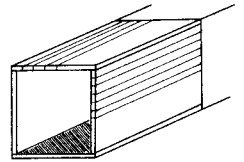


大阪大学工学部 正会員 前田 幸雄
 大阪大学工学部 正会員 林 正
 大阪大学工学部 学生員 有岡 謙一

1. まえがき アーチ橋の耐荷力の研究は比較的古くから行なわれてきているが、変形の影響及び塑性域の拡がりも考慮し、さらに面外荷重を受けるアーチ橋の耐荷力については、まだ十分に明らかにされていない。そこで、本報告では、これらの影響を考慮したアーチ橋の立体解析を行ない、耐荷力についての性状を調べた。

2. 解析手法 増分形の仮想仕事の原理より誘導した平衡方程式をもとに、マトリックス変位法を用いた立体アーチの弾塑性大変形解析¹⁾を行なった。塑性域の拡がりも考慮するため、図-1に示すように一要素内をさらに細分割する断面分割法を用いる。解析仮定は文献¹⁾と同じである。



3. 数値解析法 (1)荷重増分量及び降伏域: 断面形状不変の仮定より、 z 軸応力状態であるから、仮の荷重増分 ΔP に対する弾性の細分割要素の平均応力増分 $\Delta\sigma_i, \Delta\tau_i$ が得られると、ミーゼスの降伏条件は、許容誤差 ε_p をとり、

$$(\sigma_i + n_1 \Delta\sigma_i)^2 + 3(\tau_i + n_2 \Delta\tau_i)^2 = \sigma_y (1 + \varepsilon_p)^2$$

となる。これより、各細分割要素の n_i を求め、真の荷重増分量を $n_{i, \min} \Delta P$ とする。この新しい荷重増分に対し、計算をやりなおし、細分割要素の相当応力が降伏範囲内に含まれているならば降伏と判定する。

(2)崩壊: 接線剛性行列の行列式の値が零もしくは負になったときに崩壊と判定する。もしくは、それ以前に一断面の細分割要素がすべて塑性化した場合も崩壊と判定する。

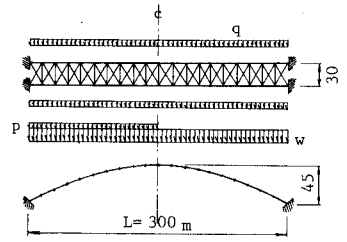


図-2 構造形式・荷重

4. 入力データ (1)構造形式: 図-2に示す薄肉断面による放物線固定アーチの断面諸量を表-1に示す。なお、ブレース材は固定端側3パネルまでは中央部の2倍の断面積を用いている。また、アーチリブの断面形状を図-3に示し、フランジ・ウェブとも各10等分割の細要素に分けた。

表-1 断面諸量

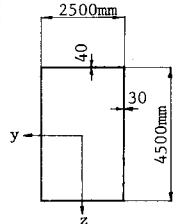
Arch	$A = 0.47 \text{ m}^2; J = 1.44277 \text{ m}^4$
Rib	$I_y = 1.4638 \text{ m}^4; I_z = 0.52501 \text{ m}^4$
Strut	$A = 0.047 \text{ m}^2; I_y = 0.73 \text{ m}^4$
Bracing	$A = 0.047, 0.094 \text{ m}^2$

(2)荷重条件: 等分布死荷重(w)を先行荷重とし、後荷重として等分布荷重を(1)面内全載(w) (2)面内半載(p)、(3)面外全載(q)の3通りの場合について、塑性崩壊が生じるまで載荷した。また、荷重強度は面内の限界死荷重強度 $w_0^{(2)}$ に対する比で表わした。

(3)降伏応力度: $\sigma_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ と $\sigma_y = 4600 \text{ kg/cm}^2$ の2通りとした。

(4)解析法: 解析の比較のため、(a)幾何学的非線形性のみ考慮、(b)材料非線形性のみ考慮、

(c)両方の非線形性を同時に考慮した3通りの解析法を用いた。



5. 弾塑性挙動と崩壊荷重 (1)崩壊形式: 荷重(1)、(2)の場合、アーチリブの固定端に 図-3 断面形状において全断面が塑性化して崩壊する。このとき、剛性行列の行列式の値が負になった。荷重(3)の場合には、ブレース材が数本塑性化しこから、風下側のアーチリブの固定端が全断面塑性化した。このときの塑性域の進展状況を図-4に示す。解法は(c)、 $\sigma_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ を用いた場合である。図-5は風下側アーチリブクラウンの面内たわみの荷重-変位曲線を示したものである。図-6は荷重(2)の場合の荷重変位(右端点の面内たわみ)曲線である。

(2)弾性限界と崩壊: 弾性限界荷重と崩壊荷重を表-2に、後者と前者の比の値 α_1, α_2 を表-3に示す。ここ

に、 α_1 は総荷重の比を、 α_2 は後荷重のみの比を意味する。

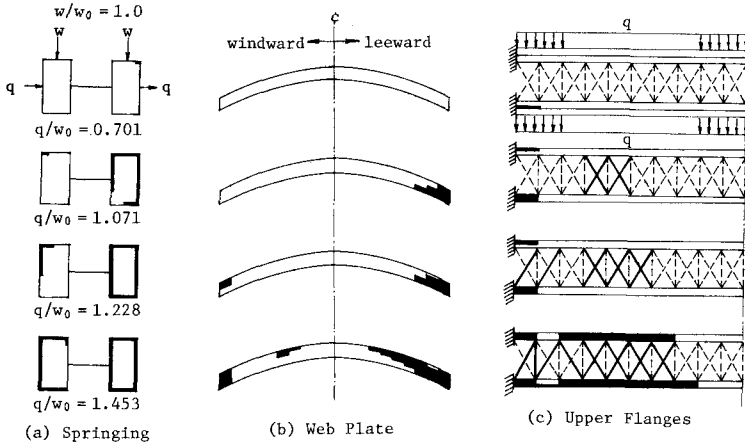


図-4 塑性域の進展

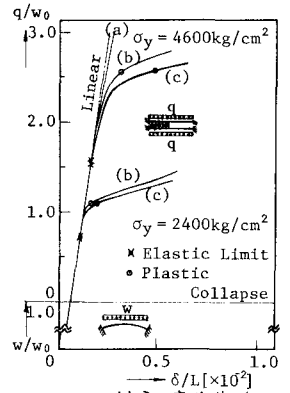


図-5 荷重-変位曲線

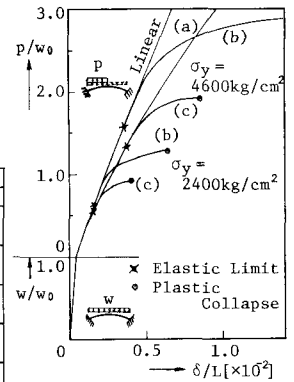


図-6 荷重-変位曲線

(3)弾性座屈と崩壊: 崩壊荷重と面内弾性座屈荷重の比の値を表-4の β_1 , β_2 で示す。ここで、座屈荷重は示方書³⁾の限界水平反力 \bar{H}_a を用いて求めた。

また、 β_1 を求める際の \bar{H}_a には崩壊時の p/w の値を用いて求めている。 β_2 は死荷重強度が変わらないものとしたときの後荷重のみの比の値である。

6. 考察 図-2に示した固定アーチの耐荷力について、次のようなことがいえる。①表-2より、活荷重が半載する場合には、変形の影響を考慮した弾塑性解析を行わなければならぬことがわかる。面外荷重が作用する場合には、変形の影響を無視しても耐荷力は殆んど変わらないが、崩壊時の変位は2倍程異なっている。②表-3より、弾性限界荷重に対する崩壊荷重の比の値(α)は、先行死荷重が大きいくらい減少する。また、 α を大きくしても、面内荷重のみが作用する場合

には比の値が殆んど変わらないが、面外荷重が作用する場合にはかなり大きくなる。③表-4より、先行死荷重強度が大きいくらい、またのびが小さい程、面内弾性座屈荷重に対する崩壊荷重の比の値(β_1)が小さくなる。④ α を $4600/2400 \approx 1.92$ 倍にしたときの耐荷力の増加率を表-5に示した。 γ_1 は総荷重による比を、 γ_2 は後荷重のみによる比を意味する。曲がりによる応力度が大きい荷重(2)の場合には、耐荷力はあまり増加していない。

了。あとがき 本研究は、当時大学院生であった森川孝義氏(現、川崎製鉄勤務)の研究を継続して行ったものである。記して謝意を表する。

表-2 弾性限界荷重と崩壊荷重

Load	w/w ₀	Sol.	Elastic Limit		Plastic Collapse	
			2400	4600	2400	4600
(1)	—	(b)	2.682	5.141	3.419	6.553
		(c)	2.732	5.408	3.395	6.487
(2)	1.0	(b)	0.637	1.570	1.253	3.104
		(c)	0.568	1.330	0.927	1.917
	2.0	(b)	0.258	1.189	0.882	2.554
		(c)	0.219	0.932	0.481	1.366
(3)	1.0	(b)	0.720	1.559	1.108	2.574
		(c)	0.700	1.519	1.109	2.589
	2.0	(b)	0.427	1.363	0.649	2.117
		(c)	0.443	1.288	0.640	2.092

表-5 降伏応力度と崩壊荷重

Load	w/w ₀	Sol.	γ_1	γ_2
		(c)	1.91	—
(2)	1.0	(b)	1.57	2.48
		(c)	1.34	2.07
	2.0	(b)	1.34	2.90
		(c)	1.20	2.84
(3)	1.0	(b)	1.70	2.32
		(c)	1.70	2.34
	2.0	(b)	1.55	3.26
		(c)	1.55	3.27

表-3 (崩壊荷重)/(弾性限界荷重)

Load	w/w ₀	Sol.	α_1		α_2	
			2400	4600	2400	4600
(1)	—	(b)	1.27	1.27	—	—
		(c)	1.24	1.20	—	—
(2)	1.0	(b)	1.23	1.43	1.97	1.98
		(c)	1.14	1.18	1.63	1.44
	2.0	(b)	1.15	1.26	3.49	2.15
		(c)	1.06	1.09	2.20	1.47
(3)	1.0	(b)	1.22	1.40	1.54	1.65
		(c)	1.24	1.42	1.58	1.70
	2.0	(b)	1.09	1.22	1.52	1.55
		(c)	1.08	1.24	1.50	1.62

表-4 (崩壊荷重)/(弾性座屈荷重)

Load	w/w ₀	Sol.	β_1		β_2	
			2400	4600	2400	4600
(1)	—	(b)	0.43	0.82	—	—
		(c)	0.42	0.81	—	—
(2)	1.0	(b)	0.40	0.63	0.21	0.51
		(c)	0.35	0.49	0.15	0.32
	2.0	(b)	0.23	0.41	0.22	0.63
		(c)	0.18	0.28	0.12	0.36

1) 前田 林森川: 変形を考慮したアーチ橋の弾塑性立体解析, 関西支那年次学術講演概要 昭和50年4月

2) 道路橋示方書II-1/3節

3) 同示方書II-1/4節