

軟弱地盤における橋梁基礎の解析と対策について

北海道釧路総合振興局産業振興部農村振興課 川岸 淳司
宗形 和志
○ 青木 亮彦
ダイシン設計株式会社 曳地 正和
日本工営株式会社札幌支店 橋本 和明

1. はじめに^{1), 2)}

釧路市北斗と釧路町遠矢を結ぶ延長約 15km の農道は、広域営農団地農道整備事業釧路東地区において整備され、生乳と農産物を関東方面に運ぶ釧路市西港、乳業工場や家畜市場などの農業関連施設への農産物等輸送における重要な路線となっている。その路線内にある釧路湿原大橋は、釧路湿原南端で新釧路川河口から約 5km 上流に架橋されている。昭和 61 年度に設計が行われ、昭和 62 年度に工事着手し、平成 8 年度に橋梁工事が完了、平成 15 年度に釧路市に財産移管され共用を開始した。

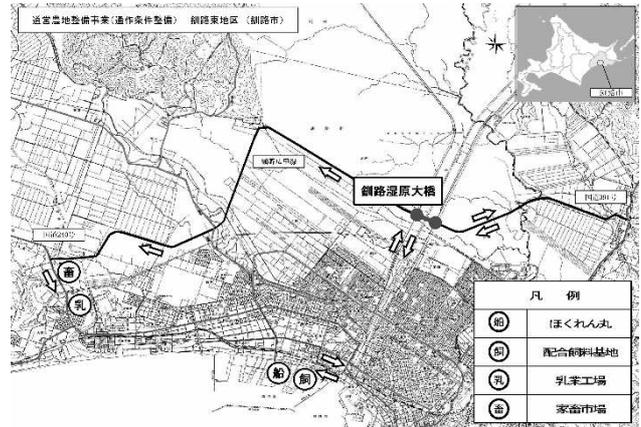


Fig.1.1 位置図

その後、平成 21 年に釧路市において橋梁点検を実施し、A1 橋台支承部の損傷を確認した。平成 24 年に橋台の移動量測量により進行性の側方移動であることを確認し、釧路市が応急対策として「段差防止装置」を設置した。なお、橋梁には段差防止装置に加え、「落橋防止装置」が設置されていることから、仮に側方移動がさらに進行したとしても、落橋することはない。

これにより釧路湿原大橋の補修工事を行うため、平成 26 年度に北海道が事業主体となり農地整備事業（通作条件整備（保全対策型））釧路東地区が採択された。点検診断、変位計測、対策工法の検討を行い、平成 28 年に外部有識者（北見工業大学准教授）を委員とした「釧路湿原大橋技術検証会議」を開催し、地盤解析などにより、変状の原因、そのメカニズム等を検討するとともに、対策工法を実施設計に反映させた後の平成 29 年度より対策工事に着手している。

本文は、当該事業において、①地盤解析として FEM 解析（有限要素法）を用いた再現解析により対象橋梁の変状原因が明らかになったことについて、②機能回復を目指した対策工法の検討について述べる。

2. 概要

2.1 橋梁諸元

釧路湿原大橋の諸元を Table2.1 に示す。

Table2.1 橋梁諸元

橋長	552.9m	
橋格	一等橋 (TL-20)	
橋梁形式	上部工	4 径間連続非合成鋼版桁 (4@39.2m=156.8m×2=313.6m) A1~P4, P7~A2 3 径間連続非合成鋼箱桁 (68.0m+100.0m+68.0m=236.0m) P4~P7
	下部工	逆 T 式橋台 ; 2 基, 張出式橋脚 ; 10 基
	基礎工	鋼管杭基礎, 鋼管矢板井筒基礎 (P5, P6)

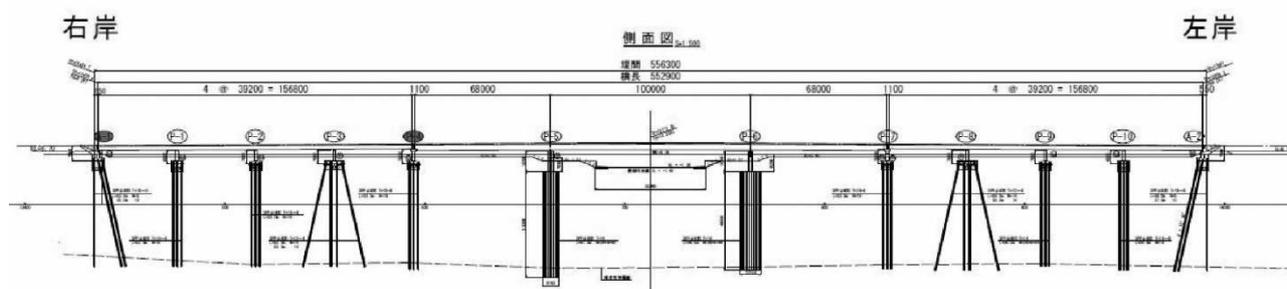


Fig.2.1 橋梁一般図

2.2 地形・地質^{3),4)}

釧路湿原大橋周辺の地形は、橋梁周辺の大部分を低地が占め、東西に約 13km、南北に約 18km にわたり、標高数 m 程度の平坦で湿潤な沖積平野が広く発達している。

地質は、主として砂質泥岩からなる厚い海成層の白亜紀根室層群が最下最古の地層を構成し、上位に古第三紀浦幌層群、更新生釧路層群等が分布し、上部沖積層に至る。沖積層は、主として釧路平原に広く発達し、下位から下部礫層、中部泥層、上部砂礫層および最上部層より構成される。最上部層は、平原の内陸部の泥炭地では上部の泥炭を主体に、下位には泥、砂、礫等の地層を横たえており、河川沿いには砂礫や泥からなる氾濫堆積物が散見される。

対象橋梁の架橋位置の地質は、地表より約 40m まで軟弱土層が堆積した軟弱地盤である。橋台背面の盛土のすべり破壊、圧密沈下および橋台の側方移動に対して問題となる N 値 4 以下の軟弱層は、深さ 36m 以浅であるが、表層部に含水比 400% の泥炭層 (Pt) が 3m 程度堆積しており、その下位には緩い砂質土層 (As1) に続いて含水比 70% の軟弱な粘性のシルト層 (Ac1) が厚く分布している。

2.3 現在までの経緯^{1), 2)}

(1) 当初設計

対象橋梁は、前節で述べた地質条件より、橋台背面の盛土荷重による橋台の側方移動の危険性が高いと判定された。検討の結果、橋台背面の盛土は、すべり面深さと安全率 F_s の関係において **Table2.2**, **Table2.3**, **Fig.2.2** に示すように、A1 橋台 (右岸側) 深度 19m, A2 橋台 (左岸側) 深度 21m 「Ac3」迄で $F_s \geq 1.5$ を満足することが判明し、すべり面を包含する範囲を深層混合処理 (CDM 工法) で改良し側方移動対策とした。

深層混合処理 (CDM 工法) とは、攪拌翼を土中に貫入させながら、スラリー状または粉体状の固化材を投入して土と強制的に攪拌混合、固結した円柱形パイルを土中に形成させ、また、施工に伴う振動や変位が小さく、構造物の接近施工などに用いる地盤改良工法である。

Table2.2 橋台接続部安定計算結果（右岸 A1）

すべり面の深さ		すべり面の土層区分	すべり円半径 R [m]	安全率 Fs
標高 [m]	深度 [m]			
0.0	-3.5	As1	10.0	0.79
-10.0	-13.5	Ac1	24.0	0.92
-15.5	-19.0	Asc	33.5	1.57
-25.0	-28.5	Ac2	45.0	2.02
-36.0	-39.5	Ac2	58.0	2.22

Table2.3 橋台接続部安定計算結果（左岸 A2）

すべり面の深さ		すべり面の土層区分	すべり円半径 R [m]	安全率 Fs
標高 [m]	深度 [m]			
-1.0	-3.6	As1	9.0	0.70
-8.9	-11.5	As2	20.9	1.39
-18.4	-21.0	Asc	34.4	1.52
-30.0	-32.6	Ac2	48.0	1.82
-35.1	-37.7	Ac2	55.1	1.88

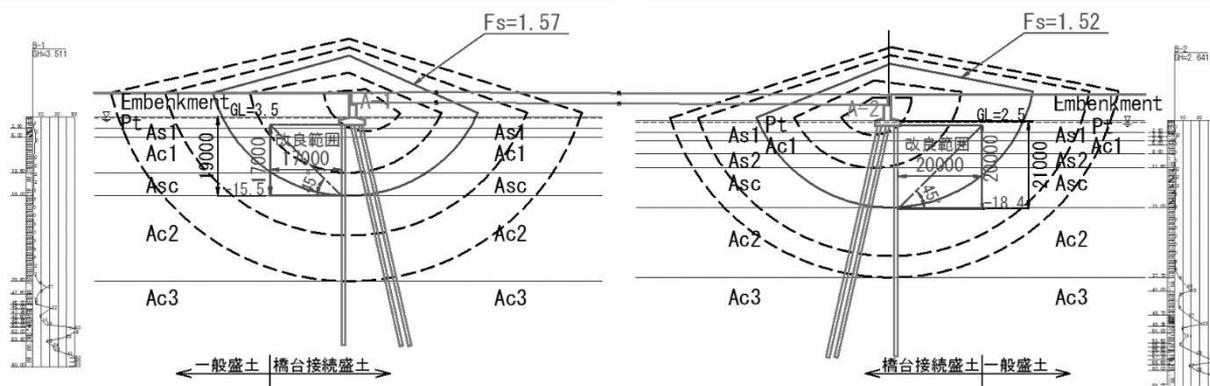


Fig.2.2 安全率とすべり面深さ

(2) 橋台変位の経緯

- 平成 21 年に A1 橋台支承部の損傷を確認した後、事業による平成 27 年度の橋台の側方移動調査（H28.1.27）で以下に示す橋台背面への変位が確認された（本変位量を用いて FEM 解析で検証する）。

A1 橋台； $\delta_m=187\text{mm}$ （橋台背面方向）

A2 橋台； $\delta_m=83\text{mm}$ （橋台背面方向）

3. 変状要因の検討^{1), 2)}

3.1 橋台の設計計算の妥当性検証

橋台の当初設計に関して、設計条件の確認と安定計算、断面計算の検証（再計算）を行い、妥当性は確認された。

3.2 地盤解析による照査

既往資料⁵⁾によれば、橋台の側方移動問題は、経年より実務において円弧すべり問題として捉え安定に関する検討が行われてきた。本件でも当初設計では、すべり面範囲を対象とした地盤改良（CDM 工法；深層混合処理）を側方移動対策としていた。現在は、上記の背景等、多くの知見に基づき、既往資料⁵⁾ですべり面範囲（Fig.2.2）ではなく、Fig.5.1 に示す軟弱層下端から 45deg で立ち上げた範囲を対象としている。

(1) 有限要素法の再現解析

本件では、橋台の側方移動対策を取り巻く上記状況を鑑み、原因を推定するため以下に示す理由より二次元弾粘塑性 FEM 解析（有限要素法；Finite Element Method；FEM）による再現解析を行った。なお、本文では、これらの解析について移動量が大きく、既設杭の応力照査から許容応力度を超過し

ている可能性のある A1 橋台について詳述する。

- ・ 移動量（実測値）に収束させる逆解析（再現解析）が可能。
- ・ 時間経過と変形挙動の関係を見ることが可能。
- ・ 施工過程を再現するステップ解析が可能。
- ・ 橋台、杭基礎、多層系地盤、改良体、盛土形状等の個別要素を一体化した連続体における全体挙動解析が可能。

本解析は、関口・太田モデルを用いた橋軸断面の二次元弾粘塑性解析で行い、現地計測より得られた橋台の移動量を再現し側方移動の発生原因を特定することを目的としている。Fig.3.1 に FEM 解析フロー図を示す。

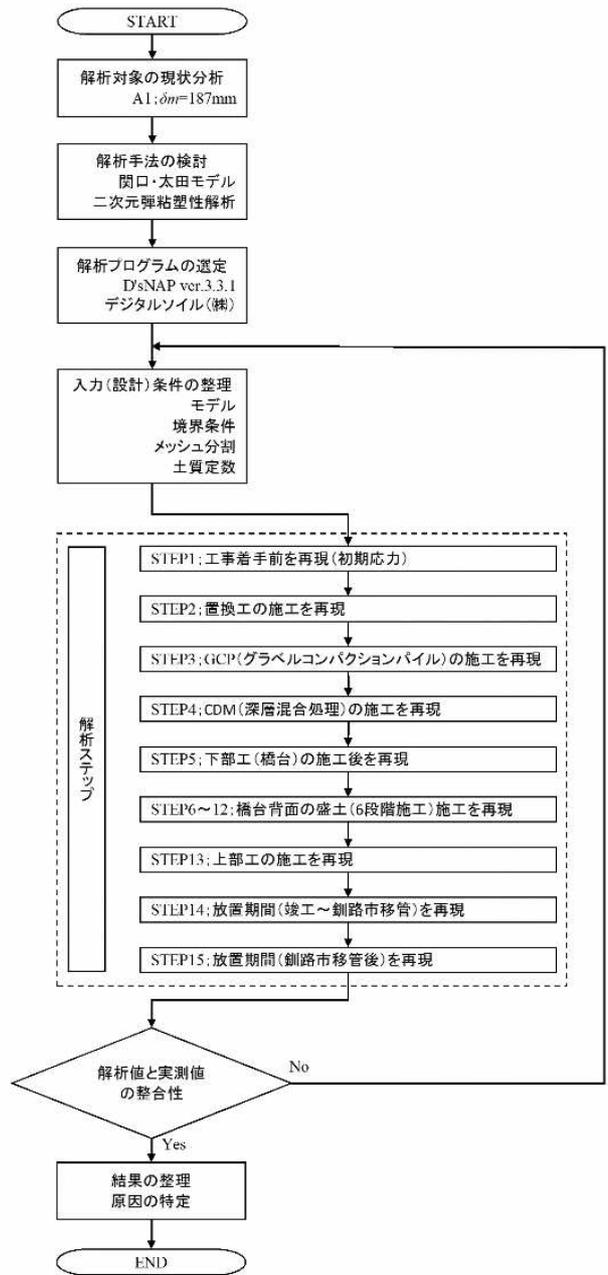
したがって、モデル化に当たっては、軟弱地盤に対して作用荷重が増加し変形挙動する経過、即ち圧密沈下の再現が必要と考えられる。また、モデルは砂質地盤と躯体を線形弾性モデル、粘性土地盤を弾粘塑性モデルとし、線形挙動を再現する。このような解析条件より、橋梁とその背面で行われた道路盛土工事の進捗状況に合わせ 15 段階の「解析ステップ (STEP1~15)」(施工の時間経過区分) に分割し解析を行った。Table3.1 に解析ステップを示す。

解析モデルは、橋梁周辺に厚く分布する軟弱地盤層、その深部の基盤層、基礎杭を含めた橋台施設、橋台背面の道路盛土とその周辺で行われた基礎地盤工事内容等の各要素の物性値を整理し、この物性値区分に従い、解析範囲、即ち連続一体化している上記橋台周辺の要素全てをメッシュ分割しモデル化した。各要素の入力物性は、Table3.2 のとおりである。

なお、Fig3.1 に示すグラベルコンパクションパイル (GCP) とは、軟弱地盤層に対して支持層に届くケーシングパイプを打ち込み、パイプを引抜きながら碎石を押込み転圧して、土中に碎石杭を形成させる地盤改良工法である。

(2) 側方流動発生メカニズム

Fig.3.3 に示す変位ベクトル図から判断する発生のメカニズムを以下に示す。また、変状原因の推定概念図 Fig3.9 を参照。



Step	項目	日数	期 間	
1	初期応力	0	—	—
2	置換	3	平成1年7月28日	平成1年7月30日
3	GCP	150	平成1年8月1日	平成2年1月30日
4	CDM	30	平成2年5月1日	平成2年5月31日
5	下部工	90	平成2年6月1日	平成2年8月30日
6	埋め戻し	2	平成2年8月31日	平成2年9月2日
7	盛土1	163	平成2年9月2日	平成3年2月15日
8	盛土2	164	平成3年2月16日	平成3年7月30日
9	盛土3	164	平成3年7月31日	平成4年1月14日
10	盛土4	165	平成4年1月15日	平成4年6月30日
11	盛土5	164	平成4年7月1日	平成4年12月15日
12	盛土6	164	平成4年12月16日	平成5年5月30日
13	上部工	90	平成5年6月1日	平成5年9月1日
14	放置	2910	平成7年9月30日	平成15年10月31日
15	放置	4407	平成15年11月1日	平成28年1月28日

Table3.2 A1 橋台の各要素の物性値

土質	記号	単位体積	粘着力	内部摩擦	モデル	変形係数	ポアソン	圧密降伏	圧縮指数	間隙比	透水係数	ダイレタン	非可逆比	限界状態	ポアソン	静止土圧	二次圧密
		重量		角		E [kN/m ²]	比	応力				係数		数	比	係数	
		γ [kN/m ³]	C [kN/m ²]	ϕ [deg]			ν	P_c [kN/m ²]	C_c	e_0	k [cm/s]	D	A	M	ν'	k_p	α
盛土	Bk	18	-	-	線形弾性	4,900	0.33	-	-	-	1.0E-03	-	-	-	-	-	-
泥炭	Ap	10	23	0	弾粘塑性	800	0.45	42.2	4.644	7.326	1.0E-05	0.138	1.044	1.827	0.231	0.300	0.0121
シルト質細砂	As1	16	0	25	線形弾性	4,200	0.37	-	-	-	1.0E-03	-	-	-	-	-	-
砂混じりシルト	Ac1	16	34	0	弾粘塑性	2,300	0.45	155.2	0.458	1.393	1.0E-05	0.047	0.622	1.088	0.350	0.539	0.0042
砂質シルト	Ac2	16	43	0	弾粘塑性	2,400	0.45	262.6	0.355	1.326	1.0E-05	0.038	0.728	1.275	0.322	0.474	0.0033
砂混じりシルト	Ac3	15	-	0	弾粘塑性	3,900	0.45	262.6	0.355	1.326	1.0E-05	0.038	0.728	1.275	0.322	0.474	0.0033
砂混じりシルト	Ac4	15	59	0	弾粘塑性	3,900	0.45	306.1	1.168	1.958	1.0E-05	0.098	0.690	1.207	0.332	0.498	0.0086
シルト質細砂	As3	17	0	30	線形弾性	13,300	0.33	-	-	-	1.0E-03	-	-	-	-	-	-
シルト	Ac5	15	78	0	弾粘塑性	8,200	0.45	331.2	1.297	2.016	1.0E-05	0.107	0.577	1.009	0.362	0.568	0.0093
シルト質細砂	As4	17	-	25	線形弾性	10,500	0.37	-	-	-	1.0E-03	-	-	-	-	-	-
シルト	Ac6	15	-	-	線形弾性	2,800	0.45	-	-	-	1.0E-05	-	-	-	-	-	-
有機質シルト	Acc2	15	-	-	線形弾性	5,600	0.45	-	-	-	1.0E-05	-	-	-	-	-	-
砂礫	Ag2	21	-	40	線形弾性	28,700	0.26	-	-	-	1.0E-02	-	-	-	-	-	-
固結シルト	Dc	14	15	10	線形弾性	22,400	0.45	-	-	-	1.0E-05	-	-	-	-	-	-
シルト質細砂	Ds	19	30	30	線形弾性	23,800	0.33	-	-	-	1.0E-03	-	-	-	-	-	-
橋台	鉄筋コンクリート	24	-	-	線形弾性	2.0E+08	0.25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
鋼管杭	SPP ϕ 800, $t=16$ mm	$A=0.0394$ m ² , $I=0.00303$ m ⁴ , ピッチ:2.0m				2.0E+08	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
鋼管杭	SPP ϕ 800, $t=12$ mm	$A=0.0297$ m ² , $I=0.00230$ m ⁴ , ピッチ:2.0m				2.0E+08	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
鋼管杭	SPP ϕ 800, $t=9$ mm	$A=0.0223$ m ² , $I=0.00174$ m ⁴ , ピッチ:2.0m				2.0E+08	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CDM(改良体)	$q_{uck}=343$ kN/m ² , 一軸圧縮試験(室内配合 σ_{28}) $E_{50}=300$ MN/m ² , 改良率 $ap=50\%$					5.0E+04	0.30	-	-	-	1.0E-07	-	-	-	-	-	-
GCP(グラベルコンパクションバイブル)	打設長:13.5m, 間隔:1.5m正方形配置, 改良率 $ap=17\%$, 改良後のN値:10					7.0E+03	0.30	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

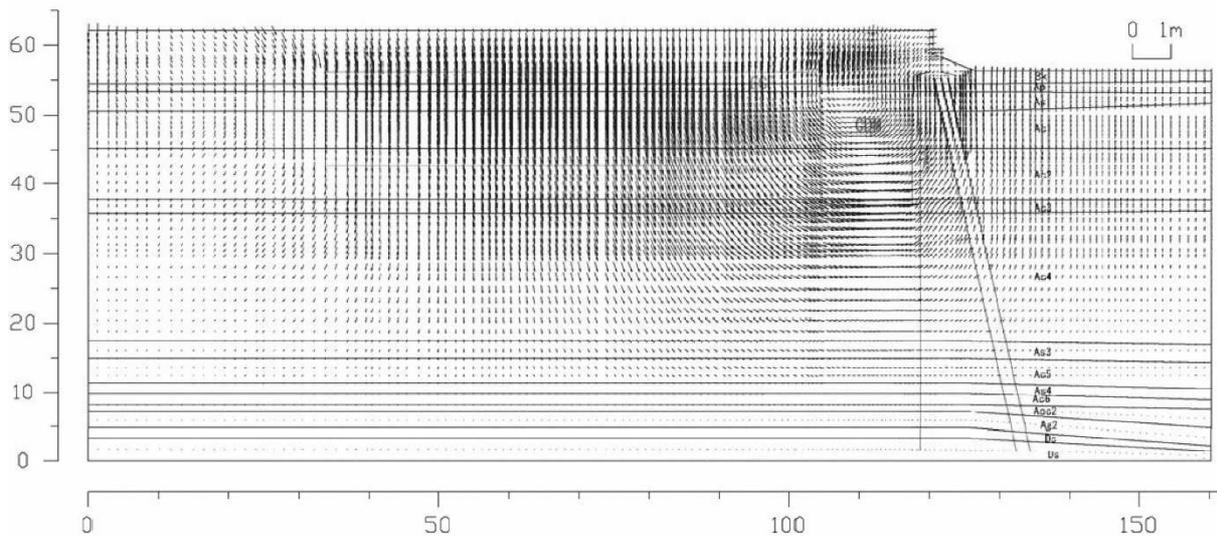


Fig.3.3 A1 橋台の変位ベクトル図

- ① 盛土荷重によって圧密沈下が生じた。
- ② 改良体が反時計周りに滑動し川側へ押し出される。
- ③ 改良体下方 (Ac4 層) で側方流動が発生。
- ④ 側方流動圧に対して後趾側の杭が抵抗し橋台が背面方向に回転。

(3) 水平変位

① FEM 解析値と実測値の相関

解析結果と実測値の相関性は、Table3.3 に示すとおり A1 橋台で-22mm と乖離しているが、A2 橋台では-5mm とほぼ同程度の値となり相関性が認められ、A2 橋台側の解析手法が妥当であると評価した。

Table3.3 橋台天端の水平変位

	水平変位		
	実測値 δm [mm]	解析値 δan [mm]	差[mm]
A1 橋台	187	165	-22
A2 橋台	83	78	-5

② A2 橋台の変位量が比較的小さい理由

A1, A2 両橋台は、同一条件下での設計・施工で地層条件も層序、深度に若干の差異は認めるがほぼ同一である。このような状況で変位量は、実測値、解析値とも $A1 > A2$ でその差は約2倍以上である。

変位量の差が発生した原因は、両橋台背面部の CDM (改良体) の施工範囲の差に起因するものと推測する。即ち CDM (改良体) の施工範囲が、A1 橋台側が Fig.3.4 に示すようにすべり範囲を包含する範囲であるのに対して、A2 橋台側は Fig.3.5 に示すように付帯する構造物 (ボックスカルバート) の設置箇所を包含する範囲であるため、A2 橋台側の施工範囲が大きく、潜在的に対変位挙動対抵抗が A2 橋台側で勝っていたものと考えられる。

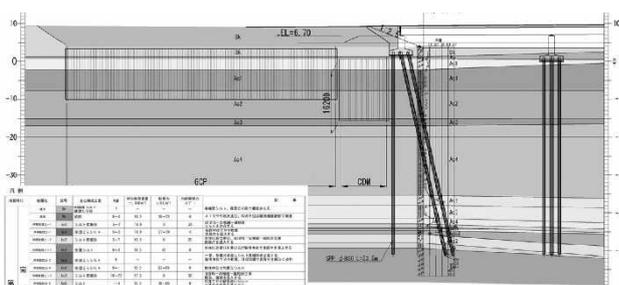


Fig.3.4 A1 橋台側の CDM (改良体) の施工範囲

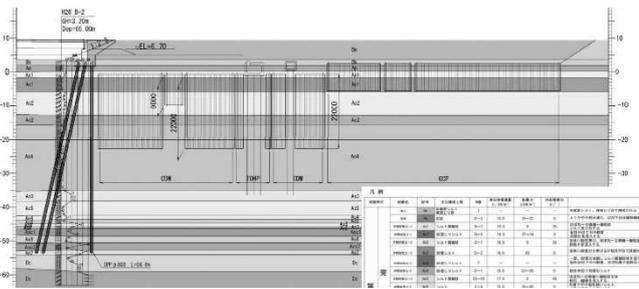


Fig.3.5 A2 橋台側の CDM (改良体) の施工範囲

③ A1 橋台の解析値と実測値の乖離原因

次に A1 橋台の解析値と実測値の乖離について検証する。原因は、Fig.3.6 に示す A1 橋台から約 85m 後方に位置する平成 4 年度に完成の最終処分場 ($L=373m$, $W=126m$, $H=5m$, $\gamma_t=14kN/m^3$) の盛土荷重の影響と考え、FEM 解析を行った。Fig.3.7 に FEM 解析より得られた最終処分場の水平変位コンタ図を示す。

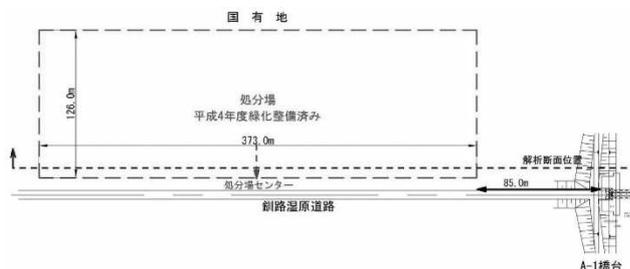


Fig.3.6 最終処分場の解析断面位置平面図

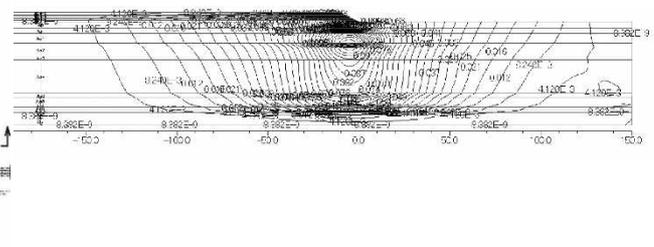


Fig.3.7 最終処分場の水平変位コンタ図

最終処分場盛土の影響は、100m 以上におよび、A1 橋台背面の地盤改良部 (CDM) で水平方向に $\delta an=19mm$ 移動する結果となった。

最終処分場のモデルで算出される地中増加応力は、A1 橋台平面上になく (北方向に離れている) 地盤要素に直接入力することができないため、地盤改良部 (CDM) 下端付近の水平変位 $\delta an=19mm$ を橋

台モデルの地盤改良部（CDM）下端に強制変位として入力（Fig.3.9 強制変位位置）し、最終処分場盛土の影響を考慮するモデルとした。

なお、強制変位の入力する解析ステップは、埋め立て過程を鑑み Table3.1 に示す STEP13（上部工設置）とした。Fig.3.8 に解析結果を示す。

解析結果は、平成 28 年 1 月 28 日で実測値 $\delta_m=187\text{mm}$ と一致した。これにより、A1 橋台の変位は、最終処分場の盛土の影響を含む橋台背面地盤の側方流動が原因と判断する。

当初設計の安定計算におけるすべり円半径 33.5m から、橋台背面 85m と、さらに離れた盛土であるため、通常の橋梁設計の側方流動や圧密沈下解析では、その影響を設計に反映させることは困難であり、今回の側方移動発生により初めて FEM 解析を用いて知り得たものである。

④ 既設杭の応力度照査

この解析結果より、地盤の側方流動圧に起因する基礎杭の応力状態が懸念されたため、FEM 解析の結果に基づき既設杭の応力度照査を行った。

既設杭の応力度照査は、杭を半無限長の梁とする場合の計算式⁷⁾に基づき、橋台変位量を杭頭の水平変位量に置き換えて杭頭水平力と地中部の曲げモーメントを求める。

照査の結果、A1 橋台の既設鉛直杭の応力度は、許容応力度を超過するが、降伏点強度以下で弾性領域に存している。A2 橋台鉛直杭の応力度は、許容応力度以下であった。

Table3.4 既設杭の応力度照査結果

	水平変位量 δ_m [mm]	応力度 σ [N/mm ²]	許容応力度 σ_a [N/mm ²]	降伏点強度 σ_e [N/mm ²]
A1 橋台	187	200.30	> 140	< 235
A2 橋台	83	96.70	< 140	—

3.3 変状原因の推定

橋台の変状は、FEM 解析を用いた再現解析の結果に基づき以下示す事象が長期間にわたり進行し、現在に至った現象であると推定する。Fig.3.9 に変状原因の概念を示す。

- ① 盛土荷重によって圧密沈下が生じた。
- ② 改良体が反時計周りに滑動し川側へ押し出される。

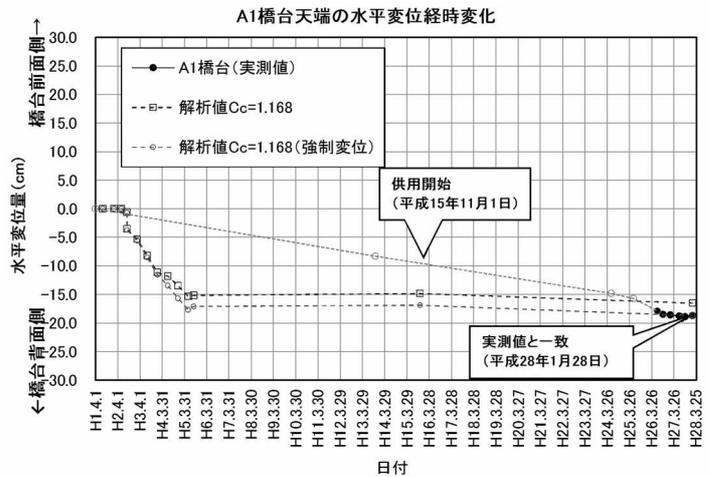


Fig.3.8 最終処分場の影響を考慮した橋台の水平変位経時変化

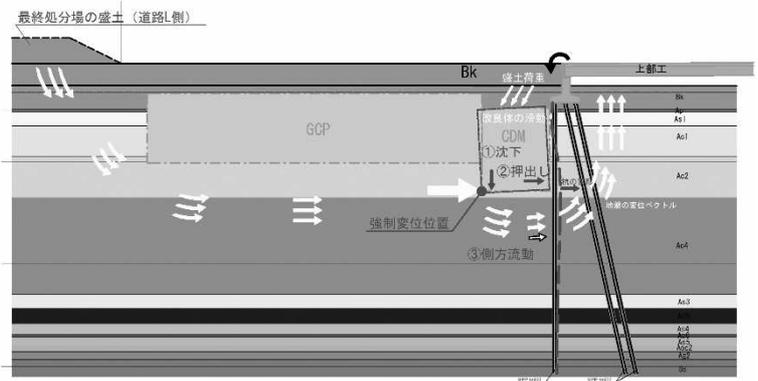


Fig.3.9 変状原因の推定概念図

- ③ 最終処分場の盛土荷重による変形挙動が改良体に伝播し川側への押し出しが増幅する。(Fig.3.3に新たに加わる事象)
- ④ 改良体下方(Ac4層)で側方流動が発生.
- ⑤ 側方流動圧に対して後趾側の杭が抵抗し橋台が背面方向に回転. よって, 橋台背面方向への側方移動が発生した.

4. 橋梁保全対策^{1), 2)}

対象橋梁の保全対策事業, 「道営農地整備事業(通作条件整備(基幹農道整備(保全対策型))) 釧路東地区」の概要を示す.

4.1 対策工法

側方移動対策工は, 橋台の変位が進行しない, 即ち現状を維持することを目的とし, 以下に示す基礎工の補強を考慮した側方移動の対策とする.

(1) A1 橋台増杭

基礎工の補強に際しては, 杭体応力度が許容応力度を超過していることから既設杭の耐力を無視し, 増杭を行い既設橋台フーチングと一体化による補強を行うこととした.

なお, A2 橋台は, 杭頭変位量が許容値の $\delta_a=15\text{mm}^7)$ を超過しているが, 杭体応力度は許容応力度の69%程度であることから, 橋台背面の側方移動対策を実施する条件の下, 増杭を行わないこととした.

(2) 側方移動対策

軟弱地盤層が橋台の側方移動に影響を与える範囲は, 既往資料⁶⁾より Fig.5.1 に示す橋台背面位置の軟弱地盤層の深度 48m「Ac6」下端から 45deg で立ち上げた範囲となる. 本対策は, この影響範囲について側方移動の対策工として, 荷重軽減工法である発泡スチロール材を用いた軽量盛土(EPS)とした. しかし, 軽量盛土(EPS)

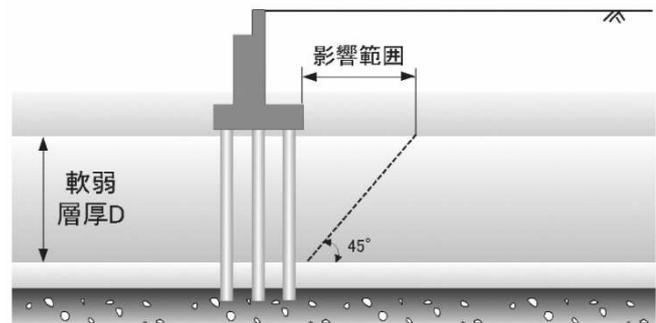


Fig.5.1 橋台の側方移動に影響を及ぼす軟弱粘築堤部の範囲の概念図⁶⁾とした.

は, 築堤内に設置することが河川管理基準よりについてはパイルスラブ工法の適用で対応す

パイルスラブ工法とは, 上記のとおり築堤にため, 築堤下にスラブを設置しそれを杭で支持側方移動対策工法である.

軽量盛土(EPS)の構造高さは, 側方移動の値)を満足($I < 1.2$)する高さを最低値と設定し, 流動の影響が回避されるように決定する.

(3) 支承補修計画

対象橋梁は, 支承移動量に余裕がなくストップ確認されており, 支承移動可能量の確保が必要座前面側に支承を付け替えることによって移等補修計画の概要を示す.

軽量盛土材を使用することが出来ないすることにより, 築堤の荷重軽減を図る

有無の目安とされる I 値(側方移動判定 FEM 解析によって既設橋台杭への側方

パーの変形が平成 21 年度の点検によりである. 支承本体は健全であるため, 沓動量を確保するものとした. 以下に支承

FEM 解析の評価方法は、以下のとおりとする。

- ① 橋台の天端変位が現状より進行しない。
- ② 増杭の杭頭または地中部の杭体応力度が許容値を超過しない。

Table6.1 対策工の解析ステップ

Step	項目	日数	備考	Step	項目	日数	備考
1	初期応力	0	再現解析	16	放置	842	対策工検証
2	置換	3		17	盛土除去	28	
3	GCP	150		18	放置	330	
4	CDM	30		19	杭打ち	29	
5	下部工	90		20	盛土除去	29	
6	埋め戻し	2		21	躯体工	59	
7	盛土1	163		22	築堤盛土1	15	
8	盛土2	164		23	築堤盛土2	15	
9	盛土3	164		24	築堤盛土3	15	
10	盛土4	165		25	放置	192	
11	盛土5	164		26	掘削	10	
12	盛土6	164		27	EPS・盛土1	29	
13	上部工	90		28	EPS・盛土2	30	
14	放置	3,659		29	EPS・盛土3	29	
15	放置	4,407		30	開通10年後	3,599	
			31	開通20年後	3,599		
			32	開通30年後	3,599		
			33	開通40年後	3,599		
			34	開通50年後	3,599		

Table6.2 A1 橋台の対策工に係る各要素の物性値

土質	記号	単位体積重量 γ (kN/m ³)	粘聚力 c (kN/m ²)	内摩擦角 φ (度)	変形係数 E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	圧縮強度 σ _c (kN/m ²)	圧縮変形係数 ε _c	せん断強度 τ (kN/m ²)	せん断変形係数 γ _s	せん断強度比 τ/σ _c	せん断変形係数比 γ _s /ε _c	せん断強度比 τ/σ _c	せん断変形係数比 γ _s /ε _c	せん断強度比 τ/σ _c	せん断変形係数比 γ _s /ε _c
盛土	Bs	18	-	0	4,500	0.33	-	-	1.0E-05	-	-	-	-	-	-	-
混成	Ap	18	21	8	4,800	0.35	41.2	0.244	7.32E-05	0.118	1.344	1.827	0.251	0.368	0.0121	-
シット質細砂	As1	18	0	27	4,200	0.37	-	-	1.0E-05	-	-	-	-	-	-	-
砂混シット	As1	16	34	9	2,800	0.45	155.2	0.418	1.39E-05	0.047	0.622	1.088	0.330	0.339	0.0042	-
砂質シット	As2	16	41	9	2,800	0.45	262.6	0.355	1.32E-05	0.018	0.728	1.275	0.322	0.474	0.0035	-
砂混シット	As3	15	-	0	3,500	0.45	262.6	0.355	1.32E-05	0.018	0.728	1.275	0.322	0.474	0.0035	-
砂混シット	As4	15	99	0	3,500	0.45	308.	1.148	1.58E-05	0.019	0.606	1.207	0.332	0.419	0.0046	-
シット質細砂	As5	17	0	35	3,300	0.35	-	-	1.0E-05	-	-	-	-	-	-	-
シット	As5	15	78	0	3,200	0.45	331.2	1.257	2.61E-05	0.137	0.577	1.009	0.362	0.568	0.0095	-
シット質細砂	As6	17	-	27	3,300	0.37	-	-	1.0E-05	-	-	-	-	-	-	-
シット	As6	15	-	-	3,300	0.45	-	-	1.0E-05	-	-	-	-	-	-	-
貫入質細砂	As7	15	-	-	3,000	0.45	-	-	1.0E-05	-	-	-	-	-	-	-
砂層	As7	21	-	40	3,500	0.35	-	-	1.0E-05	-	-	-	-	-	-	-
細粒シット	Ds	18	15	10	22,000	0.45	-	-	1.0E-05	-	-	-	-	-	-	-
シット質細砂	Ds	19	59	10	27,000	0.45	-	-	1.0E-05	-	-	-	-	-	-	-
EPS (圧縮率: 40% 圧縮率: 50%)		0.24	-	-	7,000	0.32	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
構材 鉄筋コンクリート		24	-	-	21,074,000	0.25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
鋼管杭 SFP φ90, t=3mm		78	0.0394kN/m ²	φ=0.0393kN/m ² , t=3mm	21,024,000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
鋼管杭 SFP φ90, t=3mm		78	0.0394kN/m ²	φ=0.0393kN/m ² , t=3mm	21,024,000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
鋼管杭 SFP φ100, t=3mm		78	0.0499kN/m ²	φ=0.0498kN/m ² , t=3mm	21,024,000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
鋼管杭 SFP φ100, t=3mm		78	0.0499kN/m ²	φ=0.0498kN/m ² , t=3mm	21,024,000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
鋼管杭 SFP φ120, t=3mm		78	0.0718kN/m ²	φ=0.0717kN/m ² , t=3mm	21,024,000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
鋼管杭 SFP φ120, t=3mm		78	0.0718kN/m ²	φ=0.0717kN/m ² , t=3mm	21,024,000	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
コンクリート 強度: f _{ck} =34.5kN/m ²		24	-	-	21,024,000	0.25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CDM (鋼管杭) φ90×3.0mm		78	-	-	21,024,000	0.25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
CDM (鋼管杭) φ100×3.0mm		78	-	-	21,024,000	0.25	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

解析ステップは、対策工施工計画に基づき各工種の期間を設定し、竣工後 50 年を解析期間とした。解析ステップ数は、Table3.1 に示す再現解の解析ステップに追加し Table6.1 に示す 34 ステップとした。各要素の定数は、再現解析で用いた Table3.2 を踏襲するが、対策工の実施により EPS, 増杭, パイルスラブの要素を追加する。対策工の入力定数 (物性値) を Table6.2 に示す。

FEM 解析を行った結果を Table6.3, Fig.6.1 に示す。

Table6.3 対策工の FEM 解析結果

EPS 高さ 2.5m		水平変位 δ [mm]	応力度 σ [N/mm ²]
側方移動対策工施工完了時 (STAGE21)	応力解放率 ; 0% リバウンド無視	施工前 ; 182.1 施工後 ; 178.3, Δ-3.8	55.4 < 140
	応力解放率 ; 100% リバウンド考慮	施工前 ; 182.1 施工後 ; 92.0, Δ-90.1	27.3 < 140
開通 50 年後 (STAGE34)	応力解放率 ; 0% リバウンド無視	施工前 ; 182.1 50年後 ; 177.6, Δ-4.5	59.9 < 140
	応力解放率 ; 100% リバウンド考慮	施工前 ; 182.1 50年後 ; 91.3, Δ-91.8	31.7 < 140
備考		杭の許容応力度 ; σ _a =140N/mm ² 水平変位の方向 ; (+) 背面側, (-) 前面側	

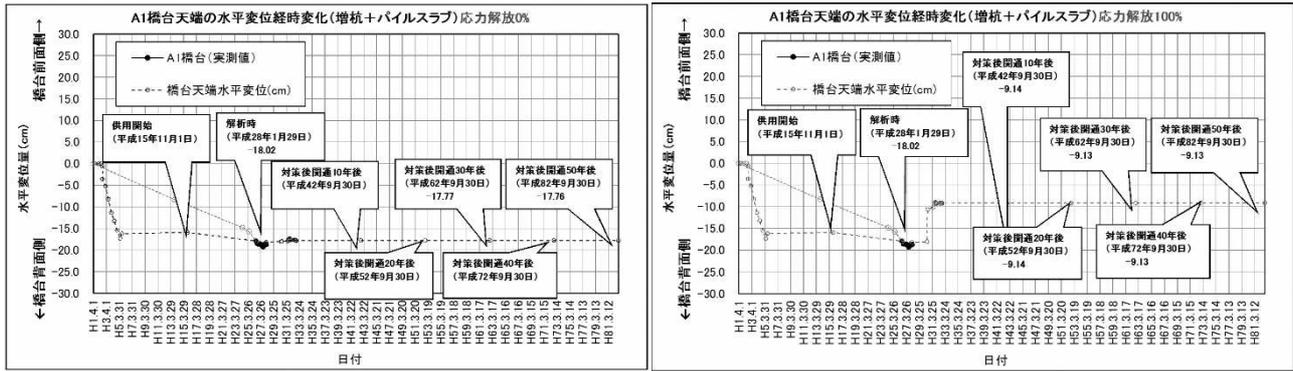


Fig.6.1 A1 橋台天端変位量の推移

FEM 解析結果について、リバウンドを無視した場合（応力解放率；0%）とリバウンドを考慮する場合（応力解放率；100%）の2ケースの結果を求めた。現実的には両ケースの中位の結果となると考えられるが、両極端のケースが条件を満足することを確認することで中位の結果も包括できるものと考えた。

Table6.3 に示したように、橋台天端の変位は側方移動対策施工後、50年後に向かって僅かに減少方向を示した。また、増杭の杭体応力度についても50年後まで許容値以内に収まる結果となったが、施工終了時点から50年後に向けて応力度は継続的な地盤の変形により増加傾向を示す。ただし、その増加量は、50年間で 5N/mm^2 未満とわずかずであり、仮に50年後以降もこの割合で応力増加した場合でも、許容値を超えるのは800年後以上（ $(140-59.9) / 5 (\text{N/mm}^2) \times 50 \text{年} \approx 800$ ）である。したがって、橋梁の目標供用年数100年は十分に満足できると評価する。

6. まとめ

極軟弱地盤に建設される橋梁の設計において、その発生原因ならびに対策が当初および現行の設計法や解析で分かり得なかった橋台の側方移動のメカニズムについて、二次元弾粘塑性 FEM 解析による逆解析（再現解析）を行い、以下に示す側方移動の挙動が解明された。

- ① A1 橋台と A2 橋台の変位量の差は、CDM（改良体）の施工範囲の差によるもの。
- ② A1 橋台については最終処分場盛土の圧密沈下の影響を受けていた。
- ③ 盛土荷重による沈下で CDM（改良体）下方の軟弱地盤層で側方流動が発生していた。
- ④ 既設鉛直杭で側方流動圧に抵抗したことで橋台が背面側に回転し変位が発生していた。

また、対策工についても側方移動に影響を与える範囲を最新の知見⁶⁾に基づき橋台背面位置の軟弱地盤層下端から45deg上方に改まり、その上で当該範囲に軽量盛土工（EPS）、パイルスラブ工の荷重低減工を行うこととし、この対策において FEM 解析により検証した結果、橋台の変位が進行しないことが確認された。

事業の保全対策では、以上の FEM 解析に基づく地盤改良工事を行うとともに、既設橋梁の補修・補強として、基礎工について既設杭が許容値を超過している現状を鑑み、長期的な耐力低下が懸念されるため、既設杭の効果を期待せず新たに増杭を行うこととし、合わせて支承や伸縮装置の補修工事を予定している。

極軟弱地盤に建設される橋台の側方移動について、二次元弾粘塑性 FEM 解析での再現解析が有効であることが理解できた。しかし、対象橋梁の側方移動に85m斜め後方の遠隔地点に位置する盛土の

影響について、二次元解析であるが故に、別の解析断面（盛土解析断面）で得られた変位量を側方移動の解析断面に計算の都合上として強制変位としてモデル化して結果を導いた。今後は、このような場合に三次元解析の採用により解析精度の向上に努めていくことも重要と考える。

7. 今後の展開方向

橋台の側方移動問題は、土質、背面盛土の形状や寸法、構造物と地盤の相互作用だけでなく、施工条件や手順等の複合的要因が関与している。これまでに多数の研究や模型レベルの実験、数値解析モデルを用いたシミュレーション等が行われてきたが、側方移動問題に対する設計手法が確立するまでには至っていないことが既往資料⁸⁾で報告されている。このように、橋台の側方移動問題については、事前設計および事後対応、双方において難しい対応が求められているのが現状である。

本件のように極軟弱地盤に建設された橋台の側方移動問題の事後対応について、計測管理データの蓄積により現象を定量的に捉え、FEM解析を用いた再現解析により原因を解明し対策工の設計を行ったことで一定の成果が得られた。今後、極軟弱地盤での橋梁設計では、建設中及び建設後における橋台の側方移動等の計測管理を行い、同様事例が発生した場合には、原因を解明し対策工を検討する上で有効な検討手法として活用が期待されるだろう。

北海道には軟弱地盤が広く分布する地形的特徴を有しているため、橋台の側方移動問題への対応が求められる事案が多く見られる。そのような中で、本件で得られた知見が今後の橋台の側方移動問題対応の一助になれば幸いである。

【引用・参考文献】

- 1) 北海道釧路総合振興局；平成 28 年度通作条件（基幹農道保全）釧路東地区調査設計 1 報告書，2016
- 2) 北海道釧路総合振興局；釧路湿原大橋技術検証会検証報告書，2016
- 3) 北海道釧路支庁；平成元年度道営広域農道事業釧路東地区第二委託報告書，1989
- 4) 千葉佳彦，金山慎一，上野賢治，日下部史明；釧路東地区における地盤改良工事，農業土木学会論文集第 169 号，1994.2，pp.47-55
- 5) 泥炭性軟弱地盤対策工指針，昭和 63 年 10 月、泥炭性軟弱地盤対策工指針編集委員会
- 6) 国立研究開発法人土木研究所；橋台の側方移動対策ガイドライン策定に関する検討（その 2），土木研究資料第 4174 号，2010.6
- 7) 社団法人日本道路協会；道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説，平成 24 年 3 月
- 8) 建設省土木研究所；橋台の側方移動に関する研究（S56），土木研究資料第 1084 号，1981.6