

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 27

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：石田雅博，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たものである。

平成 25 年度は、地すべり等の要因に伴い地盤変状を生じる可能性がある斜面上に設置された道路橋の組杭基礎に対して、地盤変状の規模と組杭基礎の諸元の違いが基礎の安定性に及ぼす影響について基礎的検討を行った。

キーワード：道路橋，地盤変状，すべり力，組杭深礎基礎

1. まえがき

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、現行の設計体系に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、安全性はもとより、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。このため、あらかじめ十分な調査を行い大きな斜面変状が生じるような箇所を避けて架橋することが基本であるが、条件によっては、地盤変状を生じうる箇所に架橋せざるを得ない場合も考えられる。しかしながら、このような場合に地震時に大きな地盤変状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手法は確立されていない。

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 25 年度は、地すべり等の要因に伴い地盤変状を生じる可能性がある斜面上に設置された道路橋の組杭基礎に対して、地盤変状の規模と組杭基礎の諸元の違いが基礎の安定性に及ぼす影響について基礎的検討を行った。

2. 斜面上に設置された組杭基礎の試算条件

下部構造形式として、橋台と橋脚を対象とし、標準的な条件下で設計された深礎基礎周辺の斜面が地震等に起因するすべり（地盤変状）を生じた際の基礎への影響を試算するための条件を設定した。以下に詳細を示す。

2.1 橋台組杭基礎

2.1.1 基本モデル

試算に用いた橋台基礎は、斜面上の深礎基礎設計施工便覧¹⁾（以下、「深礎便覧」）の橋台の組杭深礎基礎の設計計算例に示されている基礎を基本モデルとして、道路橋示方書・同解説IV 下部構造編²⁾に基づいて試設計を行った。図-1に基本モデル図、表-1に基本モデルの設計条件を示す。

2.1.2 試算モデル

表-2に試算で考慮したパラメータを示す。パラメータは、基礎構造、斜面傾斜、風化層中のすべり層厚、風化層の地盤定数（ c 、 ϕ ）である。風化層の地盤定数は、 ϕ 成分が卓越する砂岩を想定した土層と、 c 成分が卓越する泥岩を想定した土層の2ケースとし、N値30相当の地盤定数の値を深礎便覧に記載されている推定式（1）、（2）より算定した。

表-1 橋台の基本モデルの設計条件

(1) 上部構造	形式	3 径間連続 PC ラーメン橋	
	支間割	59.100m+100.000m+59.100m	
	幅員	全幅員 9.700m	
	活荷重	B 活荷重	
	支持条件	橋軸：弾性支持, 直角：固定支持	
(2) 下部構造	橋台	逆 T 式橋台	
	基礎	組杭深礎基礎 (土留め構造：ライナープレート) 公称径=2.500m, 設計径=2.450m	
	使用材料	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$, SD345 (基礎)	
(3) 橋台壁基部における作用外力			
		常時	レベル 1 地震時
	V (kN)	3,580	2,830
	H (kN)	960	2,700
M (kN・m)	970	3,880	
※試設計方向は、橋軸方向とする。			
(4) 重要度の区分	B 種の橋		
(5) 地域区分	A2 地域 (地域別補正係数 $C_z=C_{1Z}=C_{2Z}=1.0$)		
(6) 設計水平震度	$k_h=0.25$, $k_{hg}=0.20$		
(7) 地盤条件	II 種地盤		

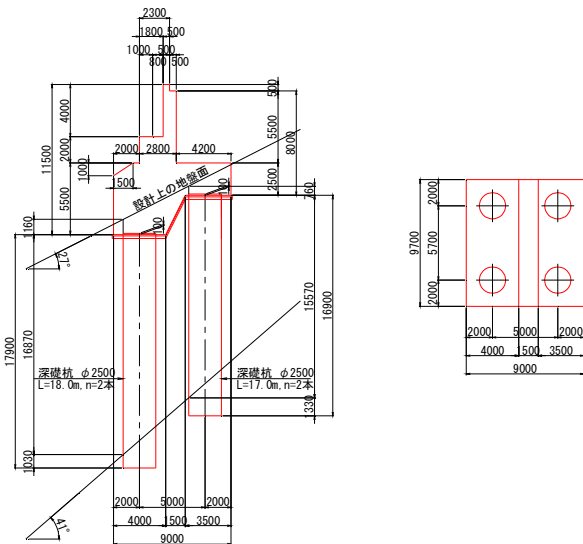


図-1 橋台の基本モデル図

地震動による斜面のすべり変位量を予測することは難しいが、一方で、一定以上の大きな変位が生じると、下部構造の背面側のすべり土塊は極限状態に至り、受働土圧が発揮されるものと考えられる。そこで、本検討においては、すべり面以浅の土の受働土圧をすべり力として評価し、すべり面以深の地盤に基礎が固定された状態でこれが作用するものと考えて解析を行うこととした。なお、

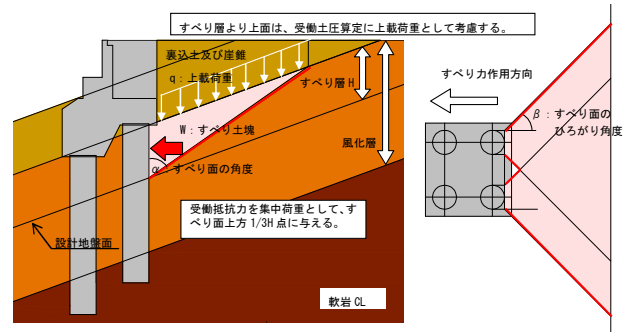


図-2 橋台におけるすべり力の概要図

風化層 (砂岩)

$$\left. \begin{aligned} c &= 0.155 (\text{N 値})^{0.327} (\text{kgf/cm}^2) [\times 98.1\text{kN/m}^2] \\ \phi &= 5.10 \text{Log} (\text{N 値}) + 29.3 (\text{度}) \end{aligned} \right\} (1)$$

風化層 (泥岩)

$$\left. \begin{aligned} c &= 0.165 (\text{N 値})^{0.606} (\text{kgf/cm}^2) [\times 98.1\text{kN/m}^2] \\ \phi &= 0.888 \text{Log} (\text{N 値}) + 19.3 (\text{度}) \end{aligned} \right\} (2)$$

2.1.1 及び 2.1.2 に示した条件に基づき、試設計した結果を表-3 に示す。

2.1.3 すべり力の評価

斜面にすべりが生じた場合、すべり面以浅の構造躯体には、変位量に応じた土圧が作用するものと考えられる。

表-2 橋台の試算で考慮したパラメータ

概要			
基礎構造	■ 単列組杭深礎基礎：1×2 ■ 複数列組杭深礎基礎：2×2		
斜面傾斜	■ 20° ■ 40°		
風化層中のすべり層厚	■ 2.5m (風化層中の 25%) ■ 5.0m (風化層中の 50%)		
風化層の地盤定数	風化層の地盤定数を以下のとおり 2 種類考慮する。		
	地層名	ϕ (°)	c (kN/m ²)
	風化層 (砂岩)	40	50
	風化層 (泥岩)	20	130
			備考
			φ成分が卓越する土質
			c成分が卓越する土質

この考え方は、護岸近傍で液状化に伴う流動化が生じる場合、液状化層及び上方にある非液状化層から基礎が受ける作用を受働土圧として評価する³⁾方法と同様である。すべり土塊の平面的な広がりには、フーチングに剛結され

表-3 橋台の試算モデルの設定結果

試算条件	基礎構造	複数列の組杭		単列の組杭	
	斜面傾斜	20°		20°	
	風化層中のすべり層厚	2.5m, 5.0m		2.5m, 5.0m	
	風化層の岩種	砂岩	泥岩	砂岩	泥岩
構造諸元	基礎径及び基礎長	φ2500mm L=14.00m		φ2500mm L=15.00m	
	配筋	軸方向鉄筋： D25@217-32本 せん断補強鉄筋： D19@150-2本	軸方向鉄筋： D22@217-32本 せん断補強鉄筋： D19@150-2本	軸方向鉄筋： D38@160.6-44本 せん断補強鉄筋： D22@150-2本	軸方向鉄筋： D35@160.6-44本 せん断補強鉄筋： D19@150-2本
構造概要図					
試算条件	基礎構造	複数列の組杭		単列の組杭	
	斜面傾斜	40°		40°	
	風化層中のすべり層厚	2.5m, 5.0m		2.5m, 5.0m	
	風化層の岩種	砂岩	泥岩	砂岩	泥岩
構造諸元	基礎径及び基礎長	φ2500mm L=20.00m		φ3000mm L=20.00m	
	配筋	軸方向鉄筋： D38@157.8-44本 せん断補強鉄筋： D25@150-2本	軸方向鉄筋： D35@157.8-44本 せん断補強鉄筋： D19@150-2本	軸方向鉄筋： D38@144.0-60本 せん断補強鉄筋： D22@150-2本	軸方向鉄筋： D35@144-60本 せん断補強鉄筋： D19@150-2本
構造概要図					

た複数本の組杭深礎基礎において後列杭からの広がりのみを考慮し、前列杭と後列杭で等分にすべり力を分担するものとした。すべり層は表層の風化層とし、基礎背面の受働抵抗力がすべり面上方 1/3H (H:すべり層厚) の位置で基礎に集中荷重として作用するものとして与えた。また、受働抵抗力の算定にあたっては、すべり土塊上方の裏込め土及び崖錐層の重量を考慮した。図-2にすべり

力の概要図を示す。図-2中の α はすべり面の角度(°)で、すべり土塊の受働状態における極限平衡条件を満たす角度とした。 β はすべり面の広がり角(°)で、土砂・軟岩に一般的に用いられている $\beta=30+\phi/3$ (°)(ϕ :地盤のせん断抵抗角(°))を採用した。なお、本検討においては、地震動による慣性力との重ね合わせは考慮していない。

表-4 橋脚の基本モデルの設計条件

(1) 上部構造	形式	5 径間連続講 I 桁橋									
	支間割	40.000m×5									
	幅員	全幅員 12.000m									
	活荷重	B 活荷重									
	支持条件	橋軸：弾性支持, 直角：固定支持									
(2) 下部構造	橋脚	張出式橋脚									
	基礎	組杭深礎基礎（土留め構造：モルタルライニング） ※試設計モデルは、風化層中の基礎となることから、ライナープレートを想定する。 公称径=2.500m, 設計径=2.500m									
	使用材料	$\sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$, SD345（基礎）									
(3) 橋台壁基部における作用外力		<table border="1"> <tr> <td></td> <td>橋軸方向</td> <td>橋軸直角方向</td> </tr> <tr> <td>橋脚の終局水平耐力 P_u (kN)</td> <td>4,800</td> <td>6,200</td> </tr> <tr> <td>等価重量 W (kN)</td> <td>9,524</td> <td>6,724</td> </tr> </table>		橋軸方向	橋軸直角方向	橋脚の終局水平耐力 P_u (kN)	4,800	6,200	等価重量 W (kN)	9,524	6,724
	橋軸方向	橋軸直角方向									
橋脚の終局水平耐力 P_u (kN)	4,800	6,200									
等価重量 W (kN)	9,524	6,724									
		※試設計方向は、橋軸方向とする。									
(4) 重要度の区分	B 種の橋										
(5) 地域区分	A2 地域（地域別補正係数 $C_Z=C_{1Z}=C_{II Z}=1.0$ ）										
(6) 設計水平震度	レベル 1 地震時： $k_h=0.20$, $k_{hg}=0.16$ レベル 2 地震時（タイプ I）： $k_{hc}=0.40$, $k_{hg}=0.50$ レベル 2 地震時（タイプ II）： $k_{hc}=0.51$, $k_{hg}=0.80$ 基礎の設計に用いる設計水平震度： $k_{hp}=0.55$ ※橋軸方向										
(7) 地盤条件	I 種地盤										

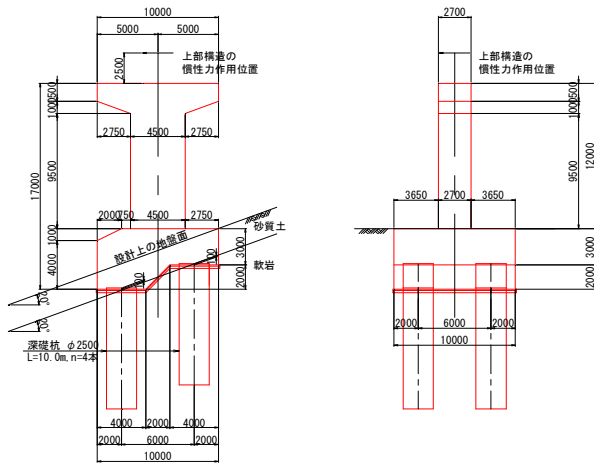


図-3 橋脚の基本モデル図

表-5 橋脚の試算で考慮したパラメータ

概要			
基礎構造	■ 複数列組杭深礎基礎：2×2		
斜面傾斜	■ 20° ■ 40°		
風化層中のすべり層厚	■ 2.5m（風化層中の 25%） ■ 5.0m（風化層中の 50%）		
風化層の地盤定数	風化層の地盤定数を以下のとおり 2 種類考慮する。		
地層名	ϕ (°)	c (kN/m ²)	備考
風化層（砂岩）	40	50	ϕ 成分が卓越する土質
風化層（泥岩）	20	130	c 成分が卓越する土質

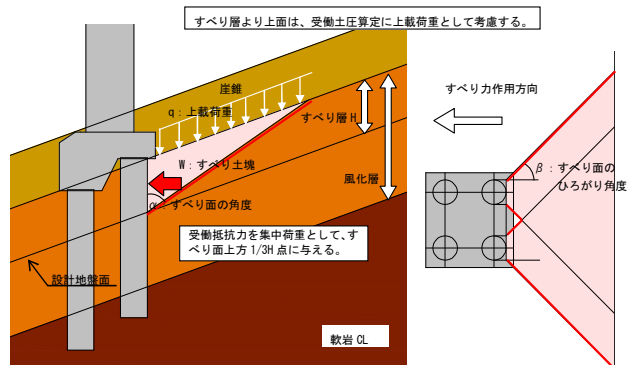


図-4 橋脚におけるすべり力の概要図

2.2 橋脚組杭基礎

2.2.1 基本モデル

試算に用いた橋脚基礎は、深礎便覧の参考資料の橋脚の組杭深礎基礎の設計計算例に示されている基礎を基本モデルとし、道路橋示方書・同解説IV 下部構造編²⁾に基づいて試設計を行った。図-3 に基本モデル図、表-4 に基本モデルの設計条件を示す。

2.2.2 試設計モデル

橋脚の試算で考慮したパラメータを表-5 に示す。また、パラメータに応じた試算モデルの設定結果を表-6 に示す。

2.2.3 すべり力の評価

すべり力の評価方法は橋台と同じとする。図-4 にすべり力の概要図を示す。

表-6 橋脚の試算モデルの設定結果

試算条件	基礎構造	複数列の組杭			
	斜面傾斜	20°		40°	
	風化層中のすべり層厚	2.5m, 5.0m		2.5m, 5.0m	
	風化層の岩種	砂岩	泥岩	砂岩	泥岩
構造諸元	基礎径及び基礎長	φ2500mm L=15.00m		φ2500mm L=20.00m	
	配筋	軸方向鉄筋： D38@177-40本 せん断補強鉄筋： D25@150-2本	軸方向鉄筋： D38@177-40本 せん断補強鉄筋： D25@150-2本	軸方向鉄筋： D51@160.6-44本 せん断補強鉄筋： D25@150-2本	軸方向鉄筋： D51@197.2-36本 せん断補強鉄筋： D25@150-2本
構造概要図					

3. 試設計結果及び考察

図-5 及び図-6 に、橋脚・複数列組杭ですべり層厚が 2.5m, 斜面の傾斜角が 20° のときの (降伏耐力又は終局耐力/すべり力) を基準としたときのそれぞれの (降伏耐力又は終局耐力/すべり力) の比を示す。なお、降伏時は、基礎本体の引張側の 90 度の円弧内に含まれる全ての軸方向鉄筋が降伏ひずみに達するときとし、終局時は、基礎本体の圧縮縁において、コンクリートひずみが終局ひずみに達するときとした。

複数列の場合と単列の場合の違いに着目すると、単列に比べて複数列の場合の降伏耐力及び終局耐力が大きいことから、単列よりも複数列の場合の方がすべり力に対する安全性が相対的に高くなる。特に、斜面傾斜が大きく、すべり層厚が厚いほどその差は顕著に表れている。また、斜面傾斜の違いに着目すると、傾斜角が大きくなるほど、すべり力が大きくなることから、安全性が低くなる傾向を示している。傾斜角 20°, すべり層厚 2.5m のケースでは、橋台単列及び複数列における比に大きな違いはないが、同ケースで傾斜角 40° では橋台単列と複数列の比は 1.5 倍程度となり、この傾向は、すべり層厚 5.0m のケースでも同様である。これらの傾向は、砂岩、泥岩の違いによらず確認できる。

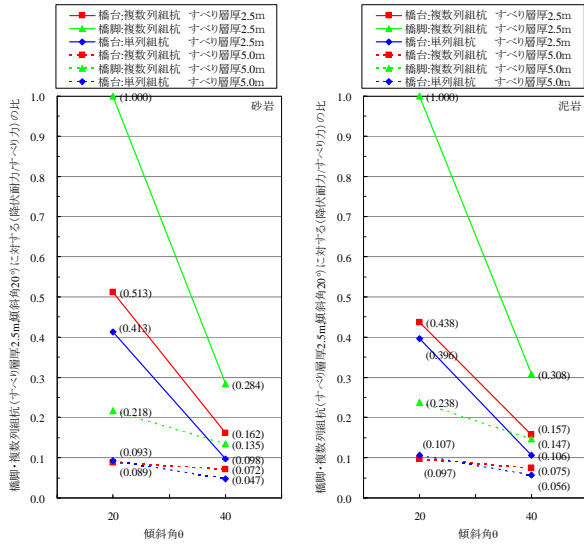
また、橋脚の場合においても、橋台と同様に、傾斜角が大きく、すべり層厚が厚くなるほど比が大きくなる。

すべり層の地盤条件 (砂岩・泥岩) の違いによる影響は、すべり層厚 5.0m, 傾斜角 40° の橋台単列ケースで顕著な違いが確認できた。これは、深礎基礎の設計断面は砂岩及び泥岩によらずほぼ同様の断面剛性となるが、例えば、橋台複数列 (傾斜角 40°, すべり層厚 5.0m) において、砂岩の場合は 115,730kN, 泥岩の場合は 86,662kN であり、泥岩の場合のすべり力は砂岩の場合のすべり力の 75% 程度となる影響によるものと考えられる。同ケースにおける複数列杭の場合、すべり力は同様に 75% 程度となるが、深礎基礎の断面剛性がすべり層が砂岩の場合に比べて泥岩の場合は 85% 程度となることから、単列基礎ほど顕著な相違は見られなかった。また、橋脚においては顕著な相違は見られなかった。

4. まとめ

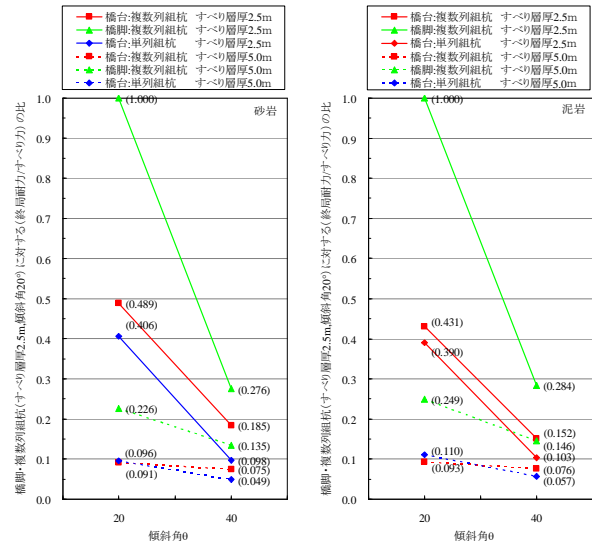
本研究で得られた結果は次の通りである。

- 1) 複数列の場合と単列の場合に着目すると、すべり力に対する安全性は、複数列の組杭深礎基礎の方が相対的に高いことがわかった。特に、斜面傾斜が大きく、すべり層厚が厚いほどその差は顕著に表れる。



(a) すべり層が砂岩の場合 (b) すべり層が泥岩の場合

図-5 基礎の降伏耐力とすべり力の関係



(a) すべり層が砂岩の場合 (b) すべり層が泥岩の場合

図-6 基礎の終局耐力とすべり力の関係

2) 斜面傾斜の違いに着目すると、橋台、橋脚に関わらず、傾斜角が大きいほどすべり力に対する安全性は低いことがわかった。

なお、本研究における地盤変状を考慮した斜面上に設置された組杭基礎の安定性の試算は、基礎に作用するすべり力については、図-2及び図-4に示したように、単列及び複数列の組杭基礎（後列杭のみに作用）とも同様のすべり力を考慮し、作用させるすべり力は受働土圧相当と仮定して行っている。しかしながら、設定したすべり力の作用幅及び大きさは仮定したものであるため、この妥当性について、模型実験等により基礎に作用する土圧を計測により、実際に基礎に影響する地盤変状の範囲を確認するなどの検討が今後必要であると考えられる。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会：斜面上の深礎基礎設計施工便覧，2012.4
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV 下部構造編，2012.3
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同開設V 耐震設計編，2012.3

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

Budgeted : Grants for operating expenses

General account

Research Period : FY2011-2015

Research Team : Bridge and Structural Technology
Research Group

Author : ISHIDA Masahiro

NISHIDA Hideaki

TANIMOTO Shunsuke

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 FY2013, analytical studies were carried out to evaluate safety performance of the drilled pile foundation which located on the slope and might be induced by movement of ground. The results were as follows.

- a) ASafety performance of the drilled pile foundation with multi rows piles was superior to that of with the single row .
- b) When the drilled pile foundation was constructed on the slope covered by the weathering layer, the layer which consists of the mudstone was relatively safer than that of the sandstone.

Key words: road bridge, movement of the ground , slip force, drilled pile foundation