

I-10 反力分散脊を用いた連続桁橋の地震時保有水平耐力法計算と動的解析照査

(株)芙蓉調査設計事務所 正会員 ○小倉 和壽
 愛媛大学工学部 フェロー 森 伸一郎
 (株)芙蓉調査設計事務所 正会員 野上 武志
 (株)芙蓉調査設計事務所 正会員 弓立 晃

1. はじめに

道路橋示方書では平成 8 年の改訂以前は、「地震時の挙動が複雑な橋については動的解析を行ない、その結果を設計に反映させるのがよい」との一般的な表現による規程のみであったが、改訂ではその対象が明記された¹⁾。さらに、平成 11 年には、「タイプ B のゴム支承を用いた地震時水平力分散構造を有する橋梁」もその対象に追加修正された²⁾。そこで、この種の橋梁を対象に地震時保有水平耐力法による耐震設計の結果と併せて検討するために動的解析による照査を実施した。事例研究として報告する。

2. 対象橋梁および地震時保有水平耐力計算

図-1 に対象橋梁を示す。この橋は、4 径間連続中空床版橋、2 径間連続中空床版橋、1 径間 PC 床版橋からなる全長 180.5m の橋である。このうち 4 径間連続中空床版橋部分を対象橋梁とした。地震時保有水平耐力法に用いる設計水平震度としては道示 V¹⁾ による。

P1, P2, P3 橋脚それぞれについて、橋軸方向、及び橋軸直角方向の検討を行ない、保有水平耐力と地震後の橋脚天端の残留変位に着目して橋脚断面を決定した。図-2 に保有水平耐力と残留変位の設計の結果を示す。タイプ I 設計水平震度の応答値を●で示す。同様にタイプ II 設計水平震度を■で示す。さらに許容値を▲で示す。それらは、同じ解析ケースを実線で結び、許容値を太点線で示す。P3 橋脚の安全率（許容値／応答値）が最も小さい結果である。そこで、P3 橋脚に着目して動的解析を行なう。

3. 動的解析モデルおよび解析条件

P3 橋脚の橋軸直角方向については、十分な耐力（安全率 1.5~2.0）を有していたので、解析は橋軸方向のみとした。P3 橋脚のみ対象としたモデル（1 本柱）と 4 径間の全体系モデルを用いた。A1 橋台および P4 橋脚については可動支承であるのでモデル両端部は、水平フリー、上下拘束とした。

解析モデルは、橋脚柱部材については、剛性低下型トリリニアモデル（修正武田型）で非線形履歴特性を考慮できる梁要素でモデル化し、橋脚下端に塑性ヒンジを表す非線形回転ばねを考慮した。ゴム系支承は弾性ばねとしてモデル化した。基礎の地盤ばね定数は道示 IV³⁾ に従い算出した。各部材の部材別減衰定数は、上部工 3%、支承 2%、下部工 2%、基礎 10%とした。解析プログラムには DYNA 2 E を使用した。

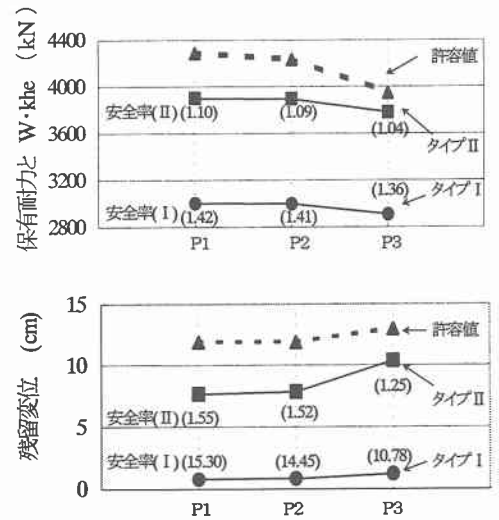


図-2 P1~P3橋脚の保有水平耐力計算結果

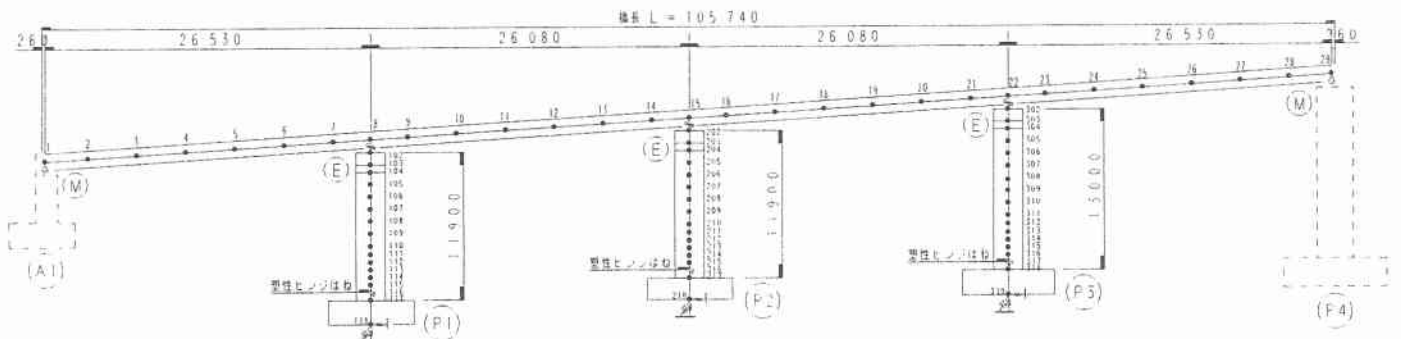


図-1 解析モデル

非線形応答解析に先立ち固有値解析を行ない、ひずみエネルギー比例のモード減衰を算出し、刺激係数とモード図より判断される橋脚の1次と2次のモードが卓越する減衰に合わせるようにレーリー減衰のパラメータ α 、 β を決定した。入力地震動には、文献⁴⁾に示されるタイプIの3波、タイプIIの3波の合計6波を用いた。数値積分手法はNewmark β 法($\beta=1/4$)とし、数値積分間隔は $\Delta t=0.002$ 秒とした。

4. 解析結果

全体系モデルとP3橋脚の1本柱モデルの解析結果を比較する。図-3に橋脚基部での最大回転角(部材変形角)、図-4に橋脚基部での最大せん断力、図-5に橋脚天端での残留変位を示す。全体系モデルにおけるタイプ1地震動の3波の応答値を○、3波平均値を●で示し、同様にタイプ2地震動について□、■で示す。それらは同じ解析ケースを実線で結んでいる。また、同様に1本柱モデルについて△、▲で示す。さらに許容値を太点線で示す。

同じタイプの地震動でも応答値のばらつきが大きい。設計での照査基準例⁵⁾では3波の応答の平均値を対象としているが、ばらつきの多いものの平均値に対する意味づけが不明瞭である。むしろ、3波の内、同程度の値の平均値を採用する方が好ましいと考えられる。残留変位は3橋脚でほぼ等しいが、これは全体系としての挙動が反映されているためである。そのような全体系を構成する結果、せん断力や基部の最大変形角の応答に及ぼす影響に興味がある。

図から単純に判断すると全体系モデルが一本柱モデルより応答値が大きい傾向がある。しかし、これは合理的な比較ではない。文献⁵⁾に従いRayleigh減衰を設定したが、一本柱モデルと全体系モデルでRayleigh減衰のパラメータ α 、 β に異なる値を用いている。1次モードでは同等な値であるが2次モード以上の主要モードでの減衰が変わるため(全体系の減衰が小さくなるように設定されており応答を過大に評価する可能性が高いため)に、比較が可能な状態になっていないからである。安全性の照査は、文献⁵⁾によれば次の4項目、すなわち、(1)塑性ヒンジ部の応答回転角(変形角)、(2)橋脚基部の最大せん断力、(3)橋脚天端での残留変位がそれぞれ許容値以内であること、(4)塑性ヒンジ領域以外の橋脚躯体が降伏していないことである。全体系モデルの(1)を除き、いずれの照査項目も満足した。しかしながら、前述したように減衰パラメータに改善の余地があること、

また、入力地震動に静的設計の地震力算定に考慮している地域係数を考慮していないことを考えると、それも照査基準を満足するものと思われる。

この動的解析による照査事例研究を通じて、減衰定数などのパラメータの適切な設定や、入力地震動の適切な選定と結果の評価方法を確立する必要があることがわかった。

5. 結論

反力分散查を用いた連続桁橋の地震時保有水平耐力法計算と動的解析照査の事例研究を行い、全体系モデルと一本柱モデルの応答結果に及ぼす動的解析パラメータの重要性を指摘した。また、入力地震動の適切な選定と結果の評価方法を確立する必要があることを明らかにした。全体系モデルと一本柱モデルの応答特性の違いについては別の機会に報告する。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編，1996.12
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編追加資料，1999.
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造編，1996.12
- 4) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.3
- 5) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1998.1

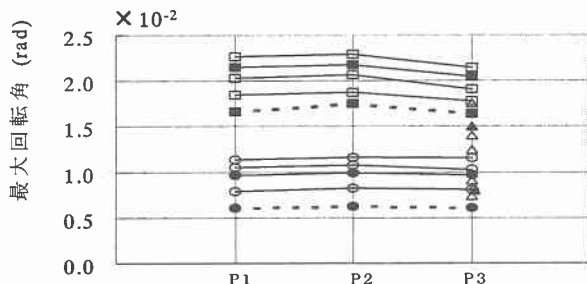


図-3 橋脚基部での最大回転角

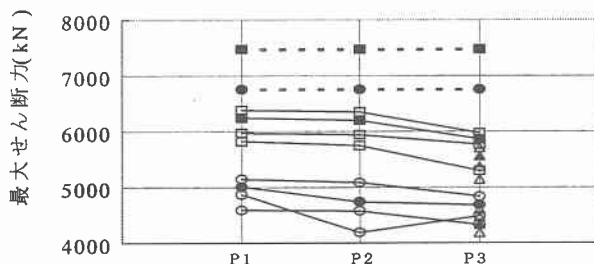


図-4 橋脚基部での最大せん断力

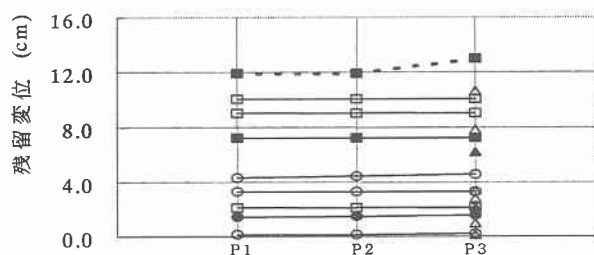


図-5 橋脚天端での残留変位