

引張力を含む軸力変動がRC橋脚の変形性能に及ぼす影響

Effect of varying axial loads including a constant tension
on seismic performance of reinforced concrete bridge piers

堺淳一*, 川島一彦**

Junichi SAKAI and Kazuhiko KAWASHIMA

* 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)

** 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)

Reinforced concrete bridge piers in a multicolumn-bent or a frame bridge are subjected to large varying axial load as well as large bending moment during an extreme earthquake. Recent researches have revealed that even tension force is induced in the columns under a strong ground motion. To clarify the effect of axial tension force on the seismic performance of rectangular reinforced concrete bridge piers, a series of cyclic loading tests was conducted under varying axial loads including a constant tension with 1MPa. It is found that very unique hystereses are obtained in the columns subjected to constant/varying tension loads.

Key Words: seismic design, reinforced concrete bridge pier, varying axial load, tensile load, ductility

1. まえがき

兵庫県南部地震では、従来、耐震性に優れていると考えられていたラーメン橋脚やラーメン橋にも多数の被害が生じたことから、兵庫県南部地震以後、ラーメン橋脚、ラーメン橋に対する耐震性について関心が高まり、さまざまな検討が行われている¹⁾。ラーメン橋脚やラーメン橋では水平方向の地震力によって、柱に押し込みと引き抜きの変動軸力が作用することが特徴であるが、最近の研究によれば、兵庫県南部地震クラスの地震動を受けると、橋脚には死荷重による軸力を基準にするとその3倍以上の圧縮軸力とその1~2倍程度の引張軸力が作用することが明らかになってきている^{2~4)}。

一方、これまでも軸力変動がRC部材の曲げ復元力特性に与える影響に関しては、実験的な研究が行われている。例えば、白石ら⁵⁾、川島ら⁶⁾はRC供試体に対してくり返し載荷実験を行い、変動軸力の曲げ復元力特性に及ぼす影響を調べ、これをファイバー解析により再現してファイバー解析の有効性を示している。さらに、Ristić et al.⁷⁾、Dutta et al.⁸⁾は軸力変動を考慮したハイブリッド地震応答実験を実施している。しかし、以上の研究では変動軸力といっても軸力を圧縮状態の中で変化させたり、せいぜい圧縮力~軸力0の範囲で軸力を変化させているに過ぎない。これは、本来RC曲げ部材が引張軸力の作用を想定して設計されることはあり得ないためである。

これに対して、建築の分野では引張軸力を含む変動軸力の作用を考慮した実験的な研究がこれまでも多数行わ

れている。例えば、小野ら⁹⁾、Lejano¹⁰⁾、吉田ら¹¹⁾が、RC短柱の曲げおよびせん断挙動に関する研究を行っている。しかし、これらの実験ではせん断支間比が2以下のRC短柱模型を用いており、橋脚のように基部に塑性ヒンジが形成される場合とは破壊形態が異なるため、これらの結果をRC橋脚に直接適用することはできない。

ただし、引張軸力の作用を想定したRC柱の曲げ塑性変形に関する研究が全く行われていないわけではなく、例えばAbrams¹²⁾、東ら¹³⁾の研究がある。Abramsは、305mm×230mmの矩形断面を有し、せん断支間比が6.1の10体のRC供試体に対して変動軸力の影響を考慮したくり返し載荷実験を行い、そのうち1体は軸力を引張0.5MPa~圧縮8MPaの範囲で変動させている。これより、Abramsは、曲げモーメント~曲率の履歴曲線は変動軸力の幅に影響を受けること、曲げ終局耐力は軸力の載荷履歴には影響を受けず、終局時の軸力によって決まることを指摘しているが、特にこれ以上の知見は示していない。

また、東らは1辺317mmの正方形断面を有し、せん断支間比=2.26のRC柱3体に対して、圧縮一定(27MPa)、引張一定(9MPa)、圧縮27MPa~引張9MPaの範囲の変動という条件下で実験を行い、変動軸力を与えた場合には一定軸力の場合に比べて圧壊が狭い範囲に集中すること、最大耐力、変形性能が低下することを指摘している。

以上のように、強震動の作用下で引張軸力の作用を考慮したRC橋脚の曲げ変形性能に関する実験は非常に少ない。そこで、本研究では引張軸力も含む変動軸力が作用する場合のRC橋脚の曲げ変形性能を検討するために、4体のRC

表-1 コンクリート強度と軸力の載荷履歴

供試体	CC	CT	V1	V2
基部の軸応力度 (MPa)	3 (一定)	-1 (一定)	0~2 (変動)	-1~2.7 (変動)
コンクリート強度 (MPa)	22.9	23.0	22.9	23.0

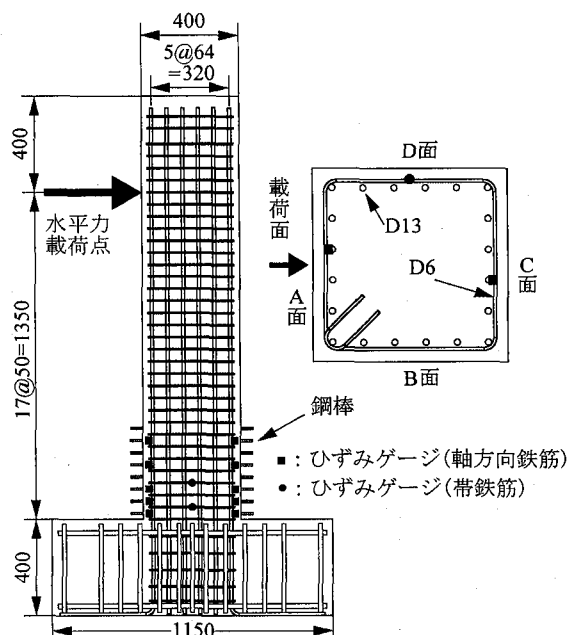


図-1 実験供試体と断面の配筋

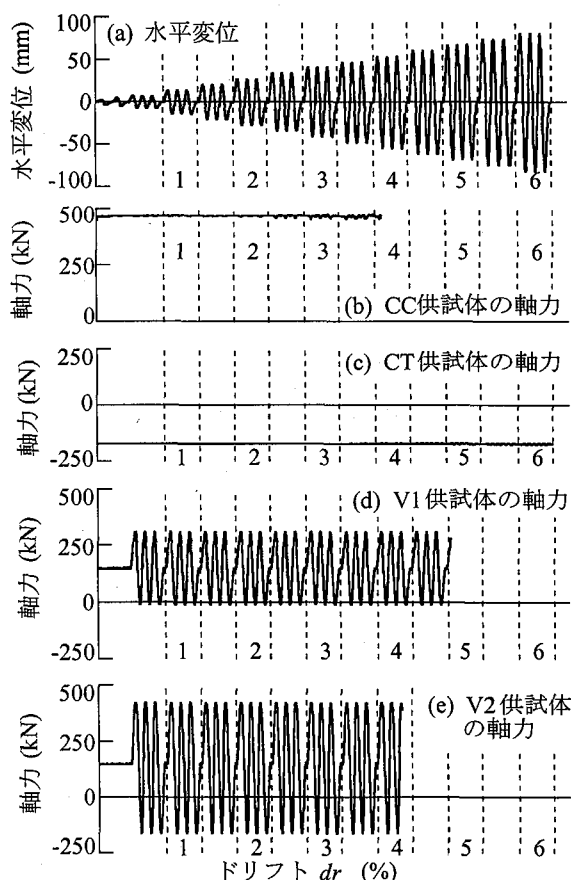


図-2 載荷履歴

正方形断面供試体に対してくり返し載荷実験を行った。本文ではこの結果を報告する。

2. 実験供試体および載荷、計測方法

実験には表-1、図-1に示すように同一の寸法、強度、配筋を有する4体のRC正方形断面供試体を用いた。水平方向の載荷履歴は全て同じであり、表-1に示すように軸力の載荷履歴だけを変化させた。

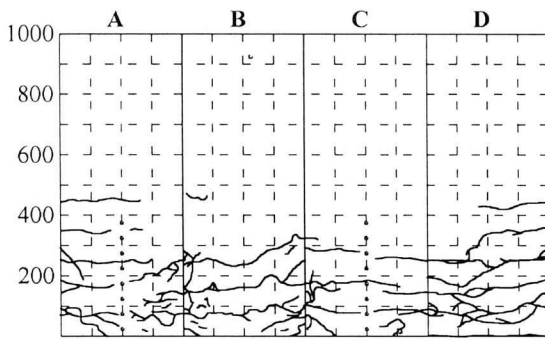
供試体の断面は400mm×400mmの正方形であり、基部から頂部までの高さは1750mmである。基部から水平力載荷点位置までの高さは1350mmであり、せん断支間比は3.75となる。軸方向鉄筋にはD13-SD295A（降伏強度 σ_{sy} =374MPa）を20本配置し、軸方向鉄筋比は1.58%である。帯鉄筋としてはD6-SD295A（降伏強度 σ_{sy} =363MPa）を供試体の全高にわたり、50mmピッチで配置している。この結果、帯鉄筋比（体積比） ρ_s は0.79%となる。帯鉄筋の定着長は100mmとし、135度曲がりのフックを用いた。コンクリートの呼び強度は24MPa、スランブは180mmとした。くり返し載荷実験と同じ日に圧縮試験を行って求めたコンクリート強度は、表-1に示すように約23MPaである。

道路橋示方書¹⁴⁾に基づくCC、CT供試体の曲げ耐力はそれぞれ142kN、91kNであるのに対し、静的荷重に対するせん断耐力はいずれの供試体も230kNと、いずれも曲げ破壊先行と判定される。なお、せん断耐力算定式としては

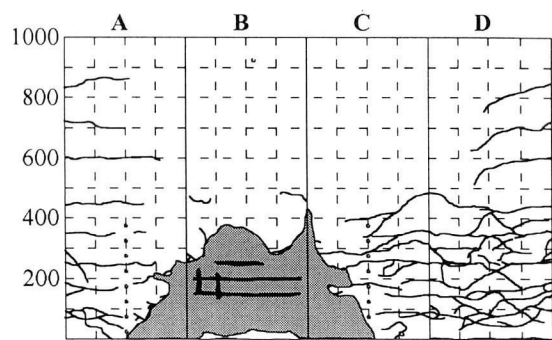
これまでに様々な提案があり、例えば、軸引張力の影響を見込んだACI Building Code^{15), 16)}によるせん断耐力算定式よりCC、CT供試体のせん断耐力を求めると、それぞれ246kN、195kNとなる。ここで、帯鉄筋の負担せん断力はいずれの供試体においても141kNであり、くり返し載荷によってコンクリートの負担せん断耐力が低下しても帯鉄筋がせん断力を分担するため、せん断破壊に対しては余裕のある設計となっている。

実験は東京工業大学の耐震載荷装置を用いて行った。水平変位と軸力の載荷履歴を図-2に示す。以下では水平加振機を押す側を正載荷、この反対側を負載荷と呼ぶ。図-2に示すように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変位制御で荷重を加えた。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 $dr=0.5\%$ （=6.75mm）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載荷点位置における水平変位の比である。

鉛直荷重は、図-2(b)~(e)に示すように4種類の載荷履歴を用いて荷重制御により作用させた。以下、本論文では、軸力の圧縮を正、引張を負とする。まず、2体の供試体では、基部の軸応力度がそれぞれ圧縮側に3MPa一定（CC供試体）、引張側に1MPa一定（CT供試体）となるように軸力を作用させた。残りの2体の供試体では、変動軸力



(a) ドリフト $dr=3\%$ 荷重後



(b) ドリフト $dr=4\%$ 1 サイクルめ 荷重後

図-3 CC 供試体の損傷状況

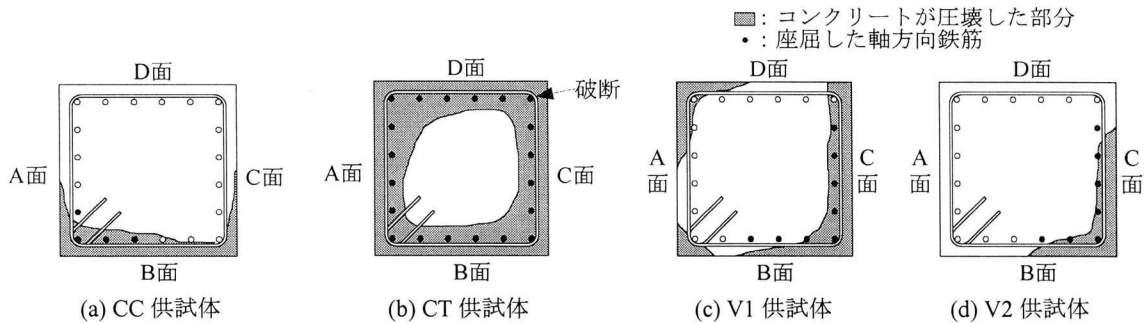


図-4 基部の損傷状況

を作用させた。一般的な都市高架橋のラーメン橋脚に作用する軸力を想定して、変動の中心値は 1MPa とした。この値からそれぞれ $\pm 1\text{MPa}$ ($0 \sim 2\text{MPa}$)、 $\pm 2\text{MPa}$ ($-1 \sim 3\text{MPa}$) の範囲で軸力を変化させた供試体を、それぞれ V1 供試体、V2 供試体と呼ぶ。

ユニークなのは CT 供試体で、RC 橋脚ではこのように大きな引張軸力が常に作用する状態になることは一般には考えられないが、ここでは引張軸力が作用する場合の RC 橋脚の曲げ塑性変形性能をはっきり表現するために、こうした荷重履歴を用いたものである。

変動軸力を与える場合には、水平変位が正荷側（押し側）に最大となる瞬間に軸力が最大となり、水平変位が負荷側（引き側）に最大となる瞬間に軸力が最小となるように、水平力と同位相で鉛直荷重を与えた。ただし、荷重装置の特性から、図-2(e)に示すように圧縮方向には 420kN までしか軸力を荷重できなかったため、V2 供試体では、結果的に基部の軸応力度の変動幅は $-1 \sim 2.7\text{MPa}$ となっている。

なお、鉛直加振機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、下端は供試体頂部に固定されている。供試体頂部は荷重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直角方向に供試体が傾斜し、このために終局状態を迎えた供試体もある。荷重直角方向に拘束を加えなかったのは、実際の RC 橋脚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。

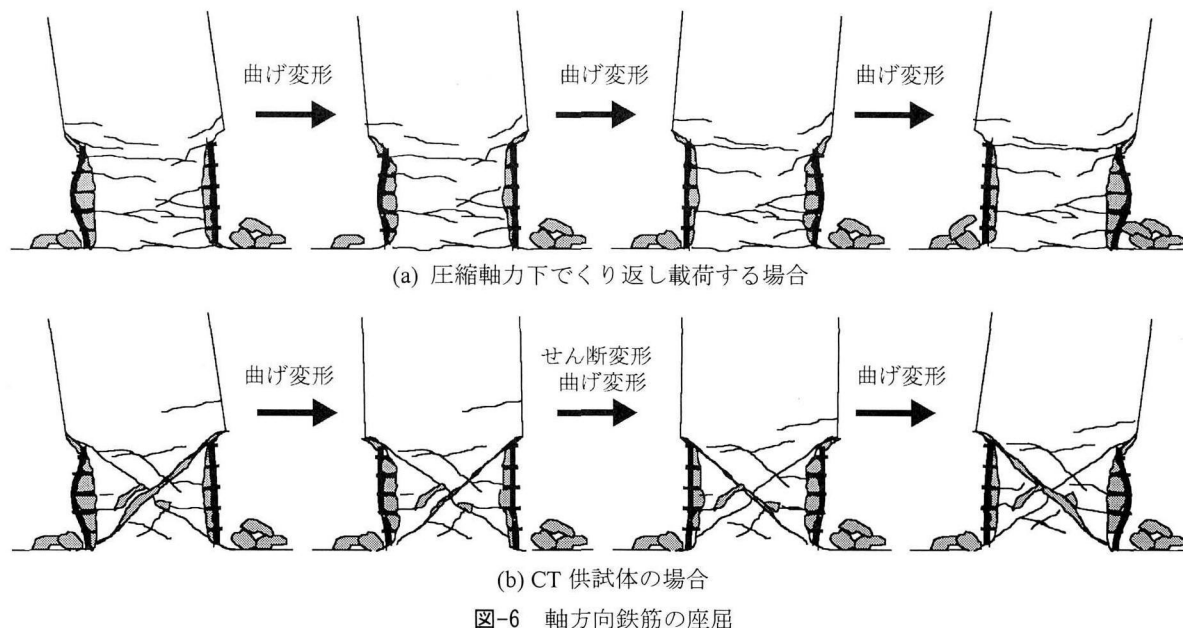
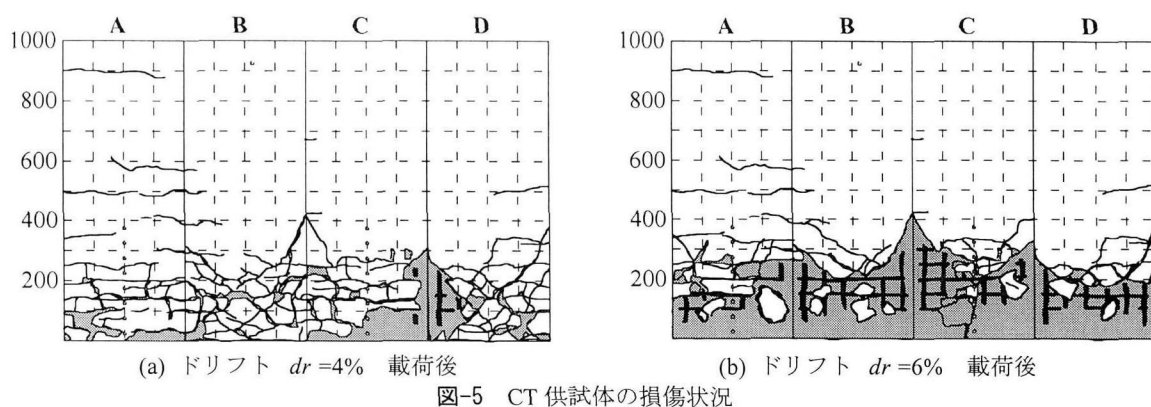
荷重実験では、断面の曲率を求めるために、図-1 に示し

たように基部から高さ $25\text{mm} \sim 375\text{mm}$ 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。また、基部から 25mm 、 75mm 、 125mm 、 225mm 、 325mm の高さにおいて軸方向鉄筋のひずみを、基部から 50mm と 150mm の高さの帯鉄筋のひずみを計測した。

3. 破壊性状

(1) 損傷状況

3MPa 一定の圧縮軸力を作用させた CC 供試体の損傷状況を示した結果が図-3 である。まず、荷重方向に直角面（A 面および C 面）に曲げひび割れが生じ、その後、これらの面に曲げ圧縮力が作用する時にかぶりコンクリートが圧壊し、剥離するようになる。さらに荷重を進めると、ドリフト dr が 3.5% に達した段階で A-B 面と B-C 面の隅角部のかぶりコンクリートが剥落する。その後、 $dr=4\%$ の 1 サイクルめに荷重直角面（B 面）の基部～高さ 300mm の範囲でかぶりコンクリートが剥落し、圧縮軸力に対する支持能力が低下したため B 面側に一気に傾斜して終局状態に至った。荷重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-4 は荷重後に供試体基部のかぶりコンクリートを除去して、コアコンクリートの圧壊箇所と軸方向鉄筋の座屈位置を調査した結果である。ここには、後述する CT、V1、V2 供試体の結果も示している。CC 供試体では、A-B 面の隅角部付近でコアコンクリートは圧壊し、軸方向鉄筋が 4 本座屈した。しかし、コンクリートの圧壊領域は全面積の 5% 程度、座屈に



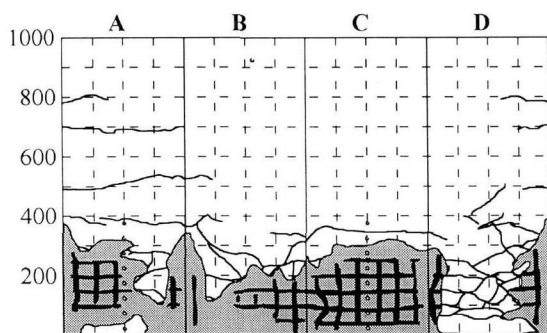
よる軸方向鉄筋のたわみ量は約 5mm といずれも小さい。

これに対して、常に一定の引張軸力 (1MPa) を与えた CT 供試体では、ドリフト dr を 1.5% とした段階で、基部から高さ 150mm 位置に曲げによる水平ひび割れが断面の全周にわたって生じ、さらに载荷を進めて $dr=2.5\%$ に達すると、载荷直角面 (B, D 面) において、曲げによる水平ひび割れから斜めひび割れが進展した。この段階では、この水平ひび割れと斜めひび割れが生じた箇所を境としてこれより上方の部分が下方の部分に対して横ずれし、せん断変形を生じるようになった。目視によれば、この段階におけるせん断変形量は正载荷時、負载荷時ともに 3mm 程度である。この後、図-5 に示すように载荷が進展するにつれて B, D 面の斜めひび割れが徐々に開くようになり、 $dr=3.5\%$ になるとこの部分からかぶりコンクリートが 50～100mm の大きさに割れて剥落し始めた。斜めひび割れの幅が広がるにつれて、せん断変形量は $\pm 5\text{mm}$ ($dr=3\%$)、 $\pm 9\text{mm}$ ($dr=3.5\%$) と増加し、 $dr=4\%$ になると $\pm 12\text{mm}$ に達した。 $dr=4\%$ の段階ではせん断変形量は供試体に生じた全水平変位の 22% にも相当する。

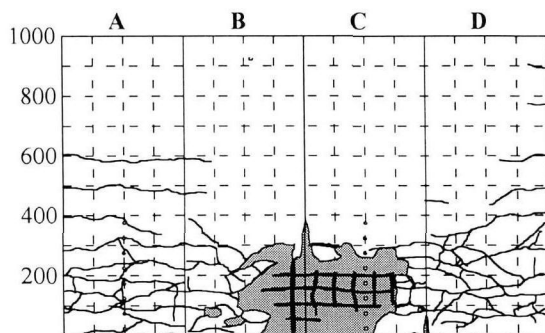
$dr=5\%$ に達すると、軸方向鉄筋が座屈し始めるが、座屈

のした後の軸方向鉄筋の挙動は圧縮軸力作用下での一般のくり返し载荷実験と同一ではない。圧縮軸力下でのくり返し载荷実験では、図-6(a) に示すように曲げ圧縮力を受けて面外方向に座屈した軸方向鉄筋が载荷方向の反転とともに徐々に曲げ引張力を受けるようになって面外方向の座屈がもとに戻っていく。これに対して、常に一定の引張力を受ける CT 供試体では図-6(b) に示すように、载荷方向が反転すると、新たに引張側となった軸方向鉄筋は面外方向に座屈した状態から供試体に生じた曲げ変形がもとに戻るために少し伸ばされた後、斜めひび割れを境とした供試体のせん断ずれによってせん断変形し、いままで座屈していた方向とは反対方向に変形する。その後、この軸方向鉄筋は曲げ引張力を受けて伸ばされることになる。したがって、圧縮軸力下におけるくり返し载荷では、軸方向鉄筋には曲げ圧縮力と曲げ引張力が交互に作用するが、CT 供試体のように引張軸力下におけるくり返し载荷では供試体には曲げ変形と同時にせん断変形を生じるため、軸方向鉄筋は曲げによる圧縮・引張力だけでなくせん断力も受けることになる。

このような状態からさらに载荷変位を増加させていく



(a) V1 供試体 ($dr=5\%$ 1 サイクルめ 載荷後)



(b) V2 供試体 ($dr=4\%$ 3 サイクルめ 載荷後)

図-7 変動軸力を受ける供試体の最終損傷状況

と、CT 供試体では $dr=6\%$ における 3 サイクルめの負荷時に C-D 面隅角部で軸方向鉄筋が 1 本破断した。このようになってからもまだ水平力は急速には低下しなかったが、この段階で載荷をうち切った。

終局段階では、図-4(b)に示したようにコアコンクリート断面積の約 40%に相当するコンクリートが欠落した。また、C-D 面隅角部において軸方向鉄筋が 1 本破断し、その他の軸方向鉄筋も基部～高さ 300mm の範囲で座屈していた。座屈によるはらみ出し量は 25mm～35mm と一定圧縮軸力を受ける CC 供試体の場合よりも 5 倍以上大きい。CC 供試体ではかぶりコンクリートが剥落し、コアコンクリート断面積の 5%に相当するコンクリートが圧壊した段階で終局状態に至ったのに比較して、CT 供試体では上述のような損傷状況になってもなお、水平力は急速に低下しなかった点が特徴である。

次に、図-7 は軸力を変化させた V1 と V2 供試体の最終損傷状況を示した結果である。V1、V2 供試体ともに載荷の進展に伴い、曲げひび割れが進展した後、かぶりコンクリートが圧壊し、剥落する。かぶりコンクリートが初めて剥落するのは、V1、V2 供試体ともに $dr=4\%$ の載荷中である。その後載荷を進めると、軸方向鉄筋の座屈を経て、コアコンクリートが圧壊し、載荷直角方向に傾いて終局状態に至った。こうした損傷状況は一定圧縮軸力を与えた CC 供試体と似ているが、これに加えて、V1、V2 供試体では損傷が大きくなった $dr=4\%$ の段階になると、基部から高さ 150mm 付近を境にして、せん断変形も生じるようになる点が特徴である。せん断変形は上述のように CT 供試体でも生じたが、CT 供試体ではせん断変形が先に生じ、その後、せん断変形の増大に伴い徐々にかぶりコンクリートが剥落したが、V1、V2 供試体では曲げ損傷によってかぶりコンクリートが剥落し始める $dr=4\%$ の段階になってから、供試体にせん断変形を生じるという点が異なっている。V1 供試体では、正載荷時、負載荷時ともにせん断変形し、ずれ量は $dr=4\%$ では $\pm 2\text{mm}$ 程度、 $dr=4.5\%$ になると $\pm 5\text{mm}$ 程度である。一方、V2 供試体では、正載荷時にはほとんどせん断変形しなかったが、負載荷時には $dr=4\%$ の際に約 2mm のせん断変形を生じた。

図-4 に示した V1、V2 供試体の基部の損傷状況より、C

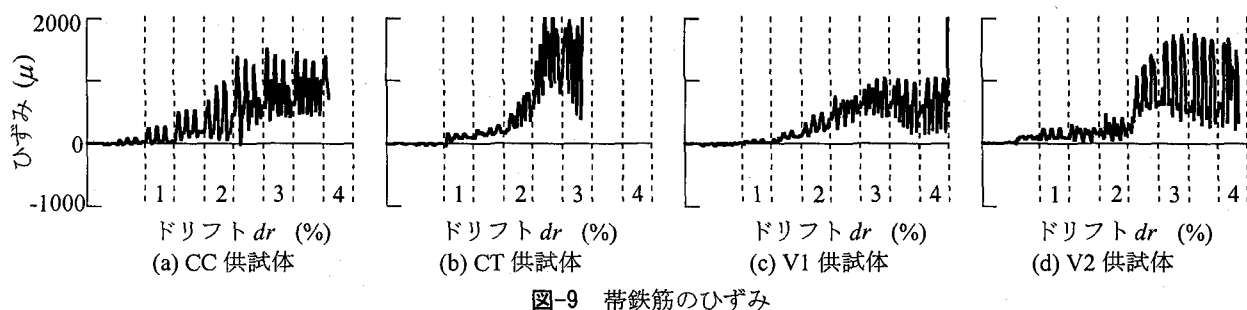
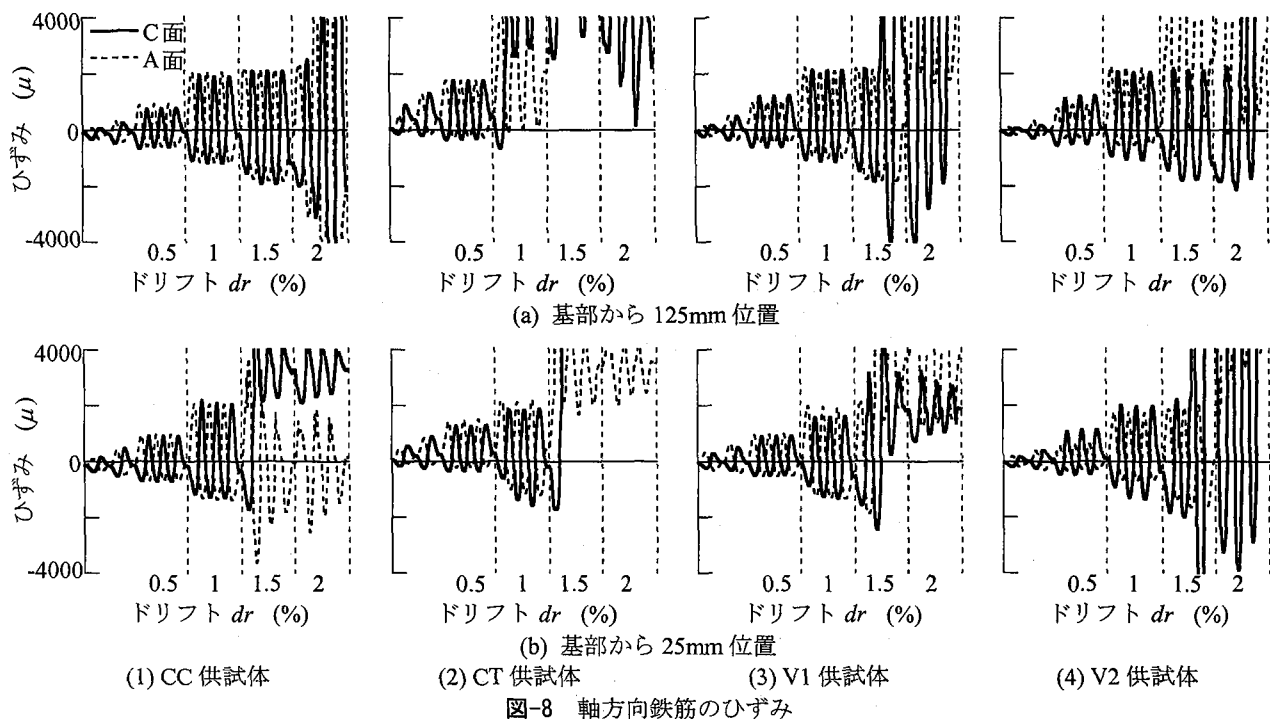
面の方が軸方向鉄筋の座屈本数は多く、コアコンクリートの圧壊範囲は広い。これは、C 面は負載荷時に軸引張力と同時に曲げ引張力を受けるため、A 面よりも曲げひび割れが生じやすく、また C 面の軸方向鉄筋は A 面の軸方向鉄筋よりも大きなひずみ振幅で引張と圧縮を交互に受け、A 面の軸方向鉄筋に比べて座屈しやすいためである。また、正載荷時に圧縮軸力と曲げ圧縮力を同時に受ける C 面では、かぶりコンクリートの剥落やコンクリートの圧壊が A 面よりも速く進む。

(2) 軸方向鉄筋および帯鉄筋のひずみ

図-8 は、各供試体の軸方向鉄筋に生じるひずみを示した結果である。ここでは、25mm、125mm の高さにおける A 面と C 面の軸方向鉄筋に生じるひずみを比較している。供試体が水平方向にくり返し載荷を受けると、徐々に軸方向鉄筋に生じるひずみは増加し、CC 供試体ではドリフト $dr=1.5\%$ に達した段階の基部から 25mm 位置で軸方向鉄筋が降伏する。その後は基部から上方へ徐々に軸方向鉄筋の降伏が進展していく。載荷に伴い主鉄筋の降伏が順次基部から上部に進展していく点は、曲げ破壊先行型 RC 橋脚の塑性ヒンジ部に共通した特徴である。

一方、CT 供試体では $dr=1\%$ に達した段階で早くも基部から 125mm 位置で先行して軸方向鉄筋が降伏し、その後は 25mm 位置、75mm 位置と下から上方に軸方向鉄筋の降伏が進展していく。CT 供試体は引張軸力を受けるため、当然圧縮軸力を受ける CC 供試体よりも小さな載荷変位により軸方向鉄筋が降伏する。また、CT 供試体において最初に軸方向鉄筋が降伏する箇所は、基部から 125mm 位置と CC 供試体とは異なるが、これは引張軸力が作用することによる特徴とは考えにくく、局所的なひび割れの影響と考えられる。

軸力を変化させた V1、V2 供試体では、ともに $dr=1.5\%$ に達した段階で軸方向鉄筋は降伏する。このとき、V1 供試体の 25mm、125mm 高さの軸方向鉄筋はほぼ同時に降伏するが、V2 供試体では高さ 125mm 位置の A 面の軸方向鉄筋が先行して降伏する。V2 供試体における A 面の軸方向鉄筋は圧縮軸力が最大となるときに曲げ引張力を受けており、この場合も引張軸力を加えたことによる特徴とは考



えにくい。軸方向鉄筋に生じるひずみを A 面と C 面で比較すると一定圧縮軸力を作用させた CC 供試体では当然ほぼ同程度の振幅となっているが、変動軸力を与えた V1、V2 供試体では A 面よりも C 面の方がひずみ振幅が大きい。例えば、V2 供試体における基部から 25mm 位置を例にとると $dr=0.5\%$ とした時には、C 面では圧縮 400μ ～引張 1100μ 程度の軸方向ひずみが生じるが、A 面では圧縮 300μ ～引張 600μ 程度となる。これは水平力による曲げモーメントと変動軸力の重なり合い方によるものである。

続いて、図-9 は荷重の進展に伴って 150mm 高さの帯鉄筋に生じるひずみを示した結果である。CC 供試体では、荷重の進展とともに引張ひずみが徐々に増加する。ドリフト dr が 3% に達した段階では帯鉄筋のひずみは 1000μ ～ 1500μ となるが、終局段階に達しても帯鉄筋は降伏しない。

これに対して、CT 供試体では $dr=1.5\%$ の付近から帯鉄筋に生じるひずみは大きくなり始め、 $dr=2.5\%$ で降伏する。これは、供試体にせん断変形が生じ始める段階に相当する。引張力を受けるために、曲げ圧縮力を受ける場合にもコンクリートに生じたひび割れが完全には閉じず、コンクリートが負担するせん断力が著しく低下する結果、帯鉄筋に生

じるひずみが増加したと考えられる。

V1、V2 供試体では、 $dr=2\sim 2.5\%$ の段階から徐々に帯鉄筋の引張ひずみが増加する。供試体にせん断変形が生じ始める $dr=4\%$ に着目すると、V1 供試体では帯鉄筋に生じる引張ひずみは 1000μ 程度であるが、 $dr=4\%$ の荷重終了直前にひずみは一気に大きくなり帯鉄筋は降伏する。一方、V2 供試体では、V1 供試体よりもやや大きく最大で 1500μ 程度の引張ひずみが帯鉄筋に生じるが、終局段階に達しても帯鉄筋は降伏しない。

V1、V2 供試体では変動軸力を与えているため、圧縮軸力が増加する正荷重時よりも圧縮軸力が減少する負荷荷重時の方が、帯鉄筋には大きなひずみが生じる。例えば、V2 供試体の $dr=4\%$ では、正荷重時には帯鉄筋には 600μ の引張ひずみしか生じないが、負荷荷重時には正荷重時の 3 倍に近い 1600μ もの引張ひずみが生じる。これは、正荷重時には 2.7MPa の圧縮軸力が作用するため、ひび割れが閉じて曲げ圧縮部のコンクリートはせん断力を負担できるようになるが、負荷荷重時には 1MPa の引張軸力が作用するため、ひび割れが閉じないためにコンクリートがせん断力を負担できなくなるためである。

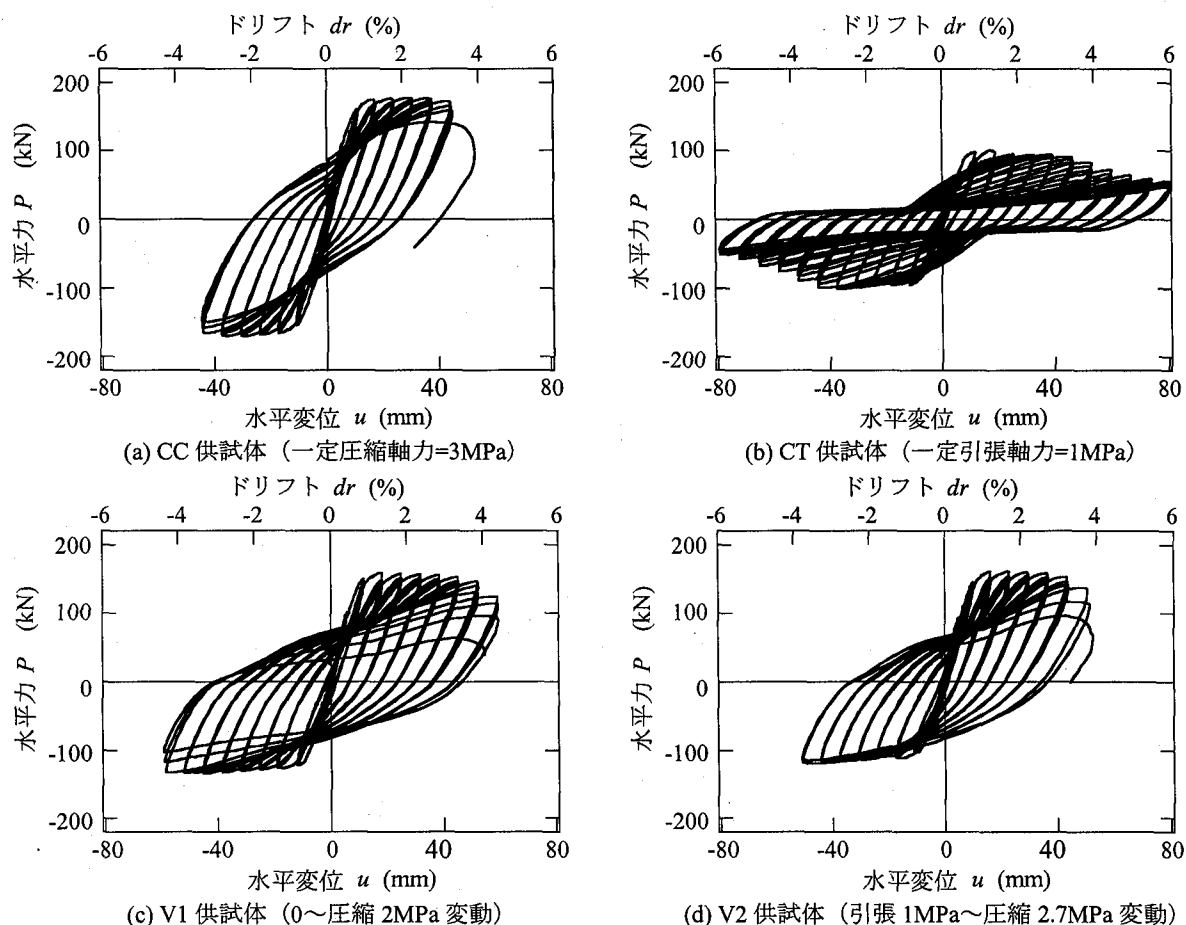


図-10 水平力 P ~ 水平変位 u の履歴

4. 引張軸力が作用する場合のRC橋脚の曲げ塑性変形性能・復元力特性

(1) 水平力~水平変位の履歴曲線の特徴

水平力・荷重点位置における水平力 P ~ 水平変位 u の履歴を示すと図-10 のようになる。3MPa の一定圧縮軸力を加えた CC 供試体では、ドリフト dr が 1.5% となった段階で水平力 P が正荷側と負荷側でそれぞれ 174kN, 161kN と最大となり、その後、水平力 P はおおむね一定となる。これは、道路橋示方書に基づいて求めた曲げ耐力 142kN より約 20% 大きい。これには、軸方向鉄筋のひずみ硬化の影響等が考えられるが現段階では原因はよく分からない。さらに荷重を続け $dr=3.5\%$ に達すると、基部の隅角部におけるかぶりコンクリートの剥落とともに水平力 P が低下し始め、 $dr=4\%$ の 1 サイクルめの正荷側時にかぶりコンクリートの剥落に伴って供試体が荷重直角方向に傾き、水平力 P が急速に低下する。これは、従来も研究されてきた一定圧縮軸力下のくり返し荷重実験でみられる典型的な履歴特性である。

これに対して、1MPa の一定引張軸力を作用させた CT 供試体では、CC 供試体とは異なり、水平力 P の急速な低下が見られないのが特徴である。前述したように $dr=1\%$ とした荷重で軸方向鉄筋は降伏したが、この段階では正荷側

側、負荷側の水平力 P はそれぞれ 97kN, 92kN である。これらは、3MPa の一定圧縮軸力を受ける CC 供試体の軸方向鉄筋が降伏する段階の水平力 P の 55% に相当する。その後、水平力 P はおおむね一定となり、前述したように荷重方向に直角な面 (B, D 面) で斜めひび割れに沿ってせん断変形を生じるようになっても水平力 P はほとんど低下しない。水平力 P が低下し始めるのは、かぶりコンクリートの剥落が始まる $dr=3.5\sim 4\%$ の時である。この後は、荷重の進展とともにかぶりコンクリートが剥落し、水平力 P は緩やかに低下する。 $dr=4.5\%$ に達すると水平力 P は最大値の 80% を下回るようになる。 $dr=6\%$ の段階で荷重をうち切ったが、この段階では前述したようにコアコンクリートは全断面積の 40% が剥落し、軸方向鉄筋 1 本が破断し、残りの 19 本は大きく座屈しており、水平力 P は正荷側には 57kN, 負荷側には 51kN にまで低下している。なお、 $dr=2.5\%$ を上回ると、帯鉄筋ひずみが急速に増加したことからもわかるようにコンクリートの負担せん断力は著しく低下したと考えられるが、帯鉄筋を十分に配置したため脆性的なせん断破壊は生じなかった。

軸力を変化させた V1, V2 供試体では正荷側と負荷側で非対称なユニークな履歴を示す。すなわち、V2 供試体では、 $dr=1.5\%$ の段階で軸方向鉄筋は降伏するが、この時の水平力 P は正荷側には 162kN であるのに対して、

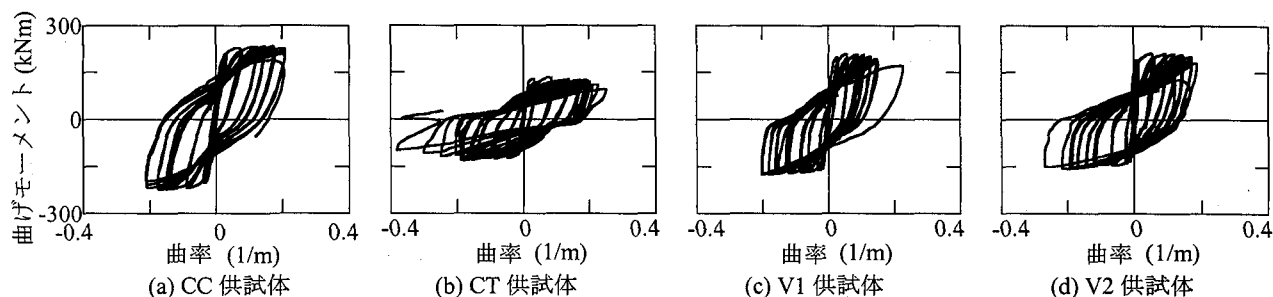


図-11 曲げモーメント～曲率の履歴（基部～75mm 区間）

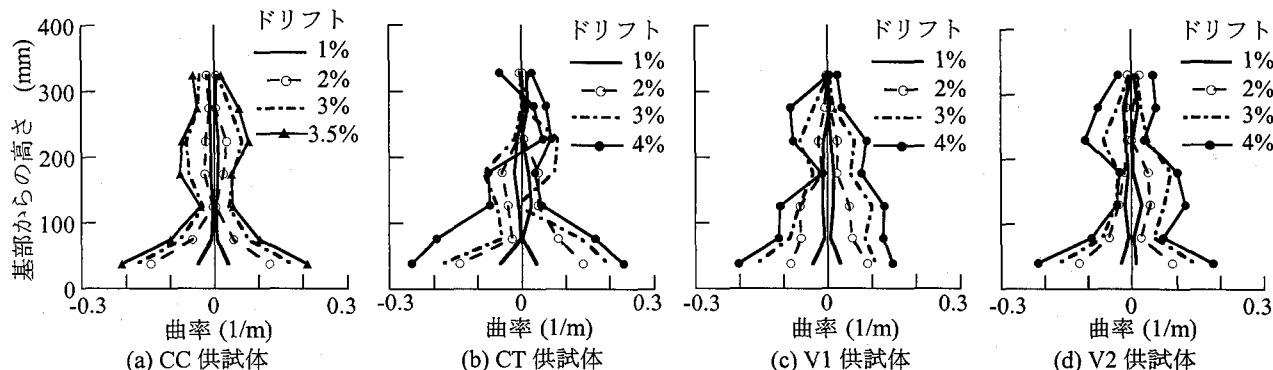


図-12 曲率の高さ方向分布

負荷荷側には 108kN と正載荷側に比較して 33% 小さい。この後、載荷振幅の増加とともに水平力 P は正載荷側ではわずかに減少するが、負荷荷側では漸増する。負荷荷側において、最大 ($P=116\text{kN}$) となるのは $dr=3.5\%$ に達した時である。この時には、正載荷側においてもまだ水平力 P は 151kN とほとんど低下していないが、この 3 サイクルめには水平力 P は 140kN にまで低下し、さらに載荷を続けると $dr=4\%$ の 3 サイクルめで C 面のコアコンクリートが圧壊して終局状態に至った。

同様に、V1 供試体でも正載荷側では $dr=1.5\%$ とした時に水平力 P は 158kN の最大値となるが、その後は載荷の進展に伴って水平力 P は減少していく。これに対して、負荷荷側では軸方向鉄筋が降伏した後も水平力 P はわずかに増加し、 $dr=4\%$ のときに最大値 131kN となる。

図-11 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～曲率の履歴曲線を $dr=4\%$ まで示した結果である。また、図-12 は主要な載荷段階における 1 サイクルめの正載荷時および負載荷時の水平変位が最大となる時の、高さ方向の曲率分布を示した結果である。ここで、基部～75mm 区間の曲率にはフーチングから軸方向鉄筋が伸び出す影響も含まれている。これらによれば、同一供試体においては曲率は基部～75mm 区間で最も大きく、これより上の区間となるほど小さくなる。また、載荷変位の増加に伴う曲率の増加度は 4 供試体間でほとんど変わらない。

基部～75mm 区間の曲げモーメント～曲率の履歴曲線に着目すると、CC、CT 供試体では、いずれも正載荷側、負載荷側ともに曲率が 0.05/m になった段階で曲げモーメントは最大となり、その後は曲げモーメントはほぼ一定とな

る。これらに対して、V1、V2 供試体では、正載荷側では CC 供試体と同様に、曲率が 0.05/m に達した段階で最大曲げモーメントとなり、その後はおおむね一定となるが、負載荷側では曲率が 0.05/m に達した後も曲げモーメントはわずかに増加し続ける。

このように変動軸力を受ける場合には、負載荷側において載荷振幅が増大しても曲げモーメントは減少せずむしろ増加するが、これは軸力が 0 もしくは引張のためにコンクリート生じる圧縮ひずみが小さい結果、負載荷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と考えられる⁹⁾。

(2) 引張軸力が水平力～水平変位の履歴ループに与える影響

図-13 は図-11 に示した履歴曲線の中から主要な載荷段階を取り出し、この 1 サイクルめの履歴ループが 4 供試体間でどのように変化するかを示した結果である。これによれば、いずれの載荷段階においても CC 供試体の履歴が最も膨らんでおり、CT 供試体の履歴が最もやせている。V1、V2 供試体の履歴ループは互いに似ており、圧縮軸力が増加する正載荷側では CC 供試体に近く、圧縮軸力が減少する負載荷側では CT 供試体に近い特徴を示している。また、ドリフト $dr=2.5\%$ の履歴に着目すると、第 2 象限と第 4 象限の履歴は 4 供試体間でおおむね似ていることがわかる。水平変位の符号が変化すると、圧縮軸力を受ける場合には CC 供試体の履歴のようにコンクリートが曲げモーメントを負担し始めるために、接線剛性が急に大きくなり水平力

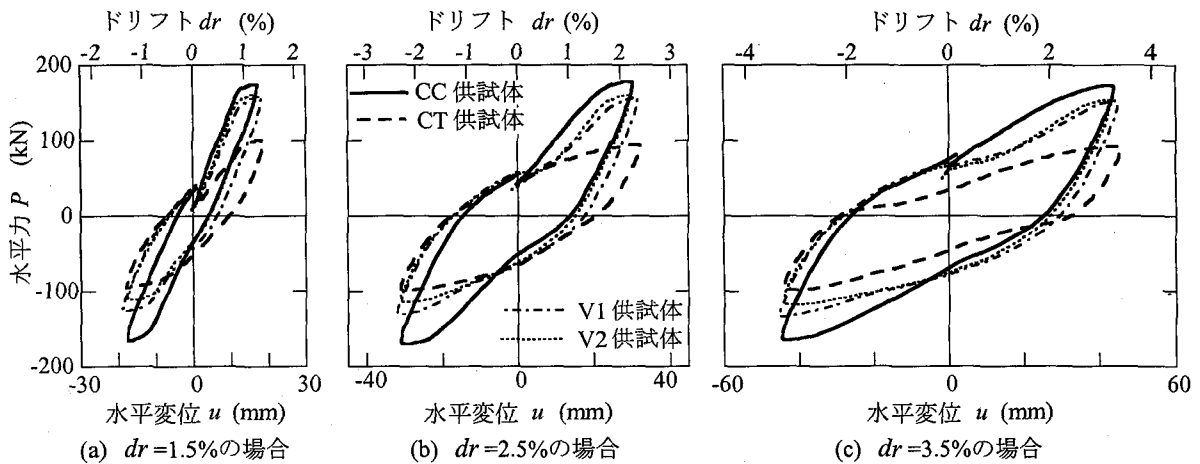


図-13 主要な荷役段階における履歴ループの比較

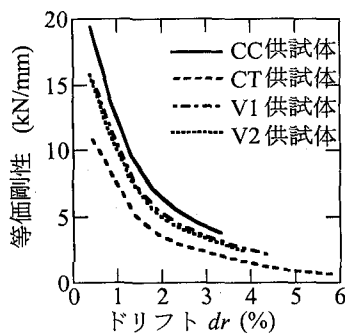
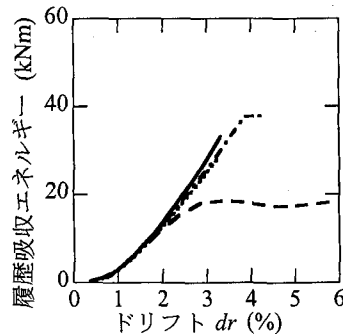
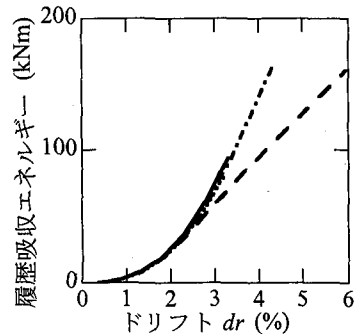


図-14 等価剛性



(a) 荷役ステップごと



(b) 累積吸収エネルギー

図-15 履歴吸収エネルギー

P は増加するが、引張軸力を受けるCT供試体の接線剛性に大きな変化はなく、水平力 P は緩やかに増加する。

CT供試体では、前述したようにドリフト $dr=3.5\%$ に達すると、供試体の全水平変位の19%にも相当するせん断変形が生じるが、せん断変形が卓越するRC短柱特有のピンチング型の履歴を示しているわけではない。図-13(c)を例としてみれば、CC供試体とCT供試体はともに、荷役剛性・除荷剛性はほとんど直線的であり水平力 P が0になった段階から剛性が変化して最大点指向型の履歴曲線となっているが、2次剛性の大きさが異なっていることが分かる。すなわち、引張軸力を加えたCT供試体では圧縮軸力を加えたCC供試体よりも2次剛性が小さい。これは、 $dr=3.5\%$ の段階では供試体にせん断変形が生じており、図-6に示したように曲げによる一軸の引張・圧縮力を受ける軸方向鉄筋とこれに加えてせん断変形を受ける軸方向鉄筋の挙動の違いが影響していると考えられる。

(3) 等価剛性およびエネルギー吸収性能

図-14は、荷役ステップごとに1サイクルめの荷役による等価剛性を4供試体間で比較した結果である。ここで、等価剛性とは1サイクルめの履歴曲線の正荷役側と負荷役側の最大変位点を結ぶ直線の勾配として定義している。これによれば、CC供試体の等価剛性が最も大きく、CT供試体の等価剛性が最も小さい。例えば、 $dr=1.5\%$ の段階では、

CC供試体の等価剛性はCT供試体の等価剛性よりも約1.9倍大きい。

図-15は、荷役ステップごとの履歴吸収エネルギーが4供試体間でどのように異なるか、またその累積値がどのような関係にあるかを示した結果である。荷役ステップごとの履歴吸収エネルギーを比較すると、 $dr=2\%$ に達するまでは4供試体間でほとんど変わらない。さらに荷役を進めるとCC、V1、V2供試体では履歴吸収エネルギーは増加し続けるが、CT供試体では $dr=3\%$ を超えると履歴吸収エネルギーはほぼ頭打ちとなり、その後はほとんど増加しない。したがって、 $dr=3.5\%$ の履歴吸収エネルギーを比較すると、CC、V1、V2供試体でそれぞれ33kNm、31kNm、28kNmであるのに対して、CT供試体では18kNmとこれらの60%程度でしかない。

5. ファイバー解析

圧縮軸力を受けるRC構造物の曲げ解析では、ファイバー解析の有効性が報告されている^{4)~7)}。ここでは、ファイバー解析により実験結果を解析することとした。

解析のために、図-16に示すように供試体を塑性ヒンジ区間の曲げ復元力特性を表すファイバー要素、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要素、塑性ヒンジ区間以外の供試体の曲げ変形を表す弾性

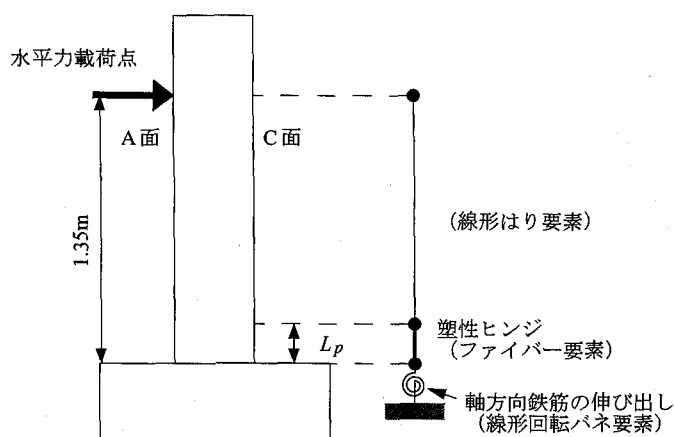


図-16 実験供試体のモデル化

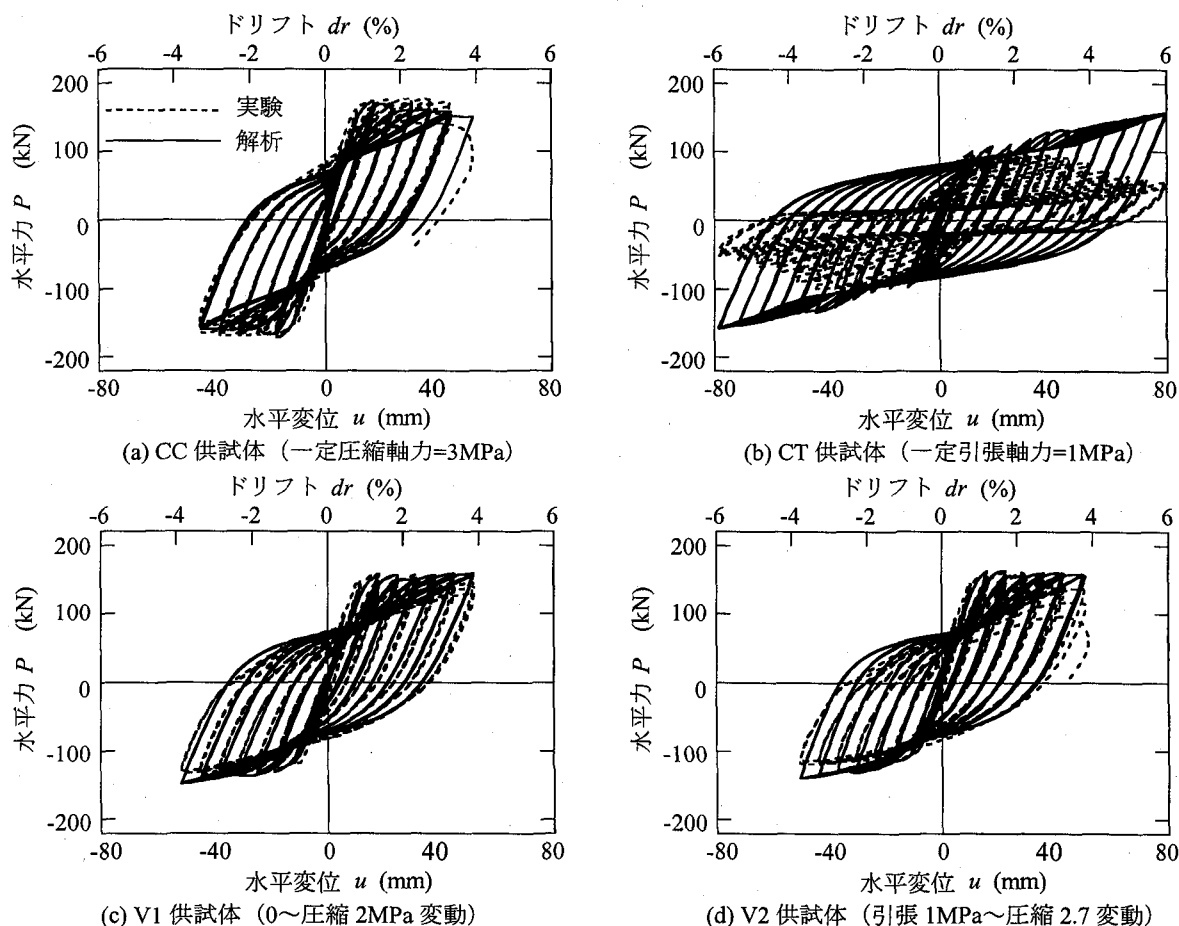


図-17 ファイバー解析による水平力～水平変位の履歴

はり要素によってモデル化した。塑性ヒンジ区間は基部～200mmとした。ファイバー要素の断面は、コアコンクリート、かぶりコンクリート、軸方向鉄筋に分け、かぶりコンクリートは40分割、コアコンクリートは64分割した。

コンクリートの応力度～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・再載荷履歴に堺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、堺・川島による修正MPモデル^{4), 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%と仮定した。

フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しの影響を考慮する弾性回転ばねのばね係数 K_θ は、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しは供試体に作用する水平力に比例すると仮定して、軸方向鉄筋が降伏するドリフト dr が1.5%の時の最大耐力 $F_{1.5,max}$ とそのときの基部から25mmの断面において計測した回転角 θ_1 から、次式のように与えた。

$$K_\theta = \frac{H \times F_{1.5,max}}{\theta_1} \quad (1)$$

ここで、 H は基部から高さ 25mm の断面から水平力作用位置までの距離で 1.325m である。フーチングから軸方向鉄筋が伸び出す影響を表す回転ばねを弾性と仮定したのは、軸方向鉄筋が降伏した後は基部の塑性化が進むため伸び出しによる影響は小さくなると考えたためである。

塑性ヒンジ区間以外の供試体の曲げ剛性には降伏剛性を用いた。

図-17 は図-10 に示した 4 供試体の水平力～水平変位の履歴曲線をファイバー解析から求めた結果である。これによれば、3MPa の圧縮一定軸力を受ける場合 (CC 供試体) と、0～圧縮 2MPa という圧縮の範囲で変動軸力を受ける場合 (V1 供試体) では、ファイバー解析によって実験結果の特徴をよく再現できていることがわかる。これに対して、1MPa の一定引張軸力を受ける CT 供試体には、 $dr=2.5\%$ を超えると徐々に履歴ループが細くなるという実験上の特徴を表せていない。また、実験では $dr=3.5\%$ を超えると耐力は徐々に低下し始めるが、解析では $dr=3.5\%$ を超えた後も耐力は増加し続ける。これは、供試体に生じるせん断変形による耐力低下をファイバー解析で表現できないことと同時に、軸方向鉄筋にせん断変形や座屈が生じて軸方向鉄筋が負担する曲げモーメントが低下したと考えられるが、修正 MP モデルではこれを再現できず、鉄筋の軸方向ひずみが大きくなるとひずみ硬化の影響を過大評価することが原因である。

続いて、軸力を引張 1MPa～圧縮 2.7MPa の範囲で変化した V2 供試体では、解析は実験の特徴をおおむね再現できている。圧縮軸力が増加する正載荷側では載荷振幅が増加してもよい一致度を示すが、引張軸力が作用する負載荷側では、 $dr=3.5\%$ を超える段階になると、やや一致度が低下し、特に負側の最大値から除荷する履歴をうまく表せていない。これは、引張軸力が作用する負側の載荷では、塑性ヒンジによる曲げ塑性回転だけでなく、供試体にせん断ずれが生じるためである。したがって、こうしたせん断ずれが生じる段階では曲げ塑性変形だけでなく、せん断変形に対する非線形性も表すことができるモデルを開発する必要がある。

6. 結論

本研究では、引張軸力ならびに変動軸力の作用下における RC 橋脚の曲げ変形性能をくり返し載荷実験とファイバー解析に基づき評価した。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) 1MPa に相当する一定引張軸力を作用させた CT 供試体では、曲げによる水平クラックから斜めクラックが生じ、徐々にせん断変形を生じる。ドリフト $dr=4\%$ では、せん断変形による水平変位は供試体に生じる全水平変位の約 22% にも相当する。これにより、軸方向鉄筋は曲げ引張力や曲げ圧縮力によって軸方向に変形するだけでなく、せん断力によって軸直角方向にも変形する。
- (2) 一定圧縮軸力 (3MPa) を作用させた CC 供試体では、

わずかな範囲のかぶりコンクリートの剥落によって水平力が急速に低下するが、一定引張軸力 (1MPa) を作用させた CT 供試体では、かぶりコンクリートの剥落が始まる $dr=3.5\sim 4\%$ の段階から徐々に水平力は低下するが、水平力の低下は緩やかであり、ドリフト $dr=6\%$ に達するまでおおむね安定した履歴を描く。

- (3) 一定引張軸力を受ける CT 供試体の履歴ループは、ピンチング型ではなく最大点指向型に近い履歴となる。ただし、軸方向鉄筋がせん断力を受けることで、その履歴特性が変化するため、2 次剛性は一定圧縮軸力を受ける CC 供試体よりも小さい。このため一定圧縮軸力を受ける CC 供試体よりも 1 サイクルあたりの履歴吸収エネルギーは小さくなる。
- (4) 変動軸力を与えた V1, V2 供試体では、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 もしくは引張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、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) ファイバー解析から水平力～水平変位の履歴を求める、圧縮 3MPa 一定の場合や軸力が圧縮の範囲で変動する場合には、実験結果の特徴をよく表すことができる。ただし、引張軸力を受ける場合には、基部の損傷が大きくなると供試体にせん断ずれが生じるため、ファイバー解析による解析値と実験値との一致度が低下する。

謝辞：本研究は、文部省科学研究費補助金（特別研究員奨励費）により行いました。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御助力を得ました。ここに記して厚くお礼申し上げます。

参考文献

- (1) (社) 土木学会：橋梁の耐震設計法に関する講習会，pp. 97-106，地震時保有耐力法に基づく耐震設計法の開発に関する研究小委員会，1998。
- (2) 田中良弘，福浦尚之，畑明仁：RC ラーメン高架橋の地震応答解析，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp. 339-346，1996。
- (3) 畑明仁，白石俊英，岡本晋：ファイバーモデルによる 2 層ラーメン橋脚の地震応答解析，土木学会第 52 回年次学術講演会講演概要集第 I 部 (B)，pp. 728-729，1997。
- (4) 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。
- (5) 白石俊英，田中良弘，畑明仁，趙唯堅：ファイバーモデルによる非線形フレーム解析とその検証，大成建設技術研究所報，第 29 号，pp. 119-126，1996。
- (6) 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，構造

工学論文集, Vol. 48A, 2002.

- 7) Ristić, D., Yamada, Y., Iemura, H. and Petrovski, J.: Nonlinear Behaviour and Stress-Strain Based Modeling of Reinforced Concrete Structure under Earthquake Induced Bending and Varying Axial Loads, School of Civil Engineering, Kyoto University, 1988.
- 8) Dutta, A., Mander, J. B. and Kokorina, T.: Retrofit for Control and Repairability of Damage, *Earthquake Spectra*, Vol. 15, No. 4, pp. 657-679, 1999.
- 9) 小野新, 白井伸明, 安達洋, 坂楨義夫: 変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の弾塑性性状, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 11, No. 2, pp. 495-500, 1989.
- 10) Lejano, B. A.: Study on the Flexural and Shear Behavior of High Strength Reinforced Concrete Columns Subjected to High and Fluctuating Axial Load, Doctoral thesis, Nihon University, 1995.
- 11) 吉田格英, 北山和宏, 西川孝夫: 引張り軸力を受ける鉄筋コンクリート柱のせん断強度に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 18, No. 2, pp. 875-880, 1996.
- 12) Abrams, D. P.: Influence of Axial Force Variations on Flexural Behavior of Reinforced Concrete Columns, *ACI Structural Journal*, pp. 246-254, 1987.
- 13) 東健二, 太田和彦, 井上啓寿: 変動軸力を受ける鉄筋コンクリート柱の曲げせん断実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp. 853-854, 1990.
- 14) (社) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 1996.
- 15) American Concrete Institute, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI318-95) and Commentary (ACI318R-95), ACI, 1995.
- 16) Priestley, M. J. N., Seible, F. and Calvi, G. M.: *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, Jhon Wiley & Sons, Inc., 1996. (川島一彦監訳: 橋梁の耐震設計と耐震補強, 技報堂, 1998.)
- 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) 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.
- 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*, pp15-22, 1973.

(2001年9月14日受付)