

I - 6

反力分散ゴム支承を用いた橋梁に関する非線形動的解析による照査の傾向分析

東北構造設計センター（株） 正会員 ○早坂 俊広

東北構造設計センター（株） 正会員 新銀 武

東北構造設計センター（株） 菅谷 浩一

1. はじめに

昨年の道路橋示方書・同解説V耐震設計編（以下道示V編）の解説の追加修正に伴ない、ゴム支承を用いた地震時水平分散構造を有する橋は、1自由度振動系へのモデル化とエネルギー一定則の適用が限定されるため、構造形式にかかわらず、部材の非線形を考慮した動的解析により照査するのが望ましい橋として位置付けられた。現在、新設橋梁では反力分散効果を期待するゴム支承を使用することが多く、そのため非線形動的解析による照査を実施するケースが増えている。地震時保有水平耐力法（以下保耐法）によって設計された結果を動的解析により照査を実施する場合、支承部の変形量が問題となり、上・下部構造の再検討も含めた詳細設計の見直しをする必要が生じる場合も見られる。本稿では、保耐法により実施設計したモデルの支承バネ値を変化させて動的解析を実施し、保耐法による設計結果と動的解析による照査結果を比較検討した内容を報告する。

2. 解析モデルおよび解析方法

今回、解析対象とした橋梁は、道示V編に準拠し、保耐法タイプIIの設計水平震度（橋軸方向） $k_{he}=1.275$ により設計されたPC3径間連結バステンT桁橋である。橋梁概要図を図-1に示す。本橋は、橋長103.000m（側径間33.200m，中央径間33.400m），橋脚高8.300mで、反力分散タイプのゴム支承を用いるため、道示V編で「地震時保有水平耐力法で耐震設計した結果を動的解析により照査するのが望ましい橋」に該当する。なお、地盤種別はIII種で地域別補正係数の地域区分はB地域である。

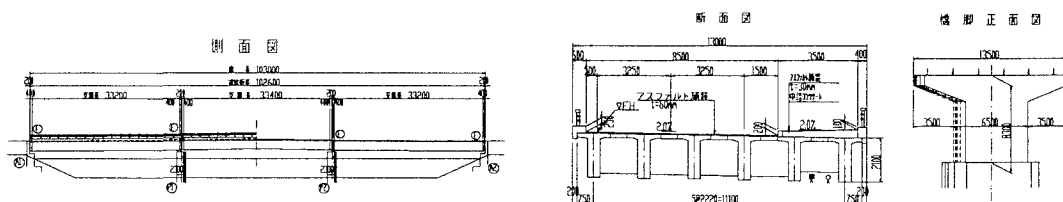


図-1 橋梁概要図

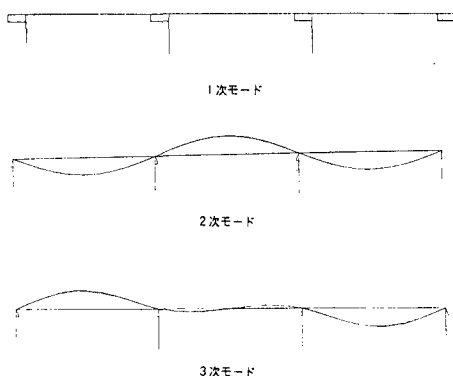


図-2 モード図

本橋の上部構造はPC部材、橋脚はRC部材で構成されており、支承は反力分散タイプのゴム支承を用いている。上部構造は全て線形のはり要素、橋脚は横梁部材、塑性ヒンジ剛部材を除き非線形はり要素によりモデル化を行った。また、橋脚下端で曲げモーメントが大きくなると考えられることから、橋脚基部に塑性ヒンジが生じるようなモデルを想定した。塑性ヒンジは剛部材と非線形バネ要素でモデル化した。鉄筋コンクリート部材の曲げモーメント-曲率の関係を非線形とした動的解析の履歴特性モデルとしてはコンクリートのひび割れ、鉄筋の降伏を考慮した剛性低下型トリリニアモデル（武田型モデル）を用いた。動的解析に先立ち、上記のように設定したモデルに上部構造3%、支

承 2%, 下部構造 20%, 基礎構造 30% の減衰定数を用いて固有値解析を実施した。図-2 に固有値解析結果によるモード図を示す。動的解析では、主要な振動モードに着目できるよう Rayleigh 減衰を用いた。Rayleigh 減衰の係数は卓越する振動モードに対して 1 次と 9 次の振動モードの振動数と減衰を用いて算出した。解析は橋軸方向に対して直接積分により行った。入力地震波は、道示 V 編 6.3 (3) に規定される標準加速度応答スペクトルに近い特性を有するよう、既往の強震記録を振動数領域で振幅調整された加速度波形を用いた。今回の解析では、大規模地震波を想定するという意味で兵庫県南部地震の際に観測された地震波のうちⅢ種地盤の地震波である阪高東神戸大橋周辺地盤上で観測された N12W 地震波 (最大加速度 591.034gal, 時間間隔 0.01 秒) を用いた。解析プログラムは DYNA2-E を使用し、積分法は Newmark の β 法 ($\beta=1/4$) を用いた。積分時間間隔は 0.002 秒とした。

3. 解析結果

保耐法により設計した支承のパネ値 (橋台: 12940kN/m, 橋脚: 27140kN/m) を変化させ、動的解析を実施した結果を表-1 に示す。保耐法による設計時の許容値は桁端の遊間 300mm, 橋脚基部のせん断耐力 12000kN, 支承の許容せん断ひずみ 250% である。表-5 の結果より、動的解析による照査では、保耐法による設計結果と比較すると支承の変形量が大きくなり、保耐法設計時の許容値以内に収めるために支承のパネ値を 2 倍程度大きくする必要が生じた。

また、表-1 の支承パネ値の変化に対する、支承のせん断ひずみ、および橋脚基部のせん断耐力の変化を図-3 に示す。図-5 より、支承のパネ値とせん断ひずみはほぼ比例関係にあるが、支承のパネ値と橋脚基部のせん断力は比例関係にならないことが分かる。これは、支承のせん断ひずみは上部構造の慣性力が支承に直接伝わるためパネ値とほぼ線形の関係になるが、橋脚基部のせん断力は上部構造慣性力が橋脚基部に伝わるにあたり、全体構造の挙動、減衰の影響等の影響により支承のパネ値のみに支配されないためだと考えられる。

表-1 支承パネ値-動解照査結果

橋台支承パネ値比 動解/保耐	倍	1.8	1.8	1.8	1.9	1.9	1.9	1.9	2.0	2.0	2.0	2.0
橋脚支承パネ値比 動解/保耐	倍	1.4	1.5	1.6	1.4	1.5	1.6	1.6	1.4	1.5	1.6	1.8
遊間の照査 (上下部相対変位)	cm	33.0	31.3	29.7	32.4	30.7	29.0	26.4	31.8	30.0	29.0	26.0
脚せん断力	P1	KN	11958	11804	11732	11890	11735	11649	12150	11813	11655	12030
≤12000	P2	KN	11922	11773	11717	11857	11712	11638	12099	11782	11633	11548
	A1	(%)	318.6	301.8	285.8	312.0	295.6	280.1	253.0	305.5	286.4	274.4
支承照査	P1	(%)	247.0	225.7	209.2	243.9	223.3	207.0	192.9	240.8	220.9	204.7
Γ se ≤250	P2	(%)	245.7	224.1	207.8	242.5	221.8	205.7	191.5	239.4	219.0	203.5
	A2	(%)	325.4	308.6	292.6	318.8	302.4	286.9	259.8	312.3	296.3	281.2
												255.1

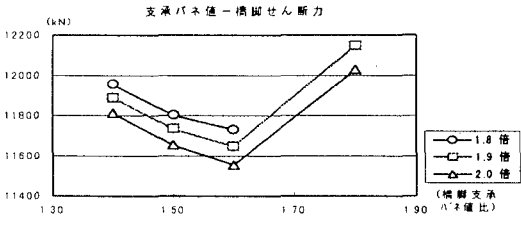
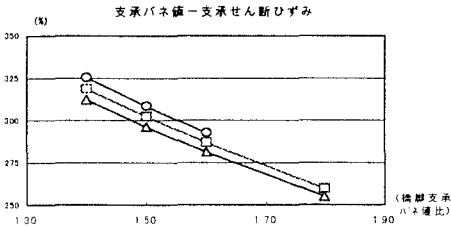


図-3 橋脚支承パネ値-動解照査値

4. まとめ

本橋では、保耐法で実施設計を行ったモデルに対し動的解析を実施した結果の一例を示し、保耐法で設計した支承のパネ値を変更した場合の動的解析結果を整理した。さらに解析対象橋梁を増やし、他の条件で傾向を確認する必要があるが、本橋の解析結果では、以下の内容が確認された。

- ① 保耐法による設計結果と動的解析による照査結果に大きい隔たりが生じることがあり、支承の照査においてその傾向が顕著である。
- ② 動的解析により橋脚に発生するせん断力は、支承パネ値の変化と同一の傾向を示さないケースが生じる。