

かけ違い橋脚に関する非線形地震応答の簡易推定

折谷茂¹・嶋利幸²・北浦直子³

¹北陸地方建設局 富山工事事務所 工務第二課（〒930-8537 富山市石金3-2-37）

²正会員 大日本コンサルタント株式会社 北陸支社 技術部（〒930-0175 富山市願海寺633）

³大日本コンサルタント株式会社 北陸支社 技術部（〒930-0175 富山市願海寺633）

1. はじめに

道路橋示方書V耐震設計編（以後、道示V）「5章地震時保有水平耐力法による耐震設計」に規定される非線形応答の静的計算法であるエネルギー一定則を「タイプBのゴム支承を有する地震時水平反力分散構造を用いた道路橋」に適用した場合には、より真値に近いと考えられる非線形動的解析結果と比較すると応答値の精度が低下する場合があることが指摘された¹⁾。それを受け、平成11年9月に道示Vの解説において、「地震時保有水平耐力法による耐震設計した結果を動的解析で照査するのが望ましい橋」として「タイプBのゴム支承を有する地震時水平反力分散構造を有する橋」が追加修正された。

文献1)では、設計振動単位を1基の下部構造とそれが支持している上部構造部分を単位とする構造系に分割（単柱橋脚）、2自由度振動系へモデル化し、最大点剛性による等価線形化法を用いた道路橋の非線形地震

応答の簡易推定法（以後、簡易推定法）を提案している。

本稿では、簡易推定法のかけ違い橋脚への適用方法を提案し、非線形時刻歴応答解析法との応答結果の比較を行い、その実用性を検討した。

2. かけ違い橋脚への簡易推定法の適用

簡易推定法が想定している橋脚モデルは、橋脚が支持する上部構造重量、ゴム支承バネ、橋脚躯体重量、および、橋脚躯体バネと基礎バネの合成バネからなる2自由度振動系である。一方、かけ違い橋脚では、橋脚が支持する上部構造重量、ゴム支承バネがおのおの2つ存在する3自由度系モデルとなる（図-1参照）。そこで、かけ違い橋脚への簡易推定法の適用として以下の方法を提案する。

- ①橋脚が支持する上部構造重量 W_U の算出：設計水平震度の算出から求まる W_U を使用する。

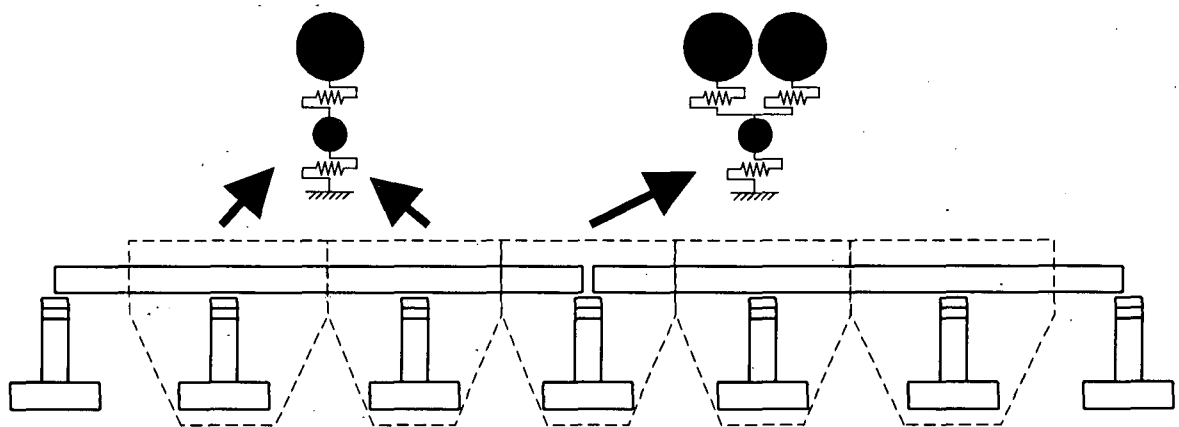


図-1 橋梁のモデル化

表-1 解析ケース（上部構造重量の比）

	W_{UL} (kN)	W_{UR} (kN)	比率
Case-1	417.5	417.5	1 : 1
Case-2	278.3	556.6	1 : 2

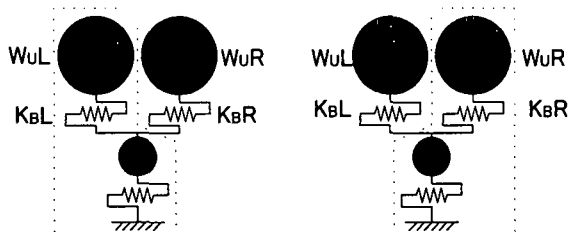


図-2 かけ違い橋脚への簡易推定法の適用

- ②橋脚の曲げモーメント-曲率関係：双方の死荷重反力を橋脚に作用させて算出する。
- ③簡易推定法の適用：左側支承の照査には、左側の W_U および K_B のみを考慮した 2 自由度振動系モデルで行う（図-2 参照）。右側支承についても、右側のみを考慮し照査する。また、橋脚躯体の照査は上記方法から得られたそれぞれの橋脚天端水平変位を SRSS 法によるモード合成法に準拠して算出する。

上記方法は、左右の上部構造重量 W_U は異なるモードであると仮定し、モード解析による応答スペクトル法に準拠したものである。

3. 簡易推定法の解析精度の検証

図-3 に示す対象橋梁モデルに対し、上部構造重量 W_U の左右の比率、橋脚の降伏耐力、固有周期をパラメーターとして解析した。 W_U の左右の比率は、1 : 1 と 1 : 2 の 2 ケースとした。橋脚の降伏耐力は基本の降伏耐力 ($P_y=686.9\text{kN}$) および $0.8P_y$ 、 $0.6P_y$ の 3 ケースとし、降伏変位を調整して降伏剛性は変更しなかった。固有周期は $T=1.54\sim 0.74$ 秒の 5 ケースとし、支承のパネ定数で調整した。なお、固有周期の算出は道示 V に準拠した。具体的な解析ケースを表-1~3 に示す。

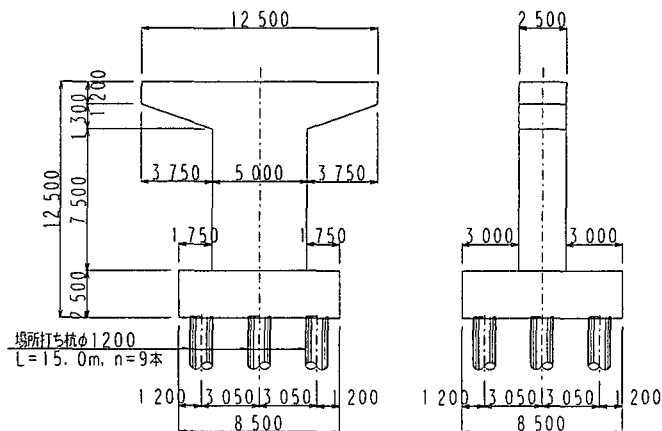


図-3 解析対象となる橋脚

表-2 解析ケース（橋脚の降伏耐力）

	降伏耐力 (kN)	降伏変位 (m)
Case-○-A	686.9	0.0347
Case-○-B	549.5	0.0278
Case-○-C	412.1	0.0208

注) ○内は、1または2

表-3 解析ケース（支承パネ定数および固有周期）

	支承パネ定数 (kN)	固有周期 (sec)
Case-1-○-I	821.1	1.54
Case-1-○-II	1158.0	1.34
Case-1-○-III	1780.0	1.14
Case-1-○-IV	3280.0	0.94
Case-1-○-V	11500.0	0.74
Case-2-○-I	968.0	1.54
Case-2-○-II	1358.0	1.34
Case-2-○-III	2070.0	1.14
Case-2-○-IV	3780.0	0.94
Case-2-○-V	13000.0	0.74

注) ○内は、A~C

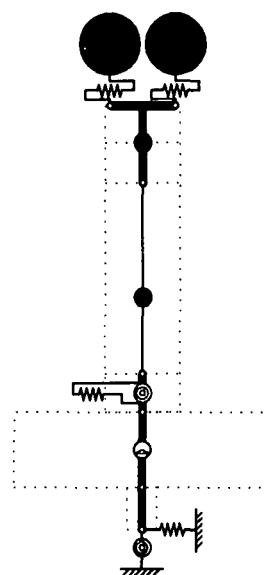


図-4 非線形時刻歴応答解析モデル

また、応答値の比較を行った非線形動的解析モデルを図-4 に示す。なお、非線形時刻歴応答解析に用いた入力地震動はⅡ種地盤タイプⅡのⅡ-Ⅱ-1 を用いた。減衰は、主要な 2 つのモードから求めた Rayleigh 減衰とした。

図-5 は簡易推定法と非線形時刻歴応答解析の支承
 応答変位をグラフ化したものである。縦軸は簡易推定
 法の応答値を、横軸は非線形時刻歴応答解析による
 応答値を示している。図-6 は、図-5 での応答値の比を縦
 軸に、固有周期を横軸にし、グラフ化したものである。
 なお、図-5、図-6 ともに(a)は Case-1、(b)は Case-2

の左側支承、(c)は Case-2 の右側支承の結果である。
 図-7 および図-8 は、簡易推定法と非線形時刻歴応
 答解析の橋脚天端応答変位をグラフ化したものである。
 内容的には、図-7 は図-5 と、図-8 は図-6 と対応する。
 なお、図-7、図-8 ともに(a)は Case-1、(b)は Case-2
 の結果である。

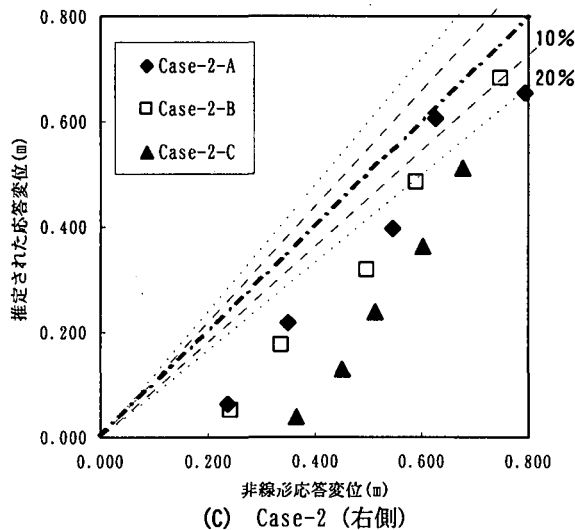
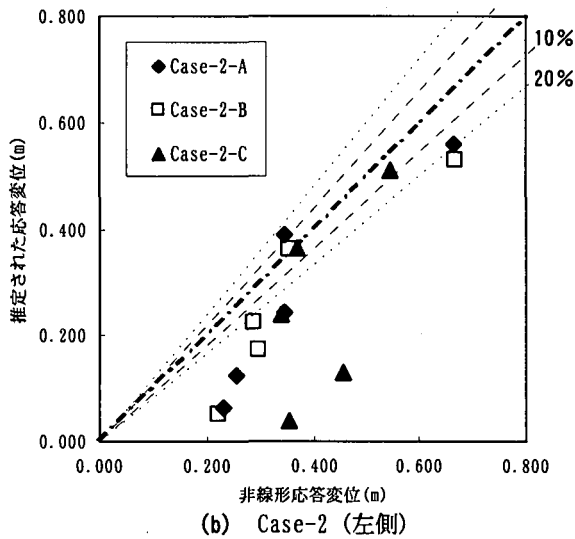
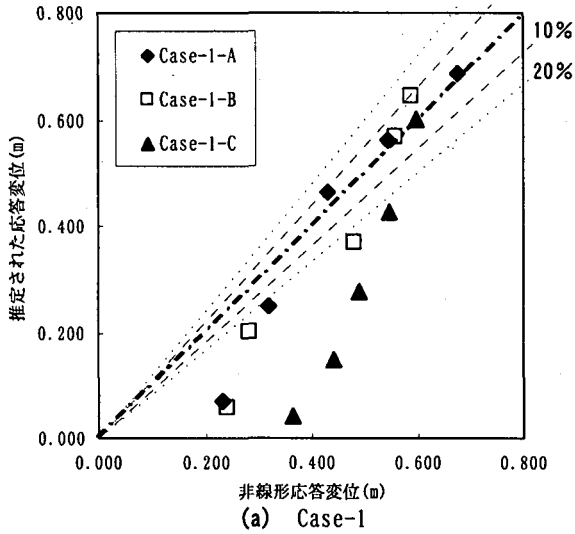


図-5 支承応答変位結果

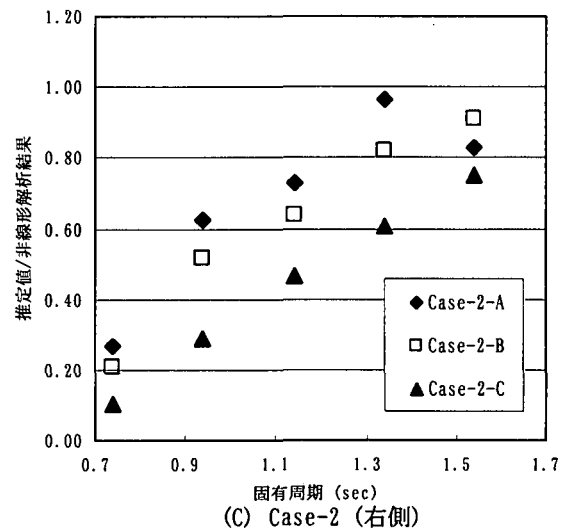
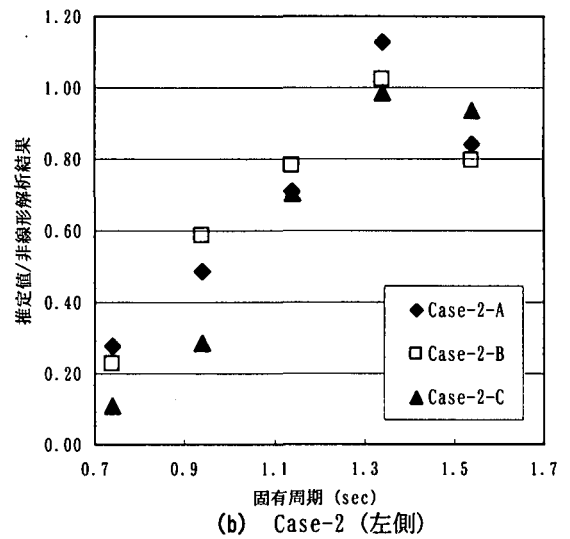
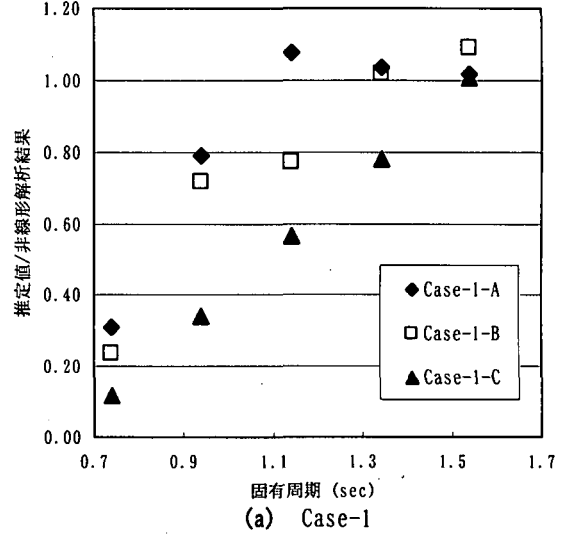


図-6 支承の応答比-固有周期関係

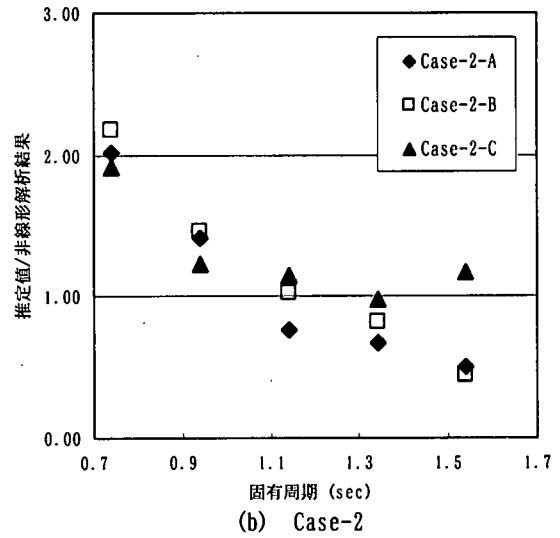
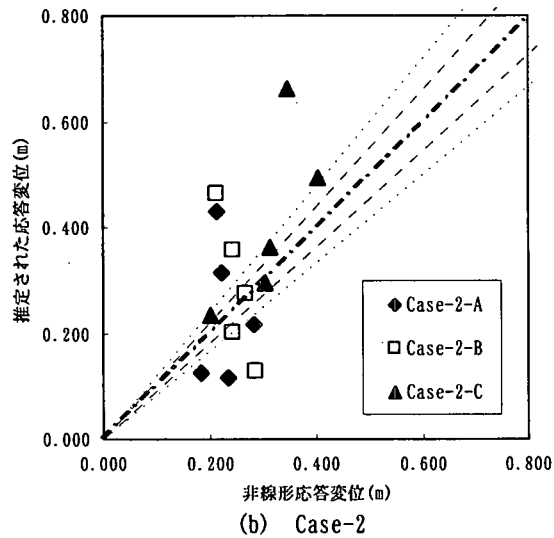
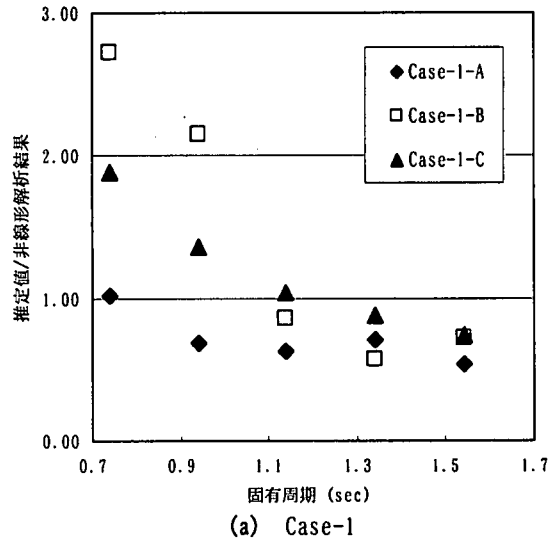
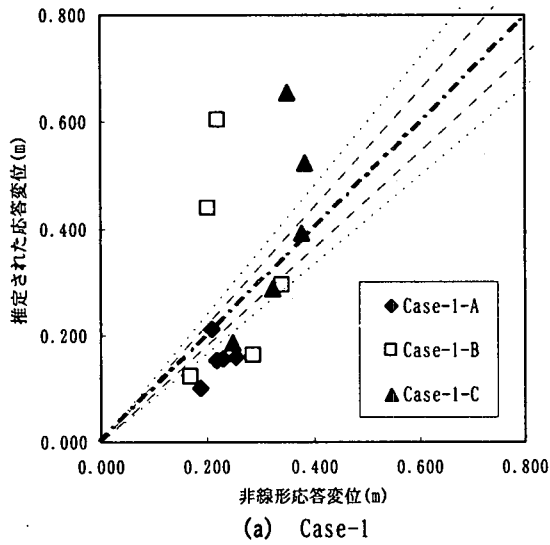


図-7 橋脚天端応答変位結果

図-8 橋脚天端の応答比-固有周期関係

今回対象とした橋梁モデルにおいて、各ケースの支
 承応答変位に着目すると、Case-1-A では $T=1.14(s)$ ま
 では非線形時刻歴応答解析結果との精度がよく、それ
 以下の固有周期で乖離が見られる。さらに降伏耐力を
 小さくした B、C では乖離し始める固有周期が長くな
 る傾向にあった。Case-2 においても Case-1 と似た傾
 向にあるが、乖離し始める固有周期が長くなっている。

次に、各ケースの橋脚天端応答変位に着目すると、
 Case-1-A では全体的に簡易推定法による応答変位が
 非線形時刻歴応答解析結果より小さくなっている。降
 伏耐力を小さくした B、C では $T=1.14(s)$ までは非線
 形時刻歴応答解析結果との精度が比較的よいが、それ
 より短周期側では乖離し始めている。Case-2 におい
 ても Case-1 と似た傾向にあるが、乖離の程度は Case-1
 よりも小さくなっている。

これらの理由は、簡易推定法において橋脚の等価剛
 性を最大応答変位の 70% の剛性を有する等価バネに
 置き換えて算出したこと、左右別々に簡易推定法を適
 用することによって非線形時刻歴応答解析では考慮さ

れている上部構造重量および橋脚躯体重量のモードへ
 の寄与が厳密に考慮されていないことに起因するもの
 であると考えられる。

4. おわりに

本稿では、簡易推定法をかけ違い橋脚に適用する事
 例を示した。左右の上部構造重量比が 1:1 のケース
 での支承応答変位は比較的精度がよい結果が得られた
 が、その他の応答変位ではかならずしもよい精度の結
 果は得られなかった。

今後は、上部構造重量および橋脚躯体重量のモード
 寄与率を考慮した適用方法の検討を進め、さらなる精
 度向上を目指していく必要があると考えられる。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：ゴム支承を用いた地震時水平力分散構
 造を有する道路橋の非線形地震応答の簡易推定法，1999.3
- 2) 日本道路協会：道路橋の耐震設計に関する資料，1997.3