

京都大学工学部 正員 〇深川 良一
 京都大学工学部 正員 島 昭治郎
 A.I.T. 正員 太田 繁樹

1. はじめに 有限要素法を用いて試験盛土基礎地盤の変形解析を行い、実測値と解析値の比較を行った。一部のパラメータは K_0 圧密の可能な特殊三軸装置¹⁾を用いて決定するが、パラメータの決定には注意を払った。解析結果は実測値と比較的良好な一致を示した。

2. 解析対象地盤 解析は道央自動車道札幌～岩見沢間野模試験盛土地盤を対象として行った。図-1に基礎地盤の断面図と測定に用いられた機器の一部を示している。基礎地盤はポット、腐植物混り粘土、シルト質粘土、シルト質砂、粘土、砂より砂り、20m以下の砂層はN値が4以上の硬い砂層であったため支持地盤とした。

3. 解析方法 解析には主たね軸の回転による異方性を考慮した弾塑性構成式に圧密を考慮した有限要素プログラムの一部修正したものを用いている。解析にあたっては平面応ひ条件を仮定し、かつ問題の対称性を考慮して、図-2のような有限要素近似を行った。節点の拘束条件としては、底面の節点は完全固定、両側面は鉛直方向のみ変位可能、他節点は自由節点である。図-3には計算に用いた盛土工程を示したが、なるべく実際の工程を追従するように30段階に分け、各々対応する地表面節点毎に分割し、それらの節点への鉛直荷重として作用させた。

4. 土質パラメータの決定 解析に用いたパラメータを表-1に示す。表中添字の0は先行圧密状態を、

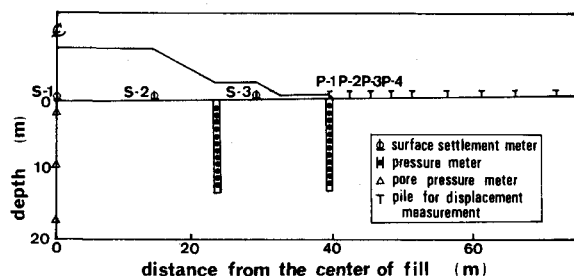


Fig.1 Crosssection of fill

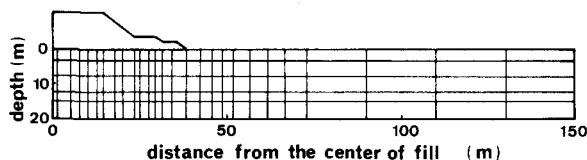


Fig.2 Finite element idealization

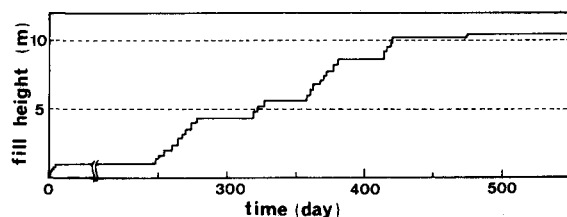


Fig.3 Embanking work

Tab.1 Parameters used in calculation

type of soil	depth (m)	λ	κ	D	ν	K_0	K_{01}	$\sigma'_{v0,2}$ (kN/m ²)	$\sigma'_{v1,2}$ (kN/m ²)	e_0	e_1	k (m/day)
peat	0- 3.5	1.73	0.17	0.062	0.33	0.40	1.32	15.19	0.88	3.33	8.81	8.4×10^{-2}
clay with peat	3.5- 8.0	0.35	0.076	0.061	0.33	0.44	1.08	71.54	8.50	2.22	2.38	7.8×10^{-3}
silty clay	8.0-12.5	0.29	0.042	0.070	0.33	0.42	0.74	69.09	28.75	1.71	1.75	1.7×10^{-3}
silty sand	12.5-15.0	0.02	0.009	0.0056	0.33	0.50	0.55	5225.0	52.25	0.87	0.91	10.0
clay	15.0-20.0	0.30	0.043	0.150	0.33	0.47	1.52	499.8	82.25	0.56	0.63	2.9×10^{-5}

添字は初期状態を表す。入、 α は各々0.434Cc, 0.434Cs である。 α はまず特殊Ko三軸装置によって境界状態係数Mを求め、森部の式 $1-\gamma_{Cc} = M/1.17$ を用いて決定する。ダイレイタンシー係数 D は $D = (\lambda - \alpha) / M(1 + e_0)$ という関係式を用いて決定する。正規圧密時の静止土圧係数 K_0 もMと同様に特殊Ko三軸装置によって求めた。KoCU試験結果の1例を図-4に示す。粘性土の場合、Ko圧密終了後、ひずみを段階的に与え各段階2時間放置するひずみ制御レラクゼーション方式でせん断を行った。シルト質砂に関するデータは文献⁸⁾に依った。なお図-4中のプロットは全て2時間後のものである。過圧密時の静止土圧係数 K_{02} は、実験により求めた正規圧密時の K_0 値と塑性指数 I_p より成る Alpan⁹⁾の式を用いて決定した。シルト質砂については K_0 , K_{02} とも決定は困難であると考えられるから、各々0.5, 0.55という適当な値を用い、またシルト質砂層のO.C.R.は100という大きな値を取り、弾性域の拡大を図っている。

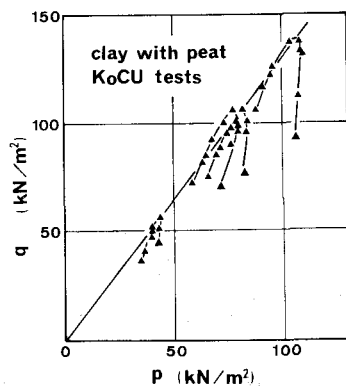


Fig.4 Stress path

5. 解析結果 図-5に盛土法底部鉛直断面(変位坑P-1を含む鉛直断面)の側方変位の経時変化を示す。計算値と実測値とが比較的良く一致することがわかる。なおこの実測値は傾斜計に付するものであって、計算値も深さ15mにおける値を基準としている。図-6には盛土底面(図-1の地表面以下計S-1, S-2, S-3)沈下量、および盛土周辺部地表面(図-1のP-1~P-4)側方変位の経時変化を示した。この場合にP-1を除けば計算値と実測値とが比較的良く一致している。法底付近(特に浅い地盤)での計算値と実測値とのgapは、ポート層の土質パラメータ決定(特に K_0 , K_{02} 値)の困難さ起因であると思われる。

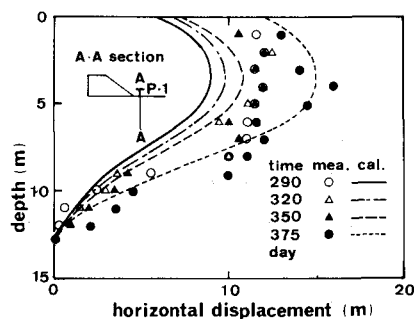


Fig.5 Horizontal displacement at the toe of fill

6. おわりに 筆者らは従来から盛土の変形解析を行ってきたが、境界条件等がさ程複雑ではなく、また土質パラメータが適切に決定されるから、盛土基礎地盤の変形予測はある程度可能であると考えられる。

7. 謝辞 本発表をまとめるにあたり、貴重なデータの提供を頂きました日本道路公団札幌建設局札幌工事事務所、和田克二氏、高橋朋和氏に深甚の謝意を表します。

8. 参考文献 ① Ohta et al.(1981), 10th ICSMFE, Vol.2, pp533-536. ② 道路公団(盛土・地盤改良事業は、荷重に関与する試験盛土工事報告書(1981) ③ SEKIGUCHI, H. and OHTA, H.(1977), Proc. Speciality Session 9, 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Tokyo, pp229-238. ④ CHRISTIAN, J.T.(1968), Proc.A.S.C.E., SM 6, pp1333-1345. CHRISTIAN, J.T. and BOEHMER, J.W.(1970), Proc. A.S.C.E., SM4, pp1435-1457. ⑤ 桑田・岡田(1976)京大防災研究所報, 第14巻02. ⑥ 森部(1975)築地工機工務ランペ. ⑦ 桑田(1976)京大防災研究所報, 第6巻 ⑧ 栗川 et al (1981) 第14土質工学会発表大会 ⑨ Alpan, I.(1967), S&F, Vol.7, No.1, pp31-40.

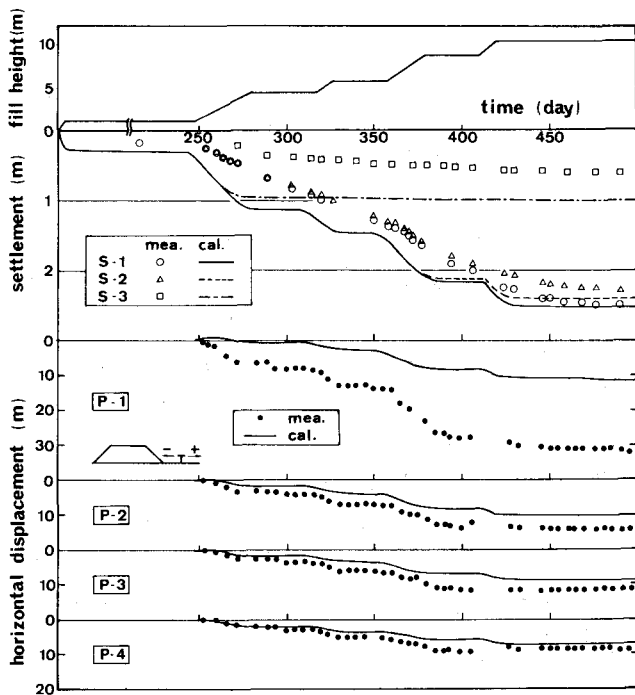


Fig.6 Displacement-time relations