

図-2 盛土および土層の横断面図 (STA 104+95)

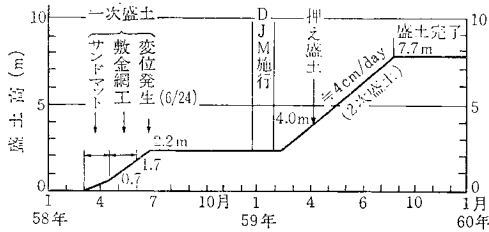


図-3 盛土工程 (STA 104+80)

1. 盛土計画

図-1 は、盛土の平面図および軟弱層の厚さの変化を等高線で表わしたものである。盛土の中央部で谷状に深くなっており、その谷底は横断方向に若干の傾斜を持っている。図-2 は、盛土および地層の横断面図である。軟弱層としては A_{sc} まで約 13 m の厚さであるが、ピート層とその下部の A_{cp} が特に弱い。 A_{cp} までの深さは 7.5 m である。この層を下端とするスベリ面想定に対し

て 7 tf/m の引張り強さを持つ金網を 5 層埋設し補強を行っている。実施盛土工程を図-3 に示すが、盛土高 2.2 m 程度で用地外の隆起と盛土の沈下を生じている。このとき、とくに金網層上の盛土にはクラックはない。この変状発生後はセメント粉体の軟弱層への混合固結壁 (DJM) の造成により、順調に盛土作業が行われ

た。

2. 地盤の土性

本地点は千葉県の北東部に位置し下総台地と呼ばれる台地が開拓された埋積谷で、道路計画地点では幅約 100 m の規模である。埋積谷は道路の中心から盛土法尻田面部方向に発達し、埋積谷には軟弱な沖積層が堆積している。沖積層はサウンディング、ボーリング調査結果によると 図-2、図-4 に示す層相に区分され、成田層を基盤として下位から、砂質土層 (A_s)、砂泥互層 (A_{sc})、粘性層 (A_{c2})、有機質粘性土層 (A_{cp})、腐植土層 (P_t)、粘性土層 (A_{c1}) からなる。沖積層の土性は、図-4 の性質を示し、各層の平均的な土質定数は表-1 のようである。

3. 初期盛土による地盤変位

敷金網工以後の盛土高 2.2 m (盛土中央) で発生した側

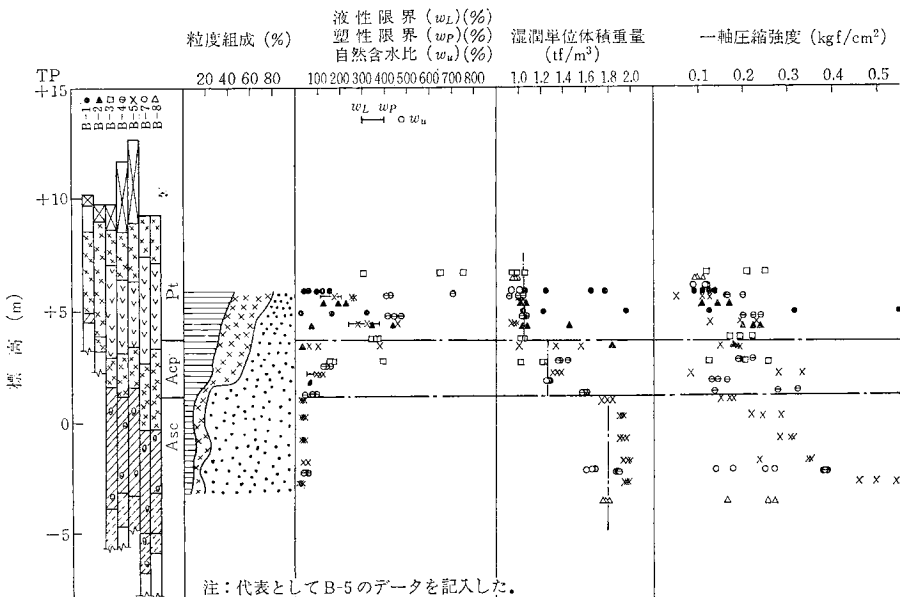


図-4 土性図

表-1 各層の土質定数

柱状図	記号	特記事項	含水比 w_n (%)	単位重量 γ (tf/m^3)	粘着力 C_u (tf/m)	内部摩擦角 ϕ_v (度)
	Ac ₁	腐植物, 砂分を含む粘性土で $N \geq 1$ である。	60	1.60	1.25	—
V V V V V V V V V V	Pt	極めて腐植物が多く, 軟質で, $N < 0$, $e_0 = 2.5 \sim 7.5$ を示す。	200 700	1.05	0.50 0.80	—
V V V V V V V V V V	Ac _p	有機物, シルト分を多く含む粘性土層で盛土中央部より北側に分布する。	100 150	1.25	1.25	—
	Ac ₂	側道より水田側に分布する粘性土層でサンドシーム層をはさむ。	50 100	1.60	1.00	—
	Asc	砂とシルトの互層で統一分類でSC, SMに区分され $N = 2 \sim 3$ を示す。	50以下	1.80	—	25
	As	細砂を主体とする層で $N = 2 \sim 10$ を示す。	—	1.80	—	30

方地盤隆起を図-1の平面図に示す。軟弱層厚さが谷状に深くなっている範囲に対応して田面が隆起している。図-5は盛土底面の沈下分布を、図-6は法尻の地中の側方変位、図-7は田面の変位をそれぞれ示す。急速な盛土の沈下と平行した側方地盤の隆起がみられ、すべり面は $-7.5 \sim -8.5 \text{ m}$ の地盤中に発生している。図-8は沈下～側方変位(地中)の関係を示しているが、通常の安定勾配 $1:0.1 \sim 1:0.4$ を大きく越えており、急激な変位であることがわかる。図-9は、盛土横断方向の地盤の変位状況を見るため、追加設置された地中変位計に

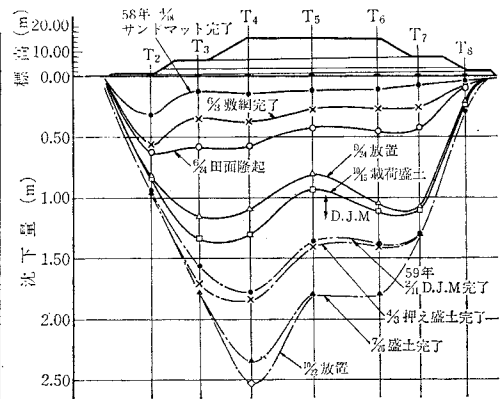


図-5 盛土による沈下横断形状 (STA 104+80)

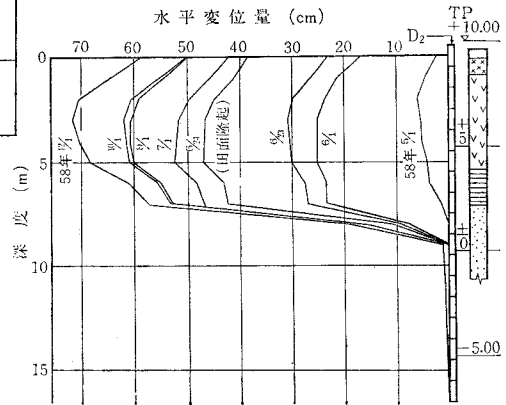
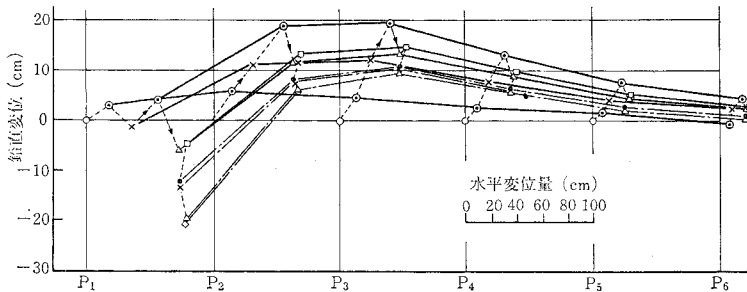


図-6 盛土法尻地中水平変位 (STA 104+80)

凡例	記号	測定年月日	記 事	盛土高
○	○	58. 4.18	敷砂完了	0.7 m
×	×	58. 6.3	敷網(5層)完了	1.9
◇	◇	58. 6.24	変状発生	2.2
●	●	58. 9.29	放置3か月後	—
□	□	58.10.15	DJM施工前(載荷試験後)	—
●	●	59. 2.11	DJM施工完了	—
×	×	59. 4.3	押え盛土完了	4.0
◇	◇	59. 7.26	盛土完了	7.7
○	○	59.10.22	竣功時	—



変位杭 No.

図-7 側方地盤面の変形 (STA 104+80)

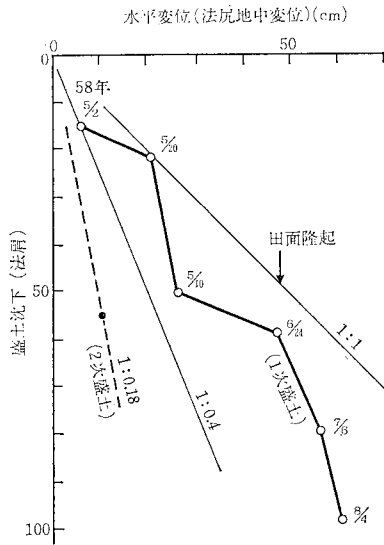


図-8 水平変位量と沈下量

より観測した変位横断分布図で、载荷段階は図中に示す通りである。同図によると、敷網工で拘束された部分の側方変位は少なく、その外側の盛土下の側方変位が大きくなっている。盛土のクラックは、敷金網端より法尻側にあり、結束効果が現われている。なお、図-9 にはせん断域を示したが、せん断ひずみで、2% 程度である。田面隆起時のひずみは、図-6 でみると 10% に達している。

4. 変形対策工の計画

3章に述べた地盤変形に対して、計画盛土高を達成するための補強工として押え盛土、砂利杭(せん断補強)、地中抑え壁(今回は粉体セメントによる地盤面結)を比較検討し固結壁を用いた。図-10 にその配置を示した。この決定に当たっての安定計算法は、土圧バランス、円弧すべりが考えられるが、前者について諸値の設定に確定できるものがないため、簡便法として後者を用いた。図-10 に設計時の円弧すべり面を示した。壁体の平面配置は、図-1 に示した隆起幅に対応して延長 23 m である。すべり安定計算時の固結体の強度は、配合強度 q_u 値 8.0 kgf/cm^2 の $1/3=2.7 \text{ kgf/cm}^2$ を用いた。打設後 28 日での採取試料によると、 $P_t=6\sim 12 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $A_{cp}=13\sim 15 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $A_{sc}=8\sim 9 \text{ kgf/cm}^2$ の強度が確認された。なお、壁体背面には、水位上昇を防ぐための排水井を設置している(図-10 参照)。

5. 補強工施工後の変位

側方変位を抑止するための地中壁体施工後 図-10 に示した形状の残部盛土(二次盛土)を 図-3 の工程で施工したが、この間における壁体の側方変位および壁体外側の地盤変位を測定した。図-11 は測定位置、図-12 は壁体の側方変位、図-13 は壁体外側の地盤変位である。壁体は上端で約 10 cm 変位し、傾斜の分布は固結強度

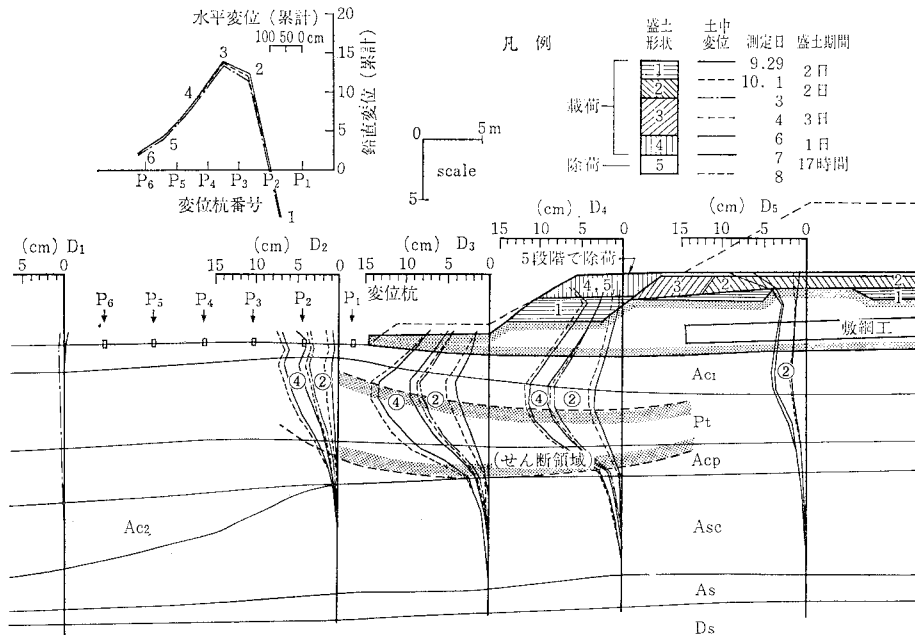


図-9 地中変位横断分布(隆起後の盛土载荷による)

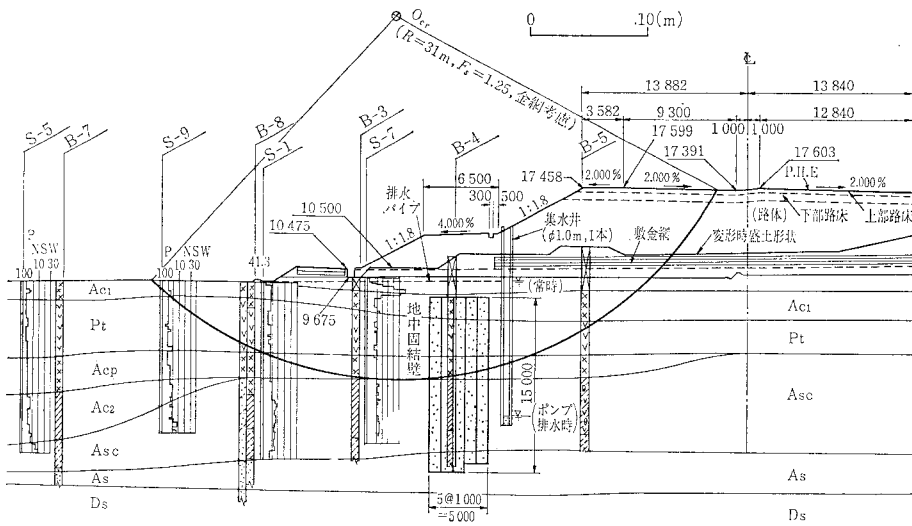


図-10 抑止壁設置図 (STA 104+95)

の弱い Pt 付近で大きい (約 2%)。

壁背は一体として回転しながら抵抗して、一方、壁背後のすべり面の影響をうけて、部分的に固結強度の弱い部分では、塑性変形の抵抗力を発揮しているのがみられる。なお、背面盛土の沈下は、図-5 に示したが、この沈下と側方変位の比を 図-8 にプロットしているが、初期盛土時に比較すれば約 1/5 であり、地中壁体の抑止効果が現れている。

6. 変形解析

盛土による地盤の変形解析は、初期盛土 (一次盛土) の変形と地中固結壁による対策後の二次盛土による地盤変形を予測する目的で行った。一般に地中の変形挙動を表現する方法としては、極限解析法や有限要素法による弾塑性解析が知られている。

本解析では、盛土途中における地盤の変形が地中変位計や変位杭の観測により把握されていることや、田面部や盛土部の変状形態からすべり面の規模がほぼ想定されることから、すべり破壊を容易に表現できる 極限解析法⁷⁾ を適用した。極限解析法は、断層や節理等の不連続面を有する岩盤の解析法としてよく知られているが、最近では、地盤の問題にも適用されている⁵⁾。このような極限解析法として位置付けられる。川井モデル⁴⁾ (剛体ばねモデルあるいは RBSM) は地盤を有限個の要素に分割し、要素は剛体と仮定し、個々の要素は 図-14 に示すように境界面上に分布する垂直力とせん断力に抵抗する二種のスプリングによって連結され、このスプリングの変形により、要素の応力や変形の伝達が行われる。垂直力とせん断力によるばね定数は (1) 式により表現される (理

論は文献 4) を参照されたい)。

$$\left. \begin{aligned} K_d &= \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)(h_1+h_2)} \\ K_s &= \frac{E}{(1+\nu)(h_1+h_2)} \end{aligned} \right\} \dots\dots (1)$$

ここに

- E: 弾性係数
- ν: ポアソン比
- K_d: 垂直バネ定数
- K_s: せん断バネ定数

h₁, h₂: 要素重心より境界边上に下した長さ

図-15 は要素の分割と解析に用いた材料定数を示し

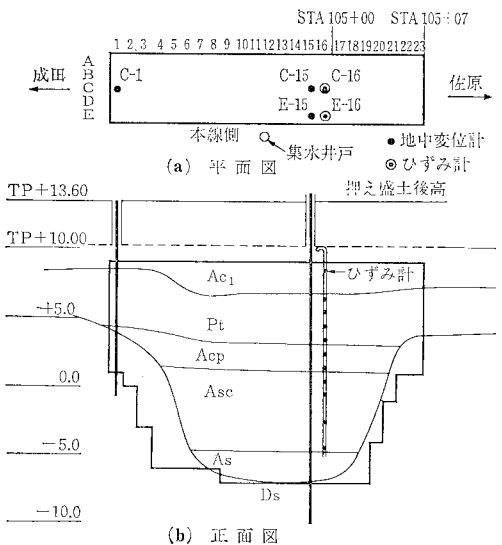


図-11 壁体変位測定位置

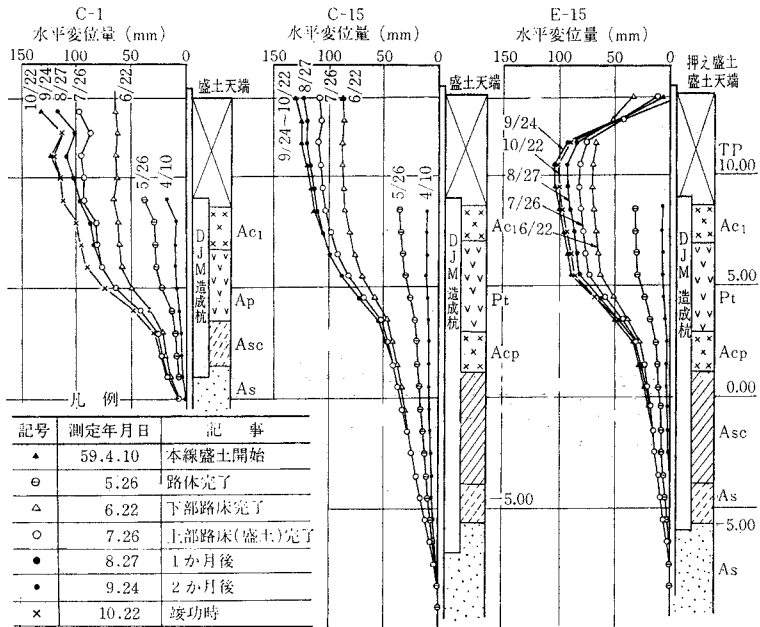


図-12 壁体水平変位

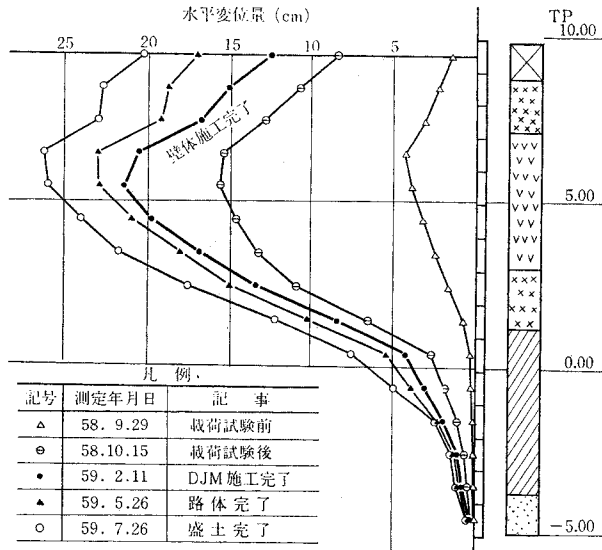


図-13 壁体外側の地盤変位 (Ds)

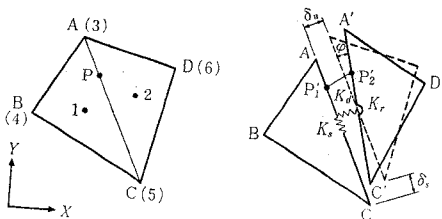


図-14 平面ひずみ要素

た。解析は一次盛土および二次盛土の二段階とした。図-16は一次盛土時の変位モードとすべり線(クーロンの破壊規準)の発生状況を各要素に作用する荷重割合として示したものである。すべり線は盛土付近の地盤より盛土法尻地盤に向かって逐次発生しており、終局的にはすべり線が連続し、すべり破壊現象がみられる。連続するすべり線は円弧すべりとほとんど一致する。地中固結壁施工後の二次盛土では、図-17に示すように一次盛土ですべり破壊を生じている範囲の大半はすべり線群となっている

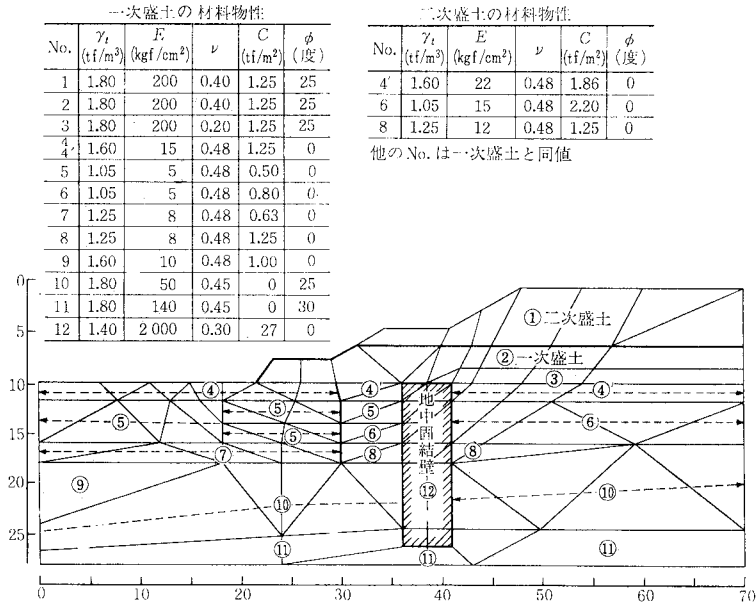


図-15 要素の分割と材料物性

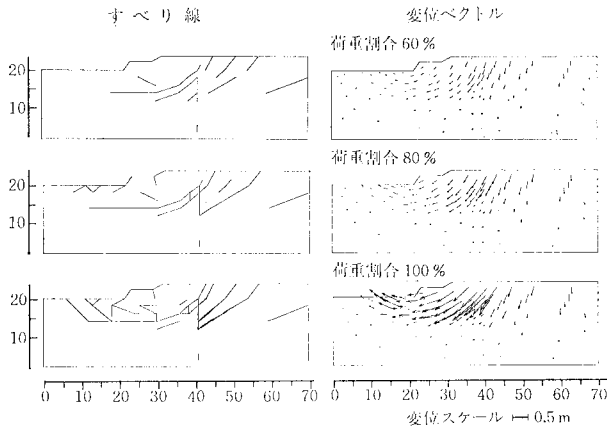


図-16 一次盛土によるすべり線と変位ベクトル

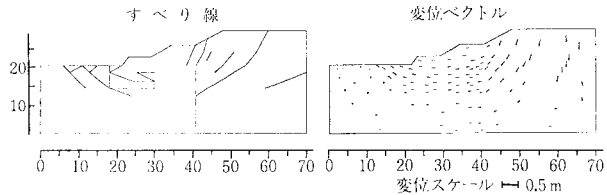


図-17 二次盛土によるすべり線と変位ベクトル

が、地中固結壁ではすべりの発生がないため、このすべり線群は不連続となり、盛土を含む地盤全体は地中固結壁によって安定しているものと考えられる。図-18は、盛土法尻付近で測定された地中変位計による水平変位と本解析によって得られた地中変位分布を比較したものである。地中変位は実測値に比して計算値が若干大きくなっているが、深度方向の変位モードは良い近似を示している。ちなみに二次盛土による地中最大変位増分をみる

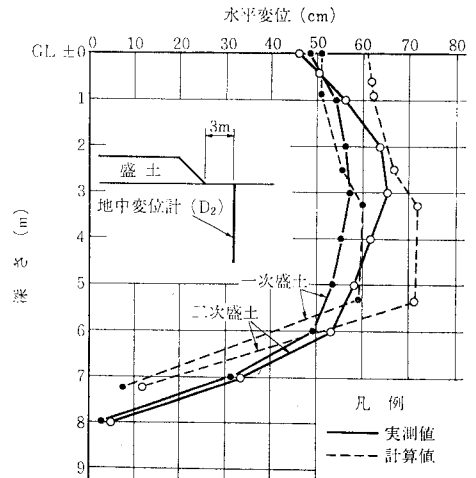


図-18 地中水平変位

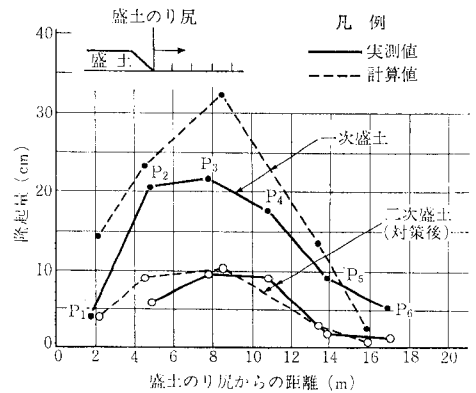


図-19 田面隆起量

と実測値 9 cm に対して 12 cm の計算値となり、変位は腐植土層で発生している。一方、図-19 は盛土のり尻部に設置した変位杭による地盤隆起量を示したもので、計算値は実測値とほぼ近似している。また二次盛土により隆起が生じる範囲は約 10 m 程度となっており、この範囲はおおむね腐植土層までの深度に相当する。

7. 地中固結壁の挙動

図-20 は地中固結壁内で測定した壁体の水平変位量と計算値とを示したものである。地中固結壁の実測変位は地表面下 -5.0 m 付近を境にして変位モードが異なっている。すなわち、地中固結壁の変位は壁体全体としては剛体的変位分布を示すが、地中変位が大きい地中部ではその影響を受けて壁体変位が増加している。一方、計算による変位は剛体的変位モードとなっており、壁体の下端も変位を生じているが、これは解析基盤上をスライダーとしたことによる境界条件の影響が大きいものと考えられる。なお二次盛土完了後の地中固結壁の変位分布の経時変化はほとんどなく、安定状態にある。

図-21 は、地中固結壁面に作用する応力を示したものである。盛土側の壁体には、変位が卓越する腐植土層までほぼ主働土圧に近似する水平力が作用しているが、砂質土層においては、水平力は著しく減少している。田面側の壁体背面では腐植土層までは受働土圧に近似する水平反力となるが、砂質土層では漸減しており、受働土圧までは至っていない。

いま、壁体の水平反力を $P_h = r \cdot Z \cdot K$ とし、 $K=0.5$ 、 $K=1.0$ の水平反力を求めると、図-21 の分布となり、砂質土の水平反力の合力は $K=0.5$ に近似する。

図-22 は、各要素の応力値を示したもので、固結壁の応力は腐植土層 (P_c) の深度で約 $10(\text{tf}/\text{m}^2)$ 、 A_{sc} 層で $14 \sim 21(\text{tf}/\text{m}^2)$ となっている。図-23 は 28 日養生後の

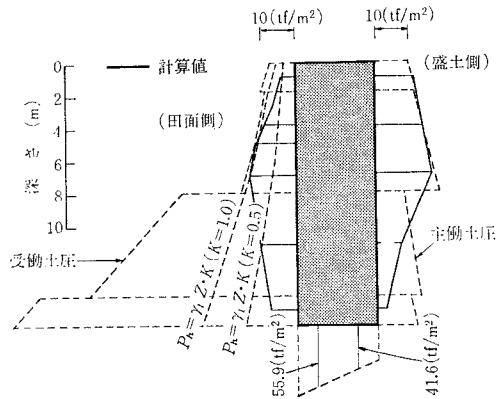


図-21 壁体に作用する応力

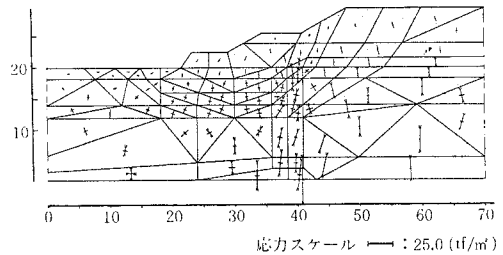


図-22 応力分布図

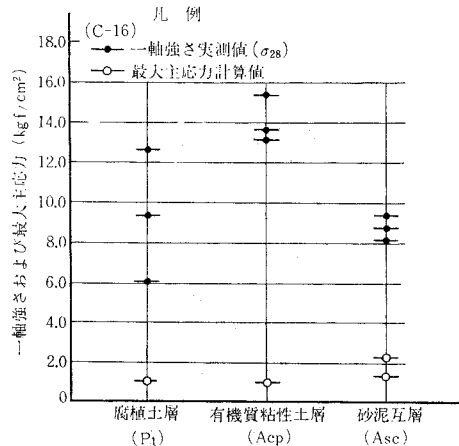


図-23 地中固結壁体の応力

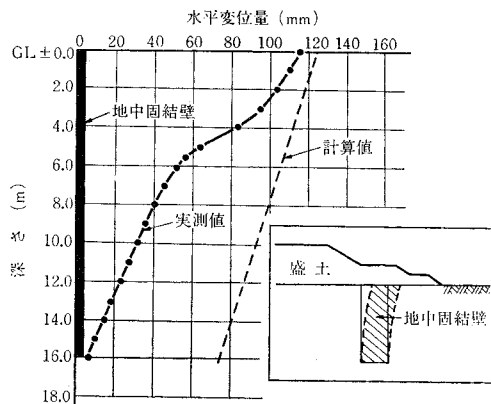


図-20 地中固結壁の変位

チェックボーリングによる一軸強度とこの応力を比較したものであるが、壁体の強度は十分な安全率を持っていることがわかる。

あとがき

道路盛土施工において生じた軟弱地盤の側方流動による盛土破損、田面隆起およびその対策として採用した地中抑止壁(セメント粉体混合による原位固結による、略称:DJM)の側方変位測定を整理検討した結果、次のようなことが

判明した。

① 側方変位，盛土沈下等変形に関して詳細な測定が行われたため，変位のメカニズムが比較的明瞭に把握された。

② この変位測定値に対する予測手法について，対策工前後に関して試みた結果，境界条件，土質条件等を慎重に入力することによって実用的な精度で予測できた。

③ 側方変位を抑制する地中壁体を，完全な剛体ではないソイルセメントで造成する工法を用いたが，この設計法について円弧すべり，土圧バランス，要素解析（極限解析法）⁹⁾による応力変位予測の3方法によって検討し，今後の設計法について知見を得た。

④ 今回の変位測定側は局部的な谷状部のものであり，上記設計法を一般的に用いるには安全側となる可能性があり，今後の測定例検討の積み上げが必要である。

なお，DJMの本地盤の土性への適用に当っては，建設省土木研究所機械施工部千田部長の助言を得た。工事施工は日産建設（株），トーア工業（株）によるものである。末尾ながら感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 日本道路公団東京第一建設局佐原工事事務所・（株）建設企画コンサルタント：東関東自動車道成田～大栄間側方流動対策工設計報告書，1983年10月。
- 2) 日産建設（株）・トーア工業（株）・大栄工事共同企業体：東関東自動車道大栄工事 軟弱地盤処理工 報告書，1984年10月。
- 3) 日本道路公団東京第一建設局佐原工事事務所：東関東自動車道大栄工事 敷網工による軟弱地盤処理，1983年3月。
- 4) 川井忠彦：物理モデルによる連続体力学諸問題の解析，生研セミナーテキスト，1980年。
- 5) 伴野松次郎・上田真稔・加倉井正昭・山下 清・小島 政章：地盤への離散化極限解析法の適用—鉛直支持力—，竹中技術研究所報告，第28号，1982年。

（1985.7.29・受付）

顧客第一、品質優位
鹿島の永遠のテーマです。

デミング賞（実施賞）
受賞企業



鹿島建設

代表取締役会長 石川六郎

代表取締役社長 鹿島昭一

本社：東京都港区元赤坂1丁目2番7号 電話 03 (404)3311(大代)
支店：札幌・仙台・横浜・北陸・名古屋・大阪・広島・四国・九州

●弊社へのご相談・ご意見・ご提言は鹿島相談コーナーへ

鹿島相談コーナー……………電話 03 (404)2266