

H形断面部材で構成される鋼アーチ 構造の面外座屈強度実験

EXPERIMENTAL STUDY ON THE OUT-OF-PLANE BUCKLING STRENGTH
OF STEEL ARCHES WITH H-SHAPED CROSS SECTION

坂田 力*

崎元達郎**

By Tsutomu SAKATA, Tatsuro SAKIMOTO

Experiments for total of 11 specimens are carried out to observe the behavior of elasto-plastic out-of-plane buckling of the arch structures with H-shaped open cross section which are subjected to uniform vertical load. The effects of several factors on ultimate strength are investigated, that is, slenderness ratios of arch rib, load directions, types of bracing system and braced length ratios. The experimental results are compared with the theoretical ones. In general, the theoretical predictions show good correspondence with the experimental results in ultimate strength and buckling modes and so on. Validity and efficiency of the theoretical procedure are confirmed.

1. まえがき

閉断面部材からなる鋼アーチ構造における弾塑性面外座屈挙動および耐荷力に関する理論的あるいは実験的研究はこれまでも報告されている。しかし、H形断面のような開断面部材からなるアーチ構造が面内荷重を受け、非弾性状態で面外曲げとねじりを連成しながら崩壊する面外座屈挙動あるいは耐荷力については、弾塑性ねじり挙動を含む解析の困難さもあって、十分に明らかにされているとはいえない。^{1)~7)}

そこで、薄肉開断面部材からなるアーチ構造の弾塑性面外座屈に関する基礎的データを得るとともに、筆者らが既に報告した薄肉開断面部材の非線形解析手法⁹⁾に対する妥当性を検証することことを目的として、計11本の供試体について面外座屈強度実験を実施した。実験に当たっては、溶接残留応力、アーチリブの初期面外たわみ、アーチリブの細長比、荷重の作用方向(傾斜荷重、鉛直荷重)、アーチ形状(円弧、放物線)、補剛形式、補剛長さ等がアーチの終局強度におよぼす影響について調べる。得られた実験結果は、理論解析結果と比較し、さらに文献7)により提案されている閉断面アーチの終局強度算定式による算定強度と比較し、これらの妥当性について検討した。

* 工修 熊本大学大学院 自然科学研究科 (860 熊本市黒髪2丁目39-1)

** 工博 熊本大学教授 工学部土木環境工学科 (860 熊本市黒髪2丁目39-1)

2. 実験概要

(1) 実験供試体

寸法諸元

実験供試体の設計に当たっては以下の点に留意し、構造諸元等を決定した。①アーチ形状は放物線形状および円弧形状とし、境界条件はアーチ支点で面内回転のみ自由な2ヒンジアーチとする。②構造諸元に関するパラメータは現実構造物に近い値とする。③アーチリブは弾塑性域において座屈崩壊するような細長比を有するものとする。④アーチリブ断面は機械的切断による応力解放法によって溶接残留応力測定が可能な寸法を有するものとする。⑤アーチリブ断面を構成する板要素はアーチの全体座屈以前に局部座屈を生じないものとする。⑥予想最大鉛直荷重は、実験に使用する油圧ジャッキ能力30t（テコを利用して最大60t）以下となるような構造諸元とする。以上を満足するものとして、表1および図1に示される断面寸法および構造諸元を有する供試体が決定された。なお、図中に示されるアーチ半径およびアーチ中心角は円弧アーチに関するものである。

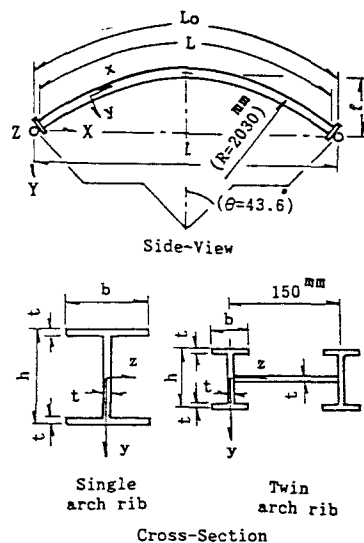


図-1 供試体形状寸法

表-1 供試体の断面寸法および構造諸元

Name of Specimen	l mm	L(Lo) mm	f mm	f/l	t mm	b mm	h mm	A cm ²	I _x cm ⁴	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	$\frac{GI_x}{EI_y}$	$\frac{EC_w}{ER^2 I_y}$	r _y mm	$\frac{L}{r_y}$
P-198 series	2800	2925 (3075)	560	0.20	6.0	70	136	15.84	1.90	34.5	450.5	0.022	0.001	14.8	198
P-156 series	2800	2925 (3075)	560	0.20	6.0	85	136	17.64	2.12	61.6	526.6	0.014	0.001	18.7	156
P-115-S-V	2800	2925 (3075)	560	0.20	6.0	110	136	20.64	2.48	133.3	653.4	0.008	0.001	25.4	115
C-116-S-V	2800	2940 (3075)	560	0.20	6.0	110	136	20.64	2.48	133.3	653.4	0.008	0.001	25.4	116
P-296 series	2800	2903 (3075)	560	0.20	4.5	45	79	7.20	0.49	6.9	69.1	0.028	0.0003	9.8	296
Remarks Cross-sectional properties are about one arch rib L: curved length of specimen Lo: curved length between the springings A: cross-sectional area r _y : radius of gyration of the cross section I _x , I _y , I _z : moment of inertia of the cross section with respect to x, y, and z axes, respectively C _w : torsional warping constant															

補剛形式

アーチの面外座屈は、アーチ面外への曲げ変形とねじり変形の連成挙動として特徴づけることができる。そこで、複弦アーチの補剛形式としては図2に示すような3種類を採用した。すなわち、①アーチリブのねじり変形に抵抗するような補剛材として、図2(a)に示すように平鋼の長辺をアーチ軸線の法線方向に配置したP型横構。②アーチの面外曲げ変形に抵抗するような補剛材として、図2(b)に示すように平鋼の長辺をアーチ軸線の接線方向に配置したL型横構。③アーチの面外変位に伴う補剛パネルのせん断変形を抑えるために図2(c)のように斜材横構を配置し、アーチの面外曲げ剛性を高めたX型横構。ここで、P型和L型は図2でわかるように単に横構断面の強軸を90°回転させたものである。なお、各補剛部材の断面寸法は図2に、また各補剛材の配置および補剛材の数は図3に示すとおりである。

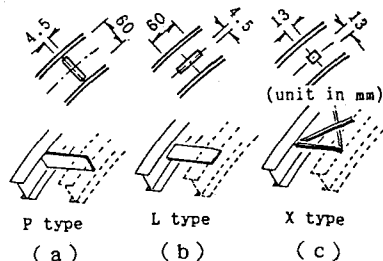


図-2 横構の断面寸法および形式

表-2 実験供試体一覧表

No.	Specimen	Configu- ration	Slender- ness ratio	Bracings		loading		
				Type	Number			
1	C-116-S-V	Circular	116	Single Arch		Vertical		
2	P-115-S-V		115					
3	P-156-S-V		156					
4	P-156-S-T							Tilting
5	P-198-S-V		198					Vertical
6	P-198-S-T	Parabolic	296			Tilting		
7	P-296-P7-V			P	7	Vertical		
8	P-296-L7-V			L	7			
9	P-296-X6-V			X	6			
10	P-296-X4-V			X	4			
11	P-296-X4-T			X	4	Tilting		

供試体名

供試体名は表2に示すように、その特徴を表す各項目、すなわち

アーチ形状（P：放物線、C：円弧）、アーチリブの細長比、補剛材の形式および本数（あるいは補剛パネル数）、そして載荷方法（V：鉛直載荷、T：傾斜載荷）等を表す英文字および数字を連ねて供試体名とした。また、各供試体は次のような意図で製作された。供試体 No. 2、No. 3、No. 5 は単弦アーチの細長比の違いが面外座屈強度におよぼす影響を調べることを目的に、その細長比を 198、156、115 と変化させた。供試体 No. 4、No. 6、No. 11 は荷重方向（傾斜載荷）の影響、供試体 No. 1 および No. 2 はアーチ形状（放物線、円弧）の影響を調べることを目的とした。供試体 No. 7～No. 11 については、複弦アーチの補剛形式が面外座屈強度におよぼす影響、そして供試体 No. 9（ $\beta=0.75$ ）と No. 10（ $\beta=0.50$ ）では、アーチリブの全長に対する補剛域部分の長さの比で定義される補剛率 β の影響について調べることを目的に製作した。

（2） 実験方法

図4に示すように、載荷フレーム上のタイ桁に支承および供試体を慎重に設置し、それぞれをHTボルトで固定した後、アーチ供試体の初期たわみおよび初期ねじり角を測定する。その後、アーチ供試体に図5に示されるようなハンガーおよび載荷桁からなる載荷装置を取り付け、油圧ジャッキによって載荷を行う。荷重条件としては、等分布鉛直荷重満載を想定し、実験では最上段の8本のハンガーにより8等分集中荷重として載荷する。このときハンガーおよび載荷桁はピンで結合され、載荷装置としてはアーチ面内および面外に対して回転自由なヒンジ構造とする。また、傾斜荷重（図6（b））の場合は最上段の載荷桁の面外変位を拘束することにより傾斜載荷を実施した（図10参照）。なお、載荷にあたっては、予備載荷を4 tonまで

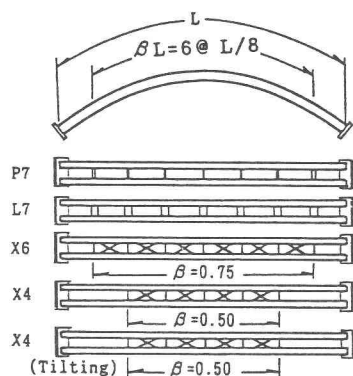


図-3 補剛形式

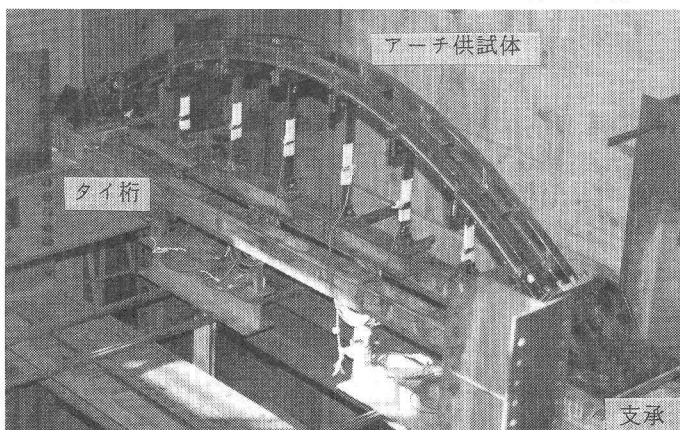


図-4 実験装置

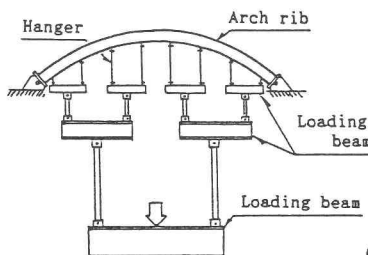


図-5 載荷装置

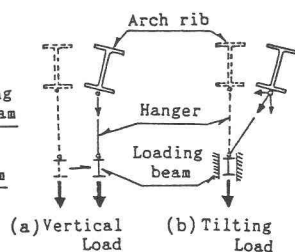


図-6 荷重方向

徐々に行い、各ハンガー間の荷重分布状況を確認したのち本载荷を実施した。本载荷では荷重を段階的に増加させ、各荷重段階でひずみおよび変位の測定を行う。断面に非弾性域が生じたのちは、面外変位の増加率の変化に注意しながら増分荷重を減少させる。また、各測定は载荷荷重に対して変形等がつりあい状態となったことを確認して行い、それから次の荷重ステップに移る。なお、僅かな荷重増分に対して変位等が急増し、つりあい状態を保つことができなくなったときを崩壊とし、実験を終了する。このときの最大荷重は油圧ジャッキによる载荷荷重に、ハンガーおよび载荷桁等の重量を加えたものとする。

(3) 測定項目と測定方法

ひずみの測定箇所は、単弦アーチの場合アーチリブ長を4等分する5断面で、その各断面について16箇所とした。複弦アーチでは、アーチリブ端部断面、補剛域端部断面およびアーチクラウン部断面の3断面とし、その各断面について6箇所でひずみを測定した。また、補剛材についてもひずみを測定した。面外変位、面内変位およびねじり角の測定は、単弦アーチの場合、アーチリブ長を8等分する7断面で測定し、複弦アーチの場合は無補剛域部分の $L/16$ と $15L/16$ の2断面について面外変位測定点を追加した。

3. 予備実験

表-3 使用鋼材の機械的性質

実験供試体の製作に先だって JIS5号試験片により行った鋼材の引張試験結果を表3に示す。また座屈強度に影響をおよぼす溶接残留応力および初期面外たわみの測定結果を図7および表4に示した。溶接残留応力分布の測定は、実験供試体と同一断面、同一溶接条件で製作された残留応力測定用供試体により行った。図中の実線は測定値を表し、(---○---)は断面内の残留応力分布が二軸対称でかつ自己つりあい状態にあると仮定して、測定値を修正した値を示した。アーチリブの初期面外たわみは、各供試体とも载荷フレームに設置したのち、最小目盛り0.01mmのコンパレータによりアーチリブ16断面について測定した。なお、表4に示される各アーチリブの最大初期たわみはアーチスパン長に対する比によって示した。

	σ_y kg/cm ²	σ_m kg/cm ²	ϵ_y •10 ⁻⁶	ϵ_{st} •10 ⁻⁶	E kg/cm ²	Est kg/cm ²	G kg/cm ²
Single Arch	2452	3537	2100	20500	2.13 •10 ⁶	1.11 •10 ⁴	0.870 •10 ⁶
Twin Arch	3406	4318	1900	18200	2.16 •10 ⁶	1.79 •10 ⁴	0.855 •10 ⁶

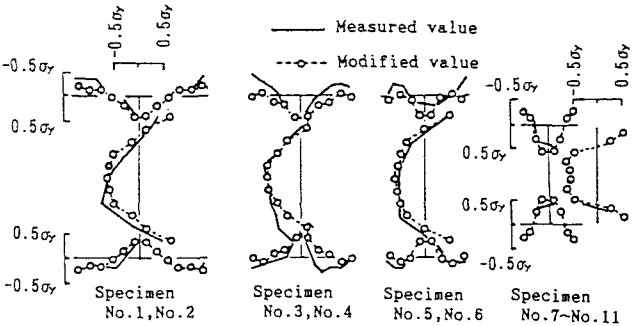


図-7 溶接残留応力分布

4. 実験結果

(1) 数値解析

本実験に対する解析は文献9)の三次元骨組解析手法により実施した。その数値解析のための解析モデルについて簡単に述べる。①単弦アーチ供試体については、アーチリブを16の部材要素に分割し、複弦アーチ供試体の場合は、補剛率 $\beta=0.50$ の時それぞれのアーチリブを12の部材要素に分割し、補剛率 $\beta=0.50$ 以外の複弦アーチ

表-4 初期面外たわみ

No.	Specimen	Max. Value	Modes
1	C-115-S-V	1/780	
2	P-115-S-V	1/1080	
3	P-156-S-V	1/1110	
4	P-156-S-T	1/1560	
5	P-198-S-V	1/2550	
6	P-198-S-T	1/1150	
7	P-296-P7-V	N 1/750 S 1/980	
8	P-296-L7-V	N 1/1110 S 1/1060	
9	P-296-X6-V	N 1/690 S 1/600	
10	P-296-X4-V	N 1/720 S 1/550	
11	P-296-X4-T	N 1/570 S 1/500	

供試体はアーチリブを10の要素に分割した。また各補剛材はそれぞれをひとつの部材要素とした。②アーチリブの断面については、単弦アーチの場合、フランジ幅が異なるため断面分割要素は、供試体 No. 1、No. 2 は 328 要素（フランジ幅方向に14分割、ウェブ高さ方向に13分割、さらにフランジおよびウェブの厚さ方向に8層、全体で328要素）に分割し、供試体 No. 3、No. 4 は 296 要素（フランジ12分割、ウェブ13分割、フランジおよびウェブ8層、全体で296要素）に分割し、供試体 No. 5、No. 6 は 246 要素（フランジ10分割、ウェブ13分割、フランジおよびウェブ8層、全体で246要素）に分割した。複弦アーチについては、全供試体とも片側アーチリブ断面を272の断面要素に分割した。このように分割された各断面要素には、修正後の溶接残留応力を初期応力として与えた。③アーチリブの初期面外たわみは、実測値を解析モデルの z 座標の初期値として各節点に与えた。④鉛直荷重は等価な節点荷重としてアーチリブの各節点に作用させた。傾斜荷重はアーチリブの各節点よりハンガーを設け、面外変位を拘束した各ハンガーの下端に、節点荷重として作用させた。⑤アーチの面外座屈による終局荷重は、つりあい方程式を満足する計算上の最大荷重に次の荷重増分の1/2を加えたものとした。なお、この崩壊直前の荷重増分量は終局荷重の1%～3%程度とした。

(2) アーチの終局強度

表5には実験および解析によって得られたアーチの面外座屈時の最大荷重が示されている。表中、 P_u は最大荷重を示し、 N_u は P_u に対して弾性一次理論で得られる終局時の支点軸力であり、 σ_u/σ_y は $N_u/A\sigma_y$ で計算される無次元化された終局強度である。実験結果と解析結果は、供試体 No. 6、No. 10、No. 11を除いては、全般的によく一致している。供試体No. 10、No. 11についてはいずれも実験結果の方が解析結果よりもそれぞれ20%および15%大きくなっている。実験後の面供試体の変形形状を観察した結果、その原因としては次のことが考えられた。すなわち、供試体No. 10、No. 11はいずれも補剛率 $\beta=0.50$ であり、他の供試体に比べて無補剛域部分での面外変位が大きくなる。そのため、かなり面外変位が増加した後、アーチ支点に最も近い荷重用治具がその点の面外変位に追従できなくなり、アーチリブの面外変位を拘束する結果となり、実験結果の方が大きくなったものと考えられる。一方、供試体No. 6の場合、解析結果の方が実験結果に比べて18%大きくなっているが、その原因は明らかでない。

表-5 最大荷重の比較一覧表

No.	Specimen	P_u (t)		N_u (t)		Test Theory	σ_u/σ_y		λ_y
		Test	Theory	Test	Theory		Test	Theory	
1	C-116-S-V	49.58	49.50	39.02	38.95	100%	0.823	0.821	0.606
2	P-115-S-V	43.55	47.75	34.86	38.22	91	0.740	0.812	0.607
3	P-156-S-V	35.48	35.75	28.40	28.61	99	0.691	0.696	0.823
4	P-156-S-T	44.88	44.25	35.92	35.42	101	0.870	0.858	0.535
5	P-198-S-V	24.38	26.25	19.15	21.01	91	0.493	0.539	1.073
6	P-198-S-T	30.73	36.25	24.60	29.01	85	0.640	0.755	0.690
7	P-296-P7-V	19.28	18.75	15.43	15.01	103	0.336	0.326	-
8	P-296-L7-V	41.63	44.00	33.32	35.22	95	0.731	0.773	-
9	P-296-X6-V	47.13	44.25	37.72	35.42	107	0.790	0.741	0.752
10	P-296-X4-V	35.98	29.25	28.80	23.41	123	0.607	0.493	1.170
11	P-296-X4-T	46.93	40.00	37.56	32.02	117	0.789	0.672	0.761

(3) 座屈モード

図8では面外変位の最大値を1.0として、各供試体の面外座屈モードを示した。ただし、図8(a)は単弦アーチのねじり角モードである。図中、実線は実験結果を示し、破線は解析結果を示す。この図より解析結果と実験結果が非常によく一致していることがわかる。

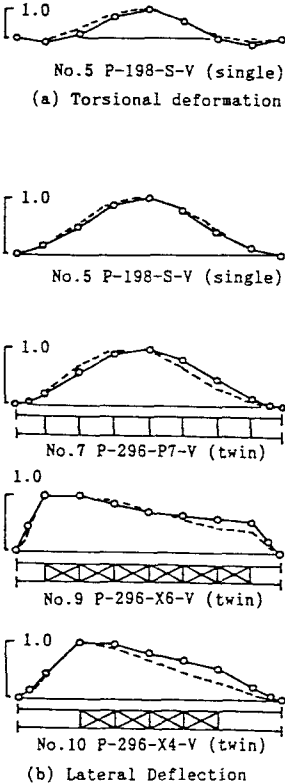


図-8 面外座屈モード図

また、面外座屈モードの特徴としては、単弦アーチの場合は、両端固定の直柱の座屈モードに類似している。しかし、ねじり角モードは図8(a)に示されるようにアーチクラウン部と両支点付近でそれぞれ逆方向に断面がねじれている。このようなねじり角モードの特徴は、アーチリブ断面のねじり剛性比の影響により生じることが指摘されている。一方、複弦アーチの場合、面外変位モードは2種類に分けることができる。すなわち、供試体 No. 7、No. 8 のように単弦アーチの面外変位モードに類似しているもの、そして供試体 No. 9、No. 10 および No. 11 のように無補剛域部分に面外曲げ変形が集中するものである。なお、この面外変位モードの特徴は、アーチ構造に対する有効細長比係数を考慮する上で重要な要素となる。

(4) 荷重方向の影響

図9は、細長比156および198の単弦アーチに対して鉛直荷重(No. 3, No. 5)および傾斜荷重(No. 4, No. 6)のそれぞれを載荷したときの荷重とアーチクラウンにおける面外変位の関係を示した実験結果である。傾斜荷重の方がいずれの細長比に対しても、25~30%程度強度増となっている。これは、図9

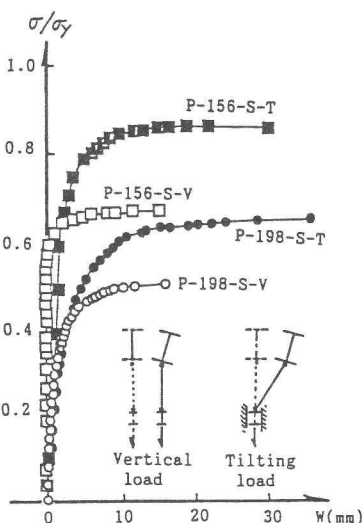


図-9 荷重-面外たわみ曲線
(単弦アーチ)

の挿入図に示されるように、面外変位が増加するに従って、アーチリブにはハンガー荷重により面外変位とは反対方向に水平反力が作用するため鉛直荷重の場合よりも座屈強度が増加する。このことから、荷重方向が面外座屈強度におよぼす影響は非常に大きいことがわかる。ただし、この強度におよぼす影響はハンガー下端における面外変位の拘束(図10参照)の程度に依存しており、実際の下路式アーチ橋ではアーチリブの面外曲げ剛性に対する道路桁の面外曲げ剛性の比に依存する。

(5) 補剛形式の影響

図11は実験により得られた複弦アーチの荷重-面外変位曲線を示している。ただし、図中の破線は、補剛材による影響を明確にするため、複弦アーチの片側アーチリブと等しい断面諸量を有する単弦アーチの解析結果を示したものである。P型横構およびL型横構の面外座屈強度への影響は、P型横構を有する供試体No. 7(P-296-P7-V)の場合、単弦アーチの座屈強度の1.4倍であり、L型横構を有する

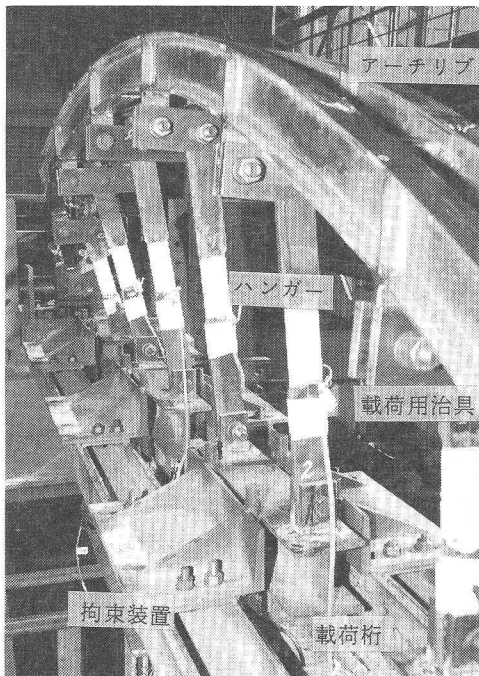


図-10 載荷桁の面外拘束状況

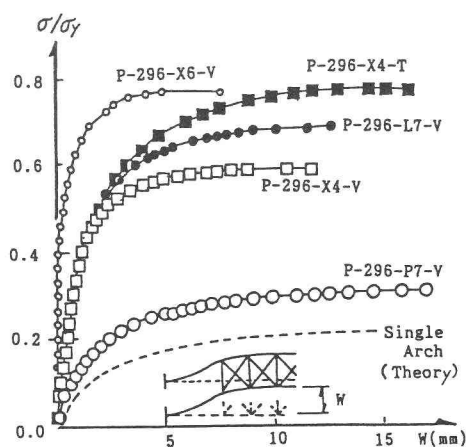


図-11 荷重-面外たわみ曲線
(複弦アーチ)

供試体No. 8 (P-296-L7-V) の場合は、3.0倍である。この結果より、アーチのねじり剛性を高めるようなP型横構は、アーチ面外座屈強度へはほとんど貢献していないことがわかる。それに対して、アーチの面外曲げ剛性を高めるようなL型横構の場合は、座屈強度を著しく増加させることがわかる。さらに、補剛パネルのせん断変形を斜材横構により抵抗させ、アーチの曲げ剛性を高めるX型補剛形式（供試体No. 9）は、実験結果からも明らかなように、アーチの面外座屈強度の増加に対してより効果的であるといえる。以上のことから、補剛形式によりアーチの面外座屈強度は著しく影響を受けることがわかる。このことは、終局強度の観点から補剛材を考えた場合、アーチ構造の全体強度に対して補剛材が非常に重要な構造要素であることを意味している。

（6） 補剛率の影響

補剛率 β がアーチ面外座屈強度におよぼす影響としては、図11に示されるように、補剛率0.75の供試体No. 9の座屈強度が、補剛率0.50の供試体No. 10を30%程度上回っている。これは、図8の面外変位モード図からも明らかなように、座屈に伴う面外曲げ変形のほとんどが無補剛域部分で生じており、この部分のアーチリブ細長比が直接アーチの面外座屈強度に影響するためと考えられる。つまり、その細長比は補剛率 β により決ってくるため、補剛率 β の違いにより座屈強度が著しく変化する。この結果から、複弦アーチの面外座屈強度が無補剛域のアーチリブ細長比にかなり支配されていることがわかる。

（7） 補剛材軸力

図12は、アーチに作用する鉛直荷重 P と端部補剛パネルの斜材横構およびストラットの軸ひずみ関係を示したものである。供試体No. 9に対する実験結果によれば、斜材横構では荷重載荷当初よりほぼ線形的に圧縮軸力が増加している。そして、アーチの面外変形が増加するにしたがって、その関係は非線形性を示すようになる。このことより、斜材横構に生じる圧縮軸力はアーチリブの面外変位以前に、アーチリブの軸方向変位により生じていることがわかる。そして、アーチリブの面外変位が急増するにしたがって生じる補剛パネルのせん断変形により、 $P=40(t)$ 付近から斜材No. 1では圧縮軸力が増加し始め、斜材No. 2では徐々に減少し始める。一方、ストラットでは斜材軸力の反力として、引張軸力が生じている。以上のことより、斜材横構を設計する場合に考慮する荷重としては、風荷重および地震荷重等の横力に加えて、死荷重および活荷重等の鉛直荷重により生じるアーチ軸力の成分をも考慮する必要があると思われる。

（8） アーチリブの面外曲げひずみ

図13は荷重と座屈側アーチリブの面外曲げひずみの関係を示したものであり、供試体 No. 10の実験結果である。曲げひずみの測定箇所は支点に近いアーチリブ断面 (Sec. 1)、補剛域端部 (Sec. 2) およびアーチクラウン部 (Sec. 3) の3断

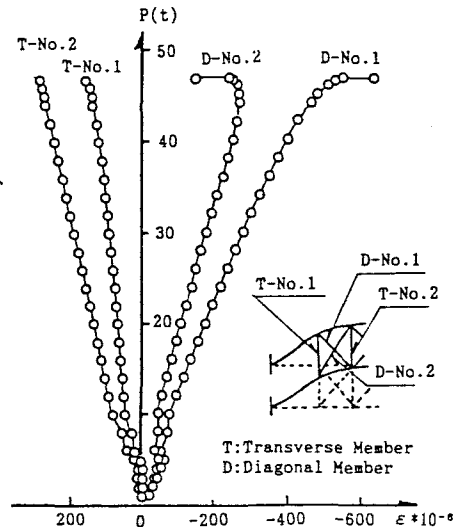


図-12 荷重－補剛材軸ひずみ曲線
(P-296-X6-V)

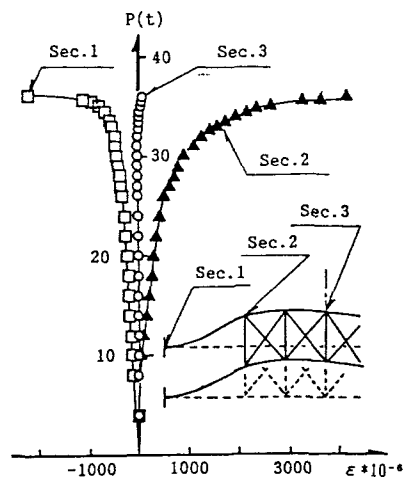


図-13 荷重－面外曲げひずみ曲線
(P-296-X4-V)

面である。Sec.1とSec.2では載荷当初より逆の曲げが生じており、座屈直前で面外曲げひずみが急増している。それに対して、Sec.3では載荷当初より崩壊時までほとんど面外曲げひずみは生じていない。この結果は、図8の面外変位モード図とよく対応している。すなわち、アーチ支点部と補剛域端部では、逆の曲げ変形がかなり生じているが、アーチクラウン部では曲げ変形はほとんど生じておらず、主に剛体的な変位を示している。以上のことから、下路式アーチ橋のような無補剛域部分を有するアーチ構造では、無補剛域部分のアーチリブの面外曲げ剛性を大きくすることにより座屈強度を増大させることができると考えられる。

(9) 終局強度評価

図14は実験により得られたアーチの終局強度を文献7)で定義される λ_y に対してプロットしたものであり、図中の太い実線は道路橋示方書で規定される柱の基準強度曲線を示している。この図の縦軸は、終局時の載荷荷重 P_u に対して弾性一次理論で計算される支点軸力 N_u をアーチ支点の降伏軸力 $A\sigma_y$ (A :アーチリブの断面積、 σ_y :降伏応力)で無次元化した応力 $\sigma_u/\sigma_y = N_u/A\sigma_y$ を強度の指標としている。また、横軸の細長比パラメータ λ_y は文献7)により次式によって与えられる。

単弦アーチについては、

$$\lambda_y = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{0.5L}{r_y} \quad (1)$$

L :アーチリブ軸線長、 r_y :アーチリブの面外曲げに関する断面二次半径

E :ヤング係数

これは、アーチを部材長 L の両端固定の直柱と考えたものである。ただし、傾斜載荷の場合は荷重方向に関する有効長さ係数 $K_l=0.65$ を λ_y に乘じ、有効長さ係数を低減する。

複弦アーチに対しては、

$$\lambda_y = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{K_e K_l K_\beta L}{r_y} \quad (2)$$

ここで、

K_e :アーチ支点の境界条件に関する有効長さ係数

面外曲げ方向の回転が固定の場合: $K_e=0.50$

面外曲げ方向の回転が自由の場合: $K_e=1.0$

K_l :荷重方向(傾斜載荷 $K_l=0.65$ ・鉛直載荷 $K_l=1.0$)に関する有効長さ係数

K_β :補剛率 β に対する有効長さ係数

$$K_\beta = 1 - \beta + 2 r_y (0.5 + 0.94\sqrt{\mu}) / (a K_e) \beta$$

a :アーチリブ間隔(15cm)

μ :せん断柔性パラメータ

(詳細については文献7)を参照)

なお、この K_β は斜材横構とストラットからなるダブルウェルンタイプ補剛形式を有するものに適用する。

式(1)および(2)で与えられる細長比パラメータ λ_y は、ねじり剛性の比較的強い閉断面部材のアーチを基本に誘導されたため、開断面部材からなるアーチにこの λ_y をそのまま適用することは実験結果に対して過大な算定強度を与えると予想したが、結果としては図14に示されるように、単弦アーチの実験結果では、供試体No.6以外は、柱の基準強度曲線と

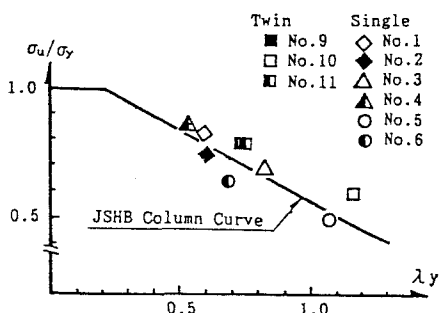


図-14 アーチの面外座屈強度
(実験結果)

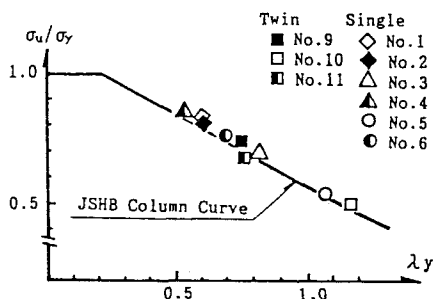


図-15 アーチの面外座屈強度
(解析結果)

比較的良好一致している。また、ダブルワーレントタイプの補剛形式を有する複弦アーチ供試体No. 9、No. 10、No. 11では、4・(2)節で述べた理由により、実験結果は多少柱の強度曲線を上回る結果となった。これに対して、解析結果をプロットした図15では、単弦アーチおよび複弦アーチのいずれの場合も柱の基準強度曲線に非常によく一致している。これらの結果より、等分布鉛直荷重を受ける開断面の単弦アーチについても、両端固定の直柱に置換することで、その面外座屈強度を柱の基準強度曲線により近似的に算定できることがわかった。また、ダブルワーレントタイプの補剛形式を有する開断面の複弦アーチ構造についても、式(2)で定義される細長比パラメータを用いることにより同様に、その面外座屈強度を近似的に算定できることがわかった。

5. 結論

- (1) アーチ面内に等分布鉛直荷重を受けるH形断面を有する単弦アーチの終局強度は、アーチリブ断面およびアーチ軸線長 l を有する両端固定の直柱の座屈強度により近似的に算定することができる。しかし、H型断面とは異なる他の開断面形状の部材からなるアーチについては、ねじり剛性を考慮したアーチの弾塑性面外座屈強度をさらに明らかにするための研究が必要である。
- (2) 傾斜荷重を受けるアーチは鉛直荷重の場合に比較して、その終局強度においてかなり大きくなる。すなわち、荷重方向の座屈強度におよぼす影響の強いことがわかる。また、この傾斜荷重による影響を評価するに当たっては、実験の場合のように補剛桁の面外曲げ剛性が大きい場合、有効長さ係数 $K_1=0.65$ が妥当である。
- (3) 複弦アーチ構造における補剛形式の違いが、面外座屈強度におよぼす影響はかなり大きい。補剛形式としては、アーチリブのねじり変形を抑えるものよりもアーチの面外曲げに抵抗するものの方が、アーチの面外座屈強度の増加には効果的である。
- (4) 下路式アーチのような無補剛域部分を有するアーチ構造の面外座屈強度は、無補剛域のアーチリブの細長比によりかなり影響を受ける。すなわち、アーチリブが横構により補剛される長さの面外座屈強度への影響は非常に重要である。
- (5) 複弦アーチの補剛材として用いられる斜材横構の設計軸力は現行設計に用いられている風荷重および地震荷重等の横力に加えて、死荷重および活荷重等の鉛直荷重により生じるアーチ軸力の成分をも考慮する必要があると思われる。
- (6) 無補剛域部分を有するアーチ構造におけるアーチリブの面外曲げモーメント分布は、補剛域部分ではかなり小さく、無補剛域部分ではかなり大きくなることから、無補剛域部分のアーチリブの面外曲げ剛性を強くすることによりアーチ構造の終局強度を増加させ得る可能性が存在する。
- (7) 開断面の単弦アーチおよびダブルワーレントタイプの補剛形式を有する開断面の複弦アーチの終局強度については、著者らが文献7)で提案した開断面のアーチ橋に対する終局強度算定式により比較的精度よく評価される。
- (8) 実験および解析の両結果から、本解析手法の妥当性が確認されたため、開断面部材からなるアーチ構造の終局強度に対するより広範なパラメータ解析の結果の妥当性が概ね確認された。

謝辞

本実験を実施するにあたり熊本大学工学部の宮崎靖男技官をはじめ、当時土木工学科の学生であった古賀一臣君、ロー・コー・チュン君、小堀俊之君、上村義一郎君、釘宮謙二君等の協力を得たことを付記し、ここに感謝の意を表します。また、本研究の一部は文部省科学研究費（総合研究A、代表 福本啓士大阪大学教授）による研究の一部として行われたものであり、ここに記して感謝します。

参考文献

- 1) Kee, C.F. : Lateral Inelastic Buckling of Tied Arches, Proc. of ASCE, Vol. 87, No. ST1, pp. 22-39, 1961
- 2) Komatsu, S. and Sakimoto, T. : Ultimate Load Carrying Capacity of Steel Arches, Proc. of ASCE, Vol. 103, No. ST12, pp. 2323-2336, 1977.
- 3) 倉西 茂、矢吹哲哉 : 鋼アーチ橋の極限強度におよぼす横構剛性の影響について、土木学会論文報告集、No. 305, pp. 47-58 1981.
- 4) Sakimoto, T. and Komatsu, S. : Ultimate Strength of Arches with Bracing Systems, Proc. of ASCE Vol. 108, No. ST5, pp. 1064-1076, 1982.
- 5) Sakimoto, T. and Komatsu, S. : Ultimate Strength Formula for Steel Arches, Proc. of ASCE. Vol. 109, No. ST3, pp. 613-627, 1983.
- 6) Sakimoto, T. and Komatsu, S. : Ultimate Strength Formula for Central-Arch-Girder-Bridges, Proc. of JSCE, No. 333, pp. 183-186, 1983.
- 7) 崎元達郎、鶴田栄一、坂田 力 : 下路式および中路式アーチ橋の弾塑性面外座屈強度、構造工学論文集、Vol. 34A, pp. 243-254, 1988年3月
- 8) Sakimoto, T., Yamao, T. and Komatsu, S. : Experimental Study on Ultimate Strength of Steel Arches Proc. of JSCE, No. 286, pp. 139-149, 1979.
- 9) Sakimoto, T., Yamao, T., Kikuchi, R. and Sakata, T. : Nonlinear Analysis of Thin-walled Frames and Members with Arbitrary Open Cross-Section, Proc. of JSCE Structural Eng./Earthquake Eng., Vol. 2, No. 2, pp. 139-147, Oct. 1985.
- 10) 深沢泰晴 : 軸圧縮力を受ける円弧アーチの曲げねじれ座屈に関する研究、土木学会論文集、NO. 96, pp. 29-47, 1963年8月
- 11) 日本道路協会 : 道路橋示方書、昭和56年2月

(1989年10月2日受付)