

面外繰返し荷重を受ける鋼箱型断面アーチの載荷実験

Out-of-plane Cyclic Loading Test of Steel Arch With Box Section

佐藤 徹也[†], 青木 徹彦^{††}, 鈴木 森晶^{†††}

Tetsuya SATO, Tetsuhiko AOKI, Moriaki SUZUKI

Abstract: There are less information about the load-displacement behavior of steel arches when they suffer out-of-plane horizontal repeated forces from heavy earthquake ground motion. In this study, the arches with steel box sections having two kinds of plate width-thickness parameters and reinforcing at concrete to the base of arch are tested under constant vertical loading and repeated horizontal loading, simultaneously. Loading system is newly developed for this test. Various problems and the technique of improving those, that occur during the experiment are presented. The simple method to eliminate the rigid motion from the measured data is proposed.

1. 序論

アーチ橋は長い歴史の中で人々に親しまれてきた橋梁形式である。アーチ橋は比較的中規模の支間に適用されるもので、橋梁の構造形式の選定においては、経済性重視より、その優れた景観を意識して選定される構造形式である。

鋼アーチ橋のリブには、薄肉補剛箱型断面部材がよく用いられる。アーチ主構に面外方向の地震力が作用するとき、大きな軸圧縮力の他に、曲げモーメントやねじりモーメントが組み合わさって作用することになる。

補剛箱型断面部材に圧縮と曲げが作用した場合や純ねじりが作用した場合、あるいは、圧縮、曲げが作用した場合の弾塑性問題に関する実験や解析は、従来から多くの研究結果が報告されている^{1)~3)}。ところが、圧縮、曲げ、ねじりを受ける場合の補剛箱型断面部材（アーチ部材）全体の耐震性能に関する実験的研究は、今日まで、あまり見当たらない。

アーチ橋には、上路式アーチ、中路式アーチ、下路式アーチがある。下路式アーチは、アーチリブの地震時応答は、リブ自体の重量が小さいので特に問題なく基本的に桁橋に準じて考えてよく、全体として問題は少ない。これに対して、上（中）路式アーチでは、アーチリブが、主たる自重の床版などの慣性力に耐える必要があり、地震時作用力は大きくなるための巨大地震時での耐震性能の検討が必要である。

阪神大震災以来、公共構造物としては、単純 T 形橋脚の繰返し載荷実験が数多く行われてきたがラーメン、アーチ、斜張橋等一まとまりの構造物の耐震性能実験に関しては実験の困難さや費用等により今日まで世界的にもほとんど行われておらず、この分野の実験的研究成果が待たれている。しかしながらこれらの大型実験では、従来の実験からは予想できない実験上の種々の問題点が生じるものと思われる。より十分な研究成果を得るためには実験方法自体の検討を欠かすことはできない。

本研究では、アーチスパン 6.4m の大型模型によるアーチの全体構造についての繰返し載荷実験を行う。はじめにこのような複雑な構造の載荷装置の開発と性能評価、実験において生じる様々な問題点の提起とその解決法の検討を主な目的として行われたものである。さらにアーチリブが面外繰返し荷重を受けたときの圧縮、曲げ、ねじりの応力状態の把握や弾塑性、局部座屈変形等の強度-変形特性の把握を行い、次なるステップの基礎資料とするものである。

2. 実験供試体

本研究で使用する供試体は、実橋の 1/20 程度の 2 ヒンジアーチとし、スパン・ライズ比を、一般に使用される 0.15 とする（図 1 参照）。鋼材は、SM400 を使用し、ダイヤフラムをアーチリブ全体で 8 箇所挿入した。供試体製作のパラメータとして式 (1) より得られた断面構成板の幅厚比パラメータ (R_R) を 0.35 (N35、S35) と 0.71 (S71、CS71) としたもの、およびリブのあるもの (S35、S71)、ないもの (N35)、さらにコンクリート充填を意味したもの (S71-C) である。

[†] 愛知工業大学建設システム工学専攻

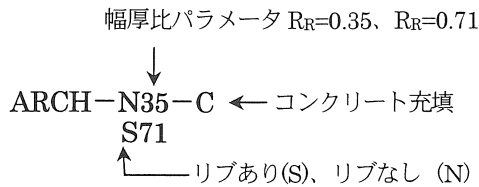
^{††} 愛知工業大学 土木工学科(豊田市)

^{†††} 愛知工業大学 土木工学科(豊田市)

$$R_{R,S} = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k_{R,S}}} \dots (1)$$

ここに、b：補剛版の全幅、t：板厚、 σ_y ：降伏応力、E：ヤング係数、 ν ：ポアソン比、 k_R ：座屈係数(=4 n^2)、 k_S ：座屈係数(=0.43)、n：補剛材で区切られているパネル数である。

本研究で使用する供試体記号は、以下のとおりである。



これらの組み合わせのうち表 1 に示す 4 体を製作した。

3. ARCH-N35、ARCH-S71 の実験概要および実験結果

3.1 荷重装置

ARCH-N35、ARCH-S71 の荷重装置全体の正面図および側面図を図 2、図 3 に示す。供試体の両端のピン支持装置には、市販のすべり回転装置を取り付けた。

供試体には、活荷重、死荷重を想定した鉛直荷重と地震力を想定した水平荷重を載荷する。鉛直荷重は、載荷梁、荷重伝達装置を使用し、静的 1000kN アクチュエータ 2 基をセットする。アクチュエータの力はテコの原理により載荷点、供試体位置、ピン支持装置の距離が、1：2 になっている。よって、アクチュエータが 1 の力に対し、供試体には、1.5、移動ピン支持には、0.5 の力が作用する (図 3 参照)。鉛直荷重伝達装置からの集中荷重は、図 2 に示すように 4 ケ所に分散させ、合計 8 ケ所の集中荷重に分散させる。水平荷重は、水平載荷反力トラスを使用して、理研精機製静的 2000kN アクチュエータ 2 基をあてる。アーチ構造の特徴として、供試体両

端に設置したピン支持装置に大きな水平反力が発生する。そこで、ピン支持装置同士を鋼材のタイで固定した (図 2 参照)。

3.2 鉛直荷重分配

前節で述べたように、鉛直荷重伝達装置により、供試体の 8 ケ所に集中荷重を与える (図 2 参照)。アーチ構造の基礎的特性として、分布荷重が載荷すると、供試体にかかる面内曲

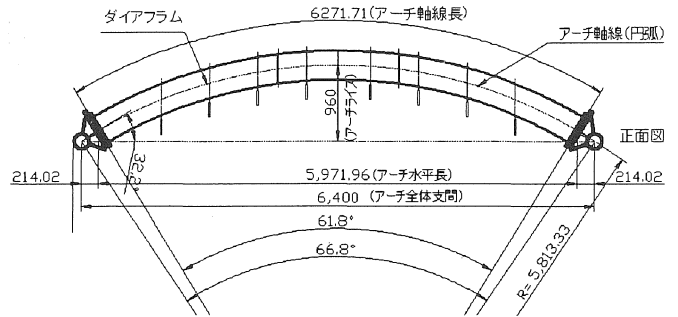


図 1 供試体全体図

表 1 供試体諸元

供試体名	ARCH-N35	ARCH-S35	ARCH-S71 ARCH-S71-C
スパン L (mm)	6400	6400	6400
ライズ f (mm)	960	960	960
ライズ比 f/L	0.15	0.15	0.15
幅 b (mm)	240.0	369.0	364.5
高さ h (mm)	240.0	369.0	364.5
板厚 t (mm)	12.0	9.0	4.5
断面積 A (mm ²)	11520	14940	7074
断面 2 次モーメント I (mm ⁴)	1.11 × 10 ⁸	3.02 × 10 ⁸	1.48 × 10 ⁸
補剛材幅 bs (mm)	—	55.0	33.0
補剛材板厚 ts (mm)	—	9.0	4.5
補剛材剛比 γ/γ^*	—	2.47	2.42
幅厚比パラメータ R_R	0.35	0.35	0.71
補剛材の幅厚比パラメータ R_S	—	0.33	0.40

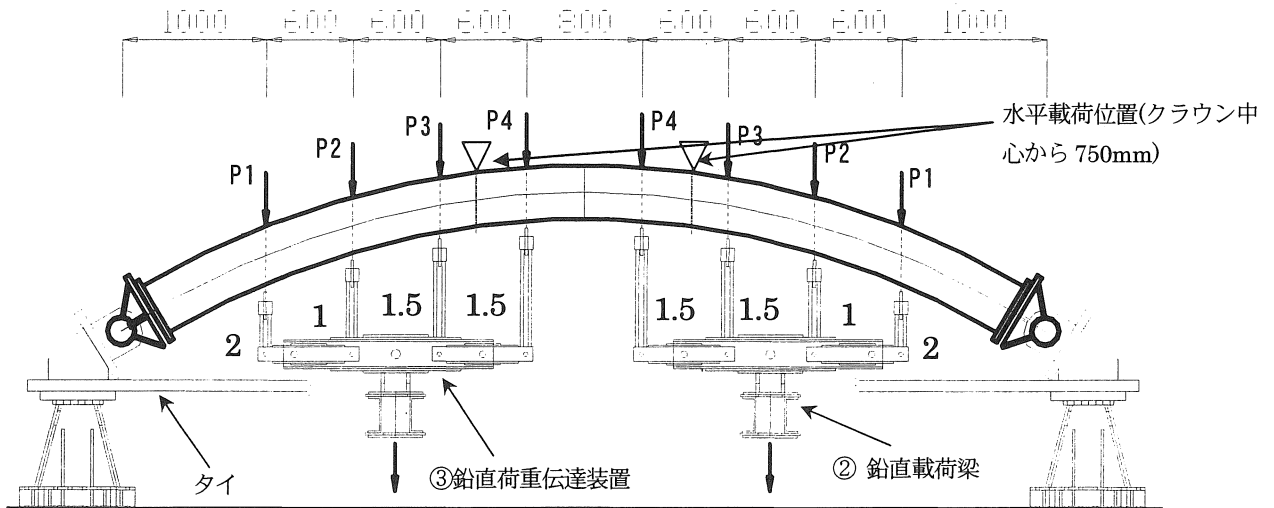


図 2 荷重装置全体図 (正面図) と分布集中荷重の割合

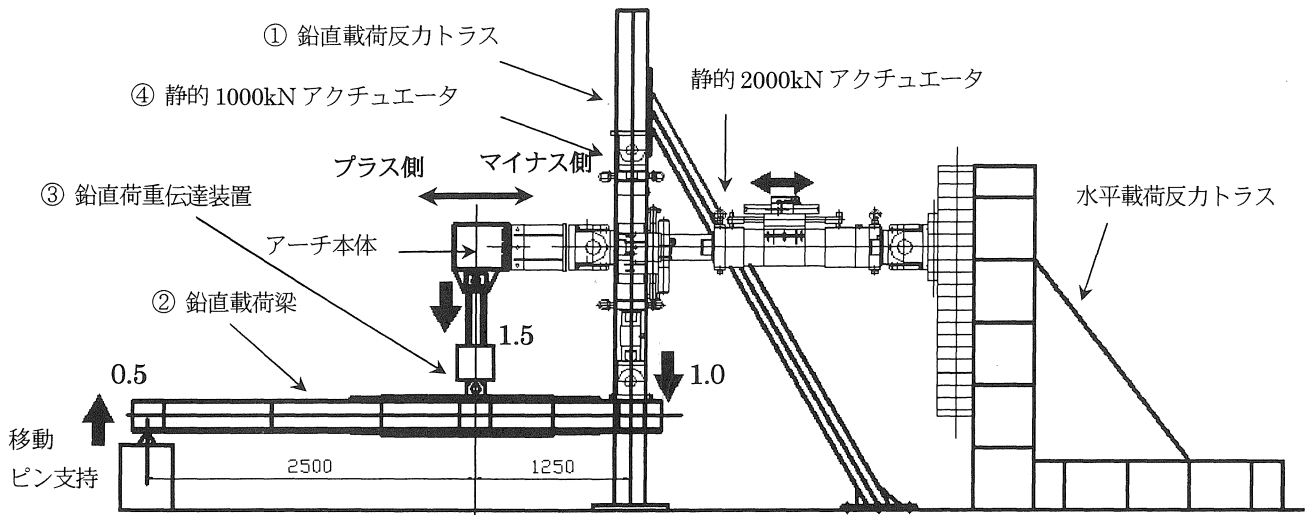


図3 実験載荷装置 (側面図)

げモーメントがゼロになる。よって、本研究では、アーチ供試体に曲げモーメントの影響を少なくし、集中荷重をできるだけ等分布荷重に近い曲げモーメントになるように8ヶ所の荷重分配の割合を計算した。例として、ARCH-N35の供試体に対する鉛直荷重載荷時での曲げモーメント図を図4に示す。図中の破線は、等分布荷重を載荷した場合、図中の○印は、図2のP1~P4の集中荷重を等しくした場合、また●印は、P1:P2:P3:P4を2:1:1.5:1.5とした場合を示す。端部のP4に、より大きな集中力を与えた方が曲げモーメントが均等になるが、アーチリブへの局部的集中荷重をさけるために、図4の●印に示す分散割合とした。

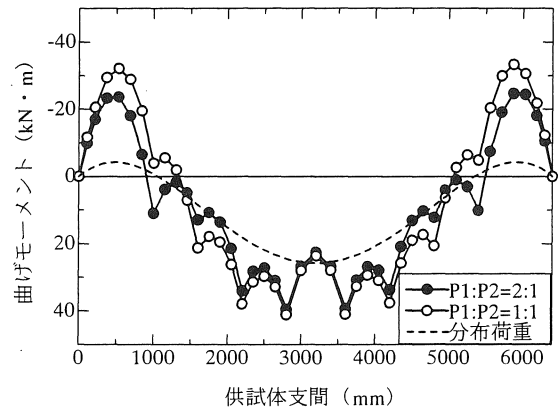


図4 各荷重分配の割合での曲げモーメント

3.3 載荷方法

供試体は、活荷重、死荷重を想定した鉛直荷重と、地震力を想定した面外方向の繰返し水平荷重を載荷する。水平荷重は、変位制御で行い、降伏水平変位 δy の整数倍を片振幅として両振りの漸増繰返し載荷とした。ここで、降伏水平変位 δy は、供試体両基部から90mmの断面に貼ってあるひずみゲージの値の平均が降伏ひずみ εy に達したときの変位として定め、 $+1\delta y$ 、 $-1\delta y$ 時の降伏水平変位の平均値を繰返し載荷時の基準値 δy とした。

3.4 ひずみゲージおよび変位計取付け位置

ひずみゲージは、基部から $0.25b$ (b =供試体断面幅)の位置および、クラウン位置に1軸ゲージおよび3軸ゲージを貼った。ARCH-S71の供試体に対しては、基部から $0.5b$ の断面にも3軸ゲージを貼った(図5、図6参照)。

変位計は、糸巻き式変位計(ゲージ長500mm、1000mm)、棒型変位計(ゲージ長50mm)および、ダイヤルゲージ式変位計を使用した。変位計の設置場所を図5、図7、図8に示す。棒型変位計は、次の節で説明する剛体変位除去用に使用する。糸巻き変位計は、クラウン部分、載荷点、支間1/4の場所に設置した。

3.5 剛体変位等の除去の方法

供試体に鉛直荷重、水平荷重がかかると、ピン支持装置も若干の変位が生じる。これによりアーチ本体の計測された変位には剛体変位が含まれる。よって、正しい変位を求めるには、剛体変位等の除去が必要となる。ピン支持装置が完全固定されていないとき、左右の対象性を考慮し、アーチには併進移動3成分と回転3成分の計6自由度がある。これらのうち鉛直移動は鉛直力載荷後からの変動は少なく無視し得る。またアーチ基部ピン間の移動は剛体変位ではなく、曲げモーメントの変化を伴うもので、後の節の本文3.7で考察済みである。(図16参照)。強軸直角水平方向の回転はピンの回転であり、問題としない。以下では残り3成分について、アーチに作用する水平力に伴う水平変位補正の簡便法を述べる。

図9に示すようにアーチ軸線方向を s 、それと直行する方向を r 、水平方向を x 、鉛直下方を y 軸にとる。アーチ基部の軸周り回転角を θ_s 、半径方向周りの回転角を θ_r とする。これらの回転角は、それぞれ一定距離を置いた2本の変位計により測定する。はじめにこれらを x 、 y 軸周りの回転角 θ_x 、 θ_y に変換する。アーチ端部の傾きを α とおくと θ_{x-y} 系と

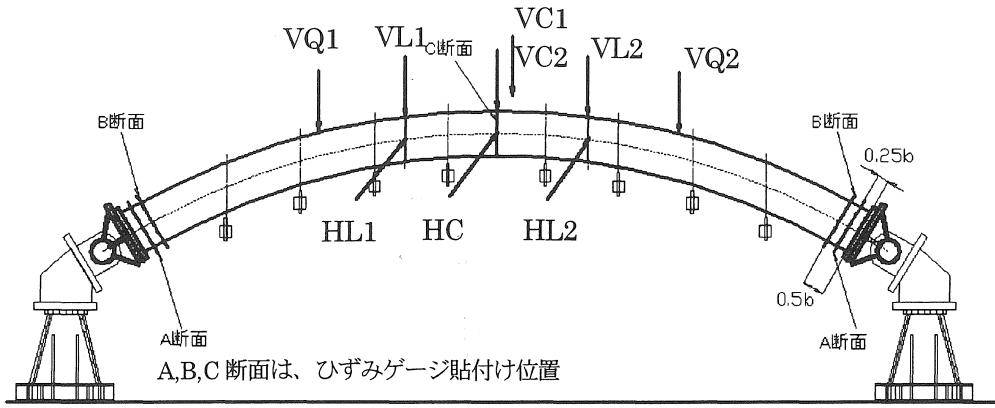
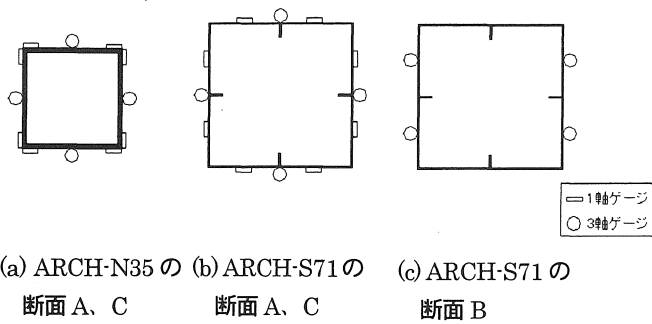


図 5 糸巻き変位計設置位置



(a) ARCH-N35 の断面 A、C (b) ARCH-S71 の断面 A、C (c) ARCH-S71 の断面 B

図 6 ひずみゲージ設置図 (断面図)

θ_{s-r} 系の変換マトリックスは、式(2)、(3)のようになる。右支点 [式(2)] と左支点 [式(3)] で変換マトリックスが異なることに注意する。

$$\begin{pmatrix} \theta_x \\ \theta_y \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \cos \alpha & -\sin \alpha \\ \sin \alpha & \cos \alpha \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta_s \\ \theta_r \end{pmatrix} \quad \dots (2)$$

$$\begin{pmatrix} \theta_x \\ \theta_y \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \cos \alpha & \sin \alpha \\ -\sin \alpha & \cos \alpha \end{pmatrix} \begin{pmatrix} \theta_s \\ \theta_r \end{pmatrix} \quad \dots (3)$$

① 支点の x 軸周りの回転 θ_x による剛体回転

両端のアーチ回転中心線を結ぶ基準線から、水平荷重載荷点までの高さを h とすると (図 10 参照)、この点でのアーチ剛体回転の影響は単柱式橋脚と同じく、

$$\delta_{Gx} = \theta_x h \quad \dots (4)$$

② 支点の鉛直軸 y まわりの回転 θ_y による弾性変形

ここでは簡単のためにアーチを近似的に水平面内に投影したはりと置き換え、回転角と載荷点のたわみの関係を導く。図 11 に示す長さ L で両端に等曲げを受けるはりのたわみ δ_{Gy} とはり端回転角 θ_y の関係は、

$$\delta_{Gy} = a(a+b)\theta_y / L \quad \dots (5)$$

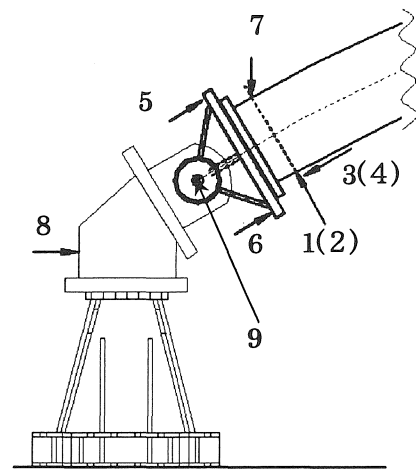


図 7 棒型変位計の設置場所 (側面図)

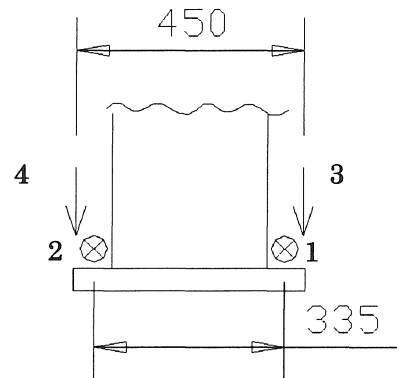


図 8 棒型変位計の設置場所 (平面図)

なおこのたわみ量は剛体変形によるものではなく、支点の鉛直軸回転による弾性変形成分である。また試験体は実際には塑性変形しているため、正確な補正量は実験中の回転変位を入力しつつ有限要素解析等を行い、逐次補正をしておかねばならない。ここでは簡単のため弾性成分のみの補正とした。より簡便で正確な補正法については今後の課題である。

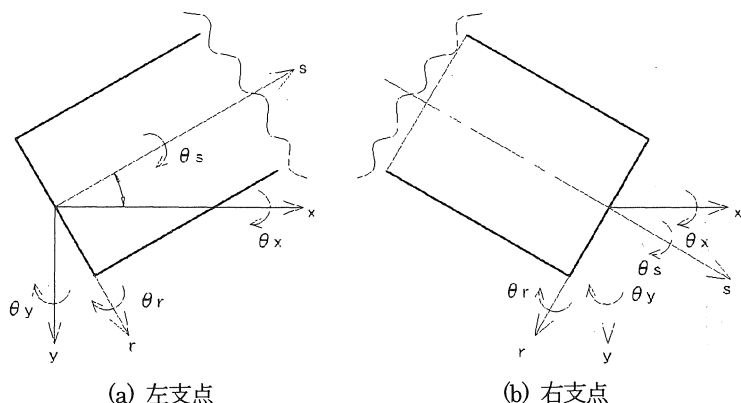


図9 アーチ支点の回転角

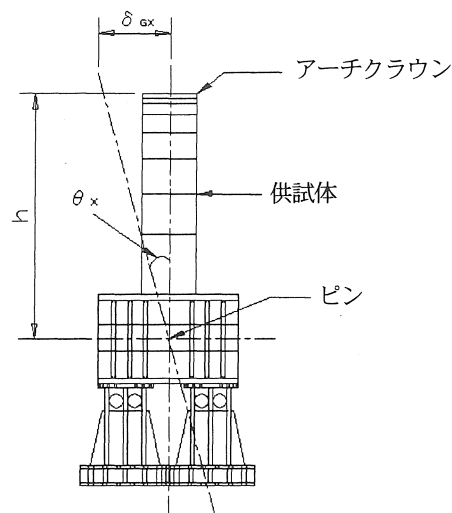


図10 x軸まわりの剛体回転

③ 橋軸直角方向 (z方向) 併進移動

今回の実験では、東西方向に置かれたアーチ供試体の南方向面外変形を正とし、この方向のヒンジ支点の南方向(z方向)変位を直接計測し、これを δ_{Gz} とする。

アーチの水平荷点での剛体変位 δ_G は式(4)と式(5)にこれを加え合わせて、

$$\delta_G = \delta_{Gx} + \delta_{Gy} + \delta_{Gz} \quad \dots (6)$$

以上の計算式では、変位計の設置方向、回転角の正の方向、アーチの面外変位の正方向、左右支点の相違に注意が必要である。

以上の方法を用い、実験中、剛体変位等の除去を行いつつ、載荷をした。

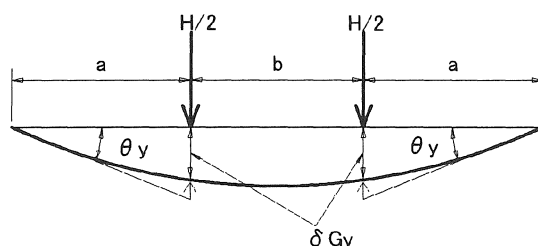
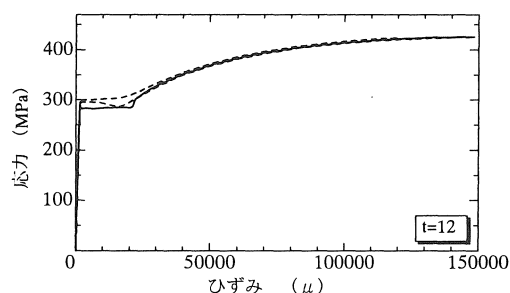
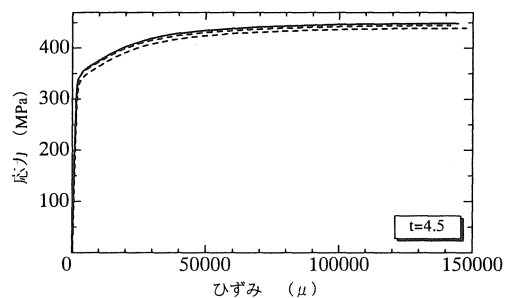


図11 両端に等曲げを受けるはり



(a) ARCH-N35 (t=12mm)



(b) ARCH-S71 (t=4.5mm)

図12 鋼材応力-ひずみ曲線

3.6 実験結果

3.6.1 材料試験結果

ARCH-N35 および ARCH-S71 で使用する鋼板(t=4.5mm および t=12mm)の鋼材引張試験結果を図12、表2に示す。t=4.5mmの鋼板は、明瞭な降伏棚が見られず0.2%耐力を適用した。鉛直荷重、および水平荷重の載荷で使用する降伏ひずみは、材料試験の結果である。

3.6.2 荷重-変位関係

繰返し載荷実験で得られた2つの供試体の水平変位-水平荷重履歴曲線を図13、図14に示す。

前項で述べた剛体変位等の除去の影響を確認するため、同図で剛体変位を除去したものを実線で、しないものを破線で示す。両者の差は図からわかるように、剛体変位等の影響が大きくており、ARCH-N35では、 $4\delta_y$ のとき、最大25%、ARCH-S71では、 $2\delta_y$ のとき最大で48%あった。支点で本来不動である回転成分および移動による補正の影響は大きい。

表2 鋼材引張試験結果

板厚 t (mm)	4.5	12
ヤング係数 E (GPa)	205	203
降伏応力 σ_y (MPa)	348	292
降伏ひずみ ϵ_y (μ)	1685	1480
ひずみ硬化係数 Est (GPa)	-	3.09
硬化開始ひずみ ϵ_{st} (μ)	-	22950

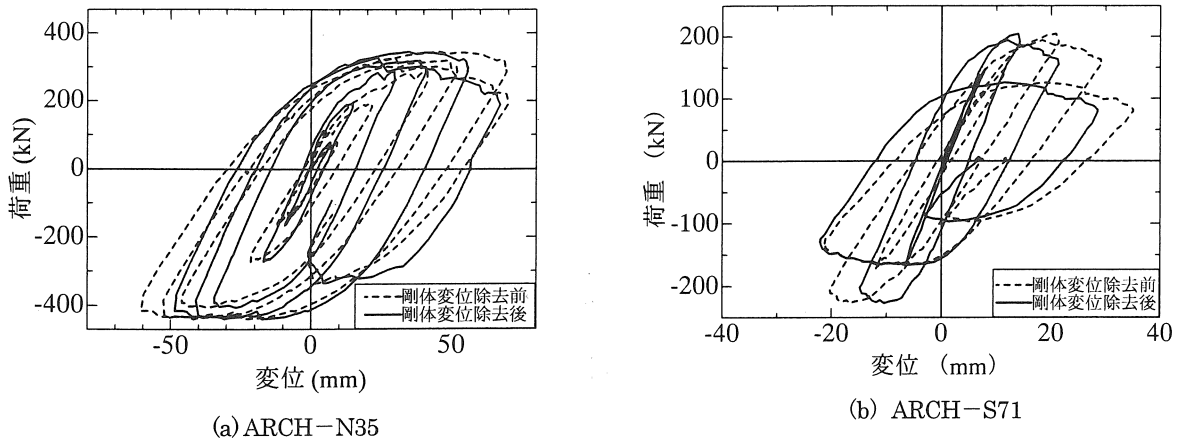


図 13 剛体変位除去の影響

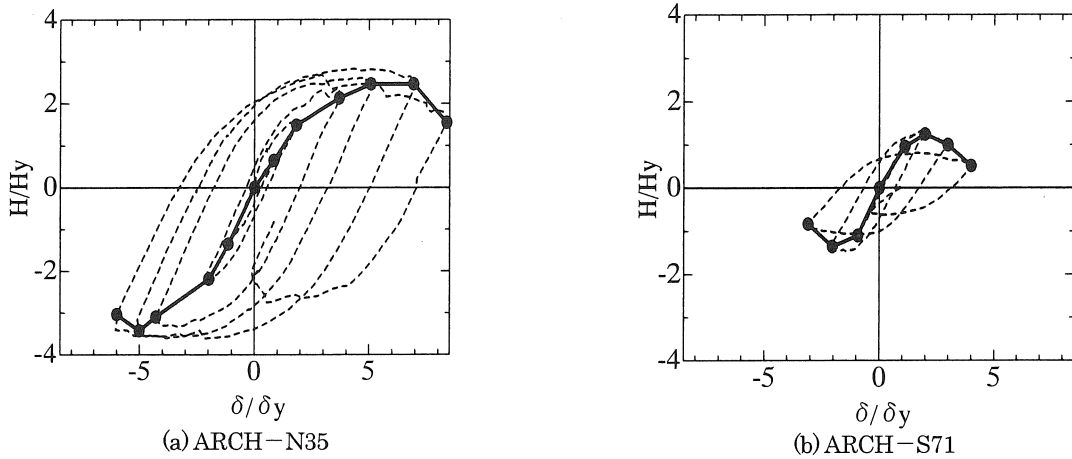


図 14 無次元化と包絡線

図 14 は、図 13 の剛体変位除去の荷重-変位関係を降伏水平変位 δ_y と降伏水平荷重 H_y で無次元化したものである。 H_y は、 $+1\delta_y$ 、 $-1\delta_y$ における荷重値の平均を用いた。幅厚比パラメータの大きい ($R_R=0.71$) 供試体 ARCH-S71 は ARCH-N35 ($R_R=0.35$) に比べ、最大荷重が約 1/2 かつ変形能も小さい結果となった。

3.6.3 鉛直変位

図 15 は、クラウン、水平荷重載荷位置およびアーチ支間長の 1/4 の位置の鉛直変位を各水平変位 δ_y について描いた図であり、アーチ供試体の変形、沈みを調べた。

ARCH-N35 は、 $3\delta_y$ 以降の鉛直変位の増加が著しい。さらに、基部、クラウンが座屈して、変位が全体的にでている。それに対して、ARCH-S71 ではクラウンの局所的な変位の増加が目立っている。ARCH-N35、ARCH-S71 とも、最大荷重点の通過後、鉛直変位の増加が著しい。

3.6.4 座屈状況

(1) ARCH-N35

ARCH-N35 の座屈状況を写真 1 に示す。 $4\delta_y$ のとき、主に基部の下フランジに大きな局部座屈がみられた。基部の座屈状況は、 $4\delta_y$ の時、基部下フランジ端部 20mm 付近に 10mm 程度の凹みが見られ、 $5\delta_y$ では、さらに 20mm まで増加し

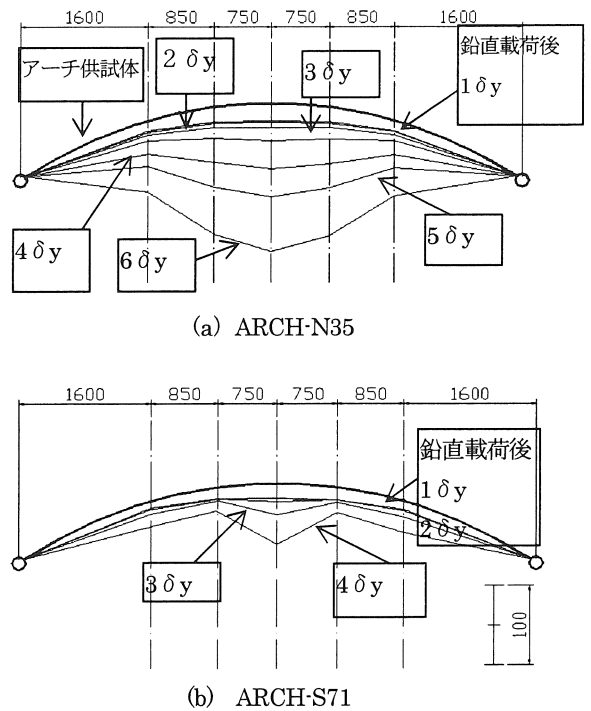
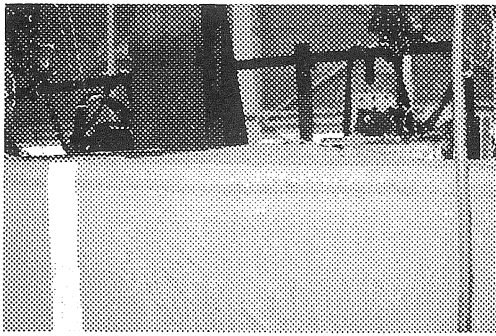


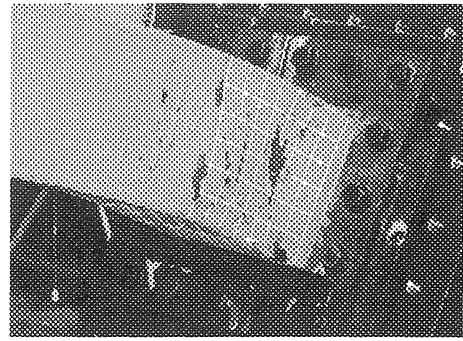
図 15 鉛直変位

た。正面側ウェブにも 10mm の凹凸が見られた。

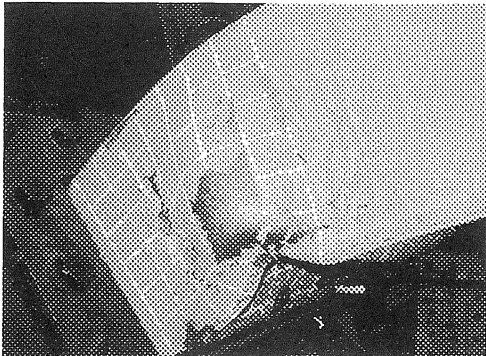
$+6\delta_y$ から $-6\delta_y$ に行く途中で鉛直荷重が保てなくなり、両基部の座屈が大きくなった。そして、クラウン上部には写



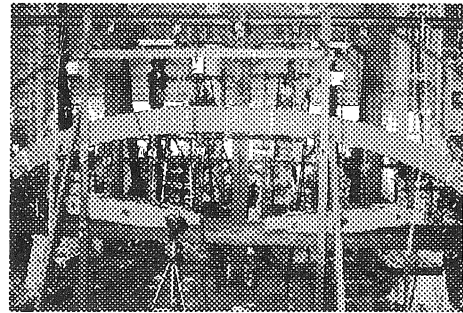
(a) クラウン部



(b) 右側基部

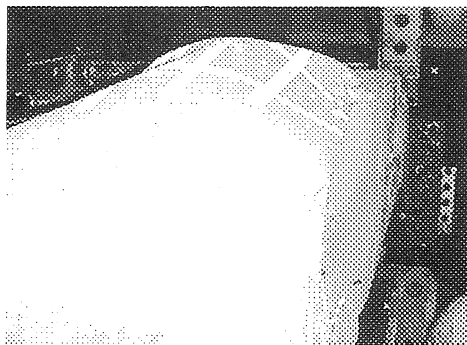


(c) 左側基部

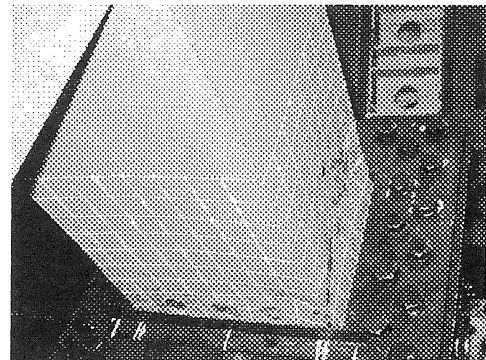


(d) 全体座屈状況

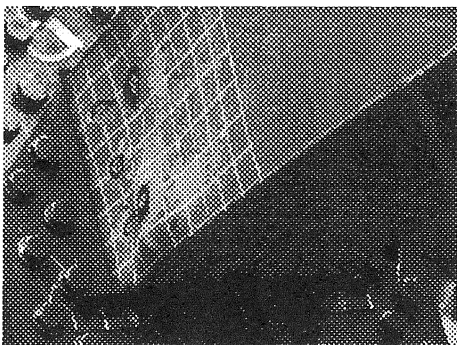
写真1 ARCH-N35 座屈状況



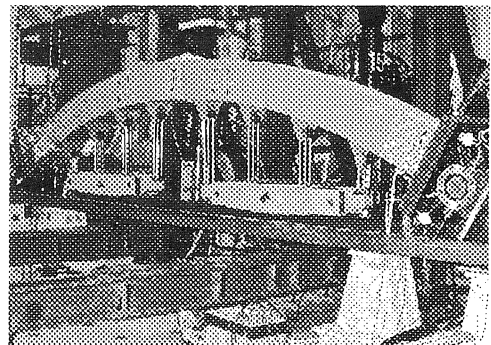
(a) クラウン部



(b) 左側基部



(c) 左側基部



(d) 全体座屈状況

写真2 ARCH-S71 座屈状況

真 1(a)のように凸型変形ができ、鉛直変位が増大し、アーチ全体が、写真 1(d)のように偏平になって終局状態に至った。

(2) ARCH-S71

ARCH-S71 の座屈状況を写真 2 に示す。幅厚比パラメータが大きいため ($R_R=0.71$) 局部座屈は一般的な単柱式橋脚に比

べて早く、 $2\delta_y$ で顕著に現れ始めた。このとき、主にクラウンの上フランジに 2、3mm 凸型の局部座屈が見られた。最終的にはクラウン上部は、100mm 強の凹凸が見られた。さらに両基部の上部に 10mm の凸、下部に 10mm の凹みが見られ、ウェブには、10mm の凹凸がみられた。しかし両基部は、クラウンほど、座屈の進行は見られなかった。ARCH-N35

のように、基部の座屈からではなく、クラウンの座屈が局部的に進行し、軸圧縮力、曲げモーメントに耐えることができなくなり破壊に至った。

3.7 実験装置の検討

3.7.1 支持装置の移動による面内曲げモーメントへの影響

本研究で使用したピン支持装置の水平反力に抵抗させるため装置同士を鋼材のタイ（断面積 38cm^2 ）で結合（図 2 参照）した。しかし、鉛直荷重が最大荷重に達したとき、ピン支持装置は、外側に約 5mm （スパンの 0.08% ）の相対変位を生じた。そこで、各供試体に鉛直荷重載荷の時の面内曲げモーメントの増加の様子をファイバーはり要素を用いて解析した。解析結果を図 16 に示す。各供試体とも、支持装置の移動変位が大きくなるにつれて、クラウンに生じる面内曲げモーメントが大きくなる事がわかる。支点移動はスパンの 0.08% と極めて小さいにもかかわらず増加した面内曲げモーメントは、ARCH-N35 では、支点移動がない場合の 2 倍、ARCH-S71 では、約 3 倍に増大する。したがって、アーチの載荷実験では、支点移動の拘束は極めて重要である。また、実際のアーチ構造でも同様の結果となる恐れがあり注意が必要である。

3.7.2 支持装置の移動による鉛直荷重時のひずみへの影響

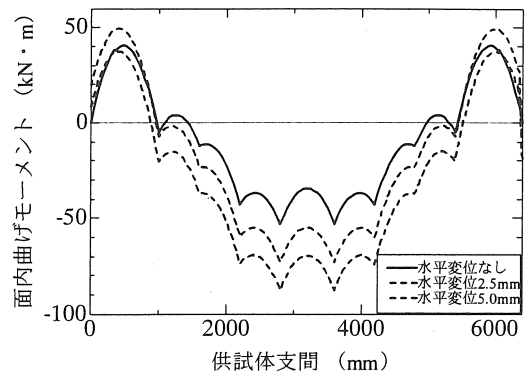
鉛直荷重載荷時のクラウン、基部のひずみを実験値と解析値で比較したものを図 17 に示す。ARCH-N35 の基部では、水平変位移動による差、および、解析と実験値の差はみられない。一方、クラウンでは、曲げの影響が多少見られる。さらに水平変位 5mm 移動したとき、解析値と実験値は近い値を示したが、図 16 に示す面内曲げモーメントほどの大きな差は見られない。ARCH-S71 の基部では、ARCH-N35 と同様に、解析値と実験値の差は見られない。ARCH-N35、ARCH-S71 とも、クラウン断面のフランジ上で中央部より両端のひずみが大きくなっているのは、シアラゲの影響および、中央部の板の凸変形により引張ひずみが生じ、これが載荷による圧縮ひずみを減少させている可能性がある。

本実験では、微小とはいえ支点部の水平移動の影響により、クラウン部分に大きな面内曲げモーメントが生じる結果となり、ARCH-S71 のクラウンの破壊を早めてしまったと考えられる。課題としては、タイの強化等、支点移動の防止等が重要である。

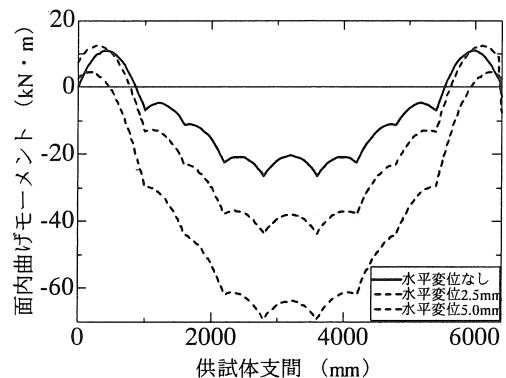
4. ARCH-S35、ARCH-S71-C の実験概要および実験結果

4.1 実験装置

はじめの実験によって明らかにされたアーチ構造の特性である大きい水平反力により両端に設置したピン支持装置による微小の水平移動によりクラウンをはじめ全体に面内曲げモーメントなど、影響することがわかった。供試体の両端に設置したピン支持装置を水平移動することを防止するために、前章ではピン支持装置同士鋼材のタイで防止していたが、わずかではあるがタイの伸びおよび固定具の変形により水平移動が生



(a) ARCH-N35



(b) ARCH-S71

図 16 支持装置の移動による面内曲げモーメントへの影響

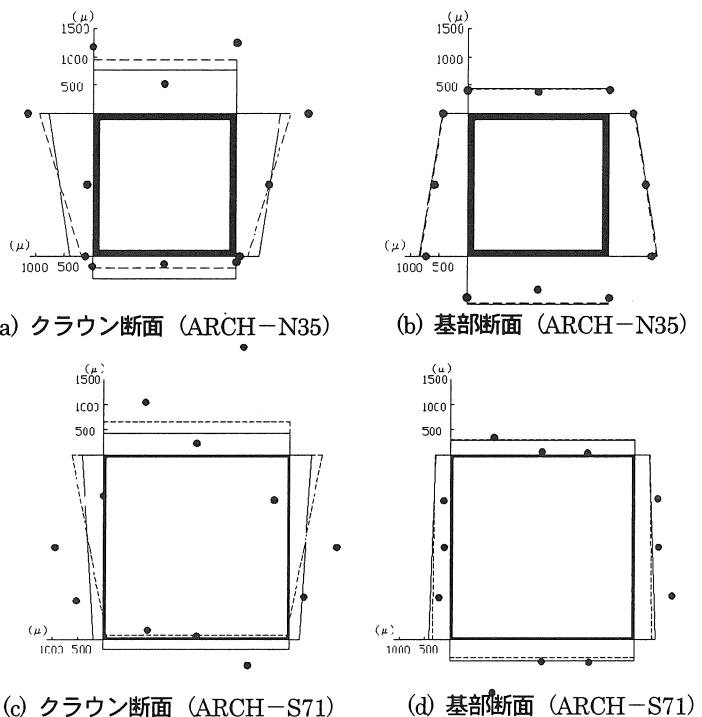


図 17 支持装置の移動とひずみの関係（鉛直荷重載荷時）

じた。今回の実験では、図 18、写真 3 のようにタイの強化として、両端の固定治具部分の強化（断面積の増加、リブの増加）、さらに、理研 700kN ジャッキ 4 基を使用して変位量に見合う逆方向変位を与えて、ピン支持装置の水平移動を防止した。今

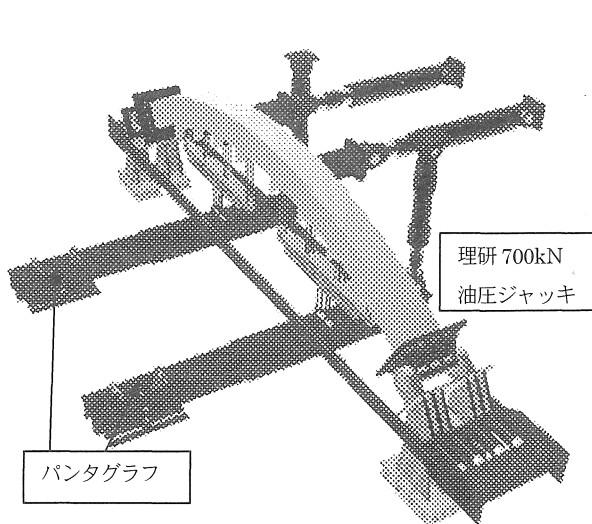
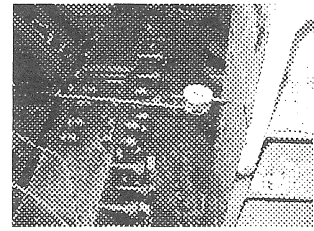
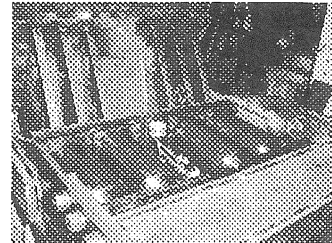


図 18 実験載荷装置概略図



(a) ARCH-N35、ARCH-S71



(b) ARCH-S35、ARCH-S71-C

写真 3 鋼材のタイ固定治具の強化前および強化後

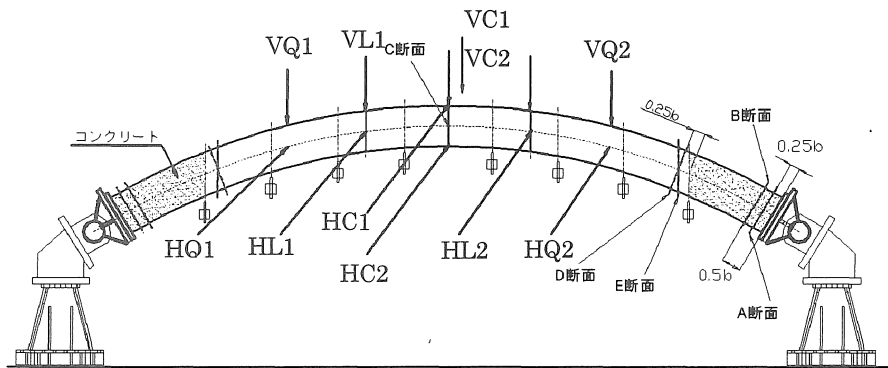


図 19 糸巻き変位計設置図

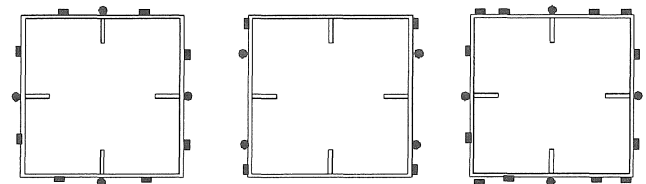
この実験では、タイの強化以外に移動ピン支持装置をパンタグラフ式にした(図 18 参照)これは、水平荷重を載荷したとき、鉛直載荷梁が滑らかに水平移動できるようにするためである。その他の載荷装置は、前章と同じである。

4.2 鉛直荷重載荷および水平荷重載荷方法

ARCH-S35 の水平荷重は、前章の方法と同じく、活荷重、死荷重を想定した鉛直荷重と、地震力を想定した面外方向の繰返し水平載荷とし、降伏水平変位 δ_y は、供試体両基部から 90mm の断面に貼ってあるひずみゲージの値の平均が降伏ひずみ ϵ_y に達したときの変位として定め、 $+1\delta_y$ 、 $-1\delta_y$ 時の降伏水平変位の平均値を繰返し載荷時の基準値 δ_y とした。ARCH-S71-C は、コンクリート部分充填の効果を明らかにするために ARCH-S71 と同じ δ_y とした。

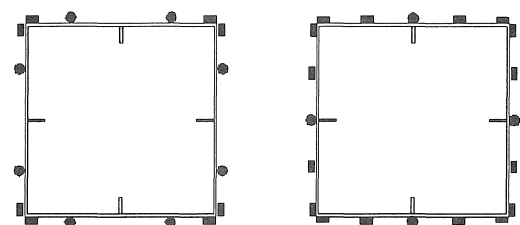
4.3 ひずみゲージおよび変位計取付け位置

本実験でひずみゲージの貼り付け位置として、ARCH-S35 は、ARCH-S71 と同じ場所である。一方、ARCH-S71-C は、コンクリート充填することにより、ダイアフラム 1 個目までよりむしろ 1 個目から 2 個目にかけてひずみが出る可能性がある。そこで、図 19 のように、前章でひずみゲージを貼った断面 A、断面 B の他に、ダイアフラム 1 個目の位置 (コンク

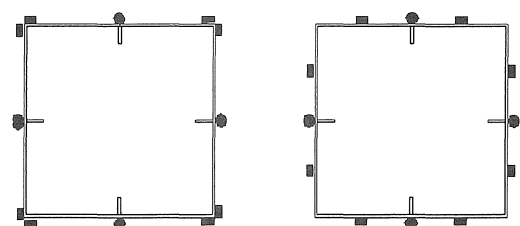


(a) 断面 A (b) 断面 B (c) 断面 C

図 20 ひずみゲージ設置図 (ARCH-S35)



(a) 断面 A (b) 断面 C



(c) 断面 D (d) 断面 E

図 21 ひずみゲージ設置図 (ARCH-S71-C)

— 一軸ゲージ
● 三軸ゲージ

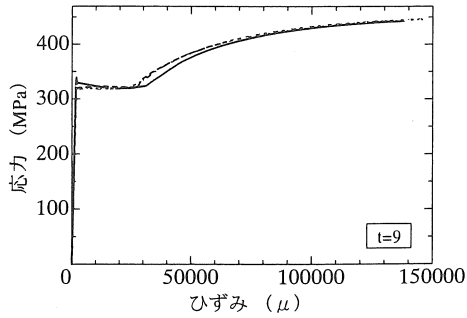
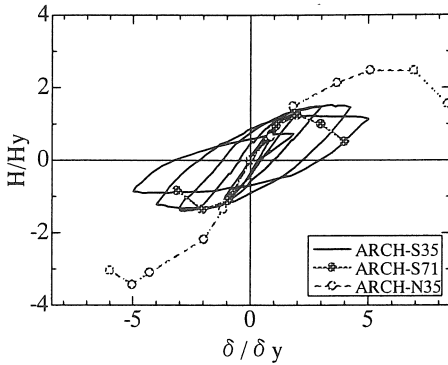


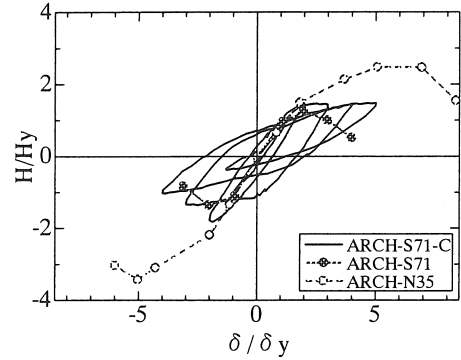
図 22 鋼材応力-ひずみ曲線 (ARCH-S35)

表 3 鋼材引張試験結果

板厚 t (mm)	4.5	9
ヤング係数 E (GPa)	205	209
降伏応力 σ_y (MPa)	348	318
降伏ひずみ ϵ_y (μ)	1685	1628
ひずみ硬化係数 E_{st} (GPa)	—	2.77
硬化開始ひずみ ϵ_{st} (μ)	—	25639

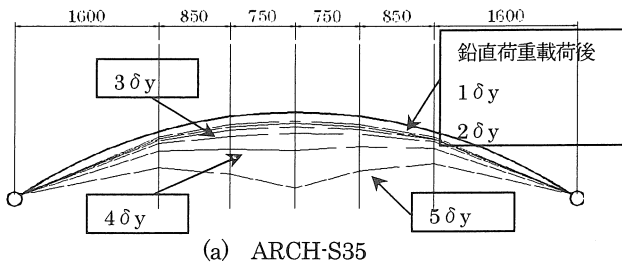


(a) ARCH-S35

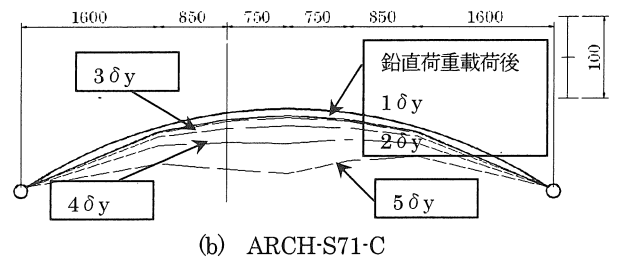


(a) ARCH-S71-C

図 23 荷重 - 変位履歴曲線



(a) ARCH-S35



(b) ARCH-S71-C

図 24 鉛直変位

リートを充填した後) から 90mm の位置で軸に垂直な断面 C とダイアフラムに水平な断面 D を追加した。各断面におけるひずみゲージの貼る位置を図 20、図 21 に示す。

変位計は、鋼板の中央に糸巻き式変位計を設置するとクラウン部の変形により前章のように誤った変位を計測してしまう。そこで本実験では、図 20 のように、クラウン部の水平変位計を断面の隅の部分に 2 個設置した。ダイヤルゲージ式変位計、棒型変位計の位置は、前章と同じである。

4.4 剛体変位等の除去

本実験も前章同様の方法で剛体変位等の除去を行い、実験中、剛体変位等の除去の補正を行いながら载荷を行った。

4.4 実験結果

4.4.1 材料試験結果

(1) 鋼材引張試験

今回実験する供試体は、 $t=9\text{mm}$ 、 4.5mm を使用している。ARCH-S71-C は、ARCH-S71 の引張試験結果を使用する。材料試験結果を図 22、表 3 に示す。前章と同じく、鉛直荷重、および水平荷重の载荷で使用する降伏ひずみは、材料試験の

結果である。

(2) コンクリート圧縮試験結果

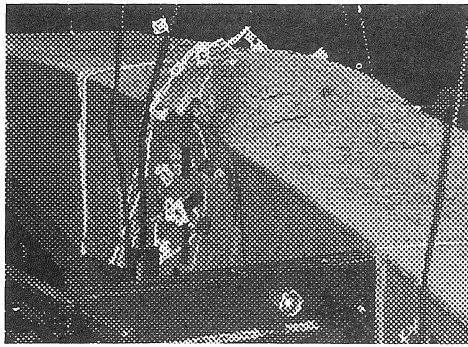
ARCH-CS71 で使用したコンクリートの圧縮試験を行った。セメントは、早強ポルトランドセメントを使用した。圧縮試験結果として、28 日強度は、22.7MPa であった。

4.4.2 荷重-変位関係

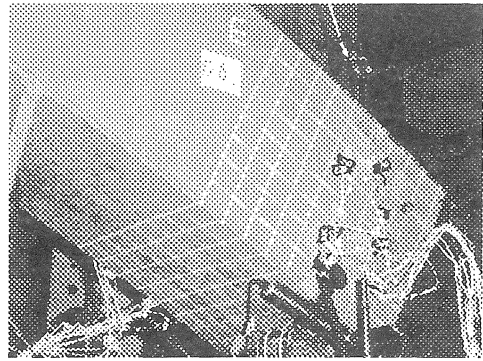
本実験で得られた 2 体の供試体の水平変位-水平荷重履歴曲線を図 23 に示す。ARCH-S35 および ARCH-S71-C の水平変位-水平荷重履歴曲線の他に、比較のために ARCH-S71、ARCH-N35 の包絡線を同じグラフに載せた。

ARCH-S35 は、幅厚比パラメータが大きい ARCH-S71 より最大荷重が 10% 高く、変形能が優れている結果となっている。しかし、ARCH-N35 と比較すると、同じ構成板の幅厚比パラメータであるのに最大荷重、変形能に差が出ている。

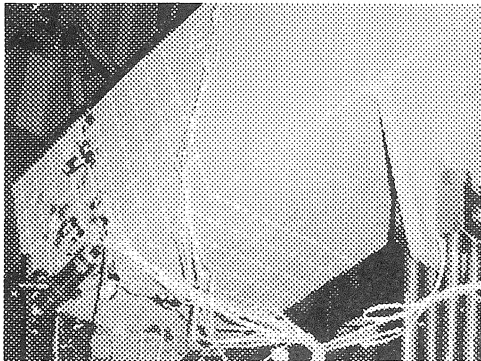
ARCH-S71-C は、ARCH-S71 と比較すると、最大荷重は、ARCH-S71 より 15% 高い値を示し、変形能も優れていることがわかる。さらに、最大水平荷重を越えた劣化域で耐荷力が上昇している。コンクリート充填による効果が現れていると思われる。



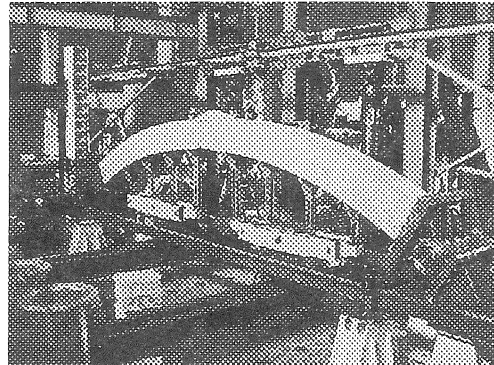
(a) クラウン部



(b) 左側基部

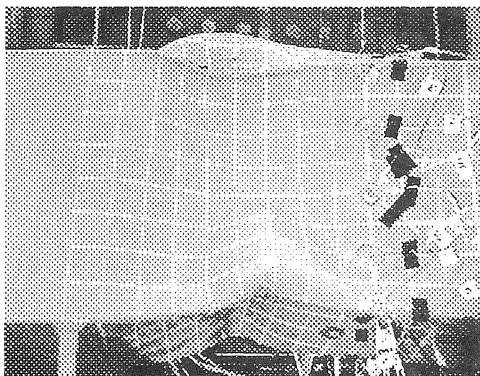


(c) 右側基部

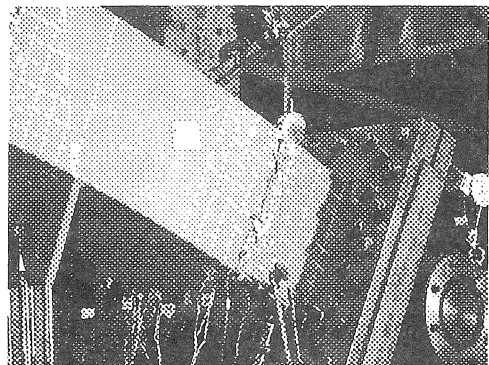


(d) 全体座屈状況

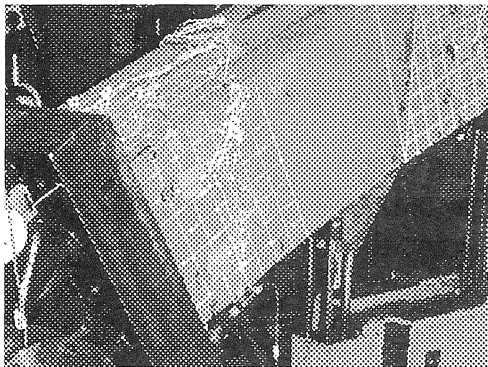
写真4 座屈状況 (ARCH-S35)



(a) クラウン部



(b) 左側基部



(c) 右側基部



(d) 全体座屈状況

写真5 座屈状況 (ARCH-S35)

4.4.3 鉛直変位

ARCH-N35、ARCH-S71-C のクラウン、水平荷重載荷位置およびアーチ支間長の 1/4 の位置の鉛直変位を各水平変位 δ_y について描くと図 24 が得られる。前章と同じで、水平荷重最大点到達後、鉛直変位の増加が激しい。ARCH-S71-C は、

ARCH-S71 とは異なり、供試体全体で変形している。

4.4.4 座屈状況

(1) ARCH-S35

ARCH-S35 の座屈状況を写真 4 に示す。3 δ_y で、クラウン

部の座屈が現れた。クラウン上部に 10mm の凸、クラウン下部に 10mm の凹、クラウンウェブに、20mm の凹凸が見られた。実験終了時では、80~100mm まで至った。一方基部では、目立つ座屈は見られなかった。クラウン部の上下部では、座屈波形が一次モードになっており、補剛材がうまく働いていない結果となった。そのため、ARCH-N35 に比べ、最大荷重、変形能に差ができてしまったと思われる。アーチで使用する補剛材の設計の見直しが必要であると思われる。

最終的に、クラウンの座屈が局部的に進行し、軸圧縮力、曲げモーメントに耐えることができなくなり破壊に至った。

(2) ARCH-S71-C

ARCH-S71-C の座屈状況を写真 5 に示す。3 δ_y の時、クラウン部の座屈を確認した。クラウン上部、下部では、それぞれ 55mm の凸、15mm の凹がみられた。クラウンウェブでは、20mm の凹凸がみられ、実験終了時では、80~130mm まで至った。ARCH-S71 に比べ、基部には、座屈が見られなかった。これは、コンクリートの座屈抑制効果であると考えられる。また、ARCH-S35 と同じように、クラウンの局部座屈の進行により、破壊に至った。

5. 結論

本研究では、アーチの面外繰返し載荷実験を行い、その耐震性能を調べるとともに、実験上の問題点を検討した。実験によって得られた結論を以下にまとめる。

- 1) アーチの耐震実験における剛体変位等の影響を調べた。横方向変位の結果は予想以上に大きな値となった。正しい変位を計測するためには、単柱式橋脚の実験と同様、剛体変位等の除去の補正が必要である。アーチでは基部変位が 3 次元的となるため正確な補正は極めて複雑となる。本研究では剛体変位除去に関する一つの簡便法を提案した。
- 2) 鉛直荷重載荷時に、大きな水平支点反力が生じるため、支持装置の移動防止が重要である。アーチスパンの約 0.08% の極くわずかの支点移動でクラウン部分に曲げモーメントが 2~3 倍も増大し、破壊を早める。
- 3) アーチは堅い基礎地盤に造られるとはいえ、地震時には地盤の振動により実構造物でも上記のような僅かな支

点移動が考えられる。支点の微小移動によってクラウン部の曲げモーメントが最も大きく増大するため、基部よりクラウン部の強度安全性を特別に高めに設定する必要があると考えられる。

- 4) アーチ構造全体の地震時作用力を与える載荷装置を開発した。鉛直載荷治具では、支点の移動ができるパンタグラフ式支持装置を開発し、改良の末、問題なく作動させることができた。
- 5) アーチの基部にコンクリート充填することによって、強度、変形能は上昇することがわかった。クラウン部にもコンクリートを充填することによって、耐震性能の向上が期待できると考えられる。

参考文献

- 1) 北田俊行、中井 博、國廣昌史、原田直樹：圧縮と曲げとを受ける無補剛・無補剛薄肉箱型断面の終局強度相関曲線に関する研究、構造工学論文集、Vol.40A、pp331-pp342、1994
- 2) 中井 博、北田俊行、村山泰男、室塚直人：曲げとねじりを受ける箱桁の終局強度に関する解析的研究、構造工学論文集、Vol.42A、pp71-pp82、199
- 3) 北田俊行、中井 博、國廣昌史、松下孝文：圧縮・曲げ・ねじりの組合せ断面力を受ける薄肉箱形短柱の終局強度特性に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.34A、pp221-pp231、1988
- 4) 北田俊行、中井 博、國廣昌史、岸田和人：圧縮、2 軸曲げ、および、ねじりを受ける薄肉箱形短柱の終局強度に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.37A、pp73-pp82、1991
- 5) 中井 博、村山泰男、北田俊行：曲げとねじりとを受ける補剛材付き薄肉箱形断面梁の極限強度に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.38A、pp155-pp165、1992
- 6) 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、pp243-pp254、1988
- 7) 崎元達郎、坂田 力、古賀一臣、岡本剛治：上路式アーチ橋の面外座屈強度、構造工学論文集、Vol.37A、pp199-pp209、1991

(受理 平成14年 3 月19日)