

1. クリープ沈下量の推定法

何層かの軟弱層から成る地盤上に図-1のような盛土を築造したとする。即時沈下と圧密沈下の大部分は、通常盛土築造とそれに続く舗装等の工事期間中に終了してしまうことが多い。工事完了後も長期間にわたって継続する沈下の主たる原因は軟弱粘土のクリープによる。道路盛土のような構造物の長期沈下特性を解明する必要性は主としてメンテナンスに要する経費を見積る契にある。クリープ沈下量の推定は、クリープ沈下が時間の対数に対して直線的であるという仮定のもとですることが多い。ここでは3つの推定法をとりあげてみたい。

(1) 圧密試験から得られるデータとそのまゝ用いる方法

図-1のような地盤の各層中央深さから試料を採取し、その深さに加わると予想される上載圧力 σ_1 で圧密試験を行ない2次圧密領域でのクリープ速さを求める。

(2) 拡張応力径路法

ポーロス・アムブローシス・テイビス(1976, ASCE AT7)による方法である。盛土によって各層中央深さにかかると予想される応力状態で試料を排水せん断し、クリープ速さ C_{a2} を求め、これに先だつて行なう K_0 圧密時のクリープ速さ C_{a1} を差し引いて、盛土載荷によるクリープ速さを計算する。

(3) 著者による方法

盛土による応力変化後の応力で試料を排水せん断し、クリープ速さ C_{a2} を求め、そのまゝ層厚をかり合せて沈下速さを計算する。 C_{a1} を差し引かない契が拡張応力径路法と異なる。

これらの方法を簡単に説明したのが図-2である。図中の直線はWalker(1969, ASCE SM1)によって示唆された線である。Walkerによれば排水クリープにおけるせん断ひずみ速さは g/p ($g = \sigma_1 - \sigma_3$, $p = \frac{1}{3}(\sigma_1 + 2\sigma_3)$)に対して直線的に変化するが体積ひずみ速さは応力比 g/p によらずほぼ一定である。図-2はたゞ軸に軸ひずみをとっており、軸対称応力と平面ひずみ応力状態とを厳密に区別していないなどの問題を含んでいるが、一応の概念図として理解されたい。Walkerの関係を 이용すると、クリープ速さ推定のための実験を簡略化することができ便利である。

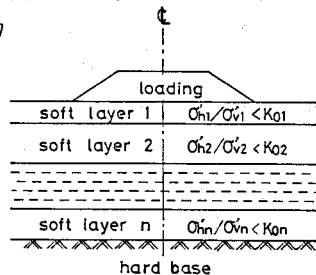


図-1 載荷重による応力

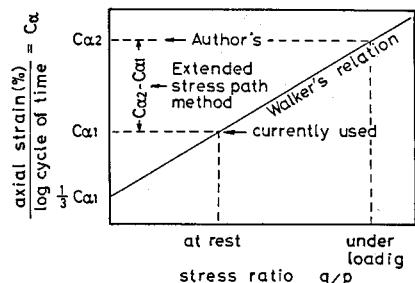
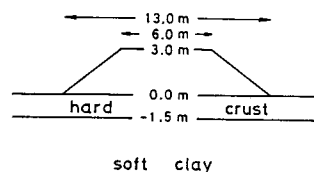
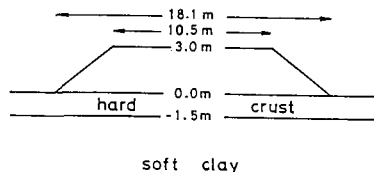


図-2 クリープ速さの推定法



(a) Embankment I (13m×13m in plan at the base)



(b) Embankment II (18.1m×29.8m in plan at the base)

図-3 2つの試験盛土の断面

2. 試験盛土の概要

上記3つの方法を実験例に適用する対象としてバンコクのアジア工科大学構内に築造された試験盛土をえらんだ。試験盛土は2つあり、1つは正方形の平面をもち赤木(1981, 10 国国際土質基礎工学会議)により築造され、他の1つは矩形平面で著者により築造された(図-3参照)。

これら2つの盛土は100 m近くはなれているが、地盤性状はほぼ同一である。図-3、図-4に示すようなものである。軟弱層は6.5mの厚さでその中央深さから試料を採取し、 q/p を 0.51 と排水せん断試験を行なった。結果を図-5に示すが、各応力比に対して2通りの実験を行なっている。1つは最終応力状態を一挙に与えて行なった排水クリープ試験結果であり、他方は盛土I（正方形平面）の2m盛立て高さに対応する応力状態からクリープ試験を行なった後、最終応力状態（高さ3m）にして再びクリープ試験を行なったときの最終応力に対するクリープ速さである。両者はほぼ同一のクリープ速さを与えている。このことからクリープ速さには応力履歴が影響しないことが明らかであり、拡張応力経路法のように前段階でのクリープ速さをさしひくことには疑問が残る。著者の方法はこのような観点から考えたものであり、著者が関口秀雄氏に相談した際、氏から指摘されたものである。この点で関口氏に謝意を表する。図中の黒丸は標準圧密による結果であり、これと等方圧密時のクリープ速さを経てWalkerの示唆する直線と求めた。

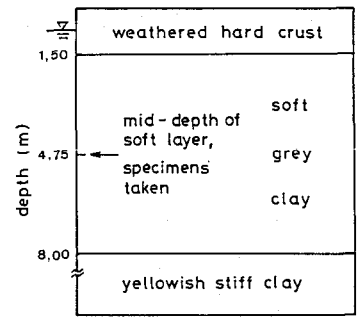


図-4 地盤性状

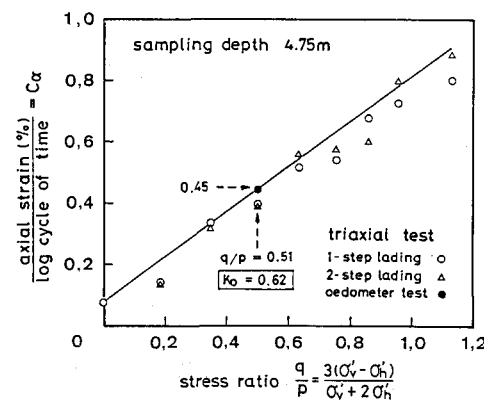


図-5 クリープ速さと応力比の関係

3. 計算結果と実測値との比較

軟弱層中央深さを代表値としてえらが各方法によって計算した結果を実測値とともに示したのが表-1、2である。拡張応力経路法と著者の方法には盛土による応力状態が必要であるため、弾性FEM、弾-粘塑性FEMを用いて計算した。これによれば単に圧密試験結果を用いる方法と著者の方法が拡張応力経路法にまわっているようにみえるが、拡張応力経路法は正規圧密粘土を念頭において提案されているため、本例のような過圧密な地盤との比較はフェアな比較とはいえないかもしれない。表中の応力計算には過圧密粘土に対する K_0 値と初期応力として用いているが、仮りに正規圧密粘土に対する K_0 値を用いて計算すると拡張応力経路法が実測値に近ずき、著者の方法が過大なクリープ速さを与えることを付け加える。初期応力状態の推定が難しく結果を左右する微妙な問題である。地下水位や K_0 値の測定精度の向上が変形解析の信頼性にとって不可欠であることを示す例の1つであるといえる。

表-1 計算値と実測値の比較(盛土I)

method of estimate	stress ratio q/p under loading	axial strain (%) per log cycle of time	settlement rate (mm) per log cycle of time	observed settlement rate
oedometer	(0.51)	0.45	29.3	30 (mm / log cycle of time)
Extended stress path method	0.70 (elasticity)	0.59-0.45 = 0.14	9.1	
	0.52 (elasto-plasticity)	0.46-0.45 = 0.01	0.7	
Author's	0.70 (elasticity)	0.59	38.4	
	0.52 (elasto-plasticity)	0.46	29.9	
embankment: 13mx13m in plan at the base, 3m high subsoil: 6.50m thick soft clay layer overlain by 1.50m thick hard top soil, specimens were taken from a depth of 4.75m which is the mid-depth of soft clay layer				

表-2 計算値と実測値の比較(盛土II)

method of estimate	stress ratio q/p under loading	axial strain (%) per log cycle of time	settlement rate (mm) per log cycle of time	observed settlement rate
oedometer	(0.51)	0.45	29.3	36 (mm / log cycle of time)
Extended stress path method	0.70 (elasticity)	0.59-0.45 = 0.14	9.1	
	0.50 (elasto-plasticity)	0.45-0.45 = 0.0	0.0	
Author's	0.70 (elasticity)	0.59	38.4	
	0.50 (elasto-plasticity)	0.45	29.3	
embankment: 18.1mx29.8m in plan at the base, 3m high subsoil: 6.50m thick soft clay layer overlain by 1.50m thick hard top soil, specimens were taken from a depth of 4.75m which is the mid-depth of soft clay layer				