

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

AN EXPERIMENTAL STUDY ON EARTH PRESSURE AFTER SOIL IMPROVEMENT AT THE BACK OF THE RETAINING WALL

Part 1 On the Effect of Soil Improvement with Uniformly Distributed Load on the Ground Surface

和田昇三*, 遠坂文規**, 伊集院 博***, 刑部 徹****

Shozo WADA, Tomonori ENSAKA, Hiroshi IZUYUIN, Toru OSAKABE

This study was conducted to investigate by experiment changes in the horizontal earth pressure that acts on the retaining wall surface and then examine the effect of soil improvement on uniformly distributed load on the ground surface. The results of this study are summarized below.

- ① In any of the cases of soil improvement, the earth pressure that acts on the surface of the retaining wall falls significantly several days after ground preparation.
- ② When soil improvement is done, no horizontal earth pressure with uniformly distributed load on the ground surface acts on the retaining wall surface at the improved part of the ground.
- ③ The wider is the range of soil improvement (θ), the smaller is the amount of the horizontal displacement of the retaining wall with uniformly distributed load on the ground surface.

Keywords : *Retaining wall, Earth pressure, Soil improvement, Model Test, Uniformly distributed Load*

擁壁, 土圧, 地盤改良, 模型実験, 等分布荷重

1. はじめに

擁壁新設時に背面にセメントを混入し地盤改良を施した場合、背面地盤は固化後自立するため、擁壁壁面に作用する土圧は、固化後減少すると考えられる。したがって、擁壁背面に地盤改良を施すならば、設計土圧を軽減し設計することも可能となろう。

一方、擁壁により土留めされた造成地盤上に、設計荷重以上の荷重が載荷されることは十分予想される。敷地に余裕を持って建てられた住宅が、建蔽率限度まで増築される場合などがその良い例である。そのような事態になった時、擁壁背面を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擁壁を補強せずにさらに荷重を載せることが可能となろう。

擁壁に関する既往の代表的な研究^{1)~5)}を概観すると、その多くが土圧の発生機構を明らかにし、クーロン土圧やランキン土圧の検証を行っている。これらは、擁壁背面を乾燥砂地盤とした実験であり、限定された条件下での研究であるが、許容応力度設計法で行われてきた従来の擁壁の設計に対して、多くの知見を与えたといっ

ても過言ではない。

また、近年、基礎構造分野において、許容応力度設計法から限界状態設計法へと移行するにあたり、上載荷重および地震に対する擁壁の構造性能に関する実験的研究^{6),7)}が行われてきた。これらは限界状態設計法の確立に向けて有意義な基礎資料を提供しているが、いずれも擁壁背面を乾燥砂地盤として検証するに留まっている。

以上、既往の研究を見る限り、擁壁背面を地盤改良した場合の擁壁土圧に関する研究は、今までほとんど行われていない。

本論文は、擁壁背面の地盤をセメントで固化し地盤改良を行った場合の、地盤改良直後と固化後の擁壁壁面に作用する水平土圧の推移について検証を行うと共に、上載荷重に対する擁壁の構造性能について考察を行うものである。

なお、擁壁の構造性能とは、構造自体の構造耐力と、擁壁で土留めされた造成地盤の性能のことであるが、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。また、本研究では擁壁の支持地盤の耐力を十分大き

* 足利工業大学工学部建築学科 教授・博士 (工学)

** 足利工業大学工学部大学院生

*** 旭化成ホームズ株式会社

**** 足利工業大学工学部建築学科 講師・博士 (工学)

Prof., Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, A.I.T., Dr. Eng.

Graduate Student, Faculty of Engineering, A.I.T.

Asahi Kasei homes Corporation.

Lecturer, Dept. of Architecture, Faculty of Engineering, A.I.T., Dr. Eng.

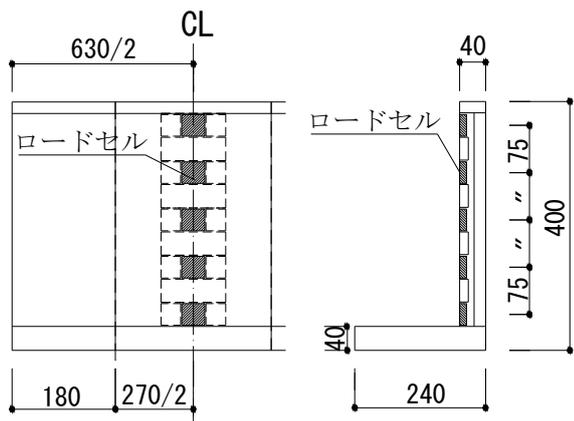


図1 擁壁試験体

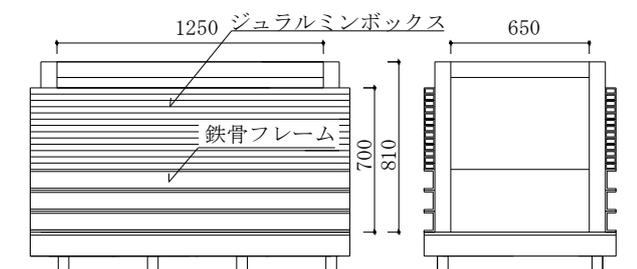


図2 実験槽

くとり、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。

2. 実験概要

2.1 L型擁壁試験体

L型擁壁試験体 ($L/H=0.6$) の寸法は 630 mm (W:幅) × 400 mm (H:高さ) × 240 mm (L:底盤長) であり、壁部、基礎部共に厚さ 40 mm のジュラルミン製となっている (図1)。壁中央には水平土圧測定用のロードセルが、深さ方向に 5 個等間隔に取り付けられている。なお、ロードセルの受圧面は (幅×高さ=40 mm×38 mm)、試験体と同様ジュラルミン製で擁壁背面と同一面となっている。

2.2 実験槽

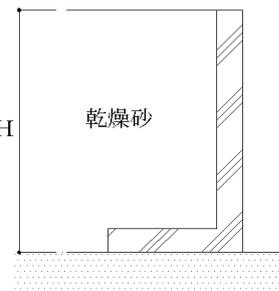
実験槽は内法 650 (幅) × 1250 (長さ) × 810 (高さ) であり、実験槽底盤および妻壁は剛な鉄骨のフレームとジュラルミン板より成っている (図2)。長手方向側壁は、砂槽底盤から支持地盤までは剛な鉄骨フレームが取り付けられている。また、支持地盤上部の擁壁背面に相当する部分は、ジュラルミンボックス (幅×長さ×高さ=50 mm×1400 mm×30 mm) を 1 本ずつ積み上げることにより、実験槽側壁が構成される。

2.3 試験体の種類

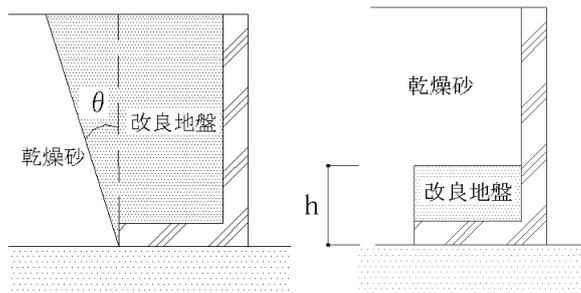
試験体の種類を図3 (a)~(c) および表1に示す。試験体は擁壁背面を地盤改良しない試験体 (図3 a) を 1 体 (試験体A)、地盤改良した試験体は改良範囲を変えて 5 種類 (試験体B~F)、合計 6 体

表1 試験体の種類

試験体	記号
A. 乾燥砂	[Dr]
B. 地盤改良($\theta=0^\circ$)	[0]
C. 地盤改良($\theta=30^\circ$)	[30]
D. 地盤改良($\theta=60^\circ$)	[60]
E. 地盤改良($h=H/3$)	[0,1/3]
F. 地盤改良($h=2H/3$)	[0,2/3]



(a) 乾燥砂



(b) 地盤改良

(c) 地盤改良

図3 試験体の種類

表2 圧縮強度

試験体名	圧縮強度 (N/mm ²)
試験体B, [0]	1.0
C, [30]	1.0
D, [60]	1.1
E, [0, 1/3]	1.1
F, [0, 2/3]	1.0

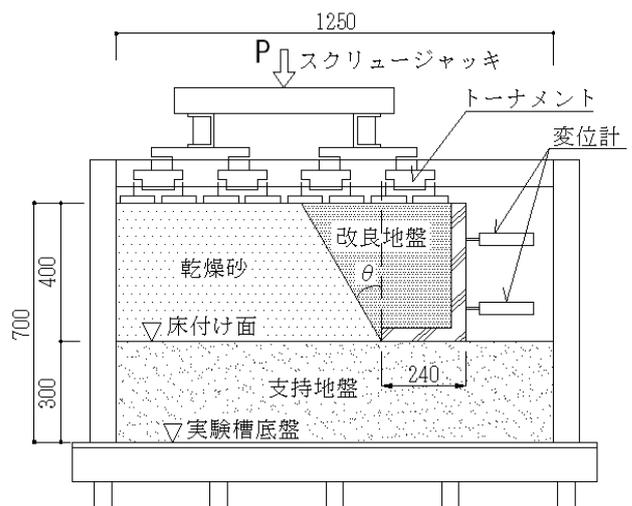


図4 実験状況

とした。地盤改良の試験体は、仮想背面からの改良範囲を 0° 、 30° 、 60° と変えて 3 種類 (図3 b)、また、L型擁壁の底盤直上部の地盤改良高さを変えて 2 種類 (図3 c)、合計 5 体とした。なお、試験体 A~F の記号を、地盤改良していない乾燥砂地盤の試験体を [Dr]、



写真1 バイブロタンパー

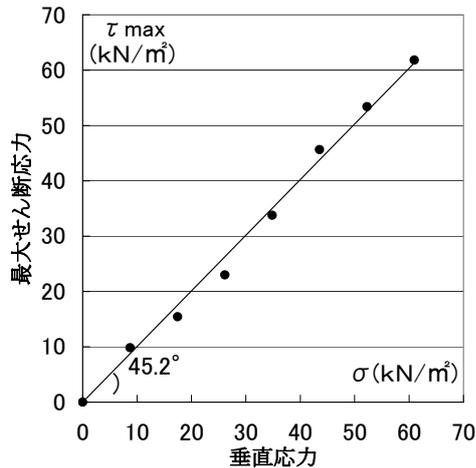


図5 一面せん断試験

地盤改良試験体を [0]、[30]、[60]、[0,1/3]、[0,2/3] とした (表1)。

2.4 改良地盤の配合および圧縮強度

改良地盤は、土 1m³ に対してセメント 100kg を目安とし、また、改良地盤が硬化中に水が分離し漏出することを防ぐため、水量を極力少なくし、セメント、砂 5号、水の質量比を 1:15.9:1.33 としして調合した。なお、調合したモルタルは、手で強く握り締めても湿り気が手のひらに残る程度の水分量であった。

なお、地盤改良試験体 (B~F) の上載荷重実験は、地盤作製の6日後を目安として実施した。各試験体の載荷実験終了時の圧縮強度を表2に示す。

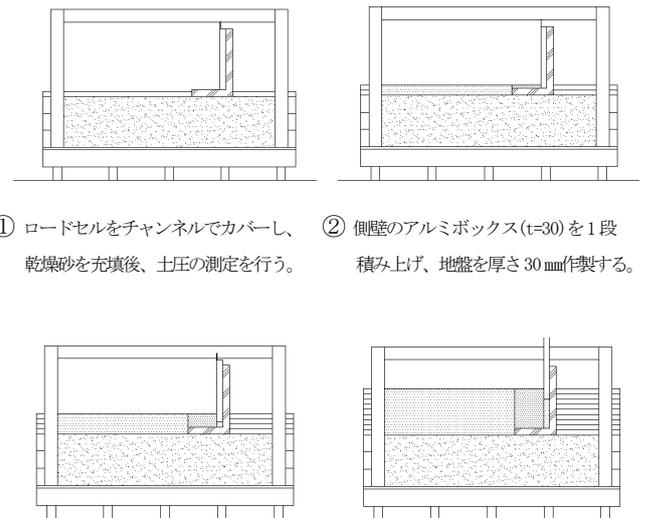
2.5 地盤作製方法

実験状況を図4に示す。L型擁壁の支持地盤は底盤から300mmの高さに10mm以下の碎石を敷き詰め作製した。支持地盤は碎石を30mm堆積させる毎にバイブロタンパー (200Hz) により締め固め作製した (写真1)。なお、タンパー先端には200×200mm (厚さ6mm) の鉄板が溶接されており、締め固めは鉄板接地面1箇所当たり2秒間行った。

試験体Aおよび試験体B~Fの地盤改良部以外の裏込めには、いずれの場合も気乾状態の砂5号を使用した。地盤の作製は、スコップで作製地盤面より30cm上からすばやく振り、砂を落下させ行った。本方法で作製された模型地盤の諸定数を表3に示した。表中の相対密度は砂の最大密度・最少密度試験 (文献⁸⁾) により、最大密度 ($\rho_{dmax}=17.2\text{kN/m}^3$)、最少密度 ($\rho_{dmin}=16.1\text{kN/m}^3$)

表3 地盤の諸定数

土粒子比重	Gs	2.61
単位体積重量	γ (kN/m ³)	17.0
間隙比	e	0.51
相対密度	Dr (%)	83
含水比	w (%)	0
内部摩擦角	ϕ (deg)	45.2



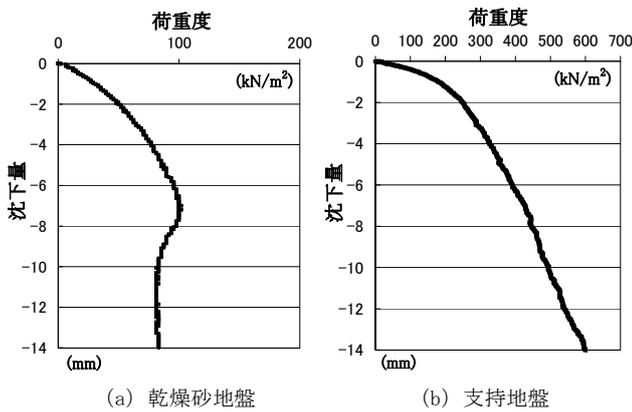
- ① ロードセルをチャンネルでカバーし、乾燥砂を充填後、土圧の測定を行う。
- ② 側壁のアルミボックス (t=30) を1段積み上げ、地盤を厚さ30mm作製する。
- ③ 4段目を作製後、はじめてチャンネル
- ④ 側壁を1段積み重ねる毎に③を繰り返して30mm上方へ移動する。返し行い、地表面まで作製する。

図6 地盤作製方法

を求め算出した。同様に、内部摩擦角は一面せん断試験により求めた (図5)。なお、一面せん断試験は下部可動型の一面せん断試験機を用い、毎分1mmの速度で加力した。また、試験体のジュラルミンと模型地盤の摩擦角は、砂地盤上に試験片をおいたすべり抵抗試験において 22.9° であった。同様に、改良地盤と模型地盤の摩擦角は 34.2° であった。

また、試験体B~Fの改良地盤作製にあたっては、壁中央のロードセルの測定面に、厚さ3cmの乾燥砂を堆積させた (図6)。このことにより、ロードセル受圧面に作用する土圧の測定を可能とした。なお、受圧面前面の地盤作製は断面75mm×30mmのチャンネル内に充填させるが、同断面は、スコップをすばやく振って地盤の作製が可能な寸法とした。試験体B~Fの地盤作製手順を以下に示す。

- ① 擁壁を支持地盤に設置後、中央のロードセルを長さ45cmのアルミ製チャンネル (75mm×30mm) でカバーし、乾燥砂をチャンネル内に充填する。このとき、乾燥砂が漏れないようチャンネルは擁壁底盤上部と壁面に密着させる。なお、壁面上端まで乾燥砂を充填後、土圧の測定を行う (図6-①)。
- ② 実験槽の側壁を構成するジュラルミンボックスを1段 (30mm) 積み上げ、地盤改良部と非改良部の地盤を厚さ30mm作製する。この時改良部の締め固めはバイブロタンパーを用い、支持地盤の作製と



(a) 乾燥砂地盤 (b) 支持地盤

図7 地盤の極限支持力

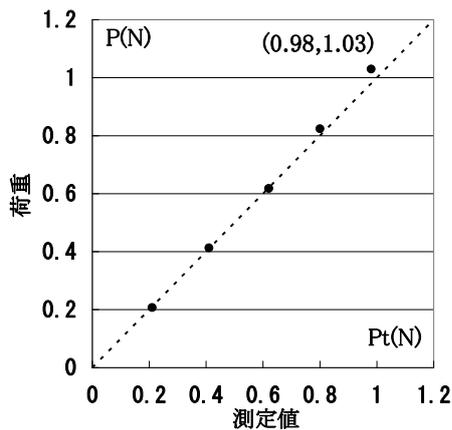


図8 ロードセルの精度試験

同様の方法で行う。以下、同様の方法で1段ずつボックスを積み上げ地盤を作製する(図6-②)。

③ 4段目(底盤上面から80mm、支持地盤から120mm)の地盤を作製後、ロードセルカバー用のチャンネルを密着させた状態で30mm上方へ移動する(図6-③)。

④ 引き続き、1段ずつボックスを積み上げ地盤を作製した後にチャンネルを30mm上方へ移動し、裏込め終了まで同様の方法を繰り返す。地表面から5mm低い位置まで地盤を作製した後、ロードセルカバー用のチャンネルを静かに引抜く。さらに地表面までの厚さ5mmの地盤部分を、乾燥砂により全体に亘り作製し、この段階(地盤作製直後)の土圧を測定する(図6-④)。

2.6 乾燥砂地盤および擁壁支持地盤の極限支持力

乾燥砂地盤および擁壁支持地盤の支持力実験は、いずれも本実験と同じ実験槽を使用し、また、いずれも本実験と同じ方法で地盤を作製した。なお、実験は、乾燥砂地盤の場合は実験槽底盤から400mmの高さまで地盤を作製し、同様に、支持地盤の場合は底盤から300mmの高さまで作製し行った。基礎試験体は、本実験の擁壁底盤(幅×長さ×厚=630mm×240mm×40mm)とほぼ相似の形状(幅×長さ×厚=200mm×80mm×40mm)とした。両地盤の荷重沈下曲線をそれぞれ図7(a)、(b)に示した。

乾燥砂地盤の場合は(図7a)、基礎の短辺(1=80mm)の約1/10沈下時に極限支持力度102kN/m²に達し、その後、若干減少し、支持力度80kN/m²付近でほぼ一定の状態沈下が先行した。

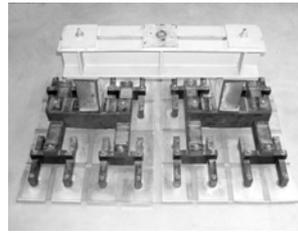


写真2 トーナメント

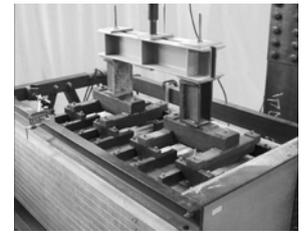


写真3 実験状況

以上の推移より、乾燥砂地盤は全般せん断破壊により極限に達すると思われる。なお、地盤改良部分の圧縮強度は、ほぼ1N/mm²であり(表2)、極限支持力度102kN/m²(≒0.1N/mm²)の約10倍にあたる。

擁壁の支持地盤の場合は荷重沈下曲線(図7b)より判断すると、局部せん断破壊であり極限支持力を決定することは難しいが、250kN/m²付近からほぼ直線的に推移していることを考えると極限支持力度はおおよそ250kN/m²と推察することができる。

2.7 ロードセルの精度試験

本実験では、定格容量20Nのロードセルを用いて土圧を測定しており、測定範囲が定格容量の1/100~1/20程度の小さな荷重に対して精度を保ち得るか否か検証を行った。M8用のナットを荷重として使用し、ロードセル中央に載荷した。図8に試験結果を示す。なお、当結果は5台のロードセルを代表して、最も誤差の大きいロードセルについて示した。

図8より、各荷重段階において荷重と測定値は近い値を示し、最も誤差の大きい場合(1.03N時)でも5%であることを確認した。これより、本実験で用いるロードセルは定格容量の1/100~1/20の範囲においても比較的高い精度で測定できることが確認された。

2.8 載荷および測定方法

上載荷重の載荷は、いずれの試験体も地表面に等分布荷重載荷用のトーナメント(幅×奥行=580mm×940mm)を設置し行った(写真2)。トーナメントはジュラルミン製の32枚の載荷板(縦×横×厚さ=100mm×130mm×12mm)と、載荷板上に交互に組まれた5段の梁により構成され、これより、最上部の梁中央に載荷された集中荷重は、32枚の載荷板に均等に伝達され、地表面に等分に荷重が載荷される。実験はスクリージャッキによりトーナメント頂部に集中荷重を毎分約3kNの速度で、最大でq=70kN/m²になるまで行った(図4、写真3)。載荷荷重の測定は、スクリージャッキの先端にロードセルを設置して行い、また、擁壁の水平変位の測定はひずみゲージ式の1/100mm変位計を壁面に2箇所設置し行った。実験は地盤改良試験体の場合は6日後を目安にして実施し、乾燥砂地盤の場合は地盤作製直後行った。

なお、最大上載荷重(70kN/m²)は、乾燥砂地盤の極限支持力度(102kN/m²)の約2/3であり、地盤改良部の圧縮強度(≒1N/mm²)の約1/14にあたる。また、最大上載荷重は、裏込め地盤(H=40cm)の重量が約7kN/m²であることを考慮すると、裏込め地盤の約10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。

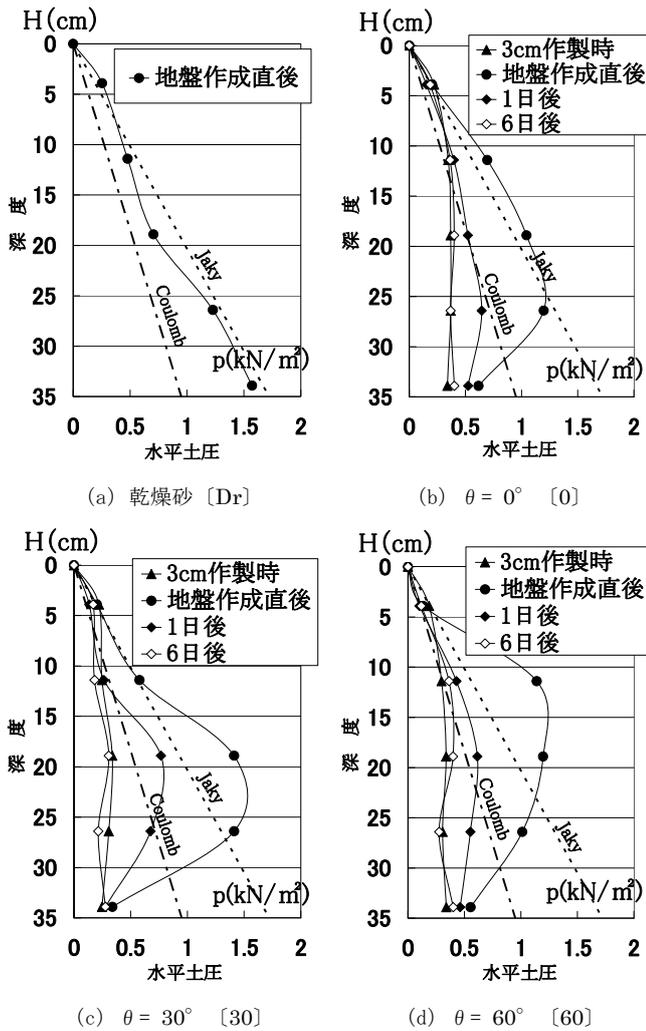


図9 水平土圧分布の推移

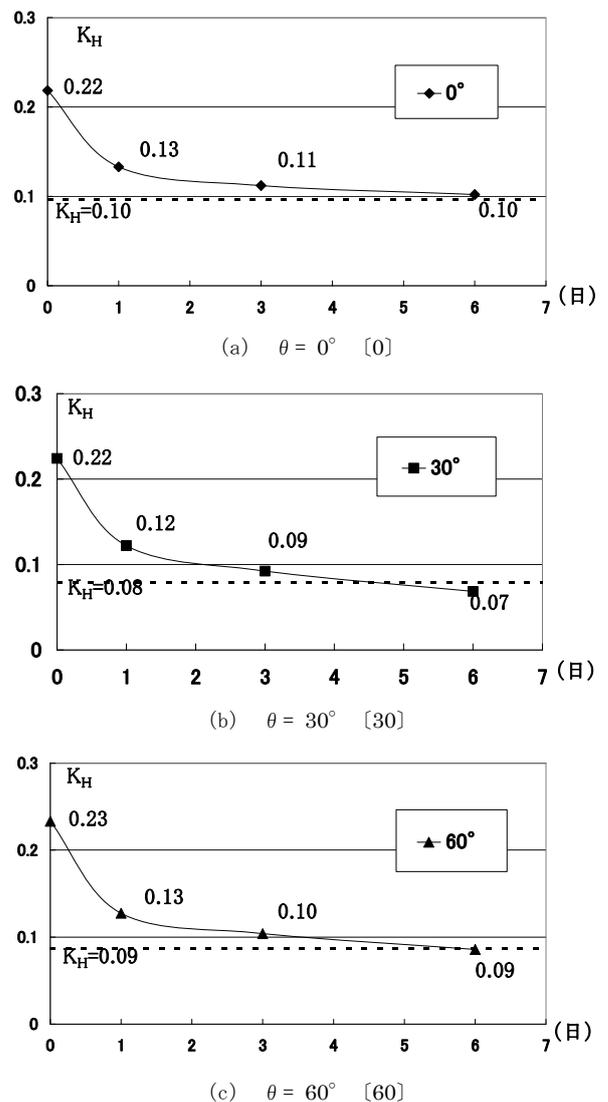


図10 全水平土圧の推移

3. 実験結果および考察

3.1 地盤作製後の水平土圧分布の推移

試験体A～Fの地盤作製直後の水平土圧分布を図9に示した。また、地盤改良した試験体B [0]、C [30]、D [60]については、チャンネル内に3cm厚で乾燥砂を堆積させた時(図6-①)の水平土圧分布、および1日後、6日後の水平土圧分布を示した(図9b～d)。なお、図中にCoulombの主働土圧解およびJaky式から求めた土圧分布を示した。

乾燥砂地盤[Dr]の場合(図9a)、深さ方向に増加しCoulomb解よりJaky式に近い分布形状を示した。これより、構造耐力が十分大きいL型擁壁(L/H=0.6)の場合、主働土圧ではなく静止土圧に近い土圧が作用することが確認された。

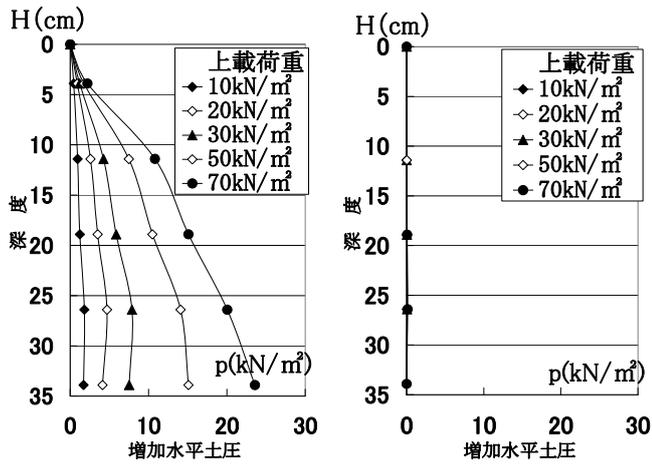
なお、本実験の試験体はジュラルミン製であり、クーロンの主働土圧係数を、すべり抵抗試験により得られた摩擦角(2.5節)を用いて求めると $K_A=0.18$ であり、同様にコンクリート製の場合を想定し、モルタルの摩擦角(34.2°)により求めると、 $K_A=0.16$ となった。これより、試験体をコンクリート製とした場合、主働土圧係数は若干小さくなることを留意しておく必要がある。

深さ方向全域にわたって地盤改良した場合(図9b～d)、3cm厚作製時の水平土圧分布は深さ10cm以降ほぼ同様の値を示して

いるが、これは以下の理由によると推察される。アルミ製チャンネル(75mm×30mm)内に作製された3cm厚の地盤(図6-①)は、砂と両側面(擁壁とチャンネル)間の摩擦力の影響が大きく、かつ、深いほど摩擦力は大きいため、10cm以深の鉛直応力がほぼ等しくなり、それに伴い水平土圧もほぼ同じ値を示す。

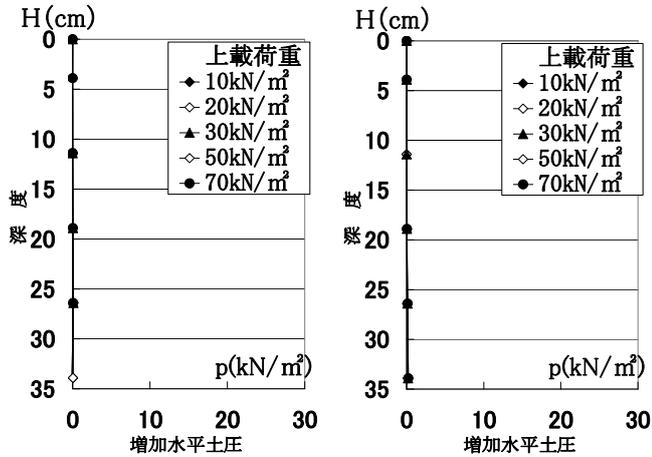
同様に、地盤改良した場合は、地盤作製直後の分布は(図9b～d)、改良範囲(0°～60°)が広がるほど、浅い領域の水平土圧が大きくなる傾向を示した。これは、改良範囲が広がるほど浅い領域におけるパイプロタンパーの使用回数が増え、その分水平土圧が大きくなるためと推察される。また、いずれの場合も最深部において小さな値を示したが、これは、改良地盤にセメントと水が含まれていることにより、地盤と底盤上面間の摩擦抵抗が大きく作用し水平土圧が減少するためと考えられる。

また、改良地盤の場合(図9b～d)、いずれも6日後には大きく減少し、3cm厚の乾燥砂に近い分布となった。このことは、3cm厚の乾燥砂を囲む改良地盤が、アルミ製チャンネル(75mm×30mm)と同じ状態(図6-①)にあることを意味しており、6日後には改良地盤が硬化し自立していると考えられる。したがって、3cm厚の乾燥砂



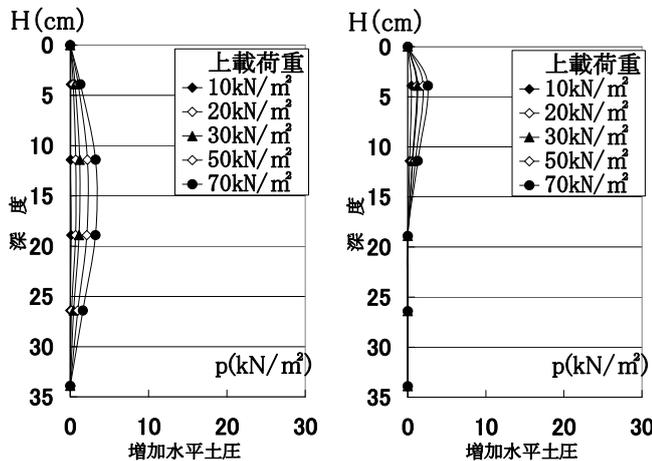
(a) 乾燥砂 [Dr]

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



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

(d) $\theta = 60^\circ$ [60]



(e) 1/3 改良 [0, 1/3]

(f) 2/3 改良 [0, 2/3]

図 11 増加水平土圧分布

の部分も含め背面全体を改良地盤とした場合は、擁壁壁面と改良地盤が一体となり擁壁の壁面には土圧は発生しないと推察される。

3. 2 地盤作製後の全水平土圧の推移

改良範囲 ($0^\circ \sim 60^\circ$) を広げた 3 種類の試験体 [0]、[30]、[60] の地盤作製直後から 6 日後までの全水平土圧の推移を図 10 a ~ c に

示した。縦軸は K_H とし全水平土圧 P_H を $\gamma H^2 / 2$ で除し無次元化した ($K_H = 2P_H / \gamma H^2$; γ は土の単位体積重量、 H は裏込め高さ)。また、チャンネル内に乾燥砂を 3 cm 厚で充填した時 (図 6-①) の全水平土圧を無次元化し、 K_H として図中に破線で示した。

試験体 [0] の場合、全水平土圧は地盤作製直後の 0.22 から 6 日後には 0.10 へと減少し、3cm 厚の乾燥砂 ($K_H = 0.10$) と同じ値を示した。なお、1 日後 ($K_H = 0.13$) は、地盤作製直後から 0.09 減少しており、この値は全減少量 (地盤作製直後と 3cm 厚の乾燥砂の差分) の 75% にあたる。これより、改良部分は 1 日後には硬化しほぼ自立していると判断することができる。

試験体 [30]、[60] においても、6 日後には、3cm 厚の乾燥砂とほぼ同じ値を示した。また、試験体 [30]、[60] 共に 1 日後は、全減少量の約 70% 減少しており、試験体 [0] とほぼ同様の値を示した。これより、改良範囲 $\theta = 0^\circ, 30^\circ, 60^\circ$ (図 3 c) のいずれの場合も、改良地盤が硬化する 6 日間の全水平土圧の推移は、ほぼ同様であることが分った。

本実験では水平土圧を測定するため、ロードセルを 3cm 厚の珪砂で養生したが、実際にこの部分も含め擁壁背面を改良地盤とした場合は、前述のように (3.1 節)、壁面と改良地盤が一体となり擁壁壁面には土圧は発生しないと推察される。

3. 3 荷重に伴う増加水平土圧分布

荷重に伴う各荷重段階の ($q = 10\text{kN/m}^2 \sim 70\text{kN/m}^2$) 増加水平土圧分布を図 11(a)~(f) に示した。なお、最大上載荷重の 70kN/m^2 は裏込め高さの約 10 倍の土重量に相当する。

乾燥砂 (図 11 a) の場合、いずれも各荷重段階において地表面から深さ方向に大となる傾向を示し、荷重が大きいくほど顕著となった。建築基礎構造設計指針⁹⁾ (以下、設計指針という) では等分布荷重による増加水平土圧は深さ方向に一定であるが、設計指針と異なる傾向を示した。これは、荷重増加に伴い、壁下部を回転中心として変位し、地表面に近いほど壁変位が大きく、その分土圧が減少するためと推察される。同様に、地表面に近い点の水平土圧が特に小さな値となっているが、これは載荷板下面に作用する摩擦力の影響が、地表面に近いほど大きいためと推察される。

試験体 [0]、[30]、[60] の場合 (図 11 b ~ d)、水平土圧の増加は上載荷重の大小に関わらず各点においてほぼゼロとなることが分かった。これは、前述のように (3.2 節)、擁壁と地盤改良部分が一体となるためと理解することができる。

試験体 [0,1/3] [0,2/3] の場合は (図 11 e, f)、地盤改良していない部分の水平土圧は、各点において試験体 [Dr] (図 11 a) を大きく下回り、ことに地盤改良面に近いほど顕著であった。これは地盤改良面の摩擦抵抗によるものであり、かつ、地盤改良面に近いほどその影響が大きいためと推察される。以上の結果より、改良範囲が深さ方向全域にわたらない場合でも、十分改良効果のあることが確認された。

3. 4 上載荷重—水平土圧係数関係

各試験体の等分布荷重載荷に伴う土圧係数 K_H の推移を図 12 に示した。設計指針は $\Delta P_A = K_A q H$ (K_A はクーロンの主働土圧係数、 H は擁壁高さ) であり、図中に乾燥砂地盤の K_A 値を示した。なお、

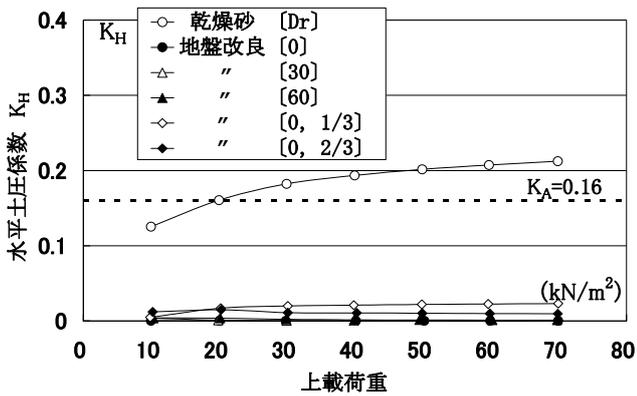


図 12 上載荷重－水平土圧係数関係

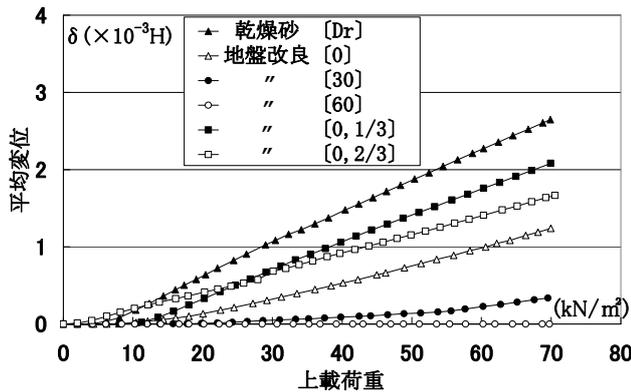


図 13 壁高中央の水平変位 δ_d

K_H は全増加水平土圧 ΔP_H を q_H で除して求めた。

乾燥砂地盤 [Dr] の場合は、表面載荷が $q > 20\text{kN/m}^2$ の範囲において主働土圧係数 K_A を上回ることが分かった。これより、本実験の乾燥砂地盤のように密な地盤においては、表面載荷が大きい場合は、現行の主働土圧係数を用いた設計土圧より大きな土圧が作用することが確認された。

試験体 [0,1/3]、[0,2/3] の場合、各荷重段階において K_H は、前者の場合は約 0.02、後者の場合は約 0.01 であり、 K_A 値 (0.16) よりはるかに小さいことが確認された。

3. 5 上載荷重載荷に伴う擁壁変位の推移

等分布荷重載荷に伴う各試験体の壁高中央の水平変位 δ_d (壁平均変位) を図 13 に示した。

乾燥砂地盤 [Dr] の場合、ほぼ直線的に最も大きな値で推移し、最終荷重段階の 70kN/m^2 において $\delta_d = 2.6 \times 10^{-3} H$ となった。擁壁の主働側への強制変位実験 (文献³⁾) およびもたれ式擁壁 (傾き $\theta = \tan^{-1} 2.0$) の上載荷重載荷実験 (文献⁶⁾) では、すべり線発生時変位は、それぞれ $\delta_d = 6.0 \times 10^{-3} H$ 、 $\delta_d = 5.4 \times 10^{-3} H$ であり、本実験ではいずれの試験体も、両実験のすべり線発生時変位より小さく、最終荷重段階においてもすべり線は発生していないと考えられる。これより、裏込め高の約 10 倍の土に相当する重量まで載荷しても、地表面にすべり線の発生はなく、擁壁背面地盤の安全性が確認された。なお、本実験の擁壁試験体はジュラルミン製であり、コンクリート製とした場合より、砂地盤間との摩擦抵抗が小さいと推

察される (2.5 節)。したがって、試験体をコンクリート製とした場合は、滑動に対する抵抗が大きく、擁壁変位は本実験結果より小さくなると推察される。

地盤改良試験体 [0] [30] [60] では、地盤改良範囲が広いほど上載荷重による変位が小さいことが分った。これは、改良範囲が広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 (擁壁を背面側へ回転させるモーメント) が大きくなるためと推察される。同様に、改良範囲が広いほど、上載荷重に対する底盤反力が大きく、その分、擁壁の滑動に対する底盤の摩擦抵抗が大きくなるためと考えられる。

4. まとめ

本研究は、擁壁背面地盤にセメントを混入し地盤改良した場合の土圧の軽減効果について考察したものである。本論文では、地盤作製直後から 6 日後の土圧の推移について検証を行うと共に、上載荷重に対する地盤改良効果について、改良地盤と乾燥砂地盤との比較検証を行った。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) 乾燥砂地盤の場合

- ① 構造耐力が十分大きい L 型擁壁 ($L/H=0.6$) の場合、主働土圧ではなく静止土圧に近い土圧が作用することが確認された。
- ② 表面載荷による増加水平土圧は、密な砂地盤においては、上載荷重が大きい場合 ($q > 20\text{kN/m}^2$) は、主働土圧係数を用いた設計土圧より大きな土圧が作用する。
- ③ L 型擁壁 ($L/H=0.6$) は、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。

(2) 地盤改良した場合

- ④ 地盤改良部分の壁面に作用する水平土圧は、地盤改良直後から 1 日経過した段階で大きく減少する。また、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と推察される。
- ⑤ 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。
- ⑥ 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。

おわりに

本研究は、擁壁背面の地盤をセメントで固化し地盤改良を行った場合の土圧軽減効果について考察を行ったものであり、限られた条件の下で得られた結果であるが、多くの知見が得られたものと考えている。今回の実験では上載荷重を擁壁背面に接して載荷しているため、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最大に発揮され、擁壁変位が小さく抑えられる結果となっている。今後は、載荷位置をパラメータと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さらに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することが、重要な課題と考えている。

参考文献

- 1) Terzaghi : LARGE RETAINING-WALL TESTS I—Pressure of Dry Sand, Engineering News-Record, pp. 136—140, February 1, 1934
 - 2) 市原松平, 松沢宏 : 壁変位中における土圧特性と裏込め砂のせん断特性の関連, 土木学会論文報告集 176 号, pp. 61—74, 1970. 4
 - 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 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
 - 4) Fang, Y. S., Chen, T. J., and Wu, B. F. : Passive Earth Pressure with Various Wall Movement. Geotech. Engrg., ASCE, vol. 102, pp. 1307—1323, 1994
 - 5) 和田昇三, 国府田誠, 榎並昭 : 受働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受働土圧の発生機構について, 日本建築学会構造系論文集第 513 号, pp. 113—120, 1998. 11
 - 6) 和田昇三, 及川裕章, 国府田誠 : 地表面に等分布荷重を載荷した場合の L 型擁壁およびもたれ式擁壁の構造性能に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集第 548 号, pp. 73—80, 2001. 10
 - 7) Kenji Watanabe, Yulman Munaf, Junichi Koseki : Behaviors of Several Types of Model Retaining Walls Subjected to Irregular Excitation, Soils and Foundations vol. 43, No. 5, 13—27, October, 2003
 - 8) 地盤工学会, 土質試験の方法と解説, 2000
 - 9) 日本建築学会, 建築基礎構造設計指針, 2001
-