

塑性ヒンジ区間で主鉄筋をアンボンドした鉄筋コンクリート橋脚の履歴特性

川島一彦¹・細入圭介²・庄司学³・堺淳一⁴

¹フェロー会員 工博 東京工業大学教授 大学院理工学研究科土木工学専攻
(〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

²正会員 修(工) 九州旅客鉄道(株) (〒812-8566 福岡市博多区博多駅前 3-25-21)

³正会員 博(工) 筑波大学講師 機能工学系 (〒305-8573 つくば市天王台 1-1-1)

⁴正会員 博(工) 東京工業大学大学院 日本学術振興会特別研究員 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山 2-12-1)

一般に曲げ破壊先行型の RC 橋脚では、橋脚基部の塑性ヒンジ区間に損傷が集中する。このため、塑性ヒンジ区間における主鉄筋のひずみが平滑化できれば、主鉄筋の破断を遅らせることができ、じん性の向上につながる可能性がある。本研究では、橋脚基部において主鉄筋とコンクリートとの付着を切って、アンボンドにすることの効果を実験およびファイバー要素解析により検討した。その結果、主鉄筋をアンボンドすることにより、塑性ヒンジ区間のコンクリートの損傷を減少させることができるが、橋脚は基部で浮き上がり、橋脚躯体が剛体的にロッキングするようになること、この結果、主鉄筋の座屈が基部の狭い範囲に生じるようになり、かえって主鉄筋の座屈が生じやすくなることがわかった。

Key Words: seismic design, ductility, reinforced concrete column, bridge, bond

1. はじめに

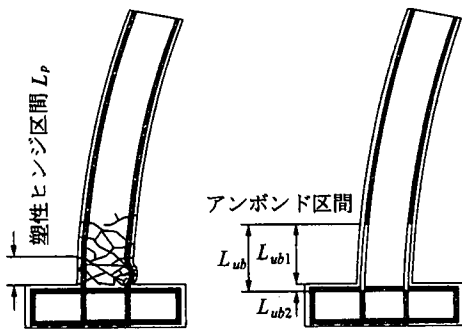
強震動を受けた場合に鉄筋コンクリート橋脚の崩壊を防止するためには、変形性能を向上させることが重要である。曲げ破壊先行型の RC 橋脚では、曲げ変形を受けた際に圧縮側に位置する主鉄筋は座屈し、これが引張側になると主鉄筋が引き伸ばされて引張力に抵抗する。このプロセスを繰り返すうちにコンクリートの圧壊と同時に主鉄筋の破断が生じ、曲げ耐力を失っていく。

一般に、主鉄筋の破断は塑性ヒンジ区間の中でも基部に集中するのが普通である。これは主鉄筋の塑性変形が基部に生じやすく、いったんここに塑性変形が生じるとその後はこの箇所のみ塑性変形が集中しやすいためである。

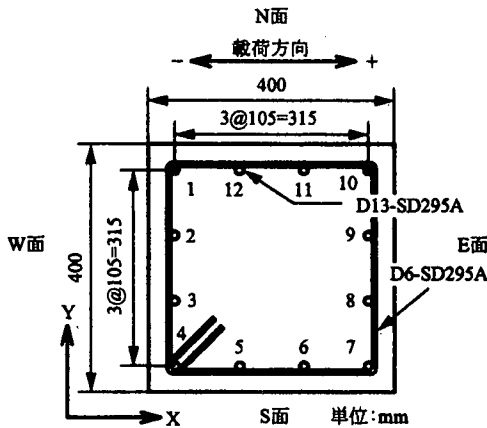
このような主鉄筋の塑性化の集中を防止するためには、図-1 に示すように、橋脚躯体基部の L_{ub1} 区間やフーチング上面の L_{ub2} 区間のようにある範囲で主鉄筋と周辺コンクリートとの付着を切ることが有効ではないかと考えられる。このようにすれば、主鉄筋に引張力や圧縮力が作用しても付着を切った区間内でひずみが平均され、特定箇所へのひずみの集中を防止できることが期待されるためである。その結果、主鉄筋の座屈

や破断を軽減することができれば、RC 橋脚の曲げ変形性能の向上を図ることができるのではないかとというのが本研究の基本的な発想である。

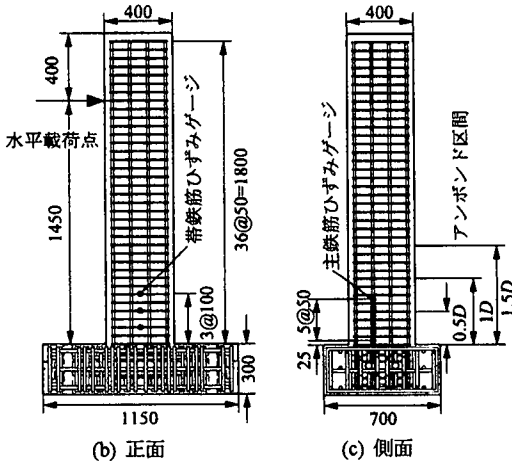
曲げ変形を受ける梁部材をアンボンドするという発想は、滝口らが建築用の梁に対していろいろな角度から検討している¹⁾⁻³⁾。滝口らは、曲げと軸力を受ける場合や曲げとせん断を受ける場合等、いろいろな条件下でパラフィン・ワックスで主鉄筋の付着を切ったはり部材の変形性能を実験、解析の両面から検討し、付着のない場合の方が通常の付着のある場合に比較して、履歴吸収エネルギーは減少するが、安定した履歴変形性能を示す場合があることを示している。ただし、付着がない場合には、いったんある亀裂の箇所に変形が集中し始めると、それ以後はその箇所のみ変形が集中するため、付着を切ることに伴う功罪があることを指摘している。また、池田らは変形性能の向上と地震後の橋脚の残留変位を減少させることを主目的として RC 橋脚や PC 橋脚に PC 鋼材を配置する方法を提案し、このなかで PC 鋼材を橋脚躯体と付着させた場合とアンボンドにした場合の効果を検討している⁴⁾。この結果、鋼材をアンボンドにした場合にはボンドした場合に比較して残留変位を小さくできること、また、アンボンドしてもエネルギー吸収性能には大きな違いが生



(a) アンボンドしていない橋脚 (b) アンボンドした橋脚
図-1 主鉄筋のアンボンド



(a) 断面



(b) 正面 (c) 側面
図-2 実験に用いた供試体

表-1 実験供試体

供試体	アンボンド区間	アンボンド率
A	—	—
B	0.5D	100%
C	1D	
D	1.5D	
E	1D	50%

じないことを見いだしている。さらに、高橋ら⁹⁾もプレキャスト部材の接合隅角部を対象として、また、Kuramaら⁶⁾はプレキャストコンクリート壁を対象にそれぞれ、PC鋼材をアンボンドにした場合の繰り返し載荷特性を検討し、原点指向型の履歴となること等を明らかにしている。

以上のように、主鉄筋をアンボンドにした場合の効果については少なからず研究が行われているが、単柱式RC橋脚を対象として塑性ヒンジ区間で主鉄筋をアンボンドにした場合の効果を検討した研究は行われていない。

本研究では、以上のような着想のもとに曲げ破壊タイプのRC単柱式橋脚模型5体を製作し、繰り返し載荷実験⁷⁾を行うと同時に、ファイバー要素解析を行い、アンボンドの効果を検討した。

2. 実験供試体および実験方法

(1) 実験ケースおよび実験供試体

実験には、図-2に示すように同一仕様の5体のRC供試体を用いた。これらは、いずれも400mm×400mmの矩形断面を有する単柱式RC橋脚で、有効高さ(フーチング上面から載荷点までの高さ=せん断スパン長)は1.45m、せん断支間比は3.625である。主鉄筋としては径13mmのSD295Aを12本配置した。主鉄筋はフーチング底面において、N面、S面では互いに内側に向けて折り曲げ、また、E面、W面では外側に折り曲げてそれぞれ定着した。鉄筋径の20倍以上の定着長を確保しており、実験においてもフーチングでの損傷は生じなかった。主鉄筋比は0.95%である。帯鉄筋としては径6mmのSD295Aを50mm間隔で橋脚の全高にわたって一様に配筋した。帯鉄筋比(体積比) ρ_s は0.77%である。帯鉄筋は、135度曲げ、長さ100mmのフックでコアコンクリート内に定着されている。

5体の供試体では、橋脚基部における主鉄筋とコンクリートとの付着条件を変化させた。どの範囲の主鉄筋と全体のうち何パーセントの主鉄筋をアンボンドするかが重要であり、ここでは、今回が最初の検討であることから、やや大きめにこれらの条件を変化させることとし、橋脚躯体において基部から橋脚幅(高さ)Dの0.5倍(200mm)、1倍(400mm)、1.5倍(600mm)の範囲をアンボンドすることとした。実橋脚に対する適用を考えると、たとえば幅が4mの橋脚において1.5Dということは6m区間をアンボンドにすることとなり、常識的にはアンボンド区間としては大きすぎる。しかし、ここでは上述したようにパラメータを大きく変えた場合の影響を知るという観点から、あえてこのような大

きなアンボンド区間を検討対象に加えたものである。

次に、上述した高さの範囲にある鉄筋のうち、どれだけの鉄筋をアンボンドにするかを表すために、次式によりアンボンド率 r_u を定義する。

$$r_u = \frac{p_{lu}}{p_l} \quad (1)$$

ここで、 p_l ：主鉄筋比、 p_{lu} ：アンボンドする主鉄筋比である。ここでは、アンボンド率 $r_u=100\%$ を基本とし、さらに50%に変化させた場合も検討することとした。

このようにして、アンボンド区間とアンボンド率を表-1に示すように定めた。ここで、供試体Aはアンボンドせず主鉄筋をコンクリートと普通に付着させた模型であり、供試体B～供試体Eは主鉄筋をアンボンドした供試体である。なお、前出の図-2には断面における主鉄筋番号(1～12)と後述の表-2に示す主鉄筋の座屈方向を示すための座標も示している。アクチュエーターを押した場合を載荷変位のプラスとし、この方向に押した場合に圧縮側、引張側となる面をそれぞれE面、W面と定義している。タイプE供試体でアンボンドにした主鉄筋は、2, 4, 6, 8, 10, 12の6本である。

主鉄筋とコンクリートとの付着を切るためには丸鋼を使用する、鉄筋にケーシングをかぶせる等、いろいろな方法が考えられるが、ここでは、図-3に示すように異形鉄筋のふしとふしの間にパラフィン・ワックスを塗り、その表面をセロファンテープで被覆する方法を採用した¹⁾。これは、このようにすることによって鉄筋をほぼ完全にアンボンドすることができると言われているためである。ただし、このようにしても、コンクリート打設に伴い主鉄筋のふしが部分的にコンクリートとかみ合うこともあり得る。このような点が、後述するように、載荷の初期の段階において降伏する程度の軸力を主鉄筋に生じさせた原因となった可能性がある。

コンクリートとしては、普通ポルトランドセメントを用い、最大寸法13mmの粗骨材を用いた。水セメント比は64%である。供試体のコンクリート強度は、供試体打設時に作成したテストピースを繰り返し載荷実験当日に一軸圧縮試験して求めた。平均強度は、供試体B～供試体Eでは23.9MPaであるが、供試体Aはこれらとは異なる日に打設したため、19.6MPaである。

(2) 実験方法及び計測

繰り返し載荷は、東京工業大学耐震載荷実験施設を用いて、上部構造重量に相当する1MPaの軸圧縮応力度相当の一定軸力(160kN)を上下方向アクチュエータ

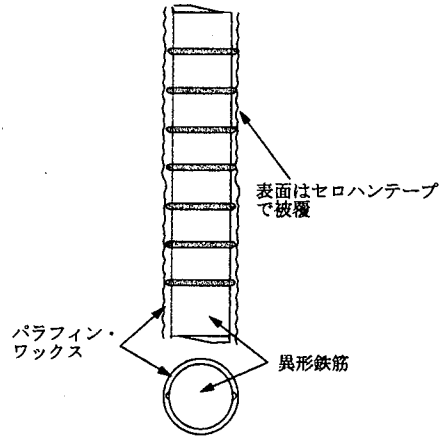


図-3 パラフィン・ワックスを塗布した主鉄筋

ーにより加えた状態で、変位制御の下で一定振幅変位漸増方式により水平力を水平方向アクチュエータにより与えた。主鉄筋をアンボンドした場合には、アンボンド区間長に応じて鉄筋の降伏が始まる載荷点の水平変位が異なるため、降伏変位をもとに載荷変位振幅を与えると、各供試体ごとに載荷変位が異なることになる。しかし、供試体ごとに異なった載荷変位振幅で繰り返し載荷すると供試体ごとの変形性能の比較がしにくい。このため、ここではアンボンドしない供試体Aの計算上の降伏耐力に相当する変位(約6mm)を基準変位 δ として、その整数倍の変位振幅でそれぞれ3回の正負繰り返し載荷を行うこととした。ただし、ここで言う計算上の降伏耐力に相当する変位とはフーチングからの主鉄筋の伸び出しを見込まない値であり、基準変位 1δ で繰り返し載荷した段階ではまだ主鉄筋は降伏しない。

実験時には、載荷点における水平変位、水平力、上下方向の荷重の他、載荷直角面において主鉄筋のひずみを基部から25mm, 75mm, 125mm, 175mm, 225mm, 275mmの6カ所で測定した。主鉄筋の外側と内側の2カ所にひずみゲージを貼付し、面外方向への主鉄筋のはらみ出しについて軸ひずみと曲げひずみに分離できるようにした。なお、供試体Eではアンボンドした主鉄筋のひずみを計測した。

このほか、帯鉄筋のひずみを基部から100mm, 200mm, 300mm位置において測定した。また、ごくわずかであるが、載荷に伴って載荷床に対してフーチングが移動するためフーチングの並進と回転を計測した。以下に示す橋脚の変位はこうしたフーチングの移動量を補正した橋脚基部に対する載荷点の相対変位である。

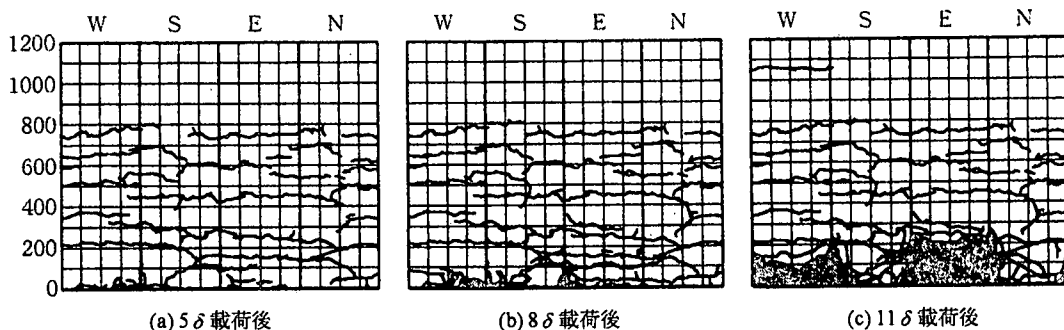


図-4 荷重に伴う損傷の進展 (供試体 A)

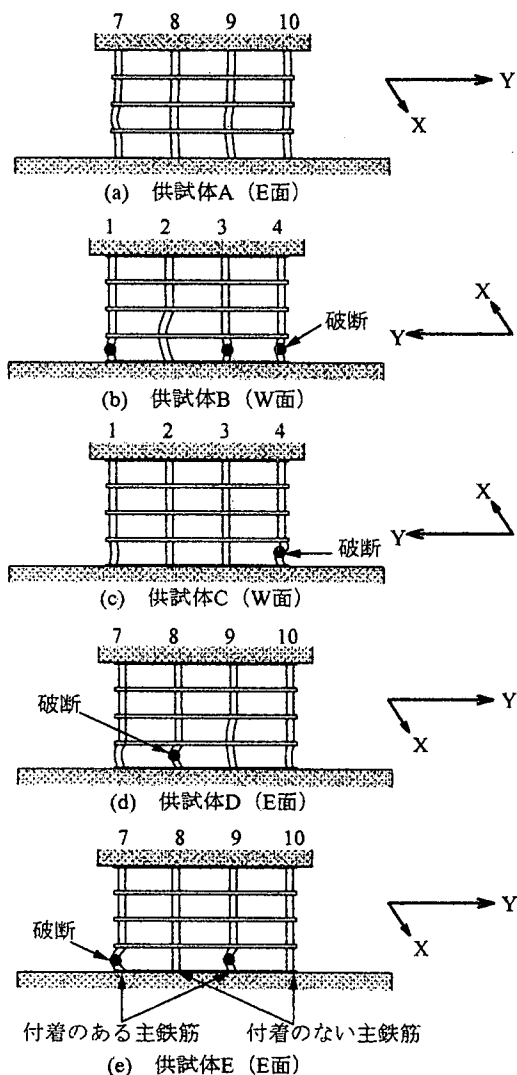


図-5 荷重終了後に調査した主鉄筋の座屈 (橋脚基部から200mmの範囲)

3. 橋脚の損傷状況および変形性能

(1) 荷重に伴う橋脚の損傷の進展

供試体 A における荷重に伴う損傷の進展状況を主要な荷重ステップについて図-4 に示す。基部から1200mm 以上の高さにおいては損傷は全く生じなかったため、ここでは基部～1200mm の範囲の損傷だけを示している。主鉄筋をアンボンドしなかった供試体 A では、1δ で繰り返し荷重した段階では橋脚基部から600mm 程度の範囲に5本の水平曲げひび割れが入った程度である。荷重変位を3δ、4δ と大きくしていくと曲げひび割れの幅と本数は次第に増加し、6δ になると基部でかぶりコンクリートが剥離し始める。その後、かぶりコンクリートの剥離はさらに進展し、11δ で荷重を終了した段階では、基部から250mm 程度の範囲でかぶりコンクリートが剥離した。

実験終了後にかぶりコンクリートを剥がし、主鉄筋の座屈によるはらみだした量とその方向、座屈した範囲を調べた結果が表-2 である。ここでは、後述するその他の供試体に対する結果も示している。主鉄筋の座屈は一般に帯鉄筋で拘束された間隔(50mm)を一つの腹として生じるが、2~3 箇所の帯鉄筋間隔にわたって座屈が生じる場合もある。したがって、仮に2つの帯鉄筋間の範囲、すなわち100mm 間を1つの腹として生じる場合には、座屈長としては本来は $100\text{mm} \times 2 = 200\text{mm}$ とみるべきかもしれない。しかし、実際には、座屈した範囲のさらに上下の帯鉄筋区間にも座屈が生じている場合もあれば、座屈していない場合もある。このような点から、モード形の指定を伴わない座屈長という表現は問題があると考え、ここでは座屈が生じた範囲という表現にすることとした。ただし、帯鉄筋間隔のどこまで主鉄筋が座屈しているかがわからない場合が多いため、ここでは、ある1つの帯鉄筋間隔の範囲で座屈している場合には座屈範囲は50mm、2箇所あるいは3箇所の帯鉄筋間隔にまたがって座屈している場合には座屈範囲はそれぞれ100、

150mm と見なすこととした。表-2 で座屈範囲が 50, 100, 150mm と 50mm 間隔となっているのはこのためである。

表-2 には、主鉄筋の平均はらみ出し量と平均座屈範囲が示されているが、これらは座屈した主鉄筋に対して、そのはらみ出し量と座屈範囲を平均した値である。ただし、平均はらみ出し量 u_b としては、図-2 に定義した X 方向と Y 方向の値 u_{bxi} , u_{byi} を次式のように 2 乗平均した値である。

$$u_b = \frac{1}{n_b} \sum_{i=1}^{n_b} \sqrt{u_{bxi}^2 + u_{byi}^2} \quad (2)$$

ここで、 n_b は座屈した主鉄筋の本数である。

表-2 によれば、供試体 A では 12 本中 11 本の主鉄筋が座屈しており、最も大きく座屈した主鉄筋（鉄筋 8）は面外方向に約 30mm はらみ出している。平均はらみ出し量は 7.7mm と 5 体の供試体中では中間に位置する。ただし、最終的に 11 δ で載荷を終えた段階では主鉄筋はまだ 1 本も破断していない。座屈範囲としては 100mm が最も多く、平均座屈範囲は 127mm で 5 体の供試体中、最も大きい。

図-5 は載荷直角面（E 面もしくは W 面）における主鉄筋の変形を示した結果である。ここには、後述するその他の供試体に対する結果もあわせて示している。これによれば、主鉄筋の座屈は、基部から 2~3 段めの帯鉄筋の範囲で生じているものが多い。

次に、0.5D の範囲で主鉄筋をアンボンドした供試体 B の損傷状況が図-6 である。1 δ 載荷により基部から 300mm, 400mm, 550mm の 3カ所に曲げひび割れが入ったが、これより下の橋脚基部には全くひび割れは生じなかった。これは上述した供試体 A とは大きく異なる点で、アンボンドした効果が現れている。載荷変位が 3 δ , 4 δ と大きくなってもひび割れ本数やひび割れ幅は大きくなるが、ひび割れが生じるのは基部から 300mm より上の領域であり、アンボンド区間にはひび割れは生じなかった。ただし、主鉄筋の引張変形により、引張側の橋脚基部はフーチングから浮き上り、あたかも剛体状の橋脚躯体がフーチング上でロッキングするように挙動した。載荷変位が 5 δ に達すると初めて基部にわずかにひび割れが生じ、7 δ では小規模なかぶりコンクリートの剥離が生じた。これは浮き上がった側とは反対側で、つま先部分に相当する最外縁のかぶりコンクリートが圧壊したためである。さらに、10 δ になると基部~100mm の範囲の全周で全体のほぼ 60% に相当するかぶりコンクリートが剥離し、このため、後述するように載荷途中で最大耐力が顕著に低下

表-2 実験終了後の主鉄筋の座屈はらみ出し量(mm), 座屈方向, 座屈範囲(mm)

主鉄筋位置	座屈方向/ 座屈範囲	供試体				
		A	B	C	D	E
鉄筋 1	X 方向	-2	-2	0	-2	-7
	Y 方向	0	3	-2	0	8
	座屈範囲	100	50*	50	50	50*
鉄筋 2	X 方向	-5	-12	0	0	-18
	Y 方向	0	13	0	0	8
	座屈範囲	100	100	-	-	100
鉄筋 3	X 方向	-5	-4	0	-2	-7
	Y 方向	-2	-5	0	0	-3
	座屈範囲	150	50*	-	100	100
鉄筋 4	X 方向	-2	-15	-2	-3	-2
	Y 方向	0	2	5	1	0
	座屈範囲	100	50*	50*	150	100
鉄筋 5	X 方向	0	0	0	0	0
	Y 方向	0	0	0	0	0
	座屈範囲	-	-	-	-	-
鉄筋 6	X 方向	0	0	0	0	0
	Y 方向	-2	0	0	0	0
	座屈範囲	100	-	-	-	-
鉄筋 7	X 方向	-5	2	10	3	2
	Y 方向	-2	2	-3	-1	-6
	座屈範囲	150	50	100	50	50*
鉄筋 8	X 方向	30	3	2	25	0
	Y 方向	-2	1	-2	-10	0
	座屈範囲	150	100	50	50*	-
鉄筋 9	X 方向	25	7	0	15	3
	Y 方向	-5	5	0	-7	-3
	座屈範囲	200	100	-	100	50*
鉄筋 10	X 方向	2	3	5	0	0
	Y 方向	-2	2	0	-2	0
	座屈範囲	100	100	50	50	-
鉄筋 11	X 方向	2	0	0	0	0
	Y 方向	2	1	0	0	0
	座屈範囲	150	50	-	-	-
鉄筋 12	X 方向	0	0	0	0	0
	Y 方向	2	0	0	0	0
	座屈範囲	100	-	-	-	-
座屈した本数		11	9	5	7	6
平均はらみだし量		7.7	6.9	5.1	8.0	8.4
平均座屈範囲		127	72	60	79	75
破断した本数		0	3	1	1	3

注) X 方向, Y 方向の定義は図-2 に示す。*は破断したことを示す。

した。7 δ で基部に損傷がはじめてからは、損傷はもっぱら基部に集中し、基部から 300mm 以上の高さにおける曲げひび割れの進展はあまり見られなかった。11 δ になると立て続けに主鉄筋が 3 本破断し載荷をうち切った。

以上に示したように、供試体 A と比較した供試体 B の損傷の特徴は、アンボンド区間の橋脚躯体にはほとんど損傷は生じないかわりに、引張側の橋脚基部がフ

表-3 橋脚基部の浮き上がり量 (mm)

供試体	供試体 B					供試体 C								供試体 D					供試体 E					
荷重変位 (xδ)	4	5	6	7	8	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	4	5	6	7	8	5	6	7	8
正載荷	-	-	7	8	-	3	5	7	7	8	11	12	13	14	-	5	-	9	11	12	5	6	7	9
負載荷	5	6	7	8	11	4	6	7	8	9	9	12	13	14	18	5	8	10	10	11	7	7	8	10

注) -は測定しなかったことを表す。

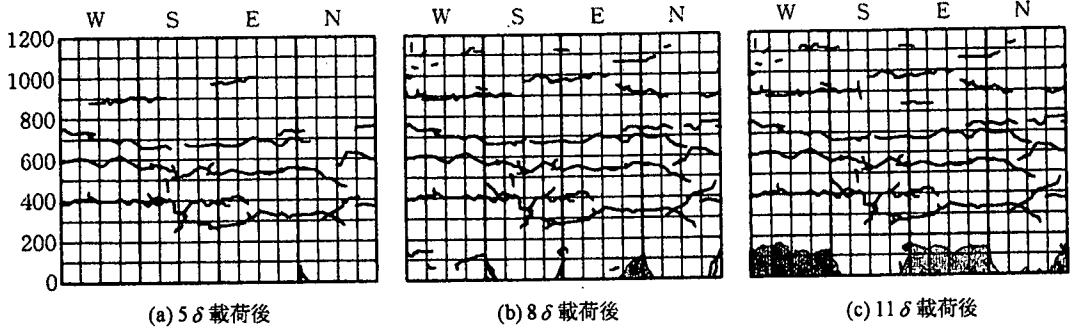


図-6 荷重に伴う損傷の進展 (供試体 B)

ーチングから浮き上がり、ロッキングするように変位したことである。このためにつま先にあたる圧縮側のかぶりコンクリートの一部が圧壊し剥離した。引張側の橋脚基部がどれだけフーチングから浮き上ったかを示すと表-3のようになる。ここには、後述するその他の供試体に対する浮き上がり量も示している。これによれば、供試体 B では 8δ における浮き上がり量は 11mm に達している。

いま、引張側最外縁の浮き上がり量を v_u 、中立軸から引張側最外縁までの距離を x_u とすれば、浮き上りに伴う橋脚躯体の回転角 θ_u およびこれにより荷重作用点に生じる水平ドリフト d_{ru} は以下ようになる。

$$\theta_u = \frac{v_u}{x_u} \quad (3)$$

$$d_{ru} = \frac{\theta_u H}{H} = \theta_u \quad (4)$$

ここで H は橋脚基部から水平荷重点までの有効高さ (せん断スパン長) (=1.45m) である。 x_u がどの程度かは実験から正確に評価することは困難であるが、基部の変形モードから $x_u \approx 3/4 D$ (D : 橋脚幅 (高さ)) と見込むと、 $v_u=8\text{mm}$ の場合には $\theta_u=0.027\text{rad}$ 、すなわち、ドリフトは 2.7% 程度となる。供試体 B では、式 (3) による変位が実際に荷重点に生じる水平変位の大部分を占めるが、これについては後述する。

前出の表-2、図-5 によれば、供試体 B では 12 本中 9 本の主鉄筋が座屈し、平均座屈範囲は 72mm である。座屈した鉄筋では、鉄筋のはらみ出し量は最大 15mm

であるが、平均では 6.9mm と供試体 A と同程度である。ここで重要な点は、実験後に主鉄筋の座屈や破壊状況を調査するために、かぶりコンクリートを剥がそうとしたが、実験中に圧壊して剥離した部分を除くと、容易には剥がせないほどにかぶりコンクリートはまだ健全であったことである。また、損傷は一部コアコンクリートにも及んでいたが、多くはかぶりコンクリート止まりであった。こうした点は、供試体 A とは大きく異なっており、供試体 A では基部のかぶりコンクリートの大部分は圧壊しており容易に剥がすことができた。このため、供試体 A では基部からの 2~3 段めの帯鉄筋にまたがって比較的広い範囲で座屈した主鉄筋が多いのに対して、供試体 B では基部において座屈した主鉄筋が多い。これは、橋脚躯体がフーチングから浮き上がり、これに伴ってできた空隙部分に主鉄筋の破断が生じやすいためである。かぶりコンクリートの多くは健全であったが、このような箇所では主鉄筋は座屈しなかったことを示している。

以上のようにアンボンド区間では荷重の初期にはコンクリートの曲げ損傷は生じなくて、橋脚躯体がフーチングから浮き上がるようにロッキングするという特徴は供試体 C、D でも同様である。図-7 に示すように、1D の範囲で主鉄筋をアンボンドした供試体 C では、1δ では基部から 550~600mm、900~1200mm の範囲でひび割れが生じたが、アンボンドした基部~400mm の範囲にはひび割れは生じなかった。その後荷重変位を増大させてもアンボンド区間には曲げひび割れが生じなかったが、5δ になると初めて基部に損傷が生じ、その後は順次損傷が進んで、9δ になると全周にわたっ

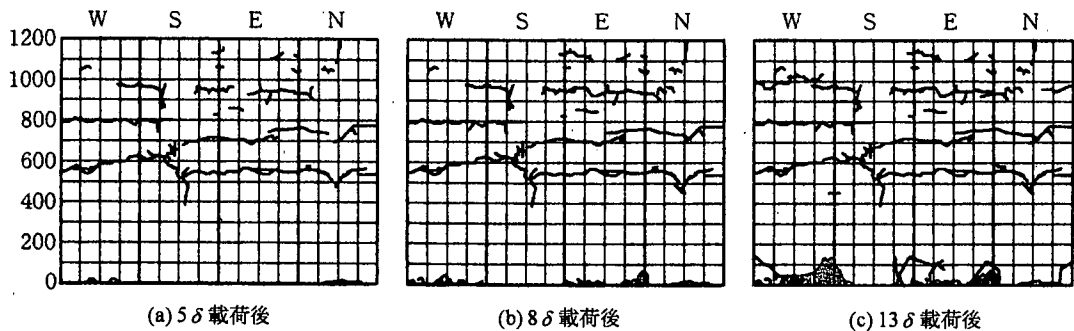


図-7 载荷に伴う損傷の進展 (供試体 C)

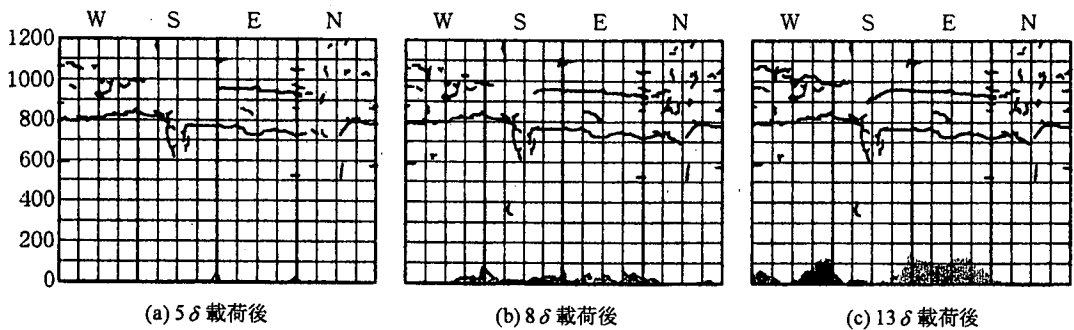


図-8 载荷に伴う損傷の進展 (供試体 D)

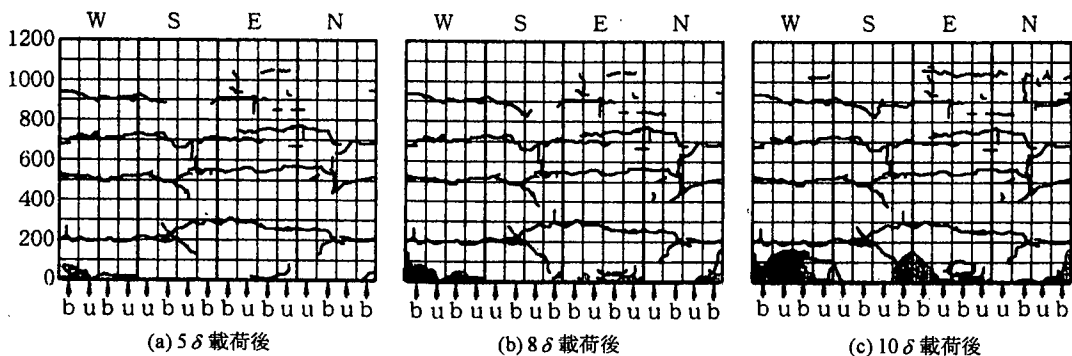


図-9 载荷に伴う損傷の進展 (供試体 E)

て基部に損傷が生じた。13δでは鉄筋が1本破断し、载荷をうち切った。基部に損傷が生じた後は基部に損傷が集中したことは上述の供試体 B の場合と同じである。

ただし、供試体 B と異なる点は、供試体 B では供試体 A と同じようにコンクリートの圧壊がかぶりコンクリートだけでなくコアコンクリートの一部にも及んでいるのに対して、供試体 C ではコアコンクリートにまでは損傷が及んでいないという点である。これは、供試体 B に比較すると供試体 C の方がアンボンド区間の損傷が少ないことによるものである。

前出の表-3によれば、12δでは基部の浮き上り量は18mmに達する。しかし、表-2、図-5によれば、12本

中の5本しか主鉄筋は座屈しておらず、上述した供試体 A やさらには供試体 B に比較しても座屈した主鉄筋は少ない。平均座屈範囲は60mmであり、供試体 A の約半分と短い。上述したように、破断した主鉄筋は1本だけであるが、ここでは主鉄筋のはらみ出し量は5mm程度であった。

1.5Dの範囲で主鉄筋をアンボンドした供試体 D の損傷状況は、図-8の通りである。1δの载荷で基部から600mmに曲げひび割れが入ったが、アンボンドした基部~600mmの範囲にはひび割れは生じなかった。载荷変位を4δまで大きくすると、500mmの高さにひび割れが入ったが、ここから基部までの区間には4δに至るまでひび割れは生じなかった。上述した供試体

Bや供試体Cと同様に5 δ になって初めて基部に損傷が生じ、これ以後は基部の損傷が進展して、6 δ ではかぶりコンクリートが剥離し、13 δ では主鉄筋1本が破断して、载荷をうち切った。

基部が浮き上がり、橋脚躯体がロッキングしたこと、基部のかぶりコンクリートを剥がしたところ、コアコンクリートに圧壊は生じていなかった点は供試体Cと同じである。

前出の表-2、図-5によれば、供試体Dでは12本中7本の主鉄筋が座屈し、平均座屈範囲は79mmである。

アンボンド区間長は供試体Cと同じ1D(400mm)であるが、アンボンド率 r_u を50%とした供試体Eの損傷状況を図-9に示す。図中のbおよびuはそれぞれボンド、アンボンドした主鉄筋の位置を示している。これによれば、供試体Eでは供試体Cとアンボンドしない供試体Aとの中間的な損傷状況となっている。すなわち、1 δ 载荷から橋脚基部にもわずかに曲げひび割れが生じる点は供試体Aと同じであるが、その程度はわずかであり、ひび割れの本数も供試体Aの半分程度である。この段階では、基部以外にも基部から200~300mm、500~600mmの高さに橋脚を1周する曲げひび割れが入った。アンボンド区間にも曲げひび割れが入った点は供試体Aと似ている。6 δ にはかぶりコンクリートが剥離し始め、8 δ になると基部から50mmの範囲で、さらに9 δ になると基部から150mmの範囲でかぶりコンクリートが剥離した。9 δ では主鉄筋が破断し、10 δ で载荷をうち切った。基部のコンクリートの圧壊は、アンボンドした主鉄筋よりもボンドした主鉄筋の周りに比較的多く生じている。実験では、ボンドした主鉄筋の周辺のかぶりコンクリートに圧壊が生じ、これから順次周辺に伝わっていくのが認められた。

表-2、図-5によれば、12本中半分の6本の主鉄筋が座屈し、3本が破断した。破断した主鉄筋本数は供試体Bとならんで最も多い。座屈及び破断した主鉄筋をボンドした主鉄筋とアンボンドした主鉄筋に分けると、座屈した6本のうち4本はボンドした主鉄筋、2本はアンボンドした主鉄筋に、また、破断した3本はいずれもボンドした主鉄筋に生じている。したがって、供試体Eのように同一供試体内にボンドした主鉄筋とアンボンドした主鉄筋が混在する場合には、アンボンドした方が主鉄筋の座屈や破断は生じにくくなるということができる。

(2) 主鉄筋及び帯鉄筋のひずみ

図-10は、各载荷ステップごとに主鉄筋に生じた軸方向ひずみを供試体Aに対して示した結果である。基部から25mmの位置では2 δ の段階でひずみがいき

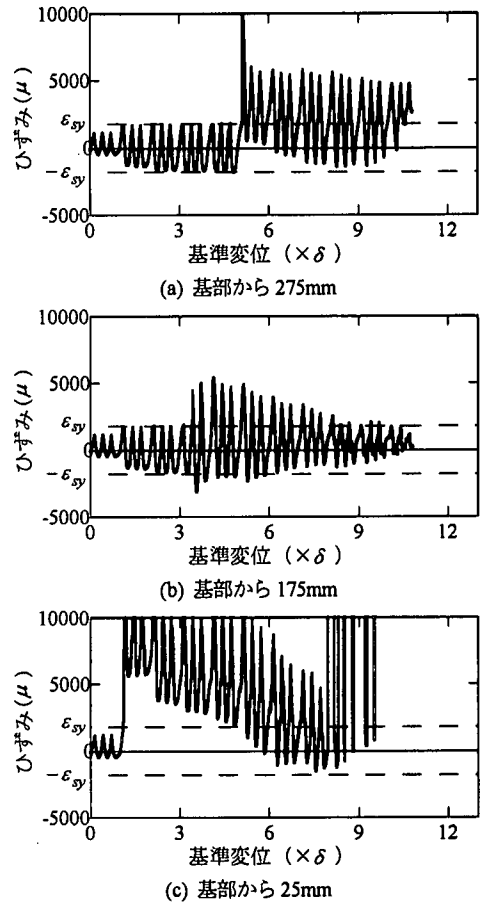
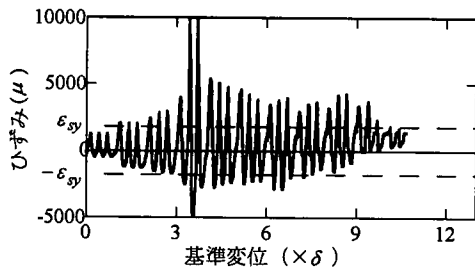


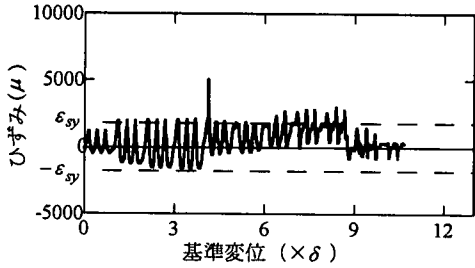
図-10 主鉄筋のひずみ (供試体A)

に大きくなり、降伏している。基部から175、275mm位置でもそれぞれ4 δ 、6 δ の段階で主鉄筋は降伏しており、基部から少なくとも275mmまでの範囲で主鉄筋は降伏したことを示している。载荷に伴い主鉄筋の降伏が順次基部から上部に進展していく点は曲げ破壊先行型橋脚の塑性ヒンジ部に共通した特徴である⁸⁾。

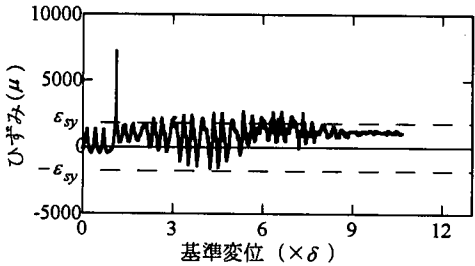
これに対して、基部から0.5Dの範囲で主鉄筋をアンボンドした供試体Bの主鉄筋ひずみを示すと、図-11のようになる。供試体Bにおいては基部から25mmの高さでは1 δ から2 δ に移った段階で、また、基部から175mmの高さでは4 δ から5 δ に移った段階で、それぞれ降伏ひずみを大きく上回る5000 μ 程度のパルス状のひずみが1回主鉄筋に生じるが、そのほかは10 δ に達するまで主鉄筋のひずみはほぼ降伏ひずみ程度の値となっている。これはパルス状のひずみが生じた時点で主鉄筋が大きく降伏し、その後の除荷過程でこれがかなりもとのひずみまで戻った後、ほぼ引張、圧縮側とも降伏ひずみ程度の値でひずみが推移したことを示している。これに対して、基部から275mmの



(a) 基部から 275mm

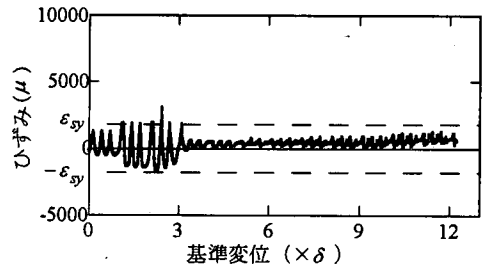


(b) 基部から 175mm

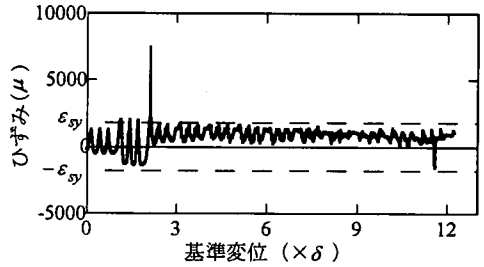


(c) 基部から 25mm

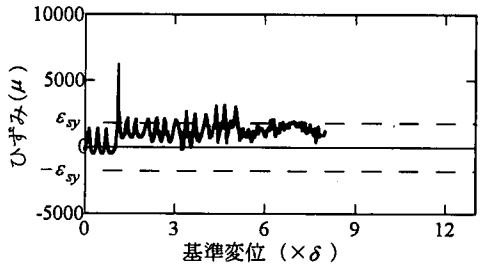
図-11 主鉄筋のひずみ (供試体 B)



(a) 基部から 275mm



(b) 基部から 175mm



(c) 基部から 25mm

図-12 主鉄筋のひずみ (供試体 C)

高さでは 3δ 以後、主鉄筋は降伏しており、上述した供試体 A と同様な特性を示している。上述したパルス状のひずみが生じる理由としては、局所的にある段階までは主鉄筋と周辺コンクリートの摩擦が保持されており、これが切れる前に、短時間だけ主鉄筋が降伏したことが考えられる。

ここで重要な点は、アンボンドした範囲に位置する基部から 25mm と 175mm の高さではともにほぼ降伏ひずみ程度の軸方向ひずみしか主鉄筋には生じていないのに対して、アンボンド区間よりも上部に位置する基部から 275mm の位置では供試体 A と同様に主鉄筋が早い載荷段階から降伏していることである。これは主鉄筋のアンボンドが想定通りに機能し、ひずみの平均化に貢献したことを示している。

次に、基部から $1D$ の範囲でアンボンドした供試体 C の軸方向ひずみを示すと、図-12 の通りである。この場合には、基部から 25mm、175mm、275mm のいずれも主鉄筋をアンボンドした範囲 (基部～400mm) に位置し、このため、いずれの位置においても、主鉄筋

に生じるひずみは平均化されている。上述した供試体 B の場合と同じく、載荷変位を大きくした直後の最初の載荷でスパイク状に降伏ひずみを超す大きなひずみが生じる他は、全体として載荷繰り返しに伴って降伏ひずみ程度の値で変化している。これは、主鉄筋のアンボンドが予想通りに機能し、主鉄筋に生じるひずみの平均化に寄与したことを示している。

ここには示さないが、基部から $1.5D$ 区間をアンボンドした供試体 D では、少なくとも主鉄筋のひずみを計測した基部～275mm の範囲では、供試体 C と同様に主鉄筋ひずみは平均化されている。また、供試体 E ではアンボンドした主鉄筋のひずみを計測したが、これは供試体 C のひずみとほとんど同じ特性を示した。

図-13 は、以上に示した主鉄筋に生じる軸方向ひずみの最大値を高さ方向に示した結果である。図-10～図-12 に示したひずみの最大値を載荷ステップごとに機械的に示しただけであるため、特定の載荷ステップや高さにおいて一時的に生じた大きなひずみの影響でばらついて見える。しかし、こうしたひずみを別にす

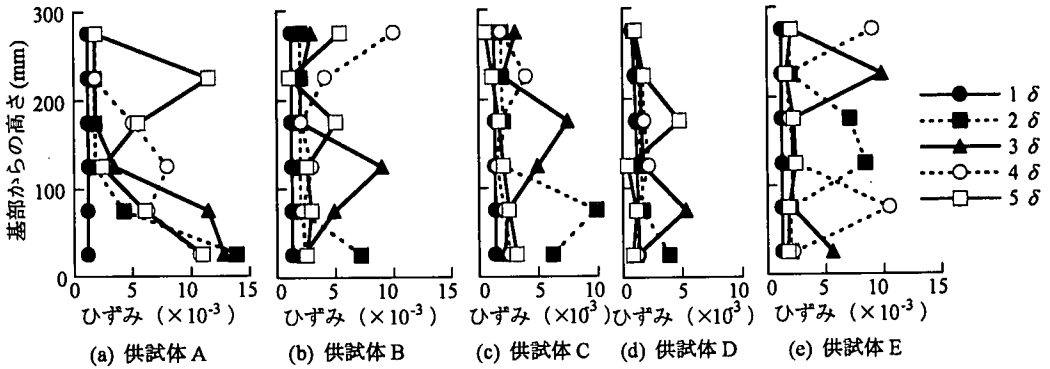


図-13 高さ方向の主鉄筋の軸方向ひずみ分布

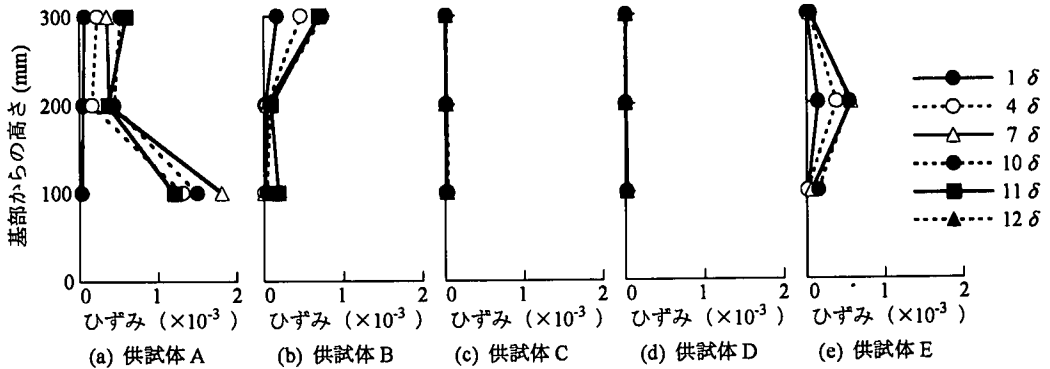


図-14 高さ方向の帯鉄筋のひずみ分布

れば、アンボンドしない供試体 A では明らかに供試体基部で降伏ひずみをはるかに上回る 10000μ 以上の大きなひずみが主鉄筋に生じ、基部から離れるに従ってひずみは順次小さくなる三角形の分布をするのに対して、供試体 B では基部から 200mm 以下の範囲で、また供試体 C～供試体 E では少なくとも基部からひずみを計測した 275mm の範囲全体において、それぞれ主鉄筋には降伏を多少上回る程度のひずみしか生じていない。

図-14 は、基部から 100mm 、 200mm 、 300mm の位置において測定した帯鉄筋のひずみの最大値を示したものである。供試体 A では荷重が進むとともに基部に近いほど帯鉄筋に生じるひずみは大きくなり、 7δ 荷重になると 100mm 位置において帯鉄筋は降伏するようになる。今回は 100mm より下側の帯鉄筋ではひずみを測定しなかったが、当然、基部に近づく程帯鉄筋はより大きく降伏していると考えられる。

このように、アンボンドしない供試体 A では、荷重の進展とともに帯鉄筋は降伏していったが、基部～ 200mm の範囲をアンボンドした供試体 B では 100mm 、 200mm の高さでは帯鉄筋にはほとんどひずみは生じて

いない。しかし、基部から 300mm の高さでは主鉄筋はアンボンドされていないため、供試体 A と同程度のひずみが生じている。一方、供試体 C 及び供試体 D では、基部から 100mm 、 200mm 、 300mm 位置の帯鉄筋はいずれもアンボンドした範囲にあるため、これらの帯鉄筋にはほとんどひずみは生じていない。

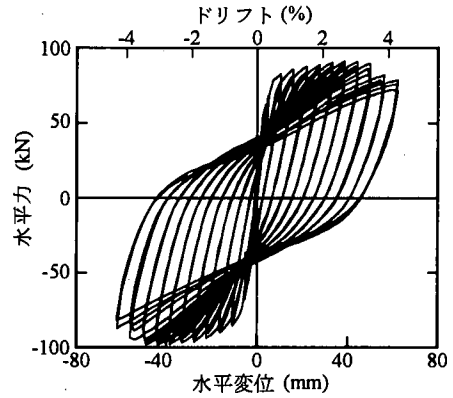
興味深いのは供試体 E で、この場合には降伏にははるかに達しないが、基部から 200mm 位置において帯鉄筋には 500μ 程度のひずみが生じている。これは、上述したようにアンボンドしていない主鉄筋が半数存在する結果、アンボンド区間においてもコアコンクリートが損傷し、このため帯鉄筋が横拘束効果を発揮したためである。

(3) 橋脚の履歴特性

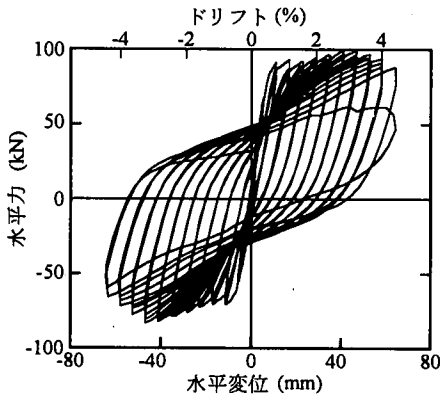
荷重点位置における水平力～水平変位の履歴曲線を示すと図-15 のようになる。水平変位をドリフトで表すと、供試体 A ではドリフトが 1.1% で耐力は 85kN に達し、この後は、耐力は漸増し、やがておおむね一定となる。最大耐力は、 91.3kN である。表-4 に示すように、負側の耐力は 98.4kN である。安定していた耐力が

表-4 最大耐力及び変形性能

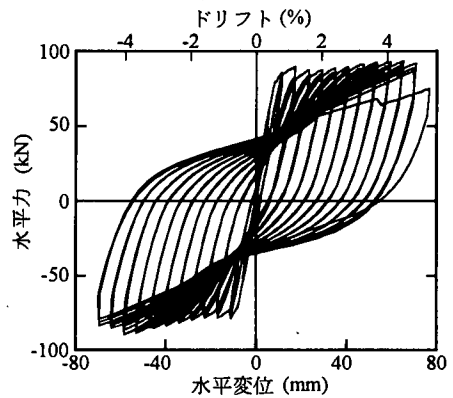
供試体	最大耐力 (kN)				終局変位 (ドリフト%)			
	正側	負側	平均	比	正側	負側	平均	比
A	91.3	98.4	94.8	1.00	3.5	3.5	3.5	1.00
B	99.1	83.3	91.2	0.96	4.4	3.6	4.0	1.14
C	93.3	89.9	91.6	0.97	5.3	4.8	5.1	1.44
D	83.9	97.1	90.5	0.95	5.3	5.2	5.3	1.50
E	94.0	86.7	90.3	0.95	4.1	4.0	4.1	1.16



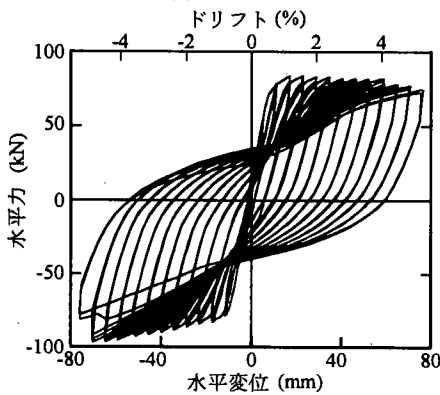
(a) 供試体 A



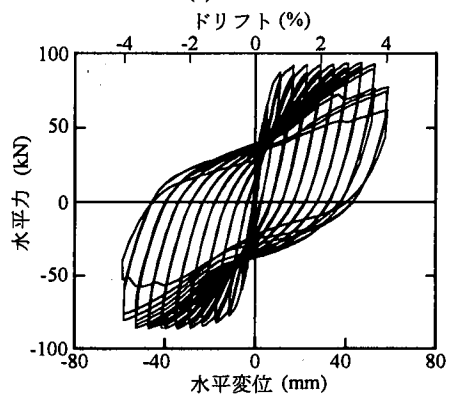
(b) 供試体 B



(c) 供試体 C



(d) 供試体 D



(e) 供試体 E

図-15 水平力～水平変位の履歴

10%程度低下する点を終局と定義すると、終局変位は正側、負側ともにドリフトで3.5である。

供試体 B 及び供試体 E の履歴曲線はいずれも供試体 A と特性がよく似ている。ただし、供試体 B では、正側の方が負側よりも最大耐力は 20%程度大きい。その他の供試体では、載荷方向によってこれだけの耐力差は生じていないため、これがアンボンドしたことによる影響とは考えられない。模型製作段階で、鉄筋が W

面側にずれていた可能性がある。このため、正側、負側の平均値に着目すると、最大耐力は 91.2kN (供試体 B)、90.3kN (供試体 E) と供試体 A の 94.8kN の 95～96%程度であり、降伏耐力に達した後の載荷変位の増大に伴う包絡線もほぼ同じである。さらに、終局変位 (正側、負側の平均値) も、ドリフトで 4%と供試体 A より 14～16%増加した程度である。したがって、供試体 B のように 0.5D 区間をアンボンドにしたり、供試

体Eのように1D区間の50%の主鉄筋をアンボンドにしても、アンボンドにしていない供試体Aに比較して、最大耐力やその包絡線はほとんど変化しないといえる。

ただし、供試体Aに比較して供試体Bや供試体Eでは、終局変位もそれほど増加していない。この理由は、前述したように供試体Eでは、ボンドした主鉄筋の方がアンボンドした主鉄筋よりも座屈や破断を生じやすく、ボンドした主鉄筋の座屈や破断が供試体Aと同程度の載荷段階で生じたためと考えられる。また、アンボンド率を100%とした供試体Bでは、確かに主鉄筋をアンボンドにすることによって主鉄筋のひずみは平均化され小さくなるが、基部で浮き上がりが生じ橋脚躯体が剛的にロックするようにになると、圧縮側でつま先だった橋脚基部の短い区間に主鉄筋の座屈が集中する。これは前述したように、供試体Aとは異なる点で、供試体Aでは、塑性ヒンジ区間に相当する橋脚基部からおおよそ0.5D区間においてかぶりコンクリートのみならずコアコンクリートにもかなり大きな亀裂や圧壊が生じている。このため、主鉄筋の座屈も基部から2~3段目の帯鉄筋位置にまたがって生じるが、供試体Bや供試体Eでは塑性ヒンジ部のコンクリートはほとんどが健全で、基部の浮き上がりに伴う短い区間にしか主鉄筋の座屈が生じない。これは、前述の表-2において平均座屈範囲が供試体Aでは127mmであるのに対し、供試体Bでは72mmと短いことから明らかである。このため、供試体Aに比較して供試体Bでは主鉄筋の破断が生じやすく、これが変形性能を向上させるためにマイナス要因として作用したと考えられる。

アンボンド区間を1D、1.5Dとした供試体C、供試体Dでは終局変位はそれぞれドリフトで5.1%、5.3%と供試体Aより44%、50%大きくなっている。主鉄筋の破断が橋脚基部のごく限られた部分にしか生じないため、主鉄筋が破断しやすいという点は供試体Bや供試体Eと同じであるが、主鉄筋ひずみが供試体Bよりもさらに小さくなるという点が変形性能の向上により大きなプラス要因として作用した結果と考えられる。

供試体Aに比較すると最大耐力は供試体C、供試体Dではそれぞれ3%、5%低下しているが、この程度であれば実用上はそれほど問題になるレベルではないと考えられる。

(4) 等価剛性およびエネルギー吸収性能

主鉄筋をアンボンドにした場合に懸念されるのは、アンボンド区間で主鉄筋のひずみが平均化されコアコンクリートの損傷が減少する結果、剛性やエネルギー吸収性能が低下しないかという点である。このため、

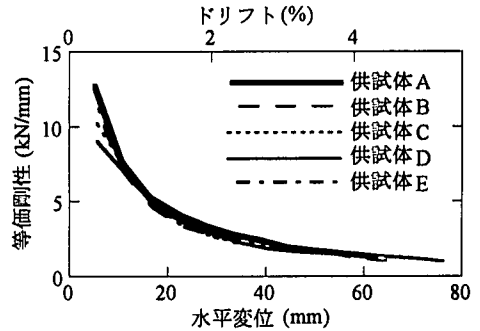


図-16 等価剛性の載荷変位依存性

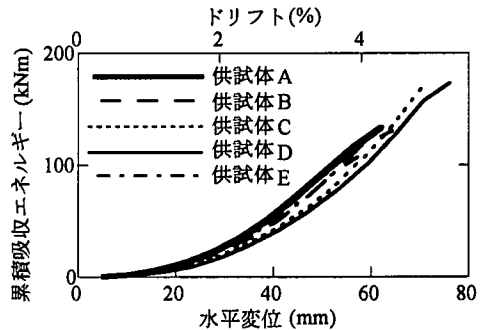


図-17 履歴吸収エネルギーの載荷変位依存性

履歴曲線の最大変位点と最小変位点を結ぶ割線剛性を等価剛性、履歴曲線の面積の累積を累積吸収エネルギーとして、模型橋脚の等価剛性、累積吸収エネルギーの載荷変位振幅依存性を求めた結果がそれぞれ図-16、図-17である。ただし、図-16には各載荷ステップの1回目の載荷に相当する等価剛性を示している。これによれば、載荷変位が1δ(約6mm)と小さい場合には、供試体Aの場合が最も等価剛性が大きく、アンボンド率 r_u を100%とした場合には、アンボンド区間の短い順すなわち、供試体B、C、Dの順で等価剛性は小さくなる。供試体Dの等価剛性は9kN/mmで供試体A(12.7kN/mm)の71%となっている。一方、アンボンド率 r_u を50%とした供試体Eの等価剛性は供試体Bとほとんど同じである。しかし、以上のように等価剛性が異なるのは載荷変位が小さい場合で、ドリフトで0.7%(10mm)以上となると、供試体間の等価剛性の差は小さくなる。

一方、累積吸収エネルギーも等価剛性と同じように、供試体Aの場合が最も大きく、以下、供試体B、C、Dの順となっている。また、供試体Eは供試体Bとほとんど変わらない。

図-16は各ステップで1回目の載荷に相当する等価剛性を比較した結果であるが、等価剛性が載荷を繰り返すにつれて低下することはRC橋脚としては望まし

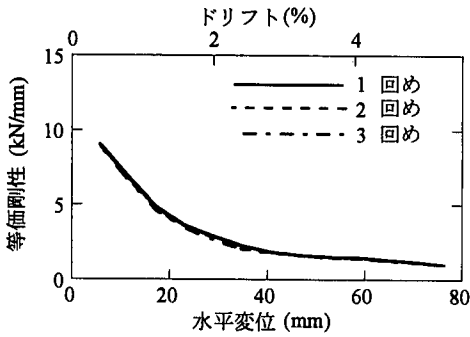


図-18 1回め～3回めの等価剛性の比較 (供試体Dの場合)

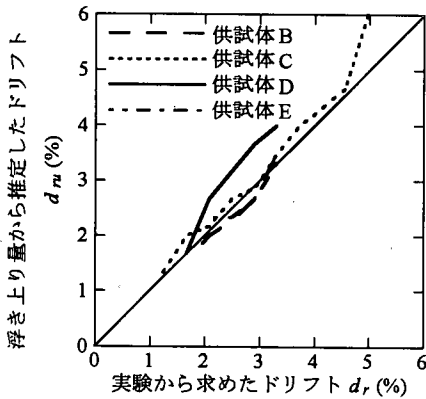


図-19 実験から求めたドリフト d_r と式(4)の浮き上り量から推定したドリフト d_{ru} の関係

いことではない。このため、最もアンボンド区間が長い供試体Dを例に、各ステップにおける3回の繰り返し荷重によって等価剛性がどのように変化するかを示した結果が図-18である。他の供試体においてもこれとほとんど同じ結果となっている。これによれば、主鉄筋をアンボンドしても、同一変位振幅による少なくとも3回の繰り返しによつては等価剛性はほとんど変わらないとみることができる。

(5) 基部の浮き上りの影響

前述したように、主鉄筋をアンボンドした橋脚では基部で橋脚躯体が浮き上りこのため橋脚躯体がロックする。基部の浮き上りによる回転角 θ_u は式(3)に示したとおりであり、これによるドリフト d_{ru} は式(4)によって求められる。このようにして求められる基部の浮き上りに伴う橋脚躯体のドリフト d_{ru} と図-15に示した荷重実験から求められるドリフト d_r (荷重点における水平変位/有効高さ) の関係をプロットした結果が図-19である。ただし、前述したように、 $x_u = 3/4 D$ と仮定している。これによれば、 d_{ru} は d_r とほぼ一致しており、橋脚に生じた水平変位の大部分が橋脚躯体

のロックによるものであることを示している。なお、この結果は $x_u = 3/4 D$ の仮定に大きく依存するが、変形モードから見て $1/2 D < x_u < D$ であることは確かであり、それほど問題のある仮定ではない。したがって、図-19は橋脚躯体がロックしたことをよく裏付けている。

なお、主鉄筋をアンボンドすることによって生じる橋脚躯体のロック振動は橋脚の耐震性評価という観点から見れば、橋脚基部の塑性ヒンジ領域で塑性曲げ変形する一般の橋脚と特別異なるものではない。塑性ヒンジ領域に曲げ塑性変形を生じるということは、この点を回転中心として塑性ロック振動を生じるということであるからである。

4. 実験結果の解析

(1) モデル化

上述した実験結果をファイバー要素を用いて解析することとした。これは、主鉄筋をアンボンドした場合には、コンクリートの変形と主鉄筋の変形が一致しないため、ファイバー要素解析が適していると判断したためである。ファイバー要素で解析するためには、以下の仮定を設けた。

(a) 橋脚模型を図-20に示すようにファイバー要素でモデル化する。コンクリートはファイバー要素で、主鉄筋は棒要素で表し、主鉄筋を表す棒要素はアンボンドしない場合にはコンクリートファイバーと同一変形をすると仮定し、アンボンドした主鉄筋はコンクリートとは別に変形すると仮定する。

(b) コンクリートの応力度 σ_c ～ひずみ ϵ_c 関係は、コアコンクリート及びかぶりコンクリートに分けて図-21のようにモデル化する。応力度 σ_c ～ひずみ ϵ_c 関係の骨格曲線はHoshikumaらの提案式⁹⁾を最大圧縮応力度以後、最大圧縮応力度 σ_{cc} の20%まで直線的に低下させ、その後は $0.2\sigma_{cc}$ の値を保つように修正し^{10), 11)}、以下のように与えた。

$$\sigma_c = \begin{cases} E_c \epsilon_c \left[1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}} \right)^{n-1} \right] & (0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cc}) \\ \sigma_{cc} - E_{des} (\epsilon_c - \epsilon_{cc}) & (\epsilon_{cc} < \epsilon_c \leq \epsilon_{cu}) \\ 0.2\sigma_{cc} & (\epsilon_{cu} < \epsilon_c) \end{cases} \quad (5)$$

ここで、

$$n = \frac{E_c \epsilon_{cc}}{E_c \epsilon_{cc} - \sigma_{cc}} \quad (6)$$

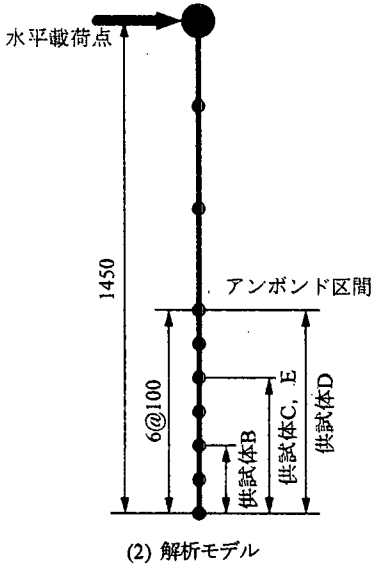
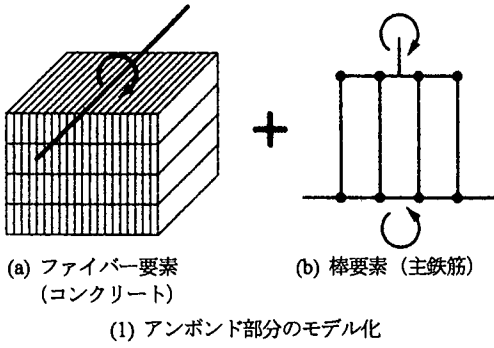


図-20 ファイバー要素を用いた解析モデル

なお、かぶりコンクリートの応力度 σ_c ~ ひずみ ε_c 関係は、基本的に式(5)において $\rho_s = 0$ とし、 $\varepsilon_c \geq 0.007$ において $\sigma_c = 0$ と仮定して、以下のように与えた。

$$\sigma_c = \begin{cases} E_c \varepsilon_c \left[1 - \frac{1}{n} \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002} \right)^{n-1} \right] & (0 \leq \varepsilon_c \leq 0.002) \\ \frac{\sigma_{ck}}{0.005} (0.007 - \varepsilon_c) & (0.002 < \varepsilon_c \leq 0.007) \\ 0 & (0.007 < \varepsilon_c) \end{cases} \quad (11)$$

(c) 主鉄筋の応力度 σ_s ~ ひずみ ε_s 関係は、周辺コンクリートとの付着がある場合もアンボンドした場合もともにバイリニア型と仮定し、図-22 のように表す。ここで、主鉄筋のひずみ硬化の影響を表すために、降伏後の弾性係数を初期弾性係数の2%とする¹³⁾。

(d) ファイバー要素解析では、最下段のファイバーに損傷が集中するため、1層のファイバーの高さをどのように選定するかが重要である。あまり細かく分割すると最下段のファイバーの曲率が極端に大きくなり実態と合わないし、あまり高すぎると塑性ヒンジ長内の曲率を大ざっぱにしか解析できない。ここでは、ファイバー要素解析は塑性ヒンジ区間のコンクリートの損傷を物理的に表すためにはあくまでも近似的な解を与えるに過ぎないことから、アンボンド区間の1層のファイバー要素の厚さを100mmとすることとした。

(2) 解析の特性

供試体Aと供試体Cを例に、ファイバー要素解析結果の特徴を示す。図-23は図-20に示したモデルにおいて水平載荷点に水平力を逐次増加させていった場合に最下段のファイバー(基部~100mm区間)に生じるコンクリートと鉄筋のひずみ分布を曲率が0.025~0.25(1/m)の範囲について示した結果である。これによれば、主鉄筋がコンクリートに付着されている供試体Aでは、当然、主鉄筋はコンクリートと同じだけ変形しており、変形面は同じである。これに対して、主鉄筋をアンボンドした供試体Cでは、コンクリートのひずみに対して主鉄筋のひずみが小さい。これはアンボンド区間で主鉄筋のひずみが平均化されるためである。

図-23がどのようなコンクリート(コアコンクリート、かぶりコンクリート)と主鉄筋の応力分布の結果生じたのか、また、中立軸位置は荷重変位の増大とともにどのように変化していったかを示した結果がそれぞれ

$$\sigma_{cc} = \sigma_{ck} + 0.76 \rho_s \sigma_{sy} \quad (7)$$

$$\varepsilon_{cc} = 0.002 + 0.0132 \frac{\rho_s \sigma_{sy}}{\sigma_{ck}} \quad (8)$$

$$E_{des} = 11.2 \frac{\sigma_{ck}^2}{\rho_s \sigma_{sy}} \quad (9)$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cc} + \frac{0.8 \sigma_{cc}}{E_{des}} \quad (10)$$

ここに、 σ_{ck} : コンクリートの強度(MPa)、 σ_{sy} : 帯鉄筋の降伏強度(MPa)、 σ_{cc} 、 ε_{cc} : 最大圧縮応力度(MPa)とその時のひずみ、 E_c : コンクリートの弾性係数(MPa)、 E_{des} : 下降勾配(MPa)、 ε_{cu} : コンクリートの終局ひずみ、 ρ_s : 帯鉄筋比である。

また、除荷および再載荷過程の $\sigma_c \sim \varepsilon_c$ 関係は Ristic に従って求めた¹²⁾。

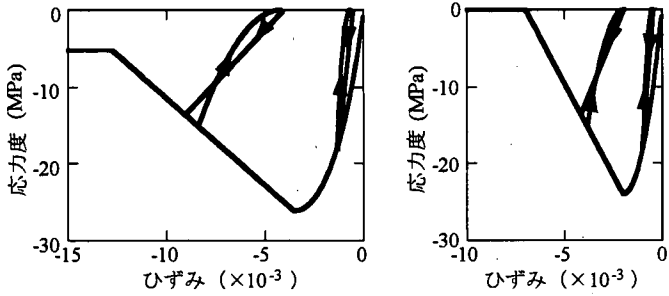


図-21 コンクリートの応力度～ひずみ関係のモデル化

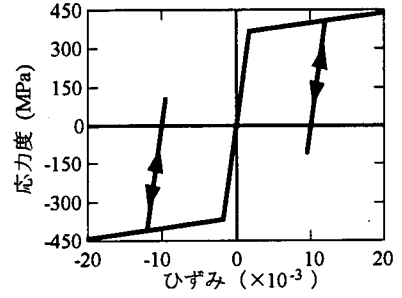
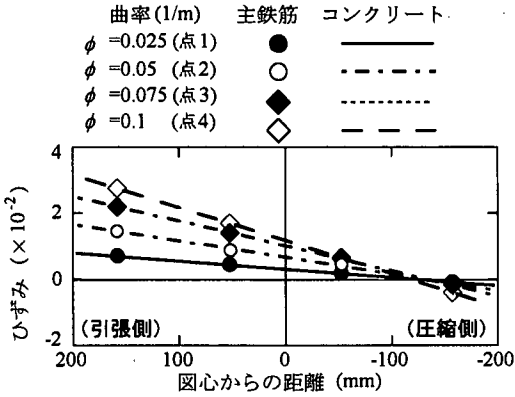
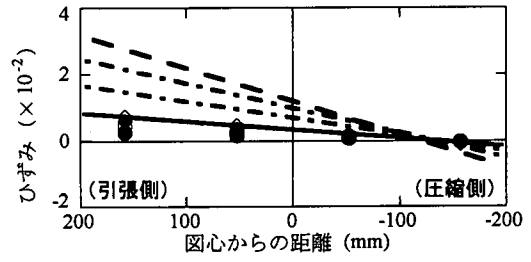


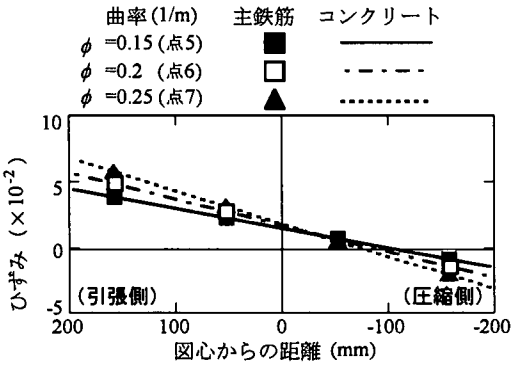
図-22 主鉄筋の応力度～ひずみ関係のモデル化



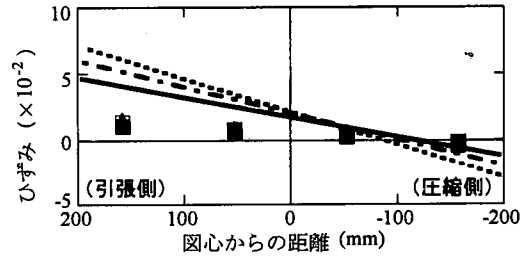
(a) 曲率が0.025～0.1(1/m)の場合



(b) 曲率が0.15～0.25(1/m)の場合



(1) 供試体 A



(2) 供試体 C

図-23 最下段のファイバー要素における主鉄筋とコンクリートのひずみ分布

図-24、図-25である。曲率が0.025(1/m) (点1)になると最外縁位置ではかぶりコンクリートはほぼ最大圧縮応力度に達し、最外縁の主鉄筋も引張側で降伏している。ただし、コアコンクリートは最も外縁に近い位置でもまだ最大応力度には達しておらず、これがほぼ最大応力度に達するのは曲率が0.1(1/m)になった場合(点4)である。この段階では、最も外縁に近い位置においてはかぶりコンクリートの応力度は0になる。このよ

うにコアコンクリートの方がかぶりコンクリートよりも最大圧縮応力度に達するのが遅れるのは、中立軸からの距離が短いためである。曲率が0.2(1/m) (点6)になると最外縁位置のコアコンクリートの応力度は最大応力度の20%にまで低下する。中立軸の位置は、荷重変位の増大とともに図心から135mmまで増大するが、その後は100mm程度に小さくなっていく。これは上述したように、かぶりコンクリートやコアコンクリ

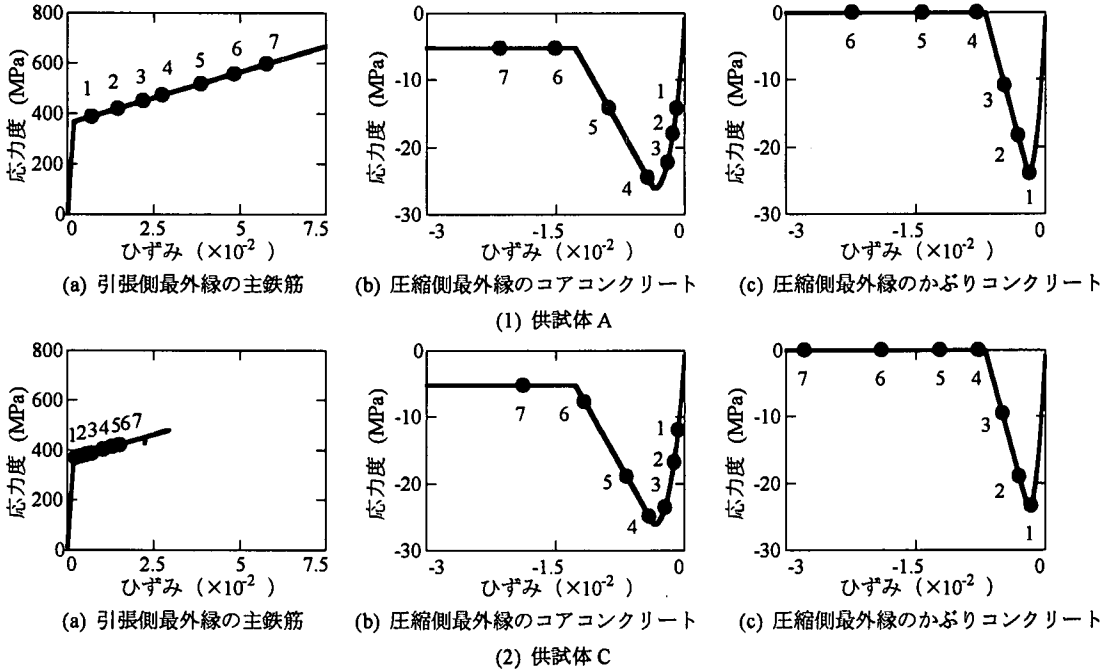


図-24 最下段のファイバー要素における主鉄筋とコンクリートの応力～ひずみ履歴
(図中の番号は図-23中の番号と対応)

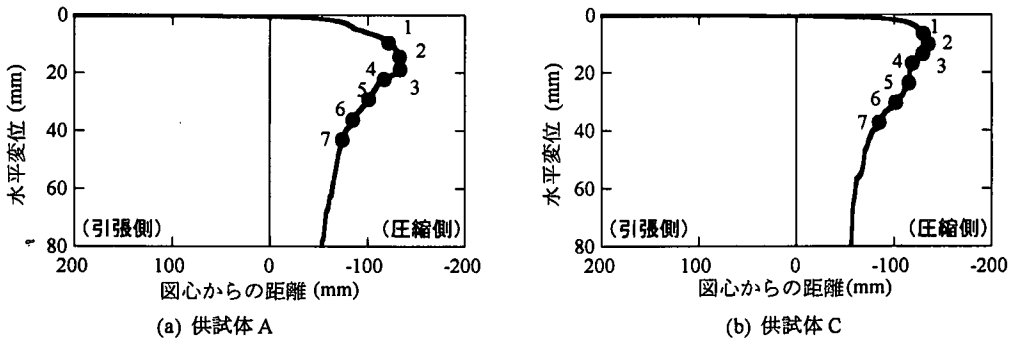


図-25 載荷変位の増大に伴う最下段のファイバー要素における中立軸の位置 (図中の番号は図-23中の番号と対応)

トの抵抗が外側から順次失われていくためである。

コンクリートと主鉄筋が分担する図心まわりのモーメント M_c , M_s および両者を加えた全体のモーメント M は以下のように計算することができる。

$$M_c = \sum_1^{n_c} \sigma_{ci} \Delta A_{ci} x_{ci} \quad (12)$$

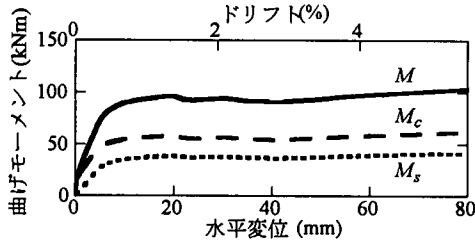
$$M_s = \sum_1^{n_s} \sigma_{si} \Delta A_{si} x_{si} \quad (13)$$

$$M = M_c + M_s \quad (14)$$

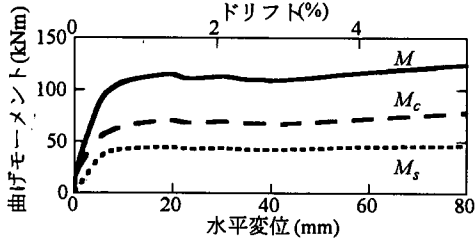
ここで、 σ_{si} , σ_{ci} : i 番目の主鉄筋およびコンクリー

トファイバーの応力度, ΔA_{si} , ΔA_{ci} : i 番目の主鉄筋およびコンクリートファイバーの断面積, x_{si} , x_{ci} : 図心から i 番目の主鉄筋およびコンクリートファイバーまでの断面方向の距離, n_s , n_c : 主鉄筋の本数およびコンクリートファイバーの数である。

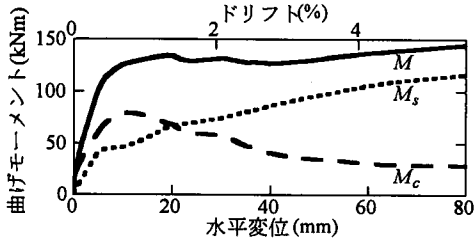
式(12)～式(14)に基づいて計算したモーメント M_c , M_s , M を図-26 に示す。これによれば、供試体 A においては、橋脚基部～100mm 区間では載荷点変位がドリフトで 1.5% 程度以下と小さい場合には主鉄筋よりもコンクリートが分担するモーメントの方が大きい、これ以上に載荷変位が増大するとコンクリートの分担するモーメント M_c は減少していく。これは、上述したように載荷に伴ってかぶりコンクリートやコアコン



(a) 400mm~500mm 区間

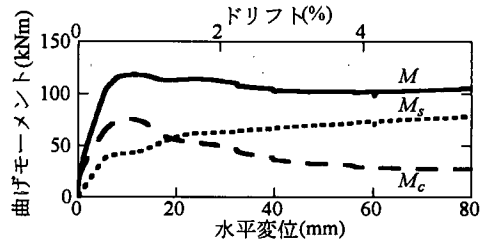
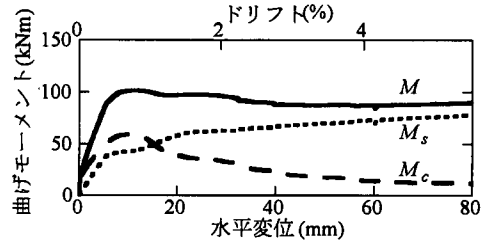
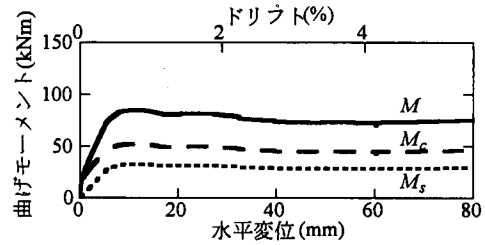


(b) 200mm~300mm 区間



(c) 基部~100mm 区間

(1) 供試体 A



(2) 供試体 C

図-26 主鉄筋およびコンクリートが負担する曲げモーメント (供試体 A および供試体 C の場合)

クリートが順次抵抗力をなくしていくためである。基部から 200~300mm, 400~500mm においては荷重変位の増大に伴ってコンクリートの負担するモーメント M_c はわずかしか低下しない。これは上述したように、ファイバー要素解析では計算上最下段のファイバーに損傷が集中するためである。主鉄筋をアンボンドする場合には、アンボンド区間においては主鉄筋に作用する軸力は同じであるため、 M_s は高さ方向に変化しない。したがって、この分だけコンクリートとの分担するモーメント M_c は小さい。

(3) ファイバー要素解析から見たアンボンドの影響

以上のような解析に基づいて、荷重点の水平変位と水平力の関係を求めた結果が図-27、最外縁の引張側主鉄筋に生じるひずみ分布を求めた結果が図-28 である。いずれの供試体も、ドリフト 1~1.5%の段階で耐力は最大となり、その後はほぼ一定となる。ただし、詳しく見ると、供試体 A では、主鉄筋に生じるひずみが大きいので、ひずみ硬化の影響が出やすいことから、ドリフトで約 3%を超えると耐力が漸増する。これに

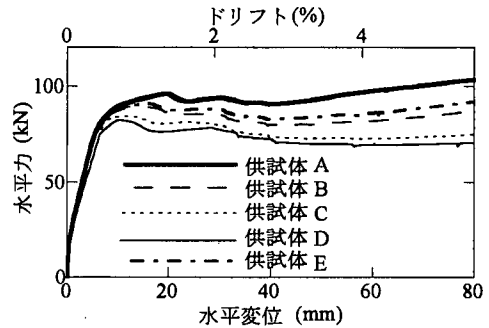


図-27 解析による水平力~水平変位の履歴

対して、供試体 C および供試体 D では、主鉄筋のひずみが小さく、ひずみ硬化の影響が出にくいことから、上述したドリフト 1~1.5%以降では、水平力がわずかに減少する。

ここで、ドリフト 1~1.5%におけるピーク値を比較すると、供試体 A の場合よりも、供試体 B, C, D の耐力はそれぞれ、93, 88, 86%で、アンボンド区間が長くなるほど耐力は低下する。また、初期剛性も供試体 B, C, D となる程小さくなるが、これはそれほど

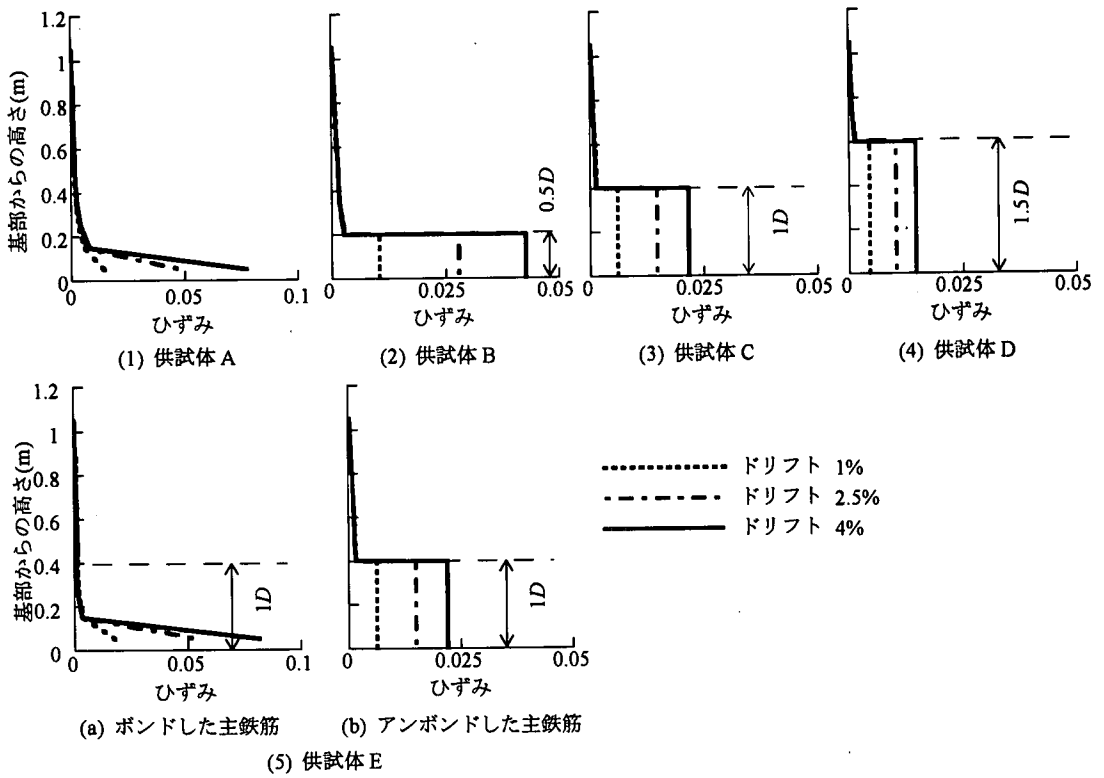


図-28 主鉄筋の軸方向ひずみの分布

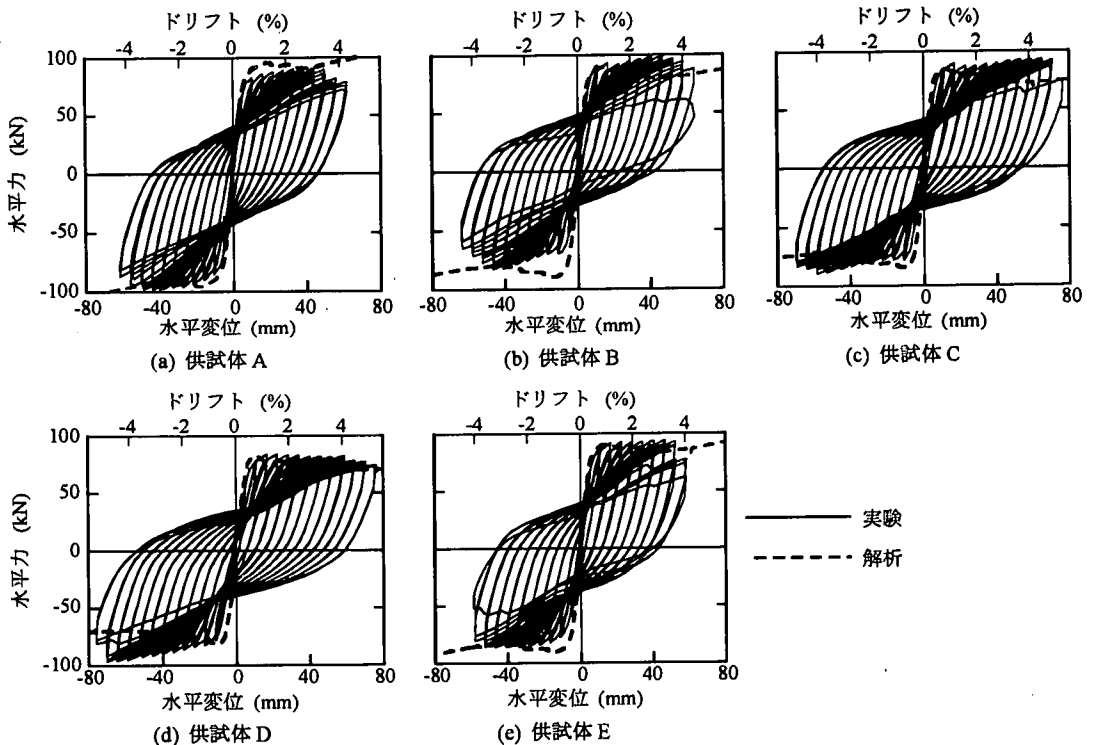


図-29 ファイバー要素解析によって求めた水平力～水平変位関係と実験結果の比較

顕著ではない。供試体 A では、主鉄筋に生じるひずみは最下段のファイバーで大きく、ドリフト 4%では 0.08 程度となる。これに対して、アンボンドした場合にはアンボンド区間が長くなるほど主鉄筋のひずみは小さくなり、例えば、供試体 C ではドリフト 4%の段階で 0.02 程度となる。

このように、アンボンドすることによって主鉄筋に生じるひずみを平均化できるためひずみを小さくでき、アンボンド区間長の増加とともに最大耐力や初期剛性が減少するという特徴をファイバー解析によってうまく表すことができるが、水平力～水平変位の関係がどの程度一致するかを示した結果が図-29 である。これによれば、供試体 C の正載荷側および負載荷側、供試体 D の負載荷側において解析値は実験値よりも小さな値を与えること、供試体 B においては実験によって求めた負載荷側の耐力が正載荷側の耐力に比較して 20%程度小さいことをファイバー要素解析では与えることができない。これは、前述したように、供試体 B では模型製作段階で鉄筋位置が多少ずれた可能性があるためである。こうした点を除けば全体としてファイバー要素解析は実験結果の包絡線の特徴をある程度再現しているといえることができる。

5. 結論

橋脚基部の主鉄筋のひずみを平均化するために基部のある区間において主鉄筋を周辺コンクリートからアンボンドすることが橋脚の変形性能の向上につながるか、これによって有害な曲げ耐力の低下や初期剛性の減少が起こらないかを 5 体の模型供試体に対する繰り返し載荷実験によって検討するとともに、ファイバー要素解析によって解析した。本実験、解析の範囲から得られた結論は以下の通りである。

1) 橋脚基部の主鉄筋をアンボンドすることにより、アンボンド区間に生じる曲げ損傷を顕著に減少させることができる。この結果、橋脚躯体の変形モードは塑性ヒンジ区間を中心とする塑性回転モードから橋脚基部で浮き上がるロッキングモードとなり、橋脚躯体に生じる水平変位はほとんどが橋脚躯体のロッキングによるものとなる。

2) 主鉄筋をアンボンドすることにより、主鉄筋に生じる変形を平均化できるため、普通に主鉄筋を周辺コンクリートと付着させた場合に比較して、主鉄筋に生じるひずみは減少する。

3) 主鉄筋をアンボンドした場合には、引張側は浮き上がり、圧縮側はつま先部分でコンクリートが圧壊する。コンクリートが圧壊する範囲は普通に主鉄筋を定

着させた場合に比較して短く、この短い区間に主鉄筋の座屈が生じる結果、アンボンドした方が主鉄筋の平均座屈範囲は短い。

4) 主鉄筋をアンボンドする場合の終局変位は、上記 2) のプラス要因と上記 3) のマイナス要因が複雑に関係する結果、橋脚幅の 0.5 倍の範囲をアンボンドにした場合 (供試体 B) では普通に主鉄筋を付着させた場合 (供試体 A) と変わらない。橋脚幅の 1 倍、1.5 倍の区間だけ主鉄筋をアンボンドした場合 (供試体 C、供試体 D) には、普通に主鉄筋を付着させた場合 (供試体 A) に比較して、それぞれ 44%、50%だけ終局変位は向上する。

5) 主鉄筋の 50%をアンボンドにし、残りの 50%は普通に付着させた場合 (供試体 E) には、供試体 A と供試体 C の中間的な特性を示す。アンボンドした主鉄筋では普通に付着させた主鉄筋に比較して座屈や破断が生じにくい。

6) アンボンドにしたことによる最大耐力の低下は 3%～5%程度である。また、水平変位が小さい段階では、等価剛性はアンボンド区間が長くなるほど小さくなり、最もアンボンド区間が長い供試体 D では供試体 A の 71%程度である。しかし、ドリフトが 0.7%以上となると、アンボンドしたことによる等価剛性の違いはほとんどなくなる。また、アンボンド区間が長くなるほど累積エネルギー吸収性能は低下し、例えばドリフト 3.5%時には、最もアンボンド区間が長い供試体 D の累積吸収エネルギーは普通に主鉄筋を付着させた供試体 A の 84%程度となる。

7) ファイバー要素解析法を用いて実験結果を解析した結果、アンボンド区間長の増加に伴う主鉄筋のひずみの減少や最大耐力、初期剛性の低下をよく表すことができる。

8) 以上をまとめると、適正にアンボンド区間を定め、かつ浮き上がりに伴う主鉄筋の座屈を有効に防止する手段を講じれば、主鉄筋をアンボンドすることにより最大耐力や剛性、履歴吸収エネルギーをそれほど低下させることなく変形性能を向上させることができる可能性があるといえる。実用化に向けて、今後さらに技術開発が必要とされる。

謝辞：主鉄筋をアンボンドにするアイデアやパラフィン・ワックスを用いたアンボンドの方法は東京工業大学大学院情報理工学研究所の瀧口克己教授に御教示いただいたものである。横浜国立大学の池田尚治教授には橋脚への適用について、(株)ピーエスの森拓也氏にはアンボンドに関する既往の研究に関して種々御指導いただいた。模型製作に関しては東京工業大学川島研究室の榎原泰造、宇根寛、剣持安伸、米田慶太氏の

各位に大変お世話になった。本研究は科学研究助成金(特定領域研究(B)(2)11209205)の一部として行った。ここに記して厚くお礼申し上げる。

参考文献

- 1) 滝口克己, 岡田謙二, 堺政博: 付着のある RC 部材と付着のない RC 部材の変形特性, 日本建築学会論文報告集, 第 249 号, pp.1-11, 1976.
- 2) 滝口克己: 付着のある RC 部材と付着のない RC 部材の変形特性・II, 日本建築学会論文報告集, 第 262 号, pp.53-59, 1977.
- 3) 滝口克己, 堀田久人, 溝渕知己, 森田修平: RC 柱端部コンクリートの圧縮特性に関する基礎実験, 日本建築学会構造系論文報告集, 第 442 号, pp.123-131, 1992.
- 4) 池田尚治, 森拓也, 吉岡民夫: プレストレストコンクリート橋脚の耐震性に関する研究, プレストレストコンクリート, Vol. 40, No.5, pp. 40-47, 1998.
- 5) 高橋秀直, 上原匠, 梅原秀哲, 野澤文明: プレキャスト部材の接合隅角部における力学挙動に関する研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol. 15, No. 2, pp. 823-828, 1993.
- 6) Kurama, Y., Sause, R., Pessiki, S. and Lu, L. W.: Lateral Load Behavior and Seismic Design of Unbonded Post-Tension Precast Concrete Wall, *ACI Structural Journal*, pp. 622-631, 1999.
- 7) 細入圭介, 川島一彦, 庄司学: アンボンド区間を有する

鉄筋コンクリート橋脚の繰り返し変形特性に関する実験的研究, 土木学会第 25 回地震工学研究発表会, pp. 717-720, 1999.

- 8) たとえば, 川島一彦, 宇根寛, 堺淳一: 軸力変動を受ける RC 中空断面アーチリブの耐震性に関する実験的研究, 東京工業大学耐震工学研究グループ報告書, TIT/EERG 01-1, 2001.
- 9) Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. and Taylor, A. W.: Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers, *J. Structural Engineering*, ASCE. Vol. 123, No. 5, pp. 624-633, 1997.
- 10) Kent, D. C. and Park, R.: Flexural Members with Confined Concrete, *J. Struct. Div.*, ASCE, Vol.97, No.ST7, pp.1969-1990, 1971.
- 11) 堺淳一, 川島一彦, 庄司学: 横拘束されたコンクリートの除荷および再載荷過程における応力度～ひずみ関係の定式化, 土木学会論文集, No.654/I-52, pp. 297-316, 2000.
- 12) Ristic, D.: Nonlinear Behavior and Stress-Strain based Modeling of Reinforced Concrete Structures under Earthquake Induced Bending and Varying Axial Loads, School of Civil Engineering, Kyoto Univ., 1988.
- 13) 堺淳一, 川島一彦: 引張力を含む軸力変動が RC 橋脚の変形性能に及ぼす影響, 東京工業大学耐震工学研究グループ報告書, TIT/EERG 00-2, 2000.

(2000. 7. 13 受付)

EFFECT OF UNBONDING OF MAIN REINFORCEMENTS AT PLASTIC HINGE REGION FOR ENHANCING DUCTILITY OF REINFORCED CONCRETE BRIDGE COLUMNS

Kazuhiko KAWASHIMA, Keisuke HOSOIRI, Gaku SHOJI and Jun-ichi SAKAI

This paper presents the effect of unbonding of main reinforcements at the plastic hinge region in a reinforced concrete single cantilevered bridge column. Five specimens with a rectangular section of 400mm x 400mm were constructed by changing the height, in the plastic hinge region, where main reinforcements were unbonded fully or partially. It was found from a cyclic loading test that the unbonding results in uplifting of the base of columns in tension side, and this leads to the rocking motion in the columns. Axial strain in main reinforcements decreases by unbonding the main reinforcements, but the buckling of main reinforcements tend to be developed at only a short interval at the bottom. The ductility factor increases slightly with less amount of reduction of maximum restoring force, stiffness and energy dissipation.