

地震時の複合地盤災害研究の動向と展望

Paths Forward to Evaluating Combined Geotechnical Hazards during Earthquakes

井合 進

Susumu IAI

Synopsis

The paper gives an overview of recent developments in evaluating seismic performance of geotechnical structures. Evaluation of the seismic performance of geotechnical structures affected by soil liquefaction was based on conventional procedures for simulating the undrained cyclic behavior of sandy soil. Recent developments and paths forward in evaluating seismic performance of geotechnical structures are based on additional cyclic and post-cyclic soil behavior, such as the effects of steady state (residual strength) and combination of cyclic and steady state effects, and effects of void redistribution. In addition, combined geotechnical hazards due to soil-structure-fluid interaction are recognized as challenges in geotechnical engineering as exemplified by the overturning of buildings supported by pile-foundation during 2011 East Japan earthquake.

キーワード: 液状化, 研究展望, 地震, 複合地盤災害

Keywords: liquefaction, research overview, earthquakes, combined geotechnical hazards

1. はじめに

地震時の土構造物や基礎の被害をはじめとする地盤災害は、基本的には、間隙水で飽和した土の挙動に支配される。地震動が比較的強い場合など、地震に伴う過剰間隙水圧の上昇速度が、消散速度に比べ、比較的早い場合には、飽和土の挙動は、非排水条件で性格づけられる(Zienkiewicz and Bettess, 1982)。しかし、2011年東北地方太平洋沖地震や切迫する東南海・南海地震のように、マグニチュードが著しく大きい地震の場合には、地震動継続時間が長くなり、本震後に引き続き余震も頻発するようになる。このような地震においては、地盤からの過剰間隙水圧の消散や地盤内での再分配の影響が著しくなり、非排水条件での挙動に加えて、これらの影響を適切に評価することが求められる。

本稿では、これらの課題について、既往の地盤災害事例に基づいて概観し、それらをもとに、今後の

研究展望へと結びつけることとする。以下において、ひずみ空間多重せん断モデルによる有効応力解析結果を示すが、そのうち、非排水解析については累積せん断仕事の関数として規定するモデル (Iai et al., 1992)、また、部分透水解析については膨張的および収縮的ダイレイタンスの複合モデル(Iai et al., 2011)に基づく。

2. 砂質土の非排水繰返しせん断変形

2.1 飽和砂地盤のサイクリックモビリティ

液状化の可能性がある砂質土を含む地盤における土構造物や基礎の地震時挙動の評価は、非排水繰返しせん断挙動に基づいて行われてきた。このような既往のアプローチの適用性については、1990年代より、徐々に、種々の地盤災害事例により、確認されるようになってきた。それらの事例のうち、ここでは、2つの代表的な事例を取上げて紹介し、後章に

において展開する最近の研究の発展とその展望についての序とすることとしたい。

ここに示す第1の事例は、繰返しせん断を受ける飽和砂の特徴的な挙動を支配するダイレイタンシーについての事例で、1993年釧路沖地震における釧路港における地表での強震記録波形である (Figure 1)。同図に示すとおり、記録開始から30秒ほどは高振動数成分が乗っているが、その後は、これらの成分が消滅し、振動数1Hzのゆったりした振動の成分が卓越するようになり、さらにそれぞれのピークに、パルス状の波形が乗るようになるのが特徴的である。

釧路港では、深さ77mの基盤層でも地中地震計による同時観測記録が得られており、この記録波形を入力地震動として用い、原位置凍結サンプリングをはじめとする高精度の地盤調査結果に基づいて、有効応力解析を実施した (Iai et al., 1995)。この結果、地表での記録波形の特徴と整合する結果が得られ (同図 (上))、スパイク状の波形はサイクリックモビリティに起因することが明らかにされた。液状化した地盤が、地震動によるせん断を受けると、非排水せん断に伴う膨張的ダイレイタンシーが発生するため、dilation pulseとも言われる。

このような飽和砂地盤の地震時挙動は、有効応力解析において、ダイレイタンシーが適切にモデル化されているか否かを見極めるための基礎的なテストとなる。このテストは、学術上のみならず実際の有用性もあり、種々の有効応力解析モデルの比較検討に用いられている (Kramer et al., 2015)。

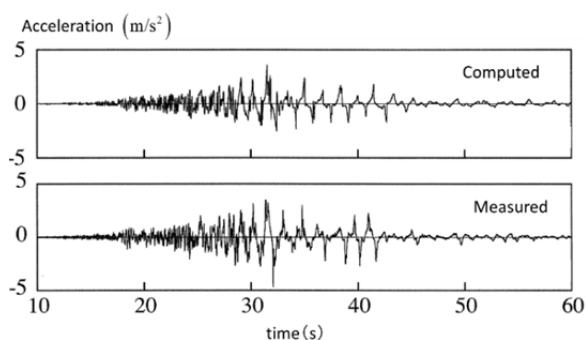


Figure 1 Seismic response of saturated sand deposit (1993 Kushiro-oki earthquake, Kushiro port, Japan)

2.2 地盤深部の液状化の影響

飽和砂地盤上に建設された構造物に地盤深部の液状化が与える影響を示す例として、1995年兵庫県南部地震の際に、神戸港で発生したケーソン式岸壁の被害例がある (Figure 2)。同図に示すように、ケーソンが海側に変位・傾斜し、基礎地盤にめり込む形で沈下している。Figure 3は、この被害事例の有効応

力解析結果を示す。

この解析は、同岸壁の近傍のポートアイランドでの鉛直アレーの同時地震動観測をもって、ケーソン式岸壁の基盤に相当する深さでの入力地震動波形とし、原位置凍結サンプリング (直径30cmの大口径サンプリング) をはじめとする高精度の地盤調査結果に基づいて、実施している (Iai et al., 1998)。解析結果は、ケーソン式岸壁の被害の特徴を的確にとらえたものとなっている。さらなる解析の結果、ケーソン直下に広がる地表から深さ23~40mの置換砂の液状化 (過剰間隙水圧の上昇に伴う地盤の軟化) が、ケーソン式岸壁に著しい被害をもたらしたことが明らかにされた。土構造物の安定解析において、地盤深部の弱層を通過する円弧すべりに対する安定性が不足する状況と類似した状況が、地盤深部の液状化に伴って発生するといえる。

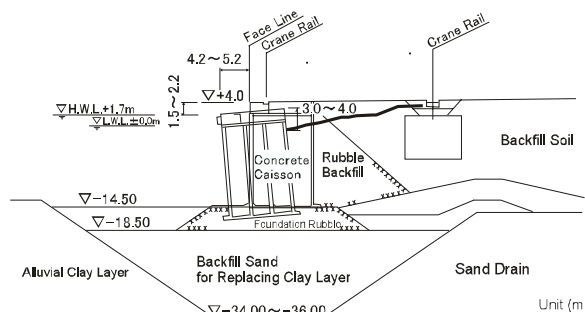


Figure 2 Damage to a caisson type quay wall (Rokko-Island -14m quay wall, Kobe port, Japan, 1995 Hyogoken-Nambu earthquake)

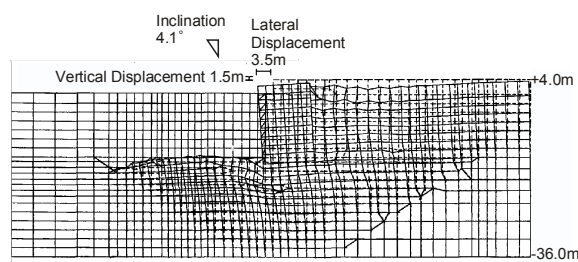


Figure 3 Computed residual deformation through the effective stress analysis under undrained condition

3. 土の定常状態の挙動の影響

土要素を非排水条件で単調せん断すると、大ひずみにおける挙動として定常状態と呼ばれる状態に達し、増加するせん断ひずみにもかかわらず、せん断応力は一定値を示すようになる。Figure 4は、豊浦砂の非排水単調せん断試験結果を示す (Yoshimine and Ishihara, 1998)。同図では、14%までのせん断ひずみに対応する結果を示しているが、これらの結果の延長上の挙動として、定常状態に達するものと考えら

れる。

これらの非排水単調せん断挙動を、ひずみ空間多重せん断モデルを用いて、定常状態を指定して解析した結果をFigure 5に示す (Iai et al., 2011). Figure 4と5の結果の比較より、ひずみ空間多重せん断モデルは、砂の定常状態を含め、砂の非排水せん断挙動を適切に表現することが確認される。

定常状態におけるせん断強度が斜面に作用する初期せん断応力よりも小さい場合には、地震動が斜面の流動破壊を引き起こす契機となる可能性がでてくる (Ishihara et al., 1990). このような可能性があるのは、多くの場合、定常状態におけるせん断強度が10kPaのオーダーであることが知られている (Ishihara et al., 1990). 圧密後の間隙比が同一の条件では、定常状態は初期拘束圧力には依存しないが、間隙比と細粒分含有率に著しい依存性があることが知られている (Papadopolou and Tika, 2008).

Figure 6に、定常状態における有効拘束圧 P_{us} が、間隙比と細粒分含有率にどのように依存するかについて、著者およびFLIPコンソーシアムにおける著者の同僚たちにより実施された試験結果を示す。試験は、豊浦砂にDLクレイを混合した資料をもとに、3軸圧縮せん断試験により実施している。ちなみに、定常状態におけるせん断強度 S_{us} は、平面ひずみ状態であれば、砂の内部摩擦角を ϕ とすると、 $S_{us} = P_{us} \times \sin \phi$ で与えられる。同図より、定常状態におけるせん断強度は、室内試験結果に照らし合わせてみても、細粒分含有率に著しく敏感であることが確認される。まさ土と呼ばれる花崗岩由来の風化土で、神戸港の埋立てにも用いられている土では、間隙比が0.4という小さい値であっても、定常状態でのせん断強度が10kPaレベルという著しく小さい値であることが知られている (Tsukamoto et al., 1998).

Figure 7は、豊浦砂とDLクレイの混合供試体を用いて、著者および著者の同僚により、非排水条件で、繰返しせん断に引き続き単調せん断を行った試験結果を示す。同図に示すとおり、非排水単調せん断におけるピークせん断強度は、これに先立つ繰返しせん断に著しく影響されること、また、繰返しせん断によって、定常状態に達する以前の段階で、すでに大きなせん断ひずみが発生することが分かる。

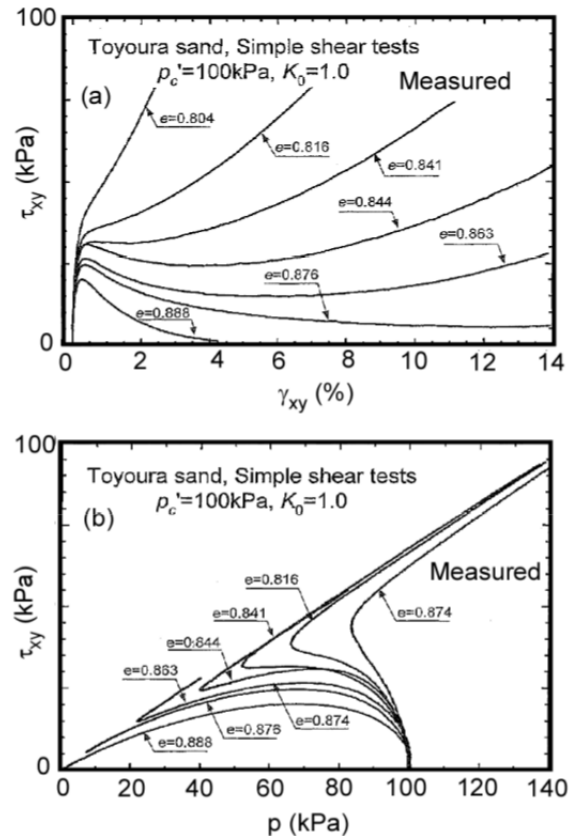


Figure 4 Measured undrained monotonic shear behavior (Yoshimine and Ishihara, 1998)

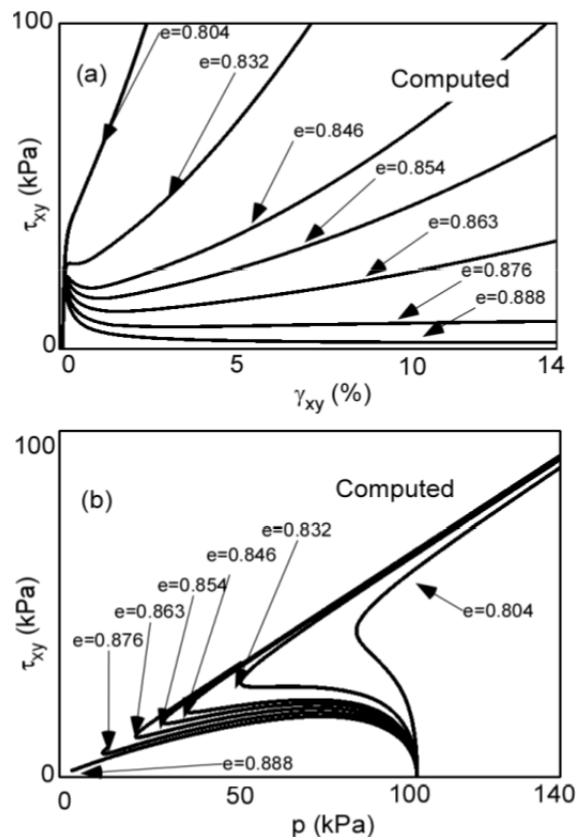


Figure 5 Computed undrained monotonic shear behavior (Iai et al., 2011)

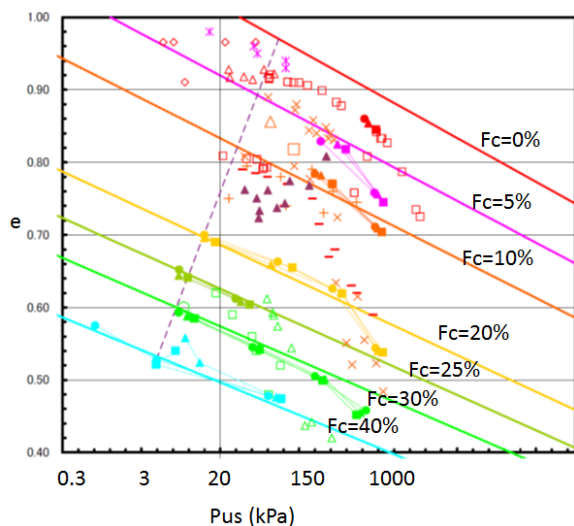


Figure 6 Effective confining pressure at steady state P_{us} and void ratio relationship

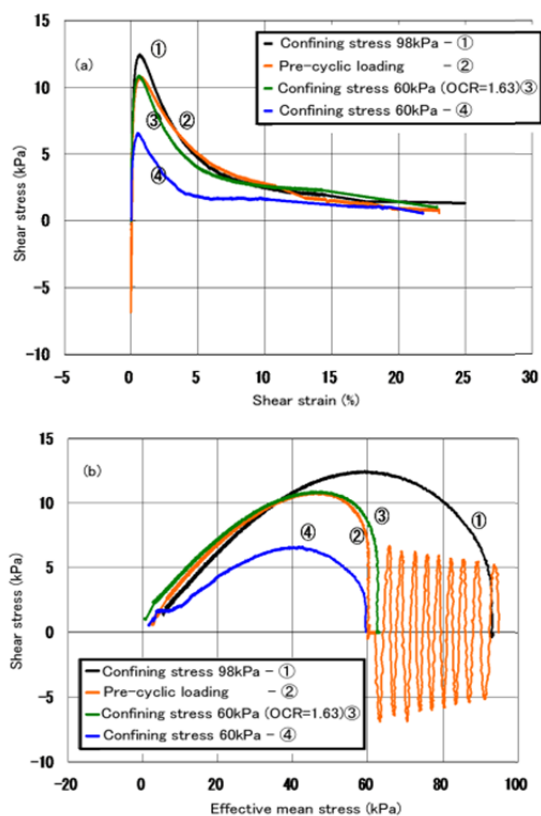


Figure 7 Hollow cylinder test results on the effects of cyclic loading before reaching the steady state (Toyouka sand with DL clay mixture)

飽和土地盤上に建設された河川堤防や盛土構造物の地震時被害は、多くの場合には、定常状態を考慮しないでも、非排水繰返しせん断による変形により、解析できることが知られてきた。しかし、近年になり、1993年北海道南西沖地震での後志利別川の河川堤防No.1地点の被災事例(Matsuo et al., 2000)では、定

常状態の影響が著しい可能性があることが分かってきた。この河川堤防は、緩く堆積した層厚5m程度の砂層の上に建設され (Figure 8), 同地震により著しい被害を受けている (Figure 9)。

著者および著者の同僚により、非排水条件の下で解析した結果は、Figure 10に示すとおりの変形モードを示すものとなった (Ozutsumi et al., 2002)。この変形モードは、地震被害での変形モードと整合するものであるが、変形の程度は、解析に用いる定常状態でのせん断強度に著しく左右されるものとなった。定常状態を考慮したに解析では、Figure 11のCase Aに示すとおり、堤防天端沈下量が過少評価となった。定常状態でのせん断強度 S_{us} を、パラメタスタディーとして、Table 1に示すとおり種々に変化させた解析を実施したところ、実際の被害状況と整合的なケースは、Figure 11に示すとおり、Case D2となったが、その際の定常状態でのせん断強度は10kPaオーダーと著しく小さいものであった。他方、現地から採取した土試料を用いて試験した室内試験結果による S_{us} のレンジは、Case C1~C4の範囲のものであり、これらの結果は、Figure 11に示すとおり、堤防天端沈下量を過少評価している。

この点について、Figure 6における定常状態の試験結果に戻って考察すると、間隙比の相違が0.02であっても、定常状態におけるせん断強度は1オーダー異なる結果となっている。したがって、ここで実施した非排水条件下での解析結果は、変形モードおよび変形程度を再現する結果とはなっているが、実際には、地震中ないし地震後の過剰間隙水圧の再分配にともなう間隙比の微小な変化が、実際の堤防の被災状況に著しい影響を与えている可能性も考えられる。この観点から進められている研究の状況について、次章にて、やや詳しく検討してみたい。

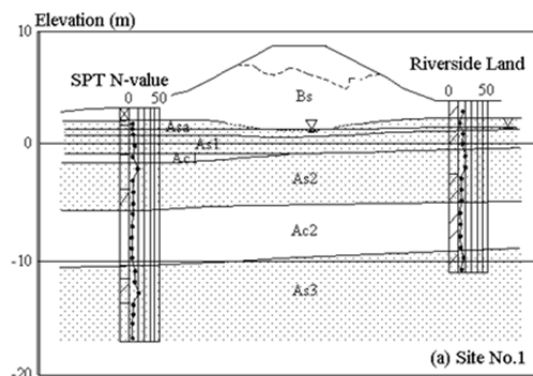


Figure 8 Cross section of dike



Figure 9 Damage to a dike at the Shiribeshi-toshibetsu river, Hokkaido, Japan, during 1993 Hokkaido-Nansei-oki earthquake

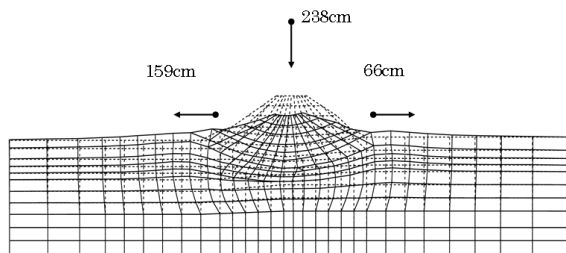


Figure 10 Computed deformation of dike

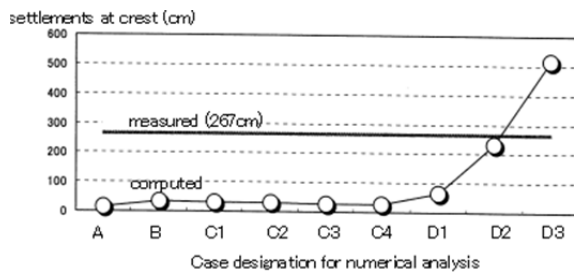


Figure 11 Computed settlements at crest

Table 1 Case designation for numerical analysis

Case No.	S_{us} (kPa) for A_{sa}	S_{us} (kPa) for A_{s1}	S_{us} (kPa) for A_{s2}
A	∞	∞	∞
B	0.1	180	50
C1	25	180	50
C2	50	180	50
C3	75	180	50
C4	100	180	50
D1	0.1	100	25
D2	0.1	25	7
D3	0.1	15	5

4. 過剰間隙水圧の消散と再分配の影響

4.1 間隙水の部分排水の影響

前章までで対象とした被災事例は、地震動の継続時間がおよそ30秒程度のものであり、このような条件では、概ね非排水条件下での解析により、土構造物や基礎の変形破壊挙動を説明することができた。しかし、2011年東北地方太平洋沖地震（マグニチュード9.0）のように、継続時間が200秒に達する地震では、間隙水の部分排水の影響が著しくなることが予想される。

岸壁などの地震時挙動に過剰間隙水圧の消散が与える影響を示す例として、2011年東北地方太平洋沖地震における相馬港の矢板式岸壁の被災状況をFigure 12に示す。同岸壁は、Figure 13に示すような最大加速度0.28gの長継続時間の地震動を受け、岸壁法線が海側に20cm変位し、矢板直背後の裏込土が10cm沈下した。矢板背後の地盤沈下は、さらに陸側に広がり、組杭式の控え工付近では、30cmの不同沈下を示した。

同岸壁の有効応力解析では、施工過程を考慮した多段階の静的解析を行った後、過剰間隙水圧の消散や地盤内での再分配を考慮した解析（case1）と、非排水条件で実施した解析（case5,6）を行った(Tashiro et al., 2017)。解析の結果得られた岸壁全体の変形および過剰間隙水圧の発生状況をFigure 14に示す。同図に示すとおり、地表付近の裏込土および矢板上部が海側に変位し、これに伴って、裏込土の沈下が発生している状況となっている。

矢板部分の変形および矢板背後の地表面における沈下について、解析結果および被災状況の詳細を比較した結果をFigure 15に示す。同図に示すとおり、水平変位はいずれの解析条件でも概ね被災状況と整合するが、地表面沈下は過剰間隙水圧の消散や地盤内での再分配を考慮した解析ケースであるcase1の結果が、非排水条件を課したCase5,6と比較して、実際の矢板式岸壁の被災状況をより的確に捉えることが明らかになった。

このように長継続時間の地震動に対する挙動には、過剰間隙水圧の消散や再分配の影響を的確に評価することにより、より精度の高い耐震性評価が可能となることが確認された。

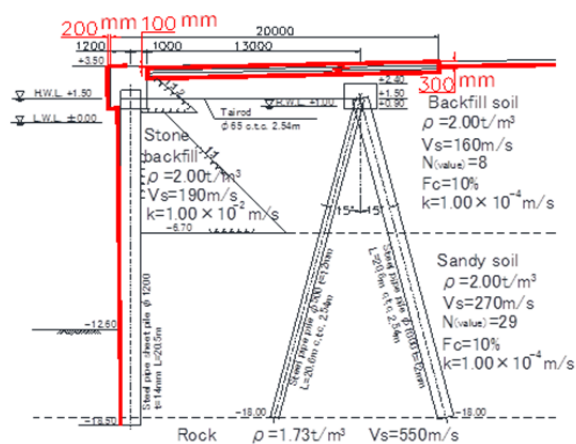


Figure 12 Damage to a sheet pile quay wall subject to earthquake motion of extremely long duration (2011 East Japan Earthquake (M=9.0), Soma Port, No.2 Wharf (-12m))

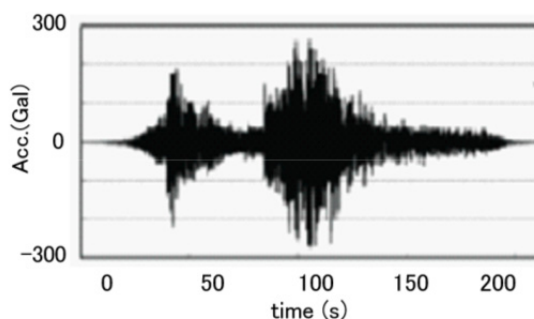
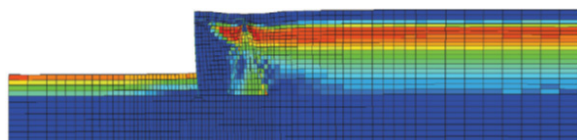
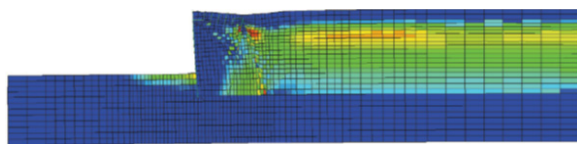


Figure 13 Input earthquake motion at Soma Port during 2011 East Japan Earthquake



(a) at t=126s: immediately after primary portion of shaking



(b) at t=240s: partially dissipated state of excess pore water pressures

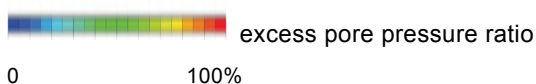
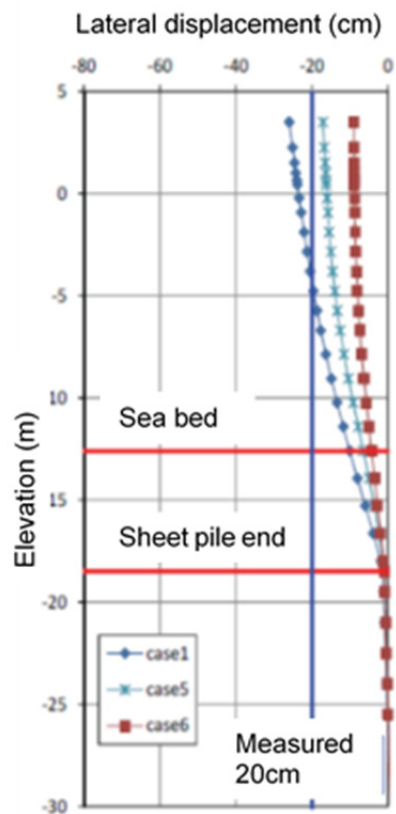
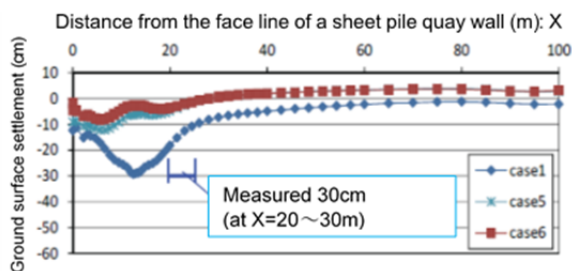


Figure 14 Results of the effective stress analysis of a sheet pile quay wall (Displacement scale: enlarged by five times, Color contour: excess pore water pressure ratio)



(a) Lateral displacement of the sheet pile wall



(b) Vertical displacement at the ground surface behind the face line of the sheet pile quay wall

Figure 15 Computed and measured lateral and vertical displacements of a sheet pile quay wall (Case 1: Cocktail glass model, partial drainage, coefficient of permeability $k=1 \times 10^{-4}$ m/s; Case 5: Multi spring model, undrained condition; Case 6: Cocktail glass model, undrained condition)

4.2 水平地盤における地表付近の非液状化層の影響

地盤の土層構成が、透水性が高い砂質土系の土層と透水性が低いシルトや粘性土系の土層の互層からなるような複合地盤では、前節で検討したような地盤の場合よりも、さらに、間隙水の流れやこれに伴う間隙水圧の再分配の状況が複雑化することが想定

される。このような互層地盤構造のうちで、最も単純、かつ、代表的な構造は、地下水面以浅に非液化化層で難透水性の土層が、地下水面以下の砂系の液化化の可能性のある地盤を、覆っている場合である。

既往の事例研究では、このような地表面付近の非液化化層は、それ以深の砂層の液化化の影響を軽減する傾向を示すものとされている (Figure 16) (Ishihara et al., 1993). 同図では、白丸で示した条件を満たす事例が地表面での液化化の影響が見られなかった事例、また、黒丸で示した条件を満たす事例が地表面での液化化の影響が確認された事例を表している。同図より、地表面付近の非液化化層の厚さがある程度以上あれば、それ以深の砂層に液化化が発生しても、地表面には液化化の影響が届かない傾向があることが分かる。

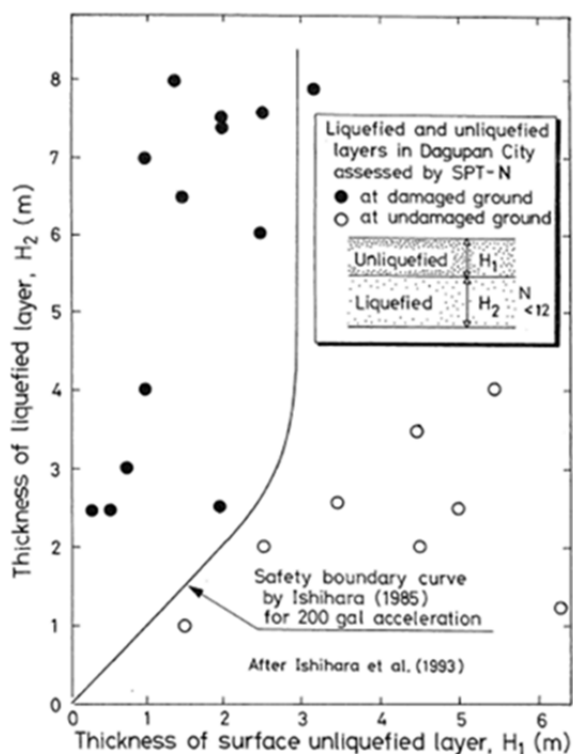


Figure 16 Effect of capping crust layer without evidence of subsoil liquefaction (Ishihara et al., 1993)

同図は、地表面付近の非液化化層が、それ以深の液化化の影響を遮断しているという構図を表し、一見、単純な機構に基づくものと解釈しやすい結果である。しかし、実際には、地表面付近の非液化化層に向かって、それ以深の液化化層からの過剰間隙水圧の影響が全くないといえるか、また、非液化化層直下に向かって、その下の液化化層から間隙水が流れ込み、水幕の形成の恐れがないか、など、複雑な機構が背後に隠れている可能性が考えられる。特に、継続時間が長い大規模地震の場合や、地震後の過剰

間隙水圧の長期（数十年程度）にわたる変化に注目した場合など、条件や視点を変えてみた場合には、過剰間隙水圧の再分配などの複雑な影響が支配的となる可能性も考えられる。

このような観点から、東京湾沿岸の浦安市の埋立地を念頭に、これを単純化したFigure 17に示す水平成層地盤を対象として、有効応力解析を実施した。同図に示すとおり、地表付近2m厚の非液化化層 (B,F), それ以深に10m厚の砂層 (As), その下が延べ15m厚の粘土層 (Ac1,Ac2,Ac3) からなるものである。解析における地表付近2m厚の非液化化層は、粘性土とした。有効応力解析は1次元解析とし、砂層の透水係数は $k=10^{-6}$ m/s, また、粘性土の透水係数は $k=10^{-9}$ ms とし、地下水面は、簡単のため、地表面に一致しているものとした。

B,F	2m
As	10m
Ac1	4m
Ac2	3m
Ac3	8m
Base	

Figure 17 Idealized soil profile for a case study of redistribution of excess pore water pressures for level ground with a capping surface crust layer

入力地震動は、2011年東北地方太平洋沖地震の際に浦安市から10kmほど西に位置する品川での地震観測点で記録された基盤波形を用いた。入力地震動の振幅は、観測波形の最大加速度が0.06gであったものを、振幅を5倍に拡大し、最大加速度を0.3gに調整して、大地震時の過剰間隙水圧の再分配やこれにともなう間隙比の変化などが、一見して判別できるように、大地震時の条件を誇張する形で解析を行った。

解析の結果得られた加速度および変位の時刻歴をFigure 18に、また、過剰間隙水圧の時刻歴をFigure 19に示す。これらの図に示されるとおり、地表での最大加速度は0.1g, また、最大変位は4mとなり、周期20s程度の長周期の地震応答が地震動開始から100～200sで卓越しており、その際には、砂層 (As) にお

いて、液状化が発生している。このような大変位が解析された理由としては、入力地震動が大きく（実際に観測された波形の5倍の振幅となる大地震を模擬したこと）、層厚10mの砂層が液状化し、さらに、入力地震動波形がマグニチュード9.0クラスの大規模地震における波形であったことから、周期20秒にも達する長周期成分を含むものであったこと、などが複合して作用した結果と考えられる。粘土層における最大過剰間隙水圧は、地表面付近の粘土層も含め、過剰間隙水圧比にして0.5~0.8にまで達しているが、液状化の状況に相当する1.0にまでは達していない。

解析の結果得られた鉛直変位および過剰間隙水圧を60年間（ 2.0×10^9 s）にわたって表示したものがFigure 20である。同図に赤線で示すとおり、砂層（As）の上端（すなわち、地表付近の粘土層の下端）は、地震動開始から450sの地震動作用中に、同図の左端に鉛直に近い線で示されるように、急速に沈下し、地震動終了後も沈下速度は低下するが、徐々に沈下を継続している。また、同図に緑、紫、空色線で示すとおり、粘土層Ac1,Ac2,Ac3は振動中、砂層に沈下速度よりは遅い速度で沈下していき、地震動終了後は、砂層（As）の上端の沈下と同様の速度で、沈下していつている。これらの沈下の傾向は、概ね、均一な地盤の沈下傾向と同様である。

しかし、Figure 20に青線で示した地表付近の粘土層の表面（地表面）の沈下傾向は、これらの沈下傾向とは全く異なる様相を示している。さきに示した砂層（As）上端が地震動作用中に急速に沈下する傾向に対して、それよりもさらに上に位置する地表面の沈下は、ほとんど発生していない。地表面の沈下は、およそ30年間にわたり、時間に比例して沈下する傾向を示し、最終的には0.45mの沈下に達している。このような地表面とその下に位置する砂層上端での特徴的な沈下傾向について考察すれば、地表面とその下に位置する砂層上端での沈下の差は、液状化した砂層からその上端に向かって流入していく間隙水の体積に相当するものと考えられる。このように、複合的な地盤においては、過剰間隙水圧の流入・流出の状況が、互層の条件に応じて、複雑化し、今回対象とした地盤構成の場合には、地表面の粘土層直下に向かって流入する間隙水にともなう間隙比の再分配の影響が著しいものと考えられる。

Figure 21は、解析で得られた地震中および地震後の地盤内の間隙比の再分配に伴う体積変化の状況を示している。同図において、カラーコンターは過剰間隙水圧比を示す。同図における変形は、実際の変形の20倍に拡大したものとし、間隙比の再分配の状況が目視により容易に判別できるようにしている。

地震動作用中には、Figure 21(a)に赤色で示すとおり、砂層（As）は完全に液状化している。この砂層の上に位置する地表面付近の粘土層は、同図に黄色で示すとおり、過剰間隙水圧がある程度まで上昇しているか、過剰間隙水圧比が1.0となる液状化の状況には到達していない。

地震動終了後、 $t=10$ 日の状態では、Figure 21(b)に示すとおり、砂層の下部の過剰間隙水圧が消散をはじめ、間隙水は、地表面付近の粘土層直下へと流入していく。Figure 21において、地表面付近の粘土層直下で砂層上端の要素（白矢印で示す要素）が、間隙水の流入にともない体積膨張を示すようになる様子を示しているが、この体積膨張は、別の見方をすれば、地表面付近の粘土層直下における水幕層の形成に相当するとも解釈できる。地表面付近の粘土層直下への砂層からの間隙水の流入は、Figure 21(c)に示すとおり、地震後15年間にもわたって継続していく。これに伴う地表面付近の粘土層直下の砂要素の体積膨張が、Figure 20において見られた地表面での沈下と地表面付近の粘土層直下の砂層上端の沈下の差に対応するものとなるのがわかる。

地表面付近の粘土層直下における過剰間隙水圧が高い状態で保たれてきた状況は、Figure 21(d)に示すとおり、最終的には解消され、地表面付近の粘土層を通過して地表面から消散し、これに伴って、地表面での沈下が発生するようになる。ここで実施した解析は、解析全体を通じて、あくまでも1次元解析の条件が成り立つと見なして実施しており、このため、過剰間隙水圧の消散や沈下が終了するまでに、およそ30年の期間を要している。30年間にわたる期間において、たとえば、地表面付近の粘土層に亀裂が発生したり、2ないし3次元的な間隙水の移動が発生したりすれば、ここに示した解析結果とは異なる時間経過で、間隙水圧の再分配、消散、地盤沈下が進行してくとも考えられる。

以上のとおり、地表面付近の粘土層の影響により、間隙水の移動や間隙水圧や間隙比の再分配など、複雑な現象が発生することが明らかになった。今後の研究の発展の方向性として、このような点について注目しつつ、さらなる地震時挙動評価の精度を向上させていくことが期待される。

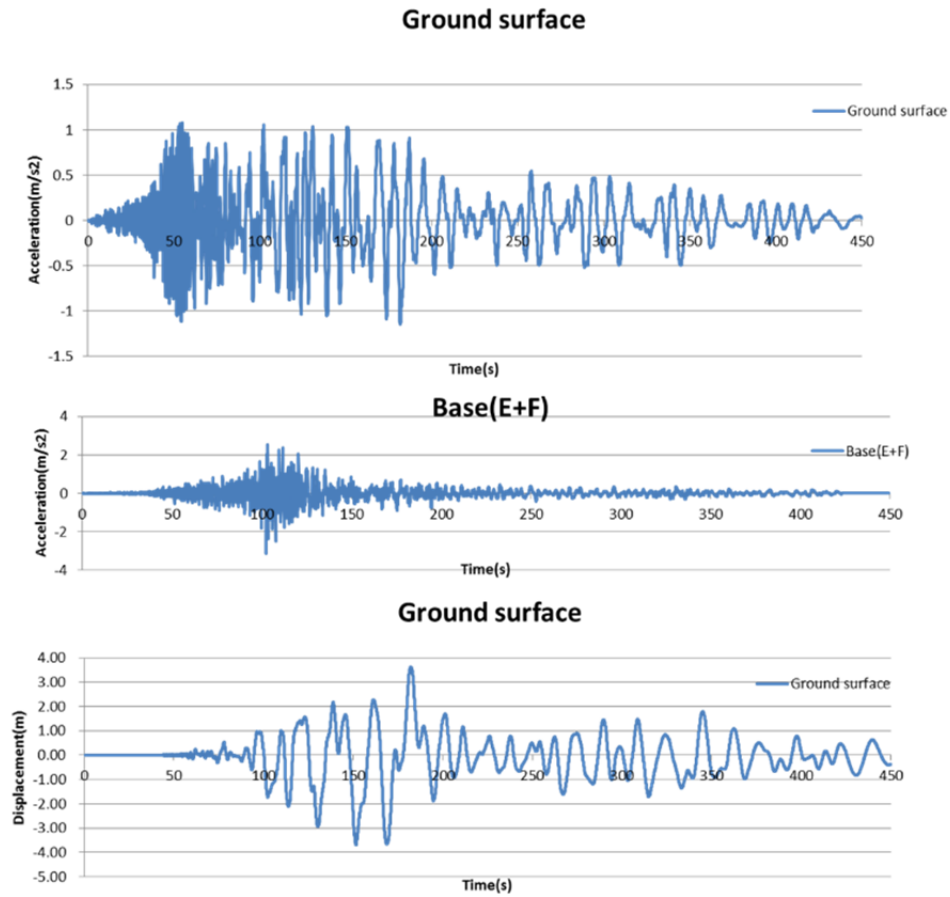


Figure 18 Computed acceleration at the ground surface (top), input bedrock acceleration (middle), and computed relative horizontal displacement at the ground surface (bottom)

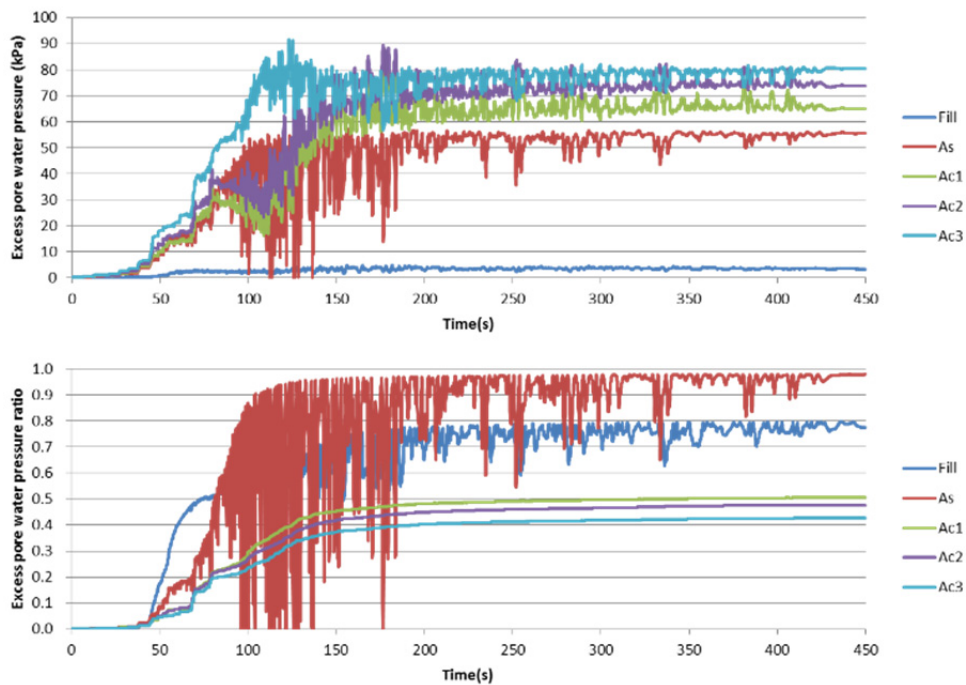


Figure 19 Computed excess pore water pressure (top) and excess pore water pressure ratios (bottom)

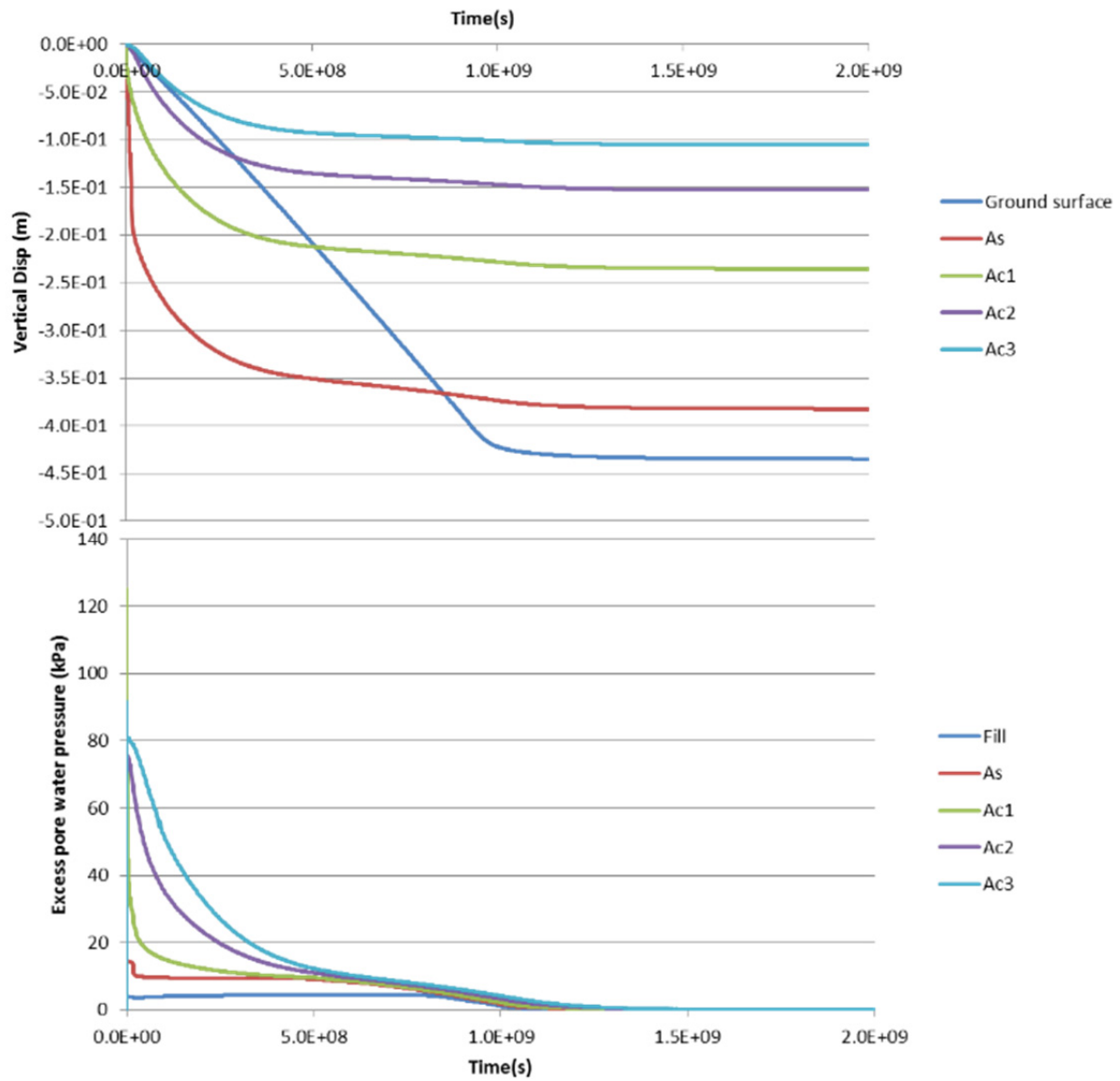


Figure 20 Vertical displacements (top) and excess pore water pressures (bottom) in long term over 60 years (2.0×10^9 s) after the earthquake

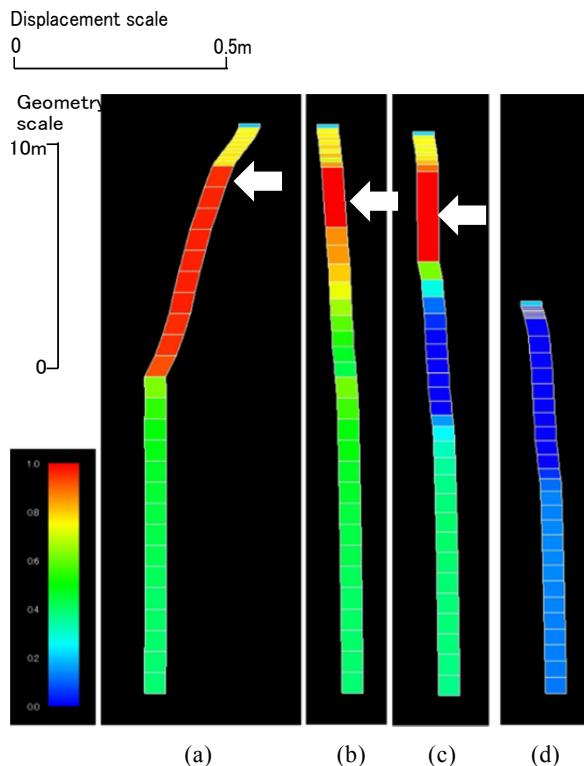


Figure 21 Computed deformation of soil column at (a) $t=3.6 \times 10^2$ s (during shaking), (b) $t=8.8 \times 10^5$ s (ten days), (c) $t=4.9 \times 10^8$ s (15 years), and (d) $t=1.05 \times 10^9$ s (30 years)

4.3 緩い傾斜地盤における遅れ流動破壊

前節における地表面付近の粘土層の影響が水平成層地盤の挙動に与える影響の検討をさらに一歩進めて一般化すると、地表面付近の粘土層が、緩く傾斜した成層地盤の挙動にどのような影響を与えるかについての検討へと進むこととなる。解析対象としては、Figure 17での成層地盤と同一のものを対象とし、これを全体的に2度傾斜させた地盤を対象とした。この解析対象地盤は、Figure 22に示すとおり、12m厚の地盤上部が地表面付近の粘土層2m厚およびその下の10m厚の砂層からなる。この傾斜地盤から、同図に緑線で示す範囲の土柱を切り出す形で、1次元解析を行った。解析においては、地震前の状態における砂層の定常状態におけるせん断強度を $q_{us}=50\text{kPa}$ 、砂の内部摩擦角を 36.5° とした。この定常状態のせん断強度は、傾斜地盤の地表付近の粘土層直下、砂層上端の境界に作用する地震前の静的なせん断応力 $\tau=0.3\text{kPa}$ の2オーダー大きい値に相当する。地下水面は、簡単のため、傾斜地盤の地表面に一致するものとして解析した。

Figure 23に、解析の結果得られた傾斜地盤の変形状況を、解析対象断面として指定した土柱部分に即して示す。同図に示す変形の倍率は、幾何的なスケ

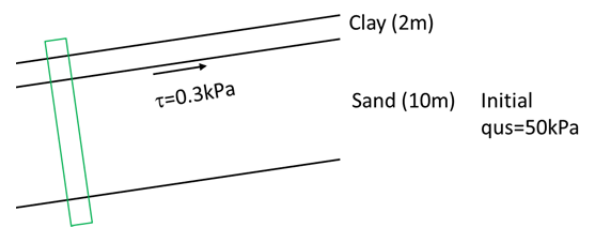


Figure 22 Schematic figure of the upper 12m profile of mild slope subject for case study

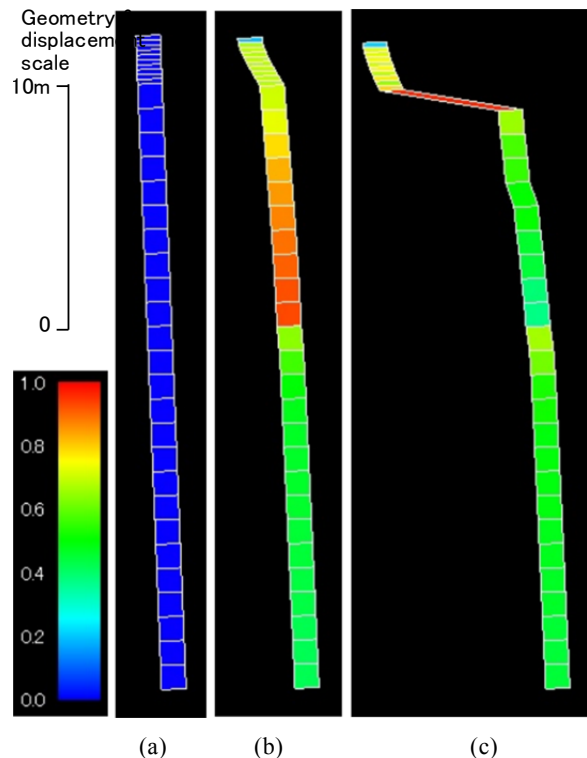


Figure 23 Computed deformation of soil column out of the mildly sloping ground at (a) $t=1$ s, (b) $t=229$ s, and (c) $t=27350$ s (7 hours)

ールと同一倍率である。同図(b)に示すとおり、砂層は地震動により液状化するが、地震動作用中の傾斜方向への変形はほとんどなく、むしろ、砂層の上にある地表面付近の粘土層の変形の方が著しい。しかし、地震発生から7時間ほど経過すると、同図(c)に示すとおり、地表面付近の粘土層が、砂層上部の一要素を境界として、流動をはじめ。この地盤流動は、流動が開始した後は、停止することなく、継続する。

このような緩い傾斜地盤における遅れ流動破壊現象の機構は、Figure 24に模式的に示すとおり、以下のとおりに説明できる。まず、地震動の作用により、砂層が液状化する。しかし、地震動作用中には、砂層の間隙比は、概ね地震動作用前の初期の値と同じ

値にとどまっている．このため、砂の定常状態におけるせん断強度は、地震前の初期の状態と同じ値を保ち、緩い傾斜地盤に作用するせん断応力に比べ、十分に大きなせん断強度を維持するため、地震動作用中は、砂層のせん断変形はほとんど見られない．

その後、時間の経過とともに、砂層下部から砂層上部と地表面付近の粘土層の下部との境界に向かって間隙水が流入していくようになる．地表面付近の粘土層は透水性が、砂層に比べて低いため、流入してきた間隙水は、粘土層下部に留まる状態が続く．この部分の砂層の体積膨張が、その部分の砂の定常状態におけるせん断強度を低下させる原因となる．Figure 6に戻り、この点を確認すると、細粒分含有率が一定の直線群に沿って平行移動する形で、間隙比の増大に伴って、定常状態におけるせん断強度が低下していくことが理解される．地表面付近の粘土層直下の砂の定常状態におけるせん断強度が低下していき、その値が、ゆるい傾斜地盤に作用する静的なせん断応力を下回る状態に達すると、遅れ流動破壊が誘因される結果となる．

以上の解析結果は、地表付近に透水性の低い被覆層があり、これよりも透水性の高い砂層において過剰間隙水圧が発生することにより、砂層上部の間隙比の再分配が行われ、これに伴って、遅れ流動破壊が発生するという複雑な現象を再現している．今後の研究の方向性として、このような間隙水の移動にともなって発生する地盤内の状態の変化に焦点をあてていくことにより、より高精度の地盤災害予測へとつながっていくことが期待される．

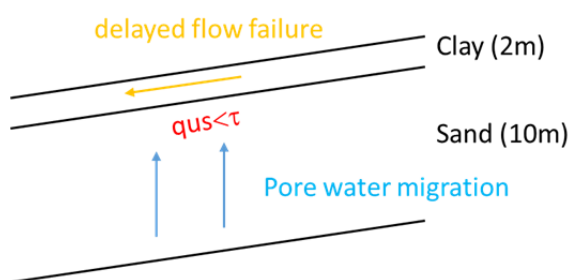


Figure 24 Schematic figure of the mechanism of delayed flow failure

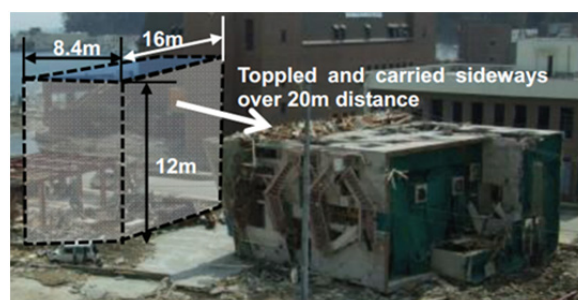
5. 複合地盤災害への取り組み

はじめに述べたとおり、切迫する南海トラフ地震のような巨大地震の際には、地震動が長時間継続し、余震も頻発することが予想される．さらに、巨大津波と地震動や液状化の影響が複合する地盤災害、沿岸域に広がる粘土地盤の圧密沈下の影響と地震動や液状化の影響が複合する地盤災害のように、複合的な要因による地盤災害が発生することが予想される．

これらの新たな地盤工学的課題について、速やかに調査・研究を進めていくことが求められている（井合，2014）．ここでは、一例として、巨大津波と地震動や液状化の影響が複合する地盤災害に関する研究の一端を紹介する．

2011年東北地方太平洋沖地震（マグニチュード9.0）では、相馬、大洗、釜石で、それぞれ7.3m、4.2m、4.1mを超える津波が襲来し、沿岸域の近代的な都市施設に著しい被害をもたらした．女川市では、杭基礎で支持されたRCないし鉄骨フレーム造の建築物の多数が、津波により流出ないし転倒した．これらの構造物は、本来、津波力に対しても、十分に耐力を有するものとされてきたため、これらの構造物がなぜこのような著しい被害を受けたのかについての原因究明が急務となった．

Figure 25に、女川市での鉄骨フレーム造の被害状況を示す．同図に示すとおり、被害を受けたのは4階建ての構造物で、幅8.4m、高さ12m、奥行16mの杭基礎形式のもので、津波は幅8.4mの方向に向けて作用した．その結果、この構造物は、フーチングを含めて転倒し、杭頭付近で杭が切断される形で被害を受けた．また、同図(b)の右端に示すように、一部の杭は、地盤から引き抜かれるような被害を受けている．津波により、この構造物は、所定の位置から20m移動している．



(a) Overview



(b) View from the footing side

Figure 25 Toppling of a four story steel frame building with pile-foundation at Onagawa city during 2011 East Japan earthquake (JSCE, 2011)

この構造物の被害の機構は、津波力のみならず、地震動による地盤の液状化の影響が複合的に作用して、杭基礎の支持力の喪失の機構が加わったものではないか、と想定された。そこで、このような複合地盤災害への取組みとして、遠心力場での一連の模型実験と有効応力解析を、著者および著者の同僚により実施した(Tobita and Iai, 2015, Iai et al., 2017)

これらの研究の結果、当初の想定どおり、地盤の液状化と津波の作用という複合的な機構が原因となり、杭基礎で支持されたRCないし鉄骨フレーム造構造物に著しい被害が発生することが明らかとなった。

6. おわりに

本稿では、大地震時の複合地盤災害についての研究の動向と展望を、既往の被災事例などに基づいて示した。地震時の地盤の液状化を含む土構造物や基礎の挙動に関する研究は、これまでは、主に、飽和した土の非排水繰返しせん断挙動に基づいていた。しかし、最近の研究においては、これに加えて、土の定常状態の影響や定常状態と繰返しせん断の複合的な影響を考慮することが重要であることが明らかになってきた。

さらに、2011年東北地方太平洋沖地震（マグニチュード9.0）のように継続時間が200秒を超えるような長継続時間の地震動を受ける場合には、間隙水の部分排水やこれに伴う間隙水圧や間隙比の再分配の影響を考慮することが重要となる。特に、透水性の異なる互層構造からなる地盤においては、間隙水の移動とこれに伴う地盤内部の状態の変化の影響が、地盤全体の挙動に著しい影響を与えることが明らかになってきた。

また、2011年東北地方太平洋沖地震において発生した津波と地震動による地盤液状化を伴う複合的な地盤災害の機構は、新たな研究上の課題として提示されたものであり、本稿でも触れたとおり、研究も緒についたばかりの段階にある。今後の研究の発展に期待するところが大きい。

参考文献

- 井合 進(2014):巨大地震における沿岸域の広域複合地盤災害, 総説, 地盤工学会誌, Vo.62, No.1, pp.3-5.
- Iai, S., K. Ichii, H. Liu and T. Morita (1998): Effective stress analyses of port structures. *Soils and Foundations*, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu earthquake No.2: pp. 97-114.
- Iai, S., Y. Matsunaga and T. Kameoka (1992): Strain space plasticity model for cyclic mobility. *Soils and Foundations* 32(2): pp.1-15.
- Iai, S., T. Morita, T. Kameoka, Y. Matsunaga and K. Abiko (1995): Response of a dense sand deposit during 1993 Kushiro-Oki earthquake. *Soils and Foundations* 35(1): pp.115-131.
- Iai, S., T. Tobita, O. Ozutsumi and K. Ueda (2011): Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics* 35(3): pp.360-392.
- Iai, S., K. Ueda and T. Tobita (2017): Soil-foundation-structure-fluid interaction during earthquakes. *International Workshop on Seismic Performance of Soil-Foundation-Structure Systems*. Auckland, Nea Zealand.
- Ishihara, K., A. A. Acacio and I. Towhata (1993): Liquefaction-induced ground damage in Dagupan in the July 16, 1990 Luzon earthquake. *Soils and Foundations* 33(1): pp.133-154.
- Ishihara, K., S. Okusa, N. Oyagi and A. Ischuk (1990): Liquefaction-induced flow slide in the collapsible loess deposit in Soviet Tajik. *Soils and Foundations* 30(4): pp.73-89.
- Ishihara, K., S. Yasuda and Y. Yoshida (1990): Liquefaction-induced flow failure of embankments and residual strength of silty sands. *Soils and Foundations* 30(3): pp.69-80.
- JSCE (2011): 2011 East Japan earthquake reconnaissance report, *Earthquake Engineering Research Committee*. 20: (in Japanese).
- Kramer, S. L., B. Astaneh Asl, P. Ozener and S. S. Sideras (2015): Effects of Liquefaction on Ground Surface Motions. *Perspectives on Earthquake Geotechnical Engineering*. A. Ansal and M. Sakr, Springer: pp.285-309.
- Matsuo, O., T. Shimazu, R. Uzuoka, M. Mihara and K. Nishi (2000): Numerical analysis of seismic behavior of embankments founded on liquefiable soils. *Soils and Foundations* 40(2): pp.21-39.
- Ozutsumi, O., S. Sawada, S. Iai, Y. Takeshima, W. Sugiyama and T. Shimazu (2002): Effective stress analyses of liquefaction-induced deformation in river dikes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 22: pp.1075-1082.
- Papadopolou, A. and T. Tika (2008): The effect of fines on critical state and liquefaction resistance characteristics of non-plastic silty sands. *Soils and Foundations* 48(5): pp.713-725.

- Tashiro, S., K. Sumiya, T. Sakakibara, D. Kyoku, S. Nishiyama, T. Miyazawa, T. Isayama, S. Sato, A. Mori, H. Kaneko, D. Shibata, K. Sugihara, K. Murakami, T. Imono, H. Murakami, E. Kohama and Y. Ohya (2017): Analysis of quay walls during 2011 East Japan Earthquake. *Developments in Earthquake Geotechnics*. S. Iai, Springer.
- Tobita, T. and S. Iai (2015): Over-turning of a building with pile foundation - combined effect of liquefaction and tsunami. 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering. Christchurch, New Zealand: 291, CD-ROM.
- Tsukamoto, Y., K. Ishihara and T. Nonaka (1998): Undrained deformation and strength characteristics of soils from reclaimed deposits in Kobe. *Soils and Foundations*, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake No.2: pp.47-55.
- Yoshimine, M. and K. Ishihara (1998): Flow potential of sand during liquefaction. *Soils and Foundations* 38(3): pp.189-198.
- Zienkiewicz, O. C. and P. Bettess (1982): *Soils and other saturated media under transient, dynamic conditions. Soil Mechanics - Transient and Cyclic Loads*. Pande and Zienkiewicz, John Wiley and Sons: pp.1-16.

(論文受理日：2017年6月30日)