

MPM を用いた地盤材料の変形解析

EC17025 清水 幹太

1. 研究背景

近年、巨大地震の危険性、異常気象に伴い、浸透崩壊、斜面崩壊、液状化など地盤の大変形・流動に関わる危険性について年々関心が高まっている。このような背景の下で、地盤の大変形・流動化の様子をシミュレーションし、各対策地点のリスクを定量的に評価することの重要性が指摘されている。

しかし現状としては、地盤の大変形・流動のシミュレーションを可能にする解析手法は未だ明確に確立していない。従来の数値解析法は、大きく分けて格子法と粒子法に分けられる。格子法は実績が多いが、問題点として、大変形解析時にメッシュ形状が破綻する点、メッシュを再分割する場合の計算負荷が大きい点が挙げられる。一方、粒子法は地盤の数値解析においても適用例が報告されており、格子法で挙げたの問題を解決しているという点で、格子法に比べて有利な解析手法と言える。しかし計算効率の悪さや解析精度等の問題点がある。

今回使用する MPM(Material Point Method)の特徴としては、大変形まで含めた数値解析が可能となる点や、既存の格子法の計算技術がそのまま適用できる点、隣接粒子検索に費やす計算負荷が少ない点などが挙げられ、格子法や粒子法に比べて優位な解析手法とされている。¹⁾ 以上の特徴から、実際に MPM を使用した解析を行い、上記で挙げた地盤災害のリスク評価や、地盤の大変形問題に対して有効であるかを示す必要がある。

2. 研究目的

今まで有効とされてきた数値解析手法の長所を併せ持った MPM を取り入れるに当たって、構成則を取り入れた基礎的な地盤材料の変形解析を行い、その変形挙動を確認・比較し、プログラムの有効性と、大変形解析への適用性を確認する。

3. 研究方法

粒子とメッシュにより解析モデルを作成し、それぞれ解析パラメーターを入力し、境界条件を与えて解析を行う。そして出力結果を確認し、理論値・形状の比較により評価していく。

4. MPM について

MPM の概要と定式化について説明する。

4.1 MPM の概要

MPM とは、Lagrange 的手法と Euler 的手法を連成した解析手法であり、Particle in cell (PIC) 法と呼ばれる手法の一種である。PIC 法の中でも代表的な手法が Sulsky により提案された Material Point Method (MPM) である。この手法では連続体を粒子の集合として Lagrange 的にモデル化した上で、粒子群裏に固定した格子群 (バックグラウンドメッシュ) で Euler 的にひずみ増分を計算する。

ここで、バックグラウンドメッシュで Euler 的に計算する部分は FEM と同様であり、地盤のような構成則が複雑なものにも適用性がよく、境界条件も明確に表現することが可能である。また長年蓄積された FEM の解析技術を適用可能であり、地盤の変形解析で長年スタンダードな手法として普及している FEM の延長線上の手法として可能性を大いに有した解析手法である。さらに MPS や SPH などと比べて解析固有のパラメーターを有さないことも大きな利点である。²⁾

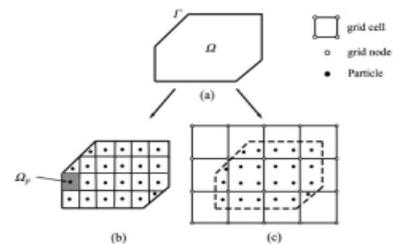


図1 MPM のイメージ図

4.2 MPM の定式化

MPM では連続体を粒子の集合として表し、応力・ひずみ等の物理量を粒子群により輸送する。一定時間刻み Δt 毎にそれらの物理量を粒子群が存在する空間に固定した背面格子 (バックグラウンドメッシュ) の格子点に内挿関数を通じて集約し、運動方程式を解き格子点速度を求める。格子点速度からひずみ増分 $\Delta \epsilon$ を求め、それに伴う格子の変形に従い粒子の位置、物理量を更新する。変形した格子は次ステップの計算に備え粒子を残して元に戻り、それを繰り返すことで計算していく。以下に定式化の代表的な部分を記載する。

式 (1) ～式 (14) にある上添え字 k は計算ステップを表す。
また格子点物理量は上添え字 g 、粒子物理量は下添え字 p で表している。

粒子質量から次式より格子点質量を算出する。 m_g 、 m_p 、 S_p 、 n_p はそれぞれ、格子点質量、粒子質量、粒子位置 における形状関数、格子内にある粒子数、である。

$$m_g^k = \sum_{i=1}^{n_p} m_{p,i} S_{p,i} \quad (1)$$

粒子応力から次式より格子点内力を算出する。 f_g^{int} 、 ρ_p 、 G_p 、 σ_p 、 σ_p^{ini} はそれぞれ、格子点内力、粒子密度、形状関数の導関数、粒子応力、粒子初期応力である。

$$f_g^{int} = - \sum_{i=1}^{n_p} \frac{m_{p,i}^k}{\rho_{p,i}^k} G_{p,i}^T (\sigma_{p,i}^k - \sigma_{p,i}^{ini}) \quad (2)$$

体積力係数 g^k から格子点外力 f_g^{ext} を次式より算出する。

$$f_g^{ext} = m_g^k \cdot g^k \quad (3)$$

式 (1) ～式 (3) から格子点における運動方程式が自由度毎に立てられ、格子点加速度 a_g を式 (4) より算出する。

$$a_g^k = \frac{1}{m_g^k} (f_g^{int,k} + f_g^{ext,k}) \quad (4)$$

粒子の座標を次式により算出する。 x 、 v_g 、 Δt 、 n_g は粒子座標、格子点速度、時間刻み、粒子が所属する格子の頂点数、である。

$$x^{k+1} = x^k + \Delta t \cdot \sum_{i=1}^{n_g} v_{g,i}^k N_{p,i}^k \quad (5)$$

粒子変位 u を式 (6) から算出する。

$$u^{k+1} = u^k + \Delta t \cdot \sum_{i=1}^{n_g} v_{g,i}^k N_{p,i}^k \quad (6)$$

式 (1) ～式 (4) と式 (5)、式 (6) は独立な関係にあるので、どちらを先に計算しても結果に影響はない。

粒子体積、密度を式 (7)、式 (8) から算出する。 $volume$ は体積、 ε_v は体積ひずみである。上添え字の 0 は初期値を表す。

$$volume^{k+1} = volume^0 \cdot (1 + \varepsilon_v^k) \quad (7)$$

$$\rho^{k+1} = \frac{\rho^0}{(1 + \varepsilon_v^k)} \quad (8)$$

粒子加速度 a_p を式 (9) から算出する。

$$a_p^k = \sum_{i=1}^{n_g} a_{g,i}^k N_{p,i}^k \quad (9)$$

粒子速度 v_p を式 (10) から算出する。

$$v_p^{k+1} = v_p^k + \Delta t \cdot a_p^k \quad (10)$$

格子点速度 v_g を式 (11) から算出する。

$$v_g^{k+1} = \sum_{i=1}^{n_p} \frac{N_{p,i} m_{p,i}}{m_g^k} v_p^{k+1} \quad (11)$$

粒子のひずみ ε_p を式 (12a)、式 (12b) から算出する。

$\Delta\varepsilon_p$ は Δt 間の粒子ひずみ増分である。

$$\Delta\varepsilon_g^{k+1} = \frac{\Delta t}{2} \cdot \sum_{i=1}^{n_g} (G_{p,i} v_g^{k+1} + (G_{p,i} v_g^{k+1})^T) \quad (12a)$$

$$\varepsilon_p^{k+1} = \varepsilon_p^k + \Delta\varepsilon_p^{k+1} \quad (12b)$$

粒子の応力 σ_p を式 (13a)、式 (13b) から算出する。 K は素剛性マトリックス、 $\Delta\sigma_p$ は Δt 間の粒子応力増分である。

$$\Delta\sigma_p^{k+1} = K \cdot \Delta\varepsilon_p^{k+1} \quad (13a)$$

$$\sigma_p^{k+1} = \sigma_p^k + \Delta\sigma_p^{k+1} \quad (13b)$$

式 (1) ～式 (13) の一連の手順が解析の 1 ステップに相当する。この間の時間刻みは Δt であり、 t 時間の計算を行う場合は $t/\Delta t$ ステップだけ上記手順を繰り返す。

5. 数値シミュレーション

プログラムが正常に動いているか、そして地盤材料の変形への適用性を確認するため、3 種類の検証を行った。

5.1 重力作用の確認

作成した解析モデルに、重力加速度かけ、それが正常に作用しているかを確認する。

5.1.1 解析条件

図 2 のように空中に地盤モデルを配置し、重力加速度をかけて自由落下させ、底面に接するまでの速度を求めて、理論値と比較する。本解析では、メッシュサイズは 0.10m、粒子数は 200 個、計算時間は 10 秒である。本解析で用いた解析パラメータを表 1 に示す。速度の理論値は式 (14) により決定した。 v は速度、 a は加速度、 t は時間である。

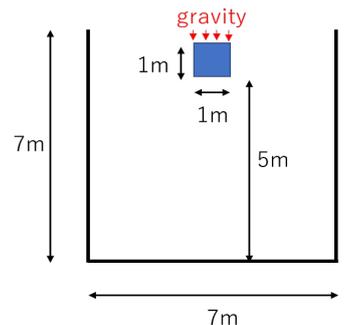


図 2 解析モデル

$$v = at \quad (14)$$

表1 解析パラメーター

地盤材料の密度 ρ (kg/m ³)	1000.0
時間増分 Δt (s)	0.01
重力加速度 g (m/s ²)	9.81

5.1.2 解析結果

図3に時間ごとの速度を出力した結果と理論値との比較を示す。出力した速度が理論値と近い値となり、重力加速度が適切に作用しているのが確認できた。

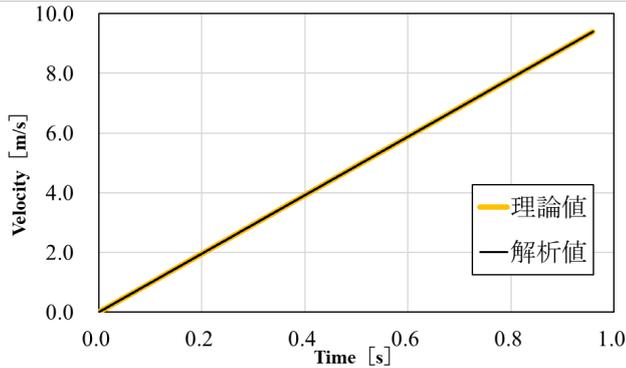


図3 時間と速度の関係

5.2 初期応力の確認

次に重力をかけた時の自重の圧力を確認し、初期応力が適切に出力されているかを確認する。

5.2.1 解析条件

図6のような解析モデルに重力をかけ、モデル上面から0.1mごとの圧力を求める。表2は解析に用いたパラメーターを示している。本解析では、メッシュサイズは0.10m、粒子数は200個、計算時間は10秒である。図5に解析モデルを示す。圧力の理論値は式(15)により決定した。 p は圧力、 ρ は密度、 g は重力加速度、 h は深度である。

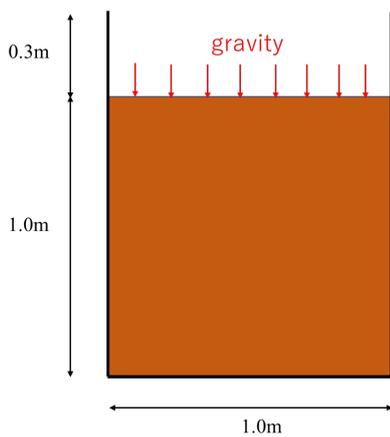


図4 解析モデル
 $p = \rho gh$ (15)

表2 解析パラメーター

地盤材料の密度 ρ (kg/m ³)	1000.0
時間増分 Δt (s)	0.001
重力加速度 g (m/s ²)	9.81

5.2.2 解析結果

図5に深度ごとの圧力を出力した結果と理論値との

比較を示す。出力した圧力が理論値に近い値となり、初期応力が適切に出力されているのが確認できた。

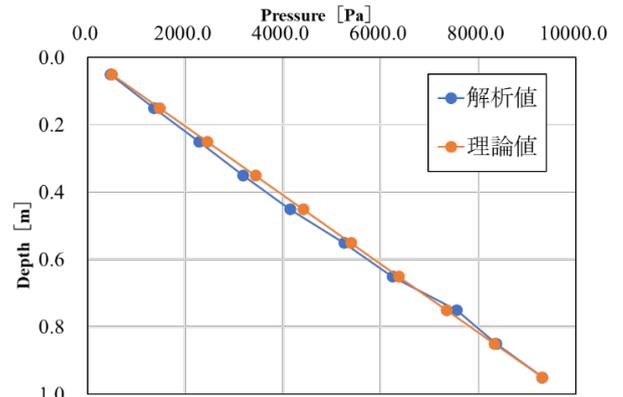


図5 深度と圧力の関係

5.3 砂塊の形状解析

Moriguchi³⁾の研究を参考に、地盤材料の流動を模擬した数値シミュレーションを行った。地盤を構成する材料は粒状材料、粘性材料の2種類である。地盤材料に重力のみを与えて変形させ、地盤材料の違いによる変形挙動の違いについて検討する。

5.3.1 解析条件

図6、図7は本解析で用いた2次元と3次元の解析モデルである。メッシュサイズ ($\Delta x = \Delta y$) は0.010mである。本解析に用いた解析パラメーターを表1に示す。表2に示すように粘着力と内部摩擦角を変化させて5ケースの解析を行った。Case1 および Case2 は粒状材料であり、Case3 から Case5 は粘性材料である。解析時間は5秒で、構成則はDrucker-Pragerモデルを使用している。

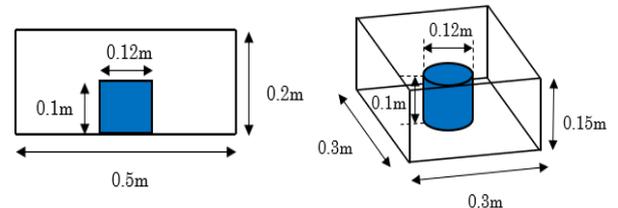


図6 2次元解析モデル

図7 3次元解析モデル

表3 解析パラメーター

地盤材料の密度 ρ (kg/m ³)	1000.0
時間増分 Δt (s)	0.001
重力加速度 g (m/s ²)	9.81

表4 解析ケース

case	1	2	3	4
内部摩擦角 ϕ (deg)	30.0	45.0	0.0	0.0
粘着力 c (Pa)	0.0	0.0	300.0	800.0

5.3.2 解析結果と考察

まず、図8では2次元でのcase1の内部摩擦角のみを与えたモデルと、case3の粘着力のみを与えたモデルの時間ごとの変形形状を示す。図のようにcase1とcase3では、変形の

仕方に違いがあることが確認できた。

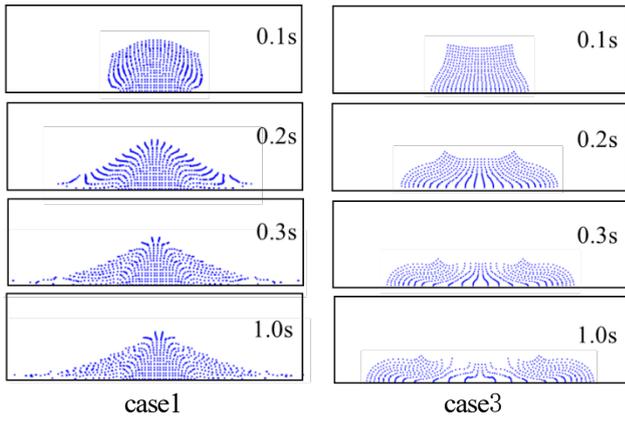


図8 粒状材料と粘性材料の変形形状比較

次に、2次元での内部摩擦角のみを与えた case1 と case2 の時間ごとの変形形状を比較する。図9を見ると、この2ケースでは変形の仕方は似ているのが分かる。しかし、変形後を見ると表面の角度に違いが出ており、内部摩擦角の数値を上げると壊れにくくなっているのが確認できる。

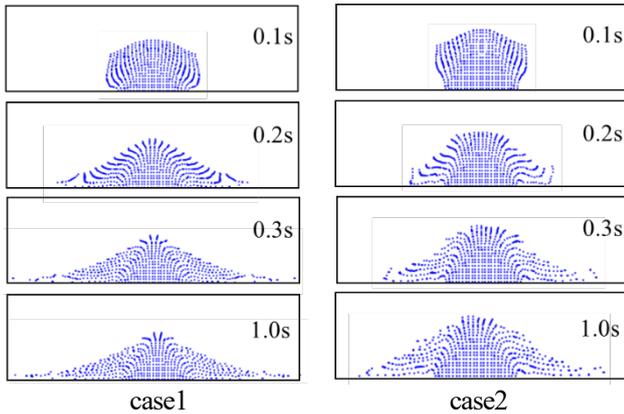


図9 粒状材料同士の形状変化比較

次に、2次元での粘着力のみを与えた case3 と case4 の時間ごとの変形形状を比較する。図10を見ると、この2ケースでは、図9とは異なり、変形の仕方に違いが出た。そして、粘着力を上げることによってモデルが壊れにくくなっていることが確認できる。

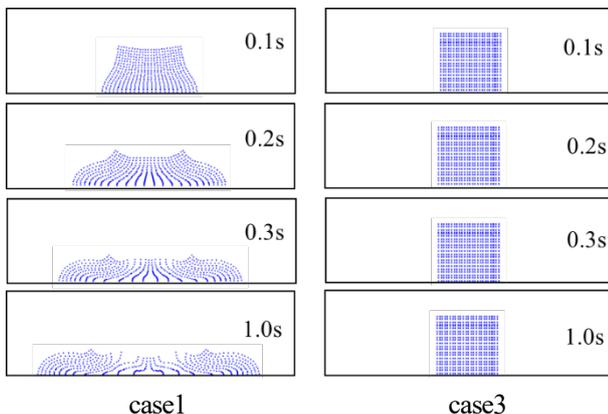


図10 粘性材料同士の变形形状比較

次に、全4ケースの最終形状を比較する。図11を見ると、粒状材料と粘性材料では変形の仕方は違うが、それぞれの数値を高くすることで壊れにくくなることが分かった。

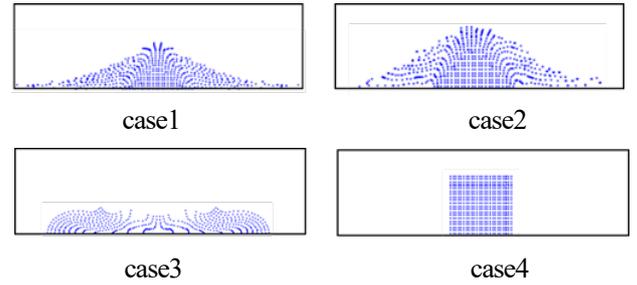


図11 全ケースの最終変形形状比較

最後に、3次元での全4ケースの最終形状を確認する。図12を見ると、図11の2次元モデルと同様に、3次元でも各ケースにおいて、形状の違いが見られる。そして、図13と比較しても、それぞれ似た形状変化をしていることから、3次元でも同じように表現できることが分かった。

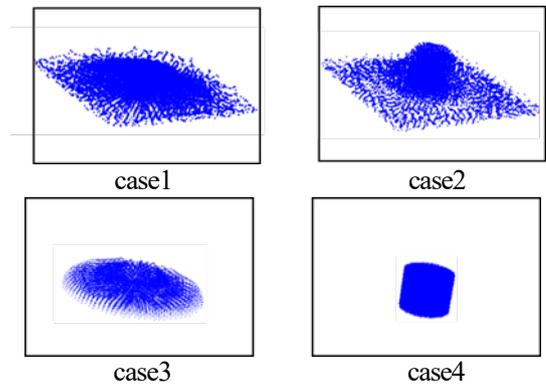


図12 3次元の全ケース最終変形形状比較

6. まとめと今後の展望

今回行った解析では、MPMのプログラムが正常に作用していること、そして構成式を用いた地盤材料の大変形に対する適用性を持つ可能性を示すことができた。

今後は、実験の再現解析、地震外力の載荷解析などを行い、MPMの適用範囲を増やしていく必要がある。

謝辞

余川先生と研究室の仲間には感謝の気持ちでいっぱいです。本当にありがとうございました。

【参考文献】

- 1) 桐山貴俊, Material Point Method を用いた地盤材料の大変形解析, 清水建設研究報告, 第92号, 平成27年.
- 2) 阿部慶太, 篠田昌弘: Material Point Method を用いた地盤の変形・流動解析, 地盤工学会誌, No.59-3, 2010年.
- 3) Shuji Moriguchi CIP-based numerical analysis for large deformation of geomaterial, Gifu University, Japan, 2011

LIQCA による盛土直下の液状化解析と対策

EC18009 大野 祥平

1. 研究背景

地震による影響により、河川堤防や道路盛土直下の地盤が液状化する事による盛土構造物の被害が確認されている。液状化とは、地盤内にある密ではない土粒子が地震等の外的要因により発生する現象である。実際に、平成 23 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震で被害が報告されている。地震動等の外力を受ける前の安定した砂質土や砂地盤で砂の粒子同士のせん断応力による摩擦により地盤が安定を保たれている。このような地盤で、地下水位の高い場所もしくは地下水位が何かの要因で上昇した場所で、地震や建設工事などの連続した振動が加わると、その繰り返しせん断によって体積が減少し、間隙水圧が増加し、その結果、有効応力が減少する。これに伴い有効応力が減少して、これが 0 になったとき液状化現象が起きる(図 1)。このとき地盤は急激に耐力を失う。これにより、土より重たい構造物は沈み、土より軽い構造物は浮き上がるという被害が生じる。この被害は、地平成 23 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震で報告されている。被害事例として、茨城県那珂市の那珂 I.C. 周辺の高速道路盛土(写真 1)や、宮城県遠田郡美里町南小牛田を通る国道 108 号(写真 2)にて盛土直下部の地盤の液状化が報告されている被害のメカニズムとして地震による盛土直下の地盤にて液状化が発生する(図 2)。液状化により盛土部分を支えられなくなり沈下する。これにより、盛土上部の道路が破壊され通行出来なくなる。しかし、道路盛土は緊急輸送路として利用される可能性があり、液状化による被害で通行出来なくなると人命にも関わる。その為本研究では、盛土直下の液状化解析と対策を検討する。

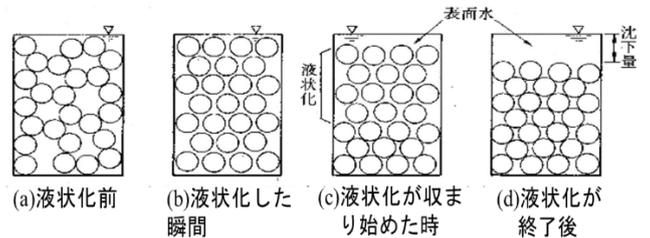


図 1 液状化のメカニズム



写真 1 那珂 I.C. 周辺の高速道路盛土



写真 2 国道 108 号

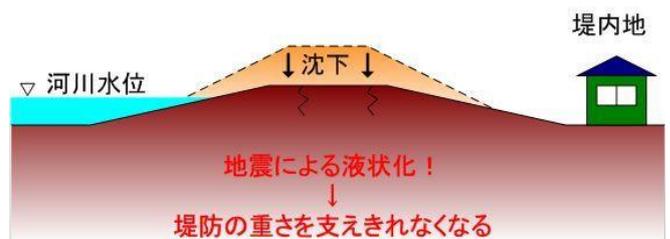


図 2 被害メカニズム

2. 研究目的

本研究の目的として、道路盛土が地震等の外的要因による液状化被害を減らすことにある。その為、解

析ソフトの LIQCA2D を使い、被害の低減を目的とした SECURE-G 工法が 5m 以上の場合でも有効なのか、液状化時の条件が変わればどのような変化があるのか、またそのときにこの対策は有効なのかを検証する。

3. 研究方法

本研究では、2次元有効応力解析プログラム LIQCA2D(以下、LIQCA2D と呼称)を使用する。LIQCA2D の解析は、解析結果を二次元のモデル化を行い効果の検証を行なう。LIQCA2D の概要として、土の有効応力に基づき、土の相と水の相に関する力の釣り合いを考慮して定式化されている有限要素法プログラムである。また特長として、有効応力解析が可能であり、土と水の相互作用を解析可能である。そして、動的解析が可能であり、慣性が働くものを対象とした解析が可能(今回は地震動を対象とした)である。解析の手順として、自重のみが働いている時の初期応力解析を行ない、盛土を地盤上に乗せた時の地盤の応力を求める。このとき、盛土直下部に液状化対策ありと、なしの2つの解析を行なう必要がある。次に地震動を入力し、初期応力解析で得た応力を用いた動的解析を行う。

4. 解析条件

解析を行なう上で、初期データと解析条件から必要なデータを入力する必要がある。その為、以下の条件にて解析を実行し、どのようなモデルを想定したかを載せる。また検討ケースとして、液状化対策ありとなしの2種類と盛り土高さを 2m, 6m, 10m の3種類、液状化強度を 50%, 70% の2種類の合計 36 ケースで検証する。

表 1 静的解析パラメータ

表 2 動的解析パラメータ

パラメータ名		液状化層 Dr=50%	液状化層 Dr=70%
		東北砕砂7号 繰返し弾塑性 Okaモデル	東北砕砂7号 繰返し弾塑性 Okaモデル
モデル化			
透水係数	$k(m/sec)$	1.30E-04	1.30E-04
初期間隙比	e_0	0.870	0.786
圧縮係数	λ	0.025	0.025
膨潤係数	κ	0.0100	0.0100
無次元初期せん断係数比	G_0/σ'_v	93.75	190.5
過圧密比	OCR	1.2	1.2
変相応力比	M^*_n	0.692	0.692
破壊応力比	M^*_f	1.329	1.329
硬化パラメータ	B_0	330	350
硬化パラメータ	B_1	33	33
硬化パラメータ	C_f	-	-
異方性消失のパラメータ	C_d	2000	2000
規準ひずみ (塑性剛性)	γ^{ps}_v	0.050	0.050
規準ひずみ (弾性剛性)	γ^{es}_v	0.100	0.100
ダレリソク係数	D_0	3.50	3.00
ダレリソク係数	n	3.5	3.8

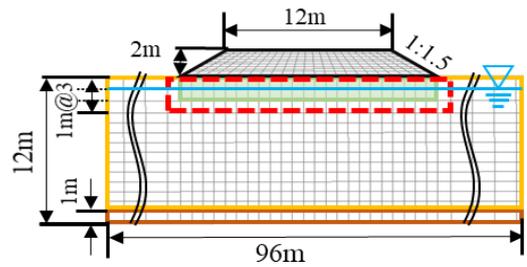


図 3 高さ 2m のモデル

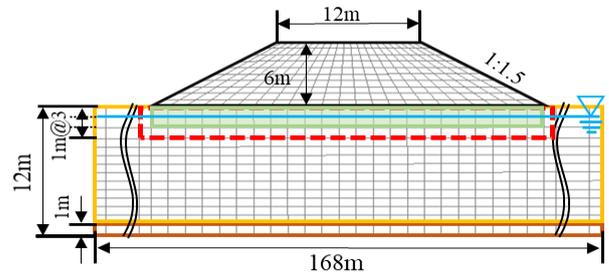


図 4 高さ 6m のモデル

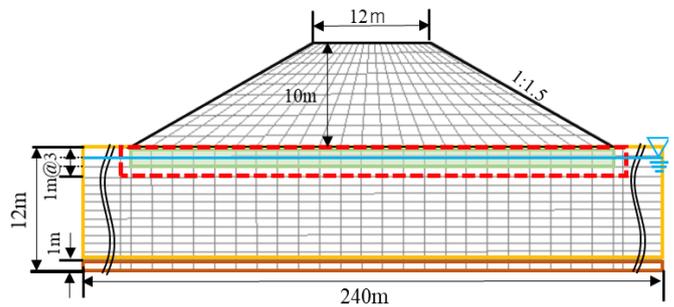


図 5 高さ 10m のモデル

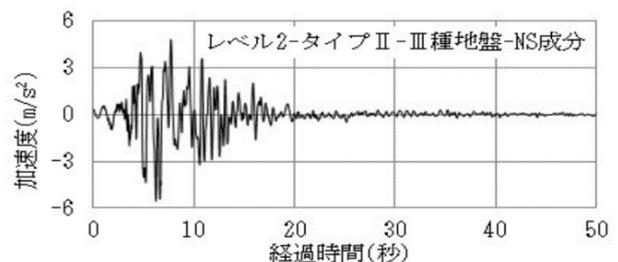


図 6 入力地震動

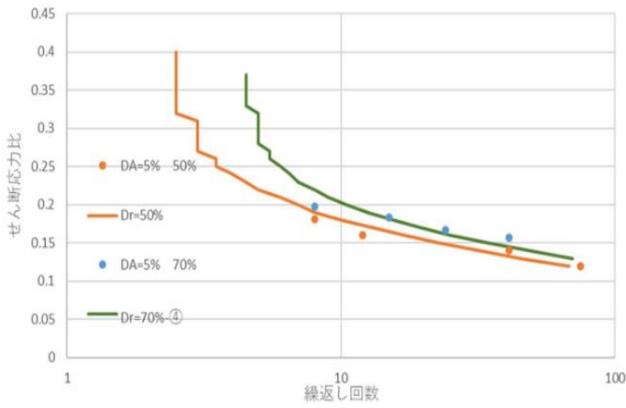


図7 液状化強度曲線

5. 解析結果

図 5.1 と図 5.2 の結果は、相対密度 50%、液状化層 2m、盛土高さ 10m で図 5.1 が対策あり、図 5.2 が対策なしの結果である(図中の数値は盛土天端中央部の沈下量であり図下のバーは液状化の指数を表す)。検討ケースが多いため、結果の比較しやすい2種類を選定した。盛土ストレッチングと盛土高さの比較結果を図 10 から図 13 に示す。図 10 は相対密度 50%で対策なし、図 11 は相対密度 50%で対策あり、図 12 は相対密度 70%で対策なし、図 13 は相対密度 70%で対策ありをまとめたものである。また、盛土圧縮量と盛土高さの比較結果を図 3.49 から図 3.52 に示す。図 14 は相対密度 50%で対策なし、図 3.46 は相対密度 50%で対策あり、図 3.47 は相対密度 70%で対策なし、図 3.48 は相対密度 70%で対策ありをまとめたものである。この2ケースを比較して、対策なしでは、盛土直下の地盤が赤く表記され液状化が発生しており液状化を抑制出来ていない。しかし対策ありでは、盛土直下の地盤は青く表記され液状化していない液状化を抑制することが出来た。また盛土天端中央部の沈下量は、対策ありの方が液状化を抑制したことにより沈下を抑制する事が出来た。この結果は、他の 34 ケースでも同様の傾向となった。しかし、盛土の高さが高いほど、沈下量が大きくなる。これは、対策を行なうことで沈下量は抑制出来る。盛土ストレッチングと盛土高さでは、図 10 から図 13 より盛土の高さが高いほどストレッチング量が大きくなるが、対策を行うことでストレッチング量を抑制できる。そして、盛土圧縮量と盛土高さの比較結果からは、圧縮ひずみも抑制できている。よって、盛土高さ、液状化層の高さ、液状化強度が変化してもこの対策は有効であると考えられる。

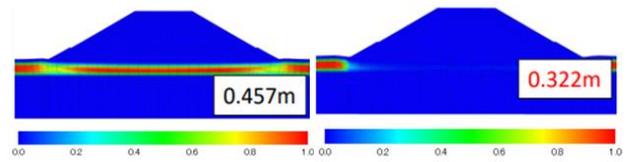


図8 対策なし

図9 対策あり

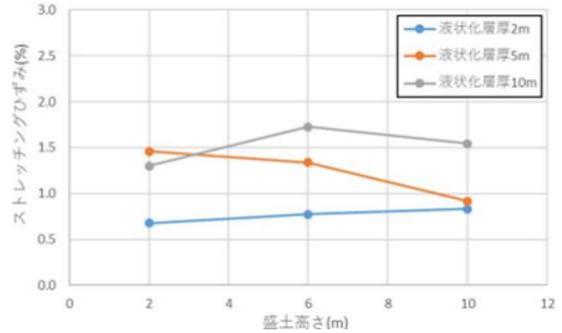


図10 盛土ストレッチングと盛土高さ

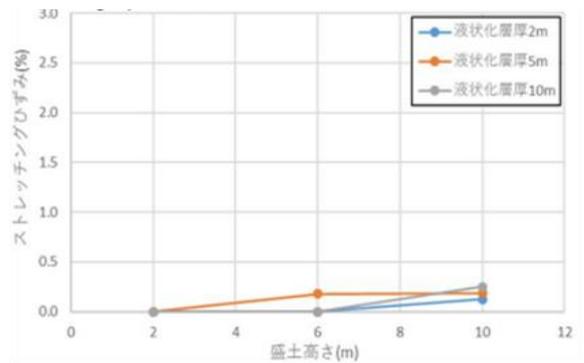


図11 盛土ストレッチングと盛土高さ

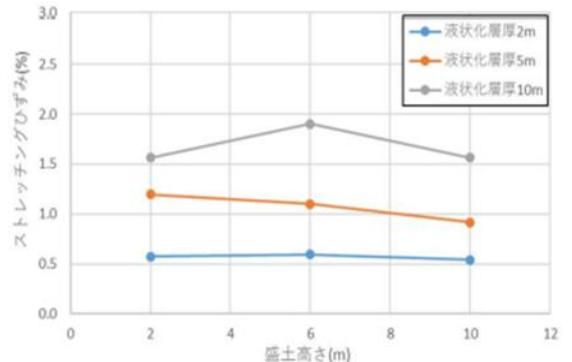


図12 盛土ストレッチングと盛土高さ

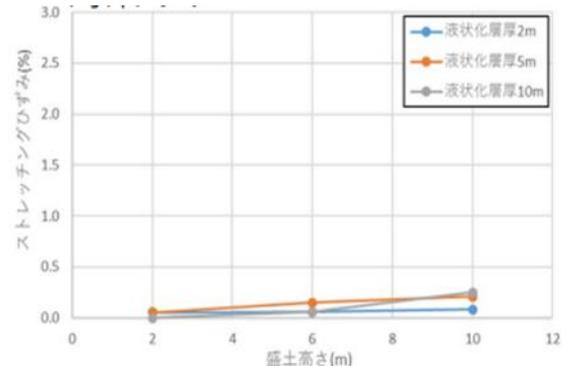


図13 盛土ストレッチングと盛土高さ

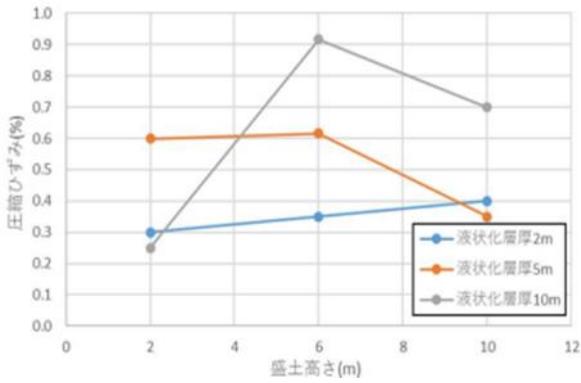


図 14 盛土圧縮量と盛土高さ

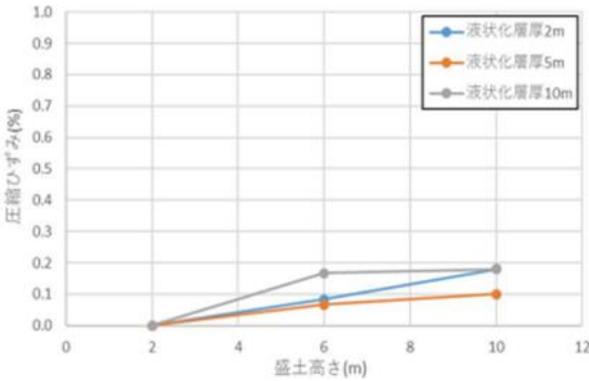


図 15 盛土圧縮量と盛土高さ

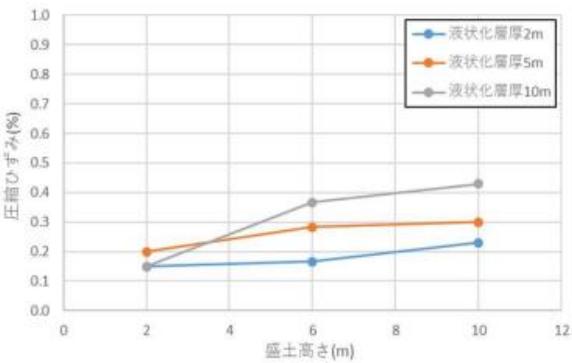


図 16 盛土圧縮量と盛土高さ

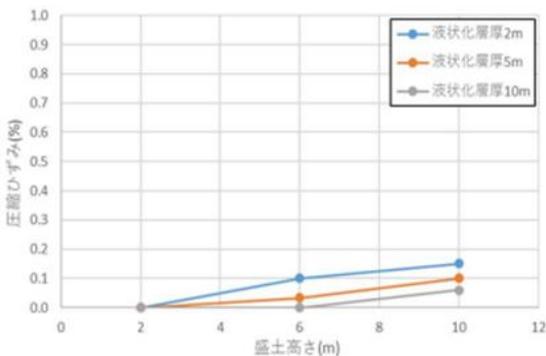


図 17 盛土圧縮量と盛土高さ

6. まとめ

本研究から以下の知見を得た。

- ・盛土高さが高いほど、沈下量が大きくなることが、対策を行うことで沈下量を抑制出来る事が分かった。

- ・液状化層の高さが変化しても、対策による効果は得られる事が分かった。

- ・液状化強度の相対密度が変化しても効果は得られる事が分かった。

以上のことから、本研究で目的としたジオシンセティックスを利用した SECURE-G 工法が 5m 以上の場合でも有効であると考えられる。

7. 今後の展望

本研究では解析手法による SECURE-G 工法が 5m 以上の場合でも有効かを検証した。そのため、実際の挙動などが不明である。効果の検証をさらに進める為に遠心実験による検証を行うことが良いのではないかと考える。また解析では、盛土の拘束圧依存性の有無が本研究では触れることができなかった。そのため、今後は盛土の拘束圧依存性の有無について解析することにより研究目的が更に明確に検証出来るようになる。

謝辞

本研究を進めるにあたり、余川講師には様々な助言、ご意見を頂きました。ありがとうございました。また杉井教授には、中間発表にて私に足りない知識や結果についてご指導頂きました。ありがとうございました。

【参考文献】

- 1.1) 秦 吉弥, 一井 康二, 常田 賢一, 野津 厚, 横田 聖哉, 金田 和男: サイト特性置換手法に基づく 2011 年東北地方太平洋沖地震とその最大余震における盛土被災地点での地震動の推定, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol. 68, No. 4(地震工学論文集第 31-b 巻), I-315-I-330, 2012.
- 1.2) 福島 宏文, 佐藤 厚子, 林 宏親, 橋本 聖, 梶取 真一: 盛土の被害, 寒地土木研究所月報
- 1.3) 一般社団法人 LIQCA 液状化地盤研究所: LIQCA2D21(2021 年公開版)資料, 一般社団法人 LIQCA 液状化地盤研究所.2021
- 1.4) 安部哲生ら: 土と高強度帯状ジオシンセティックスとの複合体の強度発現機構についての基礎的検討, ジオシンセティックス 論文集第 17 巻, 2002, 12
- 1.5) 吉見 吉昭: 砂地盤の液状化第 2 章液状化のメカニズム, pp.5-18, 技報堂出版, 1991.

地盤改良における気泡混入したセメント改良材の強度に関する研究

EC18013 刑部俊輔

1. はじめに

地盤安定処理工法は、比較的地表近くの改良が主体であり、中間的な位置に支持層がある場合や液状化が起きやすいような砂地盤が厚い場合に採用される工法である。一方、近年では、より深い位置の改良を可能とすることができる中層改良工法が開発されるようになった。基本的には、砂と改良材と水を配合し、スラリー状にした材料を原位置土と混合することで改良地盤を構築することが多い。しかし、砂地盤を対象とする施工では、砂特有の透水性の高さから、スラリー状にした材料より水分が逸水してしまうことで流動性が低下する。流動性が低下すると機械に高い負荷(摩擦力)が生じ、機械攪拌できないといった施工性に関わる問題が生じる。これらを解決するための方法として、シールド工法技術で用いられる気泡シールド工法¹⁾がある。気泡を注入することで、掘削土の流動性や止水性を向上させるとともに、チャンバ内での掘削土の付着(機械への負荷)が低減できるため、施工性を確保できることが分かっている。これら気泡を用いるような工法は、幅広い土質に適応することが求められるため、気泡材の濃度や気泡注入量が高くなる傾向にある。このとき、ほぼ元の土砂の性状へ戻す必要がある場合、特殊気泡材を散布する後処理が必要となる²⁾。本研究で対象とする工法³⁾は、中層混合を主体とするため、砂地盤でも砂のみの単一層が主となることが多い。桑原³⁾は、地盤改良を行うにあたり、改良深度に適した機械抵抗を求めることで、施工性の向上だけに必要な最低限の気泡量を提案している。そこで本研究では、鹿島硅砂7号 ($\rho_s=2.646\text{g/cm}^3, D_{60}=0.2\text{mm}, D_{30}=0.15\text{mm}$) を母材料として、気泡の有無および改良材(高炉セメントB種)量などの地盤材料の条件を変えた供試体を作成し、一軸圧縮試験を実施することで、地盤強度の変化を把握する事や、強度と施工性を両立できるような配合条件の最適解を見つけることを目的とした。図1に研究のイメージを示す。

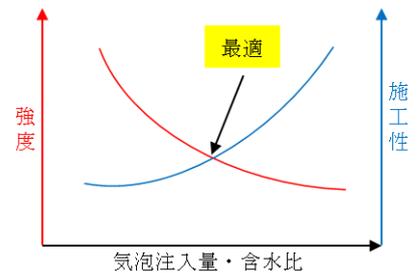


図1 研究のイメージ図

2. 実験方法

本研究では、気泡による地盤強度の変化を把握する事や、強度と施工性を両立できるような配合条件の最適解を見つけることを目的とするために気泡注入量や含水比を変えた配合で一軸圧縮試験を行う。まず、土質特性を把握するための、土粒子の密度試験、土の粒度試験および土の透水試験を行う。その後、配合条件の決定を行い、施工性の評価を行うためにベーンせん断試験およびテーブルフロー試験を行った。その後、供試体を作成する。供試体作成手順は、まず鹿島硅砂7号を3分間空練りしたのち、セメントと気泡を混入したセメントミルクと5分間混ぜ合わせる。その後、室内温度 20°C、湿度 70%で供試体を養生した。養生後、強度を評価するために一軸圧縮試験を行った。図2の工程で行う。なお、供試体作成時に共通の条件である固化剤添加量は 100kg/m^3 、水セメント比は 70%、N 数は 3 である。

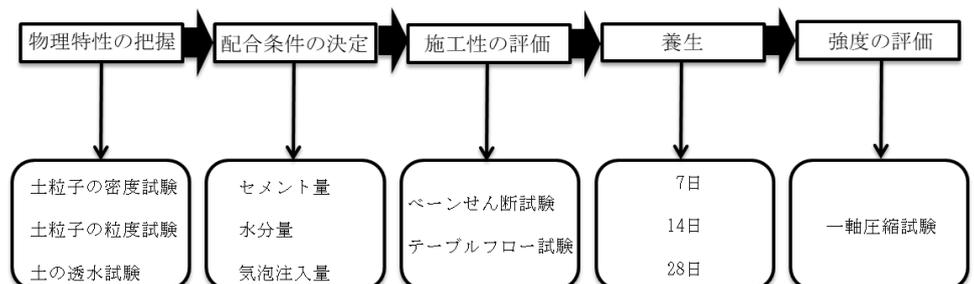


図2 本研究実験手順

3. 新しいタッピング方法の提案

桑原ら³⁾は、供試体を作成する際に紙モールド(内径：直径 5cm 高さ 10cm)を使用し、モールドを手を持ち改良土を 3 層 15 回でタッピング試験を行ったが、手にモールドを持ちタッピングを行うことで人為的誤差が生まれることが分かった。そのため、本研究では、タッピングを行う際に手に持つのではなく、テーブルフロー試験機を使用することでタッピングによるモールドに加えらるエネルギーを均一にする。この方法を用いれば、誰が試験を行っても、密度のばらつきを少なくすることが出来るようになると思われる。図 3 に鹿島硅砂 7 号, 含水比 15%, 固化剤添加量 100kg/m³, 水セメント比 70%, 気泡を入れた条件で、手およびテーブルフロー試験機を使用し、それぞれ 3 層 15 回タッピングを行った、密度結果の一例を示す。図 3 に示す通り、供試体作成手法により、密度のばらつきが小さくなる事が分かる。

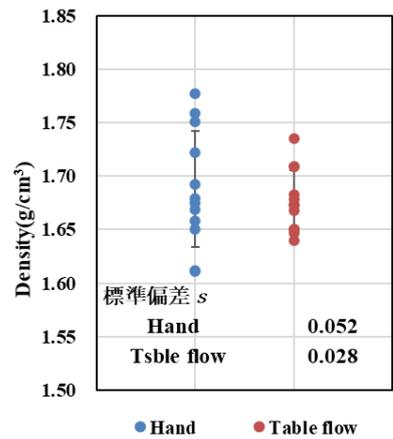


図 3 タッピング方法変更による密度変化



写真 1 供試体作成の様子

本節では、供試体作成時のタッピング方法にテーブルフロー試験機を用いて、気泡の有無と含水比 15%およびタッピング回数を 5 回, 10 回, 15 回, 20 回, 30 回, 35 回に変更しながら供試体を作成し、タッピング回数による密度変化および強度変化について把握した。写真 1 に供試体作成の様子を示す。

図 4 にタッピング回数と密度の関係、図 5 にタッピング回数と強度の関係を図 6 に密度と強度の関係を示す。図 4 より、タッピング回数 5 回以外、気泡なしが全体的に高い密度の傾向にある。気泡の有無を問わず、タッピング回数 15 回までは供試体密度が増加する傾向にあり、20 回以降は供試体密度の増加は見られない傾向にある。また、気泡ありでは密度のばらつきがなくなる。気泡なしでは、タッピング回数の増加するほど、供試体密度が高くなる傾向にある。気泡を混ぜることで流動性が上がり密度のばらつきがなくなる一方で、タッピングによる体積変化を妨げる原因になっていると考えられる。

図 5 より、気泡ありはタッピング数と強度に有意な関係がみられなかった一方で、気泡なしでは、タッピング回数を増やすと強度が右肩上がりになる傾向が得られた。図 6 より、気泡ありでは、密度は低いが高い強度が得られた。気泡なしでは、全体的に密度が高いほど強度が高くなる傾向にあり、密度と強度に相関がある結果が得られた。気泡なしでは、供試体内で強度の高い箇所と弱い箇所が混在している可能性があり、気泡ありでは、粒子間で気泡が残存していることから均等に弱く締め固まることで、気泡ありなし同じ密度であっても気泡ありの方が、強度が高くなると考えられる。そのため、気泡を添加しない供試体内の密度の低い箇所と高い箇所が混在している場合を想定し、数値解析を用いて強度変化を把握した。

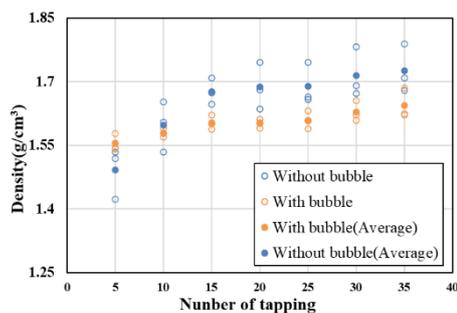


図 4 タッピング回数と密度の関係

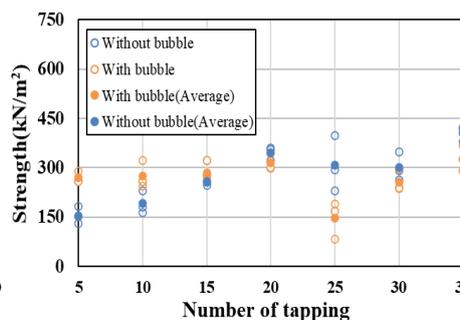


図 5 タッピング回数と強度の関係
(養生日数 14 日)

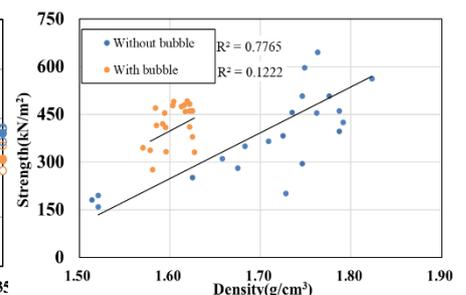


図 6 密度と強度の関係
(養生日数 28 日)

4. 数値解析

本研究で使用する解析ソフトは、マイダスアイティージャパン製の地盤汎用ソフト GTS-NX である。前節の結果から、気泡なし供試体内で強度の高い箇所と弱い箇所が混在している可能性があるため、供試体全体の密度を前節の試験結果の平均値である 1.672g/cm^3 で固定し、表 1 で供試体各部の密度が異なっている箇所に割り当てる材料データを算出した。表 1 で算出した材料データを図 7 の検討するケースに割り当て、数値解析を用いて強度にどのような変化があるのか把握した。結果を図 8 「応力～ひずみ」関係比較に示す。

図 8 よりケース 1 のピーク強度は 354.50kN/m^2 となり、全ケースの中で一番高い強度が得られた。ケース 2～ケース 5 では、供試体内の密度のばらつきが大きいケースになるにつれ強度が低くなる傾向が得られた。平均して同じ密度の供試体でも、供試体内に密度のばらつきがあれば強度が低くなる。つまり、供試体内の密度が低い箇所が応力を負担し、ひずむため、密度が低い箇所の強度が供試体全体の強度として得られていることが分かった。そのため、気泡を添加することによるメリットは、前節の結果から、施工現場における機械と改良土を攪拌する際に生じる摩擦力の低減のみならず改良後の地盤内の密度を一定にするといった働きがあることが分かった。

5. 気泡と施工性について

ここでは、気泡添加による流動性向上性能について確認し実施工への適用性について検討した。条件としてテーブルフロー値(以下 TF 値)に対し、含水比を 5%～15%、気泡注入量 10%～30%に変更することで気泡の有無と施工性の関係を評価する。含水比と TF 値の関係を図 9 に、気泡注入量と TF 値の関係を図 10 に示す。図 9 より、気泡の有無にかかわらず、含水比が増えるにつれて流動性が上がる傾向がみられる。しかし気泡を注入することで大幅に流動性が改善される。一方、含水比 5%では、気泡の有無による流動性の違いがみられないことから、低含水比の場合、気泡の効果が発揮できない可能性がある。

図 10 より、含水比 5%、10%同様に気泡注入量を増やすことで流動性が上がる傾向が得られた。

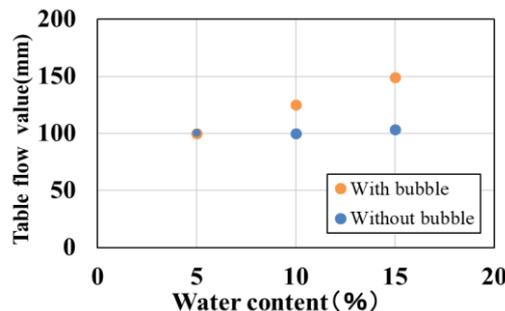


図 9 含水比と TF 値の関係

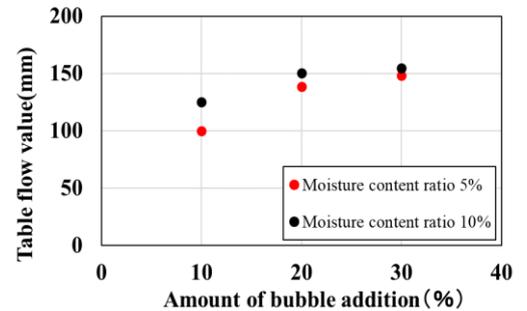


図 10 気泡注入量と TF 値の関係

表 1 材料パラメータ

	弾性係数 (kN/m ²)	ポアソン比 (-)	湿潤密度 (g/cm ³)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (deg)
材料1	45,875.280	0.3	1.521	79.694	0
材料2	56,785.921	0.3	1.597	130.013	0
材料3	67,696.562	0.3	1.672	180.332	0
材料4	78,607.204	0.3	1.748	230.651	0
材料5	89,517.845	0.3	1.823	280.969	0

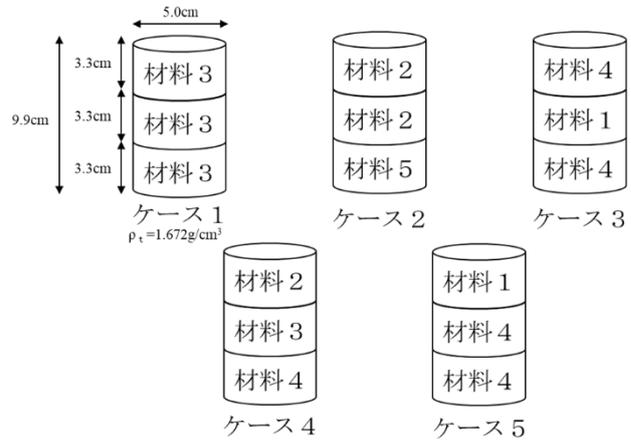


図 7 検討ケース

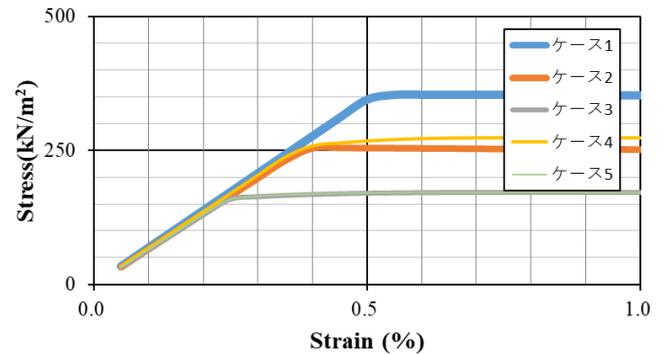


図 8 「応力～ひずみ」関係比較

6. 気泡と強度の関係について

気泡添加による強度発現効果について確認し、実施工への適用性について検討する。条件として、強度に対し含水比5%~15%、気泡注入量10%~30%に変更することで気泡と強度の関係を評価する。含水比と強度の関係を図11に、気泡注入量と強度の関係を図12示す。

図11より、気泡ありでは含水比5%で最も高い強度が得られ、含水比を増やすごとに強度が下がっていく傾向が得られた。気泡なしでは含水比10%で最も高い強度が得られた。図12より、含水比5%では気泡注入量20%で一番強度の高い結果が得られ、含水比10%では気泡注入量を増やすにつれて強度が右肩下がりになる傾向が得られた。一般的に含水比が高いほど、空隙が大きいほど、強度は小さくなると考えられるが、含水比5%の場合、気泡注入量を20%で配合する場合に、最も高い強度が得られるという結果になった。その原因を明らかにするために、気泡注入量10%、含水比15%、気泡の有無を供試体の作成条件にして、密度(湿潤密度)と強度の関係を整理した。密度と強度の関係を図13に示す。

図13より、気泡ありの方が低密度であっても気泡なしより強度が高い傾向が得られた。この結果は供試体の作成方法によると考えられる。写真2に試験実施前の供試体状況を示す。気泡なしでは、密度が高いにもかかわらず、大きな空隙目立ち、供試体内で密度の高い箇所と低い箇所が混在しているように見える。一方、気泡ありの供試体では、密度は低いものの大きな空隙が確認できない。気泡なしでは、荷重を載荷した際、供試体内の低密度箇所にひずみが集中して十分な強度が得られなかったと推察される。気泡ありでは粒子間で気泡が残存している、かつ、流動性の高いことから均等に弱く締め固まることで低密度であっても、高い強度が得られたと考えられる。つまり、強度を高くするには地盤内の密度を均一にするために、ある程度の流動性が必要ということが分かった。

7. おわりに

本研究では、気泡の有無および改良材量などの地盤材料の条件を変えた供試体を作成し、一軸圧縮試験を実施した。その結果、気泡を添加することにより、流動性の向上と改良後の地盤内を均一な密度で作成できるメリットを確認することができた。本研究で用いた材料および条件では、含水比5%時に、気泡注入量20%とすることで、施工に必要な流動性および高い強度が得られた。一方、含水比10%時に気泡注入量を10%にした場合、TF値と強度が確保できた。これらの結果は、特定条件下での結果であり、一般性をもっていないことから、さらなる考察を行い、様々な地盤に対して適用可能な気泡の添加量等を検討していく予定である。

参考文献

- 1) シールド工法技術協会：<http://shield-method.gr.jp/> (2021.12.17 参照)
- 2) 木村ら：シールド工事用の高発泡性気泡材の開発，大林組技術研究所報, No.80, pp1-6, 2016.
- 3) 桑原ら：気泡混入したセメント改良の施工向上メカニズムと改良強度に関する実験的研究,第56回地盤工学会研究発表会, No.13-3-2-06, 2021.

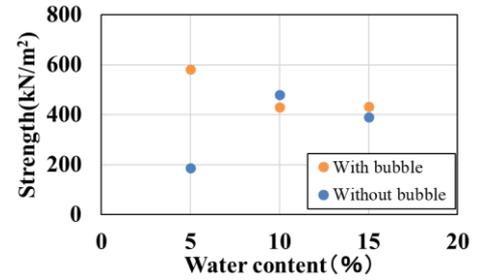


図11 含水比と強度の関係

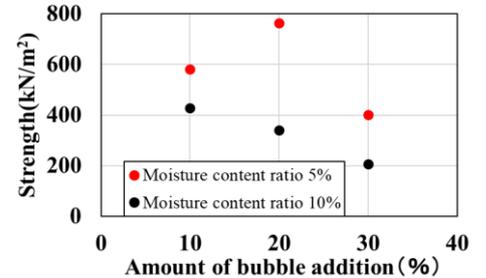


図12 気泡注入量と強度の関係

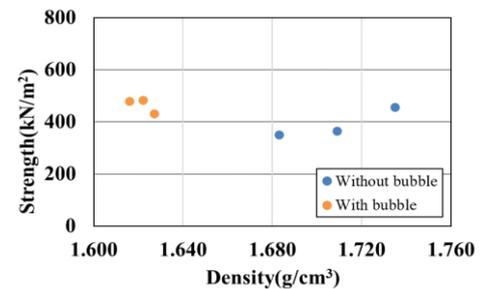


図13 密度と強度の関係



写真2 供試体

マイクロ波を用いた焼結体強度に関する研究

EC18019 加藤 大喜

1. 研究背景

近年では石炭火力発電所による発電で石炭灰や二酸化炭素の排出量が問題視されている。そのため、効率的に石炭からエネルギーに変換する研究によりその後に出る石炭灰の発生量や二酸化炭素の排出量が大幅に減少しているが、発生量はまだまだ多く再利用されずに最終処分されてしまうのが現状である。また石炭灰は人体に悪影響を及ぼす有害物質がある特定有害産業廃棄物に分類されるため、安定化処理を行った上で処分する必要がある。今までの処理方法では安定化処理は出来ていたが、その後に環境面や廃棄容量が増大してしまうなどの問題点があった。そのため、これらの問題を解決することや二酸化炭素の処理方法を考えることで処分と環境面の両立が可能になる。

2. 研究目的

本研究ではマイクロ波装置を用いて石炭火力発電所などから発生する石炭灰と二酸化炭素を吸着させ粉末状からマイクロ波加熱により焼結体にし、安定化処理を施す。そして二酸化炭素の吸着状態と運搬時や廃棄時に壊れることがないようにどのような条件だと強度が強くなるかを調べることを目的とする。石炭灰を安定化処理するために、従来の方法ではなかったマイクロ波を用いることで、環境面や廃棄容量、工場などから排出される二酸化炭素の排出量を少なくすることが期待できる。

3. 研究方法

石炭火力発電から出る灰などをマイクロ波加熱装置により CO₂ を流しながら様々な加熱条件で加熱し焼結させる。その後、各加熱条件で固体化させた焼結体の高さ、直径を計り、載荷試験により焼結体の強度、ひずみ及び応力を求める。そして供試体の強度が高くなる条件を調べる。

4. 各試料の概要

新小野田灰、水島灰、炭酸カルシウム(CaCO₃)、食塩(NaCl)の試料を使用して実験を行う。新小野田灰と水島灰の成分は成分分析によって図-1~2 の様な結果になった。

試料の質量比率を 4:1:1:1 になるように各試料を計り(誤差±0.0009g 以内)、それらをよく混ぜた後に、1.5g(誤差±0.0009g 以内)試料を取り出し、Hmax、Emax のマイクロ波で照射加熱することで供試体を作成する。

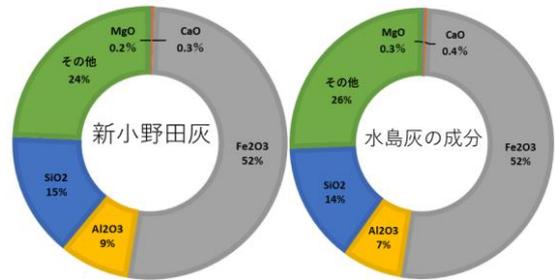


図-1 新小野田灰の成分 図-2 水島灰の成分

5. マグネトロン式マイクロ波加熱装置

マグネトロン式マイクロ波加熱装置(写真 1 参照)を本実験では使用した。本装置は、電磁波の最大の位置を調整することによって、試料にマイクロ波エネルギーを集中的に照射することが出来る。しかし本装置ではサイズに制限があるのでガラスの容器(アンプル)に試料を入れて加熱を行う。本装置の仕組みとして、電磁波が試料に照射されることにより分子が高速で振動し摩擦熱が起きることで温度が上昇する。加熱条件は1分間に10W ずつ上げていき、焼結体温度が300°Cを超えたら、ゆっくり温度を上げる場合は1秒間で1°C上がるようにW数を調整する。素早く上げる場合は300Wまで電力を上げ、目標温度になるまでW数を調整する(目標温度は700,800,900,1000,1100°Cの5種類とする)。焼結体温度が目標温度に達したところで、そのまま1分間温度を維持するようにW数を調整し

ながら加熱を続けた。その後、温度を素早く下げる場合はマイクロ波の照射を止め、温度が常温になるまで放置し、ゆっくり温度を下げる場合は 10 秒で 10°C 下がるように W 数を調整し温度を下げる。

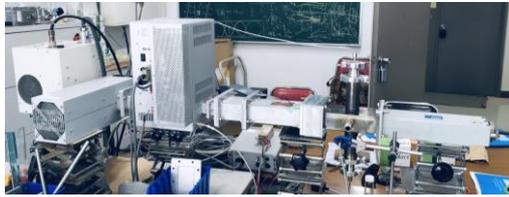


写真1 マグネトロン式マイクロ波試験装置

6. 载荷試験

焼結体の圧壊強度を求めるために载荷試験装置(写真2参照)を用いて载荷試験を行った。この装置は変位計と荷重計により、ひずみや荷重の大きさを調べ、最大強度を求めることが出来る。しかし本試験で使用した焼結体は小さかったため、通常の試験機では、試験が出来なかった。そのため载荷試験機に改良を加え、実験を行った。



写真2 载荷試験装置

7. 蛍光 X 線分析(XRF)



写真3 蛍光 X 線分析(XRF)

液体、固体、粉末などほぼ全ての形態を前処理なしに測定可能である。また蛍光 X 線分析(XRF)(写真3参照)は非常に成熟した分析手法であるため、国際的によく使われている機器分析手法となっている。測定元素範囲はベリリウム(Be)からアメリシウム(Am)と広範囲な元素を調べることが出来、試料を構成する元素の種類と濃度を正確に分析することが出来る。

7. 実験考察

図-3~4 の圧縮強度結果から加熱時の温度が 700°C、800°C、900°C、1,000°Cの焼結体においては温度上昇に伴い強度の増加傾向にあったが、一方 1,100°Cで焼結した焼結体では強度が低下することが分かった。強度が増加する理由としては試料のガラス化による影響が強いと思われるが、1,100°Cを超えると粘りが無くなってしてしまうため強度が下がってしまったと考えられる。

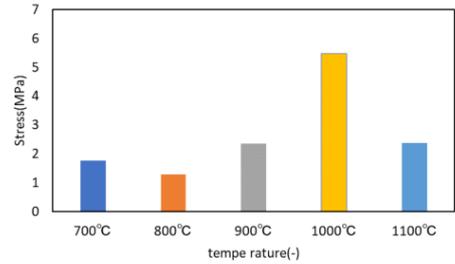


図-3 Hmax の圧壊強度と温度のグラフ

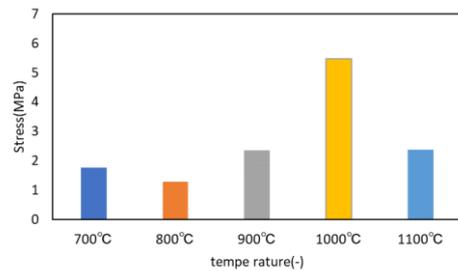


図-4 Emax の圧壊強度と温度のグラフ

そして図-3~4 の最大強度と温度勾配(ここでの温度勾配とは上昇値では 300 のから目標温度、低下値は目標温度から 300°Cの 2 地点間の温度の時間変化量)の関係を表した図-5~8 では、上昇値では温度勾配が大きく(急)なると強度増加の要因となると考察される。また低下値では温度勾配の変化が見られなかった。理由としてはマイクロ波加熱装置の出力を 0 にしたため同じような温度勾配になったと考えられる。

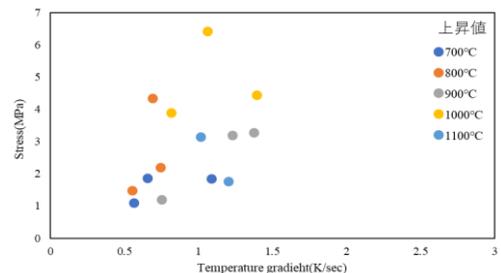


図-5 Hmax 上昇値の温度勾配結果

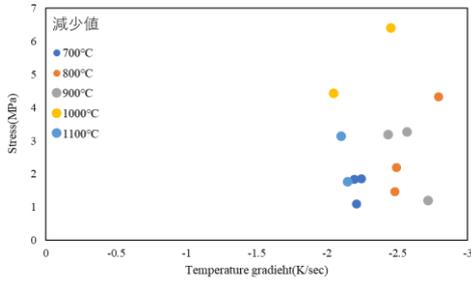


図-6 Hmax 低下値の温度勾配結果

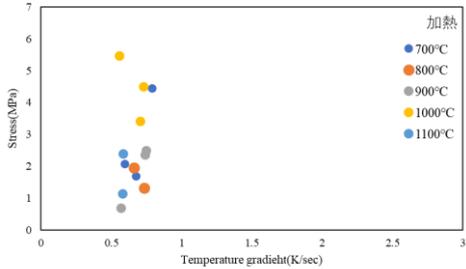


図-7 Emax 上昇値の温度勾配結果

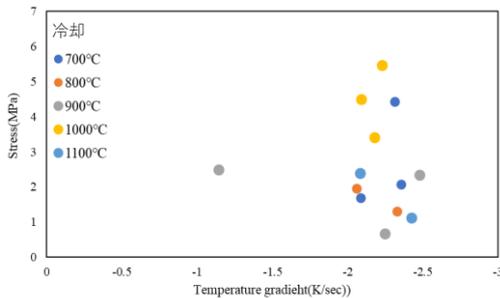


図-8 Hmax 低下値の温度勾配結果

この結果から加熱時の温度の上げ方、温度の下げ方が強度上昇に繋がると考えたため表-1のような加熱条件で加熱し、焼結体作成を行った。加熱の様子としては図-10 のようになった。到達温度は一番強度が高かった 1,000°Cで行った。

表-1 Case の温度変更

	温度の上げ方	温度の下げ方
Case1	①	③
Case2	②	③
Case3	②	④
Case4	①	④
温度の上げ方 条件		
① 一秒で1°C上昇させる		
② 300°Cを超えたら800Wし、温度を上昇させる		
温度の下げ方 条件		
③ マイクロ波の照射を止め温度を下げる。		
④ 10秒で10°C温度が下がるよう温度を下げる。		

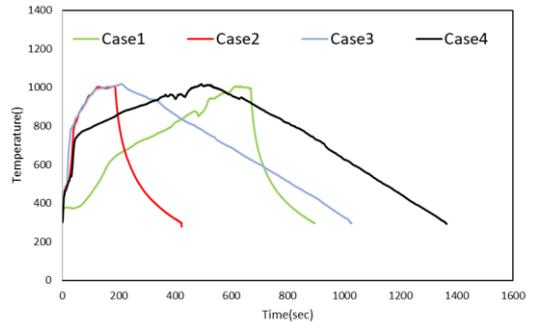


図-10 焼結体の加熱グラフ

その結果、図-11~12 のような結果が得られた。それぞれの枠で囲っているのは同条件で作成した焼結体で、緑色の枠で囲っているものが Case1、赤色が Case2、青色が Case3、黒色が Case4 の結果であり、この結果から加熱時は一秒間に一度温度を上げていき、冷却時はマイクロ波の照射を止め温度を下げることで強度を上昇させる要因に繋がることが分かった。

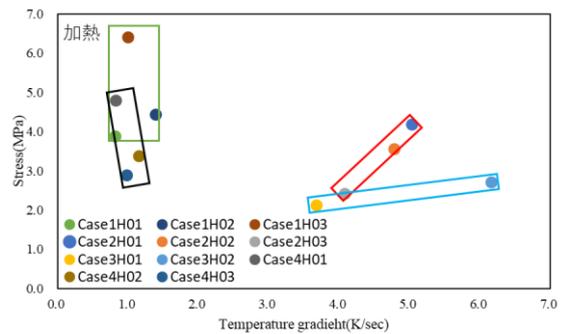


図-11 温度の上げ方結果

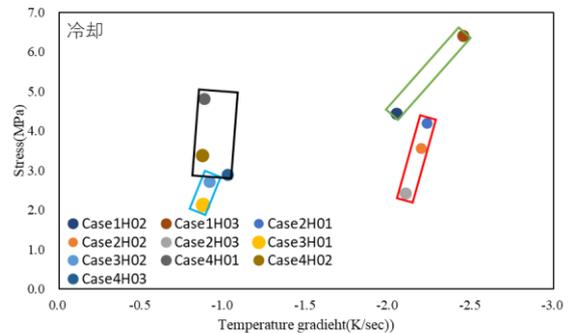


図-12 温度の下げ方結果

そして、Case1~Case4 の焼結体と加熱前の試料を XRF 分析によって成分分析を行ったところ、図-13~16 の結果を得た。この結果から加熱前の試料と比べて少し C と O の吸着率は下がってしまった場

合と加熱前の試料と比べて倍ほど吸着率が上がった場合があった。吸着率が上がってしまった焼結体については加熱前より多くなってしまっているため計測時の不備によるものだと考える。しかし CO₂の吸着は行われていることが確認できたため加熱によって CO₂を吸着させることができると分かった。

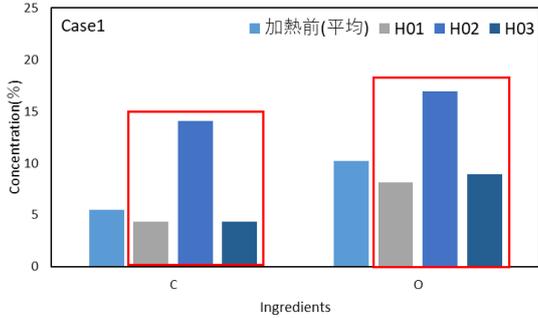


図-13 Case1 の CO₂濃度

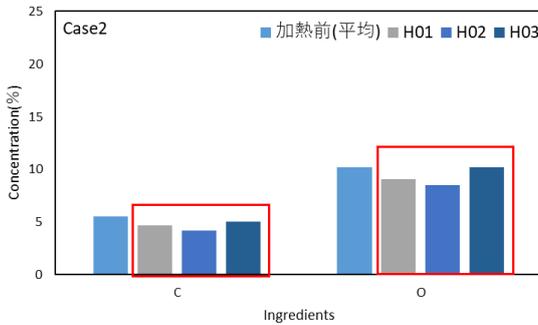


図-14 Case2 の CO₂濃度

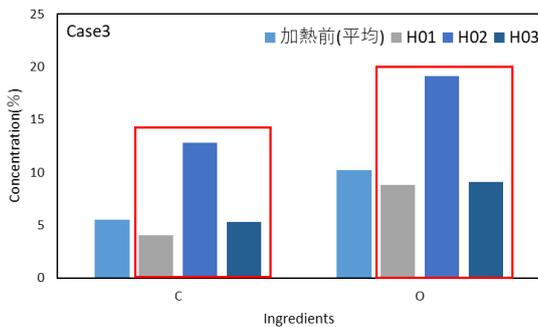


図-15 Case3 の CO₂濃度

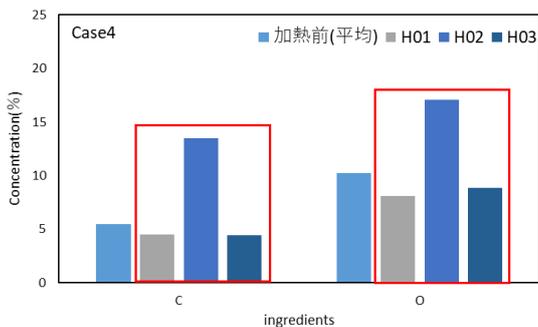


図-16 4 回目の CO₂濃度

8. 結論

本研究結果から温度と強度、温度勾配と強度に強い相関がみられた。その結果として、加熱時の到達温度が 1,000°Cで 1分維持すること、加熱時には 1秒に 1°C温度を上げ、冷却時はマイクロ波の照射を止め温度を素早く下げることが焼結体の強度上昇に繋がると判明した。また成分分析によってどの Case の焼結体でも CO₂の吸着が見られたことで試料の雰囲気 CO₂で加熱を行う事でどの加熱条件でも CO₂が吸着することが分かった。今後の課題としては CO₂との吸着を確認するために使用した炭酸カルシウムをコンクリート廃材に変え、CO₂の吸着や強度が同じような結果が出るか検討する。

参考文献

- 1) マイクロ波化学-反応, プロセスと工学応用 発行所 三共出版株式会社
URL: <http://www.japan-flyash.com/process.html>
- 2) 粉じんの吸入ばく露による健康障害を評価する, 労働安全衛生総合研究所
URL: https://www.jniosh.johas.go.jp/publication/mail_mag/2013/58-column.html
(参照 2021/12/23)
- 3) 酸化カルシウムの炭酸化反応, 服部豪夫・毛利純一, 公益社団法人 日本セラミックス協会, 1981年 89 巻 1034 号 p. 568-571
- 4) 石炭灰全国実態調査報告書, 一般財団法人石炭エネルギーセンター, 令和 2 年 3 月, P6~9, 表 5 石炭灰発生量及び石炭使用量,
URL: http://www.jcoal.or.jp/ashdb/ashstatistics/upload/H30_ashstatistics.pdf, (参照 2021/12/07)
- 5) 石炭灰の処理, JERA, フライアッシュ (Fly Ash) とは?
URL: <https://www.jera.co.jp/business/thermal-power/environment/waste/coal-ash/>
(参照 2021/12/15)
- 6) 一般財団法人, MST 材料科学技術振興財団, [XRF] 蛍光 X 線分析法, 原理
URL: <https://www.mst.or.jp/method/tabid/168/Default.aspx>, (参照 2022/01/24)

既製杭工法における支持力機構のパラメトリックスタディー

EC18020 亀井 温斗

1. 研究背景

地震大国の我が国において、近年、軟弱地盤における地盤沈下などの被害が大きく問題視されている。地盤沈下などの被害から構造物を守る工法として、杭基礎工法がある。杭の安全指針の拠り所となる「考え方」や「指針」を示すものが「建設基礎構造設計指針」や「平成 13 年国土交通省告示第 1113 号第 6」などである。この指針や告示では必要な荷重試験などを行い、性能を確認すれば、杭の許容支持力を自由に設定できる。その際、現場実大規模実験により性能を評価されるが、すべての地盤条件や杭の条件で実施することはコスト面で現実的ではない。数値解析によるパラメトリックスタディーを行えば、すべての地盤条件でデータが確認でき、コスト面でも現実的である。

2. 研究目的

本研究の目的は、解析ソフト内で実際の地盤内の挙動を再現できるようにすることである。数値解析によるパラメトリックスタディーを行い、現場実大規模実験で起こる地盤内の挙動を可視化できるようになれば、新たな杭の形状開発や、推定支持力の算出などに役立つといえる。

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 内で、杭、根固め液、地盤をモデル化し、数値解析を行うことで支持力機構を求める。

4. 解析条件

解析条件は表 1 のとおりである。

表 1 解析条件

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

本研究では、杭径 0.7m、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荷重する。図 1 に 3 次元モデル、

図 2 に断面図を示す。

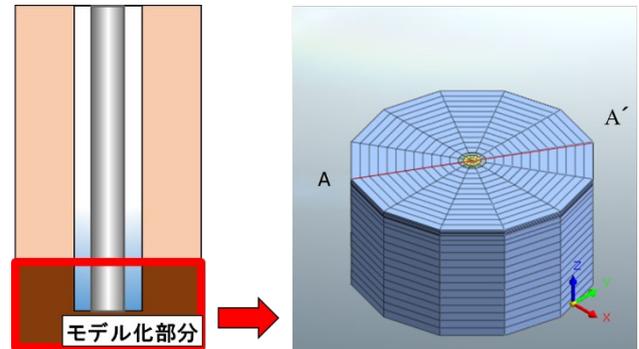


図 1 3次元モデル

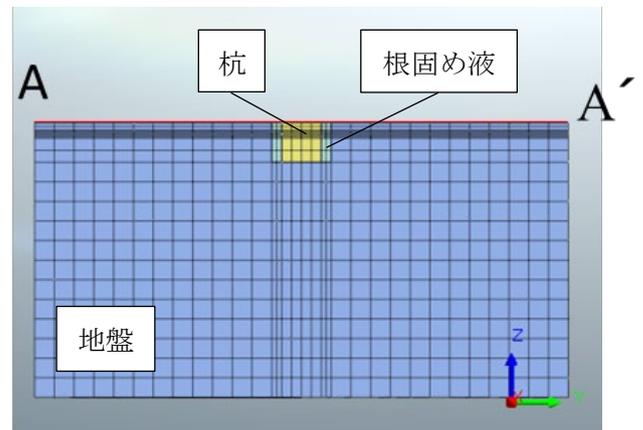


図 2 断面図

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及び鉛直方向に変位しないように変位を拘束した。変位拘束を可視化したモデルを図 3 に示す。

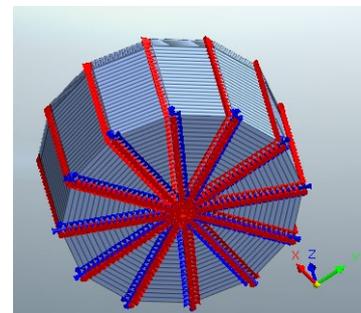


図 3 変位拘束

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¹⁾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、すなわち 0.07m 沈下したときの支持力を極限支持力とした。

5. 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²³⁾を基に決定した。弾性係数 E と内部摩擦角 ϕ は、道路橋示法書に記載されている式、及び大崎式を用いて決定した(式(1)及び式(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 とは N 値である。

6. 解析領域の比較

過去の事例²³⁾で、杭の载荷に対して応力分布に影響が見られない地盤の広さとして、地盤の水平長さの半径 28.875m、鉛直長さは 29.050m に設定していた。しかし、モデル化する地盤の大きさ(以下、解析領域)の変化によって、支持力がどのように変化するか把握できていない。そのため、解析領域を 9 ケースに分けて変化させ、支持力の変化を比較した。

6.1. 解析条件

9 ケースの解析領域のパラメータは図 4 及び表 2 のとおりである。

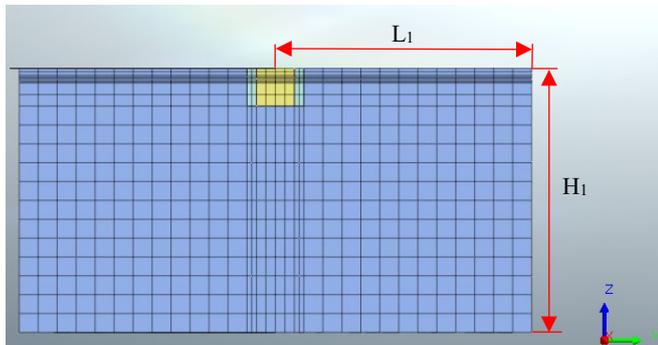


図 4 解析領域断面図

表 2 解析領域パラメータ

解析ケース	半径 L_1 (m)	鉛直長さ H_1 (m)	node	element
ケース 1	28.875	29.050	13,502	12,960
ケース 2	4.725	4.900	4,584	4,224
ケース 3	28.875	15.925	9,892	9,360
ケース 4	15.750	29.050	9,062	8,640
ケース 5	28.875	9.3625	8,087	7,560
ケース 6	7.875	29.050	6,398	6,048

ケース 7	28.875	5.425	7,004	6,480
ケース 8	5.250	29.050	5,510	5,184
ケース 9	5.250	5.425	2,900	2,592

モデル地盤の領域は、変位拘束による変位制御を用いて再現した。

6.2. 解析結果及び考察

ケース 1~ケース 9 の「反力~変位」関係のグラフを図 5 に、地盤の鉛直長さと極限支持力の関係を図 6 に、地盤の水平長さの半径と極限支持力の関係を図 7 に示す。

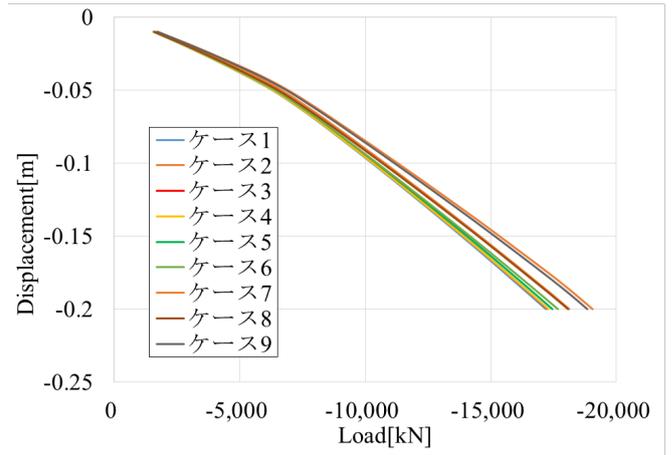


図 5 ケース 1~ケース 9「反力~変位」関係

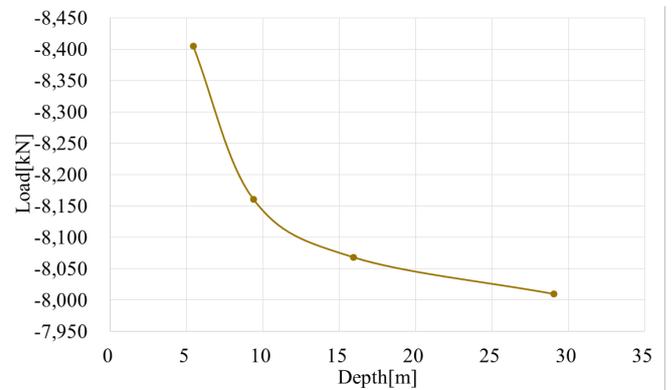


図 6 地盤の鉛直長さと極限支持力の関係

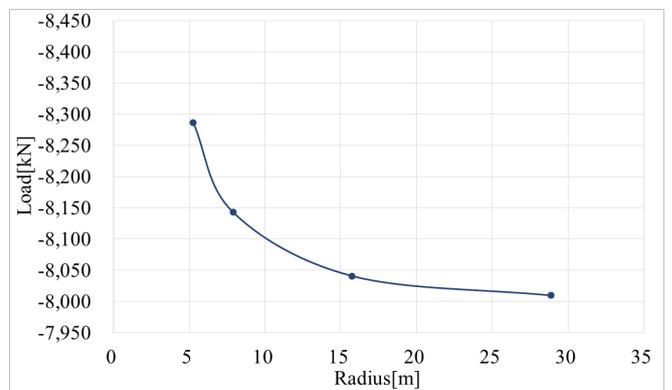


図 7 地盤の水平長さの半径と極限支持力の関係

ケース 1~ケース 9 の結果、水平長さ及び鉛直長さが短くなるほど、反力が大きく出てしまうことが分

かった。水平長さ及び鉛直長さが長いほど反力の誤差が小さいことも分かった。これは体積ひずみの上限値の差が原因であると考えられる。ケース 7 ではひずみを受け持つ範囲が少ないため、反力が大きくなってしまっていることが確認できる。(図 8 参照)

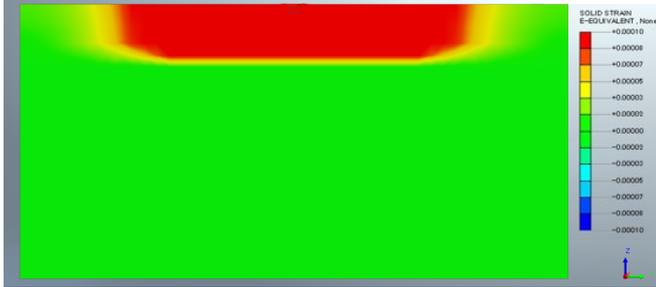


図 8 等価ひずみコンター図(ケース 7)

図 6 及び図 7 より、地盤の半径、深さともに 20m 以降はグラフの傾きが緩やかになり、ひずみによる反力の誤差は少なくなることが確認できる。以上の結果より、杭頭からの地盤深さ、地盤半径に対する強制変位の大きさは 1%までが安全であると考えられる。

7. 一軸圧縮試験の再現解析

数値解析によるパラメトリックスタディーを行い、現場実大規模実験で起こる地盤内の挙動を GTS-NX 内で可視化するにあたって、想定される挙動と同じ挙動になるかを確認する必要がある。そのため、杭の解析ではなく、一軸圧縮試験のデータを用いて再現解析を行い、実際の挙動と同じ挙動を GTS-NX 内で再現できるかを確認する。

7.1. 解析条件

再現解析に使用する供試体のパラメータは、実際の一軸圧縮試験の結果をもとに表 3 のように決定した。

表 3 一軸圧縮試験再現解析パラメータ

弾性係数(kN/m ²)	217,270.287
湿潤単位重量(kN/m ³)	15.4506925
粘着力(kN/m ²)	534.7704
ポアソン比	0.3

弾性係数及び粘着力の算出には道路橋示方書に記載されている式を用いた。(式(3)及び式(4)参照)

$$C=q_u/2 \quad \cdots(3)$$

$$\sigma=E\varepsilon \quad \cdots(4)$$

ここで、C は粘着力、 q_u はピーク強度、 σ は垂直応力、E は弾性係数、 ε はひずみである。

メッシュの作成では、2D メッシュを 12 分割し、

360°を 36 分割して回転軸を対象に回転させた。(図 9 参照)

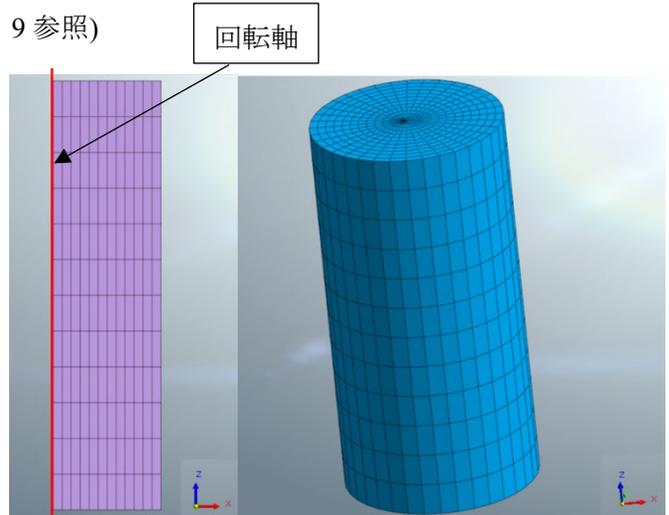


図 9 供試体モデル

再現した供試体の底面を X 軸方向、Y 軸方向及び Z 軸方向に変位しないように拘束した。その後、再現した供試体の上面を剛体連結し、1mm の強制変位を与え、その反力を確認した。

7.2. 結果及び考察

実際の一軸圧縮試験のピーク強度は 1069.541N/mm²であり、再現解析により算出されたピーク強度は 1051.263kN/m²であった。その差は 18.278kN/m²となり、再現解析によって実際の一軸圧縮試験とほぼ同じ値が得られた。実際の一軸圧縮試験と再現解析の比較グラフを図 10 に示す。

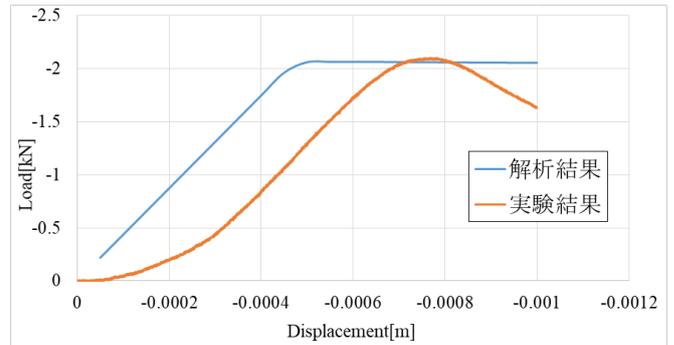


図 10 実験・解析「反力~変位」関係比較グラフ

結果から、ピーク強度の算出では今回の解析手法が有効であると考えられる。しかし、ピーク時の変位に差が出てしまったことから、今後も解析手法に検討が必要であると考えられる。

8. 軸対称解析

本研究では解析モデルが対称軸を中心に回転方向に同一モデル、同一荷重である。そのため、任意断面を二次元モデルで解析する手法である軸対称解析が有効である。そのイメージ図を図 11 に示す。

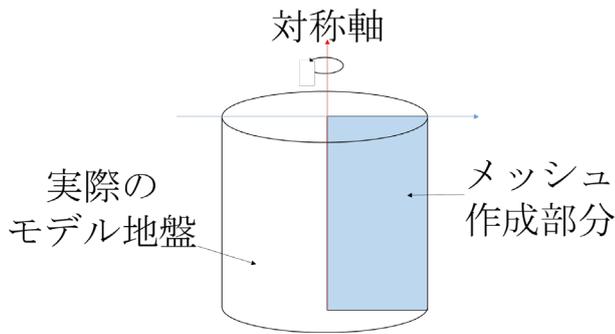


図 11 軸対称解析イメージ図

過去の事例²³⁾では 2D メッシュを、12 分割し 360° 回転させていたため、杭の形状が正 12 角柱であった。軸対称解析では杭の形状が円柱になるため、応力状態、支持力への影響が変化すると考えられる。

8.1. 解析手法

過去の事例²³⁾で使用していた 3D 解析と同じ条件で軸対称解析を行い、杭の形状変化による応力状態及び支持力の変化を確認する。

8.2. 解析結果及び考察

3D 解析での極限支持力は 8675.56kN、軸対象解析での極限支持力は 9475.46kN であった。3D 解析及び軸対称解析の 0.7m 沈下時の全応力分布を図 12 に、ひずみ分布を図 13 に示す。

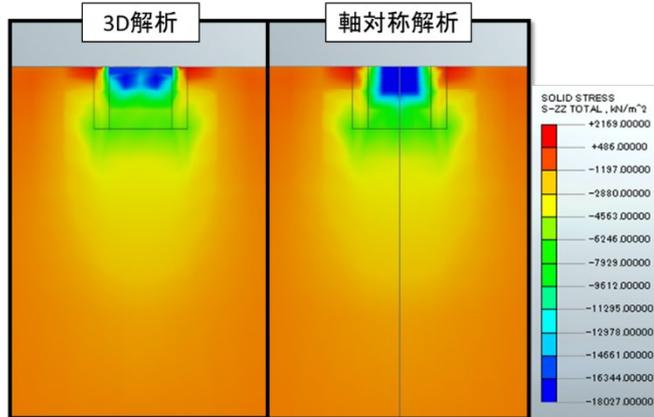


図 12 0.7m 沈下時の全応力コンター図

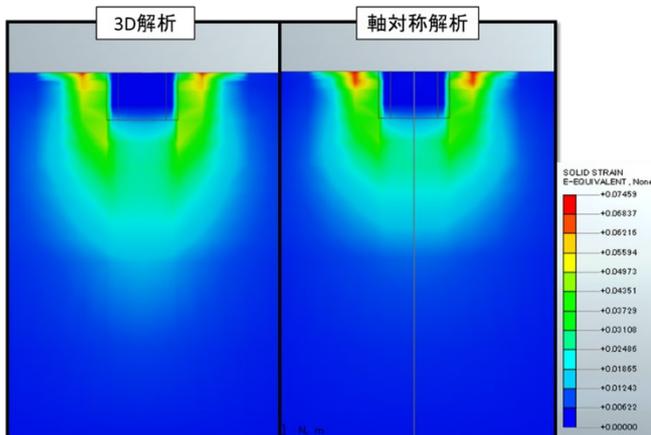


図 13 0.7m 沈下時の等価ひずみコンター図

杭の体積及び形状に変化(図 14 参照)により杭内部の圧力状態が変化し、極限支持力の変化が確認できた。

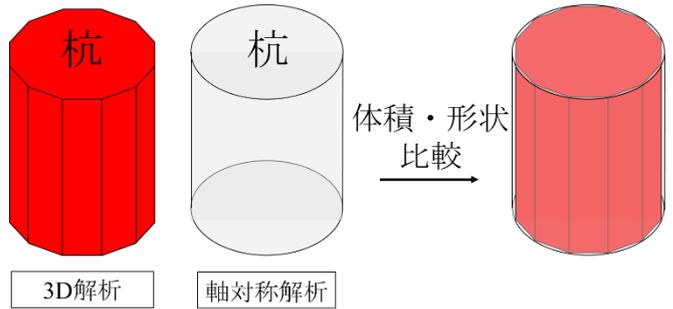


図 14 杭の形状比較

9. 結論

本研究で得られた結論を以下に述べる。

- (1) 地盤分野の解析を行うにあたり、解析領域の変化による全応力分布の変化は見られなかった。
- (2) 地盤分野の解析を行うにあたり、変位を受け持つひずみの領域によって反力が大きく変化することが確認できた。その際、水平方向の領域変化より、鉛直方向の領域変化の方が支持力に大きく影響を与える事が確認できた。
- (3) 杭を 0.2m 沈下させた解析において、杭頭からの地盤深さ及び地盤半径はともに 20m あればひずみによる反力の誤差は少なかった。この結果から、杭の解析の場合、杭頭からの地盤深さ及び地盤半径に対する強制変位の大きさは、1%までが安全であるといえる。
- (4) 一軸圧縮試験の再現解析を行う際、ピーク強度の算出には本研究の解析手法が有効であるが、ピーク時のひずみの算出には検討が必要である。
- (5) 軸対称解析の結果から、杭の形状及び体積の微量な変化で、杭内部の圧力分布に影響があり、極限支持力に差が出る事が確認できた。

【参考文献】

- 1) 岡原美知夫, 中谷昌一, 田口敬二, 松井謙二: 軸方向押し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.
- 2) 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.
- 3) 大西隆文: 杭の先端形状及び根固め液が極限支持力に与える影響, 2020 年度中部大学, 卒業論文, 2020.

輪荷重による路床下部の局部的地盤変形の検証実験

EC18043 高木 駿平

1. 研究背景と目的

近年、日本各地において、ライフラインの主要な施設である「電気・水道・電話」などの線構造物を共同溝などに集約することで、災害に強いライフラインを構築する観点で市街地の「無電柱対策」事業が進められている。ここで、共同溝などの大型施設を構築するためには、高額な費用と発進・到達施設の用地が必要となり、一般的な住宅地のような市街地では施工困難となる。よって、一般的な市街地や郊外の住宅地などで、道路面下に各線を直接浅層埋設する手法でライフラインの補強を実施している。

道路下の埋設管設置では、各公的機関等から施工基準などが公表されているほか、各種の耐震研究がなされ地震時など緊急対応の対応が進められている。しかしながら、埋設管敷設置に伴う路面変状等が既存の埋設管等に与える影響（地盤変位）については論ずる研究は少なく、路面変状を個々に対応している。路面変状の原因については、埋設管設置に伴う路面掘削が制限されるため、埋設工事に伴う埋め戻し作業で十分に締固めがされないことがあげられる。このため、工事後の舗装補修を何度も実施しなければならない状況が裏付けており、この路面変状が一般的な交通弱者と称される人たちの生活を脅かす一因にもなる。

このような地盤変位特性を理解することは、埋設管敷設の基礎的資料となるほか、地盤変位による埋設管局部変状が他の埋設管や周辺地震対策などの対策検討に役立つと考えられる。

2. 実験概要

今回の研究では、埋設管敷設後の路面変状を生じさせる埋め戻し土への載荷重（輪荷重）と地盤圧縮特性を把握することを目的とし、模式実験を実施し地盤変状を把握する。一般的に路床土では、最大粒径 150mm 以下¹⁾ としており、模式実験を行うために実験試料も 1/10 スケールとした。よって、最大粒径 10mm 程度の礫質土、砂質土、細粒土の 3 種類の土砂を利用した。これらの土を強化プラスチックの容器内へ、埋設管深度 1.5m、掘削幅約 1m を 1/10 スケールに縮小して締固め模式地盤を構築した。なお、実験地盤としては、中部大学周辺の丘陵・周辺平坦地を想定し、大学内で採取した「瀬戸層群」の粗粒土と市販の川砂を用いた。

今回実験では地盤変形が確認できるまで重錘落下を続け、同時に写真撮影などを行って地盤変位の影響範囲なども測定することとした。加えて、沈下実験後に浸水させ、高含水状態での沈下特性も観察した。

3. 研究方法

① 土質試験

- 物理試験・含水比試験・土粒子の密度試験・粒度試験・液性限界塑性限界試験
- 力学的試験・締固め試験

② 模式実験（予備実験）

- 作成地盤密度・ ρ_{dmax} の 90%密度（施工管理基準の最低値¹⁾）
- 容器寸法・40×25×28 cm（模式地盤は、幅 16.3mm、奥行き 22.0mm、深さ 15mm）
- 重錘落下条件・重錘質量 2kg・落下高さ 1~2mm

③ 本実験

- 予備実験より容器寸法の見直し、実験回数などを見直した。
- 振動荷重（回数）と沈下量・範囲の関係を測定・・・ロードセルなどを用い落下回数と荷重等を把握し、実験途中で変位を写真撮影・測定
- 沈下実験後、浸水させ高含水状態の沈下特性把握。

④ 整理・解析

- 地盤沈下特性を把握する。今後の問題点などを検討する。



模式地盤の写真

4. 実験仕様

- ・相似則 1/10 スケールする。
- ・実験土砂層厚さ（供試体厚さ） $H > 15.0\text{cm}$ 以上
- ・実験土砂層幅（供試体幅） $B > 15.0\text{cm}$ 以上
- ・輪荷重 $T20 \cdot \cdot 8\text{Kg/cm}^2 \cdot \cdot$ この荷重を重錘の上下することで移動荷重を再現する。
- ・荷重載荷間隔・・・輪荷重が 30Km/h で移動すると想定し、集中加重の載荷間隔（車間距離）を 15m と想定すると、 8.3m/sec で荷重が移動する。 15m の間隔を 8.3m で除すると、荷重移動間隔 3.6sec となる。よって、 $3 \sim 4\text{sec}$ 間隔で荷重を落下させる。
- ・載荷重としては、 $T20$ の 0.4 （荷重分割割合）で分割し、荷重接地面積（ $1,000\text{cm}^2$ ）で除すると、 8Kg/cm^2 （相似則から $8,000\text{g/cm}^2$ ）となる。この荷重を目安にして落下させる重錘の質量・形状などを考慮する。よって、 $T20$ 荷重 1 通行が約 240 回の重錘落下となり、1,000 回以上の重錘落下で L 交通並みの輪荷重作用となる。

5. 実験結果

5-1.室内土質試験結果

室内土質試験結果として、今回の実験に用いた試料は、粘土混じり礫（GC）シルト混じり砂（S-M）シルト混じり砂（M-S）であった（室内土質試験結果一覧表参照）。また、それらの試料を用いて「突き固めによる締固め試験」を行い、今回の実験における各試料の締固め密度を設定した。

室内土質試験結果一覧表

土の種類	砂質土	礫質土	細粒土
含水比W (%)	6.1	0.6	0.7
土粒子の密度 ρ_s (g/cm^3)	2.719	2.673	2.669
液性限界 w_L (%)	NP	NP	16.6
塑性限界 w_P (%)	NP	NP	16.1
塑性指数IP	NP	NP	0.5
60%粒径 D_{60} (mm)	2.6	5.6	0.86
30%粒径 D_{30} (mm)	0.9	1.5	0.43
FC (0.075mm以下) (%)	1.2	1.7	0.9

5-2.予備試験結果

予備実験では、当初の実験計画のような実験ができるかを確認した。結果と以下のとおりである。

- ・器具が動くことが分かったため、全体の固定法を変更。
- ・川砂は内部摩擦角 ϕ が大きいから沈下量・幅が広い。
- ・ 2mm 以下内部摩擦角 ϕ が小さいから広がらない。
- ・重錘落下を 1,000 回として模式地盤の沈下・幅などを



砂質土

細粒土

計測した。その結果、模式地盤の土質・密度にかかわらず、重錘落下 1,000 回以下で地盤変位が収束することが判明した。

・予備実験より、当初の実験計画通り、供試体密度： $\rho_{max} \times 0.9$ 、重錘落下回数 1,000 回程度とした。

6. 本実験結果

6-1. 実験概要

今回の実験では、右図に示すような実験容器を用い、「礫質土」、「砂質土」、「細粒土」を予め土質試験から求めた所定の密度 ($\rho_{dmax} \times 0.9$) で締固めて模式地盤を作製した。実験は、重錘を落下させることで上載荷重を作用させ、実際と同様な地盤変形が生じるかを確認した。

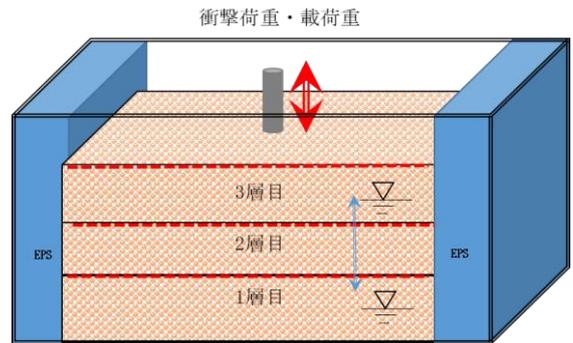


図 1 実験器具概要

上載荷重としての重錘落下は、L 交通程度の輪荷重が作用するとして、重錘を 1,000 回程度落下させるとともに、100 回ごとに写真撮影や模式地盤内の沈下特性（色砂などで境界を明確にした）などについて測定した。今回の実験で求められた地盤沈下特性などを以下にまとめる。

6-2. 沈下特性

今回の実験では、図 2~4 のような沈下・変位特性が観察された。

今回の実験で重錘落下による模式地盤の鉛直沈下量と深度別沈下幅（水平変位）を実験中の撮影写真より図りだし、変位状況を図示した。この結果より、以下のような特徴が判明した。

- ① 最も沈下が大きい重錘落下箇所において、いずれの土砂も重錘落下 200 回程度までが、最も大きな沈下を示している。これは、輪荷重の作用が小さくても沈下が短期間で進むことを示している。
- ② 今回の実験で用いた「礫質土」、「細粒土」は、基本的に同種の土砂で、礫分量だけが異なるものである。図に示す礫質土・細粒土ともに、模式地盤の下方変位幅が一般的に言われる分散角 30 度よりかなり小さい。対して、砂質土は、図中の赤破線で示すように分散角が広がっている。
- ③ 模式地盤表面，深度 3cm 位置，深度 8cm 位置（実地盤では、各深度の 10 倍位置）では、大半が深度 8cm で鉛直沈下が収束しているといえる。これは、輪荷重などの上載圧が、埋設管敷設位置（GL-1.0m 依存）まで達していないと判定でき、周辺域の大きな地盤変更がなければ埋設管へ異常な荷重が作用していないといえる。

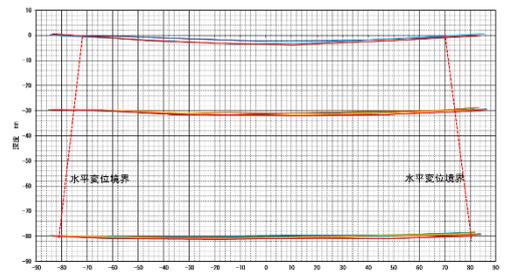


図 2 礫質土の鉛直・水平特性図

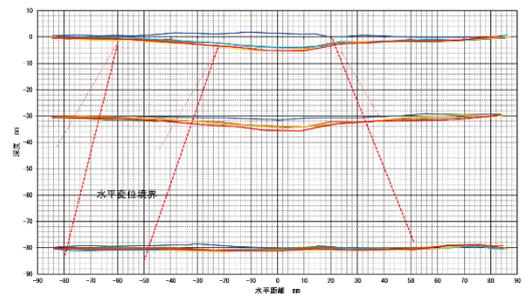


図 3 砂質土の鉛直・水平特性図

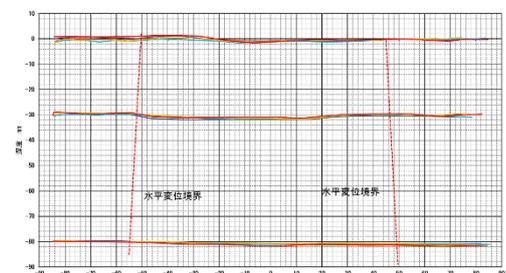


図 4 細粒土の鉛直・水平特性図

6-3. 沈下幅について

今回の実験では、土質により輪荷重による沈下特性が異なると想定されたため、衝撃回数と水平変化の関係も把握した。先の図 2~4 に、地盤表面・中間層の衝撃荷重による地盤変位特性を示した。以下にそ

の結果をまとめる。

- ① 図2に示す礫質土の沈下特性から、一般的に言われる荷重分散角 30 度で土中の下方移動が生じると想定していた。実験結果から、想定より小さな分散角であった。この原因としては、礫質土のわりに礫含有量が小さく、土中の礫も「円礫状」であるため「内部摩擦角」が小さかったと考えられる。また、図4に示す細粒土も同様な分散角（10 度程度）であることからもうかがえる。つまり、当該地方の掘削礫質土の多くは、この傾向にあるのではないかと考えられる。
- ② 図3に示す砂質土層では、重錘落下付近の沈下が大きく、その影響は深度 3cm の沈下特性にも表れている。ただし、深度 8cm では沈下の影響はほとんどないといえる。ここで、砂質土の荷重分散角は 15~20 度と実験に用いた礫質土・細粒土より大きく、細粒成分を含んでいない砂質土であるため相応の内部摩擦角を有しているためと考えられる。
- ③ 今回の実験で用いた3種類の土砂で構築した模式地盤では、表面下 8cm（実地盤では、0.8m）で、輪荷重の影響が殆ど見受けられないことが判明している。ここで、実験では締固めなどが不均一となることが多いが、地盤の不均一性を考慮に入れても今回の実験では上載荷重による局所的な異常沈下（水平方向においても）見受けられないといえる。

6.4.浸透水の影響について

- ① 図5は、埋設化管戻し土の衝撃沈下特性を終了した後、供試体上部から水を浸透させ、沈下実験を続けた結果である（落下回数が、1,000 回から始まる）。結果として、地盤表面で礫質土・砂質土の沈下増大が確認された。しかしながら、細粒土は、地盤表面の沈下はスポット的と考えられ、GL-3cm 位置では沈下が確認されている。
- ② 埋設管埋め戻し後の浸水条件では、沈下が収束した乾燥土が再び沈下することが分かった。つまり、施工後に「水みち」や「雨水」などが、浸透すると変状補修した箇所でも再度沈下する。

7. まとめ

今回の実験では、埋設管敷設に伴う路面変形などについて以下のような特性があることが判明した。

- 埋め戻し土の沈下変形は、施工後短期間に発現し始めるが、比較的短期間で収束すると考えられる。
- 埋め戻し土の沈下変形は、地表面下 1.0m 以深まで達しないことが判明した。結果として、現在の施工手法で埋設管に異常な荷重が作用しないことが判明した。
- 埋設管埋め戻し沈下収束後に浸透水が作用すると、再沈下（地盤変形）を発生させるほか、変位深度も増大することが判明した。つまり、埋め戻し施工では、排水条件を考慮しないと埋設管への異常な荷重が作用する危険性がある。

8. 今後の課題

今回の実験では、乾燥土の沈下特性をある程度把握できた。しかしながら、水平方向への変位伝播や浸透水の影響など、克服すべき課題が判明した。埋設管は、地下水の通り道になることも多いので、特に浸透水と地盤変状についての研究が望まれる。

<参考文献> 1) 道路土工施工指針・その他の施工管理基準書

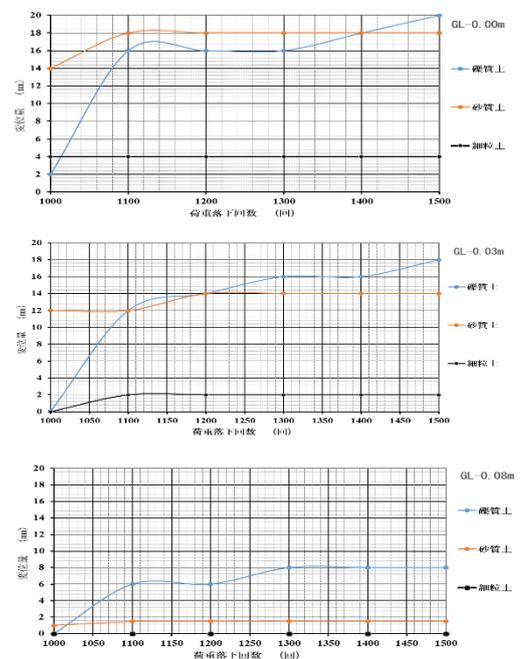


図5 浸水後の各深度沈下量

盛土造成地の滑動崩落防止対策

EC18044 田中練

1.研究背景・目的

平成 23 年 3 月 11 日に発生した東日本大震災により、海岸や潟の埋立地などで、地盤の液状化が発生し、戸建て住宅などの小規模構造物に傾斜や沈下などの被害が生じた（写真.1 参照）。そのため東北地方太平洋沖地震後、平坦地における地盤液状化や研究は数多くされてきた¹⁾。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。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こした（写真.2 参照）²⁾。そのため、平坦地とは異なり大規模な流動が起き、その上に建つ住宅は甚大な被害を受けた。しかし、平坦地に比べて大きな被害になるにもかかわらず、傾斜地での地盤液状化対策や研究があまりなされていないのが現状である。適切な対策を講じる前にどのような被害が生じるか確認しておく必要がある。ここでは、傾斜地に造成された盛土造成地を対象に検討を行う。そこで本研究では、傾斜地に造成された盛土造成地の被害を減少させることを目的とする。



写真.1 液状化被害状況 写真.2 北海道胆振東部地震

2.実験方法

地震発生時の液状化被害や滑動崩落、擁壁の倒壊などを確認するために、水平方向に加振可能な空圧式振動台と両面をアクリルとして剛土槽(内寸：幅 1,200 mm×奥行 300 mm×高さ 450 mm)を組み合わせたものを使用し、1/40 スケールの平面ひずみ条件で模型振動台実験を行う。（写真.3 参照）実験では、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（Gopro）を設置する。地盤材料は三河

珪砂 6 号を使用し、水中落下法で粘性流体（メトローズ水溶液）を用いて盛土・斜面を制作した。基礎地盤を固定するために猫よけシートを土槽底面に引き、猫除けシート上部にスタイルホームを使用し固定した。

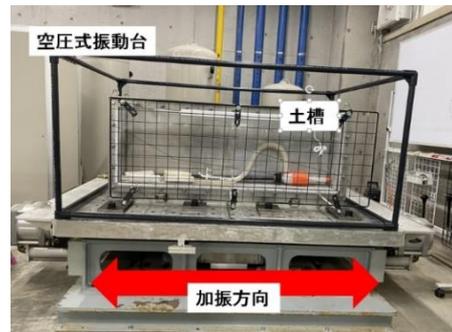
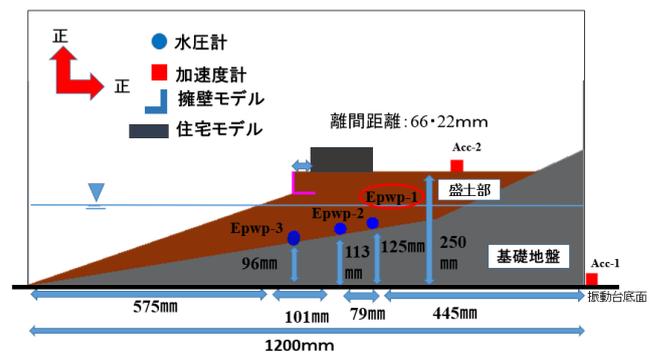


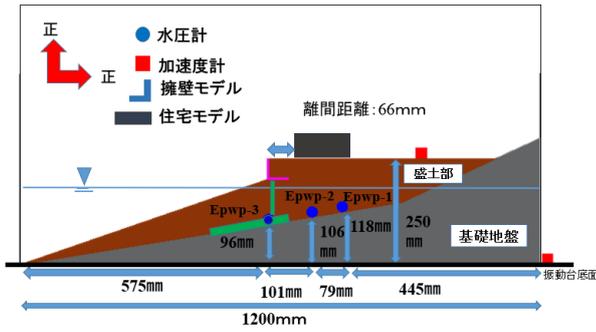
写真.3.実験装置

3.検討ケース

実験は基礎地盤の平均勾配 14 度とし、主働すべり角を考え擁壁と住宅との離間距離を検討する。擁壁と住宅の離間距離は 66mm（実規模：約 2.6m）、22mm（実規模：0.8m）の 2 ケース。離間距離 66mm と 22mm の 2 ケースに対策をし、擁壁下部に杭を設置し、対策をする 2 ケースを検討する。計測器の設置状況概要図および計測器の正方向を図.1 に示す。入力する地震動は震度 6 を想定した最大加速度 400gal 程度、周波数 10Hz の加振時間 4 秒を使用する。図.2 に加速度の時刻歴を示す。



(a) CASE1.2



(b) CASE3.4

図.1 計測器設置状況概要

表.1 検討ケース

	離間距離	地震動波形	震度(気象庁)	相対密度	対策
ケース1	22mm	図2参照	震度6強	50%	なし
ケース2	66mm	図2参照	震度6強	50%	なし
ケース3	22mm	図2参照	震度6強	50%	あり
ケース4	66mm	図2参照	震度6強	50%	あり

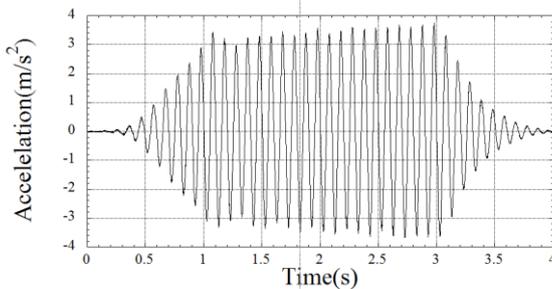


図.2 CASE1,2,3,4 加速度の時刻歴

3.1 擁壁モデル・住宅モデル

擁壁は名古屋市宅造用 L 型擁壁³⁾を参考として 1/40 スケールにしたアルミ製の擁壁(立て壁: 50mm, 底板: 50mm, 厚さ: 3mm)を使用する。根入れ深さは 10mm に設定する。宅地造成等規制法⁴⁾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、すべての条件で満足している。

住宅は木造二階建てのべた基礎住宅とした。木造二階建て住宅の接地圧を荷重指針から 15kPa に設定した。この住宅を荷重調整用のアルミプレートでモデル化した。1/40 スケール住宅モデルの接地圧が 0.25kPa になるように、アルミプレートの厚さを 15mm に設定した。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。アルミプレートが沈下した際、砂がかぶり動画解析でマーカーが追えない可能性がある。そのため発泡スチロールを使用し沈下しても

マーカーが追えるようにした。住宅・擁壁モデルの詳細を写真-4 に示す。

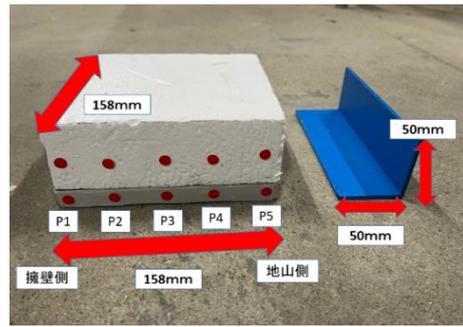
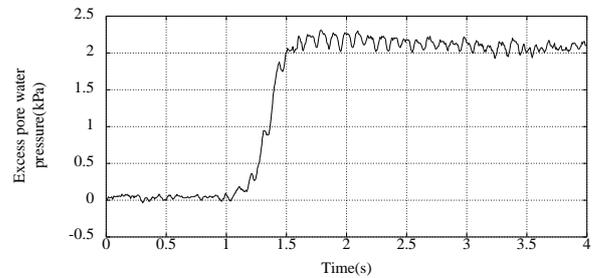


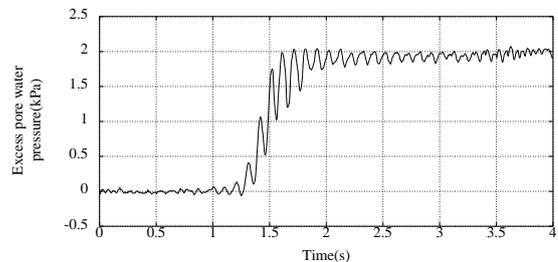
写真-4 住宅・擁壁モデル

4.結果・考察

図.3 に、CASE1, 2 で得られた過剰間隙水圧の図中 1(a)の Epwp-1 の時刻歴、写真-5 に実験後の変形状況を示す。図.4, 5 に動画解析より求めた住宅の水平移動量、住宅の沈下量の時刻歴を示す。なお、過剰間隙水圧、住宅の水平移動量、住宅の沈下量は加振部のみを切り取った。CASE1,2 は図.3, 4 より加振 1 秒後に達する直前から過剰間隙水圧が上昇し、地盤が軟化し始めたと考えられる。軟化したことにより住宅の沈下、擁壁の傾倒が確認できた。図.4 より住宅が擁壁に近いと水平移動量が大きくなる。図.5 より住宅が擁壁から離れても近くても住宅が不等沈下を起こした。

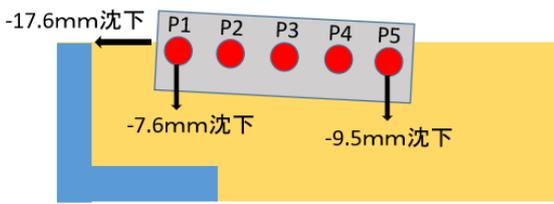


(a) CASE1

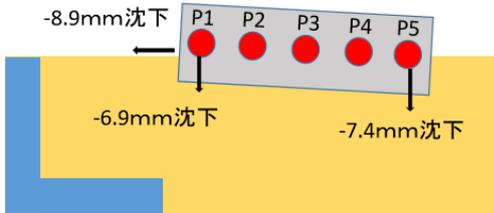


(b)CASE2

図.3 住宅下の過剰間隙水圧時刻歴 (図.1 中、赤丸地点)

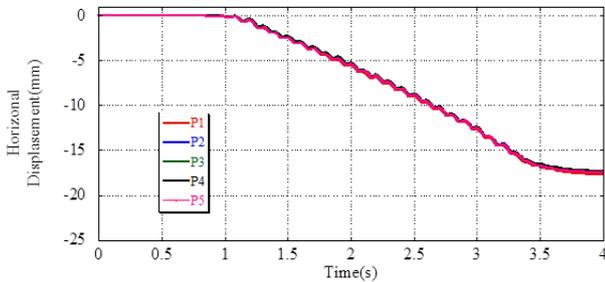


(a) CASE1

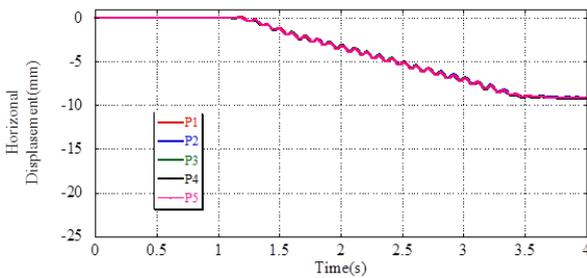


(b) CASE2

写真-5 実験後の変形状況

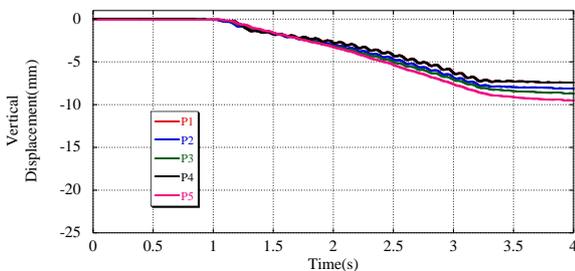


(a) CASE1

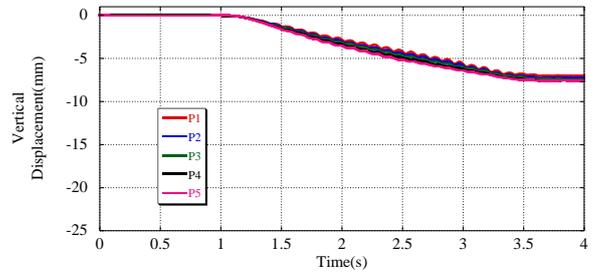


(b) CASE2

図.4 住宅の水平移動量



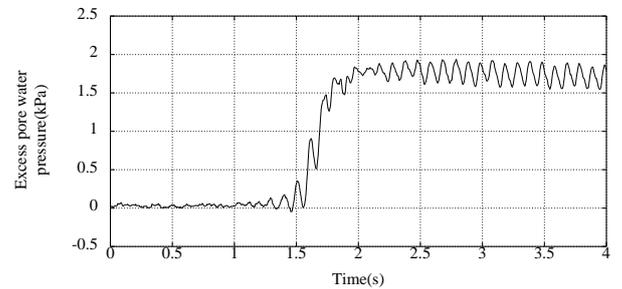
(a) CASE1



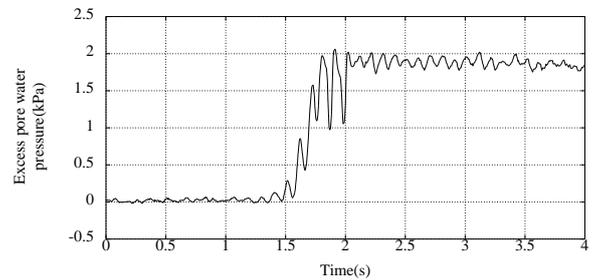
(b) CASE2

図.5 住宅沈下量

次に擁壁に対策を施した, CASE3, 4 について考察する。図.6 に CASE3, 4 で得られた E_{pwp-1} の過剰間隙水圧の時刻歴を示す。写真-6 に実験後の変形状況を示す。図.7, 8 に住宅の水平変位, 住宅の沈下量の時刻歴を示す。CASE3, 4 は加振 1 秒後に達する直前から過剰間隙水圧が上昇し, 地盤が軟化し始めたと考えられる。軟化したことにより, 住宅の沈下が確認できた。図.7 の結果より水平方向への移動量は擁壁の移動が杭により抑制されたため, 変位を抑制することができたと考える。図.8 の結果より CASE3 では住宅の擁壁側基礎部が擁壁の底面上にあるため抑制されたと考える。

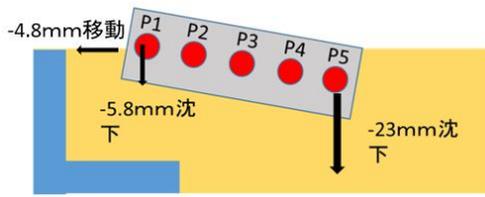


(a)CASE3

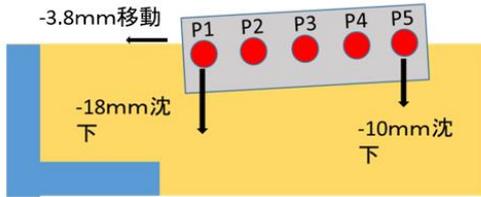


(b)CASE4

図.6 住宅下の過剰間隙水圧
(図.1 中, 赤丸地点)

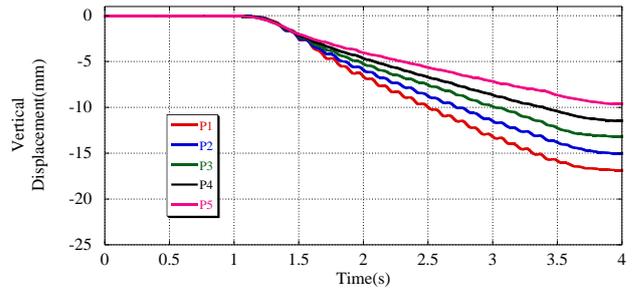


(a) CASE3



(b)CASE4

写真-6 実験後の変形状況

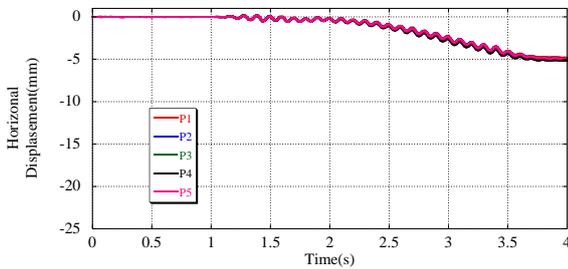


(b) CASE4

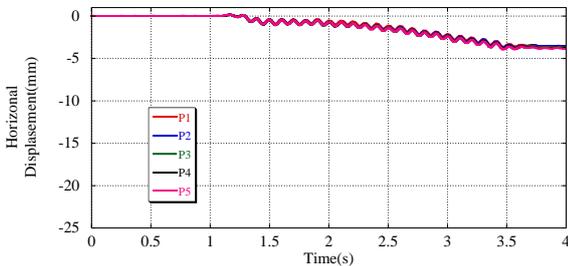
図.8 住宅沈下量

表.2CASE1,2,3,4

	過剰間隙水圧	住宅水平移動量	住宅擁壁側沈下量	地山側住宅沈下量
CASE1	2.34kpa	-17.6mm	-7.6mm	-9.5mm
CASE2	2.10kpa	-8.9mm	-6.9mm	-6.9mm
CASE3	1.95kpa	-4.8mm	-5.8mm	-23mm
CASE4	2.15kpa	10mm	-18mm	-10mm

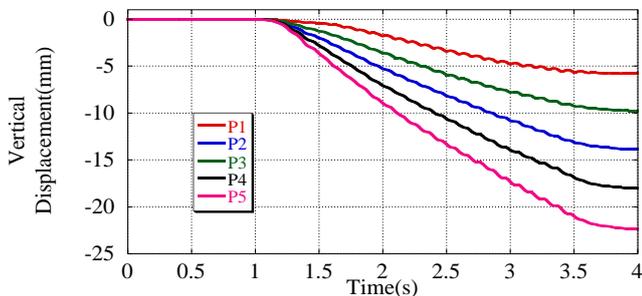


(a) CASE3



(b) CASE4

図.7 住宅の水平移動量



(a) CASE3

5.結論

表.2 より過剰間隙水圧は CASE,1,2,3,4 すべて似た値となった。擁壁と住宅の離間距離の違いでは住宅と擁壁が近いと住宅が不等沈下を引き起こすことがわかった。擁壁下部に対策をすることによって住宅の水平変位を抑えられたが鉛直方向に対しては住宅の傾斜も確認された。水平変位量は抑制することはできるが住宅に被害が出てしまう。

6.参考文献

- 1) 廣瀬亘・加瀬善洋・川上源太郎・小安浩理・ト部厚志:平成 30 年北海道胆振東部地震に伴う地表変動および強振動による被害, 北海道地質研究所報告、第 90 号,15-32,2018.
- 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) 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.
- 4) 右城 猛:擁壁の設計法と計算例, 理工図書, P397, 2014

ブロック積み擁壁の破壊機構に関する実験的研究 -示力線方程式との比較-

EC18073 山崎 魁斗

1. 研究背景

これまで日本では多くの地震災害に遭遇し被害を受けている。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などによる人的被害や家屋の被害などが多く報告されている。地震時の被害の一つとして宅地擁壁の崩壊が挙げられる。熊本地震では熊本県内で4,043件の宅地擁壁が被災した¹⁾。宅地擁壁に用いられる擁壁は、空石積み擁壁、間知ブロック擁壁、鉄筋コンクリート擁壁、増積み擁壁などが存在する。中でもブロック積み擁壁が多く採用され、転倒などの被害が多数報告されている(写真1(a)および(b)参照)。そのためブロック積み擁壁の安定性の評価方法や耐震性能の確認、耐震補強などが緊急の課題となっている。耐震補強技術などを発展させるために振動台を用いた実験は行われているが、設計に落とし込まれていないのが現状である。



(a)東日本大震災



(b)熊本地震

写真1 地震による擁壁被害²⁾

2. 研究目的

地震により既存不適格擁壁や老朽化したブロック積み擁壁の被害が多く報告されている。そのためブロック積み擁壁の安定性の評価方法や耐震性能の確認などが緊急課題となっている。本研究の目的は、ブロック積み擁壁を対象とした模型載荷実験と示力線方程式の結果を比較し、示力線方程式の適応範囲を明らかにすることである。さらに模型載荷実験から擁壁の変形から崩壊に至るまでの挙動を確認し、擁壁の安定性や保有耐力を確認することである。なお、示力線方程式とは空積みブロック擁壁に用いられる安定計算方法である。

3. 実験模型について

本実験に使用する擁壁模型は、熊本県益城町に設置されている被災したブロック積み擁壁の形状を参考にし、1/15スケールにしたもの(1ブロック:D25×W25×H20mm)を使用する。底版ブロックとして、高さ150mmの直角三角柱(底辺25mm×高さ14.5mm)の模型を用いた。使用するブロック模型は、コンクリートと単位体積重量の値に近いアルミニウムで作成した。実験模型の作成方法は幅1,200mm奥行き150mm高さ450mmの土槽内に盛土地盤を作成し、盛土斜面にブロックを擁壁角度が60°になるように布積みで8段積み上げて作成した。本実験の地盤は、相対密度を均一にするため、空中落下法を用いて作成した。本実験の相対密度は60%に設定した。地盤材料は三河珪砂6号を使用した。実験模型のイメージ図を図1に示す。

本実験では、最も劣化した状態のブロック積み擁壁を対象として実験を行う。どの程度劣化した状態で壊れるかを確認するため、はじめに最も劣化したケースを行う。空積みの擁壁を最も劣化した状態とし、空積み模型で実験を行った。

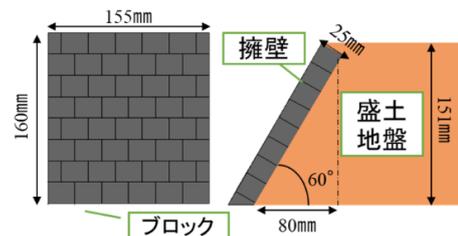


図1 1/15スケール実験模型イメージ図

4. 実験方法

本研究ではブロック積み擁壁を対象とし、擁壁の変形から崩壊に至るまでの挙動を確認し、擁壁の安定性や保有耐力を確認するため、模型載荷実験を行う。実験模型を作成し、擁壁裏の盛土裏に載荷装置を設置し水平に載荷する。徐々に載荷していき、擁壁の変形と土圧の関係を把握する。模型載荷実験のイメージ、各種計測器の設置位置を図2に示す。

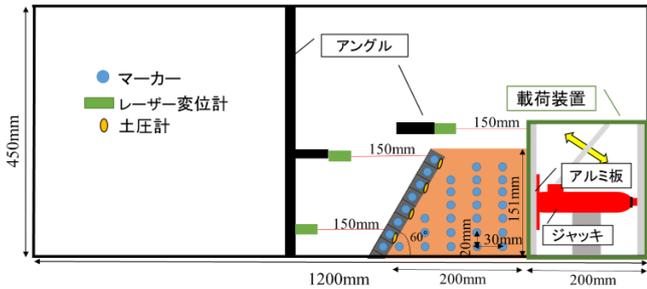


図2 模型載荷実験イメージ図

載荷装置は、アルミ板と手動の油圧式ジャッキを用いて作成した。ジャッキを横向きにし、高さ調節用の土台と結合させ、アルミ板とジャッキを挟んだ形を載荷装置とした。アルミ板を使用することで、擁壁と地盤を均等に載荷した。載荷時の擁壁に作用する土圧を測定するために、擁壁背面に超小型土圧計を設置した。擁壁の変位・挙動の確認と載荷装置の変位の確認のため、レーザー変位計を設置した。L字アングルにレーザー変位計を固定し、焦点距離を考慮して土槽とアングルを固定した。レーザーの照射位置は擁壁の上下と載荷板に照射した。図3に土圧計の設置位置、レーザー変位計のレーザー照射位置を示す。載荷時の擁壁および地盤の挙動を確認するため、地盤内にマーカーとして色付けしたリベット、擁壁に色付きシールを設置した。そして動画解析によりマーカーを追跡し、擁壁と地盤の水平・鉛直方向の挙動を数値化した。動画解析を行うため、GoProを用いて実験時の映像を撮影した。加力の変位はレーザー変位計によるアルミ板の変位で制御した。ジャッキを約5mmずつ伸ばしていき、擁壁の状況を確認し、土圧計の数値が下がるまで載荷を行った。

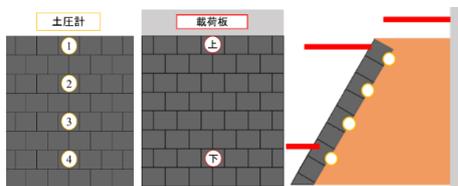


図3 土圧計とレーザー変位計の設置位置

5. 示力線方程式による安定計算

示力線方程式とはブロック積み擁壁のブロックと裏込め材を一枚の壁体と考え、壁体の任意区間に作用する土圧と、その区間の壁体重量によって合成される力の作用点の軌跡(示力線)を求める方程式のことをいう³⁾。農林水産省では作用断面の1/3線と示力線が交わる高さを設計限界高さとし、示力線が1/3線より後方に存在することを擁壁の安定条件としてい

る⁴⁾。示力線方程式を式(1)、土圧係数を求める式を式(2)に示す。次式では、 K_A は土圧係数、 γ は地盤密度、 γ_s はブロック密度、 b は天端幅、 ϕ は内部摩擦角、 δ は壁面摩擦角、 α_0 は擁壁傾斜角、 q は地表面の等分布荷重、 k_h は設計水平震度を示す。

本研究では模型載荷実験と示力線方程式を比較することで、示力線方程式の適応範囲を明らかにする。模型載荷実験と比較する際には、実験模型のパラメータを使用し示力線方程式を計算する。

$$x = \frac{K_A \gamma}{6\gamma_s b \sqrt{1 + \cot^2 \alpha_0}} y^2 + \left(\frac{K_A q}{2\gamma_s b \sqrt{1 + \cot^2 \alpha_0}} + \frac{\cot \alpha_0}{2} + \frac{1}{2} k_h \right) y \dots (1)$$

$$K_A = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin \alpha \left[\sqrt{\sin \alpha} + \sqrt{\sin \phi \sin(\phi + \alpha - 90^\circ)} \right]^2} \dots (2)$$

6. 結果・考察

図4~6にジャッキ変位、擁壁面上部、擁壁面下部のレーザー変位計の計測結果、写真2に載荷前後の擁壁模型の写真を示す。図4のジャッキ変位の計測結果を確認すると、想定した加力条件通りに約5mmずつ載荷されているのがわかる。図5~6の擁壁面上部と擁壁面下部では、上部の方は下部と比べて変位が大きく、写真2と比較しても、同じであることがわかる。図5の上部の図で200秒を過ぎたあたりで変位が小さくなっているのは、最初に照射していたブロックが盛土側に倒れ、他のブロックに照射されたからだと考えられる。

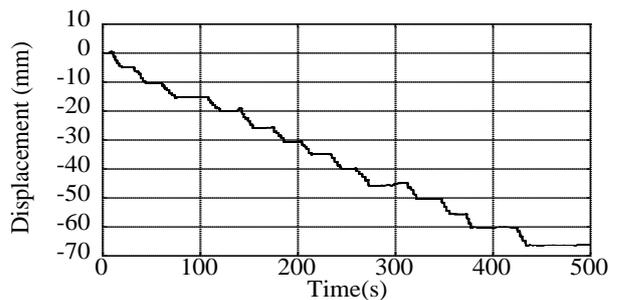


図4 ジャッキ変位の計測結果

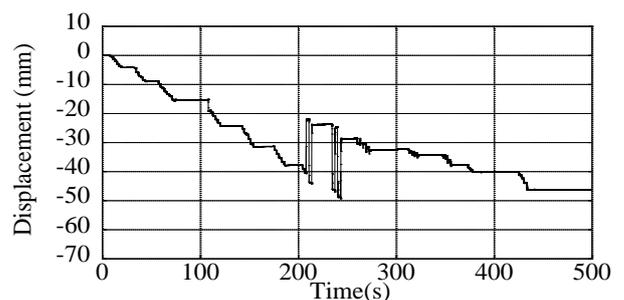


図5 擁壁面上部の計測結果

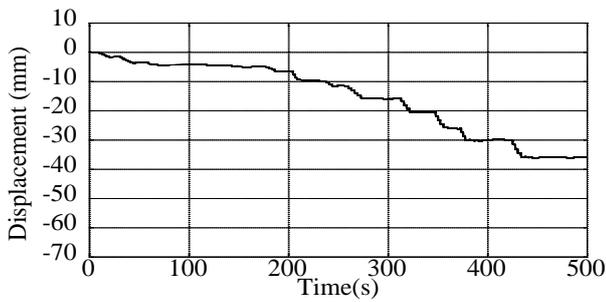


図 6 擁壁面下部の計測結果

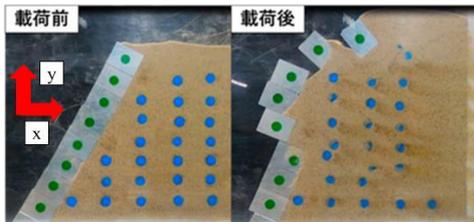


写真 2 荷重前後の擁壁模型

図 7 に図 3 の土圧計番号の通り、1 ~4 の土圧計の計測結果とジャッキ変位の関係図、図 8 に擁壁高さとジャッキ変位ごとに計測した土圧の図を示す。図 7 の結果から 1, 2 の最大土圧よりも 3, 4 の最大土圧の方が約 3 倍大きいことが分かる。そして図 8 の結果からジャッキ変位が 10mm 時の約 18kN/m² で土圧が抜けていくことが分かるため、この擁壁模型は約 18kN/m² で擁壁として機能しなくなると考える。

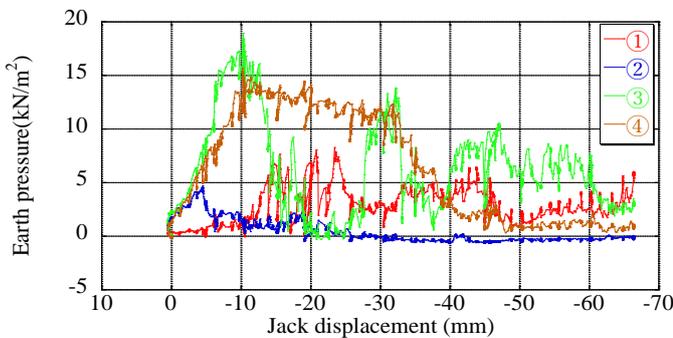


図 7 土圧計の計測結果

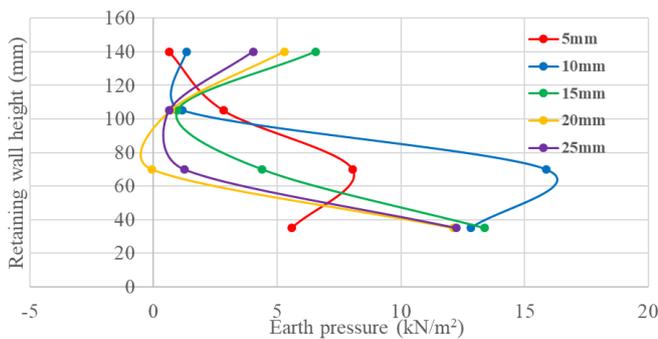


図 8 擁壁高さごとの土圧の変化

図 9 にマーカーの設置位置とマーカー番号、図 10 にブロックのマーカーの開始点からの距離、図 11 に地盤内のマーカーの開始点からの距離、図 12 に荷重前後のマーカーの動きを示す。図 10~11 の開始点からの距離の結果から変位が大きい所と小さい所があることが分かる。図 10~12 の結果から荷重前後のマーカーの動きから赤線を引いたところよりも下はあまりマーカーが動いていないことが分かる。

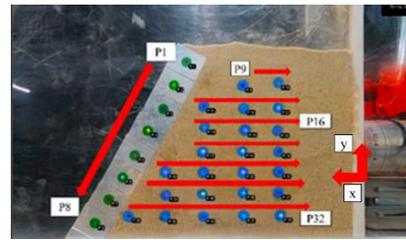


図 9 マーカーの設置位置とマーカー番号

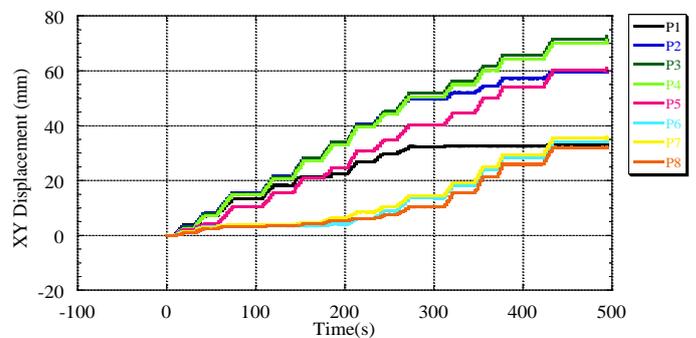


図 10 ブロックの開始点からの距離 (水平鉛直)

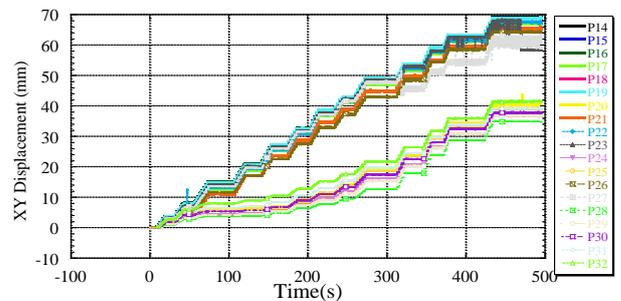


図 11 地盤の開始点からの距離 (水平鉛直)

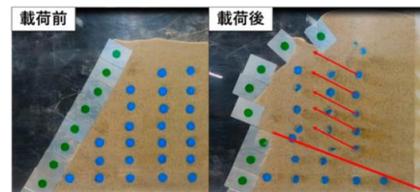


図 12 荷重前後のマーカーの動き

表 2 に示力線方程式に用いる実験模型のパラメータ、図 13 に示力線方程式の結果を示す。本研究では、水平荷重によって生じた土圧を設計水平震度に変換し、示力線方程式を行った。土圧と設計水平震度の関係式を式(3)に示す。W で表される土塊の重量は、載

荷時に崩壊角が確認できなかったため、図 14 のようにくさび型をイメージして考えた。示力線方程式の結果から、擁壁は 1/3 線よりも後方に存在するため安定しているといえる。しかし実験では擁壁として機能しておらず、設計と現実に乖離がある。考察として設計水平震度が原因ではないかと考えられる。

表 2 実験模型のパラメータ

ϕ (内部摩擦角)	37.5°	b(天端幅)	0.025m
δ (壁面摩擦角)	25.0°	α_0 (擁壁傾斜角)	60°
γ (地盤密度)	16kN/m ³	β (地表面傾斜角度)	0°
γ_s (ブロック密度)	27.0kN/m ³	q(等分布荷重)	0kN/m ²
K_A (土圧係数)	0.061	k_h (設計水平震度)	0.185

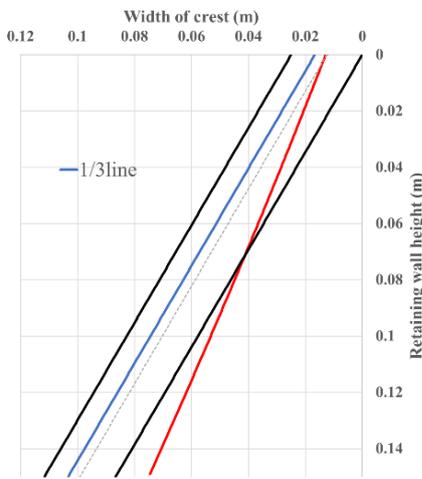


図 13 示力線方程式結果

$$k_h = \frac{P_A}{W} = xgal = \frac{18000kN/m}{16kN/m^3 \times 0.006m^2 \times 1000} \dots (3)$$

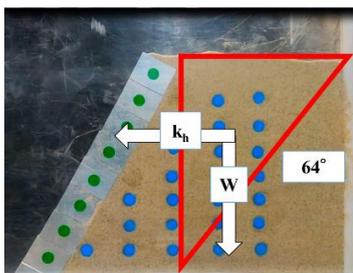


図 14 土塊重量の考え方

7. まとめ・今後の展望

実験の結果と示力線方程式による計算結果を比較した結果、現実と設計に乖離があることが分かった。原因として設計水平震度が影響ではないかと考察した。水平載荷実験を行うことで地震力を再現したつもりだったが、水平に載荷できなかったため再現できなかったと考えられる。そして現在用いられてい

る設計水平震度にも原因があると考察している。そのため今後の展望として、傾斜模型実験を実施する。土槽内に実験模型を作成し、土槽全体を傾斜させ、設計水平震度を実験模型に与えることで地震力を再現する。そして傾斜模型実験と示力線方程式を比較し、現在用いられている設計水平震度が正しいのかを明らかにすることを目的とする。図 15 に実験イメージ図、表 3 に傾斜角度と設計水平震度の関係を示す。

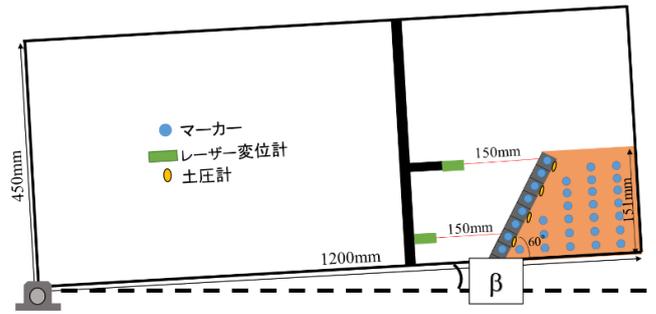


図 15 傾斜模型実験イメージ図

表 3 傾斜角度と設計水平震度の関係

傾斜角度 β (°)	設計水平震度 k_h
1	0.02
5	0.09
10	0.18
15	0.27

謝辞

本研究にあたり、東京都市大学の伊藤和也教授の研究を参考にさせていただきました。ありがとうございました。

【参考文献】

- 1) 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, pp174-175, 2016.
- 2) 被災宅地危険度判定連絡協議会 <http://www.hisaitakuti.jp/case.html>, (参照 2021-12-15).
- 3) 高倉正人: わかりやすいもたれ式・ブロック積み擁壁の設計と解説, 現代理工学出版, P70-82, 1995.
- 4) 南和産業株式会社 http://www.nanwa-sangyo.com/06_Use1/06_F_Use_03.html, (参照 2021-12-15).

環境に配慮したアスファルト舗装の実現

EC18074 山下頼樹

1. 研究背景

近年では大量に発生するアスファルトやコンクリートの建設廃材は埋め立てなどによる処理はますます難しくなっており、建設資材として再利用する必要性に迫られている。そこで本研究では、廃材を破碎、選別しマイクロ波で CO_2 を流しながら加熱し路盤材に CO_2 を吸着させ、再生砕石としてコンクリートの基礎材、道路用の路盤材として再利用することが可能である。

2. 研究目的

本研究では環境配慮を考えると共に各 5 種類の路盤材をマイクロ波で CO_2 を流しながら加熱し、 CO_2 との吸着率、またはどのような試料が CO_2 を吸着しやすいのかを確認し、道路地盤に埋めることを目的とする。マイクロ波での加熱条件や CO_2 との関係性のある物質等を成分分析の結果を用いて考察する。

3. 研究方法

本研究では初めに各 5 つの路盤材、高炉スラグ、細砂、RC-40(セメント)、再生アスファルト混合物、単粒度砕石、を成分分析で調べ、それぞれ CO_2 との関係性のある物質(Ca, CaO 等)を確認し、マイクロ波加熱を行う。マイクロ波で加熱後、どの路盤材が一番 CO_2 との吸着率があるか成分分析を再度行い加熱温度やどんな物質が CO_2 との吸着率が高いかを考察する。それぞれ粒径を揃えるため 1 分間粉碎して混ぜる。

4. 実験装置について

4.1 wonder blender 機

路盤材の粒径を均一にさせるために使用する。写真 1 の装置で 5 つの路盤材を砕く。

4.2 XRF(X-ray fluorescence analysis)分析装置

本装置は液体、固体、粉末いかなる試料形状にも関わらず、様々な試料の元素分析を行うことができる分析機である。ベリリウム(Be)からウラン(U)までの

元素を幅広いダイナミックレンジで高い精度、正確に分析することが可能であり、本研究で用いる試料の成分を調べるために使用する。写真-2 に XRF 分析装置を示す。

4.3 マグネトロン式マイクロ波加熱装置

本装置は電界と磁界の放射位置を変えることができ、試料にマイクロ波が効果的に当たるよう加熱することができる。特徴として高速加熱や選択加熱等ができる。写真 3 にマイクロ波加熱装置を示す。

4.4 XRD(X-ray diffraction) 分析装置

本装置は一定波長の X 線を分析試料に照射すると散乱された X 線は、物質の原子・分子の配列状態によって物質特有のパターンを示す。この解析パターンから物質を構成している成分の格子間隔を知る方法である。この装置を用いてマイクロ波で加熱した焼結体の化学物を調べることを目的とする。写真 4 に XRD 分析装置を示す。



写真 1 wonder blender 機



写真 2 XRF 分析装置



写真3 マイクロ波加熱装置



写真4 XRD 分析装置

5. 各試料の概要

本研究では各5種類の路盤材を使用する。表-1に各5種類の路盤材を示す。

表-1 使用する路盤材

試料名	具体的な材料
高炉スラグ	徐冷スラグ+水砕スラグ等
細砂	山砂+荒砂+砂利
RC-40	コンクリートを砕いたもの +アスファルト合材(1割)
再生アスファルト混合物	石油アスファルト
単粒度碎石	天然石

6. XRF 分析結果および考察

6.1 加熱前 XRF 分析結果

図-1の結果から、高炉スラグはCaを約30%含んでおり、Ca(カルシウム)はCO₂を吸収しやすいため、加熱の際CO₂との吸着が期待されると考える。そのため高炉スラグを中心にマイクロ波加熱を行った。

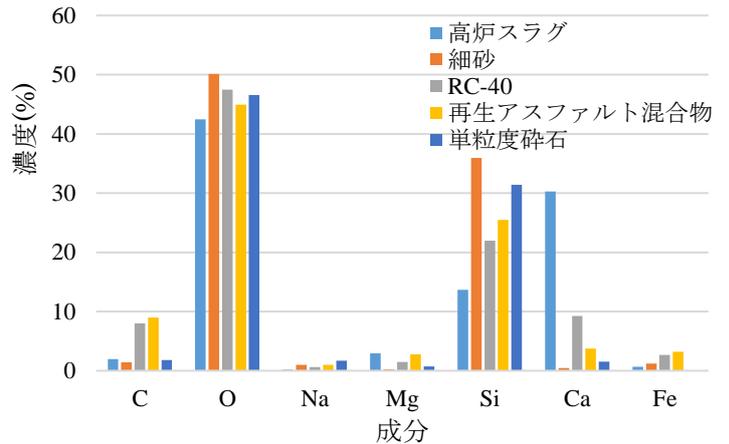


図-1 加熱前の分析結果

6.2.1 加熱後の XRF 分析結果

図-2, 図-3のグラフは高炉スラグの加熱後の分析結果でありCとOの変化についてまとめたグラフである。また、加熱前と比べてCとOが増加していればCO₂が吸着したと考えられるためCとOに着目した。試料は乳鉢で5分間混ぜ、粒径は数nm~50nmで高炉スラグ1.5g, 水0.8gでマイクロ波加熱を行う。それぞれ目標温度に達したら温度を一定に保たせるため1分間W数を調整させる。また500°C, 700°Cでの加熱では、マイクロ波が試料を通しやすいため、加熱の際、マイクロ波が試料に影響しやすいように加熱材を用いてマイクロ波加熱を行った。

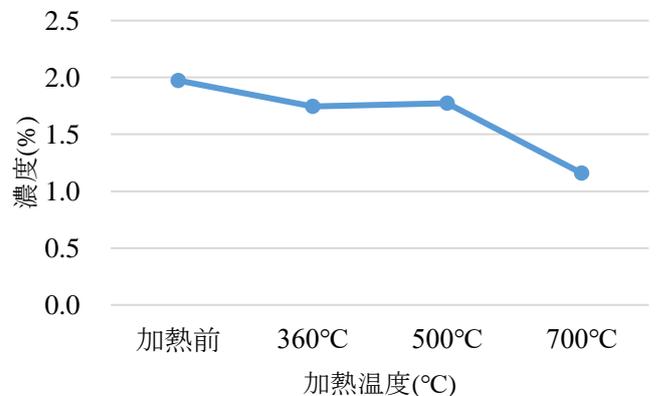


図-2 Cの分析結果

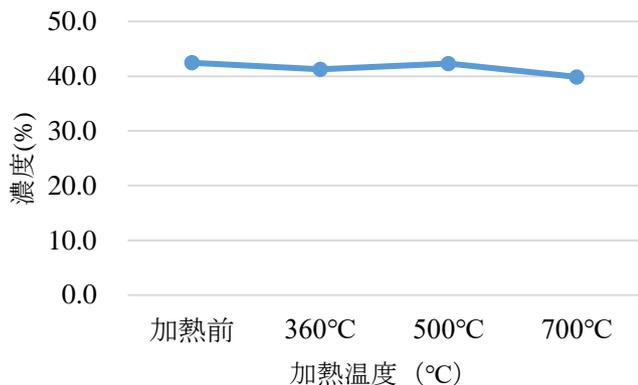


図-3 O の分析結果

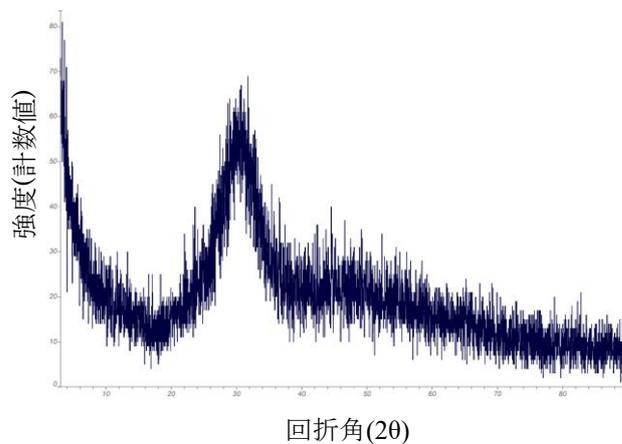


図-4 高炉スラグ(360°C)

6.2.2 考察

図-2 の分析結果から、加熱前と比べると濃度が低下傾向であった。原因として、高温で加熱した際、熱分解が起きたため減少したと考えられる。図-3 の分析結果ではあまり変化が無かった。また XRF 分析では元素分析に適した装置であり化学物分析はできないため、実際にマイクロ波で加熱後、 CaCO_3 、または Ca を含んでいる物質になっているかを確認するため、XRD 分析で調べる必要があると考えた。

7. XRD 分析結果および考察

XRD 分析では様々な角度から試料の結晶構造を調べ、解析回折角(横軸)、強度(縦軸)で表される。また回折角(横軸)は試料を 0 度から 90 度の様々な角度から分析したときの回折角(θ)を表す。強度(縦軸)は 1 秒間に検出器が取り込んだ回折 X 線数であり、原子と原子の間の距離を表す。図-4～図-6 はそれぞれ高炉スラグ 360°C, 500°C, 700°C, でマイクロ波加熱した後の XRD 分析結果である。図-4 から 360°C では結晶構造ができていないため測定不可能であった。図-5 の 500°C も同様に結晶構造ができていないため測定不可能であった。図-6 から 700°C では結晶構造あり、 $\text{Ca}_2\text{Al}(\text{AlSiO}_7)$ (ゲーレン石) の結晶構造が確認された。

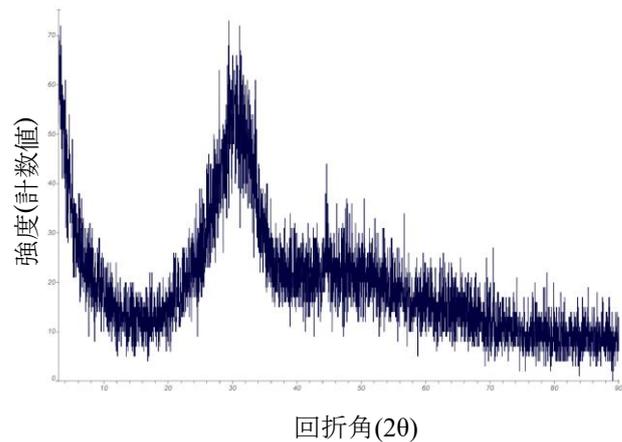


図-5 高炉スラグ(500°C)

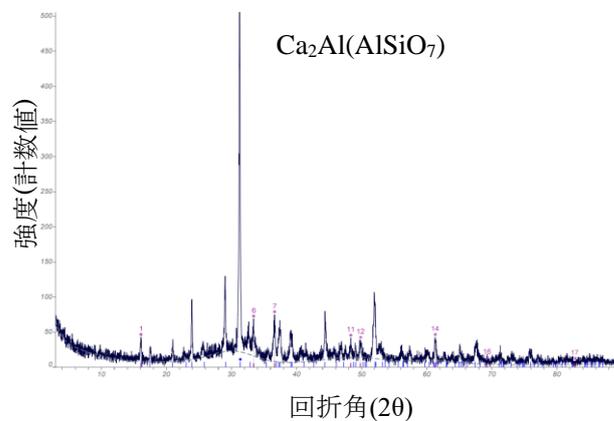


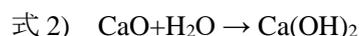
図-6 高炉スラグ(700°C)

8. まとめ

本研究結果、高炉スラグを CO₂ で流しながらマイクロ波加熱をしたが成分分析の結果あまり変化がなかった。また XRD 分析では CaCO₃ は見られなかったが、700°Cでは Ca₂Al(AlSiO₇)の結晶構造が確認された。また XRD 分析での測定不可や Ca を含んでいたのにも関わらず CO₂ の吸着がなかった原因として XRF の結果から本研究で使用したスラグには様々な物質が混入していたため分析が難しかったのではないかと考える。

9. 今後の課題

今回の結果では CO₂ はあまり試料との吸着がみられなかった。本研究で使用した高炉スラグには様々な物質が含まれていたため、マイクロ波で加熱の際、CO₂ との吸着が難しかったと考えられる。その際の化学反応式を式 1) に示す。なお、この高炉スラグの不純な物質を飛ばすために 700°Cから 1,000°Cで 1 度加熱して水に浸透させ、その後、再度加熱することで CO₂ との吸着が見られるのではないかと考える。その際の化学反応式を式 2), 式 3) に示す。また純粋な高炉スラグであれば CO₂ との吸着が見られると考えられる。



謝辞

本研究を行うにあたり多くの方々にご指導を頂きました。指導教官の中部大学都市建設工学科の余川弘至講師からは多大なことを学びました。心より感謝いたします。

【参考文献】

- 1) 株式会社ウィルコン,再生砕石(リサイクル砕石)

URL:<http://willcon.rgr.jp/rc-40/about.html>

(参照 2021/11/25)

環境展望台,環境技術解説

URL:<https://tenbou.nies.go.jp/science/description/detail.php?id=68>

(参照 2021/12/3)

- 4.2) 元素分析,プロセス・品質管理

URL: https://www.bruker.com/ja/products-and-solutions/elemental-analyzers/xrf-spectrometers.html?utm_source=google&utm_medium=cpc&utm_campaign=xrf

(参照 2021/12/7)

MST 材料科学技術振興財団

URL:<https://www.mst.or.jp/method/tabid/168/Default.asp>

(参照 2021/12/7)

分析化学、実技シリーズ機器分析編

著 河合 潤

(参照 2021/12/9)

- 4.3) マイクロ波加熱とは?(電子レンジの加熱原理って?)

URL:<http://www.microwave.jp/mw.html>

(参照 2021/12/20)

URL:https://mwcc.jp/service_technology/microwave/

(参照 2021/12/20)

マイクロ波化学 反応、プロセスと工学応用

2013/12 堀越智 篠原真毅 三共出版

(参照 2021/12/7)

史上最強図解、これならわかる電磁気学

東海大学理学部物理学教授 著 遠藤 雅守

(参照 2021/12/21)

- 4.4) JAIMA,X 線解析装置の原理と応用

URL:<https://www.jaima.or.jp/jp/analytical/basic/xray/xrd/>

(参照 2021/12/22)

- 7) 粉末 X 線解析の実際

第 3 版 中井泉 泉富士夫

(参照 2022/1/4)

造成地における滑動崩落と液状化の対策に関する研究

EC18080 吉田圭佑

1.研究背景・目的

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。平坦地とは異なり大規模な地盤流動が起き、その上に建つ住宅は甚大な被害を受けた(写真-1 参照)¹⁾。平坦地に比べて被害が大きくなるのにもかかわらず、傾斜地での液状化対策や研究がなされていないのが現状である。ここでは、傾斜地に造成された盛土造成地を対象に検討を行う。

そこで本研究では、傾斜地で液状化が発生した場合の危険度を把握するために、様々な条件下で検討を行った。はじめに、降雨等による影響を考慮するために盛土内の含水比や湿潤方法を変更したケースで検討を行った。さらに住宅への被害を軽減する方法の1つとして、住宅直下の地盤をセメント改良(以下、地盤改良)したケースの被害軽減効果について検討を行った。



写真-1 造成地での被害状況¹⁾

2.実験方法

地震発生時の液状化被害や滑動崩落、擁壁の崩壊などを確認するために、水平方向に加振可能な空圧式振動台を使用した。土槽は、両面をアクリルとした剛土槽(内寸:幅 1,200mm×奥行 300mm×高さ 450mm)で2ケース同時加振が可能である(写真 1 参照)。実験

はいずれも実規模の 1/40 スケールであり、相似則²⁾を考慮して平面ひずみ条件で行った。図-1 に傾斜地モデルの一例を示す。図中には水圧計や加速度計などの計測器の配置位置も併せて示す。また、住宅や地盤には、マーカーを設置し、動画解析により住宅沈下や地盤変形を確認することができるようにした。動画は、土槽に取り付けた小型カメラ(Gopro)で撮影されている。地盤材料は三河珪砂 6 号を使用し、水中落下法等を用いて作成した。間隙流体に相似則を考慮した粘性流体を使用して盛土・斜面を製作した。なお地山となる基礎地盤は十分な強度を発揮できるようにサンドモルタルで作成した。

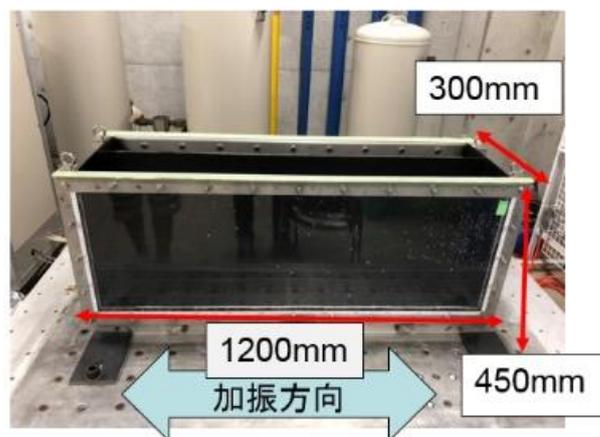


写真-2 振動台および土槽

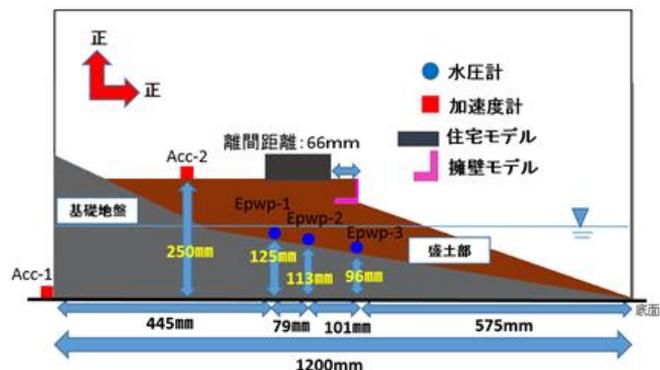


図-1 検討ケースの一例

3. 検討ケース

本研究では、地盤条件等を変化させ、計 4 ケースの実験を行った。Case1 は盛土内に水位が無い健全な盛土造成地を想定したケースであり、乾燥した砂地盤に含水比が 5%となるように調整したのちに、モデルを作成したケースである。Case2 は、降雨直後に地震が発生したことを想定したケースである。モデルの作成方法は、Case1 の振動実験後に土槽内に加水し、図-1 の高さまで水位上昇させ、3 日間放置することで作成した。Case3 は盛土造成地にとって最も厳しい地盤条件となるように、盛土を水中落下法で作成し、完全な飽和地盤状態にしたのちに、図-1 の水面位置まで水位を下げ、加振実験を行ったものである。Case4 は、住宅下(住宅基礎の擁壁底板間)に地盤改良を施したことを想定したケースで、擁壁下部地盤まで水中落下法で地盤を作製したのち、あらかじめ作製したサンドモルタルを住宅下部地盤に敷いた。表-1 に検討ケースを示す。なお、地震動は、全ケース同じものを用いており、基盤相当で震度 6 強程度で、地表面で最大加速度 450gal となるような、周波数 10Hz、加振時間 4 秒の地震動を振動台に入力した。図-3 に振動台に取り付けた加速度計の時刻歴波形を示す。

表 1 検討ケース

	地震動強度	盛土 相対密度	地盤状況	想定される イメージ
CASE1	気象庁 震度6	50%	地表面含水比5%	健全な盛土
CASE2	気象庁 震度6	50%	地表面含水比30%	降雨直後地震
CASE3	気象庁 震度6	50%	地表面含水比30%	盛土内飽和
CASE4	気象庁 震度6	50%	地表面含水比30%	液状化対策考慮

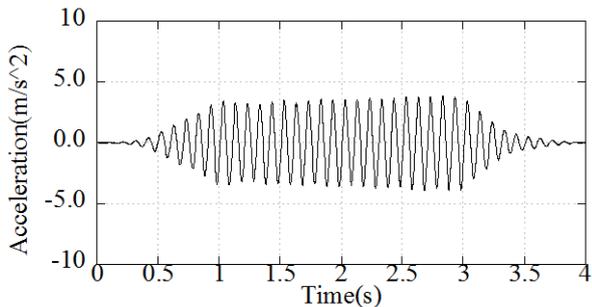


図-2 加速度の時刻歴

4. 擁壁モデル・住宅モデル

擁壁は、名古屋市宅造用 L 型擁壁⁶⁾を参考として 1/40 スケールにしたアルミ製の擁壁(立て壁:50mm、底板 50mm、厚さ:3mm)を使用する。根入深さは 10mm に設定する。なお実験条件は宅地造成等規制法より常時、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、すべての条件で満足している。

対象住宅は、木造二階建てのべた基礎住宅とした。木造二階建て住宅の接地圧を荷重指針から 15kPa に設定した。この住宅の上部に発泡スチロールを付けたアルミプレートで住宅をモデル化した。1/40 スケール住宅モデルの接地圧が 0.25kPa になるように、アルミプレートの厚さを 150mm に設定した。

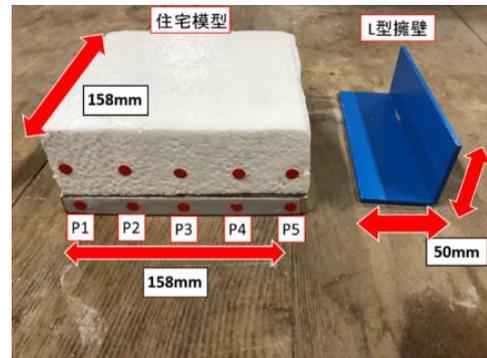


写真-3 L 型擁壁・住宅模型

5. 結果・考察

図-3 に各ケースの過剰間隙水圧(図-1 中 Epwp-2 の水圧計)の時刻歴を示す。住宅下の過剰間隙水圧を比較すると、CASE1 を除いて、いずれのケースも過剰間隙水圧が初期有効上載圧(2.3kPa)にまで達しており、液状化が発生していることがわかる。過剰間隙水圧が上昇するタイミングも概ね一致していることから、不飽和状態から水位上昇をさせたケースと飽和状態から水位を下げたケースでは、液状化の強度に大きな違いは生じていないことがわかる。また、住宅下対策を施した場合でも、擁壁下の地盤の液状化の抑制には寄与しないことが分かった。

図-4 に各ケースの住宅の水平変位の時刻歴を示す。CASE1 では、水平変位は地震中であっても確認できなかった。一方、CASE2 では振動終了後に 12mm、CASE3 では振動終了後に 9mm、CASE4 では振動終了後に 12mm の住宅の水平変位が確認された。過剰

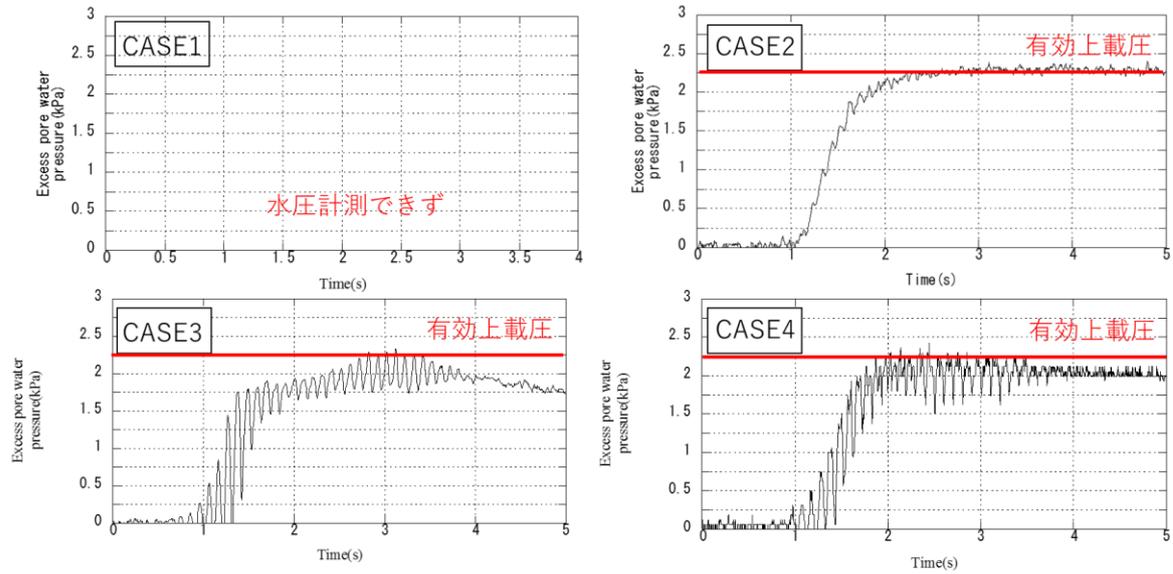


図-3 過剰間隙水圧の時刻歴

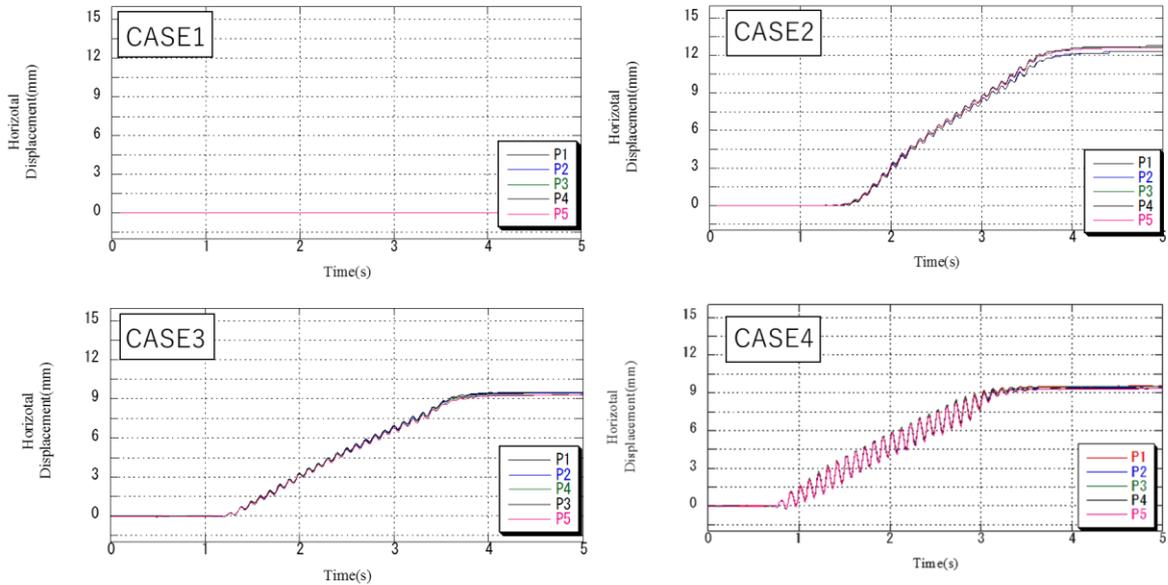


図-4 住宅水平変位の時刻歴

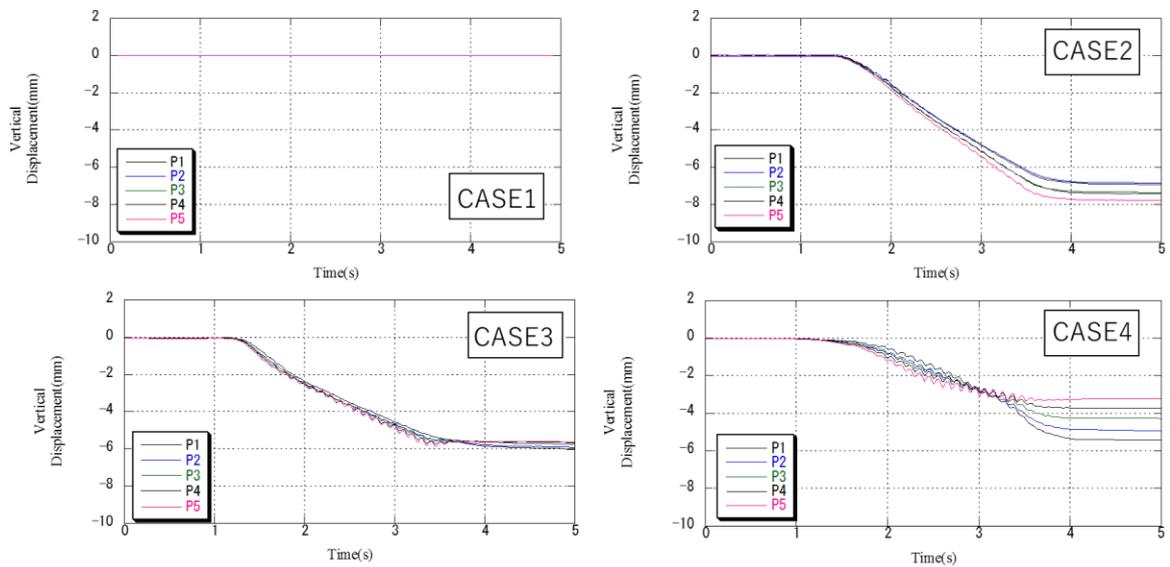


図-5 住宅鉛直変位の時刻歴

間隙水圧と同様に、モデルの作成方法は異なるが、CASE2 と CASE3 では大きな違いがみられなかった。一方、対策の有無の比較をすると、住宅下に対策を実施した CASE4 の沈下量が 12mm と最も大きく、住宅の水平変位量の抑制には寄与していないことがわかる。これは、サンドモルタルが現地盤よりも重量があるため、地震動による慣性力を大きく受けたため、擁壁が前面に傾倒し、合わせて住宅の水平変位を大きくしてしまったものと考えられる。

図-5 に各ケースの住宅の鉛直変位の時刻歴を示す。

これまでと同様に CASE1 に関しては、沈下が確認できなかった。CASE2～4 については沈下が確認された。モデルの作成方法は異なる CASE2 と CASE3 を比較すると、2mm 程度 Case2 の沈下量が大きく、P1 と P5 に差が生じていることから住宅が傾斜していることを示している。この傾斜は、間隙水を浸透させる際に、地盤内を均一にすることができなかったこと、もしくは不飽和砂でモデル地盤を作成する際に生じた密度差が影響しているものと推察される。なお、対策を実施した CASE4 については、平均沈下量が 4mm とどのケースに比べてもやや小さいものの、P1 と P5 の沈下量差が大きく、住宅が大きく傾斜してしまっていることがわかる。CASE3 の結果については、安間ら³⁾でも同様の傾向が得られており、擁壁底板から離れれば、住宅は沈下し、水平移動をするが傾斜はしないという結果と同様の結果を示している。一方、CASE4 は、安間ら³⁾の行った実験のうち、擁壁底板上に住宅が設置されているケースと同様に擁壁は反時計回りに転倒するとともに、住宅もその方向に傾斜している。これは地盤の液状化に伴い支持力を失うことで、地盤改良体自体を支えられなくなり、擁壁が離れるほど沈下が大きくなるためと考えられる。

5. 結論

図-6 に結果の概要図を示し、以下に本研究で得られた結論を示す。

- ・CASE1 のように、降雨等の水を適切に処理することができ、盛土内が液状化しない条件であれば、住宅への被害は大きくならない。一方、地震直前に降雨等

が発生し、盛土内に雨水等が残存している場合 (CASE2) には、飽和状態 (CASE3) と変わらず、大きな住宅被害が生じる可能性が高い。

- ・住宅下のみならず地盤改良などの対策を施した場合にも、住宅に被害が生じる可能性は高く、盛土全体(もしくは擁壁下部地盤)の対策を実施する必要があると考えられる。

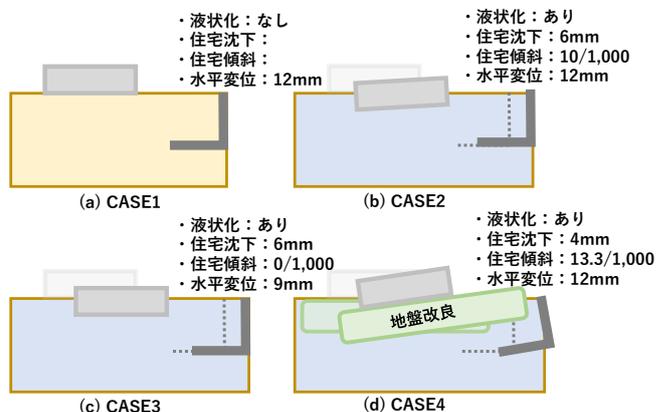


図-6 結果概要図

6. 今後の課題と展望

造成地における地形的要因は、無数に存在する。例えば、基礎地盤の傾斜や盛土高さなどが変われば、住宅への被害度も異なる事が予測される。また本研究では、大規模造成地中に存在するひな壇上宅地の一部を取り出したモデルを対象としており、隣り合う住宅などの影響は無視されている。これらの住宅や盛土地全体の影響も考慮する必要があると考えられる。今後、これらを統一的に評価できる手法や研究の提案が望まれる。

参考文献

- 1) 廣瀬亘・加瀬善洋・川上源太郎・小安浩理・ト部厚志: 平成 30 年度北海道胆振東部地震に伴う地表変動および強振動による被害, 北海道地質研究所報告, 第 90 号, pp.15-32, pp.2018.
- 2) Susumu Iai: Similitude for shaking table test on soil-structure -fluid model in 1-g gravitational field, Soil and Foundations, Vol.29, No1, pp.105-1018, 1989.
- 3) 安間匡志・余川 弘至・渡邊 翔: 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), No.20278, pp.555-556, 2020.