

○東京大学大学院 岩 長尾 哲
 ” 工学部 正 石原研而
 建設省近畿地建 ” 村西正史

I はじめに：従来、地震時に崩壊した斜面より不攪乱土のフロック・サンプリングを行ない、これを実験室へ持ち帰り成形し、静的三軸試験およびくり返し三軸試験を行なうという試みは、あまり行なわれていないようであった。そこで著者らは伊豆大島近海地震ならびに宮城県沖地震で崩壊した斜面より不攪乱土のフロック・サンプリングを行ない、これらの試料に対し静的三軸試験ならびに動的くり返し三軸試験を行なってきた¹⁾²⁾。そこで今回は宮城県沖地震により崩壊した白石市寿山の宅地造成地より採取した不攪乱試料に不規則荷重を動的に加えるという実験を行なった。そこでこれらの結果を静的三軸試験結果ならびに動的くり返し三軸試験の結果と対比して検討することにする。

II 実験方法：実験方法は著者らが発表してきた動的くり返し三軸試験の方法と同様の方法を行なったが、載荷に用いたものが正弦波(1Hz)ではなく、実際に観測された地震波である。ところで地震波はい) τ_{max} が生じる以前に τ_{max} の6割以上の振幅を有する波高が2つ以下しかないパターン。『衝撃型』とii) その波高が3つ以上存在するパターンの『振動型』の2種類に分類することができるという³⁾。なお今回の実験に用いた地震波は十勝沖地震の際に11戸で観測された地震波(11戸NS)であり、i)の『衝撃型』のタイプの地震波であった。

さて実験は以下の手順を行なった。i) 斜面より持ち帰った土塊をトリマーで直径5cm、高さ10cmの大きさに成形する。ii) 試料を飽和させ49kN/m²で圧密する。iii) 土塊が斜面の土であり、静的なセシオン応力を受けていたことを考慮し初期の静的軸差応力 σ_3 を加える。iv) 振幅 $\sigma_d(t)$ の動的荷重を加え、ヒズミの進行具合を測定する。また動的載荷にあたっては、 $\sigma_d(t)$ の振幅 τ_{max} の大きさを順次変化させ実験を行なった。

III 実験結果：不規則荷重載荷時のヒズミの進行具合の一例は図1に示すごとくであり、ここには供試体からちょうど7%のヒズミに達した時の例が示してある。また5%ヒズミに達するような実験も τ_{max} の大きさを变化させ行なった。ところでこの実験では初期静的軸差応力は $\sigma_3 = 141 \text{ kN/m}^2$ であったが、不規則荷重載荷時に過剰間隙水圧はほとんど発生しなかった。なおこの実験に用いた土の

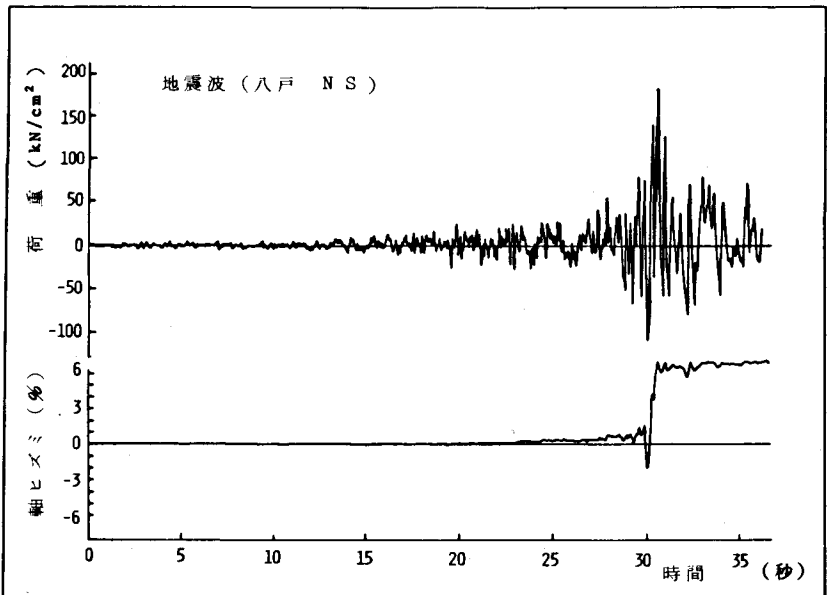


図1. 不規則波とその載荷時の軸ヒズミの進行状態

比重・間隙比・液性限界・塑性限界はそれぞれ2.58, 0.692, 34.5%, 20.9%であり砂まじりの粘性土であった。

さて以上の実験とは別に初期静的軸差応力 σ_3 を加えた後に、地震波のかわりに振幅 σ_d の動的くり返し荷重(正弦波1Hz)を加え、ヒズミの進行具合を測定しそれを整理まとめたものが図2である。またこれとは別にこれらの試料に対するヒズミ制御の静的三軸試験(CU試験)を行ない、 $\sigma_3 = 49 \text{ kN/m}^2$ の時の静的強度 $\sigma_s = 202 \text{ kN/m}^2$ も求めてある。そこで、この静的強度 σ_s と動的強度($\sigma_s + \sigma_d$)を正規化したものが図3であり、『地震動によるショック的振動が5回のくり返し回数で代表されるものと仮定する』と、動的くり返し強度は静的強度の約1.15倍(5%ヒズミ)、約1.25倍(7%ヒズミ)になるということがわかってきた。

ところで『衝撃型』地震波を入力した時の土の強度(7%ヒズミ)は($\sigma_s + \sigma_d(t)$) = 305 kN/m^2 となり静的強度 σ_s の約1.55倍になるということになる。ということばかりをなおさず、崩壊斜面から採取した不攪乱試料についての静的強度 σ_s と動的くり返し強度 $\sigma_s + \sigma_d$ と(不規則荷重による)動的強度 $\sigma_s + \sigma_d(t)$ との間の関係が求めたことになる。これによると『衝撃型』の地震波に対しては『地震動によるショック的振動が2回のくり返し回数で代表されるものと仮定する』ことがよりよいと考えられる。なお『振動型』の地震波に対する実験についても今後行なうべくつくりである。

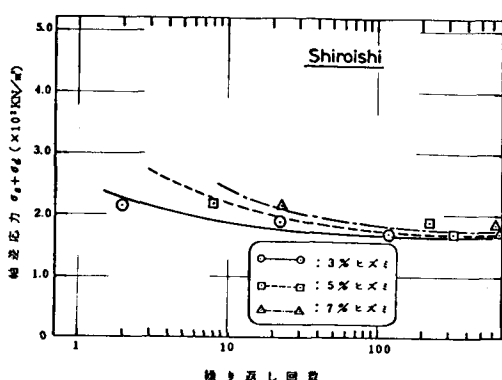


図2. くり返し回数と動的軸差応力との関係

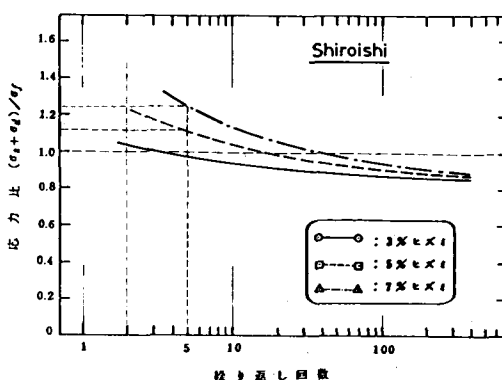


図3. くり返し回数と応力比との関係

Ⅳまとめ: 崩壊斜面より採取した不攪乱試料に対し不規則荷重を載荷する振動三軸試験を行ない、(i)不攪乱土の静的強度 σ_s 、動的くり返し強度 $\sigma_s + \sigma_d$ 、不規則荷重載荷時の動的強度 $\sigma_s + \sigma_d(t)$ の間にある関係を見い出した。すなわち $\sigma_s + \sigma_d(t) = 1.25(\sigma_s + \sigma_d)$ などである。ii)『衝撃型』の地震波に対しては、地震動によるショック的振動が2回のくり返し回数で代表させることが妥当と考えられる。

Ⅴ謝辞: 現場におけるサンプリングにあたり、東北工業大学浅田秋江教授の種々の便宜をはからせて下さった。また室内実験を行なうにあたり、近藤喜成・平野俊秀の両氏の協力を得た。ここに記して謝意を表します。

Ⅵ参考文献: 1) 長尾哲, 石原研而, 吉田喜忠, 細谷京史, 岩永健志 (1979), '地震による崩壊斜面より採取した風化凝灰岩の強度', 第4回土質工学研究発表会講演集, pp 489-492
2) 石原研而, 長尾哲, 岩永健志 (1979), '風化凝灰岩のくり返し強度', 土木学会第34回年次講演会講演要録集, 第3部門, pp 201-202
3) 石原研而 (1976), '土質力学の基礎', 鹿島出版会, pp 270-271