Ứng dụng mô hình giàn ảo để tính toán kết cấu vùng neo cáp dự ứng lực đầu dầm i căng sau

Application strut and tie model for calculating anchorage zones of i prestressed beams

Ngày nhận bài: 16/6/2016
Ngày sửa bài: 04/8/2016
Ngày chấp nhận đăng: 11/8/2016

Đặng Ngọc Lợi, Lê Bá Khánh

TÓM TẮT

Phương pháp mô hình giàn ảo là một công cụ trong việc tính toán thiết kế vùng chịu lực cục bộ nơi mà giả thiết tiết diện phẳng không thể áp dụng. Những vùng cục bộ nêu điển như đầu dầm, vai cột, tru cầu, vùng neo cáp trong cấu kiện dự ứng lực. Trong bài bao này tập trung vào áp dụng mô hình giàn ảo để tính toán vùng neo cáp dự ứng lực trong dầm I căng sau. Qua việc kiểm tra đối chiếu kết quả tính toán, thiết kế theo phương pháp mô hình giàn ảo với kết quả tính toán theo phương pháp phần tử hữu cho thấy mô hình giàn ảo có độ tin cậy cao. Đồng thời phương pháp mô hình giàn ảo là phương pháp đơn giản và trực quan nên thuận lợi trong ứng dụng thiết kế các công trình thực tế

ABSTRACT

Strut and tie modeling method is "a tool" for simulation and designing local zones where elastic bending theory can not be applied. Typical localized areas are the dapped-end beams, corbels, piers, anchorage zones in prestressed concrete structures. This paper focuses on the application of strut and tie modeling method to simulate the anchorage zones of I prestressed beams. The comparison of the results of calculation and design using strut and tie model with the ones by finite element method shows that strut and tie model is reliable. Moreover, strut and tie modeling method is simple and gives the intuitive result, therefore its applications in the design of practical work are facile

Đặng Ngọc Lợi
Giảng viên, Khoa Xây Dựng, Trường ĐHXây Dựng Miền Tây

TS. Lê Bá Khánh
Giảng viên, Khoa Kỹ Thuật Xây Dựng, Trường Đại Học Bách Khoa - Đại Học Quốc Gia Tp HCM

1 Giới thiệu

Giả thiết tiết diện phẳng của Bernoulli được phát biểu "mặt phẳng của tiết diện vẫn phẳng sau biến dạng" là một giả thiết quan trọng trong tính toán thiết kế kết cấu. Từ giả thiết này, người ta có thể đưa ra sự đồ ứng suất, biến dạng của tiết diện ở trạng thái giới hạn và từ đó thiết lập được các phương trình tính toán xác định khả năng chịu lực của kết cấu. Những vùng trong dầm nơi mà giả thiết tiết diện phẳng được áp dụng để tính toán ứng suất gọi là vùng B. Trong khi đó những vùng như đầu dầm, vai cột, tru cầu, vùng neo cáp của kiện dự ứng lực, ứng suất thay đổi rất phức tạp thì những vùng này giả thiết tiết diện phẳng không còn đúng nữa gọi là vùng D[1]. Do đó, cần phương pháp thiết kế riêng cho những vùng tập trung ứng suất này, một trong những phương pháp thiết kế được chấp nhận trong việc phân tích vùng cục bộ là mô hình giàn ảo[2][3][4]

Ngày nay kỹ thuật dự ứng lực được sử dụng rộng rãi trong xây dựng công trình, riêng đối với kết cấu bê tông dự ứng lực, dạng kết cấu được sử dụng nhiều trong xây dựng các công trình giao thông như dầm dự ứng lực căng trước I, T, Super T, hoặc các dạng căng sau như dầm I, T, dầm thi công theo phương pháp đúc hẫng. Vùng neo cáp trong kết cấu bê tông dự ứng lực thông thường được thiết kế dựa trên công thức kinh nghiệm, phương pháp mặt cắt, các thiết kế mẫu hoặc các quy định kết cấu tạo. Các công thức xác định lực kéo ngang này được thành lập từ thực nghiệm của một số trường hợp cụ thể tương ứng với hình dạng neo, tiết diện chịu cắp, Tuy nhiên trong thực tế ứng suất ở vùng neo bị chi phối bởi rất nhiều các yếu tố như độ nghiêng của cáp, vị trí neo cáp, mặt cắt ngang dầm, trường hợp căng cáp và các ngoại lực khác tác dụng

Những vùng cục bộ có thể được phân tích bằng phương pháp phần tử hữu hạn để mô hình hóa gần đúng về sự làm việc của vùng này. Tuy nhiên, việc phân tích bằng phần tử hữu hạn sẽ tốn nhiều thời gian và công sức, kết quả tính toán thông thường chỉ để kiểm tra, không tận dụng được nhiều trong thiết kế. Việc áp dụng phương pháp mô hình giàn ảo trong tính toán các bộ phận chịu lực cục bộ tiếu biểu như vùng neo cáp gặp rất nhiều khó khăn và hạn chế. Trong bài bao này sẽ nghiên cứu áp dụng mô hình giàn ảo (MHGA) để tính toán kết cấu tại vùng neo cáp trong đầu dầm I căng sau.

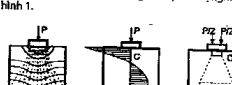
2. Lý thuyết mô hình ảo

Ý tưởng sử dụng mô hình giàn ảo được đề xuất bởi Ritter (1899) và Morsch (1909) dùng để thiết kế cốt thép chống cắt cho kết cấu bê tông cốt thép. Vào những năm đầu của thập niên 1980 nhiều nghiên cứu về mô hình này để tính toán thiết kế chống cắt và xoắn cho kết cấu bê tông được thực hiện bởi Lampert và Thurlimann 1971. Sau đó, phương pháp này được tiếp tục phát triển rộng rãi bởi Collins Schlaich and Schrifer (1991)[5] đã nghiên cứu cách xác định các vùng không liên tục trong kết cấu bê tông cốt thép, phương pháp đường truyền tải trọng từ điểm đặt lực đến gối tựa, cách xác định vùng nút, chiều rộng thanh [illegible] lý thuyết deo [illegible] cấu là mô

Mô hình giàn ảo dựa trên giả thiết giới h[illegible]

[6] Mô hình giàn ảo của một kết cấu hay một [illegible]

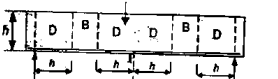
hình giàn tương tương đặt bên trong kết cấu để truyền lực từ điểm đặt lực đến gối tựa hay vùng biên của kết cấu[1]. Hình dạng và vị trí hình học của thanh giằn thể hiện đường truyền tải trọng bên trong kết cấu. Vì đây là mô hình giàn được tưởng tượng để thay thế vùng ứng suất kéo và vùng ứng suất nén nên gọi là mô hình giàn ảo. Mô hình này đặc biệt thích hợp với vùng cục bộ của kết cấu nơi mà ứng suất không thể tính toán từ lý thuyết đàn hồi. Ý tưởng về việc sử dụng MHGA như thể hiện trên hình 1.



Hình 1. Phân bố ứng suất vùng neo cấu trường hợp neo đơn

2.1. Xác định vùng B và vùng D

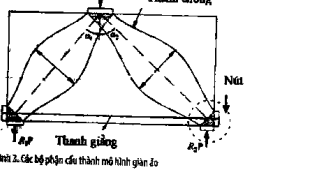
Tại những vị trí tải trọng tập trung như phản lực gối hay những thay đổi về mặt hình học trong kết cấu gọi là những vùng không liên tục. Vùng D (Disturbance)là những vùng có đặc điểm là không liên tục về hình học hoặc không liên tục về tính học. Những vùng trong dầm ứng suất có thể tính toán từ các công thức của lý thuyết dầm gọi là Vùng B(Bernoulli) như trên Hình 2. Trong vùng B giả thiết tiết diện phẳng hay còn gọi là giả thiết Bernoulli còn đúng, nghĩa là mặt phẳng của tiết diện vẫn phẳng sau biến dạng.



Hình 2.Vùng B và vùng D trong dầm

2.2. Các bộ phận cấu thành giàn ảo

Các bộ phận giàn ảo gồm thanh chống, thanh giằng, nút và vùng nút như Hình 3.



Hình 3. Các bộ phận cấu thành mô hình giàn ảo

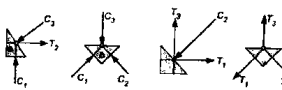
– Thanh chống ảo tương ứng với trường ứng suất nén của bê tông có trục thanh trùng với phương nén. Các thanh nén bê tông là các trường ứng suất 2D hay 3D có xu hướng nở rộng giữa các nút.

– Thanh giằng (thanh chịu kéo) tượng trưng cho cốt thép có thể là thép thường hay thép dự ứng lực, được bố trí để kháng lại trường ứng suất kéo trong bê tông.

– Nút và vùng nút: Các thanh trong mô hình giàn ảo được nối với nhau bằng các nút, tại một vị trí nút thì có ít nhất 3 thanh nối vào và các lực trên các thanh phải cân bằng tĩnh học.

$$\sum F_x = 0, \sum F_y = 0, \sum M = 0 \qquad (1)$$

Có các dạng nút sau:



Hình 4. Các loại nút trong mô hình giàn ảo

Tại vùng nút chỉ có 3 thanh kéo hoặc nén, do đó trong trường hợp tại nút có nhiều thanh kéo, nén ta phải quy đổi về nút chỉ có 3 thanh.

– Điều kiện để thành lập MHGA: để thành lập MHGA đối với dầm cao cần thỏa mãn[6].

$$V_u \le \phi V_n = \phi(\sqrt{f'_c} b_w d_v) \qquad (2)$$

Triết lý thiết kế: Thiết kế theo trạng thái giới hạn.

$$\begin{cases} C_u \le \phi C_{ns} \\ T_u \le \phi T_{ns} \end{cases} \qquad (3)$$

Trong đó: C_{ns}, T_{ns}Tải trọng đã kể hệ số trong MHGA;
C_{ns}, T_{ns} Sức kháng danh định.

2.3. Thiết kế các bộ phận trong MHGA

a. Thanh giằng

Kích thước của thanh giằngchịu kéo được xác định trên cơ sở diện tích cần thiết để đủ bố trí cốt thép chịu kéo, phù hợp với các quy định về khoảng cách và thoả mãn điều kiện giới hạn ứng suất của vùng nút.Chiều rộng của thanh giằng chọn sơ bộ lúc lựa chọn MHGA lấy bằng hai lần chiều dày của lớp bê tông bảo vệ cốt thép thường.

Diện tích cốt thép trong các thanh kéo được xác định trên cơ sở nội lực của thanh kéo và cường độ chịu kéo của cốt thép đó. Việc thiết kế thanh kéo bao gồm các nội dung sau:

– Xác định diện tích thanh kéo cần thiết;
Bố trí cốt thép thanh kéo;
– Kiểm tra điều kiện neo cốt thép tại nút.

Cường độ danh định của thanh kéo được xác định thông qua cường độ của cốtthép thường và dự ứng lực[2].

$$P_n = f_s A_s + A_{ps}\left(f_{ps} + \Delta f_p\right) \qquad (4)$$

Trong đó: A_s,A_{ps} Diện tích cốt thép thường, DƯL
f_s,f_{ps} Cường độ thép dọc thường, DƯL

Đối với cấu kiện bê tông dự ứng lực cấp dự ứng lực dính bám với bê tông thì Δf_p = 414Mpa , không dính bám với bê tông Δf_p = 69Mpa [1], chương 15].

Chiều rộng lớn nhất của thanh giằng xác định.

$$w_{t,max} = \frac{T_{cr}}{f' c \times f_{cu}} \qquad (5)$$

Trong đó f_{cu} Cường độ chịu nén vùng nút.
T_{cr} Cường độ danh định của thanh giằng.

b. Thiết kế thanh chốngchịu nén

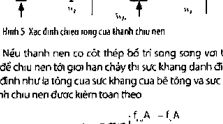
Kích thước của thanh chống nén trong mô hình giàn được xác định trên cơ sở sự phù hợp về cấu tạo hình học với các vùng nút mà thanh nén đó đi đến và yêu cầu chịu lực. Kích thước của thanh nén phải đảm bảo:

Kích thước của thanh nen có thể được thay đổi thông qua các giải pháp cấu tạo vùng nút như thay đổi bố trí cốt thép

- Diện tích của mặt cắt ngang có hiệu của thanh nen, được tính toán trên cơ sở xem xét cả diện tích bê tông cho phép cũng như điều kiện neo của thanh tại các đầu nút

Chiều rộng thanh giằng xác định theo công thức sau

$$w = w_c \cos\theta - w_s \sin\theta$$



Hình 5 Xác định chiều rộng của thanh chịu nen

Nếu thanh nen có cốt thép bố trí song song với trục thanh và được cấu tạo để chịu nen tới giới hạn chảy thì sức kháng danh định của thanh nen được xác định như là tổng của sức kháng của bê tông và sức kháng của cốt thép Các thanh chịu nen được kiểm toán theo

$$C_{rn} = \min \begin{cases} f_{cu} A_c + f_y A_s' \\ f_y A_s + f_y A_s' \end{cases}$$

Trong đó f_{cu} Ứng suất nen giới hạn của bê tông;

f_y Giới hạn chảy của thép tại 2 đầu thanh chống,

A_s Diện tích thép bố trí đầu 1, 2 thanh giằng

Cường độ chịu nen của thanh chịu nen xác định như sau

$$f_{cu} = \min \begin{cases} 0.85\beta_s f_c \\ 0.85\beta_s f \end{cases} \quad (8)$$

Với hệ số β_s β_s xét đến cường độ hữu hiệu thanh chống và vùng nút

Giới hạn chịu nendo Collins[3] đề xuất có xét đến hướng của thanh nen so với thanh keo và đối lớn của biến dạng keo chính vuông góc với thanh nen Đô lớn của ứng suất nén giới hạn được quy định như sau

$$f_{cu} = \frac{f_c}{0.8 + 170\varepsilon_1} \le 0.85 f_c \quad (9)$$

Với ε_1 là biến dạng keo chính, vuông góc với trục của thanh nen Đô lớn của ε_1 được xác định

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_s + (\varepsilon_s + 0.002)\cot g^2 \alpha_s \quad (10)$$

Trong đó ε_1 Biến dạng keo trong bê tông

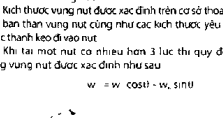
α_s Góc nhỏ nhất giữa thanh nen và thanh keo

c Thiết kế vùng nút

Kích thước vùng nút được xác định trên cơ sở thoả mãn điều kiện chịu lực của bản thân vùng nút cũng như các kích thước yêu cầu của các thanh nen hoặc thanh keo đi vào nút

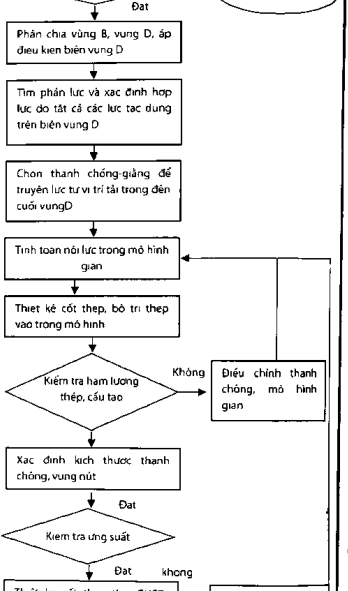
Khi tại một nút có nhiều hơn 3 lực thì quy đổi về 3 lực đó đồ bề rộng vùng nút được xác định như sau

$$w = w_c \cos\theta - w_s \sin\theta \quad (11)$$



Hình 6 Xác định bề rộng vùng nút trong MHGA

Nội dung tính toán theo MHGA như Hình 7



Hình 7 Sơ đồ các bước tính toán theo phương pháp MHGA

d Phương pháp để đạt được mô hình giàn tối ưu

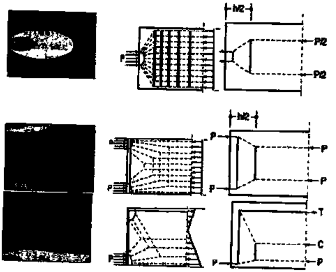
Khi tính toán theo phương pháp MHGA khi bề dày cấu kiện nhỏ thì bề dày của thanh chống được lấy bằng bề dày của cấu kiện, kết quả tính toán sẽ phù hợp với khả năng chịu tải kết cấu[7]. Đối với những kết cấu có bề dày lớn, nếu lấy bề dày của thanh chịu nén là bề dày của kết cấu đôi khi không đúng và sai lệch so với thực tế Phương pháp phân tích khác là nghiên cứu tính toán theo MHGA 3D[8][9] để phản ánh đúng khả năng chịu tải thực tế, tuy nhiên việc phân tích bằng mô hình 3D sẽ gặp nhiều khó khăn trong việc xác định kích thước của các thanh chịu nén và chịu kéo Do đó mô hình thanh kéo ít nhất và ngắn nhất sẽ tốt

$$\sum T_i = \min \qquad (12)$$

2.4. Phương pháp xây dựng MHGA vùng neo căng sau

Hình 8. Vùng cục bộ và vùng chung trong neo DƯL

Vùng neo cấu kiện căng sau được chia thành 2 vùng cơ bản, vùng ngay phía sau bản neo gọi là vùng cục bộ (local zone) và vùng cách đầu dầm một khoảng bằng chiều cao dầm gọi là vùng chung (general zone). Trong vùng cục bộ thì ứng suất tập trung rất cao, thường bố trí đai xoắn dạng lò xo để chống lại sự phá hoại cục bộ này như Hình 8. Vùng cục bộ trong neo cáp được xem là một phần của hệ thống neo và được thiết kế bởi nhà sản xuất. Trong bài báo này chỉ nghiên cứu, tính toán cho vùng chung.



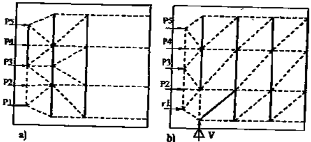
Hình 9. MHGA theo các trường hợp căng cáp.

Đối với vùng neo, việc thành lập mô hình giàn phải xem xét đến trình tự thi công căng cáp cũng như sự làm việc của dầm qua các giai đoạn. Hình 9 xây dựng MHGA cho vùng neo xét đến các trường hợp căng cáp. Dựa vào sự phân bố ứng suất (đường tải trọng) có thể xây dựng mô hình gồm các thanh chống và thanh giằng.

Khi xây dựng MHGA vùng neo của cấu kiện bê tông dư ứng lực tại vị trí vùng neo ngoài tác dụng của lực dự ứng lực, vùng neo còn chịu thêm tác dụng của phản lực gối tựa và các tải trọng khác, nhưng ảnh hưởng của phản lực gối so với các tải trọng khác như hoạt tải và tĩnh tải giai đoạn 2 là lớn nhất. Bỏ qua ảnh hưởng của phản lực gối sẽ làm bài toán đơn giản hơn trong quá trình xây dựng, cũng như tính toán mô hình giàn như Hình 10a và Hình 10b.

Ảnh hưởng của phản lực gối có thể được bỏ qua [1]nếu tất cả các điều kiện sau đây được thỏa mãn.

- Phản lực gối phía dưới cùng của tiết diện và gối dầm là dạng gối tựa đơn;
- Phản lực gối khi chưa xét đến hệ số tải trong nhỏ hơn hoặc bằng 15% tổng lực dự ứng lực;
- Độ nghiêng của tất cả các bó cáp nhỏ hơn hoặc bằng 5°;
- Trọng tâm hay hợp lực của lực dự ứng lực trong phạm vi vùng cục bộ nằm trong vùng giới hạn vật liệu (central kern of section).



Hình 10.Ảnh hưởng phản lực gối vùng neo đầu dầm I

3. Tính toán vùng NEO bằng MHGA

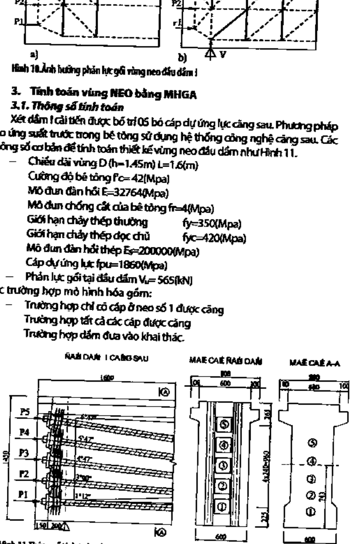
3.1. Thông số tính toán

Xét dầm I cải tiến được bố trí 05 bó cáp dự ứng lực căng sau. Phương pháp tạo ứng suất trước trong bê tông sử dụng hệ thống công nghệ căng sau. Các thông số cơ bản để tính toán thiết kế vùng neo đầu dầm như Hình 11.

- Chiều dài vùng D (h=1.45m) L=1.6(m)
- Cường độ bê tông f'c=42(Mpa)
- Mô đun đàn hồi E=32764(Mpa)
- Mô đun chống cắt của bê tông fr=4(Mpa)
- Giới hạn chảy thép thường fy=350(Mpa)
- Giới hạn chảy thép dọc chủ fyc=420(Mpa)
- Mô đun đàn hồi thép Es=200000(Mpa)
- Cáp dự ứng lực fpu=1860(Mpa)
- Phản lực gối tại đầu dầm V_u= 565(kN)

Các trường hợp mô hình hóa gồm:

- Trường hợp chỉ có cáp ở neo số 1 được căng
- Trường hợp tất cả các cáp được căng
- Trường hợp dầm đưa vào khai thác.



Hình 11.Thông số tính toán vùng cục bộ đầu dầm I căng sau

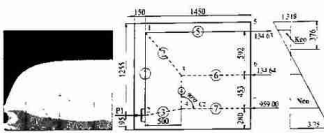
3.2 Tính toán vùng neo theo phương pháp MHGA

a. Trường hợp chỉ có cáp ở neo số 1 được căng

Trong trường hợp vùng neo đầu dầm chỉ có cáp ở neo số 1 được căng thì ảnh hưởng của phản lực gối chưa có. Dầm được đúc trên bãi và chưa lắp dầm vào gối nên đầu dầm chỉ chịu tải trong là trọng lượng bản thân và lực dự ứng lực, trọng lượng bản thân chiếm khoảng 3% (khoảng 31kN) so với lực do dự ứng lực nên có thể bỏ qua.

Vùng ứng suất nén được phân thành 2 lực, lực nén C-chọn bằng lực P_1 của lực dự ứng lực, đặt cách thớ dưới dầm 280mm và lực nén C_s được xác định từ biểu đồ ứng suất, được đặt tại trọng tâm của tiết diện.Khi thiết kế theo MHGA,

mô hình phải thỏa mãn các phương trình cân bằng lực và mô men. Tính toán lựa chọn được mô hình gian như trên Hình 12



Hình 12. Bức tranh phân bố ứng suất và mô hình giàn

Bảng 1. Kết quả nội lực các thanh

STT	Thanh giàn (nút)	P (kN)	Ghi chú
1	1 (1-2)	-972.64	Thanh chống
2	2 (3-2)	-959.07	Thanh chống
3	3 (2-4)	-162.38	Thanh chống
4	4 (5-4)	-137.98	Thanh chống
5	5 (6-1)	162.25	Thanh giằng
6	6 (6-4)	-213.09	Thanh chống
7	7 (7-6)	134.63	Thanh giằng

Tính toán cân bằng nút ta thấy giá trị lực C_1 tính từ nút 2 và nút 4 là bằng nhau có nghĩa là vùng D cân bằng tĩnh định. Lực kéo trong hai thanh T_6, T_7 phản ánh vị trí cốt thép đai, cốt thép dọc cần được tính toán tăng cường, khi thay đổi vị trí của các thanh này thì giá trị nội lực trong các thanh chống, giằng sẽ thay đổi, khi đó cần kiểm tra các điều kiện cân bằng tĩnh học. Do đó, MHGA hợp lý là mô hình cần thỏa mãn các điều kiện cân bằng tĩnh đỉnh cũng như vị trí và kích thước các thanh giàn.

b. Trường hợp cáp ở tất cả neo được kéo căng

Hình 13. Bức tranh phân bố ứng suất và mô hình giàn

Ứng suất kéo phân bố rộng hơn so với các trường hợp cáp ở neo số 1 hay số 2, 3 được càng, ứng suất kéo phát triển rộng về phía trên, dọc theo chiều dài vùng neo và ứng suất kéo được phân bố trong khoảng từ đầu dầm đến vị trí h/2 (từ đầu dầm).

Trường hợp dầm đưa vào khai thác

Khi hoàn thiện công trình, dầm chịu thêm tĩnh tải giai đoạn 2 và hoạt tải, nên ảnh hưởng của phản lực gối đến đầu dầm cần phải được xét đến khi phân tích Kiểm tra điều kiện

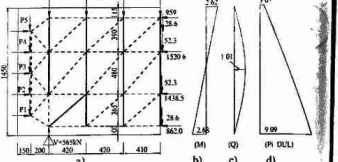
Phản lực gối gối tựa đơn → thỏa.

Giá trị phản lực gối V=565<719(kN) → thỏa

– Đồ dốc lực hay góc nghiêng cáp ≤5^0 → không thỏa.

Do đó, ảnh hưởng của phản lực gối lên vùng D là đáng kể và cần phải được xét đến khi phân tích. Đây là trường hợp chịu lực tổng quát nhất.

Khi dầm đưa vào khai thác, dầm chịu thêm tĩnh tải giai đoạn 2 và hoạt tải thì đặc trưng hình học tiết diện thay đổi, tiết diện trong giai đoạn này là tiết diện liên hợp bao gồm bản mặt cầu



Hình 14. MHGA trường hợp dầm đưa vào khai thác

Tính toán nội lực trong các thanh ở tất cả các trường hợp ta có lực kéo lớn nhất thể hiện trên Bảng 2.

Bảng 2. Kết quả tính toán nội lực lớn nhất

STT	Ký hiệu	Lực (kN)	Tượng tưng vùng ỨS kéo
1	35 (13-18)	433.11	Từ 0 đến 0.5m
2	37 (19-14)	268.76	Từ 0.5 đến 0.98m
3	24 (9-15)	181.59	Từ 0.98 hết vùng D
4	6 (1-8)	179.85	

3.3. Thiết kế cốt thép và kiểm toán MHGA

a. Cốt thép vùng neo

Áp dụng công thức tính thép ta xác định được

STT	Ký hiệu	A_{st} (mm^2)	ĐK mm	Số thanh	$A_{cần}$ (mm^2)
1	35 (13-18)	1979.8	14	14	2155.13
2	37 (19-14)	1228.8	14	8	1231.50
3	24 (9-15)	830.4	14	6	923.63
4	6 (1-8)	822.0	14	6	923.63

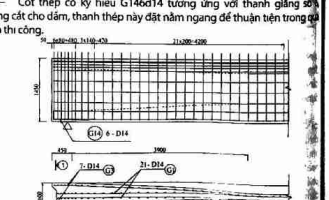
Bố trí cốt thép

– Bước cốt đai d14a80 bố trí trong khoảng giữa thanh chống số 35 đến đầu dầm đến 530mm, cốt thép dang đai vòng 2 lớp, lượng cốt thép cần thiết là 14d14.

– Bước cốt đai d14a140 tương ứng với thanh giằng số 37 trong phạm vi 420mm tiếp theo;

- Bước cốt đai rải đều d14a200 tương ứng với thanh chịu kéo số 24;

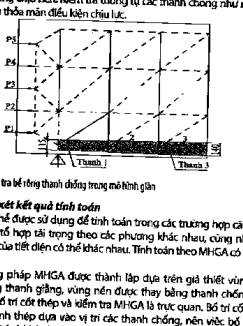
– Cốt thép có ký hiệu G146d14 tương ứng với thanh giằng số 6 chống cắt cho dầm, thanh thép này đặt nằm ngang để thuận tiện trong quá trình thi công.



Hình 15. Thiết kế thép theo MHGA

Kiểm toán thanh chống

Với MHGA được thành lập như ban đầu thì khi xác định kích thước thanh chống, kích thước thanh chống không được vượt quá vùng biến của bê tông cũng như sự giao nhau giữa các vùng trong thanh chống. Trên Hình 16 kích thước thanh chống số 1 theo tính toán là 115mm, ban đầu lựa chọn MHGA, kích thước các thanh chống này đặt tại vị trí cách mép dưới của vùng bê tông là 100mm, nên bề rộng thanh chống tối đa khi thiết kế đối với thanh chống số 1, 2, 3 là 200mm. Theo kết quả tính toán thì thanh chống số 3 lớn nhất trong 3 thanh có bề dày 140mm là đảm bảo thanh này không vượt quá ra ngoài biên của phần bê tông chịu nén. Kiểm tra tương tự các thanh chống như mô hình giàn đã lập đều thỏa mãn điều kiện chịu lực.



Hình 16. Kiểm tra bê tông thanh chống trong mô hình giàn

3.4. Nhận xét kết quả tính toán

MHGA có thể được sử dụng để tính toán trong các trường hợp cấu cấp khác nhau, các tổ hợp tải trọng theo các phương khác nhau, cũng như đặc trưng hình học của tiết diện có thể khác nhau. Tính toán theo MHGA có những đặc điểm sau:

– Phương pháp MHGA được thành lập dựa trên giả thiết vùng kéo được thay bằng thanh giằng, vùng nén được thay bằng thanh chống nên việc tính toán bố trí cốt thép và kiểm tra MHGA là trực quan. Bố trí cốt thép và vị trí các thanh thép dựa vào vị trí các thanh chống, nên việc bố trí cốt thép dựa vào vị trí và kích thước các thanh giằng, nên rất trực quan.

– Phương pháp này tính toán đơn giản, việc tính toán, kiểm tra mô hình có thể thực hiện bằng tay, kết quả xuất ra có thể tận dụng trong thiết kế.

– Kết quả tính toán theo MHGA, cốt đai cần được gia cường dày hơn tại vị trí neo cấp và giảm dần cho đến vị trí cuối vùng D.

– Việc lựa chọn MHGA, cách phân phối nội lực phụ thuộc nhiều vào quan điểm của người thiết kế. Do đó, cần phải có kinh nghiệm trong việc thành lập mô hình để giảm bớt số mô hình không phù hợp.

Để hiểu rõ hơn sự phân bố ứng suất trong vùng neo theo các phương, kiểm tra sự phù hợp của mô hình và xác định vị trí cần gia cường cốt thép. Sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn để kiểm tra lại việc tính toán thiết kế theo MHGA.

3.5. Nội dung kiểm tra mô hình giàn

Trong phần tích này sẽ mô phỏng vùng neo đầu dầm trường hợp dầm đưa vào khai thác theo mô hình đàn hồi và mô hình đàn dẻo có xét và không xét ảnh hưởng của cốt thép đai phân bố trong đầu dầm.

Kiểm tra mô hình thí nghiệm

Buckhous[10][11]thực hiện thí nghiệm nén dầm trong phòng thí nghiệm để xác định ứng xử thực tế của dầm bê tông cốt thép chịu uốn ở giai đoạn đàn hồi và sau nứt. Các thông số:

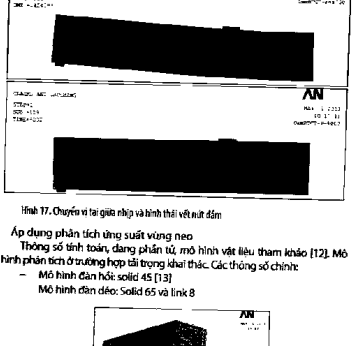
– Kích thước dầm 10x18(in)

Khoảng cách giữa 2 gối là 180(in)

– Tải trọng P tác dụng tại 2 vị trí như tải trọng P sẽ tăng dần đến khi dầm phá hoại.

Xét trường hợp gia tải đến tải trọng P=12000(lbs)

Độ võng lớn nhất trong dầm là 0.4243(in), kết quả theo Wolanski và Buckhous là 0.424(in) (figure 3.19,[11]), ở giai đoạn này dầm nứt chiều dày vết nứt như Hình 17.



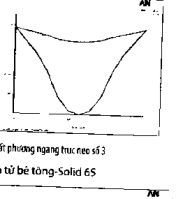
Hình 17. Chuyển vị tại giữa nhịp và hình thái vết nứt dầm

Áp dụng phân tích ứng suất vùng neo

Thông số tính toán, dạng phần tử, mô hình vật liệu tham khảo [12]. Mô hình phần tích ở trường hợp tải trọng khai thác. Các thông số chính:

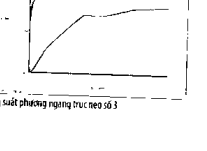
– Mô hình đàn hồi: Solid 45 [13]

Mô hình đàn dẻo: Solid 65 và link 8



Hình 18. Vùng neo cấp ở đầu dầm bằng phần mềm Ansys

Mô hình vật liệu: đồng nhất, đẳng hướng

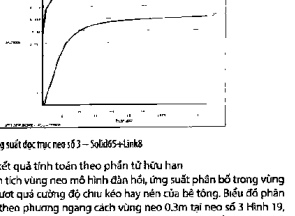


Hình 19. Biểu đồ ứng suất phương ngang trục neo số 3

Mô hình vật liệu. Phần tử bê tông-Solid 65

Hình 20. Biểu đồ ứng suất phương ngang trục neo số 3

Mô hình vật liệu: Solid 65 và phần tử thép-Link8



Hình 21. Ứng suất dọc trục neo số 3 – Solid65+Link8

Nhận xét kết quả tính toán theo phần tử hữu hạn

– Phân tích vùng neo mô hình đàn hồi, ứng suất phân bố trong vùng neo không vượt quá cường độ chịu kéo hay nén của bê tông. Biểu đồ phân bố ứng suất theo phương ngang cách vùng neo 0.3m tại neo số 3 Hình 19, cho thấy phạm vi ứng suất phân bố tập trung tại tâm của tiết diện và chủ yếu là dọc theo chiều cao (theo phương y) và chiều dài (theo phương z) đầu dầm. Do đó, phân tích vùng neo đầu dầm sử dụng mô hình giàn 2D cho kết quả phù hợp với sự làm việc thực vùng này.

– Phân tích vùng neo bằng mô hình phần tử khối cho thấy ứng suất kéo, nén của bê tông thì có sự khác biệt lớn so với trường hợp giả thiết vật liệu bê tông cốt thép là đồng nhất và đẳng hướng. Như trên Hình 20 vùng neo sẽ xuất hiện những vết nứt bên trong bê tông. Phạm vi ứng suất vượt quá khả năng chịu kéo của bê tông sẽ làm cho bê tông bị nứt do kéo vỡ. Vị trí xuất hiện từ đầu neo khoảng h/2 (dọc chiều dài dầm). Từ kết quả phân tích này cho thấy, cần thiết phải gia cường lớp lưới thép tại vị trí sau neo cách neo khoảng h/2 để đảm bảo chống nứt. Trên thực tế, việc xuất hiện ứng suất kéo làm xuất hiện vết nứt bên trong bê tông có thể xảy, nên rất khó kiểm soát ngoài thực tế.

– Phân tích vùng neo bằng mô hình dàn deo, xét ảnh hưởng của cốt thép, với số lượng cốt thép và khoảngcách bố trí theo phương pháp MHGA. Như trên Hình 21 ứng suất kéo trong vùng neo giảm xuống, trong vùng neo đầu dầm không xuất hiện điểm vết nứt phía sau neo và có sự phân phối lại ứng suất bên trong phần tử, ứng suất nén tăng lên theo các phương và giảm ứng suất kéo bên trong neo. Tuy nhiên, độ cứng của kết cấu tăng lên khi xét mô hình có cốt thép, tại vị trí ngay sát sau neo vùng ứng suất kéo theo phương z tăng lên. Do đó cần phải bố trí một lớp lưới thép gia cường tại mặt tiếp xúc giữa tấm thép đệm và bê tông để chống lại sự phá hoại cục bộ.

4. Kết luận

Qua việc phân tích đặc điểm chịu lực trong vùng neo cáp ở đầu dầm T căng sau bằng phương pháp MHGA và đối chiếu kiểm tra kết quả tính toán, thiết kế với kết quả tính toán theo phương pháp phần tử hữu hạn, các kết luận sau được rút ra

1. Việc phân tích, tính toán vùng neo bằng phương pháp MHGA là đơn giản, có tính thực hành cao không cần sự hỗ trợ của các phần mềm chuyên dùng khác. Kết quả tính toán, bố trí cốt thép là trực quan nên khi áp dụng vào thực tế thiết kế rất thuận lợi do có thể dễ dàng được kiểm tra.

2. Khi thiết kế cốt thep theo MHGA thì phạm vi bố trí cốt thép chịu kéo xuất phát từ kích thước của thanh giằng, nên việc bố trí cốt thép rất thuận lợi và hợp lý, đảm bảo vừa tiết kiệm vừa an toàn. Cụ thể, theo tính toán tự phương pháp MHGA thì vùng đầu dầm được bố trí cốt thép (theo thanh giằng) dày hơn trong phạm vi từ đầu dầm đến vị trí cách đầu dầm 1 đoạn là h/2. Kiểm tra việc bố trí cốt thép trong mô hình giàn ảo bằng phương pháp phần tử hữu hạn cho thấy kết quả phân tích phần tử hữu hạn cho kết quả tính toán phù hợp với kết quả tính toán theo phương pháp mô hình giàn ảo.

3. Phương pháp mô hình giàn ảo có thể xét đồng thời nhiều trường hợp tải trong khác nhau. Từ đó việc áp dụng mô hình giàn ảo trong tính toán thiết kế vùng neo nơi điều kiện chịu lực phụ thuộc vào số lượng neo, trình tự căng cáp, vị trí đặt neo, các tải trọng khác nhau sẽ rất thuận lợi.

4. Đối với đầu dầm có bề rộng nhỏ thì sự phân bố ứng suất chủ yếu trong một phạm vi chữa cáp. Do đó, việc áp dụng mô hình giàn ảo 2D cho kết quả tính toán phù hợp với sự làm việc của vùng neo đầu dầm.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

[1] Antoine E. Naaman, Prestressed Concrete Analysis and Design, 2nd ed. USA: Techno Press 3000, 2009.

[2] Concrete structures AASHTO, LRFD Bridge Design Specification.: Washington D.C, 2005.

[3] Bộ Giao thông vận tải, Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN 272-05.: NXB giao thông vận tải, 2005.

[4] Kalil- Heinz Reinack, "Example for design of structural concrete with strut and tie models," in Amer Concrete Inst, 2002.

[5] Schlfer J. Schlaich, "Design and detailing of structural concrete using strut-and-tie models," The Institution of Structural Engineers, vol. 69, no. 6, 1991.

[6] Nawy, Prestressed concrete – A fundamental approach, 3rd ed.: Prentice Hall, 2012.

[7] Kang-Hai Tan Ning Zhang, "Direct strut-and-tie model for single span and continuous deep beams," Science direct, vol. Engineering Structures 29, pp. 2987–3001, 2007.

[8] Zhao Liu Zhi-Qi He, "Optimal three-dimensional strut-and-tie models for anchorage diaphragms in externally prestressed bridges," Science direct, vol. Engineering Structures, pp. 2057-2064, 2010.

[9] Attaullah Shah, Ehsanu Haq, et al, "Analysis and Design of Disturbed Regions in Concrete Structures," Science direct, vol. Engineering 14, pp. 3317–3324, 2014.

[10] E.R Buckhouse, "External Flexural Reinforcement of Existing Reinforced Concrete Beams Using Bolted Steel Channels," Marquette University, vol. Wisconsin, 1995.

[11] Anthony J. Wolanski, "flexural behavior of reinforced and prestressed concrete beams using finite element analysis," PhD Thesis 2004

[12] Đặng Ngọc Lợi, "Nghiên cứu áp dụng mô hình giàn ảo để tính toán kết cấu tại vùng neo," học Bách Khoa-Tp. HCM, LVThS 2013

[13] Ansys V12, Finite Element Analysis System. USA. SAS IP, Inc. SAS, 2011.