



土木研究所資料

第五九一号

土留矢板に作用する土圧に関する資料

建設省土木研究所

土木研究所資料

第 5 9 1 号

土留矢板に作用する土圧に関する資料

昭和 4 5 年 6 月

建設省土木研究所

正誤表

ページ	行	誤	正
2	6	δ	δ
2	7	δ	δ
2	9	δ	δ
2	12	$\gamma y^2 u$	$\gamma y^2 \rho$
4	図-3	2. 計算方による 3線図	2. 計算法による 圧力線図
4	図-3	3. 再配布線図	3. 再分配線図
4	図-3	4. 古典方による 線図	4. 古典計算法による 圧力線図
10	図-10	os/o	oslo
13	図-14	K Dodes	and Docks
14	図-15	Yards and Dades	Yards and Docks
20	図-22	地下室層	地下水圧
32	図-33	$K_A = 1 - \frac{4C}{\delta M}$	$K_A = 1 - \frac{4C}{\gamma H}$
32	4	os/o	oslo

目 次

(1) 序 文	1
(2) 砂地盤を掘削する場合	5
(3) 粘土地盤を掘削する場合	6
(4) 日本における実測値の比較	14
(5) 外国の実測値の比較検討	25
(6) 切ばり荷重	34
(7) ま と め	37

土留矢板に作用する土圧についての参考資料

(1) 序 文

土留矢板に作用する土圧分布は、その理論的な取り扱いが難かしい為実測土圧の大きさと分布の形を検討し、単純化したものを設計土圧にしている。

実際には、矢板にかかる土圧を直接測定することは、困難な為、切ばりに働く圧力を実測し、計算によつて土圧分布を求めている。実測から得られた土圧の分布形は、ほぼ放物線、あるいは梯形をしており、その土圧の合力の作用点は、壁高のほぼ $1/2$ となり、剛性擁壁に作用する土圧が、三角形分布で、壁高の $1/3$ の点に合力の作用点があるのとは、かなり異つてゐる。これは図-1に示すように最上部の切ばりは、上の応力状態が掘削によつて変化する前に架設される為、地表面近くの土の動きは、拘束されているが、掘削が進むにしたがい、掘削部底部付近の両側の土は、しだいに内側に移動し始める為である。

この為、壁面の移動は、上部より下部の掘削面近くで、大きくなる。

上部掘削壁面近くの土圧は、受動土圧に近い状態となり、切ばりに働く土圧も、主動土圧よりも大きくなるが、下部の掘削面の移動が大きい為すべり面は、主動状態のすべり面となる。

したがつて、壁面に作用する全土圧は、主動土圧とほぼ等しくなる。

このような壁上部の土には受動土圧が働き、下部には、主動土圧が働くとして、土圧分布を算定したものが図-3である。(土圧計算新法(土圧再分配による);原田千三「土と基礎」1965 3-4)

この方法は図-2に示すように、壁体背後の土の応力状態は、受動応力状態から主動応力状態へ転移するが、その転移は、激変のないなめらかな状態で直接的に変化すると考える。

そして崩壊面の転移角 u は、次の関係から求まる。

$$u = 45^\circ + \frac{\phi}{2} - \frac{\phi y}{h} \dots\dots\dots (1)$$

ここで ϕ : 土の内部摩擦角 h : 壁 高

y : 壁頂上から計算断面までの距離

$y=0$ の場合、崩壊角は、 $u=45^\circ+\frac{\varphi}{2}$ に、 $y=h$ なる場合、 $y=45^\circ-\frac{\varphi}{2}$ と
なる。

任意のすべり要素 $mnoK$ (図-2b) について考えると、その土の重さ
 dQ は次のようになる。

$$dQ = r \cdot y \left(\tan u - \frac{\varphi \cdot y}{h} \frac{1}{\cos^2 u} \right) dy \quad \text{-----[2]}$$

さらに図-2c の示力三角形から δ は次式で表わせる。

$$\delta = \frac{\sin \varphi}{\sin \psi} dQ \quad \text{-----[3]}$$

ここで、 $\varphi : 90^\circ - u - \psi$

$\psi : 180 - \theta - \varphi$ ($\theta = 90^\circ - \delta$ は土と壁との間の摩擦角)

これらの値を、(2)式に代入し、 $dy=1$ とおき、 $\delta=0$ の場合について、 δ の
値を求めると次式となる。

$$\delta = ry \tan^2 u - \frac{ry^2 u}{h} \tan u (1 - \tan^2 u) \quad \text{-----[4]}$$

壁に作用する全土圧は〔4〕を 0 から h の範囲に積分して求められる。

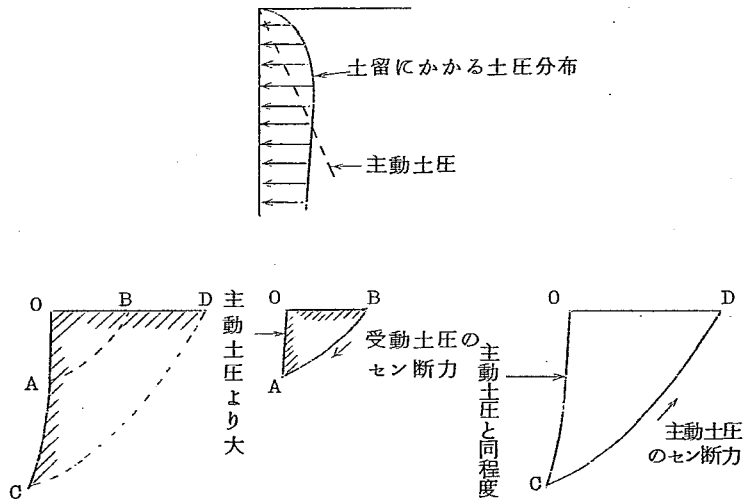
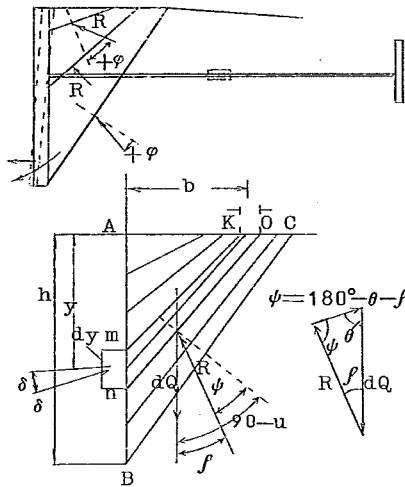


図-1 矢板の変形と土圧の関係



a 壁の変形図 b 計算図 c 示方三角形

図-2 計算式誘導のための図

その時の全土圧 E は

$$E = \frac{ry^2}{2} \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} - \frac{\phi y}{h} \right) \text{-----} [5]$$

となる。

$y = h$ 、すなわち壁全高に対して [5] は次のようになる。

$$E = \frac{ry^2}{2} \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \text{-----} [6]$$

図-3 は [5] 式に、実際の諸数値を代入して計算した結果を示したものである。

壁面に作用する土圧は、上部で大きく、下部では小さい放物線分布をしており、このことは、実測値と一致している。

また全土圧は [6] 式からもわかるように、主動土圧と等しく土圧の再分配は、主動圧の内部再変形であつて、その全値は一定に保たれている。

以上のことより、矢板の壁面に作用する土圧は、図-3に示されているものとほぼ同じであると考えてよさそうである。

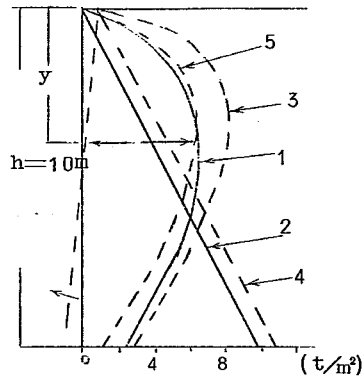
しかしながら後で述べるように実測から得られた矢板壁面に作用する土圧は、同一の場所でも掘削部周辺の土の局部的変化、掘削の速度、掘削方向、掘削速度と切ばりの投入時間との関係、プレストレスの大きさと均一性などの違いによつて、かなり違った分布を示している。

実測結果にもとづいて、提案された設計土圧の分布形として直線分布、台形分布、三角形分布、階段上の分布、あるいはこれらを組合わせたような複雑なものまで、いろいろの分布形が提案されている。

現在日本で最も広く用いられている設計土圧分布は、建築基礎構造設計規準のもので、これはTerzaghi-Peck(1948)およびTschebo-tariff(1951)の提案をわずかに修正したものである。

その後、支保工にかかる土圧の実測データが集積されるにつれ、従来の土圧分布を修正した、土圧分布形が提案され利用されるようになっていく。

壁上端は裏込土の方へ、下端は上から離れて外方へ変形する壁に与える主動土圧を次のデータのもとに算出したものである。壁高 $h=10\text{m}$ 、土の内部摩擦角 $\phi=20^\circ$ 、土と壁との摩擦角 $\delta=0$ 、土の容重 $\gamma=2.0\text{ t/m}^3$



1. 土と壁との摩擦角 $\delta=0$ の場合の圧力再分配線図
2. $\phi=0$ の場合古典計算方による線図
3. $\delta=0$ 等分布荷重 $q=2\text{ t/m}^2$ の場合の圧力再配布線図
4. $\delta=0$ $q=2\text{ t/m}^2$ の場合古典方による線図
5. $\delta=10^\circ$ の場合の圧力分布線図

図-3 (4)式で計算した土圧分布

たとえば、米国の Bureau of Yards and Docks の Design Manual の基準 (1963) あるいは Terzaghi—Peck の Soil Mechanics Engineering Practice の改訂版 (1967) に示されている土圧分布も、その代表的なものであろう。

ここでは、これらの提案された土圧分布を比較し、各地で得られた測定データとも比較検討し、参考に供したい。

(2) 砂地盤を掘削する場合

砂地盤における矢板背面の土圧には、Terzaghi が New York の Brooklyn の Flat — bush Avenue, Sixth Avenue 及び、6th street.

また Berlin の砂地盤における地下鉄工事の際に得られた土圧分布より図—4に示したような台形分布を提案した。(Soil Mechanics in Engineering Practice 1948)

ゆるい砂に対しては、 $0.2rH$ を、密の砂に対しては、 $0.25rH$ を取るようになってはいるが、 r の値をゆるい砂に対して、 1.6 ぐらい、密な砂に対して 1.9 ぐらいを用いると、土圧はゆるい砂も、密な砂もほぼ同じ大きさになる。

Tschebotarioff は、これをさらに簡単にし、土圧は、 $0.2rH$ 、分布形は同様に台形として、密度の増加によるアーチングの効果をとりいれて壁上部の土圧を、図—4に点線で示したように、大きをとることを、提案した。

(Soil Mechanics Foundations and Earth Structures 1951)
Terzaghi の方法および Tschebotarioff の方法のいずれの方法にしろ、各々の土圧分布の差は、 20% 以下である。

建築基礎構造設計規準では、Terzaghi Peck の提案した土圧を多少修正し、図—5に示すように、締つた砂、中位の砂、およびゆるい砂に分けて、台形の土圧分布を使用することになっている。

Terzaghi—Peck の 1967 年改訂版によると、いくつかの地点で実測した土圧分布のすべてを包含するような分布形を考え、図—4の鎖線で示す設計土圧を、提案している。

実測の結果では、全土圧を平均すれば、通常の主動土圧と同程度になるが、

土質が均一でも個々の切ばりにかかる土圧はかなり変わるので、切ばりの設計荷重として、最大荷重をとる必要性から、実測土圧分布の包絡線をとって設計荷重としたものである。

砂地盤は、粘土地盤に比べて、土質工学的な見地から見て取り扱いやすく、アーチング作用による、土圧再分布も起こりやすく、粘土地盤に比べて、測定土圧分布形のバラツキも少なく、台形分布のことが多い。

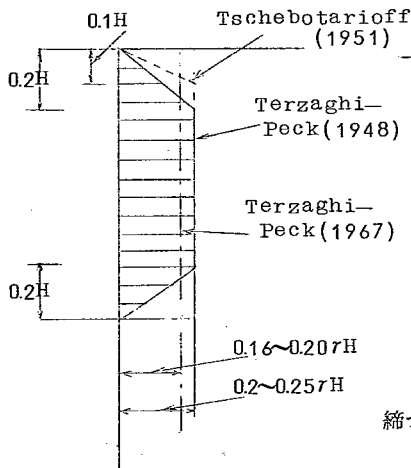


図-4 砂質土の土圧

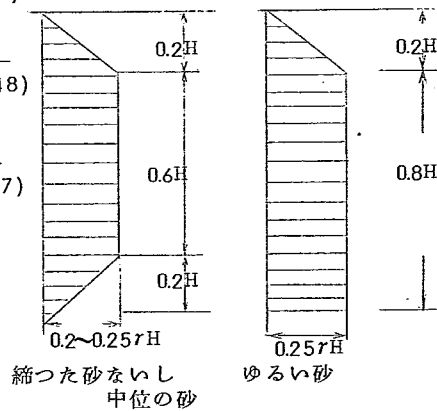


図-5 建築基礎構造設計標準の土圧 (1960)

いづれの土圧分布形を設計に使用しても、その差は少なく r の値を正確に決めさえすれば、構造物に対する安全性は十分確保できるといえよう。

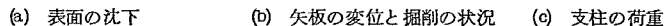
(3) 粘土地盤を掘削する場合

粘土地盤における矢板背面の土圧については、R.B Peck によつて、1943年に報告された、Chicago の粘土地盤掘削した際の観測データが、よく知られており、その代表的なものを図-6に示した。

この Chicago の地下鉄工事の観測データをもとにして Terzaghi は、図-7に示すような土圧分布を提唱した。(1948)

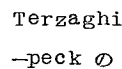
二内

(R. B. Peck による)



1

图-7'



提唱した粘土の土匠（1948）

られた短期間の載荷の場合であつて、軟かい粘土に対しては、ほとんど期待できないとして、無視するように、Tschebotarioff は述べている。

図-7はオランダのRotter dam におけるMass 河の軟らかい粘土地盤の河底トンネル工事の際、得られた測定土圧を示したもので、太線の測定土圧と設計用の土圧bd および液体圧ac, oe とを比較したものである。

また図-8はLondon における硬い亀裂粘土地盤の掘削工事の際に得られた測定土圧を示したものである。

これらの測定土圧および、Chicago の測定土圧にも不備な点が多いことから、Tschebotarioff は塑性粘土に関しては、砂のようなアーチングや土圧の再分配によつて、上部の土圧が増大することはあり得ないとした。

また乱されていない自然状態の粘土の主動土圧に関して正確な知識が得られないことから、Princeton 大学で大がかりな実験を行い、粘土地盤が破壊する直前の極限状態を圧密平衡状態と考え、そのときの水平土圧係数は、

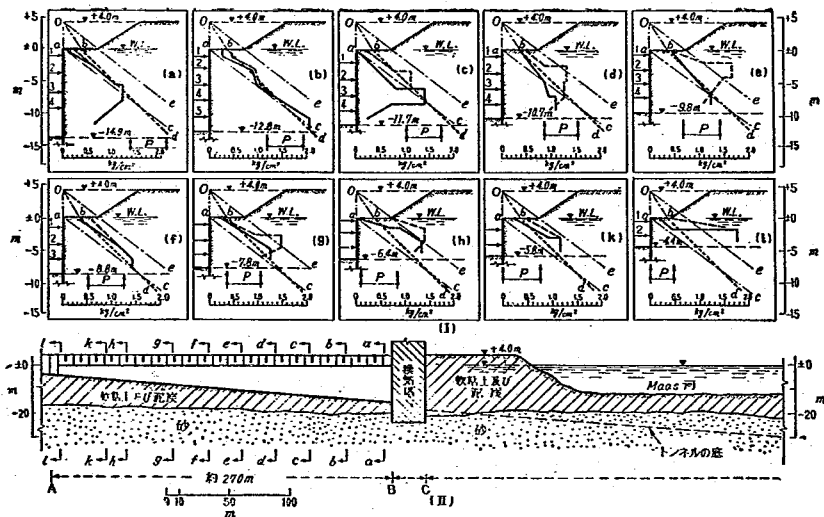
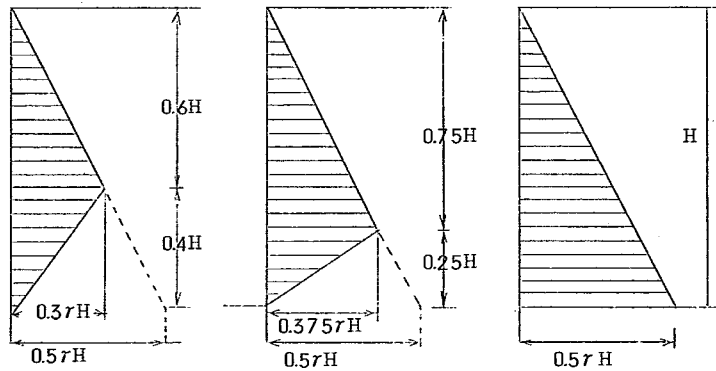


図-7. Rotterdam の Maas 河底トンネル左岸取附部の軟粘土及び泥炭中の、掘削面の支柱にかかる土圧の実測結果 (J.P. van Bruggen による。注 44, 1941 年及び注 46, 1949 年)

三
外

(a) 硬い粘土

(c) 軟かい粘土



-9-

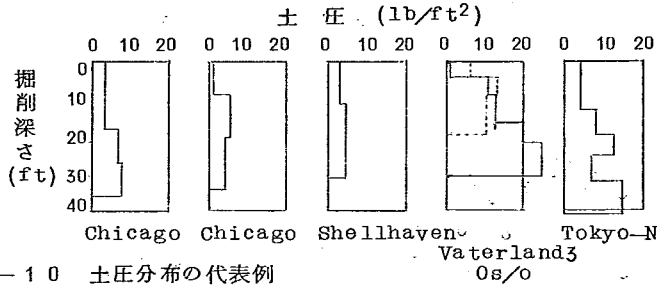


図-10 土圧分布の代表例

がない場合には、粘土の主動土圧は、静止土圧に非常に近い値になると考え、Tschebotrioff は図-9 に示すような土圧分布を提案した。(1951)

建築基礎構造設計規準(1960)はTschebotrioff の三角形分布を採用しているので、全く同じものである。

図-10はTerzaghi-Perk の1967年の改訂版に示されている、Chicago, Oslo, Tokyo で得られた代表的な測定土圧である。掘削底面から、全土圧作用点までの距離を NaH とすると、これらの切ばりで測定された42点での Na の値は、平均0.39で0.30~0.50の範囲にあつた。

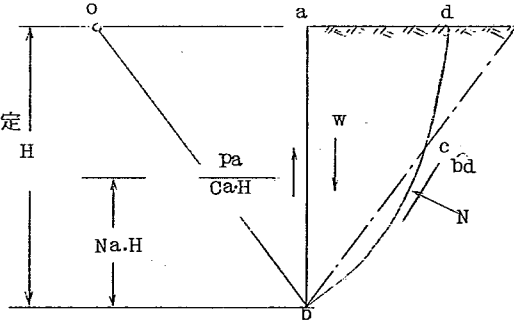
そこでTerzaghi は図-11に示すような円弧すべり面を仮定し、 Na および Ca/c の値を、いろいろ変えて計算し、その結果を示したものが、図-12である。

ここで $K_A = Pa / \frac{1}{2} rH^2$ である。

図-12から、0.5より大きくない Na の値に対して K_A の値は、Rankine の値とほぼ同じであり、Rankine の値で近似できることを示している。

図-11

円弧すべりと仮定
した Terzaghi
の土圧計算法



ここで、 $K_A = 1 - \frac{4c}{\gamma H}$ -----〔7〕

であり、図-12には、破線で示されている。

特に、実測された N_a の平均値は、0.4 であり、図-12の $N_a = 0.4$ と良くあつており、矢板壁面に作用する全土圧は Rankin の主動土圧の式〔7〕で計算できることがわかる。

このことは、最初に述べたこと（図-1参照）と一致し、Tschebotarioff の批判は必ずしも、正しいとはいえない。

また、実測から得られた N_a の平均値が 0.4 であることから粘土地盤では、土圧の再分配による上部土圧の増加は、あり得ないとする Tschebotarioff の批判は必ずしも正しいとは限らず、むしろ粘土地盤でも、土圧の再分配は、起こり得ると考える方が正しいように思われる。

図-13は、Terzaghi-Peck が1967年の改訂版に示した土圧分布で、土圧のセン断伝達の影響を考慮に入れて、軟かい、ないし中位の粘土地盤と、硬い粘土地盤の2通りに分けている。

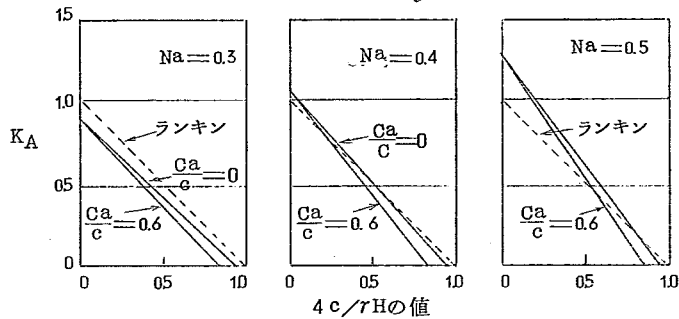
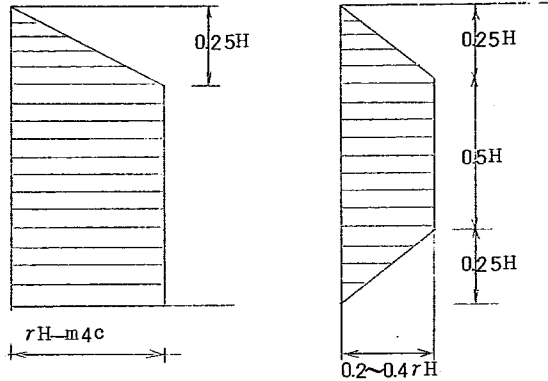


図-12 スベリ面が円弧と仮定した粘土中の土圧係数 $K_A = Pa/\frac{1}{2}\gamma H^2$ の値とランキン理論の値との比較（テルツァギーによる1967年）

(a) 軟かいないし中位の粘土

(b) 硬い粘土



図—13 Terzaghi-Peck (1967) の土圧

$rH - m4c$ における m は普通は 1 であるが、正規圧密粘土で、 $N = rH/c$ が 4 より大きいときは $m < 1$ 値をとる。硬い粘土地盤では、土圧の大きさは $(0.2 \sim 0.4) rH$ となつてゐるが、 $0.2 rH$ は土の変形が小さく、掘削期間の短かいときのみしか用いられない。

普通は、 $0.4 rH$ を用いる。

粘土地盤の場合も、実測データの包絡線をとつて設計土圧を決めたものである。軟らかい、ないし中位の粘土では補正係数 m が使われており、これには、次のような説明がなされている。

$N = rH/c$ で表わされる無次元数（式の形は定安数の定義と同じ）が 3 ~ 4 のオーダーに達すると、根切り面付近に塑性域が発生し、矢板背面の土塊が下方へ移動しやすくなつて、土圧は増大し、通常の主動土圧より、大きい土圧になる。

しかし、根切り面が硬い地盤になつていたり、矢板の根切れが十分深くなつていたり、土の強さが深度とともに増加する場合が多く、必ずしも、このようにはならないと思われる。しかし、軟弱層が根切面よりもさらに深い部分まで広がつていて、かつ、粘土が変形係数の大きい正規圧密粘土のと

きには、塑性域が生じ、矢板背面土の移動にともなり、土圧の増大をひき起こす可能性は大きい。

この点については、理論的考察が十分でないので、設計土圧を、大きい目に見るため、補正係数 m が導入されている。

m の値は、実測データを参考にして決めることになるが、Oslo の地下鉄の例では、 $N=6\sim 8$ に対して $m=0.4$ 程度であつたと示されている。

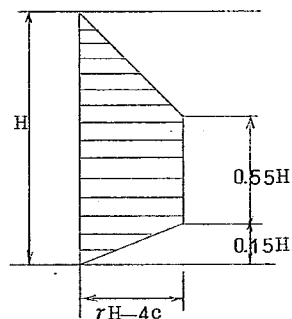
締つた粘土地盤になると、 $rH - m4c$ が負の値になるが、このような場合でも、実際には、切ばりに土圧の作用することが実測されているので、暫定的 ($0.2\sim 0.4$) rH の値を使うことになっている。

次に Bureau of Yards and Docks の基準 (1963) について少し触れてみる。

土圧分布は $N = \frac{rH}{c}$ の値によつて変り、 $5 < N < 10$ の範囲で土圧の大きさを $rH - 4c$ にとることになっているので、Terzaghi の補正係数 m をこの範囲では、1にとることに対応する。 N が、 $5 < N < 10$ の範囲のときの土圧分布を図-14に示す。

N の値が10より大きくなると、台形を次第に変形させ、20において、三角形分布にすることを決めている。

したがつて、この基準を Terzaghi-Peck (1967) の土圧と比較すると、Terzaghi-Peck (1967) では、 $N > 4$ のとき、 $m < 1$ としているのに対し、 $N > 10$ のとき、 $m < 1$ になるとも解釈でき、両者を比較すると、Terzaghi-Peck (1967) の土圧の方が、軟らかいときには、大きな値を与えることになる。



Bureau of yards K Dodes
の基準 ($5 < N < 10$ の場合)

図-14

軟らかい粘土に対する3つの土圧分布をまとめて図に記入すると、図

- 15 になる。

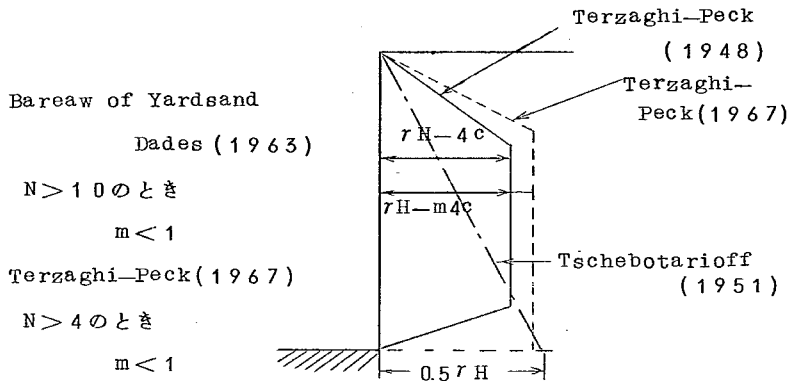


図- 15 設計土圧の比較

(4) 日本における実測値の比較

図- 16 から図- 28 まで、日本の粘土地盤における地下鉄工事および、ビル建設工事で測定された、土圧分布を示したものである。学会式および、規準式と書かれているものは、現在の建築基礎構造設計規準に定められた Tschebotarioff の土圧分布を示す。

図- 16 は、帝都高速度交通営団の東京地下鉄工事 金杉工区で測定された土圧で、上部 3 m までは砂、下部では $q_u = 0.45 \sim 0.78 \text{ Kg/cm}^2$ の粘土である。

この粘土は、過圧密度粘土で、 $0.88 \sim 1.2 \text{ Kg/cm}^2$ の先行荷重を受けている。

図- 17 は、東京赤坂のビル建設現場で、測定された土圧で、地盤は軟弱なシルト層である。(山止め切張りに加わる土圧測定、畑野弘治他、日本建築学会論文報告集、昭 41. 9)。このときの、 n の値は 0.42 であった。

図- 18 は、岡山県水島の埋立地掘削工事で測定された土圧で、地盤は、 $r = 1.76 \text{ t/m}^2$, $e = 1.29$, $q_u = 0.5 \text{ Kg/cm}^2$ のシルト層からなっている。

(鋼管矢板壁に作用する側土圧の計測結果 山肩邦男他、日本建築学会報告集 昭 41. 9)

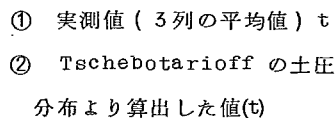


図-17 東京赤坂のビル建築工事
の際にえられた測定土圧と
規準式による計算土圧の比
較(畑野らによる)



図-18 水島の埋立地掘削工事で測定された土圧分布(山肩らによる)

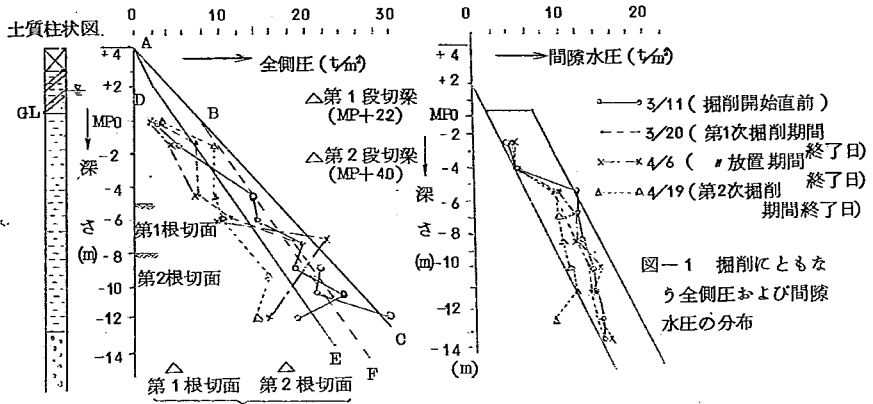


図-19は、東京都内の建設現場で測定された土圧で、地盤は10mあたりまでシルト質で、それより下は砂である。

(山留切ばりに加わる土圧性状の研究 上野長八郎 日本建築学会論文報告集 昭38.9)

図一 19 東京都内の建設現場で測定された土圧分布と規準式による計算土圧の比較（上野による）

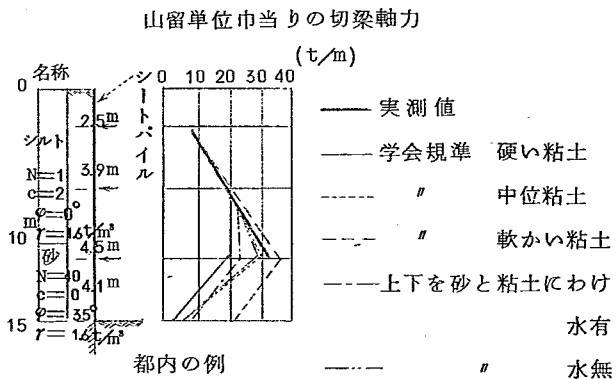
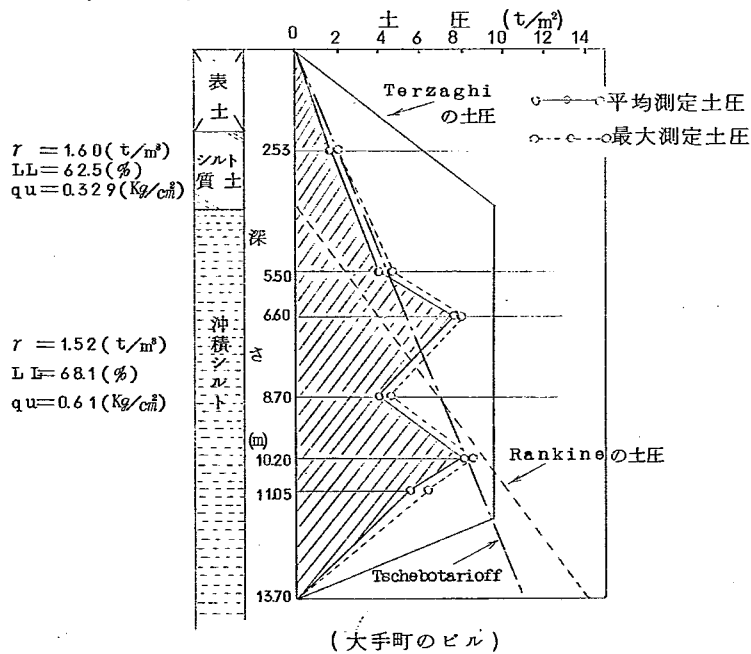


図-20は、東京大手町ビル建設工事現場で測定された土圧で、地盤は、
沖積シルト層で $r = 1.52 \text{ t/m}^3$, $qu = 0.61 \text{ Kg/cm}^2$ である。(Earth
Pressure in the Excavation Work of Alluvial clay stratum;
M. Endo, ICSMFE, Budapest 1963)



No. 12と同じ

図-20 東京大手町のビル建設の際に得られた測定土圧と設計土圧
の比較 (遠藤による)

図-16~図-20の測定土圧はTschebotarioffの三角形土圧分布内
に入っており、現在、建築基礎構造設計規準によつて設計しても、十分安全
側に入っていることを示している。

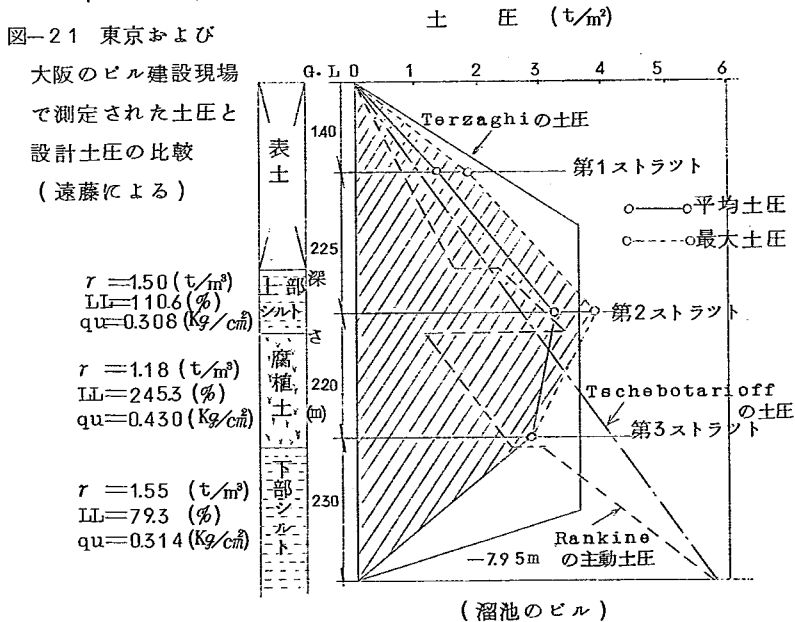
図-16・17はTschebotarioffの中位の粘土の土圧分布とよく一致
している。図-18の地盤は、圧密度58%の地盤で、静水土圧の分布(3月

11日)はDE, B F Vに示されている。山肩は、Terzaghi-Peckの土圧値は不適當で、有効圧に対して、 $K_n = K_A = 0.5$ として、静水圧を加算する方式の方が、実測値とよくあうとしている。

図-19においては、実測値が、基準値の軟かい粘土と中位の粘土の間あたりであり、Tschebotarioffの土圧分布より計算した値とだいたい一致しており、土圧分布は三角形分布で、Terzaghiの台形分布と異なっている。遠藤は、図-20の測定結果から、全層粘土層の場合は、Tschebotarioffの分布式をそのまま使つて、土圧分布を求めてよいと述べている。

図-21は、東京の溜池および大阪の梅田のビル建設現場で測定された土圧結果で東京溜池の地盤は、表層の下にシルトおよび、腐植土が互層しており、大阪の梅田の地盤は、上部が砂層で、下部はシルト層である。それぞれの土質の工学的性質は、土質柱状図の左側に示してある。

(Earth Pressure in the Excavation work of Alluvial cldy stum; M.Endo, ICSMFE Budapest 1963)



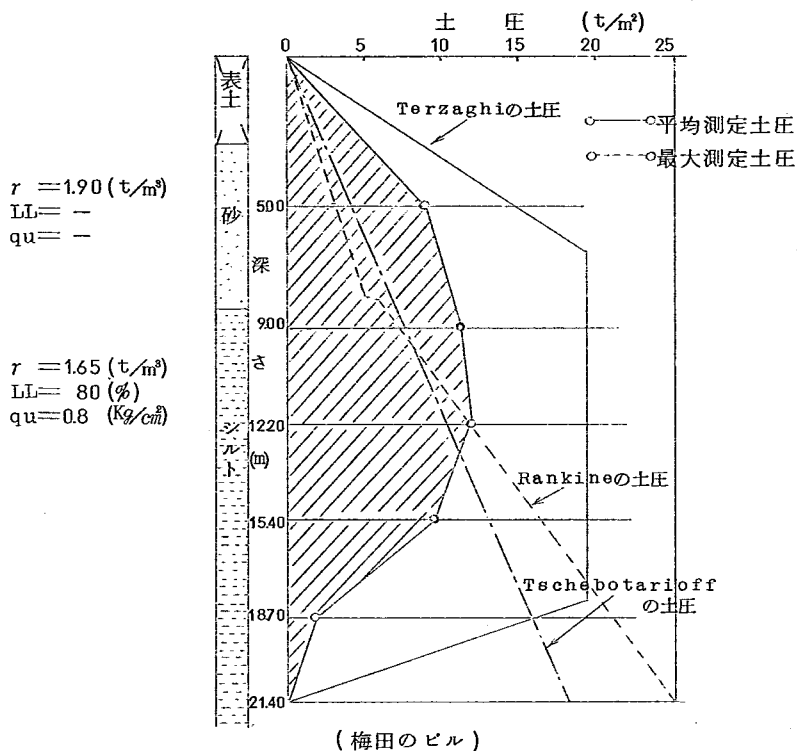


図-22は、東京のあるビル建設工事現場で測定された土圧結果を示したものである。

地盤は、上部が砂質で、中部はシルト質粘土、下部は砂である。

それぞれの地盤におけるN値および、quの値は図-22に示してある。

(掘削工事にともなう切ばりの土圧変動ならびに、背面土の挙動に関する一実測結果：山肩邦男他 土と基礎 1966, March)

図-23は、東京都中央区宝町ビル建設工事現場で測定された土圧結果を示したものである。

地盤は、上部が砂で、中部はシルトおよび粘土の互層であり、下部は、砂である。

(根切り時の土圧測定 古藤田喜久雄 日本建築学会論文報告書昭40.9)

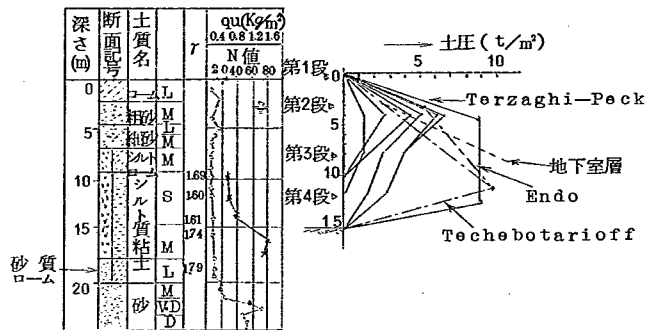


図-22 東京ビルの建設現場で測圧された土圧と設計土圧の比較
(山肩らによる)

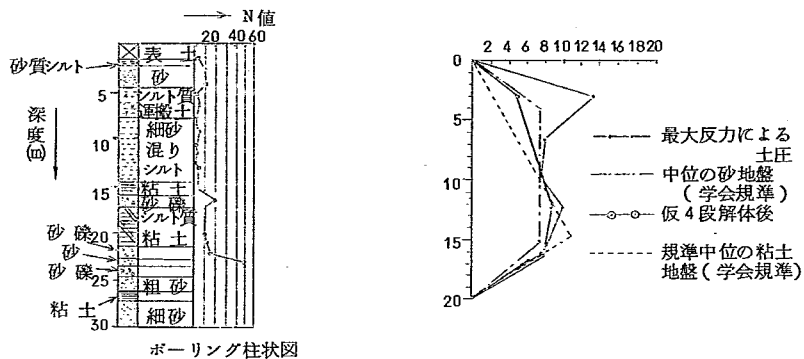


図-23 東京都中央区のビル建設の際えられた測定土圧と規準式による計算土圧の比較 (古藤田氏による)

表-1は、地盤が上部から、表土層、上層、シルト層、腐植土層、下部シルト層となっている箇所で、山留切ばりを3段設置し、掘削を8m程度行つた時に得られた土圧測定結果とTerzaghiおよびTschobotarioffの土圧分布から計算した値とを、比較したものである。

(山留の切ばりに作用する土圧の測定、古藤田喜久雄他、土と基礎 昭34.3)

図-21~図-23および、表-1の土圧測定結果は、現在の建築基礎構造設計規準のTschobotarioffの土圧分布式と合わないものゝを示したもので、Tschobotarioffの土圧分布式で計算した値よりも、ある箇所では、

表-1 山留切梁に作用する土圧と設計土圧の比較 (古藤田らによる)

	測 定 値			計 算 値		
	平均土圧 (ton)	10月19日平均 土圧(ton)	下段取外し 後最大土圧 (ton)	Terzaghi の 梯形分布 土 圧 (ton)	Tschebotar- ioff の三角 形土圧 (ton)	山留設計土圧 (ton)
第1段切梁	15.0	19.0	(25.5)	19.8 (39.5)	9.6 (22.1)	12.6 (22.0)
第2段切梁	25.0	31.5	(34.0)	32.2 (50.0)	23.3 (41.8)	18.9 (29.4)
第3段切梁	24.5	31.5	(24.5)	41.3	39.7	42.6

() は下部切梁取外し後、10月19日：基礎版コンクリート打
大きい測定土圧となり、Tschebotarioff の式が、危険側にあることを示
したものである。

すなわち、図-21では、上層部の測定土圧がTschebotarioff の土圧
よりも大きくなっている。

このことに対して、遠藤は、上層部に砂があるために起つたとして、
Terzaghi のいうアーチングの効果をとりいれ、シートパイル背面におけ
るアーチ支持の荷重が下層の粘土に作用すると仮定して、上層部に砂のあ
る粘土層の土圧分布を図-24のように、新しく提案した。

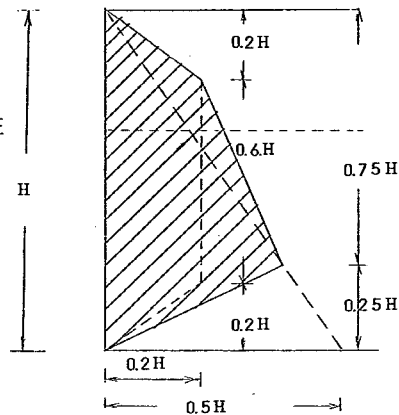
図-22でも掘削上部の測定土圧は、Tschebotarioff の分布式およ
び、遠藤の分布式より求めた土圧よりも大きくなっており、分布形も全く
逆で、上方(第2段切ばり)で土圧値が最も大きく、下方程低減する分布
を示している。

また、Terzaghi の分布式より求めた土圧は、測定土圧をかなりうわ
まつている。

第2段切ばりの土圧値が大きくなった理由として、山肩は矢板壁全体が、
その頭部を中心として回転するような移動を示し、上部砂層に、水平アー
チングが形成されるためと考えている。図-23も同様に、掘削上部の土圧
がかなり大きくなっており、仮4段解体後は上段の土圧が減少しているこ
とから、切ばりによる圧力再分配がかなりきいていると思われる。

掘削上部の測定土圧がTschebotarioff の分布式より求めた土圧よりも

図-24 遠藤による上層砂層
で下部粘土の場合の設計土圧



大きくなることは、表-1にも示されており、この場合 Terzaghi の梯形分布式の方がよくあつている。

Tschebotarioff の土圧式の方が合わない理由として、古藤田も遠藤および、山肩と同じように、上部3mの表土層が、粘土質地盤よりも砂質地盤に近い性状を示すためと述べている。

このことは Tschebotarioff のいう、粘土地盤内では、土圧の再分配はおこり得ないという考えと似ているようにも思えるが、表土層の厚さがうすいことから、逆に土圧の再分配は粘土地盤内にも起こりうるとも考えられ、そのために掘削上部の測定土圧が増大しているとも考えられる。

このように、掘削上部の測定土圧が増大することについて古藤田は、さらに検討を加えている。

図-25は、切ばり段数、3段以上の場合の粘土地盤における測圧実測結果を示したもので、根切りの深さは12mから20mである。また、山留めに、鋼矢板が使用されている。

切ばり反力から、土圧分布を三角形として、各段切ばり反力と土圧との合計値および、それぞれの荷重の重心が一致するように、土圧分布を求めたもので、粘土地盤では Tschebotarioff の分布式は、概して危険側になる。

特に、土圧の合力作用点の位置が高く、上段切ばりに対しては、危険側に

なる傾向が示されている。

ここに示されている例は、軟弱なシルト質地盤での工事が多く、そのために、実測値が大きくなったものと思われる。

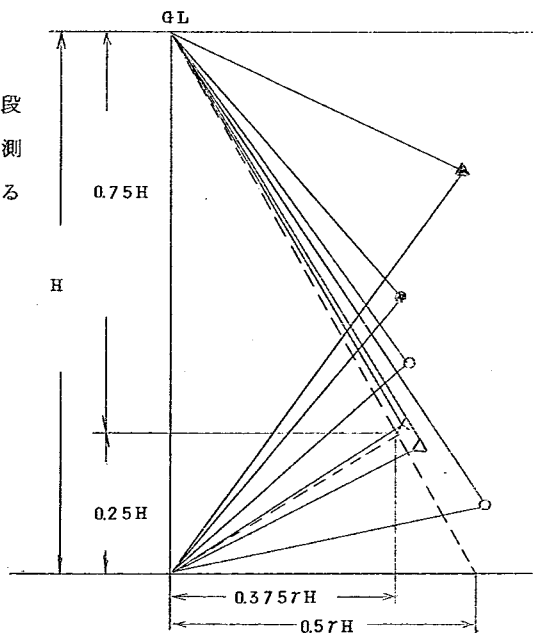
矢板壁に作用する土圧も主動土圧であるから、矢板が変形すれば、土圧は減少するはずであるが、水分の高い鋭敏な軟弱地盤では、過大な変形のまま放置すると、土の構造がゆるんで増々強度を失い、はなはだしい場合には、流動性を呈するため、土圧が増大する。

このことは、近くで深い根切り工事を行つた例がない新しい埋立地における工事の場合に、そのような傾向が強く、極端な場合には、土圧係数が液体の場合と同様に $K_A = 1$ に近い結果を得たこともあると報告されている。

このような地盤は、Terzaghi-Peck (1967) の土圧の N が4以上のときに相当すると考えられる。

(土圧(2)根切りについて 古藤田喜久雄 土と基礎の計算実技演習(その1) 土質工学会)

図-25 切梁段数3段
以上の粘土地盤での測
定土圧と基準式による
計算土圧との比較
(古藤田による)



さらに、図-25と同様に、各段切ばり反力の実測値の合計と全土圧量が等しいとみなし、図-26のように、三角形および台形に、圧力分布を仮定して、土圧係数 K 、 K_1, K_2 および y_0, h_0 を求めた。ただし、矢板根部の反力は、最下段切ばり反力の $1/5$ をとつた。

また、土圧係数算定には、土の単位体積量を砂質土および、粘土質とともに、 1.6 t/m^3 と仮定した。

解析には、切ばり段数が、3段以上の場合のデータを選び根切り完了時、つまり切ばりの総てが働いている状態の時を定常時、また各切ばりについて、工事期間中の測定された最大値だけをとつたものを、最大反力時として、その兩者について計算し、根切り深さと切ばり反力の合計との関係を、対数グラフにプロットしたものが、図-27である。

図中の斜めの線は、規準土圧の巾1m当りの合計値を示したもので、図-27より、粘土地盤では、実数値が規準値 (Tschebetarioff 分布式より求めたもの) に比べて、同等もしくは大きくなっている。それに対して、砂質地盤では、実測値が規準値より小さくなっている。

図-28は、各実測値より求めた K, K_1, K_2 および y_0, h_0 をグラフに示したものである。

図-26 切梁反力と土圧分布形

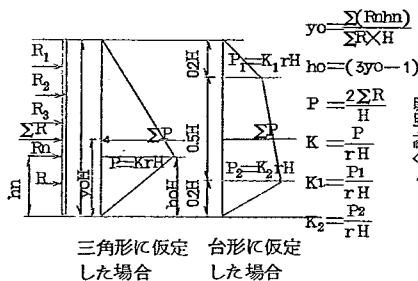


図-27 切梁反力値と規準土圧

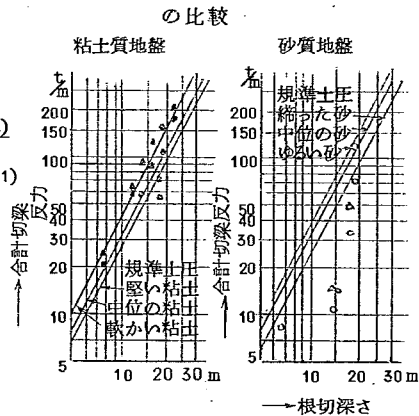


図-28より、砂質地盤の土圧係数は、規準値に比べてかなり小さく、粘土質地盤の土圧係数は、規準の土圧係数よりも大きいものが多いことがわかる。

七
外

また、図中のA, B, C線は、粘土質地盤に対する規準土圧分布形の三角形の頂点の高さの根切り深さに対する割合 h_0 を示す線である。これと各実測値の h_0 を比較すると、実際の場合の方がかなり高いものが多い。

このことは、土圧全量を考えれば、軟かい粘土地盤に対する規準と同等であると考えても、なお上段切ばりの実測値は計算に比べて、危険側になることを示している。

(切ばり反力実測値と規準値の比較 古藤田喜久雄他 日本建築学会報告集 昭40.9)

以上、日本で測定された土圧の分布形について、限られたデータからまとめてみると、現在の建築基礎構造設計基準に採用されている粘土地盤における Tschebotarioff の土圧分布では、掘削上部の土圧が危険側になる恐れが、多分にあると推定される。また、切ばり

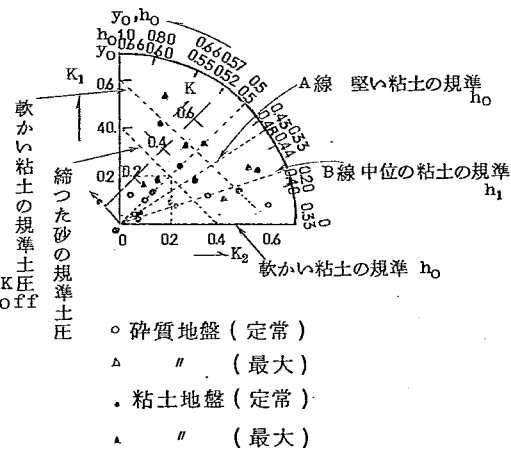


図-28

の設計荷重として、最大荷重をとる必要から、実測土圧分布の包絡線をとって設計荷重を決めるべきであることからして、Tschebotarioff の分布式よりも、むしろ Terzaghi の台形分布式の方が、設計土圧として望ましいと考えられる。

(5) 外国の実測値の比較検討

外国の粘土地盤で測定された代表的な土圧結果について、ここで比較検

討することにする。

塑性粘土の掘削壁面の切ばりに働く土圧を測定した代表的なものは、Chicago の地下鉄工事の際に得られたもので、図-6 に示されている。前にも述べたように、Tschebotarioff は、Terzaghi が用いた Rankine-Reral の全土圧は、Cain の考え方と矛盾しており、また Terzaghi の一般土圧論による土圧の再分配は主として、水平アーチ作用に基づくもので、粘土地盤ではこのようなことはあり得ないと批判している。

また、Philip-Brown は Chicago の地下鉄工事の際、測定された実測結果を解析して、Terzaghi-Peck の考え方の矛盾をさらに明らかにした。図-29 は、その解析結果を示したものである。

掘削深さ H が、4.6 m のとき Terzaghi-Peck の式(7)によれば、 $K_a = 0$ となるが、そのときすでに、約 $K_r = 0.10$ に相当する圧力がかかっていたことが記録されている。

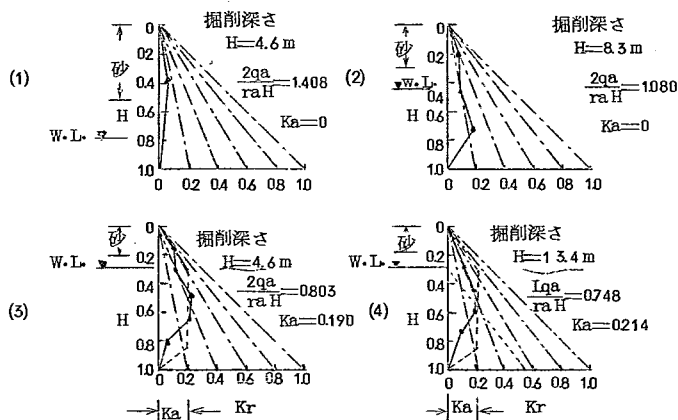


図-29 R.B. Peck の式と Chicago の地下鉄工事で得られた資料 (工事契約 S-9c) に関する Philp Brown の批判的解析 K_a は (7)式を用いて計算した液圧に対する比
 — — — は支柱にかかる荷重の実測値

掘削の深さが、8.3 mに達したときも同様の不一致が見い出され、式(7)による値と実測値が一致したのは、Hが12.4 mないし、工事の最深部、13.4 mに達したときであつた。

Hの深さの約半分までは、土圧は $K_r = 0.45$ の線にほぼ沿っており、それから下では減少している。

図-29の破線は、設計用に Peck が提唱した梯形の土圧を示したものである。Terzaghi-Peck の1976年の改訂版ではこのような矛盾に対する修正として、 $rH - m4c$ が負の値を示す場合には、暫定的に(0.2~0.4) rH の値を使うように決めている。図-30は式(7)により得られた K_a の値と、掘削の深さ H との関係を示したものである。

この図によると、深さが10 mないし20 mに達するまでは、 K_a の値は、粘土の静止土圧 $K_n = 0.5$ より小さくなっている。

これより深い所では、Peck の K_a の値は次第に増加し、静止土圧係数として考えられる最大値0.5を上廻っている。

そこで掘削の浅い時には Tschebotarioff の分布式がよくあい、深くなると、Terzaghi の分布式の方が安全側になることがわかる。

図-7、図-8には、Rotterdam の Maas 河底トンネル工事の測定土圧および、London の掘削工事における測定土圧が示されている。

図-7では、Chicago の測定と同じような傾向が見られる。

すなわち、式(7)による計算値は、から計算された K_a の値と掘削深さ H との関係危険側の値となり、これより深い場合には、安全側の値を示している。

図-31、および表-2は、Oslo の地下鉄工事の掘削の際に測定された土圧結果と、古典土圧理論から算定した土圧と、Peck の方法(1943)

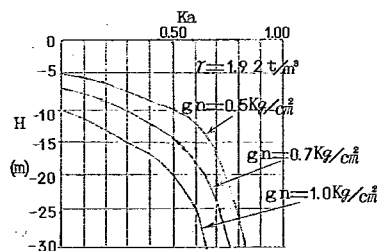


図-30 Terzaghi-Peck の式(7)

および、Brinch Hansen の方法 (1953) で、算定した梁荷重との比較を示したものである。

地盤は均一な軟らかい粘土層から成っており、 $qu = 2 \sim 3 \text{ t/m}^2$ で、鋭敏比は4程度である。

図-31は、掘削工程と測定された平均切梁荷重の関係を示したもので、一般に下の切梁が架設されると、すぐ上の切梁に作用する荷重は減少している。

表-2の①~④は、各レベル毎に、各掘削段階で考えられる切梁荷重に対して、計算値と実測値との比較を行つたもので、Peckの方法で計算したBの切梁荷重は64日および84日では、実測に比べてかなり小さい値を示している。

逆に106日と137日では安全側にはいつている。

しかし、Cの切梁荷重では、Peckの方法によると、計算値は少し大きめにでている。

Chicago および, Rotter dam の場合と同様に、この測定でも浅い掘削段階では、Peckの方法は危険側に入っている。

⑤~⑦は、計算値と掘削過程における最大測定値との関係を示したものである。Cの切ばりでは、Peck および、Brench ともに不経済な設計となっている。

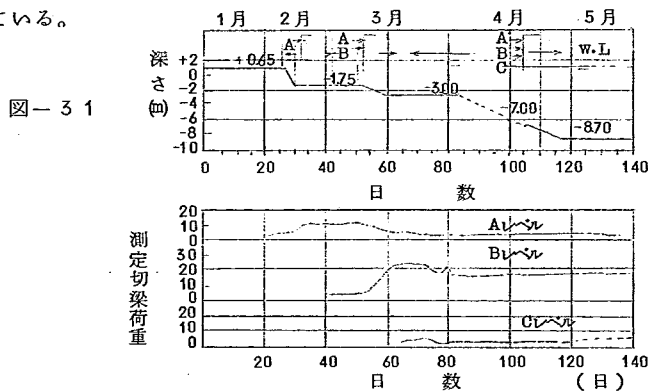


表 - 2

日 数	Excavation stage	stvt	切 梁 荷 重 t/m				最大 切 梁 荷 重 t/m			Thrust Load excavated level t/m						
			Measured		After R.Feck	After B. Hansen	Measured	After R.Feck	After B. Hansen	Clds-sical	$1/2rh^2$	$1/2rw_{hw}^2$	①+⑩	⑪/⑧	⑪/⑨	Na
			Ave.	Max												
			①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪	⑫	⑬	⑭
4 0		A	10.4	11.3												
6 4		A	4.4	4.7	6.2	11.6	11.3	6.2	11.6							
		B	22.7	25.8	13.4	33.0	25.8	13.4	33.0	15.4	32.3	0	27.1	1.76	0.84	0.49
	Σ	27.1														
8 4		A	1.9	2.1	5.9	11.5	11.3	6.2	11.6							
		B	14.5	16.9	9.5	17.4	25.8	13.4	33.0	15.4	32.3	7.7	25.2	1.64	0.78	0.40
		C	1.1	2.1	0.8	8.0	1.1	0.8	8.0							
	Σ	17.5														
1 0 6		A	2.4	2.8	6.7	12.5	11.3	6.7	12.5							
		B	14.9	16.9	18.7	13.9	25.8	18.7	33.0	50.2	90.0	35.7	53.9	1.07	0.60	0.43
		C	0.9	1.7	16.5	13.7	1.1	16.5	13.7							
	Σ	18.2														
1 3 7		A	1.9	2.3	7.1	11.1	11.3	7.1	12.5							
		B	17.2	19.3	22.0	13.4	25.8	22.0	33.0	74.2	123.5	52.9	~79.0	~1.07	0.64	0.43
		C	< 7.0	7.0	29.0	20.9	7.0	29.3	20.9							
	Σ	<26.1														

②は、測定切ばり荷重と水圧の合計と Rankine の主動土圧との比を表わしたもので、64日および、84日ではその値は、1.7になつてゐるが、掘削が進むにしたがつて、1.1と減少している。そして、主動土圧と程んど等しくなつてくる。

土圧の作用点 N_a を示したものが④で、測定切ばり荷重と水圧とから決定されたものである。

N_a の値は 0.40~0.49 の範囲にあり、Peck (1943) の測定値とよく一致している。結論として、切ばり荷重を計算するための Peck の方法(1943)は浅い掘削段階では、切ばり荷重は小さめにでる。限界高さ $4C/r$ の深さ程度まで掘削が進むと、Peck の方法は、合理的な切ばり荷重を与える。

しかし、上部二段のストラット荷重は、少し小さめに出る。

また、下段の切ばり荷重は、逆に少し大きくなる。

(Strut Load and rated Measure mented on contrast 630 of the Oslo Subway : Proc of 5th Inter, Conf on S.M.F.E. 1961) このような事実から、Terzaghi-Peck (1967) の改訂版では、台形土圧分布は少し大きくしている(図-15参照)。

図-32、表-3は、ノルウェーの固くて亀裂のある粘土地盤で行なわれ、トレンチ掘削工事の際、測定された切ばり荷重と Peck の方法(1948)で計算した荷重とを比較したものである。トレンチの長さは14m、幅0.9m、深さは4mである。粘土地盤の $r=1.85\sim1.95\text{ t/m}^2$ で、 $q_u=4\sim16\text{ t/m}^2$ で、深さとともに小さい値を示している。

Peck の設計土圧は、一般に浅い掘削および、固い亀裂粘土に対して適当できないとされているけれども、この掘削においては比較的よくあつてゐる。

Peck の土圧グラフと一致する $C' = 0$ とした、Cφ法によつて計算された全土圧分布をもとにして求めた切ばり荷重と11月に測定された最大切ばり荷重の比較を、表-3に示した。

(Earth Pressure Measurement in a Trench Excavated in stiff Marine Clay: Proc of 4th InterCont on S.M.F.E. 1957)

図-32 秋期と冬期の測定ストラット荷重

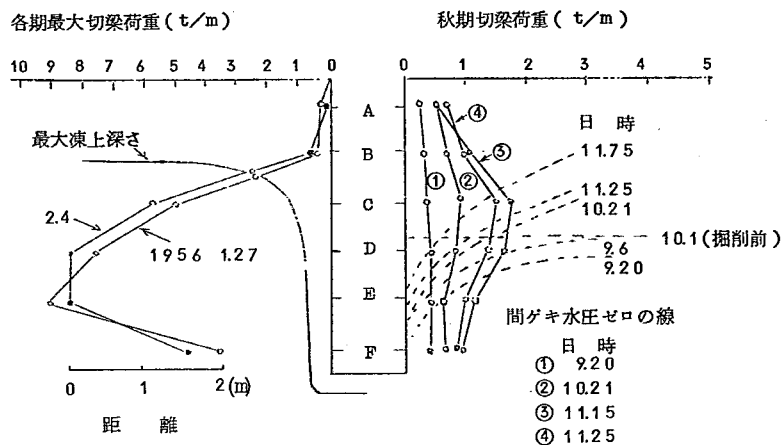


表-3 Peck の方法による計算値と実測値との比較

ストラット	深 さ (m)	測 定 値			Peck の方法による計算値		
		最小値 (ton)	平均値 (ton)	最大値 (ton)	ストラット 荷 重 (ton)	違 い (%)	
						平均値との違い	最大値の違い
A	0.33	0.26	0.56	0.94	0.39	- 30	-141
B	1.00	0.52	1.07	1.72	1.97	+ 84	+ 13
C	1.66	1.32	1.74	2.20	2.14	+ 23	- 3
D	2.33	1.20	1.62	1.88	2.14	+ 32	+ 12
E	3.00	0.99	1.16	1.40	2.33	+101	+ 40
F	3.66	0.50	0.98	1.40	0.99	+ 1	- 42

Terzaghi-Peck (1967) の改訂版によると、 N_a が0.5以上を越えない範囲では、 K_A の値は Rankine の土圧係数とほぼ同じであり、Rankine の値で近似できるとされている。

図-33 は、それを裏づけるデータで、(7)式によつて計算された K_A の値

と、実測切ばり荷重から求められた K_A との比較を示したものである。

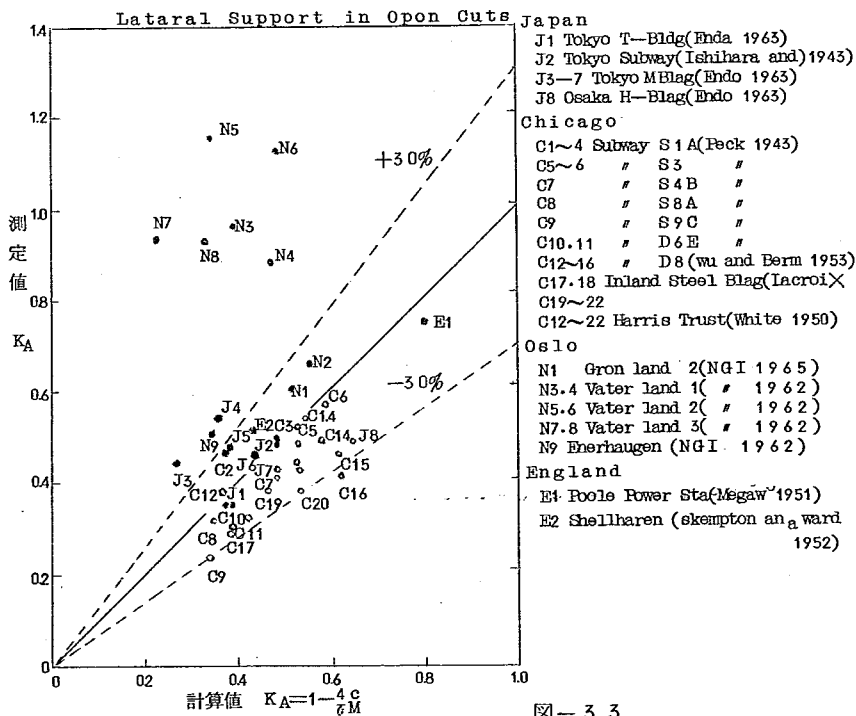
Oslo の掘削の場合を除くと、実測値はだいたい計算値の $\pm 30\%$ 以内に入っている。

$0s/0$ 以外の観測データの地盤は、根切り面が硬い地盤であつたり、根切り面の近くに硬い地盤があるために、塑性域が発生しにくい地盤である。このような地盤では、(7)式で計算した値と実測値とはよく一致する。

即ち、 $m=1$ で、 $N<4$ 以下の地盤である。

それに対して、Oslo の地盤は N が $6.3\sim 8.3$ で、変形係数の大きい正規圧密粘土であるため、塑性域が生じ、矢板背面上の移動にともない、土圧の増大をひきおこしている。

そのため計算値と実測値との間にかなりの差が認められる。



このような地盤に対する(7)式の修正式としてTerzaghi は次式を提案した。

$$K_A = 1 - m \frac{4c}{\gamma H} \text{-----} (8)$$

ここで、 m は設計土圧を大きめにとるための補正係数である。この m は、観測データを基にして決める。

Oslo の地下鉄では、 $N=6.3 \sim 8.3$ に対して、 $m=0.4$ 程度になつた。

これは、図-34の土圧分布形を基にして決めたものである。

図-34は、Chicago、東京、大阪、England、Oslo における掘削工事の際、測定された最大土圧分布形を示したものである。

a)~h)のChicago、東京、大阪、Englandの測定土圧では、 m の値は1.0である。そして最大値が、 $1.0 K_A \gamma H$ を越えているものはあまりない。

i)のグラフは、Osloの地下鉄工事の際の最高土圧で、 $2.5 K_A \gamma H$ を越えている場所もある。

そこで、 $m=0.4$ とすると、j)のグラフのようになる。

すると、最大土圧は $1.0 K_A \gamma H$ に近い値となる。 m の値に対しては、数多くのデータを基にして、もつと慎重に、決める必要があるものと思われる。

以上、外国の土圧測定について述べたが、実測値とTschebotarioffの土圧式より求めた計算値を比較したものはない。

逆に日本では、設計基準にTschebotarioffの三角分布を採用しているためその比較は多い。

Tschebotarioffの土圧分布は、室内実験より求められたものであるが、Terzaghiは、多くのデータをもとに経験的な修正を加え、設計土圧に決めているため、実験に近い土圧分布を示しているものと思われる。

切ばり荷重

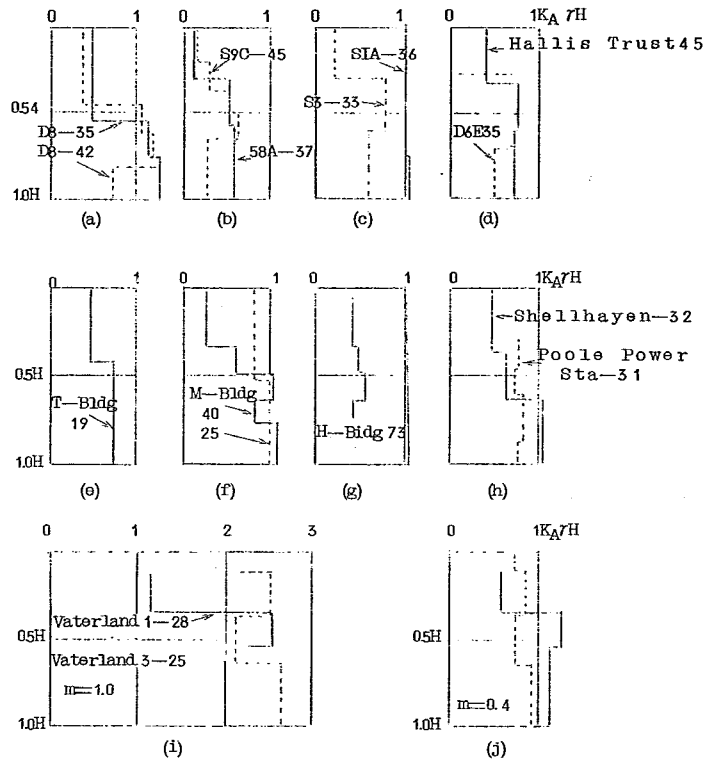


図-34 中位の粘土地盤に作用する代表的な土圧分布

a～d : Chicagoにおける掘削 e～f : 東京における掘削

g : 大阪における掘削 h : 英国における掘削

i : Oslo における深い正規圧密粘土層の掘削で補正係数 $m=1.0$

と仮定した場合 j : Oslo の同じ地盤で $m=0.4$ とした場合

(6) 切ばり荷重

矢板の掘削面に作用する土圧を、直接測定することは現段階ではむづかしく、多くは切ばりに作用する荷重を測定することによつて土圧を求めている。

切ばりに働く反力は、気温によつてかなり影響される。

遠藤の報告によると、測定された切ばり荷重と気温との間には一定の相関関係があり、一日の温度変化と同じように切ばり荷重も周期的な変動を示し、温度が低下すると切ばり荷重も小さくなることが示されている。

そして、測定時間は一日のうち、もつとも温度変化の少ない午前6時頃がよく、温度変化のある場合は補正する必要があるとのべている。

このように、切ばり荷重を正確に測定するためには、温度効果、計器の種類、計器の設置等に注意を払わなければならない。このような注意を払い、しかも土質条件と切ばりの間隔が同一であつても、切ばりに作用する荷重は、掘削の方法、掘削速度、切ばりの押入時間などによつてかなり異なり、また掘削条件が同じにしても、同一深度での切ばりの荷重は場所によつてかなり違つている。

図-35は、Chicagoの掘削工事における切ばり荷重を示したものである。

それぞれの水平のバーは、同一掘削条件で、しかも同一深度における切ばり荷重の平均値と最大値および最小値の範囲を示したものである。

切ばりの荷重は、平均値を中心にして、 $\pm 60\%$ の範囲に測定値が分布しており、測定値にかなりのバラツキがあることがわかる。

また、図-36は、Chicagoの掘削工事における同一地点での最終掘削面に達したときの全土圧の平均値と最大値、最小値を示したものである。

ここでも全土圧は、平均値を中心にして、 $\pm 30\%$ の範囲にあり、かなりのバラツキを示している。

土圧と掘削深さの関係は、掘削面が低下してゆくにつれて、一般に漸増してゆく。

また切ばりの荷重は、掘削終了後、時間的に増大してゆくことが多く、上部がゆるい砂層で下部にシルト質粘土のたい積している図-22の地盤での観測結果では、掘削後2週間程度で、土圧はほぼ安定した状態になるが、そ

図-35 シカゴの掘削で測定された切梁荷重の変化

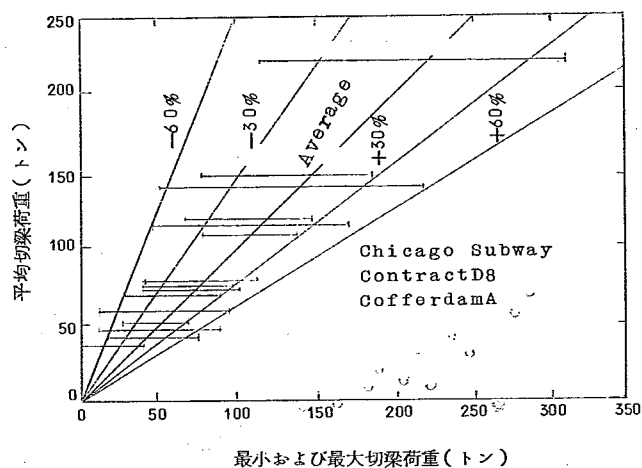
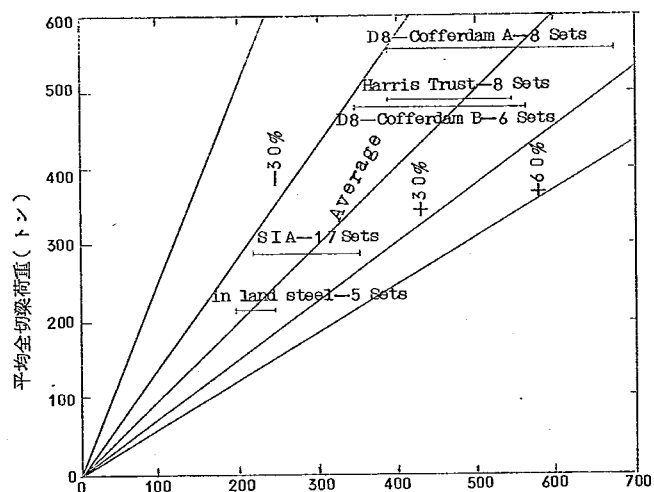


図-36 シカゴの掘削で測定された切梁荷重の変化

の大きさは、掘削直後に比較すると、5～35%と、根切り面から数えて第1段切ばり、第2段切ばりで増加しており、第3段目切ばりでは、1週間して安定し、その増加率も5%と小さくなっている。根切面に近い切ばり程安定状態に達するまでに長時間を要し、土圧の増加率も大きくなっている。

さらに最大土圧に達するのは、掘削直後約4週間たつたときで、その大きさは掘削直後の13～63%の増加を示した。

また図-21の地盤では、土圧が測定点をこえると、その測点での荷重は増大し始め、その時間的おくれは、8～11日で、土圧は20～30%増大した。また下部の切ばりが除去されると、上部の切ばりの土圧は増大する。

逆に減少する場合もある。これは土の軟かさ、下部の拘束力、矢板の剛性などに影響されるためである。

表-1の地盤の掘削においても、同様な傾向が現われており、時間的おくれは、1段、2段、3段と深くなるにつれて長くなり、1段で5～6日、2段で8～10日、3段で8日以上となつている。また土圧の増加率は、1段で15%程度、2段で50%程度、3段で65%以上になつている。

各段の切ばりを取除くと、そのすぐ上の段の切ばりの土圧は、取外された切ばりが受持つていた土圧の約1/3を受けもつ。これらのことは、上の2つの例とだいたい一致している。

(7) まとめ

矢板の掘削面に作用する土圧は、剛壁に働く土圧に比べて、矢板の変形が加わるために、その土圧を正確に算定することは、現状ではむづかしい問題である。

砂地盤では、それでもアーチング作用による土圧の再分布などが働くとして、矢板背面の土の応力のある程度算定することができるが、粘土地盤になると、粘土の粘着力によるせん断抵抗の影響、圧密、クリープ等の粘土特有の性質のためその取り扱いが非常にむづかしくなる。

矢板の掘削面に作用する土圧の実測結果によると、同一の場所でも、掘削

部周辺の土の局部的変化、掘削方法、掘削速度、切ばりの間隔、切ばりの押入時間、プレストレスの加え方などの違いによつて、かなり土圧の分布形および、大きさが違つてくる。

以上のことを考え合せると、粘土地盤の場合矢板の掘削壁面に働く土圧の設計基準を決める際には、理論的にこれを決めることはまず無理であり、数多くのデータを集め、予想される土圧について、十分安全な設計土圧を決めるより他に方法はないように思われる。

現在、広く用いられている建築基礎構造設計規準は Terzaghi-Peck の土圧分布式と Tschebotarioff の土圧分布式とを基にして作られたものである。Terzaghi の方法は、数多くのデータを集め、それらのデータから求めた測定土圧係数と Rankine-Resel の土圧係数およびすべり面が円弧で、 $\phi=0$ と仮定して計算によつて求めた土圧係数の3者について比較検討を行ない、その結果から設計土圧係数を決め、修正していく方法をとっている。Tschebotarioff は Terzaghi の考え方に対して、Rankine Resel の土圧論を採用したことは、Gain の考え方と矛盾しており、又水平アーチングなどによる土圧の再分配は、粘土地盤ではありえないこと、セン断抵抗による土圧伝達は軟弱な地盤では起り得ないとして、粘土地盤における矢板に働く土圧は、圧密平衡状態における水平土圧が働くとした。

そして、土圧分布は三角形で、土圧係数は、室内の大型実験より 0.5 と決めた。これに対して、その後 Terzaghi はセン断抵抗による土圧伝達の効果および補正係数 m を導入して新しい土圧分布を提案した (1967)。

しかし、土圧再分配の間隔および、圧密平衡状態における水平土圧の問題について、何もふれていない。

Tschdbotarioff の平衡圧密理論は、論理的であるが、あくまでも粘土地盤では、砂地盤と異つて土圧の再分配は起りえないという前提にたつたものである。

実測結果では、Tschebotarioff のいうように、三角形分布をした土圧

もかなり測定されており、土圧係数はおよそ0.5以下である。しかし、反面掘削壁面上部の土圧がTschebotarioffの土圧よりかなり大きくなっている例もあり、しかも掘削面から全土圧作用点の距離 $Na.H$ の Na の値は、そのほとんどが0.3~0.5の範囲に入っている。そして、Terzaghiのデータによると、 Na の平均値は0.39であつた。

このことから、一概に粘土地盤では、土圧の再分配は起り得ないと思えるのは当をえないと思われる。

切ばりの設計荷重としては最大値をとる必要性から、実測土圧分布の包絡線をとるべきで、Tschebotarioffの三角形分布式よりもTerzaghiの台形分布式の方が実情によくあつており、設計土圧としては望ましいように思われる。

矢板の掘削壁面に作用する土圧について、現在のところわからない点が多く、設計土圧の考え方にも不備な点が多く、特に粘土地盤に対しては、今後数多くのデータを集め、理論的考察を加えてゆかなければならないように思われる。

土質研究室 山村 和也
久楽 勝行

参考文献

- 1) T. Willim Lambe, Robert V. Whitman: "Soil Mechanics" 1969
- 2) 原田千三; "土圧計算新法(土力再分配法による)" 土と基礎 1965
4月号 13-4
- 3) 日本建築学会; 建築基礎構造設計規準・同解説 1960改訂版
- 4) K. Terzaghi, R. B. Peck; "Soil Mechanics, and Earth structure" Wiley 1948
- 5) Tschebotarioff; "Soil Mechanics, Foundations, and Earth structure" Mc-Graw Hill 1951
- 6) Bureau of Yards; and Docks; Design Manual 1963
- 7) K. Terzaghi and R. B. Peck; "Soil Mechanics in Engineer-

ing Practice second Edition Wiley 1963

- 8) "Measurements at a strutted Excavation, Oslo Subway"

Norwegian Geotechnical Institute, Technical Report No.1~No.9

- 9) 飯吉精一；「基礎とずい道の掘削」1963 技報堂

- 10) 畑野弘治他2名；「山止め切ばりに加わる土圧測定」日本建築学会論文報告集 昭4 1.9

- 11) 山肩邦男；「鋼管矢板壁に作用する側土圧の計測結果」日本建築学会論文報告集 昭4 1.10

- 12) 上野長八郎、遠藤紀一郎；「山留切ばりに加わる土圧性状の研究（その1）」日本建築学会論文報告集 第89号 昭3 8.9

- 13) M.Endo；「Earth Pressure in the Excavation Work of Alluvial clay stratum」IGSMFE, Budapest 1963

- 14) 山肩邦男、中田啓一、福本和正；「掘削工事にともなう切ばりの土圧変動ならびに背面土の挙動に関する一実測結果」土と基礎、Vol 14 No.3
Mor 1966

- 15) 古藤田喜久雄他4名；「根切り時の土圧測定」日本建築学会論文報告集 昭4 0.9

- 16) 古藤田喜久雄、難波直彦；「土留の切ばりに作用する土圧測定」土と基礎 昭3 4.3

- 17) 古藤田喜久雄；「土圧(2)根切りについて」土と基礎の計算実技演習（その1）土質工学会

- 18) 古藤田喜久雄；「シルト及砂地盤中の切ばり反力実測値と土圧合力」日本建築学会論文報告集 昭3 7.9

- 19) 古藤田喜久雄、松浦良治、花村昌彦；「切ばり反力実測値と規準値との比較」日本建築学会論文報告集 昭4 0.9

- 20) E.Dibiagio, B Kjaernsli；「Strut Loads and Related Measurement on Contract 63 a of the Oslo Subway」Prsc

of 5th inter cont on SMFM 1961

- 21) E Dibiagio B.Bjerrum; "Earth Pressure Measurements in a trench Excavated in Stiff Marine Clay" Proc of 4th inter, cont on SMFE 1957
- 22) 山肩邦男・八尾真太郎; "掘削にともなう鋼管矢板壁の土圧変動" 土と基礎 1967 June
- 23) Rundolt Briske; "Anwedung von Pruckumlagerungen bei Baugrubenum schlie Bungen" 35 Jahrgang Heft 7 Juli 1958
- 24) Rmdolf Briske; Anwendung von Druckum lagerungen bei Baugrubenumschlie Bungen " 35 Jahrgang Heft 7 juli 1958
- 25) 上野長八郎他 4 名; "山留め切ばりに加わる土圧力について鹿島建設技術研究所年報 第 14 号