

軸力変動を受けるRCアーチリブの正負交番載荷実験

宇根寛¹・川島一彦²・堺淳一³

¹正会員 修（工） 建設省東北地方建設局仙台工事事務所（〒982-8566 宮城県仙台市太城郡山 5-6-6）

²フェロー会員 工博 東京工業大学大学院教授（〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1）

³学生会員 修（工） 東京工業大学大学院博士後期課程（同上）

1. はじめに

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。しかしながら、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おり、例えば、Kawashima^らは鉄筋コンクリートアーチ橋を対象に、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が非線形動的解析に基づいて指摘している。

また、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くな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。

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と帯鉄筋間隔をパラメータとしたRC中空矩形断面模型に対するくり返し載荷実験を行ったので、この結果を示す。

2. 実験模型及び載荷、計測方法

実験には表-1に示すように軸力変動の有無と同時に中間帯鉄筋量や帯鉄筋間隔を変化させた5体のRC中空

断面模型を用いた。図-1、図-2は模型の断面と配筋を示したものである。アーチスプリング部を想定して、フーチングに固定されたアーチリブを対象とした。曲率の影響は無視し、直立した模型としている。

供試体断面寸法は400mm×400mmであり、壁厚は100mmである。基部から水平力載荷点位置までの高さは1350mmであり、外形寸法からせん断支間比を求めると3.38となる。いずれの供試体にも軸方向鉄筋としてD13-SD295A（ $\sigma_{sy}=374\text{MPa}$ ）を断面の外側には16本、内側には8本、計24本配置している。軸方向鉄筋比は2.53%である。

帯鉄筋と中間帯鉄筋は表-1に示すように3種類に変化させた。タイプAは帯鉄筋比（体積比） ρ_s が1.13%になるように帯鉄筋を配置した供試体である。ここで、帯鉄筋比 ρ_s は次式により定義した。

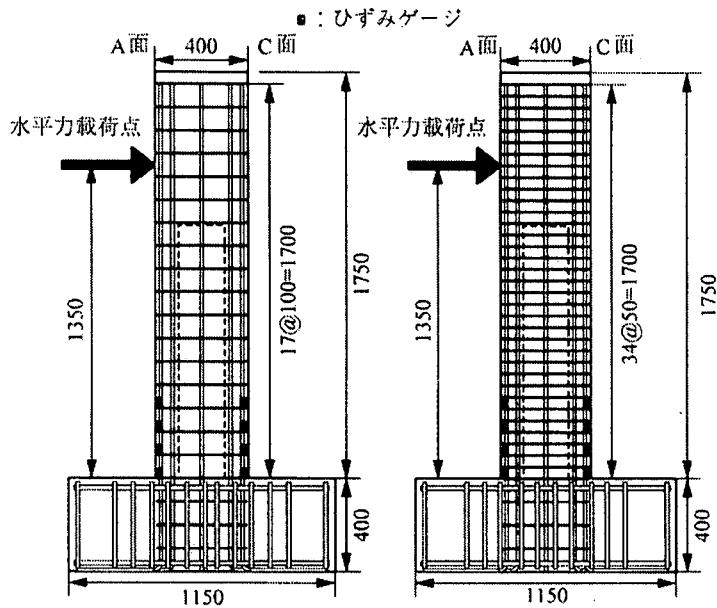
$$\rho_s = \frac{V_s}{V_c} \quad (1)$$

ここで、 V_s ：帯鉄筋の体積、 V_c ：コアコンクリートの体積である。タイプB供試体はタイプA供試体の壁の中央部で外側と内側の帯鉄筋を囲むように中間帯鉄筋を配置する供試体、タイプC供試体は、タイプB供試体の帯鉄筋間隔を100mmから50mmに小さくした供試体である。タイプD、タイプE供試体はそれぞれタイプA、タイプB供試体と同じ特性を有しているが、タイプA、B、C供試体では死荷重に相当する2MPaの一定軸力（軸力=230kN）下でくり返し載荷したのに対して、タイプD、E供試体では死荷重に相当する2MPaの軸応力度を中心

表-1 供試体の特徴

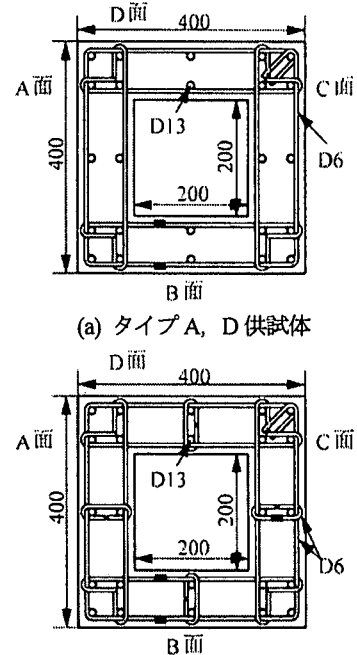
供試体	タイプA	タイプB	タイプC	タイプD	タイプE
帯鉄筋間隔 (mm)	100	100	50	100	100
中間帯鉄筋	なし	あり	あり	なし	あり
帯鉄筋比（体積比） ρ_s (%)	1.13	1.23	2.47	1.13	1.23
基部軸応力度 (MPa)	2（一定）	2（一定）	2（一定）	0～3.5（変動）	0～3.5（変動）
コンクリート強度 (MPa)	24.0	29.7	27.9	24.0	25.7

■：ひずみゲージ



(a) タイプ A, B, D, E 供試体 (b) タイプ C 供試体

図-1 実験供試体



(a) タイプ A, D 供試体

(b) タイプ B, C, E 供試体

図-2 断面の配筋

に $\pm 2\text{MPa}$ の範囲(軸力 $=10\sim 470\text{kN}$)で軸応力度を変化させた。

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、同一変位振幅におけるくり返し回数を3回として、一定振幅変位漸増方式により荷重を加えた。以下では水平加振機を押す側を正載荷(A面が曲げ引張となる側)、この反対側を負載荷と呼ぶ。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が、 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。

鉛直荷重は荷重制御により与えた。軸力を変化させる場合(タイプD, E 供試体)には、水平変位が押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。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 $0\text{MPa}\sim 3.5\text{MPa}$ となっている。

3. 損傷状況

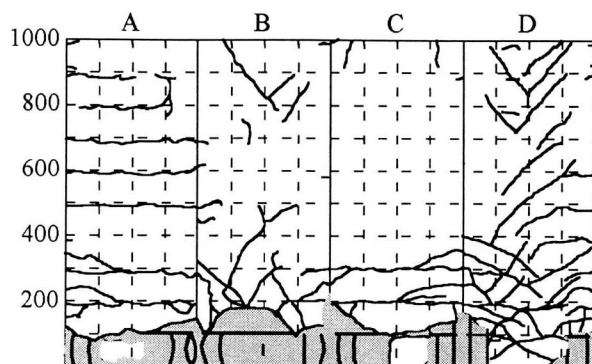
供試体の最終損傷状況を図-3に示す。いずれの供試体も載荷の進展とともに、まず、載荷方向に平行な面に斜めひび割れおよび水平ひび割れが発生し、これが進展し、

やがてかぶりコンクリートの剥離が始まった。さらに、載荷が進展す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圧壊し、水平耐力が急激に低下し始め、鉛直荷重を支持できなくなって載荷方向とは直角方向に傾斜し、最終的に曲げ破壊に達した。

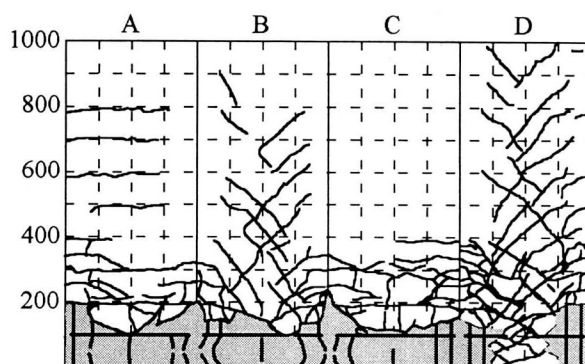
供試体はいずれも曲げ破壊したが、載荷方向と平行な面には多数の斜めひび割れが発生した。これは中実断面に比較し、壁のせん断耐力が低いことによるものである。ただし、壁が全体として側面方向にはらみ出したり、壁厚が広がるような挙動は認められなかった。

タイプA 供試体とタイプB 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から、壁に配置した中間帯鉄筋の効果がはっきり現れなかったためと考えられる。ただし、終局状態に達したのは、タイプA 供試体ではドリフト $dr=4.5\%$ で載荷した2サイクルめであるのに対して、タイプB 供試体ではドリフト $dr=4.5\%$ で載荷した3サイクルめであり、タイプA 供試体と比較すると約1サイクル分だけ遅い。タイプB 供試体では、この載荷により軸方向鉄筋が、C面で1本、A面で3本破断した。

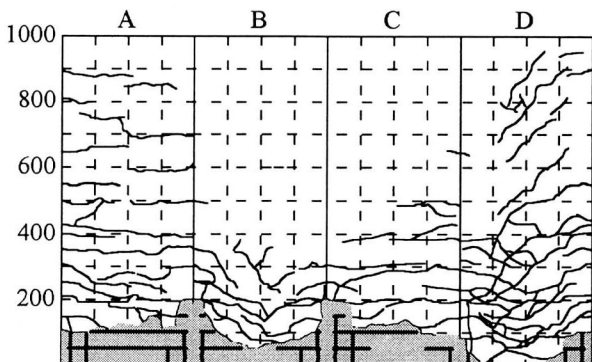
これに対して、タイプC 供試体では、軸方向鉄筋の座屈、コアコンクリートの圧壊が生じるのは、それぞれドリフト dr で4.5%、5.5%の載荷であり、タイプAやタイプB 供試体に比較するとおおむね0.5~1%遅かった。帯鉄筋間隔をタイプAやタイプB 供試体の100mmから



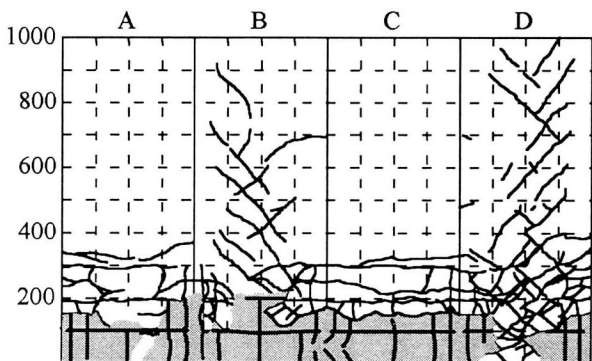
(a) タイプA 供試体 ($dr=4.5\%$ 2 サイクルめ)



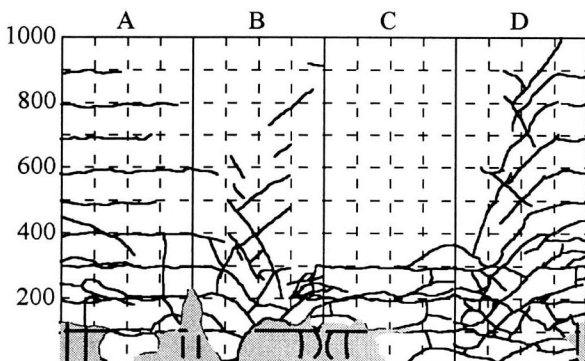
(b) タイプB 供試体 ($dr=4.5\%$ 3 サイクルめ)



(c) タイプC 供試体 ($dr=5.5\%$ 2 サイクルめ)



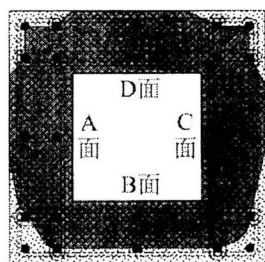
(d) タイプD 供試体 ($dr=4.5\%$ 3 サイクルめ)



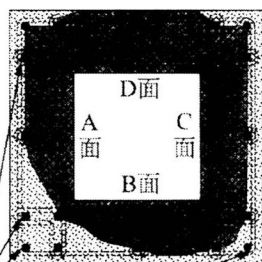
(e) タイプE 供試体 ($dr=4\%$ 1 サイクルめ)

図-3 最終損傷状況

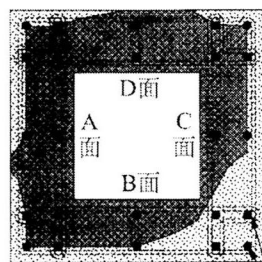
■ : コンクリートが圧壊した部分



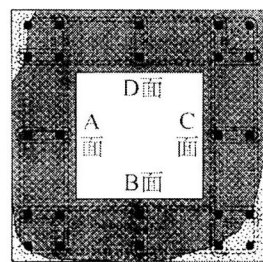
(a) タイプA 供試体



(b) タイプB 供試体



(c) タイプD 供試体



(d) タイプE 供試体

図-4 基部の損傷状況

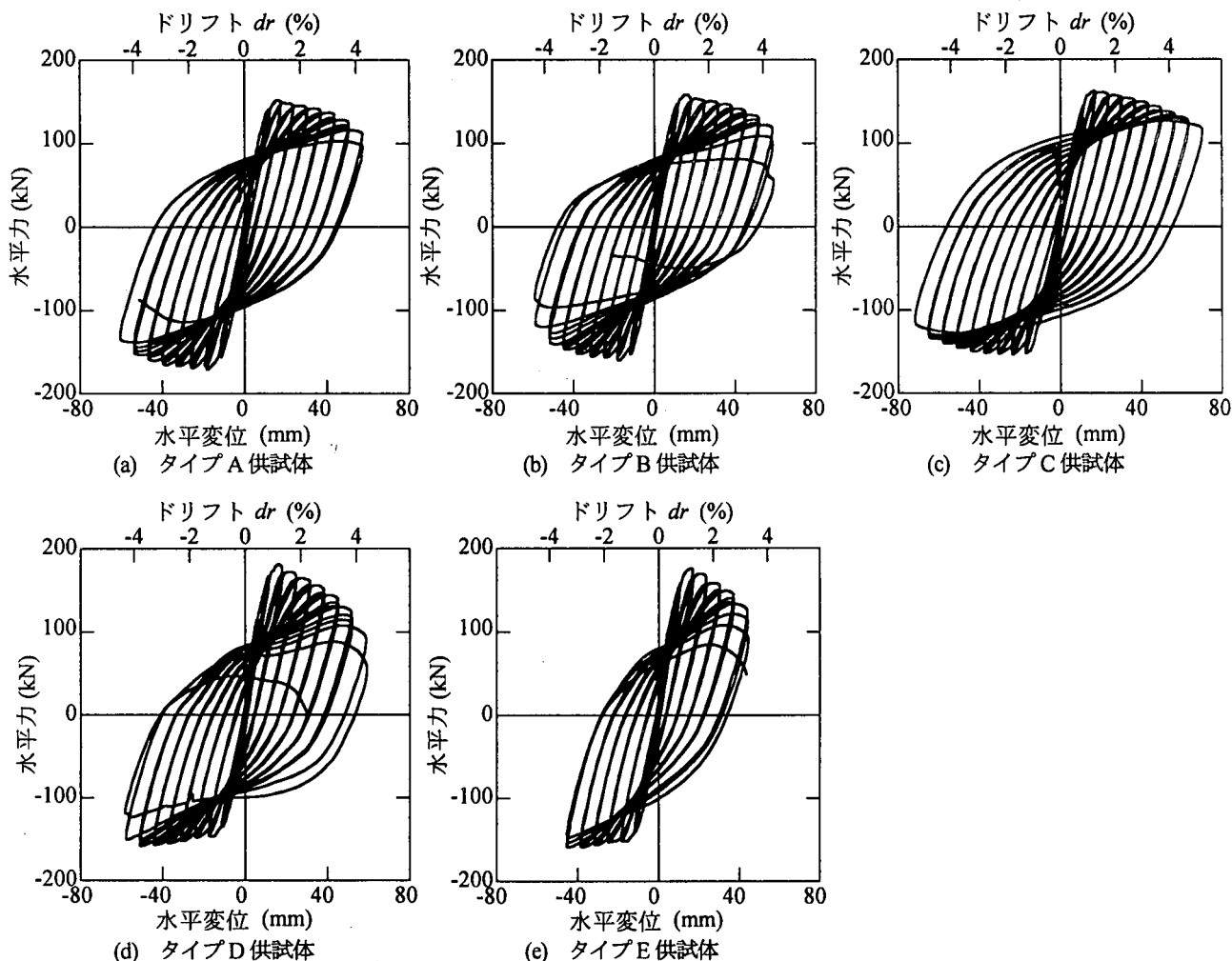


図-5 水平力～水平変位の履歴曲線

50mm に短くしたことが、コアコンクリートの圧壊や軸方向鉄筋の座屈の防止に効果があったことがわかる。

変動軸力を与えたタイプ D, E 供試体においては、A 面よりも 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早く生じた。この後、载荷の進展とともに、C 面において軸方向鉄筋の座屈が進展し、コアコンクリートが圧壊して、終局状態に至った。また、タイプ D 供試体では軸方向鉄筋も 2 本破断した。

図-4 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タイプ A, B, D, E 供試体について示した結果である。一定軸力としたタイプ A, B 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、上述したように変動軸力を与えたタイプ D, E 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タイプ B, D 供試体を比較すると、一定軸力を与えたタイプ B 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、変動軸力を与えたタイプ D 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。

以上より、軸力が変動する場合には、A 面に比較して C 面では軸力が最大となる正载荷時に曲げ圧縮力を受けるためコアコンクリートが圧壊しやすく、また軸力が最小となる負载荷時にはより大きな引張力を受けるため、軸方向鉄筋の破断も生じやすい。したがって、変動軸力を受ける場合には C 面に注意する必要がある。

4. 耐力および変形性能

各供試体の水平力～水平変位の履歴曲線を図-5 に示す。タイプ A 供試体とタイプ B 供試体の履歴曲線を比較すると、载荷過程や除荷過程の履歴、最大耐力、最大耐力に達した後の水平耐力の低下度、履歴曲線の丸み等、両者はよく似た特性を示す。水平耐力が急速に低下し始めるのは、タイプ A 供試体ではドリフト $dr=4.5\%$ の 2 サイクルめの载荷中であるのに対して、タイプ B 供試体ではドリフト $dr=4.5\%$ の 3 サイクルめの载荷中とほとんど変わらない。これは上述したようにタイプ A 供試体とタイプ B 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。

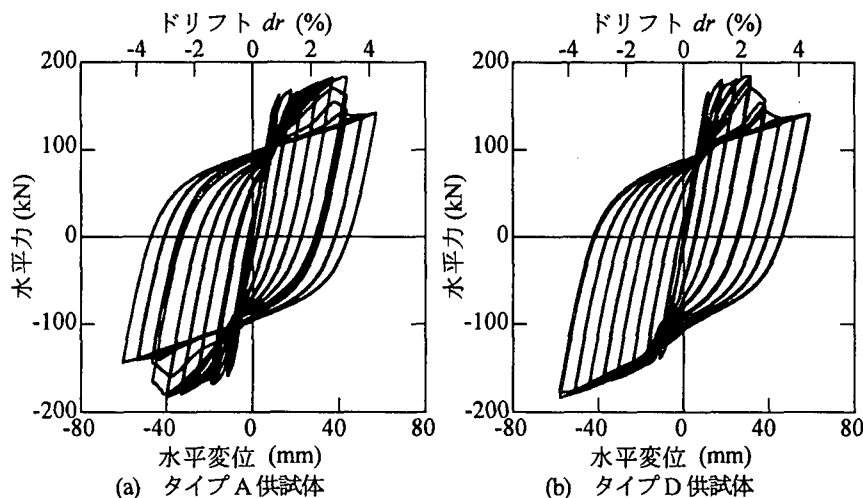


図-6 ファイバー解析による水平力～水平変位の履歴曲線

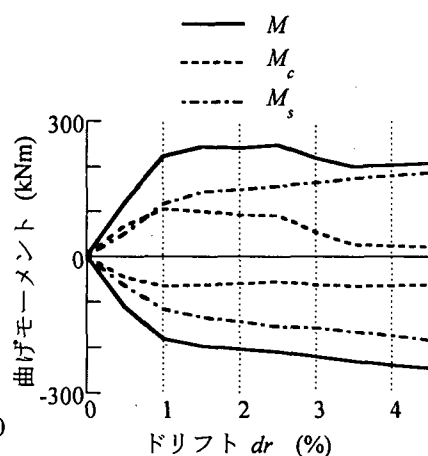


図-7 曲げモーメントの分担
(タイプD 供試体)

これに対して、タイプC 供試体の履歴曲線をタイプA やタイプB 供試体と比較すると、最大耐力はほぼ同じであるが、タイプC 供試体ではドリフト $dr=5.5\%$ になってもまだ水平耐力は急速には低下せず、安定した履歴を保っている。これは、タイプA 供試体やタイプB 供試体と比較してタイプC 供試体では帯鉄筋間隔が 50mm と短く、軸方向鉄筋の座屈やコアコンクリートののはらみ出しをより強く拘束できるためと考えられる。

変動軸力を与えたタイプD, E 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、タイプD 供試体を例にとると、 $dr=1.5\%$ の時に、正載荷側で最大耐力 ($=181\text{kN}$) に達するが、負載荷側では水平耐力は 147kN に過ぎず、正載荷側の水平耐力よりも 20% 小さい。その後載荷が進むにつれて、正載荷側の水平耐力は徐々に低下するが、負載荷側では水平耐力は緩やかに増加し続ける。負載荷側で水平耐力が最大 ($=158\text{kN}$) となるのは、 $dr=4\%$ の時である。その後、 $dr=4.5\%$ の3 サイクルめの正載荷時に水平耐力が急速に低下して終局に至った。

以上のように、変動軸力を与えたタイプD, E 供試体では、正載荷側では載荷変位の増加とともに水平耐力が漸減していくが、負載荷側では載荷変位の増加とともに水平耐力が漸増し続ける点が特徴である。これはコンクリートと軸方向鉄筋の曲げモーメントの分担率によるもので、これについては後述のファイバー解析に基づいて示す。

5. ファイバー解析による実験結果の評価

解析のために、基部 $\sim 200\text{mm}$ を塑性ヒンジ区間とし、この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、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。また、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しの影響は弾性回転ばねによって表すこととした。

コアコンクリートおよびかぶりコンクリートの応力度 $\sim$ ひずみ関係は Hoshikuma ら²⁾ に基づきモデル化した。ただし、Hoshikuma らの提案式では圧縮応力度が最大圧縮応力度 σ_{cc} の 80% 点までしか履歴曲線が与えられていない。そこで、本解析では Park らの提案³⁾ に基づき Hoshikuma らの下降勾配 E_{des} のまま、 σ_{cc} の 20% の値にまで達し、それ以上はひずみが増加しても応力度は σ_{cc} の 20% の値のままであるとした。また、除荷、再載荷の履歴には堺らの提案モデル⁴⁾ を用いた。なお、コンクリートの曲げ引張強度は 0 と仮定した。

軸方向鉄筋の応力度 $\sim$ ひずみ関係には Bauschinger 効果を考慮するために、Menegotto-Pinto モデル⁵⁾ 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% と仮定した。

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 $\sim$ 水平変位の履歴をタイプA, D 供試体について求めた結果が図-6 である。タイプA 供試体では、全体として解析値は実験値の特徴をよく表している。しかし、実験では $dr=1.5\%$ の段階で最大耐力になった後、徐々に水平耐力が減少するが、解析では $dr=1.5\%$ に達した後も水平耐力が漸増する点が異なっている。このように、解析において水平耐力が漸増するのは、帯鉄筋によるコアコンクリートの拘束効果と軸方向鉄筋のひずみ硬化の影響を過大評価していることが原因と考えられる。

変動軸力を与えたタイプD 供試体では、 $dr=1.5\%$ の段階の正載荷側、負載荷側の解析による水平耐力は実験値とよく一致している。その後、正載荷側では載荷変位が増加すると、上述したタイプA 供試体と同様に、解析上の水平耐力は $dr=2.5\%$ になるまで漸増するため、 $dr=$

1.5%~2.5%の場合には、解析値は実験値よりも大きめの値を与える。一方、負荷側では、実験において軸方向鉄筋の降伏以後も水平耐力が漸増したが、解析においても載荷変位の増加に伴い水平耐力は漸増しており、実験の特徴をよく表している。

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-7 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。

$$M = M_c + M_s \quad (2)$$

図-7 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。これは負載荷時に曲げ圧縮力を受ける A 面よりも正載荷時に曲げ圧縮力を受ける C 面では、コンクリートの応力度が低下するのが早いためである。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

本研究から得られた結論は以下の通りである。

- (1) タイプ A 供試体に中間帯鉄筋を加えたタイプ B 供試体では、壁自体が広がるように損傷しなかったことから、壁の中間帯鉄筋の効果がはっきりとは生じなかった。一方、タイプ B 供試体の帯鉄筋間隔を 100mm から 50mm と小さくしたタイプ C 供試体では、軸方向鉄筋の座屈、コアコンクリートの圧壊はタイプ A、B 供試体よりも 0.5~1%遅れて生じた。
- (2) タイプ A、B 供試体では、ドリフト $dr=4.5\%$ 載荷時に水平耐力が大きく低下したが、これらに比べて帯鉄筋間隔が小さいタイプ C 供試体では、ドリフト $dr=5.5\%$ に達しても水平耐力は急速に低下せず、安定した履歴形状を示す。帯鉄筋間隔を 100mm から 50mm に小さくすることは変形性能を高める上で大きな効果がある。
- (3) 変動軸力を与える場合には、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。

(4) 軸力を変化させる場合には、正載荷時には水平耐力は徐々に低下するが、負載荷時には水平耐力は漸増する。正載荷時に水平耐力が低下するのは、軸圧縮力と曲げ圧縮力が重なる面 (C 面) においてコンクリートが徐々に圧壊するためである。一方、負載荷時に水平耐力が漸増するのは、軸圧縮力が減少するために C 面よりも曲げ圧縮力 + 軸圧縮力が小さい面 (A 面) では C 面よりもコアコンクリートの圧壊が遅れて生じると同時に、軸方向鉄筋のひずみ硬化により軸方向鉄筋の応力度が漸増するためである。

(5) ファイバー解析によって水平力~水平変位の履歴曲線を求めると、一定軸力の場合には、コアコンクリートの拘束効果を過大評価する結果、降伏後も水平耐力が上がり続け、実験における最大耐力以後、徐々に水平耐力が低下する傾向をうまく再現できない。一方、変動軸力を与えた場合には、軸方向鉄筋の強度がひずみ硬化により増加することをファイバー解析では再現できており、この結果、降伏以後も水平耐力が徐々に増加する傾向をよく表すことができる。

参考文献

- 1) Kawashima, K. and Mizoguchi, A.: Seismic Response of a Reinforced Concrete Arch Bridge, 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, CD-ROM, No. 1824, 2000.
- 2) 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.
- 3) Kent, D. C. and Park, R.: Flexural Members with Confined Concrete, *J. Struct. Div.*, ASCE, Vol. 97, No. ST7, pp. 1969-1990, 1971.
- 4) 堀淳一, 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.
- 5) 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.