

泥炭性軟弱地盤におけるパイロット盛土工法について（その3）

——地盤調査結果と動態観測結果の総合的検討の試み——

齋藤二郎 丸山 誠
木村 薫 鳥井原 誠
平間邦興

Pilot Embankment Method on Peaty Soft Ground (Part 3)

——Comprehensive Examination of Foundation Investigation Results
and Measurement Results of Foundation Movement——

Jiro Saito Makoto Maruyama
Kaoru Kimura Makoto Toriihara
Kunioki Hiramama

Abstract

The so-called "Pilot Embankment Method" was applied in design and construction of this particular expressway. That is, an embankment is always made first at a small area of each part sectioned off in consideration of soil properties and construction conditions, and behaviors are observed before proceeding with the main embankment.

In the previous part of this paper the results of examination were indicated for the following: (1) effects on soil properties of various soil improvement methods, (2) movements of embankments and embankment environs due to soil improvement work and embankment construction, and (3) relations of variations in soil properties and instrument observation results. The effectiveness of the Pilot Embankment Method was evaluated through comparisons of analytical results and actual measurements.

This present Part 3 of the paper gives a summarization of discussions in detail laying emphasis on variation of soil properties, and analysis of pore water pressure and foundation displacement. Also, elastoplastic analysis by the Finite Element Method is performed for comparisons with actual measurement results.

概 要

この高速道路盛土工事の設計・施工にあたっては、地盤がきわめて軟弱で劣悪な性状を示すため、地盤、施工条件によって分割した各工区毎に、動態観測を実施しながら本体部より常に一部分を先行盛土していく、いわゆるパイロット盛土工法なる施工管理法を採用し、また盛土前後には土質調査を実施した。既報告では(1)各種地盤改良工法による土質性状の改良効果(2)地盤改良および盛土工事過程における盛土本体や盛土周辺地盤の挙動(3)土質性状の変化と動態観測結果との関連性などの検討結果を示した。その結果、理論値と実測値を比較することによりパイロット盛土工法の有効性が評価された。

この報告では、土質性状の変化および間ゲキ水圧や地盤変位などの挙動解析に重点を置き、更に詳細に検討した結果をまとめたものである。また、FEMによる弾塑性解析を実施し、実測結果との比較・検討を試みた。

1. まえがき

この工事区域のように、複雑な土層分布を有する軟弱地盤での設計・施工にあたっては、縦断方向のA～F工区毎に各種の地盤改良工法を検討し実施した。また、特

に盛土工事では盛土部本体より常に一部分を動態観測を実施しながら先行盛土をおこなうパイロット盛土工法なる施工管理法を採用した。また、盛土前後（1次：盛土前，2次：サーチャージ盛土終了時，3次：サーチャージ盛土撤去時）に詳細な土質調査を実施した。

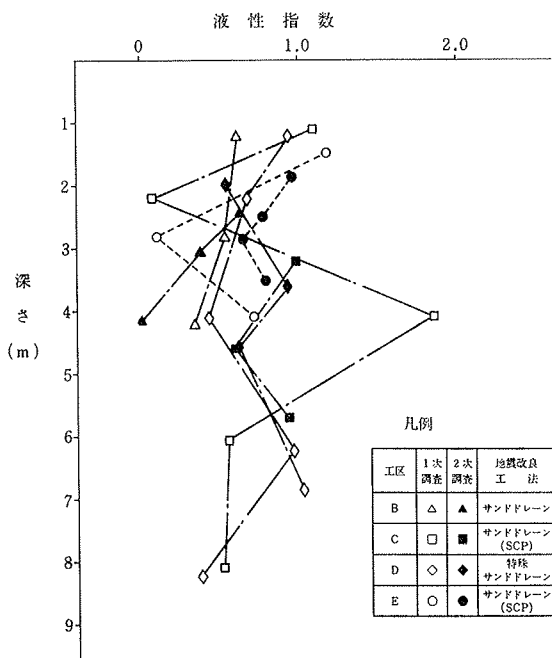
既報（その1）では、パイロット盛土工法の趣旨と概要とA～F工区における土質調査結果より土質性状の詳細な検討、および施工過程における土質性状の変化、並びに各種地盤改良工法による改良効果の比較などについて報告した¹⁾。既報（その2）では、パイロット盛土工法における動態観測結果と理論解析結果との比較、施工中の地盤挙動などの検討、および施工による土質性状の変化と動態観測結果との相関性などについて報告した²⁾。

この報告では、既報に引き続き、更に土質性状の変化について詳細に検討した結果を示すとともに、動態観測結果のうちから特に間ゲキ水圧と側方変位の挙動に重点を置き、詳細な解析をおこない、その解析結果の適用性について検討した。また、一部 FEM による弾塑性応力変形解析を実施して実測値との比較を試みている。

2. 土質性状に関する検討

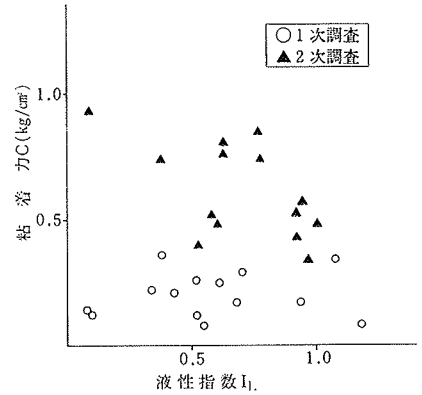
2.1. 物理性状の変化——液性指数 I_L の変化

土におけるコンシステンシーとは、含水量の多少による土の状態の変化あるいは土の硬軟の程度をあらわす指標である。したがって、自然含水状態との関連からその地盤の安定性を判定するためのデータとなり得る。このうち、1次および2次調査結果から得られた液性指数 I_L の深度方向に関する変化を調べてみたのが図一1である。(A, F工区を除く)各工区における地盤改良工法の違いによる地盤の安定性を検討することができる。B, C工区については全般的に液性指数は減少して基礎地盤が安定化の方向にあることが認められるが、D工区ではあまり明確な変化はあらわれていない。また、E工区では



図一1 液性指数 I_L の変化

逆に増加する傾向を示しているが、深度方向にも多少の誤差（特に2次調査）もあるため一様に結論づけることはできない。試みに液性指数 I_L と粘着力 C の関係を図示したのが図一2である。盛土



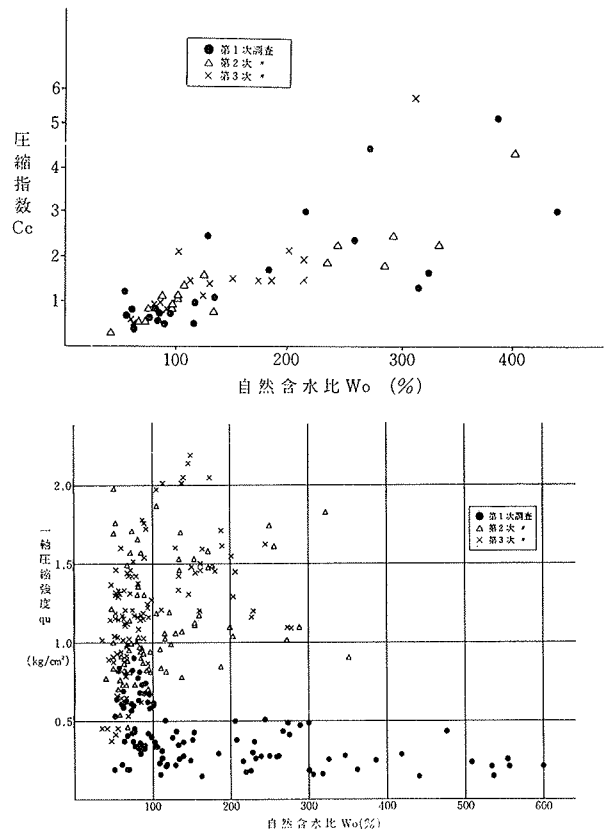
図一2 粘着力—液性指数

前の原地盤の試験結果（1次調査）とサーチャージ盛土後の試験結果（2次調査）にはその相関分布に明らかに差が認められるようである。

このように、地盤改良効果の違いを液性指数 I_L の変化によって比較することも一手法として可能のようである。強度増加率などと同様に、今後十分利用価値があると思われる。

2.2. 土質定数の相関関係

土質工学における物理性状と力学的性状との相関関係については、既に多くの種類の土に対して数多くの報告がされている。この工事については、既報¹⁾にも一部示してあるが、ここではそのうち一軸圧縮強度 q_u および圧縮指数 C_c と自然含水比 W_0 との関係を、1次、2次、



図一3 土質定数の相関関係

3次調査結果にわけて示したのが図-3である。これによって施工過程における相関分布の推移がわかる。いずれの解析結果からも、結果のバラツキはあるものの盛土前の原地盤における相関性が盛土施工段階において推移していく過程が判明した。

2.3. 圧密降伏応力 P_y と土被り圧 P_0 。

圧密試験結果の間ゲキ比 e - 圧密荷重 P 関係における屈曲点の解釈には、圧密降伏応力 P_y と先行土被り圧 P_0 の2通りの考え方がある。代表工区としてB, D, F工区について深度方向の P_y と P_0 の関係を、各調査段階に分けて図示したのが図-4である。以下に各調査段階での各工区の傾向について概説する。

盛土前の調査結果では、A工区を除いてすべて正規圧

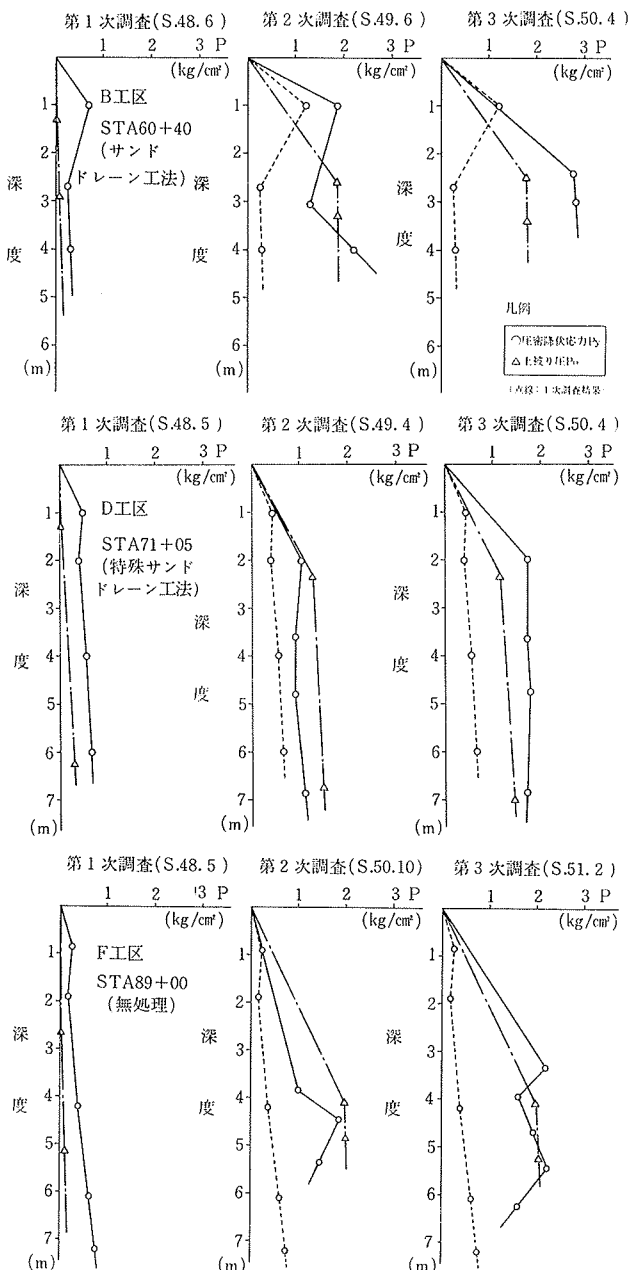


図-4 圧密降伏応力 P_y と土被り圧 P_0

密状態と判断され、またC, E工区の深層土層では、一部過圧密状態を示していた。

サーチャージ盛土後の調査結果では、A, B, E工区は圧密降伏応力と土被り圧がほぼ同傾向で増加しているが、C, D, F工区では、まだ土被り荷重が十分圧密降伏応力として記憶されていないようである。

サーチャージ盛土放置期間 (3~12カ月) 後の調査結果では、すべての工区で圧密降伏応力が土被り圧を越えているか、あるいは同程度を示し、圧密降伏応力として十分記憶されているものと推定できる。

つぎに、盛土施工およびその後の放置による圧密降伏応力の増加分 ΔP_y と土被り圧の増加分 ΔP_0 の関係について示したのが図-5である。

サーチャージ盛土段階では概略 $\Delta P_y = (0.3 \sim 0.6) \Delta P_0$ の範囲内に集中しているが、盛土放置後の試験結果からは概略 $\Delta P_y = (0.4 \sim 1.5) \Delta P_0$ と比較的広い範囲に分布していることがわかる。特にC, D, E工区では圧密降伏応力の変化割合が少ない。これらの結果から載荷盛土は十分に基礎地盤に伝達されているようだが、盛土工程や土質調査時点の相違などから工区によってバラツキがあらわれている。

サーチャージ盛土段階では概略 $\Delta P_y = (0.3 \sim 0.6) \Delta P_0$ の範囲内に集中しているが、盛土放置後の試験結果からは概略 $\Delta P_y = (0.4 \sim 1.5) \Delta P_0$ と比較的広い範囲に分布していることがわかる。特にC, D, E工区では圧密降伏応力の変化割合が少ない。これらの結果から載荷盛土は十分に基礎地盤に伝達されているようだが、盛土工程や土質調査時点の相違などから工区によってバラツキがあらわれている。

3. 実測間ゲキ水圧の適用検討

間ゲキ水圧の適用性について、間ゲキ水圧係数A値と実測間ゲキ水圧を考慮した有効応力法による法面安定解析を試みてみた。

3.1. 間ゲキ水圧係数

外力による土の体積変化は理論上有効応力の関数としてあらわすことができる。主応力成分の変化をそれぞれ $\Delta \sigma_1, \Delta \sigma_2, \Delta \sigma_3$, 発生間ゲキ水圧を Δu とすると一般的に $\Delta \sigma_2 = \Delta \sigma_3$ として、

$$\Delta u = B \{ \Delta \sigma_3 + A (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \}$$

となる。ここで、A, Bが間ゲキ水圧係数で、飽和度、応力履歴、土の種類などによって異なるとされている。以上の解析方法を参考にして、当該地盤は飽和状態と考えられるから間ゲキ水圧係数 $B=1$ として間ゲキ水圧係数A値を計算したのが表-1である。 Δu は実測の最大発生間ゲキ水圧(過剰水圧)とし、 $\Delta \sigma_1$ および $\Delta \sigma_3$ は Δu 発生時の盛土高よりブーシネスクの地中応力影響度を考慮した理論値とした。なお、単位体積重量 γ_t は実測値(既

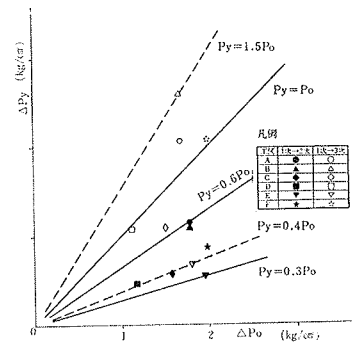


図-5 $\Delta P_y - \Delta P_0$

工区	計器No	埋設深さ (m)	設置位置	間隙水圧 係数A値	盛土 γ(実測) (t/m ³)	地盤改良工法概要	
						工 法	打設深さ (m)
A STA 59+00	ACP 1	G.L.-2.40	中心	-0.87	1.27	サンドドレーン	7.0
	ACP 2	G.L.-4.00	中心	-0.25			
	ALP 1	G.L.-2.35	左	0.85			
	ALP 2	G.L.-3.25	左	0.26			
B STA 60+40	BCP 1	G.L.-3.00	中心	0.23	1.43	サンドドレーン	5.5
	BCP 2	G.L.-4.50	中心	-0.32			
	BRP 1	G.L.-3.50	右	0.58			
C STA 64+40	CCP 1	G.L.-5.50	中心	-0.19	1.55	サンドドレーン	7.5
	CCP 2	G.L.-7.60	中心	-0.05		サンド、 コンパクション パイル	
	CRP 1	G.L.-5.60	右	0.06			
	CLP 1	G.L.-7.60	左	0.03			
D STA 71+05	DCP 1	G.L.-4.90	中心	0.02	2.29	特殊 ドレーン	8.5
	DCP 2	G.L.-7.70	中心	0.14			
	DRP 1	G.L.-4.90	右	1.54			
	DLP 1	G.L.-4.90	左	1.28			
E STA 83+60	ECP 1	G.L.-2.50	中心	-0.18	1.04	サンドドレーン	5.0
	ECP 2	G.L.-4.00	中心	-0.41		サンド コンパクション パイル	
	ECP 3	G.L.-6.50	中心	0.11			
	ELP 1	G.L.-3.05	左	0.98			
ERP 1	G.L.-3.00	右	0.58				
F STA 89+00	FCP 1	G.L.-3.80	中心	-0.11	2.13	無処理	-
	FCP 2	G.L.-5.50	中心	0.24			
	FCP 3	G.L.-6.50	中心	0.34			
	FLP 1	G.L.-3.80	左	6.42			
FRP 1	G.L.-3.80	右	4.55				

表一 間ゲキ水圧係数A値

応力法による解析(φ=0法)結果を示したが、今回は有効応力法(Bishop法)で実測間ゲキ水圧を考慮して解析した。強度定数は三軸試験結果を参考にし、間ゲキ水圧は調査日付近の実測値を用いた。全応力法と有効応力法による解析結果をまとめて示したのが表一2である。有効応力法ではいずれもFs≥1.25を大幅に上まわり、かつ全応力法よりも大きい解析結果が得られた。Bishop有効応力解析による。いわゆる極限設計法と、全応力解析による概略設計法との相違を認めることができる。

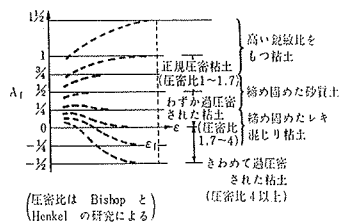
工区名	採用解析方法		
	1次調査結果	2次調査結果	3次調査結果
上段：全応力法(φ=0法)による解析			
下段：有効応力法(Bishop法)による解析			
A STA (59+00)	1.430*	1.294	1.419
B STA (60+40)	2.155*	2.058	2.092
C STA (64+40)	1.337*	1.304	1.388
D STA (71+05)	1.501*	1.413	1.671
E STA (83+60)	1.353*	1.559	1.529
F STA (89+00)	1.048*	1.252	1.549

*1次調査結果に圧密による強度増加を考慮した場合

表二 法面安定解析結果

報²⁾参照)を採用した。

土が弾性体であれば理論的にはA=1/3に等しいはずであるが、一般にはヒズミ量、ヒズミ速度、試料の乱れおよび試験法などによって、変化するようである。解析結果では、F工区の一部を除いて大略A=-0.87~1.54の範囲に分布していることがわかる。比較のために、土のせん断破壊時における間ゲキ水圧係数A値(A_F)の分布範囲(室内試験結果)を示したのが図一6である。



図一6 破壊時の間ゲキ水圧係数A_F
※稲田倍穂：軟弱地盤の調査から設計施工まで

これによると、大略A_F=-0.5~1.5の範囲に分布するようである。したがって、実際の地盤におけるA_Fが事前に判明すれば、盛土载荷に伴う発生間ゲキ水圧を実測することにより、盛土基礎地盤の安全度をある程度予知することができるようである。

3.2. 法面安定における有効応力解析

法面安定の解析方法には種々の手法や計算式が採用されているが、一般に使用されているのが円弧すべり面による分割法である。また、計算式では大別して全応力法と有効応力法とに別けることができる。既報²⁾では、全

4. 側方流動による周辺地盤の影響

軟弱地盤上の盛土施工では、側方流動や沈下による盛土周辺地盤への影響が問題となることが多い。ここでは、試みに側方変位に関する定量的解析とFEMによる弾塑性解析を実施し、周辺地盤への影響範囲などを検討し、解析手法の適用を吟味した。

4.1. 側方変位の定量化への試み

高盛土のような土構造物では、アーチ作用などによって盛土内の応力再配分がおこなわれ、軟弱地盤に接する載荷面には鉛直・水平方向に盛土荷重が加わる。このため盛土載荷面にはせん断力が働き、軟弱地盤は著しい側方流動を起こすことになる。既報²⁾では、沈下量と側方変位量の関係を示し、施工管理への利用について述べた。ここでは地表面の側方変位U_xと次式との相関性の検討を試みた³⁾。

$$(D+L)q_u/PD$$

ここで、D: 軟弱土層厚、L: 盛土法尻からの距離、P: 盛土荷重、q_u: 一軸圧縮強度である。

解析にあたって各工区ごとに設

	軟弱層厚 D (m)	平均一軸圧縮強度 q _u (kg/cm ²)	平均盛土高さ (m)	平均盛土荷重 (γ _t =1.7t/m ³) (t/m ²)
A	6.30	0.462	9.641	16.390
B	4.55	0.414	9.900	16.830
C	11.00	0.341	8.900	15.130
D	13.38	0.507	5.413	9.202
E	6.25	0.326	9.153	15.560
F	8.51	0.381	7.336	12.471

表三 各工区の設定数値

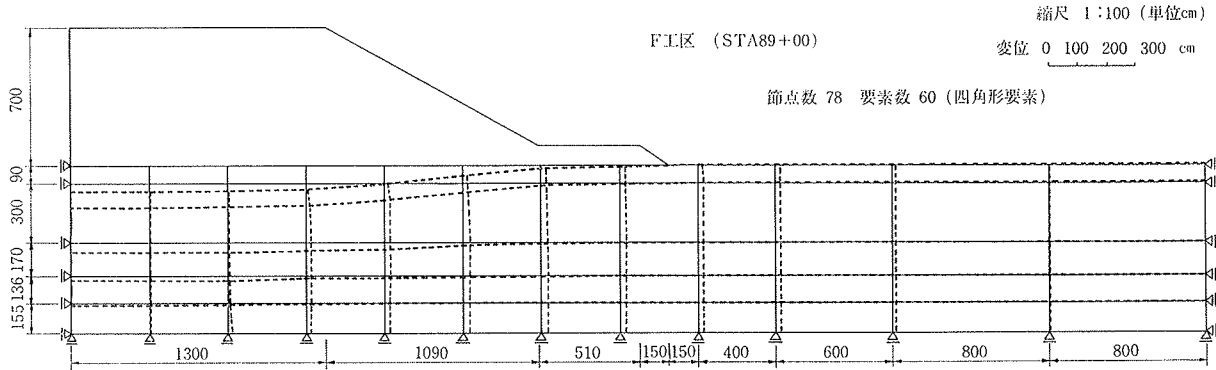


図-8 FEMによる弾塑性解析結果（F工区）

定した平均的数値を表-3に示すが、側方変位との相関関係を検討した結果を一括して図示したのが図-7である。これらの結果では、盛土法尻からの距離Lをパラメータにして示したが、ある幅をもった双曲線上に分布し、一応の相関性を認めることができる。しかし、この相関関係については盛土高や盛土幅などの盛土形状や盛土の施工速度については考慮しては、また、盛土周辺の隆起や沈下との関係も複雑であり、一様に側方変位の定量式を誘導することは困難のようである。今後の検討にあたって、実測データの集積が必要と思われる。

4.2. 有限要素解析の検討——EARTH-FEM

土質工学への有限要素法の適用については、その材料の多相的な性質や間ゲキ部分の取扱いおよび不連続性のために有限要素解析法の開発には数多くの困難を伴った。しかし、その後土の応力-ひずみ関係の非線形性および塑性条件などの解析手法への導入が可能となり、実際問題へ適用されるに至っている。

ここでは、有限要素法を用いて盛土基礎地盤の応力変形解析を実施した。対象を平面ヒズミ状態の連続体として考え、応力-ひずみ関係に対しては直接反復法による非線形の弾塑性解析法を採用した。また、塑性化に対する判定基準としては Mohr-Coulomb の破壊規準を用いた。盛土基礎地盤の土質条件を一括示したのが表-4で

ある。盛土前の1次調査結果から、主に一軸および三軸試験結果を参考にしている。

F工区において瞬間載荷(非排水)

層区分	弾性係数 E (kg/cm ²)	粘着力 C (t/m ²)	内部摩擦角 φ(°)	剛性率 G (kg/cm ²)	ポアソン比 ν
I	15.0	0.26	27	5.8	0.3
II	39.0	0.10	27	1.5	
III	6.0	0.10	27	2.3	
IV	14.5	0.12	27	5.6	
V	45.0	0.21	21	17.3	

表-4 土質条件一覧

した場合の解析結果を示したのが図-8である。各節点での水平および鉛直変位を点線であらわしている。解析結果では、盛土法尻より 20 m 付近にいたる周辺地盤までも影響を受けることになり、しかも実測結果よりも一般に大きな側方変位を示している。盛土を瞬間的に載荷した場合を想定したが、実際の段階盛土の場合とは当然解析結果が異なってくる。今後の検討課題となろう。

5. あとがき

パイロット盛土工法において実施して土質調査結果と動態観測結果を総合的にとらえ、多角的な解析・検討を試みた。広範囲な解析結果に一応の成果をみることであったが、今後はさらに実測データを集積するとともに、より精度の高かつ適用範囲の広い解析方法についての研究が望まれるところである。

最後に一連の報文作成にあたり、日本道路公団松橋工事事務所からのきわめて多大な御理解と御援助に対し深く感謝するとともに、(株)大林組・清水建設(株)共同企業体御船工事事務所にも深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 齋藤, 他: 泥炭性軟弱地盤におけるパイロット盛土工法について (その1), 大林組技術研究所報, No. 15, (1977)
- 2) 齋藤, 他: 同上 (その2), 大林組技術研究所報, No. 16, (1978)
- 3) 軟弱地盤の調査設計維持管理に関する調査研究報告書, 高速道路調査会, (1975)

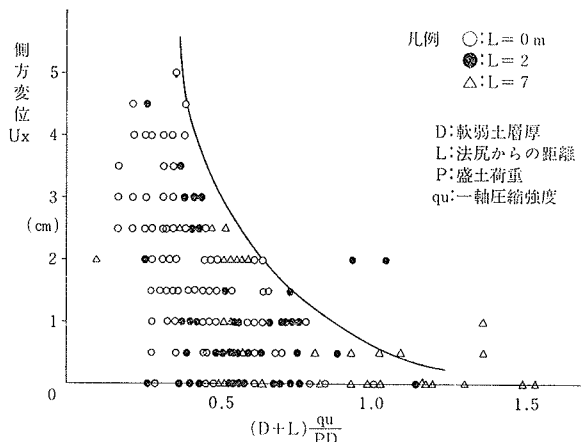


図-7 側方変位の相関関係