

軟弱地盤上の堤体盛土に伴う情報化施工とその評価

西林 清 茂 上野 孝 之
杉 江 茂 彦

Observational Control During Construction of Embankment

Kiyoshige Nishibayashi Takayuki Ueno
Shigehiko Sugie

Abstract

In the Joetsu District an embankment for a certain agricultural reservoir is under construction. This construction is accompanied by great danger because the peaty ground is very soft while the embankment is high ($\Sigma H=7.5$ m). Therefore, extreme care was taken in safety control of this construction employing methods of predicting failure with the Matsuo and Kawamura method as main. As a result, the construction has neared completion ($\Sigma H=7.0$ m) without accident. This paper reports on an outline of the safety control and the limits to application of the Matsuo and Kawamura method in case of large settlement.

概 要

上越地方で、農業用貯水池の堤防付替えに伴う盛土工事が行なわれている。当工事は腐植土性の軟弱地盤を対象とし、計画盛土厚も $\Sigma H=7.4$ mと高盛土であるため、盛土破壊の危険性が高いものである。そこで、松尾・川村の破壊予測手法を主に、その他の手法も併用し工事の安定管理を行なった。その結果、現在盛土厚 $\Sigma H 7.0$ mまでを無事盛ることができた。この報文では、当工事で行なわれた安定管理の概要と、それにより得られた沈下量が大きい場合における松尾・川村手法の適用限界について報告している。

1. まえがき

動態観測の結果から盛土の破壊を予測する手法は、現在いくつか提案されている。それらの手法は、実際工事の安定管理に既に多く用いられ、その結果もいくつか報告されている。各手法の適用性についての見解は様々であり、対象とする盛土の形状と基礎地盤の性状に応じた破壊判定規準の設定方法、各手法の適用限界など未だ残された問題は多いようである。

上越地方において、農業用貯水池の堤防付替え工事に伴い、軟弱地盤上への盛土工事を実施中である。この工事では、松尾・川村の破壊予測手法を主に、その他の手法を併用し安定管理に努めた結果、現在盛土工事の大半を無事完了することができた。この報文は当工事の安定管理の概要と、安定管理を行なうことにより把握した松尾・川村の手法の適用限界、また手法を併用した安定管理の妥当性について述べたものである。

2. 工事概要

当工事は、農業用貯水池の堤防を改築するものである。築堤位置の平面および断面を図一1と図一2に示す。

対象地盤は、後述するように主に腐植土層と粘土層で構成され、非常に軟弱で長期にわたり沈下が継続する地盤である。旧堤体では、沈下が激しく、度々追加盛土を要した前例がある。そこで当工事に際しては、軟弱地盤対策として、残留沈下の低減と地盤強度の早期発現を狙った当社開発のPVCドレーン工法・ファゴット工法などの圧密促進工法を採用した。また、盛土のスベリ破壊への対策として、多段階の押え盛土工法を採用した。仕上り堤頂高はEL+10.2 mであり、これを確保するための必要盛土厚は、沈下解析より $\Sigma H=7.4$ mと設定された。

現在、第3期盛土($\Sigma H=7.0$ m)までを完了している。当工事の主体である地盤改良工事と盛土工事の概要を以

下に示す。

(1) 地盤改良工事

- ①ファゴット工法 面積 2,889 m²
- ②PVC ドレーン工法 長さ Max 14 m
ピッチ 1.0 m

(2) 盛土工事

- ①第1期盛土(昭和56年8月開始) 厚さ 2.3 m
その内サンドマット 0.8 m
- ②第2期盛土(昭和57年8月開始) 厚さ 2.5 m
- ③第3期盛土(昭和58年8月開始) 厚さ 2.2 m
- ④第4期盛土(予定昭和60年8月) 厚さ 未定

3. 地盤性状

当該地盤の軟弱層は図-3に示すように、盛土縦断方向の中央部で最も厚く、すり鉢状に堆積している。層構成は表層が水田の耕作土で、その下に4~6mの腐植土層と6~8mのシルト質粘土層が分布し、さらに薄い腐植土層を介して、砂層・洪積層へと続く。腐植土層とシルト質粘土層の土性は表-1に示すとおりである。腐植土は含水比 $w \approx 600 \sim 800\%$ で、液・塑性限界も極めて高い。シルト質粘土は含水比 $w \approx 100 \sim 140\%$ と通常の粘土に比べ大きく、単位体積重量は $\gamma_t \approx 1.3 \sim 1.4 \text{ g/cm}^3$ と小さい。強度は図-4に示すように、一軸圧縮試験の結果では、腐植土で $C \approx 0.5 \text{ t/m}^2$ 、シルト質粘土で $C \approx 1.0 \text{ t/m}^2$ 程度と両者とも小さい。圧密性状は、腐植土では M_v 値が大きく沈下の大きいことを示し、シルト質粘土は同種のものに比べ C_v が小さく長期圧密となることを示している。以上より、当該地盤は非常に軟弱で圧縮性に富み、圧密に長期を要する性状であることが判る。

土質試験項目	腐植土	シルト質粘土	
採取場所	ボーリング 6-1	ボーリング 6-3	
深さ(m)	2.21~2.87	8.11~8.75	
物理性状	比重 G_s	1.703	2.774
	単位体積重量 $\gamma_t(\text{g/cm}^3)$	1.01~1.08	1.34~1.42
	含水比 $W(\%)$	595.4~808.7	101.6~141.4
	自然間隙比 e_0	10.0~14.3	2.9~4.0
	飽和度 $S_r(\%)$	95.3~100.0	96.2~100.0
	液・塑性限界(%)	LL822.0 PL182.1	LL101.6 PL 33.6
力学性状	一軸圧縮強度 $q_u(\text{kgf/cm}^2)$	0.09~0.11	0.14~0.22
	圧密性状	$P \leq 1.5(\text{kgf/cm}^2)$ $C_v = 1.04 * 10^{-4}$ $\sim 5.21 * 10^{-3}$ (cm^2/sec) $M_v = 0.26 \sim 1.05$ (cm^2/kgf)	$P \leq 1.5(\text{kgf/cm}^2)$ $C_v = 4.86 * 10^{-5}$ $\sim 2.31 * 10^{-4}$ (cm^2/sec) $M_v = 0.13 \sim 0.26$ (cm^2/kgf)

表-1 土質性状

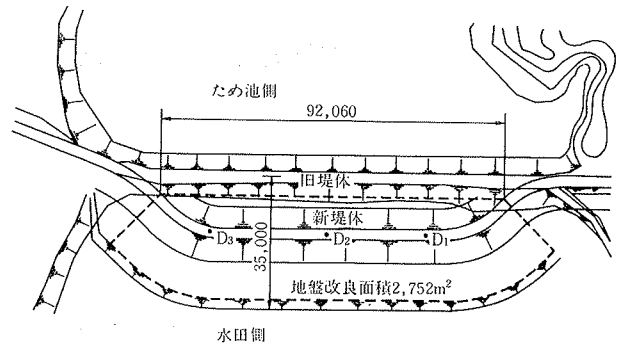


図-1 盛土施工位置の平面図

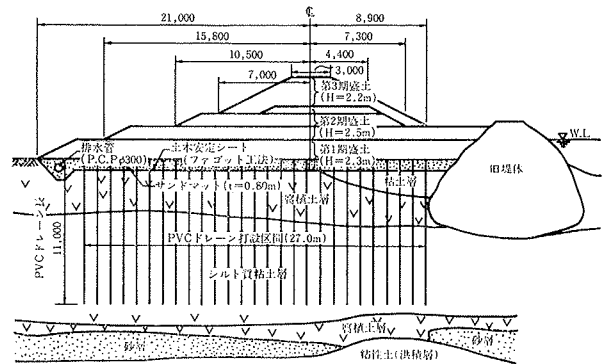


図-2 盛土横断面と土層分布

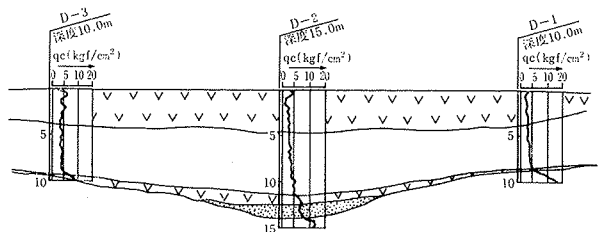


図-3 盛土縦断方向の土層分布

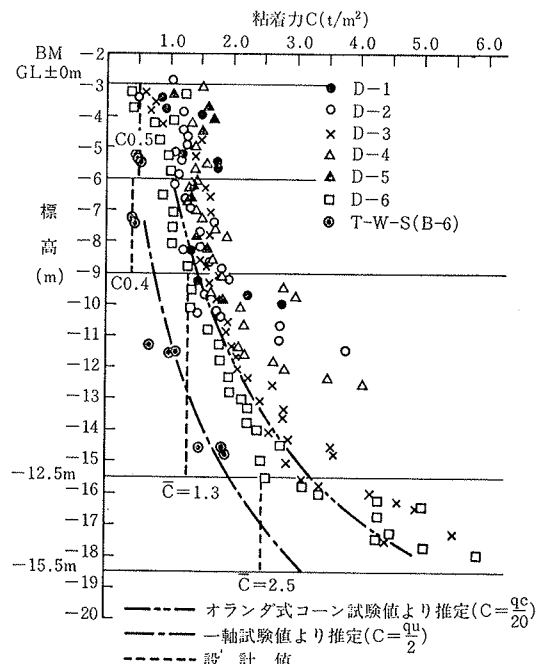


図-4 地盤強度の深度分布

4. 動態観測

基礎地盤および周辺地盤の挙動を把握し、安定管理に活用するため動態観測を実施した。観測計器の設置位置を図-5に示す。第3期工事までの盛土横断面における沈下、側方変位および間隙水圧の観測結果を図-6に示す。

盛土施工時には荷重により、各期とも側方変位と沈下の増加、また間隙水圧の上昇がみられる。圧密放置期間では、圧密促進効果の表われとして、間隙水圧の低下と沈下との比較的良い対応がみられる。

第3期の挙動に着目すると、第1期・第2期に比較して、沈下と側方変位量の増加量はかなり小さい。これは第1期・第2期に比べ荷重幅が狭かったことにもよるが、両期間における圧密で地盤の改良が進んだことを示すものである。このことは、後述の表-2、表-3に示すように第3期盛土開始前に実施した土質調査で確認されている。

理論沈下曲線と実測沈下曲線を比較すると、第1期・第2期の盛土施工時と圧密放置期間の初期において対応がとれていない。これはPVCドレーンの到達していない下部腐植土層において、砂層の排水能が予測外に大きく沈下が早く進行したためと思われる。第3期では、理論沈下曲線は実測沈下曲線を若干上回っているが、両曲

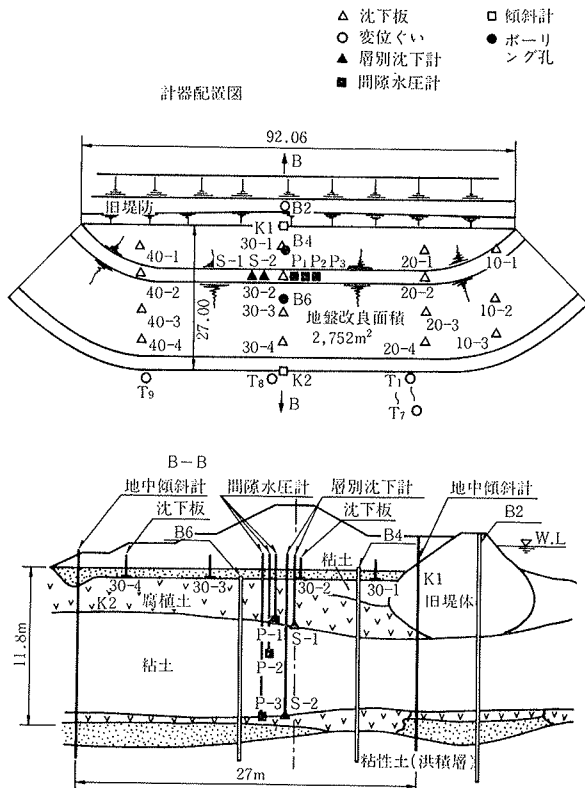


図-5 観測計器設置位置

線には良い対応がみられる。

5. 破壊予測手法を用いた安定管理

当盛土工事では、各種の破壊予測手法を用い、その結果を参考に盛土体の安定性の検討を行なった。

5.1. 破壊予測手法と管理規準値

当工事区は盛土の縦断長が短く、本工事に先立つ試験盛土は実施していない。そのため、当工事条件における各手法の破壊および不安定な状態を示す規準を設定することはできなかった。したがって、安定管理には地盤性状および盛大形状の違いによらない判定規準を有する松尾・川村^{1),2)}の手法 ($S\text{-}\delta/S$ 管理図) を主に用いた。その他にも栗原・一本³⁾の手法 ($\Delta\delta/\Delta t$ 管理図), 富永・橋本⁴⁾の手法 ($S\text{-}\delta$ 管理図) を用い参考とした。盛土の施工状況を図-7に、上記各手法の管理図を図-8、図-9および図-10に示す。各手法の概要は以下に示すとおりである。

(1) 松尾・川村の手法

管理図の Q/Q_f 値は、盛土がどの程度破壊に近いを示す判定規準である。図上の変位過程が $Q/Q_f=1.0$ に到達した時点において、盛土が破壊する場合が多いとされている。したがって、 $Q/Q_f=1.0$ の等値線は破壊規準線と呼ばれている。また、 $Q/Q_f=0.85\sim 0.90$ において、破壊の前兆であるヘアークラックが発生する場合が多いと言われている。

当工事では、この手法の $Q/Q_f=0.90$ を管理規準値として設定した。

(2) 栗原・一本の手法

当手法は施工中の側方変位速度の経時変化をとらえ、 $\Delta\delta/\Delta t$ のピーク値がある一定の値を超えた場合、不安定な状態を示唆すると言うものである。 $\Delta\delta/\Delta t=1.5$

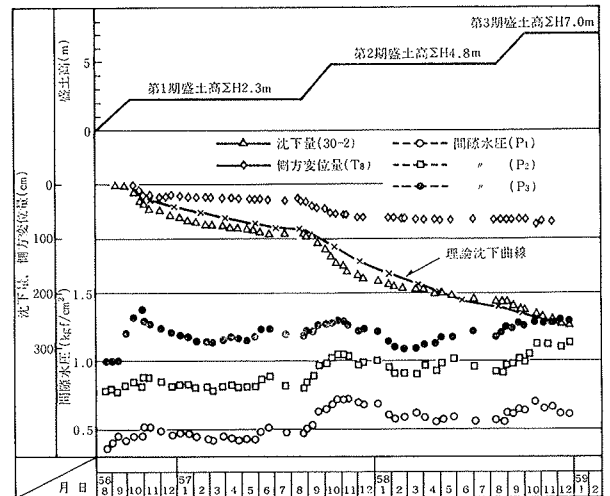


図-6 沈下・側方変位・間隙水圧経時変化

cm を管理規準値とした例がある。

(3) 富永・橋本の手法

当手法は盛土法尻部の側方変位量と盛土中央部の沈下量の関係より、その比(δ/S 値)の急増を破壊の前兆とするものである。 $\delta/S=0.7$ を管理規準値とした例がある。

5.2. 各期の安定管理の概要

第1期盛土では厚さ 80 cm のサンドマット敷設後、PVC ドレイン打設工事のため約 3 週間の圧密放置期間をとった。その後、盛土再開と共に松尾・川村の管理図の Q/Q_f 値は急増し、最終的に $Q/Q_f=0.85$ となった。圧密放置期間では、 Q/Q_f 値はほぼ一定となり不安定な状態への移行はみられなかった。栗原・一本の管理図では、盛土完了前においてピーク値は $\Delta\delta/\Delta t=2.2$ cm/day となっている。富永・橋本の管理図では、盛土施工時において δ/S 値の急増がみられるが、圧密放置期間に入ると δ/S 値は減少し安定な状態へ移行するのが判る。

第2期盛土では、初期において比較的急速で盛土したためか施工半ばで、松尾・川村の管理図において管理規準値 $Q/Q_f=0.9$ に達した。そこで、盛土高 1 m 終了時と 2 m 終了時に各々約 10 日間の休止期を置いた、しかし、松尾・川村の管理図では、 Q/Q_f 値の減少、すなわち安定状態への移行はみられなかった。一方、栗原・一本の管理図では側方変位速度の減少、富永・橋本の管理図では δ/S 値の減少がみられ、安定な状態へ移行する傾向

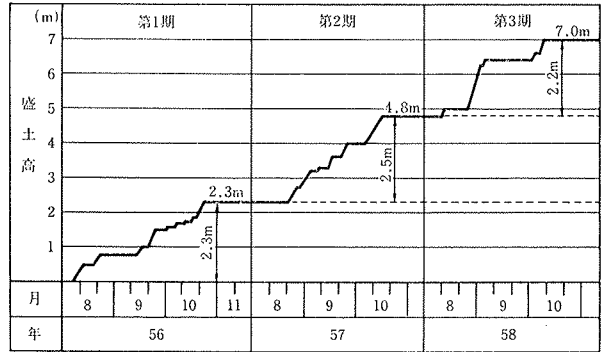


図-7 盛土の施工状況

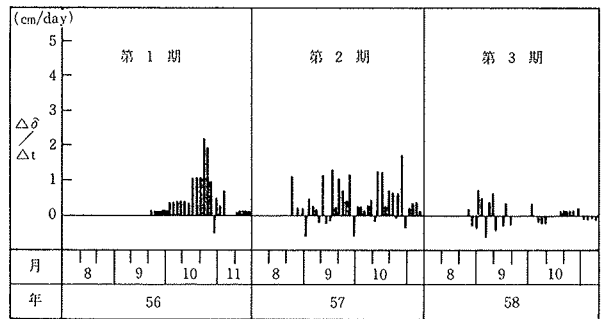


図-9 栗原・一本の施工管理図

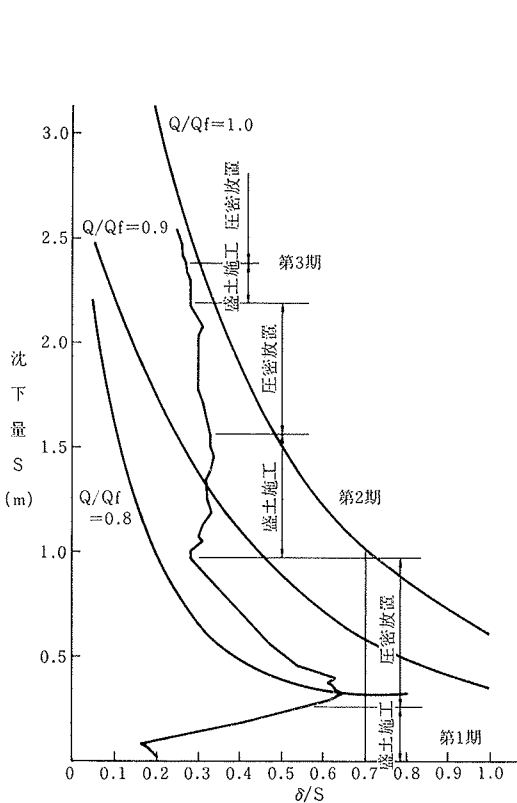


図-8 松尾・川村の施工管理図

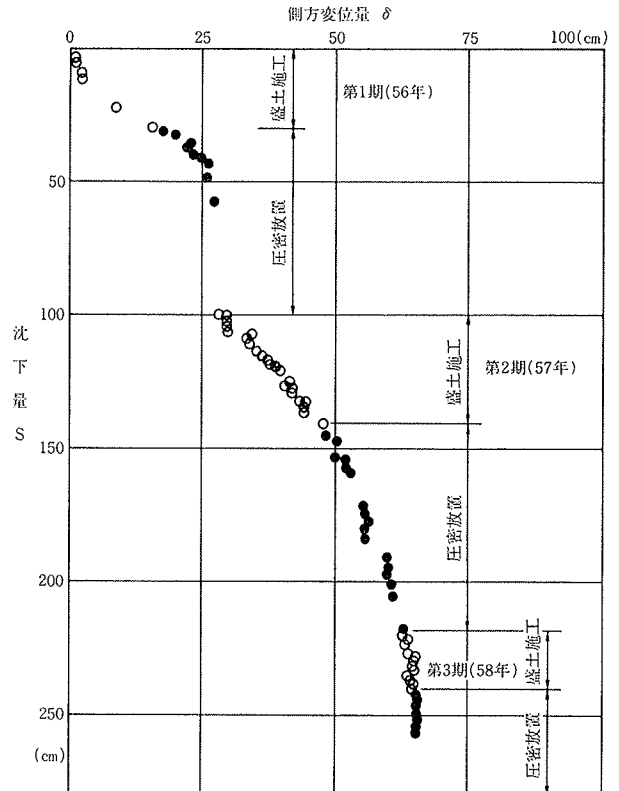


図-10 富永・橋本の施工管理図

が読みとれた。さらに、間隙水圧にも減少がみられたため、これらを判断材料として盛土を継続した。圧密放置期間では、沈下と側方変位の傾向からは不安定な状態への移行はみられず、目視観察においてもクラックなど破壊の前兆はみられなかった。しかし、松尾・川村の管理図では Q/Q_r 値は漸増し、あたかも盛土破壊に近いことを示した。当手法では、 δ/S をパラメータに用いる性質上、分母 S の累積が大きくなると、新たに S が増加しても容易に δ/S は減少せず、 Q/Q_r 値の減少、すなわち安定状態への移行を示さなくなった。

第3期盛土では、松尾・川村の管理図で $Q/Q_r=1.0$ に近づいたため、念のために事前に土質調査を実施した。その結果は表一2、表一3に示すように、改良地盤は原地盤に比べ、含水比と間隙比の減少、また一軸圧縮強度と圧密降伏応力の大幅な増加がみられ、物理・力学の両特性において地盤改良効果を確認することができた。土質調査の結果に基づくスベリ安定解析においても、図一11に示すように $F_s > 1.2$ を得た。施工にあたっては、栗原・一本および富永・橋本の両管理図において第1期・第2期との比較を行ない、また側方変位、沈下および間隙水圧の傾向をみて安定性の検討を行なった。

6. あとがき

松尾・川村の破壊予測手法を当工事の安定管理に用いた結果、沈下量の小さい第2期盛土の施工時までは、施工状態に追従した不安定あるいは安定な状態への感度良い変化が読みとれた。しかし、第2期工事の放置期間以後においては、沈下量が大きくなったことにより、 δ/S を用いる性質上、管理図では安定状態への移行は示されなかった。そのため、併用した他手法の結果と、計測値の傾向を参考に工事を継続し、第3期盛土までを無事完了することができた。

当工事では、ヘアー・クラックなど破壊の前駆的現象をみることはなかった。したがって、現場計測値と実際の破壊およびその前兆を示す現象との関係を知ることはできず、あくまでも施工状況から類推した盛土体の安定状態と各手法の判定結果との対応をみるにとどまった。今後、こうした適用例を増やし、各々の工事条件にあった判定規準を明確にするなど、各手法を用いる上でのノウハウを蓄積する必要がある。

謝辞

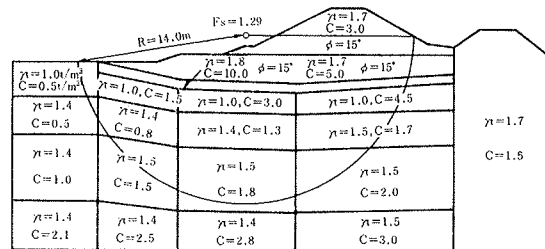
この報文を作成するにあたり、多くの御指導、御配慮

	含水比 $W(\%)$		間隙比 e	
	原地盤	改良地盤	原地盤	改良地盤
腐植土層	721	493	12.20	8.56
粘土層	127	74	3.63	2.08

表一2 第3期盛土開始前の土質調査結果 (物理的性質)

	一軸圧縮強度 $qu(t/m^2)$		圧密降伏応力 $Pc(t/m^2)$	
	原地盤	改良地盤	原地盤	改良地盤
腐植土層	1.0	8.2	1.5	5.7
粘土層	1.9	3.1	4.2	7.4

表一3 第3期盛土開始前の土質調査結果 (力学的性質)



図一11 第3期盛土のスベリ安定解析

をいただいた(株)大林組新潟県工事事務所 中村輝夫所長、技術研究所 土木第一研究室 鳥井原 誠研究員はじめ関係各位に対し、深く感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 松尾 稔, 川村国夫: 盛土の情報化施工とその評価に関する研究, 土木学会論文報告集, No. 241, (1975. 9), pp. 81~91
- 2) 松尾 稔, 川村国夫: 軟弱地盤上の盛土施工に関する施工管理図, 土と基礎, Vol. 26, No. 7, (1978), pp. 5~10
- 3) 栗原則夫, 一本英三郎: 道路盛土工における実施例, 昭和52年度土木学会関西支部講習会テキスト, (1977), pp. 71~81
- 4) 富永真生, 橋本正治: 側方変位の現場計測による盛土の施工管理について, 土と基礎, Vol. 22, No. 11, (1974), pp. 43~51