

中部工業大学
名古屋大学工学部
名古屋大学大学院

正会員 市原松平
正会員 松沢 宏
学生員 ○尾藤宜伸

1. まえがき

模型壁の高さを40cmとした室内における地震時受働土圧実験の結果についてはすでに報告した。¹⁾拘束圧力 σ_3 が0.5~2.0 kg/cm²のもとで決定した、裏込め砂の平面ひずみ状態での内部摩擦角 $\phi_p = 41^\circ$ を用いた既応の計算法による地震時受働土圧は、静的時を含めて、実測値の値が50~60%であった。このような差の原因の一部には装置の側壁摩擦の影響と寸法効果が考えられた。ここでは土圧実験の結果を示し、上述した喰い違いについての考察を述べる。

2. 実験に使用した砂ならびに実験概要

地震時受働土圧実験装置についてはすでに報告した。²⁾図-1は土圧を計測する可動へ壁の断面を示しており、この可動壁に作用する土圧合力、合力の着力点、壁摩擦角を図示した位置の荷重計により計測している。実験には気乾の豊浦標準砂を使用し、土槽内で棒状バイブレーターで締め固めたのち、振動中に可動壁を砂に向けて変位させた。数多くの実験における裏込め砂の単位体積重量の平均値は $\gamma_d = 1.574 \text{ g/cm}^3$ であった。

この γ_d に対して、N.G.I.型三軸圧縮試験機

により、 $\sigma_3 = 40 \text{ g/cm}^2 \sim 1.0 \text{ kg/cm}^2$ の範囲で求めた破壊包絡線は図-2に示すとおりであり、破壊包絡線は曲線となった。

3. 受働土圧実験結果の考察

振動実験の結果の一例(加速度 $\alpha = 370 \text{ gal}$)を、壁変位量 d を横軸に、土圧三要素の値を縦軸にとって示したのが図-3である。この図において、Kの値が最大に発揮された壁変位の位置における土圧を受働土圧と考える。また、この壁変位の位置において、壁摩擦係数 $\tan \delta$ の値は、まだ十分に発揮されていない。図-4に受働土圧が発揮された壁変位の位置における $\tan \delta$ の値を加速度に対して示した。この図より、 $\tan \delta$ の値は0.38($\delta = 20.5^\circ$)程度であった。次に、一連の壁変位において発

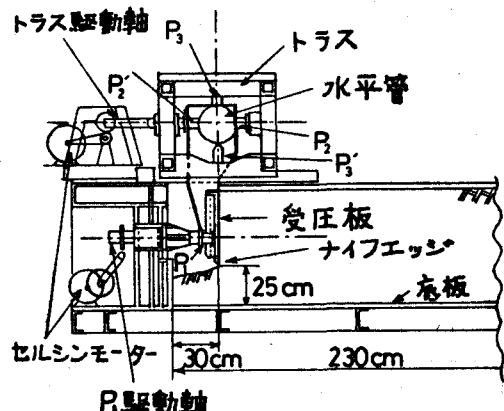


図-1

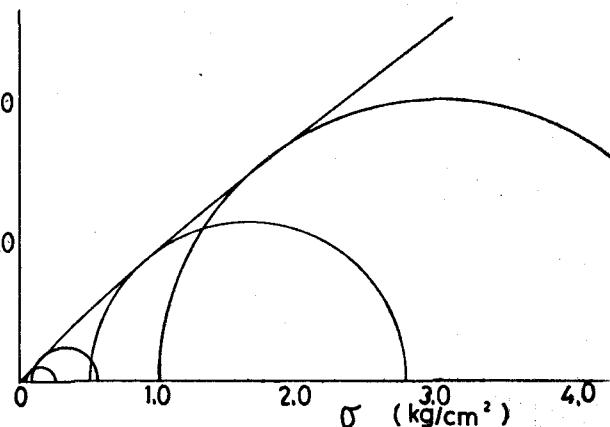


図-2

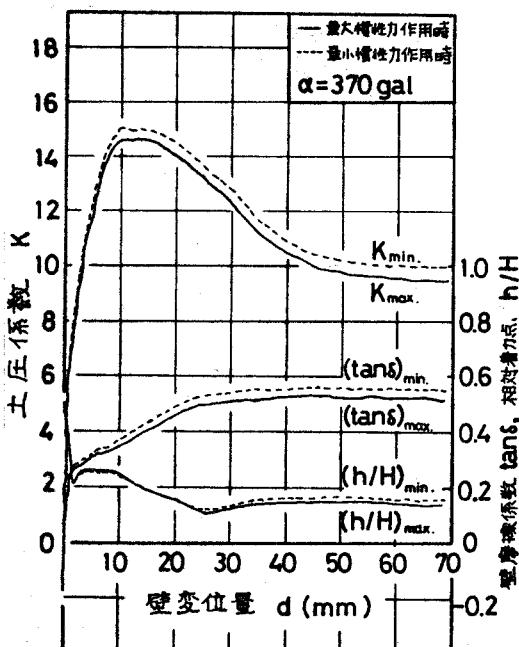


図-3

震された受働土圧の大きさを、 K の値で各加速度に対して示すと、図-5が得られる。図-5において、実測の土圧係数は、静的時で $K=17\sim20$ であり、この値は加速度が大になるとつれて減少し、 $\alpha=500\text{ gal}$ で K の値は13程度になった。この図には、 $\phi=41^\circ$ と実測の ϕ を用いて計算した物部・岡部地震時受働土圧係数と、 $\phi=41^\circ, 49^\circ, 50^\circ$ として、実測の ϕ を用いて計算した対数線法による地震時受働土圧係数を示した。なお、 $\phi=50^\circ$ として計算したクーロンの土圧係数は $K_p=28$ である。図示されているように、 $\phi=49^\circ, 50^\circ$ として計算した対数線法による地震時受働土圧は実測値をよく満足するようである。さて、この実験における裏込め砂の拘束圧を考えると、可動壁下端から発生するすべり面に沿う最小主応力の値は 200 g/cm^2 程度であると推定される。この応カレルLに対応する内部摩擦角 ϕ_p は約 45° である。この ϕ_p に対して、平面ひずみ試験と三軸試験による内部摩擦角の関係を表わす式として、 $\phi_p=1.27\phi_c-8.15$ (度)²が適用できるとして ϕ_p を求めるとき $\phi_p=49^\circ$ となり、対数線法による K_p が実測値を満足する中とほぼ合致している。

〈参考文献〉 1) 市原・松沢・中西・尾藤：“地震時受働土圧の計測”，第5回日本地震工学シンポジウム 講演集，1978年11月，PP 809-816

2) 市原・松沢：“平面ひずみ状態と軸対称ひずみ状態における乾燥砂のせん断特性”，土木学会論文報告集 第173号・1970年1月，PP 47-59

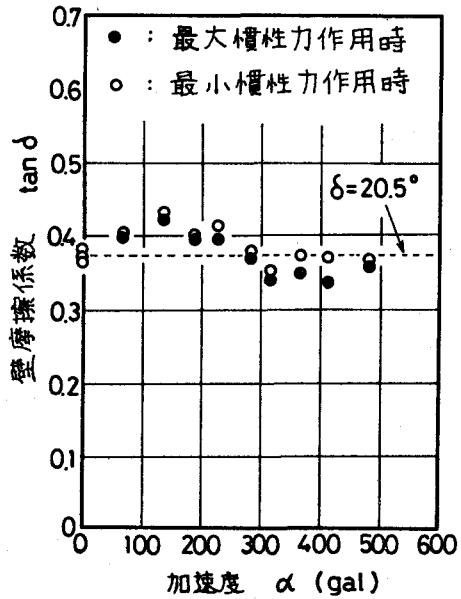


図-4

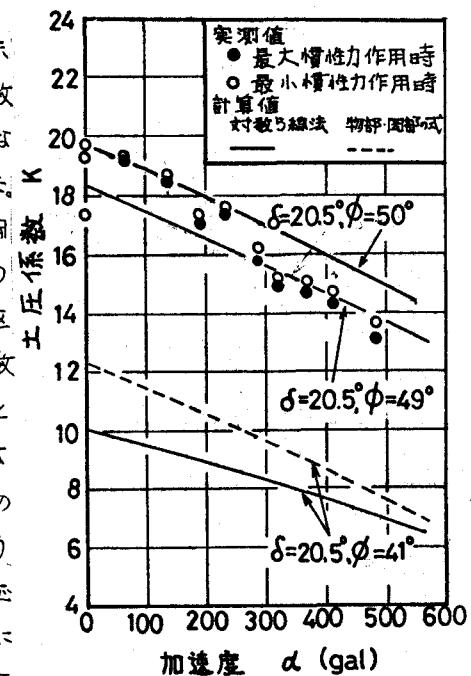


図-5