

大型 RC 橋脚模型試験体による 塑性変形挙動に関する実験的研究

幸左賢二¹・小林和夫²・村山八洲雄³・吉澤義男⁴

¹正会員 Ph.D 阪神高速道路公団 工務部 (〒541 大阪市中央区久太郎町 4-1-3)

²正会員 工博 大阪工業大学工学部土木工学科

³正会員 工博 鹿島建設(株)技術研究所研究第一部

⁴正会員 (株)建設技術研究所 大阪支店

都市内の高架橋脚は、高強度、多鉄筋構造となっており、変位じん性率の低下や柱筋抜け出し量の増加などが懸念される。そこで、実橋脚の配筋詳細に模擬した大型柱基部破壊型試験体と小型試験体に対する正負交番載荷実験を実施した。その結果、大型試験体の変位じん性率は 5.5 と、小型試験体とほぼ同じであったが、柱筋の抜け出し量は多段配筋の影響により小型試験体の約 3 倍の値となり、実橋レベルでも柱筋抜け出しの影響が比較的大きいことが明らかとなった。ついで、解析により得られたモーメント一回転角の関係を用いて、柱筋抜け出しの影響を非線形の回転バネとして考慮した RC 非線形解析を実施した。その結果、回転バネとして柱筋抜け出しを考慮することにより、実験の荷重一変位挙動をよりよくシミュレートできうることが明らかになった。

Key Words: ductility, load-deflection, non-linear analysis, pull-out of reinforcement

1. まえがき

道路橋などの RC 橋脚は、多くの場合、地震荷重によってその断面設計が決まることが多い、その耐震性が極めて重要である。現在までに、RC 橋脚の地震時挙動を対象とした繰返し載荷実験は、秋元ら¹、川島ら²、石橋ら³、尾坂ら⁴、町田ら⁵を始めとして数多く実施されており、通常の配筋状態での破壊パターンは以下のとおりであることが明らかにされている。まず、鉄筋降伏変位(δ_y)程度までは曲げひびわれがフーチング部との取付部分などに発生し、正負交番載荷を受けることによって断面を貫通するに至る。その後、 $2\delta_y$ 以上の変形時において、徐々に斜めひびわれが発生し、交番載荷によって両方向から伸びてきた斜めひびわれが X 字状をなすようになり、これらのひびわれがさらに進展するとともに、かぶりコンクリートが剥落し、柱鉄筋が座屈することによって終局に至る⁶。このため、終局時の挙動については、材料強度、主鉄筋比、せん断補強筋比などが複雑に影響する。これまでの試験体の多くは、実験上の制約条件から、表-1 に示すように、大きなものでも実橋の 1/6 スケール、断面幅 50 cm 程度で、断面形状を鉄筋比で模したもののが一般的である。しかしながら、RC 橋脚における上記のような終局時の挙動を勘案すると、配筋状態が終局挙動に非常に影響することが考えられる。たとえば、断面寸法が 10 cm × 10 cm 程度の四隅に各 1 本だけ鉄筋を配置した

ような小さな試験体を用いると、コアーコンクリートの損傷が生じた段階で耐力低下が非常に顕著となり、実橋脚の動的特性とは、異なる挙動を示すことが指摘されている²。また、小型試験体においては、50% 程度を占めるといわれているフーチングからの主鉄筋の抜け出しによる全体水平変形への影響に対しても、実橋の場合、断面寸法に対する鉄筋径が小さいことから相対的に小さいと考えられるが、実橋レベルでの影響を明らかにした研究は少ない。このような背景とともに、都市内高架構造物においては、用地等の制約条件から、通常の高架構造物に比べて高強度、多鉄筋となっており、上記の終局耐力の低下や鉄筋抜け出し量の増加等が懸念される。すなわち、通常の小型試験体の配筋は、都市内高架実橋脚に比べて、以下のような相違点がある。

- ①鉄筋径の部材寸法に対する比が大きく、相対的に太径のものが使用されている。
- ②柱筋は実橋脚が多段配筋であるのに対し、一段配筋である。
- ③柱筋は実橋脚では段落とし（途中定着）されるのに対し、通し配筋である。
- ④帶筋の平面形状は実橋脚が非閉合タイプであるのに対し、閉合タイプである。

これらの相違により、終局時の変形能や変位じん性が変化する可能性が想定される。そこで、このような観点から都市内高速道路橋の橋脚を対象に、できるだけ実橋

表一 1 代表的な正負交番試験体の諸元

実験者	供試体形状 (cm)	主な実験パラメータ
川島ら	40×80×240 :25体 50×50×240~250 :15体	主鉄筋比, 載荷方式, 帯鉄筋比・コンクリート強度, 曲げモーメント・せん断力比
山本ら	35×150×100~200 :12体 60×60×130 :4体 40×60×95~155 :5体 $\phi 65 \times 165 \sim 230$:6体	曲げモーメント・せん断力比, 引張鉄筋比, 軸応力, せん断補強筋比
尾坂ら	40×40×140 :12体	主鉄筋比, 帯鉄筋比, 軸応力
町田ら	20×15×85 :33体	曲げモーメント・せん断力比, 引張鉄筋比, 軸応力, 帯鉄筋比・コンクリート強度
石橋ら	40×40×150 :27体 40×50×115 :15体 60×40×150 :4体	引張鉄筋比, 帯鉄筋比, 軸応力・コンクリート強度

脚の配筋詳細を模擬した柱基部破壊型（1/3縮尺）試験体を作成し、柱頭部での水平交番加力実験を行い、小型試験体（1/10縮尺）の実験結果との対比を実施した。ついで、多段配筋の影響により比較的大きな値が得られた鉄筋抜け出し量を定量的に評価するために、鈴木ら⁶⁾により提案されている正負交番載荷モデルを基本とした解析を実施し、多段配筋の鉄筋抜出しに及ぼす影響について評価した。また、正負交番実験結果を定量的に評価するために、ファイバーモデルを採用するとともに、影響の大きい鉄筋抜出し量を非線形の回転バネとして考慮したRC非線形解析法に基づいて、実験結果のシミュレーション解析を実施し、その妥当性を評価し、実橋レベルでの荷重-変形挙動のモデルを試みた。

2 実験方法

(1) 試験体諸元

a) 形状と配筋

試験体は小型試験体と大型試験体各1本の合計2本である。試験体の形状寸法を図-1に、断面の配筋を図-2に示す。柱のせん断スパン比（a/b）はいずれも4.3で、柱基部での柱鉄筋比（柱筋断面積の部材断面積に対する比）は2.2%，帯鉄筋比は0.3%である。小型試験体（1/10縮尺模型）は、大型試験体との比較実験用に製作したもので、大型試験体と相似形かつ鉄筋比も同じである。既往の実験例を参考にして、鉄筋には、寸法に比べて相対的に大きめのものとし（本数を少くし）て柱筋にD19を、帯筋にD6を使用した。大型試験体は、実橋脚の配筋詳細を模擬した1/3縮尺模型である。実橋脚では、柱筋にD35が、また帯筋にD19が多く使用されているが、試験体では模型の縮尺率に合わせて、それぞれD13, D6鉄筋を使用した。柱筋は柱下部で3段配筋とし、段落とし

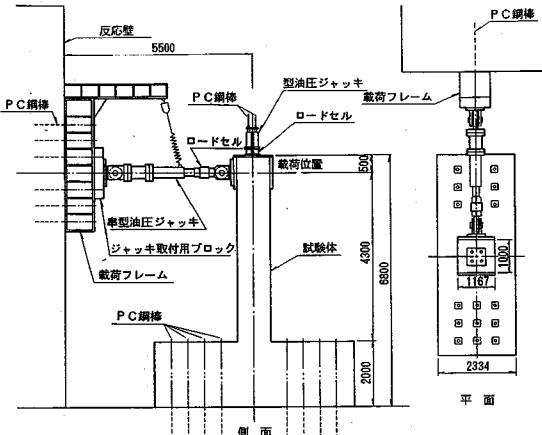
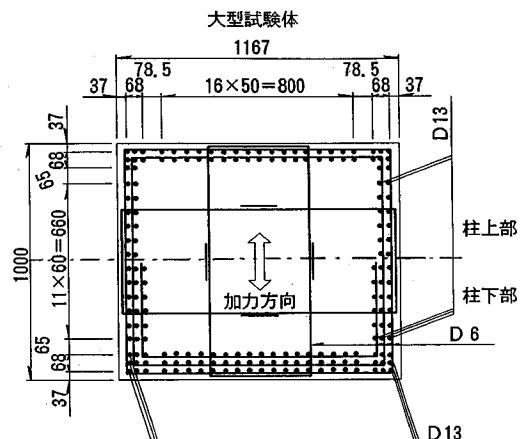
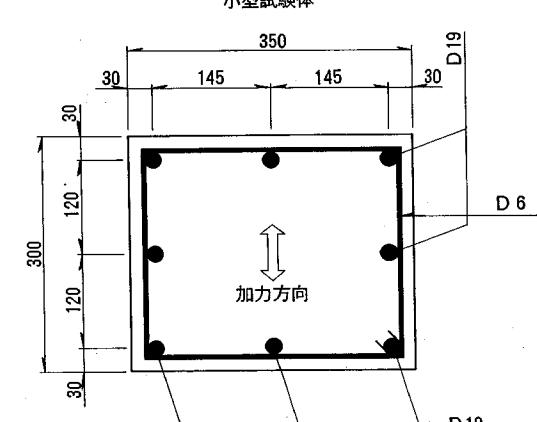


図-1 試験体形状寸法、加力方法(大型試験体)



大型試験体



小型試験体

柱上部 5.0(cm)
柱下部 10.0(cm)

柱上部 5.7(cm)
柱下部 11.4(cm)

柱の断面寸法と配筋

表-2 使用した鉄筋の諸性質

	鉄筋径	降伏点 (kgf/mm ²)	引張り強さ (kgf/mm ²)	硬化点ひずみ (%)	伸び (%)	絞り (%)
大型試験体柱筋	D13	38.3	57.1	1.7	26	48
小型試験体柱筋	D19	39.1	57.7	1.5	23	42
帶 鉄 筋	D6	32.6	44.2	3.0	16	57

表-3 コンクリートの配合

	粗骨材の 最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	水セメン ト比 W/C (%)	細骨材率 S/a (%)
大型試験体	10	18	4	62.0	46.0
小型試験体	20	15	4	57.5	44.8

表-4 コンクリートの実験時強度

	圧縮強度 (kgf/cm ²)	引張強度 (kgf/cm ²)	ヤング係数 (× 10 ⁶ kgf/cm ²)
大型試験体	283	24	0.22
小型試験体	278	26	0.29

位置は、道路橋示方書に従って計算上必要無くなる断面から柱断面の有効高に等しい長さだけ延ばし、高さ 2.16m の位置で最内縁の柱鉄筋を段落とししている。また、柱筋はフーチング下面付近まで延ばして定着している。ここで柱鉄筋の間隔に着目すると、小型試験体では 7.6ϕ (ϕ : 鉄筋径)、大型試験体では 3 段配筋の各段の間隔が 2.6ϕ 、各段における鉄筋間隔が 3.6ϕ となっている。また、帯筋の形状については、小型試験体では、端部にフックを有する閉合型のものを使用したのに対し、大型試験体では、実橋脚の場合に合わせてコの字形に加工したものを両方から差し込み、重ね継ぎ手によって一周を形成させた。図-2 に示すように帯鉄筋の重ね継手部の補強も兼ねた中間帯鉄筋を帯鉄筋比換算で 0.1%配置している。

b) 使用材料

使用した鉄筋の降伏点と引張強さおよびひずみ硬化点などの機械的性質は、表-2に示すように小型試験体と大型試験体の場合でほぼ同様であった。コンクリートにはいずれも早強セメントを使用した。小型試験体では最大骨材寸法 $G_{\max} 20$ mm のレディミクストコンクリートを使用したが、大型試験体の場合は実橋脚に対する縮尺率を考慮して、 $G_{\max} 10$ mm のいわゆるマイクロコンクリートを使用した。コンクリートの配合と載荷試験時強度を、それぞれ表-3、表-4に示す。

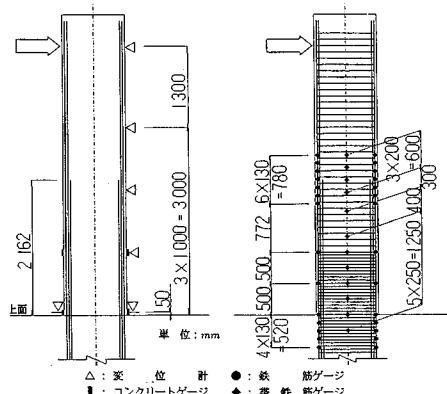


図-3 測点位置

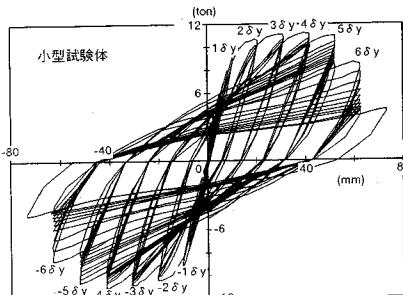
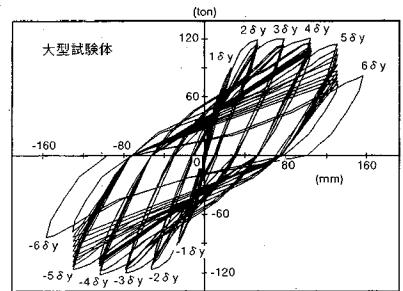
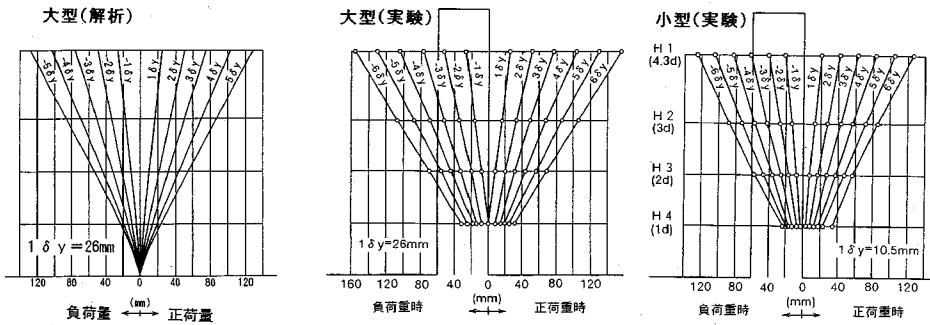


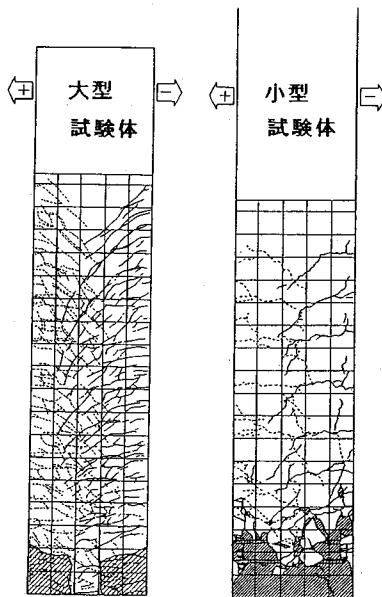
図-4 加力点の荷重-変位関係

(2) 加工方法と測定項目

試験体の加力は、実橋脚に作用している軸応力度の影響を考慮するため、図-1に示すように柱頭部で軸力を与えて交番水平力を加力した。軸力は、フーチング下端に定着部を有し試験体の中央を通るPC鋼棒を用い、柱頭部のジャッキにより実験中応力度換算で 15 kgf/cm^2 に保持した。PC鋼棒はシース中を通しており、シース内空は、試験体が変形してもPC鋼棒がシースに接しない大きさとした。いずれの試験体においても、計算上の降伏荷重 P_y (柱基部の最外縁柱筋が降伏する荷重) までは、荷重制御で漸増交番加力とし、降伏荷重以降は、変位制御で降伏時変位 δ_y の整数倍の変位で各10サイクルの交番繰返し加力とした。加力実験は、最大荷重経過後、



図一5 水平変位の高さ方向分布



図一6 ひびわれ分布と破壊状況

降伏荷重の値に低下するまで行った。小型試験体の計算降伏荷重 P_y とそれに対応する実測変位量 δ_y はそれぞれ 8.5 tf と 10.5 mm, 大型試験体では、92 tf と 26 mm であった。測定項目は、図一3 に示すように、加力点変位、柱の水平変位の高さ方向分布、フーチングと柱の相対鉛直変位、およびフーチング内部の柱筋ひずみ量などである。

3. 実験結果と考察

(1) 小型試験体実験結果

各試験体の加力点での荷重一変位曲線を図一4 に示す。各変位ステップの水平変位の高さ方向分布を図一5 に、また、ひびわれと破壊状況を図一6 に示す。図一4 からも分かるように、小型試験体では、荷重一変位 ($P-\delta$) 包絡線は $4\delta_y$ において最大耐力 11.2 tf を示し、 $5\delta_y$ でも

耐力低下は殆ど認められなかった。また、降伏比（降伏荷重と最大荷重の比）は約 0.75 であった。変位じん性率の定義として、荷重が最大荷重到達後に降伏荷重まで低下したときの塑性率を探るもの、荷重が最大荷重の 80% まで低下した時の塑性率を探るものなど幾つか提案されている。本実験では降伏比が約 0.75 であったので上述のどちらで評価してもほぼ同じ値となり、じん性率は 6 より若干小さい値であった。この値は、町田ら⁵⁾の評価式(後者の方法)による計算値と比べると約 1.2 倍に相当するが、評価式の検証に用いられた実験結果に約 20% のばらつきがあることを考えると、小型試験体の実験は既往の実験条件と大きく相違するものではないといえる。

(2) 大型試験体実験結果

大型試験体における $P-\delta$ 包絡線の形状は、図一4 に示されるように小型試験体に類似したものであった。最大耐力は 122 tf で、試験体寸法比のほぼ 2 乗の大きさであった。じん性率は約 5.5 であり、小型試験体に比べて若干小さいものの大差無いものであった。加力ステップの初期の段階から柱筋の段落とし付近で斜めひびわれが発生したが、最大耐力時でもこの部分は降伏せず損傷の進展は見られなかった。その結果、 $3\delta_y$ 以上での変位分布は図一5 に示されるようにほぼ直線分布となり、小型試験体の場合と同じく、変形の主要因が柱の基部付近に限定されていることが示唆される。ただし、降伏時変位量 $1\delta_y$ に着目すると、小型試験体における変位量を試験体寸法比で換算した値に比べ小さめとなった。また、小型試験体ではみられなかったが、 $5\delta_y$ の繰返し加力の際に柱筋の一部が破断した。

(3) 考 察

以上のように小型試験体と大型試験体との間で変形性能に関してはほぼ同じであったが、細部においては相違点が認められた。ここでは、前述の影響要因に着目して考察する。

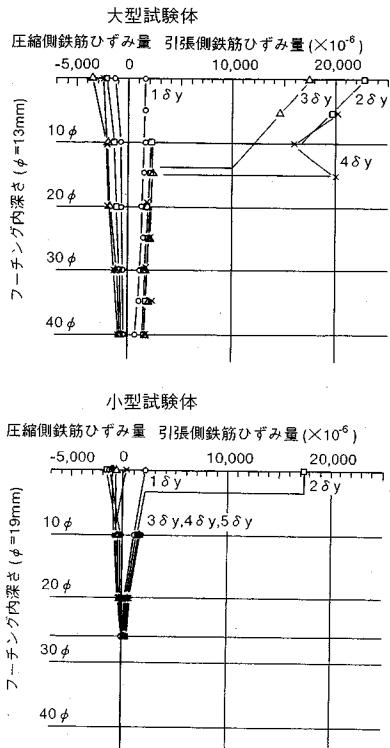


図-7 フーチング内の柱筋ひずみ分布

a) 柱筋段落としの影響

大型試験体の降伏比が約0.75であるのに対し、加力点から段落としまでの距離とせん断スパン長の比が約0.5であるので、計算上の降伏安全率は約1.5と十分大きな値となっており、そのため、段落とし部で柱筋が降伏することはなかった。上述のように、大変形時の柱頭部変位の殆どは、柱基部付近の柱の塑性変形と柱筋のフーチングからの抜出しに伴う変形に起因していること、また降伏変位 δ_y に対しても段落とし部より上部の柱の変形の影響は小さいことなどから、本大型試験体で採用したような考え方で段落とし位置を設定した場合には、変形性能に対する段落としの影響は殆どないとみなしても差支えないと考えられる。

b) 多段配筋の影響

大型試験体における段落し位置より下側での柱部の柱筋ひずみ量の高さ方向分布は、小型試験体の場合と類似したものであった。しかし、フーチング内の柱筋ひずみ量の高さ方向分布は、図-7に示されるように大型試験体においては降伏進展長さが大きく、かつ鉄筋の応力度が深い位置まで伝達されている。その結果、柱筋のフーチングからの抜出し量は、図-8に示されるように同一塑性率においてD13を用いた大型試験体の方がD19を用いた小型試験体の場合よりも常に大きかった。抜出し

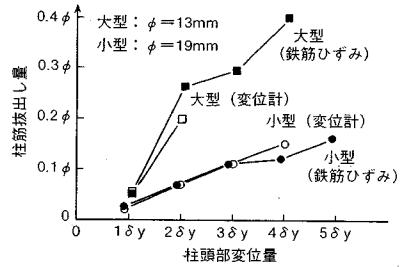


図-8 抜出し量と柱頭部変位の関係

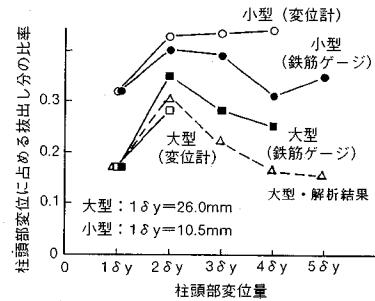


図-9 柱頭部変位に占める抜出し回転分

量の値を鉄筋径で無次元化したものを終局変位に近い $4\delta_y$ で比較すると、大型試験体では 0.4ϕ であって小型試験体の場合の 0.13ϕ の約3倍となっている。これは、大型試験体での柱筋間隔 (3.8ϕ , 2.6ϕ) が小型試験体の場合 (7.8ϕ) よりも密になっているためであるが、石橋ら³⁾のデータから求められる約1.5倍と比べると著しく大きなものとなっている。これは、多段配筋のために見掛けの付着強度が小さくなつたためと考えられる。柱頭部変位に対する基部回転分の占める割合は、図-9に示されるように小型試験体に比べると小さく、定性的には既往の研究結果と同じであった。しかし、終局変位の約25%は抜出しによる回転分となっており、その影響は必ずしも少なくない。

c) 鉄筋径と帯筋形状の影響

小型試験体における破壊は柱基部付近の高さ $0.8d$ の範囲で生じ、既往の実験結果と大差は無かったが、大型試験体では、 $0.4d$ の範囲であり小型試験体の約半分であった(図-6)。破壊領域の長さはいずれも目視観測における柱筋の座屈長とほぼ一致していた。この破壊領域の相違は、柱筋径や帯筋の形状寸法の影響が現れたものと考えられる。大型試験体における柱筋の破断の理由としては、本数の違いによる確率的な相違も想定されるが、同じ塑性率の柱頭変位に対して大型試験体では基部回転分が少ないと、さらに破壊領域から類推されるようには基部の狭い範囲の塑性変形でこれを負担したことによると考えられる。大型試験体では実橋脚の場合と同様、

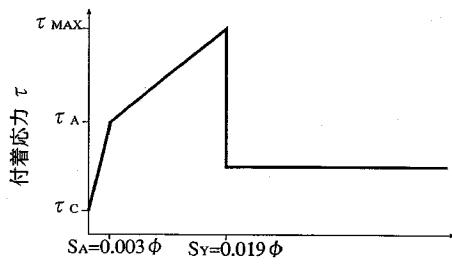


図-10 τ - s モデル

帶筋の重ね継手部を帶筋比換算で0.1%の差し筋で補強している。部材の加力面と直角の面で測定された差し筋のひずみ量は帶筋のそれと同程度であった。そのため、差し筋はせん断補強筋としての機能を十分果たしていると考えられる。また、大型試験体における差し筋の存在は、帶筋の長尺化に伴うコンファイン効果の低下を緩和していると考えられ、その結果として、小型試験体の場合と大差ない変形性能をもたらしたと推定される。

4. 柱筋の抜出しに関する解析的検討

(1) 概要

従来、柱筋の抜出しが変形性能に与える影響は小型試験体では大きいが、実橋脚の場合には比較的小さいと考えられてきた。しかし、大型試験体の実験結果によると、都市内高架橋脚の場合には柱筋が密に配置されるためみかけの付着強度が小さくなり、その結果、柱筋の抜出しに伴う基部回転の影響は必ずしも小さくないことが明らかとなった。ここでは、主として大型試験体を対象とし、フーチングからの柱筋抜出し量の解析的検討を行った。

(2) 解析方法

鉄筋の抜出し量の解析は、多くの場合、鉄筋の応力一ひずみ関係(σ - ϵ モデル)および鉄筋とコンクリート間の付着応力とすべり量の関係(τ - s モデル)を用いて行われており、ここでもこの方法によって検討した。 σ - ϵ モデルとしては Menegotto-Pinto モデル¹²⁾を用いた。このモデルは、鉄筋のひずみに対して応力度が陽関数として得られる特徴を有している。 τ - s モデルとしては、柱筋の抜出し解析用として提案されている図-10 に示す鈴木ら⁹⁾のモデルを用いた。

(3) 解析結果

解析は、まず鉄筋の抜出し量に限定して行った。すなわち、フーチング上面に着目し、この位置において鉄筋降伏までは解析における鉄筋応力度が実測応力度に合う

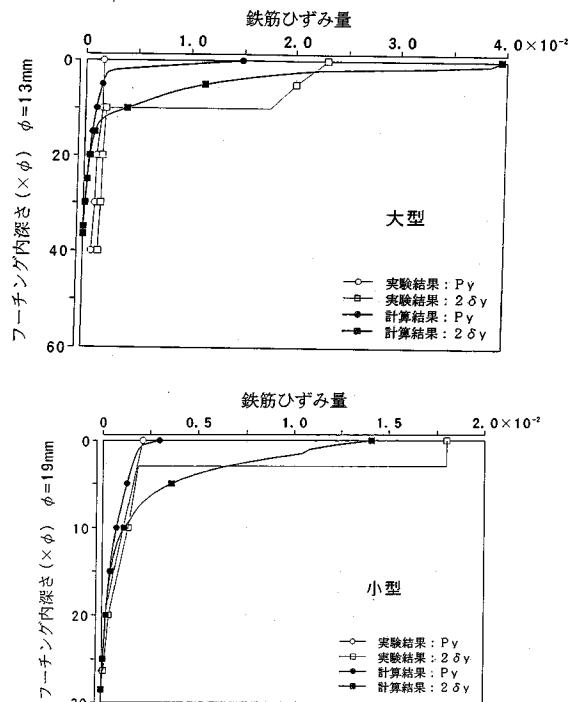


図-11 軸方向鉄筋ひずみ分布

ように、また鉄筋降伏後は解析における抜出し量（鉄筋のひずみの積分値）が実測抜出し量に合うような、条件のもとにひずみ分布の計算を行った。このようにして算定したひずみ分布の計算結果を実験結果と比較して図-11 に示す。図-11 によると、小型試験体におけるひずみ分布の計算結果は実験結果と比較的よく一致している。定着深さ（フーチング上面から鉄筋ひずみがほぼ0となる位置までの距離）に関しては、計算結果と実験結果はほぼ一致しており、とくに実測の $2\delta_y$ 時におけるフーチング上面近傍での鉄筋が降伏している状況を計算結果は比較的よく捉えている。これに対して、大型試験体では小型試験体ほどには計算結果は実験結果を表現できていないことが分かる。この場合には、鉄筋降伏状況は、性状的には計算結果と実験結果はよく似た傾向を示しているが、定量的には異なっている。また深さ方向の鉄筋ひずみ分布性状に関しては、計算結果の方が浅く分布しており、実験結果と異なる傾向を示している。これは提案されている τ - s モデルが鉄筋間隔の比較的大きいものを対象としているのに対し、大型試験体では鉄筋配置が密で付着強度が低下するためと推定される。

(4) 解析手法の修正

そこで、大型試験体における鉄筋間隔の影響を反映するため図-10 に示す τ - s モデルを次のような考え方で補正することを試みた。

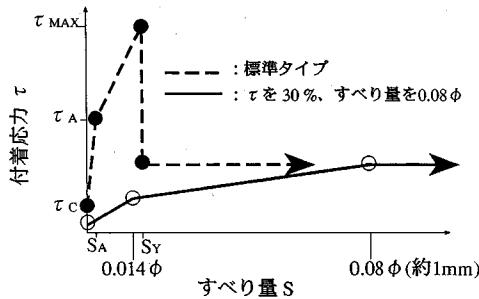


図-12 修正 τ - s モデル

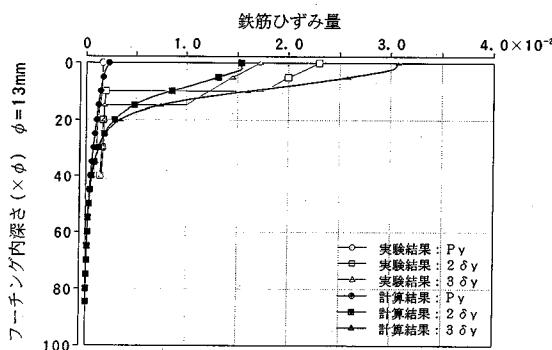


図-13 軸方向鉄筋ひずみ分布(大型)

- ①鈴木らの τ - s モデルにおける鉄筋降伏時すべり量 (S_y)を実測結果をもとに 0.019ϕ (ϕ は鉄筋径) から 0.08ϕ になるように S 軸を引き伸ばす。
 - ②石橋ら³⁾の提案による鉄筋間隔の影響を加味して、付着強度、すなわち τ 軸の高さを低減する。
 - ③鉄筋間隔の影響による付着強度の低減係数としては、多段配筋における段間隔による低減係数と同一段方向における鉄筋間隔による低減係数の積を用いる。本大型試験体の場合、このようにして算出された低減係数の値はほぼ 30% であった。
 - ④鉄筋降伏後の抜出し量が実測値に合うように、降伏後の残留付着強度 (τ_R) の大きさを調節する。
- 以上のように設定した修正 τ - s モデルを図-12 に示す。修正 τ - s モデルを用いた、前述のように実測抜出し量に対応するひずみ分布の計算結果を図-13 に示す。修正 τ - s モデルを適用することによって、大型試験体の柱軸筋の抜出しに伴うひずみ分布を比較的よく推定できていることが分かる。

(5) 柱基部の M - θ 履歴曲線の解析

前述の修正 τ - s モデルを用いて柱筋の抜出し量履歴曲線を計算し、この結果をもとに抜出しに起因する柱基部の曲げモーメント一回転角 (M - θ) 履歴曲線を解析的

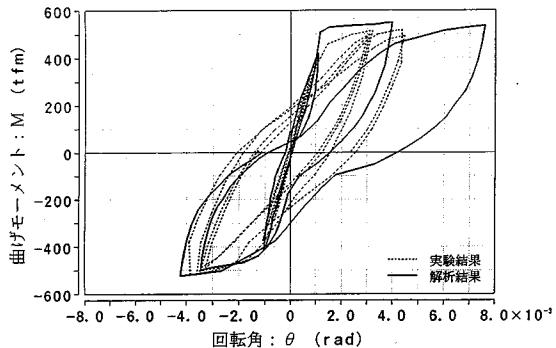


図-14 M - θ 履歴曲線

に求めた。ここでは、 θ を計算するためには鉄筋応力度と中立軸位置に関するそれぞれの履歴が必要となるが、予めファイバーモデルによる解析によって柱基部の曲げモーメントと鉄筋応力度および中立軸の関係を求めておき、これらを使用した。 M - θ 履歴曲線の解析結果を実測結果と比較して図-14 に示す。ここで、実測値の履歴曲線はフーチングと柱の相対鉛直変位量から得られたものである。同図から明らかなように、実測された M - θ 履歴曲線は P - δ 曲線に類似した形状を示しており、解析結果はこの実測 M - θ 履歴曲線を $3\delta_y$ 程度までは、定性的には表現できていることが分かる。

5. 柱部材の P - δ 履歴に関する解析的検討

(1) 概要

橋梁の大地震に対する保有耐力を解析的に推進する方法として、非線形地震応答解析により橋梁全体の耐震性を検討する方法は有用な方法の一つである。しかし、その場合、橋梁を構成する構造部材の非線形履歴復元力特性が解析に精度良く反映されていなければならず、断面設計が地震荷重に支配される橋脚に対してはとくにこのことが重要となる。そこで、実橋脚ではその影響が小さいこれまで考えられてきた柱筋の抜出しに起因する基部回転の影響も考慮した大型試験体の履歴復元力特性の解析的検討を行った。解析には、ファイバーモデルに基づく解析方法を用いた。これは、部材が複数の棒部材で構成され、各断面はコンクリートや鉄筋の微小要素から構成されるとするもので、断面の平面保持と一軸応力状態の材料特性を仮定している。経験的荷重一変位履歴モデルによる方法に比べて広範囲の断面諸元や材料特性および荷重条件に対応でき、また FEM 解析に比べて労力や計算時間を著しく低減することができるなどの長所を有している。

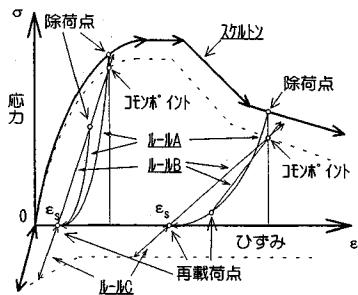


図-15 コンクリートの応力一ひずみ関係モデル

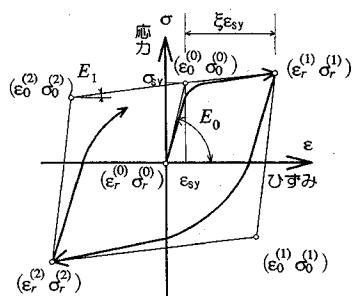


図-16 鉄筋の応力一ひずみ関係モデル

(2) 柱部材のモデル化

a) 材料モデル

材料モデルとしては、Yamada ら¹⁰⁾が用いたものと同じものを用いた。すなわち、コンクリートモデルとしては、六車ら¹¹⁾のルールを基にした $\sigma_c - \epsilon_c$ 履歴ルールであり、鉄筋モデルとしては Menegotto-Pinto¹²⁾の提案した $\sigma_s - \epsilon_s$ 履歴ルールである。コンクリートモデルと鉄筋モデルをそれぞれ、図-15、図-16 に示した。また、材料物性値を表-5 に示した。

b) 部材と断面の分割

部材は図-17 に示すように長さ方向に 19 の要素部材に分割し、想定される塑性領域では短い要素部材とした。断面は 50 個のファイバーに分割し、柱の各部位の配筋に応じて鉄筋要素を考慮した。

(3) 基部回転バネモデル

柱の基部には基部回転バネを設け、直列の線形バネと非線形履歴バネを考慮した。線形バネはフーチングの弾性変形などを考慮したものであり、非線形履歴バネは柱筋の抜出しに起因する回転バネである。直列バネによることにより、変位量は基部に作用する曲げモーメントに対する各バネの変位量の和となる。

a) 線形バネ

線形バネには、使用したコンクリートモデルにおけるヤング係数とマイクロコンクリートのヤング係数の相

表-5 物性値一覧表(単位: kgf/cm²)

コンクリートヤング係数	2.2×10^5
圧縮強度	283
鉄筋ヤング係数	2.1×10^5
降伏強度	3830
第二勾配	4.2×10^4

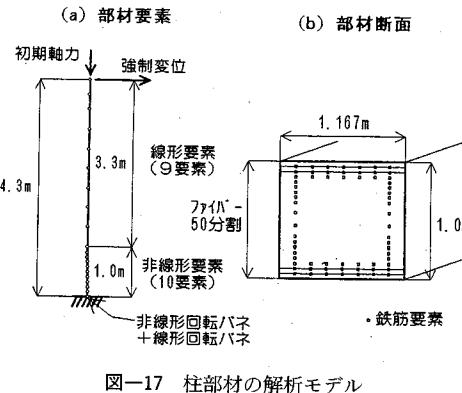


図-17 柱部材の解析モデル

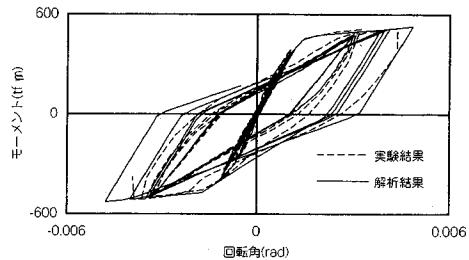


図-18 柱基部の曲げモーメント一回転角関係に対する武藤モデルの適用

違、部材せん断変形分、およびフーチング内のコンクリートの変形分を考慮して設定した。

b) 非線形履歴バネ

柱筋の抜出しに起因する柱基部の非線形回転バネとしては、図-18 に示す武藤のトリリニアモデルを用いた。スケルトン曲線の特性値は、 $M-\theta$ 履歴曲線の実測結果と解析結果を参考にして、第 1 勾配を $4.7 \times 10^5 \text{ tfm/rad}$ 、第 2 勾配を $2.1 \times 10^5 \text{ tfm/rad}$ 、第 3 勾配を $1.8 \times 10^4 \text{ tfm/rad}$ とし、2 つの変曲点の回転角はそれぞれ $6 \times 10^{-4} \text{ rad}$ 、 $1.5 \times 10^{-3} \text{ rad}$ とした。

(4) 解析結果と考察

柱頭部 $P-\delta$ 履歴曲線について、基部回転バネを無視した場合と考慮した場合の解析結果を比較して図-19 に示す。また、基部回転バネを考慮した解析結果と実験結果の比較を図-20 に、基部の柱筋抜出しに関する $M-\theta$

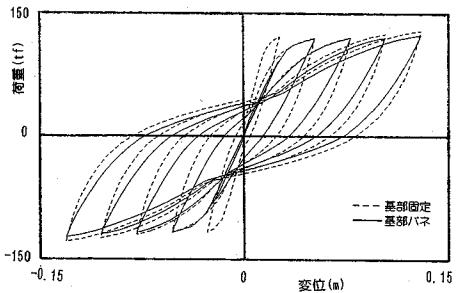


図-19 加力点の荷重一変位関係(解析)

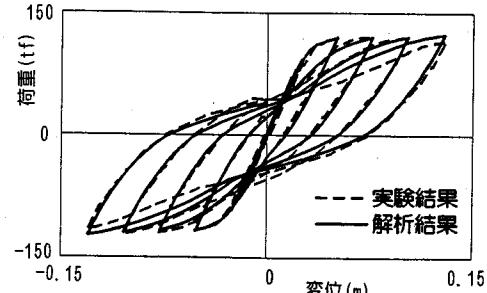


図-20 荷重一変位関係の実験と解析の比較

履歴曲線の解析結果と実験結果の比較を図-18に示す。柱頭部変位に対する柱筋の抜出しによる回転変位分に占める割合を前記の図-9に、また、柱の水平変位の高さ方向分布を図-5にそれぞれ併記した。基部回転パネを無視（基部固定）した場合は、考慮した場合に比べて部材全体の剛性が大きくなるため、同一塑性率に対して荷重が大きく算定されることが分かる。この傾向は、とくに $1\delta_y$ において著しくなっている（図-19）。これに対して、回転パネを考慮することにより、実験における $P-\delta$ 曲線のスケルトンと履歴ループを精度よく推定できることが分かる（図-20）。 $M-\theta$ 履歴曲線の解析結果も実測結果と比較的よく一致しており、武藤モデルがこの種の抜出しに関する基部回転パネとして有用であることが分かる（図-18）。解析における柱頭部変位に対する柱基部の回転の影響は $1\delta_y$ で約20%、 $2\delta_y$ で約30%でありこれらの値は実験値に近い値となっている（図-9）。解析では柱筋の座屈現象を考慮していないので終局状態を特定することはできないが、実験での終局状態に近い $4\delta_y$ の場合で約15%となっており、終局付近では柱頭部変位に対する基部回転の占める割合が低下する現象が表現できている（図-9）。さらに、水平変位の高さ方向分布の解析結果は、柱の基部付近を除いてほぼ直線分布となっており、柱頭部変位量のほとんどが柱基部付近の変形に支配されるという実験結果とよく合致している（図-5）。

6. まとめ

都市内高速道路のRC橋脚をプロトタイプモデルとし、配筋詳細を模擬した大型試験体（1/3縮尺）と小型試験体（1/10縮尺）の実験および解析から得られた主要な結果を以下にまとめる。

①大型試験体の実験結果より得られた $P-\delta$ 包絡線は、小型試験体のものとほぼ類似した結果となった。また、大型試験体の変位じん性率は5.5となり小型試験体の場合の6.0に比べて若干低下したが大差無いものであった。

②大型試験体の柱筋抜出し量は、小型試験体の場合よりも大きな値を示した。たとえば、終局変位に近い $4\delta_y$ で抜出し量の値を鉄筋径で無次元化したものを比較すると、大型試験体は 0.4ϕ と小型試験体の 0.13ϕ の約3倍の値となった。これは、前者の場合には鉄筋間隔が小さくしかも多段配筋のために、見かけの鉄筋付着強度がかなり低下するために生じたと考えられる。

③大型・多段配筋試験体を対象とし、鈴木らの $\tau-s$ モデルを基本として、正負交番載荷柱筋抜出し解析を実施した。その結果、鉄筋間隔の影響を反映した修正 $\tau-s$ モデルを基本として、正負交番載荷柱筋抜出し解析を実施した。その結果、鉄筋間隔の影響を反映した修正 $\tau-s$ モデルを採用することにより、実験の抜出し量およびフーチング内鉄筋ひずみ分布をかなりよく推定できることが明らかとなった。

④ファーバーモデルを採用するとともに、柱筋抜出しを非線形の回転パネとして考慮したRC非線形解析を実施し、実験結果のシミュレーション解析を行った。その結果、回転パネとして柱筋抜出しを考慮することにより、実験の荷重一変位挙動をよりよくシミュレートできることが明らかとなった。

最後に本研究の実験から解析に至るまで始終貴重な助言と指導を頂きました阪神高速道路公団“RC橋脚のダクティリティーに関する調査研究会”の委員各位に深く謝意を表します。

参考文献

- 秋元、小阪：RC橋脚の地震時変形性能照査に関する研究、コンクリート構造物のじん性とその評価法に関するコロキウム、pp.II-241-252、1988年3月。
- 川島、運上、杉田、中島：鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落とし部の耐震性判定法および耐震補強法に関する研究、建設省土木研究所報告、第189号、p.96、1993年9月。
- 石橋、吉野：鉄筋コンクリート橋脚の地震時変形能力に関する研究、土木学会論文集、第390号/V-5、pp.57-66、

1988年2月。

- 4) 尾坂, 鈴木, 桑沢, 石橋: 静的交番繰り返し荷重下でのRC柱の履歴復元力特性に関する研究, 土木学会論文集, 第372号/V-5, pp.45-54, 1988年2月。
- 5) 町田, 穂好, 豊田: 鉄筋コンクリート部材の塑性変形能定量化に関する研究, 土木学会論文集, 第378号/V-5, pp.203-212, 1987年2月。
- 6) 鈴木, 張, 縮貫, 尾坂: フーチングからの軸方向主鉄筋の抜け出し量評価法に関する研究, コンクリート工学論文集, 第3巻, 第1号, pp.33-44, 1992年1月。
- 7) 阪神高速道路公団: 鉄筋コンクリート構造物標準図集, 1991年4月。
- 8) 村山, 須田, 三村: RC橋脚の変形性能に及ぼす柱筋の抜出しの影響, コンクリート構造物の韌性とその評価法に関するコロキウム論文集, 1988年3月。
- 9) 山本, 石橋, 大坪, 小林: 鉄筋を途中定着した橋脚の耐震性能に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第348号/V-1, pp.61-70, 1984年8月。
- 10) Yamada, Y., Iemura, H., Matsumoto, T., Ristic, D. and Ukon, H.: Stress-Strain Based Inelastic Earthquake Response Analysis of Reinforced Concrete Frame Structures, *Proc. of IABSE International Symposium*, Delft, 1987.
- 11) Muguruma, H., Wanatabe, F., Iwasimizu, T. and Mitsueda, R.: Ductility Improvement of High Strength Concrete by Lateral Confinement, *Transactions of Japan Concrete Institute*, Vol. 5, pp.403-410, 1988.
- 12) Menengotto, M. and Pinto, P.: Method of Analysis for Cyclically Loaded Reinforced Concrete Plane Frames Including Changes in Geometry and Nonelastic Behavior of Elements under Combined Normal Force and Bending, *IABSE Symposium on Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well-Defined Repeated Loads, Final Report*, Lisbon, 1973.

(1995.4.25 受付)

EXPERIMENTAL STUDY ON REVERSED LOAD-DISPLACEMENT BEHAVIOR OF RC PIER BY LARGE SCALE MODEL TESTS

Kenji KOSA, Kazuo KOBAYASHI, Yasuo MURAYAMA
and Yosio YOSIZAWA

The sectional area of urban-type elevated RC bridge piers is generally made small because of restricted conditions around the piers. For this reason, main reinforcements are usually multi-layers. In order to evaluate their influence quantitatively, reversed cyclic loading tests were conducted on a large-size model (1/3 scale) that adopted the reinforcement arrangement of actual piers and a small-size model (1/10 scale). According to the experimental results, a large size model showed no serious decline in ductility, of which ductility factor was nearly equal to that of a small model. However, reinforcement pull-out of a large size model was three times larger than that of a small model due to multi-layered reinforcement arrangements, which implies that reinforcement pull-out may give a considerable effect on the behavior of actual bridges. Next, on the basis of the relationship between the moment-rotation angle derived from reinforcement pull-out analysis of reversed cyclic loading tests, RC non-linear analysis was conducted, taking the reinforcement pull-out as a rotational spring. From the test results, it was found that actual load-displacement behavior is well simulated.