

丸鋼を用いた RC 橋脚の履歴特性に関する実験的検討

岡田 慎哉¹・西 弘明²・澤松 俊寿³・角間 恒⁴

^{1,2,4}正会員 博(工) 寒地土木研究所寒地構造チーム (〒082-8602 札幌市豊平区平岸1-3-1-34)
³正会員 修(工) 寒地土木研究所寒地構造チーム (〒082-8602 札幌市豊平区平岸1-3-1-34)

1. はじめに

近年、日本国内では大きな地震が頻発しており、地震による被害も多数、報告されている。現在、地震に対する対策の一環として、橋梁の耐震補強が進められている。今後もこれらの補強工事は予定されているが、建設コストの縮減のため、効率的・効果的な事業の実施が必要である。このような現状に鑑みて、道路橋のRC橋脚について、耐震性評価や耐震補強技術に関する多くの検討が行われてきた^{1)~5)}。

現在のRC構造には、異形鉄筋を用いることが通常である。一方で、昭和40年代中頃までは道路橋のRC橋脚には丸鋼鉄筋が使用されている。異形鉄筋を用いた場合と比較して丸鋼鉄筋を用いたRC部材は曲げ耐力が小さいことや、既往の耐力算定式を用いた場合に精度の問題が指摘されている^{6)~10)}ものの、丸鋼鉄筋の挙動を取り入れた設計体系や補修補強方法を整備するほどには成熟していない。そのため、地震後における安全性や円滑な交通の確保、効率的な耐震補強の実施の観点から、丸鋼鉄筋を用いた

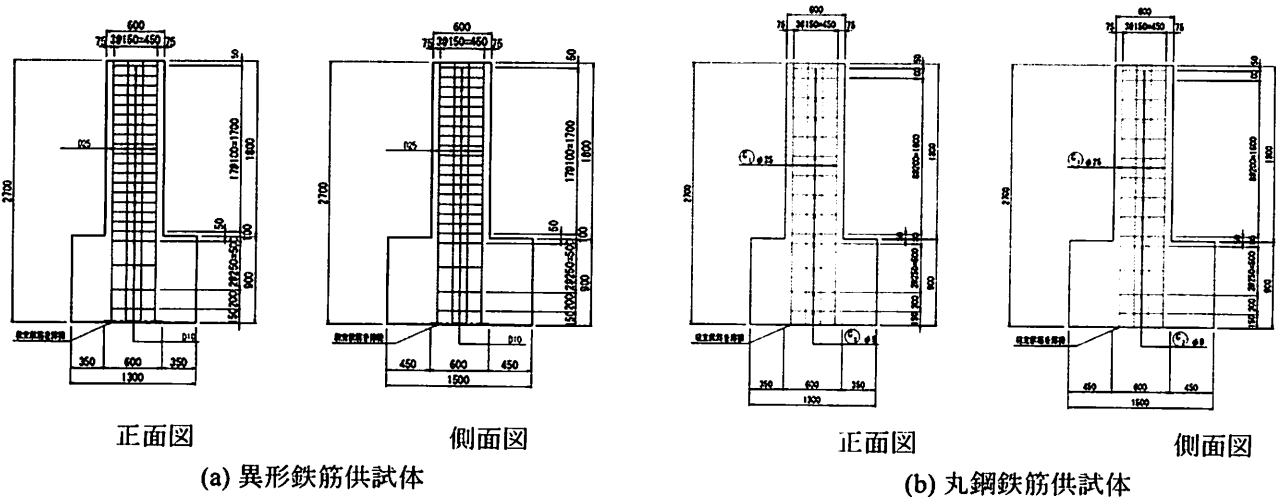
RC橋脚の耐震性能を把握することは重要である。

このような観点から、本研究では道路橋 RC 橋脚を対象として、丸鋼鉄筋が配置された RC 橋脚の耐震性能に関する基礎資料を得ることを目的に、異形鉄筋および丸鋼鉄筋をそれぞれ使用した単柱式のRC 橋脚供試体の正負交番載荷試験を実施し、丸鋼鉄筋を用いた RC 橋脚の損傷形態、履歴特性等について検討した。

2. 実験概要

(1) 供試体

実験に用いたRC橋脚供試体は、鉄筋に異形鉄筋を用いた供試体（以下、「異形鉄筋供試体」という。）と丸鋼鉄筋を用いた供試体（以下、「丸鋼鉄筋供試体」という。）の2体である。供試体の形状、配筋概略図を図－1 に示す。供試体は柱部が600×600mmの正方形断面で、高さ1800mmの柱式である。せん断スパンは2105mm、せん断スパン比は4.0である。表－1 に柱部に用いた鉄筋の仕様を示す。



図－1 供試体配筋概略図

表-1 実験ケース

供試体	軸方向鉄筋			せん断補強鉄筋			コンクリート 圧縮強度 (N/mm ²)	耐力(kN)		
	種類	鉄筋比 (%)	降伏強度 (N/mm ²)	種類	鉄筋比 (%)	降伏強度 (N/mm ²)		曲げ 降伏	曲げ 終局	せん 断
異形鉄筋 供試体	SD345, D25	0.623	391.5	SD295, D10	0.238	359※	27.3	228.9	286.2	366.5
丸鋼鉄筋 供試体	SS400, φ25	0.623	310※	SR235, φ9	0.106	382※	30.0	177.5	226.7	250.4

※ミルシート

丸鋼鉄筋供試体では柱部の軸方向鉄筋としてSS400のφ25を150mm間隔で配置した。これに対し異形鉄筋供試体ではSD345のD25を150mm間隔で配置している。丸鋼鉄筋供試体と異形鉄筋供試体で直径および材質は同じで鉄筋表面の形状のみが異なる鉄筋を使用することが望ましいが、そのような鉄筋の入手が困難であったことから直径および材質の近い鉄筋を使用した。軸方向鉄筋比はどちらも0.623%である。また、帯鉄筋は、丸鋼鉄筋供試体ではSR235のφ9を100mm間隔で、異形鉄筋供試体ではSD295のD10を200mmで配置した。表中に記載のように、軸方向鉄筋の降伏強度の差異により、意図しない曲げ耐力の差が生じたため、帯鉄筋量を調整することで曲げせん断耐力比を類似させた。なお、丸鋼鉄筋供試体および異形鉄筋供試体ともに、軸方向鉄筋は鉄筋組立時に上下端を600×600mmの鋼板に溶接している。帯鉄筋のフックは道路橋示方書¹⁰⁾に基づき、異形鉄筋供試体では定着長100mmの135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。

柱部に使用したコンクリートの荷重日材齢の圧縮強度は、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。コンクリート標準示方書¹¹⁾に基づき平面保持を仮定して算出した設計計算上の耐力を表-1に示す。異形鉄筋供試体および丸鋼鉄筋供試体ともに、設計計算上の破壊形態は曲げ破壊型である。

(2) 荷重方法

荷重装置および供試体の設置状況を図-2に示す。実験は、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、支承中心位置に変位を与えることで実施した。なお、上部工死荷重反力を想定した120kN（応力換算で0.33N/mm²）の鉛直荷重をピン支承を介して柱部天端に荷重している。

荷重は変位制御により実施した。設計計算上の曲げ降伏耐力の50%の水平荷重を1サイクル荷重して

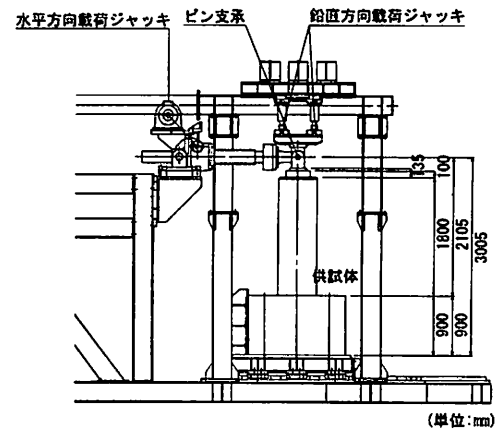
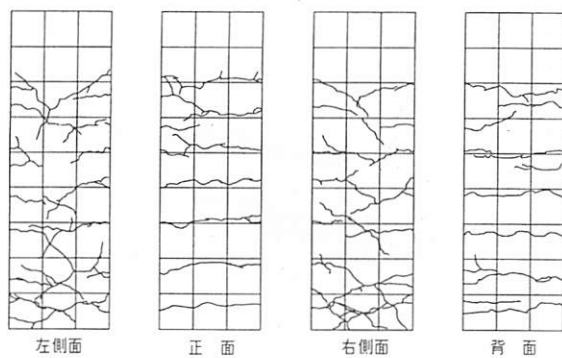


図-2 荷重装置

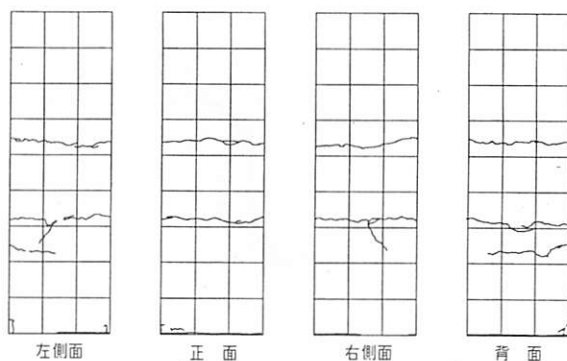
コンクリートにひび割れを導入した後、水平力荷重点位置での基準水平変位 δy の整数倍ごとに各ステップにおいて3サイクルの繰り返し荷重を実施した。基準水平変位 δy は、異形鉄筋供試体については橋脚基部における軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時の荷重点位置での水平変位とした。丸鋼鉄筋供試体では荷重中に軸方向鉄筋のすべりにより鉄筋ひずみが柱軸方向に平均化され、鉄筋の降伏に大きな荷重変位を要することが懸念されたため、平面保持を仮定してフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しを考慮した場合の橋脚基部における軸方向鉄筋のひずみが降伏ひずみに達した時の水平変位の計算値（8.9mm）を基準水平変位 δy とした。なお、荷重点変位および荷重荷重はジャッキによる押し側を正としている。

(3) 計測方法

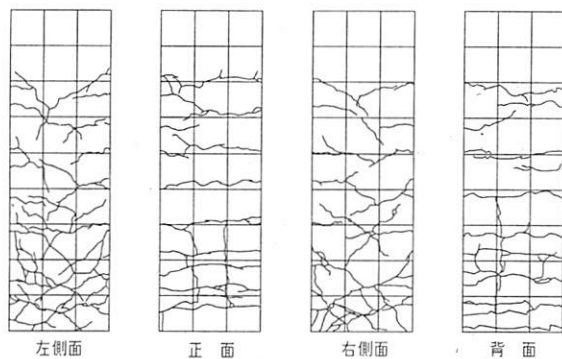
実験では、変位計およびロードセルによりそれぞれ荷重点における水平変位および水平荷重を、基部に設置した変位計により基部の回転角を測定した。なお、荷重中に床に対してフーチングがごくわずかながら移動するため、フーチングの回転および並進を変位計により測定し、橋脚変位はフーチングの移動を補正した相対変位として示している。



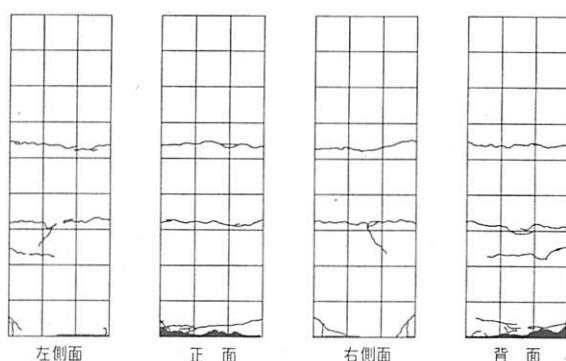
(a) 3δy (41.4mm) 終了時



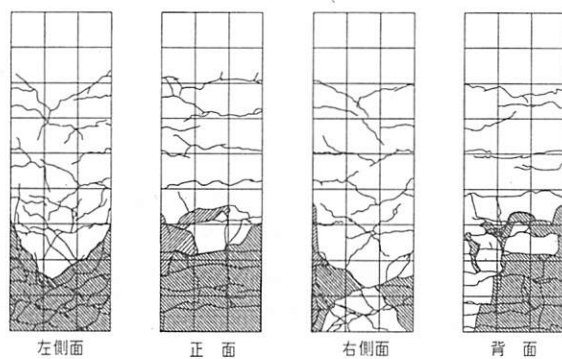
(a) 5δy (43.2mm) 終了時



(b) 5δy (69.0mm) 終了時

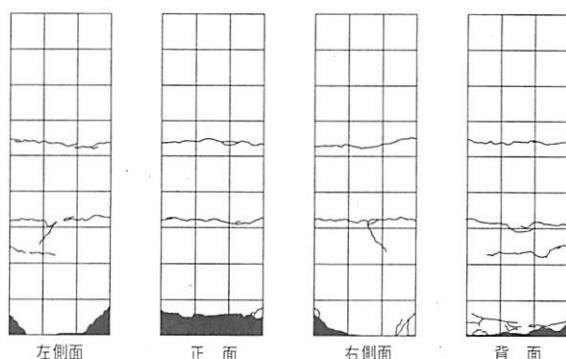


(b) 8δy (68.9mm) 終了時



(c) 7δy (96.6mm) 2 サイクル目終了時 (試験終

図-3 損傷の進展 (異形鉄筋供試体)

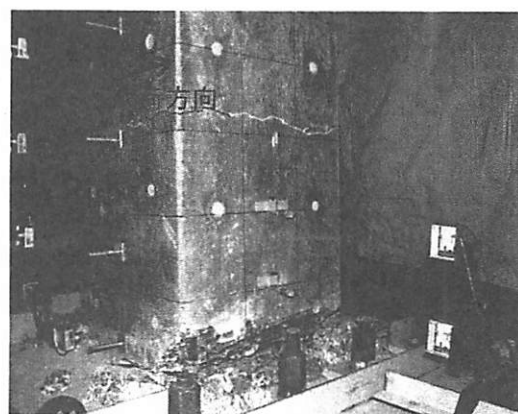


(c) 16δy (137.7mm) 1 サイクル目終了時 (試験終

図-4 損傷の進展 (丸鋼鉄筋供試体)

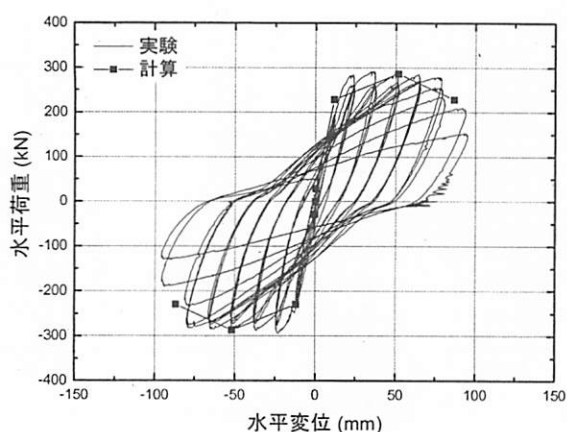


(a) 異形鉄筋供試体 (右側面基部)

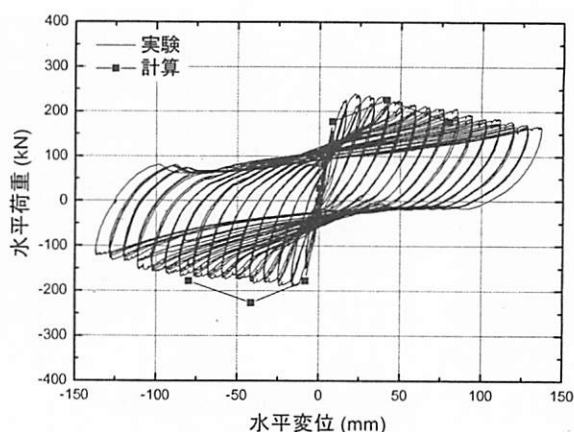


(b) 丸鋼鉄筋供試体 (右側面基部)

図-5 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-6 水平荷重載荷点位置の荷重-変位関係

3. 実験結果

(1) 正負交番載荷試験

a) 損傷状況

図-3, 図-4 に供試体の損傷進展状況のスケッチを示す。なお、図中のハッチングはコンクリートが剥落した部分を示す。

異形鉄筋供試体については、18y までの載荷において基部から 1400mm の高さの範囲にわたって柱部正面および背面に水平ひび割れが発生した。ひびわれ間隔は平均的に 200mm 程度である。28y では 18y で発生したひび割れが柱部側面へ斜め方向に進展した。48y で正面側の基部で、軸方向鉄筋位置付近に沿った鉛直方向のひび割れが発生するとともに、水平方向のひび割れ幅が増大した。68y の 2 サイクル目で正面側の基部でかぶりコンクリートのはらみだしが開始し、3 サイクル目で正面側のかぶりコンクリートが剥落、背面側のかぶりコンクリートのはらみだした。78y の 1 サイクル目で背面側基部のかぶりコンクリートが剥落した。図-5 (a) に異形鉄筋供試体の試験終了後の基部の損傷状況を示す。かぶりコンクリートは基部から 600mm 程度の高さの範囲にわたって剥落しており、概ね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 までの載荷において基部からの高さが 600mm および 1100mm の位置において水平ひび割れが発生した。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抜出しに伴う柱のロッキングにより、柱の下端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 で正面側の基部のコンクリートがかかるように損傷した。88y において、図-5

(b)のように正面側基部のコンクリートが圧壊するように損傷し、基部から高さ 150mm 程度の範囲においてかぶりコンクリートが剥落した。その後、正側載荷において耐力が 18y での最大耐力程度に低下した 168y (水平変位 138mm, 0.066 ドリフト) まで載荷を実施したが、丸鋼鉄筋供試体においては図-5 (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に伴う、かぶりコンクリートの剥離・剥落が生じなかった。

b) 水平荷重-水平変位関係

図-6 に各供試体の水平荷重載荷点位置の荷重-変位関係を示す。なお、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¹¹⁾に基づき平面保持を仮定した水平荷重-水平変位関係の計算結果をあわせて示している。

異形鉄筋供試体においては正側載荷で38y、負側載荷で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、68yの2サイクル目正側載荷時に耐力が低下し始めた。これは、異形鉄筋供試体において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。

丸鋼鉄筋供試体においては、正側で38y、負側で28yで最大荷重に達した。その後、載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、高い変形性能を示した。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大きく低下させるものではないことがわかる。

また、本実験結果においては、丸鋼鉄筋供試体においては、実験結果は計算結果と比較してやや小さ

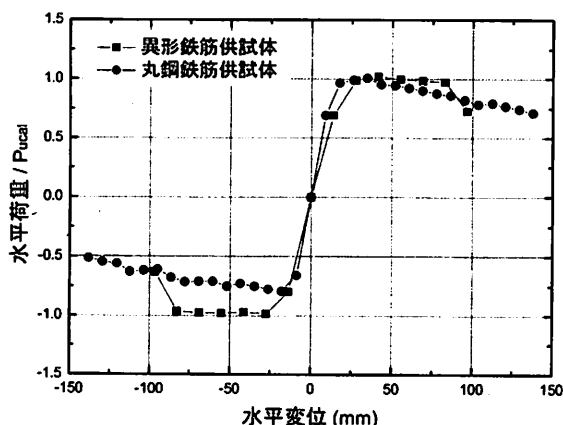


図-7 荷重－変位関係の包絡線

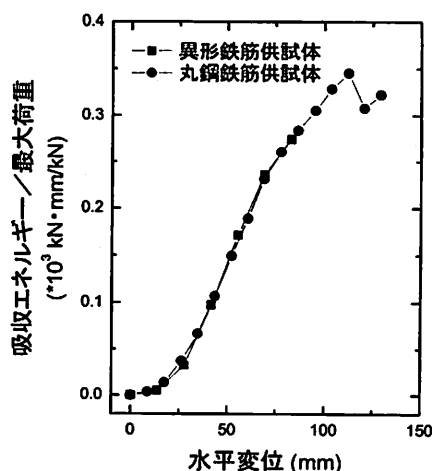


図-8 1 载荷ステップあたりの履歴吸収エネルギー

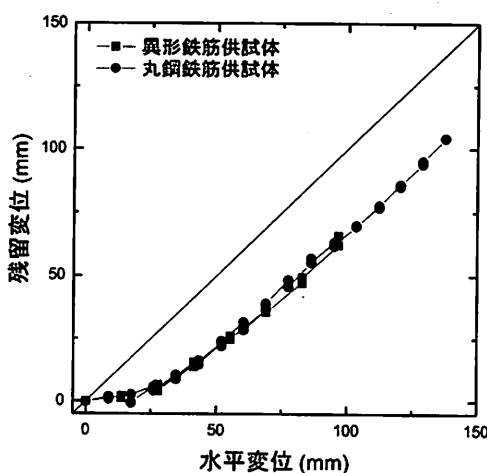


図-9 残留変位

めであるものの、平面保持を仮定した計算により一定の精度で最大耐力を算出できると判断される。

図-7 に载荷荷重－载荷点変位関係の包絡線を示す。ここでは、各载荷ステップ1サイクル目の変位最大時の値をプロットした。また、異形鉄筋供試体と丸鋼鉄筋供試体では降伏強度および直径が異なる鉄筋を柱部に用いたことから、設計計算上の耐力が異なる。そのため両者の比較を容易にするために、縦軸には実験結果の最大荷重で無次元化した荷重を示している。これより、丸鋼鉄筋供試体の負側を除くと異形鉄筋供試体および丸鋼鉄筋供試体で、ともに変位25mm程度で最大耐力を迎えていることがわかる。しかし、異形鉄筋供試体では6 δ_y まで最大耐力程度の耐力を維持しているのに対し、丸鋼鉄筋供試体では最大荷重に達した後は徐々に耐力が低下し、最大耐力を発揮した4 δ_y （水平変位34.5mm）から異形鉄筋供試体が大きな耐力を維持した変位と同程度の変位である10 δ_y （水平変位86.3mm）にかけて最大耐力の約85%まで低下している。

また、異形鉄筋を用いたRC橋脚においては、耐力の低下が異形鉄筋供試体のようにかぶりコンクリートの剥落や軸方向鉄筋の座屈として現れるため、被災した場合の残存耐力の評価を外観により行うことができる。一方で丸鋼鉄筋供試体においては、水平変位が増加するにつれて耐力が低下するものの異形鉄筋に比べてコンクリートの損傷が少ないため、外観による残存耐力の評価が難しいと考えられる。

c) 履歴吸収エネルギーおよび残留変位

1 载荷ステップあたりの履歴吸収エネルギーと水平変位の関係を図-8 に示す。なお、異形鉄筋供試体と丸鋼鉄筋供試体で柱部に異なる鉄筋を用いたことから両者で最大荷重が異なることから、荷重－変

位関係のループの形状に着目し、ここでは吸収エネルギーを最大荷重で除したものを示した。

図より、最大荷重で基準化した1 载荷ステップあたりの吸収エネルギーは、異形鉄筋供試体と丸鋼鉄筋供試体で大きな違いはなく、丸鋼鉄筋供試体においても異形鉄筋供試体と同様に安定した履歴ループを描いているといえる。また、異形鉄筋供試体では7 δ_y （水平変位96.6mm）で大きな耐力低下が生じ終局状態に達したが、丸鋼鉄筋供試体では、水平変位96.6mmを超えても安定したエネルギー吸収を示している。

図-9 に水平荷重载荷点位置の水平変位と残留変位の関係を示す。ここでは、残留変位を正側载荷過程の除荷時において载荷荷重がゼロとなった時の変位として示している。

残留変位については、異形鉄筋供試体と丸鋼鉄筋供試体で大きな傾向の違いは認められない。

丸鋼鉄筋供試体では、異形鉄筋供試体と比較して基準変位 δ_y が小さいことから同一水平変位でも繰返

し、載荷回数は丸鋼鉄筋供試体が多い。

4. まとめ

柱部に丸鋼鉄筋が配置されたRC橋脚の耐震性能について検討するために、異形鉄筋および丸鋼鉄筋をそれぞれ用いた2体のRC橋脚供試体について正負交番載荷試験を実施した。丸鋼鉄筋を用いた鉄筋コンクリート橋脚の挙動について、本実験の範囲から得られた結論を以下に示す。

- (1) 丸鋼鉄筋を用いたRC橋脚では、大きな載荷変位においても橋脚基部での軸方向鉄筋の座屈やかぶりコンクリートの剥落は生じず、柱部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する。
- (2) 実験における最大耐力は平面保持を仮定した曲げ耐力と同程度であった。最大耐力発揮後は載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、高い変形性能を示す。
- (3) 大きな水平変位を経験しても柱部のコンクリートに生じる損傷がわずかであるため、被災した場合に外観による残存耐力の評価が難しい。
- (4) 軸方向鉄筋の座屈が生じないために、耐震補強において横拘束効果に期待するようなメカニズムの補強方法は効果が小さいと考えられる。

参考文献

- 1) 塩畑 英俊, 三田村 浩, 渡辺忠朋, 下村 匠, 丸山 久一: アラミドロープを用いた既設鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.440-453, 2010.
- 2) 澤松俊寿, 三田村浩, 秀熊佑哉, 塩畑英俊: 連続繊維による基部曲げ補強を施した RC 橋脚の交番載荷実験, コンクリート工学年次論文集, Vol.33, pp. 997-1002, 2011.
- 3) 川島一彦, 佐々木智大, 右近大道, 梶原浩一, 運上茂樹, 堺淳一, 幸左賢二, 高橋良和, 矢部正明, 松崎裕: 現在の技術基準で設計した RC 橋脚の耐震性に関する実大震動台実験およびその解析, 土木学会論文集 A, Vol. 66, No.2, pp. 324-343, 2010.
- 4) 幸左賢二, 小林和夫, 村山八洲雄, 吉澤義男: 大型 RC 橋脚模型試験体による塑性変形挙動に関する実験的研究, 土木学会論文集 No.538/V-31, pp. 47-56, 1996.5
- 5) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究, 土木学会論文集 No.669/V-50, pp. 215-232, 2001.
- 6) 土木学会: 鉄筋コンクリートの力学, pp.143, 1982.
- 7) 北沢宏和, 前田欣昌, 黒岩俊之, 谷村幸裕, 田所敏弥, 前田友章: 丸鋼を用いた実大梁部材におけるアーチ型補強方法の実験的検討, 土木学会第 65 回年次学術講演会, pp. 1177-1178, 2011.
- 8) 村山八洲雄, 津野将太郎, 宇志呂裕一: 鉄筋・コンクリート間で付着のない RC 梁部材の曲げ耐荷性状に関する実験的および解析的研究, 構造工学論文集, Vol.56A, pp.877-890, 2010.
- 9) 家村浩和, 高橋良知, 曾我部直樹: 付着剥離芯材を用いた UBRC 橋脚の弾塑性復元力特性, 土木学会論文集 A, Vol.774, pp.59-72, 2004
- 10) 岡本大, 鬼塚良介, 金森真, 松岡茂: 軸方向鉄筋に丸鋼を用いた T 形 RC 梁のせん断耐力に関する実験的研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.29, No.3, pp.715-720, 2007.
- 11) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, IV 下部構造編, 2002.
- 12) 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