

(153) 地震時の地盤変位の影響による被災橋梁の逆解析

建設省土木研究所 常田 賢一
 建設省土木研究所 田村 敬一
 日本技術開発(株) 佐伯 光昭
 日本技術開発(株) ○増田 真一

1. はじめに

現行の道路橋の耐震設計法では、地震の影響を構造物の重量に起因する慣性力に置き換え、この効果により発生する断面力にもとづいて構造物の安定あるいは応力度に対する照査を行うのが一般的である。しかしながら、既往の地震による道路橋の被災事例についてみると、上記のような慣性力効果のみが原因ではなく、地盤変位の影響が卓越したと考えられるものも見受けられる。また、将来的に限界状態設計といった設計法を考える場合、地盤変位の影響を考慮することも考えられる。

本報告は、上記の背景に鑑み、道路橋の地震被害に及ぼす地盤変位の影響を概略把握することを目的に、1964年新潟地震により被災した八千代橋などを対象として、通常の震度法と地盤変位の影響を考慮した計算法の両者による逆解析を行い、地盤変位の影響に関して考察した内容を述べるものである。

2. 八千代橋の被災状況¹⁾

八千代橋は、新潟市内を流れる信濃川に架かる橋長 307.4m、幅員 8.0m、径間数14の単純桁橋である。その被災状況を図-1に示すとともに、折損したP₂橋脚の一般図を図-2に示す。地震後の調査および解析によると、P₂橋脚付近の地盤は表層10m程度が液状化し、河心方向にすべりが生じており、これに伴い基礎も移動しているが、下部工天端が主径間部の合成桁に押し戻される形で傾斜し、P₂橋脚では地表面付近で躯体が折損している。なお、八千代橋は新潟地震の約2年前に完成し、図-2に示すように上下流両側ともに2.4mの拡幅を行う予定で建設されたものであるが、地震当時は拡幅前のため、計算上の橋脚躯体の応力度には余裕があったものと推定される。

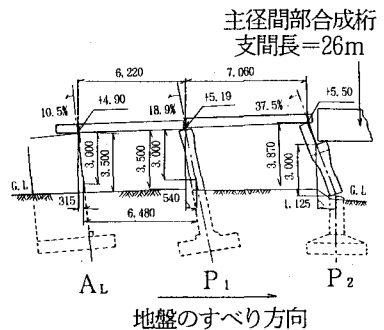


図-1 八千代橋の被災状況

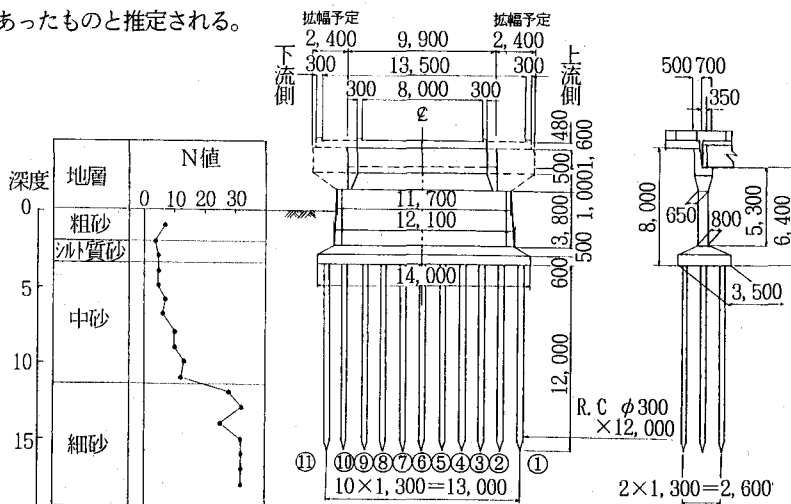


図-2 八千代橋P₂橋脚一般図

3. 震度法による逆解析

折損した八千代橋P₂橋脚の橋軸方向を対象に、水平震度を種々変化させた震度法による逆解析を行った。計算条件は、被害調査報告書¹⁾に示された一般図、配筋図等によることとし、計算方法は道路橋示方書V耐震設計編(平成2年2月)による。折損したのは地表面付近であるが、これは主鉄筋の段落し部に相当する位置であり、逆解析においては、この段落し部と橋脚基部の両者における応力度を算出した。結果を図-3に示す。同図によると、段落し部と基部ともに同じ程度の応力度であるが、計算上、フーチング上載土の水平抵抗を無視しているため、基部の応力度は、実際にはさらに小さい値に相当するといえる。これは、地震時の被害が、基部ではなく段落し部に生じたことと傾向的には一致する。しかし、段落し部の鉄筋が降伏応力度に達するときの水平震度は約0.5であり、コンクリートの応力度は水平震度が0.6以上でなければ許容値に達しないものとなっている。したがって、震度法による考え方、すなわち地震の影響を構造物の重量に起因する慣性力として与えた逆解析により、折損したP₂橋脚の被害状況を説明するためには、少なくとも水平震度0.5以上に相当する地震力を考えなければならないことになる。

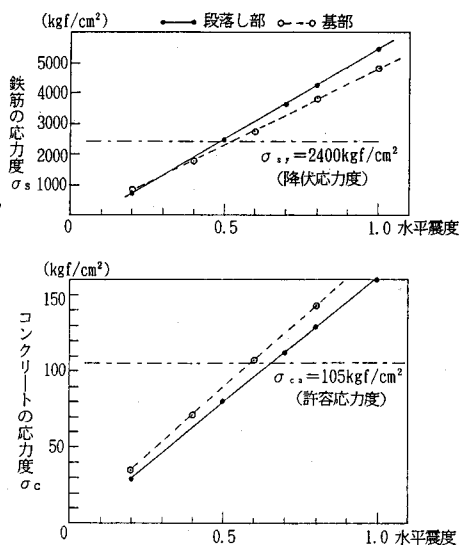


図-3 震度法による解析結果
(八千代橋P₂橋脚応力度)

4. 地盤変位を考慮した計算法による逆解析

八千代橋P₂橋脚の被害状況についてみると、地盤変位の影響が大きかったものと考えられる。そこで、上部工~橋脚~基礎系をはり一質点モデルに置き換え、橋軸方向を対象に、地盤変位を考慮した計算法による逆解析を行った。八千代橋は、単純支持形式の橋梁であるが、1基の下部工のみを対象に地盤変位を入力させても、橋脚躯体には断面力は発生しない。また、被害状況についてみると、P₂橋脚の折損はP₃側の桁に押し戻される形で生じていることから、図-4に示すような計算モデルを考えた。まずケース1は、最も極端な例として、P₂橋脚天端を水平方向に固定したモデルに地盤変位を種々変化させて与えるものである。ケース2~4は、隣接するP₃橋脚を含めたモデル化を行い、両橋脚位置に地盤変位を種々変化させて与えるものである。このとき、P₃橋脚位置での地盤変位 δ_2 は、P₂橋脚位置での地盤変位 δ_1 の α 倍であるとし、この α が0, 0.5, 0.7の場合を対象とする。例えば、 $\alpha = 0.5$ (ケース2)の場合、 δ_1 を1cm, 2cm, 3cm...と変化させるとき、 δ_2 は0.5cm, 1cm, 1.5cm...と変化するものとする。なお外力は、地盤変位 \times ばね値として与えるものとし、このときのばね値は、N値にもとづいて道路橋示方書IV下部構造編(平成2年2月)の方法によって算出した。

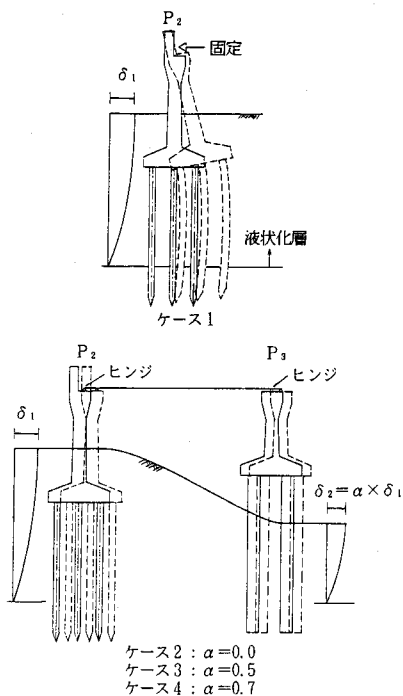


図-4 地盤変位を考慮した計算法
による解析ケース(八千代橋)

各ケースによるP₂橋脚段落し部の応力度を図-5に示す。同図によると、各ケースによる結果が大きく異なることから、隣接するP₃橋脚位置の地盤変位が結果に大きな影響を与えているものといえる。ただし、図-5の表示はすべてP₂橋脚位置での地盤変位 δ_1 を基準としているものであるため、次にP₂~P₃間の地盤の相対変位に着目した整理を行った。図-6は、横軸に各ケースでの α の値をとり、縦軸に各ケースにおいてP₂橋脚段落し部の鉄筋が降伏するときのP₂とP₃の地盤変位の差(δ_{PY} とする)を表示したものである(表-1参照)。同図によると、 α が大きくなるにつれて鉄筋が降伏するときの地盤変位の差 δ_{PY} はわずかに大きくなっているが、概ね5cm程度であることがわかる。このことからすると、隣接する橋脚または橋台との相対変位の発生により生じる軀体の応力度は、着目する下部工と隣接する下部工の地盤変位の関係を $\delta_1 = \alpha \times \delta_2$ としたとき、 α が0~0.7程度の範囲では、 α の値によらず、相対変位量によってほぼ決定されるといえる。また、八千代橋の被害についてみた場合、液状化に伴う地盤のすべりによって地震後にはP₂~P₃間が相対的に1m以上も接近していることが報告されており、上記の相対変位 $\delta_{PY} = 5\text{cm}$ を大幅に上回っている。したがって、P₂橋脚の被害は、地盤のすべりに伴い下部工が移動する過程で発生したものと考えられる。

5. モデル橋梁に対する適用例(その1)

前述の地盤変位を考慮した解析方法を、モデル橋梁に対して適用した場合の試算を行った。モデル橋梁の条件は、下記のとおりである。

橋長90m, 3径間連続高架橋(3@30m)
 上部工: 鋼鈹桁, 全幅員11.0m
 下部工: 張出し式橋脚, 軀体高さ7.0m
 基礎形式: 杭基礎(場所打ち杭)
 地盤種別: II種
 表層N値3~25, 支持層深さ16m

上記の条件のもとで道路橋示方書にもとづく設計計算を行い、構造諸元および配筋等を設定した。このモデル橋梁に対して、八千代橋の場合と同様に着目する橋脚の天端(固定支承)と隣接する橋脚の天端(可動支承)が、ともに桁とヒンジ結合されている状態を仮定し、橋軸方向に対する解析を行い、固定橋脚基部の断面力を算出した。解析結果を図-6と同様に整理したものを図-7に示す。同図によると、 α を0~0.9まで変化させても、

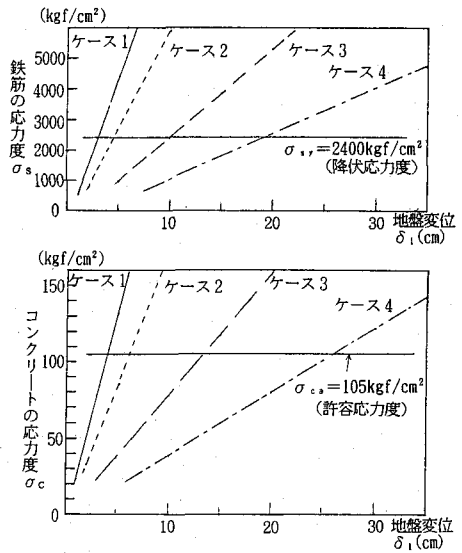


図-5 地盤変位を考慮した計算法による結果
(八千代橋P₂橋脚段落し部応力度)

表-1 鉄筋降伏時の地盤変位

ケース	α	P ₂ 地点 δ_1	P ₃ 地点 δ_2	相対変位 δ_{PY} $= \delta_1 - \delta_2$
2	0	4.5	0	4.5
3	0.5	10.0	5.0	5.0
4	0.7	19.0	13.3	5.7

$\delta_2 = \alpha \times \delta_1$ 単位: cm

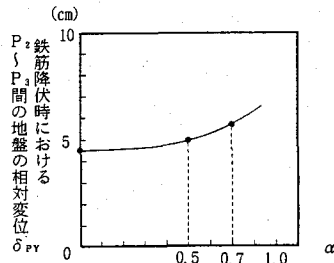


図-6 α と δ_{PY} の関係(八千代橋)

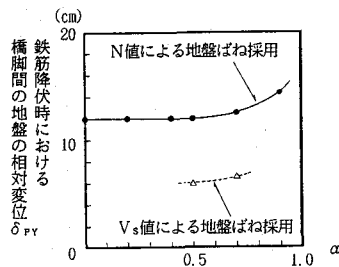


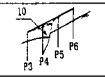
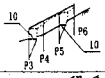
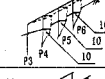

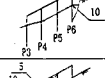
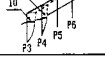
図-7 α と δ_{PY} の関係(モデル橋)

着目点の鉄筋が降伏応力度に達するときの橋脚間の地盤変位の差 δ_{PY} は約12cmで、ほぼ一定の値であることがわかる。なお、地盤ばね値を V_s 値にもとづいて求めたものを用いた場合の解析も合わせて実施したが、この場合 δ_{PY} は約6cmであった。以上のことから、モデル橋梁に対する試算結果によっても、八千代橋の場合と同様に、躯体の応力度は α の値によらず、相対変位量によってほぼ決定されるといえる。ただし、鉄筋が降伏応力度に達するときの相対変位量 δ_{PY} の値そのものは、ばね値の求め方によっても異なるものであり、このことからすれば地盤もしくは構造そのものの剛性の違いによっても、 δ_{PY} の値は変化するといえる。

6. モデル橋梁に対する適用例（その2）

これまで示してきた解析結果は、いずれも橋軸方向を対象としたものであるが、ここでは橋軸直角方向に対する解析例を示す。モデル橋梁としては前記と同じく3径間連続橋とする。ただし、橋軸直角方向の振動により橋脚躯体が被害を受けやすいと考えられる円柱式橋脚を有するモデルを考え、1982年浦河沖地震により被災した静内橋をモデルとした。なお静内橋の被害は、実際には地盤変位の影響よりも慣性力効果が卓越したと考えられるものであるが、あくまで仮定として、地盤変位のみが作用した状態を考える。ちなみに震度法による解析によれば、橋軸直角方向に対して水平震度0.35が作用した状態で段落し部の鉄筋が降伏する結果であった。地盤変位を考慮した計算法による解析ケースおよび結果を表-2に示す。表示している結果は、 P_3 橋脚段落し部の断面力であるが、ケース①～④のように着目する橋脚 (P_3) と隣接する橋脚 (P_4) の相対変位が大きい場合に大きな断面力が発生している。

表-2 地盤変位を考慮した計算法による結果
(静内橋モデル, 橋軸直角方向)

変位入力図 (数値は、地表面での 入力変位(cm))	P_3 橋脚段落し部断面力	
	曲げモーメント (tf・m)	せん断力 (tf)
ケース① 	1008	242
ケース② 	750	183
ケース③ 	741	169
ケース④ 	506	111
ケース⑤ 	22	1
ケース⑥ 	2	10

逆に P_3 と P_4 に同時に地盤変位を入力したとき (ケース⑥) の断面力は非常に小さく、曲げモーメントについては最も離れた P_5 のみに地盤変位を入力したとき (ケース⑤) の結果よりも小さい。なお、着目する橋脚のみに地盤変位を入力したとき (ケース④) の結果がケース①～③よりも小さいのは、 P_3 橋脚位置の地盤の剛性が他の橋脚位置の地盤よりも小さい (ばね値で約半分) ため、同じ変位当りの入力荷重が、他の橋脚位置よりも小さいことによる。

7. まとめ

道路橋の地震被害に及ぼす地盤変位の影響を概略把握することを目的に、いくつかのモデルに対して震度法による解析と地盤変位の影響を考慮した計算法による解析を行った結果、下記の事項が明らかとなった。

- ① 八千代橋の被害を地震動の慣性力に起因したと考え、0.5 程度以上の震度が作用したものと考えられる (図-3)。一方、地盤変位の影響のみを考慮した計算法では、隣接橋脚との地盤変位の差が約5cmのときに鉄筋が降伏する結果となった (図-6)。
- ② 道路橋の地震被害に及ぼす地盤変位の影響については、橋軸および橋軸直角方向ともに、隣接する下部工との地盤の相対変位の影響が大きいものと考えられる (図-5, 表-2)。
- ③ 上記②のうち特に橋軸方向については、隣接する下部工との地盤変位の比を α として、 α および入力変位量を種々変化させた計算によると、下部工躯体の断面力は α の値によらず、隣接する下部工との地盤変位の差、すなわち相対変位量によってほぼ決定される (図-6, 7)。

今後、慣性力による影響と地盤変位による影響の区分とその取扱いの検討が必要と考えられる。

〔参考文献〕1) 建設省土木研究所：新潟地震調査報告，1965年6月