

# 第25回 中部地盤工学シンポジウム論文集

平成25年8月9日（金）

主催：社団法人 地盤工学会 中部支部

後援：（社）建設コンサルタント協会中部支部

（社）日本建設業連合会中部支部

中部地質調査業協会



# 目次

## 第1セッション（9：35～12：00） 地震防災（津波・液状化など） 司会 名古屋工業大学 Md. Shahin Hossain

- 1-1 東日本大震災における液状化の確率論的評価に関する基礎的研究 ..... 1  
徳島大学 鈴木 壽
- 1-2 振動台実験を用いた抗基礎の耐震補強効果の検証および数値解析 ..... 7  
名古屋工業大学 岡 良亮、三井 翔平、森河 由紀弘、張 峰
- 1-3 地震・津波の複合外力による混成堤の進行性破壊..... 11  
名古屋工業大学 今瀬 達也、伊藤 嘉、前田 健一、張 鋒  
東洋建設(株) 三宅 達夫、鶴ヶ崎 和博、角田 紘子
- 1-4 低拘束圧における豊浦砂の力学挙動の実験的研究..... 17  
名古屋工業大学 長田 辰弥、加藤 守人、森河 由紀弘、張 峰
- 1-5 不飽和土構造物の施工時・地震時・地震後の空気～水～土骨格連成有限変形シミュレーション..... 23  
名古屋大学 吉川 高広、野田 利弘
- 1-6 補強土壁盛土の固有振動特性を考慮した振動時滑動量の計算方法 .....29  
豊橋技術科学大学 三浦 均也、チャン アン クワン、斎藤 裕也  
豊田工業高等専門学校 小林 睦  
岡三リビック(株) 小浪 岳治、林 豪人
- 1-7 地盤の不整形性を考慮した震度ハザードマップへのアプローチ .....37  
長野高等工業専門学校 古本 吉倫  
岩手大学 桑原 優

### 特別講演その1 「巨大化する想定地震～どこまで対応できるのか～」

岐阜大学・杉戸真太 教授

## 第2セッション（13：00～15：00） 地震以外の自然災害（ゲリラ豪雨・洪水など） 司会 名古屋大学 山田 正太郎

- 2-1 豪雨特性と間隙空気の影響を考慮した河川堤防の飽和・不飽和浸透挙動とモリシグ<sup>®</sup>手法.....41  
名古屋工業大学 齊藤 啓、伊藤 嘉、今瀬 達也、前田 健一  
中部大学 杉井 俊夫  
応用地質(株) 小林 剛
- 2-2 平成23年台風12号の豪雨によるグラウンドアンカー被災状況の調査..... 49  
三重大学 酒井 俊典、藤原 優、常川 善弘
- 2-3 河川堤防土の強度定数決定のための試験条件についての一考察..... 55  
名城大学 小高 猛司、崔 瑛、兼松 祐志、小林 芳樹  
(株)建設技術研究所 李 圭太
- 2-4 河川堤防樋門周辺地盤内のゆるみ領域や空洞の生成・発達現象の観察 ..... 61  
名城大学 中村 太意、崔 瑛、小高 猛司

(株)建設技術研究所 李 圭太  
(財)建設技術研究所 榎本 文勇

2-5 浸透破壊を対象とした進行性メカニズムの評価に関する研究 .....69  
中部大学 梅基 哲矢、杉井 俊夫、山田 公夫  
中日本航空(株) 名倉 晋

2-6 詳細数値標高モデルと GIS を用いた山岳道路盛土の抽出 .....75  
岐阜大学 沢田 和秀、岩田 麻衣子  
東北大学 森口 周二  
愛知県 田中 貴大  
中部大学 浅野 憲雄

### 特別講演その2 「自然災害と初期支援」

中部地方整備局 五十川俊一 氏

### 第3セッション (15:10~17:15) 維持管理・環境・その他

司会 名古屋大学 檜尾 正也

3-1 無導坑方式・早期閉合による超近接双設トンネルの施工時挙動評価 ..... 83  
中日本高速道路(株) 稲垣 太浩、中堀 千嘉子  
清水建設(株) 矢野 一郎、牛田 和仁、高本 絢也、奥野 哲夫

3-2 動的繰返し荷重による堆積軟岩の帯磁率異方性発達の実験検証 ..... 91  
名古屋工業大学 栗本 悠平、小枝 幸真、張 峰  
(独)海洋研究開発機構 阪口 秀、氏家 恒太郎、山本 由弦

3-3 ジオシンセティックスを用いた構造物基礎の補強効果 ..... 95  
名古屋工業大学 増田 彩希、Hossain Md.Shahin  
東京工業大学 竹田 智哉  
Tij 地盤解析研究所 中井 照夫

3-4 土を用いた落石対策インフラの長寿命化に関する個別要素法解析.....101  
名古屋工業大学 内藤 直人、今瀬 達也、前田 健一  
土木研究所寒地土木研究所 山口 悟  
構研エンジニアリング 牛渡 裕二、鈴木 健太郎、川瀬 良司

3-5 未利用木質破砕材を活用した舗装の特徴とその評価..... 109  
岐阜高等工業専門学校 裁 康将、吉村優治  
丸栄コンクリート工業(株) 伊藤 啓介  
豊橋技術科学大学 臼井 秀行  
(株)遠藤造林 遠藤 一美  
西濃建設(株) 宗宮 正和  
(株)エスウッド 角田 惇  
河村 邦基

3-6 サクションアンカーの把駐特性に関する遠心模型実験..... 115  
東海大学 北 勝利

### 特別講演その3 「徳山水力発電所建設工事の技術課題と対応」

中部電力(株) 浦上博行 氏

第1セッション  
(9 : 35 ~ 12 : 00)

地震防災  
(津波・液状化など)

司会 Md. Shahin Hossain  
(名古屋工業大学)



## 東日本大震災における液状化の確率論的評価に関する基礎的研究

鈴木 壽<sup>1</sup>

1 徳島大学・大学院・E-mail address suzuki@ce.tokushima-u.ac.jp

## 概 要

一般に土質定数はかなりばらつき、適切な強度定数を定めることは容易ではなく、液状化に対する地盤の抵抗値は確率変数であると考えるのが妥当である。一方、地震外力も発生自体、震源特性、伝播経路特性すべてが確率論的である。すなわち、液状化を含めたすべての土木工学の耐震工学では確率論の導入が不可欠であると考えられる。ここに掲げている問題は非常に大きいので、課題を三陸沖で過去 89 年間に起きた地震ハザード曲線と、東日本大震災で生じた液状化被害例の統計的な処理から求めた計測震度と液状化率の関係を表す fragility 曲線を求めることに絞る。ここで得られたハザード曲線、液状化率曲線などは架空のものではなく実際の被害を実物大実験と見なして統計処理したものである。この研究の位置づけは東日本大震災で生じた貴重な液状化被害事例の記録を有効に活用したものである。この結果は、以後の液状化被害に対する有益な情報を与えるものと信じる。つまり本研究で得た知見は同規模の地震の発生が予想される南海地震の対策にも当然役立つと考える。

キーワード：地震ハザード曲線，液状化安全率，fragility 曲線，液状化率

## 1. はじめに

我々は 2011 年 3 月 11 日に忘れえぬ大地震を経験した。2013 年 1 月 30 日現在、死者 15880 人、行方不明 2700 人で合わせて 18580 人の尊い命が犠牲となった。被害がこれほどまでに甚大になった理由は、いくつか考えられるが最大の理由は、この地震が想定外の大規模な地震であったことにある。

今後、我々土木技術者は、この想定外の地震に耐えうる社会基盤を構築せねばならない。しかし、公共事業に投与される予算には限りがあり無限大に強固な構造物を作ることはできない。さらに地震は、いつ起こるかかわからないという確率論的な問題でもある。地震予知などという問題は地震学者でもない私たちにとっても容易に分かるはずがない。こうした不確実性の中で土木構造物は設計されねばならない。すなわち想定すべき最大級の地震に対して限られた予算に対する最適設定を実施する必要がある。本研究ではこうした社会的な背景に基づいて、地盤工学の中でも極めて被害の大きかった液状化問題を取り上げ、その東日本大震災における地震ハザード曲線と fragility 曲線を求め、確率・統計的なアプローチを示す。ここで、示すデータはマグニチュード M9 で、南海・東南海地震にも十分援用できる。

## 2. 東日本大震災の液状化被害

ここでは、東日本大震災で実際に起きた液状化の被害を簡単に説明していく。

## 2.1 道路のひび割れ

写真 - 1 は液状化による舗装道路のひび割れを示している。進行方向にかなり幅の広いひびがかなり遠くまで続いている様子が分かる。こうしたひび割れが発生すると、道路は通行止めとなり交通障害が発生し物流への影響も甚大である。東日本大震災ではこのような道路のひび割れが随所に見られた。



写真-1 道路のひび割れ

道路に関してはその他、噴砂、マンホールの浮き上がりなどが液状化被として顕著に現れた。また液状化によって地盤と道路面の側方流動が何メートルも発生し道路の分断が起こっている場合もあり、交通は遮断されねばならなかった。最後に砂地盤にかけられる橋梁の基礎は通常杭基礎が多いが地震により橋梁の基礎地盤が液状化すると杭基礎を支えていた横方向の抵抗が無くなり基礎が大きく変形し大規模な側方流動が周辺地盤で発生した。

## 2.2 家屋の傾斜

写真 - 2 は典型的な家屋の傾斜を示している。これは地盤が液状化によって不均一に弱くなった結果生じたものである。写真 - 2 には現れていないが家屋周りには多くの埋設管がありそれらにも少なからず影響が与えられていると考えられる。

また、写真-2 は典型的な家屋の傾斜を示している。これは地盤が液状化によって不均一に弱くなった結果生じたものである。写真-2 には現れていないが家屋周りには多くの埋設管がありそれらにも少なからず影響が与えられていると考えられる。写真-2 家屋の傾斜



### 3. 液状化の予測法

#### 3.1 液状化安全率 $F_L$ <sup>1)</sup>

液状化安全率  $F_L$  (Factor of safety for liquefaction) は、地盤の液状化に対する抵抗力  $R$  を地震によるせん断応力  $L$  で除した値である。

$$F_L = \frac{\text{液状化抵抗力 } R}{\text{せん断応力 } L}$$

$F_L$  値は、 $F_L=1$  を境に  $F_L < 1$  の場合には液状化の発生する可能性が高く、 $F_L \geq 1$  では液状化の発生する可能性が低いと判断される。

液状化安全率  $F_L$  を得るために必要な液状化抵抗比  $R$  とせん断応力比  $L$  は、さまざまな手法によって求めることができる。

##### 〈液状化抵抗比 $R$ 〉

地盤の液状化に対する強さであり、標準貫入試験より得られた  $N$  値と粒度試験結果から推定する手法や土質試験で実際に土を振動させる方法などがあり、目的・精度に応じて選択する。しかし、調査できる範囲は狭く、一般に  $N$  値などはかなりばらつき確定値とするのは難しい。

##### 〈せん断応力比 $L$ 〉

地震によって地盤に伝わる強さを示し、簡便法として地盤の有効土被り圧  $p'_z$  と加速度の関係式や、地震応答解析により算出する方法など、こちらも必要な精度に応じて選択するが、地震外力も発生自体、震源特性、伝播経路特性すべてが確率論的であるから液状化抵抗比以上に確率的にするわけにはいかない。

#### 3.2 シミュレーションによる液状化予測

ここでの動的解析は、地震時に発生する過剰間隙水圧の上昇、すなわち有効応力の低下による強度や変形係数の変化を考慮した応答解析とし、一般にはこれらの解析法は有効応力解析と称されている。有効応力解析には、種々な手法が提案されている。それらは、土の構成モデル(構成則)によって特徴づけられる。有効応力解析が主流であり、地震時の地盤内のひずみ、加速度応答、過剰間隙水圧の発生・消散などの時々刻々の変化が求められ、液状化時から液状化後までの詳細なシミュレーションが可能である。LIQA、FILP などが代表的な解析法であるが、非常に数多くのパ

ラメータを入力する必要がある、パラメータの設定や結果の評価には、高い技術と経験を要する。

### 4. 東日本大震災の地震発生位置と規模

3で述べた既往の研究では土質力学に立脚した点及び面的な領域の安定性を確定論的に論じていた。しかし、地震は確率的に発生しており、3次元的に広がり大きな被害を与える。すなわち、既往の研究のような、ほんの小領域の理論で液状化を議論するのではなく、大規模かつ確率論的に評価するのが液状化問題の本来の姿である。

#### 4.1 三陸沖の地震発生位置と規模<sup>2-4)</sup>

今回の東日本大震災は三陸沖を震源とするマグニチュード9の地震で起こった。そこで、最初に三陸沖の面的な定義を行う。すなわち、西経141度、東経144度、南緯36度、北緯42度の範囲で震源の深さは上限を0.0km、下限を50kmとする。これを地図に表したものが図-1である。図中の丸印は東日本大震災で発生した地震の震源地である。

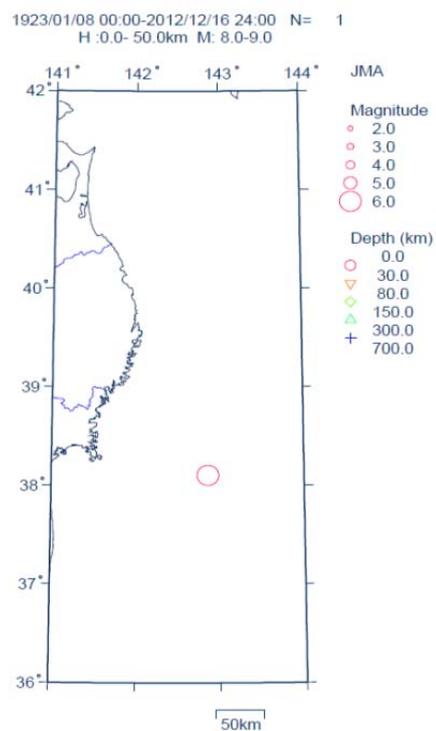


図-1 三陸沖の研究対象領域

次ページにあるが、図-2は、1923年1月8日～2012年12月16日までに三陸沖で起きた地震を示している。本研究では液状化を問題にしているため、マグニチュード5以上の地震を対象とした。表-1は、各マグニチュード以上の地震発生個数を示している。表から分かるようにマグニチュード5～6が最も多くマグニチュード6以上になると激減し7～9となると、ほんのまれにしか起こらないことが分かる。勿論、このマグニチュード発生個数は図-2で示した三陸沖に限定して調査したものである。

表-1 マグニチュードと発生個数の関係(1923-2012)

マグニチュード	発生個数
5以上	2250
6以上	350
7以上	24
8以上	1
9以上	1

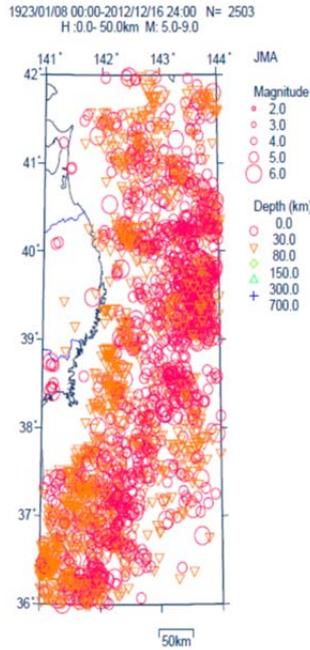


図-2 1923年1月8日～2012年12月16日までに三陸沖で起きた地震

### 5. 液状化の統計的解析

#### 5.1 液状化率の定義

右図は表-2 で示す江東区1の液状化被害の様子を示している。赤色の区域は液状化した区域aで、その他の部分は液状化していない区域で、区域全面積Aとすると液状化率 $F_R$ は



図-3 液状化率の定義

$$F_R = a/A \times 100(\%) \quad (1)$$

#### 5.2 解析に用いた被害例

表-2 液状化被害の一覧表(解析に用いた地点、項目のみ)

区域	液状化被害面積(km <sup>2</sup> )	区域全面積(km <sup>2</sup> )	液状化率	計測震度	履歴
江東区1	1.46	2.54	57.5	5.5	なし
江東区2	0.36	1.58	22.8	5.5	なし
江東区3	0.056	4.49	1.2	5.5	あり
江東区4	0.032	1.95	1.6	5.5	あり
江東区5	0.058	5.01	1.2	5.5	あり
江東区6	0.045	3.11	1.4	5.5	あり
江東区7	0.00173	1.9	0.1	5.5	なし
合計	2.01273	20.58	9.8		

区域	液状化被害面積(km <sup>2</sup> )	区域全面積(km <sup>2</sup> )	液状化率	計測震度	履歴
浦安市1	1.26	3.59	35.1	5.5	なし
浦安市2	0.988	1.04	95.0	5.5	なし
浦安市3	1	2.35	42.6	5.5	なし
浦安市4	1.627	2.41	67.5	5.5	なし
浦安市5	2.403	3.06	78.5	5.5	あり
浦安市6	1.918	2.18	88.0	5.5	あり
浦安市7	0.00172	5.84	0.0	5.5	あり
合計	9.19772	20.47	44.9		

区域	液状化被害面積(km <sup>2</sup> )	区域全面積(km <sup>2</sup> )	液状化率	計測震度	履歴
市川市1	0.231	3.05	7.6	5	なし
市川市2	2.03	2.04	99.5	5	なし
市川市3	0.3	0.31	96.8	5	なし
市川市4	0.033	2.19	1.5	5	なし
市川市5	0.84	1.29	49.6	5	なし
市川市6	0.63	4.14	15.2	5	なし
市川市7	1.59	1.64	97.0	5	なし
市川市8	1.5	1.51	99.3	5	なし
合計	6.954	16.17	43.0		

区域	液状化被害面積(km <sup>2</sup> )	区域全面積(km <sup>2</sup> )	液状化率	計測震度	履歴
神栖市1	5.98	12.6	47.5	6	なし
神栖市2	1.05	9.65	10.9	6	あり
神栖市3	1.48	11.56	12.8	6	あり
合計	8.51	33.81	25.2		

区域	液状化被害面積(km <sup>2</sup> )	区域全面積(km <sup>2</sup> )	液状化率	計測震度	履歴
船橋市1	1.5	1.51	99.3	5	なし
船橋市2	1.3	1.4	92.9	5	なし
船橋市3	0.1	0.67	14.9	5	なし
船橋市4	0.82	1.46	56.2	5	なし
船橋市5	0.046	1.01	4.6	5	なし
船橋市6	2.57	2.58	99.6	5	なし
合計	6.336	8.63	73.4		

区域	液状化被害面積(km <sup>2</sup> )	区域全面積(km <sup>2</sup> )	液状化率	計測震度	履歴
習志野市1	0.432	1.08	40.0	5.5	なし
習志野市2	2.75	2.87	95.8	5.5	なし
習志野市3	2.16	2.17	99.5	5.5	なし
合計	5.342	6.12	87.3		

区域	液状化被害面積(km <sup>2</sup> )	区域全面積(km <sup>2</sup> )	液状化率	計測震度	履歴
大田区	0.00173	3.6	0.1	4	なし

区域	液状化被害面積(km <sup>2</sup> )	区域全面積(km <sup>2</sup> )	液状化率	計測震度	履歴
江戸川区1	0.734	3.7	19.8	5	あり
江戸川区2	0.00578	7.58	0.1	5	あり
合計	0.73978	11.28	6.6		

区域	液状化被害面積(km <sup>2</sup> )	区域全面積(km <sup>2</sup> )	液状化率	計測震度	履歴
香取市1	0.34	13.4	2.5	6	あり
香取市2	0.107	11	1.0	6	あり
合計	0.447	24.4	1.8		

区域	液状化被害面積(km <sup>2</sup> )	区域全面積(km <sup>2</sup> )	液状化率	計測震度	履歴
稲敷市1	0.071	14.01	0.5	6	なし
稲敷市2	0.005043	3.58	0.1	6	あり
稲敷市3	0.313	15.08	2.1	6	あり
稲敷市4	1.73	11.51	15.0	6	あり
合計	2.119043	44.18	4.8	6	あり

区域	液状化被害面積(km <sup>2</sup> )	区域全面積(km <sup>2</sup> )	液状化率	計測震度	履歴
成田市1	0.09	10.6	0.8	4	なし
成田市2	0.2	12.9	1.6	4	あり
合計	0.29	23.5	1.2		

区域	液状化被害面積(km <sup>2</sup> )	区域全面積(km <sup>2</sup> )	液状化率	計測震度	履歴
板倉市1	0.005721	3.28	0.2	5	なし
板倉市2	0.001972	3.11	0.1	5	なし
合計	0.007693	6.39	0.1		

区域	液状化被害面積(km <sup>2</sup> )	区域全面積(km <sup>2</sup> )	液状化率	計測震度	履歴
鹿嶋市1	2.29	10.3	22.2	6	あり
鹿嶋市2	1.44	11.52	12.5	6	あり
鹿嶋市3	0.013	8.73	0.1	6	あり
合計	3.743	30.55	12.3		

区域	液状化被害面積(km <sup>2</sup> )	区域全面積(km <sup>2</sup> )	液状化率	計測震度	履歴
栄町1	0.033	2.62	1.3	5	なし
栄町2	1.24	14.52	8.5	5	なし
合計	1.273	17.14	7.4		

区域	液状化被害面積(km <sup>2</sup> )	区域全面積(km <sup>2</sup> )	液状化率	計測震度	履歴
美浜市1	2.76	2.82	97.9	5.5	なし
美浜市2	4.2	4.91	85.5	5.5	あり
美浜市3	1.95	4.63	42.1	5.5	あり
美浜市4	1.79	4.12	43.4	5.5	あり
美浜市5	0.77	4.76	16.2	5.5	あり
合計	11.47	21.24	54.0		

表-2 は国土交通省が集めた液状化被害資料である。表に示すように、液状化被害面積  $a \text{ km}^2$  を区域全面積  $A \text{ km}^2$  で割った値、すなわち液状化率  $F_R = a/A \times 100(\%)$ 、計測震度、液状化の履歴の有無を掲載している。

### 5.3 大規模・中規模・小規模液状化被害の定義

本研究では液状化の被害の程度を大規模、中規模、小規模と分類する。図-3 で説明したように江東区 1 の  $a$  は  $1.46 \text{ km}^2$ 、 $A$  は  $2.58 \text{ km}^2$  なので液状化率  $F_R$  は  $57.5\%$  となる。江東区 1~7 まで調査されているので同様な計算をすべて行うと、最終的にはこれらの計算を総和は  $F_R=9.8\%$  となる。例えば宮代市に見られるように、一つだけの調査地点にある場合においても同様な計算をし、表-2 を完成させた。液状化の程度、すなわち大規模、中規模、小規模液状化を決めるのは非常に難しいが本研究では、以降大規模液状化を  $F_R \leq 50\%$  で、中規模液状化を  $20\% \leq F_R < 50\%$ 、小規模液状化を  $1\% \leq F_R < 20\%$  と定義する。この定義は本研究を進めるうえで便宜上決めた値であって本来詳細な調査と見識が必要であるが、ここで行う解析手法においては、この定義がいくらであっても構わないと記しておきたい。

## 6. 統計的なアプローチによる東日本大震災の液状化に関するリスク評価<sup>5)</sup>

国土交通省による液状化被害は表-3 以外にも多数調べられているが、表を作成するに当たり、なるべく同じ計測震度のデータが重ならない地点を抽出した。

### 6.1 地震ハザード曲線の評価

まず、地震発生確率の計算を行う。過去 89 年間での陸沖で発生したマグニチュードと発生個数の関係を調べたところ、表-1 となった。この三陸沖でのマグニチュード別の発生確率を計算する。ここでは、領域を図-2 と同様とし、過去 89 年間のデータから単位面積 ( $1 \text{ km}^2$ ) あたりの各規模を有する地震の年平均発生個数を計算すると表-4 となる。

表-4 単位面積当たりの年平均発生個数  $n$

マグニチュード	発生個数	年平均個数
5	2250	3.56E-04
6	350	5.54E-05
7	24	3.80E-06
8	1	1.58E-07
9	1	1.58E-07

$$I = 1.36M - 4.03 \log_{10}(X + 0.00675 \times 10^{0.5M}) + 2.205$$

(2)

次に地震情報から揺れへの換算を行う。マグニチュード  $M$ 、地震の発生場所から敷地までの距離  $X \text{ km}$ 、計測震度  $I$  に(2)式の関係があるとする。マグニチュードと地震発生場所までの距離から地面への揺れの強さを予測する関係式は「距離減衰式」と呼ばれており過去の地震と観測データを用いて経験的に作成されておりさまざまなものが提案されている。ここでは、計測震度を予測する松崎・久田・福島の式(2)を利用する。なお、ここでは問題を簡単にするために震源深さを  $10 \text{ km}$  に限定する。計測震度とマグニチュードの組み合わせ  $(I, M)$  を設定し式(2)を  $X$  について解いた式を、計測震度とマグニチュードを引用すれば当該マグニチュード  $M$  の地震によって当該計測震度となる震源距離の最大値が計算できる。計測震度が小さい程、またマグニチュードが大きい程、最大震源距離は大きくなり遠い地震まで考えなければならぬ。

さらに揺れの大きさの年超過確率の計算を行う。ここでは三陸沖での一年間にある計測震度を超える揺れが発生する確率(年超過確率)を計算する。地震の発生はポアソン過程従うとする。ある現象が単位時間当たりへ平均  $\nu$  回発生するポアソン過程に従うとき時間間隔  $t$  の間に少なくとも 1 回発生する確率は(3)式に表される。

$$P(\text{時間間隔 } t \text{ の間に少なくとも } 1 \text{ 回発生する}) = 1 - \exp(-\nu t) \quad (3)$$

最後に地震ハザードの計算を行う。

まずは、計測震度を超える地震の年平均発生個数を計算する。(3)式に  $t=1$  年を代入し、 $\nu$  には先ほど求めた年平均発生個数の合計を代入して、計測震度の年超過確率を計算する。図-4 はこうして求めた地震ハザード曲線である。

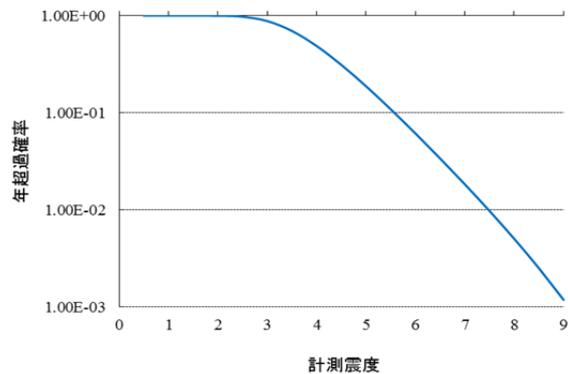


図-4 東日本大震災における地震ハザード曲線

### 7. 過去の被害データから統計的に求める液状化率曲線の作成

まず、液状化率曲線の関数の形を選ぶ必要があるがここでは正規分布でフラジリティ曲線をモデル化する。また、正規確率紙を用いて簡単に求める方法を採用する。次に標準正規分布関数の逆関数を用いて液状化率を確率紙の縦軸の値に変換する。

大規模液状化

計測震度	全壊率	基準化変数
0.0	0.01%	-3.72
5.5	7.10%	-1.47
5.5	33.90%	-0.42
5.0	33.50%	-0.43
5.5	32.80%	-0.45
5.0	71.70%	0.57
5.5	80.20%	0.85

回帰直線		回帰モデル	
係数a	切片b	平均値-b/a	標準偏差1/a
0.63	-3.62	5.71	1.575

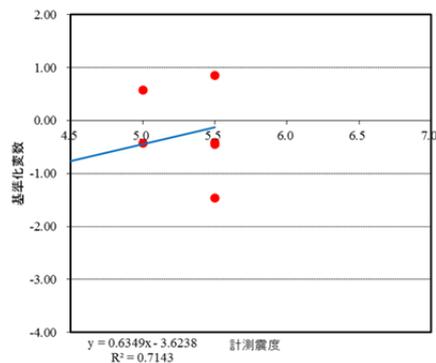


図-5 東日本大震災の液状化の大規模液状化の正規確率紙

中規模液状化

計測震度	全半壊率	基準化変数
0.0	0.02%	-3.54
5.5	8.80%	-1.35
5.0	4.00%	-1.75
5.5	11.00%	-1.23
5.5	7.10%	-1.47
6.0	17.70%	-0.93
5.5	17.60%	-0.93
6.0	7.50%	-1.44

回帰直線		回帰モデル	
係数a	切片b	平均値-b/a	標準偏差1/a
0.40	-3.55	8.78	2.474

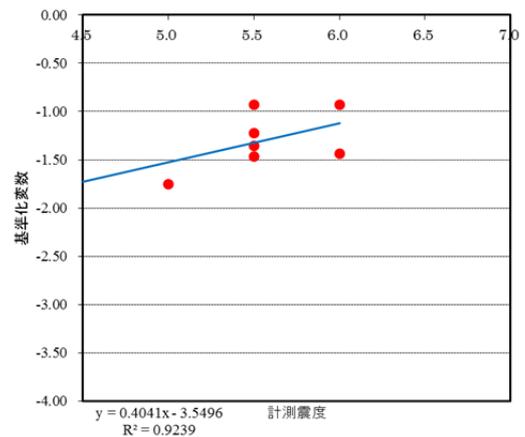


図-6 東日本大震災の液状化の中規模液状化の正規確率紙

小規模液状化

計測震度	一部損壊以上率	基準化変数
0.0	0.02%	-3.54
5.5	9.80%	-1.29
5.0	5.50%	-1.60
6.0	7.50%	-1.44
5.0	1.70%	-2.12
6.0	0.10%	-3.09
4.0	0.10%	-3.09
5.5	6.60%	-1.51
6.0	1.80%	-2.10
6.0	4.80%	-1.66
4.0	1.20%	-2.26
5.5	3.60%	-1.80
5.0	7.40%	-1.45
6.0	4.80%	-1.66
5.0	0.10%	-3.09

回帰直線		回帰モデル	
係数a	切片b	平均値-b/a	標準偏差1/a
0.30	-3.59	12.07	3.362

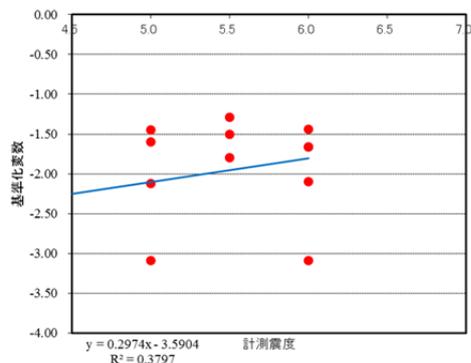


図-7 東日本大震災の液状化の小規模液状化の正規確率紙

図-5から図-7の大規模液状化率，中規模液状化率，小規模液状化率の正規分布パラメータを求めたのが表-5である。

表-5 フラジリティ曲線の正規分布モデルのパラメータ

	大規模	中規模	小規模
平均値	5.71	8.78	12.07
標準偏差	1.58	2.47	3.36

東日本大震災という非常に巨大な地震データなので，小規模液状化，中規模液状化，大規模液状化とともに想像もつかない被害レベルレベルとなってしまった。ばらつきを表す標準偏差はおおよそ1.5～3.5となつてばらつきが大きく，正規分布の当てはめに問題があったか，液状化率の定義に問題があったかも知れない。これらのパラメータを用いて確率分布関数を描いたものが図-8であり，計測震度と液状化率の関係を表すフラジリティ曲線である。

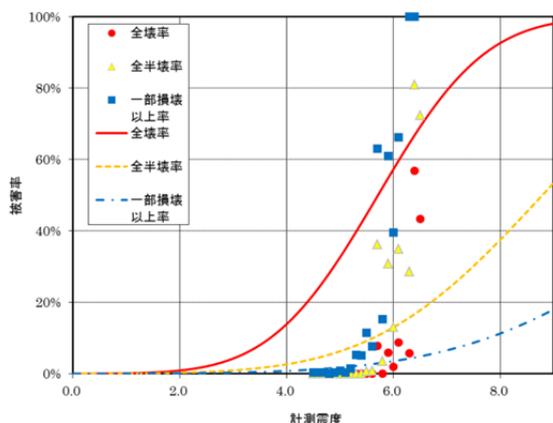


図-8 計測震度と被害率(液状化率)の関係を表すフラジリティ曲線

震度は，集計地域の代表値であり，また液状化耐震性能のばらつきから図-8の計測震度に対する被害率のデータはばらついたデータとなる。赤は大規模，黄は中規模，青は小規模となつていて，通常ならば反対の傾向がみられるが，この逆転現象は東日本大震災が，いかに巨大であったかを物語っている。

## 8. おわりに

一応，東日本大震災のデータから地震ハザード曲線と液状化率のフラジリティ曲線を作成した。フラジリティ曲線では液状化の被害が甚大で正規分布に当てはめることは難しかった。それ故に，その他の分布の当てはめも考慮すべきであった。また，地域の特徴をすべて同一としてデータを整理したが，例えば液状化が生じやすいところと，そうでないところなどの地域性を考えるべきであった。データはまだあるので工夫してみたい。

### 参考文献

- 1) 全国地質調査業協会連合会：絵とき地震による液状化とその対策，オーム社，2012。
- 2) 鶴岡 弘. WWWを用いた地震活動解析システムの開発，地球惑星科学関連学会1997年合同大会予稿集, B22-P09, p77.
- 3) 鶴岡 弘. WWWを用いた地震活動解析システムの開発(2), 日本地震学会講演予稿集予稿集1997年度秋季大会, P04.
- 4) 鶴岡 弘. WWWを用いた地震情報検索・解析システムの開発. 情報処理学会研究報告;データベースシステム115-9, 情報学基礎 49-9, 65-70(1998).
- 5) 日本建築学会編：EXCELで学ぶ地震リスク評価，2011

## 振動台実験を用いた杭基礎の耐震補強効果の検証および数値解析 Verification of seismic strengthening effect on group-pile foundation with shaking table test and numerical experiment

岡良亮<sup>1</sup>，森河由紀弘<sup>2</sup>，三井翔平<sup>3</sup>，張鋒<sup>4</sup>

- 1 名古屋工業大学・大学院・創成シミュレーション工学専攻  
2 名古屋工業大学・大学院・社会工学専攻  
3 名古屋市役所  
4 名古屋工業大学・高度防災工学センター・E-mail : cho.ho@nitech.ac.jp

### 概 要

本研究では、既設杭基礎構造物を対象とした耐震対策として、杭基礎周辺の地盤を部分的に改良する工法に着目し、種々の改良仕様についての実験的、解析的検証を行った。1/50 スケールを想定した重力場振動台モデル実験では飽和地盤を対象として種々の改良仕様における杭基礎構造物の耐震補強効果を検証した。実験より、地盤改良で杭基礎部を補強したケースでは杭頭部における曲げモーメントが抑制されたが、改良体下端部において曲げモーメントが大きくなり、最大曲げモーメントは無補強のケースと同程度であることが明らかになった。一方、実験と同様の条件下で3次元動的有限要素解析を行った結果、補強したケースでは杭頭部の曲げモーメントが抑制される傾向にあったが、改良体下端部において曲げモーメントが大きくなるなど、実験と同様の傾向が確認された。ただし、解析で確認された変形モードの違いは実験では確認することができなかった。また、解析では無補強のケースと比べて杭を補強した場合において、曲げモーメントが最大で3割程度抑制できた。

キーワード：群杭基礎，耐震補強，振動台実験

### 1. はじめに

杭基礎の損傷は構造物の性能を著しく低下させるだけでなく、復旧や調査にも多大なコストや労力を要するため、我が国においても1995年に起きた兵庫県南部地震以降、杭基礎構造物の効果的な耐震補強方法の確立が望まれている。特に既設杭基礎構造物の耐震補強は用地や構造体そのものの制約条件が厳しいため、施工が比較的容易であり効果的な耐震補強方法の確立は困難を極めている。

このような背景の中、本研究では既設杭基礎構造物を対象とした耐震対策について、杭基礎周辺の部分的な地盤改良に着目した。杭基礎周辺の部分的な地盤改良は、杭基礎周辺の地盤をセメント等で深度的方向に部分的に改良し、改良体により杭基礎を拘束・補強する工法である。部分的な地盤改良は従来の補強工法に比べ、杭の本数やフーチングの拡幅を必要としないため、施工条件や経済性の面で有利であるという特徴を持っている。本稿では、飽和地盤を対象として種々の地盤改良の仕様について、杭基礎の耐震補強効果を実構造物の1/50スケールを想定した重力場における振動台モデル実験を行うことにより検証した。さらに実験と同様の条件下で3次元動的FEM解析も実施し、上部構造・杭基礎・地盤一体系の耐震評価を行った。

### 2. 実験概要

#### 2.1 重力場振動台実験装置

重力場振動台実験装置はメンテナンス性において優れている空圧式加振装置とせん断土槽によって構成されている。空圧式加振装置の主な性能は、最大空圧1.0MPa、最大振幅0.05m、最大加振重量 $9.8\text{m/sec}^2$ である。せん断土槽は横幅1.2m、奥行き1.0m、高さ0.8mで一層0.03mの格子枠×25層から構成されており、格子枠がベアリングによって連結されているため、深度方向において実地盤に近い境界条件（せん断変形）を再現可能となっている。

#### 2.2 構造物モデル

本実験は重力場で行うため相似則を完全に満たすことはできないが、Buckinghamの $\pi$ 定理を用いた $s=1/50$ スケールの相似則を適用した杭基礎構造物（9本群杭基礎）、及び上部構造物のモデルを用いている。構造物モデルの寸法を表1、及び図1に示す。なお、モデル杭にはアルミニウムパイプを用いて、杭下端部をウレタンブッシュ構造とすることにより杭を完全には拘束せず、回転支点（ヒンジ結合）に近い構造となっている。

表 1 構造物モデル

項目	実物寸法	模型寸法	相似比
杭径	(m) 1.00	0.02	50
杭の厚み	(m) 0.014	0.001	14
杭長	(m) 25.00	0.50	50
杭間隔	(m) 3.00	0.05	50
杭の曲げ剛性	(N・m <sup>2</sup> ) 1.11E+09	1.89E+02	5.87E+05
上部工の質量	(kg) 750000.00	6.00	125000
橋脚長	(m) 7.50	0.15	50
フーチング幅	(m) 9.00	0.18	50
フーチング厚さ	(m) 2.50	0.05	50

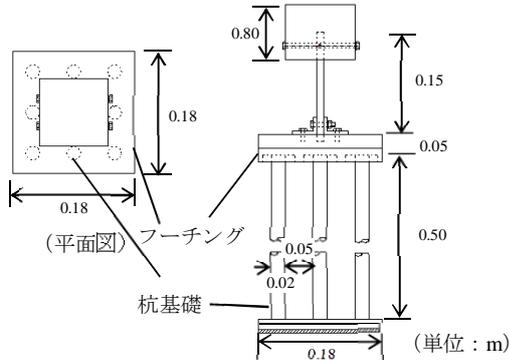


図 1 構造物モデル

### 2.3 改良体について

本研究の耐震補強方法は機械式攪拌工法、あるいは高圧噴射工法といった一般的な地盤改良工法によるものを想定しているため、豊浦標準砂と藤ノ森粘土の混合土に固化材(高炉セメント B 種)、および水を混ぜて作製した。その際、混合土の比率、及び固化材添加率を変えた一軸圧縮強度試験を行い、各配合における応力-ひずみ関係での一軸圧縮強度や変形係数のばらつきが少ないものを選び、最適な配合条件を決定した。改良体の一軸圧縮試験を実施した結果、一軸圧縮強度は 600kN/m<sup>2</sup> となった。

### 2.4 実験ケース

地盤の部分固化による改良パターンは多種多様であるが、本実験では中村ら<sup>1)</sup>によって実施された乾燥砂を用いた同様の実験を参考に改良パターンを選定した。

実施したケースは無補強の Case0、杭基礎周辺部をブロック状に改良した Case1、Case1 と同程度の改良土量でブロックを薄層化した多段式に配置した Case2 の計 3 ケースについて実施した。実験ケースを図 2 に示す。

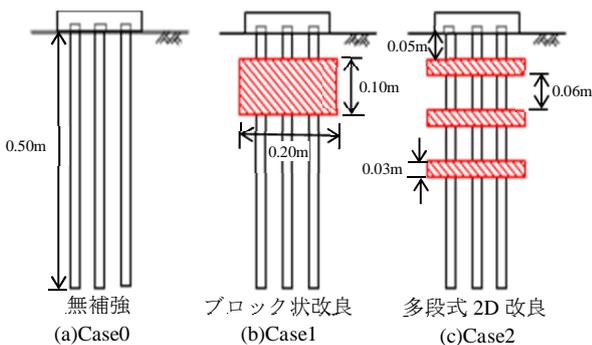


図 2 実験ケース

### 2.5 計測機器

実験で使用した加速度計及び、ひずみゲージの計測箇所を図 3 に示す。ひずみゲージは奥行方向における中央杭 3 本において、9 深度に対し設置した。また加速度計および間隙水圧計は加振装置上面、土層中央部と端部における 4 深度、フーチング上部、構造物部に設置した。

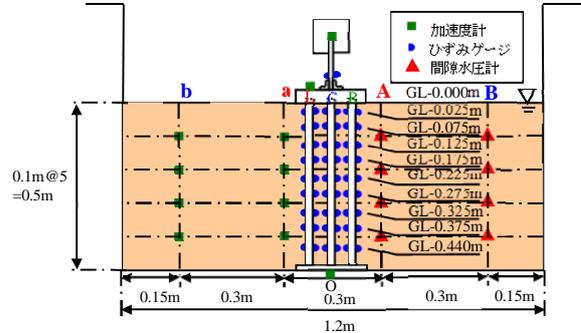


図 3 計測器設置位置

### 3. 重力場振動台実験結果

モデル地盤は水中落下高さ 0.10m で水中落下法を行い、地盤の作製を行った。作製地盤は相対密度 24%程度であった。入力加振加速度は 2m/sec<sup>2</sup>程度とし、4Hz の振動を 10 秒間与えた。加振装置上で測定された Case0 における入力加振加速度の時刻歴を図 4 に示す。なお、入力加速度は全てのケースにおいてほぼ同程度であった。

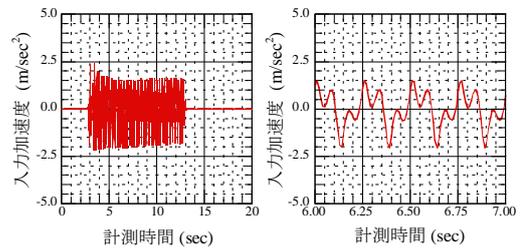


図 4 入力加振加速度

### 3.1 過剰間隙水圧

図 5、図 6 にブロック状改良(Case1)における A 点(土槽中央部)の過剰間隙水圧および過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。この結果は他の 2 ケースもほぼ同じ結果となった。計測したすべての深度において液状化(過剰間隙水圧比が 1.0)に至っており、また加振中においてはサイクリックモビリティに伴う水圧の変動(有効応力の回復)が確認できる。

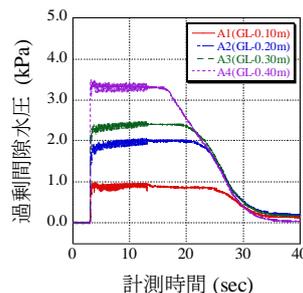


図 5 過剰間隙水圧

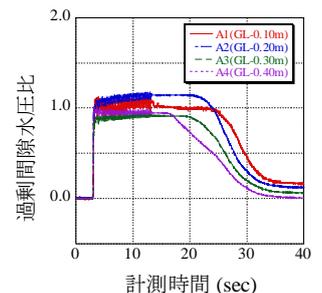


図 6 過剰間隙水圧比

### 3.2 曲げモーメント

図7にL杭(左側), C杭(中央), R杭(右側)での最大曲げモーメントが計測された時刻における曲げモーメント分布を示す。無補強(Case0)では、杭頭部で曲げモーメントが最大になっている。これは、杭上端部がフーチングにより固定端となっているため、ヒンジ固定の杭下端部に比べ曲げモーメントが発生しやすいためだと考えられる。一方、補強した Case1, Case2 においては無補強と比較して杭頭部の曲げモーメントが大きく抑制されている。これは、剛性の高い改良体が地盤のせん断変形に抵抗したためであると考えられる。また、多段式に改良した Case2 では、改良効果が広範囲になっていることが確認できる。すなわち、改良土量が同程度であっても、改良範囲を広くすることで広範囲の改良効果が確認できた。しかし、補強したケースでは改良体下端付近で曲げモーメントが最大になっている。これは、改良体と周辺地盤の剛性差が大きくなったため、局所的に応力集中が発生したためであると考えられる。

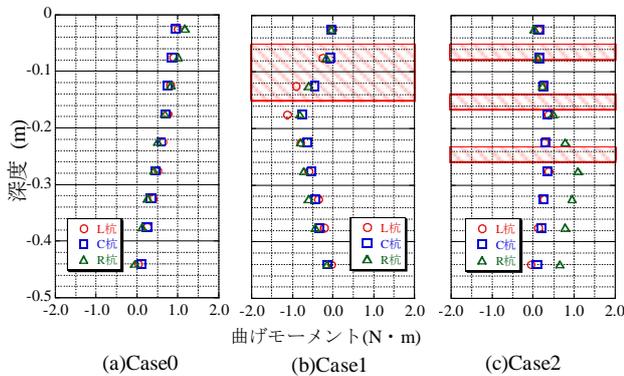


図7 曲げモーメント深度分布(実験)

### 3.3 軸力

図8にL杭, C杭, R杭のうち最大軸力が計測された時刻における軸力の分布を示す。各ケース共に左右の杭が加振により圧縮と伸張を交互に受け持つため、C杭の軸力はほぼ0であった。また、無補強(Case0)では杭の軸力が深度に寄らずほぼ一定の値となっており、軸力が杭下端まで正確に伝達されていることが確認された。一方、補強した全てのケースで、改良体以深において同程度の軸力が発生しているが、改良体下端部より上部では軸力が減少していることが確認できる。

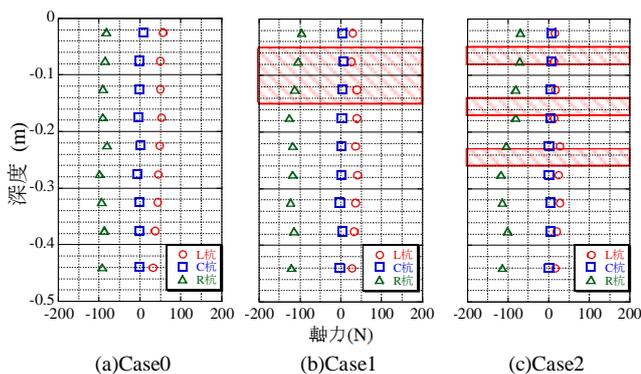


図8 軸力深度分布(実験)

## 4. 3次元動的 FEM 解析概要および解析条件

ここでは、実験と同条件で実施した3次元 FEM 解析の概要について説明する。本研究の解析は土水連成有限要素解析プログラム「DBLEAVES」を用いる。「DBLEAVES」は、地盤-基礎-構造物の相互作用を考慮して、繰返し静的・動的土・水連成の境界値問題を解くことが可能なプログラムである。

### 4.1 地盤モデル

地盤は回転硬化型弾塑性構成式「Cyclic mobility model<sup>2)</sup>」を適用した。Cyclic mobility modelは土の力学挙動に大きな挙動を与える土の密度や過圧密比、自然堆積過程に形成された構造、および応力履歴を受けることで発生した土の応力誘導異方性を一つのモデル表現できるという特徴を有している。解析地盤は実験と同様に湿潤状態の豊浦標準砂とした。地盤材料パラメータは豊浦標準砂の排水三軸圧縮試験に基づいて行った要素シミュレーションにより決定した。地盤の材料パラメータを表2に示す。

表2 地盤材料パラメータ

Parameter of Soil material		Value
Compression index	$\lambda$	0.05
Swelling index	$\kappa$	0.0064
Stress ratio at critical state	M	1.3
Void ratio ( $p^*=98\text{kPa}$ on N.C.L)	$e_0$	0.87
Poisson's ratio	$\nu$	0.3
Degradation parameter of over consolidation state	m	0.01
Degradation parameter of structure	a	0.5
Evolution parameter of anisotropy	$b_s$	1.5
wet unit weight	$\gamma_s$	15.47
(under water)		(5.47)
Permeability	k	5.77E-4
Initial degree of structure	$R_0$	0.8
Initial degree of over consolidation ratio (OCR)	$1/R_0$	7.5
Initial anisotropy	$\zeta_0$	0

### 4.2 下部構造物モデル

杭については杭の軸力変動による曲げ剛性への影響や、非線形性を考慮することが可能である「AFD model」を用いている。杭は実験と同様のアルミパイプをモデル化した。フーチングはアルミ製であるため、弾性体 ( $E=7.0 \times 10^7 \text{kPa}$ ) とした。杭下端はヒンジ結合とした。

### 4.3 上部構造物モデル

上部構造物については、橋脚部をトリリニアモデル、上部工は質点(実験と同様に質量6kg)によりモデル化した。改良体は一軸圧縮試験等により得られたパラメータを用いて弾性体としてモデル化した。

### 4.4 解析メッシュ

解析メッシュは対称性を考慮して半断面の3Dメッシュとした。地盤寸法は、実験に用いたせん断土槽と同様の幅1.2m、奥行き1.0m(半断面のため0.5m)、地盤高さ0.5mとした。図9に解析に用いた有限要素解析メッシュを示す。

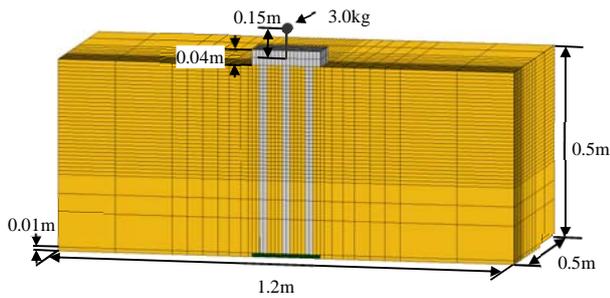


図9 解析メッシュ (3D-FEM)

## 5. 3次元動的 FEM 解析結果

解析結果と振動台実験結果の比較・考察を行うとともに、定量的に最大曲げモーメントの比較を行うことによりその効果の検証を行う。ここで、入力地震動は、無補強 (Case0) 実験において振動台上で計測された応答加速度を地盤底面より与えた。

### 5.1 曲げモーメント

図10にL杭、C杭、R杭で最大曲げモーメントが計測された時刻における曲げモーメント分布を示す。図10より、全ケースにおいて、深度-0.25m~-0.35m付近で曲げモーメントの正負が入れ替わっている。これは地盤の変形モードが杭の挙動に影響したものと考えられる。この傾向は実験では確認されていないが、実験において杭下端部が完全な自由端でないことが原因であると考えられる。無補強 (Case0) では、杭頭部で曲げモーメントが最大になっており、補強したケースにおいては無補強と比較して杭頭部の曲げモーメントが大きく抑えられているおり、実験と同様の結果となった。また、Case1と同程度の改良土量で多段式に改良した Case2 では、広範囲の改良効果が確認できた。一方で、補強したケースでは改良体下端付近で曲げモーメントの増大を確認した。

図11にCase0を1.0とした各ケースの最大曲げモーメントの比率を示す。図11よりブロック状改良では曲げモーメントの低減は確認されなかったが、多段式改良では約3割曲げモーメントが低減しており、改良効果が確認できた。

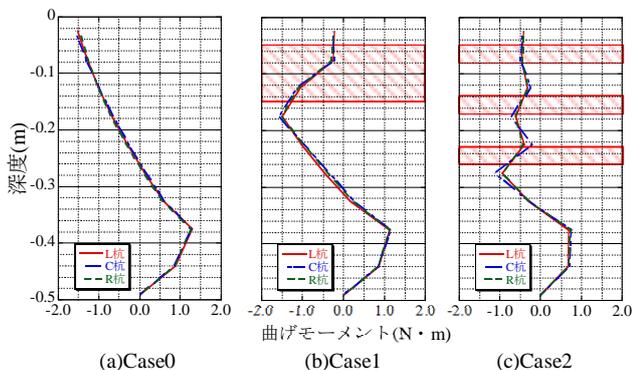


図10 曲げモーメント深度分布 (解析)

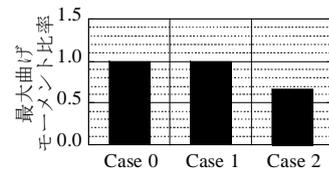


図11 最大曲げモーメント比率

### 5.2 軸力

図12にL杭、C杭、R杭のうち最大軸力が計測された時刻における軸力の分布を示す。実験と同様に、各ケース共に左右の杭が加振により圧縮と伸張を交互に受け持つため、C杭の軸力はほぼ0であり、また、無補強 (Case0) では杭の軸力が深度に寄らずほぼ一定の値となっており、軸力が杭下端まで一様に伝達されていることが確認された。一方、補強した全てのケースで、改良体以深において同程度の軸力が発生しているが、改良体より上部では軸力が減少していることが確認され、実験と同様の結果となった。また、軸力の最大値に着目すると、無補強のケースと比較して補強したケースで軸力の最大値が大きくなった。

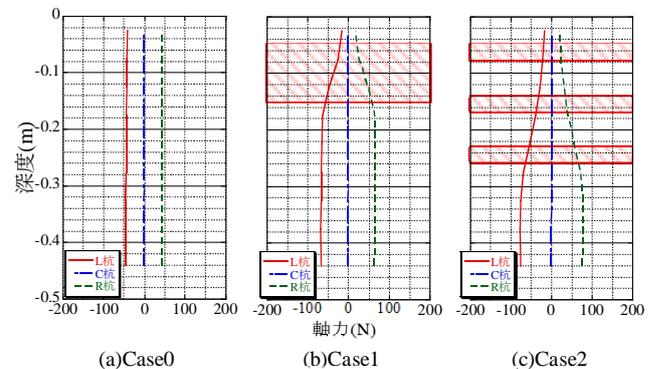


図12 軸力深度分布 (解析)

## 6. まとめ

本研究では、杭基礎周辺地盤を部分固化する工法において、改良体が及ぼす影響を上部構造・杭基礎・地盤一体系で耐震評価を行った。重力場における振動台実験と同条件による解析で明らかになった点を以下にまとめる。

- ・改良体により杭頭部で曲げモーメントが抑えられる、杭下端部において曲げモーメントが増大する傾向が実験と解析の両方で確認された。
- ・解析において、多段式改良では無補強と比べ最大曲げモーメントは約3割抑制されたことを確認した。

### 参考文献

- 1) 中村圭佑, 三井翔平, 森河由紀弘, 包小華, 張鋒: 振動台実験を用いた杭基礎の耐震補強効果の検証および数値解析、第47回地盤工学研究発表会発表講演集、pp1107~1110
- 2) F. Zhang, B. Ye, T. Noda, M. Nakano and K. Nakai : Explanation of cyclic mobility of soils: Approach by stress-induced anisotropy, Soils and Foundations, Vol.47, No.4, 635-648. 2007

## 地震・津波の複合外力による混成堤の進行性破壊

## Progressive Failure of the Caisson-type Breakwater due to Earthquake and Tsunami

今瀬達也<sup>1</sup>, 前田健一<sup>2</sup>, 伊藤嘉<sup>1</sup>, 三宅達夫<sup>3</sup>, 鶴ヶ崎和博<sup>3</sup>, 角田紘子<sup>3</sup>, 張鋒<sup>2</sup>

1 名古屋工業大学・大学院工学研究科・cih18501@stn.nitech.ac.jp

2 名古屋工業大学・高度防災工学センター

3 東洋建設・鳴尾研究所

## 概 要

本研究では、地震動による支持地盤の液状化および津波作用時の支持力破壊検討、津波越流による地盤強度の低下に伴う支持力破壊と支持地盤内に発生する透水力による浸透破壊を対象に、破壊要因となる現象の時刻変化にみた破壊プロセスを考察した。まず、地震動が作用すると支持地盤の過剰間隙水圧が上昇して液状化が発生し、防波堤が大きく沈下して、構造的に弱体化することがわかった。この状態で津波が来襲すると、容易に越流を許してしまう可能性がある。また、地震動による過剰間隙水圧が消散しきれない状態で津波外力および津波浸透が作用すると、支持力破壊に至る危険性が非常に高くなることがわかった。さらに、支持地盤内には越流外力と透水力の複合作用により強度が低下することで、支持力破壊および浸透破壊する可能性が高く、津波の継続的作用に伴って進行的に破壊する可能性を有することがわかった。

キーワード：地震，津波，混成堤，洗掘，進行性破壊

## 1. はじめに

2011年に発生した東日本大震災では、Mw9.0の長周期地震動が発生し、さらに、大津波を発生させ、北海道から千葉県の広域に渡る太平洋沿岸域に甚大な被害をもたらした。沿岸域では、外郭施設である防波堤等の海岸構造物が湾内に侵入する津波を遅延させることで避難時間を延長させるなど一定の防御・減災機能を果たしたが、多くの構造物は大破してしまい、継続して来襲する津波に対して耐波機能を喪失した。今後、発生が予想される東海・東南海・南海地震では、関東・中部・関西の三大工業地帯を含む太平洋ベルト地帯の重要港湾が多数あり、また、沿岸域に沿って人口が密集しているため、津波により被害が生じた場合、我が国の経済に深刻な問題を発生させる恐れがある。そのため、被害を最小限に抑える対策は急務と考える。特に、ハード対策については、東日本大震災における沿岸構造物の被害状況の把握と被害メカニズム解明を早急に行い、抜本的な対策を検討する必要がある。

例えば、外郭施設である防波堤に焦点をあてると、東日本大震災における被害形態<sup>1)</sup>として、1) 津波波力型、2) 引波水位差型、3) 越流洗掘型、4) 堤頭部洗掘型の4つに分類できる。これらの分類から、考慮すべきキーワードとして、津波外力の規模、越流、引き波、地盤の洗掘が挙げられる。特に、津波越流による流体衝撃力や渦、乱流による地盤洗掘現象については、これまでに研究事例が少なく、

現象を検討する必要性が高い。また、巨大地震災害を対象とした場合には、海溝型地震特有の長周期成分を含む、長時間作用し続ける地震動と、津波力の作用を想定した複合外力作用下の安定性を検討する必要があると考える。

そこで、本稿では以前より実施してきた、混成堤を対象とした津波による浸透問題や支持力破壊等の地盤工学の視点から捉えた検討結果<sup>2), 3), 4)</sup>を踏まえて、海溝型地震津波を想定した際の地盤液状化による地震被害およびその後に来襲した津波力作用に伴う混成堤の支持力破壊に対する安定性について、複合外力作用に伴う混成堤の不安定化を検討した。また、津波外力については、越流水塊の作用および捨石マウンド・支持地盤への浸透作用に着目した支持地盤への外力と内力の複合作用による不安定化について検討したので報告する。検討にあたり、津波力による地盤-構造物への影響を粒子法であるSPH法<sup>5), 6)</sup>、地震動・液状化については弾塑性構成式による土水連成有限要素解析<sup>7)</sup>を用いた。

## 2. 海溝型地震による長周期地震動が作用する混成堤の支持地盤不安定化に起因した被害

## 2.1 検討概要

海溝型地震による長周期地震動を対象とし、混成堤構造における被害メカニズムについて検討した。混成堤とは、我が国において軟弱地盤上に防波堤を施工するために多

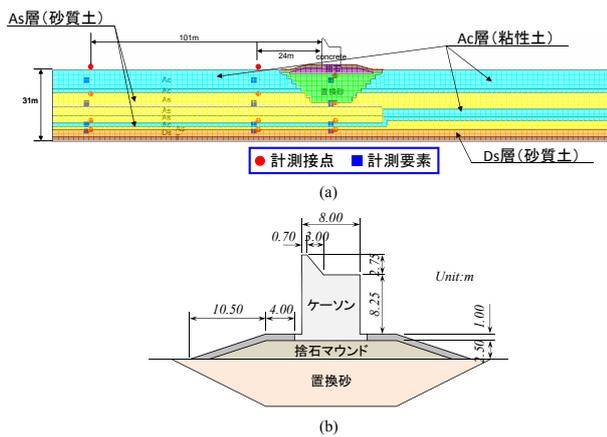


図 1 動的解析に用いた検討断面；(a)全領域，(b)混成堤断面

表 1 動的解析に用いた地盤材料パラメータ

Parameter		As	Ac
Compression index	$\lambda$	0.050	0.130
Swelling index	$\kappa$	0.006	0.026
Stress ratio at critical state	$R_f$	3.650	3.500
Void ratio ( $p=98\text{kPa}$ on N.C.L.)	$N$	0.870	0.920
Poisson's ratio	$\nu$	0.300	0.400
Degradation parameter of overconsolidation state	$m$	0.100	2.200
Degradation parameter of structure	$a$	2.200	0.100
Evolution parameter of anisotropy	$b_r$	1.500	0.100
Density [ $\text{t/m}^3$ ]	$\rho$	1.800	1.680
(under water [ $\text{t/m}^3$ ])		(0.800)	(0.680)
Initial structure	$R_0^*$	0.800	0.600
Initial degree of overconsolidation	$l/R_0$	2.500	1.500
Initial anisotropy	$\zeta_0$	0.000	0.000
Coefficient of permeability [ $\text{m/s}$ ]	$k$	1.000E-04	1.000E-09

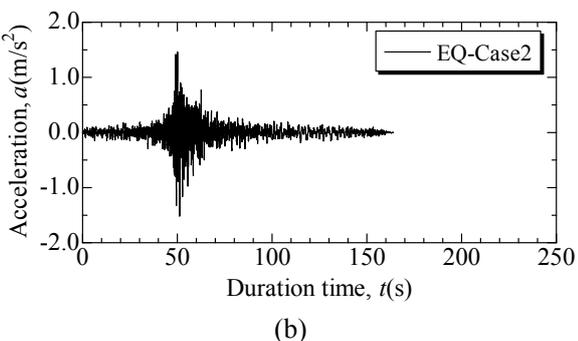
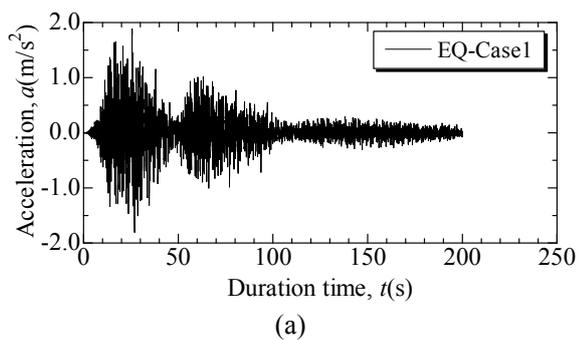


図 2 入力地震動；(a)EQ-Case1，(b)EQ-Case2

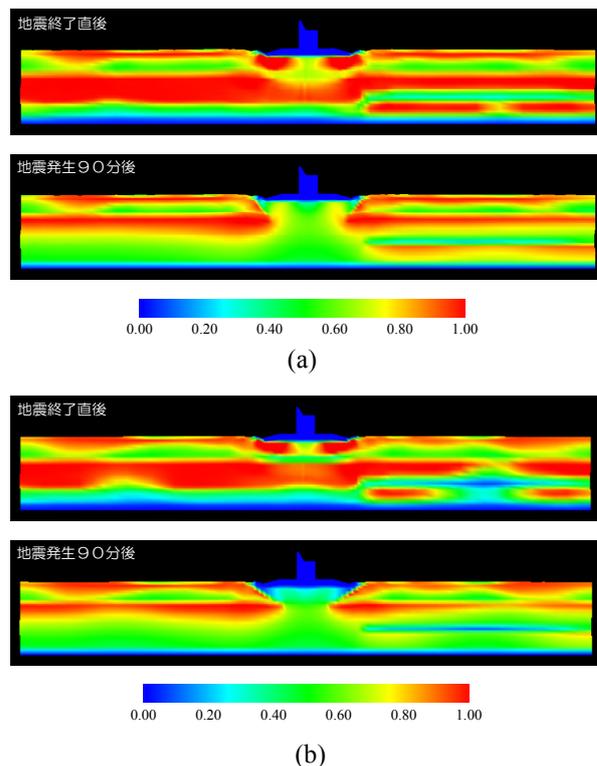


図 3 地震終了直後および地震発生 90 分後の過剰間隙水圧比分布；(a)EQ-Case1，(b)EQ-Case2

く用いられている床掘り・置換砂工法によって施工された支持地盤上に、捨石マウンドおよびケーソンを据え付けた構造である。解析断面および混成堤断面を図 1 に示す。動的解析は、回転硬化型弾塑性構成式 Cyclic mobility model による土水連成有限要素解析プログラム「DBLEAVES」を用いた。

## 2.2 解析条件

境界条件は、静的解析時においては、下部を  $x, z$  方向の変位を固定、側面は  $x$  方向の変位を固定している。動的解析時においては、下部を  $x, z$  方向の変位を固定、側面は等変位境界とした。水理条件は、下面および側面は非排水境界、上面は排水境界とした。

解析パラメータとして、As 層を緩い砂層、Ac 層を緩い粘土層と想定し、過去に実施した豊浦砂および藤の森粘土の解析例を参照して決定した(表 1)。また、基盤層である Ds 層および防波堤および捨石マウンドは弾性体材料と仮定して検討している。

入力地震動は、岐阜大学・杉戸真太教授よりご提供頂いた想定される東海・東南海・南海 3 連動による地震動波形および内閣府中央防災会議により 2012 年以前に提示された想定地震動を用いた(図 2)。本稿では、前者を EQ-Case1、後者を EQ-Case2 としている。

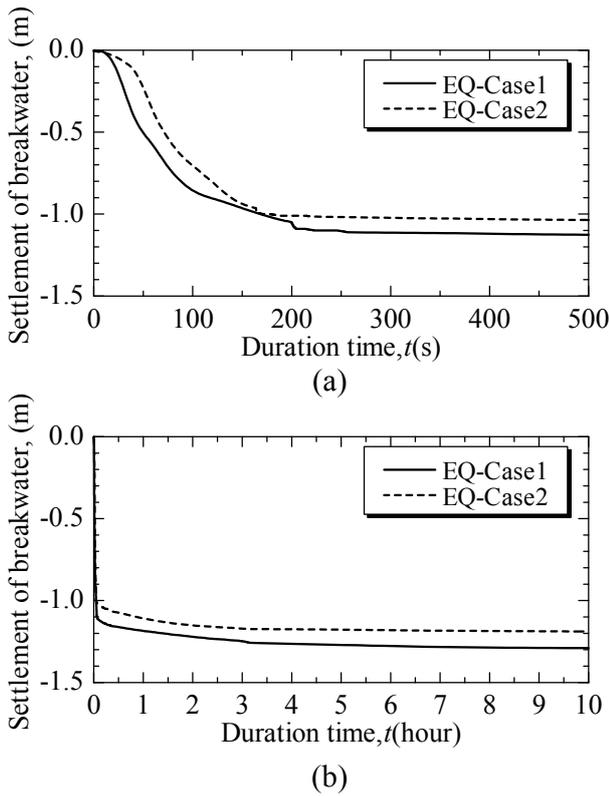


図4 防波堤天端における鉛直沈下量；(a)地震発生  $t=0s$  から  $t=500s$  まで、(b)地震発生  $t=0s$  から  $t=10$  時間まで

### 2.3 解析結果

#### 2.3.1 過剰間隙水圧比分布の変化

図3(a)にEQ-Case1, 図3(b)にEQ-Case2における地震終了後と地震発生90分後の過剰間隙水圧比を示す。

EQ-Case1およびEQ-Case2ともに、地震終了後に表層の粘土地盤および各砂層地盤において、過剰間隙水圧の上昇により過剰間隙水圧比が1.0近くまで上昇している。特に、防波堤下の置換砂においては、防波堤および捨石マウンドによる上載荷重が少ない箇所では過剰間隙水圧比が1.0となり、液状化に至っていると考えられる。また、粘土地盤でも水圧の上昇が見られ、過剰間隙水圧比が0.6程度まで上昇している。

地震発生90分後には、砂層において、発生した過剰間隙水圧の消散による過剰間隙水圧比の減少が見られるものの、依然として過剰間隙水圧が高く地盤が不安定な状態が続いていることがわかる。防波堤下の置換砂では、過剰間隙水圧比が約0.5~0.6程度である。また、粘土層においても、過剰間隙水圧比が比較的高い状態が続いている。

#### 2.3.2 防波堤の沈下

図3にEQ-Case1およびEQ-Case2の防波堤天端における沈下量の経時変化を示す。図3(a)は地震動載荷開始を  $t=0$  として、加振中を含めた  $t=500s$  までを示し、図3(b)は地震動載荷開始を  $t=0$  として、 $t=10$  hours までを示している。

図3(a)に着目すると、EQ-Case1では地震波形に従って、 $t=0\sim 50s$ ,  $50\sim 100s$ ,  $100\sim 200s$  の三段階によって沈下が進行している。加振終了後の  $t=200s$  時には、沈下量が約

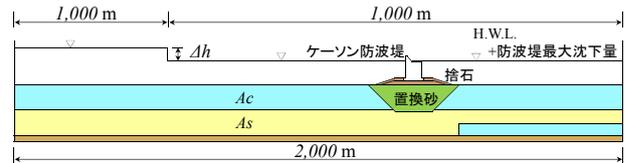


図5 津波解析のための解析断面

表2 津波解析における解析ケース

CASE	地震による防波堤の沈下	初期水位差	越流	支持力破壊
Case1-1	防波堤の沈下あり	8.2m	大	波力のみ
Case1-2				波力+地震による残留過剰間隙水圧+津波浸透力
Case2-1		6.5m	小	波力のみ
Case2-2				波力+地震による残留過剰間隙水圧+津波浸透力
Case3-1		4.2m	なし	波力のみ
Case3-2				波力+地震による残留過剰間隙水圧+津波浸透力
Case4	防波堤の沈下なし	8.2m	大	波力のみ
Case5	防波堤の沈下なし	6.5m	小	波力のみ
Case6		4.2m	なし	波力のみ

1.050m となった。一方で、EQ-Case2では最大加速度となる  $t=50s$  より急激に沈下が進行し、加振終了後の  $t=163s$  時には、沈下量が約0.966mとなった(図3(b))。

その後、地震発生90分後の沈下量はEQ-Case1で-1.200m, EQ-Case2で-1.140m程度、また、地震発生10時間後の沈下量はEQ-Case1で-1.290m, EQ-Case2で-1.190m程度まで沈下した。

### 3. 地震動による沈下および過剰間隙水圧の変動を考慮した津波外力作用時の支持力破壊検討

#### 3.1 検討概要

地震による防波堤の沈下および支持地盤の過剰間隙水圧変動を考慮した、防波堤に津波力が作用した際の支持力破壊に対する安全性を検討する。検討に用いた解析手法については、参考文献2), 3)に詳しい。本研究では、前項において検討した動的解析による結果(EQ-Case1のみ)を用いている。ただし、本検討では、初期水位H.W.L.に地震発生90分後の防波堤天端の沈下量(-1.200m)を加えることで、地震動による変形を表現した。また、津波解析においては、構造物、捨石また地盤は変形しないものとする。ただし、捨石および支持地盤については、適当な透水性を与えた多孔質構造となっている。

津波外力は沖に水位差を設けて水塊を設定し、Dam breakによる段波津波を発生させて、防波堤に作用させた。ただし、越流量を変化させて、その影響について考察するため、初期の水位差  $\Delta h=4.2, 6.5, 8.2m$  に設定した。各解析ケースを表2に示す。

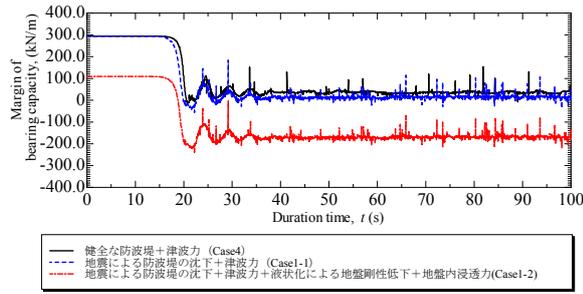


図 6 支持力破壊に対する余裕度変化 (Case1-1, Case2 および Case4)

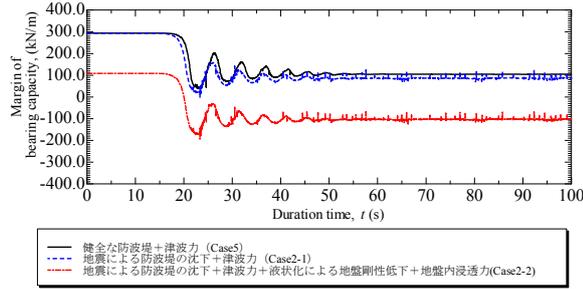


図 7 支持力破壊に対する余裕度変化 (Case2-1, Case2-2 および Case5)

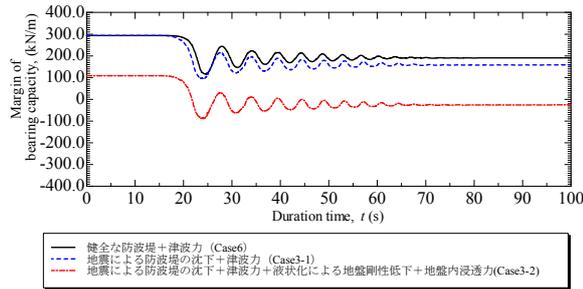


図 8 支持力破壊に対する余裕度変化 (Case3-1, Case3-2 および Case6)

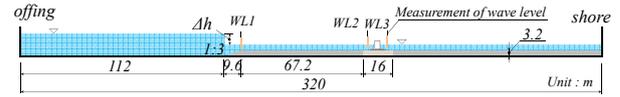
### 3.2 支持力破壊に対する検討

支持力に対する強度の算出は、港湾設計指針<sup>8)</sup>の簡易ビショップ法を参照し、次式により支持力余裕度を求めた。

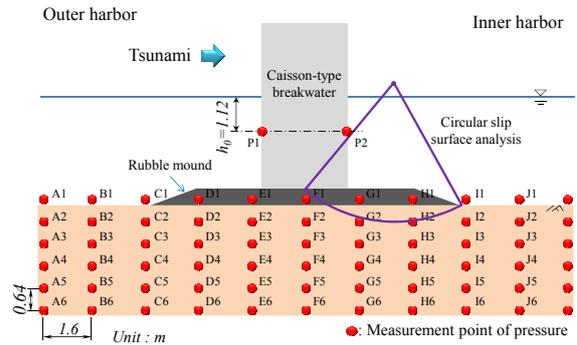
$$F_f = \sum \left\{ \left[ c_d S + (W'_d + q_d) \tan \phi_d \right] \frac{\sec \theta}{1 + \tan \theta \tan \phi_d} \right\} - \sum \{ (W_d + q_d) \sin \theta + a P_{Hd} / R \} \quad (1)$$

ここに、 $c_d$ ：見かけの粘着力[kN/m<sup>2</sup>]、 $S$ ：分割片の幅[m]、 $W'_d$ ：単位長さ当たりの分割片の有効重量[kN/m]、 $q_d$ ：分割片上部からの鉛直荷重[kN/m]、 $\phi_d$ ：内部摩擦角[°]、 $\theta$ ：分割片底面が水平面となす角度[°]、 $W_d$ ：単位長さ当たりの分割片の全重量[kN/m]、 $P_{Hd}$ ：円弧滑りの滑り円内の土塊への水平作用力[kN/m]、 $a$ ： $P_{Hd}$ の作用位置の円弧滑りの滑り円中心からの距離[m]、 $R$ ：円弧滑り円の半径[m]である。本計算においては、見かけの粘着力はないものとしている ( $c_d=0$ )。

本検討では、式(1)の波力による評価に加えて、スライス地盤内の過剰間隙水圧変動 (地震により発生した過剰間隙



(a)



(b)

図 9 港湾における津波流動場のモデル化；(a)解析全断面；(b)混成堤と間隙水圧抽出箇所および円弧滑り線

水圧 ( $t=90$  分時の値) と津波による地盤内浸透力を加算した値) を考慮し、スライス土塊の有効重量を可変して評価した結果を示す。

図 6～8 に各検討ケースにおける支持力に対する余裕度の経時変化を示す。すべての図において、黒実線は健全な防波堤に対して波力のみを考慮した場合、青点線および赤一点鎖線は地震動による防波堤の沈下を考慮して、前者は波力のみを用い、後者は波力に加え、地震液状化による地盤剛性低下、地盤内浸透力を考慮したものを示している。

各ケースとも健全時の場合と地震動による防波堤沈下を考慮した場合では、差ほど大きな違いはないことがわかる。しかし、地震動による支持地盤の残留過剰間隙水圧および津波作用時の波力と津波透水力を考慮した場合は、支持力に対する強度が低く、特に初期の段波圧作用時に支持力破壊に至る可能性が高くなることがわかった。

一方で、越流による影響については、防波堤が地震動により沈下したことで防波堤背後の水位が高く、さらに、防波堤の断面構造上、越流水の背後への入射角度が鈍角であったため、背後地盤への影響はあまりみられなかった。

## 4. 越流・浸透による支持地盤の破壊プロセス

### 4.1 解析検討の概要

前章までと同様に混成堤を対象として、解析領域の全断面および混成堤断面を若干変化させ、越流および浸透に対する支持地盤の安定性について検討した。図 9(a)には、解析全領域を図 9(b)には混成堤断面と支持地盤内の間隙水圧の計測箇所および支持力に対する安全性を検討するために用いた円弧滑り線を示したものを示す。

津波は前章と同様に Dam break による段波津波を発生させた。また、初期水位差  $\Delta h=0.96$ , 6.40m に設定し、越流の有無による検討を行った。捨石および支持地盤には適当

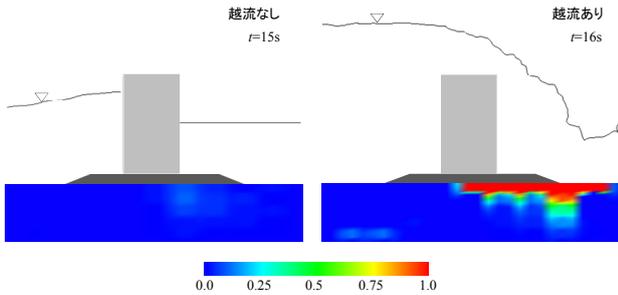


図 10 越流時における防波堤背後地盤の鉛直動水勾配分布(左図; 越流なし, 右図; 越流あり)

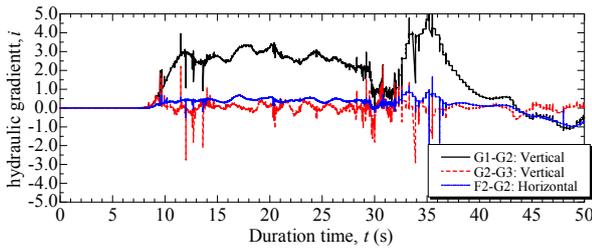


図 11 防波堤背後地盤の鉛直・水平方向の動水勾配変化 (G1-G2 間・G2-G3 間: 垂直方向, F2-G2 間: 水平方向)

な透水性を与え、津波浸透が発生できる構造となっている。

## 4.2 解析結果

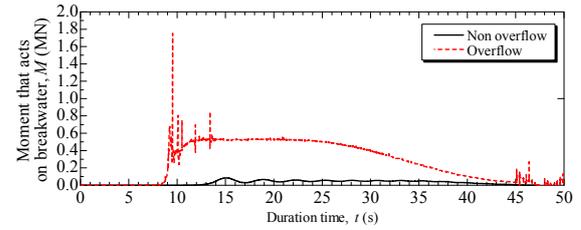
### 4.2.1 越流による防波堤背後地盤への衝撃圧載荷と防波堤背後地盤の鉛直動水勾配変化

越流による防波堤背後地盤の影響を検討するため、鉛直上向き動水勾配を算出した。動水勾配は、各間隙水圧抽出箇所における過剰間隙水圧から求めた圧力水頭に位置水頭を加えたピエゾ水頭を抽出箇所間距離で除して求めた。越流作用時における海底地盤内の動水勾配分布を図 10 に示す。ここで、正は上向き勾配を意味している。

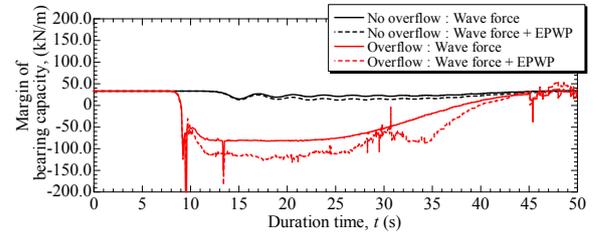
越流がない場合は、背後地盤の動水勾配の上昇が見られない。越流がある場合は、防波堤直下から捨石マウンド法先に至る地盤表層付近で動水勾配が 1.0 まで上昇した。ボーリング現象が発生する限界動水勾配  $i_{cr}$  は、限界動水勾配に達するまでの浸透流が Darcy 則に従うとすると、おおよそ  $i_{cr}=0.7\sim 1.0$  となる<sup>9)</sup>。本解析においても、支持地盤においては、Darcy 則に従った土水連成解析を行っていることから、支持地盤が液状化に似た状態になると考えられる。

次に、防波堤直下および港内側の防波堤後趾付近における鉛直上向きおよび水平方向の動水勾配の経時変化を図 12 に示す。

防波堤下から後方の支持地盤で、越流による水塊が作用する時刻 ( $t=11\sim 12$  秒) 以前の  $t=9$  秒程度より F2-G2 間の水平動水勾配が上昇し、防波堤背後へと浸透流が発生することがわかる。また、同時刻の  $t=9\sim 10$  秒前後にかけて鉛直上向きの動水勾配も上昇していることから、越流水塊が作用する以前において、支持地盤が透水力を受け浸透破



(a)



(b)

図 12 支持力破壊に対する安定性の検討;(a)津波圧による単位奥行き当りのモーメント, (b)防波堤の支持力に対する余裕度の経時変化

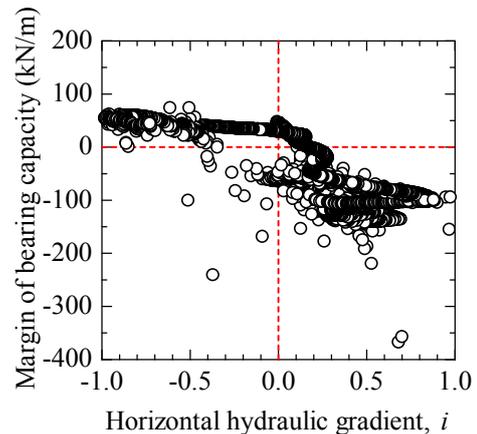


図 13 支持力に対する余裕度と水平方向 (F2-G2 間) の動水勾配変化のクロスプロット

壊する可能性がある。

### 4.2.2 支持力破壊に対する検討

越流の作用に伴い、防波堤背後地盤が強度低下することがわかった。よって、防波堤に津波が作用している最中に防波堤の支持力が低下することが想定されたため、次に、越流に伴い発生する地盤内水圧変動を考慮した支持力破壊に対する安定性を検討した。

図 12 (a)に防波堤に作用した津波圧による単位奥行き当りのモーメント、図 12 (b)に防波堤の支持力に対する余裕度を示す。余裕度の算出については、3.2 と同様である。また、地盤スライス内の過剰間隙水圧の上昇による地盤の強度低下を考慮するため、地盤の有効重量から過剰間隙水圧分(EPWP)を引いて算出した結果についても検討している。

越流が発生しないケースについては、支持力破壊を起こさない結果となったが、越流が発生するケースについては、津波力の変動に従って余裕度も変動することに加え (図

9(b); 赤実線), ケーソン背後地盤における過剰間隙水圧の発生に伴った強度低下により, 支持力破壊に対する危険性が一段と高くなることがわかる (図 9(b); 赤点線)。その現象は, 越流は発生する間 (約 11 秒~32 秒), 越流発生後のケーソン背後の水圧変動が生ずる間 (約 32 秒~40 秒) に大きく影響を及ぼしている。

#### 4.2.3 支持力余裕度と水平動水勾配のクロスプロット

本章で検討してきた支持力に対する余裕度と防波堤下部から背後にかけて作用する水平方向の動水勾配 (F2-G2 間) をクロスプロットし, 破壊要因の影響度について検討する (図 13)。

越流が発生するような比較的大きな津波外力が混成堤に作用する際, 越流と同時にケーソン下の支持地盤内では透水力も大きくなる。すなわち, 支持地盤内においては, 越流による支持地盤上面からの作用に加え, 内部からの浸透を受けた複合外力により強度低下が促進される可能性が非常に高いと考える。よって, ケーソン下の支持地盤の変形問題については, この影響を考慮を十分に考慮する必要がある。

## 5. 結言

本研究では, 地震動による支持地盤の液状化および津波作用時の支持力破壊検討, 津波越流による地盤強度の低下に伴う支持力破壊と支持地盤内に発生する透水力による浸透破壊を対象に, 破壊要因となる現象の時刻変化にみた破壊プロセスを考察し, 次の結果を得た。

- 1) 長周期地震動が作用した場合, 砂質地盤では, 過剰間隙水圧の上昇により液状化に至る可能性が非常に高い。また, 粘土地盤においても, 過剰間隙水圧が発生し, これらの影響に伴って, 防波堤は大きく沈下することがわかった。また, 粘土地盤で発生した過剰間隙水圧は消散に時間を要するため, 長期に渡り, 沈下が発生する可能性がある。防波堤が沈下すると, 越流を容易に許してしまい, 背後への津波侵入量が大きくなることが懸念される。
- 2) 地震動により発生した過剰間隙水圧の消散途中で, 津波が来襲し防波堤に作用することが考えられるが, この際には, 支持地盤内の間隙水圧が高く, 不安定な状態にあり, 防波堤の滑動・転倒に加えて, 津波外力を受けて支持力破壊に至る可能性が高い。
- 3) 越流した津波の防波堤背後への流動挙動 (背後海面への流入角度, 速度など) によっては, 防波堤背後地盤に越流水塊が作用し, 比較的流速が速い水塊が作用することにより, 背後地盤内に過剰間隙水圧が発生し, 上向きの動水勾配により支持地盤が液状化に似たような状態となりうるということがわかった。これに伴い, より一層支持力破壊に至る可能性が高くなることがわかった。さらに, 越流と同時にケーソン下の捨石マウンドおよび支持地盤内では津波浸透に伴って透水力が作用

し, 浸透破壊に至ることが考えられる。これにより, 越流による支持地盤上面からの作用に加え, 内部からの浸透を受けた複合外力により, 洗掘現象等により地盤変状が一層進行する可能性が高いことが懸念される。よって, 越流による背後地盤の洗掘対策に加え, ケーソン下部の浸透破壊対策も十分検討する必要がある。

今後は, 地盤の変状プロセスを加味した解析検討に基づいて (例えば, 図 14), より詳細なケーソンの破壊メカニズムを分析し, 抜本的な対策を提案する。

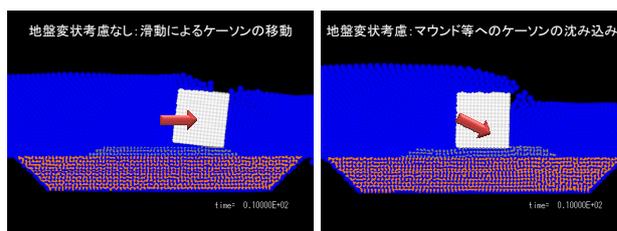


図 14 地盤変状有無に伴ったケーソンの破壊プロセス (左: 滑動によるケーソンの移動, 右: 地盤変状に伴ったケーソンの支持力破壊)

謝辞: 本研究は, 日本学術振興会科学研究費補助金基盤研究(B)23360203 および特別研究員奨励費 (24・9200) の助成を受けたものです。また, 地震動データは岐阜大学・杉戸真太教授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) 地盤構造物耐津波化研究委員会: 第 2 回議事録, 2011.
- 2) 三宅達夫, 角田紘子, 前田健一, 坂井宏隆, 今瀬達也: 津波の遠心力場における実験手法の開発とケーソン式防波堤への適用, 海洋開発論文集, 第 25 巻, pp. 87-92, 2009.
- 3) 今瀬達也, 前田健一, 三宅達夫, 鶴ヶ崎和博, 澤田豊, 角田紘子: 津波力を受ける捨石マウンドー海底地盤の透水現象に着目した海岸構造物の安定性, 土木学会論文集 A2(応用力学), Vol. 67, No. 1, pp. 133-144, 2011.
- 4) 今瀬達也, 前田健一, 三宅達夫, 鶴ヶ崎和博, 澤田豊, 角田紘子: 捨石マウンドー海底地盤への津波浸透による混成堤の不安定化, 土木学会論文集 B2(海岸工学), Vol. 67, No. 2, pp. I\_551-I\_555, 2011.
- 5) Lucy, L. B.: A numerical approach to the testing of the fission hypothesis *Astronomical Journal*, Vol.82, pp.1013-1024, 1977.
- 6) Gingold, R. A. and Monaghan, J. J.: Smoothed Particle Hydrodynamics: Theory and application to non-spherical stars, *Monthly Notices of the Royal Astronomical Society*, 181, pp. 375-389, 1977.
- 7) F. Zhang, B. Ye, Noda, T., Nakano, M. and Nakai, N.: Explanation of cyclic mobility of soils: Approach by stress-induced anisotropy, *Soils and Foundations*, Vol.47, No.4, pp. 635-648, 2007.
- 8) (社) 日本港湾協会: 港湾の施設の技術上の基準・同解説 (上)・(下), 2007.
- 9) 関口秀雄: 漂砂流砂系における地形変化災害ーとくに海岸侵食研究の展望, 京都大学防災研究年報, 第 53 号 A, 2010.

## 低拘束圧における豊浦砂の力学挙動の実験的研究

### Experimental research on the mechanical behavior of Toyoura sand under low confining pressure

長田辰弥<sup>1</sup>, 加藤守人<sup>2</sup>, 森河由紀弘<sup>1</sup>, 張鋒<sup>3</sup>

1 名古屋工業大学・大学院・社会工学専攻

2 青葉工業株式会社

3 名古屋工業大学・高度防災工学センター・E-mail : cho.ho@nitech.ac.jp

### 概 要

液状化のメカニズムに関する実験的・解析的研究が数多くなされており、液状化を表現する各種要素試験やそれに基づく構成式の提案、数値解析手法の開発も徐々に増えている。しかし、土の力学挙動、特に変形挙動は極めて複雑であり、それを数値解析で精度よく表現するためには、種々の拘束圧における土の力学挙動を正確に把握することが必要不可欠である。そこで、本研究では要素試験、及び構成式の研究で未だ十分に議論されていない低拘束圧状態（地表面付近の応力状態）における砂地盤の力学特性に着目し、静的・動的三軸試験を実施した。実験では、種々の拘束圧の下、応力振幅や載荷速度などが砂の力学挙動に与える影響について、非排水繰返し載荷試験および排水・非排水変位制御単調圧縮試験で検証した。

キーワード：繰返し三軸試験，低拘束圧，砂質土

### 1. はじめに

地震時における地盤の挙動や液状化を評価するために、要素試験だけでなく、精巧な構成式に基づいた数値解析を用いることも徐々に増えてきている。地盤材料の変形特性を精度よく表現するためには、要素試験によって種々の拘束圧における土の力学挙動を正確に把握しなければならない。本稿では、初期拘束圧が 5kPa から 20kPa という低拘束圧条件下での砂の非排水繰返し載荷試験、及び排水・非排水変位制御単調圧縮試験を行い、砂の力学挙動を検証した。

### 2. 試験概要

本研究では、動的三軸試験機を用いて非排水繰返し載荷試験、及び排水・非排水変位制御単調圧縮試験を行った。試験機の概要を Fig. 1 に示す。低拘束圧条件下での試験を行うにあたり、本試験機では側圧・背圧の制御にレギュレータを用いることで、載荷圧力が 1kPa の単位で制御可能になっている。また、ロードセルの定格容量も小さいもの (0.1kN) を使用しており、低拘束圧条件下でも精度の良い計測が可能になっている。試験には Table. 1 に示す物理特性を持つ豊浦砂を用いた直径 5cm、高さ 10cm の円柱供試体を使用している。供試体は水中落下法によって作成し、緩詰め状態 ( $Dr=20\sim30\%$ 程度) と、3 層に分けて 15 回

突き固めた中密な状態 ( $Dr=50\sim70\%$ 程度) とした。また、本試験は低拘束圧で行うため、通常のものより柔らかいラテックス製のメンブレン (厚さ 0.15mm) を使用している。

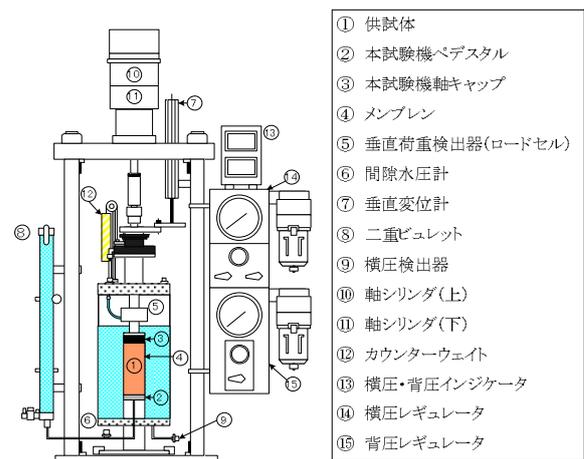


Fig. 1 周辺機器及び三軸室の概要

Table. 1 豊浦砂の物理特性

土粒子の比重 $G_s(g/cm^3)$	2.65	均等係数	1.37
最大粒径 (mm)	0.425	最大密度 $\rho_{max}(g/cm^3)$	1.647
最小粒径 (mm)	0.102	最小密度 $\rho_{min}(g/cm^3)$	1.347
60%粒径 (mm)	0.281	最大間隙比 $e_{max}$	0.975
30%粒径 (mm)	0.241	最小間隙比 $e_{min}$	0.613
10%粒径 (mm)	0.206		

### 3. 試験結果

本稿では、緩い砂や中密な砂を用いて非排水繰返し載荷試験を行うことにより、初期拘束圧の影響と初期間隙比の影響を調べるとともに、排水条件下、及び非排水条件下における変位制御単調圧縮試験を行った。

#### 3.1 非排水繰返し載荷試験

##### 3.1.1 緩い砂における非排水繰返し載荷試験

間隙比が  $e=0.79\sim 0.93$  程度の緩い砂を対象に、種々の初期拘束圧 (98kPa, 20kPa, 10kPa, 5kPa) の条件下で、異なる応力比 ( $q/2\sigma_{m0}=0.15, 0.20, 0.25$ ) において非排水繰返し載荷試験を行った。試験条件等を Table. 2~Table. 5 に示す。ここでの応力比は、偏差応力  $q$  を初期拘束圧  $p_0$  の2倍で除した値であり、また表中の DA=5%, DA=10% はそれぞれ両振幅ひずみが 5%, 10% に至るまでの繰返し回数を示す。なお、載荷周波数は全試験で 0.01Hz としている。

Table. 2 試験条件 (緩い砂,  $\sigma_{m0}=98\text{kPa}$ )

	(i)	(ii)	(iii)
初期拘束圧 (kPa)	98	98	98
応力比	0.15	0.20	0.25
間隙比 $e$	0.93	0.93	0.91
DA=5%	19.5	2.5	1.6
DA=10%	23.5	4.7	2.7

Table. 3 試験条件 (緩い砂,  $\sigma_{m0}=20\text{kPa}$ )

	(i)	(ii)	(iii)
初期拘束圧 (kPa)	20	20	20
応力比	0.15	0.20	0.25
間隙比 $e$	0.85	0.84	0.92
DA=5%	5.1	2.7	1.1
DA=10%	7.1	4.7	2.2

Table. 4 試験条件 (緩い砂,  $\sigma_{m0}=10\text{kPa}$ )

	(i)	(ii)	(iii)
初期拘束圧 (kPa)	10	10	10
応力比	0.15	0.20	0.25
間隙比 $e$	0.88	0.91	0.91
DA=5%	2.6	2.1	1.1
DA=10%	4.1	4.1	2.7

Table. 5 試験条件 (緩い砂,  $\sigma_{m0}=5\text{kPa}$ )

	(i)	(ii)	(iii)
初期拘束圧 (kPa)	5	5	5
応力比	0.15	0.20	0.25
間隙比 $e$	0.84	0.87	0.79
DA=5%	3.3	1.1	1.7
DA=10%	×	2.7	4.2

Fig. 2~Fig. 5 に異なる初期拘束圧における非排水繰返し載荷試験結果を示す ([a]: 有効応力経路, [b]: 偏差応力~軸ひずみ)。[a] 図に示す有効応力経路より、低拘束圧条件下であっても通常拘束圧 ( $\sigma_{m0}=98\text{kPa}$ ) と同様に、繰返し載荷により有効応力が減少し、サイクリックモビリティを伴った液状化現象が確認できた。

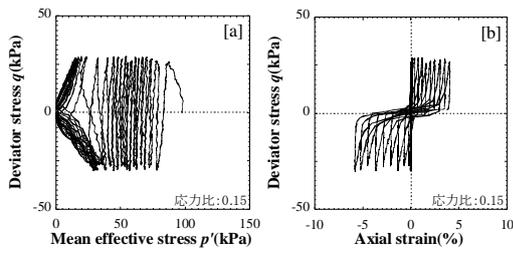
せん断応力比に着目すると、全てのケースにおいてせん断応力比が大きくなるにつれて、液状化 ( $p'=0$ ) に至るまでの繰返し載荷回数や、Table. 2~Table. 5 に示す DA=5%, DA=10% までの繰返し載荷回数が減少する傾向にある。

ここで、Fig. 5(i) ( $\sigma_{m0}=5\text{kPa}$ ,  $q/2\sigma_{m0}=0.15$ ) に示す [a] 図: 有効応力経路に着目すると、繰返し載荷に伴い平均有効応力が減少するものの液状化 ( $p'=0$ ) には至っていない。また、[b] 図: 軸ひずみ~偏差応力関係においても、軸ひずみは 5% 以上発達せず、同じループを描いていることが分かる。これについては、二つの原因が考えられる。一つ目は、初期拘束圧がもともと小さい故に、有効応力が小さくなるにつれて、メンブレンの剛性が土の剛性に比べ、相対的に無視できない程大きくなってしまったため、メンブレンのご剛性が影響したと考えられる。二つ目は、緩い砂においても、拘束圧が非常に小さいため、砂が密な状態になっていることも事実であり(後ほどの静的載荷でこの現象が再度確認できる)、砂の本来の特性であることも考えられる。今後試験の数を増やしてこの現象を確認する必要がある。

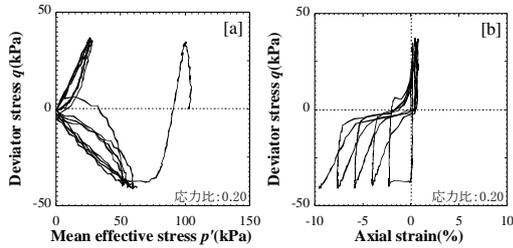
次に初期拘束圧の違いに着目すると、Fig. 2 (通常拘束圧)、Fig. 3 (低拘束圧) に示す [a] 図: 有効応力経路より、初期拘束圧が低拘束圧 (20kPa) の場合、載荷初期における有効応力減少幅が大きい傾向にある。また、Table. 2, Table. 3 に示すように応力比 0.15 においては液状化に至るまでの繰返し載荷回数 (DA=5%, DA=10%) までの繰返し載荷回数が格段に小さくなっている。

Fig. 3~Fig. 5 の [a] 図より、低拘束圧条件下 (5kPa~20kPa) の場合、初期拘束圧に因らず有効応力経路に大きな違いは見られなかった。これは、通常拘束圧と比較して結果の違いが顕著であることとは異なり、初期拘束圧が低拘束圧の範囲 (5kPa~20kPa) では、初期拘束圧が有効応力経路に及ぼす影響は小さいことが確認された。

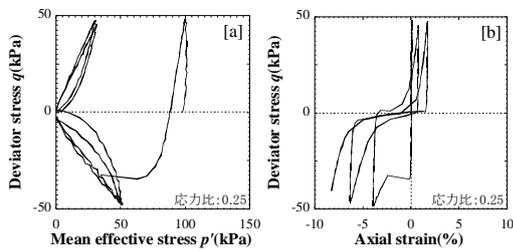
Fig. 2 [b], Fig. 5 [b] 図の軸ひずみ~偏差応力関係を比較すると、初期拘束圧 98kPa では応力比 0.20, 0.25 において三軸圧縮側にひずみが出にくく、伸張側のひずみが大きく発生している傾向にあるが、初期拘束圧 5kPa の場合では伸張側のひずみが出にくく、圧縮側のひずみが大きく発生している傾向にあることも確認された。



(i) 応力比0.15

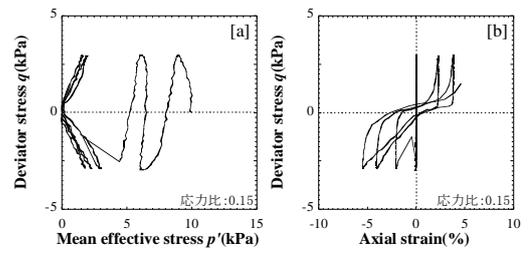


(ii) 応力比0.20

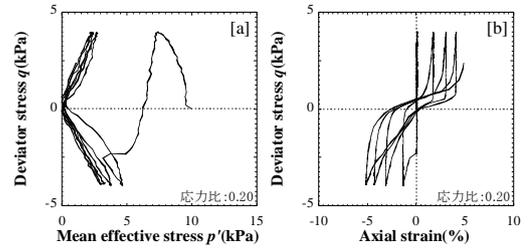


(iii) 応力比0.25

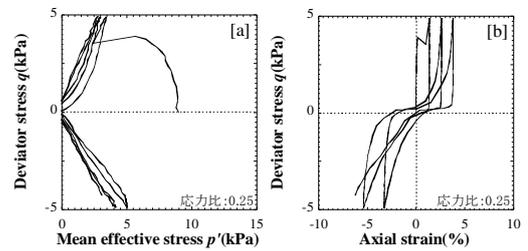
Fig. 2 非排水繰返し載荷試験 (緩い砂,  $\sigma_{m0}=98\text{kPa}$ )



(i) 応力比0.15

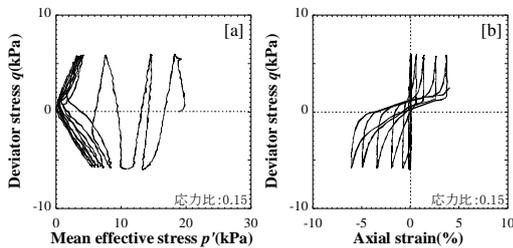


(ii) 応力比0.20

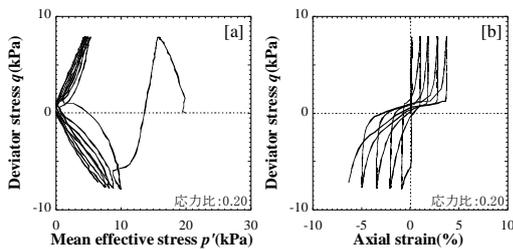


(iii) 応力比0.25

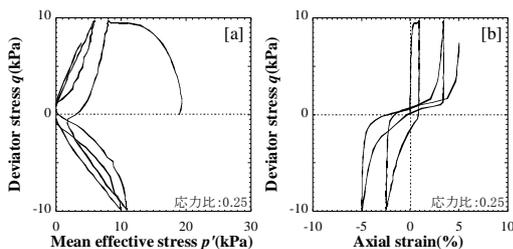
Fig. 4 非排水繰返し載荷試験 (緩い砂,  $\sigma_{m0}=10\text{kPa}$ )



(i) 応力比0.15

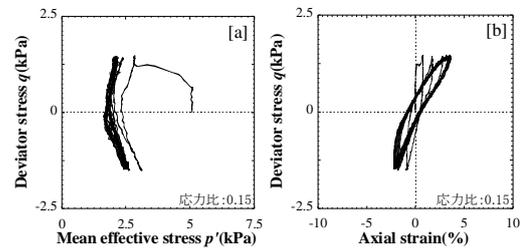


(ii) 応力比0.20

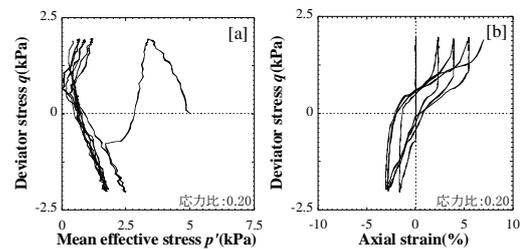


(iii) 応力比0.25

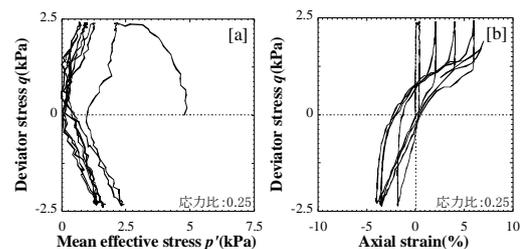
Fig. 3 非排水繰返し載荷試験 (緩い砂,  $\sigma_{m0}=20\text{kPa}$ )



(i) 応力比0.15



(ii) 応力比0.20



(iii) 応力比0.25

Fig. 5 非排水繰返し載荷試験 (緩い砂,  $\sigma_{m0}=5\text{kPa}$ )

### 3.1.2 中密な砂における非排水繰返し载荷試験

間隙比が  $e=0.73\sim 0.76$  程度の中密な砂を対象に、種々の初期拘束圧 (20kPa, 10kPa) の条件下で、異なる応力比 ( $q/2\sigma_{m0}=0.15, 0.20, 0.25$ ) において非排水繰返し载荷試験を行った。試験条件等を Table. 6~Table. 7 に示す。

Table. 6 試験条件 (中密な砂,  $\sigma_{m0}=20\text{kPa}$ )

	(i)	(ii)	(iii)
初期拘束圧 (kPa)	20	20	20
応力比	0.15	0.20	0.25
間隙比 $e$	0.74	0.73	0.76
DA=5%	×	34.9	6.2
DA=10%	×	45.5	16.4

Table. 7 試験条件 (中密な砂,  $\sigma_{m0}=10\text{kPa}$ )

	(i)	(ii)	(iii)
初期拘束圧 (kPa)	10	10	10
応力比	0.15	0.20	0.25
間隙比 $e$	0.75	0.75	0.76
DA=5%	×	×	5.7
DA=10%	×	×	16.2

Fig. 6~Fig. 7 に異なる初期拘束圧における非排水繰返し载荷試験結果を示す。[a] 図に示す有効応力経路より、中密な砂であっても緩い砂と同様に、繰返し载荷により有効応力が減少し、サイクリックモビリティを伴った液状化現象が確認できた。また、応力比が小さい場合は有効応力が減少しきらず、液状化に至っていないことが分かる。

初期拘束圧の違いに着目すると、中密な砂においては初期拘束圧が小さいほどサイクリックモビリティを伴う液状化が発生しにくくなる現象が確認された (特に応力比 0.20 の場合)。これは、同じ間隙比のもとで、拘束圧が小さければ砂がより密な状態であることが原因と考えられる。ただし、Table. 6~Table. 7 に示す DA=5%, DA=10% の値や Fig. 6(ii)~Fig. 7(iii) より、初期拘束圧の影響が少ないケースもあるため、更なる検証が必要だと考えられる。

次に初期間隙比の違いに着目し、Fig. 3(iii) と Fig. 6 (iii) に示す初期拘束圧 20kPa, 応力比 0.25 における初期間隙比の影響を比較した。比較図を Fig. 8, Table. 8 に示す。ここで、(a)図は有効応力経路の無次元量、(b)図は偏差応力の無次元量と軸ひずみの関係を示す。(a)図から、初期間隙比が大きいほど载荷初期における有効応力減少幅が大きいことがわかる。また、Table. 8 に示す DA=5%, DA=10% の値から、初期間隙比が大きいほどひずみが発達しやすく、サイクリックモビリティを伴う液状化が発生しやすいことがわかる。しかし、Fig. 8(a)に示す中密な砂の非排水繰返し载荷試験において、サイクリックモビリティに入ると時には有効応力の値がマイナスになることが数回の同様の実験で確認されている。その解釈は現段階ではまだできていないが、今後さらなる実験を重ねてその再現性を確認し、解釈できるように研究していきたい。

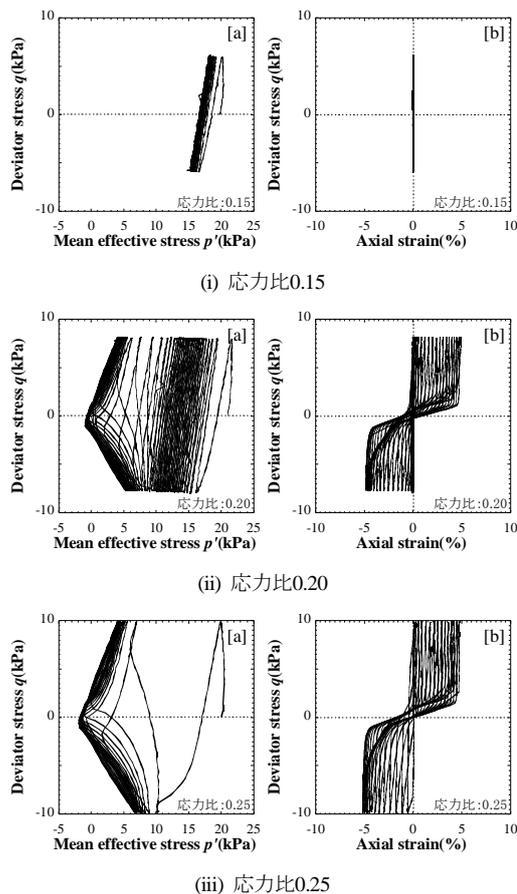


Fig. 6 非排水繰返し载荷試験 (中密な砂,  $\sigma_{m0}=20\text{kPa}$ )

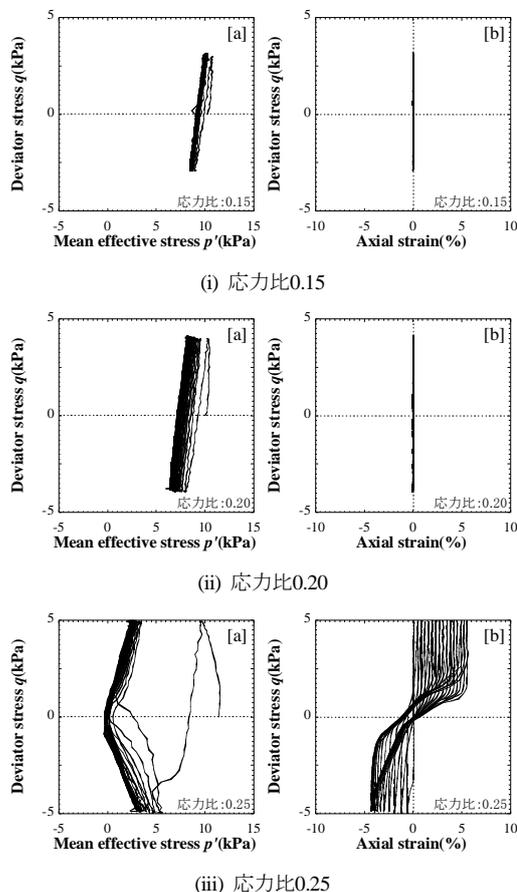
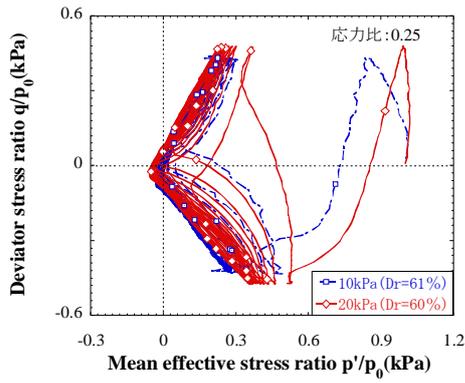
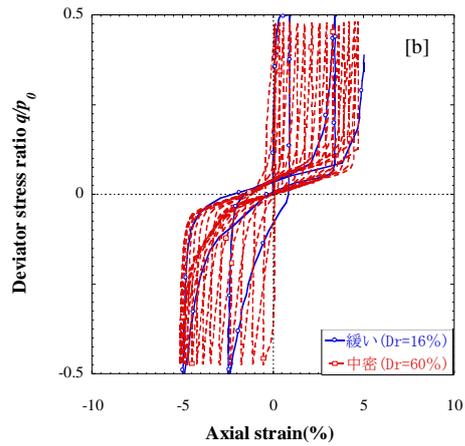


Fig. 7 非排水繰返し载荷試験 (中密な砂,  $\sigma_{m0}=10\text{kPa}$ )



(a) 有効応力経路



(b) 偏差応力～軸ひずみ関係

Fig. 8 初期拘束圧20kPaでの初期間隙比の異なる試験結果

Table. 8 試験条件 (初期間隙比の影響)

間隙比 e	0.92	0.76
DA=5%	1.1	6.2
DA=10%	2.2	16.4

### 3.2 変位制御単調圧縮試験

緩い砂、及び中密な砂の異なる初期拘束圧での排水・非排水単調載荷試験（変位制御）を行った。載荷条件は全試験において載荷変位速度を 0.04%/min とした。以下に試験の考察を述べる。

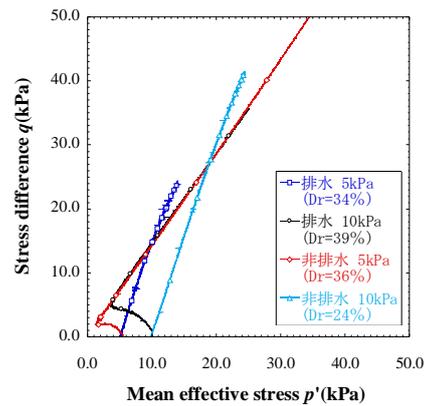
#### 3.2.1 初期拘束圧の影響

試験条件、試験結果を Fig. 9, Table. 9 に示す。ここで、Fig. 9(a) 図は有効応力経路（排水・非排水条件）、Fig. 9(b) 図は応力比～偏差ひずみ関係（排水条件）を示す。Fig. 9(a) より、非排水条件下では有効応力が一旦減少するが、限界状態に達すると限界状態線に沿って有効応力が上昇することが確認され、通常拘束圧条件下における中密な砂の挙動を示し、砂の緩い・密な状態を判断する際、間隙比だけでなく拘束圧も判断の要因となることを示している。また、排水条件下での応力経路では、有効応力（応力比）の上昇が非排水試験における限界状態線に到達した後も止まらず、定常状態に達していない（せん断ひずみが 10%未満）

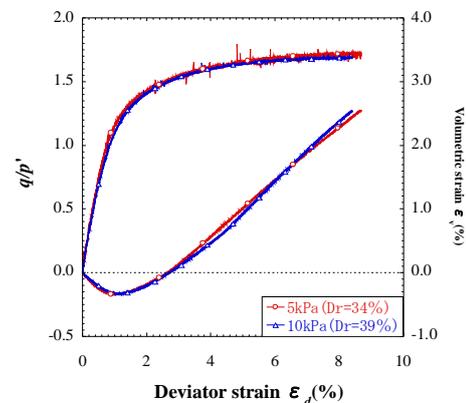
と考えられる。また、緩詰めにも関わらず明確に正のダイレイタンスが発生していることから、非排水条件下と同様に、低拘束圧条件下では排水条件下においても緩い砂が通常拘束圧での密な砂に近い挙動を示すことを確認された。ただし、現段階では供試体の相対密度に多少バラツキが存在するため、今後は再現性を取るために種々の条件による試験を重ねていく必要がある。

Table. 9 試験条件 (初期拘束圧の影響)

初期拘束圧 (kPa)	5kPa		10kPa	
排水条件	排水	非排水	排水	非排水
相対密度 (%)	34	39	36	24



(a) 有効応力経路 (排水・非排水条件)



(b) 応力比～偏差ひずみ関係 (排水条件)

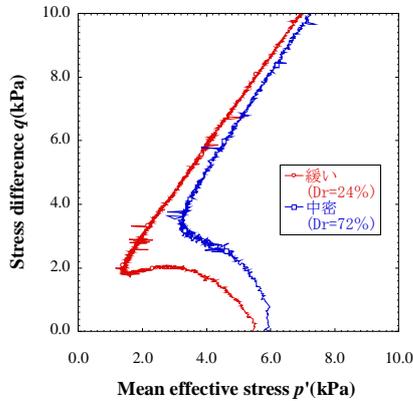
Fig. 9 緩い砂での初期拘束圧の異なる単調圧縮試験結果

#### 3.2.2 初期間隙比の影響

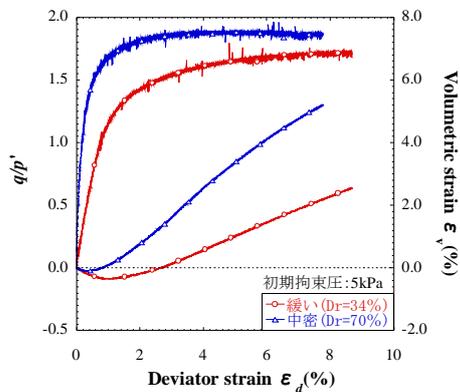
試験条件、試験結果を Table. 10, Fig. 10 に示す。ここで、Fig. 10(a) 図は有効応力経路（非排水条件）、Fig. 10(b) 図は応力比・体積ひずみと偏差ひずみの関係を示す。Fig. 10(a) の有効応力経路より、中密な砂では緩い砂よりも早く有効応力の減少が止まり、その後限界状態線に沿って有効応力が上昇していることが確認できる。また、Fig. 10(b) より中密な砂では、緩い砂よりも早くピーク強度発生しており、正のダイレイタンスもより大きく出ていることが分かる。この傾向は、通常拘束圧条件下と同様の傾向であるため、低拘束圧条件下でも密度変化によって通常拘束圧条件下と同様の傾向を示すことが分かる。

Table. 10 試験条件（初期間隙比の影響）

排水条件	(a)		(b)	
初期拘束圧(kPa)	5		5	
試料	緩	中密	緩	中密
相対密度 (%)	24	72	34	70



(a) 有効応力経路（非排水条件）



(b) 応力比～偏差ひずみ関係（排水条件）

Fig. 10 初期拘束圧5kPaでの初期間隙比の異なる単調載荷試験結果

#### 4. まとめ

- 1) 緩い砂、及び密な砂を用いた非排水繰返し載荷試験を行った結果、初期拘束圧が 10kPa 以下の低拘束圧条件下においても、通常拘束圧と同様にサイクリックモビリティを伴った液状化現象が確認できた。
- 2) 通常拘束圧条件下と低拘束圧条件下での試験結果を比較した場合、砂の密度に因らず初期拘束圧が小さいほど載荷初期における有効応力の減少幅が大きくなる傾向が見られた。しかし、同じ低拘束圧条件下では（5～20kPa）、初期拘束圧が砂の挙動に与える影響が少ないことが分かった。
- 3) 非排水繰返し載荷試験を行った結果、初期間隙比が大きくなるとひずみが発達しやすく、載荷初期における有効応力減少幅が大きくなる傾向が見られた。
- 4) 全試験を通して、初期拘束圧 5kPa では三軸伸張側のひずみが発達しにくくなる傾向が見られ、中密な砂においては、サイクリックモビリティ挙動時に有効応力の値が原点付近でマイナスとなる結果が得られた。

- 5) 排水・非排水条件下での単調圧縮試験を行った結果、拘束圧に因らずに比較的精度の良い試験結果が得られ、試験の再現性を確認できたと同時に、砂の緩い・密な状態を判断する際、間隙比だけでなく拘束圧も判断の要因となることを確認することができた。

#### 参考文献

- 1) Ye, B. (2007): Experiment and Numerical Simulation of Repeated Liquefaction -Consolidation of Sand, Doctoral Dissertation, Gifu University
- 2) Zhang, F., Ye, B., Noda, T., Nakano, M. and Nakai, K. (2007): Explanation of Cyclic Mobility of Soils: Approach by Stress-Induced Anisotropy, Soils and Foundations, Vol.47, No.4, 635-648.
- 3) Zhang, F., Ye, B. and Ye, G. L. (2011) : Unified description of sand behavior, Frontiers of Architecture and Civil Engineering in China, Vol.5, No.2, 121-150.

**不飽和土構造物の施工時・地震時・地震後の  
空気～水～土骨格連成有限変形シミュレーション**  
(Soil-water-air coupled finite deformation simulation of an unsaturated soil structure  
during construction and during/after a seismic motion)

吉川高広<sup>1</sup>, 野田利弘<sup>2</sup>

- 1 名古屋大学大学院・工学研究科社会基盤工学専攻・yoshikawa.takahiro@b.mbox.nagoya-u.ac.jp  
2 名古屋大学・減災連携研究センター

### 概 要

東日本大震災では多数の地盤や土構造物が甚大な被害を受けた。特に河川堤防や造成宅地盛土の崩壊メカニズム、浦安市の液状化メカニズムの解明に関しては、地下水位の高さや地震前・地震後の不飽和域の飽和化が重要なキーワードとして挙げられており、飽和土だけでなく不飽和土も扱える理論体系・解析が必要となっている。そこで空気～水～土骨格連成有限変形解析コードを用いて、簡単な条件を想定して計算を試みた。今回は、施工段階から地震中、地震後も一貫した枠組で計算できる本解析コードの強みを生かして、不飽和盛土の築造・地震中・地震後の計算を行なった。その結果、次に示す飽和土では見られない力学挙動が確認された。(1)築造時は、載荷に伴う粘土地盤の沈下により、盛土内部に閉封飽和域が形成される。(2)地震後に、排気に伴う間隙空気圧・過剰間隙水圧の減少・消散、平均有効応力の回復が生じる。(3)(2)の盛土内の空気圧・水圧の減少・消散により、地盤から盛土内へ水が流入する。

キーワード：不飽和土，連成解析，静的／動的解析

## 1. はじめに

東日本大震災では多数の地盤や土構造物が甚大な被害を受けた。特に河川堤防や造成宅地盛土の崩壊メカニズム<sup>1)</sup>、浦安市の液状化メカニズム<sup>2)</sup>の解明に当たっては地下水位の高さや地震前・地震中の不飽和域の飽和化が重要なキーワードとして挙げられており、飽和土に加えて不飽和土も扱える理論体系または解析が必要となっている。そこで、本研究では、野田ら<sup>3)</sup>や吉川ら<sup>4)</sup>が開発した空気～水～土骨格連成有限変形解析コードを、まず不飽和から飽和までをよりシームレスに扱えるように改良を施した後、それを用いて簡単な条件を想定して数値シミュレーションを実施した。今回は、施工段階から地震中、さらには地震後も一貫した枠組で計算できる本解析コードの強みを生かして、粘土地盤上の不飽和盛土について築造過程および地震中・地震後の挙動を調べた。

## 2. 空気～水～土骨格連成有限変形解析手法の概要

支配方程式のうち、運動方程式、土骨格と間隙水の連成式、土骨格と間隙空気の連成式を、それぞれ式(1), 式(2),

式(3)に示す。

$$\rho \mathbf{x}_s = \text{div } \mathbf{T} + \rho \mathbf{b} \quad (1)$$

$$s^w \text{div } \mathbf{v} + \text{div} \left[ \frac{k^w}{\gamma_w} \left\{ -\text{grad } p^w + \rho^w \mathbf{b} - \rho^w (D_s \mathbf{v}_s) \right\} \right] + n(D_s s^w) = 0 \quad (2)$$

$$s^a \text{div } \mathbf{v} + \frac{1}{\rho^a} \text{div} \left[ \rho^a \frac{k^a}{\gamma_w} \left\{ -\text{grad } p^a + \rho^a \mathbf{b} - \rho^a (D_s \mathbf{v}_s) \right\} \right] + n(D_s s^a) + \frac{ns^a}{\rho^a R \Theta} (D_s p^a) = 0 \quad (3)$$

ここで  $D_s$  は土骨格から見た物質時間微分を表す作用素であり、 $\mathbf{x}_s$  は土骨格の変位ベクトル、 $\mathbf{v}_s (= D_s \mathbf{x}_s)$  は土骨格の速度ベクトル、 $\mathbf{x}_s (= D_s \mathbf{v}_s)$  は土骨格の加速度ベクトルを表す。 $\mathbf{T}$  は全 Cauchy 応力テンソル、 $\mathbf{b}$  は物体力ベクトル、 $p^w$  は間隙水圧、 $p^a$  は間隙空気圧を表し、 $s^w$  は飽和度、 $s^a$  は空気間隙比 ( $= 1 - s^w$ )、 $n$  は間隙率を表す。また、 $\rho$ 、 $\rho^w$ 、 $\rho^a$  は土全体、水、空気の密度をそれぞれ表し、 $\gamma_w$  は水の単位体積重量を表す。 $R$  は空気の気体定数、 $\Theta$  は絶対温度を示す。なお、簡単のために、土粒子と間隙水は非圧縮性、間隙空気は圧縮性を仮定している。

今回用いた解析コードでは、一般に行われているような飽和度  $s^w$  (または空気間隙比  $s^a$ ) の時間的変化項について、

水分特性式を用いて比水分容量とサクシオンに置き換える手法ではなく、飽和度の時間変化項も未知数として扱い、それを補う形で、水分特性式を式(4)のように連立させる手法を用いた。

$$f(p^w, p^a, s^w, n, p^w, p^a, s^w, n, \dots) = 0 \quad (4)$$

ここで、 $f$  は水分特性を与える関数で、関数形は用いるモデルに依存する。本稿では、式(5)のような水分特性式を与えた。

$$\left\{ a_{es} (s^w_{max} - s^w_{min}) S_e^2 \right\} \left\{ (D_s p^a) - (D_s p^w) \right\} - (\ln S_e) (D_s s^w) = 0 \quad (5)$$

ここに、 $S_e$  は有効飽和度、 $s^w_{max}$  は最大飽和度、 $s^w_{min}$  は残留飽和度、 $a_{es}$  は水分特性を表す材料パラメータである。式(5)の水分特性式の特徴は、有効飽和度  $S_e$  が 1 (サクシオン  $p^s$  が 0kPa) の時に、 $dp^s/dS_e$  が 0 になる関数となっている点であり、van Genuchten<sup>5)</sup>式などの水分特性式とはこの点で異なる。また、有効飽和度  $S_e$  は、

$$S_e = \begin{cases} \frac{s^w - s^w_{min}}{s^w_{max} - s^w_{min}} & (s^w < s^w_{max} \text{ のとき}) \\ 1 & (s^w \geq s^w_{max} \text{ のとき}) \end{cases} \quad (6)$$

で定義する。

有効応力式には平均化骨格応力を用いる。

$$-T' = -T - (s^w p^w + s^a p^a) \quad (7)$$

$T'$  は有効応力テンソルであり、 $T$ 、 $T'$  は引張を正にとっている。なお、土骨格の構成式として、広範な土の力学挙動を対象にする SYS Cam-clay Model<sup>6)</sup>を用いた。

透水係数  $k^w$  と透気係数  $k^a$  の式は、Mualem<sup>7)</sup>モデルに水分特性曲線として van Genuchten 式 ( $m = 1 - 1/n$ ) を用いた次の式を用いる。

$$k^w = k^w_s \cdot S_e^{\frac{1}{2}} \left\{ 1 - \left( 1 - S_e^{\frac{1}{m}} \right)^m \right\}^2 \quad (8)$$

$$k^a = k^a_d \cdot (1 - S_e)^{\frac{1}{2}} \left( 1 - S_e^{\frac{1}{m}} \right)^{2m} \quad (9)$$

ここに、 $k^w_s$  は飽和透水係数、 $k^a_d$  は乾燥透気係数である。

初期値・境界値問題に対する解は、式(1)の 3 式に式(2)、式(3)、式(4)を加えた合計 6 式に対し、土骨格の変位成分 3 個と間隙水圧  $p^w$ 、間隙空気圧  $p^a$ 、飽和度  $s^w$  の計 6 個を未知数として、有限要素法を適用して求める。

### 3. 解析条件

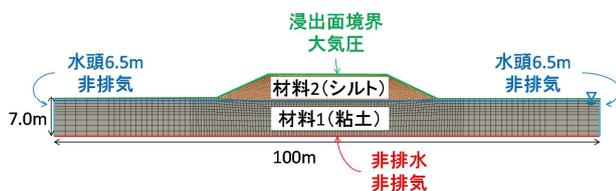


図1 境界条件

解析では、粘土地盤にシルトからなる盛土を載荷し、地震波として規則波 (正弦波) を与えて、地盤～盛土系の挙動を調べた。

図1は水理境界と空気境界を示す。初期に地下水面が地表面下 0.5m に存在する地盤を、表1と表2に示す材料1でつくる。その地盤に同表の材料2の盛土を構築した。表1はSYS Cam-clay Modelの材料定数・初期値を示す。表2は水分特性と透水係数  $k^w$ ・透気係数  $k^a$  に関するパラメータを示す。表3はその他の物性値を示す。また、図2と図3には、それぞれ材料1と材料2に関する土の水分特性と透水・透気係数の関係を示した。盛土の初期飽和度は 80% (初期の間隙空気圧は 0kPa) に設定して、三回に分けて構築した<sup>8)</sup>。最終的な盛土高は約 4.5m に設定した。その後、加速度振幅 100gal、周期 0.5sec の正弦波を地盤底部の水平方向に 30 秒間入力した後、地震波の入力を停止し、その他の条件はそのまま、圧密放置計算をした。

盛土施工中は、地盤側方は水平方向を固定、地盤底部を水平・鉛直とも固定している。地震入力時は、地盤下端の水平方向を粘性境界<sup>9)10)11)</sup>(密度  $\rho = 2.0\text{g/cm}^3$ 、せん断波速度  $V_s = 100\text{m/s}$ )、鉛直方向を固定条件にして、側方には周期境界を与えた。

表1 材料定数および初期値

弾塑性パラメータ	材料1	材料2	発展則パラメータ	材料1	材料2	
NCLの切片	N	2.1	正規圧密土化指数	$m$	2.5	0.2
限界状態定数	M	1.5	構造劣化指数	$a$ ( $b=c=1.0$ )	0.4	1.0
圧縮指数	$\lambda$	0.18	構造劣化指数	$c_c$	0.2	0.8
膨潤指数	$\kappa$	0.03	回転硬化指数	$b_r$	0.001	0.3
ポアソン比	$\nu$	0.3	回転硬化限界定数	$m_b$	1.0	0.5

初期値	材料1	材料2	
構造の程度	$1/R_0^*$	2.0	5.0
過圧密比	$1/R_0$	1.5	2.5
応力比	$\eta_0$	0.545	0.545
異方性の程度	$\zeta_0$	0.545	0.0

表2 土の水分特性と透水・透気に関するパラメータ

水分特性曲線	材料1	材料2	透水係数・透気係数	材料1	材料2
$s^w_{max}$ [%]	99.0	99.0	$k^w_s$ [cm/sec]	$1.0 \times 10^{-6}$	$2.0 \times 10^{-5}$
$s^w_{min}$ [%]	19.25	20.497	$k^a_d$ [cm/sec]	$5.51 \times 10^{-5}$	$1.1 \times 10^{-3}$
$a_{es}$ [kPa <sup>-1</sup> ]	$2.0 \times 10^{-4}$	$2.0 \times 10^{-3}$	$\alpha$ [kPa <sup>-1</sup> ]	0.051	0.102
			$n$ ( $m=1-1/n$ )	1.09	1.23

表3 その他の物性値

物性値	
$\rho^s$ [g/cm <sup>3</sup> ]	2.65
$\rho^w$ [g/cm <sup>3</sup> ]	1.00
R [m <sup>2</sup> /sec <sup>2</sup> /K]	287.042
$\Theta$ [K]	293.15 (20°C)

4. 解析結果

4.1 盛土施工過程の解析結果

3.の解析条件で述べたとおり、盛土は三回に分けて構築した。ここでは、三回目の解析結果を例にとって、特に「飽和度」に注目して説明する。図4は飽和度分布の経時変化で、(a)は盛土載荷直後、(b)は盛土載荷直後から圧密終了時までの一例として載荷後約35日の時点、(c)は圧密終了時を示す。また、図5には、図4と同時刻の過剰間隙水圧（全水頭）分布の経時変化を示す。

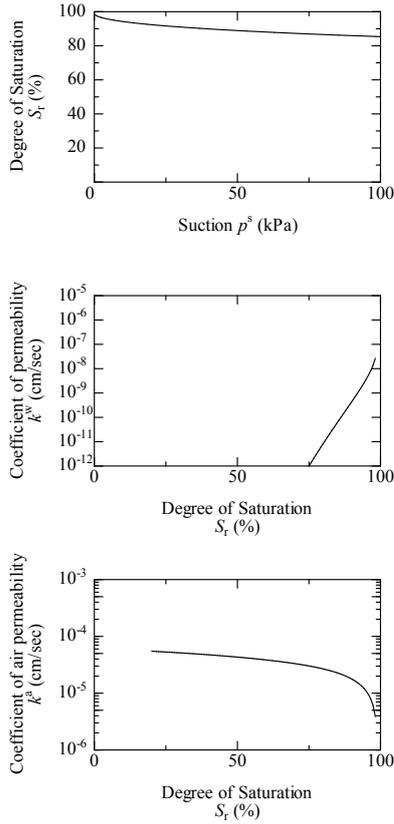


図2 材料1(粘土)の水分特性、透水係数、透気係数の関係

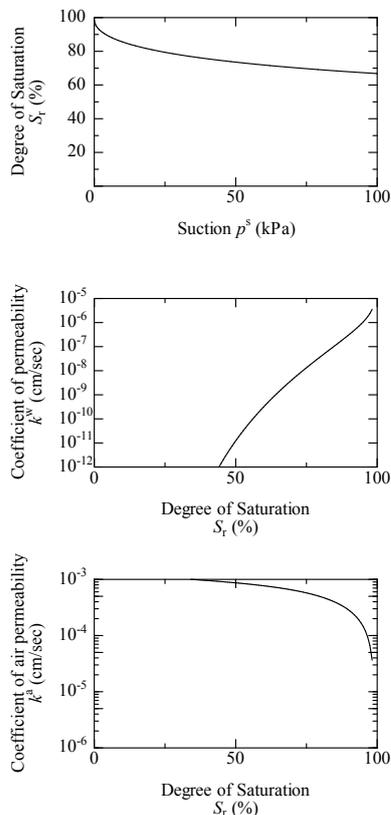


図3 材料2 (シルト) の水分特性、透水係数、透気係数の関係

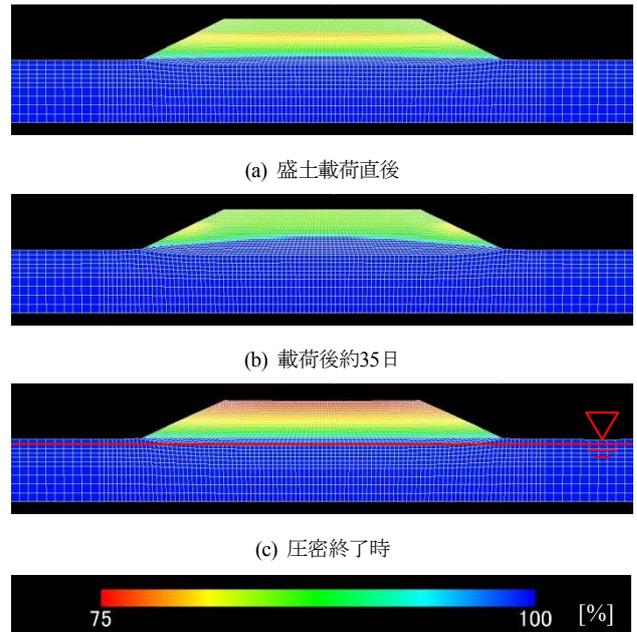


図4 飽和度分布 (盛土施工過程)

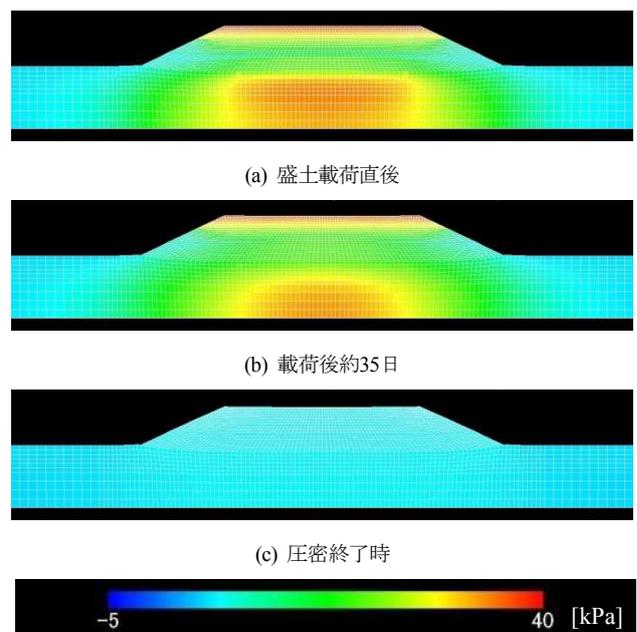


図5 過剰間隙水圧分布 (盛土施工過程)

飽和度と過剰間隙水圧の両図を対比しながら考察する。まず(a)載荷直後は盛土直下に過剰間隙水圧が発生する。こ

れにより、地盤から盛土に向かって水が流れ、盛土内の飽和度が高くなる。盛土中心の水位が最も高くなるのは、過剰間隙水圧が盛土中心直下ほど大きな値を示すからである。また、(a),(b)のどちらにおいても盛土上部で過剰水圧が高くなっている箇所があるが、これは新たに載荷した三段目の盛土に伴うものである。盛土は初期飽和度 80%で施工しており、初期間隙空気圧を 0kPa としたため、初期間隙水圧は、飽和度 80%に相当するサクション分だけ負圧となる。このときの過剰間隙水圧（全水頭）の値は施工済みの盛土部分より高いため、このようなコンター図となっている。(c)圧密終了時を見ると、過剰水圧がほぼゼロになっていることが確認できる。飽和度に関しては、図 1 の境界条件で示した通り、側方部の水理境界を水頭 6.5m で与えているため、鉛直座標で位置が 6.5m 以下では、その材料の最大飽和度より高い値を、6.5m 以上では最大飽和度より低い値を示す。一方盛土下部は、盛土載荷に伴う粘土地盤の沈下により、地下水位まで到達し、「閉封飽和域」が生成している。地下水位が地表下 0.5m と高い位置にあるため、地下水位より上部にある箇所でも、飽和度は高い状態になっている。

#### 4.2 地震時応答

本節では、地震中・地震後の不飽和土の応答として特徴的な計算結果を取り上げる。図 6～図 10 はそれぞれ、構造、平均有効応力、間隙空気圧、過剰間隙水圧、飽和度の経時変化を示す。なお構造は嵩張りの程度を表すが、値が大きいほど構造が高い（嵩張っている）ことを示す。

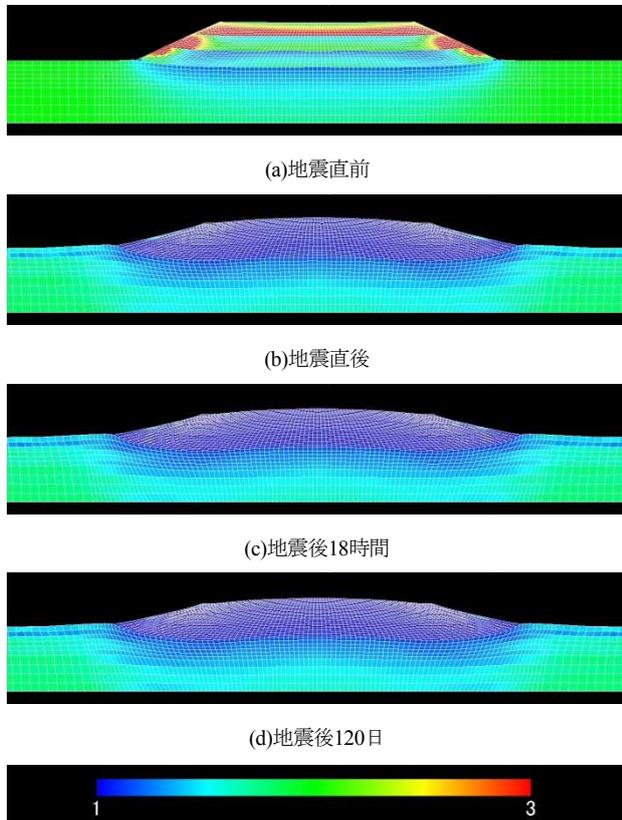


図6 構造分布（地震直前・地震後）

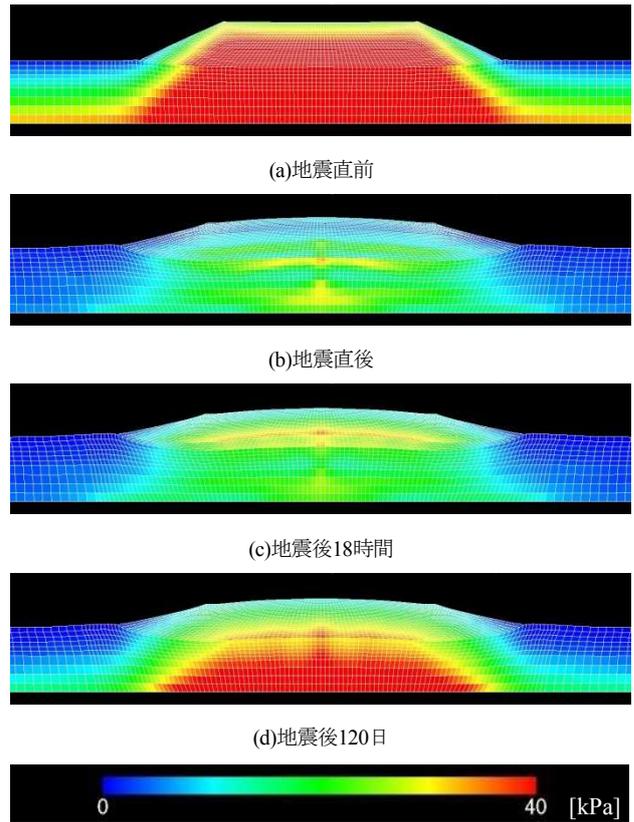


図7 平均有効応力分布（地震直前・地震後）

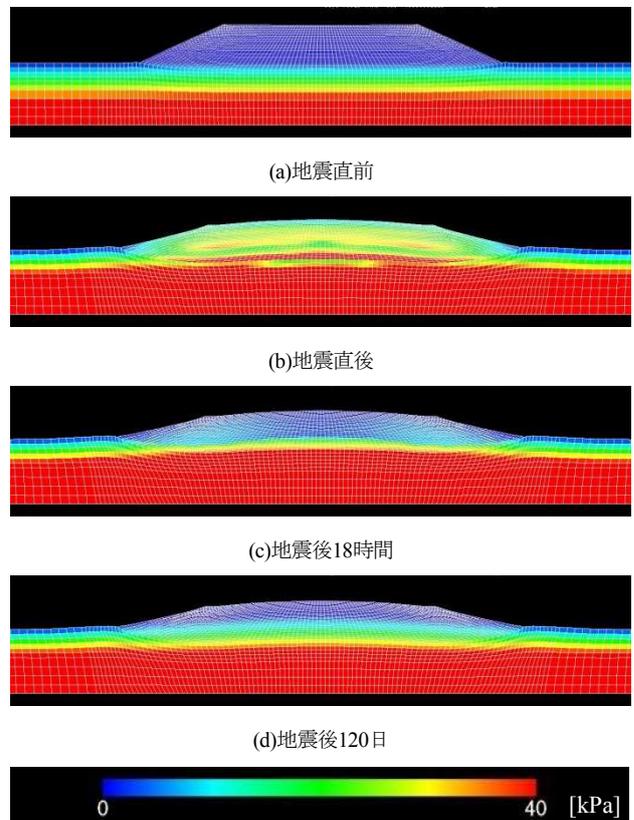


図8 間隙空気圧分布（地震直前・地震後）

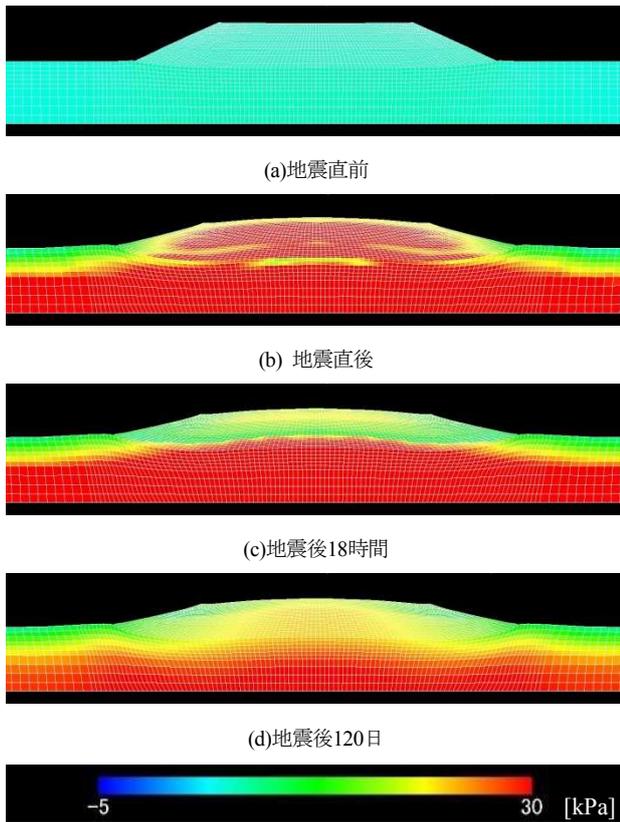


図9 過剰間隙水圧分布 (地震直前・地震後)

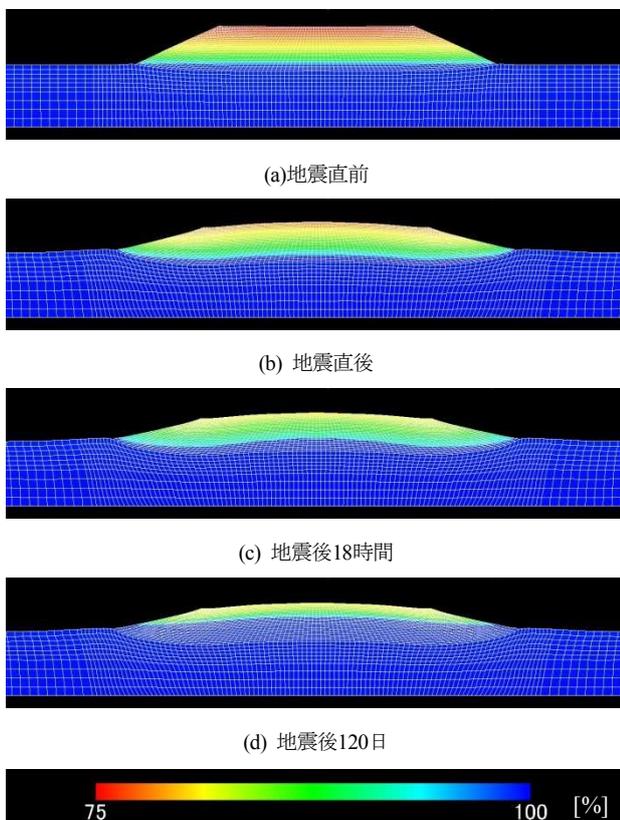


図10 飽和度分布 (地震直前・地震後)

図6～図10において、各図の(a), (b), (c), (d)の記号は、同時刻のコンター図を示している。以下、「(a)→(b)」、「(b)→(c)」、「(c)→(d)」の三つの過程に分けて、計算結果を考察する。

まず、「(a)→(b)」について考察する。図7を見ると、平均有効応力が地震前に比べて地震直後では大きく減少していることがわかる。特に盛土に注目するが、この理由は、図6に示したSYS Cam-clay Modelにおいて骨格構造概念の一つとして表現される「構造」が、地震中にその殆どを喪失し ( $R^s=1$ )、大きな塑性圧縮を示したからである。つまり、土要素において、空気の圧縮以外の体積変化は起こらない中で構造が喪失し、これが弾性膨張を生じたからである。これに伴い図8と図9で示す間隙空気圧と過剰間隙水圧は上昇している。図10(b)の飽和度は若干上昇しているが、この要因のほとんどは空気の圧縮によるものだと考えられる。

次に、「(b)→(c)」について考察する。図7(c)では、図7(b)の時点で減少していた平均有効応力が回復している様子が確認できる。図8と図9の間隙空気圧分布と過剰間隙水圧分布を見ると、(b)では上昇していた間隙空気圧・過剰間隙水圧が、(c)になると減少・消散しているため、平均有効応力が回復している。この間隙空気圧・過剰間隙水圧の減少・消散の理由は、盛土から空気が排出されたためである。水が排出された可能性も考えられるが、このときの盛土内の透気係数(およそ  $10^{-4}\text{cm/sec}$ )は透水係数(およそ  $10^{-8}\text{cm/sec}$ )に比べて大きいので、空気が先に排出されることになる。この排気に伴い、間隙空気圧が減少し、過剰間隙水圧も消散した。つまり、排気は、空気圧のみならず、過剰水圧も消散させ、平均有効応力の減少を防ぐことが示されている。一方、飽和度の変化は、図10(c)を見ると、空気が排出されたことにより、若干上昇している様子が確認できる。

次に、「(c)→(d)」について考察する。ここで特筆すべき点は、図10(d)において、盛土内の飽和度が全体的に上昇していることである。これは、(b)→(c)過程における排気に伴う盛土内の過剰間隙水圧の低下により、盛土と地盤間の動水勾配が大きくなり、一気に地盤から盛土へ水が流入したことが原因である。図8(d)と図9(d)の間隙空気圧と過剰間隙水圧のコンター図を見ると、盛土内への水の流入による空気圧と水圧の若干の上昇が確認される。図7(d)を見ると、地盤から盛土へ水が流れたことにより、地盤内の間隙空気圧や過剰間隙水圧が下がり、地盤内で平均有効応力が回復した様子も確認できる。

### 5. おわりに

新たに飽和度を未知数とした空気～水～土骨格連成有限変形解析コードを用い、比較的簡単な条件を設定して、粘土地盤上の不飽和シルト盛土の築造時・地震中・地震後の挙動を調べた。その結果、次のような知見が得られた。

- (1)築造時は、載荷に伴う粘土地盤の沈下により、盛土内部に閉封飽和域が形成される。
- (2)地震後に、排気に伴う間

隙空気圧・過剰間隙水圧の減少・消散，平均有効応力の回復が生じる。また，(3)(2)の後に，盛土内の空気圧・水圧の減少・消散により，地盤から盛土内へ水が流入する。これらの一連の挙動は飽和土では見られない「不飽和土ならではの」挙動である。

東北地方太平洋沖地震の特徴の一つに，大きな余震が比較的短時間で発生したことが挙げられる。仮に，本震発生直後に盛土内の飽和度が上記のメカニズムにより上昇していたとすると，盛土は内部の飽和度が高い状態で余震を受けていたと考えられる。今後は，このような余震の影響も含め，今回の計算結果を足掛かりにして，地盤・構造物・入力地震動などの条件をパラメトリックに変えながら，各種の不飽和土地盤・不飽和土構造物の耐震性評価を行なっていきたい。

#### 参 考 文 献

- 1) 地盤工学会: 地震時における地盤災害の課題と対策, 2011年東日本大震災の教訓と提言(第二次), 2012.
- 2) 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被害, 地盤工学ジャーナル, Vol.7, No.1, pp.103-115, 2012.
- 3) 野田利弘, 中野正樹, 吉川高広, 浅岡顕: 空気～水～土骨格連成有限変形用いた初期サクシオンが異なる不飽和土供試体の力学挙動の再現, 第47回地盤工学研究発表会, 335, 667-668, 2012.
- 4) 吉川高広, 野田利弘, 浅岡顕: 不飽和土の非排気・非排水三軸試験の空気～水～土連成有限変形シミュレーション, 第47回地盤工学研究発表会, 336, 669-670, 2012.
- 5) van Genuchten, M. Th: A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils, *Soil Sci. Soc. Am. J.*, Vol.44, pp.892～898, 1980.
- 6) Asaoka, A., Noda, T., Yamada, E., Kaneda, K. and Nakano, M.: An elasto-plastic description of two distinct volume change mechanisms of soils, *Soils and Foundations*, Vol. 42 No.5, pp.47-57, 2002.
- 7) Mualem, Y: A New Model for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Porous Media, *Proc. Water Resour. Res.*, Vol.12, pp.513-522, 1976.
- 8) Takaine, T., Tashiro, M., Shiina, T., Noda, T., and Asaoka, A.: Predictive simulation of deformation and failure of peat-calcareous soil layered ground due to multistage test embankment loading, *Soils and Foundations*, Vol.50, No.2, pp.245-260, 2010.
- 9) Joyner, W.B. and Chen, A.T.F.: Calculation of nonlinear ground response in earthquakes, *Bulletin of the Seismological Society of America*, 65(5), .1315-1336, 1975
- 10) Lysmer, J. and R.L. Kuhlemeyer: Finite dynamic model for infinite media, *ASCE, EM4*, 859-877, 1696.
- 11) Noda, T., Takeuchi, H., Nakai, K. and Asaoka, A.: Co-seismic and post-seismic behavior of an alternately layered sand-clay ground and embankment system accompanied by soil disturbance, *Soils and Foundations*, Vol.49, No.5, pp.739-756, 2009

## 補強土壁盛土の固有振動特性を考慮した振動時滑動量の計算方法

豊橋技術科学大学・工学部・建築・都市システム学系 正会員 三浦均也

豊橋技術科学大学・大学院工学研究科・建築・都市システム学専攻 学生会員 チャン・アン・クワン, 齋藤裕也

豊田工業高等専門学校・環境都市工学科 正会員 小林睦

岡三リビック株式会社・ジオテクノ本部技術部 正会員 小浪岳治, 林豪人

## 1. はじめに

一般に構造物はそれぞれに固有の振動特性を有しており、地震動に対する余裕度が同位程度の構造物でも、地震時における地盤振動（卓越周期）との相対関係により地震時における振動応答や被災の程度は異なったものとなるはずである。地震時における構造物の振動応答のみならず滑動応答も同様に構造物の振動特性と地盤振動の相対関係に強く依存すると考えられる。これまで、盛土などの土構造物の地震時滑動量を推定するためには剛体－滑動モデル（Newmark 法）<sup>1,2)</sup> が滑動量の計算に用いられてきたが、構造物の振動特性を無視して構造物を剛体と仮定するこのモデルでは構造物の振動特性を適切に考慮して滑動応答を精度よく計算することは限界がある<sup>3)</sup>。著者ら、質点とバネ、ダッシュポットが構成する倒立振り子に、スライダを付加した振動－滑動モデルを提案し、その有用性を示すとともに<sup>4)</sup>、製作した物理モデルの振動台上における挙動を観察し、基本的な特性を明らかにするとともに、数理モデルの妥当性を検証した<sup>4)</sup>。

本研究では、直壁を有する補強土壁であるアンカー式補強土擁壁<sup>6)</sup>の地震時挙動とその耐震性を評価するためにその振動特性（固有振動数や減衰）を考慮してか滑動量を計算する方法を検討した。まず、有限要素法を用いることによって、補強土擁壁を多自由度振動系としてモデル化し、その振動挙動とその際に生じる塑性せん断変形を直接積分法により解析・検討した。さらに、補強土擁壁を振動－滑動モデルによって1自由度振動系でモデル化した。これにより算定できる地震時滑動量と有限要素法による

塑性せん断変形を比較・検討することにより、計算手法の妥当性を検討した。

## 2. 補強土擁壁の有限要素法によるモデル化

多数アンカー式補強土壁工法は直壁を有する盛土を構築するための補強土工法の一つである。図-1のように複数のアンカーを補強材として用い、鉄筋コンクリート製の壁面パネルとアンカープレートに挟まれた土塊をアンカーの引抜き抵抗力により拘束補強している。同時に、壁面パネルで構成する直壁に作用する土圧は複数のアンカー群の発揮する引抜き抵抗により支持している。この場合、引き抜き抵抗は土と補強材の摩擦力ではなく、むしろ土の受働土圧のメカニズムによって発揮されるので、盛土材料の剛性や強度が低い液性限界の低い粘性土のような場合でも直壁を支持するのに十分な引抜き抵抗と補強土体の安定性が得られる特徴を有している。

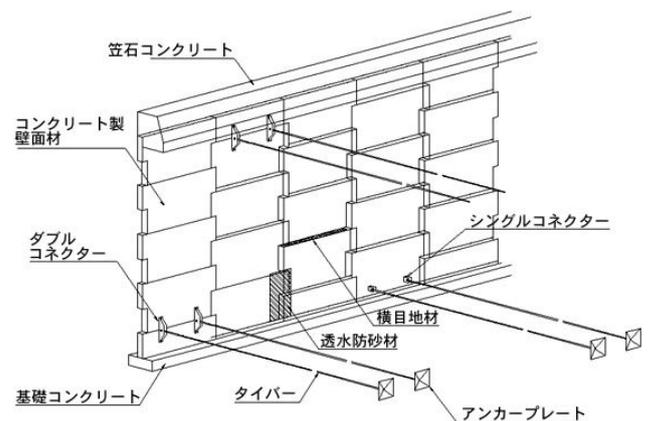


図-1 多数アンカー式補強土壁の構成

Calculation method for the earthquake induced sliding of reinforce soil retaining wall regarding natural frequency

Kinya MIURA, TRAN Anh Quang, Yuya SAITO; Toyohashi Univ. of Technology.  
Makoto KOBAYASHI; Toyota National College of Technology.  
Takeharu KONAMI, Taketo HAYASHI; Okasan Livic corporation

## 2.1 有限要素法解析モデル

補強土擁壁の断面図を図 2 (左) に示している。補強領域の寸法は、高さ  $H$ 、幅  $B$  とし、豪雨などにより背後から地下水が浸入している場合に対応するその水位  $H_w$  とした。補強土領域の背面には有効土圧と間隙水圧からなる土圧分布を考慮している。

これまで、著者らは地震後の補強土擁壁の調査や、大型振動台模型実験を実施してきた<sup>7,8,9)</sup>。図 3 は実験後に観察した補強土擁壁の変状の詳細を示している。地震時において、多数アンカーの引き抜き抵抗が低下して内部安定が損なわれることはほとんどの

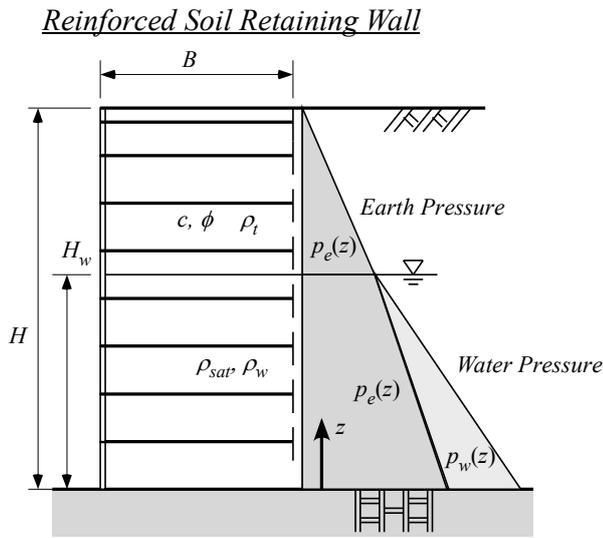


図 2 補強土擁壁 (断面と作用外力)

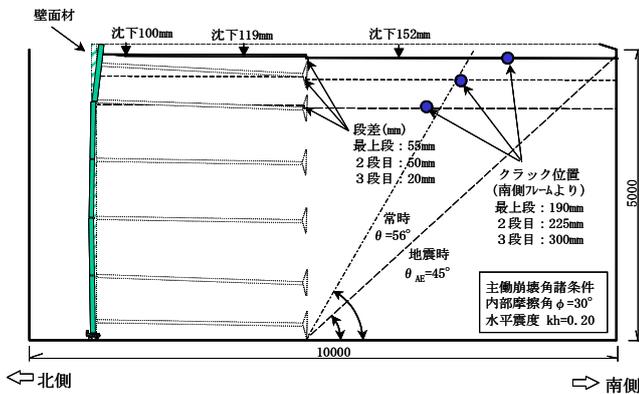
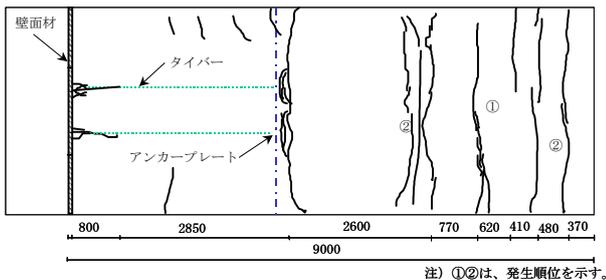


図 3 大型振動台実験による補強土擁壁の変状 (上段, 天端平面図: 下段, 鉛直断面図)

く、補強領域がせん断変形を起こすことによる変状が地震後の被災調査でも明らかであるので、本研究では矩形と見なした補強領域を 2 次元において水平方向に  $N$  分割したスライスを有限要素とし、要素の鉛直方向とせん断方向における圧縮・伸張変形は小さいとして無視し、せん断変形のみを考慮した、せん断層をモデルとした。よって、水平変位、水平振動、せん断変形のみを対象として解析する<sup>4)</sup> (図 4)。

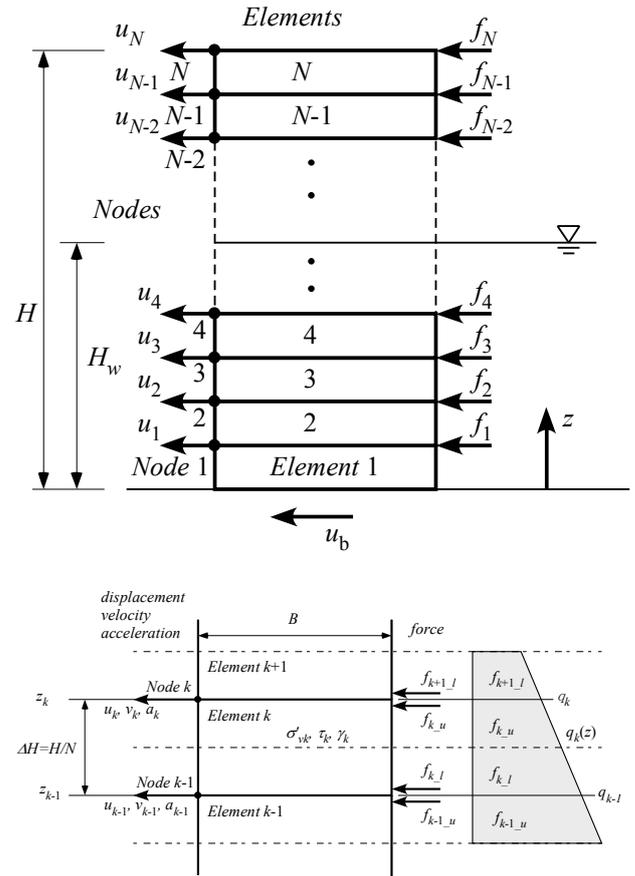


図 4 補強土擁壁の有限要素モデル

## 2.2 解析手法

多自由度振動系におけるマトリクス方程式は、

$$[M](a) + [C](v) + [K](u) = -[M](ab) + (f)$$

であり、 $[M]$ は質量マトリクス、 $[C]$ は減衰マトリクス、 $[K]$ は剛性マトリクスである。減衰マトリクス $[C]$ はレーリー減衰とし、臨界減衰比  $h$  と角振動数  $\omega_0$  により算定した。

このマトリクス方程式は直接積分法で解析して、振動の時刻暦を計算した。個々の有限要素のせん断変形は、弾完全塑性モデルで定式化し、直接積分法の計算ステップにおいて、塑性せん断変形を繰返し計算によって求めた (図 5)。

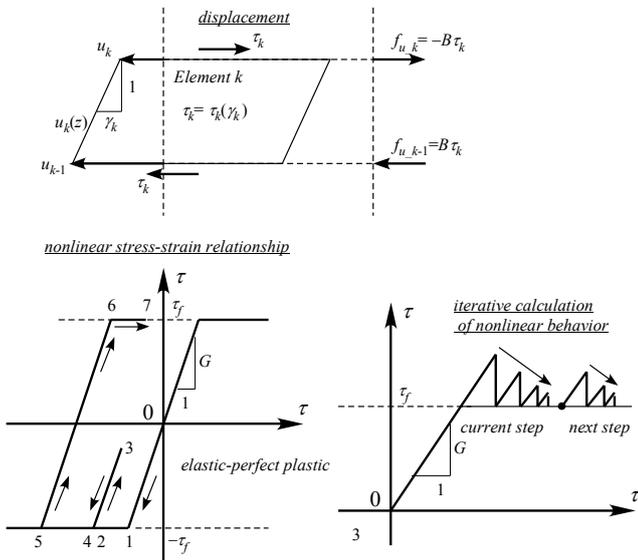


図5 有限要素の弾完全塑性せん断変形モデル

表1 基本的な解析条件

項目	条件
補強土壁	$H=10\text{m}$ , $K_{sm}=0.2$ , $B=5.55\text{m}$ , $F_s=1.667$ , $G_0=10240\text{kN/m}^2$
土質	$\rho_{wet}=1.6\text{g/cm}^3$ , $\rho_{sut}=1.9\text{g/cm}^3$ , $c=0\text{kN/m}^2$ , $\phi=26.57^\circ$ , $K_a=0.333$
計算条件	$N=20$ , $dt=0.001\text{sec}$ , $h=0.02$
基盤振動	$A_b=0.15\text{g}, 0.2\text{g}, 0.25\text{g}, 0.3\text{g}$ , $g=9.80665\text{m/sec}^2$ $f_b=2.0\text{Hz}$

$$K_{sm}=(R_r T)/mg, R_r=(c+\sigma'_v \tan\phi)B, T=P_a (P_a:\text{Earth Pressure})$$

### 2.3 解析条件

補強土壁の高さ  $H$ 、安全率  $F_s$ 、滑動余裕度  $K_{sm}$ 、固有振動数  $f_0$  と土質条件の湿潤密度  $\rho_{wet}$ 、飽和密度  $\rho_{sut}$ 、強度定数  $(c, \phi)$ 、土圧係数  $K_a$  を任意の入力値とし、これらの条件を満たすように、補強土壁の幅  $B$ 、初期せん断剛性率  $G_0$  を算出した。またモデルの計算条件として、要素数  $N$ 、直接積分法の時間増分  $dt$ 、減衰比  $h$  を定め、基盤振動はサイン波  $(a_b=A_b \sin\omega_b t)$  とし、5秒間(2Hz, 10サイクル)振動させた。表1に基本的な解析条件の値を示す。ここで滑動余裕度  $K_{sm}$  とは、せん断抵抗力  $R_f$  と水平力  $T$  の差を補強土壁の自重で無次元化したものである。

## 3. 補有限要素法による解析結果

### 3.1. 補強土擁壁の固有振動数の影響

図6は基本条件において解析した補強土壁の振動挙動を示している。天端( $z=10\text{m}$ )における節点の振動

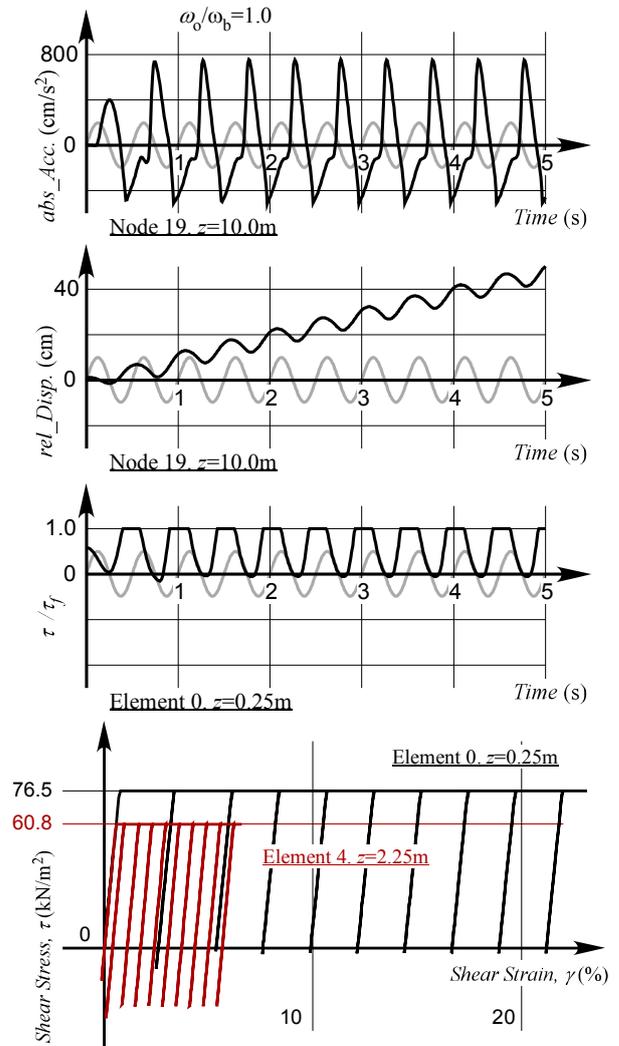


図6 基本条件における補強土擁壁の振動挙動

挙動(加速度と変位)と、高さ  $z=0.25$  におけるせん断応力時刻歴と応力-ひずみ関係を示している。この条件振動条件では、剛体モデルでは塑性変形が生じない。しかし、固有振動数と地盤の振動数が等しい共振条件に対応しているため、振動が増幅されることにより、断続的に塑性せん断変形が発生して蓄積され、天端のせん断変形も補強土擁壁の全面側へ伸びていることが分かる。

図7は基盤加速度の振幅  $A_b$  をパラメトリックに変化させた場合の補強土壁天端における水平変位の時刻歴である。 $A_b$  が大きいほど塑性せん断変形が蓄積しやすく、残留変位量は大きくなっている。

図8は、補強土壁の振動数  $f_0$  と入力波の振動数  $f_b$  の比の変化に対しての残留変位をスペクトル化して示している。振動数の比  $f_0/f_b$  が  $0.8\sim 2.0$  の範囲で残留変位が最大となっている。このように、残留変位は固有振動数に強く依存している。

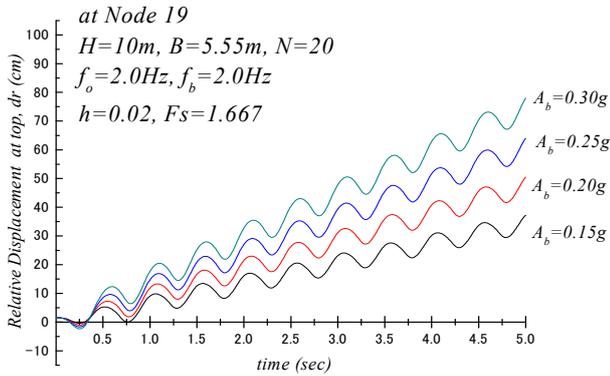


図7 天端水平変位の加速度振幅依存性

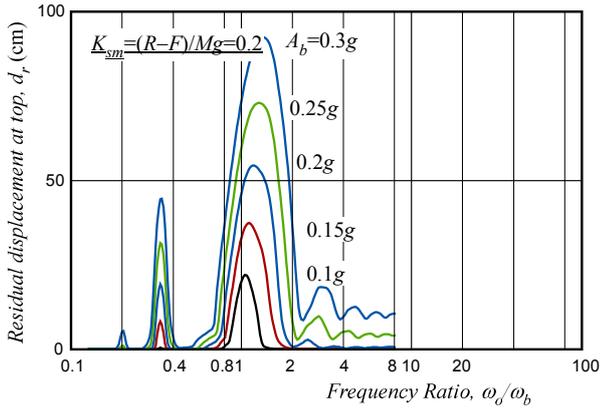


図8 基盤加速度振幅への応答残留変位スペクトル

### 3.1. 補強土擁壁の固有振動数の影響

図9は地下水の侵入によって生じる応力やせん断強度パラメータの分布を示している。地下水位以下で水圧が作用することで有効応力が減少するので、せん断強度が減少する。一方、地下水位の上昇は補強土領域の背後に作用する全土圧（有効応力と間隙水圧の和）を増大させるので、補強土領域内に動員されるがせん断力は増大する。このように、せん断強度とせん断力の比で表される安全率  $F_s$  は、地下水位の上昇に伴い減少するので、同時に滑動余裕度  $K_{sm}$  も低下する。基本条件の安全率 1.667 では、地下水位が 6 以上になると安全率は 1 以下となり、静的な状態で不安定となる。

図10は地下水がある場合における振動後の壁面残留変位を示している。補強土壁天端における変形量にむしろ大きな差は見られないが、地下水がない場合天端までの高さにわたって全体的に変形するのに対し、地下水がある場合には変形が補強土壁下部に集中する。これは補強土壁下部では滑動余裕度が局所的に低下したためと考えられる。

図11は地下水を考慮した場合の補強土壁天端に

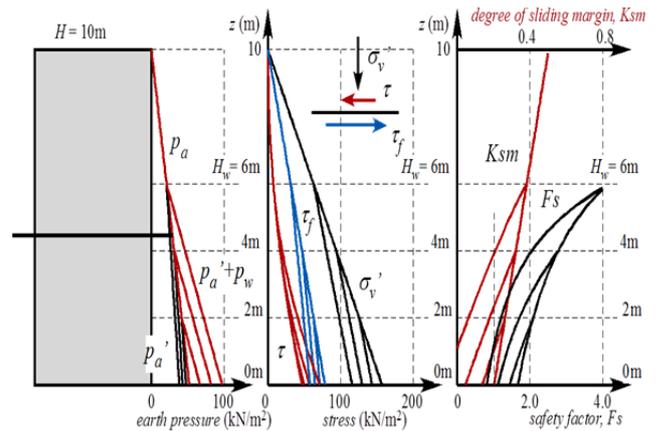


図9 地下水による各パラメータ分布の変化

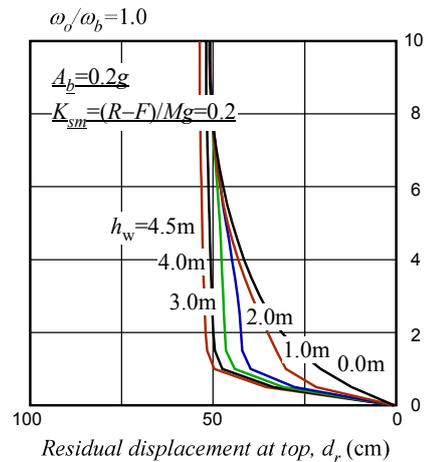


図10 壁面残留変位に及ぼす地下水浸入の影響

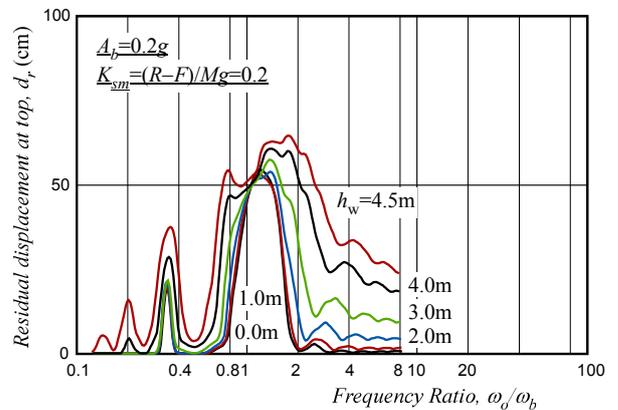


図11 応答残留変位に及ぼす地下水位の影響

における応答残留変位スペクトルである。地下水がない場合は振動数比が 0.8~2.0 で増幅が顕著になるが、地下水がある場合、地下水位の上昇に伴い固有振動数  $f_0$  が減少することで増幅域が拡大していく。振動数比が 2.0 において、地下水がないと残留変位はほぼ生じないが、地下水があると残留変位が生じることがわかる。

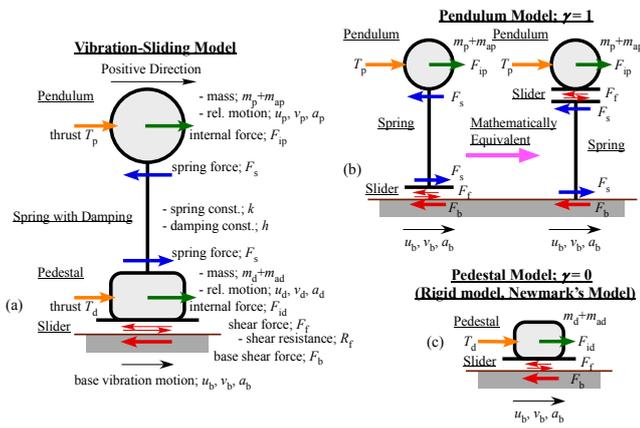


図 1.2 振動-滑動モデル

### 4. 補強土擁壁の振動-滑動モデル

図 1.2 に示す振動-滑動数理モデルは倒立振子と台座、およびスライダで構成されている。振子 (Pendulum) と台座 (Pedestal) の部分にそれぞれ質点  $m_p$  と  $m_d$  を配している。この2つの質点のバランスは、解析対象とする構造物に合わせて質点パラメータ  $\gamma$  ( $0 \leq \gamma \leq 1$ ) を導入することによって調整できる。 $\gamma=1$  では倒立振子型に、 $\gamma=0$  では剛体-滑動モデルになる<sup>1,2)</sup>。モデルには抗土圧構造物が背後から受ける土圧に相当する水平力  $T$  が作用している。この状態で基礎盤の振動 (変位  $u_b$ ) を受けると、スライダに発生する底面せん断力  $F_b$  がせん断抵抗力  $R_f$  を超えるときにすべりが発生し、水平力  $T$  の作用方向にすべり量が蓄積されることになる。

以下に、振動-滑動数理モデルにおける運動方程式ならびに滑動時および非滑動時の運動方程式を示す。ここで添え字 p は振子 (Pendulum) に、添え字 d は台座 (Pedestal) に、s はバネ (Spring) に対応するパラメータであることを示している。これらは時間領域における非線形な連立方程式になるため、直接積分法によってモデルの振動-滑動挙動を計算した。

$$\begin{aligned}
 m_p &= \gamma m, & m_d &= (1-\gamma)m \\
 \begin{cases} m_p a_p = T_p + F_{ip} - F_s \\ m_d a_d = T_d + F_{id} + F_s - F_f \end{cases} & & T_p &= \gamma T, & T_d &= (1-\gamma)T \\
 & & F_{ip} &= -m_p a_b, & F_{id} &= -m_d a_b \\
 & & F_s &= cv_s + ku_s \\
 & & R_f &= \mu mg
 \end{aligned}$$

非滑動時 [ $v_d = 0$ , and  $F_f \leq R_f$ ]

$$v_d = 0$$

滑動時 [ $v_d > 0$ , or  $F_f = R_f$ ]

$$F_f = R_f$$

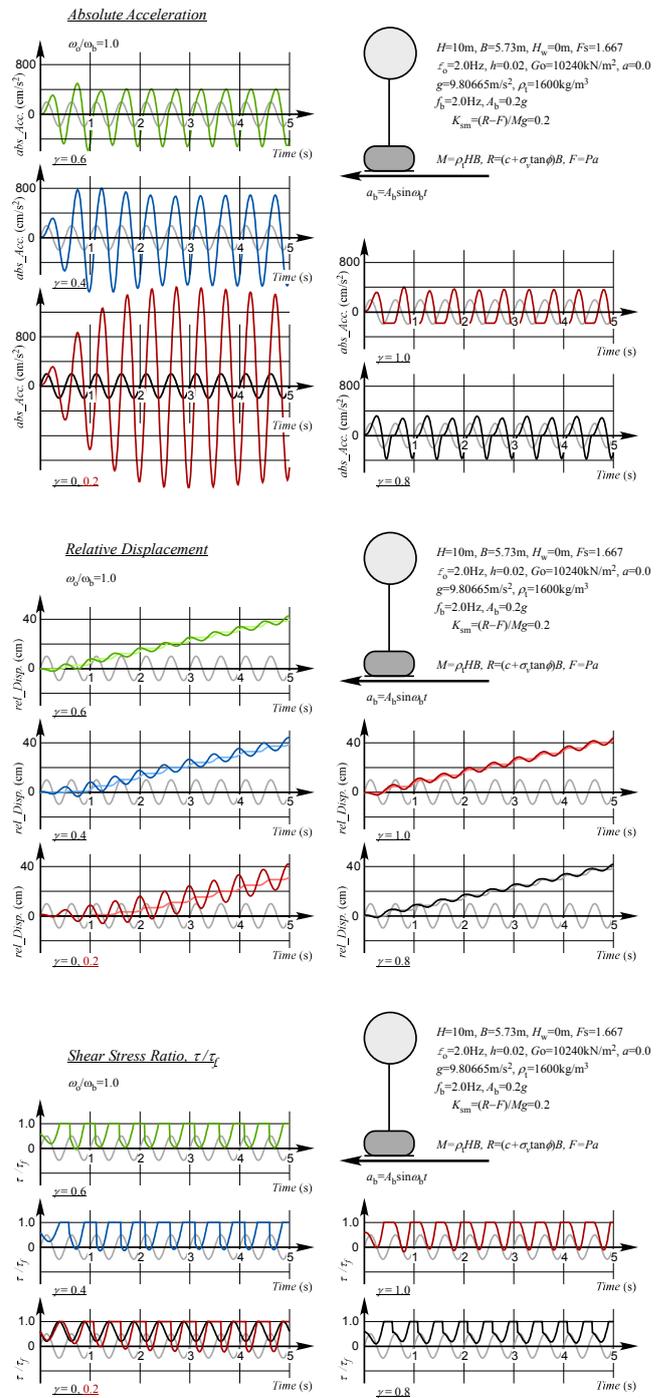


図 1.3 調和振動に対する振動-滑動応答特性 (上段から、加速度、変位、底面せん断力)

### 5. 調和振動時における振動-滑動モデルによる解析

図 1.3 は基本条件よって調和振動する場合の振動-滑動モデルの応答の時刻歴を示している。ここではモデルの固有周期を 2Hz とし、共振条件を満たす条件で計算した。各図は質量パラメータ  $\gamma$  が異なる場合の挙動を示している。剛体モデル ( $\gamma=0$ )

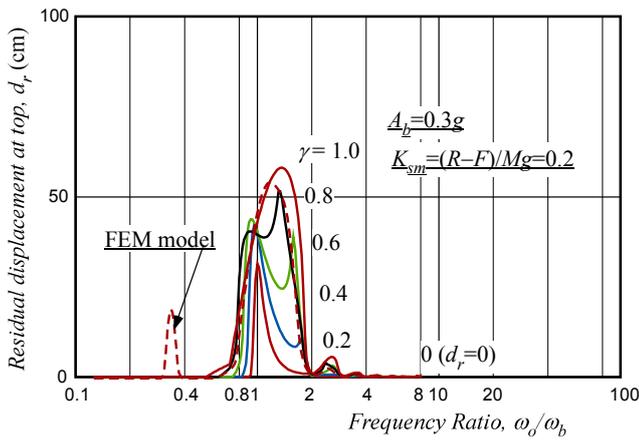


図 1 4 調和振動に対する応答残留変位スペクトル

とによって底面せん断力が増大する結果となっている。よって、底面における滑動が断続的に発生し、変位が蓄積している様子が図に現れている。

これらのモデル条件において、基盤の振動数を連続的に変化させた計算を繰り返して求めた滑動一応答スペクトルを図 1 4 に示している。図には、対応する有限要素法 (FEM) による解析結果を破線で示している。質量パラメータが  $0 < \gamma < 1$  の範囲の値をとる場合には、質点の数に対応した 2 つの固有値で振動の増幅と滑動量の増大が生じていることがわかる。また、倒立振り子型 ( $\gamma=1$ ) では 1 か所で滑動の増大がみられている。全体的には、共振条件を含むの範囲で滑動量が集中的に増大していることが明らかである。滑動量の大きさも含めて、FEM モデルの滑動一応答と最も対応が良いのは倒立振り子 ( $\gamma=1$ ) のケースであるようであるが、FEM モデルの方がピーク時の滑動量を大きめに計算されることも分かる。

図 1 5 には調和振動時における補強土擁壁の振動挙動を滑動一振動モデルと有限要素法を用いて、共振条件の下で解析した結果を示している。1 2 の位相における加速度や相対変位、底面せん断力をイラストで示しているが、比較からわかるように、両者では、各位相における挙動が良く対応しており、また、底面せん断力が赤で示される滑動状態と位相の関係もよく合っている。

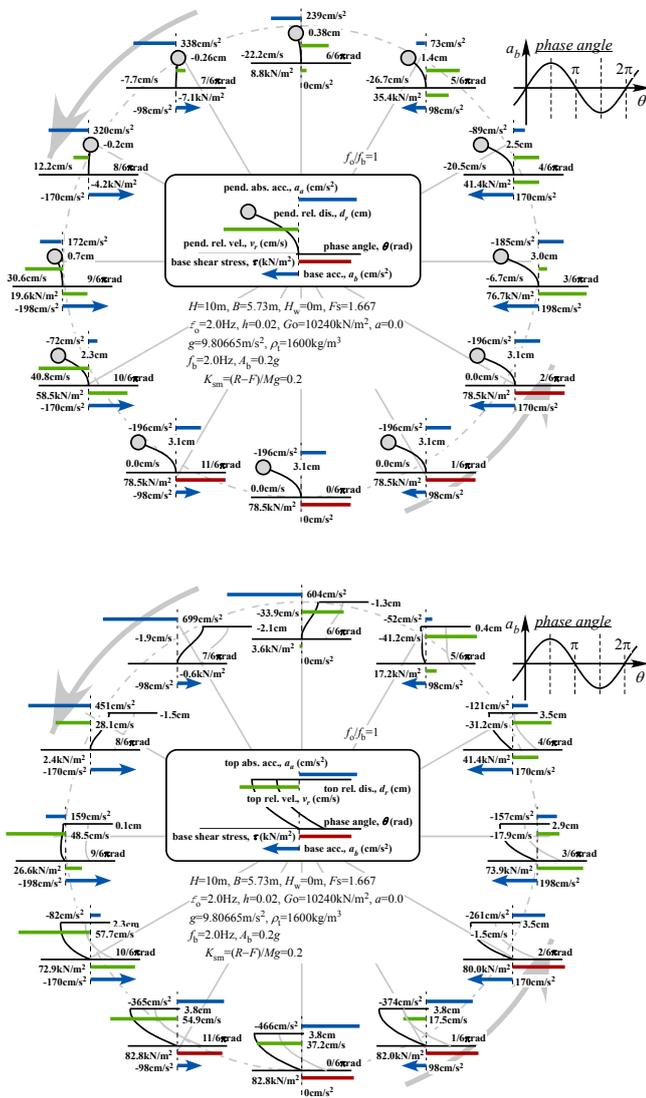


図 1 5 調和振動時における振動一滑動モデル (上) と有限要素法 (下) による解析結果の比較

ではモデルの振動が全く増幅しないために、底面せん断力が増加せず滑動しない結果となった。それ以外のモデルの条件では、加速度振動が増幅するこ

## 6. 地震時における振動一滑動モデルによる解析

図 1 6 では、基盤がインペリアル地震波および十勝沖地震波によって基盤が振動する時の振動一滑動モデルと FEM モデルによる振動一滑動挙動の計算結果を比較して示している (図示しているのは振動と滑動による天端変位の時刻歴)。

また、図 1 7 には補強土壁の固有振動数を連続的に変化させた場合に繰り返し計算によって得られる振動一滑動一応答スペクトルの時刻歴を示している。図では、地震波のスケールを変えて計算した数種類の滑動一応答スペクトルを示している。

両モデルの間では振動一滑動挙動には概ね良い対応がみられるが、滑動量の大きさは、サイン波のケースとは逆に振動一滑動モデルの方が FEM モデルよりも滑動量が大きく計算されるようである。図 1

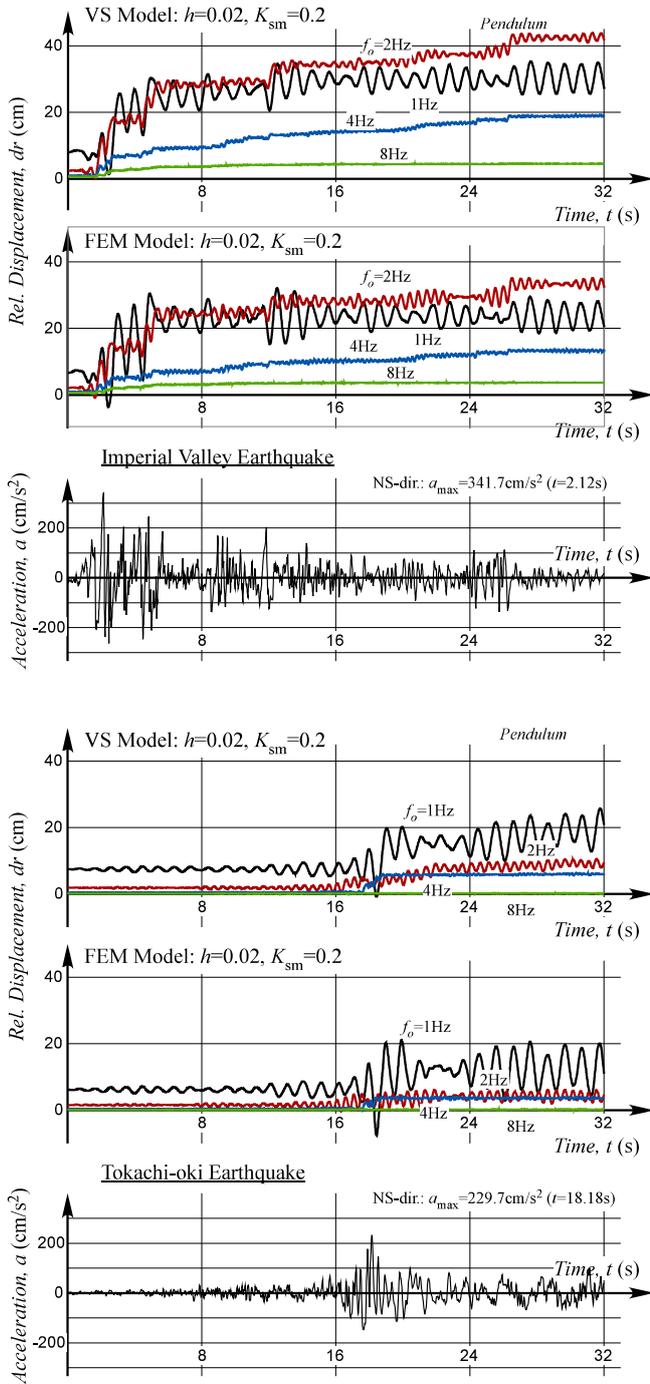


図 16 地震時における補強土擁壁の天端変位の時刻歴；上段，インペリアル地震：下段，十勝沖地震

7, 18に示す滑動応答スペクトルの比較でも，同様な傾向がみられる。このことは，対象とする構造物に応じて質点パラメータの $\gamma$ の値を適切に選択することによってより妥当な滑動量の計算が可能になることを示唆している。現時点では， $\gamma$ の値を0.9とすると対応が良いことが分かっているが，さらに検討が必要である。

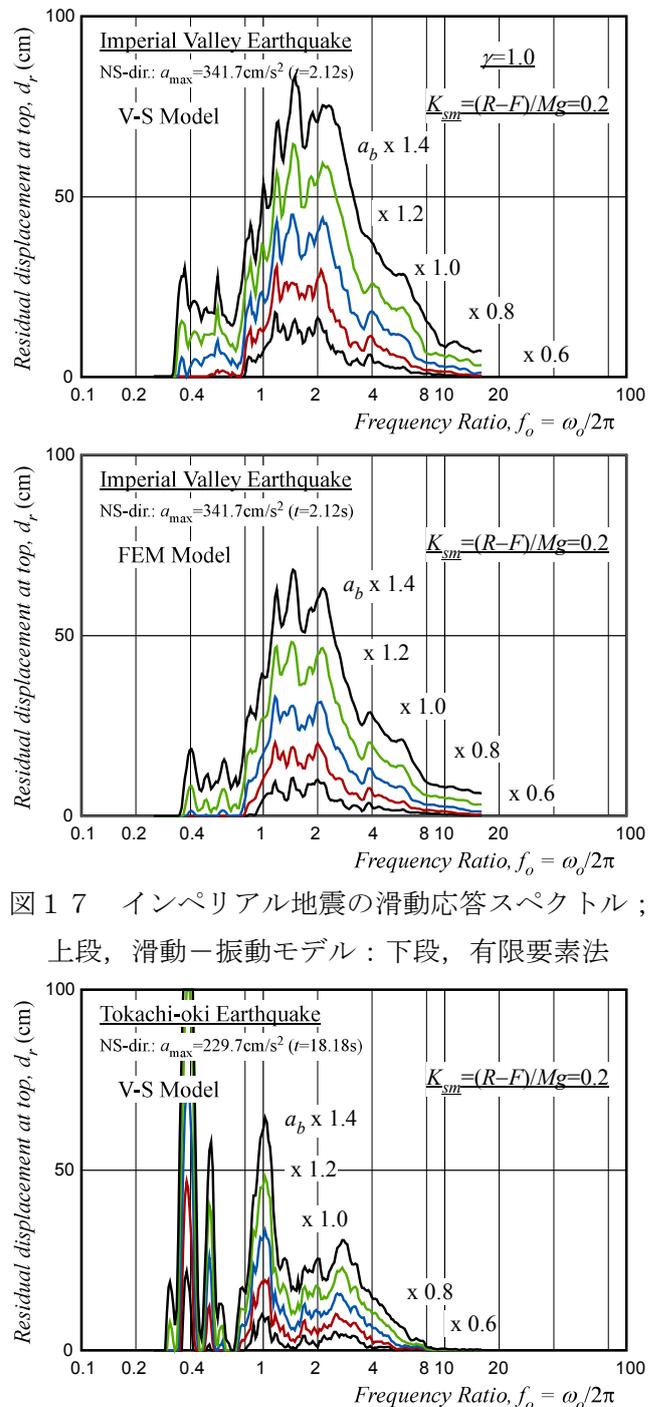


図 17 インペリアル地震の滑動応答スペクトル；上段，滑動-振動モデル：下段，有限要素法

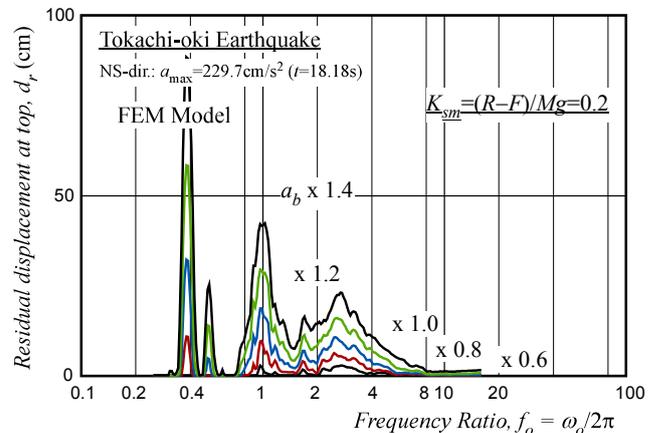


図 18 十勝沖地震の滑動応答スペクトル；上段，滑動-振動モデル：下段，有限要素法

## 7. まとめ

本研究では解析手法を紹介し、その妥当性を検討したが、得られた結論は以下のようである。

- ・ 補強土擁壁を弾完全塑性 FEM でモデル化し、「滑動余裕度（安全率）」、「固有振動数」をパラメータとすることで、モデルを設定する方法を提案した
- ・ 補強土擁壁のような比較的たわみ性のある土構造物における滑動量は、「固有振動数」と「基盤振動振幅」への強い依存性を示すが、応答滑動スペクトルにより明瞭に示すことができる
- ・ 調和振動と地震動ともに、FEM モデルと振動一滑動モデル (V-S モデル) ではよい対応を示した。地震時には V-S モデルにおける質点パラメータを 0.9 とすると対応が良いことが分かった
- ・ 地下水の浸入により、補強土擁壁は滑動に対する余裕度（安全率）が減少すると同時に、固有振動数が減少することが分かった
- ・ FEM モデルにより、被災事例でみられる「変形が地下水位以下に集中する」傾向が得られることが分かった
- ・ 共振条件より固有振動数が大きな盛土で地下水位の影響が大きく、変形は顕著に増大することが分かった

今後の展望としては、

- ・ 常時微動観測を用いるなど、滑動一振動モデルに適したパラメータの決定法を検討する必要がある。
- ・ 本研究では、解析手法についてまとめたが、模型実験や被災事例との調査・比較を通して、解析手法の適用性とその限界について検討する必要がある。
- ・ 道路盛土など、他の土構造物への適用についても検討する必要がある。

### 【参考文献】

- 1) Newmark, N. M. (1965): 'The 5th Rankine Lecture: Effects of Earthquakes on Dams and Embankments,' Geotechnique, Vol.5, No.2, pp.139-160.
- 2) Newmark, N. M. and Hall, W. J, (1974): 'A rational Approach to seismic design standards for structures,' Proc. of 5th EWCEE, Vol.2, pp.2266-2277.

- 3) 澤田純男, 土岐憲三, 村川史朗 (1998): '片側必要強度スペクトルによる盛土構造物の耐震設計法,' 日本地震工学シンポジウム論文集, Vol.10, pp.3033-3038.
- 4) 三浦均也, 小濱英司, 吉田望, 渡邊潤平: 'すべり土塊および抗土圧構造物の固有振動数を考慮した地震時滑動量の推定法,' 土木学会地震工学論文集, Vol.28, 201, 2005.
- 5) 渡邊潤平, 三浦均也, 吉田望, 小濱英司, 西川洋人: '固有振動数の異なる構造物の振動一滑動挙動の振動台実験による観察,' 第 19 回中部地盤工学シンポジウム論文集, pp.97-106,2007
- 6) 土木研究センター:多数アンカー式補強土壁工法 設計・施工マニュアル, 2002.
- 7) 二木・三澤・辰井:大型せん断土槽を用いた多数アンカー式補強土擁壁の実大振動台実験(その 1), 第 35 回地盤工学研究発表会 (2000)
- 8) 二木・三澤・辰井:大型せん断土槽を用いた多数アンカー式補強土擁壁の実大振動台実験(その 2), 第 35 回地盤工学研究発表会 (2000)
- 9) 二木・青山・小浪・佐藤・辰井:多数アンカー式補強土擁壁の地震時挙動に関する解析的検討, 第 36 回地盤工学研究発表会 (2001)

# 地盤の不整形性を考慮した震度ハザードマップへのアプローチ SITE AMPLIFICATION EVALUATION IN THE CASE OF NON-HORIZONTAL AND NON-LINEAR STRATIFICATION

古本吉倫<sup>1</sup>, 桑原 優<sup>2</sup>

1 長野工業高等専門学校・環境都市工学科・furumoto@nagano-nct.ac.jp  
2 岩手大学・工学部

## 概 要

不整形地盤における地盤震動解析を行うため、傾斜基盤面上端と下端における地盤モデルから1次元的地震動伝達関数を求め、それらを重ね合わせることで傾斜基盤上の堆積地盤面における2次元地震動伝達関数を補間推定する手法を開発した。本手法により、従来行われてきた等価線形化法などの地盤震動解析法の結果をそのまま用いて不整形地盤での地盤震動解析が可能となった。実際の地盤への適用が極めて簡単な手法となった。具体的な地形を対象に地震ハザードマップを作成したところ、従来手法にもとづくマップと比べ使いやすさが向上することがわかった。

キーワード：震度ハザードマップ、液状化、不整形地盤、FDEL

### 1. はじめに

本研究では、不整形地盤を含む地域の震度ハザードマップを簡便に作成する方法を考案する。自治体ごとのハザードマップを作成することで地域防災に貢献することを目的とする。

一般に地震動予測は図1のように震源から地表への震動の伝播メカニズムを想定して算出されるが、表層地盤はボーリング調査(点測定)に基づき数100m四方の独立した成層地盤メッシュとして扱われる。このため、基盤が傾斜している地盤構造に急激な変動がある(=不整形地盤)地域において予想される波動の反射・屈折は考慮されていない。不整形地盤では、地震波が複雑に反射・屈折を繰り返すため、理想的な成層地盤の場合と比べ、地震動増幅特性が複雑になってしまう。すなわち、従来の地震動予測は隣

接するメッシュ間で起こると考えられるエネルギー収支の相互作用が考慮されておらず、不整形地盤の予測には精度的に問題がある。

本研究はこの問題点を解決し、精度の高い地震動予測図を作成しようとするものである。

### 2. 従来の地震動推定法

地震動は堆積地盤内で大きく増幅するため、正確な地震動予測を行うには地盤震動解析技術の高精度化が不可欠である。しかし、現実には地盤調査には限界があり、地盤を正確にモデル化すること自体が困難である。このため、地震被害想定において震度分布図を作成する際には、地域を数百mないしkm四方のメッシュに分割した

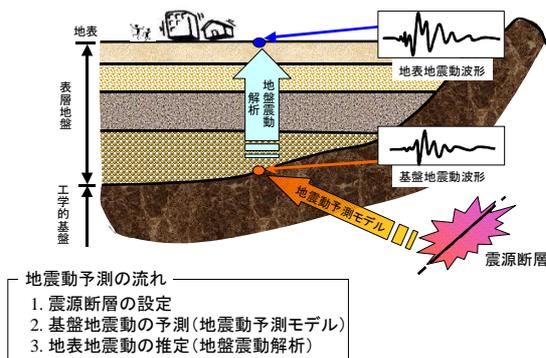


図1 地震動予測の流れ

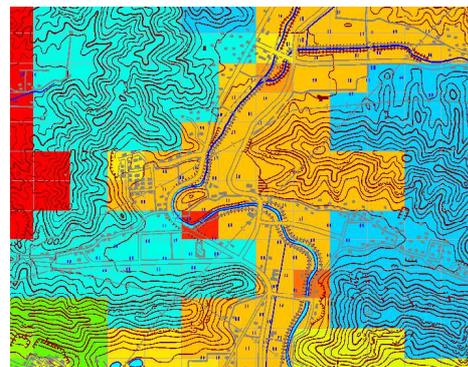


図2 地盤区分の例(250mメッシュ)  
(地盤が軟弱なほど暖色に着色)

後、それぞれに地盤モデルを割り当て、地盤震動解析を行う。その際、成層地盤を仮定し、隣接するメッシュとは独立した1次元解析をそれぞれに対して行っている(図2)。

### 3. 地震動伝達関数の補間推定法

本研究では、基盤が傾斜した不整形地盤において、基盤から地表までの地震動伝達関数を推定するために、伝達関数の補間推定法を用いる<sup>1)</sup>。これは成層地盤の伝達関数を、有限要素モデルを用いて予め求めておいた重みを付けて、重ね合わせる手法である。すなわち、図2のように傾斜基盤面上の先端と下端における地盤モデルから、それぞれ1次元的に地震動伝達関数を求め、式(1)を用いてそれらを重ね合わせるにより、傾斜基盤上の堆積地盤面における伝達関数を推定する。伝達関数を求める際にはFDEL(周波数依存型等価線形化法)<sup>2)</sup>を用いる。重ね合わせに用いる重み係数は、傾斜基盤先端からの距離と傾斜基盤の長さをパラメータとし、有限要素法によるパラメトリックスタディによりあらかじめ決定しておく<sup>1)</sup>。

$$\Omega_x(\omega) = \Omega_1^C(\omega) \cdot \Omega_2^{1-C}(\omega) \dots (1)$$

$$(0 \leq C \leq 1)$$

- $\Omega_x(\omega)$ : 推定地点の地震動伝達関数
- $\Omega_1(\omega)$ : 傾斜地盤先端の地震動伝達関数
- $\Omega_2(\omega)$ : 傾斜地盤下端の地震動伝達関数
- C: 重み係数

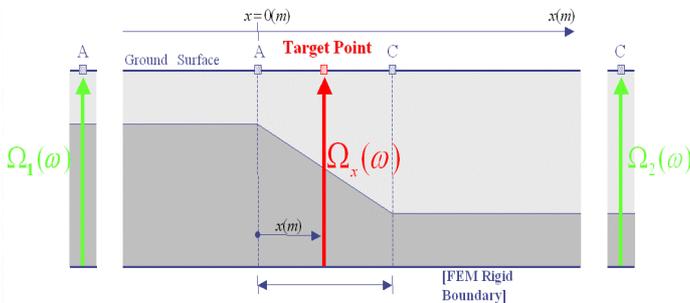


図2 伝達関数の補間推定式とモデル

ここに、底面から地表面の点xでの伝達関数を $\Omega(x)$ 、傾斜基盤先端の地盤モデルにより得られる1次元の伝達関数を $\Omega_1$ 、傾斜基盤下端での伝達関数を $\Omega_2$ とする。また、Cは $\Omega_1$ 、 $\Omega_2$ に対する重みであり、傾斜角 $\theta$ と傾斜部の長さ $L_s$ 、斜面の頂点からの距離xの関数として次式で与えられる。

$$\ln(C/(1-C)) = 0.878 + 1.161(x/L_s) \cdot \ln(\theta) \dots (2)$$

### 4. シナリオ地震に基づく地震動の推定

図3に研究の流れを示す。EMPR(強震動予測法)<sup>3)</sup>を用いて断層パラメータから工学的基盤の地震波を算出する。その後、FDEL(周波数依存型等価線形化法)を用い

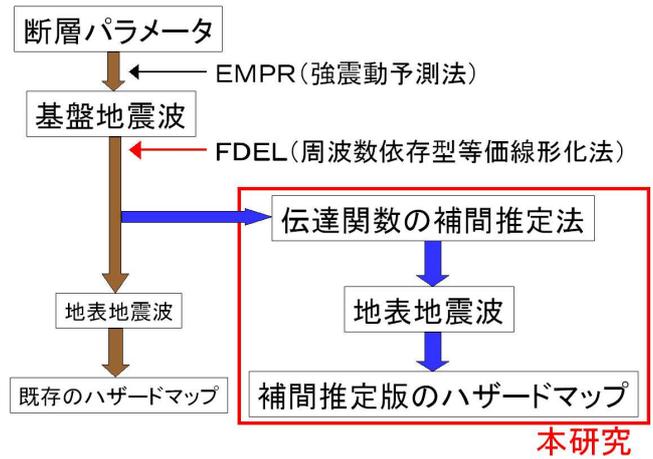


図3 研究の流れ

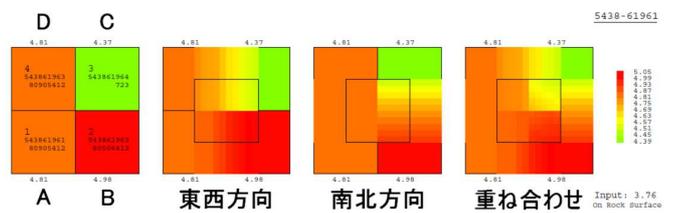


図4 隣接するメッシュによる震度の補間と重ね合わせ

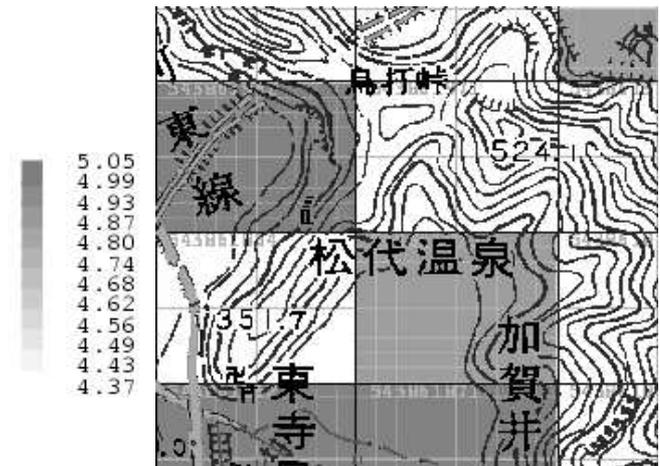


図5 従来法の震度分布図

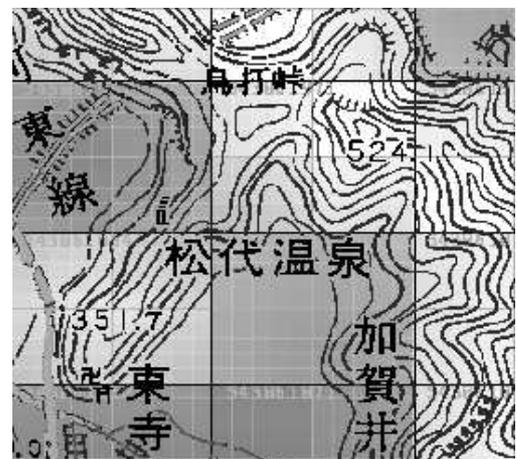


図6 補間推定法による震度分布図

て基盤面から地表面への地震波の伝達関数を算出するが、本研究では基盤の傾斜に応じて伝達関数を補間することにより、高精細化したハザードマップを作成する。

また、図4のように東西方向・南北方向それぞれの補間推定した結果を重ね合わせ、それぞれのメッシュの中心から隣のメッシュの中心までを細分化し、それぞれの震度を表示する。この時、東西方向・南北方向の補間で震度に差がある場合、2つの結果の平均値をとる。この方法を対象地域内で隣接するメッシュ全てに繋げていくことにより、地域全域における震度を表示する。それを地図と重ね合わせることで震度ハザードマップを作成する。

図5、図6には、長野市直下のマグニチュード7.3相当の地震を想定した震度マップの例を示す。この地域は、山の斜面と平地が1つのメッシュ内に存在し、不整形性の影響が見られる場所である。解析の結果、従来法によるもの(図5)では隣り合うメッシュで震度に大きな差が見られる。従来法では、メッシュ内の中心で算出した計測震度を、そのメッシュの震度として震度予測図を作成するが、補間推定法(図6)では周囲のメッシュの情報を考慮してメッシュを細分化し、段階的に震度を表示する。これによって補間推定版では、一つのメッシュ内でも山の方が震度は小さく、平地の方は震度が大きくなるのが段階的に表示されている。

本補間法において使用する地盤のモデルデータは、従来法と全く同じであるが、一つのメッシュの震度を計算する際に、隣接する4つのメッシュの情報を使用するため、従来法よりも信頼性の高い予測が可能となる。

### 5. 液状化判定法 (FL 法)

液状化安全率  $F_L$  は式(3)により求める。本研究では伝達関数の補間推定法により算出した地震波を用いて、地下20mまでの地震時せん断応力比(L)の分布を求める。この際、通常は地表の最大加速度を用いるが、ここでは、計測震度と対数の関係式で導かれる実効加速度を用いた。式(4)により、液状化指数PLを求め、液状化危険度を判定する<sup>5,6)</sup>。

$$F_L = \frac{C_w \cdot R}{L} \quad \dots (3)$$

$$P_L = \int_0^{20} (1 - F_L) \cdot (10 - 0.5x) dx \dots (4)$$

(  $F_L \geq 1.0$  の場合、 $F_L = 1$  とする)

R: 動的せん断強度比

$C_w$ : 地震動特性による補正係数

L: 地震時せん断応力比

PL: 液状化指数

液状化による被害確率			
$0 \leq PL < 5$	0%	$5 \leq PL < 10$	25%
$10 \leq PL < 15$	50%	$15 \leq PL < 20$	75%
$20 \leq PL$	100%		

### 6. ケーススタディ

図7に、補間推定法を組み込んだ FDEL(地盤震動解析)を使用し、長野市における震度予測を行った結果を示す。対象地域を人口集中地点、軟弱地盤地点、地盤変化地点の項目で選定し、補間推定法を組み込んだ FDEL による解析を従来法と比較した。

解析にあたり、旧長野市(平成16年)の範囲内の地盤データ<sup>6)</sup>を使用した。入力地震動はマグニチュード7.3相当の直下型地震を想定し、対象範囲内の全域の工学的基盤面において同じ値とする。解析結果を比較する地点は、人口集中地点として三輪、軟弱地盤地点として富竹・篠ノ井、地盤変化地点として安茂里・松代の5地点を選定した。

地盤変化地点(安茂里、松代)は、山の斜面と平地が1つのメッシュ内に存在し、不整形性の影響がもつとも出る場所である。解析の結果(図7、図8参照)、山を含むメッシュにおいて従来法によるものでは隣り合うメッシュで震度に5.50と4.50の差が見られるが、補間推定版のFDELではその差がほとんどなくなり、震度の差は4.80と4.62になった。これにより、メッシュに関係なく山の形状に合った震度表示が出来ている。

次に、地域直下のマグニチュード7.3相当の地震を想定して解析を行い、震度ハザードマップ(図10、図11)及び、液状化ハザードマップ(図12、図13)を作成した。解析例として、長野市篠ノ井～松代付近を対象としたものを示す。

従来法によるハザードマップでは隣り合うメッシュで震度、PL値にそれぞれ大きな差が見られる。これは、メッシュ内の中心で算出した地表地震波データを、そのメッシュの地表地震波データとして、ハザードマップを作成しているために起こると考えられる。本研究では、補間推定法を用いることで、波動の反射と屈折の影響を考慮してメッシュを細分化し、段階的に震度、PL値を表示することができた。これにより、従来法のように、単純にメッシュの分割数を細かくしても、補間推定版のように、震度やPL値を段階的に表示することができないということがわかる。このことから、震度及び、液状化危険度を予測する際に補間推定を行うことで、地域ごとに不整形性を考慮した詳細なハザードマップが作成できることがわかった。

### 7. まとめ

本研究では、不整形地盤を含む地域の震度ハザードマップを簡便に作成する方法について考察した。従来法ではメッシュの境界で大きく震度が変化する場所があるが、地震動の伝達関数を補間することにより、震度やPL値が段階的に変化する状態を表示できるようになった。このことから、不整形性を考慮した詳細な震度ハザードマップが作成できることがわかった。

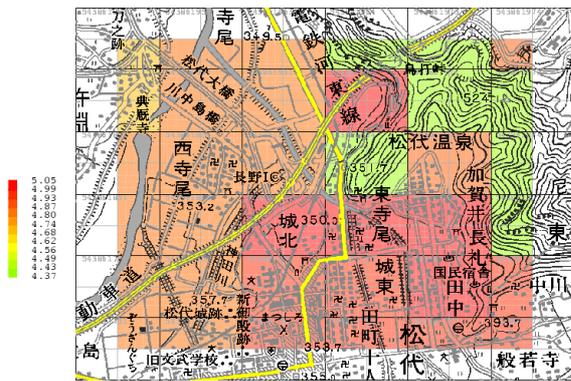


図8 従来法による解析結果

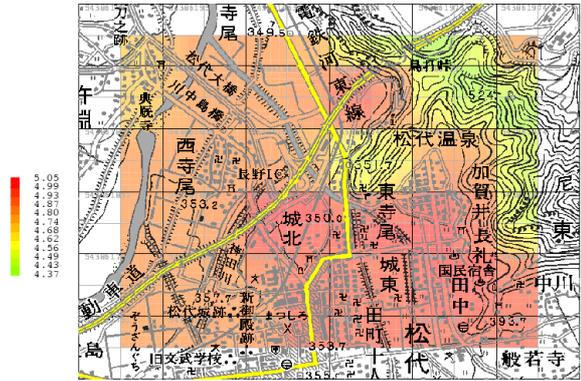


図9 補間推定法による解析結果

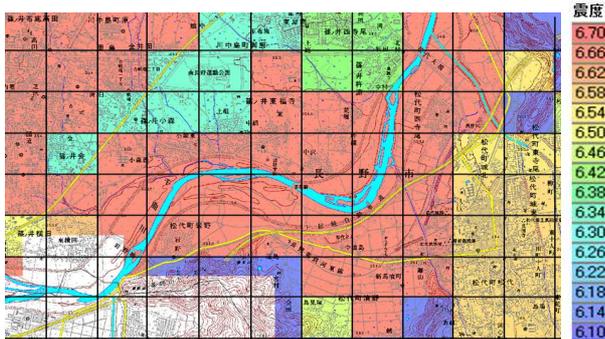


図10 従来法 震度ハザードマップ  
(500mメッシュで表示)

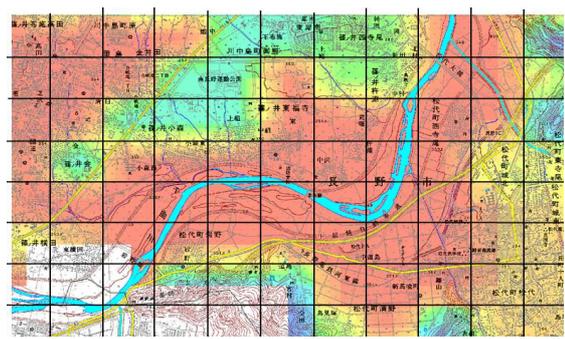


図11 補間推定法 震度ハザードマップ  
(500mメッシュで表示)

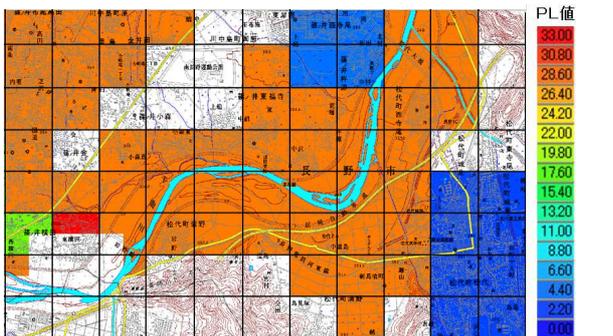


図12 従来法 液状化ハザードマップ (PL値)  
(500mメッシュで表示)

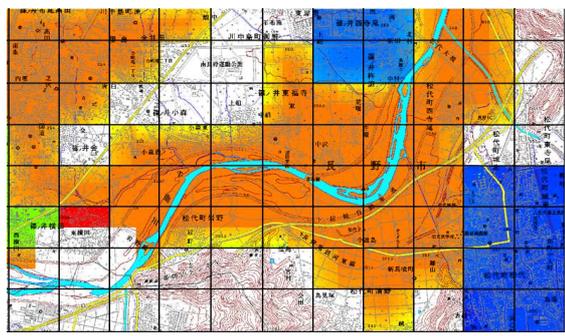


図13 補間推定法 液状化ハザードマップ (PL値)  
(500mメッシュで表示)

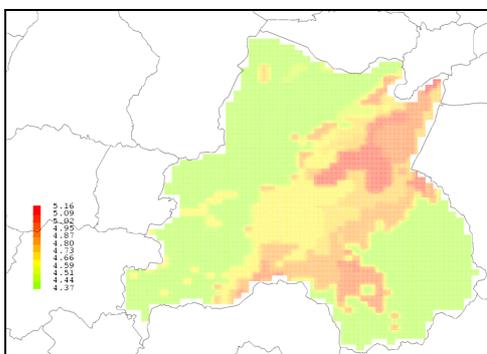


図7 補間推定法を用いて作成した  
長野市(旧行政界)の震度マップ

参 考 文 献

1) 古本吉倫, 細木洋輔, 杉戸真太: 不整形構造を有する地盤における地震動伝達関数の簡易推定法, 土木学会地震工学論文集

Vol128, 2005

2) 杉戸真太・合田尚義・増田民夫: 周波数依存性を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析法に関する一考察, 土木学会論文集 No. 493/II-27, pp.49-58, 1994.  
3) Sugito, M., Furumoto, Y. and Sugiyama, T.: Strong Motion Prediction on Rock Surface by Superposed Evolutionary Spectra, 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, January 2000.  
4) 宮澤明子, 古本吉倫: 地盤の不整形性を考慮した震度ハザードマップについて, 平成 23 年度土木学会中部支部研究発表会, 2012.3  
5) 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, 平成 17年1月14日  
6) 長野県地震対策基礎調査専門委員会: 平成 14 年長野県地震対策基礎調査報告書

特 別 講 演 その1

「巨大化する想定地震  
～どこまで対応できるのか～」

杉戸 真太 教授

(岐阜大学)

