

薄い砂層の液状化判定法に関する研究

岡村未対¹⁾、林秀太郎²⁾

1) 愛媛大学大学院理工学研究科、教授 工博

e-mail : okamura@cee.ehime-u.ac.jp

2) (株)神戸電鉄、工修

要約

2011年東北地方太平洋沖地震により河川堤防はおよそ2000箇所以上で被災し、大半の被災箇所におけるその主な原因が堤体内の比較的薄い砂層の液状化であることが明らかになっている。現行の液状化判定法を用いて被災及び無被災堤防の液状化判定を行ったところ、過度に安全側の結果を与えることがわかった。その理由が、薄い砂層では、液状化判定法で考慮されていない地震中の排水の影響であると考え、一連の遠心実験を元に地震中の排水の影響を考慮した液状化判定法を考案した。この判定法を用いて被災及び無被災堤防の液状化判定を行ったところ、ほとんどの堤防で得られたFL値と被害の有無が対応したものとなった。

キーワード： 液状化、河川堤防、排水

1. はじめに

2011年当方区太平洋沖地震では、およそ2000箇所、延長約240kmに及ぶ河川堤防が被災した。河川堤防は過去の地震でも繰り返し被害を受けてきた。被害の主な原因は基礎地盤の液状化であると考えられており、液状化しない粘土地盤上の堤防が大きな被害を受けることはほとんど無かった。しかし、例外的に、PEAT地盤上に築堤された堤体内部で液状化が発生し、堤体が大きな被害を受けた釧路川堤防の事例が報告されている (Sasakiら, 1995)。この釧路川堤防では、堤体重量により堤体直下地盤が圧密し、そこに沈下した堤体部分が雨水や地下水により飽和状態となり、地震により液状化した (図1)。

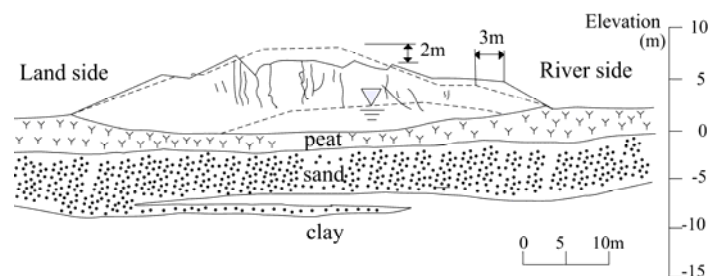


図1 1933年釧路沖地震で被災した釧路川堤防 (Sasakiら, 1995)

東北地方の主な河川堤防では、地盤表面付近に比較的厚い粘土層が存在することが多く、そのため、2011年の地震により大半の被災堤防の原因が基礎地盤の液状化ではなく、上述の釧路川堤防と同様に軟弱粘土地盤の圧密沈下により堤体内に形成された堤体内飽和領域の液状化であることが報告されている（国交省東北地方整備局, 2011）。

これまでの河川堤防の耐震対策は、基礎地盤の液状化による沈下量評価と沈下抑制工法が行われてきたが、今後は基礎地盤に加えて堤体内液状化も考慮した耐震点検と対策を行ってゆく必要がある。2011年の河川堤防被害調査の中で、堤体内液状化によって被災した幾つかの堤防および無被災堤防のボーリング調査結果と推定された最大地表面加速度を用いて堤体の液状化判定が行われた。その結果、被災堤防のみならず無被災堤防の堤体内液状化安全率（以下、FL値）が1を大きく下回る結果となった（国交省東北地方整備局, 2011）。堤体の耐震点検を進めるにあたり、堤体内液状化判定法の妥当性の確認や改良を行うことが必要であるものと考えられる。本研究では、はじめに2011年の地震で堤体内液状化により被災した堤防および無被災堤防を対象として液状化判定を行い、現行の液状化判定法の適用性を調べた。その結果、現行の液状化判定法が過度に安全側の結果を与えることが明らかとなった。比較的層厚の薄い堤体内液状化層では、地震中に非排水状態ではなく、ある程度の排水が生じ、液状化に対する抵抗が増すことがFL値の過小評価の原因と推測した。そこで、排水の影響を一連の動的遠心模型実験で調べ、排水の影響を考慮した液状化判定法を考案した。

2. 堤体内液状化により被災した堤防および無被災堤防の液状化判定

2011年地震で大きな被害を受けた堤防、およびその周辺の無被災堤防では、ボーリング、サウンディング等の詳細な調査が行われた（国交省東北地方整備局, 2011）。その中から、堤体内液状化が被災原因であると推定された堤防とそれらの近傍の無被災堤防に対し、現行の液状化判定法（日本道路協会, 2001）による液状化判定を行った。ただし、地表面加速度は、近傍の加速度計で計測された最大加速度分布を内挿し求めたもの（国総研地震防災研究室）を用い、地震動に関する係数 c_w は1.0とした。

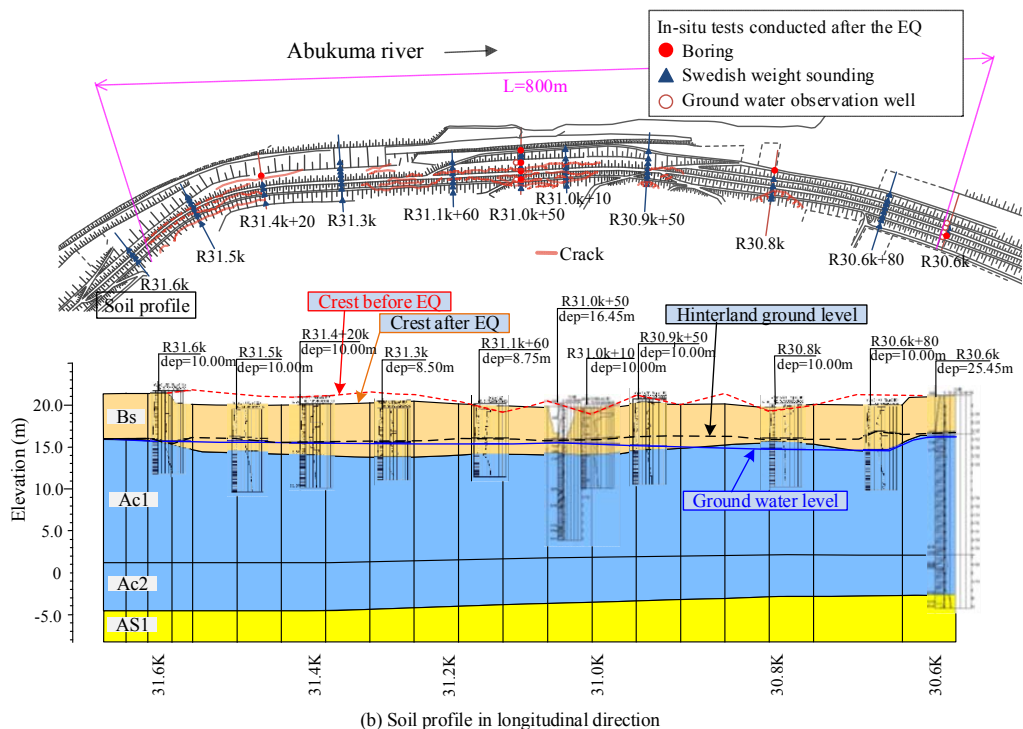


図2 阿武隈川堤防右岸31k付近の被災状況と地盤縦断面図

図2は対象地点の一例である。阿武隈川右岸31k付近の堤防は、図2(b)に示すように厚い粘土地盤上に築堤されたものであり、およそ800mの延長に渡って法尻が水平変位し天端が沈下して大規模な縦断クラックが発生した。図2(a)の平面図において赤線がクラックを示している。この区間からはR31.0k+50を検討対象地点とした。本研究で選定した検討対象地点は被災堤防18箇所と無被災堤防12箇所であり、それらの概要を表1に示す。N値はほとんど箇所で10程度以下と小さく、被災堤防と無被災堤防に顕著な違いはない。また堤体内の飽和砂層厚は、被災堤防がやや大きい。

図3(a)は液状化判定で得られたFL値と堤防天端沈下量の関係であり、沈下量がゼロの白丸が無被災堤防の結果である。被害堤防についてはFL値が全て1以下となっており、被害の実態と整合しているものの、無被害堤防のFL値も全て1以下となっており、FL値による被害と無被害の判別は出来ていない。

表1 検討対象とした被災および無被災堤防の概要。

(a) Damaged levee												
No.	River	Location*	Levee height	Crest settlement	Thickness of saturated layer	D_{10}	Permeability k (Hazen)	N	N_I	N_a	FC	Estimated max acc.
			m	m	m	mm	cm/s				%	gal
1	Abukuma	R22.5k+70 (H)	5.8	2.2	2.2	0.0090	1.1×10^{-4}	3	4	6.5	29	341
2		L28.8+85k (H)	4.6	0.2	2.3	0.0020	3.0×10^{-6}	2	3	3.3	15	341
3		R31.0k+50 (H)	5.7	2.0	2.4	0.0100	1.3×10^{-4}	3	4	8.2	39	341
4		R32.9k+70 (H)	6.6	1.1	2.5	0.0130	2.3×10^{-4}	3	4	6.4	32	341
5	Naruse	L11.5k (H)	5.6	2.4	1.7	0.1020	1.4×10^{-2}	3	6	11.2	31	657
6		R12.0k (C)	5.4	0.9	3.8	0.0070	6.5×10^{-5}	1	1	4	48	657
7		R12.0k (H)	5.4	0.9	3.3	0.0070	6.5×10^{-5}	3	4	7.7	40	657
8		R12.0k (R)	5.4	0.9	2.6	0.0070	6.5×10^{-5}	2	3	4.1	20	657
9		L29.1k (R)	6.2	2.6	0.9	0.0100	1.3×10^{-4}	3	6	7.5	21	568
10		L30.3k (H)	7.5	5.5	2.9	0.0015	3.0×10^{-6}	2	4	14.3	75	568
11	Yoshida	L14.8k (C)	7.8	1.5	2.8	0.0100	1.3×10^{-4}	6	5	7.9	31	657
12		L14.8k (R)	7.8	1.5	1.2	0.0100	1.3×10^{-4}	3	4	8.9	47	657
13	Eai	R14.15k (C)	4.1	1.5	3.0	0.0015	3.0×10^{-6}	1	1	4.6	56	463
14		R14.35k (C)	4.3	1.3	1.7	0.0020	5.3×10^{-6}	0	0	2.5	55	463
15		L14.4k (C)	3.0	1.4	1.1	0.0045	2.7×10^{-5}	1	1	3.2	36	463
16		L14.61k (C)	4.0	1.2	3.6	0.0050	3.3×10^{-5}	1	1	3.9	45	463
17		L27.7k (C)	3.4	2.5	2.2	0.0150	3.0×10^{-4}	3	4	2.4	0	326
18	Shin eai	R2.8k+40 (C)	6.7	1.4	1.9	0.0020	5.3×10^{-6}	4	4	11.7	64	568
(b) Undamaged levee												
No.	River	Location*	Levee height	Crest settlement	Thickness of saturated layer	D_{10}	Permeability k (Hazen)	N	N_I	N_a	FC	Estimated max acc.
			m	m	m	mm	cm/s				%	gal
1	Abukuma	L29.123k (C)	4.6	0	0.6	0.0130	2.3×10^{-4}	10	10	13.7	26	341
2		L28.75k (C)	4.6	0	1.2	0.0130	2.3×10^{-4}	12	11	15	29	341
3	Naruse	L11.7k (H)	5.6	0	0.4	0.0100	1.3×10^{-4}	4	6	11	37	341
4		R11.9k (C)	5.4	0	2.9	0.0100	1.3×10^{-4}	4	6	11.2	37	657
5		R29.0k (R)	6.8	0	0.5	0.0020	3.0×10^{-5}	3	5	19	81	657
6		L30.7k (H)	7.0	0	0.5	0.0020	5.3×10^{-6}	2	3	12	75	568
7	Yoshida	L14.9k (C)	7.8	0	1.8	0.0100	1.3×10^{-4}	2	2	5.1	47	568
8		L15.3k (H)	8.4	0	1.7	0.0060	4.8×10^{-5}	2	3	12	75	657
9	Eai	L14.7k (H)	4.0	0	0.5	0.102	1.4×10^{-2}	3	4	4.2	15	463
10		R26.69k (C)	3.8	0	0.6	0.010	1.3×10^{-4}	3	3	10.8	65	326
11		L27.9k (H)	3.4	0	0.6	0.008	8.5×10^{-5}	8	10	14	29	326
12	Kitakami	L5.2k+2 (C)	4.7	0	2.2	0.052	3.6×10^{-3}	6	6	6.3	11	398

Location* C: crest, H: hinterland side slope R: riverside slope

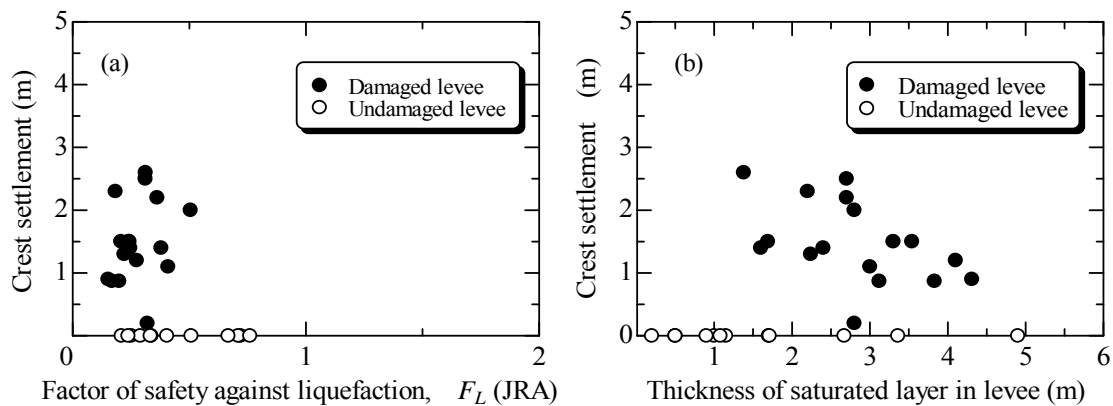


図3 現行の液状化判定法から得られたFL値と天端沈下量の関係

図3(b)は、液状化層厚と天端沈下量の関係である。被害堤防の液状化層厚は1m以上であり、無被災堤防と比較すると全体的に層厚が大きい傾向がある。

このように、堤体内液状化に対して現行の液状化判定法がFL値を過小評価することの理由の一つに、排水の影響が考えられる。すなわち、液状化判定法では非排水状態の強度を液状化抵抗率として用いるが、薄い砂層の場合には地震中の短い時間でも液状化層からある程度の排水が生じ、それによって発揮される液状化強度が大きくなることが考えられる。次章では、この排水の影響を定量的に調べるために行った遠心模型実験について述べる。

3. 薄い砂層の遠心模型液状化実験

図4に遠心模型の概略を示す。豊浦砂を用い、空中落下法により相対密度 $Dr=45\%$ または、 $Dr=70\%$ で層厚 $H=4\text{cm}$ （原型スケールで1m）の水平地盤（Model 1）と、 $Dr=70\%$ 、層厚2mで地下水位が地表から1mにある水平地盤（Model 2）を作成し、十分に脱気し通水して飽和した。Model 2では、表層の不飽和層の剛性が大きく、そのため加振中に土槽の両側面に支えられた梁のように挙動することを防ぐため、薄いスポンジダンパーを側面に貼り付けた。間隙流体には水または異なる粘度のメチルセルローズ溶液を用いて透水係数 k の異なる模型を作成し、25gの遠心場にて加振実験を行った。実験条件を表2に示す。各ケースでは複数の模型を作成し、それぞれ異なった加振加速度の実験を行った。Model 2の実験では、地表面まで飽和し、遠心場にて加振前にスタンドパイプから排水し地下水位を低下させた。本論文ではそのうち数波で液状化した実験のみについて結果を示す。以後、本文では物理量を相似則に従い全て原型スケールに換算して示す。

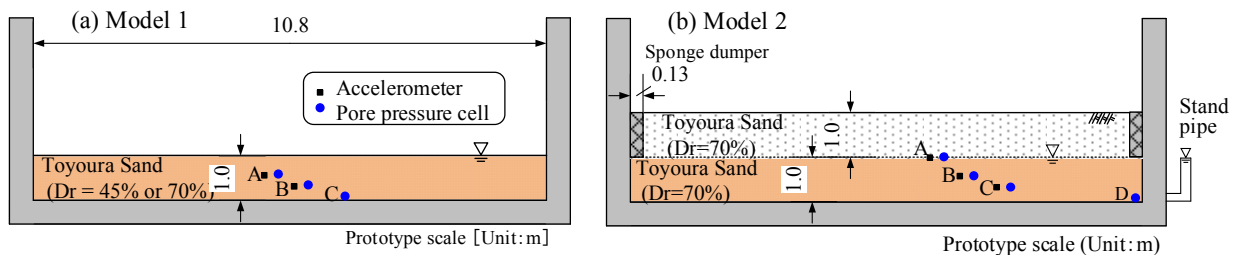


図4 遠心模型の概要

表2 遠心模型実験条件の概要

Model	相対間隙流体透水性				液状化 までの 波数 N	Model	相対間隙流体透水性					
	密度の粘性		透水性係数	加振加速 度振幅			密度の粘性		透水性係数	加振加速 度振幅		
	Dr	ν	$k_{prototype}$	a_{max}			Dr	ν	$k_{prototype}$	a_{max}		
%		cSt	m/s	gal	%		cSt	m/s	gal			
Model 1 45			1	6.3×10^{-3}	255	Model 1 70			9	5.0×10^{-4}	205	3
			5	1.3×10^{-3}	169		18	2.5×10^{-4}	198	5		
			10	6.3×10^{-4}	152		27.5	1.6×10^{-4}	198	11		
			24	2.6×10^{-4}	112		50	9.0×10^{-5}	190	5		
	120		5.2×10^{-5}	104	70		6.4×10^{-5}	140	4			
	120		5.2×10^{-5}	73	220		2.0×10^{-5}	104	15			
	500		1.3×10^{-5}	81	1000		4.5×10^{-6}	105	2			
	1000		6.3×10^{-6}	82								
					Model 2	70						
							9	5.0×10^{-4}	455	2		
							29	1.6×10^{-4}	324	3		

図5に結果の一例として、Model 1のDr=70%、 $k_{prototype}=6.4 \times 10^{-5}$ m/s のケースと $k_{prototype}=5.0 \times 10^{-4}$ m/sのケースで得られた入力加速度と過剰間隙水圧比の時刻歴を示す。透水性係数が大きくなると、加振中に地盤からの排水が生じて液状化しにくくなるため、液状化させるためには大きな加速度を与えることが必要となった。また、透水性係数は液状化継続時間にも影響を与えている。地盤の変形量を考えた場合、液状化継続時間が長いほどその間の振動により変形が増加するため（例えばOkamura et al., 2001）、透水性係数は液状化の発生だけでなく、地盤の変形量に対しても重要な影響要因であるが、変形量については別の機会に論じる。

実験から得られた最大加振加速度と透水性係数の関係をまとめて図6に示す。ここでの最大加振加速度は、加振開始から液状化するまでの間の最大加速度であり、図中には加振開始から液状化するまでの波数を括弧内に示してある。Model 1の透水性係数が 10^{-5} m/s程度までは加速度はほぼ一定で、後述するようにこの加速度は非排水せん断試験から得られる液状化強度と対応しており、加振中の地盤をほぼ非排水状態と見なして良い。透水性係数が 10^{-4} m/s以上となると、透水性係数の増加と共に加速度が大きくなり、これより加振中の排水の影響によって見かけの液状化強度が増加していることがわかる。また、Dr=70%の地盤の加速度はDr=50%の地盤より全体的に大きくなっている。Model 2では表層に1mの不飽和層があるために、加振による繰返しせん断応力比がModel 1よりも小さく、そのため液状化に要する最大加振加速度が大きい。各ケースでの非排水状態を仮定した液状化強度を次式によって求めた。

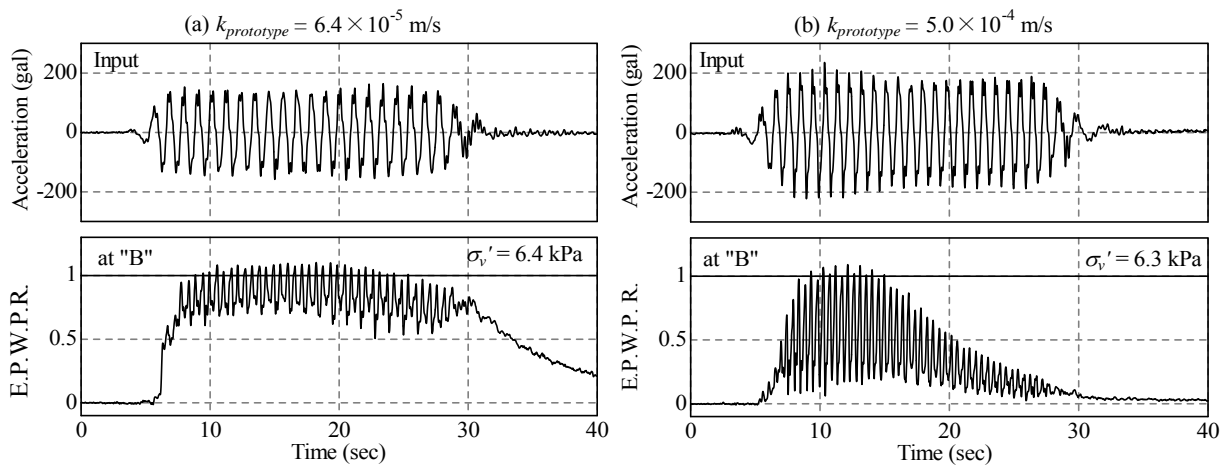


図5 入力加速度と過剰間隙水圧の時刻歴 (Model 1, Dr=70%)

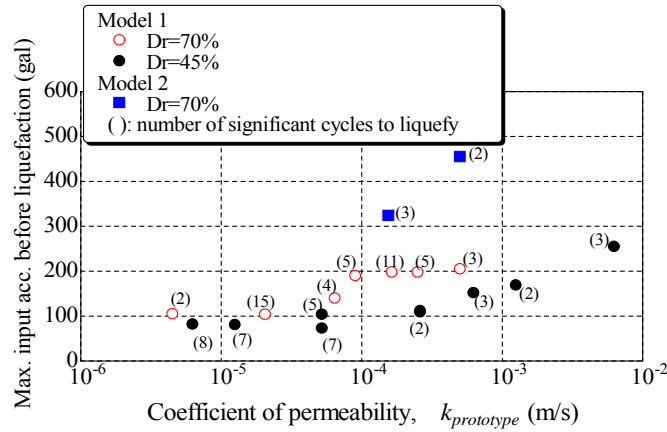


図6 透水係数と液状化に要した最大加速度の関係

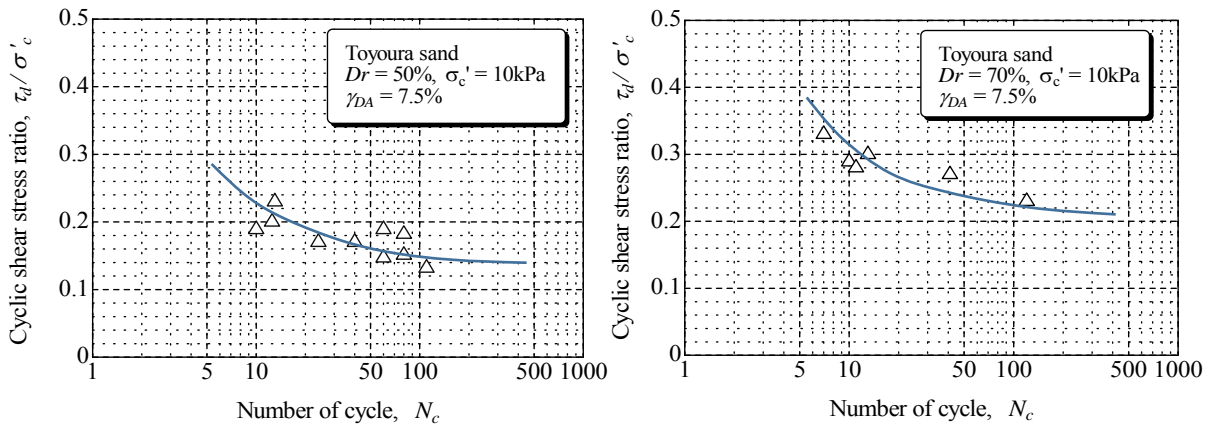


図7 低拘束圧下の非排水繰返し中空ねじりせん断試験結果（田中ら，2009）

$$R_L = CSR_{(N)}(1 + 2K_0)/3 \quad (1)$$

ここに $CSR_{(N)}$ は、各ケースでの液状化までの波数 N に対応した液状化強度曲線の繰返しせん断応力比で、図7に示す田中ら(2009)による低拘束圧下 ($\sigma'_c = 10\text{kPa}$) での中空ねじりせん断試験結果を両対数表示で直線近似した関係 (図中の曲線) を用いて求めた。また K_0 は0.5とした。一方、地震時せん断応力比は最大加振加速度 a_{max} を用いて次式によって求め、式(1)と(2)の比でFLを求めた。

$$L = (a_{max}/g)(\sigma_v/\sigma'_v) \quad (2)$$

図8に $1/FL$ と透水係数の関係を示す。縦軸の $1/FL$ は、実験で液状化した加速度と、非排水状態の場合に液状化する加速度の比であり、換言すれば排水による液状化強度の増加率と見なせる。Model1の結果は地盤の相対密度によらず透水係数が $10^{-4}(\text{m/s})$ 以下ではほぼ $1/FL$ が1となっており、 10^{-4} 以上では排水の影響により透水係数の増加と共に $1/FL$ が増加した。この関係に、 Dr の違いによる $1/FL$ 値の違いは見られない。Model2の $1/FL$ はModel1と同程度かやや大きくなっている。Model2では表層に透水係数の小さな不飽和層が存在することにより、飽和層表面からの排水が妨げられ、加振中の排水に影響を及ぼすことが考えられる (Kokusho and Kojima, 2001)。しかしながら、不飽和域の下部は毛管上昇により飽和度は高く、透水係数が飽和透水係数から大きく低下していないこと、飽和層表面では不飽和層の存在による有

効応力の増加によって液状化時に動水勾配がModel1地盤よりも大きいこと、によって、Model2でもModel1と同等かそれ以上の排水が生じたことが考えられる。しかしながら、地下水位以浅の不飽和層の影響については、今後更なる検討が必要である。

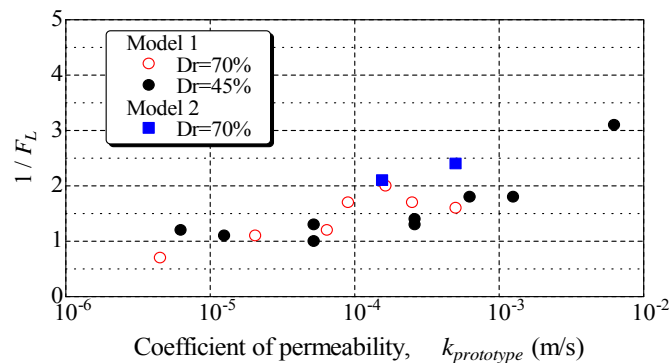


図8 見かけの液状化強度の増加率と透水係数の関係

4. 加振中の体積変化による液状化強度への影響

地盤の液状化判定を始め、地震中の砂質土では非排水条件を仮定することが多い。しかしながら、前章で示した遠心模型実験の結果からも、透水係数に応じて排水が生じており、すなわち体積圧縮が起きていることは自明である。実験では、これにより、液状化するのに必要な加速度の増加、すなわち見かけの液状化強度が最大で3倍程度増加した。見かけの液状化強度の増加は、メンブレンペネトレーションや供試体の不完全な飽和によっても生じることが知られている (Chaney, 1978; Tokimatsu, 1990)。不飽和砂は飽和砂よりも大きな液状化強度を有し、その原因が水と空気からなる間隙流体が過剰間隙水圧の発生時に体積圧縮することであることがわかっている (Okamura and Soga, 2006; Unno et al., 2008)。Okamura and Soga(2006)は過剰間隙水圧の上昇による不飽和砂の体積ひずみをボイルの法則を元に導き、その最大値、すなわち過剰間隙水圧が初期有効拘束圧に等しくなった時点での体積ひずみ ϵ_v^* と液状化強度増加率LRRの関係を生非排水繰返し三軸試験で調べ、その結果が図9に示す近似式 $LRR = \log(6500 \epsilon_v^* + 10)$ で表せることを示した。

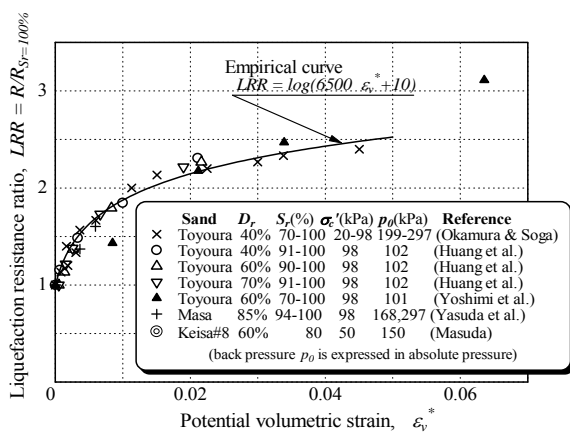


図9 体積圧縮ひずみと液状化強度の増加率の関係 (Okamura and Soga, 2006)

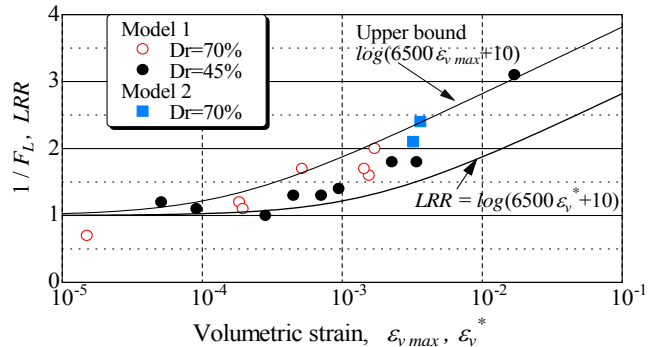


図10 液状化強度の増加率と透水係数の関係。本研究の遠心実験と不飽和砂の三軸試験結果

本研究で行った遠心模型実験でも、地盤には排水による体積圧縮が生じており、これが見かけの液状化強度の増加の原因である。そこで、遠心模型実験における地盤の排水による体積ひずみを求め、これと見かけの液状化強度との関係を、不飽和砂に対する試験結果と比較することを試みる。実験における地盤の体積ひずみは、地表面沈下量を計測することによって求めることができるが、層厚4cmと薄い砂層の加振中の体積ひずみを求めるには高い精度の沈下量測定が必要となり、容易ではない。そこで、本研究では以下のように排水量とそれによる体積ひずみを算定した。

時間 t_d の間に層厚 H で底面が不透水層に接している砂層からの単位幅あたりの排水量は、透水係数を k 、動水勾配を i として、 $V_d = k \cdot i \cdot t_d$ である。過剰間隙水圧比が1、すなわち液状化状態に達したとき、動水勾配は最大の $i_{max} = \sigma_v' / \gamma_w H$ となり、そのとき、砂層の排水による体積ひずみ $\varepsilon_{v, max}$ は次式で計算できる。

$$\varepsilon_{v, max} = \frac{k \sigma_v'}{\gamma_w H^2} t_d \quad (3)$$

ここで、 σ_v' は鉛直有効応力、 γ_w は水の単位体積重量であり、 t_d は体積ひずみをやや大きめに評価することになるが加振開始から液状化するまでの時間とした。このようにして求めた体積ひずみと1/FLの関係を図10に示す。図中には、不飽和砂の体積ひずみとLRRの経験式も併せて示してある。図において、遠心模型実験の結果は、相対密度や表層不飽和層の有無にかかわらずほぼ一般の曲線上にプロットされている。また、体積ひずみが大きな範囲で1/FLとLRRの勾配がやや異なっているが、1/FLはLRRとほぼ同じ増加傾向となっており、不飽和砂の液状化強度増加メカニズムと飽和砂の排水による液状化強度増加メカニズムが何れも体積圧縮量により説明できる可能性があることを示している。

5. 排水を考慮した液状化判定

前章において液状化までに排水によって生じる体積ひずみにより液状化強度の増加率を評価できることを示した。そこで本章では、体積ひずみによる液状化強度増加率を非排水状態の液状化強度に乘じることにより、排水を考慮した液状化判定を行う。すなわち、第2章で検討した地点の液状化判定に、排水による液状化強度増加率を乗じた液状化強度を用いた。液状化強度増加率には図10に示した二本の曲線、すなわち、不飽和三軸試験から得られた体積ひずみとLRRの関係式（今回の遠心実験の下限に対応）とこれを遠心実験の上限に対応するよう平行移動した関係式、を用いた。また、透水係数は現地サンプリング試料の粒度試験結果よりCregerの式を用いて求め、 t_d は阿武隈川近傍のK-Net地震記録において、加速度が初めて50galとなった時刻から最大加速度となった時刻までの16秒間とした。

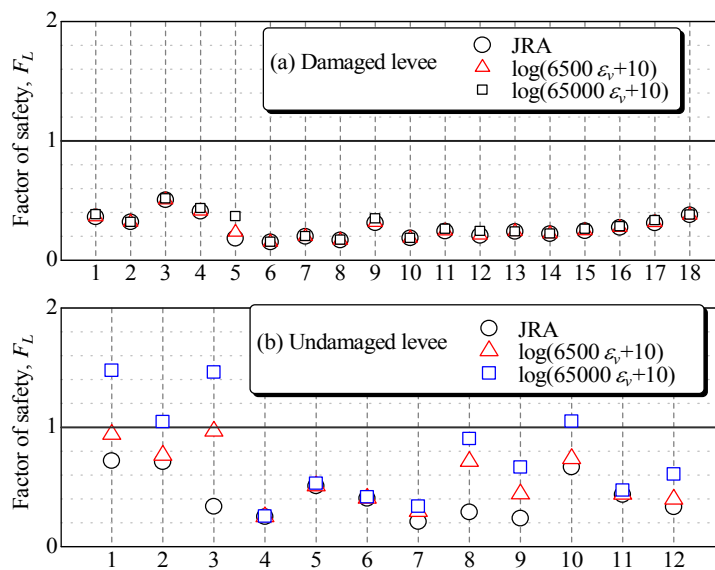


図11 被災及び無被災堤防30箇所の液状化判定結果

図11に排水の影響を考慮した液状化判定結果を、2章で行った現行の判定結果と共に示す。図11(a)の被災地点については、排水の影響の有無に関わらず全ての地点でFLが1以下と正しく判定されている。また図11(b)の無被災地点については、現行の方法が全地点のFLを1以下と誤った判定しているのに対し、排水の影響を考慮することによって半数近くの地点でFLを1以上と正しく判定しており、排水の影響を考慮することによって大幅に改善されたものと言える。ただし、排水の影響を考慮するために用いた図10の曲線については精度向上のために更なる検討が必要である。

6. 結論

2011年東北地方太平洋沖地震によりおよそ2000箇所以上で河川堤防が被災し、大半の箇所における被災の主たる原因が堤体内の比較的薄い砂層の液状化であることが明らかになっている。これまでの河川堤防の耐震対策は基礎地盤の液状化による被害を対象として行われてきたが、今後は堤体内液状化も対象として耐震対策を行う必要があり、そのためには耐震点検法として堤体内の液状化判定を行う必要がある。

東北地方の被災堤防および無被災堤防を対象に、現行の液状化判定法を用いて被災及び無被災堤防の液状化判定を行ったところ、過度に安全側の結果を与えることがわかった。その主たる原因が、薄い砂層では、液状化判定法で考慮されていない地震中の排水が影響していることであると考え、一連の遠心実験を元に地震中の排水の影響を考慮した液状化判定法を考案した。実験の結果、地盤の透水係数の増加と共に、液状化するに要する加振加速度、すなわち見かけの液状化強度が増加量を定量的に求め、この見かけの液状化強度と液状化するまでの排水による体積ひずみの関係が、不飽和砂における同様の関係とほぼ同様のものとなることを確認した。

液状化までの体積ひずみによる液状化強度増加率を考慮した液状化判定法を用いて被災及び無被災堤防の液状化判定を行ったところ、FL値と被害の有無の関係が大幅に改善されたものとなった。

謝 辞

本研究の一部は、科学研究費補助金（基盤研究B：課題番号21360226）の補助を受けて行ったものである。記して謝意を示す。

参考文献

- 1) 国土交通省水管理国土保全局:
[/http://www6.river.go.jp/riverhp_viewer/entry/y2011eb4071ffc52db6d40a124e92f499b12b83125342f.html](http://www6.river.go.jp/riverhp_viewer/entry/y2011eb4071ffc52db6d40a124e92f499b12b83125342f.html)S.
- 2) Sasaki, Y., Tamura, K., Yamamoto, M. and Ohbayashi, J.: Soil improvement work for river embankment damage by 1993 Kushirooki earthquake. Proc. the First International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Vol.1, 1995, pp.43-48.
- 3) 国土交通省東北地方整備局北上川等堤防復旧技術検討会: 北上川等堤防復旧技術検討会報告書, 2011.
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書V耐震設計編, 2001年.
- 5) 国土技術政策総合研究所 地震防災研究室:
<http://www.nilim.go.jp/lab/rdg/earthquake/milim-distribution2.zip>.
- 6) 田中 智宏, 安田 進, 直井 賢治: 種々の硅砂の低拘束圧下における液状化および液状化後の変形挙動, 第30回土木学会地震工学シンポジウム, 2009.
- 7) Okamura, M., Abdoun, T., Dobry, R., Sharp, M. & Taboada, V.: Effects of sand permeability and weak aftershocks on earthquake-induced lateral spreading, Soils and Foundations Vol.41, No.6, 2001, pp.63-78.
- 8) Okamura, M. and Soga, Y.: Effects of pore fluid compressibility on liquefaction resistance of partially saturated sand, Soils and Foundations, Vol.46, No.5, 2006, pp.93-104.
- 9) Kokusho, T. & Kojima, T.: Mechanism for post-liquefaction water film generation in layered sand, J. Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 128, No. 2, 2002, pp.129-137.
- 10) Chaney, R.C.: Saturation effects on the cyclic strength of sands, *Earthquake engineering and oil dynamics, GED, ASCE* 1, 1978, pp.342-358.

- 11) Tokimatsu, K.: System compliance correlation from pore pressure response in undrained cyclic triaxial tests, *Soils and Foundations*, Vol.26, No.1, 1990, pp.14-22.
- 12) Unno, T., Kazama, M., Uzuoka, R. & Sento, N.: Liquefaction of unsaturated sand considering the pore air pressure and volume compressibility of the soil particle skeleton, *Soils and Foundations* Vol.48, No.1, 2008, pp.87-100.

On the Liquefaction Assessment of Thin Sand Layers

OKAMURA Mitsu ¹⁾ and HAYASHI Shutaro ²⁾

1) Member, Professor, Graduate School of Science and Engineering, Ehime University, Dr. Eng.

2) Member, Kobe Railway Co. Ltd., M. Eng.

ABSTRACT

More than 2000 river levees were damaged by the 2011 Off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake and liquefaction of soils in levees is considered to be the fundamental mechanism of about 80% of the damaged levees. Vulnerability assessment of existing levees and execution of remedial countermeasure for this newly realized mechanism will be the next challenge. In this study the validity of the liquefaction evaluation method used in the current practice was examined. It was revealed that the current method provides the factor of safety against liquefaction, FL, for relatively thin saturated layers in levees excessively on the safe side. A possible reason for this is considered to be drainage of generated excess pore pressure during the earthquake shaking. An attempt was made to improve the liquefaction evaluation method by taking the drainage effects into account.

Keywords: Liquefaction, River levee, Drainage