

縦置き I 形鋼格子床版の設計概要と施工時荷重の検討

Design of I-Beam Slabs supported by Cross Beams and Loading Study for Erection Works on I-beam Slab Panel

高濱 光夫*、西川 貴志**、安食 春夫***、肥後野 孝倫****、大中 英樹*****、竹谷 佳尚*****

Mitsuo TAKAHAMA, Takashi NISHIKAWA, Haruo AJIKI, Takanori HIGONO, Hideki OHNAKA, Yoshinao TAKETANI

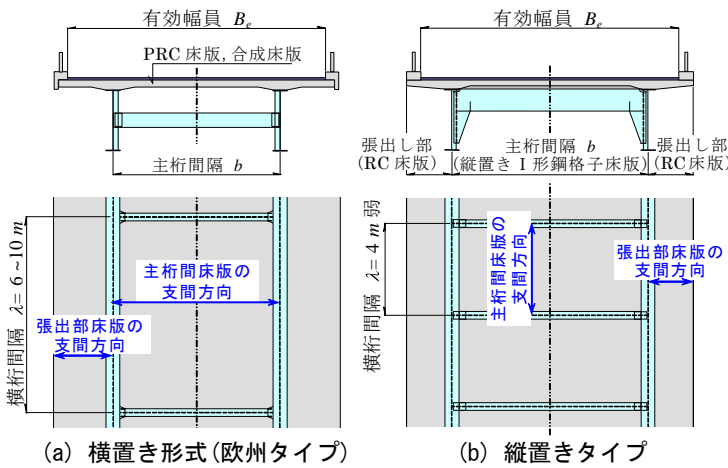
* 正会員 工修	新日本技研(株)東京支社設計部	(〒105-0014 東京都港区芝 2-1-23)
** 正会員 工修	新日本技研(株)仙台支店設計部	(〒983-0852 仙台市宮城野区榴岡 3-7-35)
*** 非会員	新日本技研(株)西部支社設計部	(〒733-0012 広島市西区横川新町 13-1)
**** 正会員 工修	新日本製鐵(株)建材開発技術部	(〒100-8071 千代田区大手町 2-6-3)
***** 非会員	新日本製鐵(株)建材営業部	(〒100-8071 千代田区大手町 2-6-3)
***** 正会員	(株)ダイクレ 技術本部	(〒737-8513 呉市築地町 1-24)

Twin girder system is popularly recognized as an economical design of steel bridges. In case that the interval of the main girders becomes larger, it will be economically better to design the slab to be supported by adequately spaced cross beams. I-beam slabs on them will be useful in the viewpoint of crane erection of the slab panels.

To secure the safety of the slab panel erection by cranes on I-beam panels, loading tests of I-beam panels were done considering the site works of the cranes. Here the results of the tests are reported and the erection methods of panels are proposed according to the test results.

key words : slab supported by cross beams, I-beam slab, composite girder , erection load

1. はじめに



鋼橋の設計において欧州タイプの少数桁構造(図-1(a))が広く用いられている。主桁間隔(床版支間)を6m程度とし、広幅員の場合は3主桁としているものが多い。床版はPC床版や合成床版系を多く採用しているが、主桁間隔が6mを大きく超えると床版厚の増加に伴い死荷重が増大し橋梁全体の経済性を損ないかねない。とくに合成桁では前死荷重が増大すると、その特性が充分活かされない¹⁾。

この解決策として4m弱の間隔で配置した横桁で床版を支える縦置きI形鋼格子床版(以下、縦置きIB床版)を用い、床版厚を24cm



写真-1 橋梁外からの鋼材パネルの敷設



写真-2 橋面での鋼材パネルの敷設

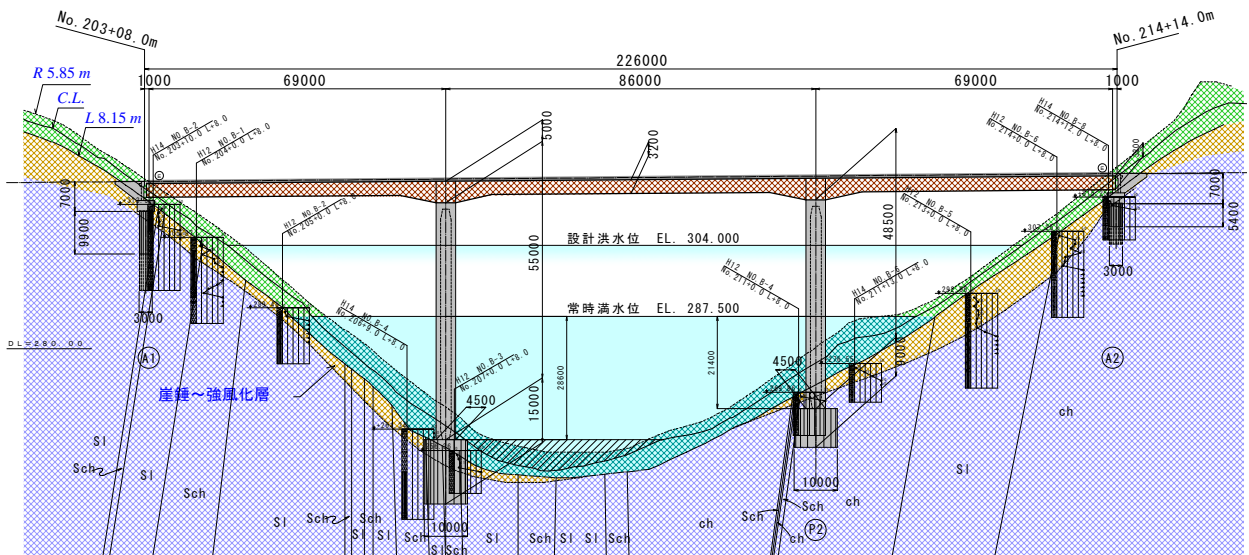


図-2 築川ダム10号橋・一般側面図

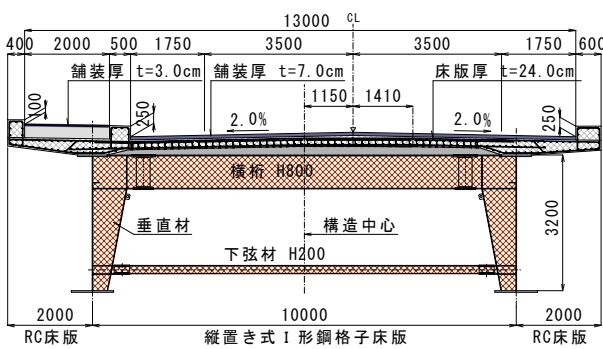


図-3 築川ダム10号橋・横断面図

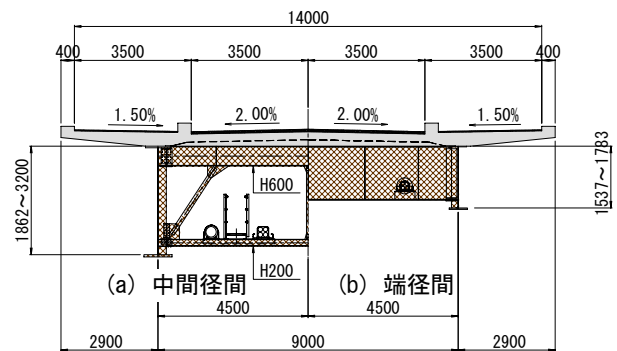


図-4 大曲橋・横断面図

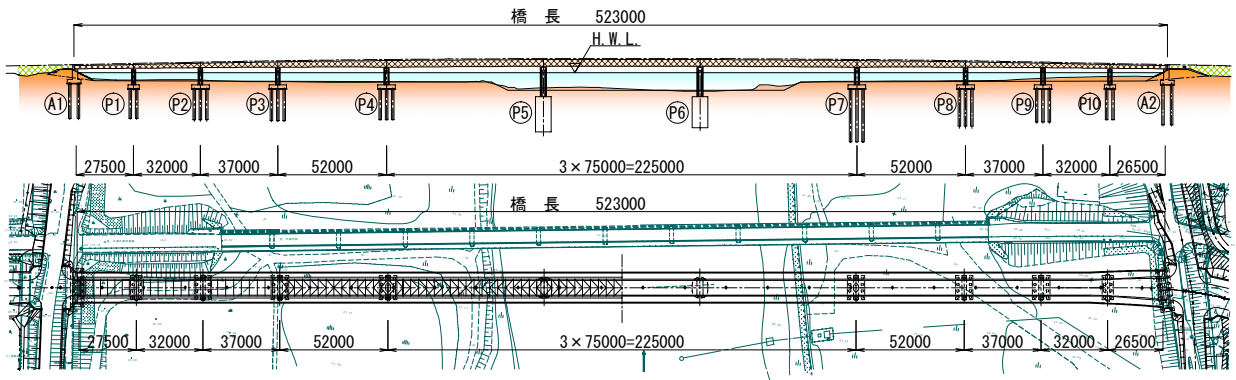


図-5 大曲橋一般図

以下に抑える縦置きタイプの少数桁形式(図-1 (b))がある。これまでの実績では標準部の主桁間隔の最大は10mであるが、バチ桁でも橋桁の全長にわたり床版厚を変えずに2主桁で構成でき、部分的には主桁間隔が12mのものもある。この他、床版の主鋼材が橋軸方向を向くので、連続合成桁で床版鋼材が主桁作用に有効に働くなどの利点が多く、既に14橋(内、連続合成桁8橋)の実績がある。

これらでは、I形鋼を骨とする幅2.4m前後×長さ15m程度以下の鋼材パネルを工場製作して現場に搬入し、桁上に敷設してから配筋作業とコンクリート打設を行う。その際に、通常の横置きIB床版では曲げ剛性のあるI形鋼の特性を利用して、パネル上にクレーン車等を載せた施工実

績が多数あるが、クレーンの作業半径が長くなる縦置き形式では未だその仕様が確立されていない。写真-1は隣接するI期線の橋上からの鋼材パネルの吊り込み作業であるが、写真-2のように鋼材パネル上にクレーン車やコンクリートミキサー車などの重量車両を載せることが可能であれば、施工上の利便性が増す。そこで、縦置きIB床版について載荷実験を実施して施工上の問題などを検討し整理したので、構造概要と併せてここに報告を行う。

2. 床版の構造概要

図-2, 3は岩手県・築川ダムの建設に伴う国道付替えのための10号橋²⁾(活荷重合成・複合ラーメン橋、現在桁製作

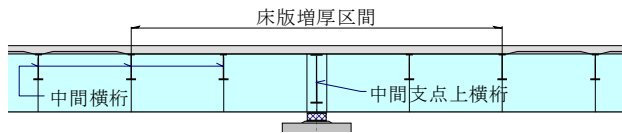
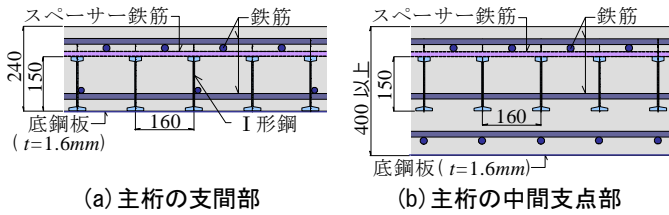


図-6 中間支定点部・縦断面



(a) 主桁の支間部

(b) 主桁の中間支定点部

図-7 縦置きIB床版の断面

中)である。既往例の中で主桁間隔が10mと最も広い。図-4, 5は秋田県・大曲橋³⁾(活荷重合成連続桁, 現在下部工建設中)で, 主桁間隔は9mと前橋に次いで広い。ただし, 右岸側端径間で主桁をバチ形に配置し, 中間横桁点で主桁間隔は最大12.2mである。なお, 主桁が合成桁の場合は横桁も合成桁としている。

図-1 (b)に示すように, 主桁間は縦置きIB床版, 片持ち部は通常のRC床版である。中間横桁の間隔は, 道示⁴⁾と便覧⁵⁾の適用範囲から最大4.0mとしているが, 一般には支間部で3.8m程度を標準としている。横桁間隔の端数は支定点部に寄せ, 中間支定点部ではひび割れ幅制御設計との兼ね合いで5~20%程度横桁間隔を短くし, ハンチ部まで床版を打ち下ろして増厚補強している(図-6)。その床版の断面を図-7に示す。I形鋼の上面には, ひび割れ幅制御のため縦横に配筋を行っている。また, 底鋼板には高耐食性めっき鋼板を用いているが, 断面設計では床版断面に算入していない。

この形式の特性として次の事項を挙げることができる。

- 床版を横桁で支えており, 主桁の首振り運動がない。したがって床版とフランジの剥離の心配が無く¹⁾, より小さい曲線半径の曲線桁へ適用可能である。
- 合成床版や横置きIB床版においては, 地覆外側の鋼板部, および排水桝周辺から雨水が浸入して底鋼板上に滞留し, 底鋼板などの床版鋼材の腐食が危惧される。しかし縦置き形式の場合は片持ち部のRC床版には底鋼板がないのでその心配はない。
- 万一床版に損傷が発生しても, 横桁の剛性が高く間隔が比較的狭いので図-8のように従来工法による緊急の対応が可能で, 幅員が狭い場合も片側交互交通下で床版の打ち替えも可能である。

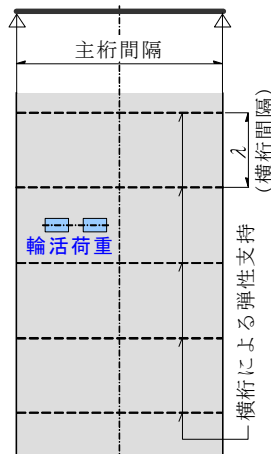


図-9 床版の計算モデル

表-1 床版の主曲げモーメント (kN・m/m)

	M_x	比率
3台近接載荷	72.2	1.000
2台近接載荷	69.1	0.958
2台レーン載荷	59.0	0.818
1台中央載荷	50.5	0.700

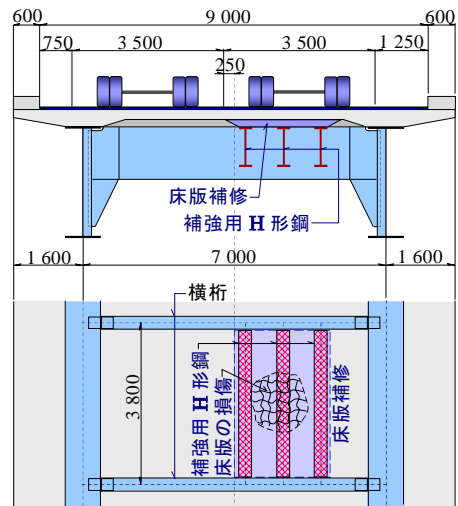


図-8 損傷した場合の補修・補強法

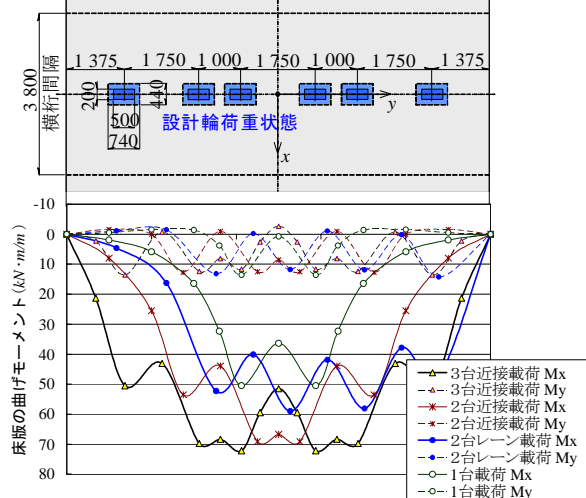
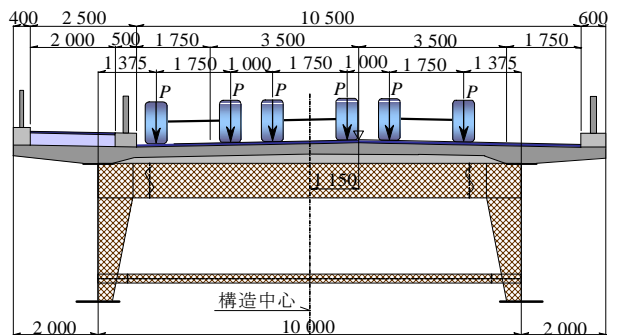


図-10 床版の曲げモーメント(衝撃を含む)

3. 床版の設計概要

3.1 設計断面力の算定

床版コンクリートの強度は $\sigma_{ck} = 30 \text{ N/mm}^2$, ヤング係数は $E_c = 2.8 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$ とし, 耐久性向上のため収縮補償用コンクリートを用いる。

縦置きIB床版の設計曲げモーメント式は便覧⁵⁾に掲載されているが, 横桁のたわみの影響を考慮していない⁶⁾ため, 以下のように版解析から算出している。

床版の解析では片持ち床版を無視し, 両縁単純支持で横桁により弾性支持された直交異方性無限帯状版としてい

る(図-9)。Olsen⁷⁾の無限帯状版の解析に横桁の曲げ剛性を付加した解析式を導き計算を行った。輪荷重は、舗装による拡散は考慮せず、床版上面から版中央面まで45°で拡散するものとした。この他、衝撃係数0.4を考慮している。

図-3の築川ダム10号橋での計算結果を、表-1と図-10に示す。図-10は道示の規定に従ってT荷重を3台近接して床版の支間中央に載荷した状態であり、このときの橋軸方向曲げモーメント M_x を設計断面力としている。しかし、このような状態は現実には極めて稀にしか起き得ない。重量車が2台近接して同時に床版支間中央に載ることも非常に稀である。通常は車線を正規に通行する2台レーン載荷の状態である。これも床版支間中央に同時に載ることは稀と思えるが、このときの曲げモーメントは設計値の82%に減少する。現実には頻繁に起きるのは1台が載る状態であり、設計値の70%になる。したがって、ただ1輪の輪荷重で設計曲げモーメントが決まる多主鉄桁橋の床版に比べ最大荷重頻度の点で余裕が大きいと考える。

床版の異方性は $I_y/I_x=0.35$ であり、 $n=E_s/E_c=7.14$ としたときのRC断面計算で算定した値である(ただし、応力度算定では「鋼構造物設計指針 Part B」⁸⁾により $n=10$ とした)。この異方性の評価ではコンクリートは全く引張応力に抵抗しないとしているが、実際にはある程度の抵抗を示すことなどにより、橋軸直角方向の剛性を低く見積もり、橋軸方向の曲げモーメントを大きく、橋軸直角方向曲げモーメント M_y を小さく算定することになる。しかし、橋軸直角方向の鉄筋には大きな余裕があり、等方性として M_y を大きく算定しても未だ余裕が充分あるので、上記の異方性の評価は安全側の扱いといえる。

以上のように幾つかの安全代が見込まれていること、および横桁のたわみを算入していることから、曲げモーメントの計算値を割増して設計値とすることはしていない。

なお、表-1の設計値72.2 kN・m/mに対して、横桁を非合成断面とすると曲げ剛性は約1/5に低下するため床版の曲げモーメントは82.6 kN・m/mに増大する。このように横桁剛性の影響は大きい。一方、便覧の算出式には横桁の剛性は関与せず、それによる値は80.6 kN・m/mと算定され、上記の中間的な値となる。

3.2 ひび割れ幅の照査

ひび割れ幅の照査対象は、片持ち部の上・下面とIB床版の上面とし(底鋼板のある下面は対象外)、ひび割れ幅 w の算定には次式で示す「標準示方書・構造性能照査編⁹⁾」の規定を適用している(記号の説明は省略)。

$$w=1.1 \cdot k_1 \cdot k_2 \cdot k_3 \left[4c+0.7(c_s-\phi) \right] \left(\frac{\sigma_{se}}{E_s} + \varepsilon'_{csd} \right)$$

ここに、 $k_1=1.0$ 、丁寧な施工を前提として $k_2=0.9$ 、橋軸方向鉄筋1段として(I形鋼は丸鋼並みの付着強度と判断して鉄筋段数には含まず) $k_3=1.0$ 、収縮補償用コンクリートの使用を前提として $\varepsilon'_{csd}=100 \times 10^{-6}$ としている。鉄筋の平均応力度 σ_{se} に関しては中園等¹⁰⁾と長井等¹¹⁾の論文を参照し、次式で算定する(記号の説明は省略)。

$$\sigma_{se} = \sigma_s - \beta \cdot \frac{f_{ct}}{\rho_s} \cdot \left(1 - \frac{1}{\alpha_{st}} \right)$$

ここに、 $f_{ct}=2.4 \text{ N/mm}^2$ 、 $\beta=0.2$ とした。上式の右辺第2項の効果は7 N/mm²前後である。なお縦置きタイプでは横桁上で床版に負曲げが発生するため、鉄筋応力度 σ_s は、最低でも2台レーン載荷の床版作用によるものと次に記述する組合せ係数を用いたときの主桁作用によるものとの和とする。

ひび割れ幅照査においてDINの分野別規定・合成桁編¹²⁾では、組合せ係数としてL荷重に対し $\psi_L=0.75$ 、群集荷重に対し $\psi_w=0.4$ 、温度作用に対して $\psi_T=0.5$ を充てている(雪荷重は考慮しない)。中園等¹⁰⁾は同様の表現をした場合に $\psi_L=0.6$ と $\psi_T=0$ としている。これに対し縦置きIB床版の設計では、より厳しく $\psi_L=0.70 \sim 1.0$ 、 $\psi_w=0.4 \sim 1.0$ 、 $\psi_T=0.5 \sim 1.0$ (雪荷重は考慮せず)としてきたが、前掲の長支間・連続合成桁においても、特に厳しい腐食環境における許容ひび割れ幅0.0035cを満足した。

4. 施工時荷重の検討

4.1 縦置きIB床版の構造

縦置きIB床版の断面構成を図-7に示す。上側の主鉄筋と配力筋はパネル敷設後に現場で配筋する。パネル製作時にI形鋼と固定するのは下配力筋とスパーサー鉄筋で、下配力筋は全数I形鋼と固定するが、スパーサー鉄筋は運搬時と横持ち時のパネル形状保持の役目を満足すれば良いことから最低限必要な間隔1.0mで取り付けている。

なお、通常の横置きIB床版では主鋼材と平行な上面鉄筋は配筋せず、上配力筋、下配力筋共に設計計算上の間隔でパネル製作時に取り付けている。

4.2 載荷試験

(1) 載荷試験の目的

IB床版の長所の一つは、架設重機をパネルに載せて敷設が可能なことであるが、縦置きIBの場合はクレーンの作業半径が長くなり、各I形鋼の荷重負担率の不均等や横断勾配による横倒れ等が懸念されるため試験で確認した。

(2) 試験要領

試験体の諸元を表-3に、構造を図-11に示す。

現場を再現するため写真-3に示すように試験体上面に厚さ19mmの敷鉄板を敷き、その上に現場で実際に使用する受圧板(□500×500×t70)を設置し、アウトリガーの脚として30tfアクチュエーターを用いて載荷した。載荷位置は試験体中央とし、表-5と図-11に示す3ケースについて、I形鋼の上縁応力度が短期許容値210N/mm²に達する荷重点まで載荷した。その荷重点は、I形鋼の上縁にゲージ貼付が困難なため、I形鋼と底鋼板の合成断面の計算から下縁応力度が163 N/mm²に達する点とした。表-4に測定内容、図-12に測定点を示す。

(3) 試験結果

載荷重とI形鋼下縁の発生応力度との関係を図-13に、

荷重条件と結果を表-5に示す。

@ 1.0m(図-1 1の右下参照)ではスペーサー筋の間の荷重(2線荷重)となり、敷鉄板の変形により167 kN荷重時に中央部がI形鋼と完全に接触し3線荷重の状態となったが、最も荷重能力が高い。
 @ 0.5mは1線中央荷重であるため荷重能力が最も低い。



写真-3 試験状況

表-4 計測項目と計測方法

計測項目	計測方法
I形鋼の鉛直変位	ダイヤルゲージ
I形鋼の水平変位	ダイヤルゲージ
I形鋼の下縁応力度	ひずみゲージ

I形鋼の横倒れを危惧し、横断勾配 2%を付けて試験を行った。水平変位は@ 1.0mのケースが他より幾分大きくなるが、荷重直と直線比例し最大変位は2mm弱であり、不安定な動きは観察されなかった。したがってスペーサー鉄筋を@ 1.0mで固定しておけば問題ない。また配力筋、ファイラー、底板の各固定部についても溶接切れが生じていないことを目視で確認した。除荷時の計測値も往路を戻り、変位・応力の残留は認められなかった。

図-1 4にパネル中央断面のI形鋼下縁の応力度の分布を示す。@ 1.0m > @

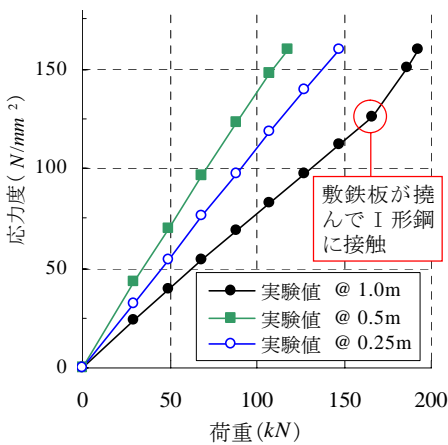


図-1 3 荷重と下縁応力度

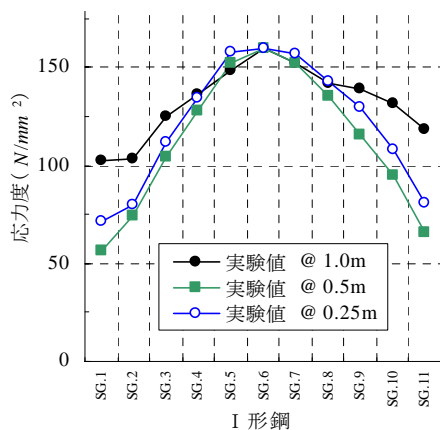


図-1 4 中央断面の下縁応力度

表-3 試験体の諸元

項目	諸元	備考
床版支間長(横桁間隔)	3 840mm	主桁支間部の標準的横桁間隔
主部材(I形鋼)	I-150 @ 160mm	SS400
スペーサー鉄筋	D13 @ 1 000mm	SD345
下配力筋	D19 @ 125mm	SD345
ハンチ高	138~170mm(横断勾配2%)	横断勾配はファイラー高で調整

注記)ファイラー: Iビーム下フランジに取り付けるハンチ高を確保するための角柱部材

表-5 荷重条件と荷重結果

スペーサー鉄筋の間隔	荷重条件と状況	最大荷重
@ 1.0m	[スペーサー鉄筋間で荷重] 荷重重167 kNで敷鉄板とI形鋼が接触(2線→3線荷重に移行)	193.0 kN
@ 0.5m	[スペーサー鉄筋直上に荷重] 1線荷重状態	118.0 kN
@ 0.25m	[スペーサー鉄筋間で荷重] 受圧板の幅が500のため、2線荷重状態	147.1 kN

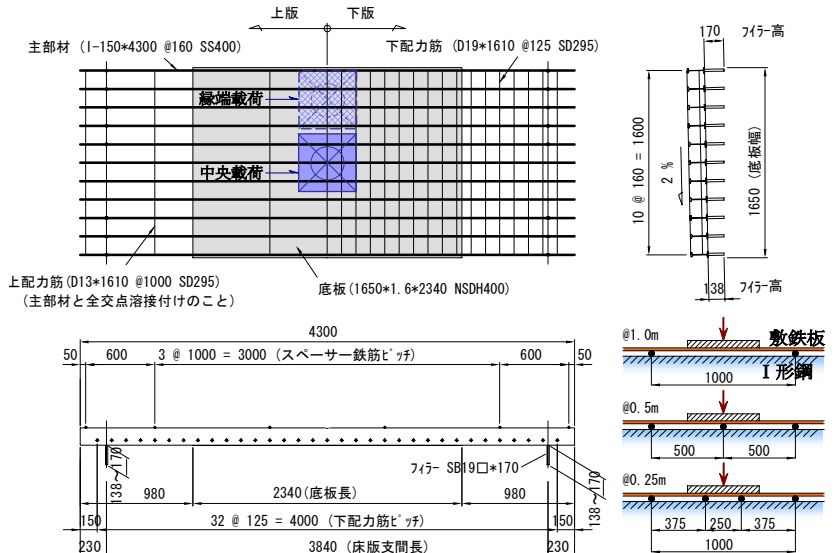


図-1 1 試験体構造図

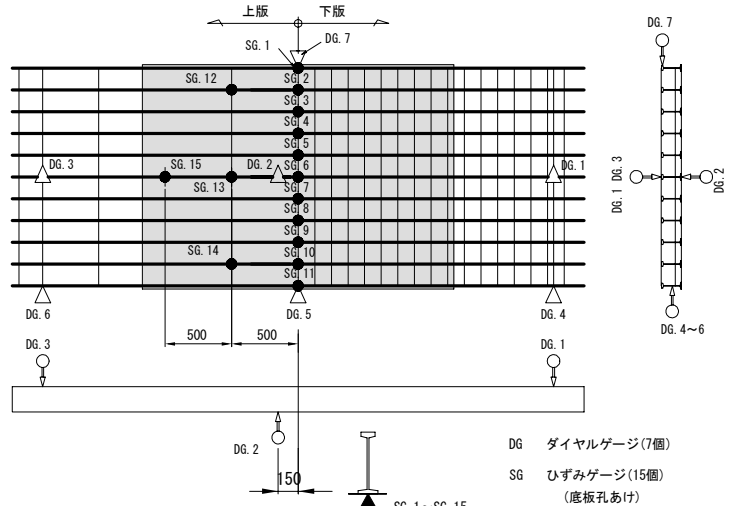


図-1 2 ゲージ取り付け位置

0.25m>@0.5mの順で荷重が分散しており、平均値に対する中央の最大値の比率はそれぞれ1.21, 1.32, 1.42, [平均値/計算値]は0.95, 0.90, 0.98であり全般に平均の測定値の方が低い。計算値は、パネルを1本の梁に置き換え載荷線数の集中荷重を受けるとし、I形鋼に取付く底鋼板の75%が有効(ひずみゲージのリード線の引出しのため孔明けしている)として計算したものである。

4.3 クレーン車による敷設作業の検討

鋼材パネルは、主桁支間部で横桁間2~3格間連続(写真-1)、中間支点部では一般に4格間連続で製作し、現場に運び重機で敷設する。その際、アウトリガー脚の橋軸方向の位置を指定するのは現場作業では困難と考え、最大許容荷重は、最も荷重能力が低い@0.5mのケースの118.0kNとした。重機(20tf吊りラフタークレーン)による敷設の可否を図-15の1例(主桁間隔は7.0m, 横桁間隔は、主桁支間中間部で12×3.84m, 中間支点増厚部で4×3.48m)について検討して以下に記す。

衝撃係数は安全側に0.2とし、旋回時は橋面幅内で旋回を行うとして作業半径は8.0m, 敷込み時は図-15のブームを伸ばした状態でアウトリガー反力を計算した結果を表-6に示す。中間支点部の増厚補強をした鋼材パネルは他より重かつ長いが、重機による敷設が可能という結果である。

追加試験として縁端部載荷の試験も行ったが、許容載荷重は、幅中央載荷の1/3程度に低下した。従って、アウトリガーの張出し位置を調整し、パネル幅の中央にアウトリガー脚を配置することを原則とする。ただし、今回の試験体幅は1.6mであるから、より幅の広いパネルでは縁端から0.8mの位置までは偏心させてよいことになる。それも無理な場合は、敷鉄板を重ねる、より剛性の高い路面覆工版でアウトリガーを受けて反力の分散を図る、あるいはI形鋼の材質をSM490に上げてパネルの荷重能力を高める、などの対応が必要になる。なお20tf吊りラフタークレー

表-6 鋼材パネルとアウトリガー反力

検討ケース	鋼材パネル		アウトリガー反力(kN)	
	平面寸法 幅×長さ(m)	重量 (kN)	旋回時	敷込時
			97.1	90.2
支間部・3格間連続	2.38×11.52	25.5	97.1	90.2
中間支点部・4格間連続	2.38×13.92	35.3	113.8	110.8

(*) 許容アウトリガー反力118.0kN

(*) 作用曲げモーメントは、連続桁作用により単純桁の0.9倍として検討した結果である。

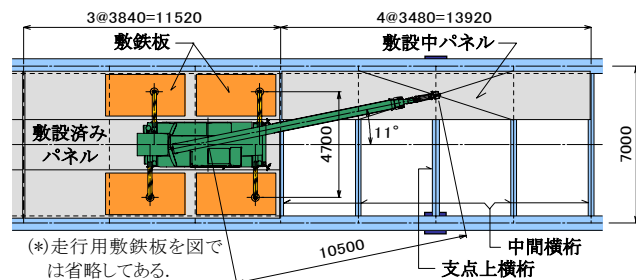


図-15 敷込み時の重機とパネルの位置関係

ンの走行時の輪荷重は50kN弱であるので、走行位置を選定し、パネル間の縦継目の近傍を走行する場合も敷鉄板の敷き方を工夫すればより安全に走行し得る。

5. むすび

横桁で支持される縦置きIB床版の歴史は古く、関門橋、その他数橋に使用されている。それを少数桁橋に適用するにあたり、ひび割れ幅制御のためI形鋼の上に縦、横に鉄筋を配置するなど多少の構造変更を行った。主桁間隔を広げても床版厚は変わらず、死荷重増加は抑えられ経済的になり、強い横桁で床版を直接支えるので橋体が堅固になる。また床版の主鋼材が橋軸方向を向くので連続合成桁の主桁作用に有効に働き、中間支点部のひび割れ幅制御でも有利となる。また、万一の損傷においても従来工法で緊急の補修・補強が行え、片側通行下で打ち替えも可能である。このように縦置きIB床版は合理的な構造と考えている。

また、床版の断面設計では、広い主桁間隔の場合に横桁のたわみの影響が無視できないため、便覧等の設計式は使用せず、新たに版解析を行って設計断面力を算出した。

さらに施工面では、重機を床版の鋼材パネル上を走行させて敷設が可能であることを載荷試験データから確認し、その際の留意事項の把握を行った。今後様々なケースがありうるので、要求に応じて更に検討を行っていきたい。

なお、稿を終えるにあたり、輪荷重を直接支える横桁では検査路などの吊り金具を下フランジに溶接すると疲労照査で断面が決まることがあることを注記しておく。これに関しては文献13)を参照されたい。

【参考文献】

- 伏黒・村江・杉山・西川・榎：もう1つの2主桁形式と連続合成桁、鋼構造シンポジウム2005，第13回鋼構造年次講演論文報告集，2005.11
- 千葉・山本・西川：長支間2主桁複合ラーメン橋の設計，第25回日本道路会議，平成15年11月
- 保坂・遠田・武藤・高濱・田中：多径間連続合成鉄桁橋の設計に関する一考察，鋼構造シンポジウム2006，第14回鋼構造年次論文報告集，2006.11
- 日本道路協会：道路橋示方書Ⅱ鋼橋編，平成14年3月
- 日本道路協会：鋼道路橋設計便覧，昭和54年2月
- 佐伯：I形鋼格子床版の設計，土木研究所資料17-7,1975
- H.Olsen, et al. : Die zweiseitig gelagerte Platte, Ernst & Sohn, 1979
- (社)土木学会：鋼構造物設計指針 Part B 合成構造物，平成10年10月
- 土木学会：コンクリート標準示方書・構造性能照査編，2002
- 中菌・安川・稲葉・橋・秋山・佐々木：PC床版を有する鋼連続合成2主桁橋の設計法(上)，橋梁と基礎，2002.3
- 長井・奥井・岩崎：連続合成桁の初期ひび割れ状態を考慮したひび割れ幅，鉄筋応力算定法の一提案，土木学会論文集 No.759, 2004.4
- DIN-Fachbericht 104 Verbundbrücken, 2003
- 石澤・伏黒・徳力：縦置きI形鋼格子床版を有する2主桁橋の横桁の疲労設計，第27回日本道路会議，平成19年11月