

論文 中空断面橋脚の耐震性能に関する実験的研究

安保 知紀^{*1}・大庭 光尚^{*2}

要旨: 中空断面鉄筋コンクリート橋脚の合理的な耐震補強設計をおこなうために、中空断面橋脚が有する耐震性能を把握する必要がある。そこで帯鉄筋量に着目した静的正負交番載荷試験を実施した。試験体は、実橋をモデルとしてその辺長比が 1:2.3 となる比較的扁平な断面とした。実験の破壊状況から、曲げ破壊に至る場合、破壊に至るまではフランジ部の圧縮領域が残り、荷重を保持する耐荷機構となっている。また、曲げ降伏後にせん断破壊に至る場合、破壊に至るまではフランジ部の押し抜きで荷重を保持する耐荷機構であることが分かった。本稿では実験から得られた中空断面橋脚の損傷の特徴について主に報告する。

キーワード: 中空断面, 耐震性能, 損傷状況

1. はじめに

鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計は、兵庫県南部地震レベルの大規模地震動に対して構造物の崩壊や大きな損傷が生じないように設計をおこなっている。しかしながら、中空断面橋脚においてはその耐震性能が明らかにされていない。

須田ら¹⁾の研究により、多数本の柱筋が壁の外周および内周に配置された中空断面 RC 柱部材は、フランジ部分に相当する壁の内外に配筋された柱筋が座屈し、中間帯鉄筋を充分配筋することによってかぶりコンクリートの剥落後もある程度の圧縮応力を分担できることが確認されている。

さらに湯川ら²⁾の研究では、中間帯鉄筋を配筋することにより非常に優れたじん性を有していることが確認され、中間帯鉄筋の加工形状にも着目した配筋方法を提案している。

ところが耐震補強設計をおこなう場合、建設年の古い既設橋脚等は十分な中間帯鉄筋が配置されていることが少なく、さらに河川内の橋脚の場合扁平な断面となっていることが多い。過去の研究では、このように中間帯鉄筋のない扁平断面の橋脚を対象とした実験的研究がおこなわれていないことから、実橋の断面形状をモデルに中空断面橋脚の試験体を作成し、その帯鉄筋量をパラメーターとした正負交番繰り返し載荷試験を実施した。本稿では、中空断面橋脚の損傷の特徴について、実験よ

り得られた知見をまとめたので報告する。

2. 実験概要

2.1 試験体概要

試験体の断面形状を図-1 に示す。本実験の断面形状は実橋の中空断面橋脚をモデルとしてその辺長比を約 1:2.3 とした。実橋では、このような扁平断面橋脚の場合、中空内短辺方向に中壁がある。中空断面においては中壁および外壁の総厚を腹部幅としてせん断耐力を算出することから、本実験では実橋での中壁をウェブ厚に含めその厚さはフランジ厚の 1.5 倍としている。さらに軸方向鉄筋は、フランジ部材内およびウェブ部材内の外周および内周に複鉄筋として配置し、帯鉄筋を軸方向鉄筋の外側に配置している。外周に配置した帯鉄筋はフレア溶接により定着をおこない、内周に配置した帯鉄筋は端部

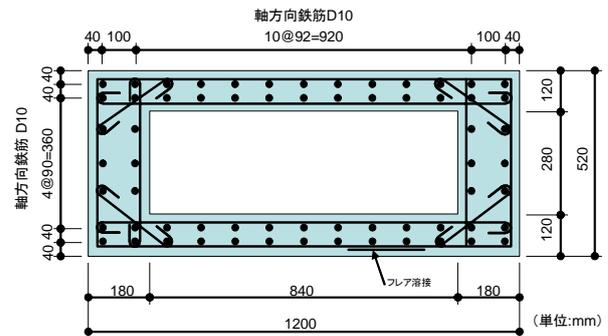


図-1 試験体断面図

表-1 試験体諸元

試験体	軸方向鉄筋			帯鉄筋				モルタル 圧縮強度 (N/mm ²)	N (kN)	M _u (kN.m)	V _y (kN)	V _y /V _{mu}
	規格 径	鉄筋比 (%)	降伏強度 (N/mm ²)	規格 径	ピッチ (mm)	鉄筋比 (%)	降伏強度 (N/mm ²)					
No1	SD345	1.17	373.04	SD295	60	0.59	353.36	31.0	468.0	496.5	520.0	1.69
No2	D10			D6	420			0.08				

*1 東日本旅客鉄道 (株) 建設工事部構造技術センター主席 工修 (正会員)

*2 東日本旅客鉄道 (株) 建設工事部構造技術センター課長 (正会員)

に半円形フックを設け軸方向鉄筋に固定した。ここで、橋脚断面の外周および内周に配置された帯鉄筋を拘束する中間帯鉄筋は配置していない。また、本実験では帯鉄筋量をパラメータとしていることから、図-2 に示す中空部分の帯鉄筋のピッチを変えて実験をおこなった。さらに、軸方向鉄筋は拔出しを防止するためフーチング下端まで定着長を確保し、端部には直角フックを設け定着した。

実験に用いた試験体諸元および材料強度を表-1 に示す。表中の記号は、 N ：軸力、 M_u ：曲げ耐力、 V_y ：ウェブのみを評価した部材のせん断耐力、 V_{mu} ：部材が曲げ耐力に達するときのせん断耐力を表す。試験体は帯鉄筋ピッチを60mmと420mmの2種類とし、その曲げせん断耐力比(V_y/V_{mu})が1.69および0.88の2ケースでおこなった。さらに、中空断面部分の部材厚が薄く帯鉄筋が密に配置されるため、コンクリートの充てん性を考慮して最大骨材寸法が5mmとなるモルタルを使用した。使用したモルタルは目標圧縮強度を $30N/mm^2$ とし、セメント細骨材比が1:3となる配合とした。

2.2 荷重方法

荷重装置の概要を図-3 に示す。荷重は軸力を一定とした静的正負交番荷重でおこなった。軸力はコンクリートの圧縮応力度が約 $1.2N/mm^2$ となるように一定軸力を作用させた。交番荷重方法は、最外縁の軸方向鉄筋が材料の試験結果から定まる降伏ひずみに達した時の変位を降伏変位(δ_y)とし、 $1\delta_y$ までは荷重制御とした。 $2\delta_y$ 以降は降伏変位(δ_y)の整数倍を正負各1サイクルずつ変位制御にて荷重し、 $10\delta_y$ 以降の大変形領域では降伏変位(δ_y)の偶数倍を正負各1サイクルずつ変位制御にて荷重した。また、荷重位置はフーチング天端から1.61mの位置とし、荷重位置付近での破壊を防ぐため、荷重板下から断面高($h=520mm$)の範囲は中実断面とした。

2.3 計測

交番荷重実験での計測項目は、ストレインゲージによるフランジ部軸方向鉄筋のひずみ、帯鉄筋ウェブ部のひずみ、および荷重位置での水平変位、水平荷重荷重を計測した。

3. 実験結果

3.1 荷重-変位関係

荷重-変位曲線の包絡線を図-4 に示す。交番荷重は、変位が正となる荷重で荷重が正となるようにおこなっている。

いずれの実験結果も、 $2\delta_y$ でほぼ最大荷重に達しているが、その後の変形性能が異なる。帯鉄筋比の大きい試験体 No1 では $14\delta_y$ まで最大荷重を維持し、荷重低下領域

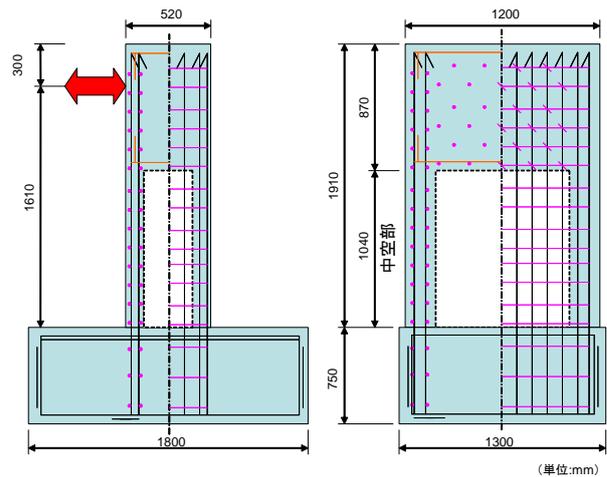


図-2 試験体概要図

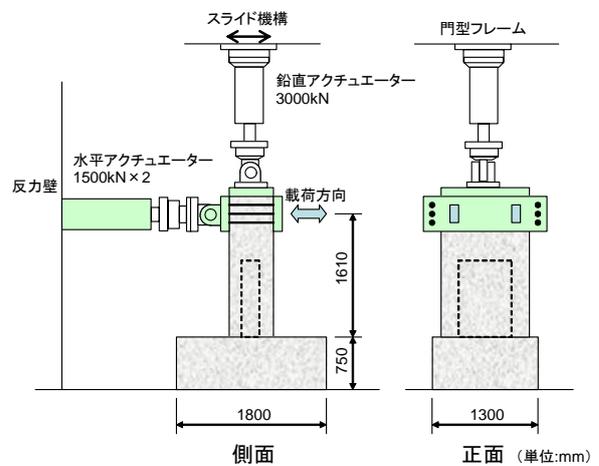


図-3 荷重装置概要図

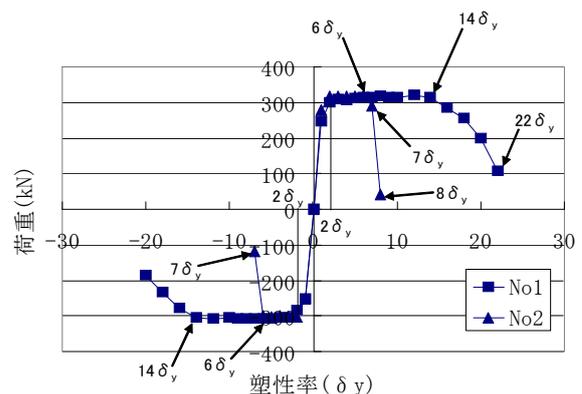


図-4 包絡線

域となっても急激な荷重低下は見られず緩やかに荷重が低下していった。ここで、荷重-変位曲線の包絡線が降伏荷重を下回らない最大変位を終局変位と定義すると、終局変位は $18\delta_y$ 付近となり非常に高い変形性能を有していることを確認した。その後 $22\delta_y$ で軸方向鉄筋が破断し実験を終了した。

これに対し帯鉄筋比の小さい試験体 No2 では $6\delta_y$ まで最大荷重を維持し、 $7\delta_y$ の荷重終了間際に荷重が低下

表-2 計算値および実験結果

試験体	計算値					実験値			
	$V_{my}^{*1)}$ (kN)	$V_{mu}^{*2)}$ (kN)	V_y (kN)	δ_{yca} (mm)	δ_{uca} (mm)	降伏荷重 (kN)	最大荷重 (kN)	δ_y (mm)	δ_u (mm)
No1	265.7	308.4	520.0	6.5	56.1	248.6 ^{*3)}	315.0 ^{*3)}	4.6 ^{*3)}	81.3 ^{*3)}
No2	268.6	313.6	274.9	6.4	- ^{*4)}	265.3 ^{*3)}	310.5 ^{*3)}	5.9 ^{*3)}	39.4 ^{*3)}

*1)曲げ降伏に達するときのせん断力

*2)曲げ耐力に達するときのせん断力

*3)正負交番載荷での平均値

*4)せん断破壊先行となる

し、その後の $8\delta_y$ の載荷の途中で鉛直荷重を保持できなくなり急激に荷重が低下して実験を終了した。

次に、材料の実強度を用いた計算値と実験から得られた実験結果を表-2 にまとめる。ここで、複数体の中実矩形試験体を用いた実験結果から石橋ら³⁾により提案されている式(1)および式(2)を用いて算出した降伏変位 (δ_{yca}) および終局変位 (δ_{uca}) を併記する。

なお、せん断耐力の算出は現行の設計標準⁴⁾に従い、その腹部幅はウェブ部のみを評価して算出している。さらにウェブせん断耐力算出用のせん断スパン (L_a) は、実験の損傷状況(写真-2)より、中空断面部の柱高さ (1040mm) としている。

$$\delta_{yca} = \delta_{y0} + \delta_{y1} \quad (1)$$

$$\delta_{uca} = \mu_0 \cdot \delta_{y0} + \delta_{u1} \quad (2)$$

δ_{yca} : 計算上の降伏変位 (mm)

δ_{uca} : 計算上の終局変位 (mm)

μ_0 : 軸方向鉄筋拔出しによる回転変位を除いた橋脚く体のじん性率

δ_{y0} : 降伏時橋脚く体部分の変形量 (mm)

δ_{y1} : 降伏時の軸方向鉄筋拔出しによる回転変位 (mm)

δ_{u1} : 終局時の軸方向鉄筋拔出しによる回転変位 (mm)

表-2 から、実験時の降伏荷重および最大荷重が平面保持を仮定した計算値の V_{my} および V_{mu} とほぼ等しい結果となった。

次に、終局変位の実験値 δ_u および終局変位の計算値 δ_{uca} に着目すると、帯鉄筋比の大きい試験体 No1 について式(2)から得られた終局変位は 56.1mm であるのに対し、実験から得られた終局変位が 81.3mm となり実験値が約 1.5 倍大きい結果となった。

3.2 損傷状況

(1) 曲げ破壊

帯鉄筋比の大きい試験体 No1 の損傷状況を写真-1 に示す。

水平荷重が約 170kN となったところで引張フランジ面にフーチング天端から約 260mm の高さの位置にひび割れが発生した。これは断面高 ($h=520\text{mm}$) の約半分の高

さと等しくなる。 $1\delta_y$ では曲げひび割れから圧縮縁に向けて斜めひび割れが数本発生している(写真-1(a)参照)。 $10\delta_y$ ($\delta=45.8\text{mm}$) までは圧縮フランジ部には全く損傷は見られなかったが、 $12\delta_y$ ($\delta=55.0\text{mm}$) の載荷終了時でウェブ圧縮縁にかぶりコンクリートの微少な剥離が見られた(写真-1(A)参照)。その後 $14\delta_y$ ($\delta=64.1\text{mm}$) まで最大荷重を維持しながら同様の状態が続き、変位の増加とともに斜めひび割れが増加した(写真-1(b)参照)。 $16\delta_y$ ($\delta=73.3\text{mm}$) では圧縮フランジの中央部のかぶりコンクリートが剥離し荷重が低下し始めた(写真-1(B)参照)。終局変位付近である $18\delta_y$ ($\delta=82.4\text{mm}$) では圧縮フランジのかぶりコンクリートが剥落し、軸方向鉄筋の座屈と内部のコンクリートが粉体化されている状況を確認できる(写真-1(C)参照)。特にフランジ中央部の損傷に伴いウェブの損傷も顕著になったことが分かる(写真-1(c)参照)。さらに $18\delta_y$ までに明確な塑性ヒンジは形成されておらず、柱基部付近ウェブのひび割れ幅が開いているもののウェブのコンクリートの剥離、粉体化等大きな損傷は見られない(写真-1(c)参照)。既往の研究⁵⁾によると、曲げ破壊に至る中実断面部材は、塑性ヒンジ区間で圧縮を受けるコアコンクリートが徐々に細粒、粉体化し、断面が減少して終局に至るとされているが、中実断面と比べると中空断面の終局状態での側面の損傷程度が非常に小さいといえる。その後は $20\delta_y$ ($\delta=91.6\text{mm}$) の負の載荷および $22\delta_y$ ($\delta=100.8\text{mm}$) の正の載荷で、ウェブ部最外縁に配筋した軸方向鉄筋がフーチング天端から 50mm 程度の高さで破断して実験を終了している(写真-1(D)参照)。

実験終了後の破壊状況を見ると、その損傷が柱の基部に集中しており、中間帯鉄筋を配置していないためフランジ部の帯鉄筋が大きくはらみだしている。このため軸方向鉄筋が座屈し、フランジ内のコンクリートが細かく破壊されているのが分かる(写真-1(d)(E)参照)。

以上のことから、曲げせん断耐力比の大きい中空断面部材が繰り返し作用を受けた場合、フランジ部にせん断ひび割れが伸展することなく、フランジ部の軸方向鉄筋が座屈するとともに、フランジ部の損傷により荷重が低下し曲げ破壊に至ることが分かった。

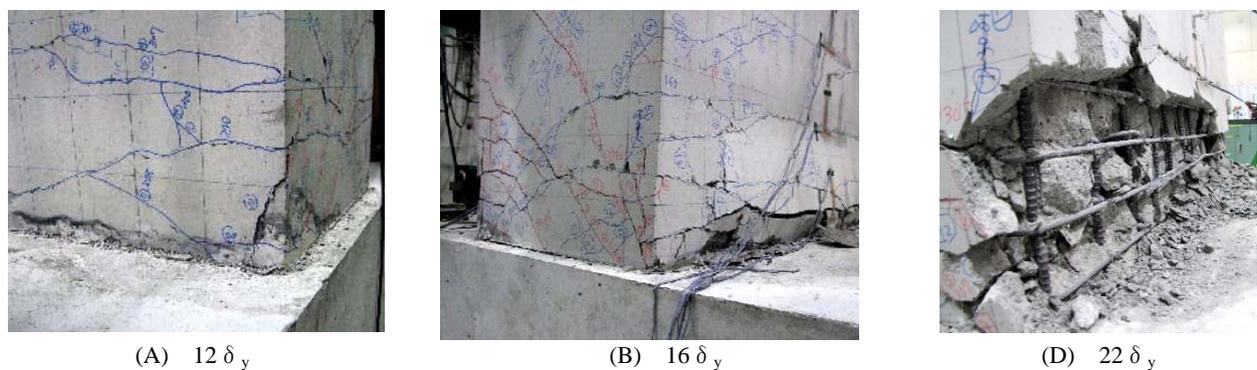
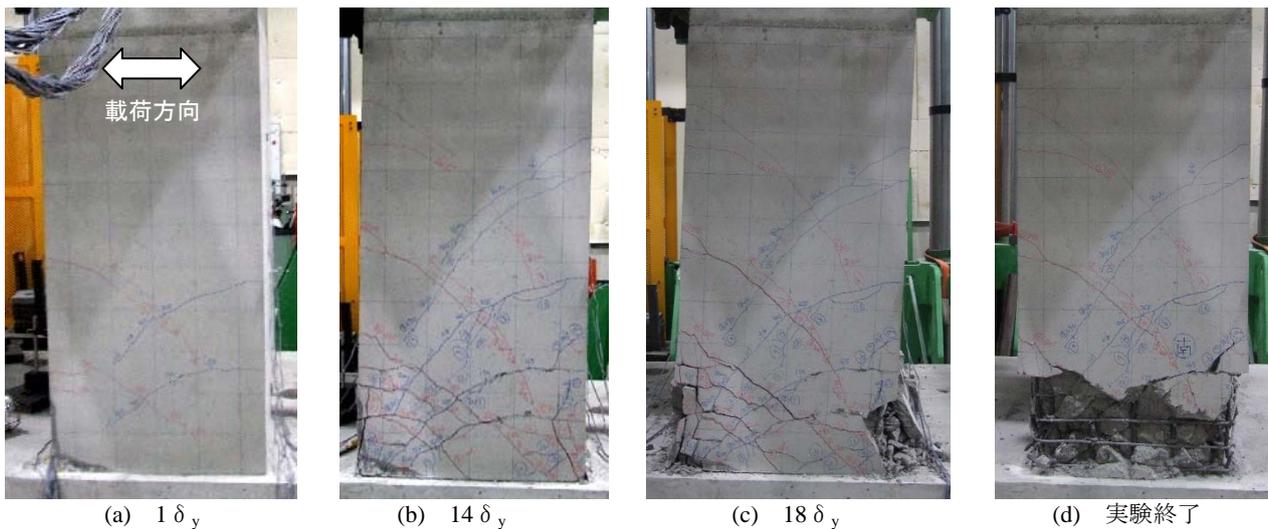


写真-1 損傷状況 (No1)

(2) 曲げ降伏後のせん断破壊

帯鉄筋比の小さい試験体 No2 の損傷状況を写真-2 に示す。

水平荷重が約140kNとなったところで引張フランジ面にフーチング天端から約210mm および約630mmの高さにひび割れが発生した。これは中空断面部に配置した帯鉄筋の高さに等しい位置である。1 δ_y では試験体 No1 と同様に曲げひび割れから圧縮縁に向けて斜めひび割れが数本発生している (写真-2(a)参照)。6 δ_y ($\delta=35.6\text{mm}$) までは最大荷重を維持しており、中空断面部を横切る斜めひび割れが卓越しているのが分かる (写真

-2(b)参照)。この段階では、圧縮フランジ部には全く損傷は見られなかった。その後の7 δ_y ($\delta=41.5\text{mm}$) の荷重では、大きな音とともに圧縮フランジに縦方向にひび割れが発生し急激に荷重が低下した (写真-2(A)参照)。さらに8 δ_y ($\delta=47.4\text{mm}$) の正側の荷重でも縦方向にひび割れが発生するとともにコンクリートが剥離し、鉛直荷重を保持できなくなり急激に荷重が低下して実験を終了している (写真-2(c)参照)。

実験終了後の状況を見ると、ウェブ部に発生した中空部を横切る斜めひび割れがフランジ部を押し抜く様な状況で貫通しているのが分かる (写真-2(d)(B)参照)。

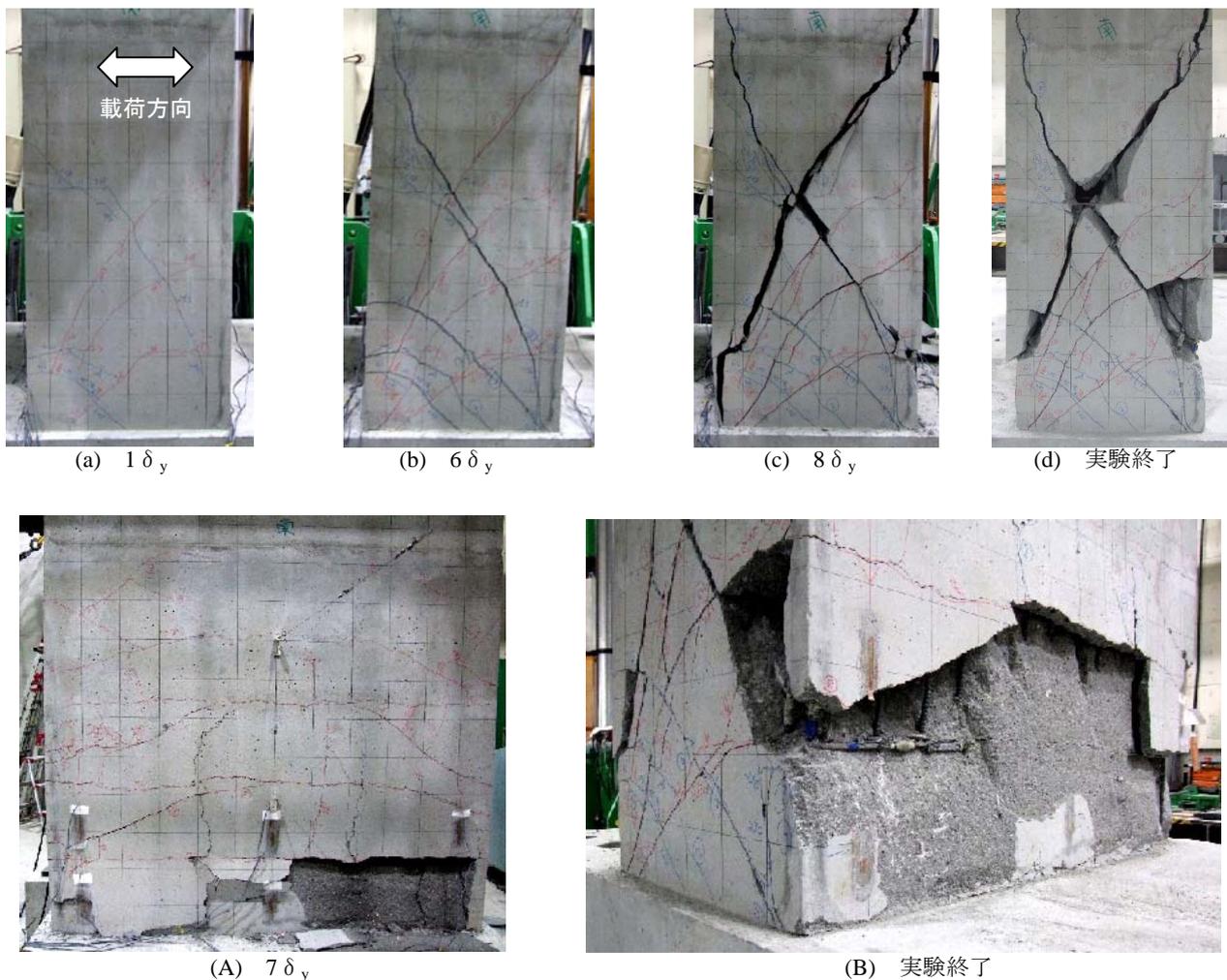


写真-2 損傷状況 (No2)

以上のことから、曲げせん断耐力比の小さい中空断面部材が繰り返し作用を受けた場合、まずウェブ部に卓越した斜めひび割れが発生し、その斜めひび割れがフランジ部を押し抜くとともに急激に荷重が低下しせん断破壊に至ることが分かった。

3.3 鉄筋ひずみ

(1)軸方向鉄筋のひずみ

軸方向鉄筋のひずみは、フランジ部に配筋した軸方向鉄筋にストレインゲージを設置し計測をおこなった。ここでは、軸方向鉄筋のひずみ測定結果のうち、試験体No1のA1鉄筋の荷重-ひずみ関係を代表して図-5に示す。材料の試験結果から軸方向鉄筋の降伏ひずみは 2018μ であり、いずれの試験体も $2\delta_y$ までに引張縁の全ての軸方向鉄筋が降伏し、概ね変位の増加に比例して鉄筋のひずみが増加する傾向となった。

次に、試験体No1の $1\delta_y$ でのひずみ分布を図-6に示す。この図より、フランジ中央部に比べウェブ圧縮縁が引張り力および圧縮力を多く負担していることが分かる。このことから、曲げひび割れ以降の損傷がウェブ部から始まっていることが説明できる。

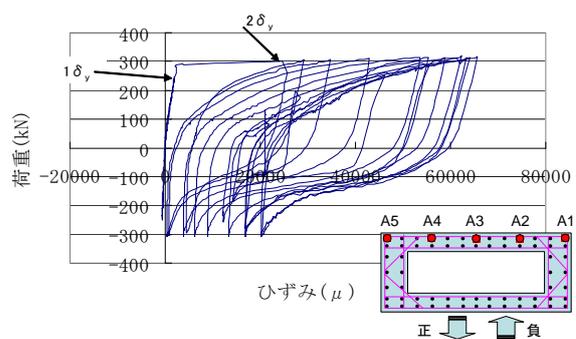


図-5 フランジ部軸方向鉄筋ひずみ (No1)

(2)帯鉄筋のひずみ

せん断に寄与すると考えられるウェブ部の帯鉄筋のひずみ測定結果について、曲げ降伏後にせん断破壊をした試験体No2の測定結果を図-7に示す。図示している測定箇所はフーチング天端から 630mm 上がりに位置する帯鉄筋である。材料の試験結果から帯鉄筋の降伏ひずみは 1744μ であり、 $2\delta_y$ 負側への载荷途中で降伏ひずみに達している。試験体No2では中空部に全2段の帯鉄筋を配置したが、内空側も含めいずれも最大荷重を保持し

ている間に降伏ひずみまで達した。

これに対し曲げ破壊をした試験体 No1 の帯鉄筋は、最大荷重を保持している間には降伏まで至らなかった。

以上より、ウェブ部の帯鉄筋の全てが降伏した試験体 No2 では、最終的にせん断破壊に至ったことが分かる。

4. まとめ

本実験により得られた知見を以下にまとめる。

(1) 本実験より、曲げせん断耐力比が 1.7 程度以上あれば、中間帯鉄筋のない扁平な中空断面橋脚においても $18\delta_y$ 程度の高い変形性能を有していることを確認した。

(2) 繰り返し载荷により曲げ破壊に至る場合、フランジ部にせん断ひび割れが伸展しないため明確な塑性ヒンジが形成されず、その破壊形態は柱基部のフランジ部の圧縮破壊となった。このためフランジ部の圧縮領域が残っている限り荷重を保持する耐荷機構となることが分かった。

(3) 繰り返し载荷による曲げ破壊の過程は次のとおりであることを確認した。

- 1) 曲げひび割れが発生する。
- 2) ウェブ部に斜めひび割れが発生し、変位の増加とともにその数は増える。
- 3) ウェブ圧縮縁のかぶりコンクリートが微少に剥離するが荷重は保持する。
- 4) 軸方向鉄筋の座屈とともにフランジ中央部のかぶりコンクリートが剥離し荷重が低下し始める。
- 5) 圧縮フランジ部のコンクリートが粉体化し、さらに荷重が低下する。
- 6) 軸方向鉄筋が破断する。

(4) 曲げ降伏後せん断破壊に至る場合、その破壊形態はウェブ部に明確な斜めひび割れが発生した後そのひび割れがフランジを押し抜かない間はせん断力を保持する。変位の増加によりフランジが押し抜かれ、せん断破壊面が形成されると同時に荷重を保持できなくなり急激に破壊をおこすことが分かった。

(5) 繰り返し载荷による曲げ降伏後のせん断破壊の過程は次のとおりであることを確認した。

- 1) 曲げひび割れが発生する。
- 2) ウェブ部に斜めひび割れが発生し、変位の増加とともにひび割れが進展する。
- 3) 最大荷重を保持している間は新たな損傷は発生せず、斜めひび割れのひび割れ幅が拡大する。
- 4) 変位の増加によりフランジ部が押し抜かれ、せん断破壊面が形成されると同時に荷重を保持できなくなり急激に破壊に至る。

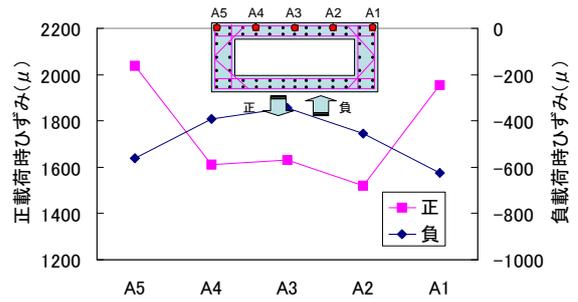


図-6 フランジ部軸方向鉄筋ひずみ分布 (No1)

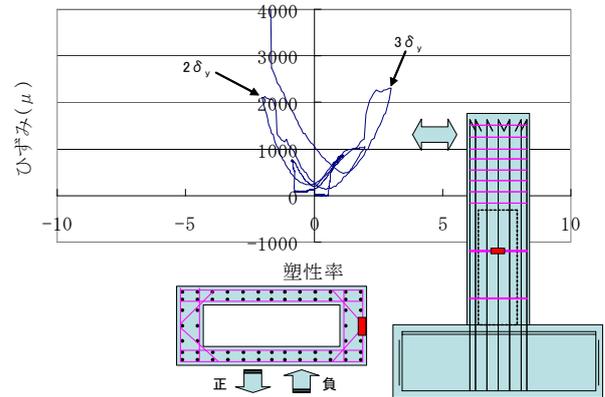


図-7 ウェブ帯鉄筋ひずみ (No2)

参考文献

- 1) 須田久美子, 新保 弘, 増川淳二, 村山八洲雄: 中空断面 RC 柱部材の柱筋座屈特性と中間帯鉄筋の役割について, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.18, No.2, pp.725-730, 1996
- 2) 湯川保之, 緒方辰男, 須田久美子, 齊藤 宗: 中空断面鉄筋コンクリート高橋脚の耐震性能, 土木学会論文集, No.613/V-42, 103-120, 1992.2.
- 3) 石橋忠良, 吉野伸一: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究, 土木学会論文集, 第 390号/V-8, pp.57~65, 1988.2
- 4) 国土交通省鉄道局監修, 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説 コンクリート構造物, 丸善株式会社, 2004.4.
- 5) 津吉 毅, 小林将志, 石橋忠良: 正負交番载荷を受ける RC 柱の損傷状況, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21, No.3, pp.1213~1218, 1999