

PS I - 4 跨座式モノレール用鋼曲線箱桁の耐荷力特性に関する実験的研究

琉球大学 正員 有住 康則
 琉球大学 正員 矢吹 哲哉
 (株) 宮地鐵工所 正員 佐藤 浩明

1. まえがき

近年、都市新交通システムとしてモノレールが注目され各地で建設あるいは導入計画が行われている。モノレール軌道桁としては、一般にPC桁で設計されることが多いが、曲線長大スパン部においては非常に縦長断面の鋼曲線箱桁が用いられている。鋼曲線箱桁の弾性挙動については多くの研究が行われているが、終局挙動や耐荷力に関する研究は少なく十分に検討されていないのが現状である。そこで本研究では、モノレール用鋼曲線箱桁について静的破壊試験を行い、終局時の変形及び応力特性を調べ、特に、断面変形が曲線箱桁の耐荷力に及ぼす影響について検討を行った。

2. 実験方法

供試体—実験は、曲率半径12m、中心角 30° の供試体2体（MODEL M-1、M-2）を用いて行った。供試体の断面形状及び諸量を図-1に示す。断面の高さと幅の比は4である。M-1桁は中間ダイアフラムをスパン中央に1枚、M-2桁は中間ダイアフラムを等間隔に5枚配置した。実験に用いた供試体は、現在沖縄県那覇市で導入が計画されているモノレール用鋼曲線箱桁の1/4スケールサイズの断面の模型桁である。

支持状態及び載荷方法—本実験では、支点は曲げに対して単純支持、ねじれに対して固定の条件で設計を行った。荷重は一点集中荷重としてスパン中央に載荷を行った。なお、載荷点では横方向の変形を拘束しない載荷装置を考案し使用した。

3. 実験結果及び考察

直応力度分布—弾性荷重載荷時の直応力度の分布状態をそれぞれの桁について図-2、3に示す。図中(a)は曲げ応力度の理論値、(b)は曲げねじれによるそり応力度の理論値、(c)は断面変形によって生じたずり応力度のBEFアナロジー¹⁾を用いた数値解析結果、及び(d)は以上の計算結果の合応力度と実験結果との比較である。計算結果と実験結果はよく一致していると思われる。M-1桁の様に中間ダイアフラムの数が少ない場合、断面変形によって大きなずり応力度が生じている。断面変形によるずり応力度が大きいと早期に降伏が生じ、桁の

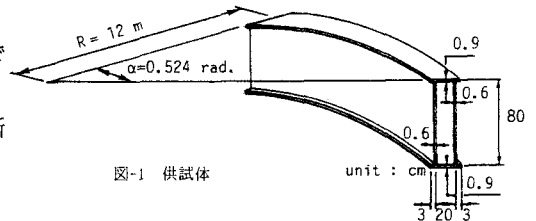
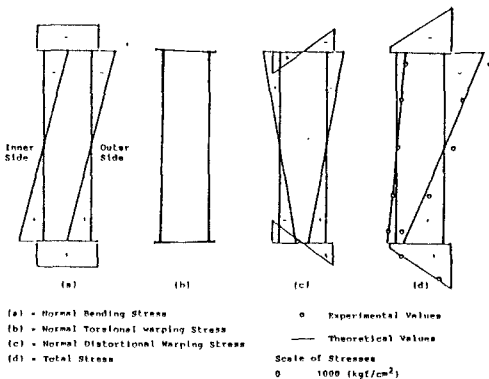
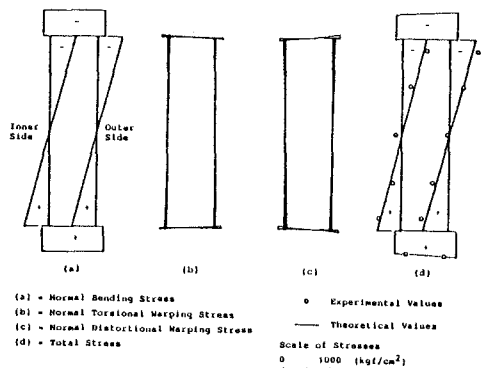


図-1 供試体

図-2 直応力度分布 (M-1桁、 $P=95.47\text{ kN}$)図-3 直応力度分布 (M-2桁、 $P=96.58\text{ kN}$)

断面剛性が低下するものと考えられる。

変形性状—荷重とスパン中央のたわみの関係を図-4、5に示す。ここで、荷重は、断面変形の影響を考慮せず曲げと曲げねじりのみの影響を考慮した線形理論によって得られた弾性限界荷重 $P_y=480\text{ kN}$ によって無次元化されており、たわみはスパン長 $L=6.28\text{ m}$ によって無次元化されている。同図には、非線形有限要素解析²⁾によって得られた結果も併示されている。なお、同解析では断面変形の影響は考慮されていない。図-4から明らかなように、M-1桁では $P=0.867P_y$ までは線形挙動を示しており、最大荷重は $P_{\max}=0.933P_y$ であった。一方、図-5から明らかなように、M-2桁では $P=1.173P_y$ で最大荷重に、 $P=1.106P_y$ で崩壊に至っている。M-2桁では解析結果($P_{\max}=1.202P_y$)と実験結果の最大荷重はほぼ一致していると思われる。

ひずみ分布—図-6、7に中央断面外側ウェブの荷重と直ひずみの関係を示す。同図には断面変形を考慮した線形理論による計算結果も示してある。図-6から明らかなように、初期の荷重段階より計算結果と実験結果の間に多少差が見られるが、これは計算においてウェブの面外変形の影響を考慮していないことによると考えられる。図-7から明らかなように、M-2桁では荷重が $P=0.573P_y$ の時ウェブの圧縮部において局部座屈が生じた。

終局強度—表-1に二つの桁の弾性限界荷重、局部座屈荷重及び終局荷重の値を示す。二つの供試体とも最終的には圧縮部のフランジとウェブの連成座屈によって破壊した。なお、本実験では桁の横倒れ座屈は生じなかった。実験で得られた終局荷重の値は、M-1桁で 448 kN 、M-2桁で 563 kN であった。両者の差は断面変形の影響の大きさの違いによって生じたものと考えられる。

4. あとがき

跨座式モノレール用鋼曲線箱桁の耐荷力特性を調べるため1/4モデルの供試体2体について静的破壊試験を行った。実験の結果、中間ダイアフラムの配置数が少ない場合、断面変形の影響によって桁の耐荷力が低下することが明らかとなった。

謝辞—本実験計画において沖縄県土木建築部都市モノレール対策室より貴重な御助言を賜った。また、本実験に用いた供試体及び載荷装置は桜田機械工業㈱、(株)東京鉄骨橋梁製作所、(株)春本鐵工所、(株)宮地鐵工所より提供していただいた。各位に深謝致します。

表-1 降伏荷重及び終局荷重

Model		P_y		P_d		P_l		P_u	
		Analytical	Experimental	Analytical	Experimental	Analytical	Experimental	Analytical	Experimental
Actual	M-1	285 kN	—	—	—	416 kN (W/F)	—	—	448 kN
	M-2	499 kN	—	—	—	275 kN (W)	—	—	563 kN
Idealized	curved	480 kN	—	—	—	—	—	577 kN	—
	straighten	517 kN	630 kN	465 kN (W)	—	—	—	630 kN	—

Note : P_y = elastic limit load, P_d = full plastic load, P_l = local buckling load
Idealized = non cross-sectional-deformed, (W) = web plate buckling
(W/F) = interaction buckling

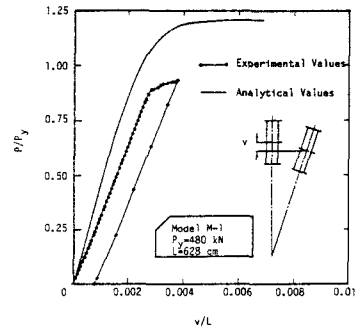


図-4 荷重—たわみ関係 (M-1桁)

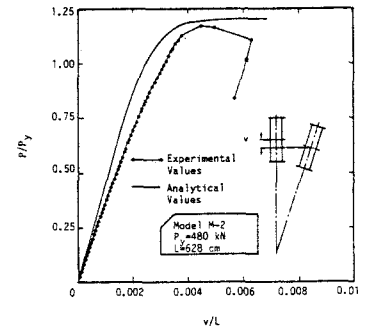


図-5 荷重—たわみ関係 (M-2桁)

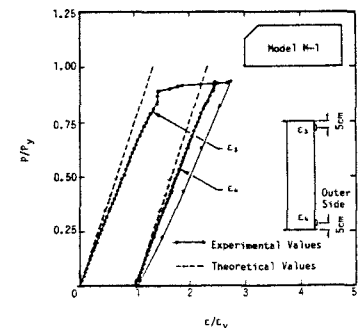


図-6 荷重—ひずみ関係 (M-1桁)

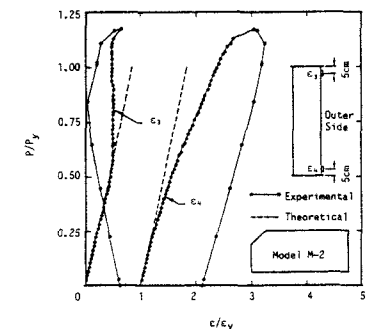


図-7 荷重—ひずみ関係 (M-2桁)

参考文献 1) Dabrowski, R. : Curved thin-walled girder, Springer-Verlag, 1968.

2) 倉西・矢吹：鋼アーチ橋の極限強度に及ぼす横構剛性の影響について、土木学会論文報告集、No. 305、1981年1月。