

二次剛性を利用した二段階耐震設計法の提案と UBRC橋脚への適用

家村浩和¹・高橋良和²・曾我部直樹³

¹京都大学工学研究科都市社会工学専攻教授（〒606-8501 京都市左京区吉田本町）

E-mail: iemura@catfish.kuciv.kyoto-u.ac.jp

²京都大学工学研究科都市社会工学専攻助手（〒606-8501 京都市左京区吉田本町）

E-mail: yos@catfish.kuciv.kyoto-u.ac.jp

³京都大学工学研究科都市社会工学専攻博士後期課程（〒606-8501 京都市左京区吉田本町）

E-mail: sogabe@catfish.kuciv.kyoto-u.ac.jp

従来のRC橋脚に二段階耐震設計法を適用すると、有意な二次剛性が期待できないため、レベル2地震動によりその断面が決定することが多い。そこで、本研究では、まず、二次剛性を考慮した必要強度スペクトルを作成し、二次剛性の大きさが橋脚の必要降伏強度、残留変位の大きさに与える影響について検討した。そして、大変形領域でもその内部で高強度芯材が弾性挙動を示すことにより、安定した二次剛性を発現することができるUBRC橋脚構造に着目し、二次剛性を利用した二段階耐震設計の実現に関する試みを行った。その結果、従来のRC橋脚より断面が小さいUBRC橋脚でも、二段階耐震設計法で要求される性能を満足できることを載荷実験により実証した。

Key Words : Post-yield stiffness, Two-level seismic design, UBRC structure, Pier with compact section

1. はじめに

現在の土木構造物の耐震設計は、土木学会が提言した二段階耐震設計法の考え方¹⁾が基本とされている。例えば、道路橋示方書²⁾に規定されている道路橋橋脚の耐震設計では、重要度が高い橋について、供用期間中に発生する確率が高いレベル1地震動に対しては、健全性を損なわない、また、供用期間中に発生する確率は低い大きな強度をもつレベル2地震動に対しては、限定された損傷にとどめる、具体的には、橋脚の残留変形が橋脚高さの1/100以内であるという性能が規定されている。1995年に発生した兵庫県南部地震では、崩壊にまで至っていない橋脚でも、橋脚天端の残留変形が15cm以上もしくは傾斜角1°以上である橋脚は撤去・再構築の対象となり、その数は少なくなかった。地震直後に橋梁が橋脚の残留変形のためにその使用性を失うことは、早期の救援・復旧体制の確立に大きな影響を与える。すなわち、重要土木構造物の耐震性能としては、単に高い耐力、変形性能を有するだけでなく、地震後の供用性、修復性にも優れたものであることが要求される。

橋脚の耐震設計では、このような性能を有する橋脚を合理的かつ経済的に設計する必要があるが、従来のRC構造によりそれを実現しようとする、RC橋脚では降伏後の剛性が期待できないためにその断面の大きさや鉄筋量は、実質的にレベル2地震動に対する必要性能により決定され、レベル1地震動に対しては過剰設計となることが多い。しかし、著者らが提案している通常のRC橋脚内にア

ンボンド高強度芯材を配置したUBRC橋脚構造（Unbonded Bar Reinforced Concrete）^{3), 4)}では、橋脚の大変形時においてもアンボンド高強度芯材が弾性挙動を示すことにより、その復元力特性に安定した正の二次剛性を付与することができる。そこで、本研究では、二次剛性を利用した二段階耐震設計法の提案とUBRC橋脚への適用を試みた。

本研究では、まず、二次剛性を利用した二段階耐震設計法の考え方について整理した。次に、固有周期、減衰比、応答靱性率に加え、二次剛性比をパラメータとした必要強度スペクトルを作成し、二次剛性の付与が橋脚の必要降伏強度、残留変位の大きさに与える影響について検討した。そして、これらの検討結果を基に、単柱式道路橋橋脚を対象に、従来のRC橋脚、及び小規模断面を有するUBRC橋脚の試設計を行った。さらに、これらのRC、及びUBRC橋脚を想定した供試体を作成し、レベル1、レベル2地震動を入力するハイブリッド地震応答実験を行い、耐震性能について比較、検討を行った。

2. 二次剛性を利用した二段階耐震設計法

(1) RC橋脚に対する二段階耐震設計法

土木学会による「土木構造物の耐震基準等に関する提言」¹⁾では、「耐震設計において想定する地震動として①構造物の供用期間内に1~2度発生する確率を有する地震動強さ（レベル1地震動）、および②海洋型地震や直下型

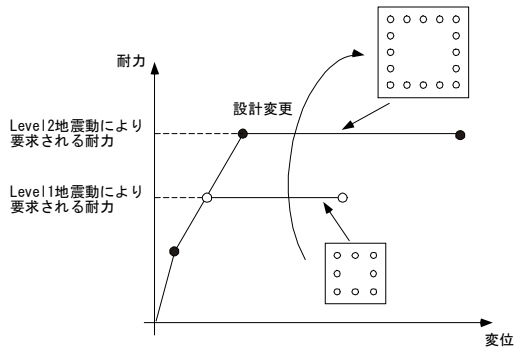


図-1 RC 橋脚の二段階耐震設計法

地震による地震動のように、供用期間中に発生する確率が低い地震動強さ（レベル2地震動）の二段階を考慮する」と記述しており、耐震設計の基本概念を二段階設計にすることが述べられている。例えば、橋脚の耐震設計では、レベル1地震動については、地震時の動的応答が弾性限界を超えないような性能が要求される。レベル2地震動については、重要な構造物および早期に復旧が必要な構造物は、損傷が発生したり塑性変形が残留しても地震後比較的早期に修復可能であることが原則とされており、構造物の最大地震応答が許容される塑性変形もしくは極限耐力の限界を超えないこと、及び残留変形が早期の修復が可能である範囲であることが要求される。

実際の設計では、多くの場合、レベル1地震動により要求される性能を満たすように設計された橋脚は、レベル2地震動により要求される性能、すなわち、最大水平耐力・変形性能・残留変位に関する規定を満足することができない。そこで要求される性能を満たすために、断面設計を改めて行い、レベル1地震動により決定された断面よりも大きく鉄筋量も多い断面が設計される場合が多い。つまり、レベル2地震動により要求される最大水平耐力・変形性能により橋脚断面が決定されるため、レベル1地震動に対しては過剰設計となる。これは、RC橋脚の復元力特性として完全弾塑性モデルがよく用いられているように、その復元力特性に二次剛性が存在しないためである。これらを簡易的に示したものが、図-1である。

(2) 二次剛性を利用した二段階耐震設計法

復元力特性に安定した正の二次剛性を付与すれば、二段階耐震設計で要求される性能を満たす橋脚を小規模な断面で設計することができる。

まずレベル1地震動に対して橋脚が降伏しない程度の耐力を降伏耐力とし、芯材を導入する以前の基本RC断面を決定する。次にその断面についてレベル2地震動により要求される耐力を超えるように最大耐力を決定する。この時、エネルギー一定則が成立すると仮定すれば、二次剛性が存在しない場合の復元力特性が囲む面積を確保するように最大耐力が決定される。そして、この二点を結ぶ直線を橋脚の二次剛性として復元力特性に付与することができれば、レベル2地震動に対する性能を有する橋脚を、レベル1地震動に対して降伏しない必要最小限の断面で、合理的かつ経済的に設計できる。つまり、レベル1地震動に対しては、通常のRC構造で、そして、レベル1地震動よりも大きな地震動に対しては高強度材料など利用し、断面の大きさを変えないまま二次剛性を付与することにより、橋脚構造の小規模化を図ることが設計コンセプトとなる。これらを簡易的に示したものが図-2である。

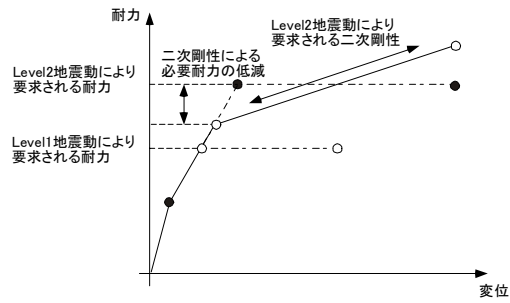


図-2 二次剛性を利用した二段階耐震設計法

橋脚構造の小規模化は、材料の節減などの経済性、および、施工性の向上に有利であることが考えられる。また、橋脚躯体の重量が軽減されるため、地震時における基礎の耐震性にも有利である。

3. 二次剛性を考慮した必要強度スペクトル

(1) 必要強度スペクトルの概要

必要強度スペクトルとは、構造物に許容される靱性率に応じて、必要とされる降伏強度を示したものである。本研究で用いた必要強度スペクトルは、弾性固有周期（0.3s～1.5s）と二次剛性比をパラメータとして作成されている。二次剛性比を考慮した必要強度スペクトルは、既に鉄道構造物のRC上部構造物の耐震設計⁵⁾において、その値を0.05として作成されたものが用いられているが、本研究では、従来のRC構造物の枠にとらわれず二次剛性比を $\gamma = 0.0, 0.01, 0.02, 0.05, 0.1$ と変化したバイリニアモデルを必要強度スペクトル作成の際の履歴特性として採用した。また、減衰比は、非線形履歴モデルによるRC部材を想定し0.02とした。入力地震動は、道路橋示方書において規定されている時刻歴応答解析用標準波形に相当する地震動のうち、レベル2・タイプI地震動で一種地盤を想定した開北橋記録LG成分（最大加速度を400galにスケールしたもの）と同じくレベル2・タイプII地震動で一種地盤を想定した神戸海洋気象台記録NS成分を用いた（図-3）。

(2) 二次剛性が必要強度に与える影響

図-4に目標靱性率を3.0, 5.0, 7.0とした時の両地震動に

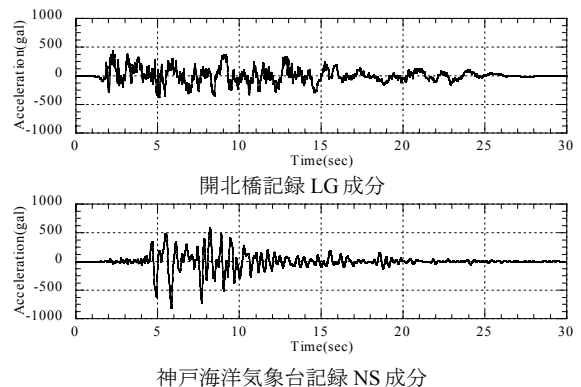


図-3 入力地震動

対する必要強度スペクトルを示す。

まず、これらのスペクトルを目標靱性率により比較してみると、目標靱性率が小さい場合に比べ、目標靱性率が大きい方が二次剛性比による必要強度の低減効果が大きくなっていることが分かる。これは、二次剛性が降伏後の剛性であるため、降伏後の変形が小さい場合、その有無による影響が現われにくいからである。

次に、タイプⅠ地震動である開北橋記録では、0.3～1.5秒付近までの全固有周期帯で二次剛性比が大きくなるほど必要強度が低減されていることが分かる。これに対し、タイプⅡ地震動である神戸海洋気象台記録では、固有周期が0.6～0.9秒付近より長くなると、全体的に必要強度が大幅に小さくなるが、二次剛性比の大きさによる必要強度の大きさの相違は見られなくなっている。つまり、二次剛性による必要強度の低減効果は、入力地震動の特性と系の固有周期に依存していることが分かる。

二次剛性により必要強度が低減するためには、前述したようにエネルギー一定則が成立しなければならない。開北橋記録と神戸海洋気象台記録では卓越周期が異なる。前者は、タイプⅠ地震動であるため卓越周期が比較的長く、後者は、逆であることが考えられる。一般に、系の固有周期が地震動の卓越周期より短い場合にエネルギー一定則が成立すると言われており、そのため、入力地震動の卓越周期が長い開北橋記録の方が、神戸海洋気象台記録に比べ、二次剛性による必要強度低減効果が見られる範囲も大きくなったものと思われる。

これらの結果は、短周期成分が卓越する地震動には、系の弾性固有周期を長くすることによる必要強度の低減が可能であり、逆に、長周期成分が卓越する地震動には、二次剛性の付与による必要強度の低減が可能であることを示している。これをRC橋脚に当てはめるとタイプⅡ地震動に対しては、橋脚断面を小規模化し初期剛性を低下させることにより、また、タイプⅠ地震動に対しては、

二次剛性を付与することにより橋脚の必要強度の低減が可能であるということになる。つまり、初期剛性が小さいような小規模な橋脚に安定した二次剛性を持たせることができればタイプⅠ、Ⅱ地震動に対する耐震性能を、合理的に満足することができる可能性がある。

(3) 二次剛性が残留変位に与える影響

図-5に目標靱性率が5.0の時の残留変位を二次剛性について比較したものを示す。この図を見ると、二次剛性が大きいほど残留変位が小さくなっていることが分かる。この傾向は、必要強度の場合と異なり入力地震動、および、固有周期に関係なく同じである。また、残留変位の大きさも二次剛性比が0.05程度、付与されるだけで、二次剛性が無い場合の半分程度にまで低減している。

二次剛性の付与による残留変位の低減効果は、既往の研究^{6), 7), 8)}でも報告されており、それと同じ傾向が本研究でも見受けられる。つまり、二次剛性を付与することは、必要強度、断面の規模の低減だけでなく、残留変位の低減にも有利となる。応答靱性率が同じになるように必要強度を設定した場合、残留変位の低減に有利な二次剛性を有する橋脚構造の方が高い耐震性能を有しているといえる。

5. UBRC構造について

UBRC構造の特徴は、RC橋脚の塑性ヒンジ部分に弾性部材を配置し、P- Δ 関係に有意な二次剛性を付与することで、地震時における応答を安定化させることにある。そのためUBRC橋脚では、その断面内に高強度のアンボンド芯材を配置し、橋脚の上部、下部あるいは中間部において定着している(図-6)。

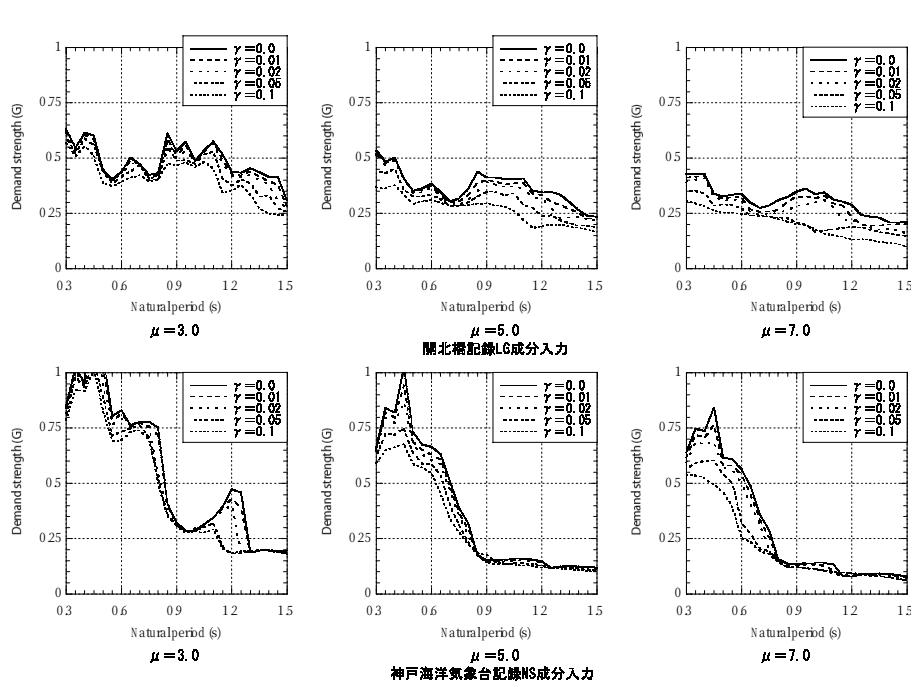


図-4 二次剛性を考慮した必要強度スペクトル

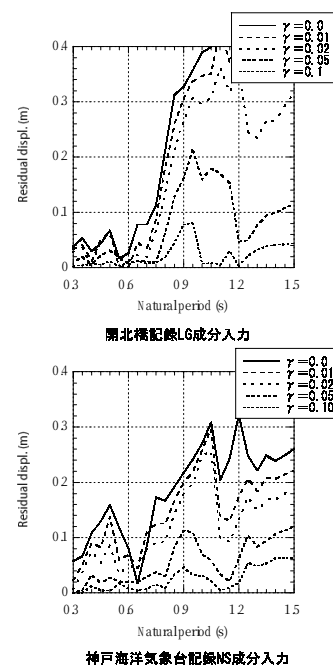


図-5 二次剛性による
残留変位の相違

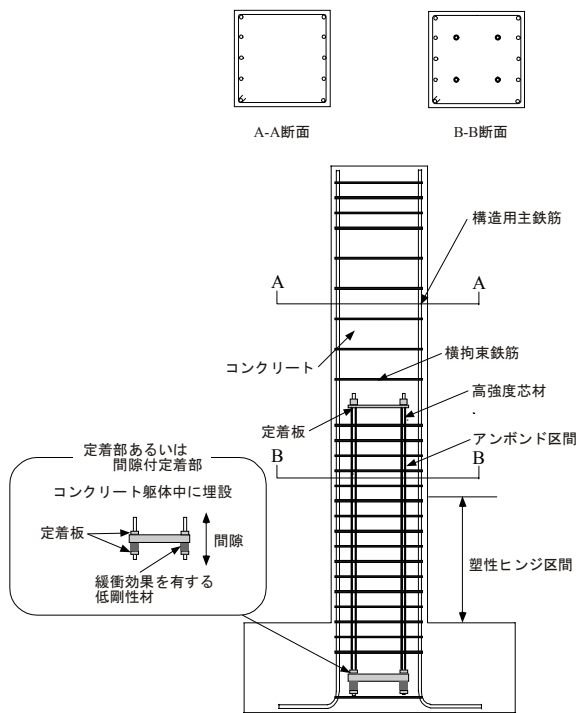


図-6 UBRC 橋脚構造

表-1 芯材パラメータと効果

	二次剛性	終局変位	芯材ひずみ
面積比を増加	増加	減少	減少
外側に配置		一定	増加
長さを短く		減少	
間隙量増加	一定	増加	減少

UBRC構造の二次剛性の発現メカニズムは次の通りである。UBRC橋脚が変形すると、橋脚基部が塑性化するとともにその部分に配置されている芯材が伸ばされ復元力が発生する。その復元力は、芯材定着点において橋脚に付加圧縮力として作用することになり、また、芯材を断面中心から偏心した位置に配置した場合には、その圧縮力は、偏心量と圧縮力を乗じた抵抗モーメントとして作用する。つまりアンボンド芯材の配置効果は、この圧縮力と抵抗モーメントで表現することができる。塑性ヒンジ区間に作用する圧縮力と抵抗モーメントの増加は橋脚の耐力増加に繋がる。また、これらの付加力は芯材の復元力に起因しているため、その大きさは橋脚の変形に依存していることになる。すなわち、UBRC橋脚では、芯材による漸増圧縮力と漸増抵抗モーメントにより、橋脚の変形に伴った耐力の増加が実現され、結果として正の二次剛性が付与される。

したがって、橋脚に大変形が生じた時においても、正の二次剛性を安定して発現させるためには、橋脚基部に作用する圧縮力、抵抗モーメントの安定した増加が不可欠であり、それらを発生させる芯材が大変形時においても弾性挙動を示さなければならない。そのため、本橋脚では、芯材として構造用主鉄筋の降伏強度より高い材料を用いるとともに、芯材とコンクリートとの付着を切る（アンボンド処理）、若しくは、大変形時にコンクリートとの付着が切れるような丸鋼を使用することにより、大変形時における橋脚基部の芯材ひずみを橋脚上部に伝達、平滑化し芯材の降伏を防ぐような構造を採用してい

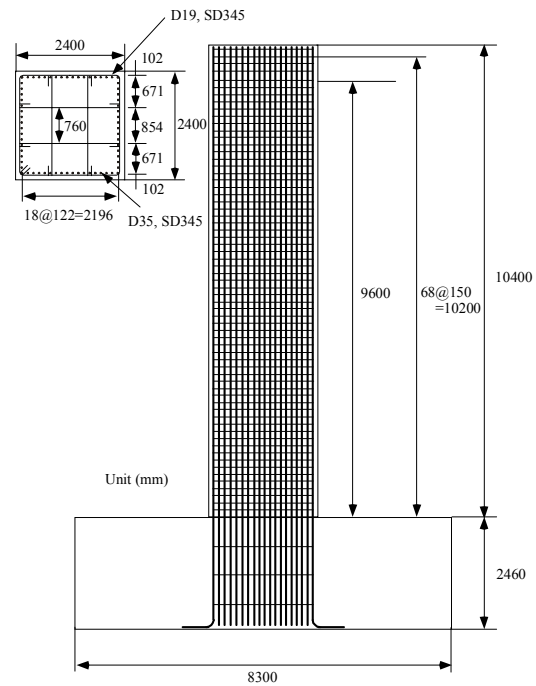


図-7 検討対象 RC 道路橋橋脚

る（図-6）。

UBRC構造の特性は、芯材の導入法により変化させることができる。特に、構造用主鉄筋に対する芯材の断面積比、断面内の配置位置、長さ、及び下部定着部の空隙を芯材パラメータとするとこれらがUBRC構造に及ぼす定性的な効果は表-1⁴⁾のようになる。

6. UBRC橋脚への二段階耐震設計法の適用

(1) 検討対象RC橋脚と縮小断面の試設計

対象としたRC橋脚は、道路橋を想定して設計された橋脚⁹⁾で2400×2400mmの正方形断面を有し、せん断スパンは断面の4倍となる9600mmのものである（図-7）。また、上部工には鋼I桁を想定し、その質量である507tonを支えるものとする。

本研究では、前述した対象RC橋脚（以下、100%橋脚と呼ぶ）の縮小断面を設計した。断面縮小に際しては以下の条件を満たすように行った。

- 主鉄筋は、100%橋脚と同じSD345、D35を用いる。
- 単位断面積当たりの主鉄筋量（鉄筋比）を100%橋脚と同じにする。
- 主鉄筋の配置は一段配筋で統一し、鉄筋間隔とかぶりコンクリートの厚さの比を100%橋脚と一致させる。

本研究では、この条件に基づき、断面積比が90%、81%、72%、60%、49%、42%、36%の橋脚断面を設計した。図-8に各縮小断面を示す。また、図-9に道路橋示方書²⁾による手法に基づいて算定したそれぞれの橋脚の強度－変位関係、表-2には各縮小断面橋脚の弾性固有周期、降伏強度、終局変位を示す。なお、地震時保有水平耐力法による照査を満足するものは100%橋脚のみであり、震度法による照査を満足する最小の断面は42%橋脚である。

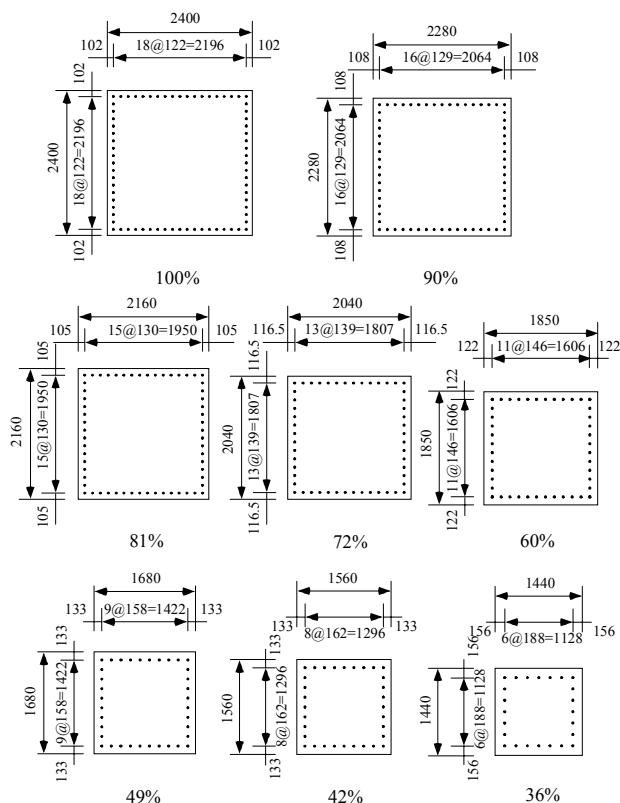


図-8 縮小断面橋脚

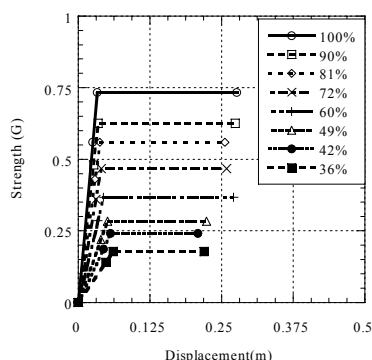


図-9 縮小断面橋脚の強度-変位関係

(2) 必要強度スペクトルによるUBRC橋脚の試設計

本研究では、試設計した縮小断面橋脚に芯材を配置することによりUBRC橋脚を試設計する。芯材の配置は、前述した二次剛性を考慮した必要強度スペクトル（開北橋記録LG成分、神戸海洋気象台記録NS成分、目標靱性率5.0）と表-2に示す縮小断面橋脚の特性により、決定される必要強度、二次剛性を満足するように決定する。図-10に必要強度スペクトルと終局靱性率が目標靱性率である5.0を上回る縮小断面橋脚の降伏強度と弾性固有周期の関係についてプロット（図中の点）したものを示す。

図より、開北橋記録では、二次剛性を付与しなくても全ての縮小断面の降伏強度が必要強度スペクトルより大きいことが分かる。これに対し、神戸海洋気象台記録では、縮小断面橋脚で必要強度スペクトルにより要求される性能を満足するためには、降伏強度の増加と二次剛性の付与が必要であることが分かる。

次に、図-11に二次剛性比 γ の大きさに応じて、神戸海

表-2 縮小断面橋脚の特性

	縮小断面の面積比			
	100%	91%	81%	72%
弾性固有周期 (s)	0.46	0.52	0.57	0.64
降伏強度 (G)	0.73	0.63	0.56	0.47
終局靱性率	8.34	7.80	6.80	6.50
	縮小断面の面積比			
	60%	49%	42%	36%
弾性固有周期 (s)	0.76	0.94	1.07	1.27
降伏強度 (G)	0.37	0.28	0.24	0.18
終局靱性率	5.10	4.40	3.70	3.60

洋気象台記録の必要強度スペクトルにより要求されるP- Δ 関係（実線）とファイバーモデル方押し載荷解析によるUBRC橋脚のP- Δ 関係（破線）を示す。対象とした縮小断面橋脚は72、60%断面であり、芯材は、 $\phi 69$ C種PC鋼棒を想定した。 $\phi 69$ という値は、JISで規格されていない値であるが、後に相似率7.5でモデル化した実験用供試体で $\phi 9.2$ C種PC鋼棒を芯材として用いることを想定して決定した。芯材の配置位置は、それぞれの断面において、鉄筋のあきなどの規定を満たす範囲で最外縁となる位置である。また、配置範囲は、橋脚基部より8.25mまでとし、配置量は、片側に配置される芯材の本数を1～3本（図-11中のUBRC-1,2,3）まで変化させた。芯材のアンボンド処理は、表面が滑らかな丸鋼を用いること、また、UBRC橋脚の施工性、耐久性を考慮して省略することとした¹⁰⁾。そのため、パラメトリック解析では、ファイバーモデルを用いた解析において、RC要素と芯材要素の間を非線形特性を有するジョイントバネ要素で繋いだモデルで芯材の付着剥離過程を考慮した¹⁰⁾。なお、本研究では、付着特性を表すパラメータとして、Princeら¹¹⁾が行った丸鋼の引き抜き試験結果より丸鋼と芯材の付着強度を1.5MPa、付着が切れた後、芯材表面に発生する摩擦応力を0.55MPaであると設定した。

まず、72%橋脚では、必要強度スペクトルによる要求されるP- Δ 関係を芯材を2本以上、配置した場合のP- Δ 関係が上回っている事が分かる。一方、60%橋脚では、芯材を1本程度、配置することにより、必要強度スペクトルによる要求性能を満足することができる。60%橋脚の断面の大きさが72%橋脚のそれに比べ小さいにも関わらず、必要な芯材の数が少ない理由としては、60%橋脚の断面が小規模であることにより、橋脚の初期剛性が小さくなり、弾性固有周期が長くなったことが考えられる。前述したように、今回、想定地震動として用いた神戸海洋気象台記録の必要強度スペクトルでは、系の弾性固有周期が0.7s付近より長くなると、著しく必要強度が低減する。そのため、初期剛性が小さく、弾性固有周期が長い60%橋脚では、必要強度、必要な二次剛性が小さくなり、それらを満足するために必要な芯材が少なくなったものと考えられる。

以上の結果より、本研究で対象とするUBRC橋脚は、72%橋脚の片側に2本、60%橋脚の片側に3本配置した橋脚とする。なお、神戸海洋気象台記録に対しては、60%橋脚では芯材は1本程度で良いが、タイプI地震動などの長周期地震動、及び残留変位に対する安全性を考慮し、芯材は3本配置することとした。

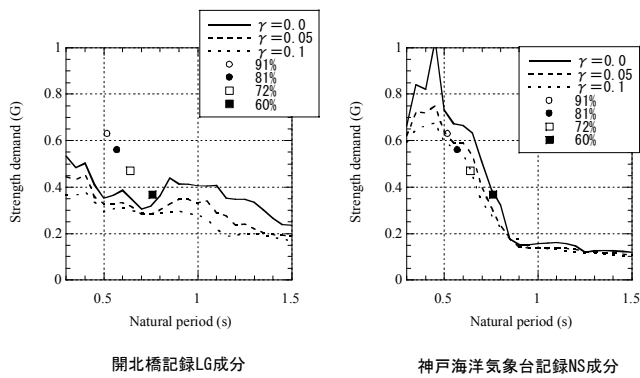


図-10 必要強度スペクトルと縮小断面橋脚の特性

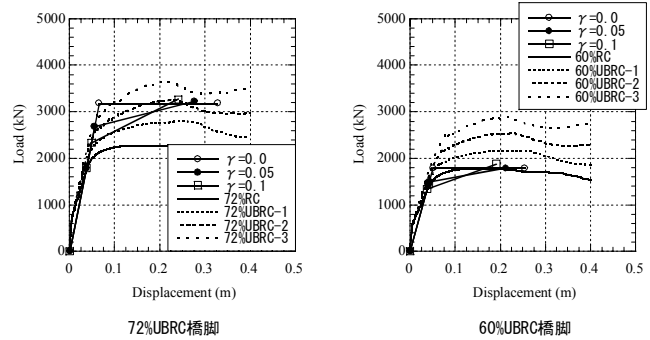


図-11 要求性能とUBRC 橋脚の構造特性

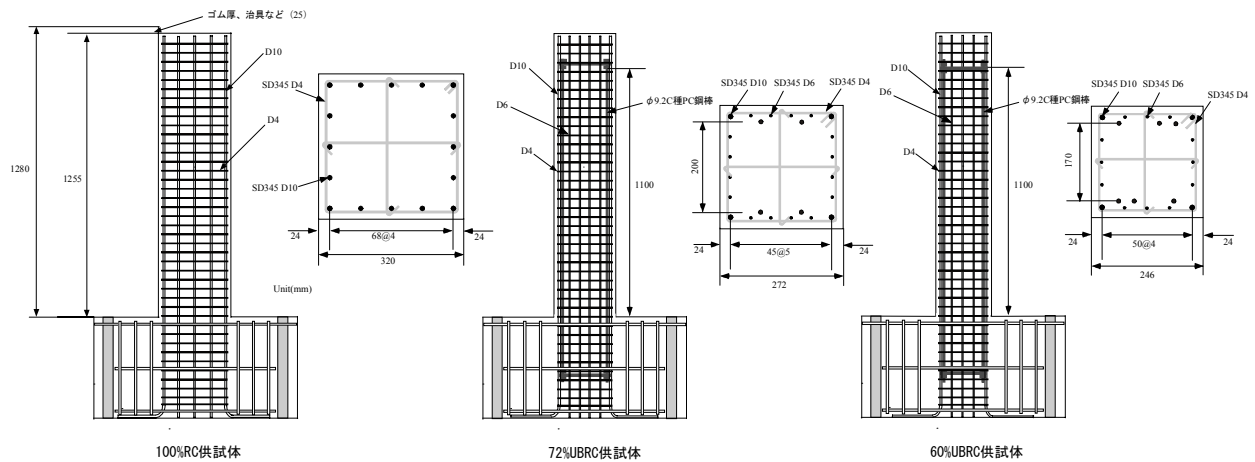


図-12 実験用供試体

7. 載荷実験による地震時性能評価

(1) 実験概要

RC供試体は、前節で対象とした100%橋脚の1/7.5模型であり、320×320mmの正方形断面を有し、せん断スパンは1280mmである。UBRC供試体も、RC供試体と同様に1/7.5模型とし、前節で試設計した72、60%UBRC橋脚想定して作成した。芯材は、それぞれ断面中心から100mmと85mmの位置にφ9.2のC種PC鋼棒を対称的に配置しており、橋脚躯体基部より1100mmの位置とフーチング内部220mmの位置に機械的定着を行っている（図-12）。

実験手法は実構造物型解析手法¹²⁾を用いたハイブリッド地震応答実験である。この相似則では、実験により得られた供試体の復元力を相似率に従い実大型RC橋脚レベルに変換し、逐次、実大型RC橋脚について行う時刻歴応答解析へフィードバックしながら載荷実験及び数値解析を同時進行する。

本研究では、想定する橋脚のレベル1・2地震動に対する二段階耐震性能を評価するために、それぞれの供試体にまず、レベル1地震動を入力し、引き続きレベル2地震動を入力した。なお入力地震動としては、道路橋示方書において時刻歴応答解析用標準波形として規定されている地震動のうち、I種地盤におけるレベル1地震動を想定した修正開北橋記録LG成分を15秒まで、そしてレベル2・タイプII地震動を想定した神戸海洋気象台記録NS成分を用いた（図-13）。

(2) レベル1地震動に対する耐震性能

図-14に、レベル1地震動入力でのハイブリッド実験結果を示す。なお、P-Δ履歴曲線における破線は、ハイブリッド実験に先立って行った正負交番載荷実験で得られた骨格曲線である。実験結果より、全ての供試体において応答が弾性範囲内であり、レベル1地震動に対する基準を満足していることが分かる。ただ、60%供試体の最大応答変位は、0.027mであり全ての供試体の中で最も大きい値を示している。また、応答性状も減衰性が小さく、最大応答に近い変形を繰り返している。これは、断面の小規模化に伴って、橋脚の初期剛性が低下したためであると考えられる。

(3) レベル2・タイプII地震動に対する耐震性能

神戸海洋気象台記録を入力したハイブリッド実験結果

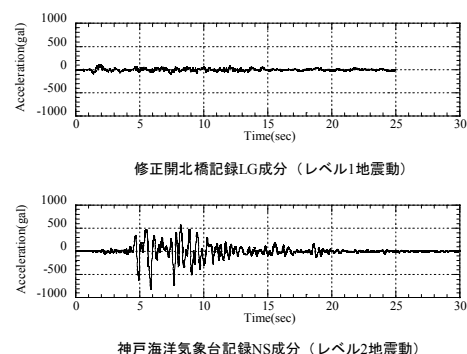


図-13 ハイブリッド実験における入力地震動

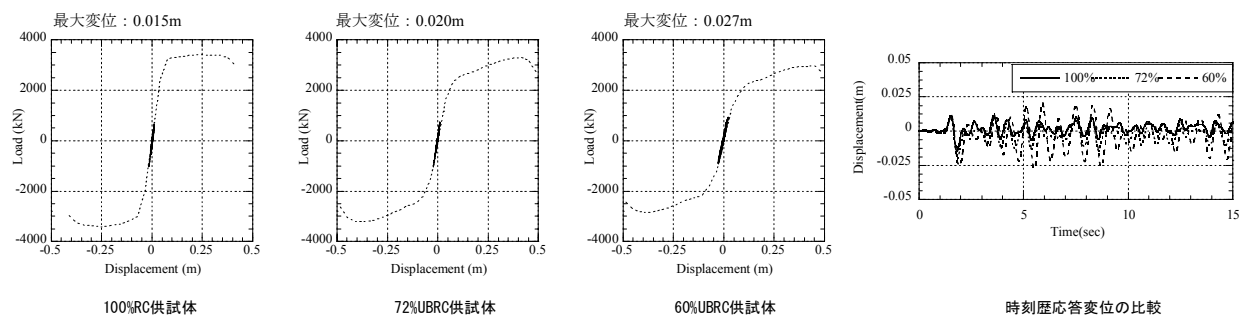


図-14 ハイブリッド実験結果（レベル1地震動）

を図-15に示す。また、60%供試体については、芯材を配置しなかった場合の解析結果も示している。なお、解析では、パラメータを実験結果から設定した修正武田モデルを履歴モデルとして採用している。神戸海洋気象台記録に対しては、100%供試体の最大応答変位が0.286mであるのに対し、72%供試体のそれが0.275m、60%供試体が0.277mであり、ほぼ同等のレベルであることかつ終局変位内の応答であることが分かる。一方、残留変位については、100%供試体が0.025mであるのに対し、UBRC供試体は両者とも0.01m以内で、二次剛性による残留変位の低減効果が確認できる。

次に、60%供試体について芯材の有無による地震時応答の比較を見てみると、芯材を配置していない場合でも同程度の損傷であることが分かる。また、残留変位の大きさも同レベルとなっている。これは、60%供試体の初期剛性が断面の縮小に伴い低下し、弾性固有周期が0.7sよりも長くなったためである。神戸海洋気象台記録における必要強度は、必要強度スペクトルにも示されていたように、0.7sよりも長い弾性固有周期において著しく小さくなる傾向があった。つまり、神戸海洋気象台記録における60%供試体の必要強度、地震時応答の低減は、二次剛性の付与に比べ、その初期剛性の低下に伴う弾性固有周期の長周期化による効果の方が大きいことが分かる。

(4) レベル2・タイプI地震動に対する耐震性能

図-16に、レベル2・タイプI地震動として開北橋記録LG成分（最大加速度を400galにスケール）を入力した時の動的解析結果を示す。また、60%供試体については、芯材を配置しなかった場合の解析結果も示している。

図より、神戸海洋気象台記録と同様に全ての供試体において最大応答変位が終局変位内であること、また、残留変位が過大でないなどのレベル2地震動で要求される性能を満足していることが分かる。ただ、最大応答については、神戸海洋気象台記録と異なり、断面が小さくなるほど大きくなっている。

次に、60%供試体について芯材の有無による地震時応答の相違を見てみると、芯材を配置しない場合、芯材を配置した場合に比べ地震時の応答、残留変位が増大している。前述したように、神戸海洋気象台記録では、主に橋脚断面の縮小に伴う初期剛性の低下により60%供試体に要求される必要強度や地震時応答が低減された。一方、橋脚の縮小、軟化に伴う必要強度の低減が期待できない開北橋記録では、芯材の配置による降伏耐力、二次剛性の増加により60%供試体の地震時における応答の低減、耐震性能が確保されていることが分かる。

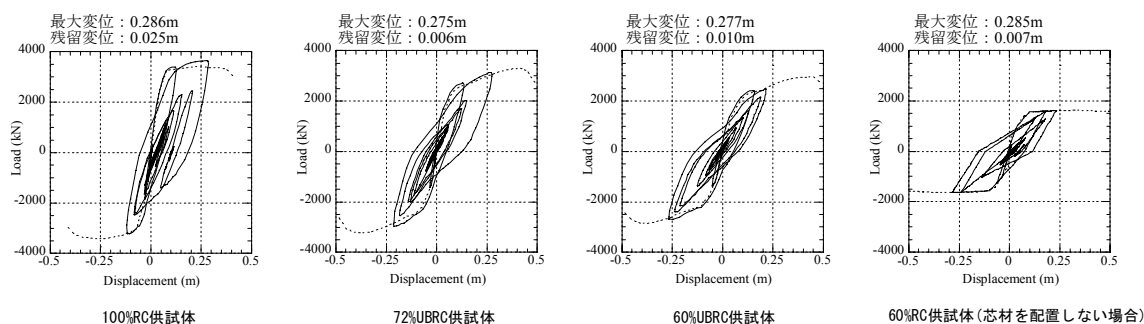


図-15 ハイブリッド実験結果（レベル2・タイプII地震動）

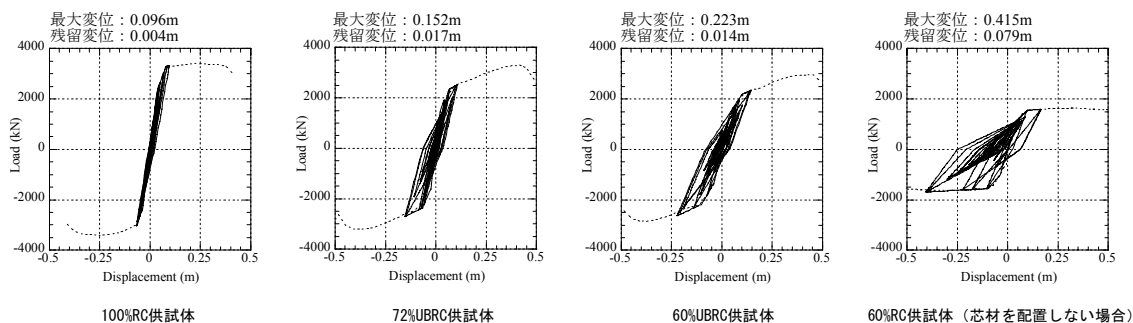


図-16 二次剛性による最大応答の低減効果（レベル2・タイプI地震動）

8. 結論

本研究では、二次剛性を利用した二段階耐震設計法の提案とUBRC橋脚への適用について検討を行った。その結果、以下のような事が明らかとなった。

1. 橋脚に二次剛性を付与することにより、同一目標靱性率を想定したときの橋脚の必要強度を低減することができる。ただし、二次剛性の大きさと必要強度の低減量は、応答靱性率や橋脚の弾性固有周期、入力地震動の特性などに影響される。また、二次剛性の付与は、残留変位の低減に有効である。残留変位の低減は、地震直後の供用が可能である橋脚を実現する上で有利である。
2. 道路橋単柱式橋脚を対象として、二次剛性を利用した二段階耐震設計をUBRC橋脚に適用し、その試設計を必要強度スペクトルに基づいて行った。その結果、RC構造では、二次剛性が期待できないために、レベル2地震動によって橋脚の断面が決定され、その断面が大きくなるのに対し、UBRC橋脚では、芯材配置による降伏耐力、二次剛性の増加により、その断面をRC構造の72、60%程度に低減できることが分かった。
3. 試設計した橋脚の実験用供試体に対するハイブリッド地震応答実験により地震時性能評価を行った。その結果、修正開北橋記録（レベル1地震動）に対しては、全供試体の損傷が弾性域内であること、神戸海洋気象台記録（レベル2・タイプII地震動）に対しては、最大応答変位が同レベルで終局変位内であること、また、残留変位はUBRC供試体の方が小さくなることを実証した。
4. 開北橋記録（レベル2・タイプI地震動）に対しても、すべての供試体でレベル2地震動に対する性能を満足していることを実証した。ただし、神戸海洋気象台記録では、主に橋脚の断面縮小による初期剛性の低下により60%供試体の地震時性能が確保されていたのに対し、開北橋記録では、芯材の配置による降伏耐力、二次剛性の増加により要求される性能を満足していることが分かった。
5. 短周期成分が卓越するタイプII地震動などには、橋脚の断面縮小に伴う初期剛性の低下によって、そして長周期成分が卓越するタイプI地震動などに対しては、芯材の配置による耐力増加、二次剛性の付与により二段階耐震設計法で要求される性能を満足する橋脚を従来よりも小規模な断面で実現できる可能性がある。そ

の際、初期剛性が小さいような小規模な断面でも安定した二次剛性を付与させることができるUBRC構造は、合理的に橋脚構造の二段階耐震設計を行う上で極めて有意な構造であると言える。

参考文献

- 1) 土木学会：土木構造物の耐震基準等に関する提言，土木学会誌，Vol.80，No.7，1995年
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，平成8年
- 3) 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RC構造の開発，土木学会論文集，No.710 I -60，pp283-296，2002年7月
- 4) 高橋良和，家村浩和，曾我部直樹：アンボンド芯材入りRC構造の解析モデルと芯材パラメータの影響，構造工学論文集，Vol.49A，pp945-954，2003年4月
- 5) 運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計，平成11年
- 6) 三上卓，家村浩和：塑性域の二次剛性が必要降伏強度と応答塑性率に及ぼす影響，構造工学論文集，Vol. 48A，pp.619-629，2002年3月
- 7) 星隈順一，運上茂樹，長屋和宏：耐震設計における鉄筋コンクリート橋脚に生じる残留変位の評価，第5回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.399-404，2002年
- 8) 尾山靖史，矢部正明：剛性低下型バイリニア履歴特性における残留変位に関する検討，第2回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.263-270，1998年
- 9) 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関する正負交番載荷実験，第3回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp.189-194，1999年
- 10) 家村浩和，高橋良和，曾我部直樹：芯材の付着剥離過程がUBRC橋脚の構造特性に及ぼす影響，第6回 地震時保有水平耐力法に基づく橋梁等構造物の耐震設計に関するシンポジウム，pp.45-50，2003年
- 11) WALTER H. PRINCE：Factors influenceing concrete strength, Journal of the American concrete institute, No. 47-31, pp417-432, 1951
- 12) 才塚邦宏，伊藤義人，木曾英滋，宇佐美勉：相似則を考慮したハイブリッド地震応答実験手法に関する考察，土木学会論文集，No.507/I-30，pp179-190，1995年1月
(2003. 6. 30 受付)

Development of two-level seismic design using post-yield stiffness and application for UBRC piers

Hirokazu IEMURA, Yoshikazu TAKAHASHI and Naoki SOGABE

In this study, the two-level seismic design using post-yield stiffness is proposed. The addition of post-yield stiffness on the load-displ. relationship of RC pier is effective for the decreasing of demand strength and residual displ. under extreme earthquake. And, in order to realize rational seismic design, RC pier with unbonded bars (UBRC pier) is focused. Since this UBRC pier has positive post-yield stiffness. At the results of the hybrid earthquake loading, it is found that the performance of the UBRC piers exceeded the original RC. Finally, UBRC piers with compact section are confirmed to be satisfied with the two-level seismic design.