

運輸省港湾技術研究所 正員 松並 仁茂

1. まえがき

粘性土地盤の地震時土圧式は、現在、十分に整備されているとはいえない。これについては、岡部博士は1974年に土木学会誌に発表されたが、これは粘性土を含む地震時主動土圧式のみであった。この式は図-1に示すように、層厚が大きくなると上層部における土圧強度は負圧に向い大きく変化するのを、利用にあたり十分な配慮を行う必要がある。

これに対し、市原博士らは、1974年頃からソコロフスキー (Sokolovski, V.V. 1964) の塑性論に土の地震力を考慮した地震時土圧算定法を開発したが、粘性土地盤については土木学会論文集に報告 (No.235, 1976年, No.274, 1978年, No.302, 1980年) されている。この算定法はより厳密な結果を与えるが、大型の電子計算機によりなければ土圧強度とすべり面を得ることができない点で、広く用いられるにいたっていないようである。

そこで、最近、壁面付着力を考慮した算定可能な地震時土圧式を得、すでに報告した。この土圧式の利用範囲を確かめるため、市原方式と比較するとともに、港湾技術研究所で行った矢板式護岸の模型振動実験の結果との比較を行なったが、ここではその結果を報告する。

2. 市原方式と提案式の比較

まず、土の内部摩擦角中および壁面摩擦角 δ などの砂質土成分の全くない粘性土地盤について比較するが、図-2は地震合成角 E をパラメータとする地震時主動土圧である。図に示す範囲内においては、両者は全く一致しているといつてよい。特に、計算可能な限界深さが一致することはきわめて重要なこととして注目される。なお、ここで、図中の記号は

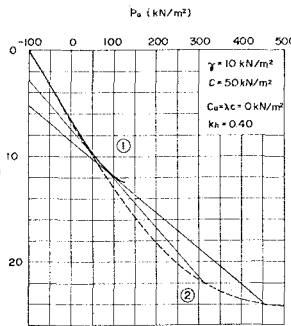


図-1 粘性土地盤の地震時主動土圧

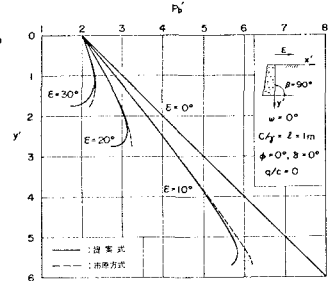


図-2 粘性土地盤における地震合成角と地震時主動土圧

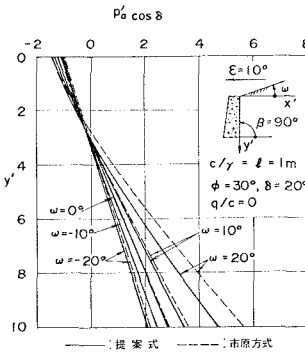


図-3 中間土地盤における地表面の傾斜と地震時主動土圧

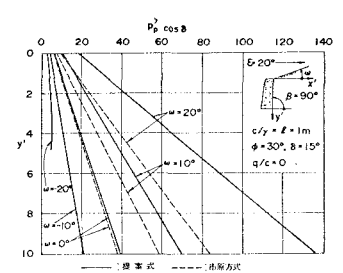
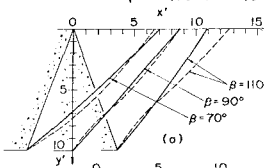


図-4 中間土地盤における地表面の傾斜と地震時主動土圧



土圧	β	w	E	ϕ	δ	c/γ	q/c
a 主動土圧	変数	0°	10°	30°	20°	1m	0
b 受働土圧	変数	0°	10°	30°	15°	1m	0
c 受働土圧	90°	0°	10°	30°	変数	1m	0

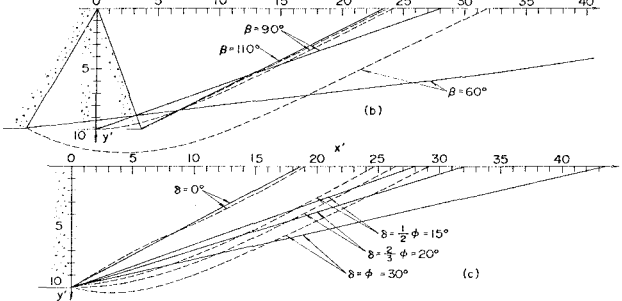


図-5 中間土地盤におけるすべり面

市原方式によるものであり、 ℓ は特性線長、 S は特性線応力とし、 $\ell = C/\delta$ 、 $S = C$ とおき、 $\eta' = \eta/\ell$ 、 $x' = x/\ell$ 、 $p_a' = p_a/\delta$ 、 $p_b' = p_b/\delta$ で表わすこととしている。また、 C は粘着強度、 η は単位体積重量である。

次に、内部摩擦角をもつ粘性土をここでは中間土というが、この土の壁面付着強度 C_a は市原方式では常に、 $C_a = C \tan \delta / \tan \phi$ の関係式を用いているので、ここでもこの関係をそのまま用いることにした。図-3は地表面が変化するときの地震時主動土圧であるが、地表面の傾斜角 ω が $-20^\circ < \omega < 10^\circ$ では両者はほぼ一致しているが $\omega > 20^\circ$ ではかなりの差がみられる。別途、壁面角 β 、地震合成角 ε 、土の内部摩擦角 ϕ および壁面摩擦角 δ の各パラメータについて検討した結果、 $\beta - \omega \geq 70^\circ$ 、 $0 < \phi - \omega - \varepsilon$ の範囲内で提案式は市原方式とよく一致することがわかった。

これに対し、中間土地盤の地震時受働土圧であるが、同様に検討したもののうち、壁面角 β をパラメータとするときの結果を図-4に示した。これらの結果をまとめると、受働土圧の場合は $\beta - \omega \geq 80^\circ$ 、 $0 < \phi + \omega - \varepsilon$ に加えて、 $\delta \leq 1/2 \cdot \phi$ 、かつ、 $\delta \leq 15^\circ$ の範囲内で提案式と市原方式はよく一致するといえる。

すべり面については、壁面でのすべり角を背後の地盤内にそのまま用いることとしているが、土圧の場合と同様の範囲内で両者はほぼ同様な結果を与えることがわかった。

3. 矢板護岸の模型振動実験と提案式の比較

最近、根入れ部が粘土地盤内にある矢板護岸の模型振動実験と港湾技術研究所で行なった。この結果の一部として、矢板壁のたわみ量と振動中の矢板の曲げモーメント分布をそれぞれ図-6と図-7に示す。たわみ量の破壊の判定基準を擁壁底面付近の水平変位に着目し、①腹起し取付位置からの平均変位率の最大は1.0%とする。②矢板壁底部におけるたわみ角の最大は0.003radとする。の2項目によることとした。これによる結果を表にまとめて示したが、提案式の土圧強度方式 $\lambda = 1$ の場合が最もよく一致している。これに対し、振動中の矢板の曲げモーメント分布による破壊の判定は、特に根入れ部の曲げモーメント分布の形状とその変化について着目し、不安定な現象が表れるのをもちて破壊と判定した。この結果はたわみ量によるものと同様となった。

4. まとめ

以上の検討結果から、壁面付着力を考慮した簡便な地震時土圧式は、実用の範囲内において十分な結果を与えるものであるといえる。

り松並仁茂：壁面付着力を考慮する粘性土地盤の地震時土圧式について、土木学会第36回年次学術講演会、Ⅱ-259

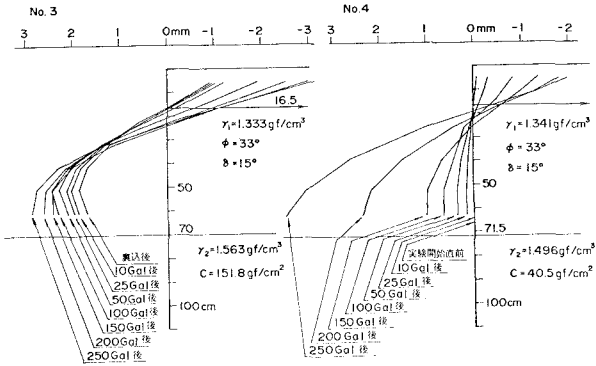


図-6 地盤加速度と矢板のたわみ量

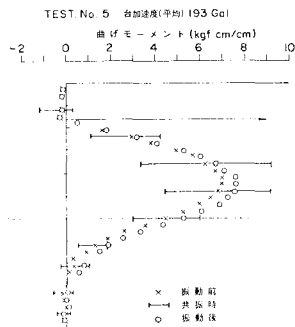


図-7 振動実験中の矢板の曲げモーメント

実験番号 No.	台加地度 Gal	応答加速度 (最大) Gal	矢板根入れの安全率			根入れの安定度 (実測値)	
			土圧強度方式 $\lambda = 0$	土圧合力 $\lambda = 1$	方式(2)	①	②
1	4	160	10.116	18.998	11.826	0.475	0.487
2	5	250	0.843	1.553	1.003	0.616	0.856
2-7 ①	250	645	6.685	10.053	6.939	安定	安定
3-7 ②	250	587	10.450	15.750	10.488	0.655	0.367
4	3	50	1.644	4.990	1.708	0.706	0.213
	4	100	0.414	1.569	0.431	0.971	0.289
	5	150	0.025	0.261	0.025	1.054	0.368
	6	200	—	—	—	1.348	0.933
	7	250	—	—	—	1.689	1.330
5	4	100	3.187	6.486	3.600	0.718	0.359
	5	150	1.383	2.342	1.657	0.815	0.441
	6	200	0.611	1.283	0.706	限界	安定
6	5	150	8.330	13.685	8.827	0.616	0.809
	6	200	1.095	1.918	1.530	0.711	0.924
	7	250	0.826	1.453	1.138	0.830	0.970

表 粘性土地盤における矢板根入れの安定度