

(Ⅲ - 5) 常時及び地震時土圧に関する 2, 3 の検討

群馬大学 学○岡本圭司

正 鶴飼恵三

井田寿朗

1. まえがき

鶴飼は、弾塑性 FEM を用いて常時土圧の検討を行い^{1), 2)}、壁面土圧は壁の変形様式（滑動、転倒など）により大きく変化することを示した。本文では、その後明らかになった常時主働土圧に関する 2, 3 の結果と、地震時主働土圧に関する検討結果を簡条書風にまとめた。地震力は震度法により表現した。実地震波のような振動力による土圧については現在検討中である。計算法として上界法と弾塑性 FEM を用いた。弾塑性 FEM 計算では、裏込め土を非関連の弾完全塑性材料と仮定した。

2. Coulomb 土圧式と物部・岡部地震時土圧式は上界値を与える

図-1 のような直線すべり面に対する地震時主働土圧を計算する。壁面摩擦角を δ 、水平震度係数を K_H 、裏込め土は砂で摩擦角は ϕ とする。物部・岡部は、力の釣合のみから、次のような地震時主働土圧式を導いた。

$$P_{AE} = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_{EA} \quad (1)$$

$$K_{EA} = \frac{1}{\cos \xi} \left[\frac{\cos(\xi - \phi')}{\sqrt{\cos(\xi + \delta) + \sqrt{\sin(\phi' + \delta) \sin(\phi' - \xi)}}} \right]^2 \quad (2)$$

但し、 $\xi = \tan^{-1} K_H$ 、 $K_H = 0$ のとき上式は Coulomb 土圧式になる。上式を上界法により導こう。裏込め材は関連流れ則を満たすとする。図-1 のような可容速度場を考える。ダイレイタンシー角は裏込め内のすべり面上で ϕ' 、壁面上で δ とする。外力仕事 = 内部消散エネルギーの式より次式を得る³⁾。

$$P_{AE, \rho} = \frac{1}{2} \gamma H^2 N_{AT} \quad , \quad N_{AT} = \frac{\sin \rho + K_H \cos \rho}{\cos(\rho - \delta) \tan(\rho + \phi)} \quad (3)$$

$P_{AE, \rho}$ を ρ で微分してゼロとおき、 $P_{AE, \rho}$ の最大値を求めると、式 (1)、(2) が得られる（導出過程は省略）。以上より、物部・岡部地震時主働土圧式と Coulomb 主働土圧式の塑性論的意味が明確にされた。これらの式は正解値より常に小さな主働土圧を与えることになる。

3. 裏込め土が粘着力を有する場合の主働土圧

Coulomb 土圧式と物部・岡部式は裏込め土の粘着力を考慮していない。粘着力が十分期待できる場合には、これでは不経済である。粘着力を考慮した解析を岡部⁴⁾が行っているが、やや複雑である。Chen & Liu³⁾ は上界法にもとづいて、次式を導いた（図-1）。

$$P_{AE, \rho} = \frac{1}{2} \gamma H^2 N_{AT} + c H N_{AC} = \frac{1}{2} \gamma H^2 N_{AE} \quad (4)$$

$$N_{AE} = N_{AT} + \frac{2c}{\gamma H} N_{AC} \quad , \quad N_{AC} = - \frac{\cos \phi}{\cos(\rho - \delta) \sin(\rho + \phi)} \quad (5)$$

ρ を変化させて、 N_{AE} の最大値を求めれば、粘着力があるときの地震時主働土圧係数が得られる。水平成分 $(N_{AE})_{\max} \cos \delta$ と δ 、 ϕ 、 K_H 、 $c/(\gamma H)$ との関係の 1 例を図-2 に示す。 $c/(\gamma H)$ が大きくなると主働土圧は小さくなり、計算上負値（引張り力）をとることもありうる事がわかる。このように、粘着力の存在は裏込め内や壁面に引張り応力を発生させるるので、引張強度が小さい場合には、引張亀裂が生じることもあるため、計算値を鵜呑みにしてはならない。尚、全水平主働土圧が負になるケースでは、壁が無くても

裏込め土は自立しうる。

4. 逆T型壁に作用する主働土圧

逆T型壁に対して、Coulomb土圧式と物部・岡部式がどの程度の精度で成り立つかを調べてみた。図-3に高さ10mの鉛直壁と、全高が10mで実質壁面高さ8.8mの逆T型壁を示す。これらの壁に作用する主働土圧を弾塑性FEMにより計算した。壁は平行移動するとし、裏込め土は、 $\phi=30^\circ$ ， $\gamma=1.9\text{tf/m}^3$ ， $E=1000\text{tf/m}^2$ ， $\nu=0.3$ ，ダイレンタンシ-角 $\psi=0^\circ$ の砂質材料を想定した。メッシュ分割図を図-3に示した。図-4に計算結果を示す。全水平土圧Pと壁変位dの関係を示した。鉛直壁のケースではdが大きくなると、PはCoulomb式と物部・岡部式による値にほぼ一致することがわかった。図-4より次のようなことがわかる。

- (1) 逆T型壁の場合、初期の静止土圧と主働状態での土圧の大きさがあまり変わらない。
- (2) 逆T型壁の場合、主働状態での土圧に対する壁面摩擦の影響は小さい。
- (3) 地震時 ($K_H=0.25$) の場合、8.8m高の逆T型壁面部に作用する主働土圧のほうが、10m高の鉛直壁のものより大きな値を与える。

上記(1)、(2)の結果は、逆T型壁では底版上の土塊(図-5の斜線部)が底版と一緒に左方に移動するためであろう。(3)の結果は、この土塊の下部が、dが大きくなっても塑性化しないためと思われる。

5. まとめ

- ①従来の主働土圧公式の塑性論的意味を明確にした。
- ②裏込め土の粘着力の影響を無視できない場合があることを示した。
- ③逆T型壁面部に作用する主働時の土圧は、従来の土圧公式で評価される値より大きくなる。

6. 参考文献

- 1) 鶴飼, S & F, 30-4。 2) 鶴飼, S & F, 31-1。 3) Chen & Liu, Limit Analysis in Soil Mechanics, Elsevier。 4) Okabe, 土木学会誌, 10巻6号

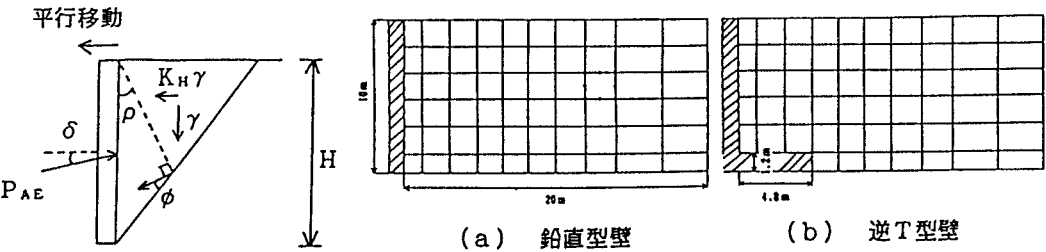


図-1 地震時主働土圧を計算するための図

図-3 鉛直型壁と逆T型壁

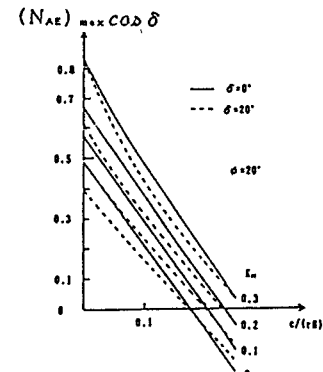


図-2 地震時主働土圧係数の水平成分

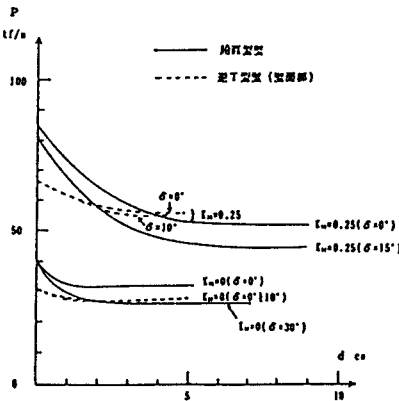


図-4 全水平土圧と壁変位の関係

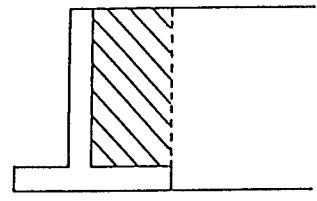


図-5 逆T型壁底版上の土塊部