

丸鋼鉄筋を用いた鉄筋コンクリート橋脚の正負交番载荷試験

(独) 土木研究所 寒地土木研究所 正会員 ○澤松 俊寿

(独) 土木研究所 寒地土木研究所 正会員 三田村 浩

(独) 土木研究所 寒地土木研究所 正会員 西 弘明

1. はじめに

多くの道路橋の耐震補強が進められている. 昭和40年代中頃まではRC構造には異形鉄筋に比べて付着強度が低いとされる丸鋼鉄筋が使用されていた実績があり, 丸鋼鉄筋を用いたRC橋脚の地震時挙動を把握することは重要である. 本研究では異形鉄筋および丸鋼鉄筋をそれぞれ使用したRC橋脚供試体について正負交番载荷試験を実施し, 丸鋼鉄筋を用いたRC橋脚の損傷形態, 履歴特性について検討した.

2. 正負交番载荷試験の方法

(1) 供試体: 実験に用いたRC橋脚供試体は, 異形鉄筋を用いた供試体(以下,「異形鉄筋供試体」)と丸鋼鉄筋を用いた供試体(以下,「丸鋼鉄筋供試体」)の2体である. 供試体の形状および配筋概略図を図-1, 2に示す. 供試体の柱部は600×600mmの正方形断面, 高さ1800mmで, せん断スパン比は4.0である. 鉄筋の種類と鉄筋比を表-1に示す. 両供試体では同じ直径, 材質の鉄筋の使用が望ましいが, そのような鉄筋の入手が困難であったことから, 直径, 材質の近い鉄筋を使用した. 軸方向鉄筋は鉄筋組立時に上下端を600×600mmの鋼板に溶接した. 帯鉄筋のフック¹⁾は, 異形鉄筋供試体では定着長100mmの145度鋭角フック, 丸鋼鉄筋供試体では定着長120mmの半円形フックとした. 両供試体ともにコンクリート標準示方書²⁾に基づいて計算した破壊形態は曲げ破壊型である. 载荷日材齢のコンクリートの圧縮強度は異形鉄筋供試体が27.3 N/mm², 丸鋼鉄筋供試体が30.0 N/mm²である.

(2) 载荷方法: 供試体のフーチング部を床に固定し, 柱部天端にピン支承を設置した. 上部工死荷重反力を想定した 120kN の鉛直荷重をピン支承を介して柱部天端に载荷し, 交番载荷中において一定に保持した. 水平方向の交番荷重は基部から高さ 2105mm の位置のピン支承の中心部に水平方向のジャッキにより载荷した. 計算上の降伏耐力の 50%の水平荷重を 1 サイクル载荷してコンクリートにひび割れを導入した後, 水平力载荷点位置での基準水平変位 δy の整数倍ごとに 3 サイクルの繰り返し载荷を実施した. 基準水平変位 δy は, 異形鉄筋供試体では橋脚基部において軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時の変位とした. 一方で, 丸鋼鉄筋供試体では鉄筋とコンクリートの間のすべりにより軸方向鉄筋のひずみが軸方向に平均化され, 鉄筋の降伏に大きな载荷変位を要することが懸念されたことから, 異形鉄筋供試体と同様な方法による変位と, 鉄筋とコンクリートの完全付着を仮定した場合の橋脚基部における軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時の水平変位の計算値 (8.9mm) のうち, 小さいほうの値を δy とした.

(3) 計測方法: 载荷点の変位および载荷荷重をそれぞれ変位計, ロードセルにより測定した. また, ひずみゲージにより柱部の軸方向鉄筋, せん断補強鉄筋のひずみを測定した.

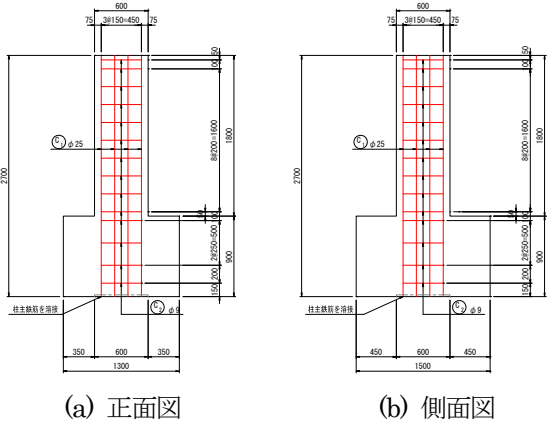


図-1 異形鉄筋供試体

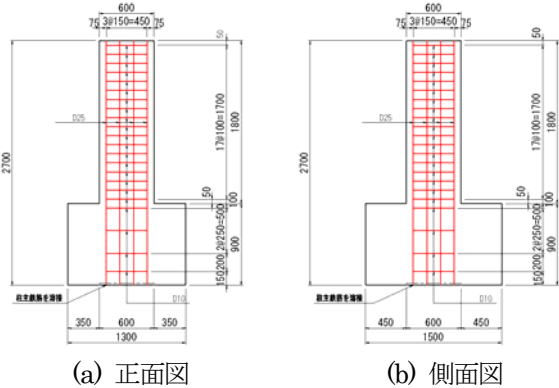


図-2 丸鋼鉄筋供試体

表-1 鉄筋の種類と鉄筋比

供試体	軸方向鉄筋		せん断補強鉄筋	
	種類	鉄筋比	種類	鉄筋比
異形鉄筋	SD345, D25	0.623%	SD295, D9	0.238%
丸鋼鉄筋	SS400, φ25	0.623%	SR235, φ9	0.106%

3. 正負交番载荷試験の結果と考察

(1) 損傷状況：異形鉄筋供試体については、18yまでの载荷において基部から高さ1400mmの範囲にわたって柱部正面および背面に200mm程度の間隔で水平ひび割れが発生し、28yでひび割れが柱部側面へ斜め方向に進展した。その後、68yの2～3サイクル目、68yの3サイクル目～78yの1サイクル目にかけて正面側および背面側のかぶりコンクリートがそれぞれ剥落した。図-3(a)に試験終了後の異形鉄筋供試体の損傷状況を示す。かぶりコンクリートは基部から高さ600mm程度の範囲で剥落しており、この範囲において軸方向鉄筋が座屈していることが確認された。

丸鋼鉄筋供試体では、18yまでの载荷において基部から高さ600mmおよび1100mm程度の位置において水平ひび割れが発生したが、異形鉄筋供試体に比べるとひび割れ間隔は3倍程度である。28y以降は新たなひび割れは発生しないが、フーチングからの軸方向鉄筋の伸出に伴う柱のロッキングにより、柱とフーチングの間に隙間が生じていることを確認した。徐々に柱のロッキングが顕著になるとともに、これにより78yで正面側基部のコンクリートが欠け、88yにおいて正面側基部のコンクリートが基部から高さ150mm程度の範囲において圧壊するように損傷した。その後、正側载荷において耐力が18yでの最大耐力程度に低下した168y（水平変位138mm）まで载荷を実施したが、丸鋼鉄筋供試体においては図-3(b)に示すように、異形鉄筋供試体において見られるような、斜めひび割れの発生や軸方向鉄筋の座屈、かぶりコンクリートの剥離・剥落は生じなかった。

(2) 水平荷重－水平変位関係：図-4に水平荷重載荷点位置の荷重－変位関係を示す。図中には鉄筋およびコンクリートの材料試験結果を用い、コンクリート標準示方書²⁾に基づいて計算した水平荷重－水平変位関係をあわせて示した。異形鉄筋供試体においては正側载荷で38y、負側载荷で28yで最大荷重に達し、68yの1サイクル目まで耐力を維持した後に68yの2サイクル目正側载荷時に耐力が急激に低下したが、これは、かぶりコンクリートのはらみ出しが開始した時点と一致する。

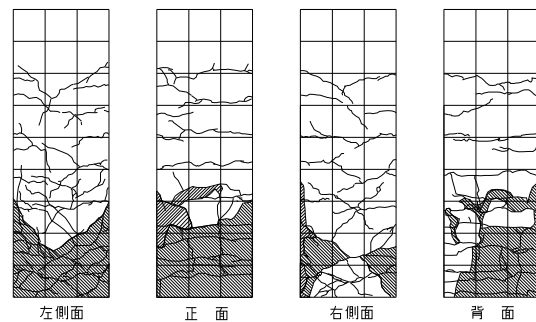
丸鋼鉄筋供試体では、正側で38y、負側で28yにおいて最大荷重に達した。その後、载荷ステップの進行とともに耐力が徐々に低下するものの、異形鉄筋供試体のように急激な耐力の低下は生じず、かなり大きな変位まで安定した履歴ループを維持しており、丸鋼鉄筋を用いた橋脚は高いじん性を示した。なお、88yで正面側基部のコンクリートが圧壊するように損傷したが、このような損傷は橋脚の耐力を急激に低下させるものではないことがわかる。

4. まとめ

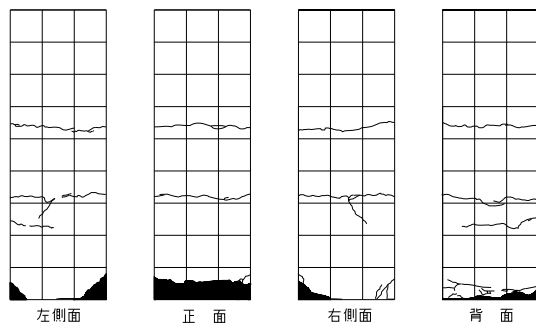
- ・丸鋼鉄筋供試体では、大きな载荷変位においても橋脚基部での軸方向鉄筋の座屈に伴うかぶりコンクリートの剥落は生じず、フーチングからの軸方向鉄筋の伸出に伴う柱のロッキングにより基部のコンクリートが圧壊するように損傷した。

- ・実験における丸鋼鉄筋供試体の最大耐力は鉄筋とコンクリートの完全付着を仮定した計算結果と同程度であった。最大耐力発揮後は载荷変位の増加につれて耐力が徐々に低下するものの急激な耐力低下は生じず、高いじん性を示した。

参考文献 1) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IV, 2002 2) 土木学会: 2007年制定 コンクリート標準示方書【設計編】，pp.83-86, 2008.3

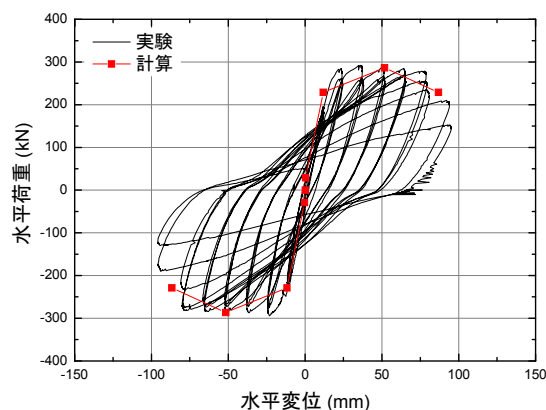


(a) 異形鉄筋供試体 (78y, 水平変位 96.6mm)

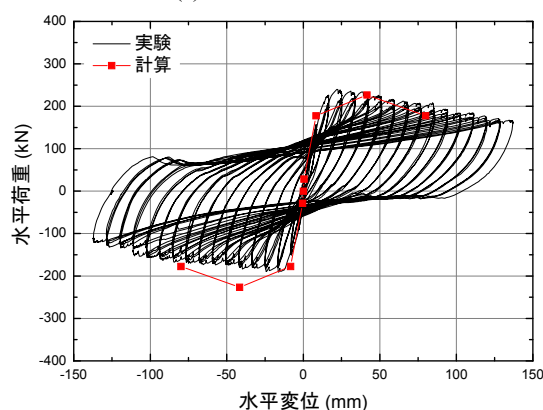


(b) 丸鋼鉄筋供試体 (168y, 水平変位 142.4mm)

図-3 実験終了後の損傷状況



(a) 異形鉄筋供試体



(b) 丸鋼鉄筋供試体

図-4 水平荷重載荷点位置の荷重－変位関係