

はじめに

ケイの支持機構に關する理論的な取扱は Seeger & Reese⁽¹⁾
 によって示された。この解はいくつかの境界条件の下で得られるが
 摩擦力に關しては不明確な點が多く、その取扱上、線形
 関係式で示される場合が多い。これは、摩擦分布がほぼ
 センサ変形との関係が十分に解明されていないためであらう。
 摩擦力は基本的には $f = \mu \cdot K \cdot \Delta x \dots (4)$ で示される。

これは ρ -リングの影響が無いとすれば深さの一次函数で与えられる。

K 値は一般的には静土圧係数 K_0 が採用されているが、これは土のヒズミと相応しく土圧が發揮しおとした方がより妥当であると考えられる。その関係は現在に至るまで不明であるが、ここではウイの設置方法を別にした観測から、摩擦力の検討を行なった。

実験と考察

実験に供したウイはアクリル円筒、直径 6cm 、長さ 70cm 。
ウイの円筒に對稱にゲージを添付した。 $(E_p=30,000\sim 35,000\text{ kg/cm}^2)$
図(1)(2)はウイ頭における荷重～変位曲線を示す。は。
その曲線はウイの設置方法によって、性状が異なっている。押込みウイは所定の密度に造成された地盤に
靜的な荷重を介して所定の深さまで「倉入」したものである。
押込みウイはウイ倉入に伴い先端地盤および周辺が履歴
応力の影響を受けると、あらかじめ「靜置」した埋込

“ ” 〇 鄉 間 〇 明 義

" 1. 直 = 即

みうイではその影響は極めて小く無視できる。

したがって、埋込み型ではその伝達荷重が型先

端の圧縮, 両方¹¹は局所的なセー断に費やされ

押込が21に較べ、一定荷重を得るに大なる変

估量が必要でありと云えらる。一々麻痺力は

ρ の値を示し、後 $\pm$ の変位を増大または減

少: 竹がア - 陰に なる 値が 示す ため である 造成

[illegible][illegible]
$$\int_{\mathbb{R}^n} f(x) dx = \int_{\mathbb{R}^n} f(x) dx$$

②

M 是臥坡の心線 $M=2.50 \times 10^{-2}$ $\therefore 1/M = 20 \text{ (1/dk)}$

の範囲であり、 K 。②式から $\frac{1}{K}$ の K 値を計算すると

$K_{D1} = 3.46, K_{B1} = 0.42, \text{一定時 } K_{D2} = 2.66, K_{B2} = 0.46 \text{ となる。}$

KDは $\phi=32^\circ$ のランゲン受働土圧に近しい。またこの様

なK値は通常考えられて11の静止土圧係数と異

なるものである。しかし埋込み率の結果 $K=0.4 \sim 0.9$

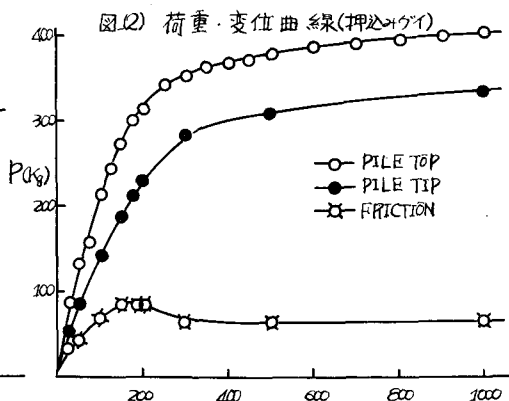
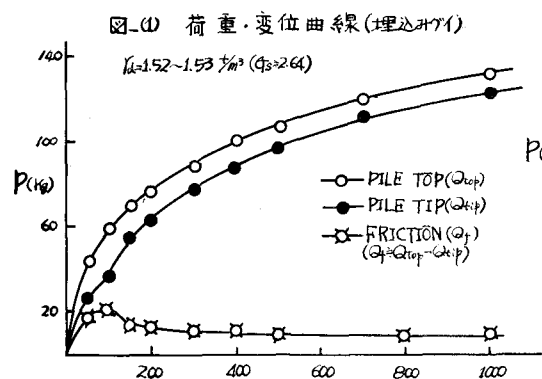
とこれは Meyerhof の提案に K_0 の値に近似して

これらの事から K 値が静止土圧係数より大く

求まるひとつの原因として

地盤造成時の締固めに伴う地盤応力分布の不

均一性⁽³⁾, タイ輸入による一時的な締固め効果の影響⁽⁴⁾



などが考えられる。この事はワイ周囲に働く土圧が少なからず履歴応力の影響をうける事を意味している。

埋込みワイの状態では密入に伴う周辺土への履歴応力の影響はないが、造成時の締固めに伴う応力分布の不均一性は残る。この時、粒子は互にアーチ状の構造をとると仮定する。ワイK変位が生じると、ワイ周からセン断力の形で摩擦力は周辺へ伝達され、粒子の再配列が起り応力の不均一性は消滅すると考えられる。さらに相対的な変位が増大すると摩擦力も増加する。その結果ワイ周で劇的の摩擦力が起る。また下向きの摩擦力の再分布圧によ

りて周辺粒子がセン断されると考え、その両者を加味したものがワイの摩擦力であると考え。Berezantsev⁽⁵⁾は周辺範囲を一定幅りと仮定し、その範囲でアーチのため鉛直圧が減少あるとしている。この様にワイ周での摩擦力と考えると、その全長について主シキ時の最大が図-(1)(2)でのピーク値を示すものと考えられる。このことは履歴応力の影響が大きいもの程、密度は高のられ、周辺でのダイナミ

ック効果も大きく、摩擦力も増大すると推測される。図-(3)は

$\sigma_p = \frac{(p-N)/\pi H_k}{\dots (3)}$ の関係を示した。この曲線がピーク値を示した後、一定の値に漸減する性状がわかる。図-(4)から摩擦応力では鉛直圧が大きいもの程大きく示され、その増加は直線的に三角分布を示している。(1)式から $K = \sigma_p / \gamma z$ $\dots (4)$ となり、Kの傾向は γz の

項が定数であることから、変位に対しては図-(3)の傾向と変わらない。通常のセン断試験においても、拘束圧の大きいもの程、 N/V の収縮は大きい事が知られている。可なりワイにおいても同様に変位が生じれば収縮をきたすものと考えられる。その結果、拘束圧の大きいもの程その現象は大きく、土圧も増大するものと考えられる。しかしワイ先端付近では、先端支持の影響をうけて摩擦力が異なる事が知られている。

とこが

ワイの設置方法を異にこの場合、履歴応力の影響によって摩擦力が異なる事を示した。図-(4)からの傾向では変位によって摩擦力ではそのオーダーが変化するが、それが一定を示すK値は平均的には筆者等の実験式 $K = 1 + 2 \tan \phi$ で近似している。今後は土圧とセン断抵抗とを導入し、条件で考える必要があり、セン断試験からの

点を検討あるつもりである。参考文献 1) 例は「基礎工学ハンドブック 朝倉書店 P437~438

2) Meyerhof "Penetration Test as Bearing Capacity of Cohesionless Soils" ASCE papers 3) 三笠他「砂質土の構造とセン断強さについて」土木学会25回年次大会45年

4) 井上他「砂質土の設置工法と打込み時の振動伝達特性」第6回土木学会研究発表講演集 5) Berezantsev "The Bearing Capacity of Sands under Deep

6) 藤田「標準貫入試験と土質調査試験の解釈と適用例」土木学会 7) 菅原他「砂質土のセン断試験と土質調査試験の解釈と適用例」土木学会研究発表講演集。

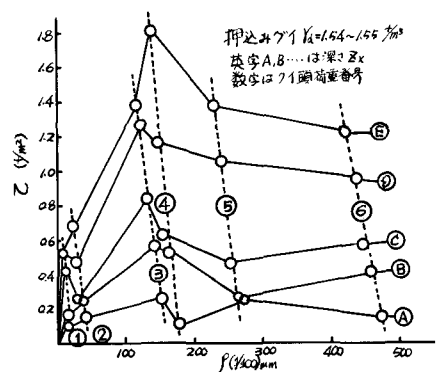


図-(3) 任意深さでのセン断応力 σ_x ～変位 p_x

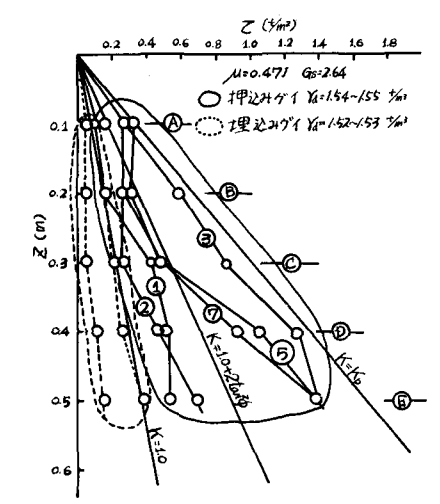


図-(4) ワイ周 セン断応力 σ_x ～深さZ