【東日本大震災事例解析 WG】

一般社団法人 FLIP コンソーシアム 平成24年度成果報告書

	本大震災	事例解	^{【析 WG】} 目 次	
1. はじ				1
	吉田	誠	(五洋建設)	
ク 港湾	類構造物 S	SWG•		3
2. 767 - 2-1				5
	田代	≌₩—	(東亜建設工業)	Ü
2-2	ш, ч	.,		7
		畫一		
	田代		(東亜建設工業)	
	#	. –	(応用解析)	
2-3	仙台塩釜	è港仙台	☆港区高砂埠頭 1 号岸壁(-12m)を対象とした事例解析・・・	9
	諌山	太郎	(ドラムエンジニアリング)	
	西山	誠治	(日建設計シビル)	
	宮澤	功	(日建設計シビル)	
2-4	小名浜港	き5号埠	。 頭耐震強化岸壁(-12m)を対象とした事例解析・・・・・・	11
	森	篤史	(日本工営)	
	佐藤	誠一	(日本工営)	
	柴田	大介	(日本港湾コンサルタント)	
	金子	浩士	(日本港湾コンサルタント)	
2-5	小名浜港	き3号塩	章頭2岸壁(−10m)を対象とした事例解析・・・・・・・・	13
	村上	I5—	(ニュージェック)	
	杉原	3Z —	(ニュージェック)	
	芋野	智成	(中央復建コンサルタンツ)	
	村上	裕宣	(中央復建コンサルタンツ)	
2-6	相馬港2	2号埠頭	『岸壁(−12m)を対象とした事例解析・・・・・・・・・・	15
	榊原	務	(東亜建設工業)	
	田代	聡一	(東亜建設工業)	
	#	伝軍	(応用解析)	
3. 河川	I盛土 SW	'G••	• • • • • • • • • • • • • • • • • • • •	17
3-1	河川盛出	L SWG	概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	19
	森島	直樹	(ダイヤコンサルタント)	
3-2	利根川さ	5岸 26	.5k を対象とした事例解析・・・・・・・・・・・・・・	21
	林	健二	(フォレストエンジニアリング)	
	金	炅奐	(マイダスアイティジャパン)	

	森島	直樹	(ダイヤコンサルタント)	
3-3	吉田川右	5岸 16	k を対象とした事例解析・・・・・・・・・・・・・・・・	23
	今井	康雅	(荒谷建設コンサルタント)	
	鈴木	明憲	(海洋河川技術研究所)	
3-4	利根川さ	5岸 39.	5k (佐原地先)対象とした事例解析・・・・・・・・・・	25
	北出	圭介	(中電技術コンサルタント)	
	中田	剛史	(三井共同建設コンサルタント)	
4. 液状	t化被害 S	SWG•		27
4-1	液状化剂	捜害 SW	G概要・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	29
	澤田	俊一	(応用地質)	
4-2	浦安市街	设所地点	iの FLIP 透水解析-浦安市の液状化特性を考慮した解析-・・・	31
	佐藤	成	(パシフィックコンサルタンツ)	
	影地	良昭	(パシフィックコンサルタンツ)	
4-3	浦安市街	设所地点	iの FLIP 透水解析-メッシュ細分化による影響-・・・・・・	33
	細尾	敦	(地震工学研究所)	
			(地震工学研究所)	
4-4	浦安市後	设所地点	の FLIP 透水解析-透水係数に着目したパラメータスタディ-•	35
	溜		(東電設計)	
	兵頭		(東電設計)	
4-5			の FLIP 透水解析-透水係数に着目したパラメータスタディー・	37
		一瑛	(応用地質)	
		実		
	吉田	誠	(五洋建設)	
4-6			iの FLIP 透水解析–噴砂の検討–・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	39
			(応用地質)	
	植村	一瑛	(応用地質)	
5. 平成			まとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	41
	吉田	誠	(五洋建設)	
6. 平原	戈23年度	复~平成	24年度成果のまとめ・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・	43
6-1	2011년	F東北地	2方太平洋沖地震において地震動により被災した港湾構造物の再	現解
	析・・・	• • • •	• • • • • • • • • • • • • • • • • • • •	45
	田代	聡一•	住谷 圭一・榊原 務 (東亜建設工業)	
	曲	云軍 ((応用解析)	
	西山	誠治・	宮澤 功 (日建設計シビル)	
	諫山	太郎	(ドラムエンジニアリング)	
	佐藤	誠一•	森 篤史 (日本工営)	
	金子	浩士•	柴田 大介 (日本港湾コンサルタント)	

	杉原 弘一・村上 均一 (ニュージェック)
	芋野 智成・村上 裕宣 (中央復建コンサルタンツ)
	小濱 英司•大矢 陽介 (港湾空港技術研究所)
6-2	2011 年東日本大震災において地震動で被災した河川堤防の事例解
	析・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・65
	森島 直樹 (ダイヤコンサルタント)
	林 健二 (フォレストエンジニアリング)
	廣瀬 栄樹・金 炅奐 (マイダスアイティジャパン)
	今井 康雅 (荒谷建設コンサルタント)
	鈴木 明憲 (海洋河川技術研究所)
	北出 圭介 (中電技術コンサルタント)
6-3	透水を考慮した 2011 年東北地方太平洋沖地震における埋立地盤の地震応答解
	析・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 77
	植村 一瑛・信本 実・澤田 俊一 (応用地質)
	佐藤 成・影地 良昭 (パシフィックコンサルタンツ)
	溜 幸生・兵頭 順一 (東電設計)
	仲摩 貴史・細尾 敦 (地震工学研究所)
	吉田誠 (五洋建設)
6-4	2011 年東北地方太平洋沖地震の被災事例を対象とした地震応答解
	析・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・・ 83
	吉田 誠 (五洋建設)
	田代 聡一 (東亜建設工業)
	森島 直樹 (ダイヤコンサルタント)
	澤田 俊一 (応用地質)
	小濱 英司・大矢 陽介 (港湾空港技術研究所)
	一井 康二 (広島大学)
	井合 進・飛田 哲男 (京都大学)

7. 東日本大震災事例解析WGの外部発表成果(2015年8月現在)・・・・・・・・93

1 はじめに

東日本大震災 排水有効応力解析 液状化

五洋建設株式会社

吉田 誠

1 目的

2011 年 3 月 11 日に発生した東日本大震災では、地震動、津波およびこれらの複合により、多くの土木・建築構造物が甚大な被害を受けた $^{1)2)3)4)$ 。この地震は、海溝型であるとともにマグニチュード(Mw)が 9.0 と非常に大きかったため、被害が広範囲に及んだと考えられる。また、地震動の継続時間が 2 分以上と非常に長いことや、本震の約 30 分後に発生した余震(M=7.6)により、液状化などによる被害が拡大した。長継続時間の地震動や、本震と余震による液状化の被害を検証するためには、間隙水の移動やそれにともなう体積変化を考慮することが重要であると考えられる。

東日本大震災事例解析 WG では、東日本大震災で主に液状化により被災した各種構造物を対象に、透水を考慮できるカクテルグラスモデル要素を組み込んだ FLIP2D による再現解析を試みることを目的としている。長継続時間地震動や、本震と余震の影響を考慮した透水解析による再現性を検証するとともに、被災原因について検討している。本 WG の活動期間は、平成 23 年 9 月から平成 25 年 8 月までの約 2 年間であり、本報告書は最終成果について報告するものである。

2 検討内容

検討対象事例は、東日本大震災で被災した港湾構造物、河川盛土、東京湾岸(浦安市など)の液状化被害とし、本WGでは、以下に示す3つのSWGを設け、各事例について検討している。

- □港湾構造物 SWG:本 SWG では、地震による被害が多かった宮城県以南に位置する仙台港、小名浜港、相馬港の被災・無被災岸壁を対象としている。背後地盤の液状化などに起因する法線のはらみ出しや背後地盤の沈下などについて、透水解析による再現性を検証するとともに、被災原因について検討している。
- □河川盛土 SWG: 本 SWG では、被害が大きかった関東地方の利根川および東北地方の吉田川における河川堤防を対象としている。基礎地盤の液状化に起因する堤体の沈下などについて、透水解析による再現性を検証するとともに、被災原因について検討している。
- □液状化被害 SWG: 本 SWG では、震源から数百キロ離れており、かつ地震動の加速度振幅が小さいにもかかわらず 液状化による被害を受けた東京湾岸の埋立地を対象としている。本震と余震を考慮した透水解析を実施し、噴砂 発生の有無や噴砂の発生時期の観点から、地盤の透水係数や体積圧縮係数の影響について検討している。

3 実施体制、メンバー構成および開催記録

東日本大震災事例解析 WG の実施体制、メンバー構成および開催記録を表 1~表 3 に示す。

表 1 東日本大震災事例解析 WG 検討体制

W	G名	対象事例 (平成23年度)	対象事例 (平成24年度)	担 当
	\H.	仙台塩釜港仙台港区高	· 沙埠頭 2 号岸壁(-14m)	東亜建設工業 応用解析
	港湾構	仙台塩釜港仙台港区高	日建設計シビル ドラムエンジニアリング	
	造物	小名浜港 5 号埠頭耐	日本工営 日本港湾コンサルタント	
東日・	S W G	小名浜港 3 号埠頭	中央復建コンサルタンツ ニュージェック	
	G		相馬港 2 号埠頭岸壁(-12m)	東亜建設工業 応用解析
本大震	s河	利根川右岸2	ダイヤコンサルタント フォレストエンジニアリング マイダスアイティジャパン	
災事例	w川 G A		(山崎観測所位置)	海洋河川技術研究所 荒谷建設コンサルタント
解析			利根川右岸39.5 k (佐原地先)	中電技術コンサルタント 三井共同建設コンサルタント
W		長継続時間と広範囲モデルに関する試解析		東電設計
0	液	工学的基盤面における地震波形の検討 -本震~最大余震まで-		地震工学研究所
	状化	東京都港湾局新有明地点 - 鉛直アレーの事例解析- 東京都港湾局新有明地点 - 本震と余震を考慮した試解析-	浦安市役所地点 一透水係数に着目したパラメータスタディー	東電設計
	被害	净力于加之山上。 上帝 1 A 最高 12 年	浦安市役所地点 -浦安市の液状化特性を考慮した解析-	パシフィックコンサルタンツ
	S	浦安市役所地点 -本震と余震の影響-	浦安市役所地点 ーメッシュ細分化による影響ー	地震工学研究所
	W G	高州小学校地点 一透水係数の影響ー	高州小学校地点 一透水係数に着目したパラメータスタディー	応用地質 五洋建設
		高州小学校地点 ーパラメータrKの影響-	高州小学校地点 -噴砂の検討-	応用地質

表 2 東日本大震災事例解析 WG メンバー

担当	氏 名		ಷ್ ಅ	報告書執筆担当		
担当	氏 名		所 属	H23年度	H24年度	
総括	【幹事】 吉田	誠	五洋建設(幹事)	1, 4-7, 5	1, 4-5, 5, 6-1	
	【副幹事】 田代	聡一		2-1	2-1, 2-2	
			東亜建設工業(株)	2-2	2.6, 6-2	
	榊原	務			,	
港	諫山		(株)ドラムエンジニアリング	2-3	2-3	
湾	芋野	智成	中央復建コンサルタンツ(株)	2-5	2-5	
構	村上	裕宣	1,2000			
造	村上	功一	(株)ニュージェック	2-5	2-5	
物	杉原	弘一	(Id.) I make Id.	2.2	2221	
S		軍	(株)応用解析	2-2	2-2, 2-6	
W	佐藤	誠一	日本工営(株)	2-4	2-4	
G		史				
	西山	誠治	(株)日建設計シビル	2-3	2-3	
	宮澤	功	(株)日本港湾コンサルタント			
	金子	浩士		2-4	2-4	
	柴田	大介	(14) 18 2 1	3-1, 3-2	3-1, 3-2, 6-3	
	【副幹事】 森島	,	(株)ダイヤコンサルタント	3-1, 3-2	3-1, 3-2, 6-3	
河	鈴木		(株)海洋河川技術研究所	3-3	3-3	
Ш			(株)フォレストエンジニアリング	3-2	3-2	
盛		奥	(株)マイダスアイティジャパン	3-2	3-2	
幺		41 T	((水)ヾイダ ヘノイフィンヤハン	3-4	3-2	
W	54.01	栄樹	(Lt.) 10 (A. 10	2.2	2.2	
G			(株)荒谷建設コンサルタント	3-3	3-3	
G	北出	圭介	中電技術コンサルタント(株)		3-4	
	中田	剛史	三井共同建設コンサルタント(株)		3-4	

	担当	氏	Ħ		ac	報告書韓	 執筆担当
	担当	八	名		所 属	H23年度	H24年度
	Salar	【副幹事】	澤田	俊一		4-1	4-1
	液		信本	実	応用地質(株)	4-7	4-5, 4-6
	状化被害		植村	一瑛		4-8	6-4
		【事務局】	溜 :	幸生	東電設計(株)	4-2	4-4
			兵頭	順一	米电队司(休)	4-4, 4-5	
	S		佐藤	成	パシフィックコンサルタンツ(株)	4-6	4-2
	W		影地	良昭	7 10 7 1 9 7 - 0 9 7 0 7 0 7 0 N		
	G		仲摩	貴史	(株)地震工学研究所	4-3	4-3
			細尾	敦		4-6	
		【特別顧問】	井合	進	京都大学		
	_	【特別顧問】	一井	康二	広島大学大学院		
	全体	【特別会員】	小濱	英司	(独)港湾空港技術研究所		
	方	【特別会員】	大矢	陽介	(独)港湾空港技術研究所		
	針	【顧問】	飛田	哲男	京都大学		
		【顧問】	上田	恭平	(公財)鉄道総合技術研究所		
		【顧問】	岡村	未対	京都大学		
	事	【事務局】	中原	知洋			
	務	【事務局】	住田	公資	FLIPコンソーシアム		
	局	【事務局】	湯山	和香	FLIPコンソーシアム		

表 3 東日本大震災事例解析 WG の開催記録

No.	年度	開催日	会 場	内 容
1		H23.9.29	京都大学東京オフィス	第1回WG会合
2		H23.11.14	京都大学東京オフィス	第2回WG会合
3		H23.12.13	京都大学東京オフィス	第3回WG会合
4	4 H23	H24.2.6	京都大学東京オフィス	第4回WG会合
5		H24.4.27	京都大学東京オフィス	第5回WG会合
6		H24.5.31	京都大学東京オフィス	第6回WG会合
7		H24.7.9	京都大学東京オフィス	第7回WG会合
8		H24.8.31	京都大学東京オフィス	総会で成果報告

	No.	年度	開催日	会 場	内 容
	1		H24.10.24	京都大学東京オフィス	第1回WG会合
	2		H24.12.23	京都大学東京オフィス	第2回WG会合
]	3		H25.2.12	京都大学東京オフィス	第3回WG会合
]	4	H24	H25.4.27	京都大学東京オフィス	第4回WG会合
]	5	1124	H25.5.28	京都大学東京オフィス	第5回WG会合
]	6		H25.7.4	京都大学東京オフィス	第6回WG会合
	7			京都大学宇治おうばく プラザきはだホール	総会で成果報告

4 H23 年度の成果の対外発表

東日本大震災事例解析 WG の H23 年度の成果の対外発表を表 4 に示す。

表 4 H23 年度の成果の対外発表

学会名	WG名	論文	著者
	港湾構造物	東北地方太平洋沖地震における仙台塩釜港仙台港区高砂埠頭2号岸壁の液状化による被災程度の再現解析	住谷圭一,田代聡一,曲伝軍 小濱英司,一井康二
土木学会		東北地方太平洋沖地震における小名浜港5号埠頭耐震強化岸壁の液状化による被災程度の再現解析	森篤史, 佐藤誠一, 金子浩士 柴田大介, 大矢陽介, 飛田哲男
全国大会 第68回 年次学術	SWG	東北地方太平洋沖地震における小名浜港3号埠頭第3岸壁の液状化による被災程度の再現解析	村上巧一,杉原弘一,芋野智成小濱英司,一井康二
講演会		東北地方太平洋沖地震における相馬港2号埠頭岸壁の液状化による被災程度の再現解析	榊原務,田代聡一,曲伝軍 大矢陽介,飛田哲男
	液状化被害 SWG	2011 年東北地方太平洋沖地震の本震と余震を考慮した地震応答解析 - 鉛直アレー観測記録の地震応答解析 -	兵頭順一, 溜幸生, 一井康二
	河川盛土	2011年東日本大震災で被災した吉田川右岸16kの河川堤防を対象とした事例解析	今井康雅,鈴木明憲,飛田哲男
	SWG	2011年東日本大震災で被災した利根川右岸26.5kの河川堤防を対象とした事例解析	森島直樹,林健二,金炅奐 一井康二
第48回 地盤工学		2011年東北地方太平洋沖地震における東京港の埋立地盤を対象とした地震応答解析	溜幸生,一井康二
研究発表会	液状化被害	2011 年東北地方太平洋沖地震の本震と余震を考慮した埋立地盤の地震応答解析 - 液状化被害が確認されていない地点の事例解析 -	佐藤成, 影地良昭, 仲摩貴史 細尾敦, 飛田哲男
	SWG	2011 年東北地方太平洋沖地震の本震と余震を考慮した埋立地盤の地震応答解析 - その1:透水係数のパラメトリックスタディー-	植村一瑛, 信本実, 吉田誠 一井康二
		2011 年東北地方太平洋沖地震の本震と余震を考慮した埋立地盤の地震応答解析 - その2: 透水性に関するパラメータr _K の感度分析 -	信本実, 植村一瑛, 吉田誠 飛田哲男

謝辞:本検討では、国土交通省東北地方整備局仙台港湾空港技術調査事務所、国土交通省国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター地震防災研究室より貴重なデータをご提供いただきました。東京都港湾局、防災科学技術研究所より公開データを使用させていただきました。本検討は FLIP の改良・高度利用などに関する研究開発を目的に設立された一般社団法人 FLIP コンソーシアムの活動の一環として実施されたものです。ここに記して謝意を表します。

参考文献: 1) 港湾空港技術研究所 調査報告書(http://www.pari.go.jp/info/tohoku-eq/) 2) 国土技術センター 河川堤防耐震対策緊急検討委員会資料(http://www.jice.or.jp/sonota/t1/201108250.html) 3)安田進,原田健二:東京湾岸における液状化被害,地盤工学会誌,Vol.59,No.7,pp.38-41,2011.4) 土木学会東日本大震災被害調査団(地震工学委員会)緊急地震被害調査報告書(http://committees.jsce.or.jp/report/node/43) 5) 東京都港湾局、港湾局地震観測所で観測した地震動について [速報](http://www.kouwan.metro.tokyo.jp/business/kisojoho/jishindou.html)

2. 港湾構造物 SWG

2-1 港湾構造物 SWG 概要

東日本大震災 有効応力解析 液状化

東亜建設工業株式会社 田代聡一

1 目的

本 SWG では、東日本大震災で地震動の揺れにより被災した港湾構造物を対象に解析コード FLIP¹⁾²⁾による再現解析を 試みることを目的とする。特に、東日本大震災では地震動の継続時間が長いことから透水を考慮したカクテルグラスモ デルの妥当性について検討する。

2 検討対象事例

検討対象事例は、港空研資料 No.1231³⁾より以下の条件を考慮して選定した。選定した事例の被災状況を表 1 に示す。

- ・被害の原因が地震の揺れによるものであること (無被災を含め津波による影響を除外できること)
- ・地震動を特定できること
- ・地殻変動による地盤沈下の影響を除いて考えられること

入力地震動については、下記 URL より入手するものとした。

http://www.pari.go.jp/bsh/jbn-kzo/jbn-bsi/taisin/research_jpn/research_jpn_2011/jr_40.html 港湾空港技術研究所 地震防災研究領域 耐震構造研究チーム / 地震動研究チーム

研究ノート ≫ 2011 年東北地方太平洋沖地震による地震動の事後推定

また、選定した事例に関する被災測量データや設計図書等の解析に必要なデータについては、独立行政法人港湾空港技術研究所殿を通じて国土交通省東北地方整備局仙台港湾空港技術調査事務所殿よりご提供いただいた。

No.	対象港湾構造物	構造形式	被災状況	検討年度
1)	仙台塩釜港仙台港区 高砂埠頭2号 耐震強化岸壁(-14m)	鋼管矢板式 (控え組杭)	バース延長中央付近で 20cm 程度のはらみ出し。クレーンレールは水平に屈曲、海側レール基礎が幾分海側に傾斜。海・陸レール間ではエプロン舗装版が 40~70cm 程度沈下 (舗装版直下に空洞、70cm 沈下部では地盤高さは舗装版上面から 130cm 程度)	Н23
2	仙台塩釜港仙台港区 高砂埠頭1号岸壁 (-12m)	鋼管矢板式 (控え組杭)	クレーンレール間の地盤が 10cm 程度沈下するも、ほぼ健全と判断される。	H23
3	相馬港2号埠頭 鋼管矢板式岸壁 (-12m)	鋼管矢板式 (控え組杭)	法線の直線性は概ね保たれているが、波除堤付け根 部で20cm程度海側に移動。上部工直背後とエプロン 部の間に10~20cmの段差。法線から20~25m位置で 30cm程度の段差。	H24
4	小名浜港 5 号埠頭 耐震強化岸壁 (-12m)	ケーソン式	岸壁法線最大 50cm 程度はらみ出し。ただし、緊急物 資輸送用の耐震強化施設としての機能は確保。	Н23
5	小名浜港 3 号埠頭 第 3 岸壁 (-10m)	鋼管矢板式 (控え組杭)	エプロン部に 20cm 程度の沈下が見られ陸側レール 基礎背面で約 1m の段差が確認。現場作業員からのヒ アリングによれば大規模な液状化現象が発生。	Н23

表 1 検討対象事例の被災状況

3 検討方針

各事例の再現性の検討にあたっては、データ収集の内容にもよるが、原則として以下の手順に従い検討作業を進める。

- ① 被災測量データ、構造条件および土質条件の整理
- ② 要素シミュレーションおよび各種パラメータの設定
- ③ 入力データの作成
- ④ FLIPによる解析の実施、再現性の検討

ここで、要素シミュレーション、入力データの作成、および FLIP による解析の実施においては、a)マルチスプリングモデル (非排水条件)、b)カクテルグラスモデル (非排水条件)、c)カクテルグラスモデル (排水条件) の3パターンのモデルを考慮して検討する。

これは、従来のマルチスプリングモデル(非排水条件)に加え、透水の影響を考慮したカクテルグラスモデル(排水条件)による再現性について検討するためである。また、カクテルグラスモデルを適用する際、設定パラメータによっては変形量を過小評価するなどの課題も残されているため、マルチスプリングモデルとの比較の意味で非排水条件下でのカクテルグラスモデル(非排水条件)の検討も併せて行う。これはまた、カクテルグラスモデルの非排水条件と排水条件を比較することにより、透水解析の効果を明らかにすることにもつながる。

要素シミュレーションについては、マルチスプリング要素、カクテルグラス要素とも、①等方圧密→繰返しせん断、②異方圧密→繰返しせん断、③異方圧密→単調せん断の3種類を行う。ただし、②と③については、①で決定したパラメータを用いて要素シミュレーションを行うものとし、パラメータフィッティングは特別な場合(異方圧密→繰返しせん断の室内試験が実施されている場合等)を除いて原則として行わない。

なお、仙台塩釜港仙台港区高砂埠頭2号岸壁、小名浜港3号埠頭岸壁、小名浜港5号岸壁の3岸壁については、H23年度において一通りの解析を実施しているため、今年度においては、被災状況を再現すべく、岩ズリの揺すり込みによる影響やグラベルドレーンの影響等種々の検討を行った。高砂埠頭1号岸壁および相馬港2号埠頭岸壁については、今年度において一通りの解析を実施し、変形量等の被災量をどの程度まで再現できるかを検討した。

4 検討体制

本年度における検討体制を表2に示す。

対象港湾構造物	構造形式	事例担当						
仙台塩釜港仙台港区高砂埠頭2号岸壁	鋼管矢板式	東亜建設工業	住谷圭一, 田代聡一					
(-14m)	(控え組杭)	応用解析	曲伝軍					
仙台塩釜港仙台港区高砂埠頭1号岸壁	鋼管矢板式	日建設計シビル	西山誠治, 宮澤功					
(-12m)	(控え組杭)	ドラムエンジニアリング	諫山太郎					
相馬港2号埠頭岸壁	鋼管矢板式	東亜建設工業	榊原務, 田代聡一					
(-12m)	(控え組杭)	応用解析	曲伝軍					
小名浜港 5 号埠頭耐震強化岸壁	ケーソン式	日本工営	佐藤誠一, 森篤史					
(-12m)	グークン式	日本港湾コンサルタント	金子浩士, 柴田大輔					
小名浜港3号埠頭第3岸壁	鋼管矢板式	中央復建コンサルタンツ	芋野智成					
(-10m)	(控え組杭)	ニュージェック	村上功一,杉原弘一					

表 2 港湾構造物 SWG の検討体制

5 検討スケジュール

検討実施工程は、概ね表3に示す通りである。

平成 24 年 平成 23 年 10 月 11 月 12 月 1月 2月 3月 4月 5月 6月 7月 8月 作業項目 断面 ∇ \blacksquare \blacksquare \blacksquare \blacksquare \blacksquare V WG2 WG3 WG1 WG4 WG5 WG6 総会 ①条件整理 ②パラメータ設定 新規 ③モデル図作成 (相馬港) ④入力データ作成 ⑤解析実施、考察 解析、種々影響検討 継続

表 3 検討実施工程表

謝辞:本検討はFLIPの改良と高度利用法の研究を推進する目的で設立された一般社団法人FLIPコンソーシアムWGの活動の一環として実施されたものである。関係者の方々、特に貴重なデータを提供して頂いた国土交通省東北地方整備局仙台港湾空港技術調査事務所に謝意を表します。

参考文献: 1) Iai, Matsunaga, Kameoka: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992. 2) Iai S, Tobita T, Ozutsumi O, Ueda K. (2011): Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.35, No.3, pp.360-392. 3) 2011 年東日本大震災による港湾・海岸・空港の地震・津波被害に関する調査速報、港湾空港技術研究所資料 No.1231、April 2011.

2-2 仙台塩釜港仙台港区高砂埠頭2号岸壁(-14m)を対象とした事例解析 ~土層の違いおよび岩ズリの揺すり込み等による影響~

有効応力解析 液状化 体積収縮 岩ズリ

東亜建設工業株式会社 〇住谷圭一 東亜建設工業株式会社 田代聡一 株式会社応用解析 曲 伝軍

1. はじめに

本検討は、2011年3月11日に発生した東日本大震災における地震動により被災し た仙台塩釜港仙台港区高砂埠頭2号岸壁(以下、高砂2号岸壁)を対象に、解析コー ド FLIP¹⁾による再現解析を目的とした。昨年度の検討結果²⁾を踏まえ、解析モデルを 見直してカクテルグラスモデルによる再現解析を試みた。また、土層構成の違いによ る影響を確認するため、解析断面を追加した。さらに、岩ズリ(Gc層)の揺すり込み の影響を反映させるため、岩ズリの室内試験結果 3)を参照にダイレイタンシーに関す るパラメータを設定した解析を実施した。

2. 解析モデルの見直し

昨年度の検討では、カクテルグラスモデルの解析において控え杭の天端付近で計算 が不安定となっていた。控え杭天端周辺の三角形要素が、その一因と考えられたため、 それら要素を四角形要素に修正した。また、タイ材のパラメータは、昨年度の物性値 に対して図-2のように見直した。さらに、控え工が受け持つ抵抗を緩和させることを 目的として、引抜き杭の下端に圧縮力のみを負担する非線形バネを設け、杭周面の摩 擦力に関しては、せん断方向のみ抵抗させるジョイント要素を考慮した。図-1 に見直 したモデルの概念図を示す。

見直した解析モデルについて、昨年度のモデルとの比較をするため、表-1に示す条 件で試計算を実施した。入力地震動は、当該地点における事後推定波 4)を岸壁の方向 に合わせて合成した波形である。CASE01 は昨年度と同じ条件であり、CASE02 が今 回見直した条件である。図-3 に DT=0.0005 で実施した動的解析における加振後の岸壁 法線変位を示す。CASE02 は、CASE01 に比べて水平変位が増える結果となったが、 天端変位が 1.24 m となった。この結果から、控え杭の引抜き抵抗が不足している可能 性が考えられたため、以降の検討では杭周面に配置したジョイント要素の摩擦角とし て、各土層のせん断抵抗角を適用することにした。

3. 解析断面の追加

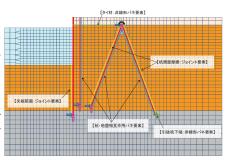
高砂2号岸壁では、岸壁背後の砕石直下に粘性土 (Ac1-1) が堆積する箇所 (土層構成①、表-2 参照)と浚渫土(R)が堆積する箇所(土層構成②、表-3参照)があり、昨年度は前者に対する 検討を実施した。しかし、実際の被災状況から両者で差異が認められたため、後者を解析断面に 追加して、岸壁背後の土層構成の違いが岸壁の変形に与える影響について調べた。図-4と図-5に 上記二つの土層構成に基づく解析メッシュを示す。なお、土層構成①の断面における岸壁天端の 水平変位は 68cm が観測され、他所(30cm 程度)よりも大きな変位であった。

4. 岩ズリのダイレイタンシー特性

岩ズリの揺すり込みの影響を確認するため、岩ズリのダイレイタンシー特性に関するパラメータを設定した。パラメ ータの設定に際しては、図-6 に示す現場採取試料に対する排水繰返し三軸試験結果を参照し、圧密圧力 σ_c '=196kN/m² における主応力比Rが1.5と1.8の体積ひずみと繰返し回数の関係から、体積ひずみ1.5%をターゲットにした要素シミ ュレーションを実施した。要素シミュレーションでは、試験条件に合わせて等方圧密後に排水繰返しせん断を実施し、 その結果として得られたパラメータを表-4に示す。

5. 解析結果

土層構成の違いおよび岩ズリのダイレイタンシーの影響が比較できるように、表-5 に示すケースで解析を実施した。 岸壁法線の水平変位分布を図-7に示す。岸壁の変形モードおよび天端変形量は、試計算の CAS02 (昨年度モデル) と

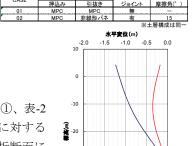




1400 \$ 1000 **配** 600 0 軸方向変位(m)

図-2 タイ材物性値の見直し

表-1 試計算の条件 杭下端条件



A Case Study for the Berth No.2 of Takasago Quay in Sendai-Shiogama Port,

TOA Corporation Keiichi, Sumiya Soichi, Tashiro **TOA Corporation**

Kyoku, Dengun Apply Analysis Technology Institute

—CASE01

同等になった。また、CASE01 (青実線) と CASE03 (赤実線) を 比較すると、土層構成の違いによる影響が少ないことが判る。次に CASE01 (青実線) と CASE02 (青破線) を比較すると CASE02 の方が、岸壁天端の変形量は若干低減される反面、矢板中腹での変形量が増幅する結果となった。一方、図-8 は、岸壁の地表面沈下量を示したものである。CASE01 と CASE02 を比較すると、CASE02において岩ズリ部分の沈下量が1.0m程度となる結果を得た。また、図-9 に示す残留水平変位のコンターから、CASE02 の岩ズリ付近で大きな水平変位が発生していることが確認された。

6. まとめ

1) 岸壁の変形について、控え杭のモデル化の影響が大きいことが判った。杭下端を MPC で拘束した場合に対し、引抜き抵抗なしとする非線形バネを杭下端に配置する方が、被災の再現性が良好である。ただし、控え杭の周面摩擦力の設定次第では過大な引抜き抵抗を作用させる可能性が示唆されたため、杭周辺に配置されたジョイント要素の設定(せん断抵抗)に注意を払う必要がある。2) 土層構成の違いが岸壁の変形に与える影響は小さく、観測結果に見られた水平変形の違いについて、解析上では再現できなかった。これについては、土層構成の違い以外の原因で変形に差が生じた可能性も考えられるが、その究明は今後の課題である。3) 岸壁地表面の沈下について、岩ズリのダイレイタンシーを考慮することにより観測結果(60~70cmの段差)をある程度再現でき、岩ズリの揺すり込みによる影響を示すことができた。ただし、そのパラメータの設定に際しては、実験結果を完全にシミュレートできておらず、今後の課題とする。

謝辞:本検討は FLIP の改良と高度利用法の研究を推進する目的で設立された一般社団法人 FLIP コンソーシアム WG の活動の一環として実施されたものである。関係者の方々、特に貴重なデータを提供して頂いた国土交通省東北地方整備局仙台港湾空港技術

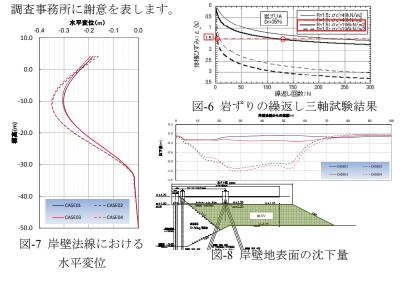


表-2 土層構成① (H23 年度検討時に使用)

記号	土質	上面標高 (m)	下面標高 (m)	層厚H (m)	湿潤密度 (g/cm³)	有効単位体 積重量 (kN/m ³)	有効上載圧 (kN/m²)	Vs (m/s)	液状化強度 RL20
В	埋土(礫質土)	4.2	1.1	3.1	1.80	17.64	27	160	
Go	切込砕石(組礫)	1.1	-5.7	6.8	2.00	9.8	88	150	
R	浚渫土(埋土)	-5.7	-6.7	1.0	1.70	6.86	125	180	0.16
Ac1-1	粘性土	-6.7	-9.2	2.5	1.60	5.88	136	180	
As1	砂質土	-9.2	-15.9	6.7	1.70	6.86	166	220	0.24
Ac1	粘性土	-15.9	-20.8	4.9	1.58	5.684	203	160	
As2	砂質土	-20.8	-22.3	1.5	1.70	6.86	222	160	0.26
Ao2	粘性土	-22.3	-26.1	3.8	1.75	7.35	241	160	
Ds∼Dg	細~和砂~砂礫	-26.1	-32.5	6.4	2.00	9.8	286	290	
Tf	凝灰岩	-32.5	-50	17.5	2.00	9.8	403	520	
			- I-#+	D (C)	/ [1 ~ ~ 1	- >-	L \	

表-3 土層構成②(本検討で追加)



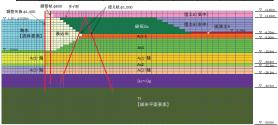


図-4 土層構成①に基づく解析メッシュ

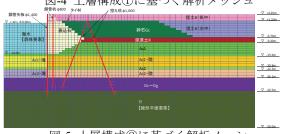


図-5 土層構成②に基づく解析メッシュ

表-4 岩ずりのダイレイタンシーに

関するパラメータ $\frac{\varepsilon_d^c}{1.00} \frac{r\varepsilon_d}{1.82} \frac{q_1}{1.00} \frac{q_2}{0.00} \frac{h_{\text{max}}}{0.24} \frac{l_k}{2.00}$

表-5 解析ケース

CASE	Ac1-1層	Gc層 IDLSW
01	有	-1
02	有	1
03	無	-1
04	無	1

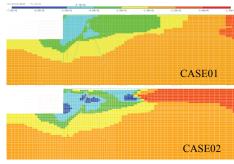


図-9 残留水平変位分布(加振後)

参考文献:1) Iai, Matsunaga, Kameoka: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992. 2) 住谷圭一,田代聡一,曲伝軍:仙台塩釜港仙台港区高砂埠頭2号岸壁を対象とした事例解析,一般社団法人FLIP コンソーシアム平成23年度成果報告書,pp.61-62,平成24年8月3)港湾空港技術研究所,動土質研究チーム,耐震構造研究チーム:平成23年度東北地方太平洋沖地震津波における港湾・海岸保全施設効果検証業務地震,液状化による岸壁施設の被災要因の把握及び応急対策に係る技術的課題の検討報告書,平成24年3月4)港湾空港技術研究所地震防災研究領域耐震構造研究チーム/地震動研究チーム研究ノート 2011年東北地方太平洋沖地震による地震動の事後推(http://www.pari.go.jp/bsh/jbn-kzo/jbn-bsi/taisin/research_jpn/research_jpn_2011/jr_40.html)

2-3 仙台塩釜港仙台港区高砂埠頭1号岸壁(-12m)を対象とした事例解析

有効応力解析 液状化 体積収縮

株式会社日建設計シビル ○宮澤 功 株式会社ドラムエンジニアリング 諫山太郎 株式会社日建設計シビル 西山誠治

1 はじめに

当該岸壁(図-1)では、2011 年 3 月の東日本大震災による被災程度は小さく、岸壁法線の水平変位は0~数 cm であった。昨年度、当該港湾の被災状況を $FLIP^{1)}$ により再現するための検討経過として、マルチスプリングモデルのモデル化と要素シミュレーション結果を報告した。本年度の報告では、引き続き実施したマルチスプリングおよびカクテルグラスモデルによる2 次元動的解析の検討結果を報告する。

2 解析条件

本岸壁は掘込式で築造されており、当初は-5.5m 岸壁で築造され平成7年に-12m に増深された。築造過程や現況の断面を厳密に再現するならば、原地盤を初期状態として-5.5m 岸壁築造の掘削を経て-12m 岸壁に増深というステップをモデル化する必要があり、また、それぞれの段階で構造物もモデル化し、地盤と構造物のステップごとの応力状態を追跡する必要がある。本検討でもこのようなモデル化を試みたが非常に複雑かつ困難であり、試計算では良い結果が得られなかった。

そこで今回は、-12.0m 岸壁に増深された状態を初期応力モデルとして検討を行った。このため、初期応力状態の解析では、掘込式港湾であるものの、掘削に伴う海底面での応力解放や、前面矢板の水平方向変位を拘束したのち次ステップでその反力を解放するという方法²⁾は用いていない。また、既設構造物についてもモデル化していない。

地震応答解析は、FLIP Ver7.2.3_3 を使用し、図-2 に示す波形を与えた。この波形は、検討地点における事後推定によって得られた波形³⁾

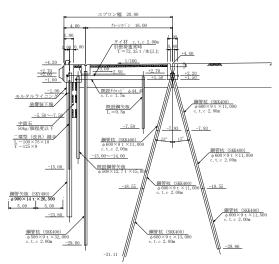
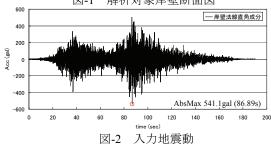


図-1 解析対象岸壁断面図



を岸壁法線直角方向に合成したものである。表-1 にマルチスプリングモデル及びカクテルグラスモデルで用いた地盤パラメータを、図-3 に解析メッシュを示す。要素モデルは昨年度報告を参照されたい。なお、本岸壁と高砂2号岸壁は隣接しているため、両岸壁で地盤のパラメータを整合させている。

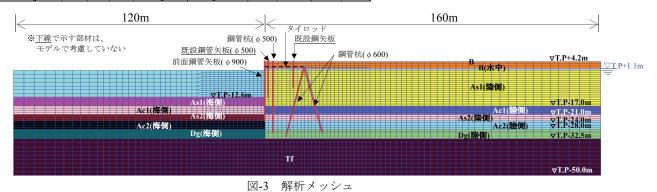
表-1 地盤パラメータ

(a)マルチスプリ	ングモデルの物性値
141 / / / / / /	

		()	,				-					
土層名	上端	水中	湿潤	土層上	土層中	層厚	土層中		変形	特性		土層中央
	標高	重量	質量	端有効	央有効		央平均	基準初期	基準体積	基準平均	拘束圧	せん断波
		密度	密度	上載圧	上載圧		有効応力	せん断剛性	弾性係数	有効応力	依存係数	速度
		γ'	ρ_{t}	σ_{v}	σ_{v}	Н	$\sigma_{\rm m}{'}$	$G_{\rm ma}$	K ma	$\sigma_{\rm ma}{}'$	m_{G} , m_{K}	V_s
	m	kN/m ³	t/m3	kPa	kPa	m	kPa	kPa	kPa	kPa		m/s
В	4.200	17.64	1.800	0.0	37.0	4.200	27.8	46080	120169	27.78	0.00	160
As1	0.000	6.86	1.700	74.1	132.4	17.000	99.3	82280	214573	99.30	0.50	220
Ac1	-17.000	5.68	1.580	190.7	202.1	4.000	151.6		105482	151.56	0.50	160
As2	-21.000	6.86	1.700	213.4	223.7	3.000	167.8		113493	167.80	0.50	160
Ac2	-24.000	7.35	1.750	234.0	241.7	2.100	181.3		116831	181.31	0.50	160
Ds∼Dg	-26.100	9.80	2.000	249.5	280.8	6.400	210.6	168200	438639	210.61	0.50	290
Tf	-32.500											
						36.700						

(b)カクテルグラスモデルの物性値 (液状化パラメータに関するパラメータ)

	εd	r _{edo}	rεd	q ₁	q_2	H _{max} L	l _k
As1層	0.200	0.700	0.650	5.000	0.920	0.240	2.000
ASI/E	r _k	r _k "	S ₁	C ₁	q_4	rγ	r _{mtmp}
	0.500	0.500	0.005	2.200	1.000	0.100	0.500
	εdom	r _{εdo}	rεd	q ₁	q_2	H _{max} L	l _k
As2層	0.200	1.300	0.500	7.000	2.000	0.000	2.000
/\oZ/E	r _k	r _k "	S ₁	C ₁	q_4	rγ	r _{temp}
	0.500	0.500	0.005	2.600	1.000	0.300	0.500



A Case Study for the Berth No.1(-12m) at Takasago Quay in Sendai-Shiogama Port,

Takumi, Miyazawa Taro, Isayama Seiji, Nishiyama

Nikken Sekkei Civil Engineering Ltd. DRAM Engineering Inc. Nikken Sekkei Civil Engineering Ltd.

3 解析結果

a)マルチスプリングモデル

当該岸壁は、土質試験で液状化層と判断された As1 層が、図 -3 に示すように層厚 17m に渡って存在しているが、現地では液状化は生じていないと想定されている。この層が液状化すれば岸壁の水平変位が大きくなることは避けられず、実被害と整合しなくなる。そこで本検討では、As層(As1 層および As2 層)の液状化を考慮した「As層液状化ケース」と、As層を非液状化層として設定した「As層非液状化ケース」について解析を行った。残留状態における過剰間隙水圧比のコンター図を図-4、残留状態における岸壁前面鋼管矢板の変形量を図-5 に示す。

変形量について、As 層の液状化を考慮したケースでは As 層はほぼ全域にわたって液状化し、それに伴い岸壁の水平変位も大きくなっている。また、エプロン部での沈下も見られる。As 層を非液状化としたケースでは変形量は小さくなっているものの、実際よりも大きな変形が生じており、またエプロン部での沈下も見られる。As 層を非液状化層としても実際の被災と差が生じた原因としては、(1)当該港湾の築造過程、既設構造物のモデル化が十分とは言えず、初期応力状態及び地震時の挙動が正しく評価できていない、(2)間隙水要素が非排水条件であるため、B層の過剰間隙水圧が過大に評価されている可能性等が考えられる。

過剰間隙水圧比(マルチスプ。リング、変形 5 倍) -0.843 0 -0.5310 6 4 2 0 -1.2 -10 -0.8 -06 -0.4 -0.2 00 2 -4 -6 -6 -8 -10 -12 -14

図-4

図-5 前面鋼管矢板変形量(マルチスプリング)

As 層液状化

As 層非液状化

b)カクテルグラスモデル

カクテルグラスモデルの検討では、マルチスプリングモデルとは異なり、液状化対象層については全て液状化を考慮したうえで、透水による影響検討を行うために「非排水条件」及び「排水条件」について解析を行った。残留状態における過剰間隙水圧比のコンター図を図-6、残留状態における岸壁前面鋼管矢板の変形量を図-7に示す。

過剰間隙水圧比については、排水条件を考慮することにより水圧の上昇が抑えられている。変形量については、非排水条件では岸壁天端で80cm程度とマルチスプリングモデルとほぼ同じ変形量が発生しているが、マルチスプリングモデルの結果と比べ深度-6m付近の矢板のはらみ出し量は少ない結果となった。排水条件を考慮した場合、非排水条件よりも過剰間隙水圧の上昇は抑えられているものの、変形量については大きな結果となった。カクテルグラスモデルによる液状化を考慮した非排水・排水条件の場合、実被害よりも変形量が大きく、マルチスプリングモデルと同様に改善の余地がある。

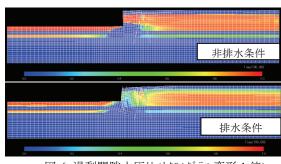


図-6 過剰間隙水圧比(カクテルグラス,変形1倍)

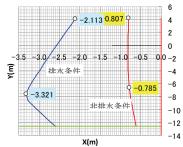


図-7 前面鋼管矢板変形量(カクテルグラス)

4 まとめ

当該岸壁では、2011年3月の東日本大震災による被災程度は小さい岸壁であるが、マルチスプリングモデルとカクテルグラスモデルによる2次元動的解析の検討結果では、液状化を考慮した場合、岸壁天端の水平変位は80cm~210cm程度発生する結果となった。また、当該岸壁では液状化が発生してないが、解析結果では液状化が発生する結果となっている。事例解析の再現性を高めるため、(1)液状化パラメータの見直し、(2)築造過程、既設構造物のモデル化の再検討、(3)排水条件を考慮したカクテルグラスモデルに対する再検討を実施する予定である。

謝辞:本検討は FLIP の改良と高度利用法の研究を推進する目的で設立された一般社団法人 FLIP コンソーシアム WG の活動の一環として実施されたものである。関係者の方々、特に貴重なデータを提供して頂いた国土交通省東北地方整備局仙台港湾空港技術調査事務所に謝意を表します。

参考文献: 1) Iai, Matsunaga, Kameoka: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992. 2) 三輪滋・小堤治・池田隆明・岡由剛・井合進・:初期応力状態を考慮したモデルを用いた有効応力解析による鋼矢板岸壁の評価,構造工学論文集, Vol.49A 2003. 3) 港湾空港技術研究所 地震防災研究領域 耐震構造研究チーム / 地震動研究チーム研究ノート >> 2011 年東北地方太平洋沖地震による地震動の事後推定(http://www.pari.go.jp/bsh/jbn-kzo/jbn-bsi/taisin/research_jpn/research_jpn/zesea

2-4 小名浜港5号埠頭耐震強化岸壁を対象とした事例解析

有効応力解析 液状化 体積収縮

日本工営株式会社 森 篤史 日本工営株式会社 佐藤 誠一 株式会社日本港湾コンサルタント 柴田 大介 株式会社日本港湾コンサルタント 金子 浩士

1 はじめに

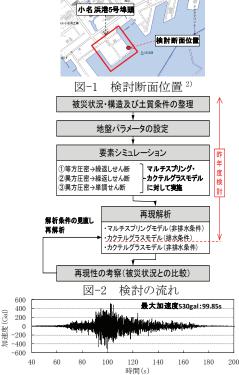
東日本大震災では多くの港湾構造物が地震動や津波によって被害を受けた。本検討では、地震動により被害を受けた港湾構造物の中から小名浜港 5 号埠頭耐震強化岸壁を対象として、FLIP¹⁾を用いた再現解析を試みた。再現解析では継続時間の長い東日本大震災を入力地震動とすることから、透水を考慮したカクテルグラスモデルを用いて実施した。

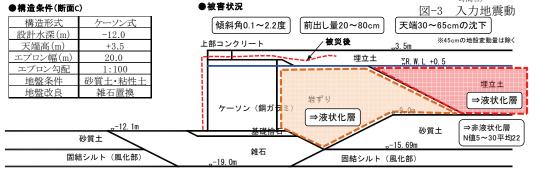
2 検討方針

被災事例の再現解析は図-2 に示す流れで検討を実施した。カクテルグラスモデルを用いた再現解析までを昨年度検討し、その成果を基に本年度は再現性の考察を行った上で、条件の見直し・解析ケースの選定を行い、再解析を実施した。また、ケーソン基部の基礎捨石にて変形大となることから解析条件を再度確認し、基部位置の水圧境界を修正した。

3 検討条件(被災状況・構造及び土質条件・入力地震動)

再現解析を検討する検討断面は、各測線の被災状況(沈下量・傾斜角等)を整理し、被害の大きな海側の断面 C 区間を対象とした。図-4 に断面図および被害状況図を示す。液状化パラメータを設定した層は、土質条件を踏まえ、背後地盤の埋立土を基本としたが、岩ズリ部にパラメータを設定したケースも実施した。入力地震動は、小名浜港における事後推定によって得られた波形³)とし、図-3 に示す岸壁法線直角方向に変換した波形を工学的基盤と判断した固結シルト層に入力した。





固結シルト ⇒工学的基盤

4 地盤定数

図-4 断面図および被害状況

地盤パラメータは当該岸壁にて実施されている試験が標準貫入試験、物理試験であることから、簡易設定法を用いて N 値から設定することを基本とした。埋立土を対象とした液状化パラメータは、液状化試験が実施されていないことを 踏まえ、N 値と細粒分含有率 Fc による簡易設定法によりマルチスプリングモデルの液状化パラメータを設定し、得られ た結果に対してカクテルグラスモデルの要素シミュレーションを行い、フィッテングを行った。また、岩ズリの揺すり 込みによる影響を検討するため、室内試験結果を用いてダイレイタンシーに関するパラメータを設定した高砂 2 号岸壁 の再現解析に用いたパラメータを準用した。 表-1 地盤定数

地層名	ρt (g/cm3)	ρ sat (g/cm3)	σ'ma (kN/m2)	Gma※1 (kN/m2)	ν	Kma※1 (kN/m2)	C (kN/m2)	φ (°)	n	hmax
埋立土	1.8	2.0	98	75400	0.33	196600	Т	39	0.45	0.24
岩ずり	1.8	2.0	98	86600	0.33	225800	ı	39	0.45	0.24
砂質土	-	2.0	98	140600	0.33	366700	ı	41	0.45	0.24
固結シルト (風化部)	-	1.8	171.88	10200	0.33	26600	30	1	0.55	0.20
基礎捨石	-	2.0	98	184000	0.33	479800	20	35	0.45	0.24
マウンド	-	2.0	98	184000	0.33	479800	30	35	0.45	0.24

Case study on Seismic Behavior of caisson type quay wall at No.5 pier in Onahama port.

A.Mori, S.Sato(Nippon Koei Co., Ltd.) D.Shibata, H.Kaneko (Japan Port Consultants, Ltd.)

表-2 液状化パラメータ

	マルチスプリングモデル※										
N65 Fc(%) φp S1						PI	P2	CI			
	8.3	9	28	0.005	5.409	0.5	0.966	2.404			

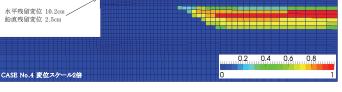
※簡易設	定法(改	訂版)にて	[設定						
カクテルグラスモデル									
ϕ_p	em € d	r _{edc}	$r_{\rm ed}$	q_1	q_2	$l_{\rm k}$	H_{maxL}	$r_{\rm k}$	
28	0.2	1.5	0.2	10	1.25	2	0	0.5	
r k"	S_1	c 1	q_4	r_{γ}	r_{mtmp}	1965SW	$q_{ m us}$	STOL	
0.5	0.005	2.5	1	0.1	0.5	0	0	10E-6	

5 再現解析結果

解析ケース及び全ケースの解析結果を表-4に、 カクテルグラスモデルを用いた排水解析ケース の過剰間隙水圧消散時の変形図(過剰間隙水圧コ ンター)を図-5、図-6 に示す。表-4 より、岸壁 天端の水平変位は 11~42cm となっており、検討 工区 (標準断面 C) においては、海側程被災程度 が激しく、津波による影響を受けた可能性がある ことを考慮すると、概ね被災程度を再現している と考えられる。また、岩ズリのダイレイタンシー を考慮の有無についてケース No. 4 と No. 5 を比較 すると、ダイレイタンシーを考慮し、ケーソン直 背後の地盤が変形することで、岸壁は水平・鉛直 方向ともに大きな変形となった。また、検討工区 における被災状況では、ケーソン背後の岩ズリ天 端面が 30cm~100cm 程度沈下していることから、 実際に岩ズリのケース No.5 のケーソン背面沈下 量 (100~130cm) は被災状況に近い変形であると いえる。

表-3 岩ズリのパラメータ

岩	岩ズリのダイレイタンシーに関するパラメータ									
ε d cm	r _{edc}	$r_{\rm ed}$	q_1	q_2	$l_{\rm k}$	H_{maxL}				
0.2	1.0	1.82	1.0	0	2.0	0.24				
$r_{\rm k}$	r k"	S_1	c 1	q_4	r_{γ}	r_{mtmp}				
0.1	0.1	0.005	1	1	0.5	0.5				



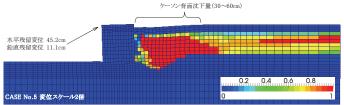


図-5 変形図 過剰間隙水圧比分布図 (地震直後 240s)

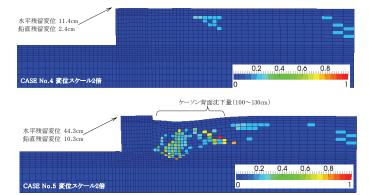


図-6 変形図 過剰間隙水圧比分布図 (地震後 3600s)

表-4 解析ケース 解析結果比較

ケース No.	地盤要素	間隙水 要素	液状化 考慮	岸壁天端 水平変位 (cm)	岸壁天端 鉛直変位 (cm)	ケーソン 傾斜角 (°)	出力時間
1	全要素マルチスプリング(捨石旧物性)	非排水	埋立土	42.0	14.5	0.87	地震動終了時
2	全要素マルチスプリング(捨石新物性)	非排水	埋立土	25.0	6.6	0.44	迎展期於] 吋 (240s)
3	埋立土、基礎捨石・雑石、岩ズリをカクテルグラス	非排水	埋立土	26.5	7.0	0.49	(2408)
4	全要素カクテルグラス	排水	埋立土	11.4	2.4	0.20	排水終了時
5	全要素カクテルグラス	排水	埋立土・岩ズリ	44.3	10.3	0.74	(3600s)
実測	1	-	1	20~80	28~66	0.7~2.2	Ī

6. まとめ

本検討では、東日本大震災で地震動の被害を受けた小名浜港 5 号埠頭耐震強化岸壁を対象にカクテルグラスモデルを用いた再現解析を実施し、従来用いられてきたモデルと同様に、被災状況を概ね再現している結果となった。岩ズリに対しては、ダイレイタンシーを考慮することで、ケーソン背面の沈下量が岩ズリの沈下にどの程度起因したものであるかを確認することは困難であるものの、被災結果に調和的な変形を再現可能であることを解析によって確認できた。謝辞:本検討は FLIP の改良と高度利用法の研究を推進する目的で設立された一般社団法人 FLIP コンソーシアム WG の活動の一環として実施されたものである。関係者の方々、特に貴重なデータを提供頂いた国土交通省東北地方整備局仙台港湾空港技術調査事務所に謝意を表します。

参考文献: 1) 参考文献 Iai, Matsunaga, Kameoka: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992. 2)国土地理院電子国土ポータル (http://portal.cyberjapan.jp/) に加筆 3)港湾空港技術研究所 地震防災研究領域 耐震構造研究チーム/地震動研究チーム 2011 年東北地方太平洋沖地震による小名浜港における地震動の事後推定(http://www.pari.go.jp/bsh/jbn-kzo/jbn-bsi/taisin/)

2-5 小名浜港 3 号埠頭 第 3 岸壁 (-10m) を対象とした事例解析

有効応力解析,液状化,岸壁

株式会社ニュージェック 村上巧一, 杉原弘一 中央復建コンサルタンツ株式会社 芋野智成.村上裕宣

1.はじめに

昨年度の成果報告「2-5 小名浜港 3 号埠頭 第 3 岸壁 (-10m) を対象とした事例解析」では,カクテルグラスモデルによる透水 FLIP とマルチスプリングモデルを用いた従来の FLIP(非排水条件)を用いて,東日本大震災において比較的軽微な被災に収まった小名浜港 3 号埠頭第 3 岸壁(図 1 参照)の再現解析を試みた.マルチスプリングモデルによる解析結果は,被災状況を過大評価する結果(矢板天端水平変位量:40cmの被災状況に対して160cmの解析結果)となり,透水を考慮したカクテルグラスモデルの解析では入力加速度が約 1500gal となる 80sec 付近で発散し,どちらの解析でも被災状況を十分再現する結果が得られなかった.本報告では,地盤物性値の修正や地盤モデルの見直した条件で,透水・非排水 FLIP による解析結果と被災事例との比較を行い,透水 FLIP の解析結果の妥当性について検証を行った.

2.解析断面と被災状況

検討対象とした小名浜港 3 号埠頭第 3 岸壁(図 1 参照)は,埋め立てによって構築された控え組杭式岸壁であり,液状化対策として岸壁背後約 26m の範囲にある埋め立て土に対してグラベルドレーンによる液状化対策が実施されていた.当該岸壁は,2011 年東日本大震災において,埋立地盤の液状化によるエプロン部の沈下(約 30~60cm) ¹⁾や段差の発生も報告されているが,被害状況は比較的軽微な被災に収まっており,岸壁天端の水平変位が約 40cmであり,矢板(海中での目視調査)や杭(弾性波調査)の損傷は確認されていなかった ²⁾³⁾(図 2 参照).

3.解析条件

昨年度の原地盤の地盤物性値の設定では,海上で実施された標準貫入試験の N 値を埋め立て後の土被り圧を用いて等価 N 値を算定していた.本年度の検討では埋め立て前の土被り圧を用いて等価 N 値を再算定した.その結果,As1 層は等価 N 値=32.5 となったため非液状化層と設定した.

液状化層(Bs 層,As2 層)は,N 値と細粒分含有率 Fc から時松・吉見 ⁴⁾による手法で液状化抵抗曲線を設定し,これをターゲットとしてマルチスプリングモデルの要素シミュレーションを実施し,液状化パラメータを決定した.カクテルグラスモデルの液状化パラメータは,マルチスプリングモデルの要素シミュレーションで得られたひずみ時刻歴や過剰間隙水圧比時刻歴を再現できるようにパラメータフィッティングを行い決定した.

解析モデルは,昨年度は標準土層図としていたが,本年度は被災事例検討箇所に最も近いボーリング箇所における土層区分に変更した.(図 3 参照)地盤の透水係数は,設計時に用いられた土質縦断図などを参考に Creager の方法によって推定した. グラベルドレーンの効果は,ドレーンはメッシュを用いたモデル化は行わず,透水係数を補正することで評価した. 水平方向の圧密問題を等価な垂直方向の圧密問題に変換するために,Barronの理論と Terzaghi の理論からある圧密度における時間係数の一致を図ることで等価な透水係数を算定しがドレーン打設箇所における透水係数を変更した. なお,As1 層の透水係数(4.60×10⁻⁶m/sec)がドレーンの等価透水係数より小さいため,上面のみを排水境界とした. 入力地震動は,港湾空港技術研究所より公開された事後推定波 ⁶の NS,EW 方向波を岸壁法線直角方向に変換して用いた.



図1 位置図

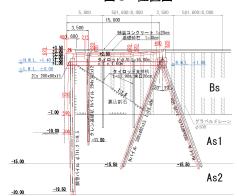


図 2 標準断面図 (被災状況及び土質条件)

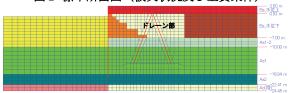


図3解析モデル

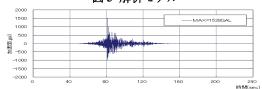


図4入力地震動の時刻歴図3)

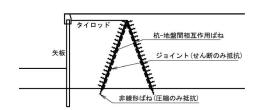


図 5 控え摩擦杭モデル

Analytical Case studies for #3 quay wall of #3 wharf in Onahama Port, K.Murakami (NWJEC Inc), K.Sugihara (NEWJEC Inc), T.Imono (Chuo Fukken Consultants Co.Ltd.,), H. Murakami (Chuo Fukken Consultants Co.Ltd.,)

(前項図4参照)控え組杭のモデル化手法は,従来からある控え組杭下端部と地盤要素を拘束する固定杭モデルの他,圧縮力のみに抵抗する非線形ばねモデルで杭下端部と地盤要素を拘束し,さらに杭周面の摩擦力をせん断方向のみに抵抗させるジョイント要素を用いる摩擦杭モデル(前項図5参照)とした.

4.解析結果

検討ケースは、マルチスプリングモデル要素による非排水条 件と、カクテルグラスモデル要素を用いた間隙水圧の消散を考 慮する排水(透水考慮)条件でドレーン部の透水係数を圧密度に 応じて 4 通りに変化させ、さらに各地盤モデルに対して控え杭 のモデル化方法を摩擦杭モデルとした場合,固定杭モデルとし た場合の計10ケースを実施した.表1に検討ケース一覧と矢板 天端位置における水平変位量の計測値と解析結果の比較を示 す.矢板の残留変形図を図 6 に,矢板の最大曲率比分布図を図 7 に,押し込み杭・引き抜き杭の最大曲率比分布図を図8に示す. また.図9と図10にcase1(マルチスプリング)とcase5(カクテル グラスモデル・ドレーン考慮)の場合における残留変形図と過 剰間隙水圧比分布図を示す.図9と図10の過剰間隙水圧比分布 図を比較すると、図10のドレーン部においては間隙水圧の上昇 が抑制されていることが分かり、ドレーン打設箇所の透水係数 を変更する方法によって、液状化対策としてのグラベルドレー ンの効果を評価できることが分かった.表 1 に示す矢板天端に おける水平変位の解析値は、計測値 0.4m よりいずれも大きくな っているが、非排水条件(case1,2)・ドレーン考慮せず(case3,7)・ ドレーン考慮あり(case4~5,8~10)の順に計測値に近い結果と なっていることが分かる.なお、圧密度に応じた透水係数の違い による解析結果への影響は,矢板天端の水平変位量の値が変わ らない結果より、ほとんどないことが分かった.図6に示す矢板 の残留変形図は、ドレーンの効果(ドレーン考慮したケースは、 圧密度 60%のみ記載)を考慮した case5,9 の場合が計測値に最も 近い結果となった.図6~7に示す最大曲率比分布においてもド レーンを考慮した解析結果(case5.9)が、被災状況(矢板と控え組 杭には損傷が確認されていなかった)に最も近い結果となった. 控え組杭のモデル化による解析結果への違いは小さいが,摩擦 杭モデルの方が計測結果に若干近い結果となった.

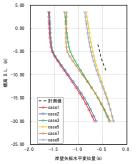
5.まとめ

ドレーン打設箇所の透水係数を変更した透水 FLIP によって、ドレーンによる液状化対策の効果を評価できた。ドレーンの圧密度の違いによる透水係数の差はほとんどなく、解析結果へ与える影響は小さい.グラベルドレーンによる液状化対策を考慮した透水 FLIP の検討ケースは、被災事例をほぼ再現することができ、透水 FLIP は妥当な解析結果が得られることが分かった.

謝辞 本報告は FLIP の改良と高度利用法の研究を推進する目的で設立された一般社団法人 FLIP コンソーシアムの WG の活動の一環として実施されたものである.関係者の方々,特に貴重なデータを提供して頂いた国土交通省東北地方整備局仙台港湾空港技術調査事務所に謝意を表します.

表1 検討ケース一覧

case	地盤モデル	杭モデル 方法	ドレーン部 透水係数 (m/sec)	圧密度(%)	矢板天端 水平変位量 (m)
計測値	-	-	-	-	0.40
1	マルチスプリング	摩擦杭	-	-	1.62
2	マルテスフリンツ	固定杭	-	-	1.60
3			3.50E-05	ドレーン考慮せず	1.29
4		摩擦杭	2.84E-03	80	0.84
5			2.54E-03	60	0.84
6	カクテクグラス		2.00E-03	40	0.84
7	(透水解析)		3.50E-05	ドレーン考慮せず	1.25
8		固定杭	2.84E-03	80	0.87
9		回正机	2.54E-03	60	0.87
10			2.00E-03	40	0.88



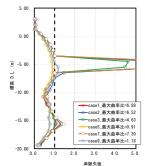


図 6 矢板の残留変形図 5.00 3 -5.00 3 -5.00

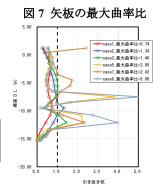


図 8 控え杭の最大曲率比

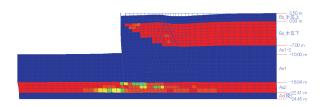


図 9 case8:残留変形図(過剰間隙水圧比)

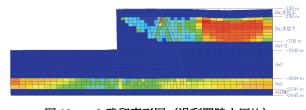


図 10 case9:残留変形図(過剰間隙水圧比)



参考文献 1)仙台港湾空港技術調査事務所 小名浜港外港湾施設等被災状況調査 コア抜きによる空洞化調査報告. 2) 仙台港湾空港技術調査事務所 潜水調査報告書 2011.3)仙台港湾空港技術調査事務所 小名浜港外港湾施設等被災状況調査 荷役機レール基礎杭調査報告書(H 鋼杭,鋼管杭調査),pp17-26.2011.4)吉見吉昭:第二版 砂地盤の液状化,技報堂出版株式会社,pp82-87,1991. 5)(社)建設コンサルタンツ協会近畿支部: 弾・粘塑性モデルを用いた地盤の変形予測,1983.3.6)港湾空港技術研究所 地震防災研究領域 耐震構造研究チーム /地震動研究チームノート 2011 年東北地方太平洋地震による地震動の事後推定)

相馬港 2 号埠頭-12m 岸壁を対象とした事例解析

有効応力解析 液状化 控え組杭式岸壁

東亜建設工業株式会社 〇榊原 務 東亜建設工業株式会社 田代聡一 株式会社応用解析 曲 伝軍

1. はじめに

本検討は、東日本大震災における地震動により被災程度が小さかった相馬港 2号埠頭-12m 岸壁(図 1 参照)を対象に、FLIP¹⁾による再現解析を実施するも のである。特に、東日本大震災では地震動の継続時間が長いことから、透水性 を考慮したカクテルグラスモデルの妥当性について検討する。

2. 被災状況

岸壁法線の直線性は概ね保たれているが、波除堤付け根部で 20cm 程度海側に 移動している。上部工直背後とエプロン部の間に10~20cmの段差。法線から 20~25m 位置で 30cm 程度の段差が認められる²⁾。また、解析対象位置の震災後 の調査では矢板直背後の段差量が 10cm 程度であり、被災程度としては小さい。

3. 検討方法

検討フローを図2に示す。まず、液状化パラメータを設定するためにマルチ スプリングモデルとカクテルグラスモデルに対して要素シミュレーションを実 施した。その後、設定した液状化パラメータを用いて再現解析を実施した。再 現解析では、排水効果やカクテルグラスモデルの適用性を把握するため、3パタ ーンの検討を実施する。

4.解析条件

5. 液状化パラメータの決定

本解析は4段階法³⁾の解析プロセスにより実施した。図3に入力波を示す。入 力波は相馬-Gにおける東日本大震災の事後推定波やを、NS成分とEW成分から 岸壁法直方向に変換したものを使用した。表-1 に要素モデル、表-2 に

地盤パラメータを示す。地盤パラメータの設定は、本岸壁で実施した 既存のボーリング調査結果を参考とした。なお、埋土および砂質土の 細粒分含有率は、マルチスプリングモデルによるパラメータスタディ 結果より 10%と仮定している 5)。図 4 に解析メッシュを示す。解析メ ッシュは、控え杭のモデル化に対して固定杭モデルと摩擦杭モデルの 2モデルを検討した。

液状化対象地盤である埋土および砂質土は、非排水繰り返 し三軸試験が実施されていないため、N値と細粒分含有率に よる簡易設定法から液状化強度を設定し、これをターゲット として要素シミュレーションを実施した。なお、マルチスプ

リングモデルの過剰間隙水圧モデルは tmp7 法を使用してい る。表3に設定した液状化パラメータ、図5に埋土と砂質土 の要素シミュレーション結果を示す。マルチスプリングモデ

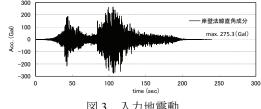
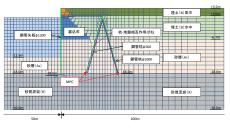


表1 更表エデル

	-	X1 X/ -//	
種別	使用要素	マルチスプリングモデル	カクテルグラスモデル
地盤構成	線形平面要素	砂質泥岩(R)	砂質泥岩(R)
地 無 構 成 要 素	マルチスプリング要素	上記以外のすべての地盤	裏込石
安糸	カクテルグラス要素	_	上記以外のすべての地盤
間隙水要素	間隙水要素(非排水)	地下水位以下の 全マルチスプリング要素	地下水位以下の全要素 (非排水と排水の両方を検討)
安系	間隙水要素(排水)	_	(非排小C排小の両力を快計)

地盤パラメータ

	記号	土質	ρ (t/m^3)	σ_{ma} , (kN/m^2)	Vs (m/s)	G_{ma} (kN/m ²)	m _G	K_{ma} (kN/m^2)	m _K	c (kN/m²)	Φf	hmax	n	$\frac{E}{(kN/m^2)}$
	В	埋土(浚渫砂)	1.80	98	162	75246	0.5	196230	0.5	0.0	39.38	0.24	0.45	
ſ	As	砂質土(細砂)	2.00	98	269	125095	0.5	326228	0.5	0.0	41.33	0.24	0.45	
ſ	R	岩盤(砂質泥岩)	1.73											1392000
[裏込石	2.00	98		101300	0.5	264000	0.5	20.00	35.00	0.24	0.45	



a) 固定杭モデル

b) 摩擦杭モデル

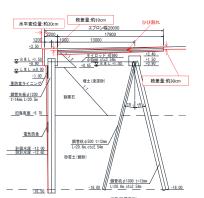


図1 相馬港2号埠頭-12m岸壁

<液状化パラメータの検討>
・要素シミュレーションによる液状化パラメータの設定 <カクテルグラスモデルによる再現解析> テルテックスモデルによる母玩用 カクテルグラスモデル-排水 マルチスプリングモデル-非排水 ・カクテルグラスモデル-非排水 図2 検討フロー

図3 入力地震動

A Case study for the -12m in Berth No.2 of Soma

図4 解析メッシュ

ルとカクテルグラスモデルの要素シミュレーション結果 a) マルチスプリングモデルは概ね整合している。

6. 再現解析結果

再現解析では、再現性の高い解析手法を選択するために、控え杭のモデル化に対して固定杭モデルと摩擦杭モデルの2モデルを事前に検討した。表4に事前検討ケース、図6に鋼管矢板の水平変位分布、図7に鋼管矢板背面の段差量を示す。事前検討の結果、caselが被災状況との整合性が高いことがわかった。これは、控え杭の引抜き挙動の再現することで精度向上に繋がったと思われる。この結果から、ジョイント要素の摩擦角に地盤のせん断抵抗角を用いた摩擦杭モデルを使用し、排水効果やカクテルグラスモデルの適用性の検討を実施した。

表 5 に本検討ケース、図 8 に鋼管矢板の水平変位分布図 9 に地表面の沈下分布、図 10 に鋼管矢板背面の段差量を示す。鋼管矢板天端の水平変位は、いずれのケースも実測値と概ね整合している。一方、地表面の沈下分布は、case1 では岸壁法線から 13m 付近に 30cm 程度の沈下が生じているが、case5、6 では岸壁法線から 5m 付近の沈下量を最大値として岸壁法線から離れるほど沈下量が小さくなった。被災報告では岸壁法線から 20~25m付近に 30cm 程度の段差が生じていると報告されており沈下が生じる位置は異なるものの、排水を考慮することで背後地盤の沈下に関しても概ね実測値と整合する結果となった。また、鋼管矢板背面の段差量についても、排水を考慮することで実測と同値となった。図 11 に case1の過剰間隙水圧比コンターを示す。液状化した埋土の水圧が、時間とともに消散している様子が確認できる。

8. まとめ

透水性を考慮したカクテルグラスモデルにより、被災程度が小さい相馬港2号埠頭-12m岸壁の被災状況を精度よく再現することができた。特に、非排水条件では再現できない背後地盤の沈下や段差について、透水性を考慮することで実挙動を再現できた。これらのことから、継続時間の長い地震動に対して、透水性を考慮したカクテルグラスモデルは有用であると言える。

謝辞:本検討は、FLIP コンソーシアムの活動の一環として実施されたものである。本解析を進めるにあたり、国土交通省東北地方整備局仙台港湾空港技術調査事務所殿にデータ提供のご協力を頂きました。関係者の皆様に謝意を表します。

参考文献: 1) Iai, Matsunaga, Kameoka: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992. 2) 2011 年東日本大震災による港湾・海岸・空港の地震・津波被害に関する調査速報,港湾空港技術研究所資料, No.1231,pp.142-143, 2011. 3)井合進・龍田昌毅・小堤治・溜幸生・山本裕司・森浩章:地盤の初期応力条件が矢板式岸壁の地震時挙動に与える影響の解析的検討,土木学会第26回地震工学研究発表会後援論文集, pp.809-812, 2001. 4) 2011 年東日本大震災で被災した港湾における地震動特性,港湾空港技術研究所資料,

No.1244,pp.48-52, 2011.5)榊原務・曲伝軍・田代聡一・大矢陽介・飛田哲 男:東北地方太平洋沖地震における相馬港2号埠頭岸壁の液状化による 被災程度の再現解析,土木学会第68回年次学術講演会,2013.投稿中

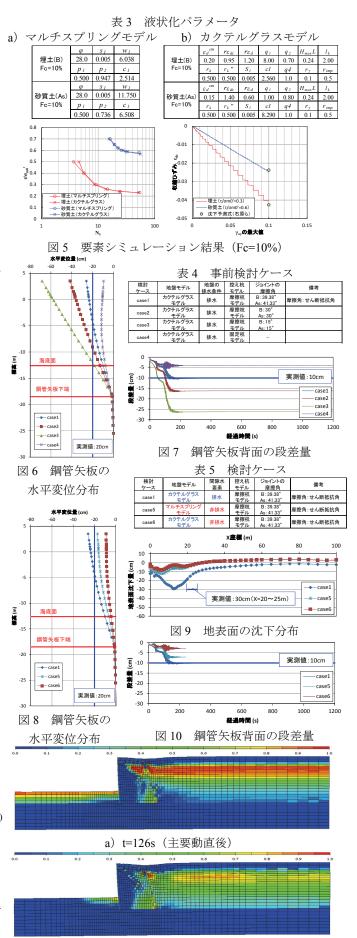


図 11 case1 (カクテルグラスモデル、排水条件) の 過剰間隙水圧比コンター (scale×5)

b) t=240s

3. 河川盛土 SWG

3-1 河川盛土 WG 概要

有効応力解析 液状化 堤防

(株) ダイヤコンサルタント 森島 直樹

1 はじめに

2011年3月11日に発生した東日本大震災では、2分以上の長い継続時間の地震が発生し、多くの構造物が被災した。 河川盛土 WG では、基礎地盤の液状化により被災した河川盛土を対象に、FLIP による再現解析を試みることを目的とし ている。長継続時間地震動下における透水を考慮したカクテルグラスモデルの妥当性を検証するとともに、本震のあと に比較的大きな余震が発生していたことから、余震の影響についても検討を行った。河川盛土 WG の検討期間は平成 23 年度~平成24 年度のおよそ2 ヵ年であり、平成23年度に実施したマルチスプリングモデルを用いた検討結果をもとに、 平成24年度はカクテルグラスモデルを用いた検討を主として実施した。

2 検討概要

河川盛土の被害事例解析では、「国土技術センター、河川堤防耐震対策緊急検討委員会資料」1)(以下、委員会資料と する) で公開されている被災事例より、東日本大震災で主に基礎地盤の液状化で被災した河川盛土(被災パターン I に 分類されている被災事例)を対象とした。検討ケースを表-2に示す。

表-1 河川盛土における被災パターン (委員会資料から引用)

被災要因	堤体土質構成のイメージ	被災のメカニズム	代表的被災箇所
パターン I 基礎地整液状化によるもの	砂質土	層)が液状化することで被災。	【関東地整】 小貝川左岸350k-80m~35,0k+20m (つくば市上郷地先) 小貝川左岸31,3k-100m~31,8k-40m (常総市上蛇地先)
パターンⅡ 堤体の部分液状化によるもの	砂質土 退体内水位 粘性土	「特別される。 ・築堤による基礎地盤の圧密沈下により堤体内水位以下の堤体が部分 かに流光ルオスニトで海が	【関東地整】 那珂川(涸沼川)左岸7.5k+113m~8.0k (下石崎地先) 【東北地整】 阿武陽川石岸22.4k+174m~22.6k+59m (坂津田地区)
パターン I + II 上記の複合によるもの	被覆土 砂質土 埋体内水位 砂質土 地下水位	・提体、基礎地盤とも砂質土等で構成される。 ・両者が液状化することで被災。	【關東地整】 江戸川右岸57.5k+100m~57.5k+300m (西間宿地先) 【東北地整】 江合川右岸26.6k+120m~26.8k+120m (福沼地区)

表-2 検討ケース

		モデル断面の距離標	堤防0)変状		本震	主な余震		
検討 ケース	被災箇所		堤防天端 沈下量(m)	法尻 水平変位量 (m)	入力地震動	最大加速度 (Gal)	発生時刻	最大加速度 (Gal)	
	利根川下流右岸 27k+80m~27k+150m (小見川)	26. 5k	1. 2	4. 32	小見川振動観測所強震データ	182. 3	茨城沖 3/11 15:15	134. 8	
2	吉田川右岸 16.0k~16.2k付近			山体作動知測花沙雪二一方	392.7	岩手県沖 3/11 16:28	101		
2	(山崎観測所位置)	16.0k	0.8 2.6 山崎振動観測所強震データ		392. 1	福島県沖4/723:32	322. 2		
3	利根川下流右岸 39.0k+64m~ 39.5k+79m (佐原地先)	39.5k+5m	0. 92	1. 49	K-NET佐原	310. 3	茨城沖 3/11 15:15	244. 6	

[※]堤防の変状は、「第3回河川堤防耐震対策緊急検討委員会、参考資料-1」から引用した。 ※最大加速度は、最大計測データを抽出した ※小見川および山崎振動観測所強震データは、国土交通省国土技術政策総合研究所から提供していただいたデータを使用した ※K-NET佐原の強震データは、独立行政法人防災科学技術研究所 強震観測網(K-NET)データを使用した

3 検討方針

(1)検討方法

被災状況の再現解析は、以下の作業で実施する。各ケースでは、液状化試験結果が無いため、マルチスプリングモデルを用いた解析を行い、透水を考慮したカクテルグラスモデルの妥当性について検討する。解析条件等の設定を表-3 に示す。

- ①本震および余震データの整理
- ②要素シミュレーションの実施および入力パラメータの設定
- ③透水係数の設定
- ④マルチスプリング (非排水) およびカクテルグラスモデル (排水) を用いた解析の実施
- ⑤解析結果のまとめおよび評価
- ⑥その他、各ケースで必要な検討を実施

表-3 解析条件の設定

	12-3	辞別 木 IT ジ D	<u> </u>
	解析条	件等	本検討での対応
解析断面	委員会資料		断面をトレース
地盤定数値	半以N値 せん断剛性Go 有効上載帯重 a'v 相対密度Dr		簡易設定法で各種パラメータを設定 RL20を参考に液状化パラメータを設 定
地震動	委員会資料には無い	, \	検討位置における地震動を入手 国総研地震動(小見川、山崎観測 所)
地震後の変形	委員会で計測結果を	が示されている	マルチスプリングモデルでの再現 カクテルグラスモデルでの再現

(2)主な着目点

検討 ケース

2

以下に示す主な着目点を考慮し、カクテルグラスモデルの妥当性について検討する。

- ①堤防天端の実測沈下量との比較
- ②堤防法尻の実測水平変位量との比較
- ③堤防天端の加速度時刻歴との比較(国総研からデータ提供)
- ④本震と余震における変形量について検討
- ⑤本震と余震間の水圧消散過程の検討
- ⑥その他、各ケースで必要な着目点

4 実施体制および実施工程

実施体制および実施工程を以下に示す。

表-4 実施体制

表-5 実施工程

				平成24年					平成	25年			
被災箇所	担当会社名		10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月
		作業内容	•	,	•		•		٠	•		•	∇
			第1回		第2回	論文 作成投	第3回		第4回	第5回		第6回	総会
	ダイヤコンサルタント 森島		10/24		上中旬	稿	上中旬					報告書	
2/k+80m~2/k+150m(小見 川)	マイダスアイティジャパン 金、廣瀬 フォレストエンジニアリング 林	計画	I										
		入力地震動の整理			_								
	海洋河川技術研究所 鈴木 荒谷建設コンサルタント 今井	要素シミュレーションおよ び各種パラメータの設定			_								
机州州 区巨		解析実施			_					_			
利根川下流右岸 39.0k+64m~39.5k+79m	中電技術コンサルタント 北出	解析結果の整理・評価							_	_			
(佐原地先)	三井共同建設コンサルタント 中田	報告書作成								_			

謝辞:本検討は、FLIPの改良と高度利用法の研究を推進する目的で設立された一般社団法人 FLIP コンソーシアム WG の活動の一環として実施されたものである。関係者の方々、特に貴重な小見川振動観測所の強震記録数値データを提供頂いた国土交通省国土技術政策総合研究所、様々なご指導をいただきました愛媛大学大学院の岡村未対教授に謝意を表します。

参考文献: 1) Iai, Matsunaga, Kameoka: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992. 2) (財)国土技術研究センター: 第3回河川堤防耐震対策緊急検討委員会 参考資料-1, 2011.8. 3) 森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博: 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技研資料, No.869, 1997.4) 第5回第三期 FLIP 研究会資料「せん断変形ロック問題に関する検討総合成果報告書

利根川右岸26.5kの河川堤防を対象とした事例解析

有効応力解析 液状化 堤防

- (株) ダイヤコンサルタント 森島 直樹
- (株) マイダスアイティジャパン 廣瀬 栄樹
- (株) フォレストエンジニアリング 林 健二

1 はじめに

2011 年3 月11 日に発生した東日本大震災では、2 分以上の長い継続時間の地震が発生し、多くの構造物が被災した。本検討 では、長継続時間地震動下におけるFLIP¹⁾を用いた解析の妥当性を検証するとともに、本震のあとに比較的大きな余震が発生し ていたことから、余震の影響についても検証することを目的とし、利根川右岸27k+80m~ 27k+150m で発生した被災の事例解 析(検討断面26.5k)²⁾を実施した。平成23年度は、土の構成則としてマルチスプリングモデル(非排水条件)を用いて検討した が、この検討結果に基づき、平成24年度はカクテルグラスモデルを用いた検討を実施した。

2 検討内容

検討対象地点の被災要因は基礎地盤の液状化によるものと考えられ、図-1 に示すように堤防天端で1.2m の沈下が発生した。 基礎地盤には、図-2 に示すように地表面付近に沖積砂層(As、Asf)が分布し、この層が液状化し堤防に被害がおよんだと考え られている。被災状況では堤防中央付近を境として変状の不連続性が見られることから、解析モデルは図-2 に示す水位面より 上部の堤体内にY 方向自由の拘束条件を設定した。

解析ケースを表-1に示す。各ケースの解析結果から、沖積砂層の透水特性の影響や沖積砂層の上位に分布する粘性土層(Ac2 層)の透水特性の影響を考察する。解析に用いる各種パラメータは、地盤情報をもとに簡易設定法(再訂版)³⁾で設定した。液状化 パラメータについては、液状化強度RL20²⁾にフィッティングするように、要素シミュレーションから液状化強度曲線を設定し、 各種パラメータを設定した。解析パラメータを表-2に示す。入力地震動は、検討対象地点の近傍にある国総研小見川振動観測所 強振動記録データから、NS 成分とEW 成分を用いて堤防横断方向に合成した水平方向の地震波形とした。地震動の入力位置は、 強振動記録データの同等の土層と考えられるAc3 層とし、図-2 に示す位置を解析モデルの底面とした。図-3 に示すように、本 震(3/11 14:47:00、東北地方太平洋沖地震)と、本震後約29 分後に発生した余震(3/11 15:15:53、茨城県沖地震)を用いた。

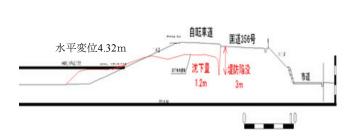


図-1 被災状況 (利根川右岸26.k) ^{2)に加筆}

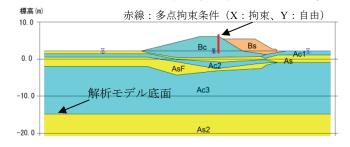


図-2 地盤モデル^{2)に加筆}

表-1 解析ケース

150 100 89 50 般 0 -50 日 100	-			M	*
-150	500	1000 時間	1500 (sec)	2000	2500

図-3 入力地震波形

透水係数(cm/sec) 備考 Вс As1 Ac1 AsF Ac2 基本ケース caseA-1 1 × 10 1 × 10 1 × 10 1 × 10⁻⁰ 1 × 10⁻¹ 1 × 10⁻⁴ 1 × 10⁻² 透水性大 1 × 10⁻² Ac2層のキャップ効果を無視 1 × 10⁻³ 1 × 10⁻³ 1×10^{-6} 1 × 10⁻⁶ 1×10^{-3} 2 × 10⁻³

表-2 解析パラメータ

	Bs(水位上)	Bs(水位下)	Bc(水位上)	Bc(水位下)	As	AsF	Ac1	Ac2	Ac3
	非液状化	液状化	非液状化	非液状化	液状化	液状化	非液状化	非液状化	非液状化
$\rho (t/m^3)$	1.9	1.9	1.8	1.8	1.8	1.8	1.7	1.7	1.7
σ_{ma} (kN/m^2)	27.75	57.75	30.00	63.00	69.00	84.75	3.00	75.75	119.25
$G_{ma} (kN/m^2)$	46204	46204	23800	23800	31816	31816	3400	3400	6800
m_G	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
$K_{ma} (kN/m^2)$	120492	120492	62067	62067	82972	82972	8867	8867	17733
n _K	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
ν	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
$\phi_f(^\circ)$	36.67	35.1	30.0	30.0	33.02	32.77	30.0	30.0	30.0
φ _p (°)	-	28.0	_	_	28	28	1	1	_
H_{max}	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24
n	0.475	0.490	0.550	0.550	0.510	0.512	0.550	0.550	0.550
$K_f(kN/m^2)$	2.20E+06								

	Bs	As	Asf
ε d cm	0. 10	0. 20	0. 20
r€ dc	3. 50	4. 00	5. 00
r€ _d	0. 15	0. 20	0. 20
q_I	5. 50	7. 00	7. 00
q_2	1.00	1.50	1. 50
r_k "	0. 50	0. 70	0.50
l_k	2. 00	2. 00	2. 00
r_k	0. 50	0. 70	0. 50
S_I	0. 005	0.005	0.005
c1	2. 600	1. 980	1. 980

Example analysis that target the right bank of the Tonegawa Naoki Morishima, Dia Consultants Co., Ltd. River 26.5k point.

Eiju Hirose, MIDAS IT japan Co., Ltd. Kenji Hayashi, Forest engineering, Inc.

3 検討結果

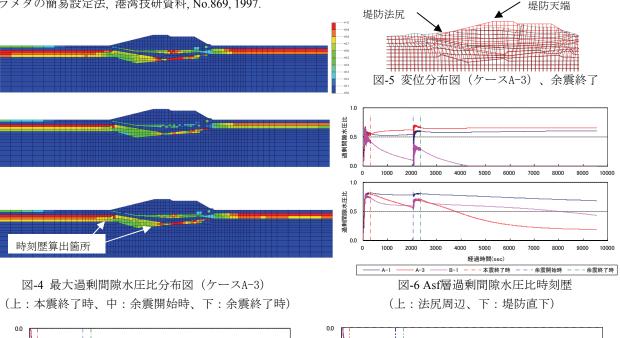
図-4 および図-5はケースA-3より得られた最大過剰間隙水圧比分布図および変位分布図である。図-4から、過剰間隙水圧は本震終了時に液状化層(As 層およびAsf 層)の広い範囲で上昇し、余震開始時にいくらかの消散が認められるものの、余震の間に再び上昇していることが確認できる。また、変形は図-5 に示す通り、堤体下部の液状化層(As 層およびAsf 層)が堤内および堤外側に変形し、堤体が沈下する傾向となっている。

図-6 ~図-8に各ケースの過剰間隙水圧比、堤防天端の沈下量および法尻の水平変位の時刻歴図を示す。図-7より、堤防天端では本震で沈下が生じた後、余震でさらに沈下が生じることがわかる。ケースA-3の余震終了2時間後の沈下量は139cmとなり、実測値とほぼ一致している。また、図-8より、法尻の水平変位は本震で水平変位が生じた後、余震でさらに水平変位が生じることがわかる。ケースA-3では本震で水平変位174cmが発生し、余震でさらに71cmが発生する結果となる。図-6~図-8では、ケースA-1とA-3の結果を比較することにより、間隙水圧の消散状態によって、法尻の水平変位の異なることがわかる。さらに、ケースA-1とB-1の結果を比較することにより、液状化層の上部に難透水層がある場合、水圧の消散が遅くなり法尻の水平変位が大きくなることがわかる。

4 まとめ

本検討では、利根川右岸26.5k の被災事例を対象として、カクテルグラスモデルおよび排水要素を用いたFLIP 解析 (透水解析)による妥当性の検証を行った。堤防天端の沈下量は、本震と余震の解析で実測沈下量をほぼ再現できる結果となった。法尻水平変位は、実測変位量の半分程度となり、せん断変形以外の要因が考えられる。また、法尻付近の水圧発生状況により水平変位に違いが見られたことから、透水係数や水理境界の設定方法等が今後の課題となる。

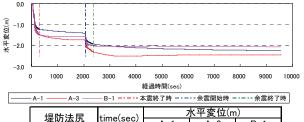
謝辞:本検討は、FLIP の改良と高度利用法の研究を推進する目的で設立された一般社団法人FLIP コンソーシアムWG の活動の一環として実施されたものである。関係者の方々、特に貴重な小見川振動観測所の強震記録数値データを提供頂いた国土交通省国土技術政策総合研究所、様々なご指導を頂きました愛媛大学大学院の岡村未対教授に謝意を表します。参考文献:1) Iai, Matsunaga, Kameoka: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992. 2) (財)国土技術研究センター:第3回河川堤防耐震対策緊急検討委員会参考資料-1, 2011.8. 3)森田年一,井合進, Hanlong Liu, 一井康二,佐藤幸博:液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメタの簡易設定法,港湾技研資料, No.869, 1997.



1.0 -2.0 1000 2000 5000 8000 9000 経過時間(sec) - A-3 余震終了時 本震終了時 全震閉始時 鉛直変位(m) 堤防天端 time(sec) B-1 A-1 -0.94 300 -1.01 -1.16 本震終了時 2040 -1.04 -1.12 -1.30

図-7 堤防天端の鉛直変位時刻歴

2340



堤防法尻	time(sec)	水平変位(m)						
堤阴压风	time(sec)	A-1	A-3	B-1				
本震終了時	300	-1.21	-1.47	-1.48				
余震開始時	2040	-1.41	-1.74	-1.58				
余震終了時	2340	-1.93	-2.31	-2.03				
余震2時間後	9550	-2.26	-2.45	-2.06				

図-8 堤防法尻の水平変位時刻歴

-1.71

-1.36

3-3 吉田川右岸 16k を対象とした事例解析

有効応力解析 液状化 堤防

株式会社 荒谷建設コンサルタント ○今井康雅 株式会社 海洋河川技術研究所

鈴木明憲

1 はじめに

2011年3月11日に発生した東日本大震災では、多くの河川堤防が基礎地盤の液状化に起因する沈下や亀裂等により 広範囲に渡り被災した。本検討では、実際に被災した河川堤防を対象に、有効応力法に基づく二次元有効応力解析プロ グラム FLIP¹⁾による事例解析を行い再現性の確認を行った。対象とした河川堤防は、盛土形状、地盤情報、被災後の変 形量が公開されている宮城県に位置する吉田川右岸 16k²⁾とした。本検討で実施した FLIP による解析は、透水の影響を 考慮したカクテルグラスモデル要素³⁾を用いた解析とした。

2 解析条件

事例解析の対象とした吉田川右岸 16k の被災後変形図を図-1 に示す。堤防天端は 0.8m 沈下している。川表側の堤防 法尻は縦断的に亀裂が発生し、水平方向に 2.6m 変位している。

解析断面のモデル図を図-2に示す。基礎地盤には、上層に層厚 1m 程度の Ac1 層(上部沖積粘性土層)が堆積し、 その下位に As 層(沖積砂質土層)、Ac2 層(下部沖積粘性土層)、Ap 層(腐植土層)が順に堆積している。Ap 層下層の N値 50 が確認されている Br層を工学的基盤とした。水位線は Ac1層の上面に設定した。As層は細粒分含有率 26%、N 値6程度の緩い砂地盤であるため、液状化対象層として設定した。

入力地震動は、図-3 に示す東日本大震災の際に解析地点近傍の国土交通省国土技術政策総合研究所山崎振動観測所 で観測された強震記録データとした。強震記録データによると、本震終了から約100分後に余震が発生しているが、余 震は最大 37gal 程度と小さいため、解析では本震のみを対象とした。なお、強震記録データは、基盤層上端で観測され たものとし、NS 成分波と EW 成分波を河川堤防の法線直角方向に角度補正した合成波を使用した。

設定した解析パラメータを表-1に示す。各種パラメータは解析地点の土質条件をもとに簡易設定法(改訂版)⁴によ り設定した。液状化対象層である As 層の液状化パラメータについては、RL20=0.24²⁾を目標に要素シミュレーションを 行い設定した。 要素シミュレーション結果を図-4、液状化パラメータを表-2に示す。

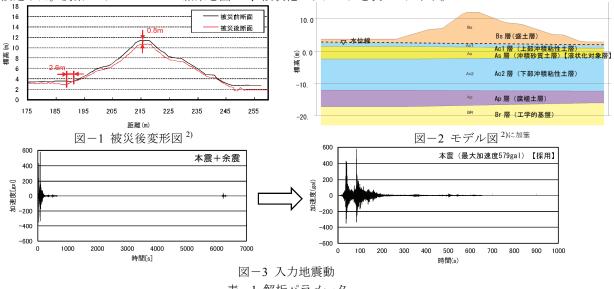


表-1 解析パラメータ

土層名	質量密度	基準 拘束圧	基準初期 せん断 剛性	基準体積 弾性係数	拘束圧 依存係数	Poisson 比	間隙率	粘着力	内部 摩擦角	履歴減衰 定数	透水係数	間隙水 Ravleigh
	ρ dyna	Pa'	G ₀	K _{La} , K _{ua}	mG, mK	ν	n	С	φf	Hmax	k	減衰
	t/m ³	kN/m^2	kN/m^2	kN/m^2				kN/m^2	deg		m/s	βе
Bs	1.84	98.0	55, 043	146, 452	0.5	0.33	0.45	0.0	38. 46	0.24	1.00E-05	2. 05E-05
Ac 1	1.63	98.0	31, 367	83, 458	0.5	0.33	0.55	0.0	30.00	0.20	1.00E-08	2. 50E-02
As	1.84	98.0	65, 003	172, 952	0.5	0.33	0.45	0.0	39.00	0.24	1.00E-05	2. 05E-05
Ac2	1.63	98.0	18, 785	49, 982	0.5	0.33	0.55	0.0	30.00	0.20	1.00E 08	2.50E 02
Ар	1.63	98.0	32, 452	86, 344	0.5	0.33	0.55	0.0	30.00	0.20	1.00E-08	2. 50E-02
Br	2.04											

Example analysis that target the right bank of fhe Yoshidagawa River 16k point.

Yasumasa Imai (Aratani Civil Engineering Consultants Co., Ltd.) Akinori Suzuki (Marine River Technology Engineering Inc)

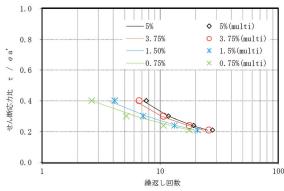


図-4 要素シミュレーション結果(液状化抵抗曲線)

3 解析結果

解析では、液状化対象層である As 層を挟むように堆積している AC1 層および AC2 層の内部摩擦角を低減した場合 (Case.1、Case.2)、内部摩擦角ではなく粘着力で評価した場合 (Case.3、Case.4) の変形量を算出した。変形量は、実測値が計測されている堤防天端の鉛直変位と堤防法尻 (川表側) の水平変位に着目した。解析 Case を表ー3、解析結果を図ー5、最も大きな変形量となった Case.2-1 (AC1層と AC2層の内部摩擦角を 15°に低減)の変形図を図ー6に示す。参考として、カクテルグラスモデル要素、マルチスプリングモデル要素において、基本 Case をベースに qus 値 (定常状態における最大せん断応力)を 0.0 とした場合の解析も行った。参考 2 のマルチスプリングモデル要素を用いた解析は、前年度に実施し、堤防天端の鉛直変位については実測値と整合が確認できていたものである。

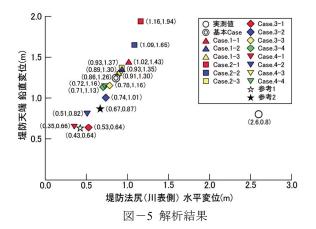
堤防天端の鉛直変位に着目した場合、実測値の 0.8~2.4 倍の変形量となった。内部摩擦角を低減した Case.1、Case.2 では、内部摩擦角を小さくするにつれて変形量が大きくなり、粘着力で評価した Case.3、Case.4 では、粘着力を大きくするにつれて変形量が大きくなった。堤防法尻(川表側)の水平変位に着目した場合、実測値の 0.1~0.5 倍の変形量となった。内部摩擦角を低減した Case.1、Case.2 では、内部摩擦角を小さくするにつれて変形量は実測値に近づき、粘着力で評価した Case.3、Case.4 では、粘着力を大きくするにつれて変形量は実測値に近づいた。参考として行った解析結果から、qus値を考慮した場合の方が考慮しない場合に比べ約 2 倍程度変形量が大きくなり、カクテルグラスモデル要素よりマルチスプリングモデル要素の方が約 1.5 倍程度変形量が大きくなることが確認できた。

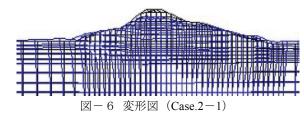
表-2 As 層の液状化パラメータ

φр	rεdc	rεd	q1	q2
28.0	0.65	0. 20	0.50	1. 38
rK	S1	c1	STOL	qus
0.50	0.005	0. 95	1.0E-05	5.3
q4	rrmtmp	I865SW		
1.00	0.50	0		

表-3 解析 Case 一覧表

解析ケース	内部摩擦	角 φ(°)	粘着力 C(kN/m²)						
754171 7 7	AC1層	AC1層 AC2層		AC2層					
基本Case	30.0	30.0	0.0	0.0					
Case.1-1	15.0	30.0	0.0	0.0					
Case.1-2	20.0	30.0	0.0	0.0					
Case.1-3	25.0	30.0	0.0	0.0					
Case.2-1	15.0	15.0	0.0	0.0					
Case.2-2	20.0	20.0	0.0	0.0					
Case.2-3	25.0	25.0	0.0	0.0					
Case.3-1	0.0	30.0	5.0	0.0					
Case.3-2	0.0	30.0	10.0	0.0					
Case.3-3	0.0	30.0	20.0	0.0					
Case.3-4	0.0	30.0	50.0	0.0					
Case.4-1	0.0	0.0	5.0	5.0					
Case.4-2	0.0	0.0	10.0	10.0					
Case.4-3	0.0	0.0	20.0	20.0					
Case.4-4	0.0	0.0	50.0	50.0					
参考1(☆):基本Caseをベースにqus値0.0【カクテルグラスモデル】									
参考2(★):基本Caseをベースにqus値0.0【マルチスプリングモデル(前年度実施)】									





4 まとめ

本検討では、東日本大震災における吉田川右岸 16k の河川堤防被災事例について、カクテルグラスモデル要素による再現解析を行った。堤防天端の鉛直変位は実測値の $0.8\sim2.4$ 倍の変形量となり再現性は確認できた。堤防法尻の水平変位は実測値の $0.1\sim0.5$ 倍と全体的に実測値より小さい変形量となった。小さい変形量となった原因としては、粘性土層の滑りによる変形等、液状化以外の作用が影響した可能性も考えられる。粘着力で評価した Case.3、Case.4 では、粘着力が小さい方が変形量が小さく、粘着力が大きい方が変形量が大きくなった。その原因については今後検討を行い明らかにしていきたい。

謝辞: 本検討は FLIP の改良と高度利用法の研究を推進する目的で設立された一般社団法人 FLIP コンソーシアム WG の活動の一環として実施されたものである。関係者の方々、特に貴重な山崎振動観測所の強震記録数値データを提供頂いた国土交通省国土技術政策総合研究所、様々なご指導をいただきました愛媛大学大学院の岡村未対教授に謝意を表します。参考文献:1) Iai, Matsunaga, Kameoka: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992. 2) (財)国土技術研究センター: 第3回河川堤防耐震対策緊急検討委員会 参考資料-1,pp7-8, 2011.8. 3) 井合進, 飛田哲男, 小堤治: 砂の繰返し載荷時の挙動モデルとしてのひずみ空間多重モデルにおけるストレスダイレイタンシー関係, 京都大学防災研究所年報 第51号 B, 2008. 4) 森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博: 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技研資料, No.869, 1997.

3-4 利根川下流右岸 39k を対象とした事例解析

有効応力解析 液状化 堤防

中電技術コンサルタント株式会社 正会員 北出圭介 三井共同建設コンサルタント株式会社 中田剛史

1 はじめに

2011 年 3 月 11 日に発生した東日本大震災では、広範囲にわたり多くの河川堤防が沈下や亀裂などにより被災した $^{1)}$ 。その被災メカニズムとして、基礎地盤が液状化したことによる変状と推測される事例が多数であったことが報告されている $^{1)}$ 。本検討では、継続時間が長い地震動における被災の再現性確認として、盛土形状、地盤情報、被災後の変形量が公開されている千葉県香取市佐原に位置する利根川下流右岸 3 1%を対象に実施した。使用する解析コードは 4 1%を使用し、カクテルグラス要素および透水解析機能により排水条件の下で解析を行った。

2 解析条件

検討対象の被災後の利根川下流右岸 39k の変形スケッチ図を図-1 に示す。沈下は堤防天端で 1m 程度発生している。 なお水平方向の変位は発生していないと見られる。また、段差、亀裂が複数の箇所で発生している。

検討断面のモデル図を図-3 に示す。基礎地盤には Ac (沖積粘性土層) と Bc (盛土粘性土層) が $1\sim5m$ 程度堆積し、その下層に、 $As1\cdot As2$ (沖積砂質土層) が厚く堆積している。図-3 には記載が無いが、標高-38m 以深に平均 N 値 50 の Ac2 (沖積粘性土層) があることから、この層を工学的基盤面とした。液状化対象層および液状化強度は既往の再現解析を基に設定し、液状化対象層は地表面から $GL-20m^2$)まで、液状化対象層の液状化パラメータは N 値から簡易設定法 5 により求めた後、 $RL20^2$)を目標に設定した。ここで、As1 層は RL20=0.18、As2 (GL-20m 以浅) では RL20=0.25 である。解析に使用したパラメータを表-1 に示す。

入力地震動を図-4に示す。地震波形は、K-NET 佐原 6 の強震記録データから本震と余震を抽出して作成した。なお、強震記録データは、基盤層上端で観測されたものとし、NS 成分波と EW 成分波を河川堤防の法線直角方向に角度補正した合成波を使用した。



図-1 被災状況²⁾

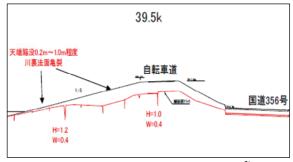
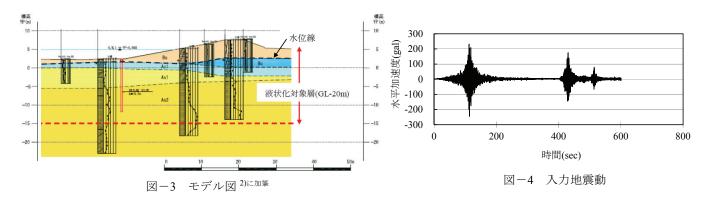


図-2 被災後の変形スケッチ図 2)



Example analysis that target the right bank of the Tonegawa River 39k point.

Kitade Keisuke (Chuden Engineering Consultants Co., Ltd.) Nakada Takeshi (Mitsui Consultants Co., Ltd)

表-1 解析用パラメータ

土層名		飽和密度	何里	平均N値	効拘束圧	基準せん断弾 性係数	性係数	hmax	間隙率	粘着力	内部摩擦角
	γt	γsat	σv'		σma	Gma	Kma		n	C	φ
Bs	1.734	1.734	42.5	3	98	47704	124406	0.24	0.45	0	38.13
Вс	1.835	1.835	57.4	3	98	44059	114899	0.2	0.55	0	30
Ac1	1.734	1.734	75.2	4	98	46980	122517	0.2	0.55	0	30
As1	1.734	1.734	125.0	5	98	43194	112644	0.24	0.45	0	37.92
As2(GL-20m以浅)	1.937	1.937	187.4	15	98	76434	199328	0.24	0.45	0	39.35
As2(GL-20m以深)	1.937	1.937	320.9	12	98	65014	169546	0.24	0.45	0	38.88
Ac2	1.734	1.734	375.5	50	98	129374	337386	0.2	0.55	0	30

土層	φр	εdcm	rede	red	rk	ql	q2	q4	s1	s2
As1	28	0.15	1	0.2	0.5	1	0.2	1	0.005	1.33
As2(GL-20m以浅)	28	0.15	1.0	0.2	0.5	1	1.85	1	0.005	1.5

3 解析結果

解析は、入力地震動の継続時間 600 秒の地震応答解析 の後、過剰間隙水圧の消散として 59400 秒の消散解析を 行ったため解析継続時間は60000秒である。また、図-1および図-2 で見られたような亀裂や段差を再現するた めに、表層の適切な箇所に鉛直方向のジョイント要素を 設けた。残留変形図を図-5 に、堤体天端の沈下量の時 刻歴図を示す。残留変形量は 73cm 程度と被災状況より は小さい結果となり、図-6の時刻歴では沈下は、ほぼ 収束しているように見受けられる。しかし、図-7 の過 剰間隙水圧の分布図では、まだ消散途中であり 60000 秒 以降の解析により、沈下がさらに大きくなると考えられ る。検討段面の液状化層の上層には粘性土層が堆積して おり、過剰間隙水圧の消散時間が遅くなる原因となって いると考えられる。さらに、解析では、堤外側の地表面 が盛り上がり、すべりの変形モードが得られる結果とな っており、実際の被災と異なる結果となった。

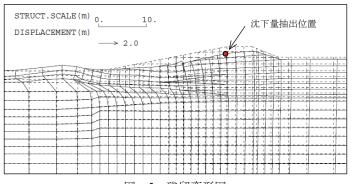
4 まとめ

本検討では、カクテルグラス要素および透水解析機能 を用いて、堤体の被災の再現を試みた。沈下量は、被災 状況よりも小さかったものの、消散途中の結果であり、 解析時間をさらに大きくして実施する必要がある。

また、すべりの変形モードについては、粘性土層下の 砂質土で大きなせん断変形が生じていることから、過剰 間隙水圧の消散の遅れが影響していると考えられる。

謝辞:本検討は FLIP の改良と高度利用法の研究を推進 する目的で設立された一般社団法人 FLIP コンソーシア ムWGの活動の一環として実施されたものである。関係 者の方々、様々なご指導をいただきました愛媛大学大学 院の岡村未対教授に謝意を表します。

参考文献:1)(財)国土技術研究センター:第1回河川堤 防耐震対策緊急検討委員会,資料 5-1,2011.5.2)(財)国土



残留変形図 図-5

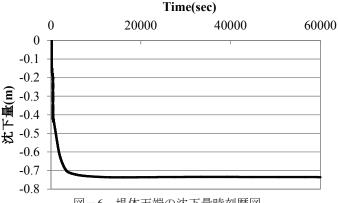


図-6 堤体天端の沈下量時刻歴図

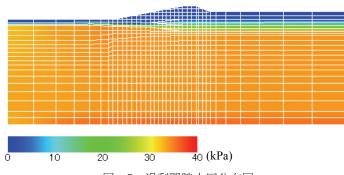


図-7 過剰間隙水圧分布図

技術研究センター: 第3回河川堤防耐震対策緊急検討委員会参考資料-1,2011.8.3) Iai, Matsunaga, Kameoka: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992. 4) Iai S, Tobita T, Ozutsumi O, Ueda K. (2011): Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.35, No.3, pp.360-392. 5) 森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博: 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技研資料, No.869, 1997. 6) 防災科学技術研究所強震観測網(K-NET, kik-net) http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/(2012.11.1 参照)

4. 液状化被害 SWG

4-1 液状化被害 SWG 概要

東日本大震災, 排水有効応力解析, 液状化

応用地質株式会社 〇澤田 俊一

1. 液状化被害 SWG の概要

想定外と規定された東日本大震災では、首都圏においても広域かつ大規模な液状化被害が発生した。千葉県浦安市内では、市域の85%を占める埋立地内の多くで液状化現象が発生し、戸建住宅の傾斜、集合住宅周辺の地盤沈下、上下水道・雨水管・ガス等のライフラインが寸断される等、市民生活に甚大な被害をもたらした。本地震動は、気象庁マグニチュードで9.0 と過去に経験のない想定外な大きさであるとともに、震源から数百キロ離れた地点での継続時間の長い長周期地震動による液状化現象と特徴も多い地震であるほか、本震の30分後に発生した茨城県沖での余震(マグニチュード7.7)による被害拡大も問題視されている。さらに、1964年の新潟地震の新潟空港以来、動画で様々な液状化現象が撮影・記録されている。

本 SWG では、上記の特徴を有する地震動での液状化現象について、透水を考慮できるカクテルグラス $^{1)}$ モデル要素を組み込んだ $FLIP^{2)}$ による解析で、再現性の検証を行うことを目的として実施する.

2. 抽出した検討項目

千葉県浦安市を含む東京湾岸で発生した被害事例³⁾をもとに**表-1** に示すようなテーマを抽出し、これよりさらにテーマ②を選定し、検討を行うこととした。

表-1 抽出した検討項目一覧表

【テーマ①:埋立履歴 (Aging) の違いによる液状化被害の差】

浦安市は埋立造成時期により、大きく元町、中町、新町の3地区に区分される.この3地区で液状化の被害程度が異なっていたことから、各地区から代表地点を選定して解析を行い、液状化被害の差を検証する.

【テーマ②:本震30分後の余震の影響検証】

地震動の特徴として、本震の継続時間が 2 分以上と長かったことと、本震から 30 分後に大きな余震があったことが挙げられ、これらの影響で液状化の被害を拡大したと言われている。この長継続時間および本震の過剰間隙水圧消散が完了する前に余震が起きたことによる影響を解析により検証する。

【テーマ③:囲繞堤防による地盤の盛り上がり被害の検証】

浦安市域では、浚渫による埋立に伴い囲繞堤防が建設され、この囲繞堤防周辺で盛り上がり被害が生じた.このような地盤構造が起因したと考えられる盛り上がり現象を解析により検証する.

【テーマ④:護岸の液状化に伴う流動被害の検証】

浦安市の東端の護岸で、液状化に伴う流動被害が生じたが、その被害程度は軽微であった。液状化が発生したのは埋立地を構成する浚渫土で、その下位に分布する沖積砂層は液状化しなかったと考えられ、これについて検証する.

【テーマ⑤:細粒分の多い砂質土の影響による液状化継続時間の検証】

浚渫土は細粒分が多く,過剰間隙水圧の消散に時間を要したため、地震後も地盤を揺すり続けたと考えられる.この現象を解析により検証する.

【テーマ⑥:地中埋設管の浮き上がり被害の検証】

浦安市内では、液状化に伴うマンホールの浮き上がりが多数発生した.しかし一部では、流動化し土砂が流入し浮き上がらなかった箇所もあった.このマンホールの浮き上がりの発生機構を解析による検証する.

【テーマ⑦:土木構造物への影響評価検証】

浦安市の被害は、戸建て住宅等の直接基礎構造物で多く発生しており、土木構造物では被害が少なかった. この被害の違いの謎を探る.

3. 検討内容

上記のテーマを、①液状化被害が生じなかった「浦安市役所地点」(元町地区)、②液状化被害が生じた「高洲小学校地点」(新町地区)を対象としてカクテルグラスモデルによる1次元地震応答解析により検討を行った.

検討に当たっては,以下の点に着目した.

- ① 実被害における沈下量との比較
- ② 透水係数の違いによる水圧消散挙動の違い
- ③ 液状化による噴砂現象の再現(高洲小学校地点)
- ④ 液状化時の水圧消散過程における間隙水の流動の仕方

3. 検討工程

検討工程を表-2に示す.

表-2 検討工程表

		H25年度										
検討内容	H24年度	10月	11月	12月	1月	2月	3月	4月	5月	6月	7月	8月
		▼ WG1		▼ WG2		▼ WG3		▼ WG4	▼ WG5		▼WG6	▽総会
①カクテルグラスモデルによる試解析												
②液状化特性の見直し												
③本解析の実施												
④とりまとめ												

4. 本年度の成果

以下に本年度の成果とその概要を示す.

4-2 浦安市役所地点の FLIP 透水解析—浦安市の液状化特性を考慮した解析—

(要旨) 昨年度は,試解析として砂町地点の液状化特性を用いて検討を実施した.本検討では,液状化特性を当該地点のものに変更して本解析を実施した.その結果,水圧挙動,変形挙動ともに無被害であった当該地点の状況と整合する結果が得られた.

4-3 浦安市役所地点の FLIP 透水解析—メッシュ細分化による影響—

(要旨) 4-2 によるメッシュを使用した場合,過剰間隙水圧の時間断面において,液状化層下部の粘性土層で水圧がノコギリ刃状の不安定挙動を示した.このような不安定挙動の生じる原因としてメッシュサイズがあげられるため,本検討では、メッシュ細分化によって水圧の不安定挙動が解消されるかの検討を行った.その結果、メッシュ細分化により不安定挙動が解消されることが分かった.

4-4 浦安市役所地点の FLIP 透水解析一透水係数に着目したパラメータスタディー

(要旨) 液状化層および非液状化層の透水係数の違いによる水圧挙動や変形挙動の違いに着目して解析を実施した. その結果, 非液状化層の透水係数が液状化層の透水係数よりも小さい場合には水圧消散が遅くなることが確認された. また, 沈下量に関してはどのケースにおいても 2cm 程度と小さく, 被害状況を再現する結果となった.

4-5 高洲小学校地点の FLIP 透水解析 — 透水係数に着目したパラメータスタディー

(要旨) 高洲小学校地点において非液状化層と液状化層に別々の透水係数を設定したパラメトリックスタディーを 実施した. その結果,非液状化層の透水係数が液状化層の透水係数に比べて小さい場合には,水圧消散が遅くな ること,液状化層と非液状化層の境界層の水圧が上昇しやすくなることを確認した.

4-6 高洲小学校地点の FLIP 透水解析—噴砂の検討—

(要旨) 4-5 では非液状化層の透水係数が液状化層の透水係数に比べて小さい場合に、液状化層と非液状化層の境界層の水圧が上昇しやすくなること(キャッピング現象)を確認した。このキャッピング現象時に液状化層と非液状化層の境界部に発生する水圧に着目し、液状化時の噴砂について検討を行った。その結果、当該地点においては不飽和層の透水係数は不飽和透水係数であることを考慮して飽和透水係数の 1/100、液状化層の透水係数は有効間隙率の増加等の影響を考慮して飽和透水係数の 10 倍の透水係数を設定すると、実現象で生じた噴砂とほぼ同じタイミングで噴砂が生じる結果が得られた。

参考文献:1)井合進・飛田哲男・小堤治:砂の繰り返し載荷時の挙動モデルとしてのひずみ空間多重モデルにおけるストレスダイレイタンシー関係,京大防災科研年報,2008.

- 2) Iai, Matsunaga, Kameoka: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.32, No.2, pp.1-15,1992.
- 3)浦安市液状化対策技術検討調査委員会:浦安市液状化対策技術検討調査報告書,2012.

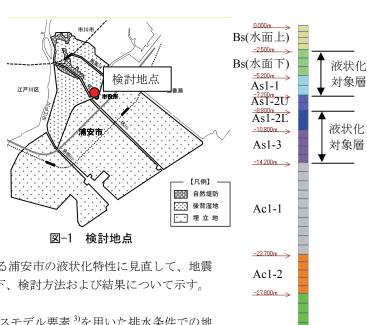
4-2 浦安市役所地点の FLIP 透水解析 - 浦安市の液状化特性を考慮した解析 -

有効応力解析法 液状化 体積収縮

パシフィックコンサルタンツ(株) ○佐藤 成,影地良昭

1.はじめに

東北地方太平洋沖地震(2011 年、M9.0)において、千葉県浦安市ではその 3/4 の面積を占める埋立地の広い範囲で液状化による被害が発生したり。筆者らは、昨年度までに浦安市で液状化被害が確認されていない浦安市役所地点(図-1)を対象に 14:46 の本震及び 15:10 の最大余震を考慮した地震応答解析を実施し、解析の適用性を検討してきた。昨年度の成果「4-6 浦安市役所地点のFLIP 透水解析(本震と余震を考慮した試解析)」によると、Bs層の過剰間隙水圧比は 1.0 に達するとともに地面では約 10cm の沈下量が発生しており、液状化の影響がある程度生じていてもおかしくない値であった。



本年度では、昨年度から文献 1)で公表されている浦安市の液状化特性に見直して、地震 応答解析を実施し、解析の適用性を検討する。以下、検討方法および結果について示す。 2.検討方法

解析コードは FLIP²)ver7.2.3 とし、カクテルグラスモデル要素 ³⁾を用いた排水条件での地震応答解析を実施した。地盤モデルは、文献 1)で公表されている土層構成をもとに一次元の FEM モデル (図-2) を作成した。動的変形特性、液状化特性は、公表されている土質データ (N 値、せん断波速度、 $R_{1.20}$)を参考に設定した。設定した地盤物性値及び液状化パラメータを表-1、表-2 に、液状化強度特性、体積収縮特性を図-3、図-4、図-5 に示す。なお、透水係数は、粒度試験結果の 20%粒径 D20 より Creager の方法で推定した。入力地震動(図-6)は、本震は、夢の島観測点 ⁴⁾、余震は、K-NET 浦安地点 ⁵⁾の記録を用いて、波形の引き戻しを行い、動的解析は継続時間約 30 分、水圧消散時間 2 時間 30 分の計 3 時間の計算を実施した。

図-2 一次元 FEM メッシュ

Ac1-3

Nac-1

-39.600m

Nac-2

-42.800m

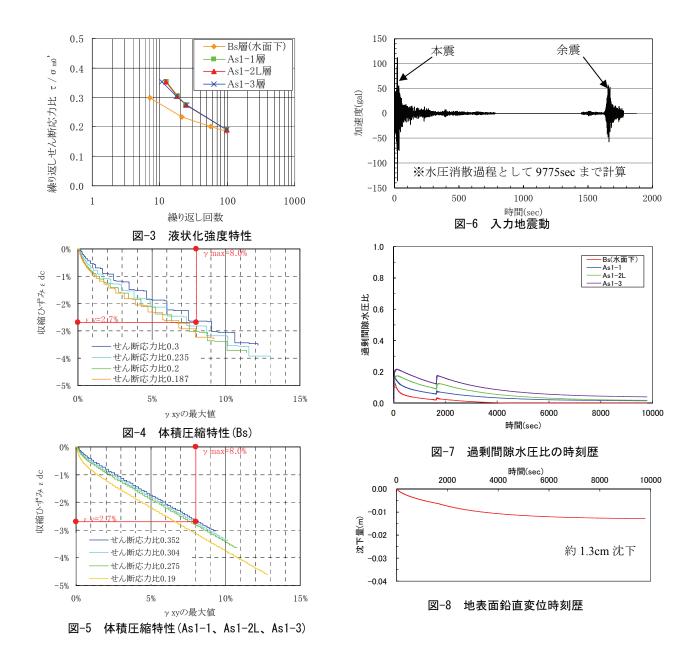
表-1	地盤物性	1 . L
70 -1	1111 까도 꼬까 나다	ᅦᄇ

GL(m)	層厚	名称	単位体積 重量	有効単位 体積重量	有効 上載圧	初期せん 断波速度	基準とな る平均有 効拘束圧	基準とな る初期せ ん断剛性	基準とな る初期体 積剛性	粘着力	内部 摩擦角	パラメータ	ポアソン 比	間隙率	最大減 衰	透水係数
0.00	(m)		γ_t (kN/m^3)	γ_t , (kN/m^3)	$\sigma v'$ (kN/m^2)	Vs(m/s)	σ_{m0} (kN/m ²)	G_{m0} (kN/m^2)	K_{m0} (kN/m^2)	C (kN/m^2)	φ (度)	mG、mK	ν	n	hmax	k(cm/s)
-2.50	2.50	Bs(水面上)	17.0	17.0	21.3	160.0	15.9	44408	115810	0.0	41.3	0.500	0.330	0.450	0.240	4×10^{-5}
-5.20	2.70	Bs(水面下·液)	17.0	7.0	52.0	110.0	39.0	20990	54738	0.0	41.3	0.500	0.330	0.450	0.240	4×10^{-5}
-7.20	2.00	As1-1(液)	18.0	8.0	69.4	150.0	52.1	41327	107773	0.0	39.4	0.500	0.330	0.450	0.240	9×10^{-6}
-8.80	1.60	As1-2U	18.0	8.0	83.8	160.0	62.9	47020	122622	0.0	39.4	0.500	0.330	0.450	0.240	9×10^{-6}
-10.80	2.00	As1-2L(液)	18.0	8.0	98.2	160.0	73.7	47020	122622	0.0	39.4	0.500	0.330	0.450	0.240	9×10^{-6}
-14.20	3.40	As1-3(液)	18.0	8.0	119.8	110.0	89.9	22224	57958	0.0	39.4	0.500	0.330	0.450	0.240	9×10^{-6}
-23.70	9.50	Ac1-1	16.0	6.0	161.9	110.0	121.4	19755	51518	0.0	30.0	0.500	0.330	0.550	0.150	3×10^{-8}
-27.80	4.10	Ac1-2	16.0	6.0	202.7	170.0	152.0	47184	123048	0.0	30.0	0.500	0.330	0.550	0.150	3×10^{-8}
-36.80	9.00	Ac1-3	16.0	6.0	242.0	140.0	181.5	32000	83451	0.0	30.0	0.500	0.330	0.550	0.150	3×10^{-8}
-39.60	2.80	Nac-1	17.0	7.0	278.8	150.0	209.1	39031	101786	0.0	30.0	0.500	0.330	0.550	0.150	3×10^{-8}
-42.80	3.20	Nac-2	17.0	7.0	299.8	180.0	224.9	56204	146571	0.0	30.0	0.500	0.330	0.550	0.150	3×10^{-8}
-45.00	2.20	Kys(工学的基盤面)	19.0	9.0	320.9	300.0	Vp=	1560								

表-2 液状化パラメータ

土層名	変相角		ダイレイタンシーに関するパラメータ									体積圧縮特性は関するパラメー			液状化強度曲線の下限 値を規定するパラメータ		
	φ p(°)	εdcm	rεdc	rεd	q1	q2	q4	qus	rγ	rmtmp	S1	lk	rk	rk"	c1		
Bs(水面下·液)	28.0	0.250	1.0	0.500	5.0	1.1	1.0	0.0	0.2	0.5	0.005	2.0	0.20	0.20	1.95		
As1-1(液)	28.0	0.625	0.5	0.625	5.0	1.8	1.0	0.0	0.2	0.5	0.005	2.0	0.16	0.16	1.70		
As1-2L(液)	28.0	0.625	0.5	0.625	5.0	1.8	1.0	0.0	0.2	0.5	0.005	2.0	0.16	0.16	1.70		
As1-3(液)	28.0	0.588	0.588 0.5 0.588 5.0 2.8 1.0 0.0 0.2 0.5 0.0							0.005	2.0	0.17	0.17	1.40			

An Effective Stress Dynamic Analysis (FLIP) Considering SATO, Shigeru, KAGEJI, Yoshiaki Pacific Consultants co., Ltd Liquefaction Characteristics of Soil at the Urayasu City during the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake



3.検討結果

解析結果として、**図-7** に液状化対象層の過剰間隙水圧比時刻歴を示す。過剰間隙水圧比は、本震時及び余震時に上昇するものの 0.2 程度であり、液状化するまでには至らなかった。

図-8 に地表面鉛直変位時刻歴を示す。約1.3cm 程度の沈下であり、現地の無被害状況に整合的であった。4.まとめ

本年度は、液状化強度特性を Ishihara et al.による液状化試験結果 ⁶⁾から文献 1)で公表されている液状化強度特性に見直して、液状化被害が確認されていない浦安市役所地点の地盤条件でカクテルグラスモデル要素を用いた排水条件での一次元地震応答解析(FLIPver7.2.3)を行った結果、液状化による被災程度が小さい状況を再現することができた。

謝辞:本報告は、一般社団法人 FLIP コンソーシアムの活動の一環として実施した成果を取りまとめたものである。本検討を実施するにあたり、東京都港湾局および防災科学技術研究所強震観測網(K-NET)の観測記録を利用した。ここに記して謝意を表します。

参考文献: 1) 浦安市液状化対策技術検討調査委員会: 浦安市液状化対策技術検討報告書, 2012. 2) Iai, S., Matsunaga, Y., Kameoka, T.: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, *SOILS AND FOUNDATIONS*, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992. 3)井合進, 飛田哲男, 小堤治:砂の繰り返し載荷時の挙動モデルとしてのひずみ空間多重モデルにおけるストレスダイレイタンシー関係, 京大防災研年報, 2008. 4)東京都港湾局:港湾局地震観測所で観測した地震動について[速報]http://www.kouwan.metro.tokyo.jp/business/kisojoho/jishindou.html 5) 防災科学技術研究所 強震観測網 K-NET ホームページ: http://www.kyoushin.bosai.go.jp/kyoshin/. 6)Ishihara,Moroi,and Towhata:In-situ Pore-water Pressures and Ground Motions during the 1987 Chiba-Toho-Oki Earthquake,SOILS AND FOUNDATIONS,Vol.29 No.4,pp.75-90,1989

4-3 浦安市役所地点の FLIP 透水解析 - メッシュ細分化による影響 -

東日本大震災 有効応力解析 液状化

株式会社地震工学研究所

○細尾 敦 仲摩貴史

1 はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震(M9.0)および約30分後の余震(M7.7)により、浦安市の広範囲に渡って液状化現象が発生した¹⁾。筆者らは、昨年度までに浦安市でも液状化被害が確認されていない浦安市役所地点を対象に、本震および余震を考慮した地震応答解析を実施し、解析の適用性を検討してきた^{2,3)}。その中で液状化層上位の非液状化層の透水係数が応答に大きく影響を与える事を確認した。そこで本年度は、液状化層および非液状化層の透水係数をパラメトリックに変化させた感度分析を行い、過剰間隙水圧の傾向の違い等を検討する事を目的としている。しかしながら、文献3の事例解析時には過剰間隙水圧の時間断面の結果において、液状化層下部の粘性土層(以下、Ac1-1層)に不安定な挙動が生じる問題がある(図1赤点線枠内)。この様なAc1-1層の過剰間隙水圧に不安定な挙動が生じた原因の一つとしてメッシュサイズが考えられる。

本検討では、メッシュ細分化を実施し、過剰間隙水圧の不安定な挙動の改善および種々の影響について検討を行った。

2 検討方法

本検討における解析ケースを図 2 に示す。メッシュ細分化は、過剰間隙水圧に不安定な挙動が生じた Ac1-1 層を中心に行った。Ac1-1 層の層厚は 9.5m で、メッシュ細分化前は 10 分割(約 1.0m)である。メッシュ細分化したケースは、ケース A: Ac1-1 層を 20 分割(約 0.5m)、ケース B: Ac1-1 層を 50 分割(約 0.2m)、ケース C: Ac1-1 層上部約 2.0m のみ 10 分割(約 0.2m)、ケース D: Ac1-1 層及び Ac1-1 層上位層を約 0.2m の 4 種類である。

解析コードは FLIP⁴)ver7.2.3 とし、カクテルグラスモデルを用い、物性値等は文献 3 と同様とし、地震応答解析を実施した。

間隙水圧(kPa) -50 0 150 200 0 Bs(水面上) Bs(水面下) -6 As1-1 -8 As1-2U E)か-10 版 As1-3 -12 -14 全応力 Ac1-1 -本震最大水圧時(t=30s) -16 -余震前(t=1475s) 余震最大水圧時(t=1685 -最終時刻(t=9775s) -20

図1 過剰間隙水圧の時間断面(メッシュ細分化前)

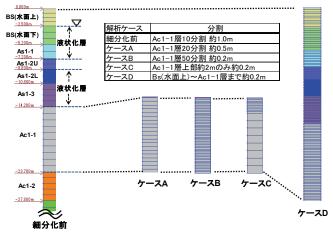


図2 メッシュ細分化解析ケース

3 検討結果

メッシュ細分化を行ったケースの過剰間隙水圧の本震最大時、

余震前、余震最大時、最終時刻の結果をそれぞれ図 3~6 に示す。図 3、4 より Ac1-1 層を細分化する事で過剰間隙水圧は滑らかになり不安定な挙動は改善している事を確認できた。また、分割数を多くする事でさらに安定し Ac1-1 層の層厚を約 0.2m にする事でほとんど不安定な挙動は生じなくなった。図 5 より Ac1-1 層上部約 2m のみの細分化でも十分に過剰間隙水圧は滑らかになり不安定な挙動は生じなかった。また、Ac1-1 層全体を細分化したケース B と同様の傾向を示した。図 6 より Ac1-1 層より上位層の細分化については過剰間隙水圧がほとんど変化しない事を確認した。この事から、Ac1-1 層より上位層の細分化は必要ないと考えられる。それぞれのケースの地表面沈下量を表 1 に示す。表 1 より、全ケースにおいて地表面沈下量は同程度である事から細分化の影響はないと考えられる。以上の結果から、Ac1-1 層を約 0.2m に細分化したケース B、C が最適であると考えられる。しかし、本検討における透水係数は 1 パターンのみを対象としている為、透水係数を変化させる事で再び不安定な挙動が生じる可能性がある。この事から、Ac1-1 層全体を細分化したケース B を適用しておく事が良いと考えられる。

An Effective Stress Dynamic Analysis (FLIP) Considering Mesh Size at the Urayasu City Hall Site during the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake Atsushi Hosoo,Takashi Nakama (JISHIN KOGAKU KENKYUSHO, INC.)

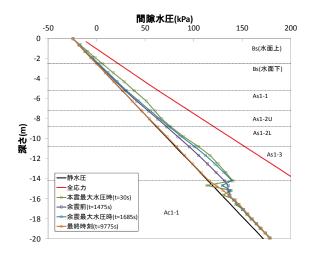


図3 過剰間隙水圧の時間断面(ケース A)

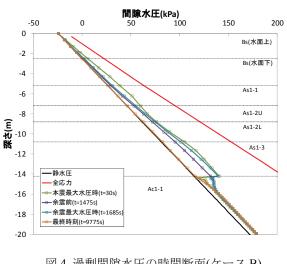


図4 過剰間隙水圧の時間断面(ケース B)

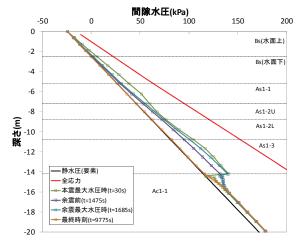


図 5 過剰間隙水圧の時間断面(ケース C)

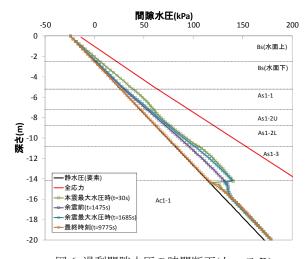


図 6 過剰間隙水圧の時間断面(ケース D)

表 1 地表面沈下量

	細分化前	ケースA	ケースB	ケースC	ケースD
沈下量(cm)	-1.2843	-1.2837	-1.2832	-1.2840	-1.2835

4 まとめ

浦安市役所地点の FLIP 透水解析において、メッシュの細分化を実施し、過剰間隙水圧の不安定な挙動の改善および 種々の影響について考察を行った。以下に、得られた知見をまとめる。

- ①Ac1-1 層をメッシュ細分化する事で過剰間隙水圧の乱れが解消され、分割数が多い程安定した。
- ②Ac1-1 層上部 2m をメッシュ細分化する事で過剰間隙水圧の乱れが解消される事を確認した。
- ③Ac1-1 層より上位層をメッシュ細分化した場合は過剰間隙水圧への影響はほとんど見られなかった。
- ④メッシュ細分化は地表面沈下量にほとんど影響はない。

以上より、今後の透水係数を変化させた解析を念頭に Ac1-1 層全体を細分化したケース B を適用する事が良いと考えら れる。

謝辞:本報告は、一般社団法人 FLIP コンソーシアムの研 究活動の一環として実施した成果を取りまとめたものであ る。本検討を実施するにあたり,東京都港湾局および防災科 学技術研究所強震観測網(K-NET)の観測記録を利用した。 ここに記して謝意を表します。

参考文献:1) 浦安市液状化対策技術検討調査委員会:浦安市液状化対策技術検討報告書,2012.2)佐藤成,影地良昭,仲摩 貴史、細尾敦、飛田哲男: 2011年東北地方太平洋沖地震の本震と余震を考慮した埋立地盤の地震応答解析ー液状化被害が 確認されていない地点の事例解析-,第48回地盤工学研究発表会,2013.3)佐藤成,影地良昭:浦安市役所のFLIP透水解析-浦安市の液状化特性を考慮した解析-,執筆中4) Iai, Matsunaga, Kameoka: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992.

4-4 浦安市役所地点の FLIP 透水解析 -透水係数に着目したパラメータスタディー

有効応力解析 液状化 透水係数

東電設計(株) ○溜 幸生, 兵頭順一

検討地点

図-1

検討地点

Bs(水面上)

【凡例】

後背湿地 '.' 埋立地

自然堤防

1.はじめに

近年港湾構造物等の設計において、地震時の液状化による構造物被害予測 プログラム FLIP¹⁾を用いた動的有効応力解析が実務的に行われるようにな ってきた。本検討では、近年開発され FLIP に導入されたカクテルグラスモ デル²⁾による解析の液状化程度の妥当性を明らかにすることを目的として、 浦安市の地盤 3)を対象に、2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震の推定 地震動を考慮した地震応答解析を行った。本検討では、被害の確認されて いない浦安市役所地点(図-1)を対象に透水係数を種々変化させて液状化 発生の有無について検討した。以下、検討方法および結果について示す。

2.検討方法

解析モデルは前述の事例解析に示されたモデルと同様の FEM の柱状モデル を用いた。ただし、解析メッシュの分割は前述のメッシュ分割の検討結果 を踏まえ、透水解析における間隙水圧の分布が振動しないよう、Ac1 層全 体にわたってメッシュ高さを 0.2m に細かくしたモデルを用いた。また、透 水係数以外の解析パラメータ、および、入力地震動は事例解析と同様とし た。解析コードは FLIP²⁾ver7.2.3 とし、カクテルグラスモデル要素 ³⁾を用い た。解析モデルにおいては透水を考慮するための間隙水要素を地表面からモ デル下端の範囲で定義した。地下水位面が GL-2.5m に位置するのでこの位置

において初期静水圧がゼロとなる よう、水の単位体積重量に地下水 位までの 2.5m を乗じた負圧を地 表面に境界条件として与えた。動 的解析においては地表面の過剰間 隙水圧をゼロとする境界条件を与 えた。このモデルを用いて初期地 下水位面より上部の間隙水要素に 透水係数を与えることにより、地 下水位面下部の地盤の過剰間隙水 圧の上昇に伴い地下水位面が上昇 する現象が表現できる。本検討で は、透水係数を液状化層(Bs(水 面下),As1-1, As1-2L, As1-3) およ び非液状化層 (Bs (水面上), As1-2U) の両方に与え、それらをパラ メトリックに変化させた。透水係 数を変化させた解析ケースを表-1 に示す。これらの 15 ケースについ て、観測地震動 4)5)を基盤に引き戻 した地震動(図-3)を入力した継 続時間約30分の動的解析および加 振終了後2時間30分の水圧消散解 析を実施した。

	表-1 解析ク	ース		-2500m → 1 Bs(水面下)	★★
液状化層	(1)D2Oより推定 Bs (水面下) 4×10-5 As1-1 9×10-6 As1-2L 9×10-6 As1-3 9×10-6	(2)(1)×10 Bs (水面下) 4×10 ⁻⁴ As1-1 9×10 ⁻⁵ As1-2L 9×10 ⁻⁵ As1-3 9×10 ⁻⁵	(3)(1)×100 Bs (水面下) 4×10 ⁻³ As1-1 9×10 ⁻⁴ As1-2L 9×10 ⁻⁴ As1-3 9×10 ⁻⁴	-5200m As1-1 -7200m As1-2U -8800m As1-2L -10800m	↑液状化層
(1)D2Oより推定 Bs (水面上) 4×10 ⁻⁵ As1-2U 9×10 ⁻⁶	Case1-1	Case2-1	Case3-1	As1-3	▼
(2)(1)×10 Bs (水面上) 4×10 ⁻⁴ As1-2U 9×10 ⁻⁵	Case1-2	Case2-2	Case3-2		
(3)(1)×100 Bs (水面上) 4×10 ⁻³ As1-2U 9×10 ⁻⁴	Case1-3	Case2-3	Case3-3	Ac1-1	
(4)(1)×1/10 Bs (水面上) 4×10 ⁻⁶ As1-2U 9×10 ⁻⁷	Case1-4	Case2-4	Case3-4	-23.700m →	
(5)(1)×1/100 Bs (水面上) 4×10 ⁻⁷ As1-2U 9×10 ⁻⁸	Case1-5	Case2-5	Case3-5	Ac1-2	
150 100 本震			余震	Ac1-3	
p	王消散過程と	して 9775sec	まで計算	-36.800m → Nac-1 -39.600m → Nac-2 -42.800m →	
-150 C	500 時	1000 15 評問(sec)	00 2000		モデル
	図-3 入力地	也震動			

An Effective Stress Dynamic Analysis (FLIP) Considering permeability of Soil at the Urayasu City Hall Site during the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake

TAMARI, Yukio, HYOUDOU, Junichi, TEPSCO

3.検討結果

解析結果の代表例として、透水係数を D₂₀ から設定し、 これを基本(case1-1)として非液状化層の透水係数を 100 倍したもの(case1-3)、および、1/100 したもの(case1-5)の 過剰間隙水圧比の時刻歴を図-4 に示す。基本ケースの case1-1 では As1-3 層において過剰間隙水圧比が本震で最 大 0.2 程度まで上昇した後 0.1 程度まで消散するが、余震 により 0.16 程度まで上昇する。その後、時間の経過とと もに消散していることがわかる。非液状化層の透水係数 を 100 倍した case1-3 では、case1-1 と概ね同様の傾向を 示している。非液状化層の透水係数を 1/100 にした case1-5 では本震により過剰間隙水圧比が 0.2 程度まで上 昇した後、ほとんど消散しないで余震を受け、過剰間隙 水圧比が 0.25 程度まで上昇している。その後の水圧の消 散は case1-1 や case1-3 に比べて遅いことがわかる。これ は、地下水位より上の Bs 層の透水係数を小さく設定した ため、水圧が上部に抜けにくくなったためと考えられる。 - 方、液状化層の透水係数を 100 倍した case3-1 では基 本ケースの case1-1 に比べて最大過剰間隙水圧比は同程度 であるが、消散の速度が速いことがわかる。液状化層の 透水係数は非液状化層の透水係数に比べて水圧の消散速 度に敏感なことが示唆される。

図-5 には地表面の沈下量の経時変化を示す。液状化層の透水係数を基本とした casel シリーズのうち、過剰間隙水圧が十分に消散した casel-1 では 0.013m程度の最終沈下量となっている。非液状化層の透水係数を小さくした casel-5 では解析終了時点では沈下が終息していないと考えられる。これらの解析結果ではいずれのケースも沈下量は 0.02m 以内であり、前述の最大過剰間隙水圧比が0.2 程度との結果を併せて考えると、液状化の程度は小さいものであり、現地で液状化が確認されなかったことと整合しているといえる。

4.まとめ

カクテルグラスモデルを考慮した 2 次元動的有効応力解析プログラム FLIP ver7.2.3 により、2011 年 3 月 11 日の東北地方太平洋沖地震において液状化が発生しなかった浦安市役所の地盤を対象に、透水係数を変化させた地震応答解析を行った。いずれのケースも過剰間隙水圧比は0.2 程度以下、地表面沈下量は0.02m 程度であり、液状化被害は著しくない結果となった。これより、透水を考慮した FLIP (カクテルグラスモデル)の解析による液状化の程度は実現象と整合することが示された。

謝辞:本報告は,一般社団法人 FLIP コンソーシアムの研

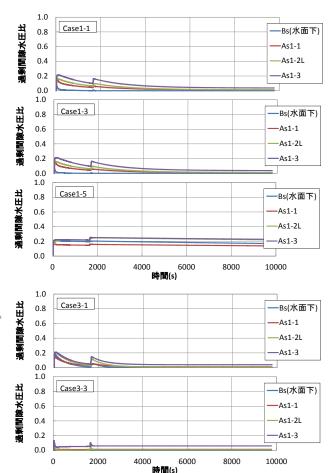


図-4 過剰間隙水圧比の時刻歴

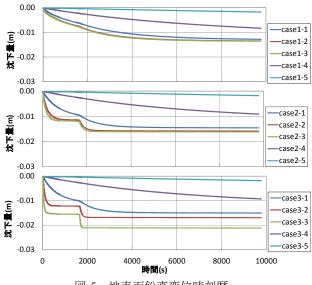


図-5 地表面鉛直変位時刻歴

究活動の一環として実施した成果を取りまとめたものである。本検討を実施するにあたり、東京都港湾局および防災科学技術研究所強震観測網(K-NET)の観測記録を利用した。ここに記して謝意を表します。

参考文献: 1) Iai, S., Matsunaga, Y., Kameoka, T.: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992. 2) 井合進, 飛田哲男, 小堤治:砂の繰り返し載荷時の挙動モデルとしてのひずみ空間多重モデルにおけるストレスダイレイタンシー関係, 京大防災研年報, 2008. 3) 浦安市液状化対策技術検討調査委員会:浦安市液状化対策技術検討報告書, 2012. 4)東京都港湾局:港湾局地震観測所で観測した地震動について[速報]http://www.kouwan.metro.tokyo.jp/business/kisojoho/jishindou.html 5) 防災科学技術研究所 強震観測網 K-NETホームページ: http://www.kyoushin.bosai.go.jp/kyoshin/.

4-5 高洲小学校地点の FLIP 透水解析 ― 透水係数に着目したパラメータスタディ ―

液状化,有効応力解析,透水

五洋建設株式会社 〇吉田 誠 応用地質株式会社 植村 一瑛 応用地質株式会社 信本 実

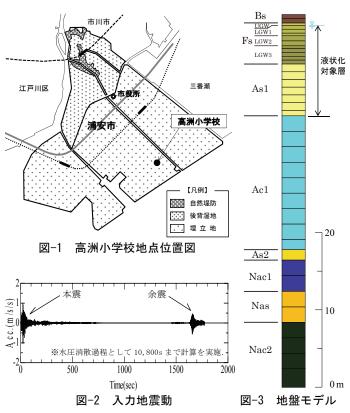
1. はじめに

2011 年 3 月 11 日に発生した東北地方太平洋沖地震は、千葉県浦安市をはじめとする東京湾岸の埋立地に、広域かつ大規模な液状化被害をもたらした。本地震では、2 分以上の長い継続時間の本震(M=9.0)と、その 30 分後に発生した余震(M=7.7)により、液状化の被害が拡大したと問題視されている。

本検討では、FLIP¹⁾のカクテルグラスモデル²⁾を使用こして、噴砂等の液状化現象の発生した高洲小学校地点 (図-1)を対象に、非液状化層(不飽和層)と液状化層の透水係数を変化させた解析を実施し、透水係数の違い・組み合わせによる過剰間隙水圧の挙動について検討した。

2. 検討方法

解析には、2 次元動的有効応力解析プログラム FLIP (Ver.7.2.3) を使用した。入力地震動 (図-2) として、本震は東京都港湾局「夢の島」観測点³⁾、余震は K-NET (家s, 町) 3 V 「浦安」地点⁴⁾の記録を用いて波形の引戻しを行い、動的解析は水圧消散過程を含めて、最長約 150 時間(約6 日間)の計算を実施した。地盤モデル (図-3)は、浦安市液状化対策技術検討調査委員会⁵⁾のボーリング柱状図をもとに 1D モデルを作成した。解析定数(表-1)は、ボーリング柱状図の土質や N 値を参考に設定



した。なお液状化層($Fs_LGW1\sim As1$ 層)の液状化パラメータは、浦安市液状化対策技術検討調査委員会 $^{5)}$ の液状化試験結果を参考に、要素シミュレーションにより設定した。

表-1 カクテルグラスモデル要素の解析定数一覧表

			_	般								Ä	夜状化	パラメ	ータ					
層区分	湿潤密度	基準 拘束圧	初期 せん断 剛性	体積 弾性 係数	最大 減衰 定数	内部 摩擦角	変相角 ダイレイタンシーに関するパラメータ 旅状化強度曲線 体積圧 に関 るパラメータ パラン パラン パラン・カー パラン・カー パラン・カー パラン・カーター パラン・カーター パラン・カーター パラン・カーター パラン・カーター パラン・カース かんきょう かんりゅう かんきょう かんり かんきょう かんり													
	$ ho_{ m t}$	$\sigma_{ m ma}$ '	G_{ma}	K _{ma}	$h_{\rm max}$	ϕ_{f}	φ _p	$\varepsilon_{\rm dcm}$	$r_{\varepsilon \mathrm{dc}}$	$r_{\varepsilon \mathrm{d}}$	q_{1}	q_2	q_4	$q_{ m us}$	r_{γ}	$r_{ m mtemp}$	S_1	c 1	$l_{\rm K}$	$r_{\rm K}$
	(t/m^3)	(kPa)	(MN/m^2)	(MN/m^2)		(°)	(°)													
Bs	1.7	98.0	57.2	149.2	0.24	41.3														
Fs_UGW	1.8	98.0	40.0	104.3	0.24	41.0	-		-											
Fs_LGW1	1.8	98.0	34.1	88.9	0.24	38.3	28.0	0.500	0.958	0.500	1.0	0.5	1.0	0.0	0.2	0.5	0.005	1.52	2.0	0.200
Fs_LGW2	1.8	98.0	32.5	84.8	0.24	35.6	28.0	0.580	0.720	0.580	1.0	0.5	1.0	0.0	0.2	0.5	0.005	1.52	2.0	0.172
Fs_LGW3	1.8	98.0	25.3	66.0	0.24	39.6	28.0	0.400	0.958	0.400	1.0	0.5	1.0	0.0	0.2	0.5	0.005	1.52	2.0	0.250
As1	1.8	98.0	34.0	88.7	0.24	39.4	28.0	1.000	0.500	1.000	6.0	2.1	1.0	0.0	0.2	0.5	0.005	1.6	2.0	0.100
Ac1	1.6	98.0	25.6	66.8	0.15	30.0														
As2	1.8	98.0	34.9	91.0	0.24	40.0														
Nac1	1.7	98.0	44.7	116.6	0.15	30.0														
Nas	1.8	98.0	104.0	271.2	0.24	39.1														
Nac2	1.7	98.0	39.1	102.0	0.15	30.0														

拘束圧依存の係数はmG=mK=0.5で共通

An effective stress dynamic analysis on ground motion during the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake at Takasu area - parametric study for permeability of liquefied layers and unliquefied layers -

YOSHIDA, Makoto Penta-Ocean Construction Co.,Ltd.

UEMURA, Kazuaki OYO Corporation

NOBUMOTO, Minoru OYO Corporation

3. 透水係数の組合せ

検討を実施した非液状化層と液状化層の透水係数の組合せを表-2 に示す。まず透水係数は、粒度試験結果の 20%粒径 D_{20} より Creager の方法で推定した値を基本に設定した (Casel-1)。

液状化層の透水係数 k_1 については、液状化により透水性が高くなることを想定し 10 倍と 100 倍に変化させた。非液状化層の透水係数 k_2 については、液状化層と同様に 10 倍と 100 倍に変化させるとともに、キャッピング効果を把握するために 1/10 倍と 1/100 倍にも変化させた。

4. 検討結果

表-2 非液状化層と液状化層の透水係数

		液状化原	■の透水係数 k₁	(m/sec)		
	化層と液状化層の	D20より推定	10倍	100倍		
透水	(係数の組合せ	Fs 1×10 ⁻⁶	Fs 1×10 ⁻⁵	Fs 1×10 ⁻⁴		
		As1 1×10 ⁻⁵	As1 1×10 ⁻⁴	As1 1×10 ⁻³		
	1/100倍	Case1-5	Case2-5	Case3-5		
の透水係数	B, Fs 5×10 ⁻⁷	$k_2 < k_1$	$k_2 < k_1$	$k_2 < k_1$		
米	1/10倍	Case1-4	Case2-4	Case3-4		
	B, Fs 5×10 ⁻⁶	$k_2 > k_1$	$k_2 < k_1$	$k_2 < k_1$		
1/m)	D20より推定	Case1-1	Case2-1	Case3-1		
(不飽和層) k2 (m/sec)	B, Fs 5×10 ⁻⁵	$k_2 > k_1$	$k_2 > k_1$	k2 < k1		
	10倍	Case1-2	Case2-2	Case3-2		
非被状化層	B, Fs 5×10 ⁻⁴	$k_2 > k_1$	k2 > k1	$k_2 > k_1$		
液	100倍	Case1-3	Case2-3	Case3-3		
業	B, Fs 5×10 ⁻³	$k_2 > k_1$	$k_2 > k_1$	$k_2 > k_1$		

過剰間隙水圧比の時刻歴の比較を \mathbf{Z} -4 に示す。同図の(a)は、非液状化層の透水係数 k_2 を変化させた場合の結果である。 $k_2 < k_1$ の場合、液状化層上部の過剰間隙水圧比が増加するとともに、消散時間が長くなる傾向を示す。この傾向は k_2 と k_1 の比が大きいほど顕著である。これは、上層である非液状層の透水係数 k_2 が小さいほど、上層に消散する水圧よりも、下層(LGW3)から供給される水圧の方が大きくなるためと考えられる。このことは、Case2-4、2-5 において、液状化層上部(Fs LGW1 層)の過剰間隙水圧比が上昇し続けていることからも支持される。

図-4(b)は、液状化層の透水係数 k_1 を変化させた場合の結果であるが、 k_1 が小さいほど、液状化層上部の過剰間隙水圧の消散時間が長いことがわかる。これは、液状化層の透水係数が非液状化層より小さいことから、水圧の消散時間が液状化層の透水係数に依存したためと考えられる。一方、 k_1 の違いによる液状化層上部の過剰間隙水圧の最大値の差異は小さいことがわかる。これは、上層に消散する水圧が下層(LGW3)から供給される水圧より大きかったためと考えられる。

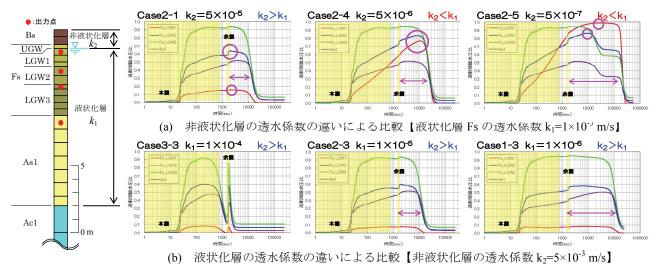


図-4 過剰間隙水圧比の時刻歴の比較

5. まとめ

非液状化層の透水係数>液状化層の透水係数の場合,液状化層で発生した過剰間隙水圧は非液状化層から消散される ため,液状化層上部の水圧は上昇しにくい。また水圧の消散時間は,液状化層の透水係数に依存する。

非液状化層の透水係数<液状化層の透水係数の場合,非液状化層での水圧消散が遅れるため,液状化層上部の水圧が 上昇しやすくなる(水圧が溜まりやすい)。また水圧の消散時間は、非液状化層の透水係数に依存する。

謝辞:本報告は、一般社団法人 FLIP コンソーシアムの活動の一環として実施した成果を取りまとめたものである。本検討を実施するにあたり、東京都港湾局および防災科学技術研究所 強震観測網 (K-NET) の観測記録を利用した.ここに記して謝意を表します。

≪参考文献≫

- 1) Iai, Matsunaga, Kameoka: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.32, No.2, pp.1-15,1992.
- 2) 井合進・飛田哲男・小堤治:砂の繰り返し載荷時の挙動モデルとしてのひずみ空間多重モデルにおけるストレスダイレイタンシー関係,京大防災科研年報,2008.
- 3) 東京都港湾局ホームページ: http://www.kouwan.metro.tokyo.jp/business/kisojoho/jishindou.html.
- 4) 防災科学技術研究所 強震観測網 K-NET ホームページ: http://www.kyoushin.bosai.go.jp/kyoshin/.
- 5) 浦安市液状化対策技術検討調査委員会:浦安市液状化対策技術検討調査報告書,2012.

4-6 高洲小学校地点の FLIP 透水解析 - 噴砂の検討 -

液状化, 有効応力解析, 透水

応用地質株式会社 ○信本 実 応用地質株式会社 植村 一瑛 五洋建設株式会社 吉田 誠

Fs_LGV3

As1

液状化対象層

1. はじめに

前稿「4-5 高洲小学校地点の FLIP 透水解析 -透水係数に着目したパラメトリックスタディー -」 (以降 "報告 4-5" と表記する。)では、透水を考慮できる FLIP¹⁾のカクテルグラスモデル ²⁾を使用して、液状化層と液状化層の上位に分布する不飽和層(非液状化層)に別々の透水係数を設定した感度分析を実施し、透水係数の違い・組合せによる過剰間隙水圧の挙動について検討を行った。その結果、非液状化層の透水係数が液状化層の透水係数より小さい場合、非液状化層から消散する水圧よりも液状化層から供給される水圧の方が大きいため、液状化層と非液状化層との境界(非液状化層下端)で水圧が上昇しやすくなることが確認された。

そこで本検討では、間隙水圧の時間断面を作成し、前稿の結果を検証するとともに、非液状化層下端で上昇した水圧と非液状化層の重量との関係に着目して、噴砂現象の発生について検討を行った。

2. 検討方法

解析には、2 次元動的有効応力解析プログラム FLIP (Ver.7.2.3) を使用し、一次元地震応答解析を実施した。検討地点、入力地震、地盤モデル(図-1)、解析定数および液状化層と不飽和層の透水係数の組合せ (表-1) は、報告 4-5 と同じである。

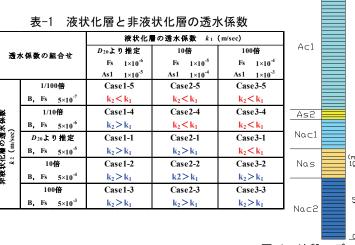


図-1 地盤モデル

3. 間隙水圧の時間断面

非液状化層の透水係数 k_2 が粒度試験からの推定値と同じ($k_2=5\times10^5$ m/sec)で,液状化層の透水係数 k_1 を変化させた場合の結果として,Case1-1,Case2-1,の間隙水圧の時間断面図を図-2 に示す。図より,Case1-1 や Case2-1 のように $k_2>k_1$ を示すケースでは,非液状化層下端の水圧は常に 0.0 を示すのに対し,Case3-1 のように $k_2<k_1$ を示すケースでは非液状化層下端で水圧が上昇している。これは液状化層と非液状化層の透水係数の違いにより水圧消散過程が異なり, $k_2>k_1$ のケースでは非液状化層からスムーズに水圧が消散されるのに対し, $k_2<k_1$ のケースでは非液状化層からの水圧消散が遅れ非液状化層下端で水圧が溜まりやすくなったものと考えられる。この傾向は余震時でも同様であり, k_2 と k_1 の比が大きく k_2 が小さいほど,非液状化層下端での水圧が高くなることが確認された。

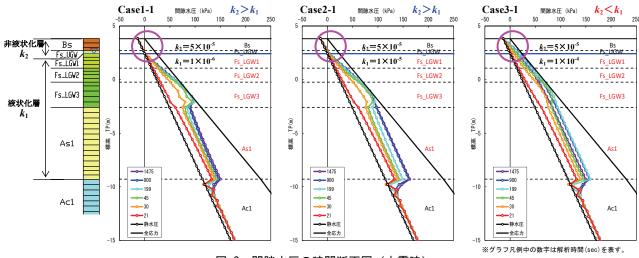


図-2 間隙水圧の時間断面図(本震時)

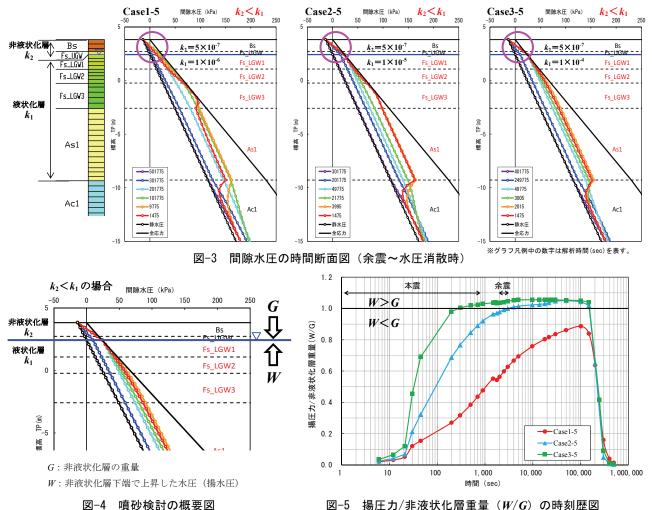
YOSHIDA, Makoto Penta-Ocean Construction Co.,Ltd.

UEMURA, Kazuaki OYO Corporation

NOBUMOTO, Minoru OYO Corporation

4. 噴砂現象の考察

液状化層の透水係数 k_1 との比が大きくなるケースとして,非液状化層の透水係数 k_2 に粒度試験からの推定値の 1/100 倍($k_2=5\times10^{-7}$ m/sec)を設定した Case1-5,Case2-5,Case3-5 の間隙水圧の時間断面図を図-3 に示す。図より,いずれも $k_2< k_1$ の関係にあり,非液状化層下端で水圧が上昇している。これらのケースを対象として $\mathbf{Z}-\mathbf{Z}$ に示すように非液状化層下端で上昇した水圧を揚水圧 \mathbf{Z} と見なし,非液状化層の重量 \mathbf{Z} との比較を行い, \mathbf{Z} との比較を行い, \mathbf{Z} の防犯カメラの記録によると,検討地点付近では本震後~余震にかけて噴砂が発生している。図より,揚水圧/非液状化層重量(\mathbf{Z} の防犯カメラの記録によるい挙動を示したのは,液状化層の透水係数 \mathbf{Z} に動きる結果を示した。これより,液状化層の透水係数は粒度試験からの推定値より透水性が高く,非液状化層は不飽和特性から透水性が低くなっていると想定される。



5. まとめ

噴砂等の液状化被害が発生した地点を対象に、FLIP のカクテルグラスモデルを使用して事例解析を実施した。結果、 粒度試験から Creager の方法より推定した透水係数に対し、液状化層は 10 倍、非液状化層は 1/100 倍の透水係数を設定 すると、噴砂現象のタイミングもほぼ一致するモデルを作成することができた。

今後は、他の事例に対する再現解析を実施しモデルの信頼性向上を図るとともに、液状化層および非液状化層の透水 係数の一般的な設定方法についても検討していきたい。

謝辞:本報告は、一般社団法人 FLIP コンソーシアムの活動の一環として実施した成果を取りまとめたものである。本検討を実施するにあたり、東京都港湾局および防災科学技術研究所 強震観測網(K-NET)の観測記録を利用した。ここに記して謝意を表します。

≪参考文献≫

- 1) Iai, Matsunaga, Kameoka: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.32, No.2, pp.1-15,1992.
- 2) 井合進・飛田哲男・小堤治:砂の繰り返し載荷時の挙動モデルとしてのひずみ空間多重モデルにおけるストレスダイレイタンシー関係,京大防災科研年報,2008.
- 3) 浦安市液状化対策技術検討調查委員会:浦安市液状化対策技術検討調查報告書,2012.

5 平成24年度成果のまとめ

東日本大震災 有効応力解析 液状化

FLIP コンソーシアム 東日本大震災事例解析 WG

1 はじめに

平成 23 年度は、東日本大震災の被災事例 (港湾構造物 (岸壁)、河川盛土、東京湾岸周辺での液状化被害)を対象に、カクテルグラスモデル要素を用いた透水解析を実施し、長継続時間地震動下における再現性の検証および課題の抽出を行った。カクテルグラスモデル要素の液状化パラメータの設定や解析結果の評価にあたっては、土質データや被災調査結果などの情報だけでなく、既往のマルチスプリング要素を用いた非排水解析を先行して実施し、それらの結果も参考にした。以下にそれぞれのまとめを示す。

2 港湾構造物SWGのまとめ

平成 24 年度の検討においては、仙台塩釜港、小名浜港および相馬港の岸壁(矢板式、矢板式)を対象に、カクテルグラスモデル要素を用いた透水解析の試解析を実施し、長継続時間地震動下における再現性について検証した。

鋼矢板式控え組杭岸壁の解析で得られた知見を以下に示す。

- ▶排水を考慮することができるカクテルグラスモデルを適用することにより、いくつかの事例に対して岸壁の変形を再現できることを確認した。
- ▶排水を考慮したカクテルグラスモデルを適用することにより、矢板背後の地表面沈下量の再現性が向上する。
- ▶ 控え杭を下端引抜き抵抗なしかつ摩擦杭としてモデル化する場合、矢板天端の水平変位について再現性が向上する。
- ▶岩ズリのダイレイタンシーを考慮することで、矢板背後の地表面沈下量の再現性が向上する。
- ▶ドレーンによる液状化対策を考慮することで、矢板天端の水平変位の再現性が向上する。

ケーソン式岸壁の解析で得られた知見を以下に示す。

▶排水を考慮することができるカクテルグラスモデルを適用し、岩ズリのダイレイタンシーを考慮することで、ケーソンの変位およびその背後地盤の沈下量の再現性が向上する結果が示された。

3 河川盛土SWGのまとめ

平成 24 年度の検討においては、基礎地盤の液状化に起因して被災した河川盛土を対象に、カクテルグラスモデル要素を用いた透水解析の試解析を実施し、本震とその 30 分後に発生した余震の影響など長継続時間地震動下における再現性の検証を行った。得られた知見を以下に示す。

- ▶本震とその 30 分後に発生した余震の両者を考慮することにより、堤防天端の沈下量について被災状況と概ね整合する結果が示された。
- ▶液状化層の上部に難透水層がある場合、水圧消散が遅くなることで法尻水平変位が大きくなり、観測結果に近づく傾向が確認された。
- ▶ 液状化層の上下にある粘性土層の C が大きいほど、あるいは φ が小さいほど、堤防の天端沈下量と法尻水平変位が大きくなる傾向が確認された。

4 液状化被害SWGのまとめ

平成 24 年度の検討においては、東京湾岸周辺での液状化被害を対象に、カクテルグラスモデル要素を用いた透水解析を実施し、その再現性について検証した。地震動の継続時間が長いこと、および本震の 30 分後に発生した余震の影響に着目し、1 次元解析を中心に検討を行っている。特に、被災・無被災事例の再現性、液状化層と非液状化層の透水係数の関係、噴砂の発生やそのタイミング、メッシュの細分化の影響について検討した。得られた知見を以下に示す。

- ▶ 浦安市役所地点の解析では、過剰間隙水圧比(0.2)および地表面鉛直変位(約1.3cm)が小さく、無被災状況と整合する 結果が示された。
- ▶ 液状化層と非液状化層の透水係数の関係が過剰間隙水圧特性や沈下特性に及ぼす影響を明らかにした。
- ▶ さらに、高洲小学校地点の解析では、Creager の方法で推定した透水係数に対し、液状化層で 10 倍、非液状化層で 1/1000 倍の透水係数を設定することで、噴砂の発生やそのタイミングが被災状況と整合することを確認した。
- ▶メッシュを細分化することで、過剰間隙水圧の不安定挙動が改善されることを確認した。

5 今後の課題

- ▶ 港湾構造物 SWG で明らかになった課題として、控え杭の周面摩擦力や岩ズリのダイレイタンシーを考慮したパラメータの設定方法などが挙げられる。
- ▶河川盛土SWGで明らかになった課題は、透水係数や水理境界の設定方法、粘性土層の挙動が液状化層の液状化特

性や堤体の沈下に及ぼす影響の解明、過剰間隙水圧特性と変形モードの関係の解明などが挙げられる。

▶ 液状化被害SWGで明らかになった課題として、透水係数の設定方法、仮定した噴砂発生条件の実現象との整合性、 道路などで生じた地盤の盛上がり現象などに関する解析的検討などが挙げられる。

表 1 平成 24 年度東日本大震災事例解析 WG まとめ

班	名	章	対象事例	解析の着目点	解析モデルの概要	結果の概要
		2-2	仙台塩釜港仙台港区 高砂埠頭2号岸壁(-14m) を対象とした事例解析	・鋼管矢板控え組杭式岸壁に対する カクテルグラスモデルの再現性 ・控え杭のモデル化方法の影響 ・土層構成の影響 ・岩ズリのダイレイタンシーの影響	初期自重解析:3段階法 地盤パラメータ:繰返し三軸試験 結果を参考に 決定	 ・控え杭の下端を引抜き抵抗なしでモデル化するほうが、被災の再現性がよい。 ・土層構成の違いが岸壁変形に与える影響は小さい。 ・岩ズリのダイレイタンシーを考慮することで、地表面沈下(段差)をある程度再現。
	港			・鋼矢板式控え組杭岸壁に対する マルチスプリングモデルおよび カクテルグラスモデルのの再現性 ・液状化/非液状化の影響 ・排水/非排水の影響	初期自重解析:3段階法 地盤パラメータ:繰返し三軸試験 結果を参考に 決定	・マルチスプリングモデルの結果 As層が非液状化の場合、変位が小さい。 ・カクテルグラスモデルの結果 非排水条件の場合、変位が小さい。 ・全体的に変位過大評価の原因について考察。
	湾構造物SW	2-4	小名浜港5号埠頭 耐震強化岸壁(-12m) を対象とした事例解析	・ケーソン式岸壁に対する マルチスプリングモデルおよび カクテルグラスモデルの再現性・捨石物性の影響・岩ズリのダイレイタンシーの影響	地盤パラメータ: 震災後ボーリング 調査結果を 参考に決定 (簡易設定法)	 ・マルチスプリングモデルの結果 捨石旧物性の場合、ケーソン水平変位の 再現性向上。 ・カクテルグラスモデルの結果 岩ズリのダイレイタンシーを考慮することで、 ケーソン変位と背面沈下の再現性向上。
	G	2-5	小名浜港 3号埠頭 第3岸壁(-10m) を対象とした事例解析	・鋼矢板式控え組杭岸壁に対する カクテルグラスモデルの再現性 ・ドレーン改良の影響 ・控え杭のモデル化方法の影響	初期自重解析:3段階法 地盤パラメータ: 震災後ボーリング 調査結果を 参考に決定 (簡易設定法) 等価N値の再算定	・ドレーンを考慮することで、矢板天端水平変位を概ね再現。・控え杭を摩擦杭でモデル化したほうが、被災の再現性がよい。
東口		2-6	相馬港2号埠頭 (-12m)岸壁 を対象とした事例解析	・鋼矢板式控え組杭岸壁に対する カクテルグラスモデルの再現性 ・控え杭のモデル化方法の影響 ・排水/非排水の影響	初期自重解析:3段階法 地盤パラメータ:震災後ボーリング 調査結果を 参考に決定 (簡易設定法)	・控え杭を摩擦杭でモデル化したほうが、 被災の再現性がよい。・排水を考慮することで、矢板天端水平変位と 背面沈下をほぼ再現。
日本大震災事	河	3-2	利根川右岸26.5k を対象とした事例解析	・基礎地盤液状化により被災した 河川盛土に対するカクテルグラス モデルの再現性 ・本震と余震の影響 ・液状化層上層の透水係数の影響	地盤パラメータ: 公開地盤情報 (N値、RL20など) を参考に決定 (簡易設定法) クラック部にジョイント要素設定	・本震に加え余震の考慮により、沈下量について被災状況を概ね再現。・液状化層の上部に難透水層がある場合、水圧消散が遅くなることで法尻水平変位が大きくなり、再現性が向上する傾向。
争例解析W G	川 盛 土 s W	3-3	吉田川右岸16k を対象とした事例解析	 基礎地盤液状化により被災した 河川盛土に対するカクテルグラス モデルの再現性 ・粘性土層のC・φの影響 ・qus値の影響 	地盤パラメータ:公開地盤情報 (N値、RL20など) を参考に決定 (簡易設定法)	・粘性土のCが大きいほど、あるいは¢が小さいほど、堤防の天端沈下量と法尻水平変位が大きくなる傾向。 ・堤防天端沈下量は概ね再現。 ・堤防法尻水平変位は過小評価。
0	G	3-4	利根川下流右岸39k を対象とした事例解析	・基礎地盤液状化により被災した 河川盛土に対するカクテルグラス モデルを用いた本震と余震の影響 ・液状化層上層の透水係数の影響	地盤パラメータ: 公開地盤情報 (N値、RL20など) を参考に決定 (簡易設定法) クラック部にジョイント要素設定	・本震に加え余震の考慮により、沈下量に ついて被災状況を概ね再現。
		4-2	浦安市役所地点の FLIP透水解析 一浦安市の液状化特性 を考慮した解析ー	・液状化が生じなかった地盤に 対するカクテルグラスモデルを 用いた本震と余震の影響 ・地下水位上昇の影響	地盤パラメータ: 公開地盤情報 (N値、Vsなど) を参考に決定 液状化特性は文献から見直し	・過剰間隙水圧比(0.2)および地表面鉛直変位 (約1.3cm)は、無被災状況と整合。
	液	4-3	浦安市役所地点の FLIP透水解析 ーメッシュ細分化による 影響ー	・液状化が生じなかった地盤に 対するカクテルグラスモデルを 用いた本震と余震の影響・メッシュ細分化の影響	地盤ペラメーク:公開地盤情報 (N値、Vsなど) を参考に決定 液状化特性は文献から見直し	・メッシュを細分化することで、過剰間隙水圧の 不安定挙動が改善。
	状化被害S	4-4	浦安市役所地点の FLIP透水解析 一透水係数に着目した パラメータスタディー	・液状化が生じなかった地盤に 対するカクテルグラスモデルを 用いた本震と余震の影響・液状化層と非液状化層の透水係数 の関係の影響	地盤パラメータ:公開地盤情報 (N値、Vsなど) を参考に決定 液状化特性は文献から見直し	・液状化層と非液状化層の透水係数の関係が 過剰間隙水圧特性や沈下特性に及ぼす影響 を明らかにした。・過剰間隙水圧比(0.2程度)および地表面鉛直 変位(2cm以内)は、無被災状況と整合。
	W G	4-5	高州小学校地点の FLIP透水解析 一透水係数に着目した パラメータスタディー	・液状化が生じた地盤に対する カクテルグラスモデルを用いた 本震と余震の影響・液状化層と非液状化層の透水係数 の関係の影響	地盤パラメータ:公開地盤情報 (N値、Vsなど) を参考に決定 液状化特性は文献から見直し	・液状化層と非液状化層の透水係数の関係が 過剰間隙水圧特性に及ぼす影響を明らかに した。
		4-6	高州小学校地点の FLIP透水解析 -噴砂の検討-	・液状化が生じた地盤に対する カクテルグラスモデルを用いた 本震と余震の影響・噴砂について検討	地盤パラ戸タ: 公開地盤情報 (N値、Vsなど) を参考に決定 液状化特性は文献から見直し	・Creagerの方法で推定した透水係数に対し、 液状化層で10倍、非液状化層で1/1000倍の 透水係数を設定することで、噴砂の発生や そのタイミングが被災状況と整合。

6. 平成23年度~平成24年度成果のまとめ

6-1 2011年東北地方太平洋沖地震において 地震動により被災した港湾構造物の再現解析

田代 聡一1・住谷 圭一1・榊原 務1・曲 伝軍2・西山 誠治3・宮澤 功3・諫山 太郎4・佐藤 誠一5・森 篤史5・金子 浩士6・柴田 大介6・杉原 弘一7・村上 巧一7・芋野 智成8・村上 裕官8・小濱 英司9・大矢 陽介9

 1 東亜建設工業株式会社(〒163-1031 東京都新宿区西新宿3-7-1 新宿パークタワー31F) 2 応用解析(〒115-0052 東京都北区赤羽北3-26-4-309)

3株式会社日建設計シビル (〒112-0004 東京都文京区後楽1-4-27)

4株式会社ドラムエンジニアリング(〒102-0082 東京都千代田区一番町13-3 ラウンドクロス一番町5F) 5日本工営株式会社(〒102-0083 東京都千代田区麹町4-2)

6株式会社日本港湾コンサルタント(〒141-0031 東京都品川区西五反田8-3-6 TK五反田ビル) 7株式会社ニュージェック(〒450-0002 愛知県名古屋市中村区名駅5-27-13 名駅錦橋ビル4階) 8中央復建コンサルタンツ株式会社(〒533-0033 大阪府大阪市東淀川区東中島4-11-10) 9独立行政法人 港湾空港技術研究所(〒239-0831 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)

2011年東北地方太平洋沖では、広範囲にわたって港湾構造物が被災した。港湾構造物のうち、岸壁に着目すると震央より南方で地震と津波による複合的な被害が顕著であった。津波により被害が拡大したのは、地震の揺れにより地盤が液状化し、津波が到達する前に岸壁が被災したためと考えられるが、ほとんどの場合、津波の到達前に液状化によりどの程度被災していたかは不明である。そこで、ここでは地震の揺れによりどの程度の液状化が発生し、構造物がどの程度の被害を受けたのかを明らかにするため、被災状況が明らかで、かつ、津波による影響を受けていない地震の揺れのみにより被災した港湾構造物を対象として、透水を考慮できるカクテルグラス系のひずみ空間多重せん断モデルを用いて再現解析を試みた。

Key Words: effective stress analysis, liquifaction, finite element method, strain space multiple mechanism model, the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震では、広範囲にわたって港湾構造物が被災した。港湾構造物のうち、岸壁に着目すると震源断層の震央(北緯38度6.2分、東経142度51.6分)付近より北側に位置する久慈港、宮古港、釜石港、大船渡港などでは津波による被害がほとんどで地震動による被害はほとんどの岸壁で軽微ないしは無被災であった¹⁾。それに対し、震央の南側に位置する仙台塩釜港、相馬港、小名浜港、常陸那珂港、鹿島港などでは地震動による被害が顕著であり、特に地震動と津波による複合災害が多く見られた¹⁾。これは、サイト特性の違いによる影響²⁾が大きいと考えられるが、加えて、今回の地震規模がM9.0と超巨大であったことから地震動の継続時間が長くなった³⁾ことと、震源破壊過程と地震放射特性の影響⁴⁾により震央付近の沿岸部では高周波数成分が支配

的であったものが、震央の南側では港湾構造物に被害をもたらしやすい低周波数成分が増幅したことにも関係すると考えられる。また地震動による被害形態としては、地盤の液状化が原因と思われる事例が多く見られた¹⁾。液状化の痕跡は津波により消されているものの、地震動により被災した港湾構造物のほとんどの岸壁背後で液状化が発生していたことが現場のヒアリング等で確認されている¹⁾。特に津波による被害が拡大したのが、液状化により被害を受けたことによるものであることを考えると、今回の地震のように地震動の継続時間が長い場合に液状化がどの程度発生し、それにより津波が到達する前に構造物にどの程度発生し、それにより津波が到達する前に構造物にどの程度の被害をもたらしたかを解明することは、今後起こりうる南海トラフ地震などの巨大地震に対する被害予測を適切に行う上でも重要である。

地盤の液状化を考慮した構造物の被害予測にあたっては、地震動の継続時間が長い場合を考慮すると、地震時

に発生する過剰間隙水圧の透水を考慮する必要がある。 港湾の分野においては、有効応力法に基づく地震応答解 析プログラムFLIP50が広く用いられているが、透水を考 慮できる構成則としてはカクテルグラス系のひずみ空間 多重せん断モデル⁹(以下、「カクテルグラスモデル」 と称す) がある。従来は設計地震動の継続時間が比較的 短かったため、非排水条件下で定式化されたひずみ空間 多重せん断モデル「東畑・石原モデル+井合モデル」⁵ (以下、「マルチスプリングモデル」と称す) が用いら れてきた。マルチスプリングモデルでは、地震時の透水 を考慮できないが、過剰間隙水圧上昇に伴う地盤剛性の 低減を適切に考慮できる。また既往の研究において地震 被害を再現した事例^{例えば789}が多数あることなどから、 当該モデルによる被害予測に対する適用性は十分検証さ れているといえる。一方、カクテルグラスモデルでは、 地震時の透水を考慮できるが、まだ当該モデルが提案さ れて間もないこともあり、模型実験や被災事例の再現性 に関する検証が行われているものの設計実務にはまだ浸 透していない状況である。また地震動の継続時間が比較 的短い場合の再現事例はあるものの、今回の地震のよう に継続時間の長い場合の被害を再現した事例は、本再現 解析(過去に検討途中の成果10)11)12)13)を公表)を含めまだ 少ない状況にある。

以上のような背景のもと、今回の地震による港湾構造物の被害がどのようなメカニズムで生じたかを解明するとともに、地震動の継続時間の長い事例に対するカクテルグラスモデルの適用性を検証するため、今回の地震で液状化により被災した港湾構造物の再現解析を試みた。

2. 検討対象構造物とその被害の状況

今回の地震で被害を受けた港湾構造物の中で、地震動 と津波による複合災害が多く見られたが、ここでは地震 の揺れのみによる被害を再現するため、津波による被害 を受けていない、ないしは受けていないと思われる港湾 構造物から検討対象を選定する必要がある。また再現解 析にあたっては入力地震動が明らかになっている必要が あるが、これについては文献¹⁴において代表的な港湾に ついて工学的基盤面上の地震波形が推定されているので、 この中から検討対象を絞り込める。さらに検討対象の設 計断面や被害の実測値などが既知である必要がある。結 局、ここで再現解析の対象として選定した岸壁は、①仙 台塩釜港仙台港区高砂1号・2号埠頭岸壁、②相馬港2 号埠頭岸壁、および3小名浜港3号・5号埠頭岸壁の3 港5岸壁である。選定した各港湾の位置を震央位置と比 較して図-1に示す。また各岸壁の詳細な位置、入力地震 動、標準断面図および被害の状況を以下に示す。

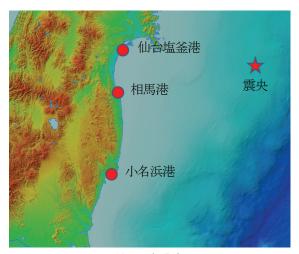


図-1 検討対象港湾の位置



図-2 仙台塩釜港仙台港区高砂埠頭岸壁の位置

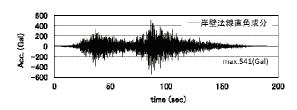


図-3 高砂埠頭における基盤入力加速度波形 (1号・2号埠頭岸壁共通)

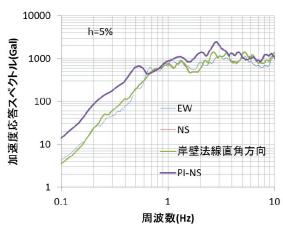


図4 高砂埠頭における基盤波の応答スペクトル (1号・2号埠頭岸壁共通)

(1) 仙台塩釜港仙台港区

仙台塩釜港仙台港区における対象岸壁は、図-2に示す 高砂1号埠頭岸壁と高砂2号埠頭岸壁の2岸壁とする。 図中の△印は仙台港における港湾地域強震観測点(仙台 -G) 、〇印は高砂埠頭における余震観測点を示す。仙台 -Gと高砂埠頭でサイト増幅特性が異なるため、仙台-Gの 強震観測点で得られた加速度波形とサイト増幅特性をも とに余震観測により得られたサイト増幅特性と位相特性 を用いて高砂埠頭における基盤加速度波形が推定されて いる14 (以下、今回の地震観測記録と余震観測記録等に より推定された基盤波を「事後推定波」と称す)。事後 推定波のNS成分とEW成分から岸壁法線直角方向に合成 した波形を図-3に、これら事後推定波の応答スペクトル (h=5%) を図4に示す。また同図には兵庫県南部地震 のさいにポートアイランドで観測された波形を基盤面に 引戻した波(以下、「PI波」と称す)のNS成分(PI-NS) の応答スペクトル (h=5%) を重ね書きした。これ より、港湾構造物が比較的揺れやすい周波数帯域(一般 に1Hz付近以下の低周波数帯域といわれている) に着目 すると0.6~1Hz付近でPI波とほぼ同程度の強さをもって いることが確認できる。

図-5および図-6に、それぞれ1号岸壁および2号岸壁の標準断面図を示す。両者とも控え組杭の鋼管矢板式岸壁であるが、1号埠頭岸壁は原地盤を利用して矢板前面を掘削して築造され、2号埠頭岸壁は原地盤地表面が海底面であったので矢板周辺を若干掘削した上で矢板背後に裏込石と液状化対策としての岩ズリを埋立てて築造されている。また2号岸壁は耐震強化岸壁であるが、I区とII区から構成され、ここでは一般部であるII区を検討対象とした。

図-7に地震後に測定された岸壁法線の水平変位量を示す。変位量は岸壁法線上のある点を基点にとった値であるが、1号岸壁では1~2cmとほぼ無被災であるのに対し、2号岸壁ではI区で平均26cm、II区で一部約68cmの箇所があるが全体的には平均29cmである。なお、II区において変位量が突出している箇所は、後述の土層構造で示すように他の一般部と若干異なっている。ここでは、この土層構造の違いが変位に影響を及ぼしたのかどうかについても検討するものとした。

図-8に2号岸壁における地震後の沈下量の実測値を示す。矢板天端およびレール基礎天端は全体的に60cm程沈下しているが、これは地殻変動に伴う広域的な地盤沈下によるものと考えられるため、再現解析にあたっては矢板天端およびレール基礎天端と地盤地表面の段差60~70cm程度に着目するとした。なお、1号岸壁の沈下量については矢板天端が全体的に60cm程度沈下し、レール基礎天端および地盤地表面も同じく60cm程度の沈下が見られることから、広域的な地盤沈下による影響を除

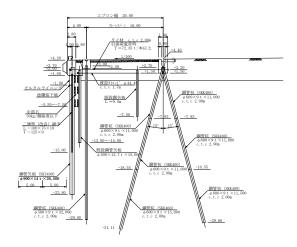


図-5 高砂1号埠頭岸壁の標準断面図

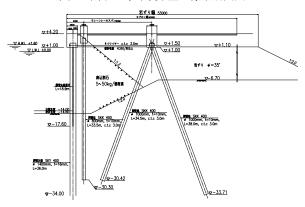


図-6 高砂2号埠頭岸壁の標準断面図

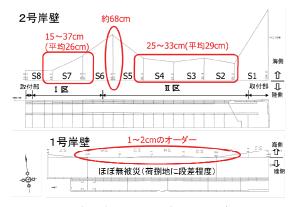


図-7 高砂埠頭における岸壁の水平変位量

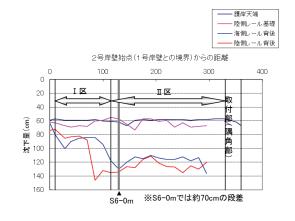


図-8 高砂2号埠頭における沈下量

けば、水平変位と同様、ほぼ無被災とみなせる。

(2) 相馬港

図-9に相馬港における対象岸壁である2号埠頭岸壁の位置を示す。図中の△印は相馬港における強震観測点(相馬-G)であるが、今回の地震の記録は得られていない。そのため、当該岸壁の基盤入力波形には、近辺のKik-net強震観測点(MYGH10)で観測された記録波形と相馬-Gにおいて過去に観測された地震記録から推定された、相馬-Gにおける事後推定波¹⁴を用いた。事後推定波のNS成分とEW成分から岸壁法線直角方向に合成した波形を図-10に示す。図-11に、これら事後推定波の応答スペクトル(h=5%)をPI波と比較して示す。図より、周波数1Hz付近以下の低周波数帯域では、PI波に比べてかなり低い地震であることがわかる。

図-12に2号埠頭岸壁の対象とする区間の標準断面図と被災状況を示す。図に示す通り、対象岸壁の構造は控え組杭の鋼管矢板式である。当該構造は支持層が岸壁法線に沿って変化するため3工区に分けられるが、ここでは一般的な工区として陸側に位置する工区を検討対象とした。当該検討区間における岸壁の被災状況としては、岸壁の直線性は保たれているものの全体的に一様に20cm程度海側へ変位し、前面鋼管矢板の直背後で10cm程度の沈下、岸壁法線から20~25mの位置で30cm程度の沈下が生じている。

(3) 小名浜港

図-13に小名浜港における対象岸壁(3号埠頭および5号埠頭)の位置を示す。図中の赤色の△印は、港湾地域強震観測点(小名浜事-G,GB)を示し、当該地点において今回の地震記録が得られている。また図中の黒色の△印は、3号埠頭においてH20年度に強震観測がなされた地点を示し、当該地点において当時の地震記録が得られている。さらに図中の○印は、5号埠頭において余震観測がなされた地点を示し、当該地点において余震記録



図-13 小名浜港3号・5号埠頭の位置



図-9 相馬港2号埠頭岸壁の位置

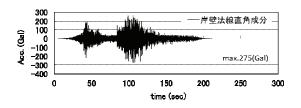


図-10 相馬港2号埠頭における基盤入力加速度波形

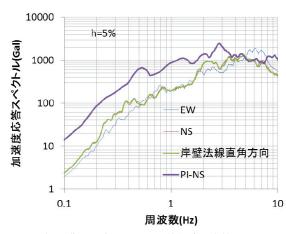


図-11 相馬港2号埠頭における基盤波の応答スペクトル

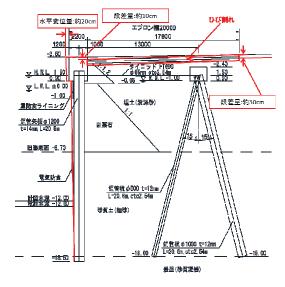


図-12 相馬港2号埠頭岸壁の標準断面図と被災状況

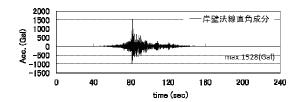


図-14 小名浜港3号埠頭における基盤入力加速度波形

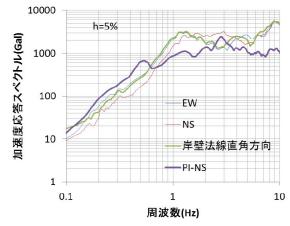


図-15 小名浜港3号埠頭における基盤波の応答スペクトル

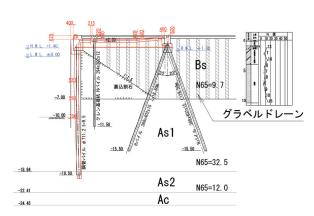


図-18 小名浜港3号埠頭岸壁の標準断面図と被災状況

が得られている。小名浜事-G,GB、3号埠頭および5号埠頭のそれぞれのサイト増幅特性はすべて異なるため、対象岸壁の基盤入力波形には、小名浜事-GBで得られた観測記録をもとに、3号埠頭および5号埠頭のそれぞれの地震記録および余震記録により推定された事後推定波¹⁴⁾を用いた。図-14~図-17に、3号埠頭および5号埠頭における基盤入力加速度波形とその応答スペクトルを示す。応答スペクトル図にはPI波を比較して示しているが、3号埠頭では1Hz付近でPI波を上回っているのに対し、5号埠頭では1Hz付近で逆にPI波を下回っていることが確認できる。

図-18に3号埠頭の検討対象とする区間の標準断面図 (第3-3)と被災状況を示す。岸壁の構造は控え組杭の 鋼管矢板式であり、被災状況としては、岸壁法線が約

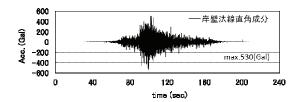


図-16 小名浜港5号埠頭における基盤入力加速度波形

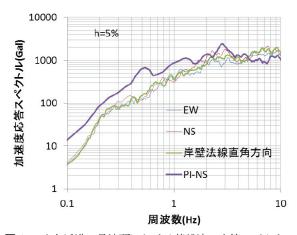


図-17 小名浜港5号埠頭における基盤波の応答スペクトル

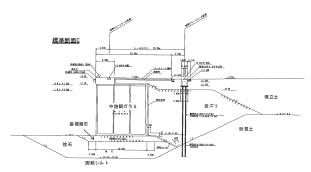


図-19 小名浜港5号埠頭の標準断面図

					被災	犬況			
断面	28	綠	現況天端高	地殼変動量 (m)	沈下量 (m)	想定沈下量 (m)	前出し量 (m)	傾斜角 (°)	備考
標準断面A	No. 8	+10.20	2.87	0.45	0.76	0.31	0.0	0.3	1 100
標準断面B	No. 9	+0.00	2.82	0.45	0.81	0.36	0.1	0.4	
標準断面C	No. 10	+0.00	2.90	0.45	0.73	0.28	0.2	0.7	被災後ボーリング実施側線
標準断面C	No. 11	+0.00	2.88	0.45	0.75	0.30	0.2	0.0	
標準断面C	No. 12	+0.00	2.88	0.45	0.75	0.30	0.2	0.1	
標準断面C	No. 13	+0.00	2.85	0.45	0.78	0.33	0.3	0.9	
標準断面C	No. 14	+0.00	2.82	0.45	0.81	0.36	0.5	0.5	
標準断面C	No. 15	+0.00	2.81	0.45	0.82	0.37	0.7	0.7	
標準断面C	No. 16	+0.00	2.78	0.45	0.85	0.40	0.6	1.5	
標準断面C	No. 17	+0.00	2.67	0.45	0.96	0.51	0.7	1.8	
標準断面C	No. 18	+0.00	2.61	0.45	1.02	0.57	0.8	1.7	
標準断面C	No. 19	+0.00	2. 58	0.45	1.05	0.60	0.8	1.6	被災後ボーリング実施側
標準断面C	No. 20	+0.00	2. 53	0.45	1.10	0.65	0.8	2. 2	
標準断面C	No. 21	+0.00	2.56	0.45	1.07	0.62	0.8	1.9	
標準断面C	No. 22	+0.00	2. 52	0.45	1.11	0.66	0.8	0.8	
標準断面D	No. 23	+0.00	2. 59	0.45	1.04	0.59	0.5	1.9	↓海側
標準断面D	No. 23	+10, 40	2, 51	0, 45	1.12	0.67	0.3	1.2	-

図-20 小名浜港5号埠頭における被災状況

40cm海側へ変位し、沈下については広域的な地盤沈下を除けば13~17cm程である。

図-19に5号埠頭の検討対象とする区間(No.10~No.22)の標準断面図(ケーソン式の耐震強化岸壁)を示す。図-20に当該区間における被災状況を示す。岸壁法線の水平変位量は、海側程大きくなり、20~80cm程度生じ、沈下については地殻変動に伴う広域的地盤沈下

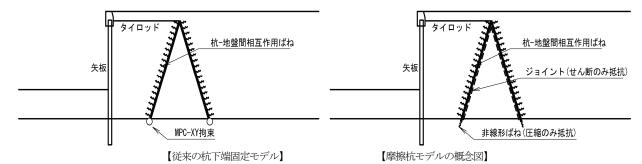


図-21 控え組杭に関する地盤-構造連成系のモデル概念図

(45cmと推定)を除けば28~66cmと、これも水平変位と同様に海側程大きい。またケーソンの傾斜角についても、おおむね海側程大きくなる傾向を示し、0.7~2.2°である。これらの傾向は、地震の揺れによる影響のみでなく、津波による影響(例えば、ケーソン下の基礎捨石ないし雑石の洗掘による影響)も考えられるため、再現する被災状況の解釈には注意が必要である。

3. 解析条件の設定とモデル化

(1) 解析方法

再現解析には、地震動の継続時間が長いことから透水を考慮できるカクテルグラスモデル (排水条件下)を用いる。ただし、従来のマルチスプリングモデル (非排水条件下)による再現解析も有効である可能性があることから、ここでは非排水条件下のマルチスプリングモデルによる再現解析も実施した。また透水による影響を把握することを目的として、非排水条件下でのカクテルグラスモデル (非排水条件下) についても実施した。

(2) 地盤-構造連成系のモデル化

岸壁の構造形式の違いによるモデル化については、ケーソン式岸壁(小名浜港5号埠頭のみ)と控え組杭の鋼管矢板式岸壁(小名浜港5号埠頭以外)の2種類に分けられる。

ケーソン式岸壁のモデル化としては、ケーソンの底面 と背面にジョイント要素を設け、ケーソンと地盤との間 に滑りおよび剥離を考慮した。なお、ケーソン背後のク レーン基礎杭についてはケーソンの挙動に与える影響は 無視できると考えモデル化を省略した。

控え組杭の鋼管矢板式岸壁では、岸壁の築造方法により初期応力が異なると考えられることから、初期自重解析は、掘削式で築造された高砂1号埠頭岸壁については三輪ら¹⁵による方法に従い、埋立式で築造された高砂2号埠頭岸壁、相馬港2号埠頭岸壁および小名浜港3号埠頭岸壁については井合ら¹⁶による方法に従った。また控え組杭の杭軸方向に関してモデル化の影響が考えられることから、杭下端を地盤に固定したケースと摩擦杭扱い

表-1 矢板構造物の構造パラメータ (高砂1号)

	名称	ピッチ	腐食	弾性係数	密度	せん断弾性係数
用途	・サイズ			E	ρ	G
	規格	(m)	(mm)	(kN/m ²)	(t/m³)	(kN/m ²)
鋼管矢板(>干満帯)	φ900−t14	1.001	0.00	2.00E+08	7.85	7.69E+07
鋼管矢板(水中)	φ900-t14	1.001	0.00	2.00E+08	7.85	7.69E+07
鋼管矢板(海底土中)	φ900-t14	1.001	0.00	2.00E+08	7.85	7.69E+07
控え組杭(≦R.W.L.)	φ600-t9	2.00	0.00	2.00E+08	7.85	7.69E+07
		単位幅:	奥行き(1m)当1	たりの断面諸量		
用途	断面積	曲げ剛性 第1勾配	降伏モーメント	全塑性モーメント	降伏軸方向力	材質
/TI XE	A	EI	My	Mρ	N _y	171 JR
	(m ²)	kN·m²	(kN·m)	(kN·m)	(kN)	
鋼管矢板(>干満帯)	8.49E-03	7.64E+05	2675	3459	12263	SKY490
鋼管矢板(水中)	8.49E-03	7.64E+05	2675	3459	12263	SKY490
鋼管矢板(海底土中)	8.49E-03	7.64E+05	2675	3459	12263	SKY490
控え組杭(≦R.W.L.)	3.65E-04	7.30E+04	286	369	1963	SKK400
	名称	ピッチ	腐食	弾性係数	降伏点強度	引張強度
用途	・サイズ			E	fy	fp
	-規格	(m)	(mm)	(kN/m ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
タイロッド(≧RW.L.)	φ75	2.00	0.00	2.00E+08	440	690
	タイロット・長		単位幅奥行き(1m)当たりの断i	面諸量	
用途	71ログト 長	断面積	降伏点強度	引張強度	変曲点の変位	材質
mÆ	(m)	Α	fy	fp	du	191 302
	(m)	(m ²)	(kN)	(kN)	(m)	
タイロッド(≥R.W.L.)	19.0	2.21E-03	972	1524	0.06555	NHT690

表-2 矢板構造物の構造パラメータ(高砂2号)

用途	名称 ・サイズ ・規格	ピッチ (m)	腐食 (mm)	弾性係数 E (kN/m²)	密度 ρ (t/m³)	せん断弾性係数 G (kN/m²)
鋼管矢板(>干滿帯)	φ1400-t16	1.48	0.00	2.00E+08	7.85	7.70E+07
鋼管矢板(水中)	φ1400-t16	1.48	0.10	2.00E+08	7.85	7.70E+07
鋼管矢板(海底土中)	φ1400-t16	1.48	0.30	2.00E+08	7.85	7.70E+07
控え組杭(≦RW.L)	φ 1000-t10	3.00	0.20	2.00E+08	7.85	7.70E+07
		単位幅	奥行き(1m)当	たりの断面諸量		
用途	断面積 A (m²)	曲げ剛性 第1勾配 EI ₀ kN·m ²	降伏モーメント M _y (kN・m)	全塑性モーメント M _p (kN・m)	降伏軸方向力 N _y (kN)	材質
鋼管矢板(>干満帯)	4.70E-02	2.25E+06	5066	6525	14810	SKY490
鋼管矢板(水中)	4.67E-02	2.24E+06	5034	6483	14716	SKY490
鋼管矢板(海底土中)	4.61E-02	2.21E+06	4970	6399	14529	SKY490
控え組杭(≦R.W.L.)	1.02E-02	2.49E+05	585	752	2387	SKK400
用途	名称 ・サイズ ・規格	ピッチ (m)	腐食 (mm)	弾性係数 E (kN/m²)	降伏点強度 fy (N/mm²)	引張強度 fp (N/mm²)
タイロッド(≥RW.L)	φ90	3.00	0.00	2.00E+08	440	690
用途	タロット・長 (m)			1m)当たりの断 引張強度 fp (kN)		材質
タイロッド(≧RW.L)	18.6	2.12E-03	933	1463	0.06417	NHT690

表-3 矢板構造物の構造パラメータ (相馬2号)

	名称	ピッチ	腐食	弾性係数	密度	せん断弾性係数
用途	・サイズ			E	ρ	G
	規格	(m)	(mm)	(kN/m ²)	(t/m³)	(kN/m ²)
鋼管矢板(>干満帯)	φ1200-t14	1.271	0.00	2.00E+08	7.85	7.70E+07
鋼管矢板(≦干満帯)	φ1200-t14	1.271	0.35	2.00E+08	7.85	7.70E+07
控え組杭_押込み杭(≦R.W.L.)	φ 500-t12	2.54	0.40	2.00E+08	7.85	7.70E+07
控え組杭_引抜き杭(≦R.W.L.)	φ1000-t12	2.54	0.40	2.00E+08	7.85	7.70E+07
			奥行き(1m)当1	たりの断面諸量		
用途	断面積	曲げ剛性 第1勾配	降伏モーメント	全塑性モーメント	降伏軸方向力	材質
/TI ALL	A	EL	M _y	M _p	N _y	10.38
	(m ²)	kN·m²	(kN·m)	(kN·m)	(kN)	
鋼管矢板(>干滿帯)	4.39E-02	1.44E+06	2828	3642	10308	SKY400
鋼管矢板(≦干満帯)	4.28E-02	1.41E+06	2756	3549	10064	SKY400
控え組杭_押込み杭(≦R.W.L.)	7.00E-03	4.16E+04	196	255	1644	SKK400
控え組杭_引抜き杭(≦R.W.L.)	1.42E-02	3.46E+05	813	1047	3330	SKK400
	名称	ピッチ	腐食	弾性係数	降伏点強度	引張強度
用途	・サイズ			E	fy	fp
	- 規格	(m)	(mm)	(kN/m ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)
タイロッド(≧RW.L.)	φ65	2.54	0.60	2.00E+08	440	690
	h/pull E		単位幅奥行き(1m)当たりの断i	面諸量	
用途	9/ロット・長	断面積	降伏点強度	引張強度	変曲点の変位	材質
加速	(m)	Α	fy	fp	du	171 具
	(m)	(m ²)	(kN)	(kN)	(m)	
タイロッド(≧R.W.L.)	13	1.26E-03	554	869	0.04485	NHT690

にしたケースの2ケースを検討した。摩擦杭扱いについては、杭と地盤の間にジョイント要素を挿入するとともに杭下端は圧縮のみ受け持ち、引張は受け持たない非線形ばね要素を挿入した。このとき、ジョイント要素の接触面積は杭周面積を考慮して奥行幅を調節し、せん断抵抗角としては壁面摩擦角ないし地盤のせん断抵抗角を設

定した。杭軸直角方向については、杭ー地盤相互作用ば ね要素 たとえばり を適用し、杭周辺地盤の剛性を考慮して杭 のすり抜けができるようにした。なお、高砂 1 号・2 号 埠頭岸壁および小名浜港 3 号岸壁においてはクレーン基 礎が設けられているが、陸側のクレーン基礎は控え組杭 で兼用しているためモデル化するが、海側のクレーン基 礎杭については、高砂 1 号・2 号埠頭岸壁ではある程度 頑丈な杭であるためモデル化を考慮し、小名浜港 3 号岸壁ではHパイルであるため影響は小さいと考えモデル化を省略した。

図-21に、控え組杭に関する地盤ー構造連成系のモデル概念図を示す。また表-1~表-5に各岸壁における構造物および地盤ー構造連成系に関する解析用パラメータを示す。

(3) 土層構造および地盤パラメータの設定

各岸壁における土層構造および解析に使用する地盤パラメータは、既往の設計図書および今回の地震前後に実施された土質調査結果等に基づいて設定した。以下、各岸壁について設定した土層構造および地盤パラメータを示す。

a) 仙台塩釜港仙台港区高砂1号・2号埠頭

高砂埠頭では、地震後に1号埠頭岸壁および2号埠頭岸壁においてボーリング調査が実施され、特にせん断波速度構造や液状化強度を調べるため、PS検層や非排水繰返し三軸試験等が実施されている。土層構造は、設計時の土層構造をもとに地震後のボーリング調査により得られた土質柱状図を参照し、1号埠頭および2号埠頭のそれぞれについて設定した。図-22に各岸壁において設定した土層構造を示す。ここで2号埠頭における土層構造が2種類あるが、土層構造Aは岸壁の水平変位が68cm程突出している箇所の土層構造であり、土層構造Bは岸壁の水平変位が平均29cm出ている一般的な区間における土層構造である。

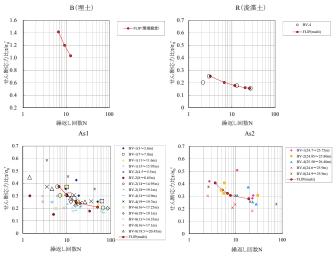


図-23 高砂埠頭における液状化強度

表4 矢板構造物の構造パラメータ (小名浜3号)

部材	サイズ	継手間隔	弾性係数	断面積	曲げ剛性 第1勾配	全塑性モーメント	降伏軸 方向力
	規格		E	Α	EI0	Mp	Ny
		m	kN/m2	m2	kN·m2	kN•m	kN
岸壁矢板	φ711.2,t9.5	0.8	2.00E+08	2.339E-02	2.87E+05	1226	-
控え組杭	H-388 × 402 × 15 × 15	1.6	2.00E+08	1.115E-02	6.12E+04	412	2621
				単位幅	奥行き(1m)	当たりの断	面諸量
	サイズ		タイ材		断面積	上限	変曲点
部材	規格	タイロッド長	ピッチ	材質		荷重	の変位
	(腐食考慮)	(m)	c.t.c		Α	Pu	du
			m		(m2)	(kN)	(m)
タイロッド	φ67	16	1.6	SS400	2.23E-04	881	0.032

表-5 ケーソン・ジョイントのパラメータ (小名浜5号)

構造物※)	ヤング 率E (kPa)	ポアル比レ	密度 ρ (t/m³)
ケーソン	2.2×10^{7}	0.17	2.2
上部工	2.2×10^{7}	0.17	2.3

※)構造物は線形平面要素でモデル化

ジョイント	法線方 向剛性 K _n (kPa/m)	接線方 向剛性 K _s (kPa/m)	粘着力 C(kPa)	摩擦角 φ(度)	ジョルト要素レール 素レーレー減 衰β
ケーソン 底面	1.0×10 ⁶	1.0×10 ⁶	0	31	0
ケー/ン 背面	1.0×10 ⁶	1.0×10 ⁶	0	15	0

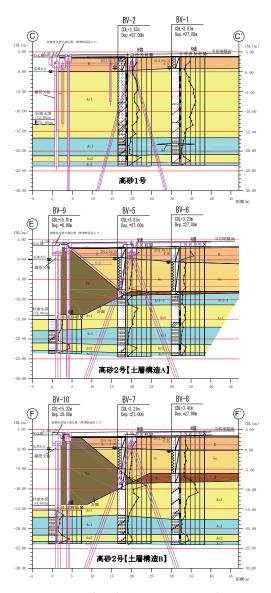


図-22 高砂埠頭における土層構造

記号	土質	ρ (t/m³)	σ _{rra} ' (kN/m ²)	Vs (m/s)	G _m (kN/m ²)	mg	Kma (kN/m ²)	mк	c (kN/m ²)	φε	hmax	n	k (m/sec)	記号	土質	ρ (t/m³)	σ _{ma} ' (kN/m ²)	Vs (m/s)	Gru (kN/m²)	mg	K _{ma} (kN/m ²)	mк	c (kN/m ²)	φſ	hmax	n	k (m/sec)
		1.80	21	160	46080	0.5	120200	0.5	0.0	41.40	0.24	0.45	5.10E-05			1.70	94	180	55080	0.5	143600	0.5	0.0	40.30	0.24	0.45	1.00E-04
		マル	チスプリンク	モデル			カクラ	テルグラスモ	デル							マル	チスプリンク	モデル			カクラ	テルグラスモ	デル				
В	埋土 (礫質土)	φ	SI	WI	Ed cm	T6de	rai	qı	q2	HrusL	k			R	浚渫土	φ	SI	WI	Ed cm	T&de	ra	qı	q2	HmasL	lk		
	(MK JL /	28.0	0.005	17.860	0.10	0.50	0.75	7.00	2.00	0.24	1.80					28.0	0.005	1.700	0.18	1.00	0.50	7.50	0.20	0.24	2.00		
		рı	p2	cı	n _k	n. "	Sı	c1	q4	Fy .	Temp					рı	p2	cı	rk .	n."	Sı	c1	q4	Γγ	Brop		
		0.500	0.710	6.749	0.500	0.500	0.005	6.749	1.0	0.1	0.5					0.500	0.800	1.730	0.600	0.600	0.005	1.730	1.0	0.3	0.2		
記号	土質	ρ (t/m³)	(kN/m ²)	Vs (m/s)	Gm (kN/m ²)	mg	Kma (kN/m ²)	тк	c (kN/m ²)	фг	hmax	n	k (m/sec)	記号	土質	ρ (t/m ³)	(kN/m ²)	Vs (m/s)	Gma (kN/m ²)	mo	Km (kN/m ²)	тк	c (kN/m ²)	φſ	hmax	n	k (m/sec)
		1.70	124	220	82280	0.5	214600	0.5	0.0	40.20	0.24	0.45	1.00E-04			1.70	166	125	26470	0.5	69000	0.5	0.0	39.10	0.24	0.45	1.00E-04
		マル	チスプリンク	モデル			カクラ	テルグラスモ	デル							マル	チスプリンク	モデル			カクラ	テルグラスモ	デル				
As1	砂質土	φ	SI	WI	8d ^{cm}	YEdc	h34	qı	q2	HmasL	k			As2	砂盤士	φ	SI	WI	8d ^{cm}	Y&dc	red	qı	q2	HmasL	lk		
14.31	VAL	28.0	0.005	6.500	0.20	0.70	0.65	5.00	0.90	0.24	2.00			1132	OMI	28.0	0.005	4.000	0.20	1.30	0.50	7.00	2.00	0.24	2.00	ļ	
		p ₁	p ₂	c ₁	n _k	n. "	Sı	c1	q4	Ϋ́	Itmp					p ₁	p ₂	c ₁	Tk	n."	Sı	c1	q4	ľγ	Itmp		
		0.500	0.900	2.200	0.500	0.500	0.005	2.200	1.0	0.1	0.5					0.500	0.510	3.300	0.500	0.500	0.005	2.600	1.0	0.3	0.5		
記号	土質	ρ 3\	σ _{ma}	Vs	G _{ma}	m _G	K _{ma}	m _k	e 25	φ,	hmax	n	k	記号	土質	ρ 3\	σ _{ma}	Vs	G _{ma}	m _G	K _{ma}	m _k	c 2	φ,	hmax	n	k
		(t/m³)	(kN/m ²)	(m/s)	(kN/m ²)	_	(kN/m ²)		(kN/m ²)				(m/sec)				(kN/m ²)		(kN/m ²)		(kN/m ²)		(kN/m ²)				(m/sec)
Acl	粘性土	1.58	152	160	40450	0.5	105500	0.5		30.00	0.20	0.55	1.00E-07	Gc	岩ズリ	2.00	66	150	45000	0.5	117400	0.5		39.30	0.24	0.45	3.60E-03
Ac2	粘性土	1.75	181	160	44800	0.5	116800	0.5		30.00	0.20	0.55	1.00E-07		裏込石	2.00	98		101300	0.5	264000	0.5	20.0	35.00	0.24	0.45	1.00E-02
Ds-Dg	砂礫	2.00	215	290	168200	0.5	438600	0.5	-	40.00	0.24	0.45	1.00E-04														
記号	土質	ρ (t/m³)	E (kN/m ²)	k (m/sec)																							

表-6 高砂1・2号埠頭において設定した地盤パラメータ

マルチスプリングモデルに用いる地盤パラメータは、PS検層結果および非排水繰返し三軸試験結果等を用いて標準設定法¹⁸に従って設定した。ただし、液状化対象土層のうち、埋立土については非排水繰返し三軸試験が実施されていないことからN値と細粒分含油率から簡易設定法¹⁸に従って液状化強度を推定した。図-23に液状化対象土層について設定した液状化強度を、推定値または試験値と比較して示す。またカクテルグラスモデルに用いる地盤パラメータのうち、ダイレイタンシーに関するパラメータはマルチスプリングモデルで設定した液状化強度をターゲットとして要素シミュレーションにより設定した。マルチスプリングモデルおよびカクテルグラスモデルに用いた地盤パラメータを表-6に示す。

なお、原地盤砂層の液状化強度のばらつきが大きいこと、その平均的な液状化強度の割には、地震動の強さがPI波と同程度であるにもかかわらず1号岸壁において液状化が観測されなかったことから、設定した液状化強度は過大評価である可能性が高い。そのため、ここでは液状化強度の影響を把握する目的で非液状化とした解析も実施することとした。

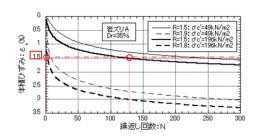
ところで、高砂2号岸壁では岸壁背後において60~70cm程度の沈下が生じたが、これは岩ズリの揺すり込みによる影響が考えられている。そのため、現場から採取した岩ズリ等を用いた排水繰返し三軸試験が実施されている「9」。本再現解析においても、岩ズリの揺すり込みによる影響を検討するため、この試験結果を用いてダイレイタンシーに関するパラメータを設定し、排水条件下のカクテルグラスモデルによる解析を実施した。この時に用いた岩ズリのダイレイタンシーに関するパラメータを表-7に示す。また当該パラメータを用いた場合の要素シミュレーション結果と試験結果を並べて図-24に示す。図よりわかるように、すべての繰返し回数に対して収縮ひずみを一致させることは難しいので、ここでは繰返し回数5回程度の収縮ひずみに着目してパラメータを設定している。

b) 相馬港2号埠頭

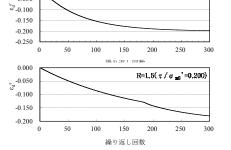
相馬港2号埠頭における十層構造は、既往の設計図書

表-7 岩ズリのダイレイタンシーに関するパラメータ

記号	土質		カクテルグラスモデル								
		Ed cm	TEde	rea	qı	q2	HmaxL	lk			
Gc	岩ズリ	0.20	1.00	1.82	1.00	0.00	0.24	2.00			
GC .	石ヘツ	Tk	nk"	Sı	c1	q4	ľγ	rtmp .			
		0.100	0.100	0.005	1.000	1.0	0.5	0.5			



(a)排水繰返し三軸試験結果 -0.000 R=1.8(τ/σ 🗝 '=0.286)



(b)要素シミュレーション結果

図-24 岩ズリの排水繰返し三軸試験結果と要素シミュレーション

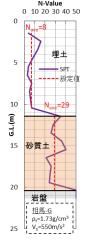


図-25 相馬港2号埠頭における土層構造

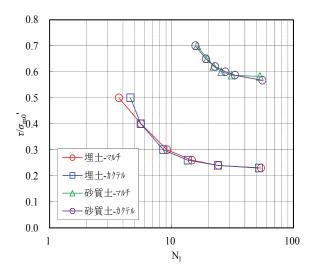


図-26 相馬港2号埠頭における液状化強度

に基づいて設定した。図-25にその土層構造を示す。地 盤パラメータについても既往の設計図書より設定したが、 地盤条件としてはN値程度しかなかったため、初期せん 断弾性係数については相馬-Gにおけるせん断波速度を参 照した。また液状化強度については、N値と細粒分含有 率から推定したかったが、ここではその細粒分含有率の 情報が得られなかった。そこで、埋土および原地盤砂層 のそれぞれについて細粒分含有率を適当に変化させ、簡 易設定法18により推定される液状化強度のマルチスプリ ングモデルによる逆解析を行った11)。すなわち、被災状 況を再現できると考えられる、埋土および原地盤砂層の それぞれの液状化強度を推定した。ここで推定した液状 化強度を図-26に示す。

以上のように設定した地盤パラメータを表-8に示す。

c) 小名浜港3号埠頭

小名浜港3号埠頭における土層構造は、設計時の想定 土層を基本とし、埋立部のみ震災後のボーリング調査結 果を考慮して設定した。土層構造は図-18に示す通りで ある。砂質土の地盤パラメータは、設計資料にあったN 値を基本に、細粒分含有率を周辺施設の情報から準用し て、簡易設定法¹⁸により推定した。埋立部については、 震災後のボーリング調査結果(N値、細粒分含有率)よ り簡易設定法¹⁸⁾で推定した。また粘性土については、N 値を参考にして物性値を設定した。ここで設定した地盤 パラメータを表-9に示す。

また当該岸壁にはグラベルドレーンが施されているた め、等価な透水係数を設定して透水係数による影響を検 計した。等価な透水係数は、軸対称問題におけるBarron の理論と平面ひずみ問題におけるTerzaghiの理論が、あ る平均圧密度において一致するように求めるが、ここで はその平均圧密度を80%、60%、40%の3通りについて 検討した。各圧密度に対する等価な透水係数を表-10に

表-8 相馬港2号埠頭における地盤パラメータ

記号	土質	ρ (t/m³)	σ_{ma} ' (kN/m ²)	Vs (m/s)	G_{ma} (kN/m^2)	m _G	K_{ma} (kN/m^2)	m _K	c (kN/m²)	φf	hmax	n	k (m/sec)
		1.80	98	162	75246	0.5	196230	0.5	0.0	39.38	0.24	0.45	1.00E-04
		マル	チスプリング	ブモデル			カクテル	グラスモ	Eデル				
В	埋土(浚渫砂)	φ	s ₁	W ₁	ε dom	rε _{do}	r E d	q ₁	q ₂	H _{max} L	lk		
		28.0	0.005	6.038	0.20	0.95	1.20	8.00	0.70	0.24	2.00		-
		P ₁	p ₂	c ₁	r _k	rk"	S ₁	c1	q4	r _Y	r _{tmp}		
		0.500	0.947	2.514	0.500	0.500	0.005	2.560	1.0	0.1	0.5		
記号	土質	ρ (t/m³)	σ_{ma} ' (kN/m ²)	Vs (m/s)	G_{ma} (kN/m ²)	mg	K _{ma} (kN/m ²)	m _K	c (kN/m²)	Фг	hmax	n	k (m/sec)
		2.00	98	269	125095	0.5	326228	0.5	0.0	41.33	0.24	0.45	1.00E-04
			チスプリング		120000	0.0	カクテル			11.00	0.21	0.10	1.002 01
As	砂質土(細砂)	φ	s ₁	W ₁	εdom	rε _{do}	rεd	q ₁	q ₂	HnacL	l _k		
As	炒貝工(細炒)	28.0	0.005	11.750	0.15	1.40	0.60	1.00	0.80	0.24	2.00		-
		P ₁	p ₂	c ₁	r _k	rk"	S ₁	c1	q4	r _Y	r _{tmp}		
		0.500	0.736	6.508	0.500	0.500	0.005	8.290	1.0	0.1	0.5		
記号	土質	ρ	E	k									
品じつ	工具	(t/m ³)	(kN/m^2)	(m/sec)					-				
R	岩盤(砂質泥岩)	1.73	1392000	1.00E-09									
記号	土質	ρ	σ_{ma}	Vs	G _{ma}		K _{ma}	m	С	φ,	hmax	n	k
כליטם	工具	(t/m^3)	(kN/m ²)	(m/s)	(kN/m^2)	m _G	(kN/m ²)	m _K	(kN/m^2)	Ψf	iiiilax	1	(m/sec)
	裏込石	2.00	98		101300	0.5	264000	0.5	20.00	35.00	0.24	0.45	1.00E-02

表-9 小名浜港3号埠頭における地盤パラメータ

				カクテ	・ルグラス=	Eデル			
	Pa	G_{ma}	m_G	K_{LA}	\mathbf{K}_{UA}	$n_{\rm K}$	ρ	n	h _{max}
土質	φf	φР	ε _d cm	γε _d ^c	$\gamma \epsilon_{ m d}$	q ₁	\mathbf{q}_2	r _{kpp}	l _k
	η _k	s ₁	$\mathbf{c_1}$	q _{u s}	q 4	rγ	$r_{\gamma tmp}$	I _{865SW}	k (m/sec)
	98	8.47E+04	0.5	2.21E+05	2.21E+05	0.5	2.04	0.45	0.24
Bs	39.67	28	0.20	1	0.2	6.20	0.65	0.5	2
	0.5	0.005	2.15	0.00	1	0.1	0.5	0	3.50E-05
	98	1.81E+05	0.5	4.71E+05	4.71E+05	0.5	2.04	0.45	0.24
As1	43.31	-	-	-	-	-	-	-	-
	-	-	-	-	-	-	-	-	4.60E-06
	98	9.49E+04	0.5	2.47E+05	2.47E+05	0.5	2.04	0.45	0.24
As2	40.07	28	0.20	0.9	0.2	10.00	1.6	0.5	2
	0.5	0.005	3.8	0.00	1	0.1	0.5	0	4.60E-06

		マルチスプリングモデル												
土質	σ' _{ma}	G_{ma}	m_G	K_{ma}	m_{K}	ν	ρ	n	Kf					
	h _{max}	c	Ψf	φf	s ₁	w ₁	\mathbf{p}_1	p ₂	c_1					
Bs	98	8.47E+04	0.5	2.21E+05	2.21E+05	0.33	2.04	0.45	2.20E+06					
DS	0.24	0	39.67	28	0.005	3.764	0.5	1.008	2.12					
As1	98	1.81E+05	0.5	4.71E+05	4.71E+05	0.33	2.04	0.45	2.20E+06					
ASI	0.24	0	43.31	-	-	-	-	-	-					
As2	98	9.49E+04	0.5	2.47E+05	2.47E+05	0.33	2.04	0.45	2.20E+06					
A82	0.24	0	40.07	28	0.005	7.500	0.5	0.853	4.2					
Ac	98	2.69E+04	0.5	7.00E+04	7.00E+04	0.33	1.5	0.55	2.20E+06					
AC	0.2	0	30	-	-	-	-	-	-					
亩コア	98	1.80E+05	0.5	4.70E+05	4.70E+05	0.33	2	0.45	2.20E+06					
裏込石	0.24	0	40	-	-	-	-	-	-					

表-10 グラベルドレーン地盤における等価な透水係数

平均圧密度	透水係	数(m/sec)
(%)	原地盤	等価換算値
80		2.84E-03
60	3.50E-05	2.54E-03
40		2.00E-03

表-11 小名浜港5号埠頭における地盤パラメータ

地層名	N65	$\rho_{\rm t}$ $({\rm t/m}^3)$	$ ho_{\rm sat}$ $({\rm t/m}^3)$	σ'_{ma} (kN/m^2)	$\frac{G_{ma}}{(kN/m^2)}$	ν	$\frac{K_{ma}}{(kN/m^2)}$	C (kN/m ²)	φ (°)	n	h_{max}
埋立土	8.3	1.8	2.0	98	75400	0.33	196600	-	39	0.45	0.24
岩ずり	10.4	1.8	2.0	98	86600	0. 33	225800	-	39	0.45	0.24
砂質土	22. 2	-	2.0	98	140600	0.33	366700	-	41	0. 45	0.24
固結シルト (風化部)	1	1	1.8	171. 88	10200	0. 33	26600	30	-	0.55	0.20
基礎捨石	- 1	1	2.0	98	184000	0. 33	479800	20	35	0.45	0.24
マウンド (雑石)	-	ı	2.0	98	184000	0. 33	479800	20	35	0. 45	0.24

力	カクテルグラスモデル(埋立土)											
$\phi_{\rm p}$	em € d	$r_{\rm edc}$	$r_{\rm ed}$	q_1	q_2	$l_{\rm k}$	H_{maxL}	$r_{\rm k}$				
28	0.2	1.5	0.2	10	1.25	2	0	0.5				
$r_{\rm k}$ "	S_1	c 1	q_4	r_{γ}	r_{mtmp}	1965SW	$q_{ m us}$	STOL				
0.5	0.005	2.5	1	0.1	0.5	0	0	10E-6				

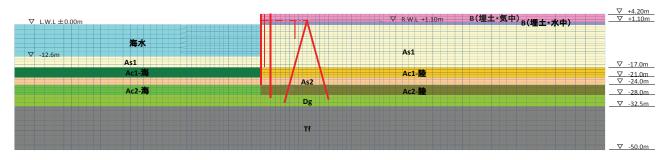


図-27 高砂1号埠頭のメッシュ分割モデル図

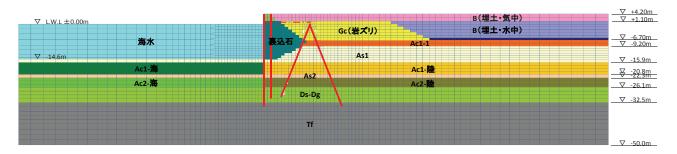


図-28 高砂2号埠頭のメッシュ分割モデル図

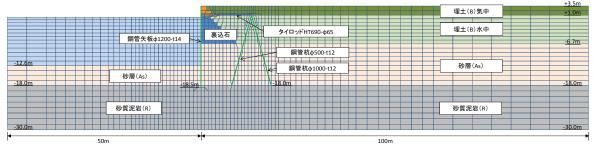


図-29 相馬港2号埠頭のメッシュ分割モデル図

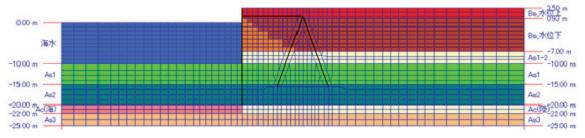


図-30 小名浜港3号埠頭のメッシュ分割モデル図

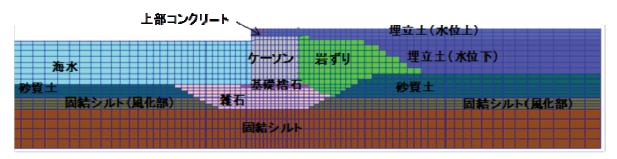


図-31 小名浜港5号埠頭のメッシュ分割モデル図

示す。

d) 小名浜港5号埠頭

小名浜5号埠頭における土層構造は、設計時資料および震災後ボーリング調査結果より設定した。土層構造は図-19に示す通りである。地盤パラメータについては、設計時資料および震災後ボーリングによるN値および細粒分含有率を用いて簡易設定法¹⁸により設定した。ここで設定した地盤パラメータを表-11に示す。

当該岸壁においては、岩ズリの揺すり込みによる影響

が考えられるが、ここで使用されている岩ズリの材料特性は不明である。そのため、ここでは高砂2号埠頭において用いた岩ズリのダイレイタンシーを考慮したパラメータ(表-6、表-7)を引用するものとした。

(4) メッシュ分割モデル

以上述べた各岸壁の標準断面図、地盤-構造連成系モデル、土層構造および地盤パラメータに基づいてモデル化したメッシュ分割モデル図を図-27~図-31に示す。

表-12 検討ケース

基基 巴克	解析方法		+☆ こ √□+ <u>+</u> -	1. 同事、生またとうとものでなり中	L 7 D
対象岸壁	液状化対象要素	透水	控え組杭	土層構造および地盤条件	ケース名
高砂1号	マルチスプリング	非排水	摩擦杭(φ=φs)	基本条件	T1-MU-JS-O
				原地盤砂層非液状化	T1-MU-JS-NL
	カクテルグラス	非排水	摩擦杭(φ=φs)	基本条件	T1-CU-JS-O
		排水	摩擦杭(φ=φs)	基本条件	T1-CD-JS-O
高砂2号	マルチスプリング	非排水	杭下端固定	土層構造 A	T2-MU-BB-A
			摩擦杭 (φ=φs)	土層構造 A	T2-MU-JS-A
				原地盤砂層非液状化	T2-MU-JS-ANL
	カクテルグラス	非排水	摩擦杭 (φ=φs)	土層構造 A	T2-CU-JS-A
		排水	杭下端固定	土層構造 A	T2-CD-BB-A
			摩擦杭(φ=15°)	土層構造 A	T2-CD-J15-A
			摩擦杭 (φ=φs)	土層構造 A	T2-CD-JS-A
				土層構造B	T2-CD-JS-B
				土層構造 A, 岩ズリ D	T2-CD-JS-AD
				土層構造 B,, 岩ズリ D	T2-CD-JS-BD
相馬2号	マルチスプリング	非排水	摩擦杭 (φ=φs)	基本条件	S2-MU-JS-O
	カクテルグラス	非排水	摩擦杭 (φ=φs)	基本条件	S2-CU-JS-O
		排水	杭下端固定	基本条件	S2-CD-BB-O
			摩擦杭(φ=15°)	基本条件	S2-CD-J15-O
			摩擦杭(φ=30°)	基本条件	S2-CD-J30-O
			摩擦杭(φ=φs)	基本条件	S2-CD-JS-O
小名浜3号	マルチスプリング	非排水	杭下端固定	基本条件	O3-MU-BB-O
			摩擦杭(φ=15°)	基本条件	O3-MU-J15-O
	カクテルグラス	非排水	杭下端固定	基本条件	O3-CU-BB-O
			摩擦杭(φ=15°)	基本条件	O3-CU-J15-O
		排水	杭下端固定	基本条件	O3-CD-BB-O
			杭下端固定	ドレーン考慮(80,60,40)	O3-CD-BB-Dxx
			摩擦杭(φ=15°)	基本条件	O3-CD-J15-O
			摩擦杭(φ=15°)	ドレーン考慮(80,60,40)	O3-CD-J15-Dxx
小名浜5号	マルチスプリング	非排水	_	基本条件(捨石旧物性)	O5-MU-O-A
				基本条件(捨石新物性)	O5-MU-O-B
	カクテルグラス	非排水	_	基本条件(捨石旧物性)	O5-CU-O-A
		排水	_	基本条件(捨石旧物性)	O5-CD-O-A
				岩ズリ D(捨石旧物性)	O5-CD-OD-A

- ・岩ズリDは、岩ズリのダイレイタンシーを考慮したケースを意味する。
- ・ドレーン考慮(80,60,40)は、圧密度80,60,40にそれぞれ相当する等価な透水係数を設定したケースを意味する。
- ・
 øsは、ジョイントに接する地盤のせん断抵抗角を使用することを意味する。
- ・小名浜港3号のケース名におけるDxxのxxには、圧密度の数値80、60、40のいずれかが入る。

(5) 検討ケース

各岸壁において被災状況を再現するためには、以上述べてきたように、透水を考慮したカクテルグラスモデル等の解析方法による影響、地盤ー構造連成系のモデル化、土層構造および地盤パラメータによる影響を調べる必要がある。ここでは、これらの影響を調べるため表-12に示す検討ケースを実施した。

なお、高砂埠頭1号岸壁における控え組杭の条件は、 高砂埠頭2号岸壁および相馬港2号岸壁において控え組 杭の条件による影響検討を行った結果を踏まえ、摩擦杭 ($\phi = \phi s$) のケースに絞り込んだ。

4. 各港湾構造物の再現解析結果と考察

(1) 仙台塩釜港仙台港区高砂 1号埠頭岸壁

表-13に高砂1号埠頭岸壁における全検討ケースの解 析結果一覧表を、図-32~図-34に各解析方法における加 振後(時刻190秒)の過剰間隙水圧比分布と変形図を示 す。これらの結果のうち、原地盤の液状化強度として室 内試験から得られた強度を設定した解析結果についてみ ると、透水を考慮した場合でも原地盤砂層全体が液状化 に至り、岸壁天端は84cm程度の変位が生じる。しかし、 実際には液状化は観測されておらず、岸壁の変位もほと んど生じていないことから、実際の液状化強度は室内試 験で得られたものより高かったものと推測される。ここ で、原地盤砂層の液状化を考慮しない場合の解析結果に ついてみると、護岸天端の水平変位は57cmであり、実 際の無被災状況とかい離していることから地盤条件の設 定や地盤-構造連成系のモデル化に関して何らかの問題 がある可能性がある。したがって、液状化強度に関して 試料のサンプリング技術や室内試験方法の精度向上に関 わる課題に加え、本岸壁においては、モデル化に関わる 課題も残される。

なお、図-33と図-34との比較から、透水を考慮することによる効果が確認できる。すなわち、地震動の継続時間が長くなると過剰間隙水圧の上昇が抑えられることが確認できる。しかしながら、岸壁変位は逆に非排水条件に比べて大きいことから、数値計算上の何らかの不安定性が生じたものと考えられる。

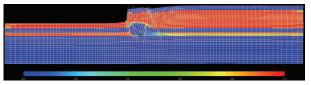
以上のことから、本岸壁については、透水を考慮した カクテルグラスモデルを用いることにより過剰間隙水圧 の上昇程度をある程度は評価できるものの、実現象を再 現するにはまだモデル化や数値計算の安定性を高める何 らかの工夫が必要であるといえる。

(2) 仙台塩釜港仙台港区高砂2号埠頭岸壁

表-14に、高砂2号埠頭岸壁における全検討ケースの

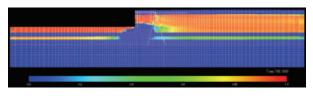
表-13 高砂1号埠頭における解析結果一覧

2 10 100 = 0 1000 1100 000 1000 000						
ケース名	岸 壁	岸 壁	前 面	押 込	引 抜	タイ
	天 端	背 後	矢 板	み杭	杭 損	材 損
	水 平	沈 下	損傷	損傷	傷	傷
	変位	量				
	(cm)	(cm)				
実測	1~2	ほぼ0	無	無	無	無
MU-JS-O	84.3	67.1	有	有	有	無
MU-JS-NL	57.1	73.5	有	有	有	無
CU-JS-O	80.7	57.0	有	有	有	無
CD-JS-O	211.3	264.6	有	有	有	無



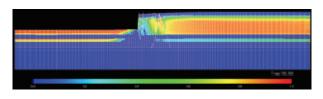
(変位スケール:5倍)

図-32 加振後の過剰間隙水圧比と変形図 (T1-MU-JS-O)



(変位スケール:1倍)

図-33 加振後の過剰間隙水圧比と変形図 (T1-CU-JS-O)



(変位スケール:1倍)

図-34 加振後の過剰間隙水圧比と変形図 (T1-CD-JS-O)

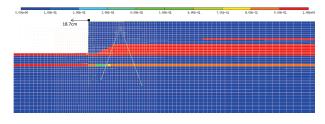
解析結果一覧表を示す。控え組杭の条件については、カクテルグラスモデル(排水)のケースにおいて、ケース T2-CD-BB-A、T2-CD-J15-A、T2-CD-JS-Aの結果をみると、杭下端固定(T2-CD-BB-A)と摩擦杭のせん断抵抗角に 隣接地盤のせん断抵抗角を適用した場合(T2-CD-JS-A)では前面矢板天端の水平変位がやや過小評価となるが、 摩擦杭のせん断抵抗角に壁面摩擦角(ϕ =15°)を適用した場合(T2-CD-J15-A)では実測値を大幅に上回る。

丰_1/	宣献:9	早46前27	せける	解析結果-	
7V-14	前がケイ	77127HN	DULC) 用生小儿 水声 未一	— · · · · ·

						1
ケース名	岸壁	岸 壁	前 面	押 込	引抜	タイ
	天 端	背 後	矢 板	み杭	杭 損	材 損
	水 平	沈 下	損傷	損傷	傷	傷
	変位	量				
	(cm)	(cm)				
実測 A	68	60-70	無	有	有	無
実測B	25-33	60-70	無	有	有	無
MU-BB-A	17.6	35	有	無	無	有
MU-JS-A	18.7	27	有	無	無	有
MU-JS-ANL	19.6	20	有	無	無	有
CU-JS-A	20.2	20	無	無	無	有
CD-BB-A	16.0	15	有	有	有	有
CD-J15-A	123.7	60	有	有	有	有
CD-JS-A	18.2	20	無	無	無	有
CD-JS-B	19.4	20	無	無	無	有
CD-JS-AD	16.2	110	有	無	無	有
CD-JS-BD	17.2	120	有	無	無	有

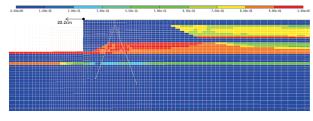
また前面矢板およびタイ材の損傷については、摩擦杭とした場合でせん断抵抗角に壁面摩擦角を採用した方が実測値と整合する。したがって、控え組杭のモデル化については、杭下端固定とするよりも摩擦杭扱いにする方が妥当であるが、ジョイント要素のせん断抵抗角をどの程度の値に設定するのが適当かについては今後の検討課題である。ここでは、岸壁天端の水平変位を多少過小評価し、かつ前面矢板およびタイ材の損傷程度が実測値と異なるものの、後述の相馬港2号埠頭岸壁における控え組杭のモデル化に関する検討結果を踏まえ、ジョイント要素のせん断抵抗角として隣接する地盤のせん断抵抗角とする条件に固定した上で、解析方法の違い、土層構造の違い、および岩ズリのダイレイタンシーによる影響を調べた。

図-35~図-37に、控え組杭を摩擦杭($\phi = \phi s$)扱いと した条件で、土層構造Aに対する各解析方法(ケース T2-MU-JS-A、T2-CU-JS-A、T2-CD-JS-A) について加振後 (時刻190秒)の過剰間隙水圧比分布と変形図を示す。 また図-38に、土層構造Bに対するカクテルグラスモデル (排水)のケースT2-CD-JS-Bについて同加振後の過剰間 隙水圧比分布と変形図を示す。これらの図より、土層構 造Aについては、どの解析方法でも前面矢板天端の水平 変位には影響しないが、解析方法の違いにより過剰間隙 水圧の発生程度が異なることがわかる。またカクテルグ ラスモデル(排水)を用いた場合、土層構造AとBの違 いに依らず前面矢板天端の水平変位には影響しないが、 液状化対象層の間に不透水層が存在する場合(土層構造 A) と存在しない場合(土層構造B) で過剰間隙水圧比 の上昇程度に違いがあることが確認できる。今回のよう な条件の場合、岸壁の水平変位は液状化対象層の剛性に はあまり依存しないが、透水を考慮したカクテルグラス



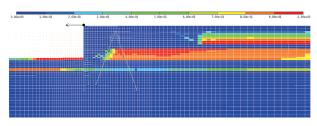
(変位スケール:1倍)

図-35 加振後の過剰間隙水圧比と変形図 (T2-MU-JS-A)



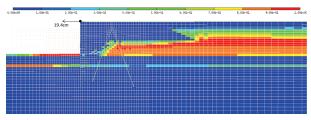
(変位スケール:1倍)

図-36 加振後の過剰間隙水圧比と変形図 (T2-CU-JS-A)



(変位スケール:1倍)

図-37 加振後の過剰間隙水圧比と変形図(T2-CD-JS-A)



(変位スケール:1倍)

図-38 加振後の過剰間隙水圧比と変形図(T2-CD-JS-B)

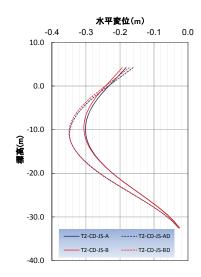


図-39 岸壁法線における水平変位の比較

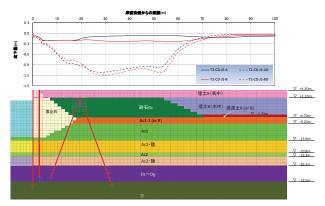


図-40 岸壁背後地表面における沈下の比較

モデルにより、地震動の継続時間や土層構造の違いが過 剰間隙水圧の上昇にどの程度の影響を及ぼすかを適切に 評価できることが明らかになった。

岩ズリのダイレイタンシーによる影響を調べたケース(土層構造Aに対してはT2-CD-JS-AとT2-CD-JS-AD、土層構造Bに対してはT2-CD-JS-BとT2-CD-JS-BD)について、前面矢板の変形図を比較した図を図-39に、岸壁背後地表面の沈下量を比較した図を図-40に示す。ここでも土層構造による影響は見られないが、岩ズリによる影響は顕著であり、特に沈下量については実測60~70cmに対して約2倍の沈下が生じた。これは、岩ズリの室内試験結果と完全に整合するようなパラメータではなかったためと考えられるが、適切なパラメータを設定できれば、透水を考慮したカクテルグラスモデルを用いてダイレイタンシーを考慮することで実際の被災状況を再現できるとことが期待される。

以上の結果および考察は原地盤砂層の液状化特性とし て室内試験結果を用いた場合に対するものであるが、原 地盤砂層の液状化特性は高砂1号埠頭と同様であるため、 2号埠頭においても原地盤砂層は液状化しなかったもの と考えられる。ここでは、その場合の様子を探るため、 非排水条件下でのマルチスプリングモデルを用いた解析 (ケースT2-MU-JS-ANL) を実施した。その結果は、表-14に示す通りであるが、前面矢板、タイ材とも損傷し、 実測と異なる。これは、控え組杭を摩擦杭扱いとしてい るものの、せん断抵抗角として隣接地盤のせん断抵抗角 を用いていることが引抜抵抗を過大評価したためと考え られる。摩擦杭扱いとする場合のせん断抵抗角をどのよ うに与えるかが今後の課題となるが、現在、杭軸方向に 関して新たな杭ー地盤相互作用ばね要素が開発されてい るところであり、より精度よく被災程度を予測するため にも、当該新要素の開発が期待される。

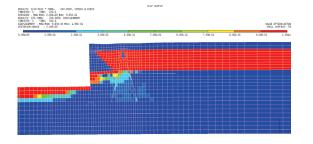
(3) 相馬港 2号埠頭岸壁

表-15に、相馬港2号埠頭岸壁における全検討ケースの解析結果一覧表を示す。本岸壁では、控え組杭のモデ

表-15 相馬港2号埠頭における解析結果一覧

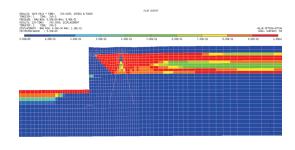
ケース名	岸壁	岸壁	前 面	押込	引抜	タイ
	天 端	背 後	矢 板	み杭	杭 損	材 損
	水 平	沈 下	損傷	損傷	傷	傷
	変位	量				
	(cm)	(cm)				
実測	20	10,30	無	無	無	無
MU-JS-O	17	7,5	無	無	無	無
CU-JS-O	9	3,4	無	無	無	無
CD-BB-O	9	4,11	無	有	無	有
CD-J15-O	68	26,35	無	無	有	無
CD-J30-O	42	16,22	無	無	無	無
CD-JS-O	26	10,18	無	無	無	無

・岸壁背後沈下の最初の数値は岸壁直背後の沈下量を示し、2番目の数値は岸壁法線から20~25mの位置の沈下量を示す。



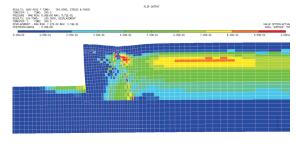
(変位スケール:5倍)

図-41 加振後の過剰間隙水圧比と変形図 (S2-MU-JS-O)



(変位スケール:5倍)

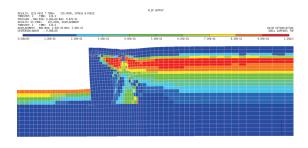
図-42 加振後の過剰間隙水圧比と変形図(S2-CU-JS-O)



(変位スケール:5倍)

図-43 加振後の過剰間隙水圧比と変形図(S2-CD-JS-O)

ル化による影響については、透水を考慮したカクテルグラスモデルにおいて検討した。表-15からもわかるように、杭下端固定では岸壁天端の水平変位は実測より小さい上にタイ材が破断することから、控え組杭のモデル化としては摩擦杭が妥当である。また岸壁天端の水平変位および鋼管矢板直背後の段差について実測値と比較的整



(変位スケール:5倍)

図-44 主要動後の過剰間隙水圧比と変形図 (S2-CD-JS-O)

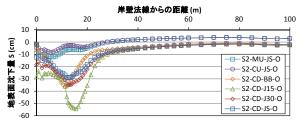


図-45 岸壁背後における地表面の沈下分布

合するのは、摩擦杭のせん断抵抗角として隣接地盤のせん断抵抗角を適用した場合である。したがって、ここでは当該条件に固定した上で、解析方法による影響を検討した。

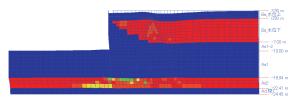
図-41~図-43に、各解析方法(ケースS2-MU-JS-O、S2-CU-JS-O、S2-CD-JS-O) について加振後(時刻240秒)の 過剰間隙水圧比分布と変形図を示す。また図-44に、カ クテルグラスモデル(排水)のケースS2-CD-JS-Oについ て主要動直後(時刻126秒)の過剰間隙水圧比分布と変 形図を示す。これらの図より、非排水条件下のマルチス プリングモデル (S2-MU-JS-O) およびカクテルグラスモ デル (S2-CU-JS-O) では埋土の過剰間隙水圧が上昇して 液状化するのに対し、排水条件下のカクテルグラスモデ ル (S2-CD-JS-O) では地震動の継続時間中に透水が考慮 されるため過剰間隙水圧は完全には上昇しきれず、その 分岸壁の変位が抑制されていることがわかる。ただし、 図-44からもわかるように、主要動直後においては埋土 層で液状化に達していることが確認できる。またこれら のケースについて地表面の沈下分布図を図-45に示す。 被災状況の実測では、岸壁法線から背後20~25mの位置 で30cm程度の沈下が生じているが、沈下の発生場所が やや異なるものの、この付近における沈下量をカクテル グラスモデル(排水)のケース(S2-CD-JS-O)がよく再 現できているのがわかる。

本岸壁に用いた入力地震動は、他の岸壁の場合と異なり、必ずしも当該位置におけるサイト増幅特性を確認して使用しているものではない。また液状化特性についても詳細な試験が行われたものではなく、いずれも推定したものである。しかしながら、このような仮定のもとで比較的よく実際の被災状況を再現できたことは、実際の被災メカニズムを十分説明でき、また透水を考慮したカ

表-16 小名浜港3号埠頭における解析結果一覧

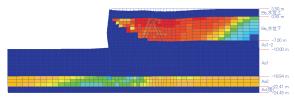
ケース名	岸壁天端水平	岸壁背後下	前矢損	押込 み杭 損傷	引抜抗損傷	タイ 材損 傷
	変位	量	(海中)	124134	123	100
	(cm)	(cm)				
実測	40	17-13	無	無	無	無
MU-BB-O	160	49-55	6.52	1.37	1.34	無
MU-J15-O	162	48-84	6.88	0.96	0.74	無
CU-BB-O	117	40-60	10.53	1.60	2.71	無
CU-J15-O	120	35-58	9.22	1.55	1.87	無
CD-BB-O	125	33-42	7.30	1.64	2.43	無
CD-BB-D80	88	19-33	1.24	1.78	5.02	無
CD-BB-D60	87	19-31	1.18	1.83	5.08	無
CD-BB-D40	87	18-31	1.17	1.88	5.09	無
CD-J15-O	129	32-38	4.63	1.08	1.46	無
CD-J15-D80	84	18-30	0.92	1.68	3.76	無
CD-J15-D60	84	18-30	0.91	1.72	3.85	無
CD-J15-D40	84	18-30	0.90	1.73	3.87	無

- 前面矢板の地中部の損傷については不明。
- ・鋼材の損傷有無は、最大発生曲率/全塑性時曲率により評価



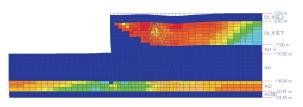
(変位スケール:1倍)

図-46 加振後の過剰間隙水圧比と変形図(O3-MU-J15-O)



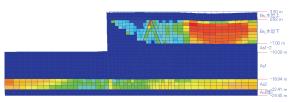
(変位スケール:1倍)

図-47 加振後の過剰間隙水圧比と変形図(O3-CU-J15-O)



(変位スケール:1倍)

図-48 加振後の過剰間隙水圧比と変形図(O3-CD-J15-O)



(変位スケール:1倍)

図49 加振後の過剰間隙水圧比と変形図(O3-CD-J15-D60) クテルグラスモデルが地震動の継続時間が長い事例に対

して十分な適用性を有していることを示唆する。

(4) 小名浜港3号埠頭岸壁

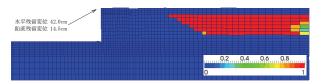
表-16に、小名浜港3号埠頭岸壁における全検討ケー スの解析結果一覧表を示す。また控え組杭を摩擦杭扱い にした条件のうち、グラベルドレーンを考慮しない各解 析方法 (ケースO3-MU-J15-O、O3-CU-J15-O、O3-CD-J15-O) およびグラベルドレーンを考慮したケースの代表ケ ース (O3-CD-J15-D60) についての加振後 (時刻240秒) の変形図と最大過剰間隙水圧比分布を図-46~図-49に示 す。グラベルドレーンを考慮しないケースにおいては、 埋土層では解析方法に依らずほぼ完全に液状化に達し、 岸壁天端の水平変位は、透水を考慮したカクテルグラス モデル (O3-CD-J15-O) がやや、非排水条件下のマルチ スプリングモデル (O3-MU-J15-O) およびカクテルグラ スモデル (O3-CU-J15-O) に比べて小さいものの、それ でも実測約40cmに対し約3倍の120cm以上である。本岸 壁において透水による影響が顕著でないのは、入力地震 動の主要動が約40秒間の比較的短時間にあることと、こ の加速度応答スペクトルの周波数約1Hz付近ではPI波を 大きく上回るほどの強さであったことに因るものと考え られる。

なお、控え組杭のモデル化による影響は、グラベルドレーンを考慮したケースを含め、顕著な違いは見られない。これは、杭下端部周辺の地盤(As2)が液状化に達したため、杭の引抜抵抗の影響が無視できるくらい小さくなったことに因るものと考えられる。

グラベルドレーンを考慮したケースにおいては、圧密 度40、60、80の3通りについて等価な透水係数を与えた。 圧密度の違いによる影響については顕著な違いはないが、 グラベルドレーンを考慮しない場合に比べ明らかに透水 による効果が認められる。すなわち、ドレーンの排水に よる(埋土の透水係数を大きくした)影響で過剰間隙水 圧の上昇が抑制され、それに伴い岸壁の水平変位も 129cmから84cmに抑制された。また過剰間隙水圧の消散 に伴う沈下についても抑制され、グラベルドレーンを考 慮しないケースと比較して32~38cmから18~30cmに抑 制された。これらの数値は、被災状況の実測値よりまだ 全体的に大きいものの、実測値そのものが任意地点を基 点とした相対的な値であることと、埋土を除く原地盤の 地盤パラメータを周辺地盤から類推して設定しているこ とを考慮すれば、おおむね被災状況を再現しているとい える。また、透水を考慮しない解析ケースやグラベルド レーンを考慮しない解析ケースに比べれば、被災状況を 格段に説明できている。このことから、透水を考慮した カクテルグラスモデルによる解析手法は、特にグラベル ドレーンのように過剰間隙水圧消散工法が施された地盤 に対して有用であるといえる。

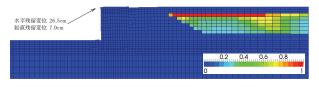
表-17 小名浜港5号埠頭における解析結果一覧

ケース名	岸壁天端	岸壁天端	ケーソン
	水平変位	鉛直変位	傾斜角
	(cm)	(cm)	(°)
実測	20~80	28~66	0.0~2.2
MU-O-A	42.0	14.5	0.87
MU-O-B	25.0	6.6	0.44
CU-O-A	26.5	7.0	0.49
CD-O-A	10.2	2.5	0.19
CD-OD-A	45.2	11.1	0.80



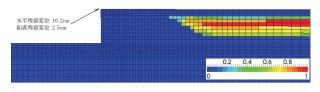
(変位スケール: 2倍)

図-50 加振後の過剰間隙水圧比と変形図 (O5-MU-O-A)



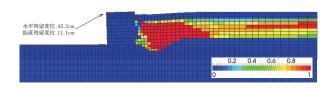
(変位スケール:2倍)

図-51 加振後の過剰間隙水圧比と変形図 (O5-CU-O-A)



(変位スケール: 2倍)

図-52 加振後の過剰間隙水圧比と変形図 (O5-CD-O-A)



(変位スケール:2倍)

図-53 加振後の過剰間隙水圧比と変形図 (O5-CD-OD-A)

(5) 小名浜港5号埠頭岸壁

表-17に、小名浜港 5 号埠頭岸壁における全検討ケースの解析結果一覧表を示す。また、岩ズリのダイレイタンシーを考慮しない各解析方法(ケースO5-MU-O-A、O5-CU-O-A、O5-CD-O-A)および岩ズリのダイレイタンシーを考慮した解析ケース(O5-CD-OD-A)について、加振後(時刻240秒)の変形図と最大過剰間隙水圧比分布を図-50~図-53に示す。

ケーソン天端の水平変位をみると、実測20cm~80cm (陸側半分の側線No.10~No.15では20cm~70cm) に対し、 岩ズリのダイレイタンシーを考慮しないケースで、かつ マウンド(基礎捨石および雑石)に旧物性(6材)を適 用したケースで10cm~42cmであり、被災状況が津波に よる影響を受けた可能性があることを考慮すると、どの 解析方法でもそれなりに地震動による被災状況を推測し 得ると思われる。ケーソンの傾斜角についても、実測 0.0~2.2° (側線No.10~No.15では0.0°~0.9°) に対し、 前記ケースで0.2~0.9であることから、前記と同様、こ れもそれなりに推測は可能と思われる。しかし、ケーソ ン天端の沈下については、地殻変動に伴う広域的な地盤 沈下があることから28cm~66cm (側線No.10~No.15では 28cm~37cm) と推定されているが、これに対し、前記 ケースで3cm~15cmであり、この差が津波によるものな のか、マウンドの揺すり込み等による沈下なのか、広域 的な地盤沈下の誤差によるものなのか、あるいはこれら が合わさったものなのか、判断が大変難しい。

本岸壁では、このように津波による影響が否定できな いため、地震動による被災状況としては推測せざるを得 ない。しかしながら、従来用いられてきた非排水条件下 のマルチスプリングによる解析は、透水の影響を無視で きるのであれば十分な信頼性を有しているといえるから、 当該解析結果を基準に考察することは可能である。この ような観点で、以上の結果を考察すると、非排水条件下 のマルチスプリングモデルによる解析結果において埋土 が完全に液状化しているのに対し、カクテルグラスモデ ルによる解析結果では非排水条件下および排水条件下の 両方において過剰間隙水圧はほとんど発生していない。 ただ、これまでのカクテルグラスモデルに関する既往の 研究では、一般に、同じ非排水条件下でマルチスプリン グとカクテルグラスによる解析結果を比較するとカクテ ルグラスの方が過剰間隙水圧は上昇し難く、岸壁の変位 も生じ難い。一方、同じカクテルグラスモデルで非排水 条件下の結果と排水条件の結果を比べると、当然ながら 排水条件下の方が過剰間隙水圧は上昇しにくい傾向があ る。前者については、本解析においても同様の傾向を示 すが、後者については、傾向が逆転している。そのため、 カクテルグラスモデルにおける解析結果をより詳細に精 査する必要があるが、ここではこれを今後の課題とした 上で、少なくとも透水の影響を無視できないものとして、 透水を考慮したカクテルグラスモデルによる解析結果が 妥当であると考える。このように考えた場合、岩ズリの ダイレイタンシーを考慮しない場合では、岸壁の水平変 位は実測の半分程度の10cm、傾斜角は0.2°で実測の範 囲内であることから、陸側のケーソンでも多少は津波に よる被害を受けたと解釈することができる。一方、岩ズ リの揺すり込みが実際に生じていた場合、岩ズリのダイ

レイタンシーを考慮した解析結果が地震動による被災状況を推測することになる。この場合、図-53では液状化してしまっている(これは、透水係数が十分大きければ過剰間隙水圧はほとんど上昇しないと考えられる)が、岸壁天端の水平変位は45cm、ケーソン傾斜角は0.8°と、いずれも実測の範囲内にあり、陸側では津波による影響は生じなかったと推測できる。

5. まとめ

本研究では、2011年東北地方太平洋沖地震において地震動により被災した港湾構造物の被災メカニズムを解明するとともに、地震動の継続時間の長い事例に対して透水を考慮したカクテルグラスモデルの適用性を検証することを目的として、入力地震動および地震の揺れによる被災状況が明らかな3港湾5岸壁を対象としてFLIPによる再現解析を試みた。その結果、各岸壁の被災メカニズムおよび透水を考慮したカクテルグラスモデルの適用性が、以下の通り、明らかになった。

(1) 被災メカニズム

a) 仙台塩釜港仙台港区高砂1号・2号埠頭

原地盤砂層の液状化特性は詳細な室内試験により得ら れているが、本再現解析において当該液状化特性を設定 すると透水を考慮しても液状化に至り、岸壁の変位ない し矢板構造物の損傷度は実測を大きく上回ることから、 原地盤砂層の実際の液状化強度は室内試験のそれよりも 十分高く、今回の地震時にも液状化は発生しなかったも のと推測される。この推測は、1号埠頭においては、解 析では再現できなかったものの、実際に液状化は観測さ れておらず無被災であったことを説明できる。2号埠頭 においては、岩ズリのダイレイタンシーを考慮した再現 解析結果より、岩ズリの揺すり込みが原因で岸壁の海側 への変位および岸壁背後で60cm~70cmの沈下が生じた ことが明らかになった。なお、約68cmの岸壁の水平変 位が突出していることについては、本再現解析では土層 構造の違いによる影響が見られなかったため、この原因 については不明のままであり、今後の検討課題としたい。

b) 相馬港 2号埠頭

本再現解析より、原地盤砂層の液状化強度は十分高く液状化には至らなかったが、埋土層が液状化したことにより岸壁が海側へ約20cm変位し、控え組杭より後方で地盤が30cm程度沈下したことが確認できた。なお、基盤入力最大加速度は275.3Galとあまり大きくなく、またこの加速度応答スペクトルもPI波を大きく下回っていたにも関わらず埋土層が液状化に至ったのは、地震動の継続時間が長かったことが原因であると、透水を考慮した再現解析により確認できた。また、控え組杭の引抜抵抗に関しては、地盤のせん断抵抗角に相当する抵抗力があ

ったことが控え組杭のモデル化による影響検討により確認できた。

c) 小名浜港3号埠頭

小名浜港3号埠頭における入力地震動は、継続時間は周辺のサイトに比べれば短い方であるが、最大加速度が1Gを超え、入力地震動の加速度応答スペクトルも構造物への影響が大きい1Hz程度以下の周波数帯域でPl波を大きく上回る地震動であったため、グラベルドレーンが施されていたにも関わらず、多少は過剰間隙水圧の上昇を抑制できたものの、約40cm程度の岸壁の変位が生じたことが、本再現解析により確認できた。ただし、グラベルドレーンが施されていなければ岸壁の変位は1.5倍程大きくなり、岸壁背後の地盤も完全に液状化して被害はより甚大になっていたことが予想された。また、入力地震動の各成分の加速度応答スペクトルより、小名浜港3号埠頭岸壁の法線直角方向(ほぼ東西方向)が震源断層面の直角方向にほぼ一致していたことも被害を大きくした要因の一つとも考えられる。

d) 小名浜港 5号埠頭

本岸壁の被災状況は、津波による影響を否定できない ことから、地震動による被災メカニズムとしては推測の 域を出ない。本岸壁のサイト増幅特性は、同じ小名浜港 の中でも比較的増幅しにくく、入力地震動の最大加速度 は530Galと大きめではあるものの、その加速度応答スペ クトルとしてはPI波を下回る。そのため入力地震動の強 さはあまり大きくないと考えられ、地震動の継続時間が 長くても、埋土層ではほとんど過剰間隙水圧は発生しな いことが、本再現解析により確認された。そのため、岩 ズリの揺すり込みがなければ、ケーソンの変形にあまり 影響しないと推測され、この場合、津波による影響は陸 側にも及んだものと推測される。岩ズリの揺すり込みが 実際に発生したかについては、本岸壁の被災が津波によ る影響を受けていないかどうかを確認する手段がないた め明らかにできないが、可能性としては否定できないこ とが、岩ズリのダイレイタンシーを考慮した解析により 確認できた。

(2) 透水を考慮したカクテルグラスモデルの適用性

東北地方太平洋沖地震において地震動により被災した各岸壁の被災メカニズムを解明する上で、液状化対象地盤の要素として、①従来の非排水条件下でのマルチスプリングモデル要素、②き排水条件下でのカクテルグラスモデル要素、③透水を考慮した排水条件下でのカクテルグラス要素、それぞれの要素を適用した3通りの解析を実施した。その結果、非排水条件下でのカクテルグラスモデルを使用することで、マルチスプリングモデルに比べて過剰間隙水圧の上昇程度がやや小さく、変形量等も小さくなる傾向を示すものの、透水を考慮したカクテル

グラスモデルを用いることにより、継続時間の長い地震 動に対してどれくらいの透水の影響が生じ、岸壁変位や 構造物の損傷にどの程度の影響があるかを明らかにする ことができた。具体的には、高砂2号埠頭において液状 化対象地盤に不透水層が挟まれている場合とそうでない 場合で過剰間隙水圧の上昇程度が異なることを明らかに できたこと、岩ズリの揺すり込みによる影響を明らかに できたこと、相馬港においては入力地震動がそれほど大 きくないにも関わらず継続時間が長いことにより埋土層 が液状化に至ることや、またそれにより被災状況を十分 説明できたこと、小名浜港3号埠頭においてはグラベル ドレーンによる影響を考慮でき、またそれによる被災状 況を十分説明できたことなどが挙げられる。以上のこと から、透水を考慮したカクテルグラスモデルは、地震動 の継続時間が長い事例や、液状化対象地盤中に不透水層 が存在する場合、グラベルドレーン等の透水を考慮すべ き地盤などに対し、構造物の被害を予測する上で有用で あることが確認できた。

謝辞:本検討はFLIP の改良と高度利用法の研究を推進する目的で設立された一般社団法人FLIP コンソーシアムWG の活動の一環として実施されたものである。特に、京都大学防災研究所の井合進教授、飛田哲男准教授、広島大学の一井康二准教授らには、岩ズリの揺すり込みを再現する方法をはじめとして、様々な問題についてアドバイスをいただきました。国土交通省東北地方整備局仙台港湾空港技術調査事務所の方々には、本検討で対象とした港湾構造物の設計図書や被災後に実施された各種調査データ等をご提供いただき、また再現解析結果を評価する上で貴重なご助言をいただきました。独立行政法人港湾空港技術研究所の野津厚氏には、本検討で対象とした岸壁の入力地震動およびサイト増幅特性に関して貴重なご助言をいただきました。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 高橋重雄,戸田和彦,菊池喜昭,菅野高弘,栗山喜昭,山崎浩之,長尾毅,下迫健一郎,根木貴史,菅野甚活,富田孝史,河合弘泰,中川康之,野津厚,岡本修,鈴木高二郎,森川嘉之,有川太郎,岩波光保,水谷崇亮,小濱英司,山路徹,熊谷兼太郎,辰巳大介,鷲崎誠,泉山拓也,関克己,廉慶善,竹信正寛,加島寛章,伴野雅之,福永勇介,作中淳一郎,渡邉祐二:2011年東日本大震災による港湾・海岸・空港の地震・津波被害に関する調査速報,港湾空港技術研究資料,No.1231,2011.4.
- 2) 野津厚, 若井淳:東日本大震災で被害を受けた港湾におけるサイト特性の調査, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vo.68, No.4, 2012.
- 3) 功刀卓,青井真,鈴木亘,中村洋光,森川信之,藤原広行:2011年東北地方太平洋沖地震の強震動,防

- 災科学技術研究所主要災害調査,第48号,2012年3月
- 4) 鈴木亘、青井真、関口春子、功刀卓:2011 年東北地 方太平洋沖地震の震源破壊過程、第48号、2012年3 月
- Iai S, Matsunaga Y, Kameoka T: Strain Space Prasticity Model for Cyclic Mobility, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, pp.27-56, 1990.
- Iai S, Tobita T, Ozutsumi O, Ueda K.: Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.35, No.3, pp.360-392,2011.
- Iai,S. and Kameoka,T., "Finite Element Analysis of Earthquake Induced Damage to Anchored Sheet Pile Quay Walls", Soils and Foundations, Vol.33, No.1, pp.71-91,1993.
- Iai, S., Morita, T., Kameoka, T., Matsunaga, Y., and Abiko, K.: Response of a dense sand deposit during 1993 Kushiro Oki earthquake, Soil and Foundations, Vo..35, No.1, pp.115-131, 1995.
- 9) 一井康二,井合進,森田年一:有効応力解析による ケーソン式岸壁の被災原因分析,阪神・淡路大震災 に関する学術講演会論文集(土木学会),pp.397-404, 1996年1月.
- 10) 住谷圭一, 田代聡一, 曲伝軍, 小濱英司, 一井康二: 東北地方太平洋沖地震における仙台塩釜港仙台港区高砂埠頭2号岸壁の液状化による被災程度の再現解析, 土木学会全国大会第68回年次学術講演会, 2013.
- 11) 榊原務,田代聡一,曲伝軍,大矢陽介,飛田哲男: 東北地方太平洋沖地震における相馬港2号埠頭岸壁

- の液状化による被災程度の再現解析, 土木学会全国大会第68回年次学術講演会, 2013.
- 12) 森篤史, 佐藤誠一, 金子浩士, 柴田大介, 大矢陽介, 飛田哲男: 東北地方太平洋沖地震における小名浜港 5 号埠頭耐震強化岸壁の液状化による被災程度の再 現解析, 土木学会全国大会第 68 回年次学術講演会, 2013
- 13) 村上 巧一, 杉原 弘一, 芋野智成, 小濱英司, 一井康二: 東北地方太平洋沖地震における小名浜港3号埠頭第3岸壁の液状化による被災程度の再現解析, 土木学会全国大会第68回年次学術講演会, 2013.
- 14) 野津厚, 若井淳: 東日本大震災で被災した港湾における地震動特性, 港湾空港技術研究資料, No.1244, 2011.11
- 15) 三輪滋,小堤治,池田隆明,岡由剛,井合進:初期応力状態を考慮したモデルを用いた有効応力解析による鋼矢板岸壁の地震被害の評価,構造工学論文集 Vol.49A, 2003
- 16) 井合進, 龍田昌毅, 小堤治, 溜幸生, 山本裕司, 森 浩章:地盤の初期応力条件が矢板式岸壁の地震時挙 動に与える影響の解析的検討, 土木学会第 26 回地震 工学研究発表会講演論文集, pp. 809-812, 2001.
- 17) 小堤治, 溜幸生, 岡由剛, 一井康二, 井合進, 梅木康之: 2 次元有効応力解析における杭と液状化地盤の相互作 用のモデル化、第38回地盤工学研究発表会、2003.
- 18) 森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博: 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技研資料, No.869, 1997.
- 19) 山崎浩之,後藤佑介,小濱栄司,大矢陽介,楠謙吾:繰返し載荷を受ける岩ズリの体積圧縮特性に関する実験,第47回地盤工学研究発表会,2012.

NUMERICAL SIMULATIONS FOR PORT STRUCTURES DAMAGED DUE TO GROUND MOTION DURING THE 2011 OFF THE PACIFIC COAST OF TOHOKU EARTHQUAKE

Soichi TASHIRO, Keiichi SUMIYA, Tsutomu SAKAKIBARA, Dengun KYOKU, Seiji NISHIYAMA, Takumi MIYAZAWA, Taro ISAYAMA, Seiichi SATO, Atsushi MORI, Hiroshi KANEKO, Daisuke SHIBATA, Koichi SUGIHARA, Koichi MURAKAMI, Momonari IMONO, Hironobu MURAKAMI, Eiji KOHAMA, Yosuke OHYA

The port structures were damaged over a wide area by the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku earth-quake. Especially the quey walls damaged by both of the ground motion and the tsunami were observed more remarkable in the south than the epicenter. It is assumed that the damage of the quey walls due to liquefaction by the ground motion before the arrival of the tsunami became more heavy by the tsunami. Howeber it is unknown how much damaged by liquefaction before the arrival of the tsunami in most cases. Therefore this study examined some numerial simulations using the cocktail glass model through strain space multiple mechanism model for granular materials which could consider permeability, for the damaged port structures that the damage degree is known and that the damage caused by only the ground motion, in order to clear how much liquefaction occurred by the ground motion and the mechanism of the damage of the quey walls by the liquefaction before the arrival of the tsunami.

6-2 2011 年東日本大震災において 地震動で被災した河川堤防の事例解析

¹株式会社ダイヤコンサルタント(〒331-0811 埼玉県さいたま市北区吉野町2-272-3)
²株式会社フォレストエンジニアリング(〒631-0032 奈良県奈良市あやめ池北1-8-59)
³株式会社マイダスアイティジャパン(〒101-0021 東京都千代田区外神田5-3-1秋葉原OSビル7F)
⁴株式会社荒谷建設コンサルタント(〒730-0833 広島県広島市中区江波本町4-22)
⁵株式会社海洋河川技術研究所(〒160-0023 東京都新宿区西新宿7-3-1三光パークビル)
⁶中電技術株式会社(〒734-8510 広島県広島市南区出汐2丁目3-30)

2011年3月11日に発生した東日本大震災では、2分以上の長い継続時間の地震が発生し、多くの構造物が被災した。河川盛土WGでは、基礎地盤の液状化により被災した河川盛土を対象に、FLIP¹⁾⁴⁾による再現解析を試みることを目的とし、平成23年度および平成24年度に各種検討を実施した。平成23年度は、十分な土質試験結果がない事などから、簡易設定法を用いて液状化パラメータを設定し、マルチスプリングモデルを用いた検討を主として実施した。平成24年度は、長継続時間地震動下における透水を考慮したカクテルグラスモデルの妥当性の検証を行った。

Key Words: effective stress analysis, liquifaction, dike

1. はじめに

2011年東日本大震災では、広範囲にわたって河川堤防が被災した。河川盛土の被害状況は、「国土技術センター、河川堤防耐震対策緊急検討委員会資料」²⁾(以下、委員会資料とする)で公開され、被災パターンを表-1に示す3パターンに分類されている。東日本大震災

で主に基礎地盤の液状化で被災した河川盛土(被災パターンIに分類されている被災事例)を対象とし被災状況の再現解析を実施した。また、本検討では、長継続時間地震動下における解析の妥当性を検証するとともに、本震のあとに比較的大きな余震が発生していたことから、余震の影響についても検証することを目的

表-1 堤防の被災パターン (委員会資料に加筆)

被災要因	堤体土質構成のイメージ	被災のメカニズム	代表的被災箇所
パターン I 基礎地盤液状化によるもの	砂質土	・地下水位以下の基礎地盤(砂質土 層)が液状化することで被災。	【関東地整】 小貝川左岸35.0k-80m~35.0k+20m (つくば市上郷地先) 小貝川左岸31.8k-100m~31.8k-40m (常総市上蛇地先)
パターンⅡ 堤体の部分液状化によるもの	砂質士 選集內水位 粘性土	・基礎地盤が粘性土等の軟弱土層で 構成される。 築堤による基礎地盤の圧密沈下に より堤体内水位以下の堤体が部分 的に液状化することで複災。 ・治水地形は氾濫平野、自然堤防に 該当することが多い。	【関東地整】 那珂川(涸沼川)左岸7.5k+113m~8.0k (下石崎地先) 【東北地整】 阿武陽川岩岸22.4k+174m~22.6k+59m (坂津田地区)
パターン I + II 上記の複合によるもの	被覆土 砂質土 建体内水位 砂質土 地下水位	・堤体、基礎地盤とも砂質土等で構成される。 ・両者が液状化することで被災。	【関東地整】 江戸川右岸57.5k+100m~57.5k+300m (西関宿地先) 【東北地整】 江舎川右岸26.6k+120m~26.8k+120m (福沼地区)

とし、表-2に示す被災事例を選定し諸検討を実施した。 河川堤防においては、地震後の津波、洪水や高潮など による二次災害を防ぐため、堤防高を十分に確保する 必要があり、地震時の堤防沈下量の予測精度が求めら れている。このため、再現解析では堤防天端の沈下量 の再現に重点をおいた。また、堤防法尻の変形は、せ ん断変形、過剰間隙水圧に消散に伴う沈下やすべりに よる滑動変形など複合的な変状が現れることから、従 来の再現解析では再現が難しいとされている。

以上のように、今回の河川堤防を対象とした被災の 事例解析では、基礎地盤が液状化した事例を対象とし、 地震外力として本震と余震を考慮し、被災時に計測さ れた堤防の変状の再現性を確認するため検討を行った ものである。

表-2	検討対象箇別	_
	(性) (大) (大)	т
10 4	17011/1200	

	3、2 (民的/)					
			堤防の変状			
検討 ケース	被災箇所	モデル断面 の距離標	堤防天端 沈下量(m)	法尻 水平変位量 (m)		
1	利根川下流右岸 27k+80m~27k+150m (小見川)	26. 5k	1. 2	4. 32		
2	吉田川右岸 16.0k~16.2k付近 (山崎観測所位置)	16. 0k	0.8	2. 6		
3	利根川下流右岸 39.0k+64m~ 39.5k+79m (佐原地先)	39.5k+5m	0. 92	1.49 (スケッチでは Om)		



図-1 検討箇所 (利根川26.5k,39.5k)



図-2 検討箇所(吉田川16k)

2. 対象堤防の被災状況と地盤状況

(1)利根川右岸26.5k

利根川右岸26.5kでは、地震後に堤防天端沈下量1.2m、 堤防法尻水平変位4.32mの変位量が計測されている。ま た、堤防中央付近に約3mの陥没が確認されている。

被災地付近には、国土交通省国土技術政策総合研究 所小見川振動観測所があり、堤防天端および堤防下部 の地震動が記録され、入力地震動に用いた。

地盤状況は図-3に示すように、基礎地盤上部に沖積砂層 (As層およびAsf層) が約2~3m堆積しており、この沖積砂層が液状化し堤防が被災したものである。また、堤体材料は川表と川裏で異なり、この境界付近で陥没が確認されている。







図-2 検討ケース1、利根川右岸26.5k被災状況

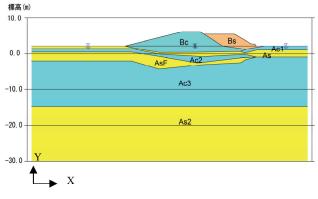


図-3 地盤状況 (利根川右岸26.k)

(2)吉田川右岸16.0k

吉田川右岸16.0kでは、地震後に堤防天端沈下量0.8m、 堤防法尻水平変位2.6mの変位量が計測されている。ま た、川裏の小段で縦断方向に亀裂が確認されている。

被災地付近には、国土交通省国土技術政策総合研究 所山崎振動観測所があり、堤防天端およびBr層(工学 的基盤)の地震動が記録され、入力地震動に用いた。

地盤状況は図-5に示すように、基礎地盤には、上層に 層厚1m程度のAc1層(上部沖積粘性土層)が堆積し、そ の下位に層厚3.5m程度のAs層(沖積砂質土層)が堆積 しており、この沖積砂層が液状化し堤防が被災したも のである。





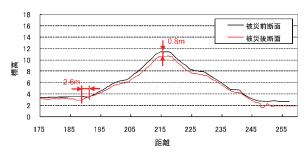


図4 検討ケース2、吉田川右岸16.0k被災状況

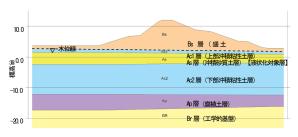


図-5 地盤状況(吉田川右岸16.0k)

(3)利根川右岸39.5k

利根川右岸39.5kでは、地震後に堤防天端沈下量0.92m、 堤防法尻水平変位1.49m(スケッチから求めている)の 変位量が計測されている。また、堤防天端や法面に段 差、亀裂が複数の箇所で確認されている。

被災地付近には、防災科学技術研究所強震観測網 (K-NET佐原)で地震動が記録され、入力地震動に用 いた。

地盤状況は図-7に示すように、基礎地盤にはAc(沖積粘性土層)とBc(盛土粘性土層)が1~5m程度堆積し、その下層に、Asl・As2(沖積砂質土層)が厚く堆積しており、沖積砂層が液状化し堤防が被災したものである。





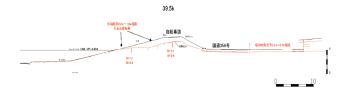


図-6 検討ケース3、利根川右岸39.5k被災状況

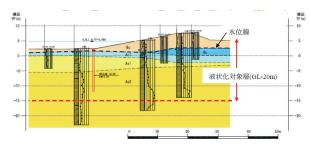


図-7 地盤状況 (利根川右岸39.50k)

3. 解析方法および解析条件

(1)解析方法

被災状況の再現解析は、以下に示す①~⑥に示す方法で検討を進めた。各検討ケースでは、液状化特性に関する情報が RL20 のみであることから、マルチスプリングモデルを用いた解析を行い解析沈下量の妥当性を確認した上で、透水を考慮したカクテルグラスモデルの妥当性について検討した。

- ①公開地盤モデルをもとに解析モデルの作成
- ②公開地盤情報(N値、密度、Fc等)をもとに FLIP 簡易設定法⁴⁾で地盤定数を設定
- ③FLIP に用いる液状化パラメータは公開データ (RL20) をもとに要素シミュレーションで決定
- ④マルチスプリング(非排水)およびカクテルグラスモデル(排水)を用いた解析の実施
- ⑤解析結果のまとめおよび評価
- ⑥その他、各検討ケースで必要な検討を実施

(2)各対象地区における諸検討

各対象地区における検討は、計測された変位量や被 災状況等の再現性を高めるため、表-3に示す諸検討を実 施した。

表-3 主な検討内容

	女っ 工な検げけ											
章	対象事例	主な検討内容										
3-2	利根川下流右岸 27k+80m~27k+150m (小見川)	・ マルテスス゚゚ワンク゚モデルを用いた非排水解析 ・ カクテルグラスモデルを用いた透水解析 ・ 埋体内のクラック部の5゚が化検討 ・ 本態と余္酸を用いた検討 ・ マルテスワ゚゚リッ゚デルSUS値の適用検討 ・ 基礎地盤の透水係数の検討										
3-3	吉田川右岸 16.0k~16.2k付近(山 崎観測所位置)	・ マルテスス゚゚リンク゚モデルを用いた非排水解析 ・ カクテルグラスモデルを用いた透水解析 ・ 本際と久療を用いた透水解析 ・ 本際と久療を用いた検討 ・ マルチスス゚リングモデルSUS値の適用検討 ・ 堤体内水位の検討 ・ 基礎地極裕性土の強度										
3-4	利根川下流右岸 39.0k+64m~ 39.5k+79m (佐原地先)	・ マルチスズ゙リングモデルを用いた非排水解析 ・ カクテルグラスモデルを用いた透水解析 ・ 本護と余葉を用いた検討 ・ 堤体表層のクラック部のモデル化										
á	各事例共通	・解析モデル作成(地層区分、水位、メッシュ作成) ・入力地震動の整理 ・要素シミュレーション (マルテ、 カクテルダラスモデル) ・解析入力データの検討 ・被災事例との比較										

(3)利根川右岸26.5k解析条件

解析に用いる各種パラメータは、地盤情報をもとに簡易設定法(再訂版)⁴で設定した。液状化パラメータについては、液状化強度RL20²にフィッティングするように、要素シミュレーションから液状化強度曲線を設定し、各種パラメータを設定した。解析パラメータを図-9に示す。入力地震動は、検討対象地点の近傍にある国総研小見川振動観測所強振動記録データから、NS成分とEW成分を用いて堤防横断方向に合成した水平方向の地震波形とした。地震動の入力位置は、強振動記録データの同等の土層と考えられるAc3層とし、図-8に示す

位置を解析モデルの底面とした。図-10 に示すように、本震 (3/11 14:47:00、東北地方太平洋沖地震) と、本震 後約29 分後に発生した余震 (3/11 15:15:53、茨城県沖地震) を用いた。また、被災状況から、堤体内に不連続面を考慮 (多点拘束条件) した。

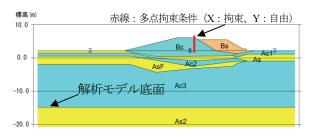


図-8 解析モデル (利根川右岸26.5k)

(FLIP入力パラメータ)

	Bs(水位上)	Bs(水位下)	Bc(水位上)	Bc(水位下)	As	AsF	Ac1	Ac2	Ac3
	非液状化	液状化	非液状化	非液状化	液状化	液状化	非液状化	非液状化	非液状化
(t/m ³)	1.9	1.9	1.8	1.8	1.8	1.8	1.7	1.7	1.7
$\sigma_{ma} = (kN/m^2)$	27.75	57.75	30.00	63.00	69.00	84.75	3.00	75.75	119.25
$G_{ms} (kN/m^2)$	46204	46204	23800	23800	31816	31816	3400	3400	6800
n_G	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
(kN/m ²)	120492	120492	62067	62067	82972	82972	8867	8867	17733
1 _K	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
ν	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
\$ ((°)	36.67	35.1	30.0	30.0	33.02	32.77	30.0	30.0	30.0
\$, (°)	-	28.0	-	-	28	28	-	-	-
Y _{max}	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24	0.24
1	0.475	0.490	0.550	0.550	0.510	0.512	0.550	0.550	0.550
$K_{\ell}(kN/m^2)$	2.20E+06								

(液状化パラメータ)

	Bs	As	Asf
ε d cm	0. 10	0. 20	0. 20
r€ do	3. 50	4. 00	5.00
rE d	0. 15	0. 20	0. 20
q_I	5. 50	7.00	7.00
q 2	1.00	1.50	1.50
r_k "	0.50	0.70	0.50
l_k	2. 00	2.00	2.00
r_k	0.50	0.70	0.50
S_I	0.005	0.005	0.005
cl	2.600	1.980	1. 980

(要素シミュレーション結果)

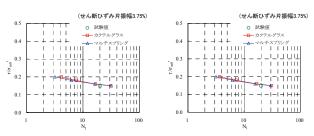


図-9 入力パラメータ (利根川右岸26.5k)

	本震	主な名	意
入力地震動	最大加速度 (Gal)	発生時刻	最大加速度 (Gal)
小見川振動観測所強震データ	182. 3	茨城沖 3/11 15:15	134. 8

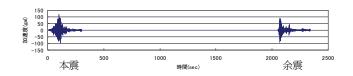


図-10 入力地震動(利根川右岸26.5k)

(3)吉田川右岸16.0k解析条件

解析断面のモデル図を図-11 に示す。基礎地盤には、上層に層厚 1m程度の Ac1 層(上部沖積粘性土層)が堆積し、その下位に As 層(沖積砂質土層)、Ac2 層(下部沖積粘性土層)、Ap 層(腐植土層)が順に堆積している。Ap 層下層の N値 50 が確認されている Br 層を工学的基盤とした。水位線は Ac1 層の上面に設定した。As 層は細粒分含有率 26%、N値 6程度の緩い砂地盤であるため、液状化対象層として設定した。

入力地震動は、図-13 に示す東日本大震災の際に解析地点近傍の国土交通省国土技術政策総合研究所山崎振動観測所で観測された強震記録データとした。強震記録データによると、本震終了から約 100 分後に余震が発生しているが、余震は最大 37gal 程度と小さいため、解析では本震のみを対象とした。なお、強震記録データは、基盤層上端で観測されたものとし、NS 成分波とEW 成分波を河川堤防の法線直角方向に角度補正した合成波を使用した。

設定した解析パラメータを図-12 に示す。各種パラメータは解析地点の土質条件をもとに簡易設定法(改訂版)⁴により設定した。液状化対象層である As 層の液状化パラメータについては、RL20=0.24²⁾を目標に要素シミュレーションを行い設定した。

(4)利根川右岸39.5k

検討断面のモデル図を図-15に示す。基礎地盤には Ac (沖積粘性土層) と Bc (盛土粘性土層) が 1~5m 程度 堆積し、その下層に、As1・As2 (沖積砂質土層) が厚く堆積している。図-15には記載が無いが、標高-38m 以深に平均 N値 50の Ac2 (沖積粘性土層) があることから、この層を工学的基盤面とした。液状化対象層および液状化強度は既往の再現解析を基に設定し、液状化対象層は地表面から GL-20m²⁾まで、液状化対象層の液状化パラメータは N値から簡易設定法 4により求めた後、RL20²⁾を目標に設定した。ここで、As1層は RL20=0.18、As2 (GL-20m 以浅) では RL20=0.25 である。解析に使用したパラメータを図-16に示す。

入力地震動を図-14に示す。地震波形は、K-NET佐原³⁾ の強震記録データから本震と余震を抽出して作成した。なお、強震記録データは、基盤層上端で観測されたものとし、NS成分波とEW成分波を河川堤防の法線直角方向に角度補正した合成波を使用した。

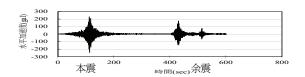


図-14 入力地震動(利根川右岸39.5k)

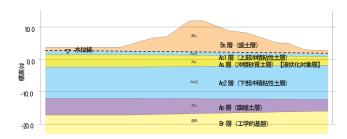


図-11 解析モデル (吉田川右岸16k)

(FLIP入力パラメータ)

土層名	質量密度	基準 拘束圧	基準初期 せん断 剛性	基準体積 弾性係数	拘束圧 依存係数	Poisson 比	間隙率	粘着力	内部 摩擦角	履歴減衰 定数	透水保数	間除水 Rayleish
	ρ dyna	Pa'	Go	K _{Lo.} K _{co}	mG, mK	ν	n	С	φf	Hnax	k	減衰
	t/m ³	kN/m ²	kN/m ²	kN/m ²				kN/m ²	deg		m/s	βe
Bs	1.84	98.0	55,043	146, 452	0.5	0.33	0.45	0.0	38.46	0.24	1,00E 05	2.05E 05
Ac1	1.63	98.0	31, 367	83, 458	0.5	0.33	0.55	0.0	30, 00	0.20	1.00E-08	2.50E-02
As	1.84	98.0	65,003	172, 952	0.5	0.33	0.45	0.0	39.00	0.24	1.00E-05	2.05E-05
Ac2	1.63	98.0	18,785	49, 982	0.5	0.33	0.55	0.0	30, 00	0.20	1.00E-08	2.50E-02
Ap	1.63	98.0	32, 452	86, 344	0.5	0.33	0.55	0.0	30.00	0.20	1.00E-08	2.50E-02
Br	2.04											

(液状化パラメータ)

(要素シミュレーション)

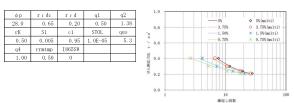


図-12 入力パラメータ (吉田川右岸16k)

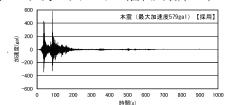


図-13 入力地震動(吉田川右岸16k)

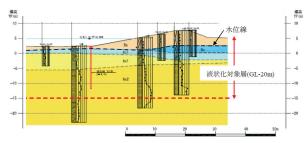


図-15 解析モデル (利根川右岸39.5k)

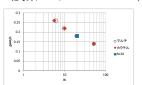
(FLIP入力パラメータ)

土層名	湿潤密度	飽和密度	有効上載 荷重	平均N値	基準平均有 効拘束圧	基準せん断弾 性係数	基準体積弾 性係数	hmax	間除率	粘着力	内部摩擦角
	γt	γsat	σv'		oma	Gma	Kma		n	C	φ
Bs	1.734	1.734	42.5	3	98	47704	124406	0.24	0.45	0	38.13
Be	1.835	1.835	57.4	3	98	44059	114899	0.2	0.55	0	31
Ac1	1.734	1.734	75.2	4	98	46980	122517	0.2	0.55	0	31
Asl	1.734	1.734	125.0	5	98	43194	112644	0.24	0.45	0	37.93
As2(GL-20m以浅)	1.937	1.937	187.4	15	98	76434	199328	0.24	0.45	0	39.35
As2(GL-20m以深)	1.937	1.937	320.9	12	98	65014	169546	0.24	0.45	0	38.88
Ac2	1.734	1.734	375.5	50	98	129374	337386	0.2	0.55	0	31

(液状化パラメータ)

土層	φр	εdem	rede	red	rk	q1	q2	q4	s1	s2
As1	28	0.15	1	0.2	0.5	1	0.2	1	0.005	1.33
As2(GL-20m以浅)	28	0.15	1.0	0.2	0.5	1	1.85	1	0.005	1.5

(要素シミュレーション)



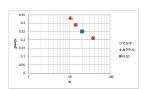


図-16 入力パラメータ (利根川右岸39.5k)

4. 解析結果

(1)利根川右岸26.5k解析結果

a) 堤体不連続面のモデル化検討結果

本検討における堤体は、堤内側と堤外側で材料が異なり、その近傍で大きな亀裂が発生していた。堤体内のひずみ発生状況は図-17に示すように、堤内と堤外側で異なる。ここで、堤体の土質境界付近に不連続面として多点拘束条件(X方向拘束、Y方向自由)を考慮すると、図-18に示すように天端周辺の鉛直変位が異なる結果となった。不連続面を考慮した場合の天端沈下量は、考慮しない場合と比較して、約50%程度大きくなり、被災状況に近い結果となった。なお、解析はマルチスプリングモデルを用いた非排水解析である。

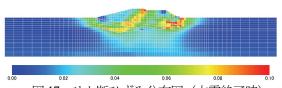
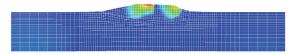


図-17 せん断ひずみ分布図(本震終了時) (堤防不連続面を考慮: X方向拘束、Y方向自由)



天端沈下量: 0.83m

(堤防不連続面を考慮しない場合)

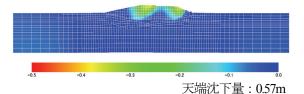


図-18 鉛直変位分布図(本震終了時)

b)透水解析結果(カクテルグラスモデルの適用) 地盤の透水係数は、一般的な土質の透水係数を参考と し、表4に示す3ケースを実施し、再現性について検 計した。

図-19 より、堤防天端では本震で沈下が生じた後、余震でさらに沈下が生じることがわかる。ケース A-3 の余震終了 2 時間後の天端沈下量は 139cm、法尻水平変位は 245cm となり、実測値とほぼ一致している。

図-20 および図-21 から、過剰間隙水圧比は本震終了時に液状化層(As 層および Asf 層)の広い範囲で上昇し、余震開始時にいくらかの消散が認められるものの、余震の間に再び上昇していることが確認できる。間隙水圧の消散状態によって、法尻の水平変位の異なることがわかる。さらに、ケース A-1 と B-1 の結果を比較することにより、液状化層の上部に難透水層がある場合、水圧の消散が遅くなり法尻の水平変位が大きくなる。

透水性大

Ac2層のキャップ効果を無視

		堤	坊法历				*	/ 1	是防天	端		
	0.0	П										\neg
鉛直変位(m)	-1.0	-										
-	-2.0	Ш										
		0	1000	2000	3000	4000 経	5000 過時間(s	6000 ec)	7000	8000	9000	10000
	0.0	T										
水平変位(m)	-1.0	F										
大	-2.0	ŀF										≣ -
	-3.0	L										
		0	1000	2000	3000	4000 経	5000 過時間(s	6000 ec)	7000	8000	9000	10000
Γ		_ A_1		N_2	_ D_1 _	· · · · · · · · · · · · · · · · · · ·	雪紋マ時		- 無関かり	÷	全雪级 7	7 P±

1 × 10⁻⁶ 1 × 10⁻³ 1 × 10⁻³ 1 × 10⁻⁶ 1 × 10⁻³ 2 × 10⁻³

caseB-1

図-19 変位時刻歴(上:天端沈下、下:法尻水平)

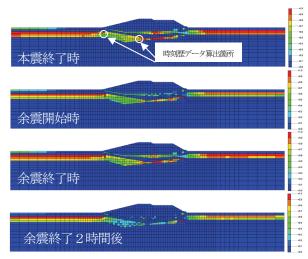


図-20 過剰間隙水圧比分布図 (ケースA-3)

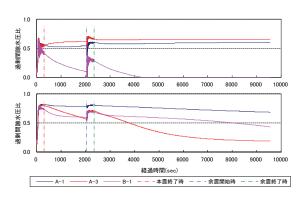


図-21 過剰間隙水圧比時刻歴 (上:法尻付近、下:堤防直下)

(2)吉田川右岸16.0k再現解析結果

a)地下水位のモデル化に関する検討

地下水位のモデル化がカクテルグラスモデル要素による解析に与える影響について検討するため、図-22に示す3ケースの地下水位(間隙水圧自由度拘束面)で解析を行い、解析結果を比較した。

図-23に示すように、実際の地下水位 (Case-0) と仮の地下水位 (Case-1、Case-2) の間では有効応力に差が生じるため、表-5に示すように天端鉛直変位と法尻水平変位が大きく異なる結果となった。これより、地下水位に間隙水圧境界を設置すると、地下水位付近の液状化要素の過剰間隙水圧の上昇に影響を与えるため、適切な地下水位のモデル化を行う必要がある。

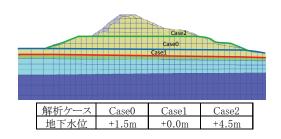


図-22 水位モデルと解析ケース

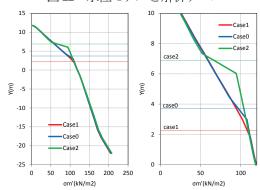


図-23 初期自重解析における有効応力分布

表-5 応答変位量

解析ケース	Case1	Case0	Case2
地下水位	+0m	+1.5m	+4.5m
天端鉛直変位 (cm)	-66.5	-80.6	-63.5
法尻水平変位 (cm)	-36.8	-40.4	-37.7

b)透水解析結果(カクテルグラスモデルの適用)

解析では、液状化対象層であるAs層を挟むように堆積しているAC1層およびAC2層の内部摩擦角を低減した場合(Case.1、Case.2)、内部摩擦角ではなく粘着力で評価した場合(Case.3、Case.4)の変形量を算出した。変形量は、実測値が計測されている堤防天端の鉛直変位と堤防法尻(川表側)の水平変位に着目した。解析Caseを表-6、図-24に最も大きな変形量となったCase.2-1(AC1層とAC2層の内部摩擦角を15°に低減)の変形図と各ケースの結果を示す。参考として、カクテルグラ

スモデル要素、マルチスプリングモデル要素において、基本Caseをベースにqus値(定常状態における最大せん断応力)を0.0とした場合の解析も行った。参考2のマルチスプリングモデル要素を用いた解析は、前年度に実施し、堤防天端の鉛直変位については実測値と整合が確認できていたものである。

堤防天端の鉛直変位に着目した場合、実測値の0.8~2.4倍の変形量となった。内部摩擦角を低減したCase.1、Case.2では、内部摩擦角を小さくするにつれて変形量が大きくなり、粘着力で評価したCase.3、Case.4では、粘着力を大きくするにつれて変形量が大きくなった。堤防法尻(川表側)の水平変位に着目した場合、実測値の0.1~0.5倍の変形量となった。内部摩擦角を低減したCase.1、Case.2では、内部摩擦角を小さくするにつれて変形量は実測値に近づき、粘着力で評価したCase.3、Case.4では、粘着力を大きくするにつれて変形量は実測値に近づいた。参考として行った解析結果から、qus値を考慮した場合の方が考慮しない場合に比べ約2倍程度変形量が大きくなり、カクテルグラスモデル要素よりマルチスプリングモデル要素の方が約1.5倍程度変形量が大きくなることが確認できた。

表-6 検討ケース

解析ケース	内部摩擦	角 φ(°)	粘着力C	(kN/m ²)
MF1017 ~	AC1層	AC2層	AC1層	AC2層
基本Case	30.0	30.0	0.0	0.0
Case.1-1	15.0	30.0	0.0	0.0
Case.1-2	20.0	30.0	0.0	0.0
Case.1-3	25.0	30.0	0.0	0.0
Case.2-1	15.0	15.0	0.0	0.0
Case.2-2	20.0	20.0	0.0	0.0
Case.2-3	25.0	25.0	0.0	0.0
Case.3-1	0.0	30.0	5.0	0.0
Case.3-2	0.0	30.0	10.0	0.0
Case.3-3	0.0	30.0	20.0	0.0
Case.3-4	0.0	30.0	50.0	0.0
Case.4-1	0.0	0.0	5.0	5.0
Case.4-2	0.0	0.0	10.0	10.0
Case.4-3	0.0	0.0	20.0	20.0
Case.4-4	0.0	0.0	50.0	50.0
			ルグラスモデル】	
参考2(★):基本	Caseをベースに	[qus値0.0【マルチ	スプリングモデル	(前年度実施)

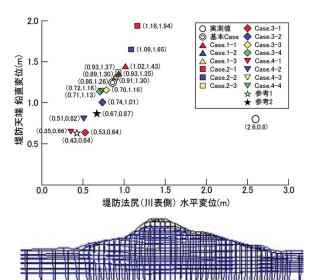


図-24 各ケースの水平および鉛直変位

(3)利根川右岸39.5k再現解析結果

a)地表面段差のモデル化検討

盛土の被災状況から、地表面に段差が発生している ため、その再現方法として、ジョイント要素を設けた モデルで解析を実施した。

ジョイント要素の Ks=0 にして、段差を再現することができたが、ジョイント要素を用いない解析結果と比較して、盛土天端の沈下量にはほとんど影響がなかった。

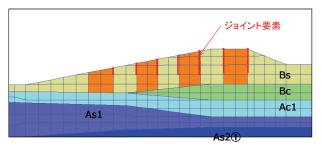
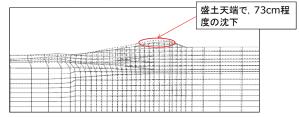


図-25 ジョイント要素設定位置

(ジョイント要素無し)



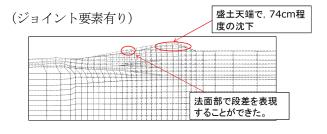


図-26 変位図 (600sec+消散59400sec時)

b)透水解析結果(カクテルグラスモデルの適用)

解析は、入力地震動の継続時間 600 秒の地震応答解析の後、過剰間隙水圧の消散として 59400 秒の消散解析を行ったため解析継続時間は 60000 秒である。また、被災状況で見られたような亀裂や段差を再現するために、表層の適切な箇所に鉛直方向のジョイント要素を設けた。残留変形図を図-27 に、堤体天端の沈下量の時刻歴図を示す。残留変形量は 73cm 程度と被災状況よりは小さい結果となり、図-28 の時刻歴では沈下は、ほぼ収束しているように見受けられる。しかし、図-29 の過剰間隙水圧の分布図では、まだ消散途中であり 60000 秒以降の解析により、沈下がさらに大きくなると考えられる。

検討段面の液状化層の上層には粘性土層が堆積しており、過剰間隙水圧の消散時間が遅くなる原因となっていると考えられる。さらに、解析では、堤外側の地表面が盛り上がり、すべりの変形モードが得られる結果となっており、実際の被災と異なる結果となった。

本検討では、カクテルグラス要素および透水解析機能を用いて、堤体の被災の再現を試みた。沈下量は、被災状況よりも僅かに小さかったものの、消散途中の結果であり、解析時間をさらに大きくして実施する必要がある。

また、すべりの変形モードについては、粘性土層下の砂質土で大きなせん断変形が生じていることから、 過剰間隙水圧の消散の遅れが影響していると考えられる。

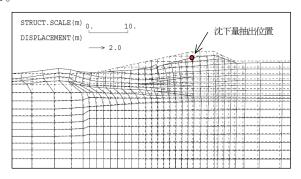


図-27 残留変位図

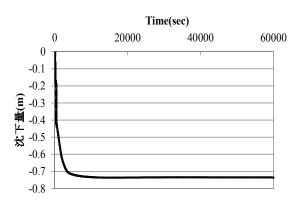


図-28 場体天端の沈下量時刻歴図

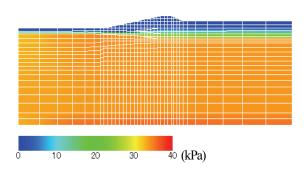


図-29 過剰間隙水圧分布図

5. まとめ

本研究では、2011年東日本大震災で被災した河川堤防の内、基礎地盤が液状化して被災に至った事例を対象に再現解析を試みた。地震後に行われた被災調査から、堤防天端の沈下量や法尻の変位量が示されている。ただし、変形量の時間変化や液状化層の過剰間隙水圧の発生状況など詳細な計測結果が無いことから、再現解析の評価は、堤防天端沈下量や法尻水平変位量のみで行ったものである。各検討ケースの堤防天端沈下量の再現性は高い結果となった。表-7に各ケースの検討結果および今後の課題を示す。

(1)利根川右岸26.5k再現解析結果

東日本大震災における利根川右岸 26.5k の河川堤防被 災事例について、カクテルグラスモデル要素による再 現解析を行った。

堤体内の鉛直クラックを考慮するため、多点拘束条件を設定すると被災状況に近い沈下量となった。

堤防天端の沈下量は、本震と余震の解析で実測沈下量をほぼ再現できる結果となった。

法尻水平変位は、実測変位量の半分程度となり、せん断変形以外の要因が考えられる。また、法尻付近の水圧発生状況により水平変位に違いが見られたことから、透水係数や水理境界の設定方法等が今後の課題となる。また、液状化層の上部に難透水層がある場合、水圧の消散が遅くなり法尻の水平変位が大きくなる結果となった。

(2)吉田川右岸16k再現解析結果

東日本大震災における吉田川右岸16kの河川堤防被災 事例について、カクテルグラスモデル要素による再現 解析を行った。

地下水位の設定によって、初期の有効応力状態が異なり、地下水位付近の液状化要素の過剰間隙水圧の上昇に影響を与えるため、変形量が大きく異なることが確認された。

堤防天端の鉛直変位は実測値の0.8~2.4倍の変形量となり再現性は確認できた。

堤防法尻の水平変位は実測値の0.1~0.5倍と全体的に 実測値より小さい変形量となった。小さい変形量となった原因としては、粘性土層の滑りによる変形等、液 状化以外の作用が影響した可能性も考えられる。

(3)利根川右岸39.5k再現解析結果

東日本大震災における利根川右岸39.5kの河川堤防被 災事例について、カクテルグラスモデル要素による再 現解析を行った。 堤体表面の段差は、ジョイント要素を適用すること により再現できたが、段差の有無により堤防の変形に は大きな影響は見られなかった。

堤防天端沈下量は、被災状況よりも小さかったものの、消散途中の結果であり、解析時間をさらに大きくすると被災状況と同程度の沈下量になると考えられる。

堤防法尻付近では、すべりの変形モードを示す解析結果となっており、粘性土層下の砂質土で大きなせん断変形が生じていることから、過剰間隙水圧の消散の遅れが影響していると考えられる。

(4)今後の課題

今回実施した3地点の再現解析結果から、法尻部の変形や過剰間隙水圧の発生・消散について共通の課題が示された。盛土端部の変形メカニズムは、図-30に示すようなすべり破壊モードや液状化層のせん断変形、過剰間隙水圧の発生・消散による沈下などが考えられ、地盤・地下水位や盛土材料のモデル化が重要となる。再現解析では、法尻の節点の移動量で評価した場合、被災計測値より小さな解析結果となったが、図-31に示すように、変形量の影響範囲で考えると、ほぼ被災状況に整合する結果となっていることから、堤防変形に伴う影響範囲という評価や考え方について、今後整理が必要と思われる。各ケースの課題を表-7に示す。

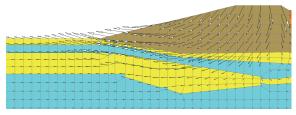


図-30 変位ベクトル図 (利根川右岸26.5k)

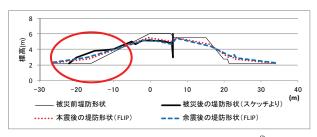


図-31 変形形状 (利根川右岸26.5k) ⁸⁾

謝辞:本検討は、FLIPの改良と高度利用法の研究を推進する目的で設立された一般社団法人 FLIP コンソーシアム WG の活動の一環として実施されたものである。 関係者の方々、特に貴重な小見川および山崎振動観測所の強震記録数値データを提供頂いた国土交通省国土技術政策総合研究所、様々なご指導を頂きました愛媛大学大学院の岡村未対教授に謝意を表します。

表-7 再現解析結果のまとめ

章		3-2	3-3	3-4
対象	事例	利根川下流右岸 27k+80m~27k+150m(小見川)	吉田川右岸 16.0k~16.2k付近(山崎観測所位置)	利根川下流右岸 39.0k+64m~39.5k+79m (佐原地先)
被災の	特徵	・提体内に大きなクラック ・法尻水平変位が天端沈下量の約4倍 ・余震の影響が大きい	・堤体表面に段差 ・被災後のスケッチでは水平変位は小、沈下 が顕著 ・余震の影響が大きい	
解析モ	デル	地盤モデル:公開情報をもとに作成 地盤パラメータ:公開情報のN値、RL20等をも	っとに設定、地盤パラメータ簡易設定法を使用	
入力地	震動	小見川振動観測所強震動データ K-NET佐原強震動データ	小見川振動観測所強震動データ K-NET大和強震動データ	K-NET佐原強震動データ
主な検書	寸 内容	・マルチスプ リング モデ ルを用いた非排水解析 ・カケテルグ ラスモデ ルを用いた透水解析 ・ 堤体内のクラック部のモデ ル化検討 ・ 本震と余震と外にがいば値が ・ マルチスプ リング モデ ルSUK値が ・ 基礎地盤の透水係数の検討	・マルチスプ リング・モデ・ルを用いた非排水解析 ・カクテルグ・ラスモデ・ルを用いた透水解析 ・本度と余震を用いた検討 ・マルチスプ リング・モデ・ルSUS値の適用検討 ・堤体内水位の検討(5) ・基礎地盤粘性土の強度	・マルチスプ リング モデ ルを用いた非排水解析 ・カケテルグ ラスモデ ルを用いた透水解析 ・本震と余震を用いた検討 ・堤体表層の段差のモデ ル化
	変状 計測値	堤防天端沈下量:1.2m 堤防法尻水平変位量:4.32m	堤防天端沈下量: 0.8m 堤防法尻水平変位量: 2.6m	堤防天端沈下量:0.92m 堤防法尻水平変位量:1.49m(被災スケッチ では変位していない)
再現解析結果	解析結果	(マルチスプ リンケ・モデ・ル) 堤防天端沈下量:1.24m 堤防法尻水平変位量:1.01m (カケテルケ・ラスモデ・ル) 堤防天端沈下量:1.39m 堤防法尻水平変位量:2.45m	(マルチスプ*リング*モデ*ル) 堤防天端沈下量:0.87m 堤防法尻水平変位量:0.67m (カケテルグ*ラスモデ*ル) 堤防天端沈下量:0.86m 堤防法尻水平変位量:1.26m	(マルチスプ*リング*モデ*ル) 堤防天端沈下量:0.35m 堤防法尻水平変位量:0.59m (カケテルグ*ラスモデ*ル) 堤防天端沈下量:0.73m 堤防法尻水平変位量:0.60m
	評価		・堤防天端沈下量の再現性は良好 ・法尻水平変位量を法尻節点の移動量で考え ると過小評価なるが、変形の影響範囲の再現 は良好。	・堤防天端沈下量の再現性は良好
得られ7	き知見	・提体の材料が川表と川裏で異なる場合、不連続面を設定する方が沈下量を安全側に評価できる。 ・余震により変形量が増加する。 ・液状化層やその上位の難透水層の透水係数の設定により、法尻変位量が異なる。	・地下水位付近の液状化要素の過剰間隙水圧 の上昇に影響を与えるため、2次元解析でも 適切な地下水位のモデル化を行う必要があ	・堤体表面の段差をジョイント要素でモデル 化すると、被災状況を再現できる。 ・すべりの変形モードについては、粘性土層 下の砂質土で大きなせん断変形が生じている ことから、過剰間隙水圧の消散の遅れが影響 している
課是	Í	・法尻の水平変位の評価方法・表層付近の難透水性土層の透水係数の設定方法・側面境界の排水条件の設定方法	・法尻の水平変位の評価方法 ・粘性土層の滑りによる変形等、液状化以外 の作用についての検討 ・粘性土の強度定数の設定方法	・被災後のスケッチでは沈下による変状が顕 著であるが、排水沈下量についての検討が必 要。

参考文献

- 1) Iai, Matsunaga, Kameoka: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992.
- 2)(財)国土技術研究センター: 第3回河川堤防耐震対策緊急検討委員会参考資料-1,2011.8.
- 3) 防災科学技術研究所強震観測網(K-NET, kik-net) http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/(2012.11.1 参照)
- 4) 森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博: 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技研資料, No.869, 1997. 5) 井合進, 飛田哲男, 小堤治: 砂の繰返し載荷時の挙動モデルとしてのひずみ空間多重モデルにおけるストレス

- ダイレイタンシー関係, 京都大学防災研究所年報 第 51 号 B,2008.
- 6) Iai S, Tobita T, Ozutsumi O, Ueda K. (2011): Dilatancy of granular materials in
- a strain space multiple mechanism model. International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics, Vol.35, No.3, pp.360-392.
- 7) 今井康雅, 鈴木明憲,飛田哲男: 2011 年東日本大震災で被災した吉田川右岸 16k の河川堤防を対象とした事例解析,第48回地盤工学研究発表会,2013.
- 8)森島直樹,林健二,金 炅奐,一井康二: 2011 年東日本大震 災で被災した利根川右岸 26.5k の河川堤防を対象とした 事例解析,第 48 回地盤工学研究発表会,2013.

CASE STUDY OF THE RIVER EMBANKMENT WAS AFFECTED BY THE GREAT EAST JAPAN EARTHQUAKE GROUND MOTION IN 2011

Naoki MORISHIMA, Kenji HAYASHI, Eiju HIROSE, KIM KyungHwan , Yasumasa IMAI, Akinori SUZUKI, Keisuke KITADE

The Great East Japan Earthquake that occurred on March 11, 2011, earthquake of long duration of 2 minutes or more occurs, many structures were affected. The river embankment WG, It is intended to target the river embankments were damaged by the liquefaction of foundation ground, attempting to reproduce analysis by FLIP, was carried out a variety of study to fiscal year 2012 and fiscal year 2011. The fiscal year 2011, and from that there is not enough soil test results, set the liquefaction parameters using the Express method, was carried out mainly study using multi-spring model. The fiscal year 2012, I went to verify the validity of the cocktail glass model that takes into account the permeability in the long-duration ground motion.

6-3 透水を考慮した2011年東北地方太平洋沖 地震における埋立地盤の地震応答解析

植村 一瑛¹・信本 実¹・吉田 誠²・佐藤 成³・影地 良昭⁴・溜 幸生⁵ ・兵頭 順一⁵・仲摩 貴史⁶・細尾 敦⁶・澤田 俊一¹

¹応用地質株式会社 エンジニアリング本部(〒331-0812 埼玉県さいたま市北区宮原町1-66-2)
²五洋建設株式会社 技術研究所(〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町1534-1)
³パシフィックコンサルタンツ株式会社 交通基盤事業本部(〒163-6018 東京都新宿区西新宿6-8-1)
⁴パシフィックコンサルタンツ株式会社 国土保全事業本部(〒206-8550 東京都多摩市関戸1-7-5)
⁵東電設計株式会社 土木本部(〒206-8550 東京都江東区東雲1-7-12)
⁶株式会社 地震工学研究所 技術部(〒160-0004 東京都新宿区四谷4-27-2)

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、東京湾岸の埋立地に広域かつ大規模な液状化被害をもたらした。本地震では2分以上の長い継続時間の本震と、そのおよそ30分後に発生した余震により液状化の被害が拡大したと問題視されている。

本報では、東北地方太平洋沖地震で液状化被害を受けた埋立土地盤を対象に、被災地点と無被災地点で 地震時の透水を考慮できるモデルを用いて地震応答解析を実施した。その結果、被災地点および無被災地 点の状況を再現でき、モデルの適用性を確認した。また、被災地点においては、地震時の水圧上昇過程を 評価することで噴砂現象を再現できる可能性を見出した。

Key Words: liquefaction, effective stress analysis, permeability

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震は、 千葉県浦安市をはじめとする東京湾岸の埋立地に、広域 かつ大規模な液状化被害をもたらした。本地震では、2 分以上の長い継続時間の本震(M=9.0)と、その30分後 に発生した余震(M=7.7)により、液状化の被害が拡大 したと問題視されている。このように、本震後の余震に より被害が拡大する現象を対象とする場合、地盤の透水 現象を無視することはできない。

そこで本報では、地震時の透水を考慮することが可能なFLIP^{I)}のカクテルグラスモデル²⁾を使用して、浦安市の液状化による被災地点および無被災地点を対象として事例解析を実施した。

2. 被害状況

浦安市では東北地方太平洋沖地震 (M=9.0, 浦安市: 震度5強) およびその後の余震 (M=7.7, 浦安市: 震度5 弱) により、市域の大半を占める埋立地で液状化現象が 発生した.これにより、戸建て住宅の沈下や傾斜、噴砂・噴水を伴う道路の変状、上下水道等の管路の寸断、 貯水槽・マンホールの浮き上がりなど多くの被害が発生 した.最大加速度が中規模地震程度であったにも関わらず長時間にわたり振動が続いたことによって上記のような液状化被害が生じたこと、埋立履歴の新しい地点で激しい液状化が生じたことが特徴である.

検討地点(図-1)は、浦安市の中でも新しい埋立地であり、東北地方太平洋沖地震による液状化被害の激しかった高洲小学校地点(以下、地点1)と後背湿地で液状化被害が見られなかった浦安市役所地点(以下、地点2)を対象とした。地点1の被災状況の一例を写真-1に示す。写真-1は杭基礎構造の建物であり、液状化による地盤沈下の影響で出入口の階段と地盤との間に段差が生じている。また、地盤には噴砂・噴水の跡とみられる水たまりもできている。

なお、地点1における地震前後の沈下量は $20\sim30$ cmであり、地点2では地震前後でほとんど沈下が見られなかった 3 .



図-1 検討地点位置図

3. 解析条件

解析には、有効応力解析プログラムFLIP (ver.7.2.3_4) を使用し、一次元の柱状モデルを作成した. 以下、解析条件を示す.

(1) 地盤モデル

地盤モデルを**図-2**に示す.本検討では液状化による地下水位上昇を考慮しうるモデルとして地下水位以浅にも間隙水要素を貼り付けた.このとき,初期自重解析時には発生する水圧が静水圧に一致するように地表面で負圧を考慮した.

(2) 入力地震動

入力地震動は、本震は東京都港湾局「夢の島」観測点 ⁴⁾、余震はK-NET「浦安」地点⁵⁾の記録を用いて一次元地震応答解析DYNEQ⁶⁾を用いて工学的基盤面における波形に引き戻し計算を行ったものを用いた。入力地震動を図-3に示す。本震時の波形がゼロからスタートしていないのは、データ欠損のためである。FLIPによる解析は上記地震動を入力した後、水圧消散過程として過剰間隙水圧が十分に消散するまで計算を実施した。本震の最大加速度は103gal、余震の最大加速度は56galと小さいものの、継続時間は長く、本震は2分以上の継続時間である。

(3) 解析定数

解析定数を表-1に示す.解析定数は、土質およびN値を参考に設定した.なお、液状化パラメータは、要素シミュレーションを行い設定した.要素シミュレーションの結果を図-4に示す.要素シミュレーションの目標値は、液状化強度に関しては文献3)による液状化試験結果を参考にし、体積収縮特性はIshihara et al. 7 (相対密度 D_{i} =50

写真-1 地点1の液状化被害状況^{3)に加筆}

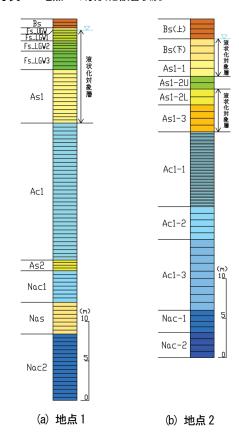


図-2 地盤モデル

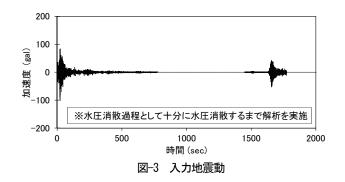


表-1 解析定数一覧

(a) 地点 1

名称	密度	基準 拘束圧	初期せん断	初期体積 剛性	粘着力	内部 摩擦角	パラメータ	ポアソン比	間隙率	最大減衰	透水係数	変相角			ダイレ	イタン:	シーに	関する	パラメ	ー タ				責圧縮物 "るパラ		液状化強度曲線の下限 を規定するパラメータ
	ρ (g/cm ³)	σ_{m0} (kN/m ²)	G_{m0} (kN/m ²)	$K_{m0} (kN/m^2)$	c (kN/m ²)	ø (°)	m_{G}, m_{K}	ν	n	h max	k (m/s)	φ _p (°)	$\mathcal{E}_{\mathrm{dem}}$	$r_{\mathcal{E}_{dc}}$	$r_{\mathcal{E}_d}$	q_1	q_2	q_4	q_{us}	r_{γ}	rmtmp	S_1	l_k	$r_{\rm k}$	r ,"	c 1
Bs	1.7	98.0	57200	149200	0.0	41.3	0.500	0.330	0.450	0.240	5 × 10 ⁻⁵															
Fs_UGW	1.8	98.0	40000	104300	0.0	41.0	0.500	0.330	0.450	0.240	5 × 10 ⁻⁵															
Fs_LGW1	1.8	98.0	34100	88900	0.0	38.3	0.500	0.330	0.450	0.240	1 × 10 ⁻⁶	28.0	0.500	0.958	0.500	1.0	0.5	1.0	0.0	0.2	0.5	0.005	2.0	0.200	0.200	1.52
Fs_LGW2	1.8	98.0	32500	87800	0.0	35.6	0.500	0.330	0.450	0.240	1 × 10 ⁻⁶	28.0	0.580	0.720	0.580	1.0	0.5	1.0	0.0	0.2	0.5	0.005	2.0	0.172	0.172	1.52
Fs_LGW3	1.8	98.0	25300	66000	0.0	39.6	0.500	0.330	0.450	0.240	1 × 10 ⁻⁶	28.0	0.400	0.958	0.400	1.0	0.5	1.0	0.0	0.2	0.5	0.005	2.0	0.250	0.250	1.52
As1	1.8	98.0	34000	88700	0.0	39.4	0.500	0.330	0.450	0.240	1 × 10 ⁻⁵	28.0	1.000	0.500	1.000	6.0	2.1	1.0	0.0	0.2	0.5	0.005	2.0	0.100	0.100	1.60
Ac1	1.6	98.0	25600	66800	0.0	30.0	0.500	0.330	0.550	0.150	3 × 10 ⁻⁸															
As2	1.8	98.0	34900	91000	0.0	40.0	0.500	0.330	0.450	0.240	9 × 10 ⁻⁶															
Nac1	1.7	98.0	44700	116600	0.0	30.0	0.500	0.330	0.550	0.150	3×10 ⁻⁸															
Nas	1.8	98.0	104000	271200	0.0	39.1	0.500	0.330	0.450	0.240	2 × 10 ⁻⁵															
Nac2	1.7	98.0	39100	102000	0.0	30.0	0.500	0.330	0.550	0.150	3 × 10 ⁻⁸												1	1 -		

※透水係数はD20より設定した

(b) 地点 2

名称	密度	基準 拘束圧	初期せん断剛性	初期体積 剛性	粘着力	内部 摩擦角	パラメータ	ポアソン比	間隙率	最大減衰	透水係数	変相角	ダイレイタンシーに関するパラメータ									液状化強度曲線の下限 を規定するパラメータ				
	ρ (g/cm ³)	σ_{m0} (kN/m ²)	G_{m0} (kN/m ²)	K_{m0} (kN/m ²)	c (kN/m ²)	φ (°)	$m_{\rm G}, m_{\rm K}$	ν	n	h max	k (m/s)	φ _p (°)	$\mathcal{E}_{\mathrm{dem}}$	$r_{\mathcal{E}_{dc}}$	$r_{\mathcal{E}_d}$	q_1	q_2	q_4	q_{us}	r_{γ}	rmtmp	S_1	$I_{\rm k}$	$r_{\rm k}$	r,"	c 1
Bs(水面上)	1.7	15.9	44408	115810	0.0	41.3	0.500	0.330	0.450	0.240	4×10 ⁻⁵															
Bs(水面下・液)	1.7	39.0	20990	54738	0.0	41.3	0.500	0.330	0.450	0.240	4 × 10 ⁻⁵	28.0	0.250	1.0	0.500	5.0	1.1	1.0	0.0	0.2	0.5	0.005	2.0	0.20	0.20	1.95
As1-1(液)	1.8	52.1	41327	107773	0.0	39.4	0.500	0.330	0.450	0.240	9 × 10 ⁻⁶	28.0	0.625	0.5	0.625	5.0	1.8	1.0	0.0	0.2	0.5	0.005	2.0	0.16	0.16	1.70
As1-2U	1.8	62.9	47020	122622	0.0	39.4	0.500	0.330	0.450	0.240	9 × 10 ⁻⁶															
As1-2L(液)	1.8	73.7	47020	122622	0.0	39.4	0.500	0.330	0.450	0.240	9 × 10 ⁻⁶	28.0	0.625	0.5	0.625	5.0	1.8	1.0	0.0	0.2	0.5	0.005	2.0	0.16	0.16	1.70
As1-3(液)	1.8	89.9	22224	57958	0.0	39.4	0.500	0.330	0.450	0.240	9×10 ⁻⁶	28.0	0.588	0.5	0.588	5.0	2.8	1.0	0.0	0.2	0.5	0.005	2.0	0.17	0.17	1.40
Ac1-1	1.6	121.4	19755	51518	0.0	30.0	0.500	0.330	0.550	0.150	3 × 10 ⁻⁸															
Ac1-2	1.6	152.0	47184	123048	0.0	30.0	0.500	0.330	0.550	0.150	3 × 10 ⁻⁸															
Ac1-3	1.6	181.5	32000	83451	0.0	30.0	0.500	0.330	0.550	0.150	3 × 10 ⁻⁸															
Nac-1	1.7	209.1	39031	101786	0.0	30.0	0.500	0.330	0.550	0.150	3 × 10 ⁻⁸															
Nac-2	1.7	224.9	56204	146571	0.0	30.0	0.500	0.330	0.550	0.150	3×10 ⁻⁸															
※透水係数はD	20より設定した																									

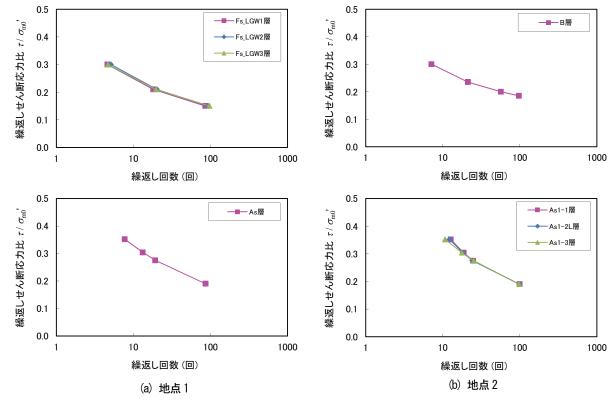


図-4 要素シミュレーション結果

 \sim 60%の体積収縮特性:最大せん断ひずみ χ_{max} =7%に対する体積収縮ひずみ χ_{cd} =2.5 \sim 3.0%)とした.

(4) 透水係数

透水係数は、20%粒径 D_{20} からCreagerの方法により設定した。なお、本検討では、液状化層については液状化時に有効間隙率の増加、乱流の発生等により、 D_{20} から設定した透水係数よりも大きな透水係数となること、非液状化層については不飽和層であるので飽和透水係数よりも小さな透水係数となること、局所的なクラック等で透水係数が大きい場所もあることも考えられるため、表-2

表-2 解析ケース

		液状化	層の透水係数 k	1 (m/s)
		D20から推定	×10	×100
(s/	×1/100	Case1-5	Case2-5	Case3-5
数 k2 (m/	× 1/10	Case1-4	Case2-4	Case3-4
の透水係数	D20から推定	Case1-1	Case2-1	Case3-1
非液状化層	×10	Case1-2	Case2-2	Case3-2
非	×100	Case1-3	Case2-3	Case3-3

に示すように透水係数を種々に変化させて解析を実施した.

(5) 境界条件

変位に関する境界条件は、初期自重解析時は底面固定、 側方鉛直ローラーとし、動的解析時は底面粘性境界とした。また、水圧に関する境界条件は初期自重解析時は地下水位以深に発生する水圧が静水圧と一致するように地表面で負圧を与え、動的解析時は地表面を過剰間隙水圧 ゼロ境界とした。

4. 解析結果

(1) 地点1

過剰間隙水圧比の時刻歴の比較を**図-5** に示す. どのケースにおいても実現象と同様に過剰間隙水圧比が上昇し、液状化に至っていることがわかる.

図-5(a)は,液状化層の透水係数 k_1 が同一で,非液状化層の透水係数 k_2 を変化させた場合の結果である。 $k_2 > k_1$ よりも $k_2 < k_1$ の方が,液状化層上部(Fs_LGW1 層)の過剰間隙水圧比が増加する。また k_2 が小さくなるほど水圧消散時間が長くなる傾向を示す。またこの傾向は k_2 と k_1 の比が大きいほど顕著である。これは $k_2 < k_1$ の場合,非液状化層から消散する水圧よりも,液状化層下部(Fs_LGW3 層や Asl 層)から供給される水圧の方が大きいためと考えられる。

図-5(b)は、非液状化層の透水係数 k_0 が同一で液状化層の透水係数 k_1 を変化させた場合の結果である。 $k_2 > k_1$ の場合、 k_1 の違いによる液状化層上部(Fs_LGW1 層)の過剰間隙水圧比の最大値の差異は小さい。また k_1 が小さくなるほど水圧消散時間が長くなる傾向を示す。これは k_2

>k_Iの場合,液状化層で発生する過剰間隙水圧よりも非液状化層から消散する水圧の方が大きいため、非液状化層と液状化層の過剰間隙水圧の上昇に与える影響は小さく、水圧消散は液状化層の透水係数k_Iに依存したものと考えられる.

表-3にそれぞれのケースにおける残留沈下量を示す. どのケースにおいても20cm程度の沈下という結果となり,ほぼ実沈下量を再現する結果となった.

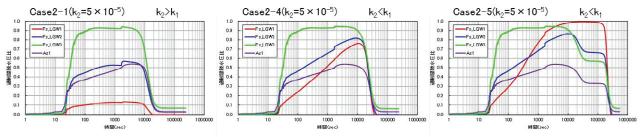
表-3 地点1の残留沈下量

	——————— 残留沈下量	液状化	層の透水係数 k	1 (m/s)
	发笛 况 下里 —————	D20から推定	×10	×100
(s/	×1/100	(Case1-5) 18.4cm	(Case2-5) 19.8cm	(Case3-5) 22.4cm
数 k2 (m	×1/10	(Case1-4) 18.0cm	(Case2-4) 19.1cm	(Case3-4) 22.4cm
の透水係	D20から推定	(Case1-1) 18.0cm	(Case2-1) 18.7cm	(Case3-1) 21.8cm
非液状化層の透水係数 k2 (m/s)	×10	(Case1-2) 18.0cm	(Case2-2) 18.7cm	(Case3-2) 21.5cm
注	×100	(Case1-3) 18.0cm	(Case2-3) 18.7cm	(Case3-3) 21.3cm

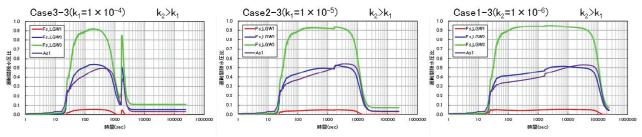
(2) 地点2

過剰間隙水圧比の時刻歴の比較を図-6 に示す. 最大でも過剰間隙水圧比で 0.2 程度までしか上昇せず, 液状化には至らない結果となった.

表-4 にそれぞれのケースにおける残留沈下量を示す. どのケースにおいても 2cm 以下の沈下量にとどまり無 被災であった地点2の状況を再現する結果となった.

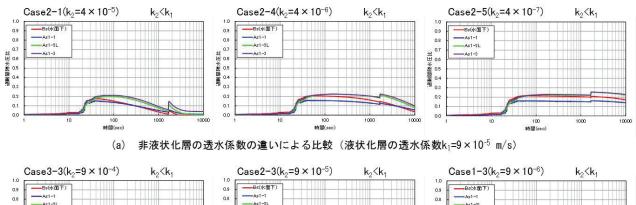


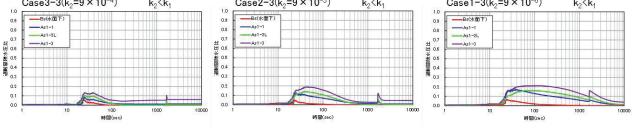
(a) 非液状化層の透水係数の違いによる比較 (液状化層の透水係数k_i=1×10⁻⁵ m/s)



(b) 液状化層の透水係数の違いによる比較 (非液状化層の透水係数k₂=5×10⁻³ m/s)

図-5 過剰間隙水圧比の時刻歴の比較(地点1)





(b) 液状化層の透水係数の違いによる比較 (非液状化層の透水係数k2=4×10-3 m/s)

図-6 過剰間隙水圧比の時刻歴の比較(地点2)

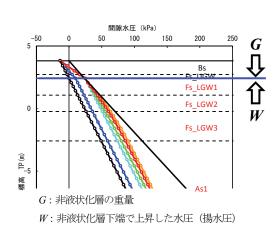


図-7 噴砂検討の概要図

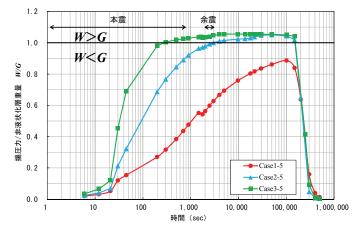


図-8 揚圧力/非液状化層重量 (W/G) の時刻歴図

表-4 地点2の残留沈下量

	残留沈下量	液状化	層の透水係数 k	1 (m/s)
	戏田儿「里	D20から推定	×10	×100
(s/m)	×1/100	(Case1-5) 0.8cm	(Case2-5) 0.9cm	(Case3-5) 0.9cm
k2	×1/10	(Case1-4) 0.2cm	(Case2-4) 0.2cm	(Case3-4) 0.2cm
の透水係数	D20から推定	(Case1-1) 1.3cm	(Case2-1) 1.5cm	(Case3-1) 1.5cm
非液状化層	×10	(Case1-2) 1.3cm	(Case2-2) 1.6cm	(Case3-2) 1.7cm
非	×100	(Case1-3) 1.4cm	(Case2-3) 1.6cm	(Case3-3) 2.1cm

5. 地点1の噴砂の検討

東北地方太平洋沖地震により地点1では液状化に伴い 噴砂が発生した.ここでは、地下水面上(不飽和層と飽 和層の境界)での土塊の重量と揚水圧の関係に着目して 噴砂の検討を行った.

検討の概要図を \mathbf{Z} - $\mathbf{7}$ に示す。検討は非液状化層下端で上昇した水圧を揚水圧Wと見なし,非液状化層の重量 \mathbf{G} との比較を行い,W(\mathbf{G} \geq 1.0を示した時点に噴砂が発生するものとした。

非液状化層の透水係数 k_2 に D_{20} からの推定値の1/100倍 $(k_2=5\times10^7 \text{ m/sec})$ を設定したCase1-5,Case2-5,Case3-5 の揚水圧/非液状化層重量 (W/G) の時刻歴を $\mathbf{2}$ -8に示す、文献3)の防犯カメラの記録によると,検討地点付近では本震後~余震にかけて噴砂が発生している。このことを勘案すると,揚水圧/非液状化層重量 (W/G) が現実に近

い挙動を示したのは、液状化層の透水係数 k_1 を粒度試験からの推定値の10倍に設定したCase2-5の場合であり、本震後~余震にかけてWGが1.0付近に達する結果を示した。このことから、液状化した地層は D_{20} から推定した透水係数よりも透水性が高くなっていると想定される。また、不飽和層については不飽和透水係数を想定して飽和透水係数よりも小さい透水係数を設定すると液状化による噴砂を表現できる可能性があることが分かった。

6. まとめ

本検討では、東北地方太平洋沖地震により被害を受けた浦安市の中でも、液状化被害を受けた地点と無被害であった地点を対象として事例解析を実施することにより、FLIPのカクテルグラスモデルの適用性に関する検討を行った。以下に得られた主な知見を示す。

- ・無被災地点および被災地点の双方で被災状況をほぼ再 現することができ、カクテルグラスモデルの適用性を 確認した.
- ・不飽和層にも間隙水要素を貼り付けることにより、液 状化時の噴砂現象について表現できる可能性が示唆さ れた.
- ・当該地点においては、 D_{20} からCreagerの方法により推定した透水係数に対して、液状化層は10倍、非液状化層は不飽和であることを考慮して1/100倍の透水係数を設定することで、噴砂現象のタイミングもほぼ一致するモデルを作成することができた。
- 今後の課題として、以下のことが挙げられる.
- ・より多くの事例に対して再現解析を実施することでモデルの信頼性向上を図る.
- ・噴砂現象の検討に関しては、液状化層、不飽和層の透水係数の設定についてより一般的な設定方法を検討す

る.

・本検討では、一次元モデルを用いて検討を行ったが、 実務では二次元解析を行うことが多いことから、二次 元モデルでも同様の検討を実施し、モデルの適用性を 継続して確認していく必要がある.

謝辞:本報告は、一般社団法人FLIPコンソーシアムの活動の一環として実施した成果を取りまとめたものである。本検討を実施するにあたり、東京都港湾局および防災科学技術研究所強震観測網(K-NET)の観測記録を利用した。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- Iai, Matsunaga, Kameoka: Strain Space Plasticity Model for Cyclic Mobility, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.32, No.2, pp.1-15,1992.
- 2) 井合進・飛田哲男・小堤治:砂の繰り返し載荷時の挙動 モデルとしてのひずみ空間多重モデルにおけるストレス ダイレイタンシー関係,京大防災科研年報,2008.
- 3) 浦安市液状化対策技術検討調査委員会:浦安市液状 化対策技術検討調査報告書,2012.
- 4) 東京都港湾局ホームページ: http://www.kouwan.metro.tokyo.jp/business/kisojoho/jishindou.html.
- 5) 防災科学研究所 強震観測網K-NETホームページ: http://www.kyoushin.bosai.go.jp/kyoshin/.
- 6) 吉田望,末富岩雄: DYNEQ: 等価線形法に基づく水平成層地盤の地震応答解析プログラム,佐藤工業(株)技術研究所報,pp.61-70,1996.
- Ishihara, Yoshimine: Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction during Earthquakes, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.32, No.1 pp.173-188, 1992.

An Effective Stress Dynamic Analysis considering Permiability on Ground Motion at Landfill during the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake

Kazuaki UEMURA, Minoru NOBUMOTO, Makoto YOSHIDA, Shigeru SATO, Yoshiaki KAGEJI, Yukio TAMARI, Jyun-ichi HYODO, Takashi NAKAMA, Atsushi HOSOO and Shun-ichi SAWADA

The widespread liquefaction damage was occurred in Tokyo bay area by the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake on march 11, 2011. This liquefaction damage was enlarged by long duration more than 2 minutes on mainshock and the aftershock about 30 minute later.

In this study, the effective stress dynamic analysis considering permeability is done on the affected area and unaffected area in Urayasu city. As a result, the applicability of the numerical model is confirmed. Then, sand boiling can be expressed by estimate the generation process of the pore water pressure.

6-4 2011年東北地方太平洋沖地震の被災事例 を対象とした地震応答解析

吉田 誠¹・田代 聡一²・森島 直樹³・澤田 俊一⁴・小濱 英司⁵ 大矢 陽介⁵・一井 康二⁶・飛田 哲男⁷・井合 進⁷

1正会員 五洋建設株式会社 (〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町1534-1)
2東亜建設工業株式会社 (〒163-1031 東京都新宿区西新宿3-7-1 新宿パークタワー31F)
3株式会社ダイヤコンサルタント (〒331-8638 埼玉県さいたま市北区吉野町2-272-3)
4応用地質株式会社 (〒331-0812 埼玉県さいたま市北区宮原町1-66-2)
5独立行政法人 港湾空港技術研究所 (〒239-0831 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1)
6広島大学大学院 (〒〒739-8527 広島県東広島市鏡山1-4-1)
7京都大学防災研究所 (〒611-0011 京都府宇治市五ヶ庄)

2011年3月11日に発生した東日本大震災では、2分以上の長い継続時間の地震動が観測されており、地震動が継続している間に、過剰間隙水圧の消散や、それに伴う地盤の沈下が生じていたと推測される。長継続時間の地震動による液状化の被害を検証するためには、間隙水の移動や液状化にともなう体積変化を考慮することが重要であると考えられる。そこで、本研究では、東日本大震災において主に液状化で被災した構造物を対象に、解析コードFLIPにより再現解析を試みるとともに、被災原因について検討を行った。本研究で用いたFLIPは、従来のひずみ空間多重モデルに、新たにストレスダイレイタンシー関係を組込んだモデルであり、間隙水の移動やダイレイタンシーによる体積ひずみを考慮することが可能となっている。

Key Words: liquefaction, quay wall, river embankment, landfill, effective stress dynamic analysis

1. はじめに

2011年3月11日に発生した東日本大震災では、地震動、 津波およびこれらの複合により、多くの土木・建築構造物が甚大な被害を受けた^{1) 2) 3) 4)}.この地震は海溝型であるとともにマグニチュード(Mw)が9.0と非常に大きかったため、被害が広範囲に及んだと考えられる。さらに、地震動の継続時間が2分以上と非常に長いことや、本震の約30分後に発生した余震(M=7.6)により、液状化などによる被害が拡大した可能性が指摘されている³⁾.

港湾構造物の被害は、地震と津波による複合的な被害が顕著であった。地震の揺れに起因する岸壁の被害は、宮城県以南で多数確認された。その理由として、震源破壊過程と地震放射特性の影響⁹により、震央の南側で地震動の卓越周波数が低いことや、宮城県以南には埋立地が多いことが挙げられる。岸壁の被害の主な特徴は、背後地盤の液状化などに起因する法線のはらみ出しや背後地盤の沈下である。

河川盛土の被害に着目すると, 東北地方の北上川や関

東地方の利根川などの各水系を中心に、液状化による大規模な沈下、すべり破壊、亀裂等が広範囲に渡って発生した。主な被災形態は、堤体の沈下や法尻の水平変位であり、その原因は、基礎地盤の液状化、堤体の液状化、基礎地盤と堤体の液状化の3パターンに分類される²⁾.

東京湾岸の埋立地は、震源から数百キロ離れており、 地震動の加速度振幅が100 Gal程度と小さいにもかかわら ず、液状化により、噴砂、家屋の傾斜・沈下や道路の隆 起など多くの被害を受けている³⁾. 東京湾岸の砂は細粒 分が多く、液状化による噴砂の量が非常に多かったこと も被害の特徴のひとつとして挙げられる。

長継続時間の地震動や本震と余震を考慮した液状化の 被害を予測するためには、地盤中の間隙水の移動やそれ にともなう体積変化を考慮することが重要であると考え られる.

液状化を評価することができる解析コードの一つとして、有効法力法に基づく地震応答解析コードFLIP[®]が挙げられる。港湾分野を中心に、その精度向上に関する研究が多数行われており、実務で一般的に使用されるよう

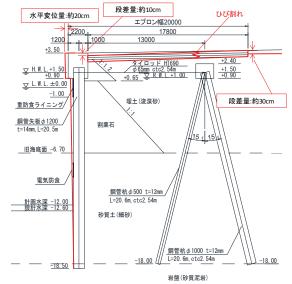


図-1 相馬港2号埠頭岸壁の被災状況

になっている。ダイレイタンシーの評価法や基礎捨石の 材料定数などについて検討・改善が行われており⁷⁸, 一斉解析などによって被災事例に対する再現性が確認さ れている⁹.

従来のFLIPは、設計地震動の継続時間が比較的短かったため、非排水条件下で定式化されたひずみ空間多重せん断モデル「東畑・石原モデル+井合モデル」¹⁰⁾(以下、マルチスプリングモデルと称す)が用いられてきた。マルチスプリングモデルでは、地震時の透水を考慮できないが、過剰間隙水圧上昇に伴う地盤剛性の低減を適切に考慮できる。開発当時のFLIP(以下、マルチスプリングモデルと称す)は、間隙水の収支バランス式において土骨格と間隙水の相対速度をゼロとし、間隙水の流れを考慮しない非排水条件に基づいていた。しかし、土骨格と間隙水の相対速度を考慮した間隙水の収支バランス式と運動方程式を連成させて解く透水解析機能や、新たに堤案されたストレスダイレイタンシー関係「1)12)が導入され、間隙水の移動や液状化に伴う体積圧縮を考慮できるようになった(以下、カクテルグラスモデルと称す)。

本研究では、東日本大震災で主に液状化により被災した岸壁、河川盛土および東京湾岸の埋立地を対象に、透水を考慮することができるカクテルグラスモデル要素を組み込んだFLIPによる再現解析を試みることを目的としている。長継続時間地震動や、本震と余震の影響を考慮した透水解析により、様々な構造物に対する被害状況の再現性について検証するとともに、被災原因について検討している。

2. 控え組杭式鋼矢板岸壁の事例解析

2011年東北地方太平洋沖地震で被災した相馬港2号埠

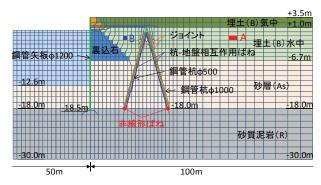


図-2 土層分割および有限要素分割図

表-1 地盤の動的変形特性パラメータ

土質	密度	基準 拘束圧 σ _{ma} ' (Pa)	せん断 波速度 V _s (m/s)	せん断 弾性係数 G _{ma} (kPa)	$m_{\rm G}$	体積 弾性係数 K _{ma} (kPa)	m _K	粘着 力 c (kPa)	内部 摩擦角 øf	最大 減衰 定数 h _{max}	間隙 率 n	ヤング 率 <i>E</i> (MPa)
埋土(B)	1.80	98	162	75,246	0.5	196,230	0.5	0.0	39.38	0.24	0.45	
砂層(As)	2.00	98	269	125,095	0.5	326,228	0.5	0.0	41.33	0.24	0.45	
裏込石	2.00	98		101,300	0.5	264,000	0.5	20.0	35.00	0.24	0.45	
砂質泥岩(R)	1.73											1,392

表-2 地盤の液状化特性パラメータ

	€ d cm	$r_{\mathcal{E} dc}$	$r_{\mathcal{E}_d}$	q_{I}	q_2	$H_{max}L$	l_k
埋土(B)	0.20	0.95	1.20	8.00	0.70	0.24	2.00
$F_{c}=10\%$	r_k	r_k "	S_I	cl	q4	r_{γ}	r_{tmp}
	0.500	0.500	0.005	2.560	1.0	0.1	0.5
	ε_d^{cm}	$r_{\mathcal{E} dc}$	r_{ε_d}	q_I	q_2	$H_{max}L$	l_k
砂層(As)	0.15	1.40	0.60	1.00	0.80	0.24	2.00
$F_{\rm c} = 10\%$	r_k	r_k "	S_I	cl	q4	r_{γ}	r_{tmp}
	0.500	0.500	0.005	8.290	1.0	0.1	0.5

頭(-12 m)岸壁を対象に、透水を考慮することができるカクテルグラスモデル要素を組み込んだFLIP(Ver.7.2.3_2)による再現解析を試みた。

(1) 被災状況

岸壁の構造形式は、**図-1**に示すような控え組杭式鋼矢板岸壁である。被災調査結果によると、岸壁法線が20cm程度海側に移動し、上部工直背後とエプロン部の間に10~20 cmの段差、法線から20~25 mの位置で30 cm程度の段差が認められる¹⁾.

(2) 解析内容

本解析における土層分割および有限要素分割図を図-2 に示す。岩盤である砂質泥岩(R)は線形平面要素,裏込石はマルチスプリング要素でモデル化し、それ以外の地盤はカクテルグラス要素でモデル化した。矢板および控え杭は線形はり要素でモデル化した。矢板のすり抜けや地盤との剥離や滑りを表現するため、杭と地盤の間に相互作用ばねとジョイント要素を設定した。タイロッドは非線形ばね要素でモデル化し、圧縮力を伝達させないように圧縮側の剛性をゼロとし、引張側は線形ばねとした。杭下端は圧縮のみ受け持ち、引張は受け持たない非線形ばね要素を挿入した。

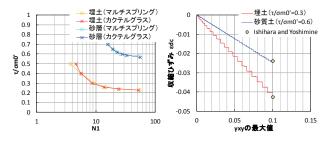


図-3 要素シミュレーション結果

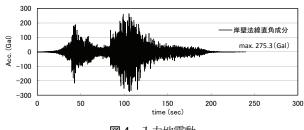


図-4 入力地震動

地盤の動的変形特性パラメータを**表-1**に示すが,既存のボーリング調査結果やPS検層結果に基づきN値やせん断波速度 V_s などの値から設定した.ただし,埋土および砂層の細粒分含有率は,マルチスプリングモデルによるパラメータスタディ結果より10%と仮定している15.

液状化対象地盤である埋土および砂層について非排水繰り返し三軸試験が実施されていないため、液状化特性パラメータ(表-2)は次のように設定した。N値と細粒分含有率による簡易設定法¹⁴⁾からマルチスプリングモデルにより実施した要素シミュレーション結果をターゲットとし、カクテルグラスモデルによる要素シミュレーションを実施して液状化特性パラメータを決定した(図-3左).さらに、体積圧縮特性がIshihara and Yoshimine¹⁵⁾の要素試験結果と整合するようにパラメータを設定した(図-3右).その他の地盤パラメータはFLIPにおける標準的な方法に基づき設定した¹⁴⁾.

側面・底面境界は粘性境界でモデル化した.

入力地震動は、強震観測地点(相馬-G)における東日本 大震災の事後推定波¹⁶を、NS成分とEW成分から岸壁法 直方向に変換したものを使用した(**図-4**).

解析方法は、初期応力状態を正確に再現するため4段 階法(初期自重解析3段階+動的解析)とした¹⁷⁾

(2) 解析結果

岸壁の変形形状および過剰間隙水圧比分布を図-5に示す。同図によると、矢板は全体が海側に倒れるように変位しており、天端での変位が最も大きい。矢板天端の残留水平変位は26 cmであり、実測値の約20 cmと概ね整合している。埋土の過剰間隙水圧比は、主要動直後(126 s)で0.9以上に達して液状化しており、その後、時間とともに消散している。

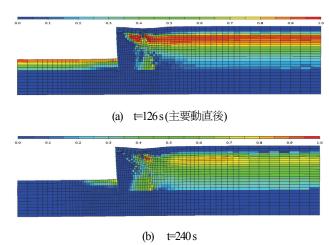


図-5 岸壁の変形形状および過剰間隙水圧比分布

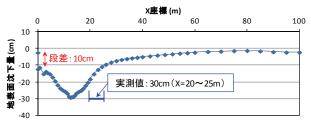


図-6 矢板背後の地表面沈下量分布

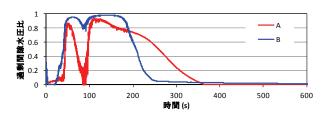


図-7 埋土の過剰間隙水圧比時刻歴

埋土が液状化したにもかかわらず、矢板水平変位が抑えられたのは、控え工が堅固な地盤に根入れされているため支持力を失わなかったことによると考えられる. このことは、矢板が海側に突となる形状を示していることからも支持される.

矢板背後の地表面沈下量分布を図-6に示す。矢板直背後の段差は10 cmであり、実測値(約10 cm)と良い対応を示している。調査結果によると岸壁法線から20~25 m付近に30cm程度の段差が生じていると報告されており、沈下が生じる位置は異なるものの、解析による沈下量は最大で30 cmであり実測値と整合している。

埋土の過剰間隙水圧比時刻歴を図-7に示す。矢板直背後(B地点)の過剰間隙水圧比は、陸側(A地点)よりやや小さいが、両者とも最大値は0.9以上であり概ね液状化したと判断される。200 s以降における水圧の消散は、B地点の方が早い。これは、B地点の近くに透水係数の大きい裏込石があるためである。

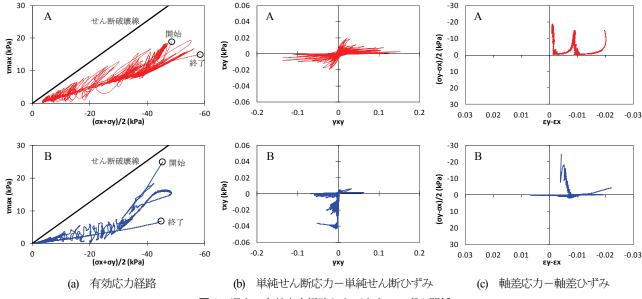


図-8 埋土の有効応力経路および応力-ひずみ関係

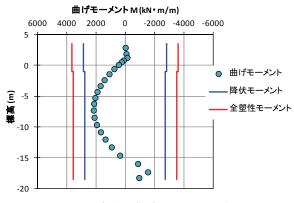


図-9 矢板の曲げモーメント分布

埋土の有効応力経路および応力-ひずみ関係を図-8に示す. 同図によると, 陸側(A地点)では液状化時の典型的な挙動が再現されている. すなわち, 有効応力と軸差応力が加振とともに0に近づき, 単純せん断応力-単純せん断応力関係では加振ごとに剛性が低下している. 過剰間隙水圧の消散後は有効応力が回復している.

一方, 矢板直背後(B地点)では, 地震動の作用直後に 大幅に低下しいる. これは, 矢板直背後の過剰間隙水圧 の上昇が早かったため(図-7), 軸差応力が著しく現象し たことによると考えられる. 単純せん断応力は, 矢板変 位にともない負の値が増加している.

矢板の曲げモーメント分布は、図-9に示すように中央付近で最大となっている。これは、矢板上部の水平変位がタイロッドで抑えられた状態で背後から土圧が作用したためと考えられる。矢板は降伏しておらず、被災状況と整合的である。

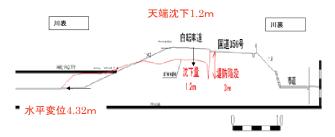


図-10 利根川右岸26kにおける河川盛土の被災状況

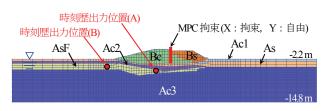


図-11 土層分割および有限要素分割図

3. 河川盛土の事例解析

2011年東北地方太平洋沖地震で被災した利根川右岸27 k+80 m \sim 27 k+150 mにおける河川盛土 20 を対象に、透水を考慮することができるカクテルグラスモデル要素を組み込んだFLIP(Ver.7.2.3 2)による再現解析を試みた.

(1) 被災状況

被災要因は基礎地盤の液状化によるものと考えられ, **図-10**に示すように堤防天端で1.2 m沈下した. 堤防中央付近を境として変状の不連続性が見られ, 3 m程度の陥没が確認された²⁾.

表-3 地盤の解析パラメータ

(a) 動的変形特性

Bs(水位上) Bs(水位下) Bs(水位下) Bc(水位下) 非液状化 液状化 非液状化 非液状化 Ac1 非液<u>状化</u> <u>Ac2</u> 夜状化 <u>Ac3</u> 液状化 $o(t/m^3)$ 27.75 57.75 69.00 84 75 (kN/m 30.00 63.00 3.00 75.75 119 25 (kN/m^2) 46204 46204 23800 23800 31816 31816 3400 3400 6800 0.5 0.5 0.5 0.5 0.5 0.5 0.5 0.5 0.5 K_{ma} (kN/m²) 17733 120492 120492 62067 62067 82972 82972 8867 8867 0.33 0.33 0.33 0.33 0.33 0.33 0.33 Ø f (36.67 35.1 33.02 32.77 30.0 30.0 30.0 30.0 30.0 $\phi_p(^\circ)$ 28.0 28 0.24 0.24 0.24 0.24 0.24 0.24 0.24 0.24 0.475 0.490 0.550 0.550 0.510 0.512 0.550 0.550 0.550 K_f (kN/m

(b) 液状化特性

	Bs	As	Asf
ε_d^{cm}	0. 10	0. 20	0. 20
r€ _{dc}	3. 50	4. 00	5. 00
r€ _d	0. 15	0. 20	0. 20
q_I	5. 50	7. 00	7. 00
q_2	1. 00	1.50	1. 50
r_k "	0. 50	0. 70	0. 50
l_k	2. 00	2. 00	2. 00
r_k	0. 50	0. 70	0. 50
S_I	0. 005	0. 005	0. 005
c1	2. 600	1. 980	1. 980

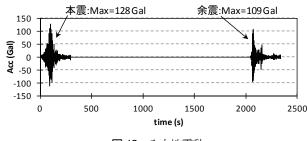


図-12 入力地震動

表4 解析ケース

ケース	Case1	Case2
入力地震動	本震+余震	本震のみ

(2) 解析内容

本解析における土層分割および有限要素分割図を図-11に示す. 地盤はカクテルグラス要素でモデル化した. 堤防中央付近を境とした変状の不連続面には、水位面より上部の堤体内に鉛直方向自由の拘束条件を設定した.

地盤の解析パラメータを**表-3**に示す.動的変形特性パラメータは、公開されているN値などの地盤情報²に基づき簡易設定法 14 により設定した.

液状化対象地盤であるBs層,As層およびAsF層については,液状化強度 R_{L20} ²にフィッティングするように要素シミュレーションを実施して液状化特性パラメータを決定した.さらに,体積圧縮特性がIshihara and Yoshimine の要素試験結果と整合するようにパラメータを設定した.その他の地盤パラメータはFLIPにおける標準的な方法に基づき設定した¹⁴.

側面・底面境界は粘性境界でモデル化した.

入力地震動は、検討対象地点の近傍にある国総研小見 川振動観測所の強振観測記録から、NS 成分とEW 成分 を用いて堤防横断方向に合成した水平方向の地震波形と した(図-12). 本震(3/11 14:47:00、東北地方太平洋沖地震) とその約29 分後に発生した余震(3/11 15:15:53、茨城県沖 地震)を用いた.

解析ケースは, $\mathbf{表-4}$ に示すように入力地震動が本震と 余震のCASE-1,本震のみのCASE-2の2ケースとした.

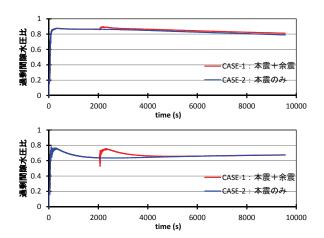


図-13 AsF層の過剰間隙水圧比時刻歴(上:堤防直下,下:法尻)

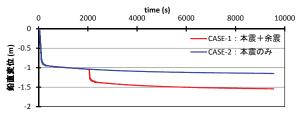
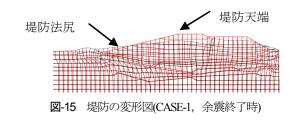


図-14 堤防天端の沈下量時刻歴

(2) 解析結果

AsF層の過剰間隙水圧比時刻歴を図-13に、堤防天端の 沈下量時刻歴を図-14に示す。本震では、過剰間隙水圧 比が0.8程度まで上昇し、堤防天端が約1 m沈下した。本 震後、水圧がゆっくりと消散し、特に排水距離が短い法 尻では水圧比が0.6程度まで低下している。その後、余 震により過剰間隙水圧比が本震のときと同程度(約0.8)まで上昇し、堤防天端がさらに0.4 m程度沈下した。本震 +余震の場合(CASE-1)、本震のみの場合(CASE-2)における 堤防天端の残留沈下量は、それぞれ1.1 m、1.5 mであ り、実測値(1.2 m)と概ね整合している。本震後の余震に よる影響で残留沈下量は0.4 m(約35 %)増加した。

余震終了時における堤防の変形図(CASE-1)を図-15に



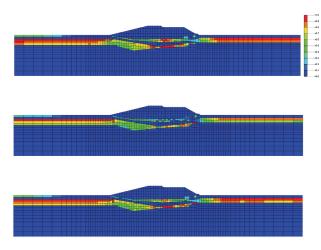


図-16 最大過剰間隙水圧比分布(CASE-1) (上:本震終了時、中:余震開始時、下:余震終了時)

示す. 同図によると、堤体が沈下するとともに法尻付近は隆起する傾向を示す. 堤防天端は左側で大きく沈下しており、これらの傾向は被災状況と整合している. 堤体下部地盤は堤外側に向かって変形しており、特に液状化層(As層およびAsF層)の変形が著しい.

最大過剰間隙水圧比分布図(CASE-1)を図-16に示す. 過剰間隙水圧は本震終了時に液状化層(As 層およびAsF 層)の広い範囲で上昇し、余震開始までに水圧の消散が 認められるものの、余震時に再び上昇している.

以上の結果から、液状化層で発生した過剰間隙水圧が 残留した状態で余震が発生した場合、堤防の沈下被害が 拡大するおそれがあることが示唆される.

4. 東京湾岸における埋立地の事例解析

2011年東北地方太平洋沖地震で被災した東京湾岸の埋立地³⁾を対象に、透水を考慮することができるカクテルグラスモデル要素を組み込んだFLIP(Ver.7.2.3_4)による再現解析を試みた。

(1) 被災状況

検討地点を**図-17**に示す. 当該地点では東北地方太平 洋沖地震の本震(浦安市:震度5強)およびその後の余震 (浦安市:震度5弱)により,埋立地で液状化が発生した.

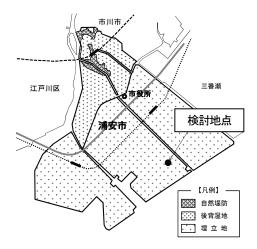


図-17 検討地点位置図

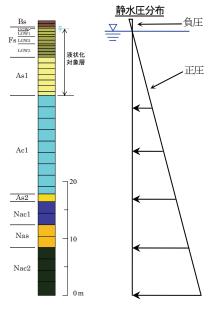


図-18 土層分割・有限要素分割図および静水圧分布

防犯カメラの記録によると、検討地点付近では本震後~ 余震にかけて噴砂が発生しおり、地盤の沈下量は20~ 30cmであった 3 .

(2) 解析内容

本解析における土層分割および有限要素分割図を図-18に示す. 同図には、静水圧分布を併せて示している. 地盤はカクテルグラス要素でモデル化した. 本検討では液状化による地下水位上昇を考慮するため、地下水位以浅にも間隙水要素を貼り付けた. このとき、初期自重解析時には発生する水圧が静水圧に一致するように地表面で負圧を考慮した.

地盤の解析パラメータを**表-5**に示す.動的変形特性パラメータは、公開されているN値などの地盤情報³に基づき設定した.

表-5 地盤の解析パラメータ

名称	密度	基準 拘束圧	初期せん断	初期体積剛性	粘着力	内部 摩擦角	パラメータ	ポアソン比	間隙率	最大減衰	透水係数	変相角			ダイレ	イタンシ	ンーに	引するパ	ラメータ						液状化強度曲線の下限 を規定するパラメータ
	ρ (g/cm ³)	σ_{m0} (kN/m ²)	G_{m0} (kN/m ²)	$K_{m0} (kN/m^2)$	c (kN/m ²)	ø (°)	$m_{\rm G}, m_{\rm K}$	ν	n	h max	k (m/s)	φ _p (°)	$\mathcal{E}_{\mathrm{dem}}$	$r_{\mathcal{E}_{dc}}$	$r_{\mathcal{E}_d}$	q_1	q_2	q_4 q	us r ₇	rmtmp	S 1	$I_{\mathbf{k}}$	$r_{\rm k}$	r,"	c 1
Bs	1.7	98.0	57200	149200	0.0	41.3	0.500	0.330	0.450	0.240	5 × 10 ⁻⁵														
Fs_UGW	1.8	98.0	40000	104300	0.0	41.0	0.500	0.330	0.450	0.240	5 × 10 ⁻⁵														
Fs_LGW1	1.8	98.0	34100	88900	0.0	38.3	0.500	0.330	0.450	0.240	1 × 10 ⁻⁶	28.0	0.500	0.958	0.500	1.0	0.5	1.0	.0 0.2	0.5	0.005	2.0	0.200	0.200	1.52
Fs_LGW2	1.8	98.0	32500	87800	0.0	35.6	0.500	0.330	0.450	0.240	1 × 10 ⁻⁶	28.0	0.580	0.720	0.580	1.0	0.5	1.0 0	.0 0.2	0.5	0.005	2.0	0.172	0.172	1.52
Fs_LGW3	1.8	98.0	25300	66000	0.0	39.6	0.500	0.330	0.450	0.240	1 × 10 ⁻⁶	28.0	0.400	0.958	0.400	1.0	0.5	1.0 0	.0 0.2	0.5	0.005	2.0	0.250	0.250	1.52
As1	1.8	98.0	34000	88700	0.0	39.4	0.500	0.330	0.450	0.240	1 × 10 ⁻⁵	28.0	1.000	0.500	1.000	6.0	2.1	1.0 0	.0 0.2	0.5	0.005	2.0	0.100	0.100	1.60
Ac1	1.6	98.0	25600	66800	0.0	30.0	0.500	0.330	0.550	0.150	3×10^{-8}														
As2	1.8	98.0	34900	91000	0.0	40.0	0.500	0.330	0.450	0.240	9 × 10 ⁻⁶														
Nac1	1.7	98.0	44700	116600	0.0	30.0	0.500	0.330	0.550	0.150	3 × 10 ⁻⁸														
Nas	1.8	98.0	104000	271200	0.0	39.1	0.500	0.330	0.450	0.240	2 × 10 ⁻⁵														
Nac2	1.7	98.0	39100	102000	0.0	30.0	0.500	0.330	0.550	0.150	3×10^{-8}														

※透水係数はD20より設定した

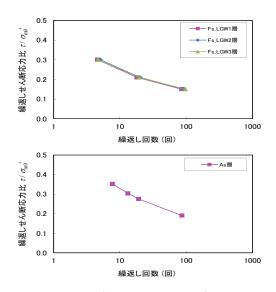


図-19 要素シミュレーション結果

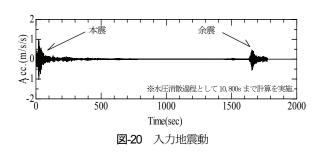
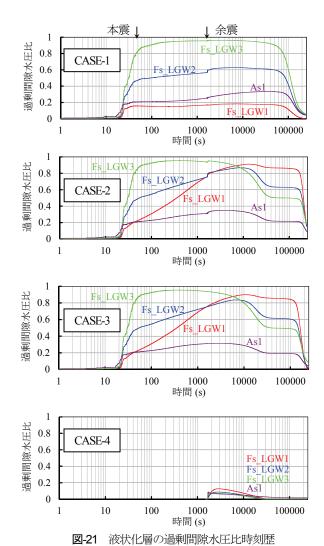


表-6 解析ケース

		透水係数 (m/s)							
ケース	不飽和層	液状	液状化層						
	Bs, Fs_UGW	Fs_LGW	Asl						
Case1	5×10 ⁻⁵	1×10 ⁻⁶	1×10 ⁻⁵	本震+余震					
Case2	5×10 ⁻⁷	1×10 ⁻⁵	1×10 ⁻⁴	本震+余震					
Case3	5×10 ⁻⁷	1×10 ⁻⁵	1×10 ⁻⁴	本震のみ					
Case4	5×10 ⁻⁷	1×10 ⁻⁵	1×10 ⁻⁴	余震のみ					

液状化対象地盤であるFs層およびAsl層の液状化パラメータは、要素シミュレーションを行い設定した。要素シミュレーションの結果を図-19に示す。要素シミュレーションの目標値は、液状化強度に関しては文献3)による液状化試験結果を参考にし、体積圧縮特性がIshihara and Yoshimine¹⁵の要素試験結果と整合するようにパラメータを設定した。その他の地盤パラメータはFLIPにおける標準的な方法に基づき設定した¹⁴.

境界条件は, 初期自重解析時は底面固定, 側方鉛直口



ーラーとし、動的解析時は底面粘性境界とした。また、 水圧に関する境界条件は初期自重解析時は地下水位以深 に発生する水圧が静水圧と一致するように地表面で負圧 を与え、動的解析時は地表面を過剰間隙水圧ゼロ境界と した。

入力地震動は、本震は東京都港湾局「夢の島」観測点 ¹⁸⁾、余震はK-NET「浦安」地点¹⁹⁾の記録を用いて、一次元地震応答解析により工学的基盤面における波形に引き上げ、引き戻し計算を行ったものを用いた.

解析は,表-6に示すように,地盤の透水係数を20%粒径 D_{20} からCreagerの方法により設定した場合(CASE-1)と,さらに液状化層上部の過剰間隙水圧が上昇しやすい条件として,不飽和層(Bs層,Fs UGW層)の透水係数を1/100

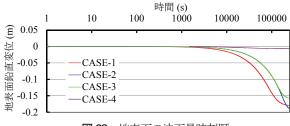


図-22 地表面の沈下量時刻歴

倍、液状化層(Fs_LGW層、Asl層)の透水係数を10倍にした場合(CASE-2)について実施した。さらに入力地震動として、本震と余震の場合(CASE-1, 2)に加え、本震のみの場合(CASE-3)、余震のみの場合(CASE-4)について解析を行った。

(3) 解析結果

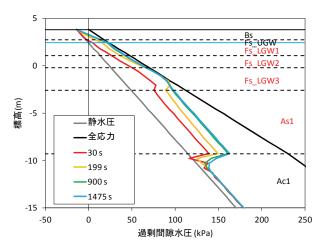
液状化層の過剰間隙水圧比時刻歴を図-21に示す.同図のCASE-1によると、本震時に過剰間隙水圧比が著しく上昇しており、Fs_LGW3層で最大値が0.9程度に達しており、ほぼ液状化したと判断される. その後、水圧はほとんど消散しない状態で余震が発生し、水圧がわずかに増加している. 液状化層上部(Fs_LGW1層)の過剰間隙水圧比は、最大で0.2程度である.

同図のCASE-2によると、本震後に水圧が上昇し続ける傾向を示しており、特に液状化層上部(Fs_LGW1,2 層)で顕著である。これは、不飽和層の透水係数が小さく、液状化層の透水係数が大きいことから、不飽和層直下に水圧がたまりやすくなったためと考えられる。液状化層上部(Fs_LGW1 層)の過剰間隙水圧比は余震後に0.9程度まで上昇しており、この結果は、本震後~余震にかけて噴砂が生じたという実際の現象と整合する傾向を示している。

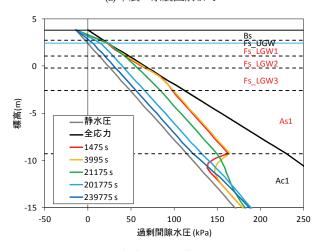
本震のみの場合のCASE-3の過剰間隙水圧比は、本震 +余震の場合のCASE-2とほぼ同じ結果となっており、 過剰間隙水圧に関して、今回は本震後の余震の影響は小 さかったと考えられる。余震のみの場合のCASE-4の過 剰間隙水圧比は、最大値が0.2以下であることから、余 震のみでは液状化被害が生じなかった可能性が高い。

地表面の沈下量時刻歴を**図-22**に示す. 同図によると、 CASE-1で沈下速度が最も速いことがわかる. これは、 不飽和層および液状化層の透水係数が大きいため、過剰 間隙水圧の消散が速くなったことに起因すると考えられる.

本震と余震を考慮した場合の地表面残留沈下量は, CASE-1で0.18 m, CASE-2で0.19 mであり, 実際の沈下量 20~30 cmと概ね整合している. これに対し, 本震のみ を考慮したCASE-3の残留沈下量は0.16 mである. このこ とから, 本震と余震を考慮した場合の沈下量は, 本震の みを考慮した場合より大きくなる傾向を示している. 余



(a) 本震~余震直前まで



(b)余震~水圧消散まで 図-23 間隙水圧分布の経時変化(CASE-2)

震のみを考慮したCASE-4の残留沈下量は0.01 mであり、 液状化が生じなかった場合には沈下量が非常に小さくな る結果が示された.

CASE-2における間隙水圧分布の経時変化を図-23に示す. 同図(a)によると、本震のピーク付近(30 s)で液状化層全体で過剰間隙水圧が増加しており、199秒でFs_LGW3層が最初に液状化に至っている. その後、余震直前(1475 s)までに液状化層上部(Fs_LGW1, 2層)が下層からの水圧の供給を受けて概ね液状化している. Asl 層は液状化していない.

同図(b)によると、余震時およびその後3995秒までは間隙水圧分布に大きな変化は認められない. 21175秒で過剰間隙水圧が下層から消散しはじめ、239775秒(本震開始から約66時間後)に概ね消散している.

以上の結果は、本震後、数十時間は液状化層の過剰間 隙水圧が残留する可能性があり、このときに余震が発生 した場合には液状化被害が拡大するおそれがあることを 示唆するものである.

5. まとめ

本研究では、東日本大震災で主に液状化により被災した岸壁、河川盛土および東京湾岸の埋立地を対象に、透水を考慮することができるカクテルグラスモデル要素を組み込んだFLIPによる再現解析を試みた。長継続時間地震動や、本震と余震の影響を考慮した透水解析により、様々な構造物に対する被害状況の再現性について検証するとともに、被災原因について検討した。

相馬港2号埠頭における控え組杭式鋼矢板岸壁(-12 m) の事例解析により得られた知見を以下に示す.

- ・長継続時間地震動を考慮した透水解析を実施し、矢板天端の水平変位、上部工直背後の段差および背後地盤の地表面沈下について、解析値と実測値が概ね整合する結果が得られた.
- ・解析結果によると、矢板背後の埋土が液状化したにもかかわらず、矢板の水平変位が20 cm程度に抑えられたのは、矢板が海側に突となる形状を示していたことから、控え工が堅固な地盤に根入れされているため支持力を失わなかったことによると考えられる.

利根川右岸27 k+80 m~27 k+150 mにおける河川盛土の 事例解析により得られた知見を以下に示す.

- ・長継続時間地震動や、本震と余震を考慮した透水解析を実施し、堤防天端の残留沈下量について、解析値と実測値が概ね整合する結果が得られた.
- ・解析結果によると、堤防の沈下は、主に堤体直下の 液状化による液状化層の堤外側へのせん断変形お よび体積圧縮に起因すると考えられる.
- ・本震と余震の両者を考慮した場合と、本震のみを考慮した場合の、解析による堤防天端沈下量や過剰間隙水圧について比較・検討した結果、液状化層で発生した過剰間隙水圧が残留した状態で余震が発生した場合、堤防の沈下被害が拡大するおそれがあることが示された.

東京湾岸の埋立地の事例解析により得られた知見を以下に示す.

- ・長継続時間地震動や、本震と余震を考慮した透水解析によると、地盤の透水係数をCreagerの方法により設定した場合に対し、不飽和層の透水係数を1/100倍、液状化層の透水係数を10倍にした場合、液状化層上部の過剰間隙水圧比は余震後に0.9程度まで上昇した。この結果は、本震後~余震にかけて噴砂が生じたという実際の現象と整合するものである。
- ・液状化層上部の過剰間隙水圧比が上昇したのは、不 飽和層の透水係数が小さく、液状化層の透水係数 が大きくなり、不飽和層直下に水圧がたまりやす くなったためと考えられる.

・解析結果によると、本震後、数十時間は液状化層の 過剰間隙水圧が残留する可能性があり、このとき に余震が発生した場合には液状化被害が拡大する おそれがあることが示唆される.

本研究では、長継続時間地震動、本震と余震の影響を受ける様々な構造物に対して、透水を考慮することができるカクテルグラスモデル要素を組み込んだFLIPにより、主に液状化に起因する被害を再現することができる可能性が示された。今後は、検討事例を増やすとともに、透水係数の決定法などについて検討を行い、解析精度の向上を図っていく必要がある。

謝辞:本検討を実施するにあたり、国土交通省東北地方整備局仙台港湾空港技術調査事務所より港湾構造物に係わる被災調査結果等のデータをご提供いただきました。 国土交通省国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター地震防災研究室より強震記録数値データをご提供いただきました。東京都港湾局より公開されている地震観測記録数値データおよびボーリング柱状図を使用させていただきました。防災科学技術研究所より公開されている強震観測網(K-NET)の強震記録数値データを使用させていただきました。また、本検討はFLIPの改良・機能拡張と高度な利用技術に関する研究開発の推進を目的に設立された一般社団法人FLIPコンソーシアムの活動の一環として実施されたものです。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) 高橋重雄,戸田和彦,菊池喜昭,菅野高弘,栗山喜昭,山崎浩之,長尾毅,下追健一郎,根木貴史,菅野甚活,富田孝史,河合弘泰,中川康之,野津厚,岡本修,鈴木高二郎,森川嘉之,有川太郎,岩波光保,水谷崇亮,小濱英司,山路徹,熊谷兼太郎,辰巳大介,鷲崎誠,泉山拓也,関克己,廉慶善,竹信正寛,加島寛章,伴野雅之,福永勇介,作中淳一郎,渡邉祐二:2011年東日本大震災による港湾・海岸・空港の地震・津波被害に関する調査速報,港湾空港技術研究資料,No.1231,2011.4.
- 国土技術センター:河川堤防耐震対策緊急検討委員 会資料(http://www.jice.or.jp/sonota/t1/201108250.html)
- 3) 浦安市液状化対策技術検討調査委員会:浦安市液状 化対策技術検討調査報告書,2012.
- 4) 土木学会東日本大震災被害調査団(地震工学委員会) 緊急地震被害調査団(地震工学委員会) 緊急地震被害調査報告書 (http://committees.jsce.or.jp/report/node/43)
- 5) 鈴木亘,青井真,関口春子,功刀卓:2011 年東北地 方太平洋沖地震の震源破壊過程,第48号,2012年3 日
- IAI, S., Matsunaga, Y. and Tomohiro Kameoka, T.: Analysis of undrained cyclic behavior of sand under aniso-tropic consolidation, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.2, pp.16-20, 1992
- 7) 小堤治, 塩崎禎郎, 一井康二, 井合進, 森玄:二次

- 元有効応力解析法の解析精度向上に関する検討,海 洋開発論文集,第20巻,pp.443-448,2004.
- 8) 佐藤成,亀山和弘,大塚夏彦,森浩章,小堤治,井 合進,安田進:非排水有効応力地震応答解析におけ る捨石材のモデル化に関する検討,第 46 回地盤工学 シンポジウム,pp.25-30,2001.
- 9) 沢田俊一,小堤治,井合進:護岸構造物の残留変形解析-FLIPによる解析-,地盤工学会地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム,pp.247-256,1998.
- 10) Iai S, Matsunaga Y, Kameoka T: Strain Space Prasticity Model for Cyclic Mobility, Report of the Port and Harbour Research Institute, Vol.29, No.4, pp.27-56, 1990.
- 11) Iai, S., Tobita, T., Ozutsumi, O. and Ueda, K.: Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol.35, pp.360-392, 2010.
- 12) 井合進, 飛田哲男, 小堤治: 砂の繰返し載荷時の挙動モデルとしてのひずみ空間多重モデルにおけるストレスダイレイタンシー関係, 京都大学防災研究所年報, 第51号, pp.291-303, 2008.
- 13) 榊原務, 曲伝軍, 田代聡一, 大矢陽介, 飛田哲男: 東北地方太平洋沖地震における相馬港2号埠頭岸壁 の液状化による被災程度の再現解析, 土木学会第68 回年次学術講演会, 2013.(投稿中)
- 14) 森田年一, 井合進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博: 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技研

- 資料, No.869, 1997.
- Ishihara, K., Yoshimine, M.: Evaluation of Settlements in Sand Deposits Following Liquefaction during Earthquakes, SOILS AND FOUNDATIONS, Vol.32, No.1, pp173-188, 1992.
- 16) 野津厚,若井淳:2011年東日本大震災で被災した港湾における地震動特性,港湾空港技術研究所資料, No.1244,pp.48-52,2011.
- 17) 井合進, 三輪滋, 小堤治, 溜幸生, 山本裕司, 森浩章: 地盤の初期応力条件が矢板式岸壁の地震時挙動に与える影響の解析的検討, 第 26 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.809-812, 2001.
- 18) 東京都港湾局ホームページ: http://www.kouwan.metro.tokyo.jp/business/kisojoho/jishi ndou.html.
- 19) 防災科学技術研究所 強震観測網 K-NET ホームページ: http://www.kyoushin.bosai.go.jp/kyoshin/.
- 20) 東京都港湾局, 港湾局地震観測所で観測した地震動 に つ い て [速 報] (http://www.kouwan.metro.tokyo.jp/business/kisojoho/jish indou.html)
- 21) 小堤治, 井合進, 岡由剛: 1 次元有効応力解析のパラメタ感度解析, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.337-340, 1999.
- 22) 安田進, 原田健二:東京湾岸における液状化被害, 地盤工学会誌, Vol.59, No.7, pp.38-41, 2011.

AN EFFECTIVE STRESS DYNAMIC ANALYSIS ON A DAMAGED QUAY WALL, A EMBANKMENT AND LANDFILL DURING THE 2011 OFF THE PACIFIC COAST OF TOHOKU EARTHQUAKE

Makoto YOSHIDA, Soichi TASHIRO, Naoki MORISHIMA, Shunichi SAWADA, Eiji KOHAMA, Yosuke OHYA, Koji ICHII, Tetsuo TOBITA and Susumu IAI

This paper describes the results of an effective stress dynamic analysis on a damaged quay wall, an embankment and landfill during the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake. The results of the analyses were compared with the various types of structures damaged due to liquefaction during the earthquakes which were long duration more than 2 minutes and mainshock and the aftershock about 30 minute later. As a result, by the analysis considering of seepage of pore water and dilatancy of soil, the deformation of the various types of structures damaged due to liquefaction was fairly simulated. Moreover the cause of damage of them was clarified by the analysis. The analytical results show that the damage of them is greater because of mainshock and the aftershock about 30 minute later.

7. 東日本大震災事例解析 WG の外部発表成果 (2015年8月現在)

平成 23 年度~平成 24 年度に設置された "東日本大震災事例解析 WG" の検討成果のうち、2015 年 8 月現在における 外部発表成果を以下に示す。

<共通>

1) 吉田誠・田代 聡一・森島 直樹・澤田 俊一・大矢 陽介・井合 進:2011 年東北地方太平洋沖地震の被災事例を対象とした地震応答解析、土木学会第33回地震工学研究発表会講演論文集、2-503、2013年10月.

<液状化被害サブ WG>

- 2) 溜幸生・一井康二:2011 年東北地方太平洋沖地震における東京港の埋立地盤を対象とした地震応答解析、第 48 回地盤工学研究発表会、pp.1723-1724,2013.
- 3) 佐藤成・影地良昭・仲摩貴史・細尾敦・飛田哲男: 2011 年東北地方太平洋沖地震の本震と余震を考慮した埋立地盤の地震応答解析 液状化被害が確認されていない地点の事例解析-、第 48 回地盤工学研究発表会、pp.1729-1730, 2013.
- 4) 植村一瑛・信本実・吉田誠・一井康二:2011 年東北地方太平洋沖地震の本震と余震を考慮した埋立地盤の地震応答解析 その1:透水係数のパラメトリックスタディー-、第48回地盤工学研究発表会、pp.1733-1734,2013.
- 5) 信本実・植村一瑛・吉田誠・飛田哲男: 2011 年東北地方太平洋沖地震の本震と余震を考慮した埋立地盤の地震応答解析 その2: 透水性に関するパラメータrK の感度分析 、第48回地盤工学研究発表会、pp.1743-1744, 2013.
- 6) 兵頭順一・溜幸生・一井康二:2011 年東北地方太平洋沖地震の本震と余震を考慮した地震応答解析 鉛直アレー 観測記録の地震応答解析-、土木学会全国大会第68回年次学術講演会、第I部門、pp.501-502、2013.
- 7) 植村一瑛・信本実・澤田俊一・吉田誠・佐藤成・影地良昭・溜 幸生・兵頭 順一・仲摩 貴史・細尾 敦・一井 康二:透水を考慮した 2011 年東北地方太平洋沖地震における埋立地盤の地震応答解析、土木学会第 33 回地震工学研究発表会講演論文集、2-463、2013 年 10 月.
- 8) Y. Tamari, J. Hyodo, K. Ichii, T. Nakama, A. Hosoo: Seismic ground behavior in Tokyo port at the 2011 off Pacific coast of Tohoku earthquake An effective stress dynamic analysis focusing on the impact of the aftershock -, 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering 1-4 November 2015, Christchurch, New Zealand (2015.6 掲載決定)
- 9) K. UEMURA, M. NOBUMOTO, S. SAWADA, M. YOSHIDA, S. SATO, Y. KAGEJI, Y. TAMARI, J. HYODO, T. NAKAMA, A. HOSOO and K. ICHII: An effective stress analysis considering permeability of the ground ~ liquefaction at a reclaimed land in main and after shock of the 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake, 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering 1-4 November 2015, Christchurch, New Zealand(2015.6 掲載決定)

<河川盛土サブ WG>

- 10) 今井康雅・鈴木明憲・飛田哲男 : 2011 年東日本大震災で被災した吉田川右岸 16k の河川堤防を対象とした事例解析、第48回地盤工学研究発表会、pp.1129-1130, 2013.
- 11) 森島直樹・林健二・金炅奐・一井康二: 2011 年東日本大震災で被災した利根川右岸 26.5k の河川堤防を対象とした 事例解析、第 48 回地盤工学研究発表会、pp.1131-1132, 2013.
- 12) 森島直樹・林健二・廣瀬栄樹・金炅奐・今井康雅・鈴木明憲・北出圭介・岡村未対・飛田哲男: 2011 年東日本大震 災において地震動で被災した河川堤防の事例解析、土木学会第 33 回地震工学研究発表会講演論文集、2-415、2013 年 10 月.

<港湾構造物サブ WG>

- 13) 住谷圭一・田代聡一・ 曲伝軍・小濱英司・一井康二: 東北地方太平洋沖地震における仙台塩釜港仙台港区高砂埠頭 2 号岸壁の液状化による被災程度の再現解析、土木学会全国大会第 68 回年次学術講演会、第 I 部門、pp.507-508、2013.
- 14) 森篤史・佐藤誠一・金子浩士・柴田大介・大矢陽介・飛田哲男:東北地方太平洋沖地震における小名浜港5号埠頭 耐震強化岸壁の液状化による被災程度の再現解析、土木学会全国大会第68回年次学術講演会、第I部門、pp.499-500、2013.

- 15) 村上 巧一・杉原 弘一・芋野智成・小濱英司・一井康二:東北地方太平洋沖地震における小名浜港3号埠頭第3岸壁の液状化による被災程度の再現解析、土木学会全国大会第68回年次学術講演会、第1部門、pp.505-506、2013.
- 16) 榊原務・田代聡一・曲伝軍・大矢陽介・飛田哲男:東北地方太平洋沖地震における相馬港2号埠頭岸壁の液状化による被災程度の再現解析、土木学会全国大会第68回年次学術講演会、第I部門、pp.503-504、2013.
- 17) 柴田大介・金子浩士・森篤史・佐藤誠一・田代聡一・大矢陽介・井合進:2011 年東北地方太平洋沖地震において地震動により被災した小名浜 5 号埠頭耐震強化岸壁(-12m)の再現解析、土木学会第 33 回地震工学研究発表会講演論文集、2-545、2013 年 10 月.
- 18) 住谷圭一・榊原務・田代聡一・曲伝軍・小濱英司・一井康二:2011 年東北地方太平洋沖地震において地震動により 被災した港湾構造物の再現解析 -控え矢板式岸壁を対象として-、土木学会第33回地震工学研究発表会講演論文 集、3-550、2013 年10 月.
- 19) 村上巧一・杉原弘一・村上裕宣・田代聡一・小濱英司・飛田哲男: グラベルドレーンを考慮した鋼管矢板式岸壁の 再現解析(小名浜港 3 号ふ頭岸壁)、土木学会第 33 回地震工学研究発表会講演論文集、3-553、2013 年 10 月.
- 20) 柴田 大介・金子 浩士・森 篤史・佐藤 誠一・田代聡一・大矢 陽介・井合 進:2011 年東北地方太平洋沖地震において地震動により被災した小名浜5号埠頭耐震強化岸壁(-12m)の再現解析、土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.70, No.4 (地震工学論文集第33巻), I 80-I 88, 2014.
- 21) S. Tashiro, T. Sakakibara, E. Kohama, K. Murakami, A. Mori, D. Shibata: Numerical simulations for the port structures damaged due to ground motion during the 2011 off the Pacific coast of Tohoku earthquake, 6th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering 1-4 November 2015, Christchurch, New Zealand(2015.6 掲載決定)