

## 鋼箱桁支点上ダイヤフラムの強度に関する実験的研究

## STRENGTH OF STEEL BOX GIRDER SUPPORT DIAPHRAGMS

福本 晴士\*・清水 茂\*\*・古田 秀博\*\*\*

By Yuhshi FUKUMOTO, Shigeru SHIMIZU and Hidehiro FURUTA

## 1. 緒 言

鋼箱桁橋の極限強度の評価を目的とした研究は、これまで、箱桁を構成する圧縮フランジの耐荷力、腹板の曲げおよびせん断耐荷力、ダイヤフラムの強度などに関して多く行われ、耐荷力の算定法が提案されてきている。最近の研究では、Merrison 委員会の英国暫定規準 (Interim Design and Workmanship Rules, IDR)<sup>1)</sup> の作成にあたって行われた一連の実験的研究があげられる。本論文で取り上げるような支点上ダイヤフラムの強度に関しては、Dowling ら<sup>2)~4)</sup> は、長方形・台形箱桁の支点上ダイヤフラムの崩壊挙動の実験を行い、ダイヤフラムの応力分布や破壊モード、支点的製作上の初期不整の影響を調べている。Crisfield ら<sup>5), 6)</sup> は、鋼箱桁支点上ダイヤフラムの強度についての非線形解析を、有限要素法 (Finite Element Method, FEM) により行い、IDR と比較している。また、El-Gaaly<sup>7), 8)</sup> による支点上ダイヤフラムの安定性に関する研究がみられる。この研究では、台形の支路上ダイヤフラムを扱い、無補剛ダイヤフラムの座屈荷重と直交異方性板として扱った補剛ダイヤフラムの座屈荷重の関係を求めているほか、ダイヤフラムの応力分布も示している。Sawko ら<sup>9)</sup> も、FEM により支路上ダイヤフラムを解析し、腹板-ダイヤフラム間の不静定力を求めたほか、ダイヤフラムに対する補強リブの相違による座屈荷重の変化を調べた。また、清水ら<sup>10)</sup> も、有限帯板法 (Finite Strip Method, FSM) により中間支路上ダイヤフラムを有する連続箱桁の解析を行い、ダイヤフラムの応力分布や補剛材の効果を調べ

るとともに、ダイヤフラムと腹板・フランジの間の不静定力を示した。

中間ダイヤフラムは、ねじり等に対し、箱桁の断面を保持するなど、桁の機能そのものとは直接関係なく、これを補完する役目の部材であるのに対し、支点上ダイヤフラムは、支点反力を直接受け、それを他の部材に分配する、桁の本来の機能を果たす部材である。したがって、この強度の安全性を確保することは、箱桁橋を構成する箱断面要素を、断面力に対して効果的に働かせるための必要な条件となる。極限強度の評価に際しては、箱断面要素が十分に耐荷力を発揮することができるように、支路上ダイヤフラムの剛性と強度について、十分に留意すべきであろう。

さて、著者らは、連続箱桁の中間支路上および端支路上ダイヤフラムに注目した耐荷力実験を行った。この実験は、曲げが主体となる中間支点付近とせん断が主体となる端支点につき、おのおの 2 体ずつの模型を製作して行われたものであり、具体的には次の事項が調べられた。

1) 中間支路上ダイヤフラム、端支路上ダイヤフラムの剛度の違いによる各ダイヤフラムの応力分布、桁の崩壊機構、変形性状を調べる。

2) 中間支路上の断面内で、1 点支承、2 点支承と、異なる支持方法とした場合の、ダイヤフラムおよび桁の応力分布、局部変形の相違を調べる。

本報文では、この実験の概要を示すとともに、実験結果を、FSM による数値計算や、IDR をこれらの模型に適用して得られた結果と比較し考察する。支路上ダイヤフラムの強度に関しては、文献 7)、8) のように、ダイヤフラムのみを取り出し、圧縮板のように扱っている研究もみられる。この取扱いは、処理が簡単になるなどの利点があるものの、場合によっては実際とはかけ離れた条件で解析することにもなりかねない<sup>10)</sup>。また、ダイヤフラムのみでの取扱いは、端支点、中間支点など、桁の

\* 正会員 Ph.D. 工博 名古屋大学教授 工学部土木工学科

\*\* 正会員 工修 信州大学助手 工学部土木工学科 (前 名古屋大学大学院)

\*\*\* 正会員 工修 (株)横河橋梁製作所 (前 名古屋大学大学院)

条件の相違の影響も調べるのが困難となる。この意味で、本文のようにダイヤフラムを含む桁全体を扱うことが、より正確であろう。

本文中で扱っているモデルは、現在、架設計画中の実橋を対象としており、上記の項目について模型実験を行うことにより、実橋の設計・架設上必要とされる基礎資料を得るとともに、鋼桁の支点付近の設計法について考察しようとするものである。

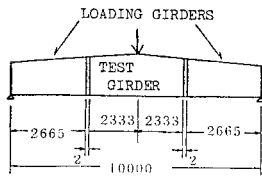
以下、中間支点付近に注目した実験をAシリーズ、端支点付近に注目した実験をBシリーズとよぶ。また、中間支点上ダイヤフラム、端支点上ダイヤフラム、中間ダイヤフラムを、おのおのSD, ED, ID と略称する。

## 2. 中間支点上ダイヤフラム近傍の耐荷力実験

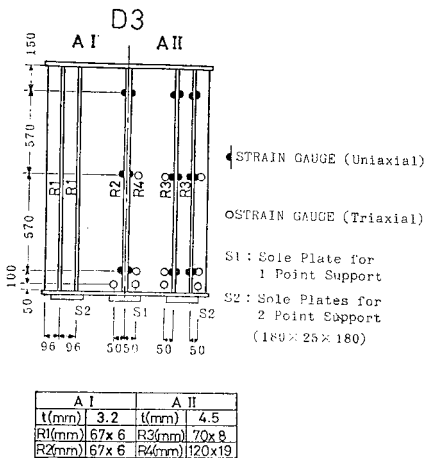
### (1) 実験内容

#### a) 供試体の設計

Aシリーズは、A I, A II 2体の供試体からなっている。この2体は、寸法・形状は、SDを除き、すべて同一の公称寸法によって作られている。SDについては、A I は A II に比べて、パネル、耐荷補剛材とも断面積が小さくなっている。これらの模型は、文献 10) などの場合と同じく、連続桁の中間支点部のみを取り出し、単純桁のように扱っている。



(a) General View of Girders.



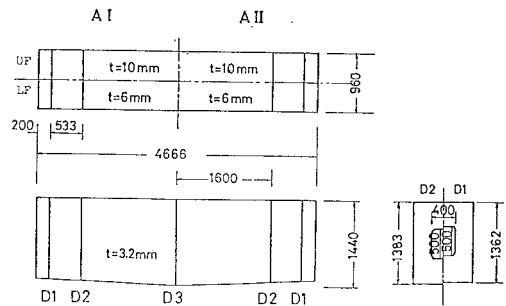
(b) Details of Load Bearing Diaphragms.

Aシリーズの模型の設計方針は次のとおりである。

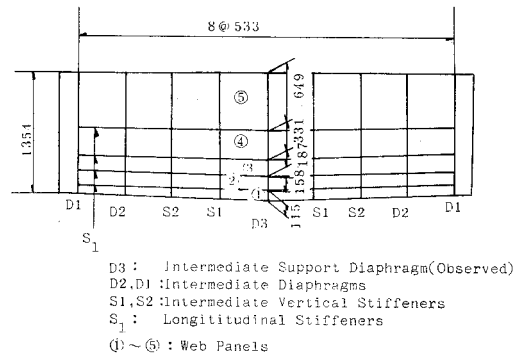
i) 腹板の高さと使用板厚の比  $b/t$  を実橋のそれと一致させる。実橋では腹板高さ  $b=9000$ 、腹板厚さ  $t=20(\text{mm})$  の桁が考えられているため、 $b/t=450$  となる。これより、縮尺を約  $1/6$  程度とし、模型において  $t=3.2(\text{mm})$  を用いるものとする、 $b=1440(\text{mm})$  となる。なお、供試体の鋼種は SS 41 である。

ii) 中間支点上断面において、上フランジ、下フランジに生ずる、曲げモーメントによる縁応力  $\sigma_D, \sigma_B$  と腹板に生ずるせん断力  $\tau_w$  の比  $\sigma_D : \sigma_B : \tau_w$  を、実橋のそれに近いものとさせる。実橋では、 $\sigma_D : \sigma_B : \tau_w = 0.8 : 1.0 : 0.3$  と想定されている。

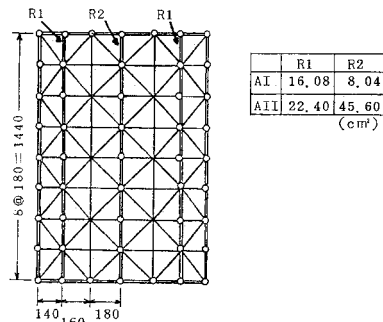
iii) 腹板の水平補剛材の間隔、本数も、実橋をもと



(c) Dimensions of Test Girders.



(d) Web Panels



(e) FSM Idealization of Diaphragms.

Fig. 1 Details of Test Girders (A I, A II).

に決める。

iv) 腹板・上下フランジの補剛材は、上記 i), ii) により得られた断面に対し、鋼道路橋設計示方書（以後、単に示方書という）<sup>14)</sup> により検討する。SD は、i), ii) により得られた断面に対して以下のように設計する。

i)~iii) の条件より試験桁の寸法は 図-1 のように決められる。以下、この腹板の、曲げによる応力の大きい、図-1(d) 中のパネル①について、その安全性を検討する。

この桁の最大断面における断面 2 次モーメントは、 $I = 1.211 \times 10^6 \text{ cm}^4$ 、中立軸から圧縮縁までの距離は、 $y = 76.51 \text{ cm}$  である。この断面に対して、荷重（支点反力） $P(t)$  が作用したときの、このパネルの応力は、表-1(a) のようになる。これから、このパネルが Mises の降伏条件により塑性に入るとき荷重は、この鋼材の実測降伏応力として  $\sigma_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$  (294 MPa) から、 $P_y = 164 \text{ t}$  (1.61 MN) となる。また、この桁の全塑性曲げモーメントは、 $M_p = 533 \text{ t} \cdot \text{m}$  (5.22 MN·m) となり、この曲げモーメントに対する荷重は  $P_p = 213 \text{ t}$  (2.09 MN) となる。

次に、模型桁の腹板の各パネルにつき、座屈に対する安全性を検討すると、表-1(b) のようになる。表-1(b) 中の、 $b$ ,  $\alpha$ ,  $\sigma_e$ ,  $\sigma_{cr}$ ,  $\tau_{cr}$  はおのおの、パネルの幅、縦横比、Euler の座屈応力、曲げおよびせん断座屈応力である。また、 $P_{cr}$  は各パネルが座屈するときの荷重（桁に作用する荷重）であり、作用する面内応力が引張となるパネル 5 においては  $\tau_{cr}$  より、また曲げとせん断が作用するパネル 1 からパネル 4 については、示方書 8.4 の腹板の座屈に対する組合せ安全率  $\nu_B$  を 1 とすることにより求めたものである。 $P_u$  は、Basler の式<sup>13)</sup> により求めたパネル 5 の耐荷力に対する荷重である。

以上から、この桁は、全断面が曲げにより降伏する降

伏荷重  $P = P_y = 213 \text{ t}$  (2.09 MN) とすると、 $P = 0.47 P_y$  で引張側のパネル⑥がせん断座屈、 $P = 0.77 P_y$  で圧縮側のパネル①が降伏し、 $P = P_y$  で全断面が降伏することがわかる。

SD は、支点上の耐荷補剛材とパネルの一部（ここではソールプレート幅）を有効面積とする柱とみなし、A II 桁では  $P = 164 \text{ t}$  (1.61 MN) に耐える程度、また A I 桁は A II に比べて 図-1 に示すように小さい断面となっている。すなわち、この柱の有効面積  $A_{eff}$  は、A II で  $30.5 \text{ cm}^2$ 、A I で  $21.8 \text{ cm}^2$  であるから、柱が全断面降伏するときの荷重は、A I 桁が  $131 \text{ t}$  (1.28 MN)、A II 桁が  $183 \text{ t}$  (1.79 MN) である。

これらのことにより、A I 桁では SD が破壊することにより桁が破壊し、A II 桁では桁と SD がほぼ同時に破壊するように意図した。実験の結果、後に述べるように、A I 桁では上記のとおり SD の破壊により桁の最高荷重に達し、A II 桁は SD がほとんど健在のまま、桁の断面全体の降伏により最高荷重に達した。

b) 載荷方法

この実験では、供試体は連続桁の中間支点部のみを取り出し、単純桁のように扱っている。したがって、荷重は支点反力を想定した集中荷重となる。この実験のもとになる実橋は、完成時には左右腹板下の 2 点支持となることから、破壊試験は 2 点載荷によることとした。一方、実橋は、架設途中に一時的に断面中央において 1 点支持となるので、1 点載荷による弾性試験をもあわせて行うこととした。1 点載荷時の荷重の大きさは、実橋における最大荷重と架設時の死荷重を比較し、2 点載荷時の最大荷重の約 50% である  $100 \text{ t}$  (0.98 MN) とした。なお、A シリーズにおける供試体は、図-1 中に示すように、載荷用の補助桁と試験桁よりなっている。このうち補助桁は 1 組だけ製作し、A I, A II 両者に共通に利用した。これらの試験桁と補助桁は、計 200 本の HT ボルト (M 22) により接合されている。また、荷重は、実際には上から下向きにかける。したがって、模型は載荷時には上下逆に置く。

c) ひずみ・変形の測定

Table 1 Reference Strengths.

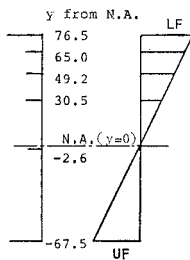
(a) Stresses of Panel ① by Load  $P(t)$ .

	kg/cm <sup>2</sup> (MPa)
$\sigma$ (normal stress)	15.7 $P$ (1.54 $P$ )
$\tau$ (shear stress)	5.43 $P$ (0.53 $P$ )
$\bar{\sigma} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2}$	18.3 $P$ (1.79 $P$ )

(b) Buckling Strengths of Web Panels.

Panel	$b$ (cm)	$\alpha = a/b$	$\sigma_e$ (kg/cm <sup>2</sup> MPa)	$\sigma_{cr}$ (kg/cm <sup>2</sup> MPa)	$\tau_{cr}$ (kg/cm <sup>2</sup> MPa)	$P_{cr}$ (t kN)	$P_u$ (t kN)
1	11.5	4.63	1 468 (144)	6 327 (620)	8 118 (796)	252 (2 490)	—
2	15.8	3.37	782.5 (76.7)	3 540 (347)	4 452 (436)	167 (1 640)	—
3	18.7	2.85	555.3 (54.4)	2 712 (266)	3 237 (317)	166 (1 630)	—
4	33.1	1.61	177.6 (17.4)	1 464 (143)	1 222 (120)	132 (1 290)	—
5	64.9	0.82	46.15 (4.52)	—	551.0 (54.0)	101 (990)	247 (2 420)

( $a = 53.3 \text{ cm}$ )



Aシリーズの模型におけるSDのひずみ測定位置は図-1中に示す。

SDでは、ひずみゲージは図の下側(載荷点側)に密に貼った。これらのゲージは、主ひずみの方向などを知るため3軸ゲージを用い、ダイヤフラムの片面にのみ貼付した。支点上補強リブについては、1軸ゲージにより、上、中、下部3か所のひずみを測定した。

桁のたわみはスパン中央断面の腹板直下で測定した。また、腹板の面外変形の測定も行った。

なお、Aシリーズの実験においては、SDの応力を、FSMにより求めた結果と比較している。FSMによる数値計算は、文献10)に従って行われた。この要素分割は、図-1(e)に示す。なお、この分割にあたっては、計算機の容量等の制約から、図-1(b)における補剛材R1, R3を、おのおの1本に集中したものとして扱っている。

(2) 実験結果

a) ダイヤフラムのひずみ分布

図-2は、1点載荷時のSDの主ひずみの大きさと方向を、 $P=20\text{ t}$  (196 kN),  $P=60\text{ t}$  (588 kN) (A I 桁では  $59.9\text{ t}$  (587 kN)) の場合について示したものである。図中の二点鎖線は、このスケールでは描き切れなかったものである。同一荷重値に対しては、A I, A II では主ひずみにかなりの違いがみられ、A I では載荷点付近に主ひずみの局所的な乱れがみられる。また、図-3は  $P=60\text{ t}$  (588 kN) のときの載下点下の耐荷補剛材と、その近傍のダイヤフラム・パネルのひずみ測定位置での鉛直方向の直応力  $\sigma_z$  の、高さ方向の変化の様子をダイヤフラムと補剛材について示したものである。この図には、IDR, FSM により計算された応力も示してある。この図でいう応力の実験結果とは、IDR や FSM と比較するため、便宜上ひずみと応力がどこまでも比例するとして求めたものである。ダイヤフラムの板厚  $t=3.2\text{ mm}$  (A I),  $t=4.5\text{ mm}$  (A II) および支点上耐荷補剛材の太さ  $67\times 6$  (A I),  $120\times 19$  (A II) の違いによる影響が応力の大きさに明瞭に現われていることがわかる。

図-4は、 $P=85.6(P_1)+95.9(P_2)\text{ t}$  (839+940 kN) (A I),  $P=95.5(P_1)+95.3(P_2)\text{ t}$  (936+934 kN) (A II) のとき

の、SDの主ひずみ分布および補剛材の鉛直方向ひずみを、また、図-5は  $P=30+30\text{ t}$  (294+294 kN) のときの  $\sigma_z$  の高さ方向の変化の様子を示したものである。図-4中の、ダイヤフラムの主ひずみ図の右側にある a, b, c は、この図上部に示した補剛材のひずみを表わ

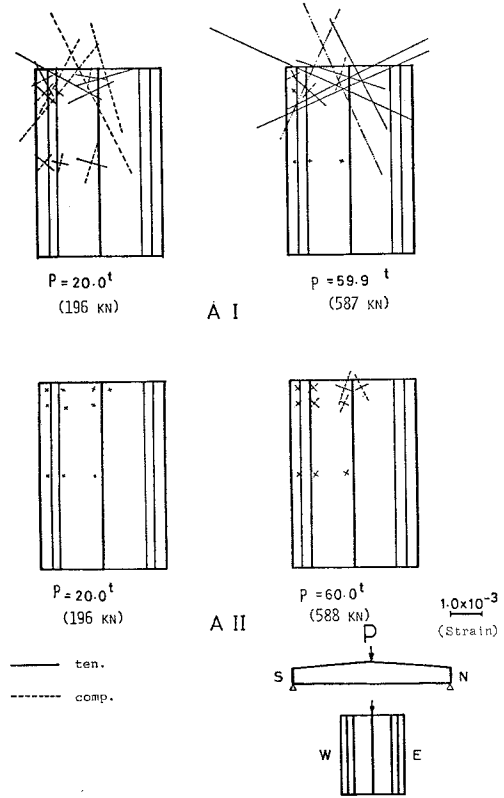


Fig. 2 Principal Strain Distributions in Diaphragms.

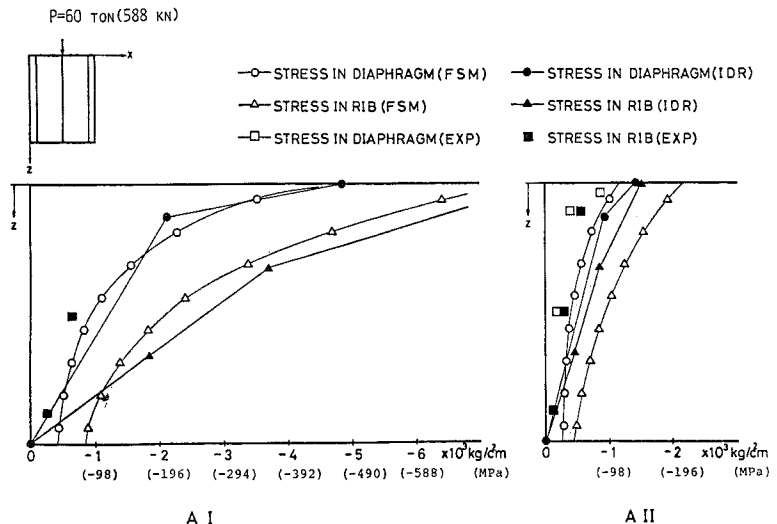


Fig. 3 Normal Stress ( $\sigma_z$ ) Distributions in Diaphragms.

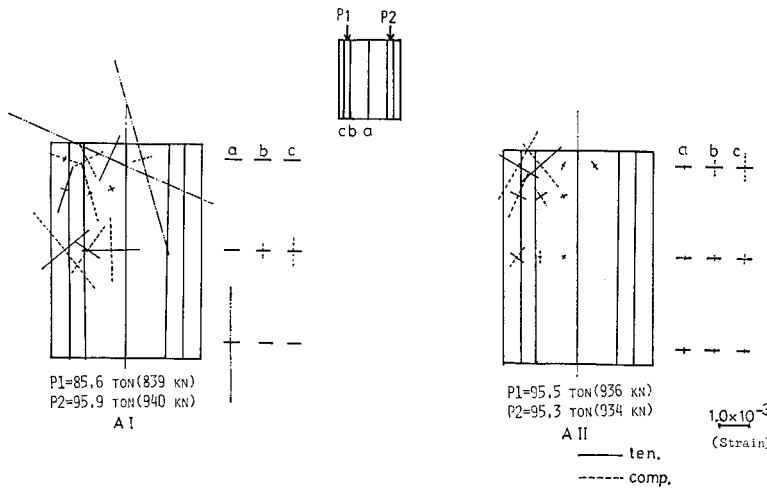


Fig. 4 Principal Strain Distributions in Diaphragms.

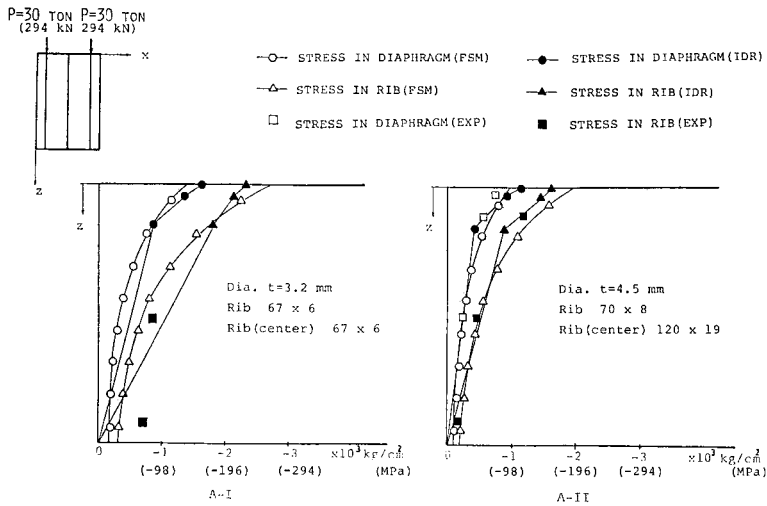


Fig. 5 Normal Stress ( $\sigma_z$ ) Distributions in Diaphragms and Ribs.

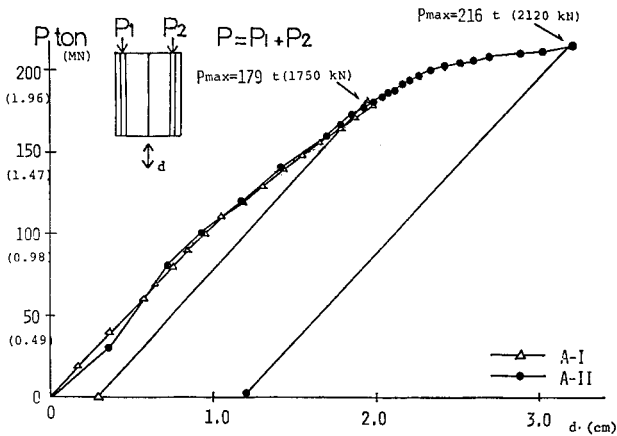


Fig. 6 Load-Deflection Curves.

している。IDR および FSM の結果からは A I, A II 桁で分布の大きな違いはみられず、補剛材が有効に作用していることが認められる。実験による応力は、A II 桁では IDR, および FSM による計算値とほぼ一致しているが、A I 桁では計算よりも若干大きな値を示している。

b) 桁の荷重-変形曲線

2点荷重による荷重と桁の中央断面のたわみ  $P-d$  関係を A I, A II 桁に対して示したのが図-6である。この図では、荷重和  $P_1 + P_2$  と桁のたわみ  $d$  の関係を示してある。

A I 桁では、 $P_1$  荷重点直下のダイヤフラム・パネルと補剛材の局部変形により、最大荷重が決まった。すなわち、A I 桁の荷重-変形曲線は、ほとんど直線のまま最大荷重  $P_{max} = 179 t (1950 kN)$  ( $P_1 = 88.86 t (871 kN)$ ,  $P_2 = 90.04 t (882 kN)$ )に達し、そこで突然の除荷状態となった。一方、A II 桁では、荷重-変形の関係は滑らかな曲線をたどり、ジャッキの最大容量に達しても桁の剛性は失われることなく、荷重は上昇からほぼ水平に移行する傾向にあった。このときの荷重は、 $P_{max} = 216 t (2120 kN)$  ( $P_1 = 110.80 t (1.09 MN)$ ,  $P_2 = 105.35 t (1.03 MN)$ )であった。

c) ダイヤフラムおよび腹板の変形

A I 桁は、1点荷重時に  $P = 59.9 t (587 kN)$  で、ダイヤフラム・パネル、補剛材の、荷重直下点での局部変形により最大荷重となった。この時点では、上下フランジ、腹板のひずみはまだ小さな値であり、それらの部分はまだ健全であった。A I 桁の2点荷重は、1点荷重によりダイヤフラムが局部変形をした後に、ジャッキ位置を変えて行われたもので、SD にはかなりの初期変形が存在しており、これが、2点荷重時の SD の破壊荷重を支配したと考えられる。この場合にも、腹板には目立った変形はみられなかった。A I 桁の SD の変形を、写真-1 に示す。これは、実験終了後、SD の部分を桁から切り出したものであ

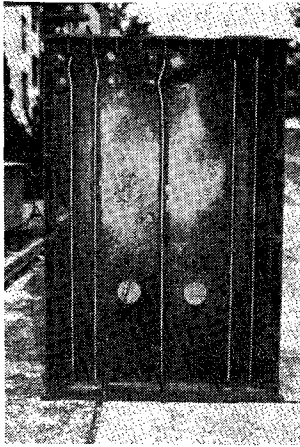


Photo 1 SD in A I after Test.

り、除荷後の残留変形を示している。

一方、A II では、1点載荷時には、測定されたひずみはすべて弾性範囲内であり、SD、腹板ともにほとんど変形はみられなかった。A II 桁の2点載荷では、荷重段階  $P_1 + P_2 = 160 \text{ t}$  (1.57 MN) 前後から腹板にせん断座屈波が目立ちはじめ、張力場的な変形がみられた。それ以外には、

上下フランジ、SD とともにほとんど変形がみられないまま、最高荷重に達した。

d) 材料試験

この模型の製作に使われた鋼材 (SS 41) の機械的性質を知るため、実験終了後、模型から、引張試験用の JIS 1 号試験片を計 24 本切り出して、引張試験を行った。その結果、この鋼材のヤング率  $E$  は、平均  $2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  (200 GPa)、ポアソン比  $\nu = 0.28$ 、降伏応力  $\sigma_y$  は平均  $2960 \text{ kg/cm}^2$  (290 MPa) であった。

材料試験の結果得られた、模型の各部位ごとの  $\sigma_y$  は、表-2 に示す。この表中の、ES, LC 等の記号は、材料試験片のおおよその切出し位置を示すものである。たとえば、記号 LC の試験片は、下側フランジの、ほぼ中央部から切り出したものである。

(3) 考 察

a) FSM によるダイヤフラムのひずみ分布

実験に用いられた A I, A II 桁に対して、FSM により弾性範囲内でダイヤフラムのひずみ分布を求めた。こ

Table 2 Yield Stresses of A-series Model Materials.

	Web		Flange	
A I	ES 3199	WS 3200	US 2696	LS 2795
	EC 3284	WC 3053	UC 2744	LC 2782
	EN 3181	WN 3140	UN 2693	LN 2890
A II	ES 3216	WS 3173	US 2686	LS 3091
	EC 3302	WC 3079	UC 2627	LC 2835
	EN 2307	WN 3162	UN 2977	LN 2875

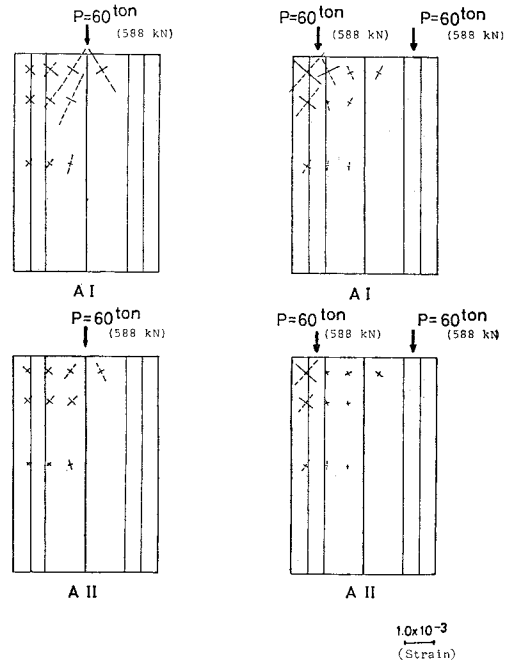
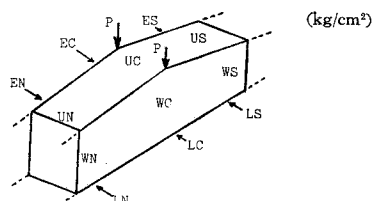


Fig. 7 Principal Strain Distributions in Diaphragm by FSM.

の計算は、文献 10) の方法によった。また、用いた模型は変断面であるが、この解析では、SD 付近の断面からなる等断面桁としている。

FSM による SD のひずみ分布は、図-7 に示す。この図では、実験におけるひずみ測定点での主ひずみの計算値を、主ひずみの方向とともに示してある。

数値計算では、断面形状と荷重の対称性から、A I 桁では主ひずみ分布は左右対称であり、A II 桁と同じく載荷点よりほぼ放射状に広がっている。A II 桁では、主ひずみ方向は、計算値、実験値ともほぼ同じ性状を示している。

主ひずみの大きさは、A II 桁では1点載荷・2点載荷ともに、計算値は実験値を若干下回っている。この傾向は載荷点近くの測定点で著しく、2点載荷時の載荷点直下では、計算値は実験値の 70% 程度の大きさとなっている。しかし、それ以外の点では、計算値と実験値の差は小さくなく、A II 桁では計算値と実験値はほぼ一致しているといつてよいであろう。

一方、A I 桁では、実験値は計算値を大きく上回っており、方向も不規則である。SD におけるひずみ測定では、ひずみゲージを片面にのみ貼っているため、板の局部変形による面外曲げの影響が、かなり含まれていると思われる。

b) IDR についての若干の説明と応力照査

英国の鋼箱桁橋設計の暫定基準 (IDR)<sup>1)</sup> では、支点

上ダイヤフラムの発生応力や強度の算定式が扱われている。図-3, 5 に示した IDR による応力も、これによつたものである。

IDR は、荷重係数設計法を全面的に取り入れ、限界状態を設計の基礎としているなどの特徴がある。この限界状態も、崩壊・供用・疲労の3つが考慮されているが、本報文においては、このうち崩壊に対して考察する。

IDR による、ダイヤフラム・パネルおよび支点上耐荷補剛材における発生応力の算定式は、次のようである<sup>11), 12)</sup>。

$$\sigma_1 = \frac{R_V \left(1 - \frac{Z}{D}\right)}{\{0.75 \sum A_{SZ} + (b_{eff} - \sum W_C) t_D\}} \dots (1)$$

$$\sigma_{1S} = \frac{R_V \left(1 - \frac{Z}{D}\right)}{(K b_{eff}' t_D + \sum A_{SZ})} + \frac{R_I}{\sum A_{SZ}} \dots (2)$$

ここに、 $\sigma_1, \sigma_{1S}$  は高さ  $D$  のダイヤフラムの下から  $Z$  の断面におけるダイヤフラムおよび補剛材の鉛直方向応力であり、 $R_V$  は荷重係数倍された支点反力、 $R_I$  は補剛材上端に作用する係数倍された荷重、 $A_{SZ}$  は補剛材断面積、 $b_{eff}$  および  $b_{eff}'$  は支点反力を負担するダイヤフラム・パネルの有効幅、 $W_C$  は注目断面におけるダイヤフラム・パネルの切欠幅、 $t_D$  は板厚であり、 $K$  は補剛材の設計の際、ダイヤフラムが反力を負担するものとするとき 0.65、そうでないとき 0 である。

これらの式からわかるように、IDR ではダイヤフラムの応力は、基本的には三角形分布と仮定された支点反力を、考えている断面の有効な断面積で割った形をしている。式 (1), (2) はいずれも 2 支点の場合に対するものであり、1 支点の場合には、さらに支点回りのトルクの影響が考慮されている。

示方書や鋼道路橋設計便覧<sup>15)</sup>では、パネルの応力算定式で補剛材は全断面を有効としているのに対し、式 (1) では補剛材の断面は 75% が有効としている。

図-5 をみると、式 (1), (2) によって得られたダイヤフラムおよび補剛材の応力は、IDR の 2 支点到相当する 2 点載荷の場合、A I, A II ともに FSM による結果とよく一致しており、また、A II では実験結果とこれら IDR, FSM による結果もよく一致している。ただし、補剛材応力算定の際の IDR 適用にあたっては、式 (2) において  $K=0.65$ 、すなわちダイヤフラムも反力を負担するものとしている。A I 桁では、ダイヤフラム・パネルの局部変形により、IDR, FSM による結果と比較し得る実験結果が得られたのは、図-3 および 図-5 に示す 2 点のみであった。図-5 のこの 2 点における応力は、いずれも FSM によるものより大きな値を示しており、補剛材の下部における実験値は、FSM による応力

のほぼ 2 倍となっている。図-3 の 1 点載荷の場合、IDR によるダイヤフラム・パネルおよび補剛材の発生応力は、FSM によるダイヤフラム・パネルの応力に近い値となっている。A I, A II とも、応力の計算値は実験結果よりやや大きい。しかし、全体的にみて、IDR により計算された発生応力は、おおむねよい結果を与えている。いしかえると、IDR における発生応力のモデル化および算定式は、おおむね妥当なものであるといえよう。

次に、実験により得られた崩壊荷重に対して、模型の SD の強度が IDR の規定を満足しているかどうかの照査を行う。ダイヤフラム・パネルの強度は、前述のように得られた発生応力をもとに計算される。まず、前述の鉛直方向の発生応力とともに、水平方向の発生応力、せん断力を求めておく。これらの応力から、水平・鉛直方向およびせん断の有効応力を求め、さらにこれから、Mises の降伏条件における相当応力を求めるのと同様にして等価有効応力  $\sigma_e$  を求める。この  $\sigma_e$  と板パネルの座屈応力  $\sigma_{ecrit}$  のうち小さい方の値を用いて、IDR 中に示された表により終局強度  $\sigma_{ult}$  が求まる。この強度と発生応力から求めた等価有効応力を比較することにより、崩壊に対する安全性を照査する。その際、IDR の規定では、使用材料のばらつきのための材料係数を考慮するようになっている。

表-3 は上記のようにして得られた SD の強度  $\sigma_{ult}$

Table 3(a) Strength of Load Bearing Diaphragm Panels under a Concentrated Load at Center.

Model	Panel	Z cm	kg/cm <sup>2</sup> (MPa)	kg/cm <sup>2</sup> (MPa)
A I	3	0	4811 (471)	1956 (192)
		144	689 (68)	2400 (235)
A II	3	0	1477 (145)	2208 (216)
		144	494 (48)	2400 (235)

Table 3(b) Strength of Load Bearing Diaphragm Panels under 2-Concentrated Loads.

Model	Panel	Z cm	kg/cm <sup>2</sup> (MPa)	kg/cm <sup>2</sup> (MPa)
A I	1	0	4731 (464)	2304 (226)
		144	817 (80)	2400 (235)
	2	0	4534 (444)	2280 (223)
		144	1580 (155)	2400 (235)
	3	0	4577 (449)	1512 (148)
		144	1736 (170)	2400 (235)
A II	1	0	4336 (425)	2196 (216)
		144	591 (58)	2400 (235)
	2	0	4127 (404)	1880 (184)
		144	1574 (154)	2400 (235)
	3	0	4156 (407)	1800 (176)
		144	1455 (143)	2400 (235)

および等価有効応力  $\sigma_e$  を、SD の下端 ( $Z=0$  cm) および上端 ( $Z=144$  cm) で示したものである。この表のうち、(a) は 1 点載荷、(b) は 2 点載荷の場合である。また、表中、パネル 1 とは、図-1 に示した SD のうち、外側の支点上補剛材と腹板にはさまれた最外縁のパネルであり、そのすぐ内側のパネルがパネル 2、最も内側のパネルがパネル 3 である。

この表をみると、A I 桁は、1 点載荷、2 点載荷いずれの場合も、 $Z=0$  すなわち 載荷点直下で、等価有効応力  $\sigma_e$  が強度  $\sigma_{ult}$  をかなり上回り、IDR の規定に違反していることになる。したがって、IDR によれば A I 桁は 1 点載荷、2 点載荷のいずれの場合も、実験により得られた崩壊荷重に達する以前に崩壊することになる。一方、A II 桁では、1 点載荷の場合は、等価有効応力  $\sigma_e$  は終局強度  $\sigma_{ult}$  を下回っているが、2 点載荷の場合は  $\sigma_{ult}$  を上回っている。また、支点上耐荷補剛材について、照査応力  $\sigma_{is}$  と強度特性値  $\sigma_{i\text{char}}$  を求め、比較したところ、ダイヤフラム・パネルの場合と同様に、A II 桁の 1 点載荷の場合を除き、 $\sigma_{is}$  が  $\sigma_{i\text{char}}$  を上回った。すなわち、これらの模型が IDR の規定を満足するためには、いずれも、ダイヤフラム・パネルの板厚や補剛材の断面を大きくする必要がある。A II 桁 (パネル厚さ  $t=4.5$  mm) につき、補剛材の断面をそのままとし、パネル厚さを  $t=6.8, 9$  mm (おのおの A II 桁の 1.5, 2 倍) とした場合の等価有効応力  $\sigma_e$  と終局強度  $\sigma_{ult}$  を求めると、 $t=6.8$  mm のとき  $\sigma_e=2952$  kg/cm<sup>2</sup> (289 MPa)、 $\sigma_{ult}=2400$  kg/cm<sup>2</sup> (235 MPa)、 $t=9$  mm のとき  $\sigma_e=1811$  kg/cm<sup>2</sup> (177 MPa) となる。これらから、 $\sigma_e \leq \sigma_{ult}$  となるパネル厚を線形補間により求めると、 $t=8.3$  mm である。すなわち、A シリーズでは、A II 桁において板パネルの厚さを 8.3 mm 以上としなければ、IDR の規定は満足しない。実験によると、A II 桁は 1 点載荷の場合には破壊に至らず、2 点載荷の場合も SD は健全なまま、桁全体が塑性モーメントに達し、腹板のせん断座屈と相まって崩壊している。

以上のことから、この実験からみる限り IDR は、発生応力の評価についてはおおむね妥当であるものの、ダイヤフラム・パネル、補剛材の強度を過小評価することになるといえる。

なお、これらの模型に対し、鋼道路橋設計便覧<sup>15)</sup>および示方書<sup>14)</sup>を適用して、安全率を 1 とした場合の SD の耐荷力  $P_{cr}$  を求めると、A I で  $P_{cr}=106.4$  t (1043 kN)、A II で 156.5 t (1534 kN) となる。これより、上記 14)、15) の設計基準も、本実験より得られた結果を下回る耐荷力を与えることがわかる。

c) ダイヤフラムの剛度とダイヤフラムの挙動および崩壊形式の関係

1 点載荷時には A I 桁は SD に大きなひずみがみられ、 $P=59.9$  t (587 kN) で SD が荷重直下で局部座屈変形したが、A II 桁は  $P=60.0$  t (588 kN) でも目立った変形は認められず、SD のひずみも小さなものであった。フランジのひずみは、A I、A II とほぼ同程度であったが、A I では、載荷点付近で、SD の局部変形による大きなひずみの乱れがみられた。

2 点載荷時には、圧縮フランジのひずみ分布は、 $P=60$  t+60 t (588 kN+588 kN) 程度までは A I、A II とほぼ同じであるが、A I では A II より小さな荷重でひずみ分布が乱れはじめている。また、A II では腹板にせん断座屈による変形がみられた。A I 桁における SD の崩壊形式は、支点上耐荷リブとダイヤフラム・パネルの鉛直荷重による縮みに伴うねじり局部変形と、板パネルの局部変形であった。

図-6 に示した荷重-変形曲線を見ると、A I では曲線がほとんど健全のまま SD の局部座屈により  $P_{\text{max}}=179$  t (1.75 MN) に達し、載荷点近傍のフランジの沈下のほかは、桁そのものにはほとんど変化がみられなかった。これに対し、A II では逆に、SD にはほとんど変化のないまま、桁全体が  $P=220$  t (2.16 MN) 程度で崩壊に近い状態に達した (実験ではこの時点でジャッキの最大容量に達し、除荷の段階まで追うことができなかった)。材料試験の結果、A I 桁の腹板・フランジに用いられた鋼材の降伏応力  $\sigma_y$  は、多少のばらつきはあるものの、ほぼ 3000 kg/cm<sup>2</sup> (294 MPa) であった。この値を用いて、桁の全断面が曲げによる全塑性に入る荷重  $P_y$  は、 $P_y=213$  t (2.09 MN) となる。したがって、A II では断面の曲げ降伏により  $P_{\text{max}}$  に達し、腹板のせん断力による崩壊との相互作用により耐荷力が決まったとみられる。

以上を要約すると、SD の強度の小さい A I では SD の座屈を伴う局部変形により崩壊し、SD の強度の大きい A II では桁の降伏により崩壊したといえる。

### 3. 端支点上ダイヤフラムの耐荷力実験

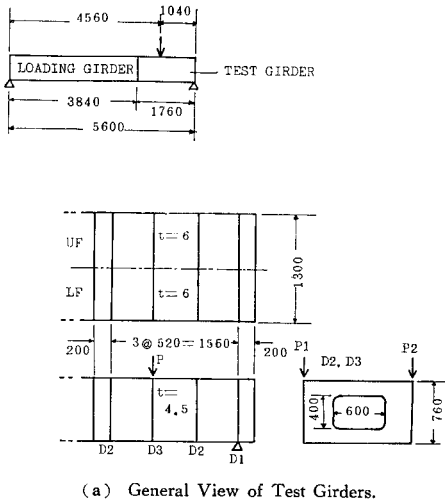
#### (1) 実験内容

##### a) 供試体の設計

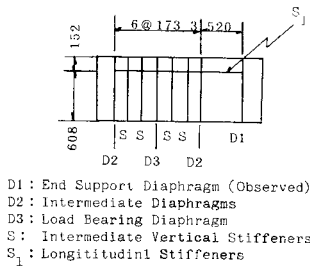
B シリーズは、B I、B II の 2 体の供試体からなっている。A シリーズの場合と同じく、注目する端支点上ダイヤフラム (ED) 以外の模型の寸法、形状はすべて同一の公称寸法である。ED についても、ダイヤフラム・パネルの板厚は B I、B II と同じであり、支点上耐荷補剛材の断面のみが異なっている。

B シリーズの模型の箱桁の大きさは実橋の 1/4.6 であ





(a) General View of Test Girders.



D1: End Support Diaphragm (Observed)  
 D2: Intermediate Diaphragms  
 D3: Load Bearing Diaphragm  
 S: Intermediate Vertical Stiffeners  
 S<sub>1</sub>: Longitudinal Stiffeners

(b) Web Panels of Test Girders.

Fig. 8 Test Girders (B I, B II)

り、支点位置は左右腹板直下より、少し内側にずれている。

Bシリーズの模型の形状・寸法を、図-8に示す。Bシリーズにおいても、模型は試験桁と補助桁よりなっており、両者は160本のHTボルト(M22)で結合されている。また、Bシリーズでは、腹板パネルのうち最も支点寄りのパネル(図-8において、D1-D2間のパネル)については鉛直補剛材を密に入れて特に補強することなく、EDの強度が腹板パネルのせん断挙動に及ぼす影響を調べた。この腹板パネルは、Baslerの式<sup>13)</sup>によりせん断耐荷力を求めると、 $\sigma_y = 2700 \text{ kg/cm}^2$  (265 MPa)では、 $P_{cr}$ は約120t (1.18 MN)となる。一方、EDを支点上の耐荷補剛材と、ソールプレート上のパネルを有効断面とする柱と考えた場合、B I桁ではほぼこの荷重で、またB II桁は約160

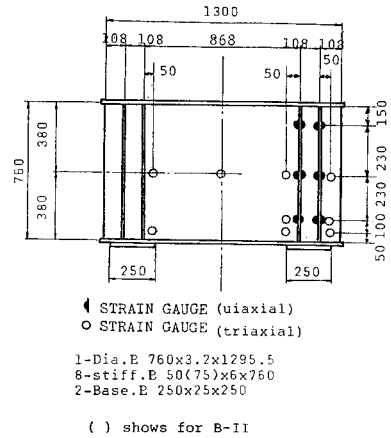


Fig. 9 Details of Diaphragm.

t (1.57 MN) 程度の荷重で降伏する程度の断面となっている。EDの詳細を図-9に示す。

b) 荷重方法

Bシリーズにおいては、上述のように、せん断による挙動を調べるため、図-8中に示したように、EDから1040 mm離れた断面に荷重した。すなわち、この断面内で、2本のジャッキを用い、左右の腹板上にP/2ずつ作用する2点荷重とした。

c) ひずみ・変形の測定

Bシリーズにおけるひずみ測定位置は図-9に示す。ダイヤフラムについては、Aシリーズの場合と同じく支点付近に3軸ゲージを密に配置した。ただし、Bシリーズについては、ダイヤフラムが横長であるため、念のため、図の左半部にも若干のゲージを配置してある。支点上耐荷補剛材については、図の右側支点の2本のみにつき、ひずみを測定した。腹板については、片側の腹板

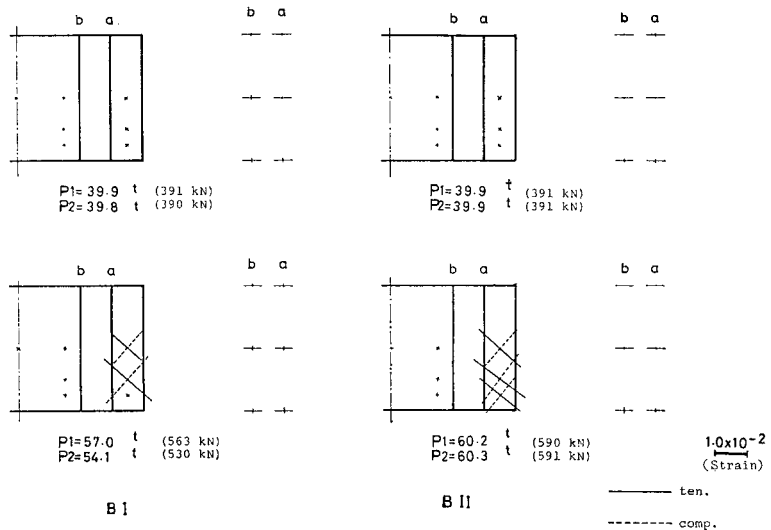


Fig. 10 Principal Strain Distributions in Diaphragm.

について、張力場の発生が予想される方向を中心に、3軸ゲージを配置した。なお、Bシリーズは桁の寸法がAシリーズに比して小さく、桁内部での作業が困難なため、腹板のゲージは外側のみ貼付した。

一方、桁のたわみは、荷重断面の、左右の腹板直下の2か所で測定した。

(2) 実験結果

a) ダイヤフラムのひずみ分布

図-10にB I, B II 桁おのおののED, 耐荷リブのひずみを、荷重が  $40 \times 2 = 80 \text{ t}$  ( $390 \times 2 = 780 \text{ kN}$ ),  $60 \times 2 = 120 \text{ t}$  ( $590 \times 2 = 1180 \text{ kN}$ ) の場合について示す。B I, B II は補強リブの断面が  $50 \times 6 \text{ mm}$ ,  $75 \times 6 \text{ mm}$  と異なっているのみで、それ以外はすべて同一の公称寸法である。この図中、ダイヤフラムの主ひずみ図の右側に示した a, b は、補剛材のひずみの大きさを表わしている。図-10をみると、耐荷補剛材の効果が明瞭に現われている。いずれも、腹板と補剛材の間のダイヤフラム・パネルで、 $45^\circ$  傾いた方向に大きなひずみを示しており、この部分に大きなせん断が生じていることがわかる。また、B I ではこのパネルの最下部にせん断による局所的な面外変形がみられた。

図-11は、ED および耐荷補剛材の鉛直方向応力の、高さ方向の変化を、荷重が  $40 \times 2 = 80 \text{ t}$  ( $390 \times 2 = 780 \text{ kN}$ ) の場合について示したものである。この図中に、IDR により求めた結果も示してある。いずれも、B I の方がB II より大きな応力を示している。B I, B II ともに、応力の実測値は IDR による値に比べ、補剛材では大きく、ダイヤフラム・パネルでは小さくなっている。

b) 荷重-変形曲線

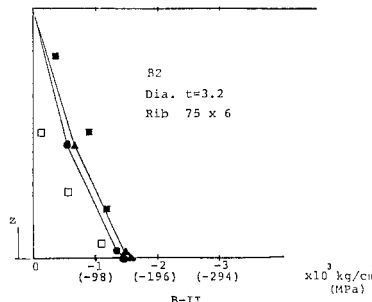
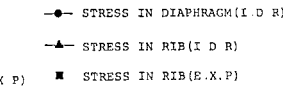
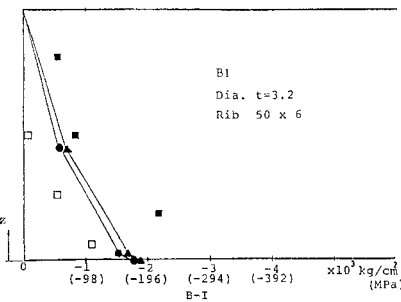
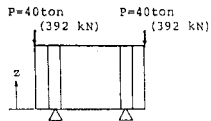


Fig. 11 Normal Stress ( $\sigma_z$ ) Distributions in Diaphragms.

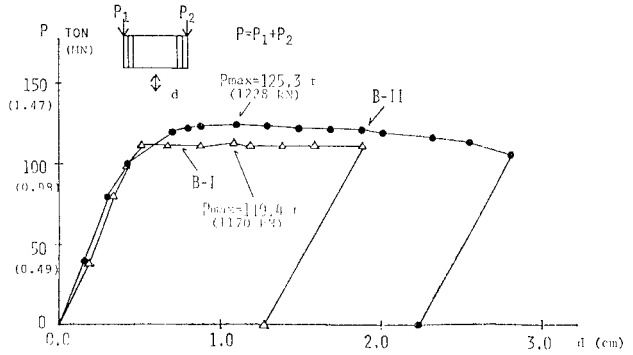


Fig. 12 Load-Deflection Curves.

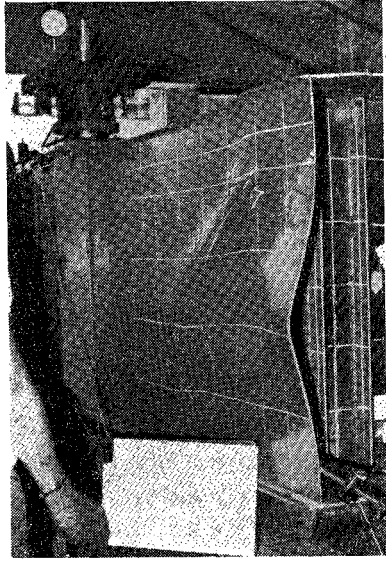
図-12は、B I, B II 桁における荷重と、荷重断面での腹板直下のたわみの関係を図示したものである。Aシリーズの場合と同じく、荷重和に対する変位について示してある。Aシリーズと異なり、この図ではB I, B II ともに、明瞭な平坦部がみられる。これは、腹板パネルが斜張力場を形成して、変形が増加している様子を示している。この平坦部の強度は、B II 桁の方がB I 桁より約  $13 \text{ t}$  ( $127 \text{ kN}$ ) 高くなっている。B I, B II は支点上耐荷補剛材の断面のみ異なっており、それ以外の形状・寸法はすべて同一の公称寸法であるが、この耐荷補剛材の強度の違いにより、ED が桁端部の斜張力場のアンカー部としての働きに影響を及ぼしたとみることができる。

c) 腹板の変形

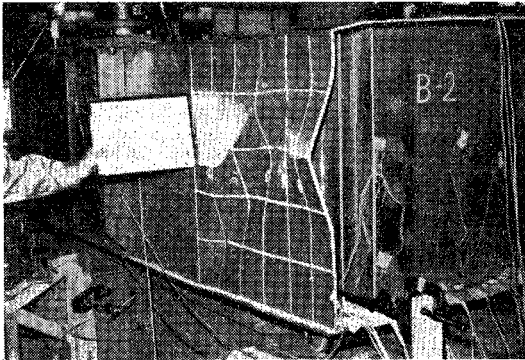
注目するパネルでは、B I 桁で荷重  $P=58.2+56.3 \text{ t}$  ( $570+552 \text{ kN}$ ), B II で  $P=61.4+61.6 \text{ t}$  ( $602+604 \text{ kN}$ ) 前後で、明らかにせん断座屈とわかる変形が認められた。写真-2に、この変形を示す。この写真は、除荷直前の最終荷重段階で撮ったものである。水平補剛材の上下のパネルで斜張力線は別れており、水平補剛材がパネルの後座屈変形に対して効果的に作用していることがわかる。

d) 材料試験

Aシリーズの場合と同じく模型に用いられた材料の機械的性質を調べるため、実験終了後の模型から試験片を切り出し材料試験を行った。その結果、ヤング率は平均  $2.08 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  ( $204 \text{ GPa}$ )、ポアソン比は平均  $0.270$  である。一方降伏応力  $\sigma_y$  は、平均  $3250 \text{ kg/cm}^2$  ( $319 \text{ MPa}$ ) であっ



B I



B II

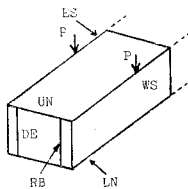
Photo 2 Web Buckling in B-Series.

たが、これは、 $\sigma_y=2800 \text{ kg/cm}^2$  (274 MPa) から  $3840 \text{ kg/cm}^2$  (376 MPa) の範囲にあり、ばらつきが大きくなっている。 $\sigma_y$  が特に大きく測定された試験片は、支点上耐荷補剛材 (B I 桁から切り出した材料の場合  $\sigma_y=3840 \text{ kg/cm}^2$  (376 MPa)), 腹板 (B II 桁で最大  $\sigma_y=3790 \text{ kg/cm}^2$  (371 MPa)) の、模型試験で大きなひずみ

Table 4 Yield Stresses of B-series Model Materials.

	Web	Flange	Diaphragm	Rib
B I	ES 3158 WS 3571	UN 2932 LN 3141	DE 2915	RB 3844
B II	ES 3788 WS 3460	UN 3140 LN 3180	DE 2794	RB 3431

(kg/cm<sup>2</sup>)



が発生した部分から切り出したものに集中している。すなわち、模型試験時にひずみ硬化域まで達する変形を受けているため、除荷後の材料試験では、見かけ上の  $\sigma_y$  が大きくなったものと思われる。

この材料試験の結果得られた模型の各部材の  $\sigma_y$  を表-4 に示す。Aシリーズの場合と同じく、UN, RB 等の記号は試験片のおおよその切り出し位置を示すものである。これらのうち、DE は端支点上ダイヤフラムから、RB は支点上補剛材から切り出したものである。

(3) 考 察

a) ダイヤフラムのひずみ分布

図-10 によると、Bシリーズのダイヤフラムは、B I, B II ともに腹板寄りのパネル (第1パネル) で 45° 方向に傾いた大きなひずみがみられ、前述のようにこのパネルで大きなせん断が発生していることがわかる。Aシリーズの場合と異なり、このひずみは、支点近傍と、桁高の半分の位置では、大きさはほとんど変わらない。2点荷重時におけるAシリーズのダイヤフラムでは、中央のパネルであっても荷重点から放射状に広がる大きなひずみが見られたのに対し、Bシリーズでは、中央のパネル (第3パネル) では、支点に近い測定点においても大きなひずみは見られない。Bシリーズの結果がAシリーズと異なっているのは、ダイヤフラムの形状 (すなわち桁の断面形状) が異なっているためと思われる。

b) IDR による応力照査

図-11 をみると、実験により得られた発生応力は、ダイヤフラム・パネルでは IDR より小さく、補剛材では大きくなっている。この図に示した、IDR による補剛材の発生応力は、Aシリーズの場合と同じく、式 (2) において  $K=0.65$ 、すなわちダイヤフラム・パネルも反力を負担するものとしている。式 (2) 中の  $K=0$ 、すなわちダイヤフラムが反力を負担しないものとして補剛材応力を求めたところ、実験により得られた値とおおむね一致した。このことと図-10 などをあわせて考えると、Bシリーズでは支点反力の大部分は支点上耐荷補剛材により受け持たれ、ダイヤフラム・パネルはあまり反力を負担しないといえる。

一方、Aシリーズの場合と同じくダイヤフラム、補剛材について限界強度  $\sigma_{ult}$  と照査応力  $\sigma_e$  を求めると、表-5 のようになる。これをみると、ダイヤフラム・パネルについては、B I, B II ともに、第3パネルの上部を除いては、照査応力が限界強度を上回っている。支点上補剛材についても、B I, B II ともに支点直上では、照査応力が限界強度を上回り、IDR の指針に違反している。しかしながら、実験によると、B I, B II ともに、最大荷重は腹板のせん断により決

**Table 5** Strength of Load Bearing Diaphragm Panels.

Model	Panel	Z cm	kg/cm <sup>2</sup> $\sigma_e$ (MPa)	kg/cm <sup>2</sup> $\sigma_{ult}$ (MPa)
B I	1	0	3 274 (321)	2 307 (226)
		76	2 919 (286)	2 400 (235)
	2	0	3 284 (322)	2 280 (223)
		76	2 966 (291)	2 400 (235)
	3	0	2 131 (209)	1 920 (188)
		76	890 (87)	2 400 (235)
B II	1	0	4 174 (409)	2 304 (226)
		76	2 839 (278)	2 400 (235)
	2	0	3 178 (311)	2 280 (223)
		76	2 865 (281)	2 400 (235)
	3	0	1 984 (194)	1 920 (188)
		76	802 (79)	2 400 (235)

まっており、ダイヤフラムについては、B Iの第1パネル下部にごく小さな変形のみみられた程度であった。すなわち、Bシリーズの実験結果からも、IDRではダイヤフラム強度を過小評価しているといえる。

e) 支点上耐荷補剛材の剛度と桁・ダイヤフラムの挙動および崩壊形式の関係

B I, B IIは、支点上耐荷補剛材の断面が異なるのみであり、他の条件はすべて同一である。ダイヤフラムのひずみは、補剛材の断面の大きいB IIが、B Iより小さくなっており、補剛材の効果が認められる。一方、Bシリーズでは、ダイヤフラムはB Iの第1パネル下部の局部的な変形を別にすると、いずれも載荷の最終段階まで健全であり、ダイヤフラムの崩壊に対する考察は得られなかった。

腹板については、B IIはB Iより大きな耐荷強度を示している。腹板のみを単独に計算する場合には、この実験におけるような耐荷補剛材の影響は、一般に考慮されないが、この実験からは耐荷補剛材が腹板の強度にも効果的に働くということがいえる。

#### 4. 結 論

以上のことをまとめ、さらに本研究からいえる設計上の注意事項を考察すると、次のようになる。

(1) ダイヤフラムは、支点付近に大きな応力(ひずみ)が生ずるが、補剛材により効果的に応力を小さくすることができる。Bシリーズでは支点反力の多くの部分は、補剛材が負担する。

(2) ダイヤフラムを補強することは、腹板のせん断耐荷力の向上にも効果がある。逆に、ダイヤフラムは腹板のせん断による斜張力場のアンカー部として作用することから、腹板と接するダイヤフラム・パネルでは、特に、腹板への影響に対する配慮が必要とされる。

(3) IDRは、ダイヤフラム・パネル、補剛材の発生応力を推定するには有効である。しかし、IDRにより得られた強度は、かなり安全側の値を示しており、ダイヤフラム、補剛材の強度を過小評価している。

(4) ダイヤフラム・パネル上部(Aシリーズの模型においては下部)の、支点から離れた部分では、IDRにより検討しても、なお強度に余裕があることから、支点近傍では、主耐荷補剛材に加えて副耐荷補剛材を設けることにより反力の負担を分散させ、ダイヤフラム・パネル、主耐荷補剛材の断面を減少させるのが合理的と考えられる。

本報文は、鋼箱桁橋の支点上ダイヤフラムの耐荷力・崩壊挙動についての実験をまとめたものである。実験は特定の橋梁を想定して行われたものであるが、今後、この実験の成果を踏まえたうえで、この実験で調べることができなかった事項も含めて検討し、他の橋梁へも適用し得る、一般的なダイヤフラム設計法にまで広げた議論を進めたいと考えている。

この実験に用いられた模型の設計・製作は、大阪市土木局橋梁課および三菱重工(株)神戸造船所にて行われた。実験にあたっては、名大助手・伊藤義人氏、同技官(当時)・玉田伸一氏および大同工大学生(当時)・猪野、岡部、森本の各氏に協力いただいた。また、本研究の数値計算には、名大および東大の大型計算機センターを利用した。

#### 参 考 文 献

- 1) The Committee of Inquiry into the Basis of Design and Method of Erection of Steel Box Girder Bridges: Interim Design and Workmanship Rules, Her Majesty Stationary Office, London, 1973.
- 2) Rocky, K.C., H.R. Evans and D.M. Porter: The Ultimate Load Capacity of Stiffened Webs subjected to Shear and Buckling, Proc. Int. Conf. organized by ICE in London, 13-14, pp. 45~61, Feb., 1973.
- 3) Dowling, P.J., S. Chatterjee, P.A. Frieze and E.M. Moolai: Experimental and Predicted Collapse Behaviour of Rectangular Steel Box Bridges, Proc. Int. Conf. organized by ICE in London, 13-14, pp. 77~94, Feb., 1973.
- 4) Dowling, P.J.: Strength of Steel Box Girder Bridges, Jour. Struc. Div., ASCE, Vol. 101, No. ST 9, pp. 1929~1944, Sept., 1975.
- 5) Puthli, R.S. and M.A. Crisfield: The Strength of Stiffened Box Girder Diaphragms, TRRL Supplementary Report 353, Structure Department, Transport and Road Research Laboratory, Crowthorne, Berkshire, 1977.
- 6) Crisfield, M.A.: A Combined Rayleigh-Ritz/Finite Element Method for the Non-linear Analysis of Stiffened Plate Structure, Computers and Structures, Vol. 8, pp. 678~689, 1978.

- 7) Rocky, K.C. and M.A. El-Gaaly : Stability of Load Bearing Trapezoidal Diaphragms, Publications of the IABSE, Vol. 32-II, pp. 155~172, 1972.
- 8) El-Gaaly, M.A. : Stability of Orthogonally Stiffened Load Bearing Trapezoidal Diaphragms, Publications of IABSE, Vol. 34-II, pp. 73~89, 1974.
- 9) Sawko, F. and W.S.S. Simonian : Elastic and Buckling Analysis of Trapezoidal Support Diaphragms in Steel Box Girders, Proc. ICE, Part 2, pp. 17~39, Mar., 1978.
- 10) 清水 茂・梶田建夫・成岡昌夫 : 連続箱桁における中間支承部の応力状態について, 土木学会論文報告集, 第 276 号, pp. 13~23, 1978 年 8 月.
- 11) 関西道路研究会道路橋調査委員会耐荷力小委員会 : 鋼箱桁橋の設計に関する調査研究, 橋梁, 1978.3~(連載中).
- 12) 建設省土木研究所橋梁研究室 : 鋼製箱桁橋の設計および架設についての調査報告書 (Report of Merrison Committee 第 I, II 編翻訳), 土木研究所資料 1226 号, 昭和 52 年 3 月.
- 13) Basler, K. : Strength of Plate Girders in Shear, Proc. ASCE, Vol. 87, No. ST 7, pp. 151~180, 1961.
- 14) 日本道路協会 : 道路橋設計示方書 II (鋼橋編), 昭和 47 年.
- 15) 日本道路協会 : 鋼道路橋設計便覧, 昭和 54 年.

(1980.5.8・受付)