

異方性多層地盤のドレーン圧密に関する数値解析（その2）

—測定値に基づくドレーン圧密遅延要因の二、三の考察—

尾上 篤生
境 吉秀
(土木技術部)

§ 1. はじめに

軟弱粘性土地盤の圧密促進を目的とするサンドドレーン工法の効果に影響を及ぼす要因として、砂柱に対する応力集中とその再配分¹⁾、施工に伴う攪乱²⁾、ウェルレジスタンス³⁾などが解析的に研究されている。一方、測定値に基づくこれら要因の圧密効果に及ぼす影響の定量的検証は、わずかに散見できるに過ぎず⁴⁾、今日なお実証的報告の持つ意義は少なくない。

筆者らは、粘土層の間に砂層を介しない沖積地盤において、ドレーンの直径、間隔、打設方法および載荷盛土高を同一の条件とし、改良深度に対する改良面積の規模とドレーン材料とが異なる一対の地盤改良工事の動態調査から、両工事の圧密速度に顕著な相違を認めた。

本報告は、両工事の測定値の比較と数値解析に基づいて、直径12cmの長尺ドレーンのウェルレジスタンスが圧密度に及ぼす定量的影響と、ドレーン打設地盤の水平方向圧密係数に言及するとともに、改良深度に対して改良幅の比が小さい工事については、この比に起因する圧密の遅れがあることを明らかにしたものである。

§ 2. 地盤および工事の概要

工事場所は、千葉県手賀沼の干拓地であり、本報告で取り上げた2つの工事は図-1に示す工事(1)、工事(2)である。

2.1 地盤の概要

2.1.1 地盤構成

敷地内のボーリング29箇所、フォイルサンプリング3箇所、およびダッチコーンによるサウンディングの各調査に基づく当該地の地層断面想定図を図-1に示す。沖積層は下位より約1mの砂礫

層(A_0)、3~5mの砂質土層(A_s)、1~2mの腐植土層(A_p)、約20mの海成粘土(Ac_2)、約9mの陸成粘土(Ac_1)、および1~2mの表土(T_s)から構成される。フォイルサンプリングによれば、粘土層にはサンドシームやサンドレンズは認められない。洪積層は砂礫層(D_0)の上位の成田層、下位の藪層に分かれる。

2.1.2 地層の性質

工事(1)で行なった2本の事前ボーリングの主な土質試験結果を図-2に示す。他の27本についても結果はほぼ同様で、水平方向には均一であるが鉛直方向には一定の傾向で土性が変化している。すなわち、粒度組成は沖積粘土層の上位から下位まで砂分含有量が10%以下で大きな変化はみられないが、含水比、液性限界、間隙比および

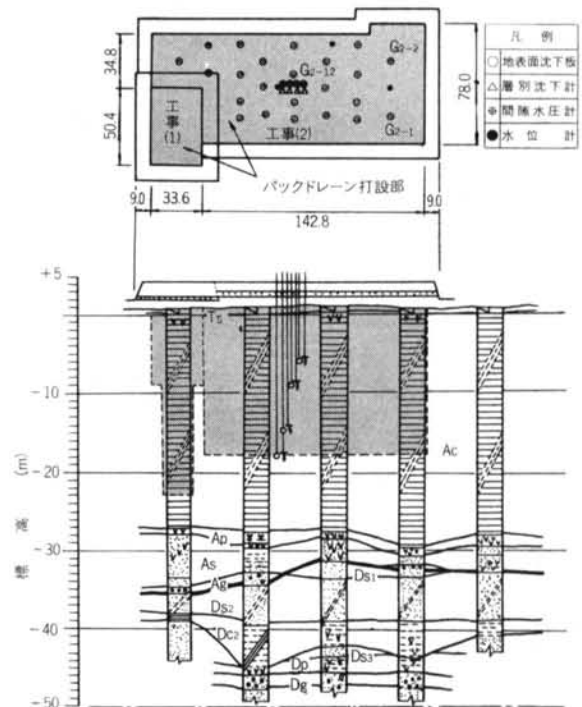
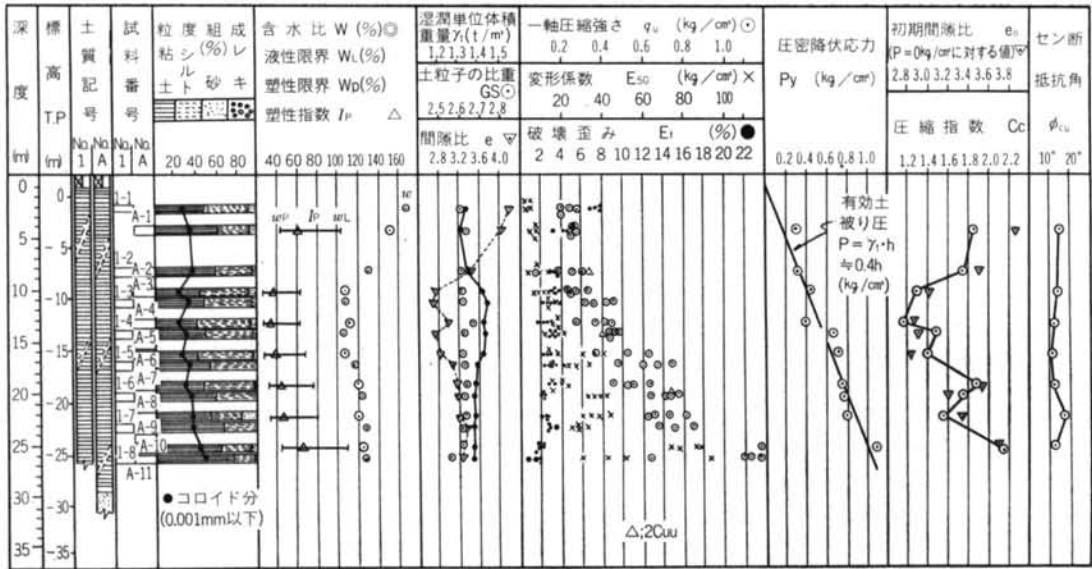
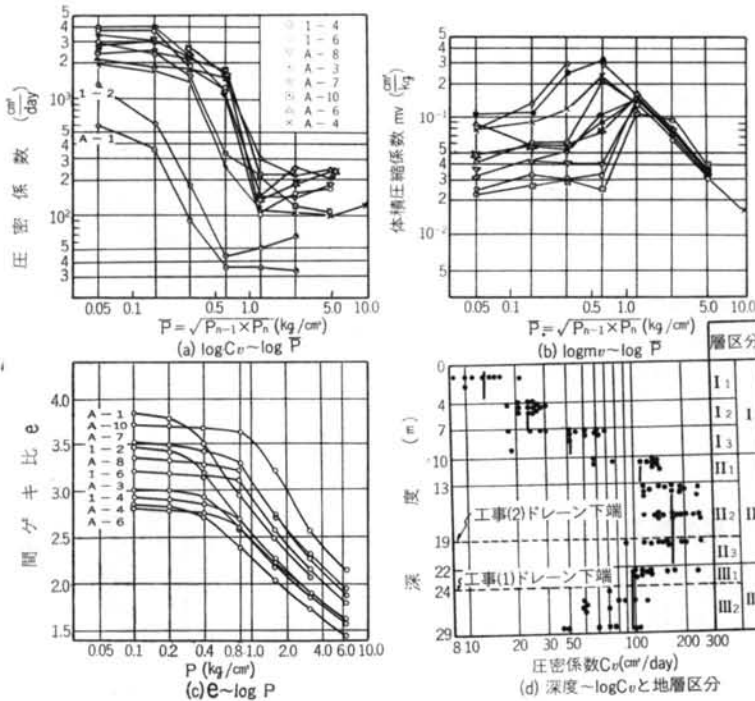


図-1 地層断面と盛土形状および計器配置 (工事(2))



図一 2 主な土質試験結果



図一 3 圧密試験結果

び圧縮指数はいずれも深度10m付近まで漸減し、10~20mで一定ないし微増、20m以深で漸増している。また、単位体積重量はこれらと逆の深度分布を示している。これらの値は、当該敷地の土がわが国の沖積粘土としては高塑性、高含水、高压縮、および低密度の粘土であるこ

とを示している。一軸圧縮強度と圧密降伏応力とは互いに類似した深度分布型をなし、いずれも深度10m付近までは深度に対して微増、10m以深では深度とともに直線的に増加している。

2.1.3 圧密試験結果

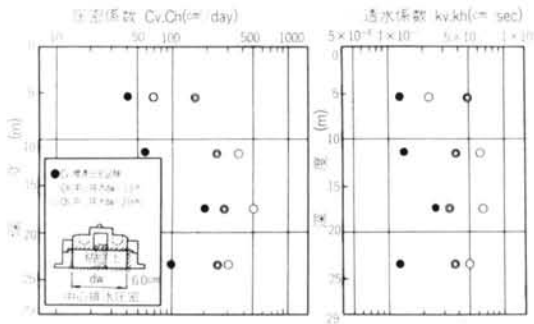


図-4 圧密の異方性試験結果

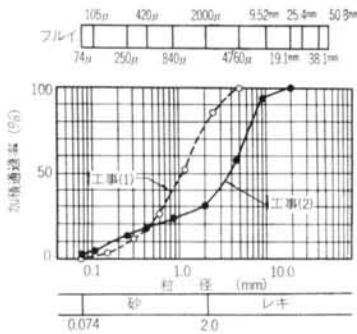


図-5 中詰砂の粒径加積曲線

原地盤での間隙水圧測定結果と、図-2に示した圧密降伏応力と有効土被り圧力との関係から、深度10m以深の沖積粘土層は正規圧密状態にあると考えられる。

図-3に圧密試験結果を示す。同図(a), (b), (c)は図-2に示した試料の試験結果であるが、(a)の圧密係数と平均圧密圧力の関係を見ると、圧密降伏応力 P_v を超えた直後の圧密圧力に対する圧密係数が最も小さく、正規圧密領域での圧密係数は圧密圧力の増加とともに漸増している。実際の地盤内での圧密係数は P_v 直後の試験値に近いと考えられるので、敷地全域から採取した試料の P_v 直後の圧密係数の深度分布を同図(d)に示す。地盤の成因と圧密係数の深度分布を考慮すると、当該地は(d)図中に分割した多層地盤とみることができ、各層の平均圧密係数を縦線によって示している。

地盤の異方性を調べるために、不攪乱試料を用いて各種の方法で水平方向圧密係数を求めた³⁾。試料の天地を90度回転して標準圧密試験を行なう方法と、標準圧密試験容器の外周をポーラスメタルリングに取り換えて外周排水条件で求まる圧密係数には、各々疑義の余地がある⁴⁾ので、図-4(a), (b)には、標準圧密試験容器の中心にポーラストンを設置し、中心排水条件で求めた水平方向圧密係数 C_h と透水係数 k_h の深度分布を各々鉛直方

仕様	工事(1)	工事(2)
直径 (cm)	12.8	12.8
ドレーン長 (m)	24.0	19.0
ピッチ (cm)	120.0□	120.0□
杭細長比	187.5	148.4
打設方法	マンドレル方式	マンドレル方式
中詰砂産地	赤見鉱山	大島(通称スコリア)
透水係数 k_w (cm/sec)	0.02	0.40
網袋素材	低圧ポリエチレン	低圧ポリエチレン

表-1 ドレーンの仕様

向の C_v , k_v とともに示している。同図によれば $C_h = (2.7 \sim 6.3)C_v$, $k_h = (2.6 \sim 4.4)k_v$ である。 m_v については試験方法による違いはほとんど認められなかった。

2.2 工事の概要

2.2.1 ドレーン打設範囲と盛土の形状

ドレーン打設範囲と盛土の形状を図-1, ドレーンの仕様を表-1, 中詰砂の粒度分布を図-5に示す。表中の中詰砂の透水係数は、ゆる詰めを試料に対する値である。工事(2)は、工事(1)の観測終了と盛土撤去後に着工したものであり、両工事は互いに他方の測定値に影響を及ぼさない。また、ドレーンはマンドレルで打設した網袋詰めサンドドレーン(パックドレーン)であり、砂柱のくびれと切断がないことを特徴としている。

2.2.2 動態観測と工事への対処

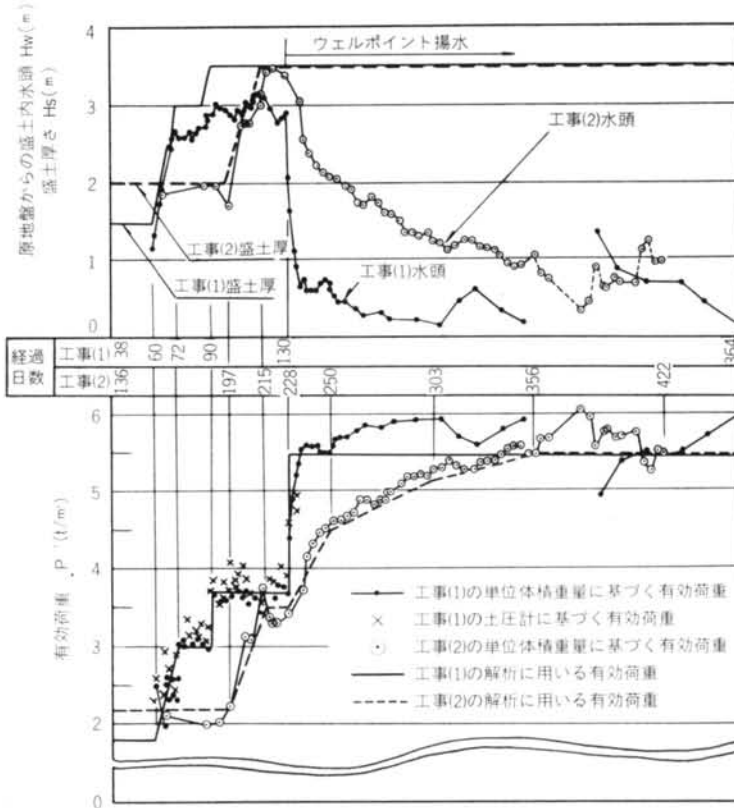
工事(1), (2)の観測計器配置を各々図-6, 図-1に示す。図中の層別沈下計と間隙水圧計の設置深度は図-3

観測計器名	個数		構造	備考
	工事(1)	工事(2)		
地表面沈下板	18	21	底板 500×500×9mm ロッド 2吋	
層別沈下計	12	4	スクリューアンカー φ100×220mm ロッドφ20mm 外管φ48.6mm	
底面沈下計	1	—	エフレックスホースφ12.5cm ロッドφ12mm	差動トランス型間隙水圧計
間隙水圧計	12	4	差動トランス型	
水位計	14	11	各2本はφ200mm鋼管 他はφ40mmライザーパイプ	
地中変位計	4	—	ミノ付きアルミ管φ56mm	法尻に設置スライド式
変位杭	6列	—	木杭 100×100×2,000mm	
土圧計	1	—	フラットジャッキ式 φ300×10mm	差動トランス型

表-2 観測計器仕様

	工 事 (1)			工 事 (2)			
	盛土厚さ(m)	γ_t (t/m ³)	w_n (%)	盛土厚さ(m)	γ_t (t/m ³)	w_n (%)	
盛 土	3.0~3.5	1.59	20.0	盛 土	2.0~3.5	1.83	27.8
	2.5~3.0	1.60	22.5				
	2.0~2.5	1.64	20.7				
	1.5~2.0	1.76	25.4				
サンドマット	1.0~1.5	2.03	13.1	サンドマット	1.5~2.0	2.00	17.8
盛 土	0.5~1.0	1.80	18.3	盛 土	0 ~1.5	1.91	21.1
	0 ~0.5	1.85	24.2				

表—3 γ 線密度計, 中性子水分計の測定結果



図—9 盛土高, 盛土内水位, 荷重の変化

3.2 沈下

工事(1)については経過日数61日までの層別沈下量を測定していない。後述するごとくウェルレジスタンスを考慮し $C_h=C_v$, $k_h=k_v$ の条件で計算した61日時点の地表面沈下量25.1cmと実測地表面沈下量25cmが等しいことから, この間の層別沈下量は計算値に一致するであろう。これを表—4の S_1 欄に記入するとともに, 以下の測定値に関

層名称	深度 (m)	計算値 S_{ft} (cm)	実 測 値				
			S_1 (cm) 0~61日	S_2 (cm) 61~129日	双 曲 線 法		$S_{ft}(cm)$ $=S_1+S_2$
					β	$S_b(cm)=\frac{1}{\beta}$	
I	0~10	153.0	9.4	44.6	0.00944	105.9	159.9
II	10~22	103.9	13.0	29.2	0.01380	72.5	114.7
III ₁	22~24	12.6	1.2	2.7	0.06800	14.7	18.6
III ₂	24~29	23.2	1.4	—	—	—	(15.6)
全層	0~29	292.7	25.0	83.8	0.00500	200.0	308.8

表—4 圧縮曲線に基づく計算最終沈下量と双曲線法による実測最終沈下量 (工事(1), 揚水有り)

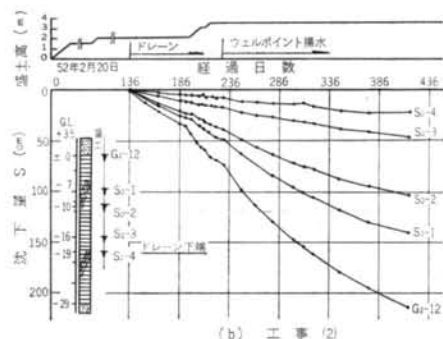
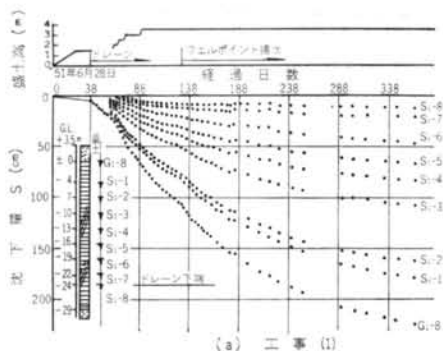


図-10 地表面沈下板と層別沈下計の測定結果
する図表に含めた。なお $C_h=3C_v$, $k_h=3k_v$ の条件で計算したこの時点の各層別沈下の比率もまた上記 S_1 の比率とほぼ一致しており、この推定は妥当と判断される。

両工事とも盛土中央の地表面沈下と層別沈下の経時変化を図-10に、沈下の等時線を図-11に示す。両図において工事(1)の層別沈下計 S_{1-2} の値が大きいのは、計器のフリクションカットの不十分さによると考えられる。

深度10m以浅の粘土層の P_v は正規圧密土の値に比べて大きいので、図-3(c)の圧縮曲線から各層の最終沈下量を計算し、他方実測沈下から双曲線法によって求めた推定最終沈下量を層別に比べたものが図-12(b)、表-4である。沈下計算にあたり、盛土によって発生する圧密圧力は三次元弾性応力を用いた。

図-12(a)はウェルポイント稼動開始日を検討始点 t_a とする式(1)の双曲線に含まれるパラメーター α , β を示すが、検討した範囲内では、同式の仮定は妥当と考えられる。

$$S = S_a + \frac{t - t_a}{\alpha + \beta(t - t_a)} \quad \dots\dots(1)$$

ここに、 S_a : 検討始点における沈下量

S : 経過日数 t 日における沈下量

即時沈下と圧密沈下を測定値から分離することが困難であるため、実測による最終沈下量には両者を含むが、

3.3で考察するように、盛土中央における即時沈下は20

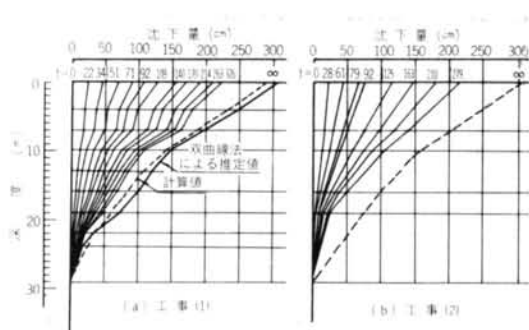


図-11 沈下の等時線

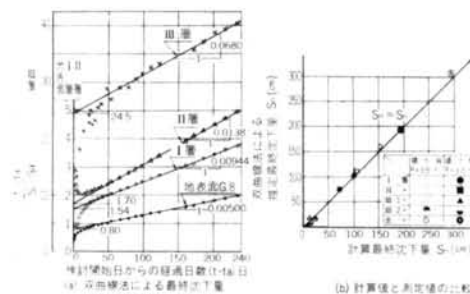


図-12 最終沈下量の計算値と測定値(工事(1))

cmを超えないと判断されるので、図-12(b)は計算による予測値と実測による推定値の一致が良いことを示している。

3.3 地盤側方変位に起因する沈下

図-7の地盤変位図は工事(1)の地中変位計、変位杭、および沈下板の測定結果を示したものである。

一般に当地盤のような厚い軟弱地盤上の部分載荷による沈下を論ずる場合には、圧密沈下の他にせん断変形累積に起因する、通常、即時沈下と呼ばれる成分を考慮する必要がある。このような沈下の予測には、地盤支持力の安全率が2~3以上の場合は弾性沈下の諸公式を用いることも許されようが²⁾、当工事においては安全率が約1.2と小さく、載荷重強度が地盤の極限支持力に近い場合、粘土層が塑性状態になって左右に絞り出されるような側方流動に伴う沈下の生じることが予想される。因みに、盛土端面を通る鉛直線上の主働、受働土圧の釣り合いから、側方流動を起こす載荷重強度を求めれば、 $P=4C_u \approx 5.6 \text{ t/m}^2$ となり、 $H=3.5 \text{ m}$ の盛土による載荷重 $P_0 = \gamma_t \cdot H \approx 6.0 \text{ t/m}^2$ より小さく、側方流動が生じていることになる。

側方流動については今後の究明に待たねばならない問題も多く、沈下測定値から弾性沈下、側方流動に伴う沈下を分離することも困難なことから、ここでは両者を含んだ即時沈下量を以下の仮定のもとで側方変位測定結果

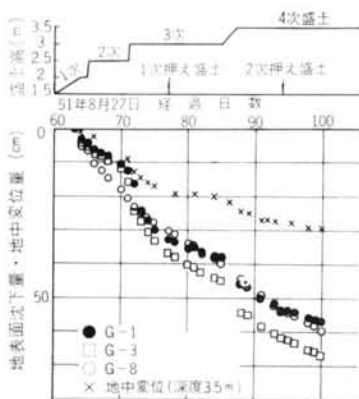


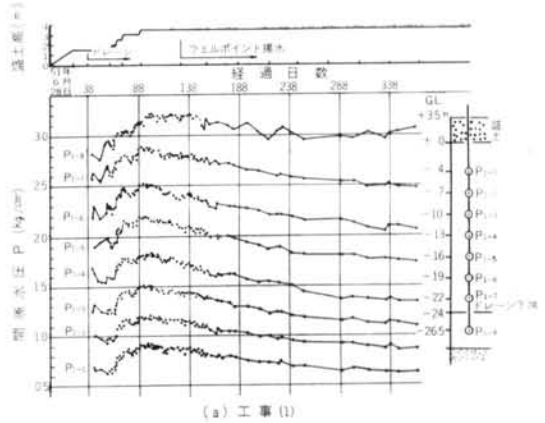
図-13 地表面と地中変位の経時変化

を用いて算定し、約20cmを得た。

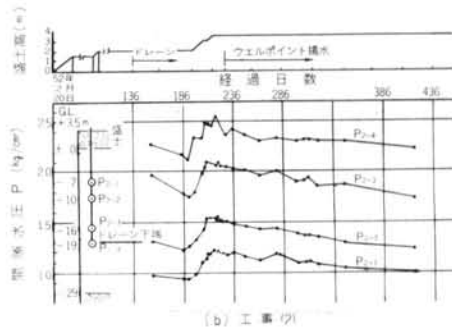
- ①側方変位は非排水状態で生じ、体積変化はない。
- ②即時沈下量は盛土中央、中間、法肩の位置に関わらず等しい。
- ③盛土各辺の法尻における側方変位量は、各辺中央における測定値に等しい。

この値は全沈下量の約7%に相当し、長谷川⁹⁾の報告にみられる6~8%に一致する。ここで粘土層の上部では若干の過圧密特性が認められるので正のダイレイタンスが考えられること、隅角部における側方変位は辺中央の側定値よりも小さいと判断されることから、仮定①、③はともに上述の算定値を大きく見積る要因となろう。また、盛土中央の即時沈下に限れば図-7の沈下断面や図-13により、仮定②は除かれる。図-13は水平変位の大きい標高-2.5mの側方変位と盛土断面の3点の沈下とを、サンドマットより上位の盛土施工開始日から40日間の経時変化で示したものである。側方変位の急増する3次および4次盛土の施工期間中では、1次および2次盛土段階で最大沈下を示していた盛土中央のG-8よりも中間部のG-3や法肩部のG-1で沈下の急増がみられる。これは、側方変位の小さい1次、2次盛土段階では圧密沈下が支配的であるため中央部の沈下が最大であるが、側方変位に起因する沈下は中央部よりも中間部や法肩部において大きいと、側方変位の急増する3次、4次盛土段階では中間部や法肩部の沈下が大きくなるものと考えられ、稲田の報告⁹⁾と一致する。

以上の検討から、工事(1)の沈下測定値に含まれる地盤側方変位に起因する沈下は、盛土中央においては20cmを超えない。工事(2)については地中変位の測定を行っていないが、載荷幅が約85mと工事(1)の約50mに比べて大きく、弾性沈下の増加が予測される反面、側方流動が起こり難くなる⁷⁾ことを考慮すれば、工事(1)と大きく異なる



(a) 工事(1)



(b) 工事(2)

図-14 間隙水圧測定結果

るものではないと考えられる。

3.4 間隙水圧

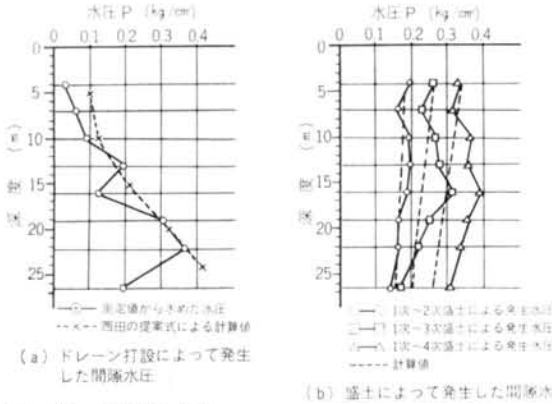
両工事の間隙水圧測定結果を図-14(a), (b)に示す。両図によれば、全盛土終了直後に最大に達した間隙水圧はその後漸次低下しているが、ドレーン先端下2.5mに埋設したP₁₋₈の低下速度の遅れが顕著で、ドレーン有無の差がみられる。

3.4.1 ドレーン打設に伴う間隙水圧の発生

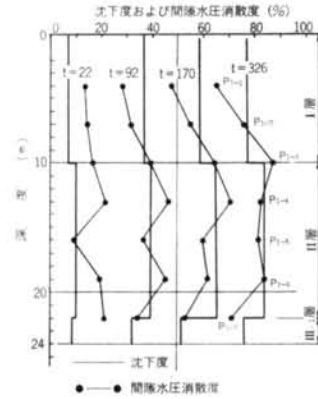
間隙水圧計は所定位置付近のドレーン打設直後に埋設されたもので、当該位置のドレーン打設と埋設後の周辺ドレーンの打設に伴う上昇水圧を把えており、測定頻度の高い工事(1)の経過日数42~60日の間の1~2回のピーク値にこれを見ることが出来る。サンドマットとその下位の盛土によって発生する過剰間隙水圧を式(2)で計算し¹⁰⁾、静水圧とともに測定値から差引いて求めたドレーン打設に伴う発生水圧の深度分布を図-15(a)に示す。

$$\Delta u = B[\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad \dots\dots(2)$$

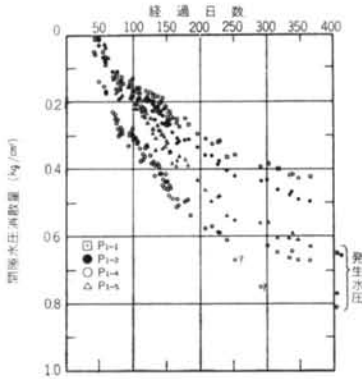
西田¹¹⁾によれば1本の杭打設によって飽和粘土地盤に発生する水圧は、破壊域の半径をR、杭半径をr_w、弾性係数をE、非排水せん断強度をC_uとしたとき、式(3)



図一15 発生間隙水圧



図一17 間隙水圧消散度と沈下度の等時線



図一16 間隙水圧消散の経時変化

または式(4)で表わされる、

$$r_w \leq r \leq R \text{ で、}$$

$$\Delta u = C_u \left\{ \frac{4}{3} \log_e \frac{R}{r_w} + \left(A - \frac{1}{3} \right) \sqrt{3 + 4 \left(\log_e \frac{R}{r_w} \right)^2} \right\} \quad \dots\dots(3)$$

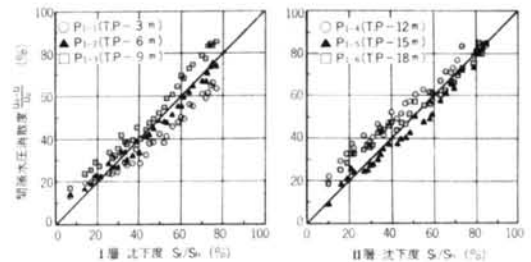
$$r \geq R \text{ で、}$$

$$\Delta u = C_u \left(A - \frac{1}{3} \right) \sqrt{3} \frac{R^2}{r^2} \quad \dots\dots(4)$$

ただし、Rは式(5)の解である。

$$\frac{E}{C_u} = 5 \left(\frac{R}{r_w} \right)^2 - \log_e \frac{R}{r_w} - 2 \quad \dots\dots(5)$$

Eとして図一2に示したE₉₀を用いるとE/C_uは間隙水圧計P₁₋₁、P₁₋₃の深度で各々60、70であり、深度10m以深では約80であるから、R=25~29cmとなる。A=0.75を用い、工事(1)で打設された全てのドレーンが水平方向にのみ影響を及ぼすとして、式(4)から計算した発生水圧を同図に併記した。使用したA値のもとでは測定値と良く一致している。10m以浅の水圧が計算値より小さいことは、外周の短尺ドレーンの施工が水圧測定時よりかなり以前であることと符合する。



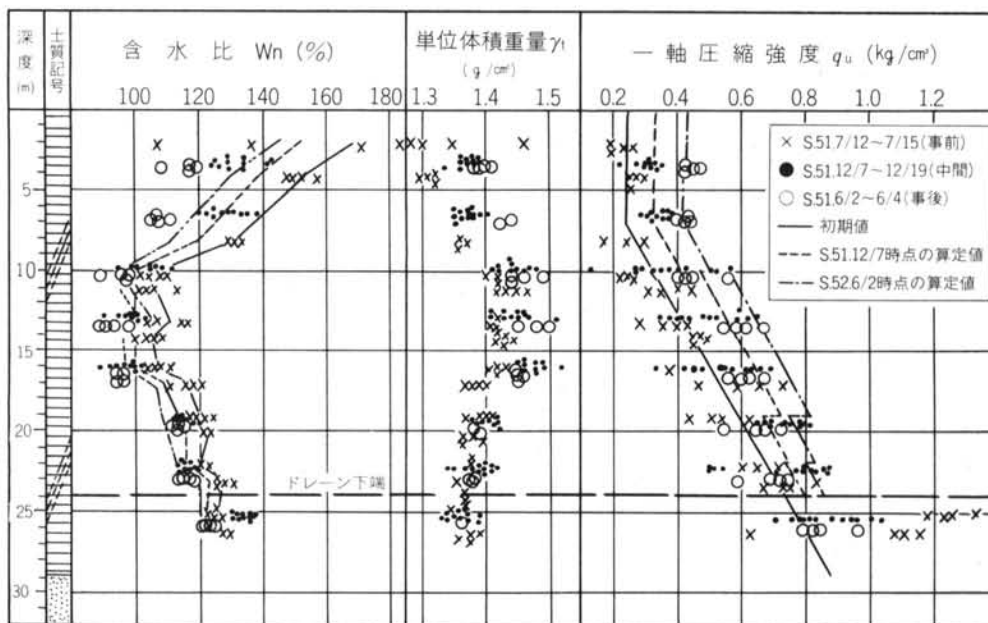
図一18 間隙水圧消散度と沈下度の比較

3.4.2 盛土による間隙水圧の発生量

サンドマットより上位の盛土を0.5mごとに4段階に施工したこと、各段階の施工期間が1~3日と短かったことから、各段階施工中の水圧の消散を無視すれば、盛土によって発生した水圧は盛土段階ごとに求められる。これを図一15(b)に示すが、測定値は計算値よりも大きい。

3.4.3 間隙水圧の経時変化

間隙水圧の測定値にはドレーン打設に伴う水圧の発生と消散が含まれているとともに、盛土による発生水圧が計算値よりも大きいことから、過剰間隙水圧の経時変化を測定値と計算値とで比較する意味は少ない。ここでは測定された間隙水圧上昇量の総和に対する低下量の比を間隙水圧消散度として、測定沈下度と比較した。図一16、17は各々間隙水圧消散量の経時変化と消散度の等時線を示す。図一17には層別沈下度の等時線を併記した。図一18はI層、II層について、同一時間における間隙水圧消散度と沈下度を対比したものである。間隙水圧消散度にもドレーン打設に伴う上昇水圧とその消散が含まれるため、理論的に予測される圧密度とは異なるものであるが、図一17、18によれば間隙水圧も沈下に相似した挙動を示していると考えられる。ただし圧密の初期においては、特にドレーン打設に伴う間隙水圧上昇の



図一19 改良前後の土性の変化

著しいII層で、沈下度よりも間隙水圧消散度のほうが大きい、このことは赤木¹²⁾、Broms¹³⁾らの報告にみられるように、ドレーン打設に伴って上昇した間隙水圧の消散が早いことを示している。

下させる要因はないので、異なる試料に伴う試験値のばらつきや採取から試験までの試料の取扱いにその原因があると考えられる。

3.5 改良前後の土性の変化

工事(1)で行なわれた事前、中間、事後の各土質調査のうち、一軸圧縮強度、含水比、および単位体積重量の比較を図一19に示す。中間、事後の試料位置は施工前の深度に補正してある。

図中に併記した含水比と強度の計算値は、土質調査時点の層別沈下量測定値を用いて求めたものである。強度については、測定沈下度から、Davisらの方法¹⁴⁾で有効応力に関する圧密度を求め、 $C_u/p=0.3$ 、 $\Delta p=5.5\text{t/m}^2$ を用いて計算した。含水比の低下については深度10m以浅で計算値よりも大きい、それ以深ではほぼ一致している。強度については深度15m以浅では計算値とほぼ一致しているが、15m～ドレーン下端の間では事後の値が中間調査の値を下廻り、含水比の変化と矛盾する結果がみられる。この期間中に強度を低

§ 4. 経時沈下の考察

従来から指摘されている¹⁵⁾ドレーン工法の問題点に、

問題点の類別	問題点	対象工事の条件比較			本報告での解析に対する考慮
		工事(1)	工事(2)	異同	
地盤の特性	1. 地盤の不均一性	水平方向に均一		同	多層考慮
	2. 堆積層の異方性	圧密特性について有		同	考慮
理論に関する問題	3. ドレーンの杭効果	ドレーン直径12cm, 間隔1.2m□		同	非考慮
	4. ウェルレジスタンス	$k_w=0.02\text{cm/sec}$ $l=24\text{m}$	$k_w=0.4$ $l=19$	異	考慮
	5. 土の非線型性			同	非考慮
	6. 改良規模の効果	改良深度 24m 改良幅 33.6m (短辺) 載荷幅 54m (短辺)	19m 70.8m	異	非考慮
ドレーンの造成	7. 砂柱の連続性、断面不整	網袋詰め砂柱で、切断、くびれは無い		同	不要
	8. 砂粒周辺の攪乱	浅い深度で若干の強度低下		同	非考慮

表一5 ドレーン工法の問題点と両工事の条件

本報告で必要と思われる事項を付加して表-5に整理した。表中には両工事における各事項の条件の異同を併記した。以下、同表に従って、解析に考慮していない事項を吟味した後、経時沈下測定値を数値解析結果と比較考察する。

4.1 ドレーンの杭効果

ドレーンの杭効果が圧密に及ぼす影響は、圧密過程中に粘土に作用する圧密荷重を減ずることにより最終沈下を小さくし、圧密沈下曲線を Barron の沈下曲線より緩勾配にすることであるが、圧密度に関してはこれを促進するものである¹⁾。

ドレーンが撓まずに剛な基盤で支持された弾性体であるとき、文献1)によれば $\lambda = d_e/d_w = 10$ の場合に圧密度は最大5%程度促進される。しかし、本報告のドレーンは粘土層中にその下端を置き、他の実例から直径12cmの袋詰め砂杭は地盤の沈下に伴って複雑に撓むことが確認されているので、砂杭の変形係数が不明ではあるが、杭効果の影響は大きくないと考えられる。

4.2 透水性の変化と非線形圧縮の影響

一次元圧密に関する Terzaghi の式やドレーン圧密に関する Barron の式では、圧密中の透水性の変化を無視し、応力-ひずみの線形性を仮定しているが、対象土の種類や応力増加比によっては無視できないものとなる。透水性の変化や非線形圧縮を考慮した解析は、一次元圧密では三笠¹⁶⁾、Davis¹⁴⁾に、ドレーン圧密では透水性の変化のみを考慮した Schiffman¹⁷⁾、両者を考慮した Berry¹⁸⁾、Basak¹⁹⁾の研究にみられる。

文献18)によれば、 $e - \log p$ と $e - \log k_h$ の各々の勾配 C_e 、 C_k の比が $C_e/C_k = 0.5$ 、初期有効圧 P_0 と最終有効圧 P_f の比が $P_f/P_0 = 2$ の場合、 $\lambda = 10$ のドレーンに対する圧密度は Barron 解に比べて最大で約10%促進される。中心ドレーンを用いた水平方向圧密試験結果によれば、当該地の粘土は表-6に示すようにNo.4試料を除いて $C_e/C_k < 1.0$ であり、透水性の変化と非線形圧縮を考慮すると圧密は早くなるが、同表に示すように P_f/P_0 が小さく、実際問題においてはこれらを無視する誤差は少ないと考えられる。

4.3 ドレーン打設に伴う攪乱

打込み式サンドドレーン工法における砂柱は粘性土を破壊し排除した空間に造成されるが、この場合の砂柱周囲の破壊域と非排水条件下での変形域における粘性土の攪乱については、圧密の遅延に著しい影響を及ぼすとい

試料No	採取深度 (GL-m)	C_e	C_k	C_e/C_k	P_f/P_0
1	1.5~2.3	1.56	2.08	0.75	1.69
2	7.5~8.35	0.87	1.44	0.60	1.17
3	13.5~14.35	1.06	1.70	0.62	1.10
4	19.5~20.25	1.48	1.46	1.01	1.07

表-6 中心ドレーンを用いた水平方向圧密試験結果に基づく C_e と C_k

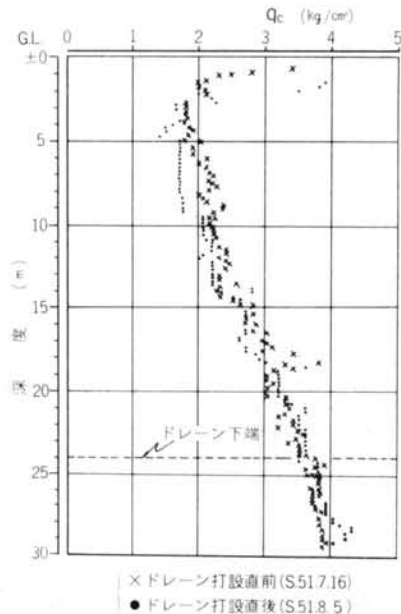


図-20 $\phi 120$ mmドレーン打設前後のコーン指数の変化

う報告^{4),20)}と影響は軽微であるという報告²¹⁾とがある。奥村ら²²⁾、Johnson²³⁾によれば、攪乱された粘土の圧密係数は過圧密比が1以下では不攪乱試料に比べて著しく小さいが、先行圧密圧力を超えると攪乱の影響は減少し、攪乱の程度によるが、過圧密比1の攪乱試料と不攪乱試料の圧密係数の比は各々1/2~1/10、1/1.6~1/1.8程度である。攪乱帯が杭直径の1.4倍²⁰⁾で透水係数が1/5に減じた場合、Richartの解析に基づけば当該工事の小直径ドレーンの $\lambda=10$ は40に修正され、圧密度50~80%については杭間平均の圧密係数がおよそ1/2に減ずるに相当する。

Casagrande や田沢らの例では、打設に伴う杭周辺の粘土だけでなく杭間中心でも強度低下があるのに対して、当該工事では図-20に示した杭間中心でのドレーン打設直前直後のコーン貫入試験結果にみられるように、深度5~10mでの若干の低下を除けば打設による杭間の強度低下はない。このことから、攪乱の圧密に及ぼす程度は彼らの例より小さいと考えられる。ただし、強度の低下

層区分	深度(m)	m_v (cm ² /kg)	C_v (cm ² /day)	k_v (cm/sec)
I	I ₁	0~4	0.50	13
	I ₂	4~7	0.38	24
	I ₃	7~10	0.32	43
II	II ₁	10~13	0.26	110
	II ₂	13~22	0.22	170
	II ₃			
III	22~29	0.16	95	1.8

表一七 計算に用いた圧密係数と透水係数

と圧密係数の低下とは必ずしも結びつかず²³⁾、また現在までに攪乱帯の範囲とそこでの圧密特性も得ていないので、攪乱の果たす役割を定量化し難く、今後の成果を待たざるを得ない。

4.4 ウェルレジスタンスを考慮した数値解析方法

サンドドレーンの設計には通常 Barron の等ひずみ解が用いられるが、最近の研究²⁴⁾では等ひずみ条件下で Barron の自由ひずみ解が成立するとされている。2.1.3 に説明した室内の中心ドレーン圧密実験データの整理に際しても、自由ひずみ解に基づく曲線定規により良くフィットしたので、Barron の解としては彼の自由ひずみの基本式を用いた。

ウェルレジスタンスを考慮した数値解析方法は既報²⁵⁾

で示したが、本報告ではさらに圧密層途中までドレーンが打設された場合のドレーン下端以深の粘土の圧密を含む解法に拡張して用いた。その詳細は付録に記す。

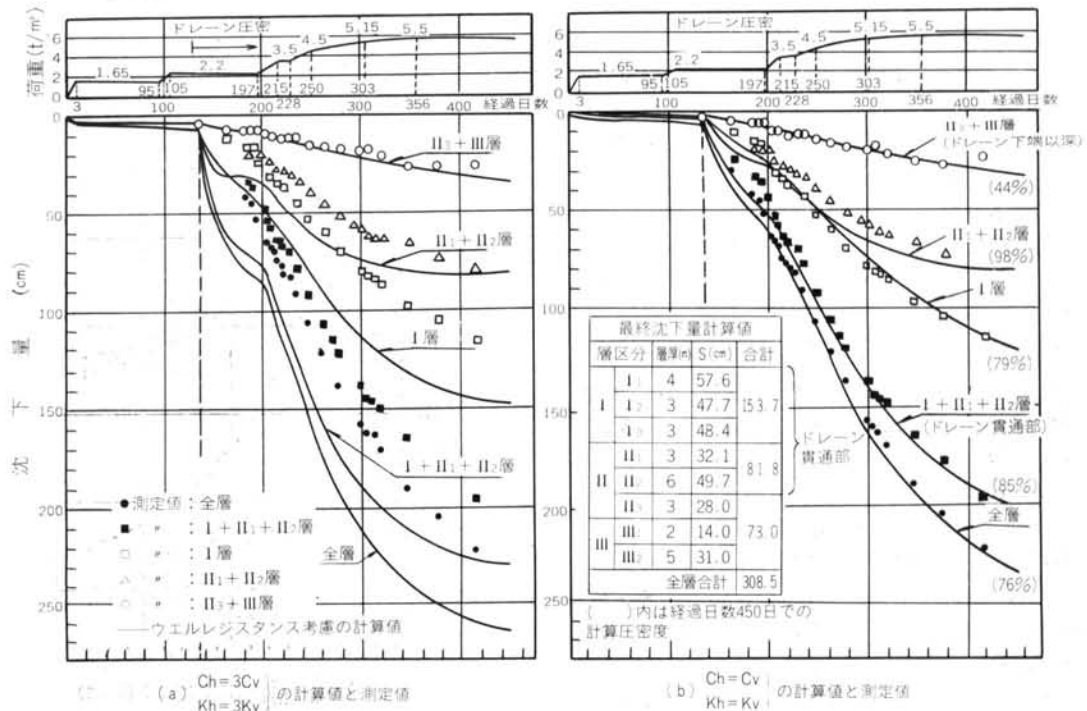
両解法とも求心方向の排水だけでなく、鉛直方向の排水も考慮している。

2.1.3 に記したように、地層構成と C_v は図一3(d)に示すとおりで、 C_h/C_v 、 k_h/k_v はどちらも地層によらず、図一4 より 2~3 とみることができ、 k_v に関しては図一3(b)にみられるように、 $\log \bar{p} \sim \log m_v$ が1本の直線関係にあるので、各層の土被り圧力と載荷重を考慮した平均圧密圧力に対する m_v と、すでに示した C_v を用いて求めた。その結果を表一七に示す。圧密荷重は図一9に示すとおりである。数値計算では、漸増荷重を極めて微小な瞬時載荷の連続とみなして、Lumb の方法²⁶⁾による重ね合わせを適用した。

4.5 経時沈下に関する測定値と計算値の比較考察

4.5.1 工事(2)

図一21(a)は、 $C_h=3C_v$ 、 $k_h=3k_v$ の場合のウェルレジスタンスを考慮した経時沈下の計算値と測定値を比較したものである。この工事では、図一10(b)に示したようにドレーン打設日までの沈下を測定していないので、打設日までの計算沈下量が実際に生じていたと仮定し、図



図一21 層別沈下の測定値と計算値(工事(2))

—21(a), (b)の中の測定値についてはこの時点の計算値を始点としている。

工事(2)では、ウェルレジスタンスを考慮しても Barron 解に対する圧密の遅れは 1%未満である。すなわち、計算によれば $k_w=0.4 \text{ cm/sec}$ のスコリアを材料とする小直径 ($\phi 12 \text{ cm}$) ドレーンは、当該工事に対して全くウェルレジスタンスの影響を与えない。

測定値と計算値は、ドレーン下端以深の (II₃+III) 層では良く一致しており、この部分の圧密を主に支配する C_v 値の評価が妥当であることを示しているが、ドレーン貫通部では両者に大きな差がみられる。

計算最終沈下量と実測最終沈下量がほぼ等しいので、間隙水圧消散度が正しい圧密度を表わすとすれば、図—18にみられる間隙水圧消散度と沈下度の良い一致は、ドレーン打設の前後で m_v が変化しないことを示すに他ならない。したがって $C_h=C_v$ とした場合の計算には、少なくとも当地盤では $k_h=k_v$ を用いることになる。図—21(b)は、この場合の計算値と比較したものである。ドレーン打設直後に測定値が遅れていることを除けば、測定値と計算値は良く一致しており、ドレーン打設後の杭間の平均圧密係数は $C_h \approx C_v$ であるといえよう。

この工事の改良深度に対する改良幅の比は大きく、ドレーン下端以深の測定値も計算値と一致することから、 K_v 条件は満足されていると判断され、すでに吟味したように、杭効果と土の非線形性については当該工事に関する限り圧密遅延の要因とならない。しかるに、室内実験の結果が $C_h=(2\sim3)C_v$ であるにも拘わらず測定値から $C_h \approx C_v$ と推定される原因は、現在までに特定できないがドレーン打設に伴う攪乱にも関係していよう。

4.5.2 工事(1)

中詰砂と打設長を除くドレーン仕様および施工方法は両工事で等しく、打設に伴う攪乱があるとしてもその程度は両工事で異なるものでない。したがって工事(1)については、 $C_h=C_v$ とした計算値と測定値を図—22(a), (b)に示し、これらの図をもとに考察を加える。図中、破線は Barron 解を、実線はウェルレジスタンスを考慮した計算値を表わす。

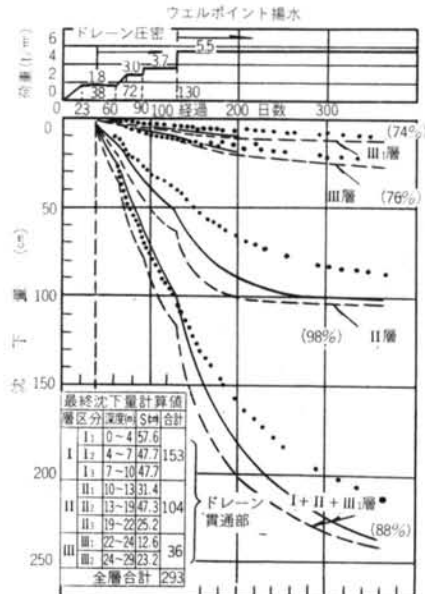
(a)計算値の比較

ウェルレジスタンスの圧密遅延効果は、工事(2)と異なり無視しえない。Barron 解に対する圧密度の遅れは I 層で最大 5%強、II 層で最大 14%強に達する。強度増加の観点から重要な目安とされる 80%圧密に要する日数は、I 層で 1.08 倍、II 層で 1.27 倍となっている。

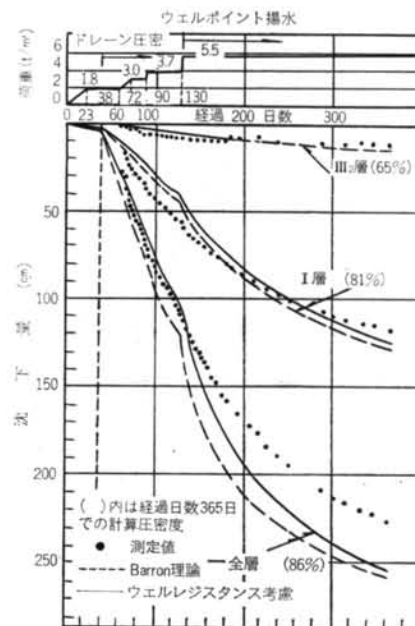
(b)ウェルレジスタンスを考慮した計算値と測定値

経過日数 60 日～95 日の間では、I 層の沈下速度は計算

を上廻り、95 日～140 日でほぼ等しく、その後は次第に測定値の遅れが目立っている。60 日～95 日はサンドマットより上位の盛土施工期間に対応することから、この期間に即時沈下が大きいことを示している。これにたいし II 層と III 層は、全測定期間を通して測定値の遅れが著



(a) $C_h=C_v$ の計算値と実測値(その1)



(b) $C_h=C_v$ の計算値と実測値(その2)

図—22 層別沈下の測定値と計算値 (工事(1))

層	FEMによる即時沈下の比	即時沈下量 (cm)	ドレーン打設日からの70%圧密所要日数		(B) (A)
			(A)計算値	(B)測定値	
I	0.51	10.2	239	327	1.37
II	0.40	8.0	118	256	2.17
III ₁	0.04	0.8	132	327以上	2.48以上
III ₂	0.05	1.0	(242)	(327以上)	(1.35以上)
計	1.00	20			

表—8 圧密所要日数測定値のウェルレジスタンスを考慮した計算値に対する比 (工事1)

しい。

工事(1)では24mの改良深度に対する改良幅の比が0.8で、工事(2)の3.7に比べて小さく、圧密沈下に伴う未改良部分への応力集中が圧密過程に現われ、改良部分の圧密が遅れると考えられる。

3.2で述べた即時沈下を20cmと仮定し、これを弾塑性F.E.M. 計算結果に基づいて各層に分配したものを測定沈下量から減じて即時沈下を分離する。しかる後に、70%圧密所要日数(実測)の計算所要日数に対する比を求めて表—8に示した。ただし、ドレーン下端以深のIII₂層は圧密が遅いため、この層についての計算値は40%圧密所要日数の比である。即時沈下の分離に厳密さを欠くが、この表からウェルレジスタンスを考慮してもなお下部の層ほど圧密が遅れており、圧密過程における圧密圧力の減少が下部において大きいことが分かる。

§ 5. 結論

ドレーン打設の深度と幅の比、および使用中中詰砂の透水性が異なる以外は同条件のもとに施工された2つ

の地盤改良工事の測定値の考察から得た結論を要約すれば以下のとおりである。

- ①従来の多くの工事報告と同じく、当該地盤においても直径12cmのドレーンに対しては $C_h = C_v$, $k_h = k_v$ が認められる。
- ②当該地盤を小直径ドレーンで改良する場合、 $k_w = 0.4$ cm/sec のスコリアを使用するときウェルレジスタンスは無視できるが、 $k_w = 0.02$ cm/sec の砂を使用するとき最大14%程度の圧密度の遅れがある。
- ③改良深度に対する改良幅の比が0.8程度の小さい値であるとき、規模の影響による圧密の遅延効果がみられ、70%圧密所要日数がウェルレジスタンスを考慮した計算値に対して深部で2倍を超える。

§ 6. おわりに

本報告での考察に基づいて今後の問題点を整理すれば次の各項目が挙げられる。

- ①打設に伴う杭外周面からの距離と攪乱度の関係、攪乱による原位置圧密特性の変化、杭周面からの距離に応じた圧密特性の変化を考慮する解析。
- ②(改良幅)/(改良深度)の比が小さい場合、改良規模に起因する圧密の遅れがあることに配慮し、ドレーン打設部分の圧密を求心方向の排水による圧密としてみならず、三次元的な圧密圧力の経時変化を含む多次元圧密として扱う解析。

謝辞 本報告は、測定計画および運営全般にわたって御協力頂いた当社土木部課長瓜生喜久雄氏、工事運営を担当された鈴木茂樹氏、および工事(2)の動態観測を担当された馬場利博氏の御助力に負うものであり、厚く謝意を表する次第であります。

〈参考文献〉

- 1) 吉国洋, 上野孝之: “バーチカル・ドレーンへの応力集中を考慮した圧密過程” 第6回土質工学研究発表会講演集 (1971) pp. 335~338
- 2) R.A. Barron: “Consolidation of Fine Grained Soils by Drain Wells” Trans. Am. Soc. Civ. Engrs., Vol. 113, No. 2346 (1948) pp. 718~742
- 3) H. Yoshikuni & H. Nakanodo: “Consolidation of Soils by Vertical Drain Wells with Finite Permeability” Soils and Foundations, Vol. 14, No. 2 (1974. 6) pp. 35~46
- 4) 例えば田沢光弥, 若命善雄: “サンドドレーン工法の比較実験” 土と基礎 Vol. 22, No. 7 (1974. 7) pp. 23~30

- 5) 尾上篤生：“異方性多層地盤のドレーン圧密に関する数値解析と実測値について” 第12回土質工学研究発表会講演集(1976) pp. 219~222
- 6) 最上武雄編：“土質力学” 技報堂(1969) pp. 447~448
- 7) 山口柏樹：“各種地盤の沈下，横方向変位の实例と計算法” 経営開発センター(1978)
- 8) 長谷川明機：“東名高速道路における土中構造物の挙動” 土と基礎 Vol. 24, No. 5 (1976.5) pp. 78~79
- 9) 稲田倍穂：“盛土による地盤変形の性状と問題点” 土と基礎 Vol. 25, No. 3 (1977.3) p. 5
- 10) 前掲6) p. 520
- 11) 西田義親：“杭に作用する間隙水圧の一計算法” 土木学会論文報告集，第98号(昭38.10) pp. 10~14
- 12) 赤木俊允：“排除型砂杭の打設による圧密” 土木学会第32回年次学術講演会講演概要集第3部(昭52.10) pp. 187~188
- 13) K.R. Massarsch & B.B. Broms：“Fracturing of Soil Caused by Pile Driving in Clay” Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech., Vol. 1 (1977) pp. 197~200
- 14) E.H. Davis & G.P. Raymond：“A Non-Linear Theory of Consolidation” Geotechnique, Vol. 15, No. 2 (1965) pp. 161~173
- 15) 室町忠彦，渡辺進：“圧密による軟弱地盤の改良効果” 土と基礎 Vol. 20, No. 8 (1972.8) p. 35
- 16) 三笠正人：“軟弱粘土の圧密” 鹿島出版会(1963)
- 17) R.L. Schiffman：“Consolidation of Soil Under Time-Dependent Loading and Varying Permeability” Proceedings, Highway Research Board, Vol. 37 (1958) pp. 584~617
- 18) P.L. Berry & W.B. Wilkinson：“The Radial Consolidation of Clay Soils” Geotechnique, Vol. 19, No. 2 (1969) pp. 253~284
- 19) Punyabrata Basak & Madira R. Madhav：“Analytical Solutions of Sand Drain Problems” Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., Vol. 104, No. GT1 (1978) pp. 129~135
- 20) L. Casagrande & S. Poulos：“On the Effectiveness of Sand Drains” Canadian Geotechnical Journal, Vol. 6 (1969) pp. 287~326
- 21) Stanley J. Johnson：“Foundation Precompression with Vertical Sand Drains” Proc. Am. Soc. Civ. Engrs., Vol. 96, No. SM1 (1970) pp. 145~175
- 22) 奥村樹郎，梅田裕史，成田実：“粘土試料のかく乱に関する研究(第3報)” 港湾技術研究所報告 第10巻，第1号(1971.3) pp. 77~106
- 23) 渡辺崇博：“圧密沈下に要する時間に関する研究” 道路公団試験所報告(1973) pp. 39~40
- 24) 吉国洋：“三次元圧密の基礎理論” 土木学会論文報告集 第201号(1972) pp. 87~98
- 25) 尾上篤生：“異方性多層地盤のドレーン圧密に関する数値解析(その1)” 清水建設研究所報 第28号(1977.10) pp. 39~50
- 26) 前掲6) p. 388

付 録

付. 1 ドレーン圧密の差分類似式

既報²⁵⁾によれば、付図-1の模式図に代表されるドレーン圧密を支配する差分類似式は、第*l*層で式(1)である。

$$u_{i,j}^{k+1} = A \cdot \left\{ u_{i-1,j}^k, u_{i,j-1}^k, u_{i,j}^k, u_{i,j+1}^k, u_{i+1,j}^k \right\} \quad \dots\dots(1)$$

ただし、 $A = \left[R_i \left(1 - \frac{1}{2P} \right), Z_i, 1 - 2R_i - 2Z_i, Z_i, R_i \left(1 + \frac{1}{2P} \right) \right]$ (2)

ここに、 $R_i = \left(\frac{2M\lambda}{\lambda-1} \right)^2 \cdot \frac{C_h^{(i)}}{C_h^{(i+1)}} \cdot \Delta T$, $Z_i = \left(\frac{N\lambda}{\mu} \right)^2 \cdot \frac{C_v^{(i)}}{C_h^{(i+1)}} \cdot \Delta T$, $P = \frac{M}{\lambda-1} + i - 1$,

(*M*, *N*) = (*r*, *z*) 方向分割数。

$\lambda = d_e/d_w$, $\mu = H/d_w$, $\Delta T = C_h^{(i)} \cdot \Delta t / d_e^2$, $\Delta t = \text{Real time}$

記号の説明は既報のとおりとし、付図-2に差分スキームを示す。境界条件と初期条件を付表-1に示す。

付. 2 境界条件

2.1 ドレーン下端以外の境界条件

① $\zeta = 1$ (粘土地盤下端) において、

両面排水の場合、 $u_{i,N+1}^k = 0$ (3)

片面排水の場合、 $A = \left[R_i \left(1 - \frac{1}{2P} \right), 2Z_i, 1 - 2R_i - 2Z_i, 0, R_i \left(1 + \frac{1}{2P} \right) \right]$ (3)₂

② $\zeta = 0$ (地表面) において、 $u_{i,1}^k = 0$ (4)

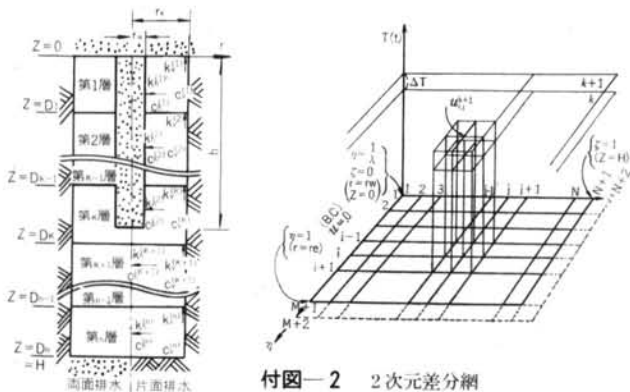
③ $\eta = 1$ において、 $A = [2R_i, Z_i, 1 - 2R_i - 2Z_i, Z_i, 0]$ (5)

④ 地層境界では、付図-3のように $\alpha = (\text{層境界深度} - \text{当該計算点深度}) / z$ 方向格子点間隔、とすれば層境界左側および右側格子点にたいし α は各々正および負であり、係数ベクトル式(2)は、それぞれの格子点で式(6)、式(7)になる。

左側で： $A = \left[R \left(1 - \frac{1}{2P} \right), Z_i, 1 - 2R - Z_i(2+Q), Z_i(1+Q), R \left(1 + \frac{1}{2P} \right) \right]$ (6)

右側で： $A = \left[R \left(1 - \frac{1}{2P} \right), Z_{i+1}(1+Q), 1 - 2R - Z_{i+1}(2+Q), Z_{i+1}, R \left(1 + \frac{1}{2P} \right) \right]$ (7)

ここに、 $Q = \frac{(1-|\alpha|)(1-\alpha)}{\alpha+|\alpha|(1-\alpha)}$, $a = \begin{cases} k_v^{(i)}/k_v^{(i+1)} & (\text{左側}) \\ k_v^{(i+1)}/k_v^{(i)} & (\text{右側}) \end{cases}$ (8)

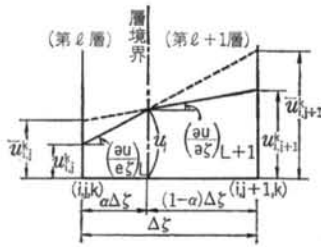


付図-2 2次元差分網

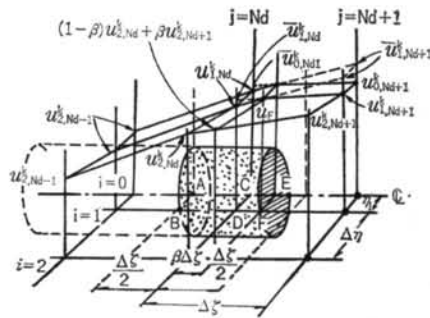
付図-1 多層地盤内のドレーンと座標軸

条件	片(両)面排水
境界	
$z = 0$	$u_1 = 0$
$z = H$	$\frac{\partial u_n}{\partial z} = 0 \quad (u_n = 0)$
$z = D_1$	$u_1 = u_2, k_v^{(1)} \frac{\partial u_1}{\partial z} = k_v^{(2)} \frac{\partial u_2}{\partial z}$
$z = D_2$	$u_2 = u_3, k_v^{(2)} \frac{\partial u_2}{\partial z} = k_v^{(3)} \frac{\partial u_3}{\partial z}$
⋮	⋮
$z = D_{n-1}$	$u_{n-1} = u_n, k_v^{(n-1)} \frac{\partial u_{n-1}}{\partial z} = k_v^{(n)} \frac{\partial u_n}{\partial z}$
$0 \leq z \leq h$ $r = r_w$	$\left(\frac{\partial u_i}{\partial z} \right) + \frac{r_w k_w}{2k_h^{(i)}} \left(\frac{\partial^2 u_i}{\partial z^2} \right) = 0$
$h \leq z \leq H$ $r = 0$	$\frac{\partial u_i}{\partial r} = 0$
$t = 0$	$u_i = P \text{ initial}$

付表-1 境界条件と初期条件



付図-3 地層境界の模式図



付図-4 ドレーン下端前後の格子点

$$R = \begin{cases} \left\{ \begin{array}{l} R_i \text{ (左側)} \\ R_{i+1} \text{ (右側)} \end{array} \right\} & \text{when } |\alpha| \geq \frac{1}{2} \\ \left(\frac{2M\lambda}{\lambda-1} \right)^2 \cdot \frac{\bar{C}_h^{(i)}}{C_h^{(i)}} \cdot \Delta T & \text{when } |\alpha| < \frac{1}{2} \end{cases}$$

$$\bar{C}_h = \left(\frac{1}{2} + \alpha \right) k_h^{(i)} + \left(\frac{1}{2} - \alpha \right) k_h^{(i+1)}$$

$$C_h = \left(\frac{1}{2} + \alpha \right) \frac{k_h^{(i)}}{C_h^{(i)}} + \left(\frac{1}{2} - \alpha \right) \frac{k_h^{(i+1)}}{C_h^{(i+1)}}$$

⑤ ドレーンと地盤の境界においては次の差分方程式が成り立つ。

$$B \cdot \left\{ u_{1,j-1}^k, u_{1,j}^k, u_{1,j+1}^k \right\} = -S_i \cdot u_{1,j}^k \quad \dots\dots(9)$$

ただし、 $B = [1, -(2+S_i), 1]$ 00

ここに、 $S_i = \frac{\pi}{4} \cdot \frac{ML}{N^2(\lambda-1)} \cdot K_h^{(i)}$ 、 $K_h^{(i)} = k_h^{(i)}/k_h^{(i+1)}$ 、 $L = \frac{32}{\pi^2} \cdot \frac{k_h^{(i)}}{k_w} \cdot \mu^2$

ドレーン境界で同時に地層境界の左右の格子点では、

$$0 \leq \alpha < \frac{1}{2} \text{ のとき } B = [1, -(2+S+Y), 1+Y] \quad \dots\dots(11)$$

$$\frac{1}{2} \leq \alpha < 1 \text{ のとき } B = [1, -(2+S+Q), 1+Q] \quad \dots\dots(12)$$

$$-\frac{1}{2} < \alpha \leq 0 \text{ のとき } B = [1+Y, -(2+S+Y), 1] \quad \dots\dots(13)$$

$$-1 < \alpha < -\frac{1}{2} \text{ のとき } B = [1+Q, -(2+S+Q), 1] \quad \dots\dots(13_2)$$

ここに、 $S = \begin{cases} S_i \text{ (左側)}, S_{i+1} \text{ (右側)} & \text{when } |\alpha| \geq \frac{1}{2} \\ \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{M \cdot L}{N^2(\lambda-1)} \cdot \left\{ \left(\frac{1}{2} + \alpha \right) K_h^{(i)} + \left(\frac{1}{2} - \alpha \right) K_h^{(i+1)} \right\} & \text{when } |\alpha| < \frac{1}{2} \end{cases}$

左(右)側格子点に用いるYは、右(左)側格子点に用いるQの値に等しい。

2.2 ドレーン下端境界

ドレーン下端の模式図を付図-4に示した。下端面における連続条件は次の式(13)である。

$$\pi r_w^2 k_w \left(\frac{\bar{u}_{1,Nd}^k - u_{1,Nd}^k}{\Delta z} \right) = \int_0^{r_w} 2\pi r dr \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)_i k_r^{(i)} \quad \dots\dots(13_1)$$

点 $j=N_d+1$ で半径方向の u の変化を直線的とすると、

$$\left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)_i = \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)_i^{r=0} \cdot \left(1 - \frac{r}{r_w} \right) + \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)_i^{r=r_w} \cdot \left(\frac{r}{r_w} \right) \quad \dots\dots(13_2)$$

この両式から \bar{u} を z に変換して式(13)が導き出される。

$$k_w \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)_{\text{well}} = \frac{k_w^{(i)}}{3} \left\{ \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)_i^{r=0} + 2 \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)_i^{r=r_w} \right\} \quad \dots\dots(13_3)$$

ドレーン下端面で間隙水圧が等しいゆえ、中心軸上およびドレーン周面上でそれぞれ式(13)1、(13)3が成り立つ。

$$\left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)_{\text{well}} \beta \cdot \Delta \zeta + \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)_i^{r=0} (1-\beta) \Delta \zeta = u_{0,Nd+1}^k - u_{1,Nd}^k, \quad \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)_{\text{well}} \beta \cdot \Delta \zeta + \left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)_i^{r=r_w} (1-\beta) \Delta \zeta = u_{1,Nd+1}^k - u_{1,Nd}^k \quad \dots\dots(13_4, 13_5)$$

式(13)4、(13)5を式(13)3に代入すれば、

$$\left(\frac{\partial u}{\partial z} \right)_{\text{well}} = \frac{u_{0,Nd+1}^k + 2u_{1,Nd+1}^k - 3u_{1,Nd}^k}{3 \left\{ \beta + \frac{k_w^{(i)}}{k_w} (1-\beta) \right\} \Delta \zeta} \quad \dots\dots(14)$$

となる。ここに β は格子点間隔に対するドレーン下端面とその左側格子点との距離の比である。ドレーン周囲から流入する水量は、 $j=N_d$ より左側で j 点の動水傾度を、 j 点より右側でドレーン下端までは平均動水傾度を用いれば、付図-4のドレーン柱微小部分における連続の式は、

$$\frac{k_h^{(d)}}{k_w} \left\{ (1+2\beta-\beta^2) u_{2,N_d}^k - (1+\beta) u_{1,N_d}^k + \beta^2 u_{2,N_d+1}^k - \beta u_F \right\} \frac{(H\Delta\zeta)^2}{r_e r_w \Delta\eta} + \left(\frac{\partial u}{\partial \zeta} \right)_{\text{well}} - (u_{1,N_d}^k - u_{1,N_d-1}^k) = 0 \quad \text{式05}_1$$

式05₁と次の式05₂を式04に代入すれば式06を得る。

$$u_F = u_{1,N_d}^k + \beta \Delta\zeta \left(\frac{\partial u}{\partial \zeta} \right)_{\text{well}} \quad \text{式05}_2$$

$$\begin{aligned} & [2, -(S(1+2\beta-3\beta^2X)+6X+2)] \left\{ \begin{array}{l} u_{1,N_d-1}^k \\ u_{1,N_d}^k \end{array} \right\} \\ & = -S(1+\beta-\beta^2) u_{2,N_d}^k + X(S\beta^2-2) u_{0,N_d+1}^k + 2X(S\beta^2-2) u_{1,N_d+1}^k - S\beta^2 u_{2,N_d+1}^k \end{aligned} \quad \text{式06}$$

$$\text{ここに, } X = 1/3 \left\{ \beta + \frac{k_w}{k_h^{(d)}} (1-\beta) \right\}$$

次に、付図-4のドレーン中心軸上でかつ下端直後の格子点の間隙水圧は、圧密方程式式07に境界条件 $\partial u/\partial r=0$ を適用した後に差分化すれば式08で与えられる。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = 2C_h \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} \right) + C_v \left(\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right) \quad \text{式07}$$

$$u_{0,j}^{k+1} = A \cdot \left\{ u_{0,j-1}^k, u_{0,j}^k, u_{0,j+1}^k, u_{1,j}^k \right\} \quad \text{式08}$$

$$\text{ここに, } A = \left[Z_i, 1-4R_i \left(\frac{\lambda-1}{M} \right)^2 - 2Z_i, Z_i, 4R_i \left(\frac{\lambda-1}{M} \right)^2 \right] \quad \text{式09}$$

しかるに $j=N_d+1$ では、 u_{0,N_d}^k の代わりに次の \bar{u}_{0,N_d}^k を用いる。

$$\begin{aligned} \bar{u}_{0,N_d}^k & = u_{0,N_d}^k + \left[\left(\frac{\partial u}{\partial \zeta} \right)_{\text{well}} - \left(\frac{\partial u}{\partial \zeta} \right)_i \right] \beta \cdot \Delta\zeta \\ & = \left[1 - \left(\frac{\beta}{1-\beta} \right) (3X-1) \right] u_{0,N_d}^k + \left(\frac{\beta}{1-\beta} \right) (X-1) u_{0,N_d+1}^k + \frac{2\beta}{1-\beta} X u_{1,N_d+1}^k \end{aligned} \quad \text{式09}$$

式09で u_{0,N_d}^k は u_{1,N_d}^k に等しいゆえ、係数ベクトル A は次のようになる。

$$A = \left[Z_i \left\{ 1 - \left(\frac{\beta}{1-\beta} \right) (3X-1) \right\}, 1-4R_i \left(\frac{\lambda-1}{M} \right)^2 - Z_i \left\{ 2 - \left(\frac{\beta}{1-\beta} \right) (X-1) \right\}, Z_i, 4R_i \left(\frac{\lambda-1}{M} \right)^2 + 2Z_i \left(\frac{\beta}{1-\beta} \right) X \right] \quad \text{式10}$$

さらに、ドレーン下端に深の粘土層で、中心軸からドレーン半径だけ隔った格子線上では格子点間隔の相異を考慮して式11が求まる。

$$u_{1,j}^{k+1} = A \cdot \left\{ u_{0,j}^k, u_{1,j-1}^k, u_{1,j}^k, u_{1,j+1}^k, u_{2,j}^k \right\} \quad \text{式11}$$

$$\text{ここに, } A = [\theta \cdot R_i, Z_i, 1-(f+\theta)R_i-2Z_i, Z_i, f \cdot R_i] \quad \text{式12}$$

$$f = \frac{\lambda-1}{M+\lambda-1} \left\{ \frac{4(\lambda-1)^2}{(\lambda-1)^2+M^2} + \frac{\lambda-1}{M} \right\}, \quad g = \frac{\lambda-1}{M+\lambda-1} \left\{ \frac{4M(\lambda-1)}{(\lambda-1)^2+M^2} - \frac{\lambda-1}{M} \right\}$$

特に $j=N_d+1$ では、 u_{1,N_d}^k の代わりに次の \bar{u}_{1,N_d}^k を用いるから、

$$\begin{aligned} \bar{u}_{1,N_d}^k & = u_{1,N_d}^k + \left[\left(\frac{\partial u}{\partial \zeta} \right)_{\text{well}} - \left(\frac{\partial u}{\partial \zeta} \right)_i \right] \beta \cdot \Delta\zeta \\ & = \left(\frac{\beta}{1-\beta} \right) X \cdot u_{0,N_d+1}^k + \left[1 - \left(\frac{\beta}{1-\beta} \right) (3X-1) \right] u_{1,N_d}^k + \left(\frac{\beta}{1-\beta} \right) (2X-1) u_{1,N_d+1}^k \end{aligned} \quad \text{式13}$$

したがって、係数ベクトル A は次のようになる。

$$A = \left[\theta \cdot R_i + \left(\frac{\beta}{1-\beta} \right) X \cdot Z_i, \left\{ 1 - \left(\frac{\beta}{1-\beta} \right) (3X-1) \right\} Z_i, 1-(f+\theta)R_i - \left\{ 2 - \left(\frac{\beta}{1-\beta} \right) (2X-1) \right\} Z_i, Z_i, f \cdot R_i \right] \quad \text{式14}$$

2.3 片面排水の場合の粘土地盤下端境界の修正

ドレーン下端に深に粘土層がある場合、この粘土層下端境界が不透水ならば、格子点間隔が一様でないことを考慮して、式(3)₂、式09はそれぞれ式15、式16に換えられる。

$$A = [\theta \cdot R_i, 2Z_i, 1-(f+\theta) \cdot R_i - 2Z_i, 0, f \cdot R_i] \quad \text{式15}$$

$$A = \left[2Z_i, 1-4R_i \left(\frac{\lambda-1}{M} \right)^2 - 2Z_i, 0, 4R_i \left(\frac{\lambda-1}{M} \right)^2 \right] \quad \text{式16}$$

