

Chương 3

THIẾT KẾ CẦU BTCT BẰNG CÔNG NGHỆ ĐGDD

3.1. PHẠM VI ÁP DỤNG CỦA CÔNG NGHỆ ĐGDD

Đối với những công trình cầu BTCTĐƯL nhịp vừa phải từ $40m \div 60m$ và có chiều dài cầu từ $250m$ trở lên. trong quá trình phân tích lập dự Dự án, công nghệ ĐGDD được xem như một giải pháp kỹ thuật có thể được phân tích so sánh áp dụng để mang lại hiệu quả kỹ thuật và kinh tế. Công nghệ ĐGDD đặc biệt thích hợp khi thi công những cầu cạn trong thành phố, ở đó sự cần thiết phải bảo đảm giao thông bình thường, không gây ách tắc trong quá trình thi công. Ngoài ra, khi triển khai vận hành công nghệ không chiếm dụng mặt bằng thi công rộng qua đó làm giảm chi phí đền bù giải toả và không gây ảnh hưởng xấu tới hoạt động xã hội và kinh tế khu vực. Đối với những dự án cầu được thiết kế với nhiều hạng mục, chủng loại kết cấu khác nhau trong đó có nhiều dầm liên tục nằm ở khoảng giữa chiều dài cầu và đặt trên vùng sông nước thì việc áp dụng công nghệ ĐGDD là giải pháp có tính khả thi và mang lại hiệu quả kỹ thuật, kinh tế. Trong những trường hợp như vậy, sau khi xây dựng xong các trụ cầu, hệ thống ĐG-VK và các bộ phận kết cấu công nghệ liên quan khác được vận chuyển đến để lắp ráp và tiến hành thi công công trình. Công nghệ ĐGDD còn tỏ ra lợi thế khi áp dụng nó để thi công những cầu vượt qua vùng đất yếu, khó giải quyết các vấn đề kỹ thuật trong việc gia cố nền đất làm đường, vì vậy phải xây dựng cầu cạn, loại hình kết cấu cầu rất phù hợp với việc áp dụng công nghệ ĐGDD.

3.2. PHÂN TÍCH LỰA CHỌN CÁC THÔNG SỐ THIẾT KẾ DẦM BTCT PHÙ HỢP VỚI CÔNG NGHỆ ĐGDD

3.2.1. Kết cấu thượng bộ

3.2.1.1. Sơ đồ bố trí nhịp

Thông thường khi thiết kế một công trình cầu phải xét đầy đủ các yếu

tổ ảnh hưởng trực tiếp lên nó như: Điều kiện địa chất công trình, tình hình thủy văn, các yêu cầu về tĩnh không...vv. Cũng giống như các công trình cầu dầm BTCTĐƯL liên tục được áp dụng bằng các giải pháp công nghệ truyền thống khác, sự cần thiết phải tính toán, tuyển chọn sơ đồ kết cấu nhịp phù hợp với sơ đồ làm việc của kết cấu nhịp dầm ở các giai đoạn thi công và khai thác. Một đồ án có sơ đồ kết cấu nhịp bố trí hợp lý, điều đó đồng nghĩa với khả năng đáp ứng cao về yêu cầu chịu lực và hiệu quả kỹ thuật - kinh tế. Ngoài ra, tự nó tạo ra được các điều kiện thuận lợi phù hợp với việc triển khai áp dụng công nghệ.

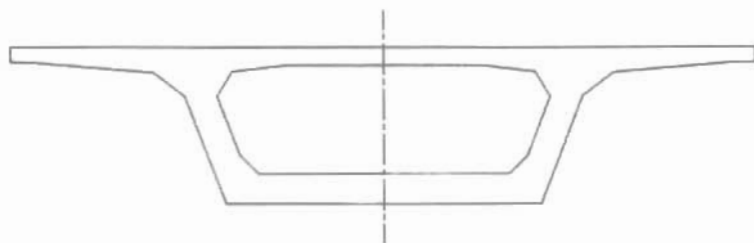
Dựa trên các đặc điểm cơ bản của công nghệ ĐGDD, sơ đồ nhịp kiểu dầm liên tục có chiều cao không đổi được bố trí theo nguyên tắc: Các nhịp giữa bằng nhau và có độ dài lớn hơn hai nhịp biên theo tỷ lệ: $(0,6 \div 0,75)L$. Chiều dài nhịp lớn nhất được xác định đạt được hiệu quả kinh tế kỹ thuật thông thường từ $40 \div 60m$. Với tỷ lệ này sẽ tạo được sơ đồ đường bao mô men không có sự chênh lệch lớn giữa các vị trí chịu lực bất lợi (trên trụ và giữa nhịp). Tuy nhiên, đối với những cầu có chiều dài lớn ($>700m$) phải bố trí thành nhiều liên, mỗi liên từ $4 \div 5$ nhịp. Để bảo đảm tính mỹ quan kiến trúc có thể thiết kế các nhịp tiếp giáp giữa các liên bằng nhau mà không theo tỷ lệ quy định trên. Trong những trường hợp như vậy, các nhịp tiếp giáp cần phải tính toán cầu tạo thêm số lượng bó cáp ĐƯL.

3.2.1.2. Cầu tạo hình dáng và kích thước mặt cắt tiết diện.

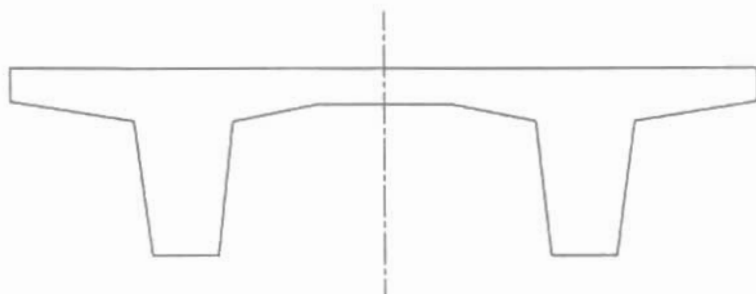
Đối với việc áp dụng công nghệ ĐGDD, do dầm BTCT được đúc trong một bộ ván khuôn cố định liên kết cứng với hệ thống ĐGDD - vì vậy dầm BTCT có chiều cao cố định trên suốt chiều dài từ đầu đến cuối dầm. Mặt cắt tiết diện của dầm thông thường theo hình dạng chữ Π hoặc hộp kín. Dạng chữ Π thường được áp dụng để thiết kế các cầu có khẩu độ nhịp nhỏ $< 40m$. Đối với những cầu có khẩu độ nhịp lớn $> 40m$ trên thực tế sử dụng dạng hộp kín để nâng cao khả năng chống xoắn. Tuy nhiên đối với những nhịp cầu cong có bán kính $R < 100m$ (độ cong lớn) để đáp ứng yêu cầu chống xoắn ở mức cao, sự cần thiết phải cấu tạo mặt cắt dạng hộp kín, thậm chí đòi

với nhịp có chiều dài nhỏ từ $20 \div 35$ m.

a)



b)



Hình 3.1: a) Dạng tiết diện hộp kín

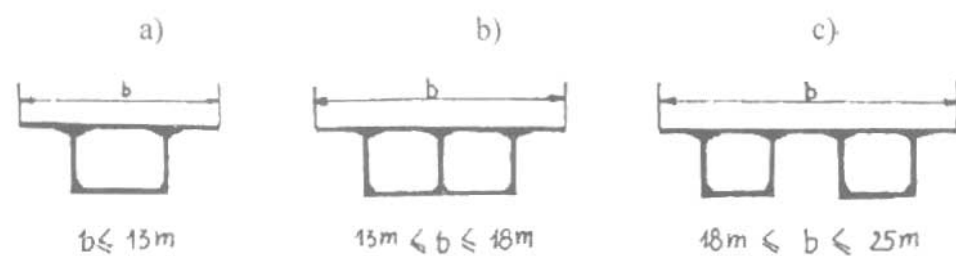
b) Dạng tiết diện chữ Π (bản Homberg)

Khi chọn kích thước tiết diện, kinh nghiệm các nước thường không đưa ra các con số xác định mà chỉ dự kiến trong phạm vi chấp nhận được để tuyển chọn vừa để bảo đảm điều kiện cấu tạo, yêu cầu chịu lực và thi công và vừa thoả mãn các yếu tố hài hoà mỹ quan kiến trúc. Tuy nhiên, do áp dụng công nghệ ĐGDD nên quá trình chế tạo dầm BTCT ở trạng thái tĩnh và tương đối phù hợp với sơ đồ khai thác, theo đó đường cong cấu tạo bó cáp DƯL phù hợp với sơ đồ đường bao nội lực. Yếu tố này tạo khả năng phát huy tối đa hiệu quả truyền lực căng bó cáp lên dầm (đối với công nghệ đúc đẩy, do phải xử lý lực đổi dấu trong quá trình đẩy nên phương án bố trí bó cáp không phát huy cao hiệu quả truyền lực lên dầm thậm chí còn phản tác dụng cho giai đoạn khai thác). Vì vậy so với dầm BTCT thi công bằng công nghệ đúc đẩy, chiều cao dầm BTCT thi công bằng công nghệ ĐGDD thường nhỏ hơn. Trên bảng 3.1 nêu lên một vài thông số thiết kế mang tính chất tham khảo phục vụ cho công tác TVTK.

Bảng 3.1: Chiều cao tiết diện kết cấu theo khẩu độ nhịp trung bình

Khẩu độ nhịp trung bình (m)	35 (30 ÷ 40)	45 40 ÷ 50	50 45 ÷ 55
Chiều cao dầm (m)	1,8 ÷ 2,3	2,3 ÷ 2,5	2,4 ÷ 3,0

Từ các kết quả ở bảng 3.1 có thể rút ra quy luật tương đối để xác định chiều cao dầm hộp $h = (1/18 \div 1/21)L$, trong đó L là chiều dài nhịp lớn nhất. Những số liệu trên bảng 3.1 về thực chất mới chỉ xét đến độ cứng thuần túy tương ứng với chiều dài khẩu độ nhịp. Nhưng đối với kết cấu dầm BTCT DUL, yếu tố mômen do bó cáp DUL tạo nên gây tác động trực tiếp đến độ cứng chịu uốn của dầm. Theo [18] tác giả đã phân tích mối quan hệ giữa việc tăng giảm bó cáp DUL sẽ ảnh hưởng đến việc tăng giảm chiều cao dầm. Việc bố trí thêm các sườn đứng của hộp căn cứ vào độ lớn chiều rộng hộp. Nếu chiều rộng $b < 13m$ có thể làm một hộp với 2 sườn (hình 3.2a). Nếu chiều rộng $b > 13m$ cần phải cấu tạo thêm 1 sườn ở giữa (hình 3.2 b).



Hình 3.2: a) Cấu tạo dạng 1 hộp (2 sườn) khi $b \leq 13m$

b) Cấu tạo dạng 1 hộp (3 sườn) khi $13 \leq b < 18m$

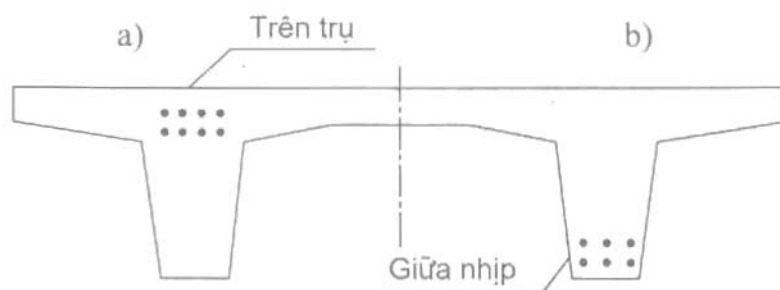
c) Cấu tạo dạng 2 hộp đơn (mỗi hộp 2 sườn) độc lập khi $18 < b \leq 25m$

Trong trường hợp chiều rộng b lớn, từ $18 \div 25m$ nên chia làm 2 hộp đơn độc lập. Bề dày sườn dầm lấy khoảng từ $30 \div 40cm$ để nâng cao khả năng chịu cắt và đủ diện tích để cấu tạo lấp đặt bó cáp DUL. Cần lưu ý kích thước phần tiết diện dầm BTCT trên trụ thường dày hơn để nâng cao khả năng chống cắt và chịu mômen âm lớn. Bề dày bản đáy không dùng để đặt

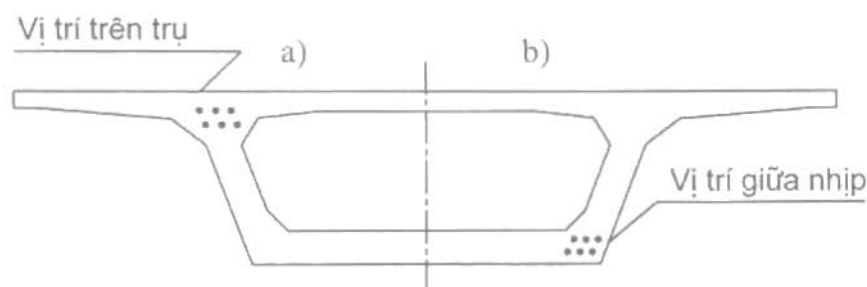
bó cáp DUL nên chỉ cầu tạo khoảng từ $20 \div 25$ cm. Bề dày bản mặt hộp lấy theo kết quả tính toán cục bộ, nhưng thường không nhỏ hơn 20cm. Trong lòng hộp thường bố trí các vách ngăn để tăng cường độ cứng và tăng độ ổn định. Vị trí vách ngăn đặt trực tiếp trên trụ và phải tạo lỗ rỗng thông thoáng cho việc đi lại trong quá trình thi công và sau này dùng để phục vụ công tác theo dõi, kiểm tra và duy tu bảo dưỡng thường xuyên. Dạng kết cấu tiết diện hình Π thường dùng cho cầu có nhịp nhỏ vừa phải từ $30 \div 40$ m. Chiều cao dầm cầu tạo theo tỷ lệ: $(1/13 \div 1/16)L$. Do bản có kết cấu hờ nên khả năng chống xoắn thấp vì vậy cần phải tăng cường dầm ngang. Thông thường các dầm ngang được bố trí tại các vị trí: Trên trụ và giữa nhịp. Đối với kết cấu kiểu bản 2 chân này khi áp dụng công nghệ ĐGDD nói chung đơn giản hơn vì không cần ván khuôn trong. Mặt khác do tiết diện hờ nên thuận lợi trong thi công tháo dỡ trang thiết bị công nghệ.

3.2.1.3. Cầu tạo bó cáp DUL trong mặt cắt tiết diện.

Tiếp theo nội dung của mục 2.3.2.10 về "Công nghệ thi công bó cáp DUL" ở phần này chỉ nêu lên một số quy định về phương pháp cầu tạo bó cáp trong mặt cắt tiết diện dầm. Đối với dạng mặt cắt hình chữ Π , bó cáp DUL chủ yếu đặt tại vùng tiết diện chân dầm (Hình 3.3a và 3.3b). Đối với dạng tiết diện hộp kín bó cáp DUL được bố trí trực tiếp trong tiết diện thân dầm (Hình 3.4a và 3.4 b).

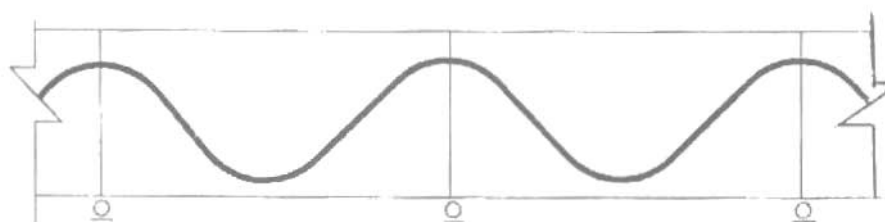


Hình 3.3: a) Vị trí đặt bó cáp tại vị trí mặt cắt tiết diện trên trụ
b) Vị trí đặt bó cáp tại vị trí mặt cắt tiết diện giữa nhịp



Hình 3.4: Sơ đồ vị trí bố cáp đặt trên trụ (a) và giữa nhịp (b)

Việc cấu tạo và bố trí bó cáp tuân theo các quy định hiện hành. Về lý thuyết dạng đường cong bó cáp trong lòng tiết diện tương ứng với đường cong của sơ đồ đường bao nội lực (Hình 3.5).



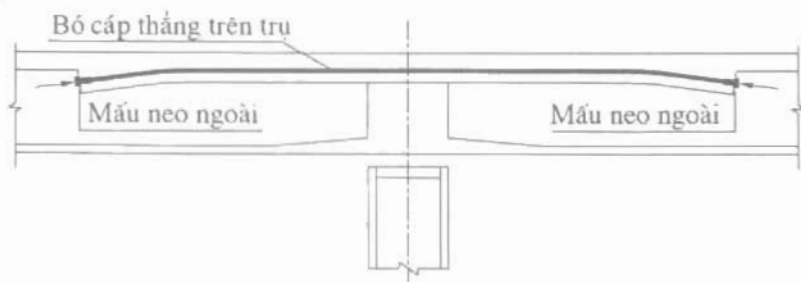
Hình 3.5: Dạng cấu tạo đường cong bó cáp trong dầm BTCT liên tục thi công bằng công nghệ ĐGDD

Vì vậy trên toàn bộ tiết diện thân dầm là vùng diện tích để điều chỉnh vị trí đường cong bó cáp theo từng vị trí cao độ được xác định, cụ thể: Ở vị trí giữa nhịp bó cáp tập trung chủ yếu ở phần dưới trục trung hoà và ở vị trí trên trụ tập trung chủ yếu ở phần trên trục trung hoà. Việc cấu tạo bó cáp theo dạng đường cong sẽ tạo khả năng làm tăng nội lực từ bó cáp sinh ra và bổ sung thêm phần cốt thép chịu cắt ở tiết diện gần trụ. Tuy nhiên trong những trường hợp do công nghệ căng kéo gặp khó khăn vì bó cáp dài dẫn đến khả năng mất mát ứng suất lớn thì có thể sử dụng các bó cáp thẳng để căng theo yêu cầu chịu lực ở từng vị trí. Trên hình 3.6 minh họa phương án sử dụng các bó cáp thẳng ở trên trụ và giữa nhịp.

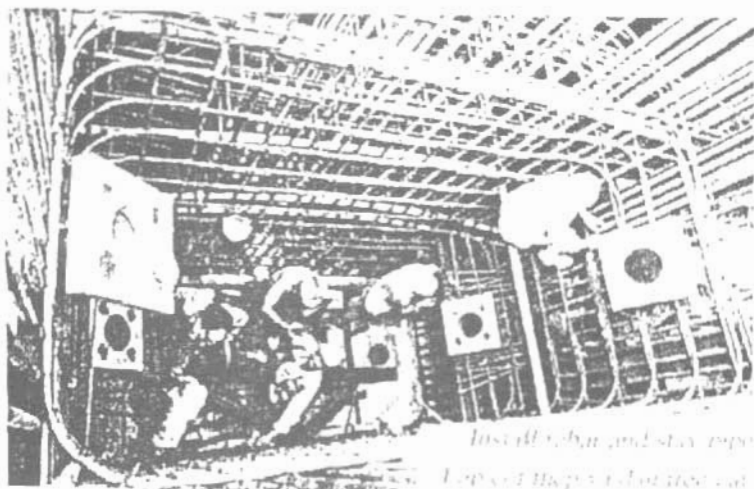
Để thi công căng kéo các bó cáp thẳng, sự cần thiết phải cấu tạo các mấu neo dầm liền khối với tiết diện dầm (Hình 3.6a và 3.6b). Với cách bố

trí các u neo ngoài có thể tiến hành căng kéo cả hai đầu bó cáp, qua đó có thể giảm được mất mát ứng suất do ma sát. Trong trường hợp sử dụng các bó cáp dài dạng cong, cần phải phân tích xác định chiều dài cắt cáp hợp lý vì khi có quá nhiều khúc cong và chỉ sử dụng một neo chủ động (một đầu cáp là neo chết) thì mất mát ứng suất sẽ rất lớn. Để bảo đảm tính liên tục theo quy luật đường cong của bó cáp, ở các vị trí neo được sử dụng các bộ nối cáp (Hình 3.18).

a)



b)



Hình 3.6: a) Nguyên tắc tạo mẫu neo cho bó cáp thẳng.

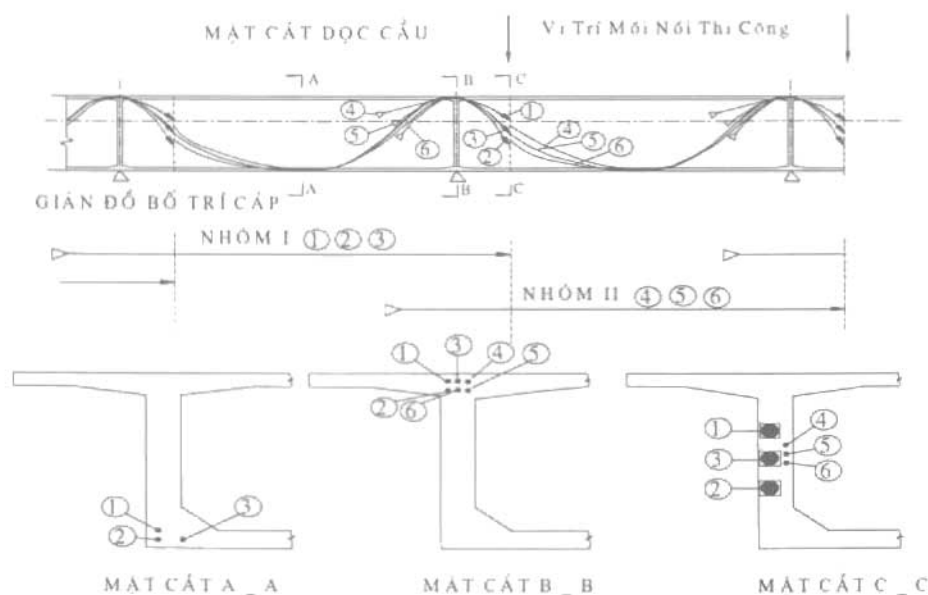
b) Thi công lắp dựng cốt thép và mẫu neo ngoài trong lòng hộp

Khi thiết kế cáp DƯL cần chú ý đến đặc điểm công nghệ ĐGDD, cụ thể: Khi thi công nhịp dầm với hệ thống ĐG-VK được treo vào đầu hẫng của nhịp dầm đã đúc sẽ tác dụng lên nó một lực treo (đối với nhịp 50m,

chiều cao 2,5m thì lực treo $\approx 300T$). Như vậy tại vị trí trên trụ của phân đoạn vừa mới thi công, dầm phải chịu một momen uốn khoảng 4000 T.m trong khi lượng cáp DƯL qua mặt cắt chưa được căng kéo hết, vì vậy lượng bó cáp cần phải được tính toán và bố trí đối xứng để bảo đảm khả năng chịu lực của dầm ở vị trí trên trụ (có thể xuất hiện các vết nứt bê tông do thớ trên chịu kéo lớn).

- Một số giải pháp bố trí bó cáp DƯL

+ Giải pháp không tập trung toàn bộ bó cáp trên một mối nối:



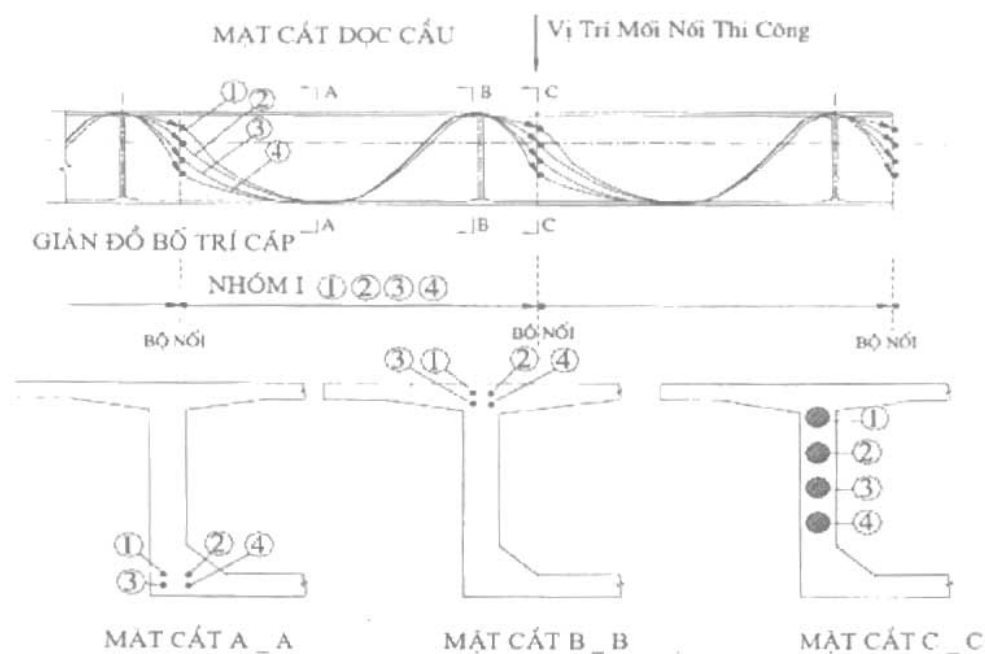
Hình 3.7: Giải pháp bố trí bó cáp DƯL theo nguyên tắc chỉ một phần bó cáp được neo trên mỗi nối

Thực chất của giải pháp này gần giống với giải pháp được áp dụng cho công nghệ đúc đẩy, theo đó chỉ có một số lượng bó cáp DƯL được căng kéo và neo lại tại vị trí mối nối (thông thường $\approx 50\%$ số lượng bó cáp) và số còn lại sẽ được căng kéo ở mối nối tiếp theo. Như vậy, sau khi căng xong ở mỗi nối hiện tại nhịp dầm được đúc trước đó (trước nhịp đang đúc) sẽ được bổ sung đủ 100% lực căng của bó cáp DƯL. Giải pháp này trên thực tế giảm

được ứng suất cục bộ ở khu vực mỗi nối do neo cổ. Tuy nhiên do phân cấp lực căng nên trong công tác tháo dỡ ván khuôn cần phải tính toán biến dạng của dầm BTCT khi chưa căng đủ lực.

+ Giải pháp bố trí neo toàn bộ bó cáp trên một mối nối.

Giải pháp này sử dụng mỗi nối thi công (mỗi nối liên kết 2 nhịp liên kế) để bố trí căng kéo và neo toàn bộ số lượng bó cáp đi qua tiết diện mỗi nối. Do số lượng bó cáp nhiều nên trong thiết kế phải tính toán đủ diện tích cấu tạo của tiết diện bê tông và phân tích bố trí bó cáp nhằm đáp ứng yêu cầu giảm phát sinh ứng suất cục bộ (hình 3.8).



Hình 3.8: Giải pháp bố trí toàn bộ bó cáp trên mặt cắt tiết diện mỗi nối

Để bảo đảm nguyên lý làm việc của dầm liên tục, kết cấu neo chủ động được sử dụng bằng bộ nối cáp. Ưu điểm của giải pháp này thể hiện ở chỗ: Thuận lợi trong thao tác công nghệ căng kéo (mặt bằng thi công rộng). Tuy nhiên do tập trung một số lượng lớn bó cáp trên một mối nối sẽ làm gia tăng ứng suất cục bộ và khó khăn trong việc bảo đảm bố trí neo phù hợp với yêu cầu cầu cấu tạo theo quy định chung. Trong một số trường hợp do điều kiện

neo không được bố trí đúng theo hướng tuyến đường cong thiết kế mà phải cấu tạo chệch hướng tuyến ở đoạn đầu mỗi nối sẽ dẫn đến hiện tượng mất mát ứng suất do ma sát lớn khi căng kéo.

3.2.1.4. Tính toán thiết kế sơ bộ bố cáp DUL trên cơ sở nguyên lý tính phẳng

Việc đầu tiên của công tác tính toán thiết kế sơ bộ bố cáp DUL là lựa chọn xác định loại cáp để sử dụng cho dầm BTCTDUL. Loại cáp được sử dụng phải là loại cáp sẵn có trên thị trường và đáp ứng các yêu cầu quy định về cấu tạo và phù hợp với kích thước bề dày tiết diện dầm BTCT.

Tính toán thiết kế sơ bộ bố cáp DUL trong dầm BTCT liên tục dựa trên cơ sở đường bao nội lực của 2 giai đoạn thi công và khai thác. Đối với dầm BTCT thi công bằng công nghệ DGDD trên thực tế không có sự sai lệch đáng kể giữa sơ đồ khai thác và sơ đồ thi công, vì vậy trong tính toán có thể lấy sơ đồ khai thác để tính cho cả hai giai đoạn. Với cách đặt vấn đề như vậy sẽ cho phép trong quá trình thi công có thể tiến hành bố trí bố cáp làm việc trong giai đoạn khai thác.

Đường bao mômen trong giai đoạn khai thác được xác định trên cơ sở tính toán đường ảnh hưởng và đặt tải để xác định các giá trị mô men cực hạn tại các vị trí mặt cắt. Với những hệ thống phần mềm mạnh hiện nay, toàn bộ khối lượng tính toán về nội lực có thể được thực hiện dễ dàng và kết quả đạt độ tin cậy cao. Từ kết quả tính toán đường bao nội lực, tiếp tục tính toán xác định số lượng bố cáp cần bố trí ở mỗi vị trí mặt cắt và duyệt ứng suất trên cơ sở quy định của các tiêu chuẩn, quy trình hiện hành.

a) Bố trí cấu tạo đường cong bố cáp trên cơ sở lý thuyết “lực nén hướng tâm”

Kinh nghiệm lý thuyết và thực tiễn cho biết: Đường cong bố cáp DUL trong dầm liên tục thường được cấu tạo dạng cung tròn và dạng Parabol. Tuy nhiên trên thực tế dạng Parabol được sử dụng nhiều hơn vì hiệu quả truyền lực căng của bố cáp dạng này cao hơn so với dạng cung tròn. Theo [12]

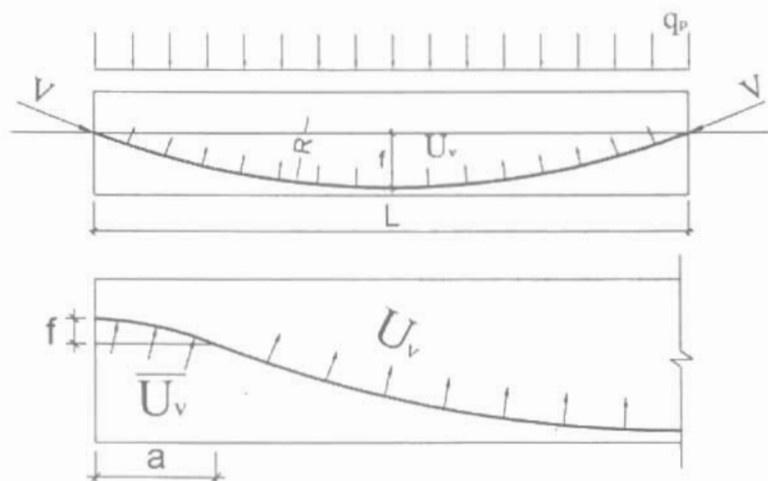
trong tính toán bố trí đường cong bó cáp tác giả đặt giả thiết: Lực căng của bó cáp cong DƯL sẽ tạo ra lực nén hướng tâm lên bê tông U_v có giá trị tương đương với tải trọng phân bố đều q_p (phần giữa nhịp) và $\overline{q_p}$ (phần trên trụ) và hướng tác động của nó ngược với hướng tác động của q_p và $\overline{q_p}$. Bằng cách đặt vấn đề như vậy, tác giả đã xác định được lực nén hướng tâm U_v cho trường hợp bó cáp có dạng cung tròn (Hình 3.9a) và trường hợp bó cáp có dạng parabol (Hình 3.9b).

Theo [12] lực nén hướng tâm U_v được tạo nên ở phần bên trên bó cáp DƯL dạng đường cong tròn được tính toán bằng công thức (3.1).

$$U_v \approx \frac{V}{R} \quad (3.1)$$

Trong đó: V : Lực căng bó cáp DƯL

R : Bán kính đường cong tròn của bó cáp DƯL



Hình 3.9: a) Đường cong bó cáp và lực nén hướng tâm U_v trong dầm BTCTDƯL phần giữa nhịp

b) Đường cong bó cáp và lực nén hướng tâm U_v phần trên trụ.

Ngược lại, đối với đường cong dạng Parabol được tính bằng công thức (3.2).

$$U_v = \frac{8.V.f}{l^2} \quad (3.2)$$

Trong đó: V : Lực căng bó cáp DUL

f : Đường tên đường Parabol

l : Hình chiếu đường cong bó cáp

Với các quan hệ thể hiện ở các công thức (3.1) và (3.2), lực căng bó cáp V (số lượng bó cáp) sẽ được xác định trên cơ sở đặt U_v có giá trị tương đương với q_1 và $\bar{q}_1$. Trường hợp đường cong bó cáp đi qua trụ, do yêu cầu cấu tạo tiết diện chịu ứng suất lớn nên đường cong bó cáp có độ cong lớn, lực nén hướng tâm $\bar{U}_v$ sẽ được tính bằng công thức (3.3).

$$\bar{U}_v = \frac{2.\bar{f}.V}{a^2} \quad (3.3)$$

Trong đó : $\bar{f}$: Đường tên của đường Parabol

a : Hình chiếu đường cong đoạn cáp (khoảng cách từ vị trí gối đến điểm bắt đầu chuyển hướng bó cáp)

b) *Tính toán thiết kế bó cáp trên cơ sở đáp ứng yêu cầu về chịu lực.*

Giả thiết trọng tâm của đám cáp cách trục trung hoà của mặt cắt một khoảng h_c , ứng suất do cáp DUL tại mặt cắt là σ_k . Khoảng cách từ trục trung hoà của mặt cắt đến mép trên (hoặc mép dưới) là h_b . Mômen uốn tính toán tại mặt cắt M_{tt} , ứng suất ở mép trên (hoặc mép dưới) sẽ là:

$$\sigma_b = \frac{F_k.\sigma_k}{A} \pm \frac{F_k.\sigma_k.h_c.h_b}{J} + \frac{M_{tt}.h_b}{J} \geq 0 (*) \quad (3.4)$$

Trong đó :

- F_k : Tổng diện tích bó cáp DUL;
- A: Diện tích mặt cắt bê tông;
- J : Mô men quán tính của mặt cắt;
- σ_b : ứng suất của bê tông tại mép trên (hoặc dưới của mặt cắt);
- M_{tt} : Mô men tính toán tại mặt cắt.

Từ công thức (3.4) có thể tính được F_k tức là tính ra được số lượng bó cáp cần thiết. Tiếp tục bố trí lại các bó cáp trên mặt cắt và tính lại độ lệch tâm trung bình của đám cáp l_c , nếu $l_c < h_c$ thì phải giả thiết lại h_c và tính lại diện tích bó cáp cần thiết. Nếu giá trị của l_c và h_c không chênh nhau quá 5% thì có thể chấp nhận được.

3.2.1.5. Tính toán thiết kế dựa trên cơ sở khai thác phần mềm hiện đại

Vào thời điểm hiện nay công tác TVTK ở các nước phát triển đã và đang được cải thiện đáng kể trên các mặt về quy mô dự án và chất lượng đồ án thiết kế. Các hệ thống phần mềm được xây dựng ngày càng đạt được các chỉ tiêu tối đa về thời gian tính toán và tính chính xác đối với các dữ liệu kết quả đưa ra. Ở nước ta trong lĩnh vực tính toán thiết kế cầu hầm nói chung và cầu BTCT nói riêng, các hệ thống phần mềm như: RM 2000, MIDAS/CV đã trở thành công cụ tính toán đắc lực cho người kỹ sư thiết kế trong công tác lập dự án, thiết kế kỹ thuật. Nhờ áp dụng thuật toán tính không gian phân tử hữu hạn, nhiều chủng loại cầu có kết cấu phức tạp như cầu treo dây võng, cầu dây văng, cầu dầm BTCT DUL liên tục được tính toán thiết kế đảm bảo độ tin cậy và tính thuyết phục cao.

a) Giới thiệu tổng quát phần mềm RM 2000.

Một số khái niệm cơ bản

- Nút

Nút được hiểu là một vị trí dùng để xác định các kích thước hình học cơ bản của kết cấu. Mỗi nút được xác định thông qua tên nút và toạ độ của nó trong hệ toạ độ toàn cầu.

- Phần tử

Phần tử là các thành phần khác nhau của kết cấu được xác định thông qua các điểm nút.

Phần tử sử dụng trong tính toán kết cấu cầu bao gồm các phần tử sau: Phần tử dầm: beam, phần tử cp (Cable), phần tử đàn hồi (spring).

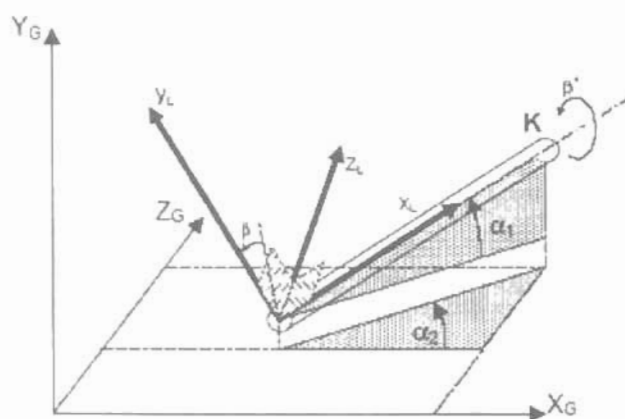
Phản từ beam được xác định thông qua 2 điểm nút (nút I: đầu phản từ và nút K: cuối phản từ).

- Hệ tọa độ

Chương trình RM2000 sử dụng hệ tọa độ Cartesian bao gồm hệ trục tọa độ toàn cầu: Global coordinate (hệ trục tọa độ kết cấu) và hệ trục tọa độ địa phương: Local Coordinate (hệ trục tọa độ phản từ).

Hệ tọa độ toàn cầu (Global coordinate):

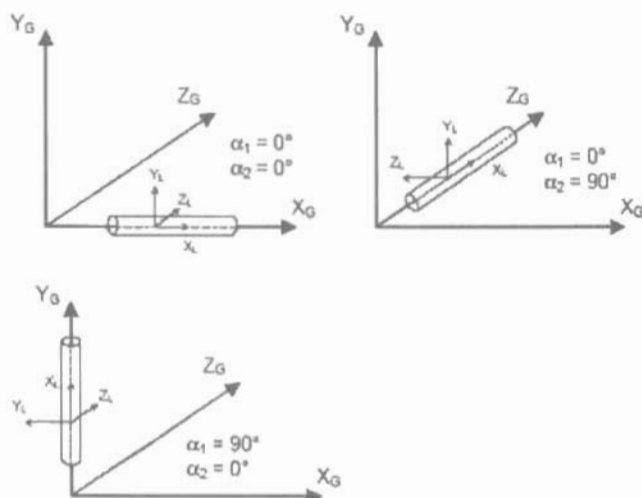
Hệ tọa độ toàn cầu gồm 3 trục X_G , Y_G , Z_G tương ứng với 3 trục X , Y , Z của hệ trục Decac. Hệ trục tọa độ kết cấu được xác định theo quy tắc bàn tay trái. Các trục được quy ước như sau: Trục Y_G có hướng theo chiều dương từ dưới lên, Trục X_G hướng sang bên phải, trục Z_G hướng vào trong, mặt phẳng XZ tạo thành mặt phẳng nằm ngang (Hình 3.10).



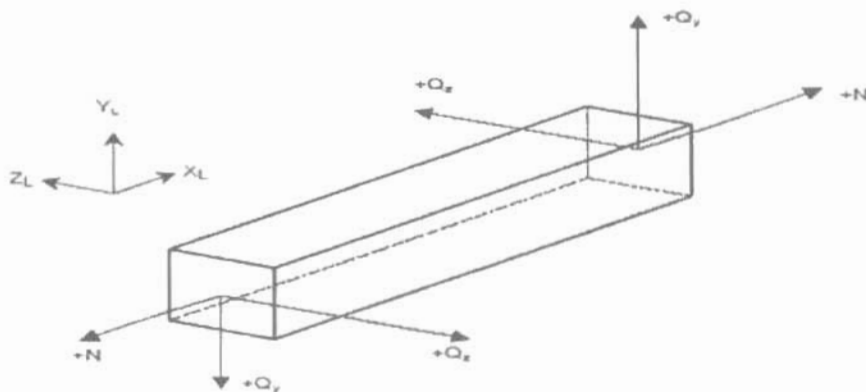
Hình 3.10: Hệ trục tọa độ của kết cấu

Hệ tọa độ địa phương (Local coordinate):

Hệ trục tọa độ địa phương X_L , Y_L , Z_L được xác định thông qua 2 nút I và K (Hình 3.10). Trục X_L mặc định là trục dọc phản từ, 2 trục còn lại được xác định theo quy tắc tam diện thuận. Có thể xác định vị trí, hướng trục tọa độ địa phương thông qua tọa độ điểm gốc I và 3 góc α_1 , α_2 , β . Một số trường hợp đặc biệt α_1 , α_2 , β được xác định như sau (hình 3.11):



Hình 3.11: Xác định hệ trục địa phương trong một số trường hợp đặc biệt



Hình 3.12: Quy định chiều của lực cắt và lực dọc

- Vật liệu

- Các thông số cơ bản của vật liệu (Phân tích tĩnh):

E-Modl E Modulus (Young.s Modulus) for the longitudinal direction.

E-Modt E Modulus (Young.s Modulus) in the transverse direction.

Poiss. Poisson.s ratio

G-Mod Shear Modulus.

ALFA-T	Coefficient of Thermal expansion/contraction
Gamma	Specific Weight

- Các thông số của vật liệu cốt thép thường:

E-Modl	Reinforcement Steel E-Modulus
--------	-------------------------------

- Các thông số vật liệu cho cốt thép D.U.L:

E-Modex	Pre-stressing Steel E-Modulus for extension calculation.
---------	--

SIG-allow-pr	Allowable tendon stress for the tensioning process (reference value).
--------------	---

SIG-allow-SA	Allowable tendon stress for the final state after creep and shrinkage for the maximum loading state.
--------------	--

- Các thông số vật liệu cho phân tích từ biến:

Fc 28	28 day concrete cylinder strength
-------	-----------------------------------

CF	Coefficient of consistency
----	----------------------------

ZF	Degree of cement hardening (1-3)
----	----------------------------------

WCR	Water cement ratio
-----	--------------------

CECO	Cement content in concrete
------	----------------------------

Trong đó:

Giá trị của hệ số CF:

CF = 1	stiff (small water-cement ratio)
--------	----------------------------------

CF = 2	plastic (medium water-cement ratio)
--------	-------------------------------------

CF = 3	semi-fluid (high water-cement ratio)
--------	--------------------------------------

- Bậc tự do

Bậc tự do của nút tương ứng với số thành phần chuyển vị của nó. Đối với mô hình không gáin (3-D) trong trường hợp tổng quát một nút có 6 bậc tự do, trong đó:

- + 3 thành phần chuyển vị thẳng theo 3 trục XG, YG, ZG.
- + 3 thành phần chuyển vị xoay quanh 3 trục XG, YG, ZG.

Mỗi thành phần có 2 trạng thái: Có thể chuyển vị hay bị khống chế chuyển vị. Bậc tự do của phần tử là tập hợp các bậc tự do các nút của phần tử

- Liên kết

Liên kết bao gồm:

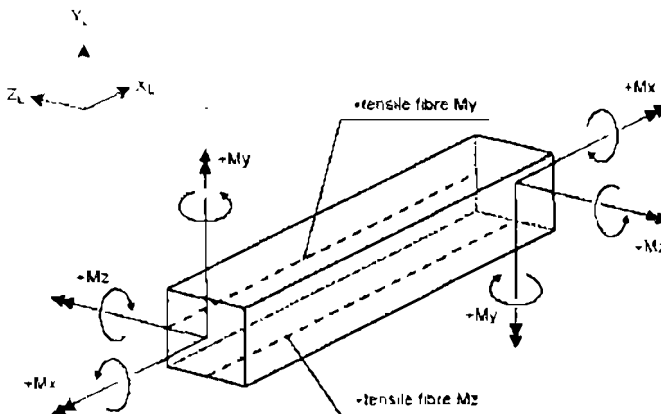
- + Liên kết giữa phần tử với phần tử
- + Liên kết giữa phần tử với nền

Các loại liên kết được mô tả bao gồm: Liên kết ngàm, liên kết gối di động, liên kết gối cố định, liên kết đàn hồi.

- Quy ước chiều của nội lực.

Quy định chiều của nội lực như sau:

Nội lực	Element begin	Element end
+ N (normal force)	xL	$+xL$
+ Q_y (shear force in y-dir.)	$-yL$	$+yL$
+ Q_z (shear force in z-dir.)	$-zL$	$+zL$
+ M_T (M_x)	left-handed (anti-clockwise)	right-handed (clockwise)
+ M_y	right-handed (clockwise)	left-handed (anti-clockwise)
+ M_z	right-handed (clockwise)	left-handed (anti-clockwise)



Hình 3.13: Quy định chiều mô men

- **Giá trị của hệ số ZF:**

ZF = 1	slowly hardening cement (SL)
ZF = 2	normal and rapid hardening cement (N, R)
ZF = 3	rapid hardening high strength cement (RS)

+ Các thông số vật liệu cho phân tích theo thời gian:

PH (t)	Creep coefficient variation with time
EPS (t)	Shrinkage coefficient variation with time.
RHO (t)	Relaxation factor variation with time.
EMOD (t)	E- Modulus variation with time.

- **Tải trọng**

Các dạng tải trọng sử dụng trong chương trình bao gồm:

- + Tải trọng tập trung (Concentrated load).
- + Tải trọng dài đều (Uniform load).
- + Tải trọng phân bố không đều (Partial uniform load).
- + Tải trọng hình thang, tam giác (Trapezoid and Triangle load)
- + Tải trọng khối (Masses)
- + Tải ứng suất (Stressing)
- + Tải trọng do căng cáp DƯỠ (Initial stress/strain loads (temperature)).
- + Tải trọng do kích hoạt phần tử (Action on element end)
- + Tải trọng gió Wind load (velocity)
- + Tải trọng hoạt tải xe (Live load)
- + Tải trọng do co ngót, từ biến (Load Type Creep & Shrinkage)
- +

- **Đơn vị**

Chương trình RM2000 có thể sử dụng nhiều đơn vị số học (US và SI) tuy nhiên đơn vị mặc định của chương trình là:

- + [m] (Metres) cho chiều dài.
- + [kN] (kilo- Newton) cho lực.
- + [$^{\circ}\text{C}$] (degree centigrade) cho nhiệt độ

- + [s], [day] (second) cho thời gian.
- + [rad] (radian) đơn vị góc.
- + Đối với các giá trị phần trăm được nhập giá trị thực.
- + Các đơn vị khác được sử dụng trực tiếp

Hệ thống đơn vị của RM2000 được quy ước như sau:

- + Đơn vị lực: kN, đơn vị chiều dài: m, mômen: kNm, ứng suất: kN/m² (kPa)
- + Đơn vị lực: MN, đơn vị chiều dài: m, mômen: MNm, ứng suất: MN/m² (MPa)
- + Đơn vị lực: kips, đơn vị chiều dài: feet, mômen: kipft, ứng suất: Kips/ft² (ksf)
- + Đơn vị lực: kips, đơn vị chiều dài: inches, mômen: kipins, ứng suất: Kips/in² (ksi)

Các đơn vị khác được quy định:

- + Young's modulus: kN/cm²
- + Thời gian (general) [s] (giây)
- + Thời gian (construction schedule - creep analysis) [d] (ngày)

- Trình tự tính toán kết cấu cầu bằng phần mềm RM-SPACEFRAME

Trình tự giải bài toán bằng phần mềm RM-SPACEFRAME:

Bước 1: Chuẩn bị các thông số đầu vào cho bài toán

- Các kích thước cơ bản: Mặt bằng, mặt đứng, cắt ngang...
- Sơ bộ đánh số thứ tự của nút, phần tử (dầm, mố, trụ, cáp ngoài, cáp trong, phần tử liên kết gối...).
- Các đặc trưng cơ bản của vật liệu
- Tải trọng tác dụng
- Các giai đoạn thi công
- Tổ hợp tải trọng
- Các yêu cầu của tiêu chuẩn kỹ thuật áp dụng cho dự án

Bước 2: Mô hình hoá kết cấu trong GP2000

- Định nghĩa trục cầu
- Định nghĩa đường cong đứng
- Định nghĩa mặt cắt
- Định nghĩa liên kết
- Hoàn thiện mô hình hoá hình học kết cấu
- Xuất dữ liệu sang chương trình RM2000

Bước 3: Khai báo vật liệu trong RM2000

- Input thư viện vật liệu theo tiêu chuẩn thiết kế của dự án
- Định nghĩa vật liệu cho dự án

Bước 4: Khai báo phần tử Cable trong RM2000

- Mô hình hoá phần tử cable (Tendon) trong RM2000

Bước 5: Khai báo các loại tải trọng trong RM2000

Bước 6: Khai báo hoạt tải trong RM2000 và tổ hợp tải trọng

Bước 7: Khai báo các giai đoạn thi công và kích hoạt các phần tử đối với từng giai đoạn thi công trong RM2000

Bước 8: Khai báo các thông số cho quá trình giải bài toán và chạy chương trình trong RM2000

Bước 9: Xem và đánh giá kết quả trong RM2000

Bước 10: Kiểm tra ứng suất trong RM2000

Bước 11: Kiểm tra tải trọng cực hạn trong RM2000

Bước 12: Kiểm tra khả năng chống cắt của kết cấu trong RM2000

• ***Giới thiệu các Modul của RM-SPACEFRAME:***

- **Modul cơ bản:**

Có giao tiếp đồ hoạ hoàn chỉnh xây dựng chuyên cho ngành xây dựng cầu: mô hình kết cấu, mô hình tải trọng (tĩnh tải, hoạt tải), tổ hợp tải trọng,

phân tích tĩnh không gian có xét đến các tải trọng phụ thuộc thời gian (có ngót, từ biển), quản lý kết quả tính toán

- Modul xử lý hình học:

Xây dựng cơ sở dữ liệu hình học chi tiết cho cầu: Trắc dọc, trắc ngang, mặt bằng tuyến. Xác định các mặt cắt ngang qua giao tiếp đồ họa và tự động xây dựng các dữ liệu cho Modul tính toán.

- Modul Bê tông D.U.L:

Phần mềm để tính toán bê tông dự ứng lực bao gồm tính toán thông số hình học của cáp, tính toán căng kéo cáp, tính toán với tải trọng có ngót từ biển trong bê tông, kiểm tra ứng suất theo các trạng thái giới hạn. Các kết quả kiểm tra được biểu thị trên biểu đồ

- Modul Bê tông cốt thép thường:

Xét uốn hai trục và các lực dọc trục để xác định cốt thép thường

- Modul phân tích nứt của kết cấu bê tông:

Thực hiện phân tích phi tuyến xét đến các tính chất vật liệu phi tuyến của bê tông bị nứt trong vùng chịu kéo

- Modul phân tích động: (tải trọng gió, tải trọng động đất, tính toán giá trị riêng, phổ hiệu ứng, phân tích mode dao động, lịch sử thời gian tuyến tính...)

- Modul tính toán cho cầu treo dây văng:

- Modul tính toán cho cầu treo dây văng: theo lý thuyết biến dạng lớn và phân tích phi tuyến

- Modul tính toán kết cấu theo phương pháp phần tử hữu hạn tổng quát (MISES3)

- Modul phân tích tính toán phần tử tấm: PLATE (phần tử tấm trên nền đàn hồi, phần tử tấm D.U.L, tải trọng tác dụng có thể là tĩnh tải, hoạt tải...).

b. Giới thiệu tổng quát phần mềm MIDAS/CV

- Phần mềm Midas/Civil nằm trong nhóm phần mềm MIDAS Family Programs do hãng MIDA Soft, Inc. 1770 Barnes Blvd SW - Suite 2000, Tumwater, WA 98512, USA xây dựng từ năm 1989. Phần mềm này hiện được sử dụng rất rộng rãi trên thế giới, đặc biệt ở các nước châu Á: Nhật Bản, Hàn Quốc, Trung Quốc, Malaysia,... Ở Việt Nam hiện nay Midas/Civil cũng đã được áp dụng trong một số công ty tư vấn lớn như: Viện Khoa học và Công nghệ Giao thông vận tải, Công ty tư vấn 533 - CIENCO5, công ty tư vấn đầu tư và xây dựng (công ty tư vấn đường sắt). Chương trình được thiết kế với các modul chuyên dụng để tính toán cho từng loại kết cấu cầu được sử dụng rộng rãi ở các nước trên thế giới: Cầu treo dây văng, cầu treo dây võng, cầu Extradosed, cầu bê tông cốt thép DUL thi công theo phương pháp đúc hẫng cân bằng (FCM), đúc đẩy (ILM), đúc trên đà giáo, đà giáo di động (MSS), cầu liên hợp thép - bê tông....vv
- Phần mềm Midas/Civil đã được các công ty tư vấn lớn trên thế giới ứng dụng để thiết kế nhiều công trình cầu dây lớn như trình bày trên bảng 3.2.

Bảng 3.2: Một số công trình được thiết kế bằng phần mềm MIDAS/ CIVIL.

STT	Tên dự án	Đơn vị tư vấn
1	West Coast Bridge	Samwoo Consultants
2	Samchunpo Bridge	Samwoo Consultants
3	Youngjong Bridge	Yooshin Corp
4	Dolsan Bridge	Facility Safety Technical Board
5	Jindo Bridge Rating	Dong - A Consultants
6	Kwangan Bridge	Yooshin Corp

Bảng 3.2: Một số công trình được thiết kế bằng phần mềm MIDAS/ CIVIL (tiếp).

7	Sungsan Br 2 - International Competition	Yooshin Corp
8	Gyungan Br.(Turnkey	Dasan E&C
9	Geogum Isle. Link - Phase1	Yooshin Corp
10	Geogum Isle. Link - Phase 2	DM Engineering
11	Jindo Bridge No.2	Yooshin Corp
12	Yeosoo – Goheung Isle Links - International Competition	Yooshin Corp
13	Geumga Br.(Turnkey)	Chungsuk Engineering
14	Machang Br - Private funding consortium	Hyundai Engineering
15	Wando Br.(Turnkey)	Dasan E&C
16	Mokpo Br. (Turnkey)	DM Engineering
17	Dolsan - Hwatae Link (Turnkey)	DM Engineering
18	Yongnam - Jeokgeum Link (Turnkey)	Dasan E&C
19	Ironton - Russell Bridge Replacement Over the Ohio Riv	Michael Baker Corporation
20	Victory	Figg Engineering
21	SooTong Br	China highway planning and design institute(hpdi) consultants Inc.
22	HangJoo Bay Br.	China International Engineering Consulting Corporation

Bảng 3.2: Một số công trình được thiết kế bằng phần mềm MIDAS/ CIVIL (tiếp).

23	Yangtze - No.3Br.	BJJD Road& Bridge Consultating Co.
24	KyeongBong Br.	China
25	Nan Jing Chang Jiang 3rd Bridge	Jiang Su Sheng highway planning and design institute
26	Zhi Jing He Br.	China
27	Qing Feng Grand Br	China
28	Xi Shuang Ban Na Br	China
29	Stonecutters	Maunsell Consultants (Construction staging engineering)

Có thể nói, Midas/Civil là phần mềm được ứng dụng khá phổ biến trong phân tích kết cấu cầu. Việc tiếp cận nắm bắt chương trình là hết sức cần thiết, nhằm đáp ứng yêu cầu áp dụng ngày càng cao các công nghệ tiên tiến trong xây dựng nói chung và cầu BTCT nói riêng.

- Các khả năng phân tích kết cấu của chương trình Midas/Civil:

- + Có khả năng tính toán không hạn chế số nút (phần tử)
- + Tính toán tĩnh
- + Tính toán động:
 - o Phân tích trị riêng theo các phương pháp Lanczos và Ritz.
 - o Phân tích phổ phản ứng.
 - o Phân tích lịch sử thời gian (Multiple Support Excitation).
- + Tính toán tải trọng di động:
 - o Theo tiêu chuẩn AASHTO LRFD
 - o Theo tiêu chuẩn CAN/CSSA - S6 - 00 Spec.

- Theo tiêu chuẩn BS5400Spec.

- Các yêu cầu phần cứng và phần mềm của chương trình Midas/Civil:

+ *Yêu cầu phần cứng:*

- Máy tính: PC tiêu chuẩn
- CPU: P4,2 Ghz
- Bộ nhớ (RAM): 512 MB
- Ổ cứng còn trống: 2GB
- Card đồ họa: AGP,32 MB Video RAM
- Màn hình: 17inch, độ phân giải 1512 x 86
- CD - ROM

+ *Yêu cầu phần mềm:*

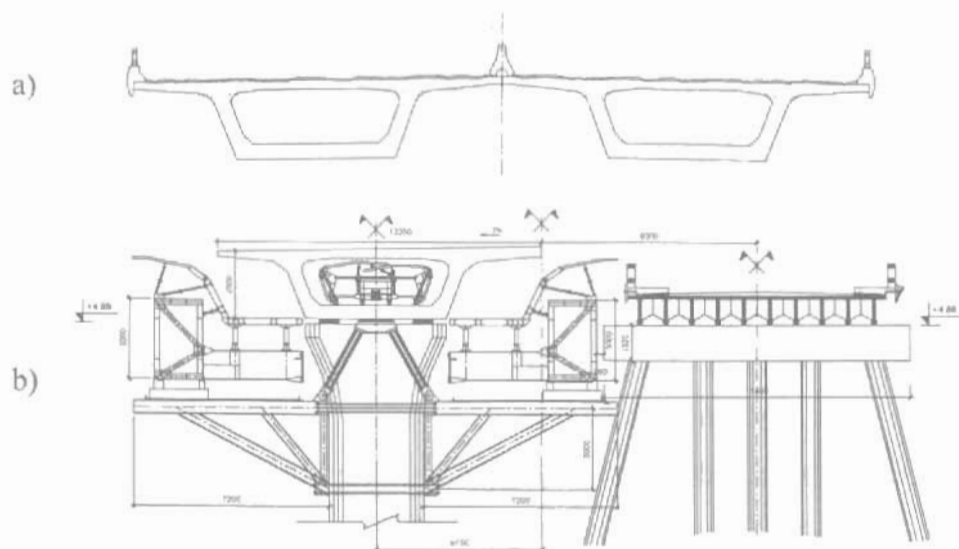
- Hệ điều hành: MS - Windows 2000/XP.
 - Cung cấp đường ảnh hưởng, mặt ảnh hưởng.
 - Xác định vị trí xếp xe và đường bao nội lực.
- Phân tích P -Delta.
- Phân tích tính toán cho tất cả các dạng kết cấu, đặc biệt là kết cấu cầu.
- Tính toán cầu Liên hợp Thép - BTCT.
- Có Wizard (chương trình hỗ trợ) để tạo mô hình cầu bản, cầu khung và cổng hộp BTCT.
- Tính toán lún.
- Phân tích Pushover.
- Tính toán đặc trưng mặt cắt bất kỳ.
- Phân tích ổn định.
- Phân tích ứng suất nhiệt.
- Thiết kế theo các tiêu chuẩn.

- AASHTO LRFD (BT& Thép).
- AASHTO LFD & ASD (BT& Thép).
- AISC (LRFD & ASD) & ACI 318 – 02.
- CSA - S6 - 00(BT).
- Tính toán theo giai đoạn thi công (phụ thuộc vào thời gian).
 - Co ngót, từ biến,
 - Mất mát Dự ứng lực
- Có Wizards cho các loại cầu BTCT DƯ'L kéo sau (Đúc hẫng, Đúc đẩy, Đà giáo di động).
- Tính toán kết cấu biến dạng lớn (ngược và thuận).
 - Wizard cho cầu treo dây võng.
 - Wizard cho cầu treo dây văng.
- Femodeler (Chương trình hỗ trợ tạo mô hình phần tử).
- Phân tích điều kiện biên phi tuyến động với các phần tử chỉ chịu kéo, chỉ chịu nén, gối đàn hồi, gối giảm tiêu dao động...vv.

3.2.1.6. Ví dụ tính thử

Ví dụ tính thử là số liệu tính toán thiết kế cầu Nam Ô - QL 1A, Đà Nẵng. Cầu được thiết kế theo nguyên lý làm việc dầm BTCT DƯ'L liên tục thi công bằng công nghệ ĐGDD với các yêu cầu kỹ thuật:

- Tải trọng thiết kế: H30, XB80
- Tải trọng người đi bộ: 300kg/m^2
- Kết cấu nhịp: Dầm BTCT DƯ'L liên tục được bố trí theo sơ đồ: $38,5\text{m} + 5 \times 50\text{m} + 38,5\text{m}$
- Khổ cầu: 24,4m
- Kết cấu mặt cắt: Dạng hộp kín gồm 2 hộp đơn làm việc độc lập (xem hình 3.14).



Hình 3.14: a) Sơ đồ mặt cắt tiết diện

b) Thi công nhánh thượng lưu bên cạnh cầu cũ

a) Thiết kế cấu tạo kết cấu dựa trên cơ sở các nguyên lý tĩnh phẳng

- Tính toán nội lực

Bố cáp DƯL bố trí theo phương dọc cầu sẽ được xác định dựa trên cơ sở momen uốn tính toán và đặc trưng hình học trên các vị trí bất lợi: Giữa các nhịp và trên các trụ. Các mặt cắt tại vị trí này có các giá trị moment dương và moment âm lớn nhất (Bảng 3.3).

Bảng 3.3: Mô men uốn tại các vị trí bất lợi

Giữa N1 (T.m)	Trên trụ P1 (T.m)	Giữa N2 (T.m)	Trên trụ P2 (T.m)	Giữa N3 (T.m)	Trên trụ P3 (T.m)	Giữa N4 (T.m)
3530.9		4080.1		3965.7		4038.0
	-6683.3		-7324.6		-7244.6	

- Tính toán bố cáp DƯL

Trên cơ sở nội lực đã được tính toán và sơ đồ cấu tạo các bố cáp 19T15

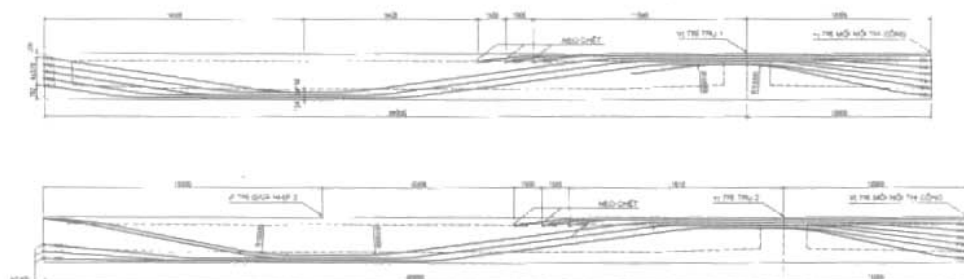
với diện tích mỗi bó 26.6cm² sẽ tính được số lượng bó cáp trên các mặt cắt (Bảng 3.4).

Bảng 3.4: Số lượng bó cáp ở các mặt cắt

Giữa N1 (bó)	Trên trụ P1 (bó)	Giữa N2 (bó)	Trên trụ P2 (bó)	Giữa N3 (bó)	Trên trụ P3 (bó)	Giữa N4 (bó)
10		12		12		12
	18		18		18	

– Bố trí bó cáp DƯL

Số lượng bó cáp DƯL được cấu tạo, bố trí theo phương dọc (Hình 3.15)



Hình 3.15: Sơ đồ bố trí bó cáp DƯL theo chiều dọc nhịp cầu

Trong các mặt cắt làm việc bất lợi thì mặt cắt trên trụ P2 và trụ P5 (đối xứng nhau) chịu mômen uốn và lực cắt lớn nhất. Có thể trình bày các bước tính toán như sau:

- Tính toán mất mát ứng suất ở các mặt cắt.

+ Trong giai đoạn thi công

* Mất mát do ma sát(σ_5)

Trên hình 3.16 thể hiện phân đoạn cáp DƯL chịu mất mát ứng suất trong phạm vi từ đầu căng kéo đến mặt cắt tính toán. Mất mát ứng suất được tính theo công thức (3.4):

$$\sigma_5 = \sigma_{KT} \cdot A \quad (3.4)$$

Trong đó : $A = (1 - e^{-(Kx + 1,3\mu_0)})$



Hình 3.16 : Phân đoạn dầm được xác định để tính toán mất mát ứng suất

Bảng 3.5 : Số liệu kết quả tính mất mát ứng suất

Số hiệu hố	Số bố	x (m)	θ (radian)	A	σ _s (KG/cm ²)	σ _s ^{1B} (KG/cm ²)
C1	2	10.096	0.017	0.038	525.108	1040.948
C2	2	10.070	0.000	0.030	416.615	
C6	2	10.165	0.105	0.075	1052.343	
C7-1	2	10.034	0.140	0.089	1251.350	
C8-1	2	10.017	0.157	0.097	1351.545	
C9-1	2	10.001	0.209	0.118	1648.724	5472.752
C7-2	2	60.334	0.733	0.402	5631.096	
C8-2	2	60.302	0.698	0.393	5496.300	
C9-2	2	60.286	0.646	0.378	5290.859	
Ứng suất mất mát trung bình của toàn bộ						2518.22

* Mất mát do biến dạng neo, bê tông dưới neo (σ₄) được tính theo công thức (3.5) :

$$\Delta\sigma_p A = (\Delta L/L).E_p \quad (3.5)$$

* Mất mát do bê tông bị nén đàn hồi (σ₇) được Tính theo công thức (3.6) :

$$\sigma_7 = n_{lt} * \Delta\sigma_{bt} \quad (3.6)$$

Bảng 3.6 : Số liệu kết quả tính mất mát ứng suất

Số hiệu bó	Số bó	L (mm)	ΔL (mm)	E_p (MPa)	$\Delta f_p A$ (MPa)	$\Delta f_p A$ (MPa)
C1	2	48153	6.00	1.97E+05	24.55	27.92
C2	2	48244	6.00	1.97E+05	24.50	
C3	2	48236	6.00	1.97E+05	24.50	
C4	2	48253	6.00	1.97E+05	24.50	
C5	2	48267	6.00	1.97E+05	24.49	
C6	2	14691	6.00	1.97E+05	80.46	
C7-1	2	71933	6.00	1.97E+05	16.43	
C8-1	2	73401	6.00	1.97E+05	16.10	
C9-1	2	74918	6.00	1.97E+05	15.78	

Bảng 3.7 : Số liệu kết quả tính mất mát ứng suất

Giai đoạn căng cốt thép	Số bó căng	Số bó còn lại	e_n (cm)	N_T (KG)	$\Delta \sigma_b$ (KG/cm ²)	σ_7 (KG/cm ²)	σ_7^{TB} (KG/cm ²)
C9-1	2	16	74.920	676223	13.7324	1149.34	260.44
C8-1	2	14	74.920	676223	13.7324	1005.67	
C7-1	2	12	54.920	676223	12.3258	773.71	
C2	2	10	54.920	676223	12.3258	644.76	
C1	2	8	34.920	676223	10.9191	456.94	
C6	2	6	34.920	676223	10.9191	342.70	
C7-2	2	4	94.920	447886	10.0271	209.81	
C8-2	2	2	94.920	447886	10.0271	104.90	
C9-2	2	0	94.920	447886	-	-	

+ Trong giai đoạn khai thác.

Trong giai đoạn khai thác, mất mát ứng suất bao gồm :

- Mất mát ứng suất do trùng rão cốt thép σ_3 .
- Mất mát ứng suất do co ngót và từ biến $\sigma_1 + \sigma_2$.

* Mất mát do tự chùng cốt thép (σ_3) được tính theo công thức (3.7)

$$\sigma_3 = (0.27 \cdot \sigma_T / R_T^c - 0.1) \cdot \sigma_1 \quad (3.7)$$

Mất mát σ_3 của nhóm cấp C1, C2, C6, C7-1, C8-1, C9-1

$$\sigma_3^T = 962.42 \text{ kg/cm}^2$$

Mất mát σ_3 của nhóm cấp C7-2, C8-2, C9-2

$$\sigma_3^T = 132.00 \text{ kg/cm}^2$$

Mất mát σ_3 của toàn nhóm cấp.

$$\sigma_3^T = 685.61 \text{ kg/cm}^2$$

* Mất mát do co ngót và từ biến (σ_1, σ_2) được tính theo công thức (3.8).

$$\sigma_1 + \sigma_2 = (\sigma_c \cdot E_H + \sigma_b \cdot n_H \cdot \varphi_1) \cdot \Phi \quad (3.8)$$

Bảng 3.8 : Số liệu kết quả tính mất mát ứng suất

Jt® (m ⁴)	e ^d (cm)	e ^T (cm)	Ft® (m ²)	N _T (KG)	M _{bt} ^{tc} (T.m)	σ_b^T (KG/cm ²)
7.476	100.944	107.689	8.853	5.237E+06	5487.400	61.346

$$(\sigma_1 + \sigma_2)^T = 1455.379 \text{ (kg/cm}^2\text{)}.$$

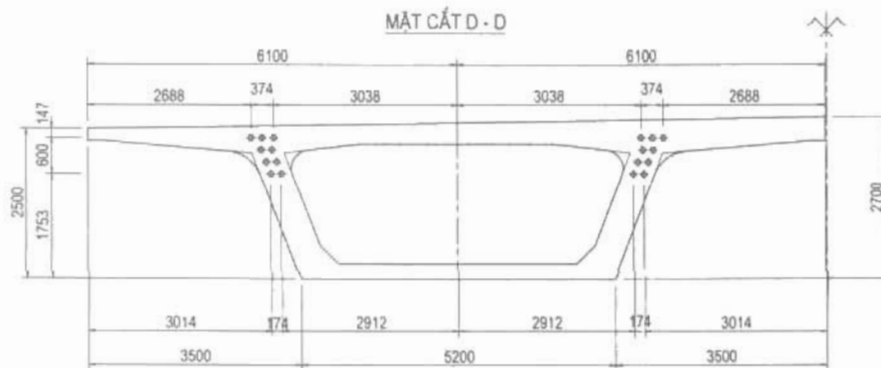
- Tổng hợp các mất mát ứng suất

Bảng 3.9 : Số liệu kết quả tính mất mát ứng suất

Mất mát tại tiết diện trên trụ P2 (KG/cm ²)				
$\sigma_1 + \sigma_2$	σ_3	σ_4	σ_5	σ_7
1455.379	685.613	201.506	2518.216	260.435

- Kiểm toán cường độ tiết diện thẳng đứng được tính theo công thức:

$$R_T.F_T + R_t.F_t \leq R_u.b_c.h_c + R_t.F_t' + (R'_T - \sigma'_T).F'_T$$



Hình 3.17: Sơ đồ cấu tạo bó cáp trong mặt cắt tiết diện

Bỏ qua điều kiện làm việc của cốt thép thường, công thức được viết lại:

$$R_u.b_c.h_c \geq R_T.F_T - (R'_T - \sigma'_T).F'_T$$

$$R_u.b_c.h_c = 6630000 \text{ kg/cm}^2 > R_T.F_T = 5027400 \text{ kg/cm}^2$$

- Xác định chiều cao vùng chịu nén.

$$R_u.b_c.x = R_T.F_T \Rightarrow x = 37.914 \text{ cm}$$

Với điều kiện bền (công thức 3.9):

$$M < m_2.R_u.b_c.x.(h_0 - x/2) = M_{gh} \quad (3.9)$$

$$M_{gh} = 9535,79 \text{ T.m} > M_{\max} = 7324.6 \text{ T.m}$$

- Kiểm toán ổn định chống nứt

+ Trong giai đoạn thi công

Duyệt nứt thớ dưới mặt cắt trong giai đoạn căng kéo bó cáp. Ở phần này yêu cầu kiểm toán đảm bảo thớ dưới không bị nứt. Mặt cắt ứng suất trong giai đoạn này gồm σ_4 , σ_5 , σ_7

$$\sigma^d = \sigma_{bT}^d + y_o^d \cdot M_{bl} / J_o \geq 0 \text{ (R}_{KT})$$

$$\sigma^d = 701.32 \text{ T/m}^2 > 0$$

- Duyệt nứt thớ trên của tiết diện với.

$$\sigma^I = (\sigma_{bT}^T - y_o^T \cdot M_{bt}^{tc} / J_o) \cdot 1,1 < R_N \quad (3.10)$$

$$\sigma^T = 691.17 \text{ T/m}^2 < R_N = 2850.00 \text{ T/m}^2$$

- Kiểm toán khi mới căng được 12 bó

Đây là giai đoạn thi công xong đốt thử nhất với các bó cáp C1 đến C6 được căng kéo.

Duyệt nứt thớ dưới mặt cắt trong giai đoạn căng kéo bó cáp. Trong phần này yêu cầu kiểm toán đảm bảo thớ dưới không bị nứt. Mất mát ứng suất trong giai đoạn này gồm $\sigma_4, \sigma_5, \sigma_7$

$$\sigma^d = \sigma_{bT}^d + y_o^d \cdot M_{bt}^{tc} / J_o \geq 0 \quad (R_{KT}) \quad (3.11)$$

M_{bt}^{tc} : Mô men bản thân tiêu chuẩn tại tiết diện. Trong giai đoạn thi công có giá trị mômen nhỏ nhất = 900 T.m

σ_{bT}^d : Ứng suất mép dưới bê tông do bó cáp DUL có xét tới mất mát $\sigma_4, \sigma_5, \sigma_7$

$$\sigma_{ht}^d = N_T \left(\frac{1}{F_o} - \frac{e_o^I}{J_o} y_o^d \right) \quad (3.12)$$

$$\sigma_d = 128.52 \text{ T/m}^2 > 0$$

+ Kiểm toán trong giai đoạn khai thác.

- Kiểm toán thớ trên của tiết diện trong quá trình khai thác với mô men lớn nhất và lực căng trước nhỏ nhất (hao hụt lớn nhất).

$$\sigma^T = \sigma_{bT}^T - y_o^T \cdot M_{bt}^{tc} / J_o - y_{td}^T \cdot (M_{max}^{tc} - M_{bt}^{tc}) / J_{td} \geq 0 \quad (R_{KT}) \quad (3.13)$$

M_{max}^{tc} : Mô men tiêu chuẩn lớn nhất = 6514.99 T/m²

$$\sigma^T = 56.19 \text{ T/m}^2 > 0$$

- Kiểm toán thớ dưới của tiết diện trong quá trình khai thác với mô men nhỏ nhất và lực căng trước lớn nhất (hao hụt ít nhất).

$$\sigma^d = \sigma_{bT}^d + y_o^d \cdot M_{bt}^{tc} / J_o + y_{td}^d \cdot (M_{min}^{tc} - M_{bt}^{tc}) / J_{td} < 2850 \text{ T/m}^2 \quad (R_{KT})$$

M_{min}^{lc} : Mô men tiêu chuẩn nhỏ nhất trong giai đoạn khai thác = 5260.8 T/m²

$$\sigma^d = 959.95 \text{ T/m}^2 < 2850 \text{ T/m}^2$$

- Kiểm toán cường độ do tác dụng của ứng suất cắt, ứng suất nén chính, ổn định chống nứt do ứng suất kéo chính.

+ Kiểm toán ứng suất cắt τ :

Kiểm toán ứng suất cho những thớ nằm tại trục trung hòa của tiết diện. Theo quy luật, các ứng suất τ ở đó sẽ có giá trị lớn nhất:

$$\tau = (Q_{bt} - Qd) \cdot S_o^c / (J_o \cdot b) + (Q - Q_{bt}) \cdot S_l^c / (J_{lx} \cdot b) \leq R_c$$

Tính cho thớ c-c qua trục trung hoà của tiết diện giảm yếu:

Bảng 3.10 : Kết quả tính tại mặt cắt c-c

Q_{bt} (T)	Q (T)	S_{cc} (m ³)	S_o^c (m ³)	S_l^c (m ³)	J_o (m ⁴)	J_{lx} (m ⁴)	b (m)
501.50	959.87	3.9269	3.9269	3.9987	7.203	7.476	1.0

$$\tau = 518.57 \text{ T/m}^2 < 650 \text{ T/m}^2$$

Tính cho thớ b-b qua trục trung hoà tiết diện tính đôi:

Bảng 3.11 : Kết quả tính tại mặt cắt b-b

Q_{bt} (T)	Q (T)	S_{b-b} (m ³)	S_o^b (m ³)	S_l^b (m ³)	J_o (m ⁴)	J_{lx} (m ⁴)	b (m)
501.50	959.87	4.0652	3.99300	4.06520	7.203	7.476	1.0

$$\tau = 527.25 \text{ T/m}^2 < 650 \text{ T/m}^2$$

+ Kiểm toán cường độ theo tác dụng của ứng suất nén chính :

Kiểm toán ứng suất cho những thớ nằm tại trục trung hòa và ở những chỗ có biến đổi đột ngột về chiều rộng.

$$\frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2} \leq R_m \quad (3.14)$$

Tiết diện nguyên khối có cốt thép căng sau khi đổ bê tông :

$$\tau = Q_{bt} \cdot S_o^k / (J_o \cdot b) + (Q - Q_{bt}) \cdot S_l^k / (J_{t\oplus} \cdot b) \quad (3.15)$$

$$\sigma_x = N_l / F_o \pm N_l \cdot e_o \cdot y_o^k / J_o \pm M_{bt} \cdot y_o^k / J_o \pm (M - M_{bt}) \cdot y_l^k / J_{t\oplus} \quad (3.16)$$

* Kiểm toán tại trục a-a:

Tính toán với Mmax và Qmax, nếu điều kiện thỏa mãn thì sẽ không cần xét các tổ hợp nữa.

Bảng 3.12 : Kết quả tính tại mặt cắt a-a

Q_{bt} (T)	Q (T)	S_a^0 (m ³)	S_a^I (m ³)	J_o (m ⁴)	$J_{t\oplus}$ (m ⁴)	b (m)
501.501	959.867	5.433	5.512	7.203	7.476	1.000
M_{bt} (T.m)	M (T.m)	y_a^0 (m)	y_a^I (m)	N_l (T)	e_o (m)	F_o (m ²)
4192.683	8005.983	0.343	0.323	5803.931	0.683	7.990

$$\tau = 716.20 \text{ T/m}^2 \quad \sigma_x = 550.47 \text{ T/m}^2 \quad \sigma_y = 159.4 \text{ T/m}^2$$

$$\sigma_{nc} = 1097.34 \text{ T/m}^2 < R_{nc} = 1600 \text{ T/m}^2$$

* Kiểm toán tại trục a-a:

Bảng 3.13 : Kết quả tính tại mặt cắt a-a

Q_{bt} (T)	Q (T)	S_d^0 (m ³)	S_d^I (m ³)	J_o (m ⁴)	$J_{t\oplus}$ (m ⁴)	b (m)
501.50	959.87	2.72977	2.789	7.203	7.476	1.00
M_{bt} (T.m)	M (T.m)	y_d^0 (m)	y_d^I (m)	N_l (T)	e_o (m)	F_o (m ²)
4192.68	8005.98	0.60	0.623	5803.9311	0.683	7.990

$$\begin{aligned}\tau &= 361.06 \text{ T/m}^2 & \sigma_x &= -274.96 \text{ T/m}^2 & \sigma_y &= 159.4 \text{ T/m}^2 \\ \sigma_{nc} &= 363.55 \text{ T/m}^2 < R_{nc} &= 1600 \text{ T/m}^2\end{aligned}$$

* Kiểm toán tại trục b-b

Bảng 3.14 : Kết quả tính tại mặt cắt b-b

Q_{bt} (T)	Q (T)	S_{b-h} (m ³)	S_b^0 (m ³)	S_b^I (m ³)	J_o (m ⁴)	$J_{r\otimes}$ (m ⁴)	b (m)
501.50	959.87	4.0652	3.9930	4.0652	7.2032	7.4759	1.00
M_{bt} (T.m)	M (T.m)	y_b^0 (m)	y_b^I (m)	$J_{r\otimes}$ (m ⁴)	N_T (T)	e_o (m)	F_o (m ²)
4192.68	8005.98	0.0193	0.000	7.476	5803.9	0.683	7.990

$$\begin{aligned}\tau &= 527.25 \text{ T/m}^2 & \sigma_x &= 725.75 \text{ T/m}^2 & \sigma_y &= 159.4 \text{ T/m}^2 \\ \sigma_{nc} &= 1041.05 \text{ T/m}^2 < R_{nc} &= 1600 \text{ T/m}^2\end{aligned}$$

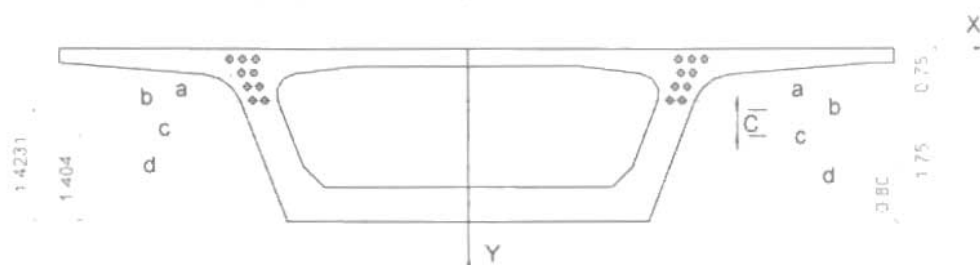
* Kiểm toán tại trục c-c

Bảng 3.15 : Kết quả tính tại mặt cắt c-c

Q_{bt} (T)	Q (T)	S_{c-c} (m ³)	S_c^0 (m ³)	S_c^I (m ³)	J_o (m ⁴)	$J_{r\otimes}$ (m ⁴)	b (m)
501.50	959.87	3.9269	3.9269	3.9987	7.2032	7.4759	1.00
M_{bt} (T.m)	M (T.m)	y_c^I (m)	y_c^I (m)	$J_{r\otimes}$ (m ⁴)	N_T (T)	e_o (m)	F_o (m ²)
4192.68	8005.98	0.000	0.0193	7.476	5803.9	0.683	7.990

$$\begin{aligned}\tau &= 518.57 \text{ T/m}^2 & \sigma_x &= 736.22 \text{ T/m}^2 & \sigma_y &= 159.4 \text{ T/m}^2 \\ \sigma_{nc} &= 1041.18 \text{ T/m}^2 < R_{nc} &= 1600 \text{ T/m}^2\end{aligned}$$

- Kiểm toán cường độ do tác dụng của ứng suất kéo chính.



Hình 3.18: Sơ đồ mặt cắt tiết diện

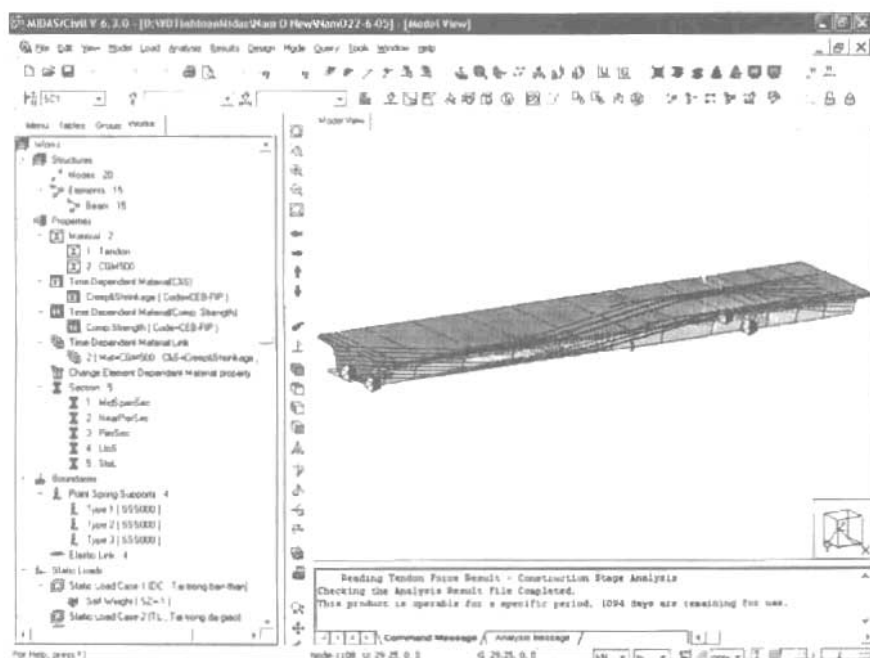
b. Thiết kế kết cấu bằng khai thác hệ thống phần mềm Midas/Civil

- Một số vấn đề chung về phân tích kết cấu cầu Nam Ô theo yêu cầu áp dụng phần mềm Midas/Civil

Cầu Nam Ô được chia làm 7 nhịp, bố trí theo sơ đồ: $38.5 + 5 \times 50 + 38.5$ (m). Kết cấu nhịp dạng dầm hộp, chiều cao không đổi 2.6 m, chiều rộng hộp 12.3m, chiều rộng đáy 5.2 m. Trên các vị trí gối đỡ có vách ngang dày 2.5 m. Mác bê tông thiết kế cho kết cấu nhịp 40 MPa, cấp DUL sử dụng là loại 19T15.

Trên cơ sở thuật toán phần tử hữu hạn, kết cấu dầm hộp được rời rạc thành 1 chuỗi các phần tử thanh. Vì sơ đồ kết cấu dầm có các vị trí thay đổi đặc trưng hình học như gối, vị trí đặt neo, vách ngang nên nguyên tắc rời rạc hoá phải được đáp ứng yêu cầu sao cho các vị trí thay đổi về hình học hoặc bước nhảy về nội lực sẽ được xem là các nút trong mô hình rời rạc.

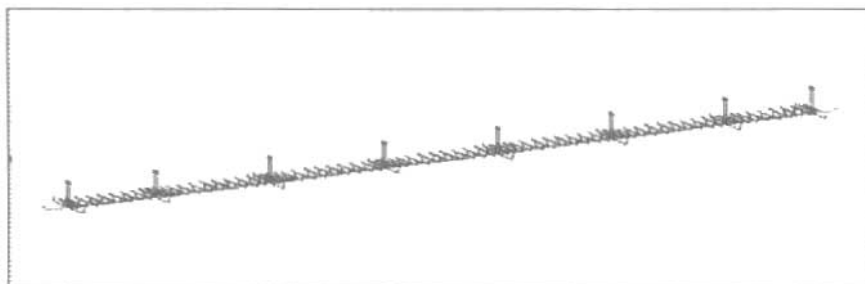
Phần mềm Midas/Civil cho phép khai báo chính xác các dạng mặt cắt như hộp đơn, hộp có vách giữa, thép hình theo tiêu chuẩn ASTM, NORM, Châu Âu,... Các dạng mặt cắt liên hợp, phần tử thanh có sự thay đổi về đặc trưng hình học theo quy luật tuyến tính hay đường cong parabol, theo đó các khu vực vút hay vách ngang trên dầm sẽ được mô tả và kiểm soát bằng trực quan (Hình 3.19).



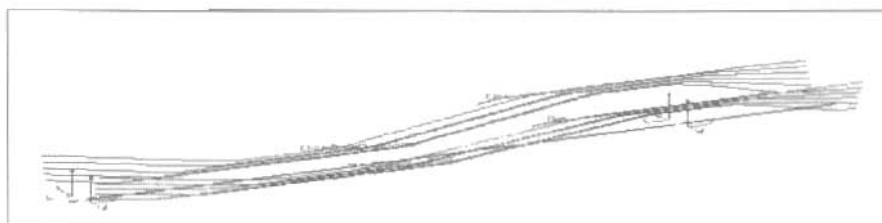
Hình 3.19: Giao diện chung của phần mềm Midas/Civil

Đối với bộ phận gối cầu, phần mềm đưa ra cho người sử dụng nhiều sự lựa chọn về giả thiết điều kiện biên như: liên kết cứng, liên kết đàn hồi, hạn chế chuyển vị,... cụ thể: Để mô tả gối cầu, sử dụng dạng liên kết đàn hồi (Point Spring Supports) với 6 yếu tố độ cứng đàn hồi của liên kết : độ cứng đàn hồi thẳng theo 3 phương X, Y, Z và độ cứng đàn hồi chống xoay theo 3 phương X, Y, Z được ký hiệu SDX, SDY, SDZ, SRX, SRY, SRZ. Các độ cứng đàn hồi này được xác định từ catalog của nhà sản xuất gối.

Đặc trưng về vật liệu của kết cấu được thể hiện bằng các đặc trưng độ cứng của phần tử như E modul đàn hồi, hệ số Poisson, hệ số truyền nhiệt, trọng lượng riêng, khối lượng riêng. Các thông số này có thể được người sử dụng nhập trực tiếp hay nhập từ mã của vật liệu theo yêu cầu cụ thể của tiêu chuẩn các nước quy định. Trên cơ sở các quy định về chỉ dẫn khai thác của Midas/Civil và phân tích sơ đồ kết cấu theo nguyên lý thuật toán PTHH, sơ đồ cấu tạo kết cấu cầu Nam Ô được mô tả như trong hình 3.20 và 3.21).



Hình 3.20: Mô hình kết cấu cầu Nam Ô bằng phần tử thanh



Hình 3.21: Mô hình phân đoạn Cáp DƯL
thi công đầu tiên được mô tả trong Midas/Civil

Theo Midas/Civil, bó cáp DƯL sẽ được mô tả cụ thể những thông số về đường đi của bó cáp trong dầm, chủng loại kích cỡ của bó cáp, các tiêu chuẩn về vật liệu của bó cáp, tụt neo ở đầu căng kéo, lực căng kéo bó cáp khai báo theo ứng suất của cáp hay lực căng.

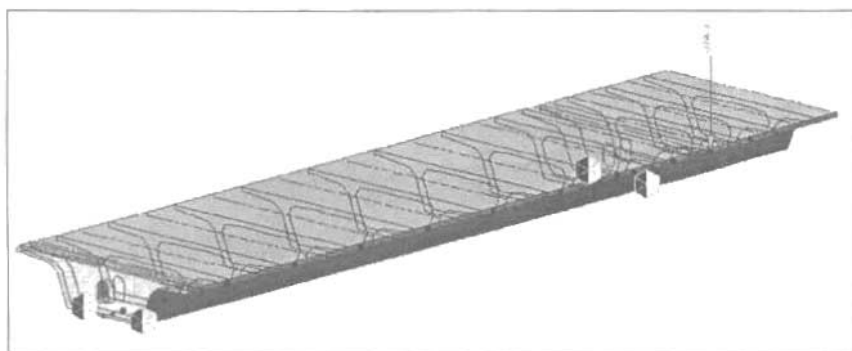
- Tải trọng trong tính toán kết cấu cầu Nam Ô.

Trong giai đoạn thi công

- Tải trọng bản thân: Khai báo hệ số tải trọng bản thân và hướng tác dụng, phần mềm sẽ tự động đưa tải trọng bản thân ứng với vật liệu của phần tử.
- Tải trọng ứng suất trước: Ứng suất trước trong dầm được khai báo bằng lực căng hay ứng suất trong bó cáp DƯL.
- Tải trọng tập trung tại đầu hẫng trong mỗi giai đoạn thi công do lực treo của hệ đà giáo di động.
- Tải trọng rải đều do các thiết bị thi công.

Trong giai đoạn khai thác

- Tĩnh tải phần 2 do lớp phủ, gờ chắn bánh và lan can được khai báo theo dạng element beam loads.
- Hoạt tải (Tải trọng xe khai thác) đã được phần mềm mô tả sẵn, cụ thể theo từng quy trình thiết kế khác nhau như AASHTO STANDARD, AASHTO LRFD, BS, CANADA,... hoặc có thể người sử dụng tự mô tả.
- Tải trọng do gối lún.
- Nhiệt độ.
- Phanh xe
- Gió trên cầu.
- Thời gian : Từ biến - co ngót
- Tải trọng đặc biệt : Động đất



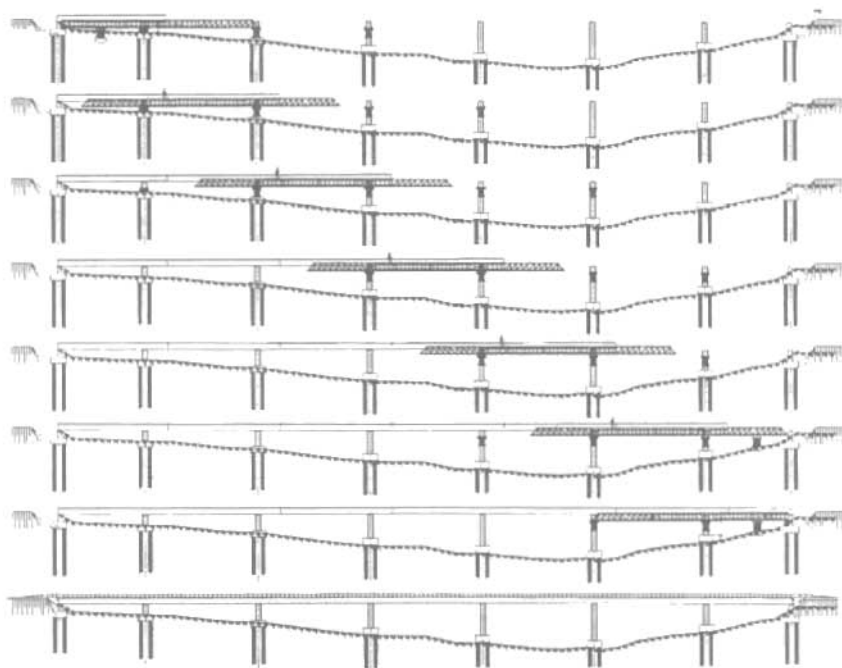
Hình 3.22: Lực tập trung là lực treo hệ ĐGDD
được mô tả trong phần mềm Midas/Civil

- Phân tích kết cấu công trình có xét đến trình tự thi công theo yêu cầu của phần mềm Midas/Civil.

Một trong những điểm mạnh nổi bật của phần mềm Midas/Civil là có thể phân tích sự làm việc của kết cấu công trình theo đúng trình tự thi công của nó bằng chức năng kích hoạt loại bỏ 1 hay nhiều nhóm phần tử, tải trọng, điều kiện biên. Thời điểm kích hoạt hay loại bỏ nhóm phần tử là 1 yếu tố để phần mềm phân tích ảnh hưởng của từ biến - co ngót đến sự làm

việc của kết cấu.

Đối với công trình cầu Nam Ô, trong thi công kết cấu nhịp được chia làm 7 giai đoạn (Hình 3.23).



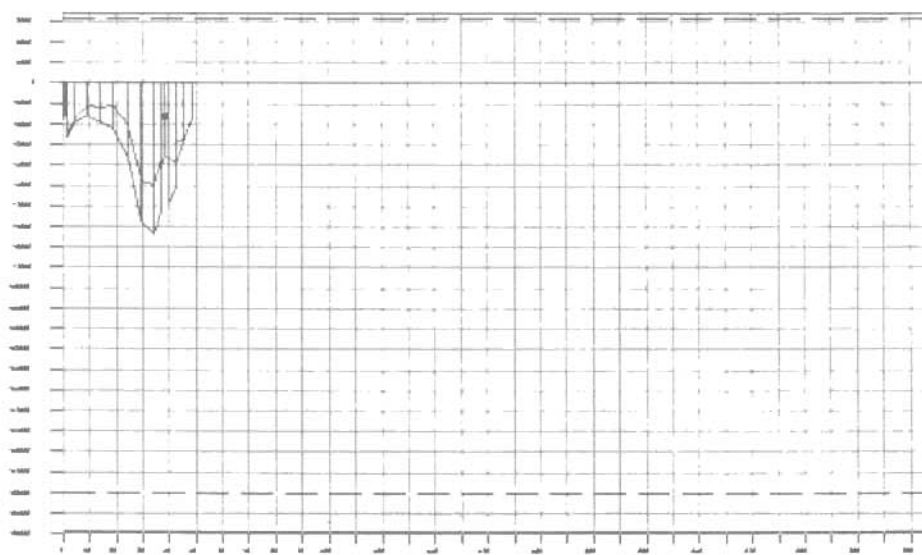
Hình 3.23 : Trình tự thi công công trình cầu Nam Ô

Trong mỗi phân đoạn thi công, các phần tử, các tải trọng và các điều kiện biên nằm trong phân đoạn được xếp vào trong cùng nhóm để có thể được kích hoạt hay loại bỏ. Ví dụ ở phân đoạn thi công đầu tiên, các phần tử của phân đoạn sẽ được sắp xếp vào nhóm phần tử Structure group 1, các điều kiện biên vào nhóm Boundary group 1, tải trọng bao gồm tải trọng bản thân, nhóm tải trọng DƯL 1, nhóm tải trọng lực treo hệ ĐGDD 1, nhóm tải trọng nhiệt độ 1. Để thể hiện cho giai đoạn thi công 1, nhóm phần tử 1, điều kiện biên 1 và các nhóm tải trọng sẽ được kích hoạt. Thời điểm kích hoạt nhóm phần tử và thời gian của 1 chu trình thi công sẽ được xem xét để phân tích ảnh hưởng của từ biến co ngót đến sự làm việc chung của kết cấu. Với các giai đoạn tiếp theo, việc sắp xếp và kích hoạt các nhóm kết cấu, điều

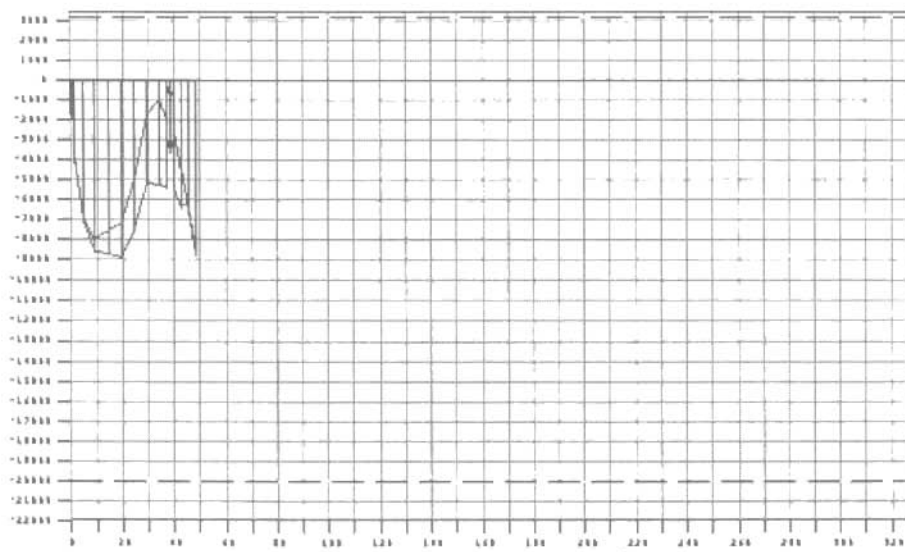
kiện biên và các nhóm tải trọng cũng được tiến hành tương tự. Tuy nhiên cần phải loại nhóm tải trọng lực treo hệ dầm giáo, điểm này tương ứng với công việc dỡ hệ treo của dầm giáo vào dầm di chuyển đến vị trí tiếp theo.

Phần mềm sẽ đưa ra các kết quả về nội lực, ứng suất, chuyển vị trong từng giai đoạn thi công và qua mỗi giai đoạn thi công, các giá trị nội lực, chuyển vị sẽ được tích lũy cộng tác dụng cho đến khi toàn bộ kết cấu được hoàn thiện. Như vậy người kỹ sư tư vấn thiết kế sẽ có thể nhìn trực quan về diễn biến của sự thay đổi về trạng thái làm việc kết cấu qua từng giai đoạn thi công.

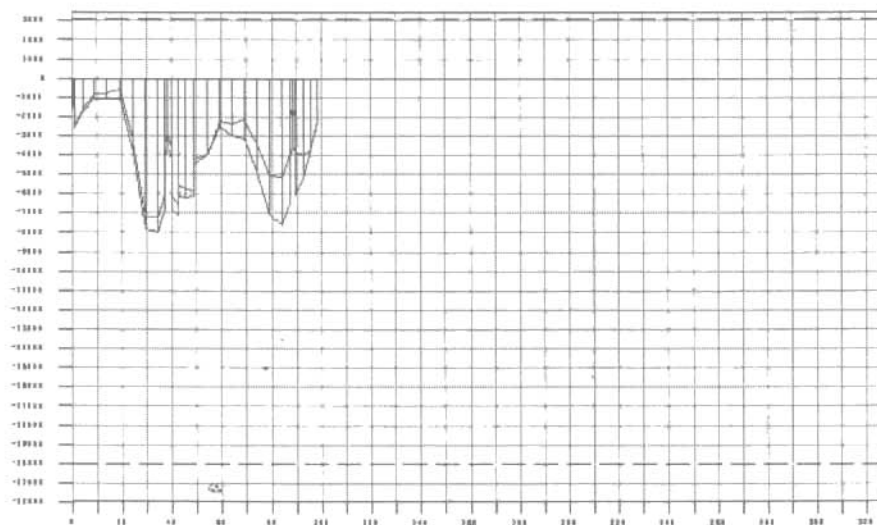
- Một số kết quả phân tích kết cấu cầu cầu Nam Ô bằng phần mềm Midas/Civil



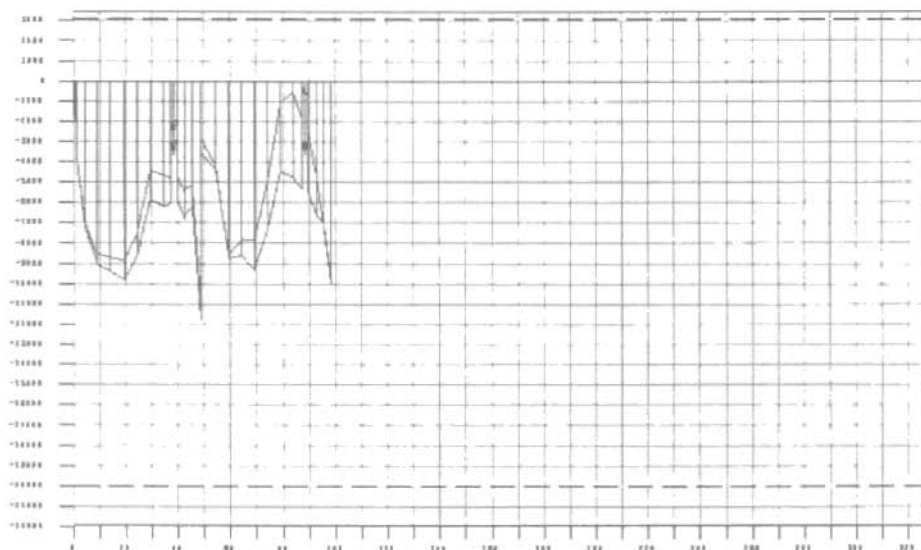
Hình 3.24 : Ứng suất thờ trên dầm giai đoạn thi công 1



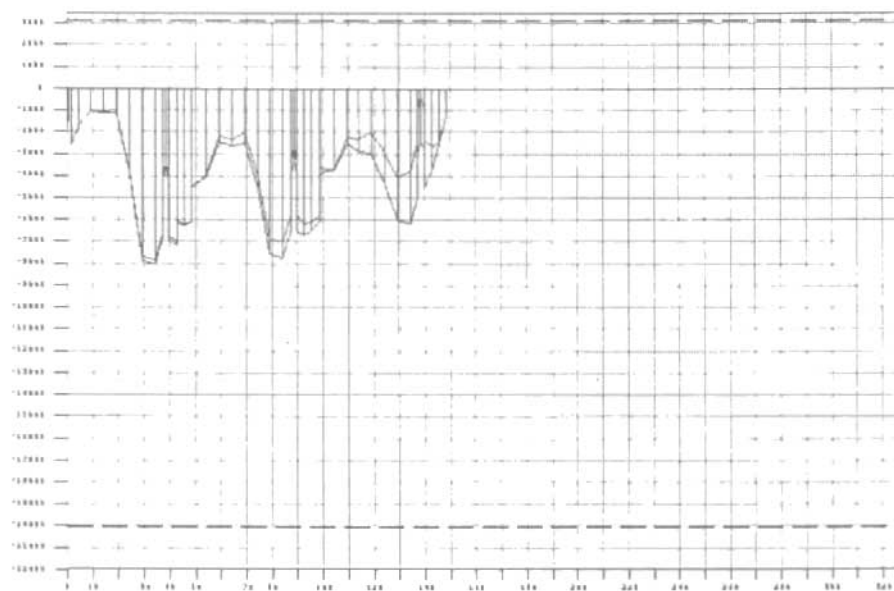
Hình 3.25: Ứng suất thớ dưới dầm giai đoạn thi công 1



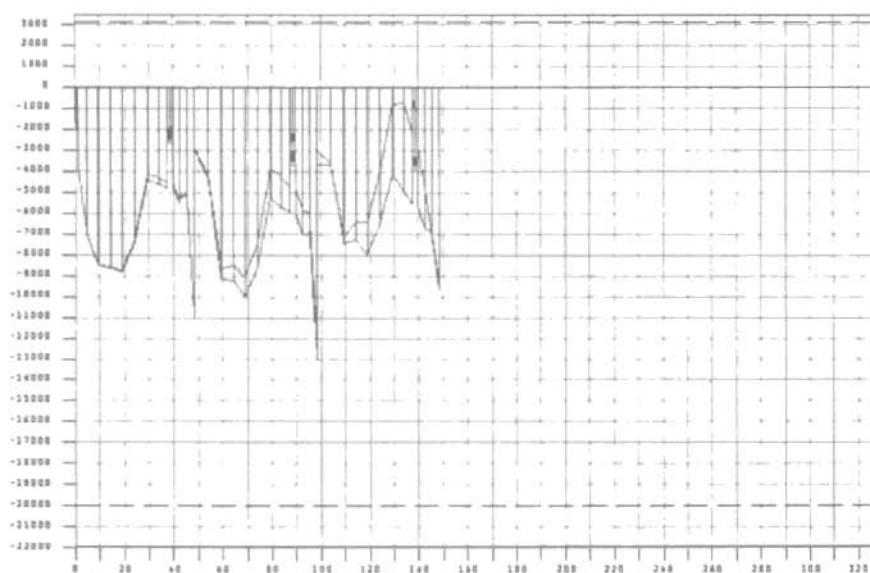
Hình 3.26: Ứng suất thớ trên dầm giai đoạn thi công 2



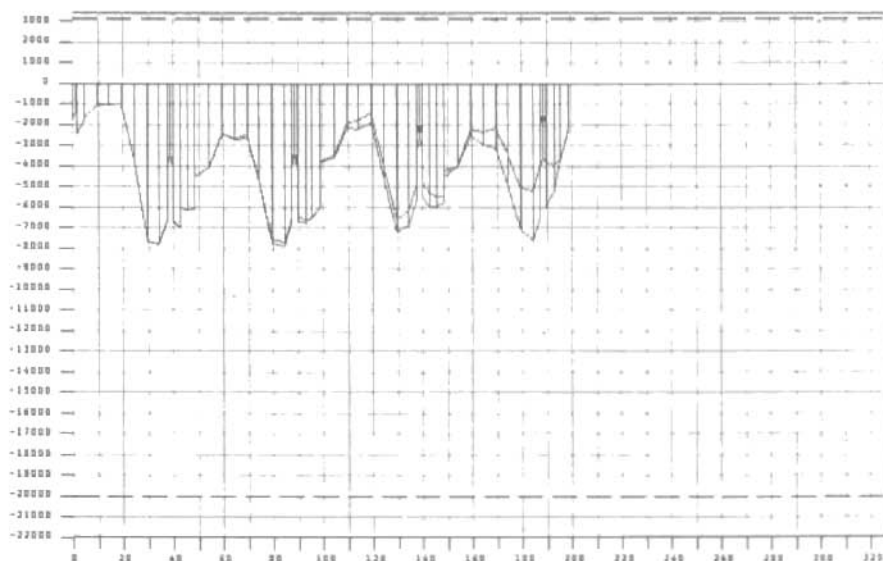
Hình 3.27 : Ứng suất thớ dưới dầm giai đoạn thi công 2



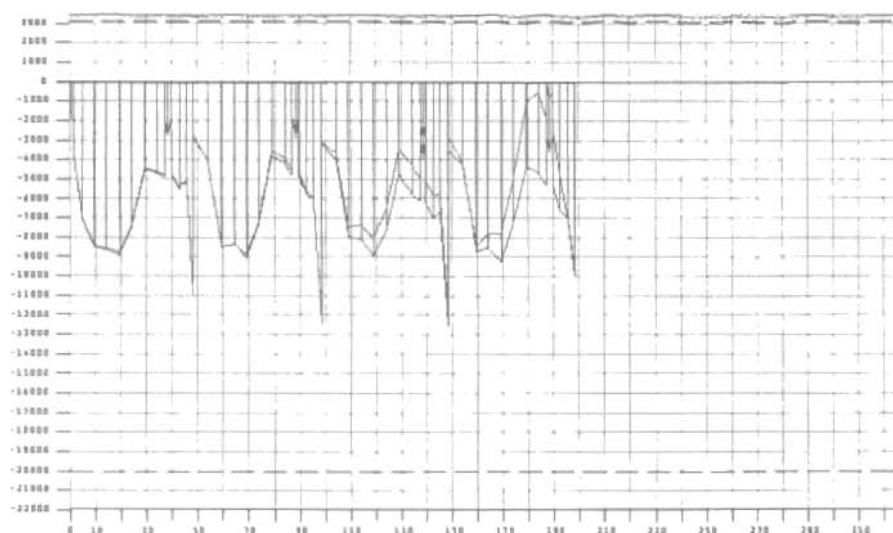
Hình 3.28: Ứng suất thớ trên dầm giai đoạn thi công 3



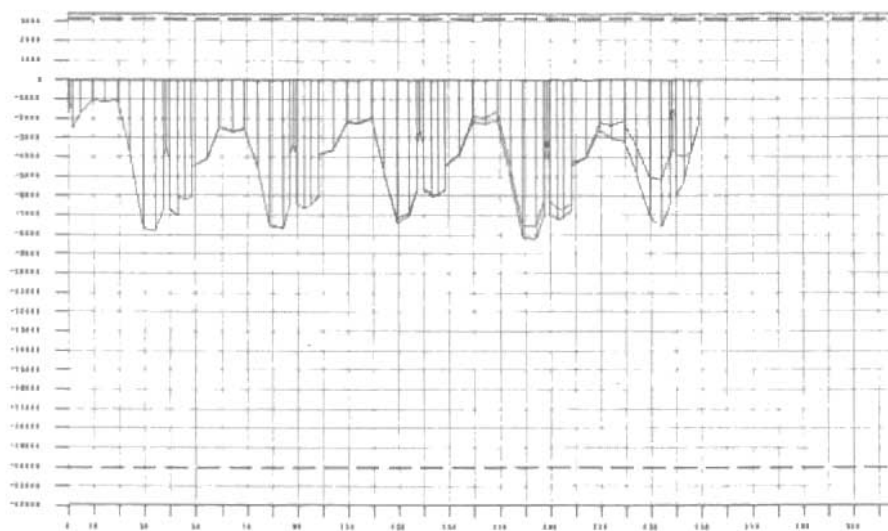
Hình 3.29: Ứng suất thời dưới dầm giai đoạn thi công 3



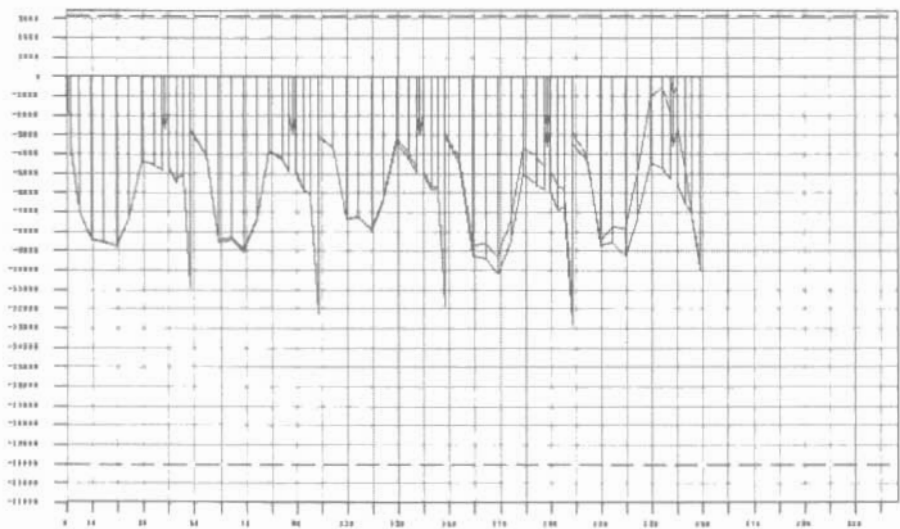
Hình 3.30: Ứng suất thời trên dầm giai đoạn thi công 4



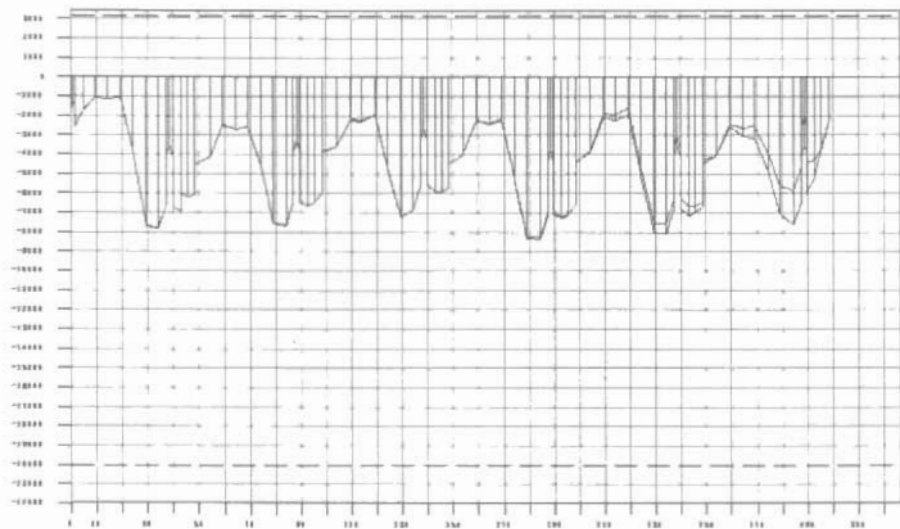
Hình 3.31 : Ứng suất thớ dưới dầm giai đoạn thi công 4



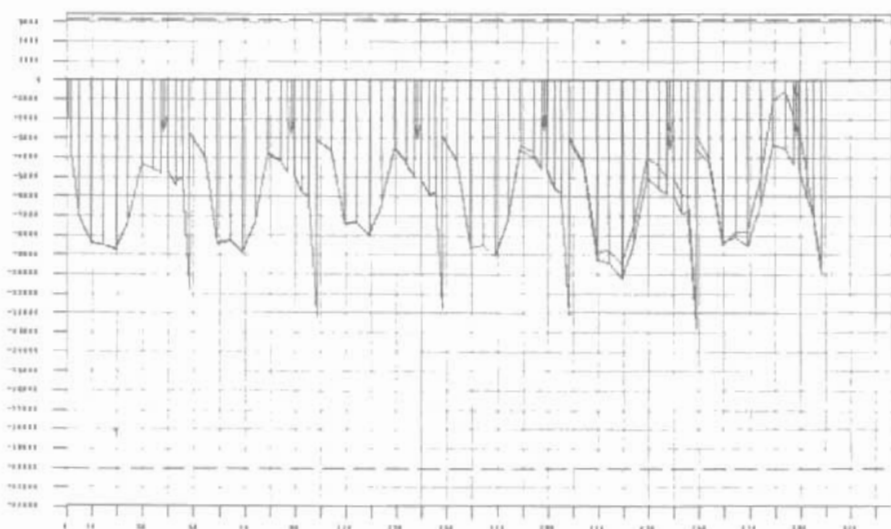
Hình 3.32 : Ứng suất thớ trên dầm giai đoạn thi công 5



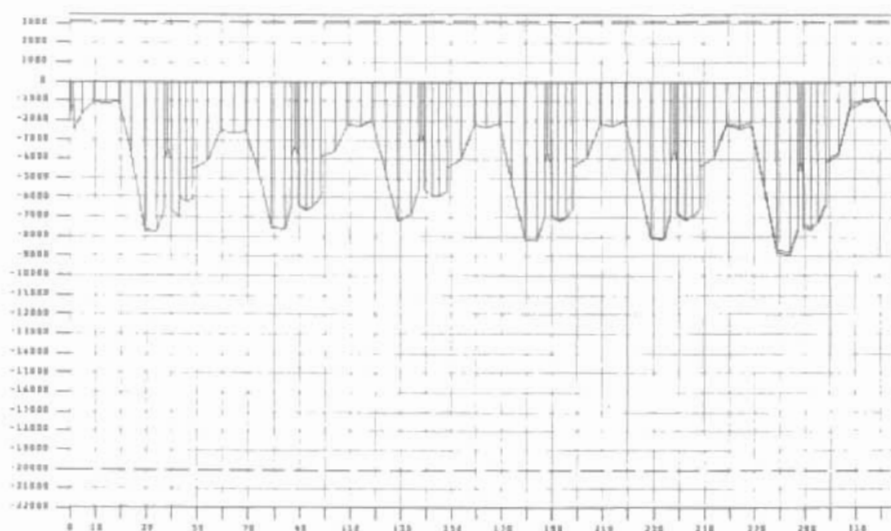
Hình 3.33 : Ứng suất thớ dưới dầm giai đoạn thi công 5



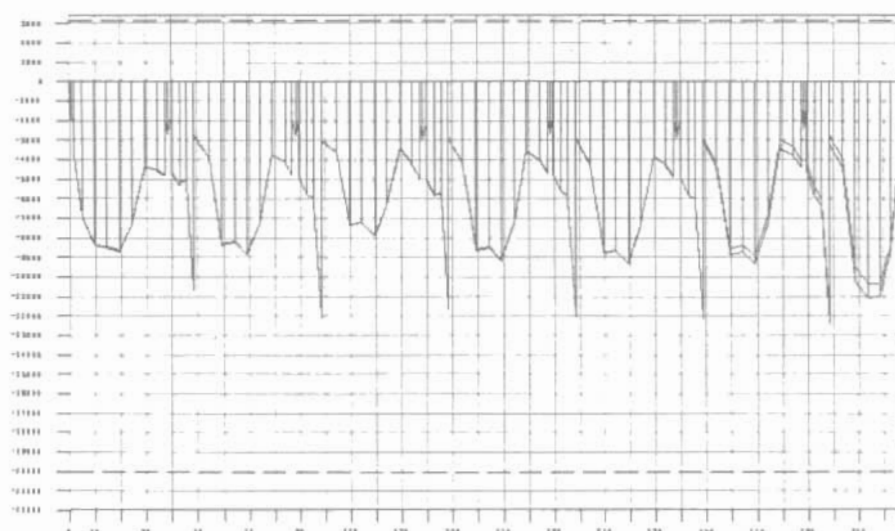
Hình 3.34: Ứng suất thớ trên dầm giai đoạn thi công 6



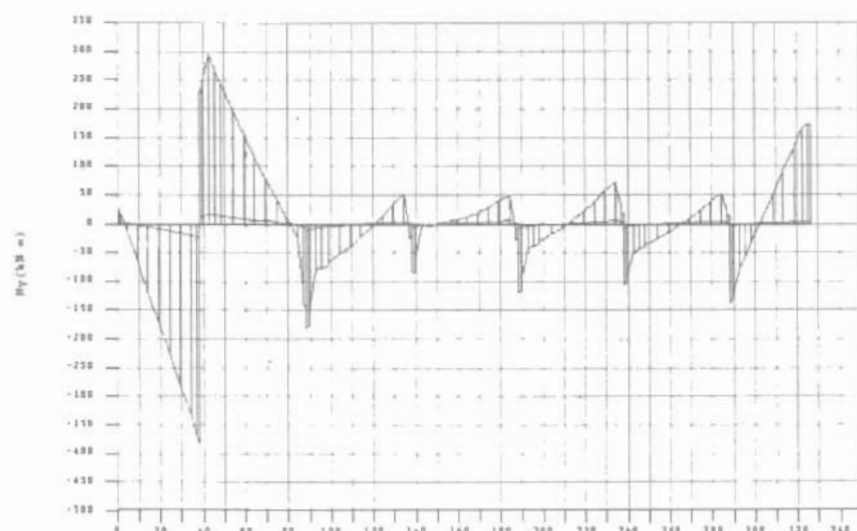
Hình 3.35: Ứng suất thớ dưới dầm giai đoạn thi công 6



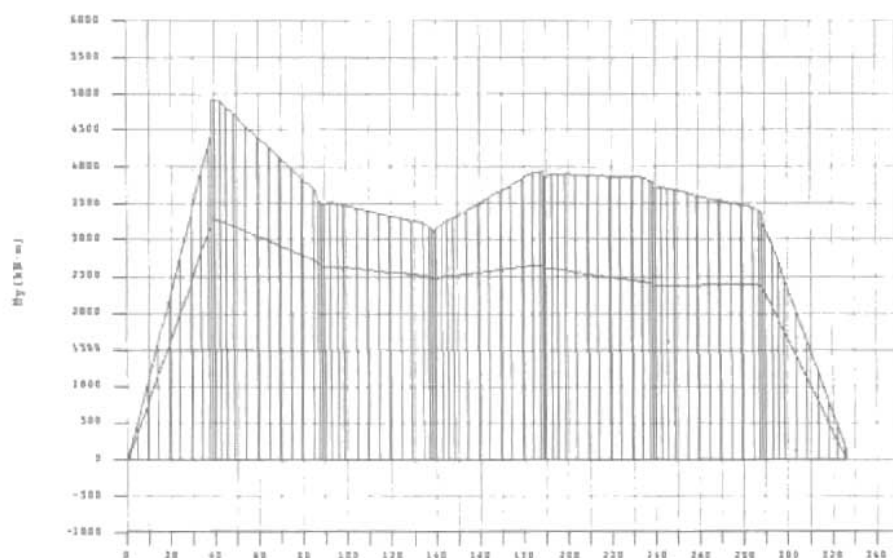
Hình 3.36 : Ứng suất thớ trên dầm giai đoạn thi công 7



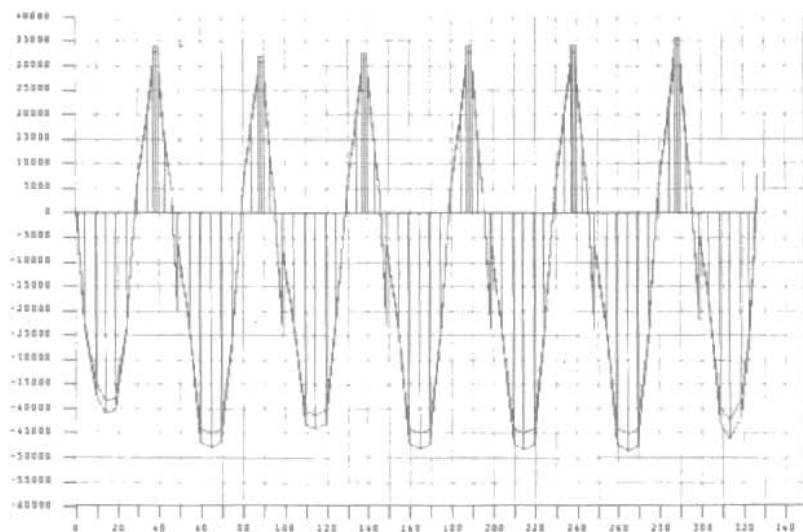
Hình 3.37 : Ứng suất thép dưới dầm giai đoạn thi công 7



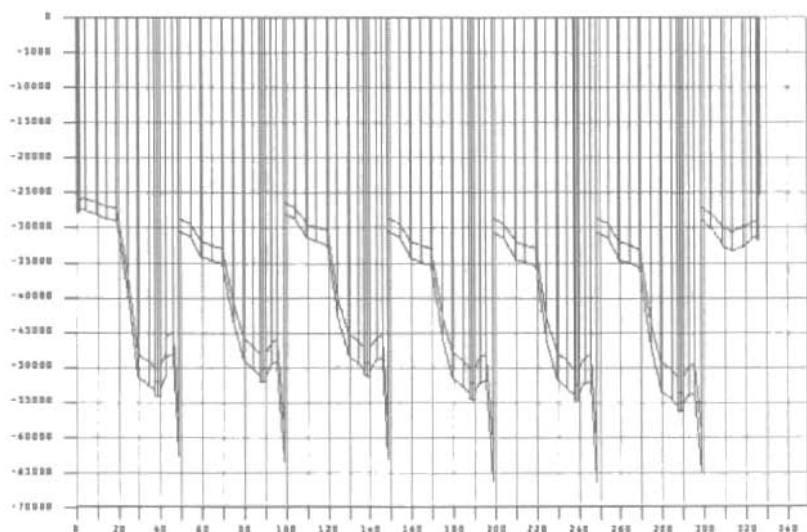
Hình 3.38 : Biểu đồ Moment uốn do tải biến tính sau 10000 ngày



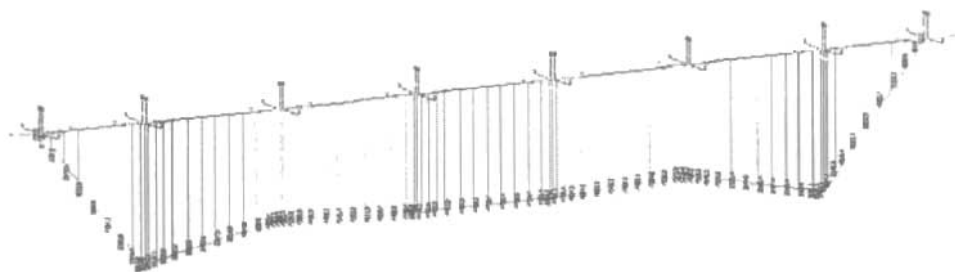
Hình 3.39: Biểu đồ Moment uốn do cơ ngót tính sau 10000 ngày



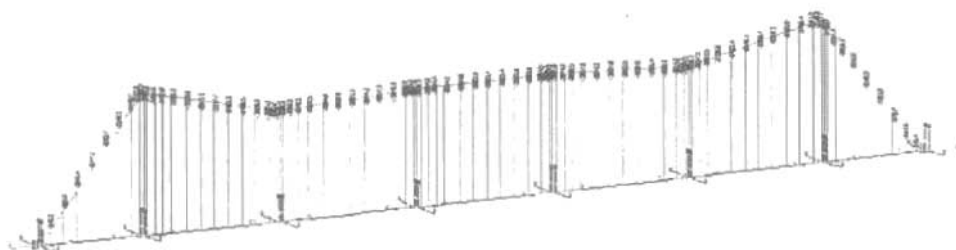
Hình 3.40: Biểu đồ Moment uốn do hệ thống DUL



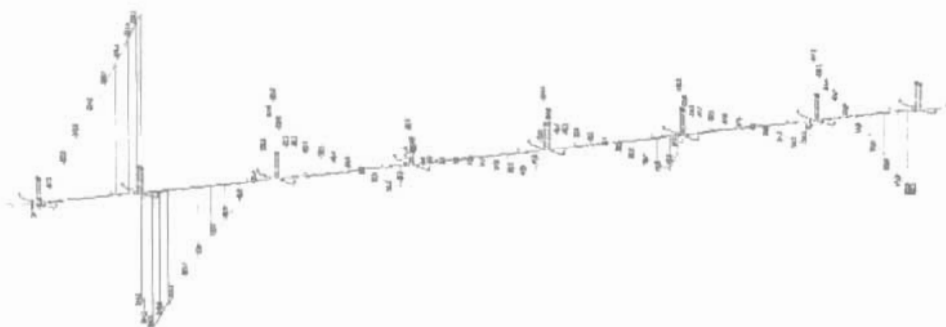
Hình 3.41: Biểu đồ lực dọc do hệ thống DƯL



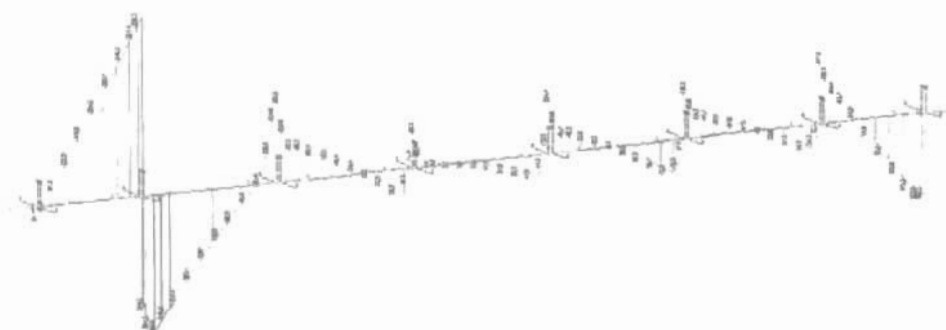
Hình 3.42: Biểu đồ Moment do Gradient nhiệt dương



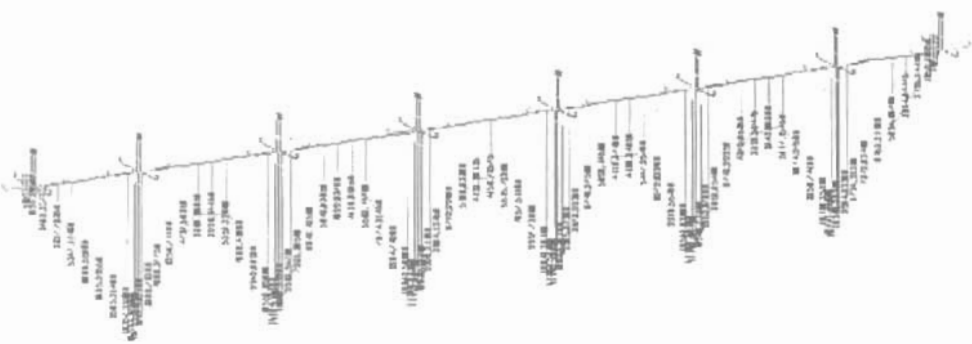
Hình 3.43: Biểu đồ Moment do Gradient nhiệt âm



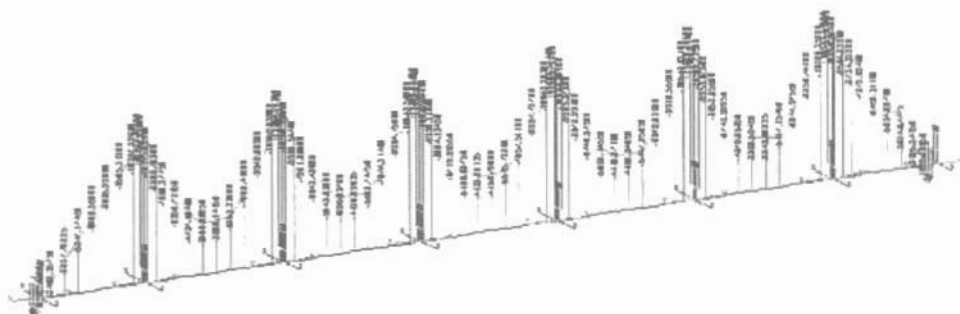
Hình 3.44: Biểu đồ Moment do nhiệt biến đổi đều dương



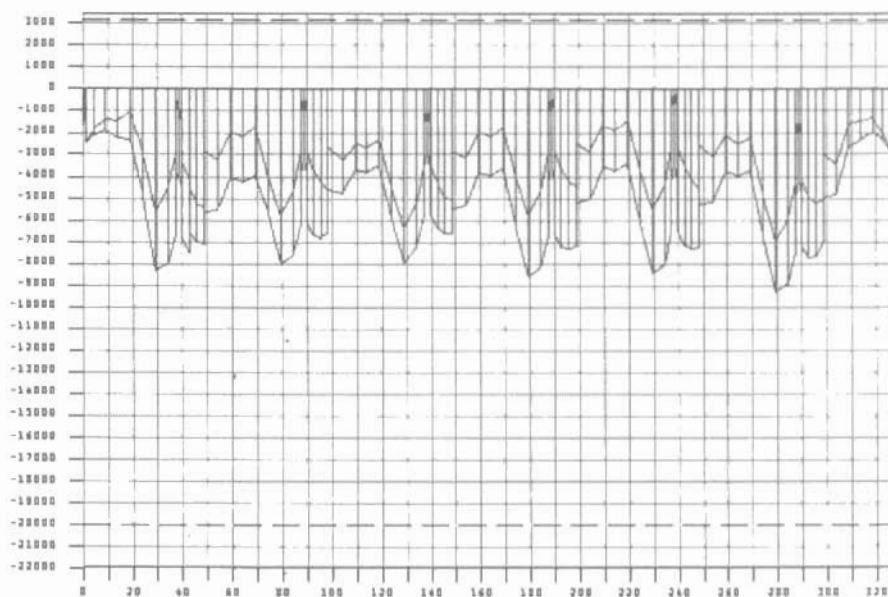
Hình 3.45: Biểu đồ Moment do nhiệt biến đổi đều âm



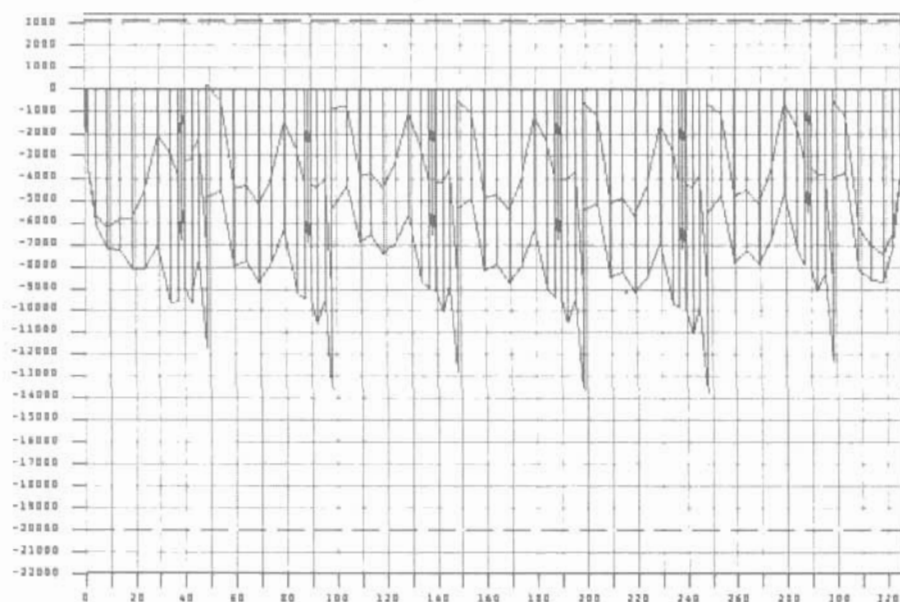
Hình 3.46: Biểu đồ bao momen max do lún gối



Hình 3.47: Biểu đồ bao momen max do lún gối

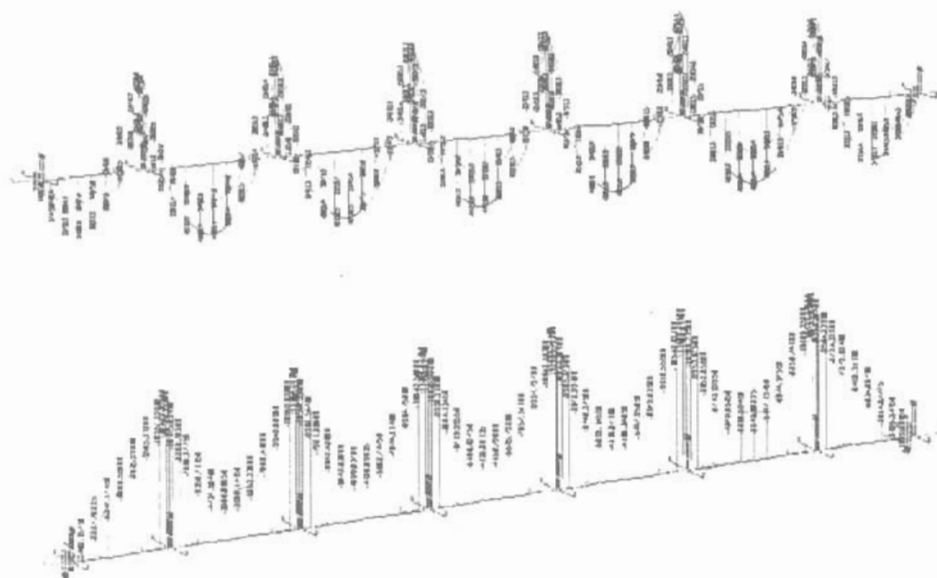


Hình 3.48: Kiểm toán ứng suất thớ trên dầm
tổ hợp tải trọng trạng thái sử dụng 1



Hình 3.49: Kiểm toán ứng suất thứ dưới dầm
tổ hợp tải trọng trạng thái sử dụng 1

KIỂM TOÁN VỀ CƯỜNG ĐỘ



Hình 3.50: Biểu đồ mô men uốn bất lợi (trong giai đoạn khai thác)

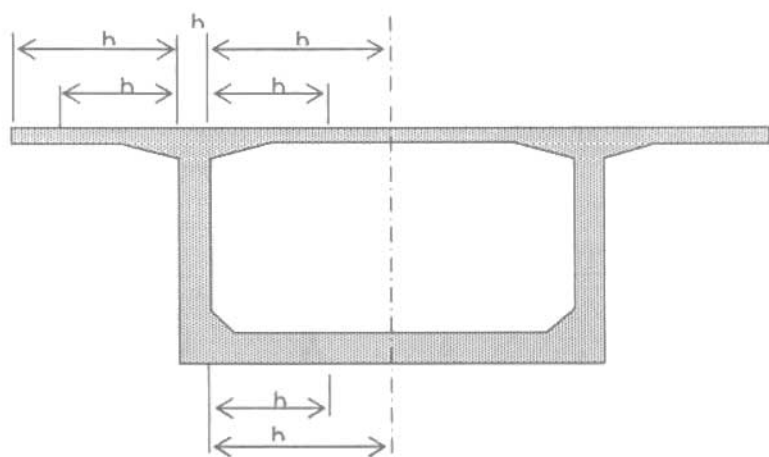
Theo khuyến cáo của phần mềm Midas/Civil, người sử dụng phần mềm tự thực hiện các bước kiểm toán về cường độ theo các công thức quy định của quy trình với nguyên tắc: Biểu đồ bao mômen uốn của tổ hợp tải trọng bất lợi nhất về cường độ.

Ví dụ theo quy trình 22TCN-272-01, ta có thể lập 1 bảng tính kiểm toán cường độ như sau:

KIỂM TRA SỨC KHÁNG UỐN CỦA MẶT CẮT

1. Tính toán các kích thước hình học của mặt cắt

Bề rộng bản cánh hữu hiệu cho dầm hộp: Xác định theo điều 4.6.2.6.2



Hình 3.51

$$b_0 = 0.535 \text{ m}$$

$$b_1 = 2.676 \text{ m}$$

$$b_2 = 2.884 \text{ m}$$

$$b_3 = 2.160 \text{ m}$$

Chiều dài nhịp quy ước:

+ Nhịp biên:

$$L_{\text{biên}} = 38.5 \text{ m} \quad L_i = 30.8 \text{ m}$$

+ Nhịp giữa:

$$L_{giữa} = 50 \text{ m} \quad L_i = 30 \text{ m}$$

$$\text{Với } L_i = 30.8 \text{ m} \quad \text{Với } L_i = 30 \text{ m}$$

$$b_1/L_i = 0.087 \quad b_1/L_i = 0.089$$

$$b_2/L_i = 0.094 \quad b_2/L_i = 0.096$$

$$b_3/L_i = 0.07 \quad b_3/L_i = 0.072$$

Lựa chọn chiều rộng bản cánh dầm hữu hiệu

Khi tính với mômen uốn dương:

Lựa chọn:

$$b_1/L_i = 0.089$$

Tiến hành tra biểu đồ 4.6.2.6.2 - 2

$$b_{e1}/b_1 = 0.94$$

$$b_{e1} = 2.52 \text{ m}$$

Lựa chọn:

$$b_2/L_i = 0.096$$

Tiến hành tra biểu đồ 4.6.2.6.2 - 2

$$b_{e2}/b_2 = 0.93$$

$$b_{e2} = 2.68 \text{ m}$$

Bề rộng hữu hiệu

$$B \approx 2 * (b_{e1} + b_{e2} + b_o) \quad (\text{Cho tất cả các mặt cắt}).$$

$$B = 11.47 \text{ m}$$

Khi tính với mômen uốn âm:

Lựa chọn:

$$b_3/L_i = 0.072$$

Tiến hành tra biểu đồ 4.6.2.6.2 - 2

$$b_{e3}/b_3 = 0.85$$

$$b_{e3} = 1.84 \text{ m}$$

Bề rộng hữu hiệu

$$B = 2 * (b_{c3} + b_o) \text{ (Cho tất cả các mặt cắt)}$$

$$B = 4.74 \text{ m}$$

2. Tính toán sức kháng uốn của mặt cắt

Sức kháng uốn tính toán của mặt cắt được quy định theo điều 5.7.3.3.1-1:

$$M_r = \varphi M_n$$

Trong đó: φ = Hệ số sức kháng uốn

Tính theo điều 5.5.4.2.2: với $\varphi = 0.95$

Tính sức kháng M_n danh định của mặt cắt, quy định theo điều 5.7.3.2.2:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_s - \frac{a}{2} \right) - A'_s f'_y \left(d'_s - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c (b - b_w) \beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \quad (3.17)$$

Giả thiết tính toán thiên về an toàn và bỏ qua ảnh hưởng của cốt thép thường, ta có:

$$M_n = A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + 0.85 f'_c (b - b_w) \beta_1 h_f \left(\frac{a}{2} - \frac{h_f}{2} \right) \quad (3.18)$$

Trong đó:

f_{ps} = Ứng suất trung bình của bó cáp DUL ở sức kháng uốn danh định (MPa), tính theo công thức 3.19:

$$f_{ps} = f_{pu} \left(1 - k \frac{c}{d_p} \right) \quad (3.19)$$

Với: $k = 2 \left(1.04 - \frac{f_{py}}{f_{pu}} \right)$

f_{pu} = Cường độ chịu kéo quy định của thép cường độ cao (Mpa)

$$f_{pu} = 1860 \text{ Mpa.}$$

f_{py} = Giới hạn chảy của cốt thép cường độ cao (MPa)

$$f_{py} = 1670 \text{ Mpa.}$$

c = Khoảng cách từ trục trung hoà đến mặt chịu nén được tính như sau:

Nếu:

$$\frac{A_{ps} f_{pu}}{0.85 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} < h_f \quad (3.20)$$

Dẫn đến
$$c = \frac{A_{ps} f_{pu}}{0.85 f'_c \beta_1 b + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (3.21)$$

Trong trường hợp không thỏa mãn:

$$c = \frac{A_{ps} f_{pu} - 0.85 f'_c \beta_1 (b - b_w) h_f}{0.85 f'_c \beta_1 b_w + k A_{ps} \frac{f_{pu}}{d_p}} \quad (3.22)$$

Trong đó:

A_{ps} = Diện tích cốt thép cường độ cao (mm^2).

β_1 = Hệ số quy đổi hình khối ứng suất.

$\beta_1 = 0.764$.

d_p = Khoảng cách từ thớ chịu nén ngoài cùng đến trọng tâm thép DƯL

b = Chiều rộng mặt chịu nén của dầm (mm).

h_f = Chiều dày bản cánh chịu nén (mm).

b_w = Chiều dày bản bụng (mm).

$a = c \beta_1$: Chiều dày khối ứng suất tương đương (mm).

KIỂM TOÁN CƯỜNG ĐỘ CHỊU LỰC CỤC HẠN ĐỐI VỚI MẶT CÁT CHỊU MOMEN ÂM

Mặt cắt /Node	H	$b_{(hiệu chỉnh)}$	h_1	A_{ps}	y_{ps}	d_p	k	b_w	c	f_{ps}	a	σ_{M_p}	$M_{đh}$	Đánh giá
1100	2600	4742	700	26353	1514	1514	0.28	4742	370.26	1730.7	282.88	59470.36	0	OK!
1101	2600	4742	700	26353	1425	1425	0.28	4742	368.66	1723.2	281.66	55400.08	565.01	OK!
1102	2600	4742	500	26353	1403	1403	0.28	4742	365.92	1710.4	279.56	49380	0	OK!
1103	2600	4742	250	26353	1293	1293	0.28	1070	652.56	1593.1	498.56	44443.49	0	OK!
1104	2600	4742	250	26353	614	1293	0.28	1070	498.52	1430.7	380.87	16653.14	0	OK!
1105	2600	4742	250	26353	420	614	0.28	1070	412.81	1340.3	315.39	9541.99	0	OK!
1106	2600	4742	250	26353	329	420	0.28	1070	358.8	1283.3	274.13	6439.77	0	OK!
1107	2600	4742	250	26353	343	329	0.28	1070	367.87	1292.9	281.05	6905.22	0	OK!
1108	2600	4742	250	42165	968	343	0.28	1070	1073.8	1273.4	820.4	34912.83	19356.3	OK!
1109	2600	4742	250	47435	1913	968	0.28	1070	1573.9	1424.9	1202.5	95020.01	50485.8	OK!
1110	2600	4742	500	47435	2114	1913	0.28	1070	1022.1	1604.3	780.91	130969.9	74376.3	OK!
1111	2600	4742	700	47435	2143	2114	0.28	4742	654.12	1698.6	499.75	144908.8	87792.1	OK!
1112	2600	4742	500	47435	1935	2143	0.28	1070	994.61	1588.2	759.88	117182.3	66945.7	OK!
1113	2600	4742	250	47435	1828	1935	0.28	1070	1550.8	1411.4	1184.8	89174.78	26794	OK!
1114	2600	4742	250	47435	1785	1828	0.28	1070	1538.6	1404.2	1175.5	86244.24	0	OK!
1200	2600	4742	250	31624	1493	1785	0.28	1070	896.88	1542.3	685.22	58233.59	0	OK!

Mặt cắt /Node	h mm	b _{(th u h(0))} mm	h _f mm	A _μ mm ²	Δμ mm	d _p mm	k mm	b _a mm	c mm	f _{ps} Mpa	a mm	M _n KN.m	M _{su} KN.m	§, nh gí.
1201	2600	4742	250	31624	889	1493	0.28	1070	750.44	1413.6	573.33	29242.62	0	OK!
1202	2600	4742	250	31624	347	889	0.28	1070	460.27	1158.6	351.64	7109.47	0	OK!
1203	2600	4742	250	31624	274	347	0.28	1070	393.74	1100.1	300.82	4660.32	0	OK!
1204	2600	4742	250	31624	425	274	0.28	1070	520.9	1211.9	397.97	9904.76	0	OK!
1205	2600	4742	250	31624	1069	425	0.28	1070	805.16	1461.7	615.14	37572.93	0	OK!
1206	2600	4742	250	47435	1362	1069	0.28	1070	1393.3	1319.1	1064.4	58548.67	19992	OK!
1207	2600	4742	250	47435	1933	1362	0.28	1070	1579.2	1428	1206.5	96405.01	58122	OK!
1208	2600	4742	500	47435	2176	1933	0.28	1070	1030.9	1609.5	787.63	135775.2	86052.8	OK!
1209	2600	4742	700	47435	2176	2176	0.28	4742	654.98	1700.8	500.41	147603.8	102044	OK!
1210	2600	4742	500	47435	2165	2176	0.28	1070	1029.4	1608.6	786.46	134921.6	80627.8	OK!
1211	2600	4742	250	47435	1992	2165	0.28	1070	1634.9	1460.7	1249.1	101326.9	40023.3	OK!
1212	2600	4742	250	47435	1783	1992	0.28	1070	1594.2	1436.8	1218	68331.58	0	OK!
1300	2600	4742	250	31624	1495	1495	0.28	1070	897.23	1542.6	685.48	30248.8	0	OK!
1301	2600	4742	250	31624	889	889	0.28	1070	750.44	1413.6	573.33	29242.62	0	OK!
1302	2600	4742	250	31624	347	347	0.28	1070	460.27	1158.6	351.64	7109.47	0	OK!
1303	2600	4742	250	31624	274	274	0.28	1070	393.74	1100.1	300.82	4660.32	0	OK!
1304	2600	4742	250	31624	425	425	0.28	1070	520.9	1211.9	397.97	9904.76	0	OK!
1305	2600	4742	250	31624	1069	1069	0.28	1070	805.16	1461.7	615.14	37572.93	0	OK!
1306	2600	4742	250	47435	1362	1362	0.28	1070	1393.3	1319.1	1064.4	58548.67	19820.6	OK!
1307	2600	4742	250	47435	1933	1933	0.28	1070	1579.2	1428	1206.5	96405.01	56588.6	OK!

Mặt cắt /Node	H mm	b _(trụ đầu) mm	h _i mm	A _{ps} mm ²	y _{ps} mm	d _p mm	k	b _w mm	c	f _{ps} Mpa	a	φM _n KN.m	M _{zlt} KN.m	Đánh giá
1308	2600	4742	500	47435	2176	2176	0.28	1070	1030.9	1609.5	787.63	135775.2	83719.5	OK!
1309	2600	4742	700	47435	2176	2176	0.28	4742	654.98	1700.8	500.41	147603.8	99102.3	OK!
1310	2600	4742	500	47435	2165	2165	0.28	1070	1029.4	1608.6	786.46	134921.6	77789.4	OK!
1311	2600	4742	250	47435	1992	1992	0.28	1070	1594.2	1436.8	1218	100511.1	37321.3	OK!
1312	2600	4742	250	47435	1783	1783	0.28	1070	1538	1403.9	1175	86108.39	0	OK!
1400	2600	4742	250	31624	1495	1495	0.28	1070	897.23	1542.6	685.48	58333.64	0	OK!
1401	2600	4742	250	31624	889	889	0.28	1070	750.44	1413.6	573.33	29242.62	0	OK!
1402	2600	4742	250	31624	347	347	0.28	1070	460.27	1158.6	351.64	7109.47	0	OK!
1403	2600	4742	250	31624	274	274	0.28	1070	393.74	1100.1	300.82	4660.32	0	OK!
1404	2600	4742	250	31624	425	425	0.28	1070	520.9	1211.9	397.97	9904.76	0	OK!
1405	2600	4742	250	31624	1069	1069	0.28	1070	805.16	1461.7	615.14	37572.93	0	OK!
1406	2600	4742	250	47435	1362	1362	0.28	1070	1393.3	1319.1	1064.4	58548.67	19150.9	OK!
1407	2600	4742	250	47435	1933	1933	0.28	1070	1579.2	1428	1206.5	96405.01	56299.2	OK!
1408	2600	4742	500	47435	2176	2176	0.28	1070	1030.9	1609.5	787.63	135775.2	83718.8	OK!
1409	2600	4742	700	47435	2176	2176	0.28	4742	654.98	1700.8	500.41	147603.8	99730.5	OK!
1410	2600	4742	500	47435	2165	2165	0.28	1070	1029.4	1608.6	786.46	134921.6	78480.3	OK!
1411	2600	4742	250	47435	1992	1992	0.28	1070	1594.2	1436.8	1218	100511.1	38140.8	OK!
1412	2600	4742	250	47435	1783	1783	0.28	1070	1538	1403.9	1175	86108.39	0	OK!
1500	2600	4742	250	31624	1495	1495	0.28	1070	897.23	1542.6	685.48	58333.64	0	OK!
1501	2600	4742	250	31624	889	889	0.28	1070	750.44	1413.6	573.33	29242.62	0	OK!

Mặt cắt /Node	H mm	b _(hầu hiệu) mm	h _t mm	A _{ps} mm ²	y _{ps} mm	d _p mm	k	b _w mm	c mm	f _{sa} Mpa	a mm	qM _n KN m	M _{za} KN.m	Đánh giá
1502	2600	4742	250	31624	347	347	0.28	1070	460.27	1158.6	351.64	7109.47	0	OK!
1503	2600	4742	250	31624	274	274	0.28	1070	393.74	1100.1	300.82	4660.32	0	OK!
1504	2600	4742	250	31624	425	425	0.28	1070	520.9	1211.9	397.97	9904.76	0	OK!
1505	2600	4742	250	31624	1069	1069	0.28	1070	805.16	1461.7	615.14	37572.93	0	OK!
1506	2600	4742	250	47435	1362	1362	0.28	1070	1393.3	1319.1	1064.4	58548.67	20640.1	OK!
1507	2600	4742	250	47435	1933	1933	0.28	1070	1579.2	1428	1206.5	96405.01	57904.1	OK!
1508	2600	4742	500	47435	2176	2176	0.28	1070	1030.9	1609.5	787.63	135775.2	85374.6	OK!
1509	2600	4742	700	47435	2176	2176	0.28	4742	654.98	1700.8	500.41	147603.8	101572	OK!
1510	2600	4742	500	47435	2165	2165	0.28	1070	1029.4	1608.6	786.46	134921.6	80124.2	OK!
1511	2600	4742	250	47435	1992	1992	0.28	1070	1594.2	1436.8	1218	100511.1	39212.2	OK!
1512	2600	4742	250	47435	1783	1783	0.28	1070	1538	1403.9	1175	86108.39	0	OK!
1600	2600	4742	250	31624	1495	1495	0.28	1070	897.23	1542.6	685.48	58333.64	0	OK!
1601	2600	4742	250	31624	889	889	0.28	1070	750.44	1413.6	573.33	29242.62	0	OK!
1602	2600	4742	250	31624	347	347	0.28	1070	460.27	1158.6	351.64	7109.47	0	OK!
1603	2600	4742	250	31624	274	274	0.28	1070	393.74	1100.1	300.82	4660.32	0	OK!
1604	2600	4742	250	31624	425	425	0.28	1070	520.9	1211.9	397.97	9904.76	0	OK!
1605	2600	4742	250	31624	1069	1069	0.28	1070	805.16	1461.7	615.14	37572.93	0	OK!
1606	2600	4742	250	47435	1362	1362	0.28	1070	1393.3	1319.1	1064.4	58548.67	11299.3	OK!
1607	2600	4742	250	47435	1933	1933	0.28	1070	1579.2	1428	1206.5	96405.01	47254.5	OK!
1608	2600	4742	500	47435	2176	2176	0.28	1070	1030.9	1609.5	787.63	135775.2	74448.5	OK!

Mặt cắt /Node	H	b (nếu khác)	h _f	A _{ys}	y _{ps}	d _p	k	b _w	c	f _{ys}	a	φM _n	M _{zt}	Đánh giá
1609	2600	4742	700	47435	2176	2176	0.28	4742	654.98	1700.8	500.41	147603.8	87853.6	OK!
1610	2600	4742	500	47435	2165	2165	0.28	1070	1029.4	1608.6	786.46	134921.6	70512.7	OK!
1611	2600	4742	250	47435	1992	1992	0.28	1070	1594.2	1436.8	1218	100511.1	32239.6	OK!
1612	2600	4742	250	47435	1783	1783	0.28	1070	1538	1403.9	1175	86108.39	0	OK!
1700	2600	4742	250	26353	1495	1495	0.28	1070	678.17	1620.1	518.12	53167.15	0	OK!
1701	2600	4742	250	26353	963	963	0.28	1070	595.54	1533	454.99	30549.57	0	OK!
1702	2600	4742	250	26353	249	249	0.28	1070	300.51	1221.8	229.59	3873.95	0	OK!
1703	2600	4742	250	26353	244	244	0.28	1070	296.45	1217.5	226.49	3719.3	0	OK!
1704	2600	4742	250	26353	442	442	0.28	1070	424.3	1352.4	324.17	10317.26	0	OK!
1705	2600	4742	250	26353	851	851	0.28	1070	569.86	1505.9	435.37	25976	0	OK!
1706	2600	4742	500	26353	1291	1291	0.28	4742	365.87	1710.1	279.53	49288.96	0	OK!
1707	2600	4742	700	26353	1403	1403	0.28	4742	368.24	1721.2	281.33	54395.25	652.09	OK!
1708	2600	4742	700	26353	1514	1514	0.28	4742	370.26	1730.7	282.88	59470.36	0	OK!

3.2.2. Sử dụng các hệ thống thiết bị DU'L

Hệ thống thiết bị DU'L bao gồm: Các loại cáp DU'L (thép cường độ cao), neo và lõi neo, bộ nối, ống luồn bó cáp, kích căng kéo bó cáp...vv. Vào thời điểm hiện nay các nước trên thế giới thực hiện công tác DU'L theo các hệ chuẩn, theo đó các cấu kiện thiết bị DU'L được chế tạo và mang đến công trường đồng bộ và có thể sử dụng ngay được. Có thể nêu lên một vài hệ thống thiết bị DU'L tiên tiến hiện đang được sử dụng nhiều như:

- *Hệ Dywidag của Hãng Dyckerhoff Widmann (CHLB Đức).*

Đối với hệ Dywidag bó cáp được tạo thành từ các tao 7 sợi, thông thường mỗi bó có từ 1 ÷ 19 tao. Bó cáp có độ dài bất kỳ và đường kính từ 20 ÷ 95 mm với lực căng từ 136 ÷ 2590KN. Hãng còn có các loại thanh căng cường độ cao với đường kính từ 17 ÷ 44 mm và lực căng từ 60 ÷ 689 KN.

- Ngoài hệ Dywidag, ở CHLB Đức còn sử dụng một số hệ thống thiết bị DU'L tiên tiến khác như: Leoba của hãng Seifert Stimes với lực căng từ 100 ÷ 5000 KN

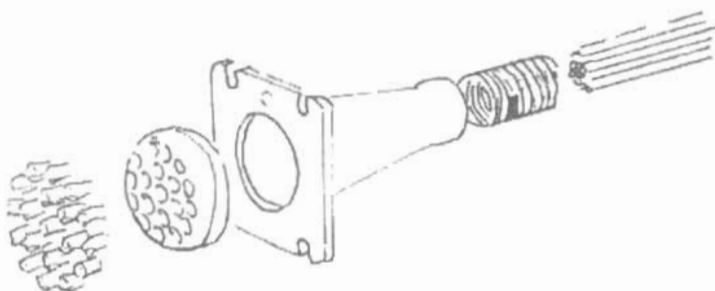
- *Hệ Freyssinet (CH Pháp)*

Loại bó cáp của Freyssinet chủ yếu là các loại tao xoắn 7 sợi chất lượng chế tạo theo tiêu chuẩn của châu Âu và của Mỹ (tham khảo [15]). Kích thước và tính năng cơ lý của cáp được trình bày ở [15].

Loại kích của hãng Freyssinet chủ yếu là kích kiểu K đồng bộ trong hệ thống K. loại kích theo hệ thống này ngoài khả năng thích ứng với các loại bó cáp của hệ thống Freyssinet mà còn phù hợp với các chủng loại bó cáp và neo của hệ thống K.

+ Neo của hệ thống K có các bộ neo chủ động và thụ động (neo chết) Bộ neo chủ động có một loa dẫn hướng bằng gang đúc hoặc bằng tôn cuộn lá có tác dụng phân phối lực từ bó cáp DUL vào vùng bê tông xung quanh neo. Tám neo có dạng hình trụ tròn được khoan thùng hình chóp cụt để

luồn các tao xoắn 7 sợi qua và có nêm giữ chặt sau khi căng kéo (Hình 3.16).



Hình 3.52 : Neo chủ động kiểu K của hãng Preyssinet

+ Neo thụ động là bộ neo chết được sử dụng theo đó một đầu của bó cáp DUL dùng để đặt neo chủ động còn đầu kia chôn chết vào bê tông để chịu lực trực tiếp từ lực căng của kích (Hình 3.17).



Hình 3.53: Neo thụ động kiểu K của hãng Preyssinet



Hình 3.54: Bộ nối kiểu K

+ Bộ nối cáp của hệ thống K có nhiều loại. Nhiệm vụ chính của bộ nối là để nối dài các bó cáp khi cần phải sử dụng tiếp cho các bộ phận kết cấu

BTCT đúc sau đó. Nguyên tắc cấu tạo của bộ nổi là bó cáp được neo giữ từng tao ở một đầu. Bó cáp được nối vào bộ nổi cũng theo nguyên tắc từng tao tương ứng với vị trí tao ở đầu kia (hình 3.52).

- *Hệ thống thiết bị DUL của hãng VSL*

- + Đối với hệ thống thiết bị DUL của hãng VSL bó cáp DUL được cấu tạo từ các tao, mỗi tao có 7 sợi với đường kính tao 12,7mm, chất lượng chế tạo cáp theo tiêu chuẩn của châu Âu (Euronorm 138 - 79) hoặc liên hiệp Anh (BS 5896 - 1980) hay của Mỹ (ASTM A416 - 85 Grade 270), các đặc trưng hình học và cơ lý của cáp có thể tham khảo trong [15].
- + Neo của hệ VSL có các loại: Neo chủ động kiểu E và Ec, neo ngầm kiểu P và U, neo dính bám kiểu H.
- + Bộ nổi của hệ VSL có các loại : Bộ nổi kiểu K, kiểu hình ống R và V; Bộ nổi cho các loại bó cáp không đồng trục kiểu J.
- + Kích căng kéo của hệ VSL có các loại: Loại kích song động có một khoảng trống giữa lòng kích để bó cáp đi qua, có thể căng theo một hay nhiều giai đoạn.
- + Ống luồn bó cáp của hệ VSL có dạng ống tôn cứng với chiều dày tối thiểu 0,25 mm hoặc các ống tạo sẵn bằng nhựa tổng hợp. Các ống thường có chiều dài từ 4 ÷ 6m và được nối với nhau bằng các đoạn ống nối tại hiện trường. Kích thước của các loại ống có thể tham khảo trong [15].

- *Các hệ thống thiết bị DUL khác.*

Ngoài các hệ thống thiết bị DUL trên, một số hãng gần đây có thị phần ngày càng tăng ở nước ta về cung cấp chủng loại vật tư thiết bị này như FKK (Nhật Bản), OVM (Trung Quốc). Tính năng cơ lý và đặc điểm kỹ thuật của hệ thống thiết bị DUL của các hãng này có thể tham khảo trong [15].

3.2.3. Tính toán thiết kế trụ cầu

3.2.3.1. Dạng trụ cầu



a)



b)



c)



d)

Hình 3.55: Cấu tạo các dạng trụ cầu BTCT trong thi công áp dụng công nghệ ĐGDD

- a) Dạng trụ có chiều cao lớn (Công nghệ đẩy dưới đúc trên)
- b) Dạng trụ có chiều cao không lớn (Công nghệ đẩy dưới đúc trên)
- c) Dạng trụ trong thi công áp dụng công nghệ đẩy trên đúc dưới
- d) Dạng trụ trong thi công áp dụng công nghệ đẩy trên đúc dưới

Đối với cầu BTCT trong thi công áp dụng công nghệ ĐGDD sự cần thiết phải phân tích thiết kế cấu tạo dạng trụ để phù hợp với sơ đồ triển khai công nghệ. Như đã dẫn ở chương II, trụ cầu ngoài việc phải làm nhiệm vụ

truyền tải trọng đầm BTCT và hoạt tải đoàn xe trong thi công còn phải là bộ phận chủ yếu để nâng đỡ toàn bộ hệ thống ĐG-VK cũng như trọng lượng đầm BTCT đang đúc. Theo cơ chế làm việc của công nghệ ĐGDD trước khi di chuyển đến nhịp tiếp theo, hệ thống ĐG-VK phải thực hiện dịch chuyển ngang. Để độ dài dịch chuyển ngắn và bảo đảm yêu cầu ổn định của hệ thống ĐG-VK và giá đỡ cũng như tăng về mỹ quan kiến trúc của cầu qua hình dáng kết cấu trụ, thông thường trụ được thiết kế kiểu dáng “đài hoa sen”. Theo mô hình kiểu dáng này, phần trên trụ (mũ trụ) được mở rộng, thân trụ nhỏ dẫn đến vị trí giá đỡ. Thân trụ có bề rộng hẹp tạo cơ sở để bố trí hệ thống đầm ngang có độ dài ngắn hơn, qua đó nâng cao khả năng chịu lực của hệ đầm ngang dưới tác dụng của trọng lượng đầm BTCT (Hình 3.55).

3.2.3.2. Tính toán thiết kế trụ

Nguyên tắc tính toán thiết kế trụ cầu trong thi công áp dụng công nghệ ĐGDD nhìn chung không có gì khác biệt lớn so với những loại trụ cầu khác. Điều cần chú ý ở đây là vấn đề phân tích tổ hợp tải trọng để thiết kế cấu tạo kết cấu trụ đảm bảo yêu cầu chịu lực trong quá trình thao tác vận hành hệ thống thiết bị đổ bê tông. Ngoài các loại tải trọng như: Trọng lượng bản thân trụ, tải trọng gió lên trụ còn có các loại tải trọng khác như tĩnh tải hệ thống kết cấu dàn giáo bao gồm: Trọng lượng dàn chính, trọng lượng 2 mũ dẫn đặt phía trước và sau dàn, trọng lượng ván khuôn tải trọng gió tác động lên đà giáo và trọng lượng 2 giá đỡ bằng thép đặt 2 bên trụ có thêm trọng lượng của 2 thiết bị đặt trên giá dùng cho việc di chuyển đà giáo theo hướng tạt ngang để sau đó tiếp tục chuyển động về phía trước. Do hệ thống kết cấu đà giáo được chia làm 2 mảng làm việc theo cơ chế độc lập vì vậy cần đưa thêm tổ hợp tải trọng do một mảng đà giáo đặt lệch 1 phía trụ để tính theo yêu cầu chống uốn ngang. Tác động lệch tâm không gây ảnh hưởng lớn do độ cứng ngang của trụ lớn). Ngoài ra khi hệ thống đà giáo di chuyển, trọng lượng của cả hệ thống sẽ tác động lên trụ gây lực xô ngang F .

$$F = FG * HSMS \quad (3.23)$$

Trong đó: FG - Trọng lượng của 2 mảng đà giáo thượng và hạ lưu

HSMS - Hệ số ma sát của hệ thống trượt (trượt trên tấm trượt hoặc bánh xe).

Lực xô ngang F sẽ tạo tác động lên trụ chịu uốn ngang (hướng dọc cầu).

Trong trường hợp chỉ 1 trong 2 mảng đà giáo di chuyển, tải trọng tác động lên trụ được tính bằng $1/2$ trọng lượng của hệ thống đà giáo. Tuy nhiên cần phải tính bổ sung tổ hợp tải trọng trụ chịu uốn ngang và xoắn đồng thời

Trong giai đoạn khai thác tổ hợp tải trọng để tính toán trụ cũng giống như các loại trụ thông thường khác. Tuy nhiên do hình dáng trụ kiểu đài hoa sen, theo đó chiều rộng mũ trụ rộng hơn so với thân trụ - vì vậy sự cần thiết phải tính toán yêu cầu chịu lực cục bộ của 2 cánh đài làm việc theo sơ đồ cong song chịu lực.

Chương 4

THIẾT KẾ KẾT CẤU CÔNG NGHỆ

4.1. TÍNH TOÁN THIẾT KẾ HỆ THỐNG KẾT CẤU ĐGDD

4.1.1. Nguyên lý làm việc của hệ thống kết cấu.

Như đã trình bày ở mục 2.2, nguyên lý làm việc của công nghệ ĐGDD được mô tả bằng 2 sơ đồ chủ yếu: Sơ đồ giai đoạn đúc bê tông và sơ đồ giai đoạn DG di chuyển.

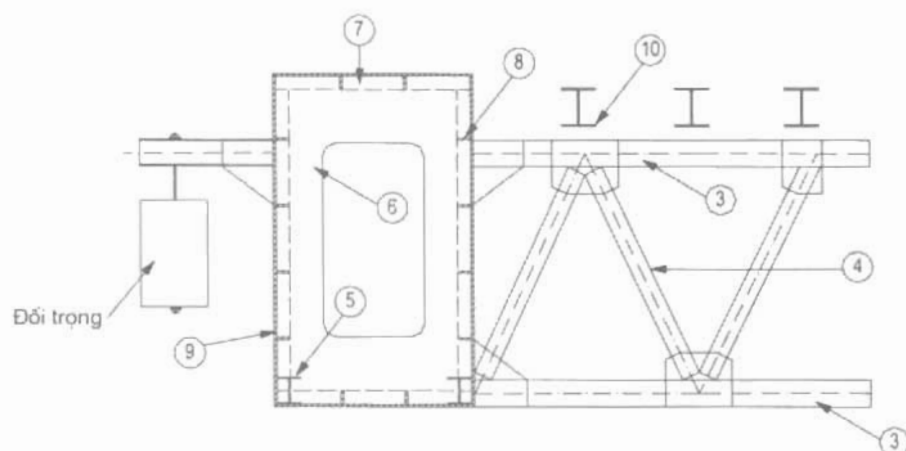
Trong giai đoạn đúc bê tông 2 mang kết cấu DG được liên kết với nhau để chịu tác động của trọng lượng cốt đúc bê tông (Hình 2.8), vì vậy DG phải được tính toán cấu tạo sao cho đảm bảo các yêu cầu về độ cứng chịu uốn và ổn định chung. Trong giai đoạn này hệ thống kết cấu làm việc theo sơ đồ dàn thép tĩnh định cơ 2 đầu hẫng công son (trường hợp không có khung treo đầu dầm). Tuy nhiên trong trường hợp một phía đầu dầm được treo lên hệ khung cứng (khung cứng đặt trên dầm BTCT đã đúc trước đó, mục 2.3.2.4) sẽ tạo nên sơ đồ làm việc siêu tĩnh 1 bậc đối với kết cấu DG. Trong giai đoạn DG di chuyển, 2 mang kết cấu được tách ra theo từng đơn nguyên và chịu lực theo nguyên lý làm việc độc lập (Hình 2.9). Trong quá trình di chuyển các kết cấu đơn nguyên không chịu tác động từ bất cứ ngoại lực nào, có chăng cũng chỉ một vài yếu tố ngoại lực tác động có thể kể đến như: Tải trọng chống lật ngang khi di chuyển và lực tác động cục bộ lên hệ kết cấu DG khi di chuyển qua các vị trí chịu lực bất lợi tại các điểm giữa nhịp và trên trụ.

4.1.2. Tính toán thiết kế hệ kết cấu ĐGDD

Để tính toán thiết kế hệ kết cấu ĐGDD có thể áp dụng khai thác hệ thống phần mềm SAP 2000 được thiết lập trên cơ sở thuật toán PTHH. Theo yêu cầu quy định của SAP 2000 và nguyên lý làm việc của hệ kết cấu cũng như đặc điểm cấu tạo của hệ kết cấu ĐGDD, toàn bộ phần DG dạng hộp và

dàn ngang được mô hình hoá bằng các phần tử vỏ mỏng (SHELL) và thanh (FRAME), theo đó phần hộp thép được mô tả bằng phần tử SHELL, phần mũi dẫn và dầm ngang được mô tả bằng phần tử FRAME, cụ thể như sau:

a) Đối với phần dàn chính.



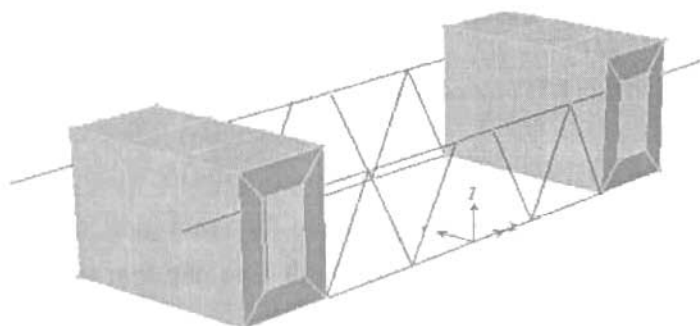
Hình 4.1: Một nửa mặt cắt ngang dàn chính

Đối với phần dàn chính các ký hiệu cụ thể cho từng bộ phận kết cấu được mô tả như trình bày ở bảng 4.1.

Bảng 4.1: Giải thích ký hiệu và loại phần tử

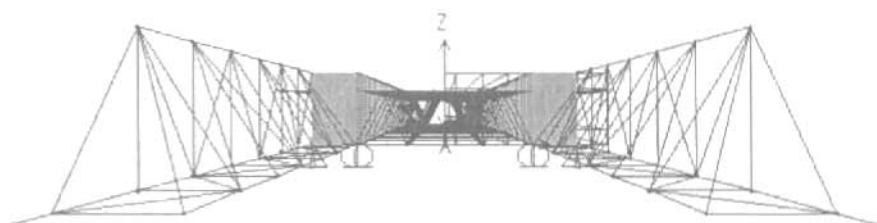
Ký hiệu	Loại hình kết cấu	Loại phần tử
3	Dầm ngang	FRAME
4	Thanh Xiên	FRAME
5	Thanh thép hình I	FRAME
6	Vách nối dạng bán	SHELL
7	Sườn tăng cường dạng bán	SHELL
8	Sườn tăng cường dọc dạng bán	SHELL
9	Hộp thép dạng kết cấu bán	SHELL
10	Dầm kê đỡ trực tiếp ván khuôn	FRAME

Với việc mô tả các chủng loại thành phần kết cấu theo phần tử dạng FRAME và SHELL, tiếp tục xây dựng phần tử đơn vị của mô hình dàn chính như thể hiện trên hình 4.2.



Hình 4.2: Phần tử đơn vị của mô hình dầm hộp + dầm ngang

Theo mô hình 3 chiều nhìn thẳng góc từ hướng đầu dầm dẫn được biểu diễn trên hình 4.3.



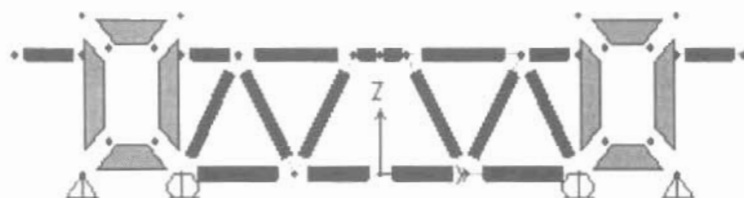
Hình 4.3: Mô hình 3 chiều

Mô hình tổng thể cầu tạo từ các phần tử được mô tả trên hình 4.4.



Hình 4.4: Mô hình tổng thể cầu tạo từ các phần tử

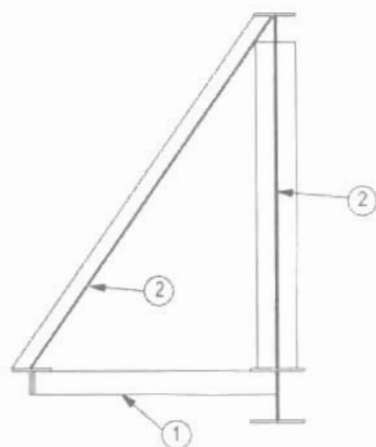
Mặt cắt ngang của mô hình tổng thể được thể hiện trên hình 4.5.



Hình 4.5: Mặt cắt ngang của mô hình tổng thể

b) Đối với mũi dẫn.

Kết cấu mũi dẫn được cấu tạo dạng dàn thép tam giác, thông thường có 2 loại tiết diện đặc trưng là thanh định hình hình I và các loại thanh khác được đặt tên là MUIDAN (Hình 4.6).



Hình 4.6 : Mặt cắt ngang tiết diện mũi dẫn

4.1.3. Tính thử một số ví dụ

4.1.3.1. ĐG sử dụng để thi công cầu BTCT có khẩu độ nhịp 42 m

a) Các thông số thiết kế và ký hiệu

Bảng 4.2: Các thông số đặc trưng tiết diện dạng bản (SHELL)

STT bản	Đặt tên	Bề dày (cm)
7	STCNGANG	2
8	STCDOC	2
9	HOPTHEP	2

Bảng 4.3: Các thông số đặc trưng tiết diện thanh (FRAME)

STT thanh	Đặt tên	Loại tiết diện	Chiều cao h(cm)	Chiều rộng cánh b (cm)	Chiều dày cánh d_1 (cm)	Chiều dày bụng d_2 (cm)	Khoảng cách khe hở d_3 (cm)
1	I30	I	30	33	2	2	
2	MUIDAN	I.L	16	24	1,5	1,5	2
3	DANNGANG	I	20	16	2	2	
4	XIEN	LL	16	24	1,5	1,5	2
5	THANH DÂY	I	20	14	1,2	1,2	
10	DAMKE	I	20	14	1,2	1,2	

Bảng 4.4: Các thông số thiết kế Đà giáo

Thông số thiết kế	Đơn vị (m)
Chiều cao hộp thép	2,5
Chiều dài hộp	42
Chiều cao mũi dẫn	2,5
Chiều dài mỗi mũi dẫn	2,1

b) Kết quả tính toán bằng phần mềm SAP 2000.



Hình 4.7: Sơ đồ đường cong độ võng của DG

- Đối với nhịp đầu tiên có khẩu độ nhịp 32 m. Trên hình 4.7 mô tả độ võng của kết cấu ĐGDD, theo đó kết quả tính toán như sau:

- + Độ võng lớn nhất: 1,88 cm.
- + Độ võng đầu hẫng sau: 0,4cm.
- + Độ võng đầu hẫng trước: 4,47cm (dàn dài 42m, đầu hẫng dài 10m).

- + Nội lực (lực dọc trục) sinh ra lớn nhất ở thanh I30 của mũi dẫn là 54,65 T ($\sigma = 297 \text{ kG/cm}^2$).
- + Thanh biên của mũi dẫn: $\sigma = 585,86 \text{ kG/cm}^2$.
- + Thanh xiên dàn ngang: $\sigma = 415 \text{ kG/cm}^2$.
- + Bàn hộp thép tại vị trí chịu lực bất lợi (trên gối): $\sigma = 218,6 \text{ kG/cm}^2$.
- + Bàn hộp thép tại vị trí chịu lực bất lợi (phần vách nổi trên gối): $\sigma = 433,2 \text{ kG/cm}^2$.
- Trong giai đoạn ĐG di chuyển (từng mảng làm việc độc lập).



Hình 4.8: Sơ đồ đường cong độ võng ĐG tại vị trí bất lợi.

+ Tại vị trí bất lợi nhất khi đầu mũi dẫn sắp chạm vào vị trí kê tiếp theo (Hình 4.8) theo đó kết quả tính toán độ võng như sau:

- Độ võng lớn nhất : 1,4 cm (dàn ngang).
- Độ võng lớn nhất : 1,16 cm (hộp thép).
- Độ võng đầu hẫng sau : 0,73 cm.
- Độ võng đầu hẫng trước : 17 cm.

- Đối với các nhịp có chiều dài 42m.



Hình 4.9: Sơ đồ đường cong độ võng của ĐG trong giai đoạn đúc bê tông

Sơ đồ đường cong độ võng của ĐGDĐ đối với các nhịp tiếp theo được mô tả trên hình 4.9, theo đó kết quả tính toán độ võng cụ thể như sau:

- + Độ võng lớn nhất tại phần dàn ngang : 2,77 cm.

- + Độ võng đầu hẫng trước: 5,6 cm.
- + Độ võng đầu hẫng sau: - 1,5 cm.
- + Lực dọc lớn nhất tại I30 của mũi dẫn : -88,41T ($\sigma = - 480,4 \text{ kG/cm}^2$).
- + Lực dọc lớn nhất tại thanh biên của mũi dẫn: 54,48T($\sigma = 745,48 \text{ kG/cm}^2$).
- + Lực sinh ra trên thanh DAN NGANG : 44,94T ($\sigma = 468 \text{ kG/cm}^2$).
- + Ứng suất trong bản hộp thép tại vị trí kê gối : $\sigma = - 643,2 \text{ kG/cm}^2$

b) Kết quả tính toán qua điều chỉnh một vài thông số thiết kế.

Thông số điều chỉnh được trình bày trên bảng 4.5.

Bảng 4.5: Các thông số đặc trưng tiết diện thanh

STT thanh	Đặt tên	Loại tiết diện	Chiều cao h (cm)	Chiều rộng b (cm)	Chiều dày cánh d_1 (cm)	Chiều dày bụng d_2 (cm)	Khoảng cách khe hở d_3 (cm)
5	Thanh Dáy	I	30	20	1,6	1,6	

Tăng thêm chiều dày của hộp thép lên 2,2 cm (các thông số khác giữ nguyên).

- Kết quả tính toán đối với nhịp đầu tiên:
 - + Độ võng lớn nhất trong nhịp giảm từ 1,88cm xuống còn 1,52 cm.
 - + Độ võng đầu hẫng trước: 4,87 cm.
 - + Độ võng đầu hẫng sau: 1,06 cm.
- Kết quả tính toán đối với DG trong giai đoạn di chuyển
 - + Độ võng lớn nhất của DG: 1,33 cm.
 - + Độ võng đầu hẫng trước tại vị trí bất lợi (sắp chạm vào điểm kê trước): 14cm.
 - + Độ võng đầu hẫng sau: 1,5cm.
- Đối với các nhịp đúc bê tông tiếp theo (nhịp 42 m).

- + Độ võng lớn nhất: 2,68 cm.
- + Độ võng đầu hẫng trước : 4,5 cm.
- + Độ võng đầu hẫng sau: 1,5 cm.

4.1.3.2. ĐG sử dụng để thi công cầu BTCT có khẩu độ nhịp 50m

a) Các thông số thiết kế và ký hiệu

Bảng 4.6: Các thông số đặc trưng tiết diện thanh (FRAME)

STT thanh	Đặt tên	Loại tiết diện	Chiều cao h(cm)	Chiều rộng cánh b (cm)	Chiều dày cánh d ₁ (cm)	Chiều dày bụng d ₂ (cm)	Khoảng cách khe (cm)
1	I30	I	40	35	2,4	2,4	2,0
2	MUIDAN	LL	20	30	1,8	1,8	
3	DANNGANG	I	20	16	2,0	2,0	
4	XIEN	LL	16	24	1,6	1,6	2,0
5	THANHDAY	I	35	24	1,6	1,6	
10	DAMKE	I	20	14	1,2	1,2	

Bảng 4.7: Các thông số đặc trưng tiết diện dạng bản (SHELL)

STT bản	Đặt tên	Bề dày (cm)
7	STCN GANG	2,0
8	STC DOC	2,0
9	HOPTHEP	2,4

Bảng 4.8: Các thông số thiết kế ĐG

Thông số thiết kế	Đơn vị (m)
Chiều cao hộp thép	3,0
Chiều dài hộp	51,0
Chiều cao mũi dẫn	3,0
Chiều cao mũi dẫn trước và sau	27,0

Bảng 4.9: Các thông số thiết kế dầm BTCT

STT	Đặt tên	Trị số	Đơn vị
1	Chiều cao dầm	2,5	m
2	Chiều dày nắp hộp	25	cm
3	Chiều dày sườn hộp	35	cm
4	Chiều dày đáy hộp	40	cm
5	Trọng tâm Y_c	1,00	m
6	Diện tích tiết diện hộp	6,846	m ²
7	Mô men quán tính	6,486	m ⁴
8	Tải trọng	17,55	T/m

b) Kết quả tính toán

- Độ cứng đàn hồi $K = 14780T/m$.
- Đối với nhịp đầu tiên (chiều dài nhịp 40m).
 - + Độ võng lớn nhất: 2,9 cm.
 - + Độ võng đầu hẫng trước: 7,15 cm.
 - + Độ võng đầu hẫng sau: 1,7 cm.
- Kết quả tính toán đối với ĐG trong giai đoạn di chuyển.
 - + Độ võng lớn nhất trong nhịp : 2,36 cm.
 - + Độ võng đầu hẫng lớn nhất : 21cm.
 - + Độ võng đầu hẫng sau: 1,26 cm.
- Kết quả tính toán đối với các nhịp đúc bê tông tiếp theo (nhịp 50 m).
 - + Độ võng lớn nhất trong nhịp : 5,78 cm.
 - + Độ võng đầu hẫng sau : 2,06 cm.
 - + Độ võng đầu hẫng trước : 2,5 cm.

4.2. TÍNH TOÁN THIẾT KẾ VÁN KHUÔN

4.2.1. Cơ chế làm việc của ván khuôn.

Ván khuôn (VK) là bộ phận kết cấu bản thép được tăng cường độ cứng

bằng hệ thống sườn đứng và ngang. VK được đặt trên hệ thống dầm dọc tựa trên các gối đỡ làm nhiệm vụ tạo hình dáng dầm BTCT và trực tiếp truyền lực thẳng đứng sinh ra từ trọng lượng dầm bê tông xuống 2 ĐG chịu lực đặt ở phía dưới (giải pháp dầm dưới đúc trên).

Mô hình bài toán kết cấu VK được giả thiết là kết cấu tấm kê trên các gối cứng tại các điểm gối đỡ. Vì vậy điều kiện biên là chuyển vị cưỡng bức gối tựa bằng độ võng của dầm kê.

4.2.2. Nội dung tính toán

- Tính toán kết cấu VK nhằm đáp ứng yêu cầu chịu lực ở những vị trí xuất hiện mô võng lớn nhất và vị trí có ảnh hưởng cục bộ lớn nhất (vị trí trên trụ). Ngoài ra, do đặc điểm kỹ thuật của giải pháp công nghệ là tách rời 2 mang trong quá trình di chuyển và liên kết lại với nhau ở ban dầy VK trong quá trình đúc bê tông nên cần kiểm tra khả năng chịu lực cục bộ của kết cấu như: Độ võng tại vị trí liên kết 2 mang và ứng suất xuất hiện trong kết cấu ban khi chịu tác động tĩnh tải bê tông

- Các loại tải trọng tác động lên VK bao gồm: Tải trọng tĩnh tại VK, trọng lượng cốt đúc bê tông và chuyển vị cưỡng bức của gối tựa.

4.2.3. Ví dụ tính toán.

Ví dụ tính toán là tấm VK hình chữ nhật có kích thước 214,5 cm x 900 cm (Hình 4.10).

4.2.3.1. Trường hợp VK không có sườn tăng cường độ cứng

Tách một mảnh VK để phân tích tính toán. Sơ đồ chia lưới được mô tả như trên hình 4.11.

Áp dụng phần mềm SAP 2000 để tính toán kết cấu mảnh VK với việc chia thành các phần tử SHELL (bao gồm 40 phần tử SHELL) như mô tả trên hình 4.11.

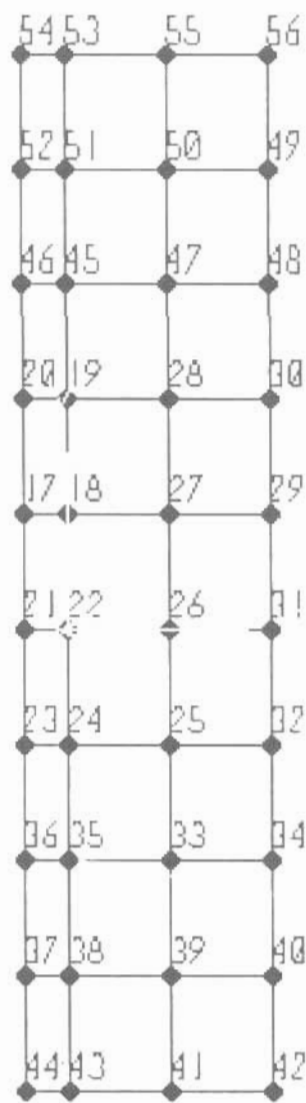
- *Kết quả tính toán:*

+ Kết quả tính toán là độ võng của các điểm từ vị trí $17 \div 56$ (Hình 4.11) tương ứng với từng phương án về chiều dày bản thép và các vị trí bất lợi về

độ võng lớn nhất.



Hình 4.10: Cầu tạo kích thước mảnh VK



Hình 4.11: Sơ đồ chia lưới với các phần tử SHELL trong SAP 2000

- **Phương án 1:** Chiều dày bản thép : 1,4 cm và 2,0 cm
- + Độ võng tại các vị trí trên mảnh VK (có đầu hẫng và điểm kê).

Bảng 4.10: Kết quả tính toán độ võng ở các vị trí

Vị trí	Độ võng tại vị trí (m) $d = 1,4\text{cm}$	Độ võng tại vị trí (m) $d = 2,0\text{ cm}$	Vị trí	Độ võng tại vị trí (m) $d = 1,4\text{ cm}$	Độ võng tại vị trí (m) $d = 2,0\text{ cm}$
17	-0.06570	-0.0606	37	-0.0618	-0.0566
18	-0.05800	-0.058	38	-0.0539	-0.0539
19	-0.05800	-0.058	39	-0.0536	-0.0536
20	-0.06580	-0.0607	40	-0.0512	-0.0512
21	-0.06510	-0.06	41	-0.0514	-0.0514
22	-0.05740	-0.0574	42	-0.049	-0.049
23	-0.06360	-0.0586	43	-0.0518	-0.0518
24	-0.05590	-0.0559	44	-0.0597	-0.0545
25	-0.05560	-0.0556	45	-0.0587	-0.0587
26	-0.05700	-0.057	46	-0.0664	-0.0614
27	-0.05770	-0.0577	47	-0.0583	-0.0583
28	-0.05760	-0.0576	48	-0.0559	-0.0559
29	-0.05530	-0.0553	49	-0.0558	-0.0558
30	-0.05520	-0.0552	50	-0.0582	-0.0582
31	-0.05460	-0.0546	51	-0.0586	-0.0586
32	-0.05320	-0.0532	52	-0.0665	-0.0613
33	-0.05490	-0.0549	53	-0.0577	-0.0577
34	-0.05250	-0.0525	54	-0.0656	-0.0604
35	-0.05530	-0.0553	55	-0.0574	-0.0574
36	-0.06300	-0.0579	56	-0.055	-0.055

+ Độ võng tại các vị trí VK (trên trụ).

Bảng 4.11: Kết quả tính toán độ võng ở các vị trí

Vị trí	Độ võng tại vị trí (m) d = 1,4 cm	Độ võng tại vị trí (m) d = 2,0 cm	Vị trí	Độ võng tại vị trí (m) d = 1,4 cm	Độ võng tại vị trí (m) d = 2,0 cm
17	-0.02410	-0.019	37	-0.03320	-0.028
18	-0.01350	-0.014	38	-0.02530	-0.025
19	-0.01050	-0.011	39	-0.02480	-0.025
20	-0.02490	-0.020	40	-0.02230	-0.022
21	-0.02370	-0.019	41	-0.02730	-0.027
22	-0.01610	-0.016	42	-0.02470	-0.025
23	-0.02620	-0.021	43	-0.02790	-0.028
24	-0.01850	-0.019	44	-0.03590	-0.031
25	-0.01830	-0.018	45	0.00868	0.009
26	-0.01590	-0.016	46	0.00167	0.003
27	-0.01310	-0.013	47	0.00822	0.008
28	0.00998	0.010	48	0.00571	0.006
29	-0.01060	-0.011	49	0.00382	0.004
30	0.00746	0.007	50	0.00625	0.006
31	-0.01360	-0.014	51	0.00659	0.007
32	-0.01610	-0.016	52	0.00088	0.004
33	-0.02180	-0.022	53	0.00428	0.004
34	-0.01950	-0.020	54	0.00402	0.001
35	-0.02210	-0.022	55	0.00404	0.004
36	-0.02980	-0.025	56	0.00172	0.002

- Phương án 2: Chiều dày bản thép 1.0 cm

Bảng 4.12: Kết quả tính toán độ võng ở các vị trí

Vị trí	Độ võng lớn nhất (m)	Độ võng tại các vị trí trên trụ (m)	Vị trí	Độ võng lớn nhất (m)	Độ võng tại các vị trí trên trụ (m)
17	-0.0791	-0.0374	37	-0.0753	-0.0468
18	-0.058	-0.0135	38	-0.0539	-0.0253
19	-0.058	-0.0105	39	-0.0536	-0.0248
20	-0.0791	-0.0383	40	-0.0512	-0.0223
21	-0.0785	-0.0371	41	-0.0514	-0.0273
22	-0.0574	-0.0161	42	-0.049	-0.0247
23	-0.077	-0.0395	43	-0.0518	-0.0279
24	-0.0559	-0.0185	44	-0.0735	-0.0496
25	-0.0556	-0.0183	45	-0.0587	8.68E -03
26	-0.057	-0.0159	46	-0.0797	-0.015
27	-0.0577	-0.0131	47	-0.0583	8.22E -03
28	-0.0576	9.98E -03	48	-0.0559	5.71E -03
29	-0.0553	-0.0106	49	-0.0558	3.82E -03
30	-0.0552	7.46E -03	50	-0.0582	6.25E -03
31	-0.0546	-0.0136	51	-0.0586	6.25E -03
32	-0.0532	-0.0161	52	-0.0810	-0.0145
33	-0.0549	-0.0218	53	-0.0577	4.28E -03
34	-0.0525	-0.0195	54	-0.0793	-0.0177
35	-0.0553	-0.0221	55	-0.0574	4.04E -03
36	-0.0763	-0.0431	56	-0.055	1.72E -02

- Phương án 3: Chiều dày bản thép 1.6 cm

Bảng 4.13: Kết quả tính toán độ võng ở các vị trí

Vị trí	Độ võng lớn nhất (m)	Độ võng tại các vị trí trên trụ (m)	Vị trí	Độ võng lớn nhất (m)	Độ võng tại các vị trí trên trụ (m)
17	-0.0632	-0.0215	37	-0.0592	-0.0306
18	-0.058	-0.0135	38	-0.0539	-0.0253
19	-0.058	-0.0105	39	-0.0536	-0.0248
20	-0.0632	-0.0224	40	-0.0512	-0.0223
21	-0.0626	-0.0212	41	-0.0514	-0.0273
22	-0.0574	-0.0161	42	-0.049	-0.0247
23	-0.0611	-0.0236	43	-0.0518	-0.0279
24	-0.0559	-0.0185	44	-0.0571	-0.0333
25	-0.0556	-0.0183	45	-0.0587	8.68E-03
26	-0.057	-0.0159	46	-0.0639	8.72E -04
27	-0.0577	-0.0131	47	-0.0583	8.22E-03
28	-0.0576	9.98E-03	48	-0.0559	5.71E-03
29	-0.0553	-0.0106	49	-0.0558	3.82E-03
30	-0.0552	7.46E-03	50	-0.0582	6.25E-03
31	-0.0546	-0.0136	51	-0.0586	6059E-03
32	-0.0532	-0.0161	52	-0.0639	1.71E-03
33	-0.0549	-0.0218	53	-0.0577	4.28E-03
34	-0.0525	-0.0195	54	-0.063	1.41E-03
35	-0.0553	-0.0221	55	-0.0574	4.04E-03
36	-0.0605	-0.0272	56	-0.055	1.72E-03

Một số nhận xét

Trên cơ sở các số liệu kết quả độ võng tính toán sẽ tiến hành so sánh kiểm tra khả năng chịu lực của VK. Đối với các thông số thiết kế về độ dày của bản thép, bước đầu có những nhận xét như sau:

+ Bản thép có độ dày 1,0 cm là quá mỏng, không đáp ứng yêu cầu độ cứng chống uốn (chênh lệch độ uốn võng giữa đầu hẫng và điểm kê là 2,8 cm).

+ Nếu tiếp tục tăng độ dày từ 1,4 cm ÷ 2,0 cm thì độ chênh uốn võng giảm từ 1,0 cm ÷ 0,5 cm. Để đáp ứng yêu cầu chống uốn, VK cần được thiết kế với loại bản thép có chiều dày từ 1,6 cm ÷ 2,0 cm. Điều này không thể thực hiện được vì trên thực tế loại vật liệu này rất khó kiếm.

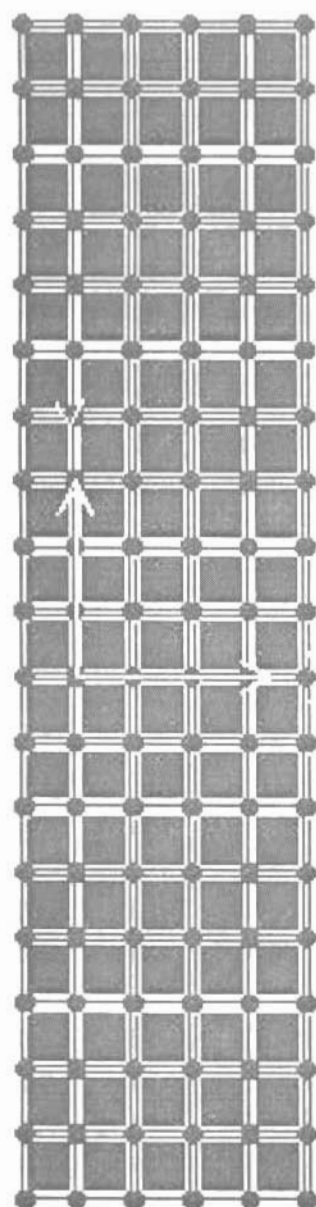
4.2.3.2. Trường hợp VK có sườn tăng cường độ cứng

Khác với phương pháp tính toán độ võng uốn đối với trường hợp VK không có sườn tăng cường độ cứng, ở trường hợp này mảnh VK được tách ra để tính toán được tăng cường bằng các sườn cứng. Gân tăng cường độ cứng làm bằng thép góc L63 x40 có độ dày 4mm. Khoảng cách chia lưới là 500mm theo hướng dọc và 440mm theo hướng ngang (lấy đúng bằng khoảng cách giữa các dầm kê). Tuy nhiên đối với các ô lưới nằm cạnh kê cánh hẫng, khoảng cách theo hướng ngang chỉ 340mm (Hình 4.11). Độ dày bản thép VK là 0,5cm.

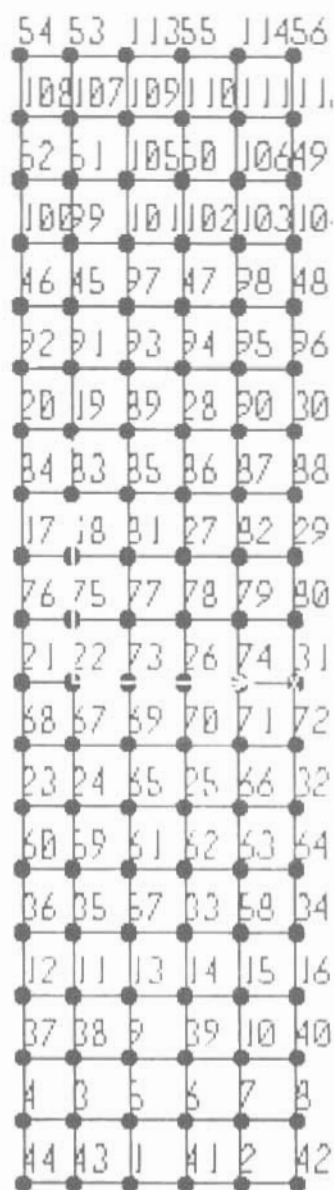
Áp dụng phần mềm SAP 2000 để tính toán kết cấu mảnh VK, theo đó mảnh VK được chia thành các ô lưới. Mô hình bài toán số được thiết lập bằng các phần tử thanh (FRAME) cho hệ các sườn dọc, ngang và phần tử SHELL cho các phần tấm bản (Hình 4.13).

- *Kết quả tính toán:*

Kết quả tính toán là độ võng cho mảnh VK ở vị trí có độ võng lớn nhất và mảnh VK ở vị trí trên trụ.



Hình 4.12: Mô hình tổng thể mảnh VK có sườn tăng cường dọc và ngang.



Hình 4.13: Sơ đồ chia lưới với các phần tử FRAME và SHELL

a) Mạnh VK ở vị trí có độ võng lớn nhất

Bảng 4.14: Kết quả tính toán độ võng ở các vị trí

Vị trí	Độ võng (m)	Vị trí	Độ võng (m)	Vị trí	Độ võng (m)	Vị trí	Độ võng (m)
1	-0.0519	30	-0.0552	59	-0.0574	87	-0.0594
2	-0.0517	31	-0.0546	60	-0.0603	88	-0.0562
3	-0.0558	32	-0.0532	61	-0.0569	89	-0.0586
4	-0.0577	33	-0.0549	62	-0.057	90	-0.059
5	-0.0555	34	-0.0525	63	-0.057	91	-0.0602
6	-0.0555	35	-0.0553	64	-0.0538	92	-0.0631
7	-0.055	36	-0.0597	65	-0.0565	93	-0.0597
8	-0.0519	37	-0.0586	66	-0.057	94	-0.0597
9	-0.0547	38	-0.0539	67	-0.0584	95	-0.0597
10	-0.0551	39	-0.0536	68	-0.0613	96	-0.0565
11	-0.0563	40	-0.0512	69	-0.0579	97	-0.0592
12	-0.0594	41	-0.0514	70	-0.058	98	-0.0595
13	-0.0558	42	-0.049	71	-0.058	99	-0.0604
14	-0.0559	43	-0.0518	72	-0.0548	100	-0.0635
15	-0.0559	44	-0.0546	73	-0.058	101	-0.0598
16	-0.0528	45	-0.0587	74	-0.0583	102	-0.0599
17	-0.0624	46	-0.0632	75	-0.0596	103	-0.0599
18	-0.058	47	-0.0583	76	-0.0624	104	-0.0568
19	-0.058	48	-0.0559	77	-0.0592	105	-0.0594
20	-0.0626	49	-0.0558	78	-0.0592	106	-0.0597
21	-0.0618	50	-0.0582	79	-0.0592	107	-0.0611
22	-0.0574	51	-0.0586	80	-0.0561	108	-0.063
23	-0.0605	52	-0.0633	81	-0.0586	109	-0.0608
24	-0.0559	53	-0.0577	82	-0.059	110	-0.0608
25	-0.0556	54	-0.0605	83	-0.0598	111	-0.0603
26	-0.057	55	-0.0574	84	-0.0627	112	-0.0572
27	-0.0577	56	-0.055	85	-0.0593	113	-0.0579
28	-0.0576	57	-0.0558	86	-0.0593	114	-0.0577
29	-0.0553	58	-0.0561				

b) Mạnh VK ở vị trí bất lợi trên trụ.

Bảng 4.15: Kết quả tính toán độ võng ở các vị trí

Vị trí	Độ võng (m)	Vị trí	Độ võng (m)	Vị trí	Độ võng (m)
1	-0.0279	33	-0.0218	65	-0.0192
2	-0.0275	34	-0.0195	66	-0.0192
3	-0.0296	35	-0.0221	67	-0.0189
4	-0.0315	36	-0.0265	68	-0.0215
5	-0.0292	37	-0.0301	69	-0.0185
6	-0.029	38	-0.0253	70	-0.0185
7	-0.0285	39	-0.0248	71	-0.0185
8	-0.0253	40	-0.0223	72	-0.0153
9	-0.026	41	-0.0273	73	-0.0169
10	-0.0263	42	-0.0247	74	-0.0176
11	-0.0254	43	-0.0279	75	-0.0167
12	-0.0285	44	-0.0308	76	-0.0197
13	-0.0248	45	8.68E-03	77	-0.0169
14	-0.0249	46	3.41E-04	78	-0.0179
15	-0.0249	47	8.22E-03	79	-0.0181
16	-0.0217	48	5.71E-03	80	-0.0148
17	-0.0209	49	3.82E-03	81	-0.0134
18	-0.0135	50	6.25E-03	82	-0.0135
19	-0.0105	51	6.59E-03	83	-0.015
20	-0.0208	52	3.16E-03	84	-0.0233
21	-0.02	53	4.28E-03	85	7.98E-03
22	-0.0161	54	1.26E-03	86	3.43E-03
23	-0.0229	55	4.04E-03	87	2.92E-03
24	-0.0185	56	1.72E-03	88	1.86E-03
25	-0.0183	57	-0.0227	89	1.76E-04
26	-0.0159	58	-0.0231	90	7.55E-03
27	-0.0131	59	-0.0221	91	2.02E-03
28	9.98E-03	60	-0.0249	92	-0.0112
29	-0.0106	61	-0.0217	93	5.17E-03
30	7.46E-03	62	-0.0218	94	9.06E-03
31	-0.0136	63	-0.0219	95	8.21E-03
32	-0.0161	64	-0.0189	96	7.73E-03

- Một số nhận xét

Sau khi mảnh VK được tăng cường độ cứng bằng các sườn dọc và ngang, mặc dầu độ dày tấm VK mỏng hơn (0,5cm) nhưng độ lệch uốn võng lớn nhất chỉ 0,47cm đối với trường hợp mảnh VK đặt trực tiếp ở trên trụ.

4.3. TÍNH TOÁN THIẾT KẾ DẦM KÊ

Dầm kê là loại dầm có nhiệm vụ đỡ trực tiếp VK đáy. Dầm kê thường được sử dụng là loại thép hình I. Trong tính toán, tải trọng tác động lên dầm kê là trọng lượng dầm bê tông phân bố đều trên các dầm kê. Ngoài ra, trọng lượng của VK cũng là loại tải trọng tác động lên dầm kê theo nguyên tắc phân bố đều như tải trọng dầm BTCT.

Cơ chế làm việc của dầm kê có thể được xem như dầm gian đơn vì vậy chỉ cần tính toán kiểm tra ứng suất tại vị trí uốn võng lớn nhất tại vị trí giữa của dầm kê.

4.4. TÍNH TOÁN THIẾT KẾ MŨI DẪN (TÁC ĐỘNG CỤC BỘ)

- Mũi dẫn là một bộ phận kết cấu của hệ thống kết cấu DGDD, vì vậy khi tính toán thiết kế, các bộ phận kết cấu dẫn thép mũi dẫn sẽ cùng lúc được tính toán kiểm tra tổng thể như trình bày ở mục 4.1.3. Tuy nhiên đối với một số bộ phận chịu lực bất lợi cần phải tiến hành kiểm toán cục bộ, cụ thể như sau:

Trong tất cả các loại thanh dẫn cấu tạo mũi dẫn, thanh mạ hạ (thanh đáy mũi dẫn) trực tiếp trượt lên điểm kê của trụ phụ (giá đỡ) và trực tiếp chịu tác động của phản lực gối đỡ tạo nên nguyên nhân mạ hạ vừa phải chịu kéo nén và vừa phải chịu mô men do uốn. Vì vậy cần tính toán kiểm tra ứng suất bảo đảm điều kiện bền theo công thức 4.1.

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot y_{\max} \leq [R] \quad (4.1)$$

Trong đó: A - Diện tích tiết diện mạ hạ.

I - Mô men quán tính.

- Ví dụ tính thử cho ĐG có chiều dài 50m:

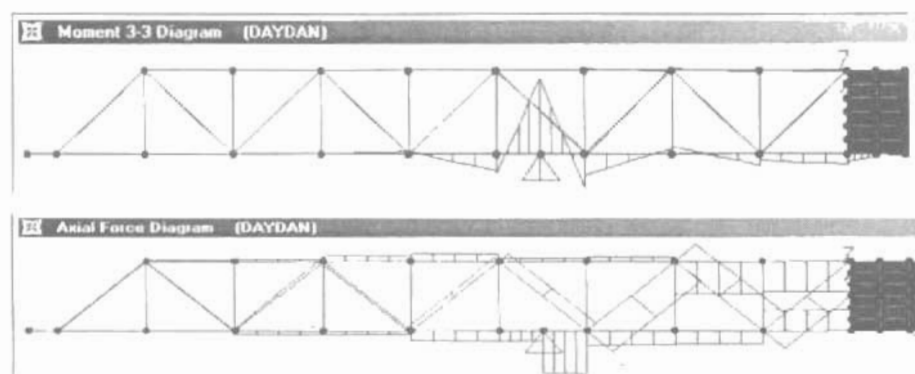
+ Kiểm tra trạng thái chịu lực của mạ hạ khi phân hãg đốt dầm BTCT có chiều dài 9m và sinh ra mô men trên trụ là -54,48 Tm và lực dọc trục mạ hạ là -182,4T.

+ Quy mô kích thước của mạ hạ:

- ◆ Diện tích mặt cắt tiết diện $A = 0,0263 \text{ m}^2$.
- ◆ Mô men quán tính: $0,0007055 \text{ m}^4$.
- ◆ Chiều cao thanh I : 40cm.
- ◆ Chiều rộng các thanh I : 30cm.
- ◆ Bề dày sườn và cánh : 2,4cm.

Thay các số liệu vào công thức (4.1) kết quả cho thấy: Thanh mạ hạ đảm bảo điều kiện bền ($\sigma = 2238 \text{ kG/cm}^2 < 2400 \text{ kG/cm}^2$).

Trên hình 4.14 mô tả biểu đồ nội lực tính toán cho thanh hạ (của mũi dẫn liên kết với ĐG dài 50 m).



Hình 4.14: Biểu đồ nội lực tính toán cho thanh đáy mũi dẫn

4.5. TÍNH TOÁN THIẾT KẾ TRỤ PHỤ (GIÁ ĐỠ ĐÀ GIÁO)

4.5.1. Tính toán xác định số lượng thanh thép CĐC căng ép.

Từ hình 4.15 có thể thể hiện mô hình chịu tác động tải trọng của trụ phụ như trên hình vẽ 4.16, trong đó:

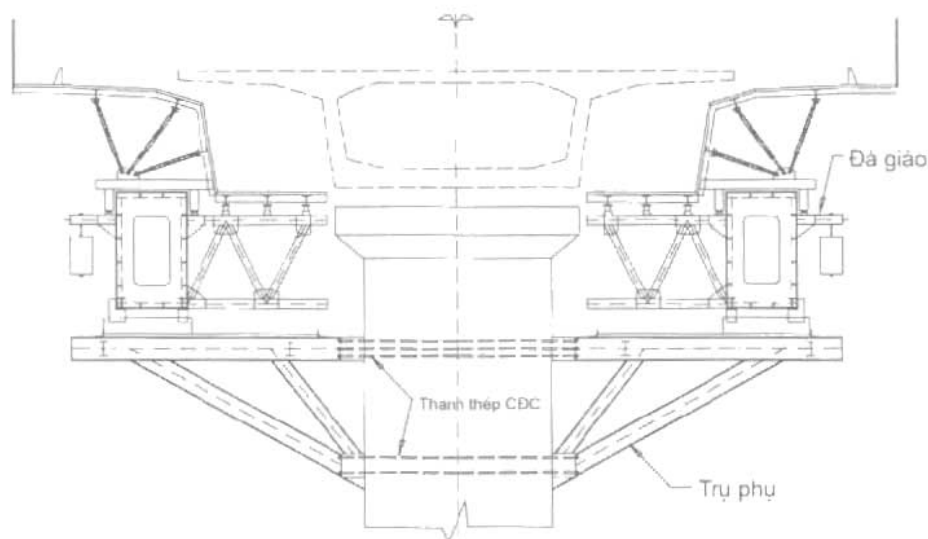
+ P - Trọng lượng của các thành phần: Dầm BTCT, tĩnh tải DG-VK và trọng lượng của một số thiết bị công nghệ thi công khác.

+ R - Phản lực sinh ra từ mô men uốn xoay do P.

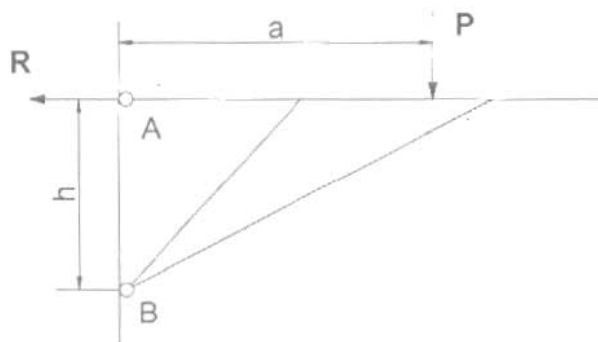
+ a - Khoảng cách từ P đến mép thân trụ. Kết cấu trụ phụ bảo đảm cân bằng mô men với công thức (4.2).

$$R.h = P.a \quad (4.2)$$

$$R = Pa/h \quad (4.3)$$



Hình 4.15: Trụ phụ đỡ hệ thống kết cấu DG - VK



Hình 4.16: Mô hình chịu tác động tải trọng của trụ phụ

Từ công thức (4.3) có thể tính toán xác định số lượng n thanh thép

cường độ cao dùng để căng ép trụ phụ vào T.C.T.

$$n = \frac{R}{[R]} = \frac{P.u}{h.[R]} \quad (4.4)$$

Trong đó : [R] - Cường độ chịu kéo giới hạn của thanh thép CDC.

4.5.2. Tính toán kết cấu trụ phụ

Để thiết kế cấu tạo kết cấu trụ phụ, cần tính toán xác định nội lực sinh ra ở các bộ phận kết cấu trụ, chủ yếu ở các thanh chống ngoài và trong (Hình 4.16). Sơ đồ tính toán bao gồm 2 tổ hợp tải trọng

- Tổ hợp 1 (TH1): Tải trọng do phần tĩnh tải bản thân trụ phụ, trọng lượng ĐG - VK và tải trọng dầm BTCT

- Tổ hợp 2 (TH2): Tải trọng do phần tĩnh tải bản thân trụ phụ và trọng lượng ĐG - VK trong giai đoạn di chuyển (không có trọng lượng dầm BTCT).

Bằng việc áp dụng khai thác phần mềm SAP 2000 để tính toán nội lực ở các thanh qua đó tiến hành phân tích cấu tạo kết cấu thanh đáp ứng yêu cầu chịu lực chung của trụ phụ.

- Ví dụ tính thử:

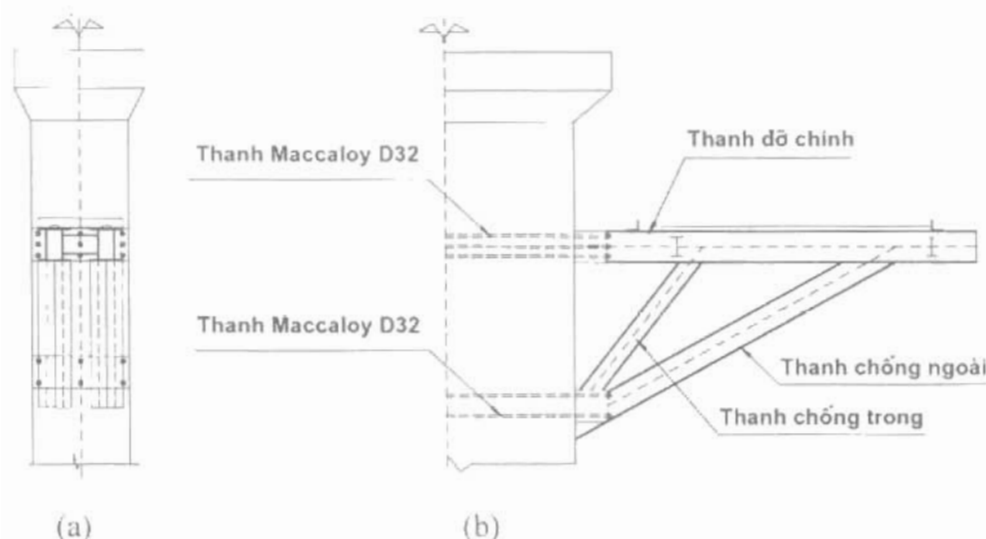
Kết cấu trụ phụ sử dụng được cho các loại ĐD có khẩu độ nhịp chính 40, 45 và 50m .

+ Thông số đặc trưng hình học.

Bảng 4.16: Các thông số đặc trưng hình học

Tên thanh	Chiều dài (m)	Diện tích tiết diện (m ²)	Mô men quán tính (m ⁴)
Thanh đỡ chính		0,034	0,001
Thanh chống trong	3,202	0,026	5,89E-04
Thanh chống ngoài	5,59	0,026	5,89E-04

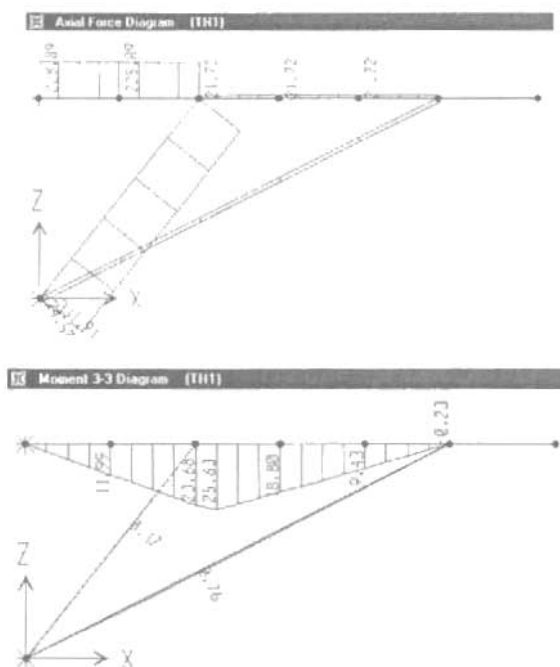
Sơ đồ cấu tạo trụ phụ được mô tả cụ thể trên hình 4.17.



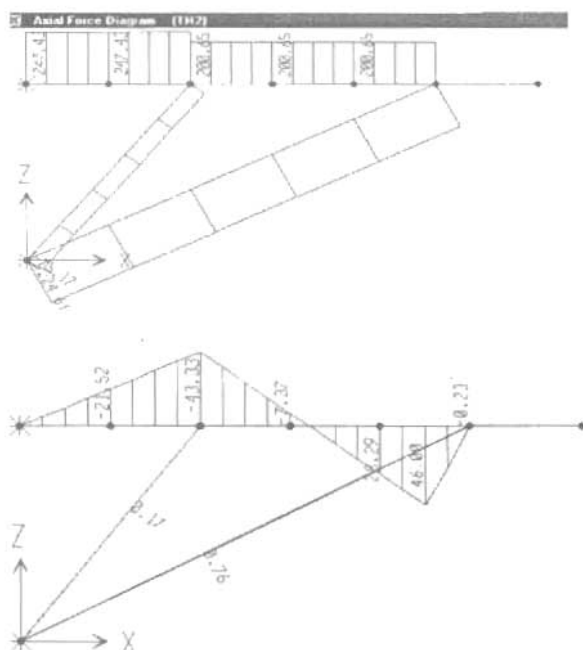
Hình 4.17: Sơ đồ cấu tạo trụ phụ
(a) Mặt cắt dọc; (b) Mặt cắt ngang

+ Kết quả tính toán nội lực theo SAP 2000 như sau:

- ◆ Lực dọc thanh chống trong : $N_{tr} = -331,34T$ (TH1).
- ◆ Lực dọc thanh đỡ chính : $N_c = -228,89T$ (TH1).
- ◆ Mô men uốn tại thanh đỡ chính : $M = 23,68Tm$ (TH1).
- ◆ Lực dọc thanh chống ngoài : $N_n = -224,61T$ (TH2).
- ◆ Lực dọc thanh chống trong : $N_{tr} = +25,17T$ (TH2).
- ◆ Lực dọc thanh đỡ chính (đoạn trong) : $N_{c1} = -247,43T$ (TH2).
- ◆ Mô men thanh đỡ chính (đoạn trong) : $M_{c1} = -43,33Tm$ (TH2).
- ◆ Lực dọc thanh đỡ chính (đoạn ngoài) : $N_{c2} = -200,65T$ (TH2).
- ◆ Mô men thanh đỡ chính (đoạn ngoài) : $M_{c2} = 46,0Tm$ (TH2).



Hình 4.18: Biểu đồ nội lực do THI



Hình 4.19: Biểu đồ nội lực do TH2

+ Tính duyệt tiết diện thanh chống trong và ngoài:

Tính duyệt tiết diện thanh chống trong và ngoài theo công thức (4.5):

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot A} \quad (4.5)$$

Trong đó: N- Lực dọc trục của thanh.

A- Diện tích tiết diện thanh.

φ - Hệ số ảnh hưởng từ độ mảnh λ .

Trên cơ sở các số liệu đặc trưng hình học trình bày ở bảng 4.6 và sơ đồ cấu tạo của trụ phụ (Hình 4.17) tiến hành tính toán bằng công thức (4.5):

Kết quả cho thấy:

- ◆ Đối với thanh chống trong: $\sigma_{1r} = 1006 \text{ KG/cm}^2 < 2400 \text{ KG/cm}^2$.
- ◆ Đối với thanh chống ngoài: $\sigma_{ng} = 18,3 \text{ KG/cm}^2 < 2400 \text{ KG/cm}^2$

Cả hai loại thanh trong và ngoài với cấu tạo như đề xuất đều đáp ứng yêu cầu về chịu lực.

+ Tính duyệt tiết diện thanh đỡ chính.

Tính duyệt tiết diện thanh đỡ chính (chịu lực dọc và mô men uốn) theo công thức (4.6):

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot y'_{\max} \leq [R] \quad (4.6)$$

- ◆ Tính duyệt với các nội lực $N = -247,43 \text{ T}$ và $M = -43,331 \text{ m}$ theo công thức (4.6) cho thấy:

$$\sigma = 1811 \text{ KG/cm}^2 \leq 2400 \text{ KG/cm}^2.$$

- ◆ Tính duyệt với các nội lực $N = -200,65 \text{ T}$ và $M = 46,00 \text{ Tm}$ theo công thức (4.6):

$$\sigma = 1740,1 \text{ KG/cm}^2 \leq 2400 \text{ KG/cm}^2.$$

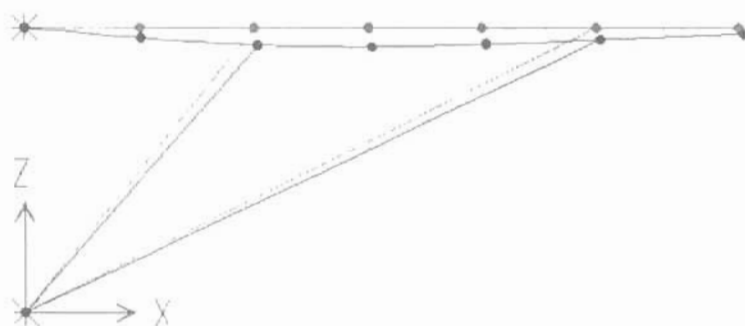
Với quy mô cấu tạo thanh đỡ chính như đề xuất đảm bảo yêu cầu về chịu lực.

+ Tính độ võng lớn nhất do TH1 và TH2.

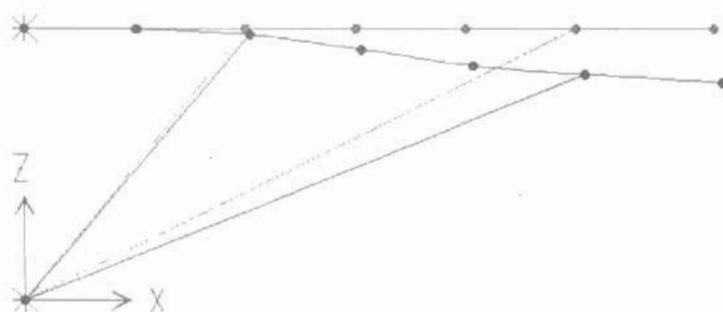
Trên cơ sở các số liệu về quy mô kích thước đặc trưng hình học và sơ đồ cấu tạo, tiến hành tính toán độ võng lớn nhất bằng việc áp dụng hệ thống phần mềm SAP 2000, kết quả cho thấy:

- ◆ Độ võng lớn nhất do TH1: 0,335cm.
- ◆ Độ võng lớn nhất do TH2: 0,985 cm.

Biểu đồ độ võng theo TH1 và TH2 được biểu diễn trên hình 4.20 và hình 4.21.



Hình 4.20: Biểu đồ đường cong độ võng của trụ phụ trong giai đoạn đúc bê tông (TH1)



Hình 4.21: Biểu đồ đường cong độ võng của trụ phụ trong giai đoạn di chuyển (TH2)

THAY CHO LỜI KẾT

Qua phân tích những ưu điểm và hạn chế của một số giải pháp công nghệ DGDD có thể nêu lên một số nhận xét mang tính định hướng như sau:

- Nhìn chung 3 giải pháp công nghệ DGDD đều có những lợi thế nổi trội và có thể áp dụng phù hợp trong điều kiện Việt Nam. Quan điểm này hoàn toàn đúng với xu thế chung của nhiều nước trên thế giới trong việc áp dụng để thi công một số lượng lớn công trình trong những năm gần đây. Tuy nhiên đối với những cầu xây dựng qua các vùng sông sâu, có tình hình thủy văn phức tạp nên hướng tới khả năng áp dụng giải pháp DGDD *đẩy trên dúc dưới hoặc đẩy dưới dúc lưng chèo* để đảm bảo tính an toàn cao nhất khi có lũ đột xuất vượt quá yêu cầu dự báo của thiết kế. Trong trường hợp áp dụng giải pháp công nghệ DGDD *đẩy dưới dúc trên*, do tính hạn chế như đã trình bày nên phải lập kế hoạch thi công, theo đó cần xác định khoảng thời gian không xảy ra lũ lụt và nếu có đột biến thì cũng khắc phục được bằng các biện pháp an toàn khác.

- Đối với các công trình cầu cạn được xây dựng trong thành phố và trên các vành đai ven đô cũng như các tuyến đường tránh bằng giải pháp *đường chạy trên cao* nên hướng tới áp dụng công nghệ DGDD bằng giải pháp *đẩy dưới dúc trên* với chiều dài nhịp từ 40 ÷ 50 m mà không cần trụ tạm. Trong trường hợp chiều dài nhịp lớn hơn 50 m cần có thêm trụ tạm với mục đích giảm khẩu độ nhịp để nâng cao khả năng chịu lực của nhịp cầu trong giai đoạn thi công.

- Vào thời điểm hiện nay, công nghệ DGDD nói chung đang còn rất mới mẻ ở nước ta, vì vậy khi áp dụng nó lần đầu nên chọn giải pháp công nghệ DGDD *đẩy dưới dúc trên* vì giải pháp này tỏ ra đơn giản, thuận lợi trong thiết kế, chế tạo và ổn định cao trong thao tác vận hành. Mặt khác xét về bản chất, sơ đồ cấu tạo kết cấu và cơ chế vận hành của giải pháp này trên thực tế đã trở nên quen thuộc đối với các nhà thầu trong nước qua việc áp dụng các công nghệ khác như dúc hẫng, dúc đẩy. Nhiều công ty XDGT ở

nước ta đều thành thạo trong quá trình di chuyển hệ thống DG-VK và thao tác vận hành thiết bị phụ trợ khi áp dụng công nghệ đúc hẫng và công nghệ đúc đẩy. Ngoài ra ở một số Tổng công ty khá nhiều cơ sở sản xuất đã đạt trình độ cao trong việc chế tạo kết cấu thép bằng công nghệ hàn tự động tiên tiến như hệ thống DG-VK và mũi dầm của công nghệ đúc đẩy, xe đúc dầm trong công nghệ đúc hẫng và dàn lao dầm trong thi công lắp ráp những dầm giản đơn, ...v.v.

- Trong phạm vi cấp khẩu độ nhịp từ $40 \div 50\text{m}$ hoặc $50 \div 60\text{m}$ để mang lại hiệu quả kinh tế cao, có thể áp dụng loại dầm đẩy của nhịp lớn nhất (50 hoặc 60m) để thi công các nhịp nhỏ. Hệ thống kết cấu DG-VK được thiết kế, chế tạo trên cơ sở ý tưởng vận năng. theo đó cả DG và VK được cấu thành bằng việc liên kết các modul nhỏ, nhằm tạo khả năng thuận lợi cho công tác điều chỉnh kích thước chiều cao và chiều dài của dầm đẩy phù hợp với quy mô kích thước của nhịp dầm BTCT.

- Rút kinh nghiệm từ thực tiễn áp dụng các công nghệ tiên tiến của nước ngoài và trong nước, chúng ta tin tưởng trong tương lai không xa đội ngũ cán bộ KHCN của đất nước sẽ tiến tới làm chủ thuần thục công nghệ ĐGDĐ để từ đó tiến tới chủ động tiến hành triển khai các Dự án từ khâu lập Dự án, khảo sát thiết kế và thi công công trình phù hợp với điều kiện nước ta. Đó cũng là một trong những điểm nhấn của ngành GTVT nhằm đẩy nhanh nhịp độ xây dựng hạ tầng GTVT, góp phần đắc lực vào sự nghiệp CNH và HĐH đất nước trong thời kỳ đổi mới./.

CÁC ĐƠN VỊ DÙNG TRONG TÍNH TOÁN KẾT CẤU CÔNG TRÌNH

1. Các đơn vị cơ bản

STT	Tên đại lượng	Đơn vị dùng	Ký hiệu
1	Khối lượng	Kilogam	Kg
2	Lực trọng lượng	Niuton	N
3	Độ dài	Mét	M
4	Ứng suất - áp suất	Pascal (hoặc Niuton/m ²)	Pa
5	Khối lượng thể tích	Kilogam/m ³	Kg/m ³
6	Trọng lượng thể tích	Niuton/m ³	N/m ³
7	Thời gian	Giờ	H
8	Tỷ lệ	Phần trăm	%

2. Đối chiếu giữa các đơn vị cũ thường dùng và các đơn vị theo hệ thống quốc tế chung

- Khối lượng thể tích:

$$1 \text{ g/cm}^3 = 1 \text{ t/m}^3 = 10^3 \text{ kg/m}^3$$

$$1 \text{ kg/m}^3 = 10^{-3} \text{ g/cm}^3 = 10^{-3} \text{ t/m}^3$$

- Trọng lượng thể tích:

$$1 \text{ G/cm}^3 = 1 \text{ T/m}^3 \text{ tương đương } 9,8 \text{ KN/m}^3.$$

- Lực

$$1 \text{ N} \quad \text{tương đương} \quad 0,102 \text{ KG}$$

$$1 \text{ KN} \quad \text{tương đương} \quad 0,102 \text{ T} = 102 \text{ KG}$$

$$1 \text{ KG} \quad \text{tương đương} \quad 9,8 \text{ N}$$

$$1 \text{ T} \quad \text{tương đương} \quad 9,8 \cdot 10^3 \text{ N} = 9,8 \text{ KN}.$$

- Ứng suất - Áp suất

Tên đơn vị	Biểu thị trị số theo				
	Pa	KPa	MPa	KG/cm ²	t/m ²
Pascal	1	10 ⁻³	10 ⁻⁶	1,02.10 ⁻⁵	1,02.10 ⁻⁴
Kilopascal	10 ³	1	10 ⁻³	1,02.10 ⁻²	0,102
daN/cm ²	10 ⁵	10 ²	0,1	1,02	10,2
Mega Pascal	10 ⁶	10 ³	1	10,2	1,02.10 ²
Hecto da N/cm ²	10 ⁷	10 ⁴	10	102	1,02.10 ³
KG/cm ²	9,8.10 ⁴	98	9,8.10 ⁻²	1	10
T/m ²	9,8.10 ³	9,8	9,8.10 ⁻³	0,1	1

TÀI LIỆU THAM KHẢO

- [1]. Bộ Giao thông vận tải, *Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN 272 - 01*, Nxb Giao thông vận tải, Hà Nội - 2001.
- [2]. Bộ Giao thông vận tải, *Tiêu chuẩn thiết kế cầu cống theo trạng thái giới hạn - 22 TCN 18 - 79*, Hà Nội - 1979.
- [3]. Bondapovich, Novac, Phan Vị Thủy, Nguyễn Văn Lạp, *Triển vọng ứng dụng công nghệ đúc đẩy trong xây dựng cầu ở Việt Nam*, Hội thảo KHCN Xây dựng kết cấu nhịp cầu BTCT DƯL khẩu độ lớn, Hà Nội - 5/1993.
- [4]. Bouyues, *Những phương pháp tiên tiến trong xây dựng cầu NORMANDIE*, Hội thảo kỹ thuật Pháp - Việt, 1995.
- [5]. *Chỉ dẫn thiết kế và xây dựng cầu BTCT DƯL thi công bằng công nghệ đúc phân đoạn của Mỹ (AASHTO - 1989)*.
- [6]. Hăng Dywidag, *Phương pháp căng cốt thép*, Bản dịch số 1736, Bộ XDGT - 1981.
- [7]. Đặng Gia Nài và đồng nghiệp, *Áp dụng công nghệ đà giáo đẩy trong xây dựng cầu BTCT ở Việt Nam*, Báo cáo Kết quả nghiên cứu đề tài cấp Bộ được giám định 12/2001.
- [8]. Đặng Gia Nài, *Công nghệ mới trong xây dựng và sửa chữa cầu ở Việt Nam*, Hội thảo quốc tế về "Xây dựng giao thông Việt Nam hội nhập quốc tế" Hạ Long - tháng 9/2005.
- [9]. Đặng Gia Nài, *Một vài ý kiến về vấn đề áp dụng công nghệ Đà giáo di động trong thiết kế, xây dựng cầu Nam Ô - Đà Nẵng*, Tạp chí Cầu đường Việt Nam - số 7/2003.
- [10]. Đặng Gia Nài, *Một vài ý kiến về việc lựa chọn áp dụng các giải pháp công nghệ Đà giáo di động phù hợp điều kiện xây dựng cầu ở Việt Nam*, Tạp chí GTVT - số 5/2002.

- [11]. Đặng Gia Nai, *Những vấn đề cơ bản của công nghệ đúc đẩy theo chu kỳ ứng dụng trong xây dựng cầu BTCT DƯL*, Hội thảo KHCN Xây dựng kết cấu nhịp cầu BTCT DƯL khẩu độ lớn, Hà Nội - 5/1993.
- [12]. Đặng Gia Nai, *Xác định lực nền hướng tâm trong dầm BTCT*, Hội nghị KII kết cấu xây dựng lần 1 - 1 tập 4, Hà Nội 1985.
- [13]. Đặng Gia Nai, Bùi Xuân Học, *Xây dựng hệ thống phần mềm tự động hoá thiết kế dầm cầu BTCT DƯL thi công bằng phương pháp đúc đẩy*, Tạp chí hoạt động Khoa học - Bộ KHCN-MT - số 4/1995
- [14]. Đặng Gia Nai, Phan Vị Thuý, *Công nghệ xây dựng các nhịp dầm cầu BTCT DƯL khẩu độ lớn*, Báo cáo kết quả nghiên cứu đề tài KC 10-09, Trung tâm thông tin - tư liệu khoa học và công nghệ quốc gia - 6/1996.
- [15]. Đặng Gia Nai, *Xây dựng cầu BTCT DƯL bằng công nghệ đúc đẩy theo chu kỳ*, Nhà xuất bản GTVT- Bộ GTVT năm 1997.
- [16]. OBAYSHI SUMITOMO, *Dự án xây dựng cầu Thanh Trì*, Hội thảo quốc tế về "Xây dựng giao thông Việt Nam hội nhập quốc tế" Hà Long - tháng 9/2005.
- [17]. Phạm Hữu Phúc, Đặng Gia Nai, *Về vấn đề áp dụng công nghệ DGDĐ giao di dòng trong xây dựng cầu BTCT ở Việt Nam*, Tạp chí cầu đường Việt Nam số 5/2001.
- [18]. Phạm Hữu Phúc, *Sử dụng hợp lý bê tông cấp hạng cao dầm cầu BTCT DƯL*, Tạp chí cầu đường Việt Nam số 7/2002.
- [19]. Lê Văn Thương, *Công nghệ xây dựng cầu BTCT DƯL nhịp lớn*, Hội thảo KHCN Xây dựng kết cấu nhịp cầu BTCT DƯL khẩu độ lớn - Hà Nội 5/1993.
- [20]. Nguyễn Hai Thoại, *Dầm bê tông khẩu độ lớn với tổ chức thực hiện các công nghệ*, Hội thảo KHCN Xây dựng kết cấu nhịp cầu BTCT DƯL khẩu độ lớn - Hà nội 5/1993
- [21]. *Thuyết minh thiết kế kỹ thuật kết cấu nhịp cầu Hiền Lương* Maseova - 1994.
- [22]. Tống Trần Tùng, *Nhìn lại quá trình phát triển của các phương pháp xây dựng cầu bê tông*, Hội thảo KHCN Xây dựng kết cấu nhịp cầu BTCT DƯL khẩu độ lớn, Hà Nội - 5/1993.

- [23]. Tổng Trần Tùng, *Ứng dụng tiến bộ KHCN trong xây dựng công trình Giao thông giai đoạn 1999 - 2004*, Tuyển tập các báo cáo khoa học - Hội nghị KHCN Ngành GTVT giai đoạn 1999 - 2004.
- [24]. Trường Đại học Giao thông Vận tải, *Giáo trình Cầu bê tông cốt thép*.
- [25]. Nguyễn Viết Trung, *Công nghệ hiện đại trong xây dựng cầu BTCT*, Nhà xuất bản xây dựng, Hà Nội - 2004.
- [26]. Tổng Công ty KSTK (TED1), *Thuyết minh thiết kế kỹ thuật kết cấu nhịp cầu Mẹt (Lạng Sơn)*, Hà Nội - 1994.
- [27]. Viện ЦНИИС, *Khuyến khích sử dụng hệ tổng đồ liên khối trong các phân ngành XDGT có xét đến việc dùng tổ hợp trang thiết bị đặc biệt (bản tiếng Việt)*, Báo cáo KHKT - 1981.
- [28]. Viện ЦНИИС, *Kiến nghị về việc sử dụng rộng rãi các nhịp liên tục trong các cầu đường ô tô và cầu thành phố trên cơ sở tổng kết kinh nghiệm thiết kế và xây dựng các công trình đó (bản tiếng Việt)*, Báo cáo KHKT - 1981.
- [29]. AASHTO, *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 1994.
- [30]. AASHTO, *AASHTO LRFD Bridge Design Specifications*, 1998.
- [31]. French Association for Construction Supervision French. *Know-How in Bridge Building*, ISTED 1987.
- [32]. NRS AS, *RO Bridge Project Vietnam, Underlung MSS Introduction*.
- [33]. RÖRO GERÜSTBAU GmbH, *Advancing Shoring Technical Centre Munich*.
- [34]. Thyssen Krupp, *Bridges to success - Advancing shoring system*.
- [35]. Tony Gee and Partner, *Incremental Launching of Bridge*, Prepared for Taywood Engineering Ltd.
- [36]. Tung H.S. Pang M.J., *The Fezst Incrementally Launched in Hong-Kong*. Can. J.Civ. Eng. 1-1988.
- [37]. Gramer, I.A., *Rüstungs-und Taktschiebeverfahren beim Bau von Balkenbrücken*. Bauverlag GmbH-Wiesbaden. Berlin.
- [38]. Hampe, E., *Vorgespannte Konstruktionen*_VEB Verlag, Berlin, 1964.

- [39]. Herberg, W., *Spannbetonbau*, Teubner Verlag Leipzig - 1957.
- [40]. Kurt, F., Martinek, F., *Grundlagen des Spannbetonbaus*, Berlin - 1969.
- [41]. Langrok, J., Schuchardt, J., *Verh., II betonbrückenbau VEB* Verlag, Berlin - 1979.
- [42]. Leonhardt, B., *Taktschiebeverfahren* Stuttgart - 1978.
- [43]. Leonhardt, F., *Erfahrungen mit dem Taktschiebeverfahren im Brückenbau*, Beton und Stahlbetonbau - 1971.
- [44]. Leonhardt, F., *Spannbeton für die Praxis* Verlag Ernst & Sohn Berlin - 1962.
- [45]. Leonhardt, F., *Spannbetonbrücken ohne Lehrgerüst, das Taktschiebeverfahren*, Baumaschinen und Bautechnik - 1969.
- [46]. Riedt, R., *Das Taktschiebeverfahren im Brückenbau*, Zement- u. Beton - 1970.
- [47]. Rüsten und Schalen, *Mitteilung sbblatt der Arbeitsgemeinschaft Sanderheft Rustsystem H33 H110 – 24*.
- [48]. Wilms, J., *Raumlich gekrümmte Spannbetonbrücke im Taktschiebeverfahren für den Eisenbahnverkehr* Vorträge Betontag - 1985.

MỤC LỤC

Lời giới thiệu

Lời tác giả

CHƯƠNG 1 . CÁC CÔNG NGHỆ XÂY DỰNG CẦU BTCT - SỰ RA ĐỜI VÀ PHÁT TRIỂN CỦA CÔNG NGHỆ ĐÀ GIÁO DI ĐỘNG

1.1. Các công nghệ xây dựng cầu BTCT	7
1.2. Quá trình áp dụng và phát triển công nghệ đà giáo di động	11
1.2.1. Giải pháp sử dụng kết cấu đà giáo và trụ tạm thống nhất trên toàn cầu	11
1.2.1.1. Giải pháp chia nhỏ khẩu độ nhịp và sử dụng 2 trụ tạm.....	12
1.2.1.2. Giải pháp chia nhỏ khẩu độ nhịp và sử dụng 1 trụ tạm.....	12
1.2.2. Công nghệ di chuyển đà giáo trên mặt đất có sử dụng trụ tạm và kết cấu chống đỡ.....	14
1.2.2.1. Đặc điểm chung.....	14
1.2.2.2. Nguyên lý cấu tạo và cơ cấu vận hành công nghệ.....	15
1.2.3. Sự ra đời của công nghệ đà giáo di động.....	21

CHƯƠNG 2. NỘI DUNG KHKH CỦA CÔNG NGHỆ ĐGDD

2.1. Mô tả các khái niệm chủng loại kết cấu công nghệ chủ yếu	32
2.1.1. Dầm chủ thể.....	32
2.1.2. Trụ chủ thể	32
2.1.3. Trụ phụ.....	32

2.1.4. Trụ tạm.....	34
2.1.5. Đà giáo, ván khuôn	34
2.2. Mô tả tổng quát nguyên lý làm việc của công nghệ ĐGDD	34
2.3. Đặc điểm kỹ thuật của công nghệ ĐGDD	35
2.3.1. Các giải pháp kỹ thuật công nghệ.....	35
2.3.2. Công nghệ ĐGDD - giải pháp đẩy dưới dúc trên	37
2.3.2.1. Mô tả tổng quát.....	37
2.3.2.2. Cấu tạo hệ thống thiết bị công nghệ.....	40
2.3.2.3. Tải trọng tác động lên ĐG	48
2.3.2.4. Trạng thái chịu lực và biến dạng của ĐG.....	48
2.3.2.5. Trụ phụ.....	49
2.3.2.6. Trụ tạm.....	52
2.3.2.7. Hệ ván khuôn thép (VK thép).....	53
2.3.2.8. Cấu tạo kết cấu công nghệ của hệ thống ĐG - VK.....	59
2.3.2.9. Công nghệ đúc bê tông nhịp dầm.....	61
2.3.2.10. Công nghệ thi công bố cấp DƯ'L.....	68
2.3.2.11. Hệ thống thiết bị đẩy ĐG - VK.....	69
2.3.3. Công nghệ ĐGDD - Giải pháp đẩy trên dúc dưới.....	74
2.3.3.1. Cấu tạo và cơ chế làm việc.....	74
2.3.3.2. Một số dạng kết cấu của giải pháp đẩy trên dúc dưới.....	78
2.3.4. Công nghệ ĐGDD - Giải pháp đẩy dưới dúc lưng chùng	82

CHƯƠNG 3. THIẾT KẾ CẦU BTCT BẰNG CÔNG NGHỆ ĐGDD

3.1. Phạm vi áp dụng của công nghệ ĐGDD	84
3.2. Phân tích lựa chọn các thông số thiết kế dầm BTCT	
phù hợp với công nghệ ĐGDD.....	84
3.2.1. Kết cấu thượng bộ.....	84
3.2.1.1. Sơ đồ bố trí nhịp.....	84

3.2.1.2. Cấu tạo hình dáng và kích thước mặt cắt tiết diện.....	85
3.2.1.3. Cấu tạo bố cấp DU'L trong mặt cắt tiết diện.....	88
3.2.1.4. Tính toán thiết kế sơ bộ bố cấp DU'L trên cơ sở nguyên lý tính phẳng	93
3.2.1.5. Tính toán thiết kế dựa trên cơ sở khai thác phần mềm hiện đại	96
3.2.2. Sử dụng các hệ thống thiết bị DU'L	147
3.2.3. Tính toán thiết kế trụ cầu	150
3.2.3.1. Dạng trụ cầu	150
3.2.3.2. Tính toán thiết kế trụ	151

CHƯƠNG 4. THIẾT KẾ KẾT CẤU CÔNG NGHỆ

4.1. Tính toán thiết kế hệ thống kết cấu ĐGDD.....	153
4.1.1. Nguyên lý làm việc của hệ thống kết cấu	153
4.1.2. Tính toán thiết kế hệ kết cấu ĐGDD	153
4.1.3. Tính thử một số ví dụ	156
4.1.3.1. ĐG sử dụng để thi công cầu BTCT có khẩu độ nhịp 42m	156
4.1.3.2. ĐG sử dụng để thi công cầu BTCT có khẩu độ nhịp 50m.....	160
4.2. Tính toán thiết kế ván khuôn.....	161
4.2.1. Cơ chế làm việc của ván khuôn	161
4.2.2. Nội dung tính toán	162
4.2.3. Ví dụ tính toán	162
4.2.3.1. Trường hợp VK không có sườn tăng cường độ cứng....	162
4.2.3.2. Trường hợp VK có sườn tăng cường độ cứng.....	168
4.3. Tính toán thiết kế dầm kê	172

4.4. Tính toán thiết kế dầm kê mũi dẫn (tác động cục bộ).....	172
4.5. Tính toán thiết kế trụ phụ (giá đỡ đà giáo)	173
4.5.1. Tính toán xác định số lượng thanh thép CĐC căng ép.....	173
4.5.2. Tính toán kết cấu trụ phụ	175
Thay cho lời kết.....	180
Các đơn vị dùng trong tính toán kết cấu công trình.....	182
Tài liệu tham khảo.....	184
Mục lục	188

XÂY DỰNG CẦU BÊ TÔNG CỐT THÉP BẰNG CÔNG NGHỆ ĐÀ GIÁO DI ĐỘNG

Chịu trách nhiệm xuất bản:

LÊ TỬ GIANG

Biên tập và sửa bài:

ĐẶNG TRẦN VIỆT - HỒ ĐỒNG

Trình bày bìa:

HỒ ĐỒNG

NHÀ XUẤT BẢN GIAO THÔNG VẬN TẢI

80B Trần Hưng Đạo - Hà Nội

ĐT: 04.9426420 - 8. 221627; Fax: 8.224784

MS $\frac{6 \times 8 (6V)}{GTVT - 06}$ 261/03 - 06

In 1020 cuốn khổ 16 x 24cm tại Nhà in Đại học Quốc gia Hà Nội -
16 Hàng Chuối. Quyết định xuất bản số 151 - 2006/CXB/261 - 05/GTVT.
In xong và nộp lưu chiểu tháng 4/2006.



ĐẶNG GIA NẢI **Xây dựng** **cầu bê tông** **cốt thép** **bằng công nghệ** **đà giáo di động**

Vài nét về tác giả

Sinh năm 1948 tại Lý Hoà, Bố Trạch, Quảng Bình

Tốt nghiệp Kỹ sư Cầu-Hầm năm 1972, tại Đại học

Giao thông DRESDEN (CHDC Đức cũ)

Nhận học vị tiến sĩ kỹ thuật ngành Cầu-Hầm tại Đại học

Giao thông DRESDEN năm 1976

Nhận học hàm Phó Giáo sư năm 2001

Phó Viện trưởng Viện Khoa học và Công nghệ giao thông vận tải,

Chủ tịch Hội đồng Khoa học Công nghệ Viện

Phó Chủ tịch Hội Kết cấu và Công nghệ xây dựng Việt Nam

Phó Ban Khoa học Công nghệ Hội Khoa học kỹ thuật

Cầu đường Việt Nam

Sách đã xuất bản

Xây dựng cầu bê tông cốt thép dự ứng lực bằng công nghệ
đúc đẩy theo chu kỳ (NXB Giao thông vận tải 1997)



Giá: 35 000Đ