



## 地震動の加速度振幅と継続時間が河川堤防の変形に及ぼす影響

余川弘至<sup>1)</sup>、田辺晶規<sup>2)</sup>、八嶋厚<sup>3)</sup>、杉戸真太<sup>4)</sup>、  
沢田和秀<sup>5)</sup>、久世益充<sup>6)</sup>、中山修<sup>7)</sup>、星加泰央<sup>8)</sup>

- 1) 学生会員 岐阜大学工学研究科 修士  
e-mail: m3812104@edu.gifu-u.ac.jp
- 2) 非会員 建設技術研究所、修士
- 3) 正会員 岐阜大学工学部、教授 工博
- 4) 正会員 岐阜大学 流域圏科学研究センター、教授 工博
- 5) 非会員 岐阜大学 流域圏科学研究センター、准教授 博(工)
- 6) 非会員 岐阜大学 流域圏科学研究センター、助教 博(工)
- 7) 非会員 (財)国土技術研究センター、次長
- 8) 非会員 東洋建設

### 要約

これまで、大きな地震が発生するたびに、河川堤防の被害が報告されている。これは、自然に形成されてきた河道を改修してきた治水事業の歴史的要因によるところも多く、河川堤防の主な目的である洪水防御機能を優先し、基礎地盤の土質工学的な検討に基づいて構築位置を選び、地盤改良を行うなどの、耐震対策がさほど行われてこなかったことも一因である。しかしながら、河口近くの下流部周辺には都市域が発達していることが多く、地震に伴い津波や高潮の襲来する危険性も大きいことから、河川堤防の耐震性向上の必要性が高まっている。1995年兵庫県南部地震では、堤防直下の地盤が液状化したことによる、堤体の沈下や変形が多く見られた。過去に発生した1964年新潟地震、2004年新潟県中越地震、2007年新潟県中越沖地震においても、河川堤防で様々な被害が報告されている。信濃川中流域は、厚く堆積した沖積砂層地盤上に、河川堤防が構築されており、液状化による被害が想定される。本研究では、信濃川中流域を対象として2次元有効応力解析プログラムLIQCAにより、過去の被害事例の再現を試み、河川堤防の被災メカニズムの推定を行った。さらに、1964年新潟地震、2004年新潟県中越地震、2007年新潟県中越沖地震の推定地震動波形を用いて、地震動の継続時間や加速度振幅の大きさが、液状化発生による河川堤防の被害にどのような影響を及ぼすかについて検討を行った。その結果、液状化に伴う河川堤防の変形は、地震動の加速度振幅だけではなく、地震動の継続時間にも大きな影響を受けることを明らかにした。

キーワード： 液状化、河川堤防、有効応力解析、地震

# 1. はじめに

地震時の地盤の液状化により、社会基盤に甚大な被害をもたらされることが認識されたのは1964年の新潟地震や同年に発生したアラスカ地震以降である。現在に至るまで、液状化現象について、世界中で精力的に研究<sup>1)</sup>が継続されている。これらの研究によって得られた工学上の知見は、液状化発生危険度の判定や、各種の液状化対策工法に生かされ、社会に大きく寄与してきた。しかし、河川堤防などの土構造物は、大きな地震が発生するたびに、液状化による被害を受けてきた<sup>2)</sup>。

河川堤防の地震による被害事例<sup>3)~7)</sup>から、その被害形態はいくつかのパターンに分けることができる。図1に河川堤防の代表的な被害形態を示す。①型の被害は堤防の法面が崩壊する形態、②型は①型より大きな堤体のすべり破壊形態である。③型の被害は、堤体を支える基礎の破壊により堤体の破壊が生じる形態で、④型は堤体全体が、外形をとどめながら全体的に陥没した形態である。

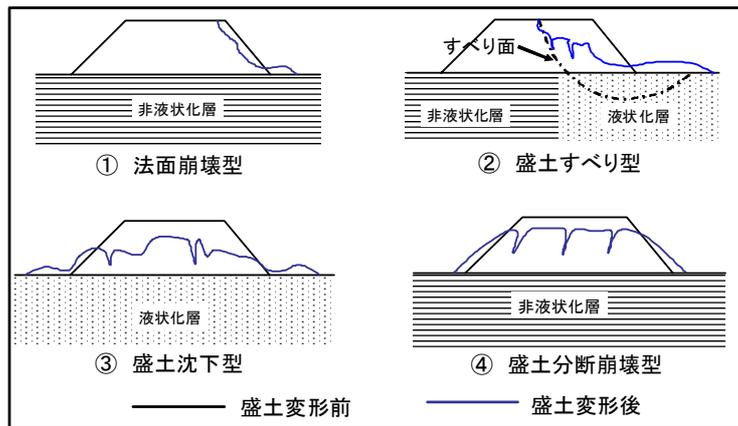


図1 地震時の河川堤防の被害形態パターン

①型の被害の場合には、法面が崩壊するのみで、堤体の大部分は残存するため、堤防としての機能は保たれる。しかし、②~④型の場合には、天端が沈下するため、堤防の機能である洪水防御機能が損なわれる場合があり、注意しなければならない。既往の研究<sup>2)</sup>によると、③型の破壊形態を示す場合は、他の形態に比べて、天端の沈下量が大きくなることが指摘されている。③型の破壊形態を示した河川堤防を、写真1に示す。この写真は、1995年の兵庫県南部地震直後に撮られた淀川下流左岸西島地区の写真<sup>8)</sup>である。堤体が崩壊し、大きく沈下している様子がわかる。このような被害は、この地区を含めて1.8kmに渡って見られた。この地区では、厚い沖積砂層と沖積粘土層が堆積しており、沖積砂層のN値は、上層部で2~5、下層部で11~14であった。また地下水位が、GL-1mと非常に浅いため、液状化しやすい地区であったことが推測される。図2に、この地区の地盤構成を示す。



写真1 淀川河口部左岸西島の堤防崩壊<sup>8)</sup>

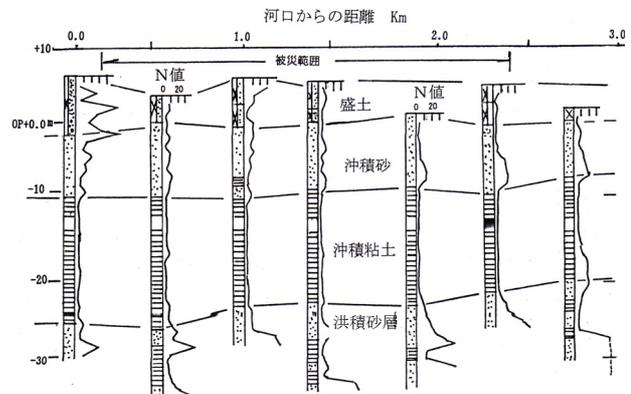


図2 淀川河口部の地盤構成<sup>8)</sup>

この淀川堤防の崩壊メカニズムを解明するために、さまざまな手法により再現解析が行われた<sup>9)~11)</sup>。これらの再現解析によると、地震動によって、盛土周辺の砂質地盤に液状化が発生すると、砂質地盤の側方拘束が弱まり、地盤が側方に流動するため、堤体が沈下したと結論づけている。これらの研究や調査により、地下水位が高く、緩く厚く堆積した砂層の液状化は、堤体の大沈下を引き起こす大きな原因となることがわかった。

本研究で対象とした信濃川中流域にある河川堤防も、過去に発生した1964年新潟地震、2004年新潟県中越地震および2007年新潟県中越沖地震で、堤体の沈下被害が報告されている。この地域は、信濃川の氾濫に伴って生成されたため、砂層が厚く堆積している<sup>12)</sup>。堆積した砂層上に河川堤防が構築されているため、淀川の河川堤防と同じ破壊メカニズムで被災したと考えられる。さらに、新潟県にはいくつもの活断層<sup>13)</sup>が存在しているため、今後大きな地震が発生する可能性がある。これらの条件が重なっている地域であるため、地震による河川堤防の耐震性評価や、被害を低減するための適切な対策を講じることが求められている。

現在、河川堤防の耐震性評価方法については、「河川構造物の耐震性能照査指針(案)<sup>14)</sup>」にまとめられている。この指針により、大きな地震に対して、河川の越流を防止する機能が損なわれなければ、堤体にある程度の損傷を許容するという性能設計の概念が取り入れられた。地震時の堤防の変形量や沈下量が重視されたため、耐震性能の照査方法も変更された。従来のように、円弧すべり法により算出された安全率と経験的な堤体の沈下量の関係により、堤体の沈下量を評価する方法ではなく、有限要素法を用いた静的解析法などの変形を直接算定する方法が取り入れられた。しかしこれらは、直接堤防の変形を算定することのできる解析手法であるが、液状化層を仮定する点や、地盤の応力状態と間隙水圧が考慮することができない点から、得られる結果は、実現象を詳細に再現したものではないという指摘もある。また、地震時の外力を、地震動の最大加速度で与えるため、最大加速度が大きな地震ほど、堤体の変形量や沈下量が大きく評価される。しかし、実際の地震動では、地震動の継続時間が長いほど、堤体の変形量や沈下量が大きくなる場合もある<sup>7)</sup>。

以上より、本研究では、地震時の地盤の応力状態や間隙水圧を考慮した上で河川堤防の変形状態を表現でき、地震動の加速度振幅の大きさや、継続時間の影響を考慮できる2次元有効応力解析プログラムLIQCA<sup>15)</sup>により、過去の被害事例の再現を試みた。さらに、地震動の加速度振幅の大きさや継続時間が、河川堤防の被害に与える影響について検討するために、地震動の最大加速度と継続時間の異なる、1964年新潟地震、2004年新潟県中越地震および2007年新潟県中越沖地震の推定地震動波形を用いて解析を行った。それぞれの解析では、河川堤防の変形量や沈下量を含めた耐震性能の評価だけではなく、時々刻々と変化する地盤内の応力状態や過剰間隙水圧から、被災メカニズムの推定も行った。

## 2. 検討断面概要

2004年新潟県中越地震で、被害の大きかった信濃川堤防右岸2.0km(中条地区)の河川堤防を解析の対象とした。図3に、検討断面の概要図と地盤の分布状況を示す。検討断面では、3点でボーリング調査が行われている。ボーリング調査は、2004年新潟県中越地震の後に行われており、天端川表側法肩(図3中のボーリング No. II)は2004年11月に、川裏側小段(図3中のボーリング No. III)および、河川敷(図3中のボーリング No. I)は、2005年11月行われたものである。いずれのボーリング結果も、被災後のボーリング調査結果であるため、2004年新潟県中越地震以前のものではない。このボーリング調査から得られた物性値および室内試験から推定された粘着力<sup>16)</sup>、内部摩擦角<sup>16)</sup>、透水係数を表1に示す。堤体中央の地盤分布は、地表から、盛土層(Bc3、Bc2)、粘性土層(Ac1)、砂質土層(As1)、粘性土層(Ac2)、砂質土層(As2)、粘性土層(Ac3)、砂質土層(As2)、粘性土層(Ac3)、砂質土層(As3)の互層からなっている。Ac2以深地盤では、N値が大きい良質な地盤が分布している。一方、それ以浅では、盛土層を含めてN値が小さい緩い地盤が分布している。地下水位は、2004年新潟県中越地震発生直後(2004年10月21日18時00分)の河川水位である標高12.7mに設定した。

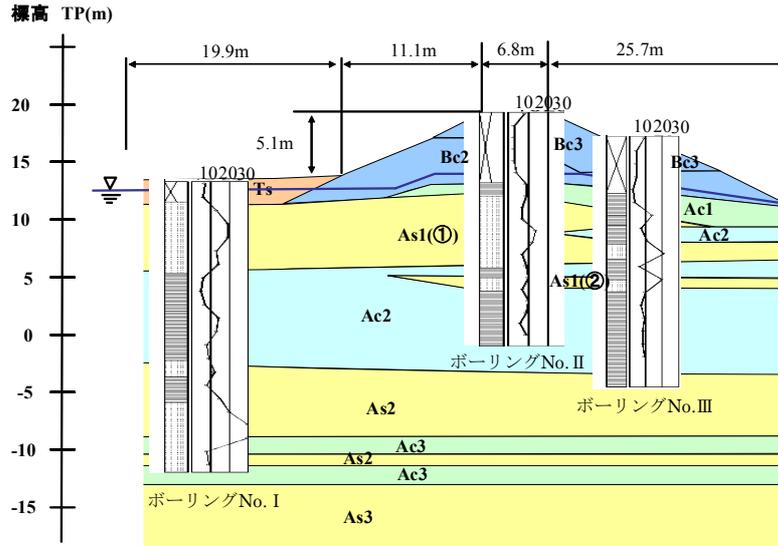


図3 検討断面の概要図と地盤の分布状況

表1 地盤定数(2004年～2005年時点)

地層区分	土質分類	湿潤重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	N値	細粒分含有率 $F_c$ (%)	平均粒径 $D_{50}$ (mm)	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)	透水係数 $k$ (cm/sec)
Ts	盛土(シルト)	18	7	29	0.30	48	0	$2.0 \times 10^{-4}$
Bc3	盛土(細砂)	18	4	48	0.35	48	0	$2.0 \times 10^{-4}$
Bc2	盛土(砂質シルト)	18	4	75	0.31	48	0	$8.0 \times 10^{-4}$
Ac1	粘性土	14	3	81	0.03	69	0	$1.0 \times 10^{-6}$
As1(①)	砂質土	18	10	6	0.33	0	30	$4.0 \times 10^{-3}$
As1(②)	砂質土	18	20	8	0.35	0	30	$4.0 \times 10^{-3}$
Ac2	粘性土	17	10	100	0.01	59	0	$1.0 \times 10^{-6}$
As2	砂質土	19	40	18	0.25	0	47	$7.0 \times 10^{-4}$
Ac3	粘性土	17	15	100	0.01	88	0	$1.0 \times 10^{-6}$
As3	砂質土	19	50	10	0.25	0	47	$7.0 \times 10^{-4}$

### 3. 初期応力解析

地震前の地盤内の応力状態を適切に把握するため、自重解析を行った。自重解析の拘束条件は、メッシュの下端面でx-y固定、解析領域の側方両端をx固定(鉛直ローラー)とした。図4に、初期応力解析で得られた平均有効応力 $\sigma'_m$ のコンター図を示す。

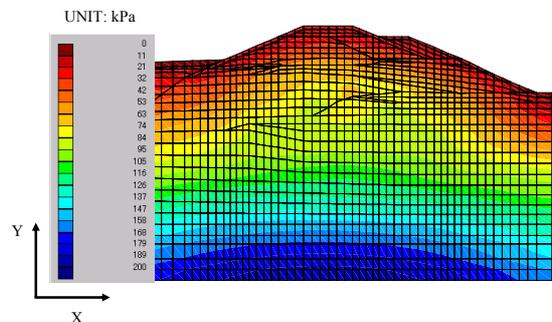


図4 初期応力解析後の平均有効応力 $\sigma'_m$ のコンター図

#### 4. 入力地震動の算定

本研究の対象とした地震動は、1964年新潟地震、2004年新潟県中越地震および2007年新潟県中越沖地震である。それぞれ、工学的基盤( $V_s=500$  (m/sec))における地震動をEMPR(非定常スペクトル合成法による強震動予測モデル<sup>17)</sup>)を用いて算定した。対象とした3つの地震の断層パラメータを表2に、断層位置ならびに震源位置を図5に示す。

表2 断層パラメータ

地震動	地震モーメント (dyne·cm)	断層面の大きさ		破壊伝播速度 (km/sec)	地震波伝播速度 (km/sec)
		幅 (km)	深さ (km)		
1964年 新潟地震 <sup>18)</sup>	$3.02 \times 10^{27}$	80.0	30.0	2.50	3.00
2004年 新潟県中越地震 <sup>19)</sup>	$1.20 \times 10^{26}$	42.0	24.0	2.50	
2007年 新潟県中越沖地震 <sup>20)</sup>	$1.62 \times 10^{26}$	30.0	24.0	2.50	

表3 入射基盤での最大加速度および地震動継続時間  $t_{90}$

地震名	最大加速度 (gal)	継続時間 $t_{90}$ (sec)
1964年 新潟地震	243.3	26.56
2004年 新潟県中越地震	182.2	8.70
2007年 新潟県中越沖地震	129.4	19.38

(基盤のせん断波速度は  $V_s=295$  (m/sec)を想定)

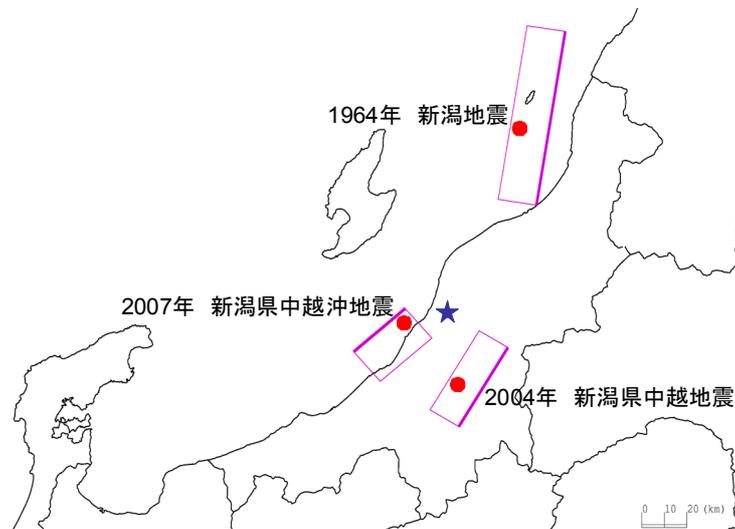
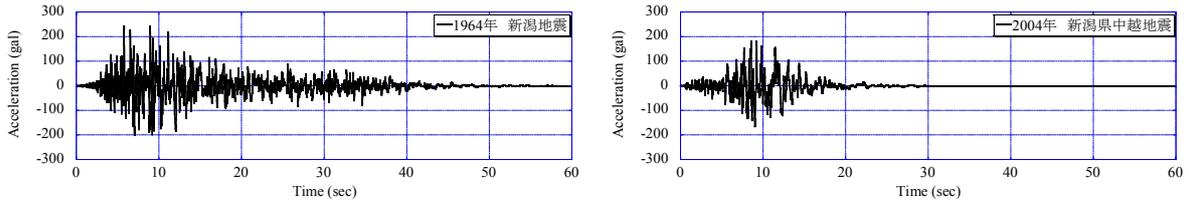


図5 震源および断層モデル (赤丸は震源位置、星印は検討断面位置)

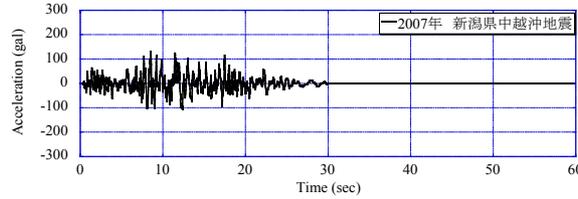
本検討で対象とした3つの地震のうち、2004年と2007年の地震では、KIK-net観測点において多くの強震記録が得られている。そこで、新潟県内の観測点で得られたいくつかの記録に基づき、それぞれの地震特有のスペクトル特性を反映した基盤波形シミュレーションを行った<sup>21)</sup>。各地震による当該地点での基盤地震動の算定について、それぞれ下記の(1)~(3)に示す。

図6(a)~(c)に、本解析で得られた当該地点での3つの地震による解放基盤 ( $V_s=295$  (m/sec)相当)での加速度波形(2E波)を示す。また、本論文では、地震動継続時間の定義として $t_{90}$ を用いる。 $t_{90}$ とは、加速度パワーの90%が集中する継続時間 $t_{90}$ (パワーの累積5%~95%までの時間)である。図7に、地震動継続時間 $t_{90}$ の定義を示す。



(a) 1964年新潟地震

(b) 2004年新潟県中越地震



(c) 2007年新潟県中越沖地震

図6 解析基盤 ( $V_s = 295$  (m/sec)) の加速度波形

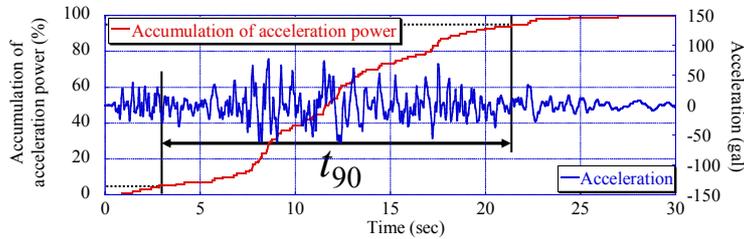


図7 地震動継続時間  $t_{90}$  の定義

(1)1964年新潟地震における地震動の算定

この地震における強震記録としては、地盤の液状化により周波数特性が急激に変化している加速度波形が1地点で得られているのみである。したがって、表2の断層パラメータの情報に基づいて非常スペクトル合成法により当該地点での基盤波形を算出した。震源が断層の中央下部に位置しており、当該地域に対して断層の南部は破壊が近づく方向に、断層の北部は破壊が遠ざかる方向に伝播するタイプとなり、図6(a)に示した加速度波形にはそれらの特徴が反映されている。断層が大きいため強震部の継続時間は40秒程度と長い。なお、地震動の最大加速度と地震動継続時間  $t_{90}$  の値を表3に示した。この地震では、それぞれ243.3gal、26.56秒と算定された。

(2)2004年新潟県中越地震における地震動の算定

この地震の断層規模は、表2に示されるように比較的小さい。これらの震源パラメータの情報に加え、KIK-net観測点で得られた強震記録より当該地震特有のスペクトル特性に関する情報を推定し、この結果を地震動の算定に活用した。具体的には、KIK-net観測点での地中記録から  $V_s=500$  (m/sec)相当の解放基盤波形を算出し、各地点での解放基盤波形に共通して含まれるスペクトル特性と等価なパラメータである、非常スペクトルの重ね合わせ数を地震固有の特性とみなし、非常スペクトル合成法に取り入れる手法である。図8(a)における黒線は、非常スペクトル法におけるM=6クラスの地震の重ね合わせ数を算定したものである。同図の細い緑線は、同地震の各KIK-net観測点での工学的基盤 ( $V_s=500$ (m/sec))相当での波形から算定された重ね合わせ数であり、断層からの距離減衰の効果を補正したものである。これらの周波数軸上での平均値(同図における赤線)をもって、この地震特有のスペクトル特性とみなし、地震動の算定に用いた。同図(b)は、(a)における黒線に対する赤線の値を示したものであり、断層のモデルから得られる重ね合わせ数に対する当該地震の補正係数を示している。この地震の場合、1Hz以上の高振動数領域において、平均的にスペクトル強度が小さい傾向にあることを示している。

また、図5に示される震源断層と当該地点との関係から、断層破壊が当該地点に向かって進行するタイプとなり、算定される加速度波形は図6(b)のように強震部が集中したものとなっている。地震動の最大加速度は182.2gal、継続時間 $t_{90}$ は8.70秒となっている。

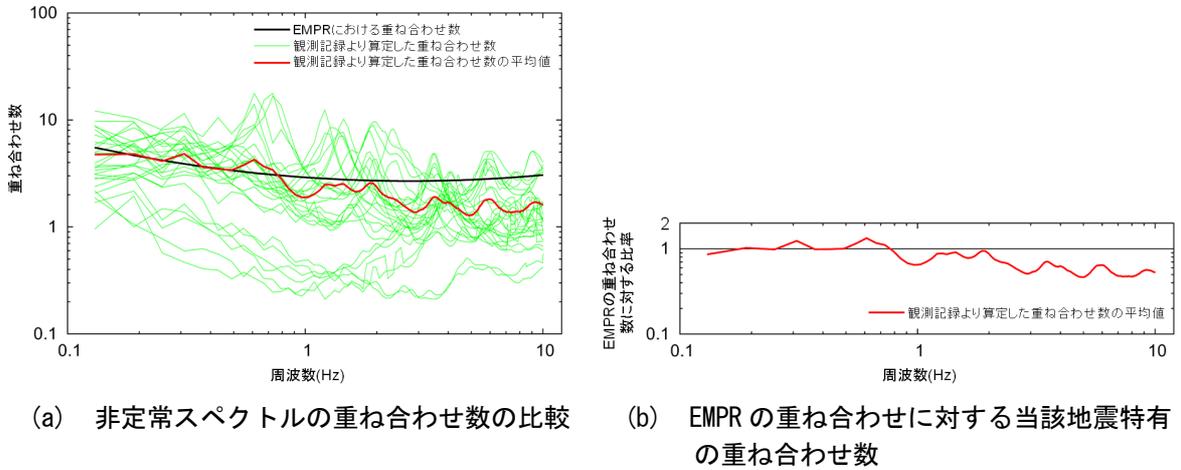


図8 M=6クラスの地震による非常スペクトルの重ね合わせ数の比較 (2004年新潟県中越地震)

(3)2007年新潟県中越沖地震における地震動の算定

この地震の断層規模は、2004年の地震と同様に比較的小さい。前述した2004年の地震と同様に、KIK-net観測点における強震記録に基づいて、この地震特有のスペクトル特性を反映させた強震動シミュレーションを行った。図9には、この地震動固有のスペクトル特性に基づく補正係数を示した。先の2004年の地震動と同様に、高振動数領域において平均的にスペクトル強度が小さくなる傾向を示している。

算定される地震動は、図5に示される震源断層と当該地点との関係から、断層破壊が当該地点から遠ざかる方向に進行するタイプとなり、図6(c)に示されるようにやや継続時間の長い特徴を有している。地震動の最大加速度は129.4gal、継続時間 $t_{90}$ は19.38秒となっている。

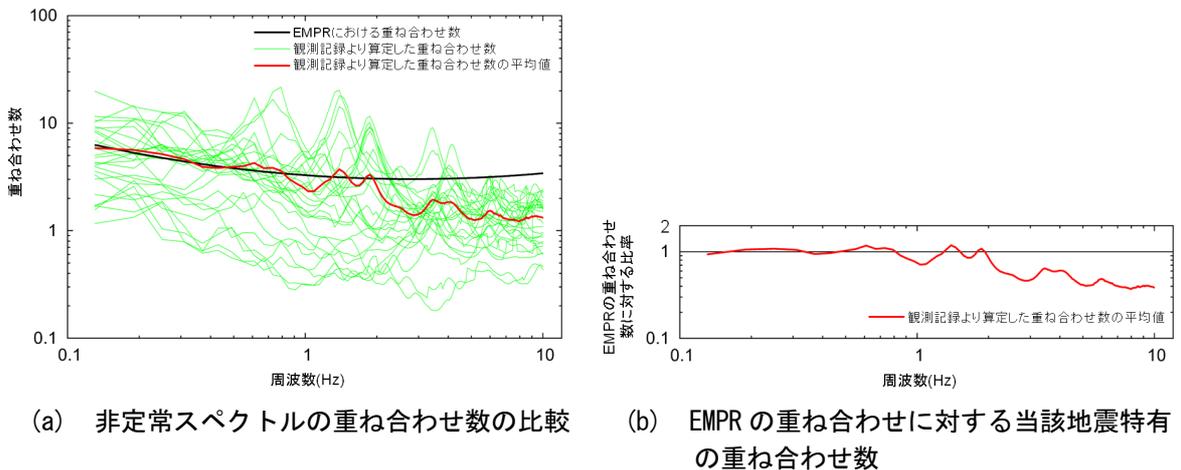


図9 M=6クラスの地震による非常スペクトルの重ね合わせ数の比較 (2007年新潟県中越沖地震)

以上、それぞれの地震による当該地点での解放基盤波形 ( $V_s=295$  (m/sec)相当) の算定の手順ならびに得られたシミュレーション地震動について示した。通常、非常スペクトル合成法によるシミュレーション地震動は $V_s=500$  (m/sec)相当の基盤での加速度波形として得られる。 $V_s=295$  (m/sec)相当の基盤波形への変換は、翠川<sup>22)</sup>による振幅と基盤のせん断波速度との関係式に基づき、振幅に補正係数を乗ずることにより行った。翠川は、地震基盤( $V_s'=3,000$  (m/sec))の層に対する地表地震動の最大速度振幅比に相当

する増幅度 $A_V$ を次式のように示した。

$$A_V = \begin{cases} 170 \cdot V_s'^{-0.6} & (V_s' < 1100(\text{m/sec})) \\ 2.5 & (V_s' \geq 1100(\text{m/sec})) \end{cases} \quad (1)$$

ここに、 $V_s'$  は地表から深さ30mまでの平均せん断波速度 (m/sec)である。非定常スペクトル合成法で得られた工学的基盤波形( $V_s=500$  (m/sec))に対して、解析で設定した基盤層( $V_s=295$  (m/sec))相当に変換するための振幅調整倍率 $A$ は次式より求めることができる。

$$A = \left( \frac{V_{s295}}{500} \right)^{-0.6} = 1.372 \quad (2)$$

ここに、 $A$ は振幅調整倍率、 $V_{s295}$ は着目層のせん断波速度 (m/sec)である。

図10には、上記3つの地震動のフーリエスペクトルを示したが、このうち2004、2007年の地震動には、上記したようにKIK-net観測点における強震記録に基づいて、この地震特有のスペクトル特性を反映させた強震動シミュレーションを行っている。両地震動に共通して、高振動数成分の強度が相対的に低い傾向を示している。特に、2004年の地震では1.8秒前後の周期成分が卓越しており、図8(b)に示したこの地震固有のスペクトル強度の補正係数を導入した効果が示されている。一方、1964年新潟地震による当該地点での地震動は、表2に示される巨視的断層パラメータのみに基づいて算定したものであるため、特徴的なスペクトル特性は含まれていない。

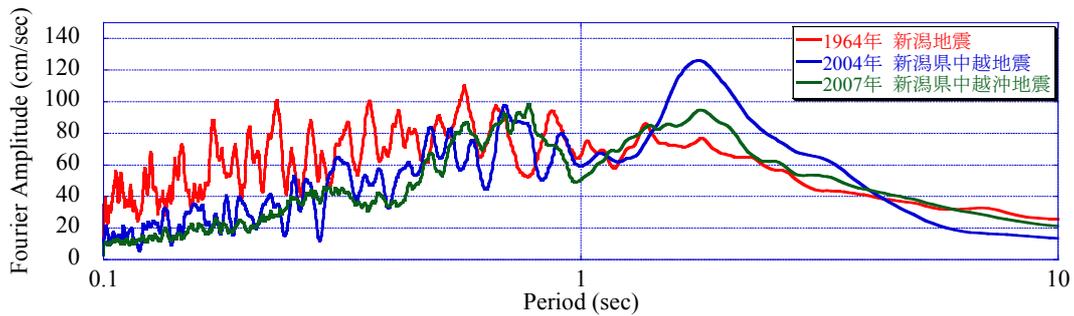


図10 加速度フーリエスペクトル

## 5. 二次元有効応力解析手法LIQCA<sup>15)</sup>

LIQCA は、Biot の二相混合体理論<sup>23)</sup>に基づいた土-水連成の動的な支配方程式に、非線形移動硬化則に基づく構成式を組込んだものである。支配方程式は、固相の変位と間隙水圧を変数とする  $u-p$  形式に基づいている。空間の離散化には、有限要素法(FEM)と有限差分法(FDM)を用い、時間の離散化には Newmark の $\beta$ 法を用いている。式(3)に LIQCA に用いられている混合体に対するつりあい式を、式(4)に連続式を示す。

$$\rho \ddot{u}_i^s = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho b_i \quad (3)$$

$$\frac{k}{\gamma_w} \left( -\rho^f \ddot{\varepsilon}_{ii}^s - \frac{\partial^2 p}{\partial x_i^2} \right) + \ddot{\varepsilon}_{ii}^s + \frac{n}{K^f} \dot{p} = 0 \quad (4)$$

ここに、 $\rho$  は土の密度、 $\ddot{u}_i^s$  は固相の加速度、 $\sigma_{ij}$  は全応力、 $b_i$  は物体力、 $\rho^f$  は液相の密度、 $k$  は透水係数、 $K^f$  は液相の体積弾性係数、 $\dot{\epsilon}_{ii}^s$  は固相の体積ひずみ速度である。LIQCAでは、土のモデル化に対して1)弾性モデル、2)砂の繰返し弾塑性モデル<sup>24)</sup>、3)R-Oモデル、4)粘土の繰返し弾粘塑性モデル<sup>25)</sup>の4つの構成式が準備されている。

## 6. 動的解析

動的解析での境界条件は、地盤底面を粘性境界とした。最左(右)端の節点(図 11 中青丸)と1つ内側の節点(図 11 中赤丸)を x-y 方向の等変位境界(図 11 中(a))とした。さらに、両端で高さと同じ節点に、x-y 方向の等変位境界(図 11 中(b))を設けた。地下水水面を排水境界とし、その他の面では、非排水境界とした。また地震動が終了した直後より、圧密解析を行った。

図 12 に、数値解析で用いた有限要素メッシュを示す。節点数は 2498、要素数は 2431 である。解析対象地盤は、横幅 300.0m であり、盛土は堤防高 5.1m、幅 63.5m である。図 12 中の Bc3 層、Bc2 層、As1(①)層、As1(②)層、As2 層、As3 層、Ts 層には、砂の繰返し弾塑性モデルを用い、Ac1 層、Ac2 層、Ac3 層には、粘土の繰返し弾粘塑性モデルを用いた。兵庫県南部地震では、沖積粘土層の剛性低下の違いにより、液状化による被害に差異が生じることが報告<sup>26)</sup>、<sup>27)</sup>されているため、砂層だけではなく、粘土層も過剰間隙水圧の上昇を考慮するため、粘土の繰返し弾粘塑性モデルを用いた。砂の繰返し弾塑性モデルの数値パラメータについては、N 値から推定された繰返し三軸強度比( $R_{L20}$ )にフィットするように、要素シミュレーションを行い決定した。粘土の繰返し弾粘塑性モデルのパラメータについては既往の研究<sup>25)</sup>より決定した。表 4 に、決定したパラメータを示す。図 13(a)、(b)に As1(①)の要素シミュレーションで得られたせん断応力-せん断ひずみ関係と、有効応力経路の一例を、図 13(c)に、液状化強度曲線を示す。N 値から推定された繰返し三軸強度比( $R_{L20}$ )も合わせて示す。

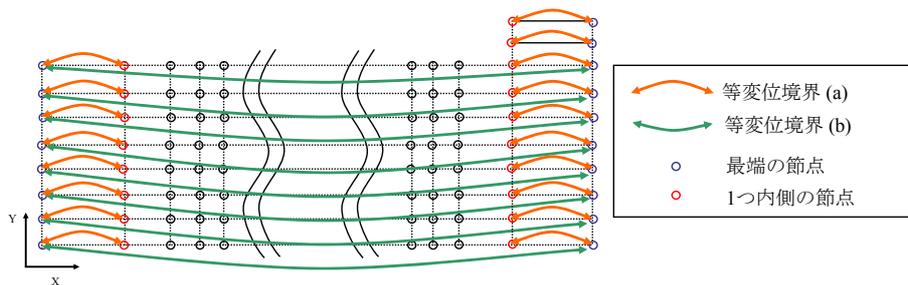


図 11 等変位境界条件の概略図

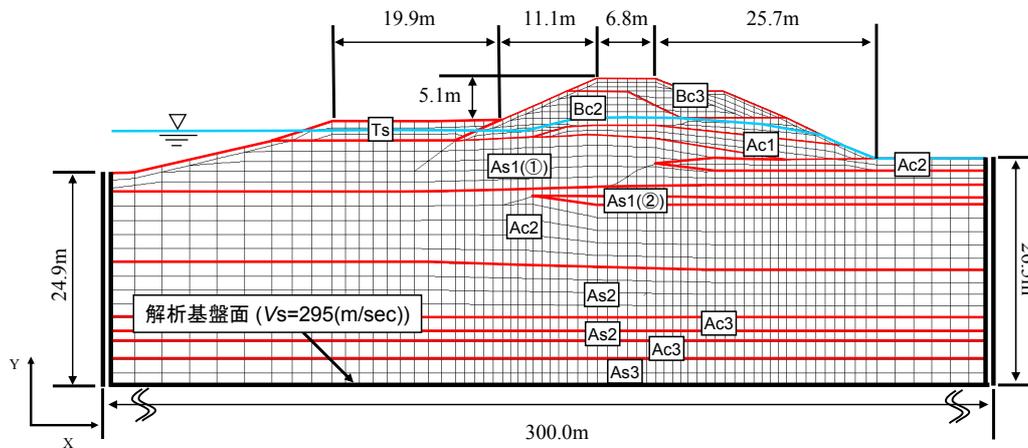
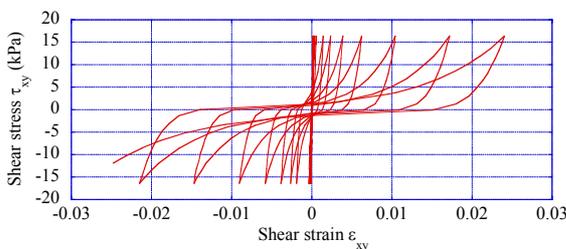


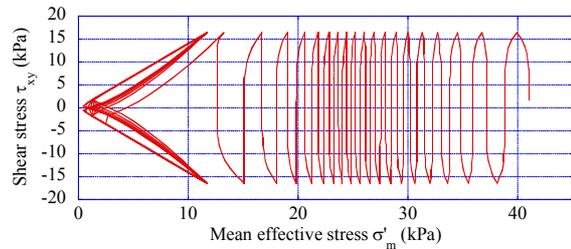
図 12 有限要素メッシュ

表 4 有効応力解析にパラメータ一覧

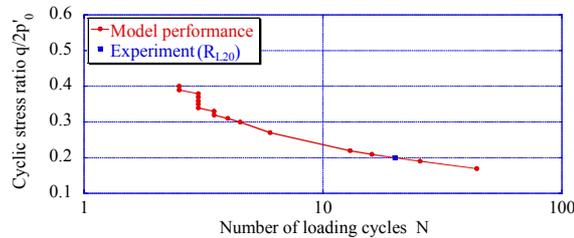
パラメータ名	Bc3	Bc2	Ts	As1 (①)	As1 (②)	As2	As3	Ac1	Ac2	Ac3
密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.8	1.8	1.8	1.8	1.8	1.9	1.9	1.4	1.7	1.7
透水係数 $k$ (m/sec)	2.0E-06	2.0E-06	2.0E-06	2.0E-05	4.0E-05	7.0E-06	7.0E-06	1.0E-08	1.0E-08	1.0E-08
せん断波速度 $V_s$ (m/sec)	158	158	191	172	217	273	273	158	215	246
弾塑性モデル・弾粘塑性モデル										
圧縮指数 $\lambda$	0.0005	0.0005	0.0008	0.0057	0.0012	0.0460	0.0011	0.0057	0.3280	0.3280
膨潤指数 $\kappa$	0.0002	0.0002	0.0001	0.0001	0.0005	0.0005	0.0006	0.0006	0.0629	0.0629
擬似過圧密比 $OCR$	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1	1	1
無次元初期せん断係数 $G_0/\sigma'_m$	4300.0	4300.0	5000.0	1183.4	1431.4	1468.6	3020.5	1183.4	287.0	287.0
変相応力比 $M^*m$	0.909	0.909	0.909	0.909	0.909	0.909	0.909	1.130	1.130	1.130
破壊応力比 $M^*f$	1.150	1.150	1.150	1.150	1.150	1.579	1.579	1.310	1.310	1.310
硬化関数中のパラメータ $B^*_0$	11000	11000	12000	4000	5000	3500	10000	30	30	30
硬化関数中のパラメータ $B^*_1$	100	100	100	100	200	100	200	0	0	0
硬化関数中のパラメータ $C_f$	100	100	100	1000	1500	1000	1000	0	0	0
基準ひずみ(塑性剛性) $\gamma^{p*}_r$	0.004	0.004	0.004	0.001	0.002	0.002	0.001	-	-	-
基準ひずみ(弾性剛性) $\gamma^{e*}_r$	0.008	0.008	0.008	0.002	0.005	0.004	0.003	-	-	-
異方性消失パラメータ $C_d$	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000	-	-	-
粘塑性パラメータ $C^*_{01}$	-	-	-	-	-	-	-	5.54E-06	5.54E-06	5.54E-06
粘塑性パラメータ $C^*_{02}$	-	-	-	-	-	-	-	7.76E-07	7.76E-07	7.76E-07
粘塑性パラメータ $m^*_0$	-	-	-	-	-	-	-	14	14	14
第二せん断弾性係数比粘塑性 $G/G_2$	-	-	-	-	-	-	-	0	0	0



(a) せん断応力-せん断ひずみ関係



(b) 有効応力経路



(c) 液状化強度曲線

図 13 要素シミュレーションの結果

## 7. LIQCA による再現解析

本節では、2004 年新潟県中越地震で比較的大きな被害にあった信濃川堤防右岸 2.0km(中条地区)を対象に再現解析を行った。はじめに、2004 年新潟県中越地震で被災した地区の被災状況を整理しておく。図 14 に、被災後の現地調査で、折敷<sup>28)</sup>や大作ら<sup>29)</sup>が得た 2004 年新潟県中越地震での堤体天端の被災状況を示す。折敷<sup>28)</sup>と大作ら<sup>29)</sup>の現地調査で、やや異なった被災状況が報告されているが、共通して以下のことが示されている。

- ・ 堤外側法肩が大きく陥没した(沈下量約 50cm)こと。
- ・ 天端には縦断亀裂が多数発生したこと。
- ・ 堤外側法先で墳砂跡がみられたこと。
- ・ 堤外側法面では、護岸に亀裂があり、はらみ出すように折れて変形していたこと。

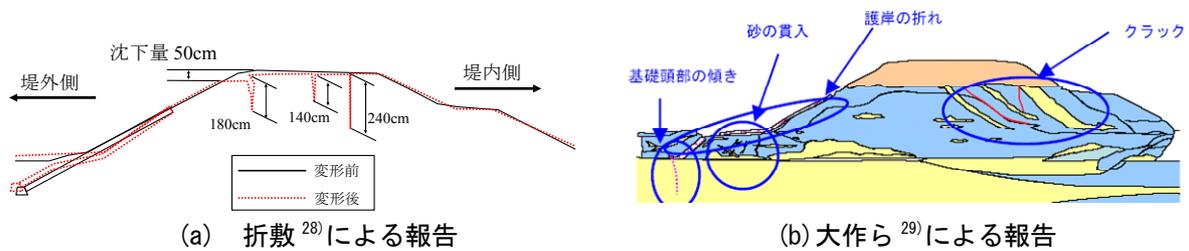


図 14 2004 年新潟県中越地震での被災状況

図 15 に、堤体天端の最終変形図を示す。2004 年新潟県中越地震での河川堤防の被災状況報告(図 14)と、LIQCA で行った解析結果(図 15)を比較する。

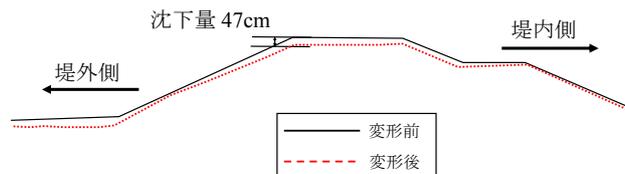


図 15 LIQCA による再現解析結果

図 15 より、堤外側の法肩で約 50cm の沈下が見られ、堤外側の法面ではらみが見られた。これは、図 14 と酷似しており、数値解析により被災状況を概ね再現することができた。一方、堤内側の法肩の変形を比較すると、実際の堤防では、変状が見られない。しかし数値解析によるシミュレーションでは、堤外側と同様に沈下している。この原因として、解析では、図 14 にあるような、クラックを表現できないためである。そのため解析では、液状化層の変形により、堤体自体が堤外側に引きずられるように沈下したと考えられる。

ここで、堤防の天端に発生したクラックについて検討する。クラックの発生する天端には、水平方向の引張り応力が大きく作用していることが考えられる。図 16 に、地震動開始 12 秒後の数値解析で得られた水平方向の引張り応力 $\sigma'_x$ のコンター図を示す。図中のコンターで、負の値は要素に作用する引張り応力を示し、正の値は要素に作用する圧縮の応力を示している。

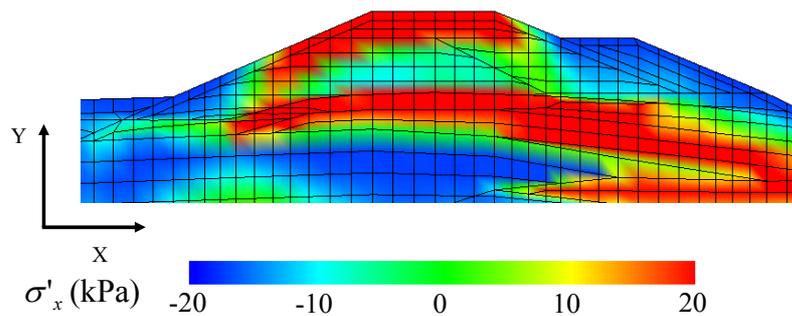


図 16 水平方向に作用する応力のコンター図 (地震動開始 12 秒)

図 16 と図 14(b)を比較すると、大作ら<sup>29)</sup>による現地調査の報告で見られたクラック発生地点に、大きな引張り応力が作用していることを確認した。この引張り応力は、地震開始 12 秒の時点で見られることから、実際の堤防に見られたクラックは、地震発生直後から発生したものと推測される。

次に被災メカニズムの検討を行う。大作ら<sup>29)</sup>は、地震後の被災状況から、被災メカニズムを以下のように推定している。地震動により、堤外側直下の砂層が液状化し、堤外側へ側方移動したため、堤体が堤外側に向かい移動しながら沈下した。さらに地震後に、液状化した砂層が再圧密したために堤体全体が沈下したと推定している。これを踏まえ、再現解析の結果をまとめる。図 17 に、解析メッシュと変形

における着目節点を示す。図 18 に、それぞれの節点での水平方向変位を、図 19 に鉛直方向変位を示す。図 20 に、有効応力減少比( $1-\sigma_m/\sigma_{m0}$ )のコンターと変形図(変形倍率 5.0)を合わせて示す。それぞれ地震動開始 0 秒、10 秒、20 秒および約 1 日後の図である。図 20 中には、点線で地震前の堤体の形状を示す。表 5 に、各時刻区分の天端の沈下量、法尻の水平方向の変位量とその割合を示す。

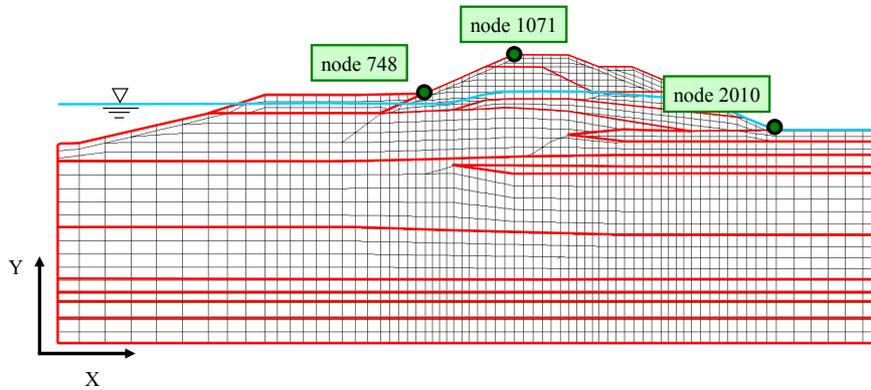


図 17 解析メッシュと着目節点

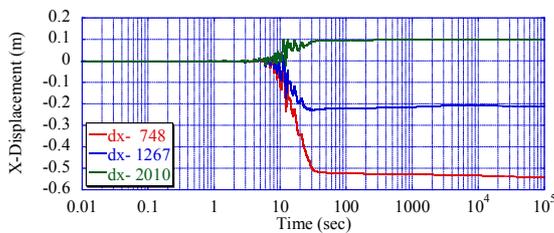


図 18 着目節点の  $x$  方向変位

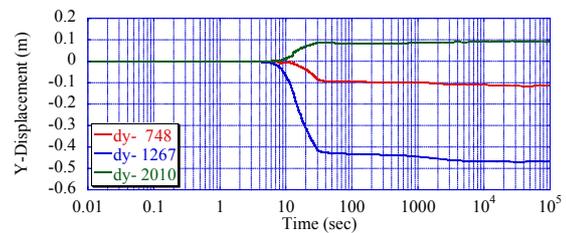
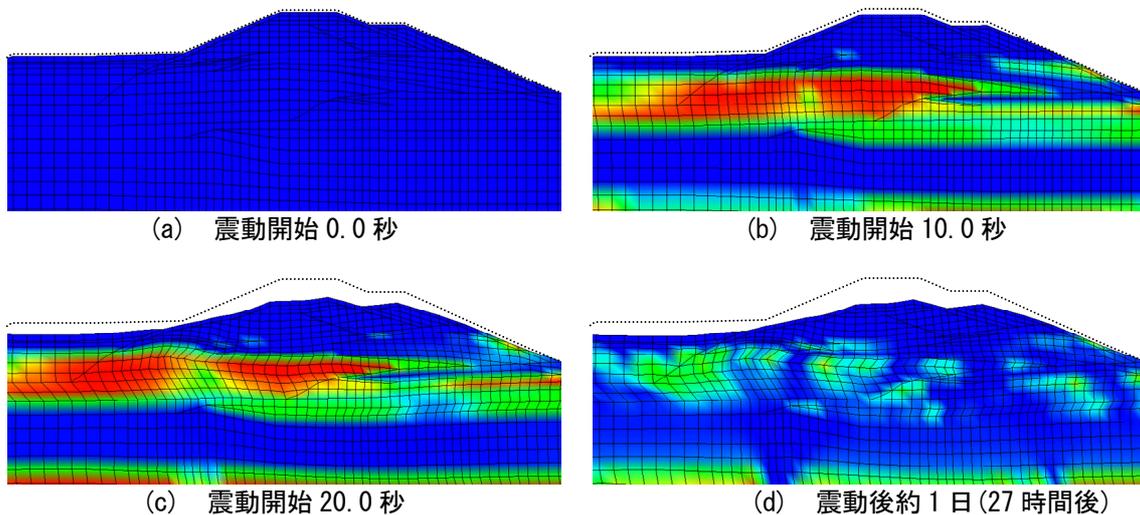


図 19 着目節点の  $y$  方向変位



Decrease ratio of effective stress  
 0.0 0.3 0.5 0.8 1.0  
 図 20 有効応力減少比のコンターと変形図

表5 各時刻区分の堤体変形量とその割合

時刻	天端の沈下量 (m)	全沈下量に対する割合 (%)	水平の変位量 (m)	全水平量に対する割合 (%)
0.00秒～5.72秒	0.01	1.22	0.01	0.80
5.72秒～14.42秒	$t_{90}$ 0.19	40.89	0.26	40.70
14.42秒～30.00秒	0.22	46.81	0.32	49.85
30.00秒～	圧密 0.05	11.08	0.06	8.65
最終沈下量	0.47	100.00	0.64	100.00

図18より、堤体の水平変位は、主に震動中(再圧密開始直前まで)に大きくなり、地震終了後はさほど大きな変位は見られない。また堤外側法尻は大きく堤外側に変位し、堤内側法尻は堤内側に変位していることから、堤体は広がるような変形をしていると考えられる。

図19より、堤体天端と堤外側法尻の沈下量は、主に震動中(再圧密開始直前まで)に大きくなり、地震終了後はさほど大きな変位は見られない。一方、堤内側法尻では、地震中には浮き上がる挙動を示した。これは、堤内側直下に薄い液状化層しかないため、加振中の堤体にはすべりモード<sup>30)</sup>が発生しているためと考えられる。

図20より、震動開始10秒でAs1(①)層の広い範囲で、有効応力が0になる箇所が見られるようになる。堤体全体に、大きな沈下や移動は見られないが、As1(①)層の、メッシュが堤外方向に変形を始める。震動開始20秒で、堤体を支えるAs1(①)層の有効応力がほぼ0となり、Ac2層の有効応力も減少する。この時間を境にして、堤体の変形が顕著に見られるようになる。

表5より、地震動が作用している0秒から30秒までは、天端の沈下量・水平の変位量ともに大きい。これは、地震動によるせん断を受け、堤体の支持地盤が液状化し、さらに側方方向に変位するため、堤体も同時に沈下すると考えられる。一方、地震動終了後の30秒以降も堤体の変形は見られるが、さほど大きくはない。それは、液状化層の過剰間隙水圧の消散に伴う再圧密のためと考えられる。地震終了後には、地盤に作用するせん断力が小さいため、側方方向への変形は発生しにくい。そのため地震動終了後には、沈下による変形が卓越すると考えられる。

2004年新潟県中越地震の堤防の被災状況と被災メカニズムを再現する為に動的変形解析を実施した結果、被災状況は折敷と大作が行った被災後の現地調査の結果と概ね一致し、さらに被災メカニズムについては、大作らの推定した結果とほぼ同じ結果を再現することができた。

## 8. 地震波形が河川堤防の変形に与える影響

本節では、入力地震動の違いが河川堤防の変形挙動に与える影響について検討を行った。入力地震動や特徴については、4節で前述した。初期応力解析や動的解析の境界条件については、7節と同様である。

河川堤防の変形で着目する項目は、堤防の天端の沈下量と堤体法尻の水平変形量とした。これらに着目した理由を以下に示す。

### (1) 天端の沈下量

河川堤防は、一般に、河川の流水が河川外に流出することを防止するために設けられるものであり、治水上重要な機能を有している。堤内地盤高が外水位よりも低い地域では、地震により被災した堤防を河川の流水が越流した場合、二次的に浸水被害を引き起こす可能性もある。そのため、耐震性能の評価指標の1つとして、天端の沈下量を取り上げた。

### (2) 盛土法尻の水平変形量

地震により堤防が変形し、クラックが発生すると、変形箇所及びクラック周辺では、堤体土の締固め度が低下し、緩んだ状態となることが予想される。その緩みの生じた堤体が、侵食浸透により破壊に至ることで、浸水などの二次災害を引き起こす可能性もある。そのため、堤外側の法尻と堤内側の法尻の水平変形量を加算したストレッチング量も耐震性能の評価指標の1つとして検討した。

解析メッシュと変形の着目節点は、図21に示すとおりである。7節では、盛土天端の沈下量を、堤外側法尻で評価を行ったが、ここでは、堤内側法尻で評価することとした。水平変形量については、7節と同じ節点で評価することとした。図22にそれぞれの地震動での、堤体天端の沈下量の比較を示し、

図 23 に、As1 (①) 層の過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。図 24(a)、(b)にそれぞれの地震動での堤外側法尻の水平変位と、堤内側法尻での水平変位の比較を示す。

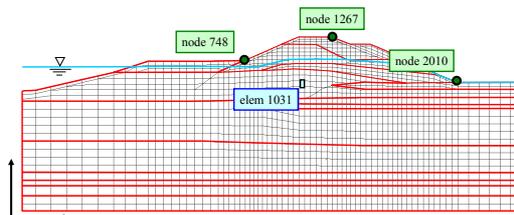


図 21 解析メッシュと着目節点

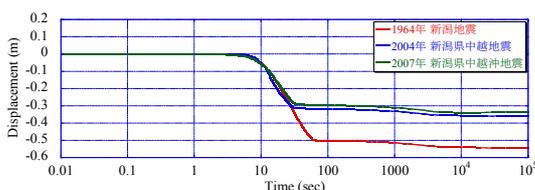


図 22 堤内側法尻の鉛直変位 (node1267)

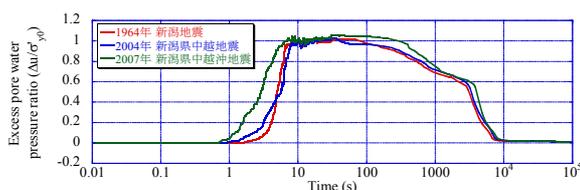
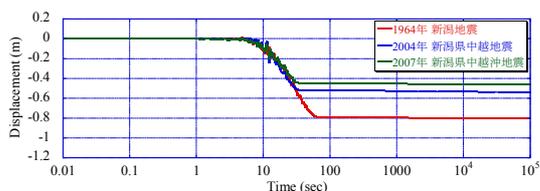
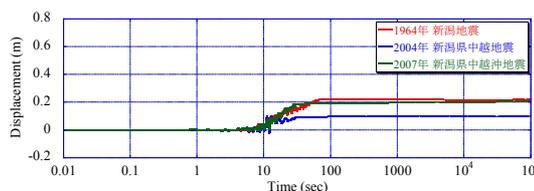


図 23 As1 (①) 層の過剰間隙水圧比 (elem1031)



(a) 堤外側法尻 (node748)



(b) 堤内側法尻 (node2010)

図 24 法尻の水平変位

表 6 に、地震終了直後の各地震動での堤防の変形量を示し、表 7 には、地震動終了から約 1 日経過後の変形量を示す。表 6 および表 7 内にあるストレッチング量とは、堤体の水平方向の変位を示すもので、堤外側法尻が堤外方向へ水平に変位した量と、堤内側法尻が堤内側方向へ水平に変位した量を加算したものである。

表 6 地震動終了直後の堤体の変形量

地震動	天端沈下量(m)	①+②	①	②
		ストレッチング量 (m)	堤内法尻の堤内方向への水平変位量 (m)	堤外法尻の堤外方向への水平変位量 (m)
1964年新潟地震	0.50	1.00	0.78	0.22
2004年新潟県中越地震	0.31	0.59	0.50	0.09
2007年新潟県中越沖地震	0.28	0.61	0.43	0.18

表 7 地震動終了から 1 日経過後の堤体の変形量

地震動	天端沈下量(m)	①+②	①	②
		ストレッチング量 (m)	堤内法尻の堤内方向への水平変位量 (m)	堤外法尻の堤外方向への水平変位量 (m)
1964年新潟地震	0.54	1.02	0.80	0.22
2004年新潟県中越地震	0.36	0.64	0.54	0.10
2007年新潟県中越沖地震	0.33	0.67	0.46	0.21

図 25～27 に、それぞれの地震動での有効応力減少比( $1-\sigma_m/\sigma_{m0}$ )のコンターと変形図(変形倍率 5.0)を合わせて示す。それぞれ地震動開始 0 秒、30 秒、60 秒および約 1 日後の図を示す。また点線で地震前の堤体の形状を示す。

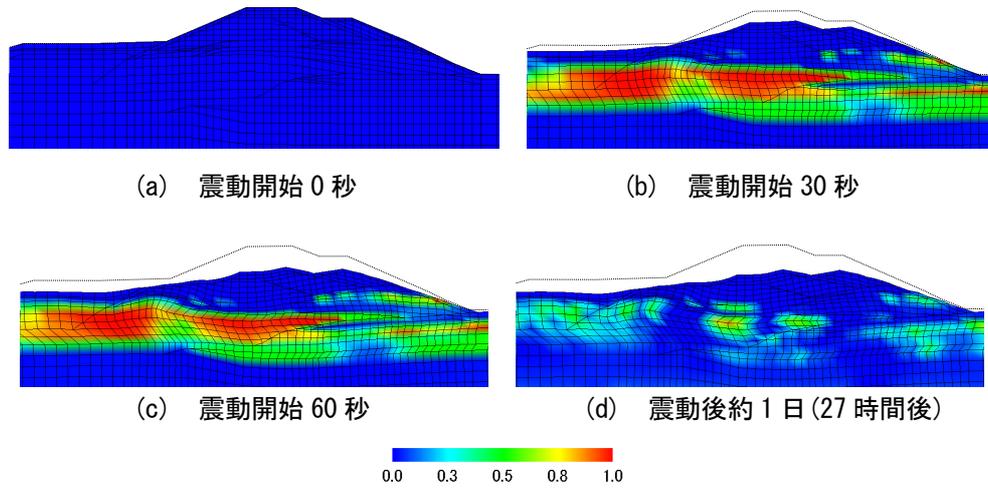


図 25 有効応力減少比のコンターと変形図(1964 年新潟地震)

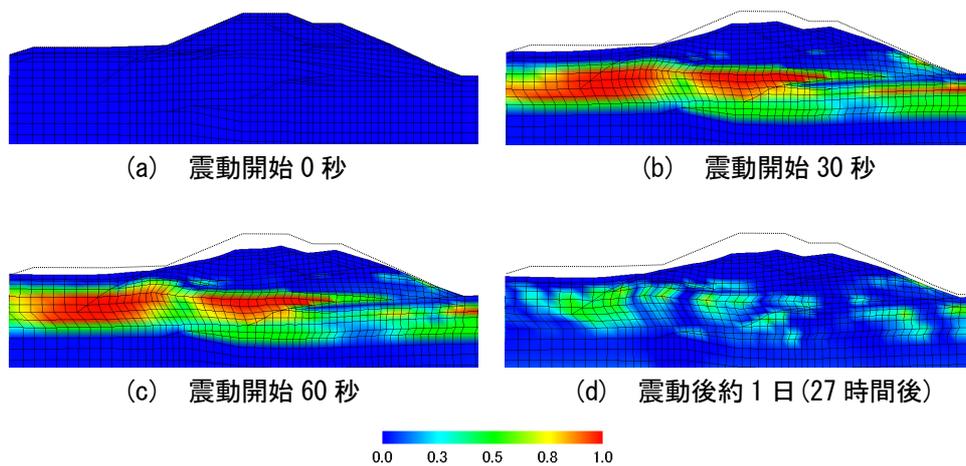


図 26 有効応力減少比のコンターと変形図(2004 年新潟県中越地震)

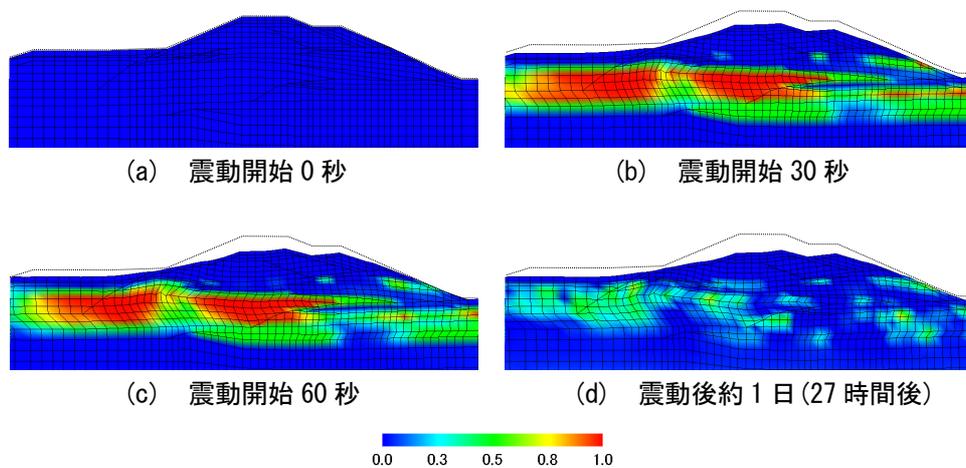


図 27 有効応力減少比のコンターと変形図(2007 年新潟県中越沖地震)

表 8 には、各地震動の時刻区分ごとの天端沈下量をまとめた。

表 8 各地震動の時刻区分ごとの天端沈下量 (node1267)

(a) 1964 年新潟地震

時刻		天端の沈下量 (m)	全沈下量に対する割合 (%)
0.00秒～4.66秒		0.00	0.43
4.66秒～31.22秒	$t_{90}$	0.34	62.17
31.22秒～60.00秒		0.16	29.19
60.00秒～	圧密	0.04	8.22
最終沈下量		0.54	100.00

(b) 2004 年新潟県中越地震

時刻		天端の沈下量 (m)	全沈下量に対する割合 (%)
0.00秒～5.72秒		0.00	1.25
5.72秒～14.42秒	$t_{90}$	0.15	42.34
14.42秒～30.00秒		0.15	42.86
30.00秒～	圧密	0.05	13.56
最終沈下量		0.36	100.00

(c) 2007 年新潟県中越沖地震

時刻		天端の沈下量 (m)	全沈下量に対する割合 (%)
0.00秒～2.84秒		0.00	0.87
2.84秒～22.22秒	$t_{90}$	0.21	63.39
22.22秒～30.00秒		0.07	20.90
30.00秒～	圧密	0.05	14.85
最終沈下量		0.33	100.00

図 22～図 27 および表 6～表 8 から、各地震動で得られた結果を沈下量と水平変位に着目して示す。

#### (1) 堤体天端の沈下量

図 22 より、河川堤防の天端の沈下量は大きく分けると 2 段階と見られる。1 段階目は、「地震動による震動中(再圧密開始直前まで)」、2 段階目は「地震終了後」である。図 22、図 23 および図 25～図 27 より、沈下量が大きく変化するのは、地盤が液状化した後の震動中であることがわかる。また表 8 より、1964 年新潟地震と 2007 年新潟県中越沖地震では、地震動継続時間中である  $t_{90}$  の間に天端の沈下量が大きくなっていることが分かる。表 6 および表 7 から、地震動の最大加速度振幅が大きい 1964 年新潟地震、2004 年新潟県中越地震、2007 年新潟県中越沖地震の順に天端の沈下量が大きくなる傾向が見られた。しかし、2004 年新潟県中越地震、2007 年新潟県中越沖地震を比較してもそれほど差異が見られない。2007 年新潟県中越沖地震では、最大の加速度振幅は小さいものの、地震動継続時間が長いため、図 23 のように支持基盤が液状化している時間が長い。液状化している地盤に地震動が作用することで、液状化地盤の側方方向への変位が発生し、堤体の沈下を助長したと考えられる。また浦野ら<sup>31)</sup>の研究により、長周期成分が卓越する入力地震動においては、盛土に大きな沈下量が発生することが指摘されている。本解析においても、2007 年新潟県中越沖地震の方が 2004 年新潟県中越地震と比べて、周期 4 秒以上の長周期成分が大きい。このことも、2007 年新潟県中越沖地震での沈下量を大きくした 1 つの原因と考えられる。

また、2004 年新潟県中越地震、2007 年新潟県中越沖地震では 30 秒、1964 年新潟地震では 60 秒付近に、上に凸となる時刻が見られる。これは、As1 (①) 層の過剰間隙水圧消散が、Ac1 層によって一時的に阻まれるためである。その後、過剰間隙水圧の消散にともない、堤体が沈下することも確認できる。

## (2) 堤体法尻の水平変位

図 24(a)と図 24(b)より、どの地震動でも堤外側法尻は、河川方向に向かって変位し、堤内側法尻は、堤内側方向に変位していることがわかる。また、図 22、図 23 および図 25～図 27 より、堤体の水平変位は主に震動中(再圧密開始直前まで)、特に地盤が液状化した後に大きく発生し、震動終了後にはそれ以上の水平変位の増加はほとんど見られない。どの地震においても、堤内側よりも堤外側に大きく変位している。これは、液状化層が堤体中心よりも堤外側により広く厚く分布しているためであると考えられる。堤体の基盤が液状化した状態では、小さな加速度振幅でも、堤体は水平方向に変形しやすいことが考えられる。それは、加速度振幅の大きさが比較的小さい 2007 年新潟県中越沖地震のストレッチング量は、2004 年新潟県中越地震のストレッチング量よりも大きくなることから見て取れる。表 6 と表 7 より、1964 年新潟地震、2004 年新潟県中越地震、2007 年新潟県中越沖地震と比較すると、継続時間の長い 1964 年新潟地震、2007 年新潟県中越沖地震、2004 年新潟県中越地震の順にストレッチング量が大きくなった。

これまでの結果から、地震動の加速度振幅と地震動継続時間は、支持基盤の液状化継続時間に大きく影響を与えており、それに伴い堤体が沈下量していることを確認した。また、表 8 より堤体の沈下は、震動開始後から再圧密開始までに集中して発生していることがわかった。この点についてさらに詳細に検討するため、震動開始から 60 秒までに着目する。図 28 の(a)～(d)にそれぞれの地震動での天端の沈下量-入力加速度と過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。さらに図中には、地震動継続時間( $t_{90}$ )を合わせて示す。

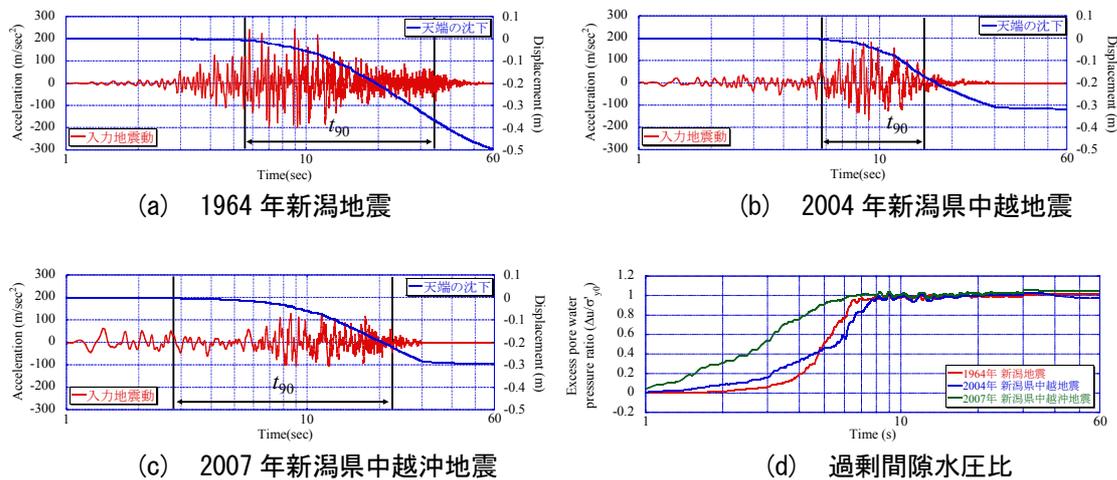


図 28 各地震動の天端沈下量-入力加速度と過剰間隙水圧比の時刻歴

図 28 より、天端沈下の変化を時刻歴で見ると、主要動が開始してしばらくすると、天端の沈下が見られ始める。地震継続中には、As1 (①) 層が液状化することや、地震動の加速度振幅が大きくなるため、時刻歴でプロットした天端の沈下量が描く曲線の傾きが、徐々に急勾配となっていく。主要動が終了し、 $t_{90}$ を過ぎると、時刻歴でプロットした天端の沈下量が描く曲線の勾配は徐々に緩くなり、天端の沈下量の変化量は収束していく。2004 年新潟県中越地震(図 28(b))と 2007 年新潟県中越沖地震(図 28(c))を比較すると、天端の沈下量にそれほど大きな違いは見られない。しかし、2007 年新潟県中越沖地震での天端の沈下量は、2004 年新潟県中越地震に比べて、比較的緩やかに発生していることがわかる。これは、加速度振幅の大きさは比較的小さいものの、As1 (①) 層の液状化継続時間が長いことが影響しているものと考えられる。

## 9. 結論

本論文では、2次元有効応力解析プログラム LIQCA により、過去の被害事例の再現を試み、河川堤防の被災メカニズムの推定を行った。さらに、地震動の加速度振幅の大きさや継続時間が河川堤防の変形挙動に及ぼす影響を確認するために、1964 年新潟地震、2004 年新潟県中越地震、2007 年新潟県中越沖

地震における当該地点での推定地震動波形を用いた対象断面の地震応答解析を実施した。

(1) 2004年新潟県中越地震の推定地震動波形を用いた過去の被害事例の再現解析

解析の対象とした地点での2004年新潟県中越地震の地震動波形をEMPR(非定常スペクトル合成法による強震動予測モデル)により推定した。いくらかのKIK-net観測点において得られた強震記録に基づき、この地震特有のスペクトル特性を反映した基盤波形のシミュレーションを行った。対象断面に対してFEメッシュを作成した。地震応答解析に用いる構成式の地盤定数やパラメータについては、ボーリング調査から得られた物性値および室内試験を基に、要素シミュレーションを行い設定した。得られた結論を以下に示す。

- (i) 地震応答解析の入力条件である加速度、地盤のパラメータ、および境界条件を適切に設定することで、堤防の被害状況を概ね再現することができた。
- (ii) 本研究で用いた解析プログラムでは、実際の被災状況の様にクラックを表現することはできなかった。しかし、解析結果から、クラックが生じた箇所には、大きな水平方向の引張り応力が作用していることを確認した。解析結果から、水平方向の引張り応力が生じた箇所では、クラックが発生することが危惧されることを示した。
- (iii) 被害状況から推定された被害メカニズムを、解析により再現することができた。

(2) 1964年新潟地震、2004年新潟県中越地震、2007年新潟県中越沖地震の3つの推定地震動波形を用いた地震応答解析

解析の対象とした地点での1964年新潟地震、2004年新潟県中越地震、2007年新潟県中越沖地震の地震動波形を、断層パラメータの情報に基づいて非定常スペクトル合成法により推定した。2004年新潟県中越地震、2007年新潟県中越沖地震の場合は、KIK-net観測点における強震記録が得られているため、この記録に基づいてこの地震特有のスペクトル特性を反映させた強震動シミュレーションを行った。FEメッシュや構成式の地盤定数やパラメータ、境界条件は上記の地震応答解析と同じ条件で行った。得られた結果を以下に示す。

- (i) 堤体の水平変位は、地盤が液状化し始めることで発生し、その大きさはおおよそ地震動の継続時間に関係があると考えられる。この結果より、堤体の基盤が液状化した状態では、小さな加速度振幅でも、堤体は水平方向に変形しやすいことが考えられる。また法尻の水平変位は、加振中には堤体中心から離れるように変形していたが、地震後では、水平変位のさらなる増加はほとんど見られなかった。
- (ii) 堤体の鉛直変位は、地盤が液状化している状態で生じる。地震動の加速度振幅が大きいほどその沈下量は大きくなる傾向が見られ、地震動継続時間 $t_{90}$ の長短にも大きく影響を受けることがわかった。また、地震終了後の過剰間隙水圧消散時にも圧密沈下が見られたが、その量は、地震中と比較して小さい。
- (iii) 堤体の沈下量や水平変位を予測する場合には、地震動の加速度振幅の大きさだけではなく、地震動継続時間にも十分注意を配る必要があることがわかった。

#### 参考文献

- 1) 例えば、吉見吉昭：砂地盤の液状化(第二版)、技報堂出版株式会社、1991。
- 2) 例えば、佐々木康：河川堤防の地震被害、土と基礎、Vol.8, pp.25-30, 1980。
- 3) 川井正彦、小野寺功、前田諭：兵庫県南部地震による河川堤防の被災について、第31回地盤工学研究発表会、No.185, pp.369-370, 1996。
- 4) (社)土質工学会：1993年 釧路沖地震・能登半島沖地震 災害調査報告書、(社)土質工学会、1994。
- 5) 金子正之、田村圭司、佐々木康、勝山明雄、佐藤謙司：平成5年北海道南西沖地震による河川堤防被害について、第29回土質工学研究発表会論文集、No.367, pp.971-972, 1994。
- 6) 佐古俊介、朝日向猛：新潟県中越沖地震災害緊急調査の報告、JICE REPORT, Vol.12, pp.46-54, 2008。

- 7) (財)国土技術センター：木曾三川下流部河川堤防，水門・樋門耐震性評価手法のガイドライン，2006.
- 8) (社)地盤工学会：阪神・淡路大震災調査報告書(資料編2)，1996.
- 9) 石原克治，角南進：河川堤防の地震時変形解析，第31回地盤工学研究発表会，pp.1265-1267，1996.
- 10) 森洋，小川好，曹国強：有限差分法による河川堤防の液状化解析，第43回地盤工学研究発表会，pp.1571-1572，2008.
- 11) 阿部博，森洋，福武毅芳，藤川智：兵庫県南部地震で被災した河川堤防の調査と液状化解析，土木学会論文集，No568/III-39，pp.89-99，1997.
- 12) 鈴木忠彦，渡邊昌彦，北沢茂樹，近藤拓也：信濃川下流における河道変遷について，北陸地方整備局管内事業研究会，2007.
- 13) 活断層研究会：新編 日本の活断層 分布図と資料，東京大学出版会，1991.
- 14) 国土交通省河川局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説，2007.
- 15) Oka, F., Yashima, A., Shibata, T., Kato, M. and Uzuoka, R. : FEM-FDM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model, Applied Scientific Research, No.52, pp.209-245, 1994.
- 16) 社団法人土質工学会：N値および $c \cdot \phi$ -考え方と利用法-，1992.
- 17) Sugito, M., Furumoto, Y. and Sugiyama, T. : Strong motion prediction on rock surface by superposed evolutionary spectra, 12th World Conference on Earthquake Engineering, No.2111, 2000. (CD-ROM)
- 18) 佐藤良輔，岡田義光，鈴木保典，阿部勝征，島崎邦彦：日本の地震断層パラメーター・ハンドブック，鹿島出版会，pp.242-243，1997.
- 19) 本多亮，青井真，関口春子，森川信之，功刀卓，藤原広行：近地震動記録による新潟県中越地震の震源インバージョン，<http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/topics/niigata041023/>，(2009/07/10アクセス).
- 20) 防災科学技術研究所：近地強震動記録による2007年新潟県中越沖地震の震源インバージョン，<http://www.k-net.bosai.go.jp/k-net/topics/chuetsuoki20070716/inversion/>，(2009/07/10アクセス).
- 21) Furumoto, Y., Kuse, M., Kawade, S. and Sugito, M. : Simulation of non-stationary strong ground motions during past earthquakes based on the fault parameters and the spectral characteristics of recorded accelerogram, 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, No.07-0182, 2008.
- 22) 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.
- 23) Biot, M. A. : Mechanics of deformation and acoustic propagation in porous media, Journal of Applied physics, Vol.33, No.4, pp.1482-1498, 1962.
- 24) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y. and Yamashita, S. : A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, Geotechnique, Vol.49, No.5, pp.661-680, 1999.
- 25) Oka, F. : A cyclic elasto-viscoplastic constitutive model for clay based on the non liner hardening rule, Proceedings of 4th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics, Swansea, pp.105-114, 1992.
- 26) 古田竜一，八嶋厚，渦岡良介，竹内法道：埋立層直下の粘土層の圧密進行度が人工島液状化特性に及ぼす影響，土木学会論文集，No.729/III-62，pp.15-30，2003.
- 27) 風間基樹，柳沢栄司，稲富隆昌：地表面応答に及ぼす中間軟弱粘土層の非線形性の影響，土木学会論文集，No.575/III-40，pp.219-230，1997.
- 28) 折敷秀雄：新潟県中越地震による信濃川河川堤防被害調査について，JICE REPORT, Vol.8, pp.11-16, 2005.
- 29) 大作和弘：丸山友之，宗塚万：地震被害後の調査結果に基づく信濃川中流域堤防の液状化対策工の効果について，国土技術発表会，2008.
- 30) Yashima, A., Sugito, M., Yokawa, H., Tanabe, A., Nakayama, O., Hoshika, Y. and Sekizawa, M. : Countermeasures against liquefaction-induced settlement of river dike, 2nd US-Japan Workshop on Ground Improvement, No.3, 2008. (CD-ROM).
- 31) 浦野和彦，三原正哉，足立有史，渦岡良介：液状化時の盛土沈下量に及ぼす地震動の影響に関する一検討，地震工学研究発表会講演論文集，25-1巻，pp.425-428，1999.

## **Deformation analyses of river dike on liquefiable ground affected by different earthquake motions**

YOKAWA Hiroshi <sup>1)</sup>, TANABE Akinori <sup>2)</sup>, YASHIMA Atsushi <sup>3)</sup>, SUGITO  
Masata <sup>4)</sup>, SAWADA Kazuhide <sup>5)</sup>, KUSE Masumitsu <sup>6)</sup>, NAKAYAMA Osamu <sup>7)</sup> and  
HOSHIKA Yasuo <sup>8)</sup>

- 1) Member, Graduate student, Department of Civil Engineering, Gifu University, M. Eng.
- 2) Nonmember, CTI Engineering Co., Ltd, M. Eng.
- 3) Member, Professor, Department of Civil Engineering, Gifu University, Dr. Eng.
- 4) Member, Professor, River Basin Research Center, Gifu University, Dr. Eng.
- 5) Nonmember, Associate Professor, River Basin Research Center, Gifu University, Dr. Eng.
- 6) Nonmember, Assistant Professor, River Basin Research Center, Gifu University, Dr. Eng.
- 7) Nonmember, assistant manager Japan Institute of Construction Engineering.
- 8) Nonmember, Toyo construction Co., Ltd.

### **ABSTRACT**

Damages of river dikes caused by liquefaction have been observed after earthquakes. In 1995 Hyogoken Nambu earthquake, it was reported that many river dikes were settled and deformed by the liquefaction. The river dike in the middle region of Shinano River is built on the loosely deposited sandy layers. Therefore a large settlement and deformation of the river dike by the liquefaction of the ground is expected. A large scale of damage was reported in this region by the previous earthquakes such as 1964 Niigata earthquake, 2004 Niigataken Chuetsu earthquake, and 2007 Niigataken Chuetsu-Oki earthquake. Furthermore, as many active faults exist in this region, a big earthquake is expected in near future. Therefore, it is very important to understand the deformation mechanism of the dike by liquefaction of the ground and to predict deformation and settlement of the dike after earthquakes.

In this study, effective stress based finite element analyses are carried out by the program code "LIQCA" to reproduce the past damage and to predict the damage of the river dike. Three earthquake motions by the 1964 Niigata earthquake, the 2004 Niigataken Chuetsu earthquake and the 2007 Niigataken Chuetsu-Oki earthquake have different duration times and maximum accelerations. At first, an analysis was carried out to reproduce the post damages by the 2004 Niigataken Chuetsu earthquake. As the result, the settlement and deformation are in good agreement with the actual behavior after earthquake. Secondly, the comparisons among damages by three earthquakes were carried out using three different earthquake motions. The duration time and the maximum acceleration motion are the key factors which affect the damage of the river dike by different earthquake. As the result, it is confirmed that deformation of the river dike by liquefaction of the ground is not only influenced by maximum acceleration but by duration time of the earthquake motion.

*Key Words: Liquefaction, River dike, Effective stress analysis, Earthquake*