

## 柱状改良体施工時の側圧が既存擁壁に及ぼす影響

小川 正宏<sup>1</sup>, 藤井 衛<sup>2</sup>, 金 哲鎬<sup>3</sup>

- 1 報国エンジニアリング・技術本部
- 2 東海大学・工学部建築学科
- 3 報国エンジニアリング・技術本部

## 概 要

最近の戸建住宅の需要増加に伴い、切土および盛土造成された宅地に建築される住宅が増えている。擁壁を有する宅地においては、背面土の埋戻しが不十分であることが多く、小口径鋼管杭工法または柱状改良工法を施工する機会が多い。しかし、既存擁壁の近傍で施工する際に擁壁の変位や割れ、クラック等の変状を発生させるケースが後を絶たないのが実状である。変状発生メカニズムの詳細が未だ不明であり、対策が困難なことが現状である。そこで、実物大の擁壁を用いた柱状改良体の施工実験を行い、擁壁に作用する土圧、擁壁の変位等を計測し、擁壁の変状発生メカニズムを解明することを試みた。さらに、実大施工実験で得られたデータを基に、擁壁前面天端からの離間距離による影響について2次元弾性FEM解析（平面ひずみ）モデルを用いて検討した結果について報告する。

キーワード：小規模建築物，柱状改良体，擁壁，FEM解析

## 1. はじめに

最近の戸建住宅は、需要が増加していることに伴い、切土および盛土された造成宅地に建築される場合が増えている。その際、宅地を有効利用するために、造成時に建造された擁壁近傍に住宅を建築することが多い。宅地地盤の補強は、比較的安価な工法である柱状改良工法が約6割程度用いられている。柱状改良工法は、セメント系固化材と水を混合攪拌したセメントスラリー（以下、スラリー）を作製し、このスラリーを攪拌ビット先端より吐出しながら攪拌翼を回転および掘進させ、原地盤とスラリーの混合攪拌を行い柱状の改良体を築造する。住宅基礎下に改良体を築造することにより、地盤の支持力の向上と住宅の不同沈下の抑止を目的とするものである。擁壁を有する宅地においては、擁壁背面土の埋戻しが不十分であることが多く、敷地地盤が軟弱で直接基礎が採用できない場合に、小口径鋼管杭工法または柱状改良工法を施工する機会が多い。しかし、柱状改良工法による周辺地盤への影響が懸念されており<sup>1)~3)</sup>、既存擁壁の近傍で施工する際に、擁壁の変位や割れ、クラック等の変状を発生させるケースが後を絶たないのが実状である。

擁壁に変状が生じると、修復費用は非常に高額となることから、変状の予測手法および対策工法の確立が望まれている。しかし、変状発生メカニズムの詳細が未だ不明であり、対策が困難なことが現状である。このため、実物大の擁壁を用いた柱状改良体の施工実験を行い、擁壁に作用

する土圧、擁壁の変位等を計測し、擁壁の変状発生メカニズムを解明することを試みた。さらに、実大施工実験で得られたデータを基に、擁壁前面天端からの離間距離による影響を、2次元弾性FEM解析（平面ひずみ）モデルを用いて計算した。

## 2. 変状事例

2007年から2009年の擁壁変状事故について、18社の地盤改良工事会社から聞き取り調査を行い、擁壁に生じた変状、擁壁高さ、柱状改良体の位置関係、施工機について全58件の集計を行った結果について述べる。集計に用いたデータは、擁壁が存在する宅地地盤において柱状改良の施工により、擁壁変状事故が起こった事例である。宅地地盤の地盤補強工事は、柱状改良工法が約6割、補強工事の際に擁壁が存在する割合は約2割程度である。柱状改良体の仕様が判明した57件中、改良径φ500mmが12件で改良長は4.5~9.5m、φ600mmは43件で改良長2.6~11.5m、φ800mmは2件で改良長2.2mと10.0mであった。

## 2.1 集計データ

全58件の変状事象別集計結果を表1に示す。集計結果は、滑動による変状件数が最も多く、31件と過半数を占める。これは、柱状改良体施工時に擁壁に土圧が作用し、水平に変位していることが考えられる。続いてクラック（亀裂）、転倒の順となった。柱状改良体施工時に擁壁に

作用する土圧が、擁壁変状の原因となっていると考えられる。

表1 擁壁変状事例集計結果

変状	件数	割合
滑動	31	53.5%
クラック (亀裂)	22	37.9%
転倒	4	6.9%
不明	1	1.7%
計	58	100%

### 2.2 擁壁高さと柱状改良体施工位置との関係

擁壁種別の集計結果を表2に示す。全58件中のうち、約4割の23件がCB(コンクリートブロック)となっている。既存擁壁の実態調査を行った既往の研究結果によれば、東京谷根千地区と赤羽地区ではCBは212件中7.1%<sup>4)</sup>、東京白山地区と大塚地区では127件中4.1%<sup>5)</sup>であったにも関わらず、柱状改良体施工時の変状事例においては39.7%と最も多い割合となった。CBは、簡易的な土留として用いられていることが多いため、土圧に対する抵抗力がほとんどなく、柱状改良体施工時の土圧により容易に変状が起これらと考えられる。続いてプレキャストL型擁壁が27.6%、現場打ちL型擁壁が15.5%で、L型擁壁の90.2%が高さ(見え高)2m以下であった。

表2 擁壁種類別集計結果

擁壁種類	件数	割合
CB (コンクリートブロック)	23	39.7%
L型擁壁 (プレキャスト)	16	27.6%
L型擁壁 (現場打ち)	9	15.5%
間知ブロック	4	6.9%
重力式擁壁	5	8.6%
その他	1	1.7%
計	58	100%

図1に擁壁高さHと擁壁前面から柱状改良体施工位置までの距離Xの関係の集計結果グラフを、図2に擁壁高さHと離間距離Xの関係および擁壁見え高hを示す。擁壁変状事故は、高さHが2m以下の擁壁に集中しており、その割合は91.4%となっている。見え高hが2mを超える擁壁は、工作物の確認申請が必要となり、建築基準法や宅地造成等規制法施行令や各指針<sup>6)</sup>を準拠して擁壁が築造されているかどうか、特定行政庁等において確認が行われている。そのようなチェックを受けていない見え高hが2m未満の擁壁では、擁壁構造および下部地盤の検討が不十分であることが多く、これが変状の原因の一つと考えられる。見え高hが2m未満の擁壁は、これまでの地震において傾斜・滑動の被害が多く見られていることから<sup>1)</sup>、柱状改良体施工に伴う土圧による変状が生じないように、改良体打設位置、打設順序等に注意する必要がある。さらに、高さHが2m以下の擁壁は自重および上載土の重量が比較的軽く、柱状改良体施工時の作用力により、変状が発生しやすいと考えられる。

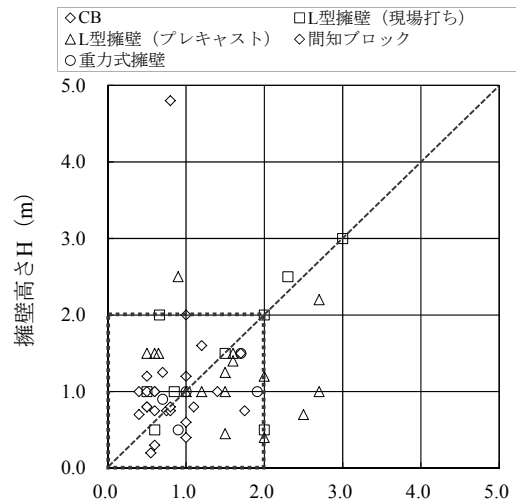


図1 擁壁高さHと離間距離Xの関係 ※離間距離は擁壁前面からの距離

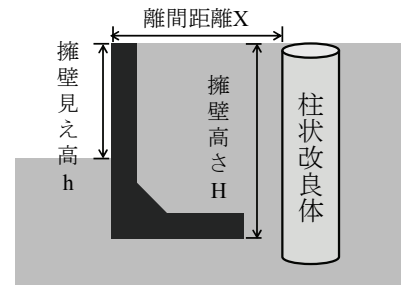


図2 擁壁高さHと離間距離Xの関係

また、図1において、擁壁高さHと擁壁前面から柱状改良体施工位置までの距離Xの関係は、擁壁高さH=離間距離Xの場合の事故が多い。L型擁壁の場合、底版の長さは擁壁高さの約0.7~0.8倍程度であるため、擁壁前面から擁壁高さと同じ距離で柱状改良体を施工することは、擁壁底版に大きく影響することになる。そのため、擁壁底版に大きな力が作用し、擁壁に変状が発生すると考えられる。建物配置により、擁壁前面から擁壁高さと同じ距離で柱状改良体を施工する場合は、設計段階において、柱状改良体施工位置および打設順序を十分に検討しておかなければならない。

### 2.3 柱状改良体施工機と変状事故

施工機械別の変状事故件数を表3に示す。柱状改良体施工において、クローラータイプの施工機を用いた場合の変状事故件数が最も多い結果となった。宅地地盤の柱状改良体工事では、クローラータイプの施工機が多く用いられている。擁壁の設計時に考慮する荷重は10kN/m<sup>2</sup>に対して、多く用いられている80kNクラスのクローラーの接地圧は、施工機重量およびキャタピラの接地面積から求めると約50kN/m<sup>2</sup>であるが、施工機のリーダーを立てると重心が移動し、前方の接地圧はそれ以上になる。既存擁壁の構造にもよるが、施工機が擁壁に接近することによる影響も考えられる。

表3 施工機タイプ別集計結果

施工機タイプ	件数	割合
クローラータイプ	47	81.0%
建柱車	2	3.5%
不明	9	15.5%
計	58	100%

表4にクローラータイプの重量別変状事故件数を示す。機械重量の影響を低減させるため、重量の軽い施工機を選択することも必要であり、60kNクラスの施工機では変状事故の件数が少ない結果となっている。

表4 施工機重量別集計結果

施工機重量	件数	割合
60kNクラス	4	8.5%
80kNクラス	29	61.7%
90kNクラス	2	4.3%
100kNクラス以上	10	21.3%
250kNラフター	1	2.1%
仕様不明	1	2.1%
計	47	100%

### 3. 実験内容

2. 変状事例の集計結果から、擁壁高さ2m以下、80kNクラスのクローラー型の施工機で柱状改良体を施工した場合に擁壁変状事故が多いことがわかった。そこで、高さ2.0m、底版幅1.45mの擁壁に対し、80kNクラスのクローラータイプの施工機で柱状改良体の施工を行った場合の擁壁への影響を計測するため、現場実大施工実験を行った。

擁壁は、粘性土地盤を表層より2m掘削し、高さ2.0m、底版幅1.45mの擁壁を片側6体ずつ計12体設置した。擁壁の転倒を抑え滑動時における土圧を計測するために、2列の擁壁の間に軸力計を設けた切梁を設置した。これにより、(i)土圧計の計測結果により、後述するFEM解析との同定を行えること、(ii)以降に実施予定である数ケースの現場実験において、擁壁や周辺地盤に与える力学的な影響をできる限り低減することが可能となる。写真1~4に実験状況を、表5に柱状改良体の諸元を、図3に現場実験の概要図(平面図)を、図4に現場実験の概要図(断面図)を、図5に実験地の柱状図をそれぞれ示す。擁壁の背面は川砂で埋戻しを行った。柱状改良体は、擁壁天端から擁壁高さと同じ2.0m離れた位置で施工を行った。柱状改良体の施工が、擁壁および周辺地盤に与える影響のメカニズムの解明を行うため、計測項目は以下の通りとした。擁壁の水平変位(計測器記号:KHU,KHD)、切梁軸力(KDU,KDD)地中変形(C,K)、擁壁に作用する土圧は、擁壁底版部のつま先部(D)とかかと部(eD)の2箇所計測した。

実大実験は以下の順で実施した。

#### (1)準備工

原地盤の掘削および整地後、擁壁を設置し、砂による擁壁背面の埋戻し後転圧し、計測器の設置を行った。

#### (2)柱状改良体の施工実験(φ600mm×L=6mを8本)

柱状改良体施工時の擁壁に作用する土圧および擁壁変位の計測は、施工深度1m毎に行った(4.柱状改良体施工実験結果参照)。また、柱状改良体施工位置で事前にSWS試験を行った。表6に、擁壁部の計測内容一覧を示す。比較のため、図3に示す柱状改良体P7は先行掘削、同じくP8は擁壁際の筋掘を行った後に柱状改良体の施工を行った。なお、施工機を柱状改良体打設位置に移動させ、施工直前から計測を開始している。

#### (3)摩擦係数実験

柱状改良体施工後、擁壁背面の埋戻し砂を撤去し、3体の擁壁に対し摩擦係数試験を実施した。油圧ジャッキで1体の試験体擁壁を押し、荷重と変位量の関係から摩擦係数を求めた。3体の試験擁壁は、底面を砂、粘土、砕石の3種類とし、それぞれ標準状態と飽和状態で試験を実施した。試験回数は3種類×2パターン=6回である。底面が砂の場合、転圧した厚さ50mmの山砂上に擁壁を設置した。底面が粘土の場合は、不陸調整で砂を薄く敷設している原地盤のローム上に擁壁を設置した。砕石は0-40mmを100mmの厚さになるよう転圧後、不陸調整用の砂を敷設しその上に擁壁を設置した。

表5 柱状改良体の諸元

施工径φ	600mm
施工長	6.0m
使用固化材	タフロック3E型
水セメント比W/C	60%
固化材添加量	300kg/m <sup>3</sup>

表6 擁壁部計測内容一覧

内容	計測位置	計測No.	計測器	計測器仕様
土圧	擁壁つま先部	D <sub>1</sub> ~D <sub>12</sub>	土圧計	500kPa
	擁壁かかと部	eD <sub>1</sub> ~eD <sub>12</sub>		
変位	擁壁上部	KHU <sub>1</sub> ~KHU <sub>14</sub>	変位計	50~100mm
	擁壁下部	KHU <sub>1</sub> ~KHD <sub>14</sub>		
切梁軸力	擁壁上部	KDU <sub>1</sub> ~KDU <sub>7</sub>	ひずみゲージ	ゲージ長3mm
	擁壁下部	KDD <sub>1</sub> ~KDD <sub>7</sub>		



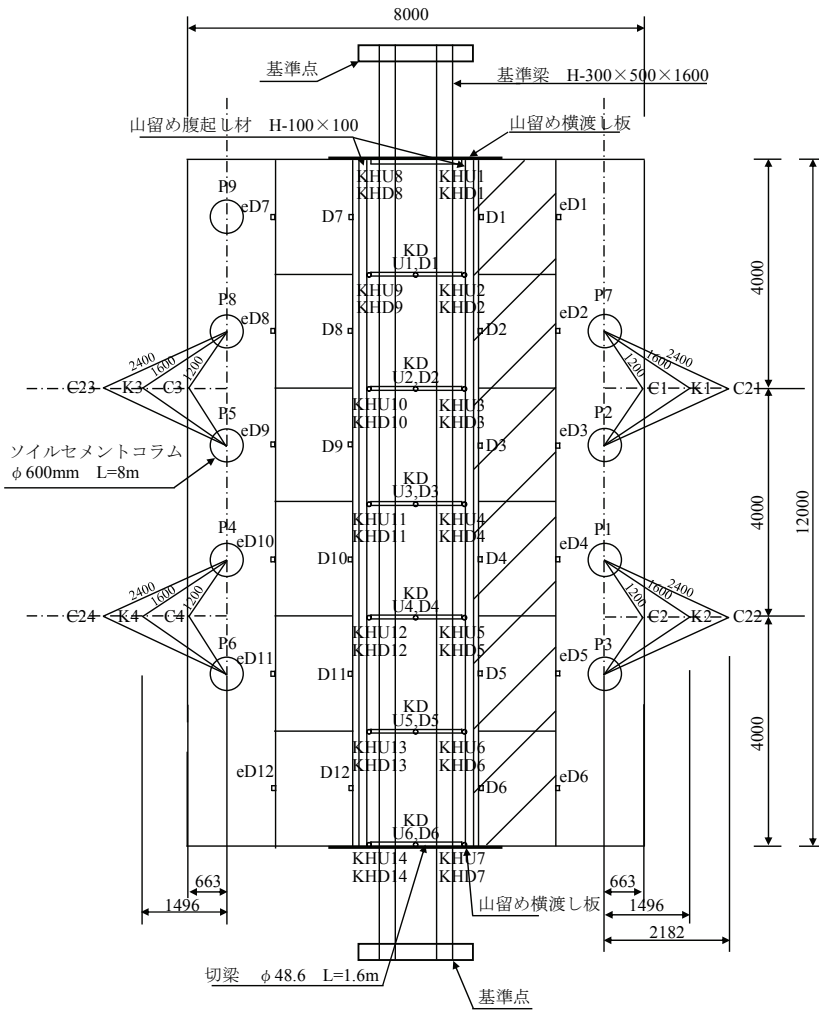
写真1 擁壁設置状況



(変位計・軸力計)

(土圧計)

写真2 計測器取り付け状況



- P1-9 : 柱状改良体 (コラム番号は施工順)
- D1-12 : 土圧計 (擁壁つま先部)      eD1-12 : 土圧計 (擁壁かかと部)
- KDU1-6 : 切梁軸力計 (上部)              KDD1-6 : 切梁軸力計 (下部)
- KHU1-14 : 変位計 (上部)                KHD1-14 : 変位計 (下部)
- C1-4, C21-24 : パイプひずみ計        K1-4 : 挿入式傾斜計

図3 現場実験概要図 (平面図)

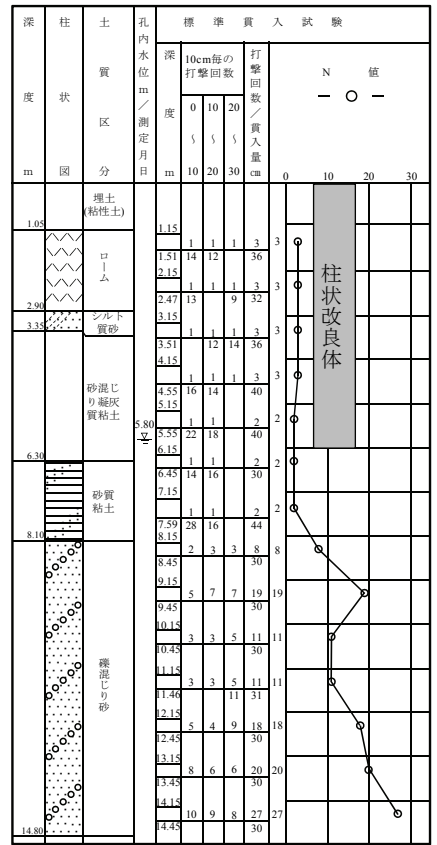


図5 実験地柱状図

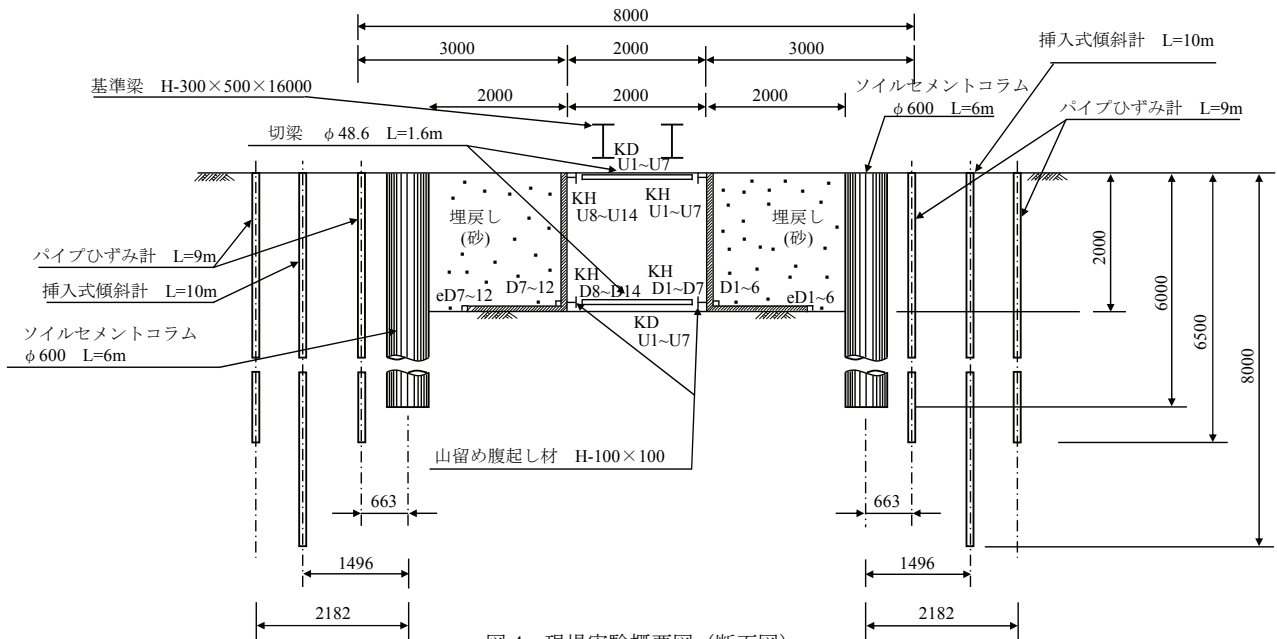


図4 現場実験概要図 (断面図)



写真3 柱状改良体の施工実験



写真4 摩擦係数実験

#### 4. 柱状改良体施工実験結果

図6に柱状改良体の施工方法を示す。1往復目は混合攪拌およびセメントミルク吐出を行い、施工深度GL-6.0mまで掘進後引上げ、2往復目は混合攪拌のみを行った。図7に柱状改良体P1~P8の施工深度と積算流量の関係を示す。攪拌1往復目でセメントミルクを所定量吐出するため、1往復目終了後に積算流量が最大となる。

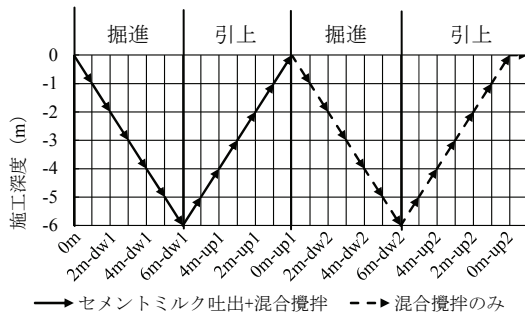


図6 施工方法（ダブル攪拌）

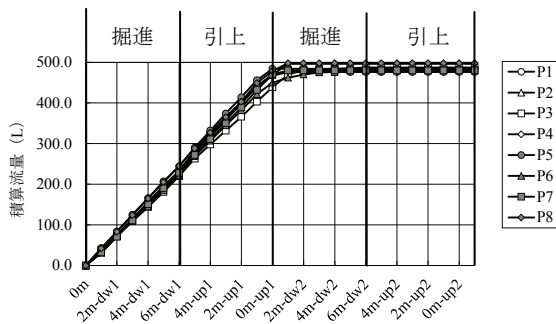


図7 積算流量

図8aに擁壁上段、図8bに擁壁下段の切梁軸力の計測結果を示す。P1の場合、上段軸力はKHU4とKHU5の平均、

下段軸力はKHD4とKHD5の平均値を示している。図8bに示されるように底版付近に設置した下段の切梁軸力が引上げ時施工深度2m付近の時に最大値となり、4~10kNの値を示した。図8aに示す上部にかかる軸力よりも下部にかかる軸力の方が大きいことから、柱状改良体施工時の圧力は、擁壁下部に対する影響が大きいことが確認された。実際の現場では、表1に示す通り滑動による変状が多数発生しており、今後、切梁軸力と変状について詳細に検討を行う必要があると考えられる。

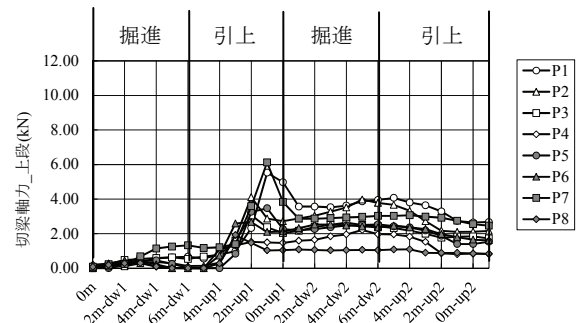


図8a 切梁軸力計測結果（擁壁上段）

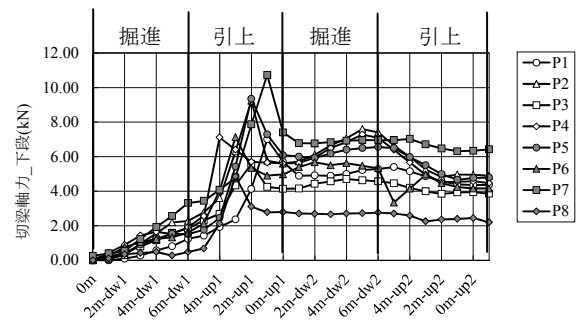


図8b 切梁軸力計測結果（擁壁下段）

図9aに擁壁つま先部に設置した土圧計の計測結果を、図9bに擁壁底版かかと部に設置した土圧計の計測結果を示す。P1の場合、つま先部の土圧はD4、かかと部の土圧はeD4の値を示している。擁壁天端と柱状改良体打設位置までは擁壁高さと同じ2mであるため、柱状改良体と擁壁底版かかと部の土圧計の距離は550mmである。土圧計測結果も切梁軸力同様、1往復目の引上げ時、施工深度2m付近の時に最大値となっている。図9aに示すように、つま先部の土圧計は10kN/m<sup>2</sup>未満の値であったが、図9bに示される擁壁底版かかと部の土圧計は100kN/m<sup>2</sup>以上の値を示していた。P7、P8の柱状改良体は対策工法としてP7は先行掘削、P8は擁壁際の筋掘を行ったがほとんど効果がない結果となった。P8においてはやや土圧低減効果が認められるものの、P7ではほとんど効果がない結果となった。対策を行わなかったP6でも、対策を行ったP8と同程度の土圧が計測されている結果となった。

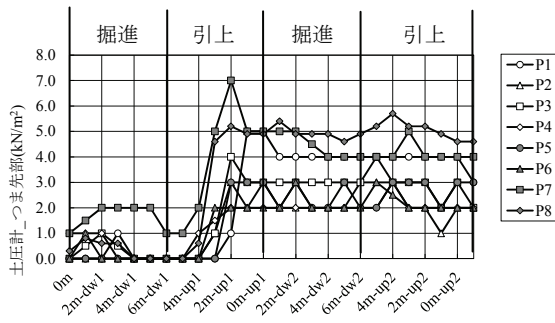


図 9a 土圧計測結果 (擁壁つま先部)

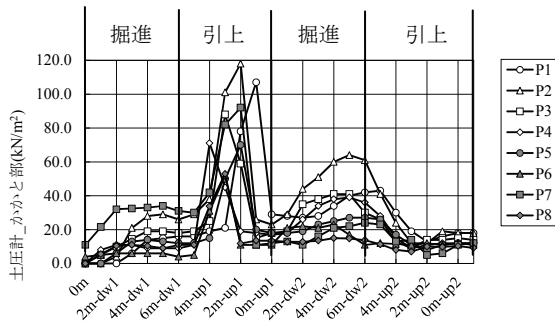


図 9b 土圧計測結果 (擁壁底版かかと部)

表 7 に柱状改良体 P1～P8 打設時において、計測された擁壁の変位および切梁軸力、擁壁に作用する土圧の最大値を示す。変位はどの柱状改良体においても、1mm 程度の結果となった。切梁に作用する軸力は上段が 2.2～6.3kN、下段が 4.9～10.7kN となり、すべての柱状改良体打設時において下段に作用する軸力の方が大きい結果となった。土圧については、擁壁つま先部に作用する土圧の最大値が 3.0～7.0kN/m<sup>2</sup> に対し、擁壁かかと部に作用する土圧の最大値は 52.0～118.0kN/m<sup>2</sup> となり大きく違った値となった。擁壁かかと部に働く 100kN/m<sup>2</sup> 程度の土圧が、擁壁の変状の原因になっていると考えられる。

表 7 最大計測値一覧

計測項目	位置	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8
変位 (mm)	上段	1.46	-0.18	0.78	0.54	0.57	1.21	0.24	0.27
	下段	1.42	1.01	0.72	0.55	0.47	1.25	1.30	0.38
切梁軸力 (kN)	上段	5.5	4.1	3.1	2.2	6.3	2.7	6.1	1.9
	下段	7.0	9.2	5.6	7.3	10.5	7.1	10.7	4.9
土圧計 (kN/m <sup>2</sup> )	つま先部	5.0	3.0	4.0	3.0	3.0	3.0	7.0	6.0
	かかと部	107.0	118.0	88.0	71.0	70.0	52.0	92.0	53.0

図 10 に施工時の側圧の概要図を示す。実験結果から攪拌翼が深度 2m、擁壁底版付近を通過している時に 100kN/m<sup>2</sup> 程度の大きな力が加わっていることが施工実験結果により判明した。

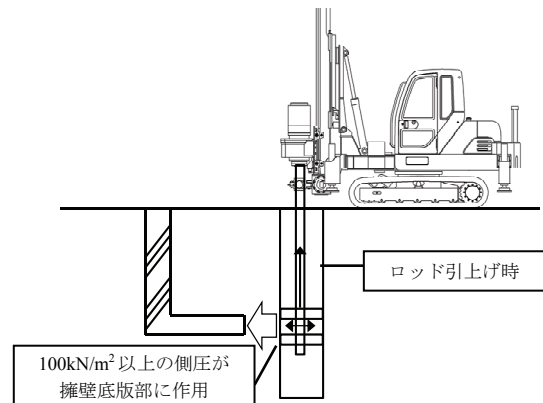


図 10 施工時の側圧概要図

なお、設置したパイプひずみ計および傾斜計の計測結果は、設置位置の関係上、検証を行うる充分なデータが得られなかった。柱状改良体施工による周辺地盤への影響を計測する場合は、擁壁とは別途実験を行い、その結果について評価する方が良いと考える。

## 5. 摩擦係数実験

実大施工実験を行った擁壁を用い、擁壁底面と地盤の摩擦係数について検証を行った。試験擁壁は底面処理を砂、粘性土、碎石+砂の 3 種類とし、比較のため散水による湿潤状態の試験を続けて行った。擁壁は背面の砂と同等の重さの錘を背面に設置した。2 列の擁壁のうち 1 列を反力体として、油圧ジャッキを用いて水平に加力し、水平荷重と変位の関係を求めた。図 11 に摩擦係数実験概要図を示す。擁壁と錘の総重量は 106kN、鉛直荷重 36.3kN/m<sup>2</sup> である。

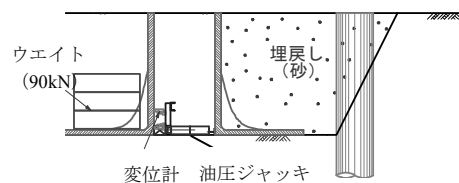


図 11 摩擦係数実験概要図

摩擦係数実験の荷重変位曲線を図 12 に示す。標準状態と湿潤状態では、試験を続けて行ったため初期剛性の比較はできないが、最大荷重はほぼ同じ値となった。摩擦係数は底面が粘性土の場合 0.78、底面処理をした砂と碎石+砂はほぼ同じ結果となり 0.66 となった。既往の実験研究<sup>7)</sup>においても模型基礎を用いた滑動実験が行われており、コンクリートと粘性土の方がコンクリートと砂の場合よりも摩擦係数が高い結果となっている。本実験においても、既往の実験結果<sup>7)</sup>と同様の結果となった。表 8 に、道路土工指針等に示されている摩擦係数<sup>8)9)</sup>を、表 9 に既往の研究と本実験結果の比較を示す。なお、摩擦係数実験で用いた粘性土 (原地盤のローム) および砂質土 (山砂) について三軸圧縮試験を行い、内部摩擦角と粘着力を求めた結果を表 10 に示す。

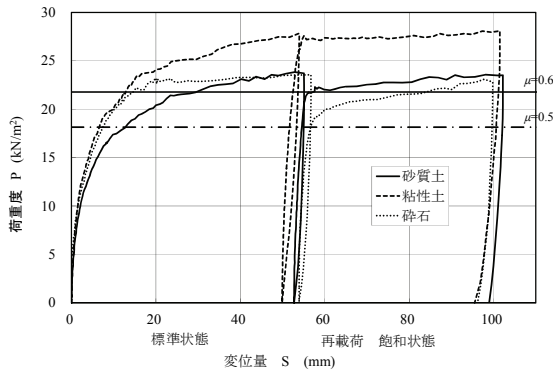


図 12 摩擦係数実験結果

表 8 基礎底面と地盤との摩擦係数<sup>8)9)</sup>

せん断面の条件	支持地盤の摩擦係数		付着力 $C_B$
	種類	$\mu = \tan \phi_B$	
岩または礫とコンクリート	岩盤	0.7	考慮しない
	礫層	0.6	考慮しない
土と基礎のコンクリートの間に	砂質土	0.6	考慮しない
割り栗石または碎石を敷く場合	粘性土	0.5	考慮しない

注) プレキャストコンクリートでは、基礎底面が岩盤であっても、摩擦係数は 0.6 を超えないものとする。

表 9 摩擦係数実験結果

	地盤条件	鉛直荷重 $P_V$ (kN/m <sup>2</sup> )	最大水平荷重 $P_H$ (kN/m <sup>2</sup> )	摩擦係数
既往の実験 <sup>7)</sup>	粘性土	39.24	29.43	0.73
	砂	39.24	21.58	0.53
今回の実験	粘性土	36.30	28.45	0.78
	砂	36.30	23.54	0.65

表 10 土質試験結果による摩擦角と粘着力

地盤条件	内部摩擦角 $\phi$ (deg)	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )
粘性土	10.2	64.9
砂	35.1	5.2

## 6. 2次元 FEM 解析

### 6.1 解析モデル

実験結果から、柱状改良体打設時のロッド引上げ時、擁壁底版付近を通過する時に、擁壁底版かかと部が約 100kN/m<sup>2</sup>の土圧で押されていることがわかった。そこで、2次元弾性 FEM 解析（平面ひずみ）モデルを作成し、実験結果に対する検証を行った。実大施工実験で得られたデータを基に、擁壁前面天端からの離間距離による影響について、FEM 地盤解析ソフト「MIDAS GTS」を用いて計算した。

解析方法は 2次元弾性 FEM 解析（平面ひずみ）モデルを用いた。図 13 に示す解析モデル図は、実験現場を再現したモデルである。表 11 に示す解析パラメータは、地盤調査結果及び土質試験結果を基に定めている<sup>10-13)</sup>。原地盤は  $N$  値 3 程度の粘性土層、川砂で埋め戻した埋戻し土は  $N$  値 2 程度の砂質土層と想定している。地盤材料の変形係数

は、 $N$  値からの推定式  $E=2800N$  から算定し、擁壁は鉄筋コンクリート、切梁は鋼材で用いられるパラメータを使用している。境界部については、両側面は鉛直ローラー、底面はピン支持としている。

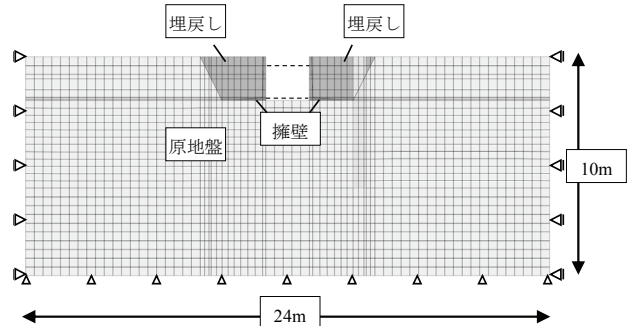


図 13 解析モデル図（全体）

表 11 解析パラメータ

材料	性状	変形係数 $E$ (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
原地盤	弾性	8400	0.4	18
埋戻し	弾性	5600	0.3	16
擁壁	弾性	$2.5 \times 10^7$	0.2	24.5

さらに、擁壁の挙動を忠実に表現するため、図 14 に示すように地盤と擁壁底面間にジョイント要素<sup>13)</sup>を挿入し、実験の検証を行った。なお、ジョイント要素のパラメータは、柱状改良体施工実験結果とジョイント部の変位に着目して別途に実施した、FEM 解析によるパラメトリックスタディーにより推定し、表 12 に示す値に設定した。擁壁と地盤とのすべりを表現できることから、弾塑性ジョイント要素を地盤と擁壁の境界部に用いて解析を行った。

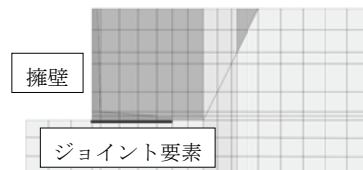


図 14 解析モデル図（拡大）

表 12 ジョイント要素パラメータ

垂直剛性 $k_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断剛性 $k_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (deg)
50000	10000	100	30

解析にあたって、擁壁に与える荷重は、引上げ時にかかる土圧相当の圧力を地盤に与える方法を採用した。実験では、かかと部で 100kN/m<sup>2</sup>程度の土圧が計測されていることから、実験結果と同じ土圧になるように、柱状改良体打設位置の深度 G.L.-1.0~3.0mの地盤に、施工時の水平圧力として 150kN/m<sup>2</sup>を与えて解析を行った。施工土圧の荷重位置を図 15 に示す。

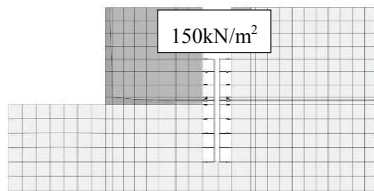


図 15 施工土圧

また、クローラータイプの施工機の場合、重機重量から求めた荷重だけでなく、リーダーを立てる事による重心の移動や、施工時のロッドの押込み動作および引上げ動作に伴う重心の変化により、施工機荷重以上に大きな荷重が地盤に作用していると考えられる<sup>14)15)</sup>。そこで、施工機荷重の影響について、FEM 解析を用いて擁壁の変位量を計算した。図 16 に解析モデルと等変分布荷重の载荷範囲を示す。リーダーを立てることによる重心の移動、施工時に作用する変動荷重等を考慮し、等変分布荷重は 0-150kN/m<sup>2</sup>とした。载荷長さは施工機のキャタピラ長 2m である。

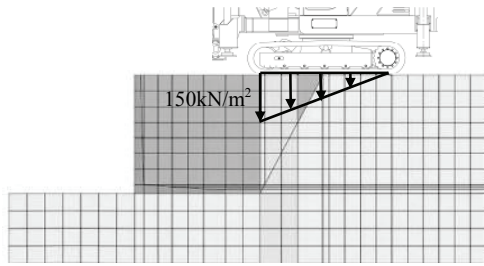


図 16 施工機荷重

### 6.2 解析結果

施工時の土圧による擁壁への影響を検証するため、擁壁前面から 2m の位置に施工土圧を与えた場合の水平変位コンター図を図 17 に示す。最大変位量は擁壁下部で 3mm 程度であり、施工時の土圧により擁壁が滑動している挙動を示している。

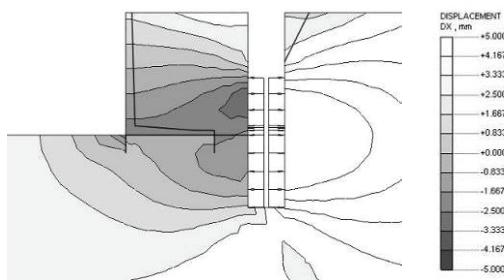


図 17 水平変位コンター図 (施工土圧解析)

施工時の土圧による擁壁への影響について、表 13 に施工土圧による擁壁変位の解析結果を、図 18 に擁壁前面から柱状改良体施工位置の離間距離と擁壁の変位量の関係を表したグラフを示す。4m まで離れることにより、擁壁下段の変位量が 2.0mm 程度まで抑えられる結果となった。また、解析結果では、擁壁下段に大きな土圧が作用し、滑動のような挙動を示している結果となった。施工実験にお

いても、図 8 の切梁軸力測定結果では下段への影響が大きい結果となっており、同様の挙動を示している傾向となっている。

表 13 施工土圧による擁壁変位解析結果

変位量 (mm)	擁壁前面からの離間距離(m)				
	2.0	2.5	3.0	3.5	4.0
上段	-0.490	-1.175	-1.004	-1.285	-1.460
下段	-4.148	-2.936	-2.278	-1.943	-1.683

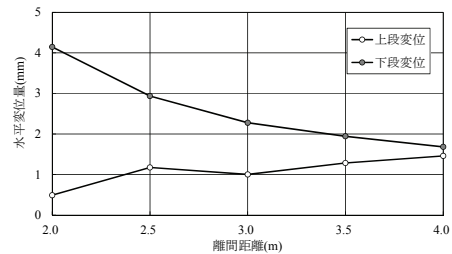


図 18 擁壁前面からの離間距離-変位量グラフ (施工土圧解析)

次に、施工機の荷重による擁壁への影響を検証するため、擁壁前面から 2m の位置に施工機荷重を与えた場合の水平変位コンター図を図 19 に示す。施工機荷重により地盤が変形し、擁壁を 3mm 程度水平変位させる結果となった。

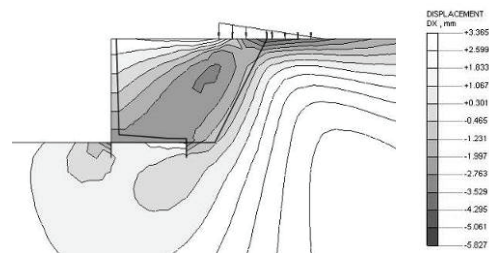


図 19 水平変位コンター図 (施工機荷重解析)

施工機荷重による影響について、擁壁から施工機までの離間距離と擁壁の変位量の関係を図 20 に、施工機荷重による擁壁変位量の解析結果を表 14 に示す。擁壁から 1m の位置では、擁壁上部の変位が 4mm、下部の変位が 3mm となり、転倒を起こすような挙動を示している。施工機荷重による変位も施工土圧による変位同様、4m まで離れることにより、擁壁の変位量が 1.5mm 程度まで抑えられる結果となった。既存構造物と改良体の離間距離を確保することにより、構造物に与える影響が少なくなる<sup>16)</sup>ということが FEM 解析結果により検証できた。

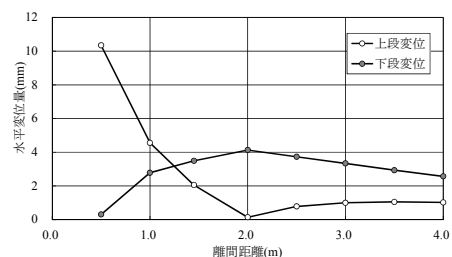


図 20 擁壁からの離間距離-変位量グラフ (施工機荷重解析)



表 14 施工機荷重による擁壁変位解析結果

変位量 (mm)	擁壁前面からの離間距離(m)			
	0.5	1.0	1.5	2.0
上段	-10.341	-4.557	-2.054	0.141
下段	-0.308	-2.781	-3.493	-4.132

変位量 (mm)	擁壁前面からの離間距離(m)			
	2.5	3.0	3.5	4.0
上段	0.786	1.002	1.053	1.024
下段	-3.731	-3.338	-2.934	-2.569

## 7. まとめ

本論文の結論をまとめると以下のようになる。

- 1) 柱状改良体施工時における擁壁変位事例の集計を行った結果、CB が最も多く、次にプレキャスト L 型擁壁、現場打ち L 型擁壁の順であった。また、L 型擁壁の 90.2% が高さ（見え高）2m 以下であった。
- 2) 事故件数が最も多かったのは、80kN クラスのクローラータイプの施工機を用いて柱状改良体を施工した場合で、58 件中 47 件の 81.0% であった。
- 3) ロッド引上げ時に攪拌翼が擁壁底版付近を通過する際に、擁壁底版かかと部に 100kN/m<sup>2</sup> 程度の大きな土圧が生じていた。したがって、擁壁底版付近で柱状改良体を施工する際は、大きな土圧が擁壁に伝わらないように注意が必要である。
- 4) 摩擦係数実験の結果は、摩擦係数は底面が粘性土の場合 0.78、砂および碎石+砂は 0.66 でほぼ同じ結果となった。
- 5) 施工土圧、施工機荷重による変位量について 2 次元弾性 FEM 解析により擁壁の変位量を求めたところ、離間距離を 4m にすれば 1.5mm の変位まで抑えることができることがわかった。

以上のことが本研究から明らかとなった。現状の変位事故防止対策としては、擁壁に施工時の土圧を伝えないように施工時に空掘または擁壁前面を筋掘、または、施工機の荷重を分散させるため敷鉄板等により養生を行う等の変位発生対策が取られている。一方、実際の地盤状況を考慮した解析を行なっている事例もあり<sup>17)</sup>、施工前に擁壁の変位の予測しておくことが重要になると考えられる。しかし、既存不適格擁壁などの場合、予想できない変位や亀裂が発生する可能性もあるため、事前に改良工法および施工方法の慎重な検討が必要である。

今後は、FEM 解析により検討した結果を用いて、柱状改良体施工時における擁壁変位事故を防止できるように、対策工法の現場実証実験を行う予定である。実証実験では、

異なるタイプの擁壁における実験も視野に入れ、擁壁と柱状改良体施工の影響について、実験研究成果による対策工法を提案したいと考えている。

## 謝辞

本実験は、ジャパンホームシールド株式会社および協力団体であるジャパン会の皆様の多大なるご協力により行われました。地盤工学の発展に貢献できる貴重なデータを、本論文としてまとめる機会を与えて下さった関係者各位には深く感謝いたします。また、本実験および解析について貴重なアドバイスを頂き、論文提出に際しご協力およびご理解頂いたジャパンホームシールドの役員各位およびジャパン会技術研究会の皆様には深く感謝いたします。

## 参考文献

- 1) 日本建築学会：小規模建築物基礎設計指針，2008
- 2) 日本建築学会：建築基礎のための地盤改良設計指針案，pp.148-151，2010
- 3) 平出 亜，馬場干児：セメント系深層混合処理工法の施工に伴う周辺地盤の変位についての一考察（その 1），第 31 回地盤工学研究発表会，pp.151-152，1996
- 4) 須々田幸治，平出 務，藤井 衛，安達俊夫，山本祐輔，太田 宏：東京谷根千地区と赤羽地区における既存擁壁の実態調査結果，第 43 回地盤工学研究発表会（広島），pp.1705-1706，2008
- 5) 黒崎明人，須々田幸治，安達俊夫，平出 務：東京白山地区と大塚地区における既存擁壁の実態調査，日本建築学会学術講演梗概集（東北），pp.621-622，2009
- 6) 埼玉県住宅都市部土地行政課：開発許可申請の実務の手引き，pp.259-260，1994
- 7) 二木幹夫：擁壁の滑動抵抗に関する実験研究，日本建築学会構造系論文報告集，1986
- 8) 日本道路協会：道路土工—擁壁工指針，p.21，2006
- 9) 右城 猛：新道路土工指針による擁壁の設計法と計算例，pp.106-108，1997
- 10) 地盤工学会：地盤の変形解析—基礎理論から応用まで—，pp.25-30，2001
- 11) 地盤工学会：新編 土と基礎の設計計算演習，pp.17-20，2009
- 12) 地盤工学会：地盤工学における数値解析入門，pp.160-163，2000
- 13) 本田隆：山留め FEM 解析におけるジョイント要素の入力データ設定方法，土と基礎（Vol.46，No.1），pp.39-40，1998
- 14) 大成建設：改訂 移動式クレーン・基礎工事用機械の転倒防止指針，pp.60-62，1993
- 15) 中村弘伸，諏訪靖二：既存擁壁に住宅基礎を施工するときの施工管理ポイントとは，建築技術 2012 年 7 月号，pp.180-181
- 16) 日本建築センター：改良地盤の設計及び品質管理における実務上のポイント，pp.78-79，2010
- 17) 金 哲鎬，比屋根有仁，小西謙一：連載初級講座 住宅基礎地盤の失敗例に学ぶ（第 33 回）FEM による擁壁近接工事における隣地への影響解析，基礎工（Vol.38，No.3），pp.85-87，2010

(2013. 5. 15 受付)

## Effect on The Lateral Force to The Retaining Wall by Construction of Soil-cement Column

Masahiro OGAWA<sup>1</sup>, Mamoru FUJII<sup>2</sup> and Cholho KIM<sup>3</sup>

- 1 Department of Engineering, Hokoku Engineering
- 2 Department of Architecture and Building, Tokai University
- 3 Department of Engineering, Hokoku Engineering

### Abstract

As the increasing demand for housing, the house built on cut earth or embankment has been increasing. In order to effectively use the land for housing, houses in the vicinity of the retaining wall are often built during reclamation. A problem sometimes occurs in the vicinity of the existing retaining wall due to the displacement. However, because the mechanism is not clear, it is difficult to carry out the suitable countermeasure to the displacement of the retaining wall.

In order to make clear the mechanism of deformations of the retaining wall, we carried out the in-situ construction of the soil-cement column near the retaining wall of the real size, and measured the earth pressure and displacement of the retaining wall. In addition, based on the results measured by the in-situ experiment, two dimensional elastic FEM analysis was also carried out and influence of the distance between the retaining wall and soil-cement column was numerically simulated.

Key words: Small buildings, Soil cement column, Retaining wall, FEM analysis