

## 地震動の継続時間および周波数特性が河川堤防の地震被害に及ぼす影響

中井健太郎<sup>1)</sup>, 野田利弘<sup>2)</sup>

1) 名古屋大学大学院工学研究科, 准教授 博士 (工学)

E-mail: nakai@civil.nagoya-u.ac.jp

2) 名古屋大学大学院工学研究科, 教授 博士 (工学)

E-mail: noda@civil.nagoya-u.ac.jp

### 要 約

本報では、地震動継続時間とその周波数特性に着目した地震応答解析を実施し、地震動特性が地震被害に及ぼす影響を数値解析的に検討した。その結果、入力地震動の低周波成分が卓越していると、砂層の液状化だけでなく、従来は地震被害が発生にくいと考えられてきた粘性土層においても強い揺れによって地盤が乱され、被害が甚大化することを示した。また、河川堤防の設計用地震動は地震応答スペクトルで規定されることが多く継続時間の影響が陽に考慮されていないが、弾塑性応答の卓越する軟弱地盤では、地震動継続時間の影響が大きくなることを示した。

キーワード： 地震応答解析, 地震動継続時間, 周波数特性

### 1. はじめに

国土の狭い日本では、洪水氾濫区域に人口の50%、資産の75%が集中していると言われており、河川堤防や海岸堤防・排水機場などの浸水防護施設の健全性確保は、これら地域における外水氾濫を防ぐ生命線だと言える。しかし、平野部は一般的に地下水位が高いことに加えて、堆積年代が若いことから地盤が軟弱であることが多く、地震時には液状化をはじめとする地盤災害が発生する危険性が高い。河川堤防は歴史的な経緯の中、工事費用が低廉であることや材料の取得が容易であることに加えて、堤防が損傷したとしても比較的復旧が容易であることから、多くが地盤材料を用いて造られてきた。従来は、過去の被災経験と実績をもとに仕様や断面形状が設計されてきたが、都市部の拡大に伴って洪水氾濫区域に人口・資産が集中している昨今では、想定外の外力が作用したとしても、堤体機能の損傷を許容することは難しい。防護施設の中には、築造後に長い年月が経過して老朽化が進行している施設や、大規模地震に対して耐震性を十分有していないものが存在するという指摘もある。加えて、堤防は延長の長い線状構造物であり、一連の長大な区間の中で一箇所決壊するだけで、地形条件によっては広範囲にわたって甚大な浸水被害を引き起こすこととなる。河川堤防の全長を補強するには費用と時間が莫大にかかるため、局所的弱点箇所を精度よく抽出して、適切な対策を施すことが求められる。しかし、現行の河川堤防の耐震性照査においては、(1)粒径の比較的大きいシルトが支配的な場合やN値が小さく軟弱な状態にあっても粘性土の地震被害が十分に想定されていないこと、(2)地層不整形性に起因する複雑な波動伝播の影響が考えられていないこと、(3)堆積状態の不均一性などの地盤が有する不確実性の影響が十分には考慮されていないこと、ならびに、(4)耐震性照査に用いる設計用地震動は加速度応答スペクトルで

規定されることが多く地震動継続時間の影響が十分には検討されていないこと、などの課題が存在する。南海トラフ地震や首都直下地震など、巨大地震の発生が危惧される昨今、地震発生時に何が起き、どのような被害が生じるのかを正確に把握することが求められている。しかしながら、外力として、どのような地震が発生するのかは私達にはわからない。そのため、精緻な地震被害予測のためには、砂から粘土に至るまで、各種土材料を詳細にモデル化するとともに、現地で想定しうる様々な外力を考慮に入れた耐震性能照査を実施し、被害実態の把握、危険個所の抽出や対策効果の確認を行うことが必要となる。

本報では、南海トラフ地震による地震被害が危惧される徳島県那賀川に築造された河川堤防を対象に、特に地震動継続時間とその周期特性に着目した地震応答解析を実施し、地震動特性が地震被害に及ぼす影響を数値解析的に検討した。用いた解析コードは水～土連成有限変形解析コード<sup>1)</sup>で、土骨格の弾塑性構成式として砂から粘土、両者の混在した中間土から特殊土までを同じ理論的枠組で記述するSYSカムクレイモデル<sup>2)</sup>を搭載している。

## 2. 解析対象地点の地層構成と弾塑性モデル化

本研究で対象とした徳島県那賀川は典型的な三角州地形であり、広域の軟弱地盤である。南海トラフ地震の震源とも近く、地震時の液状化被害が危惧される。当該地域のハザードマップ<sup>3)</sup>から、河川流域全域で予想される震度が大きく、液状化危険度は河川流域のほぼ全域で極めて高いことがわかる。那賀川の地層縦断面図を図1に示す(図面左が上流)。表層から埋め土層(B層)、沖積砂層(As層)、沖積粘土層(Ac層)、沖積砂礫層(Ag層)が堆積し、その下は硬質な洪積層(D層)となっている。As層とAc層は物性の違いから二層に分けられる。上流から下流に向かうにつれて洪積層が沈み込み、Ac層が次第に厚くなる。また、N値の分布はいずれも上流から下流に向かうほど小さくなる傾向にあり、下流ほど軟弱である。実際、事前の耐震性照査では下流域において要対策区間と判定され、耐震工事(堤体嵩上げと法尻付近の静的締固め工法による地盤改良)が実施されている。本報では、Ac層が厚く、要対策区間に認定された下流域地盤を解析対象とした。原位置調査の結果、B層とAs1層は液状化強度の小さい緩い砂質土、As2層は中密な砂質土、Ac1層はN値の小さい粘性土、Ac2層は圧縮性が大きいシルト質粘性土であることがわかった。

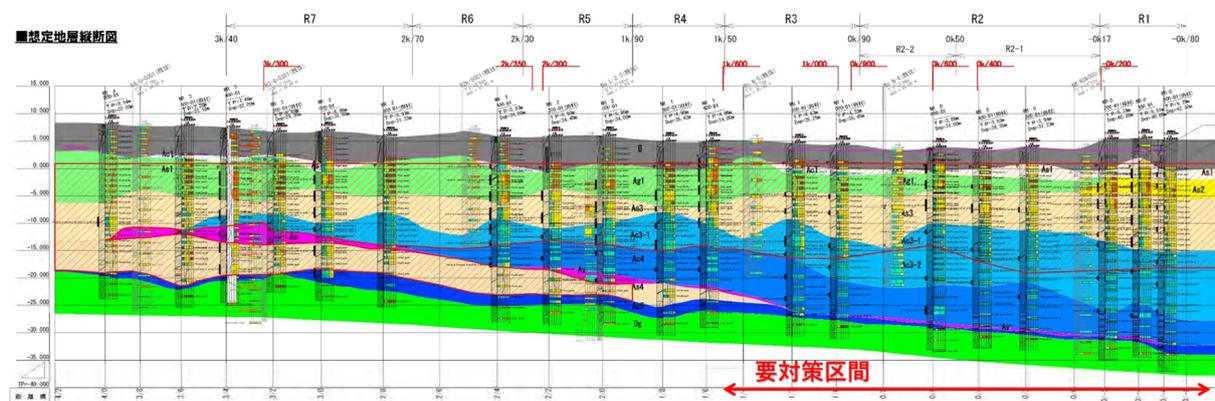


図1 那賀川の地層縦断面図

これら情報をもとに作成した有限要素メッシュを図2に、解析に用いた各層の弾塑性性状を表1に示す。有限要素メッシュは耐震対策後のみ示している。堤体周辺部の拡大図になるが、境界条件が解析結果に影響しないように側方には解析領域を十分に広く確保している。弾塑性性状は現位置試験結果をもとに決定し、地盤改良部分は実際の改良率を考慮して密な砂質土に置換することで再現した。また、地下水位面より上の要素は周囲を常に水圧ゼロとすることで、簡易的に不飽和状態を模擬した(過剰間隙水圧は発生しない)。境界条件として、両側面に単純せん断境界<sup>4)</sup>を、底面には $V_s=580\text{m/s}$ に相当する粘性境界<sup>1,5)</sup>を設けた。地震入力時は底面全節点の水平方向に等しく地震動を入力し、地震中から地震後10年間の圧密変形までを一貫して解析した。

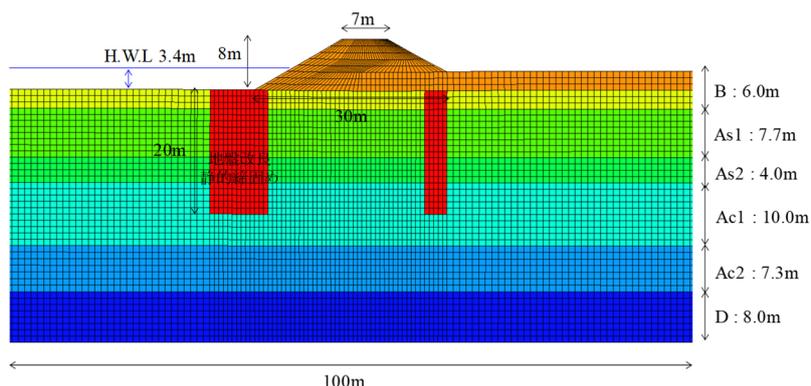


図2 堤体周辺の有限要素メッシュと地層構成

表1 解析に用いた弾塑性性状

	B	As1	As2	Ac1	Ac2	D
<b>弾塑性パラメータ</b>						
限界状態定数 $M$	1.20	1.13	1.22	1.41	1.48	1.15
NCL の $p=98.1\text{kPa}$ での比体積 $N$	1.67	1.65	1.64	2.10	2.80	1.72
圧縮指数 $\tilde{\lambda}$	0.049	0.046	0.049	0.143	0.295	0.006
膨潤指数 $\tilde{\kappa}$	0.0049	0.0046	0.0049	0.0014	0.0030	0.0006
ポアソン比 $\nu$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
<b>発展則パラメータ</b>						
構造劣化指数 $a$	3.84	7.81	3.16	0.45	0.23	6.2
$-D_v^p$ と $\ D_s^p\ $ の比 $c_s$	0.94	0.99	0.92	0.41	0.54	0.98
正規圧密土化指数 $m$	0.33	0.14	0.42	4.88	11.27	0.18
回転硬化指数 $br$	2.38	6.91	1.78	0.09	0.03	4.89
回転硬化限界面 $m_b$	0.94	0.17	0.98	1.00	1.00	0.51
<b>初期状態</b>						
応力比 $\eta_0$	0.545	0.545	0.545	0.545	0.545	0.545
構造の程度 $1/R^*_0$	3.0	2.8	2.9	4.4	4.3	1.2
過圧密の程度 $1/R_0$	27.7	32.0	28.4	3.5	1.2	770
異方性の程度 $\epsilon_0$	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
土粒子密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.71	2.72	2.72	2.71	2.71	2.70
透水係数 $k$ (cm/s)	$1.2 \times 10^{-3}$	$6.3 \times 10^{-3}$	$7.9 \times 10^{-4}$	$2.3 \times 10^{-7}$	$8.0 \times 10^{-6}$	$1.0 \times 10^{-7}$

### 3. 地震応答解析

#### 3.1 想定南海トラフ地震における耐震性照査

最初に、現地で想定されている南海トラフ地震が発生した時の耐震性照査を実施した。入力地震動を図3に示す(左図が加速度の時刻歴、右図はフーリエ振幅スペクトル)。この地震動は解析対象地点周辺で想定される南海トラフ地震であり、2012年に内閣府「南海トラフ巨大地震モデル検討会<sup>6)</sup>」が公開したデータである。最大加速度は約 $9.0\text{m/s}^2$ と大きく、継続時間も $T_b=61.87\text{s}$ 、 $T_p=45.34\text{s}$ と長い(以後、地震A)。ここで、 $T_b$ : $b$ 継続時間とは地震記録の振幅が「あるレベル」を最初に越える時間と最後に越える時間の時間長として継続時間を定めるものである<sup>7)</sup>。「あるレベル」は $p$ 継続時間に合わせて最大振幅の10%とした。一方、 $T_p$ : $p$ 継続時間とは地震記録の全パワーの90%を含む区間長として継続時間を定めたものである<sup>8)</sup>。図4に耐震対策前の地震終了直後における有効応力減少比とせん断ひずみ分布を示す。有効応力減少比は初期平均有効応力を地震中に発生した過剰間隙水圧で除したものである。初期の0から値が増加するほど有効応力が減少したことを意味し、1に達すると地盤は剛性を失って液状化したこと

を意味する。有効応力減少比を見ると、飽和しているB層とAs1層は1に達して液状化している。一方、深部粘性土層は、Ac2層で若干の有効応力減少比の増加が見られるが、表層砂質土のように剛性を失うまでには至っていない。せん断ひずみを見ると、堤体直下の液状化層で深く沈み込みながら円弧上の滑りが発生し、堤体は大きく損傷している。天端高さは照査外水位を下回り、事前の耐震性照査同様、耐震性を満足しないと判定された。図5には、耐震対策後の解析結果を示す。せん断ひずみを見ると、堤体内でひずみが卓越するものの、法尻の改良体が側方流動を抑止し、基礎地盤の変状を低減している。対策前と同様に表層で液状化は生じるものの、耐震対策によって地震後の天端高さは照査外水位を上回り耐震性を満足することを確認した。

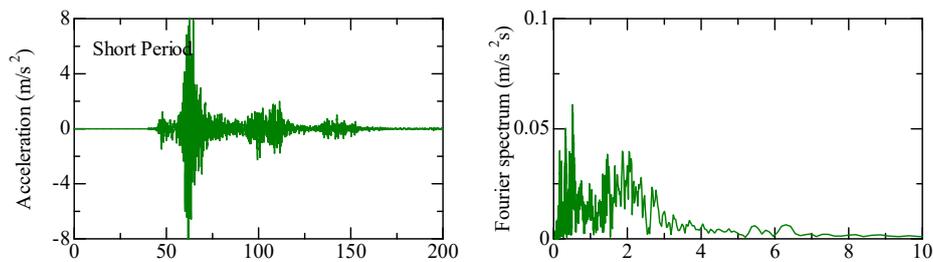


図3 想定南海トラフ地震（地震A：短周期卓越）

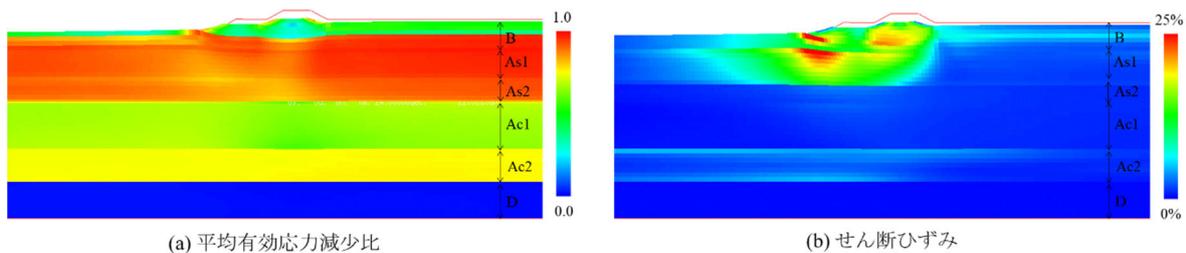


図4 地震終了直後の有効応力減少比およびせん断ひずみ分布(対策前, 地震A)

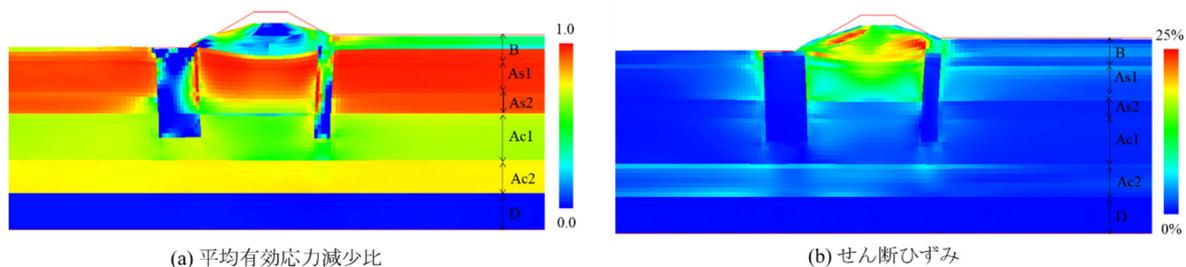


図5 地震終了直後の有効応力減少比およびせん断ひずみ分布(対策後, 地震A)

### 3.2 地震動の周期特性の影響

3.1では内閣府が公開する想定南海トラフ地震（地震A）による耐震性照査の結果、対策後の堤防は耐震性を満足する（天端高さは照査外水位を下回らない）ことを確認した。しかし、地震Aのフーリエ振幅スペクトルを改めて確認すると、2秒以下の短周期成分が支配的であり、3秒以上のやや長周期成分がほとんど含まれていない。そこで本節では、地震動の長周期成分が地震被害に及ぼす影響を検討した。図6は同じく解析対象地点周辺で想定される南海トラフ地震であるが、2015年に内閣府の「南海トラフの巨大地震モデル検討会及び首都直下地震モデル検討会<sup>9)</sup>」が公開した長周期地震動データであり、主として高層建築物の共振や石油タンクのスロッシングなど、固有周期の大きい構造物の耐震性照査に用いられている。最大加速度は約1.5 m/s<sup>2</sup>

と小さいが、2秒以上の長周期成分が支配的である（以後、地震B）。一方で、地震動Bは2秒以下の短周期成分をほとんど有さない。そこで、地震Aと地震Bの2つの想定南海トラフ地震動を接続周期2～3秒で線型的にハイブリッド合成して、図7に示す短周期～長周期まで幅広い周期帯の波を有する広帯域地震動（以後、地震C）を作成した。加速度履歴の概形は地震Aと大差ないが、フーリエ振幅スペクトルを見ると、3秒以上のやや長周期成分を含んでいることが確認できる。なお、地震動Bの継続時間は $T_b=61.34s$ 、 $T_p=109.4s$ 、地震動Cの継続時間は $T_b=61.87s$ 、 $T_p=56.80s$ と、ともに継続時間は長い。

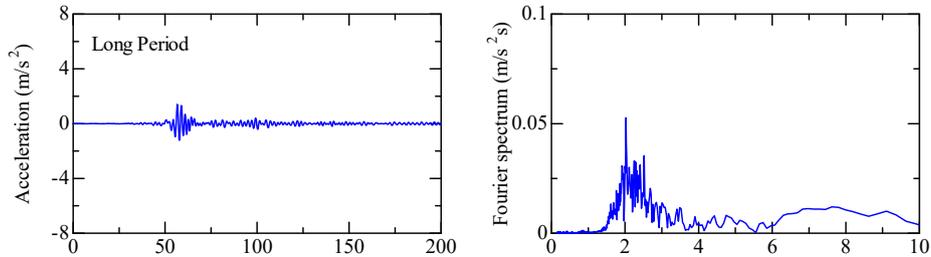


図6 想定南海トラフ地震（地震B：長周期卓越）

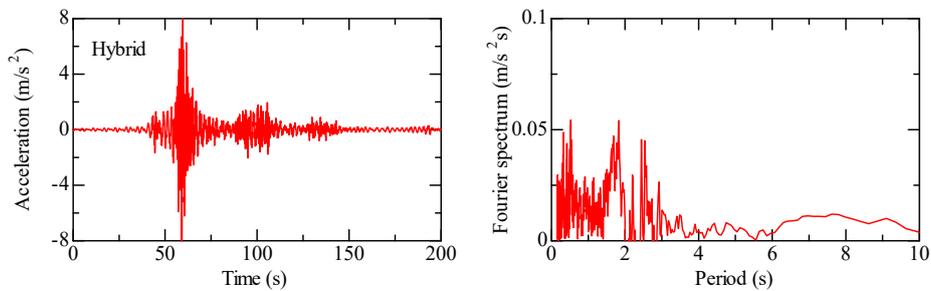


図7 想定南海トラフ地震（地震C：広帯域）

図8に地震Bを入力した時の解析結果を示す。加速度が小さいため、地震Aと比べて砂質土層における有効応力減少比の増加の程度は小さい。しかし、深部Ac2層を比較すると、地震Aよりも有効応力減少比は大きくなっており、地盤内の剛性低下は相対的にAc2層で大きくなっている。せん断ひずみを見ると、液状化していないので砂質土の変状は小さく抑えられているが、深部粘性土層におけるひずみ発生が見られる。一般に、粘性土は砂質土よりも地震被害が発せにくい／少ないと言われているが、長周期成分の卓越する地震Bによる強い揺れによって、軟弱粘性土層が乱されて剛性低下した<sup>10)</sup>。

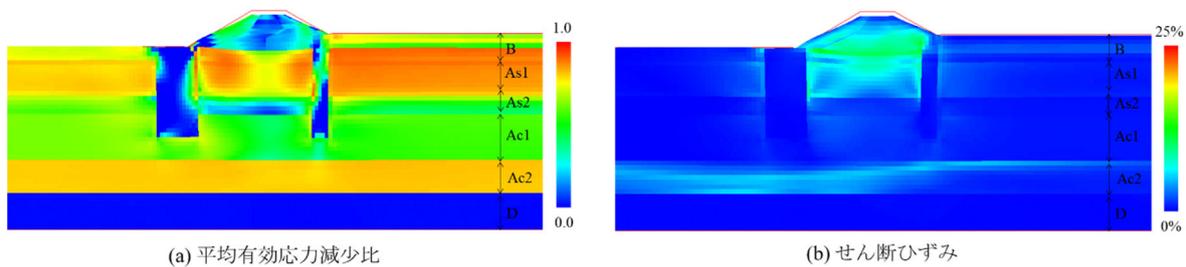


図8 地震終了直後の有効応力減少比およびせん断ひずみ分布（対策後、地震B）

図9に地震Cを入力した時の解析結果を示す。加速度レベルは大きく継続時間が長いことに加えて、長周期成分も含むため、非常に大きな揺れが生じる。そのため、砂質土だけでなく粘性土層でも大きく有

効応力が減少／剛性低下している．一般的には河川堤防の耐震対策は液状化層が対象となるため，当該地点でも地盤改良は浅部砂層の液状化対策を目的に実施されている．せん断ひずみは地盤の広範（砂質土層～粘性土層）で発生し，特に改良体下部の粘性土層で局所的に大きくなって深部で貫通する．本解析結果が示すように，軟弱粘性土層が地震動によって乱される場合，十分な対策効果が得られずに深部で大きな残留変形が生じる危険性があることを示唆している．地震被害と言うと砂質土の液状化被害が注目されがちだが，粘性土地盤であっても，比較的粒径の大きいシルト分を多く含む場合や，高含水比で軟弱な状態にある場合は実際に地震被害が観測されている<sup>11), 12)</sup>など．

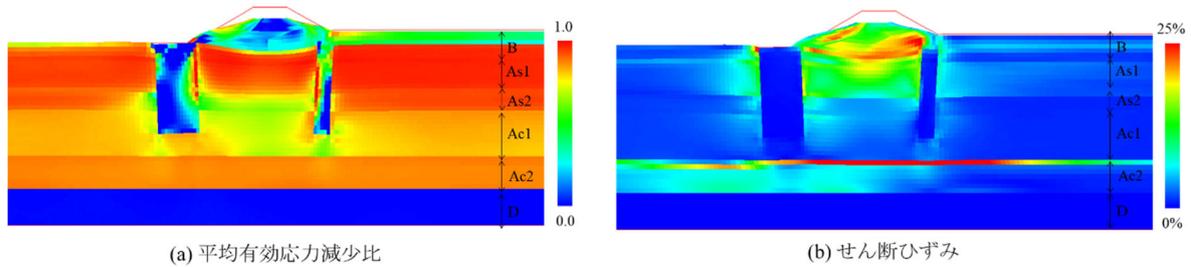


図9 地震終了直後の有効応力減少比およびせん断ひずみ分布(対策後，地震C)

### 3.3 地震動継続時間の影響

1.でも述べたように，耐震性照査に用いる設計用地震動は加速度応答スペクトルで規定されることが多く地震動継続時間の影響が十分には検討されないといった課題が存在する．3.1と3.2では，地震動の周期特性に着目し，地震被害に及ぼす影響を検討した．本節では地震動特性のうち，地震動の継続時間に着目し，河川堤防の地震被害に及ぼす影響を検討した．そこで，継続時間の影響を検討するために，加速度応答スペクトルは等しいが，継続時間の異なる地震動を作成した．図10～図12に解析に用いた3つの入力地震動を示し，それぞれ，地震a，地震b，地震cと呼ぶ（左図が加速度の時刻歴，右図は加速度応答スペクトル）．これら地震動はARTEQ（㈱構造計画研究所）を用いて，河川堤防耐震性能照査で規定される応答スペクトル（図中の黒破線，レベル2-1地震動：発生頻度が低いプレート境界で発生する大規模な地震）に適合させた継続時間の異なる地震動である．地震波形の包絡関数は相似形となるようにし，位相角は $0\sim 2\pi$ の一様乱数で与えた．地震応答スペクトルからわかるように，いずれの地震動も短周期～長周期成分までを幅広く含む広帯域地震動である．なお，地震動aの継続時間は $T_b=13.33s$ ， $T_p=8.88s$ ，地震動bの継続時間は $T_b=26.49s$ ， $T_p=18.21s$ ，地震動cの継続時間は $T_b=106.24s$ ， $T_p=72.64s$ である．

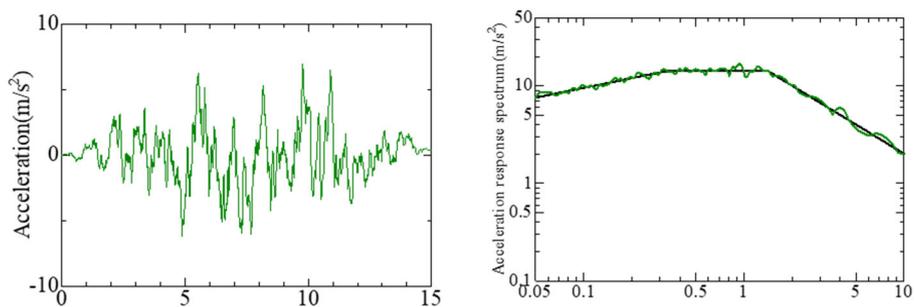


図10 継続時間が短い地震動（地震a）

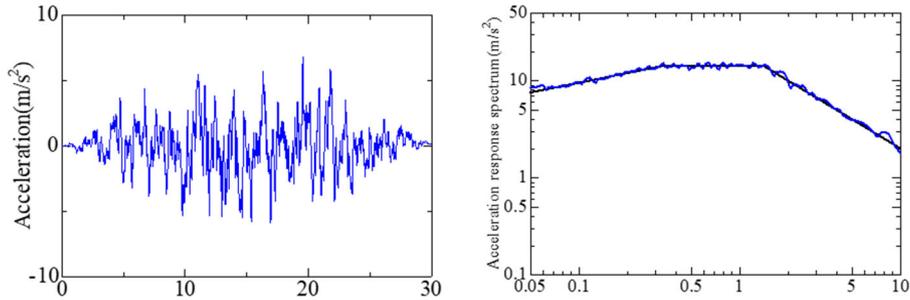


図11 継続時間が中程度の地震動（地震b）

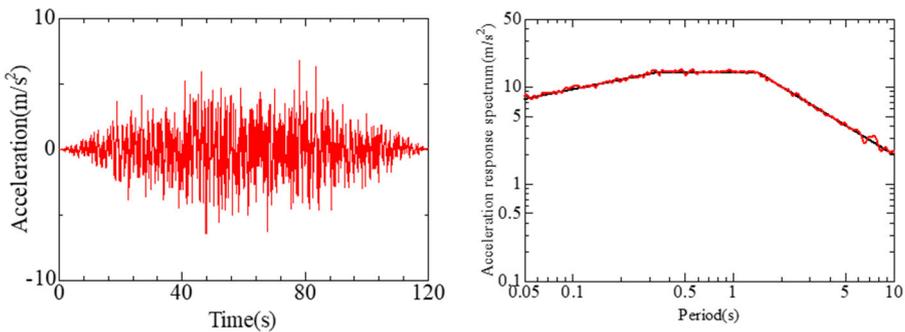
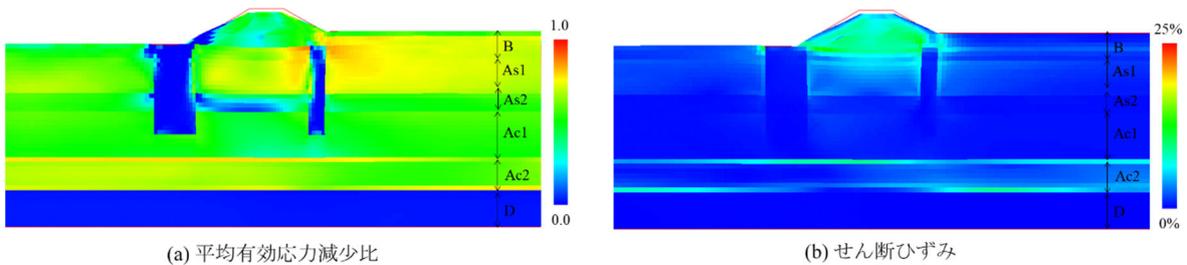


図12 継続時間が長い地震動（地震c）

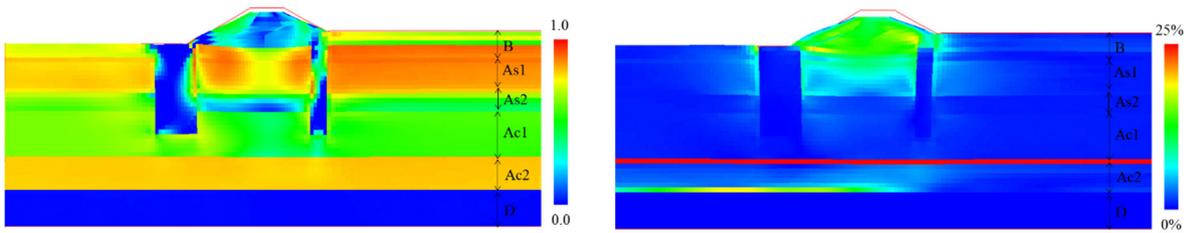
図13～図15に各地震動を入力したときの解析結果を示す．有効応力減少比を見ると，地震動継続時間が長いほど有効応力減少の程度が大きい．特に地震cでは，砂質土であるB層およびAs1層はほぼ全域で1に到達して液状化している．また，元々広帯域地震動であるため，砂質土層に加えて，深部粘性土Ac1・Ac2層でも有効応力減少が顕著に見られる．続いて，せん断ひずみを見ると，継続時間が長いほど特に盛土部分で変状が大きい．すべての地震動において深部粘性土，Ac1層とAc2層境界部でも変状が集中する．これは長周期震動によって，軟弱な粘性土が乱されたことに起因する．図16は堤体法尻部における水平変位量と堤体天端中央部における沈下量を示す．水平変位に着目すると，震動初期の最大水平変位に大きな差異はないが，継続時間が長いほど残留変位が大きい．一方，沈下量に着目すると，一度収束しかけた沈下が10<sup>5</sup> s付近（地震発生から約1日後）から再び加速化している．図17には地震c入力時の堤体天端中央部における層別沈下量を示すが，沈下の遅れは粘性土層で生じていることがわかる．地盤の乱れに起因して過剰間隙水圧が蓄積すると，地震後に有効応力の回復に伴う圧密沈下が発生するが，粘土層は透水性が低いため，地震によって乱されると地盤変状は長期にわたって継続する危険性がある．以上から，同一応答スペクトルを有する地震動であっても，継続時間が長いほど地震被害が甚大化することを示した．これは砂質地盤の液状化や粘性土の乱れなど，地盤が示す弾塑性応答に起因する．



(a) 平均有効応力減少比

(b) せん断ひずみ

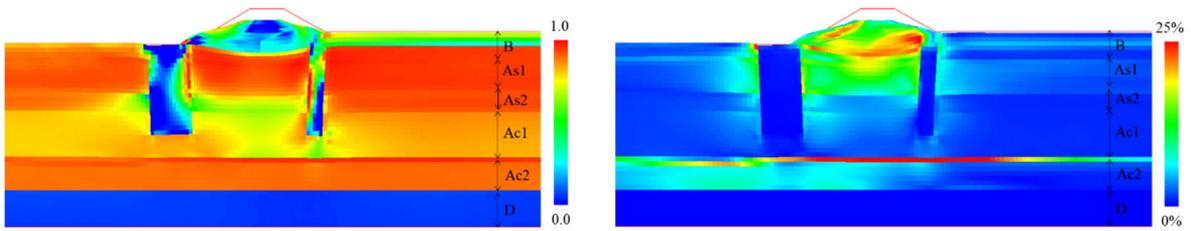
図13 地震終了直後の有効応力減少比およびせん断ひずみ分布(地震a)



(a) 平均有効応力減少比

(b) せん断ひずみ

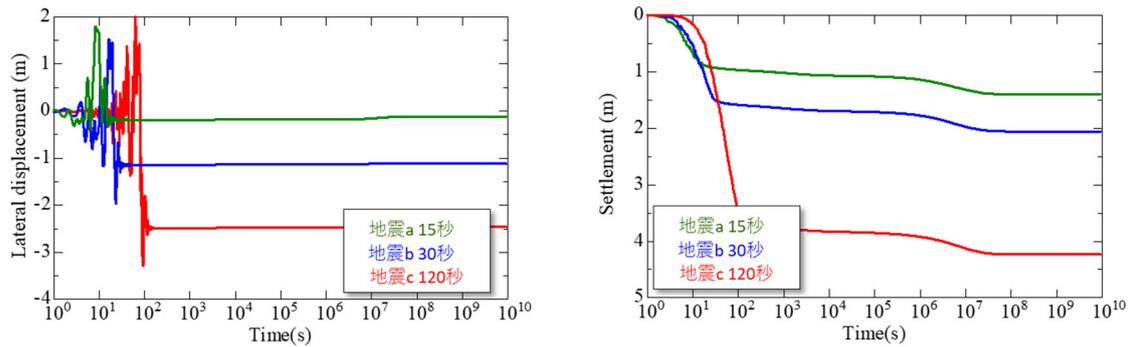
図14 地震終了直後の有効応力減少比およびせん断ひずみ分布(地震b)



(a) 平均有効応力減少比

(b) せん断ひずみ

図15 地震終了直後の有効応力減少比およびせん断ひずみ分布(地震c)



(a) 堤体尻部における水平変位量

(b) 堤体天端中央部における沈下量

図16 地震動継続時間が異なるときの堤体被害の比較

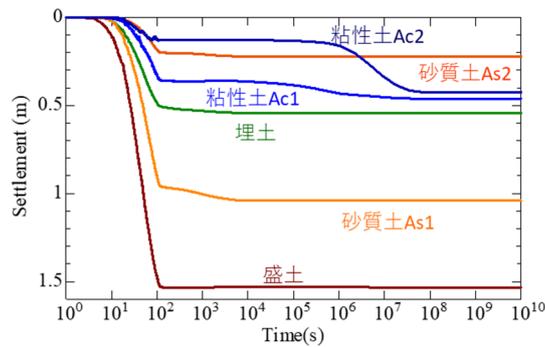


図17 堤体天端中央部における層別沈下量(地震c)

#### 4. おわりに

本報では河川堤防の地震時被害に及ぼす地震動の卓越周期と継続時間の影響を数値解析的に調べた。その結果、入力地震動の長周期成分が卓越していると、砂層の液状化だけでなく、従来は地震被害が発生にくいと考えられてきた粘性土層においても強い揺れによって地盤が乱され、被害が甚大化することを示した。また、河川堤防の耐震性照査に用いる設計用地震動は応答スペクトルで規定されることが多いが、特に強い弾塑性応答を示す軟弱地盤の場合は、地震動の継続時間の影響が大きいことを示した。詳細な被害予測のためには、周期特性や継続時間といった地震動特性をきちんと考慮することが重要であることを数値解析的に指摘した。

#### 謝 辞

本検討は、防災対策に資する南海トラフ地震調査研究プロジェクトに関するもので、一部はJSPS科研費22H01742の助成も受けた。また、弾塑性モデル化に使用した地盤情報は、馬場俊孝教授（徳島大学）、蔣景彩教授（徳島大学）のお力添えのもと、国土交通省那賀川河川事務所から提供いただいた。ここに謝意を表する。

#### 参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 徳島県防災・減災マップ: <https://maps.pref.tokushima.lg.jp/bousai>
- 4) Takaine, T., Tashiro, M., Shiina, T., Noda, T., 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.
- 5) Lysmer, J., and Kuhlemeyer, R.L.: Finite dynamic model for infinite media. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, 98(EM4), pp. 859-877, 1969.
- 6) 南海トラフ巨大地震モデル検討会: <https://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/model/>
- 7) Bolt, B.A.: Duration of strong ground motion, *Proc. of the 5th World Conf. on Earthquake Eng.*, pp.1304-1313, 1973.
- 8) M. D. Trifunac and A. G. Brady: A study on the duration of strong earthquake ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America* 65(3), 581-626, 1975.
- 9) 南海トラフの巨大地震モデル検討会及び首都直下地震モデル検討会: [https://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/nankaitrough\\_report.html](https://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/nankaitrough_report.html)
- 10) Nakai, K., Noda, T. and Kato, K.: Seismic assessment of river embankments reinforced by the sheet pile constructed on a low N-value soft ground, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.54, No. 10, pp. 1375-1396, 2017.
- 11) Chu, D. B., Steward, J. P., Boulanger, R. W. and Lin, P. S.: Cyclic softening of Low-plasticity clay and its effect on seismic foundation performance, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(11), pp. 1595-1608, 2008.
- 12) Sato, H., Nhan, T. T. and Matsuda, H.: Earthquake-induced settlement of a clay layer, *Soil dynamics and earthquake engineering*, 104, pp. 418-431, 2018.

# **Effects of duration and frequency characteristics of input earthquake motions on seismic damage of river levees**

NAKAI Kentaro<sup>1)</sup>, NODA Toshihiro<sup>2)</sup>

1) Associate Professor, Nagoya University, Dr. Eng.

2) Professor, Nagoya University, Dr. Eng.

## **ABSTRACT**

We conducted a seismic response analysis focusing on seismic duration and its frequency characteristics. It is shown that when the low-frequency component of the input earthquake motion is dominant, not only liquefaction in sandy layers but also damage in clayey layers, which are conventionally considered to be less susceptible to seismic damage, is caused by strong shaking. In addition, the earthquake motion for designing river levees are often specified by the seismic response spectrum and the effect of duration is not explicitly taken into account, but in soft ground with strong elasto-plasticity, the effect of seismic motion duration becomes significant.

*Keywords: Seismic response analysis, Seismic duration, Frequency characteristics*