

段落しを有する実大RC橋脚の振動台実験を対象とした 破壊予測解析

田中浩一¹・穴吹拓也²・米澤健次³

¹正会員 工博 大林組技術研究所 構造技術研究部（〒204-8558東京都清瀬市下清戸4-640）

²正会員 工修 大林組技術研究所 構造技術研究部（〒204-8558東京都清瀬市下清戸4-640）

³正会員 工博 大林組技術研究所 構造技術研究部（〒204-8558東京都清瀬市下清戸4-640）

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震において交通ライフラインに大きな被害が生じた。都市内高速道路の高架橋が倒壊した例は象徴的だが、これは作用モーメントが減少するにつれて主鉄筋の本数が少なくなる配筋方法（以下、段落しと称す）に起因する単柱橋脚の破壊によるものである。現在では段落し部に有害なひび割れが生じないようモーメントシフトを考慮する設計法¹⁾が採用されているが、1980年頃までに建設された構造物はモーメントシフトの考え方を取り入れていなかったため、段落しを有したRC造の社会資本ストックは多数存在する。

段落し部における破壊モードは地震動の違い、すなわち荷重の大きさと繰返し回数により変化することがわかっている²⁾。例えば中越地震で被害を受けた跨線橋において段落しを有する円形RC橋脚では断面外周すべてにかぶりが剥離する被害が生じたが倒壊はしていない。

このように破壊モードの特定が難しい配筋構造に対して兵庫県南部地震以前から模型実験が多数行われ、1/3モデルの振動台実験³⁾などもある。これらの研究成果として段落し部破壊の判断基準などが提案されている⁴⁾。しかしながら、この基準は損傷形態判別係数を用いて段落し部で破壊するかどうかを判定する基準であり、動的挙動中の応答変位がどの時点で破壊するという判定には用いることができない。加えて前述の繰返し回数による破壊形態の変化を反映したものでもない。したがって、動的非線形解析を行って繰返し回数の影響を考慮しつつ、解析結果から直接破壊時刻を判定する基準は皆無である。

実大三次元震動破壊実験施設（以下、E-Defenseと称す）は（独）防災科学技術研究所によって兵

庫県三木市に建設された世界最大級の振動台施設である。この施設を用いて段落しを有する実大橋脚の振動台実験が実施された。このプロジェクトの目的は兵庫県南部地震で被災した段落し部の破壊を再現し、段落し部破壊メカニズム解明に寄与することと、解析技術の向上に向けたベンチマークデータを取得することである。この振動台実験と平行してこの実験を対象に破壊時刻や破壊モードを数値解析で予測する事前解析コンテストが行われることとなった。大林組はFINAL®を用いてこのコンテストに参加し、優秀な成績を収めることができた。

本論文では、上記コンテストに向けた解析の中で用いた解析モデルの考え方、破壊時刻の推定手法、および実験結果と比較した結果について述べる。

2. 解析コンテストの概要

(1) 解析部門

解析コンテストはファイバー部門とFEM部門とからなり、当社はFEM部門で参加した。

ファイバー部門はファイバー要素を用いた解析が対象である。ファイバー要素自体はせん断破壊や段落しのような斜めひび割れが生じる破壊モードを再現する機能がないので、ファイバー部門では破壊時刻の判定精度は審査対象外としている。一方、FEM部門では破壊時刻の判定精度が審査対象となる。したがって、破壊モードや破壊時刻を予測する解析コンテストとしては、実質FEM部門のみとなる。

(2) 解析ケース

このコンテストは振動台に入力する加振波ターゲットデータを用いた事前解析と、実験後に振動

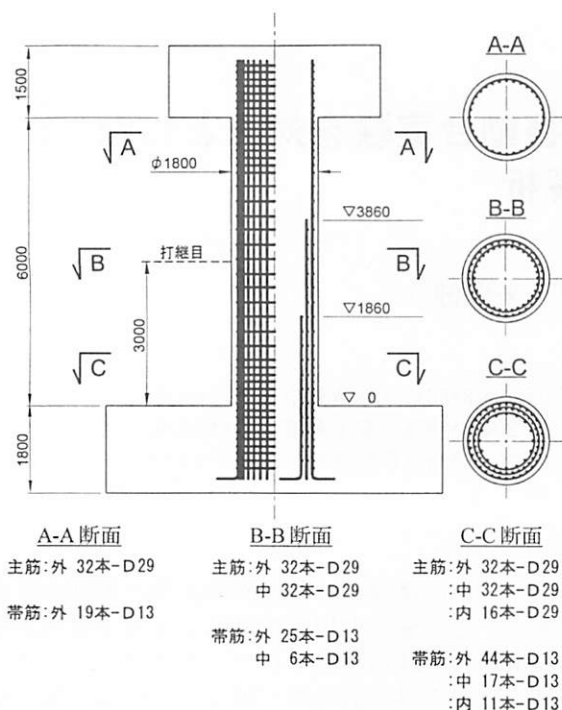


図-1 試験体の構造配筋図

台で観測された加速度波形を用いた事後解析から成り、その両者が評価対象となる。なお、事後解析では上記の振動台加速度データとコンクリート強度のみの変更が許され、構成則などは事前解析と同一であることが義務付けられている。なお、本論文では紙面の関係から事後解析の結果について記述する。

(3) 対象橋梁

対象となる橋梁は1970年代に建設されたRC単柱橋脚を模擬したもので、直径1.8mの円形断面である。構造配筋図を図-1に示す。主鉄筋の段落しは2箇所である。

(4) 支承条件

模型橋梁の加振装置全景を写真-1に示す。2スパンの単純桁橋を模擬しており、実験対象は中央のRC橋脚である。端部は十分剛性の高い鋼製架台上に支承を設け、その上に桁端部が支持されている。桁側面図および桁の支持条件をそれぞれ図-2、図-3に示す。橋脚上部に設けた支承は回転支承と転倒防止支承からなり、それぞれ三分力計が取り付けられている。すなわち橋軸方向にはピン結合となり、橋軸直角方向の転倒に対し回転を固定する構造である。転倒防止支承は鉛直方向のみ支持し、水平方向には自由となる。桁端部の支承は橋軸方向のみ自由に動き、橋軸直角方向には固定された構造である。

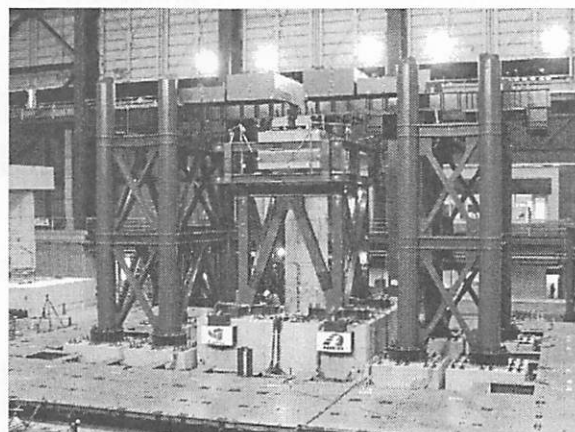


写真-1 加振装置

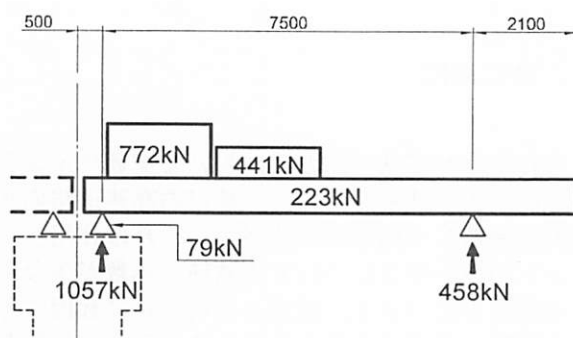


図-2 桁の側面図

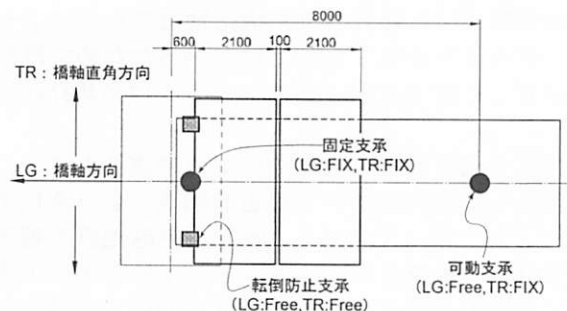


図-3 桁の支承位置

3. 解析モデル

(1) RC橋脚のモデル化

a) コンクリートの要素分割

RC試験体の解析モデルを図-4に示す。橋脚部分はコンクリートの非線形性を考慮するがフーチングは弾性体とした。振動台と接しているフーチング下面の節点はすべて固定した。著者らが以前行った1/3モデルの解析⁵⁾と異なりフーチング部分もモデル化した。その理由は、フーチング部分の弾性変形も考慮した方が精度は高まると判断したためである。なお、柱のコンクリート要素分割は帯鉄筋間隔や主鉄筋平面位置を考慮して定めた。

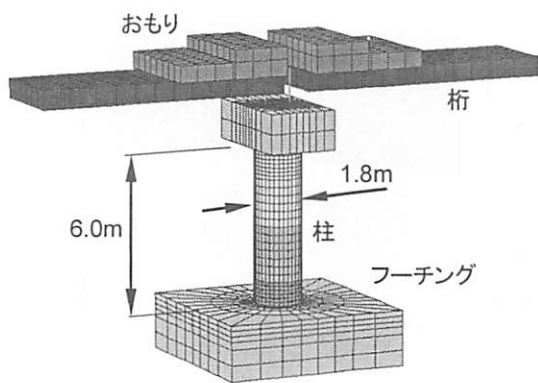


図-4 解析モデル

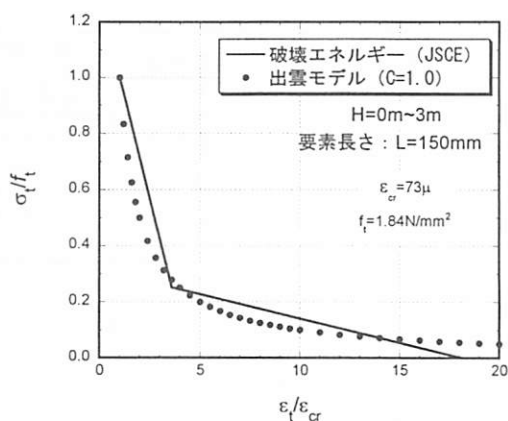


図-5 出雲モデルの調整
(要素長さ 150mm の場合)

b) コンクリートの圧縮特性

コンクリートの材料特性を表-1に示す。圧縮強度は材料試験値を用いた。コンクリートの圧縮応力-ひずみ関係は修正Ahmadモデル⁶⁾を用いた。コンクリートの弾性係数は事前解析において不明であったため、圧縮強度から推定した値⁷⁾を事後解析でも用いた。

c) コンクリートのせん断特性

コンクリートのひび割れ面におけるせん断伝達特性は長沼モデル⁸⁾を用いた。

d) コンクリートの引張軟化特性

コンクリートの引張軟化特性は出雲モデル⁹⁾を用いた。コンクリートが引張を受ける方向である高さ方向の要素長さは150mmと300mmの2種類である。そこで1要素にひび割れが1本入ったときに破壊エネルギーが等価になるよう、ひずみ増加に対する軟化進行を決める出雲モデルの指数(C)を調整した。調整した一例を図-5に示す。

e) 鉄筋

鉄筋の材料特性を表-2に示す。鉄筋の応力-ひずみ関係はバイリニアモデルで降伏後剛性低下率を0.01とした。履歴特性は修正Menegotto-Pintoモデル¹⁰⁾とした。図-6に示すように主鉄筋、帯鉄筋ともに1本ごとにトラス要素でモデル化した。

f) 鉄筋とコンクリートとの付着

一般に、段落しされた主鉄筋の端部は付着劣化を起して引張力を消失し、それを段落しされていない主鉄筋が負担する。やがてその主鉄筋が降伏し、段落し部に大きなひび割れが生じ、大きな斜めひび割れとして成長する。これが段落し破壊のメカニズムである。それを解析で模擬するため、主鉄筋はコンクリート要素と接合要素により連結し、その接合要素に鉄筋の付着応力-すべり関係を与えるモデルとした。一方、帯鉄筋とコンクリートとの付着特性は上記のような破壊プロセスに

表-1 コンクリートの材料強度

部位	材齢 (日)	シリンダー	圧縮強度		引張強度	
			試験値 (N/mm ²)	入力値*1 (N/mm ²)	試験値*2 (N/mm ²)	入力値*3 (N/mm ²)
フーチング	159	φ100	34.3	34.3	2.34	1.87
柱基部 (H=0~3m)	96	φ100	33.1	32.9	2.41	1.82
		φ150	32.7		2.46	
柱上部 (H=3m~6m)	96	φ100	28.4	28.2	2.25	1.64
		φ150	27.9		2.12	

*1: φ100, φ150試験値の平均値とし *2: 割裂試験値は計算値よりも大きいため使用しない。

*3: 圧縮強度(平均値)より土木学会式で材料係数を1.3として計算した値。

表-2 鉄筋の引張特性

種類	徑	材料試驗結果(平均值)		解析入力値 ^{*1}			
		部位	降伏強度 (N/mm ²)	彈性係數 (kN/mm ²)	降伏強度 ^{*2} (N/mm ²)	彈性係數 (kN/mm ²)	二次勾配 E _{s2} /E _{s1}
主鉄筋	D29	外側	379	199	380	200	0.01
		中側	369	193	370	192	0.01
		内側	369	192	370	192	0.01
帶鉄筋	D13	外側	402	189	400	190	0.01
		中／内	387	191	390	190	0.01

*1: 材料特性値の種類が多ならないグループ化した。 *2: 有効数字2桁に丸めた。

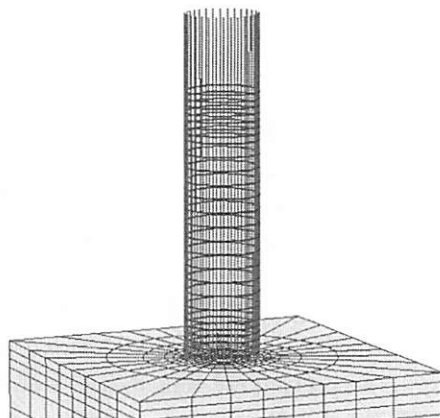


図-6 鉄筋のモデル化 (外側鉄筋のみ表示)

表-3 解析に用いた桁のヤング係数

	断面二次モーメント $I \text{ (mm}^4\text{)}$	弾性係数 $E \text{ (kN/mm}^2\text{)}$	曲げ剛性 $E \cdot I \text{ (kN} \cdot \text{mm}^2\text{)}$ (解析/実験)
実際の値	9.88×10^9	206	2.03×10^{12} (1.00)
解析の値	1.03×10^{11}	20.6	2.11×10^{12} (1.04)

表-4 剛梁と回転バネの諸元

剛梁	断面積: $A \text{ (mm}^2\text{)}$	1.00×10^6
	断面2次モーメント: $I \text{ (mm}^4\text{)}$	8.33×10^{10}
	弾性係数: $E \text{ (kN/mm}^2\text{)}$	200
高剛性 回転バネ	回転剛性: $M/\theta \left[\frac{\text{N} \cdot \text{mm}}{\text{rad}} \right]$	4.17×10^8

大きく影響しないと考え、コンクリートと完全に付着していると仮定した。主鉄筋の付着特性は靱性保障型設計指針¹¹⁾に基づいて、内側主鉄筋と外側主鉄筋にそれぞれ異なる付着強度を与えた。すべり出し開始のすべり量はいずれも $1.0\text{mm}^{12)}$ とした。付着応力-すべり関係における履歴特性は長沼らのモデル¹³⁾を用いた。なお、フーチング内部の主鉄筋も同様にモデル化して主鉄筋の抜け出しを考慮した。

(2) 桁のモデル化

桁の形状寸法、重量および常時の鉛直反力を図-2に示した。桁は鋼製であり十分な強度と剛性があるので弾性体のソリッド要素でモデル化した。ソリッド要素でモデル化したため体積が実際の桁と大きく異なる。そこで、鉛直方向の曲げ剛性、桁の重量が等しくなるように、それぞれヤング係数、単位体積重量を調整した。解析に用いたヤング係数を表-3に示す。

(3) 支承のモデル化

a) 柱上部の回転支承

図-7に示すように、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。この剛梁は、桁要素および鋼板ウェイト要素に根入れした梁と、柱要素に根入れした梁の2本から構成される。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。橋軸方向にはピン結合となるように、この剛梁2本が接する節点の変位を従属させた。剛梁の特性を表-4に示す。

b) 柱上の回転支承

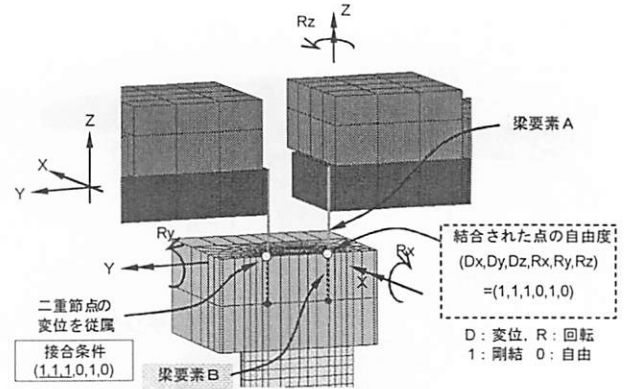


図-7 柱上部と桁のピン結合

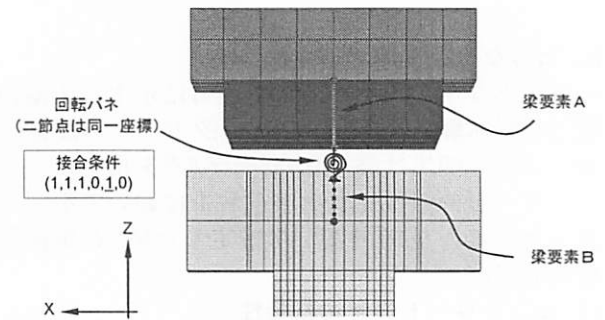


図-8 柱上部と桁の回転剛接合

橋軸直角方向の回転には固定となるように、上記の剛梁2本が接する節点間に橋軸直角方向の回転バネを設け、そのバネ剛性を十分大きくした（図-8参照）。回転バネの特性は表-4に示した。

c) 桁端部の支承

端部の支点位置に固定点を新たに設けて（二重節点）それと支点位置の桁節点間を鉛直方向に従属させて鉛直支持した。一方、解析条件設定の参考資料として桁端部すべり支承の動摩擦係数測定結果が与えられていた。その実験パラメータは面圧（ $6.3 \sim 20\text{N/mm}^2$ ）、変位振幅（ $24 \sim 240\text{mm}$ ）、最大速度（ $9.4 \sim 94\text{cm/s}$ ）、加振振動数（ $0.06 \sim 1.5\text{Hz}$ ）であった。実験における動摩擦係数の平均値は 0.115 であった。また加振振動数が 1.5Hz の実験データにおける動摩擦係数は $0.115 \sim 0.120$ であった。一方、後に詳述する固有値解析結果より橋軸方向の固有振動数は 2.67Hz であった。そこで端部支承の動摩擦係数を 0.115 とし、図-2の常時反力からすべり荷重を定めた。また加振振動数が 1.5Hz の動摩擦係数測定実験における荷重-すべり関係から剛性をもとめ、これと荷重-伸び関係が等しくなるトラス要素で端部支承の摩擦力を模擬した（図-9参照）。トラス要素の材質は鉄とし、降伏強度、断面積、要素長さを調整して用いた。なお、

このモデル化では図-10に示すようにすべりと平面内回転が生じる場合、桁の橋軸直角方向の変位を過小評価する欠点がある。

(4) 加振波

加振波の原波は「JR鷹取波」¹⁴⁾である。この加速度振幅を80%としたものが事前解析用の加振波である。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。
事後解析に用いた加振波は振動台で計測された上記3方向の加速度時刻歴を用いた。

(5) 減衰定数

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、固有値解析で得た2次モード（橋軸方向1次モード）の固有振動数における減衰定数が0.3%となるように初期剛性比例型で与えた。

4. 解析結果

(1) 固有値

固有モードおよび固有振動数の解析結果を図-11に示す。固有振動数は1次モード（橋軸直角方向）、2次モード（橋軸方向）でそれぞれ2.29Hz、2.67Hzであった。

(2) 応答変位

応答変位の解析値と実験値とを比較したものが図-12である。実験において段落し破壊した時刻が13秒であった。後に詳述するように解析における破壊時刻は12.54秒である。このことから段落し破壊するまでの応答変位解析値は実際の挙動を再現できていると言える。

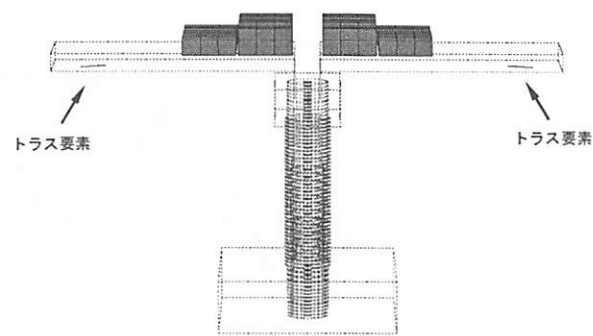


図-9 桁端部支承における摩擦力のモデル化

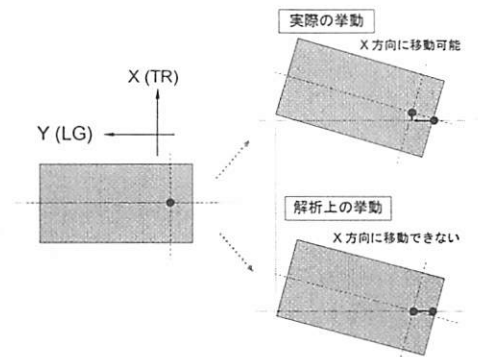


図-10 端部支承モデルの課題

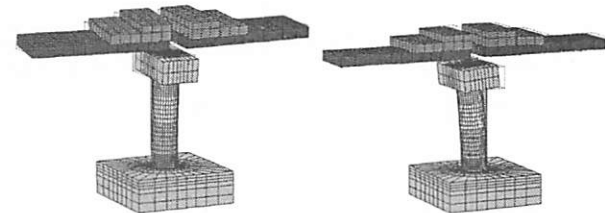


図-11 固有モード（1次モード，2次モード）

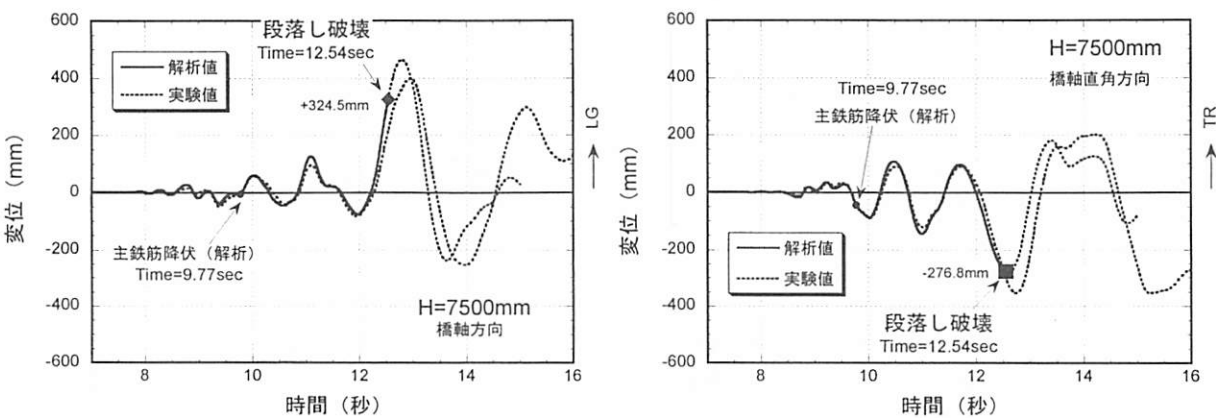


図-12 橋脚天端の応答変位（左：橋軸方向，右：橋軸直角方向）

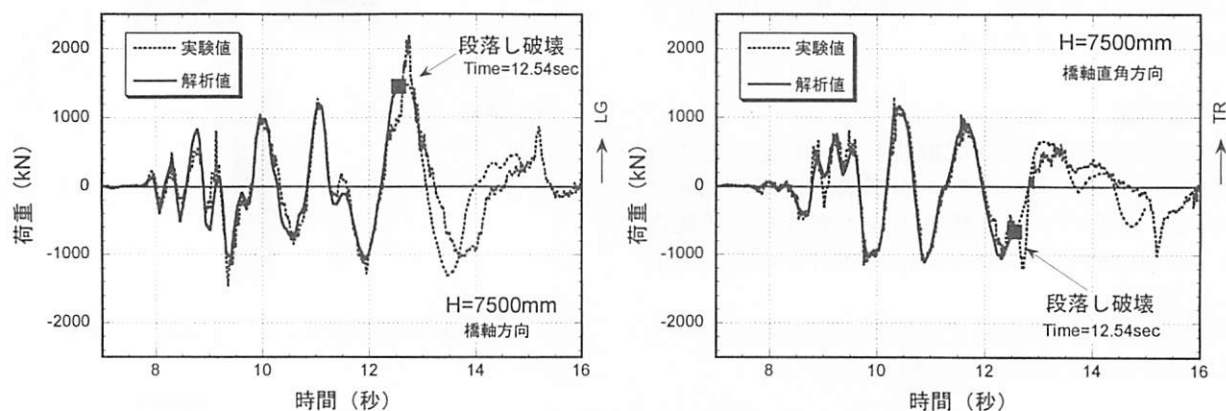


図-13 橋脚天端における水平荷重 (左：橋軸方向，右：橋軸直角方向)

(3) 応答せん断力

柱天端に作用した水平せん断力の応答値について解析値と実験値とを比較したものが図-13である。水平せん断力の実験値は橋脚上部にある2つの固定支承にそれぞれ設けた3分力計の値を橋軸方向，橋軸直下方向それぞれ加算した値である。解析値も同様に2本の剛梁に作用した水平せん断力を各々の方向で加算したものである。段落し破壊するまでは十分な精度を有している。一方，段落し破壊後の解析値は実験値に比べてやや短周期で応答していることもわかる。このことから，破壊後の剛性を解析値は高めに評価していることが分かる。

(4) 主鉄筋のひずみ

解析における主鉄筋の降伏時刻は，柱基部および2つの段落し箇所（高さ1.86m，3.86m）でそれぞれ9.79秒，9.78秒，9.77秒であり，ほぼ同時に生じた。

解析における段落し破壊時刻の主鉄筋ひずみコンター図が図-14である。基部と段落し高さ3.86mを中心にひずみが卓越していることが分かる。

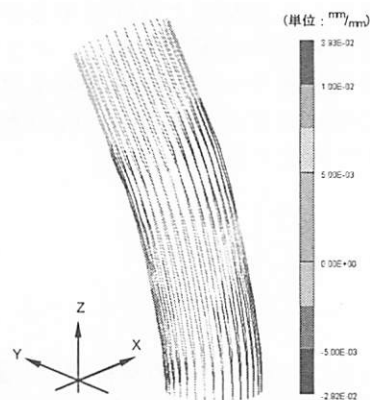


図-14 主鉄筋のひずみ分布

(5) 主鉄筋のすべり

高さ3.86mにおける段落しされた主鉄筋のすべり量の一例を図-15に示す。付着応力ピークに相当するすべり量である1.0mmを最初に超えるのは10秒付近である。次に大きなすべりが生じるのは11.1秒，12.2～12.8秒である。以前，すべりが1.0mmのときに段落し破壊が生じると判断したが5)，この時刻におけるひび割れ状況や主鉄筋ひずみレベルなどを総合的に考えると10秒および11.1秒付近の時点では段落し破壊は生じていないと判断した。

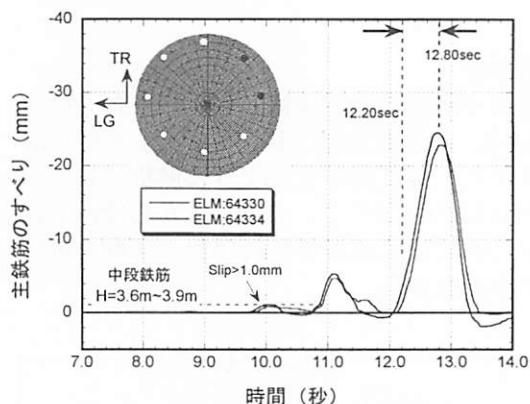


図-15 段落しされた主鉄筋のすべり

(6) 帯鉄筋のひずみ

段落し破壊では大きな斜めひび割れが生じて破壊することが多い⁵⁾。そのとき，橋脚の太さは膨れると仮定できる。そこで，ある高さにおける帯鉄筋の平均ひずみの時刻歴をモニターして破壊時刻を推定することを試みた。図-16に高さ2.7m，3.0m，3.3mにおける帯鉄筋の平均ひずみと時刻との関係を示す。平均ひずみは，同一高さの帯鉄筋要素それぞれの要素長さは等しいので，それぞれ

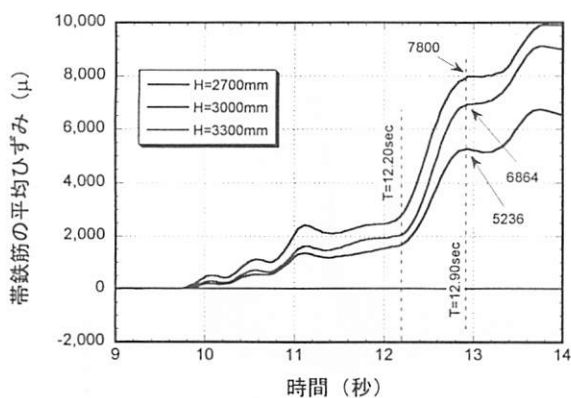


図-16 帯鉄筋の平均ひずみ

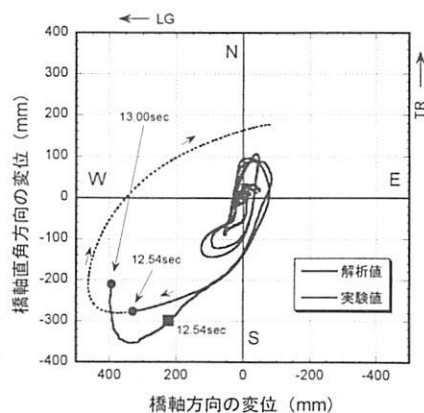


図-18 橋脚天端の変位軌跡

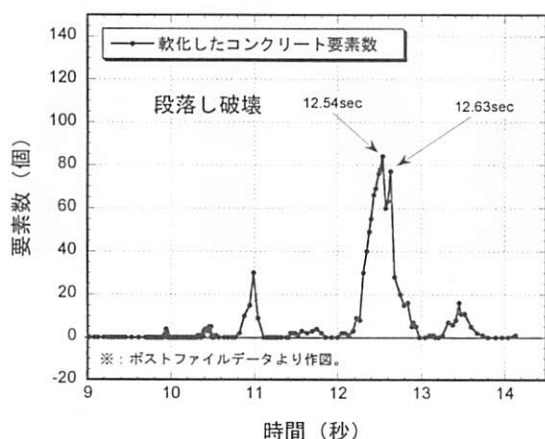


図-17 圧縮軟化したコンクリート要素数

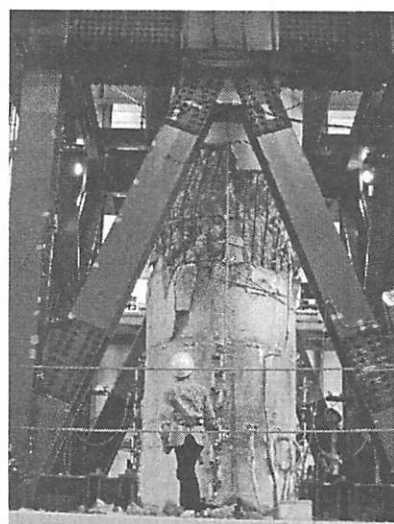


写真-2 ひび割れ状況 (実験値)

のひずみ平均値とした、2.7～3.3mは段落し高さ3.86mから進展した斜めひび割れが横切る位置と予想した。主鉄筋のすべりが大きかった11.1秒では平均ひずみが約2,000 μ に達している。また、12.2～12.9秒の間に平均ひずみは、高さ3.3mにおいて約8,000 μ に急増しており、主鉄筋のすべり急増時刻と一致する。このことから、12.2～12.8秒の間に段落し破壊が生じるものと予測できる。

(7) 破壊時刻の推定

主鉄筋のすべりが急増する時刻と帯鉄筋の段落し破壊の情報では、コンクリートの脆性的な破壊が判断できない。すなわち、これらと段落し破壊を関連付ける閾値がない。そこでコンクリート要素が軟化領域に入った個数と時刻との関係を調査した。すなわち大きな損傷を受けたコンクリートの要素数が急激に増えた時刻と実験の破壊時刻とを結びつけた考え方である。図-17に示すように、その個数が最大値となった時刻は12.2～12.8秒の間に2点存在することがわかった。そこで最初の点である12.54秒が段落し破壊時刻であると判断した。

図-18に柱天端における実験値および解析値の変位軌跡を示す。同図に実験における13.00秒、12.54秒の位置を示す。解析値は12.538秒以降を点線で示した。実験値は13.00秒において橋軸直角方向の最大振幅から少し戻った点となる。しかし、実験では破壊が進行して計測フレームに衝突したので破壊時刻はそれよりも前と考えられる。実験における12.54秒の点は解析における点よりもやや橋軸直角方向にずれている。したがって、実験における破壊は12.54秒より前から徐々に進行していき、橋軸直角方向の最大振幅点で計測フレームに衝突したと考えられる。

写真-2に実験終了後のひびわれ状況を示す。実験では上から1段目の段落し位置に破壊が集中している。

解析におけるひび割れ図を図-19に、コンクリートの鉛直方向ひずみ分布を図-20に示す。いずれも時刻は12.54秒である。1段目の段落し位置と基部にひび割れが生じている。すなわち、解析では基部の損傷を大きめに評価したことになる。試験体

では高さ3.0m位置に打継目を有しており、打継目の目開きが基部損傷の軽減に寄与した影響が考えられるが、今後の課題としたい。

5. まとめ

E-Defenseを用いて段落しを有する円形RC橋脚の振動実験を対象にFINALを用いて動的解析を実施した結果、以下のことが言える。

実規模の橋脚においても応答変位や作用荷重は十分な精度で再現できる。すなわちFINALの構成則と減衰定数を初期剛性比例で0.3%とした組合せで精度良く実規模の橋梁の動的挙動を再現できることを意味する。段落し破壊メカニズムのうち主鉄筋のすべり、帯鉄筋の膨張などは重要なファクターであるものの、破壊時刻を特定するためには、破壊を示唆するひとつの定性的な情報にすぎない。実験に比べてFEM解析の優位性は、軟化領域の体積や軟化要素個数などをモニターすることができる点である。今回は要素個数に着目した破壊時刻判定を行ったが、このように精度良く破壊性状を予測するためには解析結果に基づく総合的な工学的判断が最も重要である。

6. 謝辞：E-Defense を用いた振動実験ならびに本解析コンテストは防災科学技術研究所の主催によるものである

(http://www.bosai.go.jp/hyogo/project/bridge_compe.html)。

参考文献

- (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，pp.114-115，(2002)
- 池淵信哉，他：準動的挙動によるRC橋脚の地震被害挙動に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.23，No.3，pp.1255-1260，(2001)
- 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)
- 川島一彦，他：鉄筋コンクリート橋脚・主鉄筋段落し部の耐震判定法とその適用，土木学会論文集，No.525/I-33，pp.83-95，(1995)
- 米澤健次，他：RC部材の3次元FEMによる正負繰返し及び動的解析，大林組技術研究所報，No.72，(2008)
- 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)
- 雨宮篤，野口博：超高強度鉄筋コンクリート部材の有限要素解析プログラムの開発（その1），日本建築学会大会梗概集，構造II，pp.630-640，(1990)

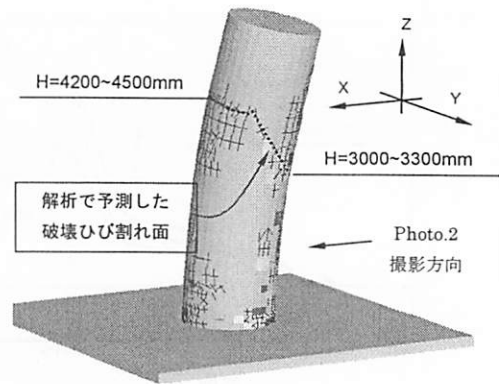


図-19 解析におけるひび割れ図（時刻：12.54 秒）

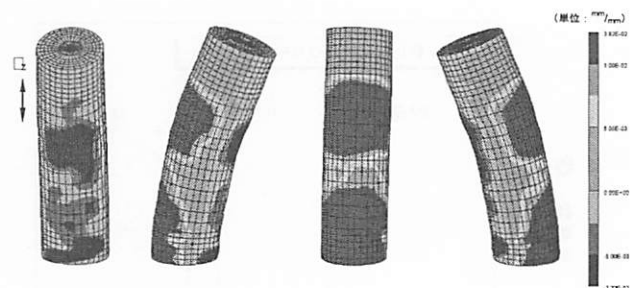


図-20 コンクリートの鉛直方向ひずみ（時刻：12.54 秒）

- 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)
- 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)
- Ciampi, V., et al. : Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars Under Generalized Excitations, Report No. UCB/ERC-82/23, Univ. of California, Berkeley, (1982)
- 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，pp.18-20，(1999)
- 米澤健次，他：正負繰返しを受ける鉄筋コンクリート部材の三次元非線形 FEM 解析，大林組技術研究所報，No.67，(2003)
- Naganuma, K., et al. : Simulation of nonlinear dynamic response of reinforced concrete scaled model using three-dimensional finite element method, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.586，(2004)
- Nakamura, Y.: Waveform and its analysis of the 1995 Hyogo-ken Nanbu earthquake, JR Earthquake Information No.23c, Railway Technical Research Institute, Japan, (1995)