

軟弱地盤上の高速道路盛土の長期沈下 の実態と将来沈下予測

世良 至*・殿垣内正人**・川井田実***

本論文は25~28年観測された軟弱地盤上の高速道路盛土について長期沈下の実態を示すとともに、将来沈下予測について、考察を加えた。

厚い海成粘土の一次圧密終期と二次圧密量について検討した。一次圧密終期に収束がやや遅れるのは、圧密過程で圧密係数が変化(減少)するためと考えた。二次圧密量は僅かで実務上はほとんど無視できるとしている。将来沈下は長期観測による沈下速度で管理する手法が有効であるとし、残留沈下を推定する手法の提案とその実用性を述べた。

Key Words: long-term settlement, coefficient of consolidation, coefficient of secondary consolidation, residual settlement

1. はじめに

わが国の軟弱地盤上に建設された高速道路盛土では、名神高速道路、大垣、安八地区で約28年、東名高速道路、袋井、焼津、厚木、愛甲地区で約25年に渡って沈下観測が行われている。現在これらの地区では(傾斜基盤の焼津地区を除く)年間沈下量が1.0cm以下となっており、維持管理上の問題はほとんどなくなってきている。

一方、建設後まだ10~15年経過している道央道(札幌~岩見沢)、常磐道(谷和原・神田)、北陸道(新潟・長岡)などの地区では、沈下が継続しており効率的な道路の維持管理を行うためには将来沈下の適切な予測が必要である。さらに、軟弱地盤上に建設中あるいは建設が予定されている高速道路盛土は全国に多数存在し、より合理的な設計と施工が求められている現状にある。

そこで本論文は、約25~28年間の長期に亘り観測された実測値をもとに、長期沈下の実態を分析し、将来沈下予測法について検討したものである。

2. 長期沈下の実態

(1) 長期沈下の定義

長期にわたって沈下が継続する代表的地盤として、デルタ性後背湿地があげられる。検討対象とした大垣・安八・谷和原・神田の4地区はいずれもこれに該当し、道路延長にすると各々数kmに及ぶ大規模な軟弱地盤である。

デルタ性後背湿地のこれら4地区は、いずれも大河川によって運ばれた細粒土が海中で堆積した均質な厚い粘土層(概ね10m以上)がある。この海成粘土は深い位置(地

表より概ね10m以深)に堆積しているの、地盤改良するには莫大な経費を要するため無処理で盛土の施工が行われている。この粘土層をここでは下部粘土層と称することとする。

この下部粘土層の上位にある陸成層は、有機物の多い泥炭層や、粘土層と砂層の互層など複雑な層構成を示すが、排水層となる砂層を挟在しているため、沈下は早期に収束するケースが多い。この浅層の軟弱層を上部粘土層と称することとする。

一般には、道路盛土の沈下現象のとらえ方として、盛土の沈下を即時沈下量(S_i)と圧密沈下量(S_c)と二次圧密量(S_s)の三要素に区分して検討する^{1),2)}。

道路盛土は有限幅の台形帯状荷重である。このため盛土初期には地盤を側方に押し出す、側方流動現象を起こす。この盛土直後に非排水状態で生じる沈下を即時沈下(S_i)と呼ぶ。圧密沈下(S_c)は、標準圧密試験とTerzaghiの圧密理論による解析をベースとする一次圧密現象として取扱う。また二次圧密沈下(S_s)は、粘土の骨格構造が粘弾性的性質のため変形に時間的遅れを生ぜしめるクリープ的変形による沈下ととらえる。

なお、本論文でいう「長期沈下」とは、道路の供用後も継続して発生する沈下をいう。この沈下は、上部粘土層の沈下がほぼ収束しているため下部粘土層の沈下によるものと考えられる³⁾。

(2) 長期観測値に対する留意事項

観測が約28年に達し沈下がほぼ収束したといえる、名神高速道路の大垣・安八地区の5地点と、まだ沈下が進行中で供用後6~10年を経た常磐道の谷和原・神田地区の6地点を代表例としてとりあげた。

表一1に11地点の柱状図を示した。4地区とも深さ10m付近にかなり厚い砂層が存在し、この中間砂層を境として、上部粘土層と下部粘土層に区分される。

*正会員 広島道路エンジニア機代表取締役
(元 日本道路公団試験研究所 所長)

(〒194 東京都町田市忠生1-4-1)

**正会員 日本道路公団 試験研究所 土工試験研究室 主任

*** 日本道路公団 技術部 道路技術課

表一 各地点の柱状図および沈下量

凡例

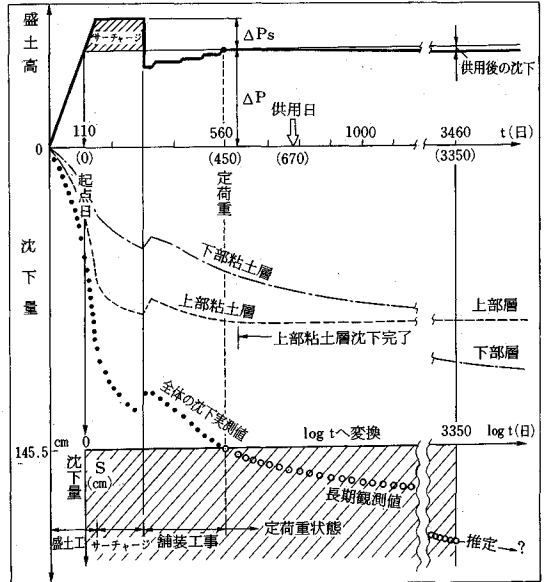
地区名	大垣1	大垣2	大垣3	安八1	安八2	谷和原1	谷和原2	谷和原3	神田1	神田2	神田3
観測地点	STA 4+90	STA 30+87	STA 34+85	STA 0+60	STA 10+00	STA 61+70	STA 65+00	STA 84+07	STA 496+10	STA 492+80	STA 487+30
起 点 日	1962. 11. 8	1963. 3. 27	1963. 3. 17	1963. 11. 5	1963. 11. 5	1979. 2. 6	1980. 3. 15	1979. 1. 31	1983. 12. 20	1983. 10. 2	1983. 5. 2
経 過 年 月	27年9ヶ月	27年5ヶ月	27年5ヶ月	26年9ヶ月	26年9ヶ月	10年5ヶ月	10年5ヶ月	10年5ヶ月	6年10ヶ月	7年	7年5ヶ月
盛土高(サーチャージ) m	5.7(2.0)	6.1(2.0)	7.0(3.0)	11.0(2.2)	4.1(2.2)	7.5(1.8)	7.0(1.8)	8.0	8.8(1.8)	9.6(1.8)	10.2(1.8)
柱状図											
下部層のC _v の変化係数(%)	1.5-2.5	1.5-2.5	1.5-2.5	1.5	1.5	1.5-2.0	1.5-2.0	1.5-2.0	1.5-3.5	1.5-3.5	1.5-3.5
工事中の沈下量(cm)	145.5	57.7	74.0	132.0	72.0	204.7	(不明)	297.0	120.0	160.0	130.0
経過年中の沈下量(cm)	41.3	42.0	42.3	33.0	25.6	52.9	62.8	51.4	96.4	123.2	115.5
総沈下量(cm)	186.8	99.7	116.3	165.0	97.6	257.6	(←)	348.4	216.4	283.2	245.5
特記事項	広域地盤沈下2mm/年今回ボーリング地点近く	3mm/年	3mm/年	2mm/年	2mm/年	今回ボーリング地点の近く				今回ボーリング地点の近く	

図一はこうした地盤構成の場所に道路盛土を行なった場合の、時間経過に対する荷重条件の変動の推移と沈下観測値の推移を、一般的概念として示したものである。得られた全体の沈下実測値に関して留意すべき事項として①荷重条件が変動していること、②得られた観測値は上部粘土層の沈下と下部粘土層の沈下の合算値であること、③広域地盤沈下の影響の有無を調べること、の3点があげられる。

図に示すように多くの場合サーチャージ工法が採用されている。従って荷重条件はサーチャージ・サーチャージ分の除荷・舗装荷重の追加という変動を経て、定荷重状態になる。定荷重状態になるのはこの図の例では560日目である。その後道路は供用されるが、供用までの約2ヶ年の間に沈下の大部分は進行している。それは前述した即時沈下量(S_i)と、沈下の進行の早い上部粘土層の沈下がこの間に完了するためである³⁾。従って定荷重(560日以降)後の長期沈下観測値の主体は、下部粘土層の沈下特性を示していると考えられる。

さて、定荷重になっているとはいえ厳密には供用した後にも荷重変動要素として二つの事象がある。1つは腹付盛土や厚いオーバーレイ舗装などの大規模補修を実施した場合と、他の1つは徐々に生じている沈下により、盛土が水中に没していることになるため浮力相当の荷重が減少しているという事象である。

広域地盤沈下は地下水の採取に伴う広域な地盤沈下である。また地下水の採取規制が行われた場合、地盤の浮上りが生ずることもある。従って盛土に起因する沈下と



図一 盛土条件と観測値(一般概念図)

は区別して取扱う必要がある。

以上の3項は長期沈下の検討に当たって留意しなければならない項目である。

(3) 長期観測の結果

図二に11地点の長期観測の結果を示した。

図二は図一を次のように整理したものである。起 点日をサーチャージ荷重直前の日(図一の場合110日)にとり、定荷重後の長期観測値(図一の場合560日以降の測定値)を半対数日盛上に図示した。●印は、定荷重

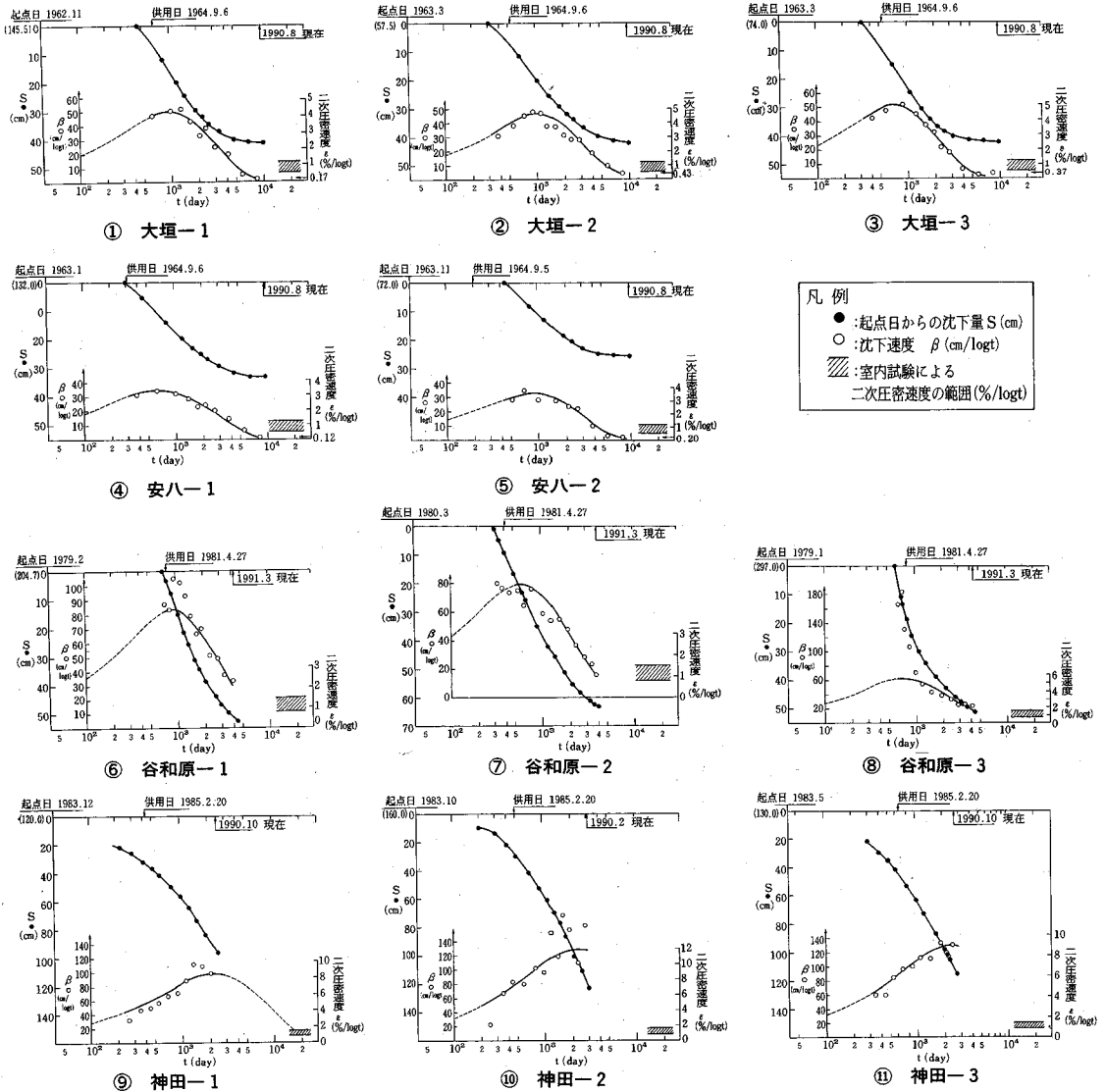


図-2 各地の長期観測結果

後の沈下量 S (図-1のハッチング部の沈下量) を起点日からの経過時間(日)にプロットしたものである。この曲線を「沈下曲線」と称す。○印は各観測時点間の時間の対数に関する沈下速度 β (cm/logt) をプロットしたものである。プロットされた○印を重視して挿入した凸型の曲線は、4章で述べるカーブ定規群から選定したもので、以後これを「 β 曲線」という。

a) 大垣・安八地区 (図-2の①~⑤)

28年間の沈下量は32~43cm, 沈下速度 β の最大値 β_{max} は25~50cm/logtで、その出現日は700~1000日頃である。以降、沈下速度 β は徐々に減少しており、観測日6000~9000日では $\beta = 1 \sim 4$ cm/logt とほぼ収束している。これを下部粘土層の全層厚に対するひずみ量 (ϵ) の変化

量(グラフ右側目盛)で見ると、0.1~0.4%/logt程度のオーダーに収束している。

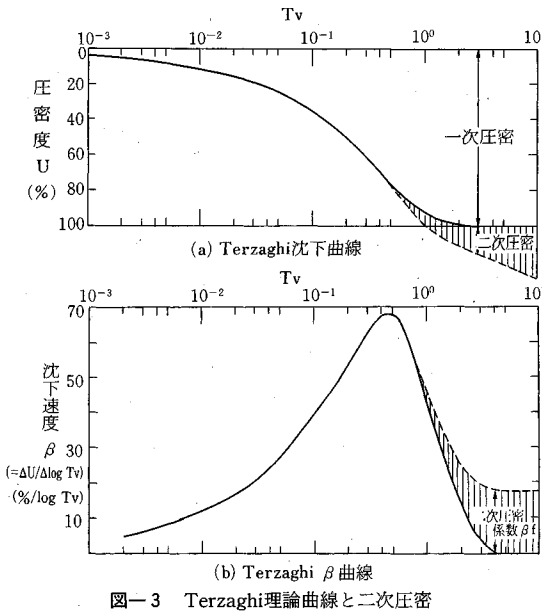
なおこの地区は、長期にわたって地下水位の低下による広域地盤沈下が発生していて、その量は2~3mm/年とみなされる^{4),5)}。

b) 谷和原地区 (図-2の⑥~⑧)

11年が経過した下部粘土層の沈下は、近年収束の傾向が著しいが、まだ沈下速度 β は20~30cm/logtの高いレベルにある。 β_{max} 値も大垣に比べて大きい β が減少しはじめる時期は600~900日頃でやや早目である。

c) 神田地区 (図-2の⑨~⑪)

起点日から7年の経過なので、 β_{max} 値が出現(2000~2300日頃)したと判定される段階である。



今後の長期沈下の予測が道路管理上重要な段階である。

(4) 長期観測に対する考察

各地の長期観測結果の β 曲線から以下の現象がみられる。① β 曲線は上に凸の山形カーブを示す。② β_{max} の出現時期は、地区によってほぼ一定時期を示している。また、下部粘土層が厚いほど β_{max} の出現時期は遅くなる傾向にある。例えば、下部粘土層厚が10m前後の大垣、安八地区は β_{max} が700~1000日で出現しているのに対し下部粘土層厚が16mの神田地区では β_{max} の出現が2000~2300日であり、粘土層の厚さに左右されている。③大垣、安八の例によれば、観測日6000~9000日の沈下速度は $\beta=1\sim4$ cm/logt (ひずみの変化量とでは0.1~0.4 (%/logt)、程度と微小である。

図-3 (a)はTerzaghiの一次元圧密理論による沈下曲線 ($U\sim Tv$ 曲線) であり、図-3 (b)はこれを沈下速度 β ($=\Delta U/\Delta \log Tv$) (%/logTv) で表わしたものである。図中の破線は二次圧密が発生した場合である。

この場合、沈下速度 β は $\beta=0$ とはならず、 $\beta=\beta_t$ の一定値となる。この β_t を時間の対数に比例する二次圧密速度とする。

図-4はこのTerzaghi β 曲線に対して、大垣と安八地区の実測値から求めた β 値を対比させたものである。これによると、①Terzaghi β 曲線と実測プロット値は基本的には良く近似している。② β_{max} 以降の実測値はTerzaghi曲線のそれより遅れ気味である。③時間の対数に比例する、いわゆる二次圧密の存在は実測 β プロット値からは顕著なものは確認されず、存在したとしても微小である。

上記の考察をもとに、次の二点に着目し更に検討を加

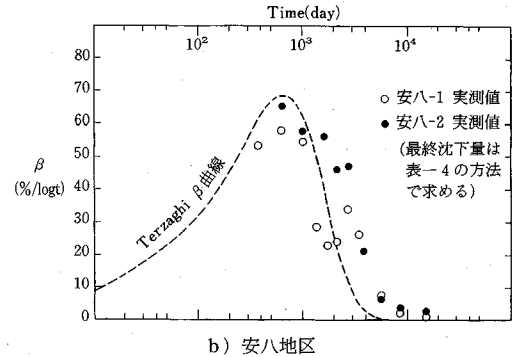
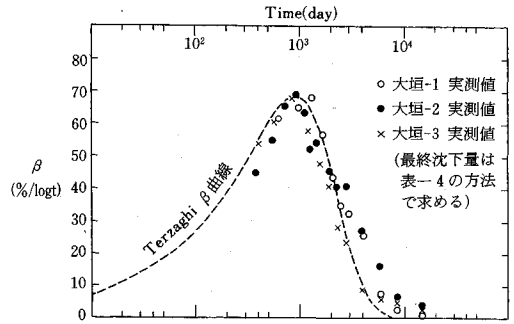


図-4 β 値の分布 (観測値)

えた。

①と②の現象の解釈として、三笠ら⁹⁾の提示している圧密過程で圧密係数 (C_v) を変化させた解析法の導入を検討した。(4章)

③の現象の解釈として、網干ら⁹⁾が示唆している室内試験における二次圧密速度 (β) の存在と、その存在が顕著でない現場実測値との相違は、室内と現場の荷重条件の相違によるものと仮定し、室内試験を実施して検討を行った。(第3章)

3. 室内における特殊圧密試験

(1) 試料及び実験方法

試料は長期間沈下観測が実施されている大垣、谷和原、神田の3地区3地点とした。試料の採取深さはいずれの地点も原地盤面から10m以深であり、厚く堆積する砂層下位の粘土層の上部、中央部、下部より採取した。

各地区ともに試料採取位置は、現高速道路盛土の影響が少ないと思われる地点を選定した。

採取試料から、高さ2cm、直径6cmの供試体を成形し標準圧密試験機にセットし盛土施工前の土被り圧P。で24時間圧密した。

その後、現場施工時あるいは長期間の盛土荷重の変動等を考慮した圧密試験を実施した。

なお、載荷荷重はいずれも盛土荷重qに弾性論より計

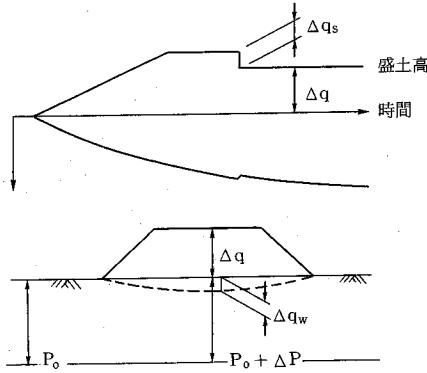


図-5 室内試験の荷重条件

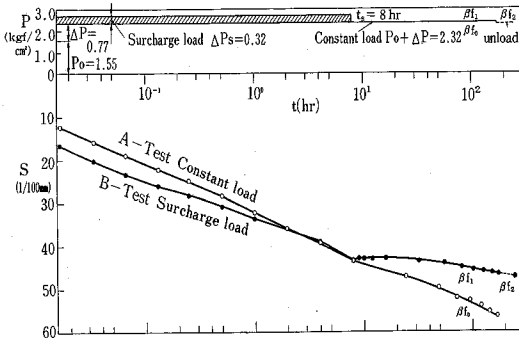


図-6 二次圧密速度 (β_t) の変化—大垣下部粘土層—

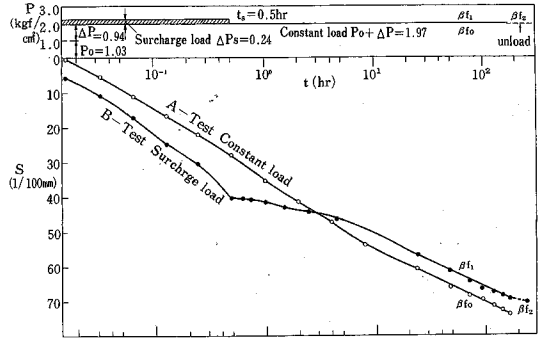


図-7 二次圧密速度 (β_t) の変化—谷和原下部粘土層—

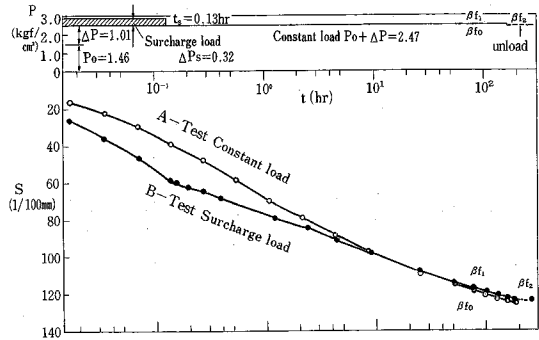


図-8 二次圧密速度 (β_t) の変化—神田下部粘土層—

算した試料採取深さの地盤内影響値を乗じた値としている。

実験A； P_0 で24時間圧密した後現場盛土荷重による地盤内増加応力相当の荷重 ΔP を載荷し7日間の長期圧密試験を実施した。

実験B； P_0 で24時間圧密後現場における盛土荷重とサーチャージ荷重による地盤内増加応力相当の荷重 ($\Delta P + \Delta P_s$) を載荷した。 ΔP_s については所定の時間 t_s (図-6, 7, 8中に示す) で除荷し以降 ΔP で7日間の長期圧密試験を実施した。その後、現場における沈下によって盛土が地下水位以下となり荷重が減少することの影響を把握するため、この荷重減少相当分 ΔP_w を除荷しさらに3日間圧密試験を実施した。

(2) 試験結果と考察

図-6に大垣のA, Bテストの結果を示した。図-7, 図-8に谷和原及び神田の結果を示した。

a) 一定荷重の場合の二次圧密速度 (β_{t_0})

Aテストのように一定荷重で長期載荷をすると24hr~168hrの間で沈下速度がほぼ一定になる現象がみられる。この直線部の勾配を二次圧密係数 (β_{t_0}) とし、3地区7試料の値を求めると表-2のようになる。

この最小~最大の範囲を図-2中に斜線で示した。大

表-2 二次圧密速度 β_{t_0} の値

地区名	二次圧密速度 β_{t_0} (%/logt)		増加荷重 ΔP (kgf/cm ²)	Mesriによる β_t (%/logt)
	平均	最小~最大		
大垣	0.80	0.57~1.23	0.72~0.86	0.41~0.57
谷和原	1.15	0.79~1.51	0.84~0.94	0.61~0.81
神田	1.24	0.92~1.49	1.01~1.26	0.82~0.95

表-3 二次圧密速度の低減

地区名	二次圧密速度(%/logt)			低減率 $(\frac{\beta_{t_0}-\beta_{t_2}}{\beta_{t_0}} \times 100)$ %
	β_{t_0}	β_{t_1}	β_{t_2}	
大垣	0.80	0.44	0.38	△53
谷和原	1.15	0.98	0.52	△55
神田	1.24	1.13	0.71	△43

垣・安八の実測 β 値と β_{t_0} を比較すると実測 β 値はかなり下まわった値を示していることがわかる。

また二次圧密速度を土の初期自然含水比から推定するMesri⁹⁾の相関式 ($\beta_t = 0.01w_n$) と比較すると、求めた3地区の β_{t_0} 値はやや大きい値を示している。

b) 二次圧密速度 (β_{t_0}) の低減

Aテストによる β_{t_0} が、サーチャージ効果により β_{t_1} に低

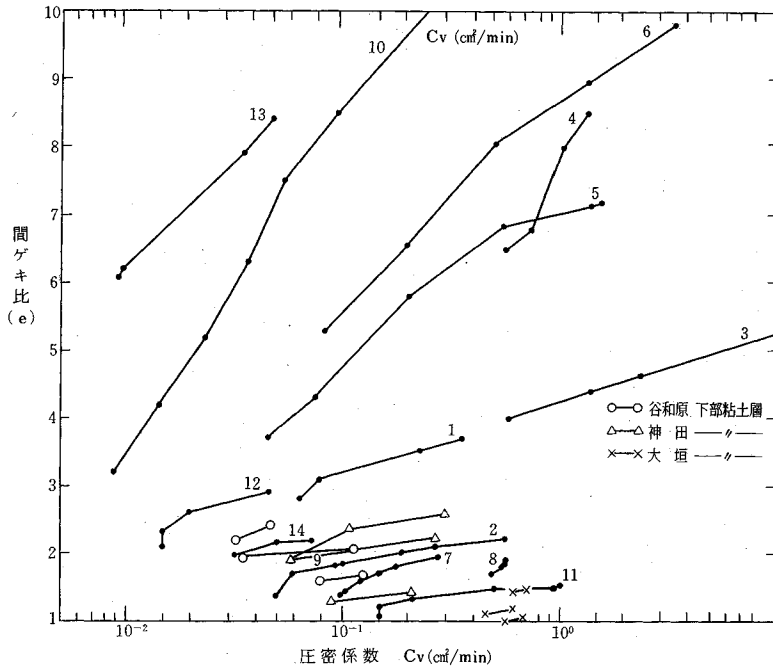


図-9 間ゲキ比とCvの変化

凡例

地名	w _n (%)
1 厚木	85 ~ 120
2 "	"
3 白老	300
4 "	450
5 横手	600
6 "	500
7 岩見沢	71
8 神田	60 ~ 80
9 大垣	60
10 江別	726
11 袋井	55
12 谷和原	80
13 "	80
14 "	80

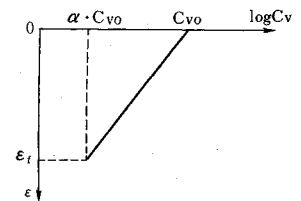


図-10 logCv ~ ε関係

減する。さらに浮力相当分を ΔP の5%と仮定し、これを除荷をすると長期沈下速度は β_{t1} から β_{t2} にさらに低減される(表-3)。

以上の室内試験結果によると、一定荷重でみられる二次圧密速度(β_{t0})は、現場におけるサーチャージ効果と荷重が5%減少する影響を受けて、二次圧密速度(β_{t2})は β_{t0} に対しほぼ半減している。

4. 圧密係数を変化させた時の検討

(1) 圧密係数の変化を考慮する理由

2.(4)で考察したように、圧密係数(Cv)を一定としたTerzaghi β 曲線に対し、大垣・安八の実測値は圧密終期において沈下速度の減少が遅れる傾向がみられる。

これまでに実施された標準圧密試験データから、間ゲキ比eと圧密係数Cvの関係を示したのが図-9である。

図よりeの減少に伴ってCvもほぼ直線的に減少することが特徴である。

いま、土被り荷重 p_0 の時の間ゲキ比を e_0 とし、その時の圧密係数 Cv_0 を得る。又実際の盛土荷重($p_0 + \Delta p$)からこの時の e_t と Cv_t も得られる。つまり間ゲキ比が e_0 から e_t に減少した時、圧密係数は Cv_0 から Cv_t に変化する。

つまり $\alpha = Cv_t / Cv_0$ とおくと、 $\alpha < 1$ であり初期間ゲキ比の小さい粘土では $\alpha = 1/1.5 \sim 1/5.0$ 程度、初期間ゲキ比の大きい土では $\alpha = 1/10$ のオーダーでCvが減少してい

る様子がみられる。

(2) 圧密係数の変化を考慮した解析

圧密の進行とともにCvが増減し、層厚の変化が無視できない場合の圧密方程式は、三笠が次のように表した。

$$\frac{\partial \xi}{\partial t} = Cv_0 \xi^2 \left\{ \phi(\xi) \frac{\partial^2 \xi}{\partial z_0^2} + \frac{d\phi(\xi)}{d\xi} \left(\frac{\partial \xi}{\partial z_0} \right)^2 \right\} \dots\dots\dots(1)$$

ここに z_0 : 原始座標 (固定座標)

ξ : 圧密比 ($= f_0 / f$)

f_0 : 初期体積比

f : 圧密中任意時間の体積比

$\phi(\xi)$: Cvの変化を表す関数でCvを初期値として、 $Cv = Cv_0 \cdot \phi(\xi)$ と表す。層厚の変化を無視した場合式(1)は次のようになる。

$$\frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = Cv_0 \left\{ \phi(\varepsilon) \frac{\partial^2 \varepsilon}{\partial z^2} + \frac{d\phi(\varepsilon)}{d\varepsilon} \left(\frac{\partial \varepsilon}{\partial z} \right)^2 \right\} \dots\dots\dots(2)$$

ここで、 ε は初期層厚に対するひずみ量、Zは圧密層の任意の点の深さである。

$\log Cv$ の変化は図-10に示すように、 ε の変化に対して線形であると仮定すると、図中の直線は最終ひずみを ε_t 、Cvの最終値を $\alpha \cdot Cv_0$ とすると

$$Cv = Cv_0 \cdot \alpha^{\frac{\varepsilon}{\varepsilon_t}} \dots\dots\dots(3)$$

と表される。よって式(2)中の $\phi(\varepsilon)$ は

$$\phi(\varepsilon) = \alpha^{\frac{\varepsilon}{\varepsilon_t}} \dots\dots\dots(4)$$

また

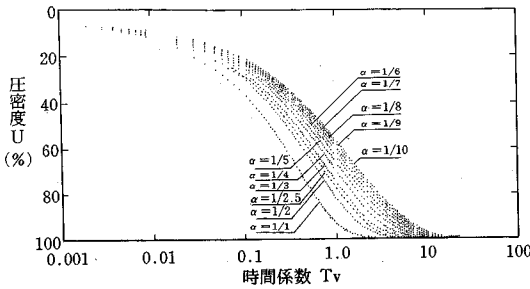


図-11 圧密度～時間係数関係

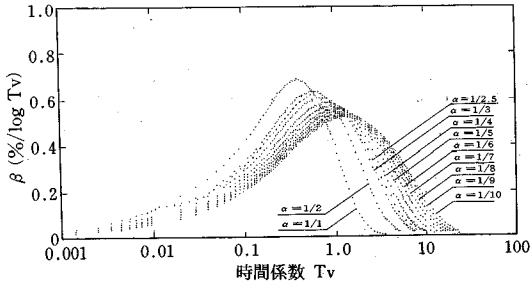


図-12 圧密速度～時間係数関係

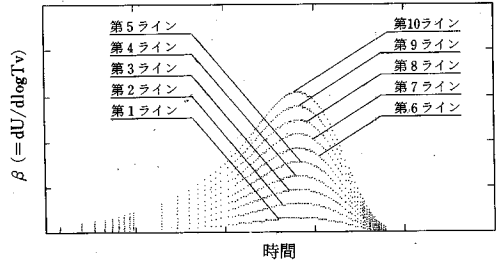


図-13 圧密速度に関する曲線定規 (alpha = 1/2.5)

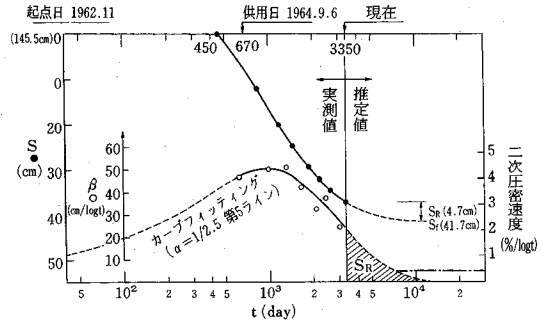


図-14 長期沈下の推定法

$$\frac{d\phi(\epsilon)}{d\epsilon} = \phi(\epsilon) \frac{\ln \alpha}{\epsilon} \dots\dots\dots(5)$$

である。

式(2)に式(4), (5)を代入し差分による数値計算を行い, Cvが圧密の進行に伴い減少する (alpha ≤ 1) 場合の, 圧密度 (U) ~ 時間係数 (Tv) 関係を alpha = 1/1, 1/2, 1/3.....1/10の10ケースについて求めたのが図-11である。

ただし横軸の時間係数は, 初期値Cv0に関するもので次式で表される。

$$Tv = Cv_0 \cdot t / (H/2)^2 \quad \text{ここに } H: \text{圧密層厚}$$

これらの比較からも明らかのように, Cvが減少する場合の, 圧密過程後半の圧密の遅れは無視できないほど大きくなる。

(3) 圧密係数を変化させた時のbeta曲線

図-11で求めた10ケースのU-Tv曲線について, 圧密度による圧密速度 (ΔU/ΔlogTv) - 時間係数 (Tv) の関係を求めて図示したのが図-12のbeta曲線群である。

alphaの値が小さくなる, すなわちCvの減少が大きいほど圧密速度の最大値は小さくなり, 圧密後半の勾配が緩やかになることがわかる。

5. 現場観測値による長期沈下の推定法

(1) 長期沈下の推定法

ここに提案する推定法の要点は現場観測値をbeta曲線図として整理しその規則性に着目し, beta曲線定規図から現場観測beta~logtのプロットに全体的に適合するような

カーブを選定することが重要である。このカーブフィッティングにより将来曲線が推定され残留沈下が求められる。

図-14の具体例で説明する。この場合起点日から3350日目までの実測値が●印と○印でプロットされて将来沈下を推定する。

プロットされた○印を基に, 図-12のbeta~Tv関係から図-13に例示した曲線定規をつくり定規(beta曲線定規)の中から選定した曲線をフィッティングする。この場合 alpha = 1/2.5の第5ラインを挿入した。

3350日以降のラインが推定beta曲線でありグラフ上から必要なt日目のbeta値を読みとり表-4のとおり計算する。

最終沈下量は41.7cm, 従って残留沈下は, 41.7 - 37.0 = 4.7cmとなる。

図-14中に一点鎖線で示したラインは二次圧密係数beta_2 (5 cm/logt = 0.4%/logt) が存在するとした場合である。対数目盛で10^4日のオーダーになるとこの程度のbeta_2値は実務上無視できる程小さい。

(2) 他の推定法との比較

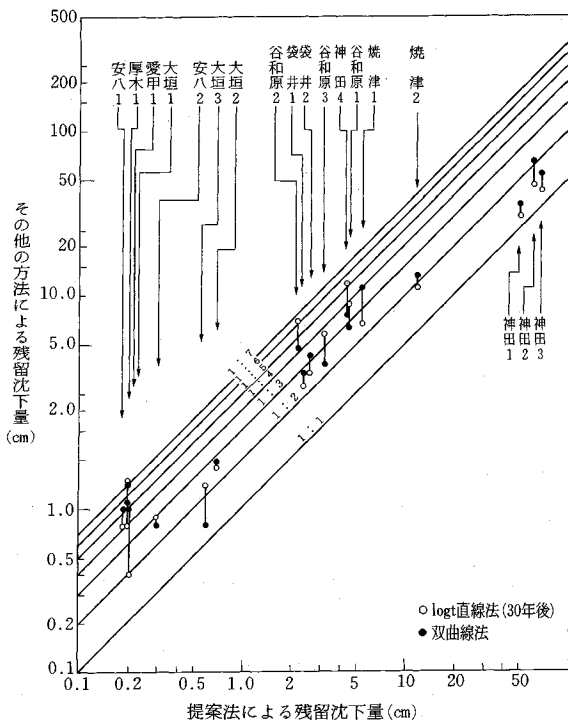
現場実測値から将来沈下を推定する方法として, 双曲線法とlogt直線法が良く用いられる。

双曲線法は, U - t 曲線がある双曲線上を変化するとして最近の測定値からその双曲線式を特定しこの式から将来値を求める手法である。

logt直線法は, S - logt実測値の最近測定値の直線性に着目しこの沈下速度が将来継続すると考える方法であ

表一4 長期沈下の計算

t(日)	logt	Δlogt	β(cm/logt)	ΔS (cm)	S (cm)
3350	3.5250	0.0771	24.0	$0.0771 \times \frac{1}{2} (24.0 + 18.0) = 1.62$	37.0 ←最終実測値
4000	3.6021	0.0969	18.0	$0.0969 \times \frac{1}{2} (18.0 + 10.5) = 1.38$	38.62
5000	3.6990	0.0792	10.5	$0.0792 \times \frac{1}{2} (10.5 + 6.7) = 0.68$	40.00
6000	3.7782	0.0669	6.7	$0.0669 \times \frac{1}{2} (6.7 + 4.0) = 0.36$	40.68
7000	3.8451	0.1549	4.0	$0.1549 \times \frac{1}{2} (4.0 + 1.5) = 0.43$	41.04
10000	4.0000	0.3010	1.5	$0.3010 \times \frac{1}{2} (1.5 + 0) = 0.22$	41.47
20000	4.3010		0		41.69 ←最終沈下量



図一15 沈下推定三手法の比較

る。この手法は時間(t)を無限大にとると、沈下量(S)も無限大になるので、30年後の沈下量で最終沈下量とした。

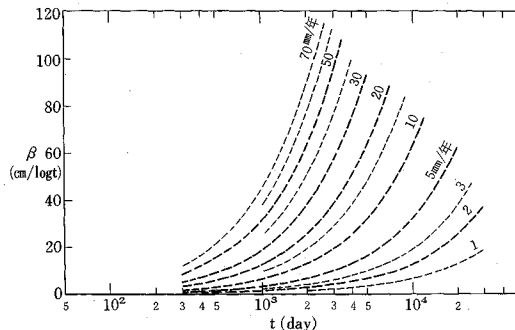
図一15は全国各地の長期観測値から、提案した方法を含めた三手法で長期沈下を推定した値を比較したものである。横軸に提案法による残留沈下の値をとり縦軸に双曲線法(●印)とlogt直線法(○印)の値をとった。

これによると提案法に対し他の二方法は平均3倍の値を示している。

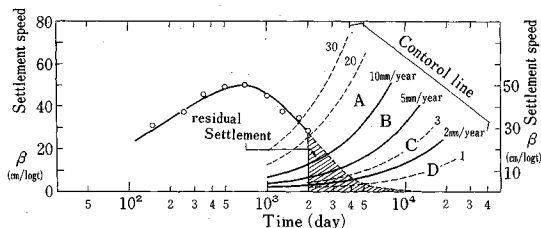
(3) 提案法の問題点

提案法の問題点として次の3点が挙げられる。

- ・多層地盤は層毎の解析が必要である。
- ・少なくともβmax値を示すまでの観測期間が必要である。
- ・層厚を一定としているので、圧縮量の大きい泥炭層な



図一16 β曲線の沈下管理ライン



図一17 沈下管理図(例)

どに対する適用には問題が残る。

(4) 提案法の実用上の意義

図一16はβ曲線プロット図にあらかじめ年間沈下量のラインを示したものである。これをβ曲線の沈下管理ライン図と呼ぶ。

図一17に示した例で云えば、現在(2000日目)は年間20数mmの沈下速度を持つ事を示し、将来はβ曲線推定線によって、年間10mm、5mm、2mm、1mmと沈下が落ちていく過程を推定できる。この場合10mm/年になるのが2750日目、5mm/年になるのが3400日目、2mm/年になるのが4200日目と読みとれる。この事は管理・補修計画をたてるうえで有効な情報となる。

さらにこの沈下管理ラインにより、A~Dの4つのゾーン区分をし補修実績の経験から各ゾーンに下記の意味を持たせて補修計画の目安をたてることことができる。

- Aゾーン：10以上(mm/年) 毎年補修を要す。
- Bゾーン：10~5(mm/年) 2~3年に1回補修を要す。

Cゾーン：5～2 (mm/年) 補修は殆んど要しない。

Dゾーン：2以下 (mm/年) 沈下による補修は不要。

高速道路においては、車輪が集中して通過するワダチ部は年間2～3mmの摩耗が生じる (交通量3万台/日)

このワダチ量が25mm程度に達すると、走行安定性の向上、あるいは乗心地の関係で、舗装を20～30mm切削し新たに舗装をかぶせるオーバーレイ工事を実施している。

従って7～10年に1回はこのワダチ掘れの補修のためにオーバーレイ工事が必要となる。

すなわち年間ワダチ量以下の沈下の有無は実務上あまり重要な意味を持たないことを意味している。

図-14の大垣の例で示したように、10⁴日経過した時点で5 cm/logtの二次圧密速度が残留していたとしても管理ライン上はDゾーンに入り実務上あまり意味をもたない。二次圧密速度が完全に零になったと確認される事例はまだそう多くはないが、管理ラインのDゾーンに入ってきた例は多い。

6. 結 論

本論文では、軟弱地盤上の高速道路盛土として25～28年の長期観測が行なわれている名神・東名高速道路の、長期沈下の実態を示し、残留沈下の推定法を提案した。

対象とする地盤は、長期沈下が発生するデルタ性後背湿地の厚い海成粘土であり、かつ上位に中間砂層が存在する場合とした。

検討の時期は、二次圧密の存在が問題となる一次圧密終期の段階で、盛土立ち上りから3～30年を経た時期である。沈下の観測値を、観測時点間の沈下速度 β (cm/logt)で整理するのが有効な手段であることを示した。

長期観測の実態から次の結論が得られた。

- ① 実測 β 値は上に凸の曲線となり、基本的にはTerzaghiの理論 β 曲線に近似している。
- ② しかし実測 β 値の収束傾向は、Terzaghi β 曲線より遅れ気味となる。これは圧密係数(Cv)が圧密の進行に伴って減少するためと考えられる。
- ③ 室内の定荷重試験では時間の対数に比例した沈下がある。現場観測値ではこれに相当する顕著な二次圧密は確認できない。この違いは室内試験と現場の荷重条件の相違によると考えた。

現場の試料で、現場と同じ荷重条件で実施した長期圧密試験から次のことがいえる。

- ④ 室内の定荷重試験で得られる二次圧密係数(βf_0)は、0.5～1.5%/logtであった。

⑤ 現場の条件では、サーチャージ効果と荷重漸減のため二次圧密係数(βf_2)はほぼ半減する。

⑥ 以上の結果から、二次圧密沈下については実務的にはほとんど無視できるほど少ない量と考えられる。次に長期観測によって残留沈下を推定する方法として以下の提案をした。

- ① 現場観測値は沈下管理図として、沈下速度(β)を半対数目盛上に整理する。
- ② 圧密過程で圧密係数が減少する場合の圧密方程式から、 β 曲線群を作成しこれをカーブ定規とする。
- ③ β 値変動の規則性に着目し、求めたカーブ定規によりカーブフィッティングする。これにより将来沈下、残留沈下が推定できる。

さらに、この β 値による沈下管理手法は、道路の維持管理に必要な、管理ライン区分をあらかじめ設定しておくことによって、有効な情報を提供する実用的手法であることを示した。

謝 辞：本研究の基礎試料となった、長年月にわたる高速道路の沈下観測資料は、多数の方々の方々の長年の努力の蓄積の賜物であります。ここに関係各位に深く感謝する次第です。

参 考 文 献

- 1) 持永龍一郎・世良至：名神高速道路大垣地区の沈下について、土質工学研究発表会、pp. 153～158, 1968.
- 2) 持永龍一郎・栗原則夫・瀬在武：高速道路盛土建設における軟弱地盤対策の変遷、土木学会論文集、VI-1, pp. 74～83, 1984.
- 3) 持永龍一郎：現地計測結果よりみた二次圧密、土と基礎、Vol. 29, No. 3, pp. 3～10, 1981.
- 4) 近藤善教ほか：日本の地盤—愛知県の地盤、地質と調査、第48号、'91第2号、pp. 38～43, 1991.
- 5) 東海三県地盤沈下調査会：平成元年における濃美平野の地盤沈下の状況、水準点成果表、1990.
- 6) 三笠正人：軟弱粘土の圧密—新圧密理論とその応用、鹿島出版会、1963.
- 7) 高田直俊：層厚と圧密係数が変化する場合の一次元圧密、土と基礎、Vol. 27, No. 11, pp. 61～64, 1979.
- 8) 網干寿夫・松田博：粘土の二次圧密と沈下解析、土と基礎、Vol. 29, No. 3, pp. 19～24, 1981.
- 9) Mesri. G.: Coefficient of secondary compression, Proc. ASCE. SMI. 1973.

(1992. 9. 14受付)

ACTUAL CONDITIONS OF LONG-TERM SETTLEMENT OF HIGHWAY EMBANKMENTS ON SOFT GROUND AND ESTIMATING METHOD OF RESIDUAL SETTLEMENT

Itaru SERA, Masahito TONOGAITO and Minoru KAWAIDA

This paper shows the actual conditions of long-term settlement of highway embankment which has been observed for 25 to 28 years and also gives considerations to these.

The terminal stage of primary consolidation of thick marine clay and the secondary consolidation of that were investigated. The reason why the settlement converges a little late in terminal stage of primary consolidation was considered that the coefficient of consolidation changes (decreases) in consolidation process. The secondary consolidation was considered as a little as it practically can be ignored.

The fact finding for long-term observation indicates the management method through settlement velocity is effective. The estimating method of residual settlement is proposed and the practical use of that is referred to.
