

アンボンド芯材を活用した RC 橋脚の 動的応答特性

高橋 良和¹・井本 佳秀²・綿島 崇倫³

¹京都大学防災研究所准教授（〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄）

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

²京都大学工学研究科都市社会工学専攻修士課程（〒615-8540 京都市西京区京都大学桂）

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

³西日本旅客鉄道株式会社大阪支社（〒530-0011 大阪市北区大深町2丁目189番地中津総合ビル3F）

アンボンド芯材を活用したRC構造（UBRC構造）は、従来静的実験、準動的反験によりその高い耐震性能が明らかにされてきたが、その特徴である荷重-変位関係における安定した二次剛性は、RC構造内部に設置された芯材の挙動に依存しており、動的応答時でもその性能を発揮できることを確認するためには、動的実験が必要となる。本研究では、動的アクチュエータによる正負交番載荷実験によりその載荷速度依存性を検討するとともに、振動台実験により三次元地震応答性状および地震後残留変形に関する検討を行った。その結果、動的挙動時においても静的実験とほぼ同等の二次剛性が得られ、三次元地震応答時も最大振幅方向において安定した二次剛性を発揮することが明らかとなった。

Key Words : *Unbonded bar reinforced concrete, Dynamic response, Dynamic loading, Shake table test*

1. はじめに

高い耐震性を有するRC構造として、アンボンド芯材を活用した高耐震性RC構造（UBRC構造）が開発され¹⁻³⁾、実用化に向けた検討が行われている。しかし、UBRC構造に関する既往の研究では、ハイブリッド地震応答実験や動的解析によりUBRC構造の地震時挙動に対する検討は実施されていたものの、実験的研究において載荷速度は準静的であり、必ずしも動的性能を十分に把握しているとは言えない。また既往の研究では載荷方向は一方向が中心であり、実際の地震時のように三次元的に応答する場合でも、UBRC構造が効果的にその特性を発揮できることを確認する必要がある。そこで、本研究では、動的アクチュエータによる正負交番載荷実験および三次元振動台実験を実施し、UBRC橋脚構造の動的応答時の性能評価を試みた。

2. UBRC橋脚構造

UBRC橋脚構造の特徴は、RC橋脚構造の断面内部に、アンボンド芯材を塑性ヒンジ区間を挟むように配置し、その両端で定着することである（図-1）。橋脚が大きく変形した際、塑性ヒンジが形成され、

内部に配置された芯材が伸びる。これによる芯材の復元力は、芯材定着部においてRC橋脚構造に伝達され、アンボンド区間内に付加的な圧縮力として作用する。また、芯材を断面中央から偏心させているため、その圧縮力と偏心量を乗じたモーメントが変形に抵抗する抵抗モーメントとして発生する。これらの圧縮力、抵抗モーメントは橋脚の変形が大きくなるにつれて漸増し、結果として荷重-変位関係に二次剛性が発現するといった特徴を有している

（図-2）。芯材の配置、長さ等を変化させることで、この二次剛性を容易に変化させることができ、要求性能に対応した二次剛性を設定することが可能となる。

安定した二次剛性を得るためには芯材が弾性挙動をすることが前提となるため、高強度の芯材を用いるとともに、芯材とコンクリートの付着を切り（アンボンド処理）、芯材ひずみの平滑化を行っている。これにより塑性ヒンジ部で構造用主鉄筋が大きく塑性化したとしても芯材は弾性挙動をすることができる。つまり、UBRC構造が地震時においてもその特徴を発揮するためには、動的応答時においても芯材のひずみ平滑化が実現されることが重要となる。

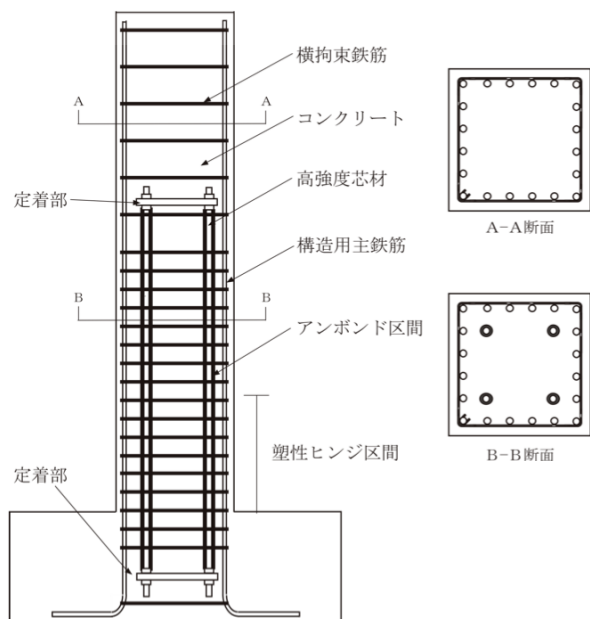


図-1 UBRC橋脚構造概要

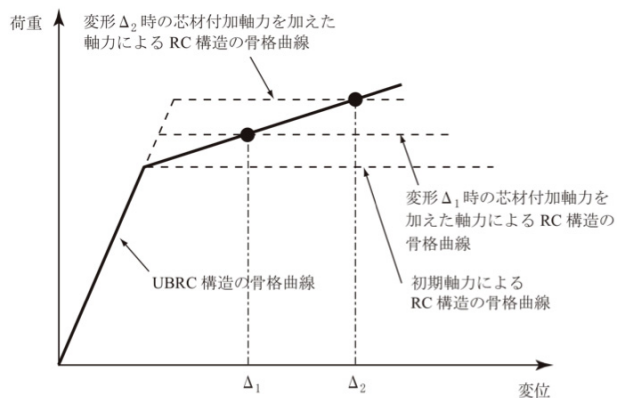


図-2 UBRC構造の二次剛性発現メカニズム

3. 荷重速度依存性の検討

(1) 実験概要

RC構造は比較的速度依存性が大きくないと考えられ、実験的研究においては、0.1 mm/s程度の荷重速度による静的荷重が行われることが多い。しかし地震時にはRC橋脚には、構成する材料のひずみ速度にして0.01 μ/s程度の変形速度が生じている。RC構造を構成する材料である鉄筋やコンクリートにはひずみ速度依存性が報告されており、UBRC構造では主鉄筋に加え高強度芯材が用いられていること、また芯材のアンボンド効果が重要であることから、荷重速度の影響を検討するため、動的アクチュエータによる正負交番荷重実験を実施した。

(2) 実験供試体

供試体は断面が320×320 mm、せん断スパンが1280 mmの柱部材である(図-3)。主鉄筋はSD295 D10を16本、帯鉄筋はSD295 D4を40 mm間隔で配置している(中間帯鉄筋付)。芯材はC種PC鋼棒をアンボ

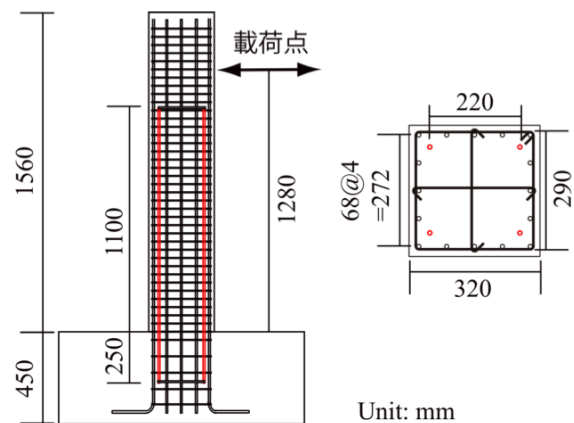


図-3 正負交番荷重実験用試験体

ンド処理し、断面内に220 mm間隔で配置した。芯材長さは1350 mmである。

(3) 荷重システム

水平方向に取り付けた動的アクチュエータにより正負交番荷重を行う。動的荷重を行うため、鉛直アクチュエータによる一定軸力荷重は困難と考えたため、柱中央に取り付けたPC鋼棒を緊張することにより、約1 MPaの軸力を導入している(写真-1)。この荷重方法では、水平方向に変形することにより軸力は変動することに注意が必要である。

計測項目として、荷重点の荷重、変位の他に、鉄筋および芯材のひずみを動ひずみ計により計測している。

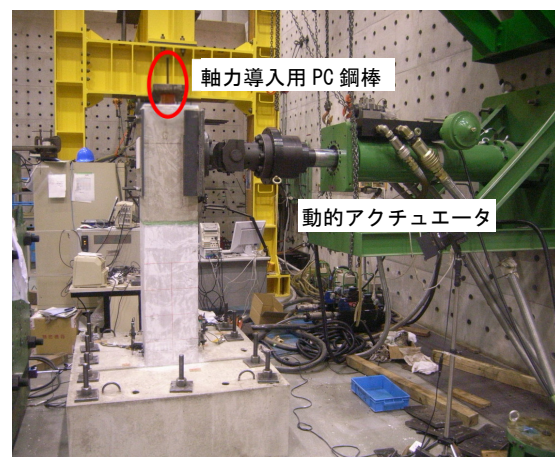


写真-1 荷重システム

(4) 荷重波形

荷重波形は振幅5 mmから60 mmまで増分単位5 mmの同一振幅における繰返し回数3回の正負交番漸増型正弦波である。動的実験では振動数1.67 Hzで入力し、振幅60 mm時には最大速度62.9 kineとなる。これは静的荷重速度の約1000倍程度となる。UBRC構造供試体のうち1体に対しては、直下型地震を想定して漸減型波形を荷重した。実験を実施した3体の実験条件及び供試体記号を表-1に示す。

表-1 実験条件

供試体番号	載荷速度	載荷パターン
SU	静的	漸増
DU-1	動的	
DU-2		漸減

(5) 実験結果および考察

a) 荷重-変位関係

3体の荷重-変位関係および骨格曲線の比較を図-4に示す。

まず漸増波形について見ると、静的実験(SU)に比べ動的実験(DU-1)の方が変形性能が小さくなった。実験後に損傷状況を確認したところ、静的実験では主鉄筋の破断は確認されなかったが、動的実験では多くの主鉄筋が破断していた。この主鉄筋の破断が変形性能を劣化させたが、これは主鉄筋のフーチングからの伸び出し挙動が静的と動的で異なることが原因と考えられる。ただ、発現している二次剛性は、最大点まではほぼ同じ剛性を示しており、動的挙動でも静的挙動とほぼ同等の骨格曲線となることが確認された(図-4(d)参照)。

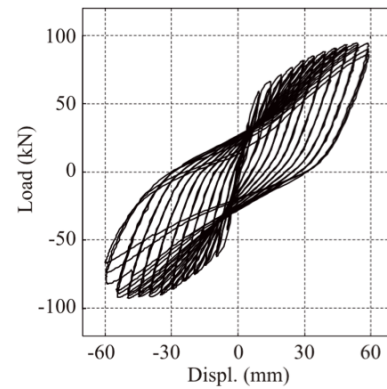
載荷パターンについて見ると、漸減波形(DU-2)は無損傷から大変形を経験するため、漸増波形(DU-1)よりも大きな耐力を示しているが、変位が負の領域では、ほぼ同じ耐力となっている。この領域では漸増波形も漸減波形も共に損傷を受けた後の挙動となり、同じ骨格曲線となったと考えられる。これより、直下型地震のように地震開始直後に大きなパワーを有する地震に対しても、UBRC構造の特徴である二次剛性を発現することができることが確認できた。

b) 残留変形

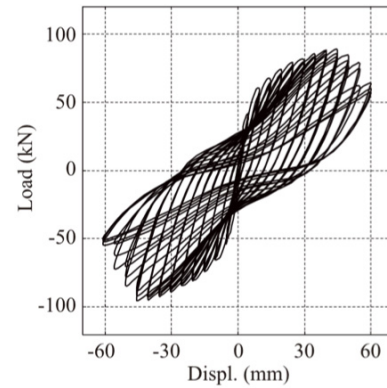
本節における残留変形を、最大変形点から除荷し、荷重が0となった時の変形と定義する。この残留変形について、静的及び動的実験の比較を図-5に示す。変位が負の領域ではほぼ同じ残留変形を示しているが、正の領域では動的実験の方が大きい。これも荷重-変位関係における考察と同様、フーチングよりの主鉄筋の伸び出しによる供試体基部の回転変形の影響であると考えられる。

c) 芯材ひずみ分布

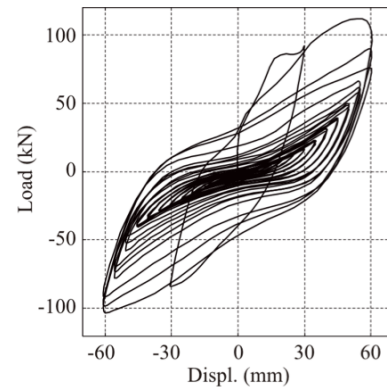
図-6は縦軸が供試体高さ、横軸が芯材のひずみであり、芯材ひずみの供試体高さ方向分布とその進展を表す。左図が静的載荷、右図が動的載荷の結果である。静的実験では30 mm程度で、ひずみゲージのケーブルが切れているが、それ以前の値を見ると芯材のひずみが基部に集中することなく一様に分布していることが確認できる。また静的と動的ではほぼ同等の値を示している。これは荷重-変位関係における二次剛性が同じであることの根拠とも見なすことができ、動的応答時においても芯材とコンクリートの付着が切れ、ひずみが平滑化するUBRC構造のメカニズムが発揮されることを意味している。



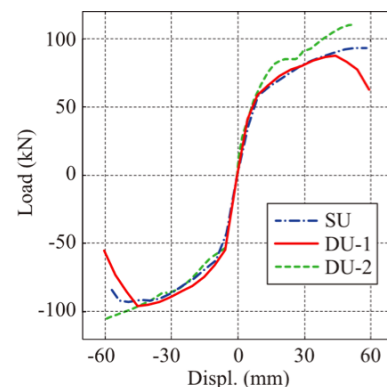
(e) SU



(b) DU-1



(c) DU-2



(d) Skeleton Curves

図-4 荷重-変位関係と骨格曲線

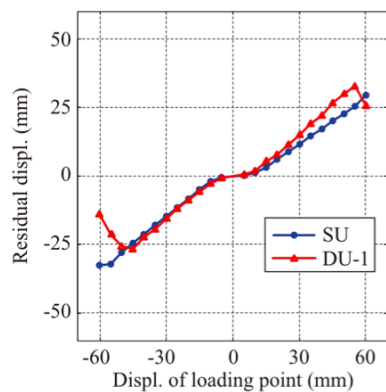


図-5 残留変形

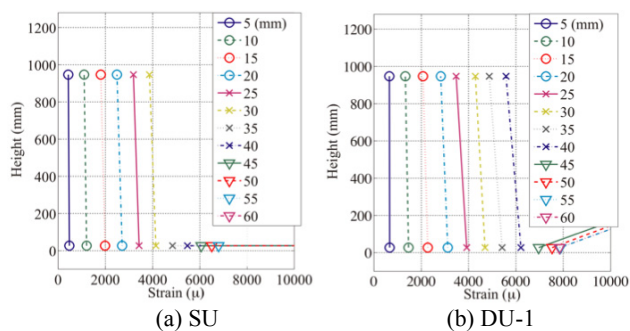


図-6 芯材のひずみ分布

るだけ質点としての挙動が期待できるよう、一辺 1600 mm の立方体とした。これより、フーチング上面から重錘下面までの距離は 780 mm となる。せん断スパン 1600 mm の柱としての挙動を保証できるよう、重錘下部に空隙を設け、柱上部の変形を拘束しないようにしている。本供試体を振動台上に設置した様子を写真-2 に示す。

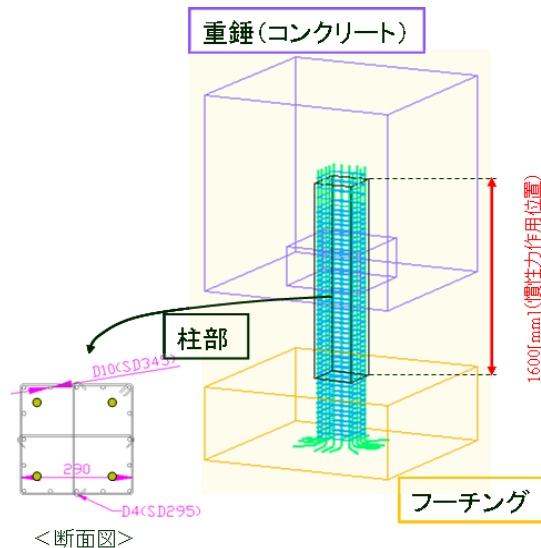


図-7 振動台実験供試体

3. 振動台実験

(1) 実験概要

従来の UBRC 構造に関する検討では、一方向に対する検討が中心であったが、実際の地震時には水平二方向のみならず、上下方向にも地震が入力される。このような三次元応答下においても芯材が効果を発揮し、安定した地震応答を示すことを確認するため、京都大学防災研究所三次元振動台を用い、RC 構造および UBRC 構造に対する振動台実験を実施した。

(2) 実験供試体

供試体は実橋脚の 7.5 分の 1 の縮尺模型とし、断面が 320 × 320 mm、せん断スパンが 1600 mm の柱部材である (図-7)。主鉄筋は SD295 D10 を 16 本、帯鉄筋は SD295 D4 を 40 mm 間隔で配置している (中間帯鉄筋付)。芯材は C 種 PC 鋼棒をアンボンド処理し、断面内に 220 mm 間隔で配置した。芯材長さは 1530 mm である。本実験では、比較のため RC 試験体と UBRC 試験体を製作している。UBRC 試験体は RC 試験体に付加的に芯材を配置したものであり、結果、RC 試験体と UBRC 試験体は降伏まではほぼ同じ挙動を示すが、降伏後 UBRC 試験体の骨格曲線は二次剛性を有し、RC 試験体より耐力が大きくなる構造となる。

柱部に上部構造による軸応力 1 MPa を導入するため、鉄筋コンクリート製の重錘を柱上部に設置した。重錘として約 10 ton の質量が必要となるため、でき

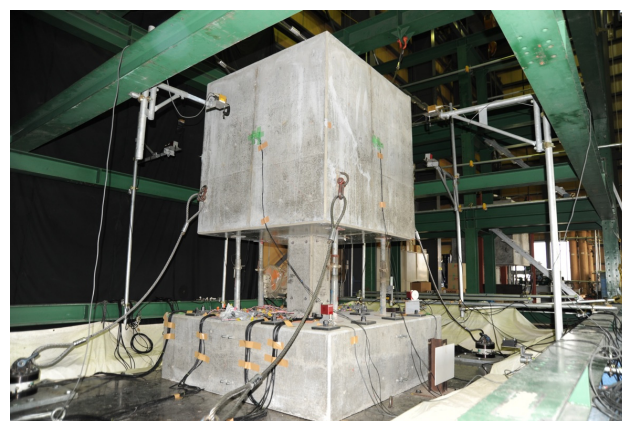


写真-2 実験状況 (加震前のため転倒防止治具付)

(3) 計測データ

計測項目を以下に記し、その位置を図-8 に示す。

- ・重錘の各側面中央における x, y, z 方向加速度
- ・フーチング部における x, y, z 方向加速度 (2 隅)
- ・重錘部の x, y, z 方向変位
- ・振動台の x, y, z 方向変位
- ・主鉄筋、帯鉄筋ひずみ
- ・芯材ひずみ (基部より -100 mm, 1200 mm)

(4) 入力地震動

入力地震動として 1995 年兵庫県南部地震 JR 鷹取記録 (NS, EW, UD 三方向成分) を用いた。ただし、時間軸については、応力と重力加速度の相似率を 1 とする相似則に従って圧縮している。図-8 の x 方向に NS 成分を、y 方向に EW 成分を入力した。

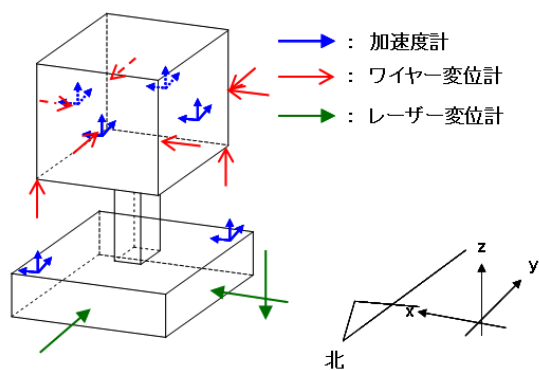


図-8 計測器取付位置

まず基本構造であるRC試験体について，最大加速度の大きさを40%～90%にしたものを10%刻みで入力し，基本応答特性を把握する．この供試体をRC-1と呼ぶ．次に地震時応答性状を把握するため，RC試験体(RC-2)およびUBRC試験体に対し，20%入力（弾性域加震）の後100%入力（塑性域加震）を実施する．

(5) 実験結果および考察

a) 荷重算出法

本供試体は，重錘部が大きいため，回転慣性の影響を無視し得ない．そこで本研究では，重錘質量に重錘水平加速度を乗じた荷重に対し，重錘回転加速度を用いて回転慣性を補正したものを（水平）荷重として用いている．RC-1の結果より，降伏後荷重がほぼ一定となるRC構造特性が得られ，本供試体構造により動的特性の検討が可能であることを確認した．

b) 荷重-変位関係

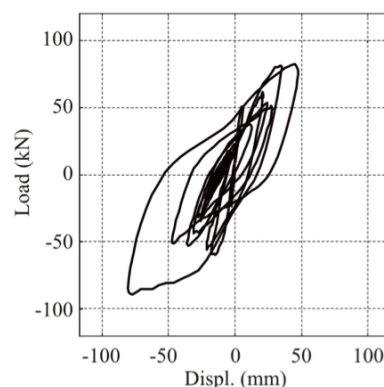
UBRC試験体の100%入力時における荷重-変位関係を図-9に示す．NS方向ではUBRC構造の特徴である正の二次剛性が確認できるが，EW方向では履歴形状は乱れている．しかし，用いた地震動の特性より，その主応答方向はNS-EW軸に対して約45度方向となる（図-9(c)参照）．この方向に履歴を合成したものが図-9(d)である．これより，三方向応答時においてもUBRC試験体は安定した正の二次剛性を有することが確認できる．またRC-2の主応答方向の履歴形状と比較したものを図-10に示す．これよりもRC構造ではほぼ降伏後剛性がないのに対し，UBRC構造は降伏後，有意な二次剛性をRC構造に付加することができることが分かる．

c) 芯材ひずみ

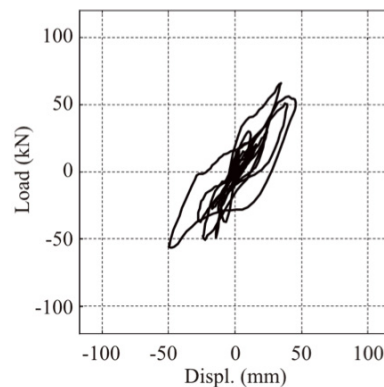
アンボンド芯材の上部・下部のひずみの時刻歴を図-11に示す．この結果から，各時刻における芯材の上部と下部のひずみがほぼ一致しており，芯材ひずみが平滑化していることが確認できる．

d) 地震後残留変形

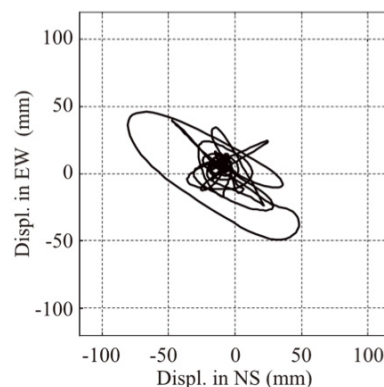
鉛直も含む地震後残留変形を算出するため，三方向変位応答を合成し，最大ベクトル方向変位時刻歴



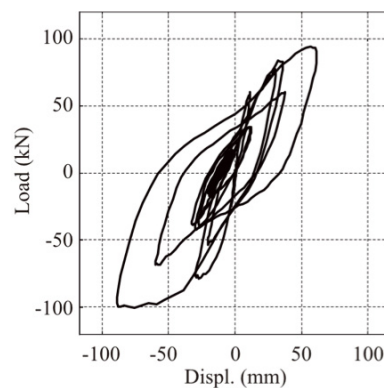
(a) NS方向



(b) EW方向



(c) 応答変位の軌跡



(d) 主応答方向

図-9 荷重-変位関係（UBRC）

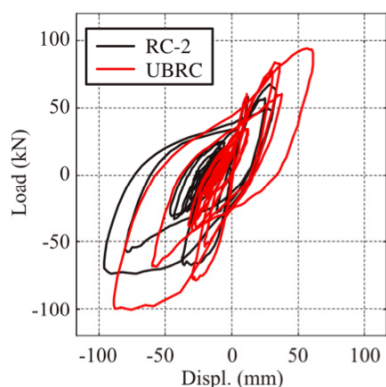


図-10 荷重－変位関係（RC-2とUBRC）

を算出する．100%入力時における最大ベクトル方向変位時刻歴を図-12に示す．RC-2は最大ベクトル方向変位の最大値が95.8 mmで，地震後残留変形は19.8 mmとなった．一方，UBRCは最大ベクトル方向変位の最大値が89.3 mmとなり，残留変形は12.0 mmとなった．地震後残留変位はRC-2と比べて61%であり，アンボンド芯材による残留変位の低減が確認された．

5. まとめ

本研究では，UBRC構造の動的応答特性について，動的アクチュエータおよび三次元振動台による載荷実験に基づき検討した．

- ・ UBRC構造は動的応答下でも，二次剛性の発現，残留変位の低減，芯材ひずみの平滑化といった特性を有することが確認された．
- ・ 静的実験と動的実験で得られた骨格曲線には，大きな相違が見られない．ただ動的実験では終局状態が静的実験よりも早く発生し，鉄筋の引き抜け挙動が原因と考えられる．
- ・ 三次元加振振動台を用いてRC，UBRCの振動台実験を行った．その結果，これまでの研究（一方向載荷の時）と同様に，二次剛性が発現し，残留変位の低減，アンボンド芯材のひずみの平滑化が確認された．

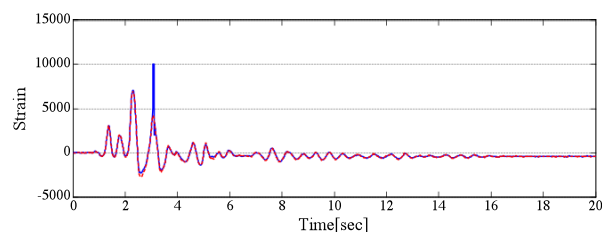


図-11 芯材ひずみの平滑化

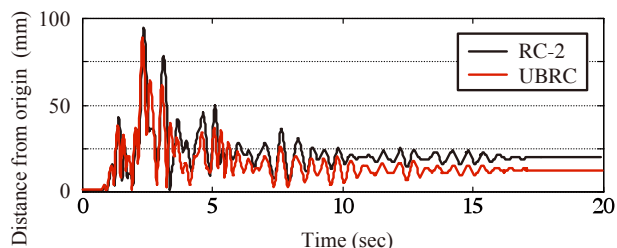


図-12 最大ベクトル方向の変位時刻歴

謝辞：本研究は文部科学省科学研究費補助金（若手研究(S)19676004番，代表：高橋良和）の助成を受けて実施したものである．研究実施にあたり，京都大学家村浩和名誉教授，工学研究科都市社会工学専攻構造ダイナミクス研究室及び防災研究所耐震基礎研究学生の学生のご支援，ご助力を得た．ここに厚くお礼申し上げる次第である．

参考文献

- 1) 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，Vol.I-60，No.710，pp.283-296，2002 年．
- 2) 家村 浩和，高橋 良和，曾我部 直樹：付着剥離芯材を用いた UBRC 橋脚の弾塑性復元力特性，土木学会論文集，Vol.V-65，No.774，pp.59-72，2004 年．
- 3) 家村 浩和，高橋 良和，曾我部 直樹：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，土木学会地震工学論文集，Vol.27，Paper No.196，2003 年．

DYNAMIC RESPONSE BEHAVIOR OF UNBONDED BAR REINFORCED CONCRETE STRUCTURE

Yoshikazu TAKAHASHI, Yoshihide IMOTO and Takanori WATAJIMA

Unbonded Bar Reinforced Concrete (UBRC) structure was developed as a high seismic performance pier because of its positive second stiffness. In this study, the dynamic response behavior is investigated by dynamic cyclic loading tests and shake table tests. In the dynamic loading tests, it is found that the loading rate dependency in UBRC structure is not significant and the second stiffness of UBRC structure can be expected even in the high speed rate. In the shake table tests, the 3D dynamic response behavior was investigated and it is found that the hysteresis loop of UBRC structure in the primary response direction has the positive and stable second stiffness and small residual deformation even after earthquakes. As the results, it is clear that UBRC structures have high seismic performance.