地震動の連成による砂質地盤の液状化機構と 予測・対策の安定性

佐々 真志¹・山崎 浩之²・後藤 佑介³・深津 圭佑⁴・菊池 喜昭⁵・野津 厚⁶

¹正会員 (独)港湾空港技術研究所 動土質研究チームリーダー (〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1)

E-mail: sassa@ipc.pari.go.jp

²正会員 (独)港湾空港技術研究所 特別研究官 (同上)

E-mail: yamazaki@pari.go.jp

³国土交通省北陸地方整備局 (港湾空港技術研究所動土質研究チーム元研究員)

E-mail: gotoh-y84qc@pa.hrr.mlit.go.jp

⁴東京理科大学大学院 (〒278-8510 千葉県野田市山崎2641)

E-mail: j7610083@ed.tus.ac.jp

⁵正会員 東京理科大学 教授 (同上)

E-mail: kikuchi_y@rs.tus.ac.jp

⁶正会員 (独)港湾空港技術研究所 地震動研究チームリーダー (〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1)

E-mail: nozu@pari.go.jp

東日本大震災では、地震動の継続時間が長かったことや、余震が連続して起こる等の事象によって、液状化被害が拡大したことが報告されている。本研究では、本震と余震の地震動の連成作用による砂質地盤の3つの液状化機構を実験的に解明し、過剰間隙水圧の伝播と消散を考慮した数値解析手法を構築すると共に、断続的な地震動及び時間経過に対する液状化対策地盤の安定性について詳しく検証し明らかにした。得られた知見は、地震動の連成作用下の砂質地盤の液状化リスクの評価・予測・対策に有効に寄与することが期待できる。

Key Words : Combined Earthquake Motions, Liquefaction, Countermeasures

1. はじめに

東日本大震災では、マグニチュード9の本震後、マグニチュード5以上の余震が本震当日に132回発生し、特に、本震後30分余りの間にマグニチュード7以上の大きな余震が3度にわたり発生した¹⁾。本震後の余震による液状化事例は数多く²⁾、非液状化層において液状化が発生し被害が拡大したと考えられる事例も報告されている³⁾。しかし、このような地震動の連成による液状化メカニズムやその予測判定技術は未だ確立されていない。

港湾空港技術研究所では、地震動波形の不規則性と継続時間の双方の影響を考慮した新たな液状化予測・判定法を構築・検証しており^{4),5)}、同手法は港湾域の液状化予測判定の基準に反映されている⁶⁾。しかし、上述のような断続的な地震動に対する液状化機構は未だ解明されていない。液状化予測モデルについても、構成式レベルで発展してきており⁷⁾、余震の影響にも注目が集まっているが⁸⁾、液状化対策地盤の応答を含め、地震動の連成

作用下の液状化機構について、実験・解析を通じて体系的に検討したものはないといつてよい。

本研究では、上述を背景として、地震動の連成作用による砂質地盤の液状化機構の解明、その予測解析手法の構築、ならびに、対策効果の安定性の検証の3つを目的としている。

2. 地震動の連成作用下の液状化機構：実験

(1) 実験試料・装置・方法

実験に用いた試料は、飯豊硅砂7号($D_{50}=0.18\text{mm}$)を主として、山形硅砂7号($D_{50}=0.17\text{mm}$)、日光硅砂7号($D_{50}=0.12\text{mm}$)、日光硅砂7.5号($D_{50}=0.11\text{mm}$)の4種類である。実験装置は、内寸法高さ60cm、幅60cm、奥行き60cmのせん断土槽を搭載し、SCP工法による締固め過程を再現可能な振動台⁹⁾である。実験は、締固めを行わない未改良地盤と締固め工法を施したSCP改良地盤について行った。未改良の実験ケースの一覧を表-1に示す。模型地盤は、土槽下部に厚さ20cmの基盤層を設け、水中

表-1 未改良実験ケース一覧

実験 ケース	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5	Case6	Case7	Case8	Case9	Case10	Case11	Case12	Case13	Case14	Case15
試料	飯豊 7号	飯豊 7号	飯豊 7号	飯豊 7号	飯豊 7号	飯豊 7号	飯豊 7号	飯豊 7号	飯豊 7号	山形 7号	日光 7.5号	日光 7号	山形 7号	飯豊 7号	飯豊 7号
静穏期 (秒)	1.0	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7	0.7
振動台 出力 (%)	80	80	80	80	80	80	80	80	80	60	60	60	90	90	80
基盤層	碎石	碎石	固定床	碎石	固定床	固定床	固定床	固定床	碎石	碎石	碎石	碎石	碎石	碎石	固定床
設定 相対密度 D_r (%)	45	45	上層65 下層35	上層65 下層35	上層65 下層35	上層80 中層65 下層35	上層80 中層65 下層35	上層80 中層65 下層35	90	—※	—※	—※	—	80	80
加振前 相対密度 D_{ri} (%)	45.8	45.3	—	—	実測誤差 0.77%	実測誤差 3.05%	実測誤差 3.00%	実測誤差 5.77%	88.9	26.3	21.1	20.8	57.6	80.7	83.0
全層厚 (cm)	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40	40
上層厚 (cm)	—	—	15	15	25	15	15	21	—	—	—	—	—	—	—
中層厚 (cm)	—	—	—	—	—	5	5	4	—	—	—	—	—	—	—
下層厚 (cm)	—	—	25	25	15	20	20	15	—	—	—	—	—	—	—

(※表中の—※は、当該砂を用いて水中落下法で最も緩く堆積・作製した条件に対応している)

落下法により作製した。この際、砂層は単層、相対密度の異なる2層、3層の3種類の層構成とし、各ケースの層構成は表-1に示した通りである。基盤層については、碎石を詰めたものと、基盤層への排水を許容しない固定床の2種類とした。改良地盤は、サンドコンパクションパイル(SCP)工法を模擬した方法⁹⁾により作製した。改良前の相対密度は $D_{ri}=50\%$ であり、図-1に示す4×4の正方形の配置でSCP杭を打設した。改良率は9%, 改良後の相対密度 $D_m=80\%$ である。地盤作製後、振動台で加振し、過剰間隙水圧、側方土圧および加速度を所定の深度で計測した(図-1参照)。未改良地盤は、図-2に記す地震波形を、改良地盤は断続的な正弦波を負荷した。この際、5Hz、20波の正弦波を用いて繰返し加振し、液状化が生じるまで段階的に加速度を上げて実験を実施した。

図-1 模型地盤の平面図および断面図例(SCP改良地盤)

(2) 実験で負荷した地震波形

未改良地盤に負荷した地震波形は、東北地方太平洋沖地震の際に茨城県常陸那珂市の工学基盤で観測された本震および余震の波形を組み合わせて作製した波形である。図-2に当該実験の地震波形モデルの例を示す。尚、基盤に入力する加速度振幅は振動台の出力で調整した。

本震の後に大きな余震が2回発生する波形を地盤に与えた。地震時間の長さは約7秒、本震と余震間の静穏期の長さは0.7秒または1.0秒とし、余震間の静穏期は0.5秒に設定した。この静穏期は、過剰間隙水圧の消散(圧密)に関する時間相似則を考慮すると、簡便的に以下のように考えられる。圧密理論の解として定義される時間係数 T_v (無次元)は次の通りである。

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} \quad (1)$$

ここで C_v は圧密係数、 t は時間(s)、 H は地盤高(m)を示す。時間定数 $T_v=1.0$ とすると式(1)は以下の通りになる。

$$t = \frac{H^2}{C_v} = \frac{\gamma_w m_v}{k} H^2 \quad (2)$$

この際、 γ_w は水の単位体積重量、 m_v は体積圧縮係数、 k は透水係数である。ここで式(2)を実験モデル(m)と現地スケール(p)のそれぞれの式で表すと以下ようになる。

$$t_m = \frac{H_m^2}{C_{v_m}} \quad (\text{実験モデル}); \quad t_p = \frac{H_p^2}{C_{v_p}} \quad (\text{現地スケール}) \quad (3)$$

図-2 東日本大震災における常陸那珂の工学基盤観測に基づく入力波形モデル

式(3)の t_m , C_{vm} , H_m は実験モデルの時間(s), 圧密係数, 地盤高を, t_p , C_{vp} , H_p は現地スケールの時間(s), 圧密係数, 地盤高(m)をそれぞれ表している. 同式の関係より, 実験モデルと現地スケールの関係は次のようになる.

$$\frac{t_p}{t_m} = \frac{H_p^2}{H_m^2} \cdot \frac{C_{vm}}{C_{vp}} \quad (4)$$

ここで $C_v = c_v = \frac{k}{\gamma_w m_v}$ で表されるが, 簡易的に, 実験モデルと現地の k/m_v 比を同等とし, C_v を同値とすると, $C_{vm} = C_{vp}$ となり, 式(4)は以下のように表される.

$$\frac{t_p}{t_m} = \frac{H_p^2}{H_m^2} \quad (5)$$

本実験の砂層地盤の層厚は $H_m = 40\text{cm}$ である. 現地の液状化対象地盤の全層厚を $H_p = 10\text{m}$, 15m , 20m とすると, 実験モデルで設定した静穏期 $t_m = 0.7$ 秒は, 式(5)に基づくと, それぞれ現地スケールの静穏期 $t_p = 7.3$ 分, 16 分, 29 分に対応する. 東日本大震災ではマグニチュード 9 の本震後の約 30 分間余りの間にマグニチュード 7 以上の大きな余震が 3 度発生した. つまり, 平均 10 分に 1 回大きな余震が発生したことになる. 従って, 本実験モデルで設定した静穏期は, 上記関係から十分現実的であると考えられる.

(3) 実験結果と考察

異なる静穏期の実験 (Case1 と Case2) の結果を図-3 で比較している. 本震・余震の台加速度及び地盤条件は同一であり, 静穏期の長さのみ Case1 では 1.0 秒, Case2 では 0.7 秒と異なる. Case1 では液状化に至っていないのに対して, Case2 では余震で過剰間隙水圧比が 1 に達し

図-3 地震動の連成作用による砂質地盤の液状化: 異なる静穏期の実験結果

図-4 地震動の連成作用下の鉛直上方への過剰間隙水圧の伝播による液状化: 実験結果

液状化している. 本結果は, 本震と余震の間の静穏期の長さが相対的に短い場合には, 過剰間隙水圧が静穏期の間に消散しきらずにその後大きな余震を受け液状化に至ることを示している.

上層の相対密度が高く, 下層の相対密度が低い層構成を有する地盤応答について記述する. 当該 Case8 は, 上層 $D_r = 80\%$, 中層 $D_r = 65\%$, 下層 $D_r = 35\%$ の 3 層構成である. 図-4 より, 過剰間隙水圧はまず下層 (GL-275mm, -350mm) から上昇し, 遅れて上層 (GL-50mm, -125mm, -200mm) で発達している様子を確認できる. 実際, 先ず本震で下層が液状化した後, 順次, GL-200mm, GL-125mm, GL-50mm で液状化が発生している. これは, 下層の液状化によって上昇した過剰間隙水圧が上層へ伝播した為と考えられる. 特に, GL-125mm, -50mm では, 本震では液状化に至っていないが, 余震によって液状化に至っていることがわかる. この際, 比較対象として留意すべきことは, 全層が上層と同じ $D_r = 80\%$ の密な砂地盤であった場合 (Case15) には, 同一の本震・余震外力に対して, 全深度で液状化が全く生じなかったことである.

結局, 以上の結果は, 非液状化層の下部に液状化対象層がある場合, 本震により液状化対象層で上昇した過剰間隙水圧が, 非液状化層へと伝播した結果, 大きな余震の発生に伴い液状化対象層のみでなく非液状化層までも液状化に至りうることを示すものである.

砂の種類が異なる場合の実験結果 (Case10~12) では, いずれも本震, 又は, 地震動の連成作用により余震で液状化に至った. この際, 観測された応答の違いは, 細粒分が多いケースでは, これによる透水性の低下に起因して, 過剰間隙水圧の消散時間が長くなったことである.

3. 地震動の連成作用下の液状化機構：解析

砂質土の部分排水と繰返し塑性を組み込み、地震動の連成作用による過剰間隙水圧の伝播・消散を考慮した数値解析手法(有限要素)を構築した。本手法は、本震および余震が連成した際の長い継続時間に対する計算を可能とするため、港湾空港技術研究所で開発した数値計算プログラム Geofem「動的バージョン」¹⁰⁾に改良を加えたものである。地盤の構成式には、福武による繰返し塑性モデル¹¹⁾を用いた。計算時間を短縮し計算効率を確保するために、本震・余震時と静穏期のそれぞれの計算出力時間間隔を任意に設定可能にし、静穏期の計算出力回数を地震時の1/10とした。さらに、計算を安定化させるため、静穏期に 10^{-4} Gal程度の微小な加速度を与えた。当該改良プログラムを用いて、実験の再現計算を行い、計算モデルの検証を行った。この際、計算に用いたパラメータは、各層の相対密度に対する単純せん断試験および透水試験の結果を基に、振動台実験の結果と整合するように設定した。

再現対象とした上述のCase8の過剰間隙水圧比の時刻

図-5 地震動の連成による過剰間隙水圧の伝播・消散を考慮した数値解析結果：実験結果との比較

図-6 地震動の連成による過剰間隙水圧の伝播・消散を考慮した数値解析結果：図-5の解析結果の深度比較

歴について、実験結果および計算結果をあわせて図-5に示す。本図より、各深度の過剰間隙水圧比は本震と余震の地震動による上昇や静穏期、加振後の消散過程の全てにおいて、実験結果、計算結果ともに整合していることがわかる。特に、緩詰めの下層において、本震時に液状化が発生し、密詰めの上層においては本震では液状化に至らないものの、余震時に液状が発生する挙動を再現できている。また、図-6は地震動が作用している時間(本震～余震～余震)の過剰間隙水圧比の深度ごとの計算結果を合せて示したものである。本図では、まず下層(GL-275mm, -350mm)において過剰間隙水圧が急上昇し、その後上層(GL-50mm, -125mm, -200mm)に深部から浅部へ過剰間隙水圧が伝播していく様子が確認できる。

以上の結果から、同手法によって地盤深部から浅部にかけての液状化の進展と静穏期を含む地震動の連成による液状化を整合的に再現しうることを明らかにした。

4. 地震動の連成作用下の液状化対策地盤の安定性

本研究では、液状化対策(SCP工法)後の地震動の連成作用下の改良地盤の安定性について検証するために、異なる加速度レベルの断続的な地震動(正弦波、図-7)を負荷した。この際、SCPにより密実化した地盤では、その応力状態、特に K 値(鉛直有効応力に対する水平有効応力の比)の上昇が液状化抵抗の増加をもたらすことから、地震動の連成作用下におけるSCP改良地盤の当該地盤

図-7 SCP改良地盤に負荷した断続的な地震微動：4万波負荷

図-8 液状化対策後の断続的な地震微動に伴う地盤応力 K 値の安定性

応力の安定性について調べた。図-8は、対策後の供用期間中に SCP 改良地盤が地震微動を受けた場合、地震動の繰り返し回数(最大4万波)によらず、過剰間隙水圧が有意に発生しない限り、地盤応力(K 値)は安定的に保持されることを示している。

一方、SCP 改良地盤が断続的な強い地震動を受け続けた場合には、ある加速度レベル(300gal)で液状化が発生した(図-9)。過剰間隙水圧比の時刻歴のクローズアップを図-10に示す。本図から、過剰間隙水圧比は先ず上層で1に達し、その後、遅れて下層が1に達していることがわかる。これは、SCP 改良地盤の液状化が、地盤浅部から深部にかけて進展したことを示している。

図-9 液状化対策地盤が断続的な強震動を受け続けた場合の液状化：実験結果全体

図-10 液状化対策地盤が断続的な強震動を受け続けた場合の液状化フロントの地盤浅部から地盤深部への伝播

図-11 液状化対策地盤が断続的な強震動を受け続けた場合の地盤浅部から地盤深部にかけての K 値の低下

このメカニズムとして、図-11に示す K 値の時刻歴をみると、改良地盤浅部から先ず K 値が低下し始め、その後深部で低下していくことが確認できる。 K 値の減少は液状化抵抗の低下を意味しており、強い地震動の連成作用による地盤浅部から深部にかけての K 値の低下が、上述の液状化フロントの鉛直下方への伝播をもたらしたと考えられる。

本研究では、液状化対策後の供用期間の時間経過に対する地盤性能の安定性についても合わせて検討した。図-1に示した改良地盤と同一の改良率の SCP 対策地盤を小

図-12 SCP 打設後の経過時間に対する貫入抵抗の安定性

型模型土槽において作成し、SCP 打設直後の地盤性能(相対密度と貫入抵抗)の同一性・再現性について先ず確認した。その上で、簡易動的コーン貫入試験により、打設から1・2・3・6ヵ月後の貫入抵抗の経時変化を調べた。図-12は、このようなSCP打設後の経過時間に対する貫入抵抗の変化を示している。同図から貫入抵抗(深度と打撃数の関係)は、SCP打設後の保存期間に寄らず、同様に推移していることが分かる。

本結果は、SCP打設後の時間経過(6ヶ月)に対して、材料劣化等の機能変化が生じず、改良地盤の性能(貫入抵抗)が安定的に発揮されることを示している。尚、詳しく図-12をみると、打設後3ヶ月後から6ヶ月後にかけて、貫入抵抗が約1割増加していることは興味深い。

4. まとめ

本研究では、地震動の連成作用による砂質地盤の3つの液状化機構を実験的に解明し、過剰間隙水圧の伝播と消散を考慮した数値解析手法を構築すると共に、断続的な地震動及び時間経過に対する液状化対策地盤の安定性について詳しく検証し明らかにした。得られた知見は、

地震動連成作用下の液状化リスクの評価・予測・対策に有効に寄与することが期待できる。

参考文献

- 1) 気象庁：海域で発生した主な地震の余震回数比較(マグニチュード5以上)，2011。
- 2) 高橋重雄，他33名：2011年東日本大震災による港湾・海岸・空港の地震・津波被害に関する調査速報，港湾空港技術研究所資料，No.1231，2011。
- 3) 濱田政則：シンポジウム「東京湾の安全を考える」，2012。
- 4) 山崎浩之，江本翔一：地震動波形の影響を考慮した液状化の予測・判定に関する提案，港湾空港技術研究所報告，第49巻，第3号，pp.79-109，2010。
- 5) 佐々真志，山崎浩之，後藤佑介：地震動波形と継続時間の双方を考慮した新たな液状化予測判定法とその検証，土木学会論文集B3，Vol.69，No.2，pp.143-148，2013。
- 6) 国土交通省：港湾の施設の技術上の基準・同解説(2007年版)部分改訂，液状化予測判定法の改定，https://www.mlit.go.jp/kowan/kowan_ik5_000017.html，2013。
- 7) 地盤工学会：地盤変状メカニズム研究委員会，第3回地盤材料の構成式ワークショップ資料，2014。
- 8) 地盤工学会：巨大地震と地盤工学，地盤工学会誌，第62巻，第1号，2014。
- 9) 佐々真志，後藤佑介，深津圭佑，菊池喜昭，山崎浩之：互層地盤の液状化特性とSCP対策効果，土木学会論文集B3，Vol.70，受理，2014。
- 10) 山崎浩之，金田一広，永野賢次：排水を考慮した地震時の地盤の液状化に関する数値解析，港湾空港技術研究所資料，No.1182，2008。
- 11) 福武毅芳：土の多方向繰返しせん断特性を考慮した地盤・構造物系の三次元液状化解析に関する研究，名工大学位論文，1997。

LIQUEFACTION MECHANISMS OF SANDY GROUND UNDER COMBINED EARTHQUAKE MOTIONS AND THEIR PREDICTION AND THE STABILITY OF COUNTERMEASURES

Shinji SASSA, Hiroyuki YAMAZAKI, Yusuke GOTOH, Keisuke FUKATSU,
Yoshiaki KIKUCHI and Atushi NOZU

The present study investigated the processes of liquefaction of sandy ground under combined earthquake motions involving main shock, calm period and after shock. The experimental results demonstrate three distinct liquefaction mechanisms associated with the upward and downward progress of liquefied zones and the decrease of lateral stresses. A numerical framework considering the propagation and dissipation of excess pore pressures has been constructed and verified against the experimental results. The stability of the improved ground to the combined earthquake motions and under elapsed time has also been examined. The results obtained may effectively contribute to the evaluation, prediction and countermeasures of the liquefaction risk under combined earthquake motions.