

粘性土地盤上の盛土の地震時安定解析

藤井照久¹・兵動正幸²・山本陽一³・伊東周作⁴

¹正会員 工博 復建調査設計株式会社 (〒732-0052 広島県広島市東区光町2-10-11)

²正会員 工博 山口大学教授 工学部社会建設工学科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台2-16-1)

³正会員 工博 三井建設 (〒270-0132 千葉県流山市駒木518-1)

⁴正会員 工修 基礎地盤コンサルタンツ(株) (〒310-0022 茨城県水戸市梅香2-2-45)

本論文は、粘性土の破壊モードを踏まえ、粘性土の繰返しせん断強度を取り入れた地震時安定解析法の提案を行ったものである。さらに、得られたすべり安全率を用い、基礎地盤内に発生する過剰間隙水圧と、盛土の沈下量を連続的に推定できる簡易な手法についても示した。この手法を過去の地震において実際に被災した河川堤防の事例に適用し、沈下量の予測を試みた。その結果、提案法で求めた安全率は実被害の状況と対応しており、また簡易推定法で求めた変形量も現地で測定された沈下量とも良好な対応を示すことが確認された。

Key Words : *cohesive soil, cyclic strength, earthquake, initial shear stress, pore pressure, residual deformation, safety factor, stability analysis.*

1. まえがき

北海道南西沖地震(1993)や兵庫県南部地震(1995)では、軟らかい沖積地盤上に構築された河川・海岸堤防が甚大な被害を受けた。これを契機に全国の河川・海岸堤防の耐震点検が、関連省庁ならびに都道府県で一斉に行われた^{1),2)}。現行のこれらの点検において、基礎地盤が砂質土地盤の場合には、 N 値あるいはCD試験から得られる静的強度(ϕ)と設計震度を用いた従来のすべり安定検討に加えて、地震時に発生する過剰間隙水圧上昇を評価して地盤の強度低下を取り入れた強度と、滑動土塊の自重からすべり安定検討を行っている。これに対し、基礎地盤が粘性土地盤の場合には、土の一軸圧縮強度等から得られる静的強度(c)と設計震度を用いた従来の震度法の検討のみで行っており、砂質土地盤のような動的特性を考慮した検討がなされていないのが現状である。その結果、安定性を過大に評価したり、最小安全率が1を切る円弧が過大に現れ過剰な対策を要求されることがしばしばある。事実、この度の河川堤防の耐震一斉点検においては、例えば九州管内のゼロメートル地帯の堤防延長 325.8km のうち 43%が浸水による2次災害を招く恐れがあることを指摘され、このうち 90%の区間は軟弱粘土地盤地帯を通り有明海に注ぐものであった。これらの評価のた

めに現行の指針では、一軸圧縮強度のみしか取り入れられることができず、安定解析において大円弧問題に悩む状況にあった。このように粘性土地盤の耐震設計が立ち遅れている原因として、砂地盤は地震時に液状化による噴砂・側方流動・浮き上がり等目に見える被害、現象を与えるのに対し、粘性土地盤は砂地盤ほどドラスティックな被害が少ないこと等が考えられる。しかしながら、実際には、これまでの地震被害の中で粘性土地盤上の構造物等の被害事例もいくつか報告されている。例えば、メキシコ地震(1985)では、メキシコシティの厚い高塑性の粘土地盤上に建設された多くの建築物が転倒もしくは沈下を起し被害を生じたことが報告されている³⁾。

わが国においても粘性土地盤上の土構造物の被害事例が、新潟地震(1964)、十勝沖地震(1968)、日本海中部沖地震(1983)等において建設省土木研究所⁴⁾、運輸省港湾技術研究所⁵⁾、鉄道技術研究所⁶⁾等の報告に記されている。粘性土地盤で生じた被害の特徴は、盛土や建築物等の構造物周縁で生じていることにある。この原因は、構造物周縁地盤には構造物の自重による初期せん断応力が作用しているのに加えて、地震外力による繰返しせん断応力が作用した結果であると考えられる⁷⁾。さらに、粘性土地盤内で地震動が増幅され構造物に大きな慣性力が付加されたことも原因の一つとして考えられる。

一方、兵庫県南部地震以降、各設計指針・基準等では二段階設計法が取り入れられてきた。特に大規模地震動（レベル2地震動）においては、ある程度の変形を許容する限界状態設計法が用いられるため、対象とする構造物の変形量を定量化する手法の確立が求められている⁹⁾。変形量を求めるために有限要素法による地震時応答解析等が行われることがあるが、現状では粘性土の動的な構成モデル等が不完全であり、また設計に用いるためには技術者の高度な判断を必要とする等、現実的でない問題を包含している。

本研究は、粘性土の地震時破壊モードを踏まえ、円弧すべり法に基づく粘性土の繰返しせん断強度を取り入れた地震時安定解析法の作成を行ったものである。また、その際に算出される地震時安全率を用いて、地震時に発生する盛土の沈下量および基礎地盤内の過剰間隙水圧の発生量を連続的に予測する簡易な方法を示した。さらにこの提案法を、実際に地震時に被災した河川堤防の事例に適用し、沈下量の予測を試みた。

2. 粘性土地盤の地震時破壊モード

粘性土地盤の動的な破壊形態は、砂地盤の液状化のように有効応力が消失して破壊に至る現象とは異なり、有効応力の低下は伴うものの完全に消失することなく繰返しせん断ひずみが残留して破壊に至るものであり、砂の液状化と区別して繰返しせん断破壊⁹⁾と呼ばれている。

粘性土地盤が繰返しせん断破壊を起こしやすいのは、主に構造物周縁の初期せん断応力の高い部分である。著者らはこれを明らかにするため、室内試験より図-1^{9),10)}のような関係を得ている。この図は、初期せん断応力下の繰返し三軸試験の結果をとりまとめたものである。横軸に示した初期せん断応力比 ($\sigma_1/2\sigma'_1$) は、排水状態で供試体に負荷させた初期せん断応力 ($\sigma_1/2=(\sigma_1-\sigma_3)/2$) を初期拘束圧 ($\sigma'_1=(\sigma_1+\sigma_3)/2$) で除した値である。縦軸に示した繰返しせん断応力比 ($\sigma_d/2\sigma'_1$) は、初期せん断応力負荷後に、側圧一定のもと非排水状態で供試体に繰返しせん断を与えたときのせん断応力振幅 ($\sigma_d/2$) を初期拘束圧で除した値である。図-1では、繰返し回数 20 回でピーク軸ひずみ 10%を生じるに必要な初期せん断応力比と繰返しせん断応力比の関係を示している。図中、2つの塑性の異なる粘土と2種類の相対密度の砂の結果について示した。この図より、粘性土地盤において初期せん断応力が

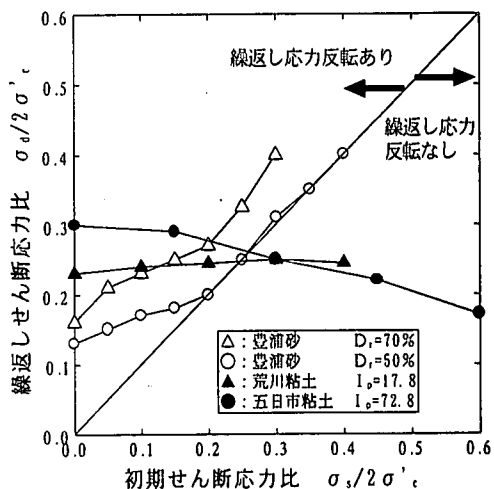
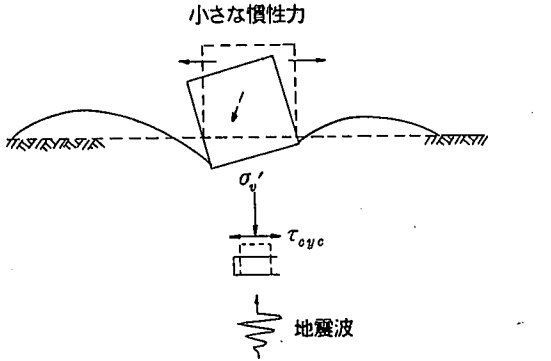


図-1 繰返し回数 $N=20$ 回でピーク軸ひずみ $\epsilon_p=10\%$ に至るに必要な繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_1$ と初期せん断応力比 $\sigma_1/2\sigma'_1$ の関係^{9),10)}

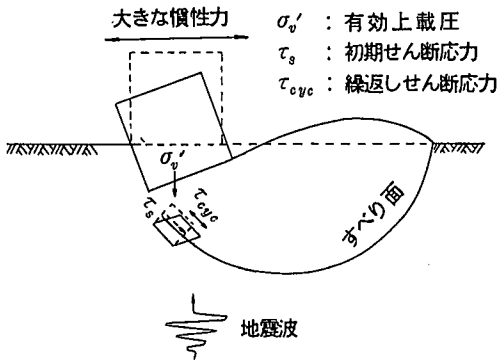
大きくなるほど破壊に要する繰返しせん断応力は、ほぼ同じか低くなる傾向が認められ、初期せん断応力が大きく作用している構造物周縁ほど地盤は破壊しやすいことが示唆される。この傾向は塑性指数が高い粘性土ほど著しく、図中でも塑性指数の低い荒川粘土 ($I_p=17.8$) より、塑性指数の高い五日市粘土 ($I_p=72.8$) の方が、初期せん断応力比の増加に伴う強度低下が著しい傾向にあることが認められる。図中には比較のため、砂の結果も示している。砂の場合は初期せん断応力が大きくなるほど破壊に要する繰返しせん断応力は大きくなり、初期せん断応力がない状態つまり水平地盤が最も破壊しやすいことを示唆している。

さらに、粘性土地盤では有効応力はある程度低下するものの完全に消失しないため構造物にかなり大きな慣性力が継続的に残ることが考えられる。このことが構造物周縁の粘性土地盤の残留変形を助長し、すべり破壊を引き起こすことが推察される。一方、砂地盤の場合には、液状化により有効応力がゼロになり支持力を喪失する反面、構造物にはせん断波の伝播が妨げられ、地上の構造物の慣性力は小さいと推察される。砂と粘土地盤での構造物の破壊の比較を図-2⁷⁾ に模式的に示した。

これらのことより、構造物周縁の粘性土地盤の地震時安定検討を行う場合には、初期せん断応力下の動的強度を用いた安定検討を行うこと、また地震時のせん断応力の繰返し載荷を考慮した検討が重要であると考えられる。以下にこれらのことを考慮した、安定解析手法について提案する。



(a) 砂地盤の液状化



(b) 粘性土地盤の繰返しせん断破壊

図-2 砂の液状化と粘土の繰返しせん断破壊の比較

3. 動的強度を用いた安定解析手法

(1) 地震時安定解析

粘性土地盤の地震時安定検討を行う場合、現行の設計指針のほとんどが震度法によるすべり円弧計算法を用いている。震度法によるすべり円弧計算法では、円弧で囲まれた土塊がすべり面に沿って剛体的に滑動したと考え、滑動した土塊の自重と地震力の和（滑動力）と土の強度（抵抗力）の釣り合いから安全率を求めている。図-3は建設省土木研究所において行われた、粘性土地盤上の盛土の動的遠心模型実験結果¹¹⁾のうち、加振後の変形を示したものである。遠心場における粘土の動的挙動は速度効果の考え方等に議論の余地があると思われるが、最終的な破壊形状のみに着目してみる。同図より粘性土基礎地盤の変形量は盛土ののり尻付近で大きく、かつ地表面に近いほど大きい。つまり残留変形はすべり土塊が剛体的に変形したのではなく、すべり土塊全体がせん断変形した形状を示していることがわかる。しかしながら、残留変形が生じた部分と生じていない部分の境界線は、図中に示すようにほぼ円弧形状の形状を示すことから円形すべり的な破壊モード

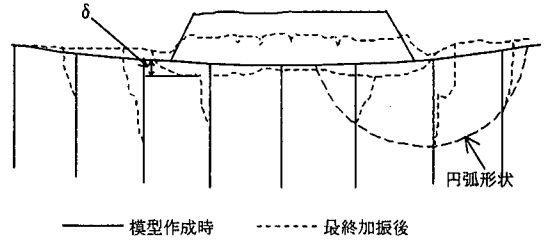


図-3 粘性土地盤上の盛土の動的遠心模型実験結果¹¹⁾

として考えることもできる。また現行の設計法¹²⁾がその簡便さから震度法によるすべり円弧計算法で行われていること、過去の研究においてもすべり円弧計算法で比較的整合性の良い結果が取れている事例¹³⁾もあること等から、本研究でも便宜上粘性土地盤上の盛土の地震時安定性を震度法によるすべり円弧計算法で検討する。なお、後にこの計算法で求めた安全率をもとに盛土直下地盤の沈下量を算出することを提案している。

従来の震度法によるすべり円弧計算法では、土の強度定数として、一軸圧縮試験あるいは等方圧密下の静的三軸試験から得られた c および ϕ が用いられてきた。しかしながら、このような静的な土の強度は、盛土構築の安定解析に供されるべきものであり、地震時の震度を加えた外力に対する釣り合いを求めるのは、無理があるように思われる。事実、これらを用いた円弧すべり解析において大円弧が発生する等の問題点の指摘が相次いでいる。石原¹⁴⁾および古賀、松尾¹⁵⁾は、非排水繰返しせん断試験結果に基づく地震時安定解析法の提案を行った。その手法は、まず常時の最小安全率となるすべり面（潜在すべり面）にあらかじめ作用している初期せん断応力を算定し、地震時にもそのすべり面ですべりが起こるという前提で、その初期せん断応力下における動的強度を室内試験より求め、地震時安定解析を行うというものであった。

著者ら^{16)~18)}は、常時の潜在すべり面にとらわれず、様々な初期せん断応力下において飽和土の繰返し載荷試験結果を用い、初期せん断応力と繰返しせん断応力の組み合わせにより地震時に安全率が最小となるすべり面を見だし、地震時安定検討を行ってきた。本研究ではさらに、一般的な形に整備し、粘性土地盤や中間土地盤に対し使用可能とした。

(2) 動的強度を用いた地震時安定解析法

ここでは、図-4の概念に従い、修正フェレニウス法に基づく次式を用い、安全率の算定を行う。

$$F_s = \frac{\Sigma W \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi' + \Sigma c' \cdot \ell}{\Sigma \{W \cdot \sin \alpha + k_h \cdot W \cdot (y/r)\}}$$

$$= \frac{\Sigma f_0 \cdot \tan \phi' + \Sigma c' \cdot \ell}{\Sigma f_1 + \Sigma f_2} \quad (1)$$

ここで、 $f_1 (=W \cdot \sin \alpha)$: 初期せん断力、 $f_2 (=k_h \cdot W \cdot (y/r))$: 地震時せん断力、 $f_0 (=W \cdot \cos \alpha)$: 垂直力、 ℓ : 各スライスの弧長である。なお、式(1)では地震力等の外力作用に伴う有効直応力の変動はないものとしている。式(1)より仮想すべり面に平均的に作用する垂直応力 $\bar{\sigma}_0$ は、次式により求められる。

$$\bar{\sigma}_0 = \Sigma W \cdot \cos \alpha / \Sigma \ell = f_0 / \Sigma \ell \quad (2)$$

また、仮想すべり面に平均的に作用するせん断応力 $\bar{\sigma}_1$ は、次式のように表される。

$$\bar{\sigma}_1 = \Sigma W \cdot \sin \alpha / \Sigma \ell = f_1 / \Sigma \ell \quad (3)$$

したがって、仮想すべり面に平均的に作用する初期せん断応力比 $\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_0$ は、次式により表される。

$$\frac{\bar{\sigma}_1}{\bar{\sigma}_0} = \frac{f_1 / \Sigma \ell}{f_0 / \Sigma \ell} = \frac{\Sigma W \cdot \sin \alpha / \Sigma \ell}{\Sigma W \cdot \cos \alpha / \Sigma \ell}$$

$$= \frac{\Sigma W \cdot \sin \alpha}{\Sigma W \cdot \cos \alpha} \quad (4)$$

一方、地震力によって仮想すべり面に平均的に作用するせん断応力 $\bar{\sigma}_d$ は、次式のように表される。

$$\bar{\sigma}_d = k_h \cdot \Sigma \{W \cdot (y/r)\} / \Sigma \ell = \Sigma f_d / \Sigma \ell \quad (5)$$

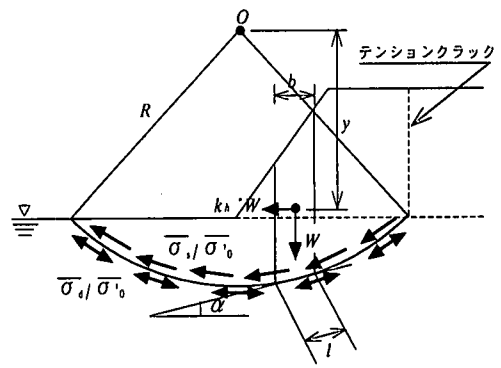
また、仮想すべり面に平均的に発生するせん断応力比 $\bar{\sigma}_d / \bar{\sigma}_0$ は、式(2)および式(5)より次式のように表される。

$$\frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_0} = \frac{f_d / \Sigma \ell}{f_0 / \Sigma \ell} = \frac{k_h \cdot \Sigma \{W \cdot (y/r)\} / \Sigma \ell}{\Sigma W \cdot \cos \alpha / \Sigma \ell}$$

$$= \frac{k_h \cdot \Sigma \{W \cdot (y/r)\}}{\Sigma W \cdot \cos \alpha} \quad (6)$$

以上のような盛土自重による初期せん断応力比と地震による動的せん断応力比の和である滑動応力比 $(\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_0 + \bar{\sigma}_d / \bar{\sigma}_0)$ に対する地盤のせん断抵抗応力比を地震時安全率とし、次式で表す。ただし、初期せん断応力の作用は、長期荷重であることから排水状態とし、地震によるせん断応力は短期荷重であることから非排水状態で作用するものとする。

$$F_s = \frac{\text{初期せん断応力下の非排水繰返しせん断強度}}{\text{自重により発生するせん断応力} + \text{地震等の繰返し荷重により発生するせん断応力}}$$



- | | |
|-------------------|-----------------------------------|
| o : すべり円の中心 | α : すべりブロックが水平面となす角 |
| r : すべり円の半径 | $\bar{\sigma}_s$: すべり面に働く平均初期応力 |
| b : スライス幅 | $\bar{\sigma}_d$: すべり面に働く平均繰返し応力 |
| k_h : 水平震度 | $\bar{\sigma}_0$: すべり面に働く平均鉛直応力 |
| w : スライス重量 | |
| l : スライス底面の長さ | |
| y : 中心から重心までの鉛直距離 | |

図-4 地震時安定解析の概念図

$$= \frac{\{(\sigma'_1 + \sigma'_d) / 2 \sigma'_0\}_s}{\bar{\sigma}_1 / \bar{\sigma}_0 + \bar{\sigma}_d / \bar{\sigma}_0} \quad (7)$$

$$= \frac{\{(\sigma_s + \sigma_d) / 2 \sigma'_0\}_s}{\Sigma W \cdot \sin \alpha / \Sigma W \cdot \cos \alpha + k_h \cdot \Sigma \{W \cdot (y/r)\} / \Sigma W \cdot \cos \alpha} \quad (8)$$

$$= \frac{R_f}{R} \quad (9)$$

ここで、

- σ'_0 : 繰返し載荷試験時の有効拘束圧
 - $\sigma_s / 2 \sigma'_0$: 繰返し載荷試験の初期せん断応力比
 - $\sigma_d / 2 \sigma'_0$: 繰返し載荷試験の非排水繰返しせん断応力比
 - $\{(\sigma_s + \sigma_d) / 2 \sigma'_0\}_s$: 初期せん断応力下における非排水繰返しせん断強度
 - R : 任意の仮想すべり面上に平均的に作用している初期および繰返しせん断応力比の和(滑動せん断応力比)
 - R_f : 仮想すべり面内に平均的に作用している初期せん断応力と所定の繰返し回数に対応する動的強度(抵抗せん断応力比)
- である。

この両者の比($F_s = R_f / R$)が最小となる円弧を様々な初期せん断応力と繰返しせん断応力の組み合わせにより見出し、この面を最も危険なすべり面と仮定し検討を行う。

なお、盛土が飽和でない場合には、盛土内にはテンションクラックが発生するものとし、その抵抗力

は考慮していない。この理由として、①過去の盛土崩壊事例の形態からの判断、②盛土内の円弧は、ほぼ鉛直に近い方向に描かれるためすべり面に対する拘束圧が小さく、その結果せん断抵抗が見込まれないことから、テンションクラックを考慮しないときの安全率が考慮したときと比べて大差がないことが挙げられる。

(3) 粘性土の動的強度

著者ら⁷⁾は、塑性指数 I_p や初期応力状態の異なる不攪乱試料を用いて繰返し三軸試験を行い、原位位置における粘土の動的強度の統一の評価を行った。そのため、本来ならば初期応力状態を考慮した (K_0 補正等) すべり面上で発揮されるせん断強さを考えるべきであるが、ここでは、実際問題への適用を考慮し、繰返し三軸試験で求めた値をそのまま動的強度として用いることとした。

その結果、水平地盤の正規圧密粘土の動的強度 ($R_{f(ISO)} = \sigma_d/2\sigma'_c$) は、塑性指数との間に、図-5のような対応関係が存在することを示した。さらに、年代効果による疑似過圧密比、施工に伴う拘束圧の変化に対応した過圧密比を考慮することにより、粘土の動的強度は、式(10)~(12)のように評価可能であることを示した。なお、式(10)~(12)では、載荷周波数 0.02Hz の条件下において、繰返し回数 20 回で軸ひずみ両振幅が 10% に至るに必要な繰返しせん断応力比を基準となる動的強度としている。

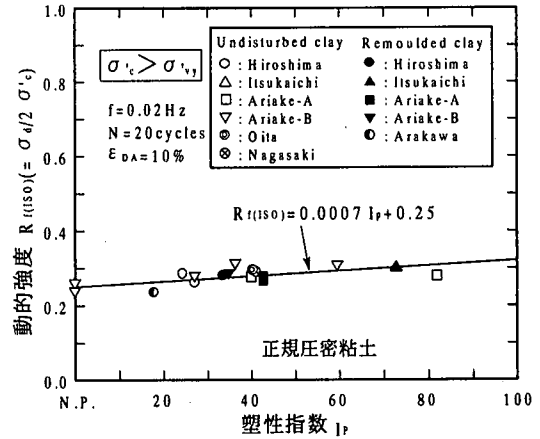


図-5 正規圧密粘土の動的強度と塑性指数の関係⁷⁾

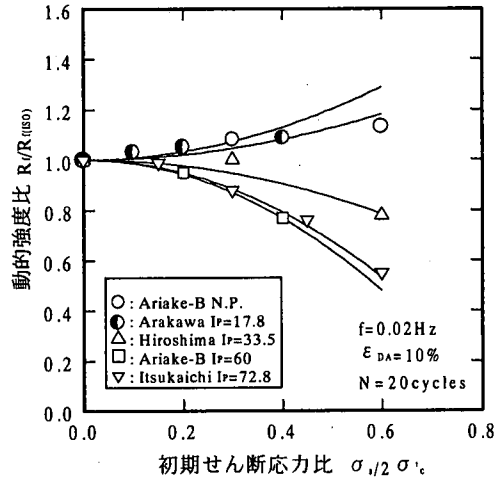


図-6 粘性土の動的強度と初期せん断応力の関係⁷⁾

①正規圧密粘土 ($\sigma'_{v0} < \sigma'_c$)

$$R_{f(ISO)} = 0.0007I_p + 0.25 \quad (10)$$

②疑似過圧密粘土 ($\sigma'_{v0} < \sigma'_c < \sigma'_{v1}$)

$$R_{f(ISO)} = 0.0007I_p + 0.25 + 0.044 \left(\frac{\sigma'_{v1}}{\sigma'_{v0}} \right) \left(\frac{\sigma'_{v1} - \sigma'_c}{\sigma'_{v1} - \sigma'_{v0}} \right) \quad (11)$$

③過圧密粘土 ($\sigma'_c < \sigma'_{v0}$)

$$R_{f(ISO)} = 0.0007I_p + 0.25 + 0.044 \left(\frac{\sigma'_{v1}}{\sigma'_{v0}} \right) \left(\frac{\sigma'_{v1} - \sigma'_c}{\sigma'_{v1} - \sigma'_{v0}} \right) + 0.17 \left(\frac{\sigma'_{v0}}{\sigma'_c} - 1 \right) \quad (12)$$

ここで、 $R_{f(ISO)}$ は水平地盤における粘土の動的強度、 σ'_{v1} は圧密降伏応力、 σ'_{v0} は有効上載圧である。さらに著者ら⁷⁾は、水平地盤の動的強度 $R_{f(ISO)}$ で正規化された様々な初期せん断応力下の粘性土の動的強度が、初期せん断応力の大きさや塑性指数により、図-6のように変化することを室内試験で明らかにし、動的強度 R_f の一般式が次式を用いて表されることを示している。

$$R_f = R_{f(ISO)} \cdot \left(a_1 \left(\frac{\sigma_v}{2\sigma'_c} \right) + 1 \right) + \frac{\sigma_v}{2\sigma'_c} \quad (13)$$

ここで、 a_1 は塑性指数 I_p によって変動するパラメータで、 I_p との間に図-7のような相関関係が存在する。この関係は、次式のように表される。

$$a_1 = -0.032I_p + 0.725 \quad (14)$$

式(13)で求められるのは、前述の通り基準となる周波数 0.02Hz に対する動的強度である。これに対し、実際の地震では載荷周波数がこれに比べかなり高い。一般に粘性土は、せん断挙動において顕著な周波数依存性を示すことから、室内試験で得られた動的強度を地震等の問題に適用するときには周波数補正を行う必要がある。著者ら¹⁰⁾は、この関係を調べるため載荷周波数を種々に変化した非排水線

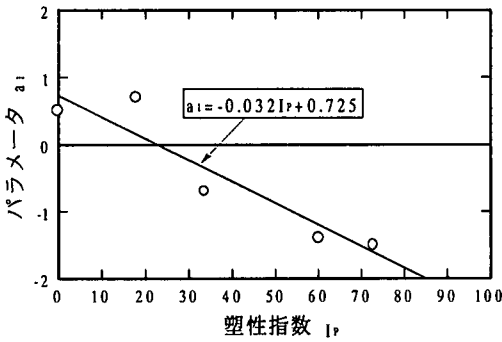


図-7 パラメータ a_1 と塑性指数の関係⁷⁾

返し三軸試験を行い、粘性土の動的強度に及ぼす周波数の影響を調べた。図-8は、その中の一例を示したものである。この図には、周波数を 0.01Hz ~ 1Hz までの範囲で4段階に変化した場合の高塑性粘土 ($I_p=72.8$) の結果を挙げたが、図より載荷周波数が増加すると動的強度も増加していることがわかる。同図において繰返し回数 20 回における各周波数の動的強度 (R_d) $f_{arbitrary}$ を周波数 0.02Hz の動的強度 (R_d) $f_{0.02}$ で正規化した値と、対数で示した各周波数との間には、図-9のようにほぼ直線的な増加傾向があることを確認している。この関係を用いると、0.02Hz における動的強度を基準にして対象とする周波数の動的強度は次式のような関係で求めることができる。

$$\frac{(R_d) f_{arbitrary}}{(R_d) f_{0.02}} = 1 + \mu \log_{10} \frac{f_{arbitrary}}{0.02} \quad (15)$$

ここで、 $(R_d) f_{arbitrary}$ は対象とする地震の周波数 $f_{arbitrary}$ で発揮される動的強度、 $(R_d) f_{0.02}$ は式(13)より得られる動的強度、 μ は周波数 0.02Hz に対する速度効果係数である。

この速度効果係数を既往の研究成果^{10),19),20),21),22),23)}も含めた広範囲な塑性指数で求め、速度効果係数 μ と塑性指数 I_p の関係でとりまとめた結果が図-10である。同図より、比較的高塑性 ($40 < I_p$) の粘土は μ 値のばらつきが少なく、ほぼ 0.1 程度となっている。これに対し、比較的低塑性の領域 ($10 < I_p \leq 40$) では、 μ 値が 0.1 ~ 0.3 の範囲でばらつきが見られる。これはこの塑性指数の低い領域の土については、細粒土の活性度や鉱物組成、砂分含有量、さらには砂骨格の密度等が異なる様々な状態の土が存在していることが原因として考えられる。したがってこの領域の土に関しては、今後さらに慎重な検討が必要であると考えられる。

安定解析に用いる動的強度は、対象とする地震の

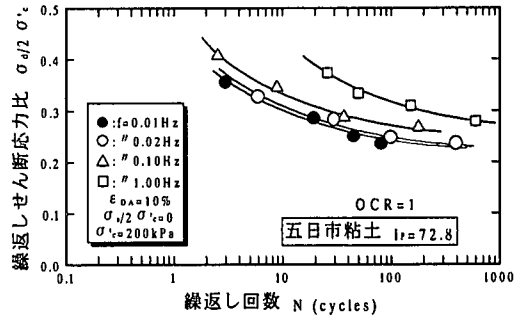


図-8 動的強度に及ぼす周波数の影響

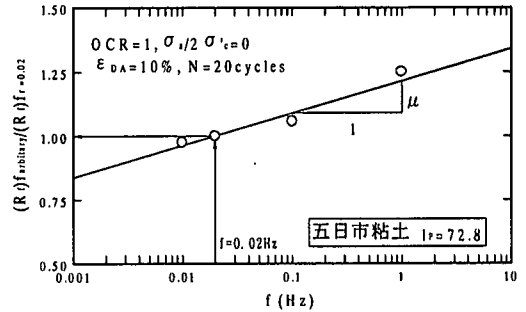


図-9 動的強度と周波数の関係

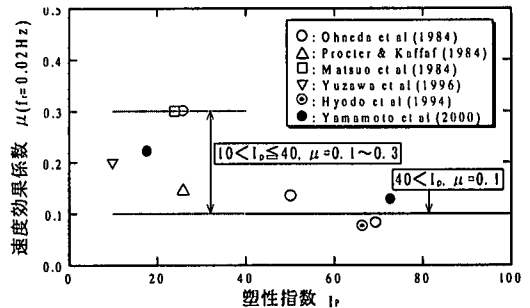
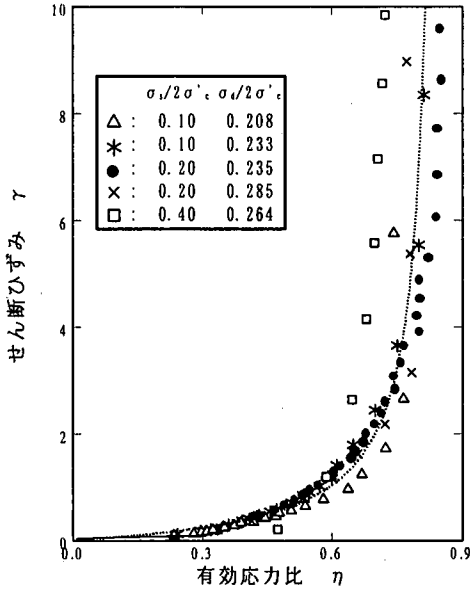


図-10 速度効果係数と塑性指数の関係

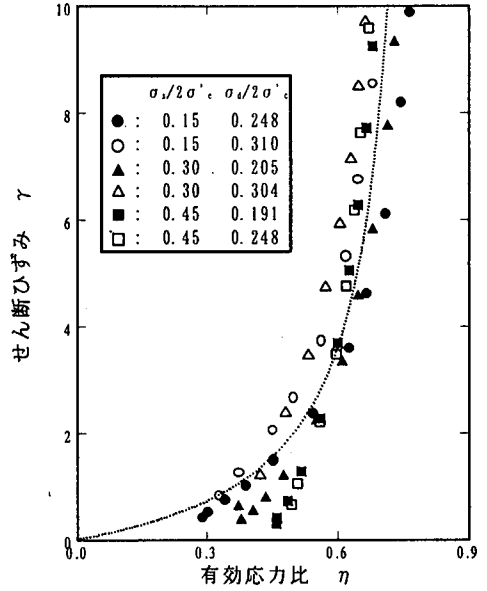
周波数および速度効果係数を式(15)に代入し得られた値に、式(13)を乗じることにより得られる。例えば、対象とする粘土層内の周波数 $f_{arbitrary}$ が 2.0Hz となる地震に対し塑性指数 $I_p=70$ の粘土の動的強度を求める場合には、 $\mu = 0.10$ で、 $(R_d) f_{arbitrary} / (R_d) f_{0.02} = 1.20$ となり、0.02Hz の動的強度に 1.20 を乗じることとなる。

(4) 盛土直下地盤の沈下量および粘性土地盤内に発生する過剰間隙水圧比の簡易推定法

本来、円弧すべり法はすべり面上における極限釣り合い解析であり、すべり面上における力の釣り合



(a) 低塑性粘土 ($I_p=17.8$)



(b) 高塑性粘土 ($I_p=72.8$)

図-11 有効応力比とせん断ひずみの関係

い安全率より安定性の評価をするものである。しかし、前述のように近年、極限釣り合いだけではなく、性能設計の立場から地盤の変形を評価し、許容沈下量に対する安定性の検討が求められるようになってきた。そこで本研究では、円弧すべり法から得られる安全率から地盤の変形を連続的に評価することを目的とし、基礎地盤の変形および過剰間隙水圧の簡易推定法を考えた。円弧すべりから求められる安全率 (F_s) は、すべり面における動的強度 (R) と動的外力 (R) の比で表されるが、著者ら^{10,24)}は非排水繰返し三軸試験結果より、これらの比 R/R_0 (すべり安全率 F_s の逆数) がせん断ひずみ γ や過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_v$ と対応することを示した。すなわち、すべり安全率 (F_s) が求められれば、すべり面のせん断ひずみ γ や過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_v$ がわかることになる。せん断ひずみ γ および過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_v$ の評価方法を以下に示す。

非排水繰返し三軸試験結果より各サイクル終了時 (繰返しせん断応力が初期せん断応力になったとき) における有効応力比 η とせん断ひずみ γ との間には、初期および繰返しせん断応力の大きさは無関係に図-11のような一義的な関係がある。なお、図中 (a) は低塑性粘土 ($I_p=17.8$) の試験結果を、また (b) は高塑性粘土 ($I_p=72.8$) の試験結果をとりまとめたものである。ここで有効応力比 η は、次式で表される。

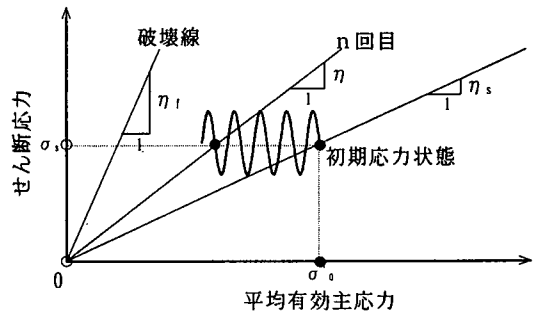


図-12 有効応力比の概念図

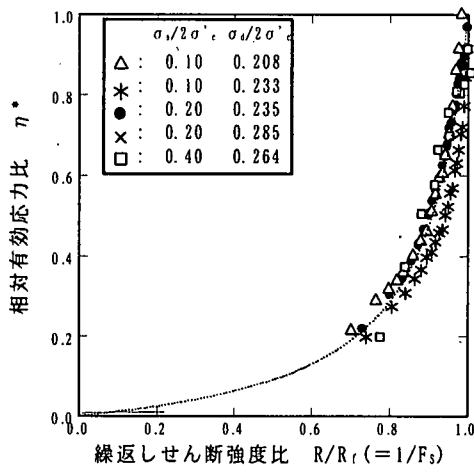
$$\eta = \frac{\overline{\sigma}_s}{\sigma'_v - \Delta u} \quad (16)$$

ここで、 Δu は非排水繰返しせん断時に発生する過剰間隙水圧である。

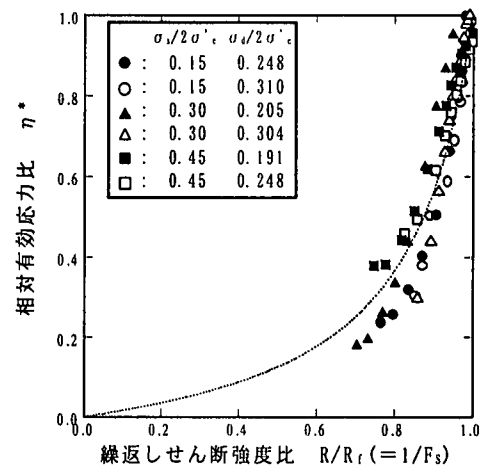
図-11に示す関係は、処女載荷時の骨格曲線に相当するものであり、次式の双曲線で表すことが可能である。

$$\gamma = \frac{\eta}{\frac{G_{max}}{\sigma'_v} \left(1 - \frac{\eta}{\eta_1}\right)} \times 100 \quad (\%) \quad (17)$$

ここで、 G_{max} は微小ひずみ時のせん断剛性であり、 η_1 は破壊時の応力比の値である。この関係より、繰返しせん断中における各サイクルの有効応力が既知であれば、繰返しせん断ひずみ γ の評価が可能と



(a) 低塑性粘土 ($I_p=17.8$)



(b) 高塑性粘土 ($I_p=72.8$)

図-13 繰返しせん断強度と有効応力比の関係

なる。そこで各サイクルにおける有効応力の評価のため次のような関係を求めた。まず、各サイクルの有効応力比 η と初期の有効応力比 η_0 、および破壊時の有効応力比 η_f との間の相対的位置関係を表す相対有効応力比 η^* を次式で定義する^{20),21)}。

$$\eta^* = \frac{\eta - \eta_0}{\eta_f - \eta_0} \quad (18)$$

η^* の概念図を示したものが図-12である。この η^* と先に求めた非排水状態における地震時安全率 $F_s (= R/R)$ の逆数である繰返しせん断強度比 $R/R_f (= 1/F_s)$ との関係は図-13のようになる。図中、(a)は低塑性粘土 ($I_p=17.8$) の試験結果を、また(b)は高塑性粘土 ($I_p=72.8$) の試験結果をとりまとめたものである。

η^* と $R/R_f (= 1/F_s)$ との関係は、一般に初期および繰返し応力あるいは繰返し回数に関係なく、次式のような一本のユニークな曲線で表せる^{10),24)}。

$$\eta^* = \frac{R/R_f}{\{a_1 - (a_1 - 1) \cdot R/R_f\}} \quad (19)$$

ここで、 a_1 は塑性指数 I_p によって変動するパラメータで、 I_p との間に図-14のような相関関係が存在する。この関係は、次式のように表される。

$$a_1 = -0.14I_p + 15.5 \quad (20)$$

$R/R_f (= 1/F_s)$ は、一樣振幅の繰返しせん断応力下においては、 R が一定であり R_f が繰返し回数の増加と共に低下していくので、次第に増加して行き $R/R_f = 1$ に至って破壊となる。各初期せん断に対す

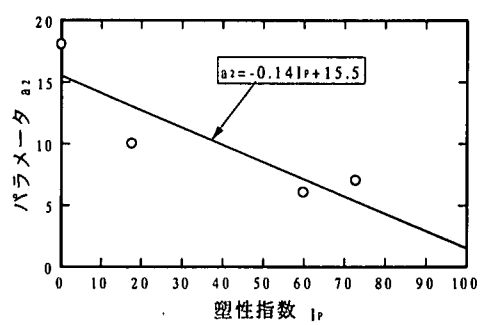


図-14 パラメータ a_1 と塑性指数の関係

る動的強度と繰返し回数の関係が実験で得られているので、各繰返し回数毎の強度 R_f がわかり、 R/R_f は各サイクル毎に求めることができる。各サイクルにおける R/R_f が既知であれば η^* が定まり、これより有効応力比は式(18)を変換した次式によって求められる。

$$\eta = \eta^* \cdot (\eta_f - \eta_0) + \eta_0 \quad (21)$$

この η を $r \sim \eta$ 関係の式(17)に代入することによりすべり面内のすべり土塊に生じるせん断ひずみ γ の評価が可能になる。次に、このせん断ひずみから基礎地盤のせん断変形を推定するために、以下のような方法を考えた。円弧すべり法の基本理念は、最も著しくせん断破壊を起こす部分はすべり面であるが、前述の模型実験(図-3)でも見られるように、円弧すべり面より上層の粘土地盤は、ほぼ一樣にせん断変形を生じていることが観察される。そこで、図-15に示すように、円弧すべり面の底部より上部

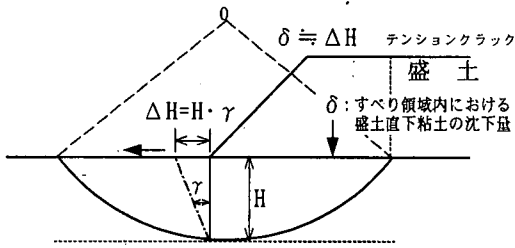


図-15 沈下量の簡易推定法

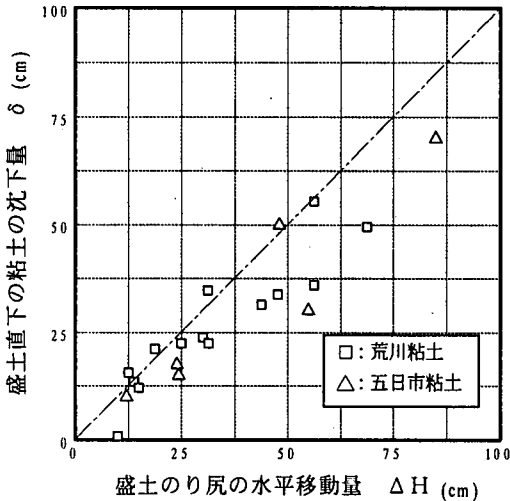


図-16 盛土のり尻の水平移動量と盛土直下の粘土の沈下量の関係

のすべり土塊の粘性土盤が一様にせん断変形を起こすと仮定した。すなわち、基礎地盤の地表面における水平移動量 ΔH は、すべり面底部から地表面までのすべり土塊の層厚 H にせん断ひずみ γ を乗じた値、つまり次式で推定することを考えた。

$$\Delta H = \gamma \cdot H \quad (22)$$

ここに、 ΔH : 基礎地盤地表面におけるすべり方向への水平移動量、 γ : すべり土塊内のせん断ひずみ、 H : すべり土塊の層厚である。

この基礎地盤の水平変位に付随して盛土の沈下が生じるものと予測される。図-16は、過去の粘性土基礎地盤上の盛土の模型実験^{(11),(26)}の結果より、盛土のり尻の基礎地盤のすべり方向への水平移動量と盛土天端にテションクラックが入りすべり領域として認められる盛土直下の粘土の沈下量との関係を取りまとめたものである。同図より、水平移動量と盛土直下の粘土の沈下量は、ほぼ 1:1 の関係にあることがわかる。この関係を用いるとすべり領域内における盛土直下の粘土の沈下量 δ は次式で表される。

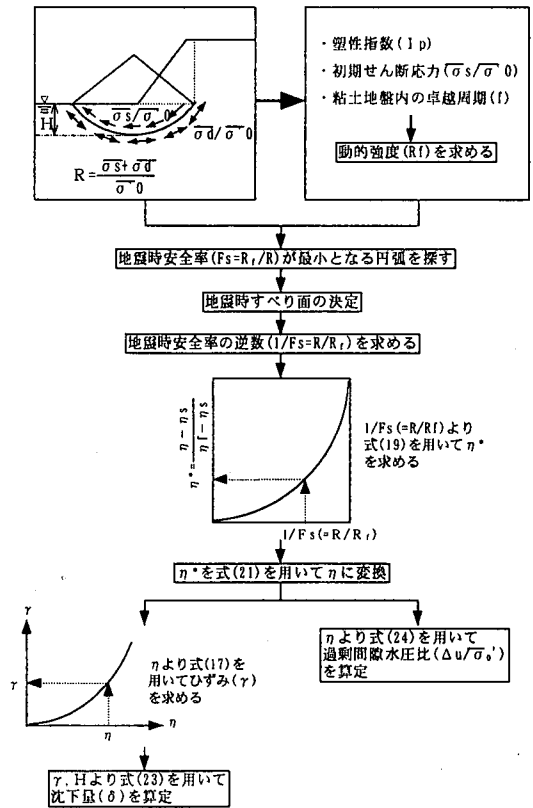


図-17 沈下量と過剰間隙水圧の算定方法のフロー

$$\delta \cong \Delta H = \gamma \cdot H \quad (23)$$

一方、各サイクルの過剰間隙水圧比 $\Delta u / \sigma'_0$ は、式(16)を変換した次式から求める。

$$\frac{\Delta u}{\sigma'_0} = 1 - \frac{\overline{\sigma_s}}{\eta \cdot \sigma'_0} \quad (24)$$

この過剰間隙水圧比 $\Delta u / \sigma'_0$ の結果は、有効応力法による円弧すべり解析に有用であると考えられるので、今後精度について検証していく必要がある。

図-17は、著者らが提案する沈下量および過剰間隙水圧の簡易推定法のフローチャートを示したものである。

4. 地震時安定解析への適用例

(1) 被災および地盤状況

ここで対象とした事例は、1964年の新潟地震の際破壊した最上川の新渡地区堤防⁴⁾である。この河川堤防の地盤構成は盛土下に N 値 0 ~ 3 程度の軟弱

な粘性土層が 4.5m 程度堆積し、それ以深には N 値 5 程度の細粒分が多い中間土的な土層が 4m 程度、さらにその下位には N 値 20 以上の密な砂質土層が堆積している。この堤防の盛土天端が、地震前と比較して約 40 ~ 50cm の沈下が生じたことが報告されている⁴⁾。図-18がその断面であり、地震により粘土層上の盛土が破線の形まで変形したことが示されている。

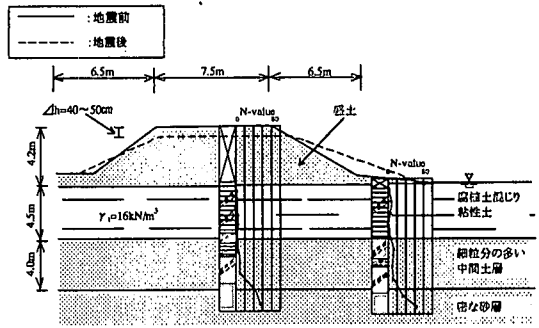


図-18 解析対象地盤

(2) 動的強度および作用水平震度の設定

現場は腐植土を含む比較的高塑性の粘土が堆積していたことが報告されている⁴⁾が、対象地区の粘性土の詳細な試験結果がない。そこで、ここでは柱状図、N 値等から総合的に判断し、正規圧密状態の $I_p=70$ の高塑性粘土を想定した。この条件を基に、対象地盤の水平地盤における 0.02Hz の周波数に対する動的強度 $R_f(150)$ ($=0.299$) および速度効果係数 μ ($=0.10$) を求めた。また、速度効果の補正に必要な粘土地盤内の応答加速度の卓越周期を求めるために、盛土および基礎地盤に対し、二次元の地震応答解析を行った。その結果、粘土層内の卓越周期は、概ね 0.70sec であった。図-19に、応答解析に用いた加速度波形を示す。この加速度波形は、1964 年の新潟地震の際に秋田県庁の地階で記録された強震記録を振幅調整したものである。なお、基盤最大加速度は、調査資料を参考に 200gal⁴⁾とした。以上の条件より算出した、対象粘土層の水平地盤下における動的強度は、 $(R_f)_{\text{arbitrary}}=0.354$ であった。

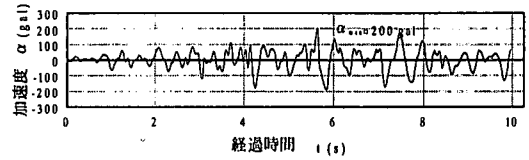


図-19 入力加速度波形

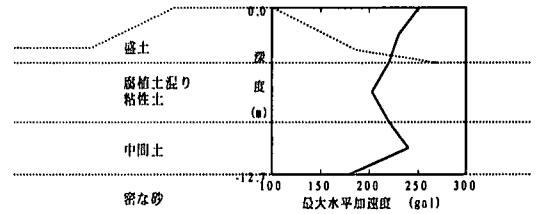


図-20 最大応答加速度の分布

一方、被災時に盛土および盛土基礎地盤で作用したと想定される水平震度 (k_a) は、以下のような手順で求めた。

①図-20は、二次元の地震応答解析より求めた盛土および基礎地盤の最大応答加速度分布である。同図より、予想されるすべり土塊内における最大加速度の平均値を $\alpha_{\text{max}}=230\text{gal}$ とした。

②粘土地盤内の応答加速度波形は、不規則である。したがって、最大加速度をそのまま震度に置き換えると過大評価になる。そこで不規則波をそれと等価な損傷を与える規則波形に換算し、規則波の加速度振幅から震度を求めた。ここでは、この換算値(等価化係数²³⁾ C) を等価化手法の一つである累積損傷度法²³⁾により求めた。ただし、ここでは、加速度の等価化係数とせん断応力の等価化係数は等しいものとし、等価化係数 C を粘土層内のせん断応力の時刻歴波形と動的強度曲線から算出した。せん断応力波形は、地震応答解析より求めた図-21の波形を、また動的強度曲線は先に求めた繰返し回数 20 回時の動的強度 ($(R_f)_{\text{arbitrary}}=0.354$) と、 $I_p=70$ 程度

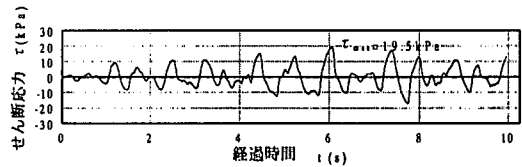


図-21 粘土層内のせん断応力時刻歴図

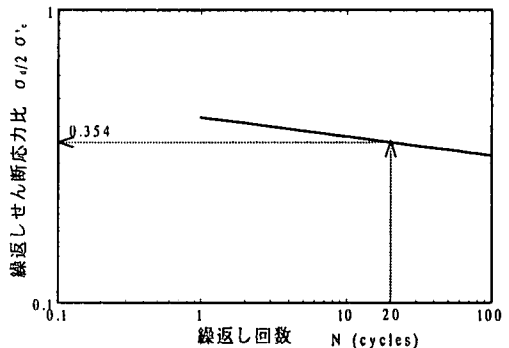


図-22 累積損傷度法に用いた動的強度曲線

であった五日市粘土の繰返しせん断応力比と繰返し回数の関係を両対数で表した図-22に示す強度曲線を用いた。この結果、繰返し回数 20 回時に対する等価係数は、 $C=0.74$ となった。

③①で求めたすべり土塊内の最大加速度(α_{max})および②で求めた等価係数(C)より、実地震時に想定される水平震度(k_h)を次式のように算出した。

$$k_h = C \cdot \frac{\alpha_{max}}{g} = 0.74 \times \frac{230}{980} = 0.174 \quad (25)$$

(3)地震時安定解析結果

図-23は、解析断面において水平震度を 0.05 ~ 0.20 の範囲で種々変化させて、計算を行った結果である。この図から水平震度の増加と共に最小安全率を示す円弧において $\bar{\sigma}_1/\bar{\sigma}'_1$ は減少し、 $\bar{\sigma}_2/\bar{\sigma}'_2$ が増加する傾向にあり、結果的に地震時安全率 F_s が低下していることがわかる。また、水平震度が 0.2 付近において、安全率はほぼ 1 程度となり破壊に近いことを示している。図中には、実地震時に想定される水平震度($k_h=0.174$)の安定解析結果も示しており、ほぼ破壊に近いこと示唆している。このことから、解析結果は妥当な結果を与えているものと考えることができる。

図-24中の円弧は、 $k_h=0.174$ 時の最小安全率のすべり円弧を示すものである。この図より、最小安全率のすべり円弧は、のり肩付近の天端よりのり尻にかけて粘土層を大きく切る形の円弧となった。

(4)沈下量の評価

図-17のフローチャートにしたがって、盛土直下の粘土の沈下量を求めた。図-25が水平震度を 0.05 ~ 0.20 の範囲で種々変化させて盛土直下の粘土の沈下量を求めた結果である。図中には、 $I_p=50, 90$ と仮定した場合の結果も併せて示す。この図より、各 I_p とも $k_h=0.15$ 付近より水平震度の増加と共に急激に沈下量が増加している様子がわかる。また、同図中には、実際の被害報告で示された盛土天端の沈下量(図中*印)も示した。この結果において、 $I_p=70$ 付近と仮定して求めた沈下量の値と実際の沈下量とほぼ一致した結果になった。

5. まとめ

粘性土地盤上の盛土の地震時安定解析および天端沈下量、過剰間隙水圧の評価を行った。本研究で得られた知見をまとめると以下の通りである。

(1) 構造物周縁の粘性土地盤の地震時安定検討を行

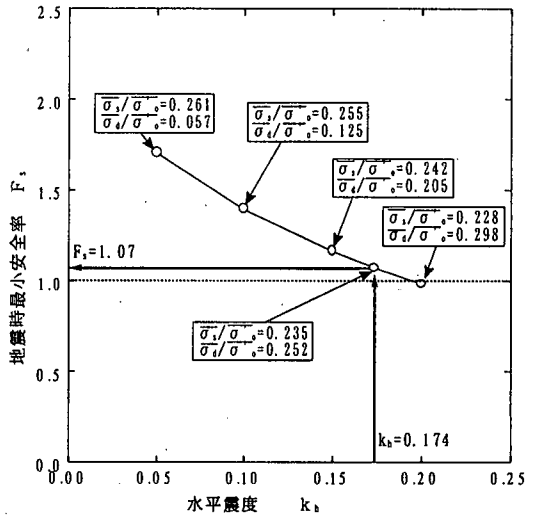


図-23 水平震度と地震時安全率の関係

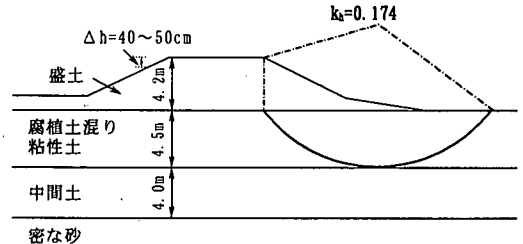


図-24 円弧すべり解析による最小安全率の円弧

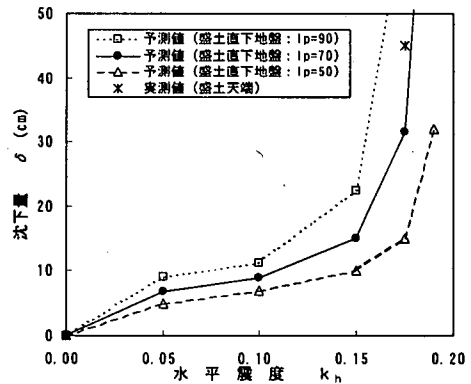


図-25 水平震度と沈下量の関係

う場合には、初期せん断応力下の動的強度を用いた安定検討を行うこと、また地震時のせん断応力の載荷の影響を考慮した検討が重要である。

(2) 粘性土地盤上の盛土の地震時安定解析法の提案を行った。その結果を、被害事例に適用したところ、

解析結果と実例とは良好な対応が見られた。

(3) 提案する地震時安定解析から得られるすべり安全率を用いて、盛土の直下基礎地盤の沈下量および粘性土地盤内に発生する過剰間隙水圧を連続的に予測することが可能となった。提案法により求めた沈下量は実被害の沈下量に比べやや小さめではあるが良好な対応を示した。

今後の課題としては、さらに大きな巨大地震まで考慮に入れた検討を行っていく必要があると考えられる。これには、本手法で用いる設計震度と地震動指標値（最大加速度、最大速度、*SI* 値等）の関係について整理していく必要があると考えられる。

また、本研究は粘性土地盤を対象に行っているが細粒分を多く含む中間土等にも十分適用可能であると考えられる。一般の調査では、細粒分を多く含む中間土に属する地盤が確認される場合が多いものの、このような地盤に対する明確な指針が作成されていない。したがって、中間土に対する検討も、今後の重要な課題の一つと考えられる。

参考文献

- 1) 農林水産省, 水産庁, 運輸省, 建設省: 海岸保全施設耐震点検マニュアル(案), 1995.
- 2) 建設省土木研究所地震防災部動土質研究室: 河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案), 1995.
- 3) Mendoza, M.J. and Auvinet, G.: The Mexico earthquake of september 19, 1985 - Behaviour of building foundations in Mexico City, *Earthquake Spectra*, Vol.4, No.4, pp.835-852, 1988.
- 4) 建設省土木研究所動土質研究室: 土構造物の地震被害事例, 土木研究所資料, 1980.
- 5) 運輸省港湾技術研究所: 1983 年日本海中部地震港湾被害報告, 港湾技研資料, 1985.
- 6) 日本国有鉄道鉄道技術研究所: 十勝沖地震による鉄道盛土の被害に関する研究, 鉄道技術研究所資料, 1971.
- 7) Hyodo, M., Hyde, A. F. L., Yamamoto, Y. and Fujii, T.: Cyclic shear strength of undisturbed and remoulded marine clays, *Soils and Foundations*, Vol.39, No.2, pp.45-58, 1999.
- 8) 例えば, 沿岸開発技術研究センター: 埋立地の液状化対策ハンドブック, 1997.
- 9) 兵動正幸, 内田一徳: 粘性土の動的性質 2. 粘性土の動的問題の分類, 土と基礎, Vol.46, No.6, pp.53-58, 1998.
- 10) Hyodo, M., Yamamoto, Y. and Sugiyama, M.: Undrained cyclic shear behaviour of normally consolidated clay subjected to initial static shear stress, *Soils and Foundations*, Vol.34, No.4, pp.1-11, 1994.
- 11) 島津多賀夫, 松尾修, 田本修一: 粘土地盤上の盛土の動的遠心模型実験, 土木学会第 51 回年次学術講演集Ⅲ, pp.266-267, 1996.
- 12) 例えば, 日本道路協会: 道路土工 - のり面工・斜面安定工指針, 1999.
- 13) 島津多賀夫, 田本修一, 松尾修: 粘土地盤上の盛土の動的遠心模型実験(その 15), 土木学会第 53 回年次学術講演集Ⅲ, pp.236-237, 1998.
- 14) 石原研而: 土構造物の耐震設計の現状と問題点, 土と基礎, Vol.28, No.8, pp.3-8, 1980.
- 15) 古賀泰之, 松尾修: 震度法すべり面計算法に用いる土の動的強度に関する考察, 第 21 回土質工学研究発表会講演集, pp.867-870, 1986.
- 16) 藤井照久, 兵動正幸, 安福規之, 村田秀一: 初期せん断応力を考慮した飽和砂斜面の地震時安定解析 - 斜面と安定解析と安定化工法の諸問題 -, 第 36 回土質工学シンポジウム論文集, pp.35-40, 1991.
- 17) 藤井照久, 兵動正幸, 村田秀一, 福田直三: 初期せん断応力下の粘性土地盤の地震時安定性, 第 9 回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.811-816, 1994.
- 18) 兵動正幸, 藤井照久: 粘性土の動的性質 6. 設計へのアプローチ, 土と基礎, Vol.47, No.2, pp.55-60, 1999.
- 19) 山本陽一, 兵動正幸: 粘性土の繰返しせん断特性に及ぼす載荷速度の影響, 土木学会論文集, 第 645 号/Ⅲ-50, pp.63-76, 2000.
- 20) 大根田秀明, 梅原靖文, 樋口嘉章: 振動単純せん断試験による粘性土の繰返し強度特性について, 港湾技術研究所報告, 第 23 巻, 第 4 号, pp.71-94, 1984.
- 21) 松尾修, 唐沢安秋, 古賀泰之: 種々の粘性土の動的強度特性とその考察, 第 20 回土質工学研究発表会講演集, pp.645-648, 1985.
- 22) Procter, D. C. and Khaffaf, J. H.: Cyclic triaxial tests on remoulded clays, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.110, No.10, pp.1413-1445, 1984.
- 23) 湯澤謙一郎, 枝英次, 神田政幸, 桑野二郎, 竹村次郎: 中間土の液状化強度に及ぼす周波数の影響, 土木学会第 51 回年次学術講演集Ⅲ, pp.166-167, 1996.
- 24) Hyodo, M., Murata, H., Yasufuku, N. and Fujii, T.: Undrained cyclic shear strength and residual shear strain of saturated sand by cyclic triaxial tests, *Soils and Foundations*, Vol.31, No.3, pp.60-76, 1991.
- 25) 兵動正幸, 杉山太宏, 山本陽一, 河田頼治: 繰返しせん断を受ける正規圧密および過圧密粘土の間隙水圧とひずみの評価, 土木学会論文集, No.487/Ⅲ-26, pp.79-88, 1994.
- 26) 田本修一, 松尾修, 島津多賀夫, 横川奇児: 粘性土地

- 盤上の盛土の動的遠心模型実験 (その2), 第32回
地盤工学研究発表会講演集, pp.1021-1022, 1997.
- 27) 建設省土木研究所動土質研究室: 盛土・斜面動的安定
解析法に関する実験的研究報告書 (第1報), 土木
研究所資料第2542号, 1988.
- 28) Annaki, M. and Lee, K. L. : Equivalent uniform cycle
concept for soil dynamics, Proc. ASCE, Vol.103, No.GT6,
1977.

(2000. 1. 17 受付)

STABILITY ANALYSIS OF EMBANKMENT ON CLAY FOUNDATION DURING EARTHQUAKE

Teruhisa FUJII, Masayuki HYODO, Yoichi YAMAMOTO and Shusaku ITO

A method for seismic stability analysis is proposed. It was developed based on the modified Fellenius method, applying the horizontal seismic force the cyclic shear strength of clays with initial drained shear stress as the resistance force on the sliding plane. Not only safety factor but also deformation and pore pressure developed in the vicinity of sliding plane can be evaluated in the present procedure. In order to verify the proposed method a case history in which fills developed on the clay grounds were collapsed by seismic loads were simulated. It was confirmed that the safety factor and the settlement obtained by the proposed method are in good correspondence with those of practical cases.