超軟弱(ヘドロ)地盤の版状載荷試験·解析

――ヘドロの地盤反力係数について――

RECTANGULAR LOAD TEST ON THE VERY SOFT GROUND AND ITS THEORETICAL ANALYSIS

-SUBGRADE REACTION COEFFICIENT k OF HEDORO-

10 だ の ** ** ** *** ***
*10 だ ** ** ** ***
** ** ** ** ** ***

1. まえがき

超軟弱(ヘドロ)地盤の土質改良工法として,各種の改 良工法が提案されているが,この中で,石灰,セメントな どを添加した浅層,深層土質改良が各地で施工されてい る¹⁾。

ところで,浅層土質改良の改良層厚を決定する際に,そ の層の下に位置する未改良へドロの力学特性(地盤反力係 数 k)が問題となる。このためこれまで本施工にさきだっ て,現場で,土質改良の試験施工を実施し,室内配合と現 場配合との関係を明らかにするとともに,載荷試験の結果 から,超軟弱地盤の力学特性である地盤反力係数 k を推定 し,本施工の改良層厚を決定している^{2),3),4)}。

本文は,三重県四日市港の載荷試験の概要,測定データ, 解析とその結果とをまず報告する。つぎに,既報の佐賀県 伊万里港,山口県下関市西山港で得られている各地の *k* と 比較し,それらの超軟弱地盤の土質特性と *k* との関連につ いて考察するものである。

2. 地盤反力係数 k について

埋立て直後の超軟弱地盤の浅層部を土質改良すると,改 良された浅層部とそれ以深の未改良へドロとから構成され る二層系地盤になる。

この二層系地盤の工学的挙動は,浅層改良層の力学特性, 断面形状,未改良へドロの力学特性に左右される。

このような二層系地盤の設計法として,地盤係数法が妥 当であろう。それは,つぎの理由によるものである。

地盤係数法は,ウインクラー (E. Winckler 1867)が提案し,チンメルマン (H. Zimmermann 1888) によって, 鉄道線路の計算に用いられて以来,各種の設計に広く使われている⁵⁾。この方法は構造物の底面の任意の点における 地盤反力がその点の沈下量に比例するという仮定に基づい ている。この仮定について,これまでいろいろな反論もあ る。その1つに,外部荷重が作用していない基礎地盤では, 沈下量が0になると考える点にある。このようなモデルは 互いに連絡のないバネの集合か,もしくは,摩擦のないな

February, 1978



図-1 浅層改良層の設計フロー

めらかな鉛直壁で分離された鉛直柱の集合になる。一般の 地盤では、当然荷重が作用していない周辺の地盤も沈下を 生ずる。ところが、地盤係数法では、地盤の土の性質が水 の性質に近づけば近づくほど現実によく対応することにな る。これは、地盤の土のセン断強度が小さければ小さいほ ど地盤係数法を適用できることを意味する。超軟弱地盤の 場合には、ヘドロのセン断強度はグラムオーダの値であり、 粘土ペースト、粘土サスペンジョンの状態にあるので、地 盤係数法が弾性論よりも適用できることになる。

この地盤係数法による浅層改良層の設計フローを図ー1 に示す。このフローのなかで、浅層改良層の一軸圧縮強度 q_u 、変形係数 E_s 、曲げ強度 σ_b などは室内配合試験で求め ることができる。

^{*} 福岡大学教授 工学部土木工学科

^{**} 鹿島建設(株)名古屋支店 土木部 次長

No. 1051

しかし,一般に未改良ヘドロの含水比は液性限界をはる かにこえる高含水比であり,粘土ペースト,粘土サスペン ジョン系にある。したがって,ベーンセン断試験,コーン 貫入試験でその強度特性を求めることはできても,変形特 性を知ることは容易でない。

このため,工学的な観点から, *k*をつぎの手順で推定する。

まず,超軟弱な埋立て地内で,室内配合試験をもとに, 浅層改良の試験施工を行ない,その改良層上面で載荷試験 を実施する。

(i)各荷重段階ごとに,二層系地盤上の沈下量を実測する。 (ii)浅層改良層の底面の"任意の点での地盤反力*P*が,そ の沈下量*S*に比例する *P*=*kS*"というウインクラーの仮 定のもとで,*k*をパラメーターにして,理論沈下量を計 算する。

(ii)の実測沈下量と(ii)の理論沈下量とを照合して,パラ メーター k の中から,整合性のよい k を決める。

このようにして k が推定できれば, 図一1の設計フェーから, 浅層改良層の断面検討が可能になる。

3. 版状載荷試験

これまで,各地で実施してきた載荷試験はその浅層改良 層の形状からみて,二層系のハリとして解析してきている。

今回の三重県四日市港の試験施工の浅層改良層はセメン ト系土質安定処理剤を添加し版状に施工し、未改良へドロ とから構成される二層系版として解析したものである。

3.1 試験施工

原位置での試験施工は,昭和51年7月8日~12日に,三 重県四日市港霞ケ浦埋立て地のヘドロの超軟弱地盤におい て,セメント系土質安定処理剤をスラリー状にかくはん混 合し,浅層改良層を施工したものである。

浅層改良層の諸元は,延長 L=30m, 層幅 B=20m, 層厚 H=1.5m である。

以下, ヘドロの土質特性, セメント系土質安定処理剤, 配合試験および施工法についてその概要を示す。

3.1.1 土質特性

ヘドロの物理的性質と力学的性質はつぎのとおりである。 〇物理的性質

土質試験一覧表を表一1に示す。

自然含水比 wn は 150~170% の高含水比で,液性限界 w1 の約2倍である。

松井⁶⁾ によれば, $w_n/w_L \Rightarrow w_n/F = 1.4$ までが粘土ペースト系とみられ, $w_n/F = 2.0$ が力学的に微視的挙動の境界点としている。ただしFはファイネスナンバーである。したがって、このヘドロは、粘土ペースト系と粘土サスペンジョン系の過渡領域の含水比にあるとみてよい。

コンシステンシー限界は、 $I_p=34\sim40$ にあり、 高塑性 粘土である。

表一1 土質試験一覧表

	採取深度 (m)	0~1	0~1
	自然含水比(%)	170.4	154.1
	土粒子比重	2.61	2.62
コン	液性限界 (%)	72.0	76.5
シス	塑性限界(%)	38.0	36.3
テン	塑性指数	34.0	40.2
シー	流動指数	14.5	13.7
粒	砂分(%)	1.4	1.5
度	シルト分(%)	18.6	32.5
構	粘土分(%)	38.0	15.0
成	コロイド分(%)	42.0	50.0
	湿 潤 密 度 (g/cm³)	1.31	1. 34
分	土 質 名	F (細粒土)	F(細粒土)
類	日本統一土質分類	СН	CH



図ー2 各地ヘドロの粒度組成

粒度組成は、コロイド分が多く、活性度は普通であり、 日本統一土質分類は CH である。日本各地のヘドロの 粒 度組成を図-2に示すが、大阪湾のヘドロについで、粘土 分が卓越している。

〇力学的性質

ベーンセン断試験で、ヘドロのセン断強度を求める。 ベーンセン断試験機のベーンは 3×6 cm で、二重管式 のヘドロ専用荷重制御型試験機である。

含水比152%のヘドロのベーン試験結果を図-3の,荷 重~回転角,載荷時間~回転角,および荷重~回転角/載 荷時間で整理する。

荷重~回転角からは明確な降伏荷重を推定できないが, 載荷時間~回転角,荷重~回転角/載荷時間から降伏荷重 67g が求まり,これからヘドロのセン断強度は1.1g/cm² が得られる。

深さ方向のベーンセン断強度の分布を図-4に示す。改

土と基礎, 26-2(240)



良深さ内の平均セン断強度は約1.2g/cm²である。既報の 下関市西山港のデータと比較すると、四日市港へドロは下 関市西山港のへドロの約1/4のセン断強度である。

3.1.2 セメント系土質安定処理剤

ヘドロの土性改良に用いたセメント系土質安定処理剤は, 普通ポルトランドセメントに無水ケイ酸,酸化アルミナ, 生石灰,酸化鉄,酸化マグネシウムおよび界面活性剤とし てのリグニン誘導体,カルシウムグリコサートなどを添加 している。このため,セメントによる水和生成物のほかに, ポゾラン反応,炭酸化作用,イオン交換などの相乗効果を あげることができるものである。

3.1.3 室内配合試験

試験施工にさきだって,セメント系土質安定処理剤の配 合率決定の室内配合試験を行なった。

重量比の配合率 5.5% の qu, E_s, σ_b の 7, 14, および February, 1978

表-2 セメント系土質安定処理剤の室内配合試験

No. 1051

 	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·			
材	令	7日	14 日	28 日
一軸圧縮強度	$q_u (kg/cm^2)$	1.62 (1.16)	2.70 (1.86)	3.08 (2.25)
しん ボ 数 曲 げ 強 度	$\sigma_b (\mathrm{kg/cm^2})$	1.26	1.38	215 1.57
σ_b/q_u		0.78	0.51	0.51

28日強度を表-2に示す。

表-2の()の中の値は,試験施工でサンプリングした qu 値である。試験施工 qu/室内配合 qu の比は約0.7 である。

試験施工での曲げ強度 σο1,変形係数 Es1は

 σ_{b_1} =室内配合 $q_u \times$ (試験施工 q_u /室内配合 q_u)

×(室内配合曲げ強度 σb/室内配合 qu)

=室内配合 qu×0.7×0.51

≒0.35×室内配合 qu

になり、 E_{s_1} も同じようにして 100 kg/cm² 程度になって いる。

3.1.4 施 工 法

浅層改良層の施工状況を写真-1に示す。この施工機は,施工幅 10.0m,施工深さ 2.0m,施工能力 300~600m³/時で,鉛直・水平方向に連続してヘドロを改良できるところに特徴がある。

3.2 版状载荷試験

浅層改良層の原位置載荷試験は,版状載荷試験とブルド ーザ走行試験とを行なった。ここでは,版状載荷試験につ いて述べる。

3.2.1 載荷試験

載荷試験は,浅層改良層の試験施工後,約2週間して昭和51年7月27日(0.5 t/m² 載荷),28日(1.0 t/m²),および29日(1.25 t/m²)の3日間,図一5に示す改良版の中央で,3.6×3.6mの面積に,砂袋を段積みすることで載荷した。

沈下量の測定は,図-5の54箇の測点で観測し,その測 定時間は 0,10,30分,1,2,3,……7,24時間である。 3.2.2 測 定 結 果



写真一1 試験施工状況

No. 1051



図-5 載荷試験の諸元と測点位置

載荷重増加に伴い図—5のクラックが発生し、特に載荷 面付近の沈下量が増加したため、当初 1.5 t/m^2 まで載荷 の計画を 1.25 t/m^2 までに変更した。

Oクラックの発生状況

7月27日(0.5t/m² 載荷)で, 施工ジョイント沿いに, クラックAが発生。

7月28日(1.0 t/m² 載荷直後) 同じように施工ジョイン ト沿いに,クラックBが発生する。このため,延長(30m) 方向の版機能が低下し,層幅(20m)方向の荷重分担が増 加するものと予想される。これを証明するように,30分後 にクラックC,1時間後にクラックDが発生し,クラック Aの幅が 2mm 程度に拡大する。

7月29日(1.25 t/m² 載荷)で, DからクラックE, Fが 進行する。Aのクラック幅が 3.0mm に拡大し, その後, クラックH, Iが新たに発生する。

除荷後, クラックは幅 2.0 mm に減少する。

1.25 t/m² 載荷までに図-5のクラック群の発生を観測 したが,改良版が切断されるまでに至っていないので,改 良版の機能は保っているものと考えられる。

O荷重~沈下量曲線

おもな荷重~沈下量曲線として,図-5の測線A-A, B-Bについて,図-6に示す。





図-7 荷重~実測沈下量(山口県下関市西山港)

載荷重 0.5 t/m² で載荷面の 四隅の 測点 19 (沈下量 13 mm), 20, 28および29の沈下量は 10 mm を越えている。 その後沈下量は 1.0 t/m² で 30 mm, 1.25 t/m² で 50 mm に達し,荷重増加に比べて沈下量が急激に増加することが 認められる。

前述のクラックの発生・進行とあわせて考えると、載荷 重が 0.5 t/m² を越えると改良版の機能が低下する。 これ は、ヘドロの k がきわめて小さいことを予測させるもので ある。

四日市港の荷重~沈下量曲線の特徴をみるために,図-7に,下関市西山港のそれを示す。この浅層改良層の諸元 は延長 30m,層幅 5.0m,層厚 1.0m,改良された粘着力 2.7 t/m², *k*は 20 g/cm³ である。図-7の場合,載荷重 0.52 t/m² までの浅層改良層の荷重分散機能は著しい。

3.3 解析法

浅層改良層と未改良へドロとから構成される二層系地盤 上での載荷試験から得られた実測沈下量は,弾性沈下,塑 性流動による沈下,圧密沈下,土の時間依存性など多くの 要因と関連する。

前述したように,荷重~沈下量の挙動は初期の載荷重領 域において,近似的に,地盤係数法で説明できるとして解 析する。

浅層改良層を未改良ヘドロ上の四辺四隅自由なく形版と みなし、地盤反力Pと沈下量Sとの間には、 kを定数とし て、ウインクラーの仮定をおく。

3.3.1 理論式

このく形版の微分方程式は、(1)式となる。



- **S**:沈下量
- $\lambda^4: k/N$
- k:地盤反力係数
- Pay:単位面積に対する荷重の大きさ
- N:版の剛度 $N = E_s h^3 / 12 (1 \nu^2)$
- Es: 浅層改良層の変形係数

土と基礎, 26-2 (240)

h:浅層改良層の層厚

ν:浅層改良層のポアソン比

ここでは、(1)式の $\nabla^4 S = P | N$ を解くために、定差方程 式に変える。これは、版を格子状に分割して、格子各点の 沈下量Sを機械的に直接算定でき、版の変形、断面力の状 況を把握することが容易なためである。そこで、四辺四隅 自由の境界条件のもとで定差方程式をつくり、連立方程式 をkをパラメーターにして解き、理論沈下量を求める。

3.3.2 数值計算

前述の(1)式を、つぎの条件のもとに、理論沈下量を算定 する。

1)浅層改良層(30m×20m×1.5m)を4×16分割して, 定差方程式をつくる。

2)浅層改良層の $E_s=100 \text{ kg/cm}^2$, 未改良へ ドロのパラ メーター $k \ge 2$, 3, 4, ……10 g/cm³とする。



実測の荷重~沈下量曲線と照合し,整合のよい理論の荷重 ~沈下量曲線と k を図-8 に示す。

3.4 考 察

実測沈下量と理論沈下量を照合することから k を推定する。ところで、この両者の照合の際に、理論沈下量の計算

条件が原位置の載荷試験を完全に満足するものであれば, 各測点の実測沈下量と理論沈下量とは一致するはずである。 しかし,浅層改良層の改良されたヘドロの変形係数のバラ ッキ,浅層改良層と未改良ヘドロとの境界面での付着力, 版の側面抵抗,未改良ヘドロの塑性流動などが理論沈下量 の算定の際に考慮されていない,したがって,各測点の実 測沈下量と理論沈下量とがすべて一致することにはならな い。

ここでは、載荷面近傍の測点の実測沈下量を第1に、順 次、測線上の測点の実測沈下量を満足するような理論沈下 量を考える。この理論沈下量と k とが前述の図-8 である。

図-8で、実測の荷重~沈下量曲線を満足する理論の荷 重~沈下量曲線は、載荷重 $0.5 t/m^2$ で $k=8 g/cm^3$ であり、 これは、測線A-A、B-Bともによく一致している。載 荷重 $1.0 t/m^2$, $1.25 t/m^2$ になると、浅層改良層にクラッ クが発生してくるので、実測と理論とが多少ずれてくる測 点もあるが、全体としての整合性はあるとみてよかろう。

このようにして, 0.5, 1.0 および 1.25 t/m² と載荷重 の増加に伴い, *k*は 8, 5 および 3 g/cm³ と減少すること が判明した。

この載荷試験の結果に基づき,浅層改良層の本施工の設 計がなされ,昭和51年度工業埋立て地の浅層改良工事が施 工完了している。

4. これまでの載荷試験の総括

これまで,四日市港と同じようなヘドロ地盤上の載荷試 験を,佐賀県伊万里港その1,その2,山口県下関市西山 港で実施してきた。

これらの土質特性,載荷試験の概要および解析法とその 結果を表一3に示す。

各地ともにヘドロは海底のシュンセツヘドロであり,自 然含水比は液性限界よりも高含水比にあり,粘土ペースト, 粘土サスペンジョンの状態である。

ベーンセン断強度は,荷重制御試験で求めるとグラムオ

表-3 載荷試験の総括表

	施工場所	佐賀県伊万里港その1	佐賀県伊万里港その2	山口県下関西山港	三重県四日市港
土質特性	自 然 含 水 比 (%)	200	140~150	92~144	154~170
	液 性 限 界 (%)	110~120	102~120	74~94	72~77
	ベーンセン断強度(g/cm ²)	5 (-1.0m)	30 (-1.2m)	4 (-1.0m)	1.2 (-1.5m)
載荷試験	試 験 年 月	昭和49.7	昭和50.4	昭和50.4	昭和51.3
	延長(m)×幅(m)×厚さ(m)	25×6.5×1.0	125×4.8×1.2	30×5.0×1.0	30×20.0×1.5
	載 荷 面 積 (m×m)	6.5×1.5	4.0×2.0	3.0×3.0	3.6×3.6
	最大荷重強度 (t/m ²)	0.98	1.88	1.56	1.25
解そ 析 法 と 果	解 析 法 変形係数 <i>Es</i> (kg/cm ²) 地盤反力係数 <i>k</i> (g/cm ³)	二層系ハリ, 沈下量(モーメント) 100 10 (30)	二層系ハリ,沈下量 200 70	二層系ハリ,沈下量 100 20	二層系版,沈下量 100 8

February, 1978

No. 1051



図-9 ベーンセン断強度と地盤反力係数

ーダーの値であるが,各地ごとに,そのセン断強度にかな りの違いがある。

載荷試験は、四日市港を除けば、曲げ強度を一方向のみ で受けるハリ状の浅層改良層上で行なわれ、理論沈下量の 計算は、ヘテニィー(M. Hetenyi)の解を拡張し、二層系 地盤として求めている。

表中のkは、 P_y 以下の初期荷重領域での値である。 各 地ともに、その浅層改良層厚は 1.0~1.5m と大差ないが、 ヘドロのセン断強度に起因して、kは 8~70 g/cm³ と変動 している。

 P_y を越え, P_u に近い載荷重領域に至ると、kは急速に 減少し,伊万里港その1 (3 g/cm^3),伊万里港その2 (6 g/cm³),下関市西山港 (5 g/cm^3),四日市港 (3 g/cm^3), と4者ともに同じような値まで低下することが判明した。

いま,浅層改良層厚,変形係数の影響を含めて,ヘドロ のセン断強度と k との関係を示したのが図ー9 である。デ ータ数が不十分ではあるが,ヘドロのセン断強度と k との 関係のおおよその傾向を把握することは可能である。

5. あとがき

高含水比ヘドロの変形挙動を考えるとき、時間依存性、

塑性的挙動が卓越し、さらに超高含水比になると流体的挙動を生じ、これまでの土質工学的手法の適用に困難さが伴 うようになる。

このため、高含水比の粘土を、粘土ペースト、粘土サス ペンジョン系として統一的概念で整理し、ついで塑性流動 体をビンガム流動体として表現、降伏応力ry、塑性粘度 ηp を超軟弱地盤のパラメーターとする提案がなされている⁶⁰。 この方法は、現場実測例などのデータが集積されれば、今 後、工学的応用の展開が可能であろう。

本文では、これまで、実用的な設計法として認められて いる地盤係数法の設計条件である & を超軟弱地盤の場合に まで拡張したものである。しかし地盤係数法のウインクラ ーの仮定が、前述のように、超軟弱地盤の場合にはかえっ て妥当といえるものになっている。

ところで、kは浅層改良層の E_s , hに逆比例すること が明らかにされているので、図-9には E_s , hの影響が 含まれている。しかし、工学的設計の観点からみればベー ンセン断強度からkを推定するのに図-9は実用的に、+ 分なものと考えてよかろう。

最後に四日市港の載荷試験について,四日市港管理組合, 大平商工KK大島国義,大原秀明君,また各地での載荷試 験に協力いただいた各位に謝意を表する。

参考文献

- 土質工学会超軟弱地盤研究会:超軟弱地盤に関するシンポジ ウム発表論文集,1977.10.12,13
- 吉田信夫: 超軟弱(ヘドロ)の土質改良工法と載荷試験・解 析,土と基礎, Vol.24, No.6, 1976
- 三根・吉田・山口:超軟弱地盤の表層安定処理工法(第1報), 第10回土質工学研究発表会,1975
- 4) 三根・吉田・池田: 超軟弱地盤の表層安定処理工法(第2報), 第11回土質工学研究発表会, 1976
- 5) 赤井・大草訳: フローリンの土質力学(I, II, II), 森北出版社, 1969
- 6) 松井 保: 超軟弱地盤の流動・変形機構, 超軟弱地盤に関す るシンポジウム, 土質工学会, 1977. 10

(原稿受理 1977.11.11)

		$1 \leq 1 \leq \frac{1}{2} \leq 1$	ter an	
······ • ···	 A statistic difference di mana della statistica di	Second States and Stat States and States and St States and States and Stat	n no na	an an ann an Aonaichtean an Aonaichtean ann an Aonaichtean an Aonaichtean ann an Aonaichtean ann a
· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	n an	<pre>BARTING CONTRACTOR CONTRACTORS CONTRACTORS CONTRACTORS CONTRACTORS CONTRA</pre>	u ula sena como se senante contra comencia composere en contra de contra en contra terma de la contra terma de La	 The movie of the state and the second se
•				
ella contra c	*	*	*	
Maria di Kasaran di Kas				
www.www.tude.com/action.com/action_com/action_com/action_com/action_com/action_com/action_com/action_com/action_	The second Market Market and the second seco	an demonstration of the destination of the second	n	
and the second sec		tan ang ang ang ang ang ang ang ang ang a	an an an an an An Ann an An An	
		4	м. М	
· 5	1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1. 1	64 -	$\lambda_{i}^{(1)} = x_{i}^{(1)} = -i\epsilon$	and the second sec

土と基礎, 26-2(240)