

## 添付資料(1) 地盤被害データベース



001 年 月 日 時 分 秒

1993(H05).07.12 22.17.11.7

# 北海道南西沖地震

(逆断層型・北米プレート・ユーラシアプレート境界)

## 1. 地震概要

### 1.1 震源地 震源深さ

- 震源地 : 北海道奥尻島の北北西約 80km  
緯度 42°46.9'N  
経度 139°10.8'E
- 震源深さ : 35.1km

### 1.2 マグニチュード 最大震度

- マグニチュード : M7.8
- 最大震度 : 震度 5 (檜山江差町他)

### 1.3 代表的な加速度時刻歴

- 寿都町新栄 (気象庁)

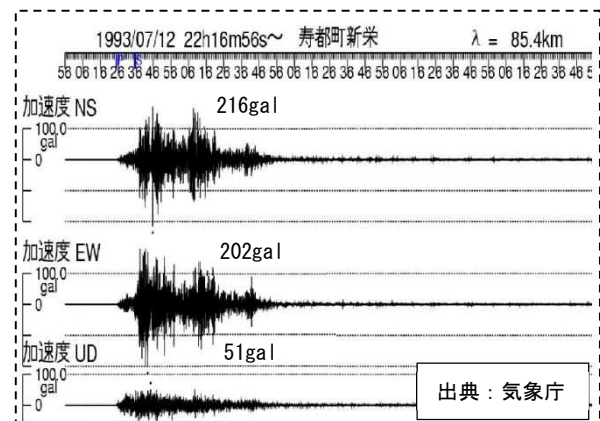
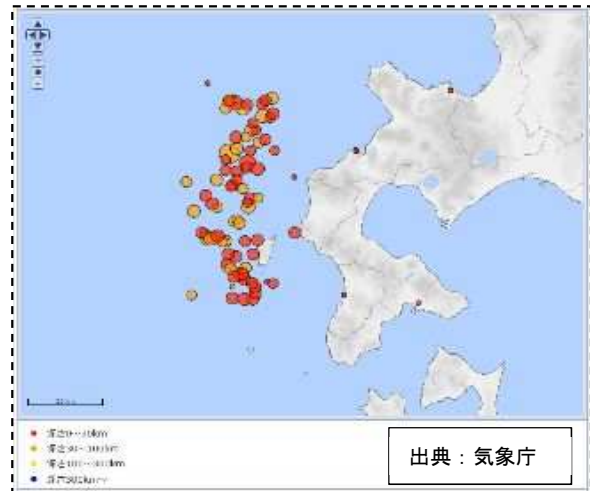
### 1.4 代表的な被害状況 (政府 地震調査本部)

#### (1) 人的被害

- 死者行方不明者 230 人, 重傷 323 人

#### (2) 建物被害

- 住宅被害 全壊 601 棟
- 電気 奥尻島の 1,693 戸で停電 奥尻島以外 24,962 戸で停電
- 水道 31 市町村 17,804 戸で断水
- ガス 長万部町と函館市 1,454 戸停止
- 道路 国道 4 路線 12 か所, 道道 31 路線 39 か所で全面通行止め



## 2. 液状化について

### 2.1 地形・地質

北海道南西部の地形は、大～中起伏山地や小起伏山地～山麓地が広がっており、液状化の発生した箇所は、低地に集中している。

### 2.2 液状化（層）の特徴

液状化対象層は、沖積層（旧河道、砂丘間低地及び海岸埋立土が中心である。ただし、駒ヶ岳山麓の火山性岩砕なだれ堆積物が液状化しており、これまで認められていないタイプの液状化現象が発生した。

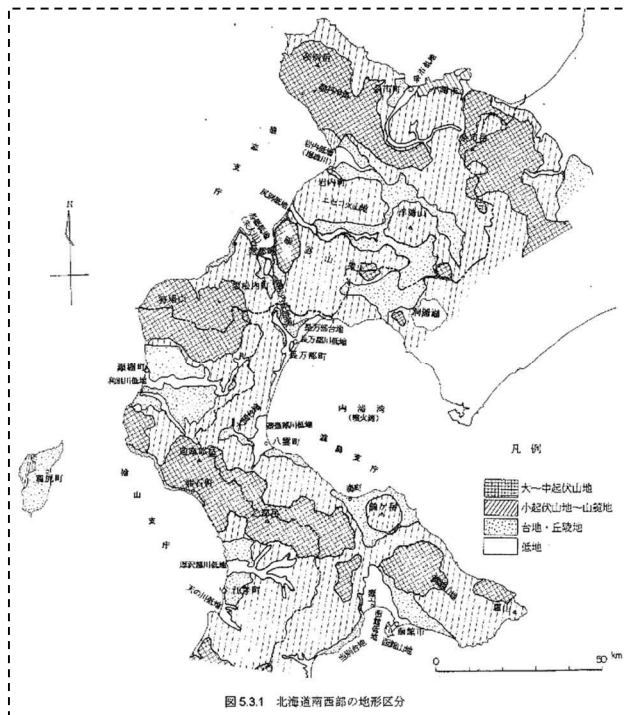


図 5.3.1 北海道南西部の地形区分

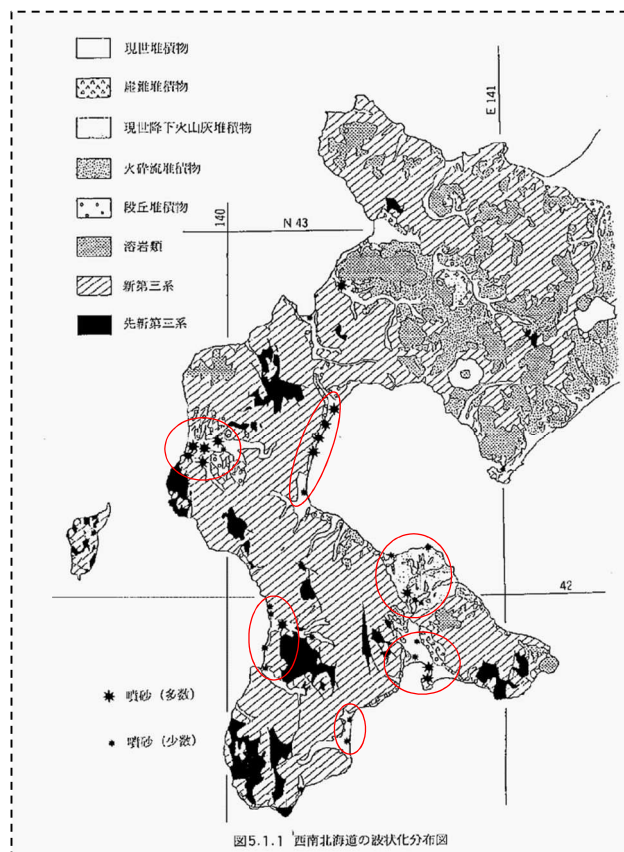


図 5.1.1 西南北海道の液状化分布図

出典：平成 5 年(1993 年)北海道南西沖地震災害記録(北海道)

## 2.3 液状化被害状況

### 2.3.1 森町赤井川地区

- ・森町赤井川地区のペンション敷地内で液状化が生じ、ペンション本館や物置に最大で30cm程度の不同沈下が生じた。
- ・トレンチ調査等から、沖積の礫地盤（岩屑なだれ堆積物）での液状化であることが判明した。
- ・液状化した礫地盤はせん断波速度 60～120m/s 程度、大型貫入抵抗値 8（回/30cm）程度で、いずれも礫地盤の値としては小さな値を示した。
- ・凍結サンプリングによる高品質な試料を用いた液状化試験では、液状化強度は 0.2 であり礫地盤としてはかなり小さな値を示した。
- ・粒度試験の結果、均等係数は 140～325 で細粒分も 7～10%程度含む粒度分布のよい材料であった。

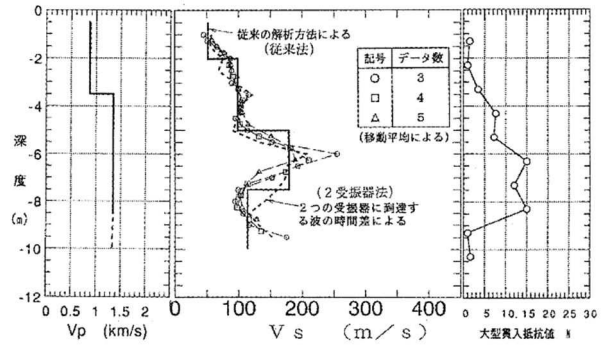


図 弾性波速度・大型貫入抵抗値深度分布

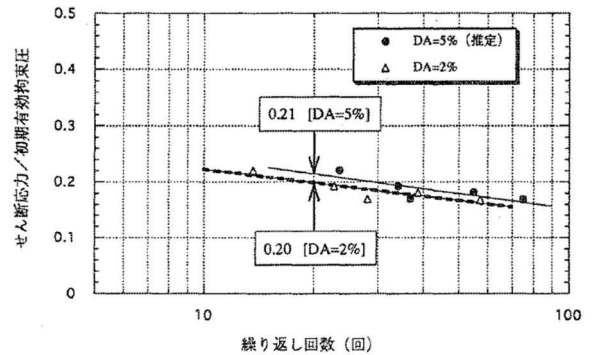


図 液状化強度比

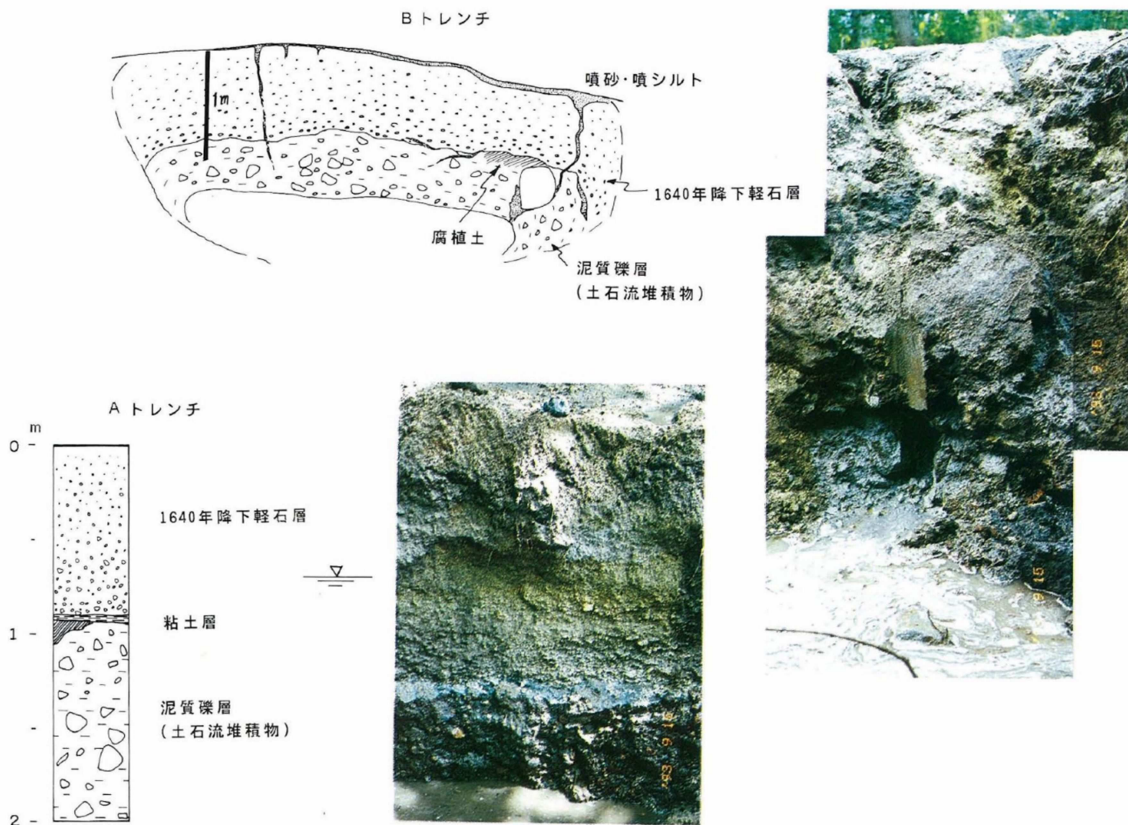


図 トレンチ掘削調査地点にみられる地質

### 2.3.2 中の沢小学校

- ・中の沢小学校の屋外運動場のほぼ全域が液状化し、砂場付近の側溝と敷地境界の水路護岸では、側溝で最大 85cm、水路護岸で最大 160cm の側方移動が発生した。移動方向は概ね南北方向であった。
- ・運動場の地盤条件を概略調べるための簡易貫入試験の結果、表層 GL-1 から3~4m まで非常に緩い層が分布し、その下位から NH 値が急激に増加することから、液状化層厚は深さ 1m から 2~3m の厚さと推察されている。
- ・河川との高低差がドライビングフォースとなり、液状化した校庭の上盤を小河川の方向へ移動させた結果、校舎の建っていたところにある盛土は大きく沈下し、小河川の脇のコンクリートブロックが転倒したというのが被害メカニズムの概略である。

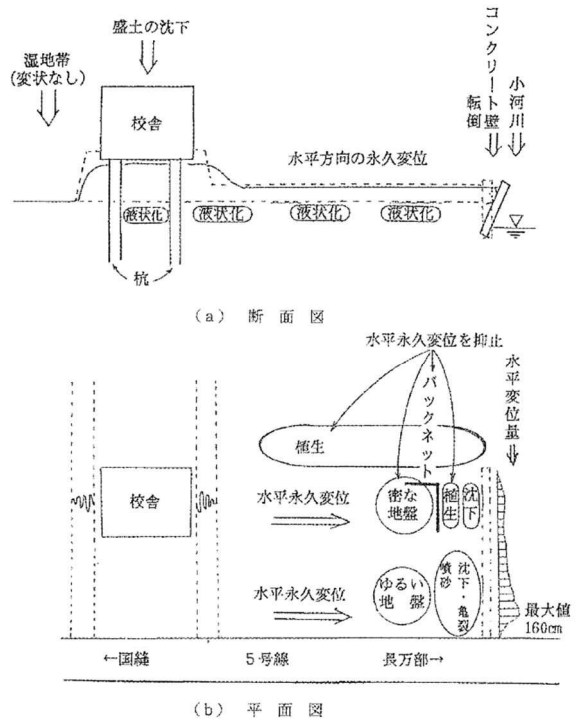


図 地盤変状の説明図

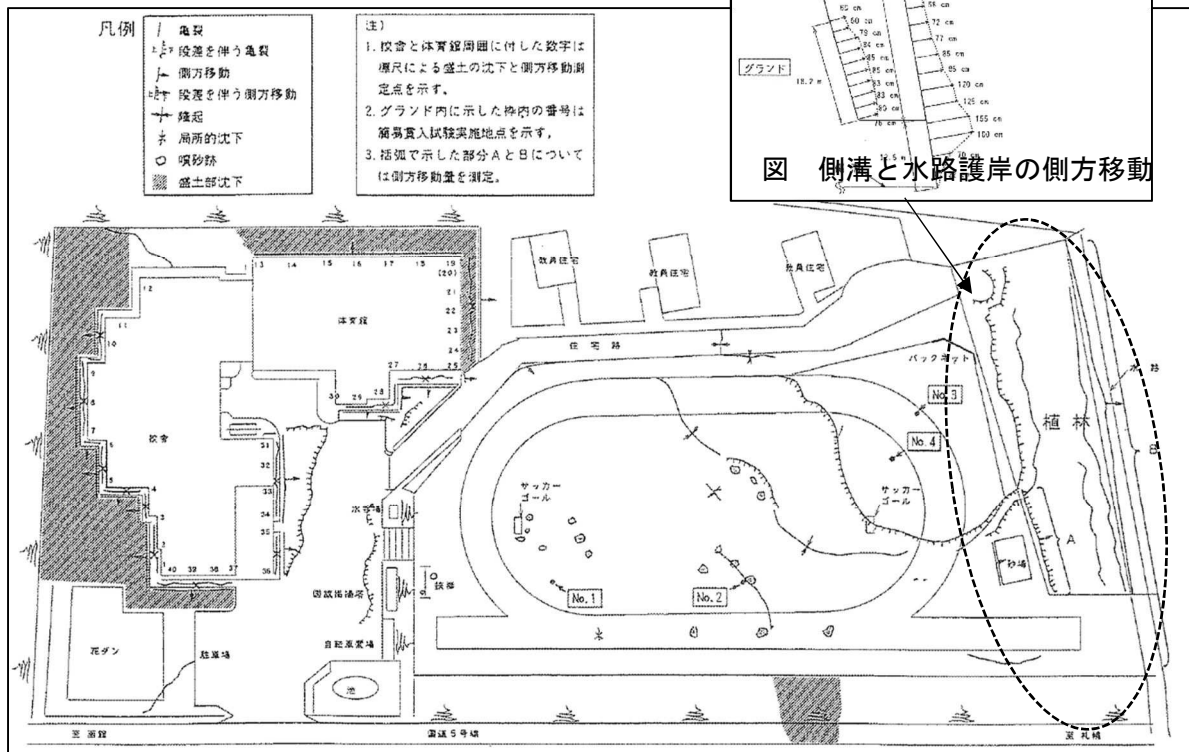


図 中の沢小学校の液状化による地盤変状

### 2.3.3 火山性堆積物の液状化

- ・駒ヶ岳南麓大沼，小沼付近の広範囲（七飯町，森町）において礫混じりの火山性堆積物が液状化した。
- ・クルミ坂岩屑なだれ堆積物の流れ山を整地した切土部の礫地盤での液状化であり，特に切土部分で液状化したという点で工学上重大な問題と考えられている。

### 2.3.4 墓石の被害（森町赤井川地区）

- ・墓石の被害は液状化の被害を受けた地域では少なく，森町全体で倒壊した120本（総数3000本）の墓石のうち，わずか3本がこの地域のものであった。
- ・これは付近の地盤が液状化したため，地震加速度がある程度軽減したことに関係すると考えられている。

### 2.3.5 後志利別川流域における地盤変状

- ・日本海側に面し震源域から近い後志利別川流域では大規模な液状化が発生し，地割れ，噴砂等の地盤変状が各地で見られた。
- ・航空測量から地盤の永久変位を測定した結果，愛知地区では主に三ヶ月湖，旧河道の内側において噴砂等の液状化現象が発生しており，地盤は旧河道の円弧の中心から，旧河道方向へ2～3m水平移動し，0.5～1m沈下していた。
- ・特にD地区では地盤の水平変位は，標高のやや高い円弧の中心部から始まり，標高の低い旧河道に向かっており，特に旧河道付近では最大水平変位量が3mにも達している。
- ・旧河道の内側で被害が生じるのは，旧河川の蛇行の内側は川の流れによって削られていくものの，内側は上流から運ばれてきた砂などが徐々に堆積してゆくため，新しくかつ非常に緩かったためと考えられている。

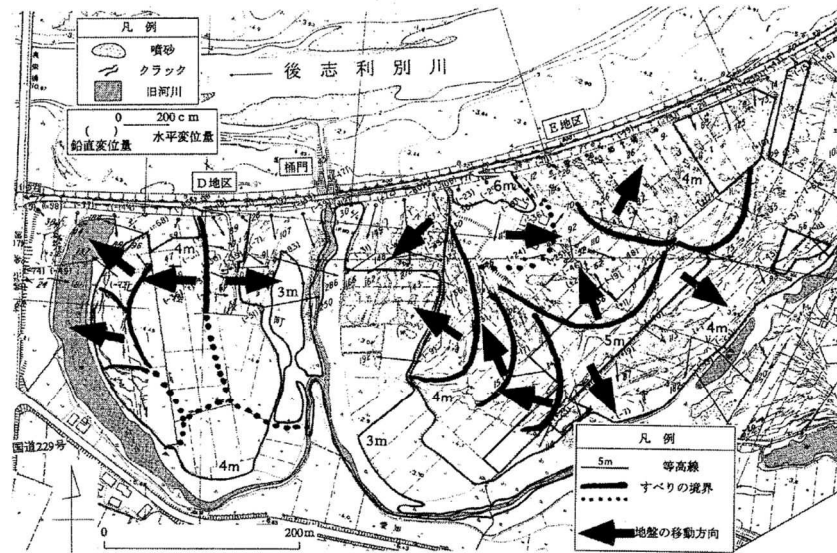


図-5 愛知地区におけるすべりのパターン  
(平面図)

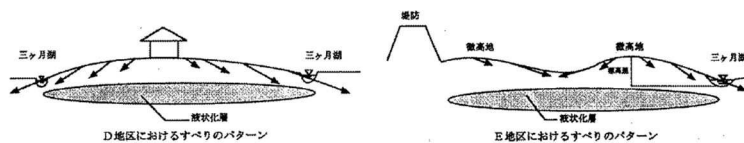


図-6 愛知地区におけるすべりのパターン  
(断面図)

図 後志利別川 愛知地区におけるすべりパターン

### 2.3.6 尻別川及び後志利別川の被害概要

- ・尻別川では縦断亀裂及び堤防の天端が 40～50cm 程度の沈下を伴い縦断亀裂が多数発生しているものが約 7 割を占めている。
- ・後志利別川では法面の崩壊と天端相当部分の崩壊を主とし縦断亀裂が多数発生している大規模な被災が 5 割弱を占めている。
- ・相対的に尻別川に比べ後志利別川の方が被害が大きいの、河口までの距離が尻別川では 96km に対し後志利別川では 67km と約 29km ほど後志利別川の方が震央に近いことが被害の大小を分けたと考えられている。
- ・被害は旧河道に集中しているとはいいがたいが、両河川とも旧河道で被害が大きくなる傾向を示している。

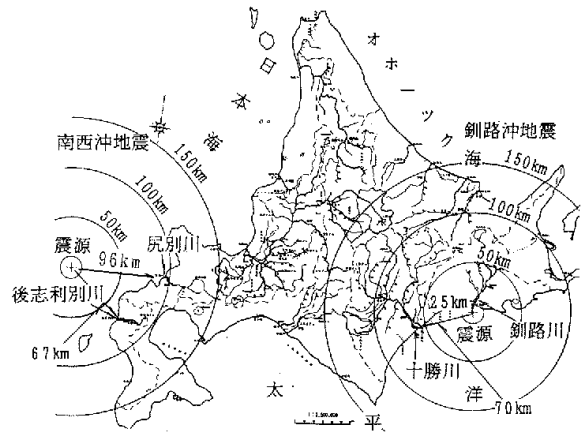


図 震源地と各河川の被害位置との関係

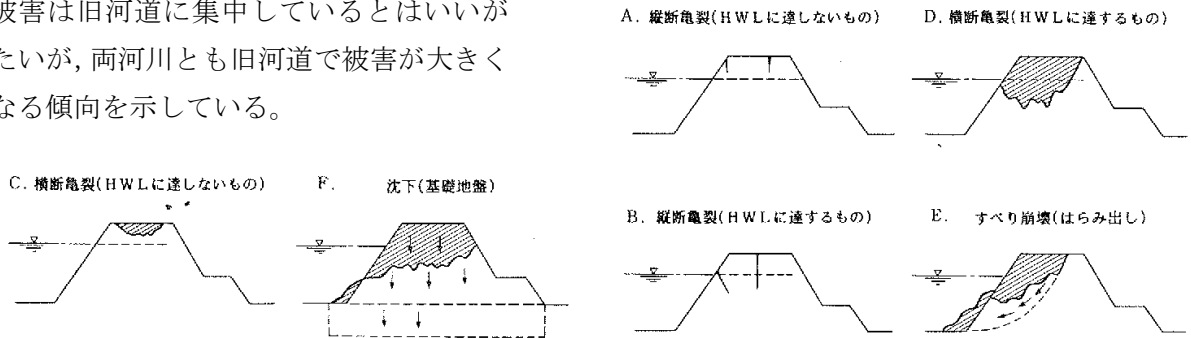


図 堤防の被災形態による分類

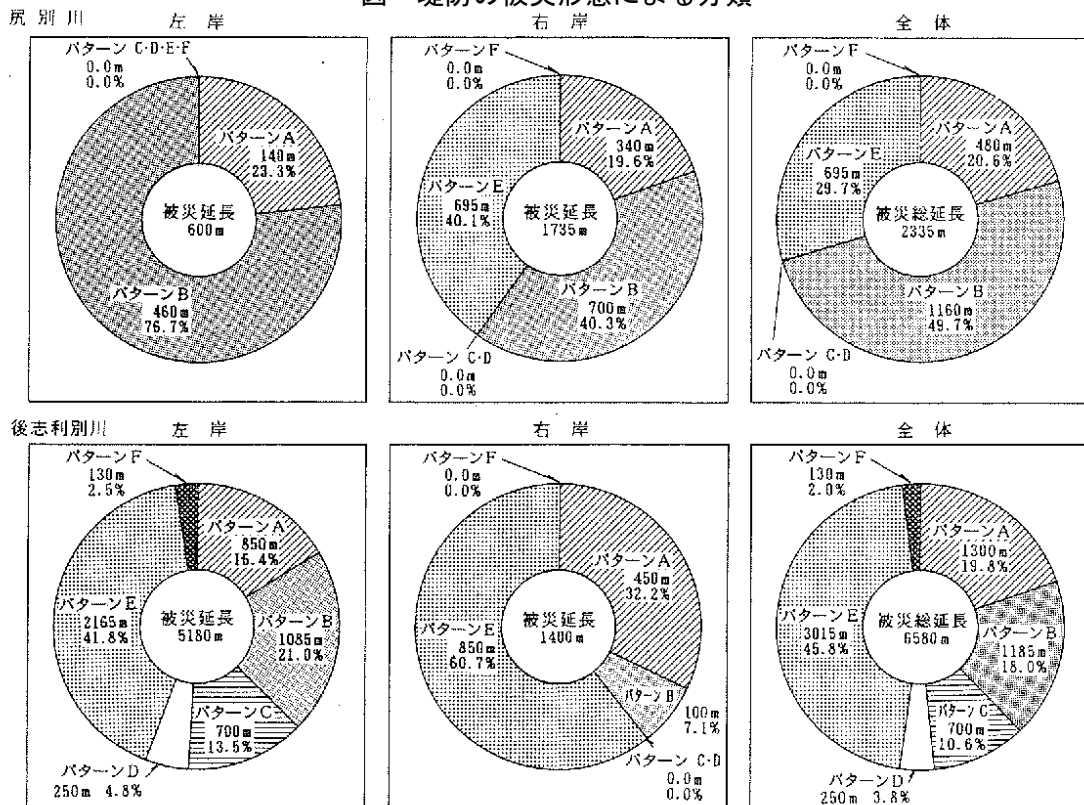


図 パターン別堤防被災状況



(1) 後志利別川 兜野築堤左岸 KP0. 865

- ・開削調査の結果、被災時に堤体中央がくさび状に 2m 沈下し、堤外側及び堤内側法肩直下ではせん断面が見受けられる。
- ・せん断面付近には、堤体下位の砂層の液状化により吹き上げた砂が侵入している。
- ・ボーリング調査から基礎地盤 6m までは N 値が 15 以下の緩い砂質土層が連続的に分布し、大きく As1 層と As2 層の 2 つに分けることができるが、基礎地盤下 3m までは N 値が 6 以下の主に旧河道部にみられる細粒土から砂までの幅の広い粒径をもつ砂質土 (As1 層) が分布する。
- ・上載荷重の少ない基礎地盤下の緩い砂質土層 (As1 層及び As2 層) が液状化し、支持力を失った堤体は両法面上部に縦断亀裂を伴いながら天端に陥没が生じた。基礎地盤下の薄い粘性土層を分断し砂質土層まで陥没したため、他の堤体土は堤外側にせり出すようなかたちで変状したというのが被害メカニズムの概略である。

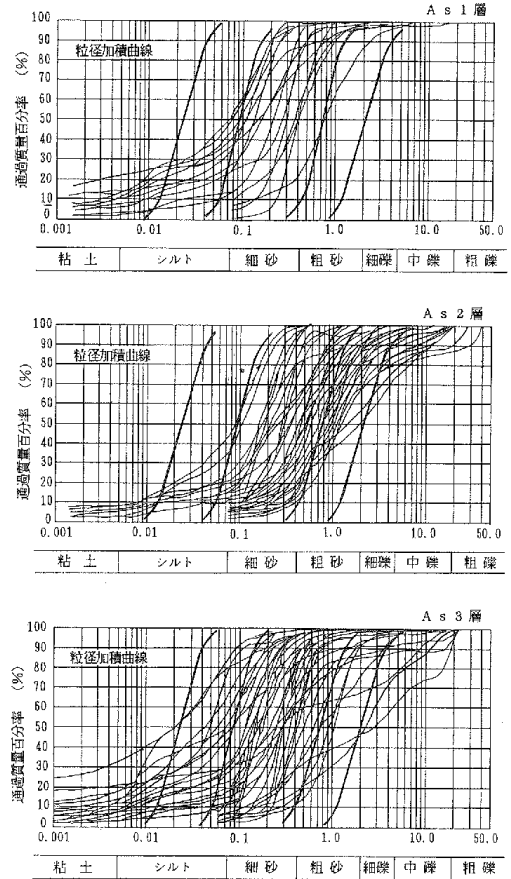
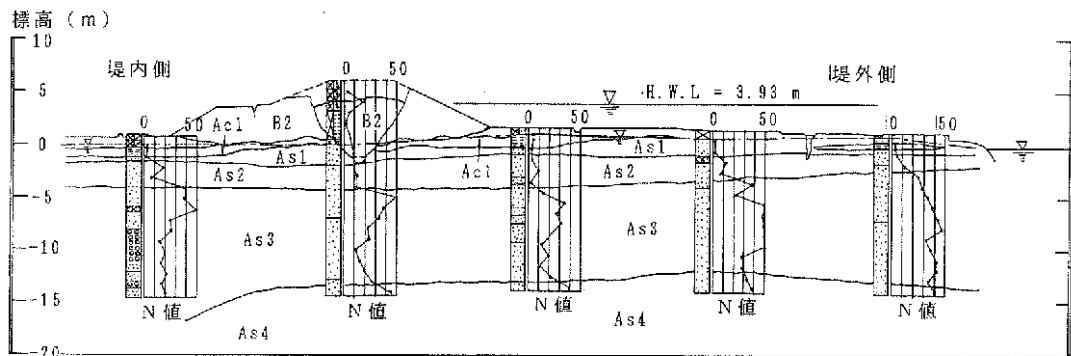


図 兜野築堤左岸 KP0. 865 砂層試料の粒度組成



As: 第1砂質土層, As2: 第2砂質土層, As3: 第3砂質土層, As4: 第4砂質土層, Ac1: 第1粘性土層, B2: 築堤土

図 後志利別川 兜野築堤左岸 KP0. 865 地質断面図

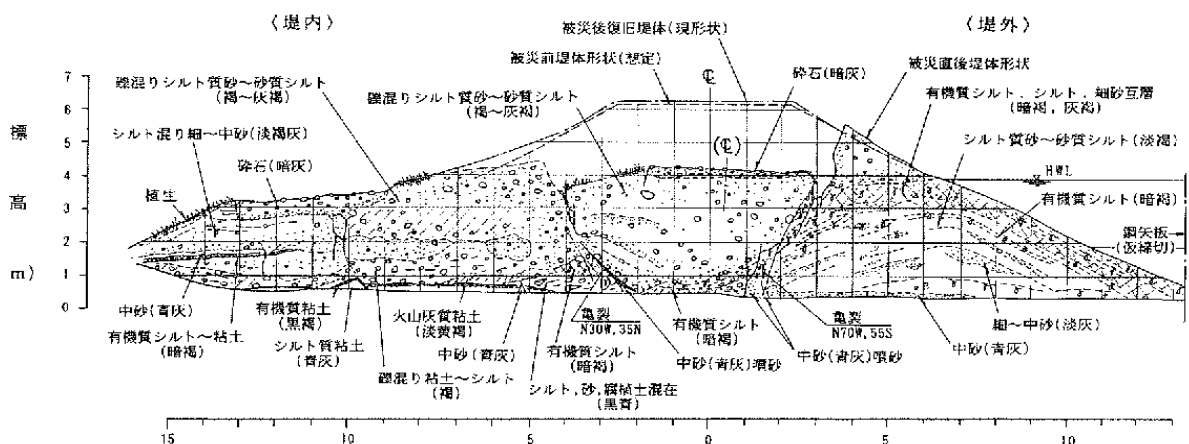


図 後志利別川 兜野築堤左岸 KP0. 865 開削断面図

2.3.6 尻別川 初田築堤中村 地先 KP3.578

- ・開削調査の結果、堤防天端は約 0.3~0.5m 程度沈下しており、センター近傍では約 0.1~0.5m 程度の幅で「くさび状」に大きなクラックが深部まで発生している。
- ・天端直下のクラックは約 50cm と幅が大きく基盤直上堤体部に無数のクラックが入り込んでいる。
- ・液状化により吹き上げて砂が堤体に侵入した様子は確認できない。
- ・堤体全体にクラックが入り、そのクラック範囲は旧地盤面の堤体部で納まっているが、基盤の変状は見受けられない。
- ・液状化は堤体の土被り圧の小さい基礎地盤下のN値が5~10程度の緩い砂層で発生し、堤内、外に噴砂を伴う亀裂が発生したため、堤体は支持力を失いせん断破壊が生じうるような変形を起こしたというのが被害メカニズムの概略である。

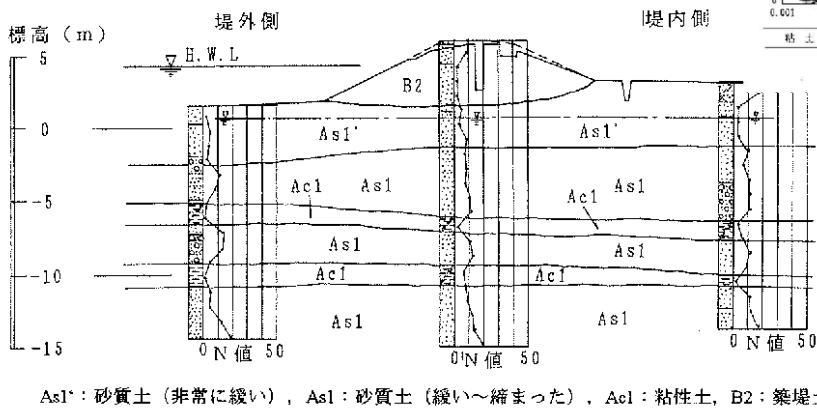
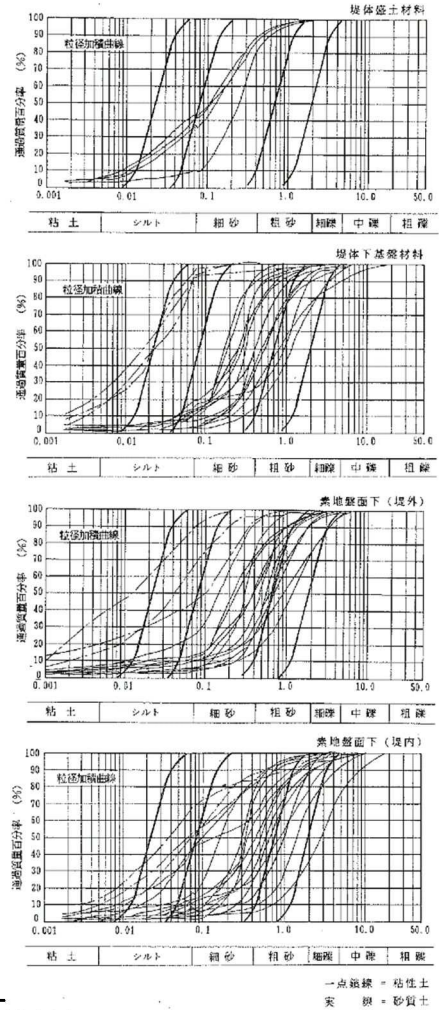


図 尻別川 初田築堤中村 地先 KP3.578 地質断面図

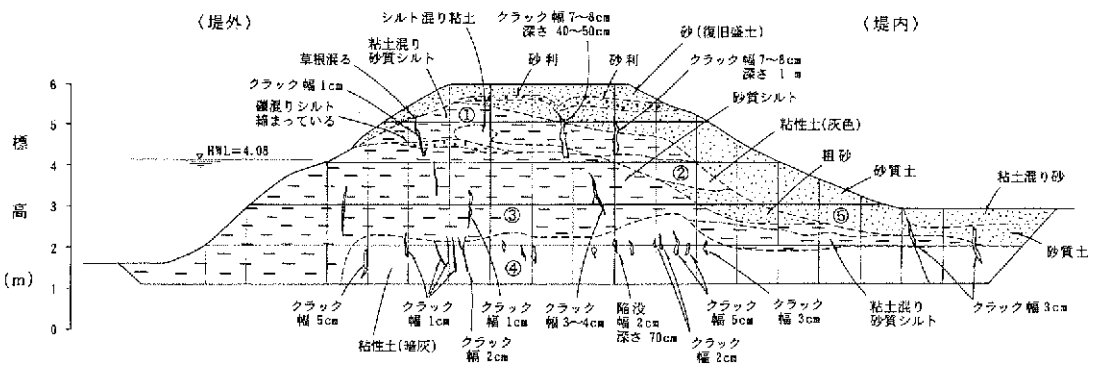


図 尻別川 初田築堤中村 地先 KP3.578 開削断面図

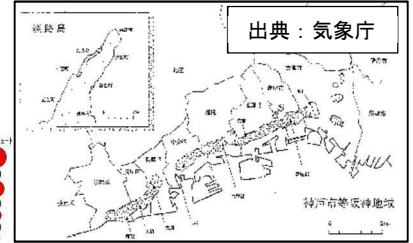
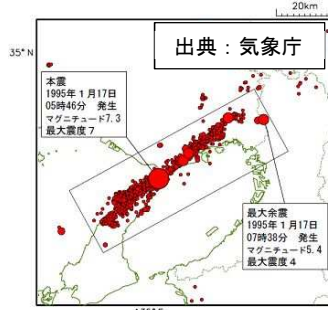
002 年 月 日 時 分 秒  
1995 (H07). 01. 17 05. 46

ひょうごけんなんぶじしん  
**兵庫県南部地震** (東西方向に圧力軸を持つ横ずれ断層型)

1. 地震概要

1.1 震源地 震源深さ

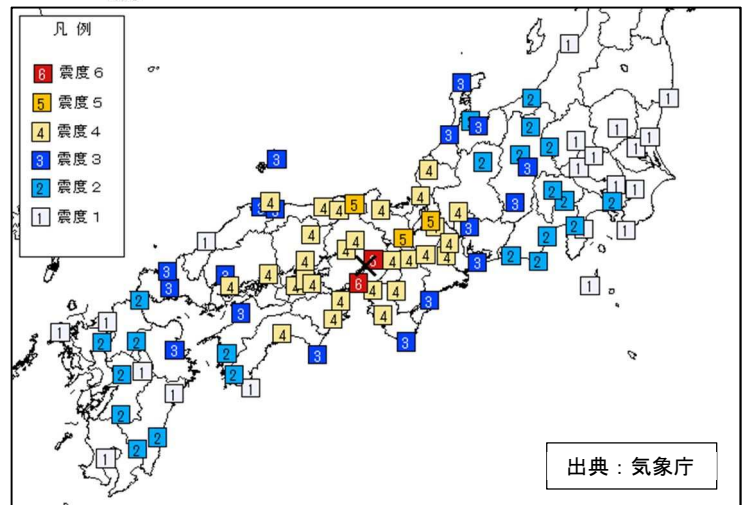
- 震源地 : 兵庫県淡路島北部  
緯度 34°36'N  
経度 135°02'E
- 震源深さ : 16km



現地調査による震度7の分布

1.2 マグニチュード 最大震度

- マグニチュード : M7.3
- 最大震度 : 震度 7  
神戸市、淡路島の一部地域



1.3 代表的な加速度時刻歴

- 兵庫県神戸中央中山手(JMA KOBE)

1.4 代表的な被害状況 (H8. 12. 26 時点)

(1)人的被害

- 死者 6,425 人、行方不明 2 人、負傷者 43,772 人

(2)建物被害

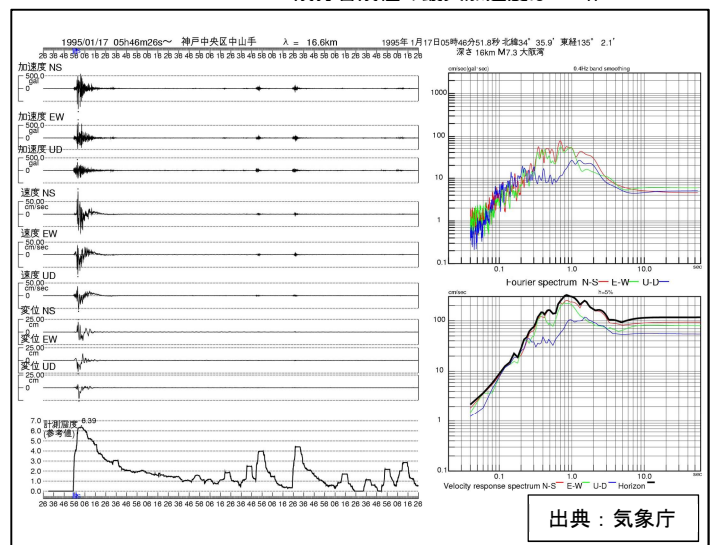
- 住宅被害 全壊 110,457 棟、半壊 147,433 棟、一部破損 230,332 棟

- ライフライン被害 停電 約 260 万戸、断水 約 130 万戸

兵庫県神戸中央中山手 (JMA KOBE)  
三成分合成値の最大加速度は 891gal

- 道路 10,069 箇所(高速自動車国道で100箇所以上の被災、国道 6 路線で橋梁損傷、路面陥没、法面崩落等の被災)
- 橋梁 320 箇所 (阪神高速道路 3 号線、名神高速道路瓦木西高架橋等の落橋、橋脚の座屈、せん断破壊、ひび割れ等の被害)
- 鉄道 (被災路線 31 路線)
- 河川 320 箇所(直轄河川 6 水系 8 河川,77 箇所)で堤防・特殊堤崩壊等の被害、県管理河川で 78 河川、280 箇所の被害)

- 港湾(兵庫県、大阪府、徳島県 24 港でふ頭、道路等に沈下及び亀裂等の被害)



## 2. 液状化について

### 2.1 地形・地質

山と海に挟まれ狭隘な地形を反映して、阪神間には埋立地が多い。激しい液状化はこの埋立地盤において発生した。内陸においても液状化の例はあるが、古い自然地盤ではなく、若齢の盛土や埋土であることが多い。

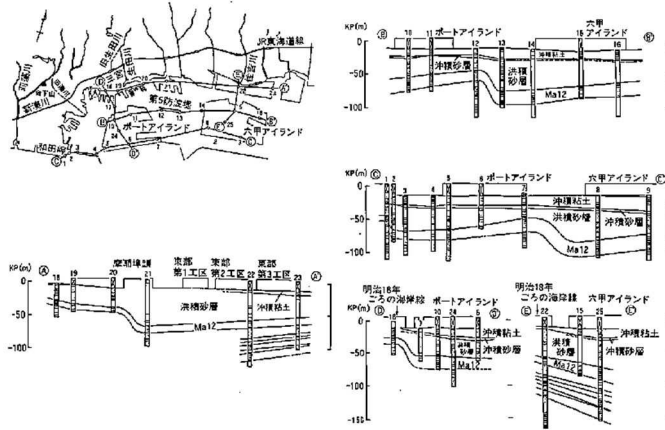


Fig. 6 神戸港の地層断面図<sup>4)</sup>  
Stratal Profiles of the Port of Kobe

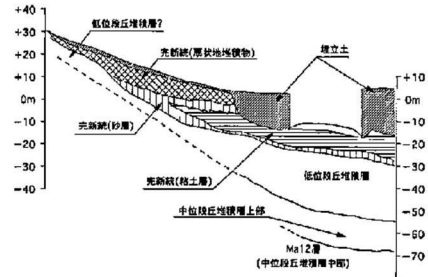


Fig. 5 神戸市東部の地層分布概念図<sup>4)</sup>  
Distribution of Stratum on East Kobe

出典：大林組技術研究所報特別号 1996

### 2.2 液状化（層）の特徴

本地震により、多くの液状化現象が観測された。臨海部のみでなく内陸でも大きな水平地震動が観測されており、内陸部であっても、地盤が比較的軟らかく地下水位の高い場所で液状化が発生した。発生地点は、古い河床、江戸時代以降の臨海部埋立地、沖積平野や埋立てられた古い池の分布と液状化発生領域はよく対応している。液状化発生に関して次の特徴が挙げられる。

#### 1) まさ土による大規模埋立地での液状化

まさ土（風化花崗岩）で埋め立てられた地盤で液状化が発生したということが本地震で明らかになった。N1 値が 25 程度以下という範囲であるが、N1 と液状化強度比との関係が「道路橋示方書」に示されている関係に概ね一致したことから、神戸港の埋立土(まさ土)においても、地盤のN値から液状化強度比の概略地を推定できることが確認されている。

#### 2) 砂礫、石や粘性土の噴出

#### 3) 噴砂の形態(クラック型と噴砂丘のクレーター型)

#### 4) 噴砂の量と時間 (数 10 分以上)

#### 5) 活断層との関係、内陸部では断層近くで液状化が見られた

#### 6) 地盤改良の効果

神戸市から西宮市において、地震時の液状化発生に対して地盤改良を施してあったものが功を奏したものと、地震時ではなく常時の圧密沈下などに対して地盤改良してあったものが、結果的に地震時の液状化対策として効いたものがある。

#### 7) 液状化による港湾岸壁構造物の被害

大半の岸壁や護岸が被災した神戸港において、岸壁の被災形態で特徴的であったのは、9割を占めるともいわれる重力式岸壁（ケーソン式岸壁）が海側へ大きく迫り出して沈下するとともに、背面の埋立地盤が液状化して海側に流動し、永久変形（流動変形）を起こすというものであった。流動変形はポートアイランドや六甲アイランドをはじめとする埋立地の多くの地点で確認された。

### 2.3 液状化に伴う地盤沈下量

液状化により、港湾地域では0.1～0.5m、河川堤防では0.3m～3.0mの地盤沈下が見られた。

区分	地点	地盤沈下量	備考
港湾地域	ポートアイランド	平均 30cm	岸壁の水平変位が及ばない範囲
	六甲アイランド	平均 10cm	噴砂量がポートアイランドより少ない
	芦屋浜	50cm 以下	
河川堤防	淀川西島地区(左岸 0.1km～2.1km 付近)	最大 3.0m	緩い砂質土層が8～10m 分布
	淀川 西島地区(右岸 1.1km～1.9km)	最大 1.8m	砂質土層表層約4m がN値5以下
	淀川 高見地区(左岸 3.4km～3.6km)	最大 0.3m	砂質土上部にFL値1.0以下

## 2.4 液状化被害状況

液状化被害が大きい地域の特徴を以下に示す。

### 2.4.1 港湾地域

#### (1) ポートアイランド

##### 1) 建設の経緯

ポートアイランドは昭和41年(1966年)に工事着手した後、昭和56年(1981年)に443haの人工島が完成し、引き続き第2期工事として、昭和62年(1987年)から390haの造成が進められ、平成22年(2010年)に竣工した。埋立材は、神戸市北西の丘陵地である須磨ニュータウン開発地から搬出された土砂が大部分であり、風化花崗岩(まさ土)が使用されたが、第2期工事では神戸層群(砂岩、泥岩、凝灰岩)が主体で一部大阪層群が使用されている。

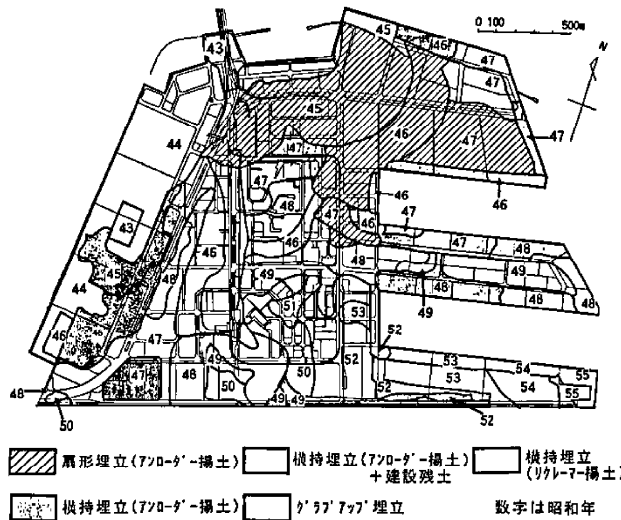
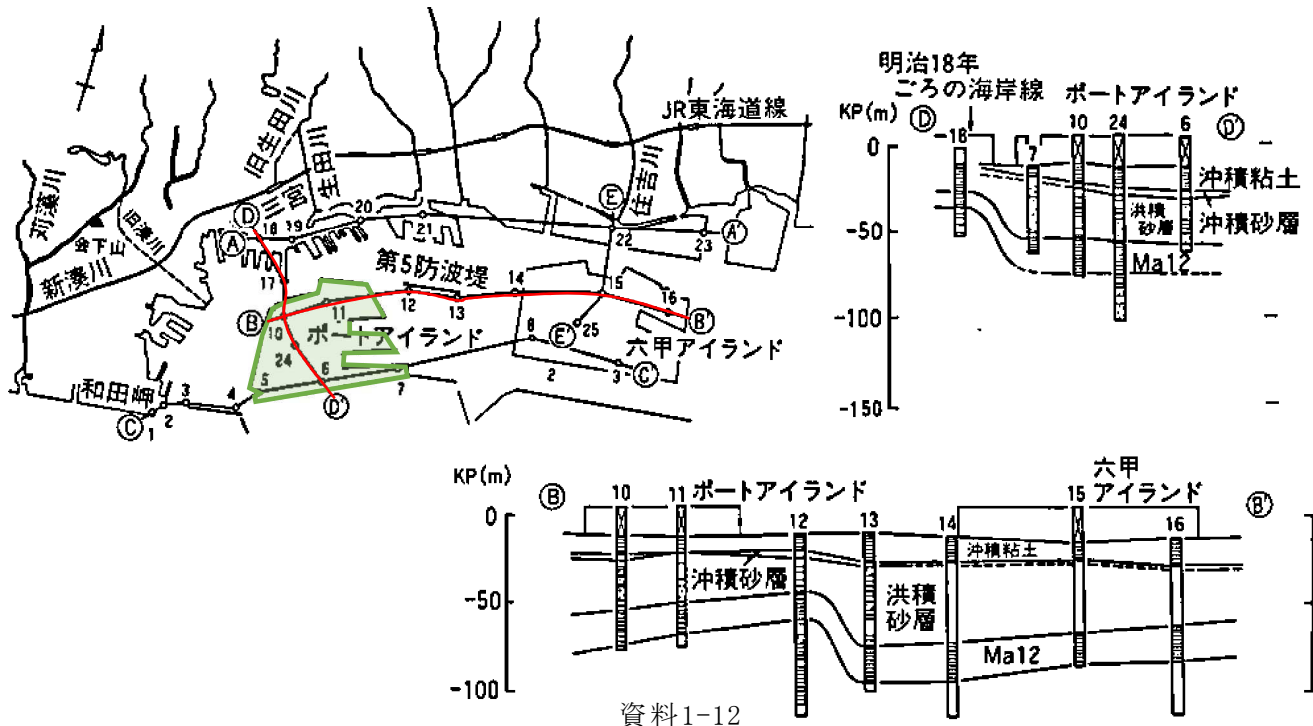


Fig. 3 ポートアイランドの埋立履歴  
History of Reclamation on Port Island

##### 2) 地盤

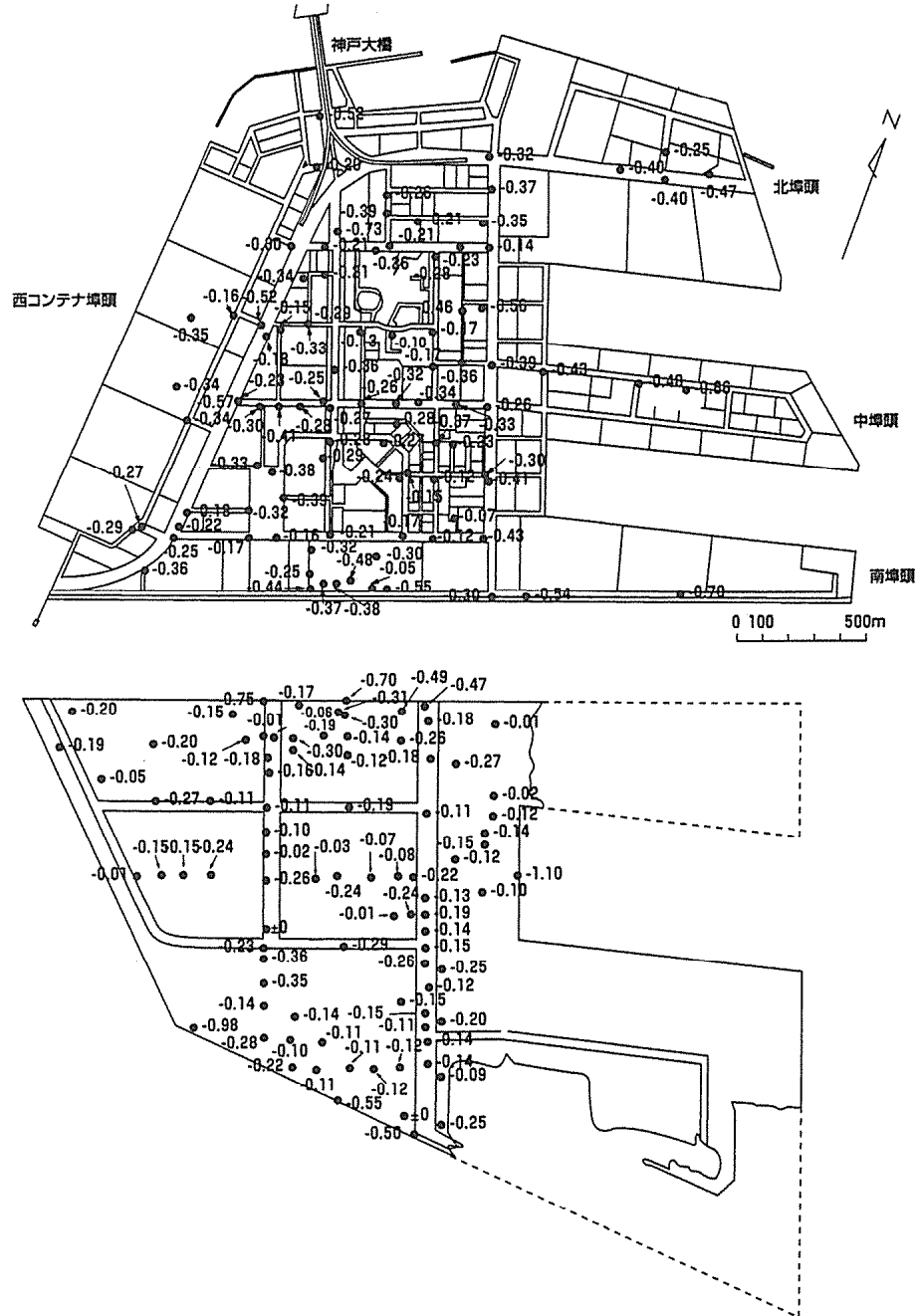
埋立層下部には粘土及びシルトからなる層厚10~20mの海成の沖積粘性土層(Ma13層)があり、その下部には海成の上部洪積互層、この下部には洪積粘性土層(Ma12層:KP-50~60m)がある。



3) 地盤沈下量

下図にポートアイランドにおける地震による地盤沈下量を示す。地震前の平成6年12月末日と地震後の平成7年1月末日の水準測量より得られた結果であり、測点は道路の中央である。ポートアイランド(第2期)では、まだ埋立土による圧密沈下の初期段階であり、表示されている沈下量には無視できない程度の圧密沈下が含まれている。

岸壁の水平変位が及ばない範囲において、平均 30cm 程度である。



(2) 六甲アイランド

1) 建設の経緯

神戸港の第二期海面埋立事業として1972年からその埋立てが開始され、1990年に580haの造成が完了した。その埋立土量は1億2000万m<sup>3</sup>であった。初期に埋め立てられた北よりの部分はポートアイランドと同じ風化花崗岩(まさ土)が使用されたが、その後の埋立てには神戸層群(砂岩・泥岩・凝灰岩)が用いられた。海上埋立工事は海面から-2mまでを底開き式パージ船を使用した埋立て、その後はアンローダー、シフトブルコンベアを使用した埋立てが実施された。現在ある岸壁等の建設は1973年から着手され、埋立地の造成が完了後の1993年までにその建設は完了した。

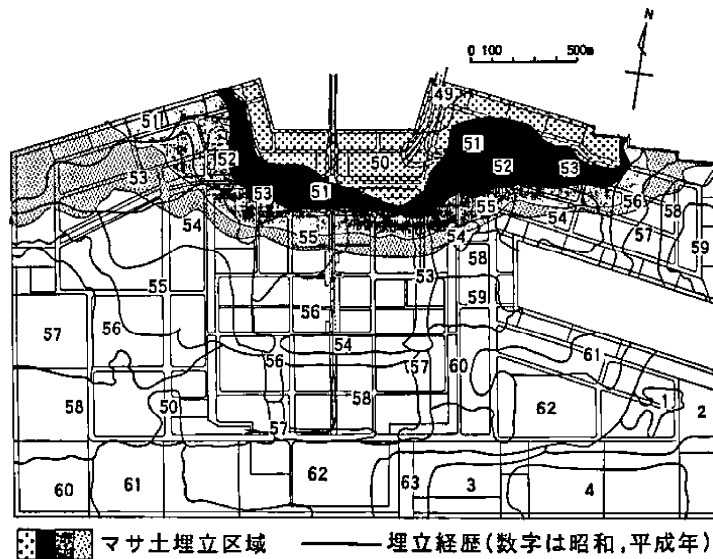
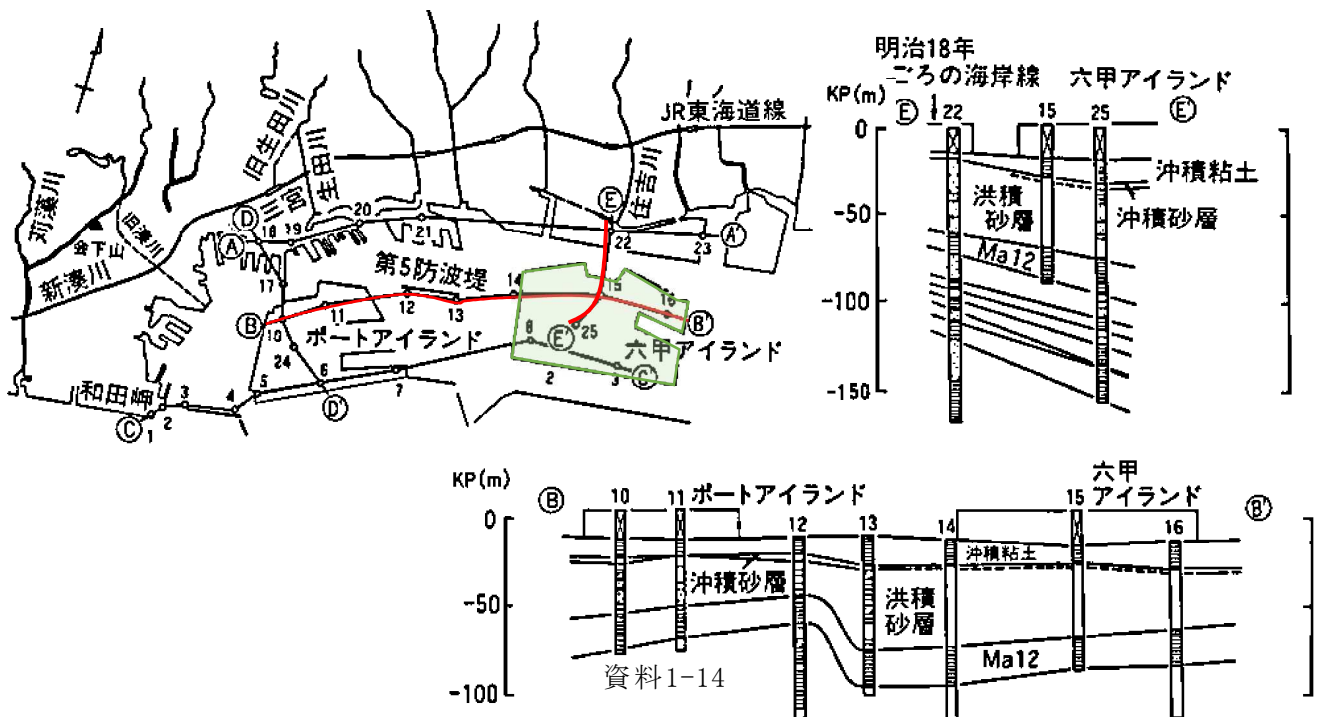


Fig. 4 六甲アイランドの埋立履歴  
History of Reclamation on Rokko Island

2) 地盤

埋立層の下部の旧海底面下層は軟弱な沖積粘性土層であり、その堆積層の厚さは、場所により異なり、10mから20mの範囲にある。この沖積粘性土層の下部の地層は砂質土と粘性土の薄層互層の堆積層で、その下は洪積粘性土層(KP-65~-70m)である。



資料1-14



### 3) 地盤沈下量

下図に六甲アイランドにおける地震による地盤沈下量を示す。地震前の平成6年12月末日と地震後の平成7年1月末日の水準測量より得られた結果であり、測点は道路の中央である。

岸壁の水平変位が及ばない範囲において、平均 10cm 程度である。

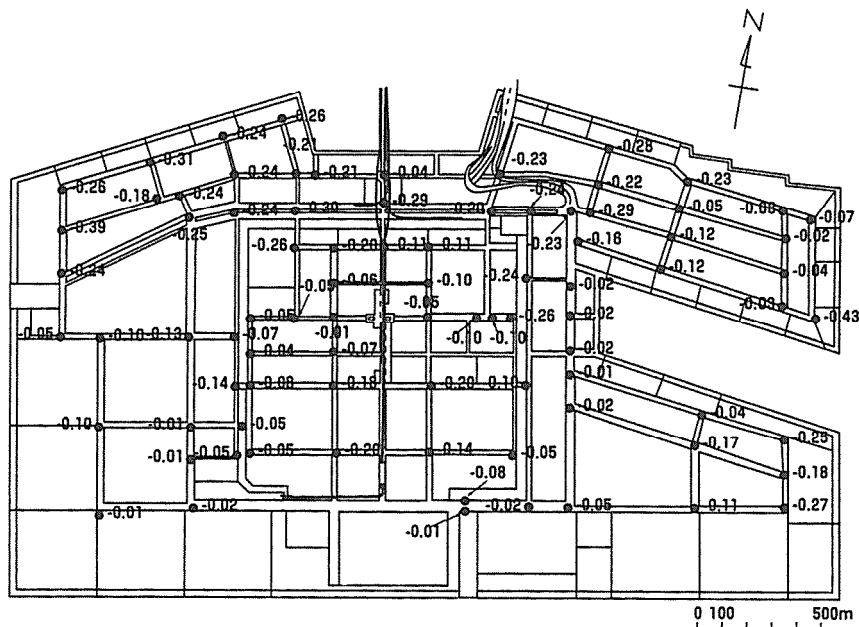


図 5.3.29 地震による地盤沈下量の分布 (六甲アイランド)<sup>3)</sup>

Fig. 5.3.29 Distribution of settlement of ground surface due to earthquake (Rokko Island)<sup>3)</sup>

(3) ポートアイランド・六甲アイランドに関する分析資料

「阪神・淡路大震災調査報告」において、動的変形・強度特性および埋立層厚と沈下量等との関係が示された。

1) 動的変形・強度特性

まさ土による埋立地盤の動的変形・強度特性を調べるために、地震後にポートアイランド及び六甲アイランドにおいて、凍結サンプリング試料を用いて動的変形特性及び液状化抵抗が調べられた。

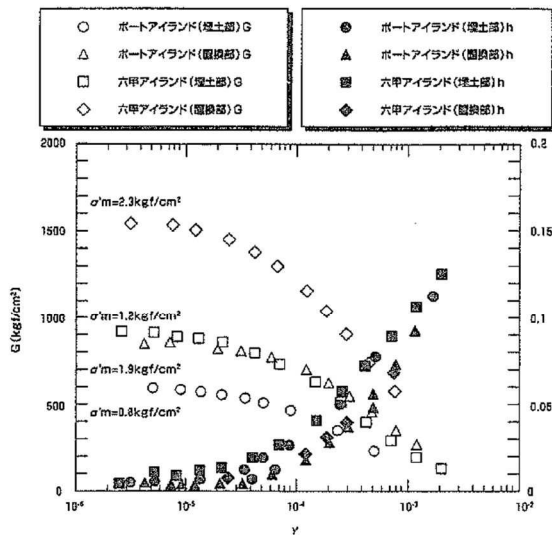


図 5.3.14 G-γ 及び h-γ 曲線 (凍結サンプル)

Fig. 5.3.14 G-γ and h-γ curves (frozen sample)

表 5.3.3 動的変形試験に用いた供試体 (凍結サンプル)  
Table 5.3.3 Specimen used for dynamic deformation test (frozen sample)

対象	番号	採取深度 G. I. (m)	乾燥密度 (g/cm³)	間隙比	有効拘束圧 (kN/m²)	記号 G, h
六甲アイランド	埋土部 RST 2-⑤D	8.05~8.65	1.748	0.490	120	○, ●
	置換部 RST 2-⑩D	22.80~23.40	2.015	0.319	230	△, ▲
ポートアイランド	埋土部 PST 1-④	8.60~9.20	1.960	0.356	80	□, ■
	置換部 PST 1-⑨U	15.57~16.17	1.761	0.513	190	◇, ◆

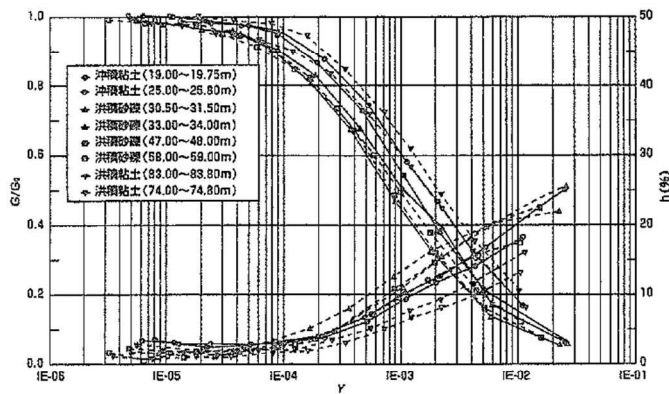


図 5.3.15 動的変形試験結果 (ポートアイランド地震計設置地点) - 地震後 - 37

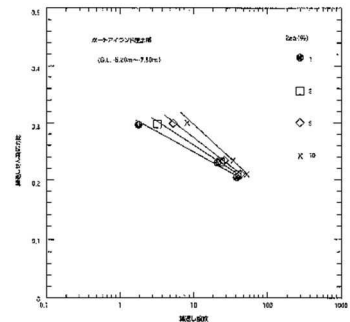


図 5.3.16 高速せん断応力比と繰返し回數 (ポートアイランド: 埋土部)  
Fig. 5.3.16 Cyclic shear stress ratio and number of cycles (Port Island: reclaimed land area)

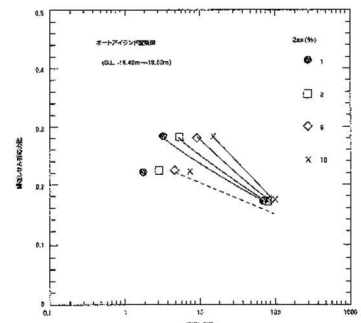


図 5.3.17 高速せん断応力比と繰返し回數 (ポートアイランド: 置換部)  
Fig. 5.3.17 Cyclic shear stress ratio and number of cycles (Port Island: replaced area)

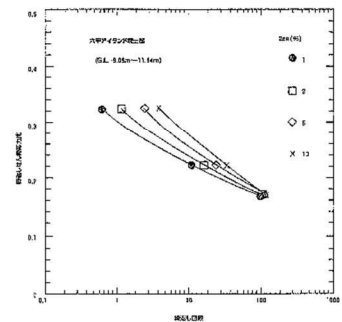


図 5.3.18 繰返しせん断応力比と繰返し回數 (六甲アイランド: 埋土部)  
Fig. 5.3.18 Cyclic shear stress ratio and number of cycles (Rokko Island: reclaimed land area)

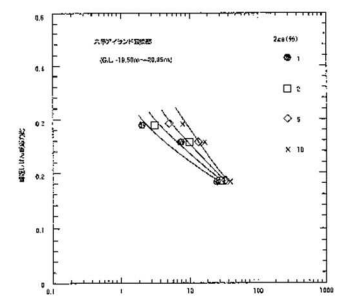


図 5.3.19 繰返しせん断応力比と繰返し回數 (六甲アイランド: 置換部)

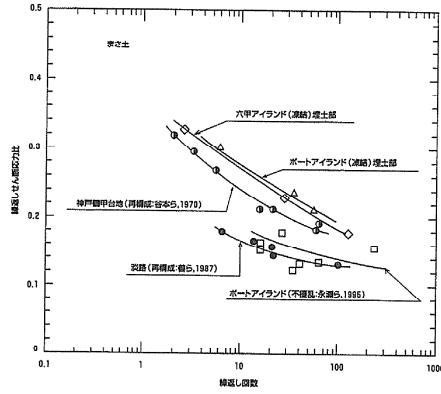


図 5.3.20 液状化抵抗の比較  
Fig. 5.3.20 Comparison of liquefaction resistance

図 5.3.21 液状化抵抗と換算 N 値の関係<sup>13)</sup>  
Fig. 5.3.21 Relationship between liquefaction resistance and corrected STP N-value

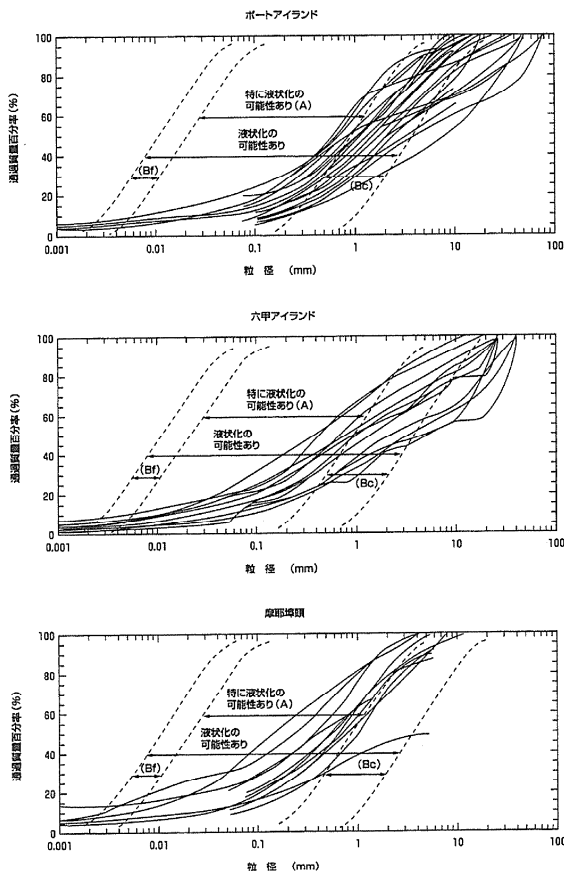
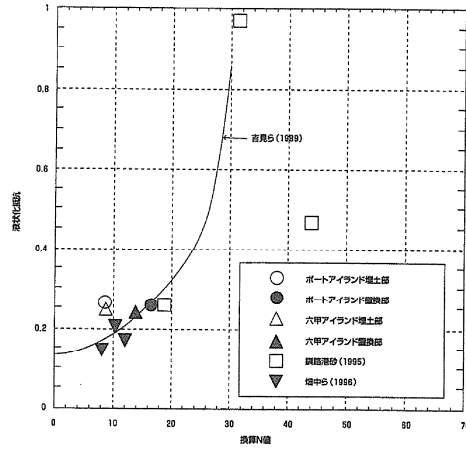


図 5.3.22 粒径加積曲線 (地震前)  
Fig. 5.3.22 Grain size distribution curves (before earthquake)

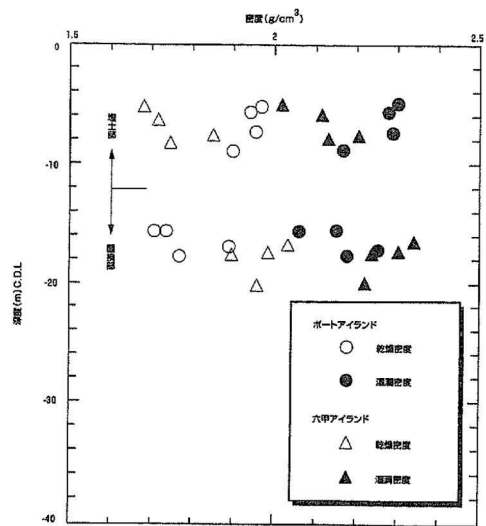


図 5.3.23 凍結サンプルから求められた地盤の密度  
Fig. 5.3.23 Density of reclaimed land measured with frozen samples

2) 埋立地内の変状

地震による地盤の沈下量の頻度分布と埋立土の層厚と地震による地盤の沈下量との関係を以下に示す。

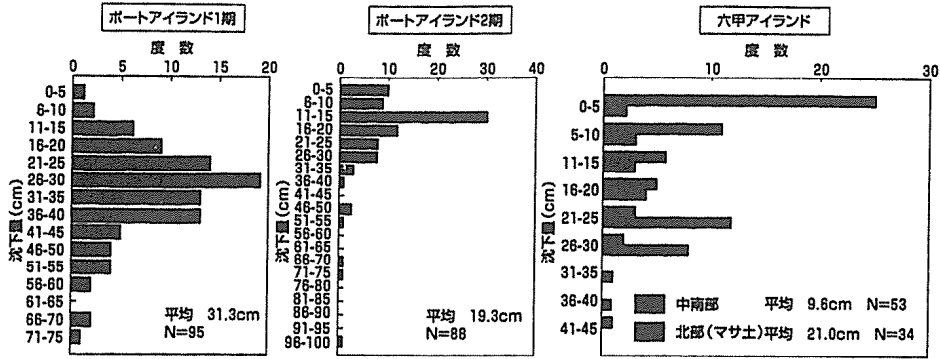


図 5.3.30 地震による地盤沈下量の頻度分布<sup>3)</sup>

Fig. 5.3.30 Frequency of settlement of ground surface due to earthquake<sup>3)</sup>

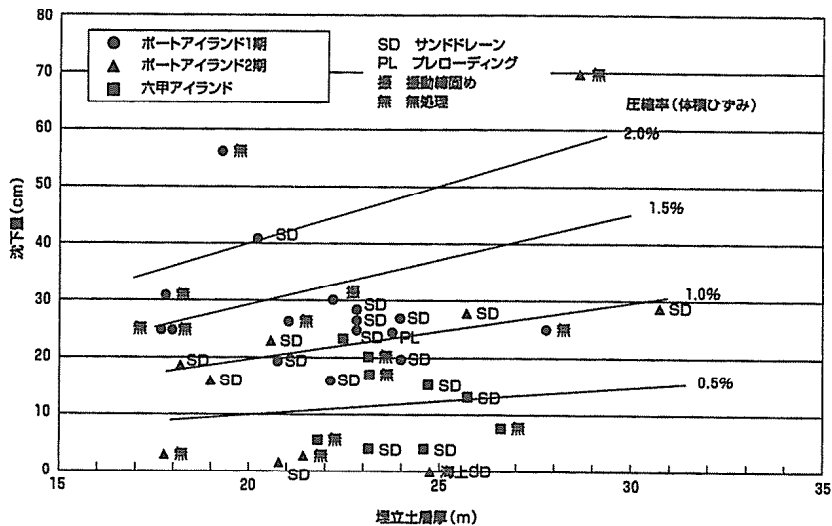


図 5.3.31 埋立土層厚と地盤沈下量の関係<sup>3)</sup>

Fig. 5.3.31 Relationship between thickness of reclaimed layer and settlement of ground surface<sup>3)</sup>

## 2.4.2 河川堤防

### (1) 淀川 西島地区(左岸 0.1km~2.1km 付近)

#### 1) 現地状況

淀川の河口に近い感潮区間であり、堤防形態が波浪に対応できる波返し工のついた高さ 1.6m のパラペットとコンクリート構造の表法面、越波した場合でも堤防が洗掘されないように天端をアスファルト舗装、裏法面をコンクリートブロックにより被覆した特殊堤構造となっている。堤体下部に分布する緩い砂質土の地盤が液状化したことなどにより、土堤の堤防本体部分が陥没し、この崩壊とともにコンクリートでできた特殊堤も崩壊し、川側にずり落ちるように大破している。

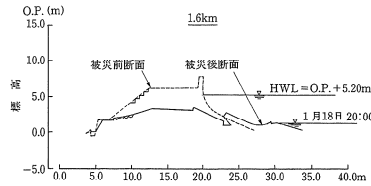


図 6.3.3 被災前後の堤防断面形状  
Fig. 6.3.3 Cross section of the embankment before and after the earthquake.

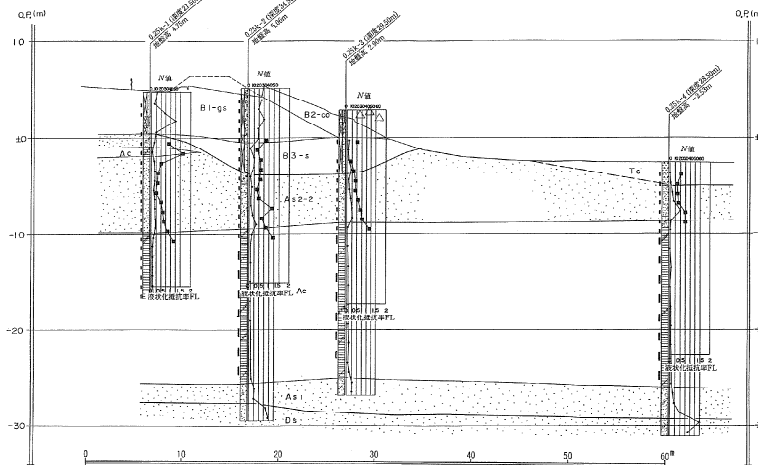


図 6.3.5 液状化層の分布  
Fig. 6.3.5 Distribution of liquefaction layers.

#### 2) 地盤状況

被災後に実施したボーリング資料から、堤防直下の基礎地盤には緩い砂質土層が 8~10m 程度、堤防敷全般にわたり広く分布していることが判明し、粒度分布と合わせて検討した結果、液状化が生じやすい地層であると結論づけられた。断面図の網掛け部分が液状化層である。

#### 3) 地盤沈下量

崩壊前のパラペット天端高は O.P.+8.1m、土堤天端が O.P.+6.5m であったが、崩壊後には O.P.+3.5m 程度で約 3.0m 沈下した。

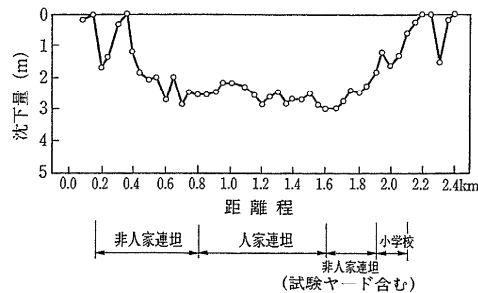


図 6.3.4 堤防沈下量  
Fig. 6.3.4 Settlement of the levee.

(2) 淀川 西島地区(右岸 1.1km~1.9km 付近)

1) 現地状況

堤防の形態及び構造は、対岸の西島地区と同様である。ただし、消波ブロックが高い位置まで設置されている。

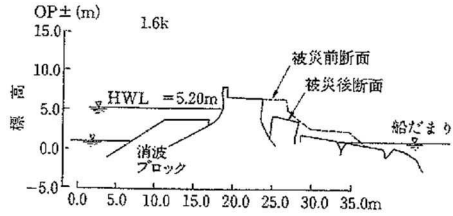


図 6.3.7 被災前後の堤防断面形状  
Fig. 6.3.7 Cross section of the levee before and after the earthquake.

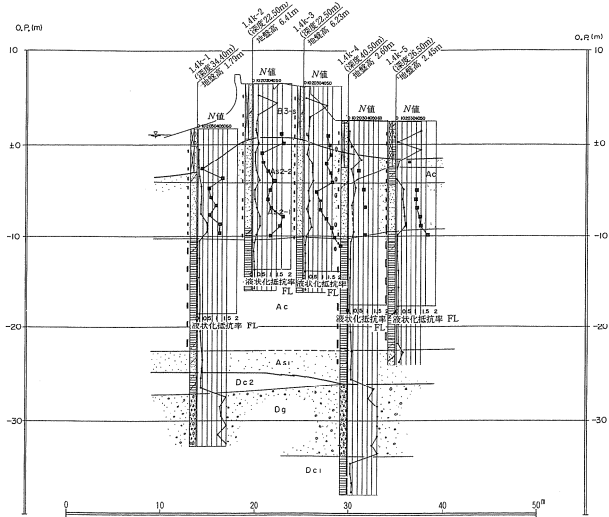


図 6.3.9 液状化層の分布  
Fig. 6.3.9 Distribution of liquefaction layers.

2) 液状化状況

被災後に実施したボーリング資料から、堤体直下の砂質土層の表層約 4m が N 値 5 以下で、それ以下では N 値 10 以上の層であった。上層の砂層について粒度試験が実施され、粒径加積曲線を作成した結果、大部分の試料は液状化を生じやすいとされる粒度分布の範囲に入った。液状化判定の結果、次の特徴が認められた。

- ・堤体天端下部では、FL 値が 1.0 以下となる箇所は見られるが、最上部には 1.0 以上を示す層が 2.0m 以上の厚さで分布している。
- ・裏法肩下部では、全体的に FL 値の値が大きく、1.0 以上を示す箇所が多い。
- ・裏法尻付近においては、FL 値が全体に小さく、特に砂質土層の上部で殆ど 1.0 以下を示している。

これらのことから被災原因を推定すれば、裏法尻付近の砂質土層の上部において液状化現象が発生し、それが誘因となって堤内側の堤防半分が陥没あるいは変形したものと考えられる。

3) 地盤沈下量

西島地区左岸側と同様に堤防基礎地盤の液状化により、土堤部分に縦断亀裂が生じ、最大 1.8m 陥没し、これにより堤防中央付近で段差が生じた。

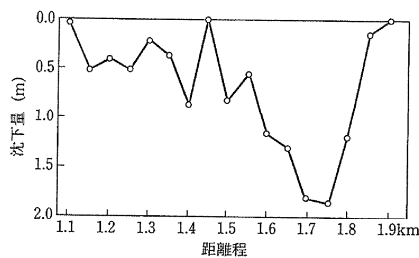


図 6.3.8 堤防沈下量  
Fig. 6.3.8 Settlement of the levee.

(3) 淀川 高見地区(左岸 3.4km~3.6km 付近)

1) 現地状況

堤防の形態及び構造は、下流西島地区と同様であるが、前面に幅 10m の高水敷が O.P.+3.0m の高さで造成されている。堤防土堤天端の沈下と堤防天端の縦断亀裂並びに裏護岸の亀裂、はらみ出しである。

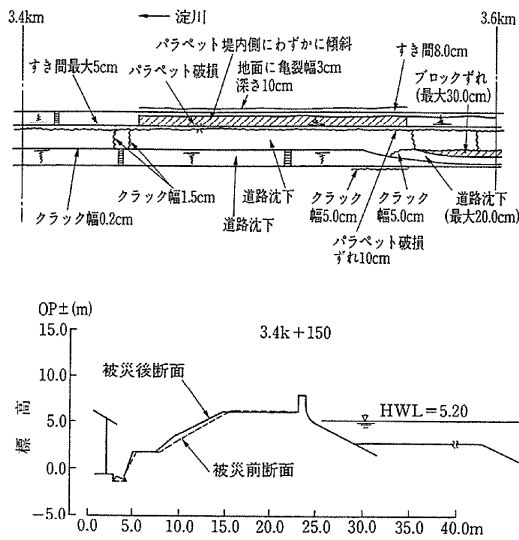


図 6.3.11 被災前後の堤防断面形状

Fig. 6.3.11 Cross section of the levee before and after the earthquake.

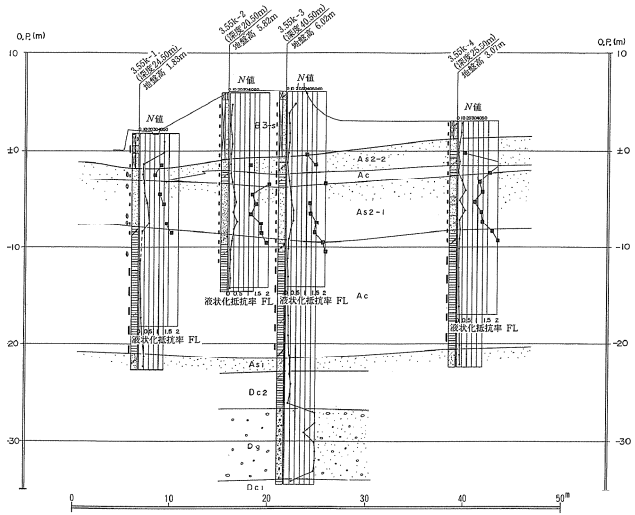


図 6.3.13 液状化層の分布

Fig. 6.3.13 Distribution of liquefaction layers.

2) 液状化状況

液状化判定により被災原因が推定され、判定の結果、裏法尻付近と高水敷において、砂質土上部に FL 値が 1.0 以下を示す箇所が見られた。堤体裏法下部の砂質土のうち、表層付近の一部に液状化が生じたことにより支持力が低下し、裏法尻部が変形するとともに裏法面が沈下変形したものと推定される。

3) 地盤沈下量

土堤部の被災前の天端高は O.P.+6.5m であったが、部分的に最大 0.3m の沈下があった。

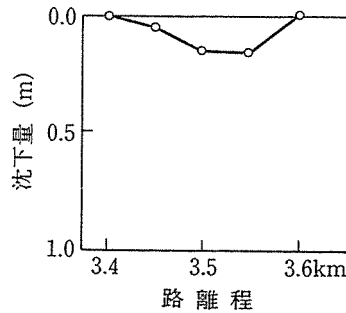


図 6.3.12 堤防沈下量

Fig. 6.3.12 Settlement of the levee.

003 年 月 日 時 分 秒  
2000(H12).10.06 13.30.10

へいせい ねん 2000ねん とっとりけんせいぶじしん  
**平成12年(2000年)鳥取県西部地震**

(横ずれ断層型・陸のプレート内地震)

**1. 地震概要**

**1.1 震源地 震源深さ**

- 震源地 : 鳥取県西部  
緯度 35.27° N  
経度 133.35° E
- 震源深さ : 7.8km

**1.2 マグニチュード 最大震度**

- マグニチュード : M7.3
- 最大震度 : 震度 6 強 (境港市他)

**1.3 代表的な加速度時刻歴**

- 境港市東本町 最大合成加速度 762gal (cm/s<sup>2</sup>)  
(気象庁設置、震央から北西に約 30km の地点)

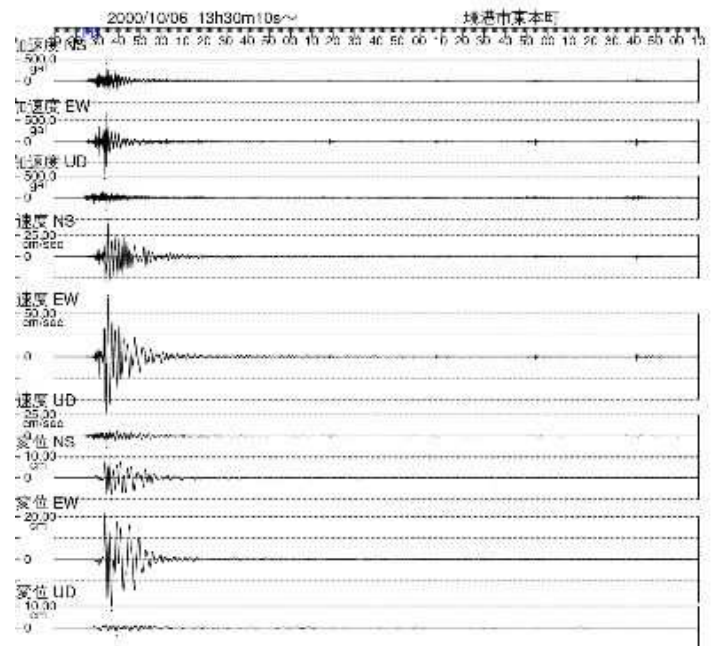
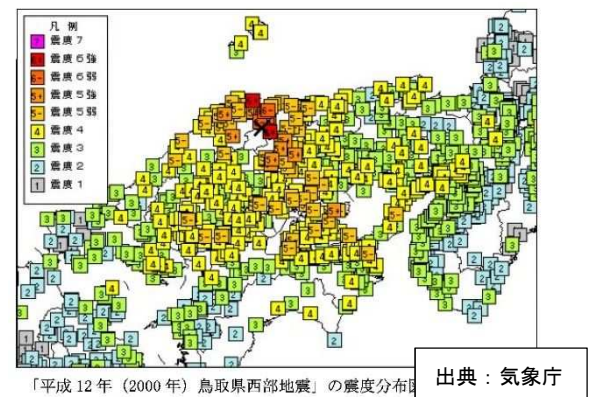
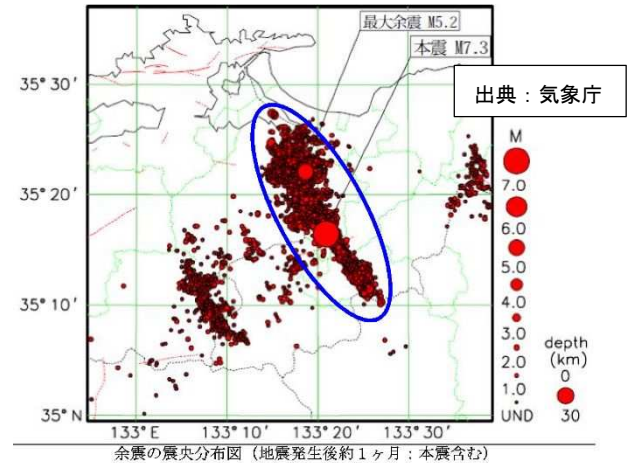
**1.4 代表的な被害状況**

(1) 人的被害

- 死者 0 人、負傷者 182 人

(2) 建物被害

- 住宅被害 全壊 435 棟 半壊 3,101 棟
- 大規模な火災は発生していない
- ライフライン被害  
停電戸数 17,403 戸 (消防庁)  
断水戸数 6,801 戸 (消防庁)
- 高速自動車道(米子) 7ヶ所
- 国道 通行止め、片側交互等 11ヶ所
- 県道 通行止め 35ヶ所
- (土砂崩壊、落石、のり面崩壊等)
- 港湾 (境港:68ヶ所、米子港:23ヶ所等)
- 空港 米子空港 滑走路の亀裂
- 土砂災害  
土石流 2件、がけ崩れ 27件、じすべり 3件
- ダム 被災なし

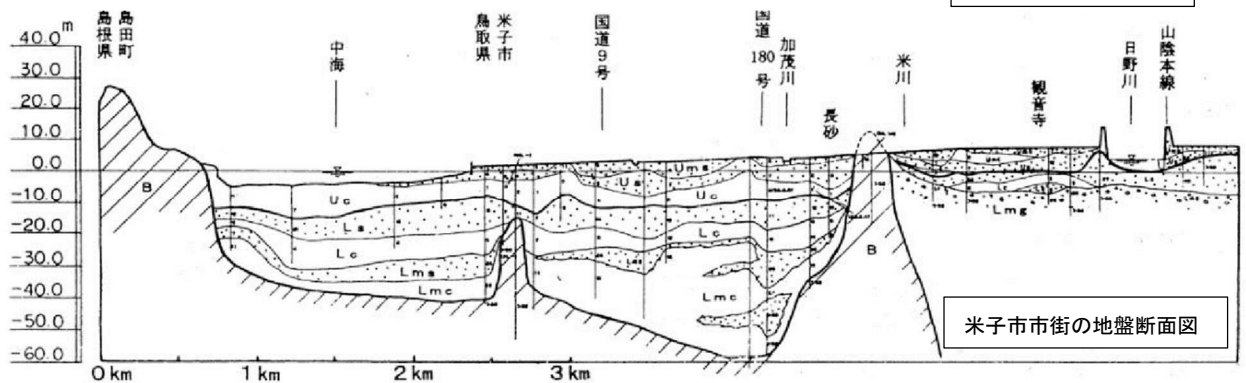
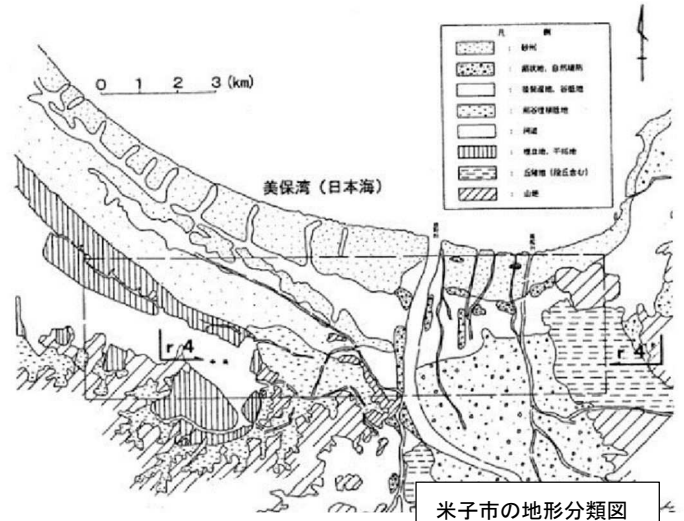




## 2. 液状化について

### 2.1 地形・地質

震源は、米子市から南へ約 10km 程度の産地に該当している。液状化被害は、北側中海沿いに分布する氾濫平野や境港市が位置する砂丘の埋め立て地で発生している。海成の粘性土や砂質土が繰り返す軟弱な地盤が層厚 40~60m で分布し、地表には砂丘と構成する Ums が分布する。

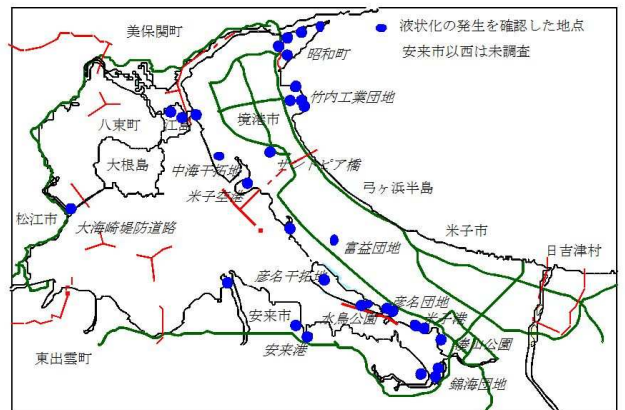


### 2.2 液状化（層）の特徴

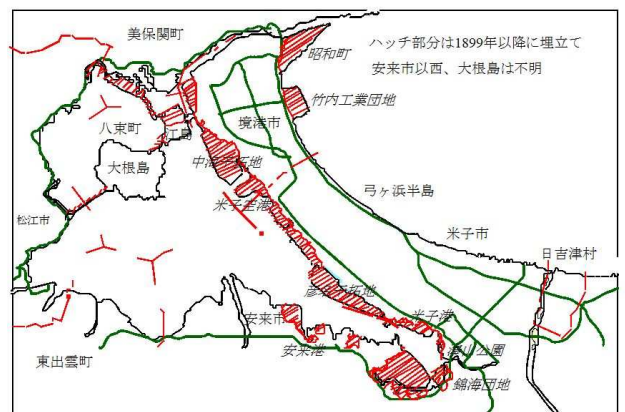
地表付近に緩い砂層が分布する地質構造であるが、液状化による噴砂現象は、特に近年(1980年以降)開発された若齢の海岸埋め立て地で広く確認されている。広域の調査においても液状化の発生地点と埋め立て地の分布範囲は一致し、液状化は埋め土で発生している。

噴砂は、過去に類を見ない細粒土で、シルト及び粘土に属し、地震後2日間にかけて噴砂が継続したことから液状化した地盤の透水性が低いことを示している。

液状化地点で実施したボーリング調査においても、0.1mm以下を示す細粒土が確認され、粘土分含有率が20%以下で塑性指数がNP~20の範囲であることが確認されている。



液状化の発生地点



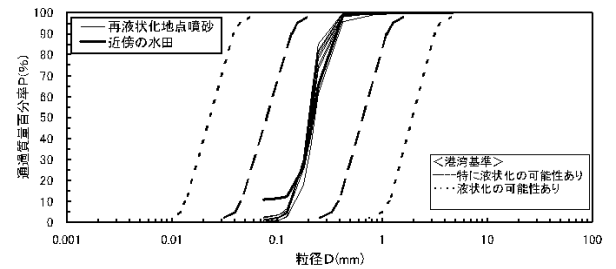
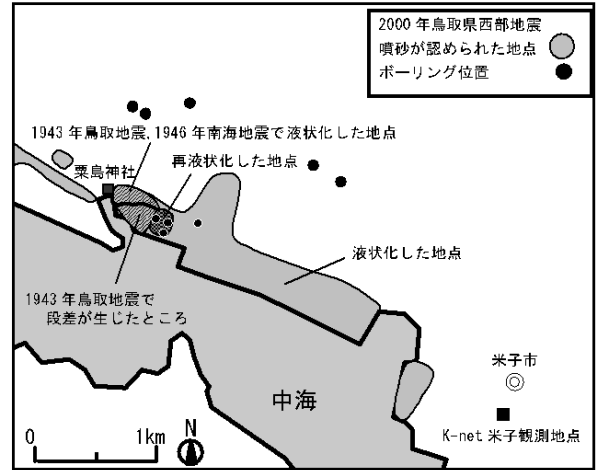
埋め立て地点

## 2.3 液状化被害状況

### 2.3.1 中海沿岸域の干拓地・埋め立て地

粟島神社から米子市下水処理場にかけての海岸沿いの地域はほぼ全域で液状化が発生し、南東端の安部彦名団地では、小河川での護岸の移動による川幅減少・大量の砂の噴出と底盤浮上、木造住宅の沈下・傾斜、中層 RC 住宅の周囲の沈下、水道管の破損などの被害が発生した。また、団地と粟島神社の間の空き地や農地では、いたるところで噴砂が生じ、水田が噴砂で埋まる現象が見られた。

農地の沈下量は最大で 30~35cm 程度、同じく近接する杭基礎 RC 住宅の周辺地盤の沈下は 25~30cm 程度であった。



### 2.3.2 竹内工業団地(竹内団地)

弓ヶ浜半島の北側、美保湾に面する竹内工業団地では、粘土分が 10%以上、細粒分が 85%以上含まれるシルトで構成される埋め立て土が液状化した。

当該団地では、8割以上の建物に節杭が摩擦杭として用いられており、建物被害は少なかったが、建物と地盤面との間に 20~30 cm の段差が生じた。

南側に隣接する竹内団地では、建物周囲に亀裂が発生する等の被害が発生している。アンケート調査より、その相対変位は 5~50 cm を示すことが確認されている。



位置図

### 2.3.3 安部彦名団地

彦名干拓地の南西に位置する安部彦名団地では、団地内の各所で噴砂・噴水が生じ、多くの家屋が不動沈下や破損による被害を受けた。現地計測による沈下量は 5~20 cm 程度、最大 33 cm であり、最大傾斜角は 37.5/1,000 であった。



004 年 月 日 時 分 秒  
2001 (H13). 03. 24 15. 27. 54. 5

へいせい13ねん 2001ねん げいよじしん  
**平成13年(2001年)芸予地震**

(正断層型・東西方向引張軸)

**1. 地震概要**

**1.1 震源地 震源深さ**

- 震源地 : 安芸灘  
緯度 34°07.9'N  
経度 132°41.6'E
- 震源深さ : 46km

**1.2 マグニチュード 最大震度**

- マグニチュード : M6.7
- 最大震度 : 震度 6 弱  
(東広島河内町(旧)他)

**1.3 代表的な加速度時刻歴**

- 北広島有田町(旧)(気象庁)

**1.4 代表的な被害状況(内閣府)**

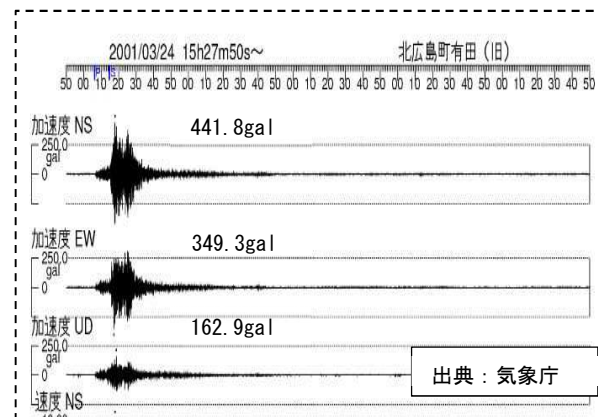
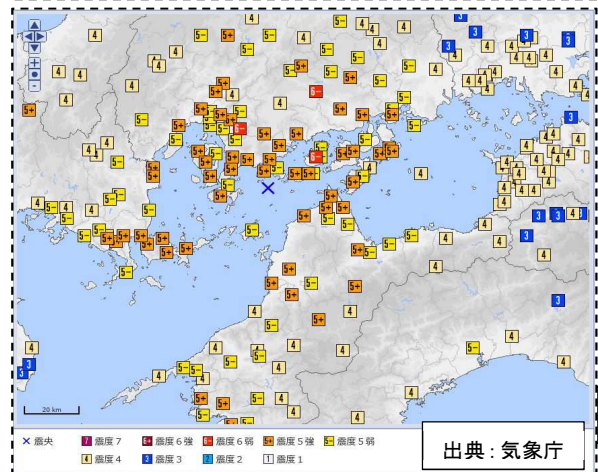
(1)人的被害(H14.9.24)

- 死者 2 人, 重傷者 288 人

(2)建物被害

- 住宅被害 全壊 70 棟(H14.9.24)
- 電気(H13.3.27) 中国電力 約 48,000 戸で停電, 四国電力 8,029 戸で停電
- 水道(H13.4.2) 8 市 26 町 1 村 40,938 戸で断水
- ガス(H13.11.14) 広島県等 13,305 戸停止
- 空港(H13.3.26) 異常なし
- 港湾(H13.4.3) 広島港;臨港道路で液状化, 呉港;岸壁の一部にひび割れ, 岩国港;岸壁損傷
- 河川(H13.11.16)

旧太田川;堤防天端に軽微なクラック, 小瀬川;中市堰ゲート油圧異常, 肱川;白滝大橋被災, 重信川;堤防天端(左岸)縦断亀裂, 石手川;堤防天端に縦断亀裂



## 2. 広島県内の液状化について

### 2.1 地形・地質

広島市には太田川三角州による沖積平野が広がっており、干拓地の造成により三角州の成長が促進され、現在の地形となっている。

地質は、花崗岩の上位を第4紀洪積層、沖積層（砂礫、粘性土、砂質土）が覆う構成となっている。

### 2.2 液状化（層）の特徴

震源に近い地域には干拓地や埋立地が多いが液状化の発生は限定的なものであった。この地域の干拓地や埋立地は比較的早く、地震動の長周期成分が小さなことが液状化の発生が限定的となった理由と考えられている。

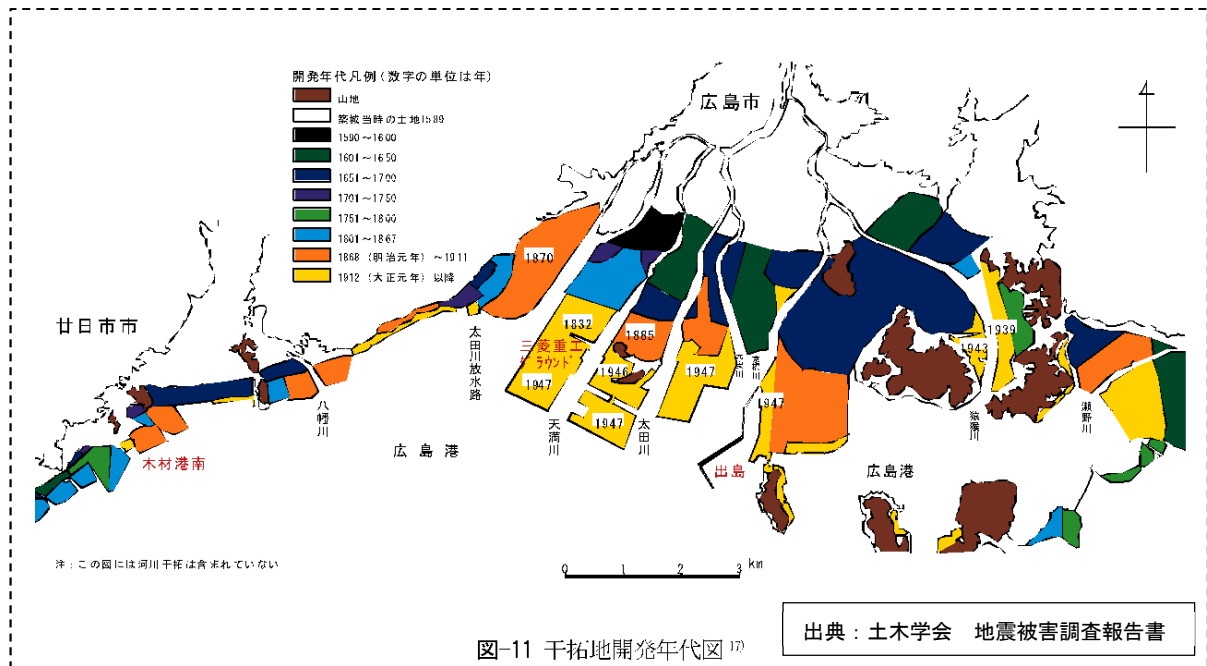


図-11 干拓地開発年代図<sup>17)</sup>

### 2.3 液状化被害状況

#### 2.3.1 廿日市市木材港

木材港南の臨港道路で液状化による噴砂（中砂）が生じた。道路沿いに延長 500m ほどにわたって亀裂が確認され、最大約 10cm の段差が生じた。

#### 2.3.2 三菱重工業グラウンド

グラウンド全体で大規模な噴砂（細砂）が見られた。コンクリートブロックが崩れ、側溝沿いの防護ネットフェンス及びその支柱も傾斜した。隣の敷地では噴砂孔などが見られた。



資料1-26

#### 2.3.3 呉市阿賀南

埋立地と思われる比較的広い範囲で噴砂が見られた。

阿賀小学校の校庭の広範囲で沈下し、亀裂・段差および建物周辺ブロックの破損が見られた。建物と地盤に最大約 20cm の段差が生じた。噴砂（青緑色系シルト）も多数生じた。

呉工業専門学校のグラウンドでも多数の噴砂（青白シルト質）が見られた。体育館の周囲で約 10cm の段差（最大 30cm 弱）が生じ、コンクリートの破損が見られた。小屋が傾斜し、隣のテニスコート西側でも噴砂が見られた。

阿賀小の西隣の住宅地でも多くの噴砂跡や地盤沈下による階段や道路等の破損が見られた。家屋の壁などにも軽微ではあるが多くの破損が見られ、建物との境界で約 8cm 沈下した。

### 3. 愛媛県内の液状化について

#### 3.1 地形・地質

愛媛県の海岸平野は、主要河川によって形成された扇状地性の沖積平野が分布しており、海岸線付近は干拓地や埋立地の造成により、現在の地形となっている。

地質は、花崗岩もしくは和泉層群の上位を第4紀洪積層、沖積層（砂礫、粘性土、砂質土）が覆う構成となっている。

#### 3.2 液状化（層）の特徴

液状化の発生はほとんどが若齢の臨海埋立地であった。液状化の発生しやすいところのみ選択的に液状化したと考えられる。地震動は短周期成分が卓越しており、加速度の割には地盤のせん断ひずみは小さかったものと思われる。

### 2.3 液状化被害状況

愛媛県内では、ほとんどが埋立地である、以下の地点で液状化が確認された。

地名	地形	構造物	被害
今治市富田新港	埋立地	コンテナヤード	舗装の亀裂・めくれ、小設備傾斜
今治市片原町	埋立地	フェリー岸壁	岸壁に亀裂
東予市北条地先（壬生川）	埋立地	発電所、変電所、工場	振動や沈下による軽微な損傷
東予市今在家	埋立地		
東予市河原津新田	埋立地		
松山市南吉田町	埋立地	松山空港	噴砂堆積のみ
松前町の重信川堤外地	河川	（川口大橋下）	なし
伊予市下吾川南新川	埋立地	浄化センター	なし

出典：愛媛大学 地震学術調査団最終報告書

#### (1) 松山空港

点検用道路脇の裸地 3 か所で噴砂を確認した。滑走路等に被害はなく、周辺の護岸や道路に軽微な亀裂を確認した。



#### (2) 東予市北条地先(現西条市北条地先)

四国電力丹生川変電所敷地において、長さ 60m 程度にわたり幅 0.3~2m の噴砂（粗砂主体、大きいもので 10~15mm 礫）と 3~5cm の地盤沈下が確認された。

住友共同電力丹生川火力発電所敷地において、5 地点で噴砂(暗灰色のシルトもしくはシルト質細砂)が見られ、5~10cm 程度沈下した。

#### (3) 今治港

富田新港のコンテナヤードで大量の噴砂が確認され、アスファルト舗装が変状している。また、数か所で岸壁や背後の臨港道路に変状が見られた。

#### (4) 重信川河道

河道内の島で亀裂を伴う噴砂（粗砂~細礫）が見られた。

005 年 月 日 時 分 秒  
2003 (H15) . 09 . 26 04 . 50 . 07 . 4

へいせい15ねん 2003ねん とかちおきじしん  
**平成15年(2003年)十勝沖地震**

(逆断層型・太平洋プレートと陸プレート境界)

**1. 地震概要**

**1.1 震源地 震源深さ**

- ・震源地 : 十勝沖  
緯度 41° 46.7' N  
経度 144° 04.7' E
- ・震源深さ : 45km

**1.2 マグニチュード 最大震度**

- ・マグニチュード : M8.0
- ・最大震度 : 震度 6 弱  
(新冠町北星町(旧))

**1.3 代表的な加速度時刻歴**

- ・幕別町本町 (気象庁)

**1.4 代表的な被害状況 (内閣府 H16. 4. 1)**

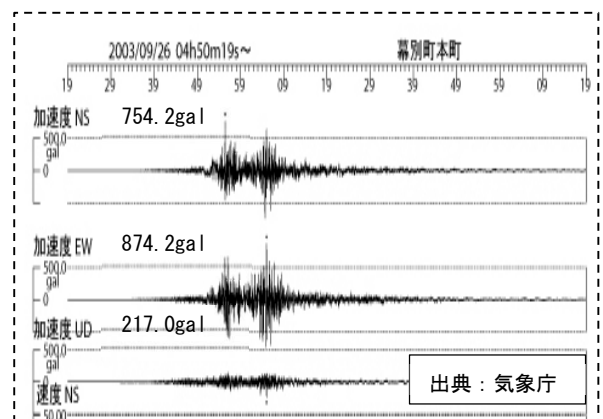
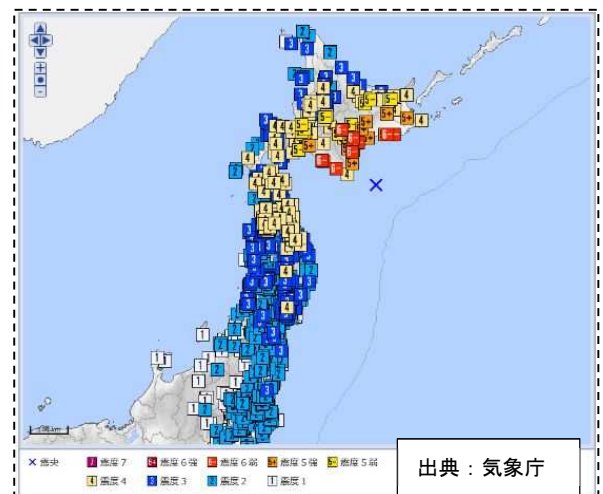
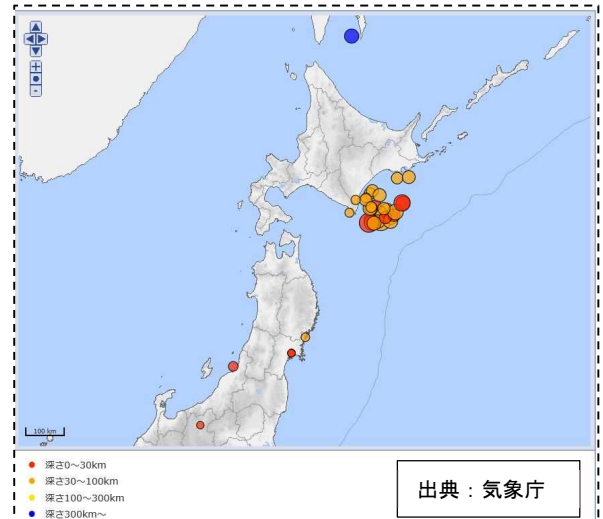
(1) 人的被害

- ・行方不明者 2 人、重傷者 69 人

(2) 建物被害

- ・住宅被害 全壊 116 棟
- ・電気 北海道電力 約 370,000 戸で停電、  
東北電力 1,340 戸で停電
- ・水道 北海道 15,956 戸で断水
- ・ガス 釧路管内 93 件ガス漏れ
- ・空港 管制塔、ターミナルビル被害
- ・港湾 (H15. 10. 7)  
苫小牧港、釧路港など 7 港 32 施設で  
被災
- ・河川 ((H15. 10. 7)

5 水系 14 河川で堤防天端亀裂や堤防沈下など 80 箇所で応急措置 (十勝川水系、標津川水系、釧路川水系、網走川水系、石狩川水系)



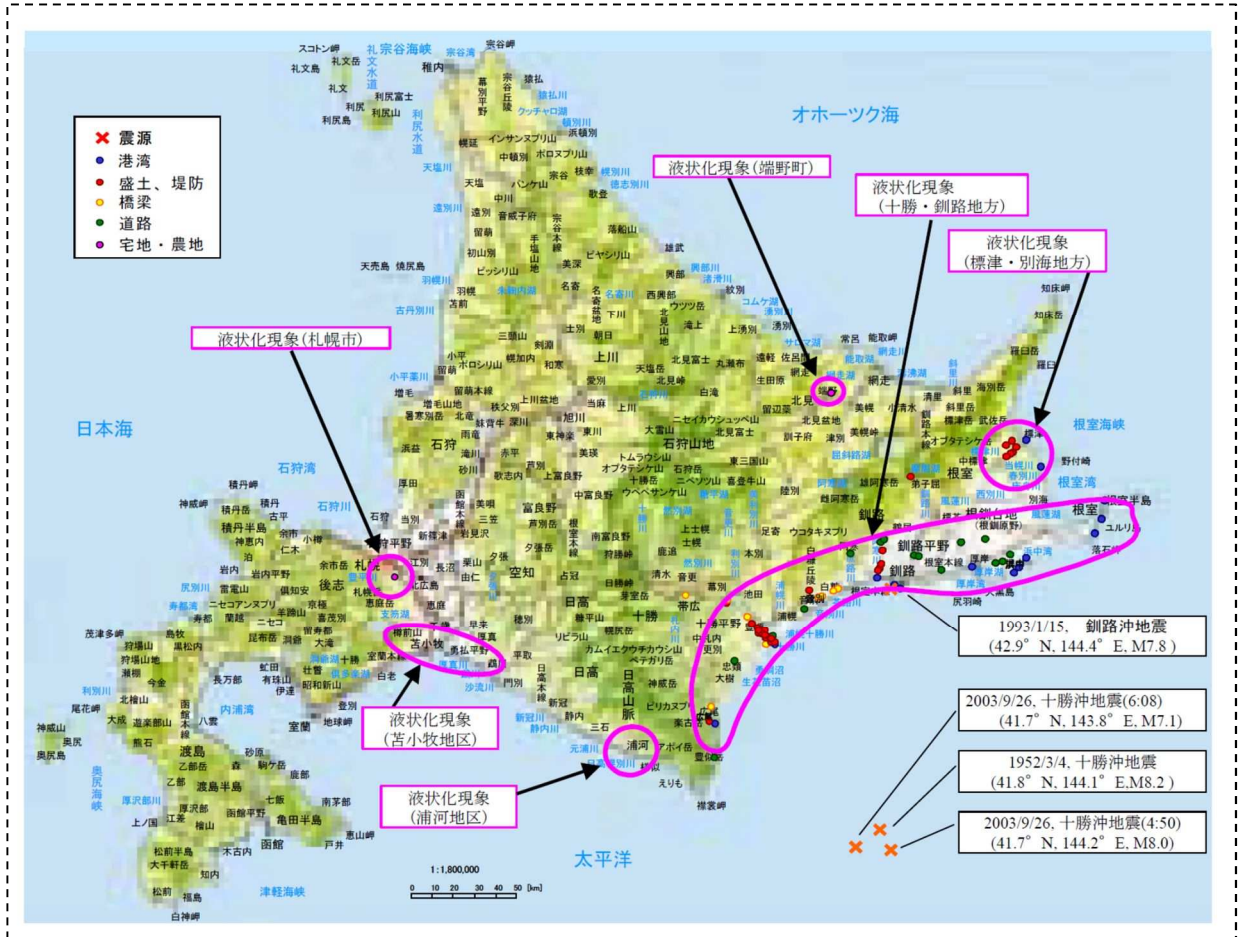
## 2. 液状化について

### 2.1 地形・地質

北海道の地盤は、火山灰や泥炭などの特殊土で構成されていることが多い（北海道全土の50～60%）。震源に近い太平洋沿岸地域の十勝川は、泥炭層の上に築堤している。

### 2.2 液状化（層）の特徴

この地震では、原地盤の液状化より人工的な盛土や埋土の被害が多く発生した。また、250kmを超える遠隔地でも火山灰で造成した宅地や農地の液状化が発生したことも特徴的であると考えられている。



液状化が主因の地盤崩壊発生地域

出典：土木学会 調査報告書

### 2.3 液状化被害状況

#### 2.3.1 十勝川右岸大津築堤（豊頃町大津）

十勝川河口から2.9～3.6kmの堤内側のり面に腹付けされた管理用道路が崩壊した。旧堤盛土がすべり崩壊し、周辺には噴砂が確認された。

地表面から2m程度の厚さで砂質土が分布し、その下位には粘性土と砂質土の互層が分布している。基盤の砂質土およびその下層の粘性土のN値はいずれも5程度である。



十勝川 盛土崩壊状況 大津築堤

出典：土木学会 調査報告書

### 2.3.2 十勝川左岸ウツナイ築堤（浦幌町ウツナイ）

十勝川河口から約 4.8km の堤防天端に横断方向の亀裂・段差が発生した。1968 年に樋門を設置しウツナイ川の河道を切り替えた箇所であり、亀裂の方向と旧河道の方向が一致している

堤内側のり面に馬蹄形状のすべり崩壊が発生して堤内排水が閉塞し、噴砂が確認されている。

旧河道は N 値 6~10 の砂質土~礫混り砂質土 (5m 厚さ) で埋土されており、その下位に N 値 10 前後の砂質土を挟んで粘性土が堆積している。



十勝川 亀裂・段差状況 ウツナイ築堤

出典：地盤工学会 調査報告書

### 2.3.3 牛首別川右岸牛首別築堤（豊頃町）

牛首別川左岸 KP3.23~4.79 の堤防天端に縦断亀裂、堤防のり面のすべり崩壊が発生して、堤内側にはらみだし、最大 2.9m 沈下した。崩土の亀裂から土砂が噴出していた。

基礎地盤の土質は、地表に泥炭が 5m 程度の厚さで堆積し、その下位には 10m 程度の厚さの粘性土が堆積している

### 2.3.4 釧路港西港区第 4 埠頭（釧路市）

ケーソン直背後地盤は沈下し、施設全長にわたって段差（最大 0.78m）が発生した。またこのケーソン直背後の段差発生箇所では噴砂が残っていた箇所がいくつかあり、粒径が数センチメートルの石も含まれており、水道管敷設時の埋戻砂であることが明らかとなっている。

埠頭中央部の港湾関連用地や道路のいたる所（固化処理されていない浚渫土埋立地盤）で大

規模な噴砂痕跡が生じた。道路は鉛直・水平に波打った状態で残っており、液状化の程度が激しかったことが推察できる。歩道部のマンホールのいくつかは数十センチ隆起している。



釧路港西港区第 4 埠頭 噴砂発生状況

出典：土木学会 調査報告書

### 2.3.5 十勝港第 3 埠頭（広尾町）

第 3 埠頭内の道路に亀裂や陥没が多く見られ、道路とエプロン間には段差が生じた箇所があった。

### 2.3.6 苫小牧港東工区中央埠頭（苫小牧市）

中央埠頭内の中央道路で噴砂や不同沈下が見られた。

### 2.3.7 札幌市清田区住宅（札幌市）

清田区美しが丘は、比較的新しい宅地造成地であるが液状化が発生し家屋の傾斜被害が生じた。古い地形図を参照すると沢を埋めた場所に相当する。



液状化による住宅の傾斜状況

出典：地盤工学会 調査報告書



### 2.3.8 一般国道391号(釧路町達古武)

湿地上の低盛土区間で80mにわたり路面全体が波を打ったように変形し、被害が大きい箇所では路面・路肩部分が大きく陥没して法面が崩壊した。

地形は湿地帯～丘陵地の裾野となっており、盛土高2m～3mのほぼ片盛土区間である。被害箇所の湿地側盛土法尻部では盛土材の噴砂現象が見られ、液状化の発生が確認された。



湿地側路面の変状と法面の崩壊

出典：地盤工学会 調査報告書

### 2.3.9 豊頃駅前歩道(豊頃町豊頃地区)

管路の浮上り・蛇行とともに、人孔が最大70cm程度浮き上がった。その周辺土には噴砂らしきものも見られ、歩道や道路上の管路埋設上部は

約30cm程度沈下した。



豊頃駅前の液状化による歩道の全面的破壊

出典：土木学会 調査報告書

### 2.3.10 音別町歩道(音別町川東地区)

音別駅より北側の地区を中心に最大で108cmほど浮き上がった。この区間では管路埋設上部の地表面は最大約70cmも沈下した。



音別町 マンホール浮上り状況

出典：地盤工学会 調査報告書

### 液状化が主因の被害一覧表

地名・施設名	地形	基盤	液状化地質	構造物	被害
豊頃町大津 十勝川大津築堤	三角州性低地	砂質土、粘性土互層	旧堤盛土(砂質土)	築堤	旧堤盛土(管理用道路)の崩壊、噴砂
浦幌町ウツナイ 十勝川ウツナイ築堤	三角州性低地	砂質土、泥炭層	旧河道の埋土(砂質土)	築堤	堤防の亀裂、段差、噴砂
豊頃町 牛首別川牛首別築堤	扇状地性低地	泥炭層	堤体盛土(砂礫)	築堤	堤防の亀裂、すべり崩壊、沈下
釧路市 釧路港西港区第4埠頭	埋立地	砂層、シルト層	埋戻土(砂質土)	埠頭	ケーソンのせり出し、エプロン舗装の亀裂、沈下、噴砂
広尾町 十勝港第3埠頭	埋立地	砂層、砂礫層	砂	埠頭	道路の亀裂、陥没、企業施設内ヤードの陥没、噴砂
苫小牧市 苫小牧港東工区中央埠頭	埋立地	砂質土、粘性土互層	砂	埠頭	道路舗装の亀裂、縁石の沈下、噴砂
札幌市清田区	沢(谷底平野)の埋立地	火砕・火砕流堆積物	盛土	住宅	建物の傾斜、外壁・基礎の亀裂
釧路町達古武 一般国道391号	湿地上の低盛土区間	泥炭層	盛土(火山灰質砂・砂)	道路	路面・路肩部分の陥没、法面崩壊、噴砂
豊頃町 豊頃駅前	沢地形や湿地上の盛土区間	泥炭層	管路・人孔の埋戻土	下水道	マンホール浮上り、歩道陥没、噴砂
音別町川東地区	河口付近低地	泥炭層	埋戻土	下水道	マンホール浮上り、管理設箇所の陥没陥没、噴砂
豊頃町 大津浄化センター	河口低湿地の干拓地	シルト・砂の互層	埋戻土	下水処理場	マンホールの突出、管路埋戻地盤の陥没、敷地地盤の全体的な沈下

006 年 月 日 時 分 秒

2007 (H19). 07. 16 10. 13. 23

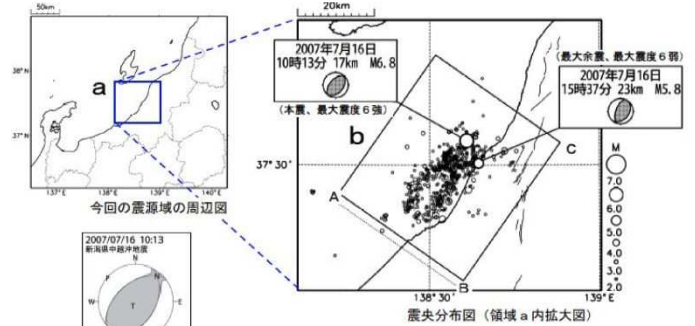
平成19年(2007年)新潟県中越沖地震

(逆断層型・陸のプレート内地震)

1. 地震概要

1.1 震源地 震源深さ

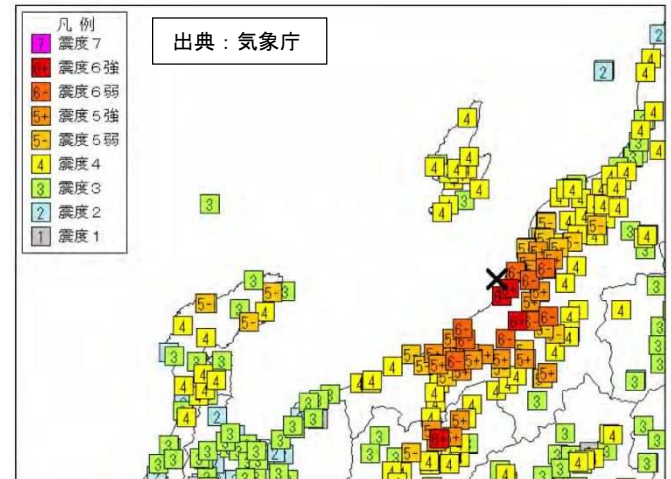
- 震源地 : 新潟県柏崎市沖合の海底  
緯度 37°33.4'N  
経度 138°36.5'E
- 震源深さ : 17km



出典：気象庁

1.2 マグニチュード 最大震度

- マグニチュード : M6.8
- 最大震度 : 震度6強  
新潟県柏崎市, 長岡市, 刈羽村  
長野県飯綱町芋川地区



出典：気象庁

1.3 代表的な加速度時刻歴

- K-NET 柏崎 (NIG018)

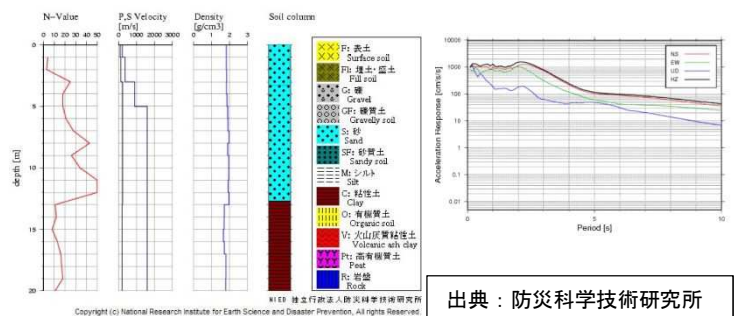
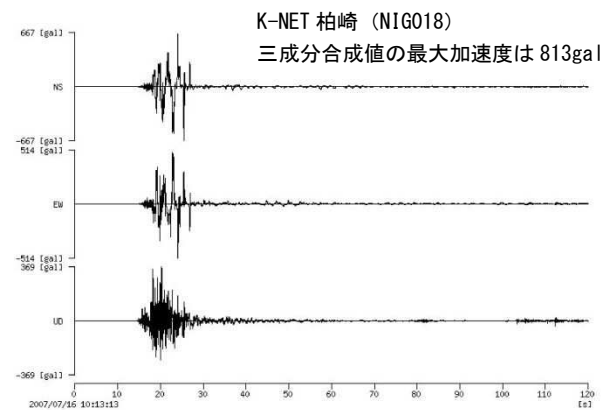
1.4 代表的な被害状況 (9/11 時点)

(1)人的被害

- 死者 15 人, 重傷 329 人, 軽傷 2,016 人

(2)建物被害

- 住宅被害 全壊 1,319 棟, 半壊 5,621 棟
- 重要施設等の被害 火災 1 件  
(柏崎刈羽原子力発電所の変圧器)
- ライフライン被害  
停電 46,398 世帯 (新潟県, 長野県)  
断水 61,597 世帯 (新潟県, 長野県)
- 河川 (被災: 国, 県管理河川 209 箇所)  
堤防亀裂, 法面崩壊, 沈下等
- 道路 (全面通行止め: 国, 県道 37 箇所)  
道路崩壊, 法面崩壊, 舗装亀裂・段差等
- 港湾 (柏崎港)  
段差, 傾斜が発生
- ダム (県管理 2 ダムで被災)  
堤体天端沈下, 多量の漏水量発生

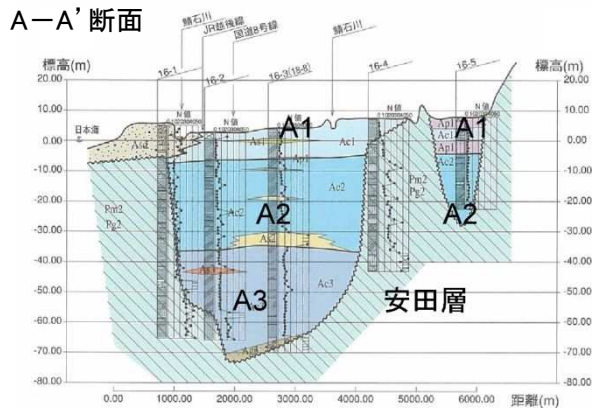


出典：防災科学技術研究所

## 2. 液状化について

### 2.1 地形・地質

液状化被害が大きかった柏崎地方は、①山地・丘陵地、②段丘、③砂丘、④平地（沖積低地）に大きく分けられ、砂丘地の縁で特に地盤変状が顕著であった。ここでは、緩い新砂丘（荒浜砂丘砂）および人工的に盛られた砂地盤が存在し、地下水位が高いこともあり液状化被害が発生したと考えられる。



### 2.2 液状化（層）の特徴

鯖石川氾濫原、旧河道および荒浜新砂丘後背地で液状化が著しかった。これらの地域では、1964年新潟地震、2004年新潟県中越地震においても繰返し被害を蒙っている。液状化層の特徴を以下に示す。

- ・河川の氾濫原堆積砂礫層（N値≒10、礫分や細粒分を不規則に含む、Uc≒3）、自然堤防
- ・氾濫原に属する旧河道埋立地（緩い砂、地下水位 1m 未満、N値≦10、Uc≦10 以下、Vs≒100m）
- ・砂丘後背地の新砂丘砂（粒度分布は悪い均等粒径、地下水位が高い、N値≦10）
- ・砂丘上（沖積砂層と造成盛土砂）
- ・沖積平野や段丘開析谷の砂質盛土（田圃に砂を盛土）

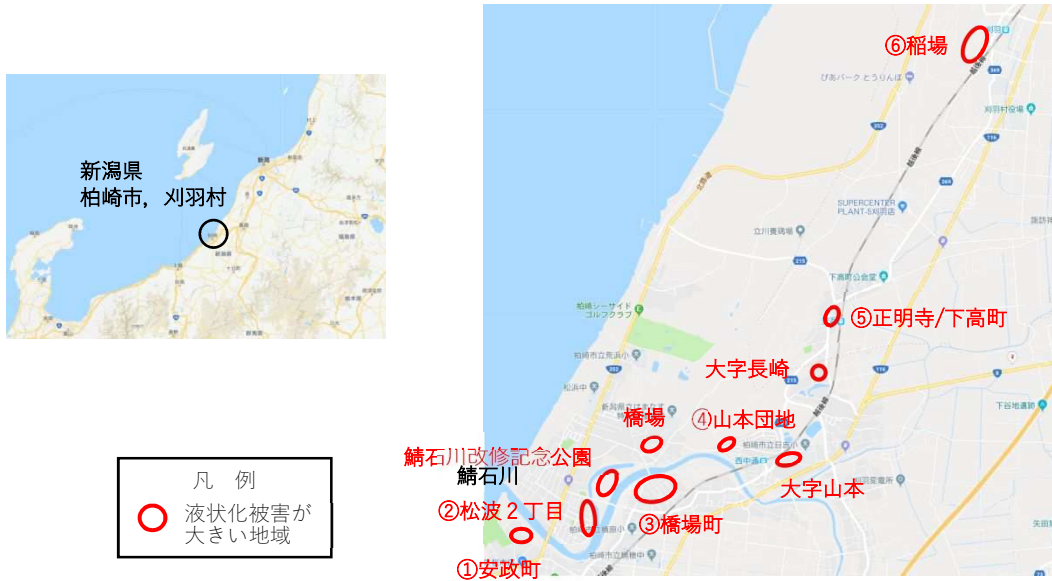
### 2.3 液状化に伴う地盤沈下量

比較的水平的な地盤では、液状化により 20～50cm の地盤沈下が見られた。

区分	地点	地盤沈下量	備考
宅地	刈羽村稲場	20cm	鋼管杭で補強された家屋
	柏崎市山本団地	最大 50cm	緩斜面
建築物	柏崎市安西町	平均 20cm, 最大 50cm	柏崎自然環境浄化センター
道路	柏崎市鯨波	1m	盛土高 10m の片盛土、盛土先端に噴砂跡
河川堤防	長岡市町軽井	最大 70cm	信濃川本川 0kp 左岸
	柏崎市橋場町	最大 1.2m	鯖石川 2kp 左岸
港湾	柏崎港	8～43cm	エプロン沈下

## 2.4 液状化被害状況

液状化被害が大きい地域の特徴を以下に示す。



### 2.4.1 安西町（柏崎自然環境浄化センター）

- ・液状化層：GL.-6m 以浅の氾濫原堆積砂礫層
- ・地下水位は GL.-2.5～3.5m
- ・地盤沈下量

敷地全体の平均沈下量 20cm

建屋周辺 35cm, 50cm



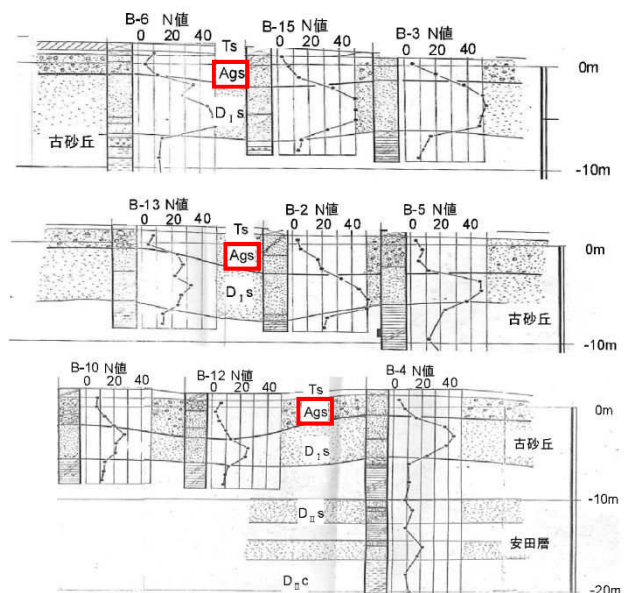
図 浄化センター内の地盤調査箇所



写真 処理施設東側の噴砂と地盤沈下

地層名	土質区分	記号	N値	色調	地層の特徴
表土	粘性土	Ts	2~5	褐～褐灰～暗青色	厚さ0.5～2mで調査地域全域を覆う。腐植物、コンクリート片、瓦礫混入
沖積砂礫層	砂～砂礫	Ag <sub>s</sub>	4~25	褐～褐灰、暗青灰、暗灰	厚さ1～4m、分級の悪い荒砂、砂礫、礫径は10mm程度を中心にして最大30mm程度
洪積層	砂	D <sub>1s</sub>	20～50	褐	厚さ3～8m、淘汰された砂、少量の雲母、腐植物混入
	粘性土	D <sub>nc</sub>	10～25	青灰色	洪積層の主体を占めるもので粘性土と砂質土の互層である

図 地層想定断面図



※古砂丘は液状化しない

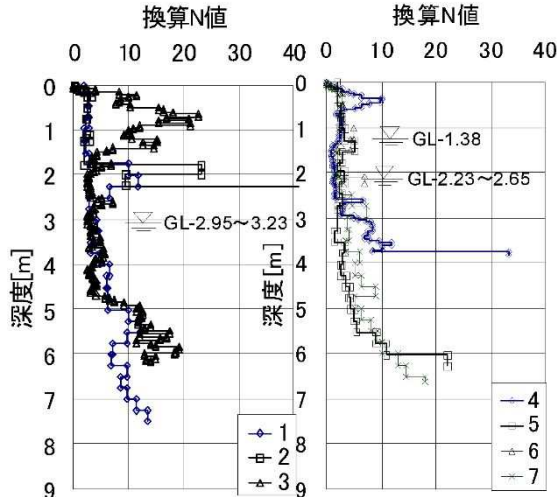


図 サウンディング結果 (SWS 試験の換算 N 値)

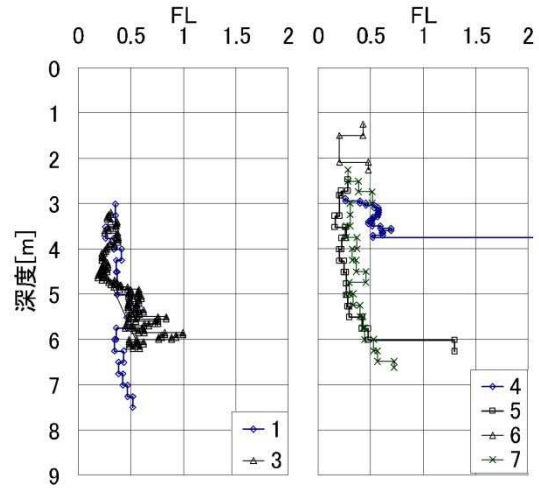


図 地下水水位以下の FL 値の深度分布

### 2.4.2 松波 2 丁目 (柏崎市)

- ・液状化層：氾濫原堆積物の砂質土，新期砂丘砂 (N 値 $\leq 20$ )，不均質な沖積砂質土
- ・砂丘砂を削って氾濫原に盛土し，宅地化された。

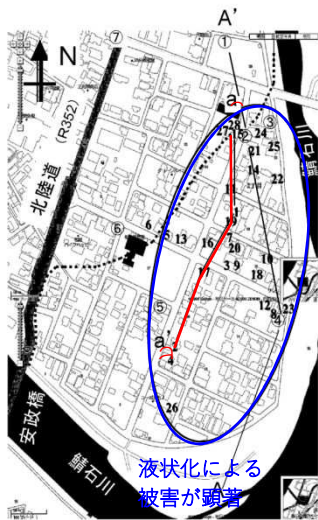


図 SWS 調査地点と液状化エリア



図 調査地周辺の地形分類図(青丸：自治体調査，赤丸：民間調査)(文献<sup>1)</sup>に一部加筆)

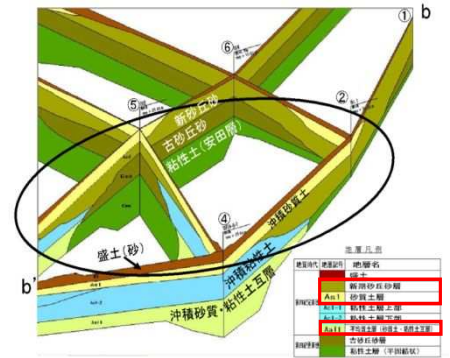


図 液状化エリアの地層想定鳥瞰図

表 地層層序

地層区分・記号	N 値					
	最小	最大	平均	試料数	標準偏差	
盛土	B	1	11	3	9	3.2
新期砂丘砂層	Asd	4	39	21	33	9.1
砂質土層	As1	5	30	12	11	7.0
粘性土層	上部 Acl-1	2	4	3	5	0.9
	下部 Acl-2	5	10	8	10	1.3
不均質土層	Aal1	7	23	11	15	4.0
古砂丘砂層	Dsd	14	50	42	30	9.6
安田層	Dm	9	46	17	44	7.5

□ : 液状化層

表 粒度

粒度組成 (%)		砂質土層 As1	新期砂丘砂層 Asd	古砂丘砂層 Dsd
		礫分 (%)	0~17 (5)	0~1 (0)
砂分 (%)	71~93 (82)	85~99 (94)	89~96 (93)	
	シルト・粘土分 (%)	5~29 (13)	1~9 (6)	4~11 (7)
均等係数 U <sub>c</sub>		2.6~4.4 (3.2)	1.9~3.7 (2.5)	2.1~2.5 (2.2)
50%粒径 (mm)		0.26~0.59	0.29~0.49	0.27~0.33

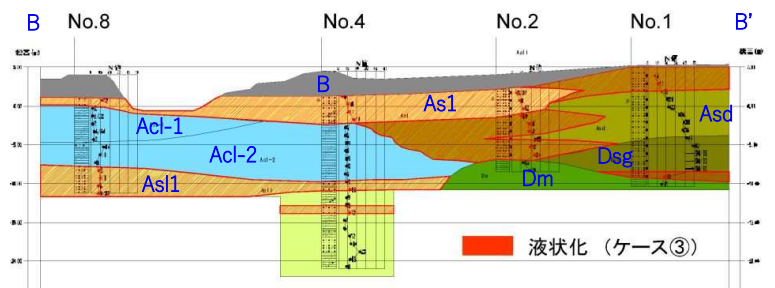


図 液状化判定結果(ケース③)  
(建築基礎構造設計指針，本震相当の震度)

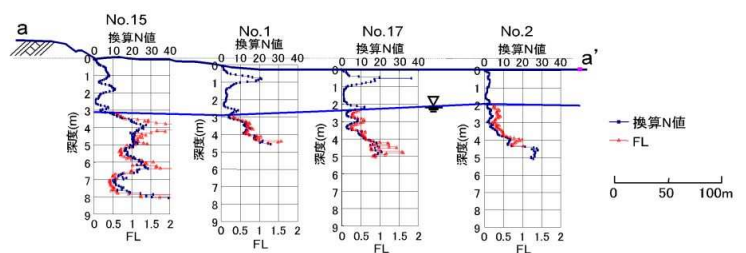


図 液状化層推定図(a-a'断面)  
(SWS 試験の換算 N 値)

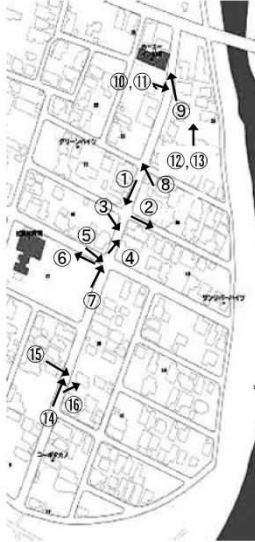


図 液状化による地震直後の街路の状況写真撮影地点と方向



写真 本震9分後の噴砂・噴水  
(撮影地点⑭)(T〇氏撮影)



写真 本震12分後の噴砂・噴水と電柱の沈下(撮影地点⑮)



写真 道路上の泥水(撮影地点①)  
(本震40分後)(N氏撮影)



写真 地盤の傾斜方向への舗装の流れ  
(本震4時間後)(撮影地点⑨)



写真 同左箇所、地震翌日。この間余震あり  
(豊田浩史氏撮影)



写真 敷地境界に跨る噴砂孔と、懸垂しているブロック塀(撮影地点⑰)

### 2.4.3 橋場町(柏崎市)

- ・地盤沈下量不明
- ・河川改修に伴う旧河道の埋立地で液状化が発生、噴砂が見られた
- ・液状化層：埋戻土または氾濫堆積物

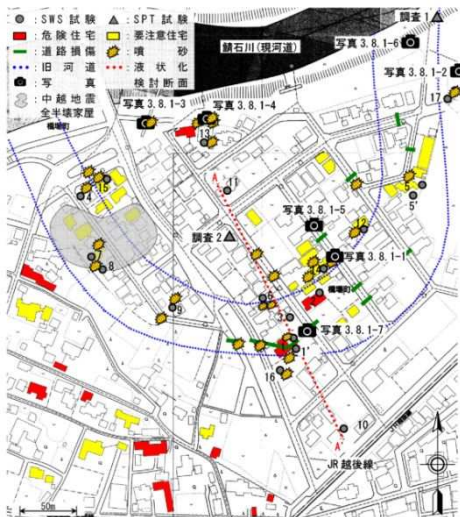


図 橋場町の調査地点と被害の概況

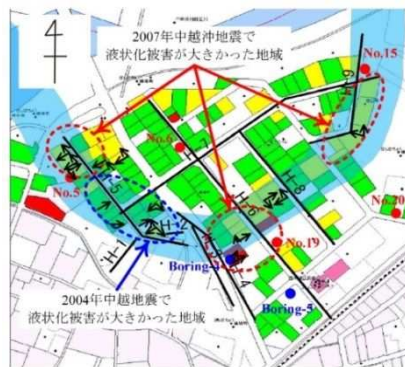


図 橋場町の被害状況・地盤調査箇所・建物の不同沈下量計測結果

建物No.	最大不同沈下量 [mm]	最大傾斜角
1	30	2/1000
2	11	1/1000
3	37	4/1000
4	60	3/1000
5	53	6/1000
6	10	1/1000
7	153	9/1000
9	147	11/1000
10	34	3/1000
11	151	11/1000
12	183	13/1000
13	80	7/1000
14	360	
15	193	12/1000
16	98	12/1000
17	17	8/1000
18	18	15/1000

網掛部：2007年中越沖地震で被害甚大地域  
それ以外：2004年中越沖地震で被害甚大地域

表 液状化判定計算条件

項目	設定値
地盤種別	II種地盤
地域別補正係数 $C_d$	0.85
計算用設計水平震度 $k_{hc}$	0.3
地震動タイプ	レベルII (タイプI)
補正係数 $C_w$	1.0



写真 宅地内の噴砂(旧河道上)

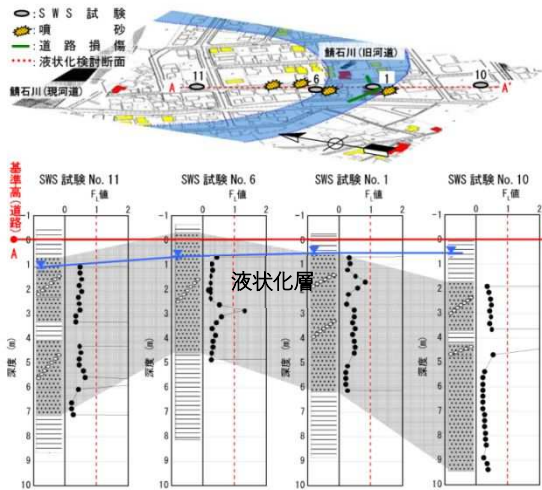


図 液状化検討断面 A-A' の液状化抵抗値  $F_L$

### 2.4.4 山本団地 (柏崎市)

- ・地盤沈下量 宅地内における地表面の鉛直相対変位量 最大 70cm (傾斜地盤)  
敷地境界ブロック延長 15m で 55cm 沈下
- ・液状化 中砂, シルト混じり細砂
- ・地下水位は GL.-1.5~2.0m

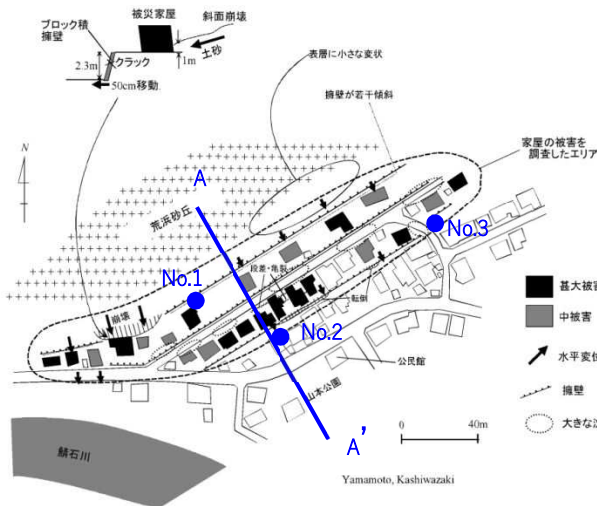


図 被害家屋等の分布

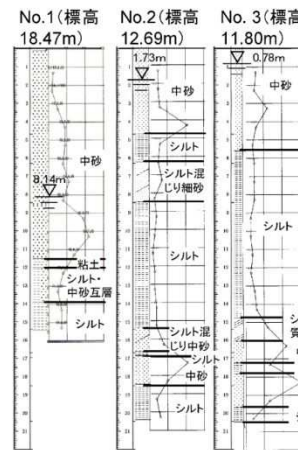


図 ボーリング柱状図

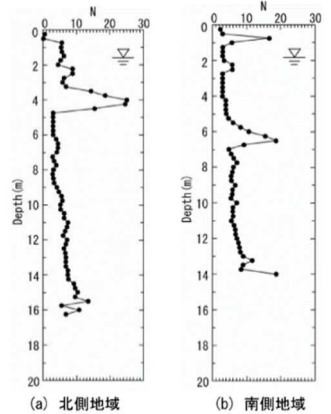


図 山本団地でのサウンディング結果

(SWS 試験)

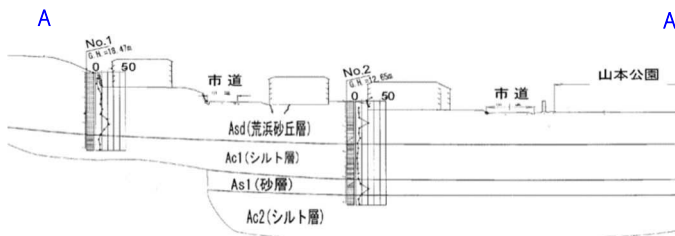


図 地層想定断面図((株)日さく資料改)

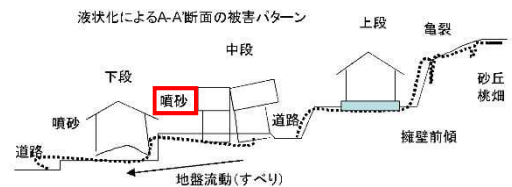


図 山本団地の被害のパターン

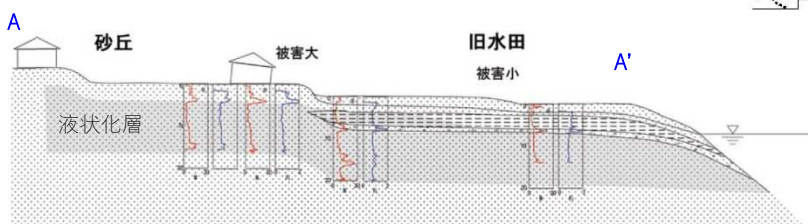


図 サウンディング試験から推定断面(タイプI地震動, 設計水平震度0.2) (SWS 試験)

2.4.5 正明寺/下高町 (刈羽村)

・地盤沈下量 家屋基礎の沈下量 30cm, 40cm

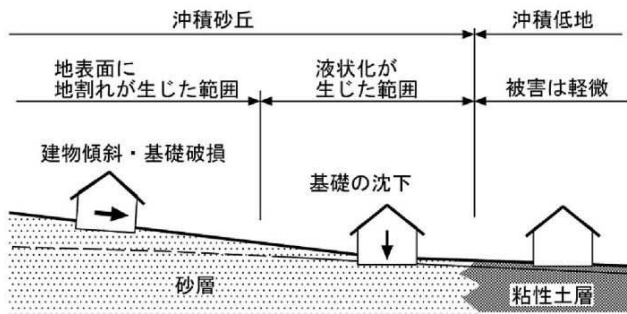


図 地形・地質条件と被害模式図

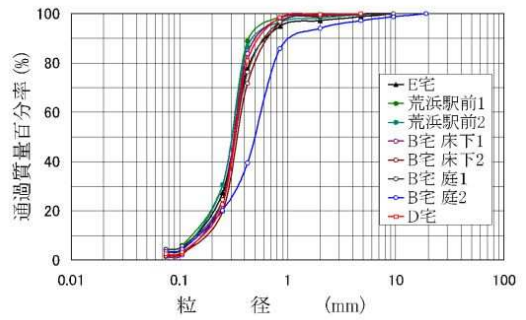


図 噴砂の粒度特性



写真 液状化による住宅基礎の沈下



写真 液状化による布基礎の沈下

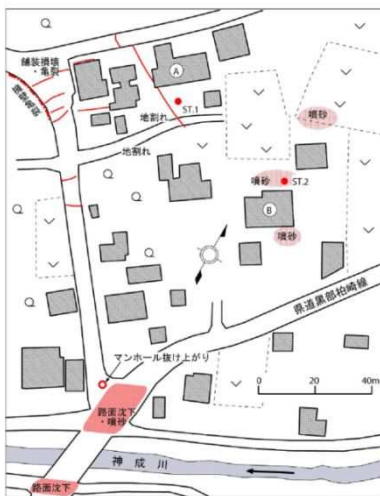


図 下高町北部の被害概要図

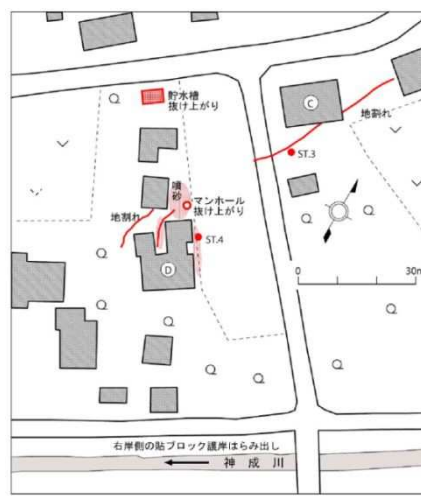


図 下高町西部の被害概要図

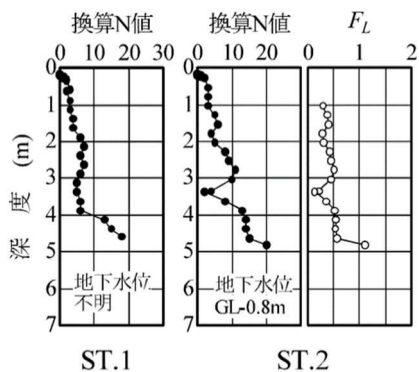


図 スウェーデン式サウンディング調査結果 (下高町北部)

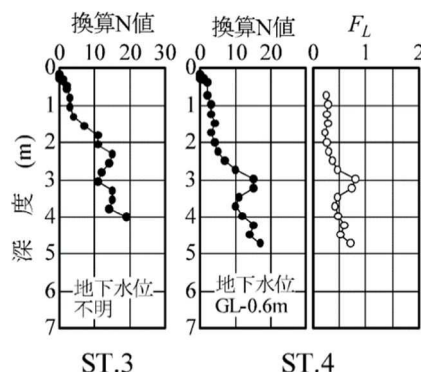


図 スウェーデン式サウンディング調査結果 (下高町西部)

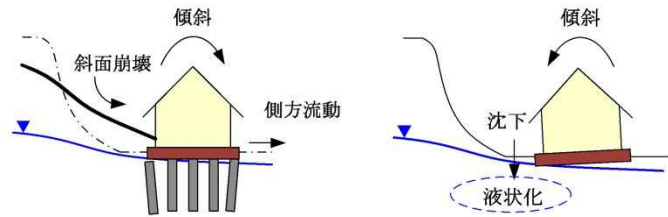


2.4.6 稲場（刈羽村）

- ・地盤沈下量 家屋（鋼管杭の基礎）周辺地盤が20cm 沈下



図 刈羽村稲場地区の被害状況 (Zenrin)



(a) 斜面崩壊により道路側に傾斜 (b) 砂丘麓の液状化により山側に傾斜

図 建物の傾斜方向の違い



(a) 無対策

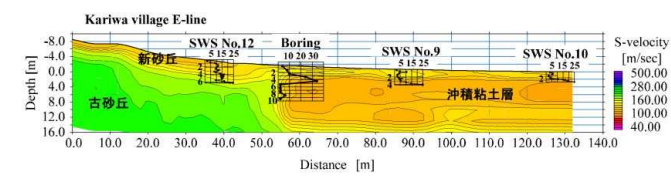


(c) 鋼管杭

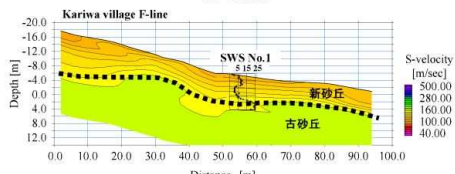
写真 液状化対策工の差異による被害規模の差異

表 建物の不同沈下量・傾斜角と2004年新潟中越地震後の対策工

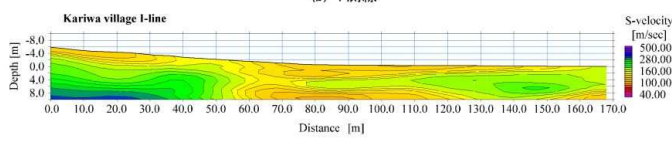
建物No.	不同沈下量 [mm]	傾斜角	中越	中越沖	地震後の対策工
A	1133	161/1000	全壊	全壊	新築 (在来工法)
B	278	30/1000	全壊	全壊	-
C	263	18/1000	全壊	全壊	新築 (柱状改良)
D	-	-	全壊	全壊	改築 (在来工法)
E	62	5/1000	全壊	全壊	新築 (在来工法)
F	88	6/1000	半壊	半壊	改築 (アンダーピニング)
G	251	12/1000	-	-	無対策
H	-	-	全壊	全壊	新築 (鋼管杭)
I	175	18/1000	全壊	全壊	改築 (アンダーピニング)
J	72	6/1000	-	-	無対策
K	129	7/1000	全壊	調査済	新築 (鋼管杭&暗渠)
L	-	-	全壊	要注意	-
M	187	10/1000	要注意	調査済	無対策
N	-	-	要注意	危険	-



(a) E測線



(b) F測線



(c) I測線

図 表面波探査および SWS 結果

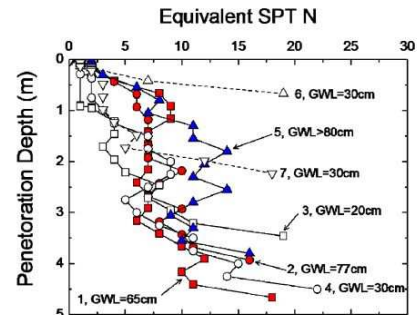


図 換算 N 値の深度分布

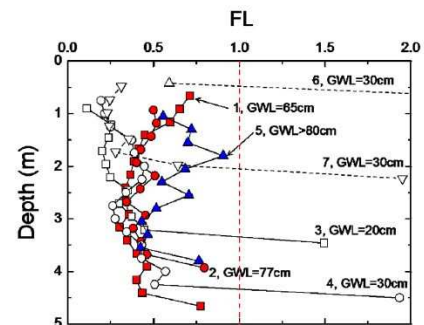


図 液状化抵抗値の深度分布

007 年 月 日 時 分 秒  
2011 (平成 23) 年 3 月 11 日 14 時 46 分

へいせい23ねん 2011ねん とうほくちほうたいへいようおきじしん  
**平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震**

(西北西—東南東方向に圧力軸を持つ逆断層型)

1. 地震概要

1.1. 震源地 震源深さ<sup>1)</sup>

- 震源地：三陸沖(牡鹿半島の東南東約 130km 付近)

緯度 38° 06.21' N  
経度 142° 51.66' E

- 震源深さ：24km

1.2. マグニチュード 最大深度<sup>1)</sup>

- マグニチュード：M9.0
- 最大深度：深度 7(宮城県栗原市築館)

1.3. 代表的な加速度時刻歴<sup>1)</sup>

- 宮城県涌谷町新町(気象庁)

都道府県	観測点名	震度	計測震度	最大加速度 (gal=cm/s <sup>2</sup> )				震央距離 (km)
				3成分合成	南北	東西	上下	
宮城県	涌谷町新町	6強	6	479.1	405.8	438.7	345.3	158.5

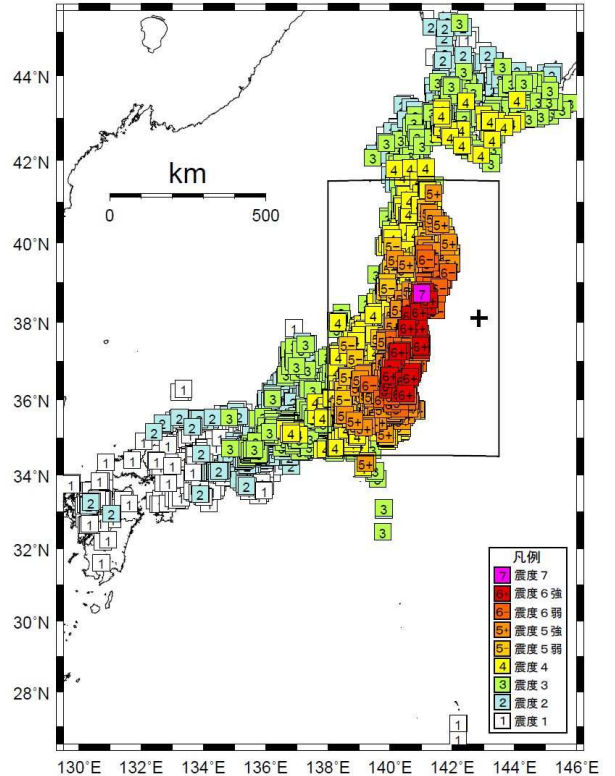


図 1 震度分布図<sup>1)</sup>

1.4. 代表的な被害状況<sup>2), 3)</sup>

平成 24・25 年度防災白書によると次のとおりである(液状化被害は別途述べる)。

1.4.1 人的被害

東日本大震災では、死者・行方不明者は 12 都道県でみられ、死者 1 万 5,883 人、行方不明者 2,676 人(平成 25 年 5 月 10 日警察庁発表)という明治以降では大正 12 年(1923 年)の関東大震災(死者・行方不明者：約 10 万 5,000 人)、明治 29 年(1896 年)の明治三陸地震(同：約 2 万 2,000 人)に次ぐ極めて深刻な被害をもたらした。

1.4.2 住家被害

住家についても、全壊は 10 都県で発生し、その数約 13 万棟、半壊は 13 都道県で発生し、その数約 26 万棟となる大きな被害が生じた。

1.4.3 農地被害

東日本大震災により約 2 万 4,000ha に及ぶ農地が流失、冠水等し、広域にわたりがれき、へド

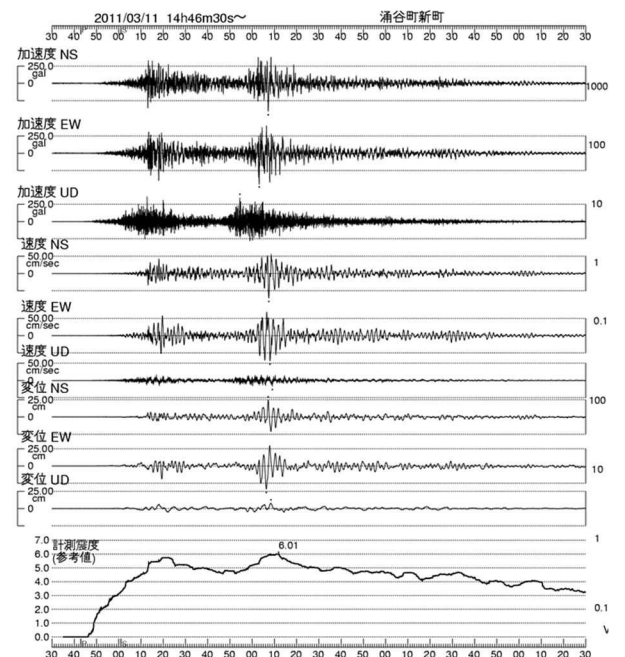


図 2：代表的な加速度記録<sup>1)</sup>

宮城県涌谷町新町(気象庁)

口等の堆積や塩水の浸入等による被害が生じた。さらに、内陸部を中心に広範囲な農地において、地盤沈下や液状化が生じた。

#### 1.4.4 土砂災害による被害

土砂災害は、平成24年6月4日時点で、土石流等13件、地すべり29件、崖崩れ97件及び集落雪崩2件の合計141件が発生し、死者は19人となっている。

#### 1.4.5 災害廃棄物処理

東日本大震災では、特に津波により、岩手県、宮城県及び福島県において膨大な量の災害廃棄物が発生した。環境省の推計によれば、これら3県の沿岸市町村で発生した災害廃棄物の量は、岩手県で525万t、宮城県で1,154万t及び福島県で201万tであり、3県合計で1,880万tに及んだ。

#### 1.4.6 被害総額<sup>4)</sup>

内閣府によると被害総額は16兆9千億円と推計されている。

## 2. 液状化について

### 2.1. 概要

国土交通省の調査(平成23年9月27日時点)によれば、東北から関東にかけての9都県で約2万7,000件の液状化による宅地被害が発生している。このように被害範囲が広範囲に及ぶためこの地震による液状化害を網羅的にかつ遺漏なく述べることは筆者の力量の及ぶところではなかった。また、後述のとおり、権威ある機関による総括が行われているため、そちらを参照して下されば有益な情報をより正しく入手可能である。

そこで地形・地質や液状化被害状況などの総括にかえて、一般に入手可能な報告書(令和3年9月12日時点において、文献6以外は全てインターネットから入手できる)の簡単な文献レビューを通じ、この地震による液状化被害の概要を示すものとした。詳細については文末にあげた原著を参照されたい。

### 2.2. 関東地方の液状化被害<sup>5)</sup>

国土交通省関東地方整備局及び公益法人地盤工学会の「東北地方太平洋沖地震による関東地方の地盤液状化現象の実態解明」によると、関東地方整備局管内9都県のうち7都県96市区町村で液状化が発生している。

そのうちの183箇所は、調査票に詳しく整理されている。調査票には(全て揃っていない場合もあるが入手可能な限り)、位置図、航空写真、被災状況写真、柱状図などが整理されている。

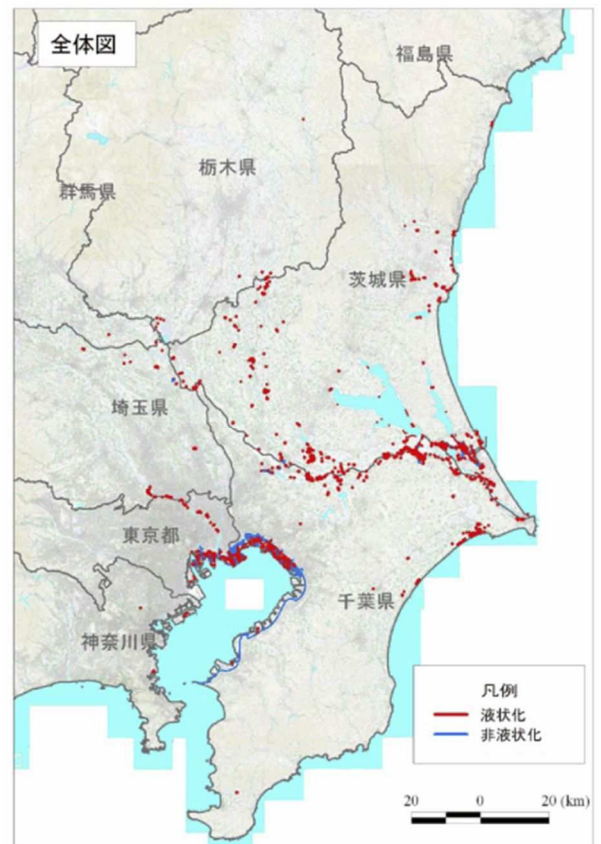


図3：関東地方の液状化発生分布



図4：東京湾岸の液状化の状況

### 2.3. 地盤工学会ほかによる調査報告<sup>6)</sup>

土木学会、地盤工学会をはじめとする 8 学会が 8 年間の歳月をかけて、全 28 巻からなる「東日本大震災合同調査報告」を刊行している。

「共通編 3 地盤災害」では、第 1 章「被災地域の地形・地質・地盤」として、東北地方太平洋沖地震の被災地域である東北から関東地方にかけての地形分類、表層地質等を概観したうえで、それぞれの地方で発生した地盤災害と関連の深い地形・地質・地盤条件の特徴が整理されている。

また、第 4 章「液状化による被害と復旧」では、再液状化を含む液状化発生地点の分布とその特徴を分析したうえで、各地域における液状化被害の発生状況とこれに対する自治体の対応、および被害発生個所とその近傍における地盤調査の結果と地形・土地利用状況の変遷等が報告されている。

以下、主に第 4 章を引用し、液状化発生地域の概要を示す(注記:収録されている事例は本震と余震・誘発地震によるものが混在している)。

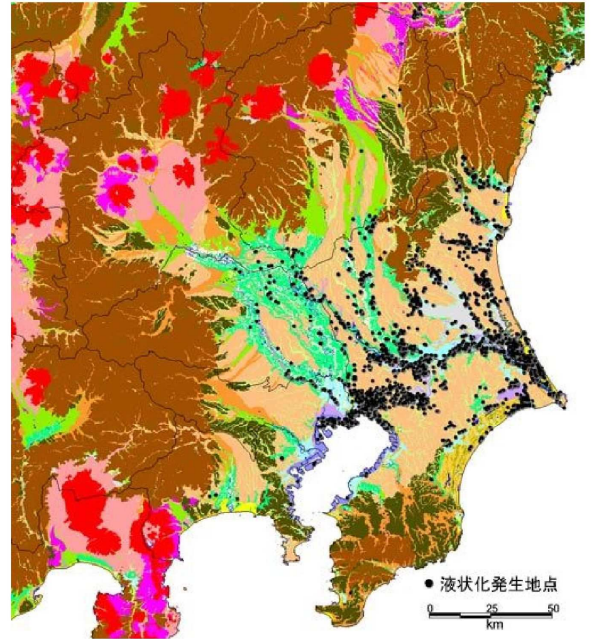
#### 2.3.1 液状化発生地域の分布

- ・ 液状化の発生は、東北地方に少なく関東地方に多い。全般的に見ると、東京湾岸地域を除けば、大部分が河川の沿岸地域である。
- ・ 関東地方では、東京湾岸、利根川をはじめとする河川の沿岸、霞ヶ浦・北浦の湖岸地域にも多くの液状化が見られるが、千葉県市川市、船橋市、佐倉市、印西市、茨城県銚田市、土浦市などでは河川や海岸から離れた内陸部にも液状化が多数発生している(これらはローム台地の谷筋を造成した地域である)。
- ・ 東北地方の北上川、阿武隈川、雄物川、最上川、阿賀野川の沿岸では、海岸から遠く離れた内陸部で液状化が発生している。

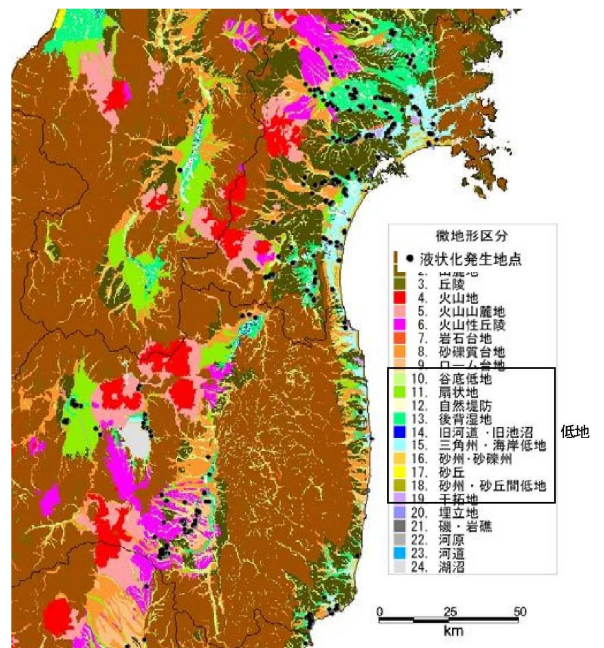
#### 2.3.2 液状化発生と微地形区分の関係

- ・ 液状化が起りやすい低地や埋立地の面積が関東地方は東北地方に比べて圧倒的に広

く、東北地方は山地や丘陵が卓越した地形である。このことが、東北地方が関東地方に比べて液状化が少なかった原因の一つと考えられている(下図)。



(a) 関東地方



(b) 東北地方

図 5: 微地形分類と液状化発生地点の分布

- ・ 液状化発生地点を 250m メッシュ (4 分の 1 地域メッシュ) ごとに整理し、液状化発生と微地形の大まかな関係を分析している。

- ・ 微地形区分毎の総メッシュ数を母数とした場合と、液状化が発生した全メッシュ数を母数とした場合の 2 通りの分析が行われている。
- ・ 液状化が発生した全メッシュ数を母数として、各微地形区分で液状化が発生したメッシュの数をカウントし、その割合を求めた場合、関東地方と東北地方で異なる様相を呈することが報告されている（下図）。

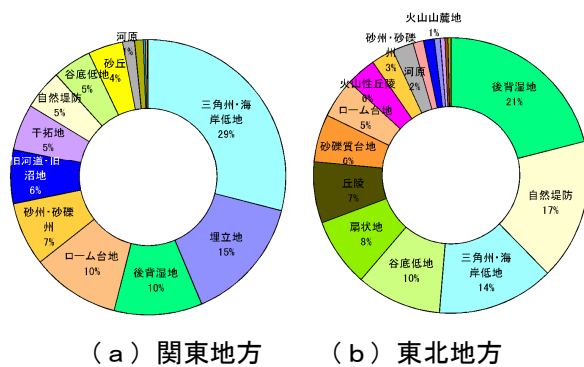


図 6：液状化発生総メッシュ数を母数とした微地形区分ととの液状化発生割合

- ・ 東北地方と関東地方で、液状化発生メッシュの微地形区分の傾向が異なることに関しては、今後、地震動強さを加味した微地形や地盤の地域特性についての検討が必要である。

なお、東北地方では、津波による浸水で液状化の痕跡が消滅したことが原因で液状化が少なかったとする見方に対しては、津波浸水地域は、最も内陸部まで津波が押し寄せた宮城県でも最大で海岸から 5km 程度であり、東北地方の低地全体の面積に比べるとごく限られた範囲であることを指摘している。

### 2.3.3 再液状化

若松<sup>7)</sup>の研究をもとに、東京湾岸地域および岩手県、宮城県、福島県の大河川の沿岸など、合計 91 箇所での再液状化事例が確認されている。

- ・ 再液状化は例外的な現象ではなく、一度液状化が発生した地点は将来の地震で再び液

状化する可能性があることが示された。

- ・ 再液状化地点は、海域や干潟の埋立地、湖沼の干拓地、旧河道、寄州、砂鉄採掘後の埋戻し地など特定の微地形区分や土地条件の所であった。
- ・ 大部分は、埋土・盛土・埋戻し地盤など、2011 年の地震から遡って 60 年以内に造成された土地が大部分であった。
- ・ 旧河道や自然堤防など自然地盤が再液状化したと考えられる事例もあった。

### 2.3.4 砂の液状化抵抗における年代効果

液状化の発生状況や早くから江戸幕府のお膝元として文化が栄えてきたこと、すなわち、

- ・ 東京湾岸地域において多数の液状化が確認されたが、湾岸の埋め立て地では大規模な液状化が起きたのに対して、その直近の沖積平野では液状化がほとんど起きていない。
- ・ 江戸開府以来 400 年にわたって埋め立ての歴史が比較的良く記録に残っており、液状化の発生地点と非発生地点の年代が判断しやすいので、年代効果を定量的に研究するに好適なのである。

ことを踏まえ、砂の液状化抵抗における年代効果に関する研究事例が報告されている。

### 2.3.5 各地の液状化について

東日本大震災合同調査報告「共通編 3 地盤災害」には、各地の液状化の概要がまとめられている。ここではタイトルを抜粋し、紹介に代えさせて頂きたい。

- ・ 千葉県：浦安市、千葉市、習志野市、香取市、我孫子市、旭市、神崎町、栄町
- ・ 茨城県：神栖市、潮来市、鹿嶋市、稲敷市、東海村
- ・ 東京都：東京都の液状化被害、江東区、新木場の地盤、その他の地域の被害
- ・ 神奈川県：金沢区、中区錦町、港北区小机地区の液状化被害
- ・ 埼玉県：久喜市、幸手市
- ・ 栃木県：栃木県内の液状化発生およびその

素因について

- ・ 東北地方の液状化被害：東北地方の液状化、河川堤防、宅地造成地、女川における津波被害と液状化の関連

### 3. 液状化被害状況を伝えるその他の文献

筆者の文献収集の目的は、この地震の液状化による地盤被害（とりわけ液状化による地盤沈下量の把握と整理）であり、当初は純然たる災害記録のようなものを探すことから始めた。ところが出会った文献は、いずれも示唆に富むものばかりで、読むほどに液状化被害に関する興味が深くなった。様々な機関による報告があり多数の漏れがあることを承知で、幾つかの文献を以下に紹介したい。

先にも触れたが、若松<sup>7)</sup>は、東北地方太平洋沖地震による地盤の再液状化を調査した。

安田ら<sup>8)</sup>は、千葉県の液状化被害について報告している。この地区における液状化被害の特徴として、1万棟を越す多くの戸建て住宅が大きく沈下・傾斜したことや、下水道管渠の継手がはずれたりマンホール躯体がずれたり、埋設管にも特異でかつ甚大な被害が発生したことを上げている。これは液状化した後も大きく揺すられ続けたためではないかと考えられると指摘している。千葉県庁ホームページには、県下29市10町の液状化被害状況などが、東日本大震災の記録として掲載されている<sup>9)</sup>。

千葉県浦安市の埋立地の液状化被害については浦安市のホームページからも詳細を知ることができる<sup>10)</sup>。様々な報告があるが、小荒井ら<sup>11)</sup>は、浦安市において液状化に伴う沈下量を面的に把握するために、簡易水準測量を実施して得られた相対的な沈下量を地震前後の航空レーザ測量結果の差分図と比較している。そして、埋め立て年代により液状化発生地点の沈下量に相違があることを指摘している。京川ら<sup>12)</sup>も、浦安市埋立地盤の液状化被害調査を報告している。また豊田ら<sup>13)</sup>は、簡易動的貫入試験と表面波探

査による浦安市の液状化被害分析と応急対策への適用性を検討している。

先名ら<sup>14)</sup>は、茨城県・千葉県内の主に利根川流域における計29市町について現地調査を実施し、関東地方全体の液状化地点情報と微地形区分毎の液状化発生頻度および確率を計算している。さらに若松・先名<sup>15), 16)</sup>は、東北地方と関東地方について、それぞれの地方における液状化発生と土地条件の関係性を考察している。

東北地方に目を移すと、岡ら<sup>17)</sup>は、宮城県北部の河川堤防、海岸堤防、港湾施設、道路・鉄道の盛土・切土斜面、液状化や地盤沈降などの被害に関する調査結果を報告している。吉田ら<sup>18)</sup>は宮城県中部地域の地盤被害を報告している。平地の液状化被害ではないが、宮城県仙台市で起きた造成地（谷埋め盛土）における地盤被害については、若井ら<sup>19)</sup>や森ら<sup>20)</sup>の報告から詳細を知ることができる。

ここでは液状化に焦点をあてて文献を探しているが、その他、道路橋や港湾施設などの被災した土木施設についても、震災後の早い時期から調査報告が成されていることを付記しておきたい（例えば21), 22), 23) など）。

## 4. 復旧や液状化予測法の向上のために

### 4.1. 新たな知見

震災後、液状化による地盤被害の復旧や液状化予測法の向上のための様々な提案が迅速に行われている。

例えば、平成23年9月には、河川堤防耐震対策緊急検討委員会より、「東日本大震災を踏まえた今後の河川堤防の耐震対策の進め方」として提言がまとめられている<sup>24)</sup>。また、国土交通省東北地方整備局からも「北上川等堤防復旧技術検討会報告書」が公開されている<sup>25)</sup>。さらに土木研究所からは、平成26年1月に、「東北地方太平洋沖地震における液状化を踏まえた液状化判定法の検討」が公開されている<sup>26)</sup>。地方自治体においても、東京都は木造住宅などの建築物

を対象とした液状化対策を提示して<sup>27)</sup>。

液状化予測法などは一見、高度に発展しているように映るが、今なお不明な点が多く、まだまだ研究の余地が残されている。風間<sup>28)</sup>は「地震動の強さがそれほどでなかったにも関わらず、液状化の被害が大きかった原因を、巨大地震による長い継続時間の影響として外力だけに帰着させるには無理がある。」ことを指摘している。そして昨今では、「設計地震動が大きくなり、継続時間の重要性も大きく認識されてきた昨今、現状のFL法は性能設計の枠組みに十分応えられるものになっていない。」ことを受けて、エネルギーによる液状化予測法の実用化に向けた取り組みが行われており、液状化予測手法のさらなる高度化に向け、取り組みが行われている<sup>29)</sup>。

#### 4.2. 詳細な検討事例

詳細な検討事例の一例を、前出の国土交通省東北地方整備局の「北上川等堤防復旧技術検討会報告書」より抜粋し、ごく簡単に示す(詳細は、原文を参照頂きたい)。

##### ● 枝野地区

##### 阿武隈川 30.6k+36m～31.4k+160m

【被災の概要・変形過程 (推定)】	
天端及び裏のり面に複数の縦断クラックが生じており、天端の沈下及び川裏側のはらみ出しにより被災後の堤防はほぼ水平となっている。	
基礎地盤は粘性土であり、表面の形状は天端下部を中心に凹状を呈している。堤体は川裏側で粘性土が卓越し、天端から川裏側の堤体下部は砂質土が卓越する。	
堤体内には堤内地盤高標高と同程度の地下水位が確認されたことから、これ以下の飽和した堤体砂質土が液状化したものと考えられる。なお、本地区では堤防開閉調査を実施した。	
被災延長	811m
微地形	沿堤平野、自然堤防
既往地盤での被災履歴	なし
被災状況	・天端沈下量: 2m ・減少断面積: 25m <sup>3</sup> ・増加断面積: 25m <sup>3</sup>
周辺状況	・堤防クラック発生で護砂を確保。 ・川裏側の粘性土主体の田畑を堤内側へ砂質土により嵩上げ・縮減したと推定される。 ・堤の尻筋は常時液状化状態であった(周辺住民)。
堤体土質	・粘性土が厚く堆積し、天端下の圧密沈下量は約2.2m程度。 ・堤防開閉時(昭和30年代)に基礎地盤を厚さ1m程度削離した可能性もある。
基礎地盤	堤体内には堤内地盤高標高と同程度の地下水位が形成されている。川底小陥下水位が徐々に高くなっているのは、川裏側に集った廣失板反堤防による影響と考えられる。
地下水位	
堤防被災形態分類・堤防変状タイプ	Ⅵa型 A3タイプ
被災過程推定の留意事項	・地下水位以下の堤体砂質土のFLは約0.3～0.7と小さい。(最大加速度400gal) ・高層地盤効果の顕著な可能性。 ・旧堤防(粘性土)の状態を踏まえた閉封態和減の改良の幅、厚さ ・堤内地下水位が高くなり、排水処理の難しき。
本復旧時の留意事項	

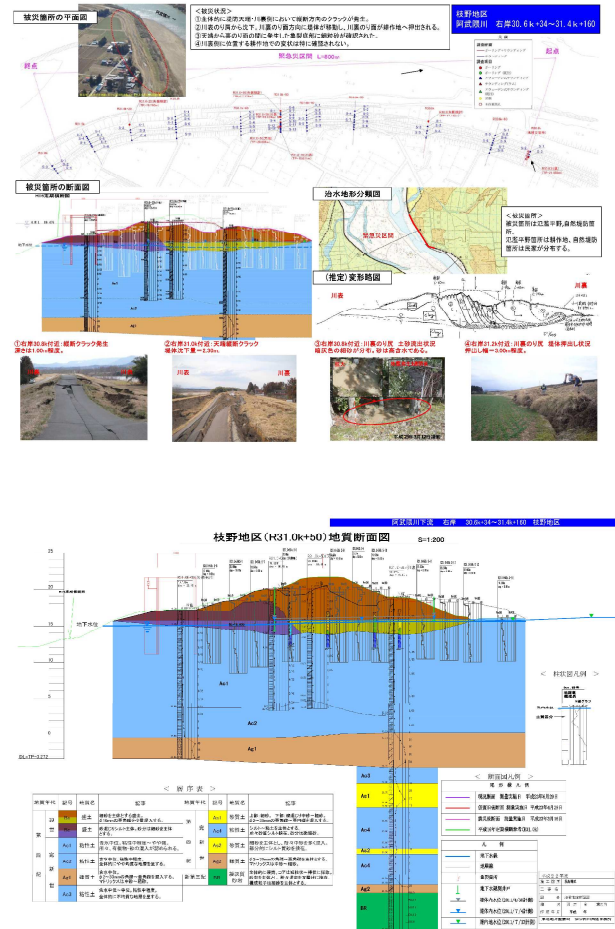
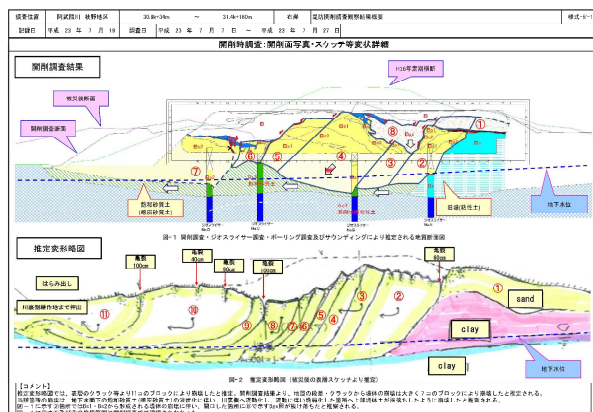


図7：被災の概要・被災断面スケッチ図ほか

末筆になりましたが、東北地方太平洋沖地震の震災で犠牲となったすべての方に哀悼の意を捧げます。

#### 参考文献

- 1) 気象庁ホームページ：平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震～The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake～
- 2) 平成24年版防災白書 <http://www.bousai.go.jp/kaigirep/hakusho/h24/index.htm>
- 3) 平成25年版防災白書 <http://www.bousai.go.jp/kaigirep/hakusho/h25/index.htm>
- 4) <http://www.bousai.go.jp/2011daishinsai/pdf/110624-1kisyu.pdf>
- 5) 国土交通省関東地方整備局、公益社団法人地盤工学会：東北地方太平洋沖地震による関東地方の地盤液状化現象の実態解明報告書、平成23年8月
- 6) 地盤工学会ほか7学会：東日本大震災合同調査報告「共通編3 地盤災害」CD-ROM
- 7) 若松加寿江：2011年東北地方太平洋沖地震による地盤の再液状化、日本地震工学会論文集、第12巻、第5号(特集号)、pp.69-88、2012。
- 8) 安田進、原田健二、石川敬祐：東北地方太平洋沖地震による千葉県の被害、地盤工学ジャーナル、Vol.7, No.1, pp.103-115、2012。

- 9) 千葉県庁ホームページ : <https://www.pref.chiba.lg.jp/cate/baa/3-11/kiroku/index.html>
- 10) 浦安市ホームページ : <https://www.city.urayasu.lg.jp/todokede/shinsai/ekijoka/index.html>
- 11) 小荒井衛, 中埜貴元, 乙井康成, 宇根 寛・川本利一, 醍醐恵二 : 東日本大震災における液状化被害と時系列地理空間情報の利活用, 国土地理院時報, No.122-141, pp.127-2011
- 12) 京川裕之, 清田隆, 近藤康人, 小長井一男 : 東北地方太平洋沖地震による浦安市埋立地盤の液状化被害調査, 地盤工学ジャーナル, Vol.7, No.1, pp.265-273, 2012.
- 13) 豊田浩史, 原忠, 竹澤請一郎, 高田晋, 須佐見朱加 : 簡易動的貫入試験と表面波探査による浦安市の液状化被害分析と応急対策への適用性, 地盤工学ジャーナル, Vol.7, No.1, pp.207-218, 2012.
- 14) 先名重樹, 長谷川信介, 前田宜浩, 藤原広行 : 東北地方太平洋沖地震における利根川流域の液状化被害, 日本地震工学会論文集, 第12巻, 第5号 (特集号), pp.143-162, 2012.
- 15) 若松加寿江, 先名重樹 : 2011年東北地方太平洋沖地震による東北地方の液状化発生と土地条件, 日本地震工学会論文集, 第14巻, 第2号, pp.124-143, 2014.
- 16) 若松加寿江, 先名重樹 : 2011年東北地方太平洋沖地震による関東地方の液状化発生と土地条件, 日本地震工学会論文集, 第15巻, 第2号, pp.25-44, 2015.
- 17) 岡二三生, 吉田信之, 甲斐誠士, 飛田哲男, 肥後陽介, 鳥居宣之, 鏡原聖史, 中西典明, 木元小百合, 山川優樹, 東瀬康孝, 渦岡良介, 京谷孝史:東北地方太平洋沖地震被害調査報告一宮城県北部一, 地盤工学ジャーナル, Vol.7, No.1, pp.37-55, 2012.
- 18) 吉田望, 山口晶, 千葉克己 : 2011年東北地方太平洋沖地震による宮城県中部地域の地盤被害, 地盤工学ジャーナル, Vol.7, No.1, pp.57-66, 2012.
- 19) 若井明彦, 佐藤真吾, 三辻和弥, 森友宏, 風間基樹, 古閑潤一:東北地方太平洋沖地震による被害調査報告 : 地域別編 宮城県内陸一仙台市内の造成宅地を中心に一, 地盤工学ジャーナル, Vol.7, No.1, pp.79-90, 2012.
- 20) 森友宏, 風間基樹 : 2011年東北地方太平洋沖地震における仙台市泉区の谷埋め盛土造成宅地の被害調査, 地盤工学ジャーナル, Vol.7, No.1, pp.163-173, 2012.
- 21) 平成23年 (2011年) 東北地方太平洋沖地震 土木施設災害調査速報 : 国土技術政策総合研究所資料 第646号, 土木研究所資料第4202号, 2011.7.
- 22) 平成23年 (2011年) 東北地方太平洋沖地震による道路橋等の被害調査報告 : 国土技術政策総合研究所資料 第814号, 土木研究所資料 第4295号, 2014.12.
- 23) 平成23年 (2011年) 東北地方太平洋沖地震による港湾施設等施設被害報告 : 国土技術政策総合研究所資料 第798号, 港湾空港技術研究資料 第1291号, 2015.9.
- 24) [https://www.jice.or.jp/reports/committee/river\\_committee\\_01](https://www.jice.or.jp/reports/committee/river_committee_01)
- 25) <http://www.thr.mlit.go.jp/Bumon/B00097/K00360/taiheiyouokijishin/kenntoukai/houkokusho.pdf>
- 26) [https://www.pwri.go.jp/jpn/results/db/doken\\_kankoubutu/doken\\_shiryu/files/doken\\_shiryu\\_4280\\_00.pdf](https://www.pwri.go.jp/jpn/results/db/doken_kankoubutu/doken_shiryu/files/doken_shiryu_4280_00.pdf)
- 27) <https://www.toshiseibi.metro.tokyo.lg.jp/kenchiku/ekijyoka/index.html>
- 28) 風間基樹, 河井正, 森友宏, 金鍾官, 山崎智哉 : 東日本大震災の液状化被害に見る液状化研究の課題, 日本地震工学会論文集, 第15巻, 第7号 (特集号), pp.49-59, 2015.
- 29) 國生剛治 : エネルギーによる液状化予測法の実用化に向けて, 地盤工学ジャーナル, Vol.15, No.1, pp.1-13, 2020.

※本項の執筆は徳島チーム (代表 : 上野) : 神田・藤川・小林・中川・遠山が担当した。



008 年 月 日 時 分 秒

2016(H28).4.14 21.26 (前震), 4.16 1:25 (本震)

へいせい 28 ねん 2016 ねん くまもと じしん  
**平成 28 年 (2016 年) 熊本地震**

(横ずれ断層型・陸のプレート内地震)

## 1. 地震概要

### 1.1 震源地 震源深さ

- 震源地 : (前震) 熊本県熊本地方  
緯度 32.44.5°N  
経度 130.48.5°E  
(本震) 熊本県熊本地方  
緯度 32.45.2°N  
経度 130.45.7°E
- 震源深さ : (前震)11km  
(本震)12km

### 1.2 マグニチュード 最大震度

- マグニチュード : (前震)M6.5  
(本震)M7.3
- 最大震度 : (前震)震度 7(益城郡益城町)  
(本震)震度 7(益城郡益城町,  
西原村)
- 2 日間のうちに同一観測地点で震度 7 が観測されたのは気象庁の観測史上初である。

### 1.3 代表的な加速度時刻歴

- 熊本県益城町宮園 最大合成加速度 899.1gal  
(熊本県設置、震央から北西に 6.4km の地点)

### 1.4 代表的な被害状況

以下に内閣府発表の発災後 3 年を経た時点における代表的な被害状況を示す。

#### (1)人的被害(熊本県内のみ記載)

- 死者 270 人 (地震時死亡 50 人)
- 重傷者 1,184 人、軽傷者 1,533 人

#### (2)建物被害(熊本県内のみ記載)

- 住宅被害 全壊 8,657 棟 半壊 34,491 棟  
一部損壊 155,095 棟
- 大規模な火災は発生していない

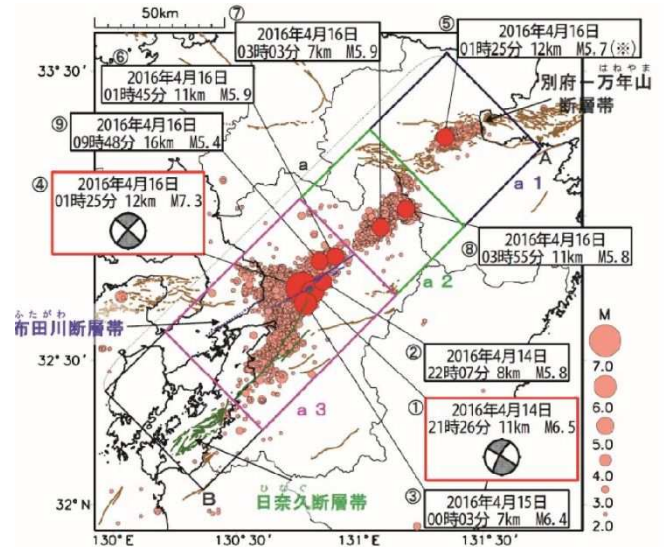
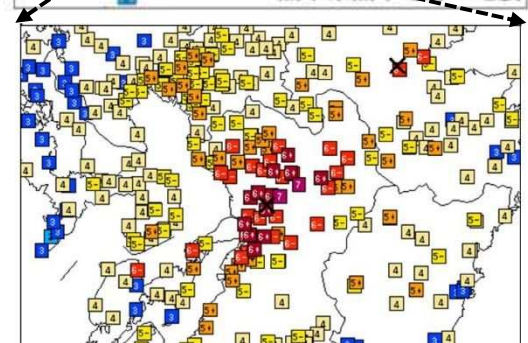
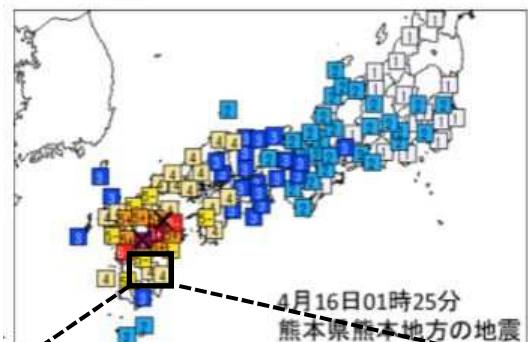


図1 震央分布図  
(2016年4月14日21時～2017年4月30日、M<sub>s</sub>≥2.0、深さ0～20km)



出典：気象庁

(3) ライフライン被害

停電戸数 最大 47 万 7,000 戸(平成 28 年 4 月 20 日時点)

断水戸数 最大 44 万 5,857 戸(各自治体の累計)

ガス供給停止戸数 最大 10 万 5,000 戸(西部ガス管内, 経産省情報)

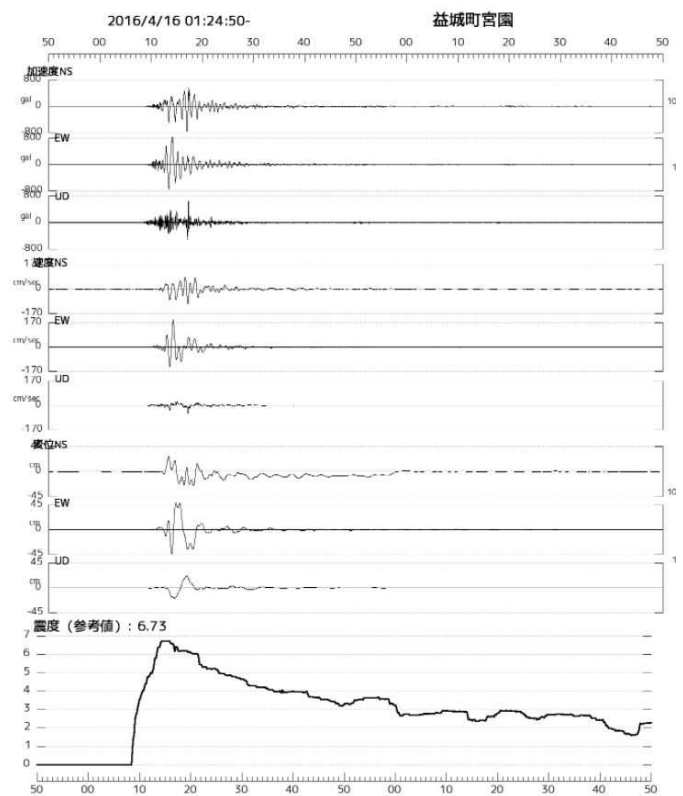
(4) 道路・鉄道・空港・港湾棟

(平成 28 年 4 月 30 日時点, 内閣府資料)

- ・高速自動車道(九州道) 1 区間(植木 IC～嘉島 JCT)
- ・国道 通行止め、7 区間(直轄, 補助含め)
- ・県道・政令市道 通行止め 37 区間(熊本県, 土砂崩壊、落石、のり面崩壊等)
- ・鉄道 九州新幹線 4/27 開通  
在来線 2 事業者 2 路線 運転休止
- ・港湾 熊本港で橋梁部のジョイント部にズレ, 岸壁背後の道路に亀裂など発生。八代港, 三角港で一部に沈下・クラック発生(4 月中に応急復旧)
- ・空港 熊本空港 4/19 に業務再開 滑走路に被害なし。

(5) その他

- ・土砂災害  
158 箇所(熊本県内, 土石流等 54 箇所, 地滑り 10 箇所, 崖崩れ 94 箇所), 特に本震時に阿蘇地方におにおいて大規模地滑りが多数発生)
- ・ため池 西原村の大切畑ため池で取水施設の損傷による水位低下が発生。



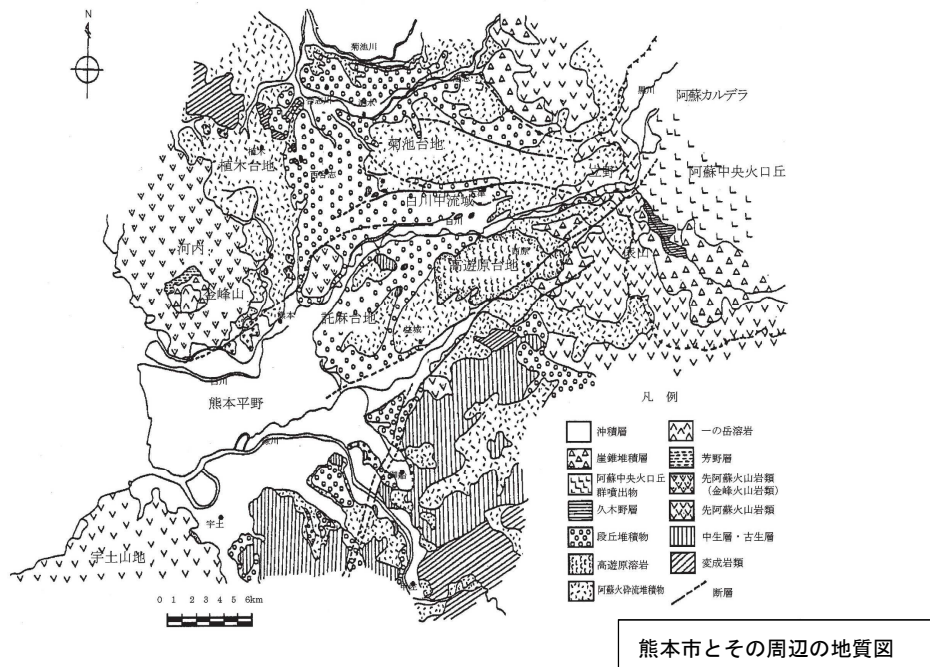
出典: 気象庁

## 2. 液状化について

### 2.1 地形・地質

熊本地震では後述するとおり、液状化は熊本平野および阿蘇地方の黒川沿川の広範囲において発生している。ここでは、広範囲に液状化が発生した熊本市を中心とする低地を対象として地形、地質の概要をまとめた。

熊本平野は、低地として白川と緑川に挟まれ、国道3号線または鹿児島本線に囲まれた有明海に面して形成されており、地形形成においては河川が重要な役割を果たしている。河口一帯には海成粘土である有明粘土が厚く堆積しており、その上層には河川により多くの土砂が運ばれ、火山灰質の砂質土が薄く堆積していることが特徴である。また、地質的には熊本市およびその周辺の地盤は阿蘇火山活動による火砕流堆積物や降下火山灰層により構成されているおり、熊本平野は地下水が豊富な地域である。これを担保しているのが白川中流域の地下に広く分布する多孔質で割れ目が多く滞水しやすい溶岩帯の存在である。以下に熊本市周辺および阿蘇地域を含む地質の概要図を示す。



### 2.2 液状化（層）の特徴

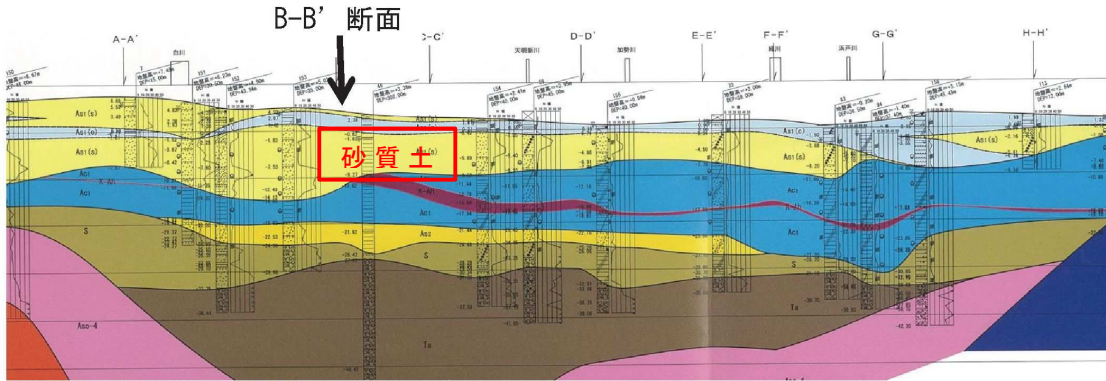
広範囲で液状化が発生した白川と緑川に挟まれた地表付近に緩い砂層が分布する熊本市南区付近の地質の概要を以下に示す。熊本平野の地質断面図を以下に示す。断面図は白川から約1km南側に位置し、河口より約7km東側に位置する東西、南北の2断面を示す。

熊本平野は白川および緑川による第四紀完新世の堆積作用と人工的な干拓事業により形成されており、形態的には複合三角州とみられる。この地域は海成粘土である有明粘土が厚く堆積している。平野の東側に位置する託麻台地から熊本市街中心部にかけては白川の扇状地堆積物に相当する砂礫層が分布している。熊本の有明海沿岸地域の地盤特性は、最大で40mの粘土層厚を有している反面、

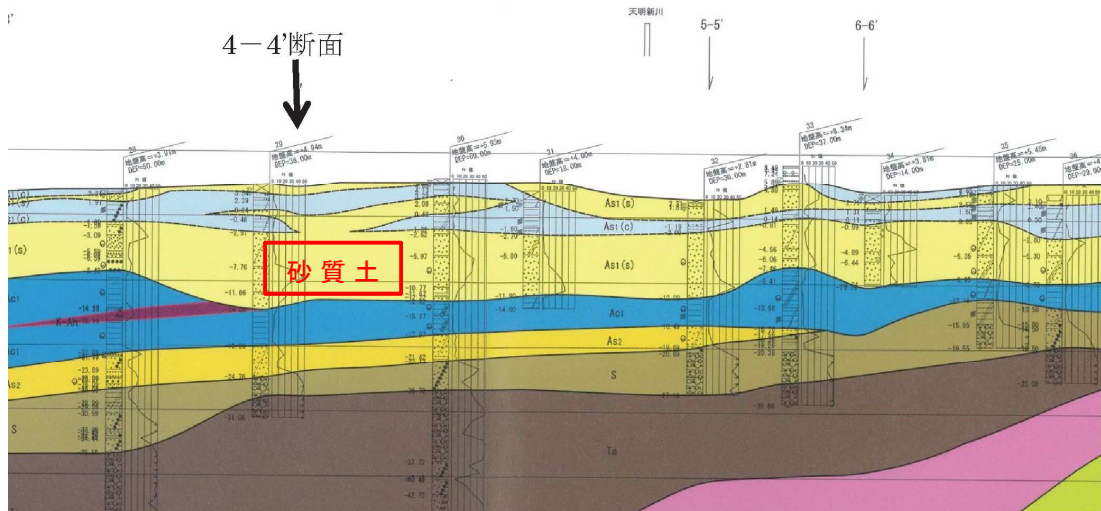


地表付近に砂層が 10m 程度で存在している。

後述する液状化被害状況に示す「液状化の帯」が発生した断面図の交点付近は、断面図に示す図中の黄色で示す砂質土が上層に厚く堆積していることが分かる。この粘土層の上層に堆積している砂質土層が液状化層と考えられる。



熊本市南区周辺の地質断面 (4-4 断面)



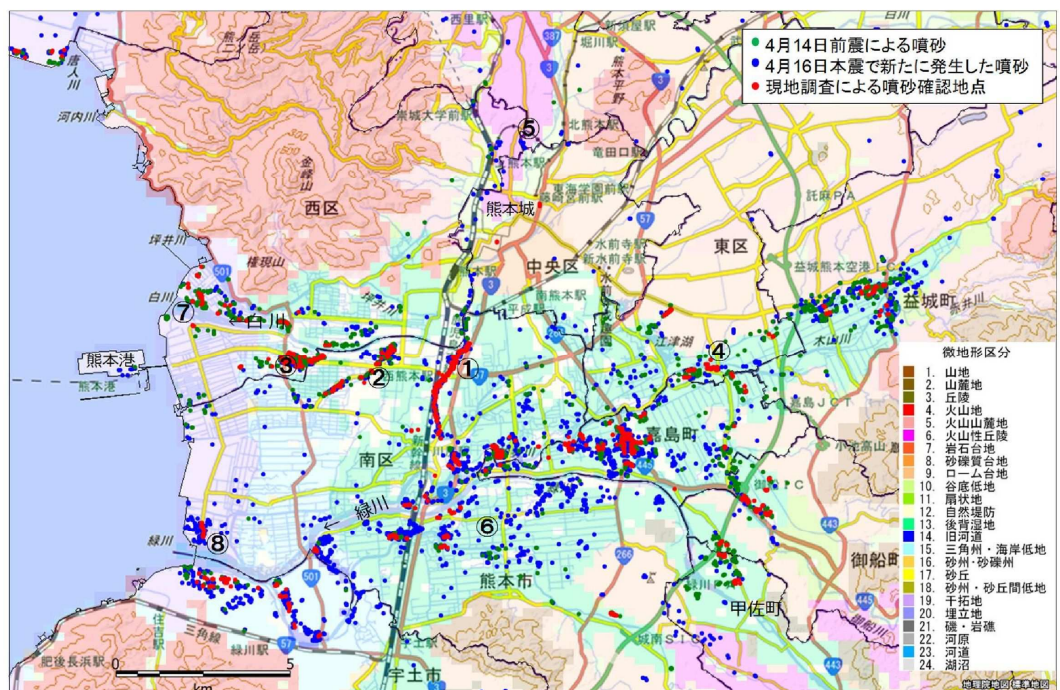
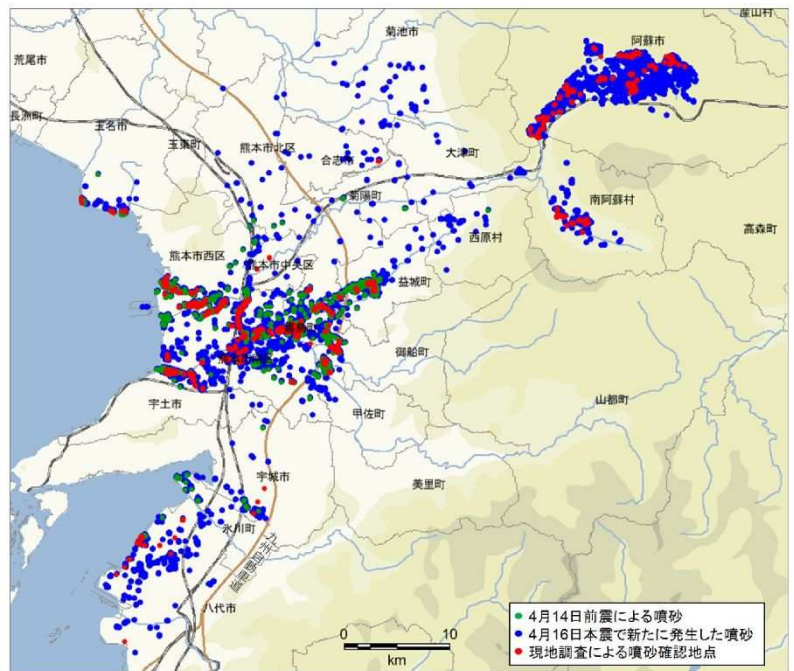
熊本市南区周辺の地質断面 (B-B 断面)

## 2.3 液状化被害状況

### 2.3.1 熊本市中心部における液状化発生特性

若松加寿江らの調査による熊本地震における噴砂の発生状況に関する現地調査および空中写真により噴砂と判断した地点の分布を示す。噴砂地点は、日奈久・布田川断層の震源断層に沿って八代市から阿蘇市まで南西－北東方向に約80kmの距離に及んでいる。液状化が発生した自治体は、熊本市（中央区・北区・東区・西区・南区）、八代市、玉名市、山鹿市、菊池市、宇土市、宇城市、阿蘇市、合志市、大津町、菊陽町、益城町、嘉島町、御船町、甲佐町、氷川町、西原村、南阿蘇村の熊本県下の18市町村である。この図より、14日の前震では液状化は熊本市、嘉島町、益城町など熊本平野を中心に発生したが、16日の本震では発生域が阿蘇市、南阿蘇村、西原村、八代市に拡大したことが分かる。

熊本平野における液状化発生地点を微地形区分と重ね合わせた平面図を示す。平野部の低地には「井手」と呼ばれる水路が張り巡らされ、地下水が豊富な地域であることがうかがわれる。液状化は、低地を流れる白川・緑川とその支流沿岸に広がる氾濫原（後背湿地・自然堤防・旧河道）に多いほか、海岸部の干拓地（干潟や浅海底を築堤と排水により陸化させた土地）でも発生していた。



## 2.3.2 液状化被害

### (1) 液状化の被害の概要

液状化による被害は、全地域を通じて農地、農業用施設、農道、河川堤防・護岸に多く、熊本平野では電柱の沈下、住宅・店舗などの不同沈下や外構の傾斜・沈下、RC建物の基礎杭抜け上がりなどの建物被害が認められた。熊本市によれば、液状化被害を受けた住宅は、南区の近見から川尻にかけての地域（図3の①）に最も多く、約1300戸に傾斜や沈下などの被害があった。このほか、南区土河原（図3の②）、西区中原（図3の③）、東区秋津町秋田（図3の④）でも合計約300戸の液状化被害が確認された。市内全域で約2,900戸に上ったと報じられている。

本稿では、熊本市内で建物被害が多く発生した前述の南区の近見から川尻にかけての地域、南区土河原の地域および東区秋津町の被害概要について示す。

### (2) 南区近見周辺の白川南岸地域

この区域では、北は熊本駅付近から南は加勢川まで幅50～100m、長さ7km近くにわたって帯状に噴砂が見られた。前震で主に豊肥本線以南の白川の高水敷から南区日吉にかけて、本震で分布範囲がさらに北方と南方に広がった。鹿児島街道の両側の住宅・店舗、外構が著しく沈下・傾斜していた。沈下は、鉄筋コンクリートの建造物で局所的に大きい箇所では0.3～0.7m（地盤と変位後の階段とのズレ等から測定）が確認された。一般住宅で0.1～0.2mで傾斜を伴う被害も確認された。特徴的な被害として道路沿いに設置された電信柱の沈下が確認された。通常、地表より1.0m程度の高さに設置される電柱標識板が地表付近に位置していたことから0.5m以上沈下していたと考えられる。



### (3) 南区土河原周辺

この地区では、液状化が発生した区域のほぼ中央部に幅 1.5m 程度の水路が位置していた。水路は白川の河口から約 7km の地点から取水しており、堤内側において西方で 3 本に分岐している。3 本の水路に挟まれた地区に前震と本震の両方で多数の噴砂が見られた。住宅地の生活道路・校庭・農地には地割れ・噴砂が多数見られ、電柱も 0.5～1m 沈下していた。畑では幅 20m の噴砂の帯が水路と平行に 50m～100m 連続する箇所もあった。水路周辺の家屋では沈下や傾斜が見られ、聞き取り調査によると、住宅では 0.1～0.2m の沈下が発生し、修復工事が実施されていた。

### (4) 東区秋津町周辺

この地区は、加勢川の支川である秋津川、木山川、矢形川の 3 川合流点にあり、住宅地になる前は氾濫常襲地帯だったと推測される。周辺の農地・道路には噴砂が多数見られ、間島団地（1970 年代中頃造成、約 50 軒）では、殆どの宅地に変状が見られた。特に北側の加勢川に面した家屋や外構の傾斜が顕著だった。住宅被害は写真に示すとおり、基礎杭の抜け上がりなどが見られ、建物の周辺地盤の沈下は、0.3～0.5m と見られる。







## 添付資料(2) 地盤被災事例の文献調査データベース



















地震被災事例の文献調査データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)

No.	地震	文献名称	著者			掲載誌	巻・号・頁	発行年 (西暦)	調査箇所	構造物	地盤			地盤調査			室内試験			加速度			液状化検討			地盤変位量					特記事項 (地盤変位量の計測方法等)					
			第1著者	所属	共著者など						人工 or 自然	水平 or 傾斜	地盤 改良	柱状 図	サウン ディング SPT SWS	物理 探査・ 検層	地下 水位	粒 度	密 度	液 状 化 強 度	震 度 ・ 計 測 震 度	最 大 加 速 度	加 速 度 波 形	地 質 断 面 図	液状化層 地盤種別	液 状 化 判 定 層 厚 (m)	記 述	写 真	算出方法	沈下量 (cm)		水平変位量 (cm)				
316	平成23年東北地方太平洋沖地震	東北地方太平洋沖地震による浦安市埋立地地盤の液状化被害調査	京川裕之	東京大学生産技術研究所		地盤工学ジャーナル	第7巻, 第1号, pp.265-273	2012		埋立地																										<a href="https://www.jstage.jst.go.jp/article/jgs/7/1/7_1_265/_article/-char/ja/">https://www.jstage.jst.go.jp/article/jgs/7/1/7_1_265/_article/-char/ja/</a>
317	平成23年東北地方太平洋沖地震	東北地方太平洋沖地震で複合災害を受けた河川堤防の被災要因分析	原忠	高知大学		地盤工学ジャーナル	第9巻, 第4, pp.645-658	2014		河川堤防																									<a href="https://www.jstage.jst.go.jp/article/jgs/9/4/9_645/_article/-char/ja/">https://www.jstage.jst.go.jp/article/jgs/9/4/9_645/_article/-char/ja/</a>	
318	平成28年熊本地震	平成28年(2016年)熊本地震による液状化発生特性	若松加寿江	関東学院大学	先名重樹, 小澤京子	日本地震工学会論文集	第17巻, 第4号, pp.81-100	2017	熊本市全域	全般																									液状化発生箇所の特性が中心	
319	平成28年熊本地震	2016年熊本地震による住宅の液状化被害に関する調査的研究	芹川由布子	金沢大学	中村満, 宮島昌克, 吉田雅重	土木学会論文集A1(構造・地震工学)	Vol.73, No.4, pp.1601-1607	2017	熊本市南区, 東区	住宅																									住宅の傾斜度, 方向を測定	
320	平成28年熊本地震	平成28年度熊本地震地盤災害調査報告書	地盤工学会平成28年熊本地震地盤災害調査団	地盤工学会		平成28年度熊本地震地盤災害調査報告書	原状化, 地盤陥没被害pp.115-162	2017	熊本県内全域	全般																										
321	平成28年熊本地震	2016年熊本地震被害調査報告書	澤田純男(委員長)	長岡技術科学大学	多数	2016年熊本地震被害調査報告書	地盤の被害 pp.58-184	2017	熊本県内全域	全般																										
322	平成28年熊本地震	2016年熊本地震による熊本市南区の液状化被害調査	榎本忠夫	国土技術政策総合研究所	久保和幸	地盤工学ジャーナル	Vol.11, No. 4, pp.399-409	2016	熊本市南区	道路																									現地にて採取した噴砂で試験	
323	平成28年熊本地震	液状化に関する報告	村上哲	福岡大学	永瀬英生, 大里重人	JGS熊本地震調査団報告会		2017	熊本市全域	全般																										
324	平成28年熊本地震	各種地盤調査に基づく液状化地盤の長期的回復傾向に関する検討	中澤博志	防災科学技術研究所		土木学会論文集A1(構造・地震工学)	Vol.75, No.4, pp.1727-1735	2019	熊本市南区	-																									<a href="https://www.jstage.jst.go.jp/article/jscejsce/75/4/75_1727/_pdf/-char/ja/">https://www.jstage.jst.go.jp/article/jscejsce/75/4/75_1727/_pdf/-char/ja/</a>	
325	平成28年熊本地震	平成28年熊本地震において現れた液状化の帯と地盤特性	村上哲	福岡大学	平田涼太郎, 坂本龍太郎, 野見山揚, 三輪滋	第四紀研究	No.58(2), pp101-108	2019	熊本市南区	-																									<a href="https://www.jstage.jst.go.jp/article/jaqua/58/2/58_101/_pdf/-char/ja/">https://www.jstage.jst.go.jp/article/jaqua/58/2/58_101/_pdf/-char/ja/</a>	
326	平成28年熊本地震	熊本地震における自然堤防の地形・地質と液状化要因の関係性	北澤 聖司	第一コンサルタンツ	原忠, 中島昇, 柴原隆, 林伸二郎	土木学会論文集A1(構造・地震工学)	Vol.76, No.4, pp.278-289	2020	熊本市南区	家屋																										
327	平成28年熊本地震	緑川・白川堤防調査委員会報告書	熊本河川国道事務所	国土交通省		熊本河川国道事務所HP		2017	緑川, 白川	堤防																									<a href="http://www.qsr.mlit.go.jp/kumamoto/site_files/file/river/midorikawasirakawateiboutyousaiinkai/houkokusyo.pdf">http://www.qsr.mlit.go.jp/kumamoto/site_files/file/river/midorikawasirakawateiboutyousaiinkai/houkokusyo.pdf</a>	
328	平成28年熊本地震	熊本地震における建築物被害の原因分析を行う委員会報告書	建築研究所	国立研究開発法人		建築研究所報告書		2016	熊本市, 益城町	家屋																										
329	平成28年熊本地震	熊本市液状化対策技術検討委員会資料	都市局都市政策課	熊本市		熊本市HP	令和4年11月時点で16回閲覧中	2022	熊本市	全般																									<a href="https://www.city.kumamoto.jp/hp/kiji/pub/detail.aspx?c_id=5&amp;id=16165&amp;e_id=10">https://www.city.kumamoto.jp/hp/kiji/pub/detail.aspx?c_id=5&amp;id=16165&amp;e_id=10</a>	
330	平成28年熊本地震	液状化地盤上の道路盛土被害に関する一考察	栗林健太郎	エイト日本技術開発	原忠, 坂部晃子, 黒田修一	日本地震工学会論文集	第21巻, 第1号, pp.46-63	2021	熊本市, 益城町	道路																									<a href="https://www.jstage.jst.go.jp/article/jaee/21/1/21_1_46/_pdf/-char/ja/">https://www.jstage.jst.go.jp/article/jaee/21/1/21_1_46/_pdf/-char/ja/</a>	

## 添付資料(3) 地盤調査・土質試験結果データベース



地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)【香川土器川】

Table with columns for site name, coordinates, soil type, groundwater level, test results (moisture, density, etc.), grain size distribution, and test methods (triaxial, permeability, etc.).

地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)【香川土器川】

Table with columns: 地点名, 座標, 地層区分, 地下水位, 試料標高, 一般 (湿度, 乾燥密度, etc.), 粒度 (平均粒径, etc.), 塑性指数, 分類, 三軸圧縮試験, 繰返し排水三軸試験, 原位試験, 出典, 特記事項.











地盤調査・土質試験結果データベース（地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会）【香川土器川】

Table with columns for location (地名), coordinates, elevation, groundwater level, soil test results (試料標高, 含水率, etc.), soil classification (分類), and test results (三軸圧縮試験, 繰返し排水三軸試験, etc.). It contains detailed data for various soil samples across different sites in Kagawa Prefecture.

地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)【香川・土器川】

Table with columns for site name, coordinates, borehole depth, groundwater level, soil test results (moisture, dry density, etc.), grain size distribution, triaxial test results, and other test results. It contains 60 rows of detailed data.

地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)【香川土器川】

Table with columns for location (地点名), coordinates (座標), soil type (地層区分), groundwater level (地下水位), test results (試験結果), and classification (分類). The table lists various soil samples with their physical and mechanical properties.



## 地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会) 【徳島・今切川】

地点名	座標 (上段:緯度 下段:経度)	地層区分	孔口標高 T.P.(m)	地下水位		試料標高 T.P.(m)	一般												塑性 指数 IP (%)	分類	三軸圧縮試験			繰返し非排水三軸試験																	原位試験		出典	特記事項																			
				T.P.(m)	GL-(m)		一般		粒度												試料 No	乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )		相対密度 $D_r$ (%)				有効 拘束圧 $\sigma'_o$ (kN/m <sup>2</sup> )	RL20	DA=1% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_o$ 下段: 回数)				DA=2% or 2.5% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_o$ 下段: 回数)				DA=5% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_o$ 下段: 回数)				DA=10% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_o$ 下段: 回数)				過剰間隙水圧比 95% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_o$ 下段: 回数)				N値	Vs (m/s)												
							湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	土粒子 密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	自來 含水比 w (%)	開隙比 e	飽和度 (%)	礫分 (%)	砂分 (%)	細粒分 含有率 (%)	粘土分 含有率 (%)	平均粒径 D50 (mm)	20%粒径 D20 (mm)				10%粒径 D10 (mm)	均等 係数	圧密前	圧密後	圧密前	圧密後			0.245	0.193	0.213	0.168	0.245	0.193	0.213	0.168	0.245	0.193	0.213	0.168	0.245			0.193	0.213	0.168	0.245	0.193			0.213	0.168										
							0.245	0.193	0.213	0.168	0.245	0.193	0.213	0.168	0.245	0.193	0.213	0.168				0.245	0.193	0.213	0.168	0.245	0.193			0.213	0.168	0.245	0.193	0.213	0.168	0.245	0.193	0.213	0.168	0.245	0.193	0.213			0.168	0.245	0.193	0.213	0.168			0.245	0.193	0.213	0.168	0.245	0.193	0.213	0.168				
H27-1	34° 7' 8" 134° 35' 49"	砂質土	2.197	0.30	1.90	-7.70	1.828	1.434	2.694	24.100	0.880	84.400	0.4	83.4	16.2	8.2	0.2575		0.0113	25		細粒分質砂			SS-1	1.456	1.475			120	0.189	0.245	0.193	0.213	0.168	0.245	0.193	0.213	0.168	0.245	0.193	0.213	0.168	0.245	0.193	0.213	0.168	0.245	0.193	0.213	0.168	0.245	0.193	0.213	0.168	0.245	0.193	0.213	0.168	8		平成26-27年度 今切川外堤耐震設計業務 国土交通省 四国地方整備局 徳島河川国道事務所	
R2k6001*	34° 07' 11.9" 134° 35' 28.0"	砂質土	3.11			-3.39	1.906	1.538	2.715	23.9	0.765	84.8	0.0	82.9	17.1	8.0	0.2657	0.1074	0.0104	28.858		細粒分質砂			S-1	1.489	1.501			70	0.226	0.268	0.242	0.236	0.208	0.268	0.242	0.236	0.208	0.268	0.242	0.236	0.208	0.268	0.242	0.236	0.208	0.268	0.242	0.236	0.208	0.268	0.242	0.236	0.208	0.268	0.242	0.236	0.208	1		平成18年度 今切川堤防地質調査業務 国土交通省 四国地方整備局 徳島河川国道事務所	
R9k000*	34° 06' 30.8" 134° 32' 49.9"	砂質土	2.26			-6.14	1.976	1.638	2.693	20.6	0.644	86.1	0.0	95.1	4.9	3.3	0.348	0.2587	0.1982	1.915		砂			S-2	1.596	1.605			170	0.264	0.302	0.272	0.258	0.225	0.302	0.272	0.258	0.225	0.302	0.272	0.258	0.225	0.302	0.272	0.258	0.225	0.302	0.272	0.258	0.225	0.302	0.272	0.258	0.225	0.302	0.272	0.258	0.225	10		平成18年度 今切川堤防地質調査業務 国土交通省 四国地方整備局 徳島河川国道事務所	

地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)【徳島・那賀川】

Table with columns for site name, coordinates, soil type, groundwater level, test results (moisture, density, etc.), classification, and test results (triaxial, shear, etc.).



地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)【徳島那賀川】

Table with columns for site name, coordinates, soil type, groundwater level, soil properties (moisture, density, plasticity, grain size), consolidation test results, and permeability test results. Includes detailed data for various soil samples (e.g., NL2/400-B1, NL3/000-B1) and their respective test parameters.

地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)【徳島 桑野川】

Table with columns for site name, coordinates, elevation, groundwater level, soil test results (moisture, dry density, etc.), classification, and test results (triaxial, permeability, etc.).

地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会) 【徳島 桑野川】

地点名	座標 (上段:緯度) (下段:経度)	地層区分	孔口標高 T.P.(m)	地下水位		試料標高 T.P.(m)	一般														塑性 指数 IP (%)	分類	三軸圧縮試験			繰返し非排水三軸試験																原位試験		出典	特記事項										
				T.P.(m)	GL-(m)		湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	土粒子 密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	自來 含水比 w (%)	開隙比 e	飽和度 (%)	礫分 (%)	砂分 (%)	細粒分 含有率 (%)	粘土分 含有率 (%)	平均粒径 D50 (mm)	20%粒径 D20 (mm)	10%粒径 D10 (mm)	均等 係数			$\phi_{ca}$ (°)	$\phi_{cb}$ (°)	試料 No	乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )		相対密度 $D_r$ (%)		有効 拘束圧 $\sigma'_o$ (kN/m <sup>2</sup> )	RL20	DA=1% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_o$ ) (下段: 回数)				DA=2% or 2.5% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_o$ ) (下段: 回数)				DA=5% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_o$ ) (下段: 回数)						DA=10% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_o$ ) (下段: 回数)				過剰開隙水圧比 95% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_o$ ) (下段: 回数)				N値	Vs (m/s)
																										圧密前	圧密後	圧密前	圧密後			0.299	0.397	0.349	0.445	0.299	0.397	0.349	0.445	0.299	0.397	0.349	0.445			0.299	0.397	0.349	0.445	0.299	0.397	0.349	0.445		
KL4/800-B1	033° 55' 28.3183" 134° 39' 09.7906"	砂質土	5.25	4.05	1.20	-8.25	1.920	1.553	2.707	23.6	0.744	86.0	0.0	84.6	15.4		0.19	0.098			粘性土質 砂			S-2	1.558	1.597			170	0.330	0.299	0.397	0.349	0.445	0.299	0.397	0.349	0.445	0.299	0.397	0.349	0.445	0.299	0.397	0.349	0.445	21		平成23-24年度 桑野川左岸耐震点検地質調査業務 国土交通省 四国地方整備局 那賀川河川事務所						
KL4/800-B1	033° 55' 28.3183" 134° 39' 09.7906"	粘性土	5.25	4.05	1.20	-14.15	1.879	1.505	2.689	25.0	0.788	85.0	0.0	47.8	52.2	11.6	0.071	0.021	0.0016	60.000	砂質シルト			S-4	1.515	1.599			230	0.286	0.405	0.308	0.249	0.350	0.405	0.308	0.249	0.350	0.405	0.308	0.249	0.350	0.405	0.308	0.249	0.350	25		平成23-24年度 桑野川左岸耐震点検地質調査業務 国土交通省 四国地方整備局 那賀川河川事務所						
KL5/000-B1	033° 55' 28.2094" 134° 39' 02.1642"	砂質土	5.73	4.93	0.80	-2.72	2.008	1.763	2.712	15.0	0.565	67.1	35.3	59.8	4.9		0.84	0.42	0.3	4.330	分級された 礫質砂			G-2	1.770	1.790			120	0.235	0.306	0.227	0.194	0.265	0.306	0.227	0.194	0.265	0.306	0.227	0.194	0.265	0.306	0.227	0.194	0.265	13		平成23-24年度 桑野川左岸耐震点検地質調査業務 国土交通省 四国地方整備局 那賀川河川事務所						
KL5/000-B1	033° 55' 28.2094" 134° 39' 02.1642"	砂質土	5.73	4.93	0.80	-6.42	1.832	1.661	2.726	10.3	0.652	44.9	21.0	63.8	15.2		0.64	0.18			粘性土質 礫質砂			S-2	1.674	1.735			160	0.286	0.238	0.342	0.298	0.201	0.238	0.342	0.298	0.201	0.238	0.342	0.298	0.201	0.238	0.342	0.298	0.201	13		平成23-24年度 桑野川左岸耐震点検地質調査業務 国土交通省 四国地方整備局 那賀川河川事務所						
KL5/000-B1	033° 55' 28.2094" 134° 39' 02.1642"	砂質土	5.73	4.93	0.80	-10.37	1.903	1.486	2.724	28.1	0.834	91.8	0.0	81.1	18.9		0.15	0.079			粘性土質 砂			S-4	1.490	1.530			205	0.278	0.299	0.248	0.273	0.327	0.299	0.248	0.273	0.327	0.299	0.248	0.273	0.327	0.299	0.248	0.273	0.327	12		平成23-24年度 桑野川左岸耐震点検地質調査業務 国土交通省 四国地方整備局 那賀川河川事務所						













地盤調査・土質試験結果データベース（地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会）【愛媛 重信川】

Table with 54 columns: 地点名, 座標(緯度), 地層区分, 孔口標高 T.P.(m), 地下水位, 試料標高 T.P.(m), 一般 (含水量, 液性指数, etc.), 粒度 (D50, D20, D10, etc.), 塑性 (液性指数, etc.), 三軸圧縮試験 (試料 No., etc.), 繰返し排水三軸試験 (DA=1%, etc.), 原位試験 (N値, etc.), 出典, 特記事項.









地盤調査・土質試験結果データベース（地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会）【愛媛 重信川】

Table with columns: 地点名, 座標(緯度), 地層区分, 地下水位, 一般 (湿度, 乾燥, etc.), 粒度 (D50, D20, etc.), 塑性 (液性, 塑性), 三軸圧縮試験, 繰返し非排水三軸試験, 原位試験 (N値, V<sub>s</sub>), 出典, 特記事項. This is a detailed geotechnical data table for soil samples from the Iyumi River area in Ehime Prefecture.



地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)【愛媛 重信川】

Table with columns: 地点名, 座標(緯度), 地層区分, 孔口標高 T.P.(m), 地下水位, 試料標高 T.P.(m), 一般 (湿度, 乾燥密度, etc.), 粒度 (D50, D20, etc.), 塑性指数 IP, 分類, 三軸圧縮試験 (φ<sub>90</sub>, φ<sub>270</sub>, etc.), 繰返し排水三軸試験 (DA=1%, etc.), 原位試験 (N値, V<sub>s</sub>), 出典, 特記事項.



地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)【愛媛 重信川】

Table with columns for site name, coordinates, soil type, groundwater level, test results (moisture, dry density, etc.), grain size distribution, plasticity index, and test classification. Includes a detailed header for soil classification and test methods.





## 地盤調査・土質試験結果データベース（地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会）【愛媛 重信川】

地点名	座標(緯度)	地層区分	孔口標高 T.P.(m)	地下水位		試料標高 T.P.(m)	一般														塑性 指数 IP (%)	分類	三軸圧縮試験																原位置試験		出典	特記事項
				T.P.(m)	GL-(m)		含水量				粒度				均等係数				$\phi_{co}$ (°)	$\phi_{cu}$ (°)			試料 No	乾燥密度 $\rho_d$ ( $g/cm^3$ )		相対密度 $D_r$ (%)		有効 拘束圧 $\sigma'_o$ ( $kN/m^2$ )	RL20	DA=1% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_o$ ) (下段: 回数)	DA=2% or 2.5% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_o$ ) (下段: 回数)	DA=5% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_o$ ) (下段: 回数)	DA=10% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_o$ ) (下段: 回数)	過剰間隙水圧比 95% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_o$ ) (下段: 回数)	N値	Vs (m/s)						
							湿潤密度 $\rho_t$ ( $g/cm^3$ )	乾燥密度 $\rho_d$ ( $g/cm^3$ )	土粒子 密度 $\rho_s$ ( $g/cm^3$ )	自來 含水比 $w_n$ (%)	開隙比 $e$	飽和度 (%)	礫分 (%)	砂分 (%)	細粒分 含有率 (%)	粘土分 含有率 (%)	平均粒径 D50 (mm)	20%粒径 D20 (mm)						10%粒径 D10 (mm)	均等 係数	圧密前	圧密後										圧密前	圧密後				
No.2	33° 48' 07.3" 132° 43' 35.6"	砂質土	10.50	4.60	5.900	-5.80			2.673	17.3					32.2	45.1	22.7	8.6	0.3217	0.0438	0.0083	51.820														19	267	平成21年度 重信川堤防耐震性能調査業務委託 報告書 H22.3 国土交通省 四国地方整備局 松山河川国道事務所 出合漏水資料整理(土質調査)				
No.2	33° 48' 07.3" 132° 43' 35.6"	粘性土	10.50	4.60	5.900	-6.80			2.671	21.3					0.8	42.3	56.9	18.2	0.0440	0.0063															6	182	平成21年度 重信川堤防耐震性能調査業務委託 報告書 H22.3 国土交通省 四国地方整備局 松山河川国道事務所 出合漏水資料整理(土質調査)					
No.2	33° 48' 07.3" 132° 43' 35.6"	礫質土	10.50	4.60	5.900	-8.80			2.671	11.3					75.2	17.8	7.0		8.1700	1.0800	0.2414	43.296													23	228	平成21年度 重信川堤防耐震性能調査業務委託 報告書 H22.3 国土交通省 四国地方整備局 松山河川国道事務所 出合漏水資料整理(土質調査)					
No.2	33° 48' 07.3" 132° 43' 35.6"	礫質土	10.50	4.60	5.900	-11.80			2.675	11.3					56.8	31.7	11.5	5.5	3.0725	0.3637	0.0405	126.719												30	249	平成21年度 重信川堤防耐震性能調査業務委託 報告書 H22.3 国土交通省 四国地方整備局 松山河川国道事務所 出合漏水資料整理(土質調査)						
No.2	33° 48' 07.3" 132° 43' 35.6"	礫質土	10.50	4.60	5.900	-14.80			2.674	14.5					58.8	29.2	12.0	6.7	3.9525	0.3165	0.0239	256.765												31	251	平成21年度 重信川堤防耐震性能調査業務委託 報告書 H22.3 国土交通省 四国地方整備局 松山河川国道事務所 出合漏水資料整理(土質調査)						

地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会) 【愛媛 石手川】

Table with columns: 地点名, 座標(緯度), 地層区分, 区口標高 T.P.(m), 地下水位, 試料標高 T.P.(m), 一般 (湿度密度, 乾燥密度, 土粒子密度, 含水率, 開隙比, 飽和度, 確分, 砂分, 細粒分含有率, 粘土分含有率, 平均粒徑 D50, D20, D10, 均等係数), 塑性指数 IP (%), 分類, 三軸圧縮試験 (φ<sub>90</sub>, φ<sub>200</sub>, 試料 No, 乾燥密度 ρ<sub>d</sub>, 相対密度 Or, 有効拘束圧 σ<sub>v</sub>, R<sub>L20</sub>), 繰返し非排水三軸試験 (DA=1%, DA=2% or 2.5%, DA=5%, DA=10%, 過剰間隙水圧比 95%), 原位試験 (N値, Vs), 出典, 特記事項.

地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会) 【愛媛 石手川】

Table with columns for location (地点名), coordinates (座標), soil type (地層区分), groundwater (地下水位), soil properties (土質試験結果), and test results (試験結果). The table contains multiple rows of data for various soil samples, including parameters like moisture content, density, and shear strength.

地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会) 【愛媛 石手川】

Table with columns for site name, coordinates, soil type, groundwater level, soil test results (general, grain size, plasticity, consolidation, etc.), and source information. The table contains multiple rows of data for various soil samples.

地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会) 【香川・高松港】

Table with columns for site name, coordinates, soil type, groundwater level, test results (moisture, dry density, etc.), classification, and test results (triaxial, consolidation, etc.).



地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会) 【香川\_高松港】

地点名	座標 (上段:緯度 下段:経度)	地層区分	孔口標高 O.D.L(m)	地下水位		試料標高 C.D.L(m)	一般													塑性 指数 IP (%)	三軸圧縮試験		繰返し非排水三軸試験																原位試験		出典	特記事項													
				C.D.L(m)	G.L.-(m)		湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	土粒子 密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	自來 含水比 w <sub>n</sub> (%)	間隙比 e	飽和度 (%)	礫分 (%)	砂分 (%)	細粒分 含有率 (%)	粘土分 含有率 (%)	平均粒径 D50 (mm)	20%粒径 D20 (mm)	10%粒径 D10 (mm)		均等 係数	分類	$\phi_{ca}$ (°)	$\phi_{csw}$ (°)	試料 No	乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )		相対密度 $D_r$ (%)		有効 拘束圧 $\sigma'_o$ (kN/m <sup>2</sup> )	R <sub>L20</sub>	DA=1% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_o$ 0 下段: 回数)				DA=2% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_o$ 0 下段: 回数)				DA=5% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_o$ 0 下段: 回数)				DA=10% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_o$ 0 下段: 回数)				過剰間隙水圧比 95% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_o$ 0 下段: 回数)				N値	V <sub>s</sub> (m/s)		
																										圧密前	圧密後	圧密前	圧密後			0.215	0.176	0.185	0.273	0.215	0.176	0.185	0.273	0.215			0.176	0.185	0.273	0.215	0.176	0.185	0.273	0.215	0.176			0.185	0.273
No.23-1	34° 21' 38.09" 134° 03' 48.16"	砂質土	4.06	2.26	1.80	-17.94	1.873	1.461	2.646	28.2	0.811	92.0	25.3	46.6	28.1		0.7013	0.362		NP	細粒分質 礫質砂			S-2-1	1.478	1.584			220	0.186	0.215 6	0.176 463.6	0.185 11.7	0.273 5	0.215 8.5	0.176 13.8	0.185 13.8	0.273 14	0.215 18	0.176 27.2	0.185 22.8	0.273 23.9	0.215 38.7	0.176 10	0.185 14	0.273 31	32	253	平成23年度 高松港朝日地区岸壁(-10m)土質調査 国土省四国地方整備局 高松-港湾空港整備事務所						

地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)【徳島・撫養港】

Table with columns for site name, coordinates, elevation, groundwater level, soil test results (moisture density, dry density, etc.), classification, and test results (triaxial shear, consolidation, etc.).

地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)【徳島・撫養港】

Table with columns for site name, coordinates, soil type, groundwater level, and various soil test results including density, moisture, and shear strength parameters.

地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会) 【徳島\_徳島小松島港】

地点名	座標 (上段:経度) (下段:緯度)	地層区分	孔口標高 T.P.(m)	地下水位		試料標高 T.P.(m)	一般														塑性 指数 IP (%)	分類	三軸圧縮試験		繰返し非排水三軸試験																原位試験		出典	特記事項											
				T.P.(m)	GL-(m)		湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm <sup>3</sup> )	乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	土粒子 密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	自 然 含 水 比 w (%)	開 隙 比 e	飽 和 度 (%)	礫分 (%)	砂分 (%)	細粒分 含有率 (%)	粘土分 含有率 (%)	平均粒径 D50 (mm)	20%粒径 D20 (mm)	10%粒径 D10 (mm)	均等 係数			$\phi_{ca}$ (°)	$\phi_{cu}$ (°)	試料 No	乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )		相対密度 $D_r$ (%)		有効 拘束圧 $\sigma'_o$ (kN/m <sup>2</sup> )	RL20	DA=1% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_o$ ) (下段:回数)				DA=2% or 2.5% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_o$ ) (下段:回数)				DA=5% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_o$ ) (下段:回数)					DA=10% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_o$ ) (下段:回数)				過剰間隙水圧比 95% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_o$ ) (下段:回数)				N値	Vs (m/s)	
																										圧密前	圧密後	圧密前	圧密後			0.253	0.354	0.303	0.381	0.253	0.354	0.303	0.381	0.253	0.354	0.303			0.381	0.253	0.354	0.303	0.381	0.253	0.354	0.303			0.381
H26-2	34° 02' 58.9" 134° 36' 12.2"	粘性土	-9.51			-20.95	1.787	1.233	2.782	45.100	1.260	99.600	0.0	9.1	90.9	24.3	0.0186	0.0033			12	砂質シルト (低塑性限界)			T-7	1.233	1.298			80	0.298	0.253	0.354	0.303	0.381	0.253	0.354	0.303	0.381	0.253	0.354	0.303	0.381	0.253	0.354	0.303	0.381	0	160	平成26年 徳島小松島港沖洲(外)地区土質調査 国土交通省 四国地方整備局 小松島港河・空港整備事務所					

地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)

Table with columns for site name, coordinates, soil type, groundwater level, test results (moisture, density, etc.), classification, and test methods. Includes data for various sites like Bo28-40, Bo29-9, and No.28-13.

地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)

Table with columns: 地点名, 座標 (上段:緯度, 下段:経度), 地層区分, 孔口標高 T.P.(m), 地下水位 T.P.(m) GL-(m), 試料標高 T.P.(m), 一般 (湿度, 乾燥密度, 土粒子密度, 含水率, 間隙比, 飽和度, 確分, 砂分, 細粒分含有率, 粘土分含有率, 平均粒径 D50, 20%粒径 D20, 10%粒径 D10, 均等係数), 塑性指数 IP (%), 分類, 三軸圧縮試験 (φ<sub>90</sub>, φ<sub>240</sub>, 試料No, 乾燥密度 ρ<sub>d</sub>, 相対密度 Or, 有効拘束圧 σ<sub>v0</sub>, RL20), 繰返し非排水三軸試験 (DA=1%, DA=2% or 2.5%, DA=5%, DA=10%, 過剰間隙水圧比 95%), 原位試験 (N値, Vs), 出典, 特記事項. Rows represent individual soil samples with detailed test results.

地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)

Table with columns: 地点名, 座標, 地層区分, 孔口標高, 地下水位, 試験標準, 一般 (湿度, 乾燥密度, etc.), 粒度 (平均粒径, etc.), 塑性指数, 三軸圧縮試験, 繰返し排水三軸試験, 原位置試験, 出典, 特記事項.











地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)

Table with columns: 地点名, 座標, 地層区分, 土質試験結果, 一般, 粒度, 三軸圧縮試験, 繰返し非排水三軸試験, 原位試験, 出典, 特記事項. The table contains detailed geotechnical data for various soil samples, including test results and classification.



地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)

Table with columns for location (地点名), soil classification (土質), groundwater level (地下水位), and various test results including density (密度), moisture content (含水率), and shear strength (剪断力). The table lists multiple data points for different locations like K22-6 and K22-7, showing detailed soil characteristics.

地盤調査・土質試験結果データベース（地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会）

Table with columns: 地点名, 座標, 地層区分, 土質, 地下水位, 試験標準, 一般, 粒度, 塑性指数, 分類, 三軸圧縮試験, 繰返し非排水三軸試験, 原位試験, 出典, 特記事項. It contains multiple rows of test results for various soil samples, including parameters like moisture content, density, and strength characteristics.

地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)

Table with columns for site name, coordinates, soil type, groundwater level, soil properties (moisture, density, plasticity), grain size distribution, and test results (triaxial, permeability, etc.).





地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)

地点名	座標 (上段:緯度) (下段:経度)	地層区分	区画 T.P.(m)	地下水位 T.P.(m) GL-(m)	一般													塑性 指数 IP (%)	分類	繰返し非排水三軸試験											原位置試験		出典	特記事項								
					試料標準高 T.P.(m)		粒度										繰返し非排水三軸試験											N値	Vs (m/s)													
					湿潤密度 ρ <sub>t</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	乾燥密度 ρ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	土粒子 密度 ρ <sub>s</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	自費 含水率 w (%)	開隙比 e	飽和度 (%)	礫分 (%)	砂分 (%)	細粒分 含有率 (%)	粘土 含有率 (%)	平均粒径 D50 (mm)	20%粒径 D20 (mm)	10%粒径 D10 (mm)			均等 係数	試料 No	乾燥密度 ρ <sub>d</sub> (g/cm <sup>3</sup> )	相対密度 Or (%)	有効 拘束圧 σ <sub>3</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	FL20	DA=1% (上段:σ <sub>d/2σ'<sub>3</sub>' (下段:固数)</sub>	DA=2% or 2.5% (上段:σ <sub>d/2σ'<sub>3</sub>' (下段:固数)</sub>			DA=5% (上段:σ <sub>d/2σ'<sub>3</sub>' (下段:固数)</sub>	DA=10% (上段:σ <sub>d/2σ'<sub>3</sub>' (下段:固数)</sub>	過剰間隙水圧比 95% (上段:σ <sub>d/2σ'<sub>3</sub>' (下段:固数)</sub>										
K22-14	33° 30' 41.2" 133° 34' 41.3"	砂質土	8.44	4.44	4000	-6.81			2.726	11.700						16.6	74.5	8.9		0.605	0.318	0.0995	6.97																50		平成22年度 長寿命化計画土質調査(その1) 国土交通省 四国地方整備局 高知港湾・空港整備事務所	

地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)

Table with columns for location, soil type, groundwater, test results (moisture, density, plasticity), triaxial test, permeability, and other parameters. Rows include data for various soil samples across different locations and depths.

地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)

Table with columns for site name, coordinates, soil type, groundwater level, test results (density, moisture, strength), triaxial test results, and classification. The table contains multiple rows of data for various soil samples.



地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)

Table with columns for site name, coordinates, elevation, groundwater level, soil properties (moisture, density, grain size), and test results (triaxial, permeability, etc.).

地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)

Table with columns for site name, coordinates, soil type, groundwater level, test results (moisture, dry density, etc.), classification, and test methods (triaxial, permeability, etc.).

地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)

Main data table with columns for site name, elevation, soil type, groundwater, soil properties, consolidation test results, and classification. It contains multiple rows of detailed test data.



地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)

Table with columns for site name, coordinates, soil type, groundwater level, test results (moisture, density, etc.), classification, and test methods (triaxial, permeability, etc.).

地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)

Table with columns for site name, coordinates, soil type, groundwater, test results (moisture, dry density, etc.), classification, and test methods. Includes data for various soil samples and their characteristics.



地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)

Table with columns for site name, location, groundwater, soil properties (moisture, density, grain size, etc.), classification, and test results (triaxial, permeability, etc.).





地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)

Table with columns for site name, location, groundwater, soil properties (moisture, density, etc.), classification, and test results. Includes a detailed header for soil classification and test methods.

























地盤調査・土質試験結果データベース（地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会）【香川・道路】

地点名	座標 (上段:経度) (下段:緯度)	地層区分	開口標高 T.P.(m)	地下水位		試料標高 T.P.(m)	一般													三軸圧縮試験															原位試験		出典	特記事項			
				T.P.(m)	GL-(m)		湿度密度 $\rho_t$ (g/cm³)	乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm³)	土粒子 密度 $\rho_s$ (g/cm³)	含水量比 w(%)	開隙比 e	飽和度 (%)	確分 (%)	砂分 (%)	細粒分 含有率 (%)	粘土分 含有率 (%)	平均粒徑 D50 (mm)	20%粒徑 D20 (mm)	10%粒徑 D10 (mm)	均等係数	塑性 指数 IP (%)	分類	$\phi_{0.075}$ (%)	$\phi_{0.425}$ (%)	繰返し非排水三軸試験					N値	$V_s$ (m/s)										
																									試料 No	乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm³)		相対密度 $O_r$ (%)				有効 拘束圧 $\sigma'_c$ (kN/m²)	R <sub>L20</sub>	DA=1%	DA=2%	DA=5%			DA=10%		
圧密前	圧密後	圧密前	圧密後	(上段: $\sigma_d/2\sigma'_c$ ) (下段:固数)	(上段: $\sigma_d/2\sigma'_c$ ) (下段:固数)	(上段: $\sigma_d/2\sigma'_c$ ) (下段:固数)	(上段: $\sigma_d/2\sigma'_c$ ) (下段:固数)																																		
BV18本山-5	34° 08' 10.4" 133° 41' 44.2"	粘性土	14.030	9.930	4.100	-14.270						2.744	26.9									0.0	9.3	90.7	22.2	0.0218	0.0038							22.2	砂まじり粘土			20		平成18年度香川管内地質調査業務 報告書 H19.3 国土省四国地方整備局 香川河川国道事務所	地下水位 GL-4.10~4.70m
BV18本山-5	34° 08' 10.4" 133° 41' 44.2"	砂質土	14.030	9.930	4.100	-15.270						2.688	32.1									0.0	59.1	40.9	10.1	0.0886	0.0324	0.0048	22.391						45		平成18年度香川管内地質調査業務 報告書 H19.3 国土省四国地方整備局 香川河川国道事務所	地下水位 GL-4.10~4.70m			

地盤調査・土質試験結果データベース (地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会)【香川・道路】

Table with columns for site name, coordinates, soil type, groundwater level, test results (moisture, density, etc.), classification, and test methods (triaxial, consolidation, etc.).

地盤調査・土質試験結果データベース（地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会）【香川\_道路】

地点名	座標 (上段:緯度) (下段:経度)	地層区分	孔口標高 T.P.(m)	地下水位		試料標高 T.P.(m)	一般										塑性 指数 IP (%)	分類	三軸圧縮試験		繰返し非排水三軸試験											原位試験		出典	特記事項																			
				T.P.(m)	GL-(m)		湿潤密度 $\rho_t$ (g/cm³)	乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm³)	土粒子 密度 $\rho_s$ (g/cm³)	自蒸 含水比 w <sub>n</sub> (%)	開隙比 e	飽和度 (%)	礫分 (%)	砂分 (%)	細粒分 含有率 (%)	粘土分 含有率 (%)			平均粒径 D50 (mm)	20%粒径 D20 (mm)	10%粒径 D10 (mm)	均等 係数	$\phi_{90}$ (°)	$\phi_{75}$ (°)	試料 No	乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm³)		相対密度 $O_r$ (%)		有効 拘束圧 $\sigma'_c$ (kN/m²)	RL20	DA=1% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_c$ ) (下段:回数)				DA=2% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_c$ ) (下段:回数)		DA=5% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_c$ ) (下段:回数)		DA=10% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_c$ ) (下段:回数)		過剰間隙水圧比 95% (上段: $\sigma_d/2\sigma'_c$ ) (下段:回数)		N値	$V_s$ (m/s)									
																										圧密前	圧密後	圧密前	圧密後			圧密前	圧密後			圧密前	圧密後																	
Bor-No.1	34° 20' 25.0" 134° 03' 33.8"	礫質土	1.260	0.960	0.300	-9.040																																		33		平成25年度松島地区外地質調査業務 報告書 H25.12 国交省四国地方整備局 香川河川国道事務所	地下水位 GL-0.30~-1.80m											
Bor-No.1	34° 20' 25.0" 134° 03' 33.8"	粘性土	1.260	0.960	0.300	-10.080		2.667	31.7																														4		平成25年度松島地区外地質調査業務 報告書 H25.12 国交省四国地方整備局 香川河川国道事務所	地下水位 GL-0.30~-1.80m												
Bor-No.1	34° 20' 25.0" 134° 03' 33.8"	粘性土	1.260	0.960	0.300	-13.040		2.661	21.5																														19		平成25年度松島地区外地質調査業務 報告書 H25.12 国交省四国地方整備局 香川河川国道事務所	地下水位 GL-0.30~-1.80m												
Bor-No.1	34° 20' 25.0" 134° 03' 33.8"	砂質土	1.260	0.960	0.300	-15.040		2.674	18.7																															8		平成25年度松島地区外地質調査業務 報告書 H25.12 国交省四国地方整備局 香川河川国道事務所	地下水位 GL-0.30~-1.80m											
Bor-No.1	34° 20' 25.0" 134° 03' 33.8"	砂質土	1.260	0.960	0.300	-16.040		2.682	13.5																																30		平成25年度松島地区外地質調査業務 報告書 H25.12 国交省四国地方整備局 香川河川国道事務所	地下水位 GL-0.30~-1.80m										
Bor-No.1	34° 20' 25.0" 134° 03' 33.8"	砂質土	1.260	0.960	0.300	-17.040																																				35		平成25年度松島地区外地質調査業務 報告書 H25.12 国交省四国地方整備局 香川河川国道事務所	地下水位 GL-0.30~-1.80m									
Bor-No.1	34° 20' 25.0" 134° 03' 33.8"	砂質土	1.260	0.960	0.300	-18.040		2.666	11.1																																		40		平成25年度松島地区外地質調査業務 報告書 H25.12 国交省四国地方整備局 香川河川国道事務所	地下水位 GL-0.30~-1.80m								
Bor-No.2	34° 20' 25.9" 134° 03' 33.6"	砂質土	1.340	0.840	0.500	0.040		2.659	18.1																																			15		平成25年度松島地区外地質調査業務 報告書 H25.12 国交省四国地方整備局 香川河川国道事務所	地下水位 GL-0.50~-1.30m							
Bor-No.2	34° 20' 25.9" 134° 03' 33.6"	砂質土	1.340	0.840	0.500	-1.960		2.675	22.2																																			4		平成25年度松島地区外地質調査業務 報告書 H25.12 国交省四国地方整備局 香川河川国道事務所	地下水位 GL-0.50~-1.30m							
Bor-No.2	34° 20' 25.9" 134° 03' 33.6"	砂質土	1.340	0.840	0.500	-2.960																																							11		平成25年度松島地区外地質調査業務 報告書 H25.12 国交省四国地方整備局 香川河川国道事務所	地下水位 GL-0.50~-1.30m						
Bor-No.2	34° 20' 25.9" 134° 03' 33.6"	砂質土	1.340	0.840	0.500	-3.960																																							14		平成25年度松島地区外地質調査業務 報告書 H25.12 国交省四国地方整備局 香川河川国道事務所	地下水位 GL-0.50~-1.30m						
Bor-No.2	34° 20' 25.9" 134° 03' 33.6"	砂質土	1.340	0.840	0.500	-5.960		2.669	13.6																																				15		平成25年度松島地区外地質調査業務 報告書 H25.12 国交省四国地方整備局 香川河川国道事務所	地下水位 GL-0.50~-1.30m						
Bor-No.2	34° 20' 25.9" 134° 03' 33.6"	粘性土	1.340	0.840	0.500	-8.960		2.677	27.7																																					9		平成25年度松島地区外地質調査業務 報告書 H25.12 国交省四国地方整備局 香川河川国道事務所	地下水位 GL-0.50~-1.30m					
Bor-No.2	34° 20' 25.9" 134° 03' 33.6"	粘性土	1.340	0.840	0.500	-12.960																																									20		平成25年度松島地区外地質調査業務 報告書 H25.12 国交省四国地方整備局 香川河川国道事務所	地下水位 GL-0.50~-1.30m				
Bor-No.2	34° 20' 25.9" 134° 03' 33.6"	粘性土	1.340	0.840	0.500	-13.960		2.672	23.2																																							12		平成25年度松島地区外地質調査業務 報告書 H25.12 国交省四国地方整備局 香川河川国道事務所	地下水位 GL-0.50~-1.30m			
Bor-No.2	34° 20' 25.9" 134° 03' 33.6"	粘性土	1.340	0.840	0.500	-14.960																																										26		平成25年度松島地区外地質調査業務 報告書 H25.12 国交省四国地方整備局 香川河川国道事務所	地下水位 GL-0.50~-1.30m			
Bor-No.2	34° 20' 25.9" 134° 03' 33.6"	砂質土	1.340	0.840	0.500	-15.960		2.682	16.5																																							15		平成25年度松島地区外地質調査業務 報告書 H25.12 国交省四国地方整備局 香川河川国道事務所	地下水位 GL-0.50~-1.30m			
Bor-No.2	34° 20' 25.9" 134° 03' 33.6"	砂質土	1.340	0.840	0.500	-16.960		2.681	12.8																																								39		平成25年度松島地区外地質調査業務 報告書 H25.12 国交省四国地方整備局 香川河川国道事務所	地下水位 GL-0.50~-1.30m		
Bor-No.2	34° 20' 25.9" 134° 03' 33.6"	砂質土	1.340	0.840	0.500	-17.960																																												44		平成25年度松島地区外地質調査業務 報告書 H25.12 国交省四国地方整備局 香川河川国道事務所	地下水位 GL-0.50~-1.30m	
Bor-No.2	34° 20' 25.9" 134° 03' 33.6"	砂質土	1.340	0.840	0.500	-21.950		2.674	14.2																																										54		平成25年度松島地区外地質調査業務 報告書 H25.12 国交省四国地方整備局 香川河川国道事務所	地下水位 GL-0.50~-1.30m

## 添付資料(4) 投稿論文



年度	投稿先	論文名
平成 24 年度	(公社)地盤工学会四国支部 平成 24 年度技術研究発表会	遠心模型実験のブラインドシミュレーション —地盤地震防災研究委員会の活動—
		ALID を用いた動的遠心模型実験の沈下量の評価
		砂地盤における直接基礎の遠心模型振動実験の液状化解析
		模型実験のブラインドシミュレーションにおける 入力パラメーターの影響 (その 1)
平成 25 年度	(社)日本技術士会四国本部 PE しこく IPEJ Shikoku Journal2012 vol.6	遠心模型実験の液状化解析を通じて学んだこと
		2011 年東北地方太平洋沖地震で被災を受けた河川堤防の液状化シミュレーション
	(公社)地盤工学会四国支部 平成 25 年度技術研究発表会	北上川橋浦地区の河川堤防の液状化解析事例
		2011 年東北地方太平洋沖地震で被災を受けた河川堤防の築堤材料についての一考察
平成 26 年度	第 49 回地盤工学研究発表会	北上川橋浦地区の河川堤防の液状化解析事例
	IACMAG 第14回地盤力学における計算機手法と最近の進歩に関する国際会議	Liquefaction analysis of a damaged river levee during the 2011 Tohoku earthquake
	(公社)地盤工学会四国支部 平成 26 年度技術研究発表会	ボーリング柱状図および N 値を用いた液状化強度曲線の推定方法に関する考察 繰り返し非排水三軸試験結果を用いた要素シミュレーションに関する一考察
平成 27 年度	(公社)地盤工学会四国支部 平成 27 年度技術研究発表会	動的遠心模型実験による密度の異なる飽和砂地盤の液状化特性 液状化解析における熟練度の影響
平成 29 年度	(公社)地盤工学会四国支部 平成 29 年度技術研究発表会	高松港東部埋立地の液状化強度特性
令和元年度	(公社)地盤工学会四国支部 令和元年度技術研究発表会	高知市浦戸湾沿岸の堆積構造と液状化特性
令和 2 年度	(公社)地盤工学会四国支部 令和 2 年度技術研究発表会 【地盤地震防災研究委員会 中間報告】	地盤地震防災研究委員会の活動と展望
		四国地域の液状化に係るデータの収集と整理方法
		地盤調査データに基づく愛媛県の地盤特性
		地盤調査データに基づく高知県の地盤特性
		地盤調査データに基づく徳島県の液状化強度特性
地盤調査データに基づく香川県の液状化強度特性		
令和 3 年度	(公社)地盤工学会四国支部 令和 3 年度技術研究発表会	四国地域を対象とした河川・港湾施設の液状化特性の分析 (その 1 : 液状化強度と物理力学特性の関係)
		四国地域を対象とした河川・港湾施設の液状化特性の分析 (その 2 : 液状化強度の地域特性)

# 遠心模型実験のブラインドシミュレーション ～ 地盤地震防災研究委員会の活動～

遠心模型実験, 液状化, 数値解析

愛媛大学大学院 国際会員 ○岡村 未対

## 1. はじめに

地盤工学会四国支部では、平成 23 年度より地盤地震防災研究委員会（以後、本委員会と称す）を設置し、四国地域の地盤地震防災の諸問題に関する研究と技術の普及を進めることを目的とした活動を行っている。近年、地盤や基礎の耐震設計が性能規程型の設計法へと移行しており、そこでは複数の限界状態を予測できる地盤や基礎構造物の変形解析法が用いられている。変形解析法は、入力するパラメータや解析条件の設定によって得られる結果が大きく変化するので、解析法の理解と習熟が必要である。本委員会では、その活動の一環として、地震による地盤の液状化の発生と変形予測法としての数値解析法を用い、遠心模型実験を対象とした一斉シミュレーションを行った。シミュレーションは、模型の諸条件、土質材料特性、入力地震動を与え、実験結果を知らずに行う Prediction A を行い、それに続いて実験結果を知らせた上で再度解析を行う Prediction B の 2 段階で行った。本報は、シミュレーションの対象とした模型の概要について述べる。

## 2. 遠心模型実験の概要

解析対象としたのは、(独)土木研究所の大型遠心载荷装置を用いて行われた実験（長尾ら,2010）である。模型は、図 1 に示すように内寸で幅 150cm、奥行き 30cm、深さ 50cm の剛な土槽内に次のように作成されたものである。まず、土槽底面上に硅砂 7 号で層厚 10cm の密な砂層（相対密度 100%）を置き、その上に江戸崎砂で層厚 30cm の緩い砂層（締固め度 90%）を作成した。その後土槽を真空層内に入れ、およそ -90～-95kPa の負圧下において土槽内に水を入れて地盤全体を飽和させ、負圧を解除した後に地盤表面中央部に幅 20cm の直接基礎（帯基礎）の模型を設置した。なお、地盤作成中に図 1 に示す位置に加速度計、間隙水圧計、変位計が設置されている。続いて、模型を遠心模型実験装置に設置し、50g の遠心加速度場において、地下水位を地表面から 4cm 下となるように地盤底部から間隙水を排水した。最後に土槽を 50g のままで水平方向に加振した。使用した江戸崎砂の物性を表 1 に示す。細粒分を含む山砂であり、締固め度 90% での液状化強度比は約 0.2 と小さく、緩い状態である。力学試験結果は、文献(2)に報告されている。遠心模型実験は、実物の 1/n の縮尺模型を ng の遠心加速度場におくことにより、模型内の応力を実物と同等にすることが出来る装置である。土の力学挙動は応力状態に強く依存するため、実物の応力状態を再現することは、より現実的な実験結果を

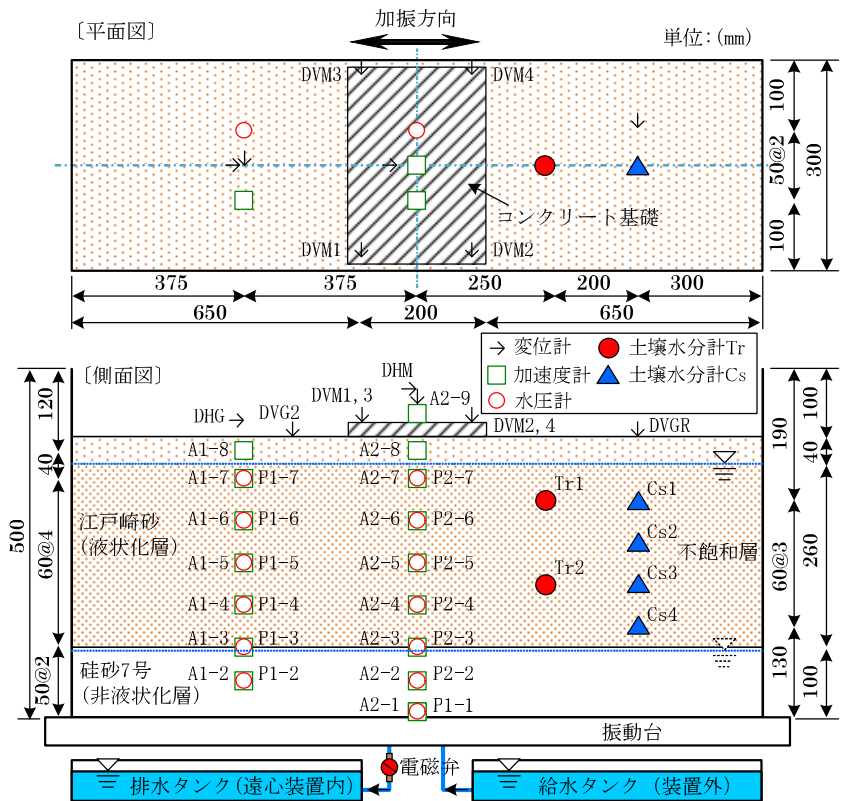


図 1 模型地盤(長尾ら(2010)より)

Blind simulations to a dynamic centrifuge test.  
Mitsu Okamura (Ehime University)



得るために重要であることから、地盤工学の分野では遠心模型実験がしばしば行われている。

遠心模型実験の相似則によると、この実験の模型は、層厚 5m の密な砂層 (硅砂 7 号,  $Dr=100\%$ ) と層厚 15m の緩い砂層 (江戸崎砂) からなる二層地盤上に、幅 10m で平均設置圧 10kPa の構造物を設置したものに相当する。入力した地震動は、加速度振幅が約 300gal の正弦波 20 波であり、加振時間は約 20 秒、加振周波数は 1Hz である。

ブラインドシミュレーション (Prediction A) で解析者に与えた情報はここまでである。

図 3 に実験から得られた代表的な地点 (水平地盤部の深度 6m の地点) における地盤の応答加速度、過剰間隙水圧、及び基礎の沈下量の時刻歴を示す。この地点では、加振開始から 2,3 波で過剰間隙水圧が初期有効上載圧に達して液状化しており、それと同時に以後の応答加速度は、液状化した砂に特有なスパイク状の非常に大きな加速度が見られる。また、基礎は液状化すると同時に概ね一定の速度で沈下している。過剰間隙水圧はおよそ  $t=16$  秒までは有効上載圧まで上昇し続けているが、その後の加振後半部で若干低下しており、また加振終了 ( $t=25$  秒) と同時に減少している。このことより、地盤からの排水によって加振後半部では液状化していなかったか、あるいは加振と同時に液状化が終わったものと考えられる。

### 3. おわりに

本報では、支部研究委員会活動の中で約半年間かけて行った液状化実験の数値解析対象とした模型について述べた。解析結果は各解析者が報告する別報を見ていただきたい。本委員会では今後も地震時の変形予測法に関する研究を続けてゆく予定である。

### 参考文献

- (1) 永尾浩一, 明石達生, 末政直晃, 岡村未対, 渦岡良介, 二木幹夫, 服部和: 大地震動に対する地盤内不飽和化による液状化抑制効果確認遠心載荷試験, 第 45 回地盤工学研究発表会 (松山), 2010.
- (2) 国土センター: 河川堤防の地震時変形量の解析手法, JICE 資料第 102001 号, 2002.

表-1 試料物特性(長尾らより)

	江戸崎砂	硅砂7号
土粒子の密度 $\rho_s$ ( $g/cm^3$ )	2.731	2.654
細粒分含有率 $F_c$ (%)	12.2	8.6
均等係数 $U_c$	4.88	2.12
平均粒径 $D_{50}$ (mm)	0.148	0.177
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ ( $g/cm^3$ )	1.635	1.596
最小乾燥密度 $\rho_{dmin}$ ( $g/cm^3$ )	—	1.242
最適含水比 $\omega_{opt}$ (%)	16.1	—

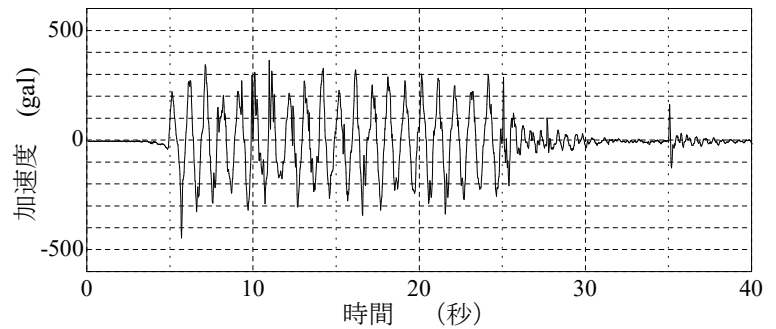


図 2 入力加速度時刻歴 (実物スケール)

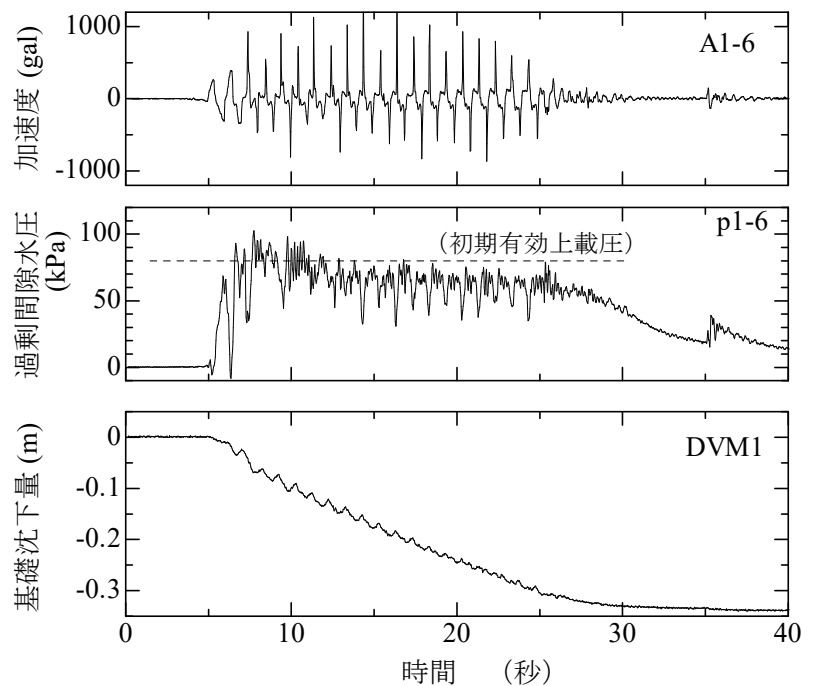


図 3 地点での時刻歴

# ALID を用いた動的遠心模型実験の沈下量の評価

液状化, 動的解析, 沈下

四電技術コンサルタント 正 齋藤 和, 四国電力 正 平田正憲  
香川大学工学部 正〇山中 稔, 香川高等専門学校 国際 向谷光彦  
香川大学危機管理研究センター 正 岩原廣彦

## 1. はじめに

地盤地震防災研究委員会より提示された動的遠心模型実験のブラインドシミュレーション<sup>1)</sup>に対して, 2次元液状化流動解析プログラム ALID/Win を用いて加振後の残留変形量を検討した。ALID (Analysis for Liquefaction-induced Deformation) は, 液状化にともなう生じる地盤の流動を線形の有限要素法により簡易的に評価する手法である<sup>2)</sup>。

本研究では, 提示された動的模型実験での地表面の変位量 (変形, 沈下) を ALID により解析し, 実験結果と解析結果とを比較したものである。

## 2. 解析条件

図-1 に対象とした模型実験を実寸法に直した解析モデルを示す。層厚 15m 江戸川砂層の地表から 2m 下位に地下水水位面があり, 最下層に層厚 5m の 7号硅砂層を設けている。

図-2 に, 入力加速度波形を示す。最大水平加速度 442gal であり, 周期 1.0sec 付近が卓越するものであり, これを解析モデルの下端に入力した。解析における境界条件は, 遠心模型実験と整合するように底面固定, 側方を鉛直ローラとした。

表-1 に, 各種試験結果に基づく解析用地盤物性値を一覧する。

## 3. 検討ケース

表-2 に, 検討ケースを示す。本解析では, 地下水位以浅の江戸崎砂層の剛性低下率および7号硅砂層の液状化の組合せとして6パターンの物性値を設定し, 解析を実施した。

7号硅砂層は密な砂層であるため, FL 値が 1 を下回っても剛性の低下はそれほど大きくないことも想定されることから, 液状化しない条件についても検討を行った。本解析では, まず, 等価線形解析により地震時における地盤内のせん断応力分布を求め, FL 値を算定した。つぎに, FL 値に基づく剛性低下率を用いて図-3 に示す検討フローに従い, 液状化に伴う地盤変形量を計算した。

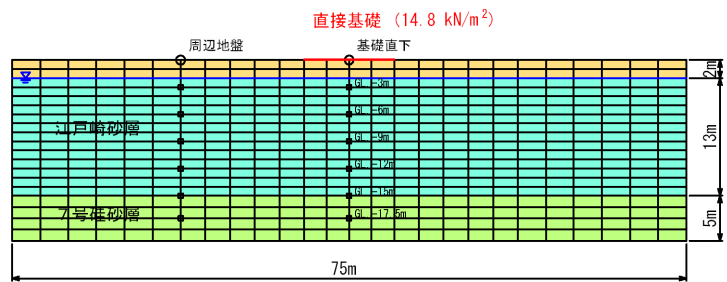


図-1 解析モデル

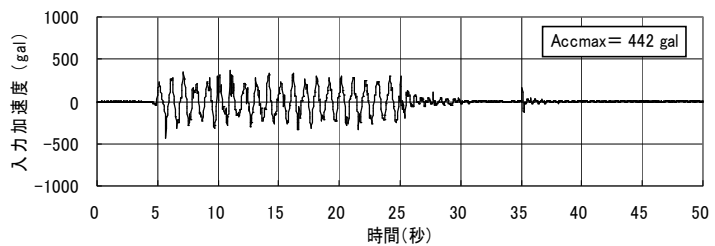


図-2 入力加速度波形

表-1 解析用地盤物性値 (ALID)

物性値	江戸崎砂層		7号硅砂層
	地下水位以浅	地下水位以深	
せん断弾性係数 $G$ (kN/m <sup>2</sup> )	70,600	70,600	87,600
ポアソン比 $\nu$	0.333	0.333	0.333
単位重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	17.09	19.19	19.48
繰返し三軸強度比 $R_{L20}$	—	0.22	0.29
剛性低下率	1.00~0.02	安田・稲垣式 <sup>3)</sup>	安田・稲垣式 <sup>3)</sup>

表-2 検討ケース

検討ケース	江戸崎砂層の剛性低下率	7号硅砂層の液状化
Case-1a	1.00 (低下なし)	あり
Case-1b	0.05 (1/20)	
Case-1c	0.02 (1/50)	
Case-2a	1.00 (低下なし)	なし
Case-2b	0.05 (1/20)	
Case-2c	0.02 (1/50)	

Estimation of settlement by liquefaction for dynamic centrifuge model test using ALID

Kazu Saito (Yonden Consultants), Masanori Hirata (Shikoku Electric Power), Minoru Yamanaka (Kagawa University), Mitsuhiro Mukaitani (Kagawa National College of Technology) and Hirohiko Iwahara (Kagawa University).

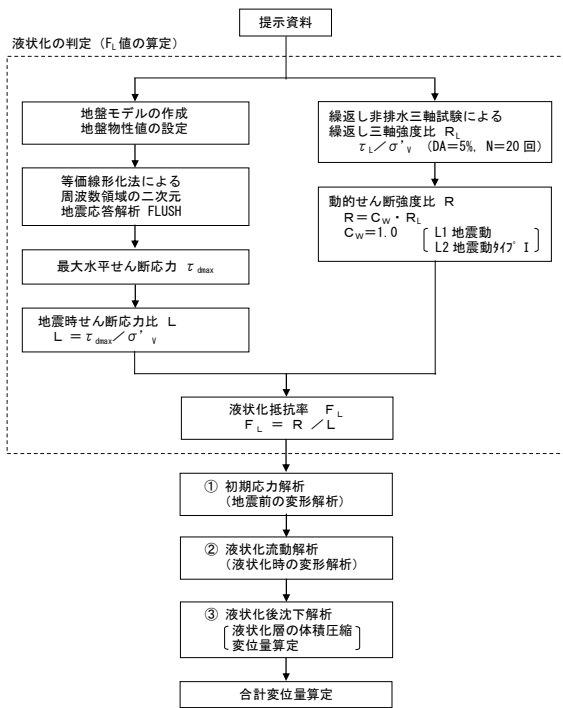


図-3 ALIDによる液状化検討フロー

表-3 液状化の程度の比較

深度 (m)	周辺地盤		基礎直下	
	ALID 解析 FL 値	実験結果 $\Delta u / \sigma'_v$	ALID 解析 FL 値	実験結果 $\Delta u / \sigma'_v$
3.0	0.86	0.49	0.77	0.83
6.0	—	—	0.54	0.97
9.0	0.55	1.00	0.47	0.91
12.0	0.54	0.80	0.45	0.81
15.0	0.65	0.62	0.45	0.63
17.5	0.80	0.53	0.62	0.55
20.0	—	—	0.65	0.50

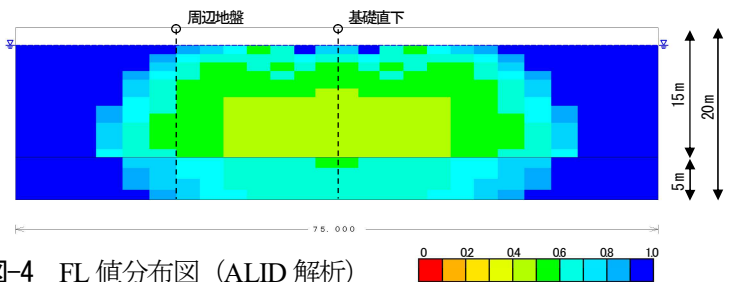


図-4 FL 値分布図 (ALID 解析)

#### 4. 解析結果

表-3に液状化の程度の比較として、模型実験結果の $\Delta u / \sigma'_v$ と、ALID解析によるFL値を示す。基礎直下の深度6~9m付近では $\Delta u / \sigma'_v$ が1.0に近い値を示すが、解析ではより深い位置でFL値が小さくなった。

図-4にALID解析によるFL値分布図を示すが、FL値が1.0を下回る領域が広く分布する結果となった。

表-4に、周辺地盤および基礎直下の地表面変位量を示す。基礎直下では、解析による沈下量が0.38~0.68mであり、江戸崎砂層（地下水位以浅）の剛性低下なし、7号珪砂層の液状化なしのケース（Case-2a）で、実験結果と概ね整合する結果となった。

表-4 地表面の変位量 ※ 水平変位は右向きが正、鉛直変位は下向きが正

解析方法	江戸崎砂層（地下水位以浅）の剛性低下率	7号珪砂層の液状化	周辺地盤		基礎直下		
			水平変位	鉛直変位	水平変位	鉛直変位	
ALID 解析	Case-1a	1.00 (低下なし)	0.04	0.16	0.00	0.43	
	Case-1b	0.05 (1/20)	0.02	0.09	0.00	0.54	
	Case-1c	0.02 (1/50)	-0.02	0.03	0.00	0.68	
	Case-2a	1.00 (低下なし)	なし	0.04	0.15	0.00	0.38
	Case-2b	0.05 (1/20)	なし	0.01	0.08	0.00	0.50
	Case-2c	0.02 (1/50)	なし	-0.02	0.01	0.00	0.64
実験結果	—	—	0.01	0.23	0.04	0.29	

(単位：m)

#### 5. まとめ

本解析では、等価線形解析とALIDを組み合わせて液状化に伴う地盤変形量を簡易に算定した結果、物性値の組合せによっては実験結果を概ね再現することができた。しかし、間隙水圧の時間変化を詳細に追跡したものであることから、今後は高精度な逐次非線形解析を用いて液状化時における地盤の挙動を検討する所存である。

#### 参考文献

- 岡村未対：遠心模型実験のブラインドシミュレーション～地盤地震防災研究委員会の活動～，地盤工学会四国支部平成24年度技術研究発表会講演概要集，2012.11.（印刷中）
- 安田 進，吉田 望，安達健司，規矩大義，五瀬伸吾，増田民夫：液状化に伴う流動の簡易評価法，土木学会論文集，No.638/III-49，pp.71-89，1999.
- 安田 進，稲垣太浩，長尾和之，山田真一，石川敬祐：液状化を含む繰返し軟化時における種々の土の変形特性，第40回地盤工学研究発表会第17年度発表講演集，pp.525-526，2005.7.

## 砂地盤における直接基礎の遠心模型振動実験の液状化解析

液状化, 地震応答解析, 江戸崎砂

ニタコンサルタント 正会員 ○石川裕規  
 基礎建設コンサルタント 正会員 中川頌将  
 徳島大学大学院 国際会員 渦岡良介

### 1. はじめに

地盤工学会四国支部の地盤地震防災研究委員会にて, 遠心模型実験<sup>1)</sup>を対象に一斉解析を実施した。その1回目はブラインドテストとし, 本報告は, 実験結果を明らかにした後の2回目の解析を実施した結果である。遠心模型振動実験は, 液状化層として江戸崎砂を用い, 50g 場で実施している。液状化解析は LIQCA(LIQCA2D11)<sup>2)</sup>と FLIP<sup>3)</sup>で行い, 実験結果と比較した。

### 2. 解析条件

図-1 は, FEM 解析モデル図と模型実験における計測位置を示したものである。

図-2 に, 繰返し三軸試験による液状化強度曲線と, LIQCA と FLIP の要素シミュレーション結果をプロットした。液状化モデルパラメータを, 表-1 に整理する。

入力地震動は, 図-3 に示す波形を使用し, FEM 解析モデルの基礎面から入力した。

その他の解析条件として, Rayleigh 減衰の係数 (LIQCA :  $\alpha$ 1, FLIP :  $\beta$ ) は, 0.003 とした。また不飽和土層の下面は非排水条件とした。

### 3. 解析結果

図-3 は, 解析と実験の加速度波形を比較したもので, LIQCA では 10 秒, FLIP で 7 秒経過した後に, 加速度が減衰している。一方, 模型では, 加速度の減衰はみられなかった。

図-4 は, 解析と実験の過剰間隙水圧と垂直変位を比較したものである。**模型実験**: 加速度波形の2波目直後の6秒経過時には, 過剰間隙水比  $epw$  が約 50%に上昇し, 沈下が加速する。10秒経過後は  $epw$  が約 60%に低下して加振が停止する25秒前後まで一定を保ち, その後約 10%に低下する。沈下も加振停止と同時に停止する。**LIQCA**: 10秒経過後に,  $epw$  が約 100%に達し, 沈下が加速する。模型実験と比較して  $epw$  が高く, その分沈下速度も大きい結果となっている。加振停止後はゆるやかに沈下速度が低下する。**FLIP**: 7秒経過後には  $epw$  が約 100%に達して沈下が加速する。13秒経過後には沈下速度が低下し, 加振停止後に停止している。

図-5 は解析による  $epw$  の分布図で, 両解析とも, 間隙水圧の立ち上がりは実験とほぼ同じであった。しかし, 加振停止後は模型とは異なり, 両解析結果とも  $epw$  は 100%のまま低下しない結果となった。

図-6 は, 解析の最終変形量を比較したもので, 金属板上の垂直変位は, 模型と比較して LIQCA は 2.2 倍, FLIP は 0.6 倍となった。

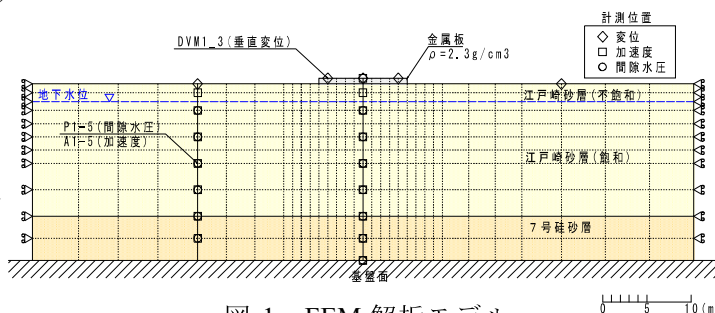


図-1 FEM 解析モデル

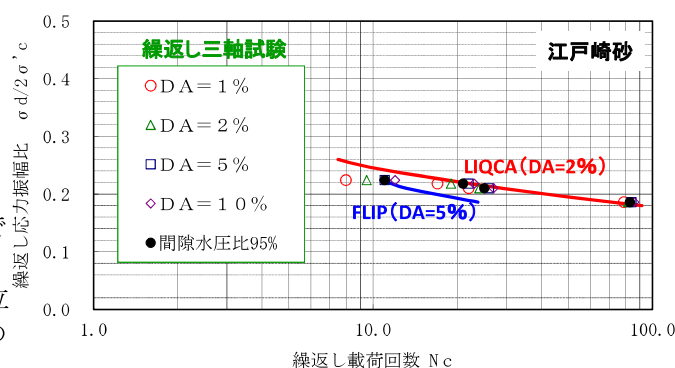


図-2 液状化強度曲線

表-1 液状化モデルパラメータ一覧

LIQCA液状化モデルパラメータ		江戸崎砂 (不飽和)	江戸崎砂 (飽和)	珪砂
密度	$\rho$	1.955	1.955	1.980
透水係数(m/s)	k	5.00E-04	5.00E-04	1.30E-03
初期間隙比	$e_0$	0.812	0.812	0.666
圧縮指数	$\lambda$	0.014	0.014	0.025
膨潤指数	$\kappa$	0.0055	0.0055	0.0025
疑似過圧密比	OCR*	1	1	1
無次元化初期せん断係数	$G_0/\sigma m'$	1069	1069	908
変相応力比	$M^*m$	0.75	0.75	0.909
破壊応力比	$M^*f$	1.158	1.158	1.511
硬化関数中のパラメータ	$B^*_0$	7000	7000	1500
"	$B^*_1$	260	260	20
"	Cf	0	500	0
基準ひずみ(塑性剛性)	$\gamma^{Pr}$	0	0.0005	0.015
基準ひずみ(弾性剛性)	$\gamma^{Er}$	0	0.003	0.1
ダイレイタンス係数	$D^*_0$	0	5	1
ダイレイタンス係数	n	0	6	9
異方性消失パラメータ	Cd	2000	2000	2000

記号	FLIP液状化モデルパラメータ					
	変相角 $\phi p$ (度)	$S_1$	$w_1$	$p_1$	$p_2$	$c_1$
江戸崎砂 (飽和)	28	0.005	3.300	0.460	0.650	2.200
7号珪砂	28	0.015	4.500	0.650	1.100	2.100

4. おわりに

遠心模型実験と比較し、LIQCA と FLIP のプログラム特性を確認できた。今後、LIQCA では、変相線到達後の硬化関数中のパラメータ B について再検討したい。FLIP は、Sus（最大せん断応力）の設定を試みたい。

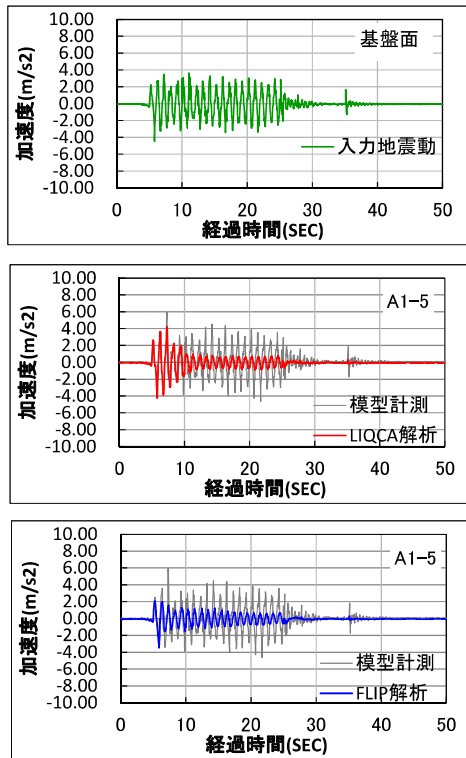


図-3 経過時間～加速度関係図

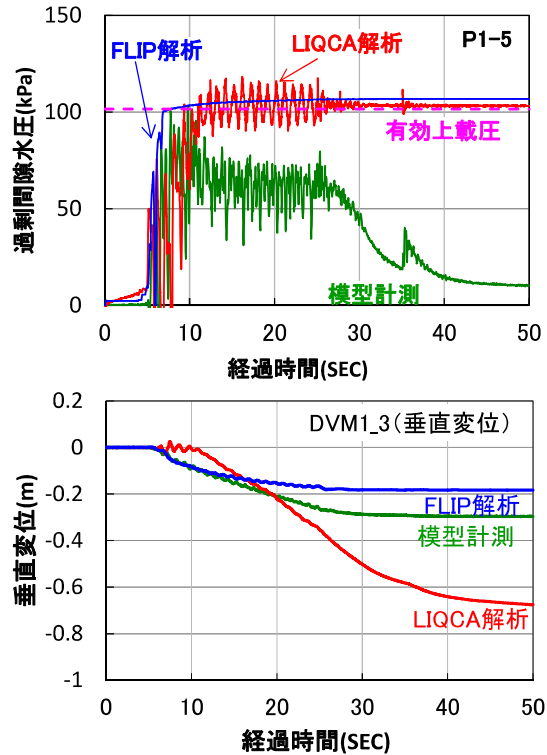


図-4 経過時間～過剰間隙水圧，垂直変位関係

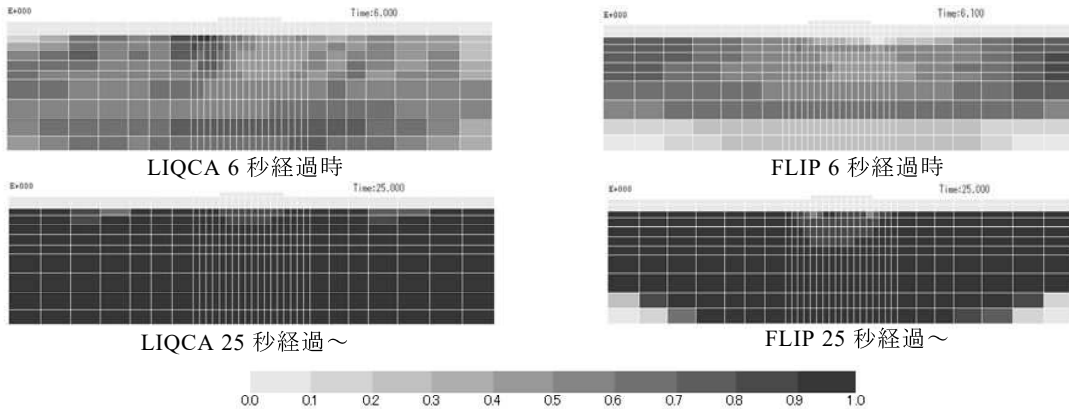


図-5 間隙水圧比分布図

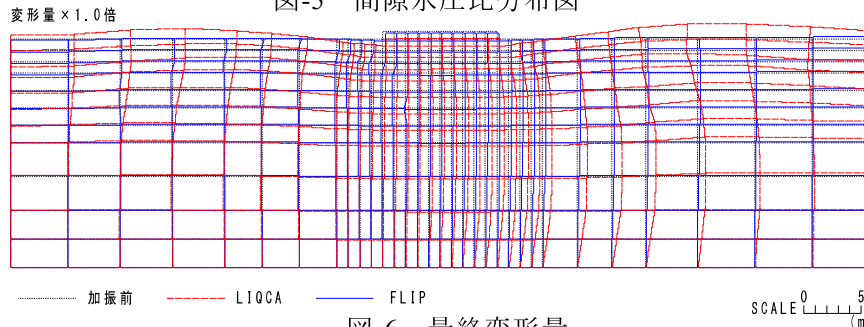


図-6 最終変形量

参考文献

- 岡村未対：遠心模型実験のブラインドシミュレーション，平成 24 年度地盤工学会四国支部技術研究発表会(投稿中)，2012.11.
- 液状化解析手法 LIQCA 開発グループ：LIQCA2D11・LIQCA3D11（2011 年公開版）資料，2011.12.， 3) Iai, S., Y.Matsunaga and T.Kameoka：Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Vol.32, pp1～15, 1992

模型実験のブラインドシミュレーションにおける入力パラメーターの影響 (その1)

キーワード 液状化 地 研 正会員 ○中根 久幸 第一コンサルタンツ 正会員 嶋本 栄治  
 有効応力解析 相 愛 正会員 常川 義弘 エイト日本技術開発 正会員 黒田 修一  
 要素シミュレーション 高知大学 国際会員 原 忠 高知高専 国際会員 岡林宏二郎

1. はじめに

地盤工学会四国支部「地盤地震防災研究委員会」では、四国各県毎にグループを形成し、グループ単位で液状化模型実験を対象としたブラインドシミュレーションを実施している。数値解析は構成則の違い（解析コード）により、挙動が異なることが報告されている<sup>1)~4)</sup>。一方、シミュレーションにより挙動をある程度整合させることができたとの報告<sup>5)6)</sup>もみられるが、実験結果との再現性については疑問が残る場合も多い。

本論文は、液状化や液状化後の土の挙動を再現可能な液状化解析プログラム「LIQCA2D11」を用いた二次元有効応力解析について、入力するパラメーターの違いが、要素シミュレーションにどの程度影響を及ぼすかを整理したものである。また、その後の解析についてはその2<sup>7)</sup>を参照されたい。

2. 演算に必要なパラメーター

液状化解析プログラム「LIQCA2D11」では、表-1に示すように土の物性に対して 26 項目の入力パラメーターがあり、土質試験から直接設定できるパラメーターと、要素シミュレーションにより設定するパラメーターがある。ここで、「要素シミュレーションによる設定」とは、設定したいパラメーターの初期値として経験的な値を用い、繰返し非排水三軸試験等の試験結果にフィッティングしながら、試行錯誤で試験結果を最もよく再現できるパラメーターを選定することである。

表-1 入力パラメーター一覧表

パラメータ名称	CASE1	CASE2	CASE3	設定方法
密度 (kN/m <sup>3</sup> )	19.20	19.20	19.20	試験値
透水係数k (m/s)	5.00E-04	5.00E-04	5.00E-04	
初期間隙比e <sub>0</sub>	0.808	0.808	0.808	試験値
細粒分含有率Fc (%)	11.70	11.70	11.70	試験値
せん断波速度Vs (m/s)	190	190	190	実験値
初期せん断剛性G <sub>0</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	70727	70727	70727	Vsより
平均有効拘束圧σ <sub>m</sub> ' (kN/m <sup>2</sup> )	95.00	95.00	95.00	
圧縮指数λ	0.0136	0.0136	0.0136	既往文献
膨張指数κ	0.0055	0.0055	0.0055	既往文献
疑似過圧密比OCR*	1.000	1.000	1.000	
初期せん断係数比G <sub>0</sub> /σ <sub>m</sub> '	744	744	744	
変相応力比M <sup>*m</sup>	0.909	0.909	0.909	既往文献
破壊応力比M <sup>*f</sup>	1.158	1.158	1.158	試験値
硬化関数中のパラメータB <sup>*0</sup>	8000.00	8000.00	8000.00	要素シミュレーション
硬化関数中のパラメータB <sup>*1</sup>	180.00	180.00	180.00	要素シミュレーション
硬化関数中のパラメータC <sub>f</sub>	0.00	0.00	0.00	要素シミュレーション
規準ひずみ (塑性) γ <sup>Pr</sup>	0.001	0.002	0.004	要素シミュレーション
規準ひずみ (弾性) γ <sup>Er</sup>	0.01	0.01	0.01	要素シミュレーション
ダイレタンシー係数D <sup>*0</sup>	15.00	15.00	15.00	要素シミュレーション
ダイレタンシー係数n	5.10	5.10	5.10	要素シミュレーション
ポアソン比ν	—	—	—	
粘着力c (kN/m <sup>2</sup> )	0.00	0.00	0.00	試験値
内部摩擦係数角φ (°)	35.00	35.00	35.00	試験値
Lame定数 λ = 2Gν / (1 - 2ν)	—	—	—	
Lame定数 μ = G <sub>0</sub>	—	—	—	
水の体積弾性係数K <sub>f</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	2200000	2200000	2200000	一般値

3. 二次元有効応力解析モデルの概要

今回ブラインドシミュレーションを実施した二次元モデルは、図-1に示すとおりであり、液状化対象層である江戸崎砂について要素シミュレーションを行った。江戸崎砂については、事前に繰返し非排水三軸試験が実施されており、液状化強度曲線、有効応力経路及び応力-ひずみ曲線に着目して、フィッティングを行うこととした。

4. 要素シミュレーション結果

要素シミュレーションにより設定するパラメーターは、表-1の太枠で示した部分であり、各ケースの採用値を合わせて示す。

パラメーターは、①硬化関数中のパラメーターB<sup>\*0</sup>を変相線に到達するまでのおおよその繰返し回数に一致するように設定、②硬化関数中のパラメーターB<sup>\*1</sup>及びC<sub>f</sub>は、事例等を参考にしてB<sup>\*1</sup>=1/50B<sup>\*0</sup>程度、C<sub>f</sub>=0に設定した。

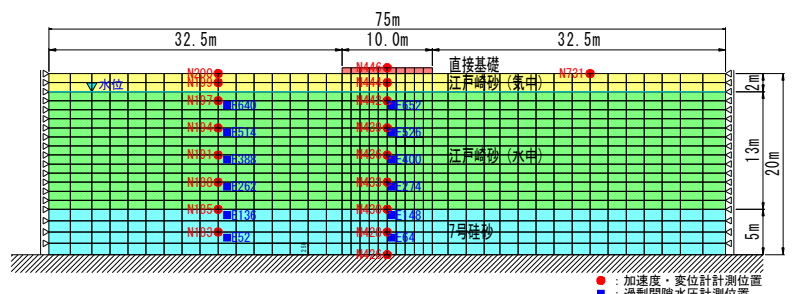


図-1 解析モデル

Effects of parameter on the liquefaction analysis of Shaking table tests.(1/2)

H.Nakane(Chiken), E.Shimamoto (Daiichi Consultants), Y. Tunekawa(Soai), Syuuichi Kuroda ( Eight-Japan Engineering Consultants ), Tadashi Hara(Kochi University), Kojirou Okabayashi (Kochi N.C.T.)

次に, ③基準ひずみ (塑性:  $\gamma^{Pr}$ ・弾性:  $\gamma^{Er}$ ), ダイレイタンスー係数 ( $D^* \cdot n$ ) を試行錯誤により決定した。要素シミュレーション有効応力経路を図-2, 液状化強度曲線を図-3 に示す。

要素シミュレーションの結果, 有効応力経路図では変相線に到達するまでの勾配にやや違いが見られるものの, 3 ケースとも全体的には類似し同形状を示しており, 繰返し非排水三軸試験の結果との整合性は, 比較的高い。その傾向は, 応力-ひずみ曲線でも同様である。

一方, 液状化強度曲線で比較した場合, 基準ひずみ (塑性)  $\gamma^{Pr}$  を増加させると, 強度曲線がやや急勾配となる。要素試験に最もフィットしているのは, CASE1 であると判断される。これは, 基準ひずみ (塑性)  $\gamma^{Pr}$  が, 液状化強度曲線の繰返し回数の少ない部分に大きく影響するパラメーターであるためと考えられる。

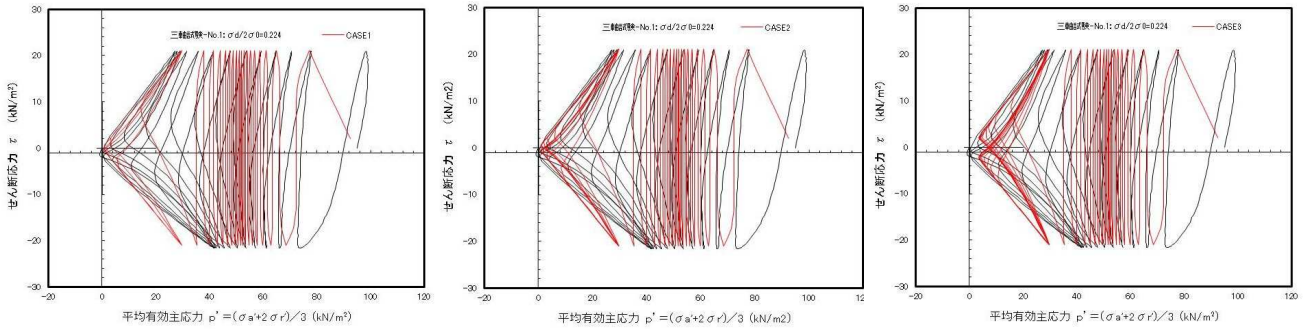


図-2 有効応力経路図

## 5. まとめ

本検討結果から, 以下の主要な知見が得られた。

- ①入力パラメーターの多少の違いにより, 液状化強度曲線には違いが見られるが, 有効応力経路図及び応力-ひずみ曲線では違いが現れにくい。
- ②入力パラメーターを変えることにより, 概ね液状化強度曲線へのフィッティングは可能である。
- ③しかし, その数値が妥当であるのかを判断するには経験が必要である。

これらを踏まえ, 実務者レベルで今後の液状化解析の課題を考えると, 以下のことが挙げられる。

- 1) 地域ごとの地質・土質特性を考慮したうえで, 繰返し非排水三軸試験結果等から入力パラメーターを蓄積・検証していき, 地域特性を考慮した入力パラメーターを提案する。
- 2) 地域ごとの入力パラメーターが提示されれば, それをひとつの指標とすることができ, 実務レベルでの解析精度向上につながるとともに, 液状化解析の地域モデルを構築することが可能であると考えられる。

### 【参考文献】

- 1) Saada, A. and Bianchini, G.S ed. (1987): Proc. Int. Workshop on Constitutive Equation for Granular Non-cohesive Soils, Case Western Reserve University, Cleveland.
- 2) 地盤と土構造物の地震時の挙動に関する研究委員会 (1989): 地盤と土構造物の地震時の挙動に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会
- 3) 地盤の液状化対策に関するシンポジウム発表論文集 (1992), 土質工学会
- 4) Arulandan, K. and Scott, R.F. ed.: Proc. Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil Liquefaction Problems, Davis, California (1993), Balkema
- 5) 国土技術センター (2002): 河川堤防の地震時変形量の解析手法
- 6) 土木学会地震工学研究委員会 (2003): レベル 2 地震動による液状化, レベル 2 地震動による液状化研究小委員会活動報告書
- 7) 嶋本栄治, 中根久幸, 黒田修一, 常川善弘, 原忠, 岡林宏二郎 模型実験のブラインドシミュレーションにおける入力パラメーターの影響 (その 2), 平成 24 年度地盤工学会四国支部技術研究発表会 (印刷中)

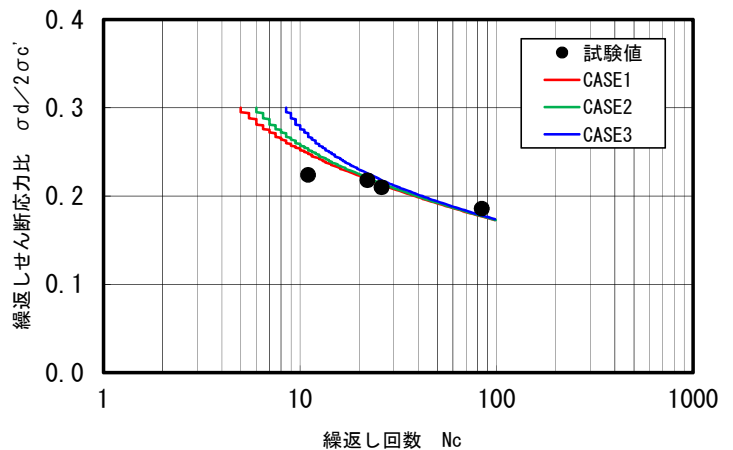


図-3 液状化強度曲線

模型実験のブラインドシミュレーションにおける入力パラメーターの影響 (その2)

キーワード 液状化 第一コンサルタンツ ○正会員 嶋本 栄治 地 研 正会員 中根 久幸  
 数値解析 エイト日本技術開発 正会員 黒田 修一 相 愛 正会員 常川 善弘  
 模型実験 高知大学 国際会員 原 忠 高知高専 国際会員 岡林 宏二郎

1. はじめに

地盤工学会四国支部「地盤地震防災研究委員会」では、四国各県毎にグループを形成し、グループ単位で液状化模型実験を対象としたブラインドシミュレーションを実施している。数値解析は構成則の違い(解析コード)により、挙動が異なることが報告されている<sup>1)~4)</sup>。一方、シミュレーションにより挙動をある程度整合させることができたとの報告<sup>5)6)</sup>もみられるが、実験結果との再現性については疑問が残る場合も多い。

本論文は、その1<sup>7)</sup>に引き続き液状化や液状化後の土の挙動を再現可能な液状化解析プログラム「LIQCA2D11」を用いた二次元有効応力解析について、模型実験の残留沈下量に着目した比較を行った。その結果、要素シミュレーションを忠実に模擬し解析した結果では、大きな差が生じ、パラメーター設定には総合的な判断が必要であることがわかった。

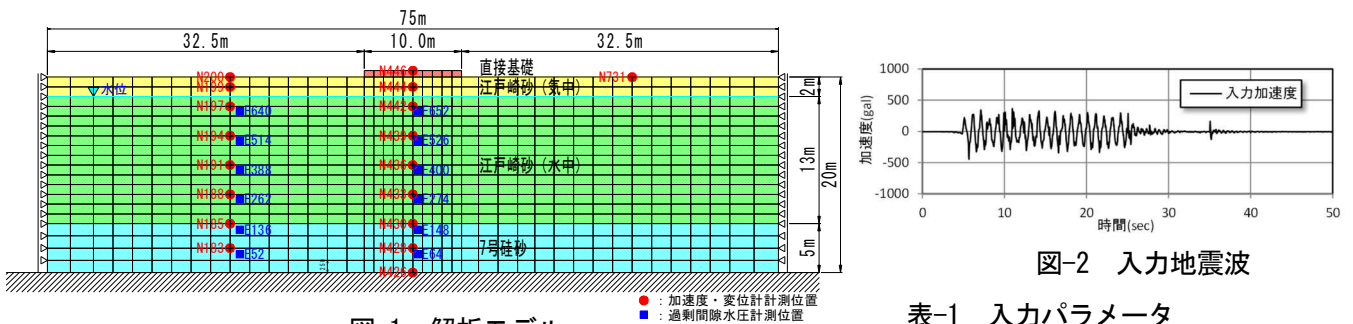


図-1 解析モデル

図-2 入力地震波

2. 二次元有効応力解析モデルの概要

二次元モデルは、図-1に示すとおりである。このモデルに図-2に示す模型実験で使用した地震波を入力した。直接基礎の模型部においては、弾性要素を用い、残留沈下量に着目した試算(通常モデル、等変位境界、粘性境界、ジョイント要素)により、通常モデルを採用した。土層の基本物性を表-1に示す。ここで、液状化対象層である江戸崎砂の液状化時の挙動を支配するパラメーターは繰返し非排水三軸試験結果にフィッティングし決定している(基本物性・および要素シミュレーションについては文献<sup>7)</sup>を参照されたい)。ここで、表中の**太枠**で示した部分が要素試験とフィッティングを行う必要があるパラメーターであり、**太字**で示した部分はブラインドシミュレーション後に精度向上を目的とし、ケーススタディを実施したパラメーターである。

表-1 入力パラメータ

入力パラメーター	基本ケース		study	共通	
	江戸崎砂 気中	江戸崎砂 水中	江戸崎砂 水中	7号砂砂	載荷版
密度 (kN/m <sup>3</sup> )	17.07	19.20	—	19.46	22.54
透水係数 k (m/s)	5.00E-4	5.00E-4	—	5.00E-4	—
初期間隙比 e <sub>0</sub>	0.809	0.808	—	0.666	—
細粒分含有率 Fc (%)	11.70	11.70	—	0.70	—
せん断波速度 Vs (m/s)	190	190	—	190	—
初期せん断剛性 G <sub>0</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	62880	70727	—	8.30E+6	—
平均有効拘束圧 cm' (kN/m <sup>2</sup> )	95.00	95.00	—	95.00	—
圧縮指数 λ	0.0136	0.0136	—	0.0250	—
膨潤指数 κ	0.0055	0.0055	—	0.0025	—
疑似過圧密比 OCR*	1.000	1.000	—	1.000	—
初期せん断係数比 G <sub>0</sub> /cm'	662	744	—	1012	—
変相応力比 M <sup>*m</sup>	0.909	0.909	—	1.015	—
破壊応力比 M <sup>*f</sup>	1.158	1.158	—	1.518	—
硬化関数パラメータ B <sup>*<sub>0</sub></sup>	8000.00	8000.00	—	3000.00	—
硬化関数パラメータ B <sup>*<sub>1</sub></sup>	180.00	180.00	100.00 180.00	60.00	—
硬化関数パラメータ C <sub>r</sub>	—	0.00	—	—	—
規準ひずみ γ <sub>p,r</sub> <sup>*</sup> (塑性)	—	0.001	0.002 0.004	—	—
規準ひずみ γ <sub>e,r</sub> <sup>*</sup> (弾性)	—	0.010	—	—	—
ダイラテンシー係数 D <sup>*<sub>0</sub></sup>	—	15.000	—	—	—
ダイラテンシー係数 n	—	5.100	—	—	—
ポアソン比 ν	—	—	—	—	0.20
粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	0.00	0.00	—	0.00	—
内部摩擦係数 φ(°)	35.00	35.00	—	45.20	—
Lame定数 λ=2Gv/(1-2ν)	—	—	—	—	5.53E+6
Lame定数 μ=G <sub>0</sub>	—	—	—	—	8.30E+6
Newmarkのβ値	0.3025				
Newmarkのγ値	0.6				
Rayleigh減衰定数 α <sub>0</sub>	0.0				
Rayleigh減衰定数 α <sub>1</sub>	初期剛性依存型 (0.003, 0.0065)				

表-2 検討ケース

ケース	T-0	T-B	T-G1	T-G2	T-R
	基本ケース	B <sup>*<sub>1</sub></sup>	γ <sub>p,r</sub> <sup>*</sup>	—	α <sub>1</sub>
B <sup>*<sub>1</sub></sup>	180.00	100.00	180.00	180.00	180.00
γ <sub>p,r</sub> <sup>*</sup>	0.001	0.001	0.002	0.004	0.001
α <sub>1</sub>	0.0065	0.0065	0.0065	0.0065	0.003

3. 検討結果

ブラインドシミュレーションの結果(表-1の基本ケース)では直接基礎部の沈下量は1.0mとなり、模型実験の沈下量0.3mと差が生じた。そこで、要因を確認するためにパラメーターの感度を確認した。表-2に実施した解析ケースを示す。着目したのは、液状化時の有効応力経路上で変相線到達後(液状化時)の履歴曲線のループ面積を支配する硬化関数パラメーターB<sup>\*<sub>1</sub></sup>、有効応力経路と原点との離隔を支配し、値が小さ

Efects of parameter on the liquefaction analysis of Shaking table tests.(2/2)

E.Shimamoto (Daiichi Consultants), H.Nakane(Chiken),Syyuichi Kuroda ( Eight-Japan Engineering Consultants ), Y. Tunekawa(Soai),Tadashi Hara(Kochi University),Kojirou Okabayashi (Kochi N.C.T.)



くなるほど原点に近づく規準ひずみ $\gamma_{Pr}^*$ およびRayleigh減衰式の剛性マトリックス定数 $\alpha_1$ である。

本研究では特に規準ひずみを規定するパラメーター $\gamma_{Pr}^*$ に着目した。 $\gamma_{Pr}^*$ は緩い砂(目安0.002~0.005)では小さく,密な砂(目安0.005~0.01)では大きくなる傾向がある。ブラインドシミュレーション時に設定した $\gamma_{Pr}^*$ はなだらかな液状化試験結果にフィットさせるために0.001の緩い砂の状態の値を採用した。一方,模型実験では締固め度Dc値90%の密な地盤を模擬していることから,模型と解析には矛盾が生じていた。

図-3に液状化発生時付近の加速度応答時刻歴を示す。 $B^*_1$ および $\alpha_1$ の変化による明瞭な差は見られないが, $\gamma_{Pr}^*$ を増加させると液状化発生直後(8秒付近)の波形が大きくなり, $\gamma_{Pr}^*$ をさらに0.004まで増加させると,実験値との差が大きくなる。また,実験では液状化発生後もサイクリックモビリティの傾向が現れているが,数値解析では良好に表現されているとは言い難い。図-4に過剰間隙水圧応答時刻歴を示す。加速度応答と同じように $\gamma_{Pr}^*$ の影響が顕著であることがわかる。

図-5は変位応答時刻歴を示したものである。加速度応答・過剰間隙水圧応答の時刻歴と同様に $B^*_1$ の違いによる差はほとんどない。減衰を支配する $\alpha_1$ は沈下量に大きく影響するが,今回の解析では初期の設定値が妥当と言える。 $\gamma_{Pr}^*$ については最終沈下量に与える影響が大きい。沈下量のみに着目すると $\gamma_{Pr}^*=0.004$ のケースが模型の最終沈下量に近い。

今回のブラインドシミュレーションでは動的変形試験の結果は得られていないものの,液状化強度試験による強度曲線に忠実にフィッティングしても,実地盤の挙動を忠実に再現できなかった。

#### 4. まとめ

液状化試験結果を忠実に模擬することが実現を表わさない場合も有り,パラメーターの設定にはデータの蓄積に伴う総合的な判断が必要である。

現状の液状化解析で演算された絶対値は評価が難しい。一方,実務で採用されているように,対策効果等を評価するには有効であると考えられる。対策効果の評価は地盤地震防災研究会での今後の課題の一つである。

#### 【参考文献】

- 1)Saada, A. and Bianchini,G.S ed.(1987):Proc.Int. Workshop on Constitutive Equation for Granular Non-cohesive Soils,Case Western Reserve University,Cleveland.
- 2)地盤と土構造物の地震時の挙動に関する研究委員会(1989):地盤と土構造物の地震時の挙動に関するシンポジウム 発表論文集,土質工学会
- 3)地盤の液状化対策に関するシンポジウム発表論文集,1992,土質工学会
- 4)Arulandan,K.and Scott,R.F.ed.:Proc.Verification of Numerical Procedures for the Analysis of Soil LiquefactionProblems,Davis,California,1993,Balkema
- 5)国土技術センター(2002):河川堤防の地震時変形量の解析手法
- 6)土木学会地震工学研究委員会(2003):レベル2地震動による液状化,レベル2地震動による液状化研究小委員会活動報告書
- 7)中根久幸,嶋本栄治,黒田修一,常川善弘,原忠,岡林宏二郎模型実験のブラインドシミュレーションにおける入力パラメーターの影響(その1),平成24年度地盤工学会四国支部技術研究発表会

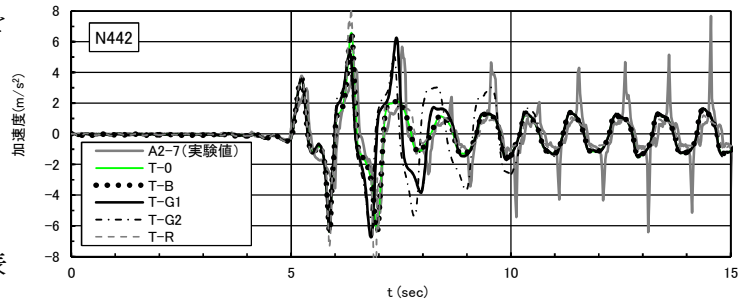


図-3 時刻歴応答(加速度)

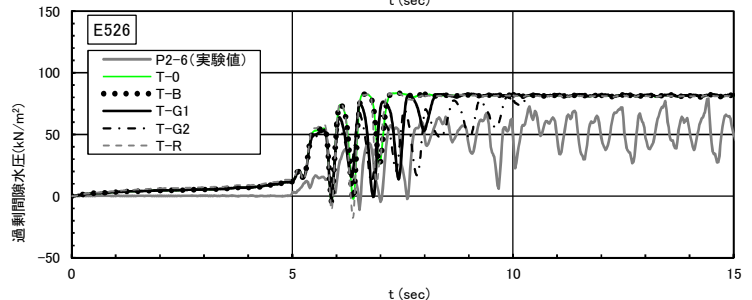
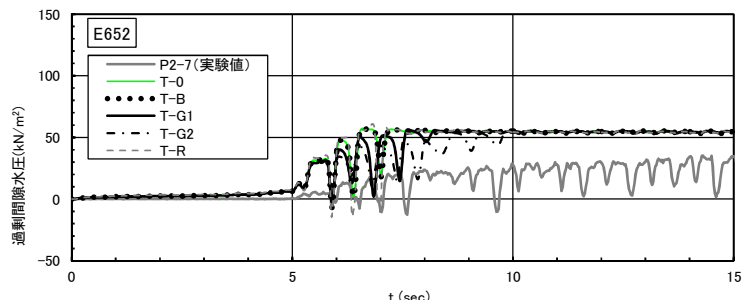


図-4 時刻歴応答(過剰間隙水圧)

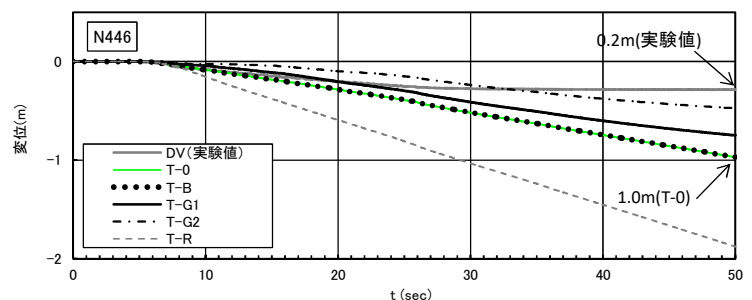


図-5 時刻歴応答(鉛直変位)

# 遠心模型実験の液状化解析を通して学んだこと

徳島県、建設部門

石川 裕規

Ishikawa Hiroki

ニタコンサルタント(株)



## 1. はじめに

近い将来に南海地震が発生し、徳島平野でも液状化による多大な被害が予想される。近年では液状化対策を必要とする土木構造物に対し、解析技術の需要が高まっている。

地盤工学会四国支部では平成 23 年度より、四国地域の地盤地震防災の諸問題に関する研究と技術の普及を進めることを目的として地盤地震防災研究委員会（以後、委員会とする）を設置し、筆者も委員として活動をしている。

委員会では、まずは委員の液状化解析技術の習熟を目的とし、遠心模型実験<sup>1)2)</sup>を対象とした一斉シミュレーションを実施した。遠心模型実験とは 1/N 縮尺の模型地盤に対し、遠心载荷装置で遠心加速度を NG（重力の N 倍）与えることで、実寸サイズとほぼ同等な地盤内応力を再現する実験である。私を含めて実務者は、液状化解析をする機会があっても、被災事例や遠心模型実験等の「答え」がある対象について解析する機会は少ないのではないだろうか。特に模型実験は、事例に比べて解析条件が明確で学習向けと言え、解析結果と実験結果と比較して「答えあわせ」することで自らの解析技術を客観的に評価することができる。

シミュレーションは合計 2 回行い、1 回目は実験結果を知らずに実施し、2 回目は実験結果を知った上で実施する。解析では、代表的な動的有効応力解析コードである LIQCA<sup>3)</sup> と FLIP<sup>4)</sup>を用いて解析を行い、遠心模型実験結果と比較した。ここでは 1 回目の反省をもとにした、2 回目のシミュレーション結果を紹介する。

## 2. 解析条件

### (1) 遠心模型振動実験

解析対象は、図 2.1<sup>1)2)</sup>に示すような 1/50 縮尺

の模型地盤に 50G の遠心加速度を载荷した上で加振し、地震時の地盤の挙動を再現した実験である。実験では図 2.1 に示す位置（↓○□）で、変位、間隙水圧、加速度等の計測を実施している。

模型地盤は、液状化層（緩い砂層）として江戸崎砂の層厚が 30cm、密な砂層として珪砂 7 号の層厚が 10cm（実寸換算で、それぞれ 15m、5m）の地層構成となっている。間隙流体には水を使用し、地下水位は、GL-4cm（実寸換算で GL-2.0m）に設定している。地表面に設置した金属板は、遠心加速度载荷時（実寸換算）において接地圧 14.8kPa となる。これは一般家屋の基礎などの比較的軽い荷重を想定している。

江戸崎砂は、細砂～中砂を主体とした細粒分混り砂で、試料特性および粒度分布図をそれぞれ、表 2.1、図 2.2 に示す。また、図 2.3 は江戸崎砂層の液状化強度曲線で、液状化強度比は約 0.2 と小さい。

図 2.4 は実験に使用した入力地震動（実寸換算値）で、加速度振幅が約 300gal の正弦波 20 波を約 20 秒間（周波数 1Hz）、底面から加振する。

### (2) 解析モデルとパラメータの設定

前述の模型地盤の FEM 解析モデルおよび解析パラメータを以下のように設定した。

解析モデルの設定では、LIQCA と FLIP の比較を容易にするため、材料区分、メッシュ割、境界条件（変位、排水）、Rayleigh 減衰の係数（LIQCA： $\alpha 0$ 、 $\alpha 1$ 、FLIP： $\alpha$ 、 $\beta$ ）を共通条件とした。また、解析パラメータにおいても、密度、せん断強度特性、変形特性は同じ値を使用した。

図 2.5 は、FEM 解析モデル図と模型の計測機器位置を示したものである。解析モデルの材料区分は、地盤材料を江戸崎砂層の不飽和層と飽和層、その下に珪砂 7 号層の 3 層構成とし、さらに地表

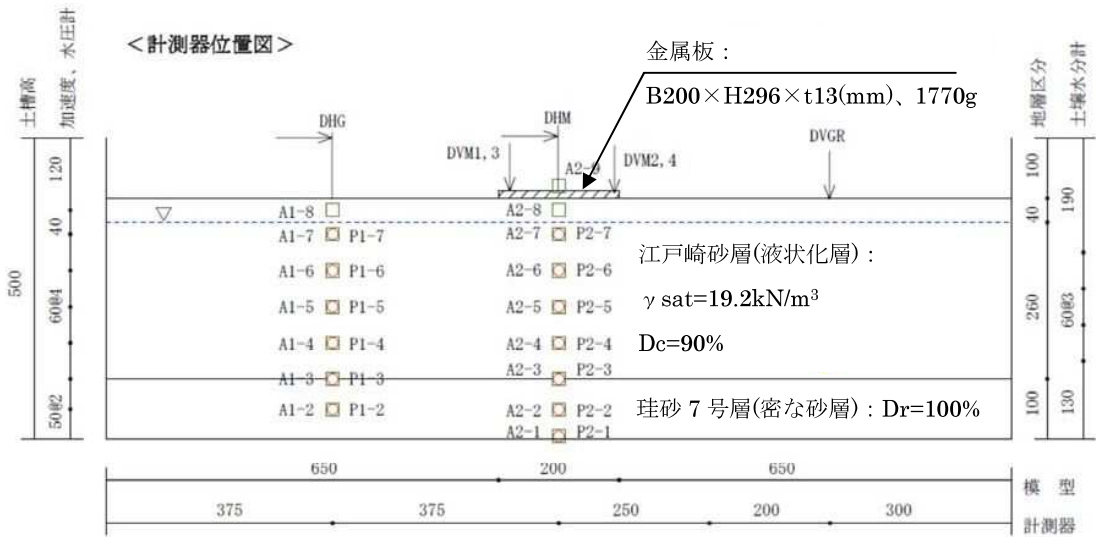


図 2.1 地盤模型図：縮尺 1/50(永尾ら(2010)に加筆)

表 2.1 試料特性 (江戸崎砂)

試料名	江戸崎砂
土粒子密度 ( $\rho_s$ ) $\text{g/cm}^3$	2.731
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ ( $\text{g/cm}^3$ )	1.635
最適含水比 (%)	16.1
弾性波速度 $V_s$ (m/s)	170~210
せん断抵抗角 $\phi'$ ( $^\circ$ )	35.0
粘着力 $c'$ (kPa)	0.0

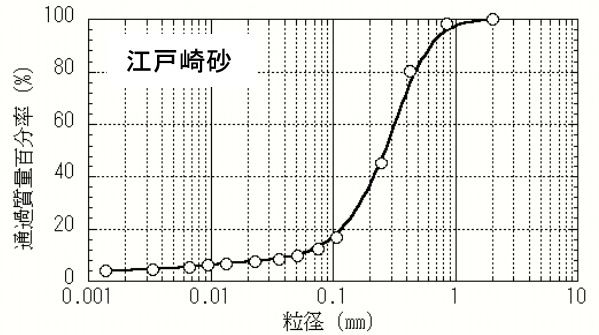


図 2.2 粒度分布図(江戸崎砂)

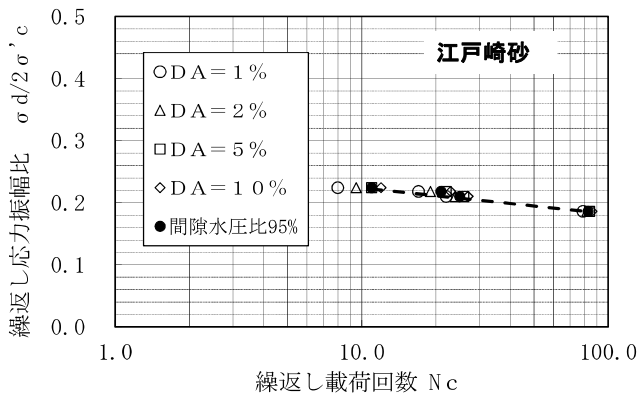


図 2.3 液状化強度曲線(江戸崎砂)

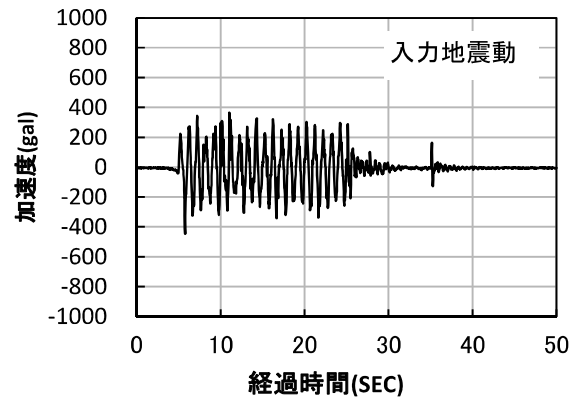


図 2.4 入力地震動 (実寸換算値)

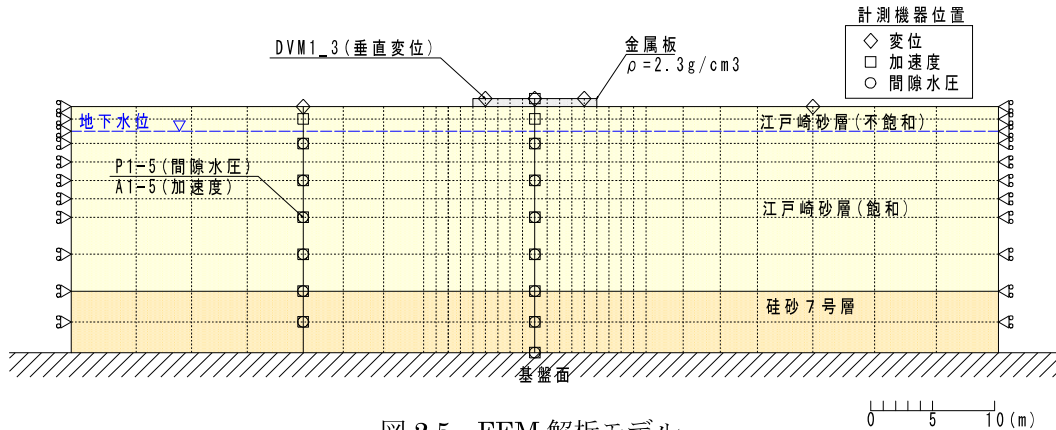


図 2.5 FEM 解析モデル

面の金属板材料と合わせて計4種類設定した。変位境界条件は、模型地盤と整合するよう底面固定、側方を鉛直ローラーとした。同様に排水条件も、模型地盤に合わせて底面、側方を非排水条件に設定した。さらに不飽和層下面（地下水面）の排水条件を、「排水」もしくは「非排水」のどちらかに設定しなければならない。江戸崎砂層の飽和透水係数（室内透水試験値）は、 $1 \times 10^{-5}(\text{m/s})$ 程度とやや小さく、細砂の場合、不飽和土の透水係数は飽和時の1/10~1/100になるとの報告<sup>5)</sup>もある。よって今回は、「非排水」がより近い条件と考えた。しかし、今後のさらなる検討が必要と考えている。なお、今回の解析モデルでは、不飽和層下面を「排水」条件に設定した場合、「非排水」条件と比べ沈下量が1割程度増加する結果になる。

また、Rayleigh 減衰の係数 $\alpha_0$ 、 $\alpha_1$ について、固有振動数との間に式(1)の関係がある。

$$h_i = \alpha_0/2 \omega_i + \alpha_1 \omega_i/2 \quad (1)$$

$$\omega_i = 2\pi/T_i \quad (1)'$$

ここに、 $h_i$ は*i*次モードの減衰定数、 $\omega_i$ は*i*次モードの円振動数、 $T_i$ は*i*次モードの固有周期、とする。

Rayleigh 減衰の係数の設定については未だ議論の余地があり、決まった方法がないというのが現状である。これまでの解析事例では、係数 $\alpha_0$ は0.0と設定されることが多いことから、 $\alpha_1$ は減衰定数( $h$ )や固有周期( $T$ )から決定される。軟弱地盤では一般的に、 $h=1\sim 2\%$ 、 $T=0.6\sim 2$ 秒を使用している例が見受けられる。道路橋示方書<sup>6)</sup>では、地盤の固有周期について式(2)による算定式が示されている。

$$T = 4 \Sigma (H/V_s) \quad (2)$$

ここに、 $T$ は固有周期、 $H$ は層厚、 $V_s$ は弾性波速度(S波)、とする。

式(2)より、模型地盤の固有周期を算定すると $T=0.4$ 秒となる。減衰定数を1~2%とすると、 $\alpha_1$ は0.001~0.003となり、これまでの解析事例でもよく用いられる値である。しかし、これらの値で解析したところ、 $\alpha_1$ が0.003以下では加速度応答の増幅が大きく、実験結果と合わなかった。 $\alpha_1$ が0.003~0.006において実験結果に近い加速度応答が得られた。これについては、式(2)は実際の地盤を対象にしたものであり、今回のような模型地盤に適用できない可能性があると考えら

表 2.2 解析パラメータ一覧

LIQCA液状化モデルパラメータ		江戸崎砂 (不飽和)	江戸崎砂 (飽和)	珪砂
密度	$\rho$	1.955	1.955	1.980
透水係数(m/s)	$k$	5.00E-04	5.00E-04	1.30E-03
初期間隙比	$e_0$	0.812	0.812	0.666
圧縮指数	$\lambda$	0.014	0.014	0.025
膨潤指数	$\kappa$	0.0055	0.0055	0.0025
疑似過圧密比	OCR*	1	1	1
無次元化初期せん断係数	$G_0/\sigma_m'$	1069	1069	908
変相応力比	$M^*_m$	0.75	0.75	0.909
破壊応力比	$M^*_f$	1.158	1.158	1.511
硬化関数中のパラメータ	$B^*_0$	7000	7000	1500
"	$B^*_1$	260	260	20
"	Cf	0	500	0
基準ひずみ(塑性剛性)	$\gamma^{P*}_r$	0	0.0005	0.015
基準ひずみ(弾性剛性)	$\gamma^{E*}_r$	0	0.003	0.1
ダイレイタンス係数	$D^*_0$	0	5	1
ダイレイタンス係数	$n$	0	6	9
異方性消失パラメータ	Cd	2000	2000	2000

記号	FLIP液状化モデルパラメータ					
	変相角 $\phi_p$ (度)	$S_1$	$w_1$	$p_1$	$p_2$	$c_1$
江戸崎砂(飽和)	28	0.005	3.300	0.460	0.650	2.200
7号珪砂	28	0.015	4.500	0.650	1.100	2.100

れる。今回の解析では、 $\alpha_1=0.003$  を用いた。なお、今回の解析モデルでは、 $\alpha_1$ が 0.003 の場合は、0.006 と比較して変形が約 2 倍になる。

解析結果の出力において、液状化層中間深度の間隙水圧と加速度(図 2.5 の P1-5、A1-5)と、金属板上の垂直変位 (DVM1\_3) に注目した。

解析パラメータについては、繰返し三軸試験結果に対して LIQCA と FLIP でそれぞれ要素シミュレーションを行い設定した。表 2.2 に各解析コードの解析パラメータ一覧を示す。なお、飽和透水係数は 50G 遠心力場における相似則に基づき、試験値の 50 倍としている。

### 3. 解析結果

解析結果の妥当性を検証するために模型計測結果との比較を行った。検証では、計測位置 A1-5、P1-5、DVM1\_3 において、両者の加速度応答、過剰間隙水圧、垂直変位をそれぞれ比較した。

#### (1) 解析結果と実験結果の比較

図 3.1 は加速度応答を比較したもので、LIQCA では 10 秒前後、FLIP では 7 秒前後で加速度応答が減衰している。一方で模型計測結果は、加振中は加速度応答が減衰せず、解析結果と違う傾向がみられた。

図 3.2 は、過剰間隙水圧と垂直変位を比較したものである。表 3.1 に経過時間を①～③に分け、解析結果と模型計測結果における過剰間隙水圧比と垂直変位について整理している。過剰間隙水圧比(EPW)の変化において解析結果と模型計測結果を比較すると、加振立ち上がりでは、両者は概ね一致する。しかし加振停止後、模型の EPW が 80～90%に達し、その後低下しているにも関わらず、LIQCA、FLIP とも EPW が 100%まで上昇し、その後低下しない点において両者は大きく異なる。一方、垂直変位において解析結果と模型計測結果を比較すると、模型計測の最終沈下量 30cm に対し、解析結果では LIQCA が 68cm で 2.3 倍、FLIP が 18cm で 0.6 倍となり、解析コードによって差がみられた。LIQCA は実験を通して模型より間隙水圧比が高く、その分速い速度で沈下し、加振停止後も沈下停止まで時間を要している。一方、

FLIP は経過時間 13 秒前後で沈下速度が減速し、加振停止後に沈下が停止している。

図 3.3 は、LIQCA と FLIP の EPW の分布状況で、液状化層全面においてほぼ一様に EPW が上昇している。今回の解析対象において、両解析間の過剰間隙水圧は傾向が概ね一致している。

図 3.4 は、両解析結果の最終変形量を比較したもので、変形量は異なるものの変形モードは両者とも同じ傾向である。

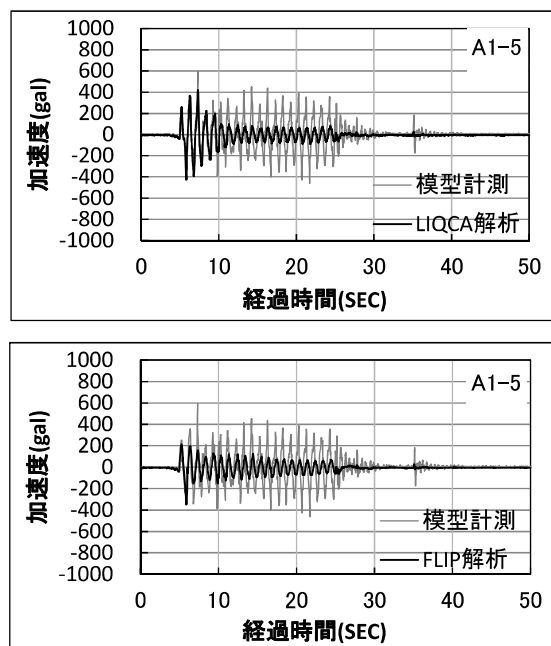


図 3.1 経過時間～加速度関係図

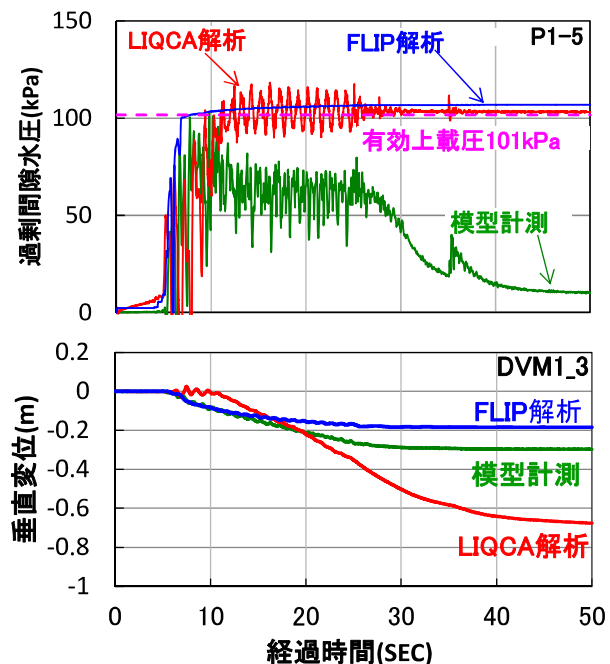


図 3.2 経過時間～過剰間隙水圧、垂直変位関係

表 3.1 解析結果と模型計測結果の比較

経過時間(t)	内容	過剰間隙水圧比(EPW)	垂直変位
① 加振立ち上がり (t=5~10 秒)	模型計測	加振開始後に急上昇し、 10 秒前後で 80~90%に 到達	EPW が 50%超の時点(t=約 6 秒)で沈下が加速
	LIQCA 解析	加振開始後に急上昇し、 10 秒前後で 100%に到達	EPW が 100%に達した後に沈 下が加速
	FLIP 解析	加振開始後に急上昇し、7 秒前後で 100%に到達	EPW が 50%超の時点(t=約 6 秒)で沈下が加速
② 加振後半 (t=10~25 秒)	模型計測	60%に低下、その後一定 を継続	一定速度で沈下
	LIQCA 解析	100%一定を継続	一定速度で沈下
	FLIP 解析	100%一定を継続	t=13 前後で沈下が減速
③ 加振停止後 (t=25 秒~)	模型計測	加振停止とともに低下 し、最終的に 10%程度	加振停止とともに沈下が停止 最終沈下量 30cm
	LIQCA 解析	100%一定を継続	沈下が減速し、t=40 秒でほぼ 停止。最終沈下量 68cm
	FLIP 解析	100%一定を継続	加振停止とともに沈下が停止 最終沈下量 18cm

※過剰間隙水圧比：(過剰間隙水圧/有効上載圧)

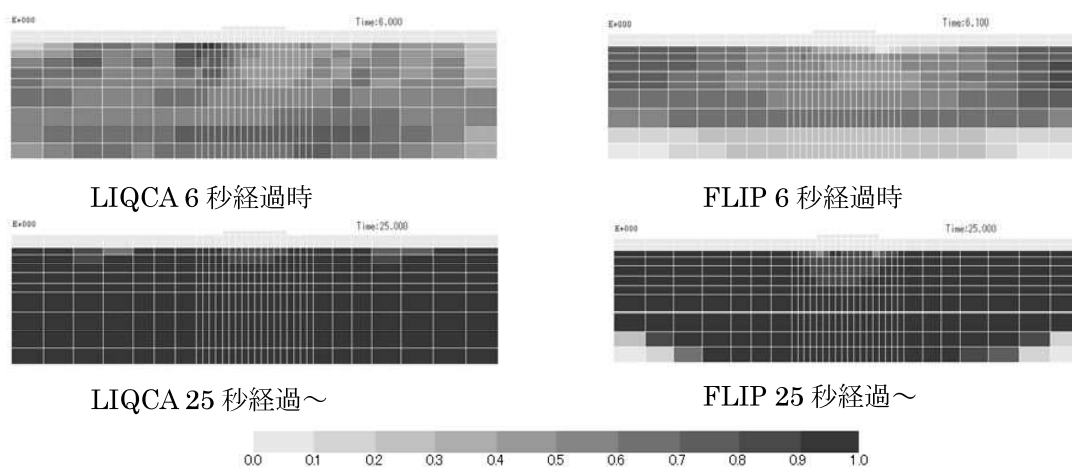


図 3.3 間隙水圧比分布図

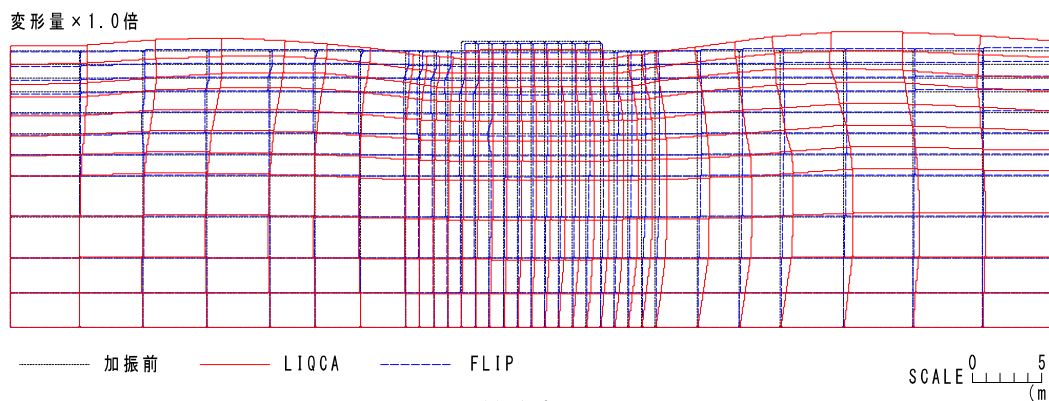


図 3.4 最終変形量

## (2) 解析結果の考察

模型計測結果の最終沈下量に対して解析結果は、2.3 倍 (LIQCA) ~0.6 倍 (FLIP) となった。この差の解消については、解析パラメータの設定に改良の余地があると考えている。過剰間隙水圧において両解析コード間の傾向はほぼ同じで、模型計測結果と解析結果との違いは特にその消散過程にあることは前述した。LIQCA の場合は、過剰間隙水圧(PW)が消散されない分、PW が模型計測結果より高くなり、その差がそのまま沈下挙動に反映された結果、沈下量が模型計測結果より大きくなった。FLIP の場合は LIQCA と同様に PW が模型計測結果よりも高いが、模型計測結果より沈下量が小さくなった。

その一方で、Rayleigh 減衰の設定において不確定な部分もあることも忘れてはならない。Rayleigh 減衰の解析における感度は比較的大きく、倍~半分のオーダーで変形量等に影響がある。本来、未知の問題に対して解析結果の「答え」を知り得ないことを考えると、解析による変形量はある程度幅を持ったものとの認識も必要である。

## 4. おわりに

筆者は、今回の試みによって、液状化解析におけるパラメータやモデルの設定など、多くのことを学ぶことができた。その中でも一番大きな収穫は、遠心模型実験との比較というひとつの「物差し」を得たことだと思う。その「物差し」で比較することで、LIQCA と FLIP のプログラム特性に対する理解も深まった。しかし、この「物差し」は唯一の正解かと言うとそうでもない。現に遠心模型実験の再現性を検討したとき、模型によっては、変位量に倍~半分の差が生じる例もあると聞く(今回の遠心模型実験は 1 回のみ)。結局、解析技術を高めるには経験を積んでいろいろな「物差し」を増やし、その中で「正解」に対する嗅覚を養うしか方法がないようだ。委員会では、現在、被災事例の液状化解析に取り組んでおり、また機会があれば紹介したいと考えている。

また最近、「大ひずみ領域を考慮した土の繰返しせん断特性に関するシンポジウム」が開催され、

液状化時の土の変形特性についても報告<sup>7)</sup>があった。液状化特性に関する研究は、今後発展する可能性があり、最新の情報を注視していくことが必要と考えている。

## 5. 謝辞

今回の解析を進めるにあたり、徳島大学教授の渦岡先生に解析全般をご指導いただいた。また、愛媛大学教授の岡村先生には解析に必要なデータ一式をご提供いただいた。基礎建設コンサルタントの中川氏には FLIP による解析でご協力いただいた。ここに記して感謝いたします。

## 参考文献

- 1) 永尾浩一、明石達生、末政直晃、岡村未対、渦岡良介、二木幹夫、服部和：大地震動に対する地盤内不飽和化による液状化抑制効果確認遠心載荷試験、第 45 回地盤工学研究発表会(松山)、2010.
- 2) 岡村未対：遠心模型実験のブラインドシミュレーション、平成 24 年度地盤工学会四国支部技術研究発表会、2012.11.
- 3) 液状化解析手法 LIQCA 開発グループ：LIQCA2D11・LIQCA3D11 (2011 年公開版) 資料、2011.12
- 4) Iai, S., Y.Matsunaga and T.Kameoka : Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, Vol.32, pp1~15, 1992.
- 5) 財団法人国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き(改訂版)、p52、2012.2
- 6) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、p25、2002.3
- 7) 吉田洋之、杉山達也：地震応答解析における試験結果の利用方法、大ひずみ領域を考慮した土の繰返しせん断特性に関するシンポジウム、p27~30、2013.5
- 8) 仙頭紀明、嶋崎彰則：飽和砂斜面に作用する余震の影響に着目した非排水繰返しせん断試験、大ひずみ領域を考慮した土の繰返しせん断特性に関するシンポジウム、p157~160、2013.5

2011年東北地方太平洋沖地震で被災を受けた河川堤防の液状化シミュレーション

キーワード 液状化 第一コンサルタント ○正会員 嶋本 栄治 地 研 正会員 中根 久幸  
 数値解析 エイト日本技術開発 正会員 黒田 修一 相 愛 正会員 常川 善弘  
 地震被害 高知大学 国際会員 原 忠 高知高専 国際会員 岡林 宏二郎

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震では、堤体内及び基礎地盤の液状化、その後の津波の来襲により河川堤防の多くが被災した。地盤工学会四国支部「地盤地震防災研究委員会」では、これらの被災メカニズムについて検討を行っている。本論文は、被災した北上川左岸河口部の河川堤防において、「液状化解析プログラムLIQCA」を用いた二次元有効応力シミュレーション結果を示し、被災結果と比較することにより、パラメータ等の入力条件の影響について考察する。

2. 被災状況

検討場所は北上川左岸 5.6k+96m の地点である。図-1 に示すように、被災後に堤防天端中央付近に堤防縦断方向の亀裂が発生しており、亀裂箇所より川表側に肩落ちが見られる。また、川表側の護岸は沈下による亀裂・はらみ出しが見られ、川裏側の水田および川表護岸の背面で噴砂痕が確認されている。北上川等堤防復旧技術検討会で報告されている被災要因は、地下水位以下の堤体土(Bs：閉封飽和領域)および基礎地盤の砂質土層(As1：基礎地盤)の液状化であると推察されている。なお、現地でBc層の試料を研究会で採取し、堤防縦断方向の物性について調査した結果、堤防縦断方向の物性について調査した結果、約3km程度の土性は連続していることが確認された<sup>2)</sup>。

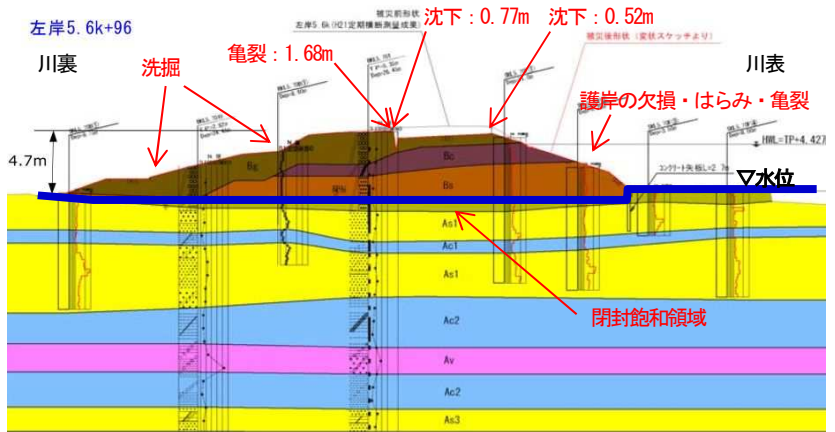


図-1 被災状況と地盤<sup>1)</sup>

3. 二次元有効応力解析モデルの概要

地震動はK-net北上観測記録より、shakeを用いて対象地盤の波形を引戻し、堤防法線方向成分に変換後、主要動部に限定した250秒間のモデル下端部における2E波を使用した。図-2に示すように、波形は42.3秒時および93.3秒時にピークが見られる。本論文ではそれぞれのピークを第1・2フェーズと呼ぶ。また、第1フェーズと第2フェーズの間に、小さなピークが見られ、この形状は近傍のK-net志津川観測記録では不明瞭であり、対象現場の地形条件が反映されていると推察される。なお、シミュレーションでは地震終了後の圧密過程も検討している。

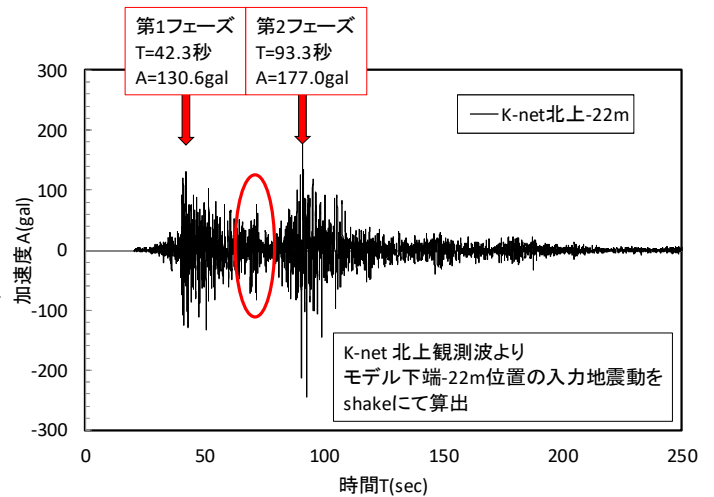


図-2 入力地震波

土質パラメータは、既知地質調査データを用い、不明な層は一般値を使用することとした。要素モデルは粘性土に関してはR-Oモデル、砂についてはLICQAでの弾塑性モデルを使用している。地下水位以下のBs層およびAs1層の液状化に関するパラメータは、道路橋示方書<sup>3)</sup>に示される式よりN値を用いて液状化抵抗 $R_{L20}$ を推定し、Seedの関係図<sup>4)</sup>を用い要素シミュレーションにより決定した。表-1に入力パラメータを示す。なお、境界条件は底面を粘性境界とし側面は等変位境界とした。

Effect of parameter on the liquefaction analysis a backfill on The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake.  
 E.Shimamoto (Daiichi Consultants), H.Nakane(Chiken),Syuuichi Kuroda ( Eight-Japan Engineering Consultants ),  
 Y. Tunekawa(Soai),Tadashi Hara(Kochi University),Kojirou Okabayashi (Kochi N.C.T.)



表-1 LIQCA 入力パラメータ

	Ac3	As3	Ac2	Av	Ac2	As1(2)	Ac1	As1(1)	As1(1)	Bs	Bs	Be	B <sub>r</sub>	
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	
									地下水上		地下水上		地下水上	
密度(kN/m <sup>3</sup> )	16.50	18.00	16.00	14.00	16.00	18.00	14.50	18.00	18.00	18.00	18.00	18.00	20.00	
透水性係数k(m/s)	1.00E-08	1.00E-05	1.00E-08	1.00E-07	1.00E-08	1.00E-05	1.00E-08	1.00E-05	1.00E-05	1.00E-06				
初期間隙比e0	1.40	0.45	1.40	1.00	1.40	0.80	1.00	0.80	0.80	0.45	0.45	0.55	0.45	
N値	4.00	10.00	6.00	15.00	6.00	10.00	4.00	10.00	10.00	3.00	3.00	4.00	10.00	
細粒含有率Fc(%)	-	27.60	-	-	-	33.90	-	12.30	-	12.90				
Vs (m/s)	159	172	182	247	182	172	159	172	172	115	115	127	172	
G <sub>s</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	43292	55676	55009	88662	55009	55676	38044	55676	55676	24951	24951	30226	61862	
σ <sub>v</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	344.1	206.4	286.4	268.0	251.2	139.3	178.7	110.3	110.3	36.1	98.3	90.0	30.0	
σ <sub>m</sub> (kN/m <sup>2</sup> )	229.37	137.62	190.92	178.69	167.45	92.89	119.10	73.53	73.53	24.07	65.53	60.00	20.00	
圧縮指数 λ		1.70E-02				1.40E-02		1.00E-02	9.00E-03	6.50E-03	1.80E-02	1.40E-02	2.20E-03	
膨潤指数 κ		1.70E-03				1.40E-03		1.00E-03	9.00E-04	6.50E-04	1.80E-03	1.40E-03	2.20E-04	
擬似過圧密比 OCR*		1.000				1.000		1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	1.000	
初期せん断係数比G <sub>0</sub> /σ <sub>m</sub> '		405				599		757	757	1037	381	504	3093	
変相応力比 M <sub>m</sub>		0.909				0.909		0.909	0.909	0.909	0.909	0.909	0.909	
破壊応力比 M <sub>f</sub>		1.158				1.158		1.158	1.158	1.158	1.158	1.158	1.158	
硬化関数パラメータ B0		1397				2070		2615	2615	3581	1315	1740	10684	
B1		14				21		26	26	36	13	17	107	
Cf		0.00				0.00		0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
規準ひずみ(塑性)						0.0010		0.0020		0.0010				
規準ひずみ(弾性)						0.010		0.010		0.010				
ダクタリティ係数 D0						0.200		0.300		1.000				
n						5.000		3.000		2.200				
ポアソン比 ν	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	
粘着力 c(kN/m <sup>2</sup> )	40.00	0.00	40.00	0.00	40.00	0.00	80.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
内部摩擦角Φ(°)	0.00	40.00	0.00	38.00	0.00	38.00	0.00	38.00	38.00	38.00	38.00	38.00	38.00	
せん断弾性係数パラメータ a	2859	4746	3981	6633	4251	5777	3486	6493	6493	5086	3082	3902	13833	
b	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	
R-Oパラメータ α	2.103		1.573	3.188	1.573		5.688							
γ	2.210		2.210	1.916	2.210		2.210							
Lame定数 λ=2Gν/(1-2ν)	86324	111018	109689	176793	109689	111018	75861	111018	111018	49752	49752	60270	123354	
Lame定数 μ=G0	43292	55676	55009	88662	55009	55676	38044	55676	55676	24951	24951	30226	61862	
変形係数 E(kN/m <sup>2</sup> )	115416	148432	146655	236372	146655	148432	101426	148432	148432	66518	66518	80581	164924	
水の体積弾性係数K(kN/m <sup>2</sup> )	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000	

4. 検討結果

図-3 および図-4 より、浅部および深部とも第1フェーズ時に液状化が発生しているが、浅部では堤体中央部よりも、川表部および川裏部の過剰間隙水圧が急速に上昇し、深部では明瞭な差がなくなることから、有効上載荷重の影響が良く表現されていると言える。また、浅部では、第1フェーズ終了後、過剰間隙水圧の消散は堤体中央部の方が少なく、法尻部の過剰間隙水圧比は0.8程度まで消散した後、加震により再液状化していることが読み取れ、そのピーク量は第1フェーズ時の値より小さい。一方、深度の深い位置では第2フェーズまでに過剰間隙水圧は消散していない。これらは、再液状化のしやすさや排水条件の影響を表していると言える。

図-5 より、解析結果では地表面は中央付近の沈下量が多く、法尻部側の沈下が少ない結果となり、実測された変位と最大値が2倍程度異なっている。被災後の実測では、川裏部では沈下が生じておらず、川表部に盛土が滑り落ちるような沈下形態が確認されている。川表部が上載荷重や水位線の位置より、液状化しやすい条件を呈していること、シミュレーションにより先に液状化したことを正とすると、伝達された地震動が小さく、川裏や堤体下では液状化の程度が小さかったことが考えられる。要因として液状化対象層の下層の粘性土層が厚く分布していることから、粘性土層の免震効果が大きかった可能性もある。

5. まとめ

- (1)堤防中央の段差の表現はできなかったが、上載荷重の影響や液状化後の過剰間隙水圧の消散について確認できた。
- (2)本解析結果より、被災メカニズムは、川表法尻が先に液状化し、堤体が滑りやすい状態になっていたと推察できる。

【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 報告書, 2)中根久幸他:2011年東北地方太平洋沖地震で被災を受けた河川堤防の築堤材料についての一考察,平成25年度地盤工学会四国支部技術研究発表会, 3)社団法人日本道路協会:道路橋方書・同解説 V耐震設計編,平成24年3月, 4)Seed, H. B., Mori, K. and Chan, C. K.: Influence of seismichistory on liquefaction of sands, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Division, ASCE, Vol. 103, No. GT4, pp. 257-270, 1977.

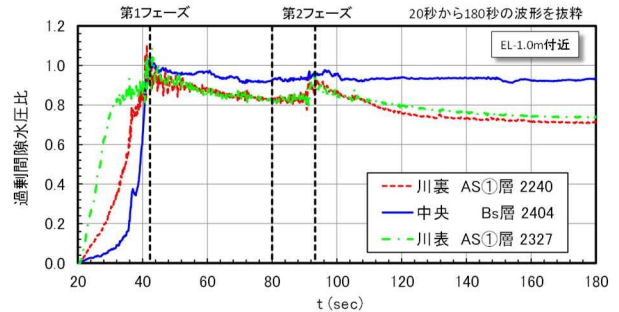


図-3 過剰間隙水圧比時刻歴 (E. L. -1.0m 付近)

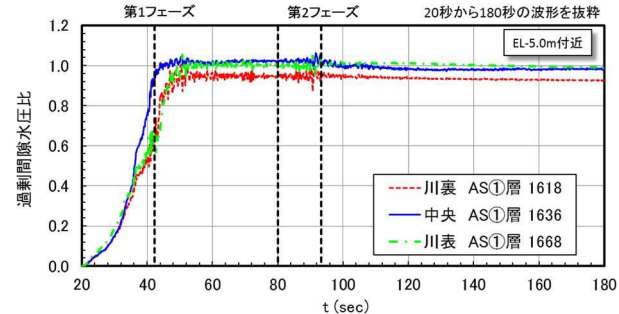


図-4 過剰間隙水圧比時刻歴 (E. L. -5.0m 付近)

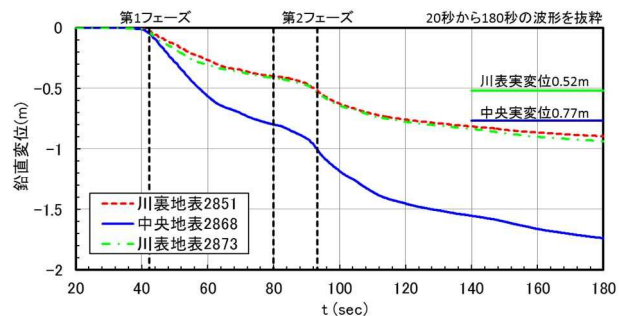


図-5 地表変位時刻歴

# 北上川橋浦地区の河川堤防の液状化解析事例

液状化, 地震応答解析, 東日本大震災

ニタコンサルタント 正会員 ○石川裕規  
 四電技術コンサルタント 正会員 齋藤和  
 基礎建設コンサルタント 正会員 中川頌将  
 徳島大学大学院 国際会員 渦岡良介

## 1. はじめに

地盤工学会四国支部の地盤地震防災研究委員会にて, 北上川橋浦地区の河川堤防の被災事例<sup>1)</sup>を対象に再現解析を行った。北上川左岸 5.7km 付近の河川堤防では, 堤内側はほとんど変状がなかった一方, 河川側ははらみ出しや沈下が生じた。また, 堤防天端にはクラックが発生し, 約 80cm の段差が発生した。さらに対象箇所付近は, 洗掘等, 津波の越流が原因とみられる変状もみとめられた。筆者らは, 堤防の地震動による変状を把握するため, 地震応答解析を行った。なお, 解析コードは LIQCA(LIQCA2D11)<sup>2)</sup>を使用した。

## 2. 解析条件

図-1 は, FEM 解析モデル図を示したもので, 解析領域は, 堤防法尻から堤内, 堤外側にそれぞれ 50m とし, さらにその両側に解析領域の 50 倍程度の疑似自由地盤を設けた。また基盤深度は TP-50m の Ag 層の上面とした。

図-2 は入力地震動で, K-net 北上の観測地震波形を基盤面に引き戻して用いている。排水境界条件は, 地下水面を排水条件とした。またコンクリート矢板は非排水条件とした。

表-1 に材料パラメータを整理する。モデルは, 繰返し弾塑性モデルと R-O モデルを用いた。コンクリート矢板は, 液状化による変形に及ぼす影響は小さいとし, 材料を設定しなかった。

その他の解析条件として, Rayleigh 減衰の係数 ( $\alpha$ ) は, 0.003 とした。

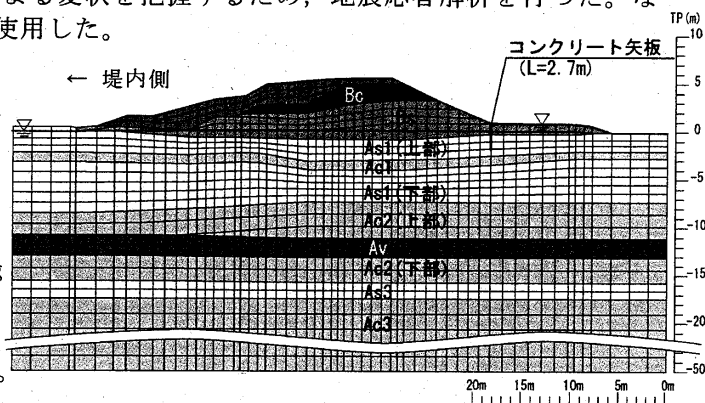


図-1 FEM 解析モデル図

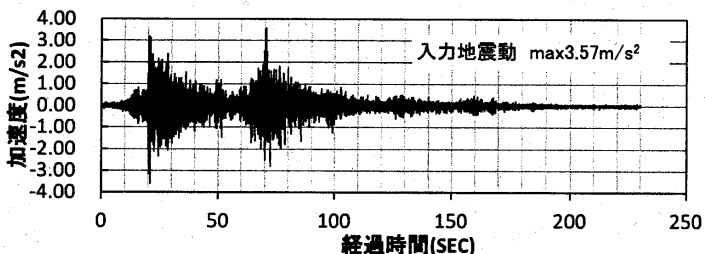


図-2 入力地震動

表-1 材料パラメーター一覧

パラメータ名	堤体盛土			基礎地盤								
	Bg	Bc	Bs	As1(上部)	Ac1	As1(下部)	Ac2(上部)	Av	Ac2(下部)	As3	Ac3	
共通	密度	$\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	1.53	1.61	1.58	1.43	1.58	1.61	1.78	1.61	1.98	1.61
	透水係数	k (m/s)	1.0E-08	8.0E-05	6.0E-06	1.0E-07	6.0E-06	1.0E-07	2.0E-08	1.0E-07	2.0E-06	1.0E-08
	初期間隙比	e0	1.46	0.86	1.18	2.48	1.18	1.49	1.34	1.49	1.2	1.65
	せん断波速度	Vs(m/s)	159	115	186	144	166	171	267	171	166	159
繰返し弾塑性モデル	圧縮指数	$\lambda$	0.0064	0.0087	0.0140		0.0140					
	膨潤指数	$\kappa$	0.0070	0.0055	0.0055		0.0055					
	繰返し圧縮比	OCR*	1.0	1.0	1.0		1.0					
	無次元化初期せん断係数	G0/σ'm	1086	396	629		508					
	変相応力比	M*m	0.909	0.909	0.909		0.909					
	破壊応力比	M*f	1.336	1.229	1.240		1.240					
	硬化中のパラメータ	B*0	3253	1489	2000		2000					
	"	B*1	30	15	20		20					
	"	Cf	0	0	0		0					
	基準ひずみ(塑性剛性)	γP*	1000.000	0.002	0.007		0.007					
	基準ひずみ(弾性剛性)	γE*	1000.000	0.010	0.035		0.035					
	ダイレイタンス係数	D*0	1.0	5.0	5.0		5.0					
	"	n	4.0	2.0	2.0		2.0					
異方性消失のパラメータ	Cd	2000	2000	2000		2000						
R-Oモデル	ポアソン比	ν			0.35		0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
	粘着力	c (kPa)			80.4		40.5	118.8	40.5	0.0	40.5	40.5
	内部摩擦角	φ(°)			0		13	0	13	29	13	13
	せん断弾性係数のパラメータ	a			3393		4643	11780	4179	4686	2775	2775
	"	b			0.5		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
	R-Oパラメータ	α			1.27		2.16	1.5	2.35	3.16	2.42	2.42
"	r			1.98		1.98	2.13	1.98	2.29	1.98	1.98	

Liquefaction analysis of embankment at Hashiura area along Kitakami river

H. Ishikawa(Nita Consultant), K. Saito(Yonden Consultants) K. Nakagawa (Kiso Kensetsu Consultant), R. Uzuoka(Tokushima University)

### 3. 解析結果

図-3は、経過時間がそれぞれ20秒（第1波ピーク付近）、230秒（解析の最終時点）の過剰間隙水圧比の分布を示したものである。第1波目でAs1層のほぼ全域が液状化し、解析終了時まで同様に液状化状態が継続している。

図-4は、図-3のAs1層(上部)の中間深度の点Aの加速度～経過時間関係図である。図-2の入力地震動と比較すると、点Aへ到達した時点において、加速度が減衰していることがわかる。

図-5は、点Aの過剰間隙水圧比、垂直変位量～経過時間関係図である。過剰間隙水圧比は経過時間約16秒時に1.0に達し、以後1.0を一定に保つ。

一方、垂直変位はそれより少し遅れて20秒時から沈下を始め、第2波でさらに沈下速度が増加し、その後ゆっくりと収束に向かう。

図-7は、最終変形量を示したもので、堤内側の変形が比較的少なく、河川側にはらみ出しがみられ、実際の被災形態を再現している。図-6は、堤防天端の垂直変位量で、 $x=5\text{m}$ 付近で段差が生じ、河川側が約50cm低くなる点も実際の被災形態に近い。堤防法尻は両側とも隆起する結果となったが、実際は噴射はあったものの、隆起は確認されておらず、今後検討が必要である。

### 4. おわりに

東日本大震災時の北上川橋浦地区の堤防の変状について地震応答解析を行った。その変形形状は、概ね地震動によるものと考えられる。

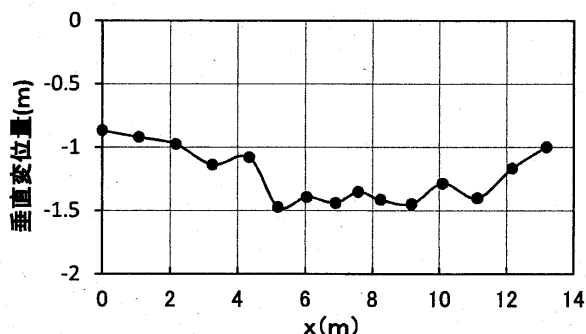


図-6 堤防天端垂直変位量

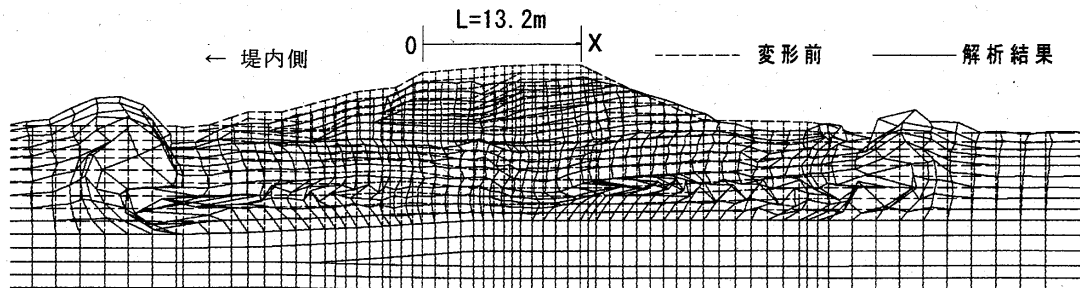


図-7 最終変形量

### 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・資料編，2011.12，2) 液状化解析手法 LIQCA 開発グループ：LIQCA2D11・LIQCA3D11（2011年公開版）資料，2011.12，

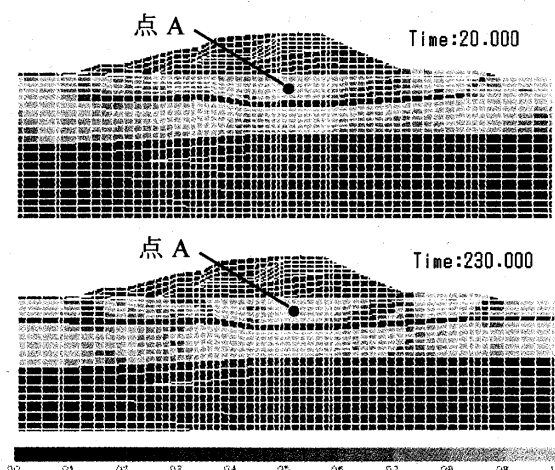


図-3 過剰間隙水圧比分布

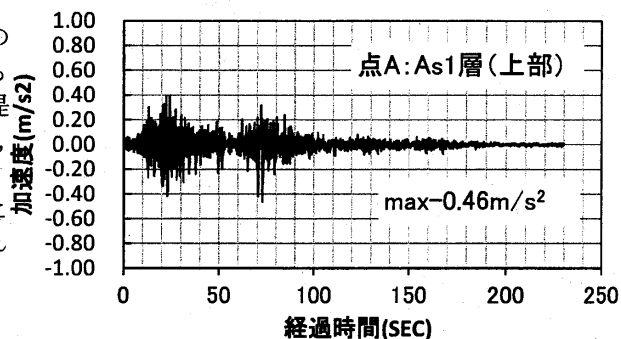


図-4 加速度～経過時間

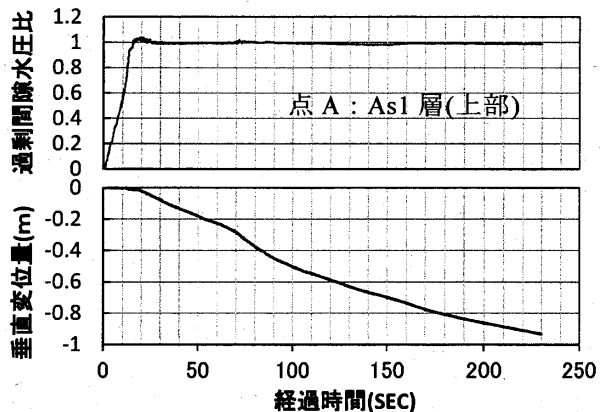


図-5 過剰間隙水圧比、垂直変位～経過時間

## 2011年東北地方太平洋沖地震で被災を受けた河川堤防の築堤材料についての一考察

キーワード 液状化 (株)地研〇正会員 中根 久幸 (株)第一コンサルタンツ 正会員 嶋本 栄治  
 粒度特性 (株)相愛 正会員 常川 善弘 (株)エイト日本技術開発 正会員 黒田 修一  
 地震被害 (株)地研 正会員 中島 昇 ニタコンサルタンツ(株) 正会員 石川 裕規  
 高知大学 国際会員 原 忠 高知高専 国際会員 岡林宏二郎

### 1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震による「国土交通省 東北地方整備局」管内の直轄河川堤防被災延長は、約98kmに及び有堤延長の1割を超えている。また、堤防被災箇所は773箇所であり、被災形態は「決壊・崩落・陥没・沈下・亀裂」等で、堤防被災箇所全体の約6割を占め、その延長は約66kmであった。今回の地震では、基礎地盤微地形が、氾濫平野や自然堤防での被災が多く、堤防被災の主要因は堤体下部の閉封飽和域の液状化、基礎地盤砂層の液状化、またはその両方の液状化によるものと考えられている。

地盤工学会四国支部「地盤地震防災研究委員会」では、これらの被災メカニズムについて検討を行っており、本報は、基礎地盤の砂層及び堤体下部の閉封飽和域の一部が液状化したことにより、天端及び川表のり面に縦断クラックが生じ、天端の沈下及び川表側へのはらみ出しが発生した「北上川左岸側河口部A地区」において、河川堤防対策工事に伴う堤防開削工事現場で行った面的観測結果、築堤材料の物理試験から得られた知見を述べるものである。

### 2. 土層構成と試料採取

A地区の堤体は、面的観察から基礎地盤を含めて以下に示す4層に区分されると考えられる。土試料は、**図-1**及び**写真-1**に示すように深度方向に着目し、それぞれの土層から1箇所ずつ採取した。

①**A-S1層**：堤体基礎地盤であり、細粒分をごく少量含む中砂主体の砂質土で、堤体基礎全面に分布すると推定される。

②**B-S2層**：基礎地盤上位に分布し、上面はほぼ水平を成し、層厚は1m程度である。分布状況から、第1期築堤で施工された盛土であると推察される。観察時に、表面に湿り気が確認された。

③**B-S3層**：B-S2層全体を覆うように分布、川表～現堤体中央付近までは、層厚2.5～3m程度で分布するが、川裏側では終息する。第2期築堤による盛土であると推察される。

④**B-G1層**：地表面に分布する礫質土であり、分布形状から表面被覆及び川裏腹付け盛土と考えられる。川表～現堤体中央付近では層厚0.5～1m程度で分布するが、川裏では層厚が徐々に厚くなり、層厚2.5m以上であると推察される。

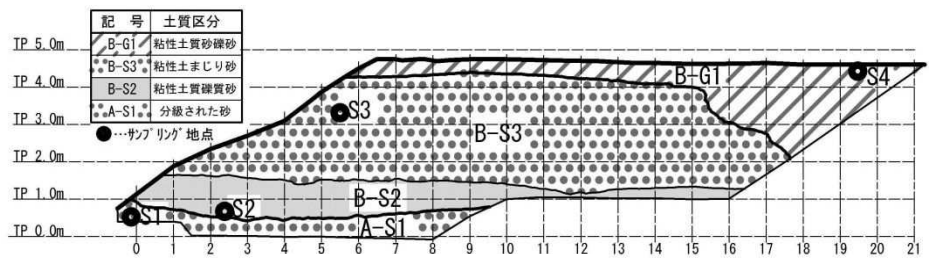


図-1 開削横断スケッチ図



写真-1 開削横断写真

### 3. 基礎地盤及び築堤材の粒度特性

A地区の各土層で採取した土試料について、特に粒度特性に着目して以下に述べる。また、A地区より下流3km地点の左岸側堤体GL-1mより採取した土試料S5についても合わせて述べる(図-2)。

#### ①試料S1：A-S1層より採取

粒度試験による各含有率は、細粒分0.8%、砂分96.9%、礫分2.3%であり、砂分主体とする砂質土である。地盤材料分類では、「分級された砂」に区分される。砂分のうち75.6%を中砂が占めており粒度が悪く、液状化の可能性が非常に高い土層であると判断される。

Improvement of damaged backfill materials on The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake.

H.Nakane(Chiken Inc.),E.Shimamoto(Daiichi Consultants Inc.), Y. Tunekawa(Soai Inc.)Syuuichi Kuroda ( Eight-Japan Engineering Consultants Inc),N. Nakajima(Chiken Inc.),H Ishikawa(Nita Consultants Inc),Tadashi Hara(Kochi University),Kojirou Okabayashi (Kochi N.C.T.)

②試料 S2 : B-S2 層より採取

粒度試験による各含有率は、細粒分 46.4%、砂分 38.5%、礫分 15.1%となり、細粒分を多く含む砂質土である。地盤材料分類は、「粘性土質礫質砂」に区分される。A 地区では、最も細粒分を含有する盛土材であり、富配合な材料であるが、塑性指数  $I_p=8.6<15\%$  であり、液状化の可能性が残る土層であると考えられる(表-1)。

③試料 S3 : B-S3 層より採取

砂分を 87.2%と非常に多く含む砂質土であり、地盤材料分類では「粘性土まじり砂」に分類される。細粒分含有率が 9.9%で、貧配合な材料であることから、せん断強度が低い土層であると判断される。また、試料 S1 と色調が同色であること、粒径加積曲線が同形状を示すことから、基礎地盤である A-S1 層からの流用土であると推察される。

表-1 物理試験結果一覧表

試料番号	S1	S2	S3	S4	S5
土粒子の密度 $\rho_s$ $g/cm^3$	2.687	2.658	2.685	2.744	2.787
礫分	2.3	15.1	2.9	57.9	64.1
砂分	96.9	38.5	87.2	15.8	16.0
シルト分	0.8	29.1	9.9	13.4	9.4
粘土分		17.3		12.9	10.5
細粒分含有率 $F_c$ %	0.8	46.4	9.9	26.3	19.9
液性限界 $W_L$ %		33.3			40.5
塑性限界 $W_P$ %		24.7			23.2
塑性指数 $I_p$	NP	8.6	NP	NP	17.3

④S4 : B-G1 層より採取

粒度試験による各含有率は、細粒分 26.3%、砂分 15.8%、礫分 57.9%であり、地盤材料分類は「粘性土質砂質礫」に分類される。A 地区での礫質土は本層のみであり、粒度分布の違いや、色調の違いから、他地域から搬入された盛土材料であると推察される。なお、採取深度は下記 S5 と同程度の堤体天端から GL-1.0m 付近である。

⑤試料 S5 : A 地区より 3km 下流側 堤体天端 GL-1m より採取

粒度試験による各含有率は、細粒分 19.9%、砂分 16.0%、礫分 64.1%であり、地盤材料分類は試料 S4 と同様に「粘性土質砂質礫」に分類される。粒度特性、色調等から試料 S4 と同質の盛土材であると推察される(表-1)。採取深度は S4 と同程度である。

図-2 は、A 地区で採取した試料の粒径加積曲線を示したものである。同図中には、他の河川で採取された堤体土の粒径加積曲線を併せて示している。他の河川材料と比較した結果、A 地区の堤体土は均等係数の小さい貧配合な砂質土であった。

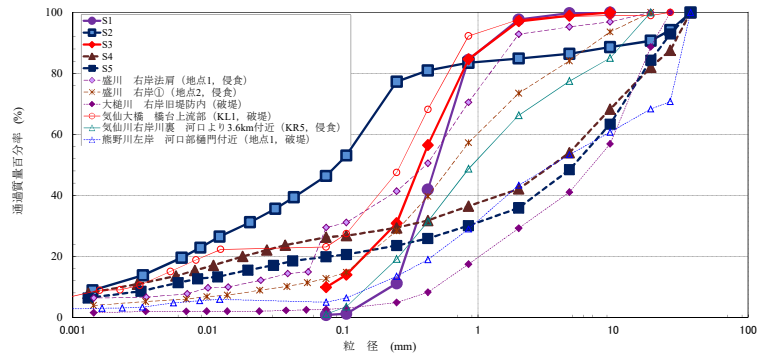


図-2 堤体土の粒径加積曲線 (原ら<sup>2)</sup>に加筆)

他の河川では、堤体材として礫分 20~50%、細粒分 10~20%程度含有する富配合な粗粒土が使用されているが、A 地区では堤体中央部に細粒分を 9.9%、礫分を 2.9%含有する貧配合な砂質土が使用されており、せん断強度が弱い堤体であったと推察される。

4. まとめ

A 地区の基礎地盤及び堤体の特徴について、以下にまとめる。

- ①基礎地盤 A-S1 層は、中砂を主体とする「粒度の悪い」砂質土であり、液状化抵抗が小さいと推察される。
- ②堤体のほぼ全体を占める B-S3 層には、貧配合な砂質土が使用されており、せん断強度の弱い堤体であったと推察される。また、この盛土材は基礎地盤と同質のものであり、堤防を嵩上げする際に、浚渫土が使用されたものと推察される。
- ③堤体の被覆には、盛土材として良質な礫質土が使用されていること、3km 程度の距離であれば、堤体の被覆には同質の盛土材が使用されていることが確認された。

以上より、堤体構造は複雑で、粒度特性もさまざまであるため、地震対策に向けた堤体改修計画では、地形・地質の特徴を踏まえた面的な地質調査を実施することは、適切な堤防改修の解析・設計・施工に繋がると考える。

【謝辞】

現地調査に際して、現地調査場所及び資料を提供して頂きました国道交通省 東北地方整備局北上川下流河川事務所様、現地調査で協力を頂きました(株)安藤・間 北上川第一作業所・北上川第二作業所の皆様、基礎地盤コンサルタント(株)東北支社の皆様、徳島大学工学部学部生 大隅俊陽様、ここに記して深謝の意を表します。

【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 報告書
- 2)原 忠, 岡村未対, 渦岡良介, 石原行博, 上野勝利: 2011 年東北地方太平洋沖地震における岩手県沿岸中南部の河川堤防の津波による被害の特徴, 地盤工学ジャーナル, Vol. 7, No. 1, pp. 253-264, 2012.

# 北上川橋浦地区の河川堤防の液状化解析事例

液状化 河川堤防 東日本大震災

ニタコンサルタント 正会員 ○石川 裕規  
 基礎建設コンサルタント 正会員 中川 頌将  
 四電技術コンサルタント 正会員 齋藤 和  
 徳島大学大学院 国際会員 渦岡 良介

## 1. はじめに

地盤工学会四国支部の地盤地震防災研究委員会にて、北上川橋浦地区の河川堤防の被災事例<sup>1)</sup>を対象に再現解析を行った。東日本大震災時に北上川左岸 5.70km 地点の河川堤防では、堤内側ではほとんど沈下がなかった一方、河川側は大きく沈下し、堤防天端にて約 80cm の段差が発生した。筆者らは、堤防の地震動による変状を把握するため、地震応答解析を行った。なお、解析コードは LIQCA(LIQCA2D11)<sup>2)</sup>および FLIP<sup>3)</sup>を使用し、両者の解析結果を比較した。

## 2. 解析条件

図-1 は、FEM 解析モデル図である。基盤深度は TP-50m の Ag 層の上面とした。主な液状化層 As1 の繰返し三軸強度比  $R_{L20}$  は 0.134 と比較的低い。

図-2 は入力地震動で、K-net 北上の観測地震波形を基盤面に引き戻して用いている。加速度波形は、ピークが①、②の 2 回ある。

表-1、表-2 にそれぞれ LIQCA、FLIP の材料パラメータを整理する。コンクリート矢板は、液状化による変形に及ぼす影響は小さいとし、材料を設定しないが、非排水境界条件としている。

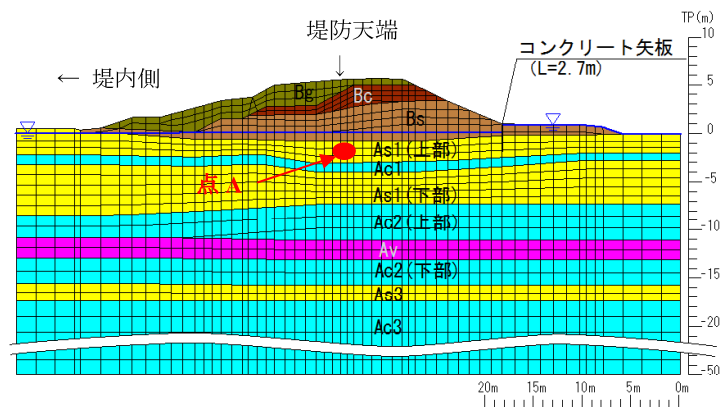


図-1 FEM 解析モデル図

## 3. 解析結果

図-3 は、図-1 に示す点 A の過剰間隙水圧比、堤防天端の垂直変位量～経過時間関係図である。LIQCA による時刻歴過剰間隙水圧比は、20 秒時に 1.0 に達し、その後やや減少し、解析終了時に 0.95 である。一方、天端の垂直変位は間隙水圧が 1.0 に達した後に沈下を開始し、ピーク②時に沈下速度がやや加速した後、ゆるやかに収束に向かう。FLIP による時刻歴過剰間隙水圧比は、10 秒時に 0.8 に達した後、20 秒まで一定を保ち、加速度のピーク①の後、0.5 まで減少し、以後解析終了まで 0.5~0.6 を保つ。一方、垂直変位は過剰間隙水圧の上昇とともに沈下を開始し、ピーク①、②で沈下速度が加速し、その後収束していく。

図-4 は、解析終了時の変形量を示したもので、堤防天端の沈下量がほぼ同じであること、堤内側の変形が比較的少なく、河川側にはらみ出しがみられる点で LIQCA、FLIP 両者の解析結果は類似している。

## 4. まとめ

LIQCA(LIQCA2D11) および FLIP を使用して、河川堤防の被災事例の再現解析を行い、両者の結果は、変形においてほぼ同様の結果を得た。

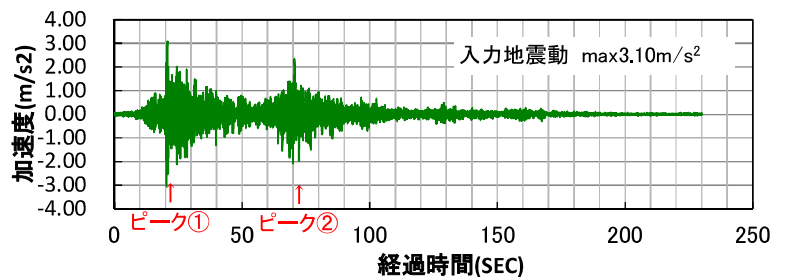


図-2 入力加速度波形

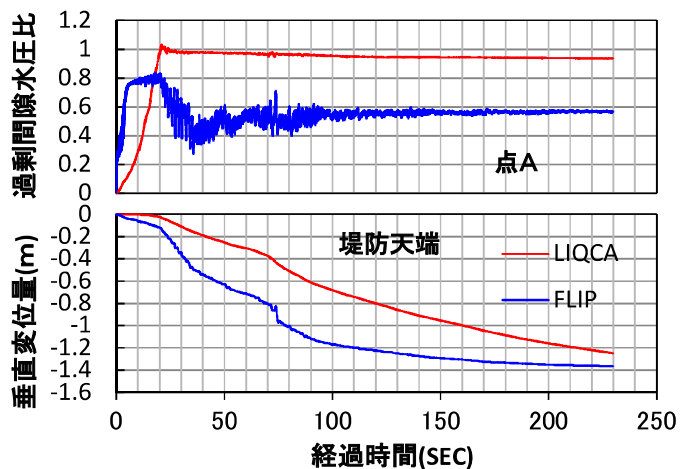


図-3 過剰間隙水圧, 垂直変位～経過時間

Liquefaction analysis of embankment at Hashiura area along Kitakami river H. Ishikawa(Nita Consultant) , K. Saito(Yonden Consultants)  
 K. Nakagawa (Kiso Kensetsu Consultant), R. Uzuoka(Tokushima University)

表-1 LIQCA パラメーター一覧

パラメータ名	堤体盛土					基礎地盤						
	Bg	Bc	Bs(不飽和)	Bs(飽和)	As1(上部)	Ac1	As1(下部)	Ac2(上部)	Av	Ac2(下部)	As3	Ac3
密度	$\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	1.53	1.61	1.61	1.58	1.43	1.58	1.61	1.78	1.81	1.99	1.61
透水性係数	k (m/s)	1.0E-08	8.0E-07	8.0E-05	6.0E-06	1.0E-07	6.0E-06	1.0E-07	2.0E-08	1.0E-07	2.0E-06	1.0E-08
初期間隙比	e0	1.46	0.86	0.86	1.18	2.48	1.18	1.49	1.34	1.49	1.2	1.65
せん断波速度	Vs(m/s)	159	115	115	166	144	166	171	267	171	166	159
圧縮指数	$\lambda$	0.0064	0.0087	0.0087	0.0140		0.0140					
膨潤指数	$\kappa$	0.0070	0.0055	0.0055	0.0055		0.0055					
疑似過圧密比	OCR*	1.0	1.0	1.0	1.0		1.0					
無次元化初期せん断係数	$G0/\sigma'_{vm}$	1086	396	396	629		508					
変相応力比	M*m	0.909	0.909	0.909	0.909		0.909					
破壊応力比	M*f	1.336	1.229	1.229	1.240		1.240					
硬化中のパラメータ	B*0	3253	1489	1489	2000		2000					
"	B*1	30	15	15	20		20					
"	Cf	0	0	0	0		0					
基準ひずみ(塑性剛性)	$\gamma P*$	1000.000	1000.000	0.002	0.007		0.007					
基準ひずみ(弾性剛性)	$\gamma E*r$	1000.000	1000.000	0.010	0.035		0.035					
タイレタンシー係数	D*0	1.0	5.0	5.0	5.0		5.0					
"	n	4.0	2.0	2.0	2.0		2.0					
異方性消失のパラメータ	Cd	2000	2000	2000	2000		2000					
ポアソン比	$\nu$					0.35		0.35	0.35	0.35	0.35	0.35
粘着力	c (kPa)					80.4		40.5	118.8	40.5	0.0	40.5
内部摩擦角	$\phi$ (°)					0		13	0	13	29	13
せん断弾性係数のパラメータ	a					3393		4643	11780	4179	4686	2775
"	b					0.5		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
R-Oパラメータ	$\alpha$					1.27		2.16	1.5	2.35	3.16	2.42
"	r					1.98		1.98	2.13	1.98	2.29	1.98

表-2 FLIP パラメーター一覧

土層	Bg	Bc	Bs(不飽和)	Bs(飽和)	As1(上部)	Ac1	As1(下部)	Ac2(上部)	Av	Ac2(下部)	As3	Ac3
密度	$\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	1.94	1.53	1.61	1.91	1.78	1.42	1.78	1.66	1.79	1.66	1.66
間隙率	n	0.33	0.59	0.46	0.46	0.54	0.71	0.54	0.60	0.57	0.60	0.62
弾性波速度	Vs (m/s)	169	127	115	115	172	159	172	182	197	159	172
基準化拘束圧	$\sigma_{m'}$ (kPa)	34.9	45.0	65.8	71.8	84.9	87.5	106.6	125.1	136.7	149.6	162.0
せん断剛性	$G_{m'}$ (kN/m <sup>2</sup> )	47976	21362	18443	21878	45607	31088	45605	47614	60166	36344	50991
体積弾性係数	$K_{m'}$ (kN/m <sup>2</sup> )	125114	55709	48096	57054	118936	81073	118931	124170	156903	94779	132977
ポアソン比	$\nu$	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
拘束圧係数	mG <sub>m</sub> K	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
内部摩擦角	$\phi$ (°)	34.1	30.6	37.0	29.3	37.0	-	31.9	13.0	-	13.0	29.0
粘着力	c (kN/m <sup>2</sup> )	-	-	-	-	-	80.4	-	40.5	118.8	40.5	-
水の体積弾性係数	Wkf (kN/m <sup>2</sup> )	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000
履歴減衰の上限值	h <sub>max</sub>	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.21	0.24	0.21	0.23	0.21	0.25
液状化特性												
変相角	$\phi_p$ (°)	-	-	-	24.0	24.0	-	24.0	-	-	-	-
液状化の最終状態を規定するパラメータ	S1	-	-	-	0.005	0.005	-	0.005	-	-	-	-
液状化特性全体を規定するパラメータ	W1	-	-	-	10.100	5.200	-	12.000	-	-	-	-
液状化特性の前半を規定するパラメータ	P1	-	-	-	0.35	0.10	-	0.10	-	-	-	-
液状化特性の後半を規定するパラメータ	P2	-	-	-	0.95	0.90	-	0.90	-	-	-	-
液状化特性の下限値を規定するパラメータ	C1	-	-	-	1.57	1.70	-	1.25	-	-	-	-

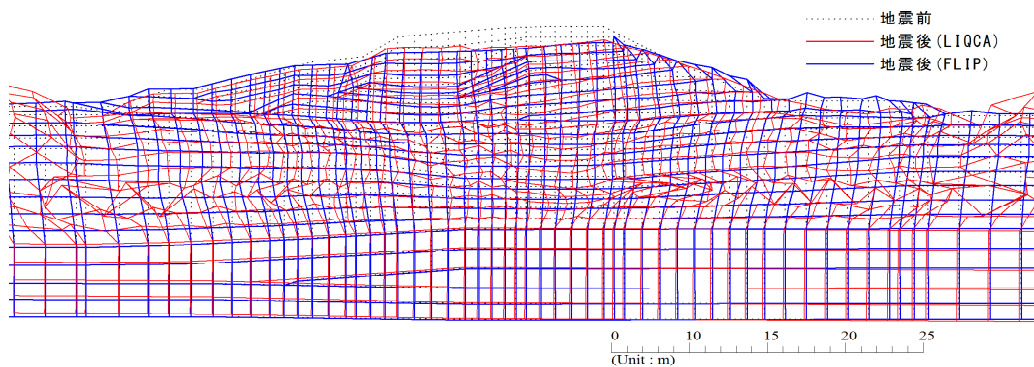


図-4 地震後変形量の比較

謝辞

K-NET による強震データを提供していただいた独立行政法人防災科学技術研究所様、解析に際してアドバイスをいただいた地盤工学会四国支部地盤地震防災研究委員会の皆様、ここに記して深謝の意を表します。

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・資料編，2011.12, 2) 液状化解析手法LIQCA 開発グループ：LIQCA2D11・LIQCA3D11（2011年公開版）資料，2011.12, 3) Iai, S., Y.Matsunaga and T.Kameoka：Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Vol.32, pp1～15, 1992

# Liquefaction analysis of a damaged river levee during the 2011 Tohoku earthquake

H. Ishikawa

*Nippon Koei, Tokyo, Japan*

K. Nakagawa

*Kiso Kensetsu Consultant, Tokushima, Japan*

K. Saito

*Yonden Consultants, Kagawa, Japan*

R. Uzuoka

*The University of Tokushima, Tokushima, Japan*

**ABSTRACT:** The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake caused severe damages of river levee in Tohoku and Kanto area in Japan. Most of the damages were due to liquefaction in the embankment and/or foundation. This study reproduced the seismic behavior of a damaged river levee by different dynamic effective stress analyses (code name: LIQCA and FLIP). The numerical results showed that the observed horizontal distribution of settlement at the levee top was qualitatively reproduced although the deformation at both sides of levee was overestimated. The results by both analysis codes showed approximately the same amounts and modes of deformation.

## 1 INTRODUCTION

The seismic motion of the Tohoku-Pacific Ocean Earthquake that took place in March 2011 cause damages to many structures. These included river levees which displayed crack, settlement or sand boils caused by liquefaction (Tohoku Regional Bureau, 2011). Approximately 5.7km upstream from the river mouth at the Kitakami River, a river levee showed noticeable settlement as shown in Figure 1. In addition, cracks occurred at the top of the levee, creating a step about 80cm high. We reproduced the seismic behavior of a damaged river levee by dynamic effective stress analyses, LIQCA (Oka et al., 1999) and FLIP (Iai et al., 1992) and discuss the damage process of the river levee. LIQCA and FLIP are known as analysis codes representatively used in Japan in dynamic effective stress analysis for seismic response analysis.

Since the two codes comprise the different constitutive equations each other, the results are given with the respective characteristics of each analysis code. Since practitioners cannot ignore this difference, it is important to understand the characteristics of the analysis codes before using them. Based on the fact that the development of both analysis codes

has advanced since the Great Hanshin earthquake (an inland-type earthquake) took place in 1995, we need to verify the applicability of the codes to seismic motion with a relatively long time duration, such as the Tohoku-Pacific Ocean Earthquake (a plate-boundary type earthquake). However, there are few validation cases with two different analysis codes for the same damaged structure, in particular, involving liquefaction of the levee body and the foundation ground.

In this study, two of the dynamic effective stress analysis codes, LIQCA and FLIP, were applied to the same river levee. Both results were compared, and the mechanism of transformations caused by liquefaction was examined. The two analyses were performed separately and used an identical set of investigation data (Tohoku Regional Bureau, 2011).

## 2 ANALYTICAL CONDITIONS

Figure 2 shows a FE model. The depth of the base is assumed to be at the upper face of the Ag layer at TP-50 m. Figure 3 shows the input seismic motion, which was formed by transferring the earthquake waveform observed at K-net Kitakami to the base

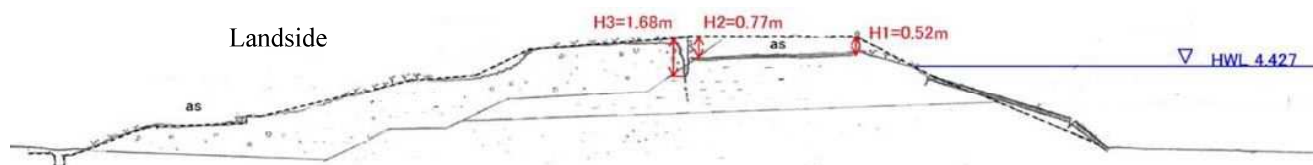


Figure 1. Damaged embankment at 5.7km upstream from the mouth of the Kitakami River



surface.

The parameters of the sample material are summarized in Table 1 (LIQCA) and Table 2 (FLIP). The cyclic elasto-plastic model and the R-O model were used in LIQCA. Assuming the effect of concrete sheet piles on liquefaction-induced deformation of the levee is small, the stiffness of the concrete sheet pile was neglected. Figure 4 shows results from the laboratory tests of the liquefiable

layers, Bs and As1 layers, and the results simulated by the constitutive models with the calibrated parameters. The drainage boundary conditions were set on the underground water level. The concrete sheet piles were considered to be impermeable. The coefficient of the Rayleigh damping proportional with initial stiffness was assumed to be 0.003.

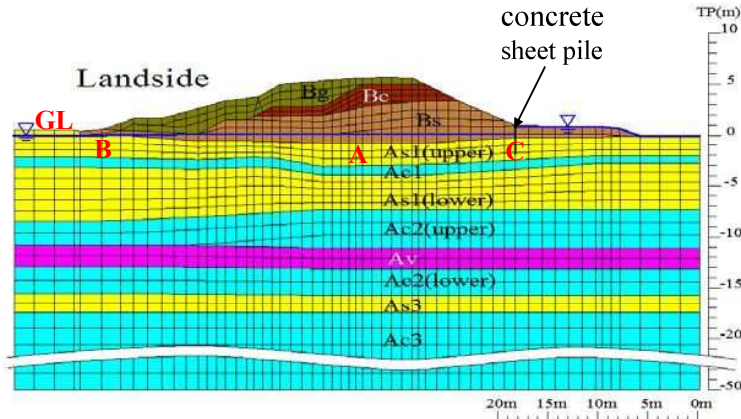


Figure 2. FE model

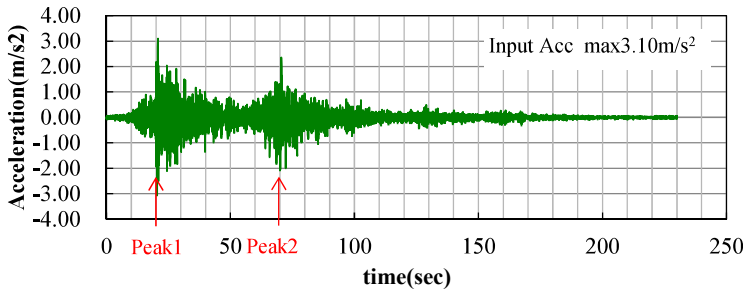


Figure 3. Input acceleration

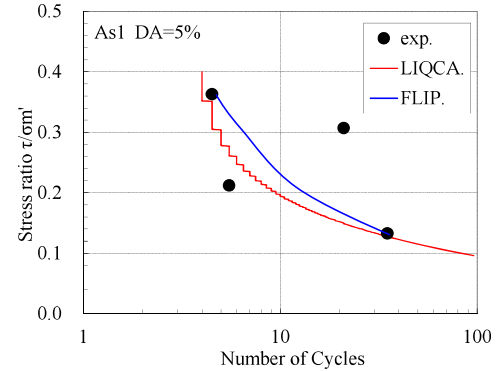
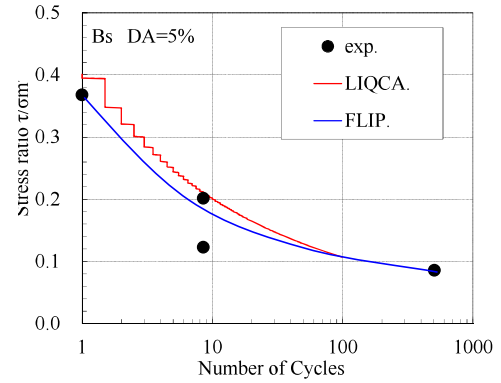


Figure 4. Liquefaction strength

Table 1. Material parameters (LIQCA)

Name of soil profile		embankment material			foundation ground								
		Bg,Bc	Bs(unsaturate)	Bs(saturate)	As1(upper)	Ac1	As1(lower)	Ac2(upper)	Av	Ac2(lower)	As3	Ac3	
Density	$\rho(t/m^3)$	1.53	1.61	1.61	1.58	1.43	1.58	1.61	1.78	1.81	1.99	1.61	
Coefficient of permeability	$k (m/s)$	1.0E-08	8.0E-07	8.0E-05	6.0E-06	1.0E-07	6.0E-06	1.0E-07	2.0E-08	1.0E-07	2.0E-06	1.0E-08	
Initial void ratio	$e$	1.46	0.86	0.86	1.18	2.48	1.18	1.49	1.34	1.49	1.2	1.65	
Initial shear velocity	$Vs(m/s)$	159	115	115	166	144	166	171	267	171	166	159	
cyclic elastoviscoplastic model	Compression Index	$\lambda$	0.0064	0.0087	0.0087	0.0140	-	0.0140	-	-	-	-	
	Swelling index	$\kappa$	0.0070	0.0055	0.0055	0.0055	-	0.0055	-	-	-	-	
	Quasi-overconsolidation ratio	OCR*	1.0	1.0	1.0	1.0	-	1.0	-	-	-	-	
	Initial shear modulus ratio	$G0/\sigma'm$	1086	396	396	629	-	508	-	-	-	-	
	Phase transformation stress ratio	$M*m$	0.909	0.909	0.909	0.909	-	0.909	-	-	-	-	
	Failure stress ration	$M*f$	1.336	1.229	1.229	1.240	-	1.240	-	-	-	-	
	Hardening parameter	$B*0$	3253	1489	1489	2000	-	2000	-	-	-	-	
	Hardening parameter	$B*1$	30	15	15	20	-	20	-	-	-	-	
	Hardening parameter	$Cf$	0	0	0	0	-	0	-	-	-	-	
	Reference strain parameter	$\gamma P*$	1000.000	1000.000	0.002	0.007	-	0.007	-	-	-	-	
	Reference strain parameter	$\gamma E*r$	1000.000	1000.000	0.010	0.035	-	0.035	-	-	-	-	
	Dilatancy parameter	$D*0$	1.0	5.0	5.0	5.0	-	5.0	-	-	-	-	
	Dilatancy parameter	$n$	4.0	2.0	2.0	2.0	-	2.0	-	-	-	-	
Control parameter of anisotropy	$Cd$	2000	2000	2000	2000	-	2000	-	-	-	-		
Poisson's ratio	$\nu$	-	-	-	-	0.35	-	0.35	0.35	0.35	0.35	0.35	
Soil cohesion	$c (kPa)$	-	-	-	-	80.4	-	40.5	118.8	40.5	0.0	40.5	
Internal friction angle	$\phi(^{\circ})$	-	-	-	-	0	-	13	0	13	29	13	
R-O model	Parameter of shear modulus	$a$	-	-	-	-	3393	-	4643	11780	4179	4686	2775
	Parameter of shear modulus	$b$	-	-	-	-	0.5	-	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
	R-O parameter	$\alpha$	-	-	-	-	1.27	-	2.16	1.5	2.35	3.16	2.42
	R-O parameter	$r$	-	-	-	-	1.98	-	1.98	2.13	1.98	2.29	1.98

Table 2. Material parameters (FLIP)

Layer		Bg	Bc	Bs(unsaturate)	Bs(saturate)	As1(upper)	Ac1	As1(lower)	Ac2(upper)	Av	Ac2(lower)	As3	Ac3
Density	$\rho$ (t/m <sup>3</sup> )	1.94	1.53	1.61	1.91	1.78	1.42	1.78	1.66	1.79	1.66	1.99	1.66
Porosity	n	0.33	0.59	0.46	0.46	0.54	0.71	0.54	0.60	0.57	0.60	0.55	0.62
Shear wave velocity	$V_s$ (m/s)	169	127	115	115	172	159	172	182	197	159	172	159
Reference confining pressure	$\sigma_{m'}$ (kPa)	34.9	45.0	65.8	71.8	84.9	87.5	106.6	125.1	136.7	149.6	162.0	180.5
Elastic shear modulus at a confining pressure of $\sigma_{m'}$	$G_{ms}$ (kN/m <sup>2</sup> )	47976	21362	18443	21878	45607	31088	45605	47614	60166	36344	50991	36345
Elastic volumetric rebound modulus at a confining pressure of $\sigma_{m'}$	$K_{vm}$ (kN/m <sup>2</sup> )	125114	55709	48096	57054	118936	81073	118931	124170	156903	94779	132977	94782
Poisson's ratio	$\nu$	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
Confining pressure modulus	$mG_mK$	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50	0.50
Shear resistance angle	$\phi_r$ (°)	34.1	30.6	37.0	29.3	37.0	-	31.9	13.0	-	13.0	29.0	13.0
Soil cohesion	$c$ (kN/m <sup>2</sup> )	-	-	-	-	-	80.4	-	40.5	118.8	40.5	-	40.5
Water volumetric rebound modulus	$W_{kf}$ (kN/m <sup>2</sup> )	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000	2200000
upper bound for hysteretic damping factor	$h_{max}$	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.21	0.24	0.21	0.23	0.21	0.25	0.21
Phase transformation angle	$\phi_p$ (°)	-	-	-	24.0	24.0	-	24.0	-	-	-	-	-
Parameters for dilatancy													
ultimate limit of dilatancy	S1	-	-	-	0.005	0.005	-	0.005	-	-	-	-	-
Overall cumulative dilatancy	W1	-	-	-	10.100	5.200	-	12.000	-	-	-	-	-
initial phase of cumulative dilatancy	P1	-	-	-	0.35	0.10	-	0.10	-	-	-	-	-
final phase of cumulative dilatancy	P2	-	-	-	0.95	0.90	-	0.90	-	-	-	-	-
threshold limit for dilatancy	C1	-	-	-	1.57	1.70	-	1.25	-	-	-	-	-

### 3 SIMULATION RESULTS

Figure 5 shows the time histories of horizontal acceleration at the ground surface on the land side of the embankment. Comparing with the input acceleration wave form in Figure 3, the acceleration of both LIQCA and FLIP decreased due to liquefac-

tion, and LIQCA shows smaller acceleration than FLIP.

Figure 6 shows the time histories of excess pore water pressure ratio (epwpr) in the As1 layer. Figure 7 shows the time histories of vertical displacement at the top of the embankment (Point A in Figure 2), the excess pore water pressure ratio with LIQCA reaches 1.0 at about 20 second, and decreases slightly thereafter, and finally becomes 0.95 at the end of analysis. As for the

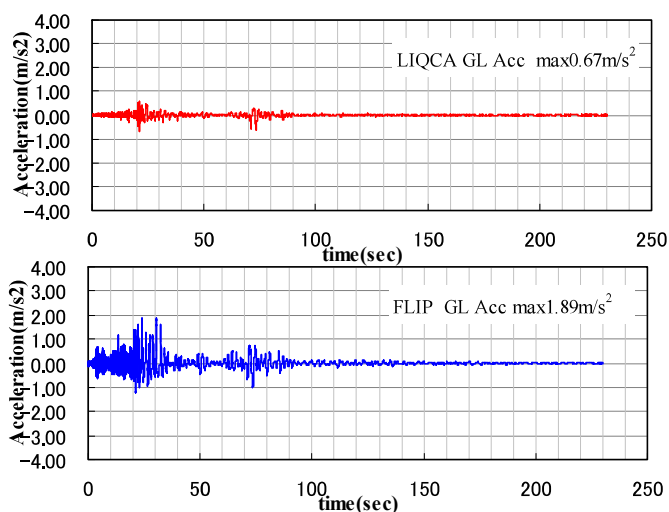


Figure 5. Time histories of acceleration response

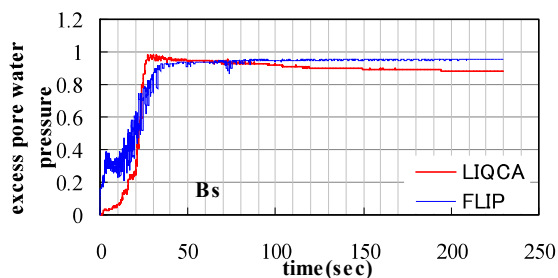


Figure 7. Time histories of epwpr

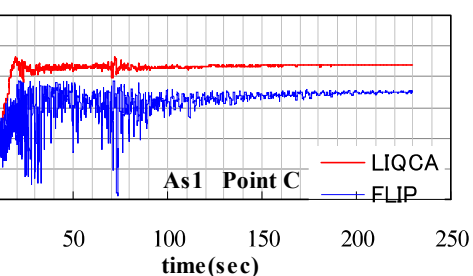
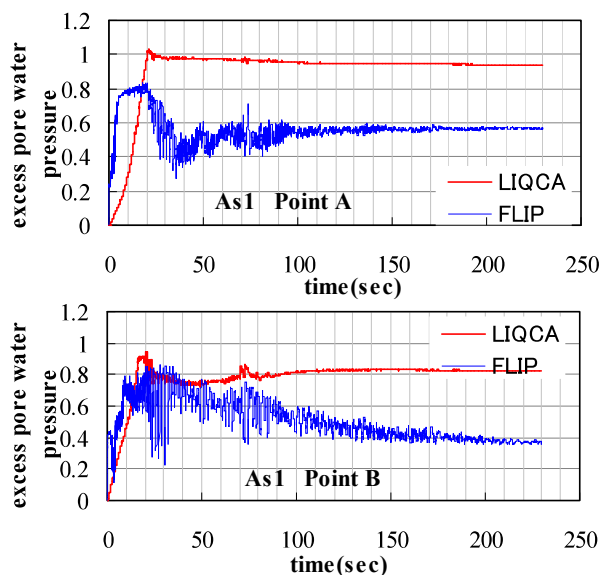


Figure 6. Time histories of epwpr

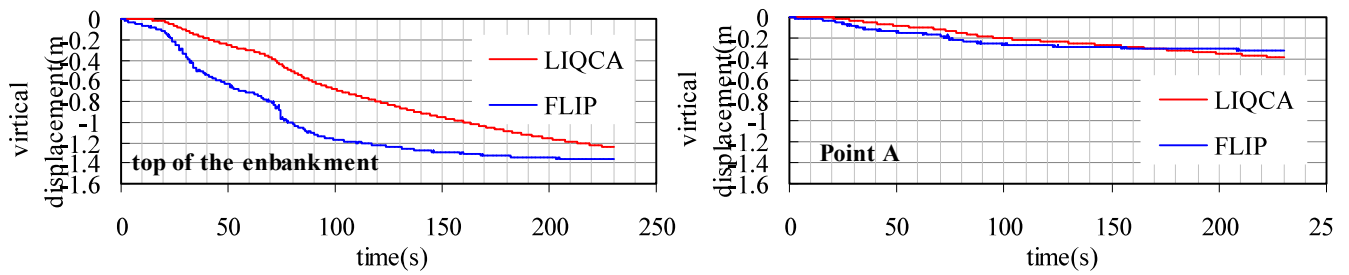


Figure 8. Time histories top of the embankment settlement

vertical displacement at the top and Point A as shown in figure 8, the settlement starts after the pore water pressure ratio reaches 1.0, and slightly increases its rate at acceleration "peak2" in figure 3, and then gradually converges. The excess pore water pressure with FLIP reaches 0.8 at about 10 seconds, and keeps constant until about 20 seconds, and drastically decreases to 0.5 after passing acceleration "peak1" in Figure 3, and then keeps around 0.6 until the end of analysis. As for the vertical displacement, settlement starts when the excess pore water pressure increases, and increases its rate at "peak1" and "peak2", and then converges. The excess pore water

pressure ratio at the toe of the embankment on the land side (Point B in figure 2), and at the toe of the embankment on the river side (Point C in figure 2) with either LIQCA or FLIP does not reach 1.0 throughout the analysis period. The excess pore water pressure ratio of FLIP is lower than that of LIQCA. Figure 8 shows the time histories of excess pore water pressure ratio (epwpr) in the Bs layer. Both LIQCA and FLIP display similar behavior of excess pore water pressure.

Figure 9 shows the distribution diagram of the excess pore water pressure ratio. The results show that the excess pore water pressure ratio beneath the em-

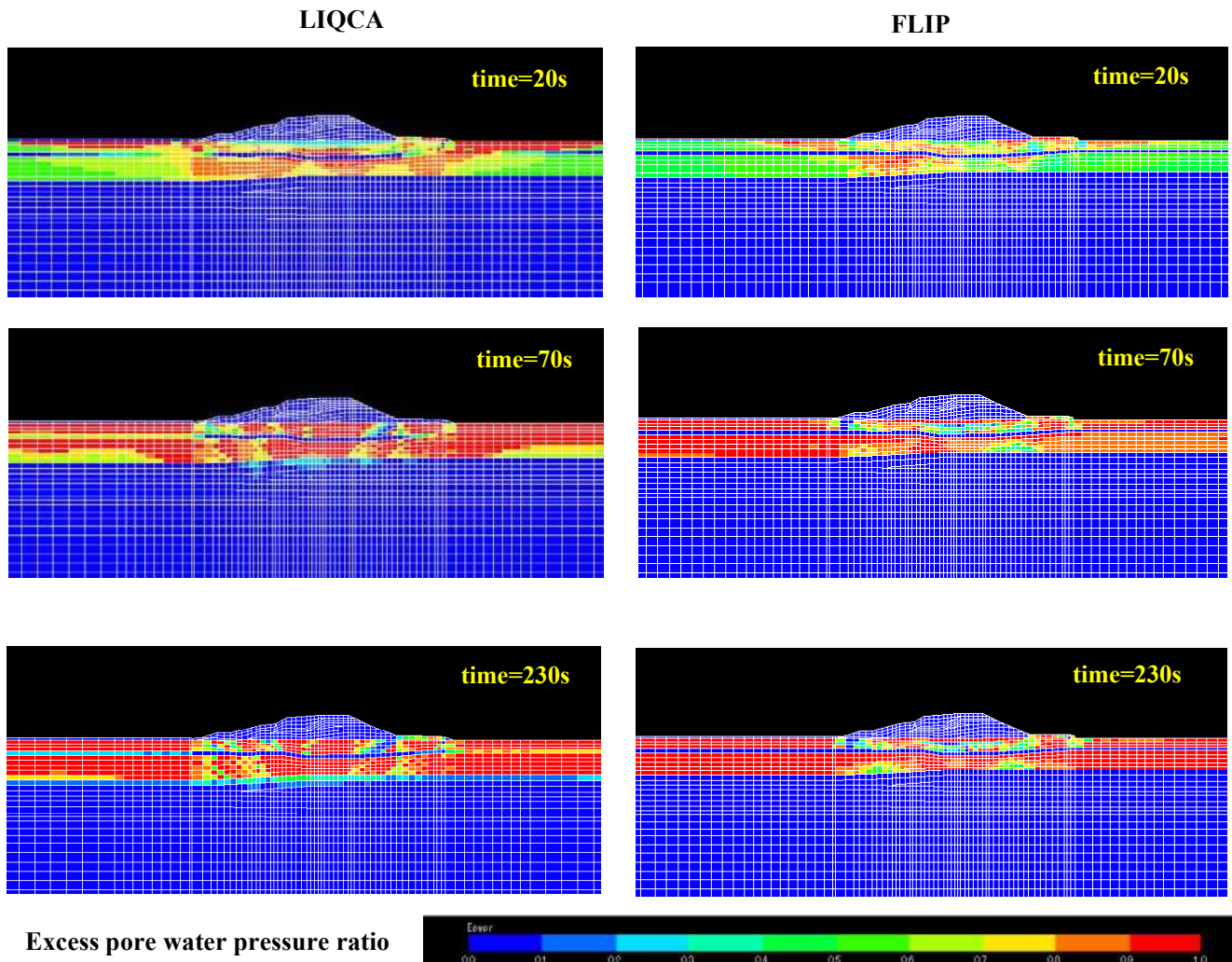


Figure 9. Distribution of excess pore water pressure ratio

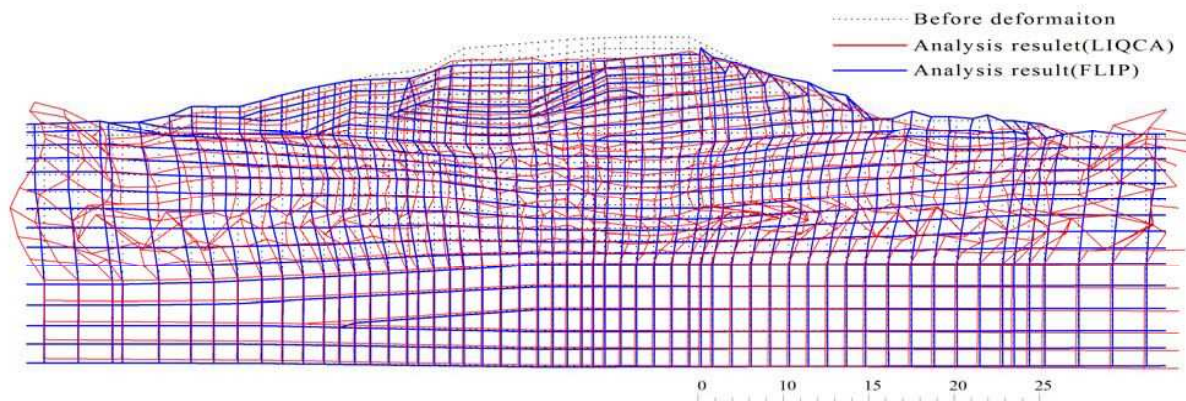


Figure 10. Deformed configuration after the earthquake

bankment almost reaches 1.0 with LIQCA, while the As1 layer with FLIP reaches 1.0 except for a part of As1 (upper).

Figure 10 shows the final configuration of deformation. Both LIQCA and FLIP displays similar amounts and modes of deformation. The settlement at the top of embankment and the deformation on the land side of the embankment are relatively smaller than the river side because the groundwater level on the riverside is higher than landside's one. Comparing the amounts of settlement in Figure 8, LIQCA shows that the settlement starts with a slight delay upon occurrence of the earthquake, and there is certain duration of time required after the seismic motion subsides and before the settlement converges. In contrast, the settlement with FLIP starts soon after the earthquake occurs, and converges relatively early as the seismic motion subsides. The final amounts of the settlement are approximately the same for both.

#### 4 CONCLUSION

Reproduction analyses of the damaged case for the embankment were performed with the use of LIQCA and FLIP. Results from both analysis codes showed approximately the same amounts and modes of deformation. The results from both analysis codes showed that the deformation and settlement of the embankment was caused by liquefaction in the Bs layer below the underground water level and As1 layer of the foundation ground. However, the two analyses showed differences in the time histories of excess pore water pressure ratio and top of embankment settlement. The sketch of the actual damaged configuration showed the settlement of the embankment towards its river side and the step at the top of the embankment. The results with LIQCA suggested that the embankment slid along the configuration of the Ac1 layer towards the river side of the embankment.

#### 5 ACKNOWLEDGEMENT

The National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention provided data of severe earthquakes via K-NET. The members of the Ground Earthquake Disaster Prevention Research Council of Shikoku Branch of the Japanese Geotechnical Society provided valuable advices for the analyses. The authors would like to express appreciation to them for the help.

#### REFERENCES

- Oka, F., A. Yashima, A. Tateishi, Y. Taguchi, & S. Yamashita. 1999. A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus. *Geotechnique* 49(5): 661–680.
- Iai, S., Y. Matsunaga & T. Kameoka. 1992. Strain space plasticity model for cyclic mobility. *Soils and Foundations* 32: 1-15.
- Tohoku Regional Bureau, Ministry of Land Infra-structure and Transport. 2011. Report of Kitakami River levee restoration and technical review. (in Japanese)

ボーリング柱状図およびN値を用いた液状化強度曲線の推定方法に関する考察

液状化強度曲線 N 値 要素シミュレーション

(株) 技研製作所 正会員 ○ 尾川 七瀬  
 (株) 地研 正会員 中島 昇  
 (株) 相愛 正会員 常川 善弘  
 高知大学 国際会員 原 忠

1. はじめに

「(公社)地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会」では、①2011年東北太平洋沖地震で液状化が発生した海岸埋立地である千葉県のパウ地区、②近い将来発生が予測される南海地震で液状化の発生が懸念される沖積砂層地盤である高知県の大方地区を対象として、繰返し非排水三軸試験で得られた実験結果を用いて、有効応力解析に用いる要素シミュレーションについて検証を行ってきた。

本稿では、既知条件の違いが推定した液状化強度曲線へ与える影響を、繰返し非排水三軸試験の結果と比較して、推定精度を検証した結果を報告する。

2. 推定条件

検証には、千葉県パウ地区の深度5m付近の液状化層より噴出したとされる攪乱資料<sup>1)</sup>と高知県大方地区の深度10m付近にて採取された不攪乱資料<sup>2)</sup>の2種類の砂質土を用いた。各ケースの既知条件は表-1に示す通り設定した。要素シミュレーションには、液状化解析プログラムLIQCA2D13およびLIQCA3D13の繰返し弾塑性モデルを用いて液状化強度曲線を推定した。入力パラメータ<sup>3)</sup>の一覧を表-2に示す。入力パラメータの①~⑭は、既知条件または既知条件から既存の関係式を用いて算定した。密度は、沖積砂の代表的な値<sup>4)</sup>を、せん断波速度<sup>5)</sup>はN値を用いて推定した。また、せん断抵抗角もN値を用いて推定したが、一般に三軸圧縮試験で得られるせん断抵抗角<sup>6)</sup>は、N値から推定したものより大きくなるため、推定値+5度を用いた。静止土圧係数をJakyの式<sup>7)</sup>から求め、ポアソン比<sup>8)</sup>を算出した。フィッティングパラメータである⑮~⑳は、U-3、O-4において、繰返し载荷回数が20回付近で実験値と推定値が一致するよう求めた⑮~⑳の組み合わせを用いることとした。

表-1 設定既知条件

資料採取地	ケース名	$\sigma'_v$ [kN/m <sup>2</sup> ]	N値	$\rho_t$ [kg/m <sup>3</sup> ]	Vs [m/s]	$\phi'$ [deg.]
パウ地区	U-1	98	7	-	-	-
	U-2	98	7	1.9	-	-
	U-3	98	7	1.9	-	40
大方地区	O-1	98	13	-	-	-
	O-2	98	13	1.8	-	-
	O-3	98	13	1.8	240	-
	O-4	98	13	1.8	240	45

3. 推定結果

図-1にパウ地区の、図-2に大方地区の推定した液状化強度曲線を示す。実線は推定値を、黒丸は繰返し非排水三軸試験で得られた両振幅軸ひずみDAが5%に達したときの値である。R<sub>L20</sub>の結果と比較すると、パウ地区のケースでは、実験結果がR<sub>L20</sub>=0.171であるのに対して、U-1、U-2ではR<sub>L20</sub>=0.166とほぼ等しくなったが、やや左にシフトした結果となった。同様に、大方地区のケースでは、実験結果がR<sub>L20</sub>=0.389であるのに対して、O-1、O-2ではR<sub>L20</sub>=0.332、R<sub>L20</sub>=0.335、O-3ではR<sub>L20</sub>=0.344、O-4ではR<sub>L20</sub>=0.384であり、パウ地区同様に、基準のO-4と比べると、左にシフトした結果となった。両結果より、要素シミュレーションの推定結果に与える影響が大きい順に、①せん断抵抗角、②せん断波速度、③密度であることが分かった。

Consideration of estimated liquefaction strength curve from boring log and N value  
 N. OGAWA (GIKEN LTD.), N. NAKAJIMA (CHIKEN Inc.), Y. TSUNEKAWA (Soai co., ltd.)  
 Tadashi HARA (Kochi University)

4. 今後の課題

フィッティングパラメータの組合せの違いが有効応力経路や過剰間隙水圧の挙動に与える影響を検討する。更に、本稿で得られた液状化強度曲線を用いた液状化解析を行い、既知条件の違いが沈下量に及ぼす影響なども把握したい。

表-2 解析に用いたパラメータ

No.	名称	記号	U-1	U-2	U-3	O-1	O-2	O-3	O-4
1	湿潤密度 [kN/m <sup>3</sup> ]	$\rho_t$	17	19	19	17	18	18	18
2	初期間隙比	$e_0$	1.429	0.889	0.857	1.130	0.890	0.890	1.009
3	せん断波速度 [m/s]	$V_s$	153	153	153	188	188	240	240
4	せん断抵抗角 [deg.]	$\phi'$	35	35	40	37	37	37	45
5	静止土圧係数	$K_0$	0.426	0.426	0.360	0.398	0.398	0.398	0.293
6	ポアソン比	$\nu$	0.299	0.299	0.265	0.285	0.285	0.285	0.227
7	初期平均有効応力 [kPa]	$\sigma'_m$	98	98	98	98	98	98	98
8	無次元化初期せん断係数	$G_0/\sigma'_m$	430	478	478	649	685	1116	1116
9	圧縮指数	$\lambda$	2.62.E-02	1.83.E-02	2.17.E-02	1.65.E-02	1.38.E-02	8.50.E-03	1.20.E-02
10	膨潤指数	$\kappa$	2.62.E-03	1.83.E-03	2.17.E-03	1.65.E-03	1.38.E-03	8.50.E-04	1.20.E-03
11	疑似過圧密比	OCR*	1	1	1	1	1	1	1
12	破壊応力比	$M_f^*$	1.1581	1.158	1.329	1.229	1.229	1.229	1.511
13	変相角 [deg.]	$\phi_m$	28	28	28	28	28	28	28
14	変相応力比	$M_m^*$	0.909	0.909	0.909	0.909	0.909	0.909	0.909
15	硬化関数中のパラメータ	$B_0^*$	1039.6	1155.7	1007.1	2534.7	2675.3	4358.7	3545.2
16	硬化関数中のパラメータ	$B_1^*$	10.4	11.6	10.1	25.3	26.8	43.6	35.5
17	硬化関数中のパラメータ	$C_f$	0	0	0	0	0	0	0
18	塑性基準ひずみ	$\gamma_r^{P*}$	0.025	0.025	0.025	0.003	0.003	0.003	0.003
19	弾性基準ひずみ	$\gamma_r^{E*}$	0.005	0.005	0.005	0.06	0.06	0.06	0.06
20	ダイレイタンス係数	$D_0^*$	2.5	2.5	2.5	0.05	0.05	0.05	0.05
21	ダイレイタンス係数	$n$	7.5	7.5	7.5	15	15	15	15
22	異方性消失のパラメータ	$C_d$	2000	2000	2000	2000	2000	2000	2000

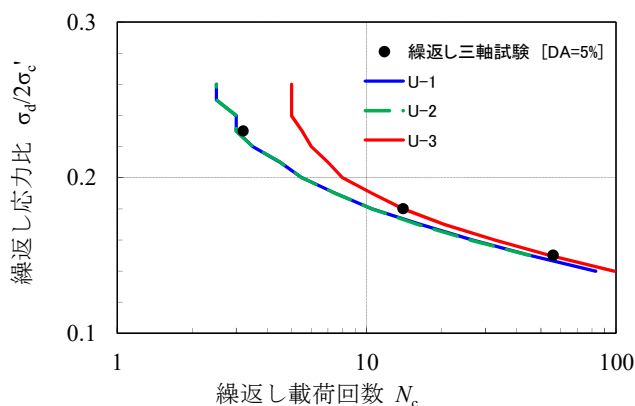


図-1 浦安地区液状化強度曲線 (DA=5%)

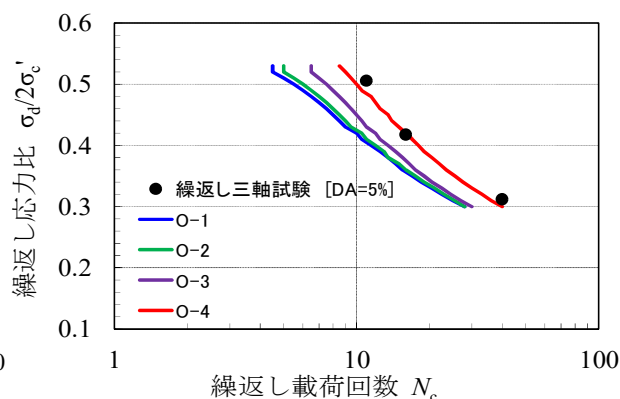


図-2 大方地区液状化強度曲線 (DA=5%)

5. 参考文献

[1]原 忠, 坂部晃子, 畑山諒人, 沼田淳紀, 三村佳織: 東北地方太平洋沖地震で液状化した浦安埋立土の動的特性, 地盤工学会四国支部平成 25 年度技術研究発表会講演概要集, pp. 33-34, 2013. [2]原 忠, 坂部晃子, 栗林健太郎, 平口正雄: 液状化後の過剰間隙水圧消散に伴う変形特性に及ぼす影響因子の分析, 平成 26 年度土木学会四国支部技術研究発表会講演概要集, pp. 157-158, 2014. [3]一社)LIQCA 液状化地盤研究所: LIQCA2D13・LIQCA3D13 (2013 公開版) 資料 第Ⅱ編 実践編 平成 25 年 11 月 13 日, pp. II-5-II-16, 2013. [4]N 値の話編集委員会 編著: 改訂 N 値の話, p. 119, 1998 [5]社)日本道路橋協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, p. 26, 2002. [6]社)地盤工学会: 地盤調査の方法と解説-二分冊の 1-, p. 306, 2013 [7]河上房義: 土質力学, p. 154, 1992 [8]社)地盤工学会: 地盤技術者のための FEM シリーズ② 弾塑性有限要素法がわかる, p. 193, 2003

## 繰返し非排水三軸試験結果を用いた要素シミュレーションに関する一考察

キーワード 液状化 (株)地研○正会員 中島 昇 (株)第一コンサルタンツ 正会員 嶋本 栄治  
 数値解析 (株)地研 正会員 中根 久幸 (株)第一コンサルタンツ 正会員 北村 暢章  
 材料試験 高知大学 国際会員 原 忠 高知高専 国際会員 岡林宏二郎

### 1. はじめに

地盤工学会四国支部「地盤地震防災研究会」では、2011年東北太平洋沖地震で液状化被害が発生した海岸埋立地である浦安地区<sup>1)</sup>、近い将来南海地震で液状化の発生が懸念される沖積砂質地盤である大方地区<sup>2)</sup>を対象とし、有効応力解析に用いる要素シミュレーションについて検証を行ってきた。

要素シミュレーションとは、有効応力解析に用いる材料パラメータを設定する手法であり、土質試験から直接設定できないパラメータに対して、三軸試験などの繰返し非排水せん断試験より得られた液状化強度曲線やその応力ひずみ関係・有効応力経路などに対してフィッティングを繰返し行いながら、試行錯誤で試験結果を最もよく再現しているパラメータを設定することである<sup>3)</sup>。

実務においては、各演算者が土質試験や原位置試験などから直接得られた結果、あるいは標準貫入試験などの値を基に経験的に定めたパラメータを用いて対象層の要素シミュレーションを行うが、その結果は演算者個人の判断にゆだねられる場合がほとんどで、解析結果のばらつきや精度の差が生じる場合が多い。

本稿は、液状化地盤の繰返し非排水三軸試験結果を厳密解とし、熟練度の異なる演算者3名により液状化プログラム LIQCA2D13 を用いた要素シミュレーションを行い、試験値との差異を比較した。

### 2. 要素シミュレーションの概要

今回、要素シミュレーションに用いた試料は、表-1に示す浦安地区：2試料、大方地区：1試料の計3試料<sup>1)2)</sup>である。

- ①浦安地区 攪乱試料
- ②浦安地区 不攪乱試料
- ③大方地区 不攪乱試料

各々、標準貫入試験、PS 検層、物理試験、繰返し非排水三軸試験結果が得られている。また、要素シミュレーションによるバラツキを明確にする目的で、土質試験や原位置試験より得られる初期間隙比～破壊応力比までの9項目を共通項とし、

表-1 パラメータ一覧表(繰返し弾塑性モデル)

試料名	①浦安攪乱	②浦安不攪乱	③大方不攪乱	土質・ 原位置 試験結果
初期間隙比 $e_0$	1.22	0.85	1.05	
圧縮指数 $\lambda$	8.92E-03	1.52E-02	7.18E-03	
膨潤指数 $\kappa$	8.92E-04	1.52E-03	7.18E-04	
擬似過圧密比 OCR*	1.000	1.000	1.000	
初期せん断係数比 $G_0/\sigma'_m$	953	469	1092	
変相角 $\phi_m$	25.0	16.4	22.6	
内部摩擦角 $\phi'$ (有効応力用)	45.0	39.8	45.5	
変相応力比 Mm	0.803	0.509	0.720	
破壊応力比 Mf	1.511	1.329	1.528	
硬化関数パラメータ B0	フィッティングパラメータ			
B1				
Cf				
規準ひずみ $\gamma^{p*}_r$ (塑性)				
規準ひずみ $\gamma^{E*}_r$ (弾性)				
ダイレイタンス係数 D0				
ダイレイタンス係数 n				

フィッティングパラメータとなる①硬化関数パラメータ②規準ひずみ③ダイレイタンス係数の7項目を演算者が各々設定することとした。また演算者は、有効応力解析における経験が、「演算者A：ほとんどない」「B：やや豊富」「C：経験がある」と、その熟練度に違いがある3名とした。

要素シミュレーション結果は、繰返し非排水三軸試験において得られた液状化強度曲線(軸ひずみ両振幅 $D_f=5\%$ )を厳密解として、比較検討を行った。

### 3. 要素シミュレーションの比較と考察

図-1～3に異なる3名の演算者による要素シミュレーション結果を示す。同図中には各試料より得られた繰返し非排水三軸試験結果(両振幅軸ひずみ $D_f=5\%$ )を併せて示す。本解析でのフィッティングパラメータは7項目に絞られていたが、各試料のシミュレーション結果には演算者による違いがみられる。

#### (1) 浦安地区攪乱試料

図-1に示す①浦安攪乱のシミュレーション結果では、演算者Bが最も試験値に近似する解析結果となっており、次いで演算者C、演算者Aとなっている。演算者A・Bは各供試体の $D_f=5\%$ を通ることなく、両振幅軸ひずみ $N_c$ が10～20付近での液状化強度曲線の立ち上がりが大きく、繰返し回数に対する繰返し応力比の変化傾向が大きく異なっている。特に演算者Aはその傾向が顕著である。

One consideration about the element simulation using the result of method for cyclic undrained triaxial test .  
 N.Nakajima(Chiken Inc.),E.Shimamoto(Daiichi Consultants Inc.), N. Nakane(Chiken Inc.),Tadashi Hara(Kochi University),Kojirou Okabayashi (Kochi N.C.T.)

(2) 浦安地区不攪乱試料

図-2 に示す②浦安不攪乱の結果でも、演算者Bが最も試験値に近似する解析結果となっており、次いで演算者A、演算者Cとなっている。演算者Bが試験結果を概ね再現しているのに対して、演算者A、Cは両振幅軸ひずみ  $N_c$  が 10~20 付近で試験結果を跨ぎ、繰返し回数に対する繰返し応力比の変化傾向も大きく異なる。

(3) 大方地区不攪乱試料

図-3 に示す③大方不攪乱では、演算者Bは厳密解となる各供試体の  $DA=5\%$  を通る液状化強度曲線が描けており、試験結果を良く再現している。演算者Aも概ね試験結果を再現しているが両振幅軸ひずみ  $N_c$  が 10 及び 40 の付近で試験結果との差異が認められる。演算者Cは  $N_c$  が 10~20 付近で試験結果を跨ぐ結果となり、繰返し回数に対する繰返し応力比の変化傾向も大きく異なる。

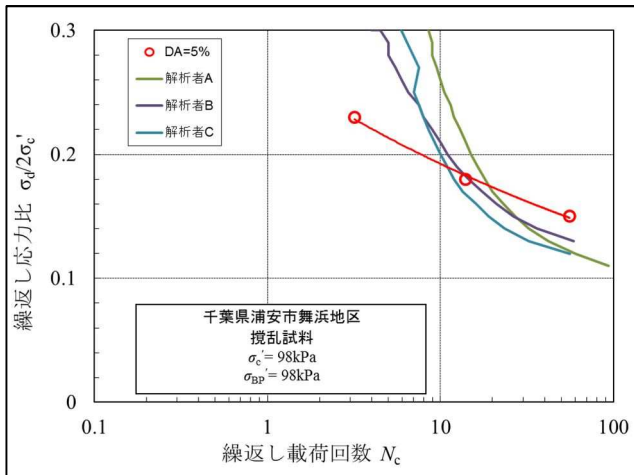


図-1 要素シミュレーション結果(①浦安攪乱)

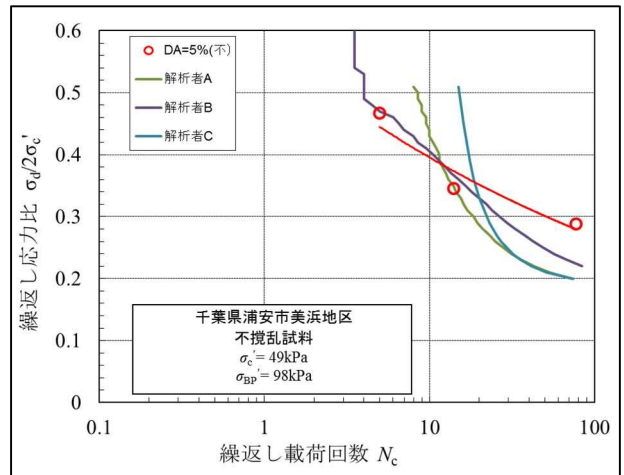


図-2 要素シミュレーション(②浦安不攪乱)

各演算者が行った要素シミュレーションの比較検討結果を以下に列挙する。

- ①熟練度の高い演算者のシミュレーション結果が、最も試験結果を再現している。
- ②未熟な演算者は、試験結果の再現性が悪く、特に液状化強度曲線の勾配を近似させることが難しい。
- ③フィッティングパラメータの項目が限られた状態でもシミュレーション結果にバラツキがあり、差異が認められる。

4. まとめ

熟練度の異なる演算者が行った要素シミュレーション結果と試験値を比較した結果、基本入力値を統一しフィッティングパラメータを7項目とした状態でも、試験値の再現性には経験による差が現れることが明らかとなった。

熟練度の高い演算者は、試験結果より液状化層の性質や特性を経験的に想定しており、更にはフィッティングパラメータの相互関係を知ることで、精度の高いフィッティングが行えると考えられる。

未熟な演算者は、パラメータは単独でなくパラメータセット(複数のパラメータの集合)であること等を認識しながら、要素シミュレーションを繰返すことでフィッティングの要所を掴むことが可能であると考えられる。また同時に、土質試験や原位置試験結果に対する理解を深め、シミュレーションにフィードバックする必要がある。

【参考文献】

- 1) 原 忠, 坂部晃子, 畑山諒人, 沼田淳紀, 三村佳織 : 東北地方太平洋沖地震で液状化した浦安埋立土の動的特性, 地盤工学会四国支部平成 25 年度技術研究発表会講演概要集, pp. 33-34, 2013.
- 2) 原 忠, 坂部晃子, 栗林健太郎, 平口正雄 : 液状化後の過剰間隙水圧消散に伴う変形特性に及ぼす影響因子の分析, 平成 26 年度土木学会四国支部技術研究発表会講演概要集, pp. 157-158, 2014.
- 3) 一般社団法人 LIQCA 液状化地盤研究所 : LIQCA2D13・LIQCA3D13 (2013 年公開版) 資料第 II 偏実践編, pp. II-5~6, 2013

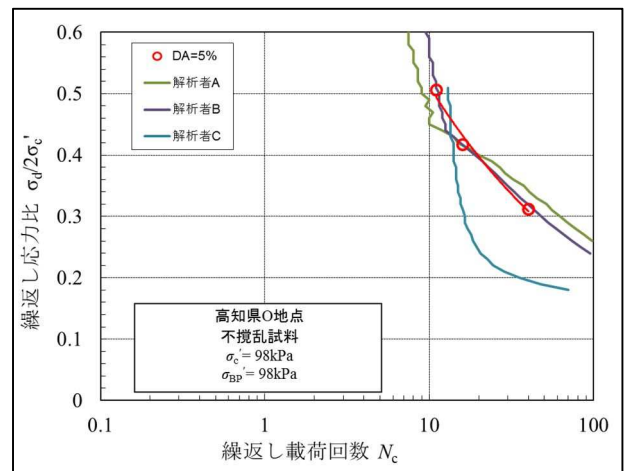


図-3 要素シミュレーション(③大方不攪乱)



動的遠心模型実験による密度の異なる飽和砂地盤の液状化特性

液状化	四電技術コンサルタント	○正会員	齋藤 和	ビュー設計	正会員	神田幸正
遠心模型実験	基礎建設コンサルタント	正会員	中川頌将	地研	正会員	中島 昇
密度	愛媛建設コンサルタント	正会員	西本健一	芙蓉コンサルタント	正会員	中村雅夫
	愛媛大学大学院	国際会員	岡村未対			

1. はじめに

地盤工学会四国支部の地盤地震防災研究委員会では、委員会活動の一環として、飽和砂地盤の液状化挙動を把握することを目的に、動的遠心模型実験を実施している。本論文は、密度の異なる飽和砂地盤を作成し、模型地盤内に設置した加速度計および間隙水圧計の測定値から、地盤密度の違いが液状化現象に及ぼす影響について検討した結果を報告する。

2. 実験の概要

動的遠心模型試験の試験条件を表-1に示す。模型地盤の形状寸法および計器設置位置を図-1に示す。模型地盤の作成にあたっては、試料として気乾状態の豊浦砂を用い、空中落下法により1層あたり2cm、合計6cmとなるように各層の高さを調整した上で計器を設置し、所定の密度となるように留意した。図-1に示すように、加速度計を地盤中の2箇所と振動台に、水圧計を地盤中の2箇所にそれぞれ設置した。密度は密詰めと緩詰めの場合の状態を想定した。模型地盤を作成後、土槽全体を真空室に入れ、負圧状態のもと、間隙流体をゆっくり注入し地盤全体を飽和させた。透水現象に関する相似則を満足させるため<sup>1)</sup>、間隙流体に粘性が20cStのメトローズ水溶液を使用した。本来40cStとする必要があるが、試験時間の短縮を図るため、透水係数が2倍大きい条件で試験を行った。

加振加速度は、繰返しせん断回数が10回程度で模型地盤が液状化するように、すなわちFL値が1.0以下となるように、既往試験結果<sup>2)</sup>を参考に設定した。加振波形を図-2に示す。

3. 実験結果

(1) 加速度・過剰間隙水圧比

動的加振ステップでの加速度と過剰間隙水圧比を図-3、図-4に示す。緩詰め case1 では、加速度レベルが振動台、地盤(下)、地盤(上)の順に増幅するとともに、位相の遅れも見られ、振動が下方から上方へ地盤中を伝搬していることを確認できた。過剰間隙水圧比は、地盤(上)、(下)ともに1.0近くまで上昇し、液状化状態に達したことがわかる。過剰間隙水圧比の上昇・消散過程に着目すると、地盤(上)よりも地盤(下)でともに早くなっており、過剰間隙水圧の上昇に伴い、水が地表面に向

表-1 試験条件

		Case1 (緩詰め)	Case2 (密詰め)
土層寸法		43cm×12cm×25cm, 13.6kg	
材料		豊浦砂	
飽和条件		地表面まで飽和	
遠心加速度 (G)		40	
加振加速度 (G)		5	7
材 料 特 性	土粒子密度 (g/cm <sup>3</sup> )	2.64	
	最大間隙比	0.973	
	最小間隙比	0.609	
	相対密度 (%)	54	85
	間隙比	0.776	0.664
乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )		1.486	1.587

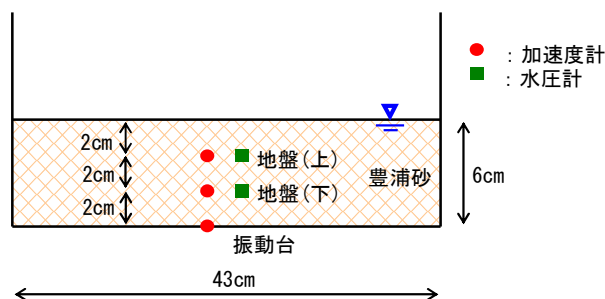


図-1 模型の形状寸法および計器設置位置

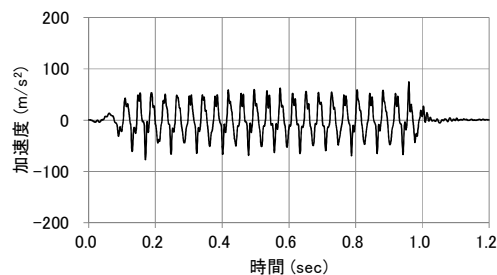


図-2 加振波形 (case1 緩詰め) : 模型スケール

Liquefaction characteristics of saturated sand with different density by the dynamic centrifuge model tests

K. Saito(Yonden Consultant), Y.Kanda(View Sekkei), K. Nakagawa(Kiso Kensetsu Consultant), N. Nakajima(Chiken),  
K. Nishimoto(Ehimekensetsu Consultant), M. Nakamura(Fuyo Consultant), M.Okamura(Ehime University)

かって移動したと考えられる。

一方、密詰め case2 では、加速度レベルの増幅は小さく、また、位相の遅れもほとんど見られなかった。過剰間隙水圧比は、0.8 程度しか上昇しておらず、完全液状化には至っていない。過剰間隙水圧比の上昇・消散過程については、緩詰め case1 と同様な挙動を示した。

(2) 加振後の沈下状況

加振後の沈下状況を表-2 に示す。液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴い、緩詰め case1 で 6.7%、密詰め case2 で 3.3% の鉛直ひずみが発生し、相対密度が高いほど沈下量は小さい結果となった。石原らの実験結果<sup>3)</sup>の図-5 と比較すると、やや大きな鉛直ひずみとなった。

(3) 加速度計測値によるせん断ひずみ

計測した 3 箇所 の加速度波形を 2 回積分することにより水平変位を求め、上下間の変位差からせん断ひずみを算出した。計測加速度にはノイズ等が含まれていることから、0.3Hz 以下の周波数成分をカットした後、変位波形を求めた。図-6 に示すように、最大せん断ひずみは緩詰め case1 で 4~10%、密詰め case2 で 1~3% となった。緩詰め case1 では液状化が発生したことにより、せん断ひずみが増加し、特に深度が浅いほど大きくなる傾向が見られた。

4. まとめ

飽和砂地盤を作成し、動的遠心模型実験を行った結果、加速度、間隙水圧および沈下量などから、地盤密度の違いが地盤の液状化挙動に及ぼす影響について定量的に把握することができた。

今後は、委員会活動として、豊浦砂を用いた繰返し非排水三軸試験を行い、室内試験からも液状化現象について検討を進めていく予定である。

最後に、本実験を行うにあたり、愛媛大学工学部地盤マネジメント研究室の皆様にご指導・ご協力を頂きました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 岡村未対, 竹村次郎, 上野勝利: 講座「遠心模型実験—実験技術と実務への適用—」2. 遠心模型の相似則, 実験技術—利点と限界, 土と基礎, Vol152, No. 10, pp. 37-44, 2004,
- 2) 田中智宏, 安田進, 直井賢治: 種々の砂の低拘束下における液状化および液状化後の変形挙動, 第 30 回土木学会地震工学研究発表会論文集, 2009,
- 3) Ishihara, K. and Yoshimine, M.: Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 1, pp. 173-188, 1992

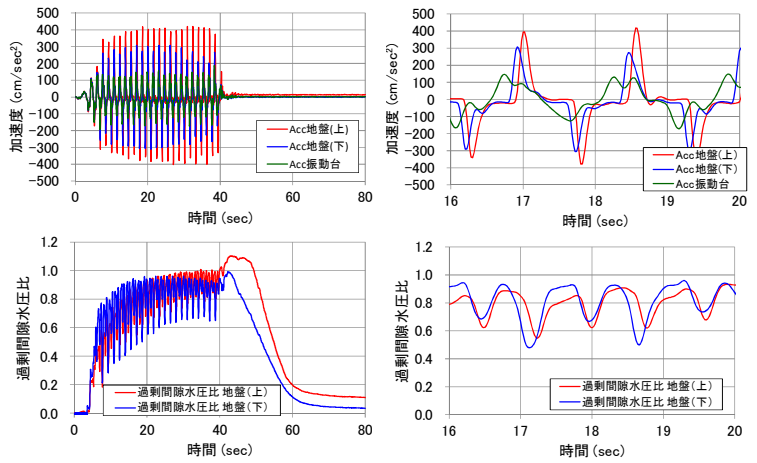


図-3 case1(緩詰め)の加速度・過剰間隙水圧：実物スケール

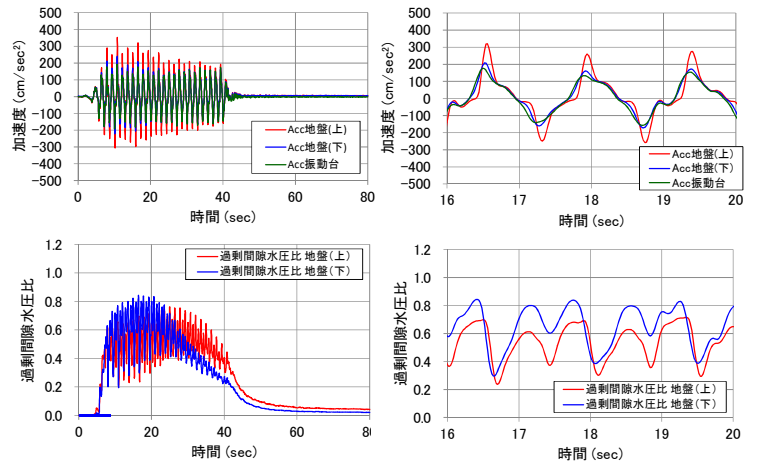


図-4 case2(密詰め)の加速度・過剰間隙水圧：実物スケール

表-2 加振後の沈下状況

		間隙比	相対密度 (%)	沈下量 (mm)	鉛直ひずみ (%)
case1 (緩詰め)	加振前	0.776	54	4	6.7
	加振後	0.658	86		
case2 (密詰め)	加振前	0.663	85	2	3.3
	加振後	0.603	100		

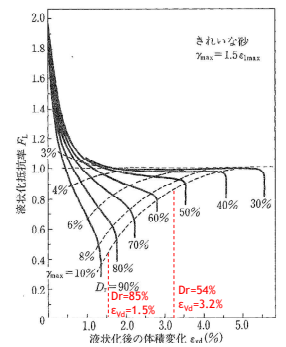


図-5 液状化後の体積変化<sup>3)</sup>

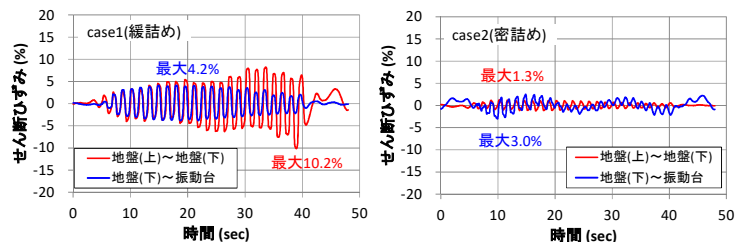


図-6 せん断ひずみ時刻歴波形：実物スケール

## 液状化解析における熟練度の影響

キーワード 液状化 (株)地研〇正会員 中島 昇 (株)第一コンサルタンツ 正会員 嶋本 栄治  
 数値解析 (株)地研 正会員 中根 久幸 高知高専 国際会員 岡林宏二郎  
 材料試験 高知大学 国際会員 原 忠

### 1. はじめに

地盤工学会四国支部「地盤地震防災研究委員会」では、地盤の耐震問題に関して実験や数値解析などの視点から研究活動を進めている。その一環として、近い将来南海地震で液状化の発生が懸念される高知県内の平野部<sup>1)</sup>を対象に、演算者の熟練度が有効応力解析に用いる要素シミュレーション結果に与える影響を検証している<sup>2)</sup>。

本稿は、高知県内の海岸平野を想定した簡易なモデル地盤を対象に、液状化プログラム LIQCA2D14 による有効応力解析を行い、技術者の熟練度が解析結果に与える影響について検討した。

### 2. 要素シミュレーション結果

演算者は、有効応力解析における経験が「A：やや豊富」「B：経験がある」「演算者C：ほとんどない」と、その熟練度に違いがある3名とし、要素シミュレーションを実施した。

#### (1) 液状化強度曲線 (DA=5%)

演算者 A は、各供試体の両振幅軸ひずみ DA が 5% で定義された液状化曲線がほぼ再現されている。演算者 B も、繰返し载荷回数  $N_c$  が 10 以上の範囲では概ね再現されている。演算者 C は、繰返し応力比の違いによる繰返し载荷回数の変化傾向が試験結果と大きく異なり、特に液状化強度として定義される場合の多い  $N_c=20$  前後の再現性が大きく劣っている (図-1)。

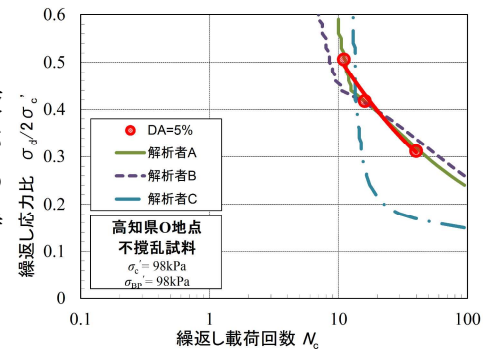


図-1 液状化強度曲線(0地区)<sup>2)</sup>

#### (2) 過剰間隙水圧比・有効応力経路

過剰間隙水圧比は、演算者 B が最も試験結果に近い上昇を示す。演算者 A は、過剰間隙水圧比の上昇が試験値より緩やかであり、演算者 C は载荷中の過剰間隙水圧比が試験値の半分程度しか上昇していない。有効応力経路は、演算者 B が最も試験結果に近い経路を示す。演算者 A は、载荷開始からの有効応力の減少が緩やかで、やや試験値と異なる経路となり、演算者 C は、変相線到達後の減少が認められず、試験結果とは変化傾向が大きく異なる (図-2)。

以上より、液状化強度曲線へのフィッティングは、演算者 A・B とともに概ね再現されているが、過剰間隙水圧比及び有効応力経路との比較から、演算者 A よりも演算者 B の再現性が高いことが確認される。

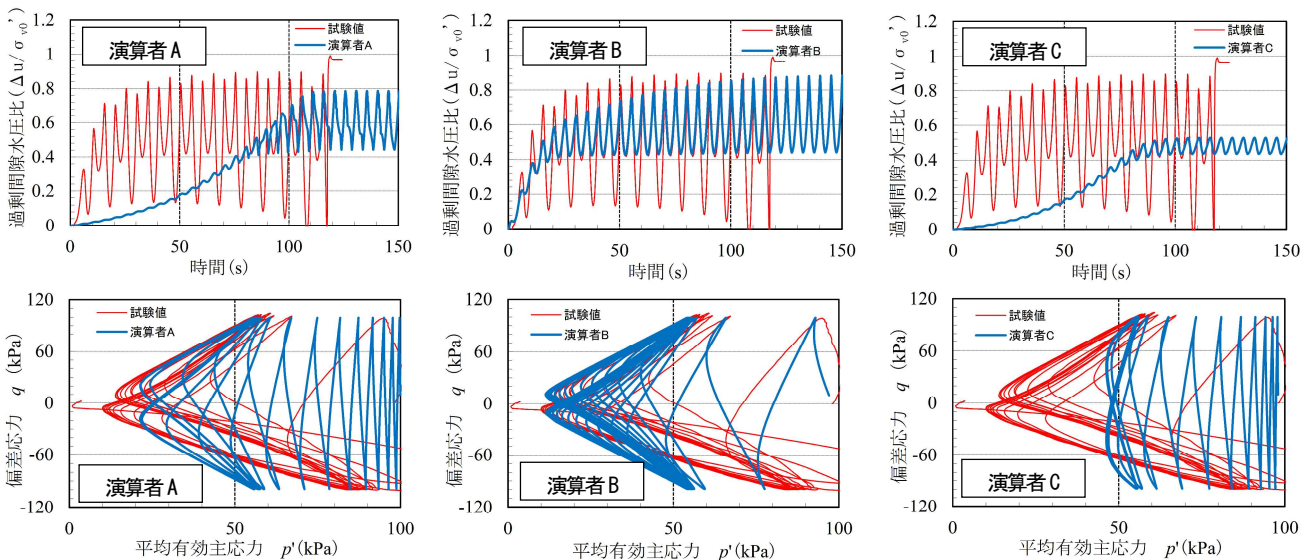


図-2 過剰間隙水圧比及び有効応力経路

### 3. モデル地盤を対象とした数値解析

有効応力解析には、各演算者が設定したパラメータと図-3 に示す簡易な地盤モデルを用いた。地盤モデルは、工学的基盤面として GL-15m に礫質土を設定し、上位に液状化層である海岸平野部の砂質土が層厚 10m で分布す

Effect of technical skill level on the liquefaction analysis.

N.Nakajima(Chiken Inc.),E.Shimamoto(Daiichi Consultants Inc.), N. Nakane(Chiken Inc.),Tadashi Hara(Kochi University),Kojirou Okabayashi (Kochi N.C.T.)

るものと仮定した。地下水はGL-1mに設定した。また、地表面中央部に2階建て家屋の立地を想定し、15.0(kN/m<sup>2</sup>)の上載荷重を加えた。解析に用いる入力地震動は、道路橋示方書の設計地震動であるレベル1地震動を用い、モデル底面となる下層の礫質土下面に入力した。

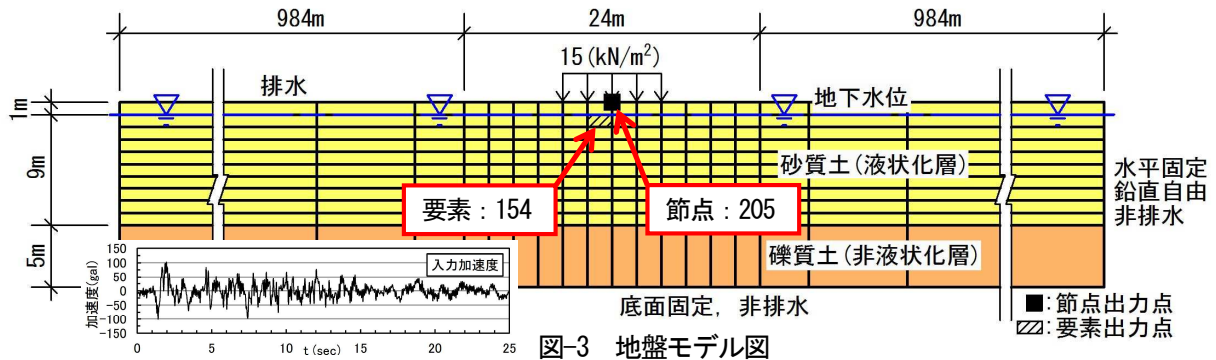


図-3 地盤モデル図

#### 4. 有効応力解析結果

##### (1) 過剰間隙水圧比の比較

有効応力解析より得られたモデル中央部の要素 154 における地表面付近の過剰間隙水圧比を図-4 に示す。

演算者 A は、過剰間隙水圧の上昇が早く、地震後 3 秒程度で 95% に達する。演算者 B は、上昇がやや遅く地震後 7 秒程度で 95% に達し、その後一度低下するが、11 秒後に再度 95% まで上昇している。演算者 C は、過剰間隙水圧が最大 73% までの上昇であり、液状化は生じていない。

##### (2) 鉛直変位(沈下量)の比較

有効応力解析より得られたモデル中央部の接点 205 における地表面の鉛直変位を図-5 に示す。

最終変位は、演算者 A で 21mm、B で 23mm、C で 11mm と結果は大きく異なる。演算者 A の鉛直変位は地震後 3 秒後より累積し、演算者 B の鉛直変位は地震後 5 秒後から累積し、11 秒後より累積増となる。過剰間隙水圧の上昇と調和的である。

ここで、対象とした土層は非塑性な細粒分を 20% 以上含むシルト混り砂質土<sup>1)</sup>であり、要素試験結果の再現性が比較的高い演算者 B の挙動は、細粒分を含むが液状化しやすい特性を反映した結果となっていると考えられる。

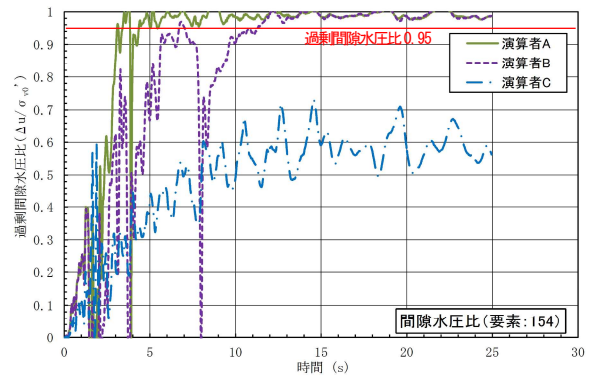


図-4 過剰間隙水圧比(要素:154)

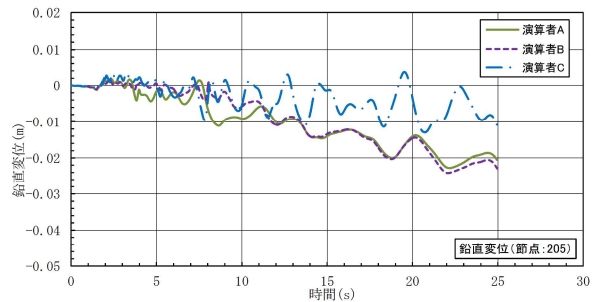


図-5 鉛直変位(節点:205)

#### 5. まとめ

演算者 3 名の有効応力解析結果を比較すると、演算者 A・B は鉛直変位 20mm 程度の液状化が発生するが、「経験がほとんどない」演算者 C は液状化が発生しない結果となり、液状化強度曲線にフィッティングさせるだけの熟練度は必要であることが確認された。

一方、演算者 A・B を比較すると、液状化強度曲線へのフィッティングは両者ほぼ同形状を示すが、過剰間隙水圧の上昇過程及び鉛直変位の累積過程に違いが見られた。この違いは、過剰間隙水圧比及び有効応力経路に現れており、演算者 B が材料特性をより反映した要素シミュレーションとなっている。このことから、液状化強度曲線へのフィッティングのみでは、液状化過程は再現されないことが確認された。

以上より、液状化強度曲線へのフィッティングは最低限必要であるが、過剰間隙水圧比や有効応力経路にフィッティングさせることが必要である。そのためには、要素試験結果のみならず、物理特性等の土質状況を把握しておく必要があり、土質調査・試験と有効応力解析との連携が重要であると考えられる。

##### 【参考文献】

- 1) 原 忠, 坂部 晃子, 栗林 健太郎, 平口 正雄: 液状化後の過剰間隙水圧消散に伴う変形特性に及ぼす影響因子の分析, 平成 26 年度土木学会四国支部技術研究発表会講演概要集, pp. 157-158, 2014.
- 2) 原 忠, 中島 昇, 岡林 宏二郎, 嶋本 栄治, 北村 暢章, 中根 久幸: 繰返し非排水三軸試験結果を用いた要素シミュレーションに関する一考察, 地盤工学会四国支部平成 26 年度技術研究発表会講演概要集, pp. 33-34, 2014.

高松港東部埋立地の液状化強度特性

液状化 四電技術コンサルタント ○正会員 齋藤 和 四電技術コンサルタント 正会員 古市正敏  
 埋立土 四国電力 非会員 甲把浩基 ウエスコ 正会員 安藤秀一  
 埋立年代 香川大学工学部 正会員 山中 稔 香川高等専門学校 正会員 鈴木麻里子

1. はじめに

地盤工学会四国支部の地盤地震防災研究委員会では、委員会活動の一環として、四国各地域の実地盤を対象に南海トラフ地震時の液状化沈下量を推定し、沈下予測マップを作成することを計画している。香川県では、高松市沿岸部の比較的狭いエリアで、多くの液状化強度試験と物理試験が行われていることから、本論文では、これらの地盤データをもとに、液状化強度特性と埋立年代、各種物理特性等との関係を整理分析した結果について報告する。

2. 地盤データの概要

高松平野は香東川による扇状地を主体とし、中小6河川により形成された沖積平野である。沿岸部では江戸時代から干拓が行われ、明治から昭和にかけて塩田開発や港湾施設、企業立地のための埋立が進められてきた。今回収集した試験データの調査位置を図-1に示す。当該地点の地層は、表層から埋土、沖積砂質土・粘性土、洪積砂質土・粘性土・礫質土の互層の順に構成され、工学的基盤面 ( $V_s \geq 300\text{m/s}$ ) の洪積礫質土は深度 25~50m に位置している。各層の厚さは、埋土 3~14m、沖積砂質土で平均 3.1m、沖積層全体で平均 4.5m であり、埋土層は沖合に向かって厚くなっている。液状化対象層は埋土と沖積砂質土であり、その層厚は 4.0~13.5m、平均 8.8m 程度となっている。なお、地下水位は深度 1.0~4.6m、平均 1.8m 程度にある。

埋土および沖積砂質土の物理・力学特性を表-1に示す。表に示す試験結果は、深度 2.2~14.5m の地下水位以深で採取された試料によるものである。埋土の土質は、地点・深度によって差異があるものの概ね砂質土が主体であり、砂礫、砂、シルト混じり砂~シルト質砂、砂質シルトなど変化に富み、全体にN値が低く締まり具合は緩い。柱状図によれば、比較的深い深度では貝殻片を混入していることが多く、浚渫による沖積砂質土が用いられた可能性がある。表層付近では、色調が褐色のものや垂角礫、産業廃棄物も見られる。一方、沖積砂質土は、細砂~中砂が主体であり、部分的に粗砂~細礫やシルト分および貝殻片を混入する。

このように、約 2.5km 四方の狭いエリアで、多数の液状化試験が得られていること、埋立年代が明らかであることが本地盤データの特徴である。

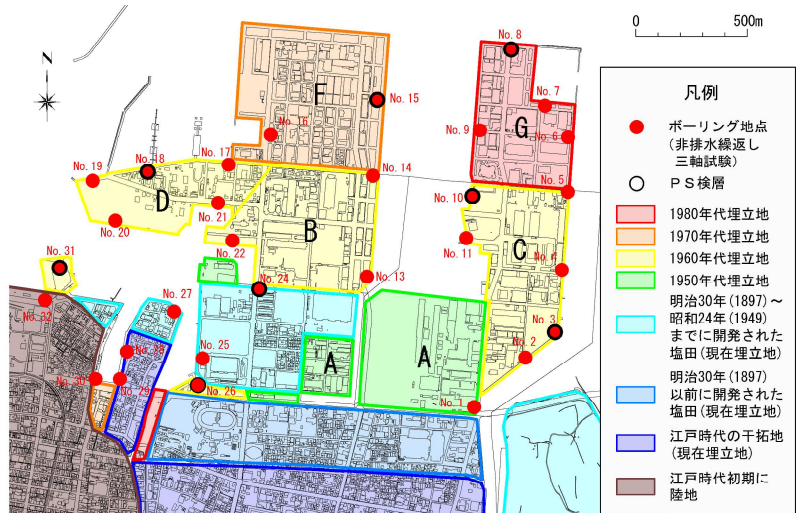


図-1 調査位置 (高松港東部埋立地周辺)

表-1 埋土および沖積砂質土の物理・力学特性

		湿潤密度 $\rho_w$ (g/cm <sup>3</sup> )	細粒分含有率 F <sub>c</sub> (%)	平均粒径 D <sub>50</sub> (mm)	N 値	繰返し応力 振幅比 R <sub>L20</sub>	V <sub>s</sub> (m/s)
埋土	最大	2.105	49.0	8.648	11	0.330	80
	平均	1.829	15.4	0.627	6	0.228	155
	最小	1.477	2.4	0.083	1	0.150	200
沖積 砂質土	最大	2.022	24.1	0.398	21	0.354	133
	平均	1.840	12.6	0.290	13	0.246	169
	最小	1.649	4.6	0.140	4	0.171	260

※ 室内試験結果、N 値は、非排水繰返し試験位置での値を示す。  
 V<sub>s</sub> は、各層の平均値を示す。

3. 埋立土の液状化強度特性

埋立年代と液状化強度 R<sub>L20</sub> の関係を図-2に示す。ばらつきはあるものの、埋立年代が古いほど液状化強度がやや高い傾向が見られた。図-3のように埋立年代により細粒分含有率が異なることから、同じ細粒分含有率 (F<sub>c</sub><10%) で液状化強度を比較すると、1928年以前は 0.278、1960年代は

Liquefaction strength characteristics of reclaimed land in the eastern part of Takamatsu Port

K. Saito(Yonden Consultant), M.Furuichi(Yonden Consultant), H.Gappa(Shikoku Electric Power), S.Ando(Wesco),  
 M. Yamanaka(Kagawa University), M. Suzuki(National Institute of Technology Kagawa College)

0.187 であり、強度に差が表れた。図-4には、圧密後の相対密度と液状化強度の関係を示す。相対密度の増加とともに液状化強度はやや大きくなるが、1960年代の埋立土はばらつきが大きい。図-5には、液状化強度  $R_{L20}$  について、DA1%に対するDA5%とDA10%の強度比を示す。埋立年代が古いほど強度DA比は大きい傾向にあり、1928年以前の埋立土では、液状化後にひずみが一気に増加せず、徐々に大きくなる液状化特性を有していると考えられる。埋立年代が古いほうがN値、密度とも大きくなっていることから、時間の経過とともに自重等により圧縮が進行したことが液状化強度特性を向上させた一因と考えられる。

#### 4. 沖積砂質土の液状化強度特性

きれいな砂質土試料 ( $F_c < 10\%$ ) の液状化強度  $R_{L20}$  と換算N値  $N_1$  との関係は既往研究成果<sup>1)</sup>と比較したものを図-6に示す。また、N値、 $F_c$  および  $\sigma'_v$  から道路橋示方書<sup>2)</sup>の方法で求めた繰返し三軸強度比  $R_L$  と試験結果の関係を図-7に示す。いずれも、ばらついてはいるが概ね整合する結果となった。

液状化強度推定式に本地点の特性を考慮するため、亀井らの研究<sup>3)</sup>を参考に、沖積砂質土の細粒分含有率  $F_c$  と液状化強度  $R_L$  の関係を検討した。まず、道路橋示方書による  $R_L$  と補正N値  $N_a$  の関係式を用いて試験値  $R_L$  に対する  $N_a$  を逆算した。つぎに、逆算  $N_a$  と原位置の換算N値  $N_1$  との差  $\Delta N$ 、すなわち細粒分による液状化強度の増分を求め、 $F_c$  との関係を図-8のように推定した。その結果、図-9に示すように道路橋示方書の式では  $F_c$  の増加とともに  $R_L$  が試験値よりも低下していたものが、今回求めた細粒分補正式を用いると概ね試験値を再現することができた。

#### 5. まとめ

高松市沿岸部において液状化が懸念される埋立土および沖積砂質土を対象として、液状化強度特性と埋立年代、各種物理特性等との関係を分析した。今後は、地域特有の地盤特性を考慮した上で、南海トラフ地震時における地盤の液状化判定および解析を行い、沈下予測マップを作成する予定である。

最後に、本検討に用いた地盤データは、四国地方整備局高松港湾空港技術調査事務所よりご提供頂きました。ここに記して、感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1) 松尾修：道路橋示方書における地盤の液状化判定法の現状と今後の課題，土木学会論文集 No.757, III-66, pp.1-20, 2004.3. 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編, pp.134-141, 平成24年3月. 3) 亀井祐聡, 森本巖, 安田進, 清水善久, 小金丸健一, 石田栄介：東京低地における沖積砂質土の粒度特性と細粒分が液状化強度に及ぼす影響，地盤工学会論文報告集, Vol.42, No.4, pp.101-110, 2002.8.

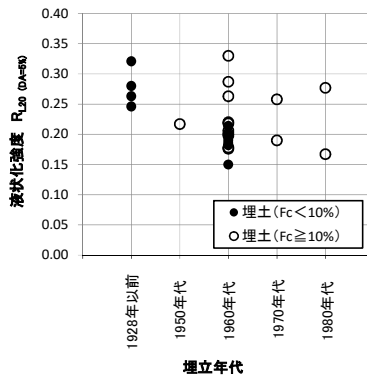


図-2 液状化強度と埋立年代の関係

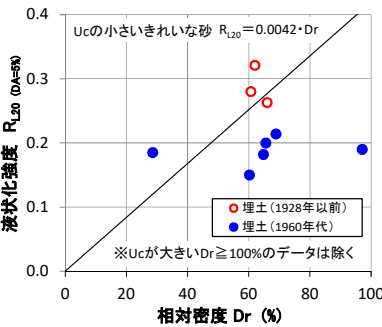


図-4 液状化強度と相対密度の関係

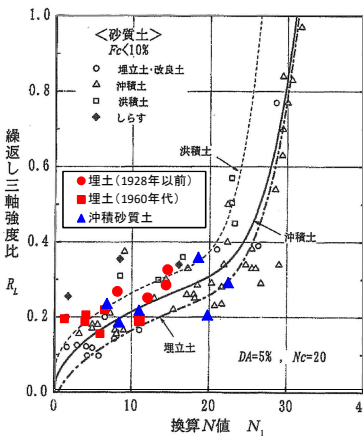


図-6 液状化強度と  $N_1$  の関係<sup>1)</sup>

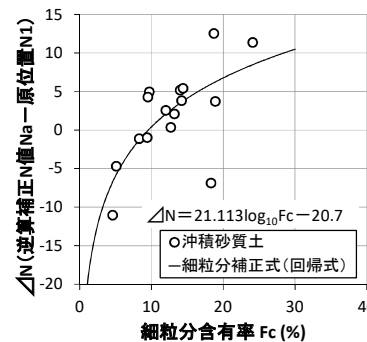


図-8 細粒分補正式

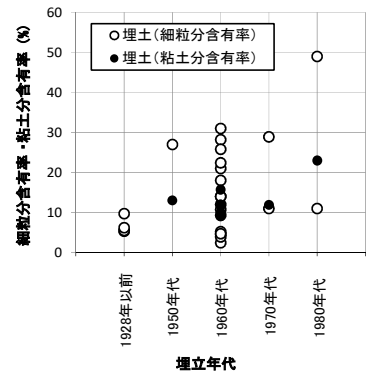


図-3 粒度と埋立年代の関係

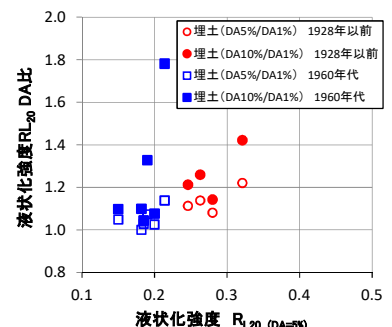


図-5 液状化強度のDA比

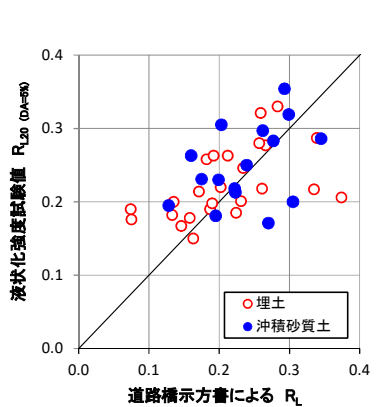


図-7 道路橋示方書  $R_L$  との比較

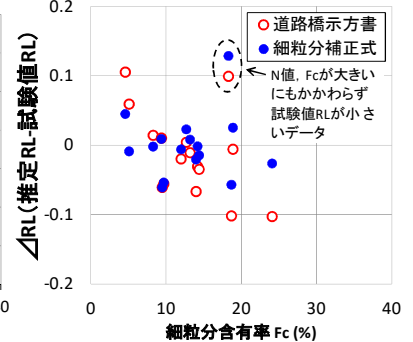


図-9 液状化強度の比較

## 高知市浦戸湾沿岸の堆積構造と液状化特性

高知平野，地盤特性，液状化

(株)地研 正会員 ○中島昇 正会員 中根久幸  
 (株)第一コンサルタンツ 正会員 嶋本栄治 正会員 北澤聖司 正会員 北村暢章  
 高知工業高等専門学校 国際会員 岡林宏二郎  
 高知大学 国際会員 原忠

### 1. はじめに

南海トラフを震源とする大規模地震は，昭和東南海地震・昭和南海地震の発生から既に70年以上が経過し，今後30年以内に発生する確率は70～80%と切迫性が高い<sup>1)</sup>．(公社)地盤工学会四国支部では，「地盤地震防災研究委員会（委員長：原忠高知大学教授），（以下，委員会と称する）」では，活動と一環として，南海トラフ地震に対する地盤工学的な課題に取り組んでいる．本年度は，四国内で実施された四国地方整備局及び高知県より発注された業務の内，河川・海岸堤防の耐震に関する185件の業務を収集し，ボーリングデータや物理試験，繰返し非排水三軸試験データ等について整理を行っている（表-1）．

本報は，高知県高知市の南部に位置する浦戸湾に流入する鏡川と下田川を対象に，堆積構造を確認し，液状化が懸念される砂質土層の物理特性を整理したものである．

### 2. 対象区域の概要

既往データは，高知市の液状化危険度図<sup>3)</sup>において「液状化の発生の可能性が極めて高い」または「液状化の可能性が高い」に区分される範囲内とし，鏡川では河口から上流約3km区間の24箇所，下田川では河口から約0.6km区間の13箇所のデータを整理した（図-1）．

ここで，鏡川は流域面積170km<sup>2</sup>，流路延長約31km，河口部の川幅240mであるのに対して，下田川は流域面積18km<sup>2</sup>，流路延長約14km，河口部の川幅67mである<sup>3)</sup>ため，堆積環境は大きく異なり，地盤構成や強度に影響すると推察される．

### 3. 対象区域の堆積構造

鏡川と下田川の堆積環境は大きく異なるが，土質区分による地盤構成は概ね同様で，沖積層は粘性土を主体とし，砂質土層をT.P-5～10m付近に挟むこと，洪積層は粘性土と礫質土の互層で，その層序も同様であることが確認された（図-2，図-3）．また，沖積層と洪積層の境界はT.P-30～35m付近とほぼ同深度であること，高知市内の地層年代特定に多く用いられる鍵層の鬼界アカホヤ火山灰が両河川ともにT.P-20m付近に分布することから，堆積年代はほぼ類似している．しかし，沖積粘性土層のN値は鏡川ではN=2～4，下田川ではN=0～4，沖積砂質土層は鏡川ではN=3～11，下田川ではN=4～7を示す．これら地盤強度の違いは，上述の堆積環境の影響によるものと推察される．

表-1 収集業務件数一覧

対象県	事務所	業務数	小計	合計
高知	高知河川国道	31	105	185
	中村河川国道	6		
	高知港湾・空港整備	7		
	高知土木	61		
香川	香川河川国道	34	41	
	高松港湾・空港整備	7		
愛媛	松山河川国道	21	27	
	松山港湾・空港整備	6		
徳島	徳島河川国道	4	12	
	小松島港湾・空港整備	8		



図-1 調査対象とした区域<sup>4)</sup>

Sedimentary structures and liquefaction characteristics along the coast of Urado Bay, Kochi City. Noboru Nakajima, Hisayuki Nakane (Chiken Co'ltd), Eiji Shimamoto, Masashi Kitazawa, Nobuaki Kitamura (Daiichi Consultant Co'ltd), Kojiro Okabayashi (Kochi N.C.T.), Tadashi Hara (Kochi University)

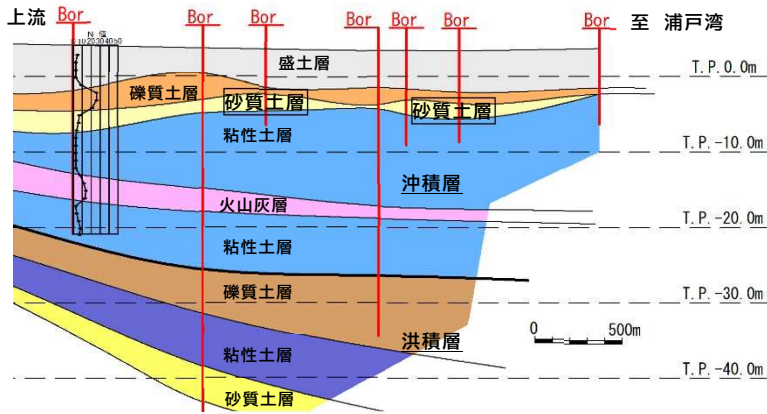


図-2 鏡川地質断面 (A-A')

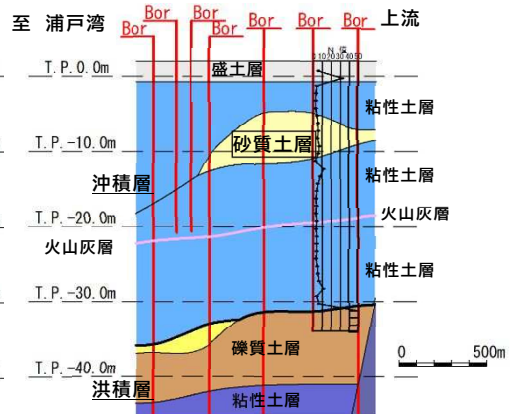


図-3 下田川地質断面 (B-B')

4. 沖積砂質土層の物理特性

液状化の可能性が高いと考えられる沖積砂質土層について、物理特性を整理した(表-2). 土粒子の密度  $\rho_s$  は、鏡川で 2.751(g/cm<sup>3</sup>), 下田川で 2.686(g/cm<sup>3</sup>)であり、鏡川は沖積砂質土の一般値 2.6~2.8(g/cm<sup>3</sup>)<sup>5)</sup> 程度であるが、下田川は沖積粘性土の一般値 2.50~2.75(g/cm<sup>3</sup>)<sup>6)</sup> に類似の値を示す. 含水比  $w$  は、鏡川で 24.0%, 下田川で 26.8% と差異は小さい. 塑性指数  $I_p$  は両河川共に NP~10 程度であり、非塑性である. 細粒分含有率  $F_c$  は、鏡川で 28% であるが、下田川では 44.7% と河川の違いにより値が大きく異なる.

図-4 は、沖積砂質土層の粒度特性を粒径加積曲線として整理したものである. 得られた粒度組成は、いずれの河川においても港湾基準で示されている液状化の可能性のある範囲<sup>7)</sup> 内であるが、粒度特性には明確な違いがみられる. 工学的分類は、鏡川は粒径幅が広く、「細粒分質砂」から「礫まじり細粒分質砂」に区分され、下田川は粒径幅がやや狭く、「細粒分質砂」に区分される.

図-5 は、沖積砂質土層の細粒分含有率  $F_c$  と同深度の  $N$  値との関係について整理したものである. 同一の  $N$  値であっても、細粒分含有率  $F_c$  には 30% 程度の違いがみられ、各河川で整理した場合のばらつきは 20% 程度の範囲に収まる. いずれの河川においても、 $F_c$  と  $N$  値とはある程度の相関性がみられる.

5. まとめ

沖積砂質土層の物理特性は、地盤構成や堆積年代が同様であっても、河川規模の違い等堆積環境の影響を強く受ける. また、物理特性と貫入抵抗値は、河川ごとにある程度相関性を持つことが確認された. 今後は、物理特性を整理する河川を増やしつつ、繰返し非排水三軸試験より得られている液状化強度と物理特性の関係を整理し、地域特性を踏まえた液状化特性について検討を進める予定である.

【謝辞】本研究にあたり、資料を提供いただいた国土交通省地方整備局及び高知県土木部河川課に記して感謝する.  
 【参考文献】1) 気象庁：南海トラフ地震関連解説情報 (2019年10月15日閲覧). 2) 高知県土木部河川課：河川整備基本方針・整備計画, 公開日2019年10月2日. 3) 高知市：液状化危険度図・微地形区分図, (2019年10月15日閲覧). 4) 国土地理院：地理院地図 (電子国土Web), (2019年10月15日閲覧) 5) 社団法人地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説 (二分冊の1), pp.101 (2009) 6) 社団法人地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説 (二分冊の1), pp.110 (2009) 7) 日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説 (上巻), pp.383-389 (2007)

表-2 砂質土層の物理特性 (平均値)

河川	試料数	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$w$ (%)	$I_p$	$F_c$ (%)
鏡川	15	2.751	24.0	NP~10.1	28.0
下田川	8	2.686	26.8	NP~10.0	44.7

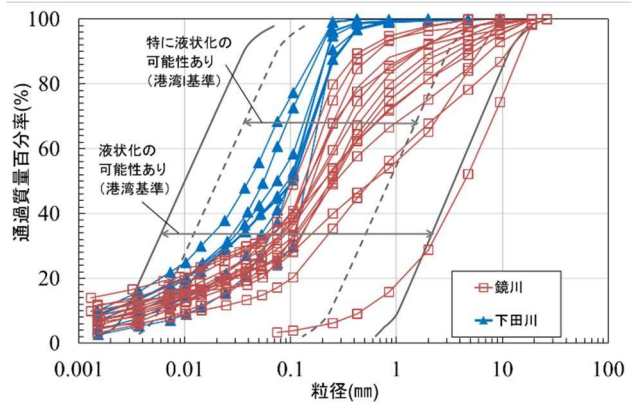


図-4 粒径加積曲線

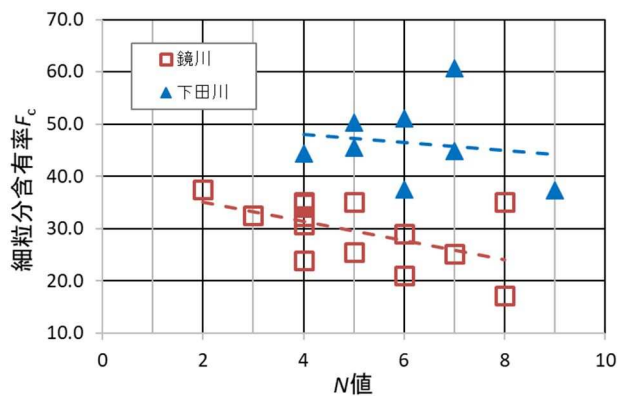


図-5 細粒分含有率  $F_c$  -  $N$  値の関係



## 地盤地震防災研究委員会の活動と展望

地盤防災，液状化，耐震技術

高知大学 国際会員 ○原 忠  
(株)地研 正会員 中島 昇

## 1. 設立の背景と趣意

四国地域では，我が国の沖積軟弱地盤に共通する地盤の動的問題に加え，斜面災害や河川災害等，地域特有の地形や地質に起因する問題が多数存在する。また，昭和東南海地震・昭和南海地震の発生から70年以上が経過し，南海トラフを震源とする大規模地震への対応が喫緊の課題となっており，防災事業では一層のコストダウンや更なる技術の開発，高度化した技術の普及が重要な課題とされている。そこで，(公社)地盤工学会四国支部地盤地震防災研究委員会（以下，委員会と称する）では，切迫する大地震に備えるため地盤防災上の諸課題に対して調査研究を行い，最新の情報と技術を普及することを目的とした活動を行っている。本報では，委員会の概要と現在までの主要な活動について述べる。

## 2. 委員会の概要

表-1に委員会の概要を示す。委員会は，平成23年6月に設立し，現在第3期の活動を迎えている。委員長には，地盤工学や地震防災，地震耐震工学を専門分野とする教員を選任している。委員は主に日頃より地質調査や地盤解析に携わっている技術者18～28名で構成され，関西支部や中国支部に所属する技術者も参画している。研究対象は地盤地震防災であり，設立当初より液状化問題を中心に，定期的な研究会や遠心模型実験等の実習を開催する等，最新情報の収集・交換，技術の普及に精力的に取り組んでいる。

表-1 委員会の活動期間と委員構成

活動期	活動期間	委員長	委員数
第1期	平成23年6月～平成25年3月	愛媛大学 岡村未対教授	18名
第2期	平成25年4月～平成29年3月	京都大学 渦岡良介教授(元徳島大学)	18名
第3期	平成29年4月～現在	高知大学 原 忠教授	28名

## 3. 活動の経緯

委員会の活動内容は，2～3回/年の頻度で開催される会議で協議され，委員の技術力の向上と四国地域への成果の還元に資する活動を念頭に，地盤地震防災に関する研究会・講演会の開催，またその企画・運営を行ってきた。現在までに行った具体的な委員会活動を以下に記す。

## 3.1 第1期

創設期では，遠心模型実験を対象とした数値解析と，東日本大震災の被災事例に対する再現シミュレーションに取り組んだ。

## (1) 遠心模型実験のブラインドシミュレーション

地震による液状化の発生と変形を予測するため，実績の豊富なツールによる数値解析に対して，遠心模型実験を対象とした一斉シミュレーションを行った。シミュレーションは，模型の諸条件，土質材料特性，入力地震動を与え，まず実験結果を伏せたブラインドシミュレーションを行い，得られた結果を比較しながら実験結果が既知の条件のもとで再度解析を行った<sup>1,2,3,4,5)</sup>。

## (2) 東日本大震災の被災事例を対象とした再現シミュレーション

東日本大震災で被災した北上川左岸河口部の河川堤防において，「液状化プログラム LIQCA」を用いた二次元有効応力シミュレーションより，パラメータ等の入力条件が解析に及ぼす影響や大きな沈下を伴う変状のメカニズムについて検討を行った<sup>6,7)</sup>。

---

Activities and prospects of the research committee on geotechnical and earthquake disaster prevention technology.

Tadashi Hara (Kochi University), Noboru Nakajima (Chiken Co'Ltd)

### 3.2 第二期

第2期では、第1期の再現シミュレーションで対象とした北上川を含む被災地の視察を行い、数値解析に必要な材料パラメータの設定法を分析した。さらに、繰返し非排水三軸試験と遠心模型実験の実習を行った。

#### (1) 東日本大震災被災地の視察と現地調査

平成25年8月22日から2日間の工程で、河川堤防が被災した北上川の河口から上流9kmまでの被災状況を中心に視察した。対策工事に伴う堤防開削工事現場では、掘削面の観察(写真-1)、採取した土の物理試験などから堤体および基礎地盤の材料特性を分析し、成果を学会で報告した<sup>8)</sup>。



写真-1 掘削面の観察状況

#### (2) 構成式の材料パラメータの設定

材料パラメータの設定は、学習会などで学術的側面を検討したのち、実地盤の繰返し非排水三軸試験結果を対象に、有効応力解析に用いる要素シミュレーションを行い、入力パラメータや既知条件数、熟練度の違いがフィッティングに与える影響を検討した<sup>9,10,11,12)</sup>。

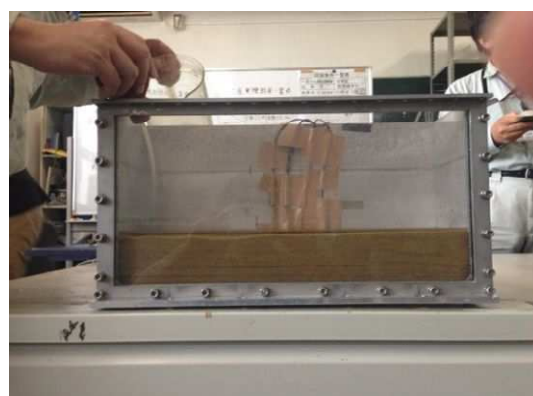


写真-2 遠心模型実験 模型作成状況

#### (3) 繰返し非排水三軸試験と遠心模型実験の実習

液状化に対する基本的な知識を習得することを目的に、少人数に分かれた実技演習を行い、成果をまとめた。遠心模型実験では、参加者が模型を作成し(写真-2)、実験で得られた加速度計や間隙水圧計の測定値から、地盤密度の違いが液状化現象に及ぼす影響を分析した<sup>13)</sup>。

### 3.3 第3期

第3期では、社会貢献の一つとして実地盤を対象とした液状化沈下量の推定とマッピングを目標に、国土交通省四国地方整備局、地方自治体などの協力を得ながら、既存の地盤データの収集と整理に取り組んでいる。具体的には、四国地域の河川・海岸工事で得られたボーリングや物理試験、繰返し非排水三軸試験データ等の複数のデータを整理・分析し、地盤葬祭場の諸課題を整理している。現在までに、地盤特性は堆積環境に依存すること、地域により液状化特性が異なることなどが明らかにされつつある<sup>14,15)</sup>。

### 4. 展望

委員会では引き続き、地域や河川・港湾等地形条件による液状化特性の違いについて検討を行い、実地盤の液状化沈下量を検討し、地盤耐震技術の普及に貢献したいと考えている。本委員会は来年節目の10年を迎えるため、活動内容を冊子に取り纏め、シンポジウムなどを通じて公表することを検討中である。

【参考文献】1) 岡村未対他：遠心模型実験のブラインドシミュレーション～地盤地震防災研究委員会の活動～、平成24年度地盤工学会四国支部研究発表会、2012.2) 齋藤和也：ALIDを用いた動的遠心模型実験の沈下量の評価、平成24年度地盤工学会四国支部研究発表会、2012.3) 石川裕規他：砂地盤における直接基礎の遠心模型振動実験の液状化解析、平成24年度地盤工学会四国支部研究発表会、2012.4) 中根久幸他：模型実験のブラインドシミュレーションにおける入力パラメータの影響(その1)、平成24年度地盤工学会四国支部研究発表会、2012.5) 嶋本栄治他：模型実験のブラインドシミュレーションにおける入力パラメータの影響(その1)、平成24年度地盤工学会四国支部研究発表会、2012.6) 嶋本栄治他：2011年東北地方太平洋沖地震で被災を受けた河川堤防の液状化シミュレーション、平成25年度地盤工学会四国支部研究発表会、2013.7) 石川裕規他：北上川橋浦地区の河川堤防の液状化解析事例、平成25年度地盤工学会四国支部研究発表会、2013.8) 中根久幸他：2011年東北地方太平洋沖地震で被災を受けた河川堤防の築堤材料についての一考察、平成25年度地盤工学会四国支部研究発表会、2013.9) 尾川七瀬他：ボーリング柱状図およびN値を用いた液状化強度曲線の推定方法に関する考察、平成26年度地盤工学会四国支部研究発表会、2014.10) 中島昇他：繰返し非排水三軸試験結果を用いた要素シミュレーションに関する一考察、平成26年度地盤工学会四国支部研究発表会、2014.11) 尾川七瀬他：既知条件の違いが地震時の沈下量推定に及ぼす影響、平成27年度地盤工学会四国支部研究発表会、2015.12) 中島昇他：液状化解析における熟練度の影響、平成27年度地盤工学会四国支部研究発表会、2015.13) 齋藤和也：遠心模型実験による密度の異なる飽和砂地盤の液状化特性、平成27年度地盤工学会四国支部研究発表会、2015.14) 中島昇他：高知市浦戸湾沿岸の堆積構造と液状化特性、令和元年度地盤工学会四国支部研究発表会、2019.15) 中川頌将他：撫養港周辺における微地形別の液状化強度特性について、令和元年度地盤工学会四国支部研究発表会、2019.

## 四国地域の液状化に係るデータの収集と整理方法

研究委員会中間報告、データ収集、データ整理

(株)エフ設計コンサルタント 正会員 神田幸正  
(地盤工学会四国支部 地盤地震防災研究委員会 委員一同)

### 1. はじめに

平成 23 年度より、地盤工学会四国支部地盤地震防災研究委員会では、教員と技術者が集い液状化を主たるテーマに掲げ地盤地震防災に関する研究会活動を実施してきた。その経緯の詳細は、本報告会の冒頭で原委員長（高知大学）から報告される<sup>1)</sup>。そこで紹介されるとおり、3 期目を迎えた当委員会では来年度（節目の 10 年）に活動内容を冊子に取り纏めシンポジウムなどを通じて公表するべく鋭意取り組んでいる最中である。

本報ではこの委員会活動の中間報告の一編として、液状化に係るデータ収集とその整理方法について述べる。なお収集したデータの分析結果が本文に引き続き別報に示されるが<sup>2), 3), 4), 5)</sup>、四国 4 県に渡る広域のデータ分析は緒に就いたばかりであり、まだ十分に議論が煮詰まった状態ではない。目下、検討中の課題も含まれている点、ご了承頂きたい。ただし換言すれば、その分だけ、これから新しい知見の発見や研究の余地が残されている訳である。最終報告会に向け大いにご期待頂きたい。

### 2. データ収集

#### 2-1. 四国地方の地盤情報データの収集

現在、地盤情報データベースの公開が進み、広域の地質図や柱状図などの地盤・地質情報を、誰もが簡単に Web 上で入手できるようになっている<sup>例えは 6), 7)</sup>。しかしながら今日でも繰り返し三軸試験データの入手は、四国地方に限らず全国的にみても一般には極めて困難である。こうしたなか、当委員会は平成 30 年度に国土交通省四国地方整備局より、高松港湾空港技術調査事務所と四国技術事務所を通じ、表-1 に示した地盤情報データをご提供頂いた（注記：データ数には繰り返し三軸試験を含まないものも計上されている）。

なお、データ収集は知的財産にあたらぬ現地の地質情報に限定して行われている。すなわち、①柱状図、②室内土質試験データシート（物理試験、力学試験、繰り返し三軸試験）、および③PS 検層結果を収集した。これらの収集データについて特筆すべきことは、先に入手困難と述べた液状化強度試験結果が複数含まれている点にある。ただし当初目標としていた四国平野（高知・徳島・高松・松山平野）の広範な領域をカバーした繰り返し三軸試験結果は収集できなかった。なぜならば繰り返し三軸試験は、重要港湾や重要河川（その河口域）などのごく限られた地域において実施されていたからである。こと松山平野に至っては、主要河川の沖積平野が砂礫層を主体としたものであるため、おそらく繰り返し三軸試験は実施されないようである。

#### 2-2. 既往地震と液状化被害状況の収集

当委員会では先の地盤情報データを有効活用し、数値解析で液状化による地盤の沈下量を求め、より定量的な液状化被害想定を公開を集大成のひとつと定め、チャレンジしようとしている。しかし、地盤情報の不確かさや自然地盤の非均質性などに起因して、地盤工学における数値解析は取り扱いや結果の解釈の難易度が高いばかりでなく、限られた地盤情報に基づく解析結果の精度は良くて倍半分程度となろう。そのため、仮に数値解析によって沈下量が算定できたとしても直ちにその結果を鵜呑みにすることはできない。実現象との対比を行い、解析モデルや解析パラメータの設定方法などの妥当性を検証することが重要となる。そこ

表-1 収集したデータ数

地区名	データ数
香川_高松港	51
香川_道路	220
香川_土器川	449
徳島_撫養港	84
徳島_沖洲	1
徳島_旧吉野川	13
徳島_今切川	3
徳島_那賀川	79
徳島_桑野川	55
愛媛_重信川	77
高知_鏡川	132
高知_下田川	350
合計	1514

表-2 着目している既往地震

地震名
1993北海道南西沖地震
2001芸予地震
十勝沖地震
中越沖地震
鳥取県西部地震
東北地方太平洋沖地震

Interim report of the research committee on geotechnical and earthquake disaster prevention technology: How to collect and organize data on liquefaction in the Shikoku region. Yukimasa Kanda (F Infrastructure Design Consultants Co., Ltd.)

で、先の地盤情報データの整理と並行し、既往地震の液状化被害のうち、とりわけ沈下量がどの程度であったかに着目した文献調査を進めている。対象としている既往地震を表-2に示す。これらのうち、既に整理表への入力を終えた地震もあるが、未着手または継続中のものについては引き続き取り組みたい。

### 3. データ整理

#### 3-1. 四国地方の地盤情報データの整理

以下、繰り返し三軸試験結果のデータ整理（データベース化）について述べる。まず今後のデータ分析を見据え、試験結果の何を抽出するかについて意見交換を行い委員会においてExcel 上でのデータベースの様式を定めた。その後、各県（4 チーム）に分かれて手作業による試験データの入力作業を行った。

このデータベースを用いた分析結果が過年度にも幾つか報告されているが<sup>例えば8),9)</sup>、今春になって、ある委員から「データベースの分析、その先の公開に際し、柱状図からの上載圧の算出方法についても四国4県の統一を図る必要がある」との意見が寄せられたことを切っ掛けに、4 チームが個別に入力したデータベースについても相互に交換しあい最終チェックすることになった。上載圧については、柱状図に記された地質名称とN値から土の単位体積重量の一般値（道路土工指針）を規則的に選定し、それに柱状図から読み取った層厚を乗じ算出するものとした。

業務の合間を縫って表-3 のメンバーで今年の7月中旬頃から上載圧算定およびデータベースの入力チェックに取り掛かり、9月初めには作業を完了することができた。その間、週末の夕食後に有志が集いMicrosoft Teams でWeb 会議を行い、（夏場であったので）ときにグラスを傾けながらデータ分析に関する意見交換を重ねたほか、GIS 上に試験箇所を図示するため、その操作に長じた委員にQGIS 使用法のレクチャーをして貰ったりした。またデータ入力や作図の統一化および効率化のためにExcel-VBA で少しの工夫を取り入れた。

#### 3-2. 既往地震と液状化被害状況の整理

前述した既往地震の概要と液状化被害状況に関しても委員会で様式を定め文献整理を進めている。

### 4. おわりに

委員会に参画している技術者は、これから年末・年度末と業務の繁忙期を迎える。この時期、委員会活動はままならないことが通例であるが、収集した貴重な試験結果から興味深い知見が得られるものと期待される。幸い当委員会には多種多様な人材が集っている。この夏のデータベースのチェックには、業務との折り合いがつかず参加できなかった委員もおられる。なるべく多くの委員がしっかりと分担すれば個々の負担が少ない割に得られる成果は大きなものとなる。元来、委員会活動は知的好奇心によるものであるから、原点回帰、筆者も徳島チーム（徳島大学上野先生ほか）の一員としてデータ分析に加わり何かを見つけてみたいと思う。

### 5. 謝辞

繰り返し三軸試験結果をはじめとする貴重な地盤情報をご提供下さった国土交通省四国地方整備局の関係各位に、あらためて深甚なる感謝の意を表します。また我々地方の技術者に技術交流の場を提供して下さいました地盤工学会四国支部の皆様、とりわけ委員長の労をとって下さった岡村先生、渦岡先生、および原先生に深くお礼申し上げます。筆者自身、①数値解析（理論含む）、②遠心模型実験、③繰り返し三軸試験など日常業務では携われないものを他の委員の皆様と交流しながら多く学ばせて頂きました。業務を抱えながら委員会活動に参画することは容易ではありません。末筆ながら、データ整理、データ分析、あるいは研究発表などを通じ、委員会を牽引し筆者に範を示して下さいる皆様に謹んで感謝申し上げます。

【参考文献】1)原忠他：地盤地震防災研究委員会の活動と展望，令和2年度地盤工学会四国支部研究発表会，2020。2)野谷正明他：地盤調査データに基づく愛媛県の液状化強度特性，令和2年度地盤工学会四国支部研究発表会，2020。3)斎藤他：地盤調査データに基づく香川県の液状化強度特性，令和2年度地盤工学会四国支部研究発表会，2020。4)中島昇他：地盤調査データに基づく高知県の地盤特性，令和2年度地盤工学会四国支部研究発表会，2020。5)中川頌将他：地盤調査データに基づく徳島県の液状化強度特性，令和2年度地盤工学会四国支部研究発表会，2020。6)シームレス地質図V2,産総研地質調査総合センターウェブサイト (<https://gbank.gsj.jp/seamless/v2.html>)。7)徳島県地盤情報検索サイト, Awajiban (<https://e-awajiban.pref.tokushima.lg.jp/>)。8)中島昇他：高知市浦戸湾沿岸の堆積構造と液状化特性，令和元年度地盤工学会四国支部研究発表会，2019。9)中川頌将他：撫養港周辺における微地形別の液状化強度特性について，令和元年度地盤工学会四国支部研究発表会，2019。

表-3 データベースのチェック者一覧表

チーム	参加者名簿
高知	中島委員 (株)地研
	嶋本委員 (株)第一コンサルツ
徳島	神田委員 (株)エフ設計コンサルト
	小林委員 (株)基礎建設コンサルト
	遠山委員 ニタコンサルト(株)
	中川委員 (株)基礎建設コンサルト
香川	藤川委員 四国建設コンサルト(株)
	齋藤委員 (株)四電技術コンサルト
	増田委員 四国電力(株)
愛媛	古市委員 (株)四電技術コンサルト
	野谷委員 (株)エイト日本技術開発
	中村委員 (株)美容コンサルト
	大藪委員 応用地質(株)

## 地盤調査データに基づく愛媛県の地盤特性

重信川，石手川，地盤特性

(株)エイト日本技術開発 正会員 ○野谷正明  
 (株)荒谷建設コンサルタント 正会員 田村晋吾 正会員 稲村貴志  
 (株)愛媛建設コンサルタント 正会員 西本健一  
 応用地質(株) 正会員 大藪剛士  
 (株)芙蓉コンサルタント 正会員 中村雅夫

## 1. はじめに

「地盤地震防災研究委員会」では，活動の一環として，大規模地震に対する地盤工学的な課題，特に液状化の課題に取り組んでいる。

本報は，国土交通省四国地方整備局より提供頂いた愛媛県内の河川及び道路に関する調査業務から石手川及び重信川に関する7件の業務を選定しボーリング調査結果(地層区分，N値，地下水位等)や物理試験結果について整理し，両河川の地盤データについてとりまとめたもので，ここに結果を報告する。

## 2. 対象データ

収集したボーリング箇所は，重信川 0.0k～17.2k，石手川 0.0k～3.3k の直轄区間の77地点である(図-1)。その中から，液状化の可能性高い地表面から20m以浅で，道路橋示方書・同解説(Ⅴ耐震設計編 H29.11)により液状化判定が可能な(N値，Fc，Ip，D50，D10がある)データを対象とした。さらに，重信川については河口から6.0kmまでのデータに絞り，45地点(520個)について整理した(表-1)。なお，対象7業務には，非排水繰り返し三軸試験は含まれていない。

## 3. 対象流域の概要

(1)河床勾配 重信川流域は，上流域(17.2k～)が1000mを超える山地，中流域(4.0k～17.2k(表川合流))が扇状地，下流域(0.0k～4.0k(石手川合流))が松山市を中心とするはん濫平野の市街地である。河床勾配は，上流域 1/10～1/65，中流域 1/110～1/210，下流域 1/240～1/940 の急流河川である<sup>2)</sup>。重信川は，香川県の土器川と同様に山地の水源から河口までの距離が短く，類似した河床勾配となっている<sup>3)</sup>。

(2)地質 両河川流域の地質は，重信川の南側を走る中央構造線によって北側の領家帯と南側の三波川帯に分かれる。領家帯は石手川流域に主に分布する花崗岩類，三波川帯は重信川上流域に主に分布する砂岩泥岩互層の和泉層群からなる<sup>4)</sup>。松山平野は，重信川水系による扇状地性の堆積物である砂礫が主体であり，沖積層は，下部礫層，中部泥層，上部砂礫層，上部泥層に区分される<sup>5)</sup>。

## 4. 石手川・重信川の地盤特性

石手川及び重信川の地盤特性の概要を示す。

石手川の堤防盛土は砂分(Ave59%)が多く，重信川の堤防盛土は礫分(Ave51%)が多い傾向が認められた。細粒分



図-1 ボーリング位置図(77地点)<sup>1)</sup>  
 表-1 収集データ数一覧(7業務)

対象河川	盛土	礫質土	砂質土	粘性土	計
石手川	24	53	41	7	125
重信川	71	243	60	21	395
計	95	296	101	28	520



図-2 地質図<sup>4)</sup>

Ground characteristics of Ehime prefecture based on ground survey data. Masaaki Notani(Eight-Japan Engineering Consultants Inc). Takashi Inamura, Shingo Tamura(Aratani Civil Engineering Consultants Co'ltd), Kenichi Nishimoto(Ehime-Kensetsu Consultants Co'ltd), Tsuyoshi Ooyabu(OYO Corporation), Masao Nakamura(Fuyo Consultant Co'ltd)

含有率は、盛土(Ave石手川8%・重信川16%),礫質土(Ave11%・9%),砂質土(Ave16%・20%)であった。自然含水比は、深度方向に高くなる傾向が見られ、石手川に比して重信川の方がやや高い傾向も認められた。N値は、両河川で大きな違いは認められなかった(盛土(Ave10・9),礫質土(Ave35・30),砂質土(Ave15・16),粘性土(Ave9・9)。松山平野全体の上部沖積層のN値(礫質土で20~40程度,砂質土で10程度,粘性土で0~5程度<sup>5)</sup>)と比較すると砂質土と粘性土はやや高い値を示す。

**(1) 深度との関係**

図-3は、換算N値、細粒分含有率と深度の関係を示す。換算N値はバラツキが大きく、深度との関係は明確ではない。細粒分含有率は、礫質土・砂質土や石手川・重信川で深度方向の分布傾向にやや違いが認められる。

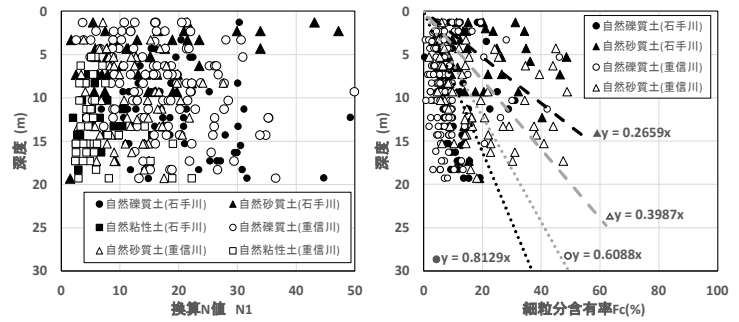


図-3 深度との関係

**(2) 平均粒径と細粒分含有率の関係**

図-4は、平均粒径と細粒分含有率との関係を示す。石手川と重信川に加え、香川県の土器川の結果を比較した。同図に示す関係式より、石手川の砂質土の平均粒径は、平均値が0.822mmで細粒分含有率が10.2%となる。重信川の砂質土の平均粒径は、平均値が0.444mmで細粒分含有率が11.44%となる。土器川の砂質土の平均粒径は、平均値が0.664mmで細粒分含有率が13.7%となる。また、砂質土の平均粒径を0.35mm(中砂程度)とした場合、細粒分含有率は石手川18.9%、重信川13.4%、土器川19.7%となる。石手川は、重信川より5%程度高く、土器川と同程度の結果となった。一方礫質土は、平均粒径を5mmとした場合、細粒分含有率は6.5%~8%程度となり3河川において大きな違いは認められない結果となった。

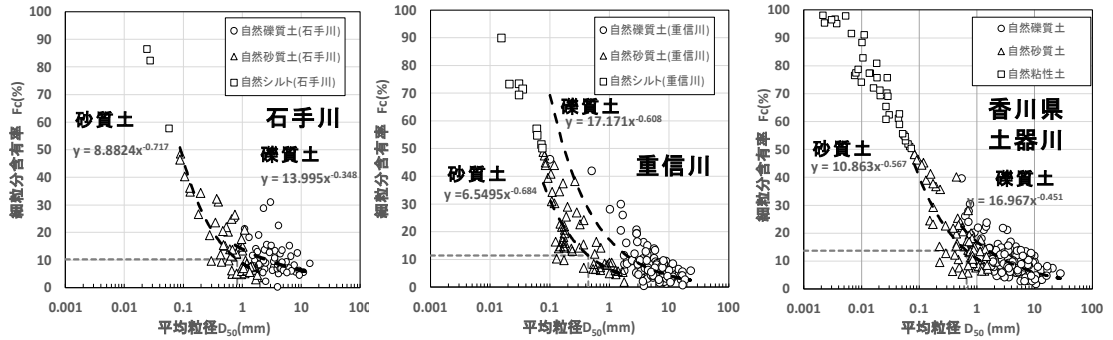


図-4 平均粒径と細粒分含有率の関係

また、砂質土の平均粒径を0.35mm(中砂程度)とした場合、細粒分含有率は石手川18.9%、重信川13.4%、土器川19.7%となる。石手川は、重信川より5%程度高く、土器川と同程度の結果となった。一方礫質土は、平均粒径を5mmとした場合、細粒分含有率は6.5%~8%程度となり3河川において大きな違いは認められない結果となった。

**(3) 液状化強度 RL20 との関係**

図-5は、石手川と重信川の礫質土・砂質土の換算N値と液状化強度 RL20 との関係を示す。なお、RL20は道路橋示方書・同解説(H29.11)より算定した値である。砂質土では、石手川に比して重信川のRL20が大きくなる傾向が認められ、本川と支流による違いがあると推察する。

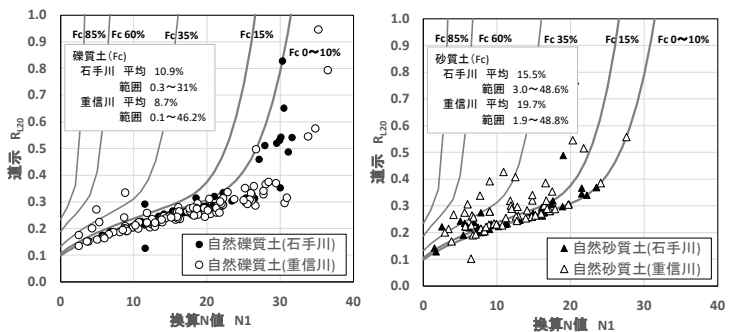


図-5 換算N値と液状化強度 RL20 の関係

**5. まとめ**

愛媛県の重信川と石手川における地盤の物理特性(主に礫質土及び砂質土)を整理分析した結果、その特性に地域性や本川・支川による違いが見られた。今後は、さらに両河川の違いや左右岸による堆積土の違い、他県の河川(高知県鏡川・徳島県那賀川)との関係などについて検討を進める予定である。

【謝辞】本研究にあたり、資料を提供いただいた国土交通省四国地方整備局にここに記して感謝の意を表します。

【参考文献】1)国土地理院：地理院地図(電子国土Web 2020年9月8日閲覧)。2)国土交通省河川局：重信川水系河川整備基本計画(平成18年4月)。3)松山河川国道事務所：HP[川について][資料編]。4)国土交通省四国地方整備局：重信川水系河川整備計画(平成20年8月)。5)社)地盤工学会：平成20年度「統合化地下構造データベースの構築」。

## 地盤調査データに基づく高知県の地盤特性

高知平野，地盤特性，液状化

(株)地研 正会員 ○中島昇  
 (株)第一コンサルタンツ 正会員 嶋本栄治 正会員 北澤聖司  
 四国建設コンサルタント(株) 正会員 藤川誠次  
 (株)基礎建設コンサルタント 正会員 中川頌将

### 1. はじめに

現在，地盤工学会四国支部地盤地震防災研究委員会では，実地盤を対象とした液状化後の沈下量の推定とマッピングを目標として，四国県内で実施されたボーリングや物理試験，繰返し非排水三軸試験データ等を収集し，整理を行っている．高知県では，四国地方整備局及び高知県より発注された河川・海岸堤防の耐震に関する業務より表-1 に示すデータについて整理を行った．

本報は，高知県高知市南部に位置する鏡川と下田川を対象に，地盤の物理特性や液状化強度特性等を整理したものである．

### 2. 対象区域の概要

対象区域は，鏡川の河口から上流約 3km 区域，下田川の浦戸湾に面した範囲を中心に河口から約 0.6km 区域で (図-1)，これらは高知市の液状化危険度図<sup>2)</sup>において「液状化の発生の可能性が極めて高い」または「液状化の可能性が高い」範囲に位置する．表-2 に河川の概要を示す．

図-2 および図-3 に対象区域の地質断面図を示す．鏡川と下田川では河川規模や対象とする河口からの距離が異なるが，層序等地盤構成に大きな違いが認められず，地層年代特定に多く用いられる鬼界アカホヤ火山灰の分布深度 (T.P.-20m 付近) から堆積年代も類似している<sup>3)</sup>．

表-1 ボーリングおよび試験数

地域区分	ボーリング(本)	物理試験(試料)	繰返し非排水三軸試験(試料)
鏡川	23	132(118)	6(6)
下田川	14	350(165)	27(17)

( ) 内はT.P.-20m以浅のデータ数を示す



図-1 調査対象とした区域<sup>1)</sup>

表-2 河川の概要

河川名	河川等級	流域面積(km <sup>2</sup> )	流路延長(km)	河口部川幅(m)
鏡川	2級	170	31	240
下田川	2級	18	14	67

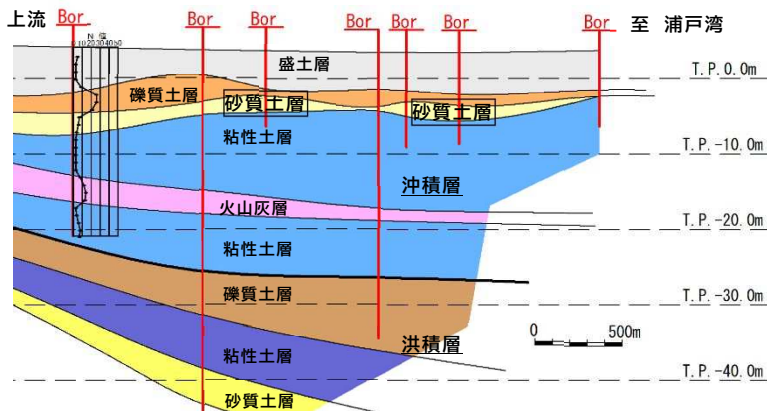


図-2 鏡川地質断面 (A-A')

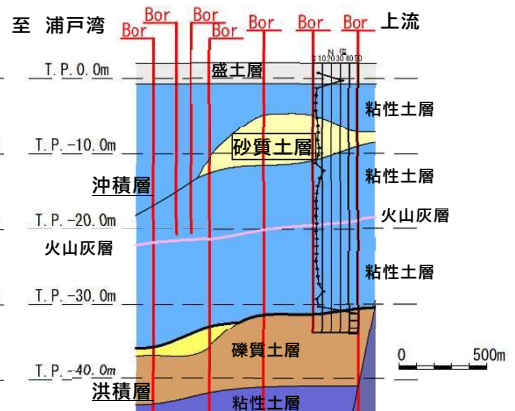


図-3 下田川地質断面 (B-B')

Ground characteristics of Kochi Prefecture based on ground survey data. Noboru Nakajima, (Chiken Co'ltd), Eiji shimamoto, Masashi Kitazawa, (Daiichi Consaltants Co'ltd), Seiji Fujikawa (Shikoku Construction Consaltant Co'ltd), Kosuke Nakagawa (Kisokensetsu Consaltant Co'ltd)

### 3. 物理特性の比較

液状化の可能性が高い沖積砂質土層の比較では、土粒子の密度や粒度特性、細粒分含有率において、河川による違いが明瞭に表れ、下田川の河口では沖積砂質土層の材料が細粒化していることが確認されている<sup>3)</sup>。土粒子の密度を河川毎に整理し図-4に示す。鏡川は2.460~2.797 (g/cm<sup>3</sup>)と広い範囲を示し、深度方向でのばらつきが大きい。対して下田川では2.639~2.763 (g/cm<sup>3</sup>)の狭い範囲でばらつきが小さく、やや深度方向に小さくなる傾向を示す。これは、鏡川の下流域では、時代により河川の流速等堆積環境が繰り返し変化したが、下田川河口部では堆積環境の変化がなく安定していたためと推察される。鏡川の物理特性を河川距離で整理すると、礫分や砂分、細粒分含有率 ( $F_c$ ) では明瞭な傾向を読み取ることは難しいが、粘土分含有率 ( $C_c$ ) には下流に向かって増加する傾向が認められる(図-5)。これは、流速の低下に伴い粒度組成が細粒化することを示唆すると推察される。

### 4. 鏡川の液状化強度特性

鏡川で実施された繰返し非排水三軸試験は6箇所、沖積砂質土層を対象にT.P.-3.58~7.80mとほぼ同じ標高で実施されている。試験より得られた $R_{L20}$ は、河川距離で整理すると河口から上流に向かって小さくなる傾向を示すが、その幅は $R_{L20} = 0.212 \sim 0.236$ と非常に小さい。

図-6には、全試料の $DA5\%$ に対する繰返し応力振幅比と繰返し回数との関係を示す。試験結果のばらつきは非常に小さく、指数関数 ( $y = a \cdot x^b$ ) で近似することが可能である。得られた近似式は $y = 0.36 \cdot x^{-0.156}$ であり、相関係数は $R^2 = 0.86$ と非常に高い値を示す。

### 5. まとめ

地盤の物理特性は、地盤構成や堆積時代が同じでも、河川規模や河川距離で異なる堆積環境の影響を強く受ける。また、物理特性と調和的に液状化特性も変化することから、広域を対象とする液状化後の沈下量の解析は、地域性の評価が非常に重要である。

また、有効応力地震応答解析を行う際には、設計指針等で示された特定の繰返し回数に対する液状化強度の推定では不十分であるため、今回行ったように液状化強度曲線の設定が必要である。

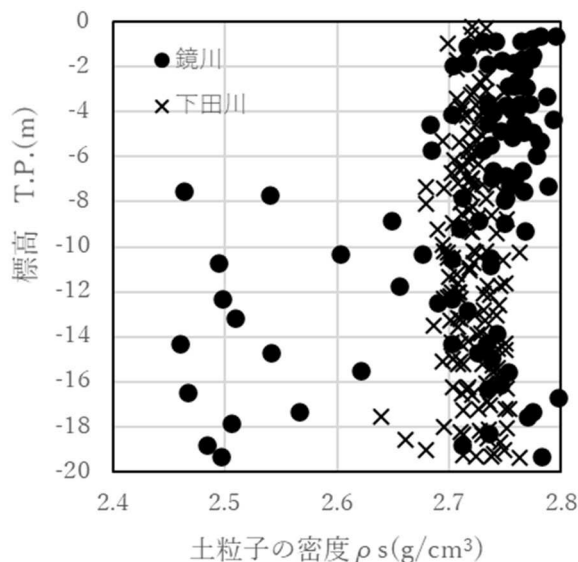


図-4 土粒子の密度  $\rho_s$  の比較

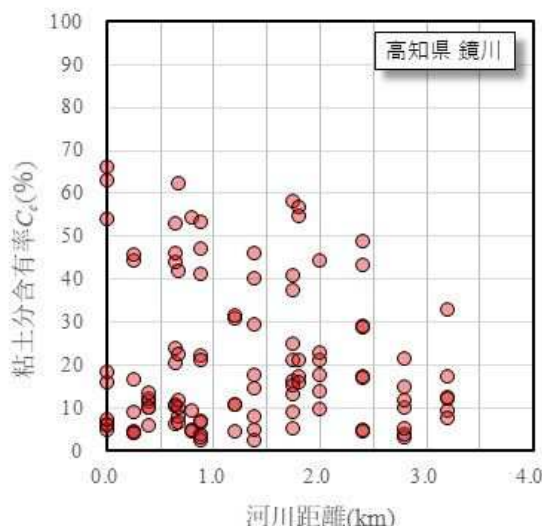


図-5 河川距離と粘土分含有率 ( $C_c$ ) の関係

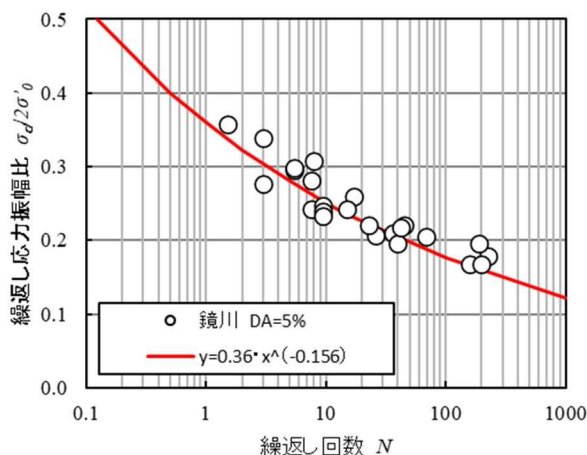


図-6 鏡川  $DA=5\%$  における繰返し回数  $N$

【謝辞】本研究にあたり、資料を提供いただいた国土交通省地方整備局及び高知県土木部河川課に記して感謝する。

【参考文献】1) 国土院：地理院地図 (電子国土 Web), (2020年10月15日閲覧) 2) 高知市：液状化危険度図・微地形区分図, (2019年10月15日閲覧) 3) 中島昇他：高知市浦戸湾沿岸の堆積構造と液状化特性, 令和元年度地盤工学会四国支部研究発表会, pp.383-389 (2019).



## 地盤調査データに基づく徳島県の液状化強度特性

徳島, 液状化強度, 粒度 徳島大学大学院 国際 上野勝利, エフ設計コンサルタント 正 神田幸正  
 四国建設コンサルタント 正 藤川誠次, ニタコンサルタント 正 遠山登  
 基礎建設コンサルタント 正 小林昌弘, 正 ○中川頌将, 地研 正 中島昇  
 応用地質 正 大藪剛土, エイト日本技術開発 正 野谷正明

### 1. はじめに

地盤工学会四国支部の地盤地震防災研究委員会では、四国の実地盤を対象に広域的な液状化沈下量のマッピングに向けた検討を進めている。その一環として地域的な液状化強度特性の把握を目的に、徳島県の河川及び港湾における液状化強度試験を中心とした地盤データを収集し、分析した結果を報告する。

### 2. 地盤データの概要

徳島県の河川及び港湾にて収集した地盤データの一覧を表1に、位置図を図1に示す。旧吉野川及び今切川河口に広がる低地は、主に吉野川から運搬・堆積した三角州性の平野であり、地盤データは表層の砂～砂質シルトが対象である。那賀川及び桑野川は、上流からの碎屑物が平野の開口部で急速に堆積した扇状地である。地盤データは河川堤防にて得られており、礫質の盛土層や細粒分を含んだ砂や砂礫からなる基礎地盤、さらに、深度15m以深の粘性土が対象である。撫養港は、鳴門海峡に面した地域では浜堤などの微高地を形成しており、小鳴門海峡や撫養川沿いでは旧塩田の埋立地などが分布している。地盤データは沖積砂質土層が中心であり、撫養川沿いで収集した地盤データのうち上流側では砂礫層が対象となる。

### 3. 物理特性

物理特性のうち液状化強度の推定に重要なN値と湿潤密度 $\rho_r$ 、細粒分含有率 $F_c$ について述べる。図2に平均したN値と湿潤密度の関係性及び標準偏差を示す。河川、港湾ともに各土質の湿潤密度のばらつきは小さいと言える。ここで、当委員会の地盤データの整理において、道路橋示方書<sup>1)</sup>による推定 $R_L$ の算定に当たり単位体積重量が得られていない場合は道路土工による一般値を用いて有効上載圧を算定している<sup>2)</sup>。そこで、これらの一般値と試験結果を比較すると、砂質土や礫質土は一般値(緩いもの:  $17\sim 18\text{kN/m}^3$ )に比べ $18.3\sim 22\text{kN/m}^3$ と大きく、粘性土においては一般値(密なもの:  $18\text{kN/m}^3$ )と同等程度と言える。よって、砂質土や礫質土は一般値を用いる場合より換算N値が小さくなるため、液状化しやすい結果となる。

次に、沖積砂質土層におけるN値と細粒分含有率の関係性を図3に示す。同図には箇所ごとの平均値と標準偏差の他、東京低地の沖積砂質土層における関係式<sup>3)</sup>を付記した。河川、港湾ともにN値25以下で細粒分含有率のばらつきが大きく、今切川を除いては東京低地の関係式に比べ概ね細粒分含有率が高めであり、その地域性が確認できる。

### 4. 液状化強度特性

各箇所で見られている液状化強度試験データから、液状化強度 $R_{L20}$ (両振幅軸ひずみ $DA=5\%$ 、繰返し載荷回数 $N_c=20$ )を基に沖積砂質土と礫質土の液状化特性を粒度の観点から分析する。

表1 収集した地盤データ

区分	箇所名	Bor本数	液状化強度試験データ数
河川	旧吉野川	7	13
	今切川	4	3
	那賀川	16	79
	桑野川	20	55
港湾	徳島小松島港	1	1
	撫養港	31	84
合計		79	235

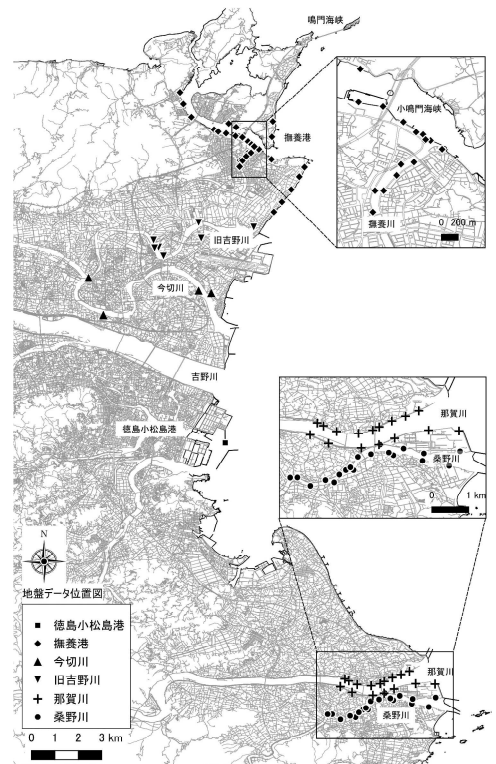


図1 地盤データ位置図

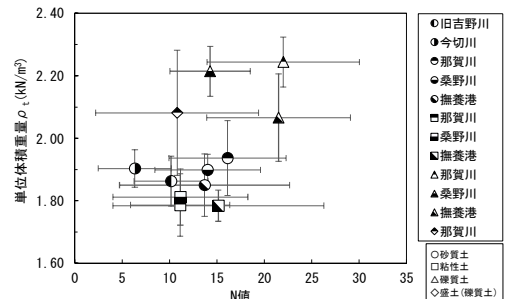


図2 平均したN値と湿潤密度の関係

Liquefaction strength properties in Tokushima Prefecture based on geotechnical survey data  
 Katsutoshi Ueno (Tokushima University), Yukimasa Kanda (F Infrastructure Design Consultants),  
 Seiji Fujikawa (Shikoku Construction Consultants), Noboru Toyama (Nita Consultant), Masahiro Kobayashi (Kiso Kensetsu Consultant),  
 Kosuke Nakagawa (Kiso Kensetsu Consultant), Noboru Nakajima (CHIKEN), Tsuyoshi Oyabu (OYO Corporation), Masaaki Notani (EJEC)

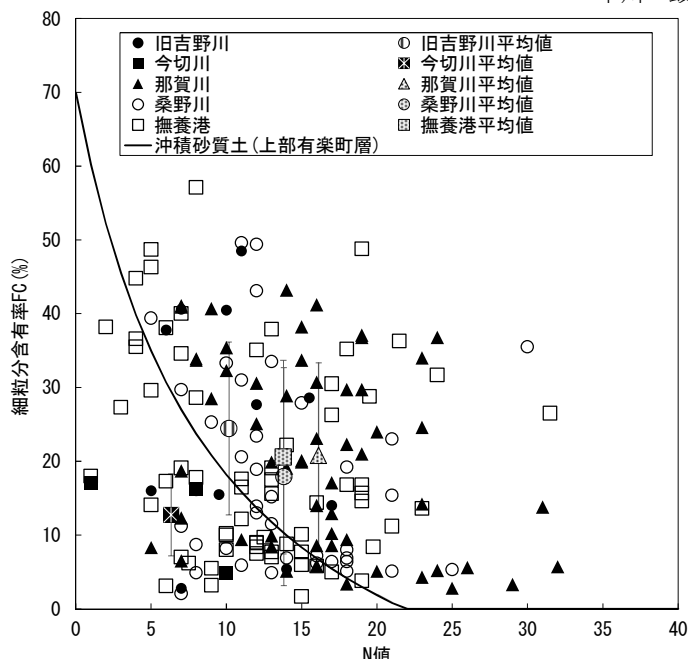


図3 沖積砂質土におけるN値と細粒分含有率の関係

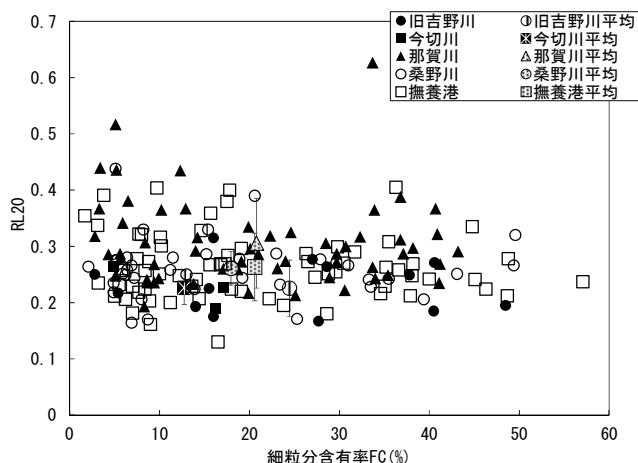


図4 沖積砂質土における細粒分含有率とR<sub>L20</sub>の関係

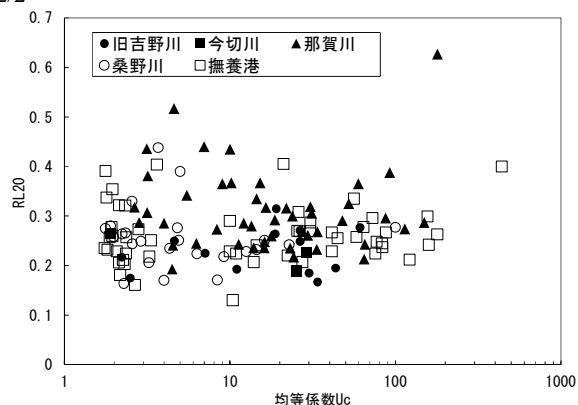


図5 沖積砂質土における均等係数とR<sub>L20</sub>の関係

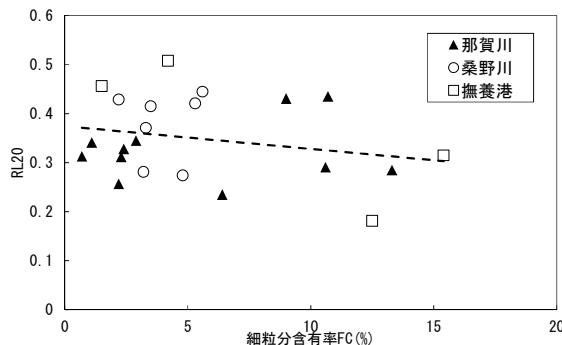


図6 礫質土における細粒分含有率とR<sub>L20</sub>の関係

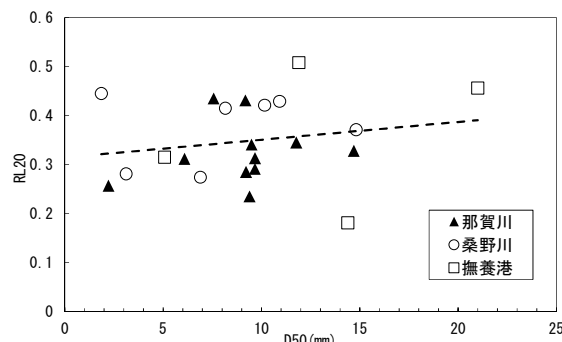


図7 礫質土におけるD<sub>50</sub>とR<sub>L20</sub>の関係

まず、沖積砂質土の箇所ごとのR<sub>L20</sub>と細粒分含有率Fcの関係を図4に示す。同図には箇所ごとの平均値と標準偏差を付記した。R<sub>L20</sub>の標準偏差は0.03~0.08であり、旧吉野川、那賀川、撫養港で比較的ばらつきが大きい。また、何れの箇所においてもFcの増加に伴い、R<sub>L20</sub>は横ばいもしくは減少傾向が伺える。粒度分布による影響を見るため図5に均等係数UcとR<sub>L20</sub>の関係を示すが、均等係数の影響は見いだせなかった。ここで、道路橋示方書の推定R<sub>L</sub>の算定では、Fcの増加に伴いR<sub>L</sub>は増加するためR<sub>L20</sub>より過大な結果となる。

次に、礫質土(礫分>砂分)の箇所ごとのR<sub>L20</sub>とFcの関係を図6に、D<sub>50</sub>との関係を図7に示す。R<sub>L20</sub>は概ね0.3以上となるが、細粒分を含む礫質土のためFcの増加に伴いR<sub>L20</sub>は低下している。一方でD<sub>50</sub>の増加に伴いR<sub>L20</sub>は増加傾向にあると言える。ここで、道路橋示方書の推定R<sub>L</sub>の算定では、D<sub>50</sub>≥2mmの場合においてD<sub>50</sub>の増加に伴い補正N値は低下するため、液状化強度が過少評価されることになる。

#### 4. おわりに

当委員会の目標である四国の実地盤を対象とした広域的な液状化沈下量のマッピングを行うに当たり、土質条件を推定せざるを得ない箇所がほとんどである。今回の地盤データの整理を通して、液状化強度を含むこれらの推定値は、これまでの一般的な値を踏まえつつ地域的な傾向を反映する必要があると分かった。特に、徳島の沖積砂質土層の細粒分含有率と液状化強度の関係性を明らかにし、液状化沈下量のマッピング精度を向上させたい。

**【謝辞】** 本検討に用いた地盤データは、国土交通省四国地方整備局よりご提供いただきました。ここに記して、感謝の意を表します。

**【参考文献】** 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2017. 2) 神田ら：四国地域の液状化に係るデータ収集と整理方法, 令和2年度地盤工学会四国支部研究発表会, 2020. 3) 亀井ら：東京低地における沖積砂質土の粒度特性と細粒分が液状化強度に及ぼす影響, 地盤工学会論文報告集, Vol.42-No.4, 2002.

## 地盤調査データに基づく香川県の液状化強度特性

香川県，地盤特性，液状化

(株)四電技術コンサルタント 正会員 ○齋藤 和，同左 正会員 古市正敏  
 四国電力(株) 正会員 増田盛士，(株)エフ設計コンサルタント 正会員 神田幸正  
 ニタコンサルタント(株) 正会員 遠山 登，香川大学 正会員 山中 稔

### 1. はじめに

地盤工学会四国支部の地盤地震防災研究委員会では，委員会活動の一環として，四国各地域の実地盤を対象に，南海トラフ地震時の液状化沈下量を推定し沈下予測マップの作成に取り組んでいる。本論文では，香川県の港湾，河川および道路における地質調査データを収集し，それらの物理特性や液状化強度特性を整理分析した結果について報告する。

### 2. 地盤調査データの概要

今回収集したボーリング調査および物理・力学試験の位置と数量を，図-1 および表-1 に示す。港湾として取り上げた高松港の地質は，工学的基盤の洪積礫質土層の上に，沖積砂質土・粘性土（層厚 4.5m 程度），埋土（3～14m）が分布している。このうち，埋土は概ね緩い砂質土が主体であり，埋立年代が明らかである<sup>1)</sup>。また，河川は土器川の下流域および下流汽水域の試験結果であり，地形分類では扇状地から三角州および埋立地に位置する。主に河川堤防の試験データであり，堤防盛土の下層には沖積礫質土，砂質土，粘性土が堆積している。一方，道路は，県内各地の主に平野部での試験結果であり，地点により多様な地層構成を呈している。表-2 には，液状化強度に関連が深いと考えられる物理力学特性の平均値と変動係数を整理した。



図-1 調査位置図

表-1 調査・試験数量

	ボーリング	物理試験	非排水繰返し試験
高松港	32	51 (49)	51 (49)
土器川	54	449 (370)	0
道路	48	220 (195)	0

※ 括弧内の数値は深度 20m 以浅のデータ数を示す。

### 3. 物理試験結果の地域性

道路橋示方書により繰返し三軸強度比を算出する場合，地盤の単位体積重量を用いて上載圧を計算する必要があるが，基準類による概略値が用いられることが多い。ここでは，今回の試験結果と基準類による単位体積重量を比較した。図-2 より，試験値は道路橋示方書共通編<sup>2)</sup>の概略値よりも盛土ではやや小さく，自然地盤では大きい結果となった。また，図-3 より，道路橋示方書耐震設計編<sup>3)</sup>に比べて，盛土と砂質土はばらつきがあるが小さく，礫質土と粘性土は大きい傾向となった。道路橋示方書では，単位体積重量を小さく見込むと換算 N

表-2 地盤調査データの平均値と変動係数

		人工地盤		自然地盤						データ数
		埋土・盛土		礫質土		砂質土		粘性土		
		平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	平均値	変動係数	
湿潤密度 (g/cm <sup>3</sup> )	高松港	1.83	0.08	-	-	1.85	0.05	-	-	49
	土器川	1.83	0.06	2.11	0.04	1.94	0.05	1.93	0.06	40
	道路	-	-	-	-	-	-	1.80	0.12	6
細粒分含有率 (%)	高松港	14.4	0.78	-	-	12.5	0.43	-	-	49
	土器川	15.3	0.61	10.5	0.54	18.8	0.64	73.7	0.21	360
	道路	27.4	0.82	10.3	0.68	20.1	0.62	76.2	0.19	195
D50 (mm)	高松港	0.70	2.35	-	-	0.31	0.30	-	-	49
	土器川	3.22	1.08	4.95	0.83	0.64	0.66	0.03	0.80	300
	道路	0.68	1.14	5.29	0.67	0.66	0.63	0.03	0.68	167
D10 (mm)	高松港	0.116	0.75	-	-	0.074	0.89	-	-	36
	土器川	0.090	1.52	0.139	1.03	0.060	1.01	0.002	0.45	248
	道路	0.075	0.95	0.157	0.72	0.089	0.74	0.002	0.37	91
N値	高松港	6.2	0.48	-	-	11.1	0.45	-	-	49
	土器川	14.3	0.90	32.4	0.52	24.2	0.75	12.9	0.84	352
	道路	4.6	0.55	27.3	0.76	16.1	0.85	13.6	0.84	195
液状化試験RL	高松港	0.227	0.22	-	-	0.249	0.19	-	-	49
Vs (m/s)	高松港	146	0.14	-	-	168	0.28	-	-	16

※ 深度 20m 以浅のデータを対象とした。

Liquefaction strength properties in Kagawa Prefecture based on geotechnical survey data. Kazu Saito (Yonden Consultants), Masatoshi Huruichi (Yonden Consultants), Seiji Masuda (Shikoku Electric Power), Yukimasa Kanda (F Infrastructure Design Consultants), Noboru Toyama (Nita Consultant), Minoru Yamanaka (Kagawa University)

値が大きくなるため、繰返し三軸強度比を過大評価する可能性があることから、試験に基づき設定することが望ましい。

香川県の地震津波被害想定<sup>4)</sup>では、亀井ほか<sup>5)</sup>の式を用いてN値から細粒分含有率を推定し、繰返し三軸強度比を求める方法が示されている。この式は東京低地の沖積砂質土の試験結果をもとに提案されていることから、香川県の試験結果との比較を試みた。図-4に示すように、提案式(実線)に対して大きくばらついているが、特に埋土の細粒分含有率は、N値が10以下の範囲で試験結果が提案式より小さくプロットされた。したがって、液状化危険度の予測精度を向上させるためには、検討地点での試験結果を反映することが肝要であると言える。

#### 4. 繰返し非排水三軸試験によるRLと埋立年代の関係

高松港での繰返し非排水三軸試験結果から埋土の繰返し応力振幅比と繰返し载荷回数を抽出し、指数関数( $Y=a \cdot X^b$ )で近似した。図-5のように、近似式による液状化強度曲線を埋立年代で比較すると、1928年以前は埋立年代が新しいものよりも急勾配となった。また、図-6に示す近似式による液状化強度の比(RL20, DA5%/DA1%)は、埋立年代が古いほどやや大きい傾向が見られた。以上より、埋立年代が古い場合は液状化後にひずみが急増せず、液状化に対して地盤が粘り強い変形挙動を示すと考えられる。

#### 5. まとめ

香川県の地質調査データを整理分析した結果、地盤の物理力学特性に地域性が見られたことから、液状化評価の精度を向上させるためには試験結果に基づいて物性値を設定することが重要と考えられる。今後は、四国四県の地質調査データを詳細に比較分析し、その結果を踏まえて南海地震時の液状化に伴う地盤沈下量を検討する予定である。最後に、本論文の試験データは国土交通省地方整備局よりご提供頂いた。ここに記して感謝の意を表する次第である。

【参考文献】1) 齋藤和, 古市正敏, 甲把浩基, 安藤秀一, 山中稔, 鈴木麻里子: 高松港東部埋立地の液状化強度特性, 地盤工学会四国支部平成29年度技術研究発表会講演概要集, pp.45-46, 2017. 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説I共通編, p.119, 2017.11. 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編に関する参考資料, pp.146-147, 2015.3. 4) 香川県: 香川県地震・津波被害想定調査報告書, pp.18-20, 2014.6. 5) 亀井祐聡, 森本巖, 安田進, 清水善久, 小金丸健一, 石田栄介: 東京低地における沖積砂質土の粒度特性と細粒分が液状化強度に及ぼす影響, 地盤工学会論文報告集, Vol.42, No.4, pp.101-110, 2002.8

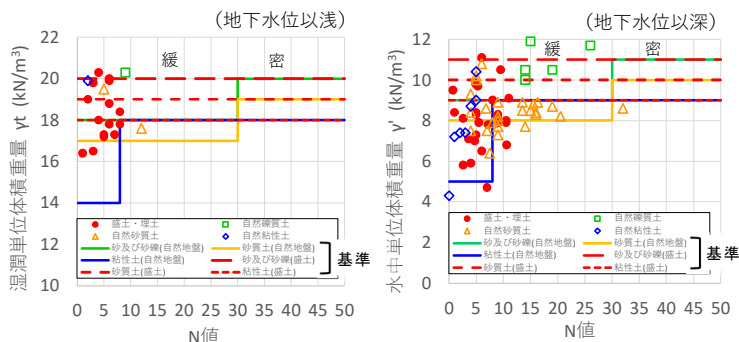


図-2 単位体積重量の比較 (道路橋示方書共通編)

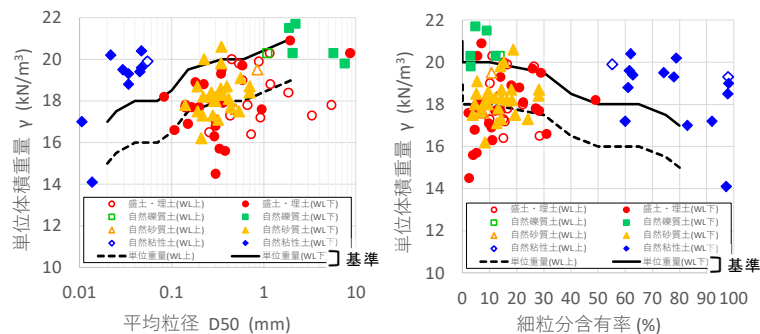


図-3 単位体積重量の比較 (道路橋示方書耐震設計編)

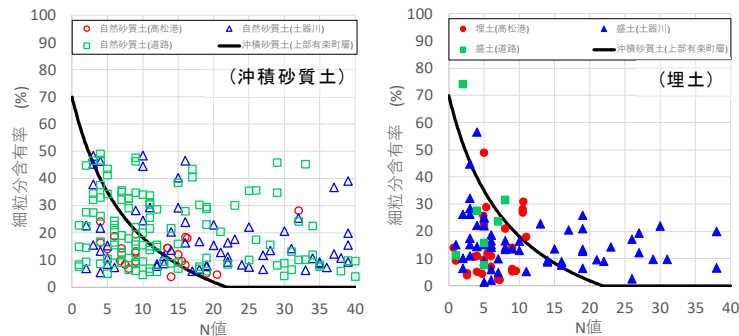


図-4 N値と細粒分含有率の関係

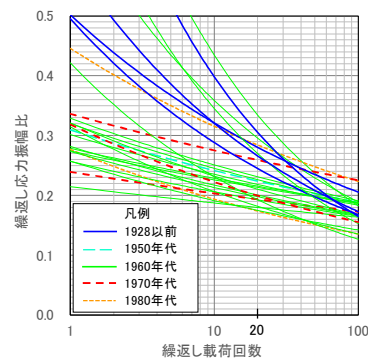


図-5 近似式による液状化強度曲線

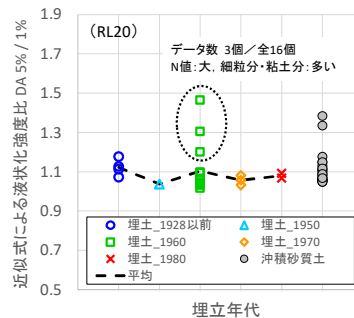


図-6 近似式による液状化強度の比 (DA5%/1%)

## 四国地域を対象とした河川・港湾施設の液状化特性の分析 (その1：液状化強度と物理力学特性の関係)

四国地域，地盤特性，液状化

(株)四電技術コンサルタント 正会員 ○齋藤 和 四国電力(株) 非会員 廣瀬文明  
基礎建設コンサルタント(株) 正会員 中川頌将 高知大学 国際会員 原 忠

### 1. はじめに

地盤工学会四国支部の地盤地震防災研究委員会では，四国地域の実地盤を対象として地盤データを収集し，地震時の液状化沈下量の推定や沈下予測マップの作成に取り組んでいる<sup>1)~3)</sup>。本論文では，委員会活動の一環として，河川・港湾施設における地質調査データから各種物理・力学特性を整理し，液状化強度 RL とせん断波速度 Vs および相対密度 Dr の関係について分析した結果を報告する。

### 2. 地盤調査データの概要

ボーリング調査位置を図-1に，地盤調査・土質試験結果の概要を表-1に示す。収集した試験データの特徴は，数量が液状化強度 294，せん断弾性波速度 82 と多数あること，港湾施設において相対密度が測定されていることである。河川施設は，旧吉野川・今切川，那賀川および桑野川の河川堤防のうち，河口から5~10km上流までの範囲を対象とした。旧吉野川・今切川は三角州性平野を流れる河川であり，表層に砂~砂質シルトが厚く堆積しているのに対し，那賀川および桑野川は扇状地地形に位置し細粒分を含んだ砂・砂礫と礫質の盛土で構成されている。一方，港湾施設は高松港，撫養港，高知港を対象とし，いずれも主に沖積砂質土・粘性土層の上に埋土が行われている。これらの港湾では，土粒子密度，間隙比および細粒分含有率などに違いがみられ，立地環境により物理特性が異なっている。本報告では，このように幅広い地盤データを，人工地盤と自然地盤に区分した後，地盤材料の工学的分類法 JGS 0051-2000 に基づいて自然地盤を礫質土，砂質土および粘性土に分類した。ここで，今回の繰返し非排水三軸試験試料の多くはトリプルチューブサンプラーで採取されたものであり，那賀川と桑野川の砂礫質な層でのみ GS サンプラーが用いられたことを注記する。

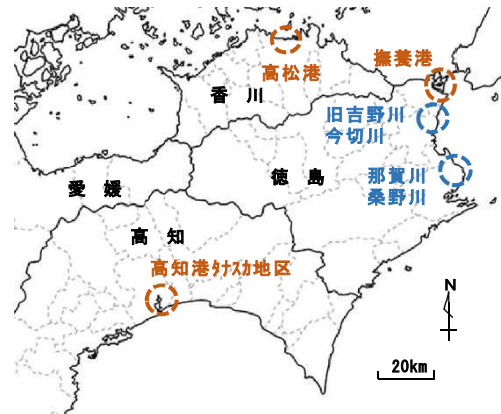


図-1 地盤調査・土質試験位置図

### 3. せん断波速度 Vs との関係

既往研究<sup>4)</sup>によれば，せん断波速度 Vs を利用して液状化強度 RL を推定する方法が提案されている。今回収集したデータによる RL と Vs の関係を図-2に示す。図より，ばらつきは大きいものの Vs の増加に伴い RL が大きくなる傾向が見られたことから，Vs は液状化強度 RL を推定するための指標となる可能性がある。図-3には N 値と Vs の関係を示す。同図に示す線は，道路橋示方書<sup>5)</sup>による推定式であり，粘性土・砂質土ともに N 値と Vs の変化傾向は試験値と推定式で類似してい

表-1 地盤調査データの平均値，変動係数および数量

地点	地盤	土質区分	液状化強度 RL(DA=5%20回)			N値		細粒分含有率 FC		せん断波速度 Vs		相対密度 Dr	
			平均	変動係数	数量	平均	変動係数	平均(%)	変動係数	平均(m/s)	数量	平均(%)	数量
高松港	人工	盛土・埋土	0.227	0.22	27	6	0.48	14	0.78	146	8	90	26
	自然	砂質土	0.246	0.19	23	12	0.55	13	0.47	177	9	90	22
撫養港	人工	盛土・埋土	0.280	0.20	9	6	0.87	32	0.44	123	5	94	8
		砂質土	0.256	0.23	63	13	0.39	18	0.72	186	17	90	42
	自然	粘性土	0.214	0.25	3	9	0.36	68	-	220	1	-	-
		礫質土	0.335	0.49	3	25	0.20	7	1.05	-	-	112	3
旧吉野川・今切川	自然	砂質土	0.231	0.19	15	9	0.42	23	0.62	183	3	-	-
	人工	盛土・埋土	0.295	0.30	11	11	0.84	9	0.65	170	2	-	-
那賀川	自然	砂質土	0.306	0.25	57	16	0.39	21	0.61	240	8	-	-
		粘性土	0.285	0.14	8	11	0.50	68	0.18	210	2	-	-
	人工	礫質土	0.310	0.15	3	22	0.45	3	0.14	257	3	-	-
		砂質土	0.261	0.20	38	14	0.38	18	0.76	227	12	-	-
桑野川	自然	粘性土	0.259	0.11	7	11	0.69	58	0.11	-	-	-	-
	礫質土	0.377	0.19	7	14	0.32	4	0.32	274	3	-	-	
高知港沖効地区	自然	砂質土	0.266	0.25	9	13	1.14	36	0.32	154	5	-	-
		粘性土	0.329	0.34	11	7	0.57	83	0.16	170	4	-	-

※ 深度 30m 以浅のデータを対象とした。

Analysis of liquefaction characteristics of river and port facilities in Shikoku region. Kazu Saito (Yonden Consultants), Fumiaki Hirose (Shikoku Electric Power), Kosuke Nakagawa (Kiso Kensetsu Consultant), Tadashi Hara (Kochi University)

る。また、表-1より、河川施設の沖積砂質土に着目すると、RL, N 値およびVsの平均値は、旧吉野川・今切川、桑野川、那賀川の順にそれぞれが大きくなっており、これらが相互に関係する結果となった。ただし、分析に用いたRLは概ね0.2~0.4の範囲のデータである。

4. 相対密度 Dr との関係

高松港および撫養港の相対密度 Dr と液状化強度 RL の関係を図-4に示す。図より、高松港、撫養港ともに Dr と RL の間には明瞭な相関は見られなかった。これは、地盤材料が砂の最小・最大密度試験 (JIS A 1224:2000) の適用範囲“2mmふるいを通過し、75μmふるいに95%以上残留する砂”を超えているためと考えられる。そこで図-5のように、最小・最大間隙比と細粒分含有率 FC の関係を整理した結果、既往報告<sup>9)</sup>と同様に、FCが10%程度を超えると最小・最大間隙比はともに増加する傾向を示した。以上を踏まえ、FC<10%のデータに対して Dr と RL の関係を再整理すると、図-6のとおり、撫養港では概ね正の相関を確認できた。同図において相関が低いデータが見られたのは、試料が非均質であること等により RL 試験値そのものがばらばらなっていることが要因として挙げられる。また、高松港の埋土では年代効果の影響も考えられる<sup>7)</sup>。

5. まとめ

四国地域の地質調査データを整理分析した結果、せん断波速度 Vs は液状化強度 RL を推定するための指標となる可能性があること、相対密度 Dr は RL と相関があることがわかった。今後は、液状化特性と各種物理力学特性についてより詳細に分析するとともに、四国四県の地域性を検討していきたい。

【謝辞】本検討にあたり、試験データを国土交通省四国地方整備局よりご提供頂いた。ここに記して感謝の意を表する次第である。

【参考文献】1) 中島昇他：地盤調査データに基づく高知県の地盤特性，令和2年度地盤工学会四国支部技術研究発表会，pp.73-74，2020。2) 中川頌将他：地盤調査データに基づく徳島県の液状化強度特性，令和2年度地盤工学会四国支部技術研究発表会，pp.75-76，2020。3) 齋藤和他：地盤調査データに基づく香川県の液状化強度特性，令和2年度地盤工学会四国支部技術研究発表会，pp.77-78，2020。4) 清田隆，呉杰裕：原位置と室内試験によるVsを用いた液状化強度比の推定法，地盤工学ジャーナル，Vol.12，No.4，pp.375-383，2017。5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編，pp.69-70，2017.11。6) 平間国興，森田伸：砂の相対密度の実際工事への適用に関する検討，大林組技術研究所報，No.25，pp.95-98，1982。7) 齋藤和他：高松港東部埋立地の液状化強度特性，平成29年度地盤工学会四国支部技術研究発表会，pp.45-46，2017。

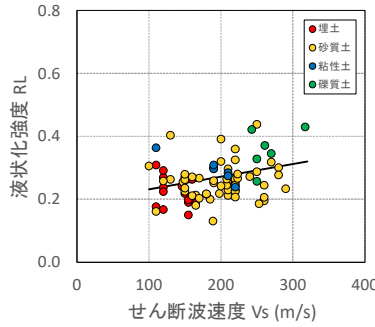


図-2 Vs と RL の関係

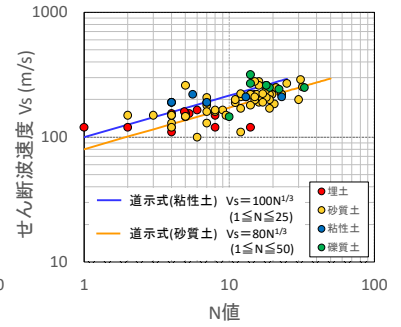


図-3 N 値と Vs の関係

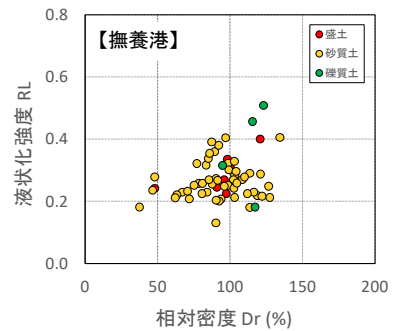
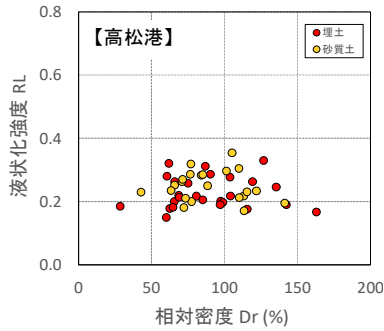


図-4 Dr と RL の関係 (高松港, 撫養港)

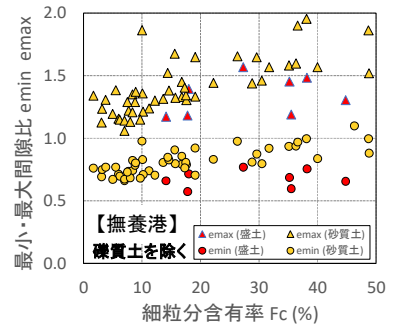
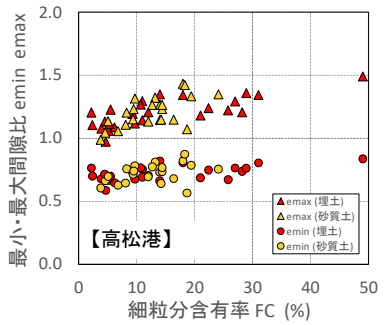


図-5 FC と e\_min, e\_max の関係 (高松港, 撫養港)

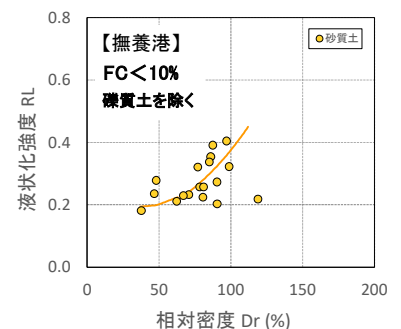
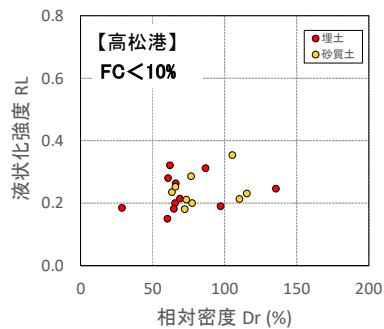


図-6 Dr と RL の関係 (FC<10%: 高松港, 撫養港)

## 四国地域を対象とした河川・港湾施設の液状化特性の分析 (その2：液状化強度の地域特性)

四国地域，地域特性，液状化強度

基礎建設コンサルタント 正 ○中川頌将，四電技術コンサルタント 正 齋藤 和  
第一コンサルタント 正 北澤聖司，正 嶋本栄治  
基礎建設コンサルタント 正 小林昌弘，地研 正 中島 昇  
エフ設計コンサルタント 正 神田幸正，四国建設コンサルタント 正 藤川誠次  
高知大学 国際 原 忠

### 1. はじめに

地盤工学会四国支部の地盤地震防災研究委員会では，地盤地震防災上の諸課題に対して調査研究を行い，最新の情報と技術を普及することを目的として活動してきた<sup>1)</sup>。本稿では令和3年度の活動として，四国の河川及び港湾施設における液状化強度の地域特性について分析した結果を報告する。

### 2. 地盤データの概要

分析に用いた地盤データの位置図を図1に，地盤データ数の一覧を表1に示す。分析対象の土質は，河川では自然地盤の砂質土を，港湾では人工地盤の盛土・埋土及び自然地盤の砂質土とする。ここで，自然地盤の砂質土は，地盤材料の工学的分類法JGS0051-2000に準じて0.075mm以上が50%より多く，礫分≦砂分の場合として抽出した。また，分析対象深度は，地下水位以下30m以浅とした。

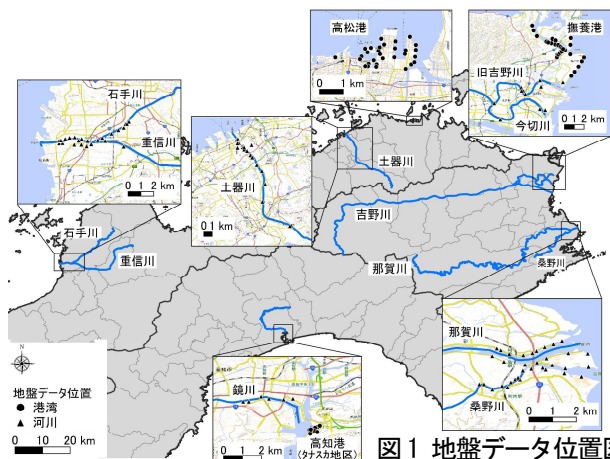


図1 地盤データ位置図

### 3. 液状化強度の地域特性

#### 3.1 港湾施設の盛土・埋土

撫養港と高松港を対象とする。撫養港は，1960～70年代に旧塩田地帯を埋め立てたものである。一方で高松港は，大部分が海上に造成した典型的な埋立地であり，地盤データの多くが1950～80年代の埋立土である。どちらも埋立方法や埋立材料の詳細は不明である。両港の地盤材料と液状化強度を図2に示す。当図では，各サイトの代表的な地盤傾向を把握するため中央値を採用した。横軸は港名（括弧内は液状化試験のサンプリング方法としてTS:トリプルチューブサンプリング，GS:GSサンプリングを示す），左縦軸は材料別粒度を中央値で示し，累計は100%とならない。右縦軸には試験値RL20の中央値を示した。同グラフには，液状化強度に関連性の高いN値，乾燥密度 $\rho_d$ ，均等係数 $U_c$ ，塑性指数 $IP$ を中央値で併記した。両港の液状化強度を比較すると，撫養港が高松港に比べて1.2倍程度高めであった。これは，撫養港の細粒分含有率が15%程度多く，粒度分布が広く良い材料であること，乾燥密度の差より撫養港の方が良く締まっていることに起因していると考えられる。ここで，材料の液状化特性を見るため，道路橋示方書<sup>2)</sup>などによる一般的な液状化の対象範囲である「細粒分含有率FCが35%以下の土層またはFCが35%を超えても $IP$ が15以下の土層」に試験値をプロットした(図4)。液状化対象外となるエリアでは，RL20が0.28～0.34と比較的高い傾向が見られた。高松港では，砂分が多く材料が均質であるとともに，両港とも非塑性シルトを含んだN値の低い人工地盤であるため，既往の事例<sup>例えは3)</sup>から見ても液状化の可能性があると考える。

表1 分析地盤データ数

河川・港湾名		人工地盤		自然地盤	
		盛土・埋土		砂質土	
港湾	徳島県 撫養港	9		24	
	香川県 高松港	27		23	
	高知県 高知港(外効地区)	-		16	
河川	徳島県	旧吉野川	-		13
		今切川	-		3
		那賀川	-		57
	香川県	桑野川	-		38
		土器川	-		104
		重信川	-		56
		石手川	-		55
高知県 鏡川	-		2		

赤字は繰返し液状化強度試験実施箇所

#### 3.2 港湾施設の砂質土(自然地盤)

撫養港と高松港及び高知港(外効地区)を対象とする。3港の地盤材料と液状化強度について図3に示す。撫養港と高松港の液状化強度は盛土・埋土の傾向とは逆に撫養港が10%程小さい値である。撫養港の方が粒度は良

Analysis of liquefaction characteristics of river and port facilities in the Shikoku region  
Kosuke Nakagawa (Kiso Kensetsu Consultant), Kazu Saito (Yonden Consultants), Masashi Kitazawa, Eiji Shimamoto (Daichi Consultant Co'Ltd), Masahiro Kobayashi (Kiso Kensetsu Consultant), Noboru Nakajima (Chiken Co'Ltd), Yukimasa Kanda (F Infrastructure Design Consultants), Seiji Fujikawa (Shikoku Construction Consultants), Tadashi Hara (Kochi University)

いが乾燥密度の差から見ても材料の詰まり具合が小さく、これが液状化強度の差に影響していると考え。一方、高知港(対外地区)は、細粒分含有率が40%以上であり内湾特有の堆積状況と言え、他の2港とは大きく異なる。液状化強度は他の2港に比べて約15%程度高くなっている。粒度は比較的良好だが、N値や乾燥密度では液状化強度の大きさは説明しづらく、FCによる影響が大きいと考える。ただし、図4より高知港の試料はFCが高いが低塑性または非塑性な材料であり、液状化の可能性があると考える。撫養港は1試料(凡例□)が液状化対象外の結果となった。しかし、撫養港では昭和南海地震において堤防や塩田地盤の液状化が生じており<sup>4)</sup>、このような液状化のベンチマークとなる事実を反映し、液状化対象層として含めることも有効であると考え。

### 3.3 河川の砂質土(自然地盤)

表1に示す8河川を対象とする。液状化強度試験が実施されていない香川県と愛媛県の3河川については、平成29年の道路橋示方書<sup>2)</sup>による推定RL20を示す。全河川の地盤材料と液状化強度を図5に示す。これらの河川は微地形別に大別すると、扇状地河川(那賀川, 桑野川, 重信川, 石手川, 土器川)と低平地河川(旧吉野川, 今切川, 鏡川)からなり、各河川の河床勾配は図6のとおりである。扇状地河川では、いずれの河川においても礫分が混入しており、液状化強度RL20が概ね0.25以上と高い傾向がみられる。一方、三角州・海岸低地を流れる低平地河川は、河床勾配が緩いことから細粒分が主体となり、液状化強度は扇状地河川に比べ小さい傾向である。また、図7よりいずれの河川においてもFCが高く低塑性または非塑性な材料の割合が比較的多いことから、礫分を比較的多く含む扇状地河川でも液状化の可能性があり、このような地盤の設計上の取扱いが課題と考える。

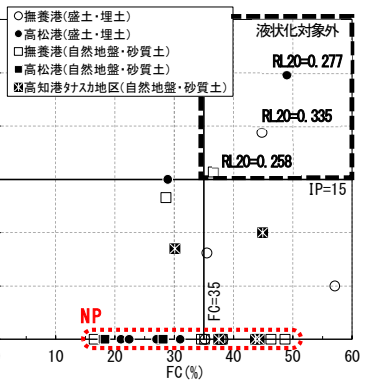
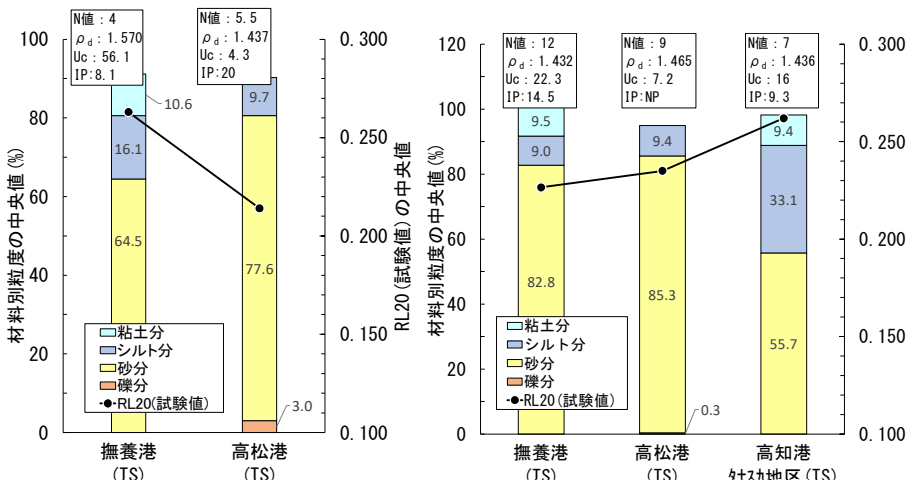


図4 港湾別FCとIPの関係

図2 港湾 盛土・埋土の地盤材料とRL20

図3 港湾 砂質土の地盤材料とRL20

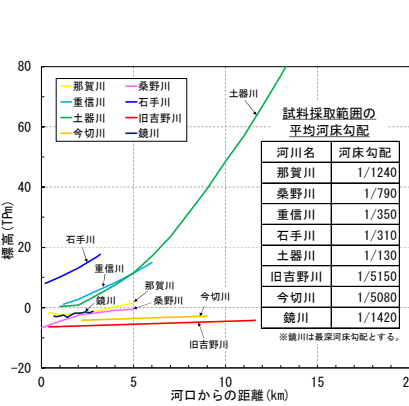
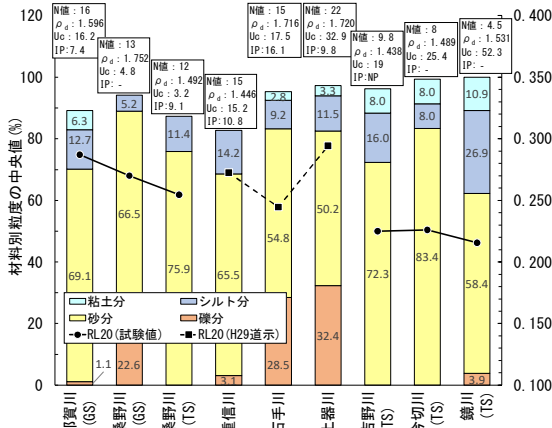


図6 現況河床勾配(試料採取範囲)

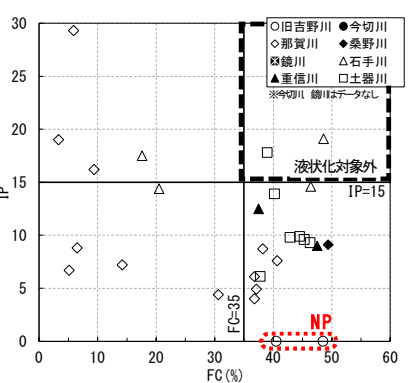


図7 河川別FCとIPの関係

図5 河川 砂質土の地盤材料とRL20

## 4. おわりに

四国の河川・港湾施設の液状化強度の地域特性について分析した結果、港湾・河川別に液状化特性の地域における違いが見られた。各種地盤データを基にさらに詳細な地域性の分析を進めていきたい。

【謝辞】本検討に用いた地盤データは、国土交通省四国地方整備局よりご提供いただきました。ここに記して、感謝の意を表します。

【参考文献】1) 原 忠: 地盤地震防災研究委員会の活動と展望, 令和2年度地盤工学会四国支部研究発表会, 2020. 2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2017. 3) 京川裕之他: 東北地方太平洋沖地震による浦安市埋立地盤の液状化被害調査, 地盤工学会ジャーナル, VOL.7, NO.1, PP.265-273, 2012. 4) 鳴門市史編纂委員会: 「鳴門市史 現代編1」, PP.936-937, 1999.