

耐震補強が橋脚の地震時保有耐力に及ぼす影響

家村浩和¹・伊津野和行²・友永則雄³・土岐憲三⁴

¹フェロー 工博 京都大学大学院教授 工学研究科土木システム工学専攻（〒606-01 京都市左京区吉田本町）

²正会員 工博 立命館大学助教授 理工学部土木工学科（〒525-77 草津市野路東1-1-1）

³正会員 工修（株）建設技術研究所大阪支社 技術第4部次長（〒540 大阪市中央区大手前1-2-15）

⁴フェロー 工博 京都大学大学院教授 工学研究科土木システム工学専攻（〒606-01 京都市左京区吉田本町）

1. はじめに

阪神・淡路大震災では、比較的古い橋梁が大きな被害を受けた。新しい橋梁は、新しい設計基準で建設されるため、耐震性を十分に確保することが期待できる。しかし、数の上で圧倒的に多い既存橋脚の耐震性を十分に向上することが、都市全体の安全性向上には必要であり、耐震補強の重要性は、今後ますます高まっていくことが予想される。

大阪府域では、活断層の調査が比較的進んでいることもあり、影響が大きいと予想される4つの活断層による直下型地震と、南海道沖で発生する海溝型地震を対象に、地震動の大きさが府下全域で予測された¹⁾。各土木施設ごとの耐震性評価と耐震補強設計法についてケーススタディを実施し、予測された強震時の動的挙動を明らかにすることが求められた。

ここでは、橋梁の耐震補強が、橋脚の地震時保有耐力に与える影響について検討した例を紹介する。

2. 解析対象橋脚

解析対象のモデルに用いた跨道橋を、図-1に示す。上部構造形式は、単純PC合成桁と3径間連続鋼箱桁、及

び、単純PC合成桁からなり、橋脚はすべてRCのT型単柱である。設計時の水平震度は0.25、鉛直震度は0.10であり、完成後30年程度経過した橋梁をモデル化した。

ここでは、6本の橋脚のうち、P2橋脚の橋軸方向について、その補強前後の地震応答特性を検討する。

P2橋脚は3径間連続鋼箱桁橋の固定脚であり、単純PC合成桁側は可動となっている。橋脚部分の高さは4.8mであり、橋脚下端から1.79mの位置で主鉄筋の段落しながされている。帯鉄筋（φ13）の量も、橋脚下端から1.79mまでは12.5cm間隔で、それより上では25.0cm間隔となっている。

現況の未補強橋脚に対する検討では、曲げ破壊よりもせん断破壊が先行すると判定された。また、現在の耐震基準による照査では、耐震性を満足していない。耐震補強としては、橋脚じん性の増加および橋脚耐力の増加が検討された。その結果、厚さ9mmの鋼板（SS400）を巻き立てて、エポキシ樹脂（層圧5mm）の注入によって接着し、基部をアンカー筋（SD295、D41）で補強する方法が提案された。鋼板の巻き立てによってコンクリートの横拘束を行ってじん性を増し、アンカーによって耐力の増加をはかる方法である。

ここでは、現況の未補強橋脚と、耐震補強案によって耐震補強された橋脚との地震時挙動を、比較することとする。

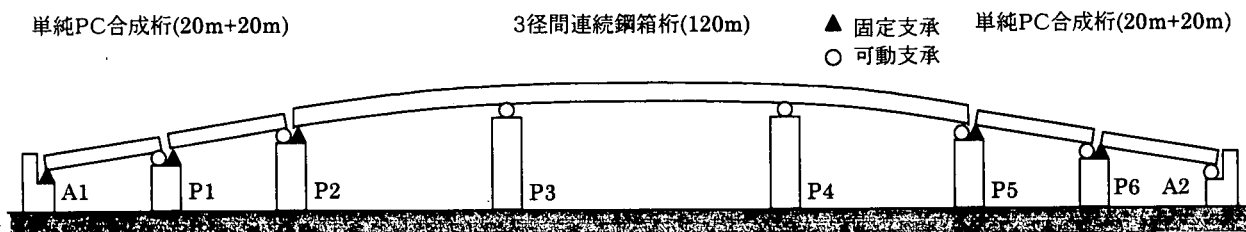


図-1 モデル化に用いた跨道橋一般図

3. 静的特性の評価

(1) 曲げモーメントー曲率関係

まず、ファイバーモデルによって求められた、曲げモーメントー曲率($M-\phi$)関係について検討する。各断面において、主鉄筋が降伏する時点と終局状態が発生する時点の2つの限界状態が求められている。構成則は、道路橋示方書(平成8年版)モデルが用いられている。本橋脚においては、終局状態として、主鉄筋の引張り破断が、コンクリートの圧壊等より先に発生する。どこかの断面が各限界状態になる時点での、それぞれの断面における曲率を、図-2と図-3に示す。縦軸が橋脚の高さを表し、それぞれの高さの断面における曲率を横軸にプロットしている。図-2が主鉄筋降伏時、図-3が終局時である。本橋脚の高さは4.8mであるが、上部1mは張り出し部であり、ここでは等断面部分の3.8mについて計算してある。各図には、無補強の現況(Originalと表記した細実線)、補強後(Strengthenedと表記した太実線)の曲率が示されている。また、各断面でそれぞれの限界状態が発生する限界曲率を、点線で記入してある。すなわち、実線と点線とが一致する断面で、各限界状態が最初に発生することになる。本橋脚では、橋脚基部で最初に主鉄筋が降伏し、最初に終局状態も発生する。

図-2の主鉄筋降伏時については、橋脚基部で最初に主鉄筋が降伏するものの、その時点で主鉄筋段落し部においても、主鉄筋が降伏する曲率に近づいており(図の実線と点線の間隔が狭い)、あまり余裕はない。橋脚上端に水平力をかけていけば、基部で主鉄筋が降伏した後、すぐに段落し部でも主鉄筋が降伏する。それに対して補強後は、基部で主鉄筋が降伏してから段落し部で主鉄筋が降伏するまでの余裕が、増加していることがわかる。補強によって、各断面における主鉄筋降伏発生曲率はさほど変化しないが、基部が降伏した時点における段落し部の曲率は、小さく抑えることが可能である。

図-3の終局時においては、補強によって段落し部の曲率を小さく抑えられることに加え、各断面が終局状態になる限界曲率を著しく改善することができている。各断面の終局限界曲率は、補強前の3~4倍になっており、大地震時のねばりが期待できる。基部が終局状態になってから、段落し部が終局状態になるまでの余裕は、補強前の6倍以上になっており、基部より早く橋脚中間部において破壊が先行する可能性は低くなっている。

(2) 変位ー復元力特性

次に、 $M-\phi$ 関係から計算された、静的な水平力ー変位($P-\delta$)関係について検討する。図-4に、その変位ー復元力特性を示す。

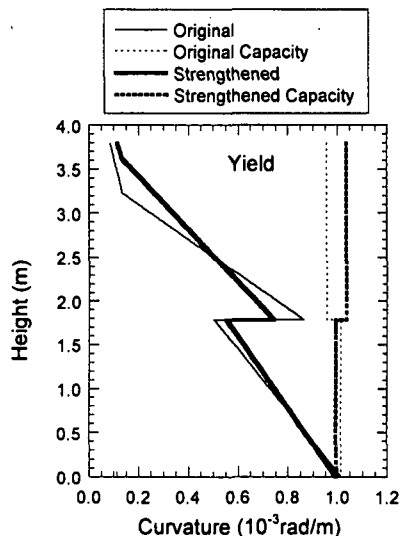


図-2 主鉄筋降伏時の曲率分布

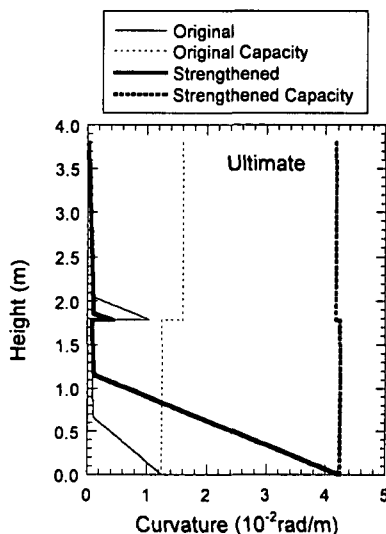


図-3 終局時の曲率分布

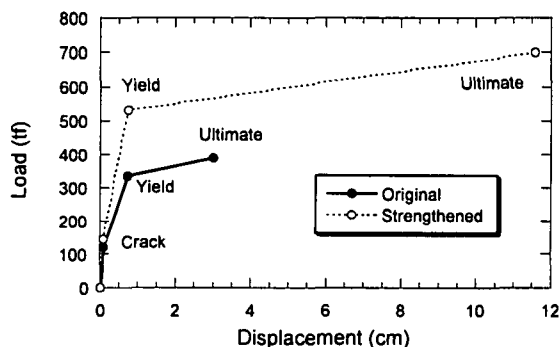


図-4 変位ー復元力特性

終局変形を降伏時の変形で除したじん性率は、耐震補強によって約4倍に増加する。降伏変位はほとんど変化しておらず、主に、終局変位が大きく増加したことによって、じん性率が増加している。耐震補強によって、静的な変形性能は十分に改善されることになる。補強前の

橋脚は曲げ破壊よりもせん断破壊が先行し、補強後は曲げ破壊が先行する。許容変位 δ_0 と比較すれば、補強前の0.7cmから、補強後は5.9cmと大きく改善される。

最大耐荷力は、補強前の390tfから、補強後は700tfへと300tf以上増加する。主鉄筋降伏時においても、200tf近く増加しており、補強によって基礎への負担は増えることになる。そのため基礎の検討は別途行われ、過大な応答には至らないことが確認された。

また、固有周期 T_{eq} は、補強前の0.29秒から0.23秒へと短くなる。いずれにせよ、かなり短周期の橋脚であり、入力地震動によっては大きな地震力が作用することが予想される。

4. 動的応答特性

(1) 解析モデル

二次元非線形梁要素を用いて、橋脚のモデル化を行った。主鉄筋段落し部および橋脚基部の挙動を詳細に検討するため、その2カ所には約1cmの長さの短い要素を用い、他の部分には比較的長い要素を用いて自由度数を少なくした。なお、橋脚全体を10cm間隔で細かく分割したモデルも予備的に検討し、段落し部及び基部における地震応答には、本簡易モデルと有意な差がないことは確認してある。図-5に示す合計5要素の二次元モデルを作成した。

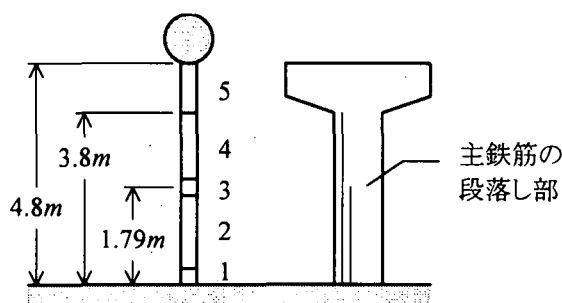


図-5 解析モデル図

最上部の要素5が橋脚上部の張り出し部、要素1～4が橋脚の等断面部であり、要素1が橋脚基部、要素3が主鉄筋段落し部に対応する。質量は各梁要素に橋脚重量を分布させて与えるとともに、上端に上部構造慣性質量(950t)を集中して与えている。入力地震波は、大阪府域想定地震波形を利用することとし、上町断層モデル地震波のNS成分¹⁾を、水平方向に入力した。減衰定数は、 $h=0.05$ を仮定している。

解析にあたっては、非線形骨組み要素モデルの非線形地震応答解析プログラムであるTDAP-IIIを用いた。橋脚の各要素に対して非線形梁モデルを仮定し、静的解析で

求められた $M-\phi$ 関係を骨格曲線として与えて、武田モデルによる履歴応答特性を仮定した。終局変位を越えても、剛性は降伏点と終局点とを結ぶ直線をそのまま使用して計算することとしたため、終局変位を越えるような応答を示す場合もあり得る。

(2) 変位応答

まず、橋脚上端の変位応答の時刻歴波形を図-6に示す。無補強橋脚は最大15cm揺れ、残留変位も12.5cmである。応答変位結果は、許容変位0.7cmはおろか、終局変位3.0cmよりもさらに大きな値となっており、この地震入力に対しては破壊に至ることが予測される。

補強後は、最大2.7cmの揺れに抑えられ、降伏変位0.74cmは越えるものの、許容変位5.9cmよりは十分に小さくなる。最大塑性率は3.7であり、許容塑性率8.0よりも小さい。残留変位も0.7cmにしかならなかった。

平成8年版の道路橋示方書に規定された残留変位限界の、橋脚高さの1/100(本橋脚の場合約5cm)以下である。補強によって最大変位は補強前の1/5になり、残留変位は1/10に抑えられた。

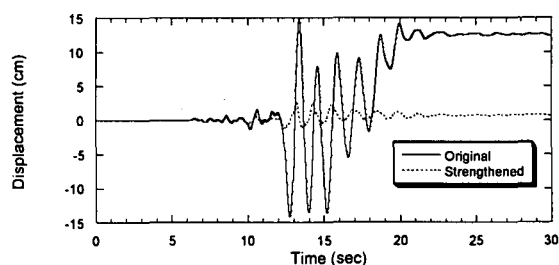


図-6 橋脚上端の変位応答波形

(3) 履歴曲線

曲げモーメント-曲率($M-\phi$)の地震応答履歴曲線を、図-7～図-10に示す。図-7が無補強の現状に対する主鉄筋の段落し部における履歴曲線、図-8が無補強の橋脚基部における履歴曲線、図-9が補強後の橋脚の主鉄筋段落し部における履歴曲線、図-10が補強後の橋脚基部における履歴曲線である。

まず、無補強のものは、図-7の主鉄筋段落し部も図-8の橋脚基部も、両断面とも終局曲率（基部において0.014rad/m、主鉄筋段落とし部で0.016rad/m）を大きく越えており、本地震入力によって破壊することが予測される。参考のため、終局曲率を図中に破線で示している。

補強後は、基部(図-10)では降伏点を越えるが、終局点(0.042rad/m)には達していない。段落し部(図-9)では、降伏点(0.001rad/m)程度の応答にとどまっている。この応答を見ても、段落し部で破壊が先行することは避けられることができると考えられる。

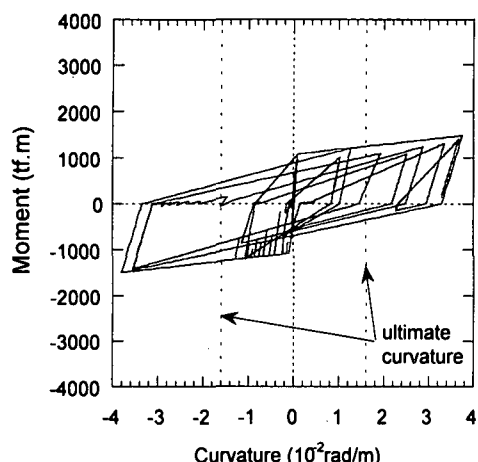


図-7 無補強橋脚の主鉄筋段落し部における履歴曲線

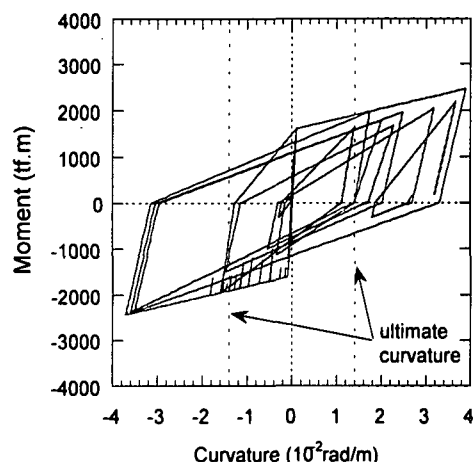


図-8 無補強橋脚の橋脚基部における履歴曲線

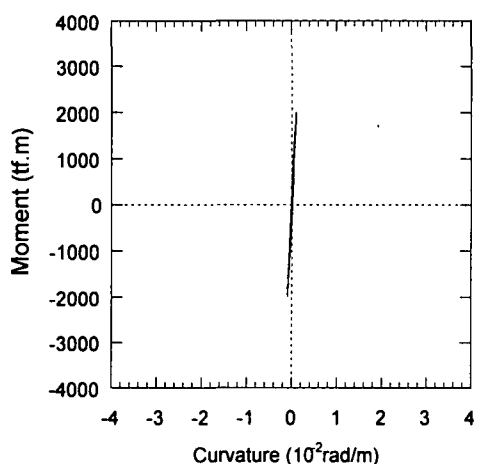


図-9 補強後橋脚の主鉄筋段落し部における履歴曲線

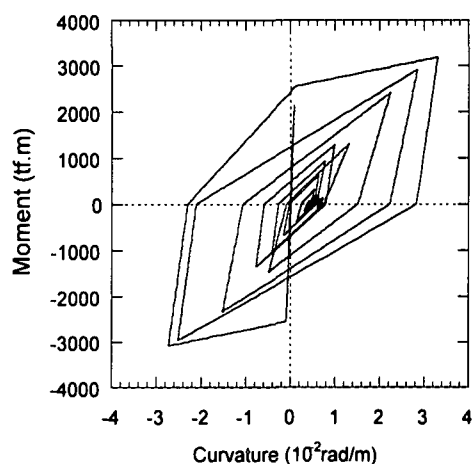


図-10 補強後の橋脚基部における履歴曲線

5. まとめ

本研究では、既存橋脚の耐震補強効果を、非線形地震応答解析等によって検討した。本対象橋脚の耐震性は、耐震補強を施すことによって、十分に改善されることがわかった。安全性評価にあたっては、橋脚全体の地震時保有耐力を評価するだけでなく、主鉄筋段落し部など、それぞれの橋脚でクリティカルとなる部位の安全性向上を評価することも重要だと考える。

得られた主な結果は以下のとおりである。

- (1) 耐震補強によって、橋脚基部において主鉄筋が降伏した時点での、橋脚中間部の主鉄筋段落し部における曲率を小さく抑えることができる。
- (2) 耐震補強によって、各断面が終局状態になる限界曲率を改善することができる。
- (3) 耐震補強によって、基部が終局状態になった時点での、段落し部の曲率を小さくすることができる。そのため、基部の破壊より段落し部の破壊が先行することを防ぐことが期待できる。

- (4) 終局変位を降伏変位で除したじん性率は、耐震補強によって約4倍になり、十分な変形能を持つ。ただし、耐荷力も1.8倍になるため、基礎への負担増については別途検討が必要であった。
- (5) 二次元非線形梁モデルを用い、大阪府域の想定地震波形を入力して、非線形地震応答解析を行った。橋脚上端における変位応答や残留変位は、補強によって小さくなった。橋脚上端における変位応答は補強前の1/5になり、残留変位は1/10以下に抑えられた。
- (6) 曲げモーメントー曲率の履歴応答は、無補強の現状では橋脚基部も主鉄筋段落し部も、ともに終局状態発生曲率を大きく越える地震応答を示した。補強後では、段落し部の応答は降伏点程度に抑えられ、橋脚基部の応答も降伏点を少し越える程度であった。

参考文献

- 1) 大阪府土木構造物耐震対策検討委員会：大阪府土木構造物耐震対策検討委員会報告書，大阪府都市整備センター，平成9年3月。