống gen ngay lập tức và tiến hành bơm lại ngay sau khi khắc phục xong sự cố.

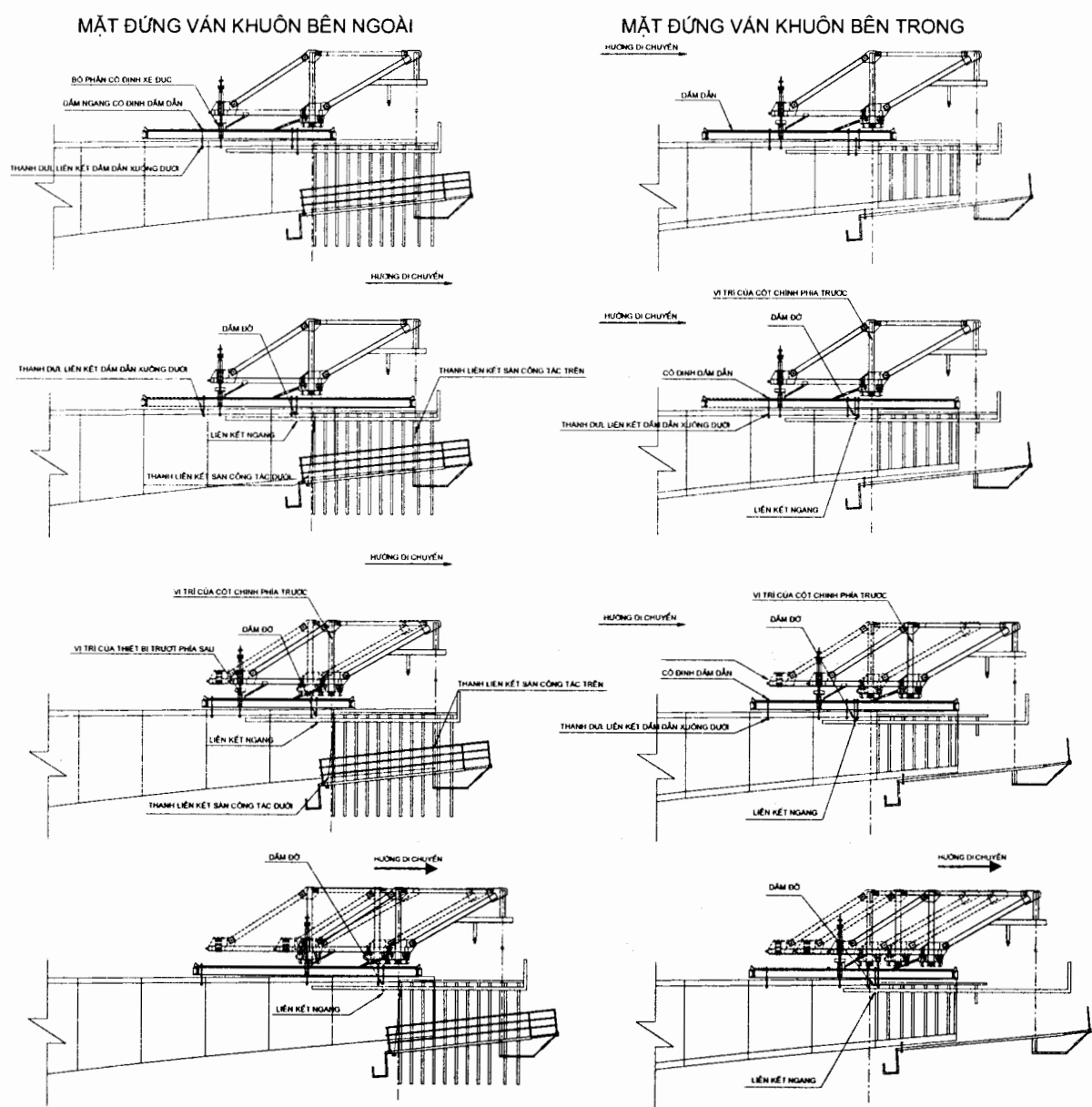
- Trình tự thao tác theo dõi bơm như sau :
 - + Mở hết các lỗ tháo rửa trung gian của bó cáp.
 - + Tăng dần lưu lượng bơm cho đến khi vữa chảy ra ở ống thông hơi trung gian từ $3 \div 6$ lít thì gập ống thông hơi lại.
 - + Khi vữa xuất hiện ở đầu ống thông hơi cuối cùng thì giảm lưu lượng bơm, việc tẩy tháo được thực hiện xong thì gập ống thông hơi lại và dừng bơm.
 - + Khoá van: khi vữa đã chảy từ đầu phía bên kia của ống, quan sát bằng mắt nếu thấy vữa có chất lượng (màu sắc, độ linh động) tương ứng với vữa trộn thì ngừng bơm và khoá van đầu này lại. Nếu ống có bố trí ống thăm vữa lại tiếp tục bơm đến khi thấy vữa chảy ra đầu ống thăm vữa thì khoá van tại ống này.
 - + Tăng áp lực bơm lên 5kG/cm^2 giữ trong vòng 1 phút, đóng van ở lỗ thông và hạ dần áp suất bơm.
- Ngoài ra các vấn đề khác tương tự như đối với vữa bơm cho loại dầm giản đơn dự ứng lực thông thường.
- Sau khi bơm vữa lấp lòng các ống chứa cáp, cần phải tiến hành các công tác hoàn thiện, bao gồm :
- đổ bê tông bị đầu mấu neo nhằm chống gỉ, bê tông này nên có mác không nhỏ hơn 400
 - dọn dẹp sạch sẽ bên trong lòng hộp và bên trên mặt bản nắp hộp
 - thi công vỉa hè, hệ thống lan can, v.v...
 - thi công các lớp phủ mặt cầu xe chạy và mặt vỉa hè
 - đặt hệ thống ống thoát nước, các loại đường ống khác

14.10. DI CHUYỂN XE ĐÚC

Việc di chuyển xe đúc được tiến hành bằng kích thủy lực đặc chủng theo trình tự như sau:

- Căng các thanh dự ứng suất để gông dầm ray xuống mặt cầu.
- Tách tất cả ván khuôn rời khỏi bề mặt bê tông
- Hạ kích trước tại chân trước sao cho các bộ trượt gắn ở dầm ngang phía trước gối hoàn toàn xuống bề mặt của dầm ray
- Hạ ứng suất tháo các thanh dự ứng suất gông dầm ngang phía sau rời khỏi mặt bê tông sao cho các guốc hãm gắn ở dầm ngang phía sau tiếp xúc với mặt dưới của cánh trên của dầm ray.
- Bôi mỡ vào các mặt tiếp xúc giữa dầm ray với các ổ trượt để giảm ma sát.
- Đảm bảo chắc chắn rằng không có bất cứ một vật nào cản trở sự di chuyển của xe đúc về phía trước trong lúc di chuyển xe đúc (ví dụ các thanh xuyên tảo giữa ván khuôn thành,...).

▪ Nối kích với bơm, hoạt động của bơm sẽ đẩy xe đúc về phía trước đến vị trí thiết kế để đúc khối mới. Vì hành trình của kích có hạn nên quá trình đẩy lặp đi lặp lại nhiều lần, mỗi lần được một chiều dài tương ứng với hành trình lớn nhất của kích.

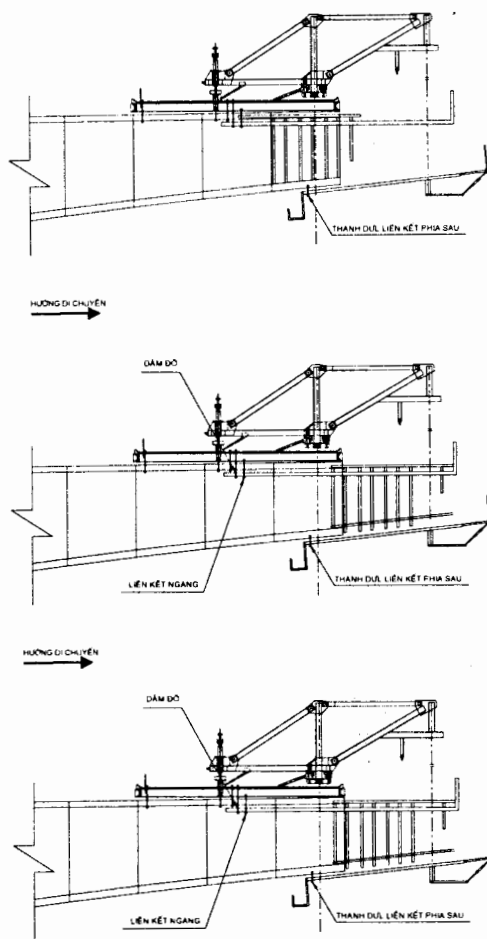
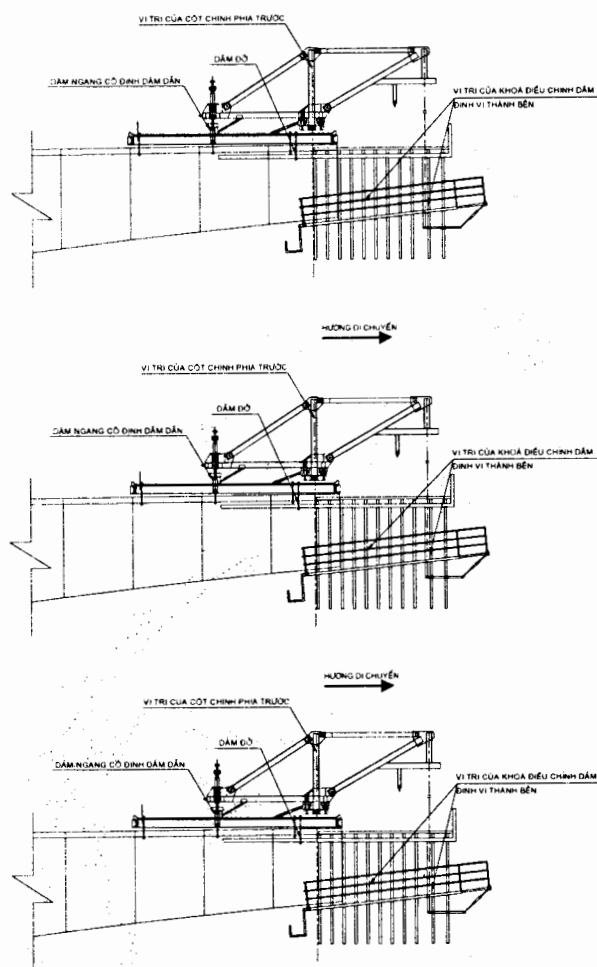


Hình 14.12 (a). Các bước di chuyển xe đúc

HƯỚNG DI CHUYỂN

VÁN KHUÔN BÊN NGOÀI

MẶT ĐỪNG VÁN KHUÔN BÊN TRONG



Hình 14.13 (b). Các bước di chuyển xe đúc

- 1- Cố định hệ khung xe đúc (dàn chính) với chốt dầm bằng dầm ngang phía sau.
- 2- Nối các thanh thép cường độ cao $\phi 38$ và giải phóng các liên kết với dầm trượt.
- 3- Đẩy dầm trượt của dàn chính về phía trước tới vị trí mới một đoạn bằng đoạn di chuyển của xe đúc (dàn chính).
- 4- Kiểm tra lại cao độ và hướng của dầm trượt và chêm vào nếu thấy cần thiết.
- 5- Xiết chặt bu lông với lực thiết kế để cố định dầm trượt của dàn chính.
- 6- Kết thúc một công đoạn di chuyển dầm trượt của dàn chính (dầm dẫn)

'B' Di chuyển xe đúc

- 1- Căng thanh liên kết cố định dầm ngang và hệ sàn trượt ván khuôn đỉnh.

- 2- Tháo bu lông và tách ván khuôn thành ra khỏi mặt bê tông.
- 3- Tháo các thanh ngang trong lòng hộp.
- 4- Giải phóng các tầng đỡ ở phía trong để tháo các ván khuôn ở thành hộp.
- 5- Giải phóng các tầng đỡ ở dầm định vị tại vị trí sàn đỡ ván khuôn dưới để tháo các ván khuôn thành hộp phía ngoài.
- 6- Cố định hệ dầm treo của dầm trượt để phục vụ cho các dầm trượt trong và dầm trượt ngoài.
- 7- Giải phóng các liên kết của dầm trượt trong ngoài được kẹp từ từ cho tới khi dầm trượt gối lên bản trượt.
- 8- Tháo gỡ các bu lông ở cột chính phía trước của xe đúc.
- 9- Hạ xe đúc (dàn chính) xuống thấp cho tới khi bộ phận trượt phía trước và phía sau của xe đúc tỳ lên dầm trượt.
- 10- Di chuyển dàn chính (xe đúc) về phía trước bởi hệ kích dục.
- 11- Khi xe đúc (dàn chính) di chuyển được nửa đường thì dừng lại và cố định dầm trượt phía ngoài, trong của hệ đỡ ván khuôn đỉnh và bản cánh.
- 12- Cố định dàn chính với các khối đã đúc, tiếp tục lại cho dầm trượt dàn chính tiến về phía trước.
- 13- Kết thúc 1 chu kỳ di chuyển xe đúc.
- 14- Các chu kỳ kế tiếp nhau cho tới khi xe đúc (bao gồm dàn chính, dầm trượt) tới vị trí mới chuẩn bị cho lắp đặt các thiết bị đúc các đốt tiếp theo.

ƯXe đúc ở vị trí mới

- 1- Khi xe đúc đã được đưa vào vị trí mới, kiểm tra vị trí của xe đúc trong mối tương quan với các lỗ mà thanh ϕ 38 đi qua.
- 2- Khi cần thiết có thể kích xe đúc lên để tạo độ vòng cho đốt tiếp theo.
- 3- Cố định dầm ngang phía sau với bản mặt cầu
- 4- Cố định dầm trượt phía ngoài và ván khuôn vào bản phía ngoài ở đốt đã đúc.
- 5- Đưa sàn công tác phía dưới tới cao độ thiết kế và cố định chúng bởi các thanh thép CĐC ϕ 38 với bản dưới của đốt đã đúc.
- 6- Đưa tầng đỡ vào dầm định vị để điều chỉnh khoảng cách của ván khuôn phía dưới.
- 7- Kiểm tra lại các tầng đỡ ở dầm định vị ở vị trí mới.

ƯDi chuyển ván khuôn trong

- 1- Lắp đặt cốt thép thường và các ống gen của cáp DUL
- 2- Điều chỉnh kích thước của ván khuôn bên trong để đảm bảo bề dày cần thiết của các cấu kiện trên mặt cắt .
- 3- Cố định dầm trượt phía trong vào bản phía trên ở đốt đã đúc.

- 4- Di chuyển các ván khuôn bên trong về phía trước dựa trên hệ trượt ván khuôn đỉnh.
- 5- Lắp các bu lông vào ván khuôn thành bên và cố định các thanh ngang vào ván khuôn phía trong hộp.
- 6- Kiểm tra tất cả các cao độ và vị trí: điều chỉnh lần cuối nếu thấy cần thiết.
- 7- Kiểm tra tất cả các cao độ và vị trí trước khi đổ bê tông.
- 8- Di chuyển liên kết trước và sau của dầm dẫn tới vị trí mới.

E'Đổ bê tông

- 1- Đổ bê tông bắt đầu từ bản đáy và thành từng lớp đều đặn.
- 2- Bê tông sườn đổ liên tục, chiều cao tối đa cho mỗi lớp là 0.7 m.
- 3- Sau khi bê tông đạt cường độ, tiến hành căng cáp DUL với lực căng theo thiết kế.
- 4- Xe đúc sẵn sàng di chuyển đến vị trí mới để đúc đốt tiếp theo.

14.11. THI CÔNG CÁC KHỐI TIẾP THEO CỦA DẦM HẰNG

Công tác thi công các khối tiếp theo của dầm hằng lặp lại tương tự các bước ở trên.

14.12. CÁC SỰ CỐ THƯỜNG GẶP TRONG QUÁ TRÌNH THI CÔNG DẦM VÀ CÁCH KHẮC PHỤC

Trong quá trình thi công dầm bằng phương pháp đúc hằng cân bằng trên xe đúc, các sự cố sau đây thường xảy ra:

- Bê tông bị rỗ do đầm sót hoặc do ván khuôn không kín dẫn đến mất vữa bê tông.
- Ống chứa cáp (ống gen) bị tắc do vữa chảy vào trong ống.
- Cáp bị tụt do nêm không neo được cáp khi căng cáp.

Cách khắc phục các sự cố trên như sau:

14.12.1. Phương pháp tháo bó cáp đã được căng kéo đến lực kéo thiết kế nhưng có một số sợi bị tụt

- Khi căng kéo bó cáp DUL, nếu xảy ra sự cố thì việc hạ dự ứng suất rồi tháo bó cáp là việc bắt buộc để sửa chữa các khuyết tật của bê tông. Trường hợp tụt cáp, nếu số sợi bị tụt vẫn nằm trong giới hạn cho phép (trong một mặt cắt diện tích cáp bị tụt không quá 1%) thì có thể không cần tháo cáp để sửa chữa, nếu vượt quá trị số cho phép trên thì việc bù số sợi cáp bị tụt có thể thực hiện bằng các lỗ cáp dự phòng. Khi tất cả các biện pháp trên đều không thể thực hiện được thì phải tháo bó cáp đã căng đó để sửa chữa.

- Các chú ý khi tháo bó cáp:

- + Không được dùng tay để lắp nêm (chốt neo).
- + Không được đứng chính diện với bó cáp trong lúc kéo.
- + Bó cáp phải được tháo đối xứng qua tim cầu.

+ Phải tính toán chính xác áp lực kích 80% lực kéo đứt của tào cáp.

14.12.2. Phương pháp chữa các khuyết tật của bê tông

Trong quá trình thi công bê tông có thể gặp các khuyết tật nhỏ như rỗ bê tông, lõi cốt thép cục bộ, vết nứt nhỏ hơn 0,2 mm. Khi đó cần chọn các giải pháp khắc phục sửa chữa kịp thời. Phần sau đây là những hướng dẫn chung cho một số tình huống.

- Phần bê tông bị hỏng phải được đục hoặc khoan loại bỏ hết. Tại mép của vùng bê tông hỏng phải cắt theo vết cắt thẳng đứng tối thiểu 30 mm. Tại những chỗ cốt thép lộ ra, bê tông bao quanh thanh thép phải được loại bỏ hết trong phạm vi sâu hơn mặt trong của thanh thép tối thiểu 30 mm.

- Vệ sinh bề mặt bê tông và giữ ẩm trong 24 giờ.
- Dùng chất gắn kết bề mặt (thường là keo epoxy loại Sikadur 732) bôi vào bề mặt bê tông cũ.
- Trộn bê tông cường độ cao không co ngót với thành phần gồm có vữa Sikagrout 214-11, đá có $D_{\max} = 10$ mm và nước để bù lại cho bê tông hỏng đã bị loại bỏ.
- Bảo dưỡng bê tông liên tục trong 7 ngày.
- Khi cường độ bê tông đạt 35 MPa có thể tiến hành các việc tiếp theo.

14.13. SAI SỐ CHO PHÉP

TT	Tên sai số	Sai số cho phép (mm)	Ghi chú
I	Ván khuôn		
1	Sai số cho phép các bộ phận ván khuôn về chiều dài chiều rộng, đường chéo tấm - Trên 1m - Trên toàn bộ chiều dài khối K - Độ gồ ghề bề mặt cục bộ	 ±2 ±5 ±2	
2	Sai số lắp dựng ván khuôn đáy - Về chiều cao trong phạm vi 1 m - Về chiều cao suốt chiều dài khối - Về độ lệch dọc theo trục dọc dầm	 ±5 ±0 ±6	
3	Sai số lắp dựng ván khuôn thành - Độ thẳng đứng theo chiều dọc dầm - Về chiều dài giữa hai mép trong ván khuôn đầu dầm (khống chế từ tim ngang trụ để tránh sai số cộng dồn) - Về chiều dày thành hộp	 ±2 ±0 ±5	
4	Về chiều rộng bản mặt cầu - Kiểm tra theo đường chéo (Độ vuông góc)	±5	
II	ống tào lỗ dư (ống thép vỏ nhẵn hình sóng để lại trong bê tông) - Sai số độ méo và đường kính trong của ống.	±5	Ống không thủng lỗ hoặc rạn nứt
III	Căng kéo dư (bó cáp gồm các tào cáp 12.7 mm) - Số tào cáp đứt, tụt cho 1 mặt cắt. Số bó đứt 1 tào, tụt 1 tào cho 1 mặt cắt.	±2	Theo đồ án thiết kế (hoặc theo quy trình)

CHƯƠNG 15

THI CÔNG ĐOẠN DẦM TRÊN ĐÀ GIÁO

MỤC LỤC

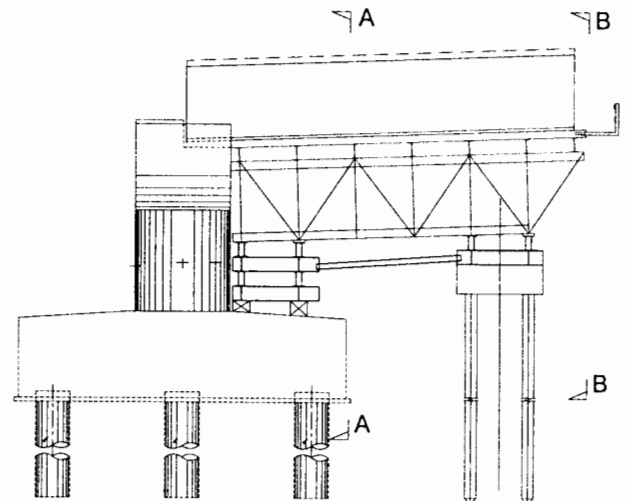
15.1. Lắp đặt đà giáo thi công và thử tải	483
15.2. Phân đợt đổ bê tông	484
15.3. Lắp đặt ván khuôn đáy, ván khuôn thành, ván khuôn đầu dốc, ván khuôn hộc neo (mố neo) buộc cốt thép và đổ bê tông đợt 1	485
15.4. Lắp ván khuôn nóc, ván khuôn bản cánh hằng, buộc cốt thép và đổ bê tông đợt hai	485

Theo công nghệ thi công, đoạn dầm này được đúc tại chỗ trên đà giáo. Theo tiến độ thường đoạn dầm này nên hoàn thành trước khi khối cuối cùng của dầm hằng tương ứng được bắt đầu đúc.

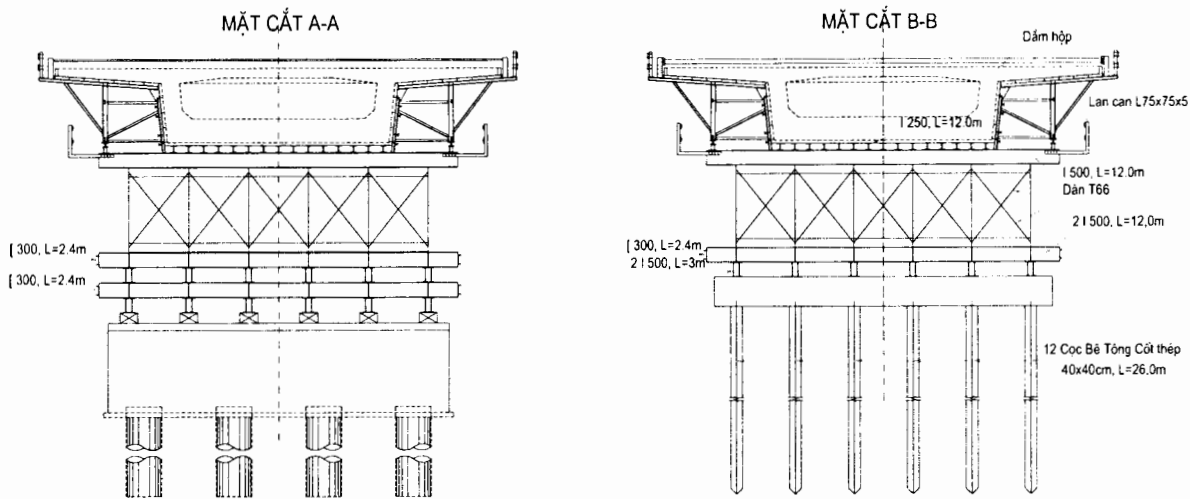
15.1. LẮP ĐẶT ĐÀ GIÁO THI CÔNG VÀ THỬ TẢI

Đà giáo để thi công đoạn dầm được làm bằng thép hình. Nếu phía dưới đà giáo là nền đất thì nền phải ổn định. Đà giáo phải được thử tải để khử lún tại gối cũng như xác định độ võng của nó khi chịu lực.

Thời gian thử tải diễn ra cho đến khi tất lún tại gối. Tải trọng thử cần tương ứng với tải trọng của dầm khi đổ bê tông xong.



Hình 15.1. Đà giáo thi công đoạn dầm 12.84m

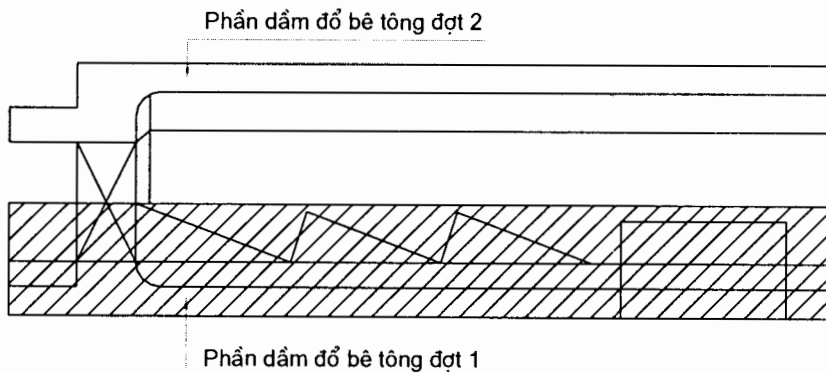


Hình 5.1. (tiếp)

15.2. PHÂN ĐỢT ĐỔ BÊ TÔNG

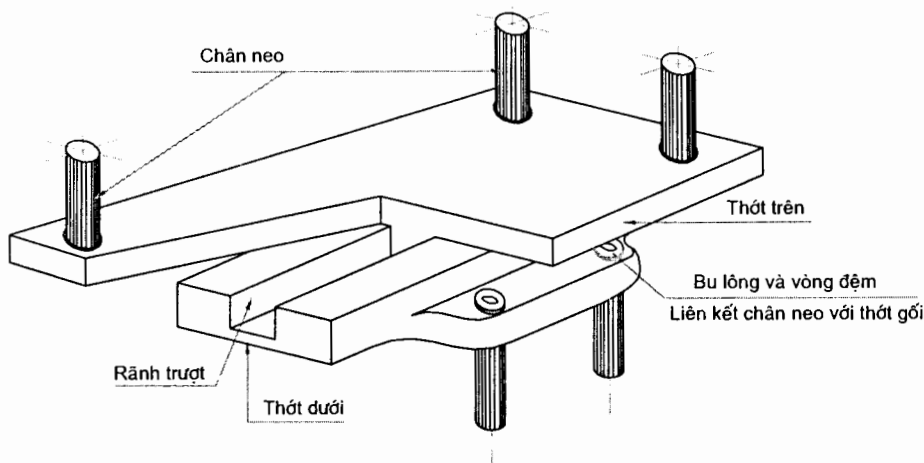
Đoạn dầm đúc trên đà giáo được đổ bê tông làm 2 đợt:

- Đợt 1: Đổ bê tông bản đáy và 2 bên thành hộp đến hết chiều cao hốc neo của các bó cáp đáy.
- Đợt 2: Đổ phần còn lại



Hình 15.2. Phân đợt đổ bê tông đoạn dầm 12,84m

Chi tiết trong phần thi công khối đỉnh trụ có gối.



Hình 15.3. Cấu tạo gối bố trí tại đoạn dầm 12,84m

15.3. LẮP ĐẶT VÁN KHUÔN ĐÁY, VÁN KHUÔN THÀNH, VÁN KHUÔN ĐẦU ĐỐC, VÁN KHUÔN HỘC NEO (MỔ NEO) BUỘC CỐT THÉP VÀ ĐỔ BÊ TÔNG ĐỢT 1

Các loại ván khuôn trên được phân mảnh để dễ dàng lắp ghép và chỉnh cao độ. Vị trí phân mảnh ván khuôn nên bố trí vào các mặt cắt có giá trị độ võng sẽ thuận tiện cho việc kiểm tra cao độ.

Các giá trị cao độ ván khuôn phải bao gồm giá trị độ võng của dầm và giá trị biến dạng (độ võng) của đà giáo tương ứng với tải trọng từng đợt đổ bê tông. Giá trị độ võng của đà giáo được xác định thông qua tính toán hoặc thử tải thực tế.

Do ván khuôn thành ngoài và ván khuôn cánh gà có hình khung xương, đối với bê tông đợt 1 không nhất thiết phải chỉnh cao độ ván khuôn cánh gà. Việc này nên làm sau khi đổ bê tông đợt 1 lúc đó đà giáo đã có biến dạng tương ứng với tải trọng bê tông đổ cho đợt này.

Cốt thép được đặt với những yêu cầu giống như việc đặt cốt thép cho các khối của dầm hằng. Các thanh ứng suất cũng được kéo thử trước khi đặt vào vị trí.

Công việc đổ bê tông được tiến hành sau khi nghiệm thu ván khuôn, cốt thép với những quy định của công tác bê tông.

15.4. LẮP VÁN KHUÔN NÓC, VÁN KHUÔN BÀN CÁNH HẰNG, BUỘC CỐT THÉP VÀ ĐỔ BÊ TÔNG ĐỢT HAI

Ván khuôn nóc phân chia làm 4 mảnh tương tự như ván khuôn đáy và được gia công sẵn.

Ván khuôn cánh gà được gia công tại chỗ.

Tính toán và điều chỉnh cao độ cho ván khuôn làm tương tự như đã làm cho ván khuôn đáy tại những mặt cắt tương ứng.

Hai bố cấp đỉnh thi công theo trình tự sau:

- Gia công đầu neo chết (đầu cố định)
 - Cắt và luồn cáp qua đầu neo chết
 - Đặt nút gỗ, vòng khuyên thép, ống thoát vữa
 - Đặt ống gen. Chú ý tại đầu neo chết, giữa nút gỗ, ống gen, và vòng khuyên thép đảm bảo kín không cho vữa lọt vào trong ống gen trong lúc đổ bê tông.
 - Đánh dấu đầu của từng tao cáp theo từng cặp đối xứng qua trục thẳng đứng. Số liệu này phải được lưu giữ cho đến lúc lắp đầu neo để căng kéo bó cáp tránh nhầm đầu, dẫn đến hiện tượng chéo cáp.
 - Dùng đòn gánh cầu bó cáp đưa vào vị trí. Cố định ống gen giống như cố định ống ghen của khối đúc hẫng.
 - Các công việc trên nên làm ở ngoài và chỉ đặt bó cáp vào vị trí sau khi đã buộc xong cốt thép lưới dưới của bản mặt dầm.
- Khi các công việc chuẩn bị đã hoàn thành, bê tông được đổ theo trình tự từ vị trí thấp đến vị trí cao từng vệt ngang cầu.

CHƯƠNG 16

THI CÔNG ĐÓT HỢP LONG

MỤC LỤC

16.1. Thi công khối hợp long nối dầm hẫng với đoạn dầm đúc trên đà giáo.....	487
16.2. Thi công khối hợp long giữa hai đầu dầm hẫng.....	492
16.3. Trường hợp không cần dùng xe đúc và không cần thanh chống dọc tạm thời khi hợp long	492
16.4. Đo đạc	494

Khối hợp long là khối cuối cùng để nối các dầm hẫng với đoạn dầm đúc trên đà giáo hoặc nối các dầm hẫng với nhau tạo thành dầm liên tục. Có thể chia ra hai loại khối hợp long:

16.1. THI CÔNG KHỐI HỢP LONG NỐI DẦM HẪNG VỚI ĐOẠN DẦM ĐÚC TRÊN ĐÀ GIÁO

Trình tự thi công khối hợp long loại này như sau:

- (a) Điều chỉnh cao độ tại khối hợp long
- (b) Đặt và chỉnh cao độ ván khuôn cho khối hợp long theo cao độ dầm đã được điều chỉnh.

Buộc cốt thép.

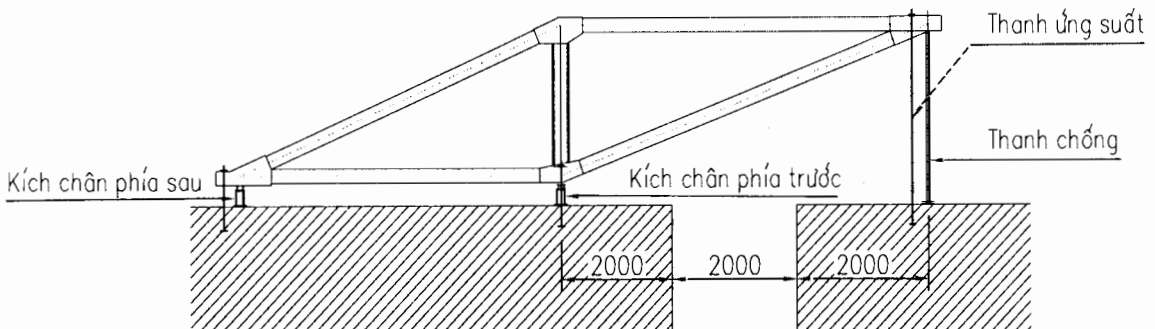
(c) Đặt các thanh chống tạm. Đổ lớp vữa dày tối thiểu 3cm vào các khe hở giữa đầu thanh chống và mặt bê tông (loại vữa cường độ cao không co ngót)

- (d) Vệ sinh và đổ vữa cho gối chính
- (e) Căng kéo các bó cáp trước khi đổ bê tông
- (f) Cắt thanh chống dưới
- (g) Căng kéo các bó cáp đáy còn lại
- (h) Tháo xe đúc
- (i) Bơm vữa lấp lỗ ống gen của thanh ứng suất trong, khối đỉnh trụ và thân trụ

Sau đây trình bày nội dung chi tiết các hạng mục nói trên.

16.1.1. Điều chỉnh cao độ tại khối hợp long

Trong quá trình thi công, do ảnh hưởng của nhiều yếu tố, đặc biệt là ảnh hưởng của co ngót và từ biến bê tông, cao độ và độ võng của dầm hẫng có sai số. Hơn nữa đoạn dầm thi công trên đà giáo cũng có thể có sai số về cao độ do độ lún đất nền tại gối của đà giáo vẫn diễn ra. Ngoài ra, tiến độ thi công khác nhau khiến cho tuổi bê tông của các đốt thuộc 2 cánh hẫng sẽ khác nhau vào thời điểm trước lúc hợp long với nhau, như vậy độ võng của 2 mút hẫng sẽ khác nhau. Vì những lý do đó phải điều chỉnh cao độ tại hai đầu của khối hợp long. Việc điều chỉnh này được thực hiện bằng xe đúc hoặc chất tải trọng tùy thuộc vào từng trường hợp cụ thể.

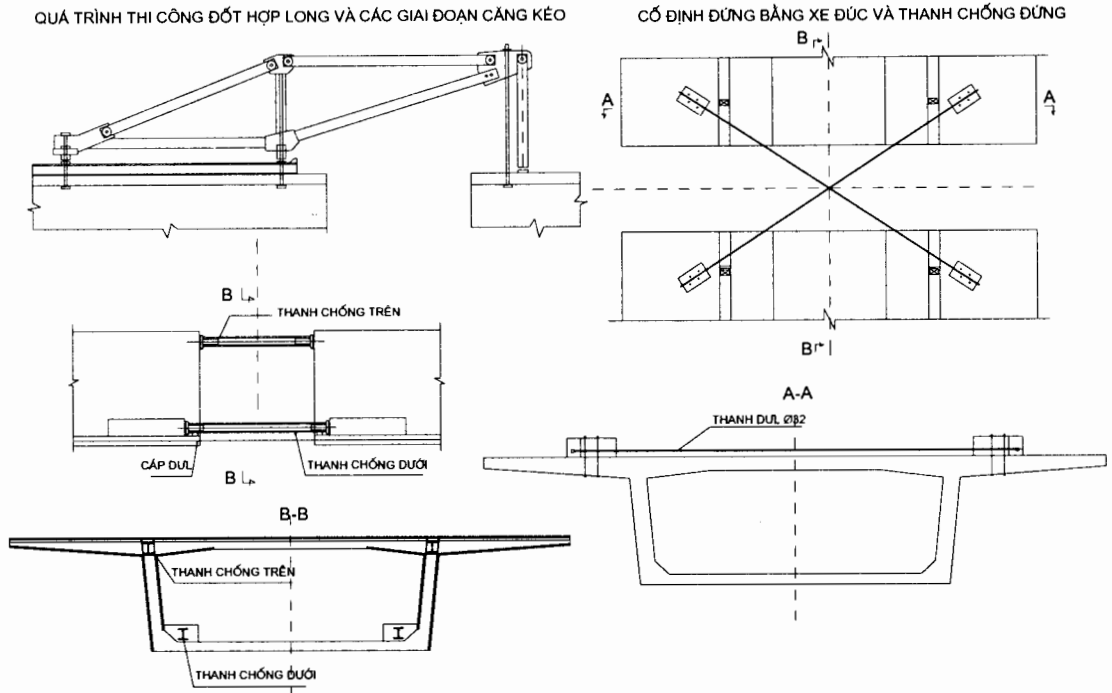


Hình 16.1. Vị trí của xe đúc khi thi công khối hợp long

Trường hợp 1: Sai số về cao độ và độ võng của dầm hẫng nằm trong sai số cho phép ($\pm 5\text{mm}$), cao độ và độ võng của đoạn dầm đúc trên đà giáo thấp hơn cao độ thiết kế với sai số vượt quá sai số cho phép.

Trường hợp này đơn giản nhất, việc điều chỉnh cao độ theo trình tự sau:

- Xe đúc được di chuyển đến vị trí thiết kế
- Chỉnh xe đúc theo các bước đã trình bày ở trên
- Đặt thanh chống trước thẳng đứng và thanh ứng suất tại nút phía trước của dầm chính. Lưu ý chân của thanh chống trước phải ở trạng thái tự do, không được tiếp xúc với mặt bê tông dầm
- Đặt các kích đủ năng lực kích đà giáo và dầm trên đà giáo đến cao độ yêu cầu. Dùng các nêm thép để chêm vào khe hở trong quá trình kích.
- Đặt các thanh ứng suất giằng chéo để giữ ổn định ngang (chống hiện tượng dung đưa của cánh dầm hẫng) và kéo căng chúng.
- Dùng nêm thép nêm chặt chân của thanh chống trước với mặt cầu. Căng thanh ứng suất phía trước
- Đổ vữa không co ngót có cường độ cao vào chân thanh chống.



Hình 16.2. Thanh ứng suất ổn định dầm theo phương nằm ngang

Trường hợp 2: Đầu dầm hẫng cao hơn cao độ thiết kế, đầu đoạn dầm trên đà giáo có sai số về cao độ nằm trong sai số cho phép. Trình tự điều chỉnh như sau:

- Di chuyển và cố định xe đúc, đặt thanh chống trước thanh ứng suất tại nút trước của dàn chính giống như trường hợp 1. Chú ý rằng chân thanh chống cũng ở trạng thái tự do.
- Đặt kích thông tâm loại nhỏ lên đỉnh của thanh ứng suất trước và kích đối xứng với một lực tối đa là 25T cho từng cặp 5T để vút đầu dầm hẫng xuống đến cao độ yêu cầu. Kiểm tra lại cao độ của đầu hẫng phía bên kia của dầm hẫng để có phương án thi công cho dầm hẫng trên trụ kế tiếp.
- Đặt và căng các thanh ứng suất giằng chéo giữ ổn định ngang, nẹp chân thanh chống trước và đổ vữa cho nó giống trường hợp 1.

Trường hợp 3: Đầu dầm hẫng và đầu đoạn dầm trên đà giáo đều thấp hơn cao độ thiết kế. Trình tự điều chỉnh như sau:

- Đối với đoạn dầm trên đà giáo điều chỉnh giống như trường hợp 1, bố trí kích để kích lên.
- Đối với dầm hẫng, có thể giải quyết bằng việc căng bó cáp dự phòng tại đỉnh dầm. Nếu sau khi đã căng bó cáp dự phòng nhưng vẫn chưa đạt độ cao thiết kế, biện pháp để nâng cao độ đầu dầm hẫng lên có thể được giải quyết như sau:

- Đặt kích chính vào chân trước và chân sau của xe đúc
- Lắp thanh chống trước và thanh ứng suất tại nút trước của giàn chính. Đặt nẹp sắt (hoặc đổ vữa) vào chân của thanh chống trước. Căng thanh ứng suất tại chân chống trước ép chặt

chân thanh chống trước xuống mặt bê tông. Chú ý rằng lúc này các thanh ứng suất gông dầm ngang phía trước và phía sau của dàn chính thả lỏng (không có lực căng)

- Dùng kích thông tâm loại nhỏ căng các thanh ứng suất gông dầm ngang phía trước.
- Hoạt động kích chính ở phía sau tạo ra một lực tối đa cho mỗi kích. Kích chính phải hoạt động đối xứng theo từng cấp lực để tránh hiện tượng dầm bị xoắn. Thường xuyên kiểm tra sự di chuyển lên của dầm hẫng bằng máy cao độ tại mỗi cấp lực và dừng lại khi cao độ đã đạt yêu cầu hoặc đã đạt đến lực kích tối đa. Khoá vành khoá an toàn tại kích chính.
- Dùng kích thông tâm loại nhỏ căng các thanh ứng suất gông dầm ngang phía sau.

Chú ý:

Phương pháp này tạo ra lực nâng đầu dầm hẫng lên, không đúng với sơ đồ chịu lực của dầm hẫng nên khi sử dụng phải hết sức thận trọng. Tốt nhất chỉ sử dụng trong phạm vi điều chỉnh chuyển vị nhỏ hơn 10mm theo chiều hướng lên. Nếu phạm vi điều chỉnh lớn hơn 10mm thì phải thay đổi bằng cách giữ độ chênh cao giữa hai đầu của khối hộp long, nghĩa là hạ đầu đoạn dầm trên đà giáo xuống.

Ngoài ra, còn một biện pháp nữa để nâng đầu dầm hẫng lên bằng cách chất đối trọng ở đầu phía bên kia của dầm hẫng. Trọng lượng của đối trọng phải được tính toán kỹ lưỡng.

Đặt và căng các thanh ứng suất giữ ổn định ngang làm giống như trường hợp 1 và 2.

16.1.2. Đặt và chỉnh cao độ ván khuôn cho khối hộp long theo cao độ dầm đã được điều chỉnh. Buộc cốt thép

Công tác này thực hiện theo các cách thông thường, không có gì đặc biệt.

16.1.3. Đặt các thanh chống tạm. Đổ lớp vữa dày tối thiểu 3cm vào các khe hở giữa đầu thanh chống và mặt bê tông (loại vữa cường độ cao không co ngót)

Các thanh chống tạm có thể được đặt nằm ngang theo phương dọc cầu và tỳ vào các ụ bố trí sẵn trên bề mặt bản đáy hộp của 2 dốt mút hẫng của 2 cánh hẫng. Nhiệm vụ của các thanh chống này là giữ không cho các đầu mút hẫng chuyển dịch lại gần nhau, Muốn vậy sau khi đặt các thanh chống này sẽ phải đổ vữa không co ngót vào khe hở giữa đầu các thanh này và mặt bê tông của ụ mà các đầu thanh sẽ tỳ vào. Lớp vữa này phải dày ít nhất 3cm để đủ phát huy tác dụng.

16.1.4. Vệ sinh và đổ vữa cho lỗ chôn bu lông neo của gối cầu chính thức

Vệ sinh bề mặt bê tông và các lỗ chôn chân neo của gối bằng nước áp lực cao, sau đó dùng máy hơi ép thổi hết nước.

Sau khi vệ sinh xong, bề mặt bê tông tại đây được giữ ẩm trong vòng 24h trước khi đổ vữa vào đó.

Vữa được trộn bằng máy và được bơm vào vị trí theo trình tự từ trong ra.

Lượng vữa bơm vào phải đủ tiếp xúc 100% với mặt dưới của thớt gối dưới và phải cao hơn mặt dưới gối tối thiểu 5mm. Dòng chảy vữa phải liên tục không bị gián đoạn.

Việc bảo dưỡng vữa gối làm liên tục trong 7 ngày.

16.1.5. Căng kéo các bó cáp trước khi đổ bê tông

Trước khi căng bó cáp đáy phải căng các thanh ứng suất thẳng đứng bố trí ở đầu đoạn đầm đúc trên đà giáo. Chỉ căng kéo cáp đáy khi cường độ vữa ở gối và ở đầu các thanh chống đã đạt cường độ yêu cầu. Trước khi căng kéo cáp đáy, các bu-lông liên kết hai thớt gối sẽ được tháo ra.

Trình tự căng kéo các bó cáp đáy trước khi đổ bê tông sẽ do kỹ sư thiết kế quy định, thông thường hai cặp bó cáp đầu tiên sẽ được căng kéo.

Trong lúc căng kéo, hai đồng hồ đo chuyển vị được gắn vào hai thanh chống dưới để đo chuyển vị của thanh chống. Trị số chuyển vị sẽ được ghi lại và theo dõi tại hai thời điểm trước và sau khi căng với mục đích không để xuất hiện ứng suất kéo tại thớ dưới của khối hợp long trước lúc đổ bê tông.

Trong khi đổ bê tông cho bản đáy và thành, cần phải thường xuyên theo dõi 2 đồng hồ chuyển vị nói trên. Nếu khi đổ bê tông thành xong mà kim đồng hồ vẫn còn xa vị trí ban đầu, nghĩa là thớ dưới vẫn chỉ có ứng suất nén thì tiếp tục đổ bê tông cho bản mặt. Nếu kim đồng hồ đã trở về vị trí ban đầu của nó, nghĩa là sắp sửa xuất hiện ứng suất kéo thì tiếp tục căng bó cáp lên 75% lực căng thiết kế, trong khi đổ bê tông cho bản mặt.

16.1.6. Cắt thanh chống dưới

Khi bê tông đạt cường độ bằng 75% cường độ thiết kế thì tiến hành cắt thanh chống dưới.

16.1.7. Căng kéo các bó cáp đáy còn lại

Trước khi căng kéo phải tách các ván khuôn rời khỏi bề mặt bê tông, trừ ván khuôn đáy. Trình tự căng kéo do kỹ sư thiết kế quy định.

16.1.8. Tháo dỡ xe đúc

Xe đúc được tháo theo trình tự ngược với trình tự lắp ráp.

16.1.9. Tháo dỡ thanh neo dự ứng suất tạm thời trong khối đỉnh trụ, tháo dỡ các khối kê tạm

Các thanh dự ứng suất thẳng đứng neo tạm trong khối đỉnh trụ K0 sẽ được giảm hạ dự ứng suất bằng các kích thông tâm loại lớn (ví dụ loại kích ZPE-7A) theo trình tự đối xứng. Chú ý trước khi bắt đầu giảm hạ dự ứng suất thì pítông của kích luôn phải duỗi trước tối thiểu 3 cm.

Khi đã giảm hết dự ứng suất thì tháo dỡ các thanh neo dự ứng suất ra khỏi vị trí.

Sau đó di chuyển khối kê tạm ra khỏi vị trí cân bằng theo cách dùng máy khoan hơi ép khoan phá lớp vữa đệm giữa khối kê tạm và đỉnh trụ. Dùng pa-lăng xích hoặc pa-lăng cáp để kéo các gối kê tạm ra khỏi vị trí dưới đáy dầm.

Cuối cùng phải làm vệ sinh và tân trang lại đỉnh trụ. Chú ý không để các mảnh vữa vụn rơi vào trong các ống gen chứa thanh neo tạm dự ứng suất của thân trụ.

16.1.10. Bơm vữa lấp lỗ ống gen của thanh ứng suất trong, khối đỉnh trụ và thân trụ

Dùng loại vữa xi măng bơm vào các lỗ của thanh ứng suất bằng máy bơm vữa chuyên dùng.

16.2. THI CÔNG KHỐI HỢP LONG GIỮA HAI ĐẦU DẦM HẰNG

Về cơ bản, thi công khối hợp long này tương tự như thi công khối hợp long cho nhịp có khối đúc trên đà giáo, nhưng bỏ qua không cần thực hiện các bước: vệ sinh và bơm vữa gối chính, hạ ứng suất và tháo gối tạm.

Cần phải chú ý các điểm sau đây:

- Do điều chỉnh cao độ tại khối hợp long của nhịp biên nên cao độ của cánh hẫng còn lại (sẽ hợp long với cánh hẫng của trụ kế tiếp) sẽ có thay đổi (thường là đầu mút hẫng sẽ hạ thấp xuống do dự ứng lực đặt vào khu vực bản đáy hộp ở nhịp biên làm cho nhịp biên võng lên). Trị số thay đổi cao độ này sẽ được tính đến khi thi công cánh hẫng tương ứng của trụ kế tiếp theo nguyên tắc đảm bảo độ chênh cao giữa hai đầu của khối hợp long theo thiết kế. Sai số được chia dần vào độ võng của từng khối thi công khi thi công chúng.

- Trong quá trình thi công cánh dầm hẫng trên trụ kế tiếp sẽ phải thường xuyên theo dõi ảnh hưởng của co ngót, từ biến của bê tông theo thời gian đến độ võng của cánh dầm hẫng đã được thi công xong trước đó.

- Vị trí của xe đúc khi thi công khối hợp long này phải thể hiện rõ trong khi tính toán độ võng của dầm.

- Nếu dùng tải trọng để điều chỉnh cao độ thì tải trọng đó không vượt quá một giới hạn tính toán (ví dụ khoảng 25 Tấn).

- Trình tự căng đáy cáp trước, trong và sau khi đổ bê tông theo quy định của thiết kế.

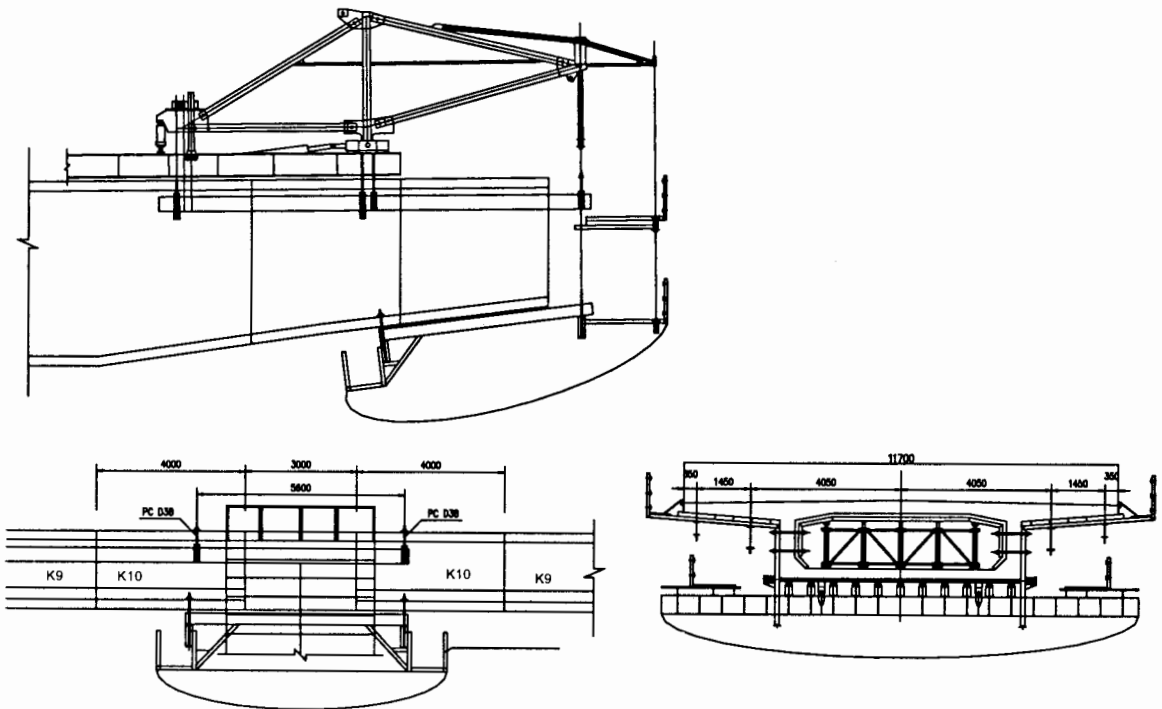
- Các thanh neo tạm dự ứng lực thẳng đứng để liên kết giữa đỉnh trụ và khối dầm K0 trên đỉnh trụ sẽ được hạ ứng suất và tháo dỡ ngay sau khi căng xong cặp cáp đáy hộp đầu tiên tới 75% lực, trước lúc căng tiếp bó thứ hai và đổ bê tông.

16.3. TRƯỜNG HỢP KHÔNG CẦN DÙNG XE ĐÚC VÀ KHÔNG CẦN THANH CHỐNG DỌC TẠM THỜI KHI HỢP LONG

Nếu hai đầu của 2 cánh hẫng đã có cao độ gần như bằng nhau thì có thể không dùng xe đúc tạo chuyển vị cưỡng bức mà chỉ cần dùng một hệ kết cấu gông tạm thời để treo ván khuôn của khối hợp long. Khi đó 2 dầm đế của xe treo sẽ bắc qua bên trên khối sẽ hợp long, hai dầm này

xe treo toàn bộ trọng lượng của hệ đà giáo ván khuôn để đổ bê tông khối hợp long. Khi đó cũng có thể không cần đặt thanh chống dọc tạm thời trong khối hợp long nữa. Trình tự hợp long sẽ bao gồm các thao tác sau:

- Lắp đặt hệ đà giáo treo và ván khuôn cho khối hợp long
- Đổ bê tông khối hợp long
- Khi bê tông đạt cường độ khoảng 300 kG/cm^2 (mẫu thử hình trụ tròn) thì căng kéo 4 bó cáp dưới đến lực căng thiết kế. Số bó căng lúc này có thể đến 50% tổng số bó cáp ở bản đáy, điều này cụ thể do tính toán mà quyết định. Phải căng kéo đồng thời cả hai phía thượng lưu và hạ lưu đối xứng qua tim cầu.
- Khi bê tông đạt $> 90 \%$ cường độ thiết kế (ít nhất mẫu thử hình trụ tròn đạt khoảng 360 kG/cm^2) thì căng kéo tất cả các bó cáp dưới đến lực căng thiết kế.
- Giải phóng liên kết tạm tại các đỉnh trụ có liên quan đến nhịp được hợp long (tuỳ theo thiết kế), bao gồm việc cắt các thanh dự ứng lực neo tạm thẳng đứng và phá dỡ các tấm BTCT kê tạm trên đỉnh trụ.
- Tháo dỡ đà giáo ván khuôn khối hợp long



Hình 16.3. Bố trí đà giáo hợp long bằng xe đúc

16.4 ĐO ĐẶC

Công tác khảo sát, đo đặc trong khi thi công là một công việc hết sức quan trọng nên phải làm thường xuyên và đòi hỏi độ chính xác cao.

16.4.1. Đặt mốc cao độ

Khi thi công các cặp khối của dầm hẫng, bê tông được đổ cho từng khối riêng biệt nên dầm hẫng có khả năng “bập bênh”, do đó mốc cao độ phải đặt vào tim ngang trụ và phải thường xuyên kiểm tra so với mốc cao độ thiết kế để phát hiện xem có bất kỳ có sự sai khác nào không.

16.4.2. Thời điểm đo đặc

Chênh lệch về nhiệt độ có ảnh hưởng lớn đến độ võng của dầm hẫng nên cao độ chỉ được nghiệm thu vào lúc nhiệt độ không khí $\leq 25^{\circ}\text{C}$. Nói chung vào đầu buổi sáng (ví dụ: trước 7 giờ về mùa hè) khi nắng mặt trời chưa ảnh hưởng đến nhiệt độ của kết cấu nhịp là lúc đo thích hợp nhất.

Dầm hẫng có khả năng tự “bập bênh” nếu có lệch tải giữa hai đầu nên phải nghiệm thu cao độ ván khuôn cả hai khối của một cặp khối xong mới tiến hành đổ bê tông.

Tại mỗi mặt cắt của dầm hẫng, các giá trị cao độ lấy ở các thời điểm:

- Trước khi đổ bê tông
- Sau khi đổ bê tông
- Sau khi căng kéo
- Sau khi lao xe dúc và buộc xong cốt thép cho cặp khối mới

16.4.3. Đo đặc độ võng của dầm theo các giai đoạn thi công

Kết thúc xong một cặp khối dầm, trước khi đổ bê tông cho cặp khối mới, phải đo đặc lại các số liệu về độ võng để kiểm tra mức độ sai số và sai số đó phải nằm trong sai số cho phép.

Việc đo đặc phải tiến hành vào thời điểm mà nhiệt độ không thay đổi trong ngày và có nhiệt độ $\leq 25^{\circ}\text{C}$, tại thời điểm đó thì :

- Bó cáp của cặp khối trước đó đã được căng xong
- Xe dúc đã được lao đến vị trí sẵn sàng cho việc dúc khối mới
- Cốt thép của khối mới đã được đặt

Vị trí các điểm đo đặc đặt theo dọc chiều dài dầm tại 3 vị trí

- Tim cầu
- Mép thượng lưu cầu

- Mép hạ lưu cầu

Riêng đo đặc độ vòng của dầm khi thi công khối hợp long được đo đặc tại thời điểm sau:

- Sau khi thi công xong khối cuối cùng của dầm hẫng
- Sau khi lao xe đến vị trí thi công khối hợp long
- Trước khi điều chỉnh cao độ
- Sau khi điều chỉnh cao độ
- Sau khi thi công xong khối hợp long

Độ vòng toàn cầu sẽ được đo đặc sau khi khối hợp long cuối cùng của cầu hoàn thành.

Nói chung, việc đo đặc độ vòng phải gắn liền với sơ đồ đặt tải đã được người thiết kế tính đến tương ứng với giai đoạn thi công.

CHƯƠNG 17

CÁP DỰ ỨNG LỰC NGOÀI

MỤC LỤC

17.1. Nguyên tắc chung của dự ứng lực ngoài trong cầu đúc hẫng	496
17.2. Ụ chuyển hướng cáp và ụ neo	498

17.1. NGUYÊN TẮC CHUNG CỦA DỰ ỨNG LỰC NGOÀI TRONG CẦU ĐÚC HÃNG

17.1.1. Ưu khuyết điểm của kết cấu dự ứng lực ngoài

Kết cấu BTCT dự ứng lực ngoài (DUL-N), sau nhiều năm nghiên cứu, áp dụng lẻ tẻ và rút kinh nghiệm, nay đã được chính thức đưa vào hệ thống quy trình chính thức như "Các quy tắc kỹ thuật về thiết kế và tính toán các công trình và kết cấu BT dự ứng lực theo phương pháp những trạng thái giới hạn" năm 1991 (BPEL 91) của nước Cộng hoà Pháp, trong đó có nhiều điều khoản nói về BTCT DUL-N rải rác và đặc biệt có một chương phụ lục nói riêng về DUL-N.

Các ưu, khuyết điểm của dạng kết cấu này được tóm tắt như sau:

Ưu điểm

- Tiết diện BT không cần mở rộng quá mức để chứa đựng đủ số lượng cáp DUL và đảm bảo khoảng cách giữa chúng đủ để đổ BT thuận tiện và đầm rung BT đạt chất lượng. Đối với những cầu lớn, số lượng cáp DUL nhiều một số có thể đặt trong và một số đặt ngoài BT.

- Đối với kết cấu dầm khung T hoặc liên tục đúc (lắp) hẫng thì cánh tay vươn lên của nó dùng dự ứng lực trong (DUL-T) rồi sau hợp long sẽ căng DUL-N để liên kết và cho chịu mômen dương ở giữa dầm DUL-N ở phần giữa nhịp sẽ làm cho thi công đơn giản hơn nhiều.

- Đối với dầm đã và đang khai thác khi phải sửa chữa, nâng cấp, mở rộng thì áp dụng DUL-N sẽ khắc phục được các khiếm khuyết một cách chủ động (không cần mở rộng tiết diện các vết nứt đang phát triển, có thể khép kín vừa thi công vừa khai thác).

- Ngoài ra còn có những ưu điểm khác như :

+ Luồn cáp vào ống bảo vệ và bơm vữa chống rỉ cho cáp dễ dàng hơn và kiểm tra được chặt chẽ hơn chất lượng bơm vữa. Việc kiểm tra thường xuyên tình trạng của ống bảo vệ cũng thuận tiện hơn.

+ Loại ống bảo vệ cho cáp ngoài thường dùng là ống keo PEHD có hệ số ma sát trong căng kéo cáp DUL rất thấp.

+ Có thể dễ dàng thay thế cáp DUL-N nếu có ý đồ và dự kiến trước những vị trí để đặt kích sau này.

Khuyết điểm

- Về nguyên tắc cáp DUL-N đặt ngoài BT khó chống gỉ lâu dài nếu như không có những biện pháp đặc biệt.

- Phải bố trí thêm một số chi tiết cấu kiện phức tạp và đòi hỏi chất lượng thực hiện cao.

17.1.2. Phạm vi ứng dụng công nghệ dự ứng lực ngoài

17.1.2.1. Trong các công trình làm mới

- Các nhịp cầu lớn BTCT DUL cần thiết phải có nhiều cáp DUL. Mặc dầu đã mở rộng tiết diện nơi cần đặt cáp DUL và bố cáp thành những bó lớn, nhưng khi đặt trong BT, khoảng cách giữa các bó vẫn thấy bị hạn chế không đủ không gian để BT ướt lọt vào dễ dàng và việc đầm rung nhất thiết phải bằng đầm dùi, không thực hiện được thuận lợi. Như vậy BT không đạt được chất lượng thi công mong muốn. Lúc đó một số bó cáp vẫn đặt trong BT số còn lại đặt ngoài BT.

- Các nhịp cầu đầm liên tục thi công bằng phương pháp đúc hoặc lắp hẫng từ đoạn trên trụ và phía giữa nhịp, ở giữa nhịp cầu đổ BT hợp long và căng kéo cốt thép liên tục hoá. Những cốt thép liên tục hoá đó thường dùng cáp DUL đặt ngoài tiết diện BT.

17.1.2.2. Trong các công trình đang khai thác cần sửa chữa, nâng cấp, mở rộng

- Các nhịp cầu BTCT thường nếu bị nứt lớn, nhiều kể cả những vết nứt đang phát triển, dùng DUL-N để khép kín một cách có hệ thống các vết nứt và nếu cần có thể nâng cấp nhịp cầu.

- Các nhịp cầu BTCT DUL bị nứt dùng DUL-N để bổ sung DUL, khép kín các vết nứt hoặc hơn nữa, nâng cấp nhịp cầu.

- Thay thế các bó cáp DUL cũ bằng bó cáp DUL mới nếu thấy chúng bị gỉ hoặc có nguy cơ bị gỉ. Có thể dự kiến thay cáp khi thiết kế và thi công. Cũng có thể thay ở trường hợp không dự kiến bằng cách căng dần bó cáp ngoài và vô hiệu hóa dần cáp trong bị gỉ hoặc có nguy cơ bị gỉ.

- Liên tục hoá nhịp cầu tĩnh định để tăng khả năng chịu lực, hạn chế dao động hoặc biến dạng.

Thí dụ:

+ 3 nhịp đầm giản đơn liên tục hoá thành nhịp liên tục 3 nhịp.

+ Nhịp cánh T đầm đeo hoặc đầm hẫng chốt giữa được liên tục hoá thành đầm khung liên tục hoặc đầm liên tục 3 nhịp.

- Trong các nhịp cầu BTCT không dầm ngang thường hay bị nứt nghiêm trọng có thể dùng DUL-N để khép kín các vết nứt đồng thời có thể bố trí các dầm ngang để liên kết các phiến dầm dọc. Dùng DUL-N theo chiều ngang sẽ liên kết chặt các dầm ngang vào các dầm dọc sẽ cho một nhịp cầu sửa chữa bền chắc.

- Các nhịp cầu gồm nhiều phiến dầm đúc sẵn liên kết ngang bằng cáp ngang đặt trong BT do thực thi công nghệ DUL cáp ngang không chuẩn, nên qua thời gian cáp ngang bị gỉ đứt và liên kết bị phá vỡ. Đối với các nhịp cầu đó cần khôi phục liên kết ngang bằng cáp ngang đặt ngoài BT của bản mặt cầu (gồm các cánh T của phiến dầm liên kết lại).

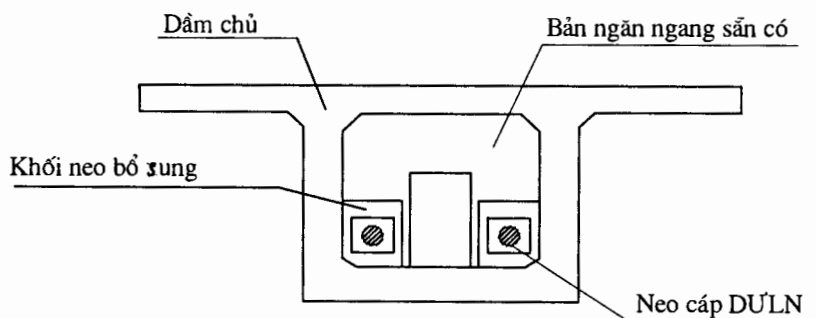
- Các nhịp cầu đang khai thác khi cần mở rộng, có thể bố trí các công xon gắn vào thành biên ngoài của dầm cũ và căng cáp ngoài để liên kết chặt với công trình cũ. Trên các công xon đó đổ BT tại chỗ hoặc đặt các lắp ghép thành bản mặt cầu. Cáp ngang đặt ngoài BT suốt theo chiều ngang từ thành biên đến thành biên, vừa liên kết các công xon mở rộng mặt cầu vừa chống các phiến dầm không bị tách bửa.

17.2. Ụ CHUYỂN HƯỚNG CÁP VÀ Ụ NEO

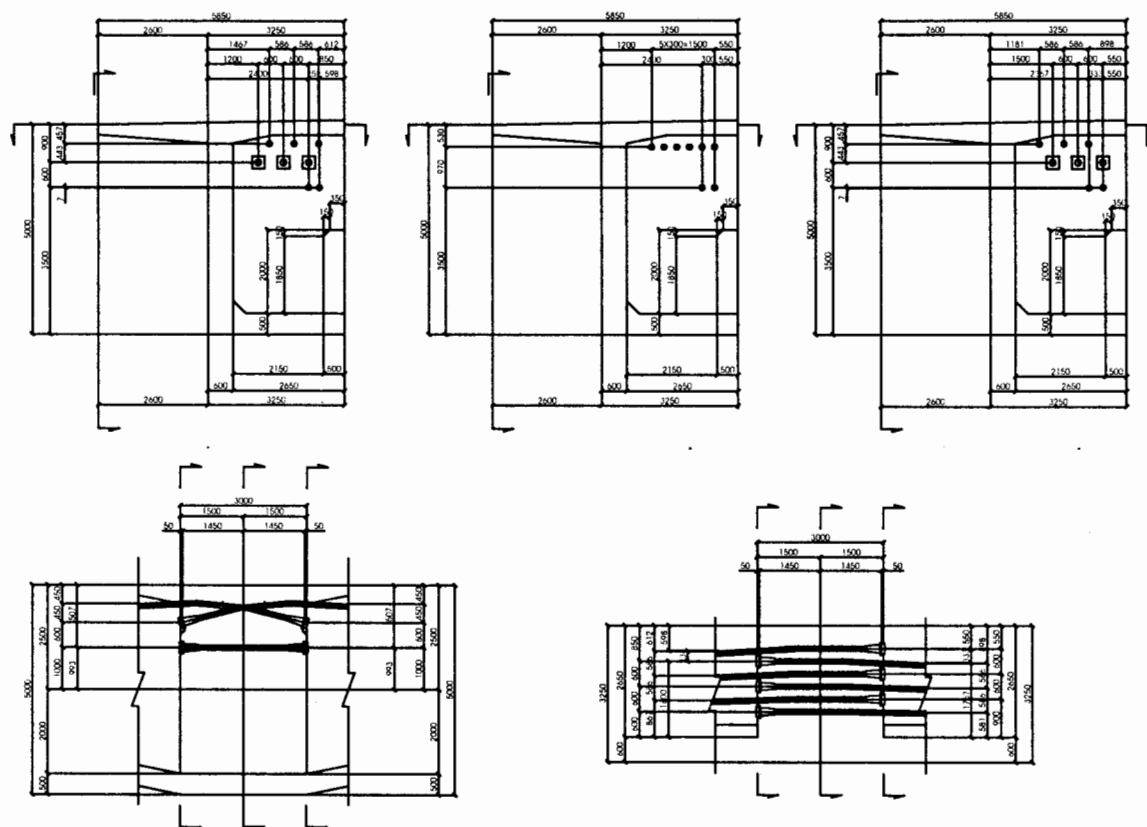
Trong Chương 5 đã trình bày cấu tạo cốt thép điển hình của vách ngang đặc biệt, nơi bố trí ụ chuyển hướng cho cáp dự ứng lực ngoài.

Nói chung, các vị trí đặt ụ neo cáp DUL ngoài và ụ chuyển hướng cáp thường tại mặt cắt $L/2$; $L/4$, mặt cắt trên gối và một vài mặt cắt khác theo tính toán so sánh giữa hình bao mômen và hình bao vật liệu.

Tính toán bố trí ụ neo cáp dự ứng lực đã được trình bày trong Chương 6.



Hình 17.1. Bố trí ụ neo cáp dự ứng lực ngoài



Hình 17.2. Bố trí cáp dự ứng lực ngoài tại vị trí đỉnh trụ

CHƯƠNG 18

ĐO ĐẠC VÀ ĐIỀU CHỈNH TRONG QUÁ TRÌNH ĐÚC HẰNG

MỤC LỤC

18.1. Nguyên tắc chung về công tác đo đạc.....	500
18.2. Ví dụ về quản lý độ vòng ở cầu Hàm Rồng.....	502

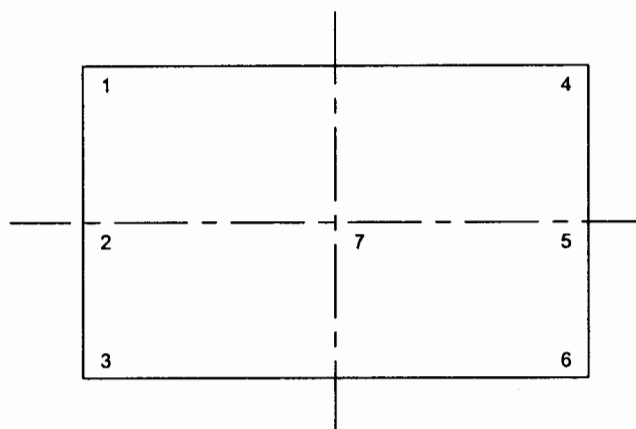
18.1. NGUYÊN TẮC CHUNG VỀ CÔNG TÁC ĐO ĐẠC

18.1.1. Các quy định chung

- Dầm được thi công sau khi móng trụ đã hoàn thành có biên bản chuyển giao đoạn thi công
- Kết quả của các lần kiểm tra đều được ghi lại bằng các bảng kê với các nội dung:
 - + Giai đoạn thi công đang tiến hành
 - + Vị trí của ván khuôn
 - + Các cáp dự ứng lực đã căng
 - + Vị trí các phụ tải đáng kể (các tải trọng như cuộn cáp, bơm bê tông...)
- Kiểm tra các số đo của đòn gánh nếu có thể ở cùng giờ trong ngày và cùng nhiệt độ để có số đo chính xác.

18.1.2. Kiểm tra kích thước hình học của khối dầm trên đỉnh trụ

- Các khối trên đỉnh trụ phải đo ở 7 điểm (theo sơ đồ) và việc kiểm tra cao độ của các điểm được tiến hành theo các giai đoạn sau:
 - + Sau khi đổ bê tông ở giai đoạn cuối (Giai đoạn 3)
 - + Sau khi căng các thanh PC $\phi 38$ cố định khối đỉnh trụ
 - + Sau căng cáp dự ứng lực



18.1.3. Kiểm tra hình học các khối đúc hằng gồm các giai đoạn

- Trước khi đổ bê tông khối đúc (kể cả khối N-1)
- Sau đổ bê tông khối đúc
- Sau căng cáp dự ứng lực

Lấy số liệu đợt kiểm tra cuối cùng để căn chỉnh cao độ ván khuôn của khối N + 1

18.1.4. Kiểm tra kích thước hình học đôn gánh

Việc kiểm tra cao độ và kích thước hình học của đôn gánh cho phép theo dõi biến dạng tổng đôn gánh so với biến dạng lý thuyết, để kịp thời hiệu chỉnh cao độ các khối đúc theo biến dạng của đôn gánh. Cho phép ta vẽ đường cong hình chiếu dọc cầu của dầm.

Đối với đôn gánh việc kiểm tra cao độ được tiến hành ở 3 điểm: 1 điểm ở tim và 2 điểm ở thượng hạ lưu cách tim cầu 3m

Tiến hành đo ở các giai đoạn sau:

- + Sau khi căn chỉnh ván khuôn ở tất cả các khối đúc (trước khi đổ bê tông đang lắp cốt thép) được lập thành bảng và vẽ đường cong của đôn gánh
- + Trong khi chờ đợi thi công khối hợp long

Trước khi thi công khối hợp long từ 5 đến 7 ngày khối kê sát với khối hợp long đo liên tục với các thời gian khác nhau trong ngày (buổi sáng và buổi chiều) để tìm ra thời điểm gông chặt dầm hợp long tốt nhất (độ chênh cao độ là ít nhất)

Trong thời gian chờ đợi cánh dầm thứ 2 với thời gian dài thì từ 10 đến 15 ngày đo một lần

18.1.5. Kiểm tra độ thẳng tổng thể

Mỗi khối đúc phải có 1 điểm mốc ở tim dọc, trên khối đỉnh trụ phải có 3 điểm, độ thẳng hàng ở mặt trên và mặt dưới được kiểm tra sau khi thi công mỗi khối đúc để kịp thời hiệu chỉnh độ thẳng hàng của ván khuôn di động

18.1.6. Kiểm tra độ lún của mố trụ

- Mỗi mố trụ đều phải có 2 điểm đo độ lún (1 ở thượng lưu, 1 ở hạ lưu)

- 15 ngày đo lún 1 lần

Trong tính toán dự kiến lún là 3cm theo dõi cao độ cánh hẫng phải xét đến lún.

18.1.7. Đo chuyển dịch của gối cầu

- Trong quá trình lắp đặt gối cầu trên các móng trụ cần phải theo đúng với số liệu tính toán (vị trí, cao độ, nhiệt độ lắp đặt)

- Đo đạc theo dõi độ dịch chuyển gối trước và sau căng cáp dự ứng lực ngoài.

18.1.8. Phân cấp công tác đo đạc tại công trường

Thực tế công tác đo đạc ở hiện trường được thực hiện theo phân cấp quản lý như sau:

- Các đơn vị trực tiếp thi công đầm hợp phải có tổ chức khảo sát riêng của mình để triển khai chi tiết các hạng mục thi công của đơn vị mình trên cơ sở số liệu cơ bản của tổ đo đạc của công ty KSTK Thăng Long bàn giao (có chứng kiến của TVGS và Ban điều hành dự án).

- Tổ đo đạc công ty KSTK Thăng Long với các nội dung đo đạc đã nêu ở mục 1 và mục 2 bàn giao cho đơn vị thi công. Trong quá trình thi công có trách nhiệm kiểm tra kết quả để có số liệu nghiệm thu trước khi chuyển giai đoạn thi công, (các kết quả phải đưa vào các bảng biểu nghiệm thu theo quy định).

18.1.9. Thiết bị đo đạc

Đều là thiết bị đo đạc hiện đại của các nước tiến tiến. Dưới đây là một số kết quả đo đạc ở một trong số các khối đầm để minh họa

- Số liệu căn chỉnh ván khuôn trước khi đổ bê tông
- Đo đạc sau đổ bê tông, sau căng cáp dự ứng lực
- Theo dõi độ võng cánh đầm
- Theo dõi lún của móng trụ
- Theo dõi độ dịch chuyển gối
- Theo dõi khối hợp long

18.2. VÍ DỤ VỀ QUẢN LÝ ĐỘ VÔNG Ở CẦU HÀM RỒNG

(Tài liệu tham khảo của SUMITOMO)

18.2.1. Tóm tắt

Công việc quản lý độ vồng trước được tiến hành để nhằm đạt được cao độ thiết kế cuối cùng thông qua việc nắm bắt và quản lý lượng biến dạng thay đổi theo từng trạng thái thi công. Các công việc cần thiết trong quản lý độ vồng trước có thể chia ra làm ba mục lớn như sau:

a/. Độ vồng do sự biến dạng của hệ đà giáo: Đó chính là việc áp sát các liên kết trong hệ, sự chuyển vị, việc dẫn dài của các thanh PC treo...tóm lại là những thay đổi về mặt hình thức của hệ đà giáo.

b/. Biến dạng của dầm khi thi công:

- Biến dạng do việc đổ bê tông
- Biến dạng do căng kéo
- Biến dạng do tải trọng xe dúc (bao gồm tải trọng khi lắp, di chuyển và tháo xe dúc)

c/. Biến dạng phát sinh sau khi hoàn thành: Chủ yếu là biến dạng do từ biến của bê tông. Ngoài ra cũng có trường hợp xem xét đến sự chênh lệch nhiệt độ giữa các bản và hoạt tải.

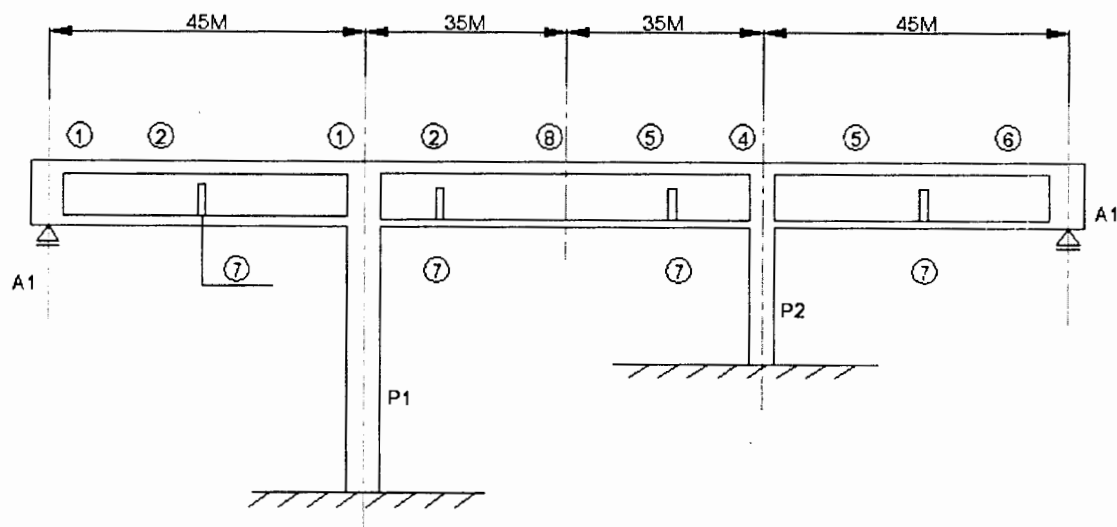
Về cơ bản tiến hành quản lý độ võng trước của dầm căn cứ trên việc tính toán trước những lượng biến đổi đối với ba mục trên và so sánh kết quả đó với lượng chuyển vị thực tế khi thi công.

18.2.2. Tính toán và các bước quản lý

Cần thiết phải xác định trước một cách rõ ràng phương pháp và tuần tự thi công phù hợp với tính toán. Tính toán sẽ cụ thể hoá bằng con số cho từng bước thi công.

Ví dụ: Sẽ tính toán lượng biến dạng khi đổ bê tông khối thứ nhất, khi căng kéo khối thứ nhất, khi đổ dầm ngang khối thứ tám, khi dỡ xe dúc số 1 v.v. Công việc này làm cho việc nắm bắt giá trị tính toán, điều chỉnh độ võng của dầm nước sau mỗi một bước thi công sẽ trở nên dễ dàng hơn.

Dưới đây sẽ trình bày về tính toán và quản lý độ võng dựa trên một ví dụ đơn giản. Chúng ta sẽ tìm hiểu về tuần tự thi công và tính toán cho một cầu khung ba nhịp như hình 3.8.1 dưới đây.



Hình 18.1. Tuần tự thi công tham khảo

1. Thi công khối đỉnh trụ P1 trên đà giáo.
2. Thi công các khối dúc hẫng từ P1 bằng xe dúc.
3. Thi công phần đầu dầm phía P1 trên đà giáo.
4. Thi công khối đỉnh trụ P2 trên đà giáo.
5. Thi công các khối dúc hẫng phía P2 bằng xe dúc.

6. Thi công phân đầu dầm phía P2 trên đà dáo.
7. Đổ các dầm ngang.
8. Hợp long.
9. Thi công mặt cầu.

- Quyết định tuần tự thi công: Tuần tự thi công được đánh số như hình 18.1

- Tính toán các lượng biến dạng theo kết cấu phù hợp với tuần tự thi công đã được vạch ra:

+ Tính toán cho việc đổ bê tông và căng kéo khi thi công khối đỉnh trụ.

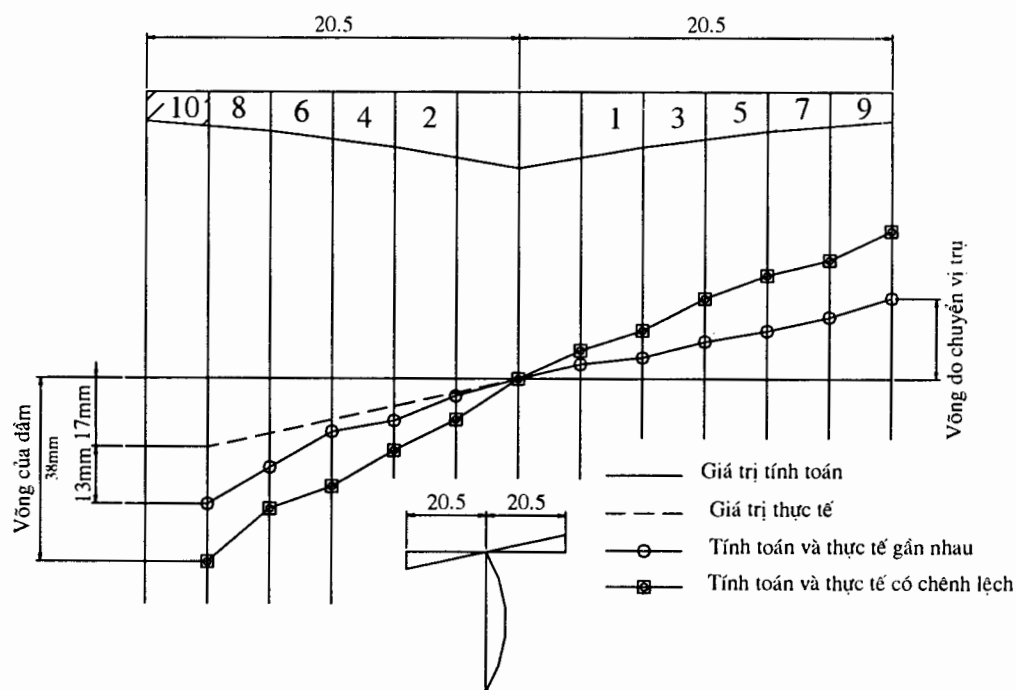
+ Tính toán cho việc đổ bê tông, căng kéo và tải trọng xe dúc trong các giai đoạn thi công bằng xe dúc.

- Lập bảng kết quả tính toán: Trong bảng này W di chuyển xe dúc; C đổ bê tông; P căng kéo. Khi lập bảng nên lập sẵn các cột hoặc các hàng tổng phụ để thuận tiện cho việc quản lý.

- Độ võng trước của dầm tại mỗi bước thi công chính là giá trị tổng trong bảng. Trong giá trị này chưa tính đến độ biến dạng của bản thân hệ đà giáo và xe dúc, cũng như độ giãn dài của các thanh treo, nên phải cộng thêm giá trị này.

- Điều quan trọng trong quá trình quản lý là phải nhanh chóng nắm bắt được các yếu tố chưa xác định. Các yếu tố này bao gồm:

- a. Hệ số đàn hồi và cường độ của trụ
- b. Hệ số đàn hồi và cường độ của dầm
- c. Tốc độ từ biến của bê tông
- d. Mức chênh lệch nhiệt độ giữa các bản mặt



Hình 18.2. Xác định độ biến dạng

Dưới đây sẽ sử dụng hình 18.2 để giải thích.

Đây là các giá trị đo đạc được tại thời điểm khi đổ bê tông khối thứ 10. Trước hết sẽ chỉnh lý giá trị tính toán cho phù hợp với khối lượng bê tông thực tế. Giả sử khi đó giá trị chuyển vị dự kiến của khối số 8 là 30mm, khối số 9 là 20mm. Khối số 9 biến dạng do sự chuyển vị của trụ, khối số 8 biến dạng ($20 \times 20.5 / 24.5 = 17\text{mm}$) do chuyển vị của trụ, còn 13mm là do tải trọng của bản thân dầm.

Chúng ta thử so sánh giá trị này với giá trị đo đạc thực tế. Nếu giá trị thực tế gần với giá trị tính toán như trong trường hợp 1 thì không có vấn đề gì. Nếu có sự chênh lệch lớn như trong trường hợp 2 thì cần phải điều chỉnh lại độ võng trước của dầm. Ở đây, trong trường hợp 2, độ lệch tại khối số 9 là 10mm, đó là do sự chuyển vị của trụ. Khối thứ 8 biến dạng ($30 \times 20.5 / 24.5$) 25mm do chuyển vị của trụ, còn lại 13mm là do biến dạng của dầm. Độ biến dạng của bản thân dầm là phù hợp với tính toán. Do đó cần điều chỉnh độ biến dạng do quay của trụ.

Yếu tố (c) cần phải xem xét trong trường hợp thời gian thi công lâu, khi mà độ chênh lệch tuổi bê tông khá lớn. Trong những trường hợp như vậy lường trước tốc độ phát triển từ biến của bê tông để xác định độ võng trước, hoặc hợp long một cách cưỡng bức (tức là dùng tải trọng làm cho cao độ của hai phía bằng nhau). Dù sao đi nữa, khi tiến hành tính toán độ võng trước thì cũng phải tiến hành duyệt ứng suất.

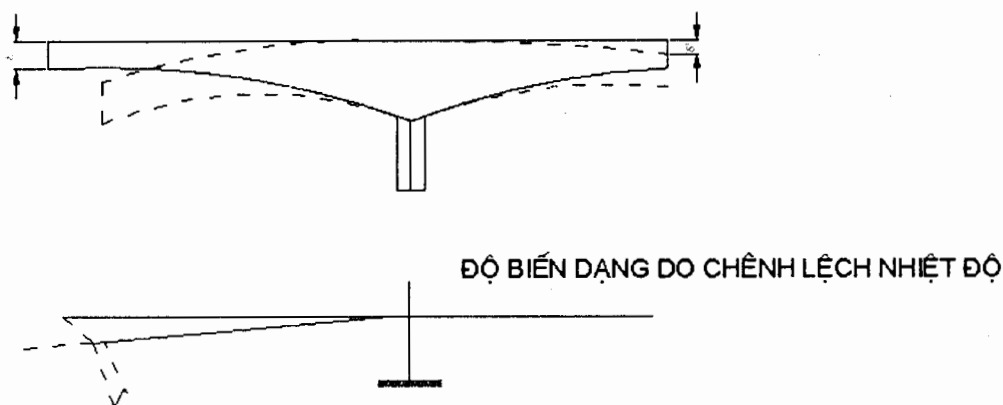
Trong quản lý độ võng trước của dầm, đương nhiên phải xem xét đến những biến dạng do chênh lệch nhiệt độ. Khi lắp ván khuôn nếu không thử biến dạng này thì sẽ phát sinh những sai số khá lớn so với giá trị tính toán. Hình 18.3 sẽ trình bày về phương pháp loại bỏ biến dạng này.

Chênh lệch nhiệt độ giữa hai bản là do ánh mặt trời, do đó nên tiến hành vào lúc không chịu ảnh hưởng của mặt trời, tốt nhất là vào lúc sáng sớm. Việc quản lý độ võng trước của dầm phải căn cứ trên kết quả đo đạc vào buổi sáng sớm. Tuy nhiên việc lắp ván khuôn khó có thể tiến hành vào buổi sáng sớm. Vì vậy sẽ sử dụng phương pháp dời điểm chuẩn trước. Hiện tại, nếu lấy điểm chuẩn là B, thì vào lúc dầm vươn ra tới điểm A và C thì các độ biến dạng do nhiệt độ tương ứng là s và s' .

Trong trường hợp xác định cao độ ván khuôn tại điểm D bằng điểm chuẩn đặt tại B thì ván khuôn sẽ bị lắp ở cao độ 3. Do đó dầm sẽ có dạng B-2-3.

Để ngăn ngừa việc này, vào lúc không có chênh lệch do nhiệt độ, thì tốt nhất ta chuyển điểm chuẩn ra điểm gần điểm D nhất (trong trường hợp này là điểm A). Kết quả buộc phải đạt được là điểm D nằm trên đường kéo dài của B-2, tuy nhiên nếu tạo thành đường B-2-4 cũng không tạo ra sai số đáng kể, vì vậy đây được coi là một phương pháp có tính thực tế.

Việc nắm bắt trước độ biến dạng do nhiệt độ là rất khó khăn, do đó cần thiết phải vận dụng phương pháp như trên để tiến hành quản lý.



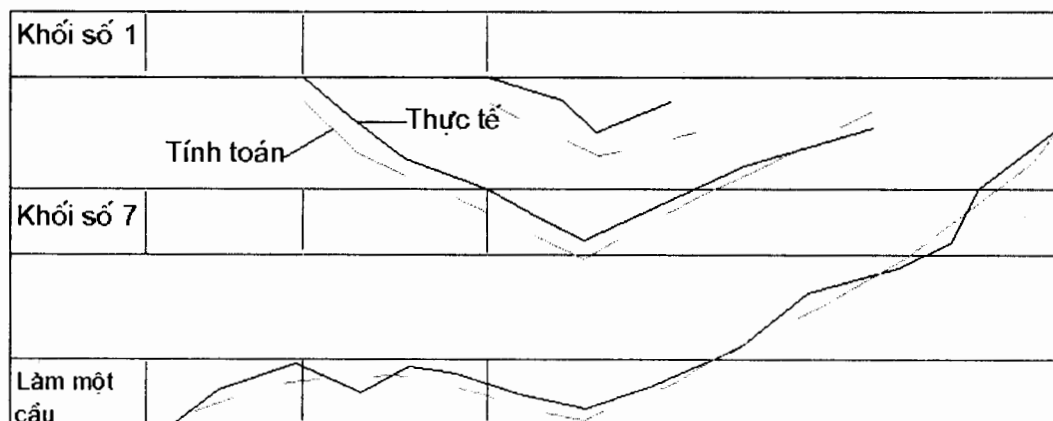
Hình 18.3. *Chỉnh lý những biến dạng do chênh lệch nhiệt độ*

Khi tiến hành quản lý nếu có thể tiến hành đo đạc và quản lý khi tải trọng thay đổi thì không có gì bằng, tuy nhiên đối với những chuyển động nhỏ của dầm như khi di chuyển xe đúc thì có thể bỏ qua. Sau khi đổ bê tông nhất thiết phải đo đạc bởi vì điều này có thể liên quan đến việc lắp ván khuôn cho khối đúc tiếp theo. Để dễ dàng dự đoán được sự dịch chuyển của dầm thì kết quả đo đạc được tập hợp thành bảng như Bảng 18.1. Đôi khi trong trường hợp khác với cao độ tính toán, thì nếu nhất thời điều chỉnh cao độ của khối đang đổ bằng với cao độ tính toán thì về sau dầm sẽ có dạng như gãy, do vậy chỉ nên điều chỉnh cho gần với cao độ tính toán.

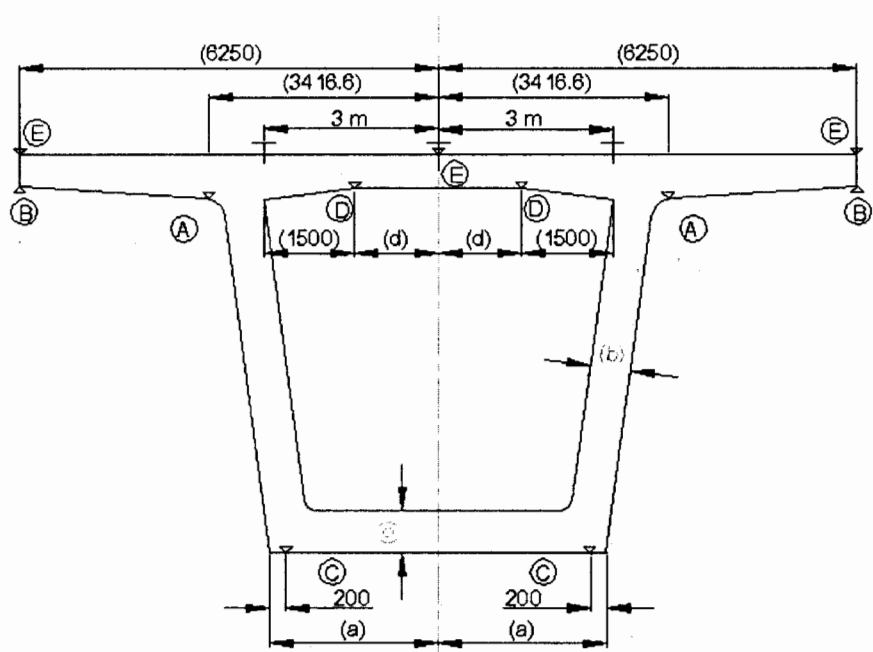
Bảng 18-1. *Mẫu biểu quản lý độ vòng tại hiện trường*

So

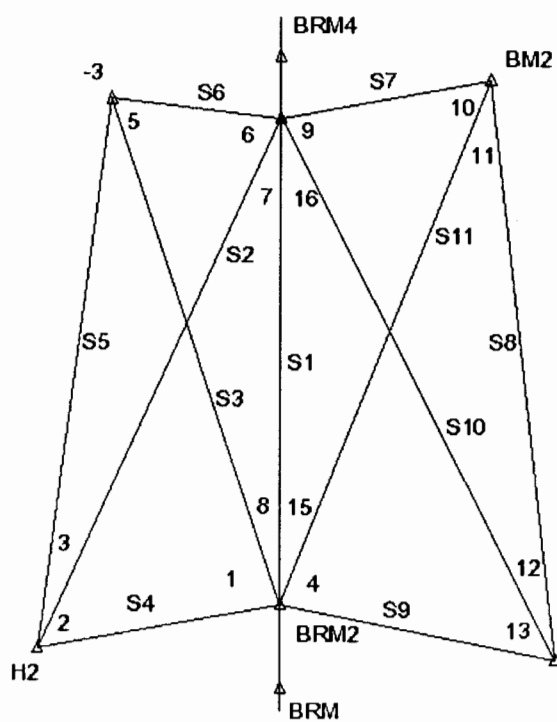
	7	5	3	1		2	4	6	8	G



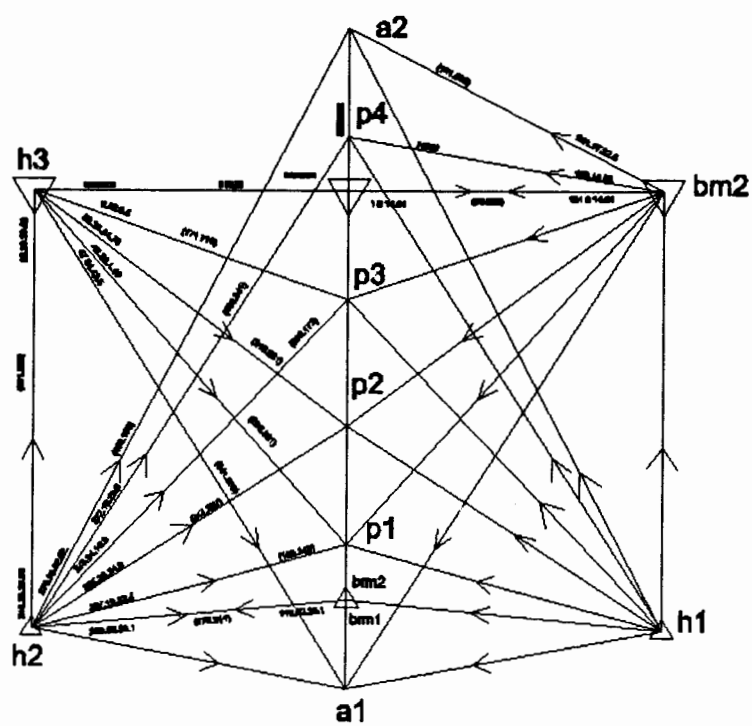
Sai số giữa cao độ thực tế và cao độ tính toán tại các vị trí đo lường là không ổn định, nếu đột ngột thay đổi (như trường hợp khối số 5) thì thường đo sai số trong khi đo đạc.



Hình 18.4. Bố trí các điểm đo



Hình 18.5 (a). Bố trí lưới tọa độ



Hình 18.5 (a). Bố trí lưới tọa độ

PHỤ LỤC 1

GIỚI THIỆU VỀ MỘT SỐ CẦU ĐÚC HẰNG Ở VIỆT NAM

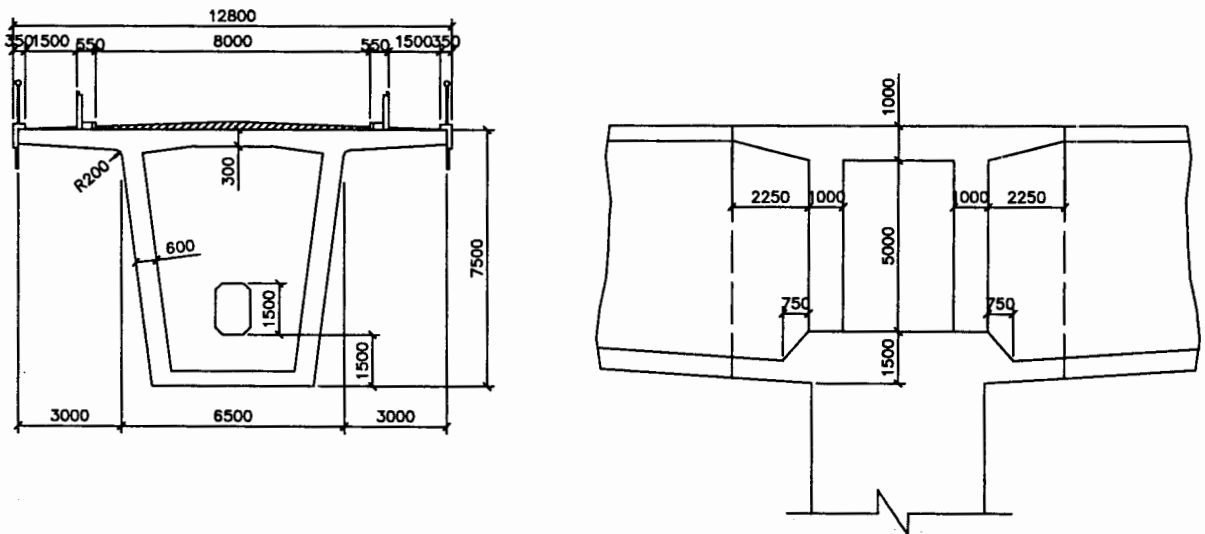
VÍ DỤ 1: CẦU HOÀNG LONG (HÀM RỒNG MỚI)

1. GIỚI THIỆU

Cầu Hoàng Long (cầu Hàm Rồng mới) nằm trên đường Quốc lộ 1, thuộc địa phận tỉnh Thanh Hoá. Cầu Hoàng Long nằm song song với và cách xa khoảng 1300m về phía hạ lưu so với vị trí cầu Hàm Rồng cũ và có chiều dài cầu tổng cộng là 380,68m. Cầu gồm 5 nhịp, trong đó 3 nhịp giữa được thiết kế theo sơ đồ khung siêu tĩnh với chiều dài nhịp tính toán $75 + 130 + 75$ m. Hai nhịp biên là các dầm giản đơn mặt cắt hình hộp có nhịp $L = 49,4$ m.

2. SƠ LƯỢC VỀ CÔNG NGHỆ THI CÔNG

Toàn bộ cầu được thiết kế với mặt cắt ngang là dầm hộp bê tông cốt thép - ứng suất trước có mặt cắt thay đổi. 3 nhịp giữa thi công theo phương pháp đúc hẫng từ trụ ra hai phía. Từ đoạn dầm đầu tiên đã được neo chắc trên đỉnh trụ, kết cấu nhịp được đúc hẫng vươn dài ra hai phía. Các bó cáp dự ứng lực cũng được bố trí theo nguyên tắc đối xứng cả trên phương diện mặt bằng cũng như qua tim trụ.



Hình 1. Kích thước cơ bản khối đỉnh trụ

Các kích thước của đốt K_0 như hình vẽ dưới đây:

Đốt trên trụ có chiều dài 9,7m, các đốt còn lại có chiều dài 3,1m. Cốt thép dự ứng lực được bố trí theo cả 3 phương: dọc cầu, ngang cầu và thẳng đứng. Cốt thép dự ứng lực theo phương dọc và ngang cầu là các bó cáp từ các sợi thép đường kính 15,2mm. Cốt thép dự ứng lực theo phương đứng là các thanh thép cường độ cao đường kính 32mm.

VÍ DỤ 2: CẦU PHÙ ĐỔNG (CẦU ĐUỐNG MỚI)

Công nghệ thi công đúc hẫng cân bằng sẽ được trình bày dưới đây thông qua việc nghiên cứu tình huống của dự án xây dựng cầu Phù Đổng (trên Quốc lộ 1A, đoạn Hà Nội - Lạng Sơn, thời gian thi công từ năm 1998 - 2000).

1. GIỚI THIỆU CHUNG VỀ CÔNG TRÌNH

Công trình cầu Phù Đổng nằm trên tuyến quốc lộ 1 (tuyến xây dựng mới Hà Nội - Lạng Sơn) vượt qua sông Đuống thuộc địa phận huyện Gia Lâm - Thành phố Hà Nội.

1.1. Qui mô và tiêu chuẩn kỹ thuật của công trình

- *Quy mô và tiêu chuẩn thiết kế*

Cầu được thiết kế vĩnh cửu bằng bê tông cốt thép DUL, thi công với công nghệ cầu dầm liên tục đúc hẫng.

Tải trọng : H30, XB80, người 300kG/m².

Khổ cầu : $K7 + 2 \times 3,5$; $\Sigma B = 15$ m.

Tần suất thiết kế : $P = 1\%$.

Đường đầu cầu : Cấp II đồng bằng.

Sơ đồ cầu : $65.1 + 7 \times 100 + 65.1 + 3 \times 33.05$ m. Tổng chiều dài : 929.4m.

- *Kết cấu phần dưới:*

+ Toàn cầu có 2 móng (A_1, A_2) và 11 trụ ($P_1 \div P_{11}$)

+ Hai móng A_1 và A_2 là dạng móng tường hình chữ U bằng bê tông cốt thép, bệ móng đặt trên móng cọc khoan nhồi đường kính $D = 1.2$ m, $L_p = 43 \div 47$ m.

+ Mười một trụ là dạng trụ thân đặc bằng bê tông cốt thép, bệ trụ đặt trên móng cọc khoan nhồi đường kính $D = 1.2 \div 2$ m, $L_p = 35 \div 47$ m.

+ Riêng trụ P_9 , P_{10} và P_{11} là trụ đỡ các nhịp 33 m thì có cấu tạo nhỏ hơn.

+ Cao độ mũi cọc được đưa đến tầng địa chất tốt.

- Kết cấu phần trên:

+ Trắc dọc cầu bố trí theo đường cong đứng tròn với bán kính $R = 12000\text{m}$.

+ Tổng thể cầu gồm có 12 nhịp trong đó có 9 nhịp liên tục và 3 nhịp giản đơn.

+ Phân kết cấu nhịp liên tục có mặt cắt ngang kiểu dầm hộp, khẩu độ các nhịp giữa là 100m và 2 nhịp biên là 65,1m. Kết cấu dầm hộp có đường biên đáy dầm cong: $y = ax^2$.

+ Phân kết cấu nhịp giản đơn có mặt cắt ngang gồm các dầm chữ I với khẩu độ 33m.

+ Dầm hộp và dầm I BTCT ứng suất trước đúc toàn khối kéo sau tại hiện trường.

+ Cốt thép cường độ cao: Dùng cáp $\phi 15,2$ mm và thanh cường độ cao PC32.

Trong kết cấu nhịp của cầu Phù Đổng thì cáp DUL được bố trí khá nhiều, phân bố theo nhiều phương:

Loại cáp đặt phân bố dọc nhịp : Cáp 12T15

Loại thanh đặt phân bố đứng trong thành hộp : PC-32

Loại cáp đặt phân bố ngang trên bản mặt: Cáp 4T15.2

Khi căng phải kéo đồng thời cả 3 loại cốt thép dự ứng lực nói trên.

1.2. Phương án thi công tổng thể

- Thi công móng trụ:

+ Hai mố :

San ủi mặt bằng dùng máy khoan chuyên dụng khoan cọc. Hạ lồng cốt thép. Đổ bê tông cọc tại chỗ.

Thi công bệ mố trụ: Đóng cọc ván thép, đổ bê tông bệ đáy, thi công bệ.

Thi công thân mố trụ: Lắp ván khuôn, buộc cốt thép, đổ bê tông thân mố trụ.

+ Trụ P_1 , P_7 , P_8 : dùng hệ cọc nổi định vị ván khuôn thép bằng búa đóng cọc, đắp đảo, dùng máy khoan chuyên dụng khoan cọc, đổ bê tông cọc, đổ bê tông trụ.

+ Trụ còn lại dùng máy khoan chuyên dụng khoan cọc, đổ bê tông cọc, đổ trụ (kết-hợp đắp đảo).

- Thi công kết cấu nhịp:

+ Ba nhịp dầm 33 m giản đơn thi công theo phương pháp lao bằng xe chuyên dụng và cầu từ phía Hà Nội (dầm I).

+ Các nhịp dầm liên tục thi công theo phương pháp đúc hẫng đối xứng từ mỗi trụ (trụ $P_1 \div P_8$) sang hai phía Bắc - Nam, sau đó hợp long tại giữa mỗi nhịp. Các giai đoạn chính gồm có:

+ Hai nhịp biên của dầm liên tục có hai đoạn ở gần mố và trụ (từ mố A_1 và trụ P_9 ra đến cánh hẫng nhô ra từ các trụ P_1 và P_8) được đúc trên hệ thống đà giáo tựa lên mặt đất.

+ Các khối hợp long bao gồm 2 loại :

. Các khối hợp long ở giữa nhịp và,

. Khối hợp long nối đoạn dầm đúc hẫng với đoạn dầm đúc trên đà giáo ở hai nhịp biên.

1.3. Các nội dung chi tiết của các bước thi công

Để phù hợp với cấu tạo kết cấu nhịp là dầm liên tục, công nghệ thi công dầm liên tục bằng phương pháp đúc hẫng cân bằng trên xe đúc bao gồm các bước thi công sau.

- Hoàn thành thi công các kết cấu phần dưới (các mố, trụ).

- Thi công các khối đỉnh trụ (K_0) trên các trụ P_3, P_4 trên đà giáo. Cố định tạm các khối trên vào khối đỉnh trụ bằng các thanh dự ứng lực đường kính $\phi 32$ mm và các khối bê tông kê tạm. Căng cáp DUL dọc trong bản mặt (bản nắp hộp) của các khối K_0 trên đỉnh các trụ.

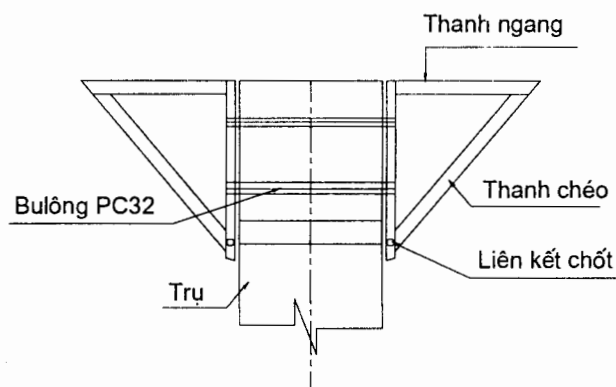
- Thi công đoạn dầm dài 13,5m đúc trên đà giáo cạnh mố A_2 và trụ P_2 .

- Lắp dựng xe đúc trên các trụ P_3, P_4 để thi công từng đôi dốt dầm đối xứng theo phương pháp đúc hẫng cân bằng.

- Căng cáp DUL dọc bản nắp hộp mặt cho từng khối hộp đã đúc hẫng xong.

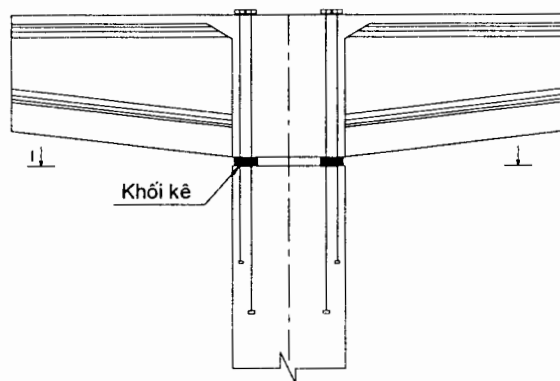
- Lần lượt thi công tất cả các khối đúc hẫng của toàn cầu.

- Thi công các khối hợp long của các nhịp biên (để nối giữa phần đúc trên đà giáo với phần đúc hẫng).

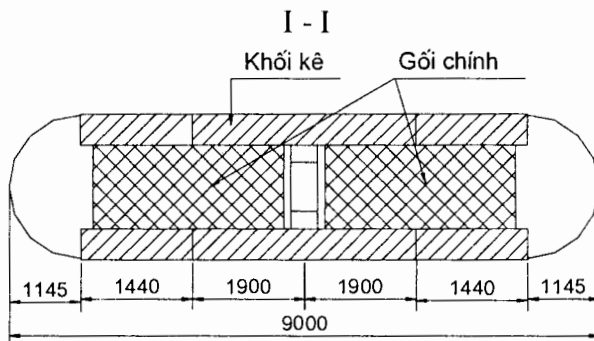


Hình 2a: Bố trí đà giáo mở rộng trụ

Hình 2b: Bố trí thanh neo khối đỉnh trụ



Hình 2c: Mặt bằng đỉnh trụ (mặt cắt I-I)



- Căng cáp DUL dọc bản đáy tại các nhịp biên. Tháo bỏ ván khuôn thành bên của khối hợp long nhịp giữa P_3 - P_4 . Căng cáp DUL bản đáy tại khối này và tháo bỏ ván khuôn đáy của khối hợp long nhịp này. Cắt các thanh DUL thẳng đứng liên kết cứng tạm thời giữa dầm với trụ tại các trụ P_3 , P_4 .

- Hoàn thiện các kết cấu phụ tạm : gờ chắn, lan can..

1.4. Thi công khối đỉnh trụ K0

Khối đỉnh trụ là khối lớn nhất của kết cấu nhịp dầm và nằm trên đỉnh của thân trụ. Để giữ ổn định tạm thời cho phần kết cấu hẫng trong suốt quá trình đúc hẫng cân bằng, phải dùng các khối kê tạm bằng bê tông và các thanh DUL ϕ 32 thẳng đứng để liên kết chặt cứng giữa khối đỉnh trụ và thân trụ. Giữa khối bê tông kê tạm và đỉnh trụ là lớp vữa mác 400kg/cm². Lớp vữa này chính là vị trí mà sau này sẽ khoan phá để tháo các khối bê tông tạm. Sau khi hợp long nhịp biên thì các khối bê tông kê tạm sẽ được tháo ra, lúc đó gối chính của kết cấu nhịp cầu sẽ bắt đầu chịu lực.

Khối trên đỉnh trụ được đúc trên phần đà giáo mở rộng trụ. Đà giáo này được cấu tạo từ thép hình đã gia công trong công xưởng và được lắp đặt khi thi công xong thân trụ. Nói chung, đà giáo thi công khối đỉnh trụ sẽ phải được thử tải trước khi sử dụng.

Cấu tạo của đà giáo xem trong bản vẽ.

Công việc đổ bê tông cho khối đỉnh trụ được chia làm 4 đợt như sau:

- + Đợt I: Đổ bê tông bản đáy và một phần thành bên của hộp (cao khoảng 20 cm).
- + Đợt II: Đổ bê tông cho tường ngăn.
- + Đợt III: Đổ bê tông cho các (4) thành bên của hộp dầm.
- + Đợt IV: Đổ bê tông cho bản mặt (bản nắp hộp).

Việc phân đợt đổ bê tông như vậy là rất hợp lý, theo đúng nguyên tắc không đổ bê tông đồng thời những phần của kết cấu có khối lượng bê tông lớn và những phần có khối lượng nhỏ và mỏng. Như vậy sẽ tránh được các vết nứt do co ngót khác nhau, do toả nhiệt không giống nhau giữa các bộ phận đó.

1.4.1. Các bước công nghệ

Để tiến hành thi công khối K_0 phải tuân theo trình tự sau :

1. Lắp đà giáo

Lắp các thanh đứng áp sát thân trụ, luồn và xiết 24 bu lông PC ϕ 32 với lực xiết 40 tấn bằng kích căng kéo.

Lắp các thanh chéo và thanh ngang.

Lắp hệ thống giàn ngang, dầm dọc trên công xon.

2. Đo đạc, vạch các đường tìm của gối trên đỉnh trụ, kiểm tra cao độ đỉnh trụ tại các vị trí gối

3. Làm các công tác trên đỉnh trụ bao gồm

- Nối các thanh PC32 và các ống tôn tráng kẽm từ trụ lên.
- Lắp ván khuôn cốt thép và đổ bê tông tại chỗ các gối kê, sai số về cao độ của các gối kê ± 1 mm.
- Xây dựng gờ ngăn bao quanh bằng gạch xây quanh đỉnh trụ.
- Làm các công tác hoàn thiện chuẩn bị để đặt gối cầu: vệ sinh bề mặt, đục thông và chỉnh lỗ bu lông neo gối..

4. Đặt gối cầu: Loại gối trượt cao su, gối cao su và chốt chặt.

a) Trình tự thi công và công nghệ đặt gối cầu

- Quy trình lắp đặt cho gối trượt
- + Xiết bu lông vào tấm bệ (Đặt đúng sao cho nó được vặn chặt và không được trượt ra khỏi tấm).
- + Đặt bulông neo ngáp vào trong tấm khoảng từ 1÷2 mm.
- + Đặt tấm bệ vào hố hộp thích hợp, điều chỉnh độ cao. Cố định bằng vữa không co ngót: SIKAGROUP 214-11 (Lưu ý không đổ vữa vào bề mặt).

+ Sau khi vữa đông cứng thì đặt gối cao su. Tẩy bụi bẩn ở phần bị lõm ở tấm bê sau đó đặt phần lồi vào gối cao su.

+ Xiết bulông neo vào tấm trượt.

+ Đặt tấm trượt lên gối trượt.

+ Điều chỉnh vị trí tấm trượt .

(Làm sạch và lau chùi bụi trên các mặt của gối trượt và bề SUS của tấm trượt và cẩn thận không bị xước).

+ Thực hiện điều chỉnh, trước đó phải dịch chuyển độ co ngót của dầm về hướng góc phải thích hợp với tâm.

+ Lắp khung kết cấu phần trên và cố định bằng bê tông.

+ Tháo khung và hoàn thành.

Chú ý: Phải cẩn thận khi lưu giữ và lắp đặt gối cao su hay khi tháo khung, vận chuyển tránh làm hư hỏng gối.

- *Quy trình lắp đặt chốt chặn:*

+ Xiết bulông neo vào chốt và bề (đặt chính xác sao cho bulông neo được xiết chặt và không thò ra ngoài tấm).

+ Cố định bằng vữa không co ngót (phải đảm bảo chèn phần hở).

+ Lắp khung kết cấu phần trên.

+ Tháo bulông điều chỉnh (sau khi lắp khung, phải tháo bulông điều chỉnh).

+ Cố định bằng bê tông.

+ Tháo khung và hoàn thành.

b) Yêu cầu về độ chính xác khi cân chỉnh bản đáy gối như sau

- Sai số về vị trí không quá 5 mm.

- Sai số về cao độ khi kiểm tra tại 4 điểm góc và một điểm giữa không quá 1 mm.

- Vữa đệm đáy gối và lắp bulông neo gối dùng SIKA GROUT - 11.

5. Lắp ván khuôn đáy và ván khuôn ngoài

- Ván khuôn đáy của dầm trên đỉnh trụ.

- Điều chỉnh cao độ ván khuôn đáy bằng các nêm, đảm bảo độ chính xác 1 mm, cao độ đáy ván khuôn tại hai đầu gối cao hơn cao độ thiết kế 5 mm do xét đến độ võng của đà giáo.

6. Lắp cốt thép bản đáy và một phần cốt thép của đáy dầm, cùng các kết cấu liên quan khác như

- Các thanh dự ứng lực PC32 (V_3), (có 72 thanh ở cầu Phù Đổng).

- Các thanh dự ứng lực ngang PC32 (T_5), (có 5 thanh ở cầu Phù Đồng).
- 56 thanh PC32 neo khối trụ.
- Các lỗ $\phi 70$ để neo ván khuôn đáy của xe đúc, kết cấu neo đường chạy xe đúc.
- Chi tiết N_1 của kết cấu chôn sẵn cho ống thoát nước.

7. Đổ bê tông bản đáy đến cao độ đỉnh bản đáy. Dùng bê tông cấp A_2 đổ thành từng lớp dày $20 \div 30$ cm đổ theo 1 hướng.

8. Lắp ván khuôn cốt thép dầm ngang và thành dầm, sau khi bê tông bản đáy đạt cường độ $\geq 50 \text{ kg/cm}^2$ trước đó cần làm vệ sinh mặt bê tông tiếp giáp bằng hơi ép hoặc xối nước cùng với đặt các kết cấu liên quan khác như :

Các thanh cốt thép PC32 dự ứng lực ngang T_4 .

Chi tiết N_1 của kết cấu cho ống thoát nước.

Đặt kết cấu cho xe đúc dầm.

Xiết chặt các bulông giằng ván khuôn, hàn cố định các đà giáo với hệ dầm dọc và ngang.

9. Đổ bê tông đồng thời phần dầm ngang và thành dầm đến cao độ thấp hơn cao độ của đỉnh bản 50cm: Bê tông được đổ thành từng lớp 30-40cm, đổ theo một hướng và đối xứng với đường tim cầu. Để đổ bê tông thuận lợi cần mở một số cửa sổ ván khuôn trong (cửa sổ công tác).

10. Đặt ván khuôn, cốt thép phần cánh dầm

- Điều chỉnh cao độ ván khuôn trong và ván khuôn đáy bằng con nôm.
- Kiểm tra cao độ của ván khuôn theo sơ đồ tại mặt cắt tim trụ và hai đầu khối PTS.
- Đặt cốt thép bản cánh dầm cùng với các kết cấu liên quan khác như sau:
 - + Neo, ống gen cho cáp 4T15 (được bố trí trên bản nắp hộp và bản cánh hẫng theo phương ngang cầu).
 - + Bố trí các hốc neo của các thanh dự ứng lực đứng PC-32.
 - + Định vị các bản neo của 56 thanh PC-32 neo khối PTS.
 - + Bố trí các khối neo xe đúc trên cánh dầm.
 - + Bố trí neo, ống gen cho các dự ứng lực dọc 12T15. Cần chú ý là phải luồn các ống nhựa PVC có đường kính nhỏ hơn ống gen 5mm để ống gen không bị bẹp khi đổ bê tông.
 - + Bố trí cốt thép gờ của lan can.
 - + Cốt thép chờ của cột đèn, ống thoát nước.
 - + Sai số vị trí các ống gen trên mặt bằng không quá $\pm 5 \text{ cm}$.
 - + Sai số về cao độ không quá $\pm 10 \text{ cm}$.

11. Đổ bê tông cánh dầm

Bê tông được đổ thành từng lớp cho đủ chiều cao hướng theo một phía.

12. Căng kéo cáp dự ứng lực: công tác căng kéo cáp dự ứng lực được tiến hành sau khi bê tông đạt cường độ $R > 320 \text{ kG/cm}^2$.

a) Căng kéo cáp dự ứng lực dọc

Lực căng kéo và độ dẫn dài của cáp có trong hồ sơ thiết kế.

Các nội dung kiểm tra lúc căng kéo bao gồm:

- Kiểm tra số lượng cáp được luôn.
- Kiểm tra vị trí cáp neo.
- Kiểm tra số lượng nút neo.
- Kiểm tra các đầu cáp để dư ngoài neo có phù hợp với kích sử dụng không.
- Kiểm tra chất lượng bê tông xung quanh.
- Kiểm tra các bơm thuỷ lực, đồng hồ áp lực, các dụng cụ căng kéo.

Các kỹ sư cần lập sẵn bảng tính tính sẵn áp lực trên đồng hồ kích tương ứng với các cấp tải trọng 0.3Po, 0.5Po, 0.8Po, 0.9Po, Po.

Lập các bảng căng kéo cáp với nội dung trình bày trong phiếu căng cáp.

Thực hiện căng kéo dần theo từng cấp tải trọng 0.3P, 0.5P, 0.8Po, 0.9Po, Po (Cần ghi độ dẫn dài của cáp theo từng cấp tải trọng).

Khi kéo đến tải trọng 0.2Po phải tạm dừng lại rồi lắp con trỏ đo độ dẫn dài của cáp.

Chú ý: Kiểm tra độ dẫn dài báo động Aa ở tải trọng 0.9Po để tiếp tục thực hiện các bước tiếp theo, ở cấp tải trọng cuối cùng Po sẽ tính độ dẫn dài cuối cùng Ao thực tế và kiểm tra lại điều kiện: $0.95 \cdot A_o < A_o (\text{thực}) < 1.1A_o$.

$$A_o = A_{oLT} + 6 \text{ mm (cho mỗi đầu kích)}$$

b) Căng kéo cáp DUL PC_32 số hiệu T4,T5 tại bụng dầm: Bằng kích đặc biệt với lực căng 28.5T. Kiểm tra độ dẫn dài bằng thước đặc chủng.

c) Căng kéo cáp DUL đứng V4,V5 với lực căng 28.5T. Kiểm tra độ dẫn dài của từng thanh

d) Căng kéo cáp DUL ngang 4T15 trên mặt cầu: Cáp được căng từng tao, đầu kéo căng của cáp được hoán vị giữa các cáp cạnh nhau.

e) Căng kéo 56 thanh PC-31 neo khối dầm đỉnh trụ với lực căng 57T.

Thứ tự căng từ thanh ở tim dầm đối xứng sang 2 phía.

Một số chú ý:

1. Tiêu chuẩn của ống gen cho các loại cáp theo bảng sau:

Loại cáp	12T15	4T15.2	PC-32	
Đường kính ống gen (mm)	90	70*20	45	0.3-0.4
Đường kính ống nối	95	75*25	50	0.3-0.4

2. Chi tiết đặt ống gen và ống nối xem ở đồ dưới đây:

3. Sau khi căng kéo xong cần lắp các ống phun vữa vào đế neo và kéo thò lên trên bản cánh dầm 40 cm, đầu ống được bịt kín bằng băng dính.

4. Bảo dưỡng bê tông: Sau khi đổ bê tông lớp bản mặt (bản nắp hộp) 4 giờ thì dùng bao tải đay tưới ẩm nước phủ lên bề mặt bê tông, cứ sau 20 phút phải tưới nước vào bao tải bảo dưỡng. Làm như vậy nhiều lần cho tới khi kéo căng cáp DUL xong và còn phải bảo dưỡng theo quy định.

5. Để thuận lợi cho việc thi công lớp chống thấm mặt cầu sau này, khi kết thúc đổ bê tông phần bản cánh dầm cần tiến hành xoa phẳng bằng thước gạt 2m.

Trên đây là những bước chính để thi công khối đỉnh trụ PTS.

1.4.2. Một số hướng dẫn chi tiết về công nghệ

Sau đây trình bày một số nội dung chi tiết về công nghệ.

1. Lắp đặt thanh dự ứng lực tạm thời ϕ 32 mm

- Thanh dự ứng lực ϕ 32 là thanh thép DUL thẳng đứng làm nhiệm vụ neo tạm khối đỉnh trụ xuống thân trụ để giữ ổn định cho dầm đang ở trạng thái hẫng trong suốt quá trình đúc hẫng. Thanh dự ứng lực là loại thanh thép cường độ cao tròn trơn phù hợp với Tiêu chuẩn

a) Các đặc tính của thanh dự ứng lực ϕ 32

+ Đường kính danh định của thanh : 32mm.

+ Khối lượng danh định : 6,31 (kg/m).

+ Diện tích mặt cắt danh định: 804,2 (mm²).

+ Giới hạn chảy : 95 (kg/ mm²).

+ Giới hạn bền: 12 (kg/cm²). (mm²).

+ Độ giãn dài tối thiểu : 5%.

+ Độ tự chùng tối đa: 1,5%.

+ Tải trọng phá hoại tối thiểu: 96,5 T.

b) Các phụ kiện của các thanh dự ứng lực gồm có

- + Bản đệm neo bằng thép kích thước : 165 x 165 x 32 mm.
- + Đai ốc phẳng, đai ốc hình cầu.
- + Đai ốc ốc hãm.
- + Cút nối thanh dự ứng lực.

Khi sử dụng các thanh dự ứng lực cần phải lưu ý như sau:

- + Không được hàn.
- + Không được để chạm mát do hàn.
- + Không được uốn cong thanh.
- + Không được va chạm mạnh vào thanh vì điều này dễ gây nứt hoặc vỡ ren.
- + Không được để thanh bị gỉ hoặc bị ăn mòn.
- + Thanh chỉ chịu lực kéo đúng tâm.

Trước khi đặt thanh dự ứng lực vào vị trí cần phải kiểm tra bằng mắt thường, tránh các khuyết tật có thể có: nứt, sứt,...

- Khi có yêu cầu tất cả các thanh dự ứng lực phải được đưa vào kéo thử trên giá tại hiện trường tới lực kéo bằng 60% lực kéo đứt trước khi sử dụng.
- Trong bất kỳ trường hợp nào cũng không được sử dụng thanh dự ứng lực quá 80% tải trọng phá hoại tối thiểu.

c) Tiêu chuẩn nghiệm thu vị trí các ống thép bọc thanh dự ứng lực

- Sai lệch vị trí trên mặt bằng (tại vị trí đỉnh trụ): $\pm 5\text{mm}$.
- Độ nghiêng theo phương thẳng đứng: không vượt quá 1/1000.
- Sai lệch vị trí theo phương thẳng đứng (cao độ lớn hơn của bản đệm thanh neo: $\pm 10\text{mm}$).

d) Trình tự lắp đặt các thanh dự ứng lực như sau

Bước 1: Công tác chuẩn bị.

- Căn cứ vào số lượng thanh đã tính toán được (ở cầu Đuống là 56 thanh) người ta sẽ lắp đặt 28 đoạn thanh dài 4, 015m và đảm bảo cho bê tông không bị chịu ứng suất cục bộ quá lớn tại một vị trí.
- Trước tiên hàn ống thép bảo vệ cút nối với ống thép bảo vệ thanh dự ứng lực bằng đường hàn cao 4 mm (hàn 100% đường tiếp xúc).
- Hàn ống bơm vữa (bằng thép) vào ống thép bảo vệ thanh dự ứng lực. Lắp ống bơm vữa bằng nhựa cứng với các ống thép này. Dùng dây thép D2mm buộc chặt mối nối.

- Cút nối phải được vệ sinh sạch sẽ, được bôi mỡ vào ren xoay cút nối vào đầu thanh dự ứng lực khi đỉnh thanh chạm vào chốt định vị thì dừng lại và dùng băng dính đen rộng bản quấn chặt xung quanh (việc quấn băng dính có tác dụng cố định không cho cút nối xoay theo khi tháo đoạn thanh dự ứng lực trên dài 6,7m. Nằm trong khối K_0 sau này).

(Chi tiết của việc bố trí thanh dự ứng lực để neo tạm thể hiện trong bản vẽ trụ)

Bước 2: Đặt ống thép vào vị trí thiết kế:

- Xác định vị trí ống thép căn cứ vào đường tim dọc và tim ngang cầu.
- Đặt các ống thép vào vị trí (có thể dùng cầu hoặc dùng tay). Để cố định vị trí của chúng phải đặt các lưới thanh $\phi 12$ theo chiều cao với bước $a = 0,5 \text{ m/1}$ lưới. Các lưới thép này kẹp chặt vào ống thép và được hàn cố định vào cốt thép chủ.
- Đặt các thanh thép chịu lực cục bộ vào hai đầu thanh.

Bước 3: Đặt các thanh dự ứng lực vào vị trí

- Dùng tay nhắc từ từ thanh dự ứng lực rồi thả vào trong ống thép, khi cút nối gần đỉnh ống thép thì thả nhanh rơi xuống đồng thời đỡ đầu dưới của thanh chống tạo ra lực xung kích. Đặt rộng đen và xoay đai ốc vào đầu dưới thanh.
- Dùng các nêm gỗ nhỏ định vị sao cho các cút nối không chạm vào ống thép, bảo vệ tránh hiện tượng chạm mát sau này.
- Dùng nút gỗ bịt đầu trên của ống thép tránh bê tông lọt vào ống trong lúc đổ bê tông.

Bước 4: Lắp đoạn thanh dự ứng lực dài 6,7m.

- Các đoạn thanh 6,7m nằm trong khối đỉnh trụ sẽ được nối với các đoạn thanh dài 4,015 m và 3,55 m nằm trong thân trụ. Công việc này chỉ bắt đầu tiến hành khi bắt đầu thi công khối đỉnh trụ.
- Cút nối phải được liên kết với các thanh dự ứng lực đã đặt sẵn trong thân trụ bằng 1/2 chiều dài của nó (52 mm).
- Cao độ của đỉnh trụ cút nối phải thấp hơn đỉnh trụ 50 mm
- Đoạn thanh 6,7 m sẽ được quấn sợi thép thường D2 mm cách đầu dưới một khoảng 52 mm. Khoảng này sẽ được lắp vào cút nối liên với các đoạn thanh 4,015m và 3,55 m nằm trong thân trụ. Dùng tay xoay đoạn thanh 6,7m theo chiều kim đồng hồ vào với cút nối, khi đoạn dây D2 mm chạm vào đầu cút nối thì xoay mạnh vài lần rồi dừng lại.
- Lắp đặt ống thép (nằm trong khối K_0) cho đoạn thanh dài 6,7m.
- Phía đỉnh của thanh dự ứng lực phải có giá đỡ để giữ ổn định, các giá đỡ có thể làm bằng thép góc và được cố định chặt vào ván khuôn thành của khối đỉnh trụ.

- Mối nối giữa ống thép trong khối bê tông kê tạm thời và ống thép trong khối K_0 (ống nối bằng nhựa) được quấn bằng băng dính (để chống lọt vữa,...).

2. Thi công khối bê tông kê tạm thời

Các khối bê tông kê tạm sẽ cùng với các thanh dự ứng lực làm nhiệm vụ giữ ổn định cho kết cấu hẫng trong suốt quá trình đúc hẫng. Các khối bê tông kê tạm được đúc tại chỗ. Phần ở giữa mặt đáy của khối bê tông kê tạm và đỉnh trụ là một lớp vữa dày tối thiểu 3,5 cm. Sau này lớp vữa này sẽ bị khoan phá để tháo dỡ các khối kê tạm. Mặt trên của khối bê tông kê tạm được phủ một lớp vải nhựa dày 2 mm để ngăn cách với khối bê tông đỉnh trụ.

Trình tự thi công các khối bê tông kê tạm như sau:

Bước 1: Đổ lớp vữa dày 3,5cm trên đỉnh trụ

- Trước khi thi công lớp vữa này ở ngoài hiện trường thì cần phải thí nghiệm cấp phối vữa trong phòng thí nghiệm. Vữa phải có độ linh động thích hợp để đảm bảo được độ chặt.

- Vệ sinh bề mặt đỉnh trụ.
- Xác định vị trí, lắp ghép ván khuôn.
- Trộn và đổ vữa vào vị trí: vữa được trộn bằng máy và được đổ bằng xô.
- Bảo dưỡng: lớp vữa phải được bảo dưỡng trong 7 ngày.

Bước 2: Thi công các khối bê tông kê tạm.

- Lắp ván khuôn, cốt thép.
- Đổ bê tông, cao độ đỉnh của khối bê tông tạm có sai số cho phép trong khoảng: 0 - 5mm.
- Bảo dưỡng: bê tông của các khối kê tạm được bảo dưỡng liên tục trong thời gian 7 ngày.

3. Lắp đặt ván khuôn, cốt thép, đổ bê tông khối đỉnh trụ

Các ván khuôn để thi công khối đỉnh trụ được đặt trên phần đà giáo mở rộng trụ (đã được xây dựng từ khi thi công trụ). Sơ đồ bố trí và phân mảnh ván khuôn đã chỉ dẫn trong bản vẽ. Việc phân mảnh ván khuôn phụ thuộc vào cách phân chia các đợt đổ bê tông.

Công tác đặt ván khuôn được thực hiện bằng cầu (có năng lực 25T) và 4 palăng xích (10T) làm nhiệm vụ chỉnh sơ bộ cao độ ván khuôn. Khi ván khuôn đã sơ bộ ổn định thì dùng các nêm gỗ điều chỉnh tiếp (hoặc dùng các kích thủy lực loại nhỏ).

Khi đặt các ván khuôn thành ngoài phải đảm bảo được kích thước của khối đỉnh trụ và độ nghiêng thiết kế của thành hộp.

Công tác cốt thép chỉ được tiến hành sau khi đã nghiệm thu cao độ và kích thước ván khuôn.

Công việc đổ bê tông nên tiến hành theo trình tự từ tim ngang của khối đỉnh trụ sang hai phía trong phương dọc cầu.

Khi đổ bê tông trong trường hợp nhiệt độ ngoài trời quá cao $> 32^{\circ}$ thì đổ dang thì phải có biện pháp làm giảm nhiệt độ của bê tông, như cho nước, đá vào nước trộn bê tông.

Vật liệu cát-đá-xi măng để trộn bê tông phải được che đậy không được để ánh nắng mặt trời chiếu trực tiếp vào. Đường ống bơm bê tông phải được phủ kín bằng bao tải và tưới nước thường xuyên,... Công tác đầm bê tông cần chú ý ở chỗ cốt thép đặt dày đặc và những chỗ có bản neo.

Việc bảo dưỡng bê tông được tiến hành liên tục trong 7 ngày từ lúc đổ bê tông xong. Nước dùng để bảo dưỡng bê tông phải là nước sạch không chứa các chất có hại với bê tông. Ngày nay các hợp chất bảo dưỡng bê tông gốc parafil hay gốc silicat đã được áp dụng khá phổ biến, khi đó không dùng nước bảo dưỡng nữa.

1.5. Thi công các khối đầm liên tục trên xe dúc

1.5.1. Lắp xe dúc

Trước khi lắp xe dúc tại hiện trường thì xe dúc đã được thử tải và có biên bản nghiệm thu của các bên hữu quan.

Trình tự lắp xe dúc như sau:

Bước 1: Công tác chuẩn bị.

- Kiểm tra toàn bộ vị trí các lỗ neo xe và neo ván khuôn bố trí ở bản đáy và bản mặt của dầm hộ theo bản vẽ thiết kế.

- Để lắp các bộ phận của xe dúc phải cần một cầu hoặc 1 thiết bị nâng có năng lực khoảng $20 \div 25$ m.

- Xác định tim dọc và tim ngang cầu tại khối đỉnh trụ.

- Chuẩn bị nêm gỗ các loại đá các loại để kê dầm ray và đặt ở bản đệm thanh dự ứng lực treo ván khuôn (nêm gỗ này có tác dụng triệt tiêu độ dốc ngang mặt cầu).

- Chuẩn bị 4 palăng xích từ $0,5 \div 1$ T và palăng xích từ $3 \div 5$ T.

Bước 2: Lắp đặt dầm ray

Dùng cầu đặt dầm ray vào vị trí của nó và cố định xuống mặt cầu bằng các dầm ngang và thanh dự ứng lực, các đai ốc của thanh dự ứng lực cần xiết chặt là đủ, các nêm gỗ kê vào đáy dầm nhằm triệt tiêu độ dốc ngang cầu đảm bảo cho dầm ray ở vị trí thẳng đứng.

Bước 3:

Lắp đặt các dầm ngang phía trước và phía sau lên đỉnh dầm ray, chú ý đặt bằng đệm trượt bằng polime cho dầm ngang phía trước. Gông chặt các dầm ngang phía sau xuống mặt cầu và xiết chặt đai ốc.

Bước 4: Lắp đặt các dàn chính, các dàn liên kết phía trước và phía sau của dàn chính.

Bước 5: Lắp ván khuôn.

1.5.2. Chỉnh xe đúc

Trước khi chỉnh xe đúc phải kiểm tra vị trí của nó đúng vào vị trí đổ bê tông: có hai yêu cầu chính để chỉnh xe đúc:

+ Tim dọc của xe phải trùng với tim dọc cầu.

+ Cao độ của dàn chỉnh xe đúc đo tại 4 điểm: hai điểm tại chân trước và hai điểm tại chân sau phải bằng nhau.

Khi xe đúc đã được lắp đặt xong, dùng loại kích nhỏ (năng lực 50T) để căng 4 thanh dự ứng lực neo dầm ngang phía sau xuống mặt cầu với một lực 49T cho mỗi thanh.

1.6. Thi công đoạn dầm dài 13,5m của nhịp biên trên đà giáo cố định

Theo công nghệ thi công, đoạn dầm này được đúc tại chỗ trên đà giáo. Về tiến độ thi công thì đoạn dầm này nên hoàn thành trước khi khối cuối cùng của dầm hẫng tương ứng (K16) được bắt đầu để tránh hiện tượng ván khuôn đáy của xe đúc vướng vào đà giáo đang thi công khối này.

Kích thước chủ yếu của dầm

- Chiều dài của dầm: $L = 13,5 \text{ m}$.
- Chiều cao của dầm: $h = 2,5 \text{ m}$.
- Chiều rộng của bản nắp hộp dầm: $B = 14,70 \text{ m}$.
- Chiều rộng đáy dầm: $b = 7,404 \text{ m}$.

1. Thi công móng trụ tạm

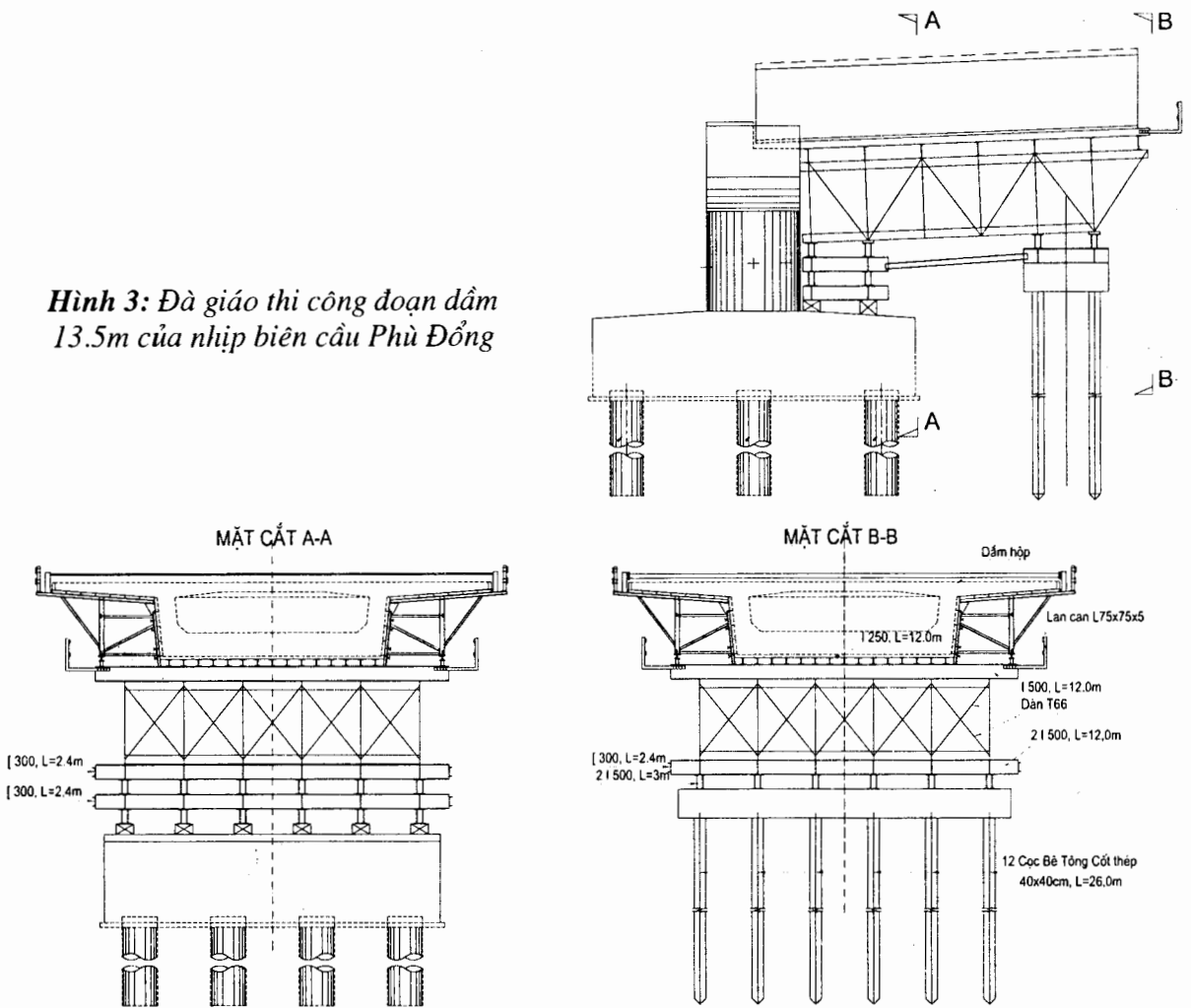
- Định vị tim móng trụ tạm, đóng cọc bê tông cốt thép $40 \times 40 \text{ cm}$ đến cao độ thiết kế.
- Đập đầu cọc, buộc cốt thép của bệ cọc.
- Đổ bê tông bệ cọc: bê tông được vận chuyển từ trạm trộn ra bằng xe trộn chuyên dụng xả vào máy bơm và bơm vào trong ván khuôn bệ cọc.

2. Lắp đặt đà giáo

- Trụ tạm và dầm đỡ được gia công trong xưởng sau đó vận chuyển đến công trường. Lắp đặt hệ thống trụ tạm, dầm đỡ, sử dụng cần cẩu để cẩu lắp các chi tiết đưa vào vị trí.

Đà giáo thi công đoạn dầm này được tổ hợp từ thép hình và dàn T66. Móng của đà giáo là móng cọc bê tông cốt thép $40 \times 40 \text{ cm}$, dài 26m. Bệ cọc bằng bê tông cốt thép có các kích thước $12 \times 3 \times 1 \text{ m}$ dựa trên 12 cọc bê tông cốt thép $40 \times 40 \text{ cm}$.

Hình 3: Đà giáo thi công đoạn dầm 13.5m của nhịp biên cầu Phù Đổng



Tại vị trí móng có bố trí hệ thống kích để điều chỉnh cao độ khi hợp long đoạn dầm đúc trên đà giáo này với đoạn dầm đúc hẫng. Đà giáo phải được thử tải để khử lún tại gối cũng như xác định độ võng của nó khi chịu lực.

(Cấu tạo chi tiết của đà giáo xem trong bản vẽ)

3. Làm các công tác trên đỉnh trụ P_0

- Đo đạc vạch các đường tim của các gối trên đỉnh trụ, kiểm tra cao độ đỉnh trụ, tại vị trí các gối.
- Lắp ván khuôn, cốt thép đổ bê tông tại chỗ các khối kê.
- Làm các công tác hoàn thiện để chuẩn bị đặt gối cầu: vệ sinh bề mặt, đục thông và chỉnh lỗ bu lông neo gối.
- Đặt gối cầu: vữa đệm đáy gối cầu và lắp lỗ bu lông neo gối bằng vữa không co ngót SIKAGROUT 214-11. Độ chính xác khi cân chỉnh bản đáy gối sai số về vị trí $> 5 \text{ mm}$, sai số về cao độ tại 4 điểm góc và 1 điểm giữa là $> 1 \text{ mm}$.

4. Lắp dựng ván khuôn bản đáy và ván khuôn ngoài

- Dùng các loại ván khuôn thép.
- Lắp ván khuôn đáy: sau khi ván khuôn được vận chuyển đến công trường, lắp ráp toàn bộ ván khuôn đáy lên hệ thống đà giáo và liên kết bằng bu lông giữa các tấm ván khuôn, điều chỉnh cao độ ván đáy bằng nêm.
- Lắp ván khuôn thành phía ngoài: bôi trơn mặt trong của ván khuôn thành bằng chất tháo khuôn SEPARON sau khi lắp xong cốt thép bản đáy.

5. Lắp cốt thép thường và ống chứa cáp (ống tạo lỗ)

- Cốt thép thường $D = 13 \div 22$ mm dùng theo tiêu chuẩn JIS 3112 loại Sdd, 295A, liên kết bằng buộc và hàn đính tại một số điểm cần thiết.
- Ống tạo lỗ (ống chứa cáp) được làm bằng loại thép lá mạ kẽm cuốn lại.
- Đường kính của ống $D = 90$ mm.
- Lắp cốt thép và giá đỡ của ống tạo lỗ: luồn ống tạo lỗ vào vị trí, buộc cố định ống tạo lỗ với giá định vị. Tại những chỗ nối của ống tạo lỗ phải dùng băng dính cuốn lại để chống rò rỉ vữa bê tông vào ống. Sau cùng lắp bản đỡ neo vào ống tạo lỗ lò so gia cường dưới bản đã neo phải lắp cùng với cốt thép. Để giữ cự ly giữa cốt thép và ván khuôn dùng con kê bằng xi măng cát (cùng tỷ lệ với bê tông đầm) có chiều dày bằng lớp bê tông bảo hộ tại điểm cần kê, con kê được buộc chặt vào cốt thép bằng dây thép 1 mm.

6. Đổ bê tông đáy dầm

Đoạn dầm dài 13,5 m được đổ bê tông làm hai đợt.

- + Đợt 1: Bê tông được đổ cho bản đáy và hai bên thành hộp (đổ hết chiều cao của hai móng neo của bó cáp bản đáy).
- + Đợt 2 : Đổ bê tông phần còn lại (phần thành bên còn lại và phần bản nắp hộp dầm).
- Sử dụng loại bê tông A_2 có cường độ chịu nén tối thiểu ở tuổi 28 ngày là 400 kg/cm^2 (mẫu hình trụ).
- Độ sụt của bê tông trước khi đổ vào dầm là 10 ± 2 cm.
- Sử dụng phụ gia Sikament -NN (với hàm lượng $1\% \div 1,2\%$ so với trọng lượng xi măng).
- Bê tông dầm được vận chuyển từ trạm trộn bằng xe trộn chuyên dụng và xả vào máy bơm bê tông vào dầm. Bê tông đổ vào dầm theo phương pháp rải xiên chéo. Bê tông phải đảm bảo có độ sụt trong phạm vi qui định ($> 10 \div 12$ cm) mới được đổ vào dầm.
- Dùng loại đầm dùi đường kính 50 mm để đầm bê tông. Khi đầm chú ý không được cho đầm chạm vào ống tạo lỗ làm xô dịch hoặc thủng ống. Dùng đầm bàn để đầm trên bề mặt bê tông.
- Khối lượng bê tông đổ đáy dầm là: $58,51 \text{ m}^3$ (số liệu riêng của cầu Phù Đồng - Đuống mới).

Năng suất của trạm trộn là $45\text{m}^3/\text{h}$, dùng 2 xe trộn để vận chuyển bê tông. Thời gian đổ bê tông không kéo dài quá 4 giờ.

- Sau khi đổ bê tông xong tiến hành thông ống tạo lỗ bằng dụng cụ chuyên dụng kiểu "con chuột" để bảo đảm ống này không bị tắc.

7. Bảo dưỡng bê tông đáy dầm

- Khi đổ bê tông đáy dầm xong, sau 1 giờ phải dùng bao tải ướt phủ lên mặt bê tông, sau 4 giờ phải tưới nước thường xuyên lên mặt bê tông. Sau khi tháo ván khuôn phải tưới nước thường xuyên cả ngày lẫn đêm.

- Thời gian bảo dưỡng bê tông tối thiểu là 7 ngày kể từ khi đổ bê tông xong.

8. Lắp đặt cốt thép và ván khuôn thành phía trong

- Cốt thép thành đã được lắp một phần cùng với cốt thép bản đáy.

- Lắp đặt cốt thép thành dầm và ván khuôn thành phía trong sau khi bê tông bản đáy đạt cường độ $\geq 50 \text{ kg/cm}^2$. Trước đó cần vệ sinh mặt bê tông tiếp giáp bằng hơi ép hoặc xối nước cùng với việc xiết chặt các bu lông giằng ván khuôn. Hàn và bắt bu lông các đà giáo với hệ dầm dọc và dầm ngang.

- Bôi trơn mặt trong ván khuôn thành bằng chất tháo khuôn SEPARON.

9. Đổ bê tông thành dầm

- Bê tông được vận chuyển từ trạm trộn ra bằng xe trộn rồi xả vào máy bơm sau đó bơm vào dầm.

- Bê tông thành dầm đổ đến cao độ thấp hơn cao độ của đỉnh bản 50 cm, bê tông được đổ thành từng lớp dày từ $30 \div 40 \text{ cm}$ đổ theo một hướng và đối xứng với đường tim cầu. Bê tông phải đảm bảo độ sụt trong phạm vi qui định mới được đổ vào dầm.

- Đầm bê tông dùng đầm rung ngoài ván khuôn kết hợp với đầm dùi chú ý không được cho đầm chạm vào ống tạo lỗ làm xô dịch hoặc thủng ống.

- Khối lượng bê tông phân thành dầm là: $39,23\text{m}^3$ (số liệu riêng của cầu Phù Đồng - cầu Đuống mới).

- Thời gian đổ bê tông $> 4\text{h}$ dùng 2 xe ô-tô trộn để vận chuyển bê tông.

10. Bảo dưỡng bê tông thành dầm

- Bê tông thành dầm được bảo dưỡng tối thiểu là 7 ngày kể từ ngày đổ bê tông.

11. Đặt ván khuôn và cốt thép phần cánh dầm

- Điều chỉnh ván khuôn trong và ván khuôn bản đáy bằng nêm.

- Bố trí cốt thép chờ của gờ lan can.

- Cốt thép chờ của cột đèn, ống thoát nước.

12. Đổ bê tông cánh dầm

- Bê tông được đổ cho từng lớp cho đổi chiều cao, hướng đổ theo 1 phía.
- Khối lượng bê tông cánh dầm: $47,35\text{m}^3$.

13. Bảo dưỡng bê tông cánh dầm

- Bê tông cánh dầm được bảo dưỡng tối thiểu là 7 ngày kể từ ngày đổ bê tông.

14. Tháo dỡ ván khuôn

- Sau khi đổ bê tông xong 12h thì cho phép được tháo ván khuôn.
- Ván khuôn tháo ra phải được vệ sinh ngay.
- Ngay sau khi tháo ván khuôn phải kiểm tra bề mặt bê tông những chỗ gồ ghề phải tẩy bỏ và mài nhẵn mặt. Những chỗ khiếm khuyết, rỗ phải đục khoét hết phần bê tông xấu dùng bàn chải sắt chải sạch mặt bê tông, rồi dùng vữa xi măng cát (cùng tỷ lệ với bê tông đầm) để vá lại, làm nhẵn mặt và cùng màu với mặt bê tông đầm.
- Đục tẩy phần đầu dầm sau này là chỗ mối nối thi công. Phải tẩy ngay từ lúc bê tông có cường độ thấp, tránh để sau này mới đục bê tông khi đã có cường độ cao sẽ gặp khó khăn.

15. Đúc mẫu thí nghiệm

- Trong mỗi lần đổ bê tông đúc 3 bộ mẫu (mẫu hình trụ $\phi 150 \times 300\text{mm}$).
- Một bộ bảo dưỡng cùng với dầm để ép trước khi căng kéo dự ứng lực.
- Một bộ đưa về phòng thí nghiệm bảo dưỡng ép cường độ R_7 .
- Một bộ đưa về phòng thí nghiệm bảo dưỡng ép cường độ R_{28} .

1.7. Thi công khối hợp long

Khối hợp long là khối nối các dầm hẫng với các đoạn dầm đúc trên đà giáo hoặc nối các dầm hẫng với nhau tạo thành dầm liên tục. Có thể chia ra hai loại khối hợp long.

- + Khối hợp long giữa dầm hẫng với đoạn dầm đúc trên đà giáo.
- + Khối hợp long giữa dầm hẫng với dầm hẫng nhô ra từ hai trụ gần nhau.

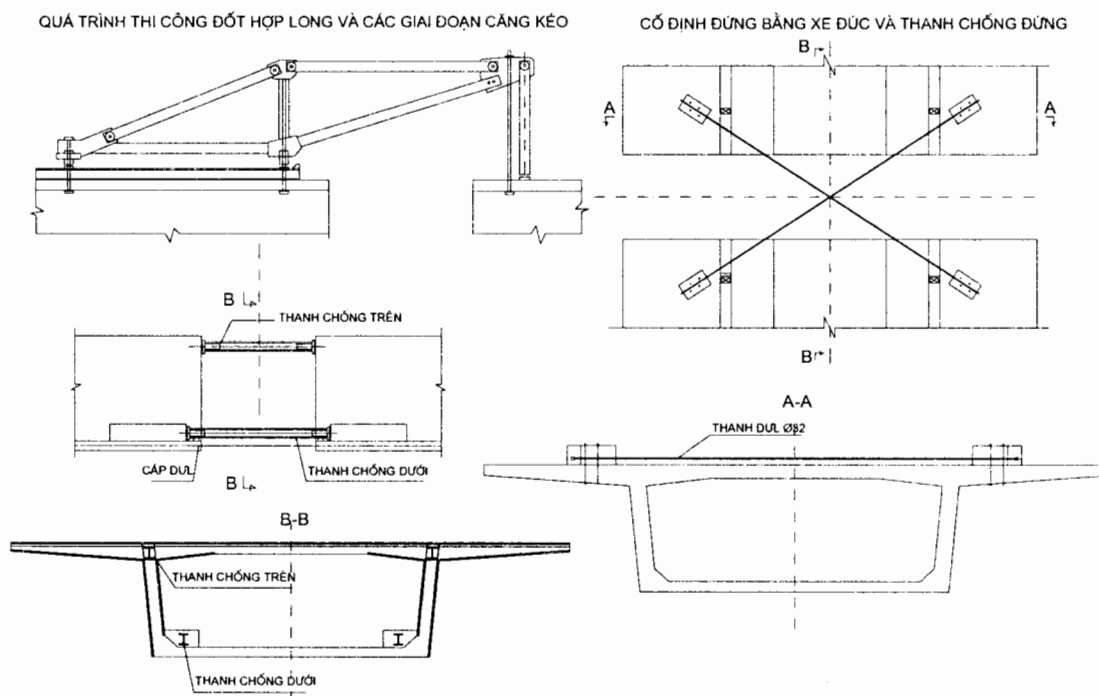
Việc thi công khối hợp long có thể thực hiện bằng nhiều phương pháp: Bằng xe đúc hoặc bằng dầm thép hình (dầm gông)... Dưới đây sẽ trình bày hai phương pháp đang được sử dụng khá phổ biến : hợp long bằng xe đúc và hợp long bằng dầm gông. Sử dụng phương pháp nào tùy thuộc vào thực tế hiện trường. Sơ đồ và tải trọng thi công tại khối hợp long phải được tính toán phù hợp với phương pháp thi công.

1. Thi công khối hợp long nối dầm hẫng với đoạn dầm 13,5m đúc trên đà giáo (nhịp 65,1 m) bằng phương pháp sử dụng xe đúc

Trình tự thi công khối hợp long này qua các bước:

a. Điều chỉnh cao độ tại khối hợp long:

Trong quá trình thi công, do nhiều yếu tố ảnh hưởng như yếu tố co ngót từ biến tỷ trọng của bê tông... đến độ võng của dầm hằng theo thời gian mà cao độ của dầm hằng có sai số. Hơn nữa đoạn dầm 13,5 m thi công trên đà giáo cũng có thể có sai số về cao độ do độ lún đất nền tại gối của đà giáo có thể vẫn diễn ra. Vì những lý do đó phải điều chỉnh cao độ tại hai đầu khối hợp long. Việc điều chỉnh này được thực hiện bằng xe đúc hoặc chất tải trọng tùy thuộc vào từng trường hợp cụ thể.



Hình 4: Biện pháp thi công khối hợp long

- Trường hợp I

Sai về cao độ và độ võng của dầm hằng nằm trong sai số cho phép (± 5 mm), cao độ và độ võng của đoạn dầm 13,5 m thấp hơn cao độ thiết kế với sai số quá sai số cho phép.

Trường hợp này đơn giản nhất, việc điều chỉnh cao độ được làm theo trình tự sau:

- + Xe đúc được di chuyển đến vị trí thiết kế.
- + Chỉnh xe đúc.

+ Đặt thanh chống trước thẳng đứng và thanh ứng suất tại nút phía trước của dầm chính. Chú ý rằng chân của thanh chống trước phải ở trạng thái tự do, không được tiếp xúc với mặt bê tông dầm.

+ Đặt các kích đủ năng lực kích đà giáo và dầm 13,5m đến cao độ yêu cầu. Dùng các nêm bằng các bản thép để chêm vào khe hở trong quá trình kích.

+ Đặt các thanh ứng suất răng chéo để giữ ổn định ngang (chống hiện tượng đung đưa của cánh dầm hẫng) và căng chung với một lực 10T cho mỗi thanh.

+ Dùng nêm thép nêm chặt chân của thanh chống trước với mặt cầu. Căng thanh ứng suất phía trước với một lực 10T cho mỗi thanh.

+ Đổ vữa không co ngót có cường độ cao SIKAGROUT 214-11 vào chân thanh chống ở đầu xe đúc.

- Trường hợp II

Đầu dầm hẫng cao hơn cao độ thiết kế, đầu dầm 13,5 m có sai số về cao độ nằm trong sai số cho phép. Trình tự điều chỉnh như sau:

+ Di chuyển và cố định xe đúc, đặt thanh chống trước thanh ứng suất tại nút trước của dàn chính giống như trường hợp I. Chú ý rằng chân thanh chống cũng ở trạng thái tự do.

+ Đặt kích thông tâm loại nhỏ (năng lực kích tối đa 53,4 T) lên đỉnh của thanh ứng suất trước và kích đối xứng với một lực kích tối đa là 25T cho từng cặp 5T để vít đầu dầm hẫng xuống đến cao độ yêu cầu, kiểm tra lại cao độ của đầu hẫng phía bên kia của dầm hẫng để có phương án thi công cho dầm hẫng trên trụ kế tiếp.

+ Đặt và căng các thanh ứng suất giằng chéo giữ ổn định ngang, nêm chân thanh chống trước và đổ vữa cho nó như trường hợp I.

- Trường hợp III

Đầu dầm hẫng và đầu dầm 13,5 m đều thấp hơn cao độ thiết kế. Trình tự điều chỉnh như sau:

- Đối với dầm 13,5 m điều chỉnh giống như trường hợp I, bố trí kích để kích lên.

- Đối với đầu dầm hẫng có thể giải quyết bằng việc căng bó cáp dự phòng tại đỉnh dầm. Nếu sau khi đã căng bó cáp dự phòng nhưng vẫn chưa đạt cao độ thiết kế thì có thể giải quyết bằng phương pháp sau đây:

+ Đặt kích chính vào chân trước và chân sau của xe đúc.

+ Lắp thanh chống trước và thanh dự ứng lực tại nút trước của dàn chính. Đặt các nêm sắt (hoặc đổ vữa) vào chân của thanh chống trước. Căng thanh dự ứng lực tại chân chống trước tới 1 lực 10T cho mỗi thanh ép chặt chân thanh chống trước xuống mặt bê tông. Chú ý rằng lúc này các thanh dự ứng lực để gồng dầm ngang phía trước và phía sau của dàn chính thả lỏng (không có lực căng).

+ Dùng kích thông tâm loại nhỏ căng thanh ứng suất gồng dầm ngang phía trước tới 1 lực 15T cho mỗi thanh.

+ Khởi động kích chính ở phía sau tạo ra lực tối đa 25T cho mỗi thanh kích. Kích chính phải hoạt động đối xứng theo từng cấp lực 5T để tránh hiện tượng dầm bị xoắn. Thường xuyên kiểm tra sự di chuyển lên của đầu dầm hằng bằng máy cao độ tại mỗi cấp lực và dừng lại khi cao độ đã đạt yêu cầu hoặc đã đạt lực kích tối đa 25T. Khoá vành khoá an toàn tại kích chính.

+ Dùng kích thông tâm loại nhỏ căng thanh dự ứng lực để gồng dầm ngang phía sau tới cấp lực 15T cho mỗi thanh.

Chú ý: Phương pháp này tạo ra lực nâng đầu dầm hằng lên, không đúng với sơ đồ chịu lực của dầm hằng nên khi sử dụng phải hết sức thận trọng. Tốt nhất là chỉ sử dụng trong phạm vi điều chỉnh chuyển vị nhỏ hơn 10 mm theo chiều hướng lên. Nếu phạm vi điều chỉnh lớn hơn 10 mm thì phải thay đổi bằng cách giữ độ chênh cao giữa hai đầu của khối hợp long nghĩa là hạ đầu dầm 13,5 m xuống.

**b. Đặt và chỉnh cao độ ván khuôn cho khối hợp long theo cao độ dầm đã điều chỉnh.
Đặt cốt thép cho khối hợp long**

- Đặt 4 thanh chống tạm: thanh chống tạm được cấu tạo từ thép hình tổ hợp, được đặt từ khối hợp long và có nhiệm vụ tiếp nhận lực nén tạo ra khi kéo các bó cáp đáy trước khi đổ bê tông cho khối này. Đổ lớp vữa dày 3 cm vào các khe hở giữa đầu thanh chống vào mặt bê tông (loại vữa cường độ cao không co ngót SIKAGROUT214-11").

- Căng kéo các bó cáp trước khi đổ bê tông:

+ Việc căng kéo các bó cáp đáy trước khi đổ bê tông nhằm mục đích "khâu" các cánh khung hằng lại với nhau và tạo ra một lực nén trước tại thớ dưới của khối hợp long nhằm không cho xuất hiện ứng suất kéo tại thớ này trong khi đổ bê tông.

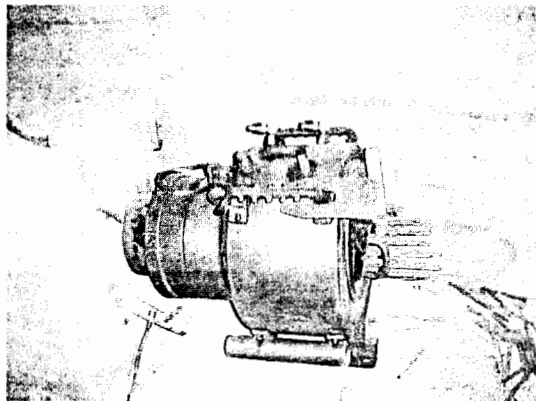
+ Chỉ căng kéo cáp đáy khi cường độ vữa ở đầu các thanh chống đã đạt cường độ yêu cầu 30 MPa.

+ Trước khi căng kéo cáp đáy, các bu lông liên kết hai thớt gối được tháo ra để gối có thể di chuyển tự do trong khi căng cáp. Điều này rất quan trọng.

+ Đổ bê tông cho bản đáy và bản thành của khối hợp long. Thường xuyên theo dõi đồng hồ chuyển vị. Nếu khi đổ bê tông thành hộp xong mà kim đồng hồ vẫn còn xa vị trí ban đầu nghĩa là thớ dưới vẫn chỉ có ứng suất nén thì tiếp tục đổ bê tông cho bản mặt. Nếu kim đồng hồ đã trở về gần vị trí ban đầu của nó, nghĩa là sắp xảy ra ứng suất kéo thì tiếp tục căng các bó cáp lên đến 75% lực căng kéo thiết kế cùng lúc với đổ bê tông cho bản mặt.

- **Cắt thanh chống dưới:** Khi bê tông đạt cường độ 25MPa thì tiến hành cắt thanh chống dưới.

- **Căng kéo các bó cáp bản đáy còn lại:** Trước khi căng kéo phải tách các ván khuôn khỏi mặt bê tông trừ ván khuôn đáy. Trình tự căng kéo do thiết kế quy định:



Hình 5 : Ví dụ căng cáp dự ứng lực trong lòng dầm hộp để neo cáp chịu mô men dương đặt trong bản đáy hộp



Hình 6 : Ví dụ cấu tạo ụ neo trong lòng dầm hộp để neo cáp chịu mô men dương đặt trong bản đáy hộp

- + Cắt các đầu cáp thừa đổ bê tông bịt đầu neo và bơm vữa lấp lòng ống chứa các bó cáp;
- + Các đầu cáp thừa được cắt bằng máy cắt và cắt cách đầu neo 25 mm.
- + Mặt bê tông mố neo (phần tiếp xúc với bê tông bịt đầu neo) được đục nhám và vệ sinh sạch sẽ trước khi ghép ván khuôn và đổ bê tông bịt đầu neo.
- + Bơm vữa cho các bó cáp dọc theo bản đáy.
- **Tháo xe đúc:** Xe đúc được tháo theo trình tự ngược lại với trình tự lắp ráp nó.
- **Tháo thanh dự ứng lực thẳng đứng cố định tạm** trong khối đỉnh trụ, tháo gổ cấu tạo.
- **Bơm vữa lấp lỗ ống thép** của thanh dự ứng lực thẳng đứng trong khối đỉnh trụ và trong thân trụ.

1.8. Công nghệ kéo căng các loại cốt thép dự ứng lực

Như trên đã trình bày, trong một cầu lớn thường có nhiều loại cốt thép dự ứng lực khác nhau, chúng được kéo căng với các công nghệ khác nhau. Các công nghệ căng kéo cốt thép dự ứng lực có nhiều điểm đặc biệt nên sẽ được trình bày riêng trong các đề mục sau đây:

Nguyên tắc chung về căng cáp DƯL, căng thanh dự ứng lực

- Chỉ được căng cáp DƯL khi bê tông đạt cường độ yêu cầu (thường bằng 90% cường độ thiết kế R_{28}). Vì vậy để căng cáp lúc bê tông đạt 3 ngày tuổi thường phải trộn bê tông có dùng phụ gia siêu dẻo tăng cường độ sớm (ví dụ phụ gia SIKAMENT NN, SIKAMENT FF đã dùng phổ biến cho hầu như tất cả các cầu lớn mới xây dựng vài năm nay).

- Các thanh dự ứng lực $\phi 32$ thẳng đứng giữ ổn định cho dầm đang thi công hẫng được căng theo từng cấp lực (mỗi cấp 50kG/cm^2) và đối xứng đến trị số lực yêu cầu.

- Bốn bó cáp DƯL trong bản nắp hộp được căng trước khi căng các thanh dự ứng lực $\phi 32$.

1.8.1. Căng kéo cáp dự ứng lực 12 T15.2

1. Công tác chuẩn bị

Trước khi tiến hành kéo căng cáp cần đảm bảo tất cả mọi người tham gia trực tiếp vào việc căng kéo, đặc biệt là tổ trưởng tổ căng kéo đã hiểu rõ các bước, cách quản lý căng kéo để đảm bảo chất lượng kỹ thuật và an toàn lao động.

- Kiểm tra cường độ bê tông (ép mẫu trước khi căng kéo) cường độ bê tông cần đạt 80% ($R_{TK} = 320 \text{ kG/cm}^2$ cho mẫu hình trụ).

- Kiểm tra các thiết bị phục vụ căng kéo : kích, bơm, ống, van, nút neo...

- Kiểm tra giá treo kích, sàn công tác cho công nhân tác nghiệp.

- Kiểm tra phân cấp thừa để luồn kích : số lượng, chiều dài..

- Thống nhất cách đọc, độ chia của áp lực kế.

- Ghi các bước căng kéo lên vị trí dễ nhìn cho người chỉ huy căng kéo.

- Điền đầy đủ các điểm đã được đề cập trong phiếu căng kéo.

2. Trình tự căng kéo

a. Căng cáp hai đầu

Bước 1:

- Lắp vòng neo, nút neo và các kích YCW 350 vào các vị trí. Khởi động đồng thời 2 bơm tạo áp lực kéo cáp tương ứng với chỉ số trên đồng hồ áp lực là 50 kG/cm^2 .

- Trước khi đưa đồng hồ lên 50 kG/cm^2 , do có độ chùng của cáp nên lực kéo và độ dẫn dài không tỷ lệ thuận với nhau. Việc đo độ dẫn dài trong bước này không có ý nghĩa.

Bước 2:

- Lắp con trỏ đo độ dẫn dài tại vị trí cách đầu kích một khoảng thích hợp để đo (giả thiết là 100 mm).

Bước 3:

Bật đồng thời 2 bơm ở hai phía để đưa chỉ số áp lực kế lên 100 kG/cm^2 . Sau đó đo độ dẫn dài của cáp trong khoảng tương ứng với chỉ số áp lực tăng từ 50 - 100 kG/cm^2 .

Trong ví dụ như ở bảng K.K và đồ thị D.D dưới đây : số đọc trên thước (đo từ đầu kích tới con trỏ) khi áp lực tăng từ 50 - 100 kG/cm^2 ở hai đầu A, B lần lượt là 110 cm và 108cm. Do đó độ dẫn dài ở bước này là.

+ Tại A : $110 - 100 = 10 \text{ mm}$

+ Tại B : $108 - 100 = 8 \text{ mm}$

Từ đó độ dẫn dài tổng hợp cả hai bước là 18mm

Bước 4:

Tăng chỉ số áp lực kể lên thêm 50kG/cm^2 , sau đó đo độ dẫn dài. Trong ví dụ này, độ dẫn dài được ghi vào hàng số 4 từ dưới lên. Nó chỉ ra rằng độ dẫn dài khi chỉ số áp lực kể tăng từ $50 - 150\text{kG/cm}^2$ là 33mm .

Bước 5:

Tiến hành đo độ dẫn dài một cách giống như trên mỗi khi chỉ số áp lực kể tăng thêm 50kG/cm^2 cho tới cấp lực báo động (cấp lực gần sát cấp lực cuối cùng). Trong ví dụ, tổng độ dài khi áp lực kể chỉ cấp lực 200kG/cm^2 là 49mm , tại cấp lực 250kG/cm^2 là 64mm .

Bước 6:

Sau khi kéo đến áp lực $300\text{ kG/cm}^2 = 0.8P_K$, tạm ngừng và ghi các giá trị độ dẫn dài và chỉ số áp lực kể lên bảng, tiến hành đánh dấu các điểm tương ứng trên đồ thị.

Lựa kẻ một đường thẳng xác suất đi qua gần nhất các điểm vừa đánh dấu, kéo dài cho tới khi cắt trục hoành của đồ thị (giá trị điểm đó đọc trên độ chia của trục hoành là độ dẫn dài hiệu chỉnh cần thêm vào tổng độ dài đo ở bước cuối cùng).

Bước 7:

Tại mức 300kG/cm^2 kẻ 1 đường từ gốc toạ độ song song với đường xác suất trên bảng cách dùng thước và eke trượt tịnh tiến song song để đường thẳng đi qua gốc toạ độ (T), đường thẳng (T) sẽ cắt đường giới hạn trên của ứng suất cần kéo căng.

Tiếp tục tăng áp lực lên σ_1 đo biến dạng ΔL_1

+ Nếu $\Delta L_1 > [\Delta L]_{\text{li}}$ thì dừng lại.

+ Nếu $\Delta L_1 < [\Delta L]_{\text{li}}$ thì :

Tiếp tục tăng lên $(\sigma_1 + \sigma_2) / 2$ rồi đo biến dạng ΔL .

- Nếu $\Delta L > [\Delta L]_{\text{li}}$ thì dừng lại.
- Nếu $\Delta L < [\Delta L]_{\text{li}}$ thì căng lên tiếp tới áp lực σ_2 rồi đo ΔL_2 và so sánh với $[\Delta L]_{\text{li}}$.

+ Nếu tại cấp lực này mà $\Delta L_2 > [\Delta L]_{\text{li}}$ thì ngừng căng kéo và đóng từ trục tung ở cấp áp lực gặp đường căng kéo thực tế đóng sang trục μ để đóng sang hệ số μ thực tế. Xác định hệ số μ thực tế từ biểu đồ trên. Từ hệ số μ thực tế ta xác định được độ tụt neo cho phép trên biểu đồ quan hệ giữa μ và độ tụt neo cho phép ΔL .

- Nếu độ tụt neo cho phép lớn hơn tụt neo tổng cộng thực tế thì không cần kéo vượt trị số cần kéo.

- Nếu độ tụt neo cho phép nhỏ hơn tụt neo tổng cộng thực tế, lấy giá trị độ tụt neo thực tế trừ đi độ tụt neo cho phép - hiệu số đó là phần phải kéo bù thêm vào để thắng mất mát do tụt neo lớn hơn cho phép.

- Áp lực kéo cuối cùng (đã có hiệu chỉnh tăng thêm so với phần trên) phải được xác định ngay tại hiện trường. Tuy vậy, giá trị này không được vượt quá mức ứng suất kích tới hạn 383 kG/cm^2 .

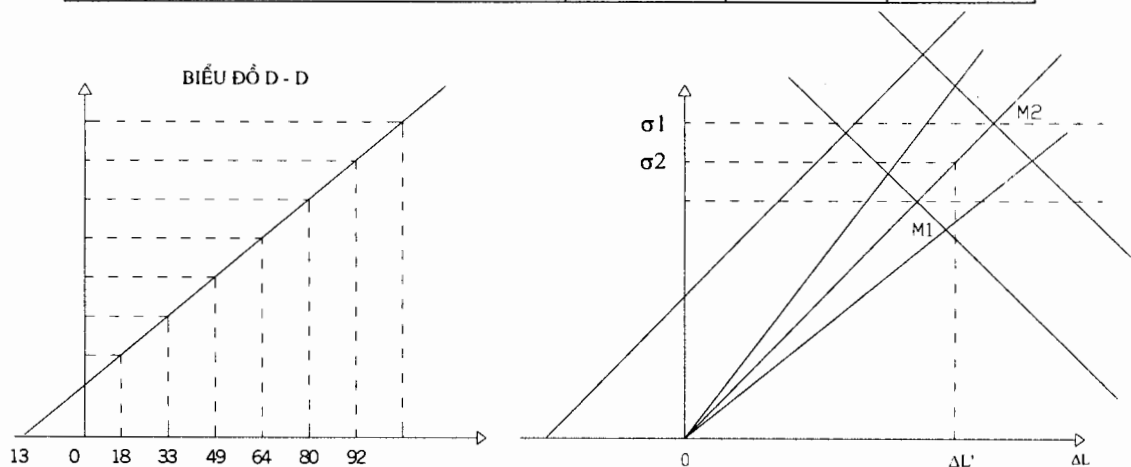
- Tăng áp lực đến giá trị vừa xác định. Độ giãn dài của cáp ở hai đầu.

Bước 8:

Cho đóng nút neo bằng cách xả từ từ kích 2 đầu, xác định độ tụt neo và ghi biểu đồ quản lý căng kéo.

Công việc căng kéo kết thúc ở đây, sau khi thống nhất với tư vấn giám sát, ký các biểu đồ nghiệm thu kỹ thuật ở công trường, các tao cáp được cắt bằng phương pháp cơ khí và hàn măng xông để chuẩn bị bơm vữa.

STT	Chỉ số áp lực kế	Độ giãn dài		
		A	B	Tổng
8	360	51	41	93
7	300	44	36	80
6	250	36	28	64
5	200	27	22	49
4	150	18	15	33
3	100	10	8	18
2	Giá trị hiệu chỉnh điểm gốc			13
1	Độ giãn dài	92	13	105



Biểu đồ ứng suất - biến dạng

b. Cáp căng một đầu

Với những bó cáp ngắn (được chỉ rõ trong thiết kế) chỉ căng kéo một đầu, trình tự căng kéo như sau :

- Chuẩn bị

- + Lắp dựng đà giáo và giá treo kích.
- + Lắp vòng neo, nút neo vào đầu cố định, đóng neo sơ bộ bằng ống tuýp.
- + Lắp kích và bản neo vào đầu kéo, không lắp nêm.
- Căng kéo để khỏi tụt nêm ở đầu cố định
- + Lắp bộ cỡ để đo tại số ban đầu.
- + Tăng áp lực lên tại số $0.8 P_k = 300 \text{ kG/cm}^2$.
- + Hạ áp lực về 0 kG/cm^2 , đo tại số sau kích, tại số ban đầu là a_{mm} , tại số sau là b_{mm} .

Ta có $\Delta = (a - b)$.

- Căng kéo

- + Tăng áp lực của kích lên 50 kG/cm^2 , dừng lại để lắp bộ cỡ đầu neo, đo lại trị số ban đầu a_{mm} .
- + Lần lượt tăng áp lực lên từng cấp 50 kG/cm^2 và đo biến dạng tương ứng với từng cấp ở cả 2 đầu. Đồng thời đánh dấu vị trí đó lên biểu đồ quan hệ ứng suất và biến dạng.
- + Đến áp lực $0.8 R_k$ thì tạm dừng và vẽ đường thẳng trung bình đi qua các điểm vừa xác định 'T'. Kéo dài đường thẳng cắt trục hoành (chú ý tọa độ của điểm giao).
- + Dùng thước và eke trượt tịnh tiến và song song để đường thẳng đi qua gốc tọa độ (T).
- + Đường thẳng (T) sẽ cắt đường giới hạn dưới tại M_1 và đường giới hạn trên tại M_2 .
- + Từ M_1, M_2 đóng lên trục tung sẽ được σ_1, σ_2 giới hạn dưới và giới hạn trên của ứng suất cần căng kéo.
- + Tiếp tục tăng áp lực lên σ_1 , đo biến dạng ΔL_1 .
- + Giá trị áp lực căng kéo cuối cùng cũng được xác định trên biểu đồ như ở phần căng cấp 2 đầu đã trình bày.

1.8.2. Trình tự căng kéo thanh PC $\phi 32 \text{ mm}$

- Các tham số kéo căng như sau:

- + Đường kính thanh: 32 mm .
- + Diện tích mặt cắt: $8,042 \text{ cm}^2$.
- + Lực kéo yêu cầu: $P = 57 \text{ tấn}$.
- + Ứng suất kích ban đầu yêu cầu: $f = \frac{P}{F} = \frac{57000}{8,042} = 7088 \text{ kG/cm}^2$.
- + Ứng suất kéo thép cho phép khi thi công:

$$0,9 f_y = 0,9 \times 9500 = 8550 \text{ kG/cm}^2$$

- + Lực kéo cho phép khi thi công: $P = 68,76 \text{ T}$.

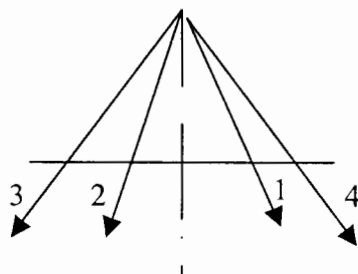
- Làm sạch các đầu thanh PC ϕ 32, xiết chặt êcu.
- Lắp thước chuyên dùng, đo trị số ban đầu h_1 (mm).
- Tháo thước, lắp ghế kích và lắp kích căng kéo vào vị trí thanh dự ứng lực (thanh bar).
- Bắt thanh truyền lực của kích vào phần đầu của thanh PC ϕ 32 sao cho chiều dài ngâm ren $\geq 1P$ (càng nhiều càng tốt).
- Nối bơm tay vào kích và tiến hành căng kéo đến $0,5P$ (P là lực kéo thiết kế), siết êcu, dừng 30 phút sau đó căng tiếp đến $1P$, vận chặt êcu, kiểm tra sơ bộ độ dẫn dài.
- Tháo kích ra, lắp thước chuyên dùng đo trị số sau khi kích h_2 (mm). Tính độ dẫn dài thực tế $\Delta L = h_2 - h_1$.
- So sánh với độ dẫn thiết kế yêu cầu $[\Delta L]$.
- + Nếu $[\Delta L] \leq \Delta L$ thì dừng kéo và ghi số liệu vào bảng nghiệm thu.
- + Nếu $[\Delta L] > \Delta L$ thì kéo tiếp đến $1,1P$ và ghi vào bảng nghiệm thu số liệu căng kéo.
- Trong mọi trường hợp không được kéo quá $1,2P$.

1.8.3. Trình tự căng kéo cáp ngang D.U.L (loại cáp 4T15,2mm)

Tên cáp	Bó cáp 4T 15,2
Chiều dài, mm	16184
Số lượng	1666
Lực căng (T)	75
Độ dẫn dài (mm)	98,2

a. Các qui định chung

- Các bó cáp chỉ căng 1 đầu, đầu căng kéo sẽ được đổi đầu của 2 bó kế nhau (bó này căng ở phía thượng lưu thì bó kia căng ở phía hạ lưu).
- Dùng kính đơn YDC 240 (hãng OVM) để tăng từng sợi cáp (một bó 4 sợi)
- + Căng 2 sợi phía trong trước.
- + Căng 2 sợi phía ngoài sau.
- Lực căng thiết kế cho 1 sợi.
- (kể cả ma sát trong của kích và neo)



$$P_k = \frac{75T}{4} \times K = \frac{75T}{4} \times 1,05 = 19,6875 \quad T$$

$$a_k = \frac{19,675}{F} = \frac{19,675}{47,71} = 0,41265 \quad T/cm^2$$

- Áp lực tương ứng tối đa của đồng hồ

Trong đó:

F: Diện tích Piston kích $F = 47,71 \text{ cm}^2$ (số liệu của riêng cầu Phù Đồng - Đuống mới).

k: Hệ số ma sát trong của kích và neo $k = 1,05$ (Số liệu riêng của cầu Phù Đồng - Đuống mới).

- Áp lực này tính với độ dẫn dài tính toán là 98,2 mm (số liệu riêng của cầu Đuống).

- Căn cứ vào lực căng thiết kế để lập bảng các cấp tải trọng $= 0,2P_k; 0,4P_k; 0,6P_k; 0,8P_k; 0,9P_k; 1P_k$ tương ứng với các cấp áp lực của đồng hồ kích.

b. Căng kéo và ghi chép số liệu

- Chuẩn bị

+ Lắp bản neo và nút neo ở cả 2 đầu.

+ Lắp kính vào đầu kéo.

+ Lắp con trỏ đo độ tụt neo ở đầu cố định.

- Căng kéo sơ bộ để so dây cáp

Tăng áp lực lên 10 kG/cm^2 , dừng lại rồi đo trị số ban đầu ở cả 2 đầu cáp.

- Căng kéo cáp chính thức

+ Lần lượt căng kéo bố cáp theo các cấp lực, đo độ dẫn dài tương ứng với từng cấp lực, lưu ý đo độ dẫn dài tương ứng với từng cấp lực, khi đo phía kéo phải trừ đi độ tụt neo đo ở phía giá neo cố định.

+ Trong quá trình căng, ở mỗi cấp lực đều phải nhận xét độ dẫn dài có phù hợp với độ dẫn dài tính toán hay không để có biện pháp điều chỉnh kịp thời.

+ Khi căng đến lực thiết kế

Nếu đo độ dẫn dài $\Delta L \geq 98 \text{ mm}$ thì dừng căng.

Nếu đo độ dẫn dài $\Delta L < 98 \text{ mm}$ thì dừng tăng lực kéo.

Trong mọi trường hợp không được tăng lực kéo lên quá áp suất cho phép là 427 kG/cm^2 .

- Sau khi căng kéo xong sẽ hạ áp lực trên đồng hồ về 0, đo độ tụt neo, độ tụt neo này được ghi vào biểu đồ căng kéo, độ tụt neo cho phép là 11 mm.

3. CÁC SỰ CỐ THƯỜNG GẶP TRONG QUÁ TRÌNH THI CÔNG DẦM VÀ CÁCH KHẮC PHỤC

Trong quá trình thi công dầm bằng phương pháp đúc hẫng cân bằng trên xe đúc, các sự cố sau đây thường xảy ra:

- Bê tông bị rỗ do đầm sót hoặc do ván khuôn không kín dẫn đến mất vữa bê tông.
- Ống chứa cấp (ống gen) bị tắc do vữa chảy vào trong ống.
- Cấp bị tụt do nêm không neo được cấp khi căng cấp.

Cách khắc phục các sự cố trên như sau:

3.1. Phương pháp tháo bó cấp đã được căng kéo đến lực kéo thiết kế nhưng có một số sợi bị tụt

Khi căng kéo bó cấp DUL, nếu xảy ra sự cố thì việc hạ dự ứng suất rồi tháo bó cấp là việc bắt buộc để sửa chữa các khuyết tật của bê tông. Trường hợp tụt cấp, nếu số sợi bị tụt vẫn nằm trong giới hạn cho phép (trong một mặt cắt diện tích cấp bị tụt không quá 1%) thì có thể không cần tháo cấp để sửa chữa, nếu vượt quá trị số cho phép trên thì việc bù số sợi cấp bị tụt có thể thực hiện bằng các lỗ cấp dự phòng. Khi tất cả các biện pháp trên đều không thể thực hiện được thì phải tháo bó cấp đã căng đó để sửa chữa.

Các chú ý khi tháo bó cấp:

- + Không được dùng tay để lắp nêm (chốt neo).
- + Không được đứng chính diện với bó cấp trong lúc kéo.
- + Bó cấp phải được tháo đối xứng qua tim cầu.
- + Phải tính toán chính xác áp lực kích 80% lực kéo đứt của tào cấp.

3.2. Phương pháp chữa các khuyết tật của bê tông

- Phần bê tông bị hỏng phải được đục hoặc khoan loại bỏ hết. Tại mép của vùng bê tông hỏng phải cắt theo vết cắt thẳng đứng tối thiểu 30 mm. Tại những chỗ cốt thép lộ ra, bê tông bao quanh thanh thép phải được loại bỏ hết trong phạm vi sâu hơn mặt trong của thanh thép tối thiểu 30 mm.

- Vệ sinh bề mặt bê tông và giữ ẩm trong 24 giờ.
- Dùng chất gắn kết bề mặt (thường là keo epoxy loại Sikadur 732) bôi vào bề mặt bê tông cũ.
- Trộn bê tông cường độ cao không co ngót với thành phần gồm có vữa Sikagrout 214-11, đá có $D_{\max} = 10 \text{ mm}$ và nước để bù lại cho bê tông hỏng đã bị loại bỏ.
- Bảo dưỡng bê tông liên tục trong 7 ngày.
- Khi cường độ bê tông đạt 35 MPa có thể tiến hành các việc tiếp theo.

VÍ DỤ 3: CẦU LẠC QUẦN

1. GIỚI THIỆU

Công trình cầu Lạc Quần nằm trên Quốc lộ 21, vượt qua sông Ninh Cơ, tỉnh Nam Định, hoàn thành 10/2000

Kết cấu nhịp cầu hệ dầm liên tục bằng BTCT DUL, thi công đúc hẫng.

Tải trọng : H30, XB80, người 300kg/m².

Khổ cầu : K7 + 2 x 1,5 ; $\Sigma B = 11,0$ m .

Tần suất thiết kế : P = 1%.

- Sơ đồ cầu : 50 + 90 + 50

- Chiều cao dầm trên vị trí tim trụ 5,3m (xấp xỉ 1/17 độ dài nhịp L)

- Chiều cao dầm tại giữa nhịp và trên đoạn có chiều dài không đổi ở nhịp biên là 2,2m (xấp xỉ bằng 1/40 L).

- Chiều dày bản cánh tại nách dầm 0,6m; tại vút 0,2 m

- Bản cánh trên rộng 11m, bản cánh dưới rộng 6m

- Chiều dày sườn hộp 45 cm

2. MỘT SỐ CHỈ TIÊU

Bản cánh trên không có dự ứng lực ngang. Theo dọc dầm gồm nhiều đốt có chiều dài tương ứng như sau:

* khối đỉnh trụ dài 14m

* khối đúc hẫng dài 4m và 4,5m

* khối cạnh trụ dài 9m

* thời gian thi công mỗi đốt dầm từ 4-5 ngày

Tổng hợp vật liệu chính của kết cấu nhịp chính như bảng sau

Chỉ tiêu vật liệu		
Bê tông /m ² mặt cầu	Thép dự ứng suất/m ³ bê tông	Thép thường/m ³ bê tông
0,891 m ³	0,037 Tấn	0,2 Tấn

VÍ DỤ 4: CẦU CẦU LÂU

1. GIỚI THIỆU KHÁI QUÁT

Gói thầu cầu Cầu Lâu : Trong dự án cải tạo Quốc lộ 1A thuộc địa bàn tỉnh Quảng Nam cách thành phố Đà Nẵng 30Km về phía Nam có tổng chiều dài 4631m trong đó đường dẫn phía Bắc dài 2116m, đường dẫn phía Nam dài 1459m, cầu Cầu Lâu dài 1056m vượt qua sông Thu Bồn.

(Cách cầu Cầu Lâu cũ khoảng 100m về phía hạ lưu).

1.1. Khái quát về kết cấu phần trên

- Sơ đồ nhịp tính từ phía Đà Nẵng : $18 \times 33 + 48 + 3 \times 78 + 48 + 4 \times 33$ m
- Tổng chiều dài cầu là 1056 m.

1.1.1. Nhịp chính

Phần nhịp chính sử dụng kết cấu dầm BT DƯ'L 5 nhịp liên tục

$$48 + 3 \times 78 + 48 \text{ m} = 340 \text{ m dự ứng lực trong}$$

- Mặt cắt ngang dạng hộp đơn.
- Thành hộp xiên 4100/1750 dày 500mm.
- Bề rộng đáy hộp thay đổi trên trụ 4500 mm, tại giữa nhịp 6634 mm. Chiều dày đáy hộp tại trụ 560 mm , tại giữa nhịp 200 mm.
- Bề rộng mặt cầu: 14,0 m. Bản mặt cầu dày 250mm, độ dốc ngang 2,5 %
- Chiều cao hộp thay đổi từ 2130 mm giữa nhịp đến 4630 mm tại trụ.

1.1.2. Nhịp dẫn

Phần nhịp dẫn sử dụng kết cấu dầm BTCT DƯ'L nối liền tại trụ thông qua dầm ngang đầu dầm, mặt cắt chữ I dầm cao 1.8m.

• Bờ phía Bắc

Gồm 2 liên, mỗi liên 9 nhịp (từ mố A1 đến trụ P9 và từ trụ P9 đến P18), tổng số 18 nhịp. Mặt cắt ngang nhịp gồm 4 phiến dầm, chiều cao dầm 1,8m, cự ly tim giữa các dầm 3,5m, bản mặt cầu BTCT đổ tại chỗ dày 0,22 m. Chiều dài dầm ở các nhịp đầu liên $L = 32,70\text{m}$, các dầm ở nhịp giữa liên có $L = 32,50\text{m}$.

• Bờ phía Nam

Gồm 4 nhịp liên tục nhiệt, mặt cắt ngang nhịp gồm 4 phiến dầm, chiều cao dầm 1,8m, cự ly tim giữa các dầm 3,5m, bản mặt cầu BTCT đổ tại chỗ dày 0,22 m. Chiều dài dầm ở các nhịp đầu liên $L = 32,70\text{m}$, các dầm ở nhịp giữa liên có $L = 32,50\text{m}$.

1.1.3. Gối cầu

- Dùng gối cao su cho các dầm BT CT DƯL mặt cắt chữ I cao 1,8m
- Dầm hộp liên kết cứng với trụ (P19, P20, P21, P22).
- Gối dầm hộp nhịp biên trên trụ P18 và P23 dùng gối cao su.

2. PHƯƠNG PHÁP THI CÔNG DẦM HỘP

2.1. Thiết bị đúc hẫng

Xe đúc dùng để thi công dầm hộp cầu Cầu Lâu dự kiến dùng xe đúc đã thi công cầu Đuống

a) Trọng lượng xe khoảng 65T (cả ván khuôn), xe đúc này thích hợp với trọng lượng khối đúc lớn nhất ở đây là 93 T.

b) Xe di chuyển trên ray tự hành bằng các kích đẩy.

c) Xe đúc thuộc dạng dàn tam giác

d) Số lượng xe đúc; 2 bộ (4 cái)

Do tiến độ thi công quy định, dự tính sẽ dùng 2 bộ xe treo đúc hẫng cho 4 khung T trên 4 trụ P19, P20, P21, P22 thi công đồng thời 2 khung T một.

Thời gian thi công mỗi cánh T dự kiến khoảng 2 tháng.

2.2. Thi công chi tiết các khối đúc

2.2.1. Đúc khối K0 (khối trên đỉnh trụ)

a. Đà giáo ván khuôn

Toàn bộ đà giáo, ván khuôn để đúc khối K0 tựa lên thân trụ nhờ vào các dầm Consol chôn sẵn ở thân trụ. Hệ thống đà giáo cấu tạo bằng thép hình. Ván khuôn bằng gỗ, mặt trong của ván khuôn ngoài được bào kỹ để tạo bề mặt nhẵn, đẹp cho bê tông khối đúc.

a. Trình tự thi công bê tông khối K0:

Chia làm 3 giai đoạn đổ bê tông

- Bản đáy.
- Bản thành, tường ngăn
- Bản mặt cầu.

* Các bước thi công

1. Lắp đà giáo tạo mặt bằng đỉnh trụ.
2. Lắp đặt ván khuôn đáy.
3. Lắp đà giáo đỡ ván khuôn ngoài

4. Lắp ván khuôn ngoài.
5. Lắp cốt thép nổi cao trụ (phần liên kết với khối K0)
6. Lắp cốt thép bản đáy khối K0 và các cốt thép đứng của bản thành.
7. Đổ bê tông bản đáy.
8. Lắp ván khuôn trong và lắp đủ cốt thép bản thành, tường ngăn của khối.
9. Đổ bê tông bản thành, tường ngăn đến dưới bản mặt cầu khối K0
10. Lắp cốt thép bản mặt cầu khối K0.
11. Lắp các ống gen tạo lỗ cho các bó thép DUL. Để đường tìm các ống gen đi đúng các toạ độ thiết kế, cần cố định bằng các vòng thép, hàn vào các thanh cốt thép, nhằm làm cho các ống này không bị xô dịch trong khi đổ và đầm bê tông.

Trên ván khuôn bịt đầu bản mặt cầu, nơi tiếp giáp với khối K1, phải khoét các lỗ tròn, đường kính bằng đường kính ống gen và có toạ độ tìm lỗ theo đúng toạ độ thiết kế.

Đầu các ống gen lắp sẵn đoạn măng sông cho chui qua các lỗ tròn trên ván khuôn bịt đầu để nối tiếp các ống gen trong khối K1 sau này. Khe nối giữa măng sông và ống ghen phải quấn băng dính để bê tông không chảy vào và đầu trên được bịt kín để tránh vật rơi vào làm tắc ống.

12. Đổ bê tông bản mặt cầu khối K0.

Sau khi đổ bê tông xong phải có các bao tải gai tẩm đầm nước phủ kín bề mặt khối K0 và thường xuyên tưới nước bảo dưỡng. Sau một ngày tháo ván khuôn bịt đầu tiếp giáp với khối K1.

13. Sau khi bê tông đạt cường độ, tiến hành căng kéo các bó thép DUL của khối K0 theo trình tự sau:

- Cắt các bó thép theo đúng chiều dài thiết kế
- Luồn các bó thép vào ống gen tại vị trí đã được chỉ định trên đồ án
- Lắp các vòng neo, nút neo ở hai đầu từng bó thép.
- Lắp kích DUL
- Kéo căng từng bó thép.
- Đóng neo, chuyển kích kéo căng bó khác

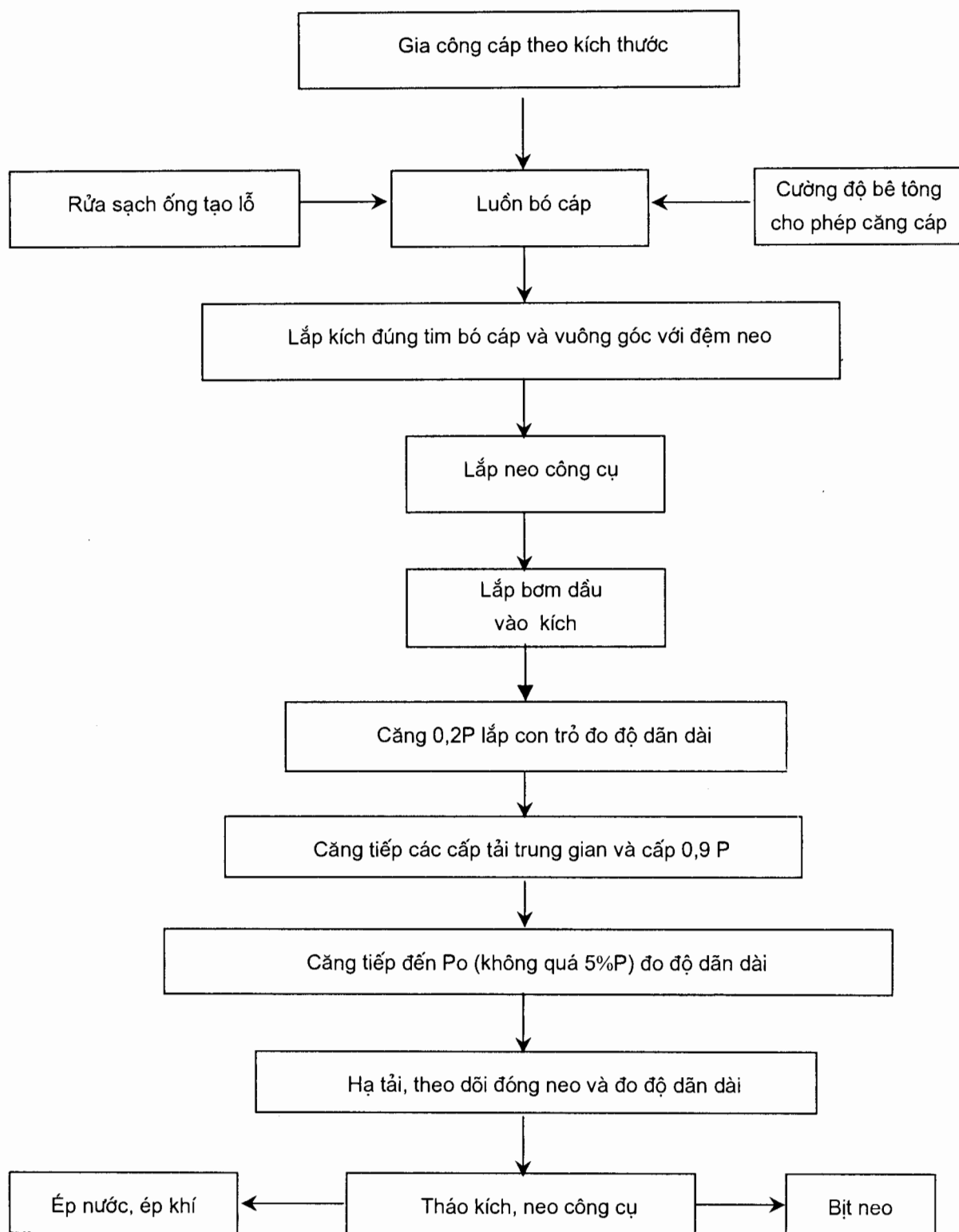
14. Đo cao độ trên mặt K0 tại các điểm quy định sau khi căng kéo DUL.

15. Ép vữa vào ống tạo lỗ DUL.

16. Tháo ván khuôn trong và ván khuôn ngoài.

17. Tháo ván khuôn đáy và hệ giá đỡ đỉnh trụ.

Bảng tóm tắt công nghệ căng cáp dự ứng lực



2.2.2 Đúc hẫng cân bằng các khối đúc

- Việc đúc hẫng theo một chu kỳ nhất định:	
- Di chuyển xe đúc đến vị trí đúc đốt mới:	0.5 ngày
- Sửa sang và tổ hợp lắp đặt ván khuôn theo kích thước đốt mới:	0.5 ngày
- Đặt cốt thép, ống gen, làm vệ sinh, bơm vữa bó cáp đốt trước:	1 ngày
- Đúc và bảo dưỡng đạt cường độ quy định được phép căng kéo.	3 ngày
- Căng kéo bó thép :	1 ngày
Tổng thời gian	6 ngày

• Trình tự thi công một đốt

1. Lắp ván khuôn ngoài, đo đạc kiểm tra cao độ và các kích thước khác
2. Lắp cốt thép bản đáy và bản sườn
3. Lắp ván khuôn trong, đo đạc kiểm tra kích thước
4. Lắp cốt thép bản mặt và các ống gen, lắp ván khuôn bịt đầu.
5. Kiểm tra cao độ và các kích thước lần cuối cùng trước khi đổ bê tông.
6. Đổ bê tông một lần đến bản mặt cầu.

Sau khi đổ bê tông phải phủ mặt bảo dưỡng bê tông như đã làm với khối K0.

Sau một ngày tháo ván khuôn bịt đầu ở chỗ tiếp giáp với khối sau .

7. Khi bê tông đủ cường độ, tiến hành căng kéo các bó thép DUL(kể cả dự ứng lực ngang).
8. Đo kiểm tra cao độ sau khi căng kéo DUL.

2.2.3 Thi công đoạn dầm đúc trên đà giáo

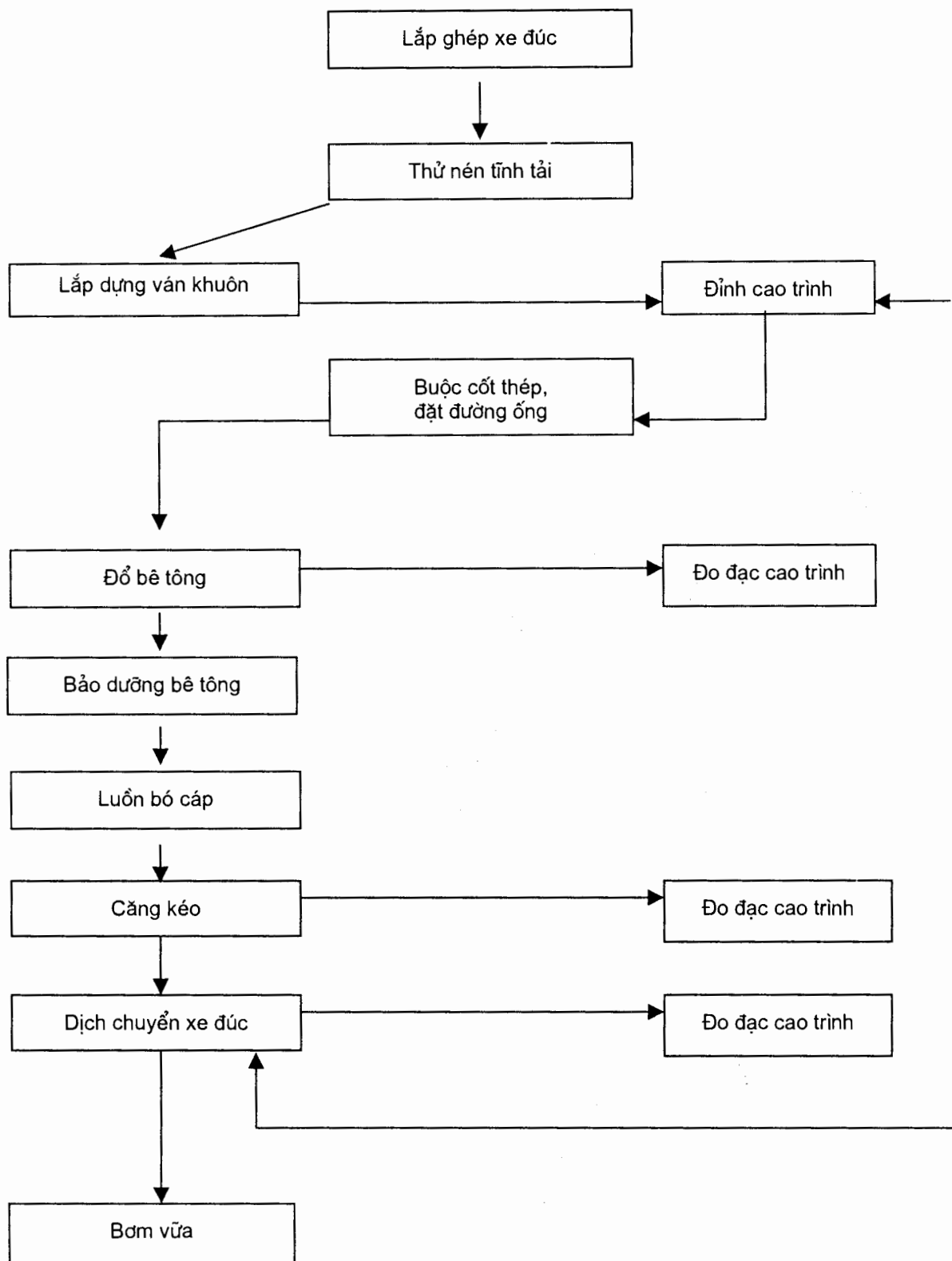
Đoạn dầm biên tại trụ P18 và P23 có chiều dài 9,9 m được thi công trên đà giáo.

Đà giáo gồm 2 trụ tạm , một trụ tựa trên bệ trụ chính P18 (P23). Một trụ có móng là móng 8 cọc bê tông 30x30. Trên trụ tạm gác các dầm I 450 dài khoảng 10,5 m, trên đặt ván khuôn đúc dầm. Khối dầm biên này khi đúc nối liền với khối đúc hẫng K9, ở đây không có khối đúc hợp long nhịp biên.

• Các bước thi công dầm biên:

1. Chất tải khử lún hệ đà giáo bằng các phao nước.
2. Lắp dựng toàn bộ ván khuôn ngoài.
3. Lắp cốt thép, ống gen đoạn dưới gồm bản đáy và thành dầm hộp.
4. Lắp ván khuôn trong đoạn dưới.
5. Đổ bê tông đoạn dưới dầm.
6. Bảo dưỡng bê tông, tạo nhám.
7. Lắp ván khuôn đỉnh bản mặt cầu.
8. Lắp dựng cốt thép ống gen bản mặt cầu.
9. Đổ bê tông bản mặt.
10. Bảo dưỡng bê tông đạt cường độ căng kéo.
11. Căng thép dự ứng lực cốt thép liên tục hoá phía dưới giữa đoạn dầm biên và dầm đúc hẫng.
12. Hoàn thiện.

Sơ đồ công nghệ thi công hẫng dầm hộp



2.2.4. Hợp long nhịp dầm đúc hẫng

- Có 3 khối hợp long giữa nhịp được tiến hành theo thứ tự:
 - Hợp long nhịp P22- P21
 - Hợp long nhịp P19- P20
 - Hợp long nhịp P20- P21
- Các bước cơ bản:
 1. Cánh T, trên trụ P19 và P22 đã đúc xong tháo xe đúc chờ hợp long.
 2. Cánh T, trên trụ P20 và P21 đúc đến khối K9 (khối liền kề khối hợp long)
 3. Song song với bước ở trên, xe đúc đã được tháo hết kết cấu phía mũi xe đúc (tức là chỉ dùng ván khuôn ngoài, ván khuôn trong, dầm đáy, dàn kết cấu phía trên.
 4. Đẩy xe đúc vào vị trí hợp long.
 5. Tiến hành lắp cốt thép, ống tạo lỗ, luồn cáp DUL như các khối khác.
 6. Đo đạc theo dõi cao độ, độ lệch tim của cánh T (đặc biệt 2 khối đúc K9 của 2 cánh T, khối liền kề với khối hợp long). Thời gian đo đạc được quy định vào những giờ nhất định trong ngày (như 7h sáng, 12h trưa, 5h chiều trong một ngày). Số liệu này cần được thử trước ngày đúc khối hợp long khoảng 7 ngày liên tục. Theo dõi và ở thời điểm thích hợp dùng hệ dầm thép hình (dầm I) gông cứng 2 cánh dầm (từ khối K9 của cánh bên nọ sang cánh bên kia) để tạo ra sự đồng phẳng về cao độ và về trùng tim.
 7. Tiến hành đổ bê tông hợp long. Thời gian bắt đầu đổ bê tông và thời gian được phép kéo dài phụ thuộc vào số liệu quan trắc về nhiệt độ (qua đó biết được sự lệch nhau về cao độ và tim ở số liệu đo của bước 1).
 8. Khi bê tông đạt 50% cường độ căng một số bó cáp đến 50% lực thiết kế.
 9. Bê tông các mẫu đúc trong quá trình hợp long đạt cường độ kéo căng (khoảng 85 - 90%) luồn cốt thép DUL, tiến hành kéo căng các bó cáp DUL(kể cả dự ứng lực ngang).
 10. Công tác bảo dưỡng bê tông phải đặc biệt chú ý ít nhất trong vòng 7 ngày.

PHỤ LỤC 2

HỆ THỐNG VẬT TƯ-THIẾT BỊ DỰ ỨNG LỰC CỦA CÔNG TY FREYSSINET (HỆ THỐNG C)

Hệ thống C của Công ty Freyssinet đã được áp dụng hết sức rộng rãi trên toàn thế giới, có những đặc trưng chủ yếu sau đây:

▪ **Tính linh hoạt**

Hệ thống C được thiết kế cho phạm vi ứng dụng rất rộng lớn với các dạng neo khác nhau:

- Dùng cho mọi loại tảo cáp xoắn và kích cỡ của nó mà đã được chuẩn hoá trên quốc tế có đường kính danh định là 15mm, bao gồm cả cáp mạ kẽm và không镀锌 bám .
- Áp dụng cho dự ứng lực trong và ngoài :
 - Loại có镀锌 bám
 - Loại tháo lắp được
 - Loại tháo lắp được và điều chỉnh được
 - Loại tháo lắp được, điều chỉnh được và loại bỏ lực căng được.

▪ **Tính gọn nhẹ**

Các loại neo gọn sẽ phân phối tốt hơn dự ứng lực vào trong bê tông và cho phép thiết kế đạt hiệu suất cao hơn bằng cách :

- Giảm chiều dày sườn trong dầm có sườn và thành dầm hộp
- Cho phép tập trung bố trí mố neo ở khu vực đầu dầm.
- Giảm bớt kích thước các khối neo dự ứng lực với độ uốn cong cấp là nhỏ nhất.

▪ **Kích có trọng lượng nhẹ**

Kích của hệ thống C nhẹ và tự động cho phép chúng ta :

- Giảm lỗ neo dự ứng lực nhờ đầu kích rất nhỏ gọn
- Giảm khoảng cách đến tường, nhờ đó mà giảm những mômen sai nhiễu và cũng giảm bớt được lượng cốt thép yêu cầu, nhờ vậy mà đổ bê tông dễ dàng hơn .
- Cải thiện những điều kiện công trường như là cầu lắp và kéo căng cáp

CÁP DỰ ỨNG LỰC CỦA HỆ THỐNG C

ĐẶC TRƯNG CHỦ YẾU CỦA CÁC LOẠI CÁP THÔNG THƯỜNG MÀ CÓ THỂ SỬ DỤNG VỚI HỆ THỐNG C

Tiêu chuẩn	Cường độ căng danh định N/mm ²	Đường kính danh định mm	Diện tích cáp danh định mm ²	Khối lượng danh định kg/m	Lực kéo đứt nhỏ nhất kN	Ứng suất tiêu chuẩn tại 0.1% kN	Lực ban đầu lớn nhất *		
							Eurocode2	Tiêu chuẩn Pháp BPEL 91	Tiêu chuẩn Mỹ AASHTO 96
pr EN 01138.3	1770	16	150	1170	265	228	191.25	205.2	185.5 (41700lbf)
	1860	16	150	1170	279	240	201.45	21.6	195.3 (43903 lbf)
BS 5896 1980	1770	15.7	150	1180	265	225	191.25	202.5	185.5 (41700lbf)
	1820	15.2	165	1295	300	255	216.75	229.5	210 (47.508 lbf)
ASTM A 416-96a	1860	15.24	140	1102	260.7	234.6	195.50	208.5	182.5
	270 kpsi	0.6 in	0.217 in ²	0.74 lb/ft	58600 lbg	52740 lbf	43950 lbf	46870 lbf	41026 lbf

Ghi chú

* Lực ban đầu lớn nhất là:

- dự ứng lực sau khi truyền từ kích tới bó cáp lấy tùy theo :
 - + theo EuroCode 2 (trị số nào nhỏ hơn của $0.75f_{prk}$ và $0.85f_{p0.1K}$)
 - + theo AASHTO ($0.7f_{p0.1K}$)
- dự ứng lực lấy tùy theo
 - + theo Tiêu chuẩn Pháp BPEL (nhỏ hơn $0.8f_{prk}$ và $0.9f_{p0.1K}$)
- độ giãn dài đặc trưng do tải trọng cực đại cho tất cả các sợi cáp là $>3.5\%$
- độ chùng lớn nhất sau 1000 h dưới ứng suất 0.7_{pK} cho tất cả các sợi cáp $< 2.5\%$.

CÁC TẠO CÁP CỦA HỆ THỐNG C

Cỡ bó cáp	Loại tạo cáp											
	pr EN và BS* cáp 1770			pr En 10138-3 cáp 1860			BS 5896-80 Cáp 1820, cáp kéo			ASTM A- 416 - 96 Cáp 0.6" 270		
	Số tạo cáp	Diện tích cáp mm ²	Khối lượng kg/m	UTS kN	Diện tích cáp mm ²	Khối lượng kg/m	UTS kN	Diện tích cáp mm ²	Khối lượng kg/m	UTS kN	Diện tích cáp mm ²	Khối lượng kg/m
3	450	3.54	795	450	3.54	837	475	3.89	900	420	3.306	782
4	600	4.72	1060	6000	4.72	1116	660	5.18	1200	560	4.41	1043
7	1050	8.26	1855	1050	8.26	1953	1155	9.07	2100	980	7.71	1825
9	1350	10.62	2385	1350	10.62	2511	1485	11.66	2700	1260	9.92	2346
12	1800	14.16	3180	1800	14.16	3348	1980	15.54	3600	1680	13.22	3128
13	1950	15.34	3445	1950	15.34	3627	2145	16.84	3900	1820	14.33	3389
19	2850	22.42	5035	2850	22.42	5301	3135	24.61	5700	2660	20.94	4953
22	3300	25.96	5830	3300	25.96	6138	3630	28.49	6600	3080	24.24	5735
25	3750	29.5	6625	3750	29.5	6975	4125	32.38	7500	3500	27.55	6518
27	4050	31.86	7155	4050	31.86	7533	4455	34.97	8100	3780	29.75	7039
31	4650	36.58	8215	4650	36.58	8649	5115	40.15	9300	4340	34.16	8082
37	5550	43.66	9805	5550	43.66	10323	6105	47.92	11100	5180	40.77	9646
55	8250	64.9	14575	8250	64.9	15345	9075	71.23	16500	7700	60.61	14339

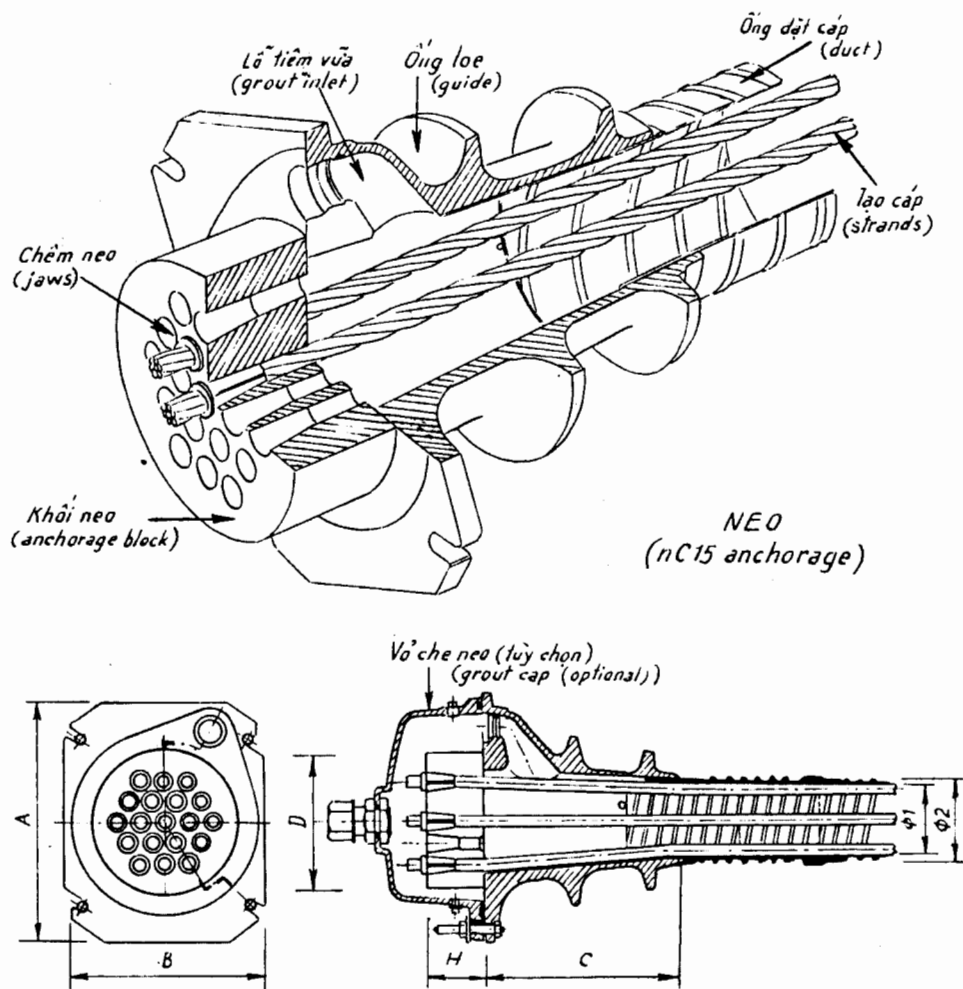
* Khối lượng lấy theo Tiêu chuẩn BS 5896-80. Nếu theo prEn thì phải nhân với hệ số 0.991

CÁC LOẠI NEO CHỦ ĐỘNG CỦA HỆ THỐNG C

Các loại neo chủ động được sử dụng cho :

- Dự ứng lực trong vối lớp bảo vệ hoặc bằng vữa, hoặc bằng mỡ và hoặc sáp;
- Dự ứng lực ngoài có dính bám từng phần với lớp vữa bảo vệ (Không thể thay thế)
- Dự ứng lực ngoài không dính bám, có tiêm mỡ hoặc sáp vào trong ống để lấp lòng

Trên hình vẽ sau là các loại neo :

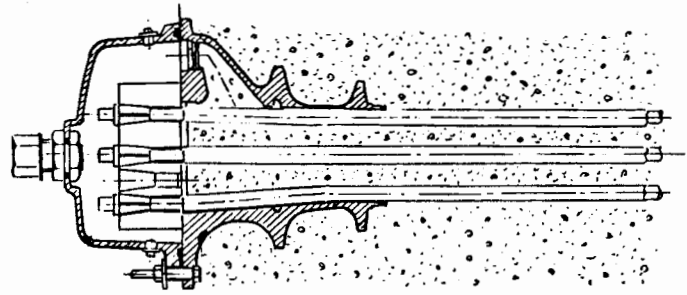
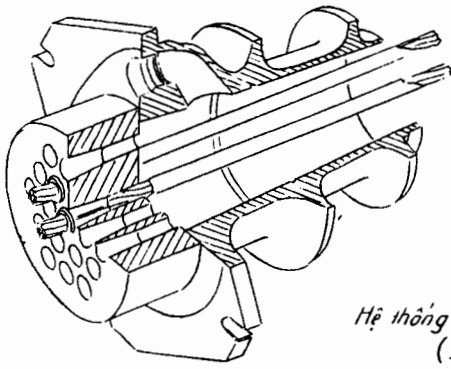


Size	A	B	C	D	H	1*	2*
3C15	150	11	120	85	50	40	45
4C15	150	120	125	95	50	45	50
7C15	180	150	186	110	55	60	65
9C15	225	185	260	150	55	65	70
12C15	240	200	165	150	65	80	85
13C15	250	210	246	160	70	80	85
19C15	300	250	256	185	80	95	100
22C15	330	275	430	220	90	105	110
25C15	360	300	400	230	95	110	115
25C15P	350	290	360	220	95	110	115
38C15	350	290	360	220	100	115	120
31C15	385	320	346	230	105	120	125
37C15	420	350	466	255	110	130	135
55C15	510	420	516	300	145	160	165

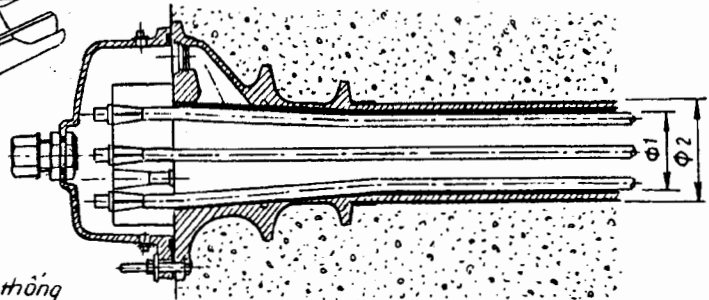
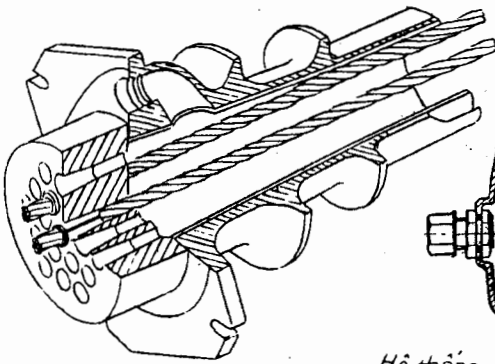
NEO CHỦ ĐỘNG R CÓ THỂ THAY ĐƯỢC

Loại neo này có những chỉ dẫn đặc biệt và được sử dụng cho :

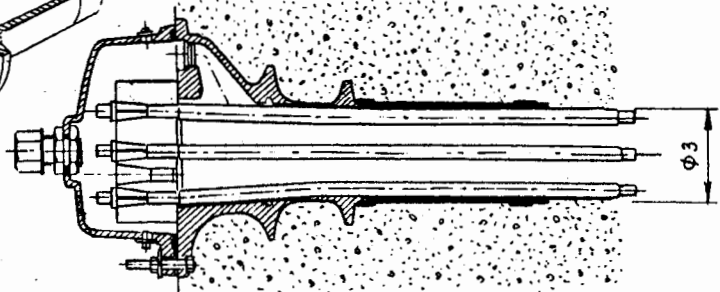
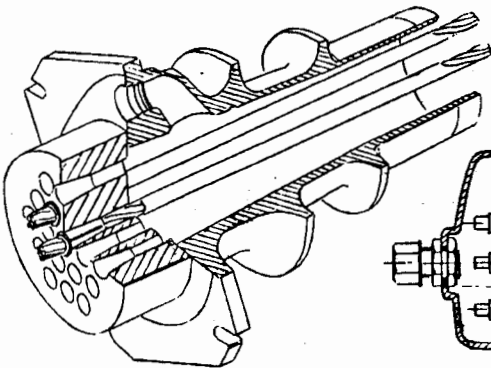
- Dự ứng lực trong không có ống gen (Hệ thống không ống gen đã đăng ký sáng chế độc quyền của Công ty Freyssinet), với vỏ bọc cáp có bôi mỡ. Đối với những bó cáp mà dự định sau này có thể thay thế được thì nên sử dụng một đầu neo dài hơn với chiều dài sợi cáp đủ dài để mà sau này có thể làm đỡ lực căng cáp dễ dàng (dùng loại cáp có thể điều chỉnh được) . (*)
- Dự ứng lực ngoài không dính bám, có thể thay thế với cáp trần, (sẽ được tiêm vữa) (Hệ thống dự ứng lực ngoài N^o 1)
- Dự ứng lực ngoài (loại có thể thay hoặc loại không thay được) với cáp đã được bọc vỏ và tiêm mỡ trước khi kéo căng cáp dự ứng lực (Hệ thống dự ứng lực ngoài N^o 2) . Với đầu mũ dài hơn như trên, dùng loại bó cáp có thể điều chỉnh được. (*)



Hệ thống không có ống chứa cáp
(Ductless System)



Hệ thống
(System N°1)



Hệ thống
(System N°2)

Chú ý:

Đường kính và những điểm nổi bật của neo chủ động kiểu nR15 giống neo nC15, trừ những điểm sau

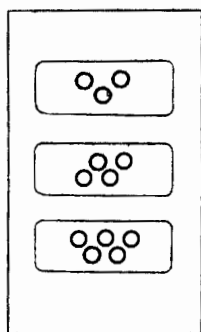
Cốt thép bố trí phân bố cơ bản trong vùng neo được giới thiệu ở trang 13

Cỡ	Ø1*	Ø2*	Ø3*
3R15	50	70	63
4R15	63	82.5	75
7R15	63	82.5	90
9R15	75	82.5***	90
12R15	90	114.3	110
13R15	90	114.3	110
19R15	110	133	125
22R15	110	139.7	125
25R15	125	152.4	140
25R15P	125	152.4	140
27R15	125	152.4	140
31R15	140	177.8	160
37R15	140	177.8	160
55R15	180	219.1	200

Tất cả đường kính tính bằng mm

NEO PHẪNG CHỦ ĐỘNG, KÝ HIỆU F

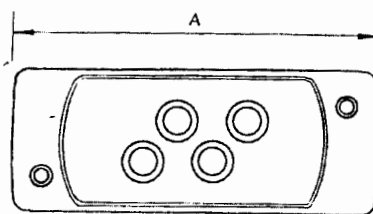
Loại neo phẳng (bẹt) này thường dùng cho cáp dự ứng lực theo hướng ngang cầu, được đặt trong bê tông của bản mặt cầu. Xin xem hình vẽ và bảng sau



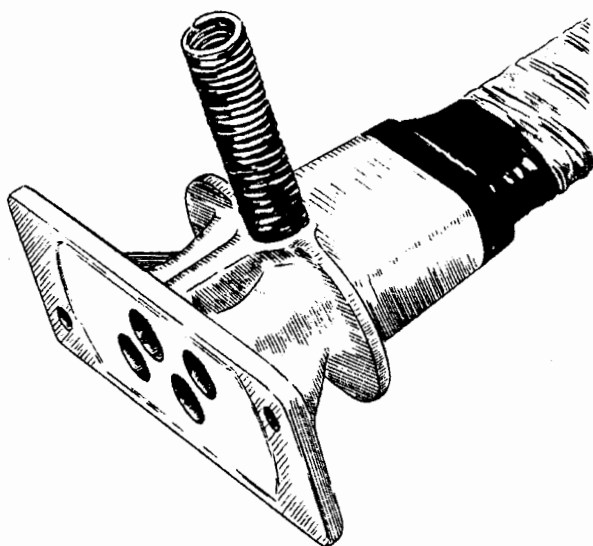
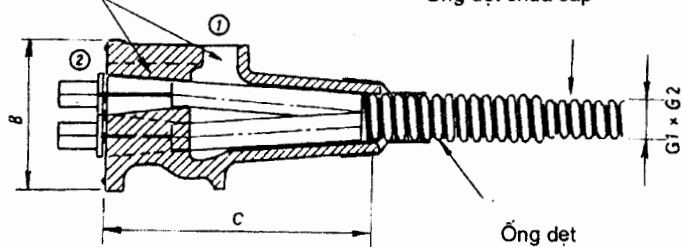
3F15

4F15

5F15



Lỗ tiêm vữa (2 tùy chọn)



Cỡ	A	B	C	G1*	G2*
R15	190	85	163	58**	20*
R15	230	90	163	75	20
R15	270	95	163	90	20

Tất cả đường kính ghi theo mm

* kích thước ống chứa cáp

** ống chứa cáp phẳng loại 75 x 20 có thể được nối trực tiếp

Chú ý

Neo F được thiết kế cho cường độ bê tông tối thiểu là 30N/mm^2 (cường độ mẫu trụ)

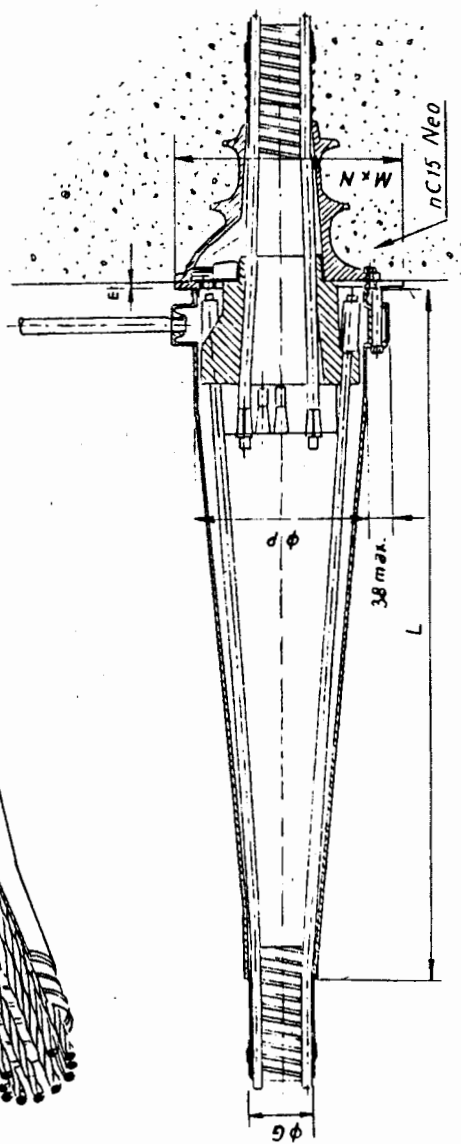
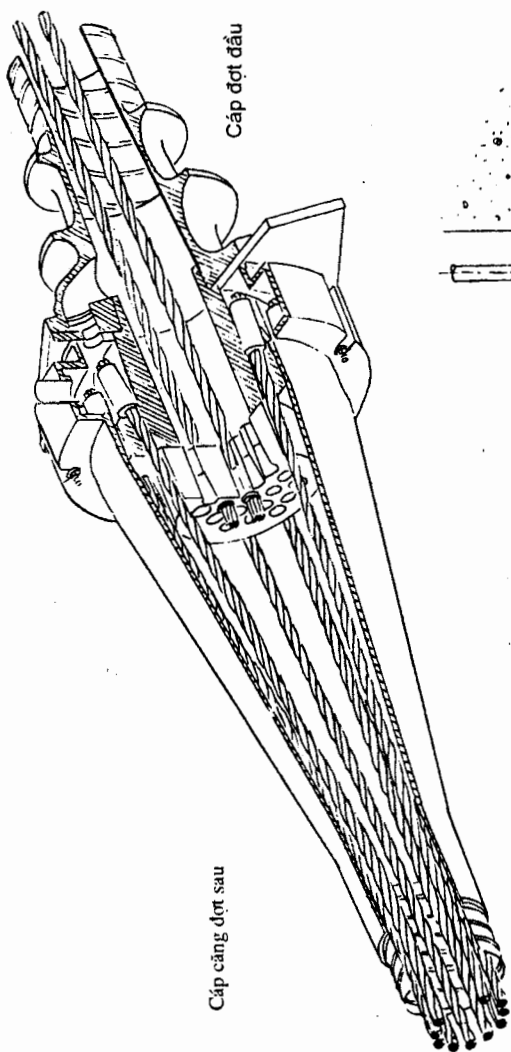
Phương pháp thi công thường dùng là đặt cáp nằm sẵn trong ống chứa cáp vào vị trí trong ván khuôn từ trước khi đổ bê tông. Tuy nhiên, nếu cần thì cũng có thể luồn cáp vào trong ống sau khi bê tông đã đủ hoá cứng. Hệ thống Ductless (xem trang 6) có thể được sử dụng với neo F.

Cốt thép đặt phân bố quanh khu vực đặt mẫu neo sẽ được trình bày trong trang 14.

BỘ NỐI NHIỀU TAO CÁP, KÝ HIỆU CC

Bộ nối cáp được sử dụng khi kết cấu liên tục được xây dựng trong một số trường hợp phải kéo dài cáp đã đặt trước, đã kéo căng và đã phun vữa trong phần trước. Ví dụ như ở các dầm đúc đẩy. Nói chung chúng được sử dụng cho cáp dự ứng lực trong.

Loại CC bao gồm một neo chủ động C (trang 5) đặt vào giữa, mà trong nó ở khoảng giữa ống loa và khối neo, có một cái đai vòng. Đoạn cáp thứ hai được neo bằng kiểu neo T15D có rập khuôn những rãnh nhỏ. Toàn thể bộ neo kép này sẽ được bảo vệ bằng mũ cố định tại một đầu ống loa, và chứa được với miếng nắp nhựa dẻo. Đầu kia được đặt vừa vặn với loa neo để nối với ống chứa cáp của cáp giai đoạn 2.



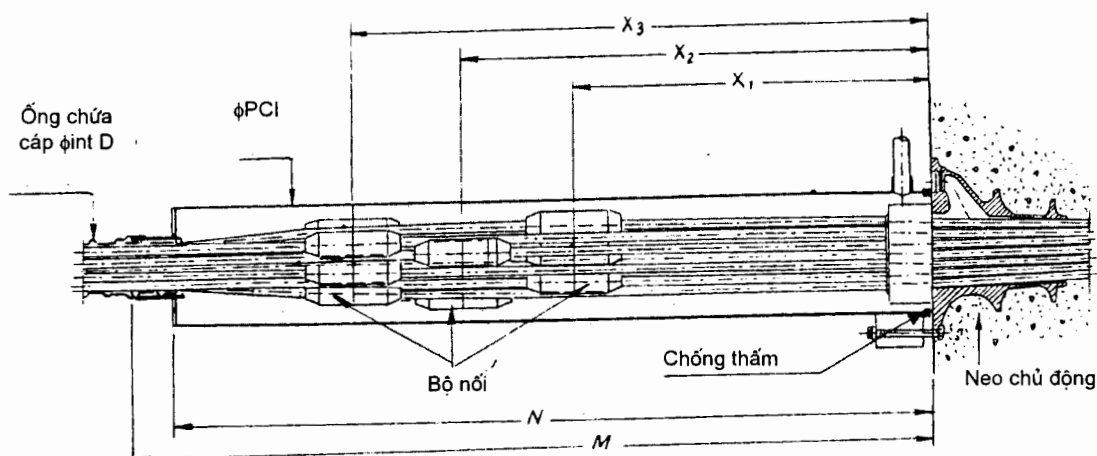
Cỡ	E	L	MxN*	φP	φG
3CC15	8	740	184x184	174	40
4CC15	8	775	194x194	184	45
7CC15	10	780	210x210	200	60
9CC15	10	725	296x296	248	80
12CC15	10	725	296x296	248	80
13CC15	10	1000	270x270	250	80
19CC15	10	800	320x320	305	95
22CC15	5	900	360x360	330	110
25CC15	5	900	360x360	330	110
25CC15P	5	900	360x360	330	110
27CC15	5	900	360x360	330	110
31CC15	5	1180	360x360	400	120

BỘ NỐI TÙNG TAO CÁP ĐƠN

Cách nối các cáp đã được kéo căng xong

Những bộ nối cáp cho phép nối bó cáp ở giai đoạn thứ hai với bó cáp của giai đoạn thứ nhất bằng cách sử dụng loại bộ nối từng tao cáp đơn, bộ nối này được chế tạo sẵn ở nhà máy, có khoá tự động tạo ra bởi hai chêm ngược chiều và lò xo trung tâm. Mẫu neo dùng cho cáp được căng ở giai đoạn thứ nhất là một neo kiểu nC15 (xem chi tiết ở trang 5)

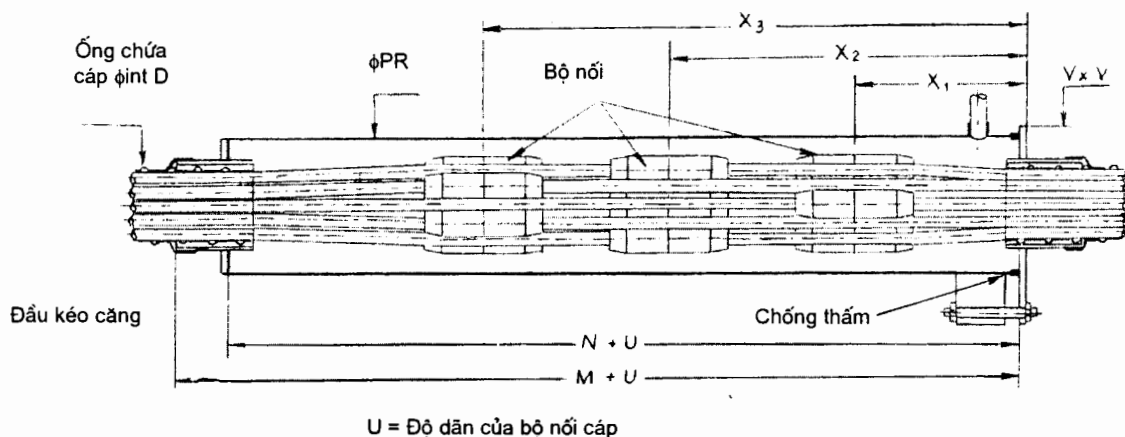
Các bộ nối từng tao cáp đơn sẽ được đặt so le nhau, vì bó cáp bao gồm nhiều tao cáp, như vậy đảm bảo độ bền chắc của liên kết.



Cách nối các cáp chưa được kéo căng

Thiết bị nối này dùng để nối hai đầu hai bó cáp chưa được kéo căng

Cấu tạo của nó tương tự với bộ nối từng tạo cáp đơn mà đã mô tả ở trên, chỉ khác là không có mấu neo cho giai đoạn một. Vỏ bọc đoạn nối ở đây sẽ làm dài hơn để đảm bảo độ dẫn ra giữa những bộ nối khi cáp được kéo căng.



Chú ý :

Vỏ thép đã vẽ trong hình trên đây có thể được thay thế bằng loại vỏ nhựa DHPE. Trong trường hợp đó, đường kính phải thay đổi. Liên hệ với Công ty Freyssinet để biết thêm chi tiết.

Đường kính chủ yếu

Tất cả các loại									
Bó cáp	D	M	N	PCI	PR	X1	X2	X3	V
3C15	40	1050	1000	102	102	250	500	750	130
4C15	45	1050	1000	127	108	250	500	750	140
7C15	60	1050	1000	127	114	50	500	750	150
9C15	65	1100	1050	180	159	300	550	800	200
12C15	80	1150	1100	193	159	300	550	800	200
13C15	80	1200	1150	203	168	300	550	800	200
19C15	95	1200	1150	219	194	300	550	800	230
22C15	105	1250	1200	267	203	350	600	800	230

Cáp đã được kéo căng									
Bó cáp	D	M	N	PCI	PR	X1	X2	X3	V
25C15P	110	1300	1250	267	-	350	600	850	-
27C15	115	1300	1300	267	-	350	600	850	-
31C15	120	1350	1350	273	-	400	650	900	-

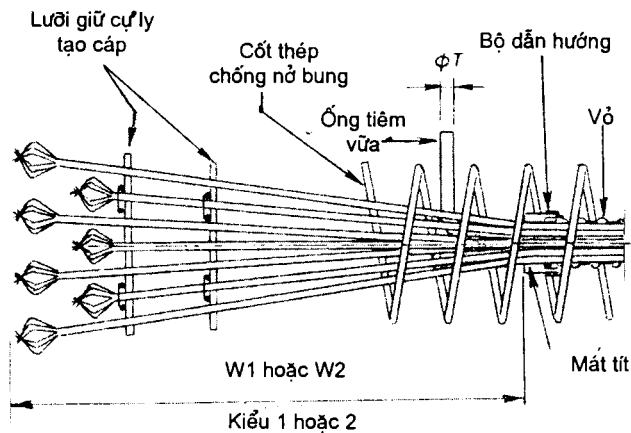
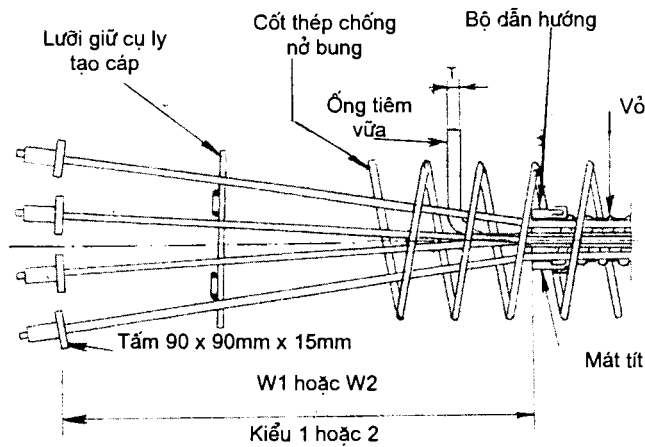
Cáp chưa được kéo căng									
Bó cáp	D	M	N	PCI	PR	X1	X2	X3	V
25C15	110	1250	1200	-	219	350	600	850	250
27C15	115	1300	1250	-	212	350	600	850	250
31C15	120	1350	1300	-	244	400	650	900	280

NEO CỐ ĐỊNH (NEO CHẾT)

Các đầu neo cố định kiểu N và G được chôn ngầm vào trong bê tông, chúng không được dùng để kéo căng cáp mà chỉ để giữa 1 đầu cáp, đầu cáp còn lại sẽ được kéo căng và đặt neo chủ động. Vì vậy đầu neo cáp cố định này sẽ được đặt trước vào trong ván khuôn rồi được đổ bê tông bao kín thành khối.

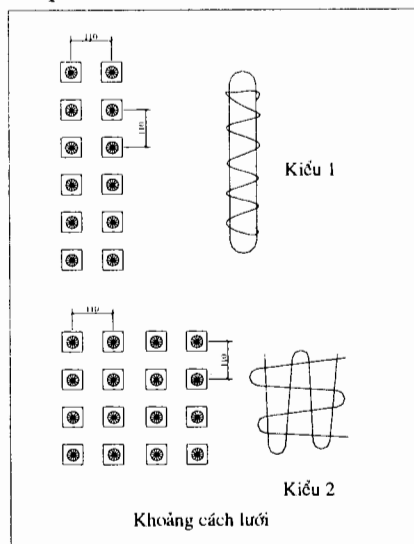
Kiểu đầu neo cố định N

Kiểu neo N của mỗi tào cáp được lắp với một chụp kẹp chặt và được tỳ lên một bản thép .



Kiểu đầu neo cố định G

Kiểu đầu neo G là kiểu neo rời . Ở đầu tạo cáp được làm thành những hình quả trám.

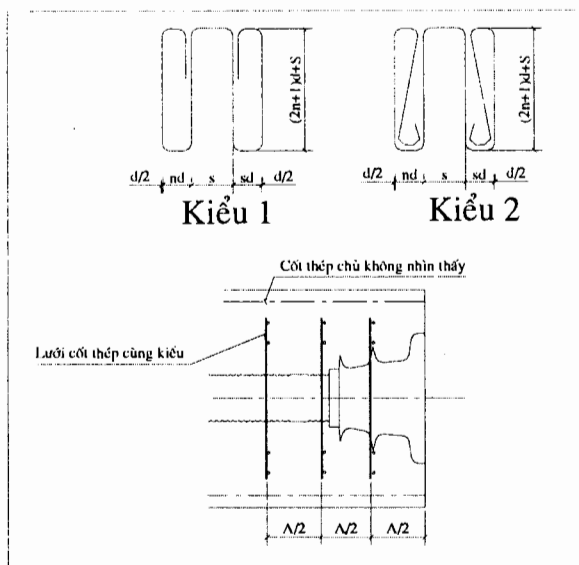


Số Tạo cáp	N		G		φ T
	W1	W2	W1	W2	
3	300	300	950	450	G 1/2"
4	350	350	950	500	G 1/2"
7	500	400	950	550	G 1/2"
9	600	400	950	550	G 1/2"
12	900	500	1300	650	G 1/2"
13	1200	500	1300	650	G 1/2"
19	1500	650	1300	800	G 1"
22	1800	750	1500	1000	G 1"
25	2000	850	1500	1000	G 1"
27	2000	1000	1700	1250	G 1"
31	2200	1100	1700	1250	G 1"
37	2500	1280	2000	1250	G 1.1/2"
55	2800	1400	2500	1250	G 1.1/2"

Tất cả các kích thước là mm

CỐT THÉP CẦU TẠO CHO ĐẦU NEO C & R

- Lưới cốt thép chịu ứng lực cục bộ sau mẫu neo



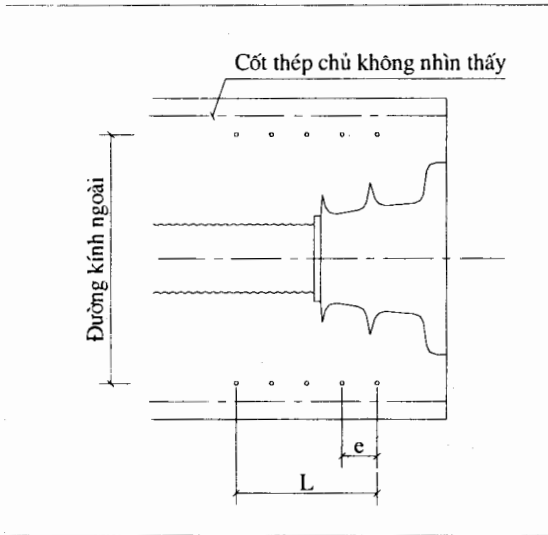
Cỡ	Kiểu lưới	Đ k thanh	n	s	□
3C15	1	8	4	100	170
4C15	1	8	4.5	100	180
7C15	1	10	5.5	120	240
9C15	1	12	5.5	150	280
12C15	1	14	5.5	150	330
13C15	1	14	5	180	340
19C15	1	16	6	195	410
22C15	2	14	8	200	150
25C15	1	20	6	220	180
25C15P	1	20	6	220	180
27C15	1	20	6	240	500
31C15	2	20	6	270	530
37C15	2	20	6.5	300	580
55C15	2	25	7	335	710

Kích thước ghi mm

Kích thước A tham khảo trang 5

Cường độ cốt thép $\geq 235 \text{ N/mm}^2$

▪ Cốt thép xoắn



Cỡ	Số vòng	D thanh	D ngoài	e	L
3C15	5	8	160	50	250
4C15	5	10	180	60	300
7C15	6	12	220	60	360
9C15	6	14	260	70	420
12C15	7	14	310	50	350
13C15	7	14	320	70	490
19C15	7	16	400	70	490
22C15	8	16	430	70	560
25C15	7	20	450	80	560
25C15P	7	20	450	80	560
27C15	7	20	470	80	560
31C15	8	20	500	80	640
37C15*	9	20	550	90	810
55C15*	9	25	650	100	900

Kích thước đều ghi mm

* Đường kính yêu cầu của cốt thép xoắn cấu tạo lớn hơn đường kính thường dùng (12mm)

Cường độ cốt thép $\geq 235 \text{ N/mm}^2$

▪ Ghi chú :

- Các kiểu đặt cốt thép chịu ứng lực tập trung sau mẫu neo được nêu ra ở đây là đủ an toàn nhưng không bắt buộc áp dụng mà chỉ để tham khảo. Mỗi người thiết kế có thể tùy kinh nghiệm và tính toán riêng để chọn kiểu riêng của mình, kiểu cốt thép cấu tạo có thể được định rõ như những lưới phẳng trên một vài mặt phẳng, hoặc cốt thép dạng xoắn (xoắn ốc).

- Cốt thép dạng lưới hoặc xoắn biểu thị trên bảng là một vài giá trị cho neo riêng biệt trên mẫu bê tông lăng trụ (khối thí nghiệm) cho bê tông có f_{cmin} khoảng từ $(20 \div 40) \text{ N/mm}^2$ và cho bê tông có f_{cmin} khoảng từ $(40 \div 70) \text{ N/mm}^2$ (cường độ hình trụ) tham khảo từ sổ tay kỹ thuật hệ thống C.

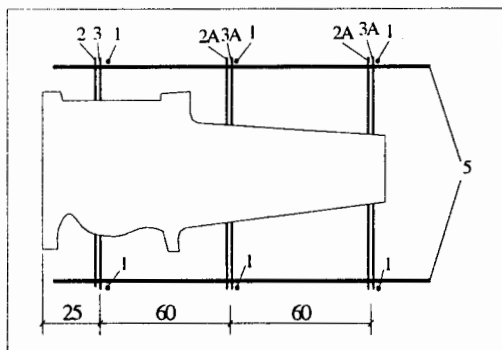
- Khi những đầu neo được sắp xếp thành một nhóm hoặc trên vài đường thẳng, cốt thép đặt liên tục có diện tích mặt cắt ngang tương đương đủ lớn để liên kết được tất cả đầu neo. Xin tham khảo từ sổ tay kỹ thuật hệ thống C.

- Mặt cắt cốt thép cấu tạo ghi trong bảng là kết quả tính toán lý thuyết cẩn thận dựa theo đúng Tiêu chuẩn. Diện tích mặt cắt này hầu hết được bổ sung bởi các thanh cốt thép cơ bản khác của kết cấu mà chúng ta không vẽ trên hình.

- Người thiết kế phải kiểm tra về sự cân bằng tổng thể của khu vực neo.

CỐT THÉP CHỊU ỨNG LỰC TẬP TRUNG SAU MẤU NEO PHẪNG KIỂU F

Kiểu neo 3 F15

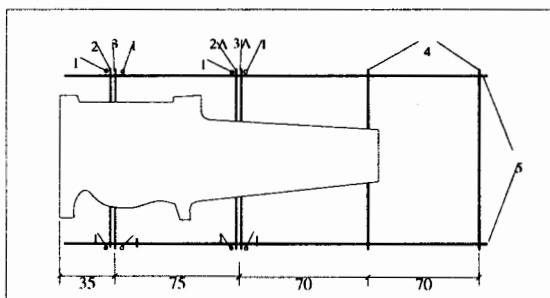


Số thanh *	Qty	ϕ	L1 ext	L2 int	L3 int	h ext
1	6	12	250	-	-	-
2	1	8	250	20	150	120
2A	2	6	250	45	110	120
3	1	8	250	20	150	120
3A	2	6	250	45	110	120
5	4	8	170	-	-	-

* Cường độ cốt thép $\geq 235 \text{ N/mm}^2$

Tất cả các kích thước ghi mm

Kiểu neo 4 F15

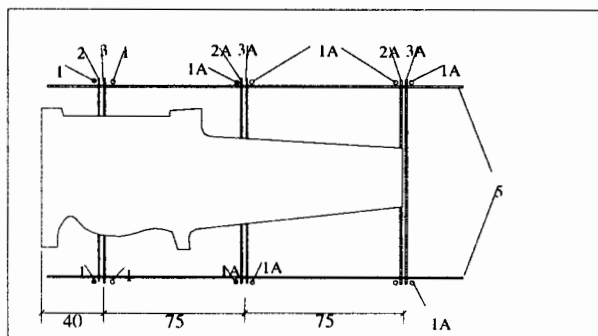


Số thanh *	Qty	ϕ	L1 ext	L2 int	L3 int	H ext
1	6	10	340	-	-	-
2	2	8	340	60	160	145
3	2	8	340	60	160	145
4	2	10	340	-	-	145
5	4	8	250	-	-	-

Cường độ cốt thép $\geq 235 \text{ N/mm}^2$

Tất cả các kích thước ghi mm

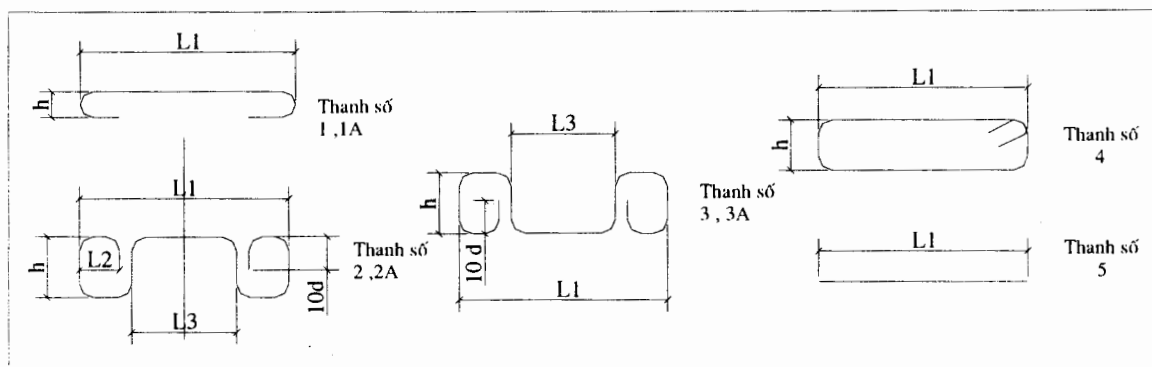
Kiểu neo 5 F15



Số thanh *	Qty	ϕ	L1 ext	L2 int	L3 int	h ext
1	4	12	380	-	-	-
1A	8	10	380	-	-	-
2	1	10	380	55	195	145
2A	2	8	380	80	160	145
3	1	10	380	55	195	145
3A	2	8	380	80	160	145
5	4	8	210	-	-	-

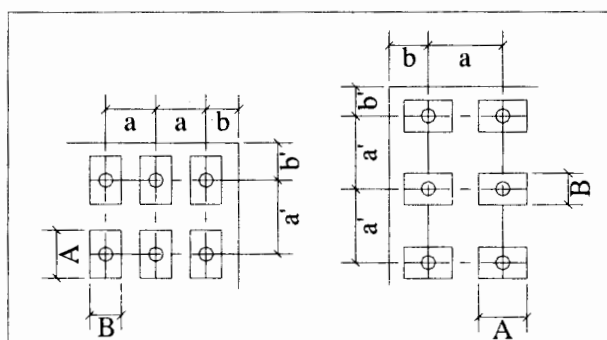
* Cường độ cốt thép $\geq 235 \text{ N/mm}^2$

Tất cả các kích thước ghi mm



NHÓM NEO

- Khoảng cách nhỏ nhất khi các neo kiểu C được đặt trên vài đường thẳng



a_0 : khoảng cách nhỏ nhất giữa 2 neo từ đường trung tâm

$a_0 = A$ (hoặc B) + 30 mm (tuỳ thuộc vào cách bố trí hướng, xem trang 40, 41, 42 hoặc 43)

b_0 : khoảng cách nhỏ nhất giữa trọng tâm của neo và trọng tâm mặt bê tông

Kiểm tra các điều kiện sau:

a hoặc $a' \geq a_0$, b hoặc $b' \geq b_0$

$a'b$ hoặc $a'b' > 1.6 b_0^2$

$$a' \geq \frac{1.5F_0}{f_{cmin} \times a}$$

Với : F_0 : lực dự ứng suất

f_{cmin} : cường độ khối bê tông hình

trụ ở thời điểm dự ứng suất

Những đề nghị về khoảng cách nhỏ nhất sẽ được quy định lại hoặc Tiêu chuẩn

Cỡ	Kích thước b_0 (mm) của bê tông với f_{cmin} (N/mm ²)			
	23	33	43	63
3C15	120	105	105	105
4C15	140	115	110	110
7C15	185	155	140	135
9C15	210	175	160	155
12C15	240	200	185	180
13C15	250	210	190	185
19C15	300	250	225	220
22C15	325	270	245	240
25C15	345	290	260	255
25C15P	345	290	260	255
27C15	360	300	270	265
31C15	380	320	285	275
37C15	420	350	310	295
55C15	510	425	375	345

▪ **Khoảng cách nhỏ nhất khi các neo kiểu C được đặt trên một đường thẳng**

Cho ví dụ đầu neo trên sườn của dầm hoặc đoạn dầm hoặc neo của cốt thép dự ứng lực theo phương ngang cầu.

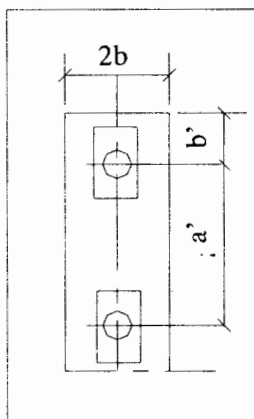
$b_{(x)}$: bề dày của tường bê tông

Kiểm tra các điều kiện của b được đưa ra từ bảng dưới:

$b \geq b_{(x)}$

$b' \geq 1.5 b_{(x)}$

$$a' \geq \frac{F_0}{f_{cmin} \times a}$$



Với :

F_0 - dự ứng suất

f_{cmin} - cường độ bê tông hình trụ tại thời điểm dự ứng suất

Cỡ	Kích thước b_0 (mm) của bê tông với f_{cmin} (N/mm ²)			
	23	33	43	63
3C15	90	85	85	85
3F15	80	75	75	75
4C15	105	100	95	95
4F15	95	87.5	85	85
5F15	95	87.5	85	85
7C15	145	125	120	120
9C15	165	140	135	135
12C15	185	165	155	155
13C15	190	170	160	160
19C15	230	200	190	190
22C15	250	215	205	205
25C15	265	230	220	220
25C15P	265	230	220	220
27C15	280	240	225	230
31C15	300	260	240	235
37C15	330	285	260	255
55C15	400	350	315	300

Những khuyến cáo về khoảng cách nhỏ nhất đã nói trên cần phải được người thiết kế kiểm tra lại cho phù hợp với những quy định ứng dụng hoặc tiêu chuẩn riêng của mỗi Dự án.

LẮP ĐẶT KÍCH ĐỂ CĂNG CÁP

Các cáp thuộc hệ thống C sẽ được kéo căng bằng loại kích thủy lực chất lượng cao ký hiệu CC .Loại kích này kéo cáp rồi lắp chêm hay tháo chêm một cách tự động.

Những loại kích thuộc hệ thống K của Freysinnet cũng có thể được sử dụng, chúng có khả năng đáp ứng được những yêu cầu đặt ra.

Số liệu về kích của hệ thống C				
Loại kích	CC 350	CC 500	CC1000	CC1500
Piston	250	250	250	350
Diện tích kéo (cm ²)	473	692	1349	2130
Lực lớn nhất mỗi tảo (kN)	255	255	255	255
Diện tích vùng khoá	69	99	148	219
Lực khoá cực đại cho 1 tảo cáp	8	8	8	8
Khối lượng kích (kg)	410	600	1124	2200

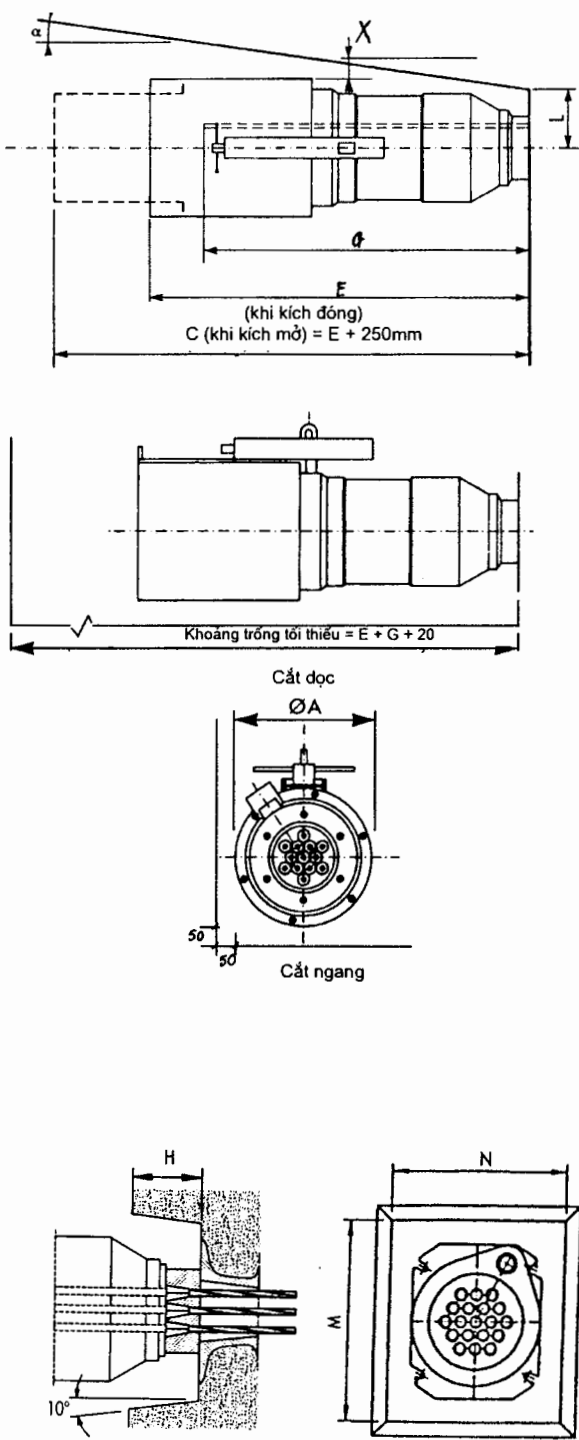
Các kích thước chủ yếu và khoảng trống để lắp kích căng cáp

Loại kích	Loại cáp	ϕA	E	G	L	$\alpha(x \approx 50)$
CC350	7C15	360	1105	690	120	11°
	9C15		1105	690	150	8°
	12C15		1115	700	150	8°
	13C15		1074	660	150	9°

	7C15		<u>1085</u>	688	120	15°
CC500	9C15	438	1085	688	150	13°
	12C15		1095	698	150	13°
	13C15		1110	703	150	12°
	19C15		1071	674	170	11°

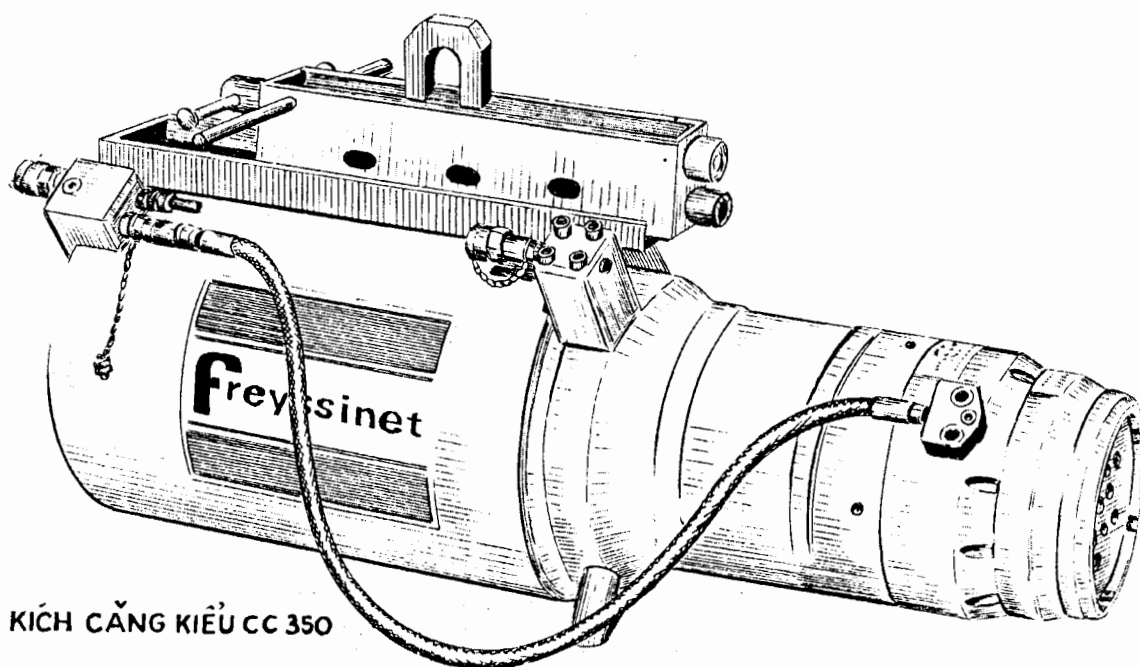
CC1000	19C15	593	1160	723	170	16°
	22C15		1170	733	210	13°
	25C15		1175	738	210	13°
	25C15P		1175	738	210	13°
	27C15		1180	743	210	13°
	31C15		1146	709	210	13°
	37C15		1151	714	240	10°
CC1500	37C15	722	1550	770	240	9°
	55C15		1986	700	280	8°

Khoảng trống cần có để đặt mấu neo và kích



Kích thước bao cho kích kiểu CC

Loại cáp	M	N	H
3F15	200	95	50
3C15	200	170	120
4F15	240	100	50
4C15	200	180	125
5F15	280	105	50
7C15	230	210	125
9C15	275	245	130
12C15	290	260	145
13C15	300	270	150
19C15	350	310	160
22C15	380	335	170
25C15	410	360	170
25C15P	410	360	170
27C15	400	350	175
31C15	435	380	180
37C15	195	410	195
55C15	560	480	230

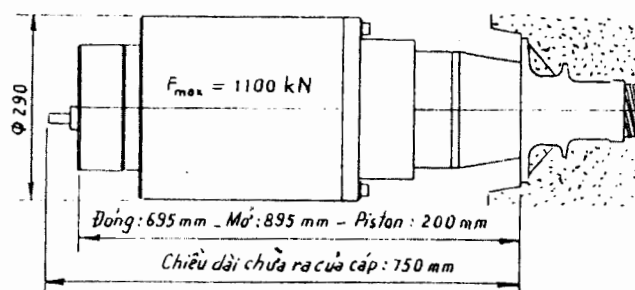


Việc kéo căng cáp có dùng loại đặt neo phẳng

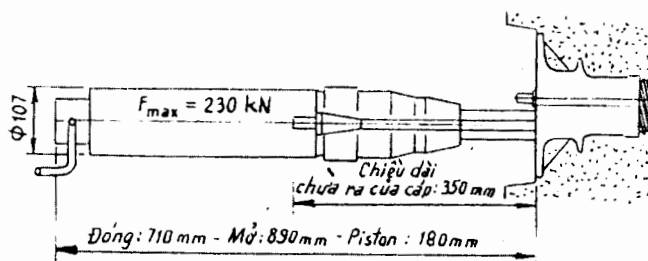
Các loại cáp như 3F15, 4F15 và 5F15 (dùng neo phẳng-dẹt) có thể được tạo dự ứng lực bằng cách kéo căng các tào cáp đồng thời bằng loại kích K-100 hoặc bằng cách kéo từng tào cáp lần lượt riêng rẽ nhờ loại kích đơn tào cáp có ký hiệu M23

Đặc điểm và kích thước của các loại kích (palăng) được biểu diễn dưới hình sau

Loại kích M23 có nhiều thuận lợi khi sử dụng để dùng kéo căng lần lượt từng tao cáp một



K 100



M 23

MÁY BƠM DẦU KÍCH

Loại máy bơm áp lực cao làm cho hệ thống kích được hoạt động dễ dàng.

Chẳng hạn máy bơm P7.7 cung cấp dưới 11.5 (l/min) tại áp suất nhỏ nhất khoảng 63 (MPa).

BẢO VỆ CHỐNG GỈ

Các bó cáp hệ thống C sẽ được bảo vệ bởi bất kỳ hệ thống bảo vệ quen thuộc nào như vữa xi măng, mỡ, sáp.

Vài trường hợp cần đặc biệt chú ý như sau:

Dự ứng lực ngoài với tiêm vữa xi măng :

Khả năng chịu áp lực của ống chứa cáp cần phải được kiểm tra trước khi tiêm vữa. Muốn vậy cần dùng máy nén khí. Cấm dùng máy bơm nước

Tiêm vữa cho hệ thống cáp N°2 :

Trong trường hợp này vữa tiêm làm nhiệm vụ ngăn cản lực ép từ các tao cáp thép vào thành bên trong của ống nhựa, gây nên phá hoại ống nhựa trong vùng tiếp xúc chặt khít giữa các cáp

nơi mà ống bị uốn cong .Một vài đặc trưng của vữa lỏng như cường độ (10 N/mm² là đủ) hay độ co ngót chỉ có ý nghĩa thứ yếu.Vữa lỏng cần tiêm trước khi kéo căng cáp dự ứng lực.

Kỹ thuật chân không:

Công ty Freyssinet đã sáng tạo ra kỹ thuật tiêm vữa lỏng chân không sau hơn hai mươi năm nghiên cứu. Nó rất thích hợp cho các dự án lớn với những điều kiện khó khăn.

Hệ thống không ống chứa cáp:

Trong hệ thống này, các bó cáp trong vỏ được bôi trơn và đặt trong ván khuôn rồi mới đổ bê tông bao bọc, không yêu cầu về tiêm vữa lấp lòng ống.

Tiêm sáp. mỏ công nghiệp:

Ống chứa các bó cáp cũng có thể được tiêm lấp lòng bằng loại sáp có gốc dầu mỏ được thực hiện bởi các nhà chuyên môn (chẳng hạn như kiểm tra sau khi đã để một số năm hoặc bảo vệ cho các thanh căng tạm thời khi đang thi công công trình)

Lượng vữa tiêm cần thiết:

Bảng dưới đây chỉ rõ khối lượng vữa tiêm vào ống chứa cáp, đơn vị đo là litre/m ống

Cho cáp dự ứng lực trong của hệ thống C

Số tao	Vữa lỏng (l/m)	Đường kính ống thép
3	0.8	40
4	1.1	45
7	1.9	60
9	2	65
12	3.4	80
13	3.1	80
19	4.4	95
22	5.6	105
25	6	110
27	7.6	120
31	7	120
37	8.2	130
55	12.5	160

Cho cáp dự ứng lực ngoài N-2 của hệ thống C

Số tạo	Vữa lỏng (l/m)	Đường kính ống nhựa
3	1.57	63
4	2.30	75
7	2.96	90
9	2.40	90
12	3.99	110
13	3.71	110
19	4.16	125
22	3.31	125
25	4.88	140
27	4.32	140
31	6.85	160
37	5.15	160
55	8.84	200

Cho cáp dùng neo phẳng của hệ thống C

Số tạo	Vữa lỏng (l/m)	Kích thước ống thép
3	0.71	58 x 20
4	0.90	75 x 20
5	1.05	90 x 20

Tất cả các kích thước ống ghi bằng mm

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Quy trình thiết kế cầu cống theo các trạng thái giới hạn 22TCN 18-79, Bộ Giao thông Vận tải.
2. Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN 272-01.
3. PGS.TS Nguyễn Viết Trung, TS. Hoàng Hà. *Cầu Bê tông cốt thép nhịp giản đơn*, NXB Giao thông vận tải, Hà Nội 2003.
4. PGS.TS Nguyễn Viết Trung, *Thiết kế kết cấu Bê tông cốt thép hiện đại theo Tiêu chuẩn ACI*, NXB Giao thông vận tải – 2000.
5. *Sổ tay thiết kế cầu Bê tông cốt thép của viện Bê tông Mỹ* (bản tiếng Anh).
6. *Các sáng chế về cầu của Pháp, 1991* (bản tiếng Pháp).
7. *Một số đồ án cầu*: Cầu Non Nước, Cầu Phù Đổng, Cầu Hàm Rồng, Cầu Thanh Trì...
8. Hội Cầu đường Việt Nam, Tài liệu Hội thảo KHCN. *Công nghệ xây dựng kết cấu nhịp cầu bê tông dự ứng lực khẩu độ lớn*, Hà Nội 1993.
9. *Krisna Raju, Anchorage Zone stresses in Post-Tensioned Members*, Prestressed Concrete, Second Edition, Mc Graw Hill.
10. American Association of State Highway and Transportation Officials, *Standard Specifications for Highway Bridges*, 16th ed., AASHTO, Washington, D.C., 1996.
11. American Association of State Highway and Transportation Officials, *Load Resistance Factor Design*, AASHTO, Washington, D.C., 1996.
12. Kanok-Nukulchai W, Yiu PKA, Brotton DM. *Mathematical modelling of cable-stayed bridges*. Struct Engng Int 1992; 2:108 ± 13.
13. Wong K.Y., Chan W.Y.K., Man K.L., Mark W.P.N and Lau C.K (2000). *Structural Health Monitoring Results on Tsing Ma, Shui Mun and Ting Kau Bridges*. Nondestructive Evaluation of Highway, Utilities, and Pipelines IV, A.E.Aktan and S.R.Gosselin (eds), SPIE Vol.3995, 288-299.
14. ASTM, *Annual Book of ASTM Standards*, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 1996.

MỤC LỤC

	Trang
Lời nói đầu	3
Chương 1: Các phương pháp đúc hẫng	5
Chương 2: Các loại vật tư, xe đúc, kết cấu phụ tạm phục vụ đúc hẫng	29
Chương 3: Thiết kế tổng thể cầu đúc hẫng	55
Chương 4: Nguyên tắc bố trí cốt thép dự ứng lực trong kết cấu đúc hẫng	110
Chương 5: Cốt thép thường trong kết cấu nhịp đúc hẫng	144
Chương 6: Thiết kế các chi tiết cấu tạo đặc biệt	164
Chương 7: Phân tích kết cấu cầu đúc hẫng	212
Chương 8: Tính toán biến dạng, dao động và ổn định kết cấu nhịp cầu đúc hẫng	348
Chương 10: Một số tính toán về nhiệt, cắt, xoắn, bản mặt cầu kết cấu nhịp đúc hẫng	382
Chương 11: Áp dụng tính toán bằng các chương trình máy tính	404
Chương 12: Cơ sở tính toán trụ của cầu đúc hẫng	412
Chương 13: Thi công trụ và khối dầm K0 trên trụ	427
Chương 14: Thi công đúc hẫng các đốt dầm	462
Chương 15: Thi công đoạn dầm trên đà giáo	483
Chương 16: Thi công đốt hợp long	487
Chương 17: Cấp dự ứng lực ngoài	496
Chương 18: Đo đạc và điều chỉnh trong quá trình đúc hẫng	500
Phụ lục 1: Giới thiệu về một số cầu đúc hẫng ở Việt Nam	509
Phụ lục 2: Hệ thống vật tư - Thiết bị dự ứng lực của công ty Freyssinet (Hệ thống C)	547
Tài liệu tham khảo	572

Chịu trách nhiệm xuất bản:

TS. NGUYỄN XUÂN THỦY

Biên tập:

THÂN NGỌC ANH

Sắp chữ điện tử:

PHÒNG VI TÍNH NHÀ XUẤT BẢN GTVT

MS $\frac{6X8(6V)}{GTVT-04}$ 105/11-04

NHÀ XUẤT BẢN GIAO THÔNG VẬN TẢI

80B Trần Hưng Đạo - Hà Nội * ĐT: 9423346 - 9423345 * Fax: 8224784

In 1000 cuốn, khổ 19x27cm, tại Công ty In Giao thông.

Giấy chấp nhận KHXB số 105/XB-QLXB ngày 9/2/2004.

In xong và nộp lưu chiểu tháng 12 năm 2004.

NHÀ XUẤT BẢN GIAO THÔNG VẬN TẢI
80B TRẦN HUNG ĐẠO – HÀ NỘI
ĐT: 04.9423345 – FAX: 04.8224784

TÌM ĐỌC

- TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ CẦU 22 TCN 272-01
- TIÊU CHUẨN KỸ THUẬT THI CÔNG VÀ NGHIỆM THU CẦU – CỐNG
- CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP NHỊP GIẢN ĐƠN – TẬP 1
- CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP – TẬP 2
- CÁC VÍ DỤ THIẾT KẾ CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP NHỊP GIẢN ĐƠN
- CÁC VÍ DỤ PHÂN TÍCH CẦU BẰNG CHƯƠNG TRÌNH SAP 2000
- SỔ TAY KIỂM TRA CẦU
- MỔ TRỤ CẦU
- CẦU THÉP
- THIẾT KẾ THUỶ LỰC CHO DỰ ÁN CẦU ĐƯỜNG
- VẬT LIỆU XÂY DỰNG MỚI
- PHÂN TÍCH KẾT CẤU CẦU CONG VÀ CẦU DÂY VĂNG BẰNG SAP 2000
- KHAI THÁC, KIỂM ĐỊNH, SỬA CHỮA, TĂNG CƯỜNG CẦU

công nghệ đúc hẫng cầu bt



Giá: 95.000đ