

# 高規格堤防の地震時液状化破壊に対する安全性に関する研究

研究第一部 主任研究員 箕浦 宏和

## 1. はじめに

高規格堤防は、その敷地の土地の区域内の大部分の土地が通常の利用に供されても計画高水流量を超える流量の洪水の作用に耐えることができる規格構造を有する堤防とされ、土堤による盛土構造を原則として、破堤を生じない施設となるよう越水、浸透、滑り等に対して耐えることができる構造を持つものとして設計される。また被災の際、従来の堤防については、復旧を比較的短期間で実施し得るが、高規格堤防については、通常の利用がなされ人が住んでいる中で、復旧に長時間を要しその間の洪水に対処できないこと、上部を利用する建物と生命に対する安全を確保し、財産を保護する必要があること等から、地震に対しても十分安全なものとして設計される必要がある。

本研究は、地震時における過剰間隙水圧の上昇を考慮したすべり安定解析を行う際の目安となる液状化に対する抵抗率 ( $F_L$ ) の感度分析を行ったものである。

## 2. 検討項目

### (1) 液状化破壊に対する解析

モデル断面に対して、堤外水位が計画高水位及び平水位の場合を想定して、以下の検討を行った。

- 1) 河川堤防の形状変化部毎に支持地盤を分割し、地表面設計水平震度 ( $K_h$ ) を与え、液状化抵抗率  $F_L$  を算定する。
- 2)  $\Delta u$  法より求めた過剰間隙水圧を用いて、地震時の土のせん断強度の変化を考慮し、すべり面が既設堤防及び堤内側段差部周辺を切る場合について円弧すべり解析を実施する。
- 3) 盛土幅と盛土高の比が20以下のモデルについては、数種類の水平震度

( $K_h$ ) を用いて  $K_h$  のみを考慮し、すべり面が既設堤防及び堤内側段差部周辺を切る場合について円弧すべり解析を行う。

- (2) 最小抵抗率 ( $F_{Lmin}$ ) と最小安全率 ( $F_{smin}$ ) との相関検討(1)で得られた各ケースの  $F_{Lmin}$  と  $F_{smin}$  について検討する。

### 3. 検討条件

- (1) 基礎地盤の検討断面及び土質条件

基礎地盤モデルは、以下に示す2ケースとし、土質条件は地質調査結果を利用する。

- ① 地盤モデル a ……荒川 21.0km 左岸
- ② 地盤モデル b ……利根川 85.3km 左岸

上記モデルの柱状図及び液状化抵抗率  $F_L$  の算定に必要な項目の土質定数を図-1に示す。

図中には参考のため、計算深度における全上載圧 ( $\sigma_z$ ) と有効上載圧 ( $\sigma'_z$ ) も併示した。また、 $\gamma_t$ 、 $F_c$ 、 $D_{50}$  の値から、モデル a を2層、モデル b を3層に区分した。

なお、強度定数は各モデル、各層とも内部摩擦角 ( $\phi$ ) のみで評価し、 $\phi = 30^\circ$  とする。

- (2) 河川堤防断面

堤防断面は、表-1に示す6ケースとする。なお、堤体の土質定数は以下のとおりとする。

- ・単位体積重量…………… $\gamma_t = 1.8 \text{ tf/m}^3$
- ・粘着力…………… $c = 1.0 \text{ tf/m}^2$
- ・内部摩擦角…………… $\phi = 25^\circ$

(地盤モデル a : 荒川 21.0km 左岸)

深度 (m)	柱状 図	N 値	計算 深度 (m)	基礎データ						
				N	$\gamma_t$ ( $\text{kg/cm}^3$ )	Fc (%)	D50 (mm)	$\sigma_z$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	$\sigma'_z$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	
0		0 10 20 30 40								
1.3	第1層	1.0	1.3	0	1.80	45.0	.090	.234	.204	
2.3			2.3	2	1.95	45.0	.090	.414	.284	
3.3			3.3	5		30.0	.150	.603	.373	
4.3	第2層		4.3	2	1.80	45.0	.090	.783	.453	
5.3			5.3	2		45.0	.090	.963	.533	
6.3			6.3	1		45.0	.090	1.143	.613	
7.3			7.3	1		45.0	.090	1.323	.693	

(地盤モデル b : 利根川 85.3km 左岸)

深度 (m)	柱状 図	N 値	計算 深度 (m)	基礎データ						
				N	$\gamma_t$ ( $\text{kg/cm}^3$ )	Fc (%)	D50 (mm)	$\sigma_z$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	$\sigma'_z$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	
0		0 10 20 30 40								
1.5	第1層	1.0			1.85					
2.3			2.3	9	1.95	30.0	.150	.433	.303	
3.3			3.3	6		30.0	.150	.628	.398	
4.3			4.3	4		30.0	.150	.824	.494	
6.3		6.3	5	30.0		.150	1.214	.683		
7.3	第2層		7.3	4	1.80	30.0	.150	1.409	.779	
8.3			8.3	3		30.0	.150	1.604	.874	
9.3			9.3	1		30.0	.150	1.799	.969	
10.3			10.3	3		30.0	.150	1.994	1.064	
11.3			11.3	0		50.0	.070	2.181	1.151	
13.3	第3層		13.3	2	1.85	50.0	.070	2.541	1.311	
14.3			14.3	3		40.0	.100	2.723	1.393	
15.3			15.3	2		40.0	.100	2.908	1.477	
16.3			16.3	3		40.0	.100	3.092	1.563	
17.3		17.3	7	40.0	.100	3.277	1.648			

図-1 地盤モデル及び土質条件

表-1 堤防断面モデルの諸元

モデル NO	高さ H(m)	段差部幅 b(m)	堤防幅 B(m)	堤内側 平均法勾配	堤外側 側配
A-1	5	50/3	75	1/10	1/5
A-2	5	100/3	125	1/20	1/5
A-3	5	50	175	1/30	1/5
B-1	10	20	150	1/10	1/5
B-2	10	40	250	1/20	1/5
B-3	10	60	350	1/30	1/5

※各段平場部の堤防高さは、Aモデルでは、それぞれ5 m、4 m、2 m  
Bモデルでは、10m、8 m、6 m、4 m、2 mとしている。

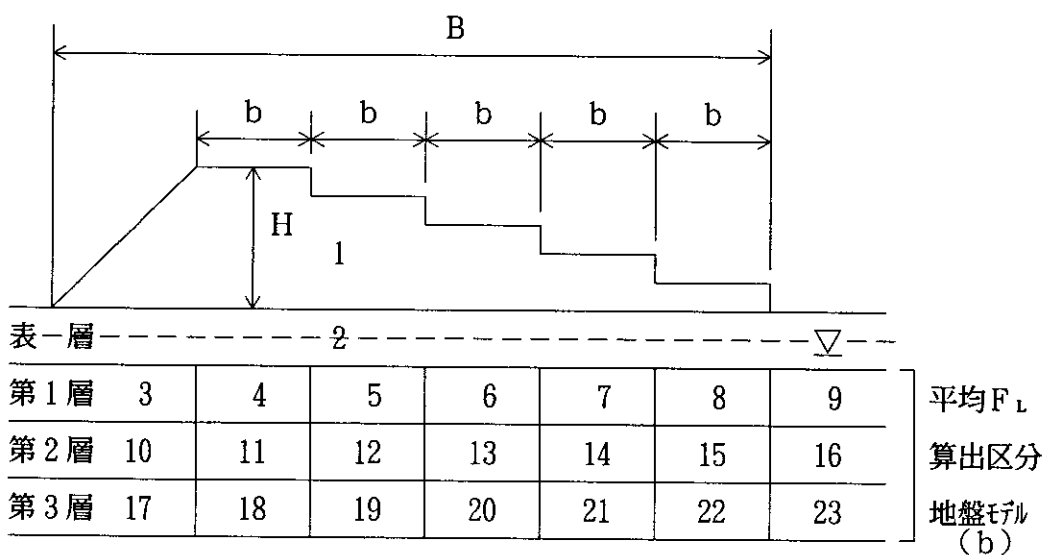


図-2 堤防断面モデルと地盤モデルbを例とした  
平均FLの算出区分と土層区分

(3) 堤外水位

堤外水位は、平水位と計画高水位の2ケースを想定し、各堤防断面について表-2に示す値を設定する。

表-2 堤外水位

堤防断面 \ 水位	平水位 (GL+m)	計画高水位 (GL+m)
A-1、A-2、A-3	-1.0	+4.0
B-1、B-2、B-3	-1.0	+8.0

(4) 設計水平震度

設計水平震度は想定する堤外水位に応じて、河川管理施設等構造令施行規則第13条の3に規定する数値を設定する。これにより地盤の液状化に関する構造計算には1.25倍した設計震度としている。なお、同規則により、計画高水位の場合は1/2とする。

4. 液状化破壊に対する解析

4.1 液状化抵抗率 $F_L$ の算定

河川堤防の高さの変化毎に基礎地盤を水平層とみなし、設計水平震度を与え $F_L$ を算定する。算定式については、「道路橋示方書・同解説、耐震設計編」に準拠した。

検討ケースとしては、

- ① 平水位………地盤モデル(a、b)×各堤防高×各設計水平震度
- ② 計画高水位…地盤モデルb×各堤防高×(強震帯地域の設計水平震度×1.25×1/2)

を実施した。①で地盤モデル及び地域による相違を把握し、②の検討ケースを絞り込んでいる。

検討結果を図-3及び表-3に示す。

弱震帯地域( $K_h=0.125$ )と中震帯地域( $K_h=0.150$ )では、平均 $F_L$ は各層とも一部を除き $F_L > 1.0$ となり液状化が生じる可能性が低い。また、平水位時(地震力100%)と計画高水位時(地震力50%)の平均 $F_L$ を比較すると、平水時の方が液状化を生じる可能性が高くなる値を示す。このため、次節に示

す $\Delta u$ 法による円弧すべり解析  
では、堤外水位は平水位のみを  
想定して解析を実施した。

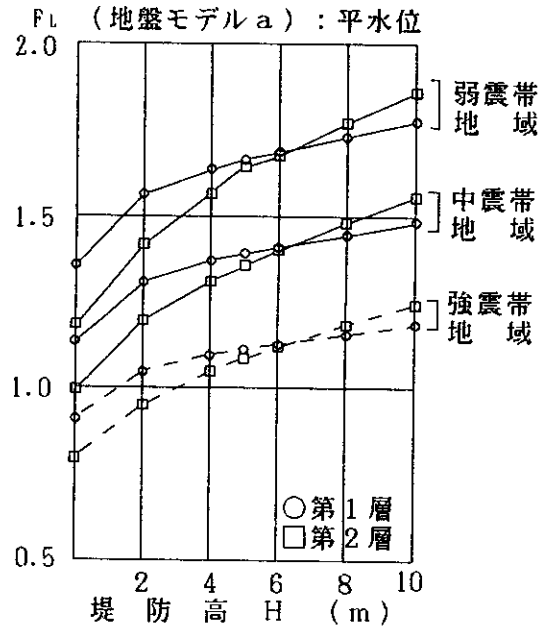


図-3 堤防高とFLの関係

表-3 平水時と計画高水位時の堤防高直下の各層別平均FL

地盤モデル	設計水平震度 Kh	堤防高 H (m)	層区分	平均 FL	
				平水位	計画高水位
b	0.1875 (計画高水位時は 0.094)	0	第1層	0.829	
			第2層	0.824	
			第3層	0.827	
		2	第1層	0.931	1.710
			第2層	0.944	1.789
			第3層	0.918	1.763
		4	第1層	0.982	1.628
			第2層	1.051	1.828
			第3層	1.001	1.652
		6	第1層	1.018	1.558
			第2層	1.150	1.876
		8	第1層	1.051	1.571
第2層	1.244		1.602		
10	第1層	1.082	1.587		

※ は堤防高直下の液状化に対する最小抵抗率 ( $F_{Lmin}$ )

## 4.2 すべり破壊に対する安全率 $F_s$ の算定

### (1) $\Delta u$ 法による円弧すべり解析

地震時に発生する過剰間隙水圧( $\Delta u$ )を用いて、地震時の土のせん断強度の変化を考慮し、すべり面が既設堤防及び堤内側段差部周辺を切る場合について、円弧すべり解析を実施した。

$\Delta u$ は4-1より求めた各層の平均 $F_L$ から「共同溝設計指針」により、また $\Delta u$ 法による円弧滑り解析は、次式を用いた。記号説明は略す。

$$F_s = \frac{\sum [c \cdot \ell + \{w - (u_0 + \Delta u) \cdot b\} \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi]}{\sum (w \cdot \sin \alpha)}$$

検討結果を表-4に示す。

表-4からは、裏法勾配がきついほどすべり破壊に対する安全率 $F_s$ が低下することが分かる。

なお、表-4の中で、 $F_{Lmin}$ は、表-3に示した様にある堤防高のみを対象として、その直下の地盤の各層別(ex. 図-2の番号9、16、23)の平均 $F_L$ を最小値を示し、 $\overline{F_{Lmin}}$ は、すべり面が通過する堤防高の範囲全てを対象とし、各々の堤防高までの $F_{Lmin}$ を単純平均した値を示している。具体的例を、表-4の下に示しているので参考とされたい。

### (2) $K_h$ 法による円弧すべり解析

$\Delta u$ 法による解析結果を考慮して、堤内側の法勾配が、1/20以下の堤防断面モデルについて、慣性力のみを考慮した場合の地震時の安定性を検討する $K_h$ 法による円弧すべり解析を実施した。

$K_h$ 法による円弧滑り解析は、次式を用いた。記号説明は略す。

$$F_s = \frac{\sum [c \cdot \ell + \{(w - u_0) \cdot b\} \cdot \cos \alpha - K_h \cdot W \cdot \sin \alpha] \cdot \tan \phi}{\sum (w \cdot \sin \alpha + K_h \cdot W \cdot Y/R)}$$

検討結果を表-5に示す。なおここでは、弱・中・強震帯のうち最も安全率( $F_s$ )が小さかった強震帯地域について、示すことにする。

表-4 Δu法による円弧すべり解析結果 (堤外水位: 平水位)

安全率		すべり破壊に対する安全率 (F <sub>smin</sub> )												堤防直下の液状化に対する最小抵抗率 (F <sub>Lmin</sub> )		すべり面が通過する各堤防高直下の液状化に対する最小抵抗率の平均値 (F <sub>Lmin</sub> )	
堤体形状		A-1		A-2		A-3		B-1		B-2		B-3		液状化に対する最小抵抗率 (F <sub>Lmin</sub> )		すべり面が通過する各堤防高直下の液状化に対する最小抵抗率の平均値 (F <sub>Lmin</sub> )	
段差部幅		16.7m		33.3m		50m		20m		40m		60m		(F <sub>Lmin</sub> )		(F <sub>Lmin</sub> )	
地盤モデル		a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b	a	b
堤	0	弱	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1.186	1.232	-	-
		中	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.993	1.031	-	-
		強	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0.793	0.824	-	-
2	弱	3.573	4.028	3.246	3.227	4.176	4.383	3.034	3.191	3.821	4.190	4.552	4.978	1.420	1.373	1.303	1.303
	中	1.304	1.879	1.533	2.059	2.300	2.785	1.533	2.059	2.078	2.523	2.566	2.887	1.189	1.149	1.091	1.090
	強	0.405	0.105	0.352	0.087	0.352	0.080	0.352	0.098	0.352	0.080	0.352	0.080	0.949	0.918	0.871	0.871
4	弱	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	1.566	1.469	1.391	1.358
	中	2.066	2.371	3.929	3.609	/	/	2.606	2.690	4.748	/	/	/	1.310	1.229	1.164	1.136
	強	0.390	0.095	0.873	0.150	1.175	0.162	0.438	0.106	1.056	0.148	1.487	0.260	1.047	0.982	0.930	0.908
5	弱	/	/	/	/	/	/	-	-	-	-	-	-	1.624	1.498	1.449	1.393
	中	2.801	2.724	/	/	/	/	-	-	-	-	-	-	1.358	1.253	1.213	1.166
	強	1.022	0.205	1.863	0.404	2.681	0.678	-	-	-	-	-	-	1.065	1.001	0.969	0.931
6	弱	-	-	-	-	-	-	/	/	/	/	/	/	1.676	1.523	1.494	1.419
	中	-	-	-	-	-	-	/	/	/	/	/	/	1.042	1.275	1.224	1.171
	強	-	-	-	-	-	-	1.046	0.294	2.097	0.633	2.999	0.882	1.120	1.018	0.971	0.936
8	弱	-	-	-	-	-	-	/	/	/	/	/	/	1.731	1.571	1.534	1.444
	中	-	-	-	-	-	-	/	/	/	/	/	/	1.448	1.315	1.268	1.200
	強	-	-	-	-	-	-	1.471	0.539	2.906	0.989	/	1.406	1.157	1.051	1.013	0.959
10	弱	-	-	-	-	-	-	/	/	/	/	/	/	1.776	1.619	1.568	1.469
	中	-	-	-	-	-	-	/	/	/	/	/	/	1.486	1.355	1.305	1.226
	強	-	-	-	-	-	-	1.946	0.841	/	1.619	/	2.433	1.187	1.082	1.042	0.973

※ F<sub>Lmin</sub>の算出例: 部参照・H=2mまでの F<sub>Lmin</sub>=(0.793+0.949)/2=0.871 H=4mまでの F<sub>Lmin</sub>=(0.793+0.949+1.047)/3=0.930 以下同じ。



表-5 K<sub>n</sub>法とΔu法による解析結果(F<sub>s</sub>)比較表(強震帯地域)

堤体形状	地盤モデル	堤防高 m	Δu法	K <sub>n</sub> 法	
			平水位	平水位	計画高水位
A-1	a	2	0.405	1.700	2.254
		4	0.390	1.674	2.176
		5	1.022	1.700	2.109
	b	2	0.105	1.766	2.306
		4	0.095	1.713	2.248
		5	0.205	1.718	2.218
A-2	a	2	0.352	1.700	2.308
		4	0.873	1.885	2.663
		5	1.863	2.035	-
	b	2	0.087	1.766	2.375
		4	0.150	1.838	2.744
		5	0.404	1.841	-
B-1	a	2	0.352	1.700	2.226
		4	0.438	1.733	2.270
		6	1.046	1.727	2.169
		8	1.471	1.779	2.111
		10	1.946	1.814	2.069
	b	2	0.098	1.766	2.308
		4	0.106	1.763	2.371
		6	0.294	1.700	2.244
		8	0.539	1.671	2.152
		10	0.841	1.662	2.071
B-2	a	2	0.352	1.817	2.571
		4	1.056	1.965	2.868
		6	2.097	2.081	-
		8	2.906	2.142	-
		10	-	2.201	-
	b	2	0.080	1.906	2.720
		4	0.148	1.861	2.864
		6	0.633	1.858	-
		8	0.989	1.884	-
		10	1.619	1.930	-

表-5より、 $K_h$ 法によった場合は、すべり破壊に対する最小安全率はいずれのケースも $F_s > 1.6$ と大きな値を示しており、 $\Delta u$ 法による安全率の方がかなり低い値を示している。このため高規格堤防の液状化破壊に対しては $\Delta u$ 法により検討を行うことが妥当であると考えられる。

## 5. 最小抵抗率 ( $F_{Lmin}$ )と最小安全率 ( $F_{smin}$ )との相関検討

高規格堤防の地震時液状化破壊に対する安全性を考える場合も、道路橋示方書・同解説の中にあるように、液状化の判定を行う必要がある土層について液状化抵抗率 $F_L$ を算出し、 $F_L < 1.0$ の場合には液状化するものとして対策を講ずることとなる。さらに高規格堤防は盛土構造物であることから地震時のすべり破壊に対する安全性の照査を行う必要がある。ここでは、これまでの検討結果から、表-4に示した $\Delta u$ 法によるすべり破壊の安全率( $F_s$ )と液状化に対する最小抵抗率 $F_{Lmin}$ の平均値( $\overline{F_{Lmin}}$ )の関係を見ることにより、 $\Delta u$ 法によるすべり解析を実施すべきかどうか目安値となる $F_L$ について検討した。

図-4に $\Delta u$ 法によるすべり破壊の安全率( $F_s$ )と液状化に対する最小抵抗率 $F_{Lmin}$ の平均値( $\overline{F_{Lmin}}$ )の関係を示した。図には、表-4により、 $F_s < 1.2$ を示しており問題となる強震帯地域について図示している。

また、表法勾配1:5の場合についても検討し、図-4に合わせて示している。

表法肩を通過する堤外側の円弧すべりの安定計算結果を表-6に示す。

表-6 堤外側（表法勾配1：5）の安定計算結果（ $\Delta u$ 法、平水位）

堤体形状	地盤モデル	設計水平震度	すべり破壊に 対する安全率 ( $F_{smin}$ )	すべり面が通過 する範囲の液状 化に対する最小 抵抗率の平均値 ( $F_{Lmin}$ )
		Kh		
A	a	0.150	2.162	1.191
		0.1625	1.650	1.102
		0.1750	1.026	1.018
		0.1875	0.356	0.952
	b	0.150	2.074	1.153
		0.1625	1.264	1.066
		0.1750	0.296	0.986
		0.1875	0.057	0.922
B	a	0.150	2.276	1.279
		0.1875	1.369	1.022
	b	0.150	2.148	1.213
		0.1625	1.756	1.122
		0.1875	1.161	1.037
		0.1875	0.294	0.969

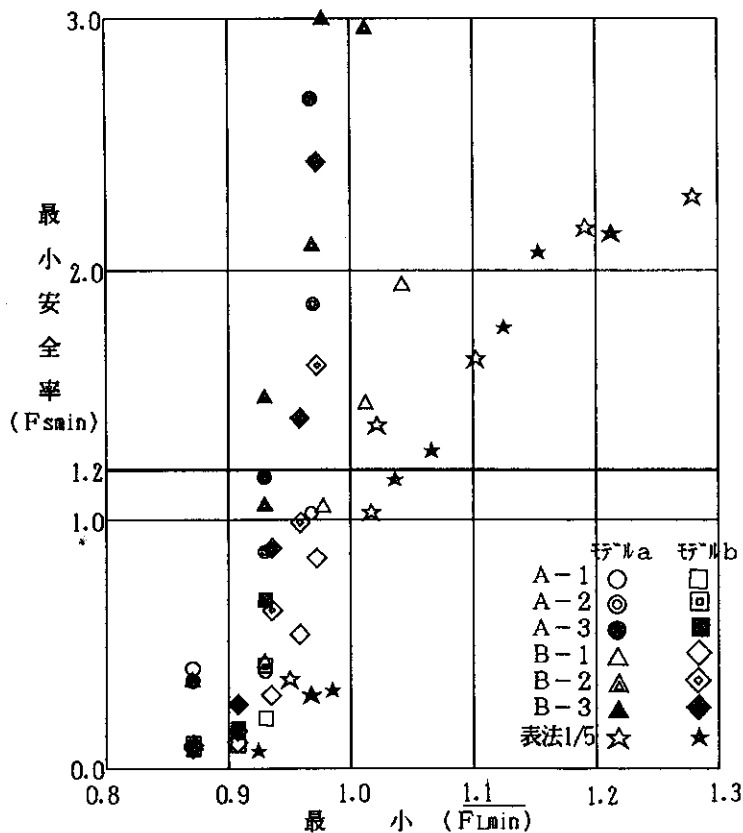


図-4 最小安全率 ( $F_{smin}$ )と最小 ( $F_{Lmin}$ )の関係

図から、どちらの地盤モデルにおいても、堤防の法勾配が緩くなるに従い、同じ $\overline{F_{Lmin}}$ に対する $F_{smin}$ の値が大きくなる傾向を示していることが分かる。

また、この図からは堤内側の裏法部については、 $\overline{F_{Lmin}} \geq 1.0$ の場合に $F_{smin} \geq 1.2$ となることがわかる。

しかし、堤外側の表法部については、上図ならびに表-6より、 $F_{smin} \geq 1.2$ を満足するためには $\overline{F_{Lmin}} \geq 1.1$ となる必要があることがわかる。

## 6. まとめ

以上の検討結果から、堤内側法尻部については、各堤防高に対する $F_{Lmin}$ を算出しておき、堤防高の低い方から順次4.に述べたような考えで $\overline{F_{Lmin}}$ を算出していくことにより地震時の液状化による円弧すべりの危険性を判定できるものと考えられる。例えば表-4の地盤モデルaにおいては、このように算出した $\overline{F_{Lmin}}$ が堤防高6mと8mを境に1未満、1以上となっており、円弧すべりの可能性は堤防高6mの範囲を通過する円弧まで $F_{smin} < 1.2$ となる可能性があると判断でき $\Delta u$ 法による円弧すべりの照査を必要とするが、 $\overline{F_{Lmin}}$ が堤防断面の全ての堤防高に対して1以上である場合には、照査を省略することの可能性が判明したといえる。

一方、表法面については、検討条件にあるように基礎地盤の内部摩擦角が $30^\circ$ 以上であれば、 $\overline{F_{Lmin}} \geq 1.1$ の場合、照査を省略することの可能性が判明したといえる。

## 7. おわりに

本検討は、高規格堤防における河川砂防技術基準(案)を検討していく中で、解析の簡素化を図るべく、平成4年度に土木研究所振動研究室常田室長(当時)の提起により平成5年度に、解析を行ったものである。常田室長は、平成5年度に転勤された。このため、後任でこられた大塚室長並びに吉見研究員のご指導とご助言を得て本検討が進められた。土木研究所の関係各位に厚くお礼申し上げますとともに、本検討を実務面から支えてくれた応用地質(株)の水戸支店

岡野氏をはじめとする関係各位にもお礼申し上げる次第である。