

本州四国連絡架橋調査
材料構造調査
調査資料 No. 52
軽量床版資料(4)

土木研究所資料

第 178 号

I形鋼格子床版設計資料(I)

昭和 41 年 4 月

建設省土木研究所

I 形鋼格子床版設計資料〔I〕

—— 一試算例について ——

目 次

まえがき

1. 概 説 1

2. 設計条件 1

3. 概略所要鋼材断面の算定ならびに死荷重概算 3

4. 設計曲げモーメント 12

5. 概略設計 20

あとがき 31

付録 米国で用いられている I 格子床版の例 32

まえがき

I形鋼を並列し、それらを適当な横方向部材で連結して構成される格子状の骨組にコンクリートを充填して造られる床版を、「I形鋼格子床版」と呼ぶことにし、これを「I格子床版」と略称する。

I格子床版は、軽量であることと工期短縮が可能であることから、長大径間橋梁用の床版として一つの有力な工法であると考えられる。

本資料は、I格子床版の標準的な設計をうるための基礎資料として、一試算例を通して、床版の厚さと支間との関係、単位橋面積あたり重量、I-Beamの形状などを求めたものである。

付録として、米國で用いられているI格子床版の一例をかかげた。

1 概 説

I 格子床版は、単純版として用いても多くの利点をもつものであるが、これを連続版として用いると、その有利性が一層發揮される。そこで、単純板および連続版の両用に用いるような断面を定めておけば、同じ断面形の I-Beam をどちらにも用いることができ、I-Beam 製造のうえからも、設計、施工のうえからも便利と考えられる。

本試算においては、2 径間連続床版を対象として各種設計図表を求めたが、設計モーメントとして単純版または n 径間連続版としての値を用いれば、所要鋼材断面の算定は、これと全く同様の手順によって行なうことができる。 n 径間連続版として用いる場合には、近似的に 2 径間連続版として求めた断面を適用することができる。

2 設 計 条 件

(1) 設計活荷重

鋼道路橋設計示方書（以下「鋼示」と略称する）に規定されている T-20（一等橋）

衝撃係数は $i = \frac{20}{50 + \ell}$ （ ℓ ：床版の支間、 m ）による。

(2) 支承条件ならびに対象支間

2 径間連続、 $\ell \leq 4.0m$ とする。

(3) 曲げモーメント計算法

支間と直角方向の辺長が無限に長い、単純支持された帯状板について、支間曲げモーメントが最大となるような輪荷重の載荷を考慮して求めた理論値に適當な余裕を見込んで求めた計算式による。

(4) 使用材料および許容応力度

表 2.1 のとおりとする

表 2.1 使用材料および許容応力度

材料設計	鋼 材		コンクリート			n (E_s/E_c)
	材 質	$\sigma_s (Kg/cm^2)$	材 料	単重 (Kg/m^2)	$\sigma_c (Kg/cm^2)$	
A	SS41またはSM41	1,400	粗骨材	人工軽量骨材	1,650	60
			細骨材	“		
B	“	1,400	粗骨材	人工軽量骨材	1,900	80
			細骨材	天 然 砂		

(5) 基本構造

1) 部材構成は図 2.1 に示す形状および配置を基本とする。

2) I-Beam 間隔は 15cm (I-Beam 高さに関係なく一定) とする。

これは、横方向部材の現場継手の溶接などの便を考えると、少なくとも 15cm 以上の間隔をとるのがよいが、一方、輪荷重の接地長が 20cm であることを考え、輪荷重分布面積の一部が必ず主部材である I-Beam 上にかかるようにするためには、間隔は 20cm 以下とするのが妥当と考えられ、これらの点から 15cm としたものである。

3) 充填コンクリートの上置層 (I-Beam 上面の上に打設するコンクリート層) の厚さは 2.0cm (一定) とする。

4) 各構成部材の種類と寸法範囲は表 2.2 のとおりとする。

表 2.2 部材の種類と寸法範囲

部 材	形 状	寸 法 の 範 囲
主 骨 材	I-Beam	
横部材 (上部)	平 鋼	$6 \times 32mm$, $6 \times 38mm$, $6 \times 44mm$
“ (下部)	丸 鋼	$\phi 19 \sim \phi 24$

(6) 応力度計算法

鋼材は死荷重応力と活荷重応力とを、コンクリートは活荷重応力のみを受けるものと考え、鉄筋コンクリート構造としての計算を行なう。その場合、

1) 引張側コンクリート断面は無視

2) I-Beamの腹板に設ける横部材を通すための切欠部分は、引張側についてのみ控除

3 概略所要鋼材断面の算定ならびに死荷重概算

(1) 釣合断面の条件

ある大きさの正の曲げモーメントをうけたときに引張縁の鋼材と圧縮縁のコンクリートとが同時にそれぞれの材料の許容応力度に達するような断面形で、かつそれがある大きさの負の曲げモーメントをうけたときにも、それらが同時に許容応力度に達するような断面形を釣合断面と呼ぶことにする。

I格子床版が鉄筋コンクリートとしての作用をする場合、ある断面形が釣合断面であるための幾何学的な条件を求めると、つぎのようである。

ある断面形が正および負モーメントをうける場合を図3.1に示し、つぎの記号を用いる。

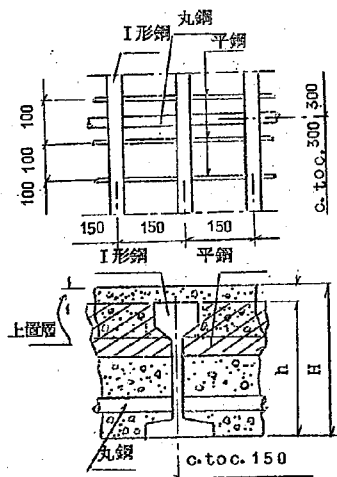


図2.1 基本構造

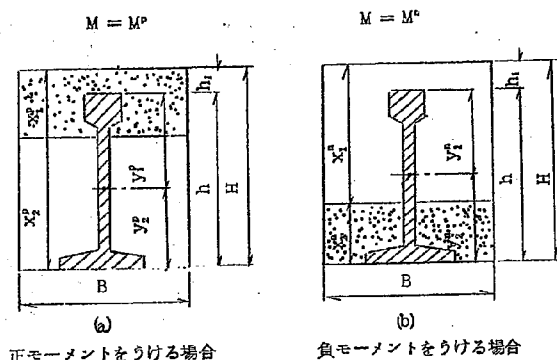


図 3. 1

- M^p, M^a : 正および負の曲げモーメントに対する断面の抵抗モーメント
 Y_1^p, Y_2^p : 正モーメントが作用するときの I-Beam の図心からその上、下縁までの距離
 Y_1^a, Y_2^a : 負モーメント " " "
 X_1^p, X_2^p : 正モーメントが作用するときの、合成断面の中立軸からその上、下縁までの距離
 X_1^a, X_2^a : 負モーメント " " "
 h : I-Beam の高さ、 h_1 : 上置層の高さ
 H : 総厚、 $(h+h_1)$ B : I 格子床版における I-Beam 中心間隔
 n : E_s/E_c
 A_s^p, A_s^a : 正および負モーメントに対する I-Beam の断面積
 I_s^p, I_s^a : " I-Beam のみの断面 2 次モーメント
 I_c^p, I_c^a : " 圧縮側コンクリート断面の断面 2 次モーメント
 I^p, I^a : " 合成断面の断面 2 次モーメント
 W_s^p, W_s^a : " 合成断面の引張縁鋼材に関する断面係数
 W_c^p, W_c^a : " " 圧縮縁コンクリート "
 σ_{ss} : 鋼材の許容引張応力度
 σ_{cs} : コンクリートの許容引張応力度
 k : σ_m/σ_{ss}

図 3.1 (a) より

$$I^p = [n \{ I_s^p + A_s^p (x_2^p - y_2^p)^2 \} + I_c^p] / B$$

$$W_c^p = \frac{I^p}{X_1^p}, \quad W_s^p = \frac{I^p}{X_2^p n},$$

$$M^p = \frac{I^p}{X_1^p} \cdot \sigma_{cs} = \frac{I^p}{X_2^p n} \cdot \sigma_{cs} = \frac{I^p}{X_2^p n} \cdot k \sigma_{cs}$$

$$\therefore k X_2^p = n X_1^p$$

$$X_2^p = H - X_1^p \quad \text{であるから、}$$

$$X_1^p = \frac{n}{n+k} \cdot H$$

図 3.1 (b) より、

$$I^a = [n \{ I_s^a + A_s^a (x_1^a - y_2^a)^2 \} + I_c^a] / B$$

$$W_c^a = \frac{I^a}{X_2^a}, \quad W_s^a = \frac{I^a}{(X_1^a - h_1) n}$$

$$M^a = \frac{I^a}{X_2^a} \sigma_{cs} = \frac{I^a}{(X_1^a - h_1) n} \sigma_{cs} = \frac{I^a}{(X_1^a - h_1) n} \cdot k \sigma_{cs}$$

$$\therefore k X_2^a = (X_1^a - h_1) n$$

$$X_1^a = H - X_2^a \quad \text{であるから、}$$

$$X_2^a = \frac{n}{n+k} (H - h_1) = \frac{n}{n+k} \cdot h$$

これより、

$$\left. \begin{aligned} X_1^p &= mH \cdots \cdots \text{正モーメントに対し} \\ X_2^a &= mh \cdots \cdots \text{負モーメントに対し} \\ \text{ただし } m &= \frac{n}{n+k} = n / (n + \frac{\sigma_{cs}}{\sigma_{cs}}) \end{aligned} \right\} \cdots \cdots (1)$$

すなわち、正および負モーメントに対するおのおのの合成断面の中立軸位置が(1)の値となるような断面形を決定すれば、それが釣合断面となる。

(2) 鈎合断面の概略算定式

図 3.2 のように簡略化した断面形を考え、 H および h が与えられたときの I-Beam 上・下フランジの所要断面算定式を求める。

図 3.2 (a) について、鋼材の図心位置を求めると、

$$L-L: A_s^L \cdot \frac{a_2}{2} + A_s^U (h - \frac{a_1}{2}) = A_s \cdot y_2^p$$

$$\therefore y_2^p = \frac{A_s^L \cdot \frac{a_2}{2} + A_s^U (h - \frac{a_1}{2})}{A_s}, \quad y_1^p = h - y_2^p$$

合成断面の中立軸位置 y_1^p は、

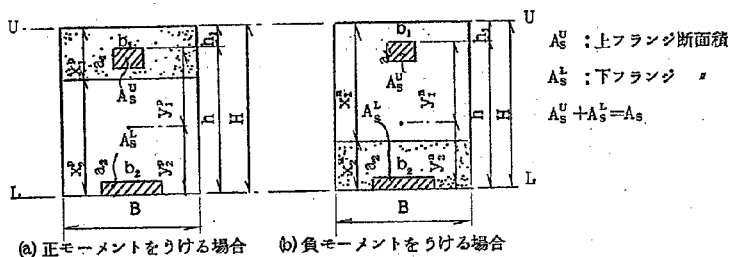


図 3.2

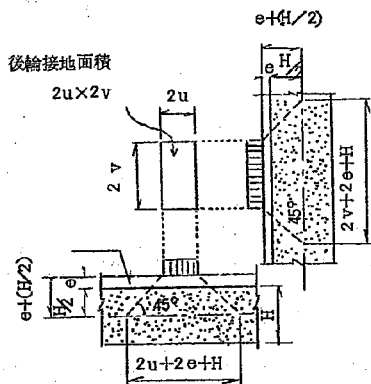


図 4.1 輪荷重の分布

$$U-U: \quad nA_s (H-y_2^u) + B \cdot \frac{(x_1^u)^2}{2} = x_1^u (nA_s + Bx_1^u)$$

$$x_1^u = \frac{1}{B} (\sqrt{(nA_s)^2 + 2nA_s B (H-y_2^u)} - nA_s)$$

同様に、図 2 (b) より、

$$x_1^s = \frac{1}{B} (\sqrt{(nA_s)^2 + 2nA_s B y_2^s} - nA_s)$$

$y_2^u = y_2^s = \frac{1}{A_s} \{ A_s^L \frac{a_2}{2} + A_s^u (h - \frac{a_1}{2}) \}$ により、これらを整理すると、

$$x_1^u = \frac{1}{B} [-nA_s + \sqrt{(nA_s)^2 + nB \{ (2H - 2h + a_1) A_s^u + (2H - a_2) A_s^L \} }]$$

$$x_1^s = \frac{1}{B} [-nA_s + \sqrt{(nA_s)^2 + nB \{ (2h - a_1) A_s^u + a_2 A_s^L \} }]$$

これに (1) 式を用いて、

$$(mBH + nA_s)^u = (nA_s)^2 + nB \{ (2H - 2h + a_1) A_s^u + (2H - a_2) A_s^L \}$$

$$(mBH + nA_s)^s = (nA_s)^2 + nB \{ (2h - a_1) A_s^u + a_2 A_s^L \}$$

$A_s = A_s^u + A_s^L$ を代入して A_s^u , A_s^L について解き、さらに $q = \frac{h}{H}$ において整理すれば、結局次式を得る。

$$\left. \begin{aligned} A_s^u &= \frac{m^2 BH [2qH \{ 1 - (1-q)(1-m) \} - (1+q^2)a_2]}{2n \{ 1-m(1+q) \} \{ 2qH - (a_1 + a_2) \}} \\ A_s^L &= \frac{m^2 BH [2qH \{ 1 - (1-q)(q+m) \} - (1+q^2)a_1]}{2n \{ 1-m(1+q) \} \{ 2qH - (a_1 + a_2) \}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

$$\text{ただし} \quad m = \frac{n}{n+k} = \frac{n}{n + \frac{\sigma_{ss}}{\sigma_{ss}}}, \quad q = \frac{h}{H}$$

B , H , h , σ_{ss} , σ_{ss} , n , a_1 , a_2 の諸数値を与えれば、(2) 式から鈎合断面としての鋼材の上、下フランジの概略所要断面積が得られる。

a_1 , a_2 値は、はじめ第 1 近似値として適当な値を用い、それによって得られた A_s^u , A_s^L 値から、

$$A_s^u = a_1 \times b_1$$

$$A_s^L = a_2 \times b_2$$

により、均整のとれた上、下フランジの縦横寸法をきめ、その a_1 , a_2 値を用いて再び (2) により A_s^u , A_s^L を算定すればよい。

- (3) 各種の H に対する I-Beam フランジの概略断面

H=10~18cm の範囲について算定する。

2. の設計条件により、諸数値は表 3.1 のようになる。

表 3.1

設計条件	B (cm)	n	σ_{zs} (Kg/cm ²)	σ_{zs} (Kg/cm ²)	$k = \frac{\sigma_{zs}}{\sigma_{zs}}$	$n = \frac{n}{n+k}$
A	15	15	1,400	60	23.3	0.392
B	15	10	1,400	80	17.5	0.364

q - 値 (上置層 $h_1 = 2cm$ 一定)

H (cm)	10	11	12	13	14	15	16	17	18
h (cm)	8	9	10	11	12	13	14	15	16
q	0.800	0.818	0.833	0.846	0.857	0.867	0.875	0.883	0.888

従って(2)式は各 H について表 3.2 のようになる。

上・下フランジの縦横寸法比をかりに

$$b_1 : a_1 = 1 : 0.7$$

$$b_2 : a_2 = 4.5 : 1 = 1 : 0.22$$

とし、 λ_1 との関係を図示した図 3.3 中の (a_1) 、 (a_2) 線を利用して表 3.2 の式を計算すると、その結果は図 3.4 のようになる。

- (4) 死荷重概算

(3) で求めた概略フランジ断面に、厚さ 5mm (一定) のウェブを加えた I-Beam を用いた I 格子床版の死荷重を求めると、表 3.3 のようになる。

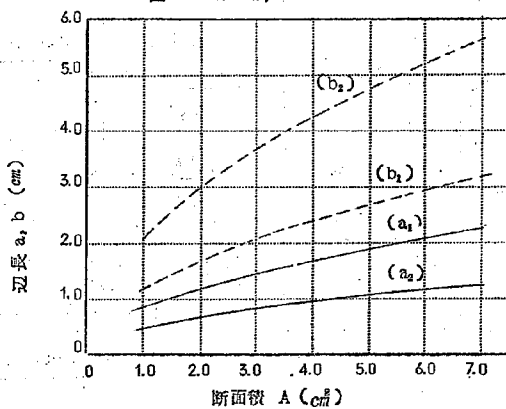
表 3.2

条件 H A (cm)	(A)		(B)	
	A_5^U (cm)	A_5^L (cm)	A_5^U (cm)	A_5^L (cm)
10	$4.27(8.6-a_2)$	$4.27(7.4-a_1)$	$4.72(8.5-a_2)$	$4.72(7.5-a_1)$
	$16-(a_1+a_2)$	$16-(a_1+a_2)$	$16-(a_1+a_2)$	$16-(a_1+a_2)$
11	$4.90(9.6-a_2)$	$4.90(8.4-a_1)$	$5.59(9.5-a_2)$	$5.59(8.5-a_1)$
	$18-(a_1+a_2)$	$18-(a_1+a_2)$	$18-(a_1+a_2)$	$18-(a_1+a_2)$
12	$5.55(10.6-a_2)$	$5.55(9.4-a_1)$	$6.06(10.5-a_2)$	$6.06(9.5-a_1)$
	$20-(a_1+a_2)$	$20-(a_1+a_2)$	$20-(a_1+a_2)$	$20-(a_1+a_2)$
13	$6.20(11.6-a_2)$	$6.20(10.4-a_1)$	$6.75(11.6-a_2)$	$6.75(10.4-a_1)$
	$22-(a_1+a_2)$	$22-(a_1+a_2)$	$22-(a_1+a_2)$	$22-(a_1+a_2)$
14	$6.85(12.6-a_2)$	$6.85(11.4-a_1)$	$7.42(12.6-a_2)$	$7.42(11.4-a_1)$
	$24-(a_1+a_2)$	$24-(a_1+a_2)$	$24-(a_1+a_2)$	$24-(a_1+a_2)$
15	$7.53(13.6-a_2)$	$7.53(12.4-a_1)$	$8.14(13.6-a_2)$	$8.14(12.4-a_1)$
	$26-(a_1+a_2)$	$26-(a_1+a_2)$	$26-(a_1+a_2)$	$26-(a_1+a_2)$
16	$8.18(14.6-a_2)$	$8.18(13.4-a_1)$	$8.82(14.6-a_2)$	$8.82(13.4-a_1)$
	$28-(a_1+a_2)$	$28-(a_1+a_2)$	$28-(a_1+a_2)$	$28-(a_1+a_2)$
17	$8.86(15.7-a_2)$	$8.86(14.3-a_1)$	$9.53(15.6-a_2)$	$9.53(14.4-a_1)$
	$30-(a_1+a_2)$	$30-(a_1+a_2)$	$30-(a_1+a_2)$	$30-(a_1+a_2)$
18	$9.54(16.7-a_2)$	$9.54(15.3-a_1)$	$10.21(16.6-a_2)$	$10.21(15.4-a_1)$
	$32-(a_1+a_2)$	$32-(a_1+a_2)$	$32-(a_1+a_2)$	$32-(a_1+a_2)$

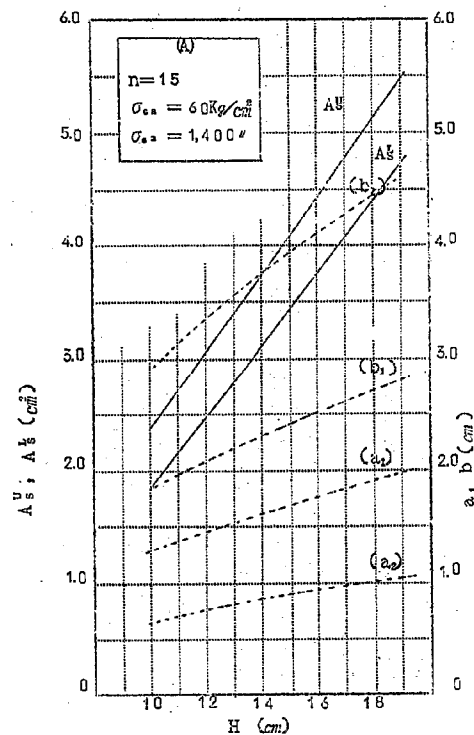
表 3.3 死荷重

H (cm)	設 計 A			設 計 B		
	鋼 材	コンクリート (G:軽量, S:軽量)	計	鋼 材	コンクリート (G:軽量, S:天然)	計
10	61	152	213	63	176	239
11	70	168	238	66	193	259
12	78	182	260	70	210	280
13	83	198	281	73	227	300
14	90	213	303	77	244	321
15	97	228	325	80	261	341
16	103	244	347	84	278	362
17	110	258	368	87	296	383
18	116	274	390	90	313	403

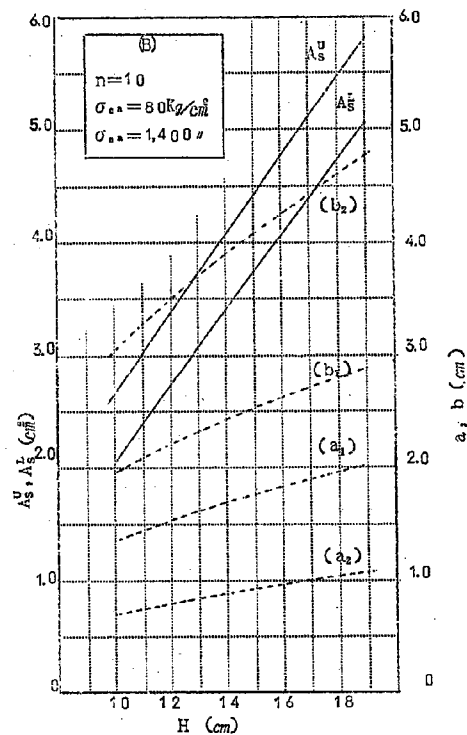
図 3.3 A ~ a, b



(a) 图 3.4 H~A



(b)



4 設計曲げモーメント

(1) 活荷重モーメント

図示 19 条の一方単純版に対する曲げモーメント計算式の準拠するところと同様に考え、相対する 2 辺において単純支持される無限幅の一方単純版における T 荷重による最大曲げモーメントを基準として考える。この場合、輪荷重は床版厚の $\frac{1}{2}$ の面まで 45° の拡がりをもって分布すると考える (図 4.1)。

図示の算式の基礎となっている理論値は 5 cm 厚の舗装を有する通常の現場打ちコンクリート床版を対象とするものであるのに対し、I 格子床版では 2 cm 厚程度の上置コンクリート層をもって摩耗層 (舗装) にかえることも考えられ、また既して I 格子床版厚は普通の鉄筋コンクリート床版より薄くなるので、同一輪荷重に対して、I 格子床版の方が普通の鉄筋コンクリート床版より過大の曲げモーメントを生ずることとなり、従って図示の算式をそのまま I 格子床版に適用することは妥当でないと考えられる。

そこで、ここでは図示の準拠している原式にさかのぼって任意の [舗装厚 + $\frac{1}{2}$ 床版厚] = D について最大曲げモーメントの厳密値を求め、それに対して適当な余裕を見込んで実用値を求めることにする。

単純版を基準に考えることとし、まず任意の D 値 ($D = e + \frac{H}{2}$) に対応する一方単純版の T 荷重による最大曲げモーメント (理論値) を求めると、図 4.2 のとおりである。

設計条件 B の場合について各種のスパンに対する所要 H を概算し、それらの H に対応する輪荷重分布の有効厚 D を求めると、表 4.1 のようである。たゞし上置コンクリート層は H の大小にかかわらず 2 cm とし、その上に舗装がないものとして、

$$D = h_1 + \frac{H - h_1}{2} = \frac{H}{2} + \frac{h_1}{2} = \frac{H}{2} + 1 \text{ (cm)}$$

とした。

図 4. 2(a)

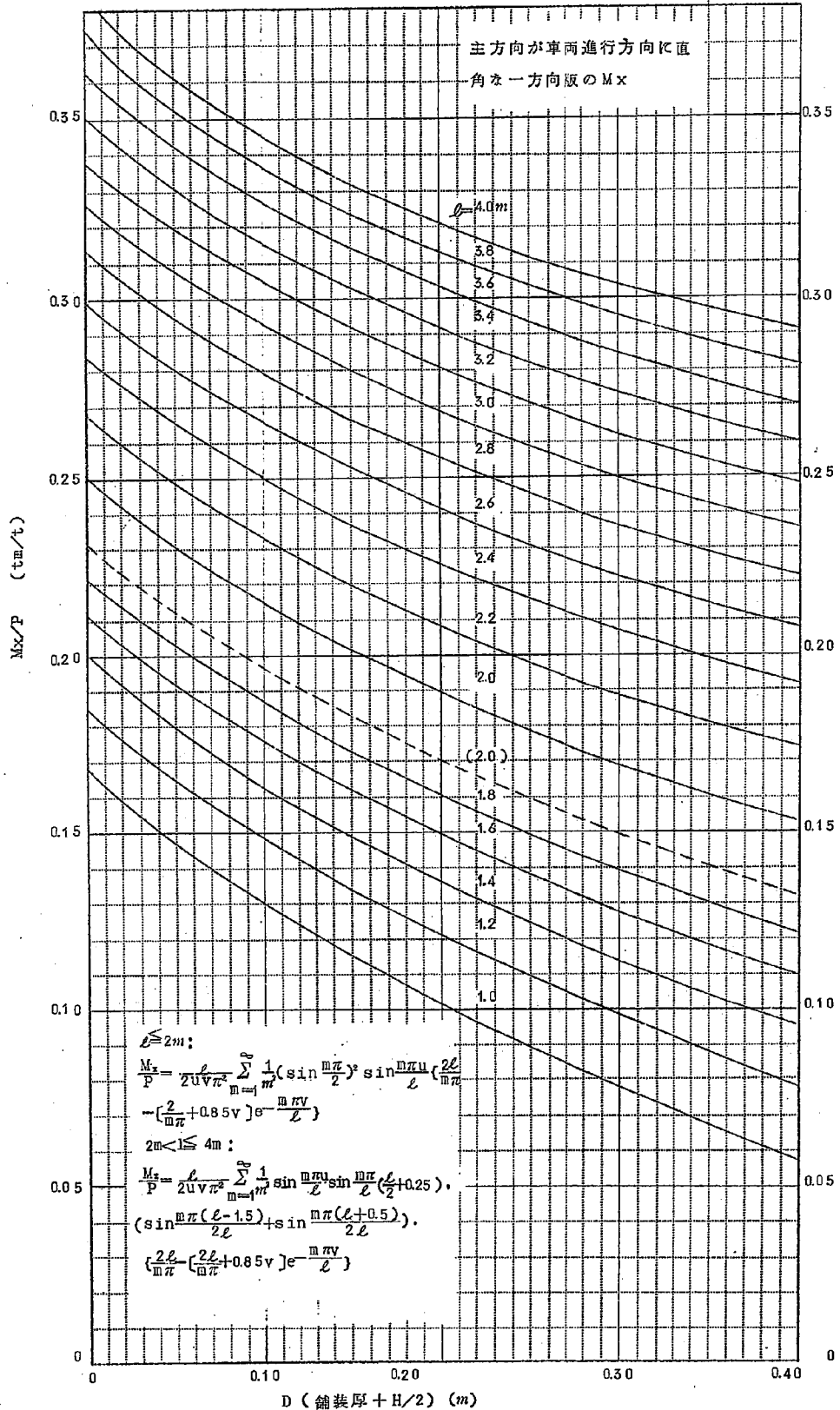


図 4. 2 (b) 主方向が車両進行方向に平行な一方版の M_x

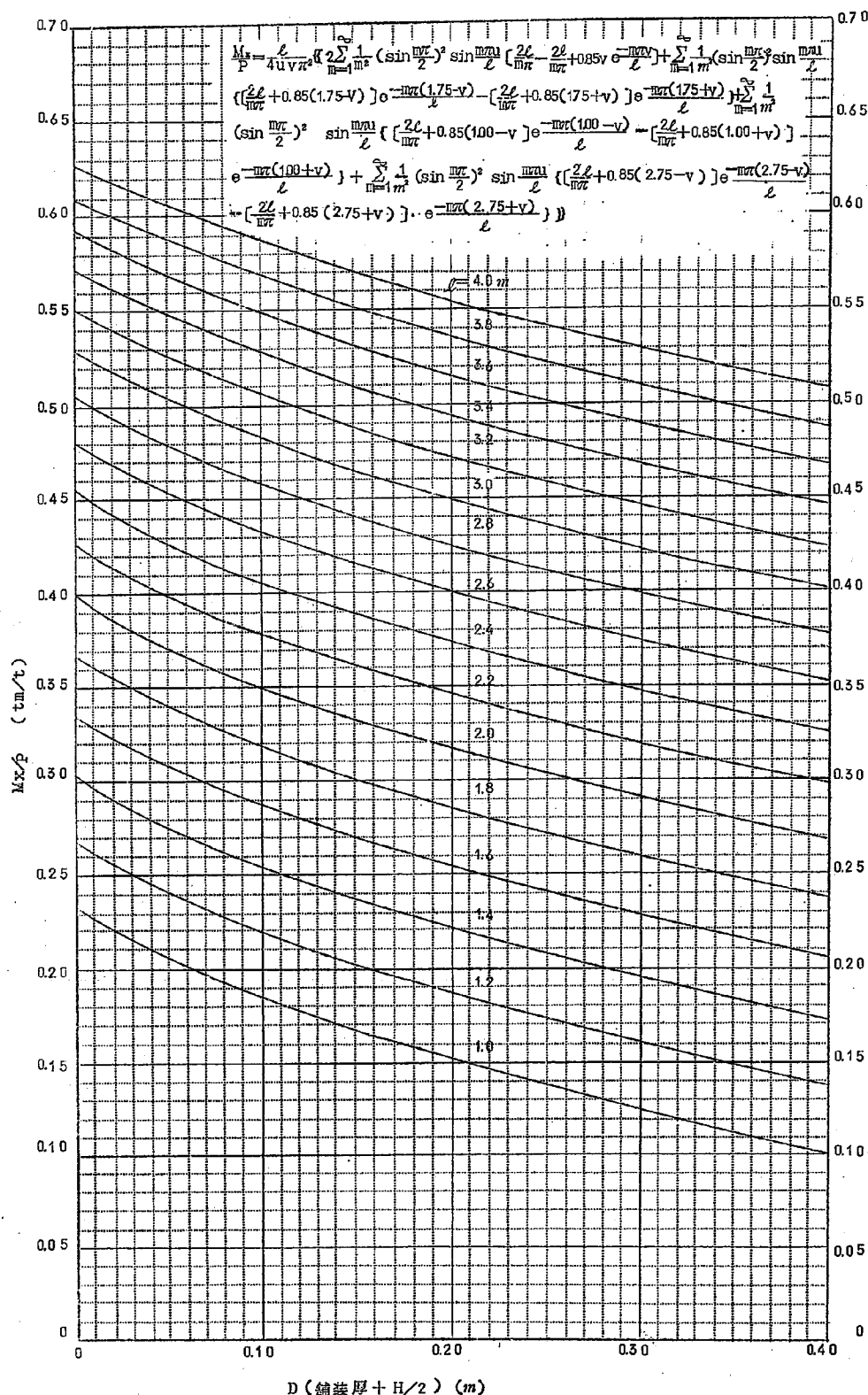


表 4. 1

(a) 車輛進行方向に直角な版

ℓ (m)	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
H (cm)	10	11	12	13	14	14.5	15
D (cm)	6	6.5	7	7.5	8	8.25	8.5

(b) 車両進行方向に平行な版

ℓ (m)	1.0	1.5	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
H (cm)	12	13.5	15	16.5	18	19.3	20.5
D (cm)	7	7.75	8.5	9.25	10	10.65	11.25

図 4.2 から、これらの $\ell \sim D$ に対応する値を読み取って理論 $\ell \sim M$ 曲線を描くと、図 4.3 中の (a'), (b') のようになる。

鋼示では、理論値に対して 2 割程度の余裕を見込んで実用値を求めているが、I 格子床版では RC 床版の場合より施工精度の向上が期待でき、見込むべき余裕も少なくてよいと考えられるから、ここでは理論値に対して約 1 割の余裕をみることにする。かくして得られた実用値を図 4.3 の (a), (b) で示す。

連続版のモーメントは単純版の場合の 80 % とし、これらを計算式としてまとめて示すと表 4.2 のとおりである。

さて、この試算は 2 径間連続床版を対象としているので活荷重設計曲げモーメントは単純版のそれと連続版のそれとの中間値、すなわち単純版の曲げモーメントの 90 % の値を用いることにする。従って、計算式は、表 4.3 のようになる。

図 4.3

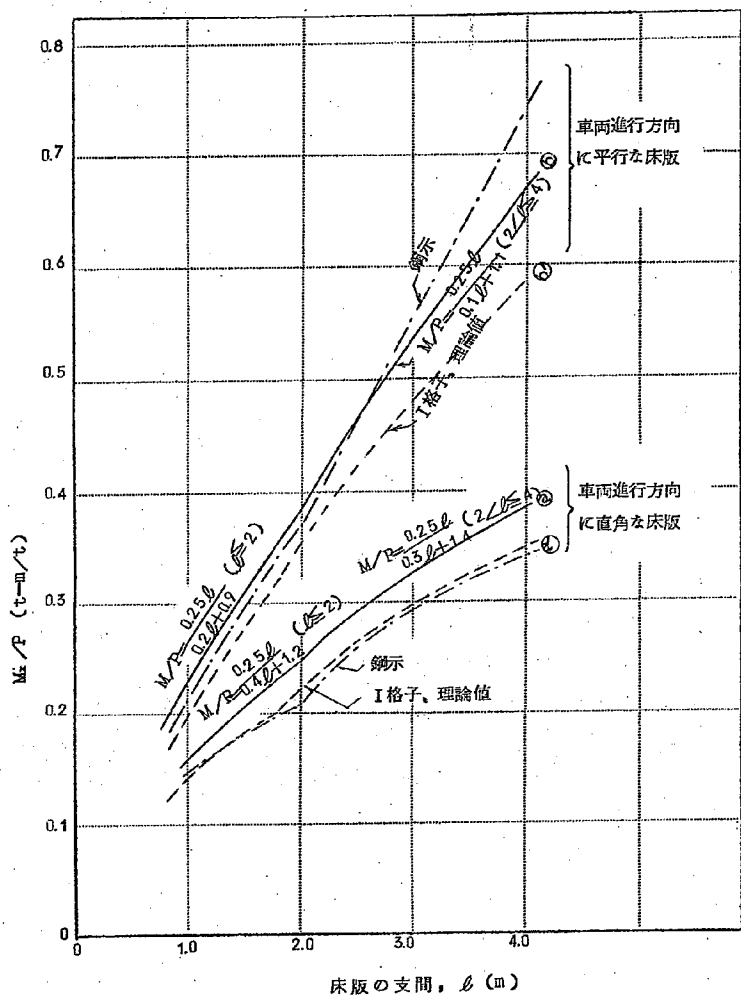


表 4.2 I 格子床版モーメント算式(案)

版の区分	適用支間 (ℓ)	床 版 の 主 方 向		摘 要
		車両進行方向に直角	車両進行方向に平行	
単納版	$\ell \leq 2$	$+\frac{0.25P\ell}{0.4\ell+1.2}$	$+\frac{0.25P\ell}{0.2\ell+0.9}$	+は支間曲げモーメントを、-は支点曲げモーメントを示す。
	$2 < \ell \leq 4$	$+\frac{0.25P\ell}{0.3\ell+1.4}$	$+\frac{0.25P\ell}{0.1\ell+1.1}$	
連続版	$\ell \leq 2$	$\pm\frac{0.2P\ell}{0.4\ell+1.2}$	$\pm\frac{0.2P\ell}{0.2\ell+0.9}$	
	$2 < \ell \leq 4$	$\pm\frac{0.2P\ell}{0.3\ell+1.4}$	$\pm\frac{0.2P\ell}{0.1\ell+1.1}$	
注) 1) 連続版の値は単納版の80%とする 2) P = 自動車1後輪の輪荷重 (Kg)				

表 4.3 モーメント計算式(2径間連続)

適用支間(m)	床版の主方向	
	車両進行方向に直角	車両進行方向に平行
$\ell \leq 2$	$\pm\frac{0.225P\ell}{0.4\ell+1.2}$	$\pm\frac{0.225P\ell}{0.2\ell+0.9}$
$2 < \ell \leq 4$	$\pm\frac{0.225P\ell}{0.3\ell+1.4}$	$\pm\frac{0.225P\ell}{0.1\ell+1.1}$

(2) 死荷重曲げモーメント

2径間連続版であることを考慮し、鋼示19条解説中の表19.1に従えば、

$$\text{支間曲げモーメント} \quad + \quad \frac{W\ell^2}{10}$$

$$\text{支点曲げモーメント} \quad - \quad \frac{W\ell^2}{8}$$

となるが、死荷重モーメントは活荷重モーメントに比してかなり小さいので、近似的に支間および支点曲げモーメントは絶対値が等しいものと考えて、

$$M_d = \pm \frac{wL^2}{8} \dots\dots\dots(3)$$

で求めることとする。

w は、表 4.1 との対応において表 3.3 に示す値を用いる。

(3) 曲げモーメント

表 4.3 および(3)式によって活荷重モーメントおよび死荷重モーメントを計算すると、図 4.4 のようになる。

5 概略設計

(1) 設計図表

3.(2)にのべたような I-Beam の上、下フランジと充填コンクリートとから成る断面について、各種スパンに対する所要版厚 H を求めると図 5.1 のようになる。

これは、各種の H について図 3.4 から概略断面を求めてその抵抗モーメントを計算し、図 4.4 からそれらに対応するスパンを求めたものである。ただし、図 5.1 を得るにあたっては、I-Beam の要素として附加さるべきウェブ (5mm 厚) の影響を考慮した。

表 3.3 と図 5.1 とから、概略の単位橋面積あたり重量を求めると、図 5.2 のようである。

图 4.4

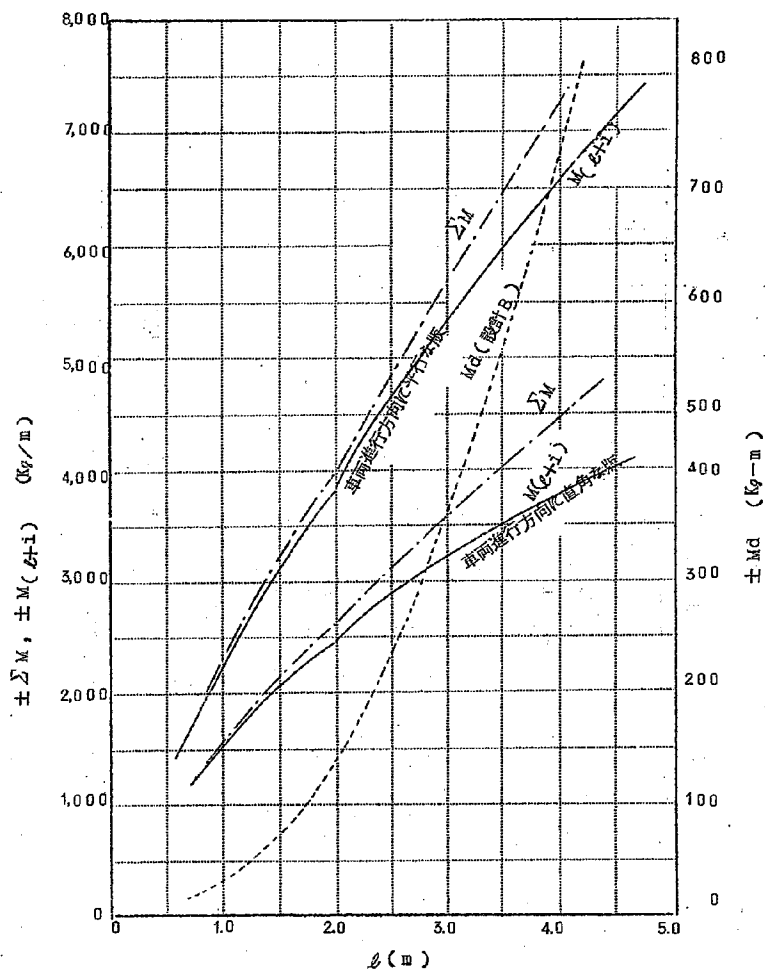


図 5.1 $l \sim H$

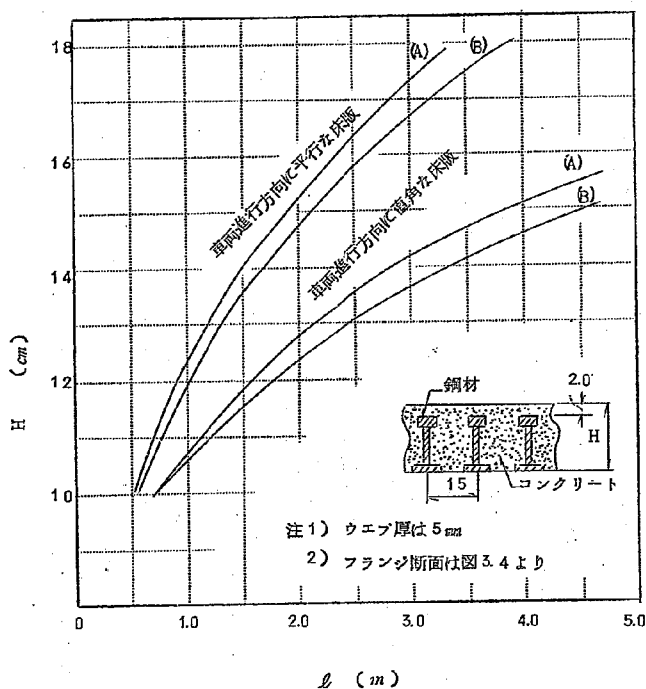
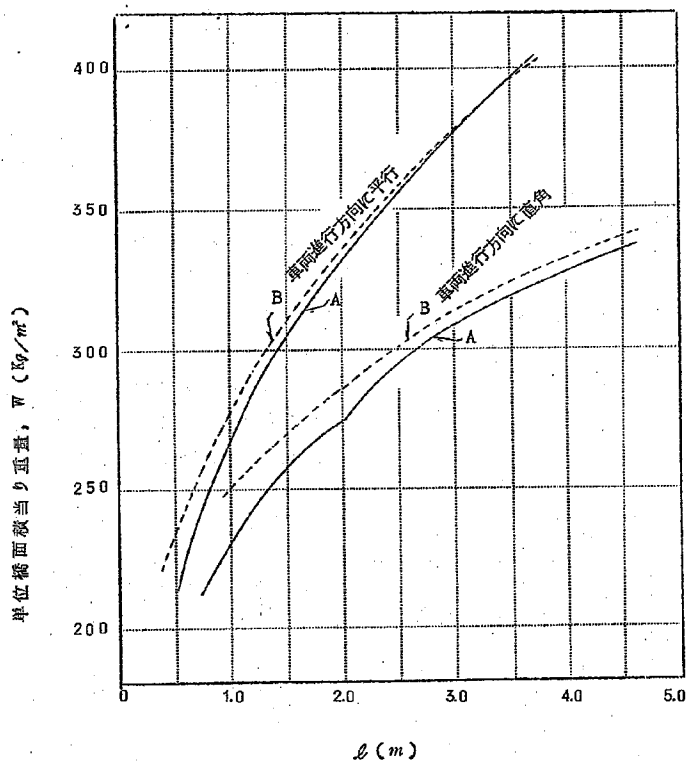


図 5.2 $l \sim W$



(2) 断面算定例

以上示した設計図表を用いて数種の断面算定を行ない、これら図表の検証とする。

1) 設計条件 A、車両進行方向に直角な床版

a) $\ell = 1.8 \text{ m}$

図 5.1 より $H = 12.4 \text{ cm}$

図 3.4 (a) より $A_s^U = 3.20 \text{ cm}^2$, $a_1 = 1.50 \text{ cm}$, $b_1 = 2.13 \text{ cm}$
 $A_s^L = 2.60 \text{ cm}^2$, $a_2 = 0.75 \text{ cm}$, $b_2 = 3.47 \text{ cm}$

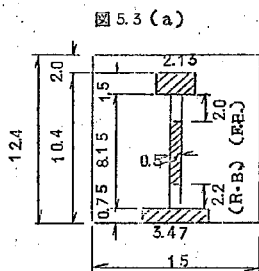


図 5.3 (a)

$0.5 \times 8.15 \text{ cm}$ のウェブを加えると、幅 15 cm (I-Beam 間隔) あたりの断面形は図 5.3 (a) のようになる。

上部横部材 (F. B.) および下部横部材 (R. B.) を通すためのスリットおよび円孔は $+M$ または $-M$ に対してそれらが引張側に位置するとき無視することとする。

この断面形について $\pm M$ に対する抵抗モーメント (M_r) を求め、図 4.4 から適用限界支間 (ℓ_r) を求めると、表 5.1 (a) のようになる。

表 5.1 (a) $\ell_0 = 1.8 \text{ m}$

M	Fiber	$M_r (\text{Kg} \cdot \text{m}/\text{m})$	$\ell \text{ (m)}$	$\ell_r \text{ (m)}$
+	C	2,400	1.85	1.80
	S	2,550	1.85	
-	S	2,460	1.80	
	C	2,500	2.00	

注 C: コンクリート, S: 鋼材, ℓ_0 : 設計支間

b) $\ell = 2.5 \text{ m}$

図 5.1 より $H = 13.6 \text{ cm}$

図 5.4 (a) より $A_s^U = 3.60 \text{ cm}^2$, $a_1 = 1.60 \text{ cm}$, $b_1 = 2.25 \text{ cm}$

$A_s^L = 2.98 \text{ cm}^2$, $a_2 = 0.82 \text{ cm}$, $b_2 = 3.64 \text{ cm}$

図 5.3 (b) について計算すると、表 5.1 (b) のようになる。

図 5.3 (b)

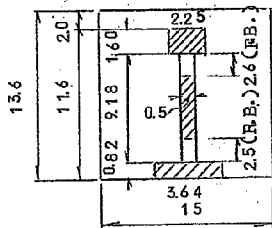


表 5.1 (b) $\ell_0 = 2.5 \text{ m}$

M	Fiber	Mr (kg-m/m)	ℓ (m)	ℓ_r (m)
+	C	3,290	3.10	2.45
	S	3,140	2.50	
-	S	3,070	2.45	
	C	3,210	2.95	

c) $\ell = 3.5 \text{ m}$

$H = 14.7 \text{ cm}$

$A_s^U = 4.00 \text{ cm}^2$, $a_1 = 1.70 \text{ cm}$, $b_1 = 3.42 \text{ cm}$

$A_s^L = 3.33 \text{ cm}^2$, $a_2 = 0.90 \text{ cm}$, $b_2 = 3.70 \text{ cm}$

図 5.3 (c)

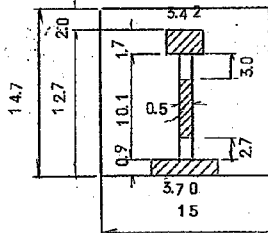


表 5.1 (c) $\ell_0 = 3.5 \text{ m}$

M	Fiber	Mr (kg-m/m)	ℓ (m)	ℓ_r (m)
+	C	3,570	3.60	3.20
	S	3,930	3.40	
-	S	3,750	3.20	
	C	3,940	4.30	

(2) 設計条件 B, 車両進行方向に直角な床版

a) $\ell = 1.8 \text{ m}$

図 5.1 より $H = 12.0 \text{ cm}$

图 3.4 (b) 中, $A_s^u = 3.35 \text{ cm}^2$, $a_1 = 1.55 \text{ cm}$, $b_1 = 2.16 \text{ cm}$
 $A_s^L = 2.75 \text{ cm}^2$, $a_2 = 0.76 \text{ cm}$, $b_2 = 3.62 \text{ cm}$

图 5.4 (a)

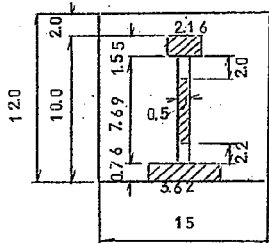


表 5.2 (a) $\ell_D = 1.8 \text{ m}$

M	Fiber	Mr (Kg-m/m)	$\ell(m)$	$\ell_r(m)$
+	C	2,370	1.85	1.80
	S	2,720	2.05	
-	S	2,420	1.80	
	C	2,440	1.95	

b) $\ell = 2.5 \text{ m}$

$H = 13.1 \text{ cm}$

$A_s^u = 3.75 \text{ cm}^2$, $a_1 = 1.62 \text{ cm}$, $b_1 = 2.32 \text{ cm}$

$A_s^L = 3.10 \text{ cm}^2$, $a_2 = 0.82 \text{ cm}$, $b_2 = 3.78 \text{ cm}$

图 5.4 (b)

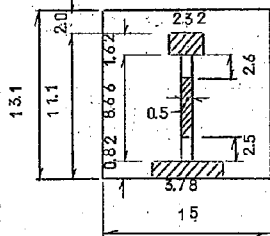


表 5.2 (b) $\ell_D = 2.5 \text{ m}$

M	Fiber	Mr (Kg-m/m)	$\ell(m)$	$\ell_r(m)$
+	C	2,930	2.55	2.50
	S	3,190	2.55	
-	S	3,120	2.50	
	C	3,070	2.75	

c) $\ell = 3.5 \text{ m}$

$H = 14.2 \text{ cm}$

$A_s^u = 4.15 \text{ cm}^2$, $a_1 = 1.70 \text{ cm}$, $b_1 = 2.44 \text{ cm}$

$A_s^L = 4.00 \text{ cm}^2$, $a_2 = 0.90 \text{ cm}$, $b_2 = 4.45 \text{ cm}$

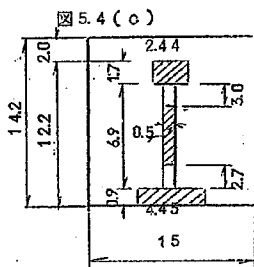


表 5.2 (c) $\ell_0 = 35 m$

M	Fiber	Mr (Kg-m/m)	$\ell(m)$	$\ell_r(m)$
+	C	3,780	3.95	3.20
	S	4,470	4.00	
-	S	3,750	4.20	
	C	3,970	4.35	

3) 設計条件 A、車両進行方向に平行な床版

$$\ell = 3.0 m,$$

$$H = 17.4 cm,$$

$$A_s^U = 4.93 cm^2, \quad a_1 = 1.9 cm, \quad b_1 = 2.6 cm$$

$$A_s^L = 4.20 cm^2, \quad a_2 = 1.0 cm, \quad b_2 = 4.2 cm$$

図 5.5

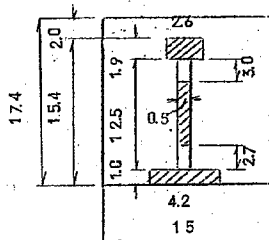


表 5.3 $\ell_0 = 3.0 m$

M	Fiber	Mr (Kg-m/m)	$\ell(m)$	$\ell_r(m)$
+	C	5,450	3.1	3.0
	S	6,080	3.2	
-	C	5,600	3.0	
	S	6,390	3.8	

4) 設計条件 B、車両進行方向に平行な床版

$$\ell = 3.0 m$$

$$H = 16.8 cm,$$

$$A_s^U = 5.06 cm^2, \quad a_1 = 1.9 cm, \quad b_1 = 2.66 cm$$

$$A_s^L = 4.34 cm^2, \quad a_2 = 1.0 cm, \quad b_2 = 4.34 cm$$

図 5.6

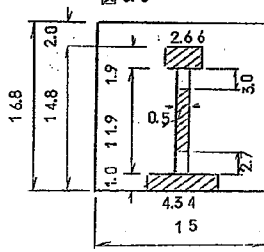


表 5.4 $\ell_0 = 3.0, n$

M	Fiber	Mr (Kg-m/m)	ℓ (m)	ℓ_r (m)
+	C	5,420	3.1	3.0
	S	6,140	3.3	
-	S	5,690	3.0	
	C	5,710	3.3	

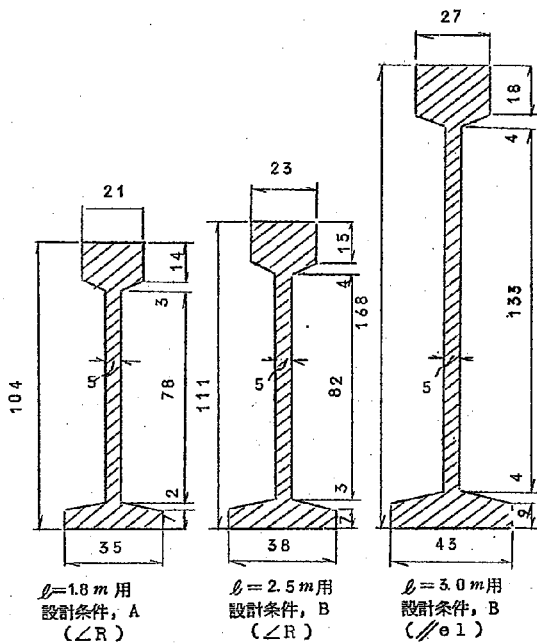
以上の結果から明らかなように、2に示した設計条件でI格子床版を設計するときには図 5.1および図 3.4を用いて、ほぼ所要の断面形を求めることができる。このようにして求めた概略断面に修正を加えて使用断面とすればよい。

実際に使用する I-Beam の断面形としては上、下フランジの内側に適当なハンチを設けて軌条状の断面とするのが構造上および製作、施工上好ましいと考えられる。

図 5.3(a)、図 5.4(b)および図 5.6の概略断面について、それらとほぼ等価な断面性能を有するように考慮して実用断面を例示すれば、図 5.7のようである。

将来、このような形鋼が国内において量産されるような場合には、数種の標準的な断面を規格化して生産し、一方使用者側は適用支間に応じて、それらのいずれかを選択するか、または規格品にあわせて床組の設計を行なうような方式とするのが实际的であろう。

なお、このような場合、標準断面としては、それを単補版および連続版のいずれにも用いるようなものを定めておけば、形鋼生産コストのうえから断面形の種類を限られても、その広範な活用が可能となろう。



(∠R : 車両進行方向に直角な床版)
 (//e1 : , 平行 ,

図 5.7 突用断面の一例

(3) タワミ

以上試算を行なったI格子床版についてタワミの概略値を求める。断面算定例に示した車両進行方向に直角な版のうち、剛度の小さい設計条件Aの版について、それが単純版として作用するときの1後輪荷重による最大タワミを合成断面（引張側コンクリートは無視）に関する剛度を用いて求めると表5.5のようである。ただし荷重の横分配率は図4.3から得られるモーメント分配率を用いて、近似的に $K=0.5$ とする。*

表 5.5 車両進行方向に直角な床版（設計条件A）のタワミ

支間, ℓ (m)	$P(\ell+1)$ (Kg)	単純版としてのタワミ, δ (cm)	δ/ℓ
1.8	11,080	0.24	1/750
2.5	11,040	0.45	1/550
3.5	11,000	0.98	1/360

これよりみて、I格子床版はタワミの点で問題はないものと考えられる。

* 図4.3の実用式において、 $\ell=2m$ に対する分母の値より

$$\frac{1}{0.4\ell+1.2} = \frac{1}{0.3\ell+1.4} = 0.5$$

分子の 0.25ℓ は、ケタとしての値に相当する。

あ と が き

I 格子床版の設計法を確立するためには、つぎの諸点について調査研究することが必要である。

(1) 計算法；断面力計算法・断面算定法

(2) 設計基準；たとえば、設計荷重のとり方

(3) 設計細目；支持部材への取付け方法、とくに繰返し荷重に対する考慮

本資料は(1)について、米国で用いられている I 格子床版を参考にして基本構造を仮定し、一般的な断面算定法を求めるとともに、この構造に版としての計算を適用した場合の一試算を行なったものである。

この種の床版の設計、施工においてとくに重要なのは、支持部材への取付け方法であり、取付部が繰返し荷重に対して十分安全であるとともに施工性のすぐれた設計細目を考究する必要がある。今後は、この点に関して、調査、研究をすすめる計画である。

担当者

橋梁研究室

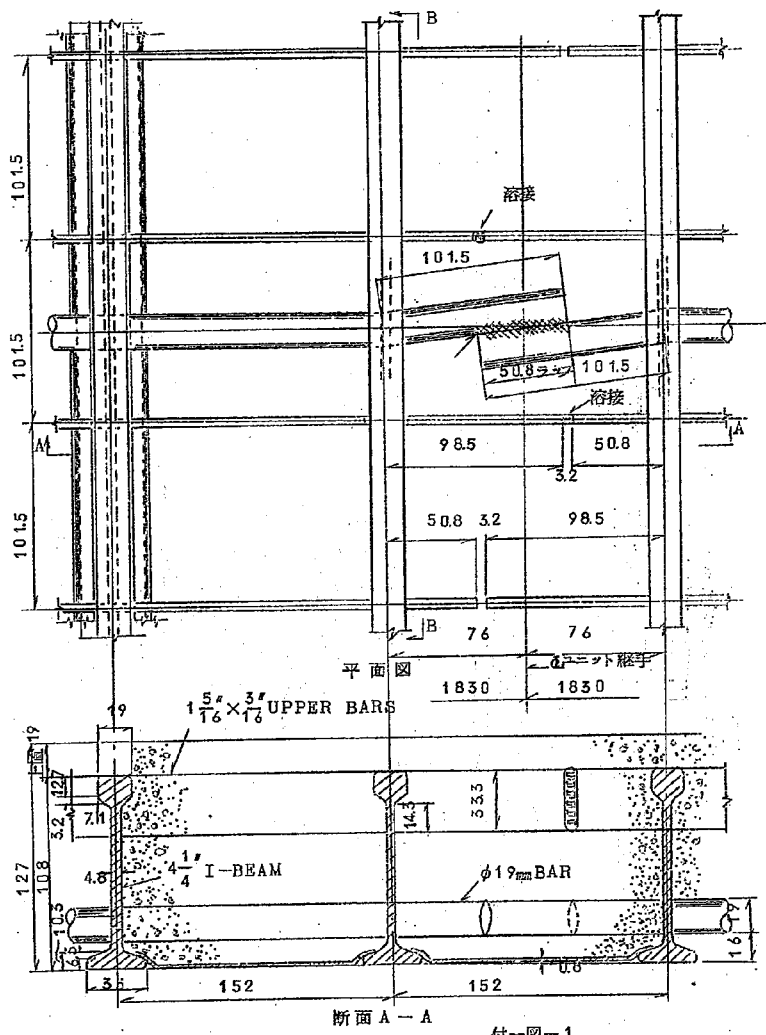
建設技官 太 田 実

白 鳥 文 彦

付録 米国で用いられている I 格子床版の例

United States Steel 社の American Bridge Division で製造されている "Am Bridge 3' and $4\frac{1}{4}$ ' filled I-Beam-Lok flooring" と Verrazano Narrows 橋に用いられた I - 格子床版の参考図をかかげ、参考までに、これらの I 格子床版にわが国の鋼道路橋設計示方書の床版の曲げモーメント計算式（一方連続版）を適用した場合の適用範囲の比較を示す。

付 - 図 - 1	}	Am Bridge $4\frac{1}{4}$ ' I-Beam-Lok, 構造図
付 - 図 - 2		
付 - 図 - 3		同上・設計資料
付 - 図 - 4		Am Bridge 3' I-Beam-Lok, 構造図
付 - 図 - 5		同上・設計資料
付 - 図 - 6		$4\frac{1}{4}$ ' I-Beam-Lok の適用支間の範囲 — 「鋼示」との比較
付 - 図 - 7		3' I-Beam-Lok の適用支間の範囲 — 「鋼示」との比較
付 - 図 - 8		ベラザノ・ナローズ橋の床版, 構造図
付 - 図 - 9		同上の適用支間の範囲 — 「鋼示」との比較

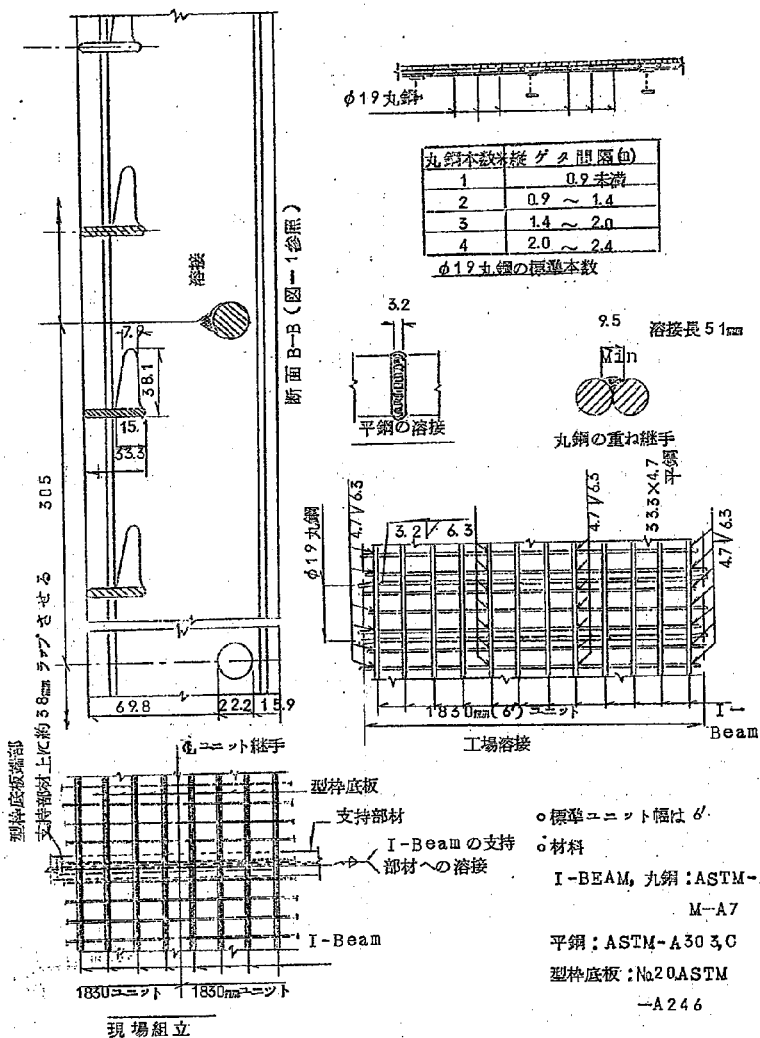


[単位: mm]

断面 A-A

付図-1

4 1/4 I-Beam-Lok(其の1)



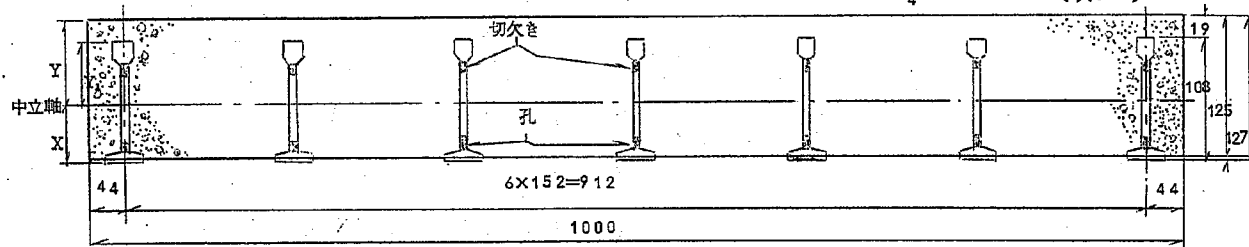
付一圖一 2

4 $\frac{1}{4}$ " I-Beam-Lok (其の2)

設計資料 ($4\frac{1}{4}$ " I-Beam-Lok)

付図-3

$4\frac{1}{4}$ " I-Beam-Lok (其の3)



断面諸元 (幅 1 m 当り)

高さ

4 1/4" I ビーム ロック 床版																		
高さ	1 m ² あたりの鋼材平均重量	スラブ 1 m ² あたり総重量 (普通コンクリート)	合 成 床 版															
			幅 1 m あたりの鋼材総断面						φ 13/16" (2.06 cm) 孔控除						19/32"×5/16" (1.5×0.5 cm) 切欠控除		モーメント	E _c n = E _s
			断面係数	X	Y _s	I	X	Y	断面係数	X	Y	断面係数						
													圧縮・コンクリート引張・鋼材		圧縮・コンクリート引張・鋼材			
													cm ⁴	cm ³	cm ⁴	cm ³		
cm	Kg	Kg	cm ⁴	cm	cm	cm ⁴	cm	cm	cm ⁴	cm ³	cm	cm	cm ⁴	cm ³				
12.7	71	342	63.5	5.1	5.7	1020	7.6	5.1	3,280	222	7.3	5.4	3,370	252	正	10		
							4.1	8.6	3,170	185	3.8	8.9	3,230	167	負			

付一図-3つづき

4 $\frac{1}{4}$ " I ビーム ロック 床版 の 応 力 度				
* 有効スパン (m)	コンクリートおよび鋼材の応力度 (Kg/cm ²)			
	車両方向に平行な床版		車両方向に直角な床版	
	σ_s	σ_c	σ_s	σ_c
0.610	488	25	467	24
0.762	597	31	544	28
0.915	703	36	611	31
1.067	808	41	674	34
1.218	906	46	731	37
1.372	1,003	51	783	39
1.524	1,096	55	832	41
1.676	1,193	59	878	42
1.828	1,285	63	920	44
1.982			962	45
2.13			1,005	46
2.28			1,078	49
2.44			1,131	51

* 縦ゲタ中心間隔 = 有効スパン + $\frac{1}{2}$ (縦ゲタフランジ幅)

注 I) 基準: American Association of States Highway Officials,

II) 普通コンクリートの仮定重量 = 2310Kg/m³ 1953.

III) $n=10$ これは、コンクリートの圧縮強さが 210~274Kg/cm² として。

IV) 上の応力表の対象となった荷重 = 死荷重 + 活荷重 + 衝撃

ただし、死荷重は鋼材のみが負担し、活荷重および衝撃は鋼とコンクリートとの合成作用をもって受けるとして。

活荷重 = H15, H15-S12, H20, H20-S16

ASSHO Spc. の荷重全種に対し、2400# (10.9t) 軸荷重を用いる。

衝撃 = 活荷重の 30%

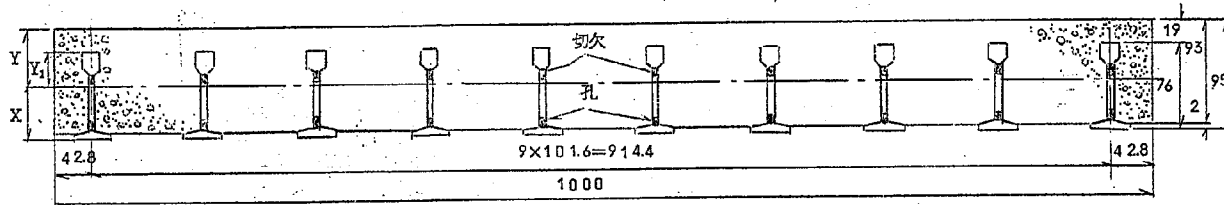
V) 許容応力度: コンクリート — $\sigma_{cs} = 0.4\sigma_c = 84\text{Kg/cm}^2$ (圧縮強さ $\sigma_c = 210\text{Kg/cm}^2$ として)

鋼 — $\sigma_{ss} = 1,265\text{Kg/cm}^2$

設計資料 (3" I-Beam-Lok)

付一図-5

3" I-Beam-Lok(其の2)

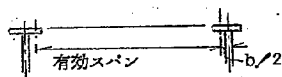


断面諸元 (スラブ幅 1m 当り)

3×I ビームロック床版																
高さ	1㎡当りの鋼材平均重量	スラブ 1㎡あたり総重量 (普通コンクリート)	幅 1 m 当り 鋼材総断面				合 成 床 版								モーメント	E _s n = E _c
			鋼材総断面				φ13/16" (2.06cm) 孔 控 除				15/32"×3/16" (1.19×0.5cm) 切欠 控 除					
			断面積	X	Y ₁	I	X	Y	断面係数		X	Y	断面係数			
									圧縮、コンクリート	引張、鋼材			圧縮、コンクリート	引張、鋼材		
cm	Kg	Kg	cm ²	cm	cm	cm ⁴	cm	cm	cm ³	cm ³	cm	cm	cm ³	cm ³		
9.5	78	273	74.2	3.5	4.1	582	5.1	4.4	2195	190	4.8	4.7	2240	216	正	
							3.0	6.5	2315	140	2.8	6.7	2430	131	負	

3' Iビームロック床版の応力度				
* 有効スパン (m)	コンクリートおよび鋼材の応力度 (kg/cm^2)			
	車両方向に平行な床版		車両方向に直角な床版	
	σ_s	σ_c	σ_s	σ_c
0.610	618	37	594	35
0.762	756	44	688	40
0.915	889	52	772	45
1.067	1018	59	850	49
1.218	1145	66	920	53
1.372	1265	72	983	56
1.524			1,040	58
1.676			1,096	61
1.828			1,148	63

* 縦ゲタ中心間隔 = 有効スパン + $\frac{1}{2}$ (縦ゲタフランジ巾)



注 I) 基準: AASHO, 1953.

II) 普通コンクリートの仮定重量 = $2,310 \text{ kg/m}^3$

III) $n=10$, これは、コンクリートの圧縮強さが $210 \sim 274 \text{ kg/cm}^2$ として。

IV) 左の応力表の対象となった荷重 = 死荷重 + 活荷重 + 衝撃

ただし死荷重は鋼材のみが負担し、活荷重および衝撃は鋼とコンクリートとの合成作用をもって受けるとして。

活荷重 = H15, H15-S12, H20, H20-S16

AASHO Spec の荷重全種に対し、 $2400 \pm (10.9 \text{ t})$ 軸荷重を用いる。

衝撃 = 活荷重の 30%

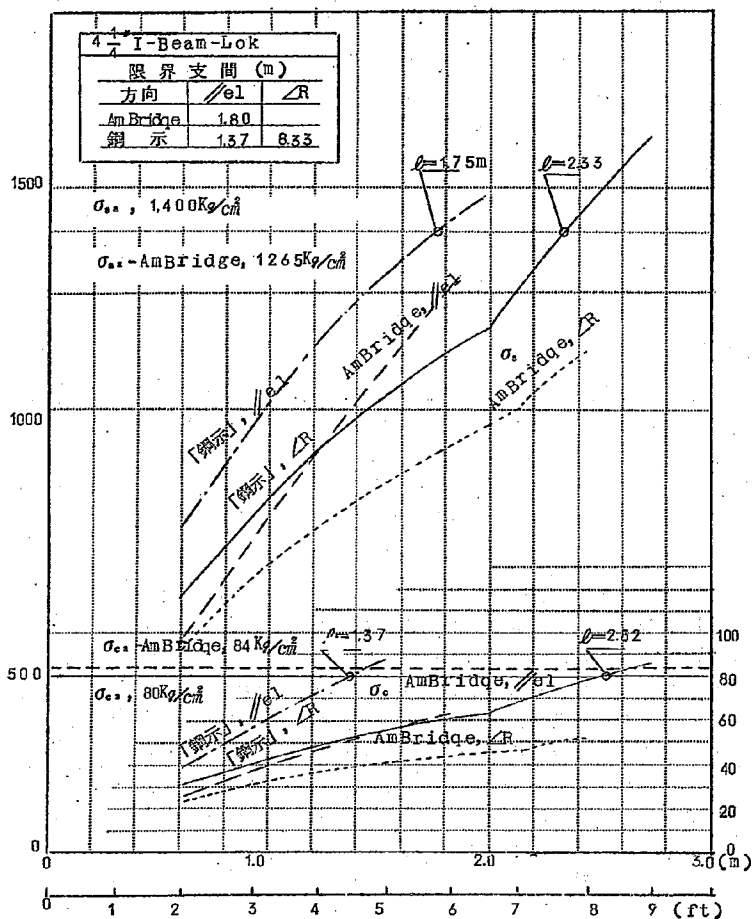
V) 許容応力度:

コンクリート — $\sigma_{cs} = 0.4\sigma_c = 84 \text{ kg/cm}^2$ ($\sigma_c = 210 \text{ kg/cm}^2$ として)

鋼 — $\sigma_{ss} = 1265 \text{ kg/cm}^2$

付-図-5

3' I-Beam-Lok (其の2)

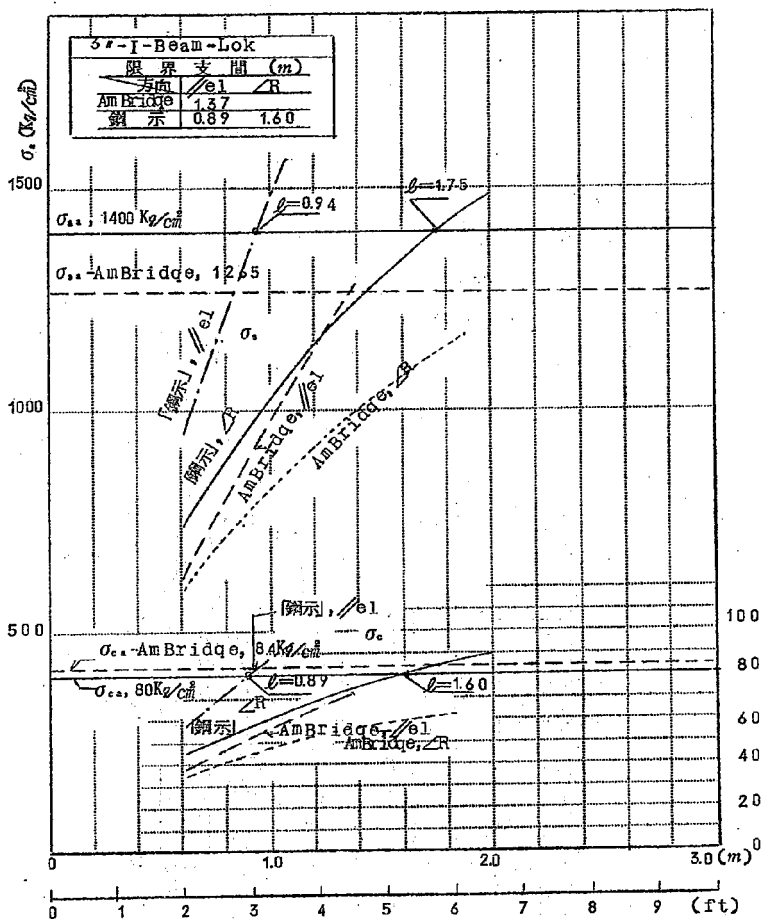


注) ∠R: 車両進行方向に直角な床版

//el: " 平行 "

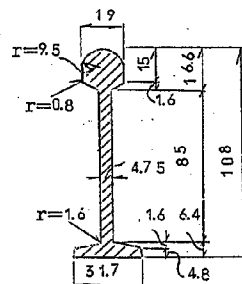
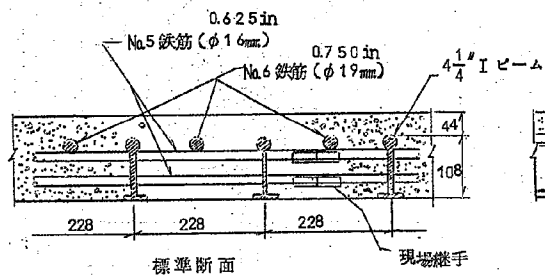
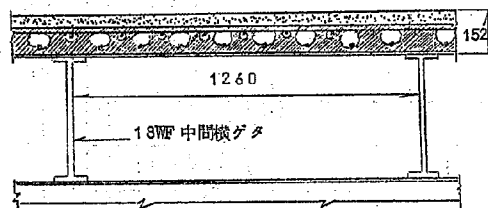
付一図-6

「鋼示」との比較(其の1)

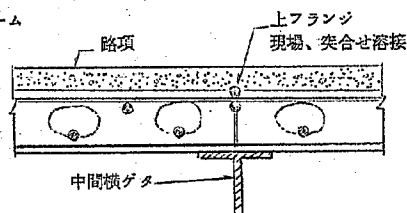


付一図-7

「鋼示」との比較(其の2)



格子I形鋼



付図-8

I-beam 終手部

ベラザノ・ナロウズ橋の床版

