

○日本道路公団 栗原則夫  
 持永龍一郎  
 京都大学工学部 太田秀樹

1. はじめに

厚さ30mの軟弱な地盤の上に盛土を築造した場合に、地盤の変形や安定がどの程度のものであるかをチェックするため、試験盛土を行なった。地盤は上部にピート層、下部にシルト質粘土層があり、その間にうすい砂層をかんだ構成になっている。この試験盛土に関しては、持永・栗原(1978土と基礎)、栗原・安藤・日下部、栗原・高橋、宮下・栗原・高橋(いずれも1979, 第14回土質工学研究発表会)によっていろいろな側面から報告されているが、ここでは盛土底部にし込んだ帯鋼の効果に関して検討した結果を報告する。

2. 鋼帯補強を施した盛土

図-1は試験盛土の断面を示したものであり、左側に帯鋼による補強を施した部分、右側にはそれに隣接して施工した何らの軟弱地盤対策も行なっていない部分を示している。帯鋼は厚さ2.3mm、幅140mmであり、これを50cm間隔に盛土を横切る方向に、2層にわたって敷きこんである。鋼帯補強区間では深さ10.5mまでサンドドレーンを打設しているが、サンドドレーンの剛性が盛土の安定を向上させる効果をもほとんど持たないことを、類似の地盤における試験盛土によって確認している。このような2つの区間に対して盛土を行なったところ、無処理の区間では盛土高3.5mに達したとき盛土中央に巾10cm、長さ約10mのクラックが発生し、あわせて両側の押え盛土と本体との間にクラックが入った。これに対して、帯鋼による補強を施した区間では、無処理区間に隣接しているにもかかわらず所定の高さ8mまで盛土を行なうことができた。鋼帯補強により盛土の水平方向へのひろがりがある程度拘束することによって、これほどの相違がみると結論づけるには、ドレーンの有無や多少の地盤構成の相違もあって早急にすぎると考えられたため、上記2つの区間を同一の手法によって解析してみたうえでさらに検討することにした。

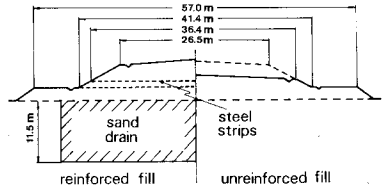


図-1 盛土の断面

3. 解析方法およびパラメータの決定法

解析には赤井・田村(1976 京大防災研年報)によるクリスチャン・タイプのFEMプログラムに、岡口・太田(1977. 東京会議第9部会論文集)、太田・岡口(1979 第3回地盤工学における数値解析に関する会議・アーバン)が提案している異方圧密土用のケンブリッジ・タイプの構成式を組み込んだものを用いた。計算に用いたパラメータを表-1にまとめ示してあるが、 $\lambda$ は圧密試験の $C_c$ から $\lambda = 0.4343C_c$ により求め、 $C_u/p_a$ の推定値から $\alpha$ を求めた上クリティカル・ステート時の $\beta/\alpha$ の値である $M(= \frac{\lambda - k}{D(1+e_0)})$ を計算した。次に軽部(1975 第20回土質工学シンポジウム)が提案している $1 - \frac{k}{\lambda} = \frac{M}{1.75}$ なる経験式から $k/\lambda$ 、さらに圧密試験から求めた $\lambda$ をかかけ $k$ を求めた。 $e_0$ は土質試験から求めた間げき比を用いて

type of soil	peat	clay with peat	sand	silty clay	sand	silty clay	sand	silty clay
depth (m)	0-3 0-4	3-6 4-6	6-7 6-8	7-9 8-10	9-11 10-11	11-18	18-19	19-30
$\lambda$	1.73	0.35	0.06	0.22	0.06	0.17	0.06	0.17
$\alpha$	0.17	0.13	0.02	0.12	0.02	0.06	0.01	0.06
D	0.11	0.08	0.02	0.06	0.02	0.05	0.02	0.05
$O_{v0}$ (kN/m <sup>2</sup> )	20	50	200	70	200 450	180	1170	180
$e_0$	7	1.6	0.8	1.2	0.8	1.1	0.7	1.1
$K_0$	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
$O_{v1}$ (kN/m <sup>2</sup> )	1	9	20	31	20	85	120	172
$K_1$	1.4	7	20	35	35	46	80	115
$K_1$	1.4	1.1	0.6	0.75	0.6	0.76	0.6	0.6
perm. coeff. $\gamma_{mv}/\Delta\sigma_v$	$8 \times 10^{-3}$	$4.2 \times 10^{-3}$	21	$6 \times 10^{-3}$	21	$7 \times 10^{-4}$	3.5	$7 \times 10^{-4}$

upper column for reinforced fill; lower column for unreinforced fill

表-1 土質パラメータ

3. 無処理地盤に対する透水性係数は圧密試験から得られた透水性係数を10倍して用い、サンドドレーン処理地盤に対しては60倍の数値を用いた。砂に対してはまず中を推定してMを求め、軽部の式を用いて $\kappa/\lambda$ を計算した。しかしながら、 $\kappa$ と $\lambda$ のいずれの値も実験から直接求めることが難しかったため、 $\lambda$ の値を適当と思われるようにえらんだ。また砂は過圧密比10の材料と仮定している。このように砂に対しても粘土と同じモデルを用い、かなり強引な仮定でパラメータを決定することに問題はあるが、N値しかわからない現状ではやむを得ないと考えられる。砂層の透水性係数は別の目的で行なわれた原位試験の結果を転用して推定した。盛土自体の材料パラメータを求めることが困難であったので、盛土は簡単のため単なる鉛直方向荷重と仮定し、帯鋼による補強をうけた部分だけは厚さ1.2mの弾性棒とした( $E=2.2 \times 10^5 \text{ kN/m}^2$ ,  $\nu=0.3$ )。この場合の弾性係数は帯鋼の水平引張り力に対する抵抗を仮定した1.2m厚の断面をもつ架空の部材の抵抗と等価であるとして求めた。

#### 4. 計算結果と実測値との対比

図-2, 3, 4は沈下-時間関係、地表面沈下のパターン、盛土法層直下の鉛直線の水平方向移動のパターンの三者について計算結果(曲線)

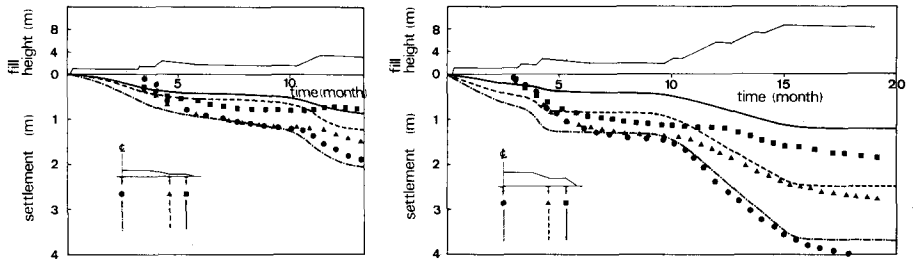


図-2 沈下-時間関係

と実測値(プロット)とを対比させて示したものである。図はそれぞれ左側に無処理区間のデータ、右側に鋼帯補強を施した区間のデータを示してある。図-4左側の無処理区間での地表近くの水平変位で計算値が過大にみている。これは盛土の剛性を無視して単なる鉛直荷重として置き換えたことに起因するものであろうが、その他の結果は、見方による評価の相違はあるにしても、おおむね計算値と実測値が一致しているともみえさしつかえないと思われる。

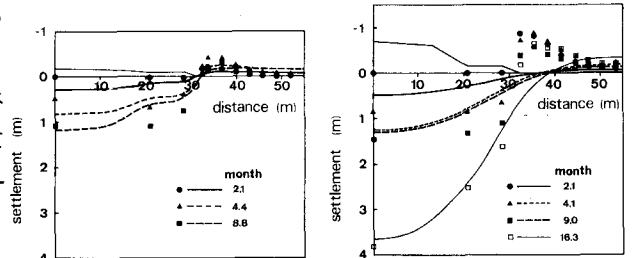


図-3 地表面沈下のパターン

#### 5. まとめ

試験盛土の結果、盛土下部に施した鋼帯補強工が意外に効果を持つかもしれないことがわかった。しかしドレーンの有無その他の条件の相違があるため試験データの直接の比較(無処理と鋼帯補強工区との比較)が公正を欠く可能性があった。このため同一の解析方法を両者を解析してみたところ、解析結果と実測値とはおおむね一致することがわかった。ところでここで用いた同じ解析法を使つて、太田(1979年34回土木学会)は単純化された地盤で、ある条件のもとでは、鋼帯補強工が変形と安定のいずれの面でも好ましい効果を持つことを示しているのだから、結論として鋼帯補強工の効果はかなりあるらしいということができよう。しかし用いた解析法そのものも多くの欠点を持っており、いくつかわるパラメータ決定法からみれば、上記の結果が偶然の一致にすぎない可能性もあるので、今後更に検討を進める必要がある。

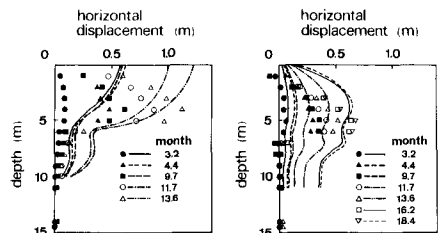


図-4 法層直下の水平変位