

実大擁壁の耐震性能確認実験

EC17005 石田 悠樹

1. 研究背景

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震や、2016年4月16日に発生した熊本地震では大規模な地震が起こった。大規模な地震が起こると、宅地擁壁の倒壊などの被害が多く報告されている(写真1(a)および(b)参照)^{1),2)}。宅地擁壁に用いられる擁壁は間知ブロック擁壁、空石積み擁壁、鉄筋コンクリート擁壁、増積み擁壁があるが、間知ブロック擁壁、空石積み擁壁は数多く存在しているため被害が多い³⁾。既存の宅地擁壁には、間知石を使用したブロック積み擁壁が数多く存在し、築数十年経過した擁壁も珍しくない。間知石や間知ブロックを使用した擁壁の設計方法は経験に基づく設計法⁴⁾や試行くさび法しか用いられてないため、他の擁壁に比べ、耐震補強技術が多く提案されていない。耐震補強技術などを発展させるために振動台を用いた模型実験は行われているが、実大規模の実験を行った事例は少ない。また、擁壁の老朽化判定には目視点検調査しかなされていないのが現状である。そのため本研究では、築数十年経過したブロック積み擁壁の耐震性能について確認する。



(a) 仙台 (b) 熊本
写真1 擁壁被害の様子^{1),2)}

2. 研究目的

原位置載荷実験を行い、築数十年経過したブロック積み擁壁を対象とし、擁壁の地震時の耐震性能を確認することを目的とする。

3. 研究対象

試験体は、UR高蔵寺団地横に設置されたブロック積みの擁壁である。擁壁をワイヤーソーでおおむね2mの幅に切断し実験を行う。擁壁高は約2~2.5mで谷積み擁壁である。



写真2 下見の様子

4. 地盤調査

前述したように周辺の地盤状況によって擁壁の構造が異なる。また、背面土の土質が擁壁に影響を与える可能性があるため、事前調査として、擁壁背面の地盤調査のため現地地盤調査と切土盛土の境界調査を行う。赤線部が試験体のある擁壁である。



図2 現在の試験場所の地形図

4.1. 切盛境界調査

実験を行う場所は、重ねるハザードマップによると盛土部分とそうでない部分があることが分かった。そこで国土交通省の大規模盛土造成地マップ⁵⁾の作成方法に倣い新旧地形図を用いて、縦方向をA-A'断面(黄線)とし、横方向をB-B'断面(赤線)として国土地理院の1888~1898年の地形図と現在の地形図の等高線を比べ、どこが盛土部分かを調査した。図3に調査断面の場所の図を示す。

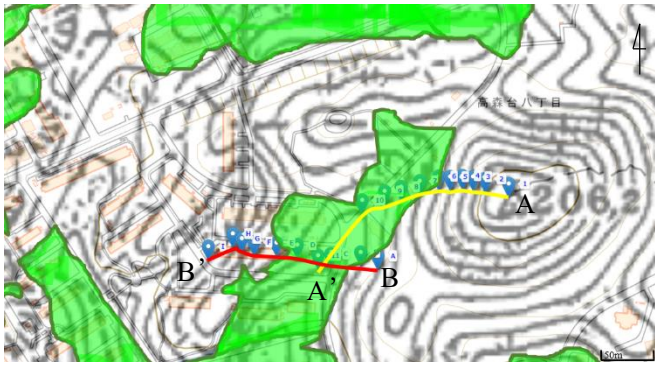


図3 調査断面の場所

A-A'断面では地点1~5までが盛土であり地点5~11までが切土という結果が出た。図4に結果を示す。

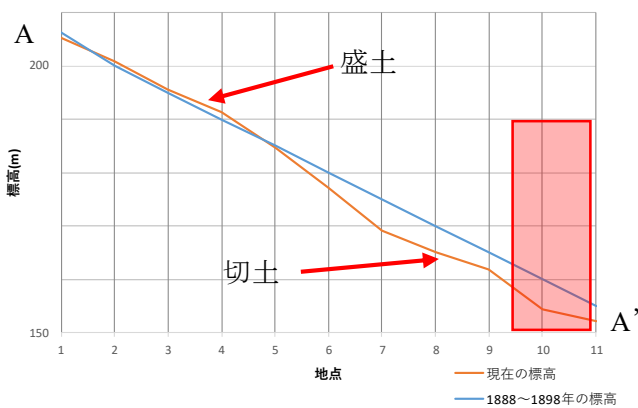


図4 1888~1898年と現在の標高の比較

B-B'断面では地点AからHが切土で、地点H-Iが盛土であると結果が出た。図5に結果を示す。

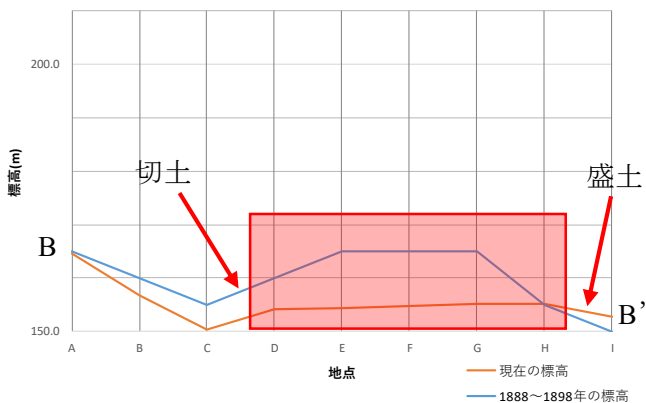


図5 1888~1898年と現在の標高の比較

2つの結果から大規模盛土造成地マップでは盛土と評価がされていても実際には切土である可能性がでた。

4.2. SWS試験・簡易動的コーン貫入試験

擁壁背面の土質の調査を行うため、スウェーデン式サウンディング試験⁶⁾(以下「SWS試験」と称す)と簡易動的コーン貫入試験⁶⁾(以下「簡易貫入試験」と

称す)を行う。また、地形図を使った切盛境界調査より地点を限定して切土盛土の判定ができる可能性があるため、2つの試験を行う。SWS試験と簡易貫入試験時には水や地下水は確認されず、排水自体に問題は無く正常に作用していたと想定される。試験実施位置を図6に示す。

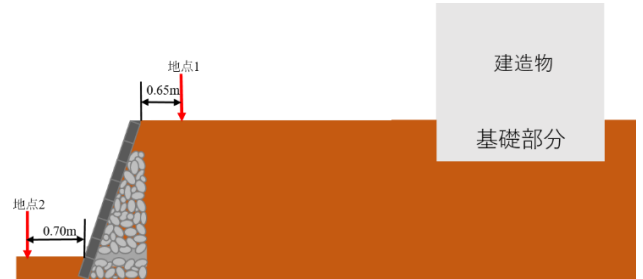


図6 簡易貫入試験・SWS試験実施位置図

地点1では、基礎部分を入れるために掘削を行ったため、地表50~60cm付近のN値とNd値が低くなる結果となった。地点1での試験結果を図7に示す。

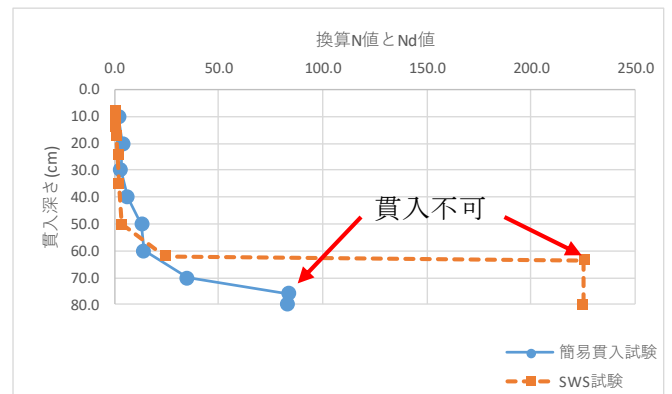


図7 地点1での結果

擁壁裏である地点2では、側溝が設置されていたため、地表付近はN値とNd値が低く、盛土を行っている可能性が高いと想定される。それ以降はN値とNd値が高いため切土の可能性はある。地点2での試験結果を図8に示す。

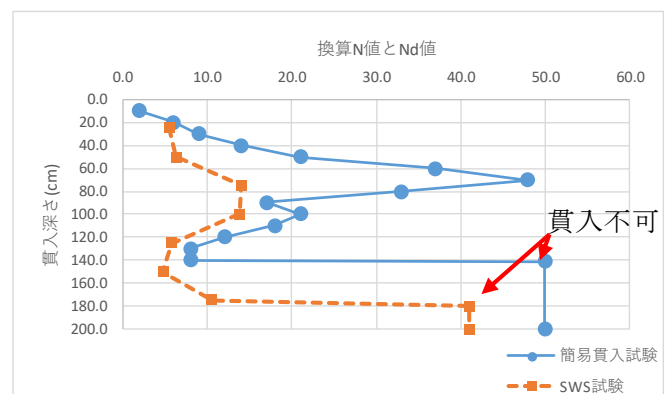


図8 地点2での結果

5. 地震時の擁壁の安全照査

右城の⁷⁾擁壁の設計法と計算例に示される、物部・岡部式の岡部の方法を用いて、主働土圧の計算を行った。設計水平震度 k_h は擁壁工指針の式⁴⁾を用いて算定し 0.16 として安全照査を行った。設計水平震度は式(1)を用いた。設計水平震度の算定には地域補正係数 C_z と設計水平震度の標準値 k_{h0} が用いられる。地域別の補正係数を表 1 に示す。設計水平震度 k_{h0} は地盤の特性値 T_G によって決まる。 T_G は地盤調査の結果から算出すると 0.2 以下となったため、I種地盤としレベル 2 地震動の数値を用いて k_h を求めた。表 2 に設計水平震度の標準値 k_{h0} を示す。

表 1 地域別補正係数

地域区分	地域別補正係数 C_z
A 地区	1.0
B 地区	0.85
C 地区	0.7

表 2 設計水平震度の標準値 k_{h0}

地盤種別 (地盤の特性値)	I種地盤 ($T_G < 0.2$)	II種地盤 ($0.2 \leq T_G < 0.6$)	III種地盤 ($0.6 \leq T_G$)
レベル 1 地震動	0.12	0.15	0.18
レベル 2 地震動	0.16	0.20	0.24

$$k_h = C_z \cdot k_{h0} \quad (1)$$

次に主働土圧を求める。計算条件として地盤調査の結果、 N 値から換算される内部摩擦角 ϕ が 40° であったため、 ϕ を 40° とした。また、土の単位体積重量 γ は 16kN/m^3 とし土圧を計算した。なお、粘着力 c は考慮せず、主働土圧は式(2)を主働土圧係数には式(3)を用いて計算を行った。

$$P_A = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_A k_h W \quad (2)$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \alpha - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \alpha \cos(\alpha + \theta + \delta) \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha + \theta + \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right\}^2} \quad (3)$$

主働土圧計算を行い、転倒・滑動・沈下の安全照査をおこなった結果以下の通りとなった。

転倒に関しての安全照査では常時ではすべて安全であるとの評価がされた。しかし、地震時ではすべての場合で安全でないとの評価がされた。転倒の安全照査の結果を表 1 に示す。

表 3 転倒の安全照査

ϕ	転倒	
	常時	地震時
30	NG	NG
35	OK	NG
40	OK	NG
45	OK	NG
50	OK	NG

滑動の安全照査では、関しては常時では安全でないとの評価がされたが、地震時ではすべて安全であると評価がされた。滑動の安全照査の結果を表 2 に示す。

表 4 滑動の安全照査

ϕ	滑動	
	常時	地震時
30	NG	OK
35	NG	OK
40	NG	OK
45	NG	OK
50	NG	OK

沈下の安全照査では常時、地震時ともに安全であると評価がされた。考えられる理由として地盤の許容鉛直支持力が大きいこと沈下が起きないとされるためである。沈下の安全照査の結果を表 3 に示す。

表 5 沈下の安全照査

ϕ	沈下	
	常時	地震時
30	OK	OK
35	OK	OK
40	OK	OK
45	OK	OK
50	OK	OK

安全照査の結果から載荷実験の際、滑動は起こるが沈下は起こらないと評価された。しかし、実験現場の擁壁は目視調査の結果、沈下と滑動は見られなかったため載荷実験では滑動と沈下は起こらないと推定される。

6. 実験方法

載荷試験を行う前に、従来から行われている目視による擁壁調査を行い、劣化状況を確認した後に載

荷試験を行う。荷試験のイメージ図を図 12 に示す。

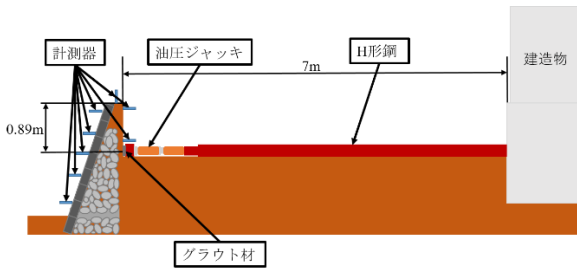


図 12 実験イメージ

擁壁裏を深さ 0.89m、距離 7m を掘削し、建造物の基礎を反力として油圧ジャッキを設置し加力を行う。加力サイクルは地震時の擁壁の安全照査により 20kN までに滑動と転倒のおそれがあるため 2kN ずつの繰り返し荷重を行い擁壁の状況を細かく確認を行う。またそれ以降は 10kN ずつの連続荷重を行い擁壁の状況を確認しながら耐力低下まで連続荷重を行った。

7. 実験結果

荷重実験の結果、試験体擁壁は 2kN から 20kN まで擁壁に目視での変化は起こらず、99.2kN 荷重したところで荷重が低下し、荷重が 43kN まで減少した。その後擁壁頂部の水平変位が 8.35mm まで荷重を行った。しかし転倒の可能性を考え、擁壁前面の変位計を取り外し水平変位が 25mm を超えるまで再度荷重を行ったが荷重は 35kN をピークにそれ以上は上がらず除荷し試験を終了した。荷重を除荷した後、擁壁頂部水平変位の残留変位量は 1.62mm であった。図 13 に荷重変位量曲線を示す。

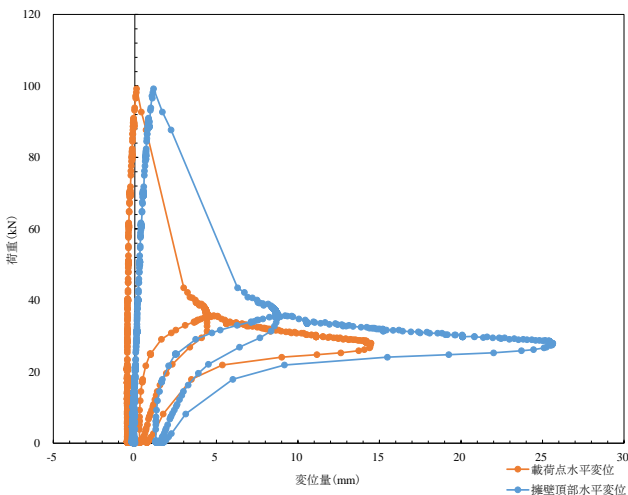


図 13 荷重変位関係

8. 結論

間知石と裏込めコンクリートの接合部に不良など

がなくとも破壊に対する弱点部分であった。また、擁壁断面の欠損や打ち継ぎ目、打設不良などがあると擁壁の耐力は低下することが確認された。築数十年が経過し劣化が進んでいると思われる擁壁でも日頃からのメンテナンスや目視調査により地震時の耐力は確保されることが確認された。

謝辞

本研究にあたり、UR 都市開発機構の近藤氏には用地の提供をしていただきました。福田組の齋藤氏、システム計測の中里氏、石和田氏、長谷川氏には実験が円滑に進むようご配慮いただきました。国土技術対策総合研究所の柏氏、ベターリビングの菅谷氏には技術的な面でご指導いただきました。ありがとうございました。

【参考文献】

- 1) 東日本大震災合同調査報告書編集委員会：東日本大震災合同調査報告書 建築編 5. 一般社団法人 日本建築学会編，丸善出版，pp157, 2015.
- 2) 株式会社環境地質サービス：“平成 28 年熊本地震と益城町のひな壇造成地”，株式会社環境地質サービス，2016-05-01.
<https://www.kankyo-cs.co.jp/?p=249>.(参照 2020-09-08).
- 3) 五味 晃大，山田 雅一，塩入 志緒里，関根 さやか：2016 年熊本地震による益城町における擁壁被害調査，平成 28 年度 日本大学理工学部 学術講演会予稿集，B-70，pp.174-175, 2016.
- 4) 公益社団法人 日本道路協会：道路土工 擁壁工指針(平成 24 年度版)，丸善出版，P168~169, 2012.
- 5) 国土交通省：“大規模盛土造成地の滑動崩落対策推進ガイドライン及び同解説について—大規模盛土造成地の滑動崩落対策推進ガイドライン及び同解説—第 1 編 変動予測調査編”，国土交通省，2015-05，
https://www.mlit.go.jp/toshi/toshi_tobou_tk_000015.html，(参照 2020-11-22).
- 6) 公益社団法人 地盤工学会：地盤調査の方法と解説—二分冊の 1—，丸善出版，P317~335, 2013.
- 7) 右城 猛：擁壁工指針に基づいた目からウロコ 擁壁の設計法と計算例，理工図書，P44~45,P274~282,2014.

杭の先端形状及び根固め液が極限支持力に与える影響

EC17010 大西 隆文

1.研究背景

軟弱地盤の上に構造物を建てると、沈下、傾斜の被害を受ける可能性がある。その沈下の被害を低減する対策として既製杭工法がある。しかし、杭工法の中の埋め込み杭工では、掘削したところにセメントミルクと杭を置き換えるため汚水、汚泥等の産業廃棄物が出てきてしまう。汚水の処理、処分については飯塚ら¹⁾が研究をしたが、産業廃棄物の量が増えれば、産業廃棄物の処理に限界を迎えると考えた。持続可能な開発を達成するためには、杭 1 本当たりの支持力を大きくし産業廃棄物を減らす必要がある。

2.研究目的

本研究の目的は、杭の 1 本当たりの支持力を大きくし杭の施工本数を減らし、産業廃棄物を減らす事である。正田ら^{2),3)}の研究では、杭の形状を変えることにより、ストレート杭よりも支持力を得る事ができる結果がある。この事から、杭の先端形状を変えることでも、杭 1 本当たりの支持力が大きくなる可能性があると考えられる。そこで、本研究では杭の支持力を大きくするために、杭の先端形状のみ変更することによる支持力への影響を把握した。

3.研究手法

本研究では、地盤分野汎用ソフト(以下、GTS-NX)を使用する。GTS-NX で、杭、根固め液、地盤を 3 次元でモデル化し数値解析を行うことで極限支持力を求める。

4.ストレート杭と節杭の支持力性能

杭の先端形状を変えることで、支持力が大きくなる可能性があるため、杭先端に溝を設け支持力に対する影響を把握する。

4.1.解析条件

本研究では、杭長 10m とし杭先端から 0.7m 分をモデル化している。土被り圧は等分布荷重として地盤全体に載荷する。地盤の水平長さは、杭頭部中心から 28.875m、鉛直長さは、29.050m に設定した。また、地盤側面は水平方向に変位しないように、地盤底面

は水平方向、鉛直方向に変位しないように設定した。図 1 に 3 次元モデル、図 2 に本研究で対象とする節杭の断面図、表 1 に解析条件を示す。

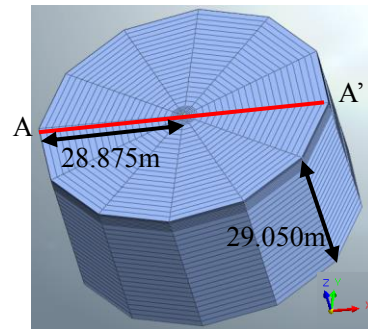


図 1 3次元モデル

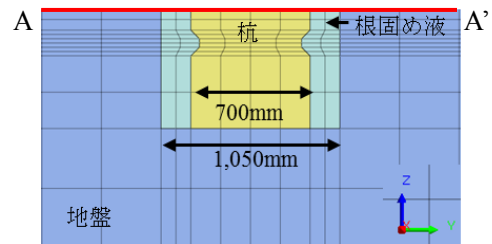


図 2 3次元モデルの断面図

表 1 解析条件

重力加速度 (m/sec ²)	9.80665
上載圧部分の載荷荷重 (kN/m ²)	186
強制変位の最大(m)	0.2

杭の支持力は、杭頭部を剛体連結し杭頭部中心に強制変位を加え、その時の反力を支持力とした。極限支持力は岡原ら⁴⁾の研究によると、杭径の 10%沈下すると極限支持力が発現するとみなすことができるという結論がある。そのため、本研究でも杭径の 10%沈下した時の支持力を極限支持力とした。

4.2.材料パラメータ

杭、根固め液、地盤の一部の材料パラメータは過去の事例⁵⁾を基に決定した。弾性係数 E と内部摩擦角 ϕ の 2 つの値は、道路橋示法書に記載されている式と大崎式⁶⁾によって決定した(式(1)及び(2)参照)。杭、根固め液、地盤の材料モデルは Mohr-Coulomb である。

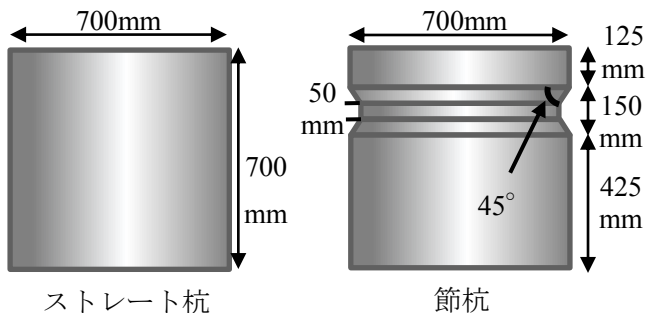
$$E=2,800N \quad \dots(1)$$

$$\phi = \sqrt{20N} + 15 \quad \dots(2)$$

ここで、 N : N 値である。

4.3. ストレート杭と節杭のモデル化

図3にストレート杭と節杭の先端形状のイメージ図、図4に根固め液と地盤のイメージ図を示す。



ストレート杭

節杭

図3 先端形状イメージ図

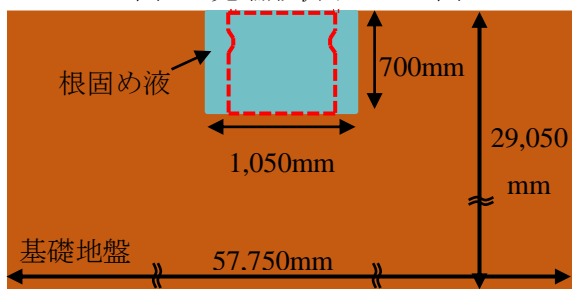


図4 根固め液と地盤イメージ図

4.4. 解析結果及び考察

図5にストレート杭と節杭の「荷重~変位」関係を比較したものを示す。

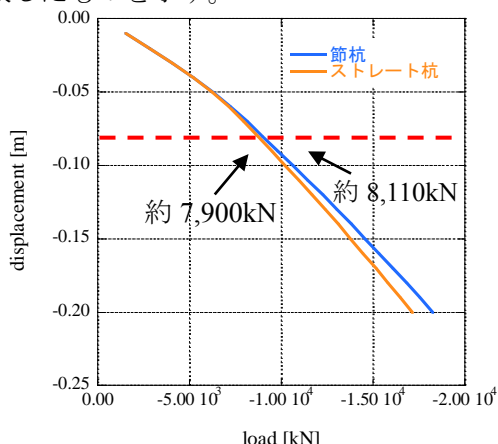


図5 「荷重~変位」関係

それぞれの極限支持力を比較すると、節杭はストレート杭よりも極限支持力が2%増加した。よって、節杭の溝部分は支持力に影響があると考えられる。

5. 杭の先端形状の検討

節杭の溝は支持力に影響があることがわかったが、溝のどの部分の影響が大きいか把握できていない。そのため、次に溝幅と溝角度の検討を行う。

5.1. 節杭の溝幅が支持力に与える影響

図3の節杭を基準として溝幅だけを100mm、150mm及び200mmに変更する。図6に節杭の溝幅を変更したイメージ図を示す。

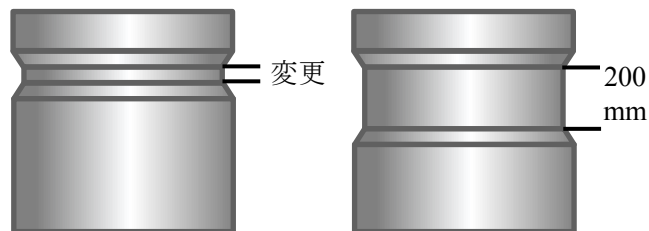


図6 溝幅変更イメージ図

5.2. 節杭の溝角度が支持力に与える影響

図3の節杭を基準として溝角度だけを0°、30°及び50°に変更する。図7に節杭の溝角度を変更したイメージ図を示す。

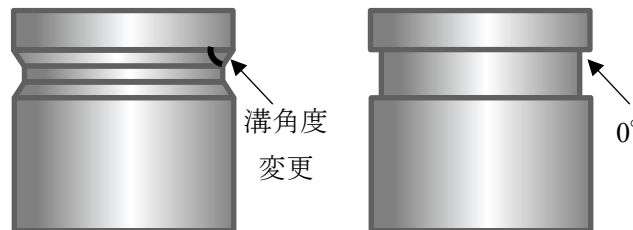


図7 溝角度変更イメージ図

5.3. 解析結果及び考察

以下に節杭の溝幅と溝角度の解析結果を示す。

5.3.1. 節杭の溝幅の検討

図8に溝幅50mm、100mm、150mm、200mmの「荷重~変位」関係を比較したもの、図9に「極限支持力~溝幅」関係を示す。

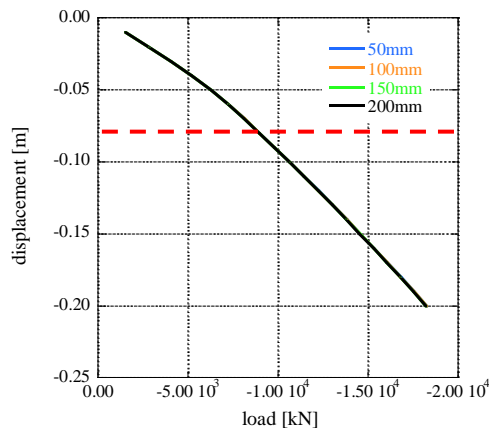


図8 「荷重~変位」関係

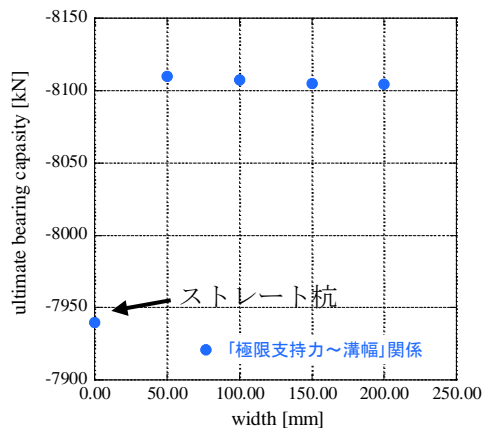


図9 「極限支持力~溝幅」関係

図 8 の結果より、節杭の溝幅をそれぞれ 50mm、100mm、150mm、200mm に変更したときの「荷重~変位」関係の挙動及び最終荷重は、どのケースも同様の結果を示した。また、図 9 の結果より、極限支持力の差はあまり見られないが、溝幅を広げていくにつれて極限支持力が小さくなっていることが分かる。この結果から、節杭の溝幅を広くすると極限支持力が小さくなるが、極限支持力に与える影響は極めて小さいと考えられる。

5.3.2.節杭の溝角度の検討

図 10 に溝角度 0°、30°、45°、50° の「荷重~変位」関係を比較した結果を示し、図 11 にそれぞれの溝角度における「極限支持力~溝角度」関係の結果を示す。

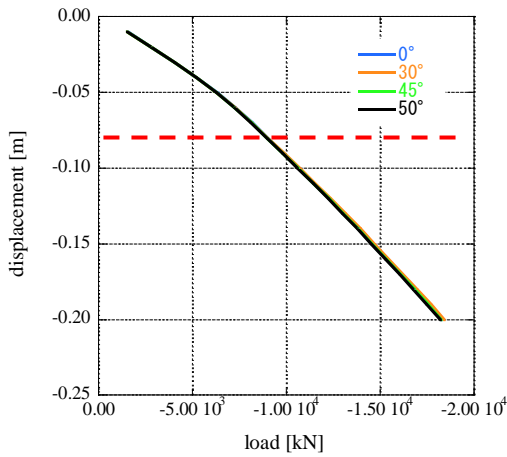


図 10 「荷重~変位」関係

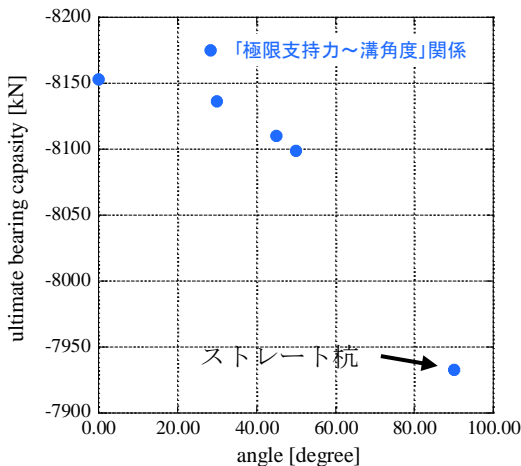


図 11 「極限支持力~溝角度」関係

節杭の溝角度を変更したときの「荷重~変位」関係の挙動は、変位量 0.07m あたりは同じ様な挙動を描いたが、変位量 0.07m を超えたあたりから溝角度 30° が大きくなることがわかった。図 11 の結果より、溝角度を大きくしていくと極限支持力が小さくなることがわかった。この結果から、節杭の溝角度が極限

支持力に与える影響は大きいと考えられる。

6.杭先端と基礎地盤との距離が支持力に与える影響

杭の形状に関する検討では、溝幅が支持力に与える影響は小さく、溝角度が支持力に与える影響は大きいことが分かった。そのため、次の検討では杭の形状ではなく、杭先端以外の条件と支持力の関係について把握した。基礎地盤の検討として、 N 値を変更し、根固め液の検討として、根固め液の大きさ(離間距離)を変化させた。これまでと同様の整理として支持力及び「荷重~変位」関係の挙動に与える影響を検討した。

6.1.解析条件

根固め液上部に杭径 700mm の杭があるものと考え、根固め液上部 700mm を剛体連結した。剛体連結をした部分の中心に強制変位を鉛直下向きに 0.2m 加えた。その時に強制変位を加えた点で発現した反力を支持力とする。また、極限支持力は杭の形状を検討した時と同じように、剛体連結した部分が杭径の 10%沈下した時の支持力を極限支持力とした。

杭先端から基礎地盤までの離間距離の検討として、離間距離をそれぞれ 0mm、420mm、840mm、1,050mm、1,400mm、1,750mm に変更し検討した。また、地盤の N 値の検討は、 N 値 30 と N 値 60 に変更し検討した。図 12 に根固め液と地盤イメージ図を示す。

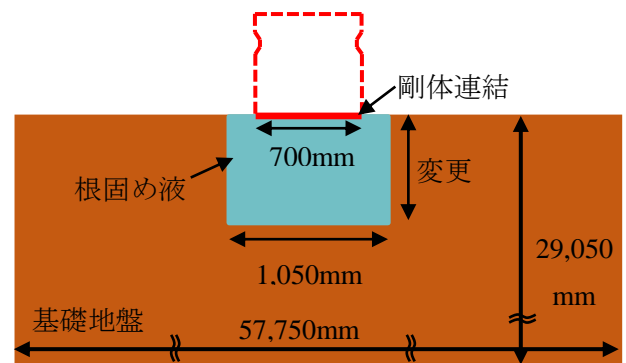


図 12 根固め液と地盤イメージ図

6.2.材料パラメータ

材料パラメータは杭の形状の検討で用いた道路橋示法書に記載されている式と大崎式⁶⁾で算出し、 N 値 30 の場合、弾性係数 84,000(kN/m²)、内部摩擦角 39(deg)、 N 値 60 の場合弾性係数 168,000(kN/m²)、内部摩擦角 44(deg)を用いた。

6.3.解析結果

図 13 に N 値 30 の時の「荷重~変位」関係を比較した結果、図 14 に N 値 60 の時の「荷重~変位」関係を

比較した結果、図 15 に「極限支持力~離間距離」関係を比較した結果を示す。

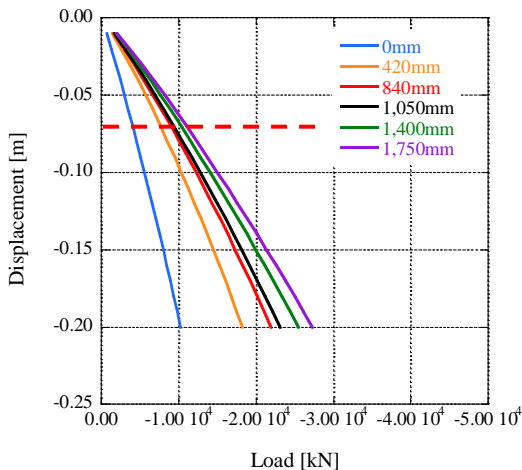


図 13 「荷重~変位」関係 N 値 30

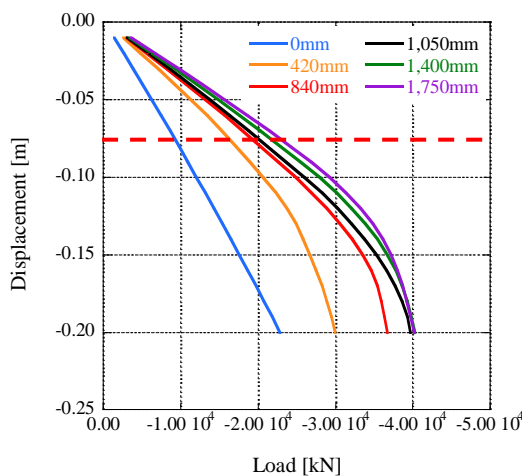


図 14 「荷重~変位」関係 N 値 60

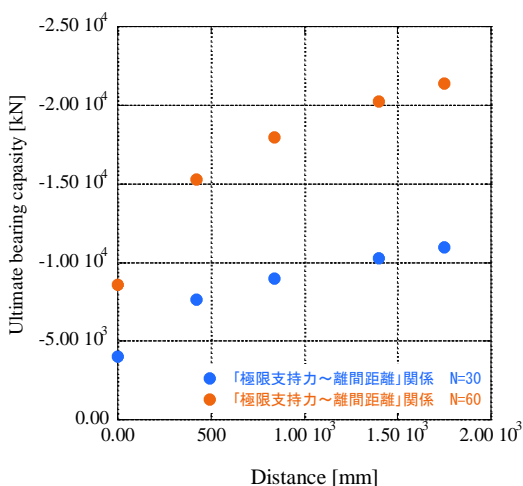


図 15 「極限支持力~離間距離」関係

N 値 30 の地盤の場合と N 値 60 の場合のどちらも、杭先端から基礎地盤までの離間距離が離れるほど支持力も大きくなった。図 14 の N 値 60 の時の「荷重~変位」関係には、折れ点を確認することができる。離間距離 1,050mm、1,400mm、1,750mm の時の「荷重~変位」曲線は、ほぼ同じ荷重のところで折れ点が存

在する事から、この折れ点は根固め液が塑性したためにできた折れ点と考えられる。

7. 結論

本研究で得られた結論を以下に述べる。

- (1) ストレート杭と節杭を比較すると、節杭の極限支持力がストレート杭よりも約 2% 増加している。この結果から杭の先端形状を変更する事によって、杭の極限支持力に影響を与える。
- (2) 節杭の溝幅が極限支持力に与える影響は極めて小さいが、節杭の溝幅を広くするほど極限支持力は小さくなる可能性がある。
- (3) 節杭の溝角度は極限支持力に影響を与える。加えて、溝角度が直角になるほど極限支持力は大きくなる。
- (4) 根固め液の大きさ及び基礎地盤が与える影響による検討を行った結果、基礎地盤 N 値 30 の場合と N 値 60 の場合の両方とも、杭先端と基礎地盤の離間距離が離れるほど支持力が大きくなることがわかった。また、基礎地盤の N 値が大きくなることでも支持力が大きくなる。

謝辞

本研究の解析を行うにあたり、丸門建設の皆様にご意見等をいただきました。ここに記して感謝申し上げます。

【参考文献】

- 1) 飯塚芳雄, 橋本修左: 建設工事から発生する汚水の処理・処分について, 粉体工学会誌, 第 15 巻, 第 5 号, p.283-291, 1978.
- 2) 正田大輔, 河端俊典, 内田一徳, 今井正幸: 部分拡幅杭の鉛直載荷支持機構, 農業土木学会論文集, No.241, pp.79-85, 2006.
- 3) 正田大輔, 河端俊典, 内田一徳: 部分拡幅杭の鉛直極限支持力の算定, 農業土木学会論文集, No.256, pp1-8, 2008.
- 4) 岡原美知夫, 中谷昌一, 田口敬二, 松井謙二: 軸方向押込み力に対する杭の支持特性に関する研究, 土木学会論文集, 第 418 号, 1990.
- 5) 藤澤竜輝: 既製コンクリート杭の根固め部が極限支持力に与える影響, 2019 年度中部大学, 卒業論文, 2019.
- 6) 一般社団法人日本建築学会: 建築基礎構造設計指針第 3 版, 丸善出版株式会社, pp.30.2019.

低コスト調査解析による切盛土境界面の可視化

EC17012 小川 東登

1. 研究背景

東北地方太平洋沖地震や熊本地震などの大地震により、大規模な盛土造成地のすべりや宅地擁壁の崩壊といった被害が生じている。日本は全体の7割が山地であり切土や盛土によって造られた宅地が多く存在するため地震により盛土造成地への同様の被害が全国で起こる可能性があるといえる。地面内の盛土がどのように存在しているか確認する術として、ボーリング試験やスウェーデン式サウンディング試験（SWS 試験）、表面波探査法があげられる。表面波探査法であればボーリング試験や SWS 試験等の方法よりも広範囲を測定でき、大規模な盛土造成地の測定を行う事に向いている。表面波探査法であれば地面内の様子を面状に推定することが出来、盛土の存在を可視化させやすいと考えた。また可視化して地下状況を得ることで、対策工事の過不足を減らし工期短縮・工費節約へとつながると考えた。

2. 研究目的

表面波探査法を用いて中部大学内の盛土工事が施されたと思われる箇所の調査を行う。中部大学内にも盛土や擁壁が多く存在し、実際に擁壁の変形や道路のひび割れ、沈下による陥没¹⁾²⁾（写真1、写真2参照）といった小規模な変状が認められたため、表面波探査を行い地下状況（盛土の存在）を確認する。また小規模な盛土でも表面波探査で捉える事ができるのか（ある程度の精度を持った結果が得られるか）を調べる、解析結果から切盛土境界を見つけ可視化する。また表面波探査が他の調査法に比べどれだけコストや期間に違いがあるか確かめる。

写真1 変状様子¹⁾写真2 変状様子²⁾

3. 調査地について

今回研究対象にしたのは中部大学内にある切盛土施工を行ったと思われる斜面を持つ範囲である。盛土造成地は地震による被害が多く、中でも谷埋め盛土部、切盛境界部は切土部に比べ被害が多くなるため、小規模な切盛土があることが選定理由となる。本研究では今昔マップを用い中部大学内にある調査可能な谷埋め地を調べ、実際に現地で調査が可能かを判断し3地点8測線を選定した。図1では等高線を、図2では測定範囲を表している。また調査は埋設管や調査環境（芝生や舗装道路、人通りの多さなど）も考え調査日や調査測線の調整を行った。

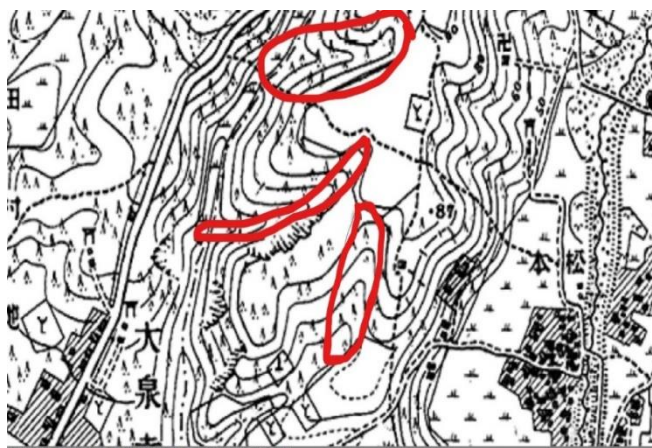


図1 等高線（1888年～1889年）

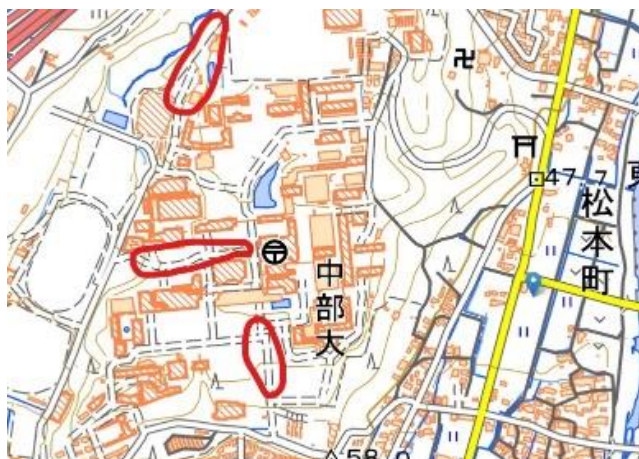


図2 調査範囲

4.表面波探査

表面波探査法は物理探査の1つである。本研究では盛土境界を見つけることを大きな狙いにし調査を行った。本研究では時間の面で調査時に大きな問題となっていた受振器（ジオフォン）の取り付けの手間と時間を減らすため、一つのベルトにすべての受振器を固定配列し再設置を容易にしたランドストリーマー³⁾（写真3参照）を用いて測点移動時⁴⁾（写真4参照）の移動時間の短縮を行っている。

使用器具紹介

かけや 受振器（ジオフォン 4.5Hz） 制御 PC
ランドストリーマー アスファルトピン 台車（計測車） 蛍光チョーク メジャー



写真3 ランドストリーマー 写真4 牽引の様子

5. 研究方法

本研究の流れは現地の測量、新旧重ね合わせ図の作成⁵⁾（写真5参照）、現地での表面波探査、結果からの考察と大きく分けられる。以下は本研究の手順である。

1. 現地の写真の撮影、ひび割れや陥没といった被害の確認、調査を行う範囲を決める。
2. 盛土の存在を知るために新旧重ね合わせ図（断面図）を作成する。今昔マップ、等高線、航空写真等を活用し、過去と現在の標高を図化し比較する。同一点の過去の標高と現在の標高との差より切盛土施工部を予想。
3. 調査時に測点の標高を出すため、現地で測量を行い標高の基準点を作成する。
4. 表面波探査にて現地の調査を行う。対象の8測線を計測し、後日基準点から標高を測量、測線の始点終点の標高を測量する。測量後測点の座標を計算する。
5. データ解析結果と新旧重ね合わせ図より切盛土の存在を確認しデータの可視化を図る。
6. 簡易実験を通し切盛土境界面が地震時（振動時）どのように地表面へ影響を及ぼすか調べる。

本研究で行った表面波探査はかけやを使い地面に

人工振動を1測点ごとに伝えていく⁶⁾（写真6参照）方法である。メジャーで測線を計測後始点を設置⁷⁾（写真7参照）し受振器を設置後に起振する。人口振動発生時に地面表層に表面波（レイリー波）が伝わり受振器はこれを認識し制御PC⁷⁾（写真7参照）へデータを伝える。データは制御PC内に記録され1回の記録ごとに波形を確認する。またノイズやオーバーフローが確認された場合1測点ごとのやり直しを行う事ができる。

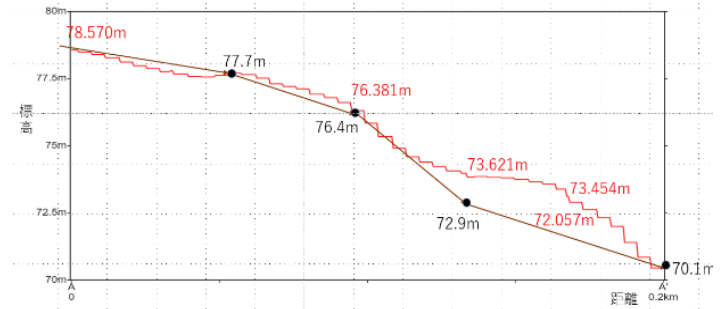


写真5 新旧重ね合わせ図例（直線は過去の標高を表し、赤線は最近の標高を表す。）



写真6 調査様子

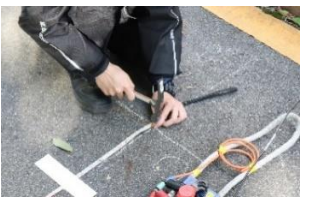


写真7 始点打ち込み

6.結果とまとめ

本調査には約13時間（1.5日）をかけ、総測線長はおよそ600mに及んだ。精度よく情報が得られる深度は10m~15mほどであるため調査面積としては約6000m²~9000m²となり非常に広範囲の調査を行うことができた。解析結果は以下の図のように表される。調査前に作成した断面予想図と比較しおおよそ同じ形であることが読み取れた。また深度の深い場所、取得した測線の端のデータは精度が悪くなっていくことが分かった（図の両端が斜めに切り取られているのはそのためである）。埋設物の影響を受けたと思われる結果も含まれており、盛土境界面を完全に読み取るには至らなかった。下図は3測線の中で図が見やすく表されたため解析結果図と断面予想図とをリンクさせ比較した。盛土をしたと予測した場所にわずかではあったが柔らかい層が確認できた。またすりついていると予測した場所は解析結果図で

は硬い層として表された。深度 10m ほどまでなら精度よく結果を得られると考えていたが、深度 5m を超えたあたりから断面予想図ではとらえられなかった構造が表れた、精度の低下もしくは誤差から生じた可能性も考えられる。

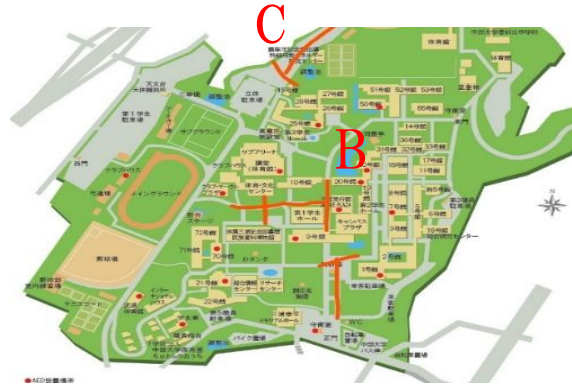


図 3 測線位置

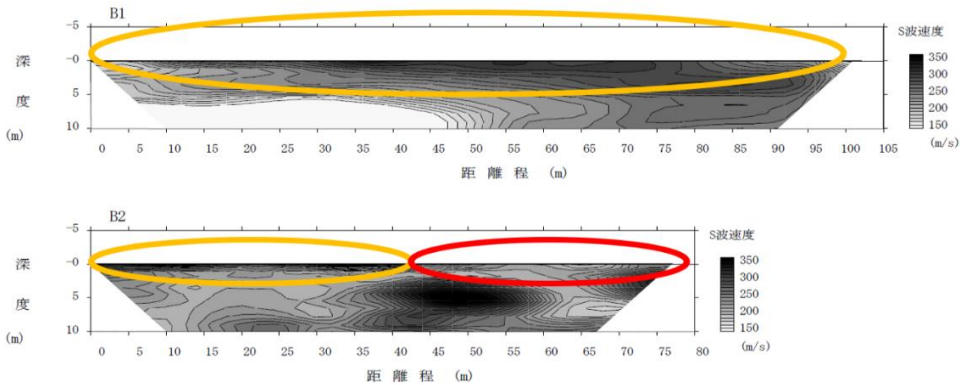


図 4 解析図例

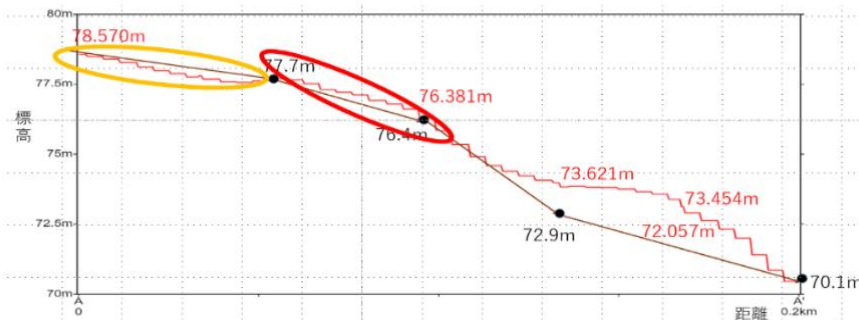


図 5 解析図と同じ測線の断面予想図（黄枠が硬い部分、赤枠が柔らかい部分を表す）

測点付近で行ったボーリング試験の結果より地盤は N 値 50 を超えるほどの固さであることが分かった。 V_s (m/s) に変換 ($80 \times N$ 値^{1/3} より) し、 V_s が 295 であった。これを超えれば地盤の固さと言える。解析図の黄色枠では $V_s=300$ を超えることが表層で確認できたため地盤だと予測。また赤枠内は V_s 150~200 程度であり柔らかいため盛土が施されたと予測した。下図の断面予想図は解析結果図と同じ測線 B のものであり、黄枠赤枠はおおよそリンクしている。測線 B では地盤の高さと盛土の予測が調査結果と同じであった。下図は別の測線（測線 C）のデータだがこちらの測線では断面予想図とは違った解析結果図となった。地盤の高さこそ断面予想図と同じでありリンクさせて比べることができたが盛土の有無は断面予想図とわずかに重なる部分があったが位置や盛土の大きさなど予想図とは差があり、正確な結果とはいえない測線であった。

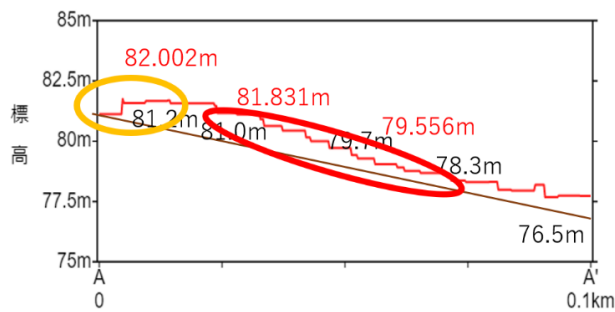


図6 断面予想図測線 C

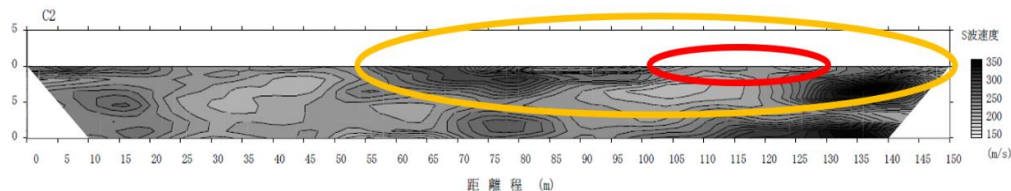


図7 盛土の予想位置と結果に違いが出た解析結果図

7.考察

本研究では、対象にした学校内斜面にある切盛土施工部を表面波探査により調査を行った。現地では舗装道路、ブロック床、芝生といった様々な地表状態であったが表面波探査を行う事が出来た。解析結果と過去の航空写真、等高線より作成した断面図とを比較し切盛土の存在を確認できた。また表面波探査法により小規模な切盛土を対象にした調査を行い、切盛土の存在を確認できることが分かった。測線によっては断面予想図との差が大きいものも確認できた。本研究の表面波探査法では、調査におよそ1日半を要した。しかし測定を約6000m²もの範囲行えることが分かった。他の調査法（sws試験やsds試験）と比べ時間に対し広範囲の測定ができたと言える。ランドストリーマー用いて測定を行えば時間の短縮につながり人件費、工費の節約にも繋がっていくと想定される。またボーリング調査と表面波探査を比べると表面波探査の方が安価であった。さらに地表面から深度15mほどに限られるが地面内部の情報を面状で表すことができ、データを目に見える形で得ることが出来たため研究目的の一つである対策工事の過不足を抑えやすくなるとも考えられる。しかしSDS試験やボーリング調査のように地面内の材質を直接確かめる事が出来ないため、SDS試験ある

いはボーリング試験と組み合わせ調査を行う必要がある。他の調査法と組み合わせることにより信頼できるデータを得られることが分かった。

8.今後の予定

簡単な土層を作成し、振動が切盛土施工部へどのような影響を及ぼすか実験を行い結果より考察を行う。

参考文献

- 1) 林宏一, 平出務, 飯場正紀, 稲崎富士, 高橋広人: 表面波探査と微動アレー探査による石川県穴水町中心部の地盤構造調査 物理探査, 第61巻, 第6号, PP.483-498, 2008.
- 2) 森友宏, 風間基樹, 佐藤慎吾: 日本大震災における仙台市の大規模造成宅地の地震被害調査 5つの造成地における全域踏査, 地盤工学ジャーナル, 第9巻, 第2号, PP.233-253, 2014.
- 3) 林宏一, 稲崎富士, 田沢教, 松林弘智: 河川堤防調査におけるS波ランドストリーマー反射法地震探査および表面波探査の適用例 物理探査学会学術講演会講演論文集, 第106回, PP. 115-121.
- 4) 谷謙二. “今昔マップ on the web 埼玉大学教育学部 谷謙二 (人文地理学研究室)”. 今昔マップ on the web. 2020-12-1. <http://ktgis.net/ktmapw/>

気泡混入したセメント改良剤の施工性向上メカニズムと改良強度に関する研究

EC17015 川岸朱沙

1.研究背景

我が国は、7割が山地を占め人々が生活しやすい平野は僅かである。古くからの生活の場として利用されている平野部の区域は、比較的安定した地盤であり、開発する空間的余裕が少ない。よって、都市開発などを行おうとした場合、軟弱地盤といわれる区域への大型施設などを構築する必要がある。

その際、中間的な位置に支持層がある場合や、液化化しそうな砂地盤が厚い場合などは、近年、地盤安定処理工法を採用することが多くなった。安定処理工法は、比較的地表近くの改良が主体であったが、近年、より深い位置まで改良することができる中層改良法が開発されるようになった。基本的には砂と改良剤と水などを攪拌して改良地盤を構築することが多い。その際の問題として、改良剤の有効な配合や施工性にかかわる摩擦力の低減に着目する必要があるが生じてきた。

2.研究目的

地盤改良では、改良材に何らの「添加物」を加え、配合することで地耐力向上や施工性などの改善につなげることを検討している。

本研究では、改良地盤構築にかかわる「土質特性」と「改良剤等の配合」並びに、施工性向上要因の把握を目的とする。

3.研究方法

本研究では施工が可能であり、一定の強度が得られる配合を検討するため、**図1**のような行程で行う。

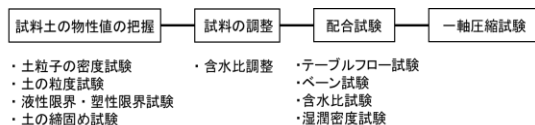


図1 本研究のフロー図

3.1 試料土の物性値の把握

本研究では、試料土として均質な特性が得られる山砂を使用した。実験を行う前に物理特性を把握するための試験を実施し、結果を表1に示す。また、

供試体作成時の密度を一定にするためにタッピング法による締固め試験を行った。**(図2参照)**

表1 山砂の物理特性一覧

物理試験	含水比W(%)	21.7
	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.612
	液性塑性限界(%)	NP
	60% 粒径D60 (mm)	0.145
	30% 粒径D30 (mm)	0.003
	FC (0.075mm以下) (%)	7.1

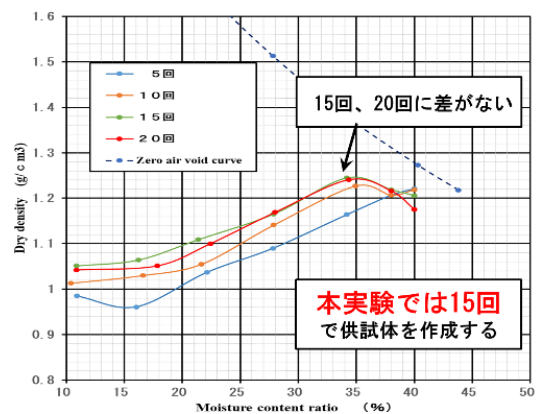


図2 締固め曲線 (タッピング法)

3.2 試料の調整

本研究では、容易に土中の水分量を把握できる「土壌水分計」を用いて含水量を把握する事とし、「土+水」、「土+水+気泡」の2種材料を用いて実験した。結果を**図3**、**図4**に示す。いずれの材料も含水比上昇に伴い、電気抵抗値も上昇することが分かる。ただし、「土+水」に比べ「土+水+気泡」は抵抗値の上昇がゆるやかで、一部消泡の影響を受けているように見られる。

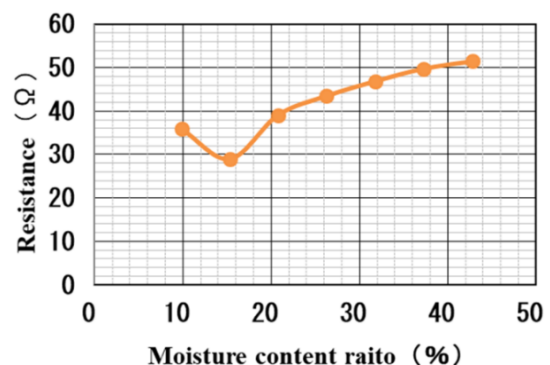


図3 抵抗値と含水比の関係

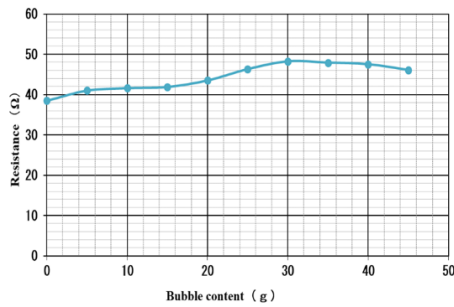


図4 抵抗値と泡含有量の関係

3.3 配合試験

配合実験では、作成した試料土の流動性を計るためのテーブルフロー試験、攪拌機械に作用する摩擦抵抗を想定するためにせん断強さを計るベーン試験を行った。各試験の目安はフロー値 120 mm、せん断強さ 2kN/m²とし、配合管理を行う。

また、施工性向上のために混入する気泡の消泡を確認するために、改良直後、30分後、60分後に湿潤密度を測定する気泡消泡試験を行う。

表2には施工実績より求められた配合を記す。本研究では、水セメント比(以降、W/Cと表記)を60%、70%、80%として供試体を作成した。

表2 実験配合条件

改良材の種類	添加量 (kg/m ³)	W/C (%)	試料土 (g)	改良材 (g)	水 (g)	気泡 (g)
高炉セメントB種	150	60	2500	291	175	7.8
		70	2500	290	203	7.7
		80	2500	287	230	7.7

3.4 気泡消泡試験

供試体の作成後の消泡による供試体密度特性を把握するために、土、水、セメント、泡を混合した試料土を一定の条件として5cm×10cmのモールドに3層15回で締固めた供試体を作成し、その質量を供試体作成直後、30分後、60分後に測定し、湿潤密度を確かめる。時間が経過するほど、消泡現象により、空隙が減少することで体積変化が起き、湿潤密度が上がるのが分かる。ただし、土中水が大きい含水比21%では、体積変化は少ない。(図5参照)

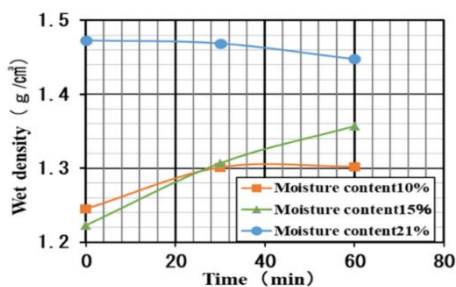


図5 消泡試験結果

3.5 一軸圧縮試験

一軸圧縮試験では、CBR試験機を使用する。配合比を変更しながら所定の強度が得られるように行う。供試体作成では、直径5cm、高さ10cmのモールドを使用し、3層15回で締固め、円柱供試体を作成する。供試体作成後、非乾燥室内養生する。

4.実験結果

〈テーブルフロー試験〉

図6のテーブルフロー値の結果から、時間が経過するにつれてフロー値が下がる傾向が見られる。W/C=60%では流動化が見られなかった。70%では攪拌直後から軟質で流動性が確認でき、80%では攪拌直後から逸水が見受けられ、流動化が阻害された。

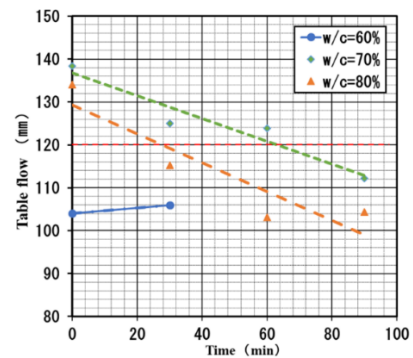


図6 フロー値と時間の関係

〈ベーン試験〉

図7のベーン試験の結果からW/C=80%では時間が経過するにつれて摩擦抵抗が大きくなっていく傾向が見られる。逸水と気泡減少による影響が関係しており、時間経過により施工しにくくなることが分かった。W/C=60%では、試料攪拌直後から水分量が少なかったことがせん断抵抗に影響していると思われる。結果からも摩擦力が大きく施工が困難になると考えられる。したがって、テーブルフロー試験とベーン試験の結果からW/C=70%の配合が施工するうえで適切であると考えられる。

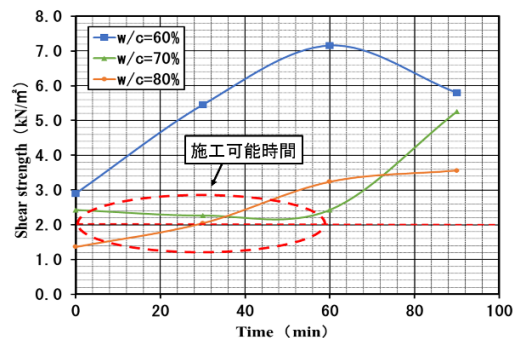


図7 せん断強さと時間の関係

〈一軸圧縮試験〉

図8～図13に供試体7日間強度、14日強度の一軸圧縮試験の結果を示す。W/C=60%、70%では応力-ひずみ曲線の形や経過時間ごとの強度の推移にばらつきが大きく見られた。この原因として、供試体(写真1参照)から供試体変状が確認できることから、改良土を構成する土粒子・土中水・気泡・改良剤の相互作用によって一様な供した作成ができなかったことが想定できる。供試体の中の水が気泡の影響により、全体に逃げられなかったために空隙が生じたのではないかと考える。特に、W/C=60%では空隙が上部に多く表れていたことから、供試体の上下で強度の分布があり、均一性に欠けていたと考えられる。また、試料攪拌後の放置時間にセメントの固化が始まっていたことも影響の一つとして考えられる。また、一軸圧縮試験結果より、7日養生後と14日養生後の強度増加は極端に増加しているとは言い難いため、改良強度検討では7日強度で可能と考えられる。

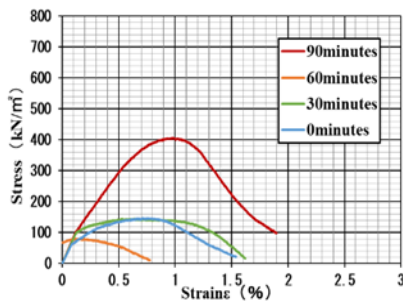


図8 W/C=60% (7日強度)

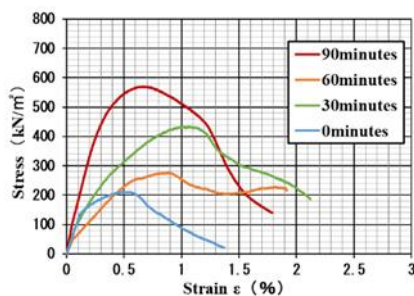


図9 W/C=70% (7日強度)

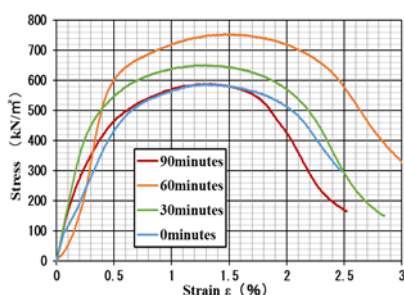


図10 W/C=80% (7日強度)

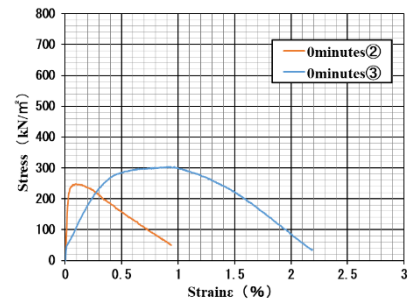


図11 W/C=60% (14日強度)

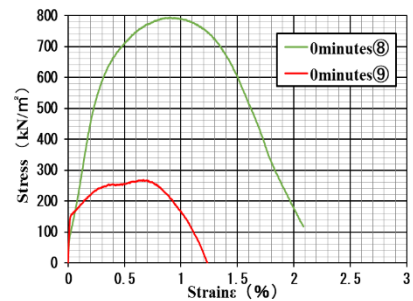


図12 W/C=70% (14日強度)

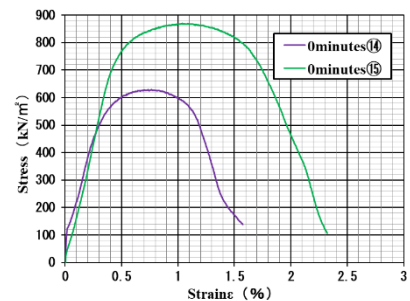


図13 W/C=80% (14日強度)

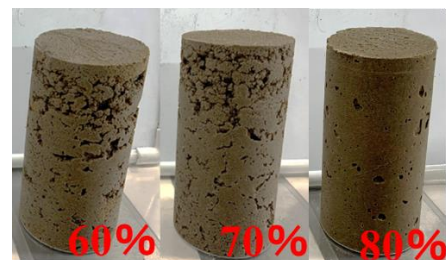


写真1 供試体 (7日強度)

5. プリージング試験

配合実験、一軸圧縮試験より、供試体の養生時間経過で、改良土中を移動する土中水や気泡が供試体上部に劣化部を形成することが分かった。このため、今回の研究では、改良土中の土中水・気泡の移動について把握することにした。

5.1 珪砂7号物理試験

試験土として使用している山砂では採取した箇所によって、含水比や細粒分の違いがあることが分かった。再現性のある実験が難しいため、珪砂7号に

変更するため、物理試験を行った。(表 3 参照)

表 3 珪砂 7 号の物理試験結果

物理試験	土粒子密度 (g/cm ³)	2.640
	液性塑性限界 (%)	NP
	60% 粒径 D ₆₀ (mm)	0.145
	30% 粒径 D ₃₀ (mm)	0.003
	FC (0.075mm 以下) (%)	2.2

5.2 実験方法

セメント系改良材のブリージング試験などに用いられる φ5cm のポリエチレン製の袋にそれぞれ 10cm、20cm、30cm、40cm の高さなるように改良土を入れる。入れた際の、ブリージング量・供試体上部特性にどのような変化があるかを観察し、把握する。また、湿潤密度により沈下量をスケールで測定する。養生後、改良体を切り出し、供試体 (直径 5cm×高さ 10cm) を作成する。供試体場所 (上中下) における湿潤密度と一軸圧縮強度を測定する。

(写真 2 参照)

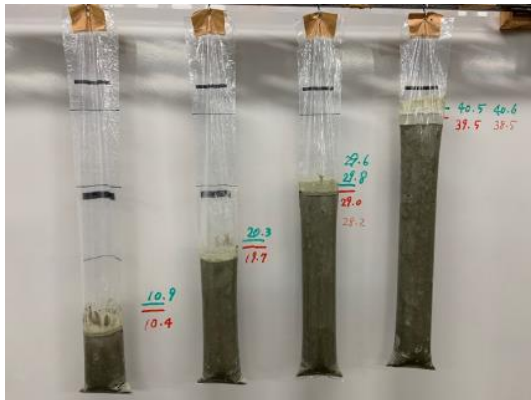


写真 2 ブリージング試験

5.3 実験結果

結果より (表 4、図 14 参照) 供試体の場所(上部と下部) により強度の違いが見られた。また、当初関係性が見られると予測した密度と強度には相関性が見られなかった。

気泡有無で比較すると気泡を添加した方が場所による強度の差が少ないことが分かった。よって、気泡を入れた場合には強度における不均一性をなくすことができると思われる。

表 4 ブリージング試験内訳

番号	供試体	幅 (cm)	高さ (cm)	質量 (g)	体積 (cm ³)	密度 (g/cm ³)	強度 (kN/m ²)
①	40cm 上	5.12	9.8	381.281	201.667	1.891	382
②	40cm 下	5.12	9.8	385.646	201.667	1.912	1036
③	30cm 下	5.16	9.7	390.382	202.741	1.926	604
④	20cm 中	5.10	9.8	379.147	200.095	1.895	815
⑤	30cm 中 (泡)	5.13	9.9	371.737	204.522	1.818	722
⑥	40cm 上 (泡)	5.11	9.1	336.991	186.532	1.807	542
⑦	40cm 下 (泡)	5.10	9.6	372.802	196.011	1.902	777

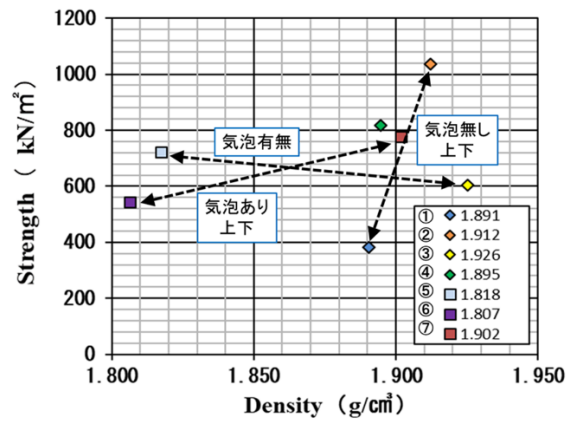


図 14 強度と密度の関係

6. まとめ

本研究で得られた結果を以下にまとめる。

<一軸圧縮強度について>

- W/C が小さいと流動性が少ないことが分かったことから、気泡の効果は全体の水分量と関係があると考えられる。また、供試体の空隙により、上下で強度の分布が生じた。原因として気泡の影響があると考えられる。
- W/C=60%では、フロー試験などから所定の基準値が得られず、施工性に必要な流動性が確保できないことが分かった。W/C=70%、80%では気泡の効果で必要な流動性を確保していることが分かった。しかし、80%では、同条件では、フロー試験等で逸水現象が観察された。このため、3 ケースの中では、70%が気泡の効果を引き出せていたと思われる。

<ブリージング試験について>

- 圧縮試験用供試体の上部がブリージング水・気泡によって未固結～弱固結状態にあり、圧縮強度に影響したことが判明した。

<長尺供試体における攪拌性能と強度について>

- 気泡を配合することで、施工性に関わる流動性を向上させ、改良材等の不均一分布性をなくす効果があると思われることが分かった。

謝辞

本研究を行うにあたり、加藤建設の皆様にご協力頂きました。深く感謝申し上げます。

【参考文献】

- 1) 林泰弘, 鈴木敦巳: 気泡セメント改良土の一軸圧縮強度への影響因子, 土木学会論文集, No. 638, pp.353-362, 1999.

1. 研究背景

わが国の大都市は平野部に多く存在するため、土地利用を目的としたインフラ整備などの建設工事が必要となる。平野部は河川に位置し、粒径の細かい土粒子で水を多く含む地盤のため、建設残土は細粒分主体で高含水状態の軟弱土が多いと考えられる。そのため、そこで発生する建設残土(写真-1 参照)は、水分を多く含んでおり、再利用が難しい。さらに、建設残土を運搬するためには乾燥させる必要がある。しかし、それらの土の乾燥には工期、処理ヤード、要求品質等を考慮して適切な計画をしなければならないと、国土交通省が通達している²⁾。



写真-1 地盤改良時の発生土¹⁾

2. 研究目的

日比らの研究³⁾ではマイクロ波を用いた建設残土の強制乾燥を行い、土の含水比を低下させる事を目的とした。建設残土を乾燥させるために、マイクロ波を用いることで、処分場の縮小化、建設残土の乾燥時間短縮、また化学物質を入れないことにより、産業廃棄物の減少が期待できる。本研究では日比らの行なった研究を COMSOL Multiphysics⁴⁾という数値解析を用いることにより小規模であった実験を大規模での実験想定を可能にする。

3. 研究方法

本研究では、日比らが行なった強制乾燥実験の問題点である質量による加熱効率、乾燥変化を解明す

るため COMSOL Multiphysics による数値解析を行なう。そのため、強熱乾燥実験の装置である半導体型空洞共振器(写真-2 参照)の特性である、電磁解析、共振解析を行なう。



写真-2 半導体型空洞共振器

3.1 マイクロ波

マイクロ波とは電波の一つであり、身近で一般的に知られている用途は電子レンジである。携帯電話や Global Positioning System (GPS)、地デジ等の通信にもマイクロ波が使用されている。マイクロ波加熱の特徴として、一般に急速(迅速)加熱、選択加熱の二つが挙げられる。建設残土の含水比を低下させることを目的としているため、対象試料をマイクロ波の特徴を利用して、作用を受けやすい水分のみを効率的かつ迅速に加熱することができる電場加熱を利用していく。

3.2 COMSOL Multiphysics

COMSOL Multiphysics とは音響・対流/拡散・電磁気学・流体力学(CFD)⁵⁾・伝熱・構造力学等の解析が行なう事ができ、本研究では電磁気学の電磁解析、共振解析を駆使する。

3.2.1 電磁解析

電磁解析は導波管にマイクロ波を照射した際起こる電磁界の大きさ、向き、分布を図-1のように可視化する。それにより、効率良く照射されているのかを確認できる。また、この解析ではポート面を自由に選択でき、多数の面から入出力ができるうえ、導波管の

サイズや入力パワーも設定でき、実験でできなかった大規模想定の実験解析も可能にする。

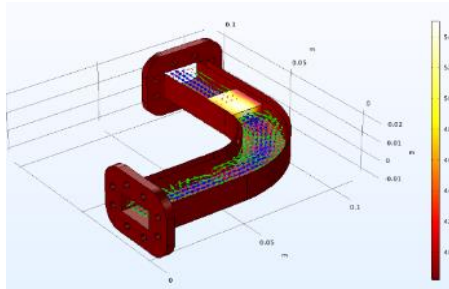


図-1 電磁界解析

3.2.2 共振解析

共振とは、物体固有の固有振動数に周波数を合わせより振動を大きくする現象のことである。共振解析ではパラメータに誘電率、透磁率、電気伝導率の3つをプロットすることにより、半導体型空洞共振器の内部で起こっている電磁波の流れを解析し、収束していく部分を図-2のように可視化させる。

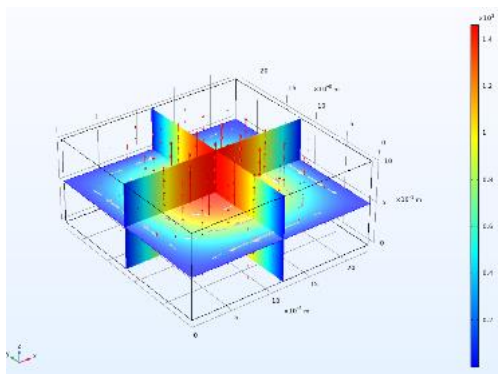


図-2 共振解析

4. 結果

解析ソフトが本研究に適しているのか、簡易的な半導体型空洞共振器（高さ：54.4cm，幅：108.8cm，奥行き：22.05cm）の解析を行なった。解析結果、図-3の全体図のように赤の分布している部分は電場強さが大きい点であり、青の分布している部分は小さい点である。図-4の側面から見た分布では電場最大値(数式-1)の位置が同様であることを確認できた。このことから本研究のモデルにおける解析可能ということが検証できた。

$$\text{管内波長 } \lambda = 14.7 \text{ (cm)}$$

$$\vec{E}_{max} = \frac{(2n-1)}{4} \lambda \text{ (cm)} \quad \text{(数式-1)}$$

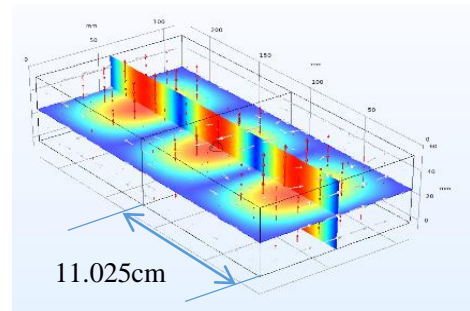


図-3 電磁解析 全体図

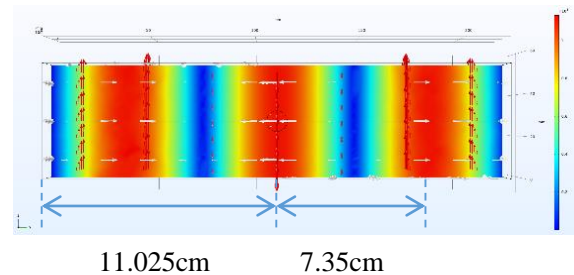


図-4 電磁解析 側面図

5. 結論

電磁解析による簡易的なモデルを解析することができることから規模を拡大化することが可能である。また、より実験を再現化するため共振解析を行なうことを視野に入れる。

【参考文献】

- 1) オデッサ・テクノス株式会社，建設泥土とは，地盤改良工事，
URL:<https://www.odessat.co.jp/service/service01/constructionsledge>, (参照 2020/11/24) ,
- 2) 国土交通省, 建設リサイクル推進施策, 通達・基準・マニュアル, 建設泥土再生利用技術基準, 2010.
- 3) マイクロ波基礎知識 | ミクロ電子株式会社 (microdenshi.co.jp),
<https://www.microdenshi.co.jp/microwave/>, (参照 2020/12/21),
- 4) はじめての COMSOL Multiphysics®, https://kesco.co.jp/download/hajimete-no-COMSOL_v55.pdf, (参照 2020/11/24),
- 5) KESCO COMSOL Multiphysics, <https://kesco.co.jp/service/comsol/multiphysics/>, (参照 2020/12/15),

盛土造成地における液状化被害が既存住宅に及ぼす影響

EC17022 近藤 佑紀

1 研究背景

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震により千葉県の浦安市では、埋め立てられた平坦地での地盤液状化被害が確認された¹⁾(写真-1 (a)参照)。そのため、この地震後、平坦地における地盤液状化対策や研究は数多くされてきた²⁾。一方、2018年9月6日に発生した北海道胆振東部地震では、傾斜地での地盤液状化被害が確認された³⁾(写真-1 (b)参照)。この地震では、傾斜地に造成された盛土が地盤液状化を起し地盤流動による甚大な被害が報告された。傾斜地で地盤が液状化した場合、平坦地に比べて大きな被害になるが、傾斜地での地盤液状化対策や研究がなされていないのが現状である。本研究では、傾斜地に造成された盛土を対象に検討を行う。



(a) 平坦地 (b) 盛土造成地

写真-1 地盤液状化による被害

2 目的

地盤液状化と傾斜地(盛土造成地)の2つを同時に検討した既往の研究はないため、本研究では地盤液状化と傾斜地の複合災害を対象とする。

盛土造成地では、斜面の崩落を防ぐために擁壁が用いられる。中でも2m未満の擁壁が多く用いられている。五味ら⁴⁾が実施した熊本地震における擁壁被害調査によると2m未満の擁壁はそれ以上のものと比較し、地震による被害が多いことが分かっている。2mを超える擁壁は工作物として構造計算及び建築確認がされており、安全性が担保されている。しかし、2m未満の擁壁は建築基準法による確認申請が不要なため構造計算が省略されている可能性があり、被害が多いと考えた。そこで、本研究では確認申請の必

要のない擁壁を用いた盛土造成地での地盤液状化時の住宅及び、擁壁周辺の危険要因分析を行う。その結果より有効な対策を提案することを目的とする。

3 研究手法

液状化時の住宅沈下および地盤の変形を確認するために、水平方向に加振可能な電気油圧サーボ方式の加振装置と両面をアクリルとした剛土槽(内寸：幅1,200mm×奥行き300mm×高さ450mm)を組み合わせた振動台実験装置(写真-2参照)を使用し、1/60スケールの平面ひずみ条件で模型振動台実験を行う。図-1に土槽内概要図を示す。実験では、液状化時の住宅沈下や地盤変化を確認することができるように土槽に小型カメラを設置する。また、地盤の変形を確認する手段としてアルミ製のリベットを剛土槽の前面に貼り、動画解析ソフト(写真-3参照)により地盤の変位・加速度を把握する。地盤材料は珪砂6号とし、水中落下法で盛土・斜面部を作成した。地山となる基礎地盤はソイルセメントを用いた。

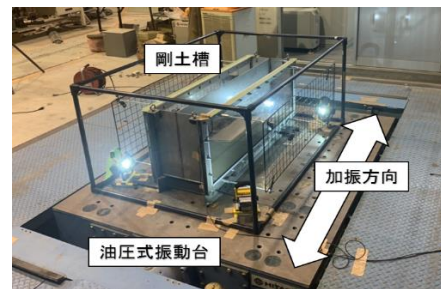


写真-2 実験装置

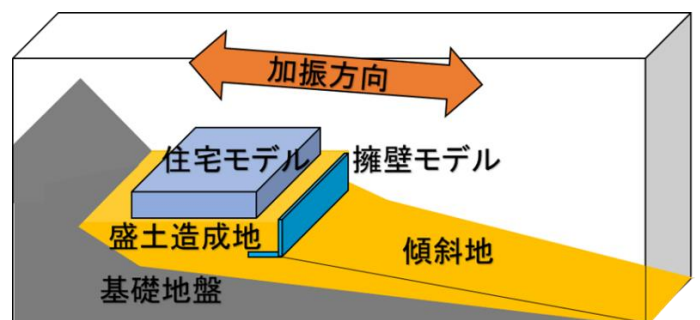


図-1 土槽内概要図

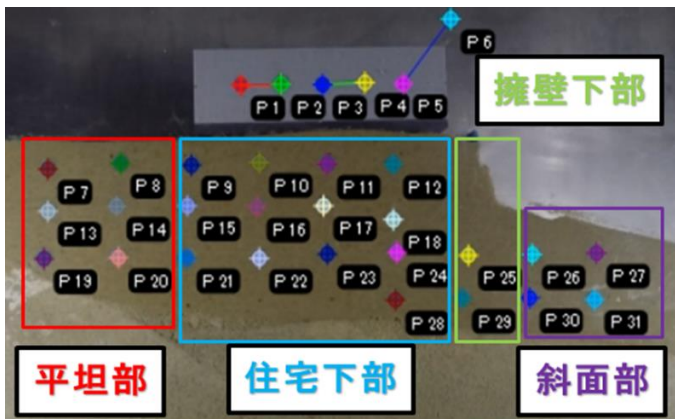
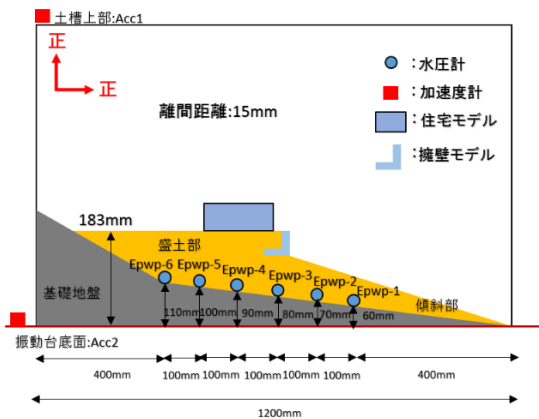
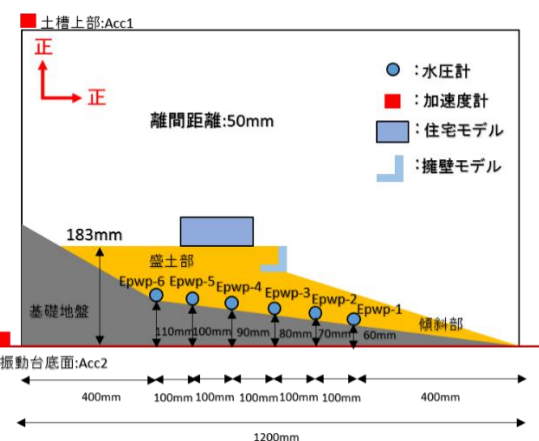


写真-3 動画解析



(a) ケース 1, 3, 5, 7



(b) ケース 2, 4, 6, 8

図-4 計測器設置状況

3.1 検討ケース

本実験では、住宅と擁壁の離間距離を検討するケースと地震動で検討するケースの計4ケースを実施した。ケース5~8は安間ら⁵⁾が実施したものである。住宅と擁壁の離間距離は15mm(実規模:1m)、50mm(実規模:3m)の2ケース検討した。地震動は6弱のプレート境界型の地震と震度6強の直下型の地震を想定した2ケースを検討した。表-1に検討ケース、図-2,3に地震動波形、図-4に計測器設置状況を示す。

表-1 各ケースの詳細

	離間距離	地震動波形	震度(気象庁)	相対密度
ケース1	15mm	図-1 参照	震度6弱	50.0%
ケース2	50mm	図-1 参照	震度6弱	56.0%
ケース3	15mm	図-2 参照	震度6強	50.0%
ケース4	50mm	図-2 参照	震度6強	56.0%
ケース5 ⁵⁾	15mm	図-1 参照	震度6弱	58.0%
ケース6 ⁵⁾	50mm	図-1 参照	震度6弱	55.0%
ケース7 ⁵⁾	15mm	図-2 参照	震度6強	58.0%
ケース8 ⁵⁾	50mm	図-2 参照	震度6強	55.0%

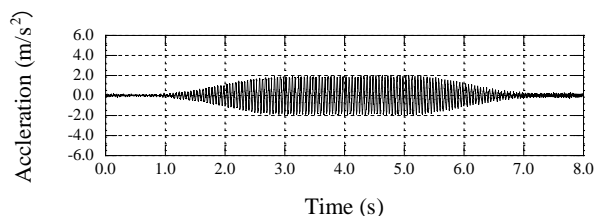


図-2 ケース 1, 2, 5, 6 加速度の時刻歴

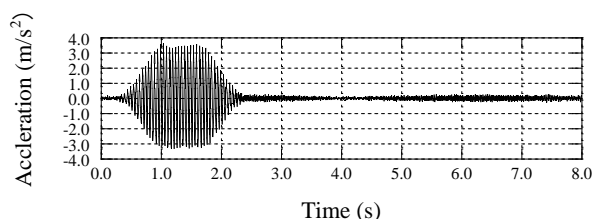


図-3 ケース 3, 4, 7, 8 加速度の時刻歴

3.2 住宅・擁壁モデル

対象住宅は木造二階立てのべた基礎住宅とする。木造二階立て住宅の設置圧を荷重指針から15kPaに設定した後、相似則を考慮し、この住宅を板厚5mmの塩化ビニル製の容器と荷重調整用のアルミプレートでモデル化する。実規模スケールで想定した住宅の接地圧15kPaについて相似則を考慮し、モデルスケールでは0.25kPaとなるように5mm厚のアルミプレートを1枚入れ調整し設計した。また、住宅の前面に動画解析によって住宅の沈下量、水平移動量を測定するためにマーカーを貼付した。マーカーは住宅模型の位置によっての沈下を違い求めるために5点設けた。

擁壁は名古屋市宅造用L型擁壁⁶⁾を参考として1/60スケールにしたアルミ製の擁壁(立て壁:40mm, 底板:40mm, 厚さ:3mm)を使用する。根入深さは10mmに設定する。宅造法⁷⁾より常時、地震時の転倒・滑動・基礎地盤の支持力に対する安全照査を行い、全ての条件で満足している。住宅・擁壁モデルの詳細を写真-4に示す。

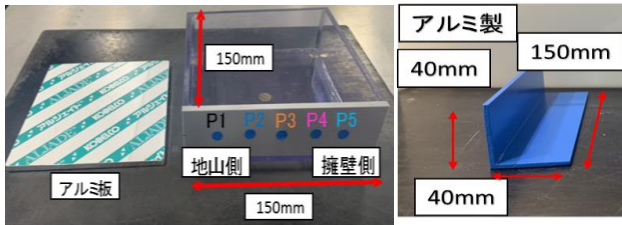


写真-4 住宅モデルと擁壁モデル

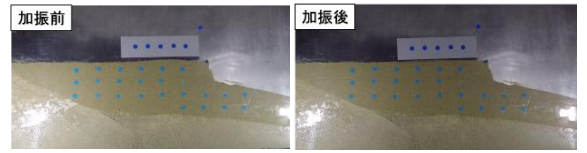


写真-5 加振前後の住宅模型

4 結果

ケース 1 とケース 2 では地盤、住宅及び擁壁の沈下や傾斜などは確認されなかった。

ケース 3 で得られた過剰間隙水圧の時刻歴を図-5 に、住宅沈下量と住宅水平移動量を図-6、写真-5 に加振前後の住宅模型の写真に示す。図-5 の結果より、加振から 0.80 秒地点で過剰間隙水圧が有効上載圧に達しており、液状化していることが分かる。図-6 より、液状化が起きた後に住宅は沈下を始め、2.6 秒後には P1 は 1.2mm、P5 は 1.4mm 沈下した。水平移動量は 3.3mm であった。

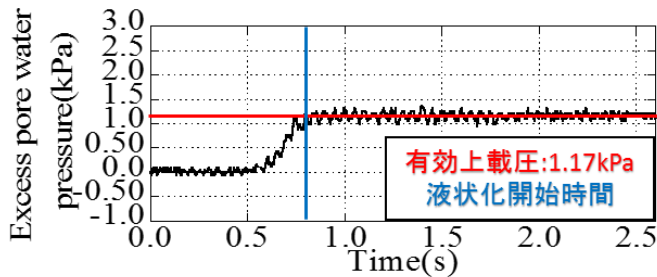


図-5 過剰間隙水圧の時刻歴

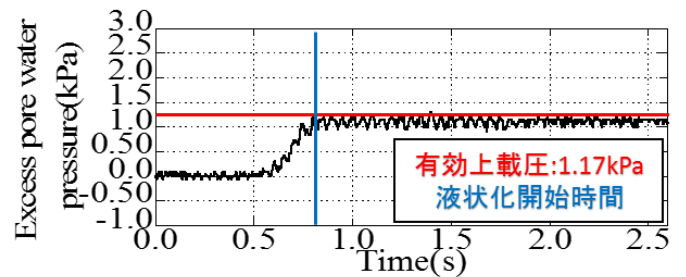
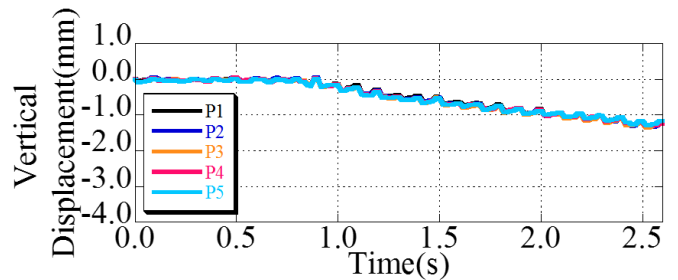
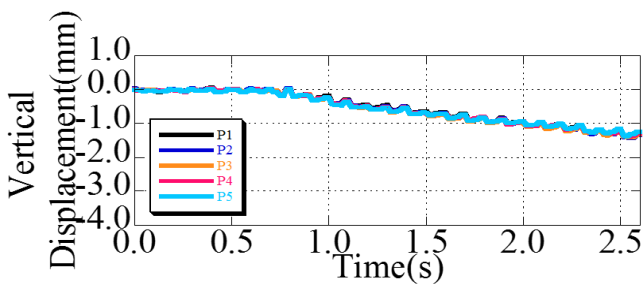


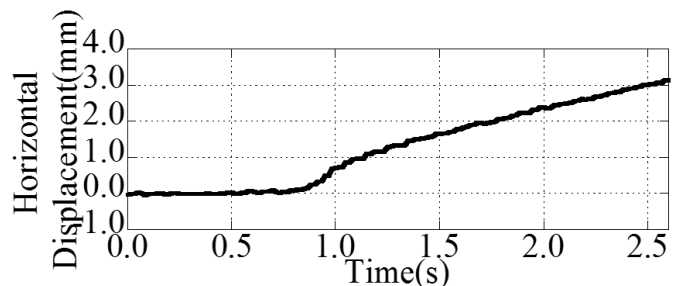
図-7 過剰間隙水圧の時刻歴



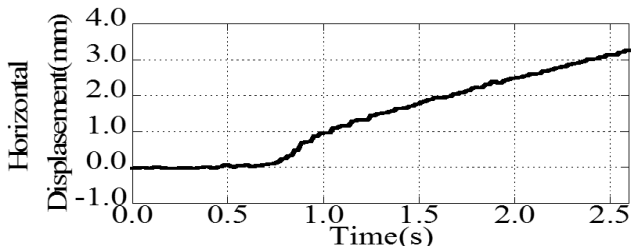
(a) 住宅沈下量



(a) 住宅沈下量



(b) 住宅水平移動量 P1~P5 の平均



(b) 住宅水平移動量 P1~P5 の平均

図-6 ケース 3

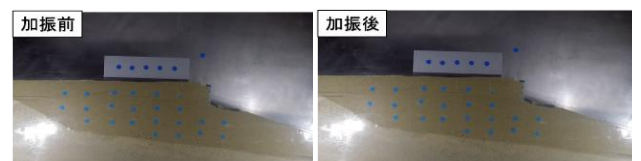


写真-6 加振前後の住宅模型

5 考察

ケース 1,2 の結果より, 対象住宅から離れた地域で発生した震度 6 弱の地震では傾斜地に建てられた盛土造成地で被害が起こらないことが分かった。安間らの実施した実験と同じ条件で同じ実験を行い, 同じ結果を得られたことから再現性があると言える。

ケース 3 とケース 4 の比較をする。図-9 にケース 3 の住宅挙動と擁壁挙動及び地盤変位の概要図, 図-10 にケース 4 の住宅挙動と擁壁挙動及び地盤変位の概要図を示す。図-9, 図-10 より, ケース 3 では地盤全体が斜面側へ水平移動し側方流動を起こしているが, ケース 4 では擁壁周辺地盤のみが斜面方向に水平移動している。離間距離が近いと住宅が不同沈下を起こすことが分かった。

ケース 3 とケース 5 の比較をする。図-11 にケース 3 の住宅挙動と擁壁挙動の概要図, 図-12 にケース 5 の住宅挙動と擁壁挙動の概要図⁵⁾を示す。図-11, 図-12 より, ケース 3 とケース 5 の住宅の傾斜向きが異なる。要因は擁壁下部地盤が緩いと住宅下部地盤と住宅と供に側方流動を起こすが擁壁下部を締め固めることで住宅下部地盤と住宅の水平移動を抑制することができる考えた。

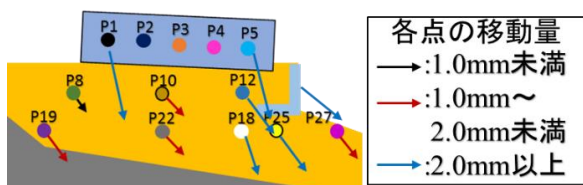


図-9 ケース 3 住宅挙動と擁壁挙動
及び地盤変位の概要図

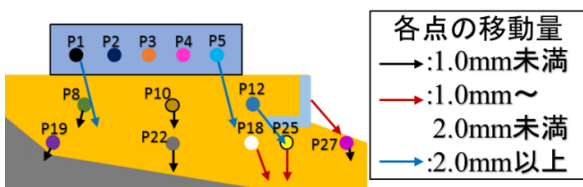


図-10 ケース 4 住宅挙動と擁壁挙動
及び地盤変位の概要図

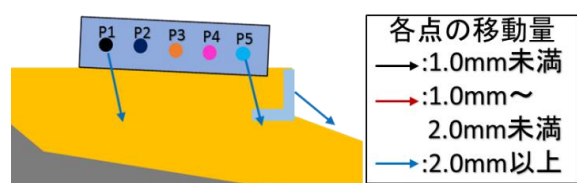


図-11 ケース 3 住宅挙動と擁壁挙動の概要図

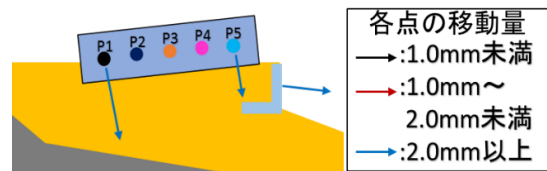


図-12 ケース 5 住宅挙動と擁壁挙動の概要図⁵⁾

6 結論

住宅と擁壁の離間距離が近いと住宅が不同沈下を起こし, 擁壁下部地盤が緩いと住宅ごと側方流動を起こす(図-13 参照)。

住宅の沈下量を抑制するためには住宅下部の対策をすることが有効であると考えられる。そのため, 住宅下部の地盤改良や住宅下部に杭基礎を設置することで被害を敬遠できる可能性がある。

住宅の水平移動量を抑制するためには擁壁下部の対策をすることであると考える。そのため, 擁壁下部の地盤改良や擁壁下部に杭を設置することが有効であると考えられる。



図-13 住宅被害の概要図

【参考文献】

- 1) Tokimatsu, K. et al.: Liquefaction-induced Damage to buildings in Urayasu City During The 2011 Tohoku Pacific Earthquake, Proc. of the International Symposium on Engineering Lessons Learned from the 2011 Great East, Japan Earthquake, pp.665-674, 2012.
- 2) 芹川 由布子ら: 既設戸建住宅を対象とした丸太を用いた液状化対策工法に関する基礎的研究, 地震工学論文集第 35 巻, 2016 年 72 巻 4 号 pp. 489-495, 2016.
- 3) 廣瀬 亘ら: 平成 30 年北海道胆振東部地震に伴う地表変動および強震動による被害, 北海道地質研究所報告, 第 90 号, pp.15-32, 2018.
- 4) 五味 晃大ら: 2016 年熊本地震による益城町における擁壁被害調査, 平成 28 年度 日本大学理工学部 学術講演会予稿集, B-70, pp.174-175, 2016.
- 5) 安間 匡志ら: 地震時の擁壁不同沈下が住宅被害にもたらす影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集(関東), pp.555-556, 2020.
<https://www.city.koka.lg.jp/secure/12026/jyuunisyou2.pdf>, (参照 2019-12-15)
- 6) 名古屋市: 名古屋市宅地造成工事技術指針(第 8 章・第 9 章: 擁壁の標準構造図), pp.42-52, 2016.
- 7) 甲賀市: 開発行為に関する基準, “第 12 章 擁壁に関する基準”, 2013.