

## 2層の非粘性土よりなる裏込めの擁壁土圧について

三浦 哲彦\*・山本 修三\*

### Lateral Thrust of Backfill of Two-Layer Cohesionless Soils

Norihiko MIURA and Osami YAMAMOTO

#### Abstract

In the previous paper, we discussed the lateral thrust of backfill of two cohesionless soils facing at a nearly vertical plane. The present report deals with the backfill of two-layer system. Coefficients of lateral thrust are calculated by the proposed equation for various cases and the results are compared with experimental values for sand and gravel which are measured in a soil box of  $1 \times 1 \times 0.6$  m. The experiments are also made on the case of the vertical boundary to examine the equation which appeared in the previous paper. The results prove that the proposed equations are reasonable in both cases of vertical and horizontal boundaries.

#### 1. まえがき

前報<sup>1)</sup>では、2種の非粘性土が鉛直に近い境界面で接する裏込め土の土圧算定式を提示し、土質パラメータおよび幾何学パラメータを変えた場合の土圧係数  $K$  の値を計算して利用しやすいように図で示した。

本報では、境界面が水平な場面について土圧算定式を導きその計算結果を示すとともに、境界面が鉛直に近い場合も含めて土槽実験による検証の結果を述べることにする。

#### 2. 境界が水平な場合の土圧算定式

次の2つの仮定に基づいて土圧算定式を導く、

- (a) すべり線は同一材料内では直線とする。
- (b) 上層材料中の仮想鉛直面に作用する内力  $P'_1$  の傾きは材料の内部摩擦角に等しいとする。

さて、Fig. 1 を参照して  $\triangle deh$ ,  $\square abdh$ ,  $\triangle bcd$  の各単位奥行当りの重量  $W_0, W_1, W_2$  は、 $H_1/H = \bar{H}$  とすると次の式で表わせる。

$$W_0 = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_{w0} \quad (1)$$

ここに、

\* 建設工学科

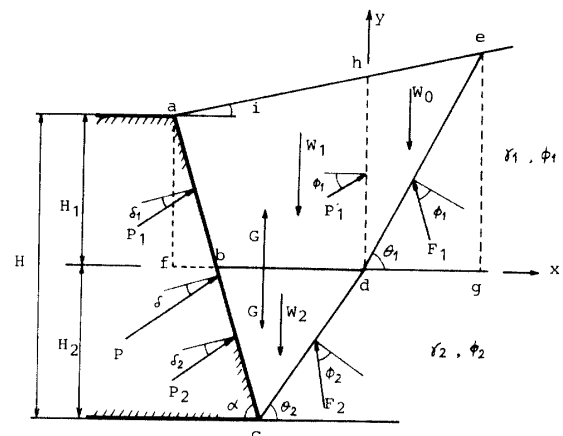


Fig. 1 Geometrical illustration for the proposed equation.

$$K_{w0} =$$

$$\frac{[\tan i \{ \bar{H} \cot \alpha + (1 - \bar{H}) (\cot \alpha + \cot \theta_2) \} + \bar{H}^2]}{\tan \theta_1 - \tan i}$$

また、 $W_1$  は

$$W_1 = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_{w1} \quad (2)$$

ここに、

$$K_{w1} =$$

$$\begin{aligned} & \bar{H} (1 + \tan i \cot \alpha) \{ (2 - \bar{H}) \cot \alpha + 2(1 - \bar{H}) \cot \theta_2 \} \\ & + (1 - \bar{H})^2 (\cot \alpha + \cot \theta_2)^2 \tan i \end{aligned}$$

さらに,  $W_2$  は

$$W_2 = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_{w2} \tag{3}$$

ここで,

$$K_{w2} = (1 - H)^2 (\cot \alpha + \cot \theta_2) \gamma_2 / \gamma_1$$

次に, Fig. 2 (a) の力の多角形に正弦定理を用いて,

$$P'_1 = \frac{W_0 \sin(\theta_1 - \phi_1)}{\cos(\theta_1 - 2\phi_1)} \tag{4}$$

同じく Fig. 2 (b) より,

$$P_1 = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_1 \tag{5}$$

ここに

$$K_1 = \frac{K_{w0} \sin(\theta_1 - \phi_1) \cos \phi_1}{\sin(\alpha - \delta_1) \cos(\theta_1 - 2\phi_1)}$$

また,  $P_2$  の計算に必要な内力  $G$  は

$$G = \frac{W_1 \sin(\alpha - \delta_1) \cos(\theta_1 - 2\phi_1)}{\sin(\alpha - \delta_1) \cos(\theta_1 - 2\phi_1)} - \frac{W_0 \sin(\theta_1 - \phi_1) \cos(\alpha - \delta_1 + \phi_1)}{\sin(\alpha - \delta_1) \cos(\theta_1 - 2\phi_1)} \tag{6}$$

$P_2, W_2, G, F_2$  の釣合い (Fig. 2 (c)) より

$$P_2 = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K_2 \tag{7}$$

ここに,

$$K_2 = \{ (K_{w1} + K_{w2}) \sin(\alpha - \delta_1) \cos(\theta_1 - 2\phi_1) - K_{w0} \sin(\theta_1 - \phi_1) \times \cos(\alpha - \delta_1 + \phi_1) \}$$

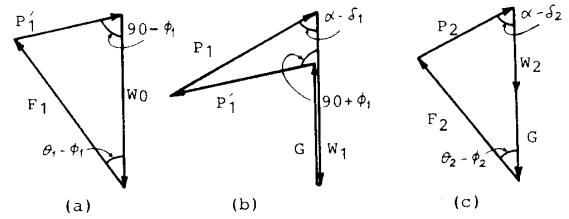


Fig. 2 Force polygon for the proposed equation.

$$\times \frac{\sin(\theta_2 - \phi_2)}{\sin(\alpha - \delta_1) \cos(\theta_1 - 2\phi_1) \sin(\alpha - \delta_2 + \theta_2 - \phi_2)}$$

上に示した  $P_1, P_2$  と土圧合力  $P$  の間に余弦定理を適用することにより  $P$  は次式で表わされる.

$$P = \frac{1}{2} \gamma_1 H^2 K \tag{8}$$

$$ここに, K = \sqrt{P_1^2 + P_2^2 + 2P_1 P_2 \cos(\delta_1 - \delta_2)}$$

また, 土圧合力  $P$  が擁壁法線方向となす角  $\delta$  は,

$$\delta = \cos^{-1} \left( \frac{P_1 \cos \delta_1 + P_2 \cos \delta_2}{P} \right) \tag{9}$$

で与えられる.

### 3. 計 算

計算は, Table 1 に示す土質パラメータおよび幾何学的パラメータの各組合せについて,  $\theta_1$  と  $\theta_2$  を  $50^\circ$  から  $70^\circ$  の範囲で  $1^\circ$  づつ変化させて実行し, 土圧係数  $K$  の最大値およびそのときのすべり線の傾きを求め

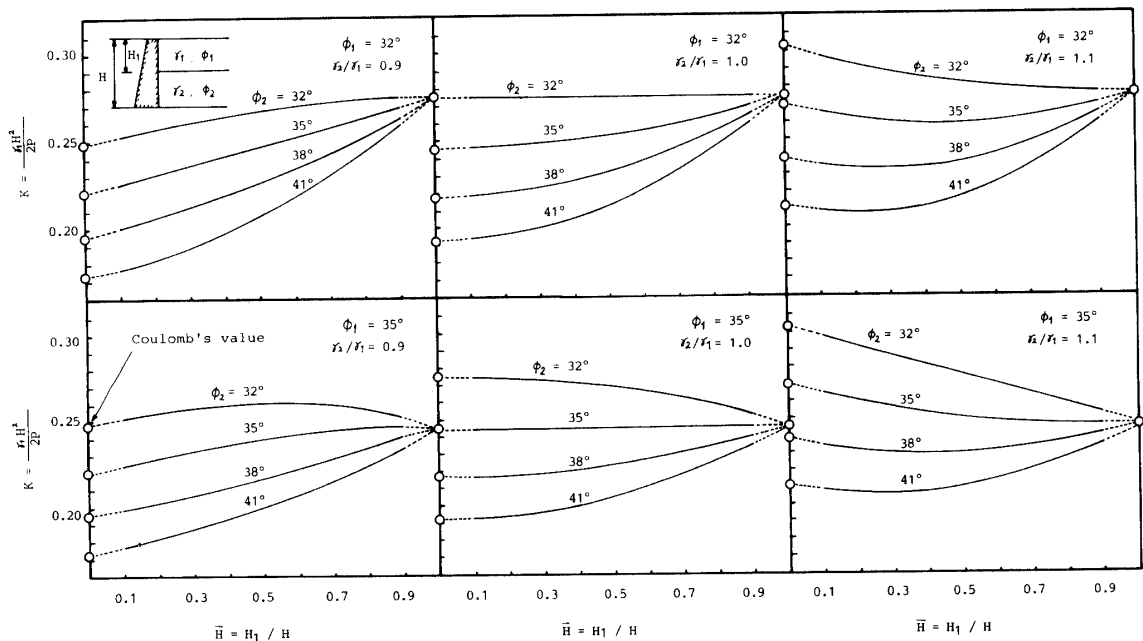


Fig. 3(a) Calculated value of the coefficient of lateral thrust ( $\alpha = 90^\circ, i = 0^\circ, \phi' = 32^\circ$  and  $\phi' = 35^\circ$ ).

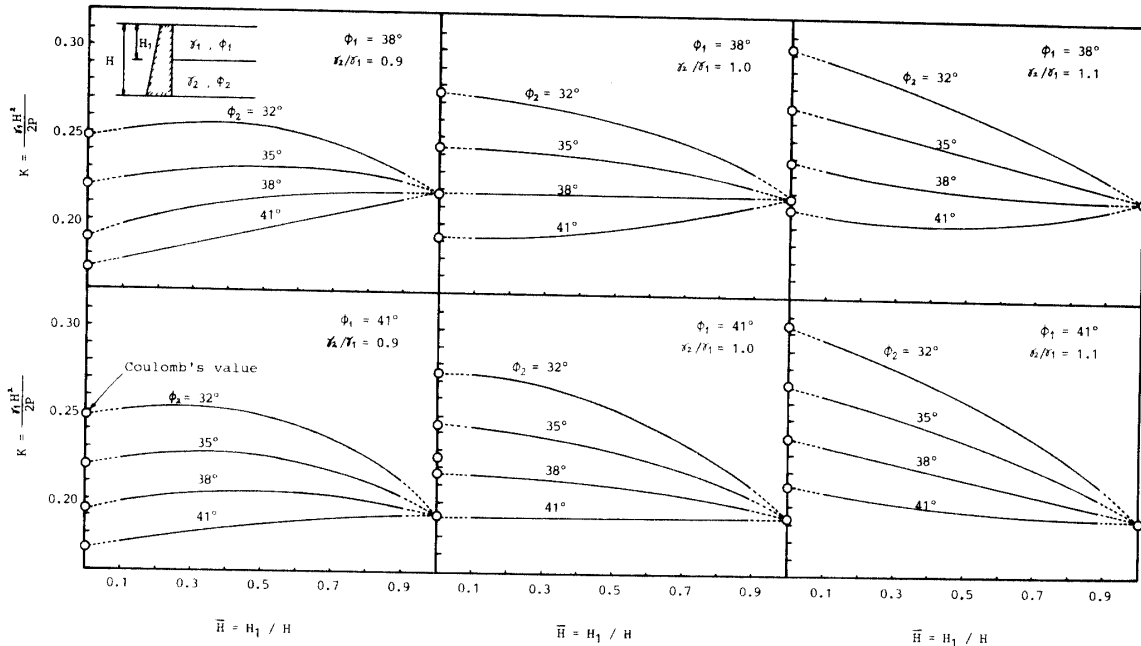


Fig. 3(b) Calculated value of the coefficient of lateral thrust ( $\alpha = 90^\circ, i = 0^\circ, \phi' = 38^\circ$  and  $\phi' = 41^\circ$ ).

Table 1 Values of parameters

Soil parameter		Geometric parameter	
$\phi_1$	32°, 35°, 38°, 41°	$i$	0°, 15°
$\phi_2$	32°, 35°, 38°, 41°	$\alpha$	90°, 80°
$\gamma_1/\gamma_2$	0.9, 1.0, 1.1		

$\delta_1 = 2\phi_1/3, \delta_2 = 2\phi_2/3$

た. 計算結果は  $K$  と  $\bar{H}(=H_1/H)$  の関係として Fig. 3 (a), (b) に示している.

これらの図において,  $\bar{H}=0 (H_1=0)$  および  $1.0 (H_2=0)$  における値は, それぞれクーロン土圧式に下層材料の定数 ( $\phi_2, \gamma_2$ ) または上層材料の定数 ( $\phi_1, \gamma_1$ ) を代入して計算した値である. ただし,  $\bar{H}=0$  すなわち上層材料のない場合の係数  $K$  の値は, クーロン土圧係数に ( $\gamma_2/\gamma_1$ ) の値を乗じた数値を図に示している. これは, Fig. 3 の  $K$  値は, 式 (8) に示したように  $\gamma_1$  を用いて算出するようにしているからである.

#### 4. 実験による検証

##### 4.1 実験試料

実験には Fig. 4 に示す粒度の礫および海砂を用いた. 礫の主な性質は, 含水比  $w=0.68\%$ , 土粒子比重  $G_s=2.729$ , 最大間隙比  $e_{max}=1.075$ , 最小間隙比  $e_{min}=0.625$ , また海砂では,  $w=0.31\%$ ,  $G_s=2.646$ ,  $e_{max}=0.814$ ,  $e_{min}=0.477$  である.

両試料の内部摩擦角  $\phi'$  の測定にあたっては, 土圧

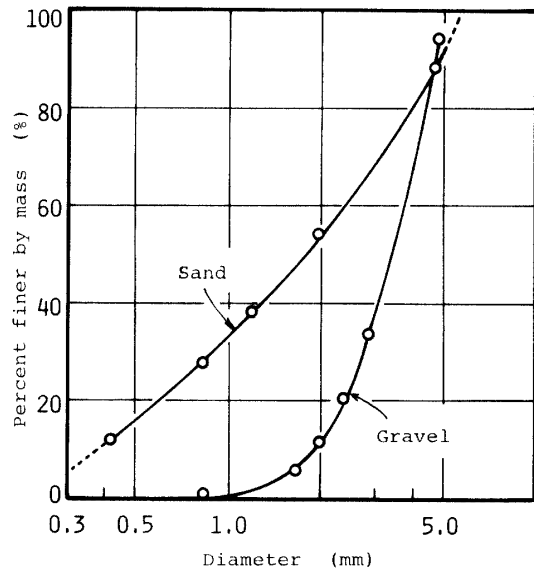


Fig. 4 Grain size distribution of the tested sample.

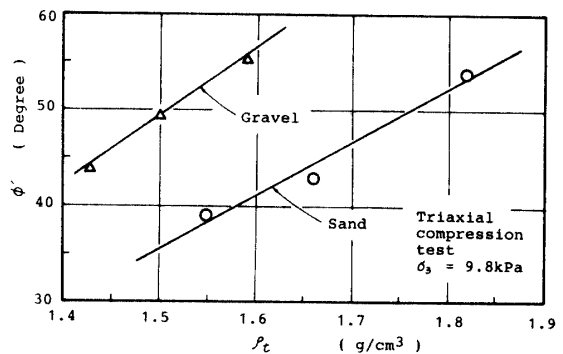


Fig. 5 Relationship between the internal friction angle  $\phi'$  and density  $\rho_t$  for the samples.

実験用の土槽中で試料に作用する側圧  $\sigma_3$  は数 kPa 程度であるので  $\sigma_3=0.8$  kPa で三軸圧縮試験を行った。この低い側圧は、供試体に真空ポンプを接続して-9.8 kPa で吸引することにより比較的精度よく付加することができた。せん断試験中の体積変化は、軸変位0.5 mm 毎に供試体の直径をノギスで測って求めた。

試料の密度と内部摩擦角の関係は Fig. 5 に示すようであった。

4.2 土圧実験装置

Fig. 6. に示す寸法で幅が 600 mm の実験装置を用いた。壁面は下端ヒンジで、ローラーを介してネジ・力計・ハンドル系で支持されている。底面からの高さ 100 mm, 400 mm の位置に直径 65 mm の土圧計を取付けている。装置の側面はチャンネル枠の内側に厚さ 5 mm と 10 mm の 2 枚の亚克力板で仕切り、壁面を傾けたときにすべり線が観察できるようにした。

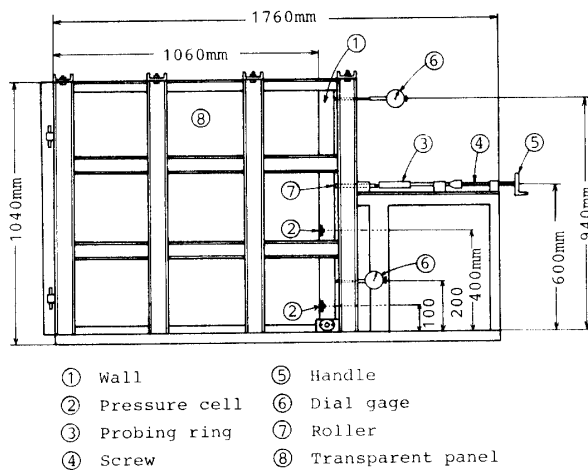


Fig. 6 Illustration of the apparatus for the lateral thrust experiment.

すべり線の観察は、試料を 50 mm 厚さ詰込む毎に亚克力板に接するところに発泡スチロール粉粒を置いておき、それがすべり線の発生に伴って移動したらトレーシングペーパーに写し取る、という方法で行った。

試料の詰込み方法は次のとおりである。まず、境界面が鉛直に近い場合は、境界面に厚さ 1.5 mm の鉄板をセットし同板を引抜くためのロープを上方の滑車に通しておく、裏込め試料（鉄板と壁の間）と地山側試料のそれぞれを、コルゲートパイプ（内径 55 mm）を通して少しずつ流し込み、厚さが約 50 mm になったら24本の釘を有する用具で軽く突き均し発泡スチロールを置く、こうして3層 150mm の厚さに達したら鉄

板を 100 mm 程引上げる。この間、壁面の傾きがダイヤルゲージで検出されたらハンドルを回して元の位置まで押し戻し壁は実質的に静止状態であるようにする。

境界面が水平な場合もほぼ同じ要領で試料の詰込みを行った。なお、各実験における試料の密度は使用した試料全質量より平均値として算出した。

4.3 土圧計の検定

三軸試験用のセルを利用して Fig. 7 の方法で土圧計の検定を行った。Fig. 8 は、検定曲線に基づいて空気圧  $p_a=9.8, 19.6$  kPa のときの土圧計指示圧力  $p$  を求め、両者の比  $p/p_a$  を試料寸法比  $h_1/d_1$  との関係で示したものである。 $p/p_a$  の値が  $h_1/d_1$  の影響を受けない範囲に入る検定曲線に基づいて土圧計測を行った。

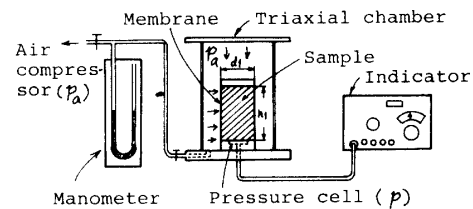


Fig. 7 Calibration of the pressure cell.

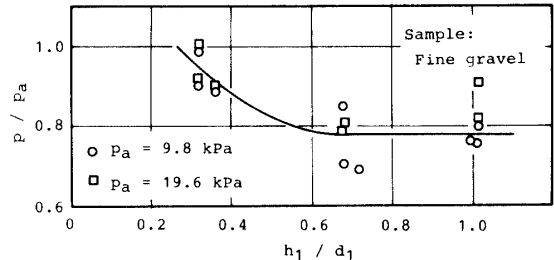


Fig. 8 Effect of shape ratio  $h_1/d_1$  of sample in calibration of the pressure cell.

5. 実験結果

5.1 単味試料の場合

実験装置の問題点を調べる意味で初めて単味試料による実験を行った。まず、土槽に試料を密な状態に詰めた場合は側面摩擦の影響が強くなって、すべり線の角度、測定土圧はいずれもクーロン式から予測された値と大きく異なることがわかった。そこで、本研究においては側面摩擦の影響が小さいと考えられる相対密度 50% 以下の試料についてのみ実験を行うことにした。

Fig. 9 (a) は海砂単味の場合の観察すべり線である。本試料の密度等は Table 2 に示している。白丸と黒丸は土槽の両面で観察した結果の違いを意味する。すべり線はほぼ直線であり、しかもクーロン式による

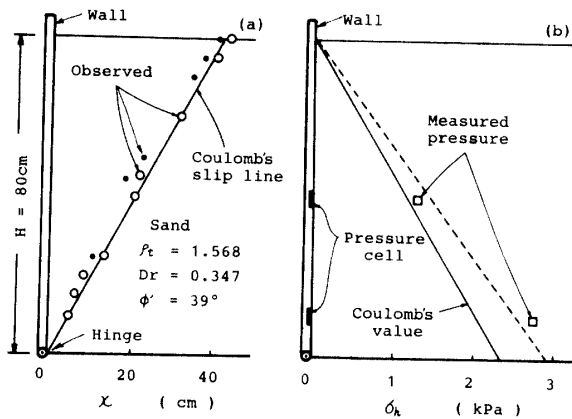


Fig. 9 Predicted and observed slip lines for the sand.

すべり線とおおむね一致する。同図 (b) は土圧分布を示したものであり、測定土圧分布に基づく土圧合力  $P_0=1180 \text{ N/m}$  はクーロン土圧合力の水平成分  $P_a \cos \delta=938 \text{ N/m}$  よりおよそ26%大き目の値を与える。礫単味 (Table 2 参照) の場合にも  $P_0=860 \text{ N/m}$ ,  $P_a \cos \delta=719 \text{ N/m}$  となってやはり前者は約26%大き目の値となった (Table 2, Test No. 26 参照)。

上述のことから、本実験装置による観察すべり線はほぼ妥当なものであること、測定土圧による合力は20~30%程度の誤差を含むことなどがわかったので、以下これらのことを考慮に入れながら実験結果を考察していく。

5.2 境界面が鉛直に近い場合

Table 2 に示す No. 28~No. 32 の5ケースについて実験を行った。Fig. 10 は実験結果のうち2例について観察すべり線を示したものである。前報<sup>1)</sup> で示した土圧算定式から予測されるすべり線におおむね近いものであることがわかる。

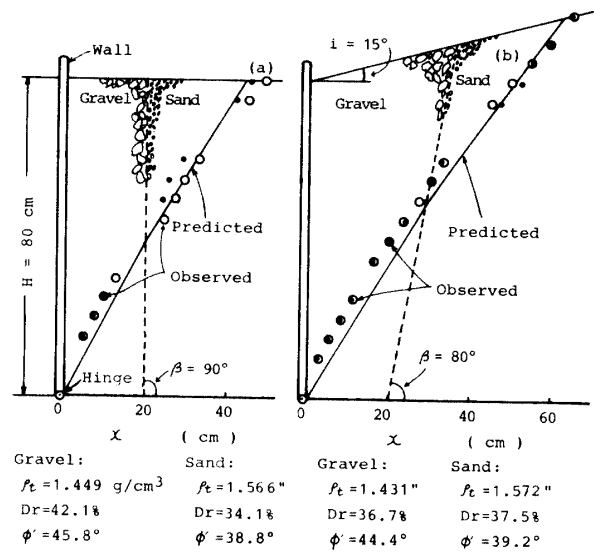


Fig. 10 Predicted and observed slip lines for the case of nearly vertical boundary.

提案土圧算定式 (前報式 (5)) による土圧合力の水平成分  $P_a \cos \delta$  を基準として、観察すべり線の角度  $\theta_1, \theta_2$  を上式に代入して得られる土圧合力の水平成分  $P_0 \cos \delta$ , および測定土圧に基づく土圧合力  $P$  との違いを次式で表わす。

$$E_{r1} = \frac{P_a \cos \delta - P \cos \delta}{P_a \cos \delta} \times 100 (\%) \quad (8)$$

$$E_{r2} = \frac{P_a \cos \delta - P_0}{P_a \cos \delta} \times 100 (\%) \quad (9)$$

$E_{r1}$  および  $E_{r2}$  の値は Table 2 に示すようであり、 $E_{r1}$  が比較的小さいところから提案式による土圧合力はほぼ妥当であることがわかった。

$P_a \cos \delta, P \cos \delta$  および  $P_0$  の比較を示したのが Fig. 11 である。 $P_0$  の値は他2者からのずれが目立つが、

Table 2 Experimental results (case of nearly vertical boundary)

Test No.	L/H	i (°)	β (°)	Position	Sample	ρ <sub>t</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	D <sub>r</sub> (%)	φ' (°)	Predicted		Observed		P <sub>0</sub> (N/m)	E <sub>r1</sub> (%)	E <sub>r2</sub> (%)
									θ (°)	P <sub>a</sub> cos δ (N/m)	θ (°)	P cos δ (N/m)			
36	—	0	90	gravel only	1.339	24.6	42.2	66.1	719	57.0	676	860	6.0	-19.6	
26	—	0	90	sand only	1.568	34.7	39.0	64.5	938	62.0	938	1180	0	-25.8	
28	0.125	0	90	B G	1.423 1.573	33.9 36.3	44.0 39.3	63 60	803	68.0 58.0	780	776	2.9	3.4	
29	0.250	0	90	B G	1.449 1.566	42.1 34.1	45.8 38.9	63 59	690	63.5 55.0	683	860	1.0	-24.6	
30	0.250	15	90	B G	1.417 1.567	31.8 37.5	43.6 39.4	60 57	895	61.5 54.0	884	1052	1.2	-17.5	
31	0.250	0	80	B G	1.446 1.540	41.4 26.2	41.4 37.4	61 55	791	62.0 58.5	789	532	0.3	32.7	
32	0.250	15	80	B G	1.431 1.572	36.7 37.5	44.4 39.2	60 55	817	61.0 51.0	801	696	2.0	14.8	

B: Backfill, G: Ground

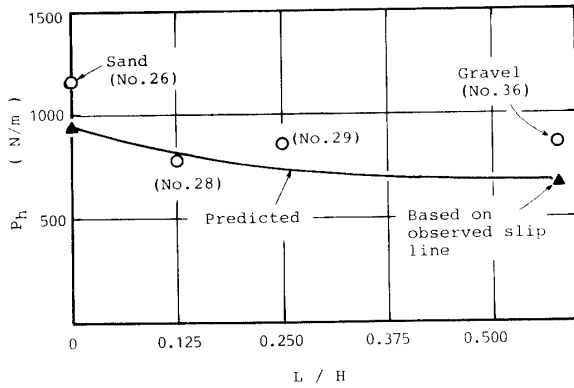


Fig. 11 Comparison of predicted and measured lateral thrust for the case of nearly vertical boundary.

土圧計測においてはこの程度の誤差を生じることは珍しくなく、むしろデータ全体としては計算結果の妥当性を裏付けているといってもよいように思われる。

5.3 境界面が水平な場合

式(8)に実験試料の各パラメータを代入して計算し

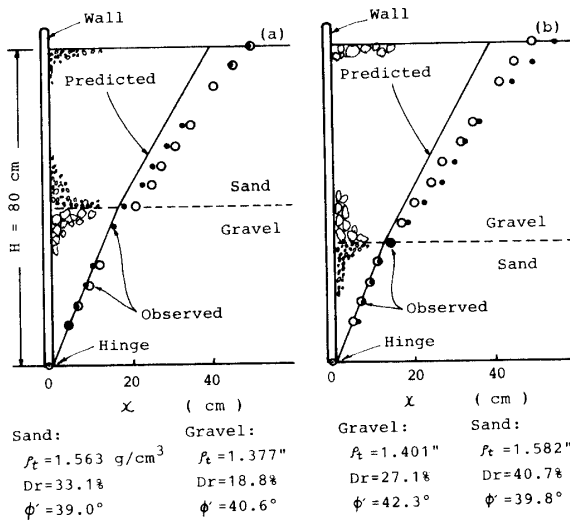


Fig. 12 Predicted and observed slip lines for the case of horizontal boundary.

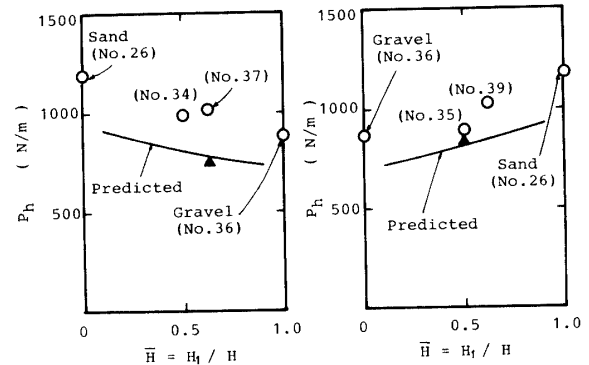


Fig. 13 Comparison of predicted and measured lateral thrust for the case of horizontal boundary.

た土圧合力等は Tabel 3 に、また観察すべり線の例は Fig. 12 に示すとおりであった。また、 $\bar{H} = H_1/H$  の変化に伴う土圧合力水平成分の実測値と計算値の比較は Fig. 13 に示すようであった。同図において、計算曲線は礫および砂の単味試料の材料定数 ( $\gamma_1, \phi_1$  および  $\gamma_2, \phi_2$ ) を用いて  $\bar{H}$  が変化したときの値を計算して描いたものである。また、白丸は測定土圧の応力分布に基づいて算定した値、三角印は測定すべり線の角度  $\theta_1, \theta_2$  と試料の土質定数を用いて式(8)により算出した値である。これらの結果から、式(8)はほぼ妥当な結果を与えることが理解されよう。

6. まとめ

2種類の非粘性土からなる裏込め土の土圧を求めるために、前報<sup>1)</sup>では境界面が鉛直に近い場合について、また本報では境界面が水平な場合について考察し、それぞれに対する土圧算定式を与えるとともに、実験による検証を行った。

その結果、本研究で示した計算結果は妥当なものであり、与えられた土圧係数の図は実用計算に利用できることが確かめられた。

本研究においては、粘着力を有する土については考

Table 3 Experimental results (case of horizontal boundary)

Test No.	$\bar{H} = H_1/H$	$\alpha$ (°)	$i$ (°)	Position	sample	$\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	$D_r$ (%)	$\phi'$ (°)	Predicted		Observed		$P_0$ (N/m)	$E_{r1}$ (%)	$E_{r2}$ (%)
									$\theta$ (°)	$P_a \cos \delta$ (N/m)	$\theta$ (°)	$P \cos \delta$ (N/m)			
34	0.500	90	0	U	gravel	1.399	26.4	42.2	62		51.3		974	24.7	27.9
				L	sand	1.578	39.4	39.6	66	1002	67.3	755			
35	0.500	90	0	U	sand	1.563	33.1	39.0	60		53.1		884	19.7	15.7
				L	gravel	1.377	18.8	40.6	67	1049	63.4	842			
37	0.625	90	0	U	gravel	1.401	27.1	42.3	62		52.8		999	24.2	-2.3
				L	sand	1.582	40.7	39.8	68	977	65.0	741			
39	0.625	90	0	U	sand	1.566	35.3	39.0	60		54.2		1026	20.4	1.3
				L	gravel	1.397	25.6	42.1	69	1040	65.0	828			

U: Upper layer, L=Lower layer.

察していない。その計算結果を検証することが相似律の関係で極めて困難であるのが一つの理由である。しかし、土圧算定式そのものは、本研究に示した方法に準じて導くことができよう。機会をみて、その結果についても報告したい。

最後に、卒業研究として熱心に実験を行っていただ

いた岩永隆幸君（現菱化工業株）と末広雅広君（現株奥村組）に感謝の意を表します。

#### 参 考 文 献

- 1) 三浦哲彦・山本修三・胡麻田博治：山口大学工学部研究報告, **33**, 273 (1983).

(昭和 58 年 4 月 15 日 受理)