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)

RELATIONSHIP BETWEEN THE GROUND IMPROVEMENT SHAPE AND IMPROVEMENT EFFECT

An experimental study on earth pressure after soil improvement at the back of the retaining wall (Part2)

伊集院 博*, 和田昇三**, 遠阪文規***, 刑部 徹****

*Hiroshi IJUIN, Shozo WADA, Tomonori ENSAKA
and Tohru OSAKABE*

This study was conducted by creating a device which made it possible to measure earth pressure on the ground improvement boundary surface in this study. Three types of test specimens, with ground improvement angles of inclination (θ) against the fictitious plane at the back of the retaining wall being 0° , 15° and 30° , respectively, were used. The position of the uniform load (a) was up to 50 cm away from the surface of the retaining wall ($5H/4$, H denoting the height of the retaining wall), with a total of six 10-cm ($H/4$) pitches. The results obtained from this study are as follows.

- ① Due to the relationship between the surface load ($q = 10\text{kN/m}^2$) and the ground contact pressure, the test object [$\theta = 15^\circ$] has a relatively uniform ground contact pressure distribution for every loading position. It has also been shown that the test object [$\theta = 30^\circ$] has the most unbalanced ground contact pressure distribution.
- ② The displacement that results from overburden loading for the test object [$\theta = 30^\circ$] is the smallest, it becoming larger for the test object [$\theta = 15^\circ$] and for the test object [$\theta = 0^\circ$], in that order.

Keywords : Retaining wall, Soil improvement, Earth pressure, Uniformly distributed load, Model tests

擁壁, 地盤改良, 土圧, 上載荷重, 模型実験

1. はじめに

既存のL型擁壁に新たに上載荷重が載荷されることは十分予想される。余裕のある敷地に建蔽率限度まで増築される場合などが良い例である。その際、上載荷重に対する既存擁壁の安全性の確認が必要となり、場合によっては擁壁を補強するか、または擁壁を新設するか2者択一を迫られる。そのような時、擁壁背面をセメントで地盤改良し土圧を軽減することができるならば、支持地盤の安全性を確認した上で既存擁壁に荷重を載荷することが可能となる。

以上が本研究の主旨であり、前報¹⁾において、L型擁壁の背面を地盤改良しない場合と、地盤改良の範囲を仮想背面に対し傾斜角(θ)を $\theta = 0^\circ$ 、 30° 、 60° の3種類の計4試験体について検証した。なお、実験は等分布荷重(q)を擁壁背面に近接して載荷して行い($a = 0\text{cm}$; a は擁壁背面からの距離)、以下の点を明らかにした。

①L型擁壁の背面を地盤改良しない場合、擁壁の構造耐力と支持地

盤の耐力が十分に大きい場合は、裏込め高の約10倍($q = 70\text{kN/m}^2$)の土に相当する重量を載荷しても地表面にすべり線が発生しないことを確認した。

②L型擁壁背面の地盤をセメントで地盤改良を行った場合、地盤改良直後から1日経過した段階で、擁壁壁面に作用する水平土圧は大きく減少する。さらに数日経過し地盤改良部分が硬化した後は水平土圧はほぼゼロになる。

③地盤改良部分の擁壁壁面に、上載荷重による水平土圧は発生しない。これより、地盤改良された擁壁背面に表面載荷かがある場合は、擁壁と背面が一体となるため、擁壁本体に発生する応力は小さくなると考えられる。

④地盤改良範囲 θ が大きいほど、上載荷重による安定モーメントと底盤下面の摩擦抵抗が大となり、主働側への擁壁変位が小さい。

上記結果を補足すると、地盤改良しない場合(上述①)、最終荷重

* 旭化成ホームズ

** 足利工業大学建築・社会基盤学系 教授・博士(工学)

*** 東鉄工業㈱

**** 足利工業大学建築・社会基盤学系 講師・博士(工学)

Asahi Kasei Homes Corporation

Prof. Dept. of Architecture and Civil Eng., A.I.T., Dr.Eng.

Totetsu Kogyo Co., Ltd.

Lect., Dept. of Architecture and Civil Eng., A.I.T., Dr.Eng.

段階（ $q = 70 \text{ kN/m}^2$ ）における壁平均変位は $\delta_d = 2.6 \times 10^{-3} H$ となり既往研究（文献²⁾）のすべり線発生時変位（ $\delta_d = 6.0 \times 10^{-3} H$ ）より小さいことを確認している。当荷重条件が（ $a = 0 \text{ cm}$ ）、最も不利な荷重条件と推察され、したがって、載荷に伴う増加水平土圧、接地圧、擁壁変位は、載荷位置が背面から離れるにつれ、近接した場合（ $a = 0 \text{ cm}$ ）より徐々に小さくなり、最終荷重段階において $a = 0 \text{ cm}$ と同様すべり線は発生しないと推察される。

一方、地盤改良した場合の上載荷重に対する地盤改良効果については、L型擁壁の壁面に水平土圧が作用しないこと（上述③）、および地盤改良の傾斜角（ $\theta = 0^\circ$ 、 30° 、 60° ）が大きいほど、主働側への擁壁変位が小さいこと（上述④）を明らかにしている。この時の最大変位（ $q = 70 \text{ kN/m}^2$ 時）は $\theta = 0^\circ$ の場合で、地盤改良しないL型擁壁の約 $1/2$ （ $\delta_d \div 1.3 \times 10^{-3} H$ ）となり、すべり線の発生しないことを確認している。

以上、前報¹⁾により、地盤改良しない場合に対し、地盤改良した場合の改良効果について、多くの知見が得られたと考えている。ただし、擁壁背面の地盤改良を実用に供するには、さらに、以下のような検証が必要と考えられる。

擁壁には「転倒」、「滑動」、「接地圧」に対する安全性が要求される。前報¹⁾では $a = 0 \text{ cm}$ の条件の中で「転倒」と「滑動」に対しては問題のないことを明らかにしたが、「接地圧」に対しては言及していない。上載荷重が改良地盤上にある場合と無い場合、すなわち載荷位置により、接地圧の大きさと分布は大きく異なると考えられる。同様に、地盤改良形状が接地圧に及ぼす影響は大きいと推察される。また、実際の建物は、ほとんどの場合擁壁背面から間隔をとって建てることが多い。以上のことから、擁壁背面の地盤改良を実用に供するには、種々の地盤改良形状に対する載荷位置と接地圧の関係を明らかにすることが重要と考えられる。

以上より、本研究では、地盤改良境界面の土圧測定が可能な試験体を用い、地盤改良形状と載荷位置をパラメータとして種々実験を行い、接地圧を求め、地盤改良形状と地盤改良効果の関係について考察を行うものである。

なお、本研究では擁壁試験体の耐力を十分に大きくとり、擁壁自体は構造耐力上問題ないものとして考察を行う。同様に、擁壁の支持地盤の耐力を十分に大きくとり、また、地盤沈下および擁壁を含む斜面全体の崩壊は問題ないものとして扱う。

2. 実験概要

2. 1 試験体

図1に試験体〔 $\theta = 0^\circ$ 〕を示す。L型擁壁（ $L/H = 0.6$ ）は、ジュラルミン製であり、寸法は 630 mm （ W ：幅） $\times 240 \text{ mm}$ （ L ：底盤長） $\times 400 \text{ mm}$ （ H ：高さ）、厚さは、壁部、基礎部共に厚さ 40 mm となっている。試験体の種類を表1、実験概要を図2に示す。地盤改良範囲はL型擁壁の仮想背面に対する傾斜角 θ を変えて3種類としており（ $\theta = 0^\circ$ 、 15° 、 30° ）、以下、試験体〔 $\theta = 0^\circ$ 〕、〔 $\theta = 15^\circ$ 〕、〔 $\theta = 30^\circ$ 〕と呼ぶ。地盤改良部は前報¹⁾と同様、土 1 m^3 に対してセメント 100 kg を目安とし、セメント、珪砂5号、水の質量比を $1 : 15.9 : 1.33$ とした。改良地盤の1週（ σ_7 ）と4週（ σ_4 ）の圧縮強度を表2に示す。

いずれの試験体も地盤改良境界面の中央に前報と同様の土圧測定

用のロードセル（定格容量 20 N ）を深さ方向に5個等間隔に設置した。なお、ロードセルはジュラルミン製の土圧測定装置（幅 $\times$ 高さ $\times$ 奥行 $= 100 \text{ mm} \times 352 \text{ mm} \times 39 \text{ mm}$ ）に組み込まれており、同装置はロードセル受圧面と地盤改良境界面が同一面となるよう改良地盤内に埋め込まれている。また、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（前報¹⁾）、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。

2. 2 上載荷重の載荷位置

等分布荷重の載荷位置は擁壁背面からの距離（ a ）は、地表面に載荷する等分布荷重の位置を変えて、 $a = 0 \sim 50 \text{ cm}$ （@ 10 cm ）の6種類とした（図2）。なお、試験体〔 $\theta = 0^\circ$ 〕では $a > 20 \text{ cm}$ （ $H/2$ ； H は壁高さ）の範囲で等分布荷重は改良地盤上になく、同様に試験体〔 $\theta = 15^\circ$ 〕では $a > 30 \text{ cm}$ （ $3H/4$ ）、〔 $\theta = 30^\circ$ 〕では $a > 40 \text{ cm}$ （ H ）の場合が、等分布荷重が改良地盤上にないケースとなる。

2. 3 実験槽

実験槽は、内法寸法 650 mm （幅） $\times 1580 \text{ mm}$ （長さ） $\times 810 \text{ mm}$ （高さ）となっている。底盤および妻壁は剛な鉄骨のフレームとジュラルミン板よりなり、また、長手方向側壁は、砂槽底盤から支持地盤までは剛な鉄骨フレームが取り付けられている（図3）。また、支持地盤上部の擁壁背面に相当する部分は、ジュラルミンボックス（幅

図1 擁壁試験体〔 $\theta = 0^\circ$ 〕

図2 実験概要

表2 改良地盤の圧縮強度（ N/mm^2 ）

試験体	σ_7	σ_{28}
〔 $\theta = 0^\circ$ 〕	1.2	2.2
〔 $\theta = 15^\circ$ 〕	1.0	—
〔 $\theta = 30^\circ$ 〕	1.1	2.1

×長さ×高さ＝50 mm×1730 mm×30 mm) を 1 本ずつ積み重ね、側壁を構成している。

2. 4 実験地盤

擁壁の支持地盤は 10 mm 以下の碎石を敷き詰めパイプロダンパーにより締固め作製した。支持地盤作製後、試験体を設置し、その後気乾状態の珪砂 5 号で擁壁背面地盤を作製した。支持地盤および背面地盤の作製方法、同様に背面地盤の諸定数と極限支持力については前報¹⁾を参照いただきたい。

実験は 1 体の試験体に対し荷重位置を変えて 6 通り (a=0～50cm、@10cm) 行うが、支持地盤は同一地盤で実施し背面地盤は実験毎に作製した。そのため背面地盤作製時において、支持地盤の地盤性状が変わらぬよう、支持地盤表面をパイプロダンパーにより 1 か所当たり 2 秒間締め固めた後、トーナメント (写真 1) により、 $q = 135\text{kN/m}^2$ まで 5 回繰り返し荷重した。以上の方法で作製された支

図 3 実験槽

写真 1 トーナメント

図 4 荷重沈下曲線 (支持地盤)

図 5 実験状況

単位(mm)

持地盤の荷重沈下曲線を図 4 に示す。支持地盤の極限支持力度は 530kN/m^2 であり、全般せん断破壊により極限に達すると考えられる。なお、擁壁背面に載荷する等分布荷重の最大値は $q = 40\text{kN/m}^2$ であり、支持地盤の極限支持力度の 1/10 以下であることを考えると、上載荷重載荷実験を繰り返し行っても、上記方法で作製した支持地盤の荷重沈下性状はほぼ同様と推察される。

2. 5 実験方法

実験状況を図 5 に示す。擁壁背面地盤の作製を開始し、作製終了後地表面にトーナメントを設置する。スクリージャッキによりトーナメントの頂部に集中荷重を加力し $q = 40\text{kN/m}^2$ まで荷重を行う。上載荷重の荷重方法、変位測定法、トーナメント等詳細については前報¹⁾を参照されたい。なお、本実験の最大上載荷重は 40kN/m^2 であり、この値は擁壁背面の乾燥砂地盤の長期許容支持力度 36kN/m^2 (極限支持力度 108kN/m^2 ; 前報¹⁾) を目安とし、設定した。また、裏込め地盤の ($H=40\text{cm}$) の重量が 6.8kN/m^2 であることを考慮すると、裏込めの約 6 倍の高さの土に相当する重量を載荷したことに等しいと解釈することができる。また、最大上載荷重を 40kN/m^2 (0.04N/mm^2) しているため、上載荷重の荷重は、改良地盤作製から 7 日経過した後 ($\sigma \geq 1\text{N/mm}^2$) に実施した。

3. 実験方法および考察

3. 1 地盤作製直後の土圧分布

擁壁背面の乾燥砂地盤を作製した直後の各試験体の土圧分布を図 6 (a) ～ (c) に示した。水平土圧は地盤改良境界面に作用する垂直方向の土圧であり、壁面摩擦は地盤改良面に作用する摩擦力である。また、図中の Coulomb の主働土圧および Jaky の静止土圧も地盤改良境界面に垂直方向の土圧としている (以下、同様とする)。なお、いずれの試験体も地盤作製直後地表面にすべり線発生のないことを確認している。

試験体 [$\theta=0^\circ$] の場合、水平土圧は深さ方向に増加し三角形に近い分布形状を示した。最深部において Jaky 解とほぼ同様であるが、概ね Coulomb 解と Jaky 解の中間の値を示した。試験体 [$\theta=15^\circ$] の場合、水平土圧は [$\theta=0^\circ$] とほぼ同様の分布形状であり、各点の値は Coulomb 解を大きく上回ることが分かった。試験体 [$\theta=30^\circ$] の場合、水平土圧は深さ方向に増加する傾向を示し、下部の 2 点において同様の値を示した。また、水平土圧は 3 試験体中 Jaky 解を最も大きく下回る分布傾向を示した。同様に、いずれの試験体

(a) [$\theta=0^\circ$]

(b) [$\theta=15^\circ$]

(c) [$\theta=30^\circ$]

図 6 地盤作製直後の土圧分布

図 7 増加水平土圧分布〔 $\theta = 0^\circ$ 〕

図 8 増加水平土圧分布〔 $\theta = 15^\circ$ 〕

図 9 増加水平土圧分布〔 $\theta = 30^\circ$ 〕

も Coulomb の主働土圧分布を大きく上回り、傾斜角 θ が大きいほどその割合が大きいたことが分かった。これより、擁壁の背面地盤作製時における水平土圧は、擁壁背面側への改良地盤境界面の傾きが大きいほど Coulomb の主働土圧に対する割合が大きくなることが確認された。

また、いずれの試験体も壁面摩擦は水平土圧と同様の分布傾向を示しており、各点において水平土圧を下回ることが分かった。

なお、現在は擁壁の設計土圧に Coulomb の主働土圧解が用いられているが、これは、背面地盤の極限状態を想定して導いた理論解である。実験では地盤作製直後、地表面にすべり線の発生は無く、このため実験値が Coulomb 解を上回っていると考えられる。実大の擁壁の場合も、通常は地盤作製後に背面地盤にすべり線が発生はすることはない。したがって、Coulomb 解を設計土圧とすることに対しては、未だ検討の余地を残していると考えられる。このことに対し松尾稔ら(文献³⁾)は、「擁壁の設計は静止土圧を基準にして、

静止土圧に耐える擁壁を作ることとする必要がある」と、設計思想の転換を呼び掛けている。しかしながら、静止土圧については明らかになっていない点が多く、現行の擁壁設計土圧に対して、新たな結論を出すまで多くの時間を要すると思われる。

3. 2 荷重に伴う増加水平土圧分布の推移

各試験体の荷重に伴う各荷重段階 ($q = 10\text{kN/m}^2 \sim 40\text{kN/m}^2$) の地盤改良境界面の増加水平土圧分布を図 7～9 に示した(以下、増加水平土圧を水平土圧という)。図 7(a)～(b)、図 8(a)～(c)、図 9(a)～(d) の分布は、等分布荷重が改良地盤上にある場合の分布を示す。

試験体 $[\theta = 0^\circ]$ では、 $a = 0\text{cm}$ 、 10cm の場合、両者の水平土圧分布はほぼ同様で、最上部と最深部で小さな値となり、中央部の広範囲な点において大きな値を示した。 $a = 20\text{cm}$ の場合、水平土圧分布は深さ方向に増加する傾向を示した。また水平土圧は、ほぼ各点において $a = 0\text{cm}$ 、 10cm の場合を大きく下回ることが分かった。これは改良地盤上に上載荷重がないため、荷重に伴い擁壁がより大きく変位

するためと考えられ、このことは3試験体の変位の推移(図12a)を見れば十分理解される。 $a=30\text{cm}\sim 50\text{cm}$ の場合、水平土圧は $a=20\text{cm}$ の場合と同様の分布であり、各点の値も比較的近い値を示した。これは以下の理由によると推察される。 $a=20\text{cm}$ の場合は、地盤改良面に最も近く壁が静止状態であれば大きな水平土圧が作用するが、壁の変位が最も大きいため水平土圧は減少する。一方、 $a=30\text{cm}\sim 50\text{cm}$ と載荷位置が離れるほど、水平土圧は小さくなると考えられるが、その分壁変位も小さいため水平土圧の減少は比較的小さい。

試験体 $[\theta=15^\circ]$ では $a=0\text{cm}$ の場合、水平土圧は深さ方向に増加し地表面より約 $2H/3$ の点において最大点となりそれ以降では減少する傾向を示した。 $a=10\text{cm}$ 、 20cm の場合は各荷重段階において $a=0\text{cm}$ の場合と同様の分布を示すが、載荷位置が壁面から遠くなるほど各点において小さな値を示した。改良地盤上に上載荷重がない場合($a=30\text{cm}\sim 50\text{cm}$)、各点の値は $a=10\text{cm}$ 、 20cm の場合を大きく下回り、試験体 $[\theta=0^\circ]$ の場合と同様の分布傾向を示した。

試験体 $[\theta=30^\circ]$ では $a=0\text{cm}$ の場合、水平土圧は各荷重段階において地表面より $H/3$ の点において最大点となり、地表面および底盤方向に減少する分布を示した。 $a=10\text{cm}\sim 30\text{cm}$ と各荷重段階の水平土圧は同じ分布形状で推移するが、各点の水平土圧は載荷位置が壁面から離れるほど小さな値を示した。改良地盤上に上載荷重がない場合は($a=40\text{cm}$ 、 50cm)、他の同様の試験体と同傾向の分布形状を示した。

上載荷重が地盤改良部上にある場合の3試験体の水平土圧分布を比較すると、試験体 $[\theta=0^\circ]$ は、中央部の3点が大きくほぼ同様の値を示す。試験体 $[\theta=15^\circ]$ の場合は、地表面より約 $2H/3$ の点で最大となり、最大点以外は $[\theta=0^\circ]$ とほぼ同様の値を示す。試験体 $[\theta=30^\circ]$ の場合、地表面より約 $H/3$ の点で最大となり、中央上部と地表面に近い点の2点で $[\theta=0^\circ]$ 、 $[\theta=15^\circ]$ の値を大きく上回る。以上より、水平土圧は地盤改良境界面が鉛直($\theta=0$)の場合ほぼ一様であり、境界面の傾きが増すにつれ最大点が下部から上方へと移動することが確認された。

3. 3 上載荷重載荷に伴う増加水平土圧係数の推移

等分布荷重載荷に伴う増加水平土圧係数 K_H の推移を図(10a)～(c)に示した。 K_H は増加水平土圧合力 ΔP_H を qH で除して($K_H=\Delta P_H/(qH)$)求めた。なお、建築基礎構造設計指針(文献⁴⁾、以下設計指針という)では、表面載荷による増加水平土圧合力(ΔP_A)を $\Delta P_A=K_A qH$ としており(K_A はCoulombの主働土圧係数、 q は等分布荷重、 H は擁壁高さ)、増加水平土圧係数 K_H は当式に倣い求めた(以下、増加水平土圧係数を土圧係数という)。また、図中に K_A 値、jakyの静止土圧係数 $K_0(=1-\sin\phi)$ を示した。

試験体 $[\theta=0^\circ]$ の場合、土圧係数 K_H 値は、 $a=0\text{cm}$ 、 10cm では、設計指針値 K_A をわずかに上回り、 $a=20\text{cm}\sim 50\text{cm}$ では、載荷位置が背面から遠いほど K_A 値を大きく下回って推移する傾向を示した。試験体 $[\theta=15^\circ]$ の場合、土圧係数 K_H 値は $a=0\text{cm}\sim 20\text{cm}$ では載荷位置が背面地盤に近いほど K_A 値を大きく上回って推移し、同様に $a=30\text{cm}\sim 50\text{cm}$ では載荷位置が背面地盤に遠いほど K_A 値を下回って推移した。試験体 $[\theta=30^\circ]$ の場合、土圧係数 K_H 値はいずれの場合も($a=0\text{cm}\sim 50\text{cm}$) K_A 値を上回って推移した。

載荷位置が $a=0\text{cm}$ 、 10cm の場合、いずれの試験体も上載荷重は改良地盤上にあるが、この時の土圧係数 K_H 値は、 $[\theta=30^\circ]>[\theta=15^\circ]>[\theta=0^\circ]$ の順となった。

図10 全増加水平土圧係数の推移

$=15^\circ]>[\theta=0^\circ]$ の順となった。これは、改良範囲が大きいほど上載荷重によるつまさき端回りの安定モーメントが大きくなり、その分地盤改良境界面の土圧が大きくなるためと推察される。なお、前報¹⁾においてL型擁壁の背面地盤を地盤改良した場合、擁壁背面に近接して上載荷重を載荷しても($a=0\text{cm}$ 、 $q=10\text{kN/m}^2\sim 70\text{kN/m}^2$)擁壁本体に土圧が発生しないことは確認されている。これより、いずれの試験体も地盤改良境界面に K_A 値を越える土圧が作用しているが擁壁本体の安全性に問題は無いと考えられる。

表面載荷が改良地盤上になく地盤改良境界面に最も近い試験体は、それぞれ $[\theta=0^\circ]$ では $a=20\text{cm}$ 、 $[\theta=15^\circ]$ では $a=30\text{cm}$ 、 $[\theta=30^\circ]$ では $a=40\text{cm}$ であるが、これら各試験体の K_H 値は、 $[\theta=0^\circ]$ が K_A 値を下回るのに対し、 $[\theta=15^\circ]$ は比較的近い値を示し、 $[\theta=30^\circ]$ は若干上回る傾向を示した。以上より、表面載荷が境界面に近接してある場合、地盤改良境界面の水平土圧は、地盤改良境界

図 11 接地圧分布 ($q=10\text{kN/m}^2$)

面が垂直な場合 ($\theta=0^\circ$) は建築構造設計指針値より小さく、地盤改良面の背面側への傾きが増すにつれ ($\theta=15^\circ$)、両者の値は近い値を示し、試験体 [$\theta=30^\circ$] では設計指針値を若干上回ることが確認された。

3. 4 上載荷重に伴う接地圧の推移

等分布荷重 $q = 10\text{kN/m}^2$ 載荷時の各試験体の接地圧分布を図 11(a)~(c)に示した。載荷位置が $a=0\text{cm}$ の場合を図(a)、 $a=10\text{cm}$ の場合を図(b)、表面載荷が改良地盤上になく改良地盤境界面に最も近い位置にある場合を図(c)に示した。接地圧は地盤作製時の接地圧に上載荷重 $q = 10\text{kN/m}^2$ 時の増加接地圧をプラスし求めた。また、図中の () 内の値は $q = 10\text{kN/m}^2$ 時の増加接地圧を示す。

なお、接地圧分布は以下の方法により求めた。擁壁自重、地盤改良体重量、改良体上の上載荷重、および境界面に作用する土圧の鉛直方向成分の和が下向きの鉛直荷重であり、これら荷重との釣り合いから接地圧合力を求めた。次に、上記荷重の底盤下面前端 (つまさき端) 廻りのモーメントの釣り合いから接地圧分布を求めた。

$a = 0\text{cm}$ の場合、各試験体の最大接地圧は、試験体 [$\theta=15^\circ$] が最も小さな値を示し、以下、 $[\theta=0^\circ]$ 、 $[\theta=30^\circ]$ の順に大きな値を示した。試験体 [$\theta=15^\circ$] の場合は、ほぼ均等な接地圧分布を示し、 $[\theta=0^\circ]$ は底盤前端が大、 $[\theta=30^\circ]$ は後端が大となる分布を示した。

$a = 10\text{cm}$ の場合、試験体 [$\theta=0^\circ$]、 $[\theta=15^\circ]$ が比較的にバランスの良い接地圧分布を示し、 $[\theta=30^\circ]$ が底盤後端側に大きく偏る分布となった。いずれの試験体も底盤全体に作用する接地圧合力は $a = 0\text{cm}$ の場合より小さな値を示した。

表面載荷が改良地盤上にない場合 (図 11c)、いずれの試験体も最大接地圧は $a = 0\text{cm}$ 、 10cm の場合を大きく下回ることが確認された。上載荷重による増加接地圧はいずれの試験体も中立軸が底面内

(a) [$\theta=0^\circ$]

(b) [$\theta=15^\circ$]

(c) [$\theta=30^\circ$]

図 12 壁高中央の水平変位 δ_d

となるが、合算した接地圧の中立軸はいずれも底面外となり、ことに [$\theta=15^\circ$] の接地圧分布が最もバランスの良い分布であることが分かった。

以上の結果より、上載荷重 ($q = 10\text{kN/m}^2$) と接地圧の関係から地盤改良形状の良否を判断すると、いずれの載荷位置に対しても [$\theta=15^\circ$] の場合が比較的均等な接地圧分布で、 $[\theta=30^\circ]$ の場合が最もバランスが悪いことが分かった。

3. 5 上載荷重に伴う擁壁変位の推移

表面載荷に伴う各試験体の壁高中央の水平変位 δ_d (平均変位) を図 12(a)~(c)に示した。なお、 δ_d は主働側への変位を正 (+) とし、壁高さ H で除し無次元した。

試験体 [$\theta=0^\circ$] では、 $a = 0\text{cm}$ の場合は載荷に伴い直線的に推移し、最終荷重段階 ($q = 40\text{kN/m}^2$) において最も小さな値を示した。 $a = 10\text{cm}$ の場合、変位は $a = 0\text{cm}$ より大きい、ほぼ同様の推移を

示した。これは、上載荷重に対して底盤反力が作用し、その分、滑動に対する底盤の摩擦抵抗が働いたためであり、また、 $a=0\text{cm}$ のほうが、その摩擦抵抗が大きいためと考えられる。 $a=20\text{cm}\sim 50\text{cm}$ の場合は上載荷重に近いほど大きな変位を示した。 $a=20\text{cm}$ の場合が全試験体中最も変位が大きく、最終荷重段階 ($q=40\text{kN/m}^2$) において $\delta_d=3.2\times 10^{-3}H$ となった。この値は、擁壁の主働側への強制変位実験 (文献²⁾) におけるすべり線発生時変位 $\delta_d=6.0\times 10^{-3}H$ より小さい値となっている。

試験体 $[\theta=15^\circ]$ の場合、改良地盤上に表面載荷のある $a=0\text{cm}$ 、 10cm では、載荷に伴う変位はほとんどなく、試験体 $[\theta=0^\circ]$ より小さな値を示した。また、表面載荷が改良地盤上になく改良地盤境界面に最も近い位置にある場合 ($a=30\text{cm}$) の変位が最も大きく、この変位を試験体 $[\theta=0^\circ]$ の同じ状態 ($a=20\text{cm}$) の変位と比較すると、最終荷重段階 ($q=40\text{kN/m}^2$) において $\delta_d=1.0\times 10^{-3}H$ となり、試験体 $[\theta=15^\circ]$ の変位は $[\theta=0^\circ]$ の約 $1/3$ となることが分かった。

試験体 $[\theta=30^\circ]$ の $a=0\text{cm}$ および 10cm の場合は、載荷に伴い擁壁背面側へ変位した。これは地盤改良部分の範囲が広がったため、上載荷重による安定モーメントが大きくなり、その分、擁壁が背面側へ変位したためと考えられる。また、背面側への変位は、 $a=10\text{cm}$ のほうが $a=0\text{cm}$ より大きな値で推移した。これは、 $a=0\text{cm}$ のほうが $a=10\text{cm}$ より安定モーメントによる背面側への変位は若干大きい、 $a=0\text{cm}$ のほうが地盤改良面の土圧は大きく、その分主働側への変位が大きいためと考えられる。 $a=20\text{cm}$ および 30cm の場合は、 $q=35\text{kN/m}^2$ 付近まで、 $a=20\text{cm}$ のほうが主働側への変位は大きく、このことは上述した $a=0\text{cm}$ および 10cm の場合と同じ理由によるものと考えられる。地盤改良部分に表面載荷がない $a=40\text{cm}$ および 50cm の場合は、 $a=40\text{cm}$ のほうが大きな変位で推移した。表面載荷が改良地盤境界面に最も近い位置にある場合 ($a=40\text{cm}$) の変位が最も大きく、最終荷重段階 ($q=40\text{kN/m}^2$) の変位は $\delta_d=0.59\times 10^{-3}H$ となり、試験体 $[\theta=0^\circ]$ の $a=20\text{cm}$ の変位 ($\delta_d=3.2\times 10^{-3}H$) に対して、約 $1/5$ となることが分かった。また、各試験体の上載荷重が改良地盤上にある場合 ($a=0\text{cm}$ 、 10cm) の主働側への変位は、 $[\theta=30^\circ] < [\theta=15^\circ] < [\theta=0^\circ]$ となり、境界面の傾斜角度が大きいほど小さな値を示すことが確認された。

なお、いずれの試験体も載荷位置 (a) の遠近に関わらず、最終荷重段階において地表面にすべり線が発生していないことを確認している。以上より、支持地盤の耐力が十分に大きい場合はいずれの試験体も、地表面の載荷荷重に対して裏込め高さの約 6 倍の土に相当する重量まで地表面にすべり線の発生はなく、少なくともこの段階までは十分に構造性能を有すると推察される。

4. まとめ

本研究は、地盤改良境界面の土圧測定が可能な L 型擁壁試験体を用い、地盤改良形状 (θ) と載荷位置 (a) をパラメータとして上載荷重載荷実験を行い、地盤改良形状と地盤改良効果の関係について検証したものである。本実験により得られた結果を要約すれば以下のとおりである。

① L 型擁壁の背面地盤作製時における水平土圧は、境界面の傾きが大きいほど Coulomb の主働土圧に対する割合が大きい。

- ② 表面載荷が改良地盤上にある場合の増加水平土圧は、試験体 $[\theta=0^\circ]$ の場合、中央部付近の広範囲において大きな値を示す。試験体 $[\theta=15^\circ]$ の場合は地表面より約 $2/3$ 付近、および試験体 $[\theta=30^\circ]$ の場合は約 $1/3$ 付近が最大となる分布性状を示し、地盤改良境界面の傾きが増すにつれ最大点が下部から上方へと移動する。
- ③ 表面載荷が改良地盤上に無い場合、各試験体共、増加水平土圧は小さく深さ方向にわずかに増加する傾向を示す。
- ④ 表面載荷が改良地盤上ある場合 ($a=0\text{cm}$ 、 10cm) の増加水平土圧係数 K_H 値は、いずれの試験体も K_A 値を上回り、試験体 $[\theta=30^\circ] > [\theta=15^\circ] > [\theta=0^\circ]$ の順となる。
- ⑤ 載荷位置が地盤改良境界面に最も近い場合 ($[\theta=0^\circ; a=20\text{cm}]$ 、 $[\theta=15^\circ; a=30\text{cm}]$ 、 $[\theta=30^\circ; a=40\text{cm}]$)、各試験体の増加水平土圧係数 K_H 値は、試験体 $[\theta=0^\circ]$ は K_A 値を下回り、 $[\theta=15^\circ]$ は K_A 値に比較的近い値を示し、 $[\theta=30^\circ]$ は若干上回る傾向を示す。
- ⑥ いずれの試験体も表面載荷が地盤改良境界面に近接してある場合 (上記⑤) が、最も大きく変位する。3 試験体の最終荷重段階 ($q=40\text{kN/m}^2$) の変位は、試験体 $[\theta=0^\circ]$ が $\delta_d=3.2\times 10^{-3}H$ で最大となり、試験体 $[\theta=15^\circ]$ 、 $[\theta=30^\circ]$ はそれぞれ $[\theta=0^\circ]$ の約 $1/3$ 、約 $1/5$ を示す。
- ⑦ 上載荷重 $q=10\text{kN/m}^2$ 時の接地圧分布から地盤改良形状の良否を判断すると、3 試験体中 $[\theta=15^\circ]$ が最も良い改良形状であり、同様に $[\theta=30^\circ]$ が最もふさわしくない形状であることが確認された。
- ⑧ 支持地盤の耐力が十分に大きく、地盤改良形状が $\theta=0\sim 30^\circ$ の場合は、地表面の載荷荷重に対して裏込め高さの約 6 倍の土に相当する重量まで地表面にすべり線の発生はなく、少なくともこの段階まで十分に構造性能を有すると考えられる。

おわりに

本研究は L 型擁壁の背面地盤をセメントで地盤改良した場合の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考察行ったものである。地盤改良形状は 3 種類であり、また、上載荷重に対する擁壁の支持地盤の耐力は十分に大きいという条件のもとで得られた結果であるが、本実験により多くの知見が得られたものと考えている。今後は軟弱な支持地盤上の L 型擁壁に対して同様の実験を行い、上載荷重に対する地盤改良効果について検証したいと考えている。さらに、地震に対する擁壁背面の地盤改良効果について明らかにしたいと考えている。

参考文献

- 1) 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 637 号，pp.487-494，2009.3
- 2) 和田昇三・国府田誠・榎並昭：壁面摩擦を考慮した壁体土圧に関する実験的研究 その 2 乾燥砂地盤における剛性壁の主働土圧発生機構について、日本建築学会構造系論文集第 468 号，pp.71-79，1995.2
- 3) 松尾稔・富永眞生：土質工学基礎叢書 7 土圧、鹿島出版、p31、1975
- 4) 日本建築学会、建築基礎構造設計指針、2001

RELATIONSHIP BETWEEN THE GROUND IMPROVEMENT SHAPE AND IMPROVEMENT EFFECT

An experimental study on earth pressure after soil improvement at the back of the retaining wall (Part2)

*Hiroshi IJUIN**, *Shozo WADA***, *Tomonori ENSAKA****
*and Tohru OSAKABE*****

* Asahi Kasei Homes Corporation

** Prof., Dept. of Architecture and Civil Eng., A.I.T., Dr.Eng.

*** Totetsu Kogyo Co., Ltd.

**** Lect., Dept. of Architecture and Civil Eng., A.I.T., Dr.Eng.

It was confirmed that when the ground at the back of the L-type retaining wall was improved using cement, the value of horizontal earth pressure became almost zero after the improved part of the ground hardened a few days later (2009). It was also revealed that when overburden load was placed on the back of the retaining wall, no horizontal pressure was created since the retaining wall and the improved part of the ground were integrated into a whole. Furthermore, it was confirmed that the larger was the ground improvement range (θ), the larger were the stability moment at the time of overburden loading and the friction resistance at the underside of the batholith, making retaining wall displacement smaller.

From the aforementioned studies, ample knowledge about the ground improvement effect at the back of the retaining wall was gained. On the other hand, however, it is practically impossible to discuss the ground improvement effect in detail because earth pressure acting on the ground improvement boundary surface was not measured and because there was only one type of overburden loading position.

Due to the aforementioned reasons, in this study, various experiments are to be conducted by creating a device which made it possible to measure earth pressure acting on the ground improvement boundary surface and using the ground improvement shape and the loading position as the parameters, and the relationship between the ground improvement shape and the ground improvement effect is to be examined.

The key results obtained from this study are as stated below

(1) On Incremental Earth Pressure Distribution

When surface load is imposed on improved soil ($a = 0\text{cm}$, 10cm), the earth pressure has an incremental distribution where the earth pressure is higher at and around the central part and decreases in the directions of the earth's surface and the batholith, respectively. In the case of the test object [$\theta = 15^\circ$], too, the value for the earth pressure reaches a maximum level at a point approximately $2H/3$ away from the earth's surface and then decreases in the directions of the earth's surface and the batholith, respectively. In the case of the test object [$\theta = 30^\circ$], on the other hand, the value for the earth pressure reaches a maximum level at points above the central part and decreases in the directions of the earth's surface and the batholith, respectively.

When there is no surface load imposed on the improved soil, the values for the incremental earth pressure ($[\theta = 0^\circ; a = 20\text{cm}]$, $[\theta = 15^\circ; a = 30\text{cm}]$, $[\theta = 30^\circ; a = 40\text{cm}]$) have distributions similar to each other, increasing in the direction of depth. The value at each point is far smaller than when $a = 0$ and $a = 10\text{cm}$.

(2) On Ground Contact Pressure Distribution

Due to the relationship between the surface load ($q = 10\text{kN/m}^2$) and the ground contact pressure, the test object [$\theta = 15^\circ$] has a relatively uniform ground contact pressure distribution for every loading position. It has also been shown that the test object [$\theta = 30^\circ$] has the most unbalanced ground contact pressure distribution.

(3) On the Relationship between Overburden Loading and Displacement

The displacement that results from overburden loading for the test object [$\theta = 30^\circ$] is the smallest, it becoming larger for the test object [$\theta = 15^\circ$] and for the test object [$\theta = 0^\circ$], in that order.

(2016年2月19日原稿受理, 2016年8月15日採用決定)