

NGHIÊN CỨU TIẾT DIỆN HỢP LÝ CỦA DẦM THÉP KHÔNG LIÊN HỢP VỚI BẢN BÊ TÔNG CỐT THÉP VÙNG ĐỒNG BẰNG SÔNG CỬU LONG

● TRẦN VĂN KHÁNH

TÓM TẮT:

Khu vực Đồng bằng sông Cửu Long với điều kiện địa hình phức tạp, sông ngòi chằng chịt, sức chịu tải đất nền yếu, nên dễ gây sụt lún và có biến dạng lớn, khó khăn trong quá trình thi công công trình cầu. Chiều cao nền đất đắp tại hai đầu bị khống chế cũng dẫn đến hạn chế về chiều cao của cầu. Trên cơ sở nghiên cứu cấu tạo và cơ sở lý thuyết thiết kế cầu dầm thép, bài báo đã ứng dụng vào tính toán lựa chọn tiết diện hợp lý của cầu dầm thép không liên hợp theo Tiêu chuẩn Thiết kế cầu 22TCN- 272-05. Qua kết quả phân tích tính toán với chiều dài nhịp 24m, 26m, 28m, 30m, 32m, tác giả đã lựa chọn được các tiết diện hợp lý của dầm thép không liên hợp trong điều kiện bị khống chế về chiều cao phù hợp với địa hình tại khu vực Đồng bằng sông Cửu Long theo trạng thái giới hạn cường độ I.

Từ khóa: Đồng bằng sông Cửu Long, cầu dầm thép, tiết diện hợp lý.

1. Đặt vấn đề

Qua khảo sát thực tiễn cho thấy, Đồng bằng sông Cửu Long có hệ thống nhiều kênh, rạch tạo nên hệ thống giao thông thủy bộ giao cắt ngang dọc, tạo điều kiện giao thông thuận lợi, phục vụ sản xuất nông nghiệp, dịch vụ, phần lớn sản lượng sản phẩm nông nghiệp được bà con nông dân sản xuất trao đổi mua bán quanh năm, được thu mua tận nơi sản xuất và tập kết về các đô thị lớn để xuất khẩu như TP. Hồ Chí Minh, Cần Thơ, các khu công nghiệp,... Do đó, hạ tầng giao thông thủy bộ cần được đầu tư để đáp ứng vùng đồng bằng năng động, đang phát triển mạnh mẽ, vùng Đồng bằng sông Cửu Long có 2 mùa rõ rệt là mùa nước cạn và mùa nước lũ. Vào mùa nước cạn, mực nước trong kênh

rạch thấp giao thông thủy khó khăn; Vào mùa nước lũ: mực nước trong nội đồng, sông rạch cao, các phương tiện giao thông thủy như tàu, xà lan, xáng,..., di chuyển khó khăn, các tuyến đường thường kết hợp đê bao ngăn lũ và có cao độ mặt đường từ 3m - 3,5m.

Chiều cao nền đất đắp từ mặt đất tự nhiên đến mặt đường thường từ 2,5m - 3m, nền đất yếu, ngậm nước, kết hợp ảnh hưởng của thủy triều chênh lệch mực nước lên xuống lớn từ 2m - 3m, nền đường đắp trên nền đất yếu dễ bị lún sụt và mất ổn định. Vì vậy, chiều cao nền đắp 2 bên đầu cầu thường bị khống chế và cao độ mặt cầu cũng bị khống chế theo, trong khi đó vẫn cần đảm bảo độ cao cho tàu thuyền thông thương dưới cầu.

Để đảm bảo đồng thời các yêu cầu trên, một trong những giải pháp đó là giảm chiều cao dầm chủ xuống mức thấp nhất có thể. Nghiên cứu đã giúp giải quyết được trường hợp cầu thép bị khống chế về chiều cao do ảnh hưởng nền đất đắp tại 2 đầu cầu dẫn đến hạn chế về chiều cao của cầu, việc lựa chọn được tiết diện hợp lý của dầm trong điều kiện về chiều cao sẽ tạo ra khả năng ứng dụng rộng rãi cho loại cầu này trong khu vực.

2. Sơ lược cầu dầm thép và cơ sở thiết kế

2.1. Sơ lược cầu dầm thép

Cầu thép với nhiều ưu điểm được sử dụng rộng rãi trong xây dựng cầu giao thông. Cầu thép nhiều lợi thế trong việc xây dựng cầu bởi những tính năng ưu việt như khả năng chịu lực cao, thời gian thi công nhanh, tính linh động cao, dễ duy tu bảo dưỡng, có thể tái sử dụng và tuổi thọ dài. Cầu thép có độ bền cao, trọng lượng bản thân nhẹ, nên cầu thép có thể vượt những nhịp rất lớn do trọng lượng nhẹ. Việc vận chuyển và lắp dựng các cấu kiện thép dễ dàng và nhanh chóng, có thể dùng trong các công trình cầu tạm, cũng như cầu vĩnh cửu.

Cầu dầm thép bao gồm các bộ phận cơ bản sau: dầm chủ, bản mặt cầu, các lớp phủ mặt cầu, hệ liên kết dọc trên, dọc dưới, hệ liên kết ngang. Khi khoảng cách dầm chủ lớn, có thể cấu tạo hệ dầm ngang mặt cầu, nhưng rất ít sử dụng. Ngoài ra, còn có các bộ khác, như: bộ hành, lan can, tay vịn,... (Hình 1)

2.2. Cơ sở thiết kế cầu dầm thép

2.2.1. Nguyên tắc thiết kế

Các trạng thái giới hạn dùng trong thiết kế kết

cấu đều thực hiện theo nguyên tắc là hiệu ứng do tải trọng gây ra trong kết cấu không được vượt quá sức kháng kết cấu. Nguyên tắc này được thể hiện trong công thức dưới đây:

$$\sum \eta_i \cdot \gamma_i \cdot Q_i \leq \phi \cdot R_n \quad (2.1)$$

$$\sum \eta_i \cdot \gamma_i \cdot Q_i \leq \phi \cdot R_n \quad (2.2.1)$$

Trong đó: Q_i là hiệu ứng do tải trọng tác dụng lên kết cấu; có thể là momen, lực cắt, lực dọc, độ võng, góc xoay, ứng suất, ...; γ_i là hệ số tải trọng; R_n là sức kháng danh định của kết cấu; ϕ là hệ số sức kháng; η_i là hệ số tải trọng.

2.2.2. Xác định nội lực dầm chủ

* Tải trọng tác dụng

Tĩnh tải: bao gồm trọng lượng bản thân của dầm thép, hệ liên kết, bản bê tông, các lớp phủ mặt cầu, lan can, tay vịn, rào chắn,...

Hoạt tải: Hoạt tải ô tô dùng để thiết kế kết cấu nhịp là HL93, bao gồm xe tải thiết kế hoặc xe 2 trục thiết kế kết hợp với tải trọng làn. Đối với cầu nằm trên tuyến đường cấp thấp hơn, có thể xác định tải trọng trục của xe tải thiết kế và xe hai trục thiết kế nhân với hệ số 0.5 hoặc 0.65. Đối với tất cả đường bộ hành rộng hơn 600mm, tải trọng người và được tính đồng thời với hoạt tải ô tô.

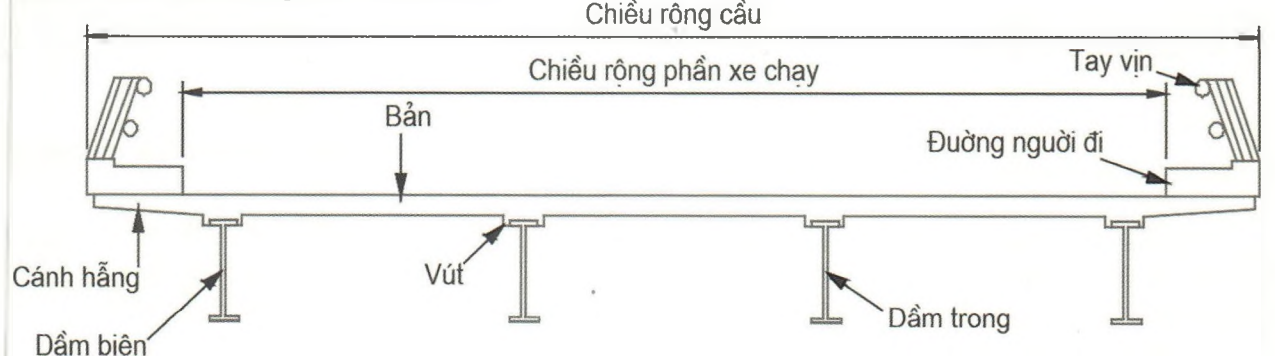
* Xác định nội lực

Các tải trọng được chất trên đường ảnh hưởng sao cho gây ra hiệu ứng bất lợi nhất. Nội lực trong dầm được xác định bởi công thức:

$$Q_i = \eta_i \cdot \{ [\gamma_{DC} \cdot DC + \gamma_{DW} \cdot DW] \sum \omega + \eta_i \cdot m_{gLL} \cdot \gamma_{LL} \cdot [(1 + IM) \cdot \sum P_i \cdot y_i + PL \cdot \omega] + \eta_i \cdot g_{PL} \cdot \gamma_{PL} \cdot PL \cdot \omega \} \quad (2.2)$$

Trong đó: η_i là hệ số điều chỉnh tải trọng; γ_{DC} , γ_{DW} là hệ số tải trọng của tĩnh tải bản thân dầm và

Hình 1: Cấu tạo chung cầu dầm thép



của lớp phủ mặt cầu; γ_{LL} , γ_{PL} là hệ số tải trọng của hoạt tải HL93 và của đoàn người; DC, DW là tải trọng phân bố của bản thân dầm và của lớp phủ mặt cầu; P_i , y_i là tải trọng trục xe chất lên đường ảnh hưởng và tung độ đường ảnh hưởng ứng; $(1 + IM)$ là hệ số xung kích; p_L , PL là tải trọng làn, và tải trọng người; ω là diện tích đường ảnh hưởng ứng; mg_{LL} , g_{PL} là hệ số phân phối ngang của hoạt tải HL93 có kể đến hệ số làn xe, và của người.

** Momen chảy của tiết diện không liên hợp*

Đối với tiết diện không liên hợp, các momen kháng uốn bằng nhau và bằng SNC vì tiết diện dầm thép đối xứng cả 2 phương. Khi đó, momen chảy được xác định một cách đơn giản bởi:

$$M_y = F_y * S_{NC} \quad (2.3)$$

Momen dẻo của tiết diện không liên hợp: Nếu không có neo chống trượt giữa bản bê tông và dầm thép thì bản bê tông và cốt thép không tham gia vào sức kháng tiết diện.

$$M_p = P_{tf} \left(\frac{D}{2} + \frac{t_{tf}}{2} \right) + P_w \left(\frac{D}{4} \right) + P_{bf} \left(\frac{D}{2} + \frac{t_{bf}}{2} \right) \quad (2.4)$$

Trong đó: P_{tf} là lực bản biên chịu nén; P_{bf} là lực bản biên chịu kéo; P_w là lực dẻo ở vách đứng chịu kéo; t_{bf} là bề dày bản biên chịu kéo; t_{tf} là bề dày bản biên chịu nén; D là chiều cao bản bụng.

** Sức kháng uốn và sức kháng cắt trong dầm theo trạng thái giới hạn (TTGH) cường độ I:*

Các tiết diện dầm được chọn thỏa mãn điều kiện tiết diện chắc:

$$\frac{2D_{cp}}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{E}{F_{yc}}} \quad (2.5)$$

Trong đó: D_{cp} là chiều cao bản bụng chịu nén lúc momen dẻo (mm); F_{yc} là cường độ chảy nhỏ nhất được quy định của bản cánh chịu nén (Mpa).

Khi đó sức kháng uốn danh định: $M_n = M_p$

Trong đó momen dẻo M_p được xác định như sau:

$$M_p = P_b \cdot (D + t_b) + P_w \cdot \frac{D}{4} \quad (2.6)$$

Trong đó: $P_b = A_b \cdot F_y$ là lực dẻo ở bản biên; $P_w = A_w \cdot F_y$ là lực dẻo ở vách dầm; D là chiều cao của vách; F_y là cường độ chảy của thép; $A_b = b_b \cdot t_b$ là diện tích bản biên; b_b là bề rộng bản biên; t_b

là chiều dày thanh sườn; $A_w = b_w \cdot t_w$ là diện tích vách dầm; b_w là bề rộng bản biên; t_w là chiều dày bản biên.

Bằng cách thay đổi tiết diện dầm với chiều cao tiết diện được chọn bằng H_{min} kích thước của vách thỏa mãn điều kiện, ta xác định được M_p theo công thức (2.6), và sức kháng uốn của dầm phải thỏa mãn điều kiện:

$$M_u \leq \phi * M_n \quad (2.7)$$

Trong đó: $\phi = 1,0$ là hệ số kháng uốn; M_n là sức kháng uốn danh định. (kN.m); M_u là momen lớn nhất do tải trọng gây ra. (kN.m).

Ngoài ra, sức kháng cắt tính toán của dầm phải thỏa mãn điều kiện:

$$V_u \leq V_r = \phi_v * V_n \quad (2.8)$$

Trong đó: $V_n = V_p$ là sức kháng cắt danh định của vách không tăng cường ($V_p = 0.58 * F_{yw} * D * t_w$); $\phi_v = 1.0$ là hệ số sức kháng cắt.

Trên cơ sở lý thuyết, nghiên cứu sẽ ứng dụng tính toán và lựa chọn tiết diện hợp lý một số dầm thường sử dụng trong khu vực đo.

3. Tính toán và lựa chọn tiết diện hợp lý của dầm thép không liên hợp với bản bê tông cốt thép

3.1. Xác định nội lực trong kết cấu nhịp $L_{nhịp} 26m$

3.1.1. Các số liệu cơ bản và tải trọng (Hình 2)

Tiêu chuẩn thiết kế: 22 TCN 272-05

Chiều dài nhịp: $L_{tt} = 26 m$

Khổ cầu: $K = 8 + 2 \times 1,5 = 11 m$

Hoạt tải: HL93

Mặt cắt ngang cầu gồm 5 dầm thép tiết diện chữ I không liên hợp với bản bê tông cốt thép (BTCT).

Dầm được chế tạo từ thép cacbon M270 cấp 345, có cường độ chảy của thép $F_y = 345 MPa$, cường độ chịu kéo $F_u = 450 MPa$, Moduyn đàn hồi thép $E = 200000 MPa$.

Tải trọng đoàn người: $3 kN/m^2$

Tải trọng của dầm thép, bản mặt cầu, lan can và liên kết: $DC = 18,253 kN/m$.

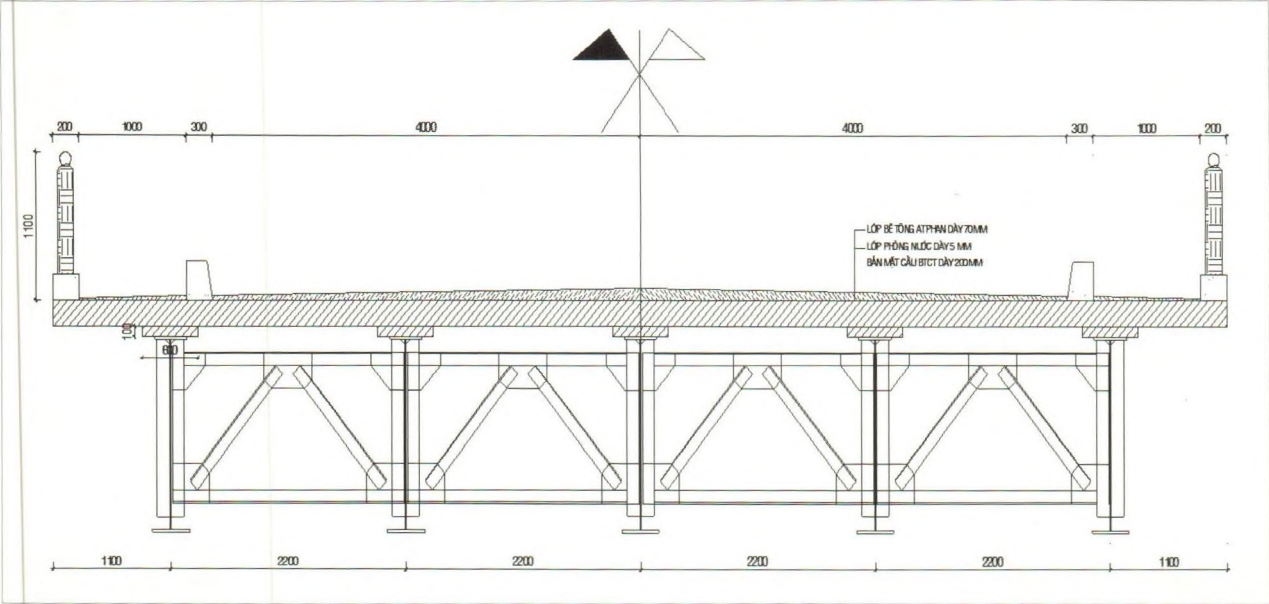
Tải trọng của các lớp mặt cầu: $DW = 4,5 kN/m$.

3.1.2. Hệ số phân phối ngang cho dầm biên

Hệ số phân bố ngang momen do hoạt tải xe:

$$mg_{LL}^M = 0,58.$$

Hình 2: Sơ đồ bố trí chung mặt cắt ngang cầu thép



Hệ số phân bố ngang cho lực cắt do hoạt tải xe:
 $mg_{LL}^V = 0,58.$

Hệ số phân bố ngang cho người đi:
 $g_{PL} = 1,182.$

3.1.3. Tính toán nội lực dầm chủ do các tải trọng gây ra

Xác định nội lực do các tải trọng gây ra trong dầm chủ: Sau khi vẽ đường ảnh hưởng tại các tiết diện cần tính toán, ta tiến hành xếp các tải trọng lên dầm sao cho bất lợi nhất, rồi tính nội lực theo công thức:

$$Q_i = \eta * [\gamma_{DC} * DC + \gamma_{DW} * DW] \sum \omega + mg_{LL} * \gamma_{LL} * [(1 + IM) * \sum P_i * y_i + pL * \omega] + g_{PL} * \gamma_{PL} * PL * \omega \tag{3.1}$$

Trong đó:

Q_i là nội lực do các tải trọng gây ra trong dầm chủ; $\eta = 1$ là hệ số điều chỉnh nội lực; g_{LL} , g_{PL} là hệ số phân bố ngang của tải trọng xe và người đi bộ; Đối với momen $mg_{LL} = 0.58$; Đối với lực cắt $mg_{LL} = 0.58$; Đối với người đi bộ $g_{PL} = 1.182$; γ_{DC} , γ_{DW} , γ_{LL} , γ_{PL} là hệ số điều chỉnh tải trọng đối với các trạng thái làm việc; Đối với trạng thái giới hạn cường độ I (TTGH CD1): $\gamma_{DC} = 1.25$, $\gamma_{DW} = 1.5$, $\gamma_{LL} = \gamma_{PL} = 1.75$; Đối với TTGH sử dụng II (THGH SD): $\gamma_{DC} = 1.00$, $\gamma_{DW} = 1.00$, $\gamma_{LL} = \gamma_{PL} = 1.30$; m là hệ số làn xe (Đối với 2 làn xe $m = 1$); $IM = 0.25$ là hệ số xung kích; P_i là tải trọng trục xe tương ứng trên đường ảnh hưởng; y_i là tung độ

tương ứng với tải trọng trục xe trên đường ảnh hưởng; $\sum \omega$ là tổng diện tích đường ảnh hưởng; $DC = 18,253 \text{ KN/m}$ là tính tải các bộ phận của kết cấu và liên kết; $DW = 4,5 \text{ KN/m}$ là trọng lượng các lớp mặt cầu và thiết bị trên cầu; $pL = 9.3 \text{ kN/m}$ là hoạt tải của làn xe thiết kế HL93; $PL = 3 \text{ kN/m}$ là hoạt tải đoàn người đi bộ.

* Nội lực do tĩnh tải trong dầm chủ

Xác định momen và lực cắt do tĩnh tải gây ra tại các tiết diện dầm theo (3.1), dựa vào đường ảnh hưởng tại các tiết diện cần tính toán, ta tiến hành xếp các tải trọng lên dầm sao cho bất lợi nhất, rồi tính nội lực. Kết quả tính toán được thể hiện tại Bảng 1, Bảng 2.

* Nội lực do hoạt tải trong dầm chủ

Xác định momen và lực cắt do hoạt tải gây ra tại các tiết diện dầm theo (3.1). Dựa vào đường ảnh hưởng tại các tiết diện cần tính toán, ta tiến hành xếp các tải trọng lên dầm sao cho bất lợi nhất rồi tính nội lực. Kết quả được thể hiện tại Bảng 3, Bảng 4.

* Tổ hợp các nội lực do tĩnh tải và hoạt tải gây ra

Xác định nội lực do tĩnh tải và hoạt tải tác dụng lên dầm chủ ở TTGH CD1 và TTGH SD, ta xác định tổ hợp nội lực theo công thức sau:

$$M_u = M_{tt} + M_{ht}$$
$$V_u = V_{tt} + V_{ht}$$

Bảng 1. Nội lực M do tĩnh tải gây ra ở các TTGH

TTGH	MC	γ_{DC}	γ_{DW}	η	DC	DW	$\Sigma\omega$	M
ĐV					kN/m	kN/m	m ²	kN.m
TTGH CD1	L/2	1.25	1.5	1	18,253	4,5	80.64	2384,2
	L/4	1.25	1.5	1	18,253	4,5	60.49	1788,5
	3L/8	1.25	1.5	1	18,253	4,5	75.61	2235,4
TTGH SD	L/2	1	1	1	18,253	4,5	80.64	2569,33
	L/4	1	1	1	18,253	4,5	60.49	1984,34
	3L/8	1	1	1	18,253	4,5	75.61	2441,26

Bảng 2. Nội lực V do tĩnh tải gây ra ở các TTGH

TTGH	MC	γ_{DC}	γ_{DW}	η	DC	DW	$\Sigma\omega$	V
ĐV					kN/m	kN/m	m ²	kN.m
TTGH CD1	Gối	1.25	1.5	1	18,253	4,5	12.70	419.97
TTGH SD	Gối	1	1	1	18,253	4,5	12.70	325.82

Bảng 3. Nội lực M do hoạt tải gây ra ở các TTGH

TTGH	MC	$\max \sum P_i.y_i$	γ_{DC}	γ_{DW}	mg_{LL}^M	gPL	η	IM	PL	ω	M
ĐV		kN.m							kN/m ²	m ²	kN.m
TTGH CD1	L/2	1.676,75	1,75	1,75	0,58	1,182	1	0,25	3	80,64	3388,99
	L/4	1.316,85	1,75	1,75	0,58	1,182	1	0,25	3	60,49	2617,12
	3L/8	1.605,58	1,75	1,75	0,58	1,182	1	0,25	3	75,61	3219,92
TTGH SD	L/2	1.676,75	1,3	1,3	0,58	1,182	1	0,25	3	80,64	2517,53
	L/4	1.316,85	1,3	1,3	0,58	1,182	1	0,25	3	60,49	1944,15
	3L/8	1.605,58	1,3	1,3	0,58	1,182	1	0,25	3	75,61	2391,94

Bảng 4. Nội lực V do hoạt tải gây ra ở các TTGH

TTGH	MC	$\max \sum P_i.y_i$	γ_{DC}	γ_{DW}	mg_{LL}^V	gPL	η	IM	PL	ω	M
ĐV		kN.m							kN/m ²	m ²	kN.m
TTGH CD1	Gối	288,63	1,75	1,75	0,58	1,182	1	0,25	3	12,70	564,89
TTGH SD	Gối	288,63	1,3	1,3	0,58	1,182	1	0,25	3	12,70	419,63

Trong đó:
 M_{tt} là Momen do tĩnh tải tác dụng lên 1 dầm chủ;
 M_{ht} là Momen do hoạt tải tác dụng lên 1 dầm chủ;
 V_{tt} là lực cắt do tĩnh tải tác dụng lên 1 dầm chủ;
 V_{ht} là lực cắt do hoạt tải tác dụng lên 1 dầm chủ.

Sau khi tổ hợp nội lực theo TTGH cường độ 1 và TTGH SD ta chọn từng cặp M_u , V_u lớn nhất để tính toán, kiểm toán. (Bảng 5 Bảng 6)
* Nội lực trong kết cấu nhịp $L_{nhịp}$ 24m, 28m, 30m, 32m
Tương tự tính toán các bước như trên ứng dụng cho dầm, ta được kết quả sau: (Bảng 7)

Bảng 5. Bảng tổng hợp M do hoạt tải, tĩnh tải gây ra ở các TTGH

Mặt cắt	Trạng thái giới hạn cường độ 1			Trạng thái giới hạn sử dụng		
	M_{tt}	M_{ht}	M_u	M_{tt}	M_{ht}	M_u
1/2L	2384,22	3388,99	5773,21	1834,80	2517,53	4352,34
L/4	1788,46	2617,12	4405,58	1376,33	1944,15	3320,47
3L/8	2235,36	3219,92	5455,28	1720,24	2391,94	4112,18

Bảng 6. Bảng tổng hợp V do hoạt tải, tĩnh tải gây ra tại gối ở các TTGH

Mặt cắt	TTGH cường độ 1			TTGH SD		
	M_{tt}	M_{ht}	M_u	M_{tt}	M_{ht}	M_u
Gối	375,49	564,89	940,38	288,96	419,63	708,60

Bảng 7. Tổng hợp nội lực Momen do hoạt tải, tĩnh tải gây ra ở các TTGH

Chiều dài nhịp	Mặt cắt	Trạng thái giới hạn cường độ 1			Trạng thái giới hạn sử dụng		
		M_{tt}	M_{ht}	M_u	M_{tt}	M_{ht}	M_u
$L_{nhịp}$ 24m	1/2L	2023,66	2992,03	5015,69	1557,33	2222,65	3779,98
	L/4	1518,61	2319,48	3838,09	1168,66	1723,04	2891,70
	3L/8	1895,67	2847,10	4742,77	1458,83	2114,99	3573,82
$L_{nhịp}$ 28m	1/2L	2774,64	3801,75	6576,40	2135,26	2824,16	4959,42
	L/4	2080,99	2926,33	5007,32	1601,45	2173,85	3775,29
	3L/8	2601,24	3608,47	6209,71	2001,81	2680,58	4682,39
$L_{nhịp}$ 30m	1/2L	3194,63	4674,06	7868,69	2458,46	3472,16	5930,62
	L/4	2395,75	3580,65	5976,41	1843,38	2659,91	4503,59
	3L/8	2994,77	4426,38	7421,14	2304,65	3288,17	5592,82
$L_{nhịp}$ 32m	1/2L	3643,89	4674,06	8317,95	2804,19	3472,16	6276,35
	L/4	2733,10	3580,65	6313,76	2103,91	2659,91	4763,20
	3L/8	3416,38	4426,38	7842,76	2629,11	3288,17	5917,28

Bảng 8. Tổng hợp nội lực lực cắt do hoạt tải, tĩnh tải gây ra ở các TTGH

Chiều dài nhịp	Mặt cắt	Trạng thái giới hạn cường độ 1			Trạng thái giới hạn sử dụng		
		M _{tt}	M _{ht}	M _u	M _{tt}	M _{ht}	M _u
L _{nhịp} 24m	Gối	345,93	560,91	906,83	266,21	416,67	682,88
L _{nhịp} 28m	Gối	405,06	583,87	988,93	311,72	433,73	745,45
L _{nhịp} 30m	Gối	434,62	589,34	1023,96	334,47	437,80	772,27
L _{nhịp} 32m	Gối	464,19	620,63	1084,82	357,22	491,04	818,26

3.2. Tính toán, lựa chọn tiết diện hợp lý cho kết cấu nhịp Lnhịp 24m

- Vật liệu thép: F_{yc} = 345 MPa, E = 200.000Mpa.
- Chọn chiều cao dầm:
 $H_{min} = 1,15 \cdot 0,033 \cdot L$
 $= 1,15 \cdot 0,033 \cdot 24000 = 910(\text{mm})$,
chọn H = 910mm.
- Chọn vách dầm:
Áp dụng công thức (2.5) ta có:

$$\frac{2(910 - 20) / 2}{t_w} \leq 3.76 \sqrt{\frac{200000}{345}}$$

Suy ra:

$t_w \geq 9.72\text{mm}$ chọn $t_w = 10\text{mm}$

Thay đổi tiết diện bản biên và xác định M_p theo công thức (2.6) ta có kết quả như tại Bảng 9, Hình 3.

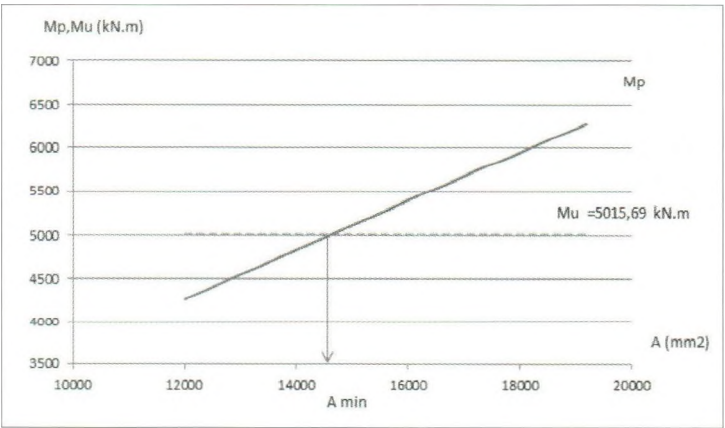
Trên cơ sở nội lực lớn nhất Mu trong dầm chủ do tĩnh tải và hoạt tải gây ra được xác định trong Bảng 7. Tiến hành thay đổi tiết diện dầm với chiều cao tiết diện được chọn bằng H_{min}, ta xác định được MP theo công

thức (2.6) và lập được biểu đồ quan hệ giữa sức kháng uốn MP với kích thước của tiết diện. Từ biểu đồ, ta xác định được tiết diện tương ứng với Mu như sau: (Bảng 10)

- Kiểm tra sức kháng cắt của dầm chủ
Lực cắt dẻo:

$V_p = 0,58 \cdot F_{yw} \cdot D \cdot t_w$
 $V_p = 0,58 \cdot 345 \cdot (910 - 2 \cdot 32) \cdot 10 = 1708,85 \text{ kN}$
 $V_p = 1692,85 \text{ kN} > V_u = 906,83 \text{ kN}$ (Đạt)

Hình 3: Biểu đồ quan hệ A, M_p và M_u với Lnhịp 24m



Bảng 9. Kết quả tính toán M_p, M_u với A (mm²) dầm thay đổi, Lnhịp 24m

H	t _w	b _b	t _b	A	M _p	M _u
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm²)	(kN.m)	(kN.m)
910	10	400	30	12.000	4266,36	5015,69
910	10	400	32	12.800	4494,55	5015,69
910	10	400	34	13.600	4721,67	5015,69
910	10	400	36	14.400	4947,72	5015,69
910	10	400	38	15.200	5172,69	5015,69

Bảng 10. Kích thước tiết diện tương ứng, $L_{nhịp}$ 24m

H	t_w	b_b	t_b	A	M_p	M_u
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm ²)	(kN.m)	(kN.m)
910	10	400	38	15.200	5172,69	5015,69

- Kiểm tra kích thước bản biên

$$\frac{b_b}{t_b} \leq 12 \cdot b_b \geq \frac{D}{6} \cdot t_b \geq 1,1 t_w$$

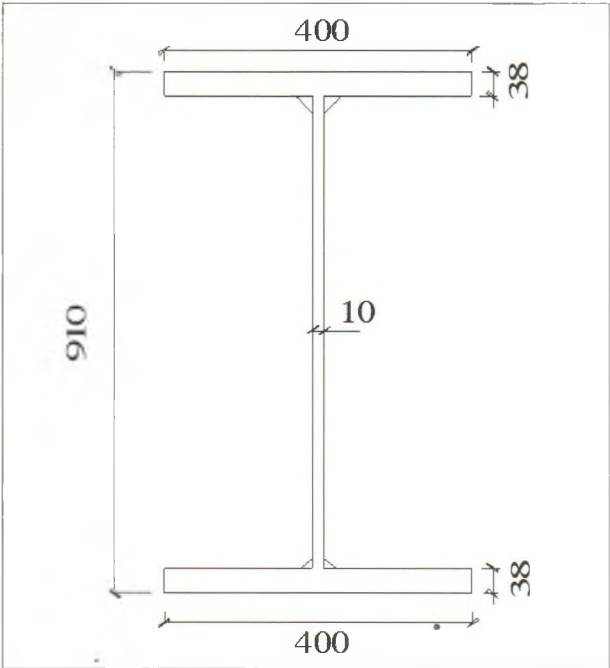
$$\frac{400}{38} = 10,52 \leq 12 ;$$

$$400 \geq \frac{(910 - 2 \times 38)}{6} = 139 ; 38 \geq 1,1 \times 10 = 11$$

Qua kiểm tra, kích thước bản biên đạt yêu cầu.

- Tiết diện hợp lý của dầm L nhịp 24m được chọn như sau: (Hình 4)

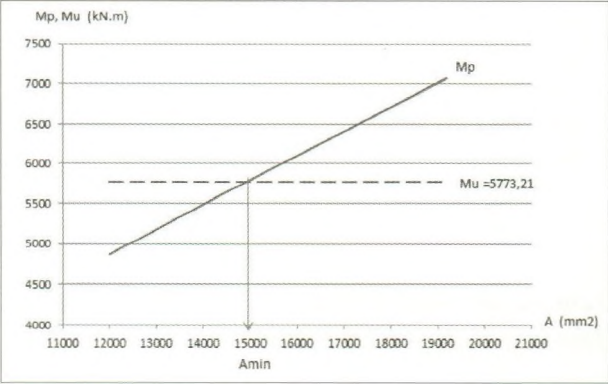
Hình 4: Mặt cắt ngang dầm loại $L_{nhịp}$ 24m



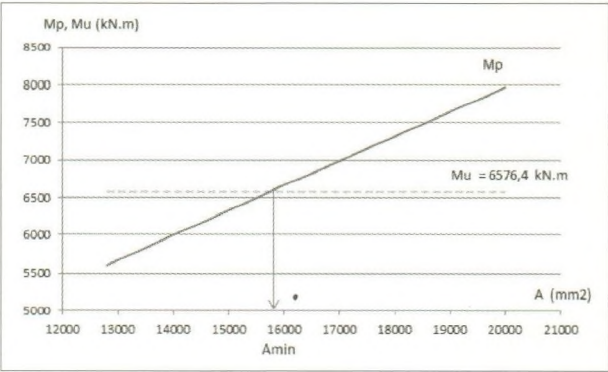
Tương tự, tính toán theo trình tự các bước trên ta được biểu đồ quan hệ A, M_p và M_u của các nhịp dầm như từ Hình 5 đến Hình 8.

Qua kết quả tính toán với 5 loại kết cấu cầu dầm không liên hợp $L = 24m, 26m, 28m, 30m,$

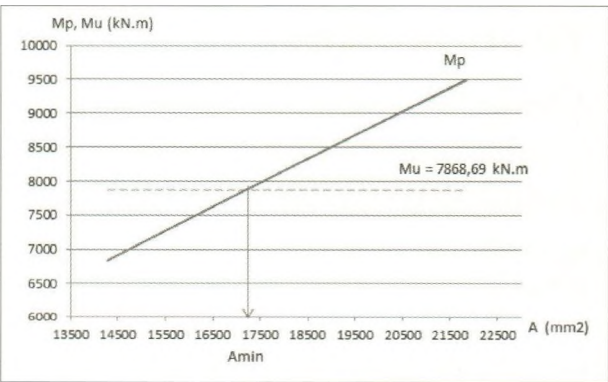
Hình 5: Biểu đồ quan hệ A, M_p và M_u với $L_{nhịp}$ 26m



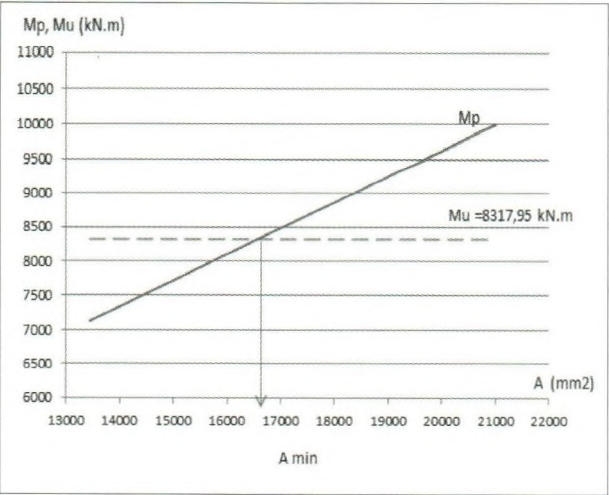
Hình 6: Biểu đồ quan hệ A, M_p và M_u với $L_{nhịp}$ 28m



Hình 7: Biểu đồ quan hệ A, M_p và M_u với $L_{nhịp}$ 30m



Hình 8: Biểu đồ quan hệ A , M_p và M_u với $L_{nhịp}$ 32m



32m, ta xác định được tiết diện dầm hợp lý theo điều kiện cường độ I như Bảng 11:

Bảng 11. Tổng hợp kết quả lựa chọn tiết diện hợp lý cho 5 loại nhịp

TT	$L_{nhịp}$	H	t_w	b_b	t_b	A	M_p	M_u
	(m)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm²)	(kN.m)	(kN.m)
1	24	910	10	400	38	15.200	5172,69	5015,69
2	26	990	12	400	38	15.200	5856,92	5773,21
3	28	1.065	12	400	40	16.000	6662,18	6576,40
4	30	1.140	14	420	42	17.640	8.028,74	7.868,69
5	32	1.220	14	420	40	16.800	8.408,55	8.317,95

TÀI LIỆU THAM KHẢO:

1. Nguyễn Xuân Toàn, Nguyễn Văn Mỹ (2010). *Thiết kế cầu thép*. Hà Nội: NXB Xây dựng.

2. Lê Đình Tâm (2011). *Cầu thép - Thiết kế cầu thép*. Hà Nội: NXB Giao thông Vận tải.

3. Bộ Giao thông Vận tải (2005), *Tiêu chuẩn thiết kế cầu 22 TCN-272-05*. Hà Nội: NXB Giao thông Vận tải.

4. Nguyễn Viết Trung (chủ biên), Nguyễn Tuyết Trinh (2014). *Ví dụ tính toán cầu liên hợp*. Hà Nội: NXB Xây dựng.

5. Đỗ Trưng (2017). *Nghiên cứu lựa chọn tiết diện hợp lý của cầu dầm thép trong điều kiện bị khống chế về chiều cao*. Luận văn cao học, Trường Đại học Bách khoa Đà Nẵng.

Ngày nhận bài: 20/2/2022

Ngày phản biện đánh giá và sửa chữa: 22/3/2022

Ngày chấp nhận đăng bài: 15/4/2022

Thông tin tác giả:

TRẦN VĂN KHÁNH

Giảng viên, Khoa Kỹ thuật và Công nghệ, Trường Đại học Trà Vinh

A STUDY ON THE REASONABLE SECTION OF NON-CONJUGATED STEEL BEAMS WITH REINFORCED CONCRETE IN THE MEKONG DELTA REGION

● **TRAN VAN KHANH**

Lecturer, School of Engineering and Technology
Tra Vinh University

ABSTRACT:

The Mekong Delta has complicated topographical conditions, crowded rivers, and a weak ground bearing capacity. Hence, it is easy to cause subsidence and large deformation. The bridge construction in the Mekong Delta faces many difficulties. In addition, the bridge's height is limited as the embankment land at both bridgeheads is controlled. By studying the structure and theoretical framework of steel beam bridge design, this study calculated and selected reasonable cross-sections of steel beam bridges which are not non-conjugated in accordance with the Bridge Design Standard 22TCN-272-05. By analyzing the span lengths of 24m, 26m, 28m, 30m, and 32m, reasonable cross-sections of non-conjugated steel beam were selected in the condition that the bridge's height is controlled in accordance with the general conditions of the Mekong Delta region.

Keyword: the Mekong Delta, steel girder bridge, reasonable cross-sections.