

## 跨座型モノレール用鋼軌道桁の耐荷力実験

### ULTIMATE STRENGTH TESTS ON STRAIGHT AND CURVED PARALLEL STEEL BOX MONORAIL GIRDERS

福本嘸士\*・西田 進\*\*・伊藤義人\*\*\*・植村俊郎\*\*\*\*

By Yuhshi FUKUMOTO, Susumu NISHIDA, Yoshito ITOH and Toshiro UEMURA

This paper deals with the ultimate strength of straight and curved parallel steel box girders as a new monorail girder system. First, simplified formulas for ultimate strength of monorail girders are derived. Next, single and parallel beams of 1/15 scale under two concentrated loads are tested under simple and 3-span continuous conditions to investigate the ultimate load behavior and to check up the simplified formulas. Lastly, the test of two straight box girders and three curved parallel box girders of 1/3 scale having cross beams at the both ends only are carried out. From the test result, it is clear that the parallel steel box girders having only the end cross beams with sufficient rigidity can be adopted for the monorail girders.

*Keywords : monorail girder, ultimate strength, stability, test*

#### 1. まえがき

近年、新交通システムとして跨座型モノレールが注目を浴びている。この跨座型モノレールの軌道桁に中間横桁および横構を省略し、支点部でのみ横桁によって連結された並列鋼箱桁を用いようという新しい試みがなされている。通常、跨座型モノレールの軌道桁は、スパン長20mのPC桁を標準桁として建造されるが、道路交差部や河川横断部などで長大スパンとなるところおよび、複雑な曲線部等では、鋼軌道桁が用いられる。橋梁の箱桁として用いられる通常の箱形断面は長方形または逆台形断面の、どちらかといえば桁高に比べて幅の広いものであるのに対して、モノレール軌道桁の箱形断面は、桁高が大きくフランジ幅の狭い(5:1程度)非常に縦長の断面形状をもっている。このため、従来は横方向曲げ剛性およびねじり剛性を高めるために、主桁間に横桁および横構を設けている(東京モノレール、羽田線)<sup>1)</sup>。

一方、軌道交差部の桁下空間は自動車道路や歩行者空間として利用されるため、いわゆるスケールアウト感を排除した景観としなければならない。また、曲線部の場合は横構の寸法形状が複雑であり、加工取付けに多少の困難さを伴う。そこで、上記のようなスパンの中間に横桁および横構を設けない新しい構造が考えられた。これはまた、軌道桁自身の鋼重の軽減にもつながる。しかし、このような構造の桁は今までに例がなく、どのような挙動を示すのか、まだ明確にはされていない。

そこで、本研究において、支点部でのみ横桁で連結された直線および曲線の鋼並列箱桁の耐荷力実験を行い、このような構造物の横方向への不安定現象に対する基礎的なデータを提供したい。なお、鋼箱桁構成板要素は早期に局部座屈が発生せず箱形断面固有の強度を発揮できるような幅厚比とした。

#### 2. 端横桁のみ有する箱形断面曲線桁の近似耐荷力解析

箱形断面ばかりの横ねじれ座屈強度は極端に大きく、このことより、箱形断面ばかりの設計においては、通常、横ねじれ座屈に対する検討を行わない。しかし、桁の両端が3方向に単純支持ではなく、ねじりに対してばね支持でかつ、桁の面外方向に曲率を有する場合、閉断面構造

\* 正会員 Ph.D., 工博 大阪大学教授 工学部土木工学科(〒565 吹田市山田丘2-1)

\*\* 正会員 工博 金沢工業大学教授 土木工学科(〒921 金沢南局区内野々市町扇が丘)

\*\*\* 正会員 工博 名古屋大学助手 工学部土木工学科(〒464 名古屋市千種区不老町)

\*\*\*\* 正会員 工修 日本鋼管(株) 鋼構造建設部(〒230 横浜市鶴見区末広町2-1)

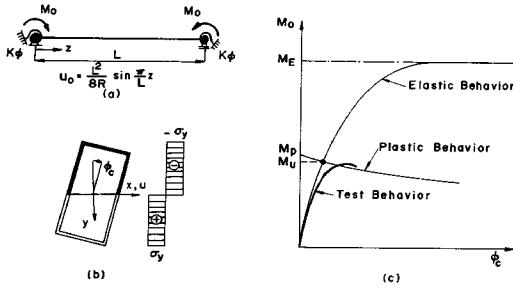


Fig. 1 Approximate Ultimate Strength Method.

といえども横ねじれ不安定現象に対する検討が必要と思われる。

のことより、Fig. 1 に示す等曲げが作用する初期不整を有するはりを解析モデルとしてモノレール桁の近似耐荷力解析を行う。解析において、面外方向の曲率を初期変形と考え、端横桁の主桁への横補剛をねじり拘束ばねとして考慮し、また、断面の塑性化の影響も考慮する。なお、主桁端部の支持条件は鉛直方向および水平方向のみ単純支持とする。初期面外変形  $u_0$  を有するスパン長  $L$  のはりに等曲げ  $M_0$  が作用する場合の横倒れ不安定現象に関する基礎方程式は

$$EI_y u'' + M_0 \varphi'' = 0 \quad (1 \cdot a)$$

$$EI_\omega \varphi'' - GK_r \varphi'' + M_0(u + u_0)'' = 0 \quad (1 \cdot b)$$

にて与えられる<sup>2)</sup>。ここに  $u$  および  $\varphi$  は桁の面外変形およびねじり角を示し、 $EI_y$ 、 $EI_\omega$  および  $GK_r$  は横方向曲げ剛性、そりねじり剛性および St. Venant のねじり剛性を表わす。いま、モノレール桁の面外曲率半径  $R$  の影響を桁中央部の初期面外変形  $L^2/8R$  として評価し、作用荷重による面外変形  $u$  およびねじり角  $\varphi$  を次の sin 半波に仮定する。

$$u = C_1 \sin \frac{\pi}{L} z, \quad u_0 = \frac{L^2}{8R} \sin \frac{\pi}{L} z \quad (2 \cdot a, b)$$

$$\varphi = C_2 \left( \sin \frac{\pi}{L} z + C_3 \right) \quad (2 \cdot c)$$

式 (2-c) の係数  $C_3$  はねじり拘束ばねの影響を表わし、桁端部におけるねじりモーメント  $M_z$  とねじり拘束ばね定数  $K_\phi$  との関係より、係数  $C_3$  は次の値となる。

$$M_z = GK_r \varphi - EI_\omega \varphi'' = K_\phi \varphi \quad \text{ただし } z=0$$

$$C_3 = \frac{\pi}{K_\phi L} \left( GK_r + \frac{\pi^2 EI_\omega}{L^2} \right) \quad (3)$$

ここに  $K_\phi = 6 EI_{xc}/B$  であり、 $EI_{xc}$  は端横桁の曲げ剛性を、 $B$  は上下線のモノレール桁間隔を表わす。次に、式 (2) を式 (1) に代入して整理すると、次の  $u$  および  $\varphi$  を得る。

$$u = \frac{M_0^2 (L^2/8R)}{M_E^2 - M_0^2} \sin \frac{\pi}{L} z \quad (4 \cdot a)$$

$$\varphi = \frac{(P_y)_{cr} M_0 (L^2/8R)}{M_E^2 - M_0^2} \left( \sin \frac{\pi}{L} z + C_3 \right) \quad (4 \cdot b)$$

ここに、 $(P_y)_{cr}$  は柱のオイラー座屈荷重を、 $M_E$  は弧長  $L$  のモノレール桁を直桁とみなした場合の横ねじれ座屈モーメントを示す。

$$(P_y)_{cr} = \frac{\pi^2 EI_y}{L^2}, \quad M_E = \sqrt{\frac{\pi^2 EI_y}{L^2} \left( GK_r + \frac{\pi^2 EI_\omega}{L^2} \right)} \quad (5 \cdot a, b)$$

一方、ねじり角  $\varphi_c$  だけ傾いた箱桁中央部の極限状態として、Fig. 1(b) が考えられる。図に示す応力状態に対応する曲げモーメントは

$$M_k = \int \pm \sigma_y y dA = M_p - \frac{1}{2} (M_p - \sigma_y b^2 w) \varphi_c^2 \quad (6)$$

$$\text{ただし } \varphi_c < \tan^{-1} \frac{b}{d}$$

となる。ここに  $d$ 、 $b$ 、 $w$  および  $t$  は箱形断面の部材高さ、フランジ幅、ウェブ厚さおよびフランジ厚さを表わし、 $M_p$  は箱形断面部材の全塑性モーメントを示す。式 (4) の 2 次弾性解と式 (6) の 2 次剛塑性解の交点をモノレール桁の近似耐荷力値と定義すると、耐荷力値  $\delta_u$  (正規化した横倒れ耐荷モーメント  $\delta_u = M_u/M_p$ ) は次式の根として求まる。

$$\delta_u = 1 - \frac{1}{2} \left( 1 - \frac{\sigma_y b^2 w}{M_p} \right) \left\{ \frac{\lambda^4 \delta_u^2}{1 - \lambda^4 \delta_u^2} \cdot \frac{(P_y)_{cr} (L^2/8R)}{M_p} \right. \\ \left. \cdot (1 + C_3) \right\}^2 \quad (7)$$

ここで  $\lambda^2 = M_p/M_E$  である。

一方、桁端部のねじりモーメントの上限値は端横桁の全塑性モーメント  $M_{pc}$  にて制限される。ただし  $M_{pc}$  に与える横桁のねじりモーメントの影響は無視する。この条件より耐荷力  $\delta_u$  を求めると

$$\delta_u = \frac{\sqrt{4 \lambda^4 \alpha^2 + 1} - 1}{2 \lambda^4 \alpha} \quad \text{ただし } \alpha = \frac{M_{pc}}{M_p} \cdot \frac{8R}{\pi L} \quad (8)$$

を得る。したがって、端横桁のみを有する曲線 2 主並列单スパン曲線桁の近似耐荷力値は式 (7) から求まる主桁断面の全塑性状態に対応する耐荷力と (8) から求ま

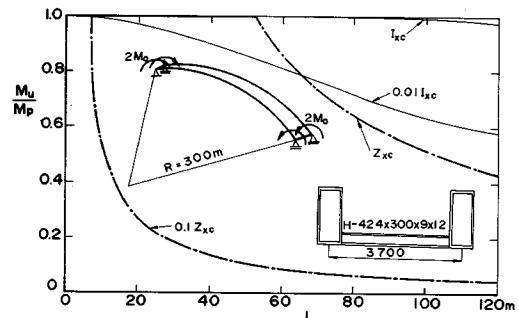


Fig. 2 Approximate Ultimate Strength Curves.

る横桁の全塑性状態に対応する耐荷力の小さいほうの値となる。

**Fig. 2** は式(7)および式(8)の根として求めたモノレール桁( $\square-1400 \times 600 \times 9 \times 20\text{ mm}$ )の近似耐荷力曲線を横桁の面内に関する断面2次モーメント $I_{xc}$ ( $H-424 \times 300 \times 9 \times 12\text{ mm}$ ), および塑性断面係数 $Z_{xc}$ をパラメーターとして表わす。図中, 実線は主桁断面が全塑性化する場合を, 一点鎖線は横桁断面が全塑性化する場合を示す。図より, 端横桁のみを有する曲線並列箱桁の端横桁の強度を小さくする場合, 端横桁の強度によってその耐荷力値は大きく低下することがわかる。このことより, 鋼モノレール桁の端部にのみ端横桁を用いてねじり拘束する場合は, 十分な強度と剛度を有する横桁を用いる必要がある。

### 3. 小型モデルによる耐荷力実験とその結果

#### (1) 鋼モノレール桁モデルの耐荷力実験

前章にて考察したことを確認するため1/15モデルによる耐荷力実験を行う。試験桁は角形鋼管(実測値 $\square-100.4 \times 40.1 \times 2.1\text{ mm}$ ,  $\sigma_y=3600\text{ kgf/cm}^2$ ( $353\text{ MN/m}^2$ ))を用いて製作した。実験は試験桁の初期曲率の測定後, 圧縮フランジ上に2点集中荷重を作用させて行う<sup>3)</sup>。

**Table 1** は実験に使用した供試体の種類とその耐荷力(載荷装置の自重51kgfを含む)を示す。表中,  $P_u$ は実験耐荷力,  $P_{ps}$ は初期曲がりの影響を無視した場合の単純塑性ヒンジ理論による崩壊荷重,  $P_{pp}$ は降伏条件式に曲げ, ねじり, およびそりねじりの影響を考慮した塑性ヒンジ理論を用いた曲線並列桁の崩壊荷重を表わす<sup>4)</sup>。ただし, 1スパンの並列桁については2の近似解析で示したように主桁の全塑性状態から求まる $P_{ps}$ と横桁の全塑性状態から求まる $P_{ps}$ の小さい方を採用する。なお, ( )は $\sigma_y=2800\text{ kgf/cm}^2$ ( $274\text{ MN/m}^2$ )なる供試体を, Remarkの $2 \times 2$ は2本の桁に各2点( $L/3$ 点)計4点に集中荷重を載荷する場合を表わす。供試体の表示例としてP3-580A/6を挙げるとPは並列桁(Sは单桁), 3は3スパン連続桁(1は单スパン), 580は軸線に沿った端支点間距離L(cm), Aは主桁間隔20cmの

Table 1 Small Scaled Box Beams and Their Test Data.

Series No.	L (m)	R (m)	$P_u$ (kgf)	$P_{ps}$ (kgf)	$P_{pp}$ (kgf)	Remark
SI-300/ $\infty$	3.00	$\infty$	504	(504)	(504)	2
SI-300/12	3.01	12	623	648	647	2
SI-300/6	3.03	6	555	648	644	2
SI-600/ $\infty$	6.00	$\infty$	239	(252)	(252)	2
SI-580/12	5.80	12	311	335	334	2
PI-300A/ $\infty$	3.00	$\infty$	507	(504)	(504)	2x2
PI-300A/6	3.00	6	422	357	306	2
PI-300B/6	3.00	6	279	213	204	2
PI-300C/6	3.00	6	739	648	703	2
S3-580/6	1.93	6	1845	2011	1985	2
P3-580A/6	1.93	6	1758	2011	1980	2x2

Note:  $P_u$ : Experimental Maximum Load

$P_{ps}$ : Plastic Limit Load by Simple Plastic Theory

$P_{pp}$ : Plastic Limit Load by Elasto-Plastic Analysis

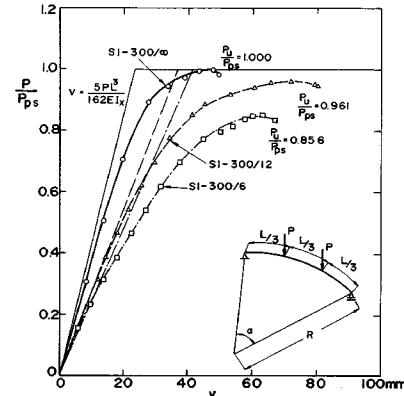


Fig. 3 Load-Deflection Curves (SI-300 Series).

横桁の種類(A:  $\phi 27.2 \times 2.7\text{ mm}$  鋼管, B:  $\phi 21.7 \times 2.6\text{ mm}$  鋼管, C:  $\phi 30.6\text{ mm}$  鋼棒, 取付けは下フランジ端より2cmの位置に隅肉溶接接合), 最後の6は主桁面外方向の曲率半径R(m)を表わす。

#### (2) 実験結果および考察

**Fig. 3** は弧長3mの単一曲線箱桁の作用荷重 $P$ と $L/3$ 点鉛直変位 $v$ の関係を示す。図中, ○, △および□印は水平方向の曲率半径 $R$ が,  $R=\infty$ , 12および6mの曲線桁の実験値を, 細い直線は両端単純支持の曲線桁の弾性理論値を表わす<sup>5)</sup>。図より, 実験値と理論値がよい一致を示し, その耐荷力値は曲率半径の減少とともに曲率の影響を無視した場合の単純塑性ヒンジ理論に基づく崩壊荷重 $P_{pp}=3M_p/L$ よりわずかに減少するが,  $R=6\text{ m}$ 程度ならばその強度は86%となっている。

**Fig. 4** は端横桁のみ有する2主並列曲線箱桁( $R=6\text{ m}$ )の作用荷重 $P$ と横桁に生じた補剛モーメント $M_{xc}$ の関係を示す。図中の細い実線は端横桁をばねに置換した場合に対応する。端横桁ケースA, Bの場合, まず端横桁に塑性ヒンジが発生し, 主桁の強度余力を残しながら崩壊メカニズムを形成した。一方, 横桁強度を十分確

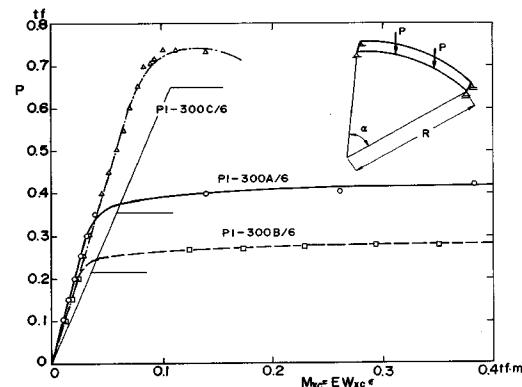


Fig. 4 Restraint Moment versus Applied Load.

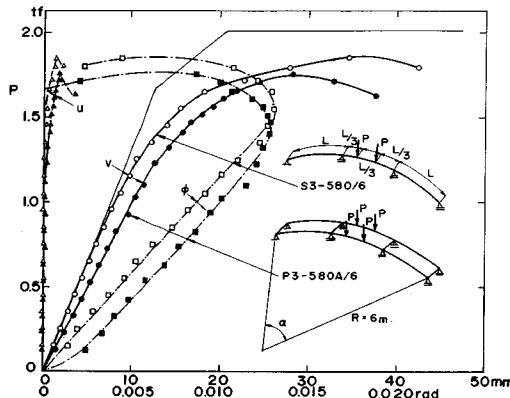


Fig. 5 Load-Deflection Curves (Continuous Beams).

保したケース C の場合、並列曲線桁を単純直線桁とみなした場合の崩壊荷重を十分上回った後、主桁載荷点部に局部座屈が発生し、その後、強度は低下する。

Fig. 5 は 3 スパン連続曲線箱桁（白印は単桁、黒印は並列桁）の作用荷重  $P$  と載荷点部の変位  $u, v, \phi$  の関係を示す。また、図中の細い実線は 3 スパン連続直線桁の単純塑性ヒンジ理論による作用荷重と  $L/3$  点鉛直変位の関係を表わす。なお、各支点の支持条件として単桁では 3 方向単純支持、並列桁では 2 方向単純支持 ( $u, v$  方向) を条件としたが、実験設備の不備により、単桁の端支点および並列桁の端支点で支持板の弾性変形が発生して、 $u$  は弾性支持となった。

角形鋼管を用いた 1/15 モデルの耐荷力実験を行って、支点部にのみ横桁を有する 2 主並列鋼モノレール桁の横ねじれ座屈安定性について検討を行った。鋼モノレール桁の横断面形は箱形断面であり、このような箱形断面ばかりの横ねじりに対して正規化した細長比  $\lambda$  は小さく (1/15 モデル桁では 0.31 から 0.46)，したがってその耐荷力値は Fig. 3 および Fig. 5 からもわかるように単純塑性理論による直桁としての崩壊荷重近傍の値となる。また、鋼モノレール桁モデルの曲率の影響を考慮した塑性ヒンジ理論による FEM 解析結果は、このような解析例の場合、直桁とした場合とほとんど異ならなかった。ただし、支点部のねじりを完全に拘束しない支点構造の場合、Fig. 4 のケース A, B からもわかるように支点部横桁の強度を十分確保しないと端横桁に塑性ヒンジが発生し、主桁が弾性状態のままでも崩壊メカニズムを形成する場合がある。

#### 4. 大型モデルによる耐荷力実験

次に、より実構造物に近い大型モノレール桁モデルを用いて、单スパン形式のもとでの耐荷挙動の検討を行う。

##### (1) 供試体および実験装置

Table 2 Large Scaled Box Girders and Test No.

Girders	Span Length $L$ (m)	Girder Length $L$ (m)	Radius of Curvature $R$ (m)
SA	7.0	7.2	∞
SB	7.0	7.2	∞
CA	7.0	7.2	30
CB	7.0	7.2	30
CC	7.0	7.2	30
R		2.0	30

No.	Type	Girders	Lateral Girder
1	Parallel Straight	SA+SB	I-148x100x6x9
2	Single Straight	SB	
3	Parallel Curved	CA+CB	I-148x100x6x9
4	Parallel Curved	CB+CC	I-100x50x5x7
5	Single Curved	CC	

実物大モデルとして、Table 2 に示すような直線桁 2 体、曲線桁 3 体、残留応力測定用桁 1 体の合計 6 体の單一箱桁を製作した。断面は、フランジ幅 226 mm、桁高 508 mm、ウェブ間隔 200 mm、フランジ厚 8 mm、ウェブ厚 6 mm、の 2 軸対称断面の箱桁で、材質はすべて SS 41 である。フランジプレートとウェブパネルとの隅肉溶接は脚長 6 mm である。主桁のダイヤフラムは両支点および載荷点に設け、スパンのおよそ 6 等分点にある。SA, SB は、スパン長 7 m の直線桁を示し、CA, CB, CC は曲率半径 30 m、両支点の箱桁中心曲線長が 7 m の曲線桁を示す。R は残留応力測定用の桁である。

実験では、これらの箱桁を組み合わせて並列の箱桁を作り、載荷を行う。直線桁では、SA 桁および SB 桁の両支点を I-148×100×6×9 mm の横桁で連結（以下これを No. 1 とよぶ）し、主桁間隔 1.2 m、スパン長 7 m の並列直線桁として、SA 桁の両支点から 2.25 m（約 1/3 分点）の所に 2 点集中荷重をかける（Fig. 6）。曲線桁では、まず、CA 桁および CB 桁を直線桁の場合と同様に両支点を I-148×100×6×9 mm の横桁で連結（以下これを No. 3 とよぶ）し、並列曲線箱桁として、CA 桁の両支点から 2.25 m（約 1/3 分点）の所に 2 点集中荷重をかけ、曲げ試験を行う。その後、横桁を切断し、もう 1 つの荷重のかかけられていなかった方の CB 桁を、

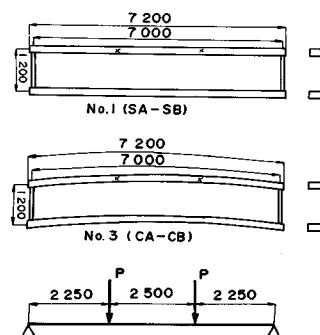


Fig. 6 Dimensions of Test Girder System.

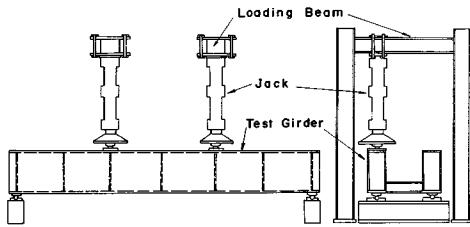


Fig. 7 Test Set-up.

CC 桁と一緒にし、今度は断面形状の違う横桁 (I-100 × 50×5×7 mm, No. 1 との曲げ剛性比 0.1) で連結 (以下これを No. 4 とよぶ) する。No. 3 と同様にして CB 桁に荷重をかけ、曲げ試験を行う。いずれの場合においても、横桁は主桁の下フランジ下面と横桁の下フランジ下面が一致する位置で、ウェブプレートに隅肉溶接されている。なお No. 1 と No. 3 は工場で横桁を主桁に溶接してある。No. 4 については、CB 桁に横桁の長さの約 1/5 が、CC 桁に残りの横桁が溶接されており、No. 3 での実験後、両者に付いている横桁を添接板を介してボルトで締めるという形式を探る。これは、横桁断面が小さく両者の断面を突き合わせて精度よく実験室で溶接を行いうのは困難であるためである。

実験装置の概要を Fig. 7 に示す。載荷用はりに 2 本のジャッキ (各最大荷重 35 tf, MTS 製) をつり下げ、上から供試体を押し下げるかたちで荷重をかける。載荷点においては、主桁上の半球および単列フラットゲージを用いて、主桁に生じる横方向の変形およびねじり変形を拘束することなく、かつ、荷重が常に鉛直下方にかかるように Fig. 8 に示すような構造を採った。支点の支持方法として、Fig. 9 に示すような構造を採用する。すなわち、供試体に、上シューとして円錐形の凹を設けた鋼板をつけ、架台には下シューとして、載荷桁には、V 形の溝を設けた鋼板を、もう一方の非載荷桁の方には平らな鋼板を取り付け、それぞれ上シューと下シューの間に 2 インチの鋼球を入れたものである。これにより、支点

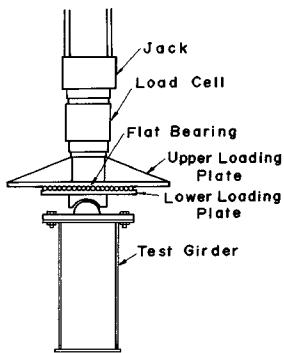


Fig. 8 Loading System.

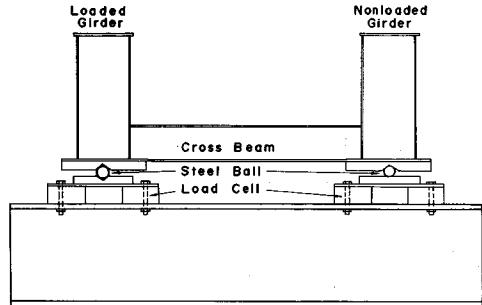


Fig. 9 Support System.

としては、面内面外とも単純支持の条件を完全に満足させ、支点部のねじりに対しては、主桁間に渡した横桁の曲げでのみ抵抗させることにした。また、載荷桁、非載荷桁それぞれの片支点にロードセルを設けた。

## (2) 載荷方法

直線並列桁では、荷重偏心の影響を調べるために 3 種の載荷実験を行う。まず、圧縮フランジの幅の中心線上に荷重をかけ、弾性域内である 5 tf まで載荷した時点で除荷する。その後、載荷点を断面中心点より並列桁の内側に 5 cm 偏心させ、同様に 5 tf まで載荷した後除荷する。最後に、載荷点を中心線より並列桁の内側に 10 cm (ウェブ上) 偏心させて、最高荷重に達するまで荷重をかける。曲線並列桁では、桁の中心線上にのみ荷重をかける。本載荷の前に、実験装置とのなじみをよくし測定装置がうまく作動するかどうかチェックするため、予備載荷の後、本実験では荷重段階の初期において荷重制御により約 1 tf 刻みで荷重をかける。その後、荷重-変形関係に線形性がなくなった時点で変位制御に切り換え、スパン中央の水平および鉛直変位のうち、どちらか卓越した方を制御するようにジャッキを操作する。最高荷重に達した後もしばらくは載荷を続け、桁の変形がある程度大きくなり荷重が下がった時点で除荷を行った。

## 5. 実験結果とその考察

### (1) 断面寸法および引張試験

断面寸法の測定値およびそれから求まる断面の諸係数の値を Table 3 に示す。

Table 3 Cross-Sectional Properties of Box Girders.

Types	$t_f$ (mm)	$b$ (mm)	$t_w$ (mm)	$d$ (mm)	$K_T$ ( $\text{cm}^4$ )	$I_x$ ( $\text{cm}^4$ )	$I_y$ ( $\text{cm}^4$ )	$I_w$ ( $\text{cm}^4$ )	Remarks
S A	7.97	22629	5.56	509	17545	33747	7064	586101	
S B	7.98	22679	5.66	509	17858	34023	7197	582407	
C A	7.99	22649	5.55	509	17562	33799	7073	589651	
C B	7.96	22564	5.57	509	17463	33676	7022	582169	
C C	8.12	22803	5.55	509	17859	34296	7212	609598	
Ave	8.00	22665	5.58	509	17657	33908	7114	589985	
Nominal	8.00	22600	6.00	508	18462	34512	7445	555720	

$t_f$  : Flange Thickness

$K_T$  : Torsional Constant

$b$  : Flange Width

$I_x$  : Moment Inertia about Major Axis

$t_w$  : Web Thickness

$I_y$  : Moment Inertia about Minor Axis

$d$  : Beam Depth

$I_w$  : Warping Moment Inertia

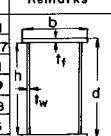


Table 4 Mechanical Properties of Steel.

Coupons	E ( $\times 10^6 \text{kgf/cm}^2$ )	$\sigma_y$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	$\sigma_u$ ( $\text{kgf/cm}^2$ )	v	$E_{st}$ ( $\times 10^6 \text{kgf/cm}^2$ )	$\epsilon_{st}$ ( $\times 10^{-4}$ )	$\Delta l$ (%)
Flange							
SA-F	2.119	2 606	4 256	0.259	0.0329	20 310	28.0
SB-F	2.123	2 536	4 294	0.260	0.0319	18 435	27.5
CA-F	2.131	2 599	4 299	0.259	0.0299	15 280	26.3
CB-F	2.124	2 408	4 151	0.255	0.0298	15 398	30.5
CC-F	2.107	2 559	4 248	0.254	0.0296	17 740	28.1
Ave	2.121	2 542	4 250	0.257	0.0308	17 433	28.3
Web							
SA-W	2.147	3 326	4 077	0.246	0.0143	16 113	25.0
SB-W	2.176	3 186	4 009	0.254	0.0151	18 966	23.5
CA-W	2.148	3 262	4 046	0.246	0.0294	22 666	24.0
CB-W	2.162	3 210	4 023	0.257	0.0167	18 776	22.5
CC-W	2.145	3 329	4 101	0.254	0.0203	21 113	24.5
Ave	2.156	3 263	4 051	0.251	0.0192	19 527	23.9

Note:  $1 \text{kgf/cm}^2 = 98 \text{KN/m}^2$

引張試験によって得られた鋼材の機械的性質を Table 4 に示す。試験片の応力-ひずみ関係を弾性域、塑性流れ域、ひずみ硬化域の 3 つの領域に分け、おのおのの領域において応力とひずみ関係から弾性域での直線の傾きをヤング係数  $E$ 、ひずみ硬化域での直線の傾きを初期ひずみ硬化係数  $E_{st}$ 、塑性域での応力の平均値を降伏応力  $\sigma_y$ 、ひずみ硬化域での直線の立ち上がりの点におけるひずみの値を硬化開始ひずみ  $\epsilon_{st}$  とする。

#### (2) 初期変形

初期変形の測定結果を Table 5 に示す。表中、 $\delta_{sc}$  は圧縮フランジの桁軸方向の初期変形（いわゆる初期曲がり）を、 $\delta_{sp}$  は圧縮フランジパネルの桁横断面方向の初期変形を、 $\delta_{wp}$  はウェブパネルの桁横断面方向の初期変形を表わし、測定値の絶対値を表の 3 行目に示す設計許容限界値<sup>6)</sup>で無次元化して表わす。直線桁 (SA, SB 桁) の最大初期変形は許容値の 50 % 程度と小さな値であった。なお、曲線桁については、初期変形と曲がりの区別がつかないため、初期曲がりとして扱った。

Table 5 Geometrical Imperfections.

Type	Upper Flange		Web Panel		
	$(l\delta_{fd})_{max}$	$(l\delta_{fp})_{max}$	$(l\delta_{wp})_{mean}$	$(l\delta_{wp})_{max}$	
Straight Girders	SA	0.39	0.26	0.46	0.78
		0.55	0.34	0.59	0.78
Curved Girders	CA	—	0.11	0.60	1.02
		—	0.11	1.26	1.81
	CC	—	0.98	1.40	2.35

#### (3) 残留応力

残留応力の測定結果を Fig. 10 に示す。図中、(a) および (b) は 2 断面で測定した実測分布を示し、その分布形は溶接箱形断面桁特有の残留応力分布形を表わす。

#### (4) 曲げ試験

No. 1 から No. 4 の各載荷桁のスパン中央における荷重-変形曲線を Fig. 11 から Fig. 14 に示す。図中の細い実線および 1 点鎖線はそれぞれ、No. 1 および No. 2 では両端で単支持された單一直線桁と仮定したときの、No. 3 および No. 5 では同じく両端単純支持の單一曲線桁と仮定したときの弾性理論により求めた鉛直方向変位

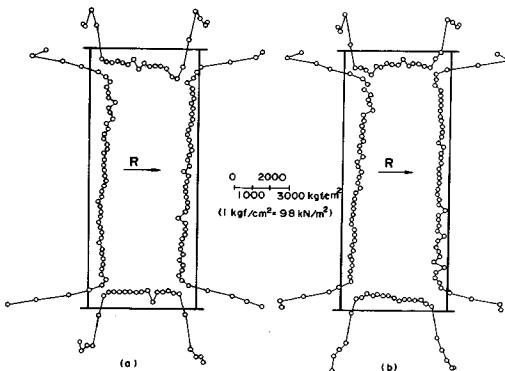


Fig. 10 Measured Residual Stress Distributions.

およびねじり角を示す。No. 1 および No. 3 では、荷重段階の初期において、鉛直方向変位は理論値とよく一致しているがねじり角は理論値よりも大きめの値となっている。これは理論値は両端単純支持と仮定して求めているのに対し、供試体ではねじりに対して横桁のみで拘束されているため、単純支持の場合に比べてねじりに対しては抵抗が弱く、そのため実測値が理論値よりも大きめの値となった。

No. 1 では、最高荷重に達した時点で圧縮フランジの載荷点とスパン中央の中点よりやや中央寄りの所で局部座屈が発生した。No. 1 の桁の最終崩壊形式は、この圧縮フランジの局部座屈によっているが、フランジの幅厚比およびひずみの実測値から考えると、等曲げ区間のフランジは完全に降伏領域に達しており、ほぼ主桁の断面性能を使い切っていることがわかる。このとき、横桁の長手方向の応力分布は、まだ直線分布しており、その最大値も弾性範囲内であり、主桁の回転拘束としての機能は十分果たしている。

Fig. 12 は単純支持直線箱桁 (No. 2) の曲げ試験結果を示し、図中の荷重・変形関係は Fig. 11 とほぼ同様な

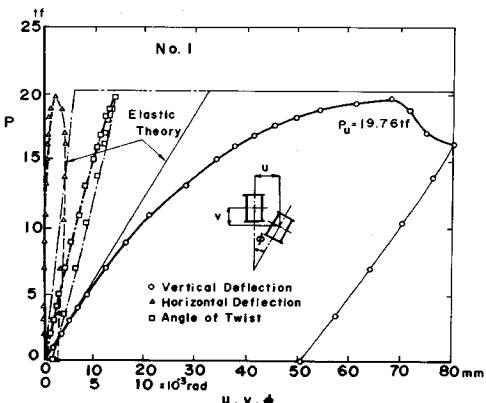


Fig. 11 Load-Deflection Curves (No. 1).

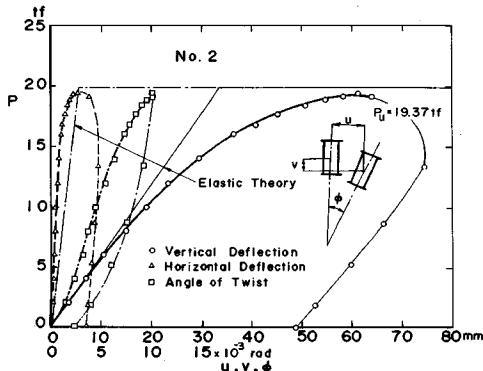


Fig. 12 Load-Deflection Curves (No. 2).

荷重・変形関係を表わしている。No. 1 では Fig. 9 に示すように実際の橋梁に用いられているような単純支持方式とし、支点部のねじりは端横桁により拘束される。一方、No. 2 は上下フランジを単純支持することにより変形  $u, v, \phi$  とともに単純支持となるようにしている。Fig. 11 と Fig. 12 の荷重・変形関係がほぼ同様なことより、実際に用いられている Fig. 9 の支持方法が実用的には面外単純支持、すなわち各桁が  $u, v, \phi$  2 方向に単純支持された单桁とみなしてもよいということがわかる。

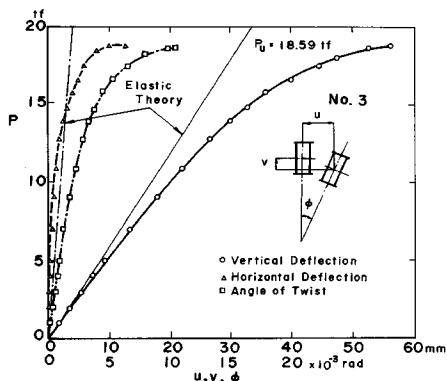


Fig. 13 Load-Deflection Curves (No. 3).

No. 3 の実験結果では、最高荷重に達してすぐに横桁と主桁のウェブとの接合溶接線が引張側で割れて終わっているが、すでに主桁の等曲げ部および横桁と載荷桁との接合部付近は降伏域に達しており、主桁および横桁ともその断面性能を十分発揮したといえる。この横桁断面は、実際のモノレール桁の種々の荷重の組合せの応力解析を行い、最も危険な場合の応力が許容応力に収まるようにして決定された曲げ剛性に近いものを使っている。実験結果から、この横桁が許容応力範囲以内のみでなく主桁の最終耐荷力に至るまで主桁端部の回転拘束の機能を十分果たしていることがわかった。

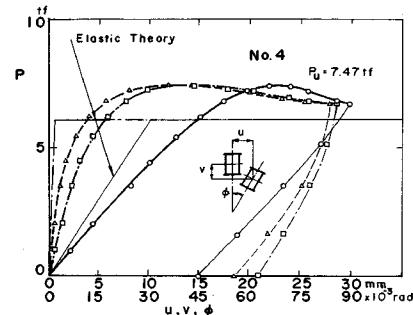


Fig. 14 Load-Deflection Curves (No. 4).

No. 4 では、荷重段階の初期から單一桁の弾性理論との間にずれがみられる。また、最高荷重も、No. 1 および No. 3 の最高荷重に比べて 40 % 程度の値となっている。これは、横桁の面内曲げ剛性が No. 3 に比べ約 17 % と極端に小さいため、載荷主桁のねじれ変形を拘束することによって発生する横桁の曲げ応力が大きくなり、横桁端部に塑性ヒンジが形成され、さらに変形が大きくなるに従って塑性ヒンジの発生した点で圧縮フランジの局部座屈変形が発生した。

単純支持曲線箱桁 (No. 5) の荷重-変形曲線図はこれを省略する。No. 5 は No. 2 と同じ支持方法を用いて曲げ試験を開始したが、曲線桁のため小さな荷重段階から支点部に大きな拘束ねじりモーメントが発生し、ねじりを拘束する支持スタッドが作用荷重  $P = 11$  tf を越えた段階で塑性変形して大きく曲がったため、荷重を除荷した。

Fig. 15 は曲線箱桁 No. 3 および No. 4 の作用荷重と桁中央部における面内曲げひずみ  $\epsilon_x$ 、面外曲げひずみ  $\epsilon_y$  およびそりひずみ  $\epsilon_w$  の関係を示す。図より面内曲げひずみに比べて面外曲げひずみおよびそりひずみは無視できる程度に小さいことがわかる。このことより、縦長の断面形状をもつ箱桁においても通常の箱桁のようにそり

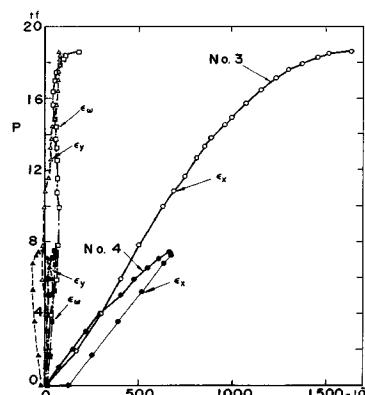


Fig. 15 Load-Strain Curves.

Table 6 Summary of Test Results.

No.	$M_y$ (tf.m)	$M_p$ (tf.m)	$P_u$ (tf)	$P_{ps}$ (tf)	$P_{pp}$ (tf)	$P_u/P_y$	$P_u/P_{ps}$	$P_u/P_{pp}$
1	34.56	46.03	19.76	20.46	20.46	1.29	0.97	0.97
2	33.90	44.91	19.37	19.96	19.96	1.29	0.97	0.97
3	34.52	45.57	18.59	20.25	20.20	1.21	0.92	0.92
4	31.86	44.11	7.47	6.62	6.61	0.53	1.13	1.13
5	34.49	46.16	(11.41)	20.52	20.44	(0.74)	(0.56)	(0.56)

Note  $P_y$ : Elastic Limit Load of Main Girder (1tf=9.8kN)

ねじりの影響は考慮しなくてもよいことがわかる。

No. 1 から No. 5 までの実験から得られた各桁の最高荷重をまとめると Table 6 となる。表中,  $M_y$  は主桁の降伏モーメントを,  $M_p$  は Table 4 に示すフランジおよびウェブ降伏応力から求めた主桁の全塑性モーメントを示し,  $P_u$ ,  $P_{ps}$  および  $P_{pp}$  は Table 1 の場合と同様である。なお、表中の ( ) は主桁端部のねじり拘束装置の不良により、それ以上荷重が上がらなくなつた実験最高値を表わす。No. 4 の実験値は  $P_{ps}$  および  $P_{pp}$  より大きな値となつた。これは横桁強度が小さいため、解析では横桁軸線と主桁軸線の交点で塑性ヒンジが発生するのに對して実験では横桁と主桁の取付け部（軸線より 10 cm 内側）で塑性ヒンジが発生するためである。

## 6. 結 論

中間横構を省き両支点部でのみ横桁で連結された新しい構造の跨座型モノレール用鋼製軌道桁の耐荷力および変形性状を明らかにするために、1/15 モデルおよび 1/3 モデルの耐荷力実験を行つた。実験結果から次のことが明らかになつた。

(1) 直線並列箱桁の偏心載荷実験および曲線並列箱桁の荷重-変形関係から、桁高が大きくフランジ幅が小さいこの種の箱桁は、端部の回転拘束さえ満足されれば、実用的なスパン構成の場合、I 形断面桁の横ねじれ座屈

変形のような不安定な横方向変形およびねじれは発生しないことがわかつた。

(2) モノレール桁に用いられるような桁高が大きくフランジ幅が狭い箱桁断面においても、そり応力が小さいという箱桁断面の特徴は変わらず、設計においてもそり応力は無視できるものである。

(3) 実験結果の耐荷力および変形性状より、中間横構を、省略し両端の横桁だけで連結される新しいタイプの並列箱桁は、モノレール軌道桁として採用可能である。

本研究により、中間横構を省き両支点部でのみ横桁で連結された跨座型モノレール用鋼製軌道桁の横方向への不安定現象に対する安全性が確認された。この新しいタイプのモノレール軌道桁の採用にあたつて、今後、一次部材としての横桁および取付け部の細部設計に関する検討が必要である。

## 参 考 文 献

- 1) 田村周平：跨座型モノレール鋼製軌道桁の設計について、土木学会論文集、第 356 号、pp. 537~546、1985 年 4 月。
- 2) 西田 進・福本勝士：はりの横倒れ座屈挙動に関する一簡易算定法、土木学会論文報告集、第 328 号、pp. 11~18、1982 年 12 月。
- 3) 西田 進・福本勝士：2 主並列桁（側道橋）の補剛設計法に関する基礎的研究、土木学会論文集、第 374 号 / I-6、pp. 329~337、1986 年 10 月。
- 4) 渡辺 昇・林川俊郎・岡田泰三：薄肉 I 形断面をもつ曲線格子桁の弾塑性解析に関する研究、北海道大学工学部研究報告、第 126 号、pp. 1~14、1985 年。
- 5) 倉西 茂：鋼構造、技報堂出版、1974 年。
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編、II 鋼橋編、丸善、昭和 55 年 2 月。

(1987.11.18・受付)