

正員の松井繁之(大阪大学工学部)

前田幸雄(大阪大学工学部)

1. まえがき

道路橋鉄筋コンクリート床版のびびり損傷は衆知のことで、現在、損傷原因の究明および合理的な維持補修・補強対策の確立が急がれている。ただし、陥没等の損傷度が大きい場合は、やはり、全面打ち換えが要求される。この打ち換え尺床版は当然、床版厚・鉄筋量等が増し、鋼桁に対する死荷重増が問題となる。また、交通頻度の大きい所では工期短縮が望まれる。これらの条件から、コンクリート充填鋼格子床版が着目され始めている。本床版の概要は図-1に示すように、尺床版の主鉄筋に代り、高さ130mm、150mmという小型のI形鋼を用いた合成構造の床版である。通常、厚さ1mm程度の型枠鋼板を付けた鋼骨組は工場製作され、現場作業の省力化が計れる。さらに、施工精度・薄

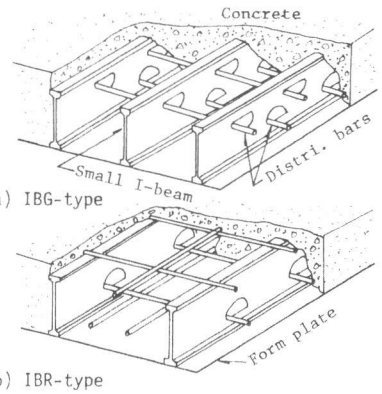


図-1 コンクリート充填鋼格子床版の概要

い床版厚による軽量性などの特徴も有し、長大橋用床版としても注目される。本床版は主方向に剛性の大きいI形鋼を使用するため、尺床版とは構造挙動を異にし、本床版の設計に当っては道路橋示方書とそのまま使用できないと思われる。すなわち、本床版はコンクリートのびびり発生に伴って直交方向の剛性が著しく異なる直交異方性板挙動を示すためである。無理に、この異方性をなくすためにI形鋼直角方向の配筋筋を多く配置すれば、本構造特長は失われ不経済になってしまう。よって、この直交異方性を考慮した合理的設計法の確立が望まれる。建設省土木研究所の佐伯¹⁾は1975年にこの直交異方性を考慮した設計案を提案している。筆者も、数種の実際の供試体を用いて一連の実験を行い、合理的設計法について考察している。ここに、その結果を報告し、一資料に供したい。

2. 供試体と実験方法

供試体の外型寸法は図-2に示す 3×3 mで、図3のように断面形状を3種に別え、各2体づつ用意した。IBG-A, Bの供試体は主筋方向にI形鋼だけ用いたもので、配筋筋はI形鋼ウェブに牛馬に設けた上下2段のパンチ穴の中を通過している。IBR-CはI形鋼間隔を40cmに広げ、I形鋼の節約を計った型式である。この床版のI形鋼パンチ穴は中更一段だけであり、配筋筋の不足分はI形鋼上側に配置した。このため、床版厚はIBG型式の16cmより2cm大きい18cmとなった。使用材料の性質は表-1に示す通りである。

道路橋尺床版のように多数回の自動車荷重を担うコンクリート造床版においては、設計上対象となる板挙動の認識は引張側コンクリートと無視できる状態にまでびびり発生した床版は得るべきであろう。このため、床版に繰返し荷重を十分かける必要があるが、従来の試験方法のように一定点で疲労試験を行う方法ではびびり発生は荷重点付近だけ放射状に発生するだけであり、実橋床版のように板全域に一樣にびびりが広がった床版とは異なる板挙動を示してしまう。従って、筆者らは実橋のびびりパターンを再現できる移動繰返し載荷試験を行うべきであると強調している。本実験でも図-2に示す点での移動繰返し載荷を行

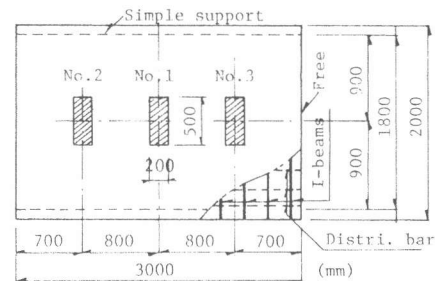


図-2 供試体の外型寸法と載荷位置

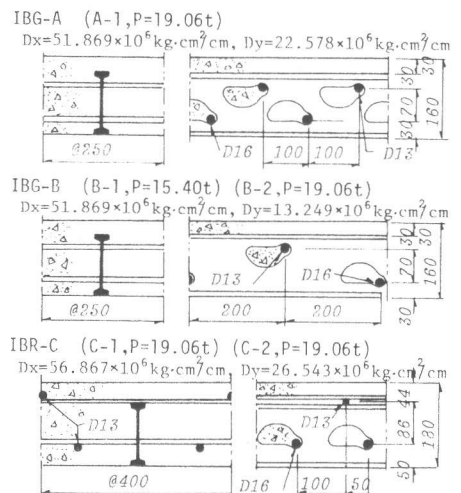


図-3 供試体の直交2断面図

表-1 使用材料の性質

	A-1, B-1, B-2	A-2, C-1, C-2
Concrete	$\sigma_{28} = 339 \text{ kg/cm}^2$ $E = 0.224 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$	$\sigma_{28} = 238 \text{ kg/cm}^2$ $E = 0.197 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$
I-beam	$\sigma_b = 5117 \text{ kg/cm}^2$ $E = 2.08 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$	

い、十字びびのれが起つた状態を確認してから、その版挙動を調べることにした。その載荷手順の原則は次の通りである。まず、荷重点No.1(中央)で初期静的載荷を2度行い、同点で続けて20万回の動的載荷し、その後20万回毎に、No.2→No.1→No.3→No.1……の順に移動させた。そして、180万回以後は中央点No.1の載荷点で300万回まで定常載荷を続けた。ゆえに、各供試体とも版中央部が着目点になっているが、各型式試体のうち1体は中央に近いI形鋼に着目し、No.1点と12.5cm (IBG-A, B), あるいは、20cm (IBR-C) 移動した。

床版は長辺に平行方向で2辺単純支持し、他2辺は自由とした。支持間隔は1.8mとした。載荷面積は自動車後輪と想定した50×20cmで、図2の配置は交差線方向と車輛進行方向としたものである。

3. 実験結果と考察

(1) 十字びびのれ 一般的に、I形鋼側面とコンクリートとの付着が悪いため、最初の静的載荷でも簡単にI形鋼に沿った十字びびのれが発生する(十字びびのれ荷重は6t)。この結果、配筋方向の剛性は急速に低下し、配筋方向の荷重分配作用が低下する。よって、ほぼ同時に配筋方向の十字びびのれも約20cm間隔で発生する。両者の十字びびのれは直交しており、尺床版の初期十字びびのれパターンと異なる。80万回で荷重の移動は一巡し、この時点でほぼ床版下面の十字びびのれは本尽してしまう。また、深さ方向の十字びびのれ進展もほぼ停滞してしまった。繰返し数20万、60万回で載荷点を最初にNo.2, No.3に移動し、移動後数千回の動的載荷でNo.1載荷点向にあるI形鋼の位置で床版上面にも十字びびのれが発生した。これは垂直せん断・ねじりせん断力によるもので、尺床版でも上面に十字びびのれが貫通する原因と同じである。図4は載荷中央縦断面のタワミ分布の変化状況を示したものであるが、繰返し数増加に伴うタワミ変化は上記十字びびのれ発生状況をよく説明するものと思われる。

本床版において、これらの十字びびのれが発生しても、実験的经验から言えば、尺床版のようなめり落ち現象は起らないであろう。なぜなら、I形鋼間にはさされたコンクリートは両I形鋼フランジによってインターロックされるからである。

(2) タワミ・ひずみ 床版実験における版挙動を正確に評価した場合には載荷中央縦断面におけるタワミ・ひずみの分布形状を精度よく調べるべきであろう。本実験ではタワミ・ひずみの絶対量分布および比の分布の4つの面から考察を加えることにした。

図5～7はそれらの結果の一例である。タワミの絶対量分布、タワミ・ひずみの比の分布は予想通りHuberの直交異方性板理論値とよー一致と見ていると言えよう。しかし、表2の最大値に因す

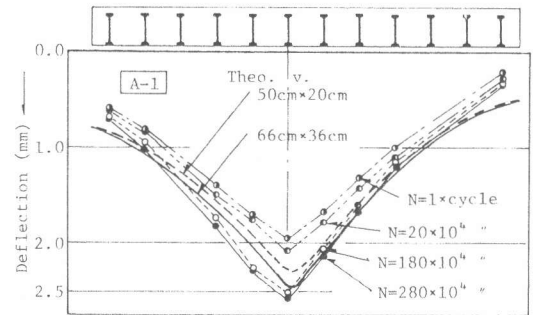


図-4 繰返し数増加に伴うタワミ変化図

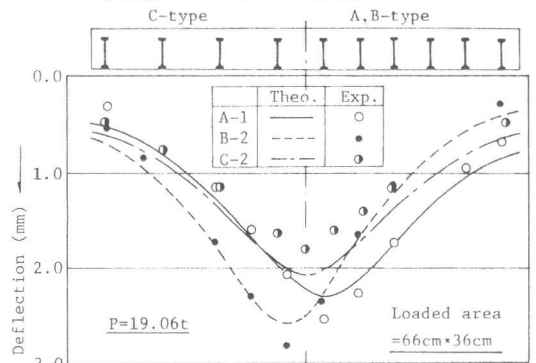


図-5 タワミ量分布図

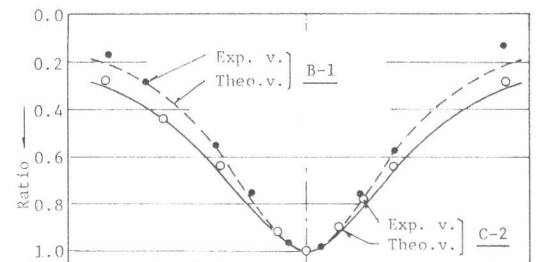


図-6 タワミ比分布図

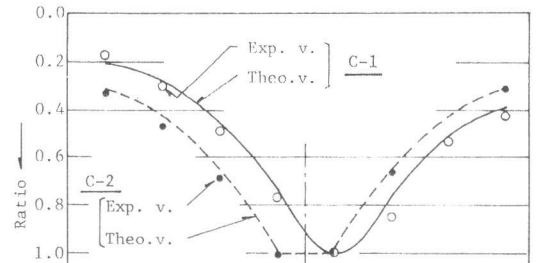


図-7 I形鋼下フランジのひずみ比分布図

表-2 最大タワミ・最大ひずみの結果

Test body	Max. deflection(cm)		Max. strain of I-beam(10 ⁻⁶)						
	Exp. v. (δ)	Theo. v. (Huber)	Exp. v. (ε)	Theo. v.			Final theo. v.		
				Huber (ε ₀)	K ₁	K ₂	K ₂ ε ₀	K ₁ K ₂ ε ₀	
A-1	0.252	0.229	0.221	749	937	0.996	0.836	783	779
B-1	0.162	0.208	0.200	517	798	0.731	0.862	688	502
B-2	0.272	0.256	0.247	891	1041	0.997	0.841	875	873
C-1	0.185	0.207	0.200	570	931	0.769	0.847	789	606
C-2	0.179	0.207	0.199	534	846	0.806	0.878	743	599

るひずみ結果は理論値とのよー一致を見ない。この不一致の原因として二因子が考えられる。一つは、下フランジのひずみ算定に通常の曲げモーメント式をそのまま用い、配筋方向の曲率も考慮してしまっただけであり、実際は図8のようにI形鋼のひずみは配筋方向の曲率の影響を受けない。

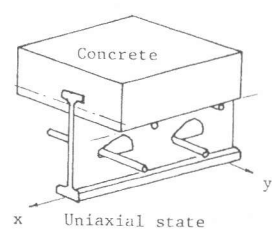


図-8 ひびわれ要素の模式

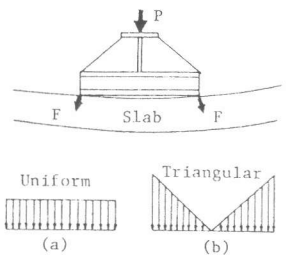


図-9 荷条件

よって、この修正を行う必要がある。この修正係数 k_1 は各供試体のひびわれ深さに応じて表2のようになる。第二の原因は荷条件と考えられる。荷重は仮定では $50 \times 20 \text{ cm}^2$ の矩形荷重面上での等分布荷重であるが、図9に示すような剛性の大きい荷重器具を用いたため床版の変形に追従せず、極端な場合、図9のような荷重板端での集中荷重になった可能性が考えられる。しかし、実際の条件を厳密に評価するのは困難である。今、実際の荷重状況と図のような三角形分布と仮定してみた。この結果、タワミには影響はないが、荷重板中心の最大モーメントは約15%も減少した。よって、この仮定が正しいと考之、修正係数 k_2 を評価し、理論ひずみを追修正すると表2の右側欄に示す値となり実験値との一致度が非常に向上した。この荷重作用の影響度を調べるため、C-2供試体の300万回荷重後、荷重器具を5cm厚の鋼板だけにし、初期荷重32tを加えた後、床版中央と版中央に近いI形鋼上で0°~22°の静的試験を行った。この結果の20°時のひずみ分布と図10に示したが実験値は理論値とのよー一致を示し、上記考察の妥当性がわかった。

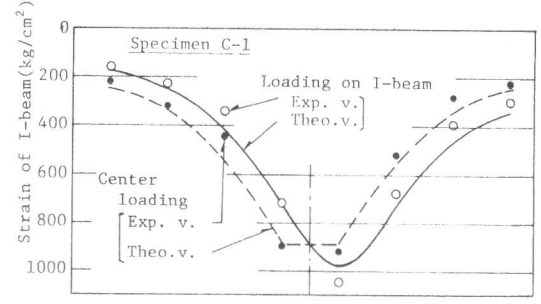


図-10 供試体C-2のひずみ分布

さて、B-1、C-1,2の3体は荷重が小さいが、床版厚が大きいひびわれ疲労が進んだが、ひびわれ疲労が十分に進んだA-1、B-2のひずみ結果に注目したい。表2の右側欄の比較で明らかのように、これらの供試体では配筋方向の曲率の影響はほとんどなく、ひずみの絶対量についてもHuberの直交異方性板理論で説明できることを示している。このことはC-2の荷重板を変えた後の挙動についても言えよう。また、ひびわれ疲労が少ない場合にはHuber理論は安全側を与えると言える。以上のことから、板剛性比が0.25~0.5の範囲にあるコンクリート充填鋼格子床版の設計曲げモーメントは引張側コンクリートを無視した直交断面の剛性を用いてHuberの直交異方性板理論にもとづいて考察してもよいことが明らかになった。

4. コンクリート充填鋼格子床版の設計曲げモーメント式の提案と考察

上記結論と踏えて、I

形鋼が車道進行方向に直角な場合の単純版の設計荷重モーメント式について考える。佐伯はまきが述べたように、本床版の直交異方性を考慮に入れた設計曲げモーメント式を次のように与えている。

$$\left. \begin{aligned} M_x &= 1.2 M_{x0} : M_x = \text{I形鋼方向の曲げモーメント}, M_{x0} = \text{道路橋示書のRC床版主鉄筋方向の曲げモーメント式} \\ M_y &= 0.90 M_{y0} : M_y = \text{配筋方向の曲げモーメント}, M_{y0} = \text{道路橋示書のRC床版配筋方向の曲げモーメント式} \end{aligned} \right\} \text{(佐伯式)}$$

上記2式を用いて各種条件の床版を試設計し、決定断面の板剛性を用いてHuber理論式による理論発生モーメントを求め、設計モーメントとの比を求めると図11の帯状の結果になる。図で明らかのようにI形鋼方向の設計曲げモーメントが理論値より小さくなる場合が発生し、また、これらの設計式には10~20%の安全が見込まれているが、I形鋼方向では高々5%程度に減少しているようである。

筆者も佐伯式と同形の式を提案するため種々の床版を試設計した。通常、床版断面の決定は死荷重も考慮に入れた活モーメントで行われるので、ここでも鋼格子床版の死荷重を 2.70 t/m^3 、舗装は 2.35 t/m^3 で5cmの一定厚として算入した。ただし、簡単のため、死荷重も合成断面で受けると仮定した。この結果、活荷重モーメント式として次式のように決定すれば、図11の丸印のようにI形鋼方向(○)、配筋方向(●)とも約10%の安全を見込んだ釘

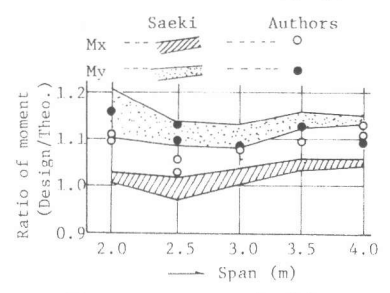


図-11 モーメント式の比較

り合いのとれた設計式となった。この場合、直交異方性度 $\alpha (=Dy/Dx : Dx = \text{I形鋼直}$
 $\text{角断面の板剛性, } Dy = \text{配筋直角断面の板剛性})$ は約0.37~0.40程度である。

$$M_x = 1.30 M_{x0}, \quad M_y = 0.85 M_{y0} : \text{記号は佐伯式と同じ} \quad \text{\{ (提案式 I) \}}$$

さらに厳密に考えた場合、ある仮定剛性比を用いて算出した理論モーメントを用い
 設計した後の板剛性比は仮定剛性比とは一致しない。よってより厳密な設計にするに
 は両者を一致させる必要がある。これは次の手順によれば簡単に行う。すなわち、
 ①与えられた床版スパン、床版厚、輪荷重に対して、直交異方性度と変数とした理論
 発生活荷重モーメント図を求め、それにI形鋼方向・配筋方向モーメントとも予
 定する安全を見込み、かつ、主筋方向には死荷重モーメントを含め、設計モーメン
 トとすると図12のような仮定モーメント比曲線が得られる。②上記設計モーメントに
 抵抗モーメントが一致するI形鋼断面、配筋断面ともめる範囲が決定でき、両断面
 と組み合わせると図12中にモーメント比と板剛性比の関係が描ける。一般に使用可能断
 面の組み合わせは数種存在する。③上記①と②で一義的に決まる2曲線の交点群が理想
 的の設計断面を与える。この手順を用いてIBG型床版を例にとって再び試設計を行った。
 試設計の条件は次の通りである。(A)床版スパン=2.0~4.0 m, (B)仮定直交異方性度=
 0.1~1.0, (C)床版厚=16cm~20cm, (D)輪荷重=5.6t, 8t, 9.6t, (E)使用I形鋼は図
 -13に示す高さ13cm, 15cmの2種で使用可能間隔=10cm~25cm, (F)配筋断面は図3
 のようなIBG, IBR型の2種で、高さ方向の配筋筋位置は一定とするが使用可能鉄筋間
 隔=12.5cm~30cm, (G) $\alpha = E_c/E_s = 1.5$, (H)舗装厚=5cm(アスファルト)。

結果の1例を図14に示した。理想発生モーメントは床版スパンを横軸にしてプロット
 するとバラツキの少ない直線状になり、図中の式のように直線回帰できる。これらの式
 は $P=5.6t, 9.6t$ の場合にも適用可能であったことが、これらの式を鋼格子床版専
 用の設計活荷重モーメント式として提案したい。ただし、この設計式にも1.30の安全を
 見込んである。また、この式はIBR型床版にも適用可能であると思われる。

5. I形鋼の疲労問題

鋼格子床版ではコンクリートのぬけ落ちる心配はない反面、I形鋼ウェブのパンチ穴において、形状による応力集中およびせん断力による2次曲げ応力が発生し
 図15に示すように開孔部が疲労亀裂が発生する可能性がある。本実験でもB-2, A-1の供試体でI形鋼下フラ
 ンジにまで進展した疲労亀裂が発生した。このため、C-2の300万回の試験終了後およびA-2の2万回のI形
 鋼の疲労破壊を調べるため、定点での繰返し載荷を行った。ただし、各供試体とも載荷点を3ヶ所にかえ、多数の
 データをとるようにした。この結果と前載荷の影響度を無視して下フランジの最大応力を用いたS-N図にプロ
 ットすると図16のようになった。この図によるとI形鋼の200万回疲労
 強度は約1600kg/cm²と考えられる。設計荷重による応力振幅は1200~
 900kg/cm²であるので安全率は1.33~1.75
 の範囲におさまり、一応、安全であると思
 われる。筆者は現在、このI形鋼の疲労実験
 を続けており、さらに本床版の疲労に対する
 安全性について考察を加える予定である。

最後に、本研究に対し適切な御助言・御協
 力を得た建設省土木研究所の佐伯橋梁室長、ならびに、株式会社神戸製
 鋼所の関係各位に謝意を表する次第である。

1) 佐伯彰一：I形鋼格子床版の設計，土木技術資料17-7，1975。

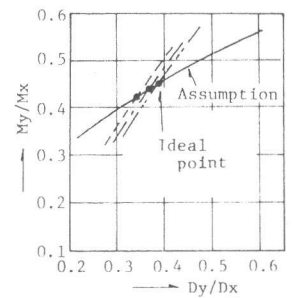


図-12 モーメントと板剛性の関係

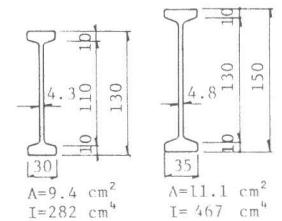


図-13 使用I形鋼断面

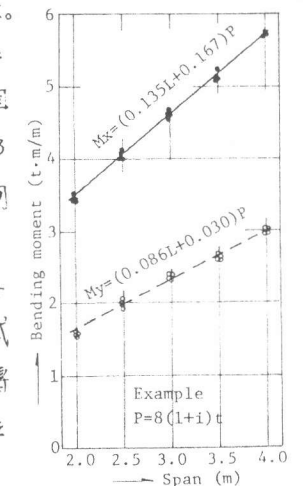


図-14 提案モーメント式 II

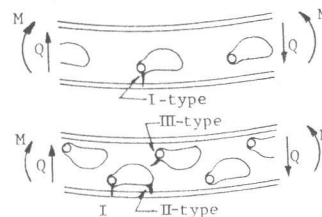


図-15 I形鋼の疲労き裂つ

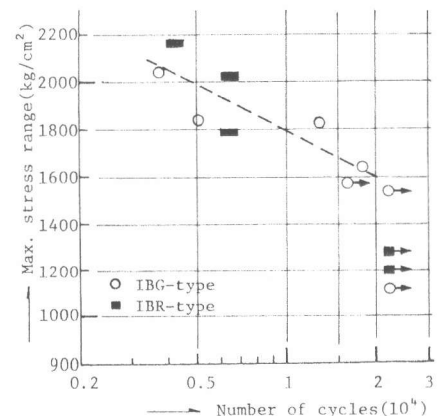


図-16 I形鋼の概略S-N曲線