

**空気～水～土骨格連成解析を用いた  
濃尾平野にある軟弱粘土地盤上の河川堤防の耐震性照査**  
(Evaluation of seismic capacity of a river levee on soft clayey soil ground in Nobi Plain  
by a soil-water-air coupled analysis)

吉川高広<sup>1</sup>，野田利弘<sup>2</sup>，中井健太郎<sup>2</sup>，加藤健太<sup>3</sup>

1 名古屋大学・yoshikawa.takahiro@b.mbox.nagoya-u.ac.jp

2 名古屋大学

3 東京ガス株式会社

### 概 要

東北地方太平洋沖地震では東北から関東地方まで広範囲にわたって河川堤防に甚大な被害が生じた。この地震では砂質土基礎地盤の液状化だけでなく、粘性土地盤上の河川堤防の被害も多数発生した。これは築堤に伴う粘性土地盤の圧密沈下により堤体下部に飽和域が形成され、その領域の地震時液状化が原因とされている。我々が住む濃尾平野では、広大なゼロメートル地帯が存在し、河川堤防の健全性確保は最重要課題の一つである。迫りくる南海トラフ巨大地震を見据えると、濃尾平野の粘性土基礎地盤上の河川堤防の耐震対策は不可欠である。本稿では、濃尾平野の、ある軟弱粘土地盤上の河川堤防の耐震性照査を目的として、静的／動的の空気～水～土骨格連成有限変形解析を行った。その結果、①築堤時には堤体下部に閉封飽和域が形成されて地震時に液状化すること、一方で、②鋼管矢板の根入れが深いいため堤体の変形は抑えられることを示した。

キーワード：地震応答解析，軟弱粘土，不飽和，河川堤防

## 1. はじめに

東北地方太平洋沖地震では東北から関東地方まで広範囲にわたって河川堤防に甚大な被害が生じた。これまで河川堤防の地震被害としては、砂質土基礎地盤の液状化を中心に考えられてきたが、本地震では粘性土基礎地盤上の河川堤防の被害が相次いで発生した。この被災メカニズムとしては、築堤による粘性土基礎地盤の圧密沈下により、堤体下部が地下水位以下までめり込んで飽和化し、その飽和域が地震時に液状化して堤体の大変形に繋がったと考えられている<sup>1)2)3)</sup>。

我々が住む濃尾平野は、わが国最大の海拔ゼロメートル地帯を抱え、ここに約 90 万人もの住民が生活を営む。切迫する南海トラフ巨大地震によって、この地域には広大な液状化被害だけでなく、海岸・河川堤防の崩壊に伴い、津波による伊勢湾台風以上の広大な浸水を伴う甚大な被害が危惧されていて、河川堤防の健全性確保は最重要課題の一つである。本稿では、濃尾平野の、ある軟弱粘土地盤上の河川堤防の耐震性照査を目的として、静的／動的の空気～水～土骨格連成有限変形解析を行う。はじめに、対象とした河川堤防の基礎地盤を構成する軟弱粘土地盤の物理

試験および力学試験の結果を示す。これら土質試験から決定した材料定数および初期値を用いて解析を行う。

解析には、空気～水～土骨格連成有限変形解析コード<sup>4)</sup>を用いる。この解析コードは、砂から中間土、粘土までを同じ弾塑性理論の枠組みの中で記述する SYS Cam-clay model<sup>5)</sup>を登載した、静的・動的を区別なく変形・破壊挙動を求める水～土骨格二相系有限系解析コード<sup>6)</sup>を不飽和土にも拡張したコードで、飽和・不飽和状態もシームレスに扱うことができる。

## 2. 解析条件

### 2.1 解析対象

名古屋市内の Y 河川の左岸 1K700m 地点の堤防を解析対象とする。図 1 に対象地点の地質横断図を示す。沖積層は粘性土のみで構成されており、N 値が 0～2 程度と非常に小さく軟弱である。この河川の下流付近では築堤時から現在までに堤体の沈下が観測されており、60cm 近く沈下している箇所もある。対象地点においても、堤体が比較的小さいにもかかわらず、30cm 程度の沈下が生じている。

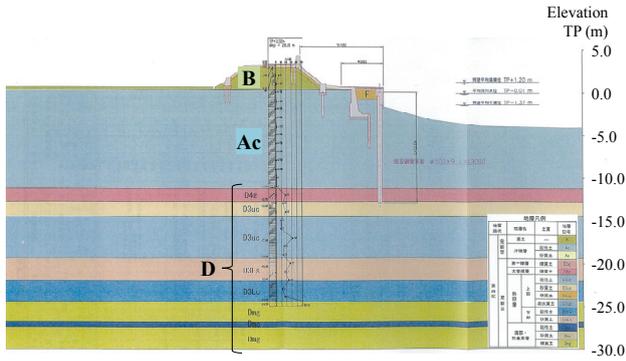


図 1 解析対象の Y 河川1K700m 地点の地質横断面

## 2.2 室内土質試験結果および土質パラメータの決定

現地でサンプリングした Ac 層の試料に対し、物理試験および標準圧密試験、圧密非排水三軸圧縮試験を実施した。表 1 は物理試験結果一覧を示す。図 2 は粒径加積曲線を示す。図 3 は標準圧密試験結果を示す。試料 A と試料 B は攪乱試料であり、物理試験と練返し標準圧密試験を実施した。試料 a と試料 b は不攪乱試料であり、標準圧密試験と圧密非排水三軸試験を実施した。表 1 より Ac 層は液性指数が大きく、試料 b では 1 を超える大きな値を示す。液性指数は自然含水状態における土の相対的な硬さ・軟らかさを表すものであり、その値が 1 を超えると土は塑性状態を保てないことを示す。実際に、サンプリング時のボーリングコアは多量に水を含んだドロドロの状態であった。N 値が非常に小さく軟弱な状態であると考えられる。図 2 と図 3 から、試料 A・試料 a と試料 B・試料 b は異なる土試料と予想され、図 1 の地質横断面図に示される Ac 層は二層に分かれていると考えた。つまり、Ac 層は、試料 A・試料 a で構成される Ac1 層と試料 B・試料 b で構成される Ac2 層に分けて解析を実施する。

土骨格の構成式 SYS カムクレイモデルに関する材料定数および初期値の決定に際して、不攪乱試料の場合は、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理想的に模擬して再現することで決定した。図 4、図 5 および図 6 はそれぞれ、B 層、Ac1 層および Ac2 層の実験結果とその再現結果を示す。洪積層 D は、粘性土層・砂質土層・礫質土層から成るが、いずれの層においても力学試験が行われていない。N 値は砂質土層で概ね 30 以上、粘性土層で概ね 10 以上であったことから、固く、変形しにくいパラメータを設定した。表 2 は決定した材料定数と初期値を示す。

表 1 サンプリング試料の物理試験結果一覧

試料名	採取深度 (m)	自然含水比 (%)	液性限界 (%)	塑性限界 (%)	塑性指数	液性指数
試料 A	5.0~6.0	50.7	52.99	30.63	22.36	0.90
試料 B	6.0~6.6	71.9	84.36	30.82	53.64	0.77
試料 a	1.8~2.7	27.4	34.1	16.7	17.4	0.61
試料 b	9.0~9.9	75.0	74.7	30.1	44.6	1.01

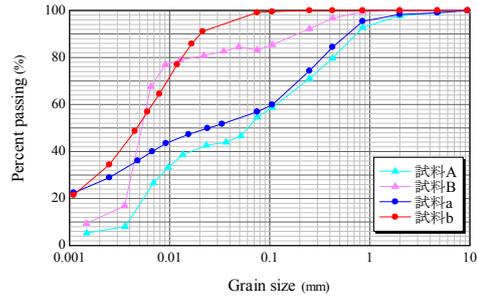
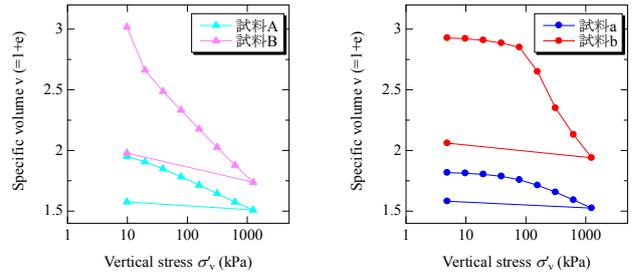


図 2 粒径加積曲線



(i) 試料 A と 試料 B (練返し試料) (ii) 試料 a と 試料 b (不攪乱試料)

図 3 標準圧密試験結果

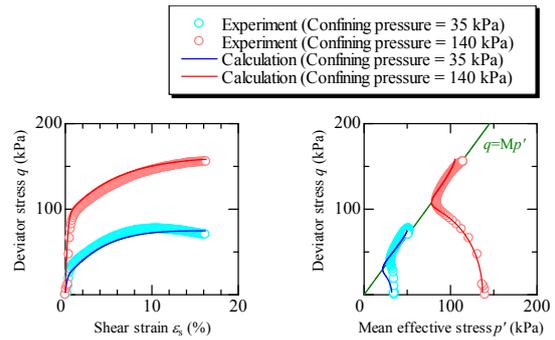


図 4 B 層の力学試験結果と再現結果

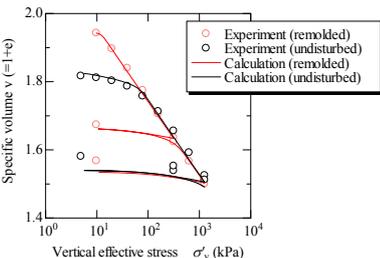
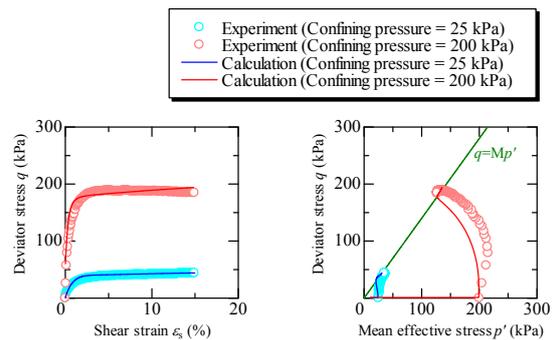


図 5 Ac1 層の力学試験結果と再現結果

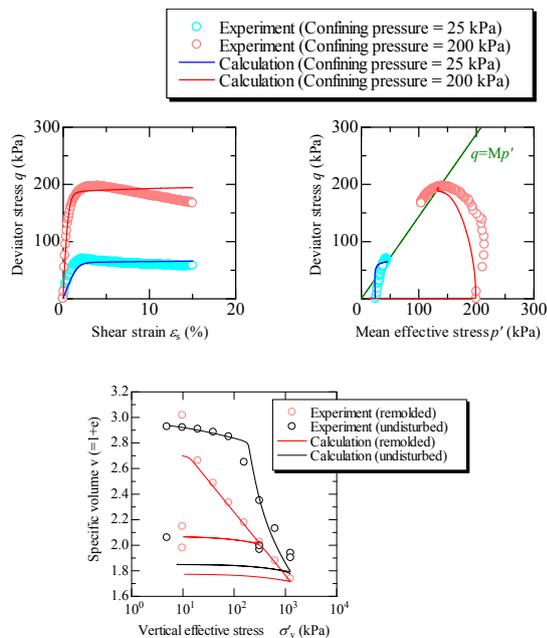


図 6 Ac2層の力学試験結果と再現結果

表 2 土骨格の構成式に関する材料定数と初期値

		B	Ac1	Ac2	D
弾塑性パラメータ	NCLの切片 N	1.8	1.722	2.211	2.0
	限界状態定数 M	1.378	1.4	1.44	1.5
	圧縮指数 $\tilde{\lambda}$	0.225	0.095	0.217	0.08
	膨潤指数 $\tilde{\kappa}$	0.012	0.0145	0.042	0.001
	ポアソン比 $\nu$	0.3	0.3	0.2	0.3
発展則パラメータ	正規圧密土化指数 $m$	2.0	5.0	15.0	10.0
	構造劣化指数 $a$	0.8	0.8	0.6	2.0
	構造劣化指数 $c_s$	0.35	0.04	0.05	0.6
	回転硬化指数 $b_r$	1.2	0.05	0.05	0.0
	回転硬化限界定数 $m_b$	1.0	1.0	1.0	1.0
初期値	構造の程度 $1/R_0$	4.0	1.1	100	1.1
	過圧密比 $1/R_0$	9.5~10.7	1.591	1.371	50
	応力比 $\eta_0$	0.545	0.545	0.545	0.545
	比体積 $v_0$	1.162	1.82~2.00	3.07~3.20	1.64~1.73
	異方性の程度 $\zeta_0$	0.0	0.1	0.01	0.0
土粒子密度 $\rho^s$ (g/cm <sup>3</sup> )		2.645	2.676	2.652	2.650
飽和透水係数 $k_s^*$ (m/s)		$6.94 \times 10^{-7}$	$1.79 \times 10^{-8}$	$1.40 \times 10^{-8}$	$1.00 \times 10^{-7}$

今回の解析では、地盤は飽和土として扱い、堤体盛土部分 B 層のみ飽和・不飽和の両状態を扱う。表 3 は B 層の水分特性に関する材料定数と初期値を示す。図 7 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、水分特性は、van Genuchten<sup>7)</sup>式の Carsel and Parrish<sup>8)</sup>の silt のパラメータを参考に決定した。透水係数および透気係数と飽和度の関係には、Mualem モデル<sup>9)</sup>を用いた。初期飽和度は、湿潤密度試験結果から決定した。

表 3 B 層の水分特性に関する材料定数と初期値

最大飽和度 $s_{max}^w$ (%)	99.0
最小飽和度 $s_{min}^w$ (%)	7.32
van Genuchten パラメータ $\alpha$ (kPa <sup>-1</sup> )	0.163
van Genuchten パラメータ $n'$ ( $m' = 1 - 1/n'$ )	1.37
乾燥透気係数 $k_a^*$ (m/s)	$3.82 \times 10^{-5}$
初期飽和度 $s_0^w$ (%)	81.8

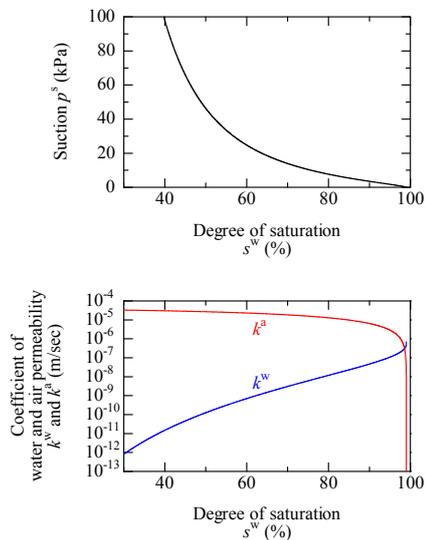


図 7 B 層の水分特性および透水係数・透気係数と飽和度の関係

表 4 鋼管矢板の材料定数およびヤング率の換算値

	換算前	換算後
ヤング率 (GPa)	200	14.28
密度 (g/cm <sup>3</sup> )	3.134	3.134
ポアソン比	0.3	0.3

この断面には直径 500mm の鋼管矢板が設置されている。本解析では一相系弾性体としてモデル化し、二次元平面ひずみ条件で解析を行うため、等価な曲げ剛性となるようにヤング率を換算した。表 4 は鋼管矢板の材料定数およびヤング率の換算値を示す。

### 2.3 その他の解析条件と地震前までの解析結果

初期地盤は飽和度 100%で、過圧密比、構造の程度、応力比、異方性の程度を各層で均一とし、間隙比を土被り圧に応じて鉛直方向に分布させて作製した。地下水位は地表面と一致させている。水理境界条件は下端と右端を非排水条件、上端と左端は地下水位に対応した全水頭一定条件とした。

まず初期地盤に対して川表側に鋼管矢板を設置し、その後 50cm ずつ堤防を築造する。施工時間は 3 日当たり 1m 築堤するものとした。堤体の初期値の計算には、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。初期間隙空気圧はゼロとし、初期間隙水圧は初期飽和度の値から水分特性曲線を用いて計算することで与えた。その後河道

部分を掘削する。水中掘削である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同じ T.P.0.30m となるようにした。その後、過剰間隙水圧が消散するまで圧密計算を行った。

図 8 は天端中央における築堤終了時点から圧密終了時点までの層別沈下量と総沈下量を示す。解析対象地点で実施された測量結果では築堤後から約 30cm の沈下が生じており、本解析でも同等の沈下量が得られている。図 10 は圧密終了時の堤体底部の形状（地表面形状）を示す。築堤後からの沈下量は約 30cm であったが、築堤中も沈下しているため天端中央直下では約 40cm が地下水位より下に位置している。地下水位（初期地表面位置）より下まで沈下していることが堤体下部に飽和域が形成されたことを示す。図 10 は圧密終了時の飽和度分布を示す。堤体下部が飽和化している様子を確認できる。

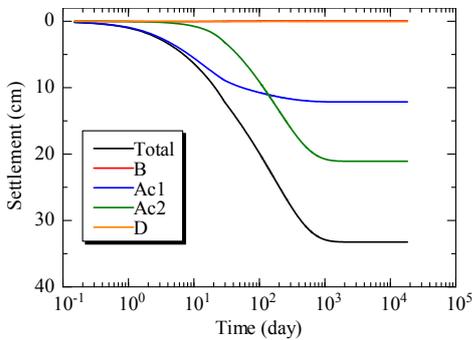


図 8 築堤終了時点からの層別の沈下～時間関係

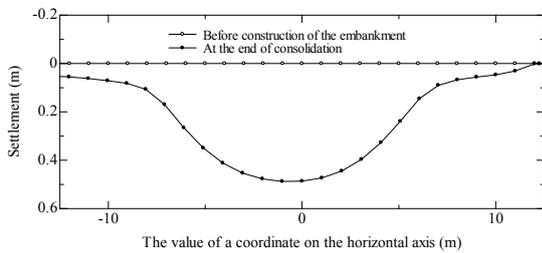


図 9 圧密終了時の堤体下部の形状（地表面形状）

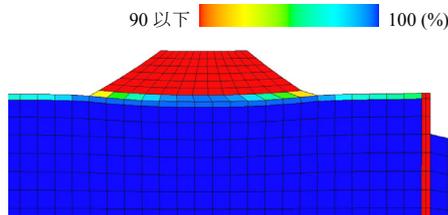


図 10 圧密終了時の飽和度分布

解析対象地点は河口から近いいため、地震発生後には津波の遡上が懸念される。このため、河川水位を地下水位（T.P.0.30m）と一致させた場合（Case1）に加え、朔望平均満潮位（T.P.1.20m）とした場合（Case2）についても地震応答解析を実施した。朔望平均満潮位時（Case2）の計算は、築堤による過剰間隙水圧の消散後に、河川水位を定率  $1.19 \times 10^{-4}$  (m/sec) で上昇させる。この上昇速度は名古屋

港の水位が朔望平均干潮位（T.P.-1.37m）から朔望平均満潮位（T.P.1.20m）まで<sup>10</sup>定率で6時間かけて変動するものとして算出した。水位上昇時の水理境界条件は、川表側の河川水位より下には河川水位に対応した全水頭一定境界、それ以外の堤体および川裏側の地表面部分は水が浸透することを考慮して浸出面境界を設定する。結果の比較のため、水位を上昇させない Case1 においても Case2 と同様に水理境界条件を変更した。図 11 は、以上で説明した過程を経た後の有限要素メッシュ図と境界条件を示す。

地震応答解析にあたり、下端はせん断波速度  $V_s = 300$  m/s の粘性境界<sup>11)12)13)</sup>、左右両端に側方境界要素単純せん断変形境界<sup>14)</sup>を設定した。入力地震動は 2003 年に内閣府中央防災会議において策定された名古屋港付近での東海・東南海・南海 3 連動地震の NS 成分である。公開データは  $V_s = 700$  m/s の解放基盤のものであるため、翠川の式<sup>15)</sup>を用いて  $V_s = 300$  m/s に増幅した波を 2E 波として、下端の全ての節点に等しく E 波を入力した。図 12 に入力地震動とフーリエ振幅スペクトルを示す。継続時間が長く、長周期成分が卓越した典型的な海溝型の地震動である。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圧密計算を行った。

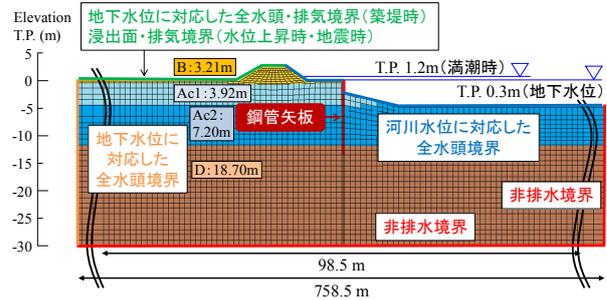


図 11 有限要素メッシュ図および境界条件

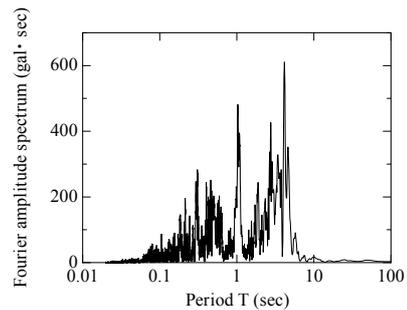
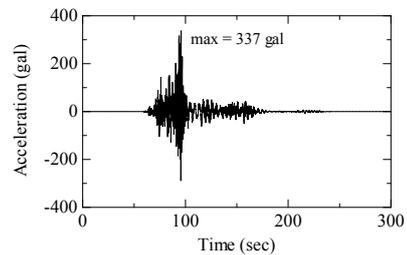


図 12 入力地震動

### 3. 解析結果

Case1（地下水位）と Case2（満潮時）の計算を実施したが、両者の地震中～地震後挙動にほとんど差異が見られなかったため、本稿では Case1 の結果について考察する。図 13 と図 14 は地震直前、地震直後および圧密終了時のせん断ひずみ分布と平均骨格応力分布を示す。せん断ひずみ分布を見ると、地震中に堤体が大きく沈下し、堤体下部と Ac1 層上部で大きなひずみが生じる。深度の大きい Ac2 層にも 10%を超えるひずみが生じているが、大きく滑るような変形は見られない。これは川表側に設置された鋼管矢板が硬い洪積層まで根入れされていて、地盤の変形が抑制されたためである。平均骨格応力分布を見ると、地震中に B 層～Ac2 層まで広範囲にわたって平均骨格応力が減少しており、特に堤体下部で大きく減少している。

図 15 と図 16 は、地震中の堤体中央の土要素と堤体下部の土要素の力学挙動を示す。図中の白丸は地震前の状態を示す。堤体の中央の要素では地震中に平均骨格応力の減少が生じるものの、地震前の時点で飽和度が 70%程度であるために、平均骨格応力がゼロまで減少することはなかった。一方、堤体下部は築堤時に生じた沈下により地震前の時点で飽和度が最大飽和度 99%以上である。このため、地震中に平均骨格応力がほぼゼロまで低下し、液状化が生じる。このように、Y 河川堤防においても堤体下部の液状化被害が発生する危険性があることがわかった。

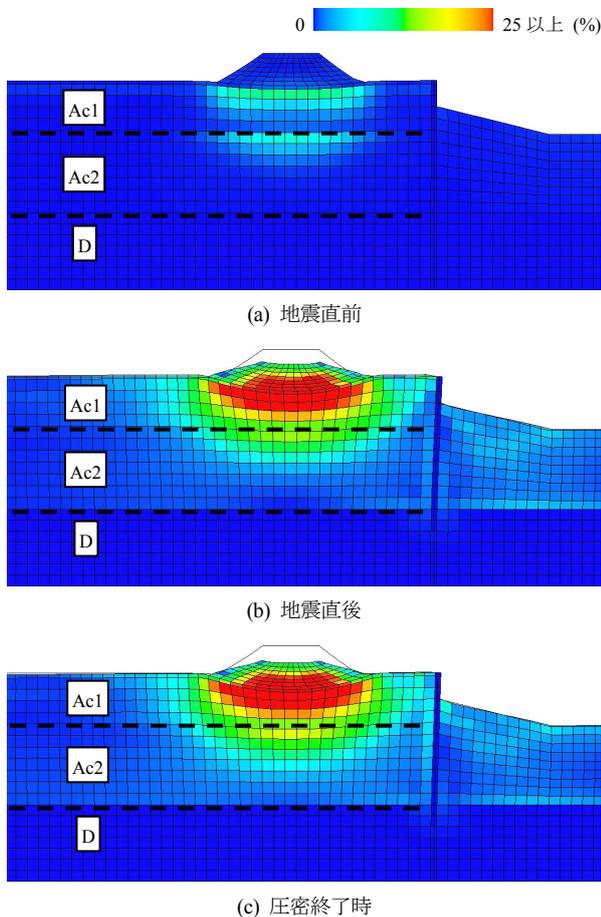


図 13 Case1（地下水位と同じ場合）のせん断ひずみ分布

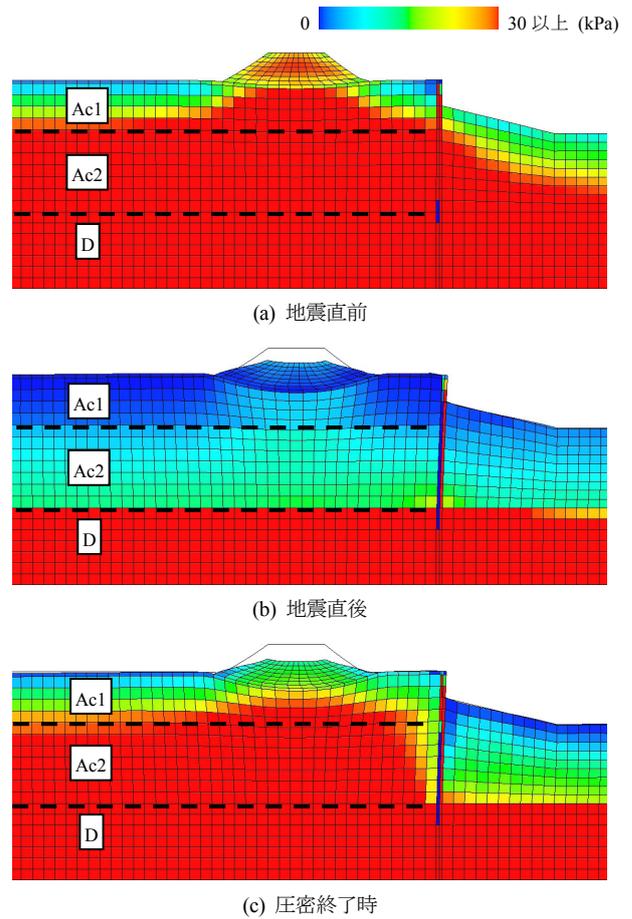


図 14 Case1（地下水位と同じ場合）の平均骨格応力分布

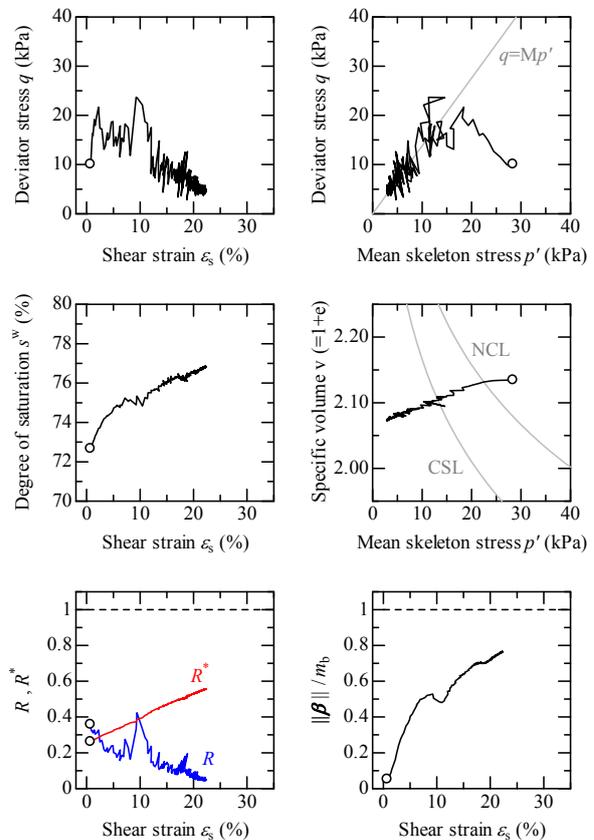


図 15 液状化が生じない堤体中央の土要素の力学挙動

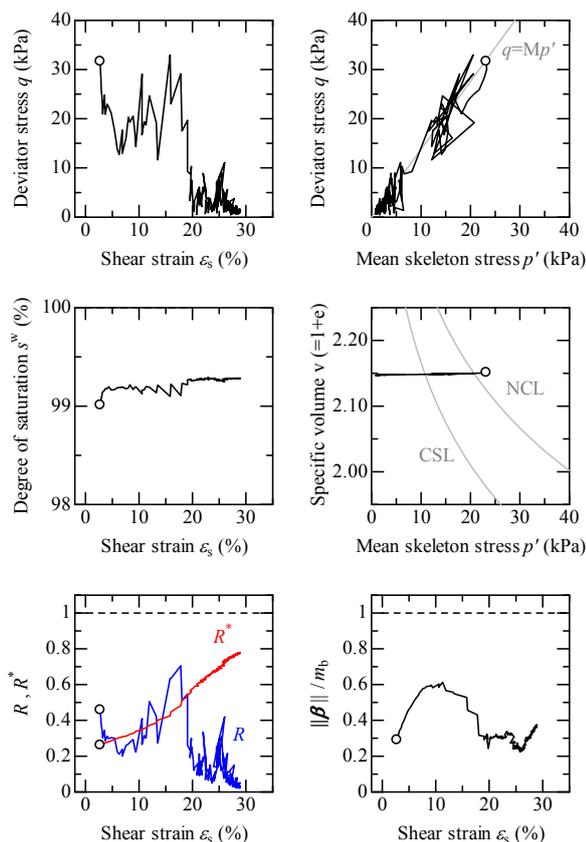


図 16 液状化が生じる堤体下部の土要素の力学挙動

図 17 と図 18 は地震中～地震後における左右法尻の水平変位と天端中央位置での層別沈下量を示す。法尻の水平変位は左右ともに 1m 近く生じる。この堤防の周辺には工場があり、堤防の変形によって被災する恐れがある。地震直後の堤防の総沈下量は 1.32m であり、天端高は T.P.1.71m となる。これは河川水位の高い Case2 でも同程度であったため、満潮時でも越水することはない。しかし、天端高と水位は 50cm しか差がなく、地震後に津波が遡上した場合には浸水する危険性がある。層別沈下量を見ると、地震中に B 層と Ac1 層で 50cm 以上の大きな沈下が生じる。Ac2 層の地震中の沈下量は 20cm 程度だが、地震後も沈下が長期間にわたって続く点に注意が必要である。

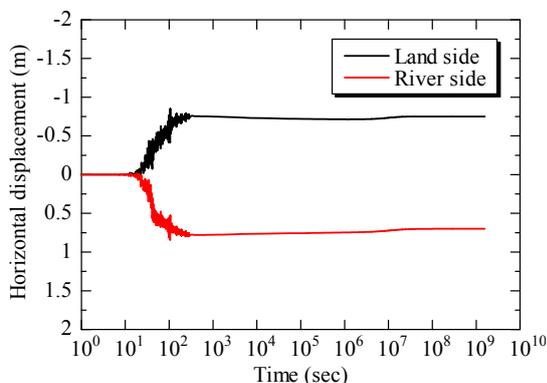


図 17 法尻の水平変位

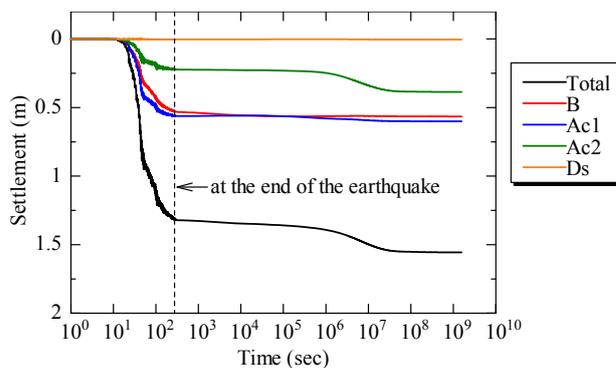


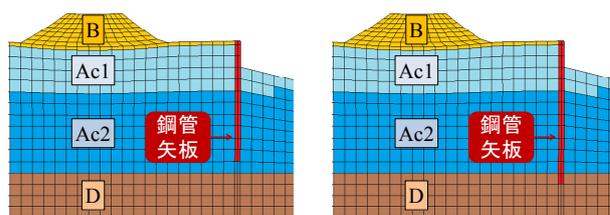
図 18 天端中央位置での層別沈下量

建設省がまとめた明治時代以降の河川堤防の地震時沈下量と堤防高の関係<sup>16)</sup>によると、これまでの観測記録から、河川堤防では地震時に堤防高の最大 75% の沈下が生じるとされている。本解析では地震直前の堤防高が 3.21m であり、地震直後には約 41%、圧密終了時には約 49% の沈下が生じていることになる。

#### 4. 鋼管矢板の根入れが浅い場合の解析結果

最後に鋼管矢板が洪積層 D 層まで根入れされていない場合の解析を行った。図 19 は鋼管矢板の根入れ深さを示す。根入れが浅い場合は、Ac2 層の途中までしか根入れされていないものとする。

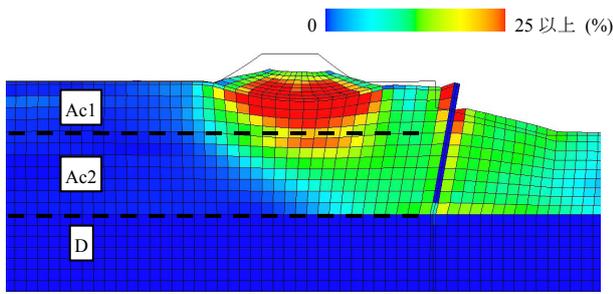
図 20 はせん断ひずみ分布を示す。鋼管矢板が D 層まで根入れされている場合と異なり、地震中に Ac 層が側方に変位して、Ac2 層の深部まで大きなせん断ひずみが生じる。図 22 は平均骨格応力分布を示す。D 層まで根入れが有る場合は、矢板の左側で引張、右側で圧縮し、矢板が抵抗していることがわかる。一方で、根入れが浅い場合は抵抗できず、土とともに流動している。図 22 は法尻の水平変位を示す。図 17 の根入れが深い場合と比べると、2 倍近く側方に変位している。図 23 は層別沈下量を示す。図 18 の根入れが深い場合と比べると、Ac2 層の地震中の変形・沈下が大きくなるのがわかる。地震直後の天端中央の総沈下量は 1.57m であり、天端高は T.P.1.43m となる。根入れが浅い場合の満潮時でも越水することはないが、天端高と水位は 20cm 程度しか差がなく、地震後に津波が遡上した場合には浸水する可能性がさらに高まる。



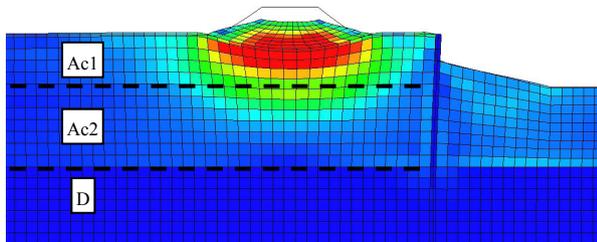
(a) 鋼管矢板が洪積層まで根入れ無し (本章)

(b) 鋼管矢板が洪積層まで根入れ有り (3章)

図 19 鋼管矢板の根入れの有無

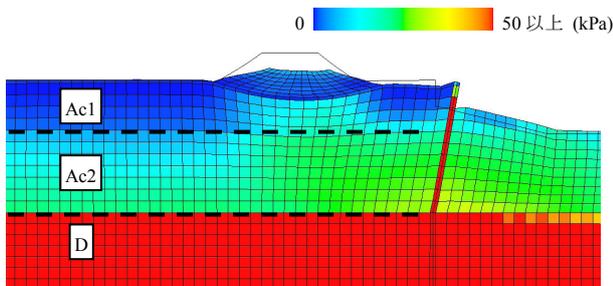


(a) 鋼管矢板が洪積層まで根入れ無し

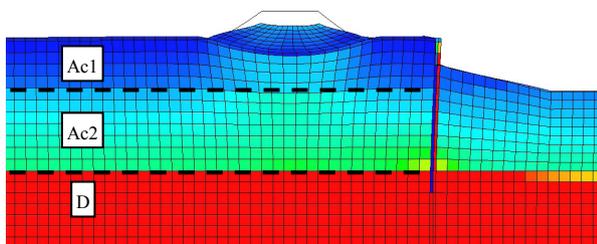


(b) 鋼管矢板が洪積層まで根入れ有り  
(図 13(b)を再掲)

図 20 地震直後のせん断ひずみ分布の比較



(a) 鋼管矢板が洪積層まで根入れ無し



(b) 鋼管矢板が洪積層まで根入れ有り  
(図 14(b)を再掲)

図 21 地震直後の平均骨格応力分布の比較

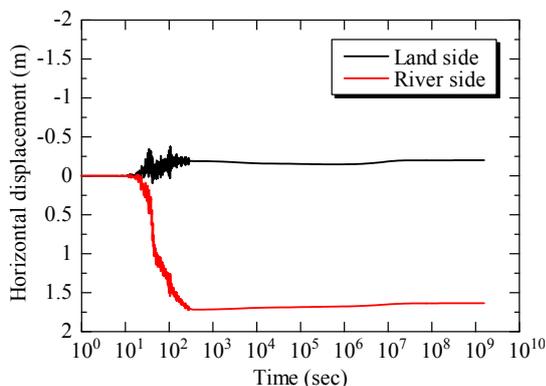


図 22 法尻の水平変位 (根入れ無し)

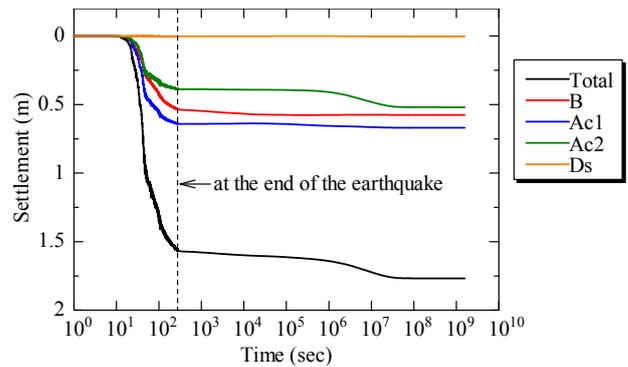


図 23 天端での層別沈下量 (根入れ無し)

## 5. おわりに

本稿では、東海地方に実在する軟弱粘性土地盤上の河川堤防を対象に、築堤時～地震中～地震後まで一貫した手法で解析を行い、地震時挙動を中心に性能照査を実施した。以下に得られた知見を示す。

- ・ 築堤によって粘性土地盤が圧密沈下し、堤体下部に飽和域が形成されるため、地震時には堤体下部で液状化が発生する。一方で、同じ土質であっても不飽和状態であれば液状化は生じなかった。
- ・ 川表に硬い洪積層まで根入れされた鋼管矢板が設置されているため、地盤の変形が抑制される。
- ・ 本解析で用いた地震動に対しては、地震後に天端高が満潮時の水位を下回することはなかったが、津波が遡上した場合には越水する恐れがある。
- ・ 地震後には Ac2 層が長期間沈下するため、水害に対する堤防の性能が低下する。

河川堤防の詳細な耐震性評価解析のためには、飽和状態～不飽和状態までを連続的に取り扱うことが重要であると考えられる。今後は、不飽和土のモデル化をより詳細に行えるように研究を進め、河川堤防の耐震性評価・対策原理の開発等を行ってゆきたい。

## 謝辞

本研究は JSPS 科研費 (基礎研究 A : 25249064) の助成を受けた。また、名古屋市緑政土木局河川部の協力を得た。

## 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/taiheiyououkijishin/n/kenntoukai/houkokusho.pdf>> (2015/6/14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) 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.
- 5) 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.
- 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) 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.
- 8) 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.
- 9) 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.
- 10) 名古屋港のホームページ  
<<http://www.port-of-nagoya.jp/tidal/>> (2015/6/14アクセス)
- 11) Lysmer, J. and R.L. Kuhlemeyer: Finite dynamic model for infinite media, *ASCE(EM)*, Vol.95, No.4, pp.859-878, 1969.
- 12) 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.
- 13) 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
- 14) 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, 2005, 344pp.
- 15) 翠川三郎: 関東平野を対象とした震度分布予測, 構造工学論文集, Vol.33B, pp.43-48, 1987.
- 16) 地盤工学会: 地盤・耐震工学入門, 丸善, 2008, 235pp.