地震に対する構造性能と地盤改良効果の関係について

擁壁背面を地盤改良した場合の土圧に関する実験的研究(第3報)

RELATIONSHIP BETWEEN STRUCTURAL PERFORMANCE AGAINST EARTHQUAKES
AND EFFECTIVENESS OF GROUND IMPROVEMENT

Experimental research on earth pressure when ground improvement conducted for retaining wall back face (Part3)

伊集院 博^{*1}, 刑部 徹^{*2}, 西尾聡史^{*1}, 和田昇三^{*3}*Hiroshi IJIN, Toru OSAKABE, Satoshi NISHIO
and Shozo WADA*

This research investigated test specimens that had ground improvement work implemented on the back face of an L-type retaining wall. A static earthquake loading device was used to observe the effectiveness of ground improvement work against overturning and sliding during seismic conditions. There were a total of four test specimens. Three test specimens were ones on which ground improvement work had been implemented on the back face of an L-type retaining wall ($\theta = 0^\circ, 15^\circ$ and 30° where θ is the angle to the virtual back face). There was also a test specimen that had no ground improvement ($L/H = 0.7$).

Keywords : Retaining wall, Ground improvement, Seismic performance, Earth pressure, Model tests

擁壁, 地盤改良, 耐震性能, 土圧, 模型実験

1. はじめに

筆者らは、擁壁背面を地盤改良した場合の土圧に関して、実験により検証を行ってきた。その1(文献¹⁾)では、L型擁壁の背面にセメントを混入し地盤改良した場合、擁壁本体と背面地盤が一体となり、擁壁壁面に作用する土圧が軽減することを明らかにした。これより、既存擁壁に新たに上載荷重がされる場合、支持地盤の安全性が確認できれば、背面地盤を地盤改良することは極めて有効な方法であることが判明した。しかしながら、当研究では上載荷重の載荷位置が1種類であり、また、接地圧が明確になっていないため上載荷重に対する地盤改良形状と地盤改良効果について厳密に論ずるには無理な点が多い。

上述の点を考慮し、その2(文献²)ではL型擁壁の背面の地盤改良形状を $\theta=0^\circ, 15^\circ, 30^\circ$ (θ は仮想背面に対する角度)の3種類とし、等分布荷重の載荷位置を種々変えて上載荷重載荷実験を行っている。当実験では、地盤改良境界面に土圧計を深さ方向に5個取り付け土圧分布を測定しており、このことにより、接地圧の算定が可能となっている。以上の実験条件により、本研究・その2では上載荷重10kN/m²時の接地圧分布から3試験体中($\theta=0, 15^\circ, 30^\circ$)、

$\theta=15^\circ$ の場合が最も良い改良形状であり、 $\theta=30^\circ$ の場合が最もふさわしくない形状であることを確認している。

以上、本研究を概観したが、いずれも常時荷重に対する検証であり、地震に対する地盤改良形状と地盤改良効果については明らかにされていない。以上のことから、本報では静的地震載荷装置を用い、L型擁壁の背面を地盤改良した場合の地震時の転倒と滑動に対する地盤改良効果について地震合成角から考察を行うものである。

なお、地震に対する擁壁の構造性能に関する代表的な研究には古関ら³⁾の室内模型実験が挙げられる。古関らは気乾状態の豊浦砂を使用し、静的な傾斜実験と動的な水平加振実験を行い、各種擁壁の地震に対する構造性能について比較検証している。また傾斜実験と水平加振の実験結果を比較し、同一擁壁の場合は傾斜実験の方が小さな水平震度で大変位に至ることを明らかにしている。以上、古関らは地震に対する擁壁の構造性能について多くの知見を与えているが、擁壁背面を乾燥砂地盤とした検証であり、背面を地盤改良した場合については言及していない。なお、筆者らの知る限りにおいて、擁壁背面を地盤改良した場合の地震時の構造性能について明らかにした研究は行われていない。

^{*1} 旭化成ホームズ^{*2} 足利大学建築・土木分野 講師・博士(工学)^{*3} 足利大学大学院 特任教授・博士(工学)

Asahi Kasei Homes Corporation

Lect., Dept. of Architecture and Civil Eng., Ashikaga Univ., Dr.Eng.

Appointed Prof., Graduate School of Eng., Ashikaga Univ., Dr.Eng.

2. 実験概要

2. 1 試験体の種類

2. 1. 1 擁壁試験体

L 型擁壁試験体を Fig.1 に示す。試験体名を $[L/H=0.7]$ と呼ぶ (Table1)。寸法は 630mm (W: 幅) $\times 250\text{mm}$ (H: 高さ) $\times 175\text{mm}$ (L: 底盤長) であり、背面部・底盤部共に厚さ 25mm のジュラルミン製となっている。壁中央部には、土圧測定用の二軸ロードセルが深さ方向に 5 個等間隔に取り付けられている。なお、二軸ロードセルの受圧面 (幅 $\times$ 高さ $= 40\text{mm} \times 38\text{mm}$) は、試験体と同様ジュラルミン製で、擁壁背面と一体となっている。また、地盤に接する面 (擁壁背面、擁壁底盤下面、擁壁後端側面) には $\#40$ の紙やすりを貼付している。

2. 1. 2 地盤改良試験体

地盤改良試験体は L 型擁壁背面 (Fig.1) をセメントで地盤改良したもので、仮想背面に対する傾斜角 θ を前報²⁾ と同様 0° 、 15° 、 30° の 3 種類とした。試験体名をそれぞれ試験体 $[\theta=0^\circ]$ 、 $[\theta=15^\circ]$ 、 $[\theta=30^\circ]$ と呼ぶ (Fig.2, Table1)。また、いずれの試験体も地盤改良境界面の中央に L 型擁壁と同様の土圧測定用の二軸ロードセルが深さ方向に 5 個等間隔に取付けられ、擁壁背面には取付けられていない。なお、すべり抵抗試験により求めた地盤改良体と擁壁背面地盤との摩擦角 δ は 34.2° であり、ロードセル受圧面とジュラルミン製の同装置表面にはほぼ同じ摩擦角を有する $\#40$ のサンドペーパー ($\delta=33.4^\circ$) を貼付した。また、地盤に接する擁壁底盤下面と擁壁後端側面に同様のサンドペーパーを貼付した。以上、地盤改良部の調合方法、作製方法、およびロードセルの設置方法等は前報²⁾ と同様であり詳細については前報を参照して頂きたい。Table2 に地盤改良部の 1 週 (σ_1) と 4 週 (σ_{28}) の圧縮強度を示す。

2. 2 実験地盤

実験には気乾状態の珪砂 5 号を使用し、地盤は以下の手順 (①～

③) で作製した。①砂槽を水平にした状態で、支持地盤を砂槽底盤より高さ 30cm まで作製する。②擁壁試験体 (試験体 $[L/H=0.7]$ および地盤改良試験体) を設置する。③試験体の背面地盤を擁壁天端まで作製する。なお、試験体を設置した後、背面地盤作製開始直後から終了時まで土圧の測定を行う。支持地盤および背面地盤のいずれの地盤も、スコップを地盤面より約 30cm 上から素早く振り、砂を均等に落下させ作製する。本実験に使用した珪砂 5 号または地盤作製方法は前報^{1), 2)} と同様であり、本方法で作製された実験地盤の諸定数を Table3 に示す。

砂槽の内法は、 1250mm (幅) $\times 650\text{mm}$ (奥行き) $\times 810\text{mm}$ (高さ) であり、砂槽は剛な鉄骨のフレームで組まれている。なお、内壁の壁面摩擦を軽減するため、地盤と接する部分にはテフロンシートを貼付した。また、本実験では、擁壁背面の地盤は擁壁天端レベルで水平とし、擁壁前面側の土被りは無いものとした。

実験地盤の支持力試験は、上述の砂槽内においてジュラルミン製の基礎試験体 (幅 $\times$ 長さ $\times$ 厚さ $= 80\text{mm} \times 200\text{mm} \times 40\text{mm}$) を用いて行い、基礎試験体短辺 ($l=80\text{mm}$) の約 $1/10$ 沈下時に極限支持力度 $102\text{kN}/\text{m}^2$ に達した (前報¹⁾)。

2. 3 実験方法

静的地震載荷装置を Fig.3 に示す。本装置は砂槽を傾けることが可能であり、砂槽内の擁壁が倒壊するまでの静的挙動を検証するため製作された。砂槽 (2.2 節) は実験槽内 (幅 $\times$ 奥行き $\times$ 高さ $= 1500\text{mm} \times 2250\text{mm} \times 1200\text{mm}$) に固定されており、砂槽が主働土圧側へ回転するよう、以下のように設計されている。

Table1 Types of test specimens

Name of Specimen	Contents	Interval (mm)			
		a	b	c	d
$[L/H=0.7]$	No ground improvement	39	40	51	250
$[\theta=0^\circ]$	Ground improvement $\theta=0^\circ$	39	40	51	250
$[\theta=15^\circ]$	Ground improvement $\theta=15^\circ$	47.1	40	51.9	259
$[\theta=30^\circ]$	Ground improvement $\theta=30^\circ$	74.1	40	54.9	289

Fig.1 L-Type retaining wall $[L/H = 0.7]$

Fig.2 Ground improvement specimens

Fig.3 Static earthquake loading device

Table2 Compressive strength of improved ground (N/mm²)

Test objects	σ_7	σ_{28}
$[\theta=0^\circ]$	1.2	2.2
$[\theta=15^\circ]$	1.0	—
$[\theta=30^\circ]$	1.1	2.1

Table3 Constants of ground

Specific gravity	G_s	2.16
Unit weight	γ (kN/m ³)	17.0
Void ratio	e	0.51
Relative density	Dr (%)	83
Water content	w (%)	0
Angle of internal friction	ϕ (deg)	45.2

①実験槽の回転は、剛な架台に横置き（固定）したスクリージャッキのストローク長を変えることにより行う。なお、スクリージャッキのねじ軸先端は、実験槽底盤に直角に溶接された角型鋼管とピン接合で繋がれている。

②実験槽底盤がフラットの時（ $\theta_1=0$ ）は、実験槽は軸受けと架台に取り付けたブラケットで支持される。この時、スクリージャッキのねじ軸は最長の状態となっている。

③実験槽底盤の回転はスクリージャッキのねじ軸を最長の状態から縮める方向へ作動させることにより行う。

④回転が始まると実験槽底盤はブラケットから離れて、実験槽は軸受けとスクリージャッキで支持されることとなる。

実験槽底盤の回転角は、底盤軸受けから 25cm 位置に底盤回転角計測用の変位計を設置し、計測を行った。また、擁壁の壁変位測定用の変位計は、高さ方向の 2 点に取り付け、砂槽と共に傾斜するように設置されている。変位計の位置は、壁面上端から 25mm（ δ_1 ）、および 125mm（ δ_2 ；壁中央高さ）の位置に設置し計測を行った。

倒壊状況を把握するため側面と地表面の状況を傾斜開始と同時に倒壊するまでビデオ撮影をした。地表面の撮影は、ビデオが砂槽と同様に回転するよう、ビデオ取り付け治具を砂槽に固定した。なお、砂槽の傾斜は毎分 0.6 度の速度で行った。

3. 実験結果および考察

本研究に用いた L 型擁壁はジュラルミン製であり、擁壁自体の変形、耐力は地盤に比べて極めて大きい。同様に、地盤改良体部分の圧縮強度（ $\sigma_7 \approx 1 \text{ N/mm}^2$ ）は、地盤の極限支持力度 $q_a = 102 \text{ kN/m}^2$ （文献¹⁾）より大きい。以上のことから、実験結果の検証にあたっては、試験体自体の変形は無く、同様に構造耐力については問題ないものとして考察を行う。同様に、実験地盤の耐力を十分に大きくとり（ $q_a = 102 \text{ kN/m}^2$ ）、地盤沈下および擁壁を含む斜面全体の崩壊については問題ないものとして扱う。

3. 1 壁面に作用する主働土圧分布

各試験体の擁壁背面作製直後の土圧および壁面摩擦分布を図 4 (a) ~ (d) に示した。図中、土圧分布は擁壁背面または地盤改良境界面に対して垂直方向の分布であり、同様に壁面摩擦分布は背面または境界面に作用する摩擦力の分布である。また、図中に Coulomb の主働土圧解および Jaky 式より求めた静止土圧分布を示した。これら理論値も、擁壁背面または境界面に対して垂直方向の

Fig.4 Active earth pressure

土圧として示した。なお、地盤作製直後において地表面にすべり線は発生していない。

土圧分布は深さ方向に増加し三角形に近い形状を示した。試験体 $[L/H=0.7]$ 、 $[\theta=0]$ の場合は Jaky の静止土圧分布に近い傾向を示し、 $[\theta=15^\circ]$ 、 $[\theta=30^\circ]$ の場合は Jaky 分布を下回る傾向を示した。また、擁壁の設計土圧として使われている Coulomb の主働土圧解を大きく上回ることが分った。以上のように、背面地盤作製直後において、擁壁変位が小さく地表面にすべり線が発生しない場合は、Coulomb の主働土圧より Jaky の静止土圧に近い分布になると考えられる。

壁面摩擦分布はいずれの試験体もほぼ各点において土圧を下回り、土圧分布と同様に深さ方向に増加する分布形状を示した。

3. 2 すべり線発生時の増加土圧分布の推移

砂槽底盤の回転に伴う各試験体の増加土圧分布を回転角 5 度毎に Fig.5 (a) ~ (d) に示した。最大増加土圧分布はすべり線発生時の分布となっている。なお、増加土圧分布は壁面（地盤改良境界面）に垂直方向の土圧分布であり、地盤作製直後の土圧をゼロとして求めた。(1) 式は物部・岡部式であり、増加土圧分布と比較するため、(2) 式の ΔK_{AE} を使い、壁面（または境界面）に対して垂直方向の増加土圧分布を求め図中に示した。

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \theta_1)}{\cos\theta_1 \cdot \cos^2\theta \cdot \cos(\delta + \theta + \theta_1)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \theta_1)}{\cos\theta \cdot \cos(\delta + \theta + \theta_1)}} \right]^2 \quad \dots (1)$$

$$\Delta K_{AE} = K_{AE} - K_A \quad \dots (2)$$

Fig.5 Incremental earth pressure

ここで、 K_{AE} : 物部・岡部の地震時主働土圧係数

K_A : Coulomb の主働土圧係数 (式(1)において $\theta_1=0$ とした値)

ϕ : 内部摩擦角

δ : 壁面摩擦角

θ_1 : 地震合成角

θ : 受圧面 (地盤改良境界面) が鉛直面となす角度

なお、 K_{AE} および K_A の算出にあたっては内部摩擦角 $\phi = 45.2^\circ$ とし、壁面摩擦角は $\delta = 33.4^\circ$ (試験体 [L/H=0.7]) と 34.2° (地盤改良試験体) の 2 種類の値を用いた。

いずれの増加土圧分布も深さ方向に増加しほぼ三角形に近い分布を示した。また、すべり線発生時の分布はいずれの試験体も物部・岡部の地震時土圧を大きく上回った。これは物部・岡部式の算定にあたってピーク強度時の内部摩擦角 ($\phi = 45.2^\circ$) を用いているためと考えられる (文献⁴⁾)。すなわち、すべり線発生時において背面地盤は大きく変位し、この段階で内部摩擦角は減少すると考えられ、地震時土圧に物部・岡部式を用いるにあたってはこの点に留意する必要がある。

3. 3 底盤回転に伴う擁壁変位の推移

各試験体の砂槽底盤回転角 θ_1 と擁壁水平変位 (δ_t : 壁天端変位 δ_b : 底盤下端変位) の関係を Fig.6 (a) ~ (c) に示した。底盤の回転は、背面地盤作製直後に開始した。図中の▽は地表面にすべり線が発生した時の底盤回転角を示す。縦軸は壁変位であり擁壁高さ ($H = 250\text{mm}$) で除し無次元化した。また、図中の δ_b は底盤下端変位

Fig.6 Relation between θ_1 and δ

で滑動による変位であり、同様に $(\delta_t - \delta_b)$ は転倒による変位で、底盤前端側と後端側の相対的沈下により生じる擁壁天端の変位である。なお、試験体 $[\theta = 15^\circ]$ については、上段に取り付けた変位計 (δ_t) が誤作動を起こしていたと推察され図示していない。ただし、考察の一助とするため地盤改良試験体の変位の推移 (δ_1, δ_2) を付録に示した (Fig.15 ~ 17)。

試験体 [L/H=0.7] は、回転角 θ_1 が小さい段階では変化せず $\theta_1 = 10^\circ$ 付近からゆるやかに増加する傾向を示した。 $\theta_1 = 15^\circ$ 以降は滑動による変位 (δ_b) が転倒による変位 ($\delta_t - \delta_b$) を上回って推移し、 21.6° 時において地表面にすべり線が発生し倒壊した。

試験体 $[\theta = 0^\circ]$ は、[L/H=0.7] 同様に θ_1 が小さい段階では変化

せず、 $\theta_1 = 10^\circ$ 以降ゆるやかに増加する傾向を示した。転倒による変位が滑動を若干上回って推移し、 18° 付近から大きく変位した後 19.4° 時に地表面にすべり線が発生し倒壊した。底盤回転に伴う変位は、全試験体中最も大きく、また最も早い段階ですべり線が発生することが分かった。

試験体 $[\theta = 30^\circ]$ は、底盤下端が $\theta_1 = 5^\circ \sim 20^\circ$ 時に受働側 (－) へ変位し、 20° を越えてから主働側 (+) へ変位することが分かった。 $\theta_1 = 20^\circ$ 以降、階段状の変位が顕著となり 24.7° 時ににおいてすべり線が発生し倒壊した。この間、転倒による変位が滑動による変位を大きく上回って推移した。なお、 $\theta_1 = 5^\circ \sim 20^\circ$ 時ににおいて底盤下端は受働側 (－) へ変位しており、その最大値は約 0.5mm ($\approx 2 \times 10^{-3}H$) となっているが、その理由は以下のように推察される。

背面地盤作製直後 ($\theta_1 = 0^\circ$) において底盤の接地圧は、前端側に比べて後端側が大きく、前端側は極めて小さい (3.4 節)。底盤の回転開始と共に、底盤前端側の接地圧が増加し、それに伴い前端側は徐々に沈下する。この時底盤下端の変位 δ_b は、受働側 (－) に変位した状態となる。一方、回転中 ($\theta_1 = 0^\circ \sim 20^\circ$) 底盤下端の滑動による変位 (+) は極めて小さく、この間、沈下による受働側 (－) の変位が滑動による変位 (+) を上回り、底盤下端変位は (－) の状態となる。

なお、試験体 $[\theta = 15^\circ]$ の変位の推移については付録にて記したが、試験体 $[\theta = 0^\circ]$ 、 $[\theta = 30^\circ]$ と同様に、転倒による変位が滑動を上回って推移すると推察される (付録参照)。

以上、すべり線発生時までの変位は、試験体 $[L/H = 0.7]$ が滑動による変位が転倒による変位より大きいのに対し、地盤改良試験体は、転倒による変位の方が大きいことが分かった。また、試験体 $[L/H = 0.7]$ は、すべり線発生時ににおいて地盤改良試験体より滑動が大きく、転倒による変位が小さくなる傾向を示した。

3. 4 転倒、滑動、接地圧に対する検討

擁壁には擁壁自身の構造耐力の安全性のほかに、①転倒、②滑動、③地盤耐力に対する安全性が要求される。以上 3 項目について、すべり線発生までの推移を検証した。なお、当検証 (①～③) にあたり、Fig. 7 に示す各値を用いて算定した。なお、図中 W は L 型擁壁試験体および地盤改良体の重量の和であり、 P_H 、 P_V はそれぞれ地盤改良境界面に作用する土圧および摩擦力の合力で、地盤作製時 (3.1 節) と増加時 (3.2 節) の和とした。

なお、試験体 $[L/H = 0.7]$ については、傾斜中の擁壁底盤上の土重量が明確でないこと、およびすべり線発生時に土塊すべり面に作用する土圧が不明であることから検証はしていない。

3. 4. 1 転倒に対する安全率 (Mr/M_0) の推移

底盤回転中の転倒モーメント (M_0) に対する安定モーメント (Mr) の比 (Mr/M_0 、以下安全率という) を、底盤回転角 5° 毎に ($\theta_1 = 0^\circ \sim$ すべり線発生時) Fig. 8 に示した。また、いずれのモーメント (Mr 、 M_0) も、底盤前端下部 (○印) を回転中心として算出し、下式より安全率を求めた (Fig. 7 参照)。

$$Mr/M_0 = (W \times \ell_1 + P_V \times \ell_2) / (P_H \times \ell_3) \quad \dots (3)$$

転倒に対する安全率は、試験体 $[\theta = 30^\circ]$ が最も大きな値で推移し、以下 $[\theta = 15^\circ]$ 、 $[\theta = 0^\circ]$ の順となった。また、底盤回転角の増加に伴い ($\theta_1 = 0^\circ \sim 15^\circ$) 安全率は 3 試験体共減少し、すべり線発生時の安全率はほぼ同じ値 ($1.6 \sim 1.7$) になることが分かった。

Fig. 7 External force acting on specimen

Fig. 8 Mr/M_0

Fig. 9 R_H/P_{SL}

3. 4. 2 滑動に対する安全率 (R_H/P_{SL}) の推移

滑動方向の合力 (P_{SL}) に対する擁壁底面の摩擦抵抗力 (R_H) の比 (R_H/P_{SL}) を、底盤回転角 5° 毎に ($\theta_1 = 0^\circ \sim$ すべり線発生時) 示した (Fig. 9)。底盤には外力 (W 、 P_V 、 P_H) が作用しており、 P_{SL} はこれら外力の底盤下面に平行な力の総和であり、同様に R_H は擁壁底面に垂直に作用する力の合力に摩擦係数 ($\mu = \tan 33.4^\circ$) を乗じて求めた。

滑動に対する安全率は、転倒に対する安全率と同様に地盤改良範囲 θ が広いほど大きな値で推移することが確認された。また、いずれの試験体も、転倒に対する安全率を下回って推移し、すべり線発生時の安全率は 3 試験体共ほぼ 1.0 となることが確認された。

3. 4. 3 接地圧分布 (σe) の推移

各試験体の接地圧の推移 ($\theta_1=0^\circ$ 、 15° 、すべり線発生時) を Fig.10 に示した。また、接地圧が三角形分布の場合は底盤長さ (L) に対する偏心距離 (e) の比 e/L を示した。なお、接地圧分布は、台形または三角形分布と仮定し①接地圧合力と外力の釣合い、および②底盤前端廻りのモーメントの釣合いにより求めた。

背面地盤作製直後 ($\theta_1=0^\circ$) の接地圧分布は、いずれの試験体も台形分布となり、日本道路協会および日本建築学会の指針値(文献⁵⁾、⁶⁾ ($e < L/6$) の範囲内にあることが確認された。本実験では試験体設置後に背面地盤を作製しており、試験体設置直後の底盤後端側接地圧は、背面地盤作製直後 ($\theta_1=0^\circ$) より大きいと推察される。ことに試験体 [$\theta=30^\circ$] は、試験体設置直後の接地圧は後端側が大きく三角形分布 ($e > L/6$) になると推察される。実際の現場において θ がさらに大きく $e > L/6$ となるようなケースについては、地盤改良体と背面地盤の施工手順に配慮が必要と考えられる。

試験体 [$\theta=0^\circ$] はすべり線発生時 ($\theta_1=19.4^\circ$)、接地圧は三角形分布で $e/L=0.36$ となった。この値は、日本道路協会の指針値⁵⁾ ($e < L/3$) と日本建築学会指針値⁶⁾ ($e < L/2$) の中間の値であり、極めて大きな値であることが確認された。ただし、底盤前端的接地圧は 26.5kN/m^2 で極限支持力度 ($q_d=102\text{kN/m}^2$) を大きく下回っており、転倒モーメントにより底盤前端が沈下しすべり線が発生したとは考えにくい。すべり線発生時において $R_H/P_{SL} \approx 1.0$ (3.4.2 節) であることから、試験体 [$\theta=0^\circ$] は滑動により大きく変位しすべり線が発生したと推察される。

試験体 [$\theta=15^\circ$] は、 $\theta_1=15^\circ$ 時において台形分布、すべり線発生時 ($\theta_1=20.5^\circ$) は三角形分布を示した。すべり線発生時において $e/L=0.33$ と大きな値を示しているが、接地圧は 22.5kN/m^2 であり、また $R_H/P_{SL} \approx 1.0$ となることから、試験体 [$\theta=0^\circ$] と同様に、滑動により大きく変位しすべり線が発生したと推察される。

試験体 [$\theta=30^\circ$] は転倒に対しては、最も高い安全率で推移しており (3.4.1 節)、このことは接地圧分布の推移からも判断される。すべり線発生時 ($\theta_1=24.7^\circ$) は他の試験体と同様三角形分布を示しているが、偏心率 (e/L) と底盤前端的接地圧は 3 試験体中最も小さい。以上の点、および $R_H/P_{SL} \approx 1.0$ となることから、滑動によりすべり線が発生したと推察される。

なお、試験体 [$L/H=0.7$] については本節 (3.4 節) では検証していないが、すべり線発生時において地盤改良試験体より滑動が大きく、転倒による変位が小さくなる傾向を示しており (Fig.6 a)、滑動により大きく変位しすべり線が発生したと推察される。

3. 5 地盤のすべり線

各試験体の中央部分のすべり線を Fig.11～Fig.14 に示した。また、Fig. (a) には地表面のすべり線、Fig. (b) に地盤内部のすべり線を示した。なお、図中の実線は測定されたすべり線であり、地表面中央部の○印と底盤下面の後端を結んで描いた。 ω_T はその時の地表面とすべり線のなす角を示す。同様に、破線は物部・岡部式より得られたすべり線であり、地表面とのなす角 ω を下式より求め描いた。

$$\cot \omega = \frac{1}{\cos(\phi + \delta + \theta)} \sqrt{\frac{\cos(\delta + \theta + \theta_1) \cdot \sin(\phi + \delta)}{\cos \theta \cdot \sin(\phi - \theta_1)}} - \tan(\phi + \delta + \theta) \quad \dots (4)$$

Fig.10 Ground contact pressure distribution

ここで、 ω : すべり線と地表面とのなす角度

なお、算定にあたり各パラメータの数値は、(1) 式と同様の値を用いた。

試験体 [$L/H=0.7$] は、はじめに擁壁背面に近い側のすべり線 (Ⅰ) が発生し、その直後に遠い側のすべり線 (Ⅱ) が発生し倒壊した。近い側のすべり線は仮想背面より遠い側へ発生し、遠い側のすべり線は、ほぼ理論値に一致することが確認された。

地盤改良試験体のすべり線と地表面とのなす角 ω_T は、いずれの試験体も理論値 ω より小さいが、比較的近い値を示すことが確認された。

3. 6 地震に対する構造性能の定量化

各試験体のすべり線発生時の水平震度 k_h を下式より求め、地震に対する構造性能の比較を行った (Table 4)。

$$k_h = \tan \theta_1 \quad \dots (5)$$

式中、 θ_1 は地震合成角ですべり線発生時 (倒壊時) の砂槽底盤回転角、 k_h は水平震度また表中の () 内に、試験体 [$L/H=0.7$] の水平震度に対する比を示した。

いずれの試験体も、損傷限界状態を想定した標準水平震度 $k_h=0.20$ 、同様に終局限界状態の $k_h=0.25$ を上回っており、大地震に対して安全なことが確認された。また、試験体 [$L/H=0.7$] に対する地盤改良試験体のすべり線発生時の水平震度は、それぞれ 0.88 ($\theta=0^\circ$)、 0.93 ($\theta=15^\circ$)、 1.15 ($\theta=30^\circ$) であることが分かった。こ

Fig.11 Slide line [L/H=0.7]

Fig.12 Slide line [θ=0°]

Fig.13 Slide line [θ=15°]

Fig.14 Slide line [θ=30°]

れより、試験体 [θ=30°] の地震に対する構造性能は、試験体 [L/H=0.7] より大きく、試験体 [θ=0°] と [θ=15°] は小さくなることが確認された。

以上、本実験結果は支持地盤および背面地盤の地盤条件が良いこと（内部摩擦角 45.2°、相対密度 83%、極限支持力度 102 kN/m²）、試験体の剛性が大きいこと、ならびに模型実験であること等、この結果を現実問題へ適用する際には注意を要すると思われる。

4. 結論

本研究は、L型擁壁（L/H=0.7）の背面を地盤改良した試験体を対象として、地震時の転倒と滑動に対する地盤改良効果について地震合成角から考察したものである。地盤改良しない従来型のL型擁壁と地盤改良形状を変えた3種類の試験体について、比較検討を行った。

本研究で明らかになった主な項目を以下に示す。

- ①すべり線発生時の水平土圧分布は、いずれの試験体も深さ方向に増加し、物部・岡部の地震時土圧を大きく上回る傾向を示す。
- ②すべり線発生時までの変位は、試験体 [L/H=0.7] が滑動による変位が転倒による変位より大きい。一方、地盤改良試験体は、転倒による変位の方が大きい。また、試験体 [L/H=0.7] は、すべり線発生時において地盤改良試験体より滑動が大きく、転倒による変位が小さくなる傾向を示す。
- ③地盤改良試験体の転倒に対する安全率は、試験体 [θ=30°] が最

Table4 Horizontal seismic coefficient

Name of specimen	Seismic compound angle θ_1	Horizontal seismic coefficient k_h
[L/H=0.7]	21.6°	0.40 (1.0)
[θ=0°]	19.4°	0.35 (0.88)
[θ=15°]	20.5°	0.37 (0.93)
[θ=30°]	24.7°	0.46 (1.15)

も大きな値で推移し、以下 [θ=15°]、[θ=0°] の順となる。また、底盤回転角の増加に伴い（ $\theta_1=0^\circ \sim 15^\circ$ ）、転倒に対する安全率は3試験体共減少し、すべり線発生時において安全率はほぼ同じ値（1.6～1.7）を示す。

- ④地盤改良試験体の滑動に対する安全率は、転倒に対する安全率と同様に [θ=30°] > [θ=15°] > [θ=0°] の順となる。また、いずれの試験体も、滑動に対する安全率は転倒に対する安全率を下回って推移し、すべり線発生時の安全率は3試験体共ほぼ1.0となる。
- ⑤試験体 [L/H=0.7] およびいずれの地盤改良試験体も、滑動によりすべり線が発生する。
- ⑥試験体 [L/H=0.7] のすべり線は、はじめに擁壁背面に近い側、その直後に遠い側のすべり線が発生する。近い側のすべり線は仮想背面より遠い側へ発生し、遠い側のすべり線位置はほぼ理論値に一致する。
- ⑦地盤改良試験体のすべり線と地表面とのなす角 ω_T は、いずれの試験体も物部・岡部の理論値 ω を下回るが、比較的近い値を示す。
- ⑧すべり線発生時の水平震度 k_h は、いずれの試験体も終局限界状態の水平震度 $k_h=0.25$ を上回る。
- ⑨地盤改良試験体のすべり線発生時の水平震度 k_h は、試験体 [θ=30°] が最も大きく、以下、[θ=15°] > [θ=0°] の順となる。同様に、試験体 [θ=30°] の k_h は、は試験体 [L/H=0.7] より大きく、試験体 [θ=0°] と [θ=15°] は [L/H=0.7] より小さい。

参考文献

- 1) Wada, S., Ensaka, T., Izyuin, H. and Osakabe, T.: An Experimental Study on Earth Pressure After Soil Improvement at the Retaining Wall, Part1 On the Effect of Soil Improvement with Uniformly Distributed Load on the Ground Surface, Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 74, No. 637, pp. 487-494, 2009. 3 (in Japanese)
- 2) 和田昇三, 遠坂文規, 伊集院博, 刑部徹: 擁壁背面を地盤改良した場合の土圧に関する実験的研究 その1 上載荷重に対する地盤改良効果について, 日本建築学会構造系論文集, 第74巻, 第637号, pp. 487-494, 2009. 3
- 3) Ijuin, H., Wada, S., Ensaka, T. and Osakabe, T.: Relationship between the Ground Improvement Shape and Improvement Effect, An Experimental Study on Earth Pressure After Soil Improvement at the Retaining Wall (Part2), Journal of Structural and Construction Engineering (Transactions of AIJ), Vol. 81, No. 729, pp. 1955-1962, 2016. 11 (in Japanese)
- 伊集院博, 和田昇三, 遠坂文規, 刑部徹: 地盤改良形状と地盤改良効果の関係について 擁壁背面を地盤改良した場合の土圧に関する実験的研究 (第2報), 日本建築学会構造系論文集, 第81巻, 第729号, pp. 1955-1962, 2016. 11
- 4) Koseki, J., Yulman, M., Tatsuoaka, F., Tateyama, M., Kojima, K. and Sato, T.: Model Tests on Seismic Behavior of Soil Retaining Wall (part2),

Seisan-kenkyu (Monthly journal of the Institute of Industrial Science, University of Tokyo), Vol. 49, No. 11, pp. 43-46, 1997. 11 (in Japanese)
 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:
 土留め構造物の地震時挙動に関する模型実験(その2), 生産研究(東京大学
 生産技術研究所報), 49 巻, 11 号, pp. 43-46, 1997. 11

- 4) Tatsuoka, F. and Koseki, J.: Earth Pressure during Earthquakes (Part 1), The Foundation Engineering & Equipment, Vol. 38, No. 3, pp. 88-94, 2010. 3 (in Japanese)
 龍岡文夫, 古関潤一: 地震時土圧(その1), 基礎工, 38 巻, 3 号, pp. 88-94, 2010. 3
- 5) Japan Road Association: Guideline for Design of Retaining Wall, 2012 (in Japanese)
 日本道路協会: 道路土工—擁壁工指針, 2012
- 6) Architectural Institute of Japan: Recommendations for Design of Building Foundations, 2001 (in Japanese)
 日本建築学会: 建築基礎構造指針, 2001

付録 試験体 $[\theta=15^\circ]$ の変位に対する考察

(1) 試験体 $[\theta=15^\circ]$ の変位計について

試験体 $[\theta=15^\circ]$ については、上段の変位計 (δ_1) が誤作動を起こしていたと推察され、3.3 節において擁壁変位の推移 (Fig.6) に関する記述はしていない。ただし、考察の一助とするため、地盤改良試験体の底盤回転角 θ_1 と変位 (δ_1, δ_2) の関係を Fig.15~ Fig.17 に示す。

Fig.16 より試験体 $[\theta=15^\circ]$ の上段の変位 (δ_1) は $\theta_1 \approx 17^\circ \sim 18^\circ$ において一定であり、この間、底盤前端側の接地圧は増加していることから、上段の変位計は誤作動をおこしていると推察される。また、 $0^\circ \sim 15^\circ$ の変位量の差分 ($\delta_1 - \delta_2$) は、試験体 $[\theta=15^\circ]$ が 3 試験中最も小さい値を示している。この間の前端側の接地圧増分量 (Fig.10) は $[\theta=30^\circ] > [\theta=15^\circ] > [\theta=0^\circ]$ であり、増分量から判断すると、試験体 $[\theta=15^\circ]$ の差分 ($\delta_1 - \delta_2$) は、 $[\theta=0^\circ]$ とほぼ同じか若干大きな値になると推察される。このことから試験体 $[\theta=15^\circ]$ の上段の変位計は実験当初から、不具合があったと推察される。

(2) 変位に対する考察

試験体 $[\theta=15^\circ]$ の δ_2 (壁高中央変位; Fig.16) は、試験体 $[\theta=0^\circ]$ の δ_b (底盤下端変位; Fig.6 b) を下回って推移しており、これより、滑動量は試験体 $[\theta=15^\circ]$ の方が $[\theta=0^\circ]$ より小さいと考えられる。また、 $\theta_1=0^\circ \sim 15^\circ$ の底盤前端の接地圧増加量は $[\theta=15^\circ]$ が $[\theta=0^\circ]$ を若干上回っており、試験体 $[\theta=15^\circ]$ の転倒による変位量 ($\delta_t - \delta_b$) は、 $[\theta=0^\circ]$ とほぼ同じか若干大きな値になると推察される。以上より、試験体 $[\theta=15^\circ]$ は $[\theta=0^\circ]$ と同様に転倒による変位が滑動による変位を上回り、その変位量は $[\theta=15^\circ]$ の方が $[\theta=0^\circ]$ より大きいと推察される。

Fig.15 Relation between θ_1 and δ ($[\theta=0^\circ]$)

Fig.16 Relation between θ_1 and δ ($[\theta=15^\circ]$)

Fig.17 Relation between θ_1 and δ ($[\theta=30^\circ]$)

RELATIONSHIP BETWEEN STRUCTURAL PERFORMANCE AGAINST EARTHQUAKES AND EFFECTIVENESS OF GROUND IMPROVEMENT

Experimental research on earth pressure when ground improvement conducted for retaining wall back face (Part3)

Hiroshi IJUIN^{*1}, *Toru OSAKABE*^{*2}, *Satoshi NISHIO*^{*1}
and Shozo WADA^{*3}

^{*1} Asahi Kasei Homes Corporation

^{*2} Lect., Dept. of Architecture and Civil Eng., Ashikaga Univ., Dr.Eng.

^{*3} Appointed Prof., Graduate School of Eng., Ashikaga Univ., Dr.Eng.

The research used the seismic synthesis angle to consider the effectiveness of ground improvement work against overturning and sliding during seismic conditions on test specimens that had ground improvement implemented on the back face of the L-type retaining wall ($L/H = 0.7$). A comparison was made between a conventional L-type retaining wall with no ground improvement and three test specimens with different ground improvement profiles. The main items discovered in this research were as follows.

- 1) The trend in the safety factor for overturning on test specimens with ground improvement was that the highest values were on the $[\theta = 30^\circ]$ test specimen followed in order by the $[\theta = 15^\circ]$ and $[\theta = 0^\circ]$ specimens. Furthermore, as the base angle increased ($\theta = 0^\circ$ to 15°), the safety factor for overturning decreased on all three test specimens and the safety factor when there is slip line occurrence showed almost the same value (1.6 to 1.7).
- 2) The safety factor for sliding on test specimens with ground improvement was $[\theta = 30^\circ] > [\theta = 15^\circ] > [\theta = 0^\circ]$, in the same order as the safety factor for overturning. Furthermore, the safety factor trended below that for overturning on all of the test specimens and the safety factor when there is slip line occurrence was around 1.0 on all three test specimens.
- 3) The angle ω_T formed between the earth surface and the slip line on test specimens with ground improvement was close to the Mononobe-Okabe theoretical value ω and showed just a slightly smaller value on all of those specimens.
- 4) The lateral seismic factor k_h when there is slip line occurrence was greater than the ultimate limit state lateral seismic factor $k_h=0.25$ on all of the test specimens.
- 5) The lateral seismic factor k_h when there is slip line occurrence on the test specimens with ground improvement was the largest on the $[\theta = 30^\circ]$ test specimen followed in order by the $[\theta = 15^\circ]$ and $[\theta = 0^\circ]$ specimens. In the same way, the k_h on the $[\theta = 30^\circ]$ test specimen was higher than on the $[L/H = 0.7]$ test specimen and the values for the $[\theta = 0^\circ]$ and $[\theta = 15^\circ]$ test specimens were smaller than for $[L/H = 0.7]$.

(2018年6月8日原稿受理, 2018年11月5日採用決定)