

RC 橋脚の地震時挙動に対する模型振動実験と非線形動的解析による一考察

広島工業大学工学部 学生員 ○山野内 啓二
 広建コンサルタンツ (株) 正会員 松井 稔昌

広島工業大学工学部 正会員 中山 隆弘
 (株) 松田組 牧野 孝昭

1. はじめに

本研究では、RC 橋脚の縮尺モデルを用いて、道路橋示方書¹⁾で規定されている TYPE I あるいは TYPE II の地震動を入力地震動とした振動台実験と、阪神大震災以降、実務レベルで広く利用されるようになった非線形動的解析プログラム (TDAP III)²⁾ による非線形動的解析を併せて行い、両者による結果の比較、検討を行った。

2. 実験概要

本研究で用いた供試体の概略図を図 2.1 に示す。ただし、頂部の鍾は 7.84kN、コンクリートの設計基準強度は 30N/mm² である。また、振動台への入力波は表 2.1 の通りで、ひとつの供試体に TYPE I (プレート境界型) の地震波を最大加速度の小さいものから順に入力し、他の供試体に TYPE II (内陸直下型) の地震波を同じく最大加速度の小さいものから順に入力した。測定項目は、小型加速度計による模型頂部、フーチング部および振動台テーブルの水平加速度、箔ゲージによる柱基部の鉄筋およびコンクリートの直ひずみである。なお、加振前と加振後に、それぞれ自由振動実験を行って、固有振動数と減衰定数を求めた。

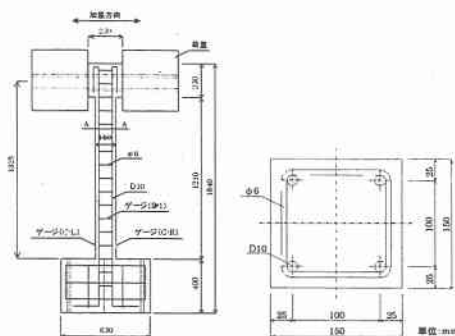


図 2.1 供試体寸法図

表 2.1 入力地震動一覧

供試体名	入力地震動名	地震名	振幅調整後の最大加速度 (gal)	継続時間 (sec)
model-1	TYPE I-1	1993年 北海道南西沖地震	-54.88	40
	TYPE I-2	七峰橋周辺	-215.60	
model-2	TYPE II-1	1995年 兵庫県南部地震	50.96	30
	TYPE II-2	神戸海洋気象台 (N-S)	674.24	

3. TDAP III による解析方法

TDAP III に解析では、柱を非線形ばね要素でモデル化し、基部には塑性ヒンジが生じるとして非線形回転ばね要素を設けた。さらに、柱がフーチングと完全に剛結されているものとして固有値解析を行ったところ、振動実験から求まる固有振動数より数 Hz も高い値になったため、非線形ばね要素で柱とフーチングを結合することを試みた。そして、その初期回転ばねのばね定数は、試行錯誤法によって、model-1 の場合は 283tf/rad、model-2 の場合には 287tf/rad とした。また、Rayleigh 型減衰モデルで必要な減衰定数は、自由振動実験より得られた値、すなわち、model-1 については 0.106、model-2 については 0.104 とした。さらに、非線形要素の履歴モデルは武田モデルを採用した。なお、入力地震波としては、図 4.1(b) および図 4.2(b) に示すように、フーチング部で得られた記録を用いた。

4. 解析値と実験値との比較・検討

表 4.1 に各供試体に対する自由振動実験の結果を示す。表より、柱部が損傷を受ける前後で、供試体の固有振動数が大きく変化していることが分かる。そして、その割合は、model-2 の方がより顕著であることも理解できる。しかし、減衰定数については損傷後もあまり変化が見られず、RC 部材の減衰機構の複雑性が推察される。次に、図 4.1(c)~(f) に model-2 の供試体に TYPE II-1 地震波を作用させたときの、図 4.2(c)~(f) に同じく TYPE II-2 地震波を作用させたときの実験結果と解析結果を示す。なお紙面の関係上、model-1 に対する結果は省略する。なお、TDAP III による解析結果はすべて供試体頂部の水平加速度である。まず、図 4.1 (c) より、TYPE I-1 の実験で得られた頂部の最大応答加速度 (約 118gal) が、基部への入力加速度の約 2.3 倍の値が生じていることが分かる。すなわち応答加速度倍率は約 2.3 倍である。なお、目視による限り、入力加速度が小さい本実験では、供試体にクラックの発生は確認されなかった。

さて、解析値と実験値との比較であるが、同図 (d) を同図 (c) と比べてみれば、両者の応答波形および

表 4.1 振動実験結果

供試体名		固有振動数 (Hz)		減衰定数
		実験値	解析値	
model-1	加振前	4.5	5.3	0.106
	加振後	3.5	—	0.095
model-2	加振前	4.5	5.3	0.104
	加振後	2.5	—	0.102

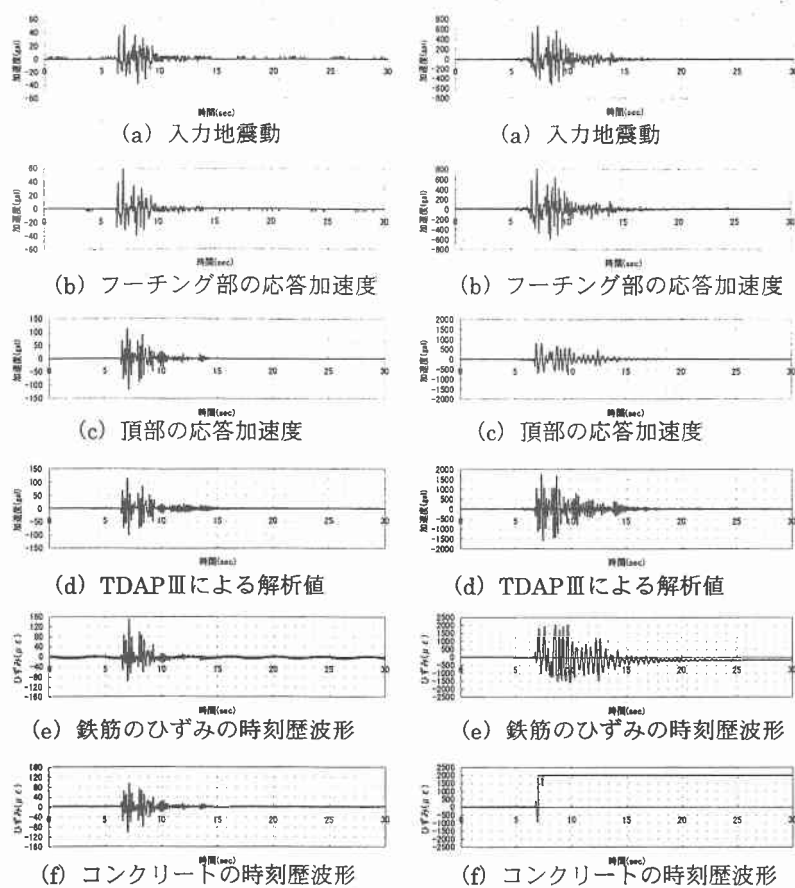


図 4.1 TYPE II-1 に対する結果

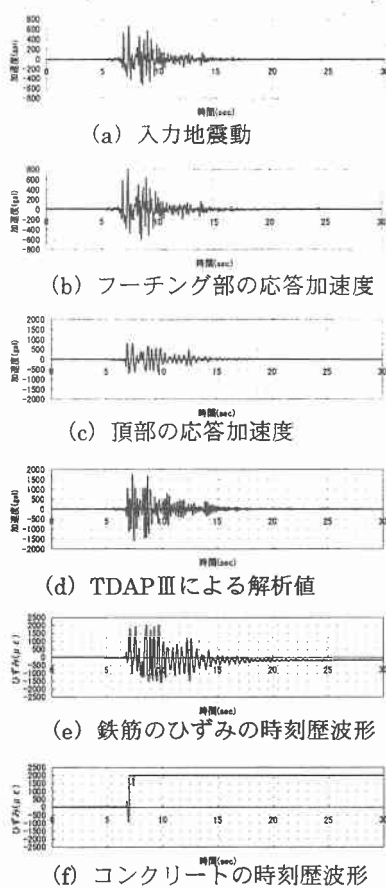


図 4.2 TYPE II-2 に対する結果

最大加速度の発生時刻が極めて良く一致していることが分かる。最大加速度については、実験値が -117.60gal 、解析値が -97.7gal で、両者に約 20gal の差がある。しかし、この程度の差は、供試体が RC 構造であること、また、解析におけるモデル化による誤差などを考えれば、許容される程度の差であると言える。もちろん、実際の RC 橋脚に対する設計を想定した場合に許容される差がどの程度であるか、つまり、限界状態設計法において、構造解析の精度に関する部分安全係数によってカバーできるのはどの程度の差であるかということは、これまで、ほとんど検討されていない。

次に、波形は同一でも加速度の大きさを最大値で約 674gal とした地震波 (TYPE II-2) に対しては、図 4.2 (c) より頂部の最大加速度が最大 827gal に達していることが分かる。

ただし、この場合の加速度応答倍率は約 1.2 倍と、前述のそれよりもかなり小さい。この理由は、頂部の加速度応答波形が入力波形とかなり異なっていることから、かなり大きな損傷により供試体の動的特性が大きく変化したためではないかと考えているが、現時点では詳細な検討までには至っていない。

次に、同図 (c) と (d) を比較しまず気付くことは、周波数特性の差である。すなわち、解析結果の周波数特性は実験に比べてかなり高い。このことより、鉄筋の降伏 (同図 (e) を参照) や、柱部のコンクリートのクラック (同図 (f) を参照) などの影響よりも、基部の支持条件が供試体と解析モデルとでかなり異なっているのではないかと判断できる。因みに柱部に最初のクラックが発生した時刻はほぼ 7.02sec であるのに対して、頂部に最大加速度が発生した時刻はそれより前の 6.90sec であり、この時刻に柱部とフーチング部の接合部にクラックが生じたのではないかと考えている。したがって、今後この現象を解析に反映させるためには、今回のような回転ばねでなく、適切な要素モデルを考える必要がある。

5.まとめ

本研究で得られた結論と今後の課題を要約すると次のようである。

- 1) 基部を弾塑性回転ばねによってモデル化することによって、小さい加速度の地震波に対しては、解析によって求めた供試体の応答の波形および最大加速度が共に実験値にかなり近くなった。
- 2) 今回の解析モデルに依る限り、頂部の加速度が 500gal を超えるような大きな入力地震動に対しては、解析によって供試体の挙動を予測することはできない。したがって、解析方法の面においては、実験結果をより詳細に分析し、柱の支持条件を適切に表す要素モデルや減衰定数の時間的变化に対応できる解析モデルを構築することが今後の重要な課題となる。

《参考文献》

- 1) 社団法人 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，1996.12.