

名古屋大学 正員 松澤 宏  
 名古屋大学 学生員 ○弓削 満芳

1 まえがき

壁面に作用する粘着力 $c$ と内部摩擦角 $\phi$ を有する土の地震時受働土圧を剛塑性論によって求めるには、塑性論に基づく解法が妥当であるが、解析方法が複雑である。松澤、山本<sup>1)</sup>は、地震時に壁下端から発生するすべり面が全域にわたる曲線を描くことから、すべり面の全域を対数3線と仮定した簡便法を用いて、 $k_{rc}$ 、 $k_{r\phi}$ およびすべり面を求めた。この方法により得られた $k_{rc}$ 、 $k_{r\phi}$ およびすべり面は、ソコロフスキー法を用いて作成された中原らの土圧係数値とよい一致を示した。今回は、壁前面の地表面に等分布載荷重 $q$ が作用する場合についての全域対数3線法を用いて、載荷重を考慮した $k_{rc}$ 、 $k_{r\phi}$ 、 $k_{r\phi}$ およびすべり面の位置を求めた。その結果、筆者らによる方法は、載荷重が作用しても無載荷重時の $k_{rc}$ 、 $k_{r\phi}$ と大差のない解を与えること、 $k_{r\phi} \approx k_{r\phi}$ であることなどがわかった。以下ではこれについて報告する。

2. 計算方法

図-1において、壁面 $AB$ の右側を基礎地盤とし、地表面には等分布載荷重 $q$ が鉛直方向に載荷された状態と、水平震度 $k_h$ なる地震力が右方に向かって作用し（いるとする。この状態で壁が右方へ変位して基礎地盤が極限応力状態に移行した時、すべり面 $BC$ が発生したと考える。このすべり面は、図中の $\bar{o}$ 点を極とする $\tau = \tau_0 e^{\alpha \sigma}$ なる対数3線と近似されると仮定する。この時、壁面にはすべり土塊 $ABC$ の自重 $W$ と地震力 $k_h W$ による土圧合力 $P_{Pr}$ 、壁面に沿う付着力の合力 $C_0$ と土の粘着力 $c$ による土圧合力 $P_{Pc}$ およびすべり土塊 $ABC$ 上の地震時載荷重 $q_E$ による土圧合力 $P_{Pq}$ が図示した位置に、壁面の垂線に対して壁摩擦角 $\delta$ だけ傾斜して作用すると考える。これらの力およびすべり面に沿う粘着力による $\bar{o}$ 点のまわりの回転モーメントの釣合より、 $P_{Pr}$ 、 $P_{Pc}$ と $P_{Pq}$ はそれぞれ次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} P_{Pr} &= \frac{\pm M_1 \mp M_2 \mp M_3}{l_r} \\ P_{Pc} &= \frac{Mc_1 + Mc_2}{l_c} \\ P_{Pq} &= \frac{Mq}{l_q} \end{aligned} \right\} (1)$$

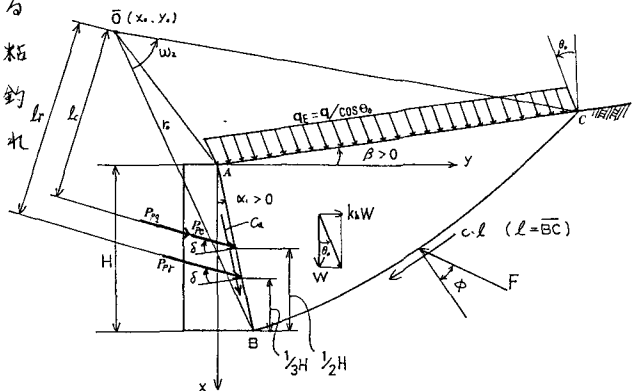


図-1 すべり面下に凸の対数3線の場合

ここに、 $M_1$ は地表面 $AB$ に作用する地震力を含む載荷重による $\bar{o}$ 点のまわりの回転モーメントであり、 $l_q$ は $P_{Pq}$ の $\bar{o}$ 点に対する腕の長さで、 $l_c = l_q$ 、他の記号については文献<sup>1)</sup>を参照されたい。また、 $q_E = q \cos \theta_0$  ( $\theta_0 = \tan^{-1} k_h$ ) と与えられ、図に示すように鉛直軸に対して左方へ $\theta_0$ 傾斜して作用する。地震時受働土圧合力 $P_E$ は、 $P_{Pr} + P_{Pc} + P_{Pq}$ の最小値と与えられ、これに対応する対数3線がすべり面に相

当する。また、 $K_{pc}$ 、 $K_{ps}$ と $K_{ps}$ は次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} K_{ps} &= \frac{2 P_{ps} \cdot \cos \delta \cdot \cos \alpha_1}{\gamma \cdot H^2} \\ K_{pc} &= \frac{P_{pc} \cdot \cos \delta \cdot \cos \alpha_1}{C \cdot H} \\ K_{ps} &= \frac{P_{ps} \cdot \cos \delta \cdot \cos \alpha_1}{\gamma \cdot H} \end{aligned} \right\} (2)$$

ここに、 $\gamma$ は単位体積重量、 $H$ は壁高である。地表から深さが $x$ なる壁面の単位面積当りに作用する土圧強度の垂直成分 $P_{PEN}$ は次式で与えられる。

$$P_{PEN} = C \cdot K_{pc} + \gamma \cdot x \cdot K_{ps} + q \cdot K_{ps} \quad (3)$$

3. 計算結果と考察

種々の $q$ に対する地震時受働土圧の計算を行なった。計算は市原ら<sup>2)</sup>による $K_{ps}$ と $K_{pc}$ の値と比較するため、市原らと同様の方法で無次元化を行なった。なお、この無次元化は本質的には無理であるが、計算方法の有用性を検討するには差支えない。図-2は種々の $q$ に対する土圧分布図の一例である。図中の破線は $q=0$ のときのソコロフスキー法による市原、中根の結果であり、筆者らの方法はよい合致を示している。 $q$ がゼロの場合に対して、市原らは計算していないが、 $q$ が増加しても土圧係数はほぼ一定であり、土圧の増分量は $q$ の増分量に比例している。表-1は $q=0$ の $K_{pc}$ 、 $K_{ps}$ に対する $q$ がゼロのそれぞれの値との差の割合を百分率で表わした一例である。 $K_{ps}$ については $q=0$ の $K_{ps}$ との比較をした。 $q$ が変化しても、 $K_{ps}$ 、 $K_{pc}$ の両者の差はわずかであり、しかも $K_{ps}$ と $K_{ps}$ はほぼ等しい。図-3は種々の $q$ に対するすべり面を比較したものの一例である。 $q$ が増加するにつれ、すべり面が壁面から遠ざかっていく傾向がわかる。 $\beta = 0^\circ$ に比べ $\beta = -10^\circ$ では、 $q$ によるすべり面の差は少ない。

4. 結語

粘着力と内部摩擦角を有する土による載荷重を考慮した地震時受働土圧を簡便法で求めたが、載荷重が作用しても無載荷の場合の土圧係数値と大差のない結果が得られた。また、無載荷時の $K_{ps}$ と $K_{ps}$ がほぼ一致しており、 $K_{ps} = K_{ps}$ とみなしても実用上差支えないことがわかった。

<参考文献>

- 1) 松澤, 山本: "全域対数法による粘着力と内部摩擦角を有する土の地震時受働土圧", 第36回土木学会年次学術講演会講演概要集第3部, pp. 520~521, 1981
- 2) 市原, 中根: "内部摩擦を持つ粘性土の地震時受働土圧の算定", 土木学会論文報告集, 第253号, 1976

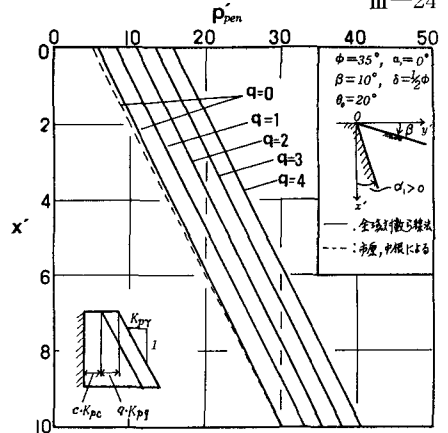


図-2 (C=1, \gamma=1)

表-1

$\phi=35^\circ, \alpha=0^\circ$	$\beta$	$\delta$	市原, 中根による $K_{pc}$ に対する誤差(%)		全域対数法による $q=0$ の $K_{pc}, K_{ps}$ に対する誤差(%) *		$q=2$		$q=4$	
			$K_{pc}$	$K_{ps}$	$K_{pc}$	$K_{ps}$	$K_{pc}$	$K_{ps}$	$K_{pc}$	$K_{ps}$
0	0	0	0.39	0.16	0.02	0.01	0.10	-0.02	-0.01	0.1
	$\frac{1}{2}\phi$	6.17	2.39	-1.14	0.424	-2.81	-1.08	1.24	-2.26	
	$\frac{2}{3}\phi$	10.69	4.10	-1.88	0.64	-4.60	-2.86	1.32	-5.42	
10	0	0	0.24	0.42	0.16	0.21	0.54	0.02	0.01	0.15
	$\frac{1}{2}\phi$	4.66	2.38	-0.37	0.28	-1.71	1.11	0.82	-1.88	
	$\frac{2}{3}\phi$	8.15	4.22	-0.68	0.40	-3.17	-1.10	0.86	-3.14	
20	0	0	1.98	1.21	0.29	0.44	0.50	0.67	0.29	0.89
	$\frac{1}{2}\phi$	4.25	2.24	1.00	-0.11	-0.50	1.65	-0.07	-0.91	
	$\frac{2}{3}\phi$	7.80	4.87	0.44	0.16	-1.52	0.88	0.35	-2.12	

\*  $K_{ps}$ については $q=0$ の $K_{ps}$ に対する差

