



## 土質

市原松平

### 1. 土の振動時の性質

乾いた砂を振動砂槽に入れて、ある大きさの振動を与えるると砂は流動してくる。最上教授<sup>1),2)</sup>らはこれに対する研究を行ない、この現象を *liquifaction* (流動化) と名づけた。流動化は土に与える加速度によって起こる。運輸省港湾技術研究所<sup>3)</sup> の大型振動砂槽での実験によると、流動を起こす加速度 (流動点) は乾燥したゆるい砂で約 500 gal, 浸水した比較的ゆるい砂では乾燥砂の 1/2, すなわち約 250 gal である。この理由は、浸水砂では見かけの震度が增大するためである。

### 2. 地震時の土の強度

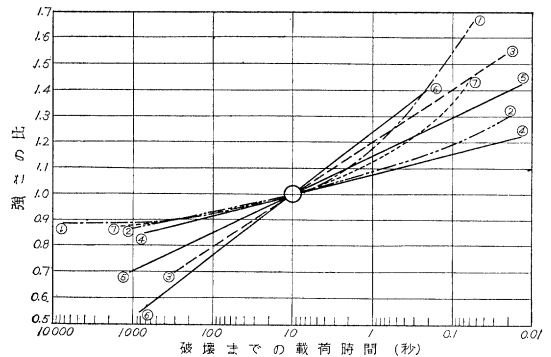
地震時の土の強さは静的な載荷時にみられる土の強さにくらべて異なることが考えられる。この問題に関連して、載荷速度を早めたとき、土の強度がどのように変化するかについてなされた、いくつかの研究の結果を調査し、地震時に土が発揮する強度特性をまとめてみよう。

A. Casagrande と W.L. Shannon<sup>4),5)</sup> が粘土、砂、軟岩について載荷速度の影響を調べているが、まず粘土で行なった実験を要約すると、図-1 のようになる。これによると破壊にいたるまで、載荷時間を 0.02 秒くらいの急速載荷で圧縮試験を行なうと、10 秒かけて破壊させた静的圧縮試験の 1.4 倍から 2.6 倍の強度増加を示した。地震の場合には載荷時間を 0.25 秒程度と考えるのがよい。一方砂についての急速圧縮試験の結果は図-2 に示したように、載荷時間が短くなると、バラツキが増加するが、強度は増してくる。この場合の静的圧縮強度は 1.1 kg/cm<sup>2</sup> 程度であるから、15% 程度の強度増加をきたしたことになる。

H.B. Seed と R. Lundgren<sup>6)</sup> の研究によると、密な

カット写真：村山貯水池下えん堤盛土内大きれつ状況

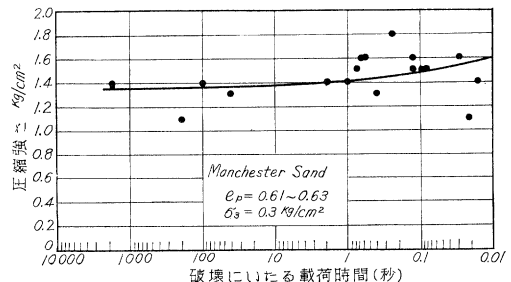
図-1 粘土についての強さの比—破壊までの載荷時間関係の要約



凡 例

曲線番号	試料番号	試料
1	HP11	Cambridge Clay, <i>U</i> Tests
2	HP6-D	Cambridge Clay, <i>Q<sub>c</sub></i> Tests
3	HP 9	Atlantic Muck, <i>U</i> Tests
4	HP10	Remolded Kaolin Clay, <i>U</i> Tests, <i>w</i> =40%
5	HP10	Remolded Kaolin Clay, <i>U</i> Tests, <i>w</i> =48%
6	H 117	Tertiary Clay, <i>U</i> Tests
7	HP7-A2	Stockton Clay, <i>Q<sub>c</sub></i> Tests

図-2 三軸圧縮試験による圧縮強度と破壊にいたる載荷時間の関係

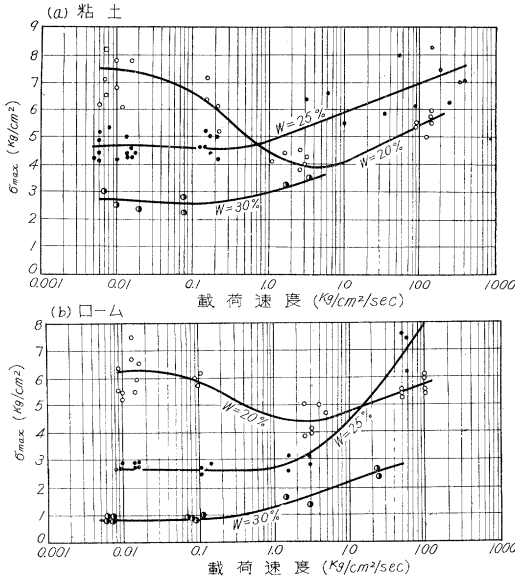


飽和砂では衝撃荷重の場合に、強度が増大するが、その強度増加の効果は間げきが大きくなるにつれて小さくなり、逆に緩い飽和細砂では非常に早い載荷速度 (載荷時間が短いこと) の場合、普通速度の載荷を行なった場合よりも低い強度となることを示した。地震時にこの後者の場合が危険である。

河上教授<sup>7)</sup>は粘土、ローム、砂質ロームを用いて載荷強度の影響を調べたが、粘土とロームについて図-3 のような結果を示している。すなわち、含水比が 20% の時は、載荷速度が 0.1~10 kg/cm<sup>2</sup>/sec の間で強度は載荷速度とともに減少しているが、その他の場合では強度は載荷速度とともに増大している。この研究でも、載荷速度が早くなって強度の低下する場合があることを示している。

R.V. Whitman は、最近、多くのこの種の研究を行なったが、まず粘性土については 0.03% /sec から 1000 % /sec にひずみ速度をあげたとき、圧縮強度は 1.3 倍

図-3

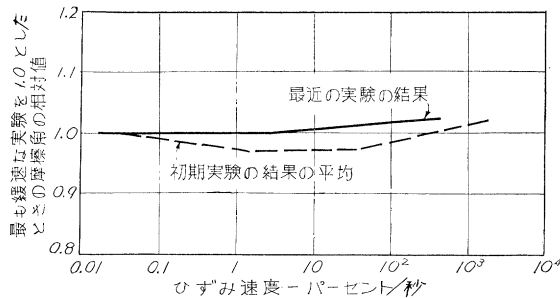


から 2.0 倍の強度増加を示した<sup>9)</sup>。一方砂についてはかなりくわしい調査をしてつぎのような結論を得ている<sup>10)</sup>

(1) 最大抵抗時の摩擦角 (Peak Friction Angle) について

破壊にいたる時間を 5 分から 0.005 秒に早めたときに、3 種の砂の最大抵抗時の摩擦角は 10% 以内の変動であった(図-4 の初期実験の結果の平均参照)。実験的な困難がなければ、変動の範囲はもっと小さいはずで、広範な実験を行なったオッタワ砂の場合、破壊にいたる時間が早められても、摩擦角の変化は 1° 以内であると結論している(図-4 の最近の実験の結果を参照)。

図-4 乾燥砂におけるひずみ速度効果



(2) 最大軸応力 (Peak Axial Stress) をうけたときの過剰間げき水圧について

密に填充した粗いオッタワ砂の飽和試料の場合、最初の間げき圧が普通の値であるときは、試料内の間げき水は負圧へと変化し、その負圧状況は 図-5 に示すように、破壊速度に無関係であった。二つのゆるずめ飽和砂で急速と緩速のせん断試験を行なった場合の応力-ひずみ曲線を 図-6 に示している。(a), (c) が急速せん断

図-5 密な飽和オッタワ砂に対する応力-ひずみ曲線

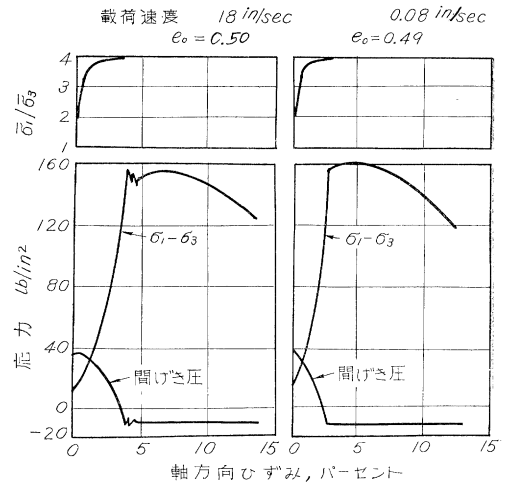
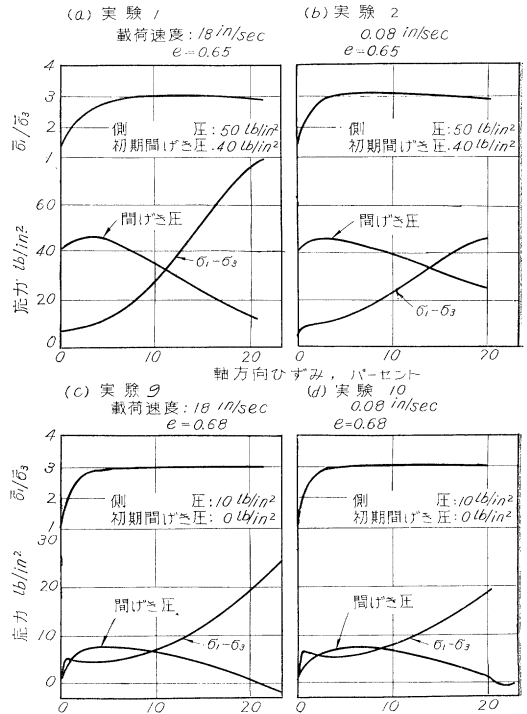


図-6 ゆるずめの飽和オッタワ砂に対する応力-ひずみ曲線



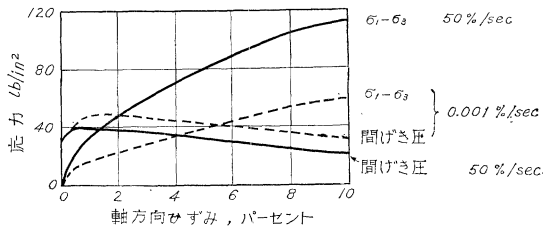
試験, (b), (d) が緩速せん断試験より得られたもので、いずれも各ひずみに応じた間げき水圧を示している。これらによると急速にせん断すると、間げき水圧は緩速せん断の場合よりも小であった。

(3) 最大抵抗時の圧縮強さ (Peak Compressive Strength) について

内部摩擦角は(1)により実際的には破壊速度に無関係であるといえるから、砂の非排水圧縮強さは、過剰間げき水圧が破壊速度に関係するときのみ、破壊速度の影

響をうけることになる。したがって乾燥砂や密につめた飽和砂の圧縮強さは破壊速度と無関係である。一方飽和したゆるぎめ砂では破壊速度と関係がある。オッタワ砂の場合、図-6で破壊時間が5秒(c)図、(d)図から0.022秒(a)図、(c)図に早まると、圧縮強さは約40%も増大した。Camp Cooke砂の場合、破壊時間が3分から0.2秒になると、図-7に示すように圧縮強さは100%も増大した。

図-7 キャンプ・クーク砂についての初期の実験結果



#### (4) 初期降伏点 (Initial Yield Point) について

ゆるぎめオッタワ砂の飽和供試体は低いひずみにおいて明瞭にわかる降伏点を示した(図-6参照)。その降伏点は破壊速度が早まると、25%低下することがわかった。初期降伏点はゆるい砂地盤の安定上の重要な臨界点と考えられ、この値が急速破壊で低下するという事は、地震時の危険を意味すると考えられる。

以上の研究結果を要約すると、ゆるい飽和細砂は急速載荷時に土の安定性は低下し、静的強さそのものにより動的安定を論じては危険であることがわかる。

粘性土の場合、一般に急速載荷時には静的載荷時よりも大きい抵抗力を示すことはよく知られているとおりである。ただ鋭敏性の高い粘土では、地震時にひずみが増大するので、その強度は次節にのべる Seed の方法によって求めるのがよい。つぎに乾燥砂、密な飽和砂では、静的と動的の内部摩擦角、圧縮強さはほとんど同じと考えるのが適当のようである。

### 3. Seed の耐震設計

地震力に対して、構造物の基礎地盤または土構造物が安全であるか、どうかについては、地震時に基礎地盤または土構造物が受ける応力とそれらの動的破壊強度とを比較してみればよい。土質材料の動的破壊強度に関する研究については前節でのべたが、ここでは劇的なせん断破壊を起こす場合ではなく、地震のくり返し荷重により、土質材料が上部構造物またはそれ自身の安定をすこぶ害するひずみ条件から、地震力に対して安全な土の許容応力を求めるために行なう Seed<sup>4)</sup> の提案した耐震設計の方法について述べる。

Seed はまず、側圧を一定にし、供試体(飽和度 93%のつき固めたシルト質粘土、その他)に軸方向応力(疑似

地震荷重)を与えて、三軸試験(非圧密、非排水)を行ない、地震時における土の応力とひずみの関係を求めた。この場合の疑似地震荷重というのは、従来の実験のように、かなりの長期間供試体に振動を与えるのではなく、また前節の実験のように急速な圧縮試験を行なうのではなく、供試体の軸方向に地震荷重に相当すると考えられる数だけの荷重の pulse を与えるもので、これによって供試体の軸方向に加える短期間の応力を transient stress の pulse 何個というようにいい表わしている。前節でのべた載荷法は、土の供試体に急激に載荷するだけで除荷をやっていない。除荷と載荷を何回かくり返えずとひずみが増して、そのために結論的には土の強度を減少したことに相当するか、あるいは土によってはひずみが増長して、構造物が使用不能になる。前節によると飽和したゆるい砂を除いて、あきらかに 1 個の pulse だけによる強度は静的強度をかなりに上まわっている。鋭敏な粘土ではひずみが地震によって増長することが考えられる。またこれに反して長期間供試体に数多くの pulse を与えることは 1 個の pulse を供試体に与えること以上に適切ではない。

Seed は stress pulse の数をつぎのようにして決めた。すなわち地震記象によると、主要動 30 秒間に強度の大きい水平加速度を地盤は 15~20 回うける。したがって一つの地震では余震をふくめて、50~60 回の大きい水平力を地盤が受けると考えた。実験において供試体の軸方向に加えた stress pulse は 2 c/sec で、その数は 1~100 であった。要するに Seed の実験では極度に数多い pulse を供試体に与えなかったが、実験の範囲内で pulse の数を増すにしたがって、供試体の軸方向のひずみが増大した。この場合、土の供試体の変形が目に見えるほどはっきり表われ、ある規定のひずみ量に達したときの供試体に加えた stress 状態から強度を判定した。強度ともいいうるが、土がせん断破壊を起こさない状態では許容な応力ともいいうる。一度供試体に加えた応力は変えることはできないが、供試体のひずみを pulse の数で変えることができる。規準にとった最大ひずみ量は土によって異なるが 20~25% で、この最大ひずみ量は正規の三軸試験で土の試料に圧縮を加えたとき、Stress-strain 曲線よりえられる。

上述した供試体への応力の状態をどのように変化させたかについて述べると、構造物の基礎地盤やアースダムの内部の土は地震時に振動しない荷重による応力(これを便宜上、死荷重応力と称する)と振動する応力をうける。常時は死荷重応力のみを受けるから、これは土の正規の圧縮試験から得られる強度(正規強度と略記する)以下である。これを正規強度の何%かで表現できる。

(1) 死荷重応力は正規強度の何%かで表現できる。

(2) 振動している応力（彼の実験でいう transient stress）は死荷重応力を基準にして変化させ、

(3) 上記各応力の組合せで、pulse の数を1より100まで増加させた。

すなわち、供試体のひずみが所定の量に達したとき（20～25%）の正規強度を基準にした死荷重応力、transient stress の大きさ、ならびに transient stress の数で、その土地震における許容応力を決定したことになる。

図-8 は、静的に締固めたシルト質粘土 ( $w=22.1\%$ ,  $r_d=103.3 \text{ lb/ft}^3$ , 飽和度 93%) で軸方向に加えた死荷重応力は正規強度の 66%（安全率 15%）で、30 分間死荷重応力を加えて置いてから、この応力の  $\pm 35\%$  に相当する transient stress を 100 pulse だけ与えたときの供試体のひずみならびに応力の時間に対する関係を示している。ひずみの所にはそのひずみを生ずるまでに与えた pulse の数が記入されている。また同じ図に同じ種類の試料に、上記の死荷重+transient stress に相当するだけの死荷重応力を与えたときのひずみ量を点線で (Sample No. 18 として) 示している。この場合死荷重応力は正規強度の 89% となるから、正規強度に対する安全率は 1.12 である。

いま供試体に加える死荷重応力と transient stress の大きさを変化させ、図-8 に示す実験をくり返すことにより、図-9 に示すような図面を描くことができる。図-10 で斜線を付した部分の上端の曲線は、死荷重応力の大きさと、それに応ずるひずみとの関係を示したもので、応力を土の正規強度に対する安全率で示している。これは、一度だけ正規の圧縮試験を行えば描くこ

図-8 疑似地震荷重実験における供試体のひずみ、応力と時間との関係

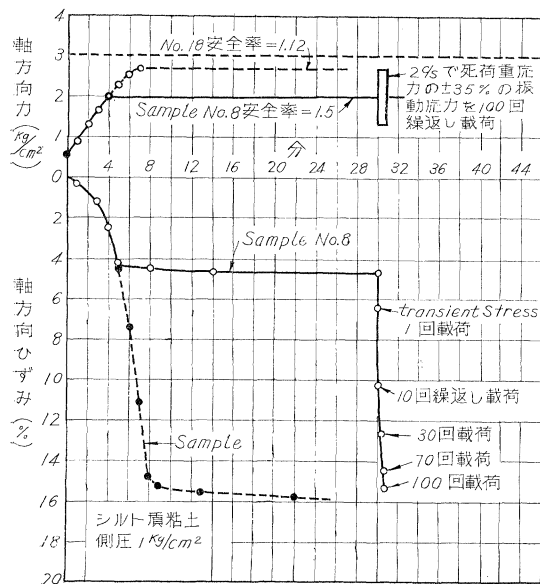


図-9 死荷重応力と振動荷重応力の合応力によって引き起こされる軸方向ひずみ (%)

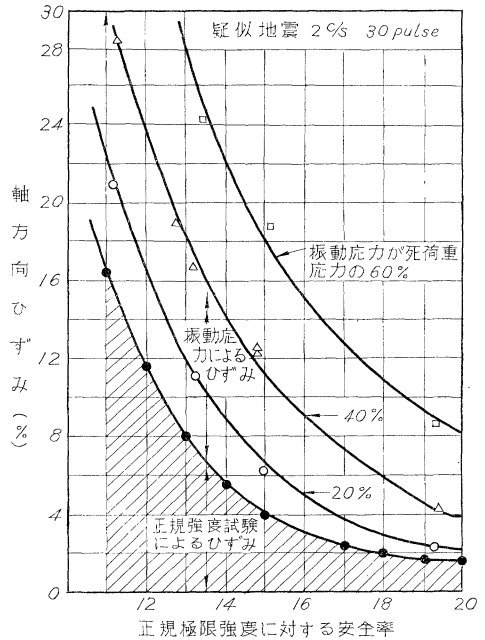
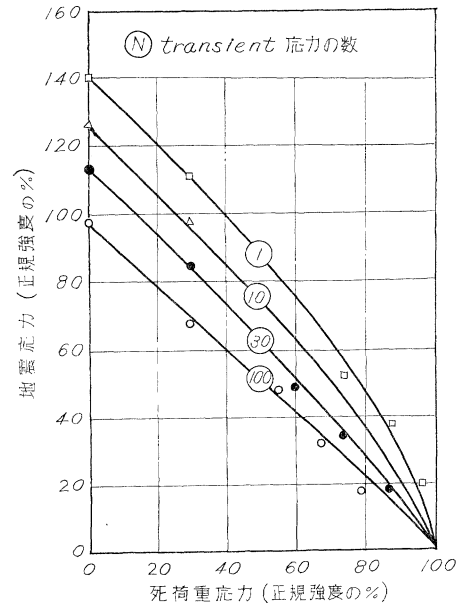


図-10 つき固めたシルト質粘土で、地震に用いるための死荷重応力と地震応力の関係



とができる。同じ図に transient stress を死荷重強度の 60, 40, 20% にして、いずれも 30 個の pulse を与えた場合のひずみを死荷重応力と同じ横軸上に図示している。いずれも実験値から得られた曲線である。このような図面を transient stress の pulse の数ごとに、別の紙に描き、ひずみが 25% のときの死荷重応力と transient

stress(地震応力)との関係を求め、それぞれを横軸、縦軸にとって図示すると、図-10 が得られる。図-10 は横軸、縦軸の値を正規強度の%で示している。これによると、transient stress の数が決定した場合に、この土が地震にもちうるために、許容される死荷重応力と地震応力との組合わせがよくわかる。前述したように地震の pulse が 50~60 とすると、このシルト質粘土は地震時に「死荷重応力+地震応力」が正規強度の 110% までもちうるということがわかる。しかしながら、これは締固めたシルト質粘土での実験値から得たものである。鋭敏な不かく乱粘土での同じ方法で行なった実験によると、上記の合応力は土の正規強度の 80~100% しかもちえないという結果がでている。このような土での耐震設計は土の許容応力を当然下げて考えなくてはならない。

#### 4. 地震時土圧

地震時土圧式を使用する場合の、土の定数その他について述べる。

##### (1) 内部摩擦角

地震時に裏込土砂による土圧の作用を受けて擁壁が前にすべり出すか、または前に傾き、裏込土砂が塑性平衡状態に移行したときの土砂の内部摩擦角は 2. に述べた結論にしたがい、常時の土砂の内部摩擦角を使用する。

##### (2) 壁摩擦角

密な乾燥した豊浦標準砂を用いて土圧実験<sup>11)</sup>を行ない、壁摩擦角を計測すると、常時土圧の壁静止時の場合には、壁摩擦角は 0 であるが、壁をその下方の一点を軸にしてわずかに回転させることによって変位させると、

図-11 振動中に壁を倒したときの壁摩擦角の計測値

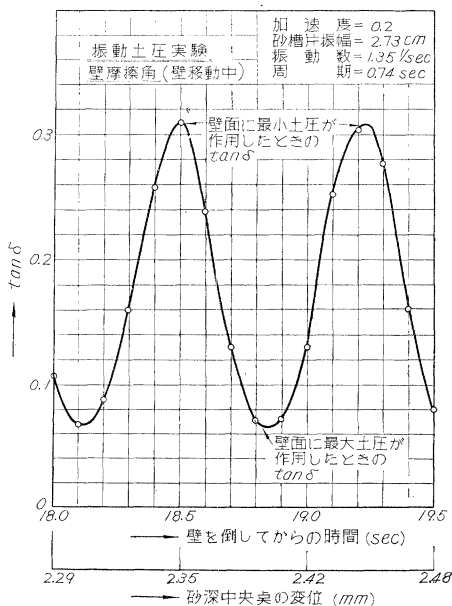
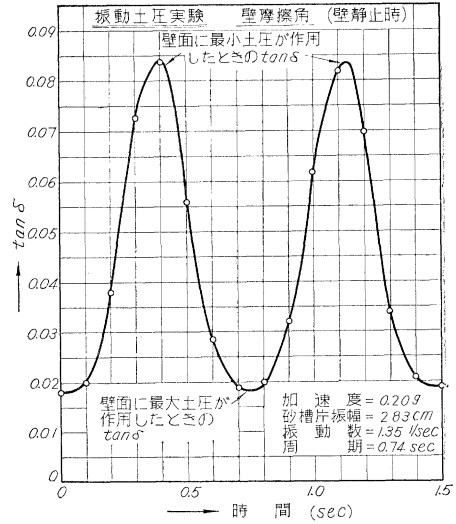


図-12 振動中の壁摩擦角(壁は裏込砂に対して静止)

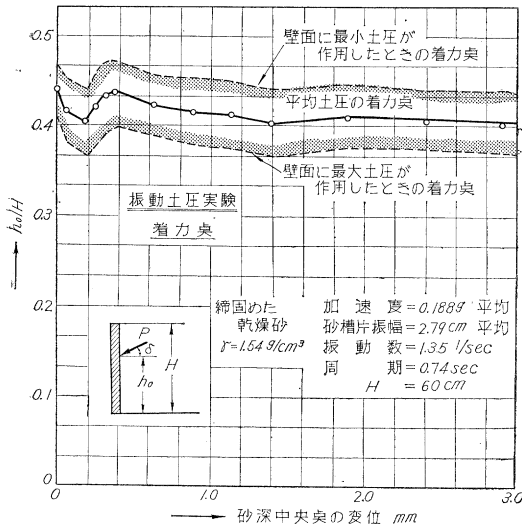


壁摩擦角は急激に増加し、裏込砂の塑性平衡状態で  $\delta = 27^\circ \sim 31^\circ$  に上昇する。同じ砂の状態で砂槽に 1.4 c/s, 0.2 g の水平加速度を与え、壁を倒すと、壁摩擦係数  $\tan \delta$  の様相は常時のそれと比較してかなり異なる。図-11 は振動中に壁静止時の状態、図-12 は壁変位中で、すでに裏込砂が塑性平衡状態に移行しているときの  $\tan \delta$  である。すなわち、これらの値は裏込砂への加振力に応じて振動的に変化し、常時の壁変位中の値と比較すると、その値はきわめて小さい。裏込土砂が塑性平衡状態に移り、壁面に最大土圧(壁面に作用する土圧も、加振力に応じて振動的に変化するから)が作用する瞬間では  $\delta$  の値は  $5^\circ$  程度である。したがって、この  $\delta$  の値は実用上 0 と置いて差し支えない。

##### (3) 土圧合力の着点

振動中に壁を裏込砂に対して静止の状態にしておき、つづいて壁を倒して裏込砂を塑性平衡状態にもって行なった上記の実験<sup>11)</sup>によると、土圧合力の着点を示す  $h_0/H$  の値は壁面に最大土圧が作用する瞬間においても図-13 に示すように 0.33 の値を示さないで、0.37 程度である。ここに、 $h_0$  は土圧合力の着点の壁下端よりの高さ、 $H$  は壁高で、実験は水平加速度 0.2 g で行なった。この点も常時土圧と異なる。振動を与えずに壁を倒すと  $h_0/H$  は 0.33 またはそれ以下の値にもなりうる。松尾・大原両氏の実験<sup>12)</sup>、港湾技研の石井・荒井両氏の実験<sup>13)</sup> で固定壁に作用する土圧分布から判断しても、土圧合力の着点、壁下端よりはかって、0.33H の位置よりは上方に作用していることがわかる。地震時土圧合力の作用点は、加速度の大きさによって異なることが容易に考えられるが、 $h=0.33H$  の位置よりも 10% 上昇させて、壁底より  $h=0.36H$  の高さに、設計震度  $k$  に無関係に作用すると考えてもそれほど大きな誤差

図-13 振動中に壁を倒したときの土圧合力点の変化



はないように考えられる。

(4) 地震時土圧式

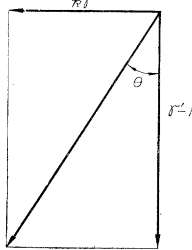
簡単に計算できるという点で、従来通り物部・岡部地震時土圧式を用い、土圧合力を求める。ただし、内部摩擦角  $\phi$  は常時（静的）の内部摩擦角を採用し、壁摩擦角  $\delta$  は 0 として計算する。土圧合力の着力点の壁下端より高さ  $h_0$  は  $h_0=0.33H$  としないで、 $h_0=0.36H$  とする。裏込めが 2 層または 3 層よりなるときは、土圧は水圧分布をなすとして各層の土圧合力と着力点を求め、土圧合力の大きさだけはそのままにして、着力点は各層ごとに 10% ずつ上昇させて作用させるようにする。

(5) 裏込土砂が浸水している場合

地震時に裏込土砂に作用する鉛直方向の震度  $k_v=0$  とおき、地震力は水平方向に作用するとして計算した場合にはつぎようになる。

浸水した土の単位体積重量を  $r'$  とすると、水中の土砂は浮力だけ軽くなる。したがって、見かけの重量は  $r'-1$  である。水平方向に作用する地震力は水と土が一体となったものに作用すると考える。水平方向の設計地震を  $k$  とすると、浸水した土砂の単位体積に対して、水平方向の地震力は  $kr'$ 、それゆえ見かけの合震度は  $\tan \theta = k r' / (r' - 1)$  (図-14参照)。

図-14 見掛けの地震合成角



すなわち、浸水した土砂の見かけの合震度は空中における震度  $k$  の  $r'/(r'-1)$  倍となる。このように決定した浸水砂の見かけの合震度を用いた土圧算定では、裏込土砂中の間げき水による動水圧の作用も一緒にふくまれ

ることになる。すなわち、地震時に壁の背面から静水圧+動水圧が作用し、裏込土砂中の静水圧は岸壁前面の静水圧と打ち消し合い、岸壁には背面から間げき水による動水圧のみが土圧と一緒に作用することになる。

(6) 動かない壁に作用する地震時土圧

橋台ならびに地下室の壁は土圧によって動いてはならない。それゆえ常時土圧に対しては静止土圧係数  $K$  を用い、 $K=0.5$  として、土圧合力  $P = \frac{1}{2} K \gamma H^2$  で、その算定を行なっている。地震の場合でも土圧を受ける構造物が、裏込土砂に対して動かないためには、この静止土圧に地震による土圧増加量を付け加えた土圧が、地震時に作用するとして構造物を設計しなければならない。実験の結果<sup>11)</sup>によると、この土圧増加量は主働土圧における地震時の土圧増加量に比して幾分か小さ目ではあるが、等しいとおくと、動かない壁に作用する地震時土圧は次式で表わされる。

$$P = \frac{1}{2} K \gamma H^2 + \frac{1}{2} (K_{AE} \gamma H^2 - K_A \gamma H^2) = \frac{1}{2} \gamma H^2 (K - K_A) + \frac{1}{2} K_{AE} \gamma H^2$$

$K_A$  は  $\delta=0$  における Coulomb の主働土圧係数、 $K_{AE}$  は  $\delta=0$  における物部地震時土圧式より求まる地震時主働土圧係数。右辺第 1 項は壁下端より  $h_0=0.33H$  の位置に作用し、第 2 項は  $h_0=0.36H$  の位置に作用する。

5. 地震時における擁壁の安定

擁壁にとどまらず、浅い基礎をもった構造物は、地震時のせん断破壊によるすべり出し、前傾を行なう。あるいは、せん断破壊によらないで、単に沈下を行ない使用に耐えない状態になる場合もある。構造物の前傾は不等沈下にもよるが、全面沈下、不等沈下をふくめて沈下に対しては、基礎地盤の土質材料の許容応力を調べる前述した Seed の方法にもとづいて、これを防止する方法が今後講ぜられると考えられる。ここでは前者の基礎地盤のせん断破壊の場合について述べる。

立石氏<sup>13)</sup>は偏心傾斜した荷重による帯状基礎の支持力に関する研究を行ない、図-15 に示すように、底面幅  $2b$ 、底面に作用する鉛直荷重を  $V$ 、基礎地盤中のすべり面を円弧とみなしたときの円弧の半径を  $R$ 、中心角を  $2\theta$  としたとき、円弧のつり合い条件より、

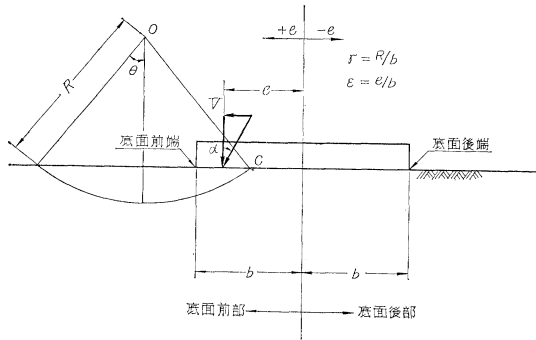
$$\frac{V}{2b} = N \gamma b \dots\dots\dots (1)$$

$$N = \frac{\frac{1}{4} r^2 (2\theta - \sin 2\theta)}{\sqrt{\left\{ (\sin \theta + \alpha \cos \theta) - \frac{1-\epsilon}{r} \right\}^2 \operatorname{cosec}^2 \varphi - \alpha^2 - 1}} \dots\dots\dots (2)$$

ここに  $\epsilon = e/b$ ,  $r = R/b$ ,  $\gamma = \pm$  の単位体積重量,  $\varphi =$  内

部摩擦角、 $\alpha$ は図に示すように荷重の傾斜角度である。

図-15 基礎地盤のせん断破壊によるすべり出し



すべり面発生日点Cを通る任意のすべり面のうち式(1)の  $V/2b$  を最小にする、すなわち  $N$  を最小にする  $R$ 、 $\theta$  を求め、このときの  $V/2b$  を極限支持力とした。その場合の  $N$  を支持力係数と称し、つぎの形で表わされる。

$$N = f(\alpha, \epsilon, \varphi) \dots \dots \dots (3)$$

すべり面発生日点Cは荷重の作用点に対して底面前端の対称点にあるとし、Cが底面後端より背後にくるときはCの位置を底面後端にあるとした。

この式は地震の場合に使用できる。その場合すべり砂塊の重量は  $V$  に対して一般に小さいから、すべり砂塊の慣性力は無視しても差し支えない。

地震時に底面に作用する鉛直荷重  $V_0$  と、 $\epsilon, \alpha$  が決定されると、この  $\epsilon, \alpha$  を式(3)に代入し、式(1)より  $V$  を求め、 $V > V_0$  ならば構造物は地震時に支持力に対して安定である。地震時に基礎地盤が流動しない限り、 $\varphi$  は当時の値を採用してよい。このような静的計算で行なったものが、動的の場合に使用できると非常に都合がよい。これに対して岡本教授<sup>14)</sup>は振動砂槽での実験によって、砂表面が流動しない限り、静的に求めた支持力は地震時にも使用できることを明らかにした。筆者<sup>15)</sup>も壁体のすべり出し防止法の一環として、基礎地盤のせん断破壊によるすべり出し抵抗の計算を行なった。

壁体底面に作用する偏心傾斜した荷重の鉛直分力を  $V$  としたとき、底面での水平力  $S$  が基礎地盤のせん断破壊を引き起こす最小値を壁体のすべり出し抵抗とした。

筆者は  $\alpha$  の値を使用しなかったが、すべり出し寸前の状態では  $S/V = \tan \alpha$  である。

地震の場合には壁体に作用する慣性力ならびに地震時土圧のために荷重  $V$  の底面への作用点は、少なくとも底面の中央点より前部(裏込土砂と反対側)にあって、しかも  $\epsilon$  の絶対値は非常に大きい。 $\epsilon = 0.3, 0.3 < \alpha < 0.5$  の場合が多い。 $\epsilon = 0.3, \alpha = 0.3$  になると、すべり面発生日点Cを通り、 $S$  を最小にする円弧の中心角は  $\varphi = 35^\circ$  で  $2\theta = 120^\circ$  になり、摩擦円の半径に 12% 程度の補正を必要とする。これらの補正は  $\epsilon$  が大きく、 $\alpha$  が小さ

く、土の内部摩擦角が大きいほど、円弧すべり面の中心角が大となるために補正の必要が増す。たとえば  $\epsilon = 0.5$  になると、 $\alpha = 0.4, \varphi = 36^\circ$  で最小すべり円を探しても見当らないことになる ( $S$  が無限小になる)。

以上の理由とせん断破壊時にすべり面発生日点より背後(裏込土砂側)の底面と基礎地盤間の摩擦力を考えに入れると式(1),(2),(3)による支持力は、地震時の支持力としては少な目に計算されている。

参 考 文 献

- 1) Mogami, T. and Kubo, K.: The Behavior of Soil during Vibration., Proc. 3rd International Conference Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1 (1953)
- 2) Mogami, T. Yamaguchi, H. and Nakase, A.: The Dynamical Properties of Soils., Reports of the Institute of Science and Technology, University of Tokyo Vol. 8, No. 1 (1954), Vol. 9, No. 1 (1955)
- 3) 石井靖丸・荒井秀夫: 振動中における乾燥砂の運動性状に関する研究. 第6報, 運輸技術研究所報告 Vol. 12, No. 2. 昭和37年5月
- 4) Seed, H.B.: Soil Strength during Earthquakes. Proc. 2nd World Conf. on Earthquake Eng. Vol. 1.
- 5) Casagrande, A. and Shannon, W.L.: Research on Stress Deformation and Strength Characteristics of Soils and Soft Rocks Under Transient Loading., Soil Mechanics Series No. 31, Harvard University, June 1948.
- 6) Casagrande, A. and Shannon W.L.: Strength of Soils under Dynamic Loads., Transaction, A.S.C.E. Vol 114, pp 755~772, 1949.
- 7) Seed, H.B. and Lundgren, R.: Investigation of the Effect of Transient Loading on the Strength and Deformation Characteristics of Saturated Sands., Proc. A.S.T.M. Vol. 54, 1954.
- 8) Kawakami, F.: Properties of Compacted Soils Under Transient Loads., Soil and Foundation Vol. 1. No. 2, pp 23~29.
- 9) Whitman, R.V.: The Behaviour of Soils under Transient Loading.: Proc. 4th. International Conf. on Soil Mech. & Found. Eng. Vol. 1, p 207 (1957)
- 10) Whitman, R.V. and Healy, K.A.: Shear Strength of Sands during Rapid Loadings., Proc. A.S.C.E. Vol. 88, April 1962. Part 1, pp 99~132
- 11) 市原松平: 名古屋港岸壁セル式構造物の振動研究報告書 (伊勢湾建設部, 名港管理組合に提出した委託研究報告書) 昭和38年7月
- 12) Matsuo, H. & Ōhara, S.: Lateral Earthpressure and Stability of Quay Walls during Earthquakes, Proc. 2nd World Conf. on Earthquake Engineering Vol. 1.
- 13) 立石哲郎・福家竜男・須田 熙・光本 司: 傾斜偏心荷重をうける帯状基礎の支持力に関する研究, 運研報告, 第12巻1号, 1962
- 14) Okamoto, S.: Bearing Capacity of Sandy Soil and Lateral Earthpressure during Earthquake, Proc World Conf. on Earthquake Engineering., 1956.
- 15) 市原松平・井上令作: 偏心傾斜した荷重による壁体のすべり出し抵抗について, 第18回年次学術講演会, 講演概要, 第III部 昭和38年5月 (1963. 7. 20・受付)

[筆者: 正員. 名古屋大学教授 工学部土木工学教室]