

大阪大学大学院 学生員 中村 滋
 大阪大学工学部 正会員 前田 幸雄
 大阪大学工学部 正会員 林 正

1. まえがき 現在着工中の大三島橋(本州四国連絡橋尾道～今治ルート)は、新しい形式のアーチ橋であり、その構造特性はよく知られていないので報告する。¹⁾本研究で用いた解析方法は、マトリックス法による1)影響線解析、2)有限変位解析、3)弾性座屈解析、4)弾塑性有限変位解析であり1), 4)については平面解析のみ行った。

2. 解析データ 本橋は支間長297mの中路式側タイ付2ヒンジ鋼アーチ橋とよばれる新しい形式であり、その構造形式を図-1に示す。なお、次のようなモデルに対しても計算を行った。

平面解析においては、

M-1: 実橋と同じ形式²⁾

M-2: M-1において、片側の側タイの効果を期待しない形式。

M-3: M-1において、構造形状に初期不整が存在する場合。

立体解析においては、

M-1*: 実橋と同じ形式²⁾

M-2*: M-1*において、コンクリート床版の剛性を無視した形式。

M-3*: M-1*において、片側の側タイの効果を期待しない形式。

M-4*: M-3*において、コンクリート床版の剛性を無視した形式。

荷重は、死荷重、等分布活荷重、等価な線荷重に置き換えたTT荷重、及び、風荷重、地震荷重である。

3. 影響線解析 影響線解析における解法①は、

表-1 影響値の非線形性 (%)

通常の線形の影響線による解、解法②は、死荷重載荷状態における接線剛性を用いた解で線形化影響線である。解法③は、解法②において収束計算を行

Point Solution	Arch rib						Tie	
	max δ	maxMy	minMy	min σ_{11}	min σ_7	min σ_7	maxN	minN
② Linearize	25.4	18.8	22.8	17.3	17.0	6.0	12.0	
③ Non-Linear	26.4	19.2	22.5	17.8	18.7	6.0	12.0	

表-2 重ね合せによる誤差 (%)

に厳密な非線形影響線の値である。表-1は、TT荷重による影響値の絶対最大、最小値を解法①による値に對

Point Solution	Arch rib						Tie	
	max δ	maxMy	minMy	min σ_{11}	min σ_7	min σ_7	maxN	minN
② / Unif. (N-L)	-2.2	-2.0	-1.2	-1.8	-2.2	-0.8		
③ / Unif. (N-L)	-1.3	-1.3	-1.2	-1.1	-0.9	-0.6		

する増加率で表わしたものである。これより、影響値には20~30%の非線形性が生じており集中荷重については通常の影響線を用いることはできないが、線形化影響値を用いればその誤差は1~2%である。等分布活荷重による値を各種の影響値と重ね合わせて求め、厳密な値に対する誤差を示したのが表-2であり、この表より、等分布活荷重について重ね合せの原理を適用することができると考えられる。

4. 弾性座屈と幾何学的非線形性

表-3は、死荷重載荷の場合の弾性座屈荷重を示し、カッコ内は面外方向の最大変位の鉛直変位の最大値に対する比である。表より、すべての構造形式において、第1、第2モードは面内座屈である。

面外荷重による

表-3 弾性座屈荷重

表-4 面外荷重による非線形性 (%)

たわみ、部材力の最大、最小が生じる点における非線形性を示したのが表-4で、大体

Mode No. Model	1	2	3
M-1*	5.215 (3.4)	8.243 (4.3)	9.914 (88.8)
M-2*	4.833 (3.1)	7.667 (3.6)	9.580 (92.7)
M-3*	2.899 (0.7)	5.511 (4.8)	8.692 (10.2)
M-4*	2.677 (0.8)	5.097 (4.3)	8.153 (7.9)

Member Model	Load	Arch rib				Tie		Portal	
		maxV	minN	maxMy	maxMz	minN	maxQy	maxQy	maxMz
M-1*	EQ	4.9	2.6	15.7	1.2	3.2	8.8	8.8	
	D+EQ	4.8	0.8	8.2	1.2	5.0	9.0	8.6	
	W	4.3	3.0	14.5	5.8	3.4	5.7	8.4	
	D+W	4.3	0.9	7.7	5.9	5.6	5.9	5.8	
M-2*	EQ	5.7	3.0	17.8	10.4	4.5	10.6	10.7	
	D+EQ	5.6	1.1	16.0	9.9	9.2	10.7	10.3	
	W	4.9	3.2	16.1	6.9	5.1	6.8	6.9	
	D+W	4.9	1.1	8.8	6.9	11.1	7.0	6.9	

5~10%の非線形性が生じているが、アーチリブの面内モーメント M_y では15~18%に達している。また $M-1^*$ の値に対する $M-2^*$ の値の増加率を表-5に示す。これより床版の影響は著しく、タイにおいて最も顕著に現われており床版の剛性を考慮することによって軸力が50%近く増加している。

表-6は、設計荷重による最大たわみ、最大モーメントが生じる点の面内非線形性を示し、表-7は、 $M-3$ の $M-1$ に対する比を示している。これらより、面内非線形性は、約25%生じており、さらに不整量の最大値が支間の $1/1000$ の場合には、死荷重のような対称分布荷重が作用する時は、曲げモーメントが約2.2倍になることがわかる。

5. 終局耐荷力 図-2, 3にたわみの大きな節点の荷重変位曲線と最高荷重に達した時の塑性域の状況を示す。また表-8に種々の荷重ケースについて降伏荷重と最高荷重に達した時の荷重倍数 α_y と α_{max} の値を示す。地震荷重が作用する場合には、普通

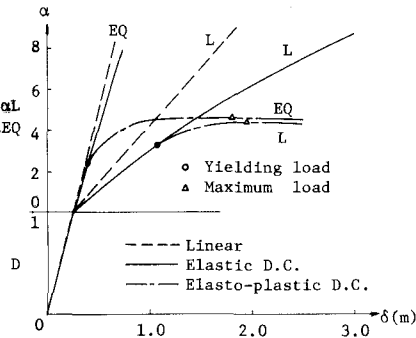


図-2 荷重変位曲線

表-5 コンクリート床版の剛性による影響 (%)

Member	Arch rib				Tie		Portal	
	max V	min N	max M_y	max M_z	min N	max M_y	max M_z	
EQ	19.0	22.2	61.7	19.8	-41.2	17.7	18.4	
D + EQ	17.6	6.0	0.4	13.0	-43.9	17.4	17.5	
W	12.8	20.1	1.5	7.7	-42.0	6.6	4.0	
D + W	12.1	5.2	0.2	8.8	-45.3	6.3	6.8	

表-6 設計荷重による非線形性 (%)

Model	Load	D			D + L			D + EQ		
		max δ	max M_y	min M_y	max δ	max M_y	min M_y	max δ	max M_y	min M_y
M - 1		2.4	8.2	-0.02	13.3	23.2	19.8	5.0	17.2	15.4
M - 2		55.2	103.2	—	41.7	46.3	49.8	38.5	67.3	58.8

表-7 初期不整の影響 (%)

Model	Load	D			D + L		
		max δ	max M_y	min M_y	max δ	max M_y	min M_y
M - 3 (10^{-4})		0.6	3.4	12.2	2.6	4.1	3.8
M - 3 (10^{-3})		19.1	123.7	126.6	24.9	39.2	37.7

表-8 荷重倍数

Load	αD		$\alpha(D + L)$		$D + \alpha L$		$1.3D + \alpha L$	
	α_y	α_{max}	α_y	α_{max}	α_y	α_{max}	α_y	α_{max}
M - 1	2.964	3.012	1.787	1.929	3.261	4.354	2.663	3.480
M - 2	2.118	2.118	1.434	1.487	2.222	2.764	1.670	1.927
M - 3 (10^{-3})	2.359	2.424	1.560	1.714	2.821	3.901		
M - 3 (10^{-4})	2.869	2.923	1.760	1.903	3.215	4.307		
Load	$\alpha(D + EQ)$		$D + \alpha EQ$		$1.3D + \alpha EQ$			
	α_y	α_{max}	α_y	α_{max}	α_y	α_{max}		
M - 1	2.328	2.656	2.378	4.609	2.372	4.364		
M - 2	1.412	1.528	2.161	2.432	1.618	2.135		

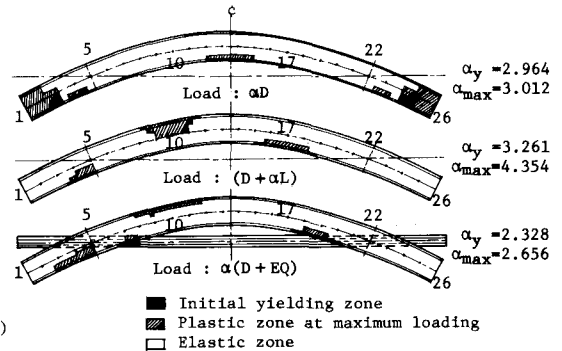


図-3 塑性域分布図

鋼を使用しているタイの中間部から降伏が始まることがわかる。なお、本研究で用いた弾塑性有限変位解析法とプログラムの精度を模型実験により確かめ、最高荷重についての誤差は1~4%であった³⁾。

6. 結論 (1) 活荷重による最大応力を求める時には、死荷重載荷状態における影響線を用いる必要がある。影響値の重ね合せによる誤差は、2%程である。(2) 設計荷重による幾何学的非線形性は、面内荷重により最大25%、面外荷重により15%程現われる。(3) 立体座屈解析より、死荷重に対しては面外方向への不安定現象は生じないと考えられる。(4) 終局耐荷力を荷重倍数で表わした場合、面内荷重について約2倍以上ある。(5) 地震時などにおいて片方の側タイの効果が期待できない場合でも、荷重倍数は1.5倍ある。(6) アーチリブの形状寸法における初期不整の影響は、その最大値が支間長の $1/1000$ 以上あるときには考慮しなければならない。(7) コンクリート床版の剛性を無視しても必ずしも安全側にはならない。

なお、本研究は本州四国連絡橋公団の委託により行ったものである。計算には、センチュリー・リサーチ・センター(株)所有のCDC-6600を使用した。記して謝意を表する。

1) 前田・林・松井：大三島橋に関する研究報告書，昭和51年3月。 2) 本州四国連絡橋公団：大三島橋実施設計(その4)，昭和49年4月。 3) 前田・林・松井：大三島橋の実験的研究，本講演概要集。