

# 実物大鋼格子床版のRC床版との比較における 板特性と耐荷力に関する実験的研究

## EXPERIMENTAL STUDY ON STRUCTURAL BEHAVIOR AND LOAD CARRYING CAPACITY OF FULL-SIZED STEEL GRATING FLOORS

前田 幸雄\*・松井 繁之\*\*  
By Yukio Maeda and Shigeyuki Matsui

### 1. ま え が き

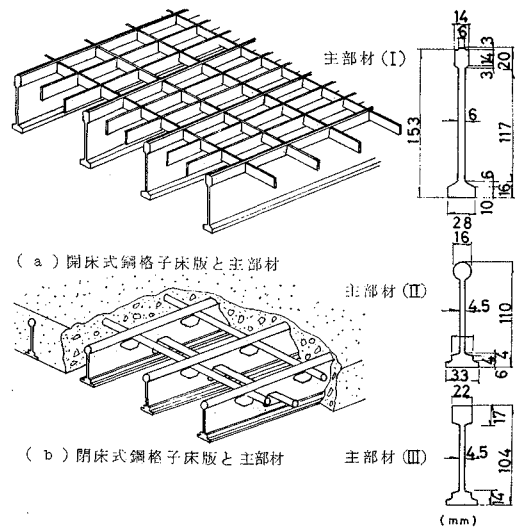
鉄筋コンクリート床版を用いたプレート ガード橋では全作用モーメントのうち死荷重によるものは、30~70%であり、また全死荷重に対する床版重量（版厚=16cmの場合）は60~65%にも達し、昭和43年5月に発表された床版厚に関する暫定基準案<sup>1)</sup>に従うならば、さらにこの割合は増加する。そのため死荷重軽減が望ましい長大橋に対しては、今後RC床版にかわり、軽量かつ十分な耐荷力を有すると同時に施工上からも工期短縮が可能である床版の開発が望まれてきた。従来からも軽量でプレハブ式床版が種々見られるが、なかでも最近、小型I型鋼を用いた鋼格子床版が注目されつつある。鋼格子床版には小型I型鋼と帯鋼を組合せたグレーチングのままの開床式と、コンクリートを充てんした開床式がある。この種の床版は欧米では古くから使用されており、一例としてアメリカの Verrazano-Narrows, George-Washington および Mackinac 橋などの吊橋<sup>2),3)</sup>に施工例を見ることができる。とくに Mackinac 橋では全橋床に両形式が用いられ、その有用性が認められている。わが国では東名高速道路東海道本線跨線部の用宗橋<sup>4)</sup>に開床式が試験施工され、また開床式では若戸大橋<sup>5)</sup>にその一例が見られ、今後とも広く使用されようとしている。また、設計指針案として“コンクリート充てん鋼格子床版”<sup>6),7)</sup>が発表され、そこで鋼格子床版の軽量性、型わく不要および工期の短縮などの利点が強調されている。

しかし、この鋼格子床版に関する実際の力学的性状、耐荷力などについての実験資料<sup>8),9),10),11),12)</sup>は非常に少ない。著者らは昭和43年来この鋼格子床版の実物大模型による静的載荷試験および繰返載荷試験を行ない、そ

の挙動特性を調べた。とくに開床式鋼格子床版に対しては同じ寸法のRC床版を同時に試験し、その結果との比較検討に重点をおいた。今回これらの結果を設計の基礎資料に供するためにここに報告する。

### 2. 試験方法

鋼格子床版は 図一1 に示すように 15~20 cm 間隔の並列小型I型鋼を主部材とし、それらを帯鋼、丸鋼などの横部材で連結した鋼格子を主体としたもので、この鋼格子だけの床版を開床式鋼格子床版（Open Grating）、鋼格子にコンクリートを充てんしたものを開床式鋼格子床版（Solid Grating Floor）という。



図一1 鋼格子床版の概要と主部材 I-Beam

#### (1) 試験用供試体と試験目的

一般の橋梁床版では連続版が多いこと、主部材 I 型鋼

\* 正会員 工博 大阪大学教授 工学部土木工学科

\*\* 学生会員 工修 大阪大学大学院工学研究科

の形状と経済性を考慮して供試体はすべて2径間連続版とした。主部材およびRC床版の主鉄筋の方向は橋軸に直角方向に限定している。

#### a) 開床式鋼格子床版(以下OGと略記)

大きな揚圧力の作用する橋梁の耐風安定性を計る上で重要な役割を果たすOGも車道として供用する場合、板として取扱うのが経済上有利である。しかし一般にOGの板として挙動する直角二断面の必要剛比( $I_x/I_y$ )、および $I_y$ を与える横部材の形状を理論的に決定するのは困難であり、また二方向の部材の連絡方法も未解決のままである。これら諸要素の基礎的資料は実験的に求めねばならず、著者らは、単位幅当りの重量をかえないで、横部材の形状のみ変化させた場合のOGの挙動特性を知るため、二種の供試体(図-2(a))を製作した。ただし主部材間隔は15cmに限定し、連結方法として溶接施工を採用した。すなわち、OG-1はU.S. スチール社のI-Beam Lok Open Floorに類似した横部材を組み入れ、OG-2は著者らが試作提案するもので、OG-1の下側部材(丸鋼)にかわって、丸鋼と帯鋼で製作した横主部材2本を各径間中央に組み入れたものである。これら両者の断面二次モーメント $I_x$ 、 $I_y$ 、荷重分配係数を与える曲げ剛性係数 $\theta$ 、および両径間に荷重 $P=8(1+i)\tau$ を作用させた場合の発生最大応力(Guyon-Massonnetの方法により求めた)は表-1に示すとおりである。

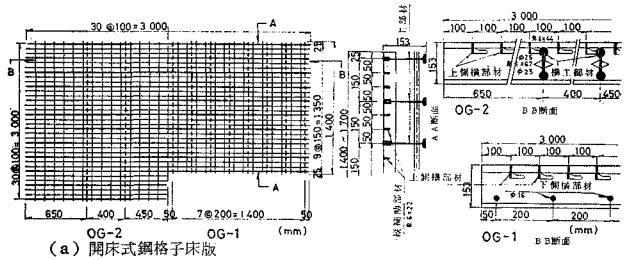
試験目的は主に横部材の構造上の相違による荷重分配作用、破壊荷重ならびに疲労性状の比較にある。

#### b) 閉床式鋼格子床版(以下SGと略記)および鉄筋コンクリート床版(以下RCと略記)

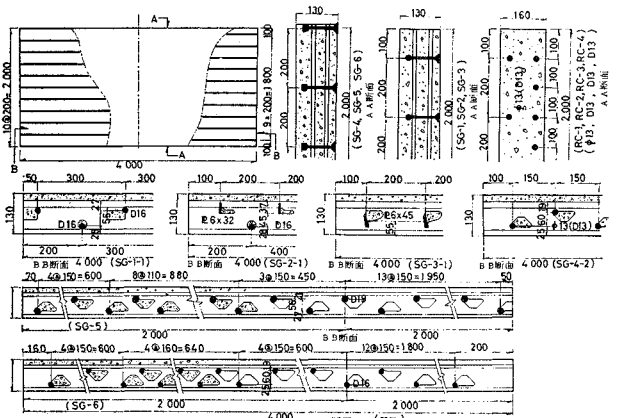
SGは図-2に示すように床版厚は13cm、主部材間隔は20cmに限定し、主部材断面は2種、横部材の形状と間隔は計6種類である(SG-1~6)。RCは床版厚を16cm、引張側主鉄筋間隔は10cmの一定とし、配力筋に関してRC-1は現行示方書どおりとし、RC-2~4に関しては暫定基準案に従って決定した。なお、SG、RCとも橋軸に直角方向に配筋した一方版とし、鋼道示19条の連続版の式を用いて計算した応力(I)ならびに $I_x$ 、 $I_y$ の値は表-2(a)に示すとおりである。さらに、Guyon-Massonnetの方法により、本供試体の境界条件に合せた計算応力(II)も併記してある。

試験目的は鋼格子床版の挙動特性(静的、繰返し)の両方より)を知ること、およびその結果をRC床版のものと比較検討することにある。な

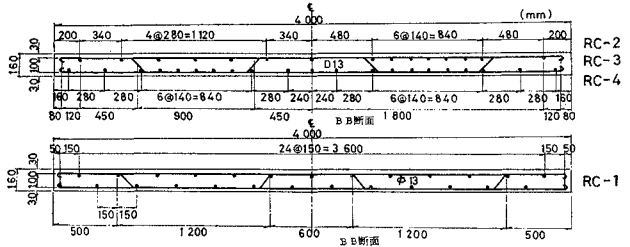
お、SG、RCとも床版の支持方法を線支持とスラブアンカー(図-2(d))を設けたフランジ幅300mmのH型鋼による支持の2種にし、非合成床版として設計した場合、スラブアンカーによりどのような影響があるかを調べる。また、載荷板の大きさを一橋T荷重用の自動車後輪の接地面である500×200mmと舗装による荷重分配が期待できるものとして、5cmの舗装厚のもとで、床版表面までの45°方向に荷重分布を考えた600×300mmの2種にし、その両者の差異の影響についても調べる。



(a) 開床式鋼格子床版



(b) 閉床式鋼格子床版



(c) 鉄筋コンクリート床版



(d) H型鋼とスラブアンカー

図-2 供試体の詳細

表-1 開床式の計算応力

供試体	計算断面	$I_X$ (cm <sup>4</sup> /cm)	$I_Y$ (cm <sup>4</sup> /cm)	$\theta$	最大応力
OG-6	①	28.905	3.814	1.0196	1 214.0
	②	24.612	3.814	0.9794	1 491.7
	③	19.272	3.814	0.9213	1 986.0
OG-2	①	28.905	6.445	1.0858	1 069.4
	②	24.612	6.445	1.0430	1 322.4
	③	19.272	6.445	0.9812	1 753.4

- ・応力の計算は Guyon-Massonnet の方法による。
- ・最大応力は中間支承上の主部材上フランジに発生する。
- ・計算断面は右図のように、幅 15 cm の間の主部材 1 本に対して有効縦補助部材数を 2 本、1 本および 0 本とした 3 種である。

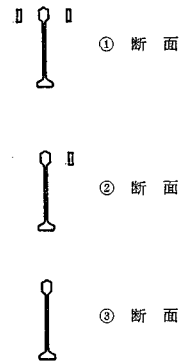


表-2 (a) 閉床式・RC 床版の各断面の発生応力

供試体	$I_{XS}$ (cm <sup>4</sup> /cm)	$I_{XC}$ (cm <sup>4</sup> /cm)	$I_{YC}$ (cm <sup>4</sup> /cm)	$\theta^*$	$\alpha^*$	計 算 応 力 I			計 算 応 力 II		
						$\sigma_{st}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sc}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{cc}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{st}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{sc}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{cc}$ (kg/cm <sup>2</sup> )
SG-1	8.590	14.507	3.977	0.944	0.661	1 548	981	49.8	2 742	1 066	58.5
-2	"	"	3.308	0.988	"	"	"	"	2 852	1 084	59.7
-3	"	"	3.239	0.993	"	"	"	"	2 883	1 103	60.9
-4	9.644	14.312	3.15	0.997	"	1 284	1 052	49.3	2 156	1 177	78.8
-5	"	"	6.206	0.809	"	"	"	"	1 836	964	45.8
-6	"	"	6.318	0.803	"	"	"	"	1 894	996	47.3
RC-1	15.547	15.547	3.859	0.967	"	907	907	49.7	1 501	1 018	55.8
-2	11.520	11.52	6.94	0.774	"	1 342	1 342	59.2	1 826	1 194	52.7
-3	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"
-4	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"

- $I_{XS}$  : 中間支承上の主部材方向の断面二次モーメント  
 $I_{XC}$  : 径間中央の主部材方向の断面二次モーメント  
 $I_{YC}$  : 径間中央の横部材方向の断面二次モーメント  
 $\theta^*$  : 2 径間連続板の曲げ剛性係数  
 $\alpha^*$  : 2 径間連続板のねじり剛性係数  
 計算応力 I : 鋼道示第 19 条の連続床版式より算出 (活+死+衝)  $P=8t$   
 " II : Guyon-Massonnet の方法により算出 (活+衝)  $P=8t$   
 $\sigma_{st}, \sigma_{sc}, \sigma_{cc}$  : 中間支承上主部材上フランジ, 径間中央主部材下フランジおよびコンクリートの応力度

表-2 (b) 供試体用コンクリートと試験条件と試験種類

供試体番号	種 別	コ ン ク リ ー ト			試 験 条 件 と 種 類 <sup>2)</sup>			
		種 類	$\sigma_{28}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_T$ (kg/cm <sup>2</sup> )	スランブ (cm)	支 持	載 荷 板	種 類
OG-1						S	O	$S_t, R_e$
OG-2						S	O	$S_t, R_e$
SG-1-S	軽 量 <sup>1)</sup>	295	8.8	9.5±1	S	O	$S_t, R_e$	
SG-2-S		300	19.1	"	S	O	$S_t, R_e$	
SG-3-S		298	18.7	"	S	O	$S_t, R_e$	
SG-4-H		287	18.1	"	H	O	$S_t, R_e$	
SG-5-S		342	21.0	8±0.5	S	P	$S_t$	
SG-5-H		291	21.4	"	H	P	$S_t$	
SG-6-S		342	21.0	"	S	P	$S_t$	
SG-6-H		291	21.4	"	H	P	$S_t$	
RC-1-S		普 通	250	16.0	9.5±1	S	O	$S_t, R_e$
RC-1-H			255	18.3	"	H	O	$S_t, R_e$
RC-2-S	264		17.5	8±0.5	S	P	$S_t$	
RC-2-H	295		18.6	"	H	P	$S_t$	
RC-3-S	244		19.9	"	S	P	$S_t$	
RC-3-H	301		17.6	"	H	P	$S_t$	
RC-4-S	264		16.9	"	S	P	$S_t$	
RC-4-H	301		17.6	"	H	P	$S_t$	

ただし 1) 軽量コンクリートには、粗骨材として、最大粒径 20 mm 以下のアサノライトを使用した。

2) 記号 支持 (S: 縁支持 H: フランジ幅 300 mm の H 桁支持)  
 載荷板 (O: 200×500 mm', P: 300×600 mm)  
 種類 ( $S_t$ : 静的載荷試験,  $R_e$ : 繰返載荷試験)

## (2) 荷重方法と測定項目

静的荷重試験、繰返荷重試験に用いた荷重装置は図-3に示してある。床版は主部材または主鉄筋に直角方向においてのみ支持されてある。荷重は荷重ばりを用いて両径間対称荷重とした。荷重の位置は、床版支間方向では各径間中央で、幅員方向では中央の主部材または主鉄筋上とし、荷重の大きさは、静的試験では1径間あたり、 $P=0\text{ t}, 2.5\text{ t}, 5\text{ t}, \dots$ の2.5tきざみで破壊まで荷重し、繰返試験では原則として後輪荷重に衝撃を考慮した10~12tを最大荷重、1tを最小荷重にした(以下、荷重の大きさはすべて1径間に対する値  $P\text{ t}$  で示す)

使用試験機は、静的荷重試験では容量200t油圧式圧縮試験機(写真-1)、繰返荷重試験ではローゼンハウゼン型のジャッキ(容量、静的45t、動的30t)をもつ構造物疲労試験装置(写真-2)を使用した。

つぎに測定および観察項目は下記のとおりである。すなわち、

(1) 鋼格子、鉄筋およびコンクリート表面のひずみ測定。電気抵抗線ひずみ計を使用。

(2) 各径間中央における横断面下のたわみ測定。ダイヤルゲージ(静的)、差動変圧器(繰返し)を使用

(3) 中間支承上付近で支線方向に発生するコンクリートひびわれ幅の測定。各主部材または主鉄筋上のコンクリート表面に10cm間隔で中間支承線の両側3間隔にわたり鋼球をとりつけ、コンタクトゲージにより測定する。コンタクトゲージで測定不能後は読微計を使用。

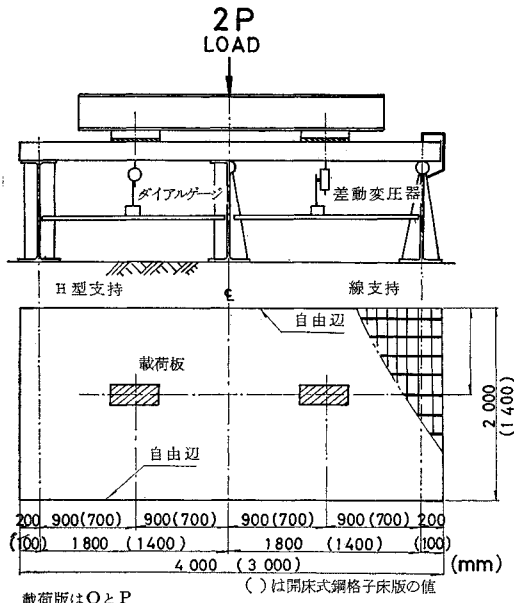


図-3 荷重方法

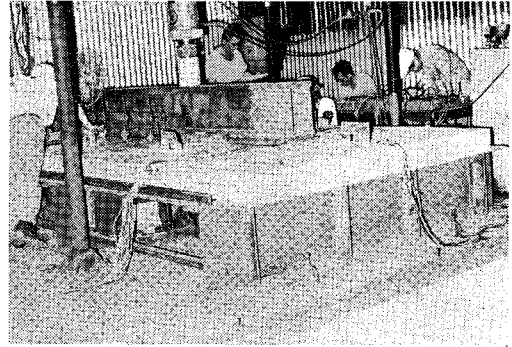


写真-1 静的荷重試験

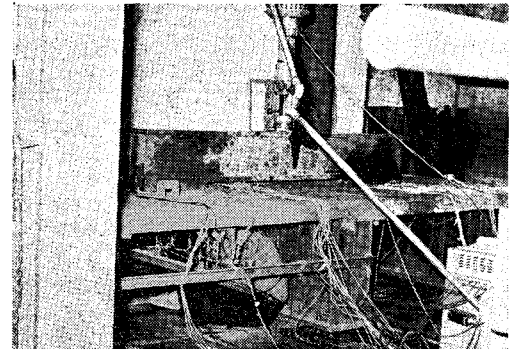


写真-2 繰返荷重試験

(4) 鋼材およびコンクリートのきれつ、ひびわれの発生状況および床版の破壊状況の観察。

## 3. 開床式鋼格子床版の試験結果と考察

### (1) 静的荷重試験

#### a) 耐荷力

OG-1 は約 10t まで弾性挙動を示すが、15t に達すると中間支承上の主部材引張縁が降伏する。たわみ、ひずみの実測値はほとんど板挙動を示さず、荷重板下の3本の主部材で荷重を受け、この3本のみによる連続ばりの挙動を示す。最終耐荷力は約  $P=40\sim 45\text{ t}$  である。

一方、OG-2 は OG-1 に比して約 1.6 倍の断面二次モーメントの横主部材を入れたため荷重分配が良好に行なわれ、ほぼ板的挙動を示した。降伏荷重も約 30t に向上し、最終耐荷力も約  $P=48\sim 55\text{ t}$  に上った。

#### b) たわみ

荷重板下の横断面のたわみ変化、および最大たわみ変化を 図-4, 5 に示したが、OG-1, OG-2 とも板による理論値の約 2~3 倍もたわみ、この最大たわみは、OG-1 では主部材3本、OG-2 では主部材5本の断面性能をもつ連続ばりの値に等しい。OG-1 のように板挙動を示さないのは横部材のせん断剛性が小さいため、曲げ

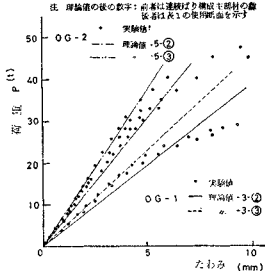


図-4 最大たわみ変化図

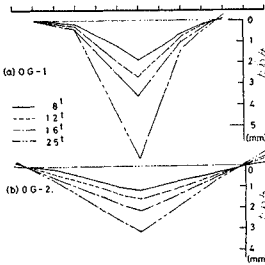


図-5 載荷横断面たわみ変化

剛性による理論通りの荷重分配性能が発揮できないと考えられる。

c) ひずみ

OG-1 では 図-6 の載荷中心の横断面のひずみ分布より、先に述べた3本の主部材で荷重を分担していることが明らかに理解できる。荷重-ひずみ曲線図(図-7)およびスパン方向のひずみ分布(図-8)において、実測値と理論値を比較すると、OG-1, 2とも主部材方向の

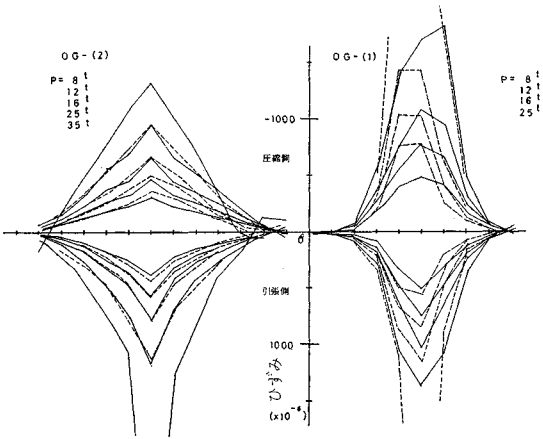


図-6 載荷横断面における主部材のひずみ変化

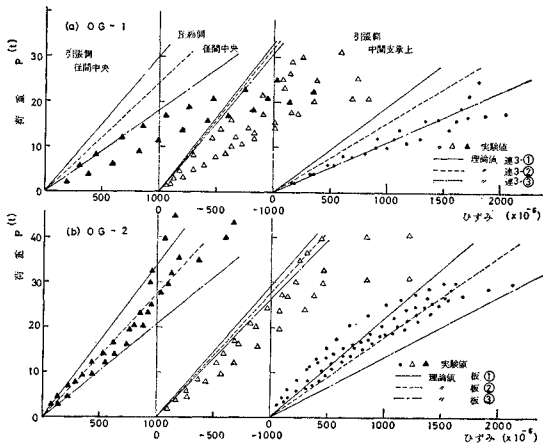


図-7 荷重-最大ひずみ図

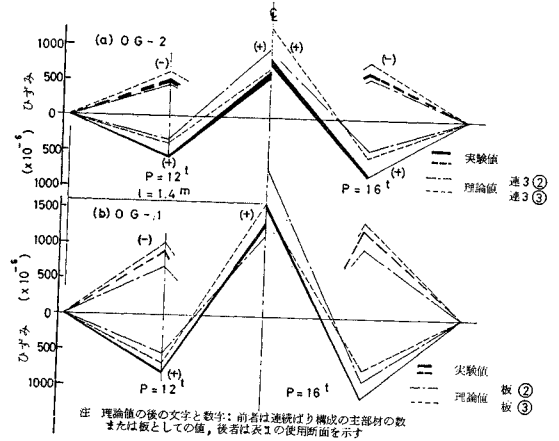


図-8 スパン方向でのひずみ分布

断面特性に対して、縦補助部材はほとんど寄与していないと判断できる。この部材は単に車の走行面を形成するものと考えらるべきである。

一方、OG-2 はひずみに関して Guyon-Massonnet の方法による板としての理論値がほぼ一致し、 $I_y$  が大きくなれば荷重分配作用が有効に働いたとことを示した。

(2) 繰返載荷試験

OG-1, 2とも最大荷重を  $P=10t$ 、最小荷重を  $P=1t$ 、載荷速度を 300 c.p.m. として試験を行なった。

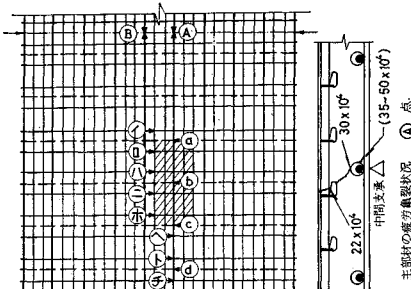
a) 破壊状況

OG-1: 繰返数 4.2 万回より鋼格子表面(とくに上側横部材と縦補助部材)の溶接連結点が版全域にわたり破断し始めたが、15 万回前後になると載荷板付近に集中し横部材の荷重分配性能が低下した。加えて静的結果に見られたごとく横部材断面の不足から、載荷板下の主部材上フランジが中間支承上のA点(図-9(a))で、わずか 22 万回(OG-1(1))~23 万回(OG-1(2))で疲労き裂つを発生した。このき裂つ発生後、載荷板下の横部材の負荷が急増するため、この部分の横部材にき裂つが発生したり破断する現象が集中した。OG-1(1)では48 万回で図のB点でも主部材にき裂つが発生した。両床版とも50 万回で載荷を停止した。

OR-2: 横主部材をそう入し荷重分配作用が向上したことより OG-1 で見られた溶接箇所の破断は載荷板付近10 数点に減少し、各部材の疲労き裂つ発生も遅くなった。OG-2(2)では繰返数 45~63 万回の間に載荷板下の上側横部材(図-9(b))にき裂つが発生した。これらのき裂つは横部材に設けた切欠き部において応力集中が発生していたためだと思われる。72 万回経過時、主部材と横部材との連結部(▲点)で主部材下フランジにき裂つを発生し、93 万回まで徐々に進行し上フランジに達した。この結果、▲点はヒンジ化し、102 万回で同一主

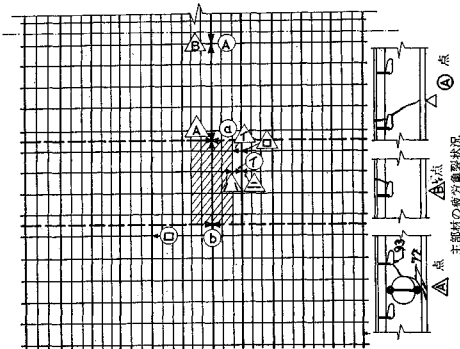
部材が中間支承上(△点)で疲労きれつを発生することになった。

OG-2(1)ではやはり主部材と横主部材との連結点が弱く、わずかに32万回で横主部材(◎点)にきれつが発生し50万回には完全に破断した。本試験体の場合、とくにこの主部材との溶接連結点においてアンダーカットが存在していたことも疲労きれつを早めた原因となった。この破断により荷重分配性能は激減し、繰返数70万回に達すると中間支承上で主部材(△点)にきれつが発生した。



	主部材(万回)	上側横部材(万回)	下側横部材(万回)
(A)	22	①~④ 29.5	⑤, ⑥ 38
(B)	48.4	⑦ 30	⑧, ⑨ 45
OG-1(1)	⑩	31	⑪ 47
	⑫	33	

(a)



OG-2-①(万回)			OG-2-②(万回)		
(A)	70	① 52	(A)	72	⑤ 45
(B)	32	② 73	(B)	102	⑥ 63
(C)	34		(C)	60	⑦ 55

(b)

図-9 疲労きれつ発生状況

b) たわみ

図-10は載荷横断面の主部材たわみ変化状況である。各供試体とも約5万回までは静的結果によく一致し、その後の変化は先に述べた疲労破壊の進展状況をよく説明している。OG-2(1)の30万回から80万回までの間のたわみ変化は少なく、またOG-1に比してたわみ量が少

ないのは、横主部材1本の荷重分配性能が大きいと考えてよい。これは横主部材が健全であったOG-2(2)の結果からも理解できるところである。

c) 応力

図-11は載荷板直下の主部材上下フランジおよび横主部材の上限応力の変化状況である。この結果もたわみと同様、静的結果および疲労破壊状況とよく一致している。

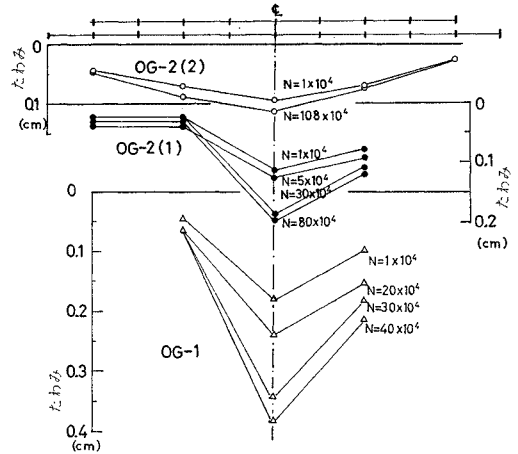


図-10 繰返試験における載荷横断面のたわみ変化

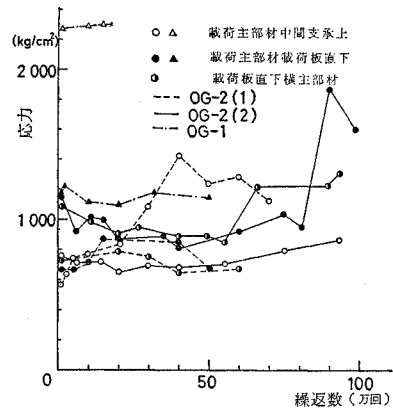


図-11 繰返試験における載荷主部材の応力変化

(3) 結論

a) OG-1のような横部材では、ほとんど荷重分配は期待できず、横部材方向に版幅が増加しても輪荷重による設計では荷重点下の主部材3本の連続ばりとして考えるべきである。著者らが提案したOG-2のような横主部材構成の場合には、開床式鋼格子床版は板としての性状を示す。しかし、本実験結果からは板として取扱える横主部材の必要最小断面、間隔について一般的には明確でない。

b) 横主部材の荷重分配性能は認められたが、断面の大きい横部材をそう入するには主部材ウェブに大きなバ

ンチ穴を設けねばならないこと、および両者の連結点では溶接施工により接合するため、応力集中や熱影響が大きく影響し、この点での疲労破壊が発生しやすくなる。

終耐荷力近くなると載荷点を中心としたメガネ状のひびわれ状態を示す。最終的には載荷板下でパンチング・シアにより破壊する。

#### 4. 閉床式鋼格子床版およびRC床版の試験結果とそれらの比較

② H桁支持、鋼格子床版 (SG-4-H~SG-6-H) : コンクリートひびわれの発生荷重は①より2t大きい。ひびわれ分布形は①とほとんど差がないが、中間支承線

##### (1) 静的載荷試験

##### a) 破壊状況と最終耐荷力

最終耐荷力および破壊形式、コンクリート表面のひびわれの進展状況を表-3、図-12に示す。最終耐荷力は同じ試験条件では常に鋼格子床版が約13~20t大きい。これは断面剛性の大きいI型の主部材を主鉄筋代りに組み入れたためである。

① 線支持、鋼格子床版 (SG-1-S~SG-6-S) : コンクリート表面のひびわれ発生荷重は  $P=8\sim10t$  で中間支承上の版中央部に発生する。荷重増加につれ中間支承線に沿い全幅まで達し、その後径間中央へと進展し、最

表-3 最終耐荷力  $P$  と破壊形式

供試体	載荷板	$P_u(t)$	破壊形式	供試体	載荷板	$P_u(t)$	破壊形式
RC-1-S	O	30.0	A	SG-1-S	O	43.5	A
RC-2-S	P	45.0	B	SG-2-S	O	42.0	A
RC-3-S	P	37.5	B	SG-3-S	O	43.5	A
RC-4-S	P	52.5	B	SG-5-S	P	60.0	A
				SG-6-S	P	67.5	A
RC-1-H	O	29.0	A	SG-4-H	O	50.0	A
RC-2-H	P	60.0	A	SG-5-H	P	75.0	A
RC-3-H	P	67.5	B	SG-6-H	P	75.0	A
RC-4-H	P	65.0	A, B				

O : 200×500 mm, P : 300×600 mm

A : 載荷板下の Punching shear によるせん断破壊

B : 中央支承上でせん断斜引張破壊

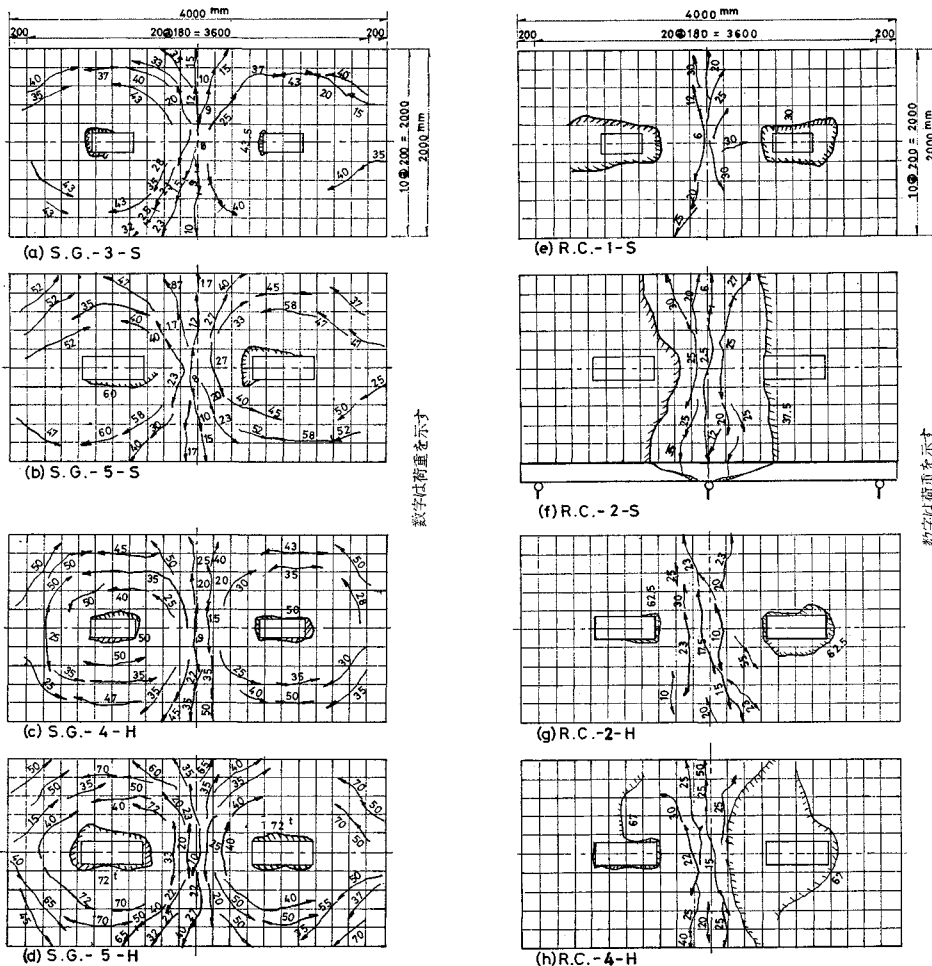


図-12 静的試験におけるコンクリートひびわれ分布と破壊状況

上のひびわれの幅員方向への進展は遅くなるが、径間中央への進展は早い。また円形ひびわれ線に関しては①の場合より約 20 cm（主部材 1 間隔に相当）だけ半径が小さくなった。これは後にも述べるが、H 桁支持により荷重分配性能が低下したためである。

③ 線支持，RC 床版（RC-1-S~RC-4-S）：ひびわれ発生荷重は RC-1 では 6 t，RC-2~4 では 8 t で同一条件下では SG より 2 t 小さい。かつ、その荷重時に版端までひびわれる。その後、荷重の増加につれてひびわれ幅のみ増大し、SG のような径間中央への進展はない。RC-1 は載荷板下でせん断破壊を呈したが、他はすべて中間支承上で斜め引張破壊を呈した。

④ H 桁支持，RC 床版（RC-1-H, RC-4-H）：ひびわれ発生荷重は  $P=10\sim 15\text{ t}$  で ③ よりかなり大きく、ひびわれはほぼ支持フランジ突出幅の中間に発生している。その後のひびわれ傾向は ③ と変化ないようであるが、わずかにスパン方向での分布幅が大きい。これは SG と同様に荷重分配性能の低下によるもので、最終破壊形式として載荷板下のパンチング・シヤ（とくに RC-2-H）による破壊が現われやすくなったことがわかる。

以上の結果より次のことがいえる。

i) 表-2(a) に示すごとく  $I_{xc}/I_{yc}$  および曲げ剛性係数  $\theta^*$  値は、SG 系列では RC 系列（RC-1 を除く）に比して大きいため荷重分配性能が劣り、SG 系列のコンクリートひびわれ分布がメガネ状になり、また破壊形式が載荷板下のパンチング・シヤによるものとして現われている。また H 桁支持により  $\theta^*$  が大きくなり、RC でもパンチング・シヤによる破壊形式が見られるようになった。

ii) しかしながら、最終耐力力に関しては SG が優れたのは主部材 I-Beam により、その方向の全塑性モーメントが向上したためである。この最終耐力力は破壊線理論（上界値）により近似的に算出できる。

本供試体床版は二辺自由・一端固定および一端単純支持の板として取扱うと、集中荷重による破壊形式として基本的に四形式（図-13）が考えられ、荷重位置、板特性により種々の派生形式も考えねばならない。この考えられる全破壊形式の最小の破壊荷重が真の破壊荷重である。

さて、おのおのの供試体に対する真の破壊荷重を与える破壊形式は表-4 に示すとおりであり、実験結果とよく一致するものである。この A, D 形式に対する破壊荷重は次式で与えられ、その結果を理論値 I（表-4）とした。

$$\left. \begin{aligned} P_u &= \mu \alpha \left\{ \frac{1}{1-\lambda} + \frac{2}{\lambda} \right\} M_{yu} && \text{(A形式)} \\ P_u &= 2 M_y \left\{ \mu \tan(\pi - \theta_2) \right. && \text{(D形式)} \\ &\quad \left. + 2\sqrt{\mu} \cot^{-1} \frac{\cot \theta_2}{\sqrt{\mu}} \right\} && \\ \theta_2 &= T_{an}^{-1} \frac{1}{\sqrt{\mu}} && \end{aligned} \right\} (1)$$

ただし、 $\mu = M_{xu}/M_{yu}$ ：x 方向（主部材，主鉄筋方向）と y 方向（横部材方向）の全塑性モーメント比、 $\alpha = b/l$ ：床版の幅員  $b$  とスパン  $l$  との比、 $\lambda = l_1/l$ ：固定端より載荷点までの距離  $l_1$  とスパンとの比。

この理論値 I は実験値より小さいのは、載荷板による面分布の影響を考慮せず、集中荷重により算出したためである。理論的に SG のように D 形式で破壊する場合の面荷重の評価は困難であるが、RC のような A 型破壊形式に関しては 図-13 のように破壊時の荷重が、剛な載

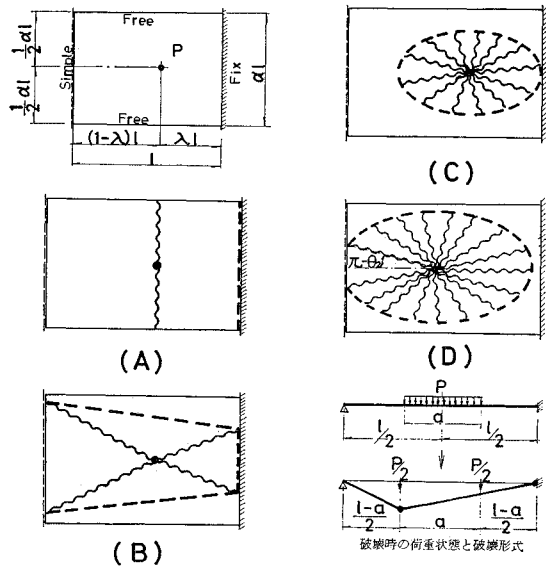


図-13 2 辺自由・一端固定・他端単純支持板の破壊形式

表-4 静的破壊荷重

供試体	$M_{xu}$ (t·m)	$M_{yu}$ (t·m)	$\mu$	理論値 I (t)	理論値 II (t)	実験値 (t)	破壊形式	$\sigma_{28}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_y$ (kg/cm <sup>2</sup> )
RC-1	6.978	0.974	7.17	31.66	—	30.0	D	250	3100
RC-2	4.636	2.174	2.17	29.57	41.21	45.0	A	264	3100
RC-3	4.872	3.086	1.58	30.86	42.51	37.5	A	244	3200
RC-4	4.636	2.174	2.17	29.57	41.21	52.5	A	264	3100
SG-5	8.082	2.440	3.32	51.97	—	60.0	D	342	3100
SG-6	8.082	2.340	3.45	51.01	—	67.5	D	342	3100



荷板ではその両端に作用すると仮定することにより近似的に評価される。この場合の破壊荷重は式(2)で与えられ、この式による理論値は実験値によく近似する。

$$P = 2 \alpha \mu \frac{3 - \lambda}{1 - \lambda} M_{yu} \dots\dots\dots (2)$$

iii) H桁支持の場合の耐荷力は線支持の場合よりSGで約12%、RCで約40%増加した。SGとRCで増加率が異なるのはRCでの破壊形式が線支持の場合とH桁支持の場合で破壊形式に相違があったためである。破壊形式が変わらないSGでの12%を支持条件の違いのみによる差と考え、式(2)より*l*について評価すればH桁支持した時の有効スパン長*L*はH桁中心間隔*l*よりフランジ突出幅の半分を引いた。

$$L = \left\{ l - 2 \left( \frac{b_0}{4} \right) \right\} (= 1.65 \text{ m}) \dots\dots\dots (3)$$

ただし、*l*: H桁中心間隔 (=1.80 m)

*b*<sub>0</sub>: H桁のフランジ幅 (=0.30 m)

と考えればよい。この考察はたわみ、ひずみの考察と一致し妥当であると思われる。

**b) たわみ、ひずみ**

たわみの最大値は載荷板直下で観察され、その結果を図-14に、また載荷横断面のたわみ分布状況を図-15、16に示す。各断面における鋼材の最大ひずみ結果は、図-17、18、またコンクリートに関するひずみ結果は図-19、20に示してある。これらの結果よりつぎの諸点が明らかである。

① 最大たわみ・ひずみ結果とも弾性範囲内では、SGの値は、設計値・理論値とは逆にRCより小さい。SGでの断面は大きな主部材が主体となるため、コンクリートのひびわれ速度が遅く、またそのひびわれによる断面量の減少度は小さいが、RCではコンクリートが主体となるためコンクリートひびわれによる断面量の低下が大きく、またその低下速度も大きいためである。したがって、同荷重下において、SGはRCに比して大きな断面量を維持していたと考えられる。この考え方は図-21に示したコンクリートのひびわれ幅の差異から考えても適切であると思われる。

② 載荷横断面のたわみ分布についてSGとRCを比較すれば、RCに比してSGでは、版中央の値と版端の値の差が大きいため荷重分配作用が劣るといえる。SGの直交異方性が大きいためと考えられる。コンクリートのひずみ結果においても、版中央と版端での値の差はSGでは大きく、RCでは小さい。しかし、最大値についてはSGの方が小さい。

③ H桁支持の影響は最終耐荷力と同様にたわみ、ひずみ結果にも明瞭に現われた。H桁支持の線支持に対する最大たわみに関する比率は、RCでは約45%、SGでは65%となり、中間支承上の引張ひずみ(鋼材)に関

する比率は、RCでは約35%、SGでは30%になった。一方載荷横断面におけるコンクリートの最大圧縮ひずみについては、H桁支持により同ひずみに達する荷重は、線支持の場合に比してSGでは約1.8倍、RCでは約2.2になっている。

上記の種々の変化値はいずれも非常に大きく、この原因の一つは、H桁支持によりH桁に取付けたスラブアンカーによる固定の影響によるものであって、この固定度はスパンの減少に置換して評価できる。一例として後述するSG-5、RC-2のたわみ、ひずみの結果が理論値と一致したことより、この有効スパンは式(3)で定義される*L*とすればよい。いま一つの原因は、コンクリー

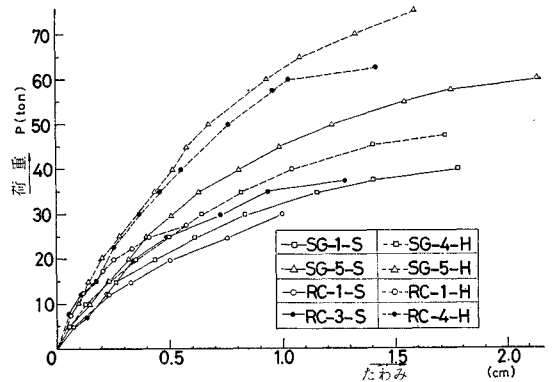


図-14 荷重-最大たわみ図

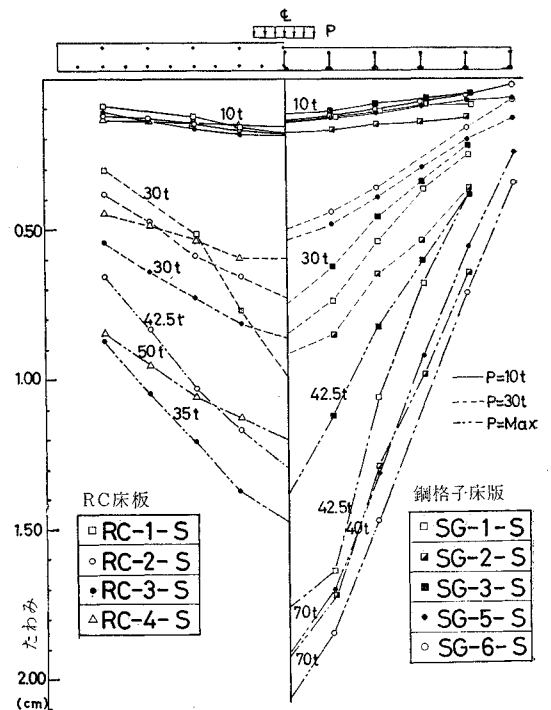


図-15 載荷横断面のたわみ変化(線支持)

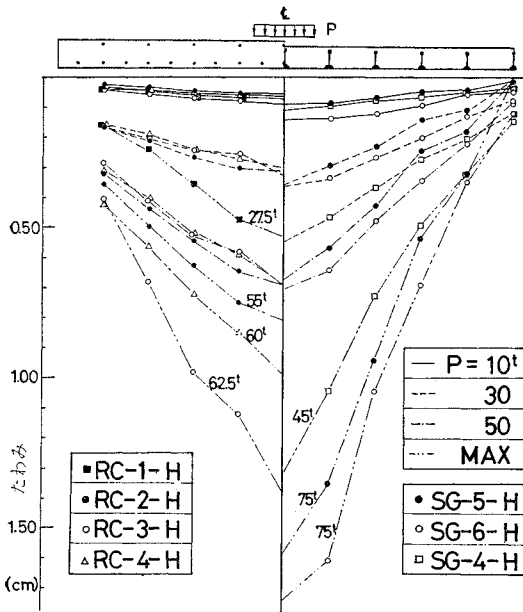


図-16 載荷横断面たわみ変化 (H 桁支持)

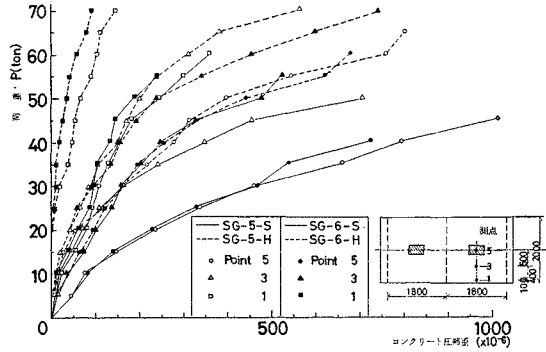


図-19 載荷横断面のコンクリート圧縮ひずみ変化

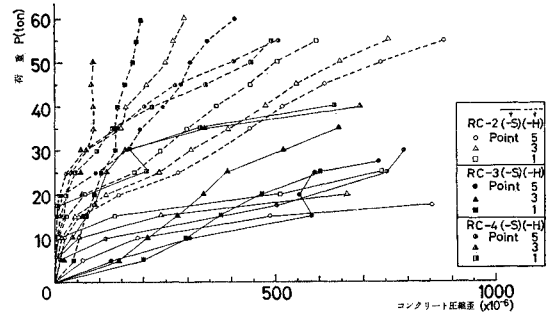


図-20 載荷横断面のコンクリート圧縮ひずみ変化

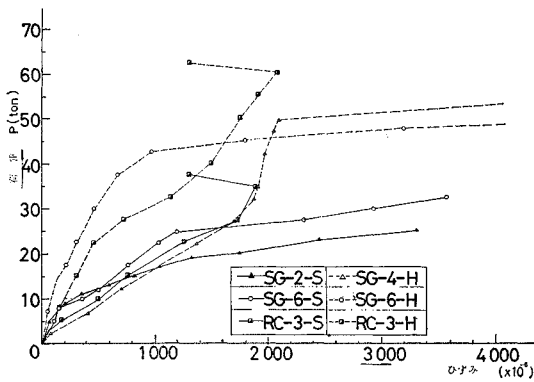


図-17 中間支承上の最大ひずみ変化

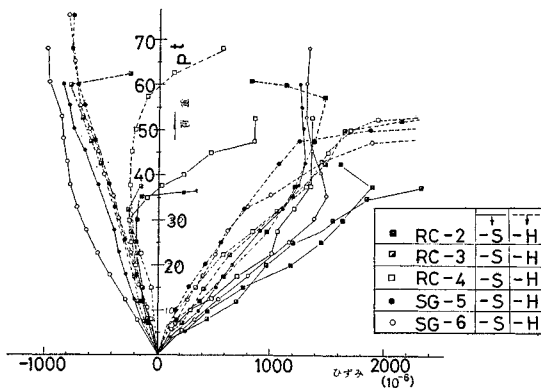


図-18 載荷横断面中央の主部材・主鉄筋の引張  
圧縮最大ひずみ変化

トびわれ進展による断面量の減少速度である。これは **b)①** で述べたことに通じ、H 桁支持により線支承と同荷重では、ひびわれ深さが浅く、断面量 ( $I_x, I_y$ ) の減少度が少なくなったためである。この考察は、コンクリートが主体である RC の諸結果の減少度が SG のそれよりも大きいことから適当であると考えてよい。

しかし、疲労を考慮した場合、断面量はコンクリートのひびわれ進展が停止するつりあい断面に収束すると予想され、後者の要因は無視すべきものと考えられる。

c) 中間支承上のコンクリートひびわれ幅

最大ひびわれ幅は中間支承上の版中央で測定すべきであるが、荷重ばりが障害となり測定困難のため、版中央より 20 cm の所の値を近似的に最大ひびわれ幅とした。この変化 (図-21) はたわみ結果とよく一致し、大きな断面の主部材をもつ SG では RC のような急激な増加はなく、版全域にひびわれが進展した結果となっている。ヨーロッパ・コンクリート委員会規準による防護工のあるコンクリート許容ひびわれ幅 0.3 mm に達する荷重は、RC では約 11 t、SG では約 23 t (線支持) であり、ひびわれ幅に関しても SG は RC より優れていることがわかる。RC, SG とともに H 桁支持では、この荷重は約 2 倍になり、コンクリートひびわれ対しても H 桁支持の影響は大きい。

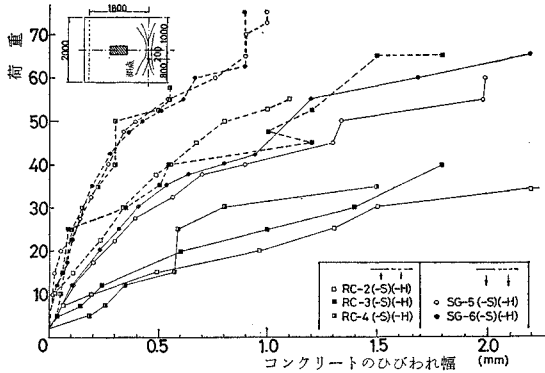


図-21 中間支承上の最大コンクリートひびわれ幅の変化

d) 板の曲げ特性とスラブ アンカーの影響度

一般に、本実験で取扱った床版の境界条件をもつ板、加えて直交異方性板の厳密な理論解析は非常に困難である。よってここでは、近似的であるが Guyon-Massonnet の方法<sup>13),14)</sup>を適用した。

板の曲げ特性は、 $x, y$ 方向の曲げ剛性、およびねじり剛性すなわち、式(4)で与えられる曲げ剛性係数 $\theta$ と、

ねじり剛性係数 $\alpha$ によって定まる荷重分配特性と考えられる。曲げ剛性係数は小さいほど、ねじり剛性係数は大きいほど荷重分配特性は良くなる。

$$\theta = \frac{b}{l} \sqrt{\frac{B_x}{B_y}}, \quad \alpha = \frac{H}{\sqrt{B_x B_y}} \dots\dots\dots (4)$$

ただし、 $B_x, B_y$ :  $x, y$  方向の曲げ剛性、 $H$ : 有効ねじり剛性、 $b, l$ : 板の幅員と支間長。しかし、式(4)の $\alpha$ を与える有効ねじり剛性 $H$ の理論的算出は困難であり、仮定によって求められるので、板の曲げ特性を論ずることは $H$ を正確に評価することにある。

理論的考察の対象とした床版は SG-5, 6 および RC-2, 3, 4 を代表して SG-5 と RC-2 である。さて表-5 に示すごとくコンクリートの有効高を種々変化させ、この全段階において統一した仮定を満足させる $H$ を求めなければならない。さて、これら仮定したコンクリート有効高に達する荷重は、実験中の鋼材のひずみ測定値によって判断した(ただし、全幅員の測定平均値を使用し、有効高は  $x, y$  方向とも一定とした)。

種々検討した結果、図-22~25 に示すごとくたわみ、

表-5 曲げ剛性、曲げ剛性係数およびねじり剛性係数

	コンクリート有効高 (cm)	$B_x$ $10^7 \text{ cm}^4/\text{cm}$	$B_y$ $10^7 \text{ cm}^4/\text{cm}$	$\theta^*$ (線支承)	$\theta^*$ (H 桁)	$\alpha$	$\alpha^*$	$E_s/E_c$
SG-5	13	4.75	3.31	0.786	0.815	0.750	0.496	14.0
	10	3.44	1.81	0.802	0.874	0.542	0.357	14.0
	6.5	3.06	1.17	0.869	0.948	0.197	0.130	14.0
RC-2	16	9.05	8.45	0.695	0.757	1.000	0.622	9.4
	13	5.56	4.86	0.706	0.771	1.000	0.622	9.4
	8	2.94	2.03	0.742	0.810	1.000	0.622	9.4
	6	2.68	1.69	0.760	0.831	1.000	0.622	9.4

\* 連続版に修正した値

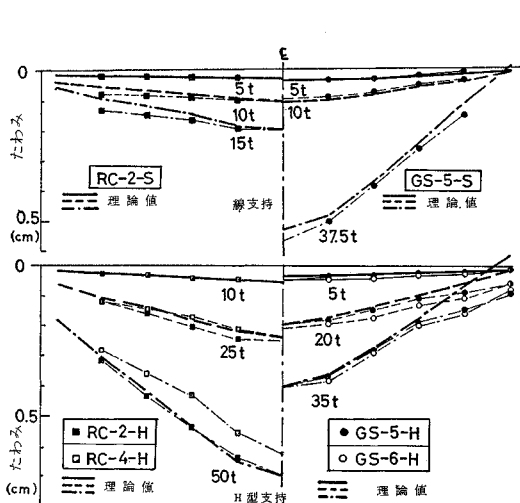


図-22 載荷横断面のたわみの実験値と理論値

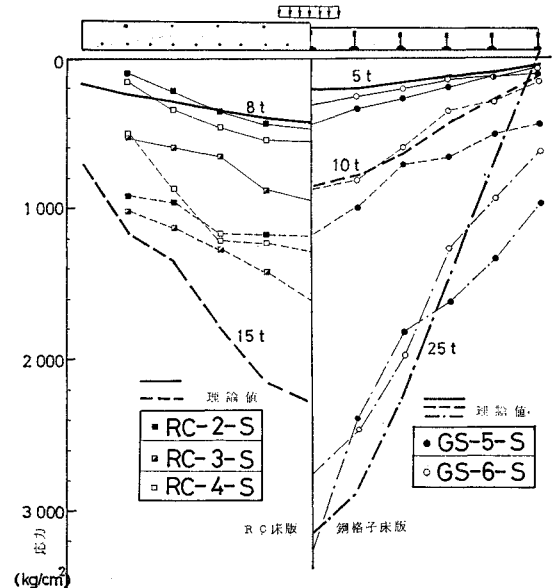


図-23 中間支承上における引張応力の実験値と理論値

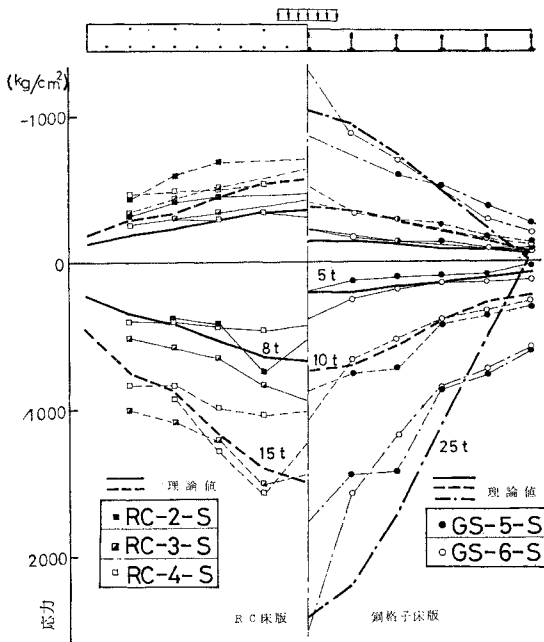


図-24 載荷横断面における主部材の応力の実験値と理論値(線支持)

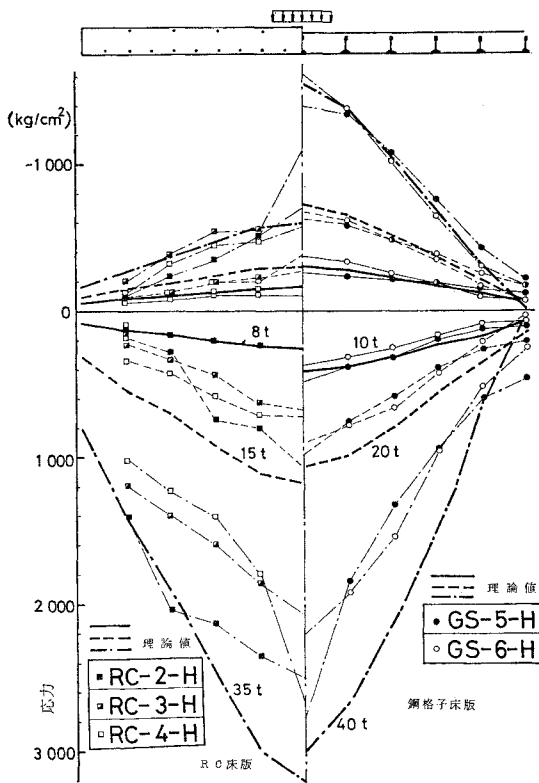


図-25 載荷横断面における主部材の応力の実験値と理論値(H桁支持)

ひずみの両者においてよい近似を与えた $H$ は、

a) SG に対しては、コンクリート有効高を板厚とする板の曲げ剛性  $H = \frac{E_c h^3}{12(1-\nu^2)}$  が仮定できる(ただし  $E_c, h, \nu$ : おのおのコンクリートのヤング係数, 有効高およびポアソン比である)。

b) RC に対しては、Huber が提唱したごとく  $H = \sqrt{B_x B_y}$  の仮定がよく一致する。

よって、SG ではコンクリートひびわれの進展によってねじり剛性係数が小さく(表-5)、荷重分配性能が低下していた実験結果とよく一致する。

つぎに、上記の $H$ の仮定を適用しスラブアンカーの影響度を床版スパンによって評価した。この結果は 図-22 ~ 25 に示すとおりで、たわみ、ひずみともよい近似を与えたもので、

c) すなわち、式(3)で示すごとくH桁支持した場合の有効スパン $L$ は、H桁中心間隔 $l$ よりフランジ突出幅の1/2をさし引いたものとすればよい。

これは鋼道示等で規定された片持板の有効スパン長の取り方と一致する。有効スパン $L$ が減少することより $\theta$ も減少し荷重分配性能は低下する。これも実験結果とよく一致するものである。

(2) 繰返載荷試験

a) 概要

各供試体に関する繰返載荷条件は表-6に示した。SG-1~3はSGの疲労性状と横部材の差異の影響を調べる目的をもつ。たわみ、ひずみは動的測定器により繰返載荷途中、適宜測定した。SG-4, RC-1はSGとRCとの比較に目的をおき、測定は適当な繰返回数ごとに繰返載荷をいったん停止し、そのつど静的載荷により行なった。

表-6 繰返載荷試験概

項目	$P_{max}(t)$	$P_{min}(t)$	繰返回数 $N(\times 10^4 \text{回})$	載荷速度 rpm
供試体 SG-1-S ①	10	1	50	320
SG-1-S ②	12	1	50	320
SG-2-S ①	11	1	140	320
SG-2-S ②	12	1	140	320
SG-3-S ①	12	1	140	320
SG-3-S ②	12	1	150	320
SG-4-S	8	1	150	320
SG-4-H	10	1	200	320
RC-1-S	8	1	200	320
RC-1-H	10	1	200	320

b) コンクリートひびわれ分布と破壊状況

コンクリート表面のひびわれ進展状況は 図-26 に示す(図中の数字は繰返回数(万回)である)。繰返載荷によるひびわれの状況は静的結果と異なる。すなわち、径間中央への進展はなく、中間支承上に集中した。

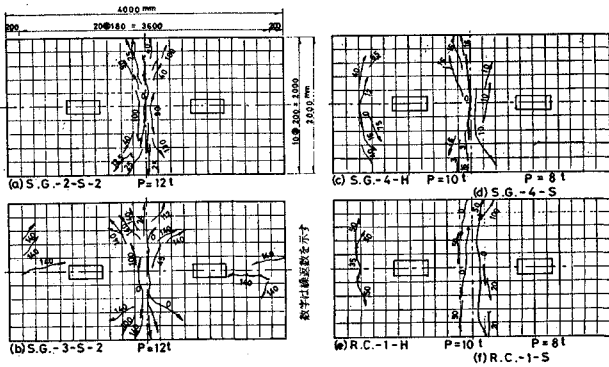


図-26 繰返試験におけるコンクリート表面のひびわれ状況

① SG-1~3-S: 中間支承上のコンクリートひびわれは繰返載荷と同時に発生し、ほぼ数千回の内に版端まで達した。その後は、50万回まで“く”の字型に径間部へも進展したが深い進展はなかった。SG-1は試験機の都合上50万回で停止した。SG-2は150万回まで載荷したがなんら特別な異状は認められなかった。しかしSG-3の①体目は繰返数110万回経過時、中間支承線の左右で約1~2mmの不陸現象を生じた。またSG-3の②体目は138万回経過時に載荷板付近で、主部材に平行なコンクリートひびわれが発生した。試験後、全床版のコンクリートを除去したがやはりSG-3①では中間支承上で主部材3本に疲労き裂が発生しており、SG-3②では載荷板下に当る横部材3本が破断していたことを発見した。このような疲労き裂の発生はSG-3だけであってSG-2にはなんら異状はない。理論的には表-2(a)に示すごとく $I_y$ 値に差異はなかったが、SG-3は疲労に弱い横部材形式であると思われる。

② SG-4とRC-1: 図-26に見るごとくRCでは繰返載荷と同時に、ただちに全幅までコンクリートがひびわれ、静的結果とほとんど同じ傾向を示し、その後もあまり発生しない。H桁支持した場合、RC、SGとも端部支承付近にもひびわれが発生し、スラブアンカーにより拘束されることがわかる。

e) たわみ

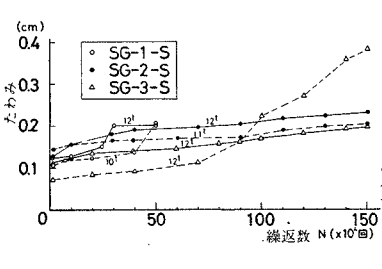


図-27 最大たわみの変化状況

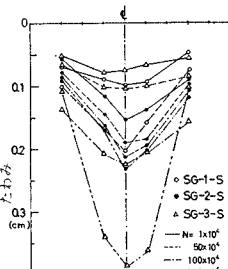


図-28 載荷横断面のたわみ変化

SG-1~3の最大たわみ変化を図-27に、載荷横断面のたわみ変化状況は図-28に示した。またSG-4、RC-1の最大たわみ変化状況は図-29に示した。

繰返試験結果を静的結果と比較すると最大たわみ量は同荷重下の静的結果よりやや少ない。これは、供試体床版の版幅が2mであるため繰返荷重に対して全幅ではほぼ一様にコンクリートがひびわれたこと、および応力度の大きい中間支承上に集中し載荷板下での裏面にほとんどひびわれが発生しなかった結果、径間中央の断面性能が低下せず荷重分配性能が大きく保たれたためである。こ

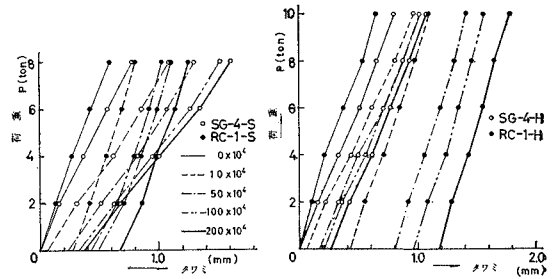


図-29 繰返試験による最大たわみ変化状況

のことはH桁支持したSG-4、RC-1のたわみ性状が0万回と100万回でほとんど変化せず、残留たわみ(中間支承上の断面低下によるものと考えられる)のみ増加する傾向にあることから明瞭である。逆にいえば、版全幅までひびわれが進展しない場合、SG-4-Sに例を見るごとく徐々に荷重分配性能は低下する。また主部材が断面量の主体であるSGではコンクリートがひびわれても断面量の低下度が少ないため、繰返荷重によりSG-1~3に見るごとく、荷重分配性能が低下した。

さて、H桁支持の線支承に対するたわみに関する比はSGは87%(0万回)~55%(200万回)、RCは90%(0万回)~81%(200万回)となり、SG-4-Sの疲労そのものによる荷重分配性能の低下が無いと仮定すればSG、RCとも静的結果d)③で述べたようにスラブアンカーのみの影響を評価した値約84%がほぼ一致し、静的結果b)③で述べたよい裏付けとなった。

d) 主部材の応力

主部材、主鉄筋に貼付した埋込みゲージは繰返載荷と同時に測定不能となるものが多く、ここではSGの載荷横断面における主部材下フランジの結果(図-30)のみについて考察する。繰返数10万回までの応力の増加は著しいが、その後はあまり変動しない。この状況はコンクリートひびわれ進展状況とよく一致する。SG-3①ではたわみ結

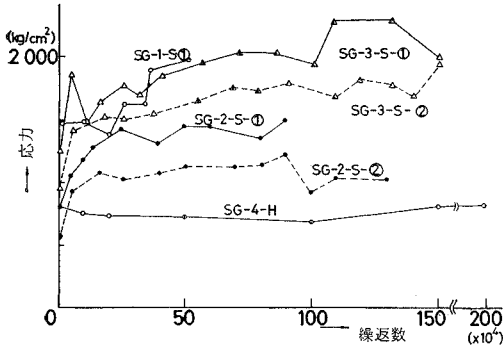


図-30 載荷板下の主部材引張応力の変化状況

表-7 床版重量の比較

床版	床版厚	重量	コンクリート		鋼材
	cm	kg/m <sup>2</sup>	種類	重量 (kg/m <sup>3</sup> )	
格子床版	13	280	軽量	1850	52
RC床版	16	400	普通	2400	28
		340	軽量	1850	28
摘要	(1) 支間 1.8 m (2) 床版の設計は鋼道路橋設計示方書第 19 条に従う				

果と同様に、繰返数 100 万回経過後より急変したことは、この時、疲労きれつが発生し始めたものと解釈できる。ひずみ結果からも、SG-2 は安定しており、SG-2 のような横部材形式がよいものと考えられる。また SG-4-H は最大荷重が  $P=10t$  で、SG-1~3 よりも発生応力は小さくて当然であるが、スラブアンカーの固定度を考慮に入れても静的理論値より小さく、疲労に対して安全である。

(3) 結論

(1) 鋼格子床版 (SG) は荷重分配特性に関しては RC 床版より劣るが、主部材断面が大きいいため、たわみ、ひずみの最大値は逆に小さくなる。また、繰返載荷試験結果も RC 床版より劣ることがない。

(2) 鋼格子床版の有効ねじり剛性は有効コンクリート断面の曲げ剛性に等しいと仮定してよい(ただし、主部材方向のもの)。また、RC 床版のそれは、 $H = \sqrt{B_x B_y}$  が妥当である。

(3) 鋼格子床版の主桁への取付けはスラブアンカーを使用してもよいと考えられる。またスラブアンカーの影響は大きく、連続版の支間に対しても片持版(単純版もほぼ準ずる)の支間の考え方(鋼道示第 18 条)を適用できると考えられる。

5. あとがき

閉床式鋼格子床版については、横主部材断面の形状および最小必要剛性を明確にし、またこれに伴うパンチ穴の形状および溶接方法の改良などの問題がある。著者らも現在検討中である。閉床式鋼格子床版は RC 床版より優れた点が多く SG-5, 6 のような主部材および横部材構成のものは、RC に比して十分安全であり、実用床版として供用され得るものと考えられる。また表-7 に示すごとく床版重量は、RC 床版の 70~80% で、RC 床版が床版厚に関する暫定基準案に従って設計されねばならないとすれば、さらにこの比率は減少し、橋梁の死荷重軽減に寄与する所が少なくない。

最後に、本研究の実験遂行にご協力を願った大阪大学工学部卒業生の齊藤拓士(大林組)、大津悦弘(鹿島建設)、山口啓二(熊谷組)ならびに吉村文達(駒井鉄工所)の諸氏に感謝いたします。また理論解析にご協力を願った同福田安宏氏(中央復建コンサルタンツ)に厚く感謝いたします。

参考文献

- 1) 日本道路協会橋梁委員会：鋼道路橋床版の設計に関する暫定基準(案)，道路，1965，pp. 51-55.
- 2) Symposium on Wearing Surfaces for Steel Bridge Decks of Light weight Construction, Introductory Report, New York, 1968, p. 137.
- 3) United States Steel Export Company: Light-weight Steel Flooring, United States Steel, 1958.
- 4) 三瀬 純・城野治三郎・桑原重雄・梶本政良：格子床版の施工について，土木学会第 23 回年次学術講演会概要，昭和 43 年 5 月，pp. 605-606.
- 5) 日本道路公団：若戸大橋調査報告書，昭和 38 年 10 月 pp. 547-564.
- 6) 建設省土木研究所：I 形鋼格子床版設計資料，土木研究所資料第 178 号，昭和 41 年 4 月
- 7) 太田 実：コンクリート充てん鋼格子床版，橋梁と基礎，1969 年 1 月，pp. 6-12.
- 8) 前田幸雄・波田凱夫・松井繁之他 2 名：重荷重用格子床版の実験的研究(第 1 報)，土木学会第 22 回年次学術講演会概要，昭和 42 年 5 月，No. 178.
- 9) 同上(第 2 報)，土木学会昭和 42 年度関西支部学術講演会概要，昭和 42 年 11 月 pp. 51-53.
- 10) 同上(第 3 報)，土木学会昭和 43 年度関西支部学術講演会概要，昭和 43 年 5 月，1-9.
- 11) 前田幸雄・松井繁之：同上(第 4 報)，土木学会昭和 44 年度関西支部学術講演会概要，昭和 44 年 5 月，1-4.
- 12) 菊地洋一・鈴木悦男：新形式 Open Steel Grating について，土木学会第 23 回年次学術講演会概要，昭和 43 年 5 月，pp. 459-460.
- 13) 渡辺 昇：格子げたの理論と計算，技報堂，pp. 350-383.
- 14) 成岡昌夫・国広哲郎監訳：ギョノン・マンネ・パレシユ法による格子桁と直交異方性板の計算，共立出版

(1969.5.6・受付)  
(1970.5.8・再受付)