

◆ 報 文 ◆

高強度材料を用いた鉄筋コンクリート橋脚の 耐力・変形性能に関する実験的研究

西田秀明* 運上茂樹**

1. はじめに

近年、建設コストの縮減や断面縮小を目的として、鉄筋コンクリート (RC) 橋脚に一般的によく使われるコンクリートや鉄筋に比べて強度の大きな材料の利用を検討する事例が増えつつある。このような材料の採用実績としては、建築部材や橋梁上部構造、また、RC橋脚においても橋脚高の高い場合や地形的制約により基礎の規模を小さくしたい場合などがある。しかし、高強度材料は大きな軸力が作用する場合に使用することで断面縮小や自重の軽減といった利点があり大きいことから、一般的な橋梁の下部構造のように軸力が小さい条件での採用実績は少ない。さらに、道路橋示方書Ⅳ下部構造編りでは、下部構造の使用材料強度としてコンクリート設計基準強度 30N/mm^2 、鉄筋降伏強度 345N/mm^2 (SD345) までの許容応力度しか示されていないため、これを超える場合の許容応力度ならびに耐力・変形性能は個別に検討する必要があることも実績が少ない要因の一つといえる。

本報文では、現行のほぼ倍の材料強度であるコンクリート設計基準強度 60N/mm^2 、鉄筋降伏強度 685N/mm^2 (USD685) まで適用できるRC橋脚の耐力・変形特性の評価法の構築を目標として、高強度材料を用いた曲げ破壊先行型RC橋脚に対する正負交番載荷実験を行うとともに、現行評価法の適用性ならびに問題点等を示す。

2. 実験概要

材料強度や鉄筋量をパラメータとして変化させた4体のRC橋脚模型供試体に対し正負交番載荷を実施した。各供試体の諸元を表-1および図-1に、また、設置状況を写真-1にそれぞれ示す。一辺600mmの正方形断面、橋脚基部から載荷点までの高さ3,010mm、かぶりコンクリート厚さ40mm、コンクリート設計基準強度 60N/mm^2 、軸

表-1 実験供試体諸元 (N/mm²)

供試体		A	B	C	D
コンクリート	圧縮応力度	60.5	60.9	69.3	70.6
	弾性係数	4.23	4.11	4.10	4.07
軸方向鉄筋	降伏強度	713(USD685)		749(USD685)	
	弾性係数	19.0		19.3	
	破断ひずみ	8.7%		10.6%	
横拘束鉄筋	降伏強度	713(USD685)		749(USD685)	
	弾性係数	17.2		19.0	
	破断ひずみ	16.3%		9.9%	
軸方向鉄筋比		0.99%	1.48%	0.99%	
帯鉄筋体積比 ρ_s		0.33%			0.98%

(弾性係数は $\times 10^4$)

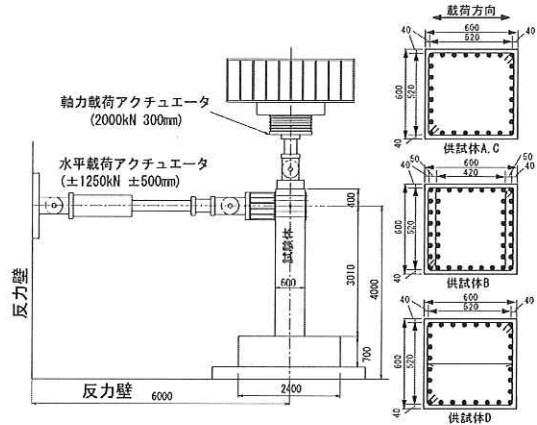


図-1 供試体配置状況と断面図



写真-1 供試体設置状況

Strength and Ductility Characteristics of Reinforced Concrete Bridge Pier Using High Strength Materials

表-2 主要イベントの発生段階の整理 (変位の括弧内は載荷ステップとサイクル)

供試体 載荷ステップ (基準変位 $\delta_0=11\text{mm}$)	A		B		C		D	
	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)	荷重 (kN)	変位 (mm)
道路橋示方書の計算式に基づく降伏時 (P_y) (括弧は基準変位に対する倍率)	233.0	24.5 (2.23)	319.3	26.6 (2.42)	246.7	25.6 (2.33)	251.0	26.2 (2.38)
荷重最大時 (P_{\max})	262.4	85.1 (8-1)	377.2	64.2 (6-2)	262.8	63.4 (6-1)	254.4	65.4 (6-1)
かぶりコンクリート剥落時 (軸方向鉄筋が確認できた時)	249.8	97.7 (9-2)	355.7	120.9 (11-1)	247.7	98.7 (9-2)	217.9	112.5 (10-3)
1サイクル目の最大変位時荷重が初めて P_{\max} の80%以下になった時	155.9	131.2 (12)	219.2	143.1 (13)	194.9	121.8 (11)	174.5	135.6 (12)
最終損傷状況 (鉄筋) 軸：軸方向鉄筋 帯：帯鉄筋	軸：4本破断 帯：1箇所フックはずれ (12-1)		軸：5本破断 (13-3)		軸：2本破断 帯：1箇所フックはずれ (12-3)		軸：13本破断 帯：2箇所破断, 1箇所フックはずれ (12-3)	

※供試体A, Bは正側載荷の計測値による

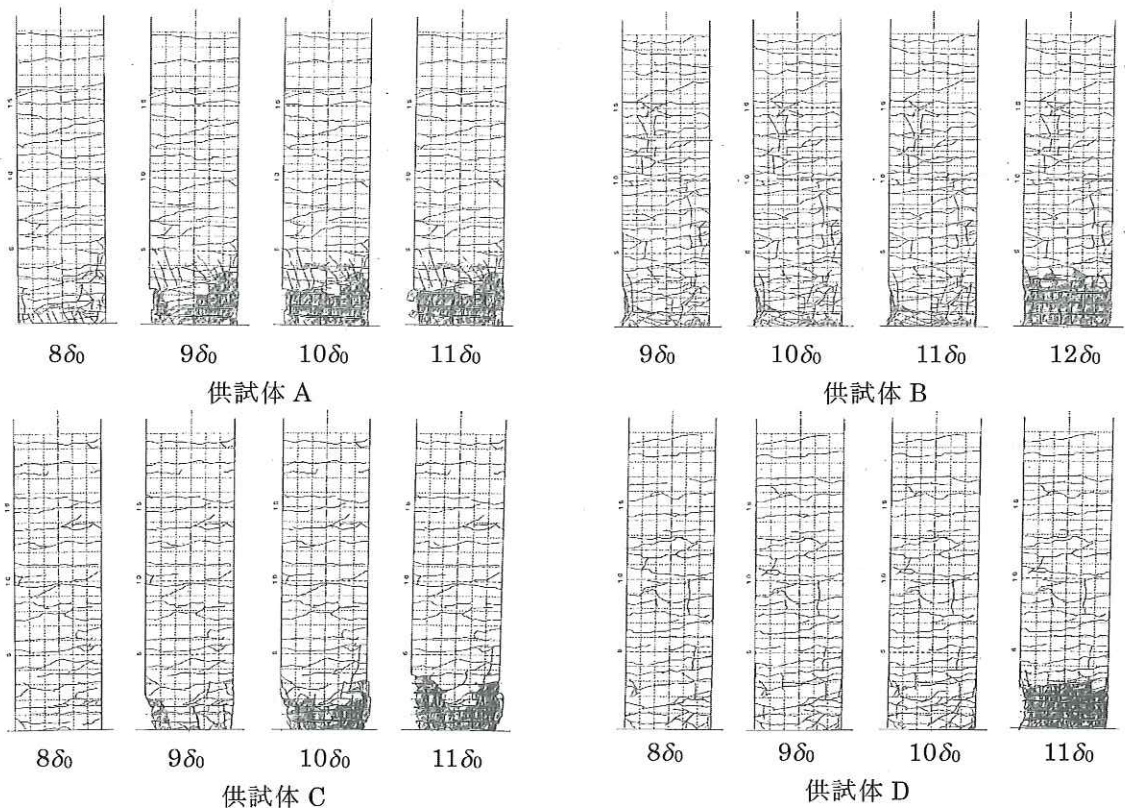


図-2 損傷の進展状況 (P面: 8~11 δ_0 、供試体Bは9~12 δ_0)

方向鉄筋D13、横拘束鉄筋D6については全供試体で共通である。供試体AとCは軸方向鉄筋を28本、帯鉄筋を75mm間隔で配筋しており、帯鉄筋材料をAではSD295A、CではUSD685とした。供試体Bは、Aに対して軸方向鉄筋量を増やして40本とし、二段配筋したものである。供試体D

は、Cに対して横拘束鉄筋量を増やし、帯鉄筋間隔を50mmに狭めると共に、載荷軸方向に中間帯鉄筋を入れたものである。ここで、通常強度の鉄筋の場合と同様に、帯鉄筋は鋭角フック、中間帯鉄筋は半円形フックで定着した。また、本実験で使用した高強度鉄筋の曲げ加工性能は通常強度と

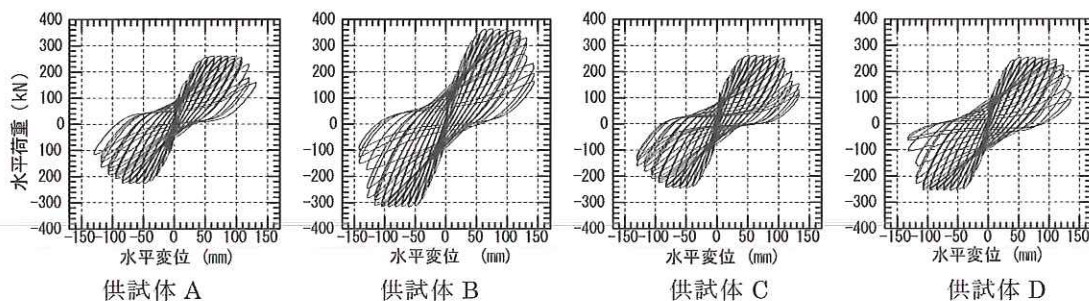


図-3 水平荷重-水平変位関係の比較

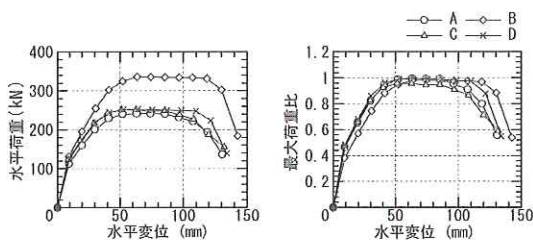


図-4 包絡線の比較 (右は最大荷重で基準化)

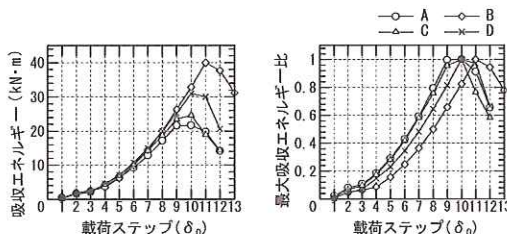


図-5 各載荷ステップ1波目の履歴吸収エネルギーの比較 (右は最大となる吸収エネルギーで基準化)

同程度であることから、曲げ内半径も通常強度と同様の規定¹⁾に従った。

載荷は変位制御により行い、基準変位 δ_0 の整数倍の水平変位を各載荷ステップに対して3回繰り返す漸増載荷とした。ここで、 δ_0 は、過去に実施した、供試体Aと同一諸元で、コンクリート設計基準強度 27N/mm^2 、鉄筋SD295Aとした実験供試体の初降伏変位である 11mm ²⁾ で統一した。これは、高強度材料を用いた場合の降伏変位は通常強度の場合と比べて大きくなるため、降伏変位を基準とすると同一変位における繰返し回数が少なくなり、このことに起因して損傷程度に差が出る可能性があるかと判断したためである。軸力は、都市内高架橋における標準的な値と同程度となるように 353kN (軸応力度 1N/mm^2) を載荷した。主な測定項目は、加振機 (アクチュエータ) に取り付けたロードセルによる荷重、載荷点位置における水平変位、橋脚基部付近の曲率、軸方向鉄筋および横拘束鉄筋ひずみであり、動ひずみアンプを通してデータ収録した。

3. 実験結果

3.1 荷重-変位関係と損傷状況

正負交番載荷実験により得られた主要イベントの発生段階を表-2、損傷の進展状況を図-2、水平荷重-水平変位関係を図-3、各載荷ステップ1

波目の最大変位時に対する包絡線を図-4に示す。ここで、水平変位については、計測値からフーチングの並進および回転による変位分を控除し、柱部の変形分とフーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しに起因する回転変形分を含んだ値を示している。供試体AおよびBでは、載荷が進むにつれ全体的に荷重が正側に偏る傾向がある。これは、載荷終了後に加振機を供試体からはずした際、本来ゼロとなるべき荷重値が 20kN あまり残留したことから、載荷過程で徐々に荷重計測値の偏りが生じたためと判断される。しかし、その値を各載荷時点で定量的に評価することは困難であるため、ここでは補正を行っていない。ただし、図-4の包絡線では、全て正側と負側の平均値をとることによりこの影響の低減を図った。また、表-2に示す最大荷重を基準とした包絡線の比較も図-4に合わせて示す。

水平荷重-水平変位関係は、かぶりコンクリートの剥落が生じる $9\sim 11\delta_0$ まではいずれもほぼ同じような形状であるが、供試体AおよびCでは、その後徐々に荷重が低下しているのに対し、供試体BおよびDではさらに $1\sim 2\delta_0$ 分荷重を維持した後低下している。なお、ここでのかぶりコンクリートの剥落は、軸方向鉄筋が目視により確認できる段階とした。荷重低下域での下降勾配は、供

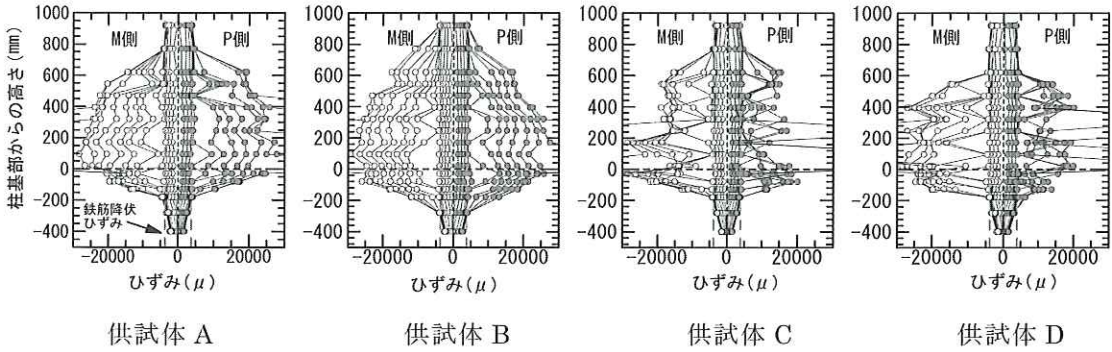


図-6 各載荷ステップ1波目における軸方向鉄筋の最大ひずみ分布

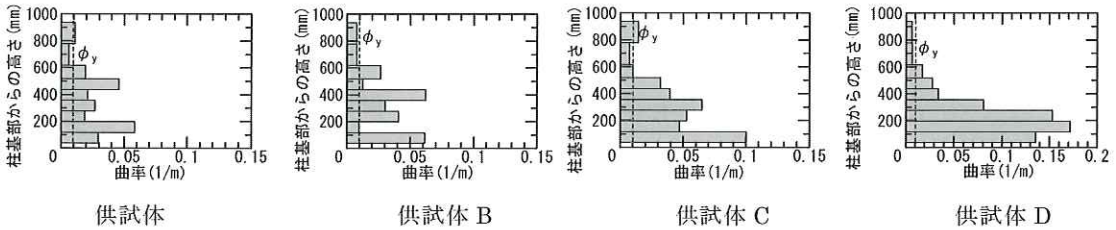


図-7 かぶりコンクリート剥落時載荷ステップ1波目における最大曲率分布

試体BおよびDの方が、供試体AおよびCに比べて大きい。最終的なかぶりコンクリートの剥落領域は、供試体A、BおよびCは柱基部から高さ400mm程度でほぼ同じであるが、供試体Dは横拘束鉄筋量を増したため300mm程度と狭くなった。軸方向鉄筋はいずれも最終的に破断したが、特に供試体Dでは11、12 δ_0 の載荷で両載荷面（P面、M面）のほとんどの鉄筋が破断した。帯鉄筋は、供試体A、C、Dではかぶりコンクリート剥落高さの中間部付近でフックがはずれ、さらに供試体Dでは高さ100mmおよび150mmの帯鉄筋が中間帯鉄筋のフック位置で破断した。

このことから、軸方向鉄筋量または横拘束鉄筋量を増すことにより荷重の低下を遅らせ、変形性能（じん性）が向上するといえる。しかし、供試体AとCの実験結果の比較からは、横拘束鉄筋に高強度鉄筋を用いても、じん性の向上にはほとんど寄与していないといえる。

3.2 履歴吸収エネルギー

各載荷ステップ1波目の履歴吸収エネルギーおよびそれが最大となる載荷ステップの履歴吸収エネルギーで基準化したものを図-5に示す。

供試体AとCは、水平荷重-水平変位関係と同様に、帯鉄筋強度が異なるにも関わらず載荷終了までほぼ同様の形状となり、この点からも帯鉄筋の高強度化がじん性の向上に及ぼす影響は少ない

といえる。横拘束鉄筋量が多い供試体Dは、かぶりコンクリートが剥落する10 δ_0 以降での履歴吸収エネルギー量が、横拘束鉄筋量が少ない供試体Cに比べて大きい。しかし、11 δ_0 と12 δ_0 載荷時の履歴吸収エネルギーの減少量を比較すると、供試体Cでは6kN・m程度であるのに対し、Dでは10kN・m程度と、後者における減少割合が倍程度大きく、急激に損傷が進展していることがわかる。供試体AとBを最大値で基準化した履歴吸収エネルギーで比較すると、軸方向鉄筋比の大きいBでは1 δ_0 分履歴吸収エネルギーが最大となる載荷ステップが遅くなったが、それ以降の履歴吸収エネルギーの減少は供試体AやCとほぼ同様な傾向を示した。

3.3 曲率分布と軸方向鉄筋ひずみ

各載荷ステップ1波目における軸方向鉄筋の最大ひずみ分布を図-6に、また、かぶりコンクリートが剥落する載荷ステップ1波目における最大曲率分布を図-7に示す。

軸方向鉄筋ひずみは、供試体AおよびCでは柱基部から高さ800mm、供試体B（図は外側に配置された鉄筋を示している）では900mm、供試体Dでは600mm程度までそれぞれ降伏ひずみを超えている。これは、かぶりコンクリート剥落高さのおよそ2倍に相当する。また、フーチング内部も、供試体Bでは柱基部から300mm程度の深さ

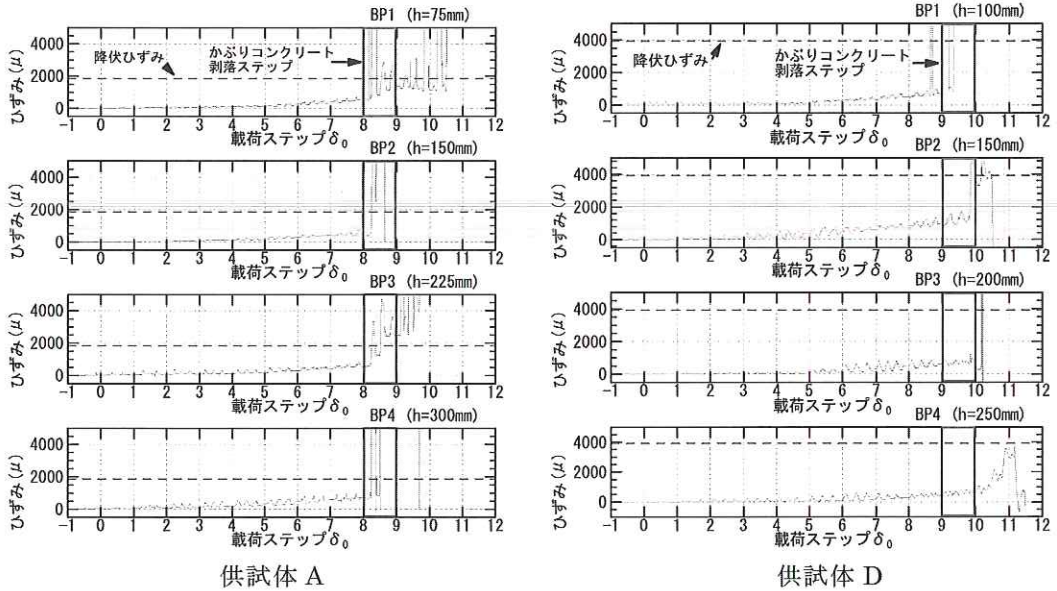


図-8 横拘束鉄筋のひずみの進展状況 (P面側)

まで、その他は200mm程度まで降伏ひずみを超えている。

曲率分布は、供試体AとBでは、広い範囲で降伏曲率 ϕ_y を超えているが曲率自体はそれほど大きくない。これに対し、供試体CとDでは、柱基部に近づくに従い曲率が大きく、供試体AとBに比べ柱基部付近に曲げ変形がより集中していることがわかる。

3.4 横拘束鉄筋ひずみ

載荷面における横拘束鉄筋ひずみは拘束効果を把握するうえで重要な指標である。供試体AとDの柱基部付近における横拘束鉄筋ひずみの進展状況を図-8に示す。解析により評価される終局変位に相当するかぶりコンクリートが剥落する載荷ステップと比較すると、供試体Aでは帯鉄筋の降伏ひずみを超えているのに対し、高強度帯鉄筋を用いたDでは同程度の損傷状況においてBP1(柱基部から100mmの高さ)を除いて降伏に達していない。従って、高強度材料を用いた場合、降伏強度に達する前に断面損傷するため、解析により終局変位を評価する際も拘束効果を降伏強度相当まで見込むことができないといえる。

4. 道路橋示方書による耐力・変形評価式と実験結果の比較

道路橋示方書V耐震設計編³⁾に示される地震時保有水平耐力法に基づいたRC橋脚の耐力・変形

評価式では、完全弾塑性モデルとし、引張側最外縁鉄筋のひずみが降伏に達した時を部材の初降伏、圧縮側最外縁鉄筋位置におけるひずみがコンクリートの終局ひずみ ϵ_{cu} に達した時を部材の終局と定義している。初降伏モーメント M_{y0} および終局モーメント M_u から降伏変位 δ_y を、載荷点で生じる塑性変形が塑性ヒンジの回転により生じるとし、塑性ヒンジ長 L_p 、降伏および終局曲率 ϕ_y 、 ϕ_u から終局変位 δ_u を、それぞれ求めることができる。

$$\delta_y = \left(M_u / M_{y0} \right) \delta_{y0} \tag{1}$$

$$\delta_u = \delta_y + \left(\phi_u - \phi_y \right) L_p \left(H - L_p / 2 \right) \tag{2}$$

ここで、 δ_{y0} : 初降伏変位

H : 載荷点高さ

道路橋示方書Vに示されたコンクリートの応力度-ひずみ関係の適用上限はコンクリート設計基準強度 40N/mm^2 であり、今回の実験は適用範囲外である。しかし、ここではそのまま適用できるものと仮定して耐力および変形性能を評価し、実験結果と比較した。計算においては、コンクリートのひずみがレベル2地震動タイプIIに対する終局に達した時を部材の終局と定義した。この際、横拘束鉄筋に高強度材料を用いた場合は、前述のように降伏強度まで拘束効果が期待できない可能

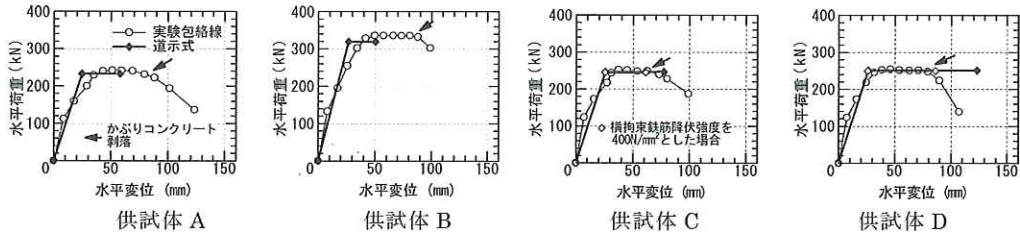


図-9 実験包絡線と道示評価式の比較

性があることから、発生ひずみを参考に横拘束鉄筋降伏強度を 400N/mm^2 と仮定した計算も行った。また、塑性ヒンジ長 L_p は道路橋示方書に基づいた値(4体とも断面寸法の0.5倍の300mm)ではなく、かぶりコンクリートが剥落した領域高さを横拘束鉄筋の間隔の整数倍とした値(供試体D:300mm、その他:375mm)を用いた。実験変位については、橋脚基部と基部から高さ37mmの断面位置で測定した相対変位から求められる回転変形が軸方向鉄筋の伸び出しによるとして図-4から差し引いた。

この結果を図-9に示す。耐力についてはいずれのケースも実験結果とほぼ同等であり、計算による推定が可能であることがわかる。これに対して、計算による終局変位は、供試体AとBでは実験結果よりも小さく、供試体CとDでは逆に大きく評価している。一方、供試体CとDで、横拘束鉄筋強度を低減し拘束効果を小さく見込んで計算して求めた終局変位は、実験でかぶりコンクリートが剥落し始めた時と良く対応している。このことは、拘束効果は横拘束鉄筋の強度に比例して大きくなり続けるのではなく、上限があることを示唆しているといえる。しかし、供試体AとBについては横拘束鉄筋の拘束効果の変更だけでは説明できず、例えば計算による終局曲率をより大きく見込むなどしないと評価精度が向上しない。

5. まとめ

コンクリート設計基準強度 60N/mm^2 、鉄筋降伏強度 685N/mm^2 (USD685)まで適用できるRC橋脚の耐力・変形特性評価法を構築するために、高強度材料を用いた曲げ破壊先行型RC橋脚の正負交番載荷実験を行い、現行評価法の適用性ならびに問題点等を整理した結果をまとめると以下のようなになる。

- 1) コンクリートと軸方向鉄筋に高強度材料を用い、さらに横拘束鉄筋に高強度材料を用

いた場合の変形性能は、横拘束鉄筋に通常強度を用いた場合のそれとさほど変わらない。これは、高強度鉄筋を用いても降伏強度相当の拘束効果が発揮されないためと考えられる。

- 2) 現行道路橋示方書に基づく評価法により、耐力については精度よく評価できる。また、横拘束鉄筋に高強度鉄筋を用いた場合の終局変位は、降伏強度を用いると1)の理由により実験より大きく見込むが、実際に拘束に寄与している応力相当とすると精度が向上する。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編、2002。
- 2) 星隈順一・長屋和宏・運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚の塑性曲率分布と塑性ヒンジ長、構造工学論文集Vol.46A、pp.1461-1468、2000。
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、2002。

西田秀明*



独立行政法人土木研究所耐震研究グループ耐震チーム研究員
Hideaki NISHIDA

運上茂樹**



独立行政法人土木研究所耐震研究グループ耐震チーム 首席研究員、工博
Dr. Shigeki UNJOH