

# 正負繰返し及び動的荷重を受けるRC部材の3次元FEM解析の精度

米澤 健次 田中 浩一  
穴吹 拓也 長沼 一洋

## Three-Dimensional Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Members Subjected to Reversed Cyclic and Dynamic Loads

Kenji Yonezawa Koichi Tanaka

Takuya Anabuki Kazuhiro Naganuma

### Abstract

The nonlinear finite element analysis software “FINAL” has been continuously updated to improve the analysis accuracy and enlarge its application area. Recently, three dimensional analyses considering tri-axial stress states have become available for reinforced concrete (RC) members under reversed cyclic and dynamic loadings by using material models established from authors’ past studies. To verify the analysis accuracy, predictive analyses in a blind analysis competition were conducted for five RC beam-column joint specimens subjected to reversed cyclic loads. As a result, FINAL predicted the nonlinear behavior of all the specimens with good accuracy. Furthermore, a post-test analysis was also conducted for a shaking table test of 1/3 scale pier models. It was found that nonlinear dynamic response of the specimens was simulated well up to failure.

### 概要

非線形有限要素解析ソフト”FINAL<sup>®</sup>”は、独自の材料構成則を有し、継続的にその解析精度の向上と適用範囲の拡大を行なっている。最近では3軸応力下の繰返し載荷解析及び動的解析も可能になっている。この解析精度を検証するために、正負交番繰返し載荷を受けるRC柱梁接合部のブラインド解析コンペに参加し、配筋量、形状、載荷方法が異なる5体の試験体に対して3次元FEMによる予測解析を行った。その結果、全試験体に対して繰返し載荷下における非線形挙動を良好な精度で予測できた。また、1/3橋梁模型の振動台実験に対して事後解析を行い、鉄筋段落し部での破壊に至るまでの動的非線形応答を精度良く再現できることを確認した。

## 1. はじめに

実物の形状を忠実にモデル化でき、部材内部の応力・ひずみのデータが得られることから、有限要素解析(FEM)のニーズは高まっており、昨今の構造物の多様化・複雑化に伴い、構造物の設計及び施工法の検討に多く用いられている。当社では鉄筋コンクリート造(以下RC)構造物を対象とした非線形FEM解析ソフト「FINAL<sup>®</sup>」を開発し、1985年から現在に至るまで継続的にその解析精度の向上と適用範囲の拡大に取り組んできた。このFINALは、原子力施設における面部材を対象に2次元平面応力場の解析技術の開発から始まり、様々な基礎実験を基に独自の材料構成則を開発して、現在では3軸応力状態を考慮した繰返し載荷下及び動的荷重下における解析(以下、繰返し載荷解析、動的解析)も可能になっている<sup>1,2)</sup>。3次元FEMモデルによるRC部材の繰返し載荷及び動的解析の精度は、既往実験を対象とした一通りの検証解析を行い、その優位性を確認しているが、この種の解析は最先端技術であるため、未だ検証例は少なく、今後の検討課題も明らかになっていない。

そこで、RC部材に対するFINALの3次元繰返し載荷解析の精度を検証するために、地震力を受けるRC柱梁接合

部のブラインド解析コンペ<sup>3,4)</sup>(主催：東京大学、後援：ACI/ASCE)に参加し、対象となる5体の実験に対して予測解析を行った。ブラインド解析とは、実験結果を隠し、与えられた条件を基に参加者が持ち前の解析手法で実験結果を予測し、その精度を競い合うものである。従来、実験結果が既知の下で試験体の挙動を再現し、解析の信頼性を検証することが多いが、予測が前提のブラインド解析であればこそ、解析ソフト及び解析者の真価が問われ、その成果が確固たる信頼性の裏づけになるものと考えられる。

さらに、文科省プロジェクト「実大三次元震動破壊実験施設を活用した構造物の耐震性に関する国内外共同モデル研究」の一環として行われた1/3橋梁模型の振動台実験<sup>5)</sup>に対して事後解析を行い、非線形動的応答に対する動的解析の精度を検証した。

上記2例の解析を通して、RC部材の非線形挙動に対する現状の解析精度及び今後の課題について述べる。

## 2. RC柱梁接合部のブラインド解析

地震力を受けるRC柱梁接合部の非線形挙動に対する解析手法の信頼性を検証するために、塩原、岡田、楠原

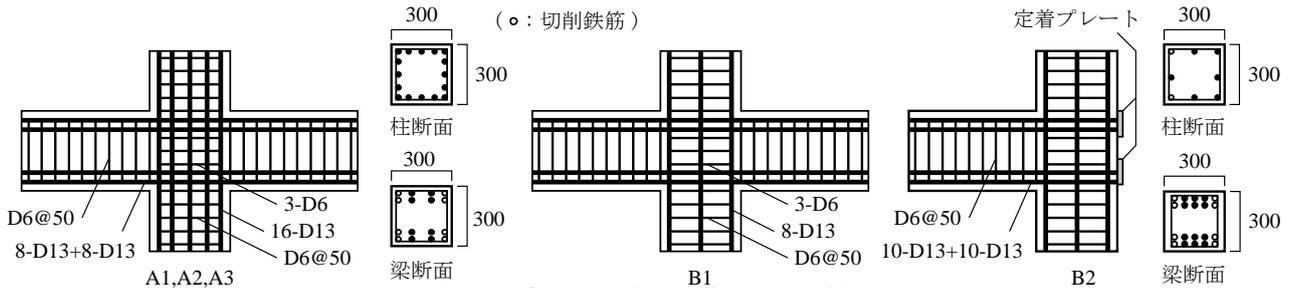


Fig. 1 ブラインド解析対象試験体の概要  
Summary of Specimens for Blind Analysis

によりブラインド解析用の実験データが提供され、解析コンペ<sup>3),4)</sup>が行なわれた。そこで、FINALの解析精度の検証を目的にこのブラインド解析コンペに参加し、解析対象となる荷重条件、配筋量、及び形状が異なる計5体の部分架構試験体に対して3次元FEMによる予測解析を実施した。この解析コンペには、日本を含む世界5カ国から11の研究グループが最終的に予測解析結果を提出し、その中で各予測結果の精度が競い合われた。解析コンペの詳細は文献6)を参照されたい。

本章では、FINALの予測解析の概要及び予測解析結果を述べ、繰返し荷重を受けるRC部材に対する解析精度及び今後の検討すべき課題について述べる。

### 2.1 ブラインド解析対象試験体の概要<sup>3),4)</sup>

ブラインド解析の対象試験体概要をFig. 1に、各試験体の諸元をTable 1に示す。実験は柱頭部に一定軸力を保持させ、柱頭部又は梁端部に地震力を模擬した水平力を正負交番で繰返し荷重している。試験体はAシリーズとBシリーズに分けられ、Aシリーズの3体は同一形状の十字型架構とし、Fig. 2に示すように荷重位置及び支持条件を変化させ、荷重条件を変数としている。Bシリーズの2体はAシリーズの試験体に比べ、梁主筋が多く、柱主筋は少なく配筋され、B1試験体は十字型架構、B2試験体はト字型架構とし、試験体形状が変数である。ト字型架構のB2試験体の梁主筋端部はプレートを通じて柱に定着している。試験体の詳細は文献3),4)を参照されたい。

実験における破壊形式<sup>4)</sup>としては、A1, B1, B2試験体は梁曲げ降伏後に接合部に損傷が集中する破壊を示し、A2, A3試験体は梁曲げ破壊に至っている。

### 2.2 モデル化手法

せん断補強筋の拘束効果を表現するために3次元解析として、形状及び荷重の対称性を利用して試験体の半分をモデル化した。解析モデル例をFig. 3に示す。コンクリートには六面体要素を用い、鉄筋はトラス要素により試験体の配筋状況を忠実に再現した。梁と柱の主筋に関しては、コンクリートと鉄筋の節点を別々に定義し、その間に接合要素を挿入し、両者の相対すべりを考慮した。

### 2.3 材料構成則

コンクリートは等価一軸ひずみに基づく直交異方性体

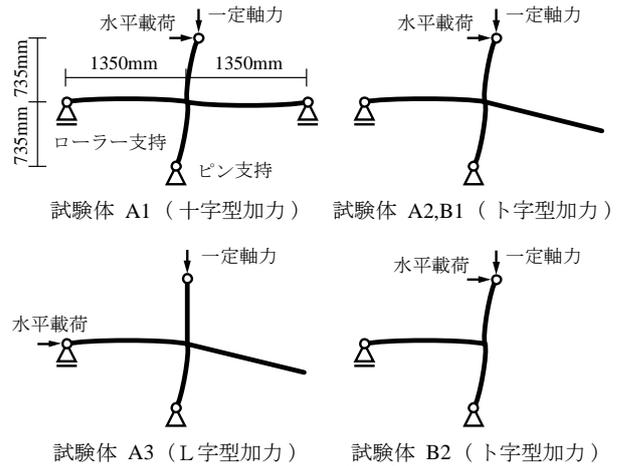


Fig. 2 荷重条件  
Loading Types

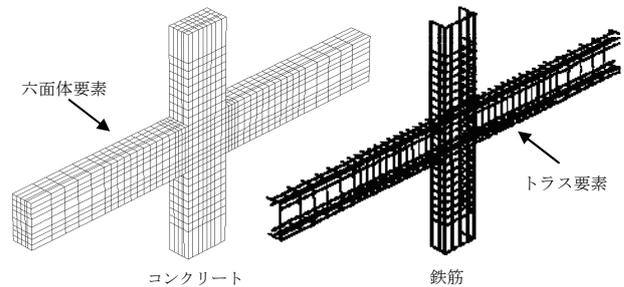


Fig. 3 解析モデル  
Finite Element Mesh for Specimen Series A

Table 1 試験体諸元  
Details of Specimens

試験体	A1	A2	A3	B1	B2
加力方法	十字型	ト字型	L字型	ト字型	ト字型
コンクリート強度	28.3 N/mm <sup>2</sup>				
軸力	216 kN				
反曲点間長さ	梁：2700 mm, 柱：1470 mm				
梁	断面	300×300 mm <sup>2</sup>			
	梁主筋	8-D13 + 8-D13		10-D13 + 10-D13	
	引張鉄筋比	SD390 (f <sub>t</sub> = 456.4 N/mm <sup>2</sup> )		SD390 (f <sub>t</sub> = 456.4 N/mm <sup>2</sup> )	
	あばら筋	□-D6 @ 50 mm SD295 (f <sub>t</sub> = 325.6 N/mm <sup>2</sup> )			
	あばら筋比	0.43%			
柱	断面	300×300 mm <sup>2</sup>			
	柱主筋	16-D13		8-D13	
	柱鉄筋比	SD345 (f <sub>t</sub> = 356.9 N/mm <sup>2</sup> )		SD345 (f <sub>t</sub> = 356.9 N/mm <sup>2</sup> )	
	帯筋	□-D6 @ 50 mm SD295 (f <sub>t</sub> = 325.6 N/mm <sup>2</sup> )			
	帯筋比	0.43%			
柱・梁接合部	横補強筋	3×□-D6 SD295 (f <sub>t</sub> = 325.6 N/mm <sup>2</sup> )			
	横補強筋比	0.33%			

を仮定し、非直交分散ひび割れモデル<sup>7)</sup>を用いた。主応力～等価一軸ひずみ関係の概略をFig. 4に示す。引張側はひび割れまで線形を仮定し、ひび割れ後は出雲モデル<sup>8)</sup>により若干の引張軟化特性を考慮した。一方、圧縮側は最大強度までは修正Ahmadモデル<sup>9)</sup>を用い、最大強度後は破壊エネルギーに基づく中村・檜貝モデル<sup>10)</sup>を用いた。3軸応力下の破壊条件は畑中らの係数<sup>11)</sup>を用いた4パラメータモデルにより決定した。ひび割れ面のせん断伝達特性及びひび割れ後の圧縮劣化特性には文献<sup>12)</sup>に示すモデルを用いた。

鉄筋の応力～ひずみ関係は、包絡線はバイリニアを仮定し、履歴特性は修正Menegotto-Pintoモデル<sup>13)</sup>を用いた。

鉄筋とコンクリート間の付着すべり特性には、Fig. 5に示す曲線モデル<sup>7)</sup>を用い、最大付着強度は靱性指針<sup>14)</sup>により求め、付着強度時のすべりは1.0mmを仮定した。

## 2.4 予測解析結果と実験結果の比較

### 2.4.1 各事象発生時の層せん断力・層間変形角の比較

各非線形事象が発生した時の層せん断力及び層間変形角について解析と実験の比較をTable 2に示す。表より各事象の発生時期に関して、解析と実験の差異は概ね約10%の誤差の範囲に収まっており、解析と実験は良好に対応していることがわかる。A1試験体の実験結果においては、柱の曲げ耐力が梁の曲げ耐力に比べて25%大きく計画されているにもかかわらず柱主筋の降伏が見られた。解析においても同様に柱主筋が降伏しており、解析が実験を精度良く予測できたことが確認できる。

### 2.4.2 荷重～変形関係の比較

すべての試験体について、実験と解析から得られた柱せん断力～層間変形角関係をFig. 6に示す。A1, A3, B1, 及びB2試験体においては、A2試験体に比べてコンクリートの損傷が大きく、履歴性状にピンチングが見られる。これら4体の試験体の履歴特性に関しては、解析は実験に比べて除荷時の勾配が緩やかであり、エネルギー吸収能力をやや過小評価しているが、耐力及び剛性に関しては実験結果と良好に対応している。一方、A2試験体については、履歴性状が紡錘型を示し、耐力及び剛性だけでなく履歴ループ形状も実験と解析はほぼ一致している。以上より、履歴ループにおけるピンチング性状に若干の違いはあるが、すべての試験体に対して、解析は実験の荷重～変形関係を良好な精度で予測できたことがわかる。

### 2.4.3 損傷状況の比較

例として層間変形角4.0%時におけるA1及びA3試験体の損傷状況をFig. 7に示す。接合部の拡大図はかぶり面の損傷状況を比較しており、解析において赤で示される部分は圧縮側でひずみ軟化状態に至った要素を表す。

特に接合部コンクリートの損傷が大きいA1試験体をはじめ、その他の試験体についても、解析と実験は損傷状況及び破壊モードに関して概ね良好に対応している。

### 2.4.4 柱・梁主筋のひずみ分布の比較

例としてA1試験体の解析と実験における、柱と梁の危険断面の主筋

ひずみ分布の比較をFig. 8に示す。層間変形角1.0%までは解析と実験のひずみ性状は比較的良好に対応している。実験においては変形角が1.0%を超えると柱及び梁の曲げ圧縮側の主筋ひずみが圧縮から引張に転じている。しかし、解析では変形角が大きくなってその主筋ひずみは圧縮のまま推移し、解析と実験で異なるひずみ性状を示していることがわかる。この原因としては、実験は解析よりも早期に主筋の付着が劣化したことが考えられる。解析では主筋の付着すべりを考慮し、付着強度は靱性指針<sup>14)</sup>により求めているが、この付着強度の算定に関しては今後、検討の余地がある。

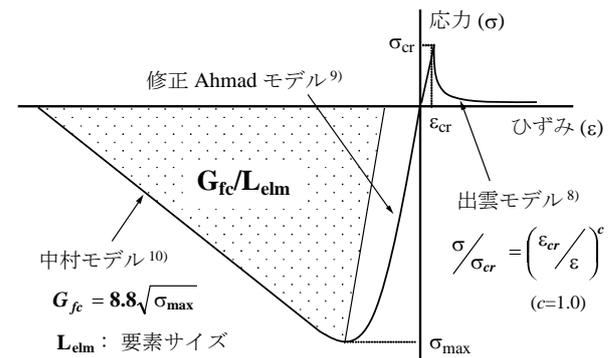


Fig. 4 コンクリート応力～ひずみ関係の包絡線 Stress - Strain Relationship for Concrete

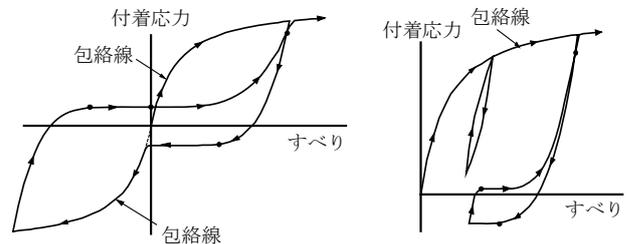


Fig. 5 鉄筋とコンクリート間の付着すべり特性 Bond Stress - Slip Relationships between Longitudinal Reinforcing Bar and Concrete

Table 2 柱せん断力及び層間変形角 Story Shear Force (V) and Story Drift Ratio (R)

		1段筋降伏時			2段筋降伏時		
		解析	実験	解析/実験	解析	実験	解析/実験
A1	V (kN)	110.1	118.6	0.93	119.4	126.6	0.94
	R (%)	1.37	1.48	0.93	2.61	2.30	1.13
A2	V (kN)	58.6	63.3	0.93	66.6	74.1	0.90
	R (%)	0.84	0.86	0.98	1.21	1.18	1.03
A3	V (kN)	132.8	158.3	0.84	162.0	176.4	0.92
	R (%)	1.14	1.34	0.85	1.58	1.62	0.98
B1	V (kN)	71.9	73.6	0.98	81.6	88.9	0.92
	R (%)	0.97	1.01	0.96	1.43	1.43	1.00
B2	V (kN)	65.9	74.5	0.88	82.5	83.4	0.99
	R (%)	1.06	1.15	0.92	1.49	1.40	1.06

		柱主筋降伏時			最大層せん断力時		
		解析	実験	解析/実験	解析	実験	解析/実験
A1	V (kN)	130.8	126.6	1.03	133.2	126.6	1.05
	R (%)	1.90	2.30	0.83	2.00	2.30	0.87
A2	V (kN)	No yielding	No yielding		73.2	77.9	0.94
	R (%)				2.00	1.99	1.01
A3	V (kN)	144.6	156.1	0.93	169.6	176.4	0.96
	R (%)	1.98	1.83	1.08	2.00	1.62	1.23
B1	V (kN)	88.3	88.9	0.99	88.7	98.1	0.90
	R (%)	1.93	1.43	1.35	1.88	2.99	0.63
B2	V (kN)	85.8	87.2	0.98	90.1	92.2	0.98
	R (%)	1.63	2.20	0.74	2.00	1.96	1.02

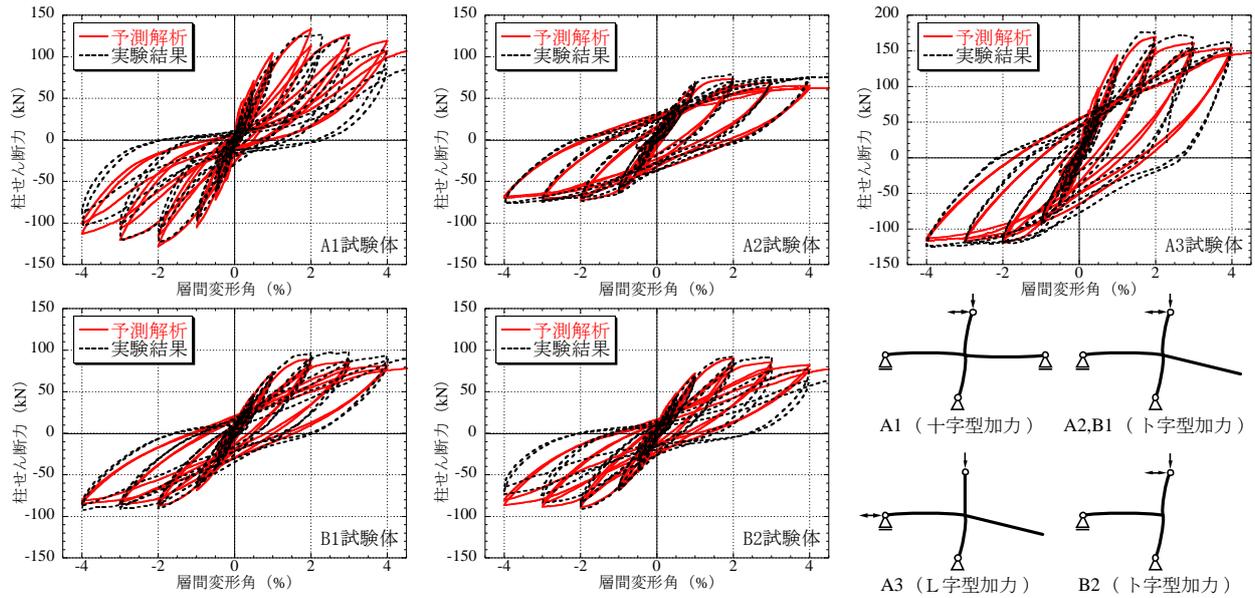


Fig. 6 柱せん断力～層間変形角関係の比較  
Comparisons of Story Shear Force – Story Drift Ratio Relationships

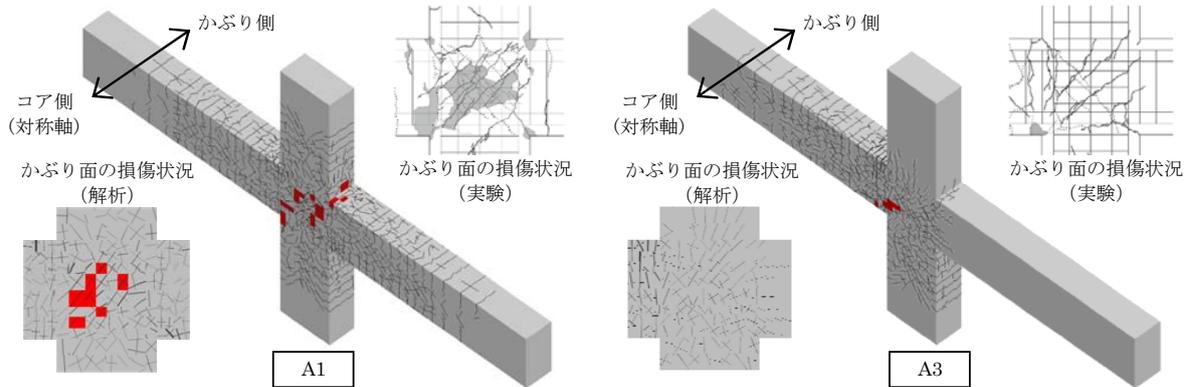


Fig. 7 損傷状況の比較  
Comparisons of Damage Distribution

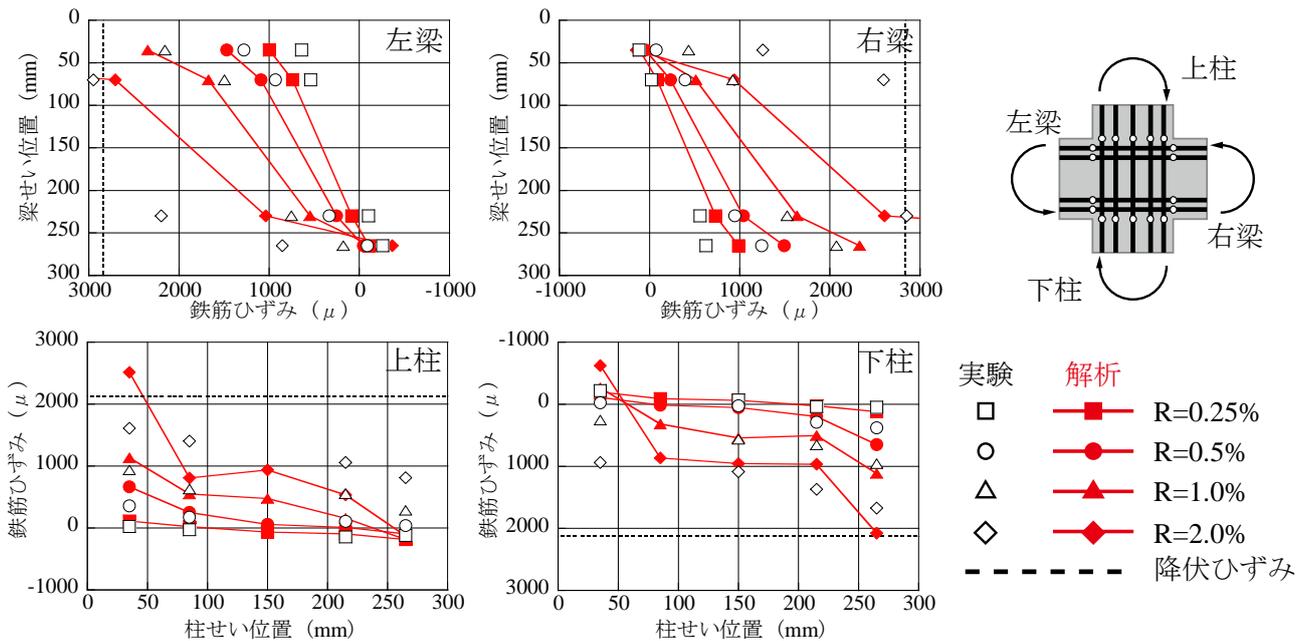


Fig. 8 危険断面における主筋ひずみの比較  
Comparisons of Longitudinal Reinforcing Bar Strain at Critical Section

### 2.5 RC柱梁接合部のブラインド解析のまとめ

上述のように、配筋量、形状、荷重方法が異なる5体のRC柱梁接合部部分架構実験に対して、FINALによる3次元繰返し荷重解析を実施した結果、良好な精度で実験の非線形挙動を予測していたことを確認した。このFINALの予測結果は、解析コンペの参加グループの中で実験結果との対応性が最も優れており、解析精度の高さが世界トップレベルであることが確認された<sup>9)</sup>。しかし、柱梁接合部破壊が生じる試験体に対する除荷特性に関して実験と解析で差異が見られること、接合部内の鉄筋とコンクリート間の付着すべり特性を適切に再現できなかった点に関しては、今後、基礎的な実験を通して検討すべき課題と考えられる。

## 3. 橋梁模型の動的解析

土木研究所において行われた1/3模型の振動台実験を対象に、FINALを用いた3次元FEMによる動的非線形解析を行った。この1/3模型は、橋脚における主鉄筋段落しの有無をパラメータとした橋梁模型である。主鉄筋の段落し部における破壊（以下、段落し破壊と称す）は、履歴の影響により破壊モードが変化する<sup>15)</sup>。このような破壊形式を解析で再現できるか不明である。

本章では、その解析結果をもとに段落し破壊および動的応答性状に対して解析精度を検証し、今後の課題について述べる。

### 3.1 振動台実験の概要

土木研究所において行われた振動台実験<sup>5)</sup>の概要をFig. 9に示す。2径間単純桁橋のような実験装置である。端部は鉄骨架台で、中央のRC橋脚が試験体となる。橋梁模型の支承条件をFig. 10に示す。端部の鉄骨架台上部の支承は、橋軸方向にムーブ、橋軸直角方向が固定となっている。一方、試験体上部の支承は、橋軸方向、橋軸直角方向とも固定となる支承のほか、転倒防止支承を4箇所設けている。この転倒防止支承により桁の面外曲げ（橋軸を中心とする回転）に対して橋脚上部の桁掛り部に鉛直反力が生じ、橋脚上部にも曲げモーメントが生じる構造である。また桁の面内曲げ（橋脚を中心とする回転）に対して、自由に回転できる構造となっている。

試験体は主鉄筋の段落しの有無をパラメータとした2体であるが、形状寸法はいずれも同じである。No.1供試体は曲げ破壊となるように主鉄筋の段落しがない。一方、No.2供試体は、主鉄筋の段落しが3断面で行われているなど配筋は異なる。詳細は文献5)を参照されたい。

加振波は、いずれの場合も「JR鷹取駅」<sup>16)</sup>を用いた。加振方向は、橋軸方向がNS成分、橋軸直角方向がEW成分、鉛直方向はUD成分となる3方向入力である。加振方法は、まず加速度振幅を10%とした加振を行った後、加速度振幅を80%にして本加振を行った。1/3模型であるため、地震動の時間軸は $1/\sqrt{3}$ 倍としている。

### 3.2 モデル化手法

試験体のモデル化は、加振が3方向入力であることや、段落し部の破壊を評価する際にモーメントシフトや主鉄筋のスリップなどを模擬する必要もあるため、3次元モデルとした。解析モデルの詳細を以下に述べる。

**3.2.1 鉄筋** トラス要素でモデル化した鉄筋は、コンクリート要素と接合要素で結合して、フーチングからの拔出しや段落し部の主鉄筋スリップを模擬できるように配慮した（Fig. 11参照）。なお、帯鉄筋はコンクリートと完全付着となるようモデル化した。

**3.2.2 フーチング** フーチング部はその形状をそのままモデル化せず、柱を延長してモデル化した。コンクリートは弾性体の六面体要素とし、構成節点の自由度は変位、回転とも拘束した。

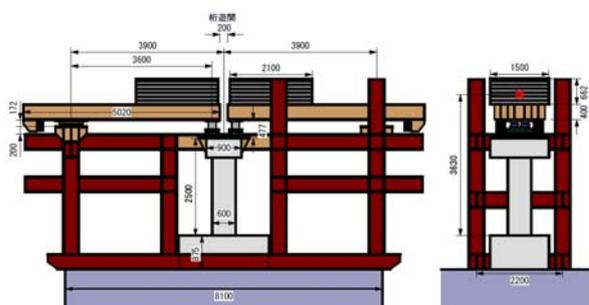


Fig. 9 振動実験の概要<sup>5)</sup>  
Side Views of Set up on Shaking Table

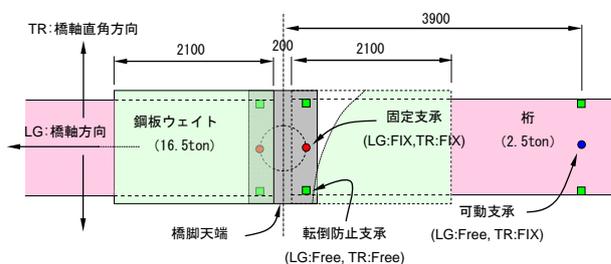


Fig. 10 柱上部の支承  
Layout of Supports on the Pier and under the Deck

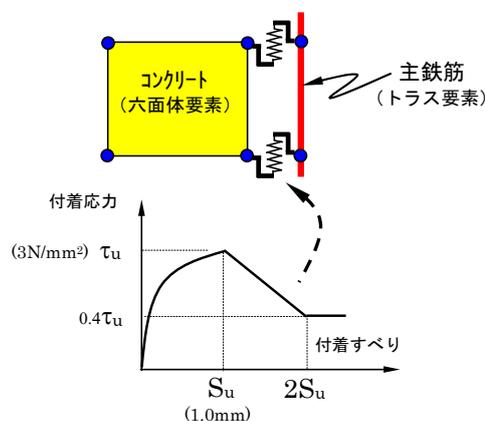


Fig. 11 鉄筋とコンクリートとの付着モデル  
Bond Slip Model between Concrete and Reinforcing Bar

**3.2.3 柱** 柱のコンクリートは非線形性を考慮した六面体要素とした。柱の配筋モデルをFig. 12に示す。配筋は段落しを有するNo.2供試体の配筋を1本ずつモデル化した。No.1供試体のモデル化は、No.2供試体のモデルをもとに主鉄筋の面積の調整、ならびに主鉄筋要素を延長して段落しを有しないモデルにした。

**3.2.4 桁** 実験に用いた鋼製の桁は主に剛体変形し、おもりとしての役割が大きい。すなわち、剛性が十分高いモデルであることが必要である。そこで実際には複数のH鋼を用いている桁であるが、解析においては、Fig. 13に示すように外寸法が等しくなるような六面体要素でモデル化した。桁に用いた六面体要素は弾性体とした。用いた六面体要素の単位重量は、実際の桁と等しくなるよう調整した値を入力した。

**3.2.5 鋼板ウェイト(おもり)** 鋼板ウェイトのモデル化は、桁と同様に外寸法が等しくなるように六面体要素でモデル化した。用いた六面体要素は、弾性係数が鋼材と等しい弾性体とした。単位重量は、実際の鋼板ウェイトと等しくなるよう調整した値を入力した。

**3.2.6 鋼製架台** 鋼製架台が十分な剛性を有していれば、鉛直方向、橋軸直角方向の変位は振動台とほぼ同じになると考え、鉛直方向、橋軸直角方向を固定、橋軸方向を自由、とした支点で鋼製架台をモデル化した。

**3.3 材料構成則**

コンクリートの材料試験結果をTable 3に示す。また、鉄筋の材料試験結果をTable 4に示す。コンクリートおよび鉄筋の材料構成則は、2章と同様である。

主鉄筋とコンクリートとの付着モデルも2章と同じモデルを用い、最大付着応力を $3.0\text{N/mm}^2$ 、最大付着応力時のすべりを $1.0\text{mm}$ と仮定した。付着応力-すべり関係のスケルトンをFig. 11に示す。

**3.4 境界条件**

本実験のように支承を設けた解析のモデル化では、支承の自由度を解析に反映する必要がある。これらを反映するための各種境界条件を、以下のようにした。

**3.4.1 振動台とフーチング** 振動台とフーチングは剛結合されている。本解析ではフーチングコンクリートの構成節点の自由度を、変位、回転ともすべて固定とし、振動台と同じ変位を与えた。

**3.4.2 桁と柱の固定** 解析における桁と柱上部との結合は、十分剛性の高い弾性梁要素(以下、剛梁)で結合した(Fig. 14参照)。この梁要素に生じる曲げモーメントは、桁、鋼板ウェイト要素、ならびに柱要素に剛梁要素を根入することにより伝達させる構造である。なお、この剛梁の構成節点は、鋼板ウェイト、桁、柱の構成節点とは別に新たに節点を設け(二重節点)、根入れ部分は変位3方向を従属させた。橋軸方向に対して、橋脚上端がピン結合となるように剛梁の途中をピンとした。

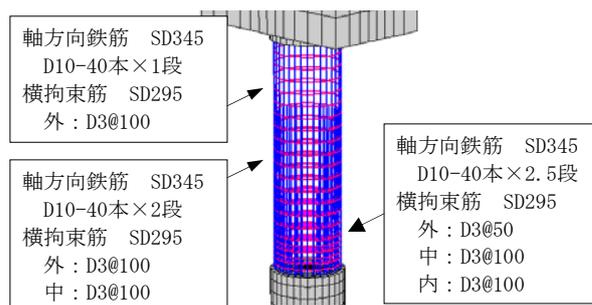


Fig. 12 鉄筋のモデル化 (No. 2供試体) Analysis Model of Reinforcement (No.2)

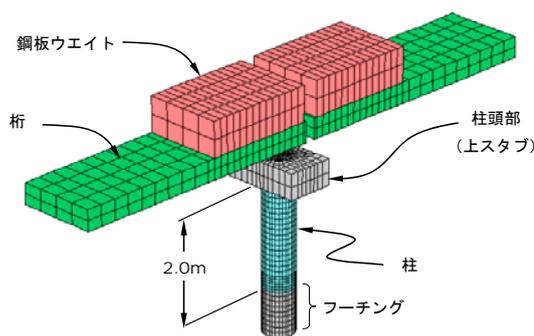


Fig. 13 解析モデルの全景 Whole View of Analysis Model

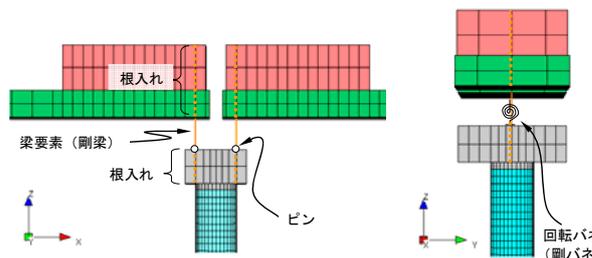


Fig. 14 解析における柱と桁の結合 Joint Model between Deck and Top of the Pier

Table 3 コンクリートの材料定数 Material Properties of Concrete

試験体	材令	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	引張強度* (N/mm <sup>2</sup> )
材料試験(No.1)	14	27.9	28.8	2.65
材料試験(No.2)	21	28.8	26.5	2.62
解析(No.1)	—	28.4	27.7	2.14
解析(No.2)	—	28.4	27.7	2.14

\*: 解析に用いた引張強度は、圧縮強度よりJSC式<sup>17)</sup>を用いて算定

Table 4 鋼材の材料定数 Material Properties of Reinforcement

鉄筋	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	備考
主筋:D10(SD295A)	351	178	No.1供試体用
主筋:D10(SD345)	374	179	No.2供試体用
帯筋:D3	280	213	No.1, No.2 共通

**3.4.3 転倒防止用支承** 橋軸直角方向は、桁のロッキングが橋脚上部に曲げモーメントとして伝達するように、十分剛性の高い回転バネを設けた。桁の面内曲げは自由にできるように、剛梁の構成節点の自由度を設定した。

**3.5 固有値解析**

固有値解析の結果をTable 5、およびFig. 15に示す。弾性の固有値解析であるため、図及び表中はNo.1供試体について示し、表中の実験値はホワイトノイズを与え、そのフーリエスペクトルから求めた固有値を示す。

固有モードは、解析値と実験値では2次モードまで同じであった。しかしながら、解析値の方が実験値に比べて固有振動数が1次、2次とも約30%大きい。即ち、解析値は剛性を高めに評価している。この原因は、打継目の影響やコンクリートの収縮の影響などが解析で考慮されていないことが一因として考えられる。

この点については、打継目や乾燥収縮等を原因として説明する十分なデータがないので今後の課題としたい。

**3.6 減衰定数**

減衰定数はレーリー減衰で与えた。非線形解析において、履歴吸収エネルギーは、材料非線形を考慮した履歴により評価するため、長周期成分は履歴減衰が支配的である。そこで、質量比例型の項をゼロとして与えた。

剛性比例型の項は、固有値解析で得た2次モードの固有振動数(5Hz)における減衰定数を0.3%とした。

**3.7 解析値と実験値の比較**

加振波は、振動台で計測された加速度データを与えた。

主鉄筋の座屈が観察されたのが約3.1秒、段落し破壊が観察されたのが約2.8秒～3.0秒であった。そこで解析の対象とした時刻は加振時刻で-0.2秒～+3.3秒(3.5秒間)とした。その理由は、用いた解析モデルが、かぶりの剥落や主鉄筋座屈を考慮していないためである。

**3.7.1 応答変位** 実験において鋼板ウェイト中心の応答変位はノイズが大きかったため、柱天端位置における応答変位について実験値と解析値とを比較した。柱天端の応答変位をFig. 16に示す。No.1供試体、No.2供試体に対し「JR鷹取駅」の加速度振幅を80%にして加振した場合(以下、それぞれPWRI-1-80, PWRI-2-80)、解析はPWRI-1-80の実験を精度良く再現している。一方、

PWRI-2-80の応答変位は、段落し破壊する2.8秒まで、解析は実験を良好に再現しているが、それ以降の応答変位は、実験の方がやや大きい。これは段落し破壊に伴う斜めひび割れによる変位増分と考えることができ、このように大きな変形までを解析では再現できなかったと考えられる。したがって、このような大変形領域におけるポストピーク挙動を解析で再現することは、今後の課題と言える(Photo 1)。

**3.7.2 損傷位置** PWRI-1-80およびPWRI-2-80における縦ひずみのコンターをFig. 17に示す。PWRI-1-80では基部に、PWRI-2-80では段落し部分に引張ひずみが卓越している様子がわかり、損傷部位を解析で再現できている。

**3.7.3 応答加速度** 鋼板ウェイト位置における応答加速度をFig. 18に示す。PWRI-1-80およびPWRI-2-80、いずれの場合も、実験の応答加速度を解析は良く再現している。したがって、応答加速度性状の再現性については、現状の解析技術は十分な精度を有していると言える。

**3.7.4 加速度-変位関係** 橋軸方向について加速度-変位関係をFig. 19に示す。時刻歴波形と同様に、PWRI-1-80およびPWRI-2-80、いずれの場合も解析は実験を良好に再現している。

**3.8 解析における段落し部の破壊現象**

解析で得られた段落し高さにおける主鉄筋のひずみの時刻歴波形をFig. 20に示す。PWRI-2-80では段落しされずに上まで延長されている主鉄筋のひずみを示す。主鉄筋は全数表示できないので、0°、90°、180°、270°の4箇所を示す。段落しがない場合(PWRI-1-80)、主鉄筋

Table 5 固有値の解析値と実験値  
Experimental and Analytical Results of Eigen-values

固有モード	実験値 (上:No.1、下:No.2)		解析値 (No.1の場合)	
	固有振動数 (Hz)	モード	固有振動数 (Hz)	モード
1次	2.54	TR	3.33	TR
	2.60			
2次	3.98	LG	4.99	LG
	3.76			
3次	12.05	UD	11.80	Rz
	11.90			

TR: 橋軸直角方向      UD: 上下方向  
LG: 橋軸方向          Rz: 平面内回転方向

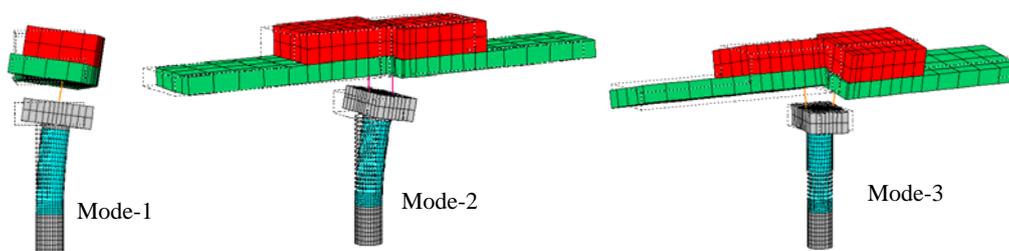


Fig. 15 固有モード  
Calculated Eigen Modes (Mode-1, Mode-2, Mode-3)

のひずみは降伏ひずみを超えない。一方、段落しがある場合 (PWRI-2-80), 約1.3秒頃から降伏ひずみを超えて, 段落し破壊開始時刻である2.8秒では20,000 $\mu$ に達している。このことから, 解析における段落し破壊の判定材料として, 主鉄筋の降伏のみでは判断できないと言える。

段落し高さにおける主鉄筋すべり量の解析値をFig. 21に示す。段落しがない場合 (PWRI-1-80), 主鉄筋とコンクリートとの間ですべりは生じていない。一方, 段落しがある場合 (PWRI-2-80), 約2.8秒ですべり量が1.0mmを超え, 仮定した付着すべりモデルにおける軟化域に至っている。このことから, コンクリートと主鉄筋との付着劣化が生じると, 段落し破壊する可能性が高いものと考えられる。

### 3.9 橋梁模型の動的解析のまとめ

本振動台実験に関して, FINALを用いた解析は橋梁模

型の動的応答, ならびにRC橋脚の破壊部位, 破壊モードを精度良く再現できた。また, 解析結果から段落し破壊が生じる時点の判断する上で, コンクリートと主鉄筋の付着劣化が密接に関連することが分かった。

しかしながら, 主鉄筋の座屈や段落し破壊に起因する急激な耐力低下等のポストピーク挙動に対する解析精度に関しては, 今後, 改良の余地がある。

また, 固有振動数の解析値は実験値よりも短周期側の解となった。その解析精度を向上させるためには, コンクリートの乾燥収縮, 打継目の影響などを, 定量的に解析に組みこめるような研究が必要である。

### まとめ

本報ではRC部材の繰返し載荷下における非線形挙動及び動的応答性状を, FINALを用いて良好な精度で予測

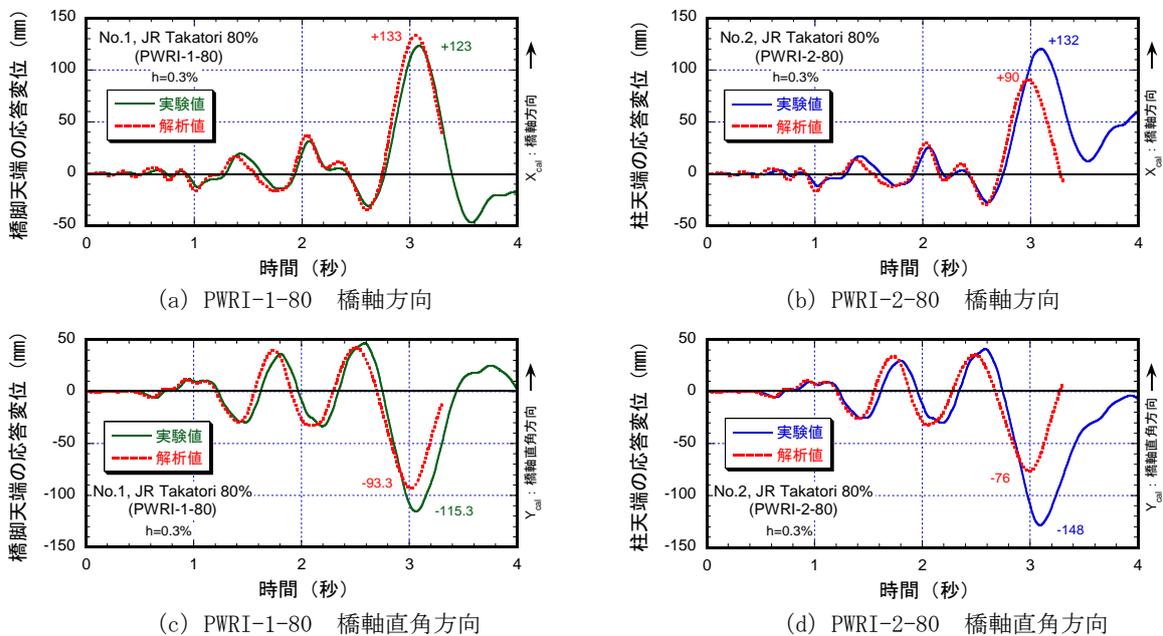


Fig. 16 橋脚天端の応答変位  
Experimental and Analytical Results of Displacement Response at Top of the Pier



Photo 1 段落し破壊 (PWRI-2-80)  
Shear Failure at the Section of Cut-off  
Longitudinal Reinforcing Bars (PWRI-2-80)

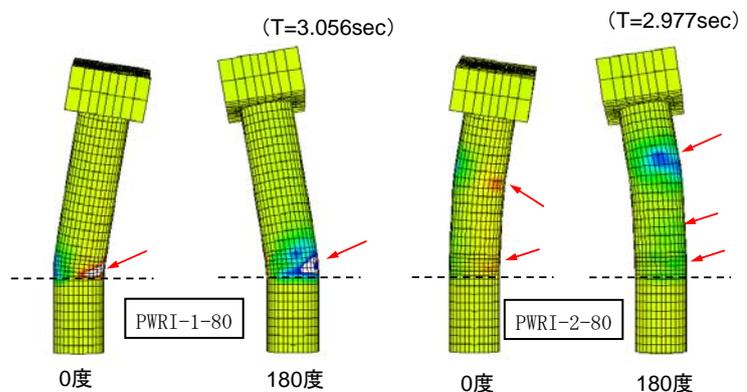


Fig. 17 橋脚の縦ひずみ ( $\epsilon_z$ ) 分布  
Distributions of Vertical Strain of Concrete

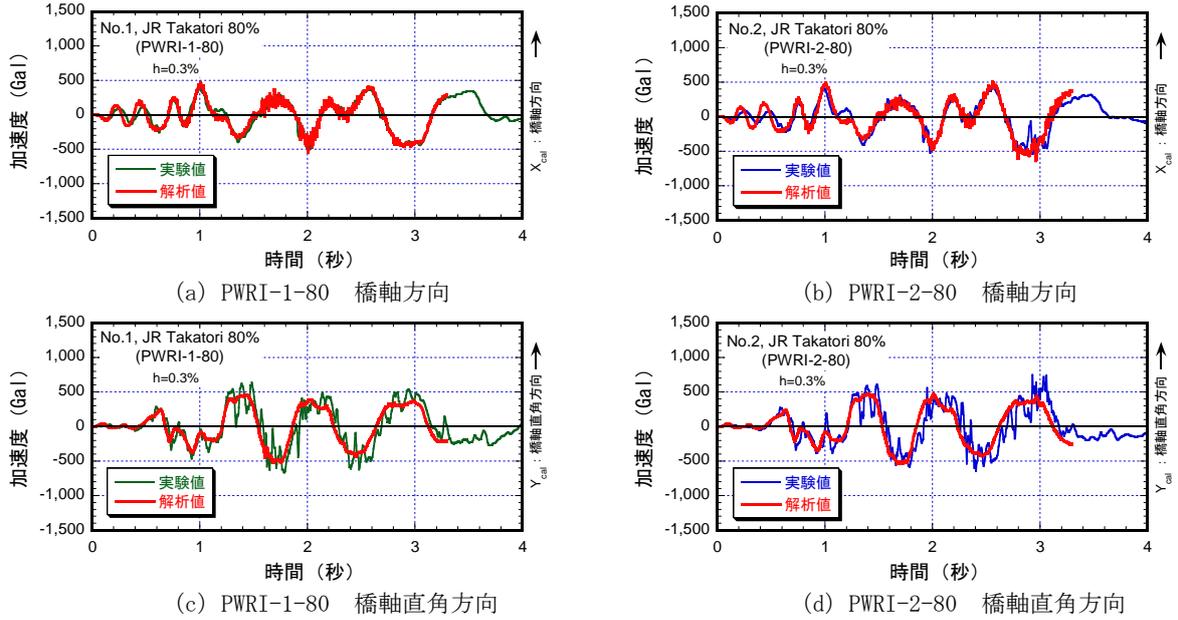


Fig. 18 鋼板ウェイトの応答加速度  
Experimental and Analytical Results of Acceleration Response of Top Mass

または再現できることを示した。しかし、RC部材の力学特性には未解明な点が多く、特に主筋とコンクリート間の付着すべり特性のモデル化やポストピーク挙動に対する解析精度に関して改良の余地がある。

最近では超高強度材料及び繊維補強コンクリート等、新たな建設材料が一般に普及し始めており、今後、更なる適用範囲の拡大が必要と考えられる。また、我が国は地震大国であり、社会資本の多くにRC構造物が使われている。RC構造物の地震時挙動を評価する上で、材料の履歴特性などの基礎的な研究から減衰定数などの解析条件まで、解析精度向上のための更なる研究が望まれている。

謝辞

橋脚の振動実験に関する解析は、「(独)防災科学技術研究所、E-Defense橋梁耐震研究実行部会解析WG」で実施したものである。本解析を実施する機会を与えて頂きました(独)防災科学技術研究所の関係各位に深謝致します。また、橋脚の振動実験は、(独)土木研究所により実施されたものである。上記解析WGの活動の一環として使用した参考文献5)における実験のデジタルデータは、(独)土木研究所主任研究員の堀 淳一様よりご提供頂きました。ここに記して深謝いたします。

参考文献

- 1) 米澤健次, 他: 正負繰返し荷重を受ける鉄筋コンクリート部材の三次元非線形FEM解析 — 自社開発ソフト“FINAL”の精度向上 —, 大林組技術研究所報, No. 67, (2003)
- 2) 米澤健次, 他: 3次元非線形FEM解析によるRC

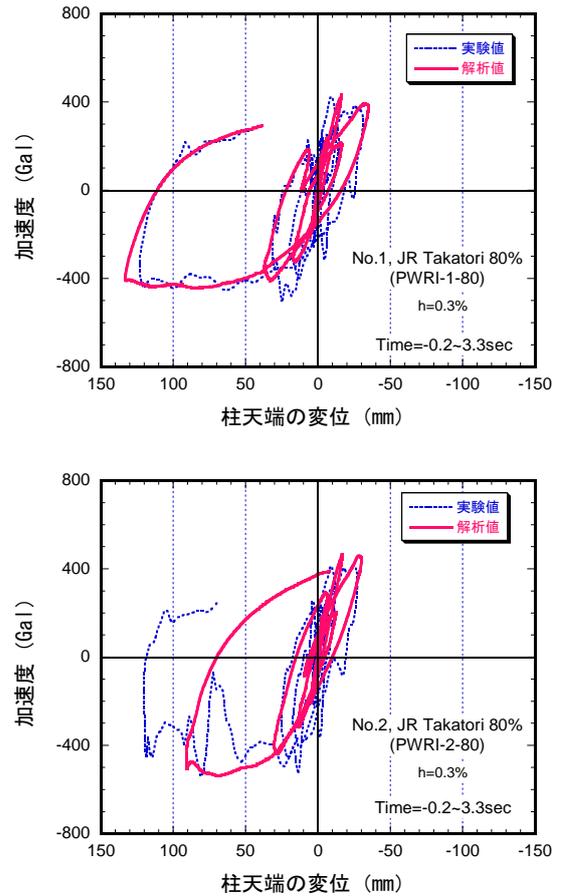


Fig. 19 加速度-変位関係(橋軸方向)  
Relationships between Acceleration and Displacement (Longitudinal Direction)

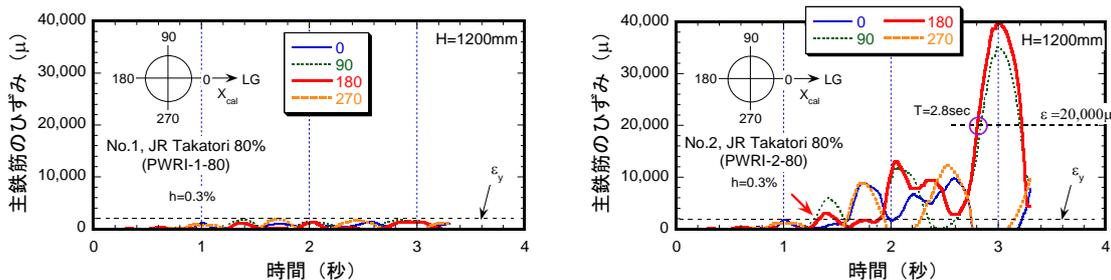


Fig. 20 主鉄筋のひずみ  
Time Histories of Longitudinal Reinforcing Bar Strain

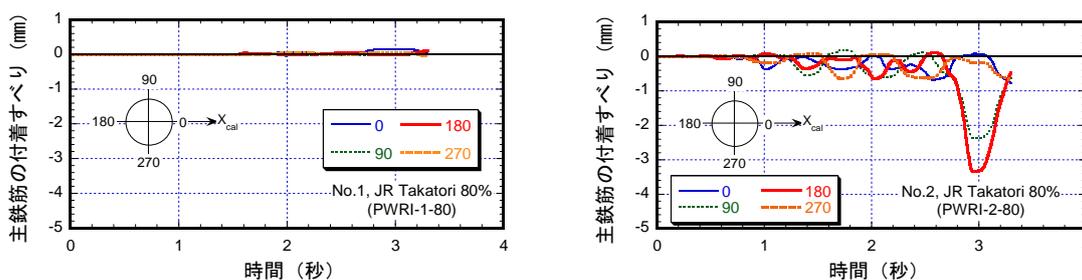


Fig. 21 主鉄筋のすべり  
Time Histories of Relative Slip between Concrete and Longitudinal Reinforcing Bar

構造物の地震時挙動シミュレーション, 大林組技術研究所報, No. 71, (2007)

- 3) 塩原等, 他: 多軸複合応力を受ける鉄筋コンクリート造柱梁接合部のベンチマークテスト, コンクリート工学年次論文集, Vol. 27, No. 2, pp. 421-426, (2005)
- 4) 楠原文雄, 他: 多軸複合応力を受ける鉄筋コンクリート造柱梁接合部の復元力特性と損傷特性, コンクリート工学年次論文集, Vol. 29, No. 3, pp. 235-240, (2007)
- 5) 堺淳一, 他: 兵庫県南部地震におけるRC橋脚の被災再現のための振動台実験, 土木学会地震工学論文集, pp. 934-943, (2007)
- 6) 楠原文雄, 他: ACI春季大会(鉄筋コンクリート造柱梁接合部の共通ブラインド解析), コンクリート工学, Vol. 45, No. 8, pp. 48-49, (2007)
- 7) Naganuma, K., et al.: Simulation of nonlinear dynamic response of reinforced concrete scaled model using three-dimensional finite element method, 13<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 586, (2004)
- 8) 出雲淳一, 他: 面内力を受ける鉄筋コンクリート板要素の解析モデル, コンクリート工学論文, No. 87, 9-1, pp. 107-120, (1987)
- 9) 長沼一洋: 三軸圧縮下のコンクリートの応力~ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第474号, pp. 163-170, (1995)
- 10) Nakamura, H., et al.: Compressive Fracture Energy

and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Load, Japan Concrete Institute, JCI-C51E; Vol. 2, pp. 259-272, (1999)

- 11) 畑中重光, 他: 各種コンクリートの圧縮靱性の統一評価(その1: 低側圧3軸圧縮実験), AIJ大会学術講演梗概集, 構造II, pp. 189-190, (1985)
- 12) 長沼一洋: 鉄筋コンクリート壁状構造物の非線形解析手法に関する研究(その1), 日本建築学会構造系論文報告集, 第421号, pp. 39-48, (1991)
- 13) Ciampi, V., et al.: Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23, Univ. of California, Berkeley, (1982)
- 14) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, (1999)
- 15) 川島一彦: 日米の耐震基準を用いたRC橋脚標準試験体の特性検討(その2), 実大三次元振動破壊実験施設を活用した耐震工学研究, 橋梁耐震実験研究報告書(CD-ROM), (2007)
- 16) Nakamura, Y.: Waveform and its analysis of the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake, JR Earthquake Information No. 23c, Railway Technical Research Institute, Japan, (1995)
- 17) (社)土木学会: コンクリート標準示方書[構造的な性能照査編], pp. 21, (2002)