地盤沈下に伴う壁体土圧に関する実験研究

逆 T 型擁壁の地盤沈下に伴う土圧性状について

EXPERIMENTAL STUDY ON EARTH PRESSURE
WITH SETTLEMENT OF GROUND

Earth pressure acting on cantilever retaining wall with settlement of ground

和田昇三*, 国府田 誠**, 榎並 昭***

Syouzou WADA, Makoto KOUDA and Akira ENAMI

The tests of the earth pressure against a cantilever retaining wall subsiding without slide were performed with dry sand. The program of the tests included the following series.

Test 1 - The toe of the wall subsiding around the heel of the wall.

Test 2 - The heel of the wall subsiding around the toe of the wall.

Test 3 - The base of the wall subsiding uniformly.

The following properties became evident after examining.

① The settlement has large effects upon the earth pressure.

② The earth pressure is affected by the conditions of the settlement of ground.

Keywords : *settlement of ground, cantilever retaining wall, dry sand, model test, distribution of earth pressure, distribution of wall friction*

地盤沈下, 逆 T 型擁壁, 乾燥砂地盤, 模型実験, 土圧分布, 壁面摩擦分布

1. はじめに

擁壁土圧を確立する上では、主働土圧の発生機構を明らかにすると同様に地盤沈下に対する土圧の挙動を明らかにすることが重要であると考えられる。現在、擁壁の設計において地盤沈下を考慮したものとして、擁壁が軟らかい粘土のような圧縮性の高い基礎地盤上にある場合には土圧を通常の 50 パーセント増にする、というテルツァギ・ベックらの提案¹⁾がある。しかし、実際の擁壁は周辺の地盤条件ならびに擁壁の支持条件等によってさまざまな沈下挙動を示しそれに伴い土圧は種々変化すると推察されるため、テルツァギらの提案は大局的な見解にとどまっている、と考えられる。

筆者らの知る限りでは、擁壁土圧に関して地盤沈下をパラメータとした実験はいままでほとんど行われていない。唯一、嶋津ら²⁾の研究があるが、嶋津らの実験においては、重力式擁壁の沈下と主働側への平行変位が同時に行われ、横方向変位と擁壁土圧の関係について検証するにとどまっております沈下による土圧への影響については

言及していない。また、擁壁の沈下パターンが上述の 1 種類ということもあり、この結果から種々の沈下に対する土圧性状を知ることは困難と思われる。

以上の研究状況を踏まえて、筆者らは擁壁を種々沈下させることのできる小型実験装置を製作し、これを土圧分布測定装置³⁾と組み合わせて用いることにより、地盤沈下に伴う擁壁土圧の測定を可能とした。本論文は、本装置を用いて、乾燥砂地盤における逆 T 型擁壁の滑動を拘束した実験を行い、沈下のみをパラメータとした逆 T 型擁壁土圧の基本的性状について考察したものである。

2. 実験

2. 1 実験概要

逆 T 型擁壁を対象として以下に示すような 3 通りの沈下実験を行い、沈下中の水平土圧分布および壁面摩擦分布を測定する。

実験 I : 擁壁底盤の後端を回転中心とし底盤前端側が

* 足利工業大学工学部建築学科 助教授・工修

** 日本大学理工学部海洋建築学科 教授・工博

*** 日本大学理工学部建築学科 教授・工博

Assoc. Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, Ashikaga Institute of Technology, M. Eng.

Prof., Dept. of Oceanic Architecture, Faculty of Science and Engineering, Univ. of Nihon, Dr. Eng.

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Science and Engineering, Univ. of Nihon, Dr. Eng.

沈下する場合（図1 a）

実験Ⅱ：擁壁底盤前端を回転中心とし底盤後端および後端に連続する地盤が水平の状態で一様に沈下する場合（図1 b）

実験Ⅲ：擁壁底盤が水平の状態で一様に沈下する場合（図1 c）

2. 2 擁壁試験体

試験体の擁壁は鉛直壁を構成する受圧壁（受圧壁ピースおよびダミー壁）と反力壁ならびに底盤より成っている（図2）。反力壁（幅×高さ×厚さ＝600×400×20mm）と底盤（幅×長さ×厚さ＝600×300×20mm）は剛接合とし、更に反力壁の剛性を高めるため反力壁に控え壁（幅×高さ×厚さ＝90×210×15mm）を取り付けた。試験体は受圧壁ピースがスチール製であるほかはすべてジュラルミン製であり、受圧壁ピースの表面粗さはダミー壁と同様最大高さ（ R_{max} ）3 μm とした。尚、スチール製の受圧壁ピースと砂地盤との摩擦角は砂地盤上に試験片をおいたすべり抵抗試験において27°であり、ジュラルミンの場合と同じ値³⁾を示した。この値は、同様の試験方法によって求めたコンクリートと山砂の摩擦角（29°36'）に比較的近い値を示している⁴⁾。また、擁壁試験体は3実験とも同じものを使用した。

土圧の測定は、文献³⁾と同じ形状の受圧壁ピースおよびダミー壁を用い同様の計測方法をとったため、実験槽の側壁摩擦の影響をほとんど受けずに水平土圧および壁面摩擦の分布を測定することが可能と思われる。計測方法の詳細および測定精度については文献³⁾を参照されたい。

2. 3 模型地盤

砂槽は、鉄骨のフレームおよびジュラルミン製の底盤で構成された実験槽（幅×長さ×高さ＝650×1255×810）の中に擁壁試験体の受圧壁側を地盤側に設置し、さらに

図1 試験の種類

実験槽の底盤を擁壁底盤レベルまでかさ上げすることにより造られている（図3）。かさ上げされた砂槽底盤はジュラルミン製であり、擁壁底盤とのクリアランスは5 mmとした。また、地盤の作製は、擁壁底盤をかさ上げされた砂槽底盤（以下、擁壁底盤以外の砂槽底盤を砂槽底盤という）と同一レベルに行なった。

模型地盤の作製方法は各実験共同であり、気乾状態の豊浦標準砂を用い文献³⁾に示す地盤作製装置にて密な地盤を作製した。模型地盤の諸元および作製方法等の詳細については文献³⁾を参照していただきたい。

2. 4 実験方法

(1) 実験Ⅰ

(a) 平面図

(b) 側面図

(c) 正面図

単位 (mm)

図2 試験体（逆T型擁壁）

実験は、擁壁底盤の後端を回転中心とし、底盤前端側を実験槽底部に固定した変動モーター付きのスクリージャッキにより下降させる（図3 a）。尚、擁壁底盤は、剛性の大きい角形鋼管のフレームに固定されており、擁壁の前端および後端側はこのフレームを介して以下のような方法で支持させた。擁壁前端側は、スクリージャッキ頭部の擁壁支持部に先端が半球形の丸鋼（ $\phi 22$ ）を2カ所取り付け、これに底盤下部の角形鋼管のフレームに固定した球座を介して擁壁を支持させた。同様に擁壁後端側は、底盤下部の左右対称位置の2カ所において回転自由な軸受けにより支持させた。

壁変位の計測は受圧壁の裏込め側壁面位置の壁沈下量および裏込め土の平均高さ位置の壁水平変位をひずみゲージ式の1/100mm変位計にて測定した。尚、沈下速度は毎分0.2mmとした。

(2) 実験Ⅱ

実験は、擁壁底盤の前端を回転中心とし、底盤後端に連なる砂槽底盤（幅×長さ×厚さ＝640×640×10mm）を変動モーター付きのスクリージャッキにより下降させる（図3 b）。なお、擁壁底盤および砂槽底盤はいずれも角形鋼管のフレームで補剛されており、スクリージャッキは角形鋼管のフレームを介して砂槽底盤の中心に取り付けられている。また、擁壁の前端側は受圧壁下部の左右対称位置2カ所において回転自由の軸受けにて支持し、同様に後端側も左右対称位置の2カ所において、砂槽底盤側に取り付けられたアングルにより後端部の擁壁底盤天端と砂槽底盤天端が同じ高さで沈下できるよう支持した。

沈下の計測は、擁壁底盤後端部および砂槽底盤中央部の2カ所ならびに裏込め土の平均高さ位置の壁水平変位をひずみゲージ式の1/100mm変位計にて測定した。尚、沈下速度は実験Ⅰと同様に毎分0.2mmとした。

(3) 実験Ⅲ

擁壁は、底盤が角形鋼管のフレームに固定され、このフレームを介してスクリージャッキに取り付けられている（図3 c）。また、擁壁が主働側へ傾くのを防止するため、反力壁頂部を実験槽のフレームに固定したアングルに密着させた。尚、反力壁頂部とアングルの接触部にはテフロンシートを貼付した。実験は、擁壁底盤と砂槽底盤を同一レベルで水平に設置し地盤を作製した後、擁壁底盤を水平に保った状態で擁壁を毎分0.2mmで沈下させた。壁の沈下量および水平変位の測定は実験Ⅰと同様に行った。

3. 実験結果および考察

3.1 水平土圧および壁面摩擦分布の推移

実験Ⅰ～Ⅲの水平土圧および壁面摩擦分布の推移を、

図3 実験状況

図4 沈下中の土圧分布(実験Ⅰ)

図5 沈下中の土圧分布(実験Ⅱ)

図6 沈下中の土圧分布(実験Ⅲ)

図4～6に示した。図(a)～(f)には沈下開始直後から $S=10\text{mm}$ までの6段階の沈下の分布を沈下前の壁静止状態の分布と対比して示した。また、縦軸の h は地表面からの深さ(cm)を表す。尚、沈下量(S)は各実験においてそれぞれ異なり、実験Ⅰでは擁壁受圧面の沈下量、実験Ⅱでは擁壁後端部の沈下量、実験Ⅲでは擁壁底盤の沈下量を示す。これより以下のことが考察される。

(1) 実験Ⅰ

沈下前の壁静止時の水平土圧および壁面摩擦分布は、底盤付近($h=26\sim30\text{cm}$)を極大点とする分布であり、同一条件で行った重力式擁壁の場合の分布³⁾とほぼ同様の形状を示した。

水平土圧は沈下に伴い最深部($h=30\text{cm}$)を除く各点において減少した。 $S=0.1\sim2.0\text{mm}$ 時の壁静止時に対する水平土圧の減少量は、壁高の中央付近が最も大きく、地表面に近づくほどならびに底盤に近づくほど小さくなる傾向を示した。この間の分布形状は、地表面から中央にかけて徐々に増加し中央から底盤にかけて比較的大きく増加する性状を示した。沈下が $5.0\sim10\text{mm}$ と進むにつれ、各点において水平土圧は増加し始め沈下前の分布形状に近づく傾向を示した。

壁面摩擦は水平土圧と同様に沈下に伴い各点において減少した。 $S=1.0\sim5.0\text{mm}$ 時、沈下前に対する壁面摩擦の減少量は、浅い領域では地表面に近づくほど小さく、中央以深では各点においてほぼ同じ減少量を示した。沈下中壁面摩擦は、沈下前の分布と同傾向の性状で推移し、沈下が $5.0\sim10\text{mm}$ と進むにつれ、沈下前の分布形状に近づく傾向を示した。また、沈下前に対する沈下中の壁面摩擦減少量は、底盤付近($h=26\sim30\text{cm}$)を除く各点において水平土圧の減少量より小さな値を示した。

(2) 実験Ⅱ

水平土圧は、沈下初期の $S=0.1\text{mm}$ 時には全域において増加し、その増加量は地表面ならびに底盤付近よりも中央部付近で大きな値を示した。 1mm 、 2mm 時には、地表面から $h=22\text{cm}$ にかけて特に大きく増加し、分布は中央部($h=14\text{cm}$)を最大点とし地表面ならびに底盤に向かってほぼ直線的に減少する形状を示した。 5mm 、 7mm と沈下が進むにつれ水平土圧の増加は、中央から浅い領域($h\leq14\text{cm}$)にかけて顕著となり、 7mm 時には $h=10\text{cm}$ を最大点とし地表面ならびに底盤に向かってほぼ直線的に減少する分布形状を示した。 $S=0.1\sim10\text{mm}$ と沈下が進むにつれ、水平土圧の合力位置は浅い領域へと徐々に上がっていく傾向を示した。

壁面摩擦は、 $S=0.1\text{mm}$ 時には最浅部($h=2\text{cm}$)を除く各点において増加した。 1mm 時には $h=2\text{cm}$ の点で壁面摩擦はさらに減少し沈下前と逆向きとなったが他の各点では増加した。 2mm 時には、 $h=10\text{cm}$ より浅い領域で壁面摩擦は減少しはじめ $h=14\text{cm}$ 以深では増加を示

した。さらに $S = 5 \sim 10 \text{ mm}$ と沈下が進むにつれ、壁面摩擦の減少は $h = 10 \text{ cm}$ 以浅で顕著となり、7mm時には浅い領域の2点 ($h = 2, 6 \text{ cm}$) において同様に10mm時には $h = 10 \text{ cm}$ 以浅の3点において上向きの摩擦力となった。

(3) 実験Ⅲ

水平土圧は沈下に伴い最深部を除く各点において増加した。沈下初期の $S = 0.1 \text{ mm}$ 時では、沈下前に対する水平土圧の増加量は浅い領域ほど大となり、分布は、最深部で若干減少するが地表面から深い領域にかけて徐々に増加する形状を示した。 $S = 1.0 \sim 3.0 \text{ mm}$ 時には、水平土圧は各点においてさらに増加し、3.0mm時の分布は最浅部を頂点とし底盤に向かってほぼ直線的に減少する分布となった。8.0 ~ 10mm と沈下が進むにつれて水平土圧は全域において減少し、10mm時において各点の値は比較的近い値を示した。尚、沈下中最深部では水平土圧の変化はほとんど見られず、また、地表面に近づくほど水平土圧の増加量が大きいことが分かった。

壁面摩擦は、 $S = 0.1 \text{ mm}$ 時には全域においてわずかに減少し、地表面に近い $h = 2 \text{ cm}$ の点では沈下前と逆方向（上向き）に作用した。1.0 mm時、壁静止時に対する壁面摩擦の減少は、浅い領域で大きく中央以深では小さくなり、 $h = 6 \text{ cm}$ 以浅では上向きの摩擦力となった。3.0mm時には、壁面摩擦は地表面に近づくほど大きく減少し、 $h = 10 \text{ cm}$ 以浅で上向きとなった。5.0 mm時、壁面摩擦は全域において3.0mm時より若干増加し、さらに沈下が進むにつれ徐々に増加し、10mm時には $h = 22 \text{ cm}$ から底盤にかけて沈下前の値を上回った。沈下中の壁面摩擦の分布形状は、底盤付近に極大点を有し地表面に向かってゆるやかに減少する放物線分布を示した。

3.2 深さ方向の水平土圧係数 k_H の推移

各試験体（実験Ⅰ～Ⅲ）の深さ方向各点における水平土圧係数の沈下中の推移を図7に示した。縦軸 k_H は単位面積当たりの水平土圧 p を γh (γ は土の単位体積重量、 h は深さ) で除した水平土圧係数であり、横軸 S は各試験体における沈下量 (3.1参照) を示す。図中の記号 No. 1~8は受圧壁ピース番号であり、地表面に最も近い点 ($h = 0.06 \text{ H}$) を No. 1とし以下順次付した。これより以下のことが考察される。

(1) 実験Ⅰ

- ① 沈下開始直後 ($S = 0 \sim 0.1 \text{ mm}$)、水平土圧係数は各点において減少するが、浅い領域ほど減少は大きく横方向変位の絶対量に比例する傾向を示した。
- ② 地表面から中央 ($0.06 \text{ H} \sim 0.56 \text{ H}$) にかけては 0.1 mm 以降沈下が進むにつれ水平土圧係数は徐々に減少し最小となった後、ゆるやかに増加した。いっぽう深い領域 ($0.81 \text{ H}, 0.94 \text{ H}$) では沈下開始直後に若干の減少は見られるが $S = 0.1 \sim 5.0 \text{ mm}$ の間は変化は小さくほぼ一定となった。

(a) 実験Ⅰ

(b) 実験Ⅱ

(c) 実験Ⅲ

図7 深さ方向の水平土圧係数の推移

(2) 実験Ⅱ

- ① 水平土圧係数は沈下中各点において増加傾向を示し、沈下が進むにつれ増加はゆるやかとなった。
- ② 沈下中の水平土圧係数、およびその増加量は地表面に近づくほど大であり、横方向変位の絶対量に比例する傾向を示した。

(3) 実験Ⅲ

- ① 沈下開始直後 ($S = 0 \sim 0.1 \text{ mm}$) 水平土圧係数は浅い領域で増加し、地表面に近づくほどその増加は大となっ

た。また、浅い領域各点における水平土圧係数増加率は沈下の小さい段階ほど大となった。

② 沈下中 ($S=0\sim5.0\text{mm}$) 水平土圧係数は底盤付近ではほとんど変化は見られず、水平土圧係数ならびに水平土圧係数増加量は地表面に近づくほど大となる傾向を示した。

3.3 深さ方向の換算壁面摩擦係数 $\tan \delta_c$ の推移

各試験体の深さ方向各点の換算壁面摩擦係数の沈下中の推移を図8に示した。縦軸の $\tan \delta_c$ は各点の壁面摩擦を水平土圧で除した土圧の傾きであり、壁背面の法線と土圧の作用線とのなす角を示す。土圧の作用線が壁背面の法線に対して反時計回りにある場合を (+)、時計回りにある場合を (-) とした。そのほか、図中の記号等については前掲の図7と同様とする。これより以下のことが考察される。

(1) 実験 I

① 換算壁面摩擦係数は沈下開始と同時に、 $0.56H$ より浅い領域で増加、 $0.69H$ 以深で減少した。沈下開始直後 ($S=0\sim0.1\text{mm}$) の浅い領域における換算壁面摩擦係数の増加は、地表面に近づくほど大となり、同様に減少は底盤に近づくほど大となった。

② 換算壁面摩擦係数の浅い領域での増加および深い領域での減少は沈下の小さい段階が顕著であり、浅い領域では換算壁面摩擦係数は最大に達した後ゆるやかに減少、深い領域では最小に達した後ゆるやかに増加し、沈下に伴い各点の値は近づく傾向を示した。

(2) 実験 II

① 沈下初期 ($S=0\sim0.1\text{mm}$) において、換算壁面摩擦係数は $0.81H$ 以深で若干増加、 $0.69H$ 以浅で減少し、その減少は地表面に近いほど大となった。

② 1.0mm 以降換算壁面摩擦係数は浅い領域の $0.19H$ 、 $0.31H$ の 2点において減少したほかは変化は小さく、その値は最浅部が最小となり底盤に近づくほど大となった。尚、 $7\sim10\text{mm}$ と沈下が進むにつれ土圧の傾きは、 $0.31H$ 以浅では上向きで地表面に近づくほど大となり、同様に、 $0.44H$ 以深では下向きで底盤に近づくほど大となること が推察される (図5-(1),(2), 図8-(b))。

(3) 実験 III

① 沈下開始直後 ($S=0\sim0.1\text{mm}$) 換算壁面摩擦係数は各点において減少し、地表面に近づくほど大きく減少する傾向を示した。

② 深い領域の各点では、換算壁面摩擦係数は浅い領域より小さい沈下量で最小値に達した。また、換算壁面摩擦係数は各点において最小となった後若干増加する傾向を示した。

③ 沈下が進むにつれ換算壁面摩擦係数は、最深部が最も大きく地表面に近づくほど小さくなり、沈下中 ($S=1.6\text{mm}\sim5.0\text{mm}$) $0.31H$ 以浅においては負となった。この

(a) 実験 I

(b) 実験 II

(c) 実験 III

図8 深さ方向の換算壁面摩擦係数の推移

間、土圧の傾きは、 $0.44H$ 以深では下向きで底盤に近づくほど大となり、同様に $0.31H$ 以浅では上向きで地表面に近づくほど大となること分かった。

3. 4 $\tan \delta c$, K , K_0 および ξ の推移

実験Ⅰ～Ⅲの換算壁面摩擦係数 $\tan \delta$ 、水平土圧係数 K 、壁面摩擦力係数 K_0 および相対着点 ξ の推移を図9に示した。横軸 S は各試験体の沈下量(3.1参照)を示す。

ただし、換算壁面摩擦係数 $\tan \delta c$ は全壁面摩擦力 P_0 を全水平土圧 P_H で除した土圧合力の傾きであり、見掛けの平均壁面摩擦係数、水平土圧係数 K は受圧壁パネルに作用する全水平土圧 P_H を $\gamma H^2 B/2$ で除した平均の水平土圧係数(γ は土の単位体積重量、 H は壁高さ、 B は壁幅)、同様に壁面摩擦力係数 K_0 は全壁面摩擦力 P_0 を $\gamma H^2 B/2$ で除した平均の壁面摩擦力係数を意味する。また、相対着点 ξ は壁下端からの水平土圧の合力位置距離 H_0 と壁高さ H との比(H_0/H)であり、 H_0 は各深さにおける水平土圧の壁下端回りのモーメントの総和を全水平土圧で除して求めた。また、図中の $SL \blacktriangledown$ は地表面にすべり線がはじめて現れたときの沈下量であり、その時のすべり線を図10に示す。尚、図10中の数値はすべり線の壁面からの距離(mm)を示す。これより以下のことが考察される。

(1) 実験Ⅰ

- ① 換算壁面摩擦係数は沈下開始と同時に減少し、 $S = 1.5\text{mm}$ 時に $\tan \delta c = 0.58$ ($\delta c = 30^\circ$)で最小となり、 3mm 以降増加に転じ 7.0mm 時に 0.65 ($\delta c = 33^\circ$)で最大を示した。この推移は、壁変位開始と同時に増加しわずかの変位で最大($\tan \delta c = 0.88$)となる重力式擁壁下部を回転中心として主動側へ変位させた場合³⁾(以下では、壁下部回転中心という)の推移とは、大きく異なることが分かった。
- ② 壁静止時、水平土圧係数は $K = 0.27$ であり、沈下開始と同時に減少し、 $S = 2.0\text{mm}$ 時に 0.18 で最小を示した。その後 $S = 3.0\text{mm}$ から 10mm まで増加傾向を示した。本実験の水平土圧係数最小値は壁下部回転中心の場合³⁾の最小値($K_{\min} = 0.11$)より大きく、同様に壁静止時から最小時までの水平土圧係数減少量(0.09)は、壁下部回転中心の場合の減少量(0.14)より小さくなること分かった。
- ③ 沈下中の壁面摩擦力係数は、水平土圧係数を常に下回り水平土圧係数と同傾向の推移を示した。

- ④ 相対着点 ξ は、壁静止時 $\xi = 0.35$ であり 1.5mm 時に 0.27 で最小を示し、すべり線の発生時($\xi = 0.27$)付近から 10mm 時まで徐々に増加した。尚、壁下部回転中心の場合³⁾はすべり線の発生する前後($\xi = 0.38$)から徐々に減少し、本実験結果と異なる推移を示すことが分かった。

(2) 実験Ⅱ

- ① 換算壁面摩擦係数 $\tan \delta c$ は沈下開始直後($S = 0 \sim 2.0\text{mm}$)大きく減少した。沈下中は減少を続け、沈下前 0.61 ($\delta c = 31^\circ$)、すべり線発生時 0.22 ($\delta c = 12^\circ$)、

図9 $\tan \delta c$, K , K_0 および ξ

図10 地表面のすべり線

10mm 時 0.11 ($\delta c = 6^\circ$)と推移した。

- ② 水平土圧係数 K は、沈下開始($K = 0.27$)から $S = 2\text{mm}$ 時付近まで増加は大きく、それ以降ゆるやかに増加し、すべり線が発生する前後から再び大きな増加を示した。すべり線発生時は $K = 1.26$ となり、沈下前の 4.7 倍となった。

- ③ 壁面摩擦力係数 K_0 は、沈下に伴い 2mm 時付近まで増加し、 2.4mm 時 $K_0 = 0.30$ で最大を示した。その後、徐

々に減少し、すべり線発生の前後から比較的大きな減少を示した。また、沈下中の壁面摩擦力係数は沈下前の値より大きな値を示した。

④ 相対着力点 ξ は沈下中増加を続け2mm時以降は0.5を上回った。尚、その増加は沈下初期が顕著であった。

(3) 実験Ⅲ

① 換算壁面摩擦係数 $\tan \delta_c$ は沈下と同時に大きく減少し、 $S=2.2\text{mm}$ 時に $\tan \delta_c=0.07$ ($\delta_c=4.0^\circ$)で最小となり、3mm以降増加傾向を示した。

② 水平土圧係数は壁静止時0.28であり、沈下開始と同時に増加し、 $S=3.2\text{mm}$ 時に0.71で最大を示した。水平土圧係数最大値は壁静止時の2.6倍となった。3.2mm以降減少し、10mm時には $K=0.58$ となるが、依然として壁静止時の値より大きな値を示した。

③ 沈下中の壁面摩擦力係数 K_0 は、水平土圧係数を常に下回り水平土圧係数と相反する傾向で推移した。また、壁面摩擦力係数は壁静止時 $K_0=0.16$ 、最小値は2.2mm時0.05であり、沈下中は沈下前より小さい値で推移した。

④ 相対着力点 ξ は、壁静止時0.34であり沈下と同時に増加し4.0mm時0.57で最大となった。その後ゆるやかに減少したが、沈下中は1/3を大きく上回った。

4. まとめ

本論文は、地盤沈下に伴う逆T型擁壁の土圧の挙動について実験的に検討を行ったものである。ことに、擁壁試験体の滑動を拘束して実験を行なったため、沈下のみをパラメータとした逆T型擁壁土圧の基本的性状を得ることができた。本実験で得られた結果を要約すれば以下のとおりである。

- ① 逆T型擁壁の沈下前の壁静止時における水平土圧および壁面摩擦分布は、共に底盤付近を極大点とする分布であり重力式擁壁の場合とほぼ同様の形状を示す。
- ② 逆T型擁壁が底盤後端を回転中心として沈下する場合(実験Ⅰ)は、沈下に伴い水平土圧は中央付近で大きく減少し沈下前と異なる分布形状で推移するのに対して、壁面摩擦は各点においてほぼ一様に減少し沈下前と同傾向の分布性状で推移する。また、沈下が進むにつれ両分布共沈下前の形状に近づく傾向を示す。
- ③ 実験Ⅰにおける水平土圧係数の壁静止時から最小時までの減少量は、重力式擁壁下部を回転中心として主働側へ変位させた場合より小さく、水平土圧係数最小値は実験Ⅰのほうが大きい。
- ④ 逆T型擁壁底盤前端を回転中心として底盤後端およ

び後端に連続する地盤が水平の状態で一様に沈下する場合(実験Ⅱ)は、沈下に伴い水平土圧係数は大きく増加し土圧合力位置は浅い領域へと移動する。また、沈下中の全壁面摩擦力は沈下前より大きい。

⑤ 実験Ⅱにおいて、沈下中の深さ方向各点の水平土圧係数は、地表面に近づくほど大となる。

⑥ 実験Ⅱにおいて、沈下中の深さ方向各点の土圧の傾きは、浅い領域では上向きで地表面に近づくほど大となり、深い領域では下向きで底盤に近づくほど大となる傾向を示す。

⑦ 逆T型擁壁の底盤が水平の状態で一様に沈下する場合(実験Ⅲ)は、沈下に伴い水平土圧は増加し水平土圧係数最大値は沈下前の値の2倍以上に達する。また、水平土圧係数最大時の水平土圧分布は地表面に最も近い点が最大となり底盤にかけて徐々に減少する形状を示し、この時、相対着力点はほぼ最大($\xi=0.57$)を示す。

⑧ 実験Ⅲにおいて、全水平土圧は沈下前より沈下中のほうが大きく、全壁面摩擦力は沈下前より沈下中のほうが小さい。

⑨ 実験Ⅲにおける深さ方向各点の水平土圧係数および土圧の傾きは、沈下に伴い実験Ⅱと同様の傾向で推移する(上述⑤、⑥)。

5. おわりに

本実験は地盤沈下に伴う土圧の発生機構の把握を目的として乾燥砂地盤において小規模な模型実験を実施したものであるが、地盤沈下に伴う擁壁土圧の諸性状に関して多くの知見が得られたものと考えている。実際には、地盤沈下、壁変位および土圧が相互に影響を及ぼしながら、擁壁は安定した状態を保ち続けるかまたは崩壊に至ると考えられるが、今後は、実際の擁壁の挙動を想定した実験を行い報告を行う予定である。

参考文献

- 1) テルツァギ・ベック：土質力学（応用編）、星埜 和他共訳、丸善、p320、1970
- 2) 嶋津是臣他：大型擁壁実験-2-、土木研究所資料、第994号、1975
- 3) 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1 土圧分布測定装置および主働土圧測定例、日本建築学会構造系論文集第459号、pp83-90、1994.5
- 4) 建設省土木研究所：大型擁壁実験-1-、土木研究所資料、第673号、1971

(1995年7月10日原稿受理、1995年9月26日採用決定)