

軸力変動を受ける RC 中空断面アーチリブの耐震性に関する実験的研究

Seismic performance of hollow reinforced concrete arch ribs
subjected to cyclic lateral force under varying axial load

川島一彦*, 宇根寛**, 塚淳一***

Kazuhiko KAWASHIMA, Hiroshi UNE and Junichi SAKAI

* 工博, 東京工業大学 教授, 大学院理工学研究科土木工学専攻 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

** 修 (工), 国土交通省東北地方整備局福島工事事務所 (〒963-8061 福島県郡山市富久山町福原字陣馬 57)

*** 博 (工), 東京工業大学大学院, 日本学術振興会特別研究員

(現, University of California at Berkeley, Pacific Earthquake Engineering Research Center, 研究員)

This paper presents the seismic performance of hollow reinforced concrete arch rib subjected to lateral cyclic loading under varying axial load. The test aims to study the seismic performance of reinforced concrete arch bridges subjected to a strong ground shaking. Four 1750mm tall specimens with a section of 400mm×400mm were constructed idealizing the arch springing rigidly fixed to a foundation. The axial compression was varied between 3.5 MPa and 0, in phase with the lateral loading. It is found from the test that the failure concentrates at the arch rib face where axial compression + flexural compression becomes the maximum. Compression failure and rupture of longitudinal reinforcement at the face led to the ultimate of the arch rib.

Key Words: bridge, arch bridge, seismic design, ductility, cyclic loading test

1. まえがき

アーチ橋は地盤が安定した箇所に圧縮力を受ける構造として設計されるため, 一般に耐震性に優れた構造系であると考えられている. 事実, 世界的に見ても現在までにアーチ橋の震災経験はない. しかし, 兵庫県南部地震による震災経験を受けて, アーチ橋の耐震性についても, 各所で研究が行われている. 例えば, Kawashima and Mizoguti¹⁾, 塚・川島ら²⁾は, RC アーチ橋を対象に, 兵庫県南部地震によって観測された地震動を作用させるとアーチリブに曲げ塑性化が生じること, さらに部分的にはアーチリブに引張力さえ生じること非線形動的解析に基づいて指摘している. また, 森ら³⁾, 北沢ら⁴⁾も非線形動的解析に基づいたアーチ橋の耐震設計を行っている.

RC アーチ橋では, 慣性力を低減するためにアーチリブに中空断面が採用されることが多いが, 中空断面の RC アーチリブが変動軸力の作用下で塑性域に達する大きなくり返し曲げ変形を受けた場合の変形性能について検討された研究は著者らの知る限りは存在しない. ただし, RC アーチ橋の耐荷力を実験的に検討した例としては上田ら⁵⁾, 江上ら⁶⁾の研究がある. 上田らの研究では, 実橋の 1/10 程度のアーチスプリング部模型を対象として, 破壊耐荷力を検討しているが, 断面寸法が 360mm×340mm の中空断面を対象としており, 変動軸力の影響は考慮していな

い. 江上らはアーチリブを 1/15 に縮小した模型を用いて幾何学的非線形の影響を実験的に検討しているが, これは RC アーチリブの変形性能を対象とした研究ではない.

また, アーチ橋ではなく一般的な中空断面橋脚を想定した研究としては, Taylor and Breen⁷⁾, 川島⁸⁾, Hoshikuma and Priestley⁹⁾, 松田ら¹⁰⁾, 家村ら¹¹⁾の研究がある. しかし, これらの研究はいずれも一定軸力下でのくり返し載荷実験であり, 変動軸力を受ける RC アーチリブに直接適用することはできない.

以上の点から, 本研究では, 曲げモーメントが大きくなる固定アーチリブのスプリング部に着目し軸力変動と同時に中間帯鉄筋をパラメータとした RC 矩形中空断面模型に対するくり返し載荷実験¹²⁾を行ったので, この結果を示す.

2. 実験に用いた供試体と載荷方法

(1) RC アーチ橋のリブの断面特性¹³⁾

表-1 は, 実在上路式固定 RC アーチ橋の特性とスプリング部の断面寸法や配筋を示した結果である¹⁴⁾. ここで, スレンダーネス比とはリブ厚を中空部の壁厚で除した値である⁷⁾. ここには, 比較のために道路橋の耐震設計に関する資料¹⁵⁾に示される RC アーチ橋と後述する RC 中空断面アーチリブ模型もあわせて示している. これによれば,

表-1 実在のRCアーチ橋の特性およびスプリング部の断面寸法と配筋

	支間 (m)	ライズ (m)	スパン ライズ比	コンクリート強度 (MPa)	スプリング部					
					死荷重による軸応力 (MPa)	軸方向鉄筋比 (%)	横拘束筋比 ρ_s (%)	リブ厚 (mm)	壁厚 (mm)	スレンダーネス比
A 橋 ¹⁴⁾	265	40.5	6.5	50	4.7	2.23	2.80	5000	300	16.7
B 橋 ¹⁴⁾	150	27.0	5.6	40	3.9	1.09	1.46	2800	500	5.6
C 橋 ¹⁴⁾	145	30.0	4.8	30	*	*	*	3800	600	6.3
D 橋 ¹⁴⁾	235	34.0	6.9	40	*	*	*	4500	950	4.7
E 橋 ¹⁴⁾	180	27.5	6.5	40	*	*	*	4000	250	16.0
F 橋 ¹⁴⁾	140	27.3	5.1	40	*	*	*	4337	300	14.5
G 橋 ¹⁴⁾	218	27.0	8.1	50	*	*	*	3500	500	7.0
設計計算例 ¹⁵⁾	140	30.0	4.7	40	4.8	1.73	2.20	4000	300	13.3
実験供試体	-----	-----	-----	24	2.0	2.53	1.13	400	100	4.0

注) * は資料がないため不明である。

表-2 RC 中空断面アーチリブのスプリング部をモデル化した実験供試体

	A1C 供試体	A2C 供試体	A1V 供試体	A2V 供試体
中間帯鉄筋	なし	あり	なし	あり
帯鉄筋体積比 ρ_s (%)	1.13	1.23	1.13	1.23
基部の軸応力 (MPa)	圧縮 2MPa 一定		0~圧縮 3.5MPa 変動	
コンクリート強度 (MPa)	24.0	29.7	24.0	25.7

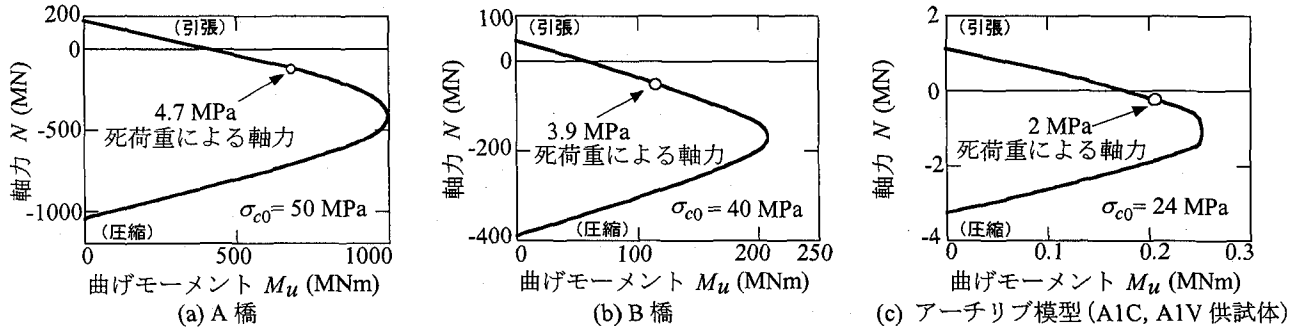


図-1 軸力 N ~ 終局曲げモーメント M_u の相関曲線と死荷重による軸力

実在する RC アーチ橋のスプリング部では、スレンダーネス比が 4~17 程度であること、コンクリート強度 σ_{c0} には 40MPa が多く用いられていること、配筋に関する資料は十分ではないが軸方向鉄筋比はおおむね 1~2%、横拘束筋体積比 ρ_s は 1~3% であることがわかる。また、RC アーチ橋のスプリング部には、死荷重によって 4~5MPa に相当する圧縮軸力が作用しており、これらはいずれもコンクリート強度の 10% 程度に相当する。

続いて、表-1 に示した中から、A 橋、B 橋に関してタイプ II 地震動を想定して軸力 N ~ 終局曲げモーメント M_u の相関曲線を求めると図-1 のようになる。ここには後述する模型供試体の N ~ M_u 相関曲線も示している。これによれば、いずれのアーチ橋のスプリング部でも死荷重による軸力は、つり合い破壊に相当する軸力の 25~30% であり、いずれもコンクリートの圧壊よりも引張鉄筋の降伏が先行する破壊モードとなると考えられる。

(2) 実験供試体

以上にに基づき、上路式固定 RC アーチ橋のアーチスプリング部をモデル化することとした。検討のポイントは、

中空断面 RC アーチリブに対する中間帯鉄筋の効果と変動軸力がアーチリブの曲げ塑性変形性能に及ぼす影響を解明することである。そこで、表-2 のように軸力変動の有無と中間帯鉄筋の有無をパラメータとした 4 体の RC 中空断面模型を作製した。図-2 は模型供試体の外形および配筋を示した結果である。アーチアバットに固定されたスプリング部を対象とし、アーチリブの曲率の影響は無視し、フーチングに固定したカンチレバータイプの模型としている。曲げモーメントをスプリング部にどのように与えるかが重要であるが、スプリング基部から 1350mm の位置に水平力を与えて、スプリング基部に曲げモーメントを作用させることとした。せん断支間比は 3.6 となる。このようにせん断支間比を 3.6 と大きく与えれば、せん断変形の影響が小さく、スプリング部の曲げ塑性変形性能を評価できる。

断面は 400x400mm の正方形であり、壁厚は 100mm である。したがって、スレンダーネス比は 4 と実在の RC アーチ橋に比べて小さい。中空断面の特徴であるスレンダーネス比を忠実に再現することが望ましいが、荷重装置の制約からまず断面幅を決め、配筋やコンクリートの打設が可

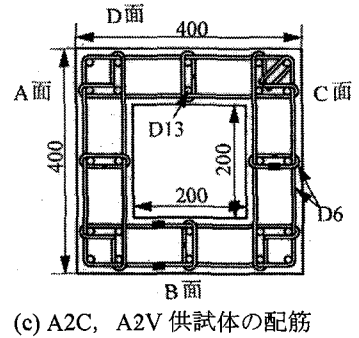
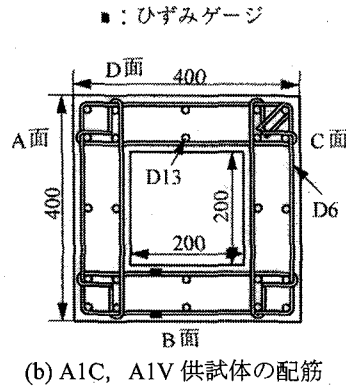
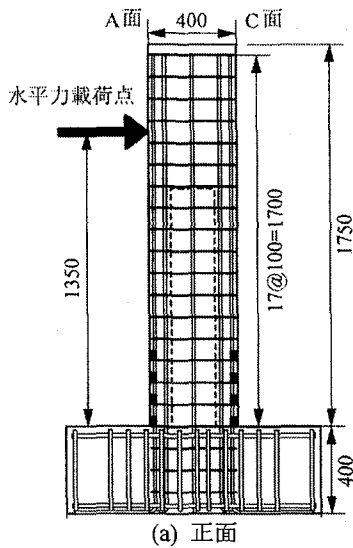


図-2 実験供試体

能という条件から壁厚を決めた結果、このようなプロポーションになったものである。

続いて、コンクリートの呼び強度は 24MPa とした。載荷実験当日のコンクリート強度は 24~29.7MPa である。表-1 に示したように RC アーチ橋には 40MPa 級の強度を有するコンクリートがよく用いられており、本研究のコンクリート強度は小さめの設定になっている。しかし、後述するように死荷重による圧縮軸力を 2MPa と仮定することにより、死荷重による軸力がコンクリート強度の 10% 程度であるという、実在の RC アーチ橋のスプリング部の特性を再現できている。ただし、高強度コンクリートを用いたアーチリブの耐震性に関しては今後、検討する必要がある。

いずれの供試体にも軸方向鉄筋として直径 13mm の異形棒鋼 (降伏強度 $\sigma_{sy}=374\text{MPa}$) を断面の外側には 16 本、断面の内側には 8 本、計 24 本配置している。この結果、軸方向鉄筋比は 2.53% となり、供試体は実在の RC アーチ橋に比べて軸方向鉄筋が高めの設定となっている。

中空断面 RC アーチリブに対する中間帯鉄筋の効果と変動軸力の影響を評価するために、高さ方向の横拘束筋間隔は 100mm で一定とし、中間帯鉄筋を配置しない供試体と壁の中央部に帯鉄筋と軸方向鉄筋を囲むように中間帯鉄筋を配置した供試体をそれぞれ 2 体ずつ作製した。同一の配筋とした 2 体の供試体のうち 1 体は一定圧縮軸力 2MPa の作用下で、もう 1 体は軸力を 0~圧縮 4MPa の範囲で変動させる状態のもと、くり返しの水平力を与えることとした。与えた軸力の変動幅は死荷重による軸力の 0~2 倍に相当する。これは、地震時には RC アーチ橋のスプリング部に死荷重による 2 倍の圧縮軸力とわずかに引張軸力が生じること^{1),2)} から、決定したものである。ただし、載荷装置の特性から、圧縮方向には 420kN までしか軸力を載荷できなかったため、結果として基部の軸応力度の変動幅は 0MPa~3.5MPa となっている。

ここで、表-2 に示したように中間帯鉄筋を配置しない供

試体を A1 供試体、中間帯鉄筋を配置する供試体を A2 供試体と呼ぶ。最後の C, V はそれぞれ一定軸力を与える場合、変動軸力を与える場合を表している。

横拘束筋には降伏強度 $\sigma_{sy}=363\text{MPa}$ を有する直径 6mm の異形棒鋼を用いることとした。横拘束筋体積比をもととの定義に基づき求めると、中間帯鉄筋を配置しない供試体ではそれぞれ $\rho_s=1.13\%$ 、中間帯鉄筋を配置する供試体では $\rho_s=1.23\%$ となる。実在のアーチ橋の横拘束筋体積比 ρ_s は 1~3% であり、模型供試体の横拘束筋による拘束は、実在の RC アーチスプリング部のコアコンクリートに与えられる拘束に近いと考えられる。

A1C, A1V 供試体を例としてタイプ II 地震動を想定して $N \sim M_u$ の相関曲線を求めた結果は、図-1 に示したとおりである。これによれば、模型においても上述した実在の RC アーチ橋と同様に、死荷重による軸力は、つり合い破壊に相当する軸力の 22% に相当し、コンクリートの圧壊よりも引張鉄筋の降伏が先行する破壊モードとなることがわかる。

(3) 載荷および計測方法

実験は東京工業大学の耐震載荷装置を用いて行った。水平方向の載荷は水平アクチュエーター (荷重 $\pm 500\text{kN}$, ストローク $\pm 300\text{mm}$) を用いて変位制御により与えた。同一変位振幅におけるくり返し回数を 3 回として、一定振幅変位漸増法により荷重を加えた。一般にくり返し載荷では、降伏変位 δ_y の整数倍の振幅を与えることが多い。しかし、 δ_y は載荷変位の基準を与えるに過ぎないことから、ここではドリフト $dr=0.5\%$ ($=6.75\text{mm}$) を基準とし、この整数倍の変位で制御することとした。ここで、ドリフト dr とはせん断支間長に対する水平力作用位置における水平変位の比率である。

鉛直荷重は鉛直アクチュエーター (荷重 $\pm 500\text{kN}$, ストローク $\pm 200\text{mm}$) を用いて荷重制御により与えた。軸力を変化させる場合 (A1V, A2V 供試体) には、水平変位が押

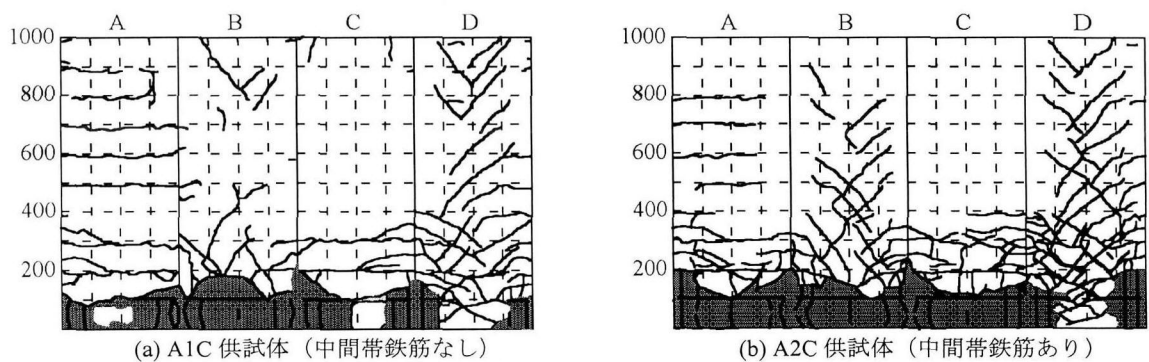


図-3 一定圧縮軸力(2MPa)下のRCアーチリブ模型の最終損傷状況

し側に最大となる瞬間に軸応力度が最大となり、水平変位が引き側に最大となる瞬間に軸応力度が0となるように、水平力との位相を保って鉛直力を与えた。地震時のRCアーチリブでは、堺・川島ら²⁾が示したように必ずしも軸力が最大もしくは最小となる時に曲げモーメントも最大になるとは限らない。しかし、曲率が最大となる瞬間に軸力も極値をとる場合がリブを終局に至らしめる荷重条件のひとつであることから、本研究ではこうした荷重手法を用いたものである。

なお、鉛直アクチュエーターは回転自由なスイベルヘッドにより上端は荷重フレームに、下端は供試体頭部に固定されている。供試体頭部は荷重軸方向には水平加振機によって変位制御されているが、荷重軸に直角方向には自由である。このため、荷重の進展に伴って供試体基部の塑性化が進展すると荷重方向とは直角方向に供試体が傾斜し、回転角が大きくなったため終局状態に至った供試体が多い。荷重軸直角方向の拘束を加えなかったのは、実際のアーチリブにおいてもこの方向の拘束があるわけではないことを考慮したものである。

荷重実験では、断面の曲率を求めるために、基部から高さ25mm～375mmの範囲に50mm間隔で8本の鋼棒を供試体に設置し、鋼棒の上下方向変位を銅板式変位計により計測した¹²⁾。また、図-2に示すように基部から25mm, 125mm, 225mm, 325mmの高さにおける軸方向鉄筋のひずみ、基部から100mm, 200mm, 300mmに配置した帯鉄筋のひずみを、それぞれ計測した。中間帯鉄筋を配置したA2C, A2V供試体では中間帯鉄筋のひずみも計測している。ただし、計測チャンネル数を抑えるためにひずみゲージは鉄筋の外側のみに貼付したため、軸ひずみと曲げひずみの分離はできていない。

3. 一定軸力下におけるRC中空断面アーチリブの復元力特性

(1) 損傷状況

一定軸力を作用させてくり返し荷重実験を行ったA1C, A2C供試体の最終損傷状況を図-3に示す。いずれの供試体も荷重の進展とともに、まず、荷重方向に平行な面に斜

めひび割れおよび水平ひび割れが発生し、これが進展し、やがて供試体基部の隅角部からかぶりコンクリートの剥離が始まった。さらに、荷重を進めると供試体基部で軸方向鉄筋が座屈し始めた。やがてコンクリートが隅角部から圧壊し始め、水平力が急激に低下し、鉛直荷重を支持できなくなって荷重方向とは直角方向に傾斜し、終局状態に至った。荷重方向とは直角方向に傾斜したのは、上述したようにこの方向の拘束を与えていないためである。

図-3からわかるように、かぶりコンクリートが剥落する範囲は、基部～150mmの範囲である。また、軸方向鉄筋は基部～1段目の帯鉄筋の間において座屈しており、座屈長はいずれの供試体でも100mmである。

供試体はいずれも曲げ破壊したが、荷重方向と平行な面には多数の斜めひび割れが発生した。これは中実断面に比較し、壁のせん断耐力が低いことによるものである。ただし、壁が全体として側面方向にはらみ出したり、壁厚が広がるような挙動は認められなかった。荷重終了後に中空断面内部の損傷を観察した結果、A1C供試体では中空内部には損傷は見られず、A2C供試体では、荷重方向とは直角な面でわずかにかぶりコンクリートが剥落する程度の損傷しか生じなかった。これは、後述するように中立軸がほぼ壁の内側付近にあったため、コンクリートに大きな圧縮ひずみが生じなかったためと考えられる。

中間帯鉄筋がないA1C供試体と壁の中央部に中間帯鉄筋を配置したA2C供試体を比較すると、軸方向鉄筋の座屈、コアコンクリートの圧壊が生じ始めたのは、ドリフト dr でそれぞれ4%, 4.5%とほとんど差はない。上述したように、壁が厚く、壁自体が広がるようにはならなかったこと、最終的には隅角部の損傷によって終局状態に達したことから、壁の中央部に配置した中間帯鉄筋の効果ははっきり現れなかったためと考えられる。ただし、荷重直角方向に傾斜したのは、A1C供試体では $dr=4.5\%$ で荷重した2サイクルめであるのに対して、A2C供試体では $dr=4.5\%$ で荷重した3サイクルめであり、A2C供試体の方が約1サイクル分だけ遅い。A2C供試体では、この荷重により軸方向鉄筋が、C面で1本、A面で3本破断した。

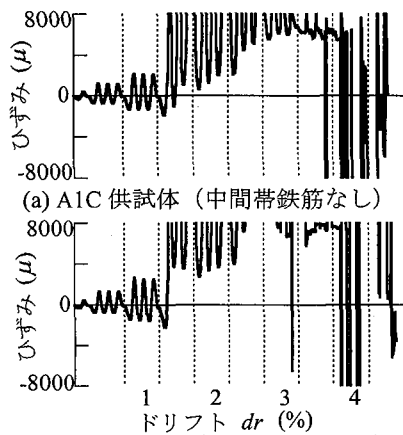


図-4 軸方向鉄筋に生じるひずみ
(基部から 25mm 位置)

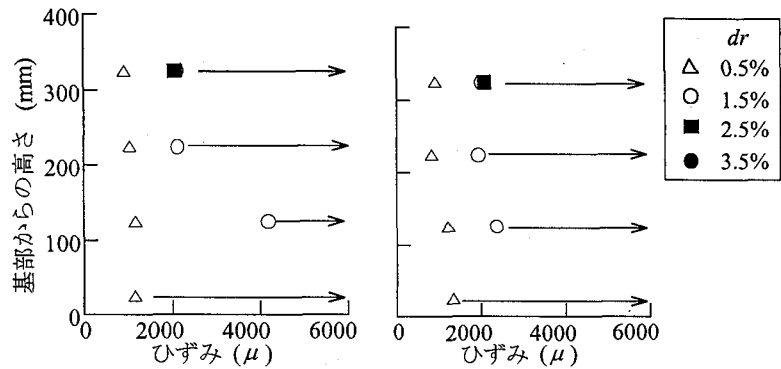


図-5 軸方向鉄筋に生じるひずみの高さ方向分布

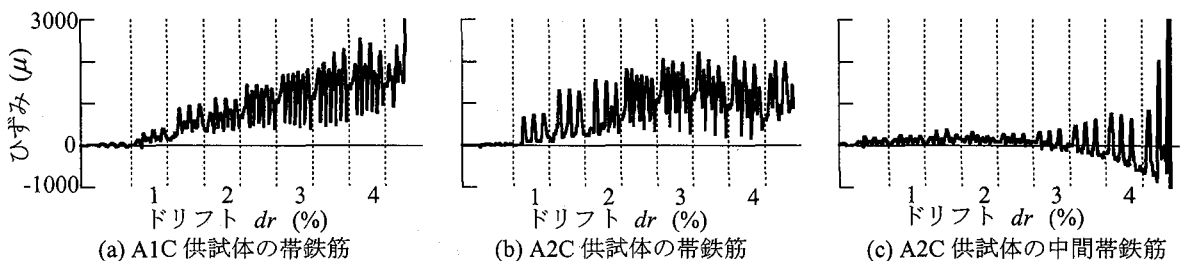


図-6 帯鉄筋, 中間帯鉄筋に生じるひずみ (一定軸力下の RC アーチリブ模型, 基部から 100mm 位置)

(2) 軸方向鉄筋および横拘束筋のひずみ

正載荷時に圧縮になる面 (C 面) における軸方向鉄筋のひずみを基部から 25mm の位置の軸方向鉄筋を例として示した結果が図-4 である。こうした軸方向鉄筋ひずみを $dr = 0.5\%$, 1.5% , 2.5% , 3.5% における高さ方向分布として示すと図-5 のようになる。A1C 供試体の軸方向鉄筋では、ドリフト dr が 1.5% に達すると、1 サイクルめの負荷荷時に基部から 25mm の位置において軸方向鉄筋が一気に 8000μ を超えるひずみを生じて降伏する。このときには、基部から 125mm の位置でも 4000μ を超えるひずみが生じ、ほぼ同時に軸方向鉄筋は降伏したと考えられる。しかし、この段階では基部から 225mm の位置ではまだ軸方向鉄筋は降伏していない。さらに荷を進め $dr = 2.5\%$ に達すると、基部から 225mm の高さにおいて、ひずみが急速に大きくなり軸方向鉄筋が降伏する。このように、荷が進むにつれて徐々に基部から上方に軸方向鉄筋の降伏が進展していくが、この傾向は、A2C 供試体でも同様である。これは、降伏した後にも、鉄筋が引張・圧縮のくり返しひずみを受けて、ひずみ硬化を生じ、その結果、先に降伏した部分の応力が降伏強度よりも大きくなるためである。最終的には、軸方向鉄筋ひずみを計測した基部～325mm の範囲において、軸方向鉄筋は降伏する。

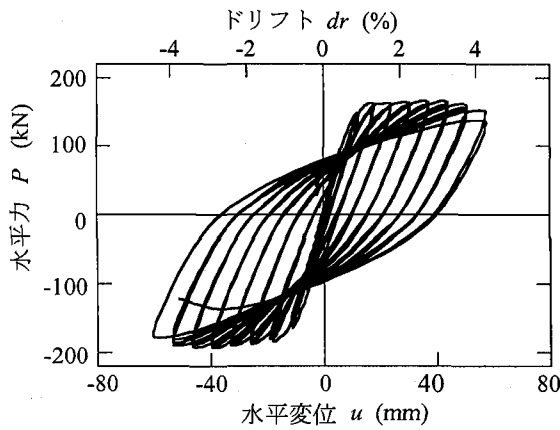
次に、図-6 は荷の進展に伴って帯鉄筋および中間帯鉄筋に生じるひずみを基部から 100mm の位置にある帯鉄筋を例として示した結果である。A1C 供試体では、ドリフト dr が 0.5% の場合にはひずみがほとんど生じていないが、

ドリフト dr が 1% , 1.5% と大きくなるにつれて、最大ひずみが 400μ , 900μ と増加する。これは、作用水平力の増加によるものと考えられる。 $dr = 1.5 \sim 2\%$ では、後述するように供試体の最大耐力に達するため、帯鉄筋の最大ひずみはほとんど変化しないが、 $dr = 2.5\%$ を超えると再びひずみが増加し始める。これは、上述したように荷方向と平行な面に多数の斜めひび割れが生じた結果、コンクリートが分担せん断力が低下し、帯鉄筋のせん断力の分担率が増加したためと考えられる。さらに荷が進むと、軸方向鉄筋の座屈、コアコンクリートの圧壊が生じ、帯鉄筋がこれらを横拘束し始めるため、 $dr = 3.5\%$ に達した段階で帯鉄筋は降伏する。A1C 供試体に中間帯鉄筋を加えた A2C 供試体でも同様の特徴を示す。

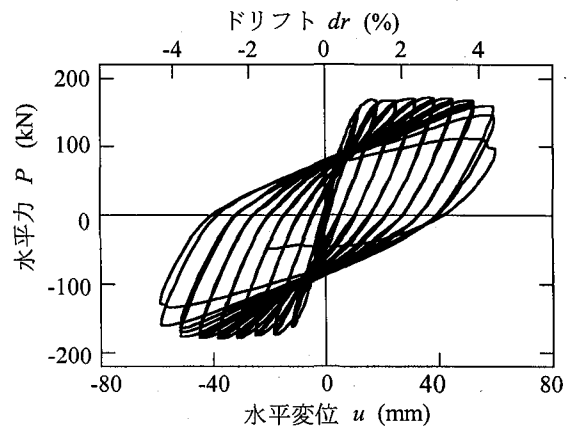
続いて、A2C 供試体の中間帯鉄筋のひずみは、壁厚が広がるような挙動は見られなかったため、 $dr = 3\%$ まではほとんど生じていない。基部から高さ 100mm の位置に配置した中間帯鉄筋では、ドリフト dr が $3.5 \sim 4\%$ の段階から軸方向鉄筋が座屈し始めるために、ひずみが徐々に増加する。しかし、同時に圧縮ひずみも生じるようになる。帯鉄筋が曲げ変形したためではないかと考えられるが、この理由はよく分からない。

(3) 耐力および変形性能

くり返し荷実験により得られた荷点における水平力 $P \sim$ 水平変位 u の履歴曲線を図-7 に示す。中間帯鉄筋がない A1C 供試体と壁の中央部に中間帯鉄筋を配置した

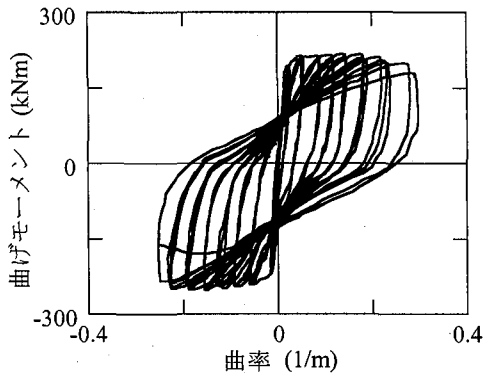


(a) A1C 供試体 (中間帯鉄筋なし)

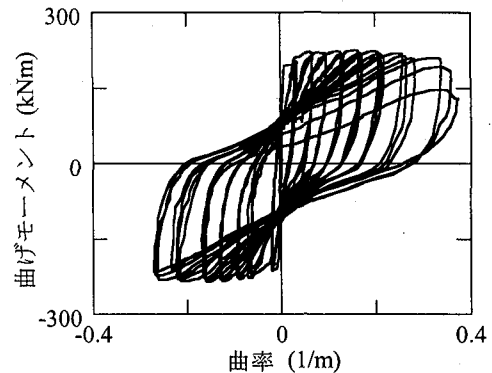


(b) A2C 供試体 (中間帯鉄筋あり)

図-7 一定圧縮軸力 (2MPa) 下の RC アーチリブ模型の水平力 P ~ 水平変位 u の履歴

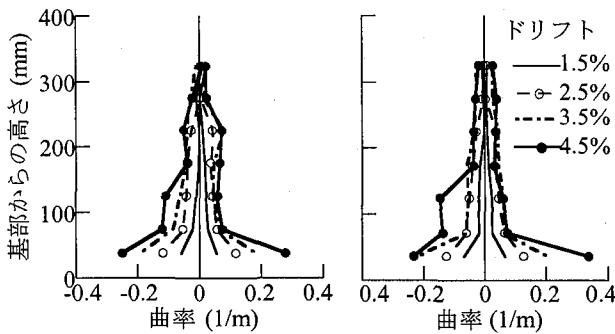


(a) A1C 供試体 (中間帯鉄筋なし)



(b) A2C 供試体 (中間帯鉄筋あり)

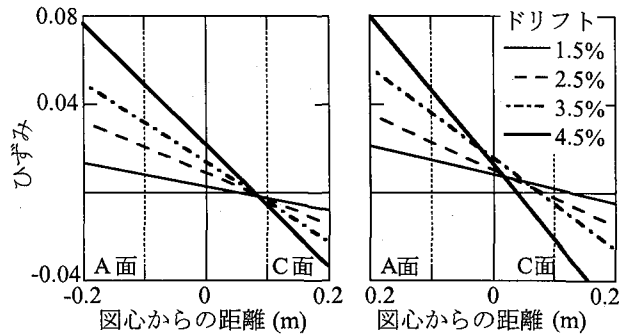
図-8 一定圧縮軸力 (2MPa) 下の RC アーチリブ模型の曲げモーメント ~ 曲率の履歴 (基部 ~ 75mm 区間)



(a) A1C 供試体

(b) A2C 供試体

図-9 曲率の高さ方向分布



(a) A1C 供試体

(b) A2C 供試体

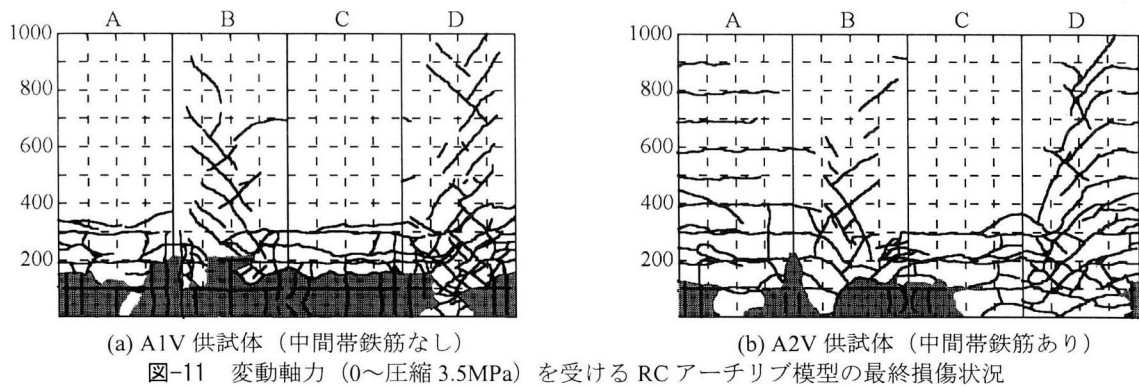
図-10 RC アーチリブ模型基部の中立軸の位置

A2C 供試体の履歴曲線を比較すると、荷重過程や除荷過程の履歴、最大値、最大値に達した後の水平力 P の低下度、履歴曲線の丸み等、両者はよく似た特性を示す。水平力 P が低下し始めるのは、いずれの供試体も $dr=4.5\%$ の 2 サイクルめの荷重中である。これは上述したように A1C 供試体と A2C 供試体では損傷状況に違いがなかったことと対応している。

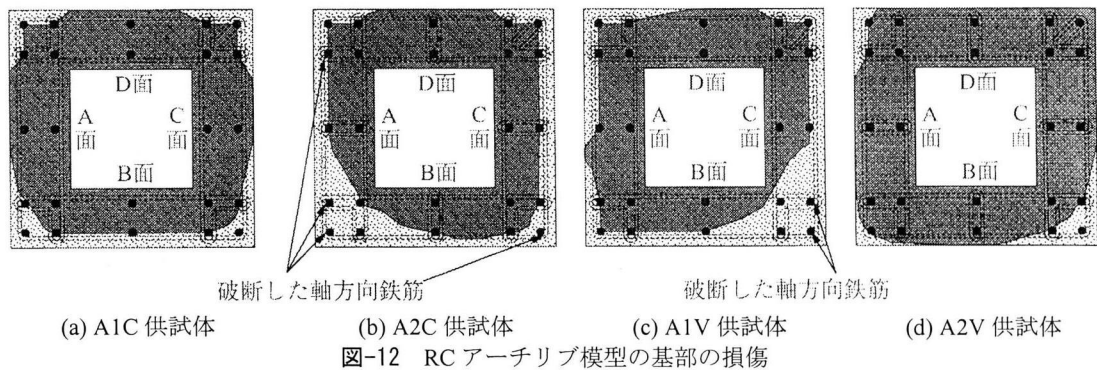
図-8 は、銅板式変位計を用いて鋼棒の上下方向変位から求めた供試体基部の曲げモーメント ~ 曲率の履歴曲線である。また、こうした曲率を高さ方向分布として示した結果が図-9 である。ここでは、 $dr=1.5\%$ 、 2.5% 、 3.5% 、 4.5% における 1 サイクルめの正荷重時および負荷重時の水平変

位が最大となる時の曲率を示している。ここで、 $0\sim 75\text{mm}$ 区間の曲率には、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しの影響も含まれている。同一供試体では曲率は供試体基部 ($0\sim 75\text{mm}$ 区間) で最も大きく、これより上の $75\sim 175\text{mm}$ 区間、 $175\sim 275\text{mm}$ 区間、 $275\text{mm}\sim 375\text{mm}$ 区間では小さい。

このように、塑性曲げ変形は基部 $\sim 75\text{mm}$ の範囲で最も大きくなるが、この位置では中立軸が断面のどの位置にあるかを示した結果が図-10 である。いずれも、 $dr=1.5\%$ 、 2.5% 、 3.5% 、 4.5% における 1 サイクルめの正荷重時の曲率から水平変位が最大となる時の中立軸の位置を平面保持の仮定を用いて求めた結果である。ただし、上述のように測定値には軸方向鉄筋がフーチングから伸び出す影響が



■ : コンクリートが圧壊した部分



含まれているため、断面に生じる曲率を過大評価している可能性がある。水平変位が最大となるときには中立軸はいずれの供試体においてもおおむね壁の内側付近にあることがわかる。荷重が進んで $dr=4\sim5\%$ に達しても中立軸の位置はほとんど変わらない点が興味深い。上述したように壁の内側にはほとんど損傷が生じなかったが、この理由はこの位置における圧縮ひずみが小さかったことによると考えられる。

4. 変動軸力下における RC 中空断面アーチリブの復元力特性

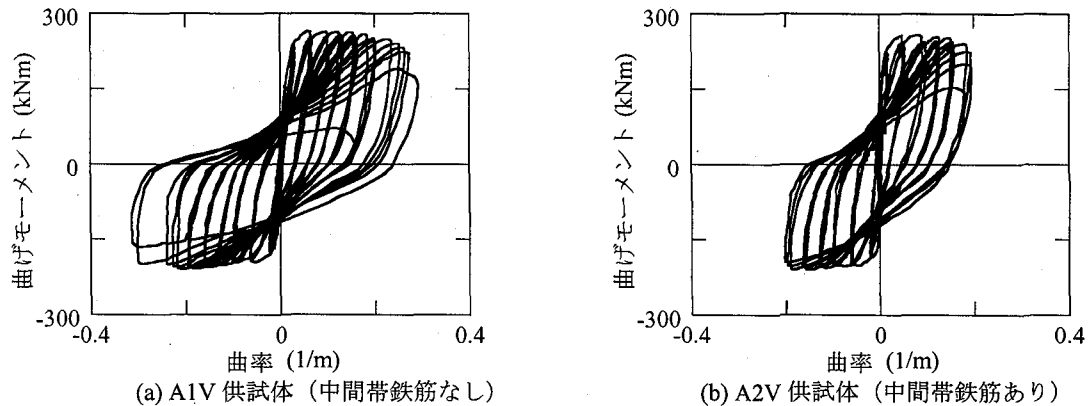
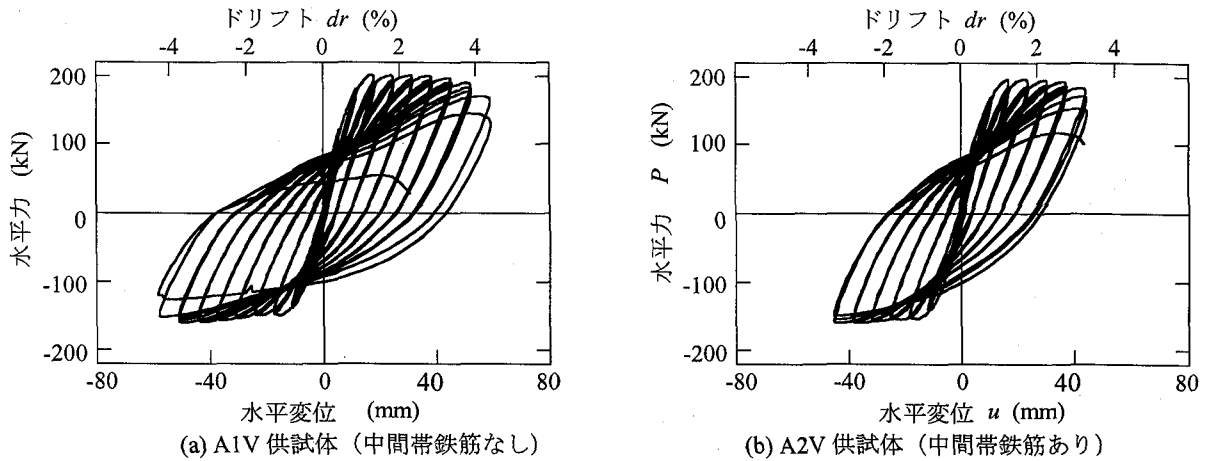
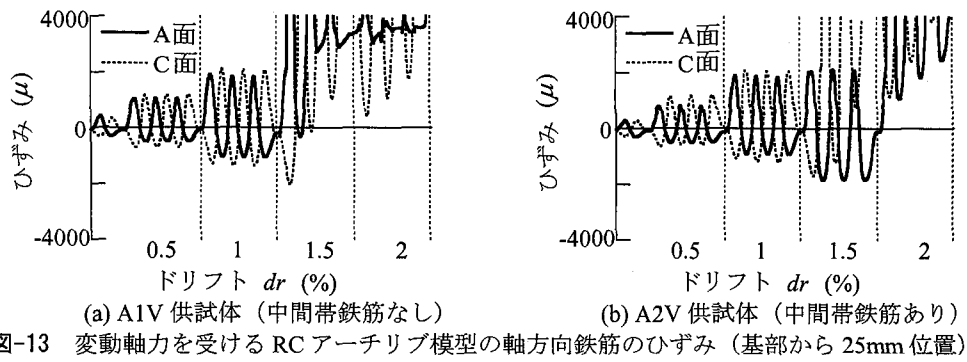
(1) 損傷状況

変動軸力下で繰り返し荷重を行った A1V, A2V 供試体の最終損傷状況を図-11 に示す。表-2 に示したように、A1V 供試体は A1C 供試体と、A2V 供試体は A2C 供試体とそれぞれ同一の特性を有している。A1V 供試体では、 $dr=3.5\%$ として荷重した段階で軸圧縮力と曲げ圧縮力を同時に受ける面 (C 面) でかぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈が生じるのに対して、軸圧縮力が最小となる時に曲げ圧縮力を受ける面 (A 面) では、まだかぶりコンクリートの剥落は生じない。その後、C 面では軸方向鉄筋の座屈が進展し、ドリフト $dr=4.5\%$ の段階で、コアコンクリートが圧壊し、軸方向鉄筋も 2 本破断した。圧縮 2MPa の一定軸力を受ける A1C 供試体は $dr=4.5\%$ の荷重時に終局状態に至ったが、圧縮 3.5MPa \sim 0 の範囲の変動軸力を受ける

A1V 供試体も $dr=4.5\%$ の荷重時に終局状態に至っており、圧縮 3.5MPa \sim 0 の範囲で軸力に変動する場合にも圧縮 2MPa の一定軸力を受ける場合と変形性能は同程度といえる。

A1V 供試体に中間帯鉄筋を配置した A2V 供試体でも同様の傾向があり、ドリフト $dr=2.5\%$ で荷重した後はすでに C 面がかぶりコンクリートが剥落しているが、A 面ではまだ損傷が生じていない。このように、C 面では A 面よりも、かぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の座屈がそれぞれドリフトにして 1%, 0.5% だけ早く生じた。なお、A2V 供試体は、A1V 供試体に中間帯鉄筋を加えたものであるが、A2V 供試体では A1V 供試体に比較するとドリフトで約 0.5% 早くコアコンクリートが圧壊し、この結果、鉛直荷重を支持できなくなって荷重直角方向に傾斜した。この理由にはよく分からないが、 $dr=2.5\sim3\%$ という早い段階からかぶりコンクリートの剥落が生じた B 面と C 面の隅角部に、損傷が集中した可能性がある。かぶりコンクリートが剥落した範囲は、A1V, A2V 供試体においてそれぞれ基部 \sim 200mm, 基部 \sim 100mm の範囲と、一定軸力を受ける A1C, A2C 供試体と有意な差はない。軸方向鉄筋は、A1C, A2C 供試体と同様に基部 \sim 1 段めの帯鉄筋間で座屈した。

図-12 は基部においてコアコンクリートの圧壊した箇所と軸方向鉄筋が破断した位置を示した結果である。ここでは、比較のために A1C, A2C 供試体に対する結果もあわせて示している。一定軸力を与えた A1C, A2C 供試体では A 面、C 面の両方でコアコンクリートが圧壊しているが、変

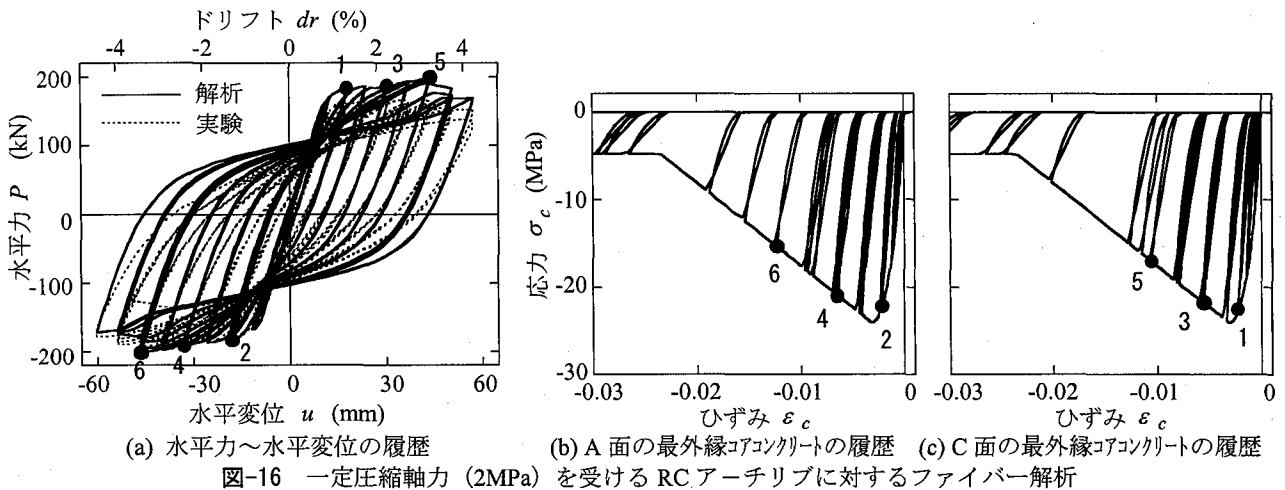


動軸力を与えた A1V, A2V 供試体ではともにコアコンクリートの圧壊は, A 面ではなく, C 面と B 面の隅角部に生じている。また, 軸方向鉄筋が破断した A2C, A1V 供試体を比較すると, 一定軸力を与えた A2C 供試体では, 軸方向鉄筋の破断は A 面 (3 本), C 面 (1 本) の両方で生じているのに対して, 変動軸力を与えた A1V 供試体では, C 面においてのみ軸方向鉄筋の破断が生じている。これは, 図-13 に示すように C 面では A 面よりも大きな引張ひずみが軸方向鉄筋に生じるためである。たとえば, A1V 供試体が $dr=1\%$ の荷重を受けた場合に, 基部から 25mm における軸方向鉄筋には, C 面では引張 2100μ , 圧縮 1250μ のひずみが交互に生じるが, A 面に生じるひずみは, 引張 1850μ , 圧縮 1050μ と C 面に比べて約 200μ 小さい。

以上より, 軸力が変動する場合には, 圧縮軸力が最大となる瞬間に曲げ圧縮力を受ける面においてコアコンクリートが圧壊しやすい。また圧縮軸力が最小となる場合に曲げ引張力を受ける場合には大きな引張力を受けるため, 低サイクル疲労により軸方向鉄筋が破断しやすい。したがって, 変動軸力を受ける場合には C 面の損傷に注意する必要がある。

(2) 耐力および変形性能

A1V 供試体と A2V 供試体の水平力 P ~ 水平変位 u の履歴を示すと, 図-14 のようになる。図-7 に示した A1C, A2C 供試体の履歴曲線と比較すると, A1V, A2V 供試体では, 正載荷側と負載荷側で履歴が大きく異なっている。す



なわち、A1V 供試体では、ドリフト dr が 1.5% の時に、正載荷側で最大値 ($P=194\text{kN}$) に達するが、負載荷側では水平力 P は 145kN に過ぎず、正載荷側の水平力 P よりも 25% 小さい。その後載荷が進むにつれて、正載荷側の水平力 P はおおむね一定となるが、負載荷側では水平力 P は緩やかに増加し続ける。 $dr=4\%$ の場合を例にとると、正載荷側では水平力 P は 187kN と最大値からわずかに低下した段階にあるが、負載荷側では 157kN の最大値となり、 $dr=1.5\%$ の時の $P=145\text{kN}$ と比較して 8% 増加する。その後、 $dr=4.5\%$ に達すると 2 サイクルめの正載荷を与えた段階で C 面のコアコンクリートの圧壊がすすみ、2 サイクルめの負載荷から 3 サイクルめの正載荷に向かう途中で軸方向鉄筋が破断し終局に至った。

A2V 供試体では、正載荷側には、 $dr=1.5\%$ の時に最大値 ($P=195\text{kN}$) となり、おおむね水平力 P は一定となること、負載荷側では同じく $dr=1.5\%$ の時に軸方向鉄筋の降伏により水平力 P はほぼ頭うちするがその後も水平力 P は漸増すること等、A1V 供試体と同じ傾向がある。

図-15 は、それぞれ A1V, A2V 供試体の曲げモーメント～曲率の履歴曲線を基部～75mm 区間を例に示した結果である。A1V 供試体と図-8 に示した A1C 供試体の基部～75mm の曲げモーメント～曲率の履歴曲線を比較すると、載荷の進展に伴う曲率の増加度は A1C, A1V 供試体ともにおおむね同程度であるが、A1C 供試体では、正載荷側、負載荷側ともに最大曲げモーメントに達した後、曲げモーメントはおおむね一定になる対し、A1V 供試体の曲げモーメントは、正載荷側では曲げモーメントはおおむね一定になるが、負載荷側では増加し続けている。

これは、負載荷時に曲げ圧縮力を受ける A 面においてコンクリートの損傷が小さいこと、軸方向鉄筋が降伏した後にも引張・圧縮のくり返しひずみを受けてひずみ硬化を生じることが原因と考えられる。

5. ファイバー解析による実験結果の評価

実験から求めた軸力変動を受ける RC アーチリブの非線

形復元力特性は以上の通りであるが、本章ではこれをファイバー解析¹³⁾によりシミュレートすることとする。

塑性化はスプリング部のみが生じるため塑性ヒンジ区間をファイバー解析から求められる復元力特性を有する非線形回転ばね、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しの影響を表す弾性回転ばねによって、また、塑性ヒンジ区間から上のリブを弾性はりによってモデル化した。塑性ヒンジ区間をどのようにとることが重要であるが、ここにかぶりコンクリートの剥落範囲、軸方向鉄筋の座屈長および降伏範囲、塑性曲率分布から、塑性ヒンジ長はおおむね基部～200mm であると判断し、基部～200mm を塑性ヒンジ区間とした。

コンクリートの横拘束効果は、塚・川島による中間帯鉄筋の拘束効果を評価できるモデル¹⁶⁾を用いて評価し、応力度～ひずみの履歴には、包絡線に Hoshikuma et al. による提案モデル¹⁷⁾、除荷・再載荷履歴に塚らによる提案モデル¹⁸⁾を用いた。軸方向鉄筋の応力度～ひずみ関係には Bauschinger 効果を考慮するために、塚・川島による修正 MP モデル^{13), 19)}を用いた。ひずみ硬化の影響を取り入れるために、鉄筋の降伏後の弾性係数は初期弾性係数の 2% を仮定した。

以上のような仮定に基づき、ファイバー解析により水平力～水平変位の履歴を A1C 供試体を例に求めた結果が図-16 である。A1C 供試体では、最大耐力、最大耐力以後の水平力の低下度、除荷・載荷履歴の形状はおおむね一致している。ただし、 $dr=4\%$ を超えるような段階では、除荷した後、水平力が反転して徐々に曲げ剛性が低下していく段階の履歴においてやや一致度が低下する。当然ではあるが、一定軸力を受ける場合には、A 面と C 面のコアコンクリートには、同程度のひずみが生じている。

続いて、図-17 は変動軸力を与えた A1V 供試体の復元力特性をファイバー解析から求めた結果である。これより、降伏後に正載荷側において耐力がおおむね一定となり、負載荷側において耐力がやや漸増する実験事実を再現できている。また、除荷・載荷の履歴形状もおおむね一致している。

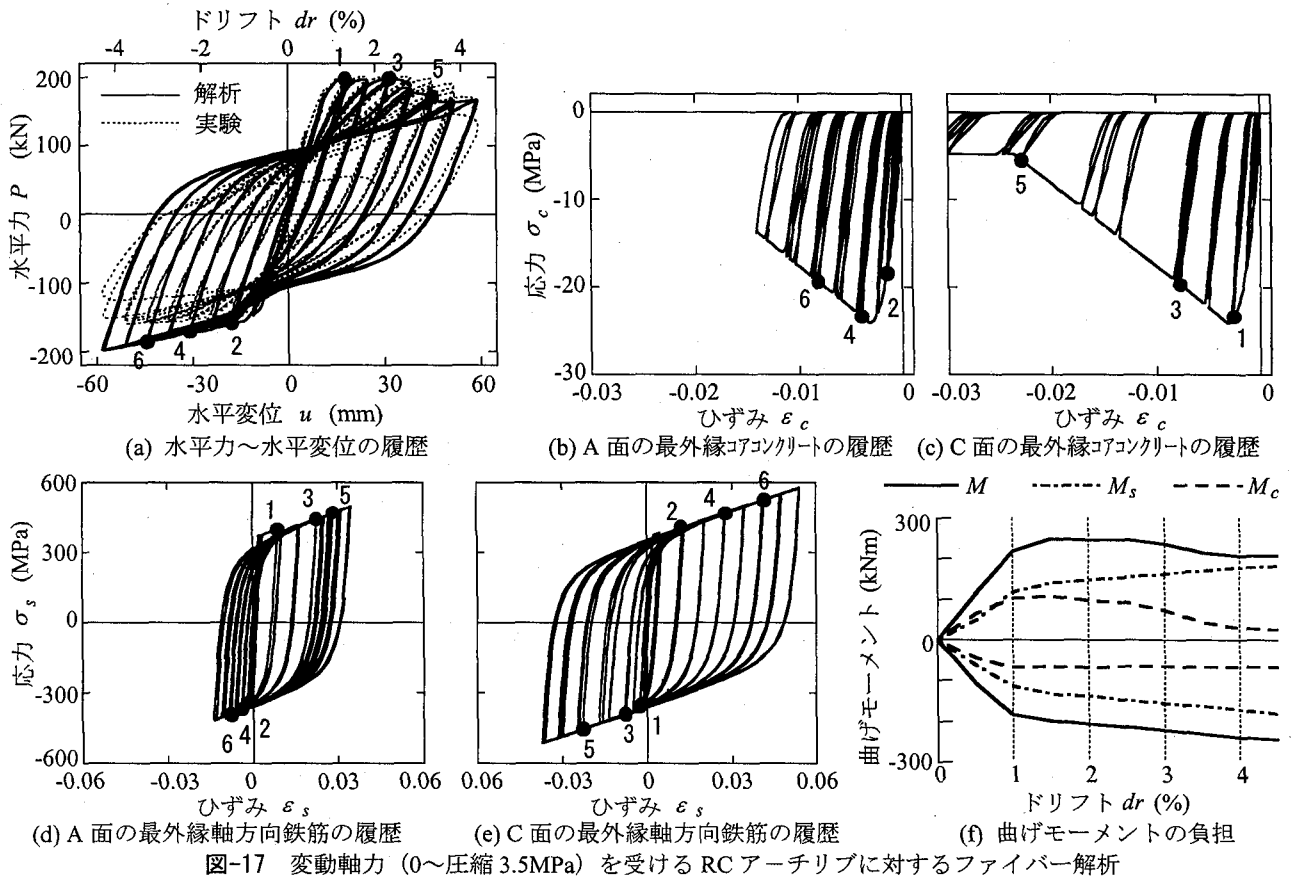


図-17 変動軸力 (0～圧縮3.5MPa) を受けるRCアーチリブに対するファイバー解析

このように変動軸力を与えた場合には、正載荷側では水平耐力が漸減し、負載荷側では水平耐力が漸増するが、これは図-17(f)に示すコンクリートと鉄筋の曲げモーメント M_c 、 M_s の分担から評価できる。供試体の曲げモーメント M は、コンクリートが分担する曲げモーメント M_c と軸方向鉄筋が分担する曲げモーメント M_s の和として、次式のように表すことができる。

$$M = M_c + M_s \quad (1)$$

ここで、

$$M_c = \sum_{i=1}^{n_c} \sigma_{ci} \Delta A_{ci} x_{ci}; \quad M_s = \sum_{i=1}^{n_s} \sigma_{si} \Delta A_{si} x_{si} \quad (2)$$

ここで、 σ_{ci} 、 σ_{si} : i 番目のコンクリートファイバーおよび軸方向鉄筋の応力度、 ΔA_{ci} 、 ΔA_{si} : i 番目のコンクリートファイバーおよび軸方向鉄筋の断面積、 x_{ci} 、 x_{si} : 図心から i 番目のコンクリートファイバーおよび軸方向鉄筋までの距離、 n_c 、 n_s : コンクリートファイバーの数および軸方向鉄筋の本数である。

図-17(f)によれば、載荷振幅の増加に伴い、正載荷側、負載荷側ともに M_s は増加する。これは、ひずみ硬化により軸方向鉄筋の強度が徐々に増加するためである。一方、 M_c は正載荷側では $dr=1\%$ をピークとして徐々に低下するが、負載荷側では $dr=1\%$ の後はおおむね一定となる。これは図-17(b)、(c)からわかるように軸力が0になる時に

に曲げ圧縮力を受けるA面よりも圧縮軸力3.5MPaを受ける時に曲げ圧縮力を受けるC面では、コンクリートの応力が低下するのが早いのである。この結果、正載荷側では、 M_c の低下度が M_s の増加度よりも大きいために載荷変位の増加とともに曲げモーメントが漸減する。一方、負載荷側では、 M_c はほとんど変わらないが、 M_s が増加するため、曲げモーメントが漸増する。以上の点から、正載荷側では水平耐力が漸減し、負載荷側では水平耐力が漸増すると考えられる。

6. 結論

本研究では、RCアーチリブのスプリング部に着目し、変動軸力の作用と同時に中間帯鉄筋をパラメータとした矩形中空断面模型4体に対するくり返し載荷実験を行い、RC中空断面アーチリブの耐震性について検討した。本研究から得られた結論をまとめると以下ようになる。

- (1) RCアーチリブの壁の中央に中間帯鉄筋を配置しても変形性能や最終損傷状況にほとんど変化が見られない。これは、基部の隅角部の損傷によって終局に至ったためである。したがって、隅角部の損傷に注意が必要である。また、中立軸がほぼ壁の内側付近にあり、壁の内側にほとんど圧縮ひずみが生じなかったため、中空内部の損傷は小さい。
- (2) 水平力に位相を合わせて軸力を変化させる場合には、軸圧縮力と曲げ圧縮力が重なり合う面 (C面) では、載荷

方向を反転させた場合には曲げ引張力が最大となる瞬間には軸力が0となるため、圧縮時にはかぶりコンクリートの剥落やコアコンクリートの圧壊が生じ、引張時には軸方向鉄筋が破断しやすい。このため、この面においてコアコンクリートの圧壊や軸方向鉄筋の破断が生じた時点でアーチリブは終局に至る。

(3) RC 中空断面アーチリブが自重による軸力の0~2倍に相当する変動軸力を受ける場合にも、自重による軸力に相当する一定圧縮軸力を受ける場合と同程度の曲げ塑性変形性能を有している。

(4) 変動軸力を受ける場合には、軸方向鉄筋が降伏した後に、正載荷側では耐力はおおむね一定となるが、負載荷側では載荷変位の増加とともに耐力が漸増する。これは、軸力が0のためにコンクリートに生じる圧縮ひずみが小さい結果、この時に曲げ圧縮力を受ける面のコンクリートの損傷が小さくなること、軸方向鉄筋が降伏した後も引張・圧縮のくり返しひずみを受けてひずみ硬化を生じ、軸方向鉄筋の負担する曲げモーメントが徐々に増加することが原因であると考えられる。

(5) ファイバー解析により、RCアーチリブの復元力特性を精度よく再現できる。

謝辞：RCアーチ橋の特性に関しては、(株)ピーエスの森拓也、武村浩志の両氏に貴重な資料を頂きました。供試体の作成に際しては、(株)ピーエスの野村貞広、森拓也、武村浩志、鈴木和典の各氏に、また、実験に際しては東京工業大学土木工学科川島研究室のメンバーにサポートを得ました。ここに記して厚くお礼申し上げます。

参考文献

- 1) Kawashima, K. and Mizoguchi, A.: Seismic Responce of a Reinforced Concrete Arch Bridge, 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, CD-ROM, No. 1824, 2000.
- 2) 堺淳一, 川島一彦, 渡邊学歩: ファイバー要素により変動軸力の影響を考慮した RC アーチ橋の地震応答解析, 第 26 回地震工学研究発表会, pp. 1033-1036, 2001.
- 3) 森拓也, 武村浩志, 幸左賢二, 松田宏, 永井篤: コンクリートアーチ橋の非線形動的解析, 第 1 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム, pp. 245-248, 土木学会, 1998.
- 4) 北沢正彦, 幸左賢二, 渡辺典男: RC アーチ橋の耐震検討, 第 1 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム, pp. 249-252, 土木学会, 1998.
- 5) 上田芳夫, 幸左賢二, 森川英典, 宮本文穂: RC アーチ橋の耐荷力および破壊性状に関する研究, 土木学会論文集, No. 472/V-20, pp. 29-38, 1993.
- 6) 江上輝雄, 川上順子, 須田久美子, 織田一郎: 水晶山橋の耐震設計について, 第 2 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム, 土木学会, pp. 383-388, 1998.
- 7) Taylor, A. W. and Breen, J. E.: Design Recommendations for Thin-Walled Box Piers and Pylons, *Concrete International*, pp. 36-41, 1994.
- 8) 川島一彦: 中空円形 RC 橋脚の動的耐力および変形性能, 土木技術資料, 34-10, pp. 35~39, 1992.
- 9) Hoshikuma, J. and Priestley, M. J. N.: Flexural Behavior of Circular Hollow Columns without Inside Reinforcement under Seismic Loading, *Final Report on a Research Project funded by Caltrans undercontract of Caltrans/UCSD 1997-2001*, University of California at San Diego, 1999.
- 10) 松田哲夫, 湯川保之, 安松敏雄, 石原重孝, 須田久美子: 中空断面を有する RC 橋脚の耐震性に関する模型実験, 橋梁と基礎, 96-11, pp. 25-30, 1996.
- 11) 家村浩和, 高橋良和, 田中克直, 前堀伸平: 中空断面 RC 高橋脚の耐震性能に関する載荷実験, 第 10 回日本地震工学シンポジウム, pp. 2105-2110, 1998.
- 12) 川島一彦, 宇根寛, 堺淳一: 軸力変動を受ける RC 中空断面アーチリブの耐震性に関する実験的研究, 東京工業大学耐震工学研究グループ報告書, TIT/EERG 01-1, 2001.
- 13) 堺淳一: コンクリートの横拘束効果および変動軸力の影響を考慮した橋の地震応答特性に関する研究, 東京工業大学博士論文, 2001.
- 14) 土木学会: コンクリート長大アーチ橋の設計・施工技術の現状と将来, 構造工学技術シリーズ No. 19, 土木学会構造工学委員会コンクリート製長大アーチ橋の設計方法に関する研究小委員会, 2000.
- 15) (社)日本道路協会: 道路橋の耐震設計に関する資料—PC ラーメン橋・RC アーチ橋, PC 斜張橋・地中連続壁基礎・深礎基礎等の耐震設計計算例—, 3 章, 1998.
- 16) 堺淳一, 川島一彦: 長方形断面コンクリートに対する中間帯鉄筋の横拘束効果, 第 26 回地震工学研究発表会, pp. 905-908, 2001.
- 17) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A. W.: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol. 123, No. 5, pp. 624-633, 1997.
- 18) 堺淳一, 川島一彦, 庄司学: 横拘束されたコンクリートの除荷および再載荷過程における応力度~ひずみ関係の定式化, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp. 297-316, 2000.
- 19) Menegotto, M. and Pinto, P. E.: Method of Analysis for Cyclically Loaded R.C. Plane Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending, *Proc. of IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads*, pp.15-22, 1973.

(2001年9月14日受付)