水圧消散効果に着目した 地中連続排水壁による液状化対策

森河 由紀弘¹・田中 雄也²・前田 健一³・張 鋒⁴

¹正会員 名古屋工業大学助教 都市社会工学科 (〒466-8555名古屋市昭和区御器所町)
E-mail: morikawa.yukihiro@nitech.ac.jp

²学生会員 名古屋工業大学大学院 工学研究科 (〒466-8555名古屋市昭和区御器所町)
E-mail: 27418536@stn.nitech.ac.jp

³正会員 名古屋工業大学教授 都市社会工学科 (〒466-8555名古屋市昭和区御器所町)
E-mail: maeda.kenichi@nitech.ac.jp

⁴正会員 名古屋工業大学教授 都市社会工学科 (〒466-8555名古屋市昭和区御器所町)
E-mail: cho.ho@nitech.ac.jp

近年、我が国には幾度となく大小様々な地震が来襲しており、液状化対策が施されていない構造物や地盤には深刻な液状化被害が発生している。そのような中、本研究では過剰間隙水圧の消散やせん断変形の抑制に着目した「地中連続排水壁」による液状化対策について検討を行った。本研究で検討する地中連続排水壁は従来の難透水性であるセメント改良土ではなく、高い摩擦性と排水性を有する地盤材料を用いた地中連続壁であり、重力場における振動台実験装置や弾塑性有限要素法を用いて対策効果やメカニズムに対する検討を行った。検討の結果、従来の透水性の低い地中連続壁に比べ、地中連続壁に排水機能を付加することによって構造物の傾斜量を大きく抑制可能であることが確認された。

Key Words : *liquefaction, drainage method, water pressure dissipation, shaking table test, FEM*

1. はじめに

1964年の新潟地震や1995年の兵庫県南部地震、2011年の東北地方太平洋沖地震などにおいて、我が国では幾度となく大規模な液状化被害が発生しており、様々な被害が報告されている¹⁾³⁾。さらに、近年では数分間にわたる長い地震動や複数回の余震などによる液状化被害の拡大も危惧されている。これまで、液状化による主な被害としては構造物の沈下や傾斜、噴砂や噴水現象などが考えられてきたが、噴砂や噴水を伴った地割れへの落下などによる直接的な原因によるものとして3名、落橋やその他間接的要因によるものとして10名、計13名の死亡例も報告されている⁴⁾。一方で、我が国の液状化対策工法は大きく分けて、セメントなどの固化材を用いて直接地盤を固化する固結工法、砂杭の圧入等による密度増大工法、地下水位低下や地盤の不飽和化を行う工法、バーチカルドレーン等による過剰間隙水圧消散工法⁵⁾⁷⁾、地中連続壁によるせん断変形抑制工法⁸⁾¹⁰⁾などがある。しかし、重要構造物や大規模な構造物などに対してはこれらの液状化対策が行われていたり、地震にも耐えうる強固

な杭基礎等によって支持されているものの、地中埋設物や戸建て住宅などの比較的小規模な構造物に対しては十分な液状化対策方法が検討されているとは言い難い。

このような背景の中、本研究では既設小規模構造物などに対しても適用性が高いと考えられる過剰間隙水圧消散工法とせん断変形抑制工法に着目した。ここで、液状化対策として用いられる従来の地中連続壁は、原位置攪拌によるセメント改良土によってその壁体は形成されており、高強度ではあるものの透水性は周囲の地盤に比べて著しく低い。そこで、本研究では地震時における地盤のせん断変形抑制と過剰間隙水圧の早期消散という両方の対策効果を得るために地中連続排水壁には従来のセメント改良土ではなく、高い摩擦性と排水性を有する地盤材料を用いた対策を提案し、その効果を重力場における振動台実験と2次元、および3次元弾塑性有限要素解析による検討を行った。本研究で検討を行った地中連続排水壁は地盤の液状化や構造物の沈下被害を完全に防止するための液状化対策ではなく、過剰間隙水圧を早期に消散させることによって沈下被害を低減させることを目的にした減災型の液状化対策である。

成時に周囲の緩い地盤に影響を与えないようにするため、破砕瓦による排水壁も締固めを伴わない水中落下法によって作成した。排水壁の相対密度は $D_r=9.1\%$ であり、本実験では壁体の剛性よりも水圧消散効果に期待している。

計測機器として加速度計を図-3に示す構造物A-b、B-bの上部に設置し、間隙水圧計を未改良部（A1）、排水壁内部に壁面から格子中央部に向かって10mm、50mm、130mmの位置（B1～B3）、排水壁外部の壁面から10mmの位置（B4）に設置した。間隙水圧計の設置深度は上部に構造物が無い計測地点となるA1やB4ではGL-50mm、GL-100mm、GL-150mmの3深度とし、構造物直下の計測地点となるB1～B3ではGL-100mm、GL-150mmの2深度とした。また、加速度計を設置した構造物A-b、B-bについてはレーザー変位計で沈下量を計測している。

図-5に入力波を示す。本実験で用いた空圧振動台実験装置は空圧アクチュエーターを用いるため緻密な制御を苦手としている。そのため、本実験で用いた入力波は過去の検証により波形が比較的安定していた周波数4Hz、加速度 2.0m/s^2 程度の正弦波とした。加振時間は対策効果を明確にするために比較的長い30秒とした。

図-5 入力波

(3) 実験結果

図-6に過剰間隙水圧比を示す。ここで、 d_w は排水壁からセンサーまでの水平距離を示す。排水壁格子内のB1～B3、および排水壁近傍のB4の全深度において、加振直後に過剰間隙水圧比が1.0付近まで上昇し液状化に至っているものの、その直後に加振中においても過剰間隙水圧比が0.7程度まで減少していることがわかる。特に排水壁に近いB1やB4においてはその効果が大きい。ここで、排水壁内部や近傍において加振途中に過剰間隙水圧比が1.0を上回っているのは排水壁による急激な排水が地盤の剛性回復に強く影響を与えているためだと考えられる。また、加振後において過剰間隙水圧比が0.0まで戻っていないのは液状化によってセンサーが沈み込み静水圧の大きさが変わったためだと考えられる。また、未対策であるA1においては加振が終了した32秒以降においても全深度で過剰間隙水圧が数秒間保持されているが、液状化対策を行ったB1～B4においては加振終了直後から過剰間隙水圧の消散が始まっている。

図-7(a)にGL-150mmからGL-100mmに向けての鉛直動水勾配、図-7(b)にGL-100mmにおける格子中央部から壁体部に向けての水平動水勾配を示す。排水壁からの距離 d_w が小さく排水壁に近いほど動水勾配の水平成分が大きくなる傾向にある。特に排水壁近傍では水平動水勾配が鉛直動水勾配よりも大きくなり、相対的に鉛直方向よりも水平方向の流れが卓越していることが確認できる。

図-6 過剰間隙水圧比

図-7 動水勾配

図-8(a)に構造物の応答加速度を示す。地中連続排水壁による液状化対策を行った構造物B-bにおける応答加速度は入力加速度に比べて十分小さく、未対策である構造物A-bに比べて応答加速度の増加はわずかであることがわかる。図-8(b)に構造物の鉛直変位量を示す。加振開始直後に両者ともにほぼ同様の沈下挙動を示しているが、加振の途中から構造物B-bの沈下速度は大幅に減少し、最終的な沈下量も小さい結果となった。構造物の地盤へのめり込み沈下量は構造物A-bが67.4mmで構造物B-bが19.5mm、構造物の傾斜量は構造物A-bが46/1000で構造物B-bが4/1000であり、構造物B-bにおける沈下速度が減少するタイミングと過剰間隙水圧比が減少するタイミングはほぼ同じであることがわかる。よって、地中連続排水壁は過剰間隙水圧を早期に消散させ、構造物の沈下量や傾斜量を大きく抑制可能であることを示している。

図-9に加振後における地盤内部の状況を示す。カラーサンドの設置深度はGL-100mmであり、図中右側に示す未対策であるCase Aでは構造物の沈下によって地盤内が大きく変形していることが確認できるが、図中左側に示すCase Bでは排水壁に近い部分や排水壁内部においてあ

まり地盤内が変形していない。これは、過剰間隙水圧を早期に消散し、排水壁の剛性が周囲の地盤より高くせん断変形を抑制した結果であると考えられる。

ここで、周囲の地盤が完全に液状化した場合には排水壁が自立できずに崩壊することも考えられたが、構造物の沈下に伴い排水壁には若干の変形が生じているものの、崩壊には至っていないことが確認できる。これは、排水壁周辺の地盤における剛性回復と排水壁に向かう浸透流によるものであると考えられる。つまり、排水壁周囲の地盤では排水壁によって過剰間隙水圧が消散して剛性が回復し、剛性が回復した地盤は逆に排水壁を支えるという互いに支えあう現象が生じていると考えられる。さらに排水壁付近では排水壁自身に向かって浸透圧が作用するため、排水壁は水を吸うことによって自身の土圧を軽減して崩壊を妨げていると考えられる。

図-8 構造物の応答加速度と鉛直変位量

図-9 加振後における地盤内部の状況

3. 有限要素法による検討

(1) 解析モデル

解析はZhang et al.が提案している回転硬化型弾塑性構成式Cyclic mobility model¹¹⁾による土水連成有限要素解析プログラム「DBLEAVES」¹²⁾を用いる。このモデルは、土の力学挙動に大きな影響を与える土の密度や過圧密比、自然堆積過程に形成された構造、および各種応力履歴を受けることで発生した土の応力誘導異方性を同一モデル、同一パラメータで表現することを目的に開発された構成式である。Zhang et al.はHashiguchi et al.が提案する下負荷面¹³⁾、及びAsaoka et al.が提案する上負荷面¹⁴⁾の概念に基づき、図-10に示す平均主応力 p ～軸差応力 q 面上での新たな降伏曲面を提案した。このモデルでは限界状態線の勾配 M が異方性の発展によらず一定となり、楕円形の降伏曲面

の扁平率は応力状態や異方性の大きさに依存して変化することを特徴とする。ここで、回転軸 ζ はせん断履歴により、静水圧軸である p 軸から ζ_1 、 ζ_2 へと変化する。

Cyclic mobility modelの特徴を以下にまとめる。

- 1) 8個のパラメータの内、5個のパラメータはCam-clay modelと同様であり、パラメータが比較的少ない。
- 2) 限界状態線は応力経路に因らず不変である。
- 3) 同一モデル、材料パラメータにて緩い砂におけるサイクリックモビリティを伴わない液状化現象や中密の砂におけるサイクリックモビリティを伴った液状化現象が表現可能である。
- 4) 過剰間隙水圧消散後も応力誘導異方性が保持されるため、余震による再液状化現象が表現できる。
- 5) 応力誘導異方性の発達速度は、砂質土のサイクリックモビリティ発生までの繰返し回数に影響を及ぼし、異方性の発達速度が速ければ速いほど、土のサイクリックモビリティがより起きやすくなる。

このモデルの降伏関数、およびを適合条件式を式(1)～(10)に示す。ここで、 p_0^* は初期基準状態での p_m^* 、 S_{ij} は偏差応力テンソル、 β_{ij} は異方性応力テンソルである。

応力誘導異方性テンソルの発展則 $d\beta_{ij}$ は異方性応力比 ζ が限界状態線の勾配 M を上回らないよう、式(11)のように定式化される。ここで、式中の b_{ij} は応力誘導異方性の発展速度である $d\beta_{ij}$ の大きさをコントロールするパラメータである。構造喪失の発展則については、Asaoka et al.が合理的な構造喪失の発展則¹⁴⁾を提案しており、その概念をそのまま利用する。ただし、異方性の影響を考慮する必要があるため、構造喪失の発展則 dR^* は式(12)のようになる。ここで、式中の a は構造 R^* の喪失速度である dR^* の大きさをコントロールするパラメータである。過圧密の発展側については、塑性ストレッチングテンソルと応力誘導異方性の二つの要因によってコントロールしている。過圧密の発展則 dR は式(13)で表される。ここで、 m は過圧密の解消速度である dR の大きさコントロールするパラメータである。本解析で用いる地盤の透水係数は透水試験で得られた実測値を使用しており、排水性材料の透水係数は周囲の地盤の数倍～10倍程度である。また、ウェルレジスタンス等は考慮していない。

図-10 Cyclic mobility modelの降伏曲面

$$f = \ln \frac{p}{p_0^*} + \ln \frac{M^2 - \zeta^2 + \eta^{*2}}{M^2 - \zeta^2} + \ln R^* - \ln R - \frac{\varepsilon_v^p}{C_p} = 0 \quad (1)$$

$$df = \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} d\sigma_{ij} + \frac{\partial f}{\partial \beta_{ij}} d\beta_{ij} + \frac{1}{R^*} dR^* - \frac{1}{R} dR - \frac{1}{C_p} d\varepsilon_v^p = 0 \quad (2)$$

$$p = \frac{1}{3} \sigma_{ii} \quad (3)$$

$$\eta^* = \sqrt{\frac{3}{2} \hat{\eta}_{ij} \hat{\eta}_{ij}} \quad (4)$$

$$\hat{\eta}_{ij} = \eta_{ij} - \beta_{ij} \quad (5)$$

$$\eta_{ij} = \frac{S_{ij}}{p} = \frac{\sigma_{ij} - p \cdot \delta_{ij}}{p} \quad (6)$$

$$\eta = \sqrt{\frac{3}{2} \eta_{ij} \eta_{ij}} \quad (7)$$

$$\zeta = \sqrt{\frac{3}{2} \beta_{ij} \beta_{ij}} \quad (8)$$

$$C_p = \frac{\lambda - \kappa}{1 + e_0} \quad (9)$$

$$\begin{cases} p = R\bar{p} \\ q = R\bar{q} \end{cases} \quad \begin{cases} p^* = R^*\bar{p} \\ q^* = R^*\bar{q} \end{cases} \quad (10)$$

$$d\beta_{ij} = \Lambda \frac{\sqrt{6} M b_r (M - \zeta) \hat{\eta}_{ij}}{C_p (M^2 - \zeta^2 + \eta^{*2}) p} \quad (11)$$

$$dR^* = \Lambda \frac{2aMR^* (1 - R^*) \eta^*}{C_p (M^2 - \zeta^2 + \eta^{*2}) p} \quad (12)$$

$$dR = \Lambda \frac{-m \cdot M \ln R \sqrt{6\eta^{*2} + \frac{1}{3}(M^2 - \eta^2)^2}}{C_p (M^2 - \zeta^2 + \eta^{*2}) p} \left\{ \frac{(p/p_0)^2}{(p/p_0)^2 + 1} \right\}^2 + R \frac{\eta}{M} \frac{\partial f}{\partial \beta_{ij}} d\beta_{ij} \quad (13)$$

三軸試験結果とのフィッティングにより決定した。要素シミュレーションと三軸試験結果は概ね良い対応関係にあり、パラメータの値は妥当であると考えられる。

表-1 解析パラメータ

Analysis parameter	Toyoura sand	Crushed tile
Compression index λ	0.0500	0.0750
Swelling index κ	0.0064	0.0150
Stress ratio at critical state M	1.300	1.800
Void ratio e_0 ($p'=98\text{kPa}$ on N.C.L.)	0.870	1.400
Poisson's ratio ν	0.300	0.300
Degradation parameter of overconsolidation state m	0.01000	0.00003
Degradation parameter of structure a	0.50000	0.00100
Evolution parameter of anisotropy b_r	1.500	0.300

表-2 要素シミュレーションの状態パラメータ

State parameter	Toyoura sand	Crushed tile
Initial structure R_0^*	0.800	0.100
Initial degree of overconsolidation $1/R_0$	3303 ($D_r=64.5\%$) 84 ($D_r=23.4\%$)	31 ($D_r=65.5\%$) 8.7 ($D_r=49.6\%$)
Initial anisotropy ζ_0	0.000	0.000

図-11 排水三軸圧縮試験（破砕瓦）

(2) 要素試験による破砕瓦の材料パラメータの確定

表-1に材料パラメータ、表-2に状態パラメータを示す。これらは三軸試験等によって決定され、豊浦砂のパラメータは既往研究⁵⁾において確定された値を用いる。ここで、本解析で用いるパラメータは密度の影響を受けない独立した定数であり、密度が及ぼす影響は過圧密比の逆数である R によってのみ制御される。そのため、異なる相対密度の試料を用いた三軸試験によってパラメータは設定されるが、有限要素法を用いた解析では対象地盤の状態に適した状態パラメータが個別に設定される。

図-11に中密、および緩い試料を対象とした平均有効応力 $p'=98\text{kPa}$ 一定における排水三軸圧縮試験の要素シミュレーション結果、図-12に中密な試料を対象とした初期平均有効応力 $p'_0=98\text{kPa}$ 、繰返しせん断応力比 $q/2p'_0=0.20\sim0.25$ 、載荷周波数 $f=0.01\text{Hz}$ における非排水繰返し三軸試験の要素シミュレーション結果を示す。ここで、表-2に示す過圧密比 ($1/R_0$) は等方圧密試験から圧縮指数 λ と膨潤指数 κ を決定し、初期構造 R_0^* を仮定して

図-12 非排水繰返し三軸試験（破砕瓦）

(3) 3次元有限要素法による振動台実験の検証

a) 解析条件

図-13に解析メッシュを示す。本解析では幅1000mm，奥行き500mm，高さ300mmの3次元半断面メッシュを用いた。ここで，境界条件としてはメッシュ下端部における全ての接点は x ， y ， z 方向の固定境界，同一深度平面の外周接点は全て等変位境界とし，地下水位（排水境界面）は振動台実験と同様に地表面に設定している。

本検討における解析ケースは振動台実験と同様に未対策地盤のCase A，破碎瓦を用いた地中連続排水壁による液状化対策を行ったCase B（壁状改良），さらには振動台実験は実施していないがCase Bの壁体内部に未改良部を設けたCase C（柱状改良）についても検討を行った。ここで，Case Bは振動台実験と同様の排水壁で壁厚は40mm，壁長は150mm，排水壁と構造物との離隔は30mmであり，構造物の寸法や重量も実験と同様である。また，Case CはCase Bのような等厚壁ではなく，1辺が40mm，改良体の基本間隔が40mmの柱状改良で，改良形状が対策効果に及ぼす影響を検討している。

図-13 解析メッシュ（3次元解析）

本解析で用いた状態パラメータを表-3に示す。本解析における湿潤単位体積重量や透水係数は振動台実験における実測値を用いているが，計算を安定させるために相対密度は実験よりも若干高めに設定した。初期構造は豊浦砂が $R_0=0.80$ ，破碎瓦が $R_0=0.10$ ，初期異方性は両者共に $\zeta_0=0$ と仮定している。その他の基本的なパラメータは三軸試験より決定した表-1に示すパラメータを使用した。

入力波を図-14に示す。入力波は振動台実験と同様に周波数 $f=4\text{Hz}$ の正弦波を1方向（図-13の左右方向）から入力している。ただし，振動台実験では最大加速度は 2.0m/s^2 程度，加振時間は30秒間であったが，本解析では計算を安定させるために最大加速度は振動台実験の半分である 1.0m/s^2 ，加振時間は振動台実験より20秒短い10秒間とした。本解析では加振後において解析プログラムや

パラメータを変えることなく静的圧密解析を連続的にを行っている。本解析における時間増分は $\Delta t=0.005\text{s}$ であり，時間離散化には陰解法であるNewmark β 法を用いて $\beta=0.3025$ ， $\gamma=0.6$ として解析を行っている。また，本解析では初期剛性比例型のレリー減衰を使用しており，減衰係数は全地盤において $h=0.05$ である。

表-3 3次元解析の状態パラメータ

State parameter	Toyoura sand	Crushe tile
Permeability k (m/s)	1.29×10^{-4}	3.26×10^{-4}
wet unit weight γ (kN/m ³)	18.39	16.29
Initial structure R_0^*	0.800	0.100
Initial degree of overconsolidation $1/R_0$	9($D_r=50\%$)	904($D_r=50\%$)
Initial anisotropy ζ_0	0.000	0.000

図-14 入力波（3次元解析）

b) 解析結果

本解析では振動台実験を対象にしているが，相対密度や入力加速度などが実験とは異なるため，各ケースにおいては定性的な比較を行う。また，以降に示す解析結果は全て半断面の対称軸である土層中央部における解析結果である。図-15にGL-100mmにおける排水壁からの距離 d_w (mm)ごとの過剰間隙水圧比，Case Aにおける加振終了直後の過剰間隙水圧比分布を示す。実験結果と同様に排水壁近傍（ $d_w=0\text{mm}$ ）では未対策であるCase Aに比べ液状化対策を行ったCase BやCase Cでは加振後にける過剰間隙水圧の消散が早く，柱状改良であるCase Cよりも壁状改良であり改良率が高いCase Bの方が対策効果が大きいことがわかる。また，解析結果は実験結果と同様に排水壁からの距離が大きくなると対策効果は小さくなるものの，排水壁中央部（ $d_w=120\text{mm}$ ）においても過剰間隙水圧の消散は若干早いことがわかる。ここで， $d_w=120\text{mm}$ の位置において加振終了後において過剰間隙水圧比が上昇している。これは，図-15(c)から構造物下部においては初期有効応力が高いため加振後の過剰間隙水圧比が周囲の地盤より低く，過剰間隙水圧比が高くなった周囲の地盤から水圧が伝搬するためだと考えられる。

図-16にGL-105mmからGL-45mmに向けての鉛直動水勾配，図-17にGL-105mmにおける格子中央部から壁体部に向けての水平動水勾配を示す。解析結果では，構造物の下部地盤において構造物重量によって初期有効応力が高

いため実験結果とは異なり完全には液状化に至っていないものの、鉛直動水勾配はCase B<Case C<Case Aであり、水平動水勾配はCase A<Case C<Case Bである。つまり、解析結果においても実験結果と同様に排水壁周辺では水平方向に流れが発生している。また、過剰間隙水圧の消散効果と同様に壁状改良のCase Bの方が柱状改良であるCase Cよりも排水効果が高いと考えられる。

図-18に加振直後、および圧密終了後における壁体の変位状況を示す。加振直後においては全ケース同様の変位状況であるが、その後の圧密沈下により最終的にはCase BはCase Cよりも変位が小さくなっており、わずかながらCase Aが一番大きい。また、構造物の沈下に伴い地表面に近い上部での変形量が大きいたことがわかる。

図-19に改良体の変形が大きかった改良体上部であるGL-15mm、およびGL-45mmにおける壁体要素のせん断ひずみを示す。対象要素は図-19内に図示したように、変形が大きい正面左内側の要素の地表面から1つ目（GL-15mm）の要素と2つ目（GL-45mm）の要素である。加振中や加振直後においては、Case Bの方がCase Cよりも大きい、図-18に示した変位量と同様に圧密終了後における最終的なせん断ひずみはCase Bの壁状改良の方がCase Cの柱状改良よりも小さい。

図-20に構造物の応答加速度と沈下量、図-21に構造物中心直下の地盤における体積ひずみと偏差ひずみを示す。全ケースにおいて構造物の応答加速度はほぼ同程度であり、実験と同様に地中連続排水壁が構造物の応答加速度に与える影響は小さい結果となった。また、最終沈下量は未改良であるCase Aが30.6mm、Case Bが28.4mm、Case Cが28.9mmであり、Case Bで7.2%、Case Cで5.6%の沈下抑制となった。ここで、全ケースにおいて加振終了後に沈下量が若干回復している。これは、図-21から加振後に有効応力が回復し体積圧縮（圧密）が生じているものの、偏差ひずみが減少することによって高さ方向に伸長側のひずみ（三軸伸張状態）が発生したためだと考えられる。構造物の傾斜量はCase Aの51/1000に対し、Case BとCase Cは46/1000であり、両ケースとも9.8%の傾斜抑制となった。

本解析では計算を安定させるため実験条件とは異なった相対密度や入力加速度を用いて解析を行ったため、解析結果と実験結果を定量的に比較することは困難である。しかし、解析結果は構造物周囲に構築された地中連続排水壁による過剰間隙水圧の早期消散効果やそれに伴う構造物の沈下抑制が可能であることを示しており、解析結果は定性的ではあるが実験結果と対応している。また、今回の検討では限定的な条件ではあるがCase Cの柱状改良よりCase Bの壁状改良の方が液状化対策効果は高い結果となった。しかし、壁状改良の優位性を断定するためには柱状改良の改良径や改良率、配置方法などを変えた様々な改良仕様における更なる検討が必要である。

図-15 過剰間隙水圧比

図-16 鉛直動水勾配 (GL-105mm→GL-45mm)

図-17 水平動水勾配 (GL-105mm)

図-18 壁体の変位状況

図-19 壁体の偏差ひずみ

図-20 構造物の応答加速度と沈下量

図-21 構造物下部地盤における体積ひずみと偏差ひずみ

$L_w=4.0\text{m}$ のCase C, $L_w=8.0\text{m}$ のCase Dの全4ケースとした。

構造物が2つの場合の解析ケースを表-5に示す。構造構造物が2つの場合の解析ケースは、構造物が1つの場合と同様のCase A～Dに加え壁体長が $L_w=8.0\text{m}$ で壁体の材料にセメント改良土を想定した高剛性の弾性体 ($E=1.5\text{GPa}$) を用いたCase Eを追加した。さらに、上述した全ケース (Case A～E) についてセメント改良土による一般的な地中連続壁のような難透水性の壁体 ($k_w=1.5 \times 10^9 \text{ m/s}$) を用いたケースについても解析を行い、壁体の排水性能が沈下抑制に及ぼす影響についても検討を行っている。

(a) 解析メッシュ

(b) 構造物×1のケース (c) 構造物×2のケース

図-22 解析メッシュと構造物寸法 (2次元解析)

(4) 2次元有限要素法による実スケール地盤での検討

a) 解析条件

地中連続排水壁の壁体長や透水係数が構造物の沈下量や傾斜量に及ぼす影響を検討するために2次元有限要素法による実地盤スケールの解析を行った。図-22に解析メッシュと構造物寸法を示す。本解析では幅120m、高さ20mの範囲を対象とした。境界条件はメッシュ下端部における全接点はx, y方向の固定境界、同一深度における左右端部の接点は等変位境界とし、地下水位はGL-1.0mと仮定した。本解析では振動台実験と同様に構造物の自重による沈下、およびその抑制効果を確認するため構造物は固有周期などを考慮していない幅6.0mで設置圧が 19.6kN/m^2 となるブロック状のものとし、構造物が1つの場合と構造物が2つの場合において解析を行った。また、構造物間の距離については3.0mと仮定した。

構造物が1つの場合の解析ケースを表-4に示す。構造物が1つの場合の解析ケースは、未対策地盤のCase A, 破碎瓦による地中連続壁の壁体長が $L_w=2.0\text{m}$ のCase B,

表-4 構造物が1つの場合の解析ケース

	Material of diaphragm wall	Wall length $L_w(\text{m})$	Permeability $k_w(\text{m/s})$
Case A	-	-	-
Case B	Crushed tile (Elastoplastic model)	2.0	1.5×10^{-4}
Case C		4.0	1.5×10^{-4}
Case D		8.0	1.5×10^{-4}

表-5 構造物が2つの場合の解析ケース

	Material of diaphragm wall	Depth of Wall $L_w(\text{m})$	Permeability $k_w(\text{m/s})$
Case A	-	-	-
Case B1	Crushed tile (Elastoplastic model)	2.0	1.5×10^{-4}
Case B2			1.5×10^{-9}
Case C1		4.0	1.5×10^{-4}
Case C2			1.5×10^{-9}
Case D1	Improved soil (Elastic model)	8.0	1.5×10^{-4}
Case D2			1.5×10^{-9}
Case E1		8.0	1.5×10^{-4}
Case E2			1.5×10^{-9}

表-6に状態パラメータを示す。本解析では地盤材料には豊浦砂、地中連続壁には破碎瓦の解析パラメータを用いているが、実地盤を想定しているため非常に緩い状態ではなく豊浦砂の相対密度は $D_r=75\%$ （締固め度：95%）、破碎瓦の相対密度は $D_r=95\%$ （締固め度：99%）と仮定した。地中連続排水壁の材料である破碎瓦の透水係数は実測値とほぼ同様の $k=1.50 \times 10^{-4} \text{m/s}$ とした。ここで、原地盤の透水係数は豊浦砂の透水係数では高すぎるため、本解析では液状化被害の大きい細砂程度の透水係数となるように地中連続排水壁の1/10となる $k=1.50 \times 10^{-5} \text{m/s}$ と仮定した。初期構造等のパラメータは前述した振動台実験の再現解析と同様に豊浦砂が $R^*_o=0.80$ 、破碎瓦は $R^*_o=0.10$ と仮定し、初期異方性は両者共に $\zeta_0=0$ としている。

入力波を図-23に示す。入力波は東北地方太平洋沖地震の本震（2011年3月11日14時46分）においてKik-net下総（千葉県、設置深度2300m）で観測されたN-S方向の地震動であり、時間増分は $\Delta t=0.01\text{s}$ で解析を行った。また、加振後においては上述した3次元解析と同様に同一モデル、同一パラメータによる連続的な静的圧密を行った。

表-6 2次元解析の状態パラメータ

State parameter	Original ground	Diaphragm wall
Permeability k (m/s)	1.50×10^{-5}	1.50×10^{-4} (1.50×10^{-9})
wet unit weight γ (kN/m ³)	19.31	17.87
Initial structure R^*_o	0.800	0.100
Initial degree of overconsolidation $1/R_0$	66($D_r=75\%$)	50267($D_r=95\%$)
Initial anisotropy ζ_0	0.000	0.000

図-23 入力波（2次元解析）

b) 解析結果（構造物×1）

図-24にGL-4.0mにおける過剰間隙水圧比を示す。加振直後においては各ケースに大きな差は確認できないが、加振後の圧密過程において各ケースに差が生じていることがわかる。特に排水壁近傍では改良効果が大きく、排水壁の下端が計測地点と同深度であるCase C ($L_w=4.0\text{m}$)や排水壁深度が計測地点より深いCase D ($L_w=8.0\text{m}$)においては未対策のCase Aに比べて過剰間隙水圧の消散時間が大幅に短縮できている。また、排水壁からの距離が最も大きい構造物中心直下 ($d_w=4.0\text{m}$) においても過剰間隙水圧が早期に消散していることが確認できる。

図-24 過剰間隙水圧比（GL-4.0m）

図-25にGL-4.0mからGL-2.0mに向けての鉛直動水勾配を示す。排水壁の近傍では排水壁の影響が強く、圧密過程において各ケースで大きな差が生じている。特に計測地点の直上が排水壁の下端部であるCase Bにおいては鉛直動水勾配が最も大きくなっているが、排水壁から離れるにつれて各ケースにおける差は小さくなっている。

図-26にGL-4.0mにおける格子中央部から壁体部に向けての水平動水勾配を示す。未改良であるCase Aと同様に計測地点が排水壁下端より2.0m下方となるCase Bにおいては、排水壁の影響も少なく水平動水勾配はほとんど発生していないことがわかる。一方で、排水壁の下端が計測地点と同深度であるCase Cや排水壁深度が計測地点より深いCase Dにおいては、壁体からの距離が $d_w=1.50\text{m}$ 程度までは大きな水平動水勾配が発生しており、鉛直動水勾配、水平動水勾配ともに排水壁からの距離が $d_w=2.50\text{m}$ 以上になると排水壁による影響は小さくなる。よって、解析結果は実験結果と同様に排水壁近傍では排水壁に向かった浸透流が発生していると考えられる。

図-27に構造物の応答加速度と鉛直変位量を示す。全ケースとも応答加速度はほぼ同様であり、本解析においても排水壁が構造物の応答加速度に与える影響は小さい。また、各ケースにおける圧密終了後の沈下量はCase Aが0.584m、Case Bが0.562m、Case Cが0.554m、Case Dが0.542mであり、未改良であるCase Aに比べてCase Bが4%、Case Cが5%、Case Dが7%程度沈下量を抑制できた。上述したように排水壁から4.0m離れた構造物中心部においても液状化後における過剰間隙水圧の消散が早くなるため、過剰間隙水圧比と同様に壁体長が長くなるほど対策効果は大きくなっている。しかし、地上構造物の液状化被害は構造物の沈下量よりも不等沈下による傾斜量の方が問題

となるため、次項において近接構造物の相互作用によって不等沈下が発生するケースについても検討を行う。

図-25 鉛直動水勾配 (GL=4.0m→GL=2.0m)

図-26 水平動水勾配 (GL=4.0m)

図-27 構造物の応答加速度と沈下量

c) 解析結果 (構造物×2)

本章では難透水性材料やセメント改良土を想定した高強度な弾性体を用いたケースについても検討を行った。

図-28～31にGL=4.0mにおける過剰間隙水圧比を示す。加振中においては全ケースに大きな差は確認できない。しかし、排水性の高い地中連続壁のケースでは加振終了後の過剰間隙水圧が早期に消散しており、壁体長が長いほど改良効果が高いことが確認できる。また、剛性と排水性の両方が高い地中連続壁を用いたケース (Case E1) においては、特に改良効果が高い結果となった。ここで、弾性体を用いた Case E1 のみ排水壁内部の過剰間隙水圧比が低くなっているのは、壁体の透水係数が高い上にせん断に伴う体積変化が発生しないためであると考えられる。一方で、難透水性材料を用いたケースでは、弾性体材料を用いた Case E2 を含め加振時や加振後の圧密過程においてもあまり効果が確認できず、構造物中心直下である $d_w=4.0m$ においては未対策である Case A とほぼ同様の挙動を示している。

図-28 過剰間隙水圧比 (GL=4.0m, $d_w=0.0m$)

図-29 過剰間隙水圧比 (GL=4.0m, $d_w=1.0m$)

図-30 過剰間隙水圧比 (GL=4.0m, $d_w=2.0m$)

(c) 排水壁【加振後】 (d) 難透水壁【加振後】

図-31 過剰間隙水圧比 (GL=4.0m, $d_w=4.0m$)

(a) 排水壁 (b) 難透水壁

図-33 構造物の傾斜量

図-32に構造物の沈下量, 図-33に構造物の傾斜量, 表-7に最終沈下量と最終傾斜量のまとめを示す. 上述したとおり, 加振中や加振直後における過剰間隙水圧比においては各ケースに大きな差は確認できなかったが, 構造物の沈下量や傾斜量には大きな差が生じている. これは, 地中連続壁によって地盤が拘束されたためと考えられる. ここで, 限定的ではあるが本解析における条件においては, 地中連続壁に難透水性材料を用いたケースでは最大で4%程度, 排水性の高い地盤材料を用いたケースでは最大で6%, 排水性の高い高強度な弾性体材料を用いたケースでは13%程度沈下量を抑制している. 一方で, 構造物の傾斜量を見ると, 難透水性の地盤材料を用いたケースでは最大で24%, 難透水性の高強度な弾性体を用いたケースでは43%程度傾斜量を抑制している. さらに, 排水性の高い地盤材料を用いたケースでは最大で38%, 排水性の高い高強度な弾性体材料を用いたケースでは61%も傾斜量を抑制している.

以上の結果より, 地中連続壁による液状化対策を行った場合, 特に傾斜量においては各ケースの差は著しく改良効果も高いことから, 地中連続壁による液状化対策は沈下量よりもむしろ傾斜量の抑制に大きな効果が期待できると考えられる. また, 液状化被害の代表ともいえる構造物の沈下量や傾斜量の抑制には, 地中連続壁の壁体厚や壁体長, 壁体間隔などの幾何学的条件のみならず, 壁体の透水性能や強度などの材料条件にも大きく依存するため, 今後は更なる技術開発による高強度, かつ排水性も高い地盤改良が可能となることに期待したい.

(a) 排水壁 (b) 難透水壁

図-32 構造物の沈下量

表-7 構造物変位量のまとめ

	Permeability k_w (m/s)	Settlement s (m)	Inclination θ (1/1000)
Case A	-	0.554 (1.000)	52.50 (1.000)
Case B1	1.5×10^{-4}	0.540 (0.975)	48.67 (0.927)
Case B2	1.5×10^{-9}	0.541 (0.977)	50.83 (0.967)
Case C1	1.5×10^{-4}	0.536 (0.968)	41.67 (0.794)
Case C2	1.5×10^{-9}	0.540 (0.975)	44.67 (0.851)
Case D1	1.5×10^{-4}	0.523 (0.944)	32.33 (0.616)
Case D2	1.5×10^{-9}	0.537 (0.968)	39.83 (0.759)
Case E1	1.5×10^{-4}	0.479 (0.865)	20.50 (0.390)
Case E2	1.5×10^{-9}	0.530 (0.957)	30.17 (0.575)

() は未対策である Case A を基準とした比率を表す

4. まとめ

本研究では, 既設構造物に対しても適用可能な地中連続排水壁について振動台実験と有限要素解析による検討を行った. 以下に本検討によって得られた知見を示す.

- 1) 本研究で検討を行った地中連続排水壁による液状化対策は液状化被害を完全に防止することは困難であるが, 構造物直下の地盤を改良しなくても構造物の沈下被害をある程度は抑制することが可能である.
- 2) 地中連続排水壁付近や格子内部においては, 過剰間隙水圧が早期に消散することによって地盤の変形が生じにくい.
- 3) 3次元有限要素解析より, 本研究で行った検討は限定的な条件ではあるが壁状改良は柱状改良に比べて対策効果が高く壁体自身の変形量も小さい結果となった. しかし, 壁状改良の優位性を断定するためには柱状改良の改良径や改良率, 配置方法などを変えた様々な改良仕様における検討が必要である.
- 4) 地中連続壁による対策効果は, 壁体長や壁体剛性のみならず, 壁体の排水性にも大きく依存する.
- 5) 排水壁周囲の地盤は排水壁によって早期に剛性が回復することによって排水壁自身を支え, さらに排水壁に向かって浸透流が作用するため, この剛性回復と浸透流の両効果によって壁体の崩壊を妨げていると考えられる. 振動台実験においても周囲の地盤が液状化していても排水壁は崩壊しなかった.

参考文献

- 1) 風間基樹：2011 年東北地方太平洋沖地震被害の概要と地盤工学的課題，地盤工学ジャーナル，Vol.7，No.1，pp.1-11，2012.
- 2) 岡二三生，吉田信之，甲斐誠士，飛田哲男，肥後陽介，鳥居宣之，鏡原聖史，中西典明，木元小百合，山川優樹，東瀬康孝，渦岡良介，京谷孝史：東北地方太平洋沖地震被害調査報告－宮城県北部－，地盤工学ジャーナル，Vol.7，No.1，pp.37-55，2012.
- 3) 安田進・原田健二・石川敬祐：東北地方太平洋沖地震による千葉県の被害，地盤工学ジャーナル，Vol.7，No.1，pp.103-115，2012.
- 4) 佐藤富男，若松加寿江：過去の地震における液状化による人的被害，第 27 回土木学会地震工学論文集，pp.1-4，2003.
- 5) 田中幸久，国生剛治，江刺靖行，松井家孝：グラベルパイルによる水平地盤の液状化防止について，土木学会論文集，第 352 号/III-2，pp.89-98，1984.
- 6) 田中幸久，国生剛治，江刺靖行，松井家孝：グラベルパイルによる水平地盤の二次液状化防止について，土木学会論文集，第 364 号/III-4，pp.97-106，1985.
- 7) 海野寿康，林健太郎，浅田英幸，居場博之：遠心載荷模型実験を用いた過剰間隙水圧消散工法による液状化対策の効果の検証，土木学会論文集 B3，Vol.68，No.2，pp.I_480-I_485，2012.
- 8) 津國正一，内田明彦，本多剛，小西一生：格子状地盤改良による住宅沈下量抑制効果に着目した遠心模型振動実験，地盤工学ジャーナル，Vol.9，No.4，pp.767-771，2014.
- 9) 高橋 英紀，森川 嘉之，津國 正一，福武 毅芳，鈴木 亘，竹花 和浩：浮き型格子状固化工法の液状化地盤への適用性に関する実験的検討，土木学会論文集 B3，Vol.68，No.2，pp.I_432-I_437，2012.
- 10) 東祥二，原田健二，仁田尾洋，橋本則之，鈴木亮彦，初山幸治，舘下和行，菅野高弘，中澤博志：実大実験における格子状固化改良の液状化対策効果に関する研究，材料，Vol. 59，No. 1，pp. 14-19，2010.
- 11) Zhang, F., Ye, B., Noda, T., Nakano, M. and Nakai K.: Explanation of cyclic mobility of soils: Approach by stress-induced anisotropy, Soils and Foundations, Vol.47, No.4, pp.635-648, 2007
- 12) Ye, B.: Experiment and Numerical Simulation of Repeated Liquefaction -Consolidation of Sand, Doctoral Dissertation, Gifu University, 2007.
- 13) Hashiguchi, K. and Ueno, M.: Elastoplastic constitutive laws of granular material, Constitutive Equations of Soils, Pro. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Spec. Ses. 9, Murayama, S. and Schofield, A. N. (eds.), Tokyo, JSSMFE, pp.73-82, 1977
- 14) Asaoka, A., Nakano, M. and Noda. T.: Super loading yield surface concept for the saturated structured soils, Proc. of the Fourth European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering-NUMGE98, pp.232-242, 1998.
- 15) X. H. Bao, Morikawa, Y., Kondo, Y., Nakamura, K. and Zhang F.: Shaking table test on reinforcement effect of partial ground improvement for group-pile foundation and its numerical simulation, Soils and Foundations, Vol.52, No.6, pp.1043-1061, 2012

(2015.6.23 受付)

COUNTERMEASURE AGAINST LIQUEFACTION USING DRAINAGE DIAPHRAGM WALL FOCUSED ON THE EFFECT OF DISSIPATION OF WATER PRESSURE

Yukihiro MORIKAWA, Yuya TANAKA, Kenichi MAEDA and Ho CHO

Earthquakes constantly hit Japan and liquefaction always lead serious damage to structures. Therefore, countermeasures against the liquefaction are urgently needed to prevent the small structures such as personal houses and underground structures from the damage. Unfortunately, however, countermeasures for small structures are not so intensively studied compared with the massive structures in civil engineering, especially there are few countermeasures for existing structure. In this paper, particular attention is paid to the enhancement effect of the dissipation of excess pore water pressure using drainage diaphragm wall with high permeability and large restraining effect of soft soil. The drainage diaphragm wall is made of the soil materials having high internal frictional angle and permeability, whose countermeasure against liquefaction is investigated by 1g shaking table test and finite element analyses. The results obtained in this research can be summarized as follows: (1) by using the drainage diaphragm wall around structure, it is possible to suppress the subsidence and inclination of the structure; (2) Due to the drainage diaphragm wall, the deformations of the wall and the soil near the wall are suppressed significantly due to the quick dissipation of the excess pore water pressure and the restraining effect of the diaphragm wall; (3) improvement effect by the drainage diaphragm wall is higher than those by column-shaped improvement wall, and so does the deformation; (4) improvement effect of the diaphragm wall depends not only on the wall depth, the rigidity of the wall but also on the permeability of the wall; (5) the wall made of drainage material does not collapse even in the completely liquefied ground due to the strong recovery ability of the effective stress near the wall and the resistance against the horizontal osmotic pressure toward the wall.