

# 軸方向鉄筋の配置方法に基づく R C 橋脚の 耐震性能の向上に関する実験的研究

星隈順一<sup>1</sup>・運上茂樹<sup>2</sup>・長屋和宏<sup>3</sup>・塩島亮彦<sup>4</sup>

<sup>1</sup>正会員 工博 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ (耐震) 主任研究員  
(〒305-0801 茨城県つくば市南原1-6)

<sup>2</sup>正会員 工博 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ (耐震) 上席研究員

<sup>3</sup>正会員 国土交通省総合政策局国際建設課 (〒100-8918 東京都千代田区霞が関2-1-3)

<sup>4</sup>正会員 独立行政法人土木研究所 耐震研究グループ (耐震)

本研究では、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能の向上を図る簡単な方策として、軸方向鉄筋の配筋方法に着目し、塑性ヒンジとなる断面領域の範囲を従来よりも広く確保できるような配筋構造を提案した。そして、これらの提案構造に対して模型供試体による正負交番載荷実験を行い、塑性変形性能や損傷の進展等について、従来タイプの配筋構造との比較を行った。その結果、塑性ヒンジ領域において作用曲げモーメントに応じて軸方向鉄筋の一部を段落す方法、軸方向鉄筋のフーチングへの定着を一部区間でアンボンドとする方法、従来からある2段配筋の方法を工夫して軸方向鉄筋が座屈しにくいような配筋条件とする方法それぞれの方法において、橋脚の塑性変形性能を向上させ得ることが実証された。

**Key Words :** seismic performance, reinforced concrete columns, longitudinal reinforcement, cyclic loading tests

## 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留めることが求められるようになってきている。鉄筋コンクリート橋脚においてこのような耐震性能を高めるための一つの手段としては、塑性変形性能を向上させ、修復を行い得る限界変形を大きくするというのが一般的な考え方であり、塑性ヒンジ領域には拘束効果を高めるために、帯鉄筋や中間帯鉄筋を密に配置することが多くなっている。

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、塑性ヒンジとなる橋脚断面に負荷される曲げ変形を限定された狭い断面領域にだけ集中させるのではなく、より広い範囲に分散させ、塑性ヒンジに生じる損傷度を軽減させながら、塑性変形性能の向上を図れるように配筋するのが合理的であると考えられる。また、多量の帯鉄筋や中間帯鉄筋を用いると、その

配筋が非常に煩雑となり、コンクリートの充填性等、施工性の観点からも新たな問題が生じてくる。したがって、横拘束補強以外の手法で耐震性能を向上させる新しい考え方が必要と考えられる。

横拘束効果の補強以外の手法で鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能の向上を図ることを目的として実施された研究は既に幾つかある。例えば、池田らは、橋脚断面内に P C 鋼棒を配置し、鉛直方向のプレストレスを導入した P C 橋脚の提案を行っており、地震後に生じる残留変位を小さくできることを示している<sup>1)</sup>。家村らは、従来の鉄筋コンクリート橋脚の断面内に高強度の芯材を配置し、その芯材をアンボンドとした UBRC 橋脚構造の提案をしている<sup>2)</sup>。この橋脚構造では、大変形時においても芯材の復元力特性により橋脚に正の二次剛性を付与することができ、また残留変位も小さくなることが明らかとされている。また、塑性ヒンジとなる断面領域の一部を塑性変形に富んだ別の材料によって代替させるという発想のもと、川島らは橋脚基部にゴム層を設置した鉄筋コンクリート橋脚構造を提案している<sup>3)</sup>。

この他にも、川島らは、塑性ヒンジ領域で軸方向鉄筋とコンクリートをアンボンドとすることにより、座屈や破断が生じにくくなり、アンボンド区間を橋脚幅の 1.0 倍程度以上とすれば塑性変形性能が増大することを

明らかにしている<sup>9)</sup>。ただし、軸方向鉄筋を塑性ヒンジ区間においてアンボンドとすることにより、引張側は浮き上がり、圧縮側はつま先部分で圧壊するようなモードとなり、最終的な損傷区間は従来よりも狭くなることも指摘している。また、Ranasingheらも、橋脚基部において軸方向鉄筋とコンクリートの定着をアンボンドとすると、橋脚の基部に変形が集中し、せん断破壊型の橋脚を粘りのある曲げ破壊型に移行できることを実験により明らかにしている<sup>9)</sup>。

このように、鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能を横拘束補強以外の手法により試みている研究は既に幾つかあるが、高強度芯材やゴム層を用いる場合、断面内に新たな部材要素を追加することになるため、コストはどうしても増加してしまうものと考えられる。また、塑性ヒンジ領域で軸方向鉄筋をアンボンドとするアイデアは既にあるが、フーチング内部でアンボンドとし、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出し変位を積極的に活用するという方法もあると考えられる。

そこで、本研究では、橋脚断面内に新たな部材要素を追加することなく鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能を向上させることができる方策について実験的な検討を行った。ここでは、鉄筋コンクリート橋脚が塑性変形性能を発揮するメカニズムを踏まえ、軸方向鉄筋の配置方法にだけ工夫を施した橋脚構造に着目している点が特徴である。そして、このような橋脚構造に対して、模型供試体による正負交番荷重実験を行い、塑性域での挙動や塑性ヒンジ領域に生じる損傷度や曲率分布等について検討を行い、従来タイプの配筋構造との比較を行った。

なお、実験結果の一部は速報的に文献<sup>6)</sup>に報告しているが、本稿では、さらに別のアイデアに基づいた配筋構造についても提案し、その有効性を実験的に検証するとともに、これらの結果を体系的に整理してまとめている。

## 2. 鉄筋コンクリート橋脚が塑性変形性能を発揮するメカニズム

### (1) 塑性ヒンジの回転と軸方向鉄筋の伸び出し

曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚に地震力が作用すると、橋脚天端では水平変位が生じるが、それは橋脚躯体の弾塑性変形による変位と軸方向鉄筋がフーチングから伸び出して橋脚基部が回転することによる変位の2種類に分類される。厳密に言えば、さらに橋脚に作用するせん断力による変形も生じるが、ここでは曲げ変形が卓越する鉄筋コンクリート橋脚を想定するものとし、せん断変形の影響は曲げ変形と比較して相対的に小さい場合を考えるものとする。

塑性変形性能という観点からは、塑性ヒンジの塑性回転と軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し変位が重要である。塑性ヒンジの塑性回転とは、引張り側の軸方向鉄筋に大きな塑性引張りひずみが生じるような曲げ変形を受けた後も、横拘束筋によって拘束された内部コンクリートが圧壊することなく圧縮力に対して抵抗し続けることにより、粘りのある回転となる挙動である。ただし、ここで重要なのは、内部コンクリートを拘束して圧壊が生じ始めるひずみレベルを高めることとともに、圧縮変形を受ける軸方向鉄筋に座屈が生じにくくしておくことである。これは、軸方向鉄筋に座屈が生じると、それに伴って帯鉄筋がはらみ出すため、拘束効果が低下し、内部コンクリートへの損傷進展を誘発するためである。したがって、塑性変形性能の向上の観点からは、軸方向鉄筋の座屈を抑制できるように配筋することも重要な要素の一つである。

一方、軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出しは、橋脚基部に生じる軸方向鉄筋の塑性引張りひずみが、フーチング内部に入ると直ちに0となるのではなく、フーチングの下方に向かって漸減していくようなひずみ分布となるために生じるものであり、このフーチング内部で生じる軸方向鉄筋のひずみの蓄積が、橋脚基部において伸び出し変位となって現れる。

このように、塑性ヒンジの塑性回転と軸方向鉄筋のフーチングからの伸び出し変位は、鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能に大きな影響を与えている。

### (2) 軸方向鉄筋の座屈メカニズム

軸方向鉄筋に座屈が生じるまでの力学的なメカニズムは複雑であるが、曲げ変形で引張側となった時に生じた大きな塑性引張りひずみが、その曲げ変形が除荷された後も残留するために、次に圧縮側となった時には、その伸びた分が縮むことができず、断面の外側にはらみ出すようにして座屈するものと考えられる。このようにして生じる軸方向鉄筋の座屈を抑制するためには、帯鉄筋や中間帯鉄筋によって軸方向鉄筋のはらみ出しを拘束し、その座屈強度を高めるのが有効であることはよく知られている<sup>7,8)</sup>。また、この他にも、軸方向鉄筋の外側に存在しているかぶりコンクリートの拘束によって座屈強度が高まっていることも指摘されている<sup>9)</sup>。

図-1は、著者らが行った大型模型を含む多くの供試体に対する正負交番実験結果<sup>9,10,11)</sup>等を基に、正負交番繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート橋脚の破壊メカニズムを模式的に示したものである。鉄筋コンクリート橋脚に生じる曲げ塑性変形が大きくなると、軸方向鉄筋に塑性ひずみが生じるとともに、水平ひびわれのひびわれ幅が増大してくる。次に、逆方向に大きな曲げ塑性変形を

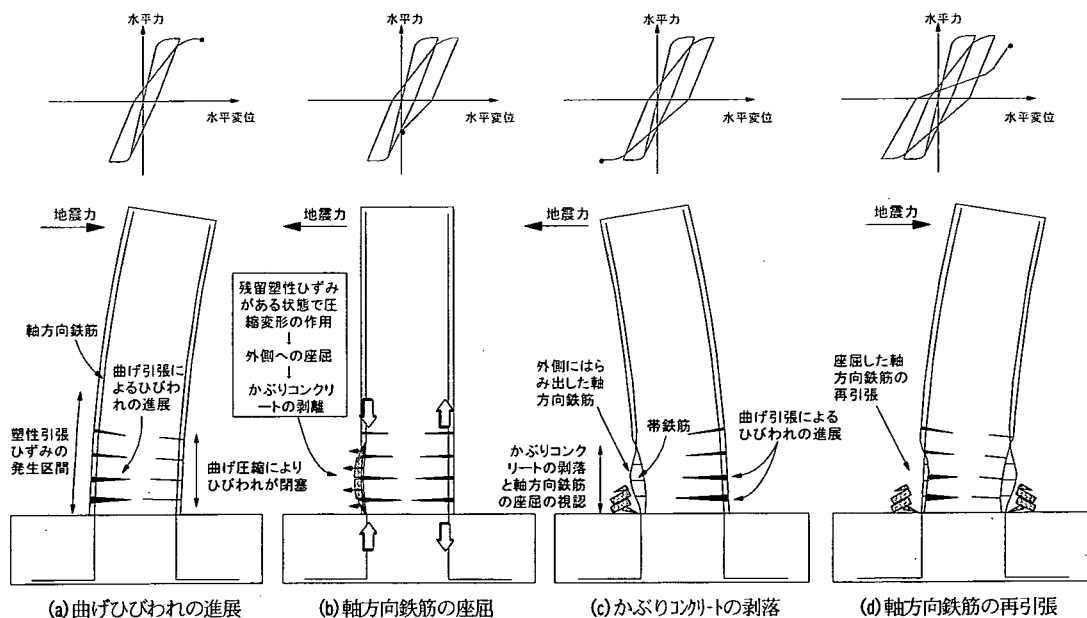


図-1 曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚の破壊メカニズム

受けると、その水平ひびわれは曲げ圧縮変形によって閉塞されるとともに、引張側となる軸方向鉄筋には塑性引張ひずみが生じる。ある一定の曲げ塑性変形レベルまでは、軸方向鉄筋自身の座屈に対する抵抗と帯鉄筋による拘束、曲げ圧縮によりひびわれが閉塞したかぶりコンクリートの拘束により、軸方向鉄筋の外側へのはらみ出しは抑制される(図-1(a))。

この変形状態から再度逆方向にさらに大きな曲げ塑性変形を与えると、目標とする荷重変位に達する前に、軸方向鉄筋の座屈に伴ってかぶりコンクリートの剥離が生じる(図-1(b))。これは、それまでの荷重によって軸方向鉄筋に塑性ひずみが残留している状態で圧縮変形を受け始めるため、その残留塑性ひずみが大きくなると、外側にはらみ出そうとしかぶりコンクリートを押し出す力が大きくなること、かぶりコンクリートに生じている水平ひびわれが曲げ圧縮により完全に閉塞するまでは、かぶりコンクリートが軸方向鉄筋のはらみ出しを拘束する効果は小さいこと等の要因が関係しあっているものと考えられる。さらに荷重を続け、目標とする荷重変位にまで達すると、剥離したかぶりコンクリートが剥落し、それによって初めて軸方向鉄筋が座屈したことが視認される(図-1(c))。

次に、再度逆方向に変形を与えると、前述と同様にして圧縮側となる軸方向鉄筋がかぶりコンクリートを押し出しながら座屈する。この時、前の荷重において座屈した軸方向鉄筋がまっすぐに戻るまでは、引張抵抗力が十分に発揮されないため、塑性ヒンジとなっている断面における曲げ抵抗モーメントが低下する。そして、座屈

した軸方向鉄筋がまっすぐになると、再び引張抵抗力を発揮し始め、荷重点における水平力は大きくなる。このような現象が、水平力-水平変位の履歴曲線においてピンチングとして表れ<sup>10)</sup>、履歴吸収エネルギーを低下させる要因となっている(図-1(d))。

### 3. 鉄筋コンクリート橋脚の破壊メカニズムに基づいた塑性変形性能向上のための軸方向鉄筋の配筋方法

前章では正負交番繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形特性と破壊メカニズムについて概説したが、ここでは、このような特性を踏まえ、軸方向鉄筋の配筋方法にだけ工夫を施すことにより、鉄筋コンクリート橋脚の耐震性能を向上させる方策について検討する。

#### (1) 損傷制御鉄筋による塑性化領域の拡張

兵庫県南部地震における段落し部の被災経験から、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、塑性化が生じるのは基部付近のある一定の断面領域だけである。そこで、塑性化する断面領域をさらにその上方の断面領域へ広げ、躯体に生じる損傷を分散させることを目的として、基部の塑性化断面領域の近傍にさらに別の塑性化断面領域が形成されるよ

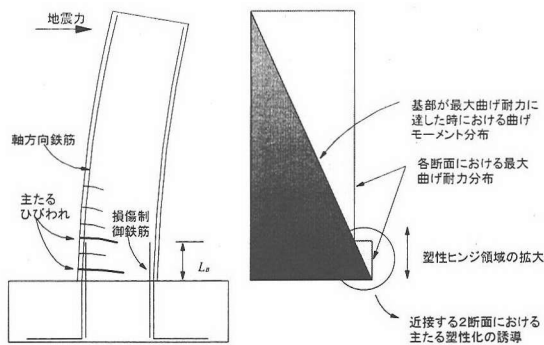


図-2 損傷制御鉄筋による塑性化領域の拡大

うな構造を考える。ここで、新たに設ける塑性化断面領域を基部の近傍とするのは、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、基部の近傍に新たな塑性化断面領域を形成させる手法としては、図-2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、この途中定着させた断面にも塑性化を積極的に誘導すること、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<sup>13)</sup>の考え方を基本とする点が大きな特徴である。兵庫県南部地震による震災経験から、軸方向鉄筋の段落しは画一的に望ましくない配筋方法と捉えられがちであるが、ここではキャパシティデザインの考え方をを用いることによって、逆に従来の段落しをうまく活用しようという発想に基づいたものである。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変位の活用

前述したように、曲げ破壊型の鉄筋コンクリート橋脚に生じる水平変位は、主として橋脚躯体の曲げ変形による成分と軸方向鉄筋がフーチングから伸び出すことによって生じる基部の回転による成分に分けられる。橋脚躯体に生じる損傷度を小さくするためには、橋脚躯体断面の塑性曲げ性能を高めようとするのが一般的な発想であるが、軸方向鉄筋の伸び出しによって生じる基部の回転成分の割合を高め、これによって橋脚躯体の断面が分担する曲げ変形を小さくする方法も考えられる。これは、橋脚に負荷されるエネルギーの多くを軸方向鉄筋の伸び出しによる基部の回転運動によって吸収しようとするものであるが、実大規模の大型模型による実験によると、軸方向鉄筋の伸び出しによって生じる橋脚基部の回転運

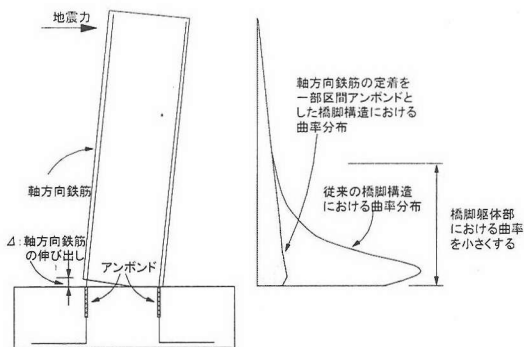


図-3 軸方向鉄筋の伸び出しによる橋脚躯体の損傷制御

動は、エネルギー吸収性能のある履歴特性を有していることが確認されており<sup>11),14)</sup>、有効な方策の一つと考えられる。

軸方向鉄筋の伸び出し変位が従来構造よりも大きく生じるようにするためには、図-3に示すように、フーチング上面位置からある深さまでの区間、軸方向鉄筋の定着をアンボンドとするのが簡便かつ確実な方法であると考えられる。このようにしてアンボンド区間を設けると、当該区間では塑性引張ひずみが均一化され、ボンドとした従来構造よりも軸方向鉄筋の伸び出し変位を増大させることができる。なお、この構造においては、アンボンドとした区間が深に、通常必要な軸方向鉄筋の定着長を確保しておくことが重要である。

## (3) 座屈の抑制を図った軸方向鉄筋の配置

鉄筋コンクリート橋脚模型に対する多数の正負交番荷重実験の結果によると、鉄筋コンクリート橋脚の水平耐力の低下は軸方向鉄筋がかぶりコンクリートを押し出して座屈し始める時とほぼ同時に生じること<sup>15)</sup>、塑性ヒンジ長は軸方向鉄筋の座屈長と有意な関係があること<sup>9)</sup>等が明らかとなってきている。これまでのこれらの研究成果等を踏まえると、矩形断面の鉄筋コンクリート橋脚において帯鉄筋や中間帯鉄筋による拘束効果を低下させることなく塑性ヒンジ長を長くするためには、①径の太い軸方向鉄筋を用い座屈長を大きくする、②軸方向鉄筋径に対するかぶりコンクリートの厚さの比を大きくし、軸方向鉄筋の座屈抑制効果を高めることが有効であると考えられる。この場合、従来構造からの具体的な変更方法としては、①の方策では、使用する軸方向鉄筋の径を太くし、鉄筋量が等価となるように軸方向鉄筋の本数を調整するだけである。このようにして相対的に太径の軸方向鉄筋を用いると、鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能が大きくなることは、既に実験によって明らかとなっている<sup>9)</sup>。一方、②の方策については、単に従来の構造からかぶりコンクリートの厚さを増せばよいだけである

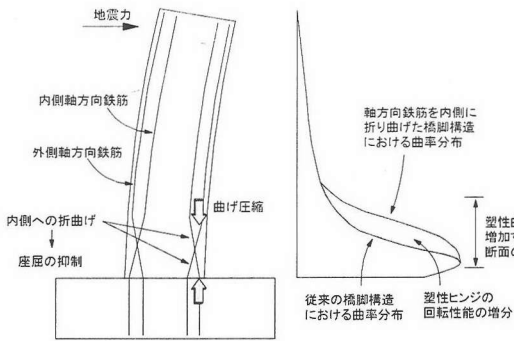


図-4 軸方向鉄筋を塑性ヒンジ領域でX字状にクロスさせた橋脚構造

が、そうするとその分断面寸法が大きくなりコストが増すこと、また橋脚躯体の自重が増すことにより基礎の設計には不利となる等のデメリットも生じる。

そこで、ここでは、上記の②の方策を対象とし、上述したデメリットを最小限に抑えることを念頭に置きつつ、座屈を抑制して塑性変形性能を高めることに着目した軸方向鉄筋の配置方法を図-4および図-5のように考えた。

図-4は、軸方向鉄筋を2段に配置し、外側ならびに内側の鉄筋を塑性ヒンジとなる断面領域においてX字状にクロスするように折り曲げて配筋した橋脚構造を示したものである。本構造のポイントとそのねらいを整理すると、以下ようになる。

- ①塑性ヒンジとなる断面領域において軸方向鉄筋が座屈しにくくなるように、予め軸方向鉄筋を内側に折り込み、幾何学的に外側にはらみ出しにくくし、さらに内部のコンクリートへと定着させることにより、座屈抑制に対する効果を高めている。
- ②内外の鉄筋量のバランスを制御することにより、軸方向鉄筋の座屈が生じにくくなっているX字状に交差させている断面がクリティカルとなる（最初に終局曲げモーメントに達する）断面となるようにする。
- ③軸方向鉄筋がX字状に交差している断面では、それらの軸方向鉄筋を取り囲むように帯鉄筋を配置し、軸方向鉄筋の外側へのはらみ出し抑制の効果を高めている。本構造では、塑性ヒンジの中心を軸方向鉄筋がX字状に交差している断面に誘導するようにしている。これは、通常の鉄筋コンクリート橋脚であれば軸方向鉄筋の座屈の腹は塑性ヒンジの概ね中心付近に生じるが、本構造ではその断面で軸方向鉄筋を斜めに傾け、内部の方向に向けて配置することにより、外側への座屈が生じにくくなる効果を期待しているのである。

一方、図-5は、軸方向鉄筋を2段に配置した鉄筋コンクリート橋脚構造を示したものである。従来構造との違いは、2段目に配置される軸方向鉄筋を断面の内部の方に配置している点にある。従来は、軸方向鉄筋は断面の

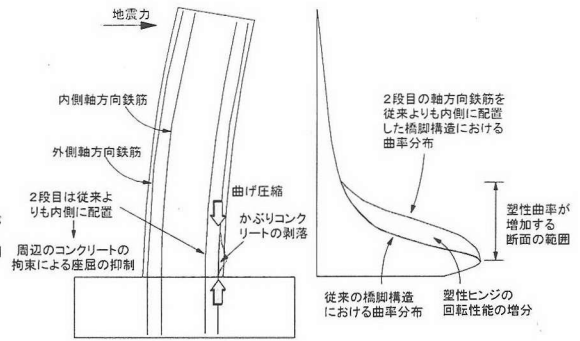


図-5 2段目の軸方向鉄筋を断面内部に配置した橋脚構造

外側に配置する方が曲げ耐力を大きく確保することができるため、2段配筋の場合、通常、内側の軸方向鉄筋はできるだけ断面の外側に近い位置に配筋される。しかしながら、上述したように、軸方向鉄筋の座屈抑制という観点からは、軸方向鉄筋の外側にあるかぶりコンクリートが厚い方が有利になると考えられる。ただし、すべての軸方向鉄筋を従来よりも断面の内側に配置すると、有効高さが小さくなるため、その分曲げ耐力が低下してしまう。そこで、本構造では、軸方向鉄筋の一部を断面の内部の方に配筋している。本構造のポイントとそのねらいを整理すると、以下ようになる。

- ①一部の軸方向鉄筋は座屈しにくくするため、そのかぶりコンクリート厚を大きく確保すべく、従来よりも断面の内側に配置している。
- ②外側に配置する軸方向鉄筋の本数を減らし、軸方向鉄筋がかぶりコンクリートを押し出す力を小さくしている。

#### 4. 模型供試体の設計と荷重方法

##### (1) 模型供試体の設計

実験に用いた模型供試体は、図-6及び図-7に示すNo.0～No.4供試体の5体である。断面はいずれも一辺が600mmの正方形であり、基部から荷重点までの高さは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であり、これを整理すると表-1に示すとおりである。

まず、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

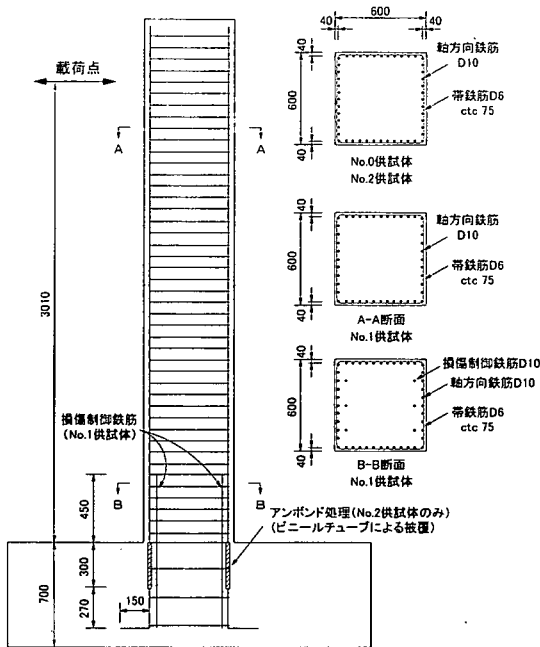


図-6 No. 0～No. 2 供試体の構造諸元

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<sup>10),17)</sup>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。

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

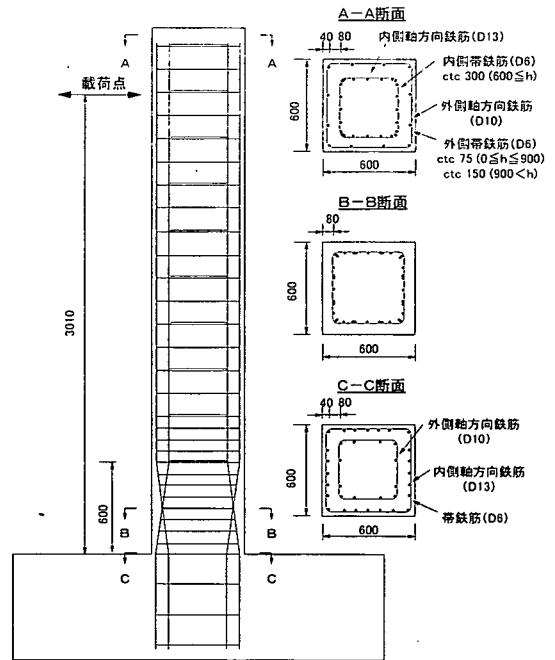
$M_{yB}$ ,  $M_{yT}$  : 基部ならびに基部から450mmの断面における降伏曲げ耐力で、使用する材料の実勢強度に基づいて算出する。

$H$  : 基部から荷重点までの高さ

$h$  : 基部から損傷制御鉄筋の定着高さ

No. 2供試体は、軸方向鉄筋の筋筋は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た。

なお、No. 0～No. 2 供試体では、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。



(a) No. 3 供試体

(b) No. 4 供試体

図-7 No. 3～No. 4 供試体の構造諸元

一方、No. 3 供試体は、軸方向鉄筋を2段に配置し、基部から1D(D:断面寸法)の高さの範囲において、2段に配置した軸方向鉄筋をX字状に交差させた模型である。本供試体の設計においては、下記の点に留意して

表-1 各供試体の軸方向鉄筋の配筋

供試体	1段目			2段目			備考 (h: フーチング上面からの高さ)
	鉄筋径	本数	最外縁からの位置(mm)	鉄筋径	本数	最外縁からの位置(mm)	
No. 0	D10	48	40	-	-	-	
No. 1	D10	48	40	D10	6	80	
No. 2	D10	44	40	-	-	-	$-300 \leq h \leq 0$ でフーチング
No. 3	D13	24	40	D10	12	120	$h=0$ の断面
	D13	24	80	-	-	-	$h=300$ mmの断面
	D10	12	40	D13	24	80	$h \geq 600$ mmの断面
No. 4	D10	24	40	D13	20	120	

表-2 材料の力学諸元

(a) コンクリートの圧縮特性

	圧縮強度(N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数(N/mm <sup>2</sup> )
No. 0 供試体	36.4	$2.99 \times 10^4$
No. 1 供試体	34.7	$3.05 \times 10^4$
No. 2 供試体	36.1	$3.06 \times 10^4$
No. 3 供試体	36.4	$3.29 \times 10^4$
No. 4 供試体	35.7	$3.20 \times 10^4$

(b) 鉄筋の引張特性

	供試体	規格	材質	降伏点(N/mm <sup>2</sup> )	引張強度(N/mm <sup>2</sup> )
軸方向鉄筋	No. 0	D10	SD295A	372.3	502.8
	No. 1 No. 2	D10	SD295A	353.3	515.1
	No. 3 No. 4	D10	SD295A	369.7	489.7
		D13	SD295A	361.9	490.1
	帯鉄筋	No. 0	D6	SD295A	361.9
No. 1 No. 2		D6	SD295A	376.7	535.5
No. 4 No. 5		D6	SD295A	313.6	458.5

軸方向鉄筋の設計を行った。

- ①正負交番載荷実験においてクリティカルとなる断面を、軸方向鉄筋がX字状に交差している断面となるようにするとともに、塑性ヒンジ領域において軸方向鉄筋の座屈が抑制されるように、内側と外側に配置する軸方向鉄筋量のバランスとそれらの配置位置に配慮した。
- ②橋脚の地震時保有水平耐力が、基準となる No. 0 供試体と同等となるようにした。

その結果、最外縁から 40mm 内側の位置に 12 本の D10 の軸方向鉄筋、また最外縁から 120mm 内側の位置には 24 本の D13 の軸方向鉄筋を配置し、それらを基部から高さ 300mm の位置でX字状に交差させ、内側の軸方向鉄筋は最外縁から 40mm の位置、外側の軸方向鉄筋は最外縁から 120mm の位置において、それぞれフーチングに定着させた。

一方、帯鉄筋は基部から高さ 900mm までの範囲では 75mm 間隔で配置した。ここで、軸方向鉄筋がX字状に交差している断面領域では、軸方向鉄筋が帯鉄筋によっ

て取り囲まれるように軸方向鉄筋の形状に沿って帯鉄筋の形状寸法を変化させている。また、高さ 900mm の断面よりも高い断面領域では塑性化が生じないと考え、外側の軸方向鉄筋を取り囲む帯鉄筋の間隔は 150mm、内側の軸方向鉄筋を取り囲む帯鉄筋の間隔は 300mm とした。

No. 4 供試体でも、No. 3 供試体と同様に軸方向鉄筋は 2段に配置しているが、軸方向鉄筋は曲げ加工することなく、まっすぐにフーチングに定着させている。本供試体の設計においては、下記の点に留意して軸方向鉄筋の設計を行った。

- ①軸方向鉄筋量の増加が顕著とならない範囲で、軸方向鉄筋の一部を従来よりも断面の内側に配置し、かぶりコンクリートが剥落しても、内側に配置した軸方向鉄筋は露出しないように配慮した。
- ②橋脚の地震時保有水平耐力が、基準となる No. 0 供試体と同等となるように、軸方向鉄筋の量を調整した。その結果、最外縁から 40mm 内側の位置に 24 本の D10 の軸方向鉄筋、また最外縁から 120mm 内側の位置に 20 本の D13 の軸方向鉄筋を配置することとした。基準となっている No. 0 供試体との軸方向鉄筋の配置に関する違いとしては、No. 0 供試体の半数に相当する軸方向鉄筋が、最外縁から断面寸法の 20%に相当する分だけ内側の方に移動し、有効高さが小さくなった分だけ鉄筋量を増加させた点だけである。なお、本供試体では、内側の軸方向鉄筋量と外側の軸方向鉄筋量の比率はおおよそ 2:3 程度である。

帯鉄筋については、外側の軸方向鉄筋を取り囲む帯鉄筋は全高にわたって 150mm 間隔で配置した。一方、内側の軸方向鉄筋を取り囲む帯鉄筋は、基部から高さ 900mm までの範囲では 75mm 間隔、それよりも高い断面では 300mm 間隔で配置した。外側に配置した帯鉄筋の間隔を大きく設定したのは、降伏後の塑性変形性能は、主として内側に配置される軸方向鉄筋と帯鉄筋ならびにそれらで取り囲まれたコンクリートによって発揮させることとしており、外側の軸方向鉄筋は、大きな塑性変形が繰り返し作用した場合に生じる低サイクル疲労の影響を小さくするべく、帯鉄筋による拘束を弱め、広い範囲にひずみが分散するように配慮したためである。

なお、使用した材料の特性は表-2に示すとおりである。

## (2) 載荷方法と計測方法

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返し回数は3回とした。また、実験における降伏変位は、使用材料の強度を用いた事前解析により求めた軸方向鉄筋が初めて降伏する時の水平荷重(降伏荷重)、ならびに、橋脚基部において軸方向鉄筋に貼付したひずみゲージの計測値を参考にして、

No. 2供試体以外は11.5mm、No. 2供試体のみは13.6mmと設定した。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、供試体には橋梁上部構造の自重による力として、1N/mm<sup>2</sup>に相当する軸力を与えた。

本実験では、載荷点位置における水平力、軸力の各荷重、供試体に生じる水平変位、塑性ヒンジ領域とその近傍の断面における曲率、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しによる基部の回転角、鉄筋のひずみ等を測定した。ここで、曲率は、断面の圧縮縁ならびに引張縁におけるひずみをそれぞれ変位計により計測し、平面ひずみ保持が成り立つことを前提として、これらのひずみ値から次式により算定した<sup>19)</sup>。ここで、式(3)により算出される曲率は、計測区間 $h$ に含まれる断面の平均的な曲率である。

$$\phi = \frac{\Delta r - \Delta c}{D_t \cdot h} \quad (3)$$

ここに、

$\phi$  : 曲率

$\Delta r, \Delta c$  : 計測区間における引張側面及び圧縮側面の相対変位

$D_t$  : 引張側面と圧縮側面に配置された変位計の距離

$h$  : 計測区間長で、本実験では80mmを標準として変位計をセットした。

なお、ある程度の損傷が生じて曲率が計測できるようにするために、曲率計測用の細い鋼棒は内部コンクリートに定着させるとともに、かぶりコンクリートの剥離に伴う鋼棒の変形を防止するために、かぶりコンクリートと鋼棒の付着は絶っている。また、変位計はコンクリート縁から数～十数cm程外側の位置にセットし、多少のかぶりコンクリートのはらみだしが生じても曲率の計測に支障が生じないように配慮した。

一方、軸方向鉄筋の伸び出しによる橋脚基部での回転角は、フーチング上面からの計測長を可能な限り短く設定し(本実験では40mm)、引張側面と圧縮側面でのその区間における相対変位から算定した。

## 5. 実験結果とその考察

### (1) 実験結果

図8～12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と比較すると図13の通りである。また、各供試体に対して、耐震性の評価として一

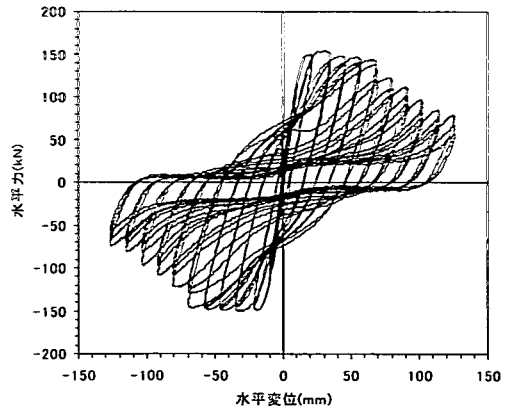


図-8 水平力-水平変位関係の履歴曲線 (No. 0 供試体)

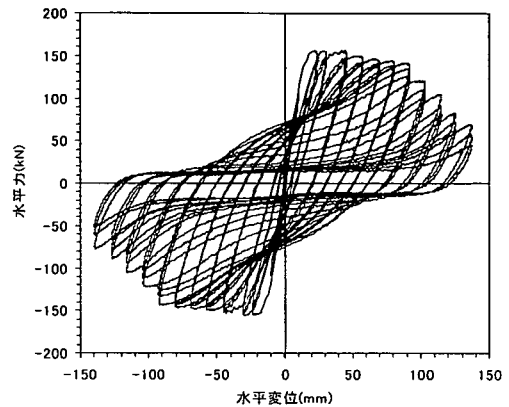


図-9 水平力-水平変位関係の履歴曲線 (No. 1 供試体)

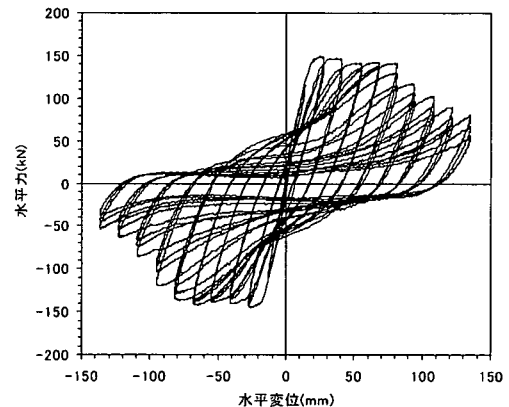


図-10 水平力-水平変位関係の履歴曲線 (No. 2 供試体)

般に着目される状態における水平力と水平変位の値をまとめて示すと表-3のとおりである。ここでは、本実験で降伏と定義した時、水平力が最大となる時、軸方向鉄筋の座屈によってかぶりコンクリートが剥落し始めた時、1サイクル目の載荷で水平力が初めて最大水平荷重の80%以下にまで低減した時に対する実験結果を示した。なお、



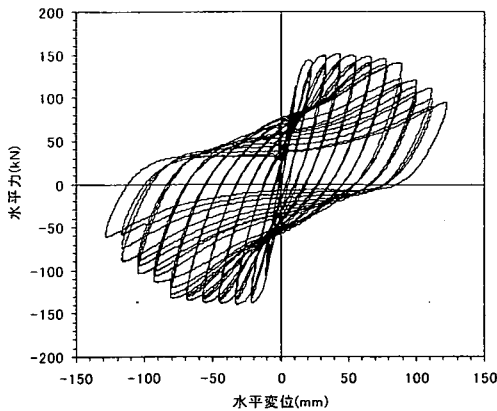


図-11 水平力-水平変位関係の履歴曲線 (No. 3 供試体)

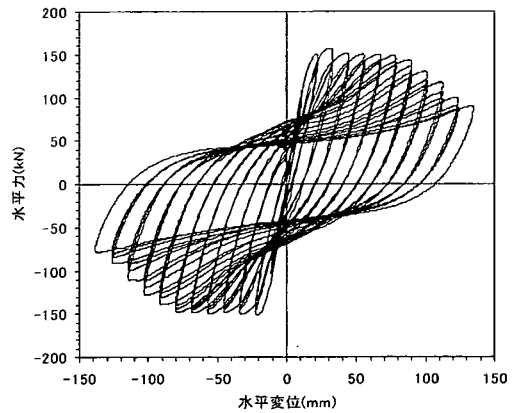


図-12 水平力-水平変位関係の履歴曲線 (No. 4 供試体)

表-3 耐震性の評価で一般に着目される状態における水平力と水平変位の関係

着目した 載荷ス テップ	本実験で降伏と定義した 載荷ステップ		水平力が最大となる時の 載荷ステップ		軸方向鉄筋の座屈によりかぶり コンクリートが剥落し始めた時 の載荷ステップ			1サイクル目の載荷で水平力が初 めて最大水平荷重の80%以下にま で低減した時の載荷ステップ		
	水平力 (kN)	水平変位 (mm)	水平力 (kN)	水平変位 (mm)	水平力 (kN)	水平変位 (mm)	対No. 0比	水平力 (kN)	水平変位 (mm)	対No. 0比
No. 0	115.5	10.4	149.3	34.7	139.6	69.0	(1.0)	119.3	79.9	(1.0)
No. 1	109.0	10.6	153.0	24.2	137.7	92.0	(1.33)	117.5	103.0	(1.29)
No. 2	114.7	13.8	145.7	27.8	139.2	81.5	(1.18)	113.9	94.5	(1.18)
No. 3	111.0	11.1	147.7	44.2	135.9	89.4	(1.30)	116.6	100.3	(1.26)
No. 4	107.9	11.1	152.0	33.1	140.5	89.8	(1.30)	113.0	112.5	(1.41)

ここに示している水平変位の値は、水平力加振機への指令値ではなく、変位計により直接計測した載荷点位置での供試体の水平変位である。

図-14は水平力-水平変位関係の履歴曲線から各載荷ステップにおける履歴吸収エネルギーを計算し、これを各供試体間で比較したものである。ここで、履歴吸収エネルギーは各載荷変位における1サイクル目の履歴曲線を基に算定した。

### (2) 従来タイプの配筋とした鉄筋コンクリート橋脚模型

従来タイプの軸方向鉄筋配置とした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が、 $6\delta_y$ の載荷で基部から高さ約300mmまでの範囲に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。そして、 $7\delta_y$ 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。

### (3) 軸方向鉄筋により塑性化領域を制御した鉄筋コンクリート橋脚模型

損傷制御鉄筋により塑性化する断面領域を広く確保するようにした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たのは、基部から高さ150mm付近の断面と450mm付近の2断面であり、当初のねらい通り広い範囲にひびわれが分散した。 $8\delta_y$ 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。

軸方向鉄筋のフーチングへの定着を一部アンボンドとしたNo. 2供試体では、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、引張側で開きが生じ、圧縮側でつま先立ちするような変形モードとなった。各載荷ステップの終了後にひびわれ観測を行ったが、 $5\delta_y$ の載荷までは、橋脚躯体部には視認できるひびわれはなく、アセトンを用いてやっと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。 $6\delta_y$ の載荷で基部から高さ200mm程度までの範囲で、つま先立ちのようにして圧縮力に抵抗していたかぶりコンクリートの部分が剥離し始め、次の $7\delta_y$ の載荷で水平力が低下した。

これらの実験結果からもわかるように、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ことが示された。No. 1供試体のように、大きく曲げ塑性変

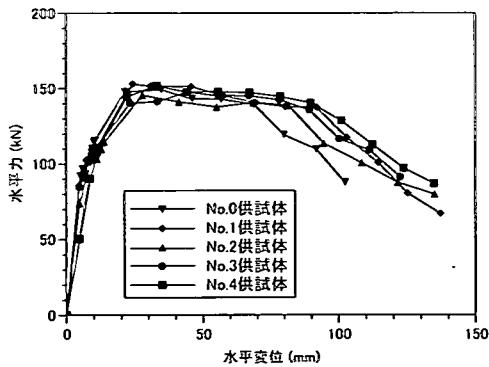


図-13 履歴曲線の包絡線の比較 (正側載荷)

形する断面をより広い範囲に生じさせることにより、従来の構造よりも変形性能を高めることができ、より大きな水平変位に対して損傷をひびわれの発生程度までに抑えることができる。一方、軸方向鉄筋の伸び出しを有効に活用すれば、ある一定の塑性変位までは、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) 軸方向鉄筋の座屈を抑制した鉄筋コンクリート橋脚模型

軸方向鉄筋の座屈抑制効果の向上を図った No. 3 供試体では、 $6\delta_y$  の載荷まで水平ひびわれの進展が続き、主として基部から 200~350mm の高さの断面付近に大きなひびわれ幅を有するひびわれが生じた。No. 0 供試体に比較して高い位置の断面に大きなひびわれが生じたのは、2段の軸方向鉄筋をX字状に曲げて交差させ、その交点がクリティカル断面となるようにしたためである。 $7\delta_y$  の載荷でかぶりコンクリートがわずかに盛り上がったが、履歴曲線のループ形状にその影響は見られない。そして、 $8\delta_y$  の載荷で基部から高さ 300mm 付近までの範囲においてかぶりコンクリートが剥落して水平力が低下し始めた。その後は、かぶりコンクリートが剥落した範囲において損傷が内部コンクリートにまで進展し、それに伴って水平力が低下した。本供試体に対しては  $10\delta_y$  の変形まで載荷を行ったが、軸方向鉄筋の破断は生じなかった。

本供試体では、塑性変形性能を表わす一つの指標である水平力が低下し始める時の水平変位が約 90mm であり、基準となる No. 0 供試体よりも約 30%大きくすることができた。これは、損傷域において軸方向鉄筋を断面内部の方向に向かって傾斜させた配筋構造としたことにより、曲げ圧縮力が作用しても、圧縮側の軸方向鉄筋は外側へは座屈しにくくなり、従来の配筋構造とした No. 0 供試体よりも軸方向鉄筋の座屈抑制効果が高くなったためと考えられる。

一方、No. 4 供試体では、No. 3 供試体と同様に  $6\delta_y$  の

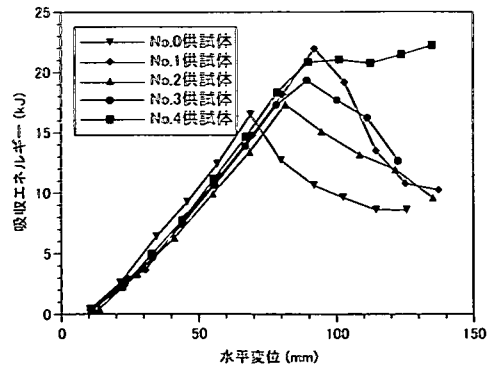


図-14 吸収エネルギーの比較 (1 サイクル目)

載荷まで水平ひびわれの進展が続き、主として基部からの高さが 70mm 前後、150mm 前後、300mm 前後の断面付近に大きなひびわれが分散して生じた。 $7\delta_y$  の載荷では、橋脚基部の隅角部で、局所的にかぶりコンクリートがわずかに剥落した。ただし、有意な水平力の低下は生じてなく、また履歴曲線のループ形状にも特段の変化は見られないため、これは耐震性に影響を及ぼすようなかぶりコンクリートの剥落とは区別できる損傷と見られる。No. 0 供試体と比較してひびわれが分散して塑性変形性能が向上したのは、最外縁に近い位置に配置する軸方向鉄筋の量を減らしたことによって、軸方向鉄筋がその座屈によってかぶりコンクリートを押し出す力が小さくなったためと考えられる。

そして、 $8\delta_y$  の載荷で、基部から高さ 150mm 付近までの範囲において外側に配置した軸方向鉄筋がかぶりコンクリートを押し出しながら座屈した。この時、内側に配置した軸方向鉄筋は内部コンクリートに取り囲まれており、まだ露出していない状況であった。ここで注目すべき点は、外側の軸方向鉄筋には座屈が生じたにも関わらず、水平力-水平変位の関係の履歴曲線には明確な変化はなく、比較的安定した履歴ループを維持していることである。No. 0 供試体に対する実験結果からもわかるように、一般に、軸方向鉄筋が座屈してかぶりコンクリートが剥落するような損傷が生じると、水平力-水平変位の関係の履歴曲線の形状が紡錘形から逆S字形へと変化する。これは、図-1で説明したように、ひとたび座屈した軸方向鉄筋に引張変形を与えても、軸方向鉄筋がまっすぐになるまでは引張抵抗力が十分に発揮できず、その間は曲げ抵抗モーメントが小さくなるためである。しかしながら、No. 4 供試体では、全軸方向鉄筋量の約 3/5 を断面の内部に配置し、最外縁に近い位置に配置する鉄筋の量を No. 0 供試体よりも減らしたことにより、内部に配置した軸方向鉄筋が座屈せずに有効に引張抵抗力を発揮し、外側の軸方向鉄筋が座屈しても直ちには水平力の低下には至らなかったものと考えられる。

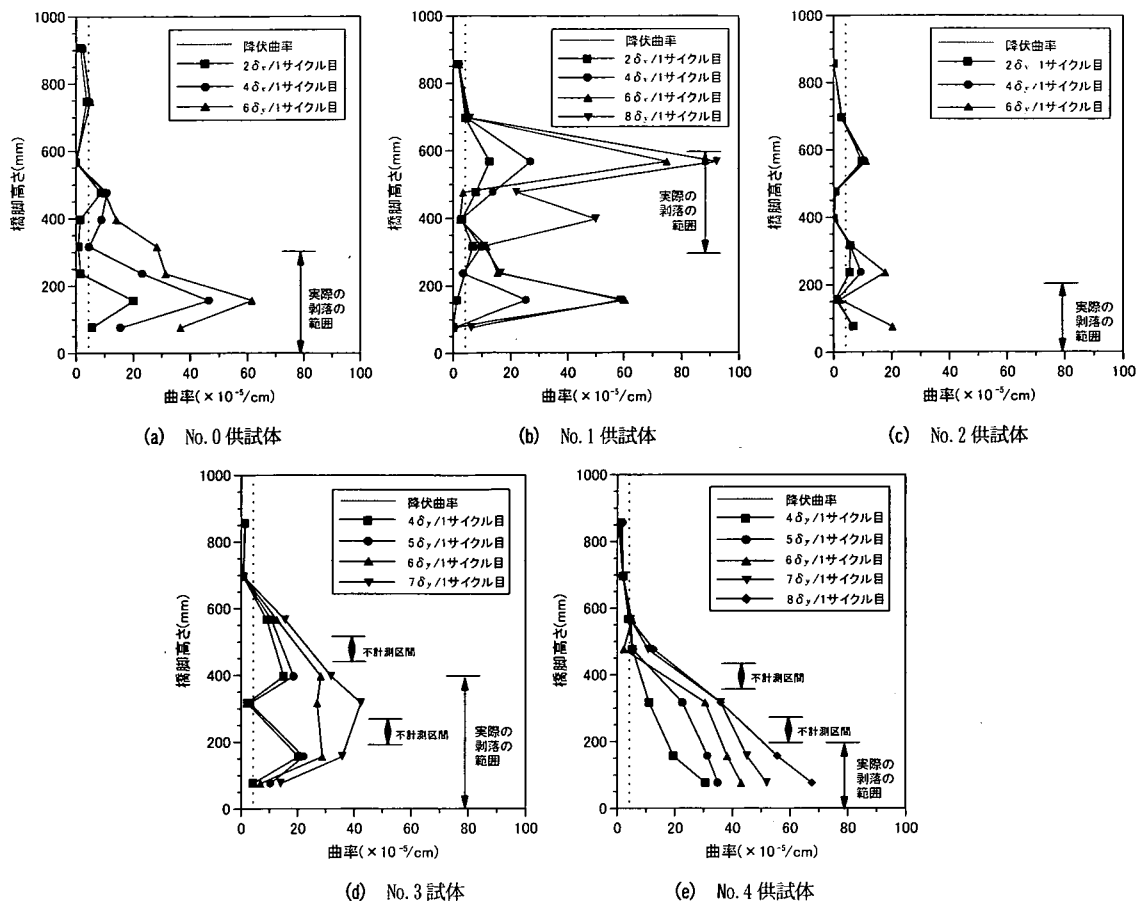


図-15 曲率の進展とその分布

9 $\delta_y$ の荷重になると、その繰り返し荷重による水平力の低下が顕著となってきた。外側の軸方向鉄筋の座屈はさらに大きくなり、内部のコンクリートに損傷が進展していったが、内側の軸方向鉄筋は依然露出してなく、座屈は確認されなかった。また、この荷重ステップにおいては、外側の軸方向鉄筋の破断は生じなかった。そして、10 $\delta_y$ の荷重により、外側の軸方向鉄筋が合計5本破断し、水平力がさらに低下した。ただし、内側の軸方向鉄筋の座屈は、10 $\delta_y$ の変形を与えても生じず、水平力こそ低下したが、履歴ループは紡錘形の形状をしており、安定した復元力特性が確保されている状態であった。

このように、座屈する軸方向鉄筋の割合を少なくすることにより、水平力が低下し始める時の水平変位を約100mmにまで向上させることができた。これは、基準となるNo.0供試体よりも約40%大きい値である。また、水平力が低下し始めた後も、内側の軸方向鉄筋が座屈せずに有効に機能するため、図-14からもわかるように、高いエネルギー吸収性能を保持し続けている。一般に、断面外側に配置された軸方向鉄筋が座屈し始めると、No.0~No.3供試体のように荷重1ループで吸収するエネルギー

量が低下してくるが、そのような低下が生じないのも本橋脚構造の大きな特徴の1つである。

## 6. 塑性ヒンジ領域における曲率分布

図-15は、式(3)に基づいて計測した各供試体の曲率分布を示したものである。ここで、曲率計測のためにセットした変位計の不具合により、No.3供試体では基部からの高さが197~277mmの間ならびに437~517mmの区間の2計測区間、No.4供試体では197~277mmの間ならびに357~437mmの区間の2計測区間で、それぞれ曲率の計測が適切にできなかった。したがって、当該区間における曲率の計測値のプロットはせず、その上下の計測区間の曲率を直線で結んで示している。なお、図中には材料の実勢強度を用いて計算した降伏曲率の計算値も示している。

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

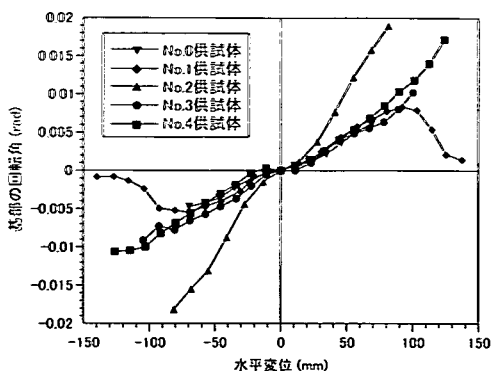


図-16 軸方向鉄筋の伸び出しによる橋脚基部の回転角と水平変位の関係の比較

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いる。これは、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おり、この広がりにより塑性変形性能が向上したことを裏付けている。

一方、No. 2 供試体では、No. 0 供試体と比較すると、載荷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。これは、 $5\delta_y$ の載荷までに橋脚躯体に実際に生じた損傷がほとんど生じなかったことをよく表している。

No. 3 供試体では、橋脚基部に近い断面では、載荷点における水平変位が大きくなっても曲率が進展せず、主として基部からの高さが120~440mmの区間の断面において曲率の塑性化が進展していることがわかる。これは、No. 3 供試体では、基部から300mmの高さの断面がクリティカルとなるように軸方向鉄筋の配置を設計したためであり、その断面付近で塑性化が生じていることが確認される。また、No. 3 供試体においては高さが437~517mmの区間において曲率の計測ができなかったため、塑性曲率がどの高さの断面まで生じていたかについては明言しにくいものの、No. 0 供試体の場合よりも高い位置の断面まで塑性曲率が生じていると言える。これは、X字状の配筋によって軸方向鉄筋の座屈がNo. 0 供試体よりも抑制され、塑性ヒンジの高さが長くなったことによるものと考えられる。

No. 4 供試体では、実際に生じたかぶりコンクリートの剥落範囲は基部から200mm程度の高さまでであり、破壊モードの異なるNo. 2 供試体を除けば、他の供試体よりも狭い範囲でしか損傷していないが、塑性曲率は、この剥落範囲よりもさらに上方にまで進展していることがわかる。剥落した範囲が狭くなったのは、外側の帯鉄筋の間隔を150mmに広げたため、外側の軸方向鉄筋はこの範囲でしか座屈しなかったためであるが、内側に配置した軸

方向鉄筋の座屈が生じなかったことにより、剥落が生じた区間にひずみが局在化せず、曲げ塑性変形の増加に伴って、順次上方の断面へとひずみが配分されたものと考えられる。

このように、軸方向鉄筋の座屈を抑制させることは塑性変形性能を向上させるための有効な方策であり、その効果は塑性ヒンジ長が従来構造よりも長く確保できるという点に表れることが曲率分布からも確認できた。

## 7. 軸方向鉄筋の伸び出しによる基部の回転

図-16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載荷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。前述したように、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40mm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が、このようにして計測される回転角には、基部から40mmの高さまでに生じる躯体断面の曲げ変形による回転成分も含まれることになる。この区間における躯体断面の曲げ変形による回転成分を除去するために、当該区間における鉄筋の平均的なひずみを計測し、その変形に相当する分だけ回転角を計測値から差し引く方法もある<sup>10)</sup>。しかしながら、大きな塑性変形域になると、軸方向鉄筋に貼付したひずみゲージによる計測値が不安定となり、同一の変位振幅であっても、1回目の載荷と2回目の載荷では大きく違った計測値となる等、計測値の変動が大きくなった。そこで、このような大きな塑性ひずみを繰返し受ける場合におけるひずみゲージの計測値の信頼性を鑑み、ここでは計測長の範囲内における躯体断面の曲げ変形の影響を補正しないこととした。ただし、今回の実験では、どの供試体も断面寸法と計測長は同一としており、供試体間での客観的な比較はできる。

これより、No. 2 供試体以外の供試体では、軸方向鉄筋の径とフーチングへの定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。No. 3及びNo. 4 供試体では、軸方向鉄筋を2段に配置しているが、付着特性に影響を及ぼすような広い間隔ではないため、1段配筋としたNo. 0 供試体と同様な結果となっている。

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、同一の載荷点水平変位に対して、基部に生じる回転角が2.5~3倍大きくなった。これは、軸方向鉄筋をフーチング上面付近でアンボンドとした効果によるもので、軸方向鉄筋の伸び出しに基づく橋脚基部の回転剛性が小さくなって軸方向鉄筋の伸び出

し変位が大きくなったことを示しており、この回転運動によって橋脚の曲げ変形が吸収されていることを裏付けている。

## 8. 結論

本研究では、地震時に鉄筋コンクリート橋脚に生じる損傷レベルを軽減させ、耐震性能を向上させる方策として、横拘束筋の量を増やしたり、新たな部材を追加したりするのではなく、軸方向鉄筋の配置やフーチングへの定着方法に工夫を凝らすだけで効果のある配筋方法を提案した。そして、ここに提案した軸方向鉄筋の配筋方法の有用性を模型供試体による正負交番載荷実験により検証した。本研究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つの箇所が生じる損傷度は低減される。また、橋脚としての塑性変形性能は約30%向上した。
- 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、地震によって生じる橋脚の水平変位は主として基部の回転によって吸収させることができる。今回の実験では、フーチングの上面から軸方向鉄筋径の10倍に相当する長さの区間だけアンボンドとしたが、橋脚躯体断面が分担する曲げ変形が小さくなり、 $5\delta_y$ の塑性変形レベルまでは躯体には損傷がほとんど生じず、塑性変形性能も約18%向上した。
- 3) 軸方向鉄筋を2段に配置し、外側ならびに内側に配置された軸方向鉄筋を塑性ヒンジとなる断面領域においてX字状にクロスするように折り曲げて配筋した橋脚構造、2段に配置した軸方向鉄筋のうち、内側の軸方向鉄筋を最外縁から断面寸法の20%に相当する長さの位置に配置し、座屈する軸方向鉄筋の本数を低減させた橋脚構造ともに、従来の軸方向鉄筋の配置とした曲げ破壊型の橋脚構造よりも塑性変形性能を30~40%程度向上させることができた。これは、軸方向鉄筋の座屈が従来構造よりも抑制され、引張側の軸方向鉄筋に生じるひずみの塑性化がより広い範囲に生じるようになり、塑性ヒンジの長さが長く確保できるためである。

謝辞：本研究は、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る。

## 参考文献

- 1) 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年
- 2) 家村浩和, 高橋良和, 曾我部直樹: アンボンド芯材を活用した高耐震性能RC構造の開発, 土木学会論文集, No.710/1-60, pp.283-296, 2002年7月
- 3) 川島一彦, 永井政伸: 塑性ヒンジ領域にゴム層を有する鉄筋コンクリート橋脚の開発, 土木学会論文集, No.703/1-59, pp.113-128, 2002年4月
- 4) 川島一彦, 細入圭介, 庄司学, 堺淳一: 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, 土木学会論文集, No.689/1-57, pp.45-64, 2001年10月
- 5) Ranasinghe,K, Mutsuyoshi,H and Uchibori,H: Cyclic Testing of Reinforced Concrete Columns with Unbonded Reinforcement, コンクリート工学年次論文集, Vol.24, No.2, pp.1141-1146, 2002
- 6) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏: 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, 第1回構造物の破壊過程解明に基づく地震防災性向上に関するシンポジウム, pp.135-140, 2000年3月
- 7) 須田久美子, 村山八洲雄, 一宮利通, 新保弘: 交番繰返し荷重下における柱筋の座屈挙動, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.16, No.2, pp.467-472, 1994年
- 8) 浅津直樹, 運上茂樹, 星隈順一, 近藤益央: 軸方向鉄筋の座屈解析による鉄筋コンクリート橋脚の塑性ヒンジ長に関する研究, 土木学会論文集, No.682/1-56, pp.177-194, 2001年7月
- 9) 星隈順一, 運上茂樹, 川島一彦, 長屋和宏: 載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価法, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.877-888, 1998年3月
- 10) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏, 池田博之: 大型模型実験に基づく曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能, 第10回日本地震工学シンポジウム, Vol. 2, pp.2123-2128, 1998年11月
- 11) 星隈順一, 運上茂樹, 長屋和宏: 鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究, 土木学会論文集, No.669/V-50, pp.215-232, 2001年2月
- 12) 星隈順一, 運上茂樹: ポストピーク挙動を考慮した鉄筋コ

- ンクリート橋脚の地震応答特性. 第26回地震工学研究発表  
会, pp.997-1000. 2001年8月
- 13) Park, R. and Paulay, T.: *Reinforced Concrete Structures*, Wiley-Interscience,  
1975
- 14) 星隈頌一, 運上茂樹, 長屋和宏: 実大RC橋脚における軸  
方向鉄筋のフーチングからの伸び出し特性とその評価. コ  
ンクリート工学年次論文報告集, Vol.22, No.3, pp.1471-1476,  
2000年
- 15) 星隈頌一, 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年3月
- 16) 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.
- 17) 川島一彦, 星隈頌一, 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.
- 18) 星隈頌一, 運上茂樹, 長屋和宏: RC橋脚に対する正負交  
番荷重実験における曲率の計測とその精度, 土木学会第56  
回年次講演会, 第5部, 2001年10月
- 19) 小林薫, 海原卓也, 石橋忠良: 大変形領域の交番荷重を受  
けるRC橋脚のフーチングからの鉄筋拔出し特性に関する  
実験的研究, コンクリート工学年次論文報告集, Vol.21,  
No.3, pp.1249-1254, 1999年

(2002. 9. 17 受付)

## EXPERIMENTAL STUDIES ON ENHANCEMENT OF SEISMIC PERFORMANCE OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS BASED ON ARRANGEMENT OF LONGITUDINAL REINFORCEMENT

Jun-ichi HOSHIKUMA, Shigeki UNJOH, Kazuhiro NAGAYA  
and Akihiko SHIOJIMA

This paper presents flexural reinforced concrete single-column structures which will exhibit better seismic performance than conventional reinforced concrete columns. Some simple ideas for improving seismic performance were proposed based on the arrangement of longitudinal reinforcement. Cyclic loading tests were conducted for comparison of ductility capacity and damage level among the columns designed with the proposed new concepts and conventional one. Test results showed that the termination of some longitudinal bars near single-column base according to the actual bending moment action, the partial unbonding of longitudinal bars in the footing and the anti-buckled longitudinal bar arrangements were significantly effective for enhancing the ductile capacity of the columns.