

鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能の 向上策に関する実験的研究

星隈順一¹・運上茂樹²・長屋和宏³

¹正会員 工博 建設省土木研究所 耐震研究室 主任研究員 (〒305-0801 茨城県つくば市旭1番地)

²正会員 工博 建設省土木研究所 耐震研究室 室長 (〒305-0801 茨城県つくば市旭1番地)

³正会員 建設省土木研究所 耐震研究室 研究員 (〒305-0801 茨城県つくば市旭1番地)

This paper introduces idealized reinforced concrete column structures which will exhibit better seismic performance in ductile manner than conventional reinforced concrete columns. The displacement capacity is represented by curvature, plastic hinge length and base rotation induced by strain penetration of longitudinal reinforcement into footing. Curvature capacity can be enhanced by placing transverse reinforcement for confinement. Other options for improving seismic performance are to enlarge plastic hinge length, and to deepen strain penetration and thus prevent serious damage to column bodies. Structural details for these options were studied and the effectiveness of the structures were examined through cyclic loading tests. Test results showed that the extension of the plastic hinge length was controllable by means of balancing flexural strength and moment action. A partial unbonding of longitudinal reinforcement in the footing significantly increased base rotation and consequently prevented damage to column section.

Key Words : seismic performance, reinforced concrete columns, plastic hinge, strain penetration damage control

1. はじめに

鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能を表す代表的な指標としては、耐力と変形性能がよく用いられているが、兵庫県南部地震による被災経験から、修復性を考慮した耐震設計の重要性が認識され、部材の塑性化を許容する場合においても、震後に速やかな修復が行える程度の損傷に止めることが求められるようになった。鉄筋コンクリート橋脚に対して変形性能を高める構造的な方策としては、塑性ヒンジ領域において帯鉄筋や中間帯鉄筋を密に配置する方法が一般的である。しかしながら、このようにしてコンクリートの拘束効果を高めれば高めるほど、逆に損傷は限定された断面にのみ集中して生じるようになることにも注意しなければならない。すなわち、修復性の観点からは、塑性ヒンジとなる橋脚断面に負荷される曲げ変形を一カ所にだけ集中させるのではなく、別の断面にも分散させ、塑性ヒンジに生じる損傷度を合理的に軽減させるような構造が望ましいものと考えられる。

そこで、本研究では、鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形メカニズムを踏まえ、塑性ヒンジに生じる損傷レベルの低減を図ることを目的として、塑性ヒンジ領域において作用モーメント分布に応じて断面耐力を変化させ、断面の曲げ塑性変形がより広い領域

で生じるようにした構造、ならびに軸方向鉄筋のフーチングへの定着を上面側で一部区間アンボンドとすることにより、軸方向鉄筋の伸び出しに伴う基部の回転が生じやすくした構造の2通りの構造に着目した。そして、塑性域での挙動や橋脚断面部に生じる損傷度について実験的な検討を行い、従来タイプの構造との比較考察を行った。

2. 塑性化領域の制御に着目した橋脚構造

(1) 損傷制御鉄筋による塑性化領域の拡張

一般に鉄筋コンクリート橋脚の耐震設計では、塑性ヒンジとなる断面において必要となる軸方向鉄筋が橋脚全高にわたって配筋されている。このような配筋においては、例えば単柱式の橋脚の場合、主たる塑性化断面は基部の一面だけである。そこで、塑性化領域を広げることを目的として、基部の主たる塑性化断面の近傍にさらに別の主たる塑性化断面が形成されるような構造を考える。ここで、新たに設ける主たる塑性化断面を基部の近傍としたのは、2断面に塑性化を許容しても地震時の振動モードとしては基部のみに塑性化が生じる場合と基本的に同じとなるようにするためである。単柱式の鉄筋コンクリート橋脚において、基部以外にも主たる塑性化

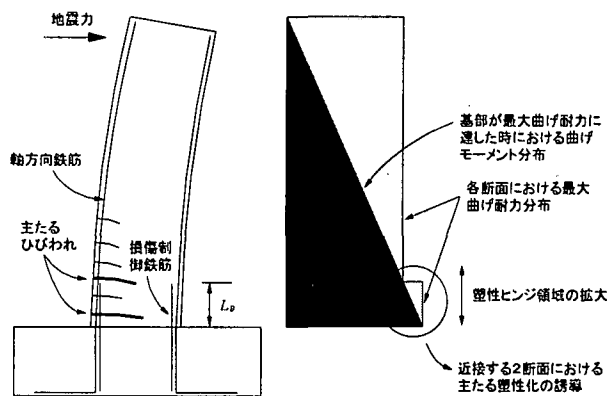


図-1 損傷制御鉄筋による塑性化領域の制御

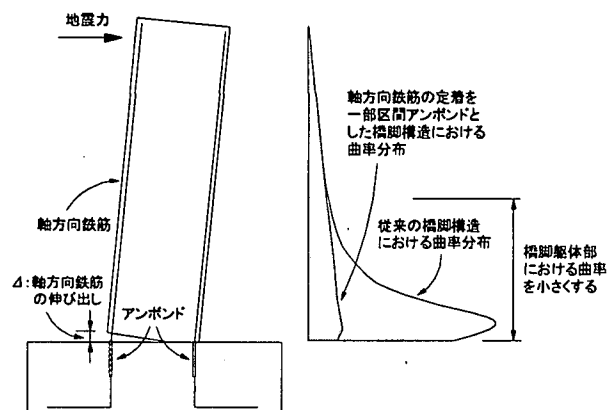


図-2 軸方向鉄筋の伸び出しによる塑性化領域の制御

断面を形成させる手法としては、図-1に示すように、軸方向鉄筋の一部を途中定着させ、作用曲げモーメントの分布に応じて、断面の曲げ耐力を変化させる方法がある。この方法は、原理としては従来から行われている段落しと同じであるが、途中定着させる位置が橋脚中間高さではなく意図的に基部の近傍に設定していること、確実にこの2断面で塑性化が生じるように設計することが重要であり、キャパシティデザイン¹⁾の考え方を基本としている点が大きな特徴である。このような設計の考え方の違いを明確にするために、途中定着する鉄筋をここではあえて損傷制御鉄筋と呼ぶ。

(2) 軸方向鉄筋の伸び出しの活用

軸方向鉄筋の伸び出しは、フーチングへの十分な定着長が確保されている軸方向鉄筋が橋脚基部において引張りずみを受けて伸び出してくる現象のことであり、実大規模の模型による実験でも、この現象が生じることが確認されている^{2), 3)}。そこで、橋脚断面部が負担する曲げ変形を小さくして損傷を抑制するために、図-2に示すように、軸方向鉄筋のフーチングへの定着を一部区間アンボンドとして伸び出しによる回転変形を生じやすくし、橋脚の曲げ変形を主としてこの基部の回転変形で吸収させる構造を考える。この構造においては、アンボンドとした

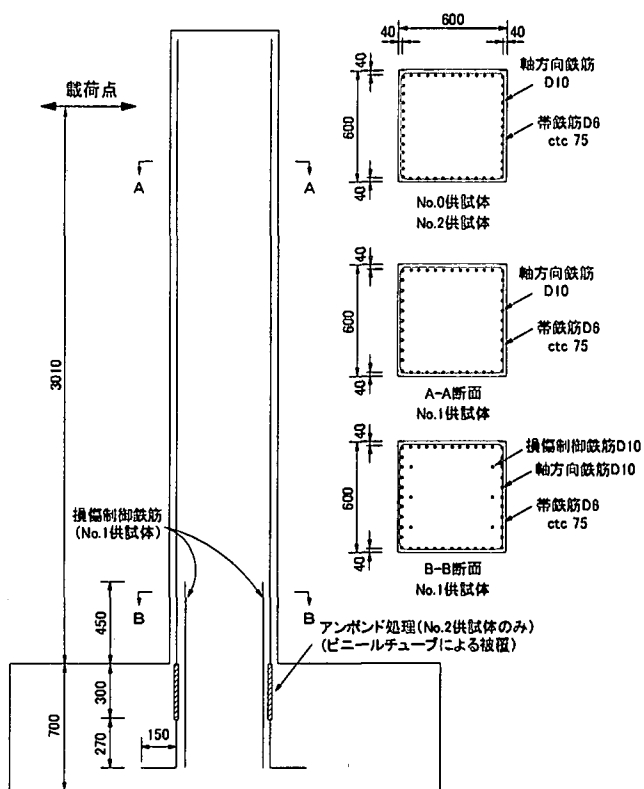


図-3 模型供試体の諸元

区間以深において、確実に軸方向鉄筋を定着させておくことが重要である。

3. 模型供試体による正負交番載荷実験

(1) 模型供試体と載荷方法

実験に用いた模型供試体は、図-3に示すように、No. 0~No. 2供試体の3体である。断面はいずれも一辺が600mmの正方形であり、基部から載荷点までの高さは3010mm、フーチング厚さは700mmである。実験パラメータとなっているのは、軸方向鉄筋の配筋条件のみである。

No. 0供試体は基準となる供試体であり、D10が48本配筋されている。No. 1供試体は、No. 0供試体において主たる塑性化断面が基部から150mm付近の断面であったことを踏まえ、そのさらに300mm(断面寸法の0.5倍)上方の断面にも主たる塑性化断面が生じるように損傷制御鉄筋を設置したものである。ここで、損傷制御鉄筋の設計においては、No. 0供試体と曲げ耐力が等価となるとともに、2断面で確実に塑性化が生じるよう、段落しを対象とした既往の研究結果^{4), 5)}を基に、次式を満足するように考慮した。

$$1.0 < S_y \leq 1.2 \quad (1)$$

ここで、 S_y : 損傷形態判別係数で式(2)による。

$$S_y = \frac{H}{H-h} \frac{M_{yT}}{M_{yB}} \quad (2)$$

M_{yb}, M_{yt} : 基部ならびに基部から450mmの断面における降伏曲げ耐力
 H : 基部から載荷点までの高さ
 h : 基部から損傷制御鉄筋の定着高さ

一方、No. 2供試体は、軸方向鉄筋の配筋はNo. 0供試体と同一として、フーチング上面から300mm（鉄筋径の30倍）の深さまでの範囲において、全ての軸方向鉄筋にビニールチューブを被覆させることによりアンボンド処理を施した。そして、軸方向鉄筋は、アンボンド区間以深において270mm（鉄筋径の27倍）真っ直ぐに伸ばし、その先をフック長150mmの90度フックにより確実に定着させている。

なお、いずれの供試体とも、帯鉄筋としてはD6の鉄筋を用い、これを75mm間隔で設置した。

載荷は、降伏変位の整数倍毎に正負交番に行い、各載荷ステップにおける繰り返し回数は3回とした。また、実験における降伏変位は、No. 0及びNo. 1供試体では11.5mm、No. 2供試体では13.6mmとした。No. 2供試体で降伏変位が大きいのは、弾性変形時にもアンボンドの効果により軸方向鉄筋の伸び出し変形が大きくなるためである。なお、死荷重反力による軸応力として $1\text{N}/\text{mm}^2$ に相当する軸力を与えた。

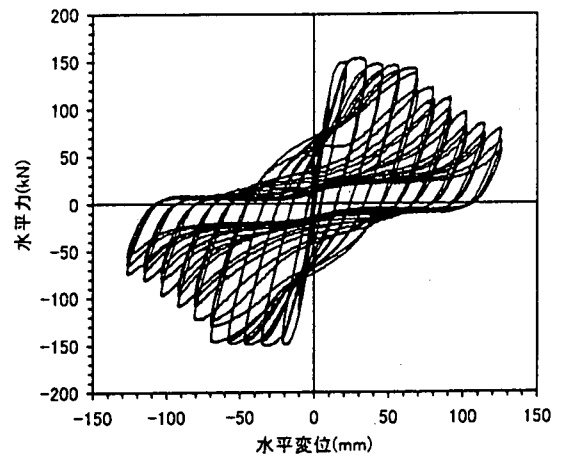
(2) 水平力-水平変位の関係と損傷の進展

図-4は、実験により得られた載荷点における水平力と水平変位の関係の履歴曲線を示したものであり、履歴曲線の包絡線を各供試体で比較すると図-5の通りである。また、図-6は、各供試体に生じた損傷の進展状況を示したものである。

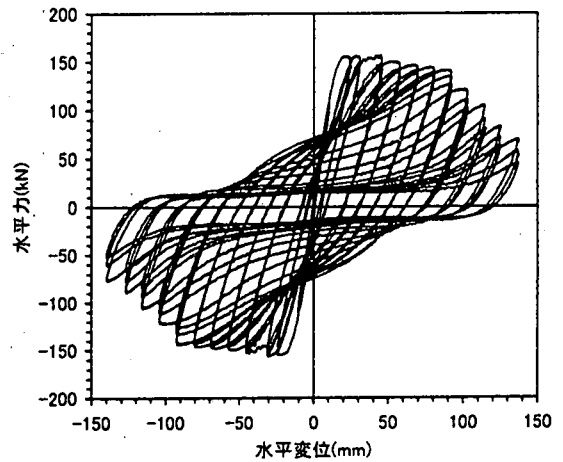
まず基本ケースであるNo. 0供試体では、 $5\delta_y$ の変形までは水平ひびわれ程度の損傷であった。ひびわれ幅が最も大きいひびわれは基部から約150mmの断面付近に生じていた。そして、 $6\delta_y$ の載荷で基部から高さ約300mmまでの範囲においてかぶりコンクリートのはらみ出しが生じ始め、その3サイクル目の載荷で水平力の低下が生じた。 $7\delta_y$ の変形で軸方向鉄筋が大きく座屈するとともに、損傷が内部コンクリートにまで進展した。

No. 1供試体では、 $7\delta_y$ の載荷までひびわれの進展が持続した。載荷時においてひびわれが大きく開いているのは、基部から高さ150mm付近の断面と450mm付近の断面の2箇所であった。 $7\delta_y$ の載荷終了後、この2断面に生じた残留ひびわれ幅を計測すると、高さ150mm付近のひびわれが0.8mm、高さ450mm付近のひびわれが1.5mmであり、損傷制御鉄筋の定着端となっている断面の方が塑性変形が大きく生じていることを示していた。 $8\delta_y$ の2サイクル目の載荷で基部から高さ300~600mmの範囲でかぶりコンクリートのはらみ出しが生じ始め、 $9\delta_y$ の載荷で軸方向鉄筋の大きな座屈とともに、内部コンクリートへ損傷が進展した。

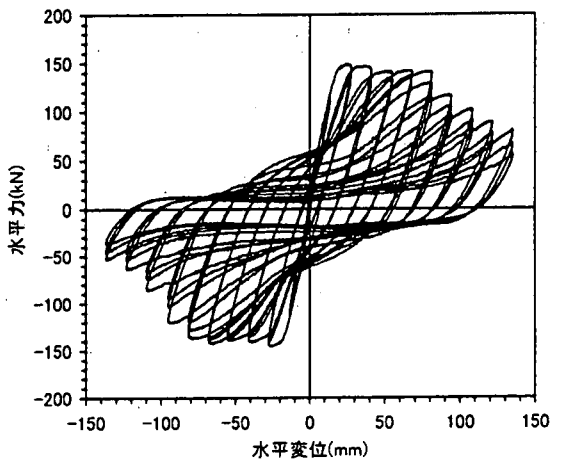
No. 2供試体では、 $5\delta_y$ の載荷までは、載荷に伴う変形はほとんど橋脚の付け根部の回転により生じており、 $5\delta_y$ の載荷で橋脚付け根部に生じた開きは約



(a) No. 0 供試体



(b) No. 1 供試体



(c) No. 2 供試体

図-4 水平力-水平変位関係の履歴曲線

10mm程度であった。各載荷ステップの後にひびわれ調査を行っても、橋脚躯体部には視認できる大きなひびわれはなく、アセトンを用いて判明できる程度の非常に小さいひびわれしか生じていなかった。そして、 $6\delta_y$ の載荷で基部から高さ200mm程度までの範囲で、かぶりコンクリートが剥離し始め、次の $7\delta_y$ の載荷で水平力が低下した。

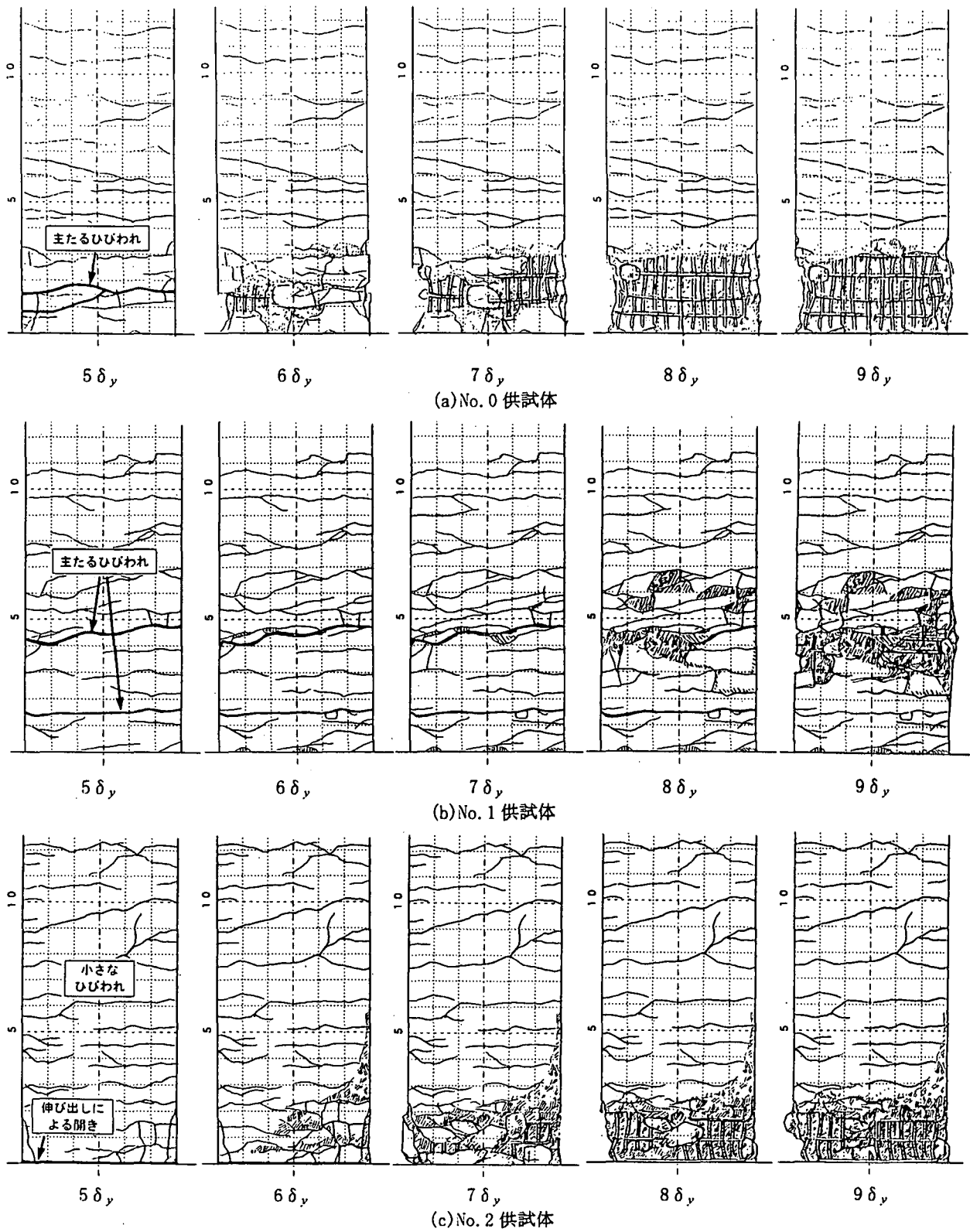


図-5 損傷の進展

このように、塑性化の生じる断面を軸方向鉄筋の配筋方法で制御することにより、橋脚躯体部に生じる損傷レベルもコントロールできる。No. 1供試体のように、塑性化断面を複数にすることにより、従来の構造よりも変形性能を高めることができるとともに、より大きな水平変位に対しても、損傷をひびわれの発生程度までに抑えることができる。また、軸方向鉄筋の伸び出しを有効に活用すれば、橋脚躯体

部にひびわれ等の損傷をほとんど生じさせることなく塑性変形性能を発揮させることができる。

4. 塑性ヒンジ領域における曲率分布

橋脚躯体に生じた損傷の程度やその分布を定量的に検討するために、橋脚基部から約1mの範囲内で曲

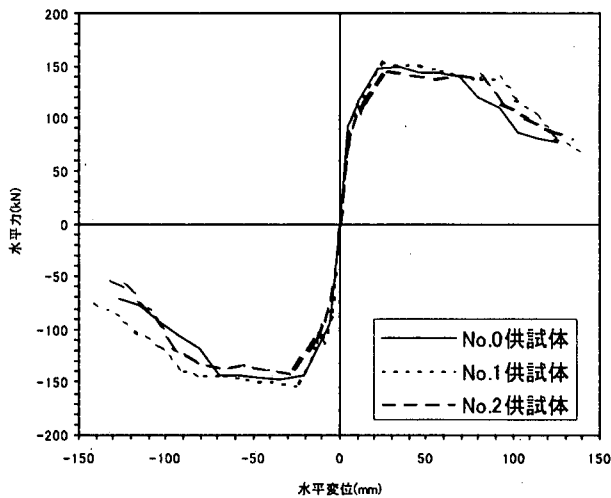


図-6 履歴曲線の包絡線の比較

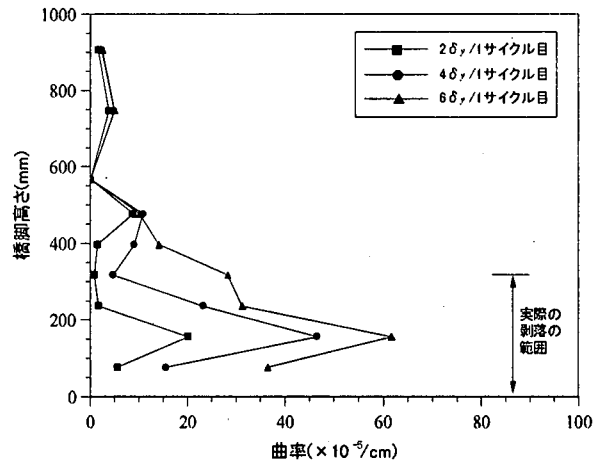
率分布の計測を行った。ここで、断面に生じた曲率は、圧縮縁と引張縁におけるひずみを変位計により計測し（計測長は80～160mm）、その傾きとして評価した。図-7は、各供試体の曲率分布を示したものである。また、安定した水平耐力を維持し得る最大の荷重変位時（かぶりコンクリートの剥離が始まる時に相当する）における曲率分布を、各供試体間で比較すると図-8の通りである。

これより、No. 0供試体では基部から高さ150mm付近の断面で曲率が最も大きく、それよりも上方の断面では徐々に曲率が小さくなるような分布となっている。これに対して、No. 1供試体では、高さ150mm付近の断面とともに高さ500mm付近の断面でも曲率が大きく、2断面で曲率のピークが生じるような分布となっており、損傷制御鉄筋によって塑性化領域が広がったことを示している。かぶりコンクリートの剥離が始まるような損傷段階において比較しても、No. 0供試体よりも塑性曲率分布は広い範囲で生じており、この広がりにより変形性能が向上したものと考えられる。一方、No. 2供試体では、No. 0供試体と比較すると、荷重変位が増大しても橋脚断面に生じる曲率は顕著には変化していないことがわかる。また、かぶりコンクリートの剥離が始まる段階で比較しても、No. 2供試体の曲率は全高にわたって小さく、 $5\delta_y$ の荷重までに橋脚躯体に実際に生じた損傷が非常に軽微だったことをよく表している。

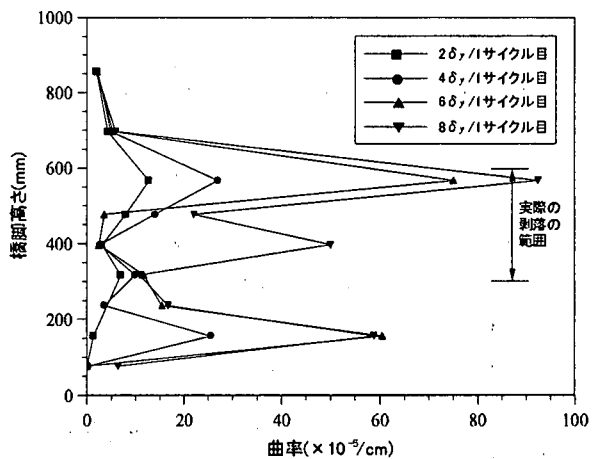
5. 軸方向鉄筋の伸び出しによる基部の回転

図-9は、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しに伴う橋脚基部の回転角と荷重点における水平変位の関係を各供試体間で比較して示したものである。ここで、橋脚基部の回転角は、圧縮縁と引張縁において、フーチング上面と基部から高さ45mmの位置の間の相対変形を計測し、その角度として算定した。

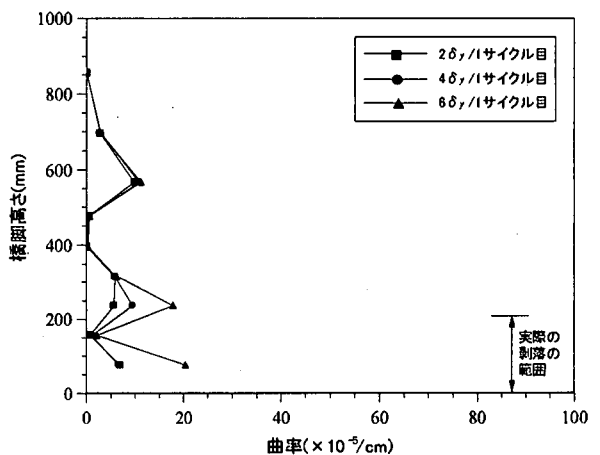
これより、No. 0とNo. 1供試体では軸方向鉄筋の定



(a) No. 0 供試体



(b) No. 1 供試体



(c) No. 2 供試体

図-7 曲率分布の進展

着条件が同じであるため、回転角と水平変位の関係はほとんど等しい挙動となった。一方、No. 2供試体では、アンボンド処理を施していないNo. 0供試体と比較すると、同一の荷重点水平変位に対して、基部に生じる回転角が2.5～3倍大きくなっている。これからも、アンボンド効果により軸方向鉄筋の伸び出し変位が大きくなり、基部の回転により橋脚の曲げ変形が吸収されていることがわかる。

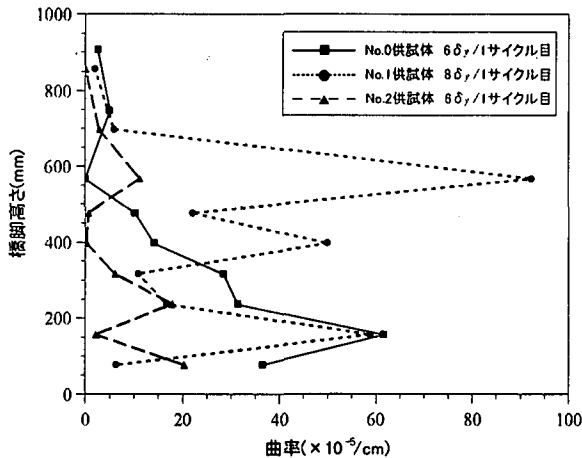


図-8 かぶりコンクリート剥離開始時における曲率分布の比較

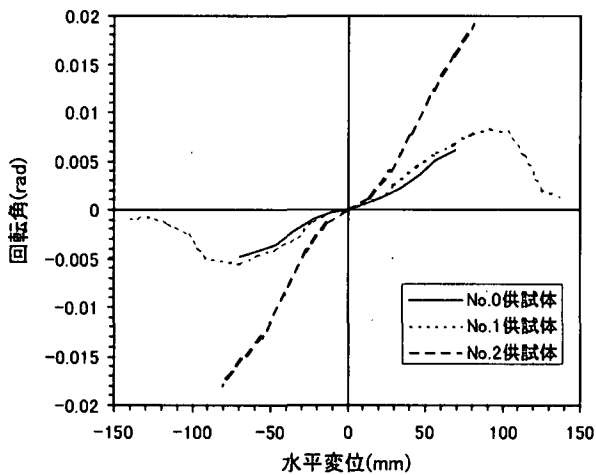


図-9 軸方向鉄筋の伸び出しによる橋脚基部の回転角と水平変位の関係の比較

6. 結論

本研究では、橋脚断面に生じる損傷レベルを軽減させることを目的として、塑性化領域の制御が可能な鉄筋コンクリート橋脚構造に着目し、そのアイデアとして、損傷制御鉄筋による塑性化領域の拡張方法、ならびに軸方向鉄筋のフーチングへの定着を一部区間アンボンドとする方法を考案した。そして、

これらの構造の破壊過程や塑性挙動について正負交番荷重実験により検討した。本検討により得られた知見をまとめると以下の通りである。

- 1) 橋脚基部に近い断面において損傷制御鉄筋を途中定着させ、作用モーメントに応じて基部と途中定着位置の2箇所確実に損傷が生じるように断面設計すれば、損傷が合理的に分散され、1つの箇所に生じる損傷度は低減される。また、橋脚構造としての変形性能も向上する。
- 2) 軸方向鉄筋の定着をフーチング上面から一部区間アンボンドとすることにより、基部の回転が生じやすくなり、載荷点における水平変位は主として基部の回転によって吸収される。このため、橋脚躯体断面が分担する曲げ変形が小さくなり、躯体に生じる損傷を非常に軽微なものに抑えることができる。

謝辞：本研究は、平成11年度科学技術振興調整費「構造物の破壊過程解明に基づく生活基盤の地震防災性向上に関する研究」の一環として実施したものである。また、(社)土木学会技術推進機構に設置された「構造物の破壊過程解明に基づく生活基盤の地震防災性向上に関する研究」第3分科会第4班において貴重な意見を賜った。ここに、関係各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) M.J.N. Priestley, F. Seible, G.M. Calvi : Seismic Design and Retrofit of Bridges, Wiley-Interscience, 1996.
- 2) 建設省土木研究所、日本道路公団、首都高速道路公団、阪神高速道路公団：鉄筋コンクリート橋脚の耐震性に及ぼす寸法効果の影響に関する研究、土木研究所共同研究報告書第234号、1999.
- 3) 星隈順一、運上茂樹、長屋和宏：実大鉄筋コンクリート橋脚に対する正負交番荷重実験、第3回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム、pp.189-194、1999.
- 4) 川島一彦、運上茂樹、飯田寛之：鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定法及び耐震補強法に関する研究、土木研究所報告第189号、1993.
- 5) 川島一彦、星隈順一、運上茂樹：鉄筋コンクリート橋脚・主鉄筋段落し部の耐震判定法とその適用、土木学会論文集、No.525/I-33、pp. 83-95、1995.