

## 2.5 堤防沈下量の予測手法

### 2.5.1 概要

河川堤防の予測手法の概要を図-2.35 に示す。「河川堤防耐震点検マニュアル」(平成7年3月)<sup>8)</sup>に沿って求めた最小安全率により、堤防の沈下量を求め、その沈下量を考慮した天端高と朔望満潮位の関係より、閾値を求めている。本手法の適用区間は、河川堤防の耐震点検において詳細点検が実施された49.5km(98断面：表-2.27参照)とした。

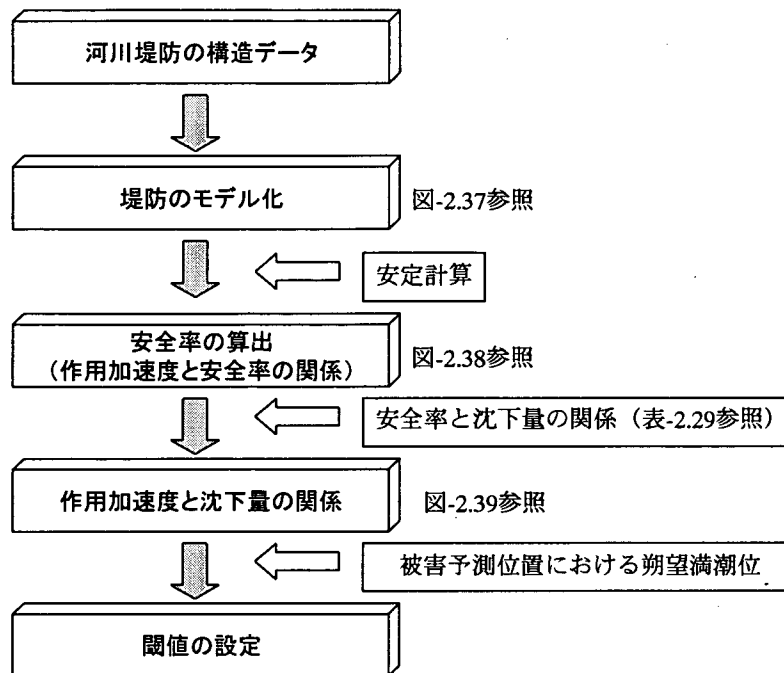


図-2.35 河川堤防の閾値算定フロー

### 2.5.2 閾値の設定法

#### (1) 最小安全率と堤防天端残留率および沈下量との関係

「河川堤防耐震点検マニュアル」(平成7年3月)に沿って求めた「 $\Delta u$ による安全率」と「 $kh$ 法による安全率」から最小となる安全率を求め、これを最小安全率とした。ここでは、この最小安全率と堤防天端残留率および沈下量との関係を求めた。この関係を図-2.36 に示した。

堤防の被災形態は、「河川堤防耐震点検マニュアル」の流れに沿って分類したものである。図-2.34 にマニュアルにある被災形態の説明を示す。これによると、被災形態の説明として、以下ようになる。

- ・被災形態Ⅱ型 …… 堤防の片側が被害を受ける形態
- ・被災形態Ⅲ型 …… 堤防の両側が被害を受ける形態
- ・被害程度B、C、D …… 沈下量の程度を表している

被災形態Ⅱ・Ⅲいずれにかかわらず、最小安全率により、沈下量が3段階に区分される。

#### (2) 堤防沈下量の計算法

##### 1) 液状化に対する検討

基礎地盤の液状化に対する検討は、「道路橋示方書・同解説」<sup>1)</sup>に準じて行った。液状化抵抗率(FL)は、図-2.37 に示したように天端直下、堤外地、堤内地でそれぞれ求め、のり面部は天端直下と堤外地または、天端直下と堤内地の平均値として求めた。なお、算出時に使用した土質定数は、表-2.28 に示すとおりである。

表-2.27 堤防沈下量の計算位置

利根川下流 工事事務所	利根川	右岸	15.5k、17.0k、28k、28.75k、32.75k 33k、34.25k
		左岸	26.5k、27k、31k、32.75k、33k、 34.75k
	小貝川	右岸	6k
		左岸	1.75k
利根川上流 工事事務所	利根川	右岸	154.5k、155k、155.5k、156k、156.5k 157k、157.5k、158k
		左岸	154.5k、155k、155.5k、156k、156.5k 157k、157.5k、158k
下館 工事事務所	小貝川	右岸	9.5k、10k、12k、27k、27.6k、28k 28.8k、29.4k、30.1k、30.6k、31k 31.8k、33k、
		左岸	10k、11.8k、12k、27.8k、28.6k、29k 29.8k、30.6k、31k、31.8k、32.6k
京浜 工事事務所	多摩川	右岸	1.6k、2k、2.6k
		左岸	0.4k、1.6k、2k、3k、4k
	鶴見川	右岸	1.5k、2.2k
		左岸	1k、1.5k、3k
江戸川 工事事務所	江戸川	右岸	0.3k、2.5k、3k、11.5k、21.5k、22k 22.5k、23k、
		左岸	2.1k、
荒川下流 工事事務所	荒川	右岸	10k、10.4k、11.06k、12.21k、12.46k 13.08k、13.55k、24.11k、24.515k
		左岸	8.11k、8.525k、9.04k、9.66k、10.14k 10.51k、10.9k、13.44k、14.055k

6. 2. 7 被害形態・被害程度の想定

地震による河川堤防の被害形態・程度の子測は、堤内側、堤外側の地震時安全率をもとに表-6.2.3 による Fsd 評価値を求め図-6.2.6から行うものとする。

表-6.2.3 Fsd 評価値

Fsd 評価値	地震時安全率	
	Fsd (Kh)	Fsd (Δu)
a	1.0 < Fsd	
b	0.8 < Fsd ≤ 1.0	
c	Fsd ≤ 0.8	0.6 < Fsd ≤ 0.8
d	Fsd ≤ 0.6	

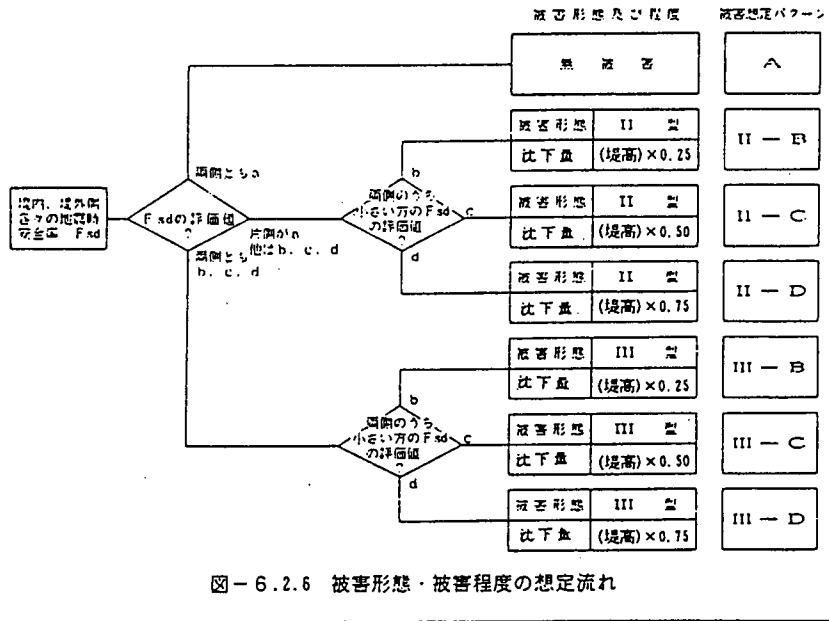


図-6.2.6 被害形態・被害程度の想定流れ

[解説]

地震による河川堤防の被害形態・被害程度の想定では、まず堤内側、堤外側の地震時安全率から対応する Fsd 評価値 (a, b, c, d) を求める。次に堤内側、堤外側の Fsd 評価値をもとに被害形態と被害程度 (現況堤防天端幅を確保した高さの沈下量：図-解 6. 2. 15) を想定する流れになっている。最終的には、7 とおりの被害想定パターン (A, II-B, II-C, II-D, III-B, III-C, III-D) に分類される。

この被害想定パターンは、II, III で示される被害形態と A~D で示される被害程度を表している。ここで、被害形態の II 型は、堤防の片側が被害を受ける形態であり、III 型は

両側が被害を受ける形態である。一方、被害程度は A が無被害、B~D が堤防天端の一部もしくは全部が沈下を生じると想定される結果であり、B から D に想定される最大沈下量はそれぞれ堤高の 25%、50%、75% となる。

以上をまとめると、被害形態及び被害程度は、図-解 6.2.14 示すとおりとなる。

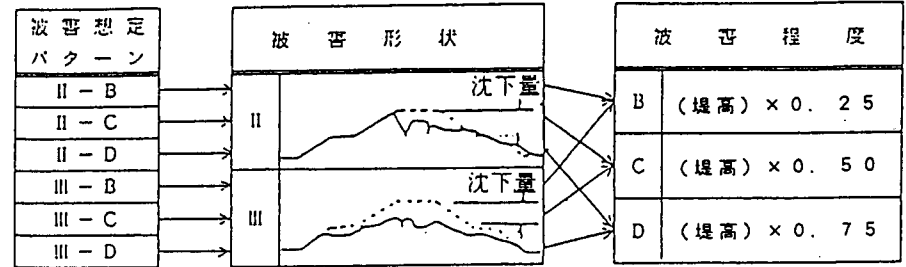


図-解 6.2.14 被害形態と被害程度

※) II 型の被害が想定される場合には、被害が生じる側を示すために堤内側 (i)、堤外側 (o) の添字をつける。(例：II (i) - c)

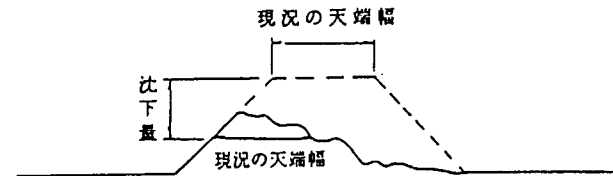


図-解 6. 2.15 現況堤防天端幅を確保した高さの沈下量

図-2.36 河川堤防耐震点検マニュアルにある被害形態・被害程度

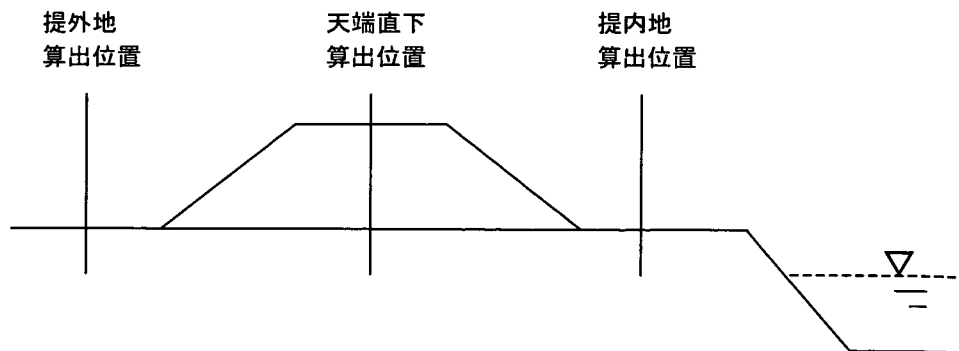


図-2.37 液状化検討位置図

表-2.28 土質定数一覧

地層名	飽和重量 (t/m <sup>3</sup> )	湿潤重量 (t/m <sup>3</sup> )	せん断抵抗 (度)	粘着力 (tf/m <sup>2</sup> )
f	1.6	1.6	23	0.5
Als1	1.9	1.7	26	0.0
Alm1	1.5	1.5	0	2.5
Alm2	1.6	1.6	0	5.0
Als2	2.0	1.8	27	0.0
Nns	2.0	1.8	35	0.0

## 2) 安定計算

安定計算は地震時に発生する過剰間隙水圧の増分のみを考慮し、次式によった。

$$Fsd = \frac{\sum \{c' \times l + (W - u_a \times b - \Delta u \times b) \cos \alpha \times \tan \phi'\}}{\sum (W \times \sin \alpha)} \quad \dots\dots (2.25)$$

ここに  $c'$  : 有効応力に関する土の粘着力 (tf/m<sup>2</sup>)

$\phi'$  : 有効応力に関する土のせん断抵抗角 (°)

$W$  : 各分割細片の全重量 (tf/m)

$l$  : 各分割細片における円弧すべりの長さ (m)

$b$  : 各分割細片の幅 (m)

$u_a$  : 常時地下水によって発生する間隙水圧 (tf/m<sup>2</sup>)

$\Delta u$  : 地震動によって発生する過剰間隙水圧 (tf/m<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 各分割細片のすべり円弧の接線方向と水平面のなす角 (°)

なお、円弧すべり計算は、図-2.38 に示すように天端をとる円弧とし、盛土内の部分ではテンションクラックが発生するものとしておこなった。

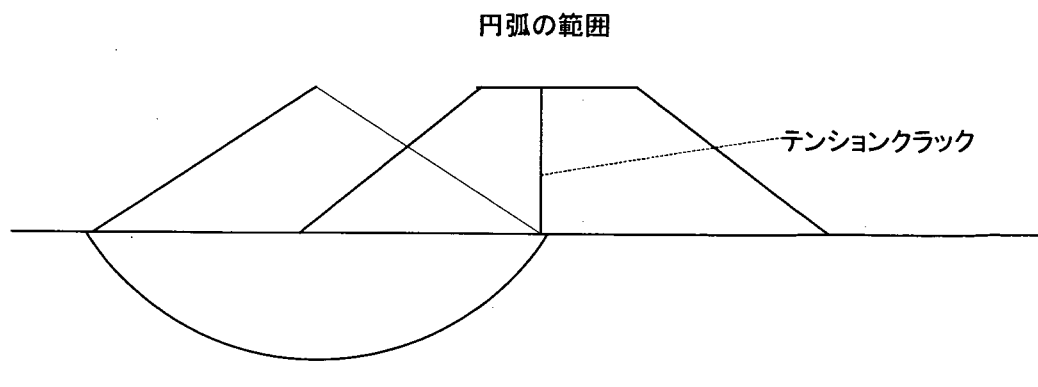


図-2.38 地震時安定計算における円弧すべりの形状

解析に用いたモデルの例を図-2.39に、解析結果の加速度と安全率の関係を、図-2.40に示す。

### 3) 沈下後の堤防高と閾値の設定

堤防の沈下量は、最小安全率 $F_{sd}$ により、表-2.29に示すとおりとした。

表-2.29 安全率と沈下量の関係

安全率	沈下量計算に用 いる安全率	沈下量
$1.0 < F_{sd}$	—	堤高の0%
$0.8 < F_{sd} \leq 1.0$	$F_{sd} = 1.0$	堤高の25%
$0.6 < F_{sd} \leq 0.8$	$F_{sd} = 0.8$	堤高の50%
$F_{sd} \leq 0.6$	$F_{sd} = 0.6$	堤高の75%

2) で求めた $F_{sd}$ 、表-2.29に示した堤防の沈下量、被災前の堤防高より、加速度と被災後の堤防天端高が計算可能である。ただし、表-2.29では沈下量に対して安全率に幅を持たせているため、実際に計算する場合の沈下量は安全側を考え、 $F_{sd} = 1.0$ で堤高の25%沈下、 $F_{sd} = 0.8$ で堤高の50%沈下、 $F_{sd} = 0.6$ で堤高の75%沈下と設定した。以上より、求めた加速度と沈下後の天端高の関係を図-2.41に示す。目安とする平均朔望満潮位及び平均朔望満潮位 $\pm 1$ mの値は直接は求まらないので、3つの点の間については線形であると仮定し、それぞれの潮位に対する加速度を求めた。

例に用いている荒川左岸 5.75kの堤外においては、平均朔望満潮位が $AP + 2.1$ mのため、図-2.41より、以下のように閾値が決定される。

- ・平均朔望満潮位 $+1.0$ m ( $AP + 3.1$ m)・・・ $1.30$  g a l
- ・平均朔望満潮位 ( $AP + 2.1$ m)・・・ $1.34$  g a l
- ・平均朔望満潮位 $-1.0$ m ( $AP + 1.1$ m)・・・ここまで沈下することはない。

### 4) 沈下量算定に対する問題点

加速度と安全率の関係および加速度と沈下量の関係を述べてきたが、ここでは算定上の問題点について述べる。

- ・液状化指数が1を切ると急激に安定計算における安全率が低下する傾向がみられる。
- ・地震動により発生する剰間隙水圧が、安定計算における安全率に大きな影響を与えており、結果的に沈下量に大きな影響を与えることになる。
- ・液状化層の層厚は、ある程度の厚さがあれば安定計算における安全率に与える影響は少なくなるが、実際には液状化層の層厚が大きな要因となるのではないかと考えられる。
- ・沈下量を求めるための安全率と沈下量の関係において、沈下量に対する安全率はある幅をもっていることから、リニアに対応させることはできない。

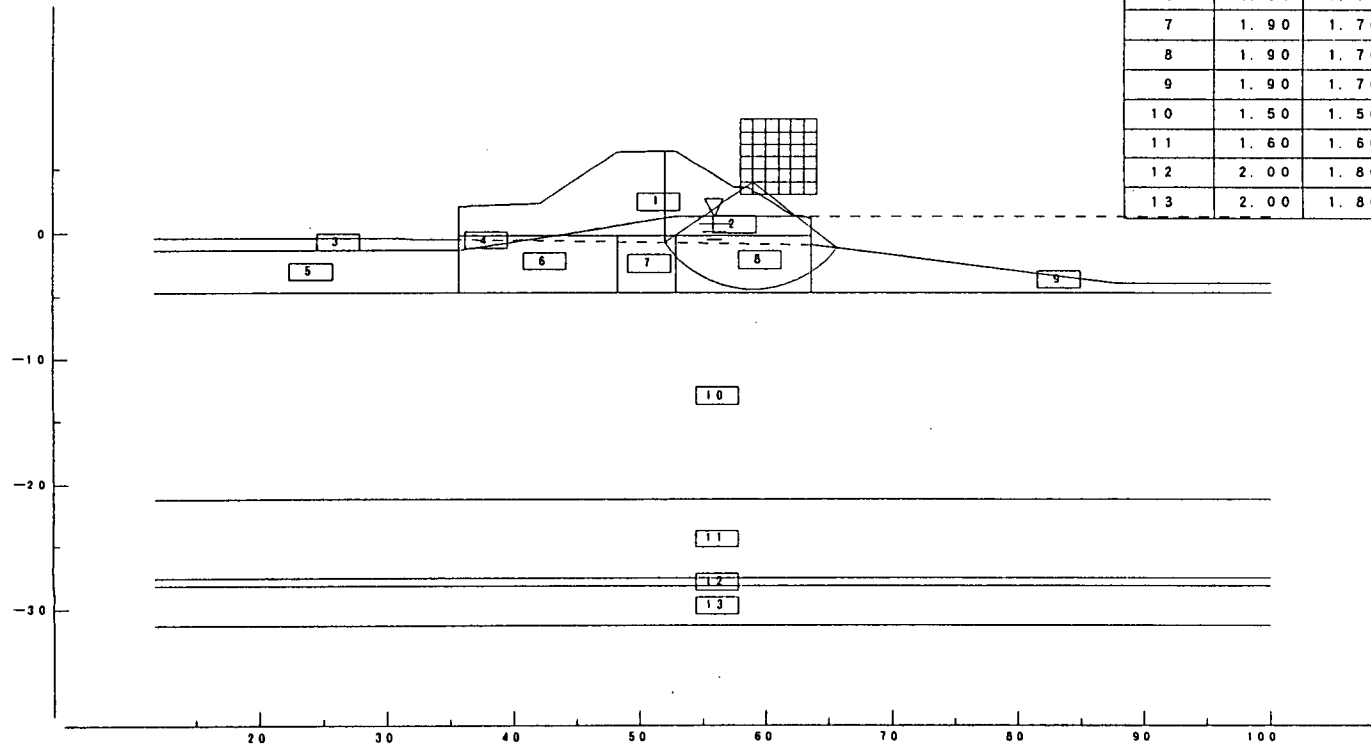
荒川左岸 5.75k 堤外  $\Delta u$   $K_{hc}=0.20(196gal)$ 以上

縮尺 ; 1 / 600

最小安全率  $F_{s\ MIN} = 0.000$   
 円弧の中心  $X = 59.00$  (M)  
 $Y = 4.00$  (M)  
 半径  $R = 8.43$  (M)  
 抵抗モーメント  $M_R = 0.00$  (T\*M)  
 起動モーメント  $M_o = 178.59$  (T\*M)

層番号	飽和重量 (T/M <sup>3</sup> )	湿潤重量 (T/M <sup>3</sup> )	内部摩擦角 (度)	粘着力 (T/M <sup>2</sup> )	粘着力の 一次係数	水平震度	鉛直震度
1	1.60	1.60	23.0	0.50	0.000	0.000	0.000
2	1.60	1.60	23.0	0.50	0.000	0.000	0.000
3	1.90	1.70	26.0	0.00	0.000	0.000	0.000
4	1.90	1.70	26.0	0.00	0.000	0.000	0.000
5	1.90	1.70	26.0	0.00	0.000	0.000	0.000
6	1.90	1.70	26.0	0.00	0.000	0.000	0.000
7	1.90	1.70	26.0	0.00	0.000	0.000	0.000
8	1.90	1.70	26.0	0.00	0.000	0.000	0.000
9	1.90	1.70	26.0	0.00	0.000	0.000	0.000
10	1.50	1.50	0.0	2.50	0.000	0.000	0.000
11	1.60	1.60	0.0	5.00	0.000	0.000	0.000
12	2.00	1.80	27.0	0.00	0.000	0.000	0.000
13	2.00	1.80	35.0	0.00	0.000	0.000	0.000

水の単位体積重量 = 1.000 (T/M<sup>3</sup>)



安全率図 (地震時)

図-2.39 堤防の解析モデル (荒川左岸 5.75K)

# Fs/gal(荒川左岸5.75k堤外)

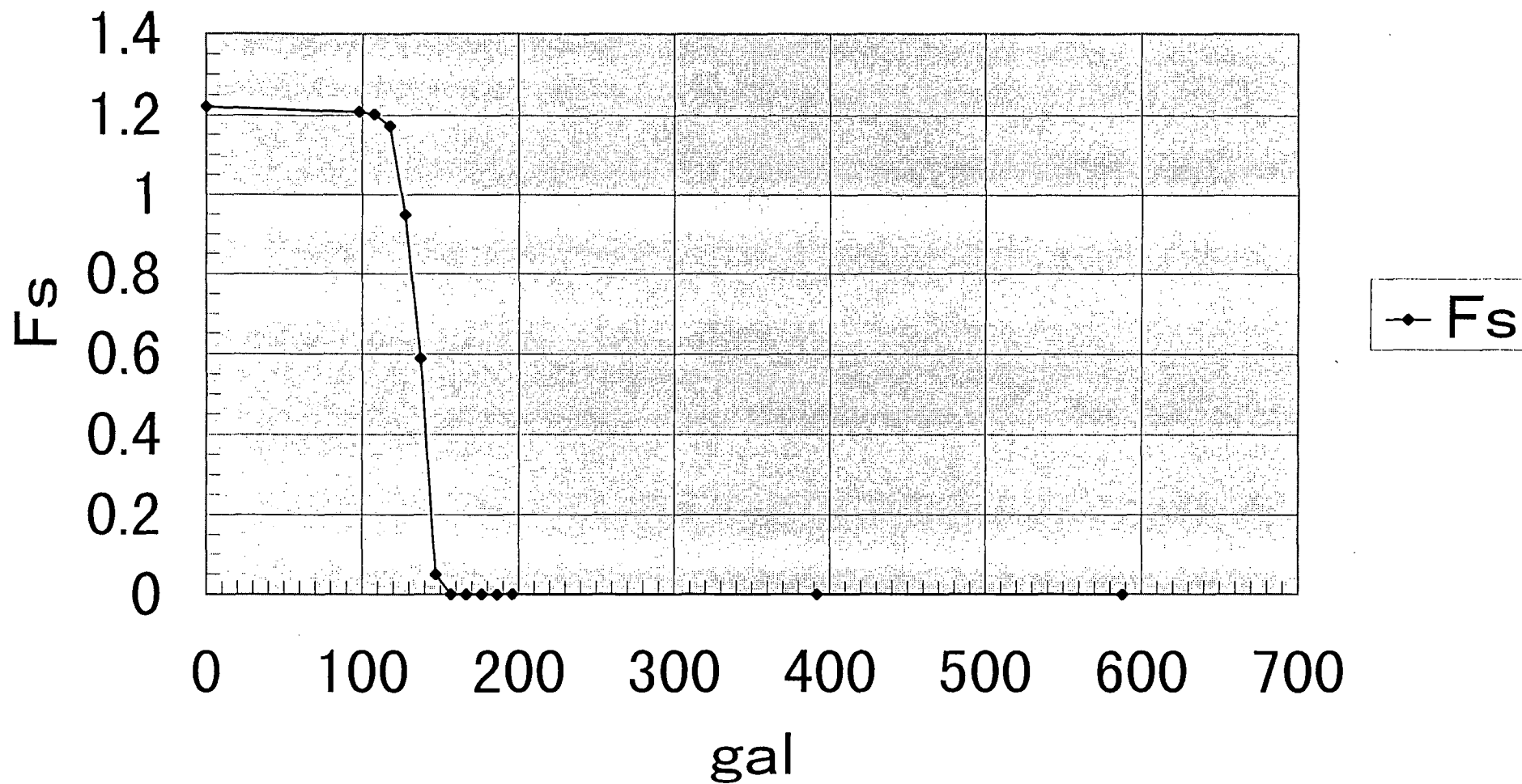


図-2.40 加速度と安全率の関係 (荒川左岸 5.75K 堤外地側)

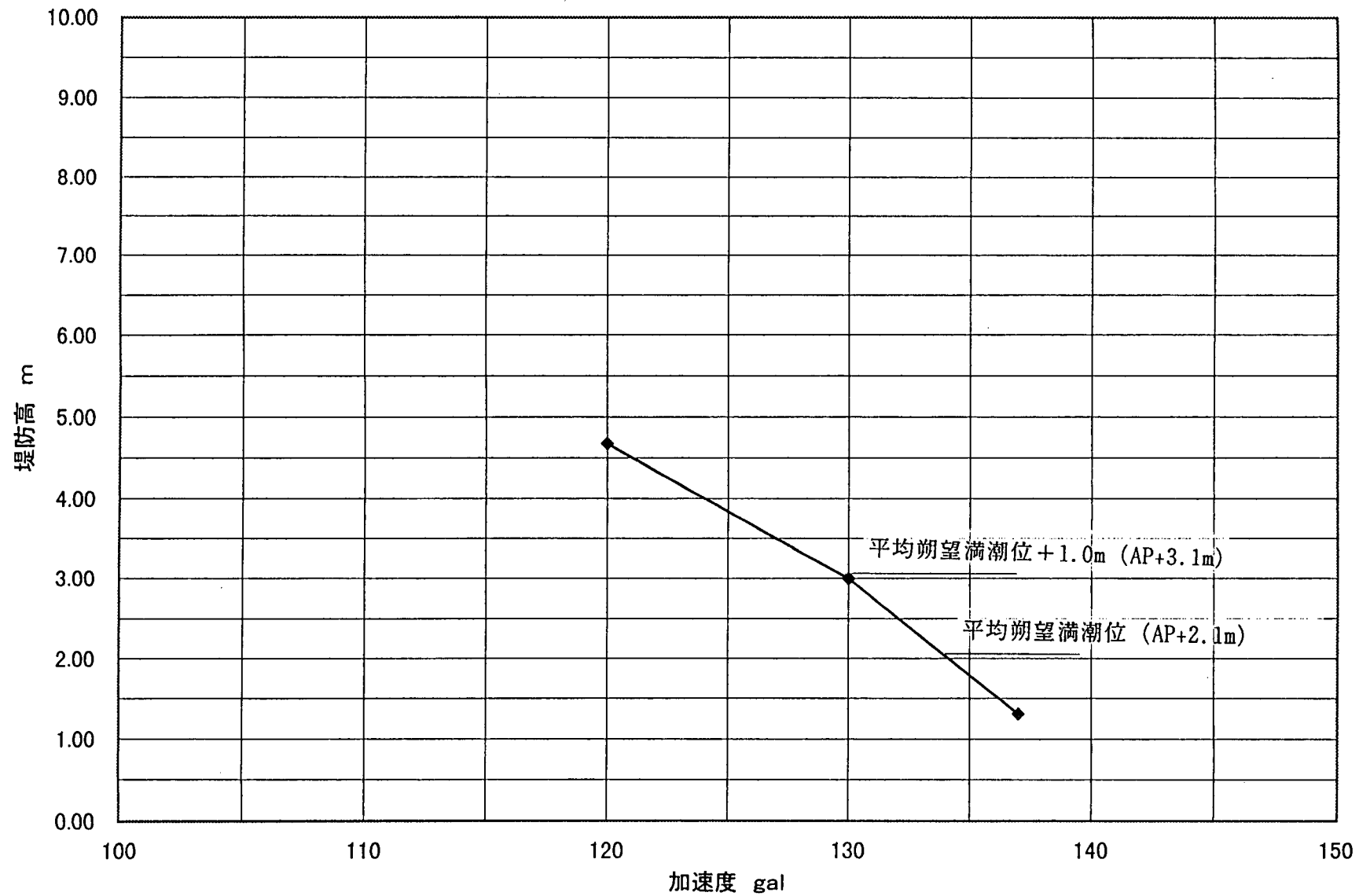


図-2.41 加速度と堤防高の関係 (荒川左岸 5.75K 堤外地側)