

特集 10  
研究速報

## 土留め構造物の地震時挙動に関する模型実験 (その2)

Model Tests on Seismic Behavior of Soil Retaining Walls (part 2)

古 関 潤 一\*・ユールマン ムナフ\*・龍 岡 文 夫\*\*  
館 山 勝\*\*\*・小 島 謙 一\*\*\*・佐 藤 剛 司\*

Junichi KOSEKI, Yulman MUNAF, Fumio TATSUOKA, Masaru TATEYAMA, Kenichi KOJIMA and Takeshi SATO

## 1. は じ め に

1995 年 1 月 17 日の兵庫県南部地震では、重力式擁壁や L 型擁壁などの鉄道擁壁が多大な被害を受けた一方で、剛な壁面工を用いた補強土壁<sup>1)</sup>が高い耐震性を示した<sup>2) 3)</sup>。ここでは、擁壁構造物の合理的な耐震性評価手法を確立することを最終的な目的として、各種の擁壁模型の水平加振実験と傾斜実験を行い、地震時安定性と破壊メカニズムについて検討した結果を前報<sup>4)</sup>に引き続き報告する。

## 2. 模 型 実 験

実験模型の断面を図 1 に示す。図中の波線が模型作成時、実線は水平加振実験後の断面である。模型擁壁の高さは 50 cm (補強土壁) または 53 cm (その他の模型) で、底版の長さは片持ち梁式擁壁と重力式擁壁では 23 cm、もたれ式擁壁では 18 cm とした。奥行き 60 cm の土槽の中に、ホッパーを用いて気乾状態の豊浦砂 (平均粒径 0.16 mm, 最大間隙比 0.997, 最小間隙比 0.605) を一定の高さから空中落下させることにより、間隙比約 0.630 の比較的密な支持地盤を作成した。この上に模型擁壁を設置した後、擁壁背面の裏込め地盤を支持地盤と同一の方法で作成した。地盤中には、変形状況を観察するために、着色した豊浦砂を用いた厚さ 1 cm の水平層を 5 cm 間隔で設けた。また、地盤内の応力レベルを大きくして土槽側壁と地盤との間の摩擦力の影響を低減させるために、裏込め地盤上に鉛散弾を載せて  $3.1 \text{ kN/m}^2$  (傾斜実験に用いた補強土壁のうちの 1 ケース) または  $1.0 \text{ kN/m}^2$  (その他の模型擁壁) の上載荷重を作用させた。

補強土壁模型では、幅 3 mm, 厚さ 0.1 mm のりん青銅

を 5 cm (模型の長手方向)  $\times$  10 cm (模型の奥行き方向) のメッシュ状に組み合わせたものを、裏込め地盤の補強材として 5 cm 間隔で 10 枚設置し、剛な壁面工模型と結合させた。模型長手方向の補強材長さが 20 cm で一様な場合 (タイプ 1)、上から 1 層目および 4 層目の補強材長さをそれぞれ 80 cm, 45 cm に延長した場合 (タイプ 2) の 2 通りの模型を用いた。りん青銅の表面には豊浦砂を貼り付け、地盤との間で十分な摩擦抵抗が発揮されるようにした。同様な目的で、すべての模型擁壁について、地盤に接する面には紙ヤスリを貼付した。

表 1 に示す 7 つの模型について、5 Hz の正弦波を加振

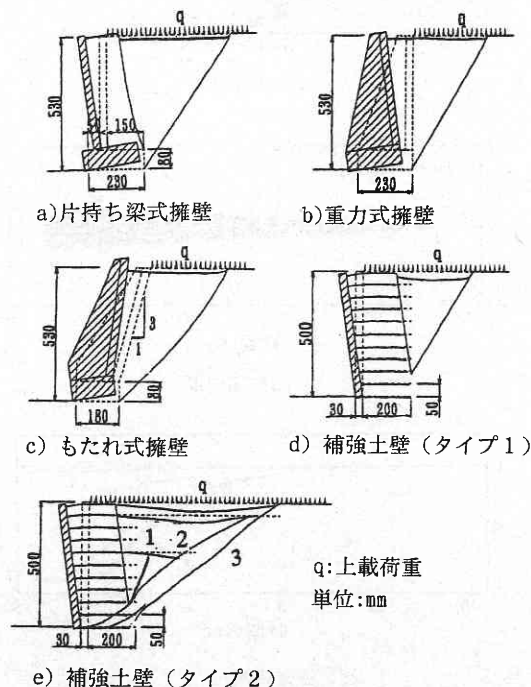


図 1 実験模型

\*東京大学生産技術研究所 第 5 部

\*\*東京大学大学院工学系研究科

\*\*\* (財)鉄道総合技術研究所

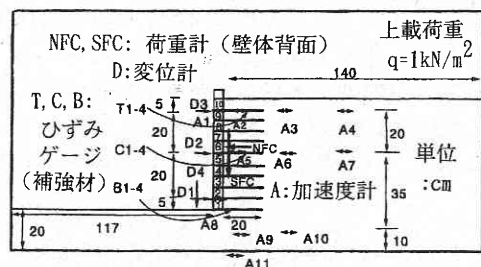
## 研 究 速 報

加速度波形として用いた水平加振実験を実施した。片持ち梁式擁壁模型では  $25 \text{ cm/sec}^2$  ごと、その他の模型では  $50 \text{ cm/sec}^2$  ごとに加速度振幅を増やしながら、各加速度レベルで約 10 秒間の加振を連続的にを行い、擁壁が著しく変位した時点で加振を終了した。タイプ 1 の補強土壁における加振加速度と擁壁の変位の測定例を図 2 に示す。一

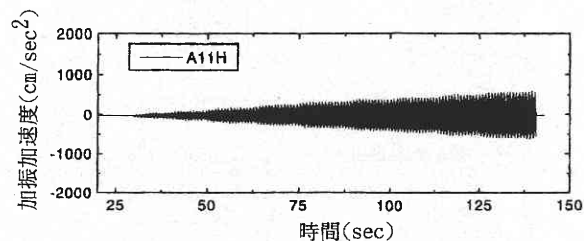
表 1 水平加振実験の実験条件と実験結果

実験番号	擁壁の形式	裏込め地盤上への 上載荷重 ( $\text{kN/m}^2$ )	限界加振 加速度の 実測値 ( $\text{cm/sec}^2$ )	実験終了後 に観察した すべり面傾 斜角, $\zeta$ (度)*
S-2	片持ち梁式擁壁	1.0	375	55
S-3	重力式擁壁	1.0	300	59
S-4	もたれ式擁壁	1.0	250	51
S-5	もたれ式擁壁	1.0	250	50
S-6	もたれ式擁壁	1.0	300	49
S-7	補強土壁タイプ 1	1.0	450	58
S-8	補強土壁タイプ 2	1.0	700	70, 53, 40

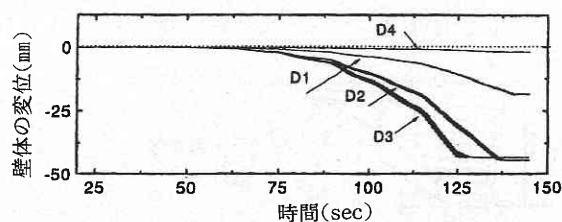
\*  $\zeta$  の定義は図 3 a) を参照。補強土壁タイプ 2 で示した 3 つの数値は、それぞれ図 1 e) 中の“1”、“2”、“3”のすべり面に対応。



a) 計器配置



b) 加振加速度



c) 壁体の変位

図 2 補強土壁 (タイプ 1) の水平加振実験結果の例

方、傾斜実験は、表 2 に示す 3 つの模型について行った。図 3 (b) に示すように模型の入った土槽全体を毎分約  $1^\circ$  の割合で傾斜させて、地震時慣性力に相当する静的な水平力を模型に作用させた。

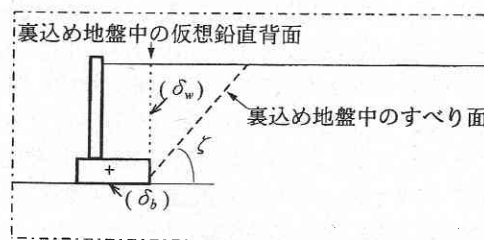
## 3. 極限釣合い法に基づく安定計算

異なる形式の擁壁間で耐震性の相対的な比較を行うために、実験模型を対象として、極限釣合い法に基づく安定計算を実施した。補強土壁模型では裏込め地盤中に 2 つの土くさび<sup>5)</sup>を想定し、その他の模型では 1 つの土くさびを想定した物部・岡部式による地震時主働土圧<sup>6)</sup>を用いて、擁壁の滑動および転倒に対する安全率と水平震度の関係を算定した。この際に、既往の低拘束圧下での平面ひずみ圧縮試験結果 (最大主応力方向が砂の堆積面に直交している場合)<sup>7)</sup>に基づいて、裏込め地盤のせん断抵抗角  $\phi$  を  $51^\circ$  と設定した。また、擁壁と支持地盤、裏込め地盤との間の摩擦角  $\delta_b$ ,  $\delta_w$  は、壁面に貼付した紙ヤスリにより十分な摩擦抵抗が發揮されて単純せん断状態に

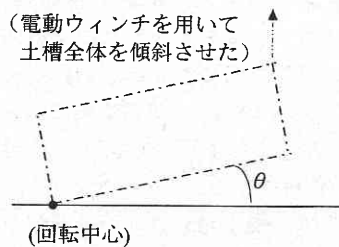
表 2 傾斜実験の実験条件と実験結果

実験番号	擁壁の形式	裏込め地盤上への 上載荷重 ( $\text{kN/m}^2$ )	限界土槽 傾斜角の 実測値 (度)	実験終了後 に観察した すべり面傾 斜角, $\zeta$ (度)*
T-8	もたれ式擁壁	1.0	11.3	51
T-9	補強土壁タイプ 1	3.1	16.3	56
T-11	補強土壁タイプ 2	1.0	20.6	56

\*  $\zeta$  の定義は図 3 a) を参照。



a) すべり面傾斜角と仮想鉛直背面および壁面摩擦角



b) 傾斜実験における土槽傾斜角

図 3 各種記号の定義

近づくことを仮定し、既往の単純せん断試験結果（伸び縮みの生じない方向が砂の堆積面と一致している場合）<sup>8)</sup>に基づいて、 $\delta_b = \delta_w = 3/4\phi$ と設定した（片持ち梁式擁壁では、図3（a）に示すような仮想鉛直背面を想定した）。実際には、進行的な破壊が生じるため、すべり面上でのせん断抵抗が必ずしも同時にピーク強度を発揮するとは限らないが、本安定計算においてはその影響を考慮していない点に留意する必要がある。

#### 4. 検討結果および考察

##### 4.1 破壊性状

水平加振実験では、図1に示したように、擁壁は主として転倒モードで破壊した。この傾向は傾斜実験においても同様であった。また、補強土壁のタイプ2以外では、図1 a)～d)に示したように、裏込め地盤中に単一のすべり面が形成された。

##### 4.2 限界水平震度

水平加振実験と傾斜実験において、裏込め地盤中でのすべり面の形成が目視で確認された時点での加振加速度振幅  $\alpha$  または土槽傾斜角  $\theta$ （数値は表1、2を参照）を、次式により限界水平震度  $k_{h, \text{crit}}$  に換算した実測値を、安定計算で転倒に対する安全率が1.0となる水平震度と比較した結果を図4に示す。なお、以下の議論では、水平加振実験において生じる模型内での加速度応答の増幅と位相差の影響を考慮していない点に留意する必要がある。

$$k_{h, \text{crit}} = \alpha/g = \tan \theta \quad (g \text{ は重力加速度})$$

同図より、水平加振実験では、重力式、もたれ式および片持ち梁式擁壁の順に、限界水平震度の実測値が安定計算による計算値よりも小さくなった。特に、重力式擁壁

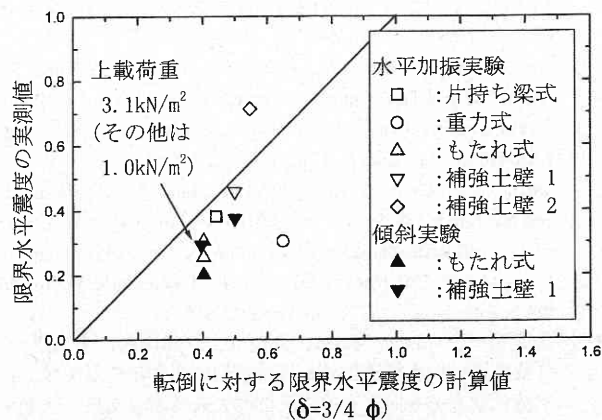


図4 転倒に対する限界水平震度の計算値と実測値の比較

ともたれ式擁壁では実測値と計算値の差が大きかったが、この理由として、これらの擁壁では図1 b), c)に示したように擁壁背面と裏込め地盤の間ですべりが生じており、この境界面で発揮されるせん断抵抗が、片持ち梁式擁壁で発揮されたせん断抵抗（裏込め地盤中にすべり面発生、図1 a)参照）よりも小さかったことが考えられる。

一方、補強土壁のタイプ1では、限界水平震度の実測値と計算値がほぼ一致し、さらに補強土壁のタイプ2では、限界水平震度の実測値が計算値よりも大きかった。前述した従来型の擁壁よりも相対的に耐震性が高かった理由として、従来型擁壁では擁壁つま先部の支持地盤で局部的な破壊が生じると回転中心の位置が裏込め地盤側に移動し、安定計算で想定している状態（回転中心はつま先位置）よりも転倒に対する実際の安定性が低下するのに対して、補強土壁では裏込め地盤中の補強領域の剛性が従来型擁壁の壁体よりも小さいために壁体底面での地盤反力が分散しにくく、このような回転中心の移動が生じにくかったことが考えられる。また、補強土壁のタイプ1とタイプ2の比較より、補強材の一部を延長すると耐震性が著しく向上することがわかる。

ただし、これらの補強土壁では、図1 d), e)に示したように裏込め地盤の補強領域においてせん断変形が生じた。極限釣合い法に基づく現行の設計<sup>5)</sup>ではこのような変形は考慮されていないが、今後、巨大地震時を想定した設計などで補強土壁の変形・変位量を照査する場合には、その影響を考慮する必要があると考えられる。

図4には、もたれ式擁壁と補強土壁（タイプ1）の傾斜実験結果も示したが、同一の擁壁形式・土載荷重で比較すると、傾斜実験のほうが水平加振実験よりも限界水平震度の実測値が小さかった。これは、傾斜実験では地震時の水平慣性力に相当する水平力を模型に静的に作用させていることによると考えられる。なお、極限釣合い法による安定計算は、震度の導入によって地震時の動的な力を静的な力に置き換えている点で、傾斜実験の条件と対応しているが、限界水平震度の計算値と実測値は一致しなかった。前述したすべり面上でのせん断・摩擦抵抗の定量的評価や、転倒時の回転中心の変化などに関する検討を今後も継続する必要がある。

##### 4.3 すべり面の傾斜角

模型解体時に模型奥行き方向の中心線付近において観察したすべり面が水平面となす角  $\delta$ （定義は図3 a），数値は表1、2参照）と限界水平震度の実測値の関係を、物部・岡部式による計算値と比較したものを図5に示す。ただし、補強土壁のタイプ2では複数のすべり面が発生し、他の模型とは異なっていたため、比較の対象から除

擁壁形式	水平加振 実験結果	傾斜実験 結果	計算値 (物 部・岡部式)
片持ち梁式	□		}
重力式	○		
もたれ式	△	▲	
補強土壁 1	▽	▼	
補強土壁 2	◇		---

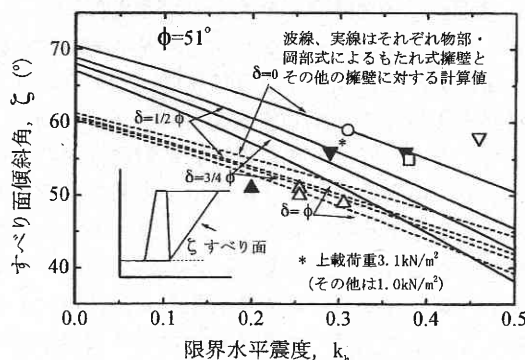


図5 水平震度とすべり面の傾斜角の関係

外した。また、土圧作用面での摩擦角  $\delta_w$  が安定計算で設定した条件とは異なる場合 ( $\delta_w = 0, \phi/2, \phi$ ) の計算値もあわせて示した。

同図によれば、片持ち梁式、重力式擁壁および補強土壁のタイプ1の実験で得られたとは、補強土壁のタイプ1で上載荷重が大きい場合の傾斜実験結果を除いて、物部・岡部式で  $\delta_w = 0$  とした計算値と同程度か、それ以上の大きさになった。壁面摩擦が発揮されないことは実際には考えにくいことから、これらの実験では物部・岡部式よりも勾配のきついすべり面が形成されたことになる。

なお、物部・岡部式による計算値は、水平震度が大きくなるほど小さくなっている。これによれば、最初のすべり面が形成されたあとに加速度振幅を増加させながら加振を継続すると、複数のすべり面が形成されることになるが、実験では前述したように単一のすべり面しか形成されなかった。

以上の現象は、最初に形成されたすべり面上でのせん断抵抗のみが残留強度まで低下すると考えることにより、説明ができる。詳細については文献9)を参照されたい。

さらに、図5によれば、もたれ式擁壁の水平加振実験で得られたとは、 $\delta_w = 3/4\phi$  とした計算値とほぼ一致し、逆に傾斜実験で得られたとは、物部・岡部式による計算値よりも小さくなった。これらの傾向は、前述した他の形式の擁壁に見られた傾向とは異なるが、進行性破壊の影響を考慮していないために計算上の  $\phi$  が過大評価されていること、および、もたれ式擁壁の転倒が比較的急激に進行したことを考慮することによって、これらの挙動も統一的に説明できる可能性がある。

## 5. ま と め

- 1) 水平加振実験では、重力式擁壁ともたれ式擁壁における限界水平震度の実測値は、転倒に対する安定計算結果よりも小さかった。一方、片持ち梁式擁壁では実測値と計算値の差が小さくなり、補強材長さが一様な補強土壁では、これらがほぼ一致した。さらに、補強材の一部を延長した補強土壁では、実測値のほうが計算値よりも大きかった。ただし、補強土壁では、裏込め地盤の補強領域において、従来の設計では考慮していないせん断変形が生じた。
- 2) 同一の擁壁形式・上載荷重のもとでは、傾斜実験のほうが水平加振実験よりも限界水平震度の実測値が小さかった。
- 3) 水平加振実験では、補強材の一部を延長した補強土壁を除く擁壁で、裏込め地盤中に単一のすべり面が生じた。さらに、もたれ式擁壁以外の擁壁では、すべり面が水平面となす角度の実測値は、物部・岡部式で得られる計算値よりもおおむね大きかった。

(1997年8月8日受理)

## 参 考 文 献

- 1) 龍岡文夫：盛土を鉄筋コンクリート構造物なりに強くできるか？，生産研究，47巻10号，pp.39-55，1996。
- 2) 古関潤一，龍岡文夫：阪神・淡路大震災における擁壁の挙動について，生産研究，47巻11号，pp.10-13，1996。
- 3) 古関潤一，龍岡文夫，館山勝：兵庫県南部地震で被災した鉄道擁壁の逆解析，生産研究，48巻11号，pp.15-18，1996。
- 4) Yulman Munaf, 古関潤一，佐藤剛司：Model Tests on Seismic Behavior of Soil Retaining Walls，生産研究，48巻7号，pp.29-32，1996。
- 5) 運輸省鉄道局監修，鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説土構造物，pp.151-162，1992。
- 6) 例えば，土木学会：国鉄建造物設計標準解説—基礎構造物抗土圧構造物—，pp.249-253，1986。
- 7) Tatsuoka, F., Sakamoto, M., Kawamura, T. and Fukushima, S.: "Strength and Deformation Characteristics of Sand in Plane Strain Compression at Extremely Low Pressures", Soils and Foundations, Vol. 26, No. 1, pp. 65-84, 1986。
- 8) Tatsuoka, F., Okahara, M., Tanaka, T., Tani, K., Morimoto, T. and Siddiquee, M. S. A., "Progressive Failure and Particle Size Effect in Bearing Capacity of a Footing on Sand", Geotechnical Engineering Congress 1991, ASCE, Geotechnical Special Publication No.27, Vol. 2, pp. 788-802, 1991。
- 9) 古関潤一，Yulman Munaf, 龍岡文夫，館山勝，小島謙一，佐藤剛司：擁壁構造物の地震時挙動に関する模型実験，日本機械学会第6回交通・物流部門大会講演論文集（鉄道シンポジウム編），pp.459-462，1997。