

塑性ヒンジ部に着目した高靱性セメント材料を用いた柱実験

山之内俊樹¹・幸左賢二²・佐藤崇³

¹学生会員 九州工業大学大学院 工学研究科建設社会工学専攻（〒804－8550北九州市戸畑区仙水町1－1）

²正会員 Ph.D. 九州工業大学教授 工学部建設社会工学科（〒804－8550北九州市戸畑区仙水町1－1）

³正会員 工修（株）長大 福岡構造技術部（〒804－8550北九州市戸畑区仙水町1－1）

1. はじめに

著者らは RC 橋脚の耐震性能の向上を目的に、高強度鉄筋と高靱性セメントを組み合わせた鉄筋コンクリート橋脚の実験を過年度に行い、普通鉄筋（SD345）と普通コンクリートを使用した供試体（No.1）²⁾と比較して、高強度鉄筋（SD490）と高靱性セメントを使用した供試体（No.2・7）では、耐力は約 1.5 倍、変形性能も約 2 倍に向上する良好な結果を得ている。

そこで、著者らは高い繊維混入率においても流動性を増加させ繊維の攪拌性を向上させることで、断面性能が向上し、柱の変形性能が向上すると考えた。

本実験では繊維混入率を 3.0Vol.%とし、水セメント比を過年度までの供試体の 45%から 50%へ変更することで、高繊維混入率にも関わらず流動性を向上させた供試体を作成した。また、柱供試体の正負交番載荷実験結果から高い変形性能であった繊維混入率が 2.0Vol.%である供試体との比較を行うことで、高靱性セメント材料の違いが変形性能に及ぼす影響について確認した。

また、一般的な矩形断面における普通コンクリートを用いた RC 橋脚では、かぶりコンクリートが剥離、剥落が荷重低下の主原因の 1 つであることが挙げられる。しかし、高靱性セメント材料を用いた RC 橋脚の塑性ヒンジ部におけるかぶりコンクリートのはらみ出しに着目した研究は少ない。そこで、本研究では、今回作成した 2 体の供試体を対象に、高靱性セメント材料を用いた RC 橋脚と一般的な RC 橋脚のはらみ出し発生前後の損傷過程の比較と、高靱性セメント材料を用いた RC 橋脚のはらみ出し発生位置および形状を把握することを目的に、柱供

表-1 供試体諸元

供試体番号		No.2-10	No.2-11
断面[mm]		400×400	
かぶり厚[mm]		50	
せん断スパン[mm]		1400	
せん断スパン比		4.0	
コンクリート 強度[N/mm ²]	高靱性セメント	54.9	95.2
	普通コンクリート	58.3	58.3
軸圧縮応力[N/mm ²]		1.0	
主鉄筋	種類	SD490	
	降伏強度[N/mm ²]	567	
	径	D19	
	引張鉄筋比[%]	1.43	
帯鉄筋	種類	SD345	
	帯鉄筋強度[N/mm ²]	408	
	径	D10	
	間隔[mm]	75	

試体の正負交番載荷実験およびかぶりコンクリート表面の計測を行った。また、目視では確認することのできないような微小な変形挙動を捉えるためにレーザー変位計を用い、塑性ヒンジ部の 3 次元的是らみ出し挙動を経時的に計測することで、一般的な RC 橋脚と高靱性セメント材料を用いた本実験供試体との比較検討を行った。

2. 実験概要

表-1、2に供試体諸元および高靱性セメント材料

の配合表、図-1に供試体の基本断面形状および配筋の比較を示す。供試体は全断面を高靱性セメント材料で打設しており、軸方向鉄筋にSD490を使用したNo.2-10、2-11供試体を作成した。軸方向鉄筋径にはD19、帯鉄筋径にはD10を使用し、供試体形状は高さ1600mm、断面形状は、400mm×400mmの正方形断面で、水平荷重載荷点高さHを1400mmとした。

同図に示すように高靱性セメント材料の使用範囲は柱基部より700mmまでの高さとし、それ以上の高さの範囲は普通コンクリートで打設している。700mmを補強範囲とした理由は、降伏曲げモーメント以上の断面力が発生する範囲は、基部からおよそ0.3~0.4H（H：載荷高さ）であるが、塑性ヒンジ部を含み、かつその遷移領域も含んだ範囲を考慮したためである。

まず普通コンクリート部であるフーチングを打設し、次に、柱基部の高靱性セメント材料部を打設した。異種材料である普通コンクリートと、高靱性セメント材料の接合面は、レイトランスを取り除き、目荒らし処理を施す処理を行った。養生方法については、脱型後に供試体全体を十分散水し、その上から表面に密着するように養生シートで覆うことで保湿養生を行った。No.2-10は、施工性改善のため水セメント比に着目し、表-2に示すように繊維混入率を3.0 Vol.%, 水セメント比を45%から50%に変更した配合を使用した。No.2-11は、表-2に示す繊維混入率2.0 Vol.%, 繊維長12mmの配合の高靱性セメント材料を使用した。No.2-10、No.2-11の高靱性セメント材料のスランプフロー値はそれぞれ48cm×48cm、65cm×65cmであり、繊維量が少ない配合においてワーカビリティの向上が確認できた。

載荷方法は実構造物の死荷重を再現するため、供試体柱上面より1.0N/mm²相当を載荷した一定軸力下で正負交番水平載荷を行った。道路橋示方書³⁾に則って行った試算で求めた降伏荷重までは荷重制御で載荷し、その時点での変位を δ_y と定義した。降伏以後は δ_y の整数倍を変位制御により載荷した。また、実験での終局の定義は降伏荷重を下回った時とし、降伏荷重より低下したループで載荷を終了した。

3. 実験結果

(1) 荷重変位関係

図-2に、No.2-10の荷重変位履歴曲線を示す。まず、No.2-10は水平変位15mmで降伏荷重に達し、その後、5 δ_y （75mm）において最大荷重（295kN）に達し、9 δ_y へ向かう載荷途中で大きな衝撃音の発生により引張側軸方向鉄筋が破断したと考えられ、更にかぶ

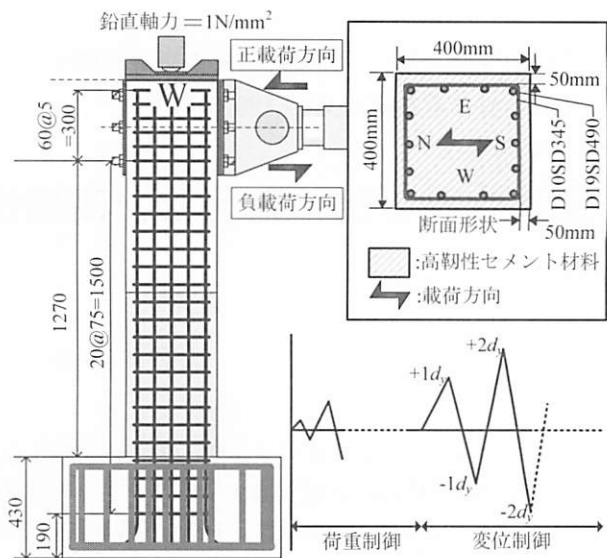


図-1 供試体形状および配筋図

表-2 高靱性セメント材料の配合

供試体	PVA繊維		水セメント比[%]	単位量[kg/m ³]					
	繊維量[Vol.%]	繊維長[mm]		W/C	W	C	FA	S	AE減水剤
No.2-10	3	12	50		282	564	564	564	19
No.2-11	2	12	45		261	580	580	580	20

W:水, C:セメント, FA:フライアッシュ, S:珪砂（6号）

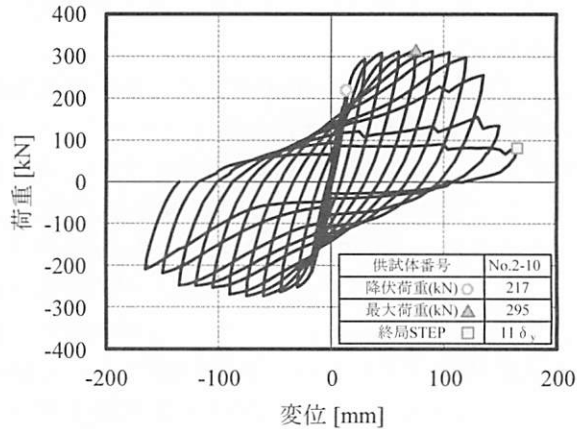


図-2 No. 2-10 荷重変位履歴曲線

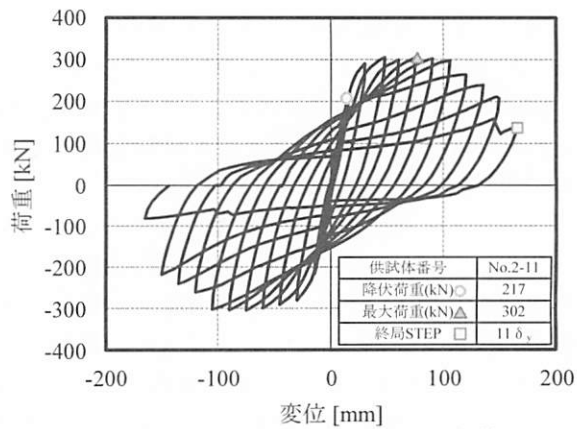


図-3 No. 2-11 荷重変位履歴曲線

りコンクリートの圧壊が発生するとともに荷重が大きく低下した。正載荷側は108 δy (150mm)において降伏荷重を下回ったが、負載荷側は終局条件に達しておらず、降伏荷重を下回った-118 δy (-165mm)で載荷を終了した。

図-3にNo.2-11の荷重変位履歴曲線を示す。まず、No.2-11は水平変位15mmで降伏荷重に達し、その後、58 δy (75mm)において最大荷重 (302kN) に達し、88 δy に向かう載荷途中で柱基部のはらみ出しが進展し、かぶりコンクリートの圧壊が発生するとともに荷重が大きく低下した。降伏荷重を下回った-118 δy (165mm)で載荷を終了した。

(2) エネルギー吸収量の比較

図-4 に履歴吸収エネルギーの比較を示す。同図は、各供試体の載荷終了 STEP までの荷重と変位で囲まれる面積をエネルギー吸収量とし、変位毎にプロットした図である。No.2-10, No.2-11 の累積履歴吸収エネルギー量はそれぞれ 352kN・m、360kN・mであり、No.2-10 と No.2-11 の荷重変位関係の履歴ループを見てもわかるように、累積吸収エネルギーには差がほとんどない結果となった。また、どちらの供試体においても 118 δy に向かう際に鉄筋破断が生じたことで、荷重低下とともに履歴吸収エネルギーが減少することが確認できた。

(3) 荷重包絡線の比較

図-5 に No.2-10 と No.2-11 それぞれの正載荷および負載荷の荷重包絡線の比較を示す。同図に示す実線は正載荷時の荷重包絡線、点線は負載荷時の荷重包絡線である。また、各プロット点の色塗り部が圧縮面においてはらみ出しが発生した STEP である。同図(a)より、No.2-10 では、正載荷と負載荷には大きな違いが見られる。正載荷では、+98 δy に向かう際に引張鉄筋破断が起き、同時に圧縮面においてはらみ出しも発生した。その後、STEP が進むにつれ、かぶりコンクリートのはらみ出しが進展し、引張鉄筋破断も増えることで大きく荷重が低下した。一方、負載荷では、-68 δy 時に圧縮面においてはらみ出しが発生したが、引張鉄筋の破断は最終 STEP まで確認されず、荷重は緩やかに低下する結果となった。同図(b)より、No.2-11 では、正載荷と負載荷の荷重変位包絡線はほとんど同じであることが確認できた。また $\pm 8\delta y$ ではらみ出しが発生することで、正載荷時、負載荷時ともに荷重が低下し始め、はらみ出しの進展とともに、断続した引張鉄筋の破断が発生し終局状態となった。

正載荷と負載荷の荷重を平均した荷重包絡線を

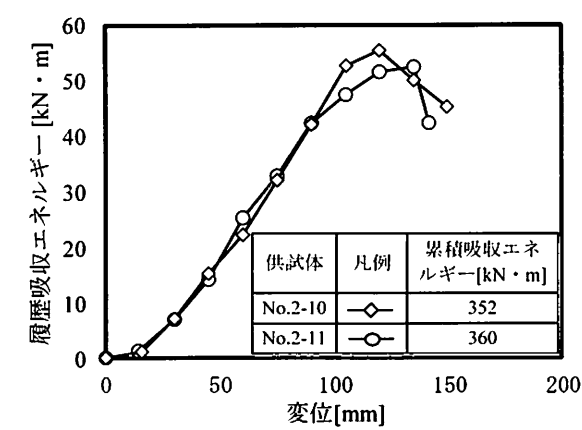
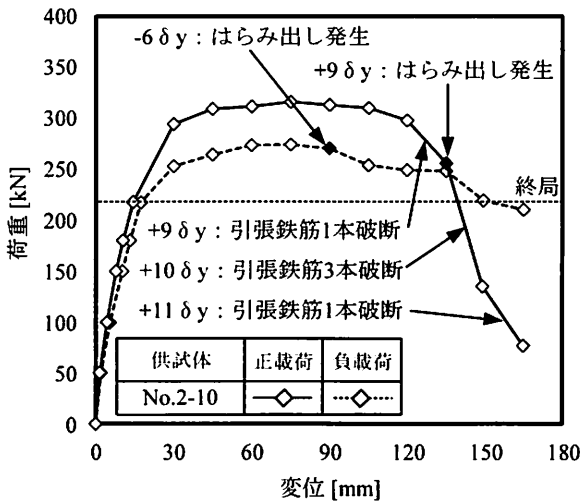
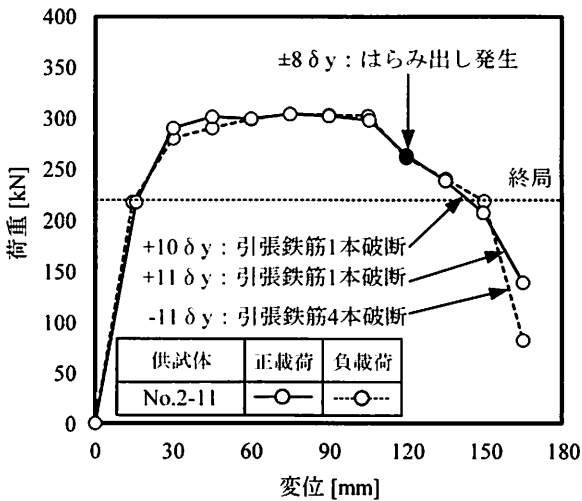


図-4 履歴吸収エネルギー



(a) No. 2-10



(b) No. 2-11

図-5 正載荷負載荷の荷重変位包絡線比較

比較したところ、No.2-10 と No.2-11 の最大荷重は 295kN, 302kN と大きな差は生じなかった。終局変位においても、No.2-10 が 142mm, No.2-11 が 147mm となり、流動性を高め充填性の改善行い、繊維混入

率を高めた No.2-10 においては、予想以上の変形性能の向上を確認することは出来なかった。

(4) 塑性ヒンジ部の破壊メカニズム

既往の研究から⁴⁾、一般的な曲げ破壊型の RC 橋脚は、地震による正負交番の繰り返し荷重を受けると、水平変位の進展とともにまず柱表面にひび割れが発生し、圧縮側かぶりコンクリートの剥離や軸方向鉄筋へと進展する。更に水平変位が進展すると最終的に帯鉄筋に囲まれる内部コンクリートの破壊や軸方向鉄筋の破断により水平耐力が大きく低下し破壊に至ることがわかっている。

ここでは、一般的な RC 橋脚と高強度鉄筋と高靱性セメントを用いた RC 橋脚の損傷メカニズムを比較する。図-6 は、本実験供試体のかぶりコンクリートのはらみ出し発生直前から終局にいたるまでの損傷課程を示したのである。

まず、同図 (a) に示すはらみ出し発生直前のループである -7 δ y 負荷荷時には、南面（圧縮面）にかぶりコンクリートのはらみ出しは見られなかったため、鉄筋の座屈も生じていなかったと考えられる。また、北面（引張面）では、柱基部周辺で無数のひび割れと、柱基部と柱基部から約 100 mm の位置において、ひび割れ幅が約 8 mm 以上の引張開口ひび割れが生じていた。同図 (b) に示す +8 δ y 正載荷時には、-7 δ y から 0 mm となる変位付近で北面に中央の軸方向鉄筋に沿って、縦に 50cm 程度のひび割れが入ったことが確認された。その後 0 mm から +8 δ y に載荷すると北面（圧縮面）のかぶりコンクリートは急激なはらみ出しを生じた。一方、南面では柱基部と基部から約 100 mm のところで、10mm 以上の引張開口ひび割れが発生していた。同図 (c) に示す -8 δ y 負載荷時には、南面（圧縮面）でも +8 δ y 正載荷時の北面（圧縮面）と同様の現象が確認できた。その後、繰返し載荷を進めた同図 (d) に示す +10 δ y 正載荷時には、かぶりコンクリートの最大はらみ出し量が最大となり、また、+10 δ y 時に向かう載荷途中で引張側の鉄筋が 1 本破断する音を確認でき、急激に耐力が減少した。

以上をふまえ本供試体の軸方向鉄筋の座屈とかぶりコンクリートのはらみ出しとの因果関係について考える。まず、柱基部の損傷メカニズムには以下の 2 つが考えられる。①軸方向鉄筋がかぶりコンクリートを押しながら座屈するため、その結果としてかぶりコンクリートがはらみ出す、②かぶりコンクリートを含めた軸方向鉄筋周辺のコンクリートの圧壊が先行し、その結果として座屈が生じる。既往^{5),6)}の正負交番載荷実験においては、①のメカニ

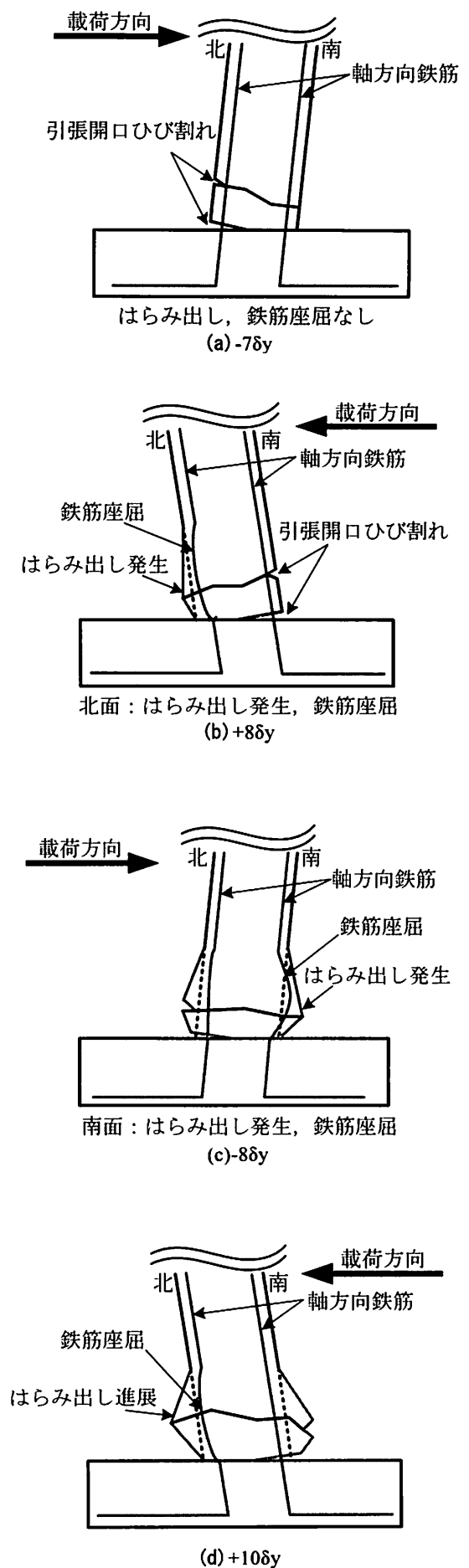


図-6 No.2-11 の破壊メカニズム

ズムによって塑性ヒンジ部の破壊にいたる傾向があると考えられている。本実験では、前述したとおり、 $-7\delta y$ から 0 mmに載荷している際に、北面の軸方向鉄筋に沿って縦ひび割れが入ったのが確認された。このとき、かぶりコンクリートに圧縮応力はかかっていないため、鉄筋の座屈によってかぶりコンクリートに縦ひび割れが入ったのではないかと考えられる。このことから、高強度鉄筋および高靱性セメント材料を用いた RC 橋脚においても同様に①のメカニズムで破壊に至ったことが考えられる。

以上より、載荷 STEP ごとに塑性ヒンジ部の損傷状況を確認したところ、高強度鉄筋と高靱性セメントを用いた RC 橋脚の正負交番載荷実験においては、一般的な RC 橋脚との破壊形態に大きな違いは見られなかった。ここでは No.2-11 の破壊メカニズムについて説明を行ったが、はらみ出し発生のタイミングなどに違いはあったが、No.2-10 供試体においても同様な破壊形態が確認できた。両供試体のかぶりコンクリートのはらみ出しの詳細な形状計測結果については 4 章で後述する。

(5) 鉄筋の座屈状況

ここでは、後述するレーザー変位計を用いたはらみ出し計測を行った面と同一面の鉄筋の座屈状況を示す。図-7 にそれぞれの値の定義を示す。座屈長は、主鉄筋が軸外変形している領域の長さとしているが、はつり取りが困難で確認できない箇所があるものや、フーチング内でも変形している可能性があるものもあったが、今回は柱高さ 0 mm の位置から測定することとし、確認できる範囲のみの長さとしている。また、軸方向鉄筋の元の位置から載荷方向への変形をはらみ出し量、柱基部からはらみ出し量が最大となる高さをはらみ出し頂点と定義した。次に、No.2-10 と No.2-11 の載荷終了後の北面のかぶりコンクリートをはつた北面最外縁に位置する 5 本の軸方向鉄筋の座屈状況を図-8 に示す。No.2-10 では最終的に平均座屈長は 211mm であり、柱基部から平均 74mm の高さで軸方向鉄筋の平均はらみ出し量が 2.0cm であった。No.2-11 の平均座屈長は 282mm、基部から平均高さ 150mm で軸方向鉄筋の平均はらみ出し量が 3.2cm であり、中央以外の鉄筋 4 本が基部から高さ約 160mm の位置で破断していることを確認した。両供試体を比較すると、No.2-10 は No.2-11 に比べ明らかに軸方向鉄筋の損傷が小さい。これは、正載荷時に圧縮となる北面の損傷が小さいということは、負載荷時に引張となった際にも座屈による鉄筋の局所的なひずみの集中も小さくなることから、図-5(a)に示す負載荷時の荷重変位関

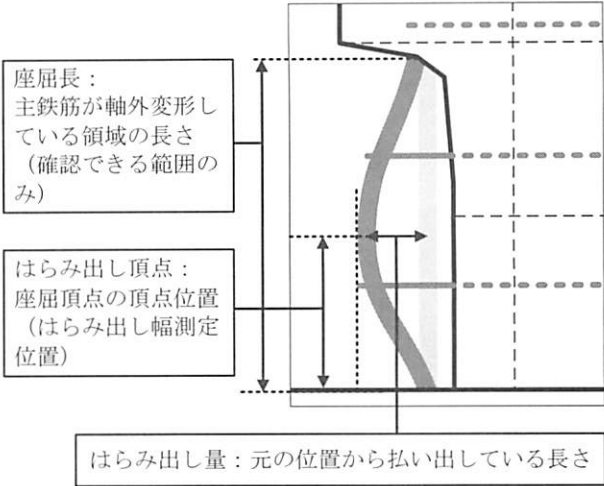


図-7 主鉄筋の座屈長およびはらみ出し量の定義

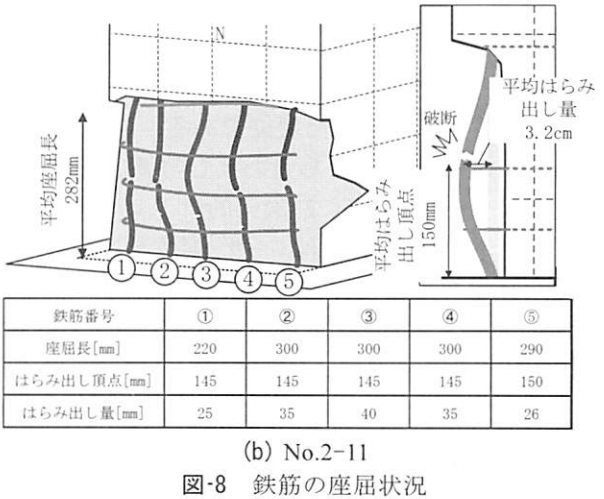
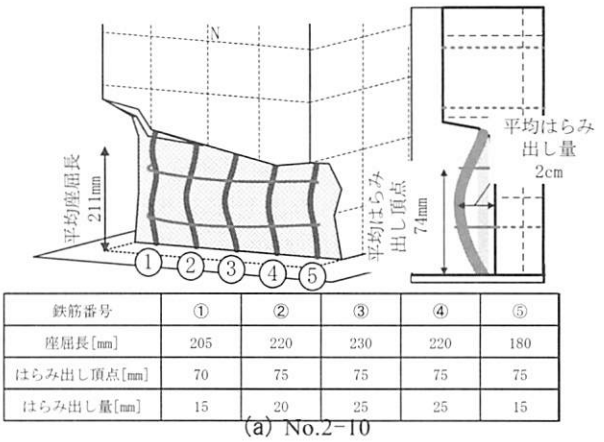


図-8 鉄筋の座屈状況

係が終局時においても、鉄筋破断による大きな荷重低下が生じなかったと考えられる。また、北面、南面ともほぼ同様の損傷状況であった No.2-11 は、道路橋示方書における塑性ヒンジ長の上限值である $0.5D(200mm)$ より若干大きい座屈長 (282mm) であったものの、一般的な RC 橋脚の座屈性状と大きな違いは生じないと考えられる。

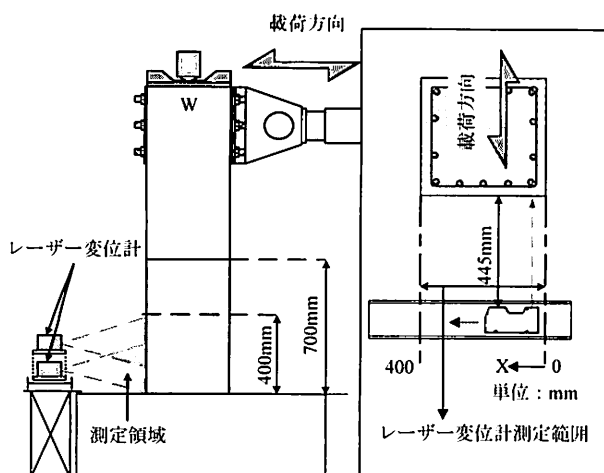


図-9 計測装置概要

4. 損傷形態評価

(1) レーザー変位計を用いたはらみ出し計測

図-9にレーザー変位計の計測装置の概要を示す。鉛直方向の測定範囲はレーザー変位計（KEYENCE製）を2台用いて、はらみ出しが発生すると思われる基部からの高さ方向に400mmを測定した。またレーザー変位計は柱面に水平に取り付けたH形鋼の上を台車に乗せてスライドさせることで、荷重面方向の $X=0\text{mm}$ から $X=400\text{mm}$ の範囲を100mm間隔で δy 毎に計測を行った。

a) No. 2-10

図-10は、No.2-10における+9 δy 正載荷時の圧縮側かぶりコンクリートのはらみだし状況である。なお、+9 δy 正載荷時は目視においてはらみだしが確認され、荷重が低下した変位である。同図(a)は目視による最大はらみだし量および写真からはらみ出し形状を柱側面から2次的にトレースした図である。一方、同図(b)はレーザー変位計により3次的に計測した最大はらみだし量およびはらみだし形状である。目視による計測結果とレーザー変位計の計測結果を比較すると、最大はらみだし量は両計測方法で10mmと同じであるものの、荷重方向と直角方向のはらみだし量は中央部で最大となり柱側面に近づくごとに小さくなることがレーザー変位計による計測では確認できる。

b) No. 2-11

図-12は、No.2-11における+8 δy 時の圧縮側かぶりコンクリートのはらみだし状況である。同図(a)より、目視による計測結果とレーザー変位計の計測結果を比較すると、最大はらみだし量は両計測方法で48mmと同じであるものの、No.2-10の計測結果同様に、荷重方向と直角方向のはらみだし量は中央

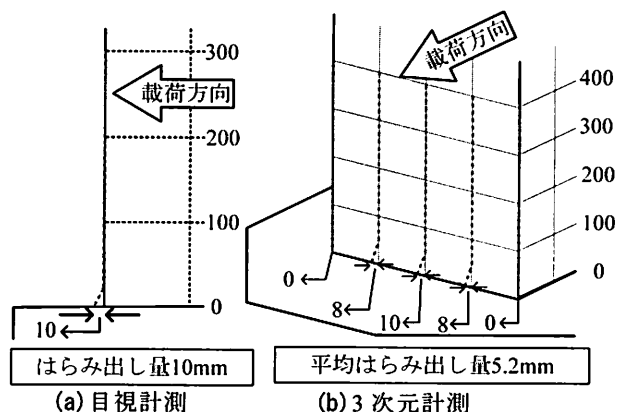


図-10 No.2-10 +9 δy 時のはらみ出し計測結果

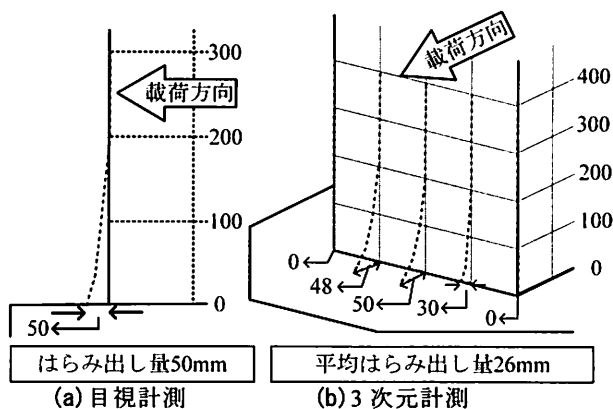


図-11 No.2-10 +11 δy 時のはらみ出し計測結果

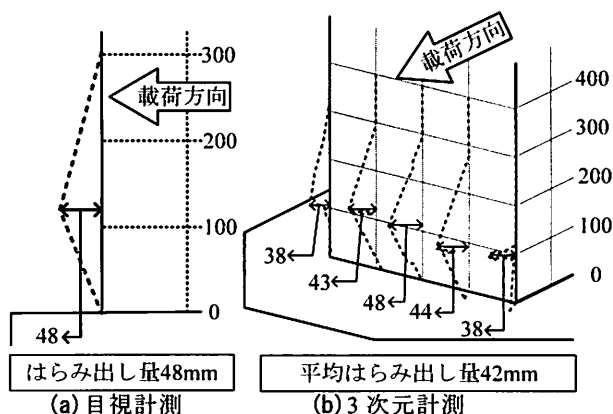


図-12 No.2-11 +8 δy 時のはらみ出し計測結果

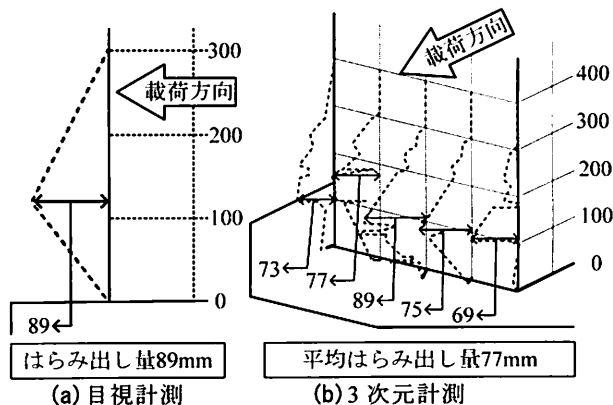


図-13 No.2-11 +10 δy 時のはらみ出し計測結果

部で最大となり柱側面に近づくごとに小さくなる
ことがレーザー変位計による計測では確認できる。

図-11, 13 は, 図-10, 12 の変位状態からさらに
変位が進展した時のはらみだしの計測結果である。
同図よりはらみ出しが大きくなった場合において
もはらみ出し形状は同様の傾向であることがわか
る。

(2) はらみだし形状の比較

次に, 両供試体のはらみだし形状について分析す
る。図-11 および図-13 に示すように, 両供試体で
かぶりコンクリートの損傷状態が異なることが分
かる。No.2-10 は, 柱基部から 200mm の位置を支
点とし, 柱基部がもっと大きいはらみだしとなる損
傷状態である。一方, No.2-11 は, 柱基部から 100mm
の位置を頂点とし, 柱側面を底辺とした三角形の形
状となる損傷状態である。この様に, はらみ出し形
状が異なった理由として, 変形初期に生じたひびわ
れとの関係が考えられる。図-14 は No.2-10 の北面
のひび割れ図を, はらみ出す直前の変位時 (-7δy)
および水平荷重がピークとなる変位時 (-5δy) で比
較した図である。まず, -5δy 時には 1mm 以上のひ
び割れは柱基部のみで発生しており, 更に変位が進
展した-7δy 時においても, 主要なひび割れは柱基部
のひび割れであることがわかる。一方, 図-15 に示
す, No.2-10 と同様に比較した No.2-11 のひび割れ
図をみると, -5δy 時には柱基部の他に柱基部から
100mm の位置で 1mm 程度の比較的大きいひび割れ
が見られる。その後, 変位の進展により, 柱基部の
ひび割れ幅も進展し, 同様に柱基部 100mm 位置の
ひび割れ幅も大きく進展していることがわかる。図
-14, 図-15 には, あわして荷重終了後の軸方向鉄筋
の座屈形状を示しているが, 両供試体ではらみ出し
量が異なるものの, 座屈形状の大きな違いは見ら
れない。以上より, かぶりコンクリートの損傷形状は
軸方向鉄筋の座屈形状に相関する場合と相関しな
い場合のケースが考えられ, 変形初期に生じたひび
割れの位置が影響していると考えられる。

(3) 損傷状態とはらみ出しの関係

図-16 は No.2-11 における, 断面方向のかぶりの
はらみ出し状況と, 荷重終了後のはらみ出し計測面
と同面の軸方向鉄筋のはらみ出し状況を比較した
ものである。同図より, 軸方向鉄筋の残留状況から
帯鉄筋の拘束が強い柱側面側の鉄筋に比べ中央部
の鉄筋がより大きく変形しており, 荷重時におい
ても同様の変形挙動が生じていたと推測される。一方,
かぶりコンクリートの計測結果においても, 同様の

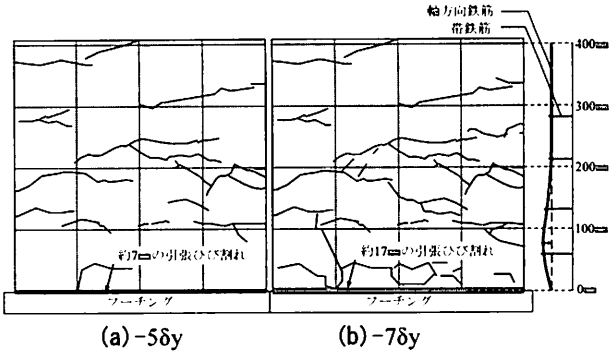


図-14 No.2-10 北面のひび割れ進展図

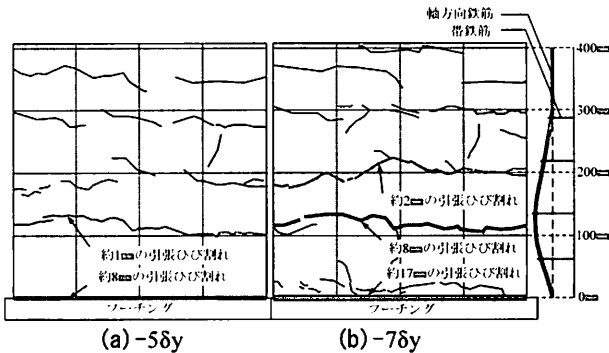


図-15 No.2-11 北面のひび割れ進展図

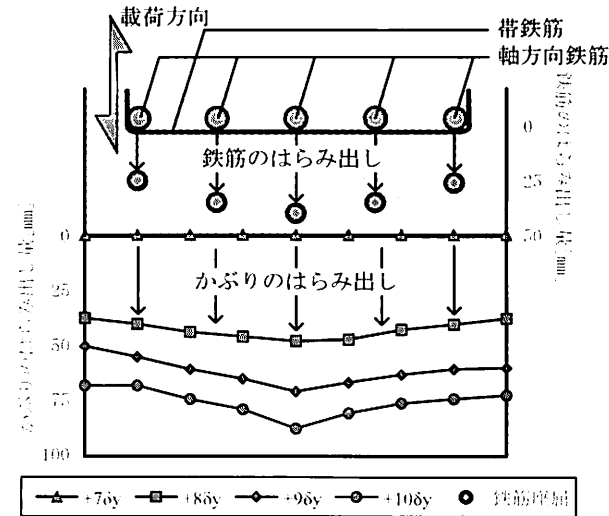


図-16 鉄筋座屈とかぶりのはらみ出しの関係

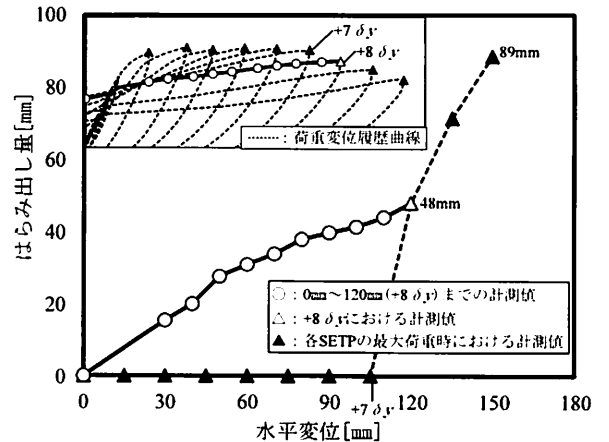


図-17 水平変位とかぶりのはらみ出しの関係

傾向が見られるものの、はらみ出しの分布は若干滑らかである。これは、かぶりコンクリートが最も軸方向鉄筋のはらみ出し量が多い箇所で押し出され、それに追従する様にコンクリートが一体となって変形したため、このような違いが生じたと考えられる。よって、外観のはらみ出し量の最大値は軸方向鉄筋のはらみ出し量と概ね相関が取れていることから、普通コンクリートを用いた一般的な矩形断面の RC 橋脚⁵⁾の外観損傷状態であることが明らかとなった。

図-17 に、載荷位置での水平変位とレーザー変位計で計測した No.2-11 の北面のかぶりコンクリートの最大はらみ出し量の最大値の関係を示す。同図でははらみ出しが生じた-7δy から+8δy 時に向かうループにおいては目標変位まで 10mm 間隔で計測しておりその結果を併せて示す。まず、同図よりレーザー変位計の計測では水平変位 105mm (7δy) までは目視同様にはらみ出しは確認されておらず、その後、+8δy で急激にはらみ出し量が増加し、更に変位が進展することではらみ出し量は変位にほぼ比例して増加していくことが分かる。一方、+8δy に向かうループのはらみ出し状況は、-7δy から 0mm となる変位までははらみ出しは計測されていないが、水平変位 0mm を過ぎてからは徐々にはらみ出しが増加し始め、目標変位+8δy では 48mm のはらみ出しが生じた。以上より、はらみ出しの発生は、柱が垂直状態（水平変位 0mm）から傾き圧縮力が作用し始めることで軸方向鉄筋およびかぶりコンクリートがはらみ出し、はらみ出し発生後は水平変位に比例してはらみ出しが増加していくと考えられる。

6. まとめ

高靱性セメント材料と高強度鉄筋を用いた鉄筋コンクリート橋脚の正負交番載荷実験結果およびかぶり部表面の損傷過程を詳細計測を行ったことより得られた知見を以下に示す。

- (1) 繊維混入率 3.0Vol.%で流動性の改善するために水セメント比を 45%から 50%へ変更した高靱性セメント材料と高強度鉄筋 SD490 を使用した橋脚柱供試体 No.2-10 の最大荷重は 295kN、終局変位は 142mm であった。一方、高靱性セメント材料の繊維配合量 2.0Vol.%にした供試体 No.2-11 の最大荷重は 304kN であり、終局変位は 147mm であったことから、No.2-10、2-11 の耐力、変形性能ともに差は生じない結果となり、流動性を改善したが、予想以上の変形性能

の向上を確認することは出来なかった。

- (2) 一般的な普通コンクリートを用いた矩形断面の RC 橋脚と高靱性セメント材料を用いた RC 橋脚の塑性ヒンジ部の損傷過程を比較した結果、高靱性セメント材料を用いた本実験供試体では、-7δy から+8δy に向かう載荷中に圧縮力がかかる直前（変位 0mm位置）のかぶりコンクリートの損傷状態を確認したところ、軸方向鉄筋に沿って縦ひび割れが生じることから、一般的な RC 橋脚同様に、先に軸方向鉄筋の座屈があり、かぶりコンクリートのはらみ出しにより、荷重低下に至ったと考えられる。
- (3) No.2-11 のはらみ出しを 3 次元的に計測することにより、終局状態近傍の変位でのかぶりコンクリートの載荷面直角方向のはらみ出し量は、最外縁位置、中央位置でそれぞれ 69mm, 89mm と中央部のはらみ出し量が最大となり、一般的な矩形断面の RC 橋脚に従来提案されている帯鉄筋を両端固定梁としてモデル化し軸方向鉄筋のはらみ出しに伴う等分布荷重を載荷した際の変形状態に近い外観の損傷状態であることが明らかとなった。

参考文献

- 1) 佐藤崇，幸左賢二，篠崎正治，小川敦久：高強度鉄筋と高靱性セメント材料を使用した RC 橋脚の変形性能に関する研究，構造工学論文集，Vol.60A，pp.769-807，2014.3
- 2) 幸左賢二，小川敦久，合田寛基，脇田和也：高靱性セメント巻き立て厚に着目した耐震補強実験，構造工学論文集，Vol.55A，pp.1024-1035，2009.3.
- 3) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，pp.165-166，2012.
- 4) 堺淳一，星隈順一，近藤益央：軸方向鉄筋のはらみ出し現象に着目した鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長の評価，構造工学論文集，Vol.60A，pp.782-795，2014.3
- 5) 星隈順一，長屋和宏，邇上茂樹：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.1461-1488，2000.3
- 6) 武村浩志，川島一彦：載荷履歴特性が鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす影響，構造工学論文集，Vol.43A，pp.849-858，1997.3