

連続単純桁の支承部周期特性に着目したパラメトリック解析検討

新日鉄住金エンジニアリング(株)
京都大学

正会員 ○山崎 伸介
正会員 高橋 良和

1. はじめに

東北地方太平洋沖地震以降，設計想定を超える大規模地震に対する構造物の耐震性能確保が求められつつある。

高橋¹⁾²⁾は、設計想定と異なる地震動が作用したとしても、構造物がその機能を発揮するための概念として「鈍構造」を提案している。それを実現する方法のひとつとして、通常、応答平均値が用いられる構造設計において、積極的に応答変動値を利用することが提案されている。本報では、支承の固有周期を変数とする動的解析を行うことにより、鈍構造の実現性について検討した。

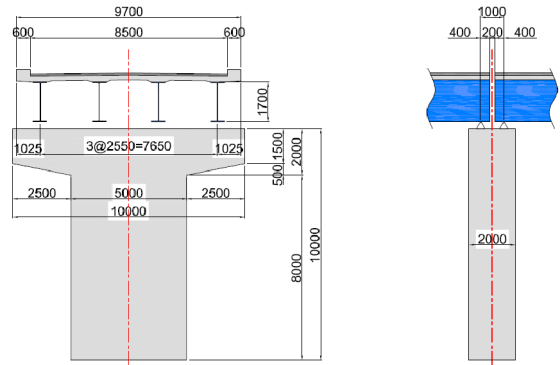


図-1 検討対象橋梁の概要

2. 検討対象橋梁

検討対象の橋梁は現行の耐震設計基準を満足しない昭和初期に建造された橋梁とした。上部工は 4 径間単純合成鈹桁（支間 33.0m，幅員 9.7m），下部工は RC 橋脚である。「鈹構造」化に向けて，既存支承を周期調整可能な免震すべり支承に交換し，隣接桁を連結材でつなぐことで，地震作用力の低減，減衰付加を図ることにした。検討対象の橋梁の概要図を図-1 に示す。

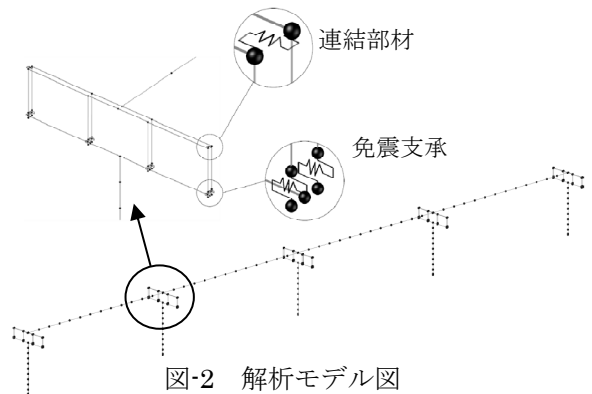


図-2 解析モデル図

3. 解析モデルと入力地震動

上部工桁、橋脚は質量を離散化した弾性梁でモデル化した(図-2、表-1)。隣接桁をつなぐ連結材は弾性梁とし、桁間の相対変位を弾性拘束した。支承はバイリニア型の非線形バネモデルとし、免震すべり支承の固有周期を変数とし、各橋桁で2、3、4秒と任意変更した(図-3,4)。入力地震動は道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編³⁾のⅡ種地盤レベル2地震動タイプⅡ3波を用いて、橋軸直角方向に地震力を作用させ、発生せん断力応答に対する変動に着目した。

表-1 解析諸元

	重量(kN)/1 個	E(kN/m ²)	A(m ²)	Iy(m ⁴)	Iz(m ⁴)	J(m ⁴)
橋脚	3428	2.5×10 ⁷	10.000	20.833	3.333	9.981
橋桁	2879	2.0×10 ⁸	0.376	0.299	3.629	0.055

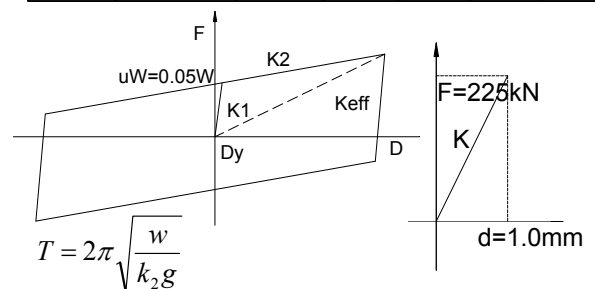


図-3 免震支承モデル

図-4 連結材モデル

4. 解析結果

1) 固有値解析結果

まず橋脚単体の解析モデルで固有値解析を行い、橋軸直角方向の 1 次モード固有周期 ($T_1=0.053\text{sec}$) を把握した。全体系モデルでは、橋脚は躯体のみの固有値モード、上部工桁は設定した支承の固有値モードで卓越モードとなったが、隣接する上部工桁の固有周期が異なる場合、連結材による相互作用を受けた固有周期となった (図-5)。

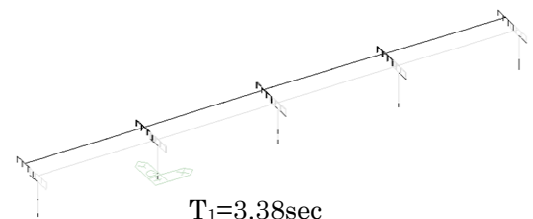


図-5 固有モード図(支承ケース 3-4-4-3 の場合)

キーワード 鈍構造, 連続単純桁橋, 免震支承, 固有周期, 変動係数

連絡先 〒293-0011 千葉県富津市新富 20-1 新日鉄住金エンジニアリング(株) TEL0439-80-4435

2) 時刻歴応答解析結果

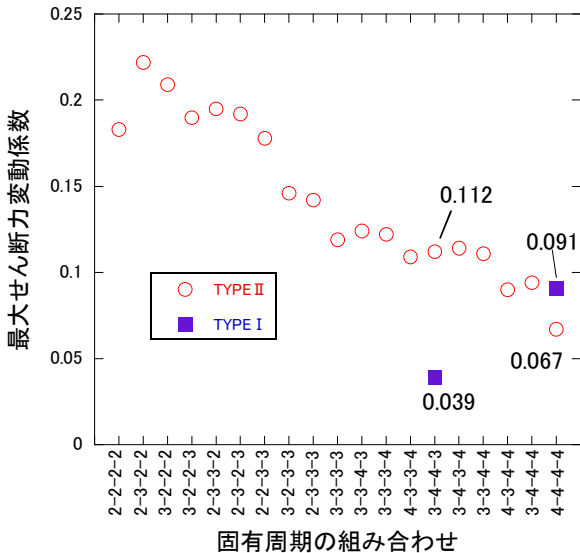


図-6 固有周期の組み合わせと変動係数の比較

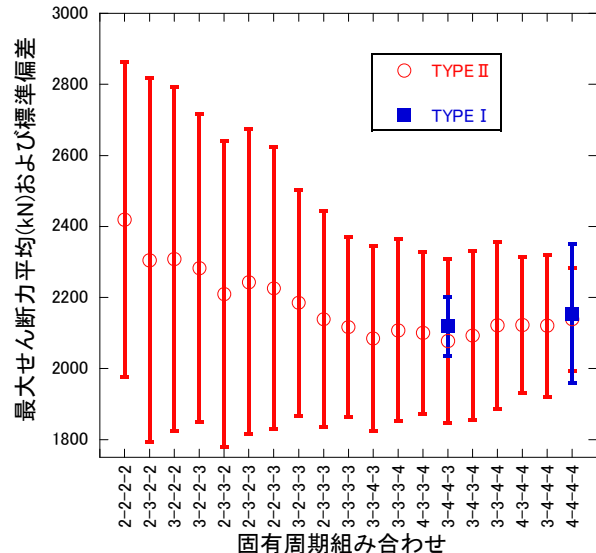


図-7 固有周期の組み合わせとせん断力の比較

次に、動的解析では、部材減衰定数を上部工桁 0.02、橋脚 0.05 とし、各支承ケースで剛性比例型減衰を設定した。各支承ケース毎の解析結果を図-6, 7 に示す。図の横軸は、各橋桁の固有周期の組み合わせを意味する。図-6 の縦軸は各橋脚基部における地震波毎の発生最大せん断力に対する変動係数を示し、図-7 の縦軸は各橋脚基部における地震波毎の発生最大せん断力の平均および標準偏差を示す。ここで、変動係数 ν については、各橋脚基部の発生最大せん断力の平均 μ とその標準偏差 σ より、 $\nu = \sigma / \mu$ で算出した。なお、支承が既設鋼製支承の解析検討では、変動係数、最大せん断力平均はそれぞれ 0.169, 4240kN であった。

図-6, 7 より、変動係数はケース 4-4-4-4 が最小だが、最大せん断力平均ではケース 3-4-4-3 が最小となった。従来の指標 (3 波平均) では、ケース 3-4-4-3 が最適な構造と判断されるが、文献 2) の記述にあるように、各種地震外力に対する着目部材の発生断面力の変動係数を小さくすることが、設計想定外の地震外力に対しても、あまり設計見込値と変動しない発生断面力を期待できことから、変動係数の最小化に着目した場合、支承ケース 4-4-4-4 がより望ましいと言える。

入力地震動の組み合わせにも応答のばらつきは変化するため、ケース 4-4-4-4 とケース 3-4-4-3 について、レベル 2 タイプ I 地震動 3 波を入力地震動として別途解析検討した (■で示す。) 結果を参照すると、変動係数、せん断力平均ともにケース 3-4-4-3 の方が小さかった。一方、ケース 4-4-4-4 は変動係数、平均値ともに大きく変わらない。タイプ I 地震動 3 波およびタイプ II 地震動 3 波全てに対しての変動係数、平均値を計算すると、ケース 3-4-4-3 で 0.084, 2098kN, ケース 4-4-4-4 で 0.080, 2146kN となり、ケース 4-4-4-4 の方が変動係数が小さくなり、より鈍構造的に振る舞っていると言える。

6. まとめ

今回検討は一つの検討事例でしかないため、「鈍構造」の一般化に向けては、橋梁諸元を各種変更した検討を行うとともに、相対変形に対する桁間、桁端などの構造検討を行うことが必要である。しかし、減災ニーズ、事業継続性の要求が今後より一層求められる中、「鈍構造」のような新しい概念に着目し、その実現性を検討することは重要であると考ええる。

参考文献

- 1) 高橋良和：パラダイムシフトとしての鈍構造の提案と橋梁構造システムへの適用，第 14 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 29-32，2011
- 2) 高橋良和，山崎伸介ら：支承部特性を変化させることによる鈍構造実現に向けた基礎的検討，第 15 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 283-286，2012
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，2012