

プレキャストRC橋脚の耐震性に関する研究

野中 聡¹・中井将博²・運上茂樹³・堺淳一⁴

¹正会員 工修 株式会社ピーエス三菱 土木本部 基礎部（〒104-8215東京都中央区晴海2-5-24）

²正会員 工修 株式会社ピーエス三菱 土木本部 基礎部（〒104-8215東京都中央区晴海2-5-24）

³正会員 工博 独立行政法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ
上席研究員（〒305-8516茨城県つくば市南原1-6）

⁴正会員 博（工）独立行政法人土木研究所 構造物メンテナンス研究センター 橋梁構造研究グループ
主任研究員（〒305-8516茨城県つくば市南原1-6）

1. はじめに

都市内の立体交差工事等では、工期をできる限り短縮することが要求される。こうした要求に対しては、プレキャスト構造を用いた橋脚の利用が期待されており、著者らは、プレキャスト鉄筋コンクリート橋脚を提案している。

本橋脚の基本的な構造特性については、各種要素試験^{1)・2)} および静的な正負交番荷試験^{3)・4)} などにより確認されているが、大規模地震時の動的な耐力や変形性能は十分明らかにされていない。本研究では、2車線の高架橋を想定して試設計された橋脚の5分の1縮尺の橋脚模型に対して、振動台による加振実験を行い、想定される地震動に対する耐震性能評価、地震応答特性および動的破壊特性の評価および設計用の動的解析モデルの検証を行った。本論文ではこの結果を報告する。

2. 構造の概要

本橋脚は、高さ方向に分割されたプレキャストセグメントを、プレストレス力を利用して組立てた後、ダクト内にモルタルグラウトを注入し、軸方向鉄筋として貫通するねじ筋鉄筋を挿入して構築される（図-1参照）。作用する曲げモーメントに対しては、通常のRC橋脚と同様に、引張側には軸方向鉄筋が、圧縮側はコンクリートが抵抗する。ただし、軸方向鉄筋がモルタルグラウトが充填されたシース内に配置されるため、軸方向鉄筋が座屈しにくい傾向にある⁴⁾。また、接合部に作用するせん断力に対

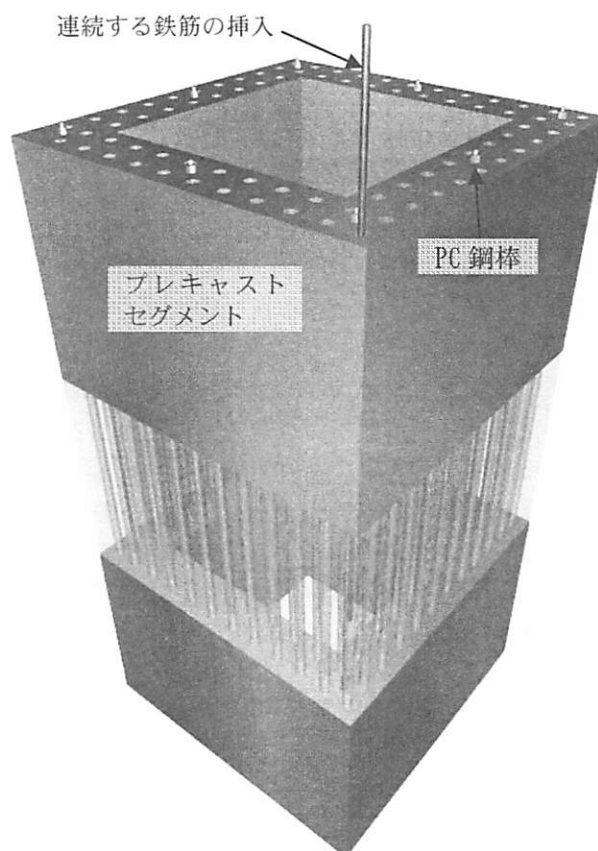


図-1 基本構造

しては接着剤等による摩擦、鉄筋のダウエル作用およびモルタルグラウトによって抵抗し、プレキャストセグメント自体に作用するせん断力に対してはRC橋脚同様、コンクリート、帯鉄筋および中間帯鉄筋で抵抗する。

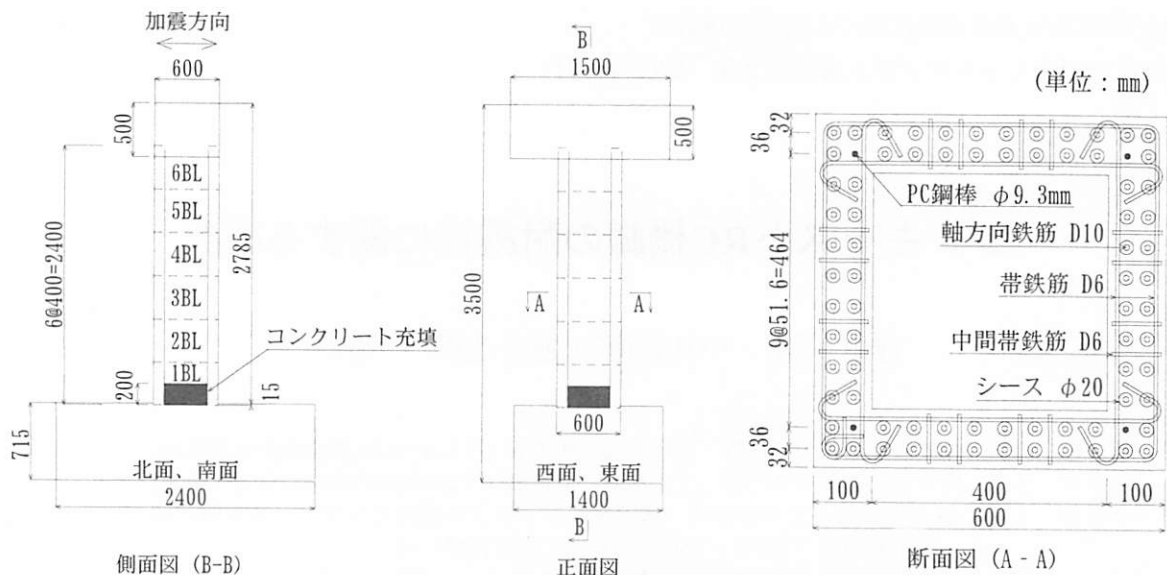


図-2 供試体寸法図

3. 実験概要

(1) 供試体

振動台実験に用いる供試体を図-2に示す。供試体はフーチング付の独立柱形式のものであり、柱の断面は600mm×600mmの正方形で、厚さ100mmの中空断面である。橋脚部は、6個のセグメントに分けて製作を行い、フーチング上面から載荷点までの高さを2785mmとした。軸方向鉄筋にはD10 (SD345) を使用し、帯鉄筋はD6 (SD295) を50mm間隔で配置した。組立は、各セグメントの継目に接着剤を塗布し全ブロックを積み上げた後、接着剤を押し広げるために必要な緊張力 (0.5N/mm^2) を導入した。接着剤硬化後、ブロックを貫通するシース孔内にモルタルグラウトを充填し、最後に軸方向鉄筋を挿入した。

基部のブロックはフーチングの上面の鉄筋上に設置し、ブロック高さの半分はフーチングコンクリート打設時に充填し中実断面とした。実験時の材料特性を表-1に示す。

表-1 材料特性

材料	圧縮強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)
コンクリート (1, 2, 6セグメント)	64.7	3.2×10^4
コンクリート (3, 4, 5セグメント)	58.5	3.0×10^4
コンクリート (フーチング)	40.2	-
モルタルグラウト (軸方向鉄筋用)	45.5	-
材料	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (N/mm^2)
軸方向鉄筋 (D10)	399	1.9×10^5
帯鉄筋 (D6)	490	2.0×10^5

(2) 実験方法

図-3に示すように、振動台上にPC鋼棒で供試体を固定し、振動台上に設置した両端にローラー支承を有する鋼製の橋脚に単純桁2連を載せた。この単

純桁上に、上部構造重量に相当する錘 (264.6kN) を設置した。加振は、橋軸方向の1方向で行った。図-2に示すように、加振方向に対して側面が北面、南面であり、垂直面が西面、東面である。

入力地震動は、1995年に観測された兵庫県南部地震の鷹取EW方向の設計用基準波を使用し、時間軸は相似則に従って $1/\sqrt{5}$ とした (図-4)。加振は、表-2に示すように、加速度倍率を段階的に上げて行った。加速度倍率は、ひび割れ荷重に達するレベル (15%)、鉄筋の降伏に達するレベル (60%)、許容塑性率の変位に達するレベル (150%) を目標として、事前に行った動的解析により決定した。加速度倍率60%と150%の間には、加速度倍率100%、120%の加振を行い、段階的に加速度レベルを上げる際の応答特性を調べることにした。また、150%加振後も供試体は重大な損傷に至らなかった為、その後も200%、250%と加速度倍率を上げて加振を行った。主要な測定項目は、慣性力作用位置での相対変位、絶対加速度および軸方向鉄筋のひずみおよびセグメント接合部の開きである。

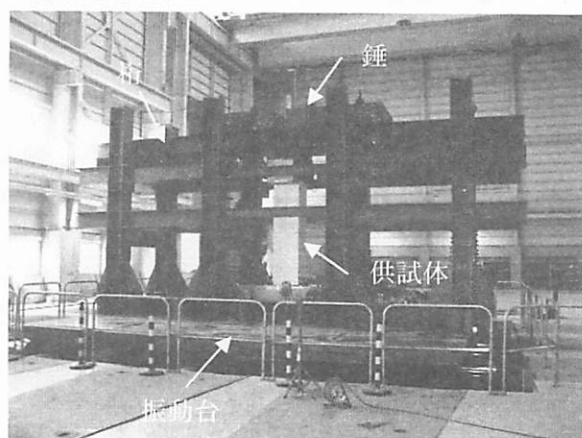


図-3 供試体設置状況

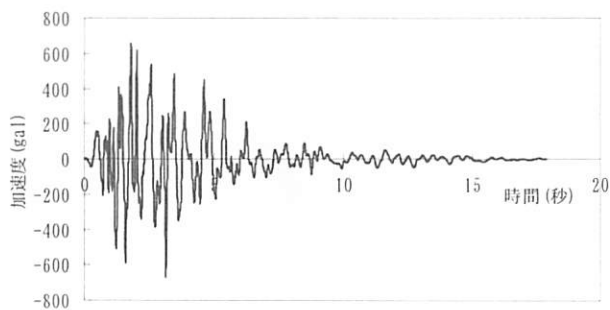


図-4 入力地震波

表-2 加振ステップ

	1回目	2回目	3回目	4回目	5回目	6回目	7回目
加速度倍率	15%	60%	100%	120%	150%	200%	250%

4. 実験結果

(1) 損傷状況

加速度倍率が15%のとき（以下15%加振という）は、目視できるひび割れは確認されなかった。60%加振では橋脚基部から $h=100\sim 200\text{mm}$ 付近に数本の曲げひび割れが発生した。100%加振では、基部から2BL目にかけて 0.05mm 程度の曲げひび割れが増加した。120%加振では、基部から高さ $h=150\text{mm}$ の部分の曲げひび割れが大きく進展した。150%加振では、基部から高さ $h=150\text{mm}$ の部分のひび割れがさらに進展した（図-5参照）。加振後に測定したひび割れ幅は 0.7mm であった。このとき、設計で想定した許容塑性率に相当する変位が発生したが、その他に分散したひび割れが発生した程度で、損傷は軽微であった。200%加振では、基部から高さ $h=150\text{mm}$ の部分のひび割れがさらに進展し、またその周辺にひび割れが発生した。250%加振では、西面の南側で一部コンクリートの剥離が生じたが、軸方向鉄筋は、モルタルグラウトが充填されたシース管の中にあるため、座屈は生じなかった。また、橋脚基部の第1セグメントとフーチング部の剥離はなく、第1セグメントへのコンクリート充填およびフーチングへの埋め込みの効果があったと考えられる（図-5, 6参照）。

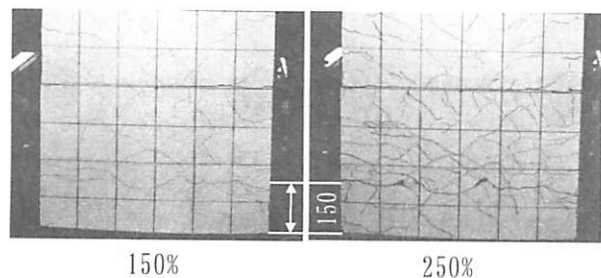


図-5 損傷状況

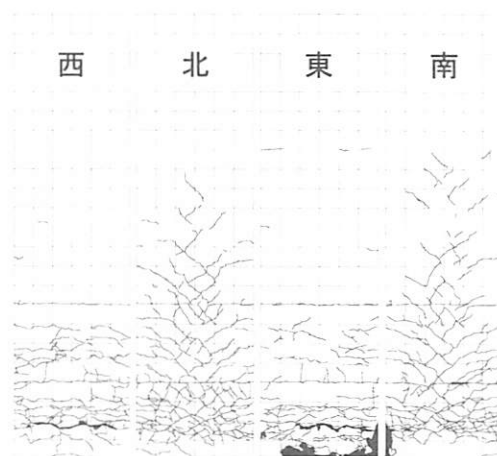


図-6 ひび割れ図（250%加振終了後）

(2) 鉄筋ひずみ

図-7に、各加速度レベルで観測された正方向最大変位時の引張側鉄筋ひずみの分布を示す。

15%加振のときは、最大で 627μ であり弾性範囲内であった。60%加振のときは、最大ひずみが 2032μ となり、鉄筋引張試験で確認した降伏ひずみとほぼ一致する結果となった。100%加振のときは、基部で最大 12588μ のひずみが発生し、基部から $h=300\text{mm}$ の高さにも 14139μ のひずみが発生した。120%加振のときは、基部から $h=300\text{mm}$ の高さのひずみは小さくなり、基部のひずみが最大となった。これは、120%加振以降に $h=150\text{mm}$ の高さのひび割れが進展したためであると考えられる。

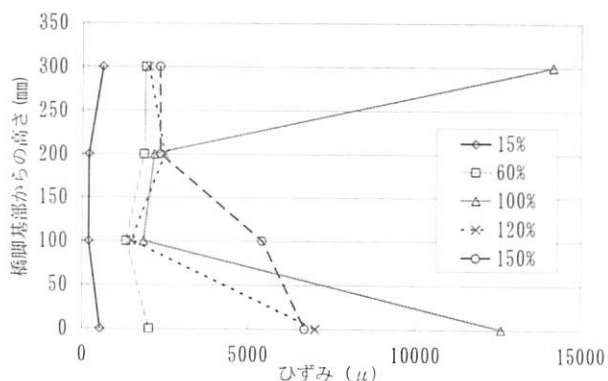


図-7 軸方向鉄筋ひずみ

(3) プレキャストセグメント接合部の開き

図-8に、各加速度レベルで観測された正方向変位最大時のセグメント接合部の開き量の分布を示す。最下段（①）での開き量は、60%加振のときに、 0.3mm の開きが初めて生じ、100%加振のときに、開きは大きく伸びて 2.6mm 発生したが、120%加振のときは、基部から $h=150\text{mm}$ 位置にひび割れが集中したため、 1.9mm と小さくなった。その後は、加振加速

度が大きくなるとともに目開き量も増加したが、250%加振のときで5.5mm程度であった。

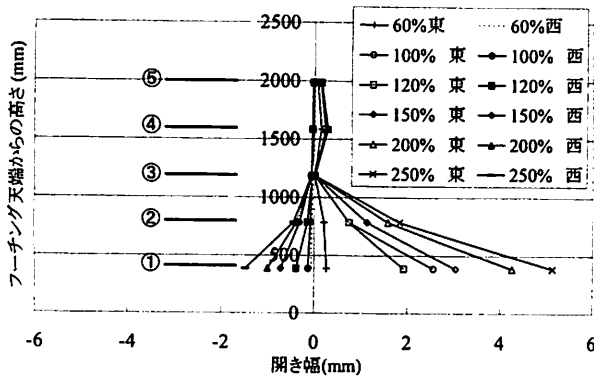


図-8 セグメント接合部の開き量

(4) 耐力・変形性能

各加速度レベルで観測された、最大応答加速度、最大応答変位、残留変位を表-3に示す。60%加振のとき鉄筋が降伏したため、このときの最大応答変位16.2mmを δ_y とすると、150%加振のときに4.4 δ_y で道路橋示方書⁵⁾に従い算出したときの許容塑性率($\mu_p=4.04$)相当の変位が発生した。200%加振のときの変位は7 δ_y であったが、残留変位は1.0mmに収まった。250%加振では、9.7 δ_y の変位が発生し、残留変位は29mmとなり、許容残留変位(28mm=h/100)を超えた。

表-3 実験結果一覧表

入力加速度倍率	15%	60%	100%	120%	150%	200%	250%
最大応答加速度 (gal)	+295 -310	666 -691	945 -898	933 -947	963 -972	1033 -942	1044 -870
最大応答変位 (mm)	+3.6 -4.4	15.7 -16.2	40.3 -34.2	44.7 -51.8	68.5 -70.5	112.2 -95.6	156.8 -96.1
残留変位 (mm)	0.0	0.1	2.9	4.5	2.3	1.0	29.0

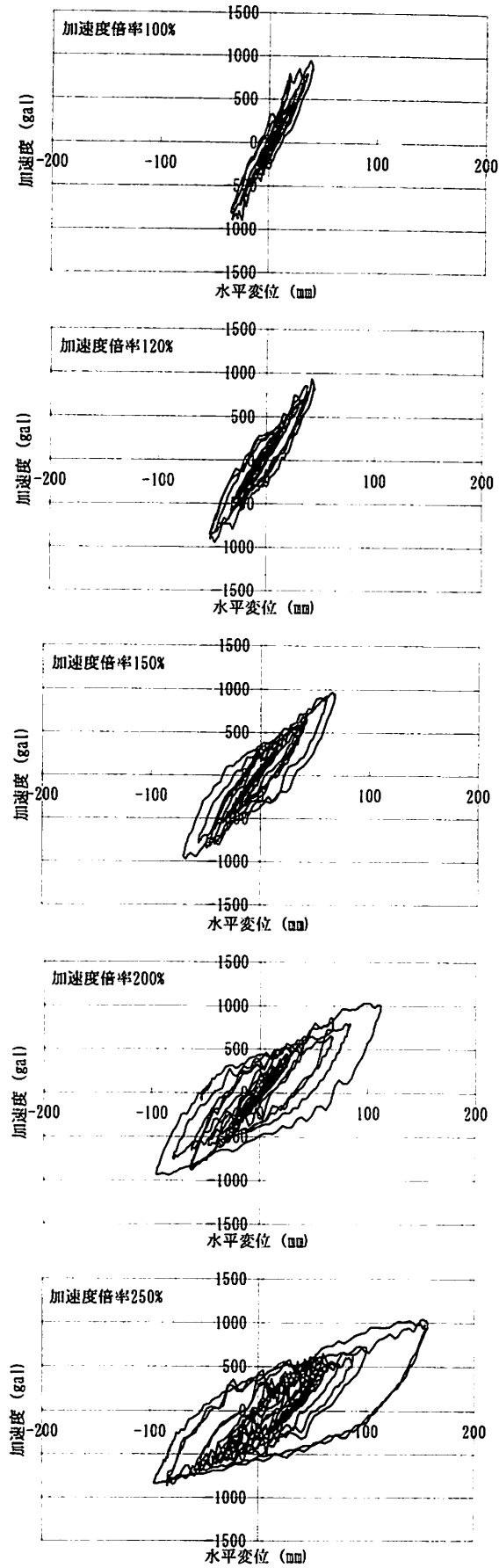
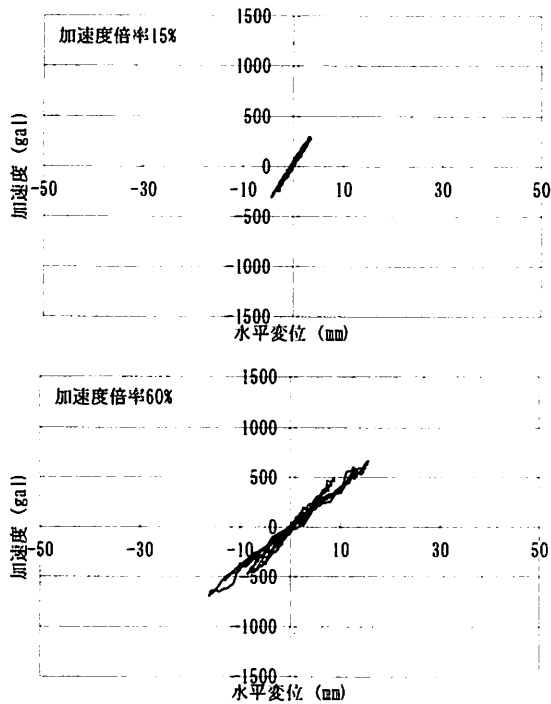


図-9 加速度-変位曲線

図-9に慣性力作用位置での加速度-変位曲線を示す。プレキャストRC橋脚の履歴性状は通常のRC橋と同様な紡鐘型を示し、繰返しの履歴ループの面積は大きく、エネルギー吸収能力を有しているといえる。図-10に、各加速度で観測された最大変位-最大荷重（最大荷重=最大加速度×慣性力）の包絡線と、道路橋示方書V耐震設計編に従い算出した計算結果との比較を示す。包絡線は計算結果と概ね同様な形状を示し、最大荷重は計算結果と同程度であり、荷重の急激な低下は見られない。

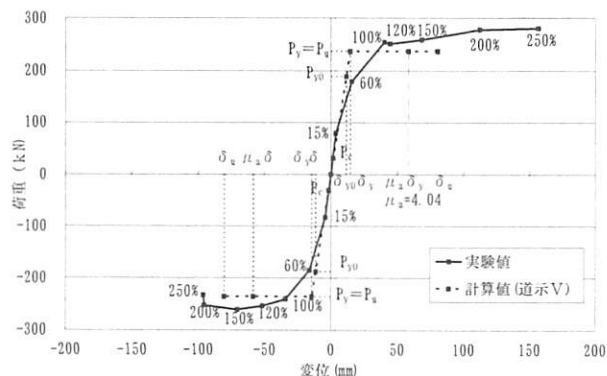


図-10 履歴曲線の包絡線と計算結果の比較

5. 非線形動的解析

(1) 解析モデル

実験結果を解析で再現するために、非線形動的解析を行った。解析モデルは、図-11に示すように通常のRC橋脚と同様であり、塑性ヒンジの発生が予想される箇所は、非線形ばねモデルとし、それ以外の部分は曲げモーメントと曲率の関係を非線形とした梁要素でモデル化した。非線形の骨格曲線は、降伏剛性を初期剛性とするバイリニア型とし、履歴モデルには、剛性劣化型の修正武田モデル（ $\beta = 0.4$ ）を使用した。入力地震波には、実験時にフーチング上で観測された加速度を使用した。また、加速度を15%~250%まで連続して入力することにより、累積損傷による剛性の低下を考慮することとした。この際、それぞれの加振の間には、応答が減衰する為の十分な間隔を設けた。



図-11 解析モデル

(2) 解析結果と実験結果の比較

図-12, 13に150%および250%での解析結果と実験結果の比較を示す。解析結果の最大応答変位および履歴性状は、実験値をよく再現できている。

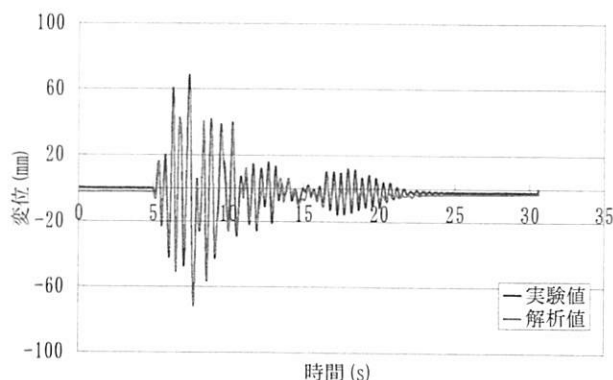
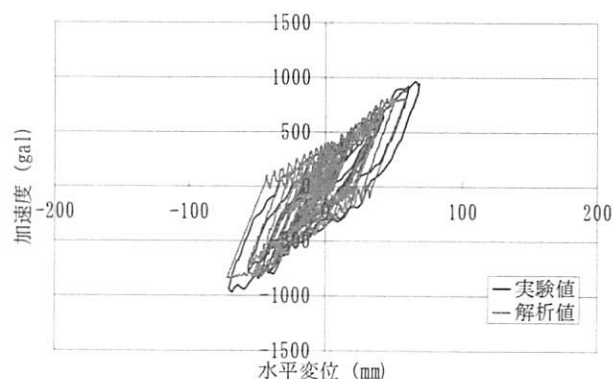


図-12 解析結果と実験結果の比較 (150%)

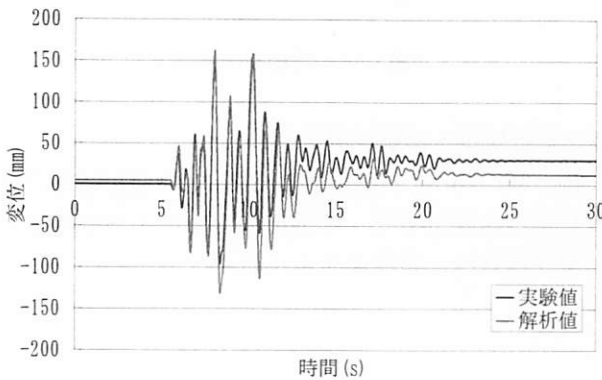
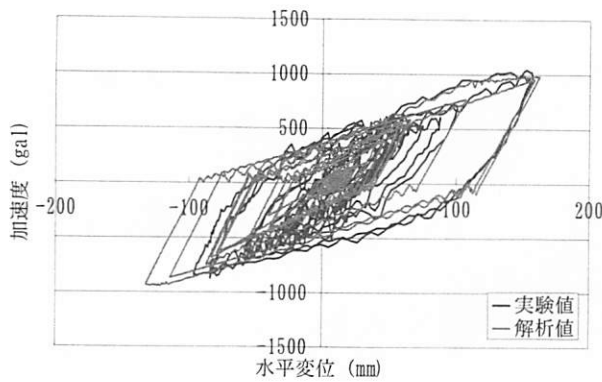


図-13 解析結果と実験結果の比較 (250%)

6. まとめ

今回の実験と解析で得られた結論を以下にまとめる。

- (1) 150%加振のときに、道路橋示方書Ⅴ耐震設計編より算出した許容塑性率 ($\mu_p=4.04$) を超える変位が発生したが、損傷は軽微なものであり、ひび割れは塑性ヒンジ区間に集中して発生した。残留変位は、許容値を大きく下回った。
- (2) 250%加振のときに、約 $10\delta_y$ の変位が発生したが、鉄筋の座屈は生じず、コンクリートの剥離が一部生じた程度であった。また、橋脚基部の第1セグメントとフーチング部の剥離はなく、第1セグメントへのコンクリート充填およびフーチングへの埋め込みの効果があったと考えられる。
- (3) プレキャストRC橋脚の履歴曲線の形状は通常のRC橋脚と同様でありエネルギー吸収能力を有する性状を示した。また、最大耐力は道路橋示方書Ⅴ耐震設計編に従い算出した値と同程度であり、設計上の終局変位を超えた場合でも水平耐力の低下は見られなかった。

- (4) 通常のRC橋脚と同様の骨組みモデルを用いてプレキャストRC橋脚の動的解析を行った結果、解析結果は履歴性状、時刻歴応答波形、最大値において実験結果を概ね再現できた。

謝辞：本研究は、独立行政法人土木研究所と民間3社との共同研究「耐震性に優れたプレキャストコンクリート橋脚構造の耐震設計法」の一環として実施した内容であり、関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 多田孔充，島弘，久野公徳：プレキャスト部材のシーズ孔にグラウトで定着した鉄筋の付着性状，コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 18, No. 2, 1996
- 2) 村井伸康，中井将博：PCaRC橋脚のせん断伝達耐力式に関する実験的研究，土木学会第62回年次学術講演会，2007
- 3) 中井将博，中野正則，高木繁，久保欣也：プレキャスト中空PRC橋脚の地震時変形性能に関する基礎的研究（その1），コンクリート工学年次論文報告集，Vol. 16, No. 2, 1994
- 4) 島弘，中井将博：ループ継手接合を有し鉄筋を後挿入するプレキャストコンクリート橋脚の耐震性能，土木学会第60回年次学術講演会，2005
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書，Ⅴ耐震設計編，2002