

港 湾 技 研 資 料

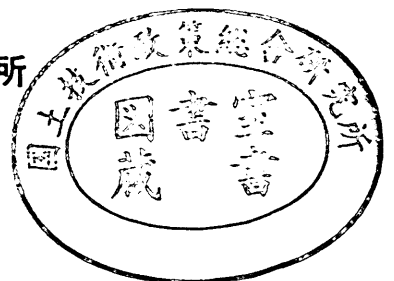
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 219 June 1975

有限要素法による水平方向地盤反力係数の推定
——特に2次元k値——

三 橋 郁 雄

運輸省港湾技術研究所



目 次

1. ま え が き	3
2. 従来の研究と問題点	4
2.1 k 値の意義	4
2.2 k 値の測定法と測定例	5
イ 水平載荷試験器による測定	5
ロ 杭の載荷試験から求める方法	9
ハ その他の方法	10
2.3 吉中の研究と問題点	12
3. k 値の推定方法	13
4. 推定値と実測値との比較（3次元の場合）	14
4.1 地盤のE~k関係の意義	14
4.2 実測値によるE~k関係	17
4.3 3次元有限要素法による推定E~k関係	26
4.4 比較と考察	30
5. 2次元k値の推定	32
5.1 2次元有限要素法による推定E~k関係	32
5.2 推定k~N関係	37
6. ま と め	38
あ と が き	38
参 考 文 献	38

Inferring the value of the 2-dimensional k-value

Ikuo MITSUHASHI*

Synopsis

The study of the coefficient of horizontal subgrade reaction, that is k-value, has been performed in the 3-dimensional ground, such as the load test of pile or the load test in the boring hole. The value of the coefficient of horizontal subgrade reaction in the 2-dimensional ground, however, has lately been required in the field of the design of the sheet-pile quay which must be constructed on the soft clay.

In this report, the author inferred 3-dimensional k-value by using both the Louis Ménard's approximate formula of lateral displacement and 3-dimensional F.E.M. This inferred value agreed rather well with actual measurement value. The same method was applied to the 2-dimensional k-value, and the author showed both the relation between k-value and cohesion C_u in the clay ground, and the relation between k-value and N-value in the sandy ground.

* Member of the Design Standard Section, Design Standard Division

有限要素法による水平方向地盤反力係数の推定

— 特に2次元k値 —

三 橋 郁 雄*

要 旨

自立矢板壁や軟弱地盤上の控えを有する矢板壁の設計は弾性梁法で解かれるのが最も合理的な解を与え、特に変位を重要な設計条件とする場合にはこの方法が最も有力である。しかしこの設計法は地盤反力をバネ系で与えるため、地盤反力係数k値がよく分かっていないと、現実にはつかえないことになる。いままでのk値の研究は杭やボーリング孔内試験などの3次元場でのものが大部分であるが、矢板壁などの設計上2次元場とみなせる構造物では2次元k値を用いる必要がある。本稿ではルイ・メナールの横方向変形の式と有限要素法の両者を用いたk値推定方法を示し、まず3次元場で用いて実測値と照合したところ、かなりよい一致を得たので、同様なことを2次元k値についても試み、粘性土の場合 $k \sim Cu$ 、砂質土では $k \sim N$ 値の関係を示した。

1. ま え が き

構造物の設計で変位を推定することは非常に重要であるが、特に軟弱地盤上の構造物の場合、特に正確な推定値が要求される。この場合、地盤の水平方向地盤反力係数k値の精度が非常に効いてくる。

いままでは単杭および橋台用ケーソンの場合のk値について、実測や理論的検討が数多くなされてきており、現在では地盤のN値を与えると、一応妥当な範囲で値を得ることができる。しかし未だ不明の事項も多い。

① そのひとつは、単杭幅を無限に広げた場合、即ち、2次元k値の問題である。これは例えば、現在の港湾構造物設計基準で示されている自立矢板壁の設計では、弾性支承上の梁として取扱うことになっているが、この場合2次元の水平方向地盤反力係数を知らねばならない。この値として単杭の値を用いてよいかどうか、現在のところ不明である。後述するように、杭幅が大きくなると、通常、地盤反力係数は減少し、矢板頭部の変位量は増加するので、単杭と同じk値を用いると過少評価する危険性がある。このことは軟弱地盤上の控えを有する矢板壁の場合にも云える。なぜなら、この種の構造物は弾性支承上の梁として解かれるべきだからである。

杭幅が非常に大きく、2次元解析が可能である場合と、杭幅が小さい場合のk値の相違は、すでに1968年十勝沖地震により被災をうけた控え直杭と控え矢板の頭部移動量の解析により、その可能性が指摘されているところである。さらに、最近、臨海部に沈埋トンネルが数多くみられるようになっているが、この設計においても、2次元k値の推定が非常に重要である。

以上のような事情にも拘らず、2次元k値の推定はいま

までほとんどなされていない。これは現地実験を行なうには余りにも膨大な資金を食うことが原因と思われる。そこで本稿では有限要素法によるシミュレーションでこの問題を取り扱うとするものであるが、この際、問題となるのが有限要素法の示すものは弾性体の挙動であるのに反し、地盤は非弾性体であるという点である。

② 2次元k値以外の問題点としては、通常我々が設計する際に用いる $k \sim N$ 図（水平方向地盤反力係数～地盤のN値、例えば横山のもの）は粘性土と砂質土の区別なく一枚のグラフとして与えられているが、現実には粘性土と砂質土の物理的性質は大変異っており、例えば杭幅の効果などもかなり異なることが予想される。砂質土と粘性土のちがいがk値にどのように現われるかを探究することは重要である。

③ また、杭の横抵抗の設計に用いられるものとして、図1.1に示すような関係が得られているが、提案者によりかなりの開きがみられる。このちがいがどこに起因するのかははっきりさせる必要がある。

以上のような問題点を解明すべく、本稿ではまず水平方向地盤反力係数についての従来の研究と問題点を整理した。次に、水平方向地盤反力係数と地盤のレオロジー特性との関係をルイ・メナールの式から誘導し、この関係と3次元有限要素法による弾性解とを用いて、粘性土、シルト、砂質土の各地盤の水平方向地盤反力係数を推定した。次に、この推定値を、水平載荷試験器、平板載荷試験、杭の場合の実測値と照合してみたところ、かなりよい一致がみられたので、同様な推定方法を2次元k値にも適用し、粘性土と砂質土についてそれぞれ $k \sim Cu$ 、 $k \sim N$ 関係を示した。

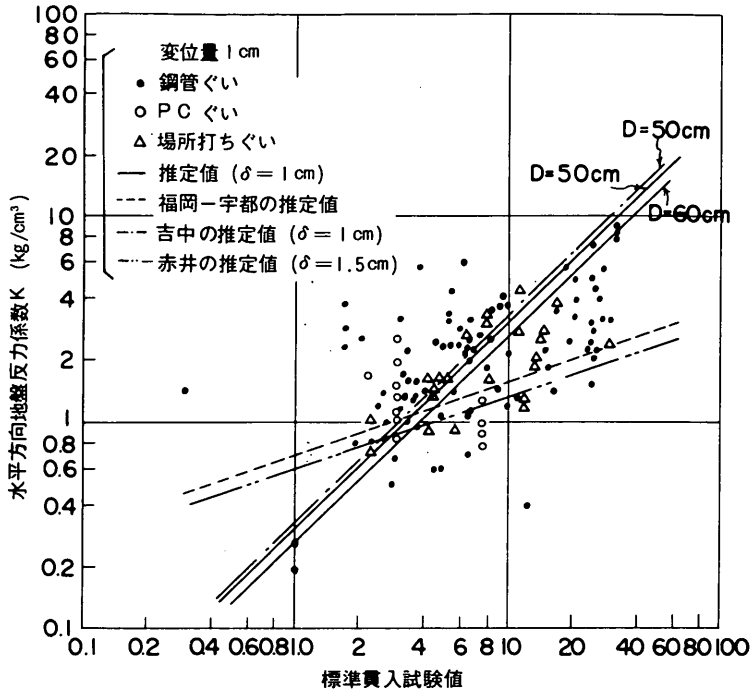


図 1.1 杭の $k \sim N$ 関係¹⁵⁾

2. 従来の研究

2.1 k 値の意義

いま地盤中のある点に、ある大きさの荷重版をおき、単位面積当たりの荷重強度が p なる水平外力で押したとき、その点の変位が y であったとすると、水平方向地盤反力係数 k は次式で定義される。

$$k = \frac{P}{y} \quad (2.1)$$

ここに P : 水平方向外力の単位面積当たりの大きさ
(kg/cm^2)

y : 水平方向変位 (cm)

すなわち、ある点に外力が作用した場合の、単位変位量を引き起こすに必要な外力の大きさが k 値であるといえる。しかしこの k 値は実にいろいろな要素により左右されるのであり、そのうちのいくつかを簡条書で示すと次のとおりである。

- イ 地盤の弾性状態 (レオロジー特性)
- ロ 荷重版の大きさ
- ハ 荷重版の形状
- ニ 荷重版の剛性
- ホ 外力の性質
- ヘ 地盤中の外力作用点の深さ
- ト 地盤の成層状態

今後の検討を一様地盤に限るとすれば、これらのうち k 値に及ぼす影響はイとロが最も大きい。イの「地盤の弾性状態」というのは、粘性土や砂質土の地盤が弾性体からどの程度異なるかを弾性を尺度にして考えた場合のことである。弾性地盤であると k 値は変位量のいかんにかかわらず一定値を示す。杭についてのチャンの公式というのは、この弾性地盤という仮定の上に成立しているものであり、取扱いが非常に便利であるが、実際の地盤の応力-ひずみ関係は $bi-linear$ に近い関係にあるといわれ、例えば、杭の設計で用いられる港研方式では、次の関係式が用いられている。

$$P = k x^m y^{0.5} \quad (2.2)$$

ここに、 x : 杭の深さ方向の座標、 y : x に直角方向の変位である。 m は 0 又は 1 で、 P が kg/cm^2 であるから、どちらをとるかにより k のディメンションが異なるが、 x を一

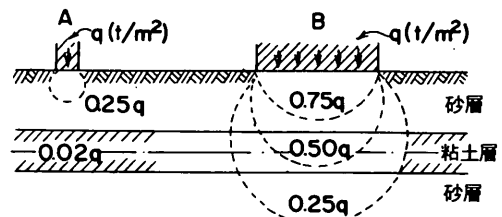


図 2.1 荷重版の大きさと圧力球根

定とし、 y を単位長さにとると、 $k = \frac{P}{x^m}$ となり、上述の k の定義とは少し異なるが、イメージ的には同じものである。

またロの「載荷板の大きさ」については、図 2.1 に示すように載荷板が大きくなるにつれ、圧力球根も増加するため、単位面積あたりの荷重が同一でも変位量が増加し k 値が減少することが予想される。

この k 値の精度がどの程度要求されるか、杭についてのチャンの公式と港研公式の両者について調べてみる。

頭部自由杭で載荷高ゼロの場合（チャンの公式）¹⁾

$$\text{頭部変位量 } y_{\text{top}} = \frac{T}{2EI} \left(\frac{4EI}{B} \right)^{\frac{3}{4}} \cdot k^{-\frac{3}{4}} \quad (2.3)$$

$$\text{最大曲げモーメント } M_{\text{max}} = -0.322 \left(\frac{4EI}{B} \right)^{\frac{1}{4}} T \cdot k^{-\frac{1}{4}} \quad (2.4)$$

$$\text{曲げモーメント第1ゼロ点の深さ } l_{m1} = \pi \cdot \left(\frac{4EI}{B} \right)^{\frac{1}{4}} k^{-\frac{1}{4}} \quad (2.5)$$

C型地盤，頭部自由杭，載荷高ゼロの場合（港研方式）²⁾

$$\text{頭部変位量 } y_{\text{top}} = 1.290(EI)^{-\frac{2}{5}} (Bk)^{-\frac{6}{5}} \cdot F^{\frac{8}{5}} \quad (2.6)$$

$$\text{最大曲げモーメント } M_{\text{max}} = 0.5147(EI)^{\frac{1}{5}} (Bk)^{-\frac{2}{5}} \cdot F^{\frac{6}{5}} \quad (2.7)$$

$$\text{曲げモーメント第1ゼロ点の深さ } l_{m1} = 3.5649(EI)^{\frac{1}{5}} (Bk)^{-\frac{2}{5}} \cdot F^{\frac{1}{5}} \quad (2.8)$$

ここに l_{m1} の大きさは杭の根入長と関係している。以上より、最大曲げモーメントと根入長については、 k の影響度は $\frac{2}{5}$ 乗 \sim $\frac{1}{4}$ 乗であり、大変小さいことがわかるが、変位に関しては、 $\frac{3}{4}$ 乗 \sim $\frac{6}{5}$ 乗で、ほぼ一次式の関係がある。変位が問題になるような設計では、 k の精度を十分高める必要があることがわかる。（例えば軟弱地盤上の構造物）

2.2 k 値の測定法と測定例

地盤の k 値は従来主として杭の場合について研究されており、方法として2つある。そのひとつは、水平載荷試験装置により地盤の圧縮性をもとめ、それを杭の場合に応用するやり方であり、他は杭の横抵抗試験を現地規模で実施し求める方法である。ここでは地盤の実測 k 値の求め方とその時の地盤の変形状況およびその値を整理してみる。

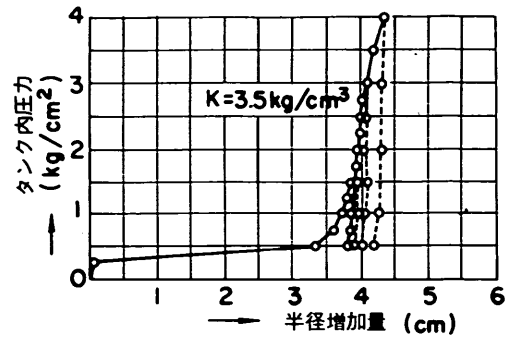
イ．水平載荷試験器による測定

水平載荷試験器には土研式試験器（以下、土研式と略す）

L.L.T.，プレシオメーター，KKTがある。

(1) 土研式試験器³⁾

建設省土木研究所で開発されたもので、ボーリング孔内にゴムチューブ測定管をそう入し、ゴムチューブ内に圧力水をおくりこみ、圧力と送水増加量の両者を測定する方法



半径増加量とタンク内圧力の関係（砂層）

図 2.2 土研式 k 値測定結果

である。圧力は 0.25 kg/cm^2 ずつ増加させ、各段階で圧力を一定にして送水量を測定する。ゴムチューブは高さ方向に一樣に膨張すると仮定し、その半径の増加量を送水増加量と関連づけ、図 2.2 に示すような圧力 \sim 半径増加量曲線を得る。 k 値は立上り部分の傾きで得られる。ゴムチューブの内径は 110 mm ，厚さ 0.8 mm ，長さ 2.0 m （他の試験器と比べると長さが大変長い）で、比較的やわらかい弾性ゴムを二重にしてつくってある。

(2) L L T⁴⁾

応用地質調査事務所が開発したもので土研式とよく構造が似ているが大きさはほぼ $\frac{1}{4}$ である。測定管の直径は 80 mm ，長さは 600 mm であり、弾性ゴムを二重にしてつくられている。ガス圧により測定管内部に水を入らせ、測定管の半径方向変位（流入量により間接的に知れる）と圧力を測るものである。測定方法は、荷重を一定にして、載荷後 15 秒 ， 30 秒 ， 1 分 ， 2 分 の時刻に変形を測定し、このあと次の荷重段階にうつる。

載荷 2 分後の測定管の膨脹量を知り、これを円筒が一樣に変形するものとしてヒズミにおきかえて孔径の変化を知

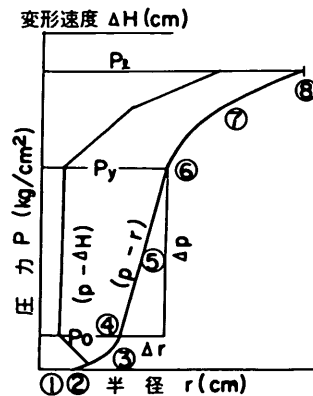


図 2.3 L L T 地盤変形曲線

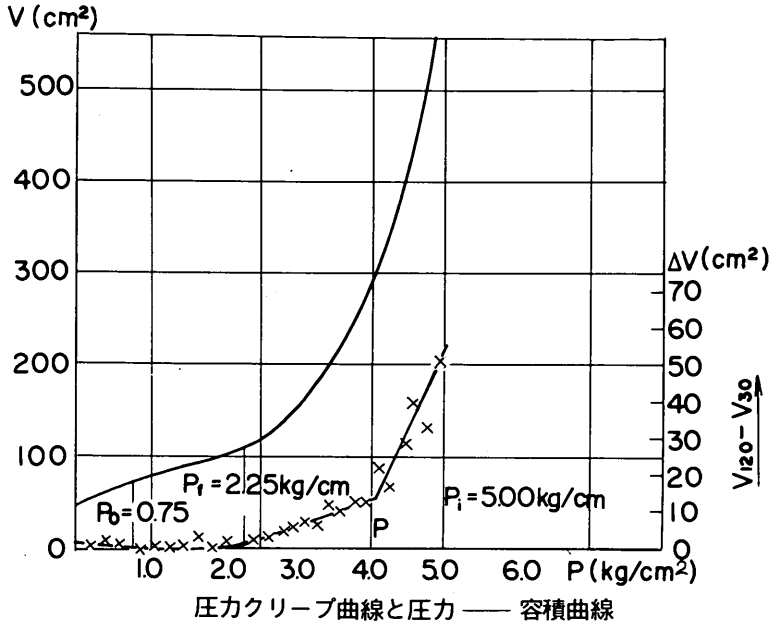


図 2.4 プレシオメーター地盤変形曲線

る。k 値の算出方法は次のとおりである。

まず、各荷重段階毎に载荷後 30 秒から 120 秒経過時に至る間の変形の進行量を求める。(これを变形速度と称す。)次に、载荷後 2 分時の圧力 P と孔半径 r の関係および圧力 P と変形速度 ΔH の関係を図化する。一般的には、図 2.3 に示すような関係がえられる。この図で①はゴムチューブが孔壁に達していない段階、②が孔壁に接した段階、③が周囲の地盤圧により、押し出されている孔壁を主動土圧に抗して押し戻す過程であり、④は地盤の静止土圧と均衡を保つ点で、このときの圧力 P_0 が静止土圧とみなすことができる。⑤は受働土圧を地盤内におこさせる荷重過程の初期直線段階で、地盤の疑似弾性領域*である。ここでは変形速度はほぼ一定値をとる。⑥は地盤の降伏点で $P - \Delta H$ 曲線は折線を示す。⑦は変形が拡大し破壊に至る過程である。k 値はこの図の⑤の変形過程(直線区間)の勾配として決める。(* この段階の地盤の挙動は非可逆的であり、厳密には弾性ではないが、近似的に圧力～変形関係が比例的であり、弾性挙動を示すのでこのように名付ける)

(3) プレシオメーター⁵⁾

プレシオメーターは、ルイ・メナールにより開発されたもので、測定管をボーリング孔に入れ、膨張させて圧力と変形量を測定することは、上の二つと同じであるが、測定管が三つの分離したセルから構成されており、中央セルが測定用、上下のセルは測定用セルの周囲の地盤が軸対称な平

面ひずみを生ずるように配置された補助セルである。測定管の直径は 4.4 ~ 7.5 mm、長さは補助セルが各 1.5 cm、測定セルは 2.0 cm である。

プレシオメーターは LLT と同様に一定圧力を段階式に加えてゆき、各圧力段階は 2 分間である。120 秒時と、30 秒時の容積差と圧力の関係から圧力クリープ曲線を得 (LLT の圧力～変形速度に対応)、120 秒時の容積と圧力の関係から圧力～容積曲線を得る (LLT の圧力～半径の関係に対応)。例として図 2.4 を示す。降伏圧 P_f は圧力クリープ曲線の傾きが零から上に向く点とされ、図中の P_0 から P_f までの区間が擬似弾性領域の区間である。

この区間では弾性論 (2 次元中空円筒で肉厚が無大の場合) より次の関係が近似的に成立つとする。

$$U_i = \frac{1+\nu}{E} \cdot r_0 (P_i - P_0) \quad (2-9)$$

ここに、

U_i : 圧力 P_i による孔壁の変位 (cm)

ν : ポアソン比

E : 地盤変形係数 (弾性係数に相当) (kg/cm^2)

r_0 : 孔の半径 (cm)

P_0 : 静止土圧 (kg/cm^2)

$$\therefore E = (1+\nu) r_0 \cdot \frac{dP}{dU} = A \frac{dP}{dV} \quad (2-10)$$

$\frac{dP}{dV}$ は圧力～容積曲線の勾配と与えられ、A は幾何学的寸法で定まる。

プレシオメーターでは通常この地盤変形係数をもとめ、 k 値はもとめないが原理的にはもとめることが可能である。

プレシオメーターとLLTでは、セルの数が異なるが、同一試験地盤における多数回の測定の結果⁷⁾、地盤変形係数および k 値に有意の差がないことがわかっている。

(4) KKT⁸⁾

上述の三つの水平荷重試験器では測定管と孔壁との接着はゴム面でなされるため、荷重は測定管延長どこでも一定の等分布荷重方式である。しかるにこのKKTは金属製の剛体円筒が膨張し孔壁を押す「等変位方式」を採用している。すなわち、円形に並列する円弧上の金属鋼板群と、これら鋼板を同時に外方へ繰り広げるように装置した油圧ジャッキの組合せからなり、地盤変位および作用圧力をダイヤルゲージおよび圧力計により直接求めるものである。この場合荷重版は徐々にその面積を増大するので単位面積あたりの荷重は、実荷重を相当する荷重版面積で割って求める。荷重の荷重時間については今後の研究課題とのことであるが、実測例を図2.5に示す。

なお、KKTは口径115mm、測定部分の長さは500mmである。

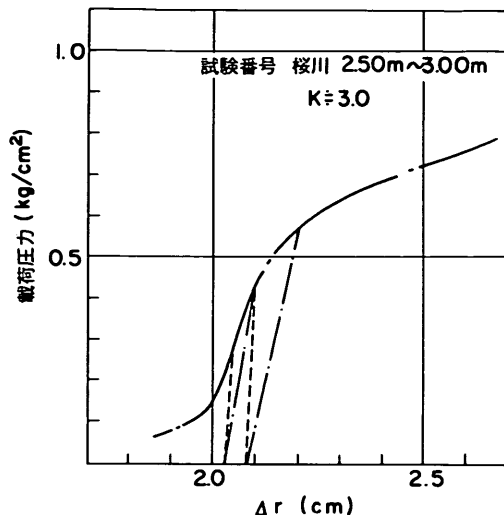


図2.5 KKT地盤変形曲線

以上、水平荷重試験の概要について述べてきたが、文献9)～13)中にみられる測定実施例をまとめて表2.1に示す。

表2.1-(1) 水平荷重試験器・測定実施例

測定機器	N 値	K 値 kg/cm ²	変形係数 kg/cm ²	深度 m	土 質	備 考	出 典
土 研 式	1.7	0.4		2~4	シルト		福岡・宇都
"	2.2	0.82		5.5~7.5	シルト		"
"	3.5	0.73		11~13	シルト粘土		"
"	11.0	1.2		13~15	砂質シルト		"
"	5.3	1.33		18~20	砂質シルト		"
"	12.0	3.5		22~24	砂		"
"	1.5	0.43		35~55	粘土質ローム		"
"	1.0	0.62		9~11	シルト質粘土		"
"	0.5	0.70		12~14	粘土質ローム		"
"	3.0	2.0		15.6~17.6	粘土質ローム		"
"	7.5	1.67		24~26	砂質粘土ローム		"
"	3	1.67		0.8~2.8	砂質ローム		"
"	4	1.11		2.8~4.8	粗 砂		"
"	4	3.75		5.0~7.0	レキ混り砂		"
L L T	3	7.5	45.8	GL-6.5	砂混り粘土		今井, 陶山
L L T	1	3.88	23.2	GL-4	質シルト		"

表 2.1 - (2)

測定機器	N 値	K 値	変形係数	深 度	土 質	備 考	出 典
プレシオメーター	3	kg/cm ² 6.28	kg/cm ²	m 1.6~1.8	関東ローム		吉田, 吉中
"	4	9.93		2.4	"		"
"	5	11.93		3.0~3.2	"		"
L L T	3	6.76		1.6~1.8	"		"
"	4	9.55		2.4	"		"
"	5	15.78		3.0~3.2	"		"
土 研 式	2~3	1.0	20.2	1.70	砂質ローム		吉田
"	5~10	5.56	107.8	5.00	砂質ローム		"
"	2~3	0.64	13.1	1.70	砂		"
"	5~10	3.85	49.7	5.00	砂質ローム		"
"	9	2.4		4.0~6.0	中 砂		三木
"	1.2	1.7		6.0~8.0	細 砂		"
L L T	9	6.0		4.0~4.60	中 砂		"
L L T	12	8.8		6.0~6.60	細 砂		"
K K T	3	3.0		2.5~3.0	中 砂		"
"	5	8.0		3.5~4.0	中 砂		"
"	9.0	9		4.5~5.0	中 砂		"

表 2.1 - (3)

測定機器	N 値	K 値	変形係数	深 度	土 質	備 考	出 典
K K T	10 前後	kg/cm ² 3.0	kg/cm ²	m 2.50~3.00	砂	桜川	三木
"	"	8.0		3.50~4.50	砂	"	"
"	"	9.0		4.50~5.00	砂	"	"
"	?	2.5~4.0		2.50~3.00	軟弱粘性土	野崎	"
"	?	3.5		3.50~4.0	"	"	"
"	?	5.0		4.5~5.0	"	"	"
土 研 式	37	3.5		2.6~2.8	砂		福岡, 宇都
"	33	1.30		8.6~10.6	レキ混り砂		"
"	60	6.88		21~23	砂質粘土		
"	60	2.22		21~23	"		

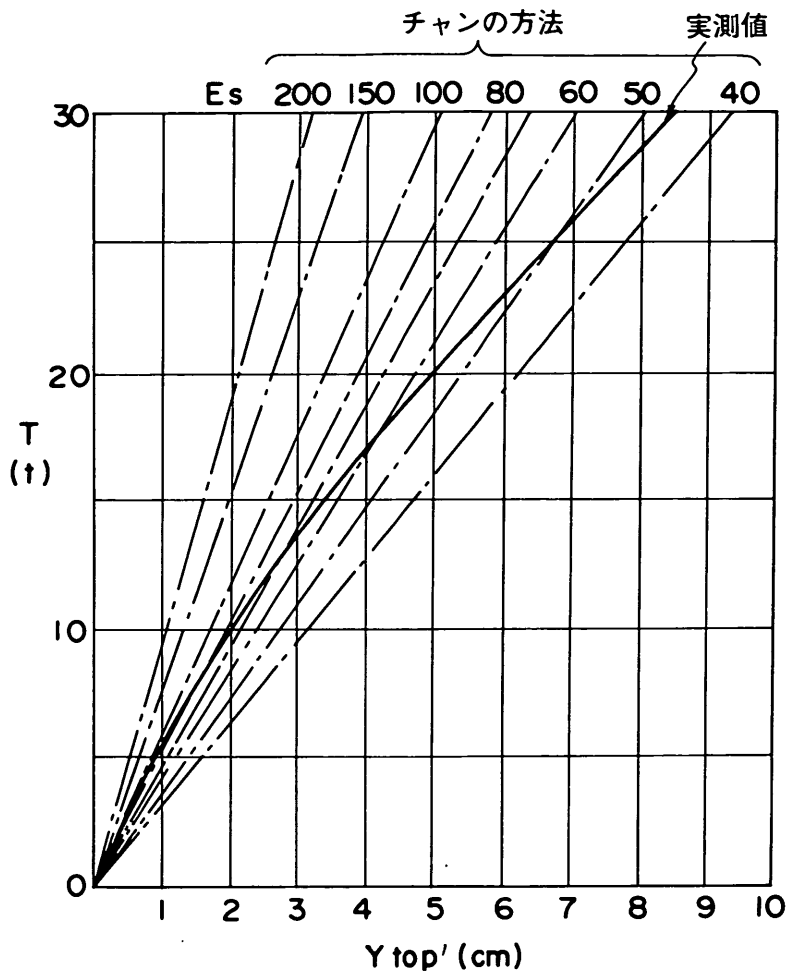


図2.6 クイ頭変位の実測値と計算値

ロ. 杭の載荷試験結果から求める方法

杭の水平載荷試験結果とチャンによるクイ公式を対応すれば杭の場合の地盤のk値を逆算して求めることができる。しかしチャンの公式は地盤を弾性体かつk値が深さ方向に一定であると仮定しているの、例えば図2.6のような精度での一致しかえられない。この図で $E_s = kB$ 、 B ：杭幅である。k値は荷重又は杭頭変位毎に異なって求まることがわかる。実際にはこの他クイの剛性、載荷高、クイ頭固定条件によってもk値は異なる。また条件が全て同じでも変位を求める場合と曲げモーメントを求める場合ではk値が異なり、図2.7にその例を示す。²⁰⁾

このように杭の載荷試験から求まるk値は、弾性体理論式から逆算して求めているため、水平載荷試験器から求まるk値(地盤の疑似弾性領域から求める)のような厳密な意味での地盤のk値ではない。このような問題点があるにもかかわらず、実測データに基づく値のため、現実にはこ

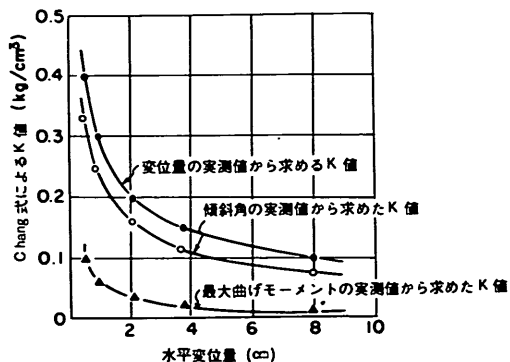


図2.7 杭によるk値の整理の仕方による相違(土質学会編「土質調査法」P. 418)

の種のk値が杭の設計に一番よく利用されており、例えば図2.8には横山の整理した $k \sim N$ 関係¹⁴⁾また図1.1には、

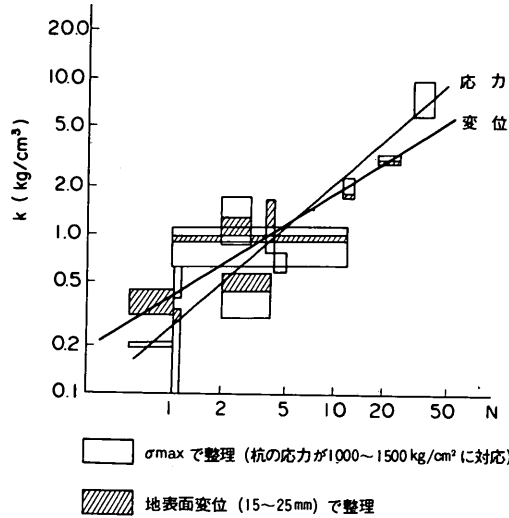


図2.8 横山による $k \sim N$ 関係 (応力で整理した場合と変位で整理した場合のちがいを)

足立の論文による $k \sim N$ 関係を示す¹⁵⁾ 横山のものは、杭の応力と地表面変位の二つで整理されており、足立のものには実測値および足立の提案する杭幅 $D = 50$ と 60 cm の $k \sim N$ 関係以外に福岡、吉中、赤井の各々が提案する $k \sim N$ 関係ものせられている。ここに福岡のは前述した土研式水平載荷試験器測定によるものであり、他の関係式の k 値とは測定方法がことなる。この図では、実測値の非常に大きなバラツキと、変位量 1.0 cm と 1.5 cm で整理した場合の $k \sim N$ 関係の相違に注意する必要がある。

なお、横山の応力で整理した関係式は足立の提案したものとはほぼ傾きは同一であるが、同一 N 値に対する k 値は若干小さい。

ハ. その他による水平方向地盤反力係数

吉中¹⁶⁾は砂地盤と関東ローム地盤に溝を掘り、長方形剛板と円形剛板について、しかもその大きさも種々かえて水平方向平板載荷試験を行なっている。また、試験位置の近辺でプレシオメーターによる測定も行ない平板試験結果との差異の検討を試みている。このプレシオメーターの結果は先に掲げた表の中にすでに加えられている。(但し関東ロームのもののみ)

砂地盤としては建設省土木研究所基礎研究室の実験土槽(深さ 4 m、長さ 8 m \times 5 m)に砂を均一に締め固め、いったん飽水させ、次に排水して湿潤状態としたものを使用した。図2.9は砂地盤における水平載荷試験とプレシオメーターの測点の配置図を示し、図2.10はその側面図を示す。このように比較的小さな模型土槽で実験を行なっているので、実際の三次元的拡がりをもつ砂質土盤の k 値と比較するのは無理があると思われるが、定性的性質は得られ

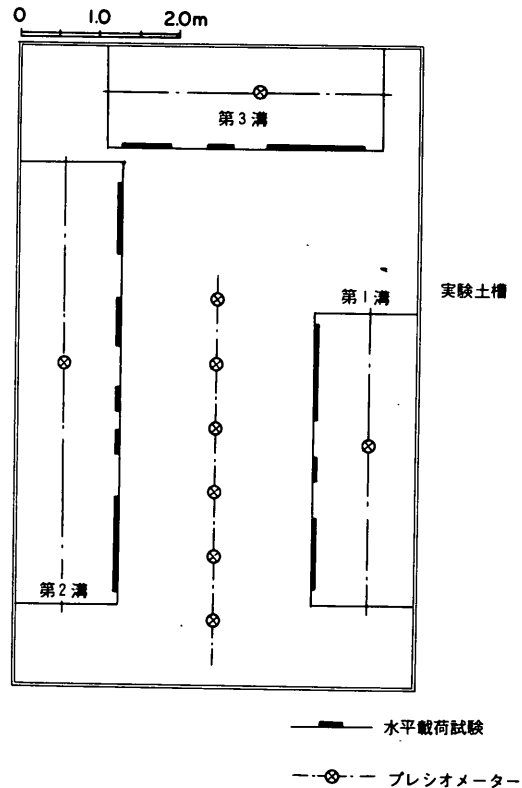


図2.9 砂質土実験槽での測点配置図(平面図)

るであろう。あとで検討対象になるので、この模型砂質土盤におけるプレシオメーター測定結果を表2.2に示す。

関東ロームの地盤としては土木研究所内の自然土盤が採

表 2.2 砂質土（模型地盤）におけるプレシオメーター測定結果
（ $\phi 56$ mm測定管）

深 さ	測定番号	P_0 kg/cm ²	P_y kg/cm ²	P_θ kg/cm ²	k kg/cm ³	E_p kg/cm ²	
1.2 m	P-2	0.26	1.46	2.98	7.40	4.25	水平荷板試験前に測定
1.8 m	P-2	0.46	2.55	4.35	1.34	7.20	水平方向平板荷試験前に測定（テストビット位置）
	P-5	0.40	2.90	4.90	1.60	8.45	
	P-8	0.30	2.90	5.40	9.85	5.57	
	P-2-1	0.20	3.25	6.50	2.04	10.50	水平方向平板荷試験後に実験土槽中央で測定
	P-2-2	0.25	3.50	7.75	1.75	9.10	
	P-2-3	0.40	3.80	7.80	1.69	8.85	
	P-2-4	0.25	3.85	7.75	1.59	8.35	
	P-2-5	0.30	2.85	6.65	1.26	6.72	
P-2-6	0.40	3.00	7.50	1.53	8.20		
2.4 m	P-2	0.35	2.45	5.50	1.275	6.70	水平方向平板荷試験前にテストビット位置で測定
	P-5	0.35	3.35	4.35	19.60	10.00	
	P-8	0.50	2.75	5.50	1.77	9.60	
	P-2-1	0.25	4.25	8.75	1.62	9.21	水平方向平板荷試験終了後に実験土槽中央で測定
	P-2-2	0.95	5.00	10.45	2.02	10.80	
	P-2-3	0.30	4.35	9.75	1.49	8.36	
	P-2-4	0.35	4.75	8.90	1.88	9.95	
	P-2-5	0.45	3.55	7.00	1.26	6.86	
P-2-6	0.25	4.95	11.25	2.39	12.80		
3.0 m	P-5	0.15	3.20	5.60	1.05	5.35	水平方向平板荷試験前にテストビット位置で測定
	P-8	0.40	2.95	5.65	1.15	65.4	

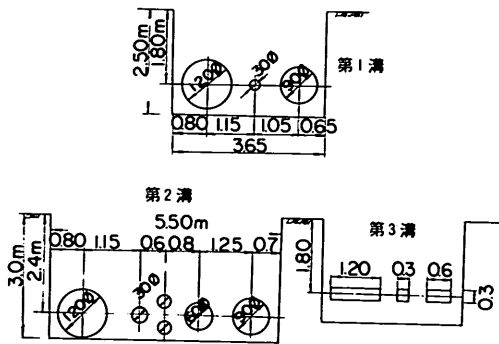


図 2.10 測点配置図（側面図）

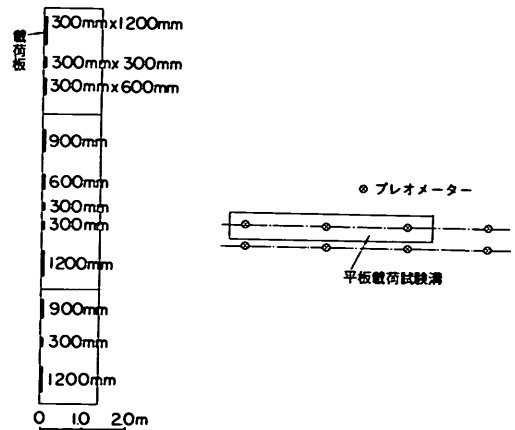


図 2.11 関東ローム地盤での測点配置図

用された。そこでの水平荷板試験とプレシオメーターの測点の配置を図 2.11 に示す。

表 2.3 はこの場合の円形剛板による結果をまとめたものである。

表 2.3 円形剛版による水平方向地盤反力係数 (関東ロームによる実測値)

項 目 載荷板	深 度	N 値	$k_h \frac{kg}{cm^2}$	$E_p \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$	$E_b \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$	$P_\ell \left(\frac{kg}{cm^2} \right)$
300 mm ϕ	1.8 m	3	5.5	平均値 31.6	118	1.8
900 mm ϕ	1.8	3	2.5	平均値 31.6	162	1.4
1200 mm ϕ	1.8	3	1.8	平均値 31.6	155	約1.4
600 mm ϕ	2.4	4	3.8	平均値 48.8	164	1.6
900 mm ϕ	2.4	4	3.0	平均値 48.8	194	1.7
1200 mm ϕ	2.4	4	2.4	平均値 48.8	207	1.9

k_h : 水平方向地盤反力係数
 E_p : プレシオメータ ($\phi 56 mm$) による変形係数
 E_b : 円形剛版の変位～荷重関係から求めた変形係数
 P_ℓ : 円形剛版テストによる極限荷重強度

(地盤反力係数とその載荷幅による補正 (土研資料 No.299) 1967.7 吉中竜之進)

2.3 吉中の研究と問題点¹⁷⁾

地盤の変形を取り扱う以上、地盤変形係数の意味と問題点をはっきりさせておく必要がある。

地盤変形係数は弾性体の弾性係数に相当するものであるが、地盤のレオロジーの性質のため、弾性体ほど明確に求めることは出来ず、他にも種々の問題点がある。ここでは吉中により指摘されている事実を考察してみる。これは、あとで有限要素法を用いる際に解決されていなければならない問題点である。

なお本稿では地盤の変形係数を非排水試験 (一軸又は三軸圧縮試験) より求める値 E_c と定義する。

吉中は、2-2-2-ハに述べた実験 (載荷板直径 30 ~ 120 cm) から、載荷板の直径 D と水平方向地盤反力係数 k_h との関係式として次式を得た。

$$\frac{k_h'}{k_{30}} = \left(\frac{D}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} \quad (\text{実験式}) \quad (2-12)$$

ここに、 D : 載荷板直径 (cm) 但し $D \geq 30 cm$

k_h' : D における水平方向地盤反力係数 (kg/cm^2)

k_{30} : $D = 30 cm$ における水平方向地盤反力係数

つぎに、ブシネスクが弾性論から導いた、地盤表面上の鉛直荷荷の場合の理論式¹⁸⁾

$$\rho_i = qB \frac{1 - \nu^2}{E} \cdot I_p \quad (2-13)$$

ここに、

ρ_i : 沈下量

q : 荷重密度 (等分布荷重)

B : 円形載荷板の直径

ν : ポアソン比

E : 地盤を弾性と仮定した場合の弾性係数

I_p : 載荷板の形状係数、円形載荷板が剛のとき 0.79 である。

を、水平載荷試験にも応用できると仮定し、 E_{30} を次式で定義する。

$$E_{30} = k_{30} \cdot I_p' (1 - \nu^2) \cdot 30 \quad (2-14)$$

ここに E_{30} : 直径 30 cm 剛版より求める地盤変形係数

k_{30} : 実験からえられる。

I_p' : 形状係数

これを (1) 式に代入すると

$$\begin{aligned} k_h' &= \left(\frac{D}{30} \right)^{-\frac{3}{4}} \frac{E_{30}}{I_p' (1 - \nu^2) \cdot 30} \\ &= \frac{E_{30}}{234 (1 - \nu^2) \cdot I_p' \cdot D^{\frac{3}{4}}} \quad (2-15) \end{aligned}$$

円形剛版から任意形状の板に拡張すると、地盤の非弾性的性質を考慮した任意載荷幅に対する水平方向地盤反力係数は次式で与えられる。

$$k_h = \frac{E_{30}}{234 (1 - \nu^2) I_p'' \cdot B^{\frac{3}{4}}}$$

ここに、 B : 最小載荷幅 (cm) $B \geq 30 cm$

I_p'' : 載荷版の形状係数

次に任意載荷幅における地盤変形係数は次式で定義する

$$E_h = I_p'' (1 - \nu^2) \cdot B \cdot k_h \quad (2-17)$$

これに(2-16)式を代入すると

$$E_h = 0.43 \cdot B^{\frac{1}{4}} \cdot E_{30} \quad (2-18)$$

すなわち、吉中によると、荷重幅が異なると地盤変形係数もことなることになる。このことは、プレシオメーターから求めた地盤変形係数 E_p と E_{30} との関係についても言えるとし、同一地盤での実験結果より近似的に次式を与えている。

$$E_{30} = 3 E_p \quad (2-19)$$

ところが、一軸試験又は三軸試験から求めた変形係数 E_c とプレシオメーターからの E_p との関係は

$$E_p = E_c \quad (2-20)$$

すなわち等しいという結果がえられたとしている。(後述)

以上、(2-18)、(2-19)、(2-20)式は砂、粘土のいかんにかかわらず成立する。

以上のことから我々の定義する地盤変形係数 E_c は、プレシオメーターからの地盤変形係数 E_p と一致するが、平板荷重試験のもの E_h とは一致しないことがわかる。即ち、吉中は、地盤変形係数が測定法および荷重幅により異なるとしており、原因として地盤の非弾性の性質を挙げている。

何故 E_c は E_p と一致し、 E_h と一致しないのか、 E_c と E_h は定義は異なるが元来同じ値を示す筈ではないのだろうか。また我々の定義する E_c も荷重幅により変化するのであろうか。この問題は有限要素法で杭の横抵抗を解析する際非常に重要である。

そこで地盤変形係数を求めるにあたって使用した公式を吟味してみる。

プレシオメーターによる地盤変形係数の求め方は、前述したように中空円筒(弾性体)の外円周を無限遠にもっていく(肉厚が ∞ になる)ときの、内円周での応力~ひずみ関係から得られる式を用いた。プレシオメーターの測定方法はこの条件にかなり近いと思われる。だから $E_p = E_c$ の結果が得られたのであろう。

しかるに、平板荷重試験の場合は鉛直荷重の理論式を水平荷重の場合にも成立するとして、これを媒介に求めている。鉛直荷重の場合にどの程度の深さと大きさの溝をつくれば、水平荷重の場合と同一条件になりうるかは、弾性解(例えば有限要素法による検討)を得て初めてわかるものであるが、この溝はかなり大規模であろうと思われる。

また、後述するように、ルイ・メナールによる横方向変形式で E を定義すると、ブシネスクの式の場合のほぼ半分の結果を得る。

地盤は基本的には不連続体であり塑性体であるが、地盤内部の個々の点の応力~ひずみ関係は、弾性体と同様、荷重の方法、荷重板の大きさにかかわらず一定不変であり、弾性体と異質の現象が生起するのは、応力~ひずみ関係以

外の、不連続性や塑性性に基づく要素によると考える方が、以後の解析に便利であるので、本稿ではそのように仮定して論をすすめることにする。即ち、以後 E_c は荷重幅や荷重方法に無関係であるとする。後述するが、この考えに則った方法で、吉中の荷重試験を有限要素法でシミュレートしたところ、ほぼ荷重試験結果と一致した。これは、この考えの妥当性を示すものであろう。

3. k 値の推定法

プレシオメーターの考案者であるルイ・メナールは、地盤の変形を考えるにあたり、弾性体理論を基礎にし、実際の土はその構造に基づくレオロジー特性により弾性体とは異なる挙動を呈するとして、その効果を弾性理論式の中に組み込む考え方を示した!⁹⁾

ルイ・メナールによる平板荷重の横方向変形の近似式は次のようである。

$$S = (1+\nu) \left[\frac{1}{3E_p} + \frac{\alpha'}{6E_p} \right] \cdot p \cdot 30 \left(\frac{B \cdot \lambda}{60} \right)^{\alpha'} \quad (3-1)$$

ここに、

S : 横方向変形量 (cm)

ν : ポアソン比

E_p : プレシオメーターによる地盤変形係数 kg/cm^2

p : 荷重密度 (kg/cm^2)

B : 荷重幅

λ : 基礎の形状係数 円: 1.0, 長方形(1:2) : 1.53, 正方形: 1.12, 帯状: 2.70

α' : レオロジー特性値 砂: $\frac{1}{3}$, シルト: $\frac{1}{2}$
粘土: $\frac{2}{3}$, 弾性体: 1

荷重板のたわみ性や地表面からの深度による影響については不明であるが、その影響は余り大きくないと思われる。

$k = p/S$ として、上式を変形すると

$$\frac{E_p}{k} = (1+\nu)(10+5\alpha') \left(\frac{B \cdot \lambda}{60} \right)^{\alpha'} \quad (3-2)$$

$$\text{弾性体の場合} \quad \frac{E_p}{k} = (1+\nu) \frac{B \cdot \lambda}{4} \quad (3-3)$$

$$\nu=0.4 \text{ とすると、円形板の場合} \quad \frac{E_p}{k} = 0.35 B$$

$$\text{となる} \quad (3-4)$$

(2.3) で述べた地表面鉛直荷重のブシネスクの式は

$$\frac{E}{k} = B(1-\nu^2) \cdot I_p \quad (3-5)$$

$\nu = 0.4$, 円形剛板の場合は $I_p = 0.79$

$$\therefore \frac{E}{k} = 0.66 B \quad (3-6)$$

いま E , k , B について, ルイ・メナールの式のものに Suffix P, プシネスクの式のものに Suffix B をつけると, 上述の関係より次式をうる。

$$E_p = E_B, \quad B_p = B_B \quad \text{のとき} \\ 2 k_B = k_p \quad (3-7)$$

このことから, 水平方向の方が鉛直方向より2倍ほど変形しにくいことがわかる。したがって, 水平載荷実験より E を求めるにあたり, 上述の2方法を用いると, $k_p = k_B$, $B_p = B_B$ となるので, $2 E_p = E_B$ となり, プシネスク式の方が2倍ほど大きな E を算出することになる。

次に, 土質による水平方向地盤反力係数 K の相違について調べてみよう。

ポアソン比 $\nu = 0.4$ とする。

弾性体の場合 (k を k_1 で示す) $\alpha' = 1$ だから

$$\frac{E_p}{k_1} = 1.4 \times 15 \times \left(\frac{\lambda B}{60} \right) = 0.35 \lambda B \quad (3-8)$$

粘土の場合, $\alpha' = \frac{2}{3}$, (k を k_2 で示す)

$$\frac{E_p}{k_2} = 1.4 \times 1.333 \times \left(\frac{\lambda B}{60} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (3-9)$$

(3-8) 式を代入して

$$\frac{E_p}{k_2} = \frac{1.4 \times 1.333}{(60 \times 0.35)^{\frac{2}{3}}} \left(\frac{E_p}{k_1} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (3-10)$$

$$\therefore k_2 = \frac{(60 \times 0.35)^{\frac{2}{3}}}{1.4 \times 1.333} \cdot k_1^{\frac{2}{3}} \cdot E_p^{\frac{1}{3}} = 0.408 k_1^{\frac{2}{3}} \cdot E_p^{\frac{1}{3}} \quad (3-11)$$

同様にして, シルトの場合 (k を k_3 で示す)

$$k_3 = 0.262 \cdot E_p^{\frac{1}{2}} \cdot k_1^{\frac{1}{2}} \quad (3-12)$$

$$\text{砂の場合} \quad k_4 = 0.169 \cdot E_p^{\frac{2}{3}} \cdot k_1^{\frac{1}{3}} \quad (3-13)$$

これらの関係は, 載荷板の幅・形状にかかわらず得られたことに注意すべきである。即ち, 同一の大きさと形状の載荷板で或る土質地盤を押しした場合に得られる水平方向地盤反力係数 k は, その地盤の変形係数 E_c ($E_p = E_c$) とその値を弾性係数としてもつ弾性体の場合の水平方向地盤反力係数 k_1 が求まれば値を得ることができる。弾性体の k 値は, 有限要素法を用いれば得られるので, 各土質の k 値も現地実験を行うことなく知ることができる。このことは2次元地盤での k 値 (例えば矢板壁) を推定できることを意味するものである。

しかし, その前にこの方法が現実とどの程度一致するか調べておく必要がある。それには以下の方法を採用する。

式 (3-8) 又は後述する (4-4) 式からも知れるとおり弾性体の場合は地盤変形係数 E と水平方向地盤反力係数 k

とは一次の関係にある。したがって,

$$k_1 = C_1 E \quad (3-14)$$

これを式 (3-11)(3-12)(3-13) に代入すれば

$$k_2 = C_2 E \quad (3-15)$$

$$k_3 = C_3 E \quad (3-16)$$

$$k_4 = C_4 E \quad (3-17)$$

となる。ここに C_i ($i=1 \sim 4$) は定数である。即ち, 地盤のレオロジー特性のいかんにかかわらず k と E とは一次の関係にあり, かつ有限要素法により C_1 を明らかにできれば, 他の $k_i = C_i E$ ($i=2, 3, 4$) も知ることができる。この C_i 値と現実の地盤 (各土質毎) の $k \sim E$ 関係を比較すれば, この方法の妥当性を評価できよう。

4. 推定値と実測値との比較

4.1 地盤の $k \sim E$ 関係の意義

3では実測によらない k 値の求め方として, レオロジー特性を考慮した方法をのべた。これは実際の地盤が弾性体とみなせないという発想からくる。しかし今までは, 変形が小さい間は, 地盤はほぼ弾性とみなせるとし, 有限要素法 (弾性解) の結果をそのまま解釈してきた例が多い。地盤が弾性体として取扱えるなら, わざわざレオロジー特性を持出す必要はない。そこでいま地盤の弾性の“度合”を調べてみよう。

地盤が弾性として取扱えるかどうかのひとつの目安は, 一軸又は三軸圧縮試験から求めた地盤変形係数 E_c と, プレシオメーターから知れる地盤変形係数 E_p の相互の関係である。上述したように, プレシオメーターの E_p は, 疑似弾性領域を弾性とみなせると仮定した上で, 実測結果から弾性論 (弾性係数 E) の公式を逆算して $E = E_p$ で求めたものである。

したがって $E_p = E_c$ であれば, 地盤はかなり弾性らしいことがわかる。実際には $Stress-strain$ カーブの直線部分は立ち上りのごくわずかの範囲であるので, この領域内に限ってそのようなことがいえる。

吉中はこの関係を, 図4.1で与えており, 粘性土, 砂質土, 岩盤の広い領域にわたって $E_p = E_c$ が成立している。したがってこの図から小さな変位に限れば地盤を弾性体とみなして差しつかえないと思われる。図4.1では粘性土のケースが $E_p = E_c$ の直線からすこしずれているようであるので, 別の論文より粘性土の場合の E'_0 と E_p との関係を図4.2に示す²⁰⁾。ここに E'_0 とは一軸試験の, 最大応力 q_u の $\frac{1}{2}$ の応力を示す点における応力とひずみの比である。この図から, 粘性土の場合も, ほぼ同じことがいえることがわかる。

しかし, 変位が大きくなるにつれ, 地盤は弾性的挙動から離れるようになる。その離れ具合の目安として, $E \sim k$

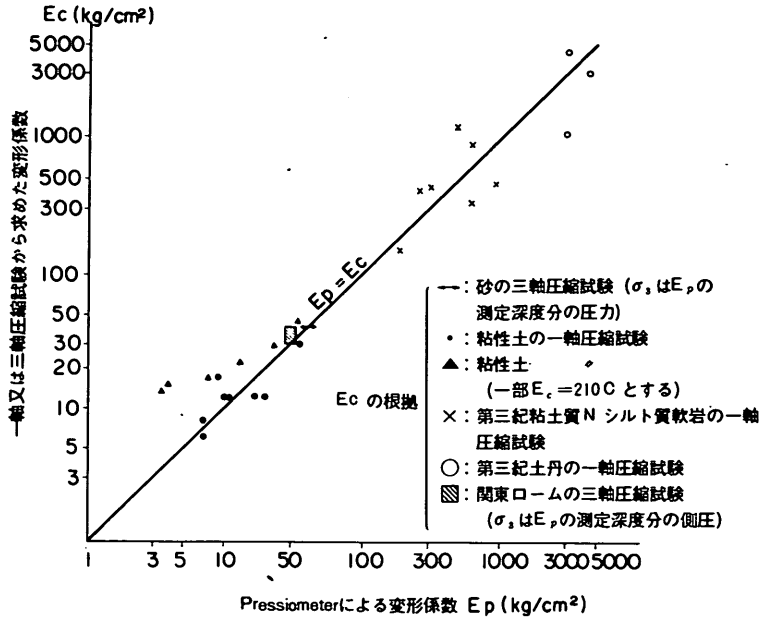


図 4.1 室内土質試験より求めた変形係数とプレシオメータ変形係数の関係

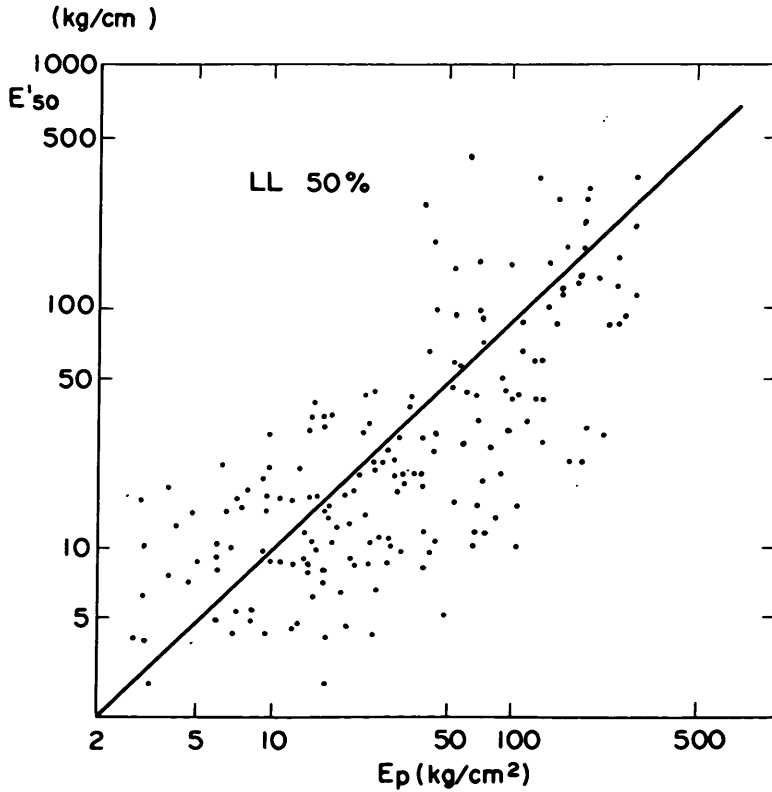


図 4.2 E'_{50} と E_p との関係

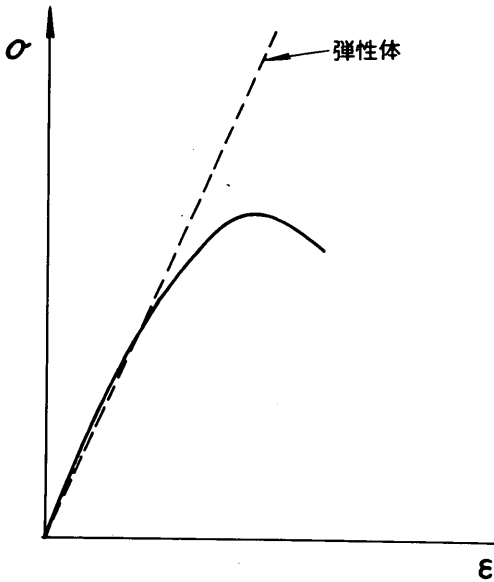


図 4.3 実地盤の $\sigma \sim \epsilon$ 関係

関係を弾性体と地盤で比較することが考えられる。ここで $E \sim k$ 関係の力学的意味を探ってみよう。

一様弾性地盤の定義は、地盤内のいかなる点においても、またその点の応力がいかなる大きさであっても、 $E \cdot \epsilon = \sigma$ なる関係が成立することである。ここでは、問題を複雑にしないために圧縮の範囲で考えることにする。

現実の地盤の stress-strain curve は例えば図 4.3 のように与えられる。いま現実の地盤のどの点においても全く同じ stress-strain curve が得られる一様な地盤の場合を考え、これを一様地盤と名付ける。

この一様地盤のどの点においてもひずみが ϵ_y より小さいような荷重状態を考える。このとき一様地盤が弾性的性質を有するためには次の 4 つの条件を具備していなければならない。

- ① Stress \sim strain curve が $\epsilon < \epsilon_y$ の範囲で直線であること。
- ② Stress \sim strain Curve が $\epsilon < \epsilon_y$ の範囲でヒステリシスをもたないこと。
- ③ 応力伝播が弾性理論に基づくと同一であること
- ④ 応力伝達が瞬時であること

①の点は荷重が小さい場合を考え、 ϵ_y が小さいとすると、Stress \sim Strain curve は、 $\epsilon = 0 \sim \epsilon_y$ まで直線であると仮定することができる。しかし、②の点は、極端に変形が小さい場合は別として、①の点の仮定を満足する変位に対しては通常ヒステリシスを有する。いま、前述した水平載荷試験器を考えると、これの圧力 \sim 変位の関係は例えば図 2.2 のように与えられる。この疑似弾性

領域では①の関係は成立していると思われるが(厳密には局部的に関係がくずれているかもしれない)、はっきりとヒステリシスを有していることがわかる。そこで、地盤の荷重状態が、ヒステリシスを惹起しないような場合を考えることにする。また④はクリープ現象と密接であるが、ある時間経過すれば stress-strain curve で示される変位をおこし、クリープは発生しないと仮定する。この仮定は長年月にわたる変形を対象としなければ、ある程度妥当と考えられる。

以上①、②、④については、一様地盤は弾性として取扱えるための必要な条件を有することができるといえる。したがって、弾性の程度を明らかにするのは残る③の条件によることがわかる。すなわち、応力伝播が弾性理論のものとはほぼ一致すれば、それは弾性的性質を有するといえるし、逆であれば弾性的性質は有しないといえる。

応力伝播には次の二つの問題がある。

① いま、水平載荷試験器のようなものを考える。荷重密度一定として、ひとつの一様地盤に載荷体の大きさを変えて載荷する場合を考える。弾性体であると、荷重密度が一定であるから、載荷体の大きさに比例してある一定圧力に対する圧力球根は大きくなる。これが一様地盤でも弾性体と同様に成立するかどうか。

② もうひとつは、いくつかの一様地盤を考える。ひとつの地盤内で一定な Stress-strain curve が地盤毎に異なるものとする。これらに荷重密度一定および載荷体の大きさを一定にした載荷を考える。弾性体であれば、弾性係数のいかにかわらわず、同じ圧力球根を示すが、一様地盤ではどうであろうか。

この 2 つを明らかにするための方法として、地盤変形係数 E_c と水平載荷試験器により得られる k 値との関係を考えてみよう。なお、この k 値は地盤の疑似弾性領域について得られていることに注意する必要がある。

いま上述の一様地盤(地盤変形係数 E_c)と完全な弾性を示す弾性地盤(弾性係数 E)とを比較しながら話を進めることにする。ここに $E_c = E$ とする。

応力伝播の①の問題は載荷体の大きさの問題である。地盤変形係数 E_c は k 値と比べると相対的に小さいスケールで得られた値である。 E_c を求めたのと同じスケールで k 値を求め k' を得たとする(弾性地盤と一様地盤の両者について)。この k' と E_c (又は E) との関係は弾性地盤と一様地盤では大差ないと考えられる。というのはスケールが等しいため、 k' と E_c (又は E) の間にスケールによる誤差(伝播による誤差)が入らないからである。そこで一様地盤の $k \sim k'$ の関係が、弾性地盤によるものからどのくらい異なるかを調べるには、弾性地盤における $k \sim E$ の

関係と、一様地盤での $k \sim E_c$ との関係調べてみればよいことになる。(実際には一軸試験のスケールと水平載荷試験のスケールとは余り差がないので、詳しくはわからない)

応力伝播の2の問題は地盤変形係数の相違が応力伝播に影響するかどうかである。 k 値が直接応力伝播に影響されるから、この問題は k 値と E_c の関係が弾性体の場合に比べ、どの程度へだたるかで大体知ることができよう。

以上のように応力伝播の1、2の問題については、いずれも一様地盤の $k \sim E_c$ の関係が、弾性地盤の $k \sim E$ の関係からどの程度へだたっているか調べればよいことがわかる。

なお、今まで述べてきた一様地盤は現実の地盤とは異なるが、考えている対象が前述した水平載荷試験器程度のものであり、かつその応力の及ぶ領域も小さいので、一応現実の地盤でも一様地盤の仮定は成立するであろう。

そこでまず弾性地盤における $k \sim E$ の関係を明らかにしてみよう。

いま一次元弾性体(図4.4)を考える。断面積と等しい

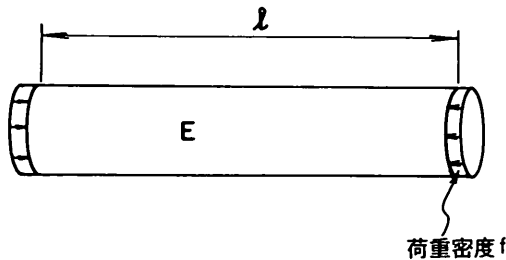


図4.4 一次元弾性体

大きさの載荷版で荷重密度 f の力を作用させる。長さ $l =$ 一定。いままでに述べてきた反力係数 k の定義はこの場合次式で表わされる。

$$f = k \cdot \Delta l \quad (4-1)$$

弾性の定義から $E \cdot \epsilon = \sigma$

$$\sigma = \frac{F}{A} = f \quad \text{かつ} \quad \epsilon = \frac{\Delta l}{l} \quad \text{であるから}$$

$$\therefore f = \frac{E}{l} \cdot \Delta l \quad (4-2)$$

$$\text{したがって} \quad k = \frac{E}{l} \quad (4-3)$$

故に、 k と E とは一次比例の関係にあることがわかる。

3次元弾性体の場合は、 E について一様な地盤であれば、ある任意点を囲む微小円柱体を考えると、そこでは応力は一定と仮定してよく、応力 $\sigma \sim$ 変位 Δ の関係は弾性体であるから一次の関係にある。 $(\sigma = D \cdot \Delta)$ 、また外力 F と応力 σ の関係もミンドリンの式から類推つように一次の関係にある。 $\sigma = f(r, \nu) \cdot F$ 。従って外力と変位も一次の関係にあり $(F = C \cdot \Delta)$ 、このことは任意点についていえるので、全ての領域にわたって積分してでてくる外力作用点での変位 Δl も外力と一次の関係にある。

$F = C_2 \cdot \Delta l$ 。この C_2 がいま話題にしている k である。

$$\begin{aligned} \sigma &= f(r, \nu) \cdot F = f(r, \nu) \cdot k \cdot \Delta l \\ &= [f(r, \nu) \cdot \Delta l] \cdot k \quad (4-4) \end{aligned}$$

しかるに、 $\sigma = E \epsilon$ であるから、3次元弾性体の場合も、 E と k は一次の関係にある。

以上のように、弾性地盤においては載荷体の大きさのいかにかわからず、 k と E とは一次の関係にあることがわかる。

4.2 実測値による $E \sim k$ 関係

1. $N \sim k$ 関係

ここでは(2.2)で述べた各種水平載荷試験器および、杭の現地実験より求められた $N \sim k$ 関係を示す。

結果は全て参考文献に載っている資料によるものである。そのためとくに水平載荷試験器の場合には資料数が少ないが一応の傾向はうかがえると思う。

表2.1には採用した結果と出所文献を示した。

図4.5は、水平載荷試験器による、粘性土地盤における $k \sim N$ の関係図である。ここでは砂質ロームまでの資料を入れている。

図4.6は、水平載荷試験器による、砂質地盤における $k \sim N$ の関係図である。

杭の現地実験より求めた $k \sim N$ の関係はすでに図1.1と図2.8に示してあるが、いくつかの問題点があることは、前述のとおりである。

ここでは、横山の $k \sim N$ 関係を取り扱う。これは土研の足立の結果とほぼ同一の値をうるが、前者の k 値は、 $\sigma_{max} = 1000 \sim 1500 \text{ kg/cm}^2$ の場合の値であり、後者の k 値は 頭部の変位 1 cm のときの値である。また足立のは杭幅により変化するが、横山は杭幅が 20 cm 以上の場合は一応であるとしている。

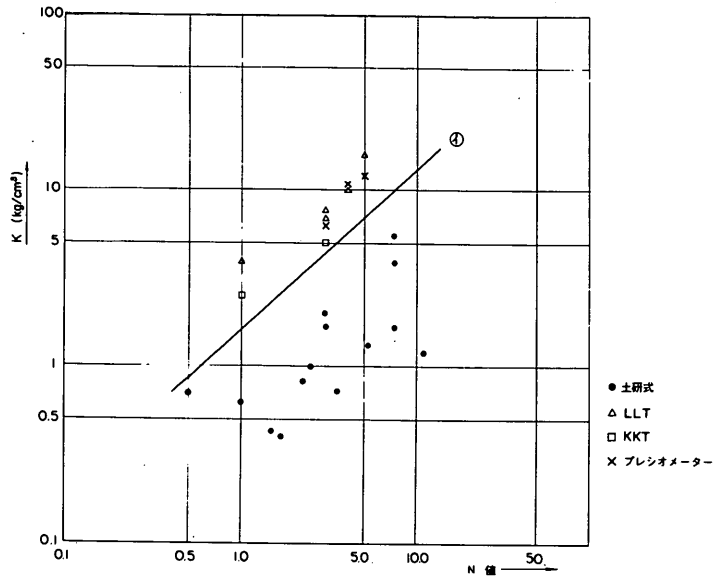


図 4.5 粘土地盤における $k \sim N$

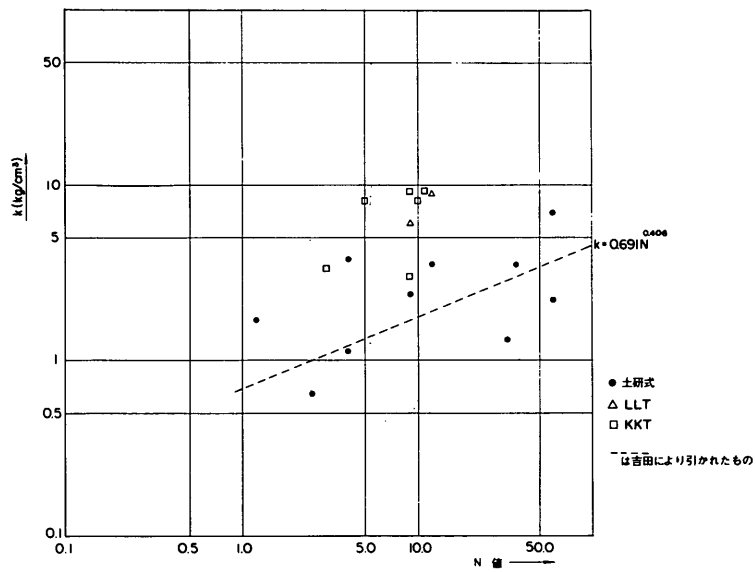


図 4.6 砂質地盤における $k \sim N$

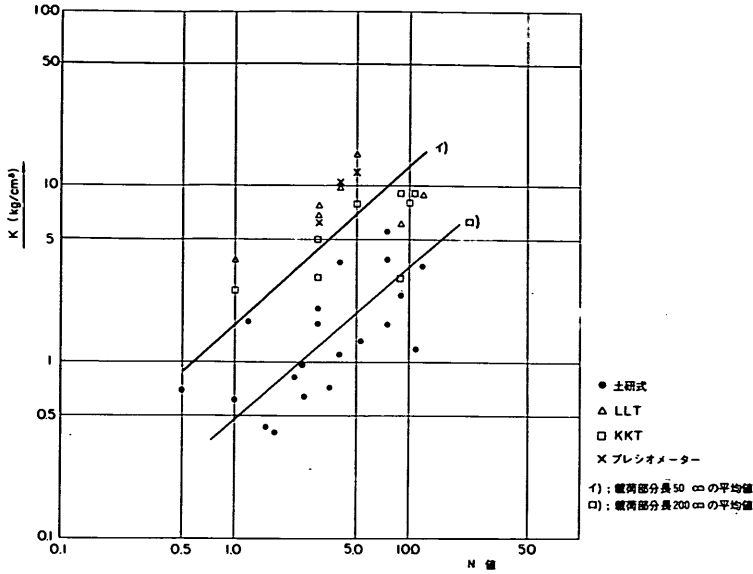


図4.7 載荷部分長の違いによる $k \sim N$ 関係
 (N値10程度以下, 砂と粘土の両者の地盤について得る)

図4.7は, 水平載荷試験器の載荷部分長の違いによる $k \sim N$ 関係を示したもので, N値10以下の砂質土及び粘性土地盤について示してある。この図で①の直線は載荷部分長がほぼ50 cmの場合(LLT, プレシオメーターおよびKKT)の点群のほぼ中央を引いたものであり, ②の直線は載荷部分長が200 cmの場合(土研式水平載荷試験器)の点群のほぼ中央を引いたものである。これによると載荷部分長の違いにより k 値がことなる, 即ち, 載荷部分長が小さいほど k 値は大きくなるという弾性体の有する性質と同一の結果を得ることがわかる。N値10以上の場合は, 土研式の結果はえられているが, 他の試験器による資料が得られていないので不明である。

ロ・ $E \sim N \sim k$ 関係

(1) 粘性土地盤

粘性土地盤における $E \sim N \sim k$ 関係をもとめてみる。

図4.8は竹中により与えられた粘性土(大阪付近の中積層及び洪積層の粘土)の場合の $E_c \sim C_u$ 関係である²¹⁾。 E_c は非排水型の三軸圧縮試験のさいの応力~ひずみ曲線の初期接線より求めたものであり, C_u は粘着力である。

また, 図4.9は港研資料№56にのっている $E_p \sim q_u$ の関係をグラフ化したものである²²⁾。ここに E_p はプレシオメーターによる地盤変形係数である。 E_p と E'_{50} (E'_{50} とは一軸試験の最大応力 q_u の $\frac{1}{2}$ の応力を示す点における応力とひずみの比)の関係はすでに図4.2のようにほぼ $E'_{50} = E_p$ であるので, 結局この図も竹中の図と同じ意味を示すことになる。図中, ○印は液性限界が70未満,

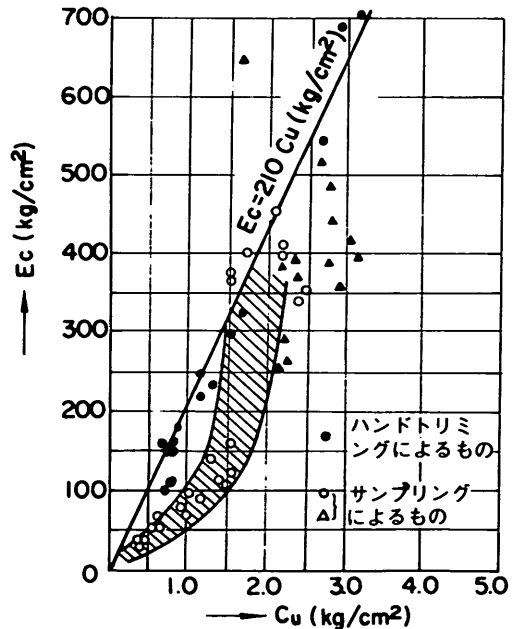


図4.8 竹中による $E_c \sim C_u$ 関係

×印は液性限界が70以上140未満の粘土であることを示す。図4.9には, 竹中の与えた関係式と関係曲線とをそう入しておいた。竹中の図では, $C = 10 \text{ t/m}^2$ 以下の軟弱粘土に対する資料に乏しいが, この図は逆に $C = 10 \text{ t/m}^2$ 以

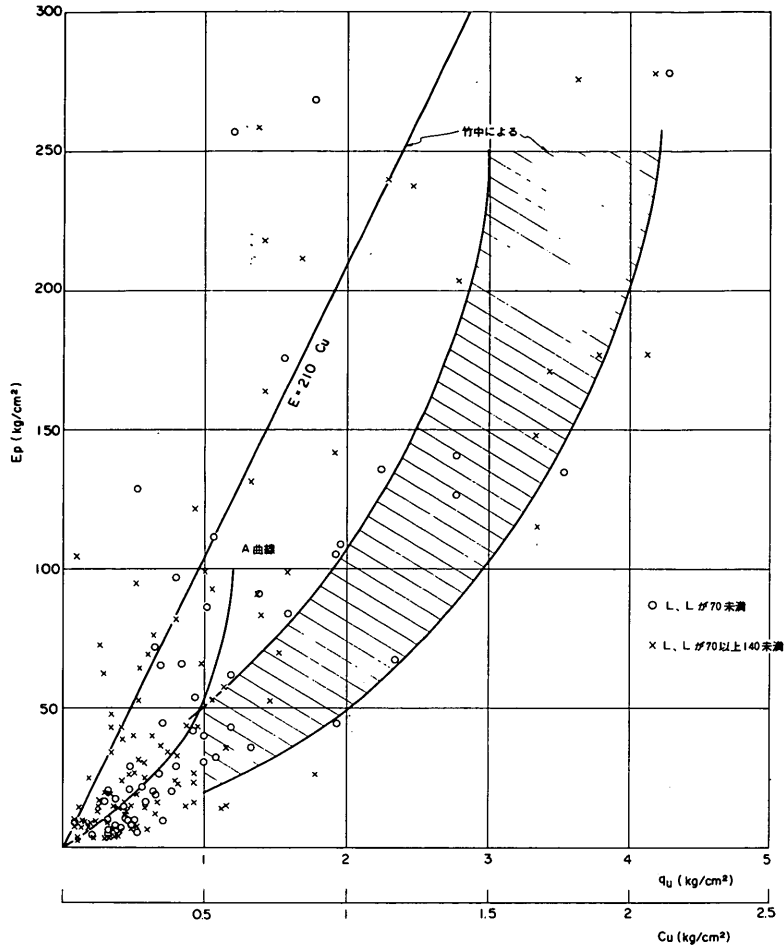


図4.9 Ep ~ Cu の関係

上の資料に乏しいので、互いに補充しあっている。

図4.9のA曲線とは、 $E_p \leq 100 \text{ kg/cm}^2$ 以下の点群のほぼ中央部分を引いた曲線である。

粘着力 C_u は一軸試験値 q_u と $C_u = \frac{q_u}{2}$ なる関係がある。

q_u と N 値の関係は港湾構造物設計基準によれば図4.10のように与えられる。ここでは、下方の点線によるものを採用する。

$N \sim k$ 関係としては図4.5の④の直線で示すものを用いる。この直線は載荷長 50 cm の結果に平行で、その点群の中心より若干下がっているが別に意味はない。載荷長 200 cm の土研式の結果の点群の中心線もほぼ④の直線と同じ傾きである。すなわちこの④の直線は載荷長が $50 \sim 200 \text{ cm}$ の間の $k \sim N$ 関係を示すものである。

以上の事実より、 $E \rightarrow C_u \rightarrow q_u \rightarrow N \rightarrow k$ のように流れて $E \sim k$ の関係をもとめると、表4.1と表4.2および図4.11

表4.1(1) 粘性土の $E \sim k$ 関係 (竹中の関係式)

$E \text{ kg/cm}^2$	$C_u \text{ kg/cm}^2$	$q_u \text{ kg/cm}^2$	N	$k \text{ kg/cm}^2$
40(20)	0.4	0.80	1	1.6
50	0.5	1.0	3	4.4
	1.0	2.0	8	10
100	1.0	2.0	8	10
	1.5	3.0	12	15
150	1.25	2.50	10	13
	1.75	3.50	15	19
200	1.35	2.70	10.8	14
	2.0	4.0	17	22
250	1.40	2.80	11	14
	2.08	4.16	18	24
300	1.40	2.80	11	14
	2.18	4.36	18	24

$E \sim C_u$: 竹中による影線部分の関係を用いる。
 $C_u \sim q_u$: $C_u = q_u \times \frac{1}{2}$
 $q_u \sim N$: 図4.10で下の方の点線の関係を用いる。
 $N \sim k$: 図4.5で④(載荷部分 50 cm 程度)の関係を用いる。

表4.1(2) 粘性土E=210 Cの場合の
E~k関係

E	Cu	q _u	N	k
50	0.238	0.476		
100	0.476	0.952	2	3
150	0.714	1.429	6	8
200	0.952	1.904	7.8	10
250	1.19	2.38	9.7	12
300	1.429	2.858	11	14

表4.2 粘性土のE~k関係
(港研資料№56)

kg/cm ² E	kg/cm ² q _u	N	kg/cm ² k
35	0.8	1	1.6
42	0.9	2	3
65	1.08	33	5
80	1.15	41	6
100	1.2	51	73

E ~ q_u : 港研資料№56よりE_p=EとしてE_p~q_u関係を使用。図4.9の曲線A
q_u ~ N : 図4.10で下方の点線
N ~ k : 図4.5で直線①の関係

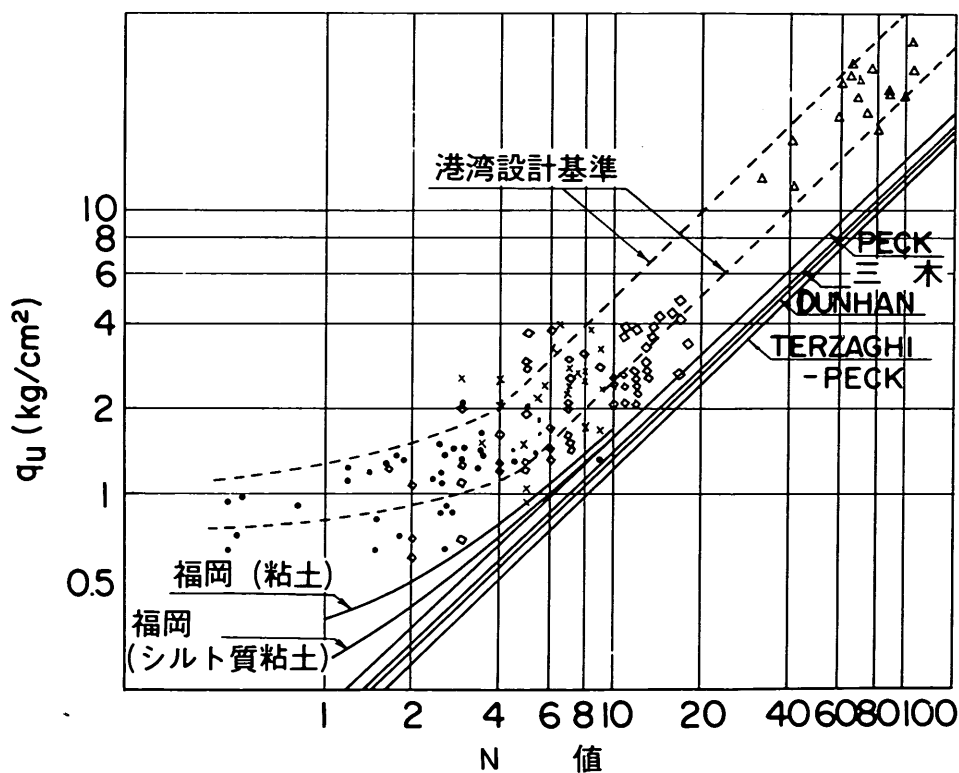


図4.10 q_u ~ N 関係図

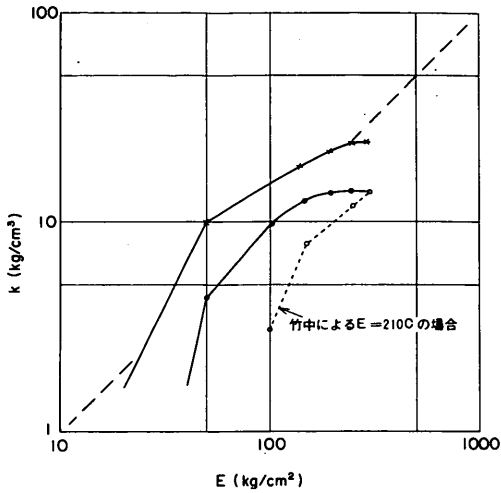


図 4.1.1 粘土地盤の場合の $E \sim k$ 関係
 --- は地盤が弾性の場合の
 $E \sim k$ 関係の傾斜

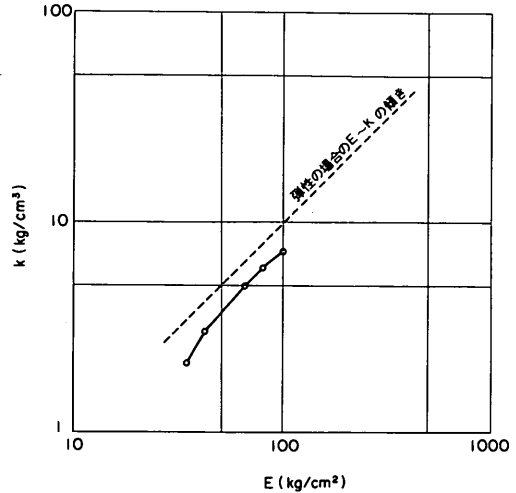


図 4.1.2 $E_p = 100 \text{ kg/cm}^2$ 程度までの $E \sim k$
 関係 (軟弱粘土の $E \sim k$ 関係)

と図 4.1.2 をうる。

図 4.1.1 は竹中の $E \sim C_u$ 関係を用いたもので、2本の曲線がかこまれた領域は図 4.8 の斜線部分を示し、また $E = 210 C$ の場合も合わせて示した。

図 4.1.2 は図 4.1.0 の A 曲線の場合の $E \sim k$ 関係を示したものである。

弾性体の場合には前述したように $E \sim k$ 関係は一次式であるので、図中に点線で示したように傾き 45° の直線となる。

図 4.1.1 と図 4.1.2 をみて、粘性土の場合には $k \sim E$ 関係は、ほぼ一次の関係にあり、この点では弾性地盤ともレイ・メナールの示した式とも一致するということができてう。

(2) 砂質地盤

砂質地盤における N 値 $\sim E_p$ (プレシオメーターによる地盤変形係数) の関係は図 4.1.3 で与えられている²³⁾ この図は大部分が砂質土とシルト質土、礫まじり土によるもので、 N 値は原位置の生の測定データで、ロッド長などによる補正はしていない。 N 値と E_p は同一地盤におけるほぼ同一深度の値である。

図 4.1 より砂質土の場合も $E_p = E_c$ が成立する。

$k \sim N$ 関係としては土研式より得られた点群の中央部分を通するある幅の領域を考えることにする。(図 4.1.4)

図 4.1.4 と図 4.1.3 より砂質土における $E \sim k$ 関係を、図 4.1.5 のように得られる。これより砂質土は $E \sim k$ 関係が一次式ではあわせないことがわかる。(表 4.3)

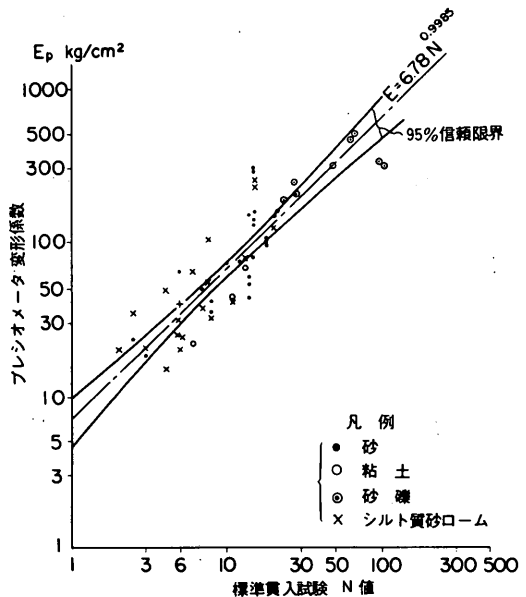


図 4.1.3 砂質土の $N \sim E_p$ 関係

表 4.3 砂質地盤における $E \sim k$ 関係

k	N	E
2	2.2	1490
3	7.4	5002
4	17	11477
5	34	22930
6	55	37067
1	2.8	1895
2	20	13499
3	66	44468

$k \sim N$ 土研式水平載荷試験の結果を使用
 $N \sim E$ 標準貫入試験 N 値とプレシオメーター変形係数の相関図を使用

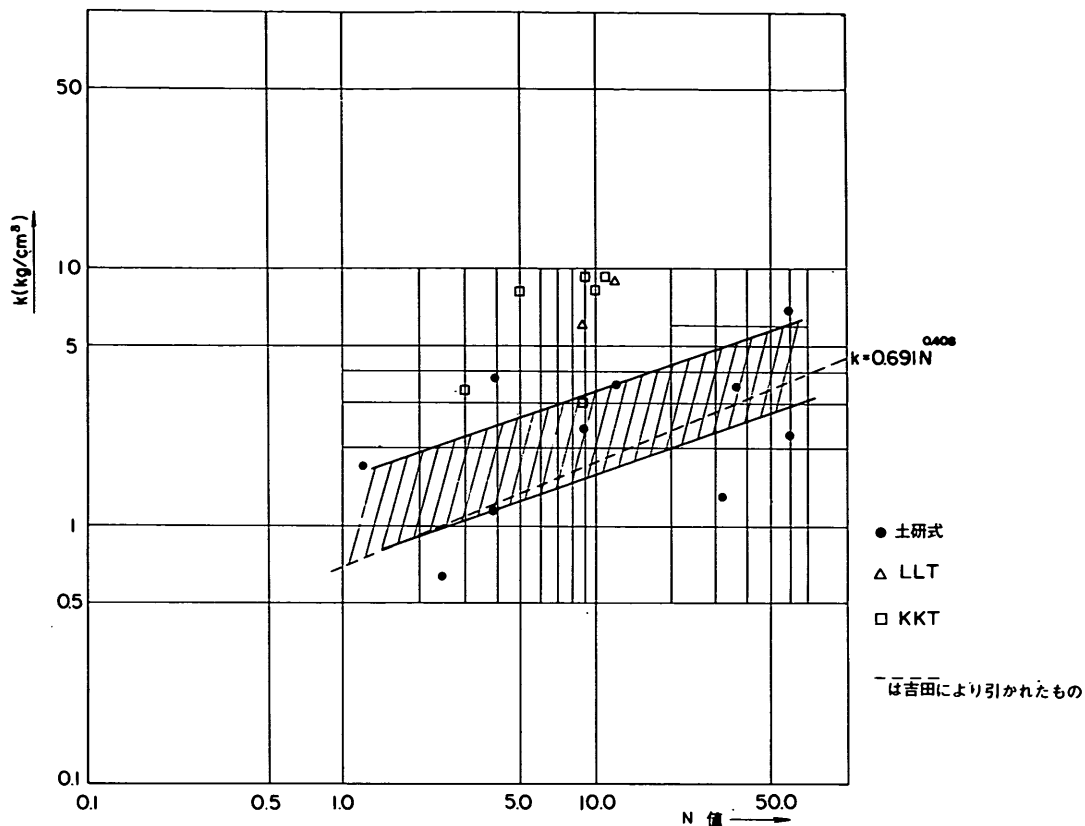


図 4.1 4 砂質地盤における $E \sim k$ 関係を求めるための $k \sim N$ 関係

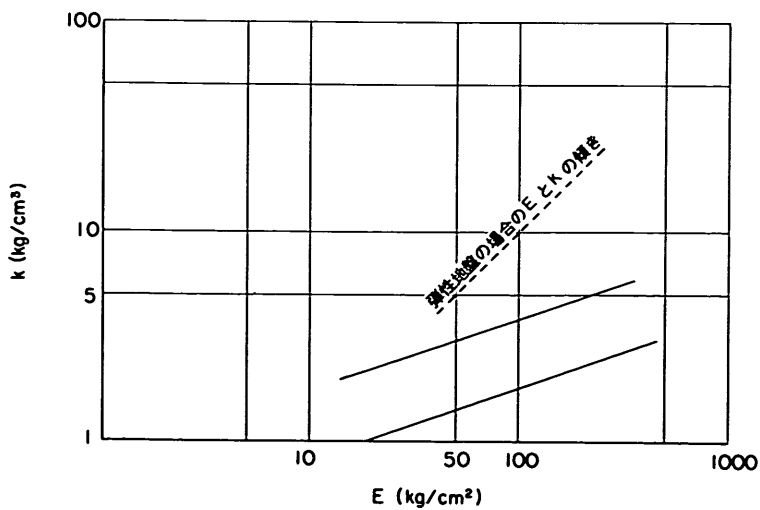


図 4.1 5 砂地盤の $E \sim k$ 関係 (土研式水平取荷試験の場合)

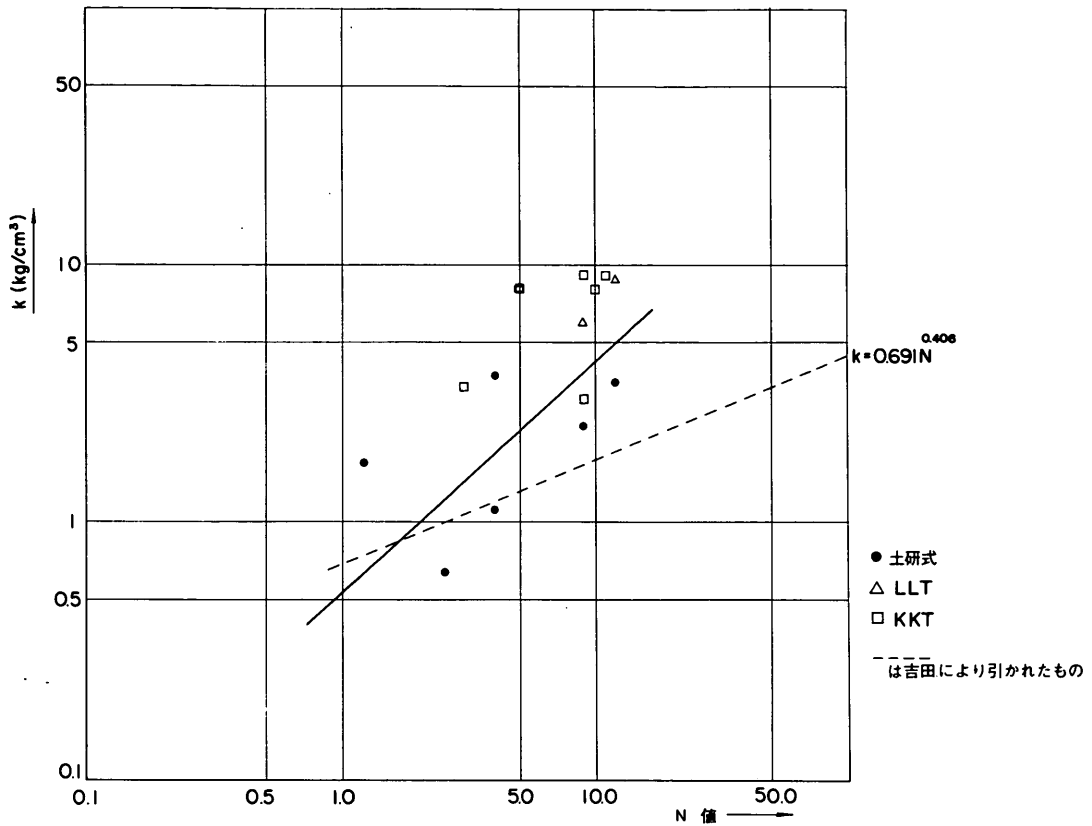


図 4.16 砂質地盤における $k \sim E$ 関係を求めるための $k \sim N$ 関係 (N 値が 10 程度以下)

表 4.4 N 値が 10 以下の砂質地盤の $E \sim k$ 関係の作成表

k	N	E
0.55	1	6.78
1	2	13.55
1.4	3	20.31
1.9	4	27.06
2.3	5	33.82
2.7	6	40.57
3.1	7	47.32
4.3	10	67.57

$k \sim N$ 砂質地盤における $k \sim N$
 $N \sim E$ 標準貫入試験 N 値と
 プレシオメーター変
 形係数の相関図

そこで次に N 値が 10 以下の場合に限り調べてみる。 $k \sim N$ 関係として図 4.16 をうる。資料の数が少ないので余りははっきりしたことはいえないが、この図より気がつくのは水平載荷試験器の載荷部分長の相違により k 値が異なること、および各載荷長の点群の中心線は粘性土とほぼ同じ傾斜をもっていることである。

いま土研式の結果の中心線を用いて $E \sim k$ 関係を求めてみよう。 $E \sim N$ の関係としては上と同様図 4.13 を用い、 $E_p = E_c$ の関係を用いる。

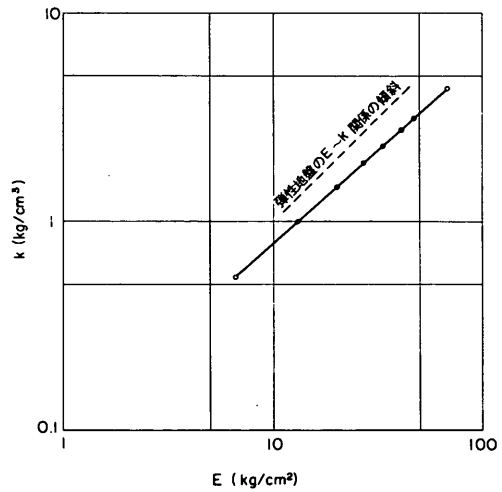


図 4.17 N 値が 10 程度以下の砂質地盤における $E \sim k$ 関係 (土研式の結果の場合)

結果は図4.17のように得られる(表4.4)。すなわちN値が10以下の砂質土地盤の場合にはE~k関係が一次式にほぼ近い。N値が10程度を境にしてこのようなちがいが生ずる原因は不明であるが、興味深いことである。

しかし、資料数が少ないので別の実験結果についても調べてみよう。

前述したように吉中は模型砂質土地盤をつかって水平方向平板載荷試験を行なっているが、同時にプレシオメータ測定も実施している。プレシオメータからの地盤変形係数の求め方は前述したような方法である。このプレシオメータの実験結果からk値を求める。k値の求め方はPoを自然地盤圧、Pyをクリープ量が増大しはじめる地盤の降伏圧とすれば、Po~Pyのほぼ中央点における圧力と半径方向変位量の比をkとする。すなわち、この場合kとEの関係はN値などの媒介を経ることなく、直接求めることができる。

この模型砂地盤のN値は、 $E_p = 50 \sim 100 \text{ kg/cm}^2$ であるので、図4.13の $E=7N$ の関係を用いると、 $N=7 \sim 15$ に相当する。

このプレシオメータによるE~k関係の結果を図4.18に示す。

これによるとE~k関係は弾性地盤の場合の傾きとほぼ同じであることがわかる。

土研式のN値10以下の場合の図4.17とくらべると、少し上方に点群がプロットされているが、これは、土研式とプレシオメータで載荷長がことなることに基づくものであろう。

以上、二つの事例からわかるようにN値がほぼ10以下の場合には、砂質土地盤のE~k関係は1次式であるが、

N値が10以上になると、この関係は1次式よりももっと小さな関係になり、ルイ・メナールの関係式から導いた結果とも相違してくる。

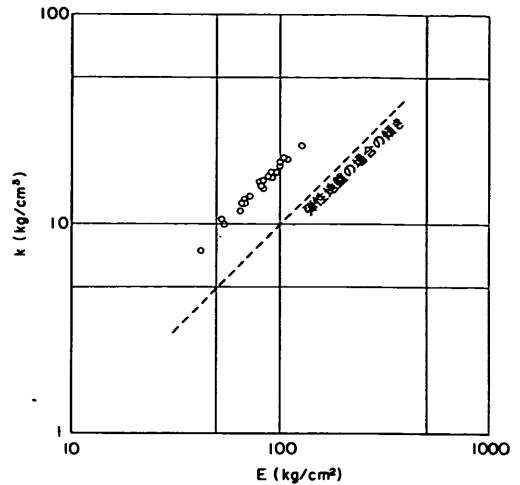


図4.18 模型砂地盤におけるプレシオメータ測定結果(φ56mm測定管)

表4.5 杭の場合のE~k関係

k	N	E	N	E	N	E
0.2	1.0	6.78	18	1219	0.58	3.94
1.0	5.0	338.2	88	5947	2.9	19.68
5.0	25.0	1686.8	46	3100.9	14	94.54
10.0	50	3370.1	90	6061.0	29	195.6

k~N: 横山による

N~E: 標準貫入試験N値とプレシオメータ変形係数の相関図

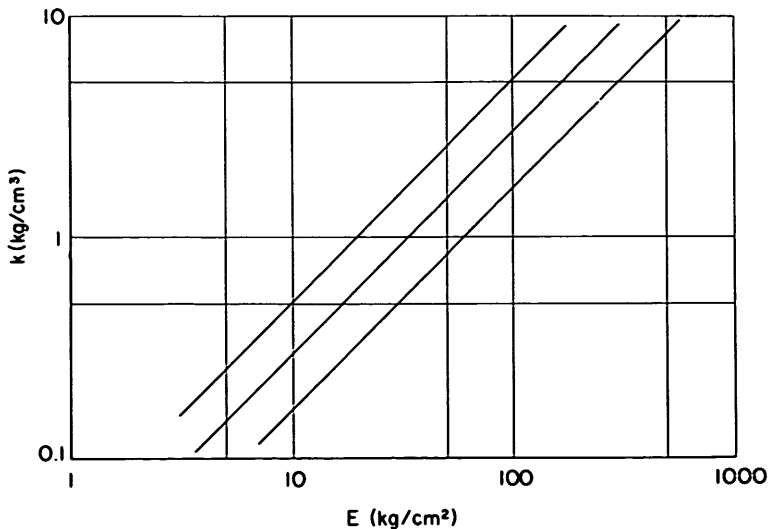


図4.19 杭の場合のE~k関係(横山のk~N関係を使用)

(3) 杭の場合

杭の場合のN値～E関係は図4.13のものを用いる。この図は作成者によると主として砂の場合に使えるということであるから、ここで述べるのは、砂質地盤上の杭のE～k関係ということになる。

表4.5に計算結果を示す。

図4.13と図2.8より杭の場合のE～k関係として図4.19をうる。(図2.8の杭の応力度から求めたk～N関係を使用)。これによるとE～k関係はほぼ一次の関係にあるといえる。この事実は水平載荷試験器でのN値10以上の場合の砂質土の結果と異なるものである。しかし、図1.1の赤井の示した関係を用いると、水平載荷試験器の結果と同じになる。

4.3 3次元有限要素法による推定E～k関係

イ・有限要素法

地盤を弾性体と考えた場合のE～k関係を求めるため、3次元有限要素法を適用した。このプログラムは港研・岩崎主任研究官が開発されたもので、詳細は港研資料⁽⁴⁾を参照されたい。

地盤は等方等質の弾性体と考え、図4.20のようにモデル化する。

モデルの大きさは50m(x方向)×20m(y方向)×15m(z方向)で、x方向が荷重作用方向、x-y平面が水平面、z方向が鉛直方向である。荷重作用点はモデ

ル地表面の中央点直下である。等方弾性体であるため、計算はx方向に二分割し、片方についてのみ行った。

地盤外周の拘束条件は、例えば面A B C Dについては直角方向は拘束、面平行方向には可動、点B、Dはx-y-z軸方向に拘束、点A、Cはx-y軸方向に拘束のようにした。

モデルのx方向の長さは次のようにして決めた。

図4.21のように円形等分布荷重を①半無限弾性体 ②厚さが荷重半径の5倍の弾性体(厚さに直角方向には無限大)に作用させたときの鉛直応力の差を検討すると、荷重半径の5倍の深度で①が0.0571 P₀(P₀は荷重密度)、②が0.0328 P₀となる⁽²⁷⁾この差はP₀の2.4%にすぎないので、②で①を代用できよう。これを水平方向にも応用して、これからとりあげる荷重の最大長さが5m程度であ

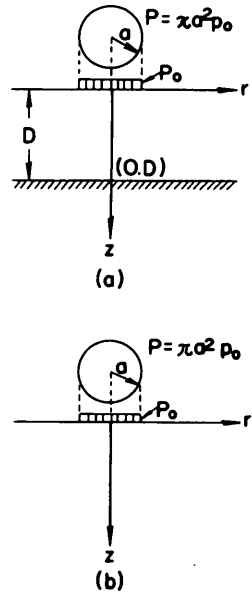


図4.21 半無限深さ地盤とDなる深度の地盤での応力の相違

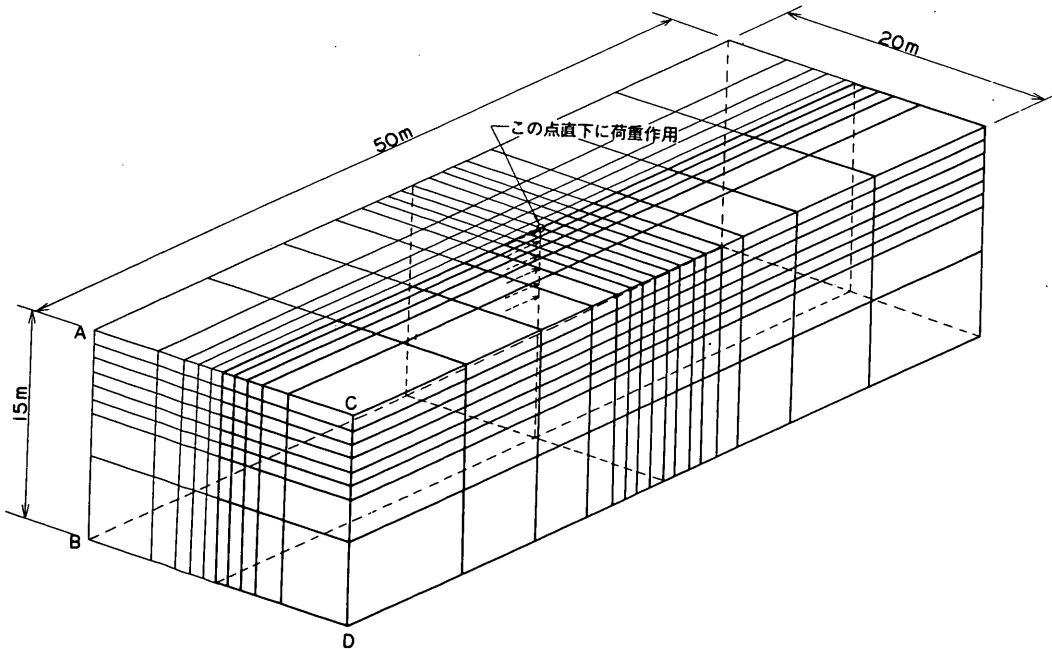


図4.20 3次元有限要素法モデル(実際の計算は太線のみで行う)

ば、荷重作用点から $5\text{ m} \times 5\text{ 倍} = 25\text{ m}$ のところに、拘束境界を設ければ十分であろう。

荷重作用点は前述のように、モデル地表面の中央点直下の節点である。集中荷重の場合は、単位荷重 (1.0 t/m^2) をひとつの節点に作用させ、等分布荷重 (長さ 5 m) の場合は 6 つの節点のうち、上端下端の節点に単位荷重の半分の、その間の節点にはその 2 倍を作用させた。荷重作用点付近のメッシュの大きさは 1 m であるので、集中荷重は $1\text{ m} \times 1\text{ m}$ の正方形載荷板 (たわみ性) の中央を節点に置いて、単位荷重密度で押した場合にも相当し、等分布荷重は幅 1 m 高さ 5 m の載荷板を単位荷重で押した場合に相当する。図 4.2 2 参照。

なお、地盤の自重は考慮していないが、考慮してもほとんど結果に影響ないことがわかっている。

計算は弾性係数を 300 t/m^2 、ポアソン比が 0.48 と 0.40 の場合について行なった。

結果を表 4.6 と表 4.7 に示す。

これによると、集中荷重の場合はポアソン比 $\nu = 0.48$ のとき $k_{3\text{md}} = 1.18\text{ kg/cm}^2$ 、 $\nu = 0.40$ のとき $k_{3\text{md}} = 0.69\text{ kg/cm}^2$ を得、等分布荷重の場合は、 $\nu = 0.48$ のとき、 $k_{3\text{mc}} = 0.488\text{ kg/cm}^2$ 、 $\nu = 0.40$ のとき $k_{3\text{mc}} = 0.360\text{ kg/cm}^2$ を得た。但し、集中荷重は地表面より 3 m 下の値であり、等分布荷重は高さ方向の平均値である。 $\nu = 0.40$ のときの地表面より 1 m 下と 6 m 下での集中荷重 k 値の差は、 1 m 下の値の 20% にみえないので、この間の深さにおいては k 値の差はあまりないといえる。

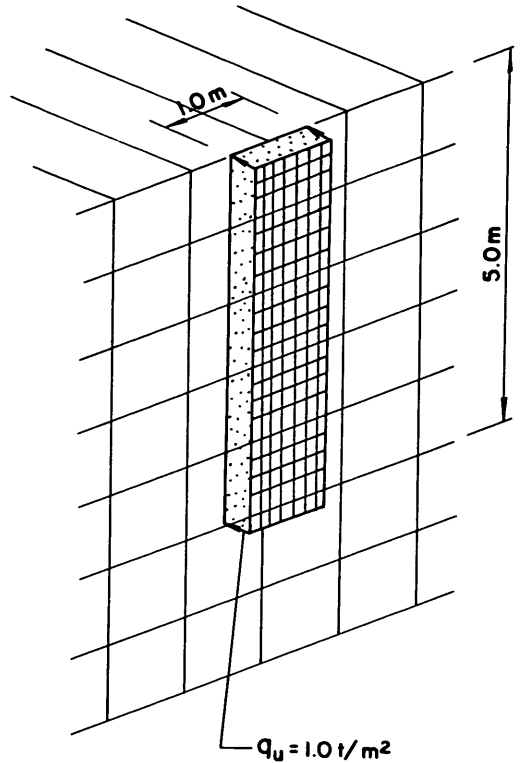


図 4.2 2 有限要素法モデル
等分布荷重の作用形態
(実際には節点に作用する集中荷重に換算して計算を行なう)

表 4.6 荷重密度 2.0 t/m^2 の等分布荷重による変位 (3次元有限要素法による)

次元	ポアソン比	荷重作用点位置の変位 (cm)						平均の変位	k 値 (kg/cm ²)
		地表面	地表面より -1.0 m	地表面より -2.0 m	地表面より -3.0 m	地表面より -4.0 m	地表面より -5.0 m		
3	0.48	0.91×2^{-1}	0.95×2^{-1}	0.93×2^{-1}	0.87×2^{-1}	0.76×2^{-1}	0.51×2^{-1}	$0.82 \times 2^{-1} = 0.41$	4.88×10^{-1}
								2.44×10^{-1}	
3	0.40	1.22×2^{-1}	1.27×2^{-1}	1.24×2^{-1}	1.19×2^{-1}	1.06×2^{-1}	0.70×2^{-1}	$1.113 \times 2^{-1} = 0.56$	3.60×10^{-1}
								1.80×10^{-1}	

$E = 300\text{ t/m}^2$ $\nu = 0.0$

表 4.7 荷重 1.0 t の集中荷重による変位と k 値 (3 次元有限要素法による)

次 元	ポアソン比	荷重作用点位置	荷重作用点位置 の変位 (cm)	荷重作用点位置 の k 値 (kg/cm ³)	備 考
3	0.48	地表面より 1 m 下			No. 4 3 9
	0.48	2 m 下			No. 4 4 5
	0.48	3 m 下	0.17/2=0.085	1.18	No. 4 5 1
	0.48	4 m 下			No. 4 5 7
	0.48	5 m 下			No. 4 6 3
3	0.40	1 m	0.323/2=0.161	0.62	No. 4 3 9
	0.40	2 m	0.297/2=0.149	0.67	No. 4 4 5
	0.40	3 m	0.289/2=0.145	0.69	No. 4 5 1
	0.40	4 m	0.284/2=0.142	0.70	No. 4 5 7
	0.40	5 m	0.276/2=0.138	0.72	No. 4 6 3

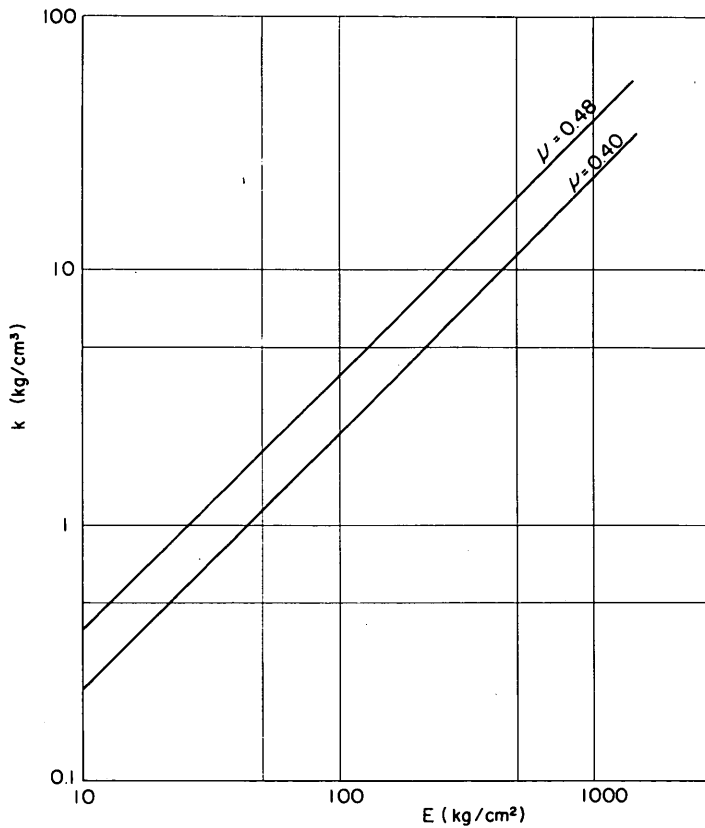


図 4.2 3 3 次元 F . E . M . による E ~ k 関係 (弾性地盤)
1 m × 1 m のたわみ性載荷板で押した場合
(地表面より 3 m 下)

□ . E ~ k 関係

(1) 集中荷重の場合

上述の有限要素法の結果より、集中荷重 (1 m × 1 m の
たわみ性正方形載荷板に相当) を、半無限弾性体中に水平

方向に作用させた場合の、弾性体の E ~ k 関係を図 4.2 3
に示す。

この関係を数式で表わすと次のようになる。

$$\nu = 0.48 \text{ のとき } k = 0.03933E \quad (4-4)$$

$$E = 25.4259k \quad (4-5) \quad \nu = 0.40 \quad k_2 = 1.477k_1$$

$$\nu = 0.40 \text{ のとき } k = 0.0230E \quad (4-6) \quad = 0.0340E \quad (4-9)$$

$$E = 47.4783k \quad (4-7) \quad \text{シルト}$$

したがって4で述べた関係式(3-11)(3-12)(3-13)を用いると、同様な荷重形態に於ける粘土、シルト

$$\nu = 0.48 \quad k_3 = 1.321k_1 = 0.0520E \quad (4-10)$$

および砂についての、 $E \sim k$ 関係が次式のように得られる。

$$\nu = 0.40 \quad k_3 = 1.805k_1 = 0.0415E \quad (4-11)$$

(この場合(3-2)式のポアソン比の影響は0.48~0.30の間では殆んど影響ないので $\nu = 0.4$ の場合の関係式を用いることにする。)

砂

$$\nu = 0.48 \quad k_4 = 1.461k_1 = 0.0575E \quad (4-12)$$

粘土

$$\nu = 0.48 \quad k_2 = 0.408 \times (25.4259k_1)^{\frac{1}{3}} \cdot k_1^{\frac{2}{3}}$$

$$= 1.1997k_1 = 1.1997 \times (0.03933 \times E) = 0.0472E \quad (4-13)$$

$$\nu = 0.40 \quad k_4 = 2.2159k_1 = 0.0510E \quad (4-13)$$

これらの関係を図4.2.4に示す。

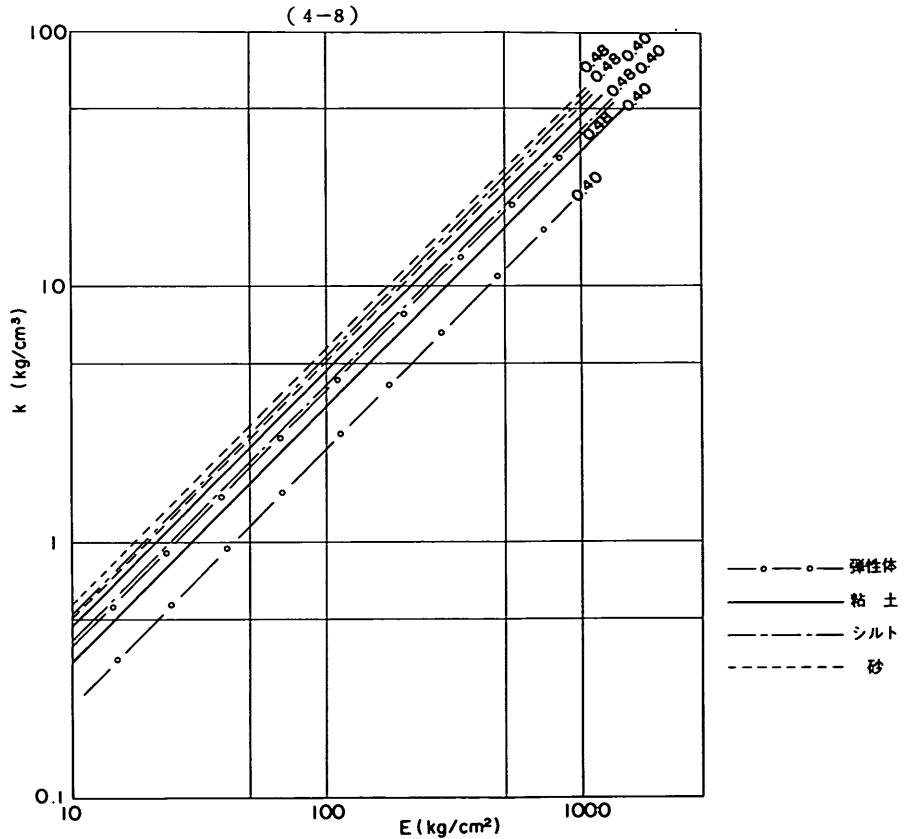


図 4.2.4 1 m × 1 m たわみ性載荷板により押した場合
(深さ地表面より 3 m 下) の $E \sim k$ 関係

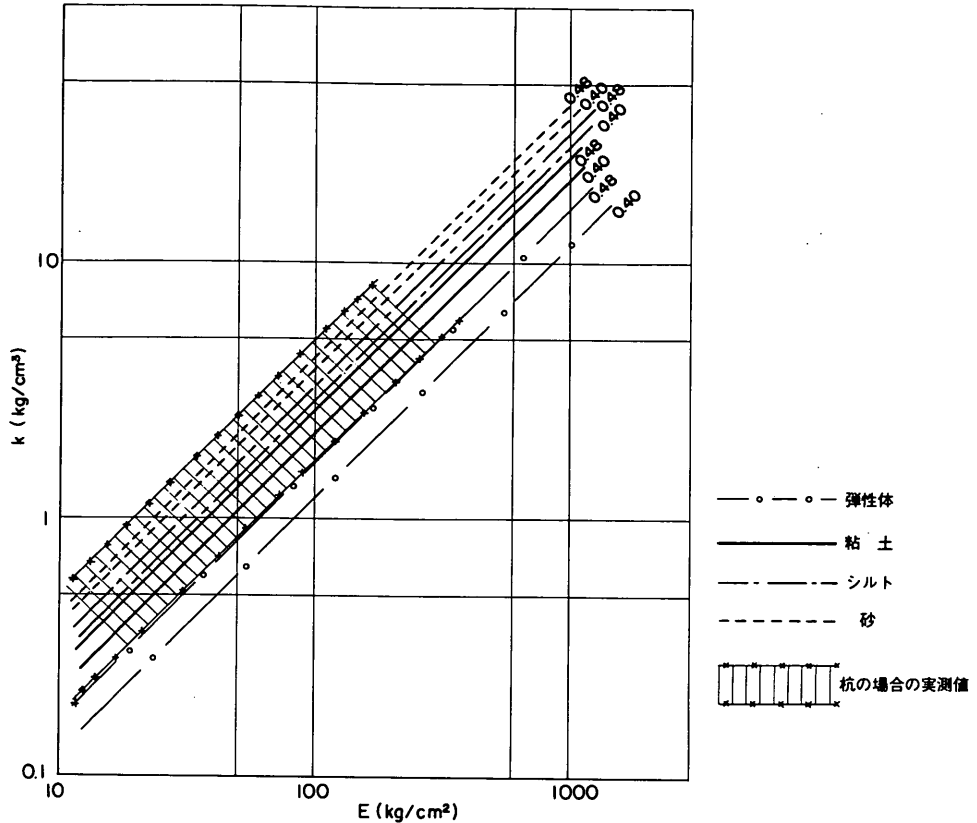


図 4.2.5 杭の $k \sim E$ 関係実測値との照合

(2) 等分布荷重の場合

上と同様にして等分布荷重の場合の、弾性体から砂までの $E \sim k$ 関係は図 (4.2.5) のようになり、式で示すと下記のようになる。

$\nu = 0.48$ のとき

弾性体 $k_1 = 0.0163E$ (4-14)

粘土 $k_2 = 0.0262E$ (4-15)

シルト $k_3 = 0.0334E$ (4-16)

砂 $k_4 = 0.0428E$ (4-17)

$\nu = 0.40$ のとき

弾性体 $k_1 = 0.012E$ (4-18)

粘土 $k_2 = 0.0214E$ (4-19)

シルト $k_3 = 0.0287E$ (4-20)

砂 $k_4 = 0.0387E$ (4-21)

4.4 比較と考察

イ. 杭以外の k 値

図 4.2.4, 4.2.5 よりわかることを箇条書にすると次の通りである。

- ① 弾性体, 粘土, シルト, 砂のいかにかわらず, $E \sim k$ 関係は一次式で表わせる。
- ② 同一の E に対する k 値は, 弾性体, 粘土, シルト, 砂

の順に大きくなる。砂ほど変形しにくいといえる。

③ 弾性体からのへだたりは粘土がもっとも近く, シルト, 砂の順に遠くなる。

④ 集中荷重の場合は砂と弾性体ではそれほど大きな差はないが, 等分布荷重の場合はその差が拡大する。いま, これらの結果を実測値と照合してみよう。

図 4.2.6 は, 図 4.2.4 の粘土とシルトの $E \sim k$ 関係と, 図 4.1.1 および 図 4.1.2 を合わせてのせたものである。まず粘土の場合であるが影線の部分と $\infty\infty$ は, 水平載荷試験器の載荷部分長がおおよそ 1.0 m 程度の場合の $k \sim N$ 関係から求めたものである。水平載荷試験器の直径は 10 cm 程度であるので, 1 m x 1 m 正方形載荷板と比べれば k 値が若干大きくでてくる。したがって図のように水平載荷試験器の結果が (4-8) 式より上側に出てくるのは当然である。影線と $\infty\infty$ とが一致しないのは, $E_c \sim q_u$ 関係が出典により異なることに起因する。 $E \leq 100 \text{ kg/cm}^2$ 以下の領域では, 水平載荷試験器の大きさを考慮すると, 粘土の場合, 3. で述べた方法はおおよそ実測値と合うといえるのではないだろうか。

シルトの場合, 図中の点線矢印の存在範囲は関東ロームでの吉中による円形剛板を用いた水平方向地盤反力係数の実測結果 (表 2.3 参照) のうち, 直径 1 m 程度の場合の値

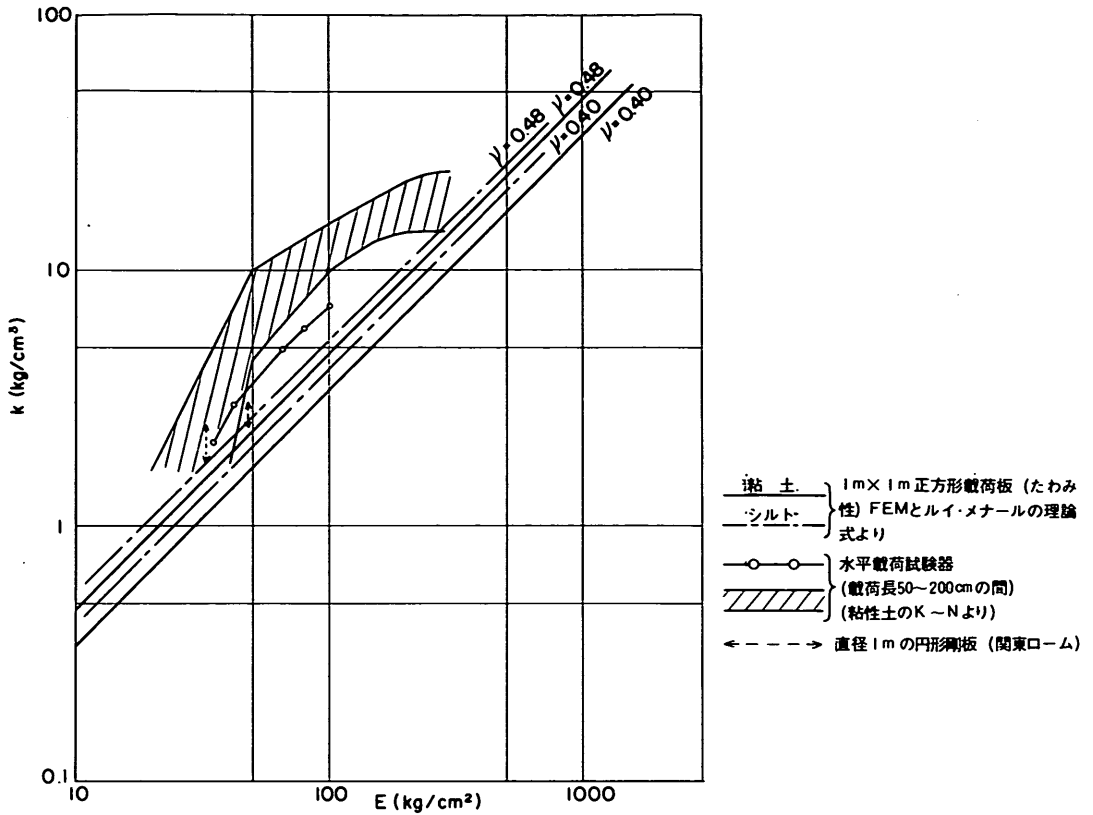


図 4.2.6 粘土・シルトの $k \sim E$ 関係実測値との照合

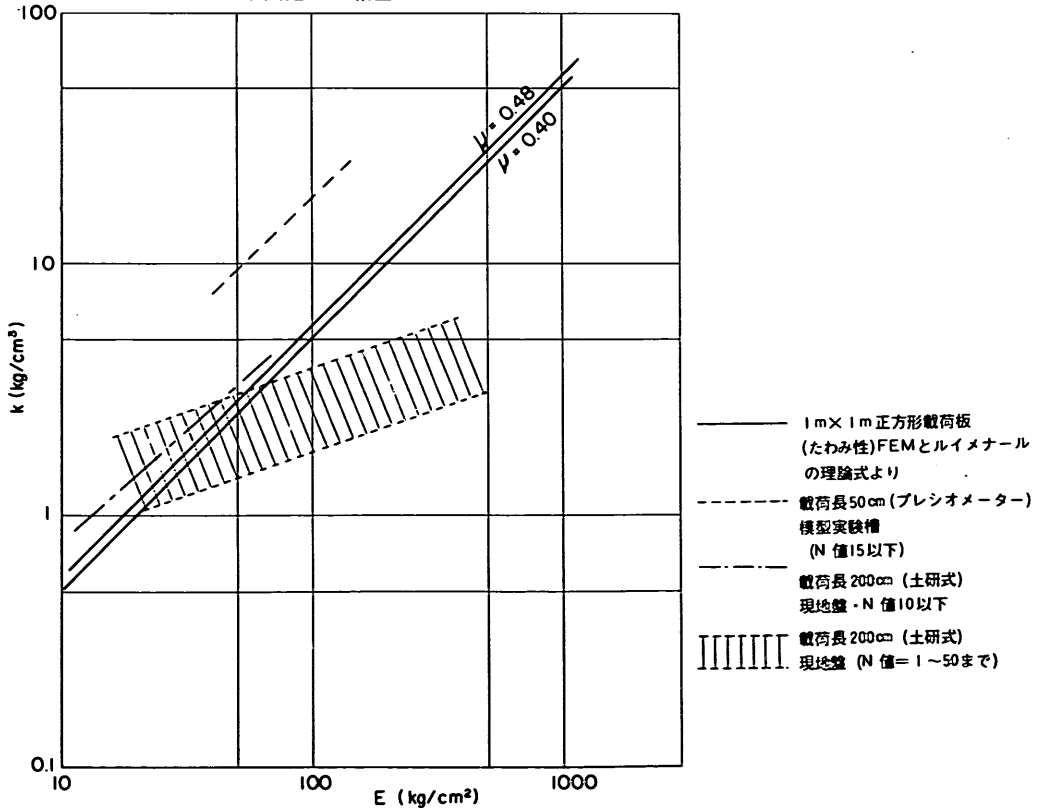


図 4.2.7 砂の $k \sim E$ 関係実測値との照合

を示したものである。これによると若干実測 k 値の方が大きいがおおよそ3で述べた方法による $E \sim k$ 関係は実測値と一致するといえよう。

図 4.27 は、図 4.24 の砂の関係と図 4.15、4.17 及び図 4.18 を合わせて載せたものである。

影線の領域は、 N 値が 1～50 程度までの地盤で行なわれた土研式水平載荷試験器の結果に、別の試験で求められた $E \sim N$ 値関係を組み込んで得られたものであるが、明らかに $E \sim k$ 関係が一次式で表わせない。しかし、このうち N 値が 1 から 10 程度までのもののみを採用すると図中の一点鎖線のように、 $E \sim N$ 関係はほぼ一次式を示し、かつ式 (4-12) の直線より若干上回った値を示す。土研式水平載荷試験器は載荷部分長が 200 cm、直径が 10 cm 程度であり、1 m × 1 m 正方形載荷板とのスケール効果のちがいが、その若干上回った原因かもしれない。図中の点線は N 値が 15 以下の模型実験槽で行なった、プレソメーターの結果である。やはり $E \sim k$ 関係は一次式で表わせるが式 (4-12) の直線とは非常にはなれている。これは①半無限地盤と比べて模型実験槽は規模が小さい。②プレソメーターの大きさ(載荷部分長約 50 m、直径約 5 m)が、式 (4-12) の直線で考えている載荷部分長の大きさよりはるかに小さい、などが原因しているものと考えられる。

以上より次のことがいえる。

3で述べた方法、即ち弾性解にレオロジー特性値を考慮して、各土質の $E \sim k$ 関係を求める方法と、実測の $E \sim k$ 関係を比較した結果、 N 値が 10～15 以上の砂質地盤を除き、おおむね両者はよい一致を示すといえる。このことは、ルイメナールの与えた基本式 (3-1) がかなり精度の高いことを示すものであろう。

ロ. 杭の場合

有限要素法の等分布荷重を杭の横抵抗と同一にみなすには次の点で問題がある。

① 荷重分布の形状：杭の横抵抗では地盤反力が地表面近傍(-1.0 m～2.0 m)で大きく、深くなるに従い小さく、更にある点以下では逆向に作用するような分布を示す。これを等分布荷重とみなせるか。また荷重分布の深さについて、有限要素法では深さを 5 m までとっているが、これが適当かどうか。

② 杭の剛性：杭に剛性があるため、無い場合と比べて変位がことなる。有限要素法モデルでは剛性は考えない。

杭幅は有限要素法モデルでは 1 m であるが、横山の $k \sim N$ 関係は杭幅に無関係に得られているので、この点は問題ない。

以上の問題点はあるが、一応以下にこのモデルを杭とみなした場合の結果を示そう。

3で述べた方法に有限要素法、等分布荷重の場合を適用

して求めた各土質に関する式 (4-14) (4-21) と図 (4.19) の杭の実測 $E \sim k$ 関係を合わせて図 (4.25) に示す。実測 $E \sim k$ 関係は砂に対するものなので、砂の直線と比べてみると、実測値の中心線の方が同一 E に対して若干小さな k 値を示す。ポアソン比を 0.3 とした場合には、図中に示してないが、より実測値に近づく。このことを考えると、実測値と 3で述べた方法とは、かなりよい一致を示すといえる。

イの杭以外の項で述べた、 N 値 10 以上の地盤での非適用性は、杭の場合にはみられていない。これは横山の関係を用いたからで、例えば図 (4.1) に示す赤井の関係をを用いると、(1)と同じ結果をうると思われる。要するに杭の場合には k 値そのものが算出仮定の相違で異なってくるため、算出 k 値の正確な意味が不明であるが、図 (4.25) から、砂地盤の杭の k 値は、曲げ応力 $\sigma_{\max} = 1000 \sim 1500 \text{ kg/cm}^2$ で整理したものであれば、3で述べた方法によって得られる $E \sim k$ 関係とほぼ同一の結果を与えようといえようである。

5. 2次元 k 値の推定

以上のように、3で述べた方法は、水平載荷試験器、平板試験、杭の場合の実測 k 値に近い k 値を与え得ることを示したが、ここでは3で述べた方法を2次元 k 値推定に用いる。2次元 k 値の実測値は未だえられていないので、ここで示す値は推定の域に留まるが、十分参考にはなると思う。

5.1 2次元有限要素法による $E \sim k$ 関係

地盤は等方等質の弾性体と考え、図 5.1 のようにモデル化する。

モデルの大きさは、3次元有限要素法 (4.3) と同一の理由により同じ大きさのものをとり、荷重作用方向 50 m × 地盤の深さ 15 m である。荷重作用点はモデル地表面の中央点直下である。地盤外周の拘束条件は当該外周面に平行方向には可動、直角方向には不動とした。荷重は次のように考えた。

2次元構造物として矢板岸壁を考えると、常時の場合の矢板壁に作用する圧力状態は図 5.2 のとおりである。即ち背後からは、裏込めがない場合の自然土圧(静止土圧)と、裏込め重量により発生する静止土圧が作用する。この後者は裏込めの拡がり十分に広いとすると、帯状荷重による地盤内応力理論より²⁾

$$\sigma_x = \frac{q}{\pi} (2\varepsilon - \sin 2\varepsilon \cdot \cos 2\phi) \quad (5-1)$$

$$2\varepsilon = \beta_2 - \beta_1 \quad (5-2)$$

$$2\phi = \beta_2 + \beta_1 \quad (5-3)$$

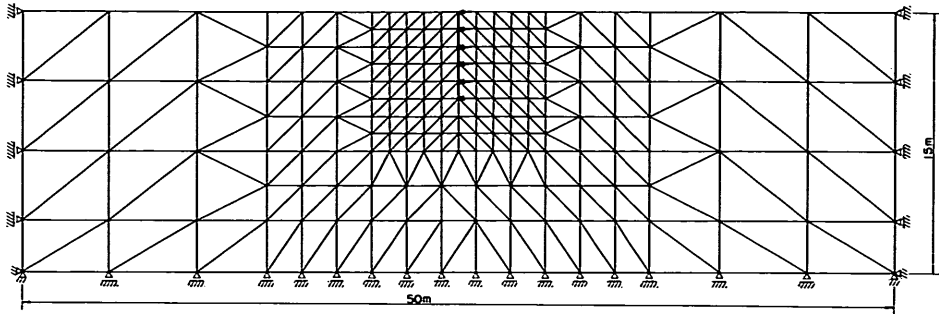


図5.1 2次元有限要素法モデル

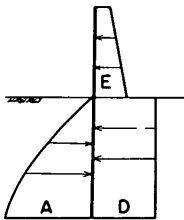
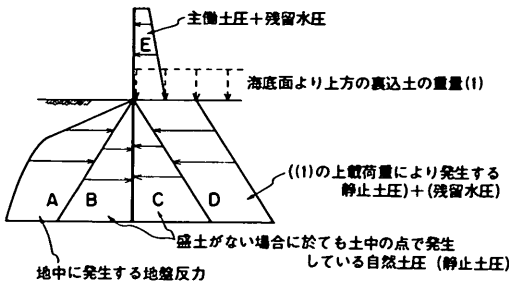


図5.2 矢板壁に作用する圧力状態

ここに、

q : 荷重密度

β_1, β_2 は図(5.3)参照

σ_x : 横方向応力

荷重点直下の σ_x は、荷重が半無限平面に作用するとすれば $\beta_1 = 0, \beta_2 = 90^\circ$ となつて

$$\sigma_x = \frac{q}{2} \dots \dots \dots \text{一定} \quad (5-4)$$

をうる。

すなわち裏込め重量による静止土圧は矢板壁根入下端まで一様分布となる。裏込めがない場合の自然土圧は、壁体の前後で活用し、つり合っているので、結局、壁体背後の外力としては裏込め重量による静止土圧のみ考えればよい。このように矢板壁などの2次元k値の場合は、外力が等分布荷重となるので、杭の場合と異なり、有限要素法のモデ

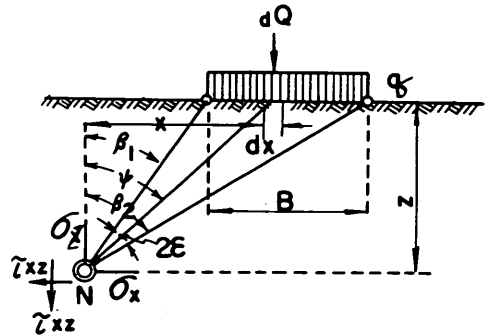


図5.3 等分布帯状荷重による地盤内応力

ル化が現実とそれほど違わないで行える。

壁体の前面には、背後からの荷重に基づく地盤反力が作用する。

実際の壁体は剛度を有するが、有限要素法モデルは剛度を一切考えない。また等分布荷重を集中荷重に換算して節点に荷重を作用させるが、これらにより実際の変形とモデルの変形とが異なる可能性がある。しかしk値に大きな差が生じるとは考えられない。

等分布荷重の作用高さは5mとした。これは根入長5mに相当する。

根入長が5mから大幅に異なる場合は別に推定を行う必要がある。

計算は弾性係数を 300 t/m^2 、ポアソン比 0.48, 0.40, 0.30 の場合について行なった。

結果を表5.1に示す。

これによると、 $\nu = 0.48$ のとき $k = 0.738 \times 10^7 \text{ kg/cm}^2$, $\nu = 0.40$ のとき $k = 0.628 \times 10^7 \text{ kg/cm}^2$, $\nu = 0.30$ のとき $k = 0.562 \times 10^7 \text{ kg/cm}^2$ となる。但し変位としては各節点変位の平均値を採用した。この値は3次元等分布荷重の場合と比べるとほぼ $\frac{1}{6}$ 程度であり、2次元と3次元では大きな差が生じることがわかる。

3で述べた方法を2次元の場合にも適用できると仮定す

表 5.1 荷重密度 2.0 t/m² の等分布荷重による変位 (2次元有限要素法による)

$E = 300 \text{ t/m}^2 \quad \nu = 0.0$

次元	ポアソン比	荷重作用点位置の変位 変位 (cm)						平均の変位	k 値
		地表面	地表面より -1.0m	地表面より -2.0m	地表面より -3.0m	地表面より -4.0m	地表面より -5.0m		
2	0.48	2.88	2.92	2.89	2.77	2.57	2.20	2.71cm	0.738×10 ¹ kg/cm ²
								0.369×10 ¹	
2	0.40	3.34	3.44	3.41	3.28	3.03	2.57	3.18	0.628×10 ¹
								0.314×10 ¹	
2	0.30	3.81	3.86	3.81	3.65	3.38	2.88	3.57	0.562×10 ¹
								0.281×10 ¹	

れば、各土質の2次元での E~k 関係は次のように得られる。

ポアソン比 $\nu = 0.48$ のとき

弾性体 $k_1 = \frac{0.0738}{30} = 0.00246E \quad (5-1)$

粘土 $k_2 = 0.408 \times \left(\frac{0.0738}{30}\right)^{\frac{3}{2}} \cdot E = 0.007435E \quad (5-2)$

シルト $k_3 = 0.262 \times \left(\frac{0.0738}{30}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot E = 0.01299E \quad (5-3)$

砂 $k_4 = 0.169 \times \left(\frac{0.0738}{30}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot E = 0.02281E \quad (5-4)$

ポアソン比 $\nu = 0.40$ のとき

弾性体 $k_1 = \left(\frac{0.0628}{30}\right) = 0.00209 \quad (5-5)$

粘土 $k_2 = 0.408 \times \left(\frac{0.0628}{30}\right)^{\frac{3}{2}} \cdot E = 0.006677E \quad (5-6)$

シルト $k_3 = 0.262 \times \left(\frac{0.0628}{30}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot E = 0.01199E \quad (5-7)$

砂 $k_4 = 0.169 \times \left(\frac{0.0628}{30}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot E = 0.02162E \quad (5-8)$

ポアソン比 $\nu = 0.30$ のとき

弾性体 $k_1 = \frac{0.0562}{30} \quad E = 0.00187E \quad (5-9)$

粘土 $k_2 = 0.408 \times \left(\frac{0.0562}{30}\right)^{\frac{3}{2}} \cdot E = 0.00620E \quad (5-10)$

シルト $k_3 = 0.262 \times \left(\frac{0.0562}{30}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot E = 0.01134E \quad (5-11)$

砂 $k_4 = 0.169 \times \left(\frac{0.0562}{30}\right)^{\frac{1}{2}} \cdot E = 0.02083E \quad (5-12)$

この E~k 関係をポアソン比毎に示したのが図 5.4, 5.5, 5.6 である。またポアソン比 0.48~0.30 間の砂, シルト, 粘土の E~k 関係をまとめて示すと, 図 5.7 のようになる。

表 5.2 2次元 k~N 値関係

砂

k	E kg/cm ²	N
0.5	22	3.245
5	220	32.448
135	600	88.496
0.5	24	3.540
5	240	35.40
16.5	800	117.994

k~E 2次元 k 値推定による。

E~N $E = 6.78N^{0.9985}$
 $= 6.78N$

粘土

k kg/cm ²	E kg/cm ²	Cu kg/cm ²
0.15	20	0.27
0.30	40	0.44
0.75	100	0.6
1.0	133	0.63
1.5	200	0.95
3	400	1.90
0.15	24	0.31
0.30	48	0.48
0.75	120	0.571
1.0	162	0.771
1.5	245	0.167
3	495	2.357

k~E: 2次元 k 値推定による

E~Cu $0 < E \leq 100$

港研資料 No. 56

$100 < E \quad E = 210C$

竹中

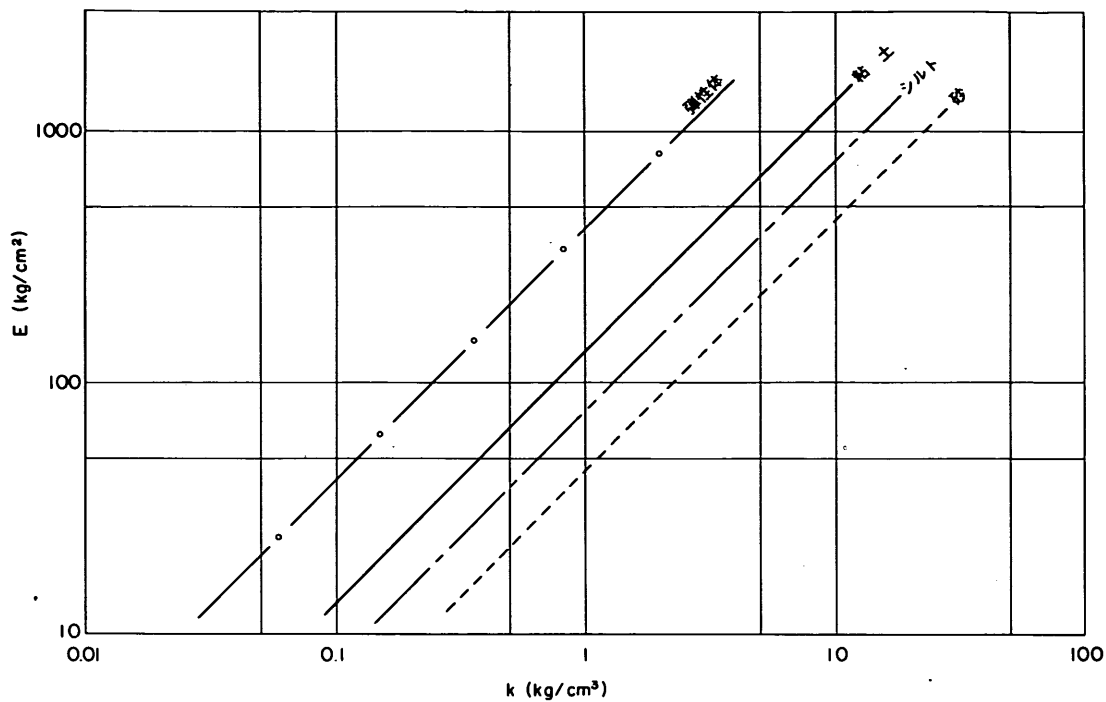


図5.4 2次元E~k関係(根入長5m) ポアソン比0.48

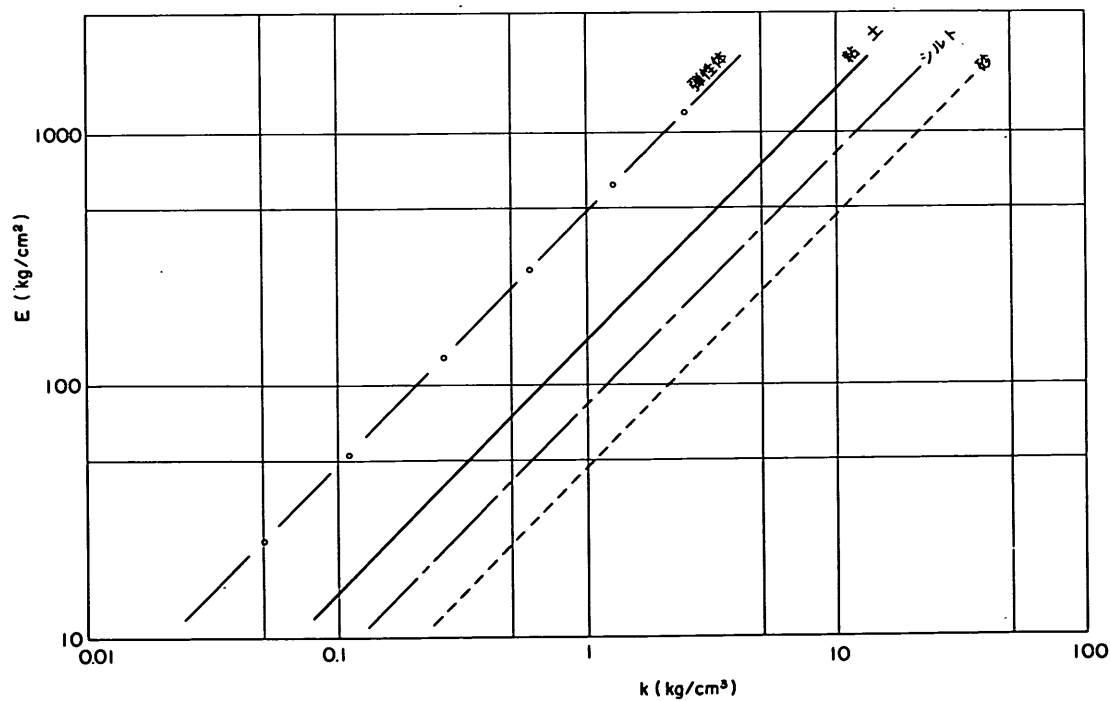


図5.5 2次元E~k関係(根入長5m) ポアソン比0.40

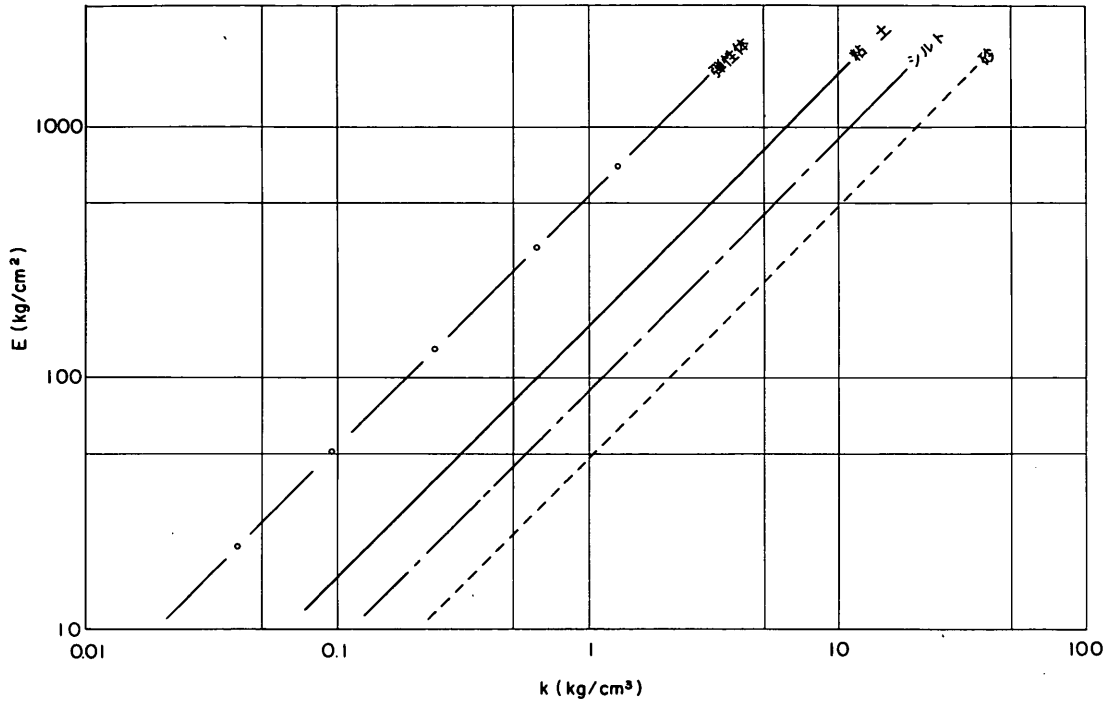


図5.6 2次元E~k関係(根入長5m) ポアソン比0.30

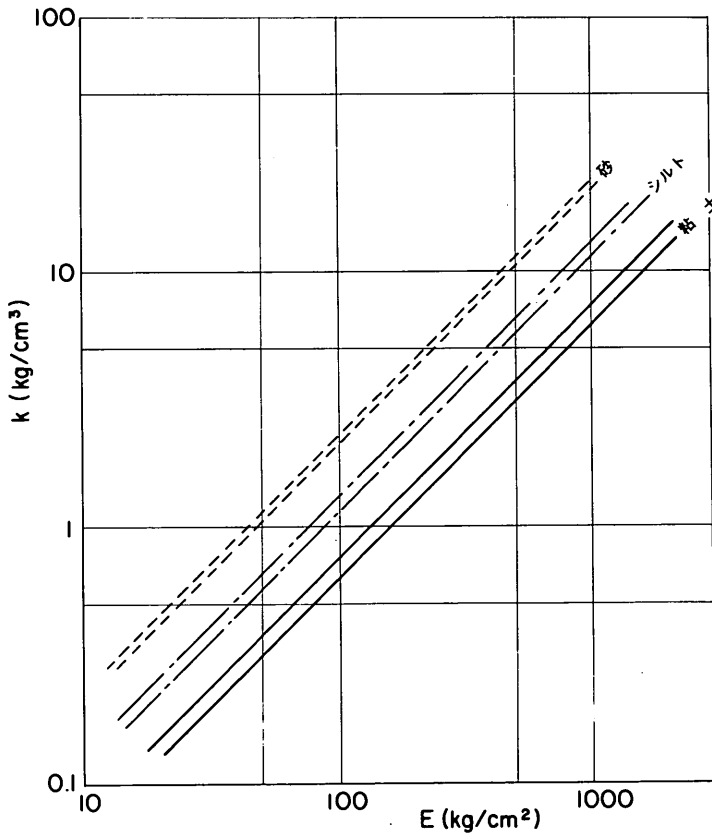


図5.7 2次元E~k関係(根入長5m) ポアソン比0.48~0.30

5.2 推定k~N関係

上述の2次元E~k関係と、(4.2)で述べたE~N関係を用いて、粘土地盤と砂地盤についてそれぞれk~Cu関係、k~N関係を求めてみる。

粘土地盤の結果を図5.8に示す。これはE~k関係として図5.7、E~Cu関係として $0 < E \leq 100 \text{ kg/cm}^2$ までは図(4.9)のA曲線、 $100 \text{ kg/cm}^2 < E$ の場合は $E = 210 \text{ Cu}$ の関係を用いてつくったものである。

砂地盤のk~N関係は図5.9である。これはE~N関係としては図4.13の $E = 6.78 \text{ N}$ を利用している。

この図で注意しなければならないのは、根入長が5m程度の場合の関係であって、根入長が10mを越えるような場合には、同様な方法ではあるが新たに求めなければならない点である。

砂地盤の図5.9で、N値が10以上の場合を点線にしておいたが、これは水平載荷試験器(土研式)の結果によると、N値が10以上の場合、E~k関係が一次式で表わせず、3で述べた方法が使用できないからである。N値が10以上の2次元k~N関係は今後の課題である。

横山による杭の横抵抗のk~N関係と比べてみると、図5.9のように砂質土の場合、同一N値に対するk値は2次元k値の方が若干小さい。例えば $N = 10$ のとき、杭の $k = 2.0 \text{ kg/cm}^2$ であるのに、2次元k値 = 1.5 kg/cm^2 である。粘性土地盤の場合も同様で、粘着力 $Cu = 1 \text{ kg/cm}^2$ で2次元k値 = 1.5 kg/cm^2 、杭のk値 = 2.0 kg/cm^2 である。

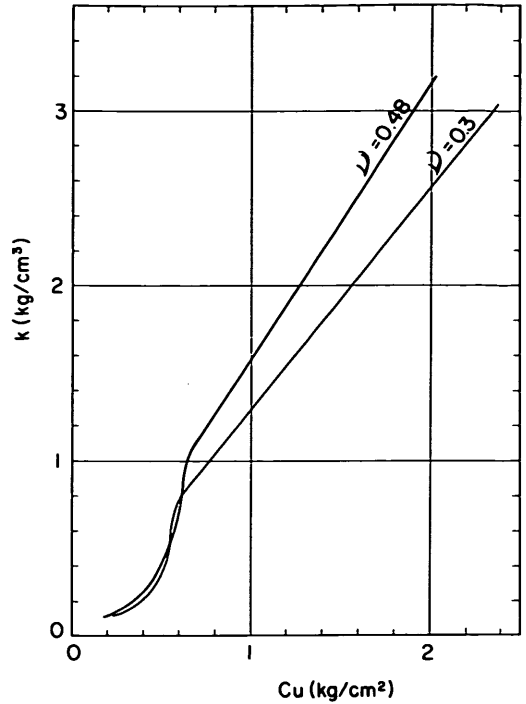
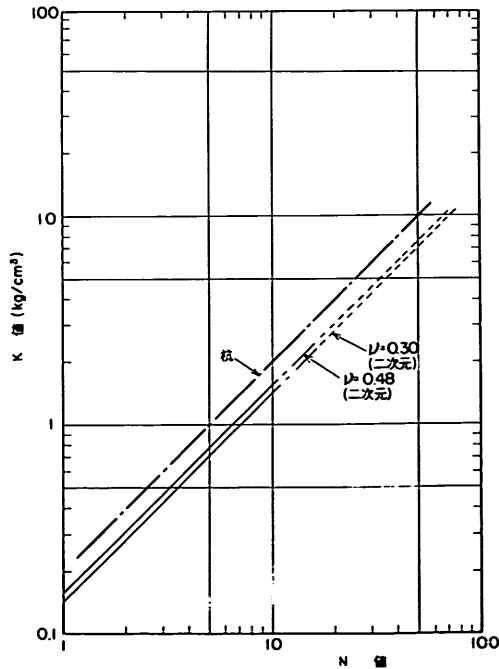


図5.8 粘土地盤2次元k値~Cu
(根入長5m程度)



k ~ E 2次元k値推定による
E ~ N $E = 6.78 \text{ N}$
 $\pm 6.78 \text{ N}$

杭の場合のterzaghiの関係(横山による)

図5.9 砂地盤2次元k値~N(根入長5m程度)

6. ま と め

以上のべてきたところをまとめると次のようになる。

- ① k 値は杭・矢板の曲げモーメントや根入長には $\frac{1}{4}$ 乗根程度でしか効かないが、変位にはほぼ一次の関係で効いてくるので、変位の問題を解決するためにはk値の精度をたかめる必要がある。
- ② k値の測定例として、水平載荷試験器、杭および平板の場合を取りあげ、その測定方法と問題点を調べた。
- ③ 載荷幅や載荷方法で地盤変形係数Eの値が変わるかどうかについて調べた。変える必要はないと思われる。
- ④ ルイ・メナールの横方向変形の近似式から、弾性体の弾性係数 E_0 とk値の関係が求まれば、 E_0 と同じ値の地盤変形係数を有する粘土・シルト・砂の各地盤について、k値を求めることが出来ることを示した。(当然のことながら全く同一条件の載荷の場合である)
- ⑤ ④で述べたことが成立するためには、弾性体、粘土、シルト、砂のどの場合についてもk値～地盤変形係数(又は弾性係数)は一次式の関係になければならないので、それが現実に成立するかどうか②の測定例により調べた。これによるとN値が10程度以上の砂地盤の場合にはこの関係は成立しないと思われるが、他の粘土、シルト、N値10以下の砂地盤の場合には、おおよそこの関係を満足するようである。
- ⑥ 地盤のE～k関係を本稿ではかなり詳しく調べたが、この意義は⑤の事項以外に弾性体のそれと比較することにより弾性体からどの程度へだたっているかを知る目安ともなることである。これはE～k関係が応力伝播の構造と関わりあっているからである。
- ⑦ 3次元有限要素法を用いて弾性体の場合の、弾性係数 E_0 とk値の関係を求めた。
- ⑧ ⑦の値と④で述べた方法により粘土、シルト、砂の各地盤についてのE～k関係が求まるので、これと実測値とを照合した。但しこのとき、実測値がk～N値の関係でえられているので、N値～Eの関係を媒介にした。結果は大体一致するといえる。
- ⑨ ⑦と⑧の事項を2次元k値の推定にも用いた。すなわち、2次元有限要素法により弾性体の場合の、弾性係数 E_0 とk値の関係を求め、④で述べた方法により粘土、シルト、砂の各地盤についてE～k関係を求めた。つぎにE～N値又はE～Cu(粘着力)関係を媒介にして、k～N値(砂地盤)、k～Cu(粘性土地盤)を示した。但し、根入長5mの場合の値である。
- ⑩ ⑨の結果を杭の場合と比較すると、粘土地盤の場合、 $Cu=1.0\text{ kg/cm}^2$ で2次元k値= 1.5 kg/cm^2 、杭のk値= 2.0 kg/cm^2 (横山によるもの)程度のちがいがあ

砂質地盤の場合は、N値=10のとき、2次元k値= 1.5 kg/cm^2 であるが、杭のk値= 2.0 kg/cm^2 である。いずれも杭のk値の方が2次元k値よりも大きい。

あ と が き

本稿で使用した有限要素法プログラムは3次元、2次元とも機材部岩崎峯夫主任研究官の開発されたもので、快よくお貸し下さったことに心から感謝いたします。また、本稿をまとめるにあたって、種々の御意見をおきかせ頂いた中山種清設計基準課長、沢口基礎工研究室長、近藤功一主任研究官に深甚の謝意を表します。

(1975年3月31日受付)

参 考 文 献

- 1) 石井靖丸, 石黒健, “鋼杭工法”技報堂
- 2) 山下, 稲富, 小蔵, 奥山, “数値解による杭の基準曲線の作成”, 港研報告, Vol.10, No.1 (1971)
- 3) 福岡正巳, 宇都一馬, “ボーリング孔を利用した基礎地盤の横方向k値測定”, 土と基礎特集号 No.1, 1959年8月
- 4) 陶山国男, 大矢暁, 今井常雄, “地盤の横方向k値の研究(1)”, 土と基礎 Vol.14, No.10
- 5) 森博; “プレシオメーター法とその基礎工学上の応用”, 雑誌道路, 昭和39年4月号
- 6) Timoshenko; “Strength of Materials”, part II, 3rd edition, D. van Nostrand Company
- 7) 吉田徹, 吉中竜之進, “ボーリング孔内横方向載荷試験方法”, 土木技術資料9-6, 建設省土木研究所
- 8) 三木幸蔵, “多段式周辺加圧ジャッキを使用した水平載荷試験器と横方向k値について”, 土と基礎14-8, 1968年
- 9) 3)と同じ
- 10) 8)と同じ
- 11) 4)と同じ
- 12) 7)と同じ 又は, 吉中竜之進, “地盤反力係数とその載荷幅による補正”, 土木研究所資料No.299, 1967 建設省土木研究所
- 13) 吉田徹, “くい設計に用いる横方向地盤k値について(I)”, 土木技術資料5-11, 建設省土木研究所
- 14) 運輸省港湾局調査設計室, “調査設計室報告第二報, 栈橋ドルフィンの設計法; 1962年3月
- 15) 足立義雄, “くい基礎の静的水平抵抗に関する実験研究”, “土木研究所報告 昭和49年3月, 建設省土木研究所

- 16) 吉中竜之進, “地盤反力係数とその載荷幅による補正”, 土木研究所資料No.299, 1967, 建設省土木研究所
- 17) 16)と同じ
- 18) 赤井浩一, “土質力学”, 朝倉書店
- 19) 土質工学会, “土質調査法, 第1回改訂版”, 昭和47年3月, 土質工学会
- 20) 北島, 岸, 降旗, “粘土地盤に根入れ部をもった鋼矢板壁の設計々算の簡易化”, 港湾技研資料No.56, 運輸省港湾技術研究所
- 21) 土質工学編, “土質調査試験結果の解釈と適用例”, 土質基礎工学ライブラリー4, 土質工学会
- 22) 20)と同じ
- 23) 16)と同じ
- 24) 岩崎峯夫, “3次元有限要素法の実用的プログラム法”, 港湾技研資料No.148, 1972年, 運輸省港湾技術研究所
- 25) 赤井浩一, “土質力学”, 朝倉書店
- 26) 土質工学会, “土質調査法, 第1回改訂版”, 昭和47年3月 p.418, 土質工学会
- 27) 最上武雄編, “土質力学”, 技報堂

港湾技研資料 No. 219

1975・6

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 株式会社 東京プリント

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan.