空気～水～土骨格連成有限変形解析による 大規模河川堤防の浸透・地震時挙動の評価

吉川 高広¹・野田 利弘²・加藤 健太³
小高 猛司⁴・李 圭太⁵・高稲 敏浩⁶

¹正会員 名古屋大学助教 大学院工学研究科 (〒464-8603 名古屋市千種区不老町)
E-mail:yoshikawa.takahiro@b.mbox.nagoya-u.ac.jp

²フェロー会員 名古屋大学教授 減災連携研究センター

³正会員 東京ガス 株式会社

⁴正会員 名城大学教授 理工学部社会基盤デザイン工学科

⁵正会員 株式会社 建設技術研究所

⁶正会員 一般社団法人 **GEOASIA** 研究会

本論文では、空気～水～土骨格連成有限変形解析コードを用いて、実在する砂質土・粘性土互層地盤上の大規模河川堤防の浸透・地震時挙動の評価を行った。まず、河川水位の差に注目した浸透と地震の複合時の解析を実施し、河川水位が高いほど堤内地への被害が大きくなることを示した。次に、基礎地盤の砂質土層が礫質土相当の透水性を有する場合を想定して、非定常浸透と地震時の応答を解析した。非定常浸透時には、砂質土層上部に難透水性の粘性土層があるために、河川から砂質土層に大量の水が供給されて、河川水位上昇後8時間経過時点からパイピング破壊に繋がりが得るヒービングが発生することを示した。地震時には、礫質土相当の透水性であれば地震中に間隙水の移動が十分に生じて、難透水性の粘性土層で覆われた礫質土層上部に集水するため、礫質土相当の透水性であっても液状化が生じることを示した。

Key Words : *dynamic analysis, finite deformation analysis, soil-water-air coupled analysis, river levee*

1. はじめに

東日本大震災では、地盤の液状化や造成宅地・河川堤防の崩壊等、甚大な被害が生じた。河川堤防の被害を例にとると、これまで砂質土基礎地盤の液状化に焦点が当てられてきたが、本震災では粘性土基礎地盤上の河川堤防も崩壊した^{1),2),3)}。また地震被害だけでなく、2000年9月の東海豪雨による新川堤防の被災や2012年7月の九州北部豪雨による矢部川堤防の被災など、豪雨によって河川が増水し、高水位が長時間継続したことで破堤する浸透時の被害も多い。濃尾平野・関東平野・大阪平野には海拔ゼロメートル地帯が広がっており、河川堤防が被害を受けて浸水した場合には甚大な人的被害が発生すると考えられる。切迫する南海トラフ巨大地震や先鋭化する集中豪雨を見据えると、河川堤防をはじめとした土構造物の性能照査を適切かつ十分に行う必要がある。

一般に、土構造物の耐震照査を行うに当たっては、砂質土のみを対象とした液状化解析を用い、浸透破壊を検討するに当たっては、浸透解析と円弧すべり解析を組み

合わせた手法を用いることがほとんどである。これら動的問題・破壊問題などに限定した専用解析コードを用いて、東日本大震災で課題として挙げられた地震災害や、近年先鋭化する集中豪雨災害、またこれら複合時の災害等を事前予測できるとは言い難い。

以上の背景を踏まえ、著者らはこれまでに粘土から砂、さらにはその中間土までの広範な土の力学挙動を統一的な枠組みで記述できる弾塑性構成式SYSカムクレイモデル⁴⁾を搭載し、飽和・不飽和両状態にある土に対して、静的・動的の外力形態を問わず、変形から破壊までを一貫した枠組で扱う空気～水～土骨格連成有限変形解析コード⁵⁾を開発してきた。これは飽和土を対象とした同様の解析コード⁶⁾を不飽和土もシームレスに扱うことができるように拡張したものである。この解析コードを用いて、本論文では実在する大規模河川堤防の地震時、浸透時および浸透・地震の複合時の照査を行う。具体的には、東海地方に実在する砂質土・粘性土互層地盤上の河川堤防の一断面を対象に、河川水位が高低異なる場合の耐震照査およびパイピング破壊等の浸透破壊に対する照査を

図-1 解析対象地点の地質横断面図および境界条件 (河道掘削・盛土構築後の解析断面)

表-1 土骨格の構成式に関する材料定数と初期値およびその他の物性値

	B 層	Ac1 層	As1 層	As2 層	Ac2 層	As3 層	Ds 層
弾塑性パラメータ							
NCL の切片 N	1.92	1.98	1.955	2.132	2.15	1.745	1.745
限界状態定数 M	1.25	1.4	1.2	1.3	1.4	1.35	1.35
圧縮指数 $\tilde{\lambda}$	0.05	0.12	0.05	0.07	0.2	0.052	0.052
膨潤指数 $\tilde{\kappa}$	0.007	0.026	0.005	0.009	0.016	0.01	0.01
ポアソン比 ν	0.2	0.3	0.3	0.2	0.3	0.15	0.15
発展則パラメータ							
構造劣化の塑性変形の進展尺度における $-D_s^p$ と $\ D_s^p\ $ の割合 c_s	1.0	0.5	0.9	0.6	0.3	1.0	1.0
構造劣化指数 a ($b=c=1$)	2.0	0.2	3.0	1.2	0.2	3.0	3.0
正規圧密土化指数 m	0.1	1.2	0.05	0.3	2.0	0.1	0.1
回転硬化指数 b_r	2.0	0.05	3.5	1.5	0.25	3.5	3.5
回転硬化限界面 m_b	0.6	1.0	0.7	0.7	0.8	0.8	0.8
初期値							
初期比体積 v_0	1.86	1.962	1.885	2.059	2.113	1.665	1.50
初期応力比 K_0	0.7	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
初期構造の程度 $1/R_0^*$	1.1	1.02	1.6	1.05	1.1	1.05	1.05
初期異方性の程度 K_β	0.7	0.99	0.6	0.6	0.99	0.6	0.6
土粒子密度 g/cm^3	2.634	2.650	2.650	2.650	2.650	2.650	2.650
飽和透水係数 m/s	6.94×10^{-7}	6.28×10^{-7}	3.28×10^{-5}	3.28×10^{-5}	6.28×10^{-7}	5.00×10^{-6}	5.00×10^{-6}

注) D_s^p : 塑性ストレッチングの第1不変量, D_s^p : 偏差塑性ストレッチング, $\| \|$: ノルムを意味する記号

表-2 盛土B層の不飽和に関する材料定数および初期値

乾燥透気係数 m/s	3.82×10^{-5}
最大飽和度 %	99.0
最小飽和度 %	7.32
van Genuchten パラメータ $\alpha \text{ kPa}^{-1}$	0.163
van Genuchten パラメータ n' ($m' = 1 - 1/n'$)	1.37
初期飽和度 %	81.3

実施して、そこから得られる防災・減災に関する知見を示す。

2. 解析条件

図-1は解析対象地点の地質横断図と境界条件を示す。本章の後半で述べる河道の掘削および盛土の構築過程を経た、河川水位上昇前の解析断面である。基礎地盤は黄色で示した砂質土（主に砂）層と水色で示した粘性土（主に砂質シルト）層が互層状に堆積している。なお本論文では、堤体盛土部分をB層、砂質土層は上部からAs1～As3層、粘性土層は上部からAc1層・Ac2層、基盤をDs層と呼称する。参考として、土試料サンプリング位置でのN値のデータも掲載した。

地下水位は原地盤の地表面と一致している（T.P.-0.18m）と仮定し、地盤は飽和状態、堤体は飽和・不飽和の両状態を扱うこととする。本解析で用いる土質パラメーターは、各層のサンプリング試料に対して実施した圧密非排水三軸圧縮試験（CUB試験）および定ひずみ速度圧密試験（CRS試験、粘性土試料のみ）の結果を、SYS カムクレイモデル⁴⁾で再現することで決定した。このとき原位置でのサンプリングから試験機にセットし、試験を実施するまでの一連の流れを模擬して再現している⁷⁾。また同一層の試料に対し、複数の試験が行われている場合には、全ての試験結果を同一の材料定数を用い、初期状態のみを変化させることで再現している。図-2と図-3は、力学試験結果とSYS カムクレイモデル⁴⁾による再現結果の例として、B層とAc2層の場合をそれぞれ示す。地盤の飽和透水係数は過去に対象地点の近くで実施されたボーリング孔を利用した現場透水試験の結果を用いた。表-1は各層の材料定数と初期値の一覧を示す。なお、Ds層は深度が大きいことサンプリング自体が実施されておらず、ボーリング調査のみ実施されている。ボーリングコア試料から砂主体の層であると判明したため、直上のAs3層と同一の材料定数とした。初期状態はN値が50以上と大きいことから、As3層よりも比体積を小さくして、密で硬い状態を表現した。表-2はB層の不飽和に関する材料定数と初期値を示す。図-4はB層の水分特性曲線および透水係数・透気係数と飽和度の関係を示す。B層の保水性試験を実施していないため、水分特性曲線にはvan Genuchten式⁸⁾のCarsel and Parrish⁹⁾のsiltの値を用いた。透水係数と透気係数の式にはMualemモデル¹⁰⁾を適用した。初期飽和度は、過去に対象地点の近くで実施された湿潤密度試験結果の値を用いた。

次に解析断面の作製手順を示す。まず地下水位を地表面に持つ水平成層地盤を作製する。実地盤の初期状態は不均質性を有し非常に複雑であるが、ここでは単純な

図-2 B層の力学試験結果と再現結果

図-3 Ac2層の力学試験結果と再現結果

図-4 B層の水分特性曲線および
透水係数・透気係数と飽和度の関係

図-5 地震前の堤体内の飽和度分布

図-6 入力地震動とフーリエ振幅スペクトル

方法として、比体積、構造の程度、応力比および異方性の程度を各層で均一と仮定し、過圧密比を土被り圧に応じて鉛直方向に分布させた^{11), 12)}。水理境界条件は、地表面および右端は地下水位に対応した全水頭一定境界とし、下端および左端を非排水境界とする。解析対象は右岸堤であり、実際は右岸堤と似た左岸堤が存在するため、両者は同様の挙動をすると考えて、左端での水のやり取りはないものとした。

作製した水平成層地盤に対して、河道部分の掘削を行う。水中掘削のため、土骨格の荷重のみを取り除き、河川水位は地下水位と一致させたままにする。実際の河川の成り立ちは極めて複雑であるが、ここでは河道形成を応力の減少過程と考えると、河川近くからサンプリングした土試料の力学試験から決定した材料定数と初期値を持つ地盤を掘削する方法を用いた。河床に相当する土要素

の面には河川水位に対応した全水頭境界を設定する。その後、3日で1m盛土をする速さで50cmずつ築堤した⁷⁾。堤防を築造する際には、初期地盤作成時と同様に、比体積、構造の程度、応力比、異方性の程度を各層で均一とし、過圧密比を土被り圧に応じて鉛直方向に分布させた^{11), 12)}。築堤後には過剰間隙水圧が消散するまで圧密計算を行う。

圧密計算後、河川水位を1秒当たり0.3mmの定率で5時間かけて計画高水位程度（TP+5.3m）まで上昇させ、定常状態になるまで計算する。この上昇率は2000年9月11～12日に発生した東海豪雨時に、今回対象とした堤防の観測所にて記録された河川水位の時刻歴から算出している。河川水位の上昇に伴い、川表側の河川水位より上の要素では水理境界条件を地下水位に対応した全水頭一定境界から浸出面境界に変更する。一方、川裏側も水が法面から浸出することを考慮するために、浸出面境界に変更する。設定した河川水位は、水位を上昇させないで地下水位と同じにした場合（低水位）と計画高水位（高水位）およびその中間に位置する水位（中水位）の3ケースである。図-5は水位上昇後に定常状態を迎えたときの各ケースの飽和度分布を示す。

以上の過程を経た断面に対して地震応答解析を実施する。解析断面下端には密度 $\rho = 2.0 \text{ g/cm}^3$ 、せん断波速度 $V_s = 300 \text{ m/s}$ の粘性境界^{13), 14), 15)}、左右両端の要素に側方境界要素単純せん断変形境界¹⁶⁾を設定した。せん断波速度は現地で実施された電磁探査の結果から決定している。レベル2地震動として、2012年に内閣府南海トラフの巨大地震モデル検討会にて策定された、解析対象地点における南海トラフ5連動地震の陸側ケースのNS成分を入力する。公開されている加速度データは $V_s = 700 \text{ m/s}$ の解放基盤のものであるため、DYNEQ¹⁷⁾を用いて $V_s = 300 \text{ m/s}$ の加速度データを作成した。図-6にこの地震動と、そのフーリエ振幅スペクトルを示す。最大加速度が770galの巨大な地震動であり、周期が0.5秒程度の波が最も卓越しているが、長周期から短周期まで幅広く含まれていることが特徴である。図は省略するが、加速度の大きい57～200秒部分を抽出して求めた地震動と元々の地震動のフーリエ振幅スペクトルはほぼ等しいため、本解析では計算時間の短縮のために57～200秒部分を抽出した地震動を2E波として、下端のすべての節点に等しくE波を入力した。地震動入力後は下端の加速度の入力を止める以外は全く同じ解析条件で、過剰間隙水圧が消散するまで地震後の圧密計算を行った。

以上のように、本解析は施工時から地震時までを対象としているが、土骨格の構成式は静的と動的のどちらにおいても同じものを用いている。パラメータは、単調載荷の三軸圧縮試験から決定しているが、後の図-20の土要素の力学挙動が示すように、繰り返し載荷時に平均有

効応力がゼロ付近まで減少し液状化に向かう様子は表現可能である。今後は繰り返しせん断挙動をより適切に表現可能な構成式による解析も実施していきたい。

3. 河川水位の差が地震時挙動に与える影響

各水位の地震直後のせん断ひずみ分布と平均骨格応力¹⁸⁾分布をそれぞれ図-7と図-8に示す。ここにせん断ひずみ ε_s は、 $\varepsilon_s = \sqrt{2/3(e' \cdot e')}$ 、 $e' = e - 1/3(\text{tr}e)I$ 、 $e = 1/2(I - B^{-1})$ 、 $B = FF^T$ であり、 I は単位テンソル、 F は土骨格の変形勾配テンソルを表す。図中に示す黒実線は層境を、黒破線は地震前の堤体および地表面の形状を表す。まず、せん断ひずみ分布を見ると河川水位の高低でひずみの生じ方が異なっている。低水位では川表側（図の左側）のせん断ひずみが大きいが、高水位では川裏側（図の右側）のせん断ひずみが大きい。中水位ではこれら二つの中間の変形が生じている。川表側には河川水位に対応する静水圧を表面力として作用させていて、水位が高いほど堤体は川裏側へ押されるような状態にある。このため、高水位では川裏側、つまり堤内地への変形が大きくなり、低水位では川表側への変形が大きくなる。次に平均骨格応力分布を見ると、水位が高くなるにつれて堤体内の値が小さい。これは、図-5の飽和度分布が示すように、水位が高いほど堤体内の飽和度が高く、瞬時に圧縮可能な空気が少ないためである。地震のような短時間の外力下では、飽和度が高い土要素はほぼ定体積条件が満たされ、土骨格の塑性体積圧縮が弾性体積膨張を引き起こし、平均骨格応力が減少する。また地盤の平均骨格応力に注目すると、特にAs1層やAs2層で大きく減少しており、堤体直下の土被り圧の大きい部分を除いて液状化に向かっている。

図-9と図-10はそれぞれ地震中・地震後の左右法尻の水平変位と天端中央の沈下量を示す。上述のように、河川水位が高い方が川裏側の法尻の水平変位が大きく、川表側の水平変位が小さくなっている。また地震後に水平変位が減少するが、これは堤体の沈下によって法尻が引き込まれたためである。天端沈下量を見ると、いずれのケースにおいても地震中に大きく沈下する。河川水位の違いで比較すると、水位が高い方が天端沈下量が小さい。上述のように河川水位が高い場合は川裏側への変形が卓越するが、川裏側に設けられた大きな段が抑え盛土として働き、川裏側の地盤の拘束圧を高めているため、高水位の変形モードの方が沈下量が抑えられた。

低水位の地震直後の沈下量は2.20mであり、これは堤防高の約27%にあたる。明治以降に発生した地震による河川堤防の沈下量は堤防高の75%以内となっている¹⁹⁾。高水位では地震直後の沈下量は2.05mであり、このとき

堤防高はT.P.5.53mとなる。したがって地震後の堤防高が河川水位を下回ることはないものの、ほぼ同程度まで沈下するため越流する危険性がある。

図-7 地震直後のせん断ひずみ分布

図-8 地震直後の平均骨格応力分布

図-9 地震中・地震後の左右法尻の水平変位

図-10 地震中・地震後の天端沈下量

図-11 地震中・地震後の層別沈下量（低水位の場合）

図-11は低水位の場合の天端中央位置における層別沈下量を示す。As1層、As2層、Ac1層およびAc2層でいずれも地震中に沈下が生じている。これは、地震直後のせん断ひずみを表す図-7からわかるように、天端直下は各層で同程度のひずみが生じている。天端直下はほぼ左右対称の変形が生じているにもかかわらず、せん断ひずみが生じているため、この分の一次元的な鉛直変形が生じたことを示している。特に、As1層、As2層およびAc2層については、図-8で示したように地震中に平均骨格応力が著しく減少し剛性が低下したため、この沈下が生じたと言える。また、沈下時間関係にも注目すると、Ac2層は地震後約12日間で11cm程度沈下して、最終層別沈下量が最も大きい。砂質土であるAs3層で地震後にも沈下が生じる理由は、As3層直上に堆積するAc2層が過剰間隙水圧の消散を妨げたためであり、地震後約12日間で12cm程度沈下する。ただし水位の違いによる層別沈下量の差は小さかったため、中水位と高水位の結果は省略する。

また、高水位の場合が低水位の場合に比べて天端沈下量が小さい解析結果に関して、図-8の堤体内の平均骨格応力は水位が高い方が小さく、堤体内の飽和度も高いという観点からは、高水位の方が堤体が大きく変形し、沈下量が大きく出ても良さそうである。ここで、図-2のB層の側圧一定非排水三軸圧縮試験結果を見ると、堤体盛土は非排水せん断時に塑性体積膨張し、負の過剰間隙水

圧が生じるほど締め固められた状態にあることがわかる。そのため、図-8において高水位の方が平均骨格応力が小さいとはいえ、ゼロ付近まで低下することはなかったと言える。そこで、試しに堤体盛土構築時の初期間隙比を0.86から1.0に大きくして、堤体が緩い場合の解析を行った。図-12はB層が緩い場合の図-2に対応する土骨格の構成式の応答を示す。塑性体積膨張するものの、負の過剰間隙水圧は生じない状態にある。図-13と図-14は低水位と高水位の場合の地震直後のせん断ひずみ分布と平均骨格応力分布をそれぞれ示す。高水位の場合は堤体に大きなせん断ひずみが生じ、浸潤領域を中心に平均骨格応力がゼロ付近まで低下している。図-15は堤体が緩い場合の地震中・地震後の天端沈下量を示す。比較のため、図-10に示した初期間隙比が0.86の場合の結果も掲載した。堤体が緩い場合は高水位の方が天端沈下量が大きいことがわかる。このように堤体盛土が緩い場合には、飽和度が高い影響をより顕著に受け、低水位より高水位の方が変形量が大きくなった。

図-12 B層が緩い場合の土骨格の構成式の応答

図-13 地震直後のせん断ひずみ分布（堤体が緩い場合）

図-14 地震直後の平均骨格応力分布（堤体が緩い場合）

図-15 地震中・地震後の天端沈下量（堤体が緩い場合）

本解析コードは施工時から地震中・地震後までも連続して同一の枠組みで計算可能であり、本章では地震時、特に地震中の変形を中心に示した。地震後の変形は、地震中に比べて小さいため、本論文では変形図は省略した。

4. 基礎地盤に礫質土を含む場合の浸透・地震時挙動

本解析断面の基礎地盤は最上部に粘性土層のAcl層が堆積し、その下部に砂質土層のAsl層が存在しているため、高水位時にはパイピング破壊の恐れがある。なお、3.では高水位の場合に、水位上昇過程から地震前の状態までをシミュレートしたもののパイピング破壊に繋がるような変形は生じなかった。しかし、基礎地盤は均質ではなく、同一層内であっても土質はばらつくことが考えられる。そこで本章では、Asl層に礫質土が混入している場合を想定した非定常浸透および地震時の応答解析を実施する。ここではAsl層の透水係数のみを100倍に変更して、礫質土相当の 3.28×10^3 (m/sec)として解析を行った。

(1) 礫質土相当の透水性を有する土と粘性土の互層地盤上の河川堤防の非定常浸透時の応答

3.と同様に、有限要素メッシュを作製した後に河川水位を計画高水位程度まで上昇させ、高水位状態を維持した。図-16はせん断ひずみ、過剰間隙水圧、平均骨格応力および間隙比変化の分布図の経時変化を、川裏法尻付近を拡大して示す（図-1に拡大箇所を明示した）。図中に示す太い黒実線は層境を示す。過剰間隙水圧は、設定した地下水位（T.P.-0.18m）に対応する静水圧値から過剰に発生した間隙水圧値と定義し、地下水位を位置水頭の基準とした全水頭値と同義である。また、図の左下は地層図を示す。

高水位状態が8時間経過すると、Asl層の上部でせん断ひずみが発生して体積膨張し始め、24時間経過時には地盤が大きく膨れ、せん断ひずみが20%近くも生じている。Acl層の下部層で過剰間隙水圧が大きく発生し、せん断ひずみが大きい箇所では平均骨格応力がほぼゼロまで減少している。間隙比変化を見ると体積膨張する土要素が現れ、この部分でせん断ひずみが生じている。Asl層の透水係数が非常に大きいため、河川水位が上昇すると即座にAsl層に水が供給されて間隙水圧が上昇し、難透水層のAcl層との間に大きな動水勾配が生じる。しかし、Asl層からAcl層への水の流出量よりも川からの供給量が多いため、Asl層の上部に水が溜まり、パイピング破壊に繋がり得るヒービングが生じた。

(2) パイピング破壊への対策工の検討

パイピング破壊への対策として、堤内基盤排水工法による対策を講じた場合の効果について検証した。具体的にはウェルドレーン工法やリリーフウェル工法を想定し、図-17の左下の地層図に示すように、Acl層の一部を透水性の良い材料に改良する。本来ウェルドレーン工法はオールケーシング掘削機によって掘削し、その中に鉄筋かごを組み立てた上でドレーン材（礫材）や間詰め材（砂）を充填する²⁰⁾。また、リリーフウェル工法は底に砂利を敷いた最小径15cmのスクリーンパイプを挿入し、周辺にフィルター材を充填する²¹⁾が、本解析では簡単のため、飽和透水係数のみを変更して表現する。改良部分に用いた飽和透水係数はドレーン工設計マニュアル²²⁾を参考に 1.0×10^4 (m/sec)とした。改良の範囲は多田羅ら²⁰⁾によるウェルドレーンの施工報告を参考に幅1mとした。図-17は堤内基盤排水工法を施した場合の、図-16と同時刻におけるせん断ひずみ、過剰間隙水圧、平均骨格応力および間隙比変化の分布図を示す。Asl層内の間隙水が対策部分から地表面へと排出されるため、対策工無しの場合と比較して過剰間隙水圧の上昇および平均骨格応力の減少を抑えられている。この後、高河川水位が2日程度継続してもヒービングは生じなかった。したがって、

堤内基盤排水工法はパイピング破壊に対して一定の効果
が得られることがわかる。河川堤防の浸透に対する照
査・設計のポイント²³⁾では堤内基盤排水工法は採用事例
が少なく、設計法が確立されていないとしており、今後、
今回のような解析の系統的实施により設計法が確立され
ることが望まれる。

(3) 礫質土相当の透水性を有する土と粘性土の互層地 盤上の河川堤防の地震時の応答

最後に、礫質土相当の透水性を有する土と粘性土の互
層地盤上の河川堤防の地震時挙動を把握するため、パイ
ピング破壊に繋がるようなヒールビグが生じた本章(1)
の場合に対して、地震応答解析を実施した。高水位状態
が4時間継続した場合についても地震応答解析を行った
が、3.で述べた川裏側への変形が大きくなること以外に
河川水位の影響は見られなかったため、ここでは河川水

位は上昇させず、地下水位と同じT.P.-0.18mとした場合
について述べる。3.と同様に下端はせん断波速度 $V_s = 300 \text{ m/s}$ の粘性境界^{13), 14), 15)}、左右両端の要素に側方境界要
素単純せん断変形境界¹⁶⁾を設定し、図-6に示した地震動
を入力する。図-18は地震直後のせん断ひずみ分布を示
し、3.で示した低水位の場合の解析結果を比較として掲
載した。図-19は川裏側を拡大した図である。本節では、
3.の解析結果を「砂質土層」の場合、本章の結果を「礫
質土層」の場合と呼ぶこととする。図-18と図-19から礫
質土層上部で変形が大きいことがわかる。この現象の理
解のために、図-20に最大加速度時の過剰間隙水圧およ
び含水比変化の分布図を示した。揺れ始めからしばらく
すると地盤がせん断を大きく受け、過剰間隙水圧が上昇
し、上向きに動水勾配が生じる。このとき、礫質土層は
透水係数が大きいため地震中においても間隙水の移動が
十分に生じ、地表面に向かって排水しようとする。しか

図-16 パイピング破壊に繋がり得るヒールビグが生じる非定常浸透時の解析結果

図-17 パイピング破壊への対策工を施した場合の非定常浸透時の解析結果

し、礫質土層から地表面の間には透水性の悪いAc1層が存在するため、礫質土層上部に間隙水が溜まってしまう。このため礫質土層上部の平均骨格応力が低下し、液状化した状態になる。図-21は、図-19に示した礫質土層の縦3要素の地震時の力学挙動を示す。図中の白丸は地震開始時点を示す。中央および下部の要素では排水して比体積が減少しているのに対し、上部の要素では吸水して比体積が増加し、液状化が発生している。一般に液状化は、地震中の短時間では間隙水の移動が生じず、等体積条件下でせん断されるため、緩い砂で有効応力が減少して起こる。一方で透水性の良い礫質土では非排水状態とならないため液状化しにくいとされる。しかし、吉田²⁴⁾も指摘はしているが、間隙水の排水方向に不透水層が存在する場合には礫質土相当の透水性であっても液状化が生じることが示された。ただし、今回の解析では砂質土の透水性のみを大きくし、礫質土の力学特性を考慮していな

いため、実際の礫質土の液状化を評価するためには更なる検討が必要である。

図-18 地震直後のせん断ひずみ分布の比較

図-19 地震直後の川裏側のせん断ひずみ分布（礫質土層）

(a)過剰間隙水圧分布

(b)含水比変化分布

図-20 最大加速度時の各種分布図（礫質土層）

5. おわりに

本論文では、弾塑性構成式 SYS カムクレイモデル⁴⁾を搭載した静的／動的空気～水～土骨格連成有限変形解析コード⁵⁾を用いて、東海地方に実在する砂質土・粘性土互層地盤上の大規模河川堤防の浸透・地震時挙動の評価を行った。まず、河川水位の差に注目した浸透と地震の複合時の解析を実施し、河川水位が高いほど堤内地への被害が大きくなることを示した。入力した地震動は南海トラフ5連動地震で、地震中に天端が2m以上沈下する

め、河川水位以下まで沈下はしないものの越流する危険性があることを示した。ただし解析結果は、不均質性を持つ地盤や盛土の単純化、河道生成過程の簡易化、地震動の不確実性、解析モデルの適用範囲、2次元平面ひずみ仮定等がある下で得られた量であることに注意する。また、解析対象とした河川堤防は堤体盛土が良く締め固められた状態にあったため、高水位の場合でも低水位・中水位の場合より大きな沈下は生じなかったが、堤体盛土が緩い場合には、飽和度が高い影響を顕著に受け、低水位より高水位の方が天端沈下量が大きくなった。

次に、基礎地盤の砂質土層が礫質土相当の透水性（透水係数 $=3.28 \times 10^{-3}$ m/s）を有する場合を想定して、非定常浸透と地震応答時の解析を実施した。非定常浸透時には、河川水位上昇後8時間経過時点から、礫質土層上部に難透水性の粘性土層が存在するために、礫質土層に大量の水が供給されてパイピング破壊に繋がり得るヒービングが発生することを示した。また、このヒービングに対して堤内基盤排水工法が有効であることも併せて示した。地震時は、礫質土相当の透水性であれば、地震中でも間隙水の移動が十分に生じるため、粘性土層で覆われた礫質土層上部に水が集まり液状化が生じる。これにより地震時の被害が拡大する恐れがあることを示した。

以上のように、本解析コードは材料や外力形態を問わず変形・破壊照査が可能であり、広範な地盤防災・減災に貢献するものと考えられる。今後は、河川堤防の浸透破壊に影響を与えるとされる細粒分の流出現象も視野に入れた照査手法を構築していきたい。また、土骨格の構成式に関して、繰り返しせん断挙動をより適切に表現するための改良や不飽和土特有のサクション効果の導入、さらに水分特性曲線においては吸排水時のヒステリシス性や間隙比の違いによる効果を導入して、より詳細な飽和・

図-21 地震中の礫質土要素の力学挙動

不飽和土の力学挙動を記述できる解析コードを構築予定である。

謝辞：JSPS科研費25249064および国土交通省河川砂防技術研究開発（H24年度～H26年度）の助成を受けた。

参考文献

- 1) 国土交通省東北地方整備局北上川等堤防復旧技術検討会：北上川等堤防復旧技術検討会 報告書 本編，2012。
<<http://www.thr.mlit.go.jp/Bumon/B00097/K00360/taiheiyouokijishinn/kenntoukai/houkokusho.pdf>>（2015/6/21 アクセス）
- 2) 地盤工学会：地震時における地盤災害の課題と対策，2011年東日本大震災の教訓と提言（第二次），2012。
- 3) Sasaki Y., Towhata I., Miyamoto K., Shirato M., Narita A., Sasaki T. and Sako S.: Reconnaissance report on damage in and around river levees caused by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake, *Soils and Foundations*, Vol.52, No.5, pp.1016-1032, 2012.
- 4) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.5, pp.47-57, 2002.
- 5) Noda, T. and Yoshikawa, T.: Soil-water-air coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, Vol.55, No.1, pp.45-62, 2015.
- 6) Noda, T., Asaoka, A. and Nakano, M.: Soil-water coupled finite deformation analysis based on a rate-type equation of motion incorporating the SYS Cam-clay model, *Soils and Foundations*, Vol.48, No.6, pp.771-790, 2008.
- 7) Takaine, T., Tashiro, M., Shiina, T., Noda, T. and Asaoka, A.: Predictive simulation of deformation and failure of peat-calcareous soil layered ground due to multistage test embankment loading, *Soils and Foundations*, Vol.50, No.2, pp.245-260, 2010.
- 8) van Genuchten, M. T.: A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils, *Soil Science Society of America Journal*, Vol.44, No.5, pp.892-898, 1980.
- 9) Carsel, R.F. and Parrish, R.S.: Developing joint probability distribution of soil water retention characteristics, *Water Resources Research*, Vol.24, No.5, pp.755-769, 1988.
- 10) Mualem, Y.: A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media, *Water Resources Research*, Vol.12, No.3, pp.513-522, 1976.
- 11) Noda, T., Asaoka, A. and Yamada, S.: Some bearing capacity characteristics of a structured naturally deposited clay soil, *Soils and Foundations*, Vol.47, No.2, pp.285-301, 2007.
- 12) Nakano, M., Yamada, E. and Noda, T.: Ground improvement of intermediate reclaimed land by compaction through cavity expansion of sand piles, *Soils and Foundations*, Vol.48, No.5, pp.653-671, 2008.
- 13) Lysmer, J. and R.L. Kuhlemeyer: Finite dynamic model for infinite media, *ASCE(EM)*, Vol.95, No.4, pp.859-878, 1969.
- 14) Joyner, W.B. and Chen, A.T.F.: Calculation of nonlinear ground response in earthquakes, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol.65, No.5, pp.1315-1336, 1975.
- 15) Noda, T., Takeuchi, H., Nakai, K. and Asaoka, A.: Co-seismic and post-seismic behavior of an alternately layered sand-clay ground and embankment system accompanied by soil disturbance, *Soils and Foundations*, Vol.49, No.5, pp.739-756, 2009.
- 16) 吉見吉昭，福武毅芳：地盤液状化の物理と評価・対策技術，技報堂出版，344pp，2005。
- 17) Yoshida, N., Kobayashi, S., Suetomi, I. and Miura, K.: Equivalent linear method considering frequency dependent characteristics of stiffness and damping, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol.22, No.3, pp.205-222, 2002.
- 18) Jommi, C.: Remarks on the constitutive modelling of unsaturated soils, *Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils* (eds. by Tarantino, A. and Mancuso, C.), Balkema, pp.139-153, 2000.
- 19) 地盤工学会：地盤・耐震工学入門，丸善，235pp，2008。
- 20) 多田羅謙治，李圭太，江川祐輔，中土井佑輔：河川堤防におけるウェルドレーン工法を用いた盤ぶくれ対策に関する検討，第46回（平成25年度）研究発表会論集，2013。
<<http://www.kk.jcca.or.jp/recital/pdf/119.pdf>>（2015/6/21 アクセス）
- 21) 大根義男：実務者のための土質力学，技法堂出版，325pp，2006。
- 22) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：ドレーン工設計マニュアル，2013。
<http://www.mlit.go.jp/river/shishin_guideline/pdf/dorenkou_manual.pdf>（2015/6/21 アクセス）
- 23) 独立行政法人土木研究所，地質・地盤研究グループ土質・振動チーム：河川堤防の浸透に対する照査・設計のポイント，2013。
<<http://www.pwri.go.jp/team/smd/pdf/syousasekkei%20point1306.pdf>>（2015/6/21 アクセス）
- 24) 吉田望：液状化に関する設計について考える，1995年兵庫県南部地震5周年特別企画日本地震あれからこれから，pp.81-84，2000。

(2015.6.23 受付)

EVALUATION OF MECHANICAL BEHAVIOR OF A LARGE RIVER LEVEE DURING SEEPAGE AND DURING/AFTER EARTHQUAKE BASED ON SOIL- WATER-AIR COUPLED FINITE DEFORMATION ANALYSIS

Takahiro YOSHIKAWA, Toshihiro NODA, Kenta KATO,
Takeshi KODAKA, KyuTae LEE and Toshihiro TAKAINE

In this study, seepage/seismic behavior of a large river levee on alternately layered ground of sandy and clayey soil was evaluated by a soil-water-air coupled finite deformation analysis code. The main findings are as follows: 1) Focusing on the river level, the analysis during seepage and during/after an earthquake was performed. The higher the river level, the larger the deformation in a direction toward the landside. 2) If the water permeability of the sandy soil layer is as high as “gravel”, 8 hours after the river level rose, ground heaving which will lead to piping occurred near the landside toe. This is because the permeability of covering clayey soil layer is low and much water was supplied from the river to the sandy soil layer. 3) In the case of high permeability in the sandy soil layer as 2), during an earthquake, even when the river level is low, pore water is able to migrate in the sandy soil layer underlying clayey soil layer with low permeability. This results in liquefaction of the top of the sandy soil layer though the permeability is as high as gravel.