

# 橋台の地震時保有水平耐力法における課題

土木研究所      〇白戸 真大  
福井 次郎

## 1. はじめに

近年、古関ら<sup>1)</sup>により大地震時にまで適用可能な地震時土圧の評価手法が提案されたことが橋台の大地震時の耐震性能評価法を確立するための道を開いた。2002年に改訂された道路橋示方書<sup>2),3)</sup>では橋台基礎の地震時保有水平耐力法による照査方法が新たに導入された。

橋台基礎の地震時保有水平耐力法は、橋脚基礎のそれを基本にして、橋台基礎特有の性質を反映させ修正したものである。しかし、橋台の大地震時の性能評価に関する研究はまだその緒に就いたばかりのものである。道路橋示方書にも、橋台基礎や橋台周辺地盤の地震時挙動について未だ未解明な点が多く残されていること、また地震時保有水平耐力法による照査方法は現時点で得られている知見に工学的な判断が加味された手法であることが解説されている。

本論文は、地震時保有水平耐力法による橋台基礎の耐震性能の評価に関して高度化を図ることを目的に、地震時保有水平耐力法の計算法に基づき過去の地震被災橋台の応答塑性率を評価した結果を報告する。また、筆者らは橋台の地震時保有水平耐力法に関して道路橋示方書の改訂原案を作成したが、その作業中に筆者らが認識したいくつかの今後解決すべき課題を示す。

## 2. 橋台の地震被災事例

繰返し回数や継続時間、加速度レベルなどの地震動の特性の違いにより橋台や地盤の挙動に違いが生じることが考えられるため、道路橋示方書に規定されるタイプII地震動による被災事例を抽出することにした。文献調査により、竣工年次や橋台寸法、地盤条件などが明らかであるものを絞り込み、さらに、被災程度を考慮した上で表-1に示す13基を抽出した。最終的に抽出された橋台はいずれも杭基礎を有するものであった。直接基礎は比較的良好な地盤において採用されるものであり、杭基礎は地盤が緩い、または軟弱な箇所で開催されるものである。最終的に抽出された被災橋台の基礎が全て杭基礎であることは十分理解できる。表-1は、抽出した橋台に関して、損傷内容、フーチング下面からの橋台高さ、支承条件、地盤の換算液状化層厚を整理したものである。また、被災度をランク付けした結果も示した。なお、それぞれの橋台基礎の杭種については、後述の図-5を参照されたい。

被災ランクは、震後に橋の供用が可能であるか否かに着目して4段階を設定した。ここに、数字の大きいランクの方が被災は大きくなる。被災ランクと、震後の橋の供用性、修復性、および橋台に生じる損傷内容の相互関係を表-2に示す。相互関係は、道路橋示方書に規定される耐震性能を参考に設定した。ここに、供用性は、橋台の被害が震後の橋の供用に与えた影響のことである。修復性は、橋台やその基礎の補修を行うことによって恒久復旧を行うことが可能か否かを表す。各橋台の被災ランク付けは、文献調査から把握することができた事項から判断している。しかし、地震直後の橋の供用状況や橋台または橋台基礎の修復作業内容を文献調査のみから完全に把握することは不可能であるため、必ずしも実際の震後の対応と一致していない可能性があることに注意されたい。

換算液状化層厚  $H_E$  は平成3年の震災点検<sup>4)</sup>の点検項目の一つであった指標であり、次式で定義される。

$$H_E = H_1^* + H_2^* \quad (1)$$

ここに、 $H_E$  が換算液状化層厚 (m)、 $H_1^*$  が深度10 mの層までの換算液状化層厚 (m)、 $H_2^*$  が深度10 mから深度20 mまでの層の換算液状化層厚 (m) である。深度はフーチング下面位置を起点としている。 $H_1^*$ 、 $H_2^*$  は次式で算出する。

$$H_1^* = 1.5H_{FL1} + 1.0H_{FL2} + 0.5H_{FL3} \quad (2)$$

$$H_2^* = 1.0H_{FL1} + 0.5H_{FL2} \quad (3)$$

ここに、 $H_{FL1}$  は液状化に対する抵抗率  $F_L$  が0.6以下となる土層の層厚の合計 (m)、 $H_{FL2}$  は  $F_L$  が  $0.6 < F_L \leq 0.8$  となる土層の層厚の合計 (m)、 $H_{FL3}$  は  $F_L$  が  $F_L > 0.8$  となる土層の層厚の合計 (m) である。たとえば、 $H_1^*$  の算出は、深度0 mから深度10 mの範囲の各土層に対しておのおの  $F_L$  を算出し、それらを元に  $H_{FL1}$ 、 $H_{FL2}$ 、 $H_{FL3}$  を求める。液状化が生じる土層が浅い位置にあるほど基礎頂部へと作用する水平荷重に対する基礎の水平支持力に与える影響が大きいこと、 $F_L$  値が小さいほど基礎の水平支持力に与える影響が大きいことを  $H_{FL1}$  から  $H_{FL3}$  の重み係数で考慮している。換算

**Key Words:** 橋台、液状化、地震時保有水平耐力法

連絡先: 〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6, TEL: 029-879-6795, FAX: 029-879-6739

表-1 既往の被災事例と地震時保有水平耐力法による照査結果

橋梁名	被災地震*	被災ランク**	損傷内容	橋台高さ (m)	支承	換算液状化層厚 (m)	応答塑性率***
A	1	4	- アンカーボルト位置付近でコンクリート剥離 - 躯体の移動 (10 cm)	9.8	可動	6.8	3.2, 3.0, 2.4
B	1	4	- 躯体の傾斜, ウィングのせん断破壊 - 橋台背面地盤の陥没 (1.0 m)	5	可動	19.7	4.5, 4.2, 2.3
C	2	3	- 躯体が後傾 - パラペットにひび割れ - 基礎に水平変位 (杭頭部位置で 11 cm)	3.3	可動	18	降伏 しない
D	1	3	- 橋台が前面へ移動 - 背面地盤の沈下	5.5	固定	13.4	2.2, 2.0, 1.9
E	1	2	- 背面盛土の沈下 (20 cm) - 沓の破損	8.5	可動	3	降伏 しない
F	1	2	- 橋台に損傷 - アプローチ部にひび割れ	8.8	可動	3.2	1.4, 1.4, 1.4
G	1	2	- パラペットにひび割れ - 背面に段差	10.3	可動	6.9	1.2, 1.1, 1.1
H	1	2	- 橋台にひび割れ - 支承サイドブロックの破損 - 支承の交換 - 背面地盤の若干の沈下	7	可動	8	2.1, 2.0, 1.5
I	1	2	- 橋台背面において盛土の沈下	6.5	固定	1	1.3, 1.2, 1.1
J	1	2	- 伸縮装置遊間の減少 - 支承の移動 - 取り付け部に段差	12.3	固定	0	3.2, 2.9, 2.3
K	1	1	- コンクリートの剥離	6.6	固定	11.9	2.1, 1.9, 1.5
L	1	1	- 伸縮装置遊間の減少 - パラペットにひび割れ - 背面に段差	7.5	可動	4.7	1.1, 1.0, 1.0
M	1	1	- 伸縮遊間の減少	6	固定	0.5	2.4, 2.3, 2.3

\*: 被災地震の 1. は兵庫県南部地震, 2. は鳥取県西部地震. \*\*: 表-2 参照のこと. \*\*\*: 左から順に Case 1, 2, 3 の結果

液状化層厚の評価における  $F_L$  の評価は, 2002 年版の道路橋示方書<sup>2)</sup>に規定される式により行っている. なお, 著者らの経験によれば, 日本における杭の諸元と液状化が生じ得るような緩い地盤を想定すると, 杭頭水平力に対して抵抗する杭の長さは一般に概ね杭頭部から 5 m から 10 m の範囲である. したがって, 深度 10 m を境に重み付けを変えるのは奇妙なことではないと考えられる.

被災ランク 4 の事例の一つを見てみよう. B 橋は, 兵庫県南部地震において被災した東魚崎大橋である<sup>5), 6)</sup>. この橋は, 運河をわたる橋長 64.8 m, 3 径間の橋である. 写真-1 に A1 橋台の被災状況を示す. 橋台は, H 杭で支持された逆 T 式であり, A1 橋台に設置された支承は可動支承であった. 写真から判るように, A1 橋台は, 全体が前面側へと移動し桁と接触するとともに躯体が背面側に傾斜した. そして, 躯体前面には大きなひび割れが広がっている. さらに, 橋台背面地盤の沈下も生じていたとされる. 支持地盤は緩い, または軟弱な土層から構成されていた. 周辺の地盤には液状化による噴砂現象も確認されており, 護岸にも側方移動が生じていたことが報告されている. 以上より, 被災メカニズムを次のように推定する (図-1).

1. 基礎を支持する地盤の液状化が発生したことにより, 基礎の水平支持力が低下した.
2. 背面から前面に向かう向きの荷重 (土圧など) の作用により基礎が前方へ移動した. そして, それに伴い, 橋台やウィ

表-2 被害状況と被災ランクの関係

被災ランク	1	2	3	4
橋台の損傷状況	軽微	中～大規模		甚大
供用性	交通規制なし	車両重量、通行速度の条件付きで通行可能	一時通行止。その後、仮受等による応急復旧作業を行った後、通行可能	通行止
修復性	ひび割れを修復する程度の作業	比較的容易に行うことが可能	大がかりな作業が必要	撤去・再構築
橋台の損傷内容	- 伸縮遊間の減少 - パラペットのひび割れ	- 橋台背面盛土の軽微な沈下 - 構造部材のひび割れ	- 橋台の水平移動・傾斜 - 橋台背面盛土の過大な沈下 - パラペットの破壊	- 過大な橋台の水平移動・傾斜 - 構造部材の破壊

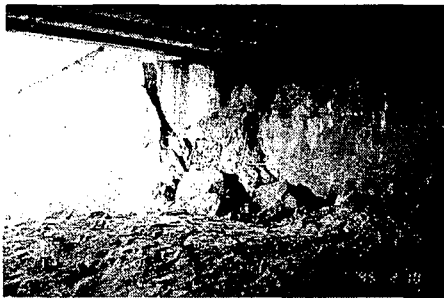


写真-1 東魚崎大橋の橋台の被災状況<sup>5)</sup>

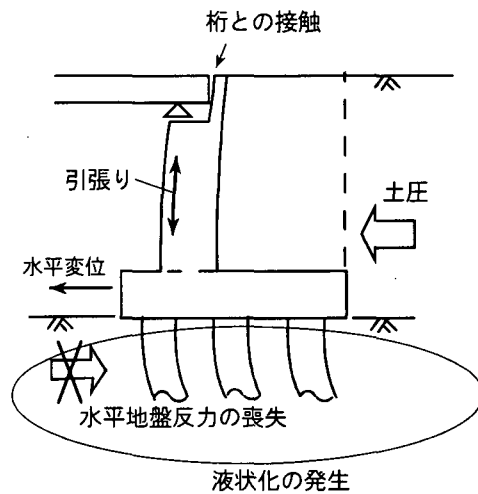


図-1 想定される被災メカニズム

ング部分も前方へ移動した。

- 橋台の移動に対して、けたが躯体天端位置の橋台の水平変位を拘束した。ここで、橋台と桁との接触は、衝突と言うよりはむしろ橋台の前方への移動に伴った比較的ゆっくりとしたものであったと考えられる。
- その結果、橋台の頂部の水平変位は拘束され、その状態で橋台下部、ウイング、および基礎は前方へ移動したため、躯体が背面側に傾斜する方向に橋台は回転し、前面側が引張りを受け、縦横に複雑なひび割れが段階的に生じた。
- また、橋台が前面へ移動することに伴い、背面地盤が沈下した。

また、A 橋は、兵庫県南部地震において被災した御影大橋の西側橋<sup>5),6)</sup>であるが、想定される被災メカニズムはB 橋と同



表-3 解析ケース

	構造材料	地盤材料
Case 1	設計値	設計値
Case 2	設計値	平均値
Case 3	平均値	平均値

が十分ではないだけでなく、地震時主働・受働土圧の履歴特性も不明なためである。そこで、図-3に示すように、荷重漸増解析を行い、その結果にエネルギー一定則を適用することにより橋台の非線形応答を推定することにした。ここに、図-3の $\Delta$ は上部構造慣性力作用位置における水平変位である。この非線形応答の推定では、タイプIIの設計地震動の繰返し特性に基づき以下のことを期待している。タイプII地震動は地震力が大きいので橋台基礎が塑性化する可能性が大きい、地震動は衝撃型であることから最大応答加速度が生じるときの地震エネルギーにより生じる変位に対して繰り返し作用するその他の地震エネルギーによる変位量は十分に小さいであろう。

応答塑性率の制限値の目安は、橋脚の基礎については組杭の載荷実験データ<sup>9),10),11)</sup>に基づき4としているのに対して、橋台の基礎については橋台基礎の方がその累積変位の影響など地震時挙動に不明な点が多いことから塑性率4に比べて安全側の値として3が示されている。

#### 4. 被災橋台の耐震性の評価

地震時保有水平力法における応答の評価、および得られた応答の制限値の妥当性は、荷重の設定も含めて総合的に議論されるべき問題である。そこで、表-1にまとめた被災橋台に対して、ここまで示してきた手法により応答塑性率を評価し、それと実際の被災ランクとを比較してみる。なお、表-1にまとめた橋台基礎の中で、配筋の詳細が不明なものがあつたが、当時の設計基準に基づいた試設計を行って配筋を仮定した。

荷重漸増解析を行うための計算モデルは、道路橋示方書に示されるモデルに従っている(図-2)<sup>3)</sup>。加えて、応答塑性率の試算を行うに当たっては以下の仮定をおいている。基礎の降伏点は、得られた $k_h$ - $\Delta$ 関係から $\log k_h$ - $\log \Delta$ 関係を評価することにより同定することが最もよいと考えられる。しかし、ここでは多数の解析を行うことから、簡単のために、全ての杭が降伏に達したとき、またはいずれかの列の杭頭に作用する鉛直力が押し込み支持力の上限值に達したときを基礎が降伏に達したときとした。この判断規準は道路橋示方書においても紹介されているもので、多くの場合に $\log k_h$ - $\log \Delta$ 関係から判定した降伏点に非常に近い点を与えるものである。また、図-3に示すとおり、エネルギー一定則を適用するにあたって、得られた $k_h$ - $\Delta$ 曲線の降伏点以後の勾配を0であるものとした。ここで用いている杭のモデルでは全ての杭が塑性化した後の群杭の挙動を数値的に評価することが困難であるため<sup>12)</sup>、群杭としての降伏点以後の剛性を無視することにした。また、地震時主働土圧の算出では、背面盛土の内部摩擦角のピーク強度は $\phi_{peak} = 50$ 度、残留強度は $\phi_{res} = 35$ 度とした。これは、被災橋台はいずれもある程度の期間を供用していた橋であり、橋台の背面盛土は十分に締固まっていると想定されるためである。

荷重の大きさの決定、および液状化の影響を考慮した土質定数の低減量の決定は、道路橋示方書<sup>2)</sup>に示されるタイプII地震動の場合の規定に従って行った。なお、設計水平震度の算出における地域別補正係数は1とした。被災地点近傍の加速度記録を用いて地盤面上の水平震度および液状化の予測を行うことも考えられるが、非常に煩雑であることからここでは道路橋示方書に従うことにした。

本論文では、杭体の耐力を算出するための材料強度と地盤の水平抵抗を算出するための地盤強度の設定を、それぞれ実際の強度に近い値を推定したもの(平均値と呼ぶ)を用いた場合と、設計で用いている、または用いている程度の強度(設計値と呼ぶ)とした場合を組み合わせ合計3通りの解析を行った。解析ケースを表-3に示す。通常の設計における杭体材料強度および地盤強度の設定は、 $N$ 値から地盤定数を推定する場合にはCase 1に相当し、より精度の高い地盤調査を行った場合はCase 2に相当すると考えられる。なお、杭の鉛直支持力は道路橋示方書<sup>3)</sup>通りの設定をしており、鋼管杭、H杭、PC杭に関しては全て打ち込み杭である。これらの杭の打設方法が不明な設計例もいくつかあつたが、設計年代などを参考に打ち込み杭を仮定した。

今回の解析では場所打ち杭基礎が5基、PC杭基礎が2基、鋼管杭基礎が5基、H杭基礎が1基ある。場所打ち杭のコンクリート強度の平均値は、杭のコアポーリングデータ<sup>13),14),15),16),17),18)</sup>を参考に設計基準強度の1.5倍を、設計値には設計基準強度を与えた。平均値は材令の影響も加味した値である。鉄筋の降伏強度の平均値は文献<sup>19)</sup>にあるデータを参考に規格値の1.2倍を与えた。また、設計値は規格値とした。PC杭のコンクリート強度の平均値は文献<sup>13)</sup>のPHC杭に関するデータを参考に設計基準強度の1.2倍を、設計値には設計基準強度を与え、またPC鋼棒の降伏強度の平均値には規格値の1.1倍を、設計値には規格値を与えた。鋼管杭、H杭の鋼材の降伏強度の平均値は文献<sup>13)</sup>のデータを参考に規格値の1.3倍に、設計値は規格値とした。

平均値を用いた場合に、死荷重作用時の杭頭反力を杭に作用している軸力として仮定すると、場所打ち杭の降伏曲げモー

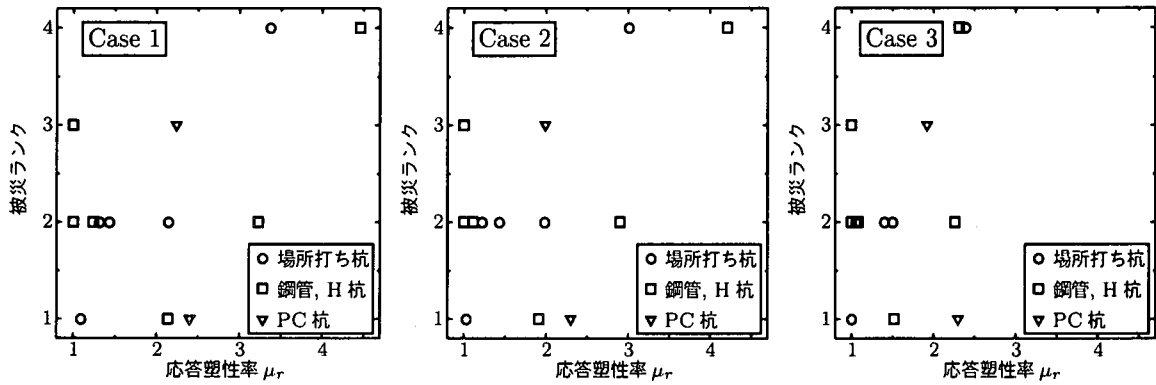


図-4 計算された応答塑性率と実際の被災ランクの比較

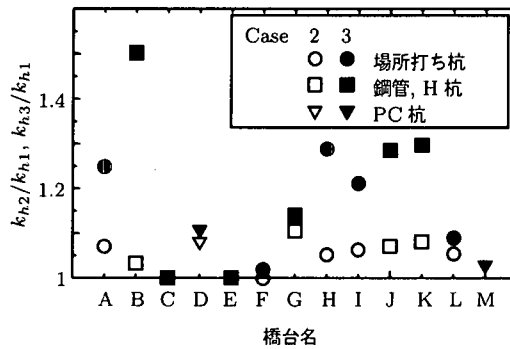


図-5 降伏震度  $k_{hy}$  の比較

メントの値は設計値に比べて平均で 1.20 倍に、終局曲げモーメントの値は 1.19 倍に、PC 杭の降伏曲げモーメントの値は 1.05 倍に、終局曲げモーメントの値は 1.06 倍に、鋼管杭の全塑性モーメントの値は 1.34 倍に、H 杭の全塑性モーメントの値は 1.35 倍になり、同種の杭の間におけるこれらの倍率のばらつきは小さかった。M 橋の PC 杭については、平均値を用いた場合、終局曲げモーメントの値が降伏曲げモーメントの値より小さくなるため、杭体の曲げモーメント-曲率関係は終局曲げモーメントの値を上限值とするバイリニア型とした。この橋は設計年代が古いために、PC 杭の鉄筋が少なかつたものと考えられる。

地盤材料の強度は、標準貫入試験の  $N$  値から推定した。砂の内部摩擦角  $\phi$  の平均値は文献<sup>20)</sup>より、また設計値は道路橋示方書の巻末参考資料<sup>3)</sup>より与えた。

$$\phi = 4.6 \ln N_1 + 23.8 \quad (\text{平均値}) \quad (4)$$

$$\phi = 4.6 \ln N_1 + 21 \quad (\text{設計値}) \quad (5)$$

粘性土の粘着力  $c$  の平均値はほとんどの基礎が関西地区にあったことから文献<sup>21)</sup>のデータを参考に、また設計値は数名の技術者へのヒアリング結果を基に与えた。

$$c = 8N \quad (\text{平均値}) \quad (6)$$

$$c = 6N \quad (\text{設計値}) \quad (7)$$

なお、地盤反力係数は  $N$  値から推定しており、平均値と考えられるものである。

算出された応答塑性率と被災ランクの関係を図-4に、降伏震度  $k_{hy}$  が各ケース間でどのように変化したのかを図-5に示す。また、各ケースの応答塑性率を表-1に示す。ここに、図-4, 5では、所定の水平震度まで荷重漸増解析を行った結果、基礎が降伏に至らなかった場合には応答塑性率を 1.0 として表示されており、また、図-5の  $k_{hy}$  の下添え字の 1, 2, 3 は Case に対応している。杭基礎の降伏は、杭体の塑性化が要因で生じる場合と、杭の押込み支持力が上限値に達することにより生じる場合があるが、本解析では G 橋を除けばいずれの橋台基礎も杭体の塑性化により杭基礎としての降伏に達した。

Case 1 に対して、地盤材料の強度に平均値を用いた Case 2 の降伏震度  $k_{hy2}$  は平均で 5% 上昇し、地盤材料および構造材料の両者の強度に平均値を用いた Case 3 の降伏震度  $k_{hy3}$  は平均で 17% 上昇する。前述のように今回取り上げた橋台の基礎は杭体の塑性化により杭基礎の降伏に達するものがほとんどであることから、構造材料強度の評価が降伏震度や応答塑性率に与える影響が大きかったと考えられる。

Case 1 および 2 の応答塑性率は、道路橋示方書に準じて構造材料強度の設定を行い、地震時保有水平耐力法により照査したときの結果を示すものである。一方、Case 3 の応答塑性率は、構造材料の強度をできる限り正確に予測した場合の応答塑性率であり、地震時保有水平耐力法の計算法により予測された非線形応答の精度を調べた結果と見ることができる。ここで言う「精度」とは応答塑性率が被災程度と 1:1 の相関を持つか否かのことである。ただし、いずれも設計水平震度は道路橋示方書に準じていることに再度注意されたい。

Case 3 の結果を見る限り、橋台の地震時保有水平耐力法の非線形応答の予測精度はあまり良くないことがわかる。これはもちろん現在の非線形応答の予測手法の改善が必要であることを示すが、むしろ橋台基礎に与える地盤の側方流動の影響などが予測できるようになった時点で再度本論文のような検討を行い、被災要因を再検討した上で再評価すべきである。

本解析結果から、実際の設計に用いるための応答塑性率の制限値を検討することは当然考えられる。しかし、応答塑性率と実際の被災ランクを比較するときには、本被災事例解析における応答塑性率の評価に関わる作用地震動の設定の妥当性、部材強度や地盤強度の推定精度、また実際の基礎構造物に対する地盤の流動化の影響など様々な要因が複雑に関連したものであることを認識しておく必要がある。現在の道路橋示方書では応答塑性率の制限値として 3 程度を目安とすることが示されている。それと Case 1 および 2 の結果を比較してみると、現在の目安値も一つの判断として妥当であると考えられる。しかし、今後導入がなされるであろう信頼性に基づく設計法においては材料強度のばらつきなどを考慮した安全余裕度を明確に考慮して制限値を定める必要があり、今後、非線形応答の精度向上とともに設計における制限値を見直して行く必要がある。

## 5. その他の課題

ここでは 6 点を指摘する。

### (1) フーチング上載土の影響

今回導入した地震時保有水平耐力法における計算モデルでは、安易に杭列数を増やしフーチング長さを増大させるとフーチング上載土が増え、その分、基礎に作用する慣性力が増すことになる。そして、その結果、基礎寸法を増加させただけの基礎の降伏震度の増加が得られないことが生じ得る。そのため設計が収束しない場合が出てくることもあり、その場合には橋台位置を下げ、橋台高さを減らすなどの対策が必要がある。しかし、現実の現象のモデル化として、フーチングを非常に長くしたときに、フーチング上載土、フーチング、および躯体を一体の振動体として扱うことが妥当であるのかどうかは疑問である。

### (2) 橋台躯体に作用する地震時土圧

橋台躯体に作用する土圧の評価も課題である。一般的な橋台は、施工性を良くするためにけたかかり長から決定される厚さを有する一様な寸法の断面とされることが多く、非常に剛である。また、杭基礎を有する橋台の場合にはフーチングが比較的長い。そのため、橋台躯体に作用する土圧は、躯体とフーチング上載土の相対変位やフーチング上載土に作用する慣性力の大きさに依存すると考えられるが、部材厚が厚く剛である躯体にフーチング上載土自体の振動は拘束されると考えられる。このように複雑な両者の相互作用を考慮して大地震時に躯体に作用するフーチング上載土からの土圧を評価することは難しい。

一方、被災事例からも類推できるように、従来基準により設計された橋台躯体が、単純に慣性力および背面盛土からの主働土圧が主たる要因となって破壊した事例は見られない。したがって、従来想定していた土圧の大きさが小さすぎるということはないであろう。

### (3) 累積変位の評価

本論文や道路橋示方書では、地震中に生じる橋台基礎の変位量の評価にエネルギー一定則を用いている。しかし、前述のように、実際には地震動の繰返しの影響により基礎に生じる変位は累積的なものであると考えられる。したがって、その影響を考慮できる計算を開発することで、橋台の耐震性能の評価精度が向上するであろう。いわゆる Newmark 法的なアプローチも考えられるが、荷重に関しては橋台と背面土の挙動に位相差がある場合の地震時土圧の評価が課題となるだろう。

### (4) 地盤の側方流動に対する照査

例を挙げてみよう。表-1 の C 橋は被災ランクが 3 であるにも関わらず、その応答塑性率は 1 程度である。この橋は、鳥取県西部地震において被災したもので、運河をわたるスパン 18.4 m の単純桁橋であり、橋台はコンクリートブロック積み護岸内に設置されていた<sup>22)</sup>。計算上の応答塑性率が小さくなった理由は、この橋台は橋台高さが非常に低く、各部の慣性力や土圧が他の橋台に比べて相対的に小さいためである。一方、実際の橋台の周辺地盤には液状化だけではなくそれに起因する流動化も生じていた。たとえば、周辺護岸は前面方向に最大 1 m 以上にも達するほどの水平移動が生じたことが確認されている。この橋台が設置された地盤の換算液状化層厚は他の橋台の立地地盤のそれに比べて非常に大きく、基礎は非常に深い位置まで側方流動の影響を受けていたと考えられる。したがって、このような荷重状態は橋台基礎の地震時保有水平耐力法では想定していないものであるため、計算結果と実際の被災ランクが一致しないものと考えられる。

橋に影響を与える流動化に対する照査は、今回の改訂でも行わなくてもよいものとされた。これは、背面盛土の移動や沈

下が基礎に与える影響について設計に用いることが出来るまでの知見が得られていないこと、1996年版の道路橋示方書に解説されている理由と同様に、'仮に流動化の影響を受けても前面に押し出される方向に移動するため、それが桁の落下に直接つながりにくいためである'。しかし、路線としての地震後の供用性を考えると、その一部を担う橋台基礎に対する流動化の影響が解明され、その評価方法が確立されることが期待される。また、地盤の流動化に対する耐震設計に関して言えば、基礎の設計の問題ではなく、単に護岸や周辺地盤の耐震性を向上させればよい問題とも考えられる。いずれにしても、地盤に液状化に伴う側方流動が生じる場合の橋台および橋台基礎の損傷を制御できる設計法の開発する必要があるだろう。

#### (5) 桁とパラペットの接触による橋台の変位の拘束

ここで問題にしているのはいわゆる衝撃的な接触(衝突)によるパラペットの破損ではない。被災事例を紹介したように、パラペットと桁が接触することにより橋台の変位が拘束された被災事例がある。このような接触は、結果的に橋台が大きな被害を免れている要因にもなっている。一方で、橋台が桁を押し出すことにより、中間橋脚部で桁が落橋に至ってしまう可能性や、斜橋の場合には桁に面内回転が生じ落橋に至る可能性もある。桁とパラペットの接触による橋台の変位の拘束を耐震設計上どのように取り扱うのが良いのかは、個別の設計事例において十分に配慮されるべきである。

また、兵庫県南部地震以降に設計された道路橋においては、弾性支承を用いた反力分散設計が広く行われており、橋台パラペットと桁端に大きな遊間が必要とされている。このような橋梁では桁とパラペットの接触による橋台の変位の拘束がさほど期待できないと考えられることに注意すべきである。

## 6. おわりに

本論文では、橋台の地震時保有水平耐力法に関わる今後の課題を考察した。地盤の液状化が生じる恐れが少ない場合、地盤の流動化が生じる場合などに対して系統的に計算法、設計法を整備していくことが期待される。本文が今後の橋台および橋台基礎の耐震設計の発展に寄与できることを期待する。

謝辞： 兵庫県南部地震における橋台の被災に関する資料を関係自治体に提供していただきました。ここに記し、感謝の意を表します。また、土木研究所耐震研究グループ運上茂樹上席研究員には、本論文のとりまとめに関し貴重な助言をいただきました。ここに記し、謝辞とします。

#### 参考文献

- 1) Koseki, J., Tatsuoka, F., Munaf, Y., Tateyama, M., and Kojima, K.: A modified procedure to evaluate active earth pressure at high seismic loads, *Special Issue of Soils and Foundations*, pp. 209-216, 1998.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V，耐震設計編，丸善，2002。
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，IV，下部構造編，丸善，2002。
- 4) 建設省：所管施設の地震に対する安全性等に関する点検について，1991。
- 5) 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告，土木構造物の被害，橋梁，土木学会，1996。
- 6) 山崎聡一：神戸市における道路橋基礎の被害と復旧，*基礎工*，Vol. 24, No. 9, pp. 52-60, 1996。
- 7) 白戸真大，木村嘉富，福井次郎，三木健男，秋田直樹：橋台の地震時挙動に関する小型模型実験，第2回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp. 89-94, 1998。
- 8) Fishman, K. L. and Richards, R. Jr.: Seismic action and design of bridge abutments considering sliding and rotation, Technical Report NCEER-97-0009, State University of New York at Buffalo, 1997。
- 9) 木村嘉富，大越盛幸，中野正則，福井次郎，横山功一：杭基礎の変形性能に関する実験的研究，*構造工学論文集*，Vol. 44A, pp. 1597-1606, 1998。
- 10) 中野正則，木村嘉富，石澤毅，嶋津晃臣，小山清一：鋼管杭基礎の模型水平載荷試験(その1)，第32回地盤工学研究発表会，pp. 1573-1574, 1997。
- 11) 塩井幸武，木村亮，長谷川明，毛呂真：鋼管杭基礎の終局限界状態の向上に関する実験報告書，1996。
- 12) 白戸真大，友永則雄，福井次郎：上部構造慣性力と地盤振動を考慮した杭基礎の地震時保有水平耐力法に関する研究，第4回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp. 379-386, 2000。
- 13) 土質工学会 基礎構造物の限界状態に関する研究委員会：基礎構造物の限界状態設計法に関するシンポジウム 発表論文集，土質工学会，1995。
- 14) 吉田巖，矢作樞 監修：基礎工の設計実技 下・杭基礎編，建設図書，1996。
- 15) 矢作樞，音川庫三，高野晴夫：基礎ぐい用地中コンクリートの施工，*基礎工*，Vol. 6, No. 9, pp. 62-68, 2002。
- 16) 岡原美知夫：地下連続壁の本体利用に関する現状と動向 - 土木構造物，*基礎工*，Vol. 15, No. 11, pp. 12-15, 2002。
- 17) 竹下貞夫，梅原俊夫，奥村文直：場所打ち杭の杭体コンクリートの強度について，*基礎工*，Vol. 13, No. 6, pp. 47-51, 1985。
- 18) 谷口義則，渡辺忠朋，村田修：場所打ち杭コンクリート強度の実態調査，*コンクリート工学*，Vol. 32, No. 4, pp. 47-51, 1994。
- 19) 土木学会：コンクリート構造の限界状態設計法指針(案)，*コンクリートライブラリー*第52号，土木学会，1983。
- 20) 福井次郎，白戸真大，松井謙二，岡本真次：三軸圧縮試験による砂の内部摩擦角と標準貫入試験  $N$  値との関係，*土木研究所資料*，第3849号，2002。
- 21) 土質工学会関西支部：新編 大阪地盤図，コロナ社，1987。
- 22) 佐々木哲也，松尾修，小林寛，渡辺哲二，前田達美：2000年鳥取県西部地震において橋台基礎に作用した流動力に関する検討，*土木学会第56回年次学術講演会講演概要集*，III-A, pp. 230-231, 2001。