

4. 破堤原因の特定

4.1 円山川右岸 13.2km 堤防

(1) 土質調査

ボーリング調査は、破堤箇所を挟むように上流と下流に分けて実施した。ボーリング調査の結果、破堤箇所付近の地層構成は図-4.1.2のように推定される。ここで、地層境界線の推定は、堤防施工履歴を考慮に入れて行っている。

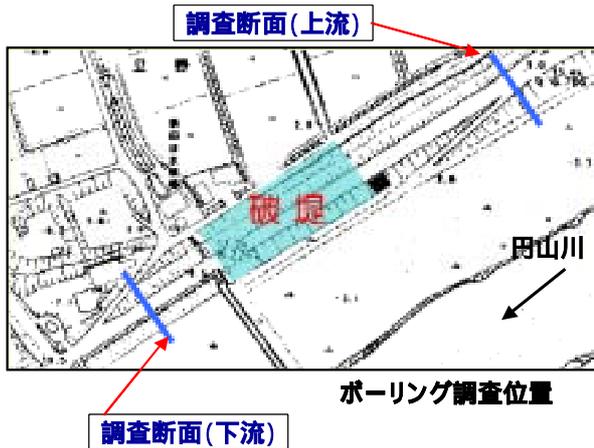
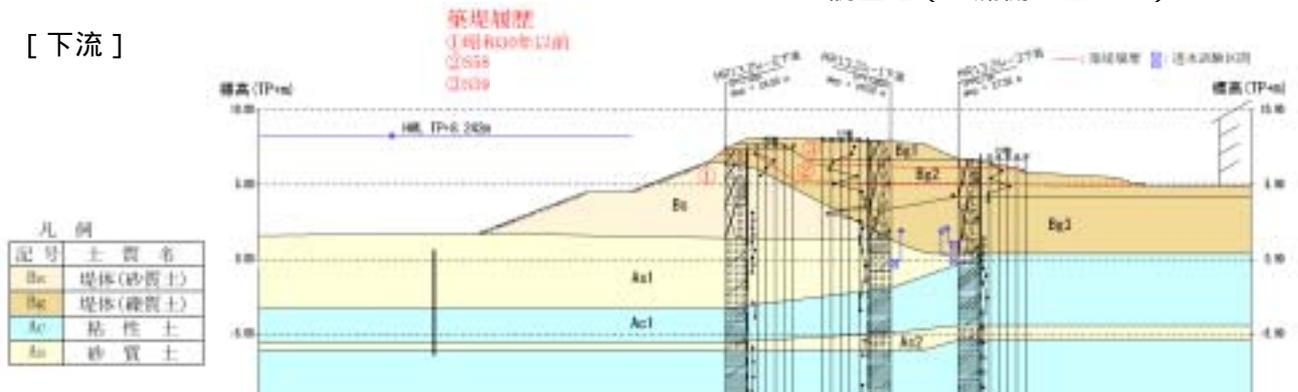


図-4.1.1 調査位置平面図



調査地（上流側上空より）

[下流]



[上流]

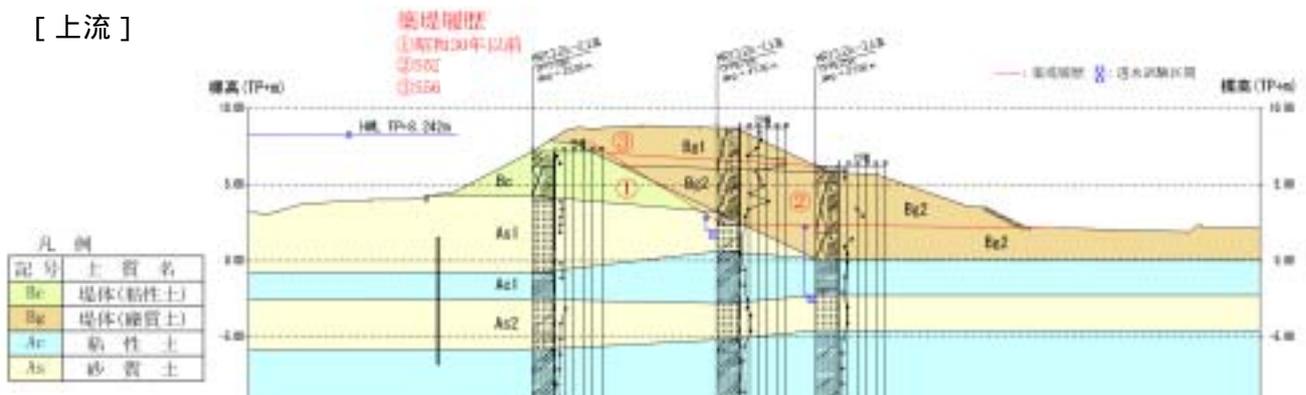


図-4.1.2 推定土質断面図

(2) 浸透流解析とのり面安定解析

ボーリング調査・室内試験結果をもとに設定した土質定数を下表に示す。

表-4.1.1 土質定数

[下流]		地質分類	土質	記号	単位体積重量 t (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 (°)	飽和透水係数 (cm/sec)				
堤体	砂質土			Bs	19	0	30	3.2E-03				
				Bg1	21	0	35	1.7E-03				
	礫質土			Bg2	18	0	35	8.5E-04				
				Bg3	20	0	35	3.7E-03				
基礎地盤	粘性土			Ac1	17	37	0	1.0E-06				
				Ac2	17	28	0	1.0E-06				
	砂質土			As1	20	0	30	1.3E-03				
				As2	17	0	30	1.3E-03				
				As3	17	0	30	1.3E-03				
				As4	19	0	30	1.3E-03				
				[上流]		地質分類	土質	記号	単位体積重量 t (kN/m ³)	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 (°)	飽和透水係数 (cm/sec)
				堤体	粘性土	Bc	17	22	0	3.0E-04		
礫質土	Bg1	18	25		20	2.5E-03						
	Bg2	19	27		22	2.6E-06						
基礎地盤	粘性土	Ac1	18	34	0	1.0E-06						
		Ac2	17	45	0	1.0E-06						
	砂質土	As1	18	0	30	1.6E-04						
		As2	17	0	31	3.1E-03						
		As3	18	0	29	3.1E-03						

設定外力条件は以下のとおりである。設定外力を図-4.1.3 に示す、

- ・ 内水位は、現況ポンプ運転を行った場合の水位（外水氾濫なし）
- ・ 外水位は、現況河道に氾濫もどし流量を流した場合の水位
- ・ 降雨量は、立野上流域平均降雨量

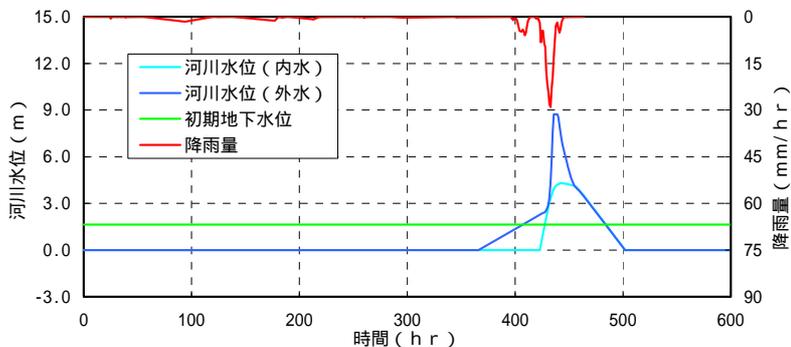


図-4.1.3 外力波形（河川水位・降雨）

解析結果を表-4.1.2 に示す。表のり・裏のりのすべりおよびパイピング破壊に対する安全率はいずれも確保されている。

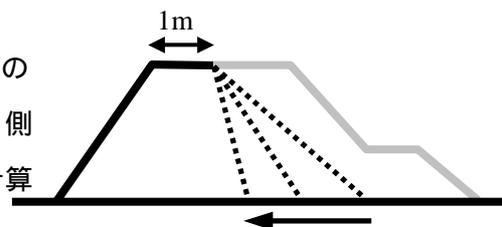
表-4.1.2 浸透に対する安全度照査結果

評価項目		照査基準値	照査の結果	判定
下流	すべり破壊に対する安全率	表のり	1.0以上	1.27
		裏のり	1.5以上	2.82
	パイピング破壊に対する安全性 (局所動水勾配)	鉛直方向	0.5未満	-1.12
		水平方向	0.5未満	0.06
上流	すべり破壊に対する安全率	表のり	1.0以上	1.50
		裏のり	1.5以上	1.90
	パイピング破壊に対する安全性(盤がくれ)	1.0以上	1.75	

(3) 堤体断面変化と局所安全率

越水により堤体裏のり部が洗掘崩壊した場合、斜面安定解析の安全率がどう変化するかを検討した。検討条件は以下のとおりである。

- ・ 検討断面：上下流断面と堤防施工履歴より 13.2k+30m 付近の断面を推定
- ・ 検討水位：斜面安定解析時の水位は浸透流解析により求めた最大水位とした。
- ・ 土質定数：上流断面と同様
- ・ 検討方法：堤体の形状は、表のり天端から 1m の位置で固定し、その位置から裏のり側の法尻の位置を変化させて繰り返し計算した。



右図の関係から、堤体幅の減少に伴って安全率が徐々に低下し、堤体幅比率 0.54 の状態で $F_s < 1.00$ の状態に達す。

注) 堤体幅比率 = 残存堤体幅 / 崩壊前の堤体幅

堤体幅：表のりと裏のりの法尻の距離

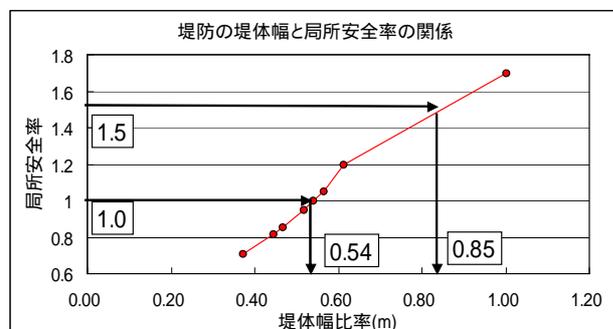


図-4.1.4 安全率と堤体幅の関係

(4) 破堤箇所の測量「落堀」

越水区間で破堤した後に形成された落堀について、その大きさ・深さを測量した。

- ・ 破堤後に形成された落堀は、幅約 45m、長さ約 54m、代表的洗堀深は 3.5m であった。
(深さ=堤内地盤高 - 洗堀深)
- ・ 最深部を含む横断では、比高(天端高 - 地盤高) 6.9m に対して、落堀の深さは 4.3m。
- ・ 堤内地盤高は、落堀周辺地盤高 13 点の平均値
- ・ 池の長さは、NO.6 断面の約 59m が最長

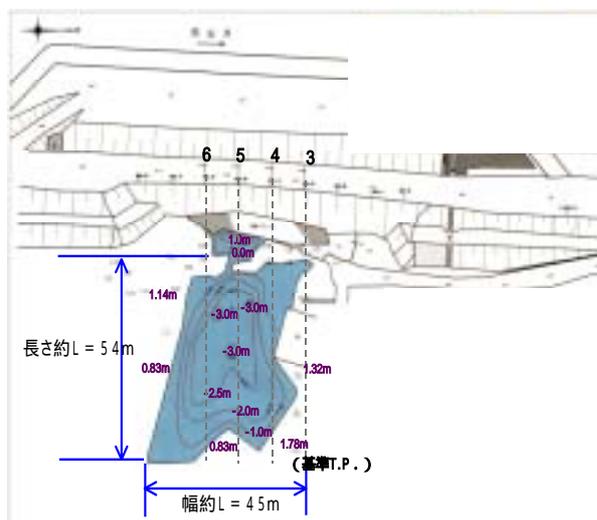


図-4.1.5 落堀の平面図

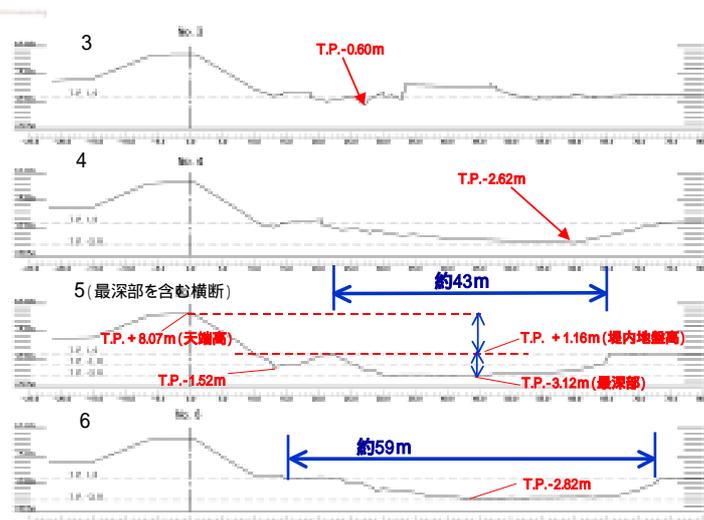
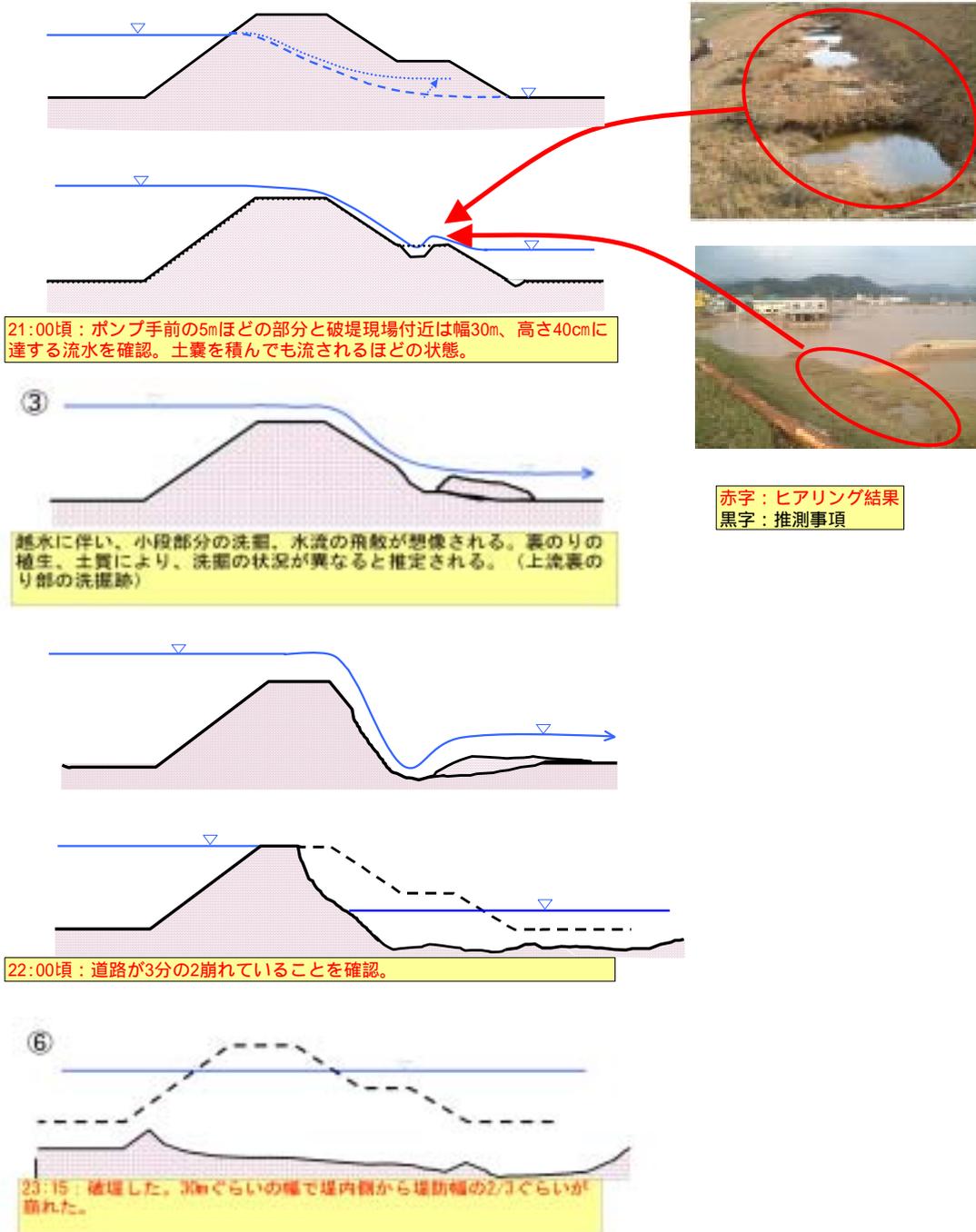


図-4.1.6 落堀の横断図

(5) 破堤のイメージ



(6) 破堤原因の特定(円山川右岸 13.2km 堤防)

「越流による裏法面侵食」後に「浸透」が加わる複合的要因により破堤したものと推定される。この地点の堤防法線は直線形状であるが、堤防・河道等が完成していないため、計画高水流量以下の洪水で越流して裏法面(小段も含む)が侵食し、これに浸透が加わり破堤したものと推測される。

4.2 出石川左岸 5.4km 堤防

(1) 土質調査

ボーリング調査は、破堤箇所の下流で実施した。ボーリング調査の結果、破堤箇所付近の地層構成は図-4.2.2のように推定される。ここで、地層境界線は、堤防施工履歴を考慮して推定した。



図-4.2.1 調査位置平面図



調査地（上流側上空より）

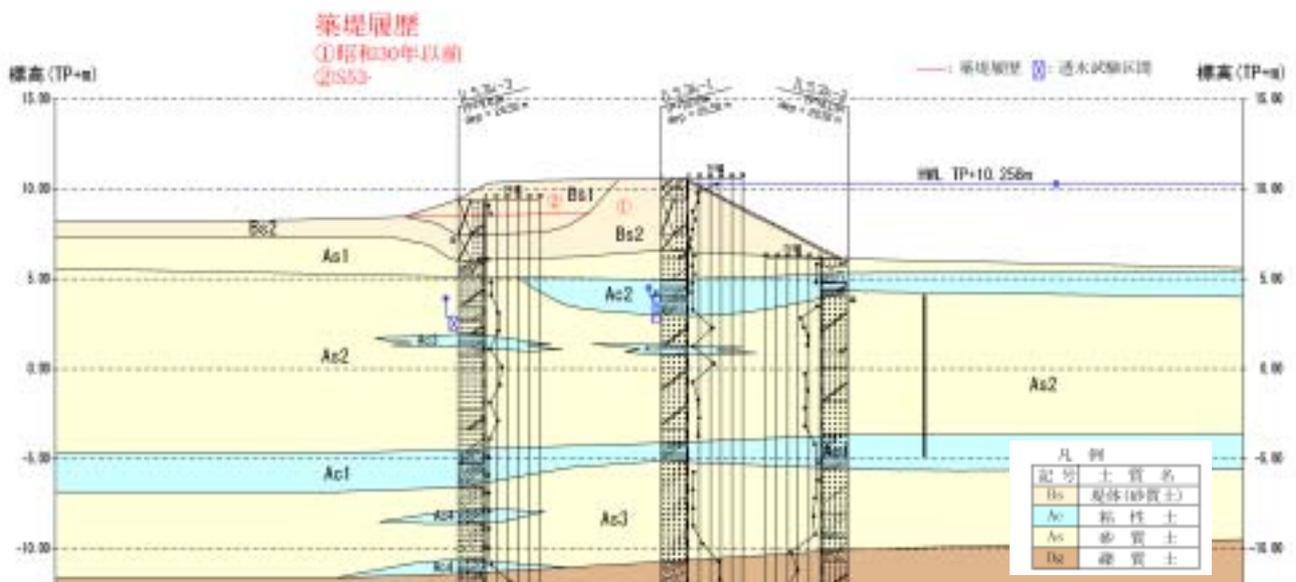


図-4.2.2 推定土質断面図

(2) 浸透流解析とのり面安定解析

ボーリング調査・室内試験結果をもとに設定した土質定数を下表に示す。

表-4.2.1 土質定数

地質分類	土質	記号	t (kN/m ³)	c (kN/m ²)	(°)	(cm/sec)
堤体	砂質土	Bs1	19	14	20	1.1E-03
	砂質土	Bs2	19	14	20	1.1E-03
基礎地盤	砂質土	As1	19	0	32	6.3E-05
	砂質土	As2	19	0	32	6.3E-05
	砂質土	As3	19	0	32	6.3E-05
	粘性土	Ac1	17	25	0	1.0E-06
	粘性土	Ac2	17	25	0	1.0E-06
	粘性土	Ac3	17	25	0	1.0E-06
	粘性土	Ac4	17	25	0	1.0E-06
	粘性土	Ac4	17	25	0	1.0E-06

設定外力条件は以下のとおりである。設定外力を図-4.2.3 に示す、

- ・ 内水位はなし
- ・ 外水位は、平面二次元不定流解析による推定水位
- ・ 降雨量は、立野上流域平均降水量

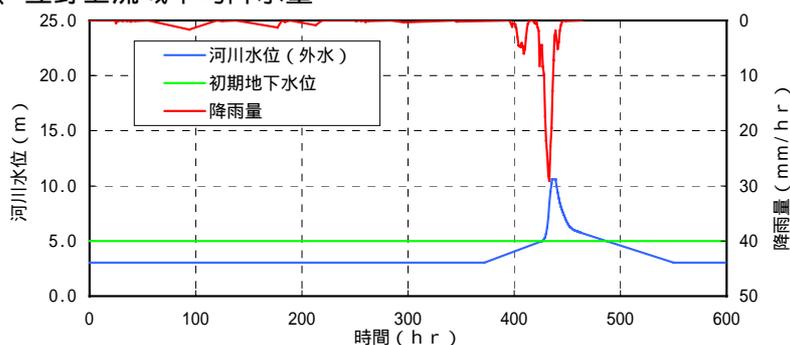


図-4.2.3 外力波形 (河川水位・降雨)

解析結果を表-4.2.2 に示す。表のり・裏のりのすべりおよびパイピング破壊に対する安全率はいずれも確保されている。

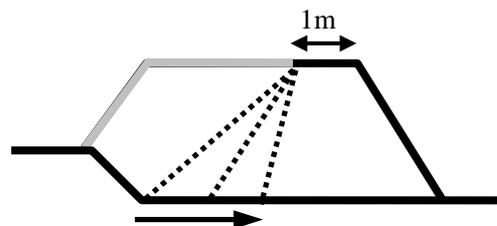
表-4.2.2 浸透に対する安全度照査結果

評価項目		照査基準値	照査の結果	判定
すべり破壊に対する安全率	表のり	1.0以上	1.49	
	裏のり	1.5以上	3.55	
パイピングに対する安全率 (局所動水勾配)	鉛直方向	0.5未満	-0.28	
	水平方向	0.5未満	0.1	

(3) 堤体断面変化と局所安全率

越水により堤体裏のり部が洗掘崩壊した場合、斜面安定解析の安全率がどう変化するかを検討した。検討条件は以下のとおりである。

- ・ 検討断面：浸透流解析断面と同様
- ・ 検討水位：斜面安定解析時の水位は浸透流解析により求めた最大水位とした。
- ・ 土質定数：浸透流解析断面と同様
- ・ 検討方法：堤体の形状は、表のり天端から 1m の位置で固定し、その位置から裏のり側の法尻の位置を変化させて繰り返し計算した。



右図の関係から、堤体幅の減少に伴って安全率が徐々に低下し、堤体幅比率 0.54 の状態で $F_s < 1.00$ の状態に達す。

注) 堤体幅比率 = 残存堤体幅 / 崩壊前の堤体幅

堤体幅：表のりと裏のりの法尻の距離

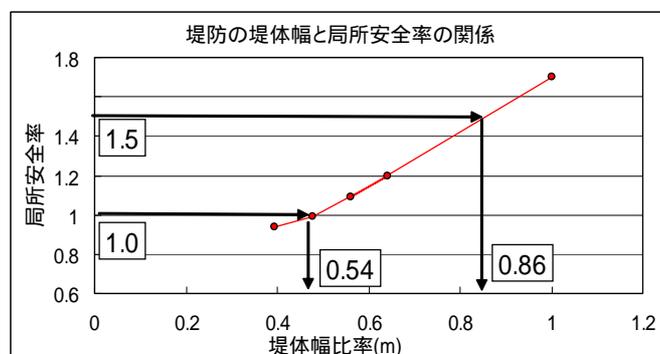


図-4.2.4 安全率と堤体幅の関係

(4) 洪水流解析

破堤原因の解明を目的に、平面二次元不定流解析により河道上の平面的な流れの状況(流速・流向)や越流水深を再現し、越流による破堤危険度の評価を行った。

破堤地点周辺の流況(流向・流速の解析結果)

- ・ 鳥居橋上流左岸(内岸)の高水敷上で流れが速くなる。
- ・ 鳥居橋のせき上げにより堤防上を越流した流れは、堤内地側へ流向を変えている。
- ・ 越流流速は、概ね 1.0~1.2m/s 程度、最大で 1.7m/s である。

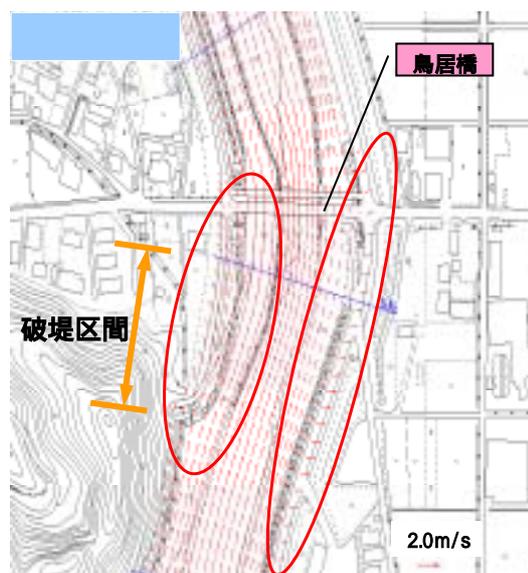


図-4.2.5 破堤地点周辺の流況

破堤地点周辺の越流水深（解析結果）

- ・ 鳥居橋上流区間の越流水深は、概ね 30 ~ 40cm 程度である。
- ・ 最大越流水深は鳥居樋門地点で、約 50cm となった。
- ・ これは越水が起きる程の水位上昇により、通常低水路沿いに流れる洪水が、上流から直線的に流下し、左岸堤防の山付け部に集中したためと考えられる。

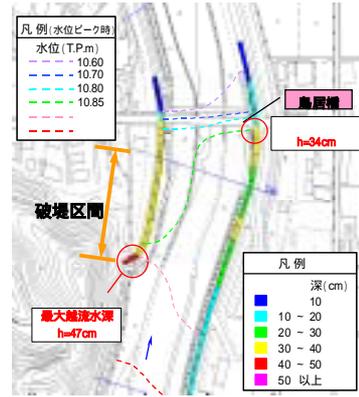


図-4.2.6 破堤地点周辺の流況

越流による破堤危険度の評価（越流水深と越流時間）

- ・ 右図の最大越流水深と越流時間の関係から、鳥居橋上流の左岸（破堤あり）、右岸（破堤なし）の越流区間をみると、破堤した左岸の越流区間は破堤の危険度が高かったことがわかる。
- ・ 総点数 90 点のうち 68 点（75%）が破線より下になっている。

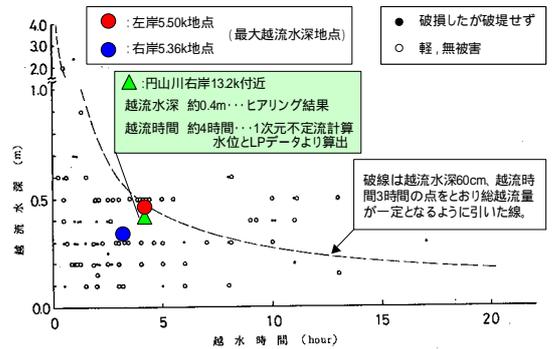


図-4.2.7 最大越流水深と越流時間の関係

越流による破堤危険度の評価（堤体材料と掃流力）

出典：土研資料 第2074号
越流堤防調査最終報告書 - 解説編 - S59.3

- ・ 通常、土砂は掃流力 τ^* （摩擦速度 u^* ）がある限界値（ τ_c^* ：無次元限界掃流力、 u_c^* ：限界摩擦速度）を超えると移動が始まる。
- ・ 下図より、越流区間の代表粒径 d に対する摩擦速度 u^* の関係は、大きく限界値を上回っており、堤体材料の土砂が流出した可能性が高い。
- ・ 左岸天端は未舗装であったが、右岸天端は舗装されていたため、堤体材料の流出を防いだと考えられる。

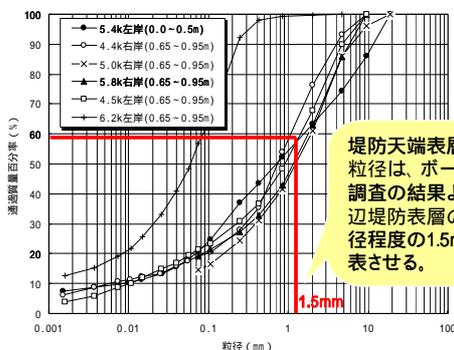


図-4.2.8 ボーリング調査結果（天端中央表層）

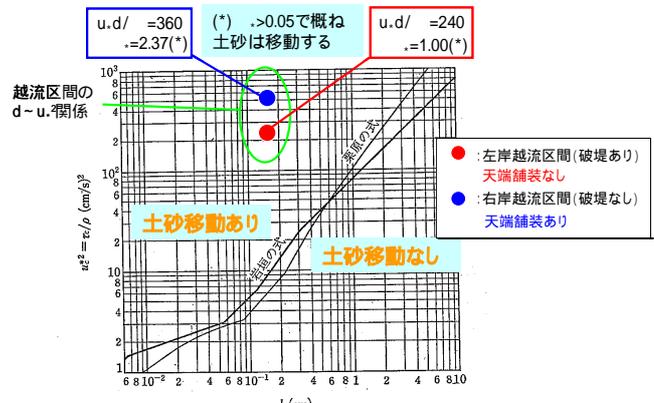
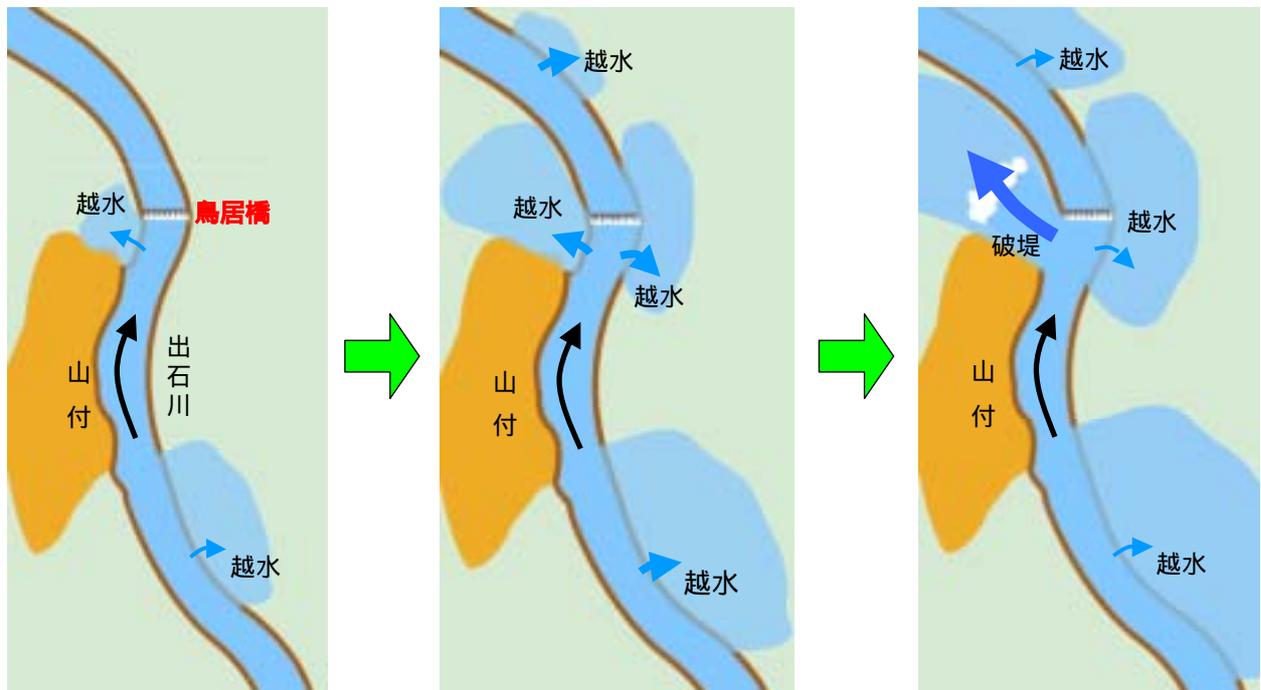


図-4.2.9 粒径と限界摩擦速度の関係

(5) 破堤のイメージ



	20日18:00前、鳥居橋によるせき上げによって水位が上昇し、鳥居橋上流左岸で越水が始まる。 18:00頃、集会場（鳥居橋西150m）が浸水、消防団員が天井に避難（消防団）。
	20:00頃、鳥居橋付近の水位がピークに達し、越水量が最大となる。最大越流水深は約50cm、越流幅は約100m、最大流速は約1.7m/sと推定される。 19:00～19:30頃に鳥居橋付近の一部が欠損（地元住民）
	23:20頃、越水開始から約5時間後、侵食が進んだ鳥居橋上流左岸で破堤した。 23:18破堤（消防団からの通報時刻）

黒字：推測事項 赤字：ヒアリング結果

(6) 破堤原因の特定(出石川左岸 5.4km 堤防)

「越流による裏法面侵食」により破堤したものと推定される。

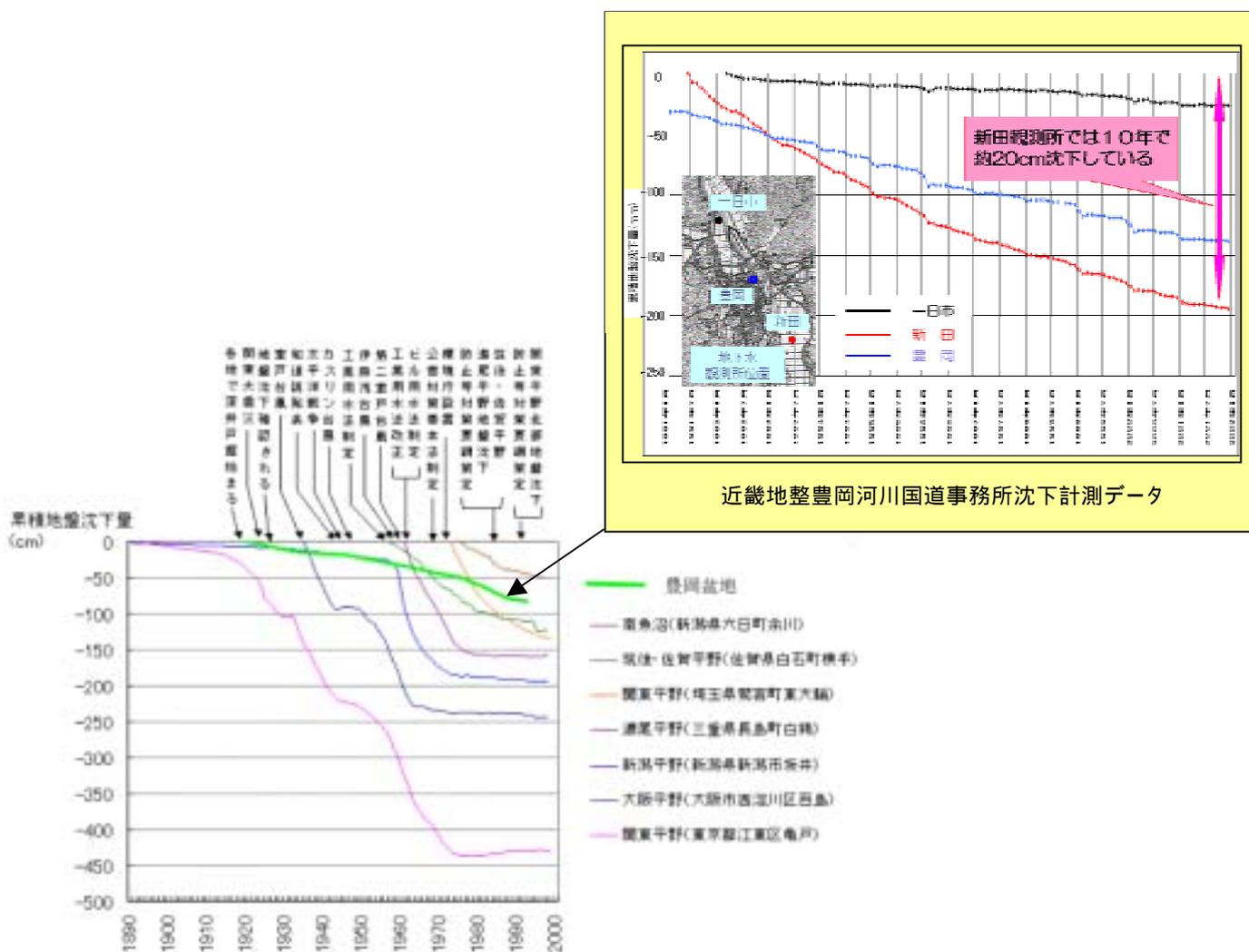
この地点は外水の水衝部に相当し、流下能力を越え越流した水が裏法尻部で集中する湾曲した堤防法線形状のため裏法面の侵食が助長され、破堤したものと推測される。また、堤防断面が相当程度減少した状態において、外水圧または浸透の影響もあったものと推測される。

5 . 沈下の現状

5.1 豊岡盆地の地盤沈下

豊岡盆地は、主に円山川と出石川が形成した氾濫平野と扇状地性低地からなり、周辺の山地丘陵地は標高が 200～400m の低山帯となっている。豊岡盆地の地盤構成(沖積層)は、上位よりゆるい砂を主体とした砂層と軟弱な粘性土を主体とした粘土層が分布し、その厚さは豊岡市付近より下流域部では 30～40m に達している。また、この下位には沖積基底層にあたる砂礫層が分布している。

このように軟弱層が発達している豊岡盆地は、全国の軟弱地盤地帯のひとつに認められており、10年間で約 20cm の沈下が観測されている。また、累積沈下量は、南魚沼(新潟県)、筑後・佐賀平野(佐賀県)に匹敵する(図-5.1.1)。



【資料】環境省「全国地盤沈下地域の概況(平成 11 年度)」に近畿地整豊岡河川国道事務所沈下計測データを追加

図-5.1.1 全国地盤沈下地域の概況

5.2 円山川左岸 9.6k と円山川右岸 13.2k における沈下予測

(1) 圧密定数

円山川左岸 9.6k、円山川右岸 13.2k において、現在までの築堤履歴に伴う沈下予測、将来の完成堤の築堤に伴う沈下予測、以上の2ケースについて沈下計算を行った。使用した圧密定数を以下に示す。

表-5.2.1 円山川左岸 9.6k の圧密定数

9.6k-1下流 物性条件一覧表

名称	上面深度 (m)	γ t(kN/m ³)	C_v (cm ² /day)	C_c	C_s ($(\alpha-\alpha_0)/10$)	e_0	$P_c - \sigma'_i$ (KN/m ²)
Ac1	0	18.0	1500	0.33	0.033	1.01	0
As1	-1.95	18.8					
Ac2U	-4.87	17.2	250	0.495	0.0495	1.21	0
Ac2M	-19.02	15.8	80	0.92	0.092	1.72	0
Ac2L-1	-28.02	16.7	250	0.64	0.064	1.35	
Ac2L-2	-37.02	16.7	175	0.52	0.052	1.21	0
Dg	-41.87	19.0					

9.6k-1上流 物性条件一覧表

名称	上面深度 (m)	γ t(kN/m ³)	C_v (cm ² /day)	C_c	C_s ($(\alpha-\alpha_0)/10$)	e_0	$P_c - \sigma'_i$ (KN/m ²)
Ac1	0	18.0	700	0.42	0.042	1.03	0
As1	-2	18.9					
Ac2U	-5.25	17.3	300	0.52	0.052	1.18	0
Ac2M	-19.4	15.9	80	0.93	0.093	1.68	0
Ac2L-1	-28.4	16.7	200	0.615	0.0615	1.33	
Ac2L-2	-37.4	17.4	200	0.48	0.048	1.05	0
Ds	-41.25	20.0					

表-5.2.2 円山川右岸 13.2k の圧密定数

13.2k下流 物性条件一覧表

名称	上面標高 (m)	γ t(kN/m ³)	C_v (cm ² /day)	C_c	C_s ($(\alpha-\alpha_0)/10$)	e_0	$P_c - \sigma'_i$ (KN/m ²)
Ac1	0	16.8	250	0.53	0.053	1.29	0
As2	-3.25	18	-				
Ac2U	-3.75	16.8	250	0.53	0.053	1.29	0
Ac2M	-14.33	16.7	80	0.59	0.059	1.4	0
Ac2L	-24.92	18.8	2000	0.26	0.026	0.81	0
Dg	-35.5	20					

13.2k上流 物性条件一覧表

名称	上面標高 (m)	γ t(kN/m ³)	C_v (cm ² /day)	C_c	C_s ($(\alpha-\alpha_0)/10$)	e_0	$P_c - \sigma'_i$ (KN/m ²)
Ac1	0	16.8	100	0.42	0.042	1.3	0
As2	-3.4	18					
Ac2U	-5.65	16.8	100	0.42	0.042	1.3	0
Ac2M	-15.32	16.4	100	0.62	0.062	1.47	0
Ac2L	-24.98	18.2	1750	0.29	0.029	0.94	0
Ds	-34.65	20					

- 注) ・調査のボーリングデータにより物性条件を設定した。
 ・圧密降伏応力は、堤防施工以前を正規圧密条件と仮定した。
 ・Ac2層は、上部・中央部・下部の3層構造とした。

(2) 沈下予測結果

現在までの築堤履歴に伴う沈下予測

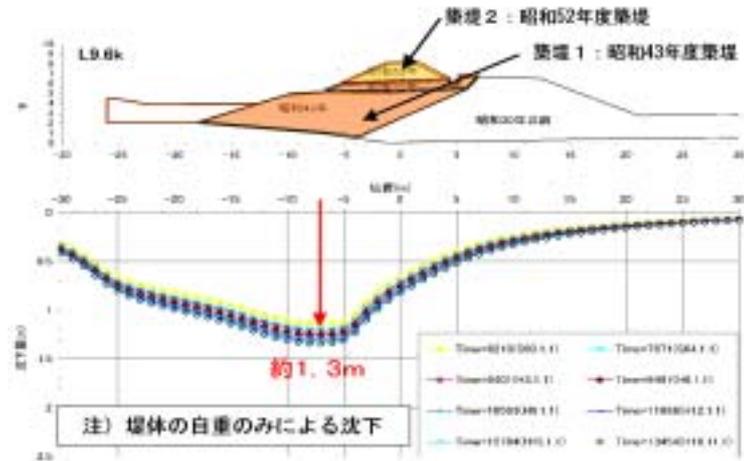


図 - 5.2.1 円山川左岸 9.6k 地点の沈下予測

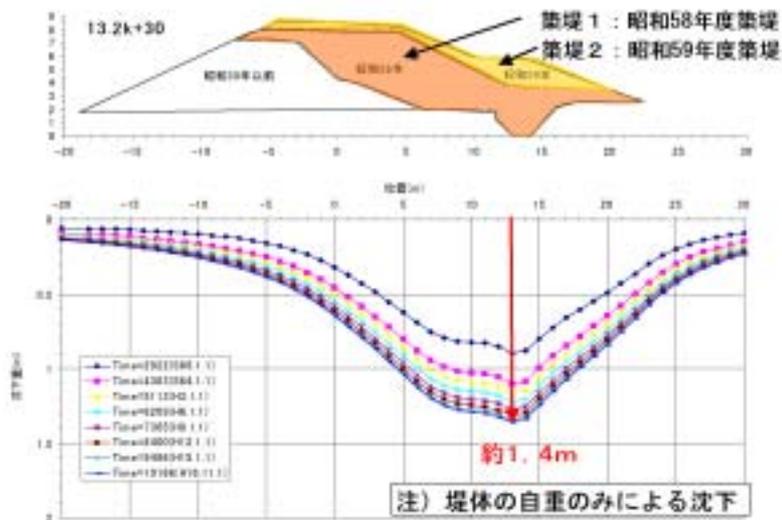


図 - 5.2.2 円山川右岸 13.2k 上流地点の沈下予測

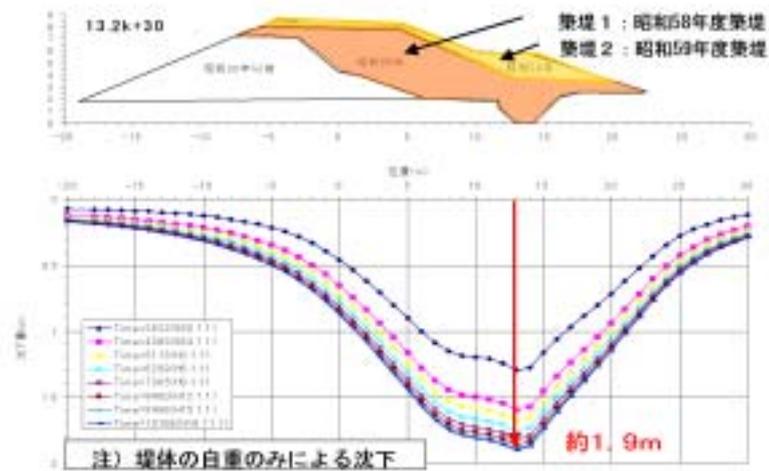


図 - 5.2.3 円山川右岸 13.2k 下流地点の沈下予測

将来の完成堤の築堤に伴う沈下予測

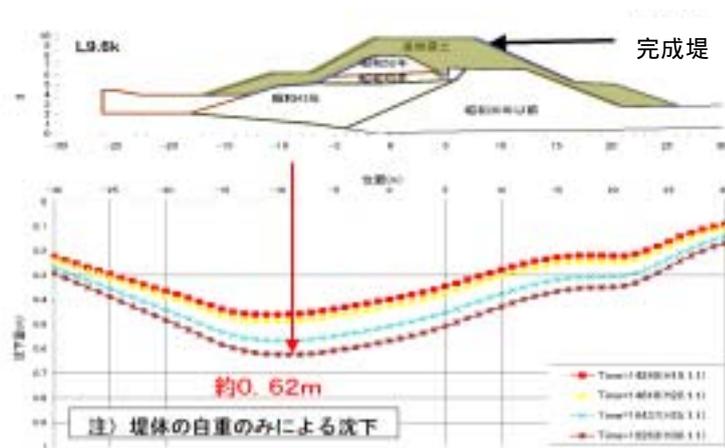


図 - 5.2.4 円山川左岸 9.6k 地点の沈下予測

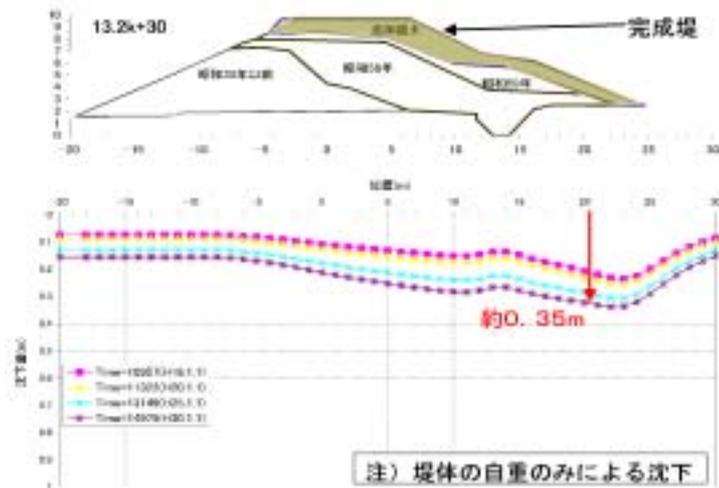


図 - 5.2.5 円山川右岸 13.2k 上流地点の沈下予測

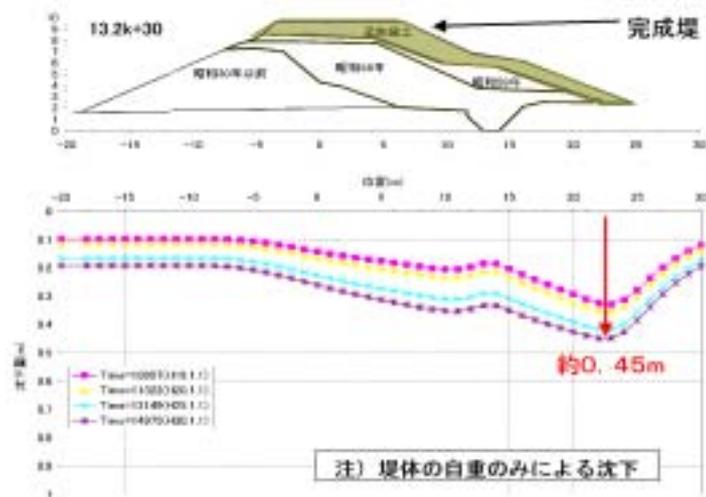


図 - 5.2.6 円山川右岸 13.2k 下流地点の沈下予測