

熊本大学

パシフィックコンサルタンツ

大阪大学

正員 崎元達郎

五嶋正明

小松定夫

1) まえがき; 本報は、先に発表された幾何学的及び材料的非線形性を考慮した三次元骨組のマトリクス解析法⁽¹⁾を用いて、横材で補剛された下路2-ヒンジ放物線複弦鋼アーチが、鉛直荷重と面外水平横力を受ける場合について、耐荷力解析を行ったものである⁽²⁾。

2) 計算モデル; アーチの形状寸法は、図-1に示すように固定し、図-2に示す寸法比の主材断面の寸法を変えることにより、面外方向

の細長比 λ_y を変化させた。図-3に示す補剛材は、計算では節点剛結としたが、軸圧縮力が、長さ l_t で両端ヒンジの圧縮材の最大荷重(示方書の基準耐荷力曲線による)に達した後は、抵抗しないものとした。死荷重を代表する荷重 P を載荷後、風荷重等を代表する水平力 q を漸増し、変位が発散した荷重を最大荷重(耐荷力)と考えた。鉛直荷重 P は、線形理論による直反力が、降伏軸力 $A\sigma_y$ になる荷重 P_0 で無次元化した $\bar{P}$ で示す。以下の計算例では、現行設計荷重程度の値 $\bar{P} = 0.4$ とした。水平横力 q は、風速 50 m/sec の設計風荷重 q_0 で無次元化した $\bar{q}$ で示す。これが耐荷力を表わす。

3) 面外耐荷力特性の細長比による分類; 図-4に基本構造(D6X)の面

外耐荷力と細長比の関係を示す。 $\lambda_y < 180$ の stocky なアーチの場合、補剛材のない単材アーチのみで、 $\bar{q} > 1.7$ の耐荷力を有するので、補剛材を設けなくて良い可能性がある。既存のリブアーチ橋の細長比は、ほぼこの領域に属する。 $\lambda_y = 180 \sim 300$ の領域では、充分剛な部材(例えば、H-400, $\lambda_t = 70$)で補剛すれば $\bar{q} > 1.1$ の耐荷力を得る事ができる。しかし、この領域で、あまり剛でない部材(例えば、H-200, $\lambda_t = 140$)で補剛すると、補剛材が座屈する。座屈は、両端部の圧縮補剛材に始まり、次々とた力分配が起り中央部の補剛材へ座屈が進行する結果、瞬時に全構造が崩壊する。したがって、この領域では、補剛材の座屈によって、構造全体の耐荷力が支配される可能性がある(図-4太線部)。現行の設計法で補剛材断面を決定すると、この補剛形式(D6X)では、 $\lambda_y = 200 \sim 350$ の領域でこの現象が生じ、 $\bar{q} = 0.8$ 程度の耐荷力しか得る事ができない。これは、橋門構のないこの補剛形式に対しては、現行設計法で考えている面外方向のせん断力が、実際のもものと全く違って過少評価される事による⁽³⁾。

$\lambda_y > 300$ の細長いアーチでは、アーチリブそのものの面外曲げ剛性が小さい為に、いくら剛な補剛材で連結しても、 $\bar{q} > 1.0$ の耐荷力を得る事ができない。これは、主に、アーチリブ脚部が面外曲げモーメントによって降伏し、剛性を失う事による⁽²⁾。耐荷力増加の為には、アーチリブ脚部の降伏をおくらせる対策が必要となる。

4) リブの脚部断面補強の効果; $\lambda_y > 300$ の領域では、上述の崩壊性状から考えて、アーチリブ脚部の面外曲げに対する断面係数 W_y を増大させる事により、耐荷力を増大させる事ができる(図-5)。現行の設計では、横力

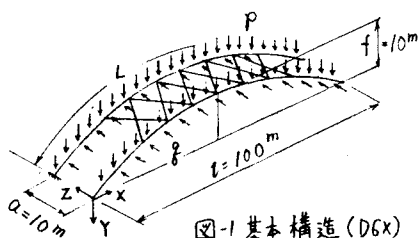
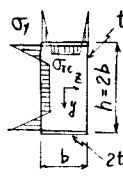


図-1 基本構造(D6X)



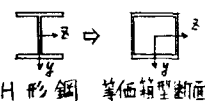
主材断面

$$\sigma_{yt} = 0.4 \sigma_y, \lambda_y = \sqrt{A/I_y} \cdot L$$

$$\bar{P} = P/P_0, P_0 = \frac{2 A \sigma_y}{L \sqrt{1/16 (\frac{L}{t})^2 + 1}}$$

$$\bar{q} = q/q_0, q_0 = \frac{1}{2} P C_D V^2 h$$

図-2 主材断面と無次元量



H 形鋼 等価箱型断面

H形鋼寸法	λ_t
H-200	140
H-400	70

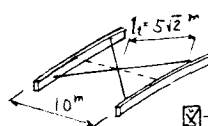
$$\lambda_t = \sqrt{A_t/I_{yt}} \cdot l_t$$


図-3 補剛材(横断)

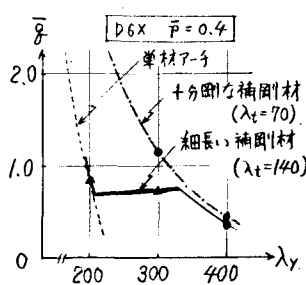


図-4 補剛材と面外耐荷力

や、構造の立体的効果によるリブ脚部（支支付近）の付加た力に対する耐力照査や、断面の補強について、あまり

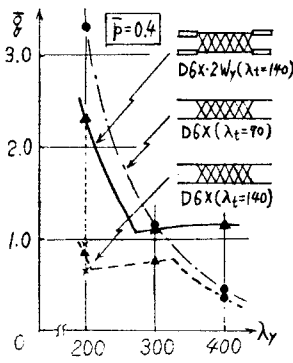


図-5 リブ脚部断面係数増の効果

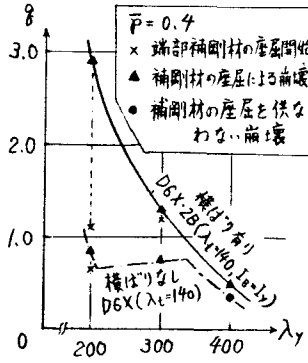


図-6 橋門横ばりの効果 ($I_B=I_y$)

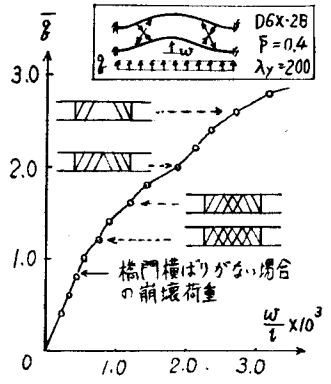


図-7 橋門横ばりを持つアーチの

ないのが普通であるが、 $\lambda_y > 300$ の領域では、この付加た力が面外耐力力にとって重要であり設計に際して注意を要する。

5) 橋門横ばりの効果：通常のアーチ橋では、主構の受ける横力を支支に伝える為に橋門構を設けている。この場合には、橋門構を構成する横ばりがアーチリブの面外曲げに抵抗する結果、補剛材端部の補剛材が座屈を起しても、その時支で瞬時に全体構造の崩壊をきたす事なく、耐力力は増大し（図-6, 7） $\lambda_y = 200$ では、 $I_B = 0.01 I_y$ でも、 $\bar{P} = 1.5$ を得る事ができる（図-8）。

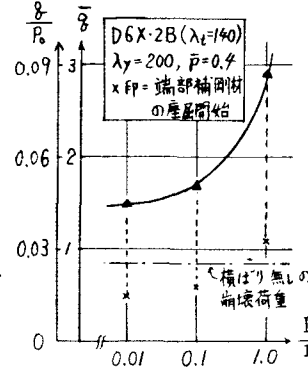


図-8 橋門横ばりの曲げ剛性の効果

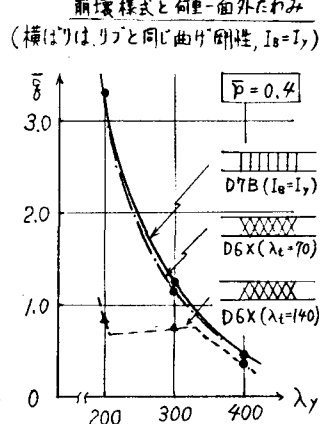


図-9 フィーレンティル形補剛材の効果

橋門横ばりは、補剛材端部の補剛材の早期座屈をおくらせる働きは、あまりない（図-5）。トラス形式の補剛材の座屈をさける為にフィーレンティル形式の連結方法（D7B）が考えられるが、座屈を生じない程度の補剛材を用いたダブルワレン形式（D6x）にくらべて、鋼重の上からは得策でない傾向にある（図-9、表-1）。

6) 補剛効率係数：表-1の係数 C_2 は、補剛材鋼重と面外耐力力の関係で見た補剛効率を表しているが、この表より、上記に述べた事、特に、 $\lambda_y > 300$ の領域では、一定限の耐力力（例えば $\bar{P}_{cr} > 1.0$ ）を保持する為には、アーチリブ脚部断面の補強形式（D6x-2W_y 及び D6x-2B-2W_y）が不可欠で、且つ、効率の良い方法である事が解る。面外耐力力から見た補剛材の簡易設計式、及び、アーチ脚部耐力の簡易算定式等については、後日、発表の予定である。

表-1 名補剛形式の補剛効率 (C_2)

補剛形式	細量比		$\lambda_y = 200$		$\lambda_y = 300$		$\lambda_y = 400$	
	係数	$\bar{P}_{cr}$	C_1	C_2	$\bar{P}_{cr}$	C_1	$\bar{P}_{cr}$	C_1
D6x (H-200)	0.85	3	1.0	0.75	8	1.0	0.36	13
D6x (H-400)	3.30	24	1.7	1.1	26	0.5	0.95	46
D7B ($I_B=I_y$)	3.30	24	0.5	1.25	24	0.5	0.95	20
D6x-2W _y	2.30	9	2.4	1.12	8	1.5	1.15	13
D6x-2B-2W _y ($I_B=I_y$)	4.10	10	1.6	2.25	14	1.6	1.55	19
D6x-2B ($I_B=I_y$)	2.90	10	1.1	1.28	14	0.9	0.50	19
" ($I_B=0.01 I_y$)	1.90	6	1.1					
" ($I_B=0.01 I_y$)	1.50	4	1.4					
D6x-2x				1.10	10	1.2		
D6x-4x				1.10	13	0.9		

$\bar{P}_{cr}$: 風速 50 m/sec を基準にした面外耐力力 ($\bar{P} = 0.4$)

C_1 : 補剛材の鋼重が主部材の鋼重に占める割合 (%)

C_2 : 単位の補剛材鋼重増に対する面外耐力力の増加の割合

を示す効率係数 (名細量比の D6x-H200 を 1.0 とする)

注: $\bar{P}_{cr} > 1.0$ かつ $C_2 > 1.0$ の部分

参考文献

- (1) Komatsu, S. and T. Sakimoto, "Nonlinear Analysis of Spatial Frames..." Proc. of JSCE, No.252, Aug., 1976
- (2) 崎元、一官、五嶋 "複弦鋼アーチの面外耐力力について" 土木学会西部支部講演概要集、昭和52年2月
- (3) Sakimoto, T. and S. Komatsu, "A Possibility of Total Break Down..." Prepared Discussion presented at 2nd International Colloquium on Stability of Structures, held at Liege, April, 1977. Final Report (to be published).