

泥炭性地盤における盛土の安定と沈下の実態

Stability and settlement of embankments on peaty grounds

栗 原 則 夫*

高 橋 朋 和**

1. ま え が き

道央自動車道（札幌～岩見沢）における盛土工事は、昭和53年から昭和57年にかけて施工された。この盛土工事は、全国でも有数の泥炭地盤における工事であったが、緩速施工を前提に押さえ盛土工法とサンドドレーン工法という一般的な工法が採用された。しかし、本工事に先立って実施された試験盛土の実態から判断して、この設計法は極限設計に近いと考えられ、施工に際して十二分な安定管理を行うことが本工事の成功の鍵となると考えられた。このため独自の安定管理システムを開発するとともに、コンピューターを導入してシステムを運営するという、この種の工事としては初めての試みが実施された。

その結果、用地問題などで工期が不足した一部の区間で、地下水位低下によるサーチャージ工法や碎石による冬期施工といった特殊な施工を余儀なくされたものの、ほぼ全線にわたって設計どおり無事しゅん功した。

本報告は、当該区間の盛土工事において得られた動態観測データに基づいて、泥炭性地盤上の盛土の安定と沈下の実態について考察した結果である。

2. 安定について

軟弱地盤を対象とした盛土工事においては、設計時に予測した挙動と実際の挙動がなかなかうまく一致しないという事例が多い。例えば、盛土の安定に関して道路公団の設計要領では、 $\phi_u=0$ 法による円弧すべり計算で所定の安全率を満足することが必要とされている。しかし、過去の多くの実績を整理してみると、設計時の安全率が十分あったにもかかわらず実際には破壊を生じたり、逆に設計時の安全率は不足していたが実際には安全に施工できたりした事例があって、設計計算と実際の挙動に首尾一貫した対応関係を見いだすことは極めて難しい。

そこで道央自動車道では、安定計算結果はあくまでも目安と考え、最終的には試験盛土の結果に基づいて設計を行った。すなわち、以下の考え方を採用した。

- ① まず土質調査や安定・沈下計算の結果に基づいて地盤のタイプ分類を行い、当該区間を11の地盤タイプで

13の区間に区分した（表—1および図—1）。

- ② 次に代表的な地盤タイプの区間で試験盛土を行い、その区間での対策工法を決定した。

- ③ ほかの区間の対策工法は、試験盛土区間の地盤条件や盛土条件と条件の比較を行った上で決定した。

このようにして各区間の対策工法を、お互いの地盤条件や盛土条件からみて整合性がとれたものとなるように決定した。

ここでは、以上のようにして決定した設計断面について、安全率と実際の挙動との対応関係について検討してみた。安全率としては、次に示すような盛土立上り時点における3とおりの安全率を採り上げた。

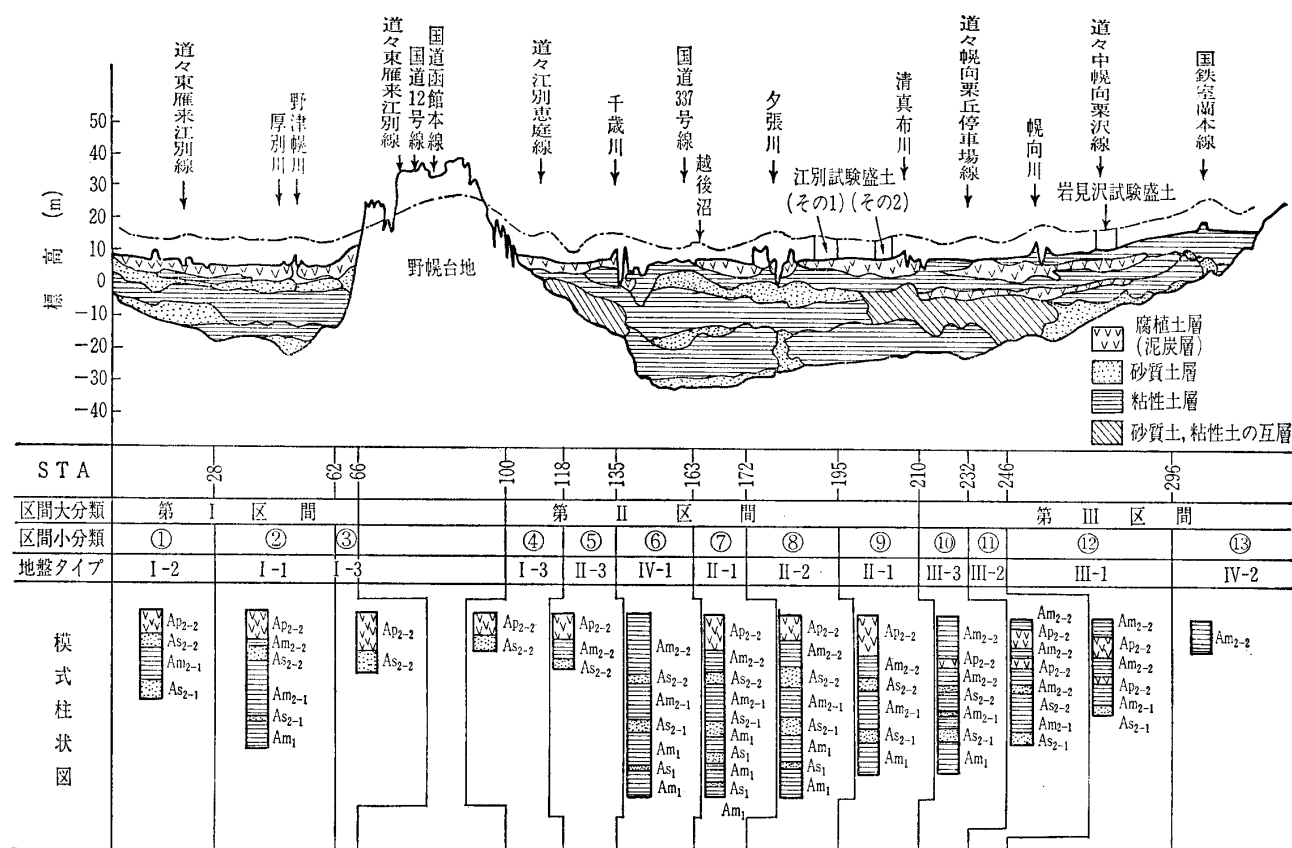
- ① $F_{c1} \cdots \phi_u=0$ 法による円弧すべり計算の安全率。
土質定数の初期値は盛土前のボーリングデータから定め、圧密による強度増加を考慮する（圧密計算はTerzaghi（テルツァーギ）およびBarron（バロン）の方法によるものとし、強度増加率 c_u/p は泥炭で0.4、粘性土で0.25とする）。また、実際の盛土工程を考慮して計算する。
- ② $F_{c2} \cdots \phi_u=0$ 法による円弧すべり計算の安全率。ただし、土質定数は盛土立上り直後に行ったボーリングデータから定める。
- ③ $F_s \cdots$ 柴田・関口¹⁾の方法で求めた限界盛土高に対する比率として定める安全率。すなわち、限界盛土高を H_{cr} 、盛土立上り時の盛土高を H とすると、 $F_s = H_{cr}/H$ である。限界盛土高 H_{cr} は、漸増載荷中の載荷速さと盛土のり尻部の水平変位の実測データから求

表—1 地盤タイプ分類

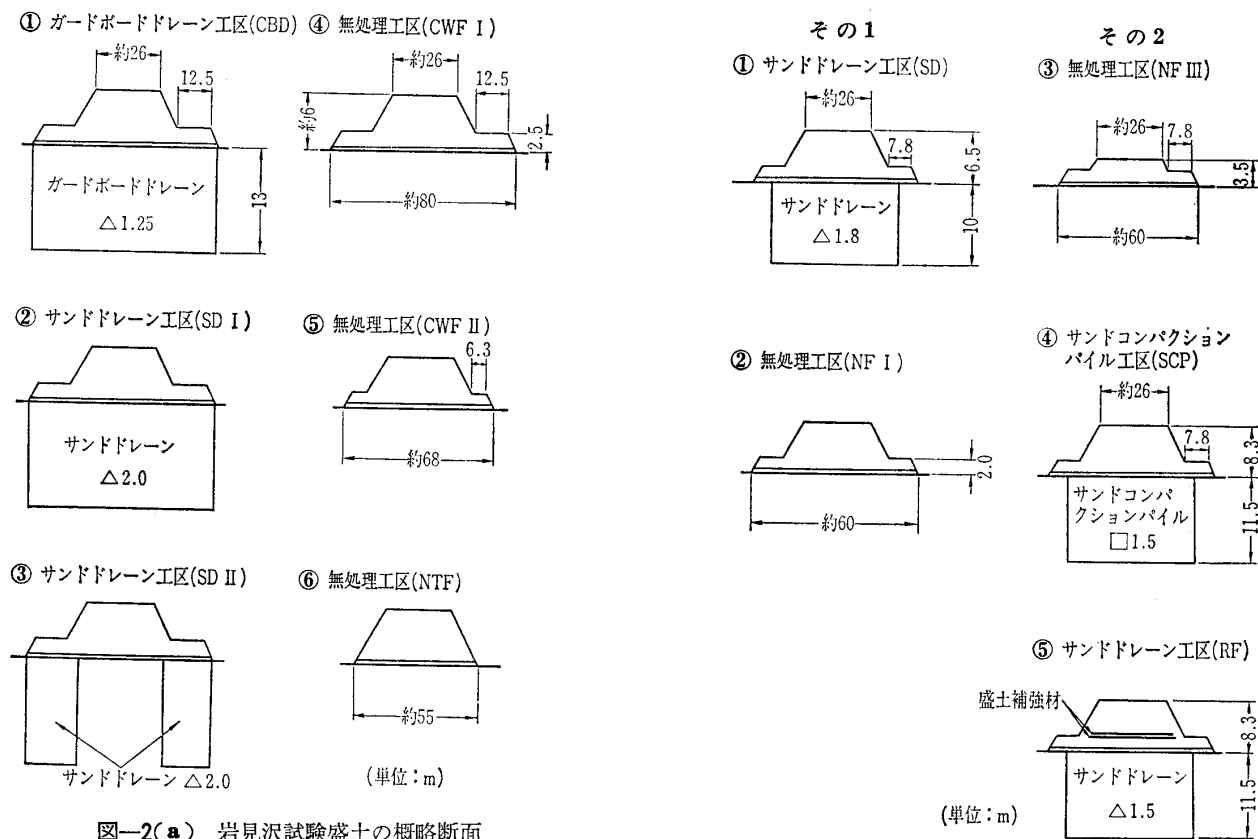
地 盤 タイプ	土 層 構 成		区 間 小分類
	上 部 層	下 部 層	
I-1	泥炭+粘土(薄い)+砂	海成粘土(厚い)	②
I-2	泥炭+砂	海成粘土(薄い)	①
I-3	泥炭+砂	—	③, ④
II-1	泥炭(厚い)+粘土+砂	粘土と砂の互層	⑦, ⑨
II-2	泥炭(薄い)+粘土+砂	粘土と砂の互層	⑧
II-3	泥炭+粘土(厚い)+砂	—	⑤
III-1	粘土+泥炭+粘土+泥炭+粘土	—	⑫
III-2	粘土(薄い)+泥炭+粘土+泥炭+粘土	砂と粘土の互層	⑪
III-3	粘土(厚い)+泥炭	砂と粘土の互層	⑩
IV-1	粘土(厚い)+砂	粘土と砂の互層	⑥
IV-2	粘土(薄い)	—	⑬

*日本道路公団試験所企画課 課長

**日本道路公団計画部計画第三課 課長代理



図—1 地盤タイプによる区間区分



められるものであるから、この安全率 F_s は計算安全率である上記の二つの安全率 F_{c1} , F_{c2} と性格が異なる。ここで対象とした盛土は、岩見沢および江別の二つの試

験盛土といくつかの本線盛土である。試験盛土の概略断面は、図—2に示すとおりである。また、本線盛土は、すべ

表-2 盛土の安定に関する指標

検 討 断 面	地 盤 タイプ	地盤処理工 ^{注1)}	検討時点 の盛土高 (m)	実 際 の 状 況	安 全 率			側方変位量 δ_H (cm) ^{注2)}	側方変形係数 $\Delta q / \Delta \delta_H$ (tf/m ² ・m)	摘 要
					F_{c1}	F_{c2}	F_s			
岩見沢試験盛土	C B D	III-1	C.B.D. $\Delta 1.25m$	5.8	不安定	1.73	1.18	1.05	44(78)	検討時点は、第二次盛土立上り時
	S D I		S.D. $\Delta 2.0m$	6.3	安 定	1.66	1.08	1.17	37(48)	
	S D II		押さえ盛土部のみ	6.3	"	—	1.10	1.23	37(37)	
	CWF I		S.D. $\Delta 2.0m$	6.0	不安定	1.23	1.13	1.06	45(66)	
	CWF II		無 処 理	5.7	"	—	0.98	1.09	42(75)	
	N T F		"	5.8	"	—	1.18	1.10	53(69)	
江別試験盛土	その1 S D N F 1	II-1	S.D. $\Delta 1.8m$	6.5	安 定	1.35	1.25	—	20(20)	検討時点は、第二次盛土立上り時(ただし、NF 3は破壊時)。
			無 処 理	6.5	"	1.15	1.13	—	27(27)	
	その2 N F 3 R F S C P	II-2	無 処 理	3.5	破 壊	1.12	0.56	1.03	32(42)	
			S.D. $\Delta 1.5m$	8.3	安 定	1.04	1.09	1.19	38(38)	
			S.C.P. $\Delta 1.5m$	8.3	"	0.89	0.98	1.24	43(43)	
本 線 盛 土	札幌 幌 地 区	I-2	S.D. $\Delta 1.5m$	6.8	安 定	0.87	—	—	—	検討時点は、盛土完了時点。
			"	8.0	"	0.81	—	—	18(18)	
			"	8.0	"	0.87	—	—	—	
			"	8.0	"	0.94	—	—	28(28)	
			"	8.0	"	0.91	—	—	—	
			"	6.2	"	0.93	—	—	—	
	江別 地 区	II-2	S.D. $\Delta 1.5m$	7.0	安 定	1.08	—	—	—	
			"	4.4	"	0.87	—	—	27(27)	
			"	7.7	"	1.05	—	—	56(56)	
			"	7.9	"	0.90	—	—	—	

注1) C.B.D.: カードボードドレーン, S.D.: サンドドレーン, S.C.P.: サンドコンパクションパイル

注2) () 内はピーク値

て押さえ盛土のついた断面をもっている。表-2に対象断面の盛土立上り時点における安全率など各種の指標がまとめられている。ただし、本線盛土ほか一部について F_{c2} と F_s の値が求められていないのは、盛土立上り時のチェックボーリングが実施されていないこと、および施工時の盛土の挙動が安定であったことによる。

まず、 F_{c1} の値と実際の状況の対応をみると、岩見沢試験盛土のCBD工区やCWF I工区では $F_{c1} > 1.2$ と大きな計算安全率をもつ断面が不安定になっている一方、江別試験盛土(その2)のRF工区やSCP工区あるいは本線盛土では $F_{c1} = 0.8 \sim 1.1$ と小さな計算安全率をもつ断面が安定であるというような矛盾したことになる。表-1および表-2から分かるように、後者の地盤タイプはI-2またはII-2で安定に関係する上部層は厚い泥炭と薄い粘土から成っており、泥炭の強度が安全率に及ぼす影響は大きい。安全率 F_{c1} の計算では、一軸圧縮強度 q_u から $c_u = q_u/2$ として当初強度を求め、 $c_u/p = 0.4$ として強度増加を計算している。上述した傾向からこの方法は泥炭の強度を過小評価しているのではないかと疑いがもたれる。特に当該区間の泥炭のように未分解繊維質の一軸圧縮試験は、実際にはせん断試験というより文字どおり圧縮試験であり、また便宜上、圧縮ひずみ15%の時点の圧縮応力を強度にとり、強度としての値に明確な根拠はない。

次に F_{c2} をみると、 F_{c1} ほどのばらつきはないが、それでも実際の状況と比較すると安定、不安定を区別できるような顕著な傾向はない。江別試験盛土(その2)のNF 3工区で F_{c2} の値が0.56と極端に小さいのは、この工区で

は実際にすべり破壊を起こしており、チェックボーリング時にはすべりによる強度低下後の強度の値を測定しているためと推定される。

一方、 F_s はその定義からいって実際の安全率に近いと考えられるが、盛土速度が遅かったり、盛土が安定であったりして、側方変位の挙動がうまく測定できないときは F_s の値を求めることは難しい。表-2において F_s が求められていないのは、このような理由によるものである。求められている F_s の値を盛土高 H に対してプロットした図-3をみると、 $F_s < 1.1$ で不安定になっていることが分かり、 F_s の値は実際の状況をうまく表している。そこで、以下、 F_s を主体にしてほかの指標との関係について検討してみる。

図-4は、 $F_s \sim F_{c2}$ 関係であるが、両者の間には相関はない。これは、 F_{c2} が実際の状況に対応していないためである(図-4をみると、 F_{c2} は安定であったケースで小さく、不安定であったケースで大きいという矛盾したことに

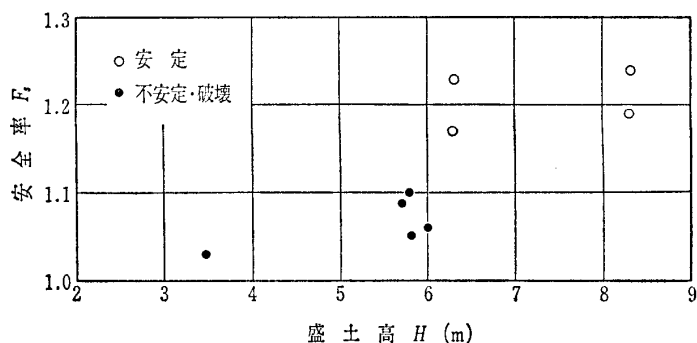


図-3 安全率と盛土高の関係

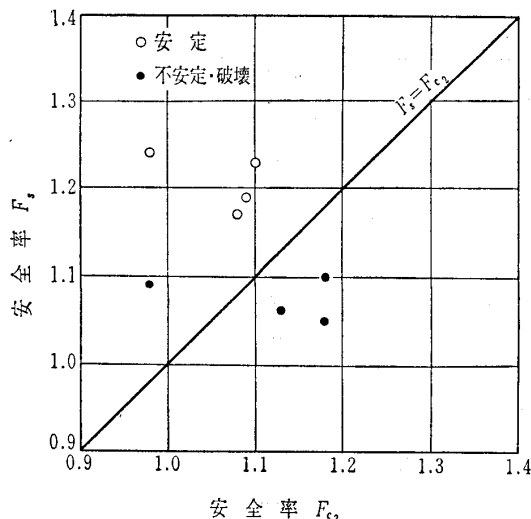


図-4 安全率の相関

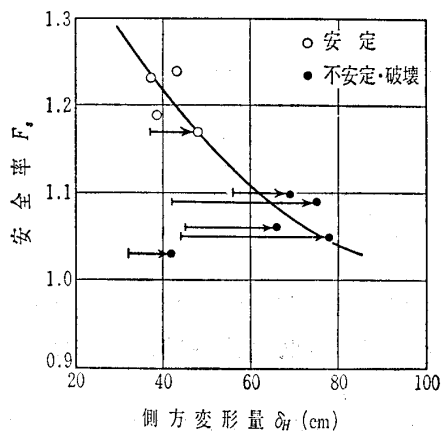


図-5 安全率と側方変形量の関係

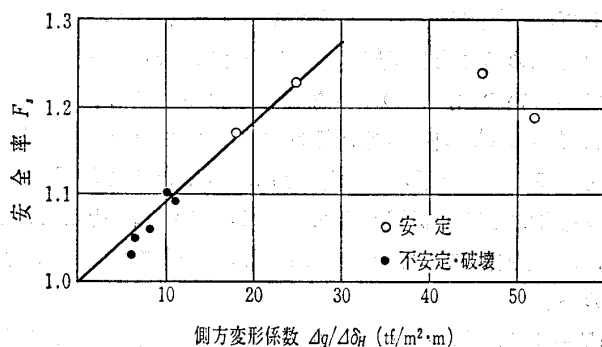


図-6 安全率と側方変形係数の関係

すらなっている)。

図-5は、 $F_s \sim \delta_H$ 関係である。 δ_H は、盛土のり尻付近の側方変位量、すなわち地表面変位杭の水平変位量である。 δ_H は盛土中に増加し、盛土が安定な間は、盛土を中断するとすぐに変化しなくなる。しかし、盛土が不安定な状態に近づくと、盛土を中断しても δ_H はしばらくは増加し続けてあるピーク値を示すようになる。そこで、後者の場合図-5では、 δ_H については盛土立上り時点の値(図中の矢印の始点)からその後のピーク値(図中の矢印の終点の○印または●印)までの幅で示している。図から F_s と δ_H のピーク値にはかなりの相関がみられ、不安定状態に対応

する $F_s < 1.1$ には、 $\delta_H > 60$ cmが対応している。

更に図-6は、 $F_s \sim \Delta q / \Delta \delta_H$ 関係である。ここに Δq は盛土荷重増分であり、 $\Delta q / \Delta \delta_H$ は、盛土立上り時点ないしクラック発生時点での側方変形係数¹⁾と呼ばれる。 $F_s < 1.1$ には、 $\Delta q / \Delta \delta_H < 10$ (tf/m²・m)が対応している。

以上のように、 $F_s \approx 1.1$ が盛土の不安定状態に対応することは柴田²⁾によって指摘されている。

3. 沈下について

岩見沢および江別の両試験盛土では盛土立上り後1000～1500日程度までの沈下データが得られているが、本線盛土では200～600日程度までの沈下データしか得られていない。したがって、長期沈下まで含めて沈下の検討を行うにはやや時期尚早と考えられる。しかし、地盤特性による沈下傾向の特徴は現れてきているので、以下にそれを述べる。

当該区間は、11の地盤タイプによって13の区間に区分されるが(表-1および図-1参照)、動態観測から得られた沈下～時間曲線はその特徴によって五つくらいのタイプに分けられること、および各々のタイプはそれぞれ別の地盤タイプに対応すること、などが分かった。いま、それら沈下～時間曲線のタイプをA, B, C, D, Eとすることにし、タイプの代表的な沈下～時間曲線を図-7に示す。図-7は、盛土立上り時点を基準点にして、それ以後の沈下量の増分 S と経過時間 t の関係を半対数紙上にプロットしたものであり、各曲線の特徴を見やすくするために、各曲線の縦軸の原点を少しずつずらしてある。

図-7において、タイプAの曲線からタイプEの曲線への順番に従って、 $S \sim \log t$ 関係が直線へ移行する時間(ここでは仮に二次圧縮開始時間 t_s と呼ぶ)が長くなると同時に、その直線部分の勾配 $\beta (= \Delta S / \Delta \log t)$ も大きくなる傾向がみられる。なお、タイプEの曲線では、まだ二次圧縮開始時間には到達していない。これら沈下～時間曲線の各タイプと地盤タイプとの間には、次のような対応関係がみら

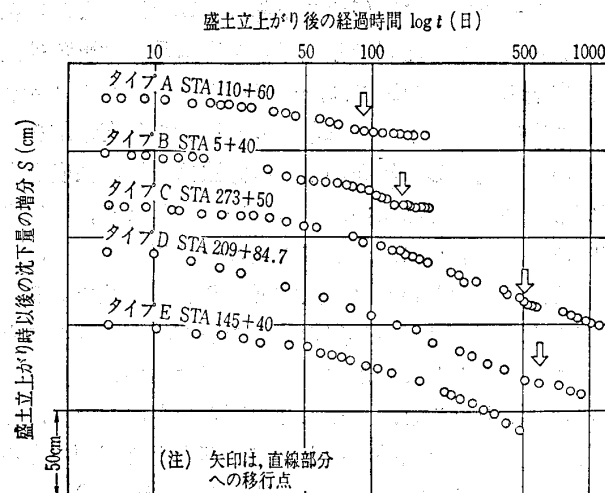


図-7 代表的な沈下～時間曲線

表—3 盛土の沈下に関する指標

測点 (STA)	地盤 タイプ	沈下～時間曲線 のタイプ	軟弱層厚 (m)		沈下勾配 ^{注1)} β (cm)	二次圧縮速度 ^{注2)} α (%)	二次圧縮開始 時間 t_s (日)
			全層厚 D	砂層を除く層厚 D_c			
64+40	I-3	A	5.0	5.0	11	2.2	130
110+60	"	"	5.5	5.5	9	1.6	100
112+5	"	"	4.2	4.2	8	1.9	150
114+58	"	"	3.4	3.4	6	1.8	100
5+40	I-2	B	12.3	10.8	12	1.1	130
400+70	"	"	11.3	9.2	25	2.7	200
401+00	"	"	"	"	26	2.8	200
401+60	"	"	"	"	36	3.9	120
403+40	"	"	"	11.3	27	2.4	150
404+00	"	"	11.8	9.3	22	2.4	150
404+60	"	"	"	"	31	3.3	140
272+50	III-1	C	12.2	12.2	27	2.2	800
273+50	"	"	12.4	12.4	36	2.9	600
274+38.6	"	"	10.8	10.8	31	2.9	600
190+35.6	II-2	D	19.6	16.8	29	1.7	500
190+85	"	"	20.0	14.8	24	1.6	600
191+35.6	"	"	19.8	11.4	19	1.7	600
209+84.7	II-1	"	20.2	13.4	43	3.2	600

注 1) $\beta = \Delta S / \Delta \log t$ 注 2) $\alpha = (\beta / D_c) \times 100$

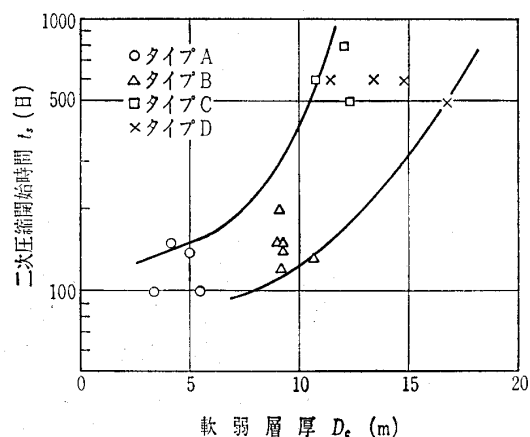
れる。

- (1) タイプA……地盤タイプI-3に対応。この地盤は泥炭の単一層で構成。
- (2) タイプB……地盤タイプI-2に対応。この地盤は泥炭層とその下位の中間砂層を介した薄い粘土層で構成。
- (3) タイプC……地盤タイプIII-1に対応。この地盤は粘土と泥炭の互層で構成。
- (4) タイプD……地盤タイプII-1, II-2に対応。この地盤は泥炭と粘土の上部層とその下位の中間砂層を介した厚い下部粘土層で構成。
- (5) タイプE……地盤タイプIV-1に対応。この地盤は上部粘土層とその下位の中間砂層を介した厚い下部粘土層で構成。

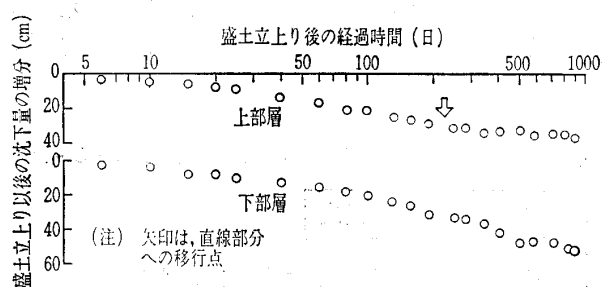
表—3は、各測点における測定データの一覧表である。これらのデータをもとに、二次圧縮開始時間 t_s と砂層厚を含まない軟弱層厚 D_c の関係をプロットしたのが図—8である。図から、 t_s は D_c が大きくなると長くなることが分かる。

ところで、図—7のタイプDの曲線の t_s は600日となっているが、これは全沈下量でみた場合の話であり、上部層と下部層の沈下量に分けてみると図—9のようになる。すなわち、上部層では $t_s=230$ 日であるのに対し、下部層ではまだ二次圧縮開始時間には到達していない。このことから、軟弱層厚が大きい場合に二次圧縮開始時間が遅れるのは、下部層の変形の遅れに起因していると考えられる。

一方、 $S \sim \log t$ 関係の直線部分の勾配はどうであろうか。図—10は、この沈下勾配 $\beta (= \Delta S / \Delta \log t)$ を軟弱層厚 D_c で割った値 α と地盤の平均初期含水比 $\bar{w}_n$ の関係を示している。ここに、 α はMesri (メスリ)³⁾によって二次圧縮速度と定義されているが、図—9に示したようなデータを考えると、厳密には α は単に $S \sim \log t$ 関係が直線的になっ



図—8 二次圧縮開始時間と軟弱層厚の関係



図—9 層別沈下～時間曲線 (STA 209+84.7)

た部分の勾配と定義しておくべきであろう。また、 $\bar{w}_n = \sum w_{ni} \cdot D_i / D_c$ [w_{ni} , D_i : 第*i*層の初期含水比および層厚]である。Mesriによれば、図—10の実線で示すように、 $\alpha = 0.01 \bar{w}_n$ の相関があるとされている。図—10に示したプロットがこの相関関係にのっているかどうかは、明らかではない。そこで、沈下勾配 β を軟弱層厚 D_c に対してプロットしてみると、図—11のようになる。図から β は D_c に比例することが分かる。しかも、プロットの範囲は、東名高速道路で実施している沈下追跡調査のデータの範

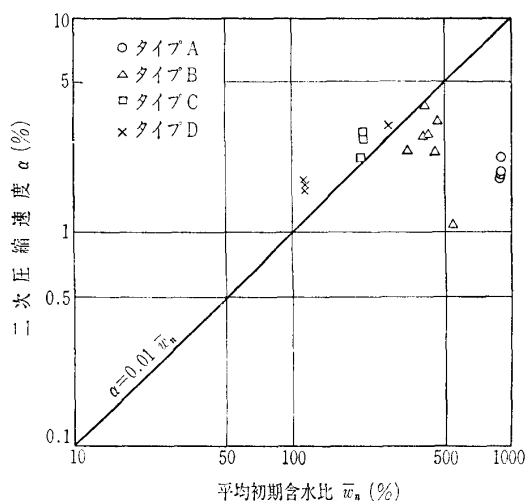


図-10 二次圧縮速度と平均初期含水比の関係

囲⁴⁾と一致している。

東名高速道路の沈下追跡区間も札幌～岩見沢間も泥炭性地盤である。したがって、泥炭性地盤上の道路盛土の場合、 β は D_c に比例すると考えられ、 α の値としては0.5～3%程度を考えればよい。

4. あとがき

実測データに基づいて泥炭性地盤における盛土の安定と沈下について考察した。 $\phi_u=0$ 法による円弧すべり計算法は、均一な粘性土地盤上の盛土の安定解析法として定着しており、道路公団の設計要領でも採用している。しかし、この報告でも示したように、泥炭性の多層地盤上の盛土の場合は、この計算法から求められる安全率は設計のための指標には到底なりそうもない、というのが著者らの現在の偽らざる実感である。泥炭の試験法や試験結果の解釈の仕方に問題があるのか、あるいは $\phi_u=0$ 法による円弧すべり

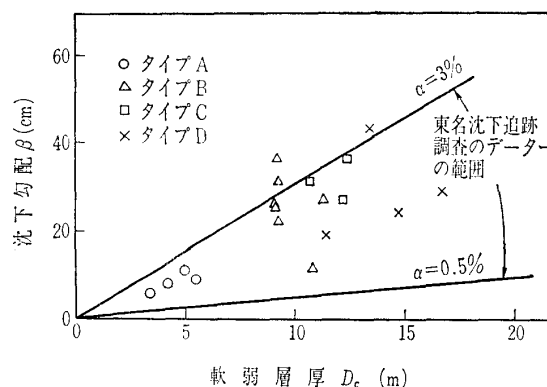


図-11 沈下勾配と軟弱層厚の関係

計算法を泥炭地盤へ適用することに問題があるのかについて今後検討される必要がある。

また、軟弱地盤上の盛土の長期的な沈下の傾向は、データの蓄積とともに少しずつその様相が分かりつつあるが、今後に残された問題の方が多い。

当報告をとりまとめるに当たって、(株)応用地質調査事務所札幌事務所の田中宏、藤岡雄二の両氏にデータのとりまとめの労をわずらわした。紙上を借りてお礼申し上げる次第である。

参 考 文 献

- 1) 柴田 徹・関口秀雄：盛土基礎地盤の弾・粘塑性挙動解析と破壊予測，土木学会論文報告集，第301号，pp. 93～104，1980。
- 2) 柴田 徹：盛土の安定性と側方流動，土と基礎，Vol. 30，No. 5，pp. 3～6，1982。
- 3) Mesri, G.: Coefficient of Secondary Compression, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Engineering Division, ASCE, Vol. 99, No. SM1, pp. 123～137, 1973.
- 4) 竹嶋正勝・大谷祥三：軟弱地盤における沈下の経時的変化について(その2)，日本道路公団試験所報告(昭和51年度版)，pp. 45～50，1977。

(原稿受理 1983.6.9)

学会発行図書案内

土質基礎工学ライブラリー第23巻

土の凍結—その制御と応用—

A 5 判 268ページ 送料 350円
定価 3,900円 会員特価 3,000円

発行：土 質 工 学 会

東京都千代田区神田淡路町2-23(菅山ビル4階)
〒101 電話 03-251-7661(代)