

論 文

[2028] RC アーチ橋基部の耐荷力および破壊性状に関する実験的評価

正会員 宮本文穂（神戸大学土木工学科）

正会員○森川英典（神戸大学土木工学科）

金子正之（パシフィックコンサルタンツ）

正会員 幸佐賢二（阪神高速道路公団神戸建設部）

1. はじめに

大スパンのRC固定アーチ橋のアーチ基部においては、細長比、作用軸力、せん断スパン比等が橋脚や建築構造物の柱等と異なり、アーチ基部の破壊性状はこれらの諸量によりかなり影響されると考えられる。例えば、本研究で対象とする阪神高速道路北神戸線「水晶山橋梁」（図1参照）の場合、せん断スパン比が5以上で、橋脚の2~5や建築構造物の1~3より大きく、また、作用軸力は 40kg/cm^2 （死荷重作用時）で、橋脚の $5\sim 20\text{kg/cm}^2$ よりもかなり大きくなっている。また、RC固定アーチ橋は不静定構造であり、アーチ基部の塑性ヒンジの生成時期、範囲および回転能等の要因による曲げモーメント再配分の特性が全体系の耐荷力および破壊性状に大きく影響することを考慮すると、本橋の耐荷力を評価するためには、アーチ基部の耐荷力および破壊性状を実験的に確認するとともに、破壊領域、破壊部近傍の曲率分布及び変形性状をモデル化し、非線形解析にこれらの特性を導入することが必要であるといえる。

そこで、本研究では、実橋基部の部分模型供試体を作成して耐荷力試験を行い、アーチ基部に関する耐荷力、破壊性状の評価を行った。また、曲げモーメント-曲率（以下、M- ϕ ）関係によって基部の特性をモデル化し、非線形解析に適用した場合の妥当性を検討して全体系の解析のための基礎資料とした。

2. 実験方法

2.1 供試体

本実験では、「水晶山橋梁」のアーチ基部に着目し、供試体は、図2に示すような縮尺1/10程度の部分模型とした。鉄筋は主筋にD13mm、せん断補強筋にD6mmのSD35を用い、鉄筋量は、実橋にはば一致させ、主鉄筋比0.5%、せん断補強鉄筋比0.17%とした。また、コンクリートは設計基準強度 $\sigma_{ck}=400\text{kgf/cm}^2$ 、粗骨材最大寸法15

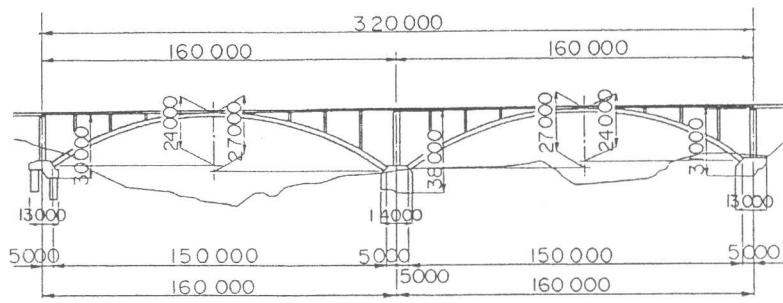
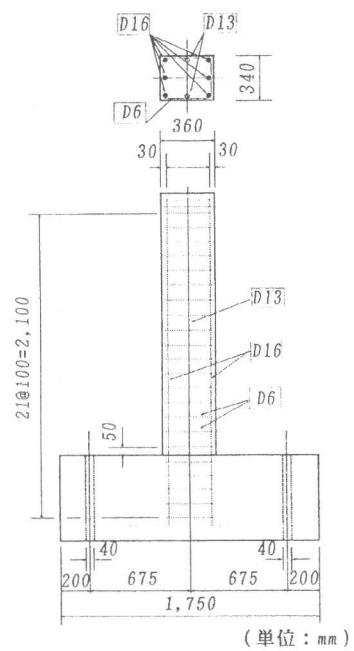


図1 「水晶山橋梁」の概略



(単位: mm)

図2 供試体

mmとし、アーチ部材と基部を一体で打設した。

また、実橋で生じる導入軸力の変動による影響を検討するため、供試体は2体作製し、アーチ部の導入軸力を40.6tf（死荷重+地震荷重作用時に対応、供試体P-N1）、34.6tf（死荷重+2×地震荷重作用時に対応、供試体P-N2）の2種類に変化させた。

2.2 載荷方法[1]

供試体は、図3に示すように、PC鋼棒によって基部の4点を床に固定し、アーチ部の軸力（鉛直方向荷重）は、鉛直反力フレームに固定された油圧ジャッキ及びロードセルによって一定荷重を保持するよう載荷した。また、水平方向荷重は、水平反力フレームにピンヒンジを介して固定された油圧ジャッキにより載荷した。その際、水平方向の荷重によるアーチ上端部での回転角及び水平方向変位を拘束しないように、軸力載荷用油圧ジャッキおよびロードセルと供試体との間に、球座とローラーを挿入した。荷重は主鉄筋が降伏するまで、漸増繰返し載荷とし、主鉄筋降伏後は、主鉄筋降伏時水平変位の整数倍毎に変位制御で繰返し載荷を行った。

2.3 測定項目

(1)ひずみ：アーチ部の曲率やアーチ基部の主鉄筋の付着及び終局状態等を確認するため、図4に示すように、主鉄筋およびせん断補強筋とアーチ部コンクリート表面のひずみを測定した。

(2)変位：アーチ基部の曲率および主鉄筋の基部からの抜け出し量を測定するため、図4に示すように、アーチ部コンクリートに埋め込んだボルト間あるいは基部との間の相対軸方向変位を測定した。また、水平変位は図中に示した3箇所で測定した。

3. 実験結果

3.1 ひびわれ状況

図5に供試体P-N1についてのひびわれ状況を示す。この結果から、初期ひびわれ（目視により確認）は基部から約12~13cm上方の引張縁で発生し、その後、約20cmの間隔での位置およびアーチ基部接合部で発生していることがわかる。また、ひびわれは、引張縁からほぼ水平方向に進行し、中立軸付近でせん断の影響によりやや斜め方向に変化している。本実験では、せん断スパン比が4.6で柱や橋脚に比べて大きいため、せん断鉄筋比が0.17%とかなり小さい（橋脚では0.2~1.2%程度）にもかかわらず、破壊性状に柱や橋脚の場合に見られるようなせん断の影響[2]がほとんど現れないものと考えられる。

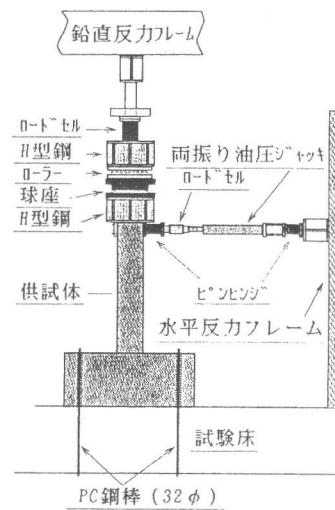


図3 載荷方法

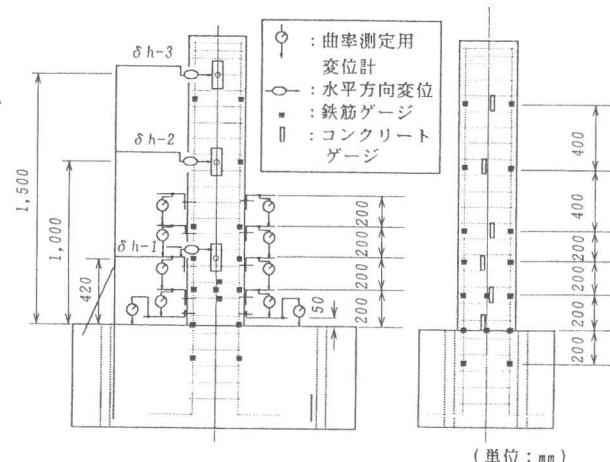


図4 変位、ひずみの測定位置

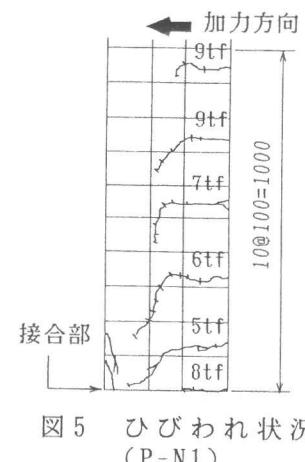


図5 ひびわれ状況
(P-N1)

3.2 M- ϕ 関係

図6に、供試体P-N1についてのM- ϕ 関係を示す。この結果から、基部からの高さH=2.5cmの位置での挙動が解析値およびその他の箇所との挙動と比べて著しく異なっていることがわかる。これは基部に設置した変位計から算定された曲率であるために、主鉄筋の抜け出しによる影響を受けていることによるものである。また、H=2.5cmの位置以外の実験値の場合、主鉄筋降伏後M- ϕ 曲線がピークを示し、その後軟化している。これは、実験値に、軸力による2次的な付加曲げの影響（以下、P- δ 効果）が含まれているためであると考えられる。

3.3 ひずみ分布

図7,8に、供試体P-N1についての基部コンクリート面からの高さと主鉄筋ひずみおよび圧縮側コンクリートひずみとの関係を示す。この結果から、コンクリートひずみの分布は、常にアーチ基部接合部で最大値を示しているが、鉄筋ひずみは、荷重がある程度大きくなると、圧縮側、引張側とともに、アーチ基部接合部が高さH=20cmの位置よりも小さくなっている。この原因としては、引張側鉄筋では、基部コンクリートからの抜け出しによるコンクリートとの付着すべりが生じているためであると考えられ、また、圧縮側鉄筋については、引張側鉄筋の付着すべりにより、中立軸の位置が一般断面に比べて圧縮側へかなり大きく変化したためであると考えられる。

4. アーチ基部の特性評価

4.1 基部コンクリートからの主鉄筋抜け出しの影響

本実験で測定したアーチ基部の軸方向縁変位には、主鉄筋の抜け出し量とその測定区間での部材の曲げによる変形量が含まれるため、破壊近傍では、測定値が実際の抜け出し量よりもかなり大きくなる[3]。そこで、ここでは、アーチ基部

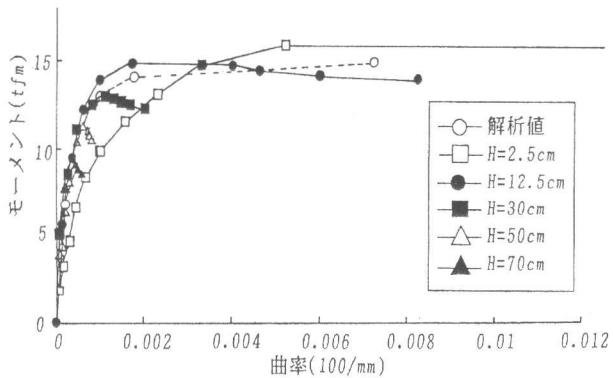


図6 M- ϕ 関係(P-N1)

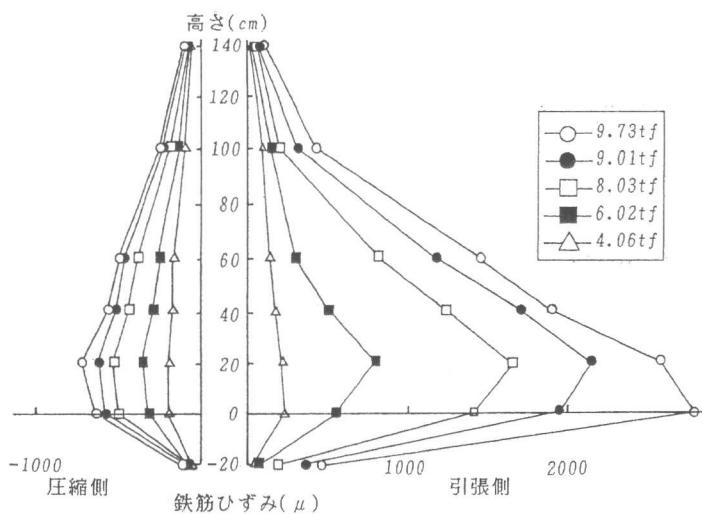


図7 鉄筋ひずみ分布(P-N1)

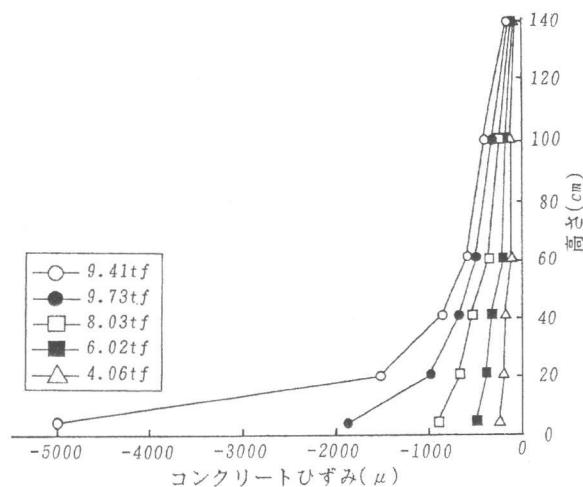


図8 コンクリートひずみ分布(P-N1)

接合部および基部コンクリート内での鉄筋ひずみ測定値から基部コンクリート内鉄筋ひずみ分布を推定し、これを積分することにより抜け出し量を算定した。ここで、基部コンクリート内の鉄筋ひずみ分布は、図9に模式的に示すように、接合部近傍での降伏により大きく変化する。鉄筋の降伏長さは降伏強度によって変化し、ここでは、島らの実験結果[4]を基にして、使用したSD35に関する降伏長さを0.8Dと仮定した。

鉄筋抜け出し量の計算結果を縁変位測定結果とともに図10に示す。この結果から、鉄筋降伏後、縁変位測定値が大きく増大しているのに対し、鉄筋抜け出し量の変化量は小さく、基部接合部およびアーチ部材内の鉄筋の塑性変形が非常に大きいことがわかる。

4.2 アーチ基部のM- ϕ 曲線の評価

(1) 鉄筋抜け出し量による曲率の補正法

図8に示したアーチ基部のM- ϕ 曲線は、

鉄筋の抜け出しによる回転変形とアーチ部材自体の曲げ変形の両方を含んでいる。一般に鉄筋の抜け出し量は、鉄筋の付着面積により変化するので、実橋と模型供試体とで完全に対応させるのは困難である。そこで、実橋のアーチ基部のM- ϕ 曲線を評価するため、鉄筋の抜け出しによる影響の分離を検討した。一般に、鉄筋の抜け出しによる部材の回転中心は部材断面の中立軸位置と一致するとの仮定がなされることが多いが、本実験の結果では、アーチ基部断面の圧縮、引張縁変位から求めた回転変位とコンクリート、鉄筋ひずみから求めた中立軸位置（ただし、断面の圧縮側で平面保持を仮定したもの）がかなり異なるため、ここでは、以下の2つの方法によりM- ϕ 曲線の補正を行い、これらを上限、下限として考えることとした。

①補正1：圧縮縁、引張縁変位を用いて鉄筋の抜け出しによる回転中心を求め、それが中立軸位置と一致するものとして、4.1で推定した抜け出し量による曲率を補正する。

②補正2：鉄筋の抜け出しによる回転変形を除いた曲げひずみの中立軸は、基部と同様に圧縮側コンクリートが塑性域に達している高さH=20cmの断面での曲げひずみの中立軸に等しいと仮定し、抜け出し量による曲率を補正する。

(2) P- δ 効果の補正法

本実験では、載荷装置の機構上、P- δ 効果による付加曲げの影響が導入されることになるので、実橋におけるM- ϕ 曲線を評価する上で、この影響を除く必要がある。ここでは、簡単のため、アーチ部の曲げおよび回転変形を剛体変形と仮定し、水平変位測定結果を用いてアーチ各部の付加曲げモーメントを求め、水平荷重による曲げモーメントに加えた。

(3) M- ϕ 曲線の評価

鉄筋の抜け出し及びP- δ 効果の影響を補正した場合のM- ϕ 曲線を図11, 12に示す。ここでは、基部近傍のM- ϕ 曲線としては、高さH=2.5cmの位置でのM- ϕ 曲線とともに、高さH=10cmの位置（高さH=0~20cmの範囲の平均）でのものも示している。これらの結果より、補正後の高さH=2.5cmの位置でのM- ϕ 曲線はアーチ一般断面のものよりもかなり硬化していることが分かる。

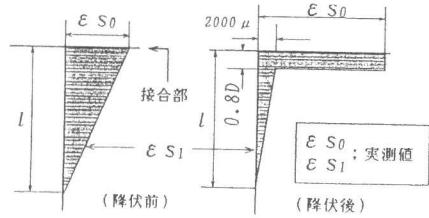


図9 基部内鉄筋ひずみ分布の模式図

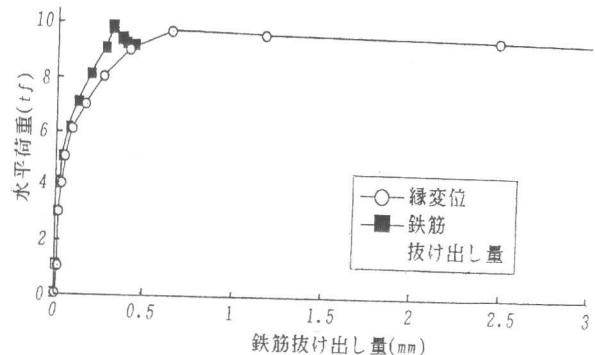


図10 水平荷重と鉄筋引き抜け量の関係(P-N1)

本実験では、載荷装置の機構上、P- δ 効果による付加曲げの影響が導入されることになるので、実橋におけるM- ϕ 曲線を評価する上で、この影響を除く必要がある。ここでは、簡単のため、アーチ部の曲げおよび回転変形を剛体変形と仮定し、水平変位測定結果を用いてアーチ各部の付加曲げモーメントを求め、水平荷重による曲げモーメントに加えた。

鉄筋の抜け出し及びP- δ 効果の影響を補正した場合のM- ϕ 曲線を図11, 12に示す。ここでは、基部近傍のM- ϕ 曲線としては、高さH=2.5cmの位置でのM- ϕ 曲線とともに、高さH=10cmの位置（高さH=0~20cmの範囲の平均）でのものも示している。これらの結果より、補正後の高さH=2.5cmの位置でのM- ϕ 曲線はアーチ一般断面のものよりもかなり硬化していることが分かる。

また、破壊時曲率については、補正1、補正2のそれぞれにおいて、圧縮縁コンクリートひずみが 3500μ に達するときの曲率として算定した。

4.3 基部の拘束の影響

以上のようにして求めたM- ϕ 曲線の特性は基部コンクリートからの拘束の影響を受けて硬化を示すため、この影響を受ける（基部コンクリートからの）範囲を明確にする必要がある。図11, 12の結果から、基部コンクリートからの高さ10cm（高さ0～20cmの平均）においてはM- ϕ 曲線の硬化が認められるが、高さ30cmの位置においては、一般断面の解析値と一致しており、硬化は認められない。したがって、基部コンクリートの拘束の影響は、供試体の有効高さd（=33cm）よりやや小さい範囲に及んでいるものと考えられる。また、このような基部を有する構造部材の解析を行う場合には、拘束効果を考慮したモデル化を行うことが必要であると考えられる。

4.4 導入軸力の影響

以上のように評価したアーチ基部のM- ϕ 曲線について、供試体P-N1とP-N2の比較から導入軸力による影響を見ると、一般断面についての解析値におけるものと同程度で、拘束効果の相違はほとんどないといえる。また、鉄筋の抜け出しやひびわれ状況についても大きな相違は認められなかった。

4.5 非線形解析への適用

以上で評価したアーチ基部のM- ϕ 曲線の妥当性を検討するため、P-N1供試体を対象とし、アーチ基部にこのM- ϕ 曲線を適用して非線形解析[5]を行い、得られた結果を測定値と比較した。図13に、アーチ基部のM- ϕ 曲線に主鉄筋の抜け出しを含まない場合(CASE1、ただし、補正2)と含む場合(CASE2)についての水平荷重Pと水平変位 δ との関係を示す。比較のため、アーチ基部のM- ϕ 曲線にアーチ一般断面と同じモデルを用いた場合の解析結果(CASE3)も示している。また、図14に、CASE1について、アーチ基部接合部のコンクリート圧壊時のアーチ部材曲率分布を示す。これらの結果から、アーチ基部

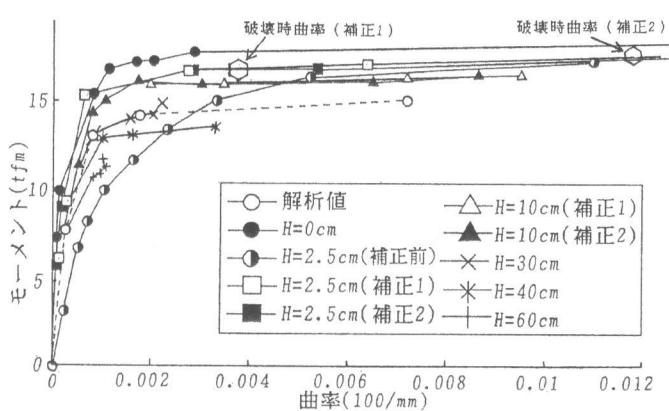


図11 補正後のM- ϕ 関係(P-N1)

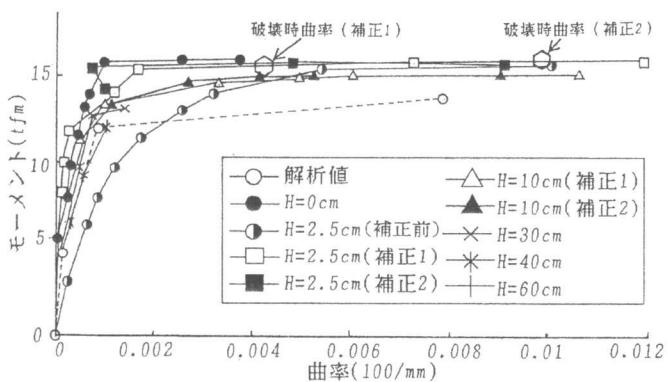


図12 補正後のM- ϕ 関係(P-N2)

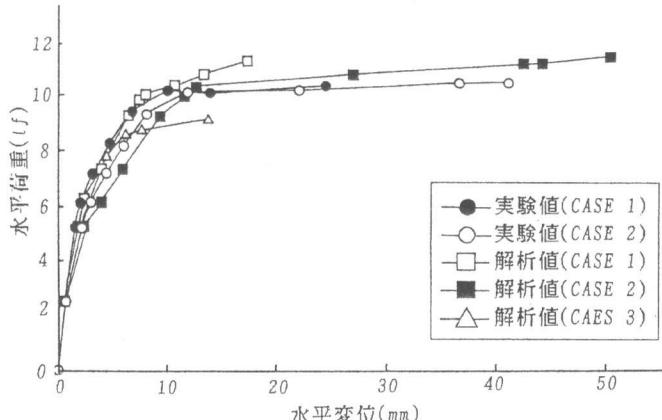


図13 水平荷重と水平変位の関係(P-N1)

のM- ϕ 曲線を適用した解析値と実験値はほぼ一致しており、本実験で評価したM- ϕ 曲線は、アーチ基部のモデルとして妥当であるといえる。また、アーチ基部のM- ϕ 曲線を適用した結果は、アーチ一般断面のM- ϕ 曲線のみを用いた場合よりも耐荷力がかなり大きくなっている。このような相違は、不静定構造であるアーチ橋全体系に対してモーメント再分配特性の変化として大きく影響することになるので、アーチ橋全体系の非線形解析において考慮する必要があるといえる。また、図14の結果から、曲率分布の急変点を塑性ヒンジ長として評価すると約30cmとなり、供試体の有効高さd(=33cm)よりもやや小さな範囲になることがわかる。

5.まとめ

以上、R Cアーチ橋基部の模型供試体を用いて、耐荷力および破壊性状の検討を行った結果を以下にまとめる。

- (1) 本アーチ橋基部の場合、せん断スパン比が通常の橋脚に比べて大きく、基部の破壊時には曲げひびわれの発達による塑性ヒンジが生成する。塑性ヒンジ長は供試体の有効高さdよりもやや小さくなる。
- (2) アーチ基部のM- ϕ 曲線には、基部コンクリートからの拘束による硬化と主鉄筋の抜け出しによるアーチ部材の回転変形の影響が含まれ、これらを考慮したM- ϕ 曲線の評価を検討した。また、本M- ϕ 曲線を非線形解析に適用することにより、その妥当性を確認した。不静定構造としてのアーチ橋全体系の解析には、これらを考慮する必要がある。
- (3) 実橋で予想される軸力変動による影響を調べた結果、基部の特性に及ぼす影響はアーチ部材一般断面における理論解析で評価される影響とほぼ同等であることを確認した。

謝 辞：本研究を行うに当たりご指導頂いた京都大学藤井学教授、実験および解析を行うに当たり多大なるご協力を頂いた神戸大学小林秀恵技官、新構造技術（株）の若狭忠雄氏、竹中技術研究所大阪支所の方々に深く感謝いたします。

参考文献

- 1) 西岡雅明・宮内靖昌・木村衛・南宏一：高強度コンクリートを用いたS R C柱の終局曲げ耐力と変形性能、コンクリート工学年次論文報告集、第12巻、第2号、1990. 6.
- 2) 町田篤彦：鉄筋コンクリート構造物の耐震設計法に関する研究の現状、土木学会論文集、第366号／V-4、1986. 2.
- 3) 村山八州雄・須田久美子・三村長二郎：R C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. 3.
- 4) 島弘・周礼良・岡村甫：異形鉄筋の鉄筋降伏後における付着特性、土木学会論文集、第378号／V-6、1987. 2.
- 5) 上田芳夫・幸佐賢二・若狭忠雄・松尾法弘：R Cアーチ橋における非線形解析、コンクリート工学年次論文報告集、第13巻、第2号、1991. 6.