

論文 高強度材料を用いた円形 RC 橋脚の正負交番載荷実験

本谷 幸康^{*1}・福浦 尚之^{*2}・細谷 学^{*3}・長尾 賢二^{*4}

要旨: 高強度材料の実用化を目的として、高強度（降伏強度 685N/mm²級）の軸方向鉄筋と SD345 の帯鉄筋および圧縮強度 50N/mm²程度のコンクリートを組み合わせた円形断面を有する RC 高橋脚の耐震性能を把握するため、縮小試験体による正負交番載荷実験を行った。これにより、本実験条件下で、道路橋示方書に示されている既往の終局耐力および終局変位の算定式を適用できることを確認した。さらに、この実験に対して非線形ファイバーモデル解析を実施し、コンクリートの応力-ひずみ関係と耐荷・変形性能の関係について検討を行った。

キーワード: 高強度鉄筋, RC 橋脚, 正負交番載荷実験, ファイバーモデル解析, 耐力, 変形性能

1. はじめに

山岳地帯の道路橋に代表される橋脚高さが 30~40m 以上の RC 高橋脚では、橋脚自重を低減するために中空断面が採用される場合が多く、一般の RC 橋脚と比較して、軸方向鉄筋比や軸方向圧縮応力が大きくなる傾向にある。このような高橋脚に対しては、鉄筋やコンクリートに高強度材料を使用することで、使用材料の低減および施工性の向上等が期待できることから、SD490 以上の軸方向鉄筋を適用した RC 柱の耐震性能を実験で確認することで、高強度材料が実橋脚にも適用されている^{1), 2)}。

運上ら^{3), 4)}は、断面縮小による橋脚自重の低減および基礎の規模縮小に伴う建設コストの縮減を目的として、軸方向鉄筋に USD685 を使用し、軸方向鉄筋比を主に 1.00%とした試験体について、橋脚の耐力および変形性能を確認するための正負交番載荷実験を行い、道路橋示方書の評価方法と比較検討している。しかし、先に述べたように、高橋脚の場合には高軸圧縮応力となり、軸方向鉄筋比も大きくなる傾向にあるため、このような場合の耐荷および変形性能についても検討を行っていく必要がある。

そこで、本研究では、降伏強度が 685N/mm²級の高強度鉄筋を軸方向鉄筋に使用し、SD345 の帯鉄筋および圧縮強度 50N/mm²程度のコンクリートを組み合わせた円形断面を有する RC 高橋脚の耐震性能を把握するため、縮小試験体を用いた正負交番載荷実験と、ファイバー要素を用いた非線形解析を実施し、道路橋示方書の適用性について検討した。

2. 正負交番載荷実験

2.1 試験体概要

試験体断面は、実物大橋脚の 1/10 程度を想定し、直径

500mm の中空円形断面とした。中空断面における内側軸方向鉄筋が外側の軸方向鉄筋より先に座屈しないよう帯鉄筋による拘束が与えられていることを前提として、中空断面を対象とした実験により耐力・変形性能を確認することで、想定した中空断面を有する高橋脚にも適用は可能と考えた。試験体の諸元および概要を表-1 および図-1 に示す。

軸方向鉄筋は 48 本の D10 を 2 段に配置した。このとき、帯鉄筋は内外の軸方向鉄筋を取り囲むように、D6 SD345 を 50mm 間隔で 2 重に配置した。ただし、柱基部から高さ 1250mm (=2.5D, D: 柱直径) 以上については 75mm 間隔で配置した。フーチング上面から載荷点までの高さは 2510mm (せん断スパン比 5.02) とし、運上ら^{3), 4)}による既往の実験とせん断スパン比が同程度となるよう設定した。軸応力については、高橋脚を想定して中空断面の場合と同等となるよう 3.0N/mm²と設定した。表-2, 3 にコンクリート配合と載荷試験時の材料試験結果を、表-4 および図-2 に鉄筋の材料試験結果を示す。

2.2 載荷方法

載荷装置概要を図-3 に示す。試験体の載荷は、最初

表-1 試験体諸元

試験体寸法	直径 [mm]	500	
	せん断支間長 [mm]	2510	
目標コンクリート強度 [N/mm ²]		50	
軸圧縮応力度 [N/mm ²]		3.0	
軸方向鉄筋	種別	USD685相当	
	本数-径	48-D10	
	鉄筋比 [%]	1.74	
	降伏強度 [N/mm ²]	791	
横拘束鉄筋	種別	SD345	
	径@鉛直方向間隔 [mm]	≤2.5D	D6@50
		>2.5D	D6@75
	横拘束筋有効長 [mm]	420	
	体積比 [%]	0.60	
降伏強度 [N/mm ²]	385		

*1 大成建設 (株) 技術センター土木技術研究所土木構工法研究室土木構造チーム 修 (工) (正会員)

*2 大成建設 (株) 技術センター土木技術研究所土木構工法研究室土木構造チーム 博 (工) (正会員)

*3 大成建設 (株) 土木本部土木設計部橋梁設計室課長 博 (工) (正会員)

*4 大成建設 (株) 土木本部土木設計部橋梁設計室主任 修 (工)

に柱基部の軸応力度が 3.0N/mm^2 となるように軸力 $P_v=589\text{kN}$ を 2000kN ジャッキで載荷した後、基部から 2.51m の載荷点位置に 1000kN アクチュエーターを2台用いて水平力を与え、正負交番繰返し載荷を行った。軸力は正負交番繰返し載荷を通して一定値となるよう制御し、軸力装置が試験体の変位に追従して移動できるようにスライド装置を鉛直ジャッキ上部に設置した。

まず、予備載荷として $0.25P_y$ 、 $0.50P_y$ 、 $0.75P_y$ (P_y : 計算上の降伏荷重) のそれぞれの荷重で、1回ずつの正負交番載荷を行った。西側から東側へ載荷する時(水平加力装置で引く方向)を正側とした。そして、本載荷では、軸方向鉄筋が降伏に達した時の変位量 δ_y を基準として、 δ_y の整数倍の変位量 ($\pm\delta_y$ 、 $\pm 2\delta_y$ 、 $\pm 3\delta_y \dots$) において、各3サイクルの載荷を変位制御で行った。なお、降伏の判定に関しては、正側・負側それぞれの載荷方向から引張側の 45° 方向に位置する2本の軸方向鉄筋について、柱基部位置に貼付したひずみゲージの平均値が実降伏ひずみ ($=4322 \times 10^{-6}$) に達した時を降伏と判定した。このようにして得られた正側・負側の降伏変位を平均し

て降伏変位 δ_y を定義した。載荷は、部材が終局に至ったステップ以降も、可能な限り続けることとした。

計測項目は、荷重と試験体柱部の水平・鉛直変位、軸方向鉄筋と帯鉄筋のひずみに加え、ひび割れ幅の変化、および柱基部の区間変位・フーチングよりの伸出し変位である。

2.3 実験結果

水平荷重-水平変位関係を図-4に示す。水平荷重はアクチュエーターに内蔵された荷重検知器の出力値である。

試験体の損傷過程を表-5にまとめて示す。表中では、最外縁鉄筋が実降伏ひずみに達した時を初期降伏とし、降伏と区別して記述している。軸方向鉄筋の座屈時期については、かぶりコンクリートが試験体と区間変位計の間で剥落し、除去することができなかつたため、目視でかぶりコンクリートが大きくはらみ出した時期、および載荷面に配置した帯鉄筋ひずみの急増時期に基づき設

表-4 鉄筋の材料試験結果

径・種別	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	伸び (%)	適用
D10 USD685相当	791	960	183	10.6	軸方向鉄筋
D6 SD345	385	505	201	17.4	帯鉄筋

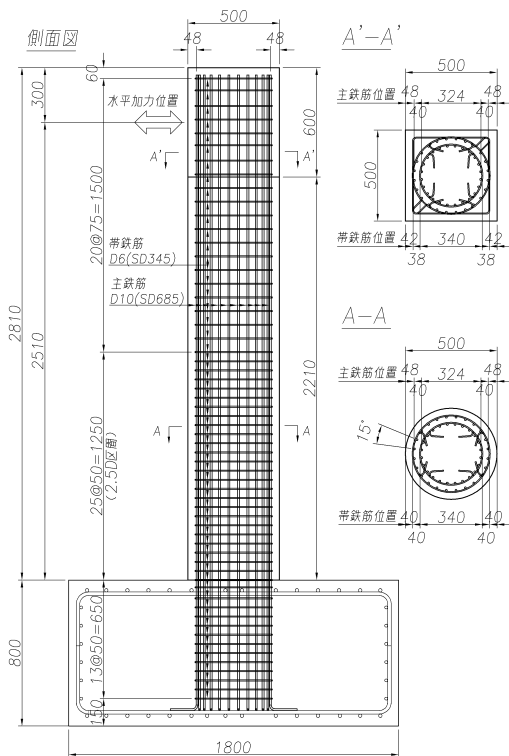


図-1 試験体概要 (寸法単位: mm)

表-2 コンクリート配合

Gmax (mm)	W/C (%)	単位量(kg/m ³)				
		水	セメント	細骨材	粗骨材	混和剤
10	40.0	180	450	753	904	4.725

表-3 コンクリートの材料試験結果

試験時材齢 (day)	圧縮強度 (N/mm ²)	割裂引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)
20	57.5	3.79	32.0

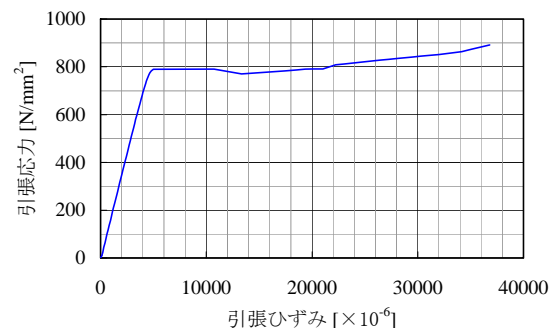


図-2 高強度鉄筋の応力-ひずみ関係

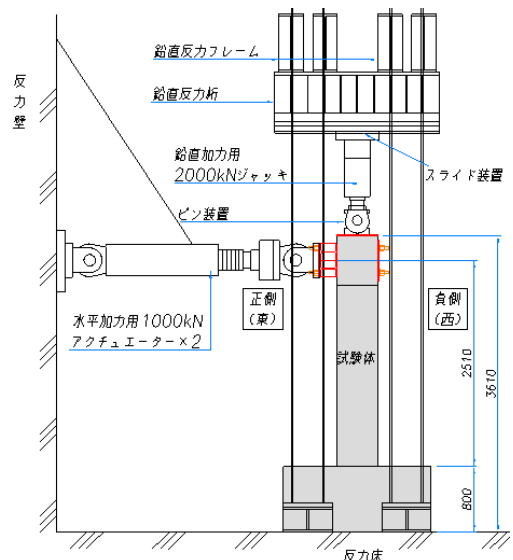


図-3 載荷装置概要 (寸法単位: mm)

定した。また、試験終了時のひび割れ状況を図-5に、写真-1に柱基部における損傷の進展状況を示す。

荷重における損傷の進展は、まず、降伏変位に至るまでにおいて柱基部から高さ2m程度の位置まで曲げひび割れが発生し、荷重の増加とともに柱基部付近のひび割

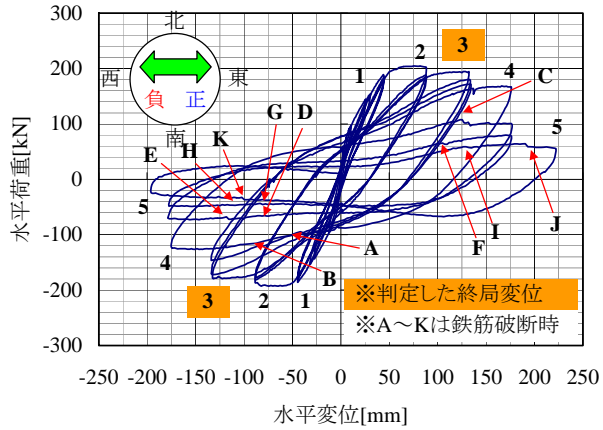
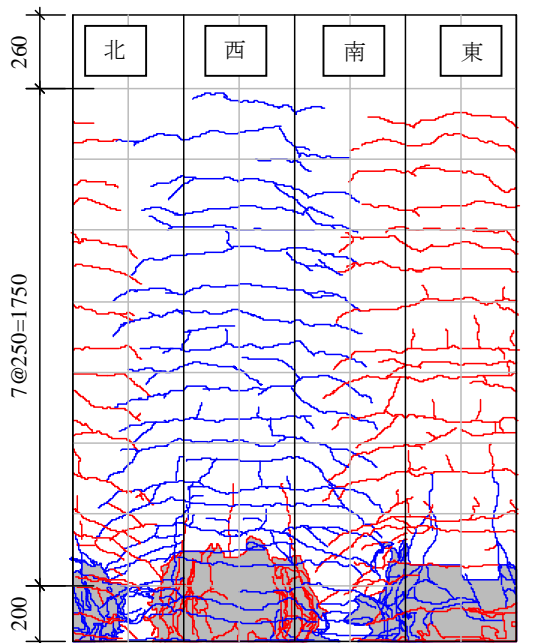


図-4 水平荷重-水平変位関係

表-5 試験体損傷の過程

イベント	正載荷	負載荷
ひび割れ発生荷重 P_{cr} [kN]	58.0	-45.0
初期降伏変位 δ_{y0} [mm]	35.8	-36.5
初期降伏荷重 P_{y0} [kN]	168	-167
降伏変位 δ_y [mm]	44.0	-44.5
降伏荷重 P_y [kN]	189	-186
最大荷重 P_{max} [kN]	205	-193
かぶり剥離	$2\delta_y-1$	$-2\delta_y-1$
かぶり剥落	$2\delta_y-2$	$-2\delta_y-2$
軸方向鉄筋座屈	$3\delta_y-2$	$-3\delta_y-2$
軸方向鉄筋破断	$4\delta_y-1$	$-3\delta_y-3$



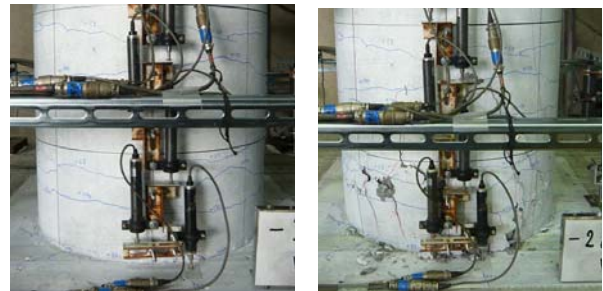
■ : 剥離・剥落箇所 , 青(赤)線 : 正(負)載荷時

図-5 実験終了時のひび割れ状況

れ幅が増加した。 $\pm 1\delta_y-1$ で圧縮側となる柱基部付根部においてわずかに剥離が生じた。その後、表-5に示す載荷サイクルでかぶりコンクリートの剥離・剥落が発生し、最終的には、柱基部から高さ約300mmの範囲全域でコンクリートが剥落した。

水平荷重は軸方向鉄筋の降伏以降も若干増加し、最大荷重に達した後も軸方向鉄筋の座屈が生じるまではほぼ最大荷重を保持できていた。その後、座屈の発生に伴い水平荷重は低下し、軸方向鉄筋の破断が生じたサイクル以降、急激に低下した。これは、通常のRC橋脚で想定している破壊モードと同様である。水平荷重は正載荷時で $4\delta_y-1$ 、負載荷時で $-3\delta_y-2$ まで降伏荷重を上回っていた。実験における終局は、各ステップの1サイクル目で大きな荷重低下が生じなかった $3\delta_y$ と判定した。

実験終了後、剥落したかぶりコンクリートを除去して、軸方向鉄筋の破断本数を確認したところ、東側1段目で8本、2段目で8本、西側1段目で8本、西側2段目で6本の鉄筋が破断していた。軸方向鉄筋の破断位置は全て柱基部から高さ約125mmの位置であった。



(a) $1\delta_y \cdot 1$ サイクル目 (b) $2\delta_y \cdot 1$ サイクル目



(c) $3\delta_y \cdot 1$ サイクル目 (d) $4\delta_y \cdot 1$ サイクル目



(e) 実験終了時

写真-1 基部の損傷進展状況 (正載荷時引張側)

2.4 実験結果の考察

(1) 道路橋示方書に基づき算出した計算値との比較

実験で得られた水平荷重－水平変位関係の包絡線と、現行の道路橋示方書・V耐震設計編に基づき算出したタイプII地震動における骨格曲線を、図-6に併せて示す。骨格曲線算定に用いた材料強度は実強度である。また、各サイクルの荷重および変位の計算値と実験値の比較を表-6に示す。ここでは、道路橋示方書の骨格曲線と比較するため、実験時の水平荷重は、軸力による偏心モーメントを水平力に換算してアクチュエーターの出力値に加算した補正值とした。水平変位は、フーチング面からの軸方向鉄筋の伸出しによる変形角によって生じる水平変形分を実測値より除去して求めた。フーチング面での変形角は、柱基部より高さ35mm位置で計測した軸方向鉄筋の伸出しによる変形角から、柱基部より高さ35～400mmの区間で計測した平均曲率を基部35mm区間の曲率と想定して求めたこの区間での変形角を除いたものとした。

道路橋示方書の終局に対応する実験時の終局は、前項で定めた $\pm 3\delta_y$ の変位とした。 $4\delta_y$ 以降は試験体の損傷により軸方向鉄筋の伸出しを計測していた変位計の固定装置が外れたため、計測できたサイクルまでを示している。

図-6および表-6より、実験の終局耐力および終局変位は計算値を上回っており、終局変位においては、実験値が計算値に対して正負の平均で2.54倍となった。降

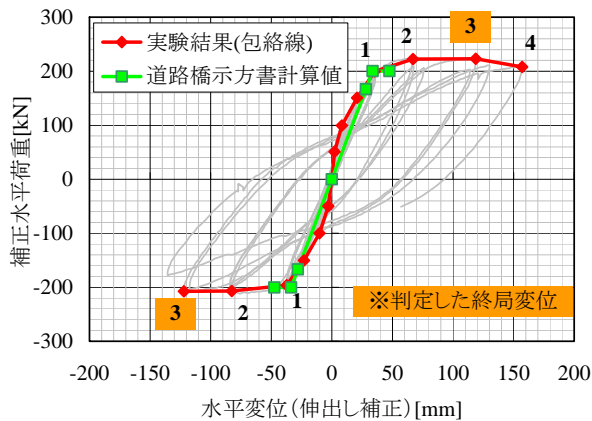


図-6 骨格曲線の比較

表-6 実験値と計算値の比較

		正側		負側		平均	
		荷重 [kN]	変位 [mm]	荷重 [kN]	変位 [mm]	荷重 [kN]	変位 [mm]
実験値	$1\delta_y$	199	35.4	-197	-37.2	198	36.3
	$2\delta_y$	223	67.0	-207	-82.5	215	74.8
	$3\delta_y$	223	118.6	-209	-122.2	216	120.4
	$4\delta_y$	208	157.0	—	—	208	157.0
計算値	初降伏					167	28.0
	降伏					200	33.6
	終局					200	47.5

伏強度が 685N/mm^2 級の高強度鉄筋を軸方向鉄筋に使用した既往の実験^{3),4)}でも道路橋示方書に基づく算定値は実験値を過小に評価する傾向にあることが示されているが、軸圧縮応力度が比較的高く(3.0N/mm^2)、2段配筋で軸方向鉄筋比の高い(1.74%)本実験においても同様の傾向にあることが示された。この点に関しては、次章で数値解析による検討を行う。

道路橋示方書の下部構造編では降伏強度が 685N/mm^2 級の鉄筋やコンクリート強度 50N/mm^2 程度の高強度材料は適用範囲外であるが、終局耐力と終局変位の実験値がいずれも計算値を上回っており、終局変位の計算値は実験において試験体のかぶり剥離した $\pm 2\delta_y$ よりも小さな値であった。また、通常のRC橋脚で想定している破壊モードと同様の損傷過程であったことから、本実験条件下では、現行の安全係数 α と規格強度を用いて耐震設計手法が適用できるものと考えられる。

(2) 曲げひび割れ幅

降伏変位に到達するまでの、柱基部付近における曲げひび割れ幅の変化を図-7に示す。なお、ひび割れ幅はクラックスケールで測定した。荷重の増加に伴いひび割れ幅は増加するが、降伏荷重に至るまでほぼ線形的な傾向にあった。図中のひび割れ幅は正負荷荷のピーク時に測定した最大ひび割れ幅であるが、実験時のひび割れ状況を観察すると、除荷後に水平荷重がゼロとなる状態では軸力の影響もあることからひび割れは閉じた状態となり、損傷は非常に軽微なものであった。

高強度鉄筋を用いた場合、L1地震動レベルにおける鉄筋の引張応力度の許容値はSD345に比べて高い応力レベルとなるため、このとき橋脚下端に生じる曲げひび割れ幅は比較的に大きなものになる。しかし、上述のように、それは一時的なもので、地震後にはひび割れは閉じ、ひび割れが残留することはないと想定されるため、L1地震時における鉄筋の引張応力度の許容値が大きいことは、橋脚の健全性に対して問題ないと考えられる。

(3) 履歴吸収エネルギー

履歴吸収エネルギーの累積値と載荷サイクルの関係を図-8に示す。履歴吸収エネルギーは一定の割合で増加しており、安定した挙動を示している。全履歴吸収エネルギーに占める伸出し変形による履歴吸収エネルギーの割合は7～24%程度であった。載荷サイクルの進行に応じて伸び出し変形による履歴吸収エネルギーは増加するものの、全履歴吸収エネルギーに占める割合は減少して行く傾向であった。なお、全変形に占める伸出し変形量の割合は9～18%であり、こちらも載荷サイクルの進行に応じて減少する傾向にあった。

(4) 帯鉄筋のひずみ状況

既往の実験⁵⁾では、帯鉄筋のひずみが急増し降伏ひず

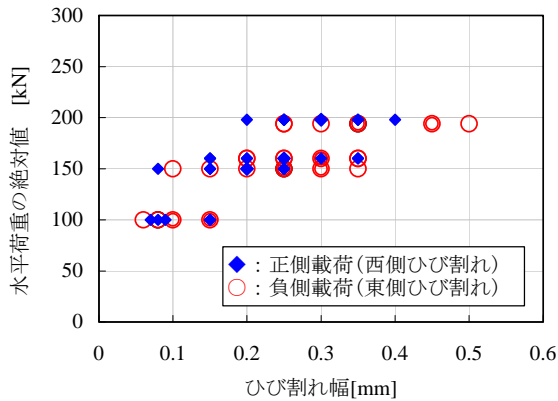


図-7 曲げひび割れ幅の変化

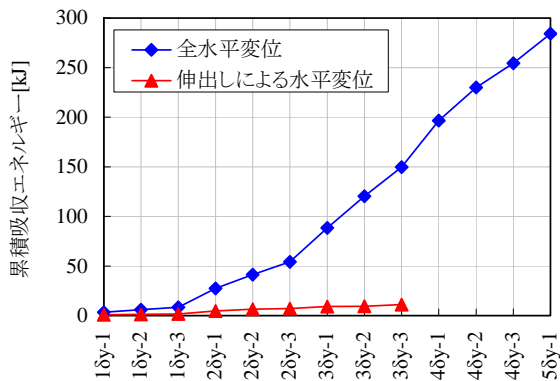


図-8 履歴吸収エネルギー

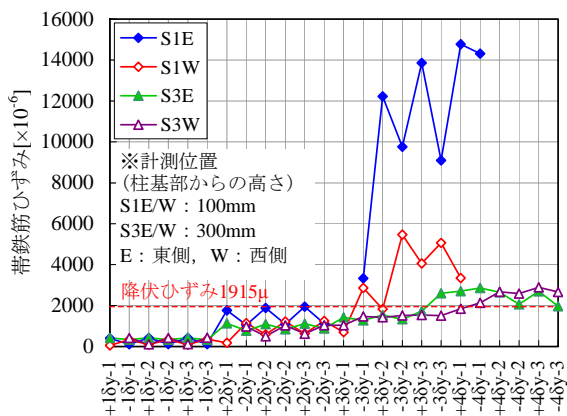


図-9 帯鉄筋ひずみと荷重サイクル（荷重面側）

みを大きく上回る時期が鉄筋の座屈（はらみ出し）時期とほぼ一致することが示されている。本実験での、荷重直角方向(荷重面側)の帯鉄筋ひずみと荷重履歴の関係を図-9に示すが、 $38\delta_y$ の荷重サイクルにおいて帯鉄筋が降伏ひずみ（ 1915μ ）を上回り急増する結果が得られている。また、この時期にかぶりコンクリートが大きく剥落していることから、本実験では鉄筋の座屈（はらみ出し）が $38\delta_y$ で生じたものと考えられる。これは、実験で終局と判定した荷重ステップと一致する。

3. 数値解析

3.1 解析モデル

ファイバー要素を用いた非線形解析を行い、実験結果

との比較検討を行った。

試験体のモデル化は、柱部材の要素分割は柱軸方向に10分割とし、柱基部の最下端の要素長さは既往の研究⁶⁾に基づき、塑性ヒンジ長（ $0.5D=250\text{mm}$ ）と一致させた。

コンクリートの材料モデルは、包絡線に関しては道路橋示方書に示されている関係式⁷⁾を用い、終局ひずみ ϵ_{cu} 以降は同じ勾配（ E_{des} ）で応力低下していくものとした。内部曲線については原点指向型の2次曲線型の挙動をすることとした。また、かぶりコンクリート（一段目帯鉄筋より外側）の部分に関しては、道路橋示方書に示される応力-ひずみ関係において横拘束筋の拘束効果を考慮しないものとし、それ以外の部位に関しては拘束効果を見込んだ応力-ひずみ関係を適用した。次に、鉄筋に関しては、包絡線をバイリニアモデルとし、コンクリート標準示方書「設計編」に示される鉄筋の硬化とパウジンガー効果による繰返し挙動を再現できるモデル⁸⁾を用いた。ただし、はらみ出しや座屈は考慮していない。

荷重条件は、荷重点位置に実験結果の水平変位から伸出し変形を除いた各ステップの1サイクル目の変形量を強制変位として与えた。ただし、材料モデルには同一サイクルによる劣化は考慮されていないので繰返し回数は1回としている。解析は実験において伸出し変位の計測が出来ていた $+48\delta_y$ のサイクルまで行った。

3.2 解析ケース

解析ケースは、横拘束効果を受ける内部コンクリートの応力-ひずみ関係について、2つのケースを設定した。ケースAは道路橋示方書⁷⁾に基づき算定した横拘束筋の体積比（0.60%）を用いた場合である。ケースBは、実験値が計算値（骨格曲線）に対して大きな余裕度を有していたことから、横拘束効果を念頭においてコンクリートの応力-ひずみ関係を変化させ、横拘束筋の体積比に上限値である1.8%を用いた場合を比較ケースとして設定した。

3.3 解析結果

実験および解析より得られた水平荷重-水平変位関係の比較を図-10および図-11に示す。解析では幾何非線形を考慮できないため、実験時における水平荷重は、軸力による偏心モーメントを水平力に換算し、アクチュエーターの出力値に加算した補正值とした。ここには、道路橋示方書に基づき算出した計算値（骨格曲線）も併記した。また、解析より得られた各ケースのコンクリートの応力-ひずみ履歴を図-12に示す。

ケースAについては、 $18\delta_y$ から $28\delta_y$ の間で最大荷重に達し、これ以降は荷重が低下している。解析では、コンクリートが圧壊して圧縮応力を分担できなくなったことによりこのような挙動になっているが、実験ではこのような荷重低下は見られなかった。ケースBについては、終局までの範囲において、実験結果と解析は概ね一致し

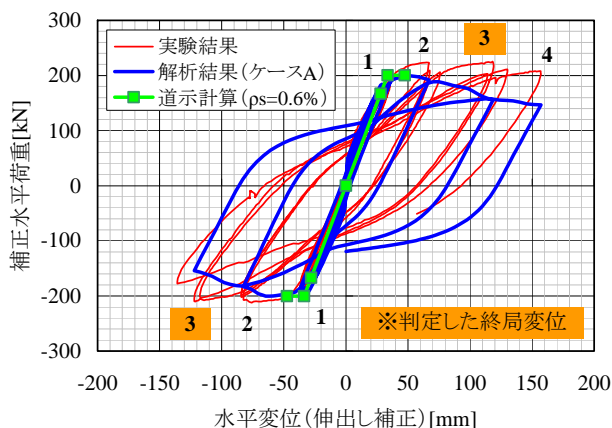


図-10 水平荷重-水平変位関係の比較 (ケース A)

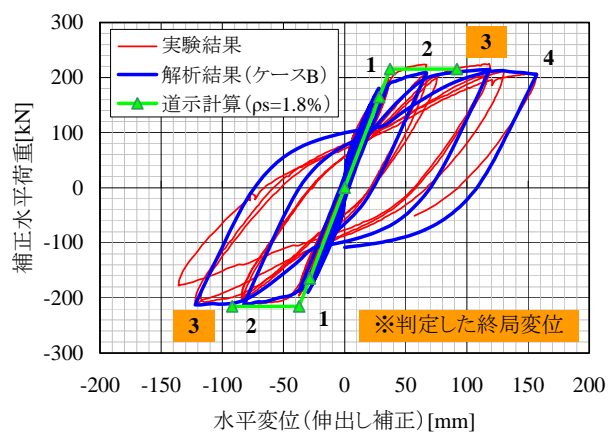


図-11 水平荷重-水平変位関係の比較 (ケース B)

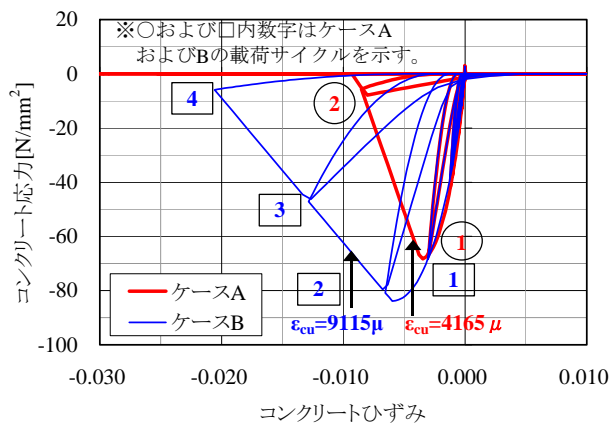


図-12 コンクリートの応力-ひずみ関係

ている。内部曲線については、解析の方が膨らみが大きくなっているが、実験の傾向を捉えることができている。

これより、終局に至るまでの挙動に対してコンクリートの応力-ひずみ関係の影響が大きいことが示された。ただし、実験の終局以降については、鉄筋の座屈や破断の発生により荷重低下に至っており、その領域について適切なモデル化をしていない本解析は、適用の範囲外である。

4. まとめ

軸方向鉄筋に降伏強度が 685N/mm^2 級の高強度鉄を使用した RC 高橋脚の縮小試験体を用いた正負交番荷重実

験およびファイバー要素による非線形解析を実施した。本研究により得られた知見を以下にまとめる。

- (1) 本実験により得られた降伏荷重、降伏変位、終局荷重については、道路橋示方書による計算値とほぼ同等であったが、終局変位については、実験値が計算値を大きく上回っており、約 2.5 倍の余裕度があった。また、損傷過程は通常の RC 橋脚で想定している破壊モードと同様であった。
- (2) これより、本実験条件下では、軸方向鉄筋に降伏強度が 685N/mm^2 級の高強度鉄筋を用いた場合でも、現行の安全係数と規格強度を用いて、道路橋示方書の評価方法が適用できるものと考えられる。
- (3) ファイバー要素を用いた非線形解析を用いて、横拘束効果を念頭においたパラメータ解析を行い、軸方向鉄筋の降伏から座屈が生じる (終局) 前までの挙動については、コンクリートの応力-ひずみ関係の影響が大きいことが示された。

謝辞

最後に、本研究の実験の遂行にあたり貴重な御意見をいただきました東京工業大学大学院 二羽淳一郎教授に深く感謝し、誌面を借りてお礼を申し上げます。

参考文献

- 1) 仲谷邦博, 木村祐司, 上田喜史, 山脇正史: 高強度鉄筋 SD490 を使用した七色高架橋の計画と設計(下), 橋梁と基礎, pp.41-49, 1999.12
- 2) 西尾宗雄, 橋本和重, 森信幸, 大塚一雄: 東海北陸自動車道鷺見橋橋脚の施工, 基礎工, pp.62-65, 1998.10
- 3) 佐藤大, 西田秀明, 運上茂樹: 高強度材料を用いた円形 RC 橋脚の耐力および変形性能に関する考察, 土木学会第 61 回年次学術講演概要集, pp.55-56, 2006.9
- 4) 運上茂樹, 西田秀明: 高強度材料を用いた鉄筋コンクリート橋脚の耐力・変形性能の評価に関する研究 (その 1: 正方形断面を有する橋脚), 土木研究所資料第 4007 号, 2006.2
- 5) 村田裕志, 渡辺典男, 水谷正樹, 小尾博俊, 福浦尚之: SD490 を用いた高鉄筋比の RC 橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 土木学会構造工学論文集, Vol.56A, pp.928-937, 2010.3
- 6) 村田裕志, 福浦尚之, 渡辺典男: SD490 を用いた高鉄筋比の RC 柱の正負交番荷重実験と数値解析, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.32, No.2, pp.895-900, 2010.3
- 7) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V 耐震設計編, 平成 14 年 3 月
- 8) 土木学会: コンクリート標準示方書・設計編, 2007