3.3 地盤変状の影響を受ける道路橋の耐震安全対策技術に関する研究(1)

研究予算:運営費交付金(一般勘定)

- 研究期間:平23~平26
- 担当チーム:橋梁構造研究グループ
- 研究担当者:石田雅博,星隈順一,西田秀明,

谷本俊輔

【要旨】

本研究は、傾斜地等に立地する道路橋を対象として,地震による大きな地盤変状で下部構造自体が大きく移動 する事象に対して,地震時に道路橋に影響を及ぼすような変状を起こしやすい地盤条件の判定手法や大きな地盤 変状が構造物の安全性に及ぼす影響を明らかにし,構造物の耐震安全性を高めるための方策を提示することを目 的としている。

平成23年度は、東北地方太平洋沖地震で地盤変状による影響を受けて被災した2橋を対象とした再現解析を行い、被災時に生じたと想定される地盤変状に伴う外力や抵抗特性の推定を行った。

キーワード:道路橋,東北地方太平洋沖地震,地盤変状,液状化,側方流動

1. はじめに

大規模な地震に対する道路橋の耐震性は,既往の地震 被害の経験や研究開発の成果を踏まえて技術基準の改定 や既設橋に対する耐震補強の対策がなされた結果,着実 に向上してきている。しかし,地震時に大きな地盤変状 の影響を受ける場合については,地盤変状の範囲・規模 などやこれが橋に与える影響について十分な知見がない ことから,現行の設計体系ではほとんど反映されていな い。このため,地震時に大きな地盤変状の影響を受ける 道路橋は,落橋等の安全性に関わることはもとより,復 旧,復興の長期化などにより地域経済に大きな損失を及 ぼしかねない甚大な被害を生じる可能性がある。

例えば、平成16年新潟県中越地震や平成20年岩手・ 宮城内陸地震をはじめ、近年の地震被害の特徴に、特に 山地や丘陵の急峻な地形に立地した道路橋が、過去に滑 動した経験がない基礎岩盤の初生すべりや地盤の大きな 変状により落橋、段差、移動等の被災事例が多く見られ ている。このような橋が多いと想定される山地部等の橋 梁は数万橋に及び、地震時に大きな地盤変状を受ける立 地条件の道路橋に対する耐震安全性の確保が求められる が、このために必要となる手法は確立されていない。ま た、水際線の近傍で地盤条件により流動化が生じる可能 性があり、同様に橋が被災する事例がある。これについ ては、道路橋示方書耐震設計編(以下、道示V)において 橋脚基礎に対して流動化の影響を考慮する場合の流動力 の算出について規定されているが,流動化が橋脚基礎に 及ぼす影響のメカニズムについては研究途上の部分があ る。

以上のような背景から、本研究では、地盤変状の影響 を受ける道路橋の耐震安全性を確保するために必要とな る方策を提示し、耐震設計基準や震前対策等に反映して いくことを目的とする。

平成23年度は、東北地方太平洋沖地震で地盤変状による影響を受けて被災した2橋を対象とした再現解析を行った。

2. 地盤変状により被災した橋の再現解析

2.1 平成23年東北地方太平洋沖地震での地盤変状に起因した橋の被災状況

平成23年3月に発生した東北地方太平洋沖地震では, 三陸沿岸部を中心とした津波による橋の流出,パイルベ ント橋脚を有する橋の落橋はあったものの,地震動によ る橋の被害は地震の規模や震源域の大きさのわりには比 較的少なかった。地盤変状に着目すると,震源が海域で あったこともあり,平成20年岩手・宮城内陸地震の時の ように山地部で地盤変状を伴い橋に被害を生じた事例は 確認されていない。しかし,平野部において落橋には至 らなかったものの,液状化や流動化などに起因すると考 えられる地盤変状により橋台や橋脚の傾斜した事例が土 木研究所等の調査¹において数橋確認された。



写真-1 A橋の橋脚基部における地盤変状と噴砂の痕跡

2.2 解析対象橋の概要

地盤変状による影響を受けたと考えられる橋の中から, 液状化又は流動化により橋脚,橋台が傾斜,移動した2 橋を対象に再現解析を行った。

解析に先立ち,対象とした2橋の概要について示す。 (1)A橋

本橋は昭和42年に竣工した橋長535mの9径間の河川 橋で、中央3径間がランガートラスでその両側がそれぞ れ連続鋼桁橋である。下部構造は円形RC橋脚,基礎はラ ンガー部がケーソン基礎、その他が鋼管杭基礎である。 なお、耐震補強として、橋脚の巻立て(RC巻立て、炭素 繊維巻立て),落橋防止構造の設置、ランガー部の支承交 換(ゴム支承)がなされていた。

本橋では、下部構造の傾斜,桁の残留変位,右岸側橋 台パラペット損傷等が生じた。また、下部構造周辺では 液状化に伴う噴砂が確認されるとともに、流心近くの橋 脚柱基部では流心側で地盤と柱に隙間が残るなど、地盤 が動いたことを示唆する痕跡が見られた(写真-1)。

また、本橋付近は、治水地形分類図²によると、蛇行 していた本川を改修した箇所で、かつ別の河川の合流点 にもあたっている。

(2)B橋

本橋は昭和47年に竣工した橋長25.6mの単径間の河川 橋である。本橋では、右岸側の橋台(重力式橋台で基礎は PC杭)において背面側に4度程度傾斜するとともに(写真 -2)、橋台背面に50cm程度の段差を生じた。橋台背面及 びその周辺では液状化に伴う噴砂が確認された。左岸側 橋台は橋台背面の沈下はあったものの橋台自体の変状は 見られなかった。

建設当時の写真と現状との比較及び当該地点のボーリ ングデータから、橋台背面アプローチ部とその周辺で橋 が建設された後に5m程度の砂質土主体の盛土がなされ ており、これより下方に14m程度堆積しているN値がほ ぼ零の軟弱な沖積粘性土層に側方移動が発生したものと 考えられる。



写真-2 B橋の右岸側橋台の傾斜状況

2.3 解析方法

(1)解析対象とした下部構造と被災状況

解析対象とした下部構造は、A橋では、前述の地盤と 橋脚柱の隙間が大きく残っていた左岸側から、ランガー と鋼桁の掛違い部にあるケーソン基礎(φ5,850~6,000, L=34.0m)を有する橋脚(以下,基礎1とする)、これに隣 接し、3径間連続鋼桁の固定部(ほかは可動)である杭基 礎(鋼管杭φ508, L=45.0m, 24本)を有する橋脚(以下, 基礎2とする)である。B橋では、右岸側の傾斜した橋台

(基礎は PC 杭 φ 400, L=17.5m, 18 本。以下,基礎 3 とする)を対象とした。

対象とする下部構造の被災状況を次に示す。なお、こ こで示す値は道路管理者により推定されたものであるが、 水平変位については地震後に計測された支承の相対変位 や桁の移動量、橋脚の傾斜のデータを元に新たに推定し たものである。

基礎1の地震後の柱の移動状況は、水平変位は推定が 不能,回転角が橋軸方向0.15度(右岸側へ傾斜),橋軸直 角方向0.44度(同 下流側)であった。

基礎2の地震後の柱の移動状況は、水平変位は 100mm(同 右岸側),回転角が橋軸方向0.24度(同 左岸 側),橋軸直角方向0.22度(同 下流側)であった。

基礎3の地震後の橋台では4度の回転角が生じた。また、支承条件が固定であることから、この点を中心に回転したと仮定すると、フーチング下面中心位置の水平変位は327mmと推定される。

基礎2及び基礎3の変状の推定結果を図-1に示す。



(2)解析方法

被災状況の精度よく再現するには、地盤や構造物を精 緻にモデル化し動的解析を行うことが考えられるが、本 検討では、道示Vに示される静的解析法を基本とした解 析方法により、地震時に作用した外力や挙動の大略の把 握に主眼を置いた再現解析を行った。

まず,後述する当該地点で推定される水平震度,並び に一般的に設計で用いられている流動力,液状化による 土質定数の低減,側方流動圧を踏まえた解析を行い,被 災状況と比較した。この結果で被災状況と乖離がある場 合は,被災状況と同様の回転角や変位になるように土質 の低減定数や,流動力や側方流動圧の大きさを段階的に 変えた解析を行った。

(3)解析条件

橋脚及び基礎の材料特性は、剛性については公称値を、 材料強度については公称値に対するバイアスを考慮して 平均値を求めて解析に用いた。バイアスは橋脚の水平耐 力1.1、鋼管杭の降伏点強度1.33、コンクリート強度1.4、 鉄筋の降伏点強度1.14とした⁴。

地盤定数や変形係数については、土質試験結果より求 められている場合はその値を、ない場合はN値から推定 した。

N値から砂質土のせん断角 ϕ (°)を推定する場合(ただしN>5)については式(2.1)⁵に、N \leq 5の場合は一律で式(2.1)の切片である 23°と仮定した。

 $\phi = 4.81 \text{nN}_1 + 23$ (2.1)

ここで,

N₁: 有効上載王 100kN/m²相当に換算したN値 N値から粘性土の粘着力を推定する場合は, 一軸圧縮強 度q_uとN値との関係における平均値から次のように設定 した。

N値≧5の場合

 q_u =25N (kN/m²) c=1/2・ q_u =12.5N (kN/m²) (2.2) N 値<5 の場合 q_u =(40+5N)^{1.15} (kN/m²) c=1/2・ q_u (kN/m²) (2.3) N 値から変形係数を推定する場合は、次により平均値 を推定した。 砂雪+の場合・F=650N (kN/m²) (2.4)

19頁上07笏百·L-030N	(KIV/III)	(2.4)
粘性土の場合 : E=700N	(kN/m^2)	(2.5)

(4)外力の設定

地震動としては、A橋では比較的地盤構成が類似している約 10km離れた地点の地震記録から得られた水平震度 $(k_{hc}(基礎1 の橋軸方向 0.54, 橋軸直角方向 0.73, 基礎2 の橋軸方向 0.59, 橋軸直角方向 0.93) 及び<math>k_{hg}$ (=0.26))を用いた。B橋では、近傍の地震記録と地形、地質的条件を総合的に考慮して k_{hg} =0.60とした。なお、B橋では橋台にも地盤と同じ水平震度を作用させた。

地震に起因する外的要因としては、地震動のほかに、 それぞれ次の影響を考慮した。

A橋では流動化と液状化を考慮した。流動化について は流動力を、液状化については土質定数の低減をそれぞ れ道示Vに基づいて考慮した。

B橋では粘性土層が地盤変状したものと考え,側方流動 圧を考慮した。これは、前述のように液状化は生じてい るものの盛土部のみと考えられることから、橋台の変状 の主要因は、盛土部以深の軟弱粘性土層の地盤変状(側 方流動)の影響が大きいと考えたためである。側方流動 圧については、側方流動圧を受ける杭体の実験において 得られた杭体の曲げモーメント分布から設定された図-2 のような分布を仮定した⁶。



図-2 側方流動圧の作用方法⁶⁾

3. 解析結果

3.1 A橋の解析結果

(1)基礎1

基礎1に関する解析結果を表-1に示す。

水平変位と回転角への影響の割合についてみると,液 状化の影響は,ケーソン天端の水平変位と回転に及ぼす 影響は同程度となった。非液状化時と液状化時では変位 に有意な差はみられなかった。一方,流動化の影響は基 礎天端の回転よりも水平変位に及ぼす影響がやや大きか った。

橋軸方向の再現解析結果では液状化の影響における回 転角は被災で見られた回転角(0.15度)に対して0.11度 と比較的近くなった。また,橋軸直角方向も被災で見ら れた下流側への傾斜0.44度に対して0.47度と比較的近 い値になった。以上より回転角については,液状化の影 響を考慮することで概ね再現できた。

次に,被災状況を説明するためにどれだけの外力や地 盤抵抗(土質定数)の低減を考慮する必要があるかについ て橋軸方向を対象に逆解析した。

液状化により土質定数を低減すると、ケーソン本体が 降伏し、被災で生じた回転角を上回る結果となり、被災 との対応を説明することができなかった。一方、流動化 の影響のみを考慮した場合、被災で見られた橋軸方向の 回転角を同じにするためには、道示Vにおいて、水際線 から50m以下の距離の場合に適用される流動力(水際線 からの距離による補正係数c_s=1.0に相当)の1.8 倍の力 を作用させる必要があるという結果になった。なお、こ のとき基礎は降伏しなかった。

以上より、道示で想定している程度の液状化による地

盤の低減を考慮するか、橋軸方向については道示で考慮 する1.8倍の流動力を考慮すると、被災で生じた回転角 を概ね説明できる。ただし、実際にはどちらかのみでな い可能性もあり、原因を特定することまではできない。 (2) 基礎 2

水平変位と回転角への影響の割合についてみると、液 状化の影響は、フーチングの水平変位に比べて回転に及 ぼす影響が大きかった。ただし、非液状化時と液状化時 では変位に有意な差はみられなかった。

橋軸方向の回転の影響については、被災で見られた回 転角(0.24 度)に対して、液状化の影響を考慮した解析値 では0.18 度となり、やや小さいが比較的近い値になった。 一方、流動化の影響はフーチングの水平変位に影響を及 ぼすが回転には影響しなかった。これらの結果からする とあまり大きな流動力は生じていなかった可能性がある。

橋軸直角方向については、回転角は、被災で見られた 傾斜(0.22度)に対して0.14度となり橋軸方向と同じ くやや小さいものの比較的近い値になった。

次に、被災状況を説明するためにどれだけの外力や地 盤抵抗(土質定数)の低減を考慮する必要があるかについ て橋軸方向を対象に逆解析した。

液状化により土質定数を低減すると、フーチングの水 平変位が大きくなる一方で逆に回転角は小さくなる。こ のため、フーチングの回転角をこれから説明することは 困難であると考えられる。そこで、別の要因として、フ ーチングの回転に影響が大きいと思われる杭の軸方向ば ね定数Kvに着目した。道示におけるK_vの推定式から得ら れる計算値に対する杭の鉛直載荷実験から得られる実測 値の比(K_v実測値/K_v計算値)は、文献7で収集したデー

(1) 再現解析結果

••>=••••					
方向	外力条件	基礎天端の水平変位 (m)	基礎天端の応答回転角 (度)	橋脚天端の水平変位 (m)	基礎の 損傷
	い、豊かりませ	(111)	~~~~	(111)	12(12)
	地震動のみ	0.019	0.09	0.041	降伏せす
橋軸	液状化	0.022	0.11	0.048	降伏せず
	流動化	0.031	0.08	0.049	降伏せず
古舟	地震動のみ	0.048	0.40	0.140	本体降伏
旦円	液状化	0.063	0.47	0.173	本体降伏

表-1 基礎1に関する解析結果

(2)液状化の影響を考慮した場合(橋軸方向)

土質定数 D _E の低減 ※	基礎 天端 の水平変 位 (m)	基礎天端 の応答回 転角 (度)	橋脚天端 の水平変 位 (m)	基礎の 損傷
1/12低減	0.024	0.11	0.050	降伏せず
1/8 低减	0.025	0.11	0.051	降伏せず
1/6 低减	0.059	0.39	0.150	降伏せず
1/3 低减	0.080	0.46	0.187	本体降伏

※F_L値より求まる各層D_aからさらに低減した値

例えば、元のD₂が1の土層の場合、「1/12低減」ではD₂=11/12として 解析したことを意味する。

(3) 流動化の影響を考慮した場合(橋軸方向)

補正係数 [*] c _s	基礎 天端 の 水平変 位 (m)	基礎天端 の応答回 転角(度)	橋脚天端 の水平変 位 (m)	基礎の 損傷
1.2	0.037	0.10	0.060	降伏せず
1.4	0.044	0.11	0.071	降伏せず
1.6	0.051	0.13	0.082	降伏せず
1.8	0.058	0.15	0.093	降伏せず
2.0	0.128	0.04	0.137	本体降伏

※cs: 道示V8.3.2における水際線からの距離の補正係数に相当する値

タの統計的な分析よりバイアス1.06,標準偏差0.36(打 込み鋼管杭の場合)である。そこで,Kvが1σ程度小さ かったと仮定して当初のKvから1σ分低減した0.65Kvと して再解析を行った。この結果,橋軸,橋軸直角ともに 回転角は被災状況と近いものとなった。

また,被災で見られたフーチングの水平変位100mmを 得るため必要な流動力は、道示Vにおいて、水際線から 50m以下の距離の場合に適用される流動力の0.15倍という結果が得られた。

3.2 B橋の解析結果

側方流動圧のみが作用したとした場合,地震荷重と側 方流動圧を同時に作用したとした場合のフーチングの水 平変位及び回転角を求めて,被災結果が説明可能かどう かを検討した。

基礎3に関する解析結果を表-2に示す。

いずれのケースについても作用力の倍率を大きくした 検討も行ったが、被災橋台のような傾斜は再現できず、 側方流動圧のみ、地震荷重のみ、及びその両者の作用だ けでは被災状況を説明することが難しい結果となった。

そこで,側方流動圧が最大となる深さで全ての杭体が 塑性化しヒンジができるとしてモデル化し(ヒンジ箇所 以外の杭体は線形弾性としてモデル化),側方流動圧のみ を作用させた解析を行ったところ,側方流動圧を基準値 の4.1倍作用させたときに,橋台の傾斜が被災橋台と同 程度となった。

この結果から、粘性土層が側方流動により変状したこ とに加えて、杭体に損傷が生じている可能性がある。

なお、実際には杭体の損傷状況については確認できて おらず現時点ではこの妥当性は検証できない。また、相 当大きな側方流動圧が作用したとしてはじめて被災状況 を説明できているが、地震前からある程度傾斜していた とすればこのような大きな力までは作用していなかった 可能性も考えられる。これについても現時点では客観的 に評価できるデータを確認できていない。

4. まとめ

東北地方太平洋沖地震で地盤変状による影響を受けて 被災した2橋を対象として道路橋の設計で一般的に用い られている静的解析法により再現解析をおこなった。

液状化及び流動化が生じたと考えられるA橋について は、下部構造に生じた水平変位と回転角をともに説明す ることができる外力を推定することはできなかったが、

	フーチング			
解析条件	水平	応答	主体の指値	
	変位	回転角	本wev /1 只l勿	
	(mm)	(°)		
側方流動圧1倍	2.0	0.03	降伏せず	
側方流動 E2倍	4.0	0.05	降伏せず	
			全3列のうち前2列降伏,	
側方流動 至3倍			さらに終局に至る箇所が	
(※全荷重の	8.0	0.10	地中部に複数現れ全荷重	
91%載荷時)			の約91%載荷時に構造が	
			不安定になる)	
地震荷重のみ	3.6	0.04	降伏せず	
地震荷重及び	20	0.05	咳(+++-ギ	
側方流動圧1倍	5.0	0.05	P年I人 U 9	
地震荷重及び	8.0	0.10	前の知時体際件	
側方流動 E2倍	0.0	0.10	同じるクリビル中華人	
地震荷重及び			今古香の約 90% 載古時に	
側方流動圧3倍	25.7	0.44	主用里のお100/00/00/00/00/00	
(※全荷重の	55.1	0.44	主加桿バレ、構造下安定に	
88%載荷時)			よし	
杭中間にヒンジ	202 0	2.05		
側方流動圧 4.1 倍	545.9	5.95		

表-2 基礎3に関する解析結果

現行設計で考慮するよりも大きな流動力が発生していた 可能性や杭の軸方向ばね定数が低下していた可能性があ ることを示した。

また,軟弱粘性土層の変状が下部構造の被災に支配的 と考えられるB橋については,通常の設計で用いる側方 流動圧より大きな外力が作用した可能性があることを示 した。

参考文献

- 平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震土木施設災害調査 速報,国土技術政策総合研究所資料第646号,土木研究所資 料4202号,平成23年7月
- 2) 国土地理院:治水地形分類図
- (社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編,平 成14年3月
- 4) 独立行政法人土木研究所:コンクリート橋の部分係数設計法 に関する研究,平成20年度土木研究所成果報告書
- 5) 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, 平成14年2月
- 6)(財)高速道路調査会:軟弱地盤上の橋台基礎に関する調査研 究報告書,昭和53年3月
- 7) 福井次郎,西谷雅弘:杭の支持力,変形特性に関する研究, 土木研究所資料第 3836 号,平成 13 年 9 月

RESEARCH ON THE COUNTERMEASURES FOR PREVENTING THE DAMAGE OF A ROAD BRIDGE CAUSED BY MOVEMENT OF THE GROUND BY EARTHQUAKE (1)

Budged : Grants for operating expenses General account Research Period : FY2011-2015 Research Team : Bridge and Structural Technology Research Group Author : Masahiro ISHIDA Jun-ichi HOSHIKUMA Hideaki NISHIDA Syunsuke TANIMOTO

Abstract : The purpose of this research is to propose the countermeasures for preventing the damage of road bridges caused by movement of the ground such as landslide, liquefaction induced ground flow by an earthquake.

In FY2011, simulation analyses were carried out for two bridges which were estimated to be damaged by influence of ground movement caused by liquefaction or lateral flow of ground by the 2011 Great East Japan Earthquake. The applied force to the bridge by the movement of ground and change of ground resistance properties were estimated based on these analyses.

Key words: road bridge, The 2011 Great East Japan earthquake, movement of the ground, liquefaction, lateral flow of ground