

## 4. 決壊原因と想定される決壊メカニズム

### 4.1 検討の考え方

今次出水における堤防決壊の原因は、前述までに整理した地形や外力の条件、被災状況、再現解析の結果等から、設計外力を大きく上回る外力が発生したことにより、堤防が水没し、堤内側から堤外側への逆越流が長時間にわたって続いたことにある。表 4.1.1 に決壊原因の特定理由を示す。

決壊メカニズムについては、前述した決壊原因の可能性を踏まえ、検討を行った。また、複合的な原因が影響したこととも考えられるため、2箇所の決壊のメカニズムについて多面的な検討を行った。

検討にあたっては、現地調査（被災状況調査、洪水痕跡調査、堤防表面の耐侵食性調査など）を実施するとともに、被災発生当時の洪水氾濫現象の状況を一定精度で把握・評価するために、数値解析による洪水氾濫流の再現解析、堤防の浸透流解析などを行った。しかし、今回のように長時間にわたって水没した状態に置かれた堤体に関する侵食・洗掘や浸透に関する知見はほとんど存在しておらず、また解析技術も確立されていないことから、決壊メカニズムを特定するには至らなかった。

今後、気候変動に伴って外力が増大し、今回のような状況が起りやすくなると推察されることから、決壊箇所で発生した超過洪水時の状況は、今後の水防災上の重要な課題と考えられる。

表 4.1.1 決壊原因の特定理由

原因の種類	決壊原因の特定理由
洪水外力 (再現解析による)	<ul style="list-style-type: none"><li>設計外力を大きく超える出水で、水位は堤防を大きく越える高さ（堤防上の水深：右岸56.4k付近約2m、左岸55.0k付近 約3m）に達し、堤防が完全に水没した状態であった。</li><li>堤防決壊箇所では、堤外側から堤内側への越水が生じた後に、堤内側から堤外側への逆越流が長時間（右岸56.4k付近：約6時間、左岸55.0k付近：約5時間）にわたって生じた。</li><li>その結果、堤体強度が低下し、堤体の侵食が進行した可能性が考えられる。</li></ul>
地形的特性	<ul style="list-style-type: none"><li>決壊した2箇所は、いずれも内水氾濫ブロックの下流端に位置し、周辺よりも地盤高が低い箇所であった。</li><li>決壊した2箇所は、いずれも下流側が山付きとなっており、決壊箇所に流れが集まりやすい箇所であった。特に、右岸56.4k付近は、上流側も橋梁の取り付けで堤防が高くなっている。</li><li>決壊した2箇所は、いずれも逆越流時に氾濫流が集中しやすい地形であった。</li></ul>
被災状況	<ul style="list-style-type: none"><li>右岸56.4k付近の決壊箇所については、住民が撮影したビデオ画像から、堤外側から堤内側への越水時には、堤防が決壊していない。</li><li>決壊した2箇所では、いずれも堤防天端のアスファルトや堤体材料と思われる土砂が堤外側の高水敷に飛散している。</li></ul>

## 4.2 越水による決壊の可能性の検討

ここでは、堤防決壊状況や再現解析結果等を踏まえ、堤防越水による決壊の可能性について検討した。

### 4.2.1 舗装の流失

八久保排水樋管および大柿排水樋管の堤防天端舗装は、平成30年度のゆるみ対策となる堤体材料の置き換え工事に伴い、堤防天端舗装の撤去、復旧が行われている。

#### 1) 球磨川右岸 56.4k 付近（八久保排水樋管）

八久保排水樋管の決壊箇所周辺の状況と舗装の流出状況は、それぞれ図4.2.1と図4.2.2に示すとおりであり、図4.2.3に示すアスファルト舗装施工直後の写真から判断すると、堤防天端舗装の復旧箇所と舗装流出箇所はほぼ一致している。流出したアスファルト舗装の残骸は、全て堤外側で確認されており、逆越流時に飛散したものと推定される。

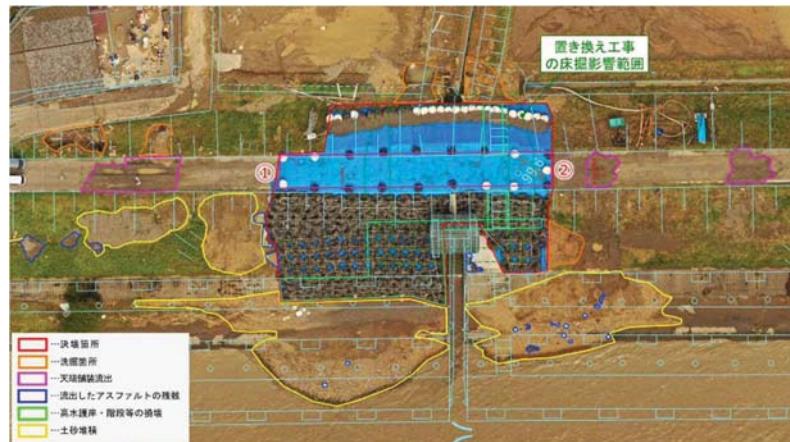


図 4.2.1 被災状況平面図(八久保排水樋管)



図 4.2.2 被災後の状況(八久保排水樋管)



図 4.2.3 アスファルト舗装施工直後の状況写真(八久保排水樋管)

2) 球磨川左岸 55.0k 付近（大柿排水樋管）

大柿排水樋管の決壊箇所周辺の状況と舗装の流出状況は、それぞれ図 4.2.4 と図 4.2.5 に示すとおりであり、図 4.2.6 に示すアスファルト舗装施工直後の写真から判断すると、堤防天端舗装の復旧箇所と舗装流出箇所はほぼ一致している。流出したアスファルト舗装の残骸は、全て堤外側で確認されており、逆越流時に飛散したものと推定される。

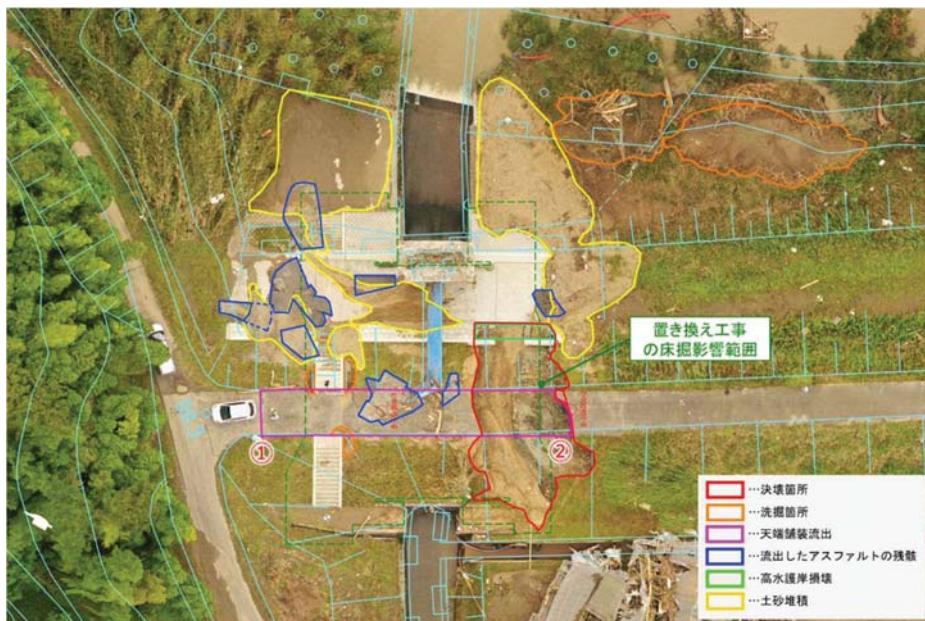


図 4.2.4 被災状況平面図(大柿排水樋管)



図 4.2.5 被災後の状況(大柿排水樋管)



図 4.2.6 アスファルト舗装施工直後の状況写真(大柿排水樋管)

(参考) 他の箇所での被災状況

決壊 2 箇所以外でも堤防を越水した区間では舗装の流出が確認されていることから、その他の舗装流出箇所についても調査を行った。その結果、今次出水で被災を受けた箇所は、打ち継ぎ目があった箇所や、クラックが多い箇所で目立つことが確認された。

被災箇所の中には、舗装のめくれが確認された箇所での洗掘も確認された（図 4.2.7、図 4.2.8(1)③参照）。



図 4.2.7 位置図

①被災直後の状況



②右岸 53.0k 付近(渡第二排水樋管)被災直後の状況



③右岸 53.4k 付近(渡第三排水樋管)被災直後の状況



④八久保樋管上流側 被災後



図 4.2.8(1) 被災箇所の舗装のめくれと洗掘の状況(その 1)

⑤被災後



⑥右岸 58.6k 付近 被災後

光ファイバー敷設で舗装を復旧した箇所が流失  
カッターを入れた範囲と合致している。



図 4.2.8(2) 被災箇所の舗装のめくれと洗掘の状況(その 2)

#### 4.2.2 舗装の浮き上がり

##### 1) 球磨川右岸 56.4k 付近

アスファルトの流出は、アスファルトの飛散状況から逆越流時に生じたと推定されるが、洪水氾濫の再現解析からは、堤内側からの逆越流時のピーク時の水深は、堤防天端から約 2m であり、河川水位との水位差は約 0.3m であったことが推定された。また、再現解析より、約 6 時間にわたって、堤内側から堤外側への逆越流が発生していたことも推定された。

このような状況により、堤内側と堤外側の水位差のため、図 4.2.9 に示すように天端アスファルトに揚圧力が作用したと考えられる。すなわち、アスファルト舗装（厚さ 0.05m）の自重は約  $1.2\text{kN/m}^2$  であるため、自重を上回る揚圧力 ( $1.2\text{kN/m}^2$  以上) が作用する水位差 (0.12m) となった場合は、アスファルト舗装が浮き上がる可能性がある。

以上のように、堤内外の水位差によって自重を上回る揚圧力が作用したため、アスファルトの浮き上がりが生じたと推定される。特に、打ち継ぎ目があるアスファルト舗装は弱点となった可能性が強い。また、堤防天端を含む堤体が長時間にわたって水没したことでも悪影響を及ぼした可能性がある。

更に、再現解析によれば、天端付近で堤内側から堤外側へ約  $2\text{m/s}$  の流速が発生していたことから、アスファルトが剥離・流出した後に、水没により弱体化した堤体の天端附近から堤体土が侵食・洗掘されたと推察される。

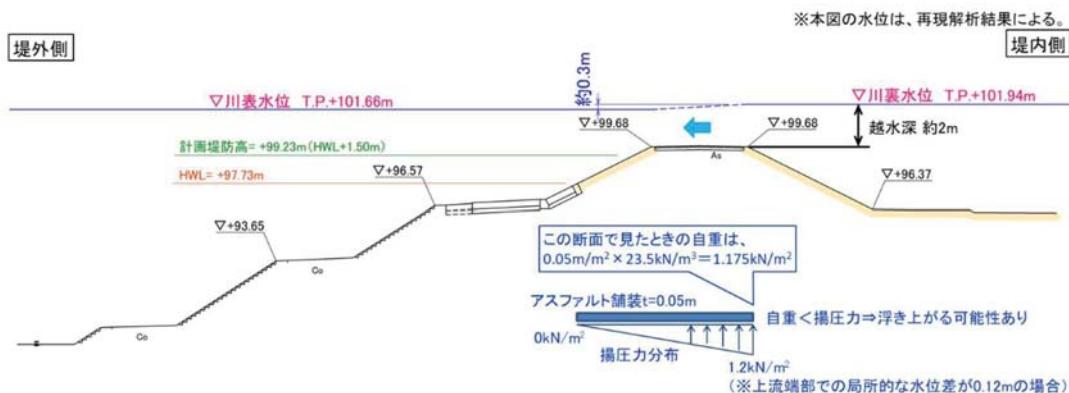


図 4.2.9 舗装の浮き上がりの評価

## 2) 球磨川左岸 55.0k 付近

アスファルトの流出は、アスファルトの飛散状況から逆越流時に生じたと推定されるが、洪水氾濫の再現解析結果からは、堤内側からの逆越流時のピーク時の水深は、堤防天端から約3mであり、河川水位との水位差は約0.3mであったことが推定された。また、再現解析より、約5時間にわたって、堤内側から堤外側への逆越流が発生していたことも推定された。

このような状況により、堤内側と堤外側の水位差のため、図4.2.10に示すように天端アスファルトに揚圧力が作用したと考えられる。すなわち、アスファルト舗装（厚さ0.05m）の自重は約1.2kN/m<sup>2</sup>であるため、自重を上回る揚圧力（1.2kN/m<sup>2</sup>）が作用する水位差（0.12m）となった場合は、アスファルト舗装が浮き上がる可能性がある。

以上のように、堤内外の水位によって自重を上回る揚圧力が作用したため、アスファルトの浮き上がりが生じたと推定される。特に、打ち継ぎ目があるアスファルト舗装は弱点となった可能性が強い。また、堤防天端を含む堤体が長時間にわたって水没したことも悪影響を及ぼした可能性がある。

更に、再現解析によれば、天端付近で堤内側から堤外側へ約2m/sの流速が発生していましたことから、アスファルトが剥離・流出した後に、水没により弱体化した堤体の天端付近から堤体土が侵食・洗掘されたと推察される。また、図4.2.5からわかるように、大柿排水樋管のすぐ下流が山付き地形の竹林になっている。このため、樋管下流部では逆越流時の流速が上流部より低下し、上流部が決壊したと考えられる。

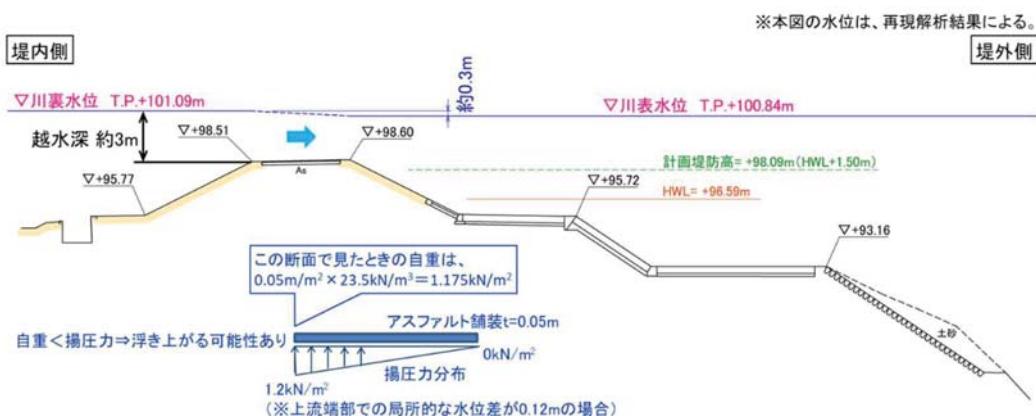


図4.2.10 舗装の浮き上がりの評価

#### 4.2.3 地形による流れの集中による影響

当該 2箇所が決壊した大きな理由として、地形特性が挙げられる。すなわち、決壊 2箇所はいずれも片側が山付き地形で、かつ氾濫ブロックの最下流部にあたっているため、水が集まりやすく、更に氾濫ブロック内で最も越流水深が大きく、越流時間も長く続いたと考えられる。

更に、決壊 2箇所における逆越流時の流向は、堤防に対して概ね直角の正面越流となっており、堤防に対して斜め越流となっている他箇所よりも流向が堤防に対して直角となるため、越流流速が大きくなるだけでなく、越流水が堤防天端を越えて激しく落ち込むため、越流の影響が大きくなつたと推定される。

※決壊箇所を含む下流側の堤防は、越流方向が堤防の直角方向となり、  
水位差が生じやすい。

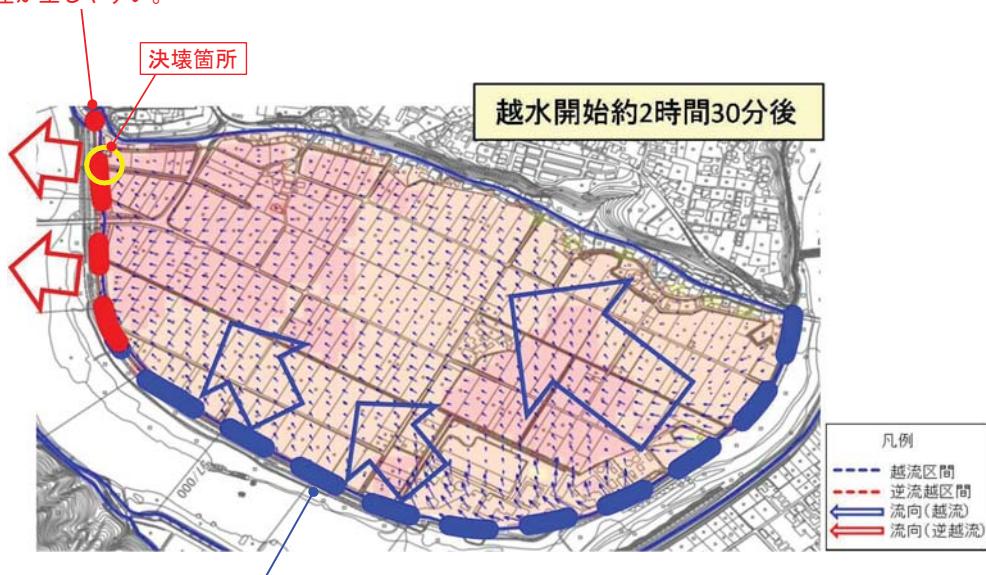


図 4.2.11 再現解析に基づく越流時の流向

#### 4.2.4 堤防表面の侵食

##### 1) トルク抵抗値

堤防表面には耐侵食性を確保するために、芝等の植生が植えられており、堤防の耐侵食性を評価する指標として、植生の土壤緊縛力（トルク抵抗値）がある。

トルク抵抗値は、トルク計を用いた調査により得られる。なお、トルク計は土壤表層の根毛量を簡易に測定するための装置として旧建設省土木研究所が開発した機材である。

調査では、トルク計を用いて 1 箇所当たり 5 回計測するものとし、詳細な調査方法は、以下に示すとおりである。

##### 【トルク抵抗値調査方法】

1. トルク計の設置箇所について、植生が密に繁茂している場合には、植物の地上部分がトルク値に影響を及ぼすことを防ぐために、剪定バサミなどを用いて刈り込みを行う（写真 I-2-5）。
2. トルク計を組み立てる。
3. 法面に対し垂直にトルク計を設置する（写真 I-2-6）。
4. トルク計の底版（内側固定円盤部底面：写真 I-2-7 参照）が地表面に接するまで足で踏みつけ、金属棒を差し込む（写真 I-2-8）。  
差し込み時に強く踏みつけると計測値に影響が出るため注意が必要である。
5. 手動にて計器中心部にあるネジを回転させ、最大トルク値を示す赤い指針（トルク計目盛）を 0 点に合わせる（写真 I-2-9）。
6. トルク計のハンドルをゆっくりと時計回りに回転させる。この時に外側回転円盤部が回転しトルク値が上昇する。  
回転時には計測値に影響が生じないように、トルク計を下部に押し付けないことが重要である。
7. 最大トルク値（赤い指針が示す値）を読み取る。
8. 3～7 を繰り返す。金属棒が礫や目串などにあたった場合は、トルク値が正常に計測できないことから、トルク計をずらして設置し再度計測を行う。

### 【トルク抵抗値調査方法】



写真 I-2-5 植生の刈り込み



写真 I-2-6 トルク計の設置  
(法面に対し垂直に設置)

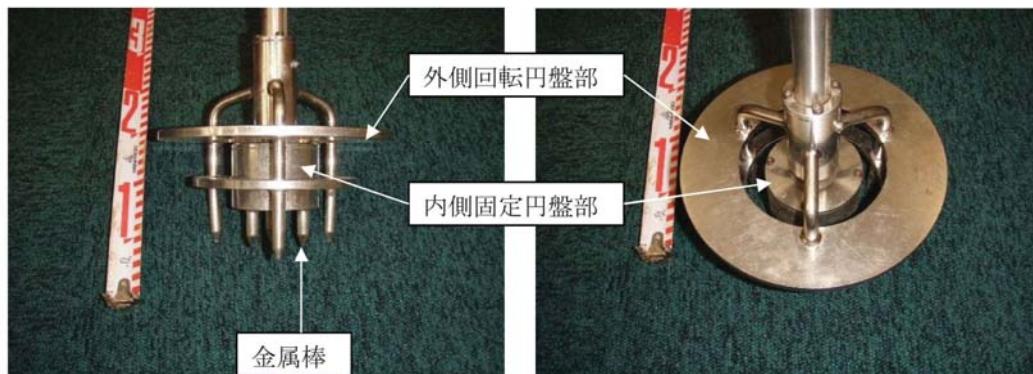


写真 I-2-7 トルク計先端部



写真 I-2-8 トルク計先端部設置状況



写真 I-2-9 トルク計目盛設定状況  
(0点合わせ)

出典) 九州の河川堤防における芝の施工と維持管理のガイドライン 平成30年3月 九州地方整備局

※図番号は引用図書の番号を示す。

## 2) トルク抵抗値測定結果

八久保排水樋管周辺の堤防表面の侵食に関して、令和2年9月15日から9月18日にかけて、図4.2.12に示す位置で堤防法面のトルク抵抗値を測定した。測定の結果は、図4.2.13に示すとおりであり、 $286\text{kgf}\cdot\text{cm}$ ～ $445\text{kgf}\cdot\text{cm}$ のトルク値が確認された。

この値は、「九州の河川堤防における芝の施工と維持管理ガイドライン（平成30年3月）九州地方整備局」の図1-2-3（管理値の目安  $300\text{kgf}\cdot\text{cm}$ 以上）によると、良好な状態を示している。

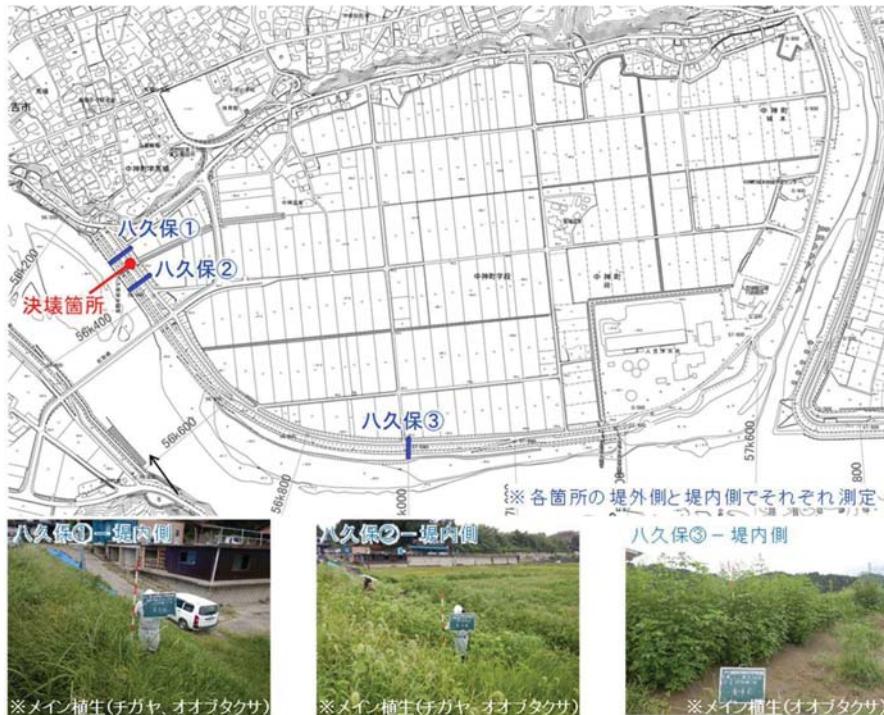


図4.2.12 測定箇所位置図と測定状況写真(八久保)

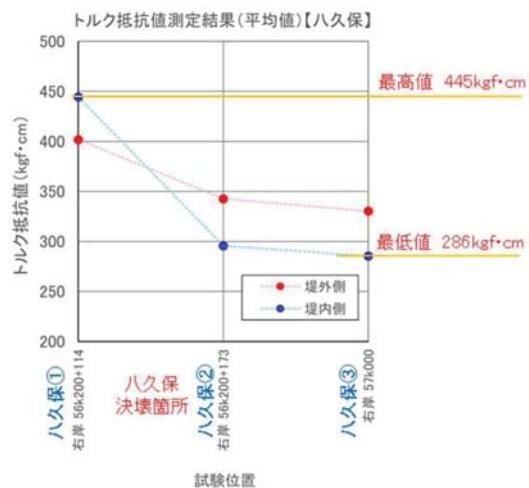


図4.2.13 トルク抵抗値測定結果(八久保)

同様に、大柿排水樋管周辺の堤防表面の侵食に関して、令和2年9月15日から9月18日にかけて、図4.2.14に示す位置で堤防法面のトルク抵抗値を測定した。測定の結果は、図4.2.15に示すとおりであり、269kgf/cm～412kgf/cmのトルク値が確認された。

この値は、「九州の河川堤防における芝の施工と維持管理ガイドライン（平成30年3月）九州地方整備局」の図1-2-3（管理値の目安 300kgf·cm以上）によると、良好な状態を示している。



図4.2.14 測定箇所位置図と測定状況写真(大柿)

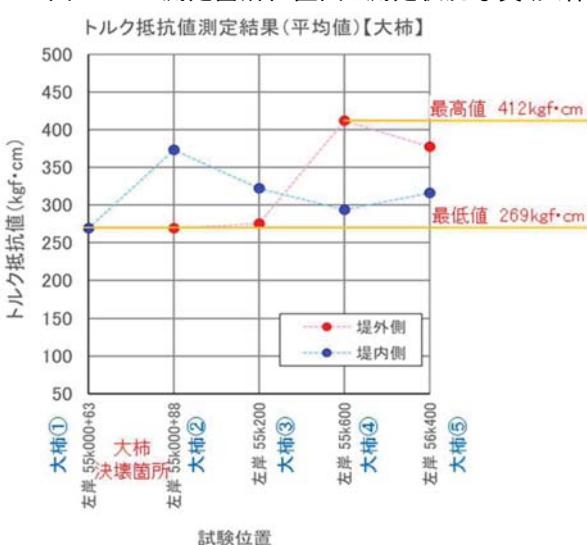


図4.2.15 トルク抵抗値測定結果(大柿)

トルク抵抗値の測定結果より、現地の堤防の法面は、ガイドラインにおける管理地の目安（300kgf·cm 以上）を満足する値となっており、堤防表面の侵食において弱点とはなっていなかったものと推定される。

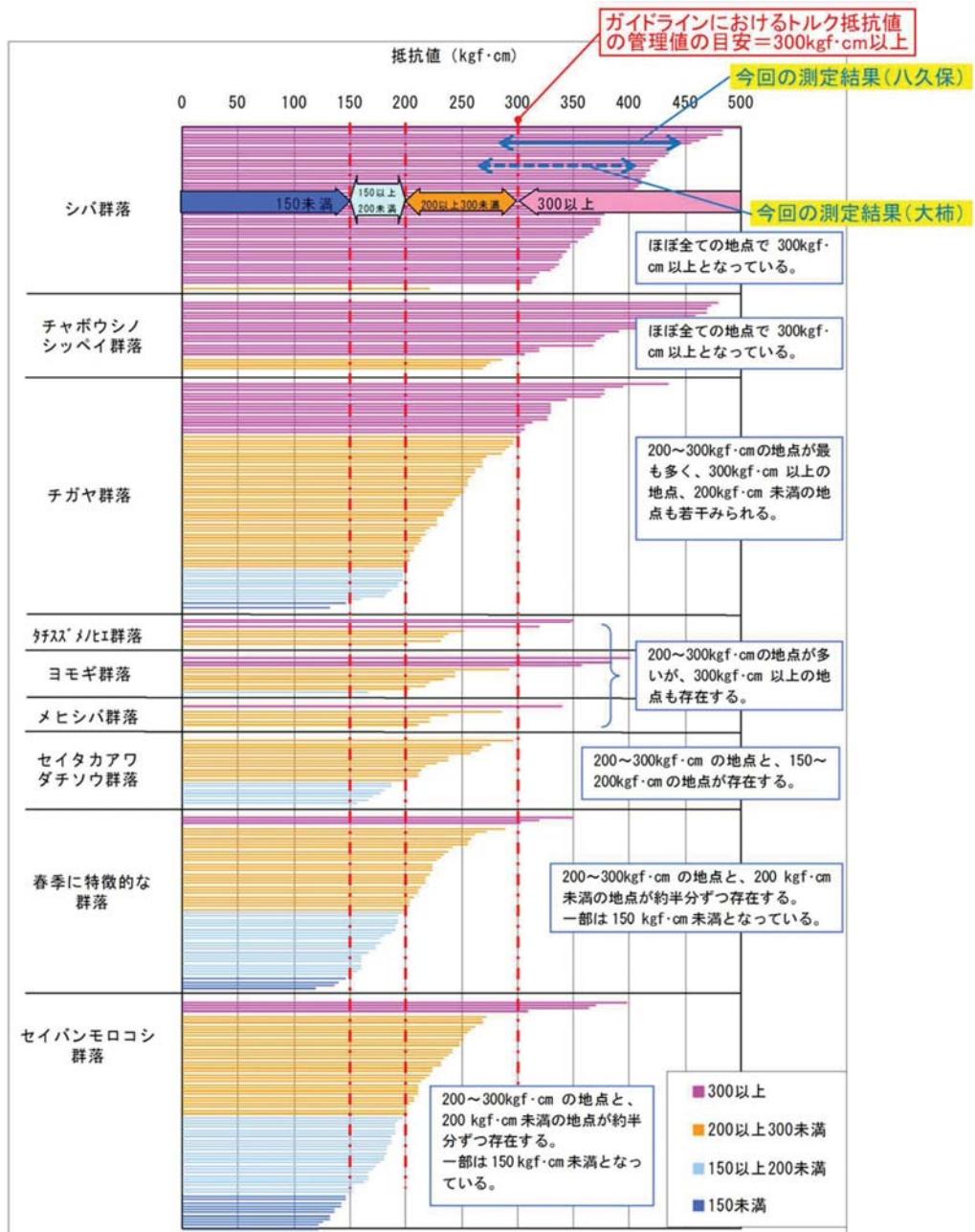


図 1-2-3 堤防法面における植物群落毎の土壤緊縛力調査結果

出典) 九州の河川堤防における芝の施工と維持管理ガイドライン 平成 30 年 3 月 九州地方整備局

※図番号は引用図書の番号を示す。

#### 4.2.5 水没した堤防の土質変化

##### 1) 設計外力を大きく超える洪水の影響

設計外力を大きく超える洪水により、長時間にわたって水没した状態にあった堤体が越流や浸透流に対してどのような挙動を示し、どのような影響を受けるかについては、知見や研究成果が非常に乏しい。堤体が長時間水没した場合に堤体が受ける影響について、今後知見や研究成果を蓄積していく必要がある。

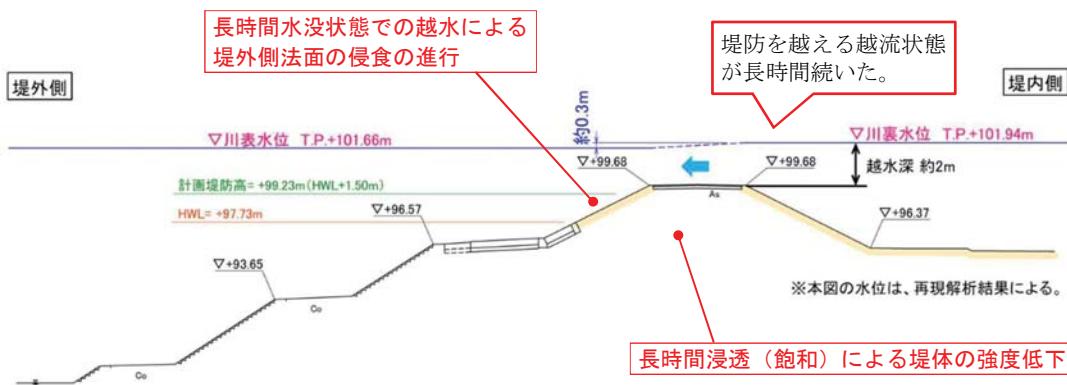


図 4.2.16 水没した堤防の土質変化

## 2) 既往の研究成果

既往の研究成果では、図 4.2.17、図 4.2.18 に示すように、飽和が進むと粘着力が低下することや湿潤状態となることで堤体侵食の進行が速くなることが報告されている。

決壊 2 箇所の堤防は、堤体が長時間水没したことにより堤体土の飽和度が高まり、そのことが堤防侵食速度に影響した可能性がある。

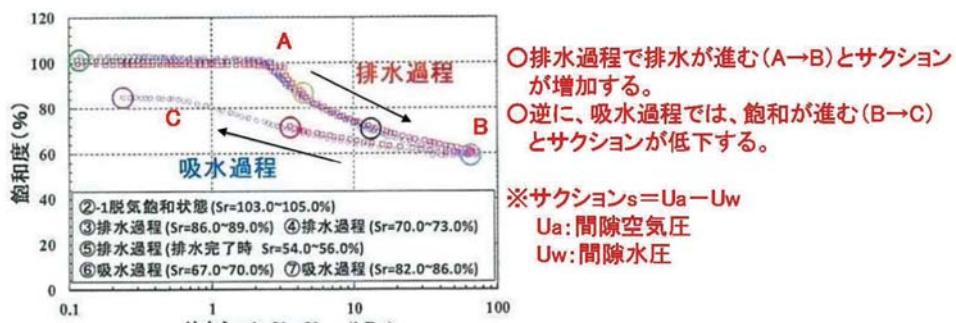


図-3 阿蘇里ぼくのSWCC

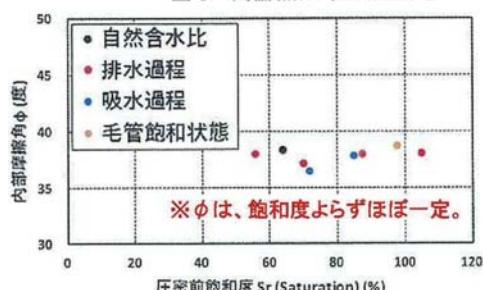


図-11 内部摩擦角-圧密前飽和度の関係

表4 一面せん断試験結果のまとめ

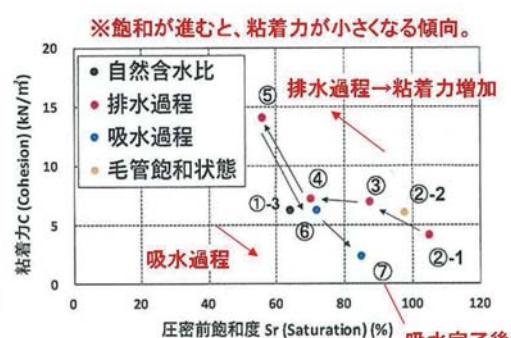


図-12 粘着力:圧密前飽和度の関係

	自然含水比			脱气饱和	毛管饱和
	①-1	①-2	①-3	②-1	②-2
压密前饱和度 Sr %	64.0	64.0	64.0	103~105	96~98
粘着力 C kN/m <sup>2</sup>	9.05	7.51	6.29	4.26	6.19
内部摩擦角 φ 度	36.88	37.67	38.32	38.11	38.67
	排水過程(不饱和)			吸水過程(不饱和)	
	③	④	⑤	⑥	⑦
压密前饱和度 Sr %	86~89	70~73	54~56	67~70	82~86
粘着力 C kN/m <sup>2</sup>	7.01	7.31	14.18	6.34	2.41
内部摩擦角 φ 度	37.98	37.19	37.97	36.39	37.76

図 4.2.17 排水・吸水過程におけるせん断強度の時系列変化

出典) 地盤工学会 (Vol.69, No.1, 2021) 「連続加圧型の保水性試験とそれを活かした排・吸水過程での不飽和火山灰質土の強度定数の評価」

(未上約)

[1] 同じ飽和では、排水過程(上図②→⑤)より吸水過程の方が粘着力が小さくなる傾向がある。

[2] 排水前の飽和状態に比べて(②と⑦の比較)、吸水完了後は、飽和度が低いにも関わらず粘着力が小さい。

## 越流侵食実験の結果

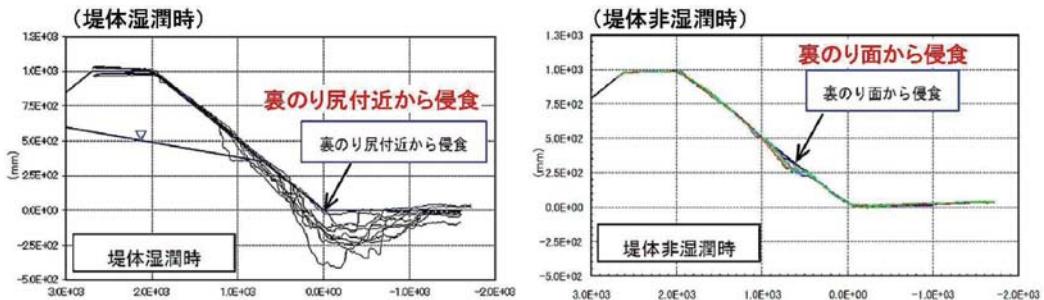


図7 通水2分後の侵食形状の比較（実験結果重ね合わせ）

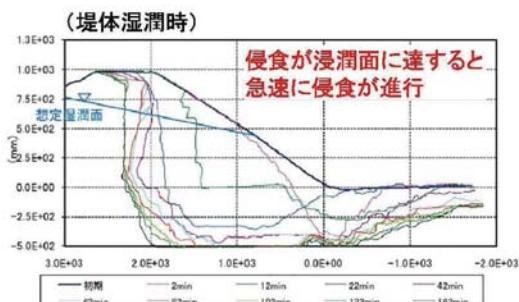


図5 越流侵食形状（堤体湿潤時）

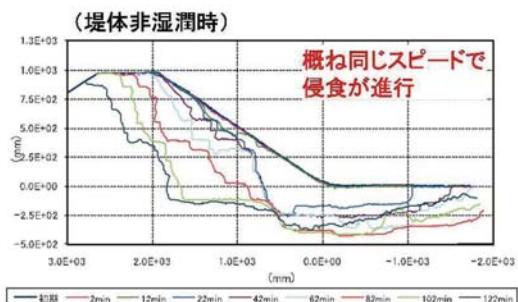


図6 越流侵食形状（堤体非湿潤時）

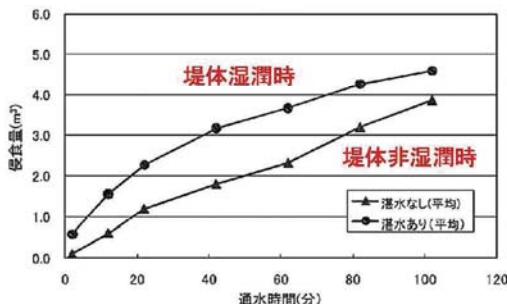


図8 通水時間と侵食量の関係

○堤体湿潤時の方が、侵食量が多い。  
○堤体湿潤時の方が、侵食の進行が速い。



「湿潤(飽和)状態の堤体は、非湿潤(不飽和)状態よりも侵食しやすく、侵食量が多くなる。」

図4.2.18 堤体内浸潤状態の違いによる越流侵食への影響

出典) 日本自然災害学会誌論文 堤体飽和度に着目した堤防の越流侵食のメカニズムに関する研究

#### 4.2.6 越水による決壊の可能性の検討結果

越水による決壊の可能性について、検討結果を表 4.2.1 に整理する。

表 4.2.1 越水による決壊の可能性の検討結果

項目	可能性の検討結果
舗装の流失	<ul style="list-style-type: none"> <li>・決壊 2箇所とも、堤防天端のアスファルト舗装の残骸は、全て堤外側へ流出しており、逆越流時に飛散したものと推定される。</li> <li>・決壊 2箇所とも、平成 30 年度に緩み対策として堤体材料の置き換え工事が実施されており、堤防開削に伴い、天端舗装の復旧が行われている。</li> <li>・天端舗装の復旧箇所と舗装流出箇所は、ほぼ合致している。</li> </ul>
舗装の浮き上がり	<ul style="list-style-type: none"> <li>・再現解析の結果から、決壊 2箇所の逆越流時の水位差は 0.2~0.3m 程度と推定され、自重を上回る揚圧力が作用したと推定される。</li> <li>・特に、打ち継ぎ目がある箇所が弱点となった可能性がある。</li> <li>・再現解析では、堤防天端付近で約 2m/s の流速が発生しており、舗装が剥離した後、長時間の水没により弱体化した堤防天端付近から堤体土が侵食された可能性がある。</li> <li>・急速に堤防が水没した場合、堤体全面から水が浸透し、逃げ場を失った堤体土中の空気が上方へ移動することで、天端舗装を押し上げることが想定される。</li> </ul>
地形による流れの集中による影響	<ul style="list-style-type: none"> <li>・決壊 2箇所は、氾濫ブロックの最下流部にあたり水が集中しやすく、氾濫ブロック内でも越流水深、越流時間が最も大きい。</li> <li>・決壊 2箇所は、堤防の向きと逆越流時の流向は、正面越流に近いのに対し、他の箇所では、堤防に対し斜め越流となっていたものと推定される。</li> <li>・2 箇所の決壊には逆越流時の流向の違いが影響した可能性がある。</li> </ul>
堤防表面の侵食	<ul style="list-style-type: none"> <li>・トルク抵抗値の測定結果、九地整管内の過去の調査結果と比べても良好な状態であることが確認された。</li> <li>・管理値の目安 <math>300 \text{ kgf}\cdot\text{cm}</math> 程度以上 右岸 56.4k (八久保) …… 286~445kgf·cm 左岸 55.0k (大柿) …… 269~412 kgf·cm</li> <li>・以上より、堤防表面の侵食においては弱点となっていなかったものと推定される。</li> </ul>
水没した堤防の土質変化	<ul style="list-style-type: none"> <li>・設計外力を大きく超える洪水により長時間にわたって水没した堤体の挙動や強度に関しては、現時点では知見や研究成果が乏しく、その影響の検討は困難である。</li> <li>・今回の出水では、長時間の水没により弱体化した堤防に複合的な外力（越流や浸透流）が作用したことが決壊原因となった可能性も考えられる。</li> </ul>

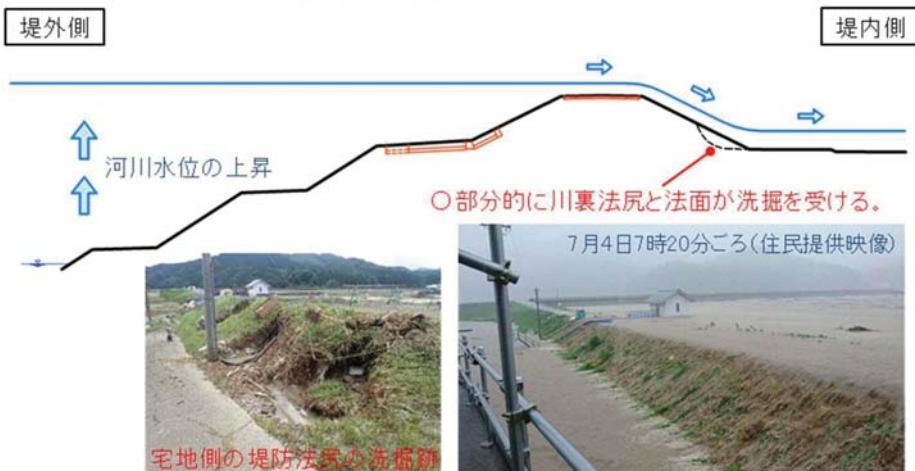
※堤体内の空気の影響は「4.3 浸透による決壊の可能性の検討」にて検討する。

#### 4.2.7 堤防決壊のプロセス

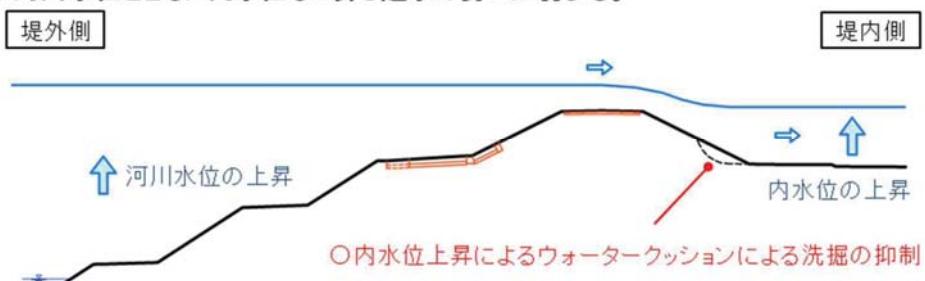
越水による堤防決壊のプロセスは、以下のように推察される。

なお、図 4.2.19 に示した図は 56.4k のものであるが、55.0k についても表 4.2.1 に示した検討結果が当てはまるため、決壊プロセスは同様と推察される。

##### ① 河川水位の上昇により堤防を越水し始める。



##### ② 河川水位とともに内水位も上昇し越水の勢いが弱まる。



##### ③ 内水が更に上昇し、決壊箇所付近では長時間(6時間程度)の逆越流状態が続く。

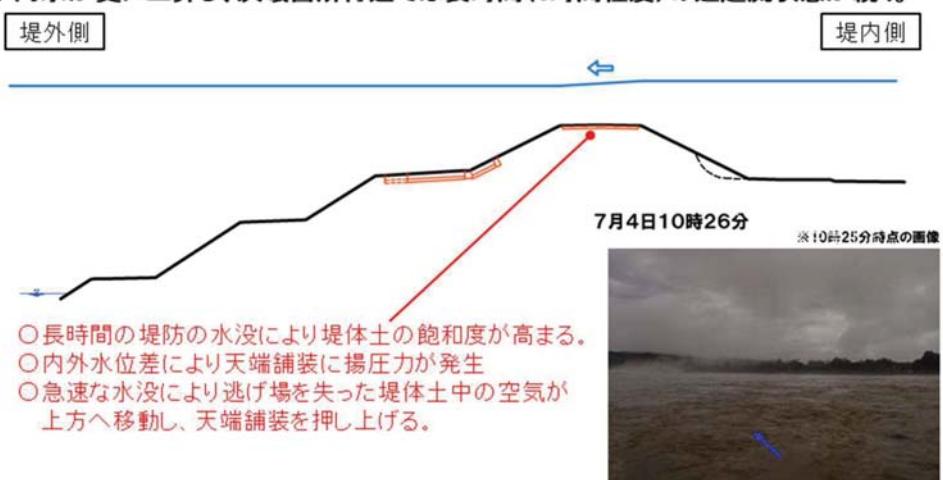
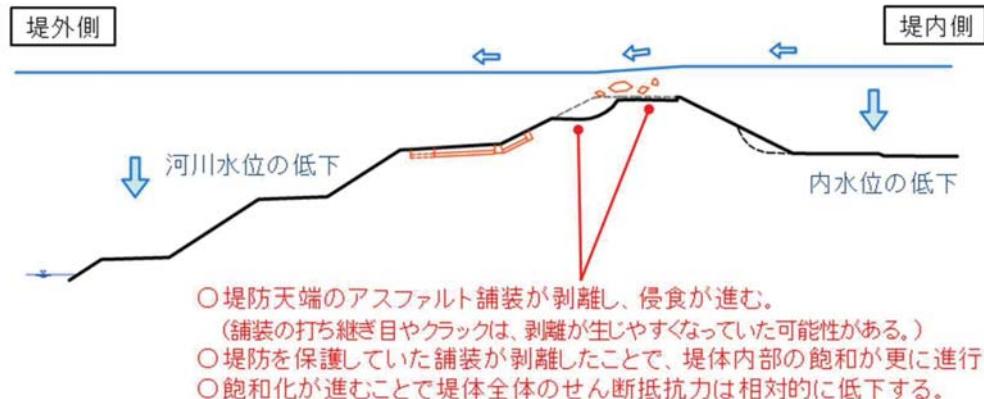
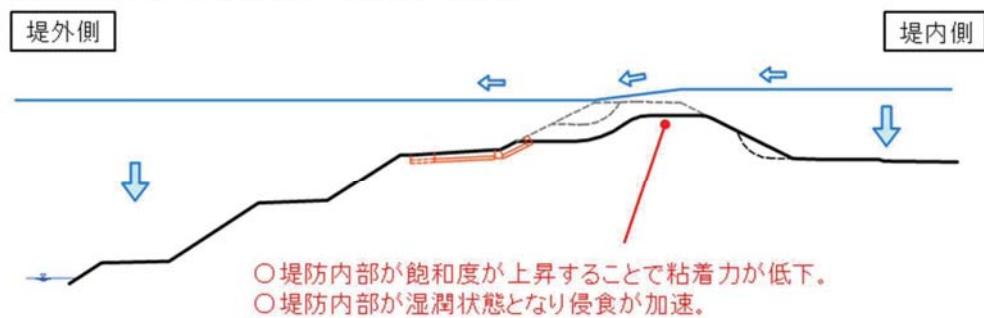


図 4.2.19(1) 越水による堤防決壊のプロセス(1/2)

**④ 堤防天端のアスファルト舗装が剥離。**



**⑤ 堤防内部が飽和することで侵食が加速。**



**⑥ 堤防が決壊。**



図 4.2.19(2) 越水による堤防決壊のプロセス(2/2)

## 4.3 浸透による決壊の可能性の検討

### 4.3.1 検討の考え方

ここでは、決壊箇所において今回実施した地質調査結果や今次出水の降雨データ、水理解析結果等をもとに、堤防の浸透流解析を行い、浸透による決壊の可能性について検討した。

なお、浸透流解析による安全性照査の基本的な考え方は、「河川堤防の構造検討の手引き（改定版）平成24年2月 財団法人国土技術研究センター（以下、手引きと言う）」によるものとする。

今回の出水では、堤体が長時間にわたって水没しており、既存の研究では、飽和の進行に伴い、土質変化が生じることが報告されているが、本解析での再現は困難であるため考慮していない。

また、樋管等のコンクリート構造物と土との接触面では、浸透しやすくなるが、同様に本解析での再現は困難であるため、考慮していない。

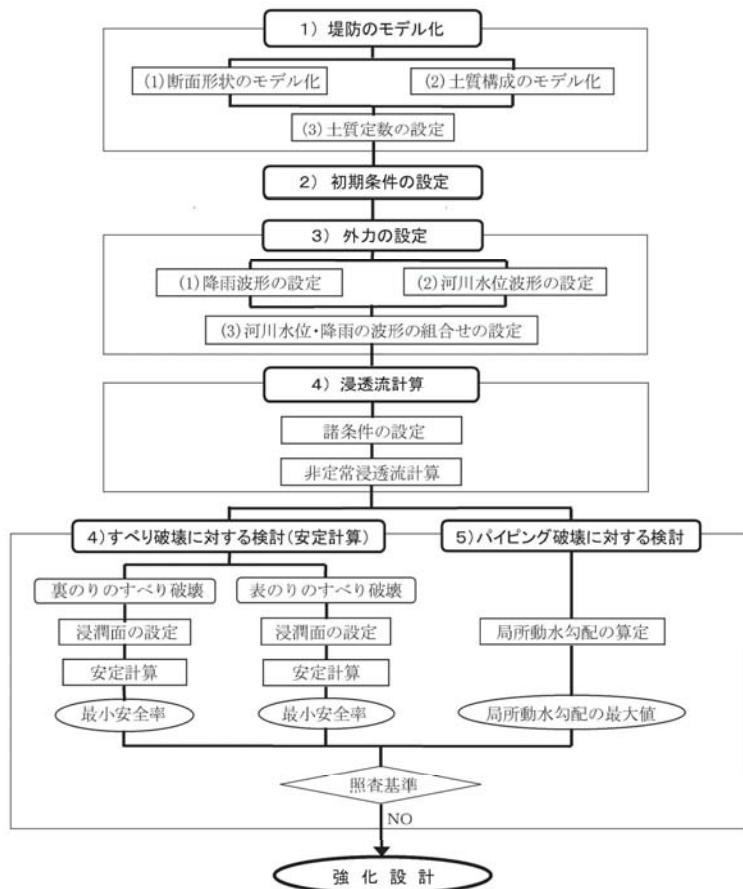


図 4.3.1 浸透に対する安全性照査の手順

出典) 河川堤防の構造検討の手引き (改定版) 平成24年2月 財団法人国土技術研究センター P49

#### 4.3.2 堤防のモデル化

##### 1) 断面形状および土質構成のモデル化

モデル化する範囲は、「手引き（P50）」に従い、以下の通りとする。

なお、地表面の形状は、地形測量図（H30 河川維持管理工事）によるものとし、土質構成は、今回実施した地質調査結果によるものとする。

- ・堤外側：平常時に河川水が存在する範囲まで（但し、100m 以内）
- ・堤内側：河川や水路等の水位条件が把握されている箇所（水位一定境界）もしくは裏法尻から堤防高さの 10 倍程度
- ・深さ方向：基礎地盤の上面から 10m 程度の範囲  
但し、透水性地盤ではその下限までを原則とする。  
※透水性地盤が厚い場合には、地下水面から水位変動量（計画高水位－地下水位または平水位）の 3～6 倍、最大 20m 程度までを目安とする。

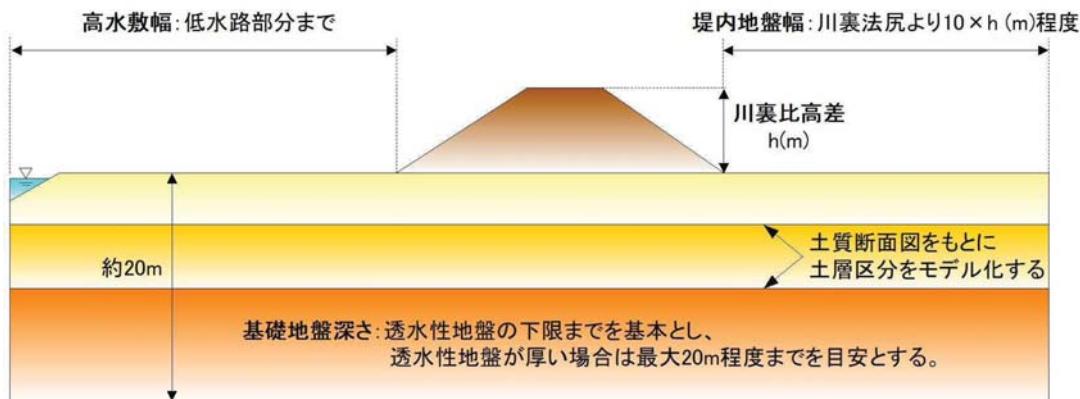


図 4.3.2 モデル化の範囲

56.4k 右岸において、堤防のモデル化を行う解析断面の位置と検討断面をそれぞれ図4.3.3(1)と図4.3.3(2)に示す。

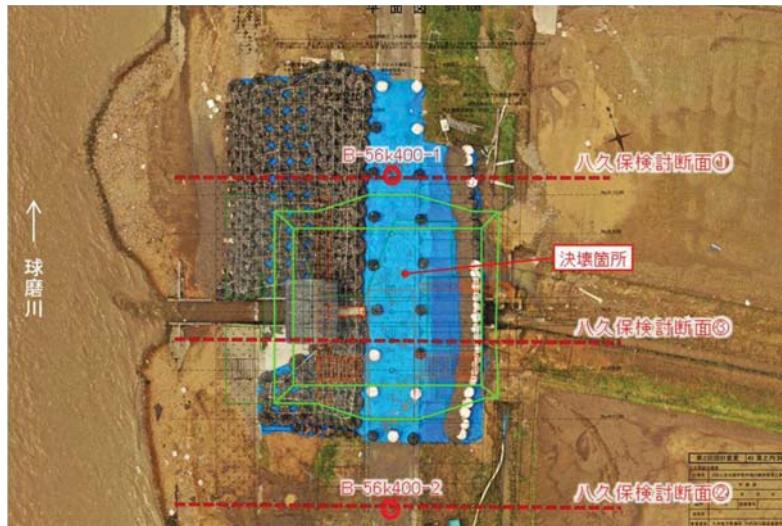


図 4.3.3(1) 解析断面位置図(八久保排水樋管)

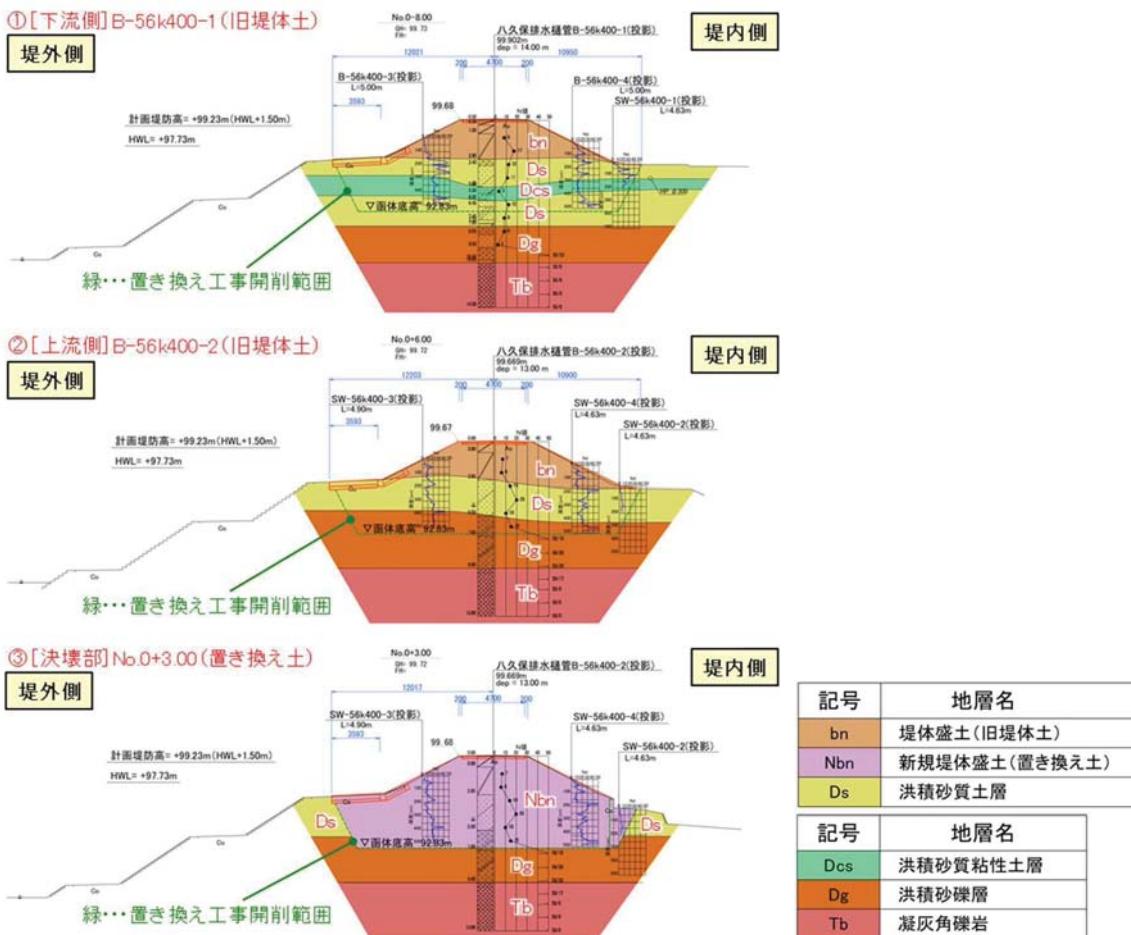


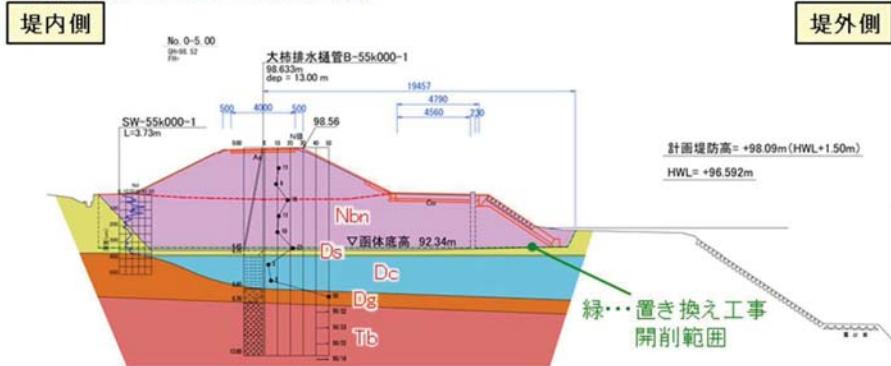
図 4.3.3(2) 検討断面と土質構成(八久保排水樋管)

55.0k 左岸において、堤防のモデル化を行う解析断面の位置と検討断面をそれぞれ図4.3.4(1)と図4.3.4(2)に示す。



図 4.3.4(1) 解析断面位置図(大柿排水樋管)

①[下流側] B-55k000-1(置き換え土)



②[上流側] B-55k000-2(旧堤体土)

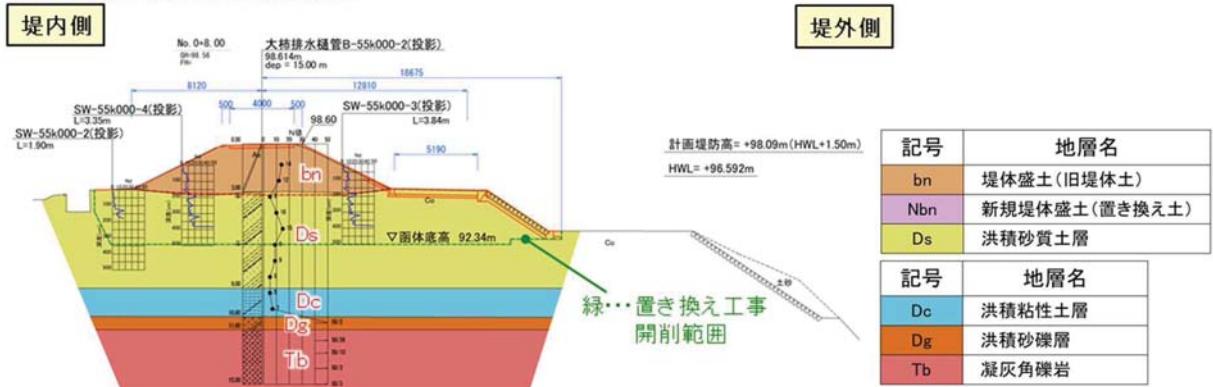


図 4.3.4(2) 検討断面と土質構成(大柿排水樋管)

## 2) 土質定数の設定

土質定数は、基本的に今回実施した地質調査結果を用いるものとし、試験値がないものについては「手引き」等を参考に設定する。今回解析に用いるために設定した土質定数を表 4.3.3 に示す。

浸透流解析において設定が必要な土質定数とその目安値をそれぞれ表 4.3.1 と表 4.3.2 に示す。

表 4.3.1 浸透に対する堤防の安全性確認に必要な土質定数

必要な土質定数		用 途	備 考	
飽和透水係数 $k_s$		非 定 常 浸透流計算	現場および室内での透水試験結果にもとづいて設定する	
不 鮫 和 浸透特性	比透水係数 $\theta \sim k_r$		体積含水率 $\theta$ と比透水係数 $k_r$ (不飽和透水係数/飽和透水係数)の関係、および体積含水率 $\theta$ と負の圧力水頭 $\gamma$ の関係(水分特性曲線)を示すもので、実際に求める場合には特別な試験が必要で、本手引きでは原則として後出の図 4.3.5 および図 4.3.6 に設定される不飽和浸透特性を利用することとする	
湿潤密度 $\rho_t$		安 定 計 算 <sup>(注)</sup>	原則として室内試験結果にもとづいて設定する	
粘 着 力 $c$			粘性土については CU 試験または UU 試験の結果に基づいて設定する。 砂質土については CUB 試験、CD 試験または CU 試験の結果にもとづいて設定する	
内部摩擦角 $\phi$				

注) 安定計算は一般全応力法にもとづいて実施

出典) 河川堤防の構造検討の手引き(改定版) 平成 24 年 2 月 財團法人国土技術研究センター P50

表 4.3.2 強化工法に用いる材料の土質定数の目安値

材 料	浸透流計算に必要な定数		安定計算に必要な定数		
	飽和透水係数 $k_s$ (cm/sec)	比透水係数 $S_r$ (1/m)	密 度 $\rho_t$ (t/m <sup>3</sup> )	粘着力 $c$ (tf/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 $\phi$ (°)
土質 材料	砂質土	$1 \times 10^{-3}$	$1 \times 10^{-4}$	実際に用いる材料に応じて設定する。	40
	粘性土	$1 \times 10^{-5}$	$1 \times 10^{-3}$		
碎 石	$1 \times 10^{-1}$	$1 \times 10^{-4}$	2.0	0.1	
アスファルト	$1 \times 10^{-5}$	$1 \times 10^{-3}$	安定計算では考慮しない(強度を見込まない)		
遮水シート	$1 \times 10^{-8}$	$1 \times 10^{-3}$			
鋼 矢 板	$1 \times 10^{-7}$	$1 \times 10^{-3}$			

注1) 遮水シート、鋼矢板の飽和透水係数はそれぞれ厚さ1mm、1cmに対するものであり、計算では表 4.3.4 に示すようにモデルの厚さに応じて設定する必要がある。

注2) 碎石の飽和透水係数はフィルター材料を含めた値

出典) 河川堤防の構造検討の手引き(改定版) 平成 24 年 2 月 財團法人国土技術研究センター P70

### 3) 堤防のモデル化結果

断面形状および土質構成のモデル化、ならびに土質定数の設定結果を以下に整理する。

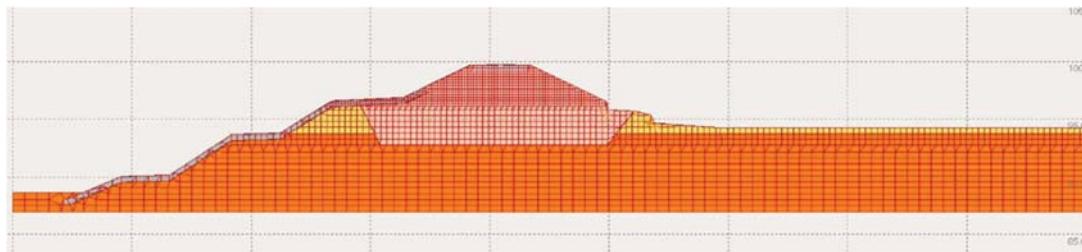


図 4.3.5 土質構成のモデル化

表 4.3.3 各地層の設定定数一覧

No.	対象	地層区分		分類		設定定数						コメント		
		地層名	記号	名称	記号	粘着力 C [kN/m <sup>2</sup> ]	内部摩擦角 φ [°]	湿潤単位 体積重量 γ <sub>T</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	飽和単位 体積重量 γ <sub>SAT</sub> [kN/m <sup>3</sup> ]	飽和透水 係数 k [m/s]	比貯留 係数 S <sub>s</sub> [t/m]			
①	八久保下流 B-56k400-1 【旧堤体土】	旧堤体土	bn	細粒分質砂質土	GFS	1	41.9	21.5	21.6	8.51E-06	1.00E-04	砂質土・砂質土		
		洪積砂質土層	Ds	細粒分質砂質土	SFG	0	33.3	20.6	20.7	2.91E-08	1.00E-04	細粒分の多い砂質土		
		洪積砂質粘性土層	Dcs	-	-	18.8	0	15	16	1.00E-07	1.00E-03	粘性土	土質試験なし	
		洪積砂質土層	Ds	-	-	0	31.6	16	17	2.91E-08	1.00E-04	砂質土・砂質土	土質試験なし、kは上位D <sub>s</sub> と同じ値	
②	八久保上流 B-56k400-2 【旧堤体土】	旧堤体土	bn	細粒分質砂質土	GFS	4.9	33.35	19.8	20.0	4.13E-08	1.00E-04	砂質土・砂質土		
		洪積砂質土層	Ds	細粒分質砂質土	SFG	0	34.3	20.4	20.5	2.86E-08	1.00E-04	細粒分の多い砂質土		
		洪積砂疊層	Dg	細粒分混じり砂質土	GS-F	0	36.8	20	21	7.77E-04	1.00E-04	砂質土・砂質土		
③	八久保決壊部 No.0+3.00 【置き換え土】	置き換え土	Nbn	細粒分砂混じり砂 細粒分混じり砂質土	G-FS GS-F	1	39.3	21.3	21.7	4.50E-05	1.00E-04	砂質土・砂質土	値は大特B-55k000-1 の盛土	
①	大特下流 B-55k000-1 【置き換え土】	置き換え土	Nbn	細粒分砂混じり砂 細粒分混じり砂質土	G-FS GS-F	1	39.3	21.3	21.7	4.50E-05	1.00E-04	砂質土・砂質土		
		洪積砂質土層	Ds	細粒分質砂質土	SFG	0	30.1	17	18	1.22E-07	1.00E-04	細粒分の多い砂質土		
		洪積粘性土層	Dc	砂疊混じりシルト	ML-SG	25.0	0	14	15	1.00E-07	1.00E-03	粘性土		
		洪積砂疊層	Dg	細粒分混じり砂質土	GS-F	0	38.5	20	21	4.63E-05	1.00E-04	砂質土・砂質土		
②	大特上流 B-55k000-2 【旧堤体土】	旧堤体土	bn	細粒分質砂質土	SFG	15.6	33.89	21.0	21.3	4.35E-06	1.00E-04	細粒分の多い砂質土		
		洪積砂質土層	Ds	細粒分質砂質土	GFS	0	30.7	21.4	21.5	6.43E-07	1.00E-04	細粒分の多い砂質土		
		洪積粘性土層	Dc	-	-	37.5	0	16	17	1.00E-07	1.00E-03	粘性土	土質試験なし	
アスファルト		As	-	-	置き換え土又は旧堤体土と同様						1.00E-07	1.00E-03	粘性土	
コンクリート		Co	-	-							1.00E-07	1.00E-03	粘性土	

:基準等による推定値

(参考) 今回実施された地質調査内容

分類	試験	
物理試験	粒度試験	
	土粒子の密度試験	
	含水比試験	
	液性限界、塑性限界試験	
	湿潤密度試験	
力学試験	せん断試験	三軸圧縮試験

#### 4.3.3 降雨波形の設定

堤防への降雨の浸透は、堤体内の浸潤面を上昇させる原因となり、降雨量は、非定常浸透流計算の条件として必要なものである。

##### 1) 降雨量

降雨量は、本解析では近傍観測所におけるデータを用いる。

今次出水の実績総降雨量 : 419mm → 420mm ※気象庁人吉雨量観測所 ※丸めて用いる。

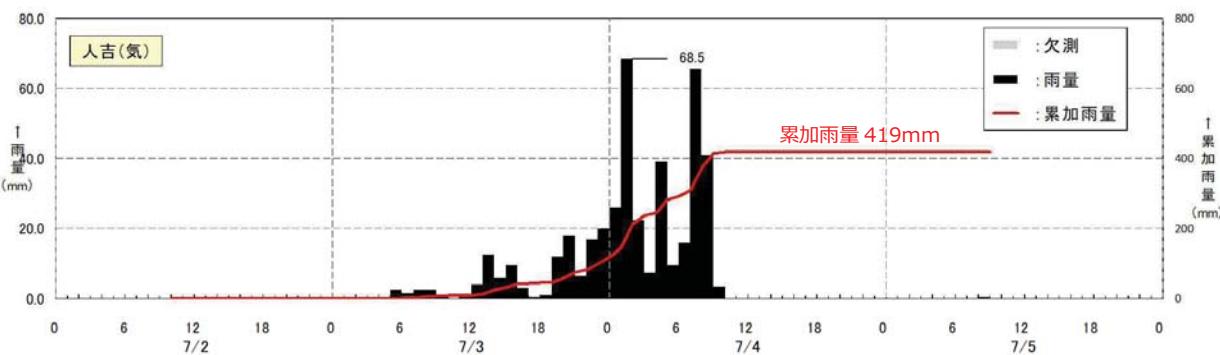


図 4.3.6 令和 2 年 7 月 4 日洪水ハイエトグラフ（気象庁人吉雨量観測所）

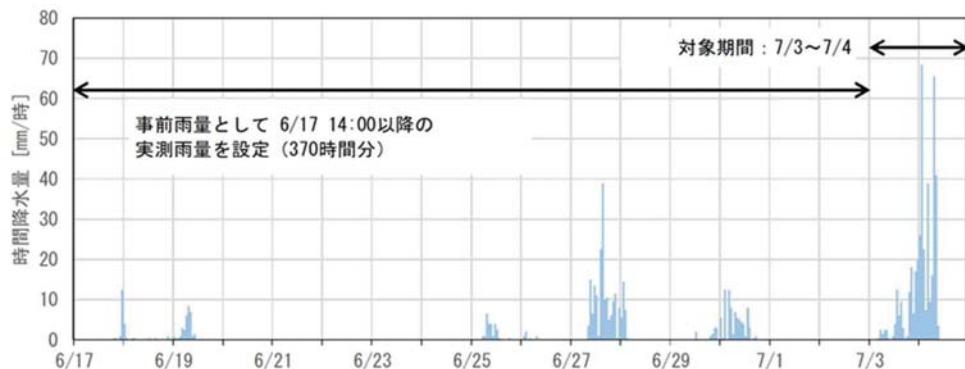


図 4.3.7 令和 2 年 6 月 17 日からの洪水ハイエトグラフ（気象庁人吉雨量観測所）

#### 4.3.4 河川水位波形の設定

浸透流解析では、原則として非定常状態の河川水位を用いて安全性を照査することとし、以下の通り河川水位波形を設定する。

##### 1) 設定の考え方

河川水位波形は、今次出水における状況を再現するため、再現解析結果による決壊地点の水位波形を用いる。

##### 2) 今次出水の水位波形

再現解析から得られた今次出水の内外水位波形を図 4.3.8 に示す。

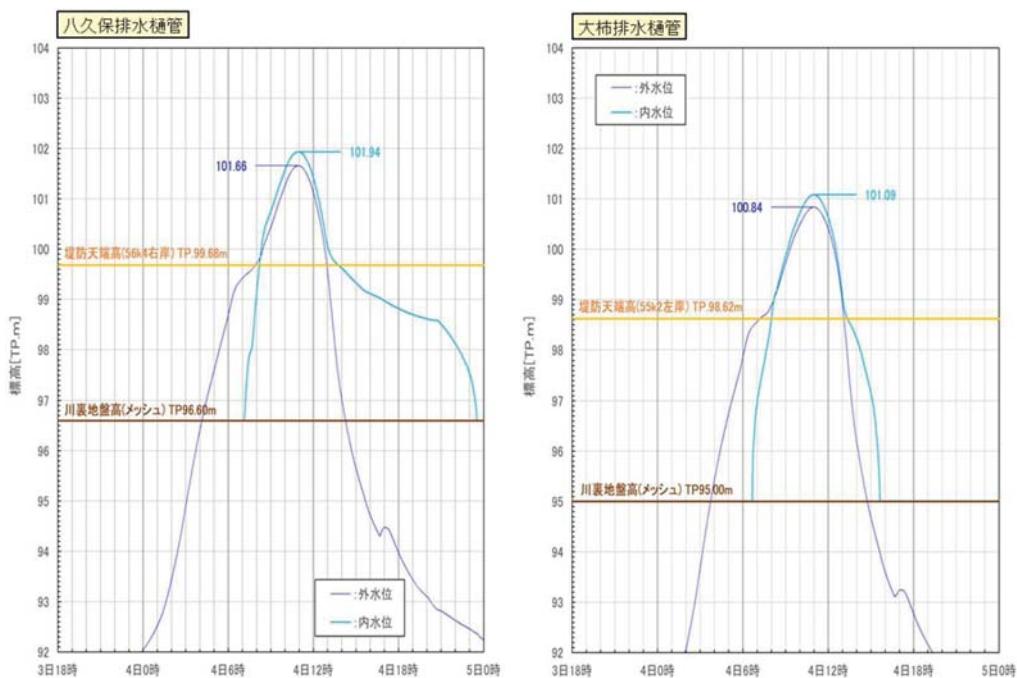


図 4.3.8 今次出水外水位ハイドログラフ

※本図は、堤防決壊箇所における再現解析（3.5 出水時の再現解析）の結果による。

### 3) 浸透流解析に用いた水位波形

再現解析における今次出水の内外水位波形をもとに、浸透流解析用に以下の二つの波形を設定した。八久保排水樋管と大柿排水樋管の内外水位波形をそれぞれ図 4.3.9(1)と図 4.3.9(2)に示す。

波形その1：今次出水による再現解析波形

波形その2：再現波形を計画高水位で打ち切り、内水位の上昇を考慮しない波形

※波形その2では、河川水位が上昇し、堤内側が湛水していない状態で、堤防川裏法

尻のパイピング（局所動水勾配）が最も厳しくなる状態を想定した。

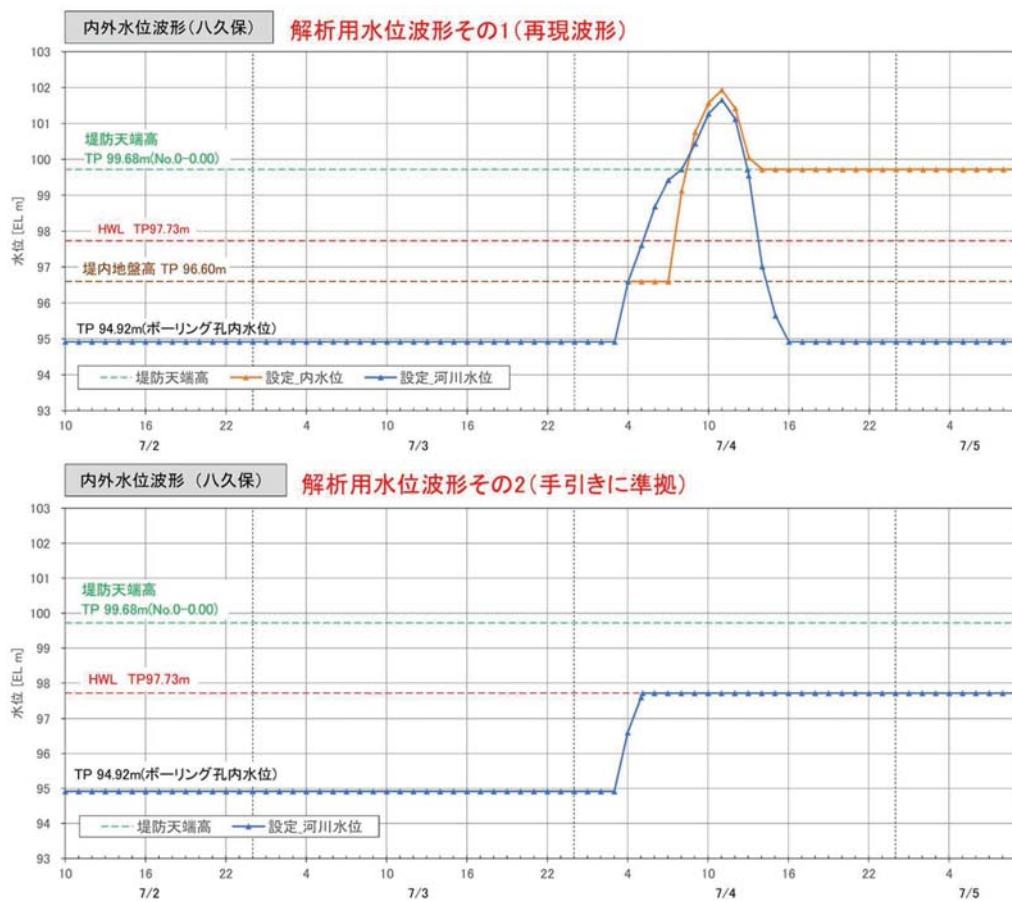


図 4.3.9(1) 浸透流解析用波形(八久保排水樋管)

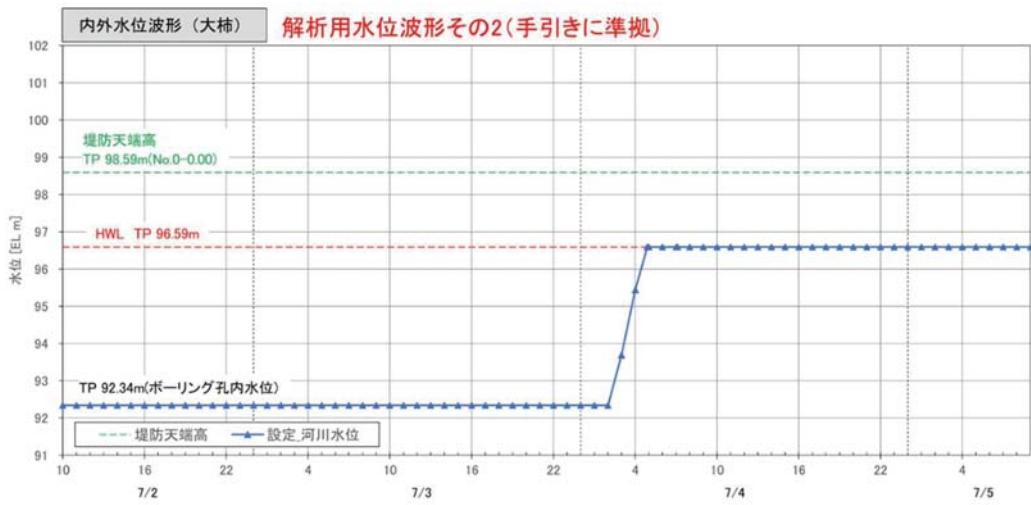
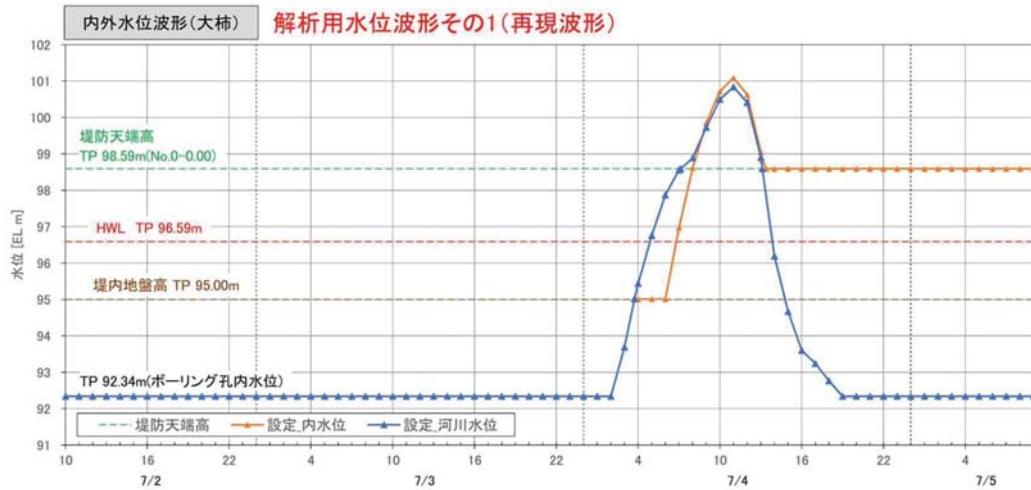


図 4.3.9(2) 浸透流解析用波形(大柿排水樋管)

### 4.3.5 浸透流解析結果

#### 1) 球磨川右岸 56.4k 付近 (八久保排水樋管)

浸透流解析を行った結果を表 4.3.4 と図 4.3.10(1)～(3)に示す。

解析を行った 3 つの内外水位の条件は、内外水位の関係から堤体の安定上厳しくなる状態を選定した。

- ・ 内外水位の条件(1)：河川水位が堤防天端高に達した時（波形その 1：内水位を考慮する場合）
- ・ 内外水位の条件(2)：減水時（波形その 1：内水位を考慮する場合）
- ・ 内外水位の条件(3)：河川水位が計画高水位に達した時（波形その 2：内水位を考慮しない場合）

解析を実施した旧堤体土の断面および置き換え土の想定断面は、どちらも安全性の照査基準（すべり破壊、パイピング破壊）を満足する結果となった。

ただし、長時間水没した堤体土は、強度が低下していた可能性があるが、本解析では考慮できていない。

表 4.3.4 浸透解析結果一覧

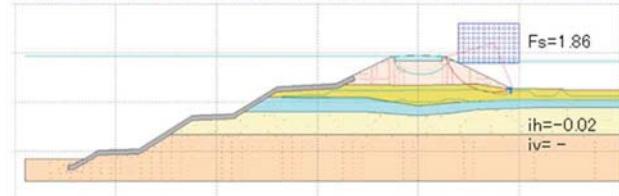
No.	対象	波形その1				波形その2			
		内外水位の条件(1)		内外水位の条件(2)		内外水位の条件(3)			
		最小安全率 【川裏】 (Fs>1.00)	局所動水勾配 (i<0.5)	最小安全率 【川裏】 (Fs>1.00)	局所動水勾配 (i<0.5)	最小安全率 【川裏】 (Fs>1.00)	局所動水勾配 (i<0.5)	水平 ih	鉛直 iv
①	八久保下流 B-56k400-1 【旧堤体土】	1.86	-0.02	なし		1.97	1.74	0.47	なし
②	八久保上流 B-56k400-2 【旧堤体土】	2.66		なし		2.59	2.24		なし
③	八久保決壊部 No. 0+3.00 【置き換え土】	2.01	-0.11	-0.13		1.42	1.64	0.30	0.17

内外水位の条件(1)：河川水位が堤防天端高に達した時（波形その1：内水位を考慮する場合）  
 内外水位の条件(2)：減水時（波形その1）  
 内外水位の条件(3)：河川水位が計画高水位に達した時（波形その2：内水位を考慮しない場合）

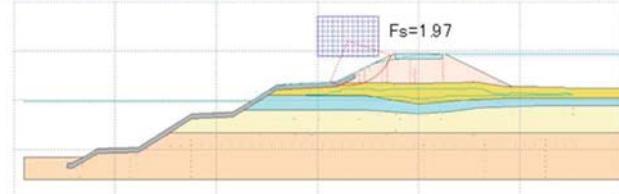
※ 局所動水勾配について。  
 (1) 不飽和状態の場合はなし。  
 (2) 正の値は浸出、負の値は浸透を示す。

### 八久保検討断面① [下流側] B-56k400-1(旧堤体土)

内外水位の条件(1):川表水位=堤防高、川裏水位=内水位考慮



内外水位の条件(2):減水時(川表水位=低下、川裏水位=堤防天端高)



内外水位の条件(3):川表水位=HWL、川裏水位=内水位考慮しない

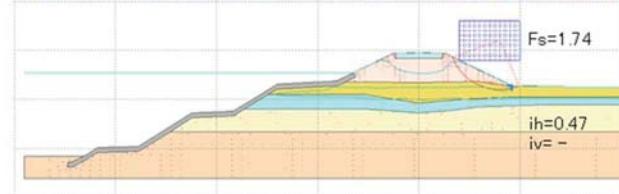
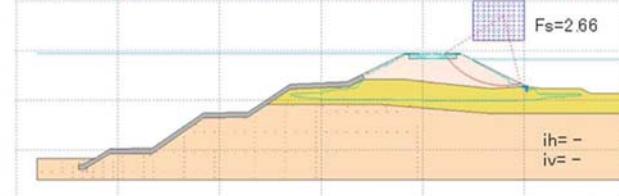


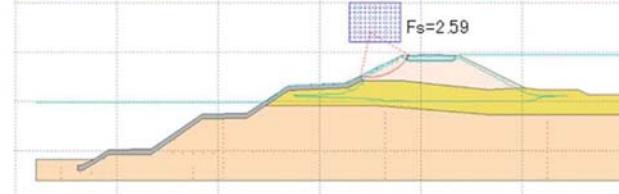
図 4.3.10(1) 浸透流解析の検討断面①

### 八久保検討断面② [上流側] B-56k400-2(旧堤体土)

内外水位の条件(1):川表水位=堤防高、川裏水位=内水位考慮



内外水位の条件(2):減水時(川表水位=低下、川裏水位=堤防天端高)



内外水位の条件(3):川表水位=HWL、川裏水位=内水位考慮しない

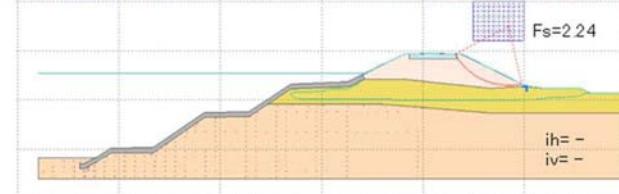
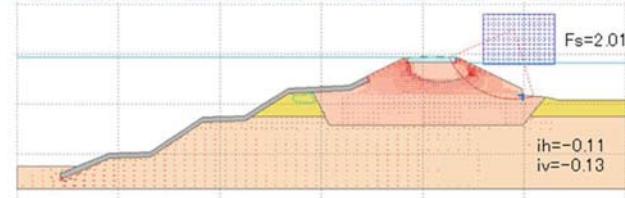


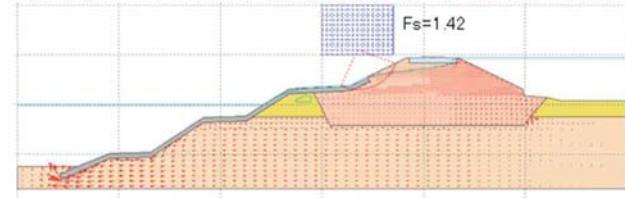
図 4.3.10(2) 浸透流解析の検討断面②

八久保検討断面③ [決壊部] No.0+3.00(置き換え土)

内外水位の条件(1): 川表水位 = 堤防高、川裏水位 = 内水位考慮



内外水位の条件(2): 減水時(川表水位 = 低下、川裏水位 = 堤防天端高)



内外水位の条件(3): 川表水位 = HML、川裏水位 = 内水位考慮しない

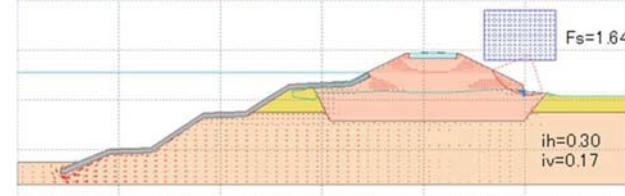


図 4.3.10(3) 浸透流解析の検討断面③

## 2) 球磨川左岸 55.0k 付近 (大柿排水樋管)

浸透流解析を行った結果を表 4.3.5 と図 4.3.11(1)~(2)に示す。

解析を行った 3 つの内外水位の条件は、内外水位の関係から堤体の安定上厳しくなる状態を選定した。

- ・ 内外水位の条件(1)：河川水位が堤防天端高に達した時（波形その 1：内水位を考慮する場合）
- ・ 内外水位の条件(2)：減水時（波形その 1：内水位を考慮する場合）
- ・ 内外水位の条件(3)：河川水位が計画高水位に達した時（波形その 2：内水位を考慮しない場合）

解析を実施した旧堤体土断面および置き換え土断面は、どちらも安全性の照査基準（すべり破壊、パイピング破壊）を満足する結果となった。

ただし、長時間水没した堤体土は、強度が低下していた可能性があるが、本解析では考慮できていない。

表 4.3.5 浸透流解析結果一覧

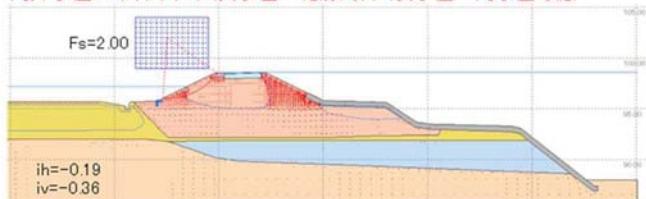
No.	対象	波形その1				波形その2			
		内外水位の条件(1)		内外水位の条件(2)		内外水位の条件(3)			
		最小安全率 【川裏】 (Fs > 1.00)	局所動水勾配 (i < 0.5) 水平 ih 鉛直 iv	最小安全率 【川表】 (Fs > 1.00)	最小安全率 【川裏】 (Fs > 1.00)	局所動水勾配 (i < 0.5) 水平 ih 鉛直 iv			
①	大柿下流 B-55k000-1 【置き換え土】	2.00	-0.19	-0.36	1.32	1.99	なし		
②	大柿上流 B-55k000-2 【旧堤体土】	3.85	0.00	0.00	3.57	3.68	0.50	0.11	

内外水位の条件(1)：河川水位が堤防天端高に達した時（波形その1：内水位を考慮する場合）  
 内外水位の条件(2)：減水時（波形その1）  
 内外水位の条件(3)：河川水位が計画高水位に達した時（波形その2：内水位を考慮しない場合）

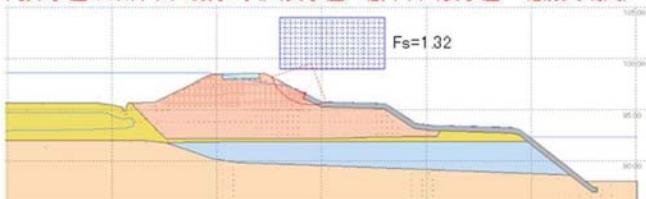
※ 局所動水勾配について、  
 (1) 不飽和状態の場合はなし。  
 (2) 正の値は浸出、負の値は浸透を示す。

### 大柿検討断面①【下流側】B-55k000-1(置き換え土)

内外水位の条件(1):川表水位=堤防高、川裏水位=内水位考慮



内外水位の条件(2):減水時(川表水位=低下、川裏水位=堤防天端高)



内外水位の条件(3):川表水位=HWL、川裏水位=内水位考慮しない

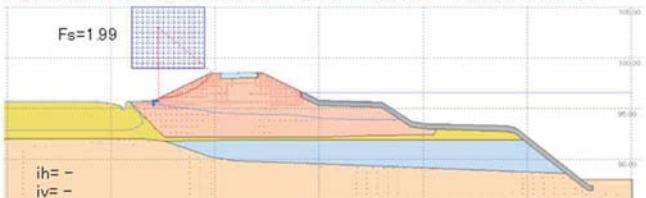
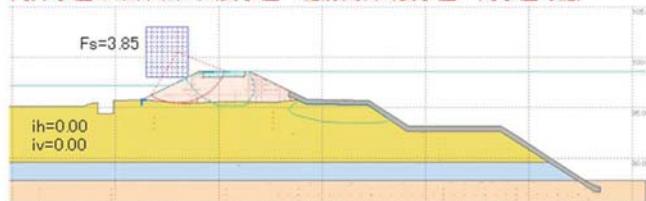


図 4.3.11(1) 浸透流解析の検討断面①

### 大柿検討断面②【上流側】B-55k000-2(旧堤体土)

内外水位の条件(1):川表水位=堤防高、川裏水位=内水位考慮



内外水位の条件(2):減水時(川表水位=低下、川裏水位=堤防天端高)



内外水位の条件(3):川表水位=HWL、川裏水位=内水位考慮しない

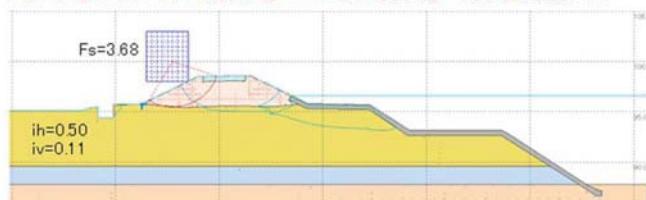


図 4.3.11(2) 浸透流解析の検討断面②

#### 4.3.6 堤体内部の飽和進行に伴う土中の空気の影響

土で構成される堤防の内部には、微小な空隙があり、普段は主に空気で満たされているが、出水時には降雨や河川水位が堤体に浸透し、空隙が水で満たされていく。

急速に堤防が水没した場合、全方向から水が浸透し、逃げ場を失った水が上方へ移動することで、天端舗装を押し上げたり、クラックや打ち継ぎ目に集中したりすることが考えられる。急速に堤防が水没した場合、堤体全面から水が浸透し、逃げ場を失った堤体土中の空気が上方へ移動し、クラックや打ち継ぎ目に集中することが想定される。

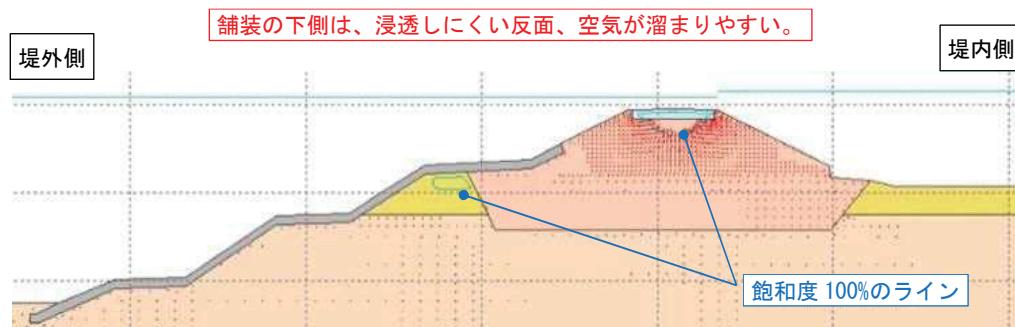


図 4.3.12 浸透流解析による堤体内の飽和状況

#### 4.3.7 浸透による決壊の可能性の検討結果

浸透による決壊の可能性について、検討結果を表 4.3.6 に整理する。

表 4.3.6 浸透による決壊の可能性の検討結果

項目	可能性の検討結果
浸透流解析	<ul style="list-style-type: none"><li>数値モデルで再現された水位条件に基づき浸透流解析を行った結果、決壊 2箇所で設定した置き換え土断面および旧堤体土断面は、いずれも安全性の照査基準（すべり破壊、パイピング破壊）を満足する結果であった。</li><li>ただし、長時間水没した堤体土は、強度が低下していた可能性が強いが、本解析ではこの点は考慮できていない。</li></ul>
水没した堤防の土質変化	<ul style="list-style-type: none"><li>今次出水では、水位が堤防高を大きく超え、長時間にわたって堤防が完全に水没する状態に至った。</li><li>既往の研究成果では、飽和が進むと粘着力が低下することや堤体侵食の進行が速くなることが報告されており、そのことが堤防侵食速度等に影響し、堤防決壊に影響した可能性が考えられる。</li></ul>
堤体内部の飽和進行に伴う空気排出の影響	<ul style="list-style-type: none"><li>急速に堤防が水没した場合、堤体全面から水が浸透し、逃げ場を失った堤体土中の空気が上方へ移動し、クラックや打ち継ぎ目に集中することが想定され、急速な水没が越水決壊に影響を及ぼした可能性が考えられる。</li></ul>

#### 4.4 構造物および工事の影響による決壊の可能性の検討

ここでは、決壊箇所近傍に設置されている排水樋管や過去の点検、工事履歴等をもとに、構造物および工事の影響による決壊の可能性について検討した。

排水樋管の基礎形式は、八久保排水樋管が直接基礎で、大柿排水樋管が杭基礎である。過去（平成25年度）のサウンディング調査により、八久保排水樋管および大柿排水樋管の函体周りのゆるみの可能性が確認されたため、平成30年度に堤体土の置き換えを行い、堤体の健全化の適切な対応が行われていた。

##### 4.4.1 過去の点検結果

###### 1) 球磨川右岸 56.4k 付近（八久保排水樋管）

過去（平成29年および令和元年）の点検結果から、被災前に堤体の沈下や樋管の大きなクラック等の変状は確認されていない。

図4.4.1(1)に示すように、若干変状（クラック、漏水）が見られたものの、その程度は非常に軽微であった。

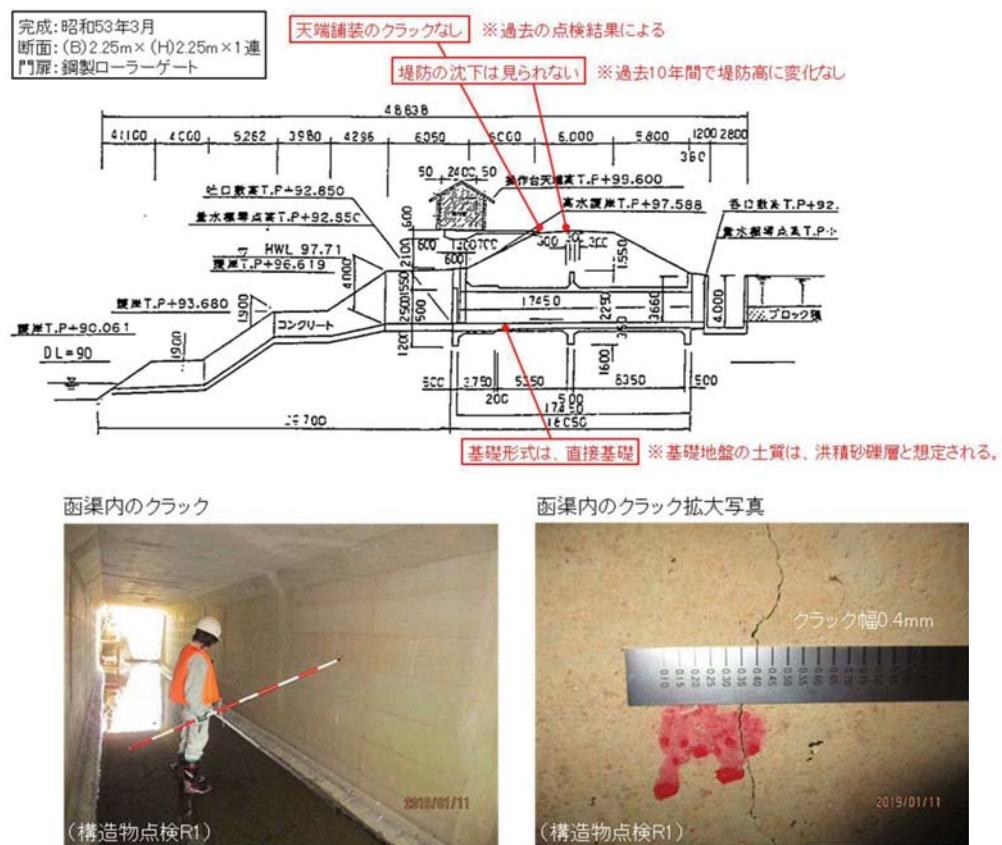


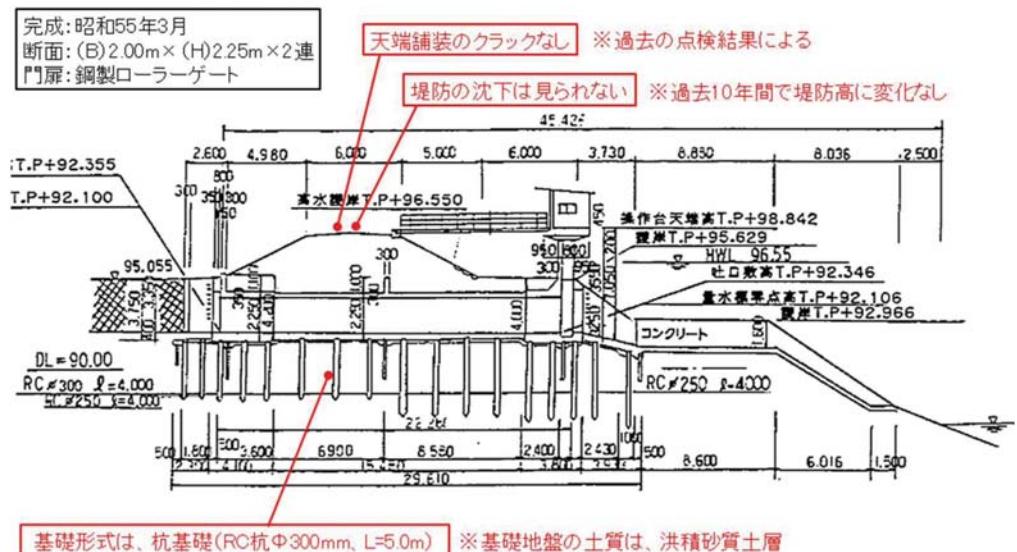
図4.4.1(1) 過去の堤防点検結果（八久保排水樋管）

出典) H29 堤防点検およびR1構造物点検の結果より抜粋

2) 球磨川左岸 55.0k 付近 (大柿排水樋管)

過去（平成 29 年および令和元年）の点検結果から、被災前に堤体の沈下や樋管の大きなクラック等の変状は確認されていない。

図 4.4.1 (2) に示すように、若干変状（クラック、漏水）が見られたものの、その程度は非常に軽微であった。



函渠内のクラック(下流側函渠)



函渠内のクラック拡大写真(下流側函渠)



図 4.4.1(2) 過去の堤防点検結果(大柿排水樋管)

出典) H29 堤防点検および R1 構造物点検の結果より抜粋

#### 4.4.2 桿管周りの浸透路長の検討

堤防を地中で横断する桿管周りでは、土と桿管との境界に水みちが形成され、土砂の吸出しが生じ、堤防の決壊につながる恐れがあることは、「小貝川洪水の記録－昭和61年・台風10号－ 関東地方整備局下館工事事務所」に示されている1986年的小貝川での桿管周りの決壊事例などから知られている。

ここでは、「床止めの構造設計の手引き (財) 国土技術研究センター」に示されているLaneの式を用い、浸透路長の検討を行った。

その結果、被災時に想定される水位条件についても浸透路長を満足していることが確認された。また現地においても函体周辺から漏水が生じた形跡は確認されていない。ただし、長時間水没した堤体土は、その強度が低下していた可能性があるが、本検討ではこの点は考慮できていない。

##### 1) 球磨川右岸 56.4k付近 (八久保排水桿管)

(Laneの式による計算)

$$C \leq \frac{L/3 + \sum \ell}{\Delta h}$$

$$C = 6.0 \leq \frac{\frac{45.7}{3} + 6.0}{3.18} = 6.7 \cdots OK$$

ここで、

C : 加重クリープ比 6.0 (中砂) …地質調査結果による

L : 桿管本体および翼壁の延長

$$26.5m + 18.1m + 1.1m = 45.7m$$

$\Sigma \ell$  : 鉛直方向浸透路長 (遮水矢板による延長)

$$1.0m \times 6 = 6.0m$$

$\Delta h$  : 水位差 3.18m

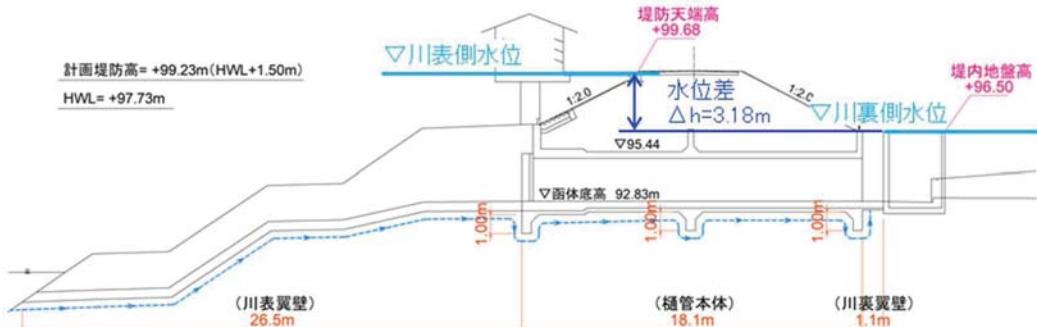


図 4.4.2(1) 浸透路長計算模式図(八久保排水桿管)

2) 球磨川左岸 55.0k 付近 (大柿排水樋管)

(Lane の式による計算)

$$C \leq \frac{L/3 + \sum \ell}{\Delta h}$$

$$C = 8.5 \quad \leq \quad \frac{\frac{L}{3} + \sum \ell}{\Delta h} = \frac{\frac{29.5}{3} + 16.1}{2.87} \doteq 9.0 \quad \cdots OK$$

ここで、

C : 加重クリープ比 8.5 (極めて細かい砂またはシルト) … 地質調査結果による

L : 樋管本体および翼壁の延長

$$2.5m + 23.3m + 3.7m = 29.5m$$

$\Sigma \ell$  : 鉛直方向浸透路長 (遮水矢板による延長)

$$2.5m \times 5 + 1.2m \times 3 = 16.1m$$

$\Delta h$  : 水位差 2.87m

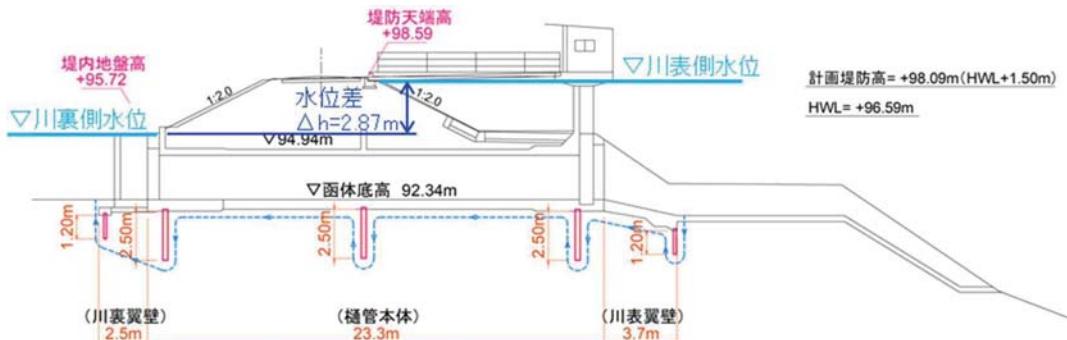


図 4.4.2(2) 浸透路長計算模式図(大柿排水樋管)

#### 4.4.3 堤体の緩み領域の調査結果

八久保排水樋管と大柿排水樋管では、平成 25 年度にスウェーデン式サウンディング調査を実施し、樋管周りの堤体に緩み領域が存在することが確認されている。調査結果図を図 4.4.3 に示す。

なお、平成 25 年度の堤防点検報告書では、下記の「2-2 樋門等構造物周辺の空洞化状況について」にあるように、樋管周りに確認された緩みの原因は、樋管周りの不同沈下や側方流動などの影響によると推定されている。

##### 2-2 樋門等構造物周辺の空洞化状況について

樋門等周辺における空洞化形成の概要を図 2-1 に示す。

樋門等周辺の空洞化は、構造物築造後の不同沈下や側方流動の発生などの影響により、徐々に発達して形成されているものである。函体周辺の空洞は、過去のグラウト注入実績や開削調査結果などから、構造物沿いに発達したやや大きな亀裂(20~30cm 程度以下)と、その周辺に派生した比較的微細な亀裂とで形成されているものと推測される。

出典) 八代河川国道事務所：平成 25 年度球磨川水系空洞化対策外堤防点検報告書 平成 26 年 3 月

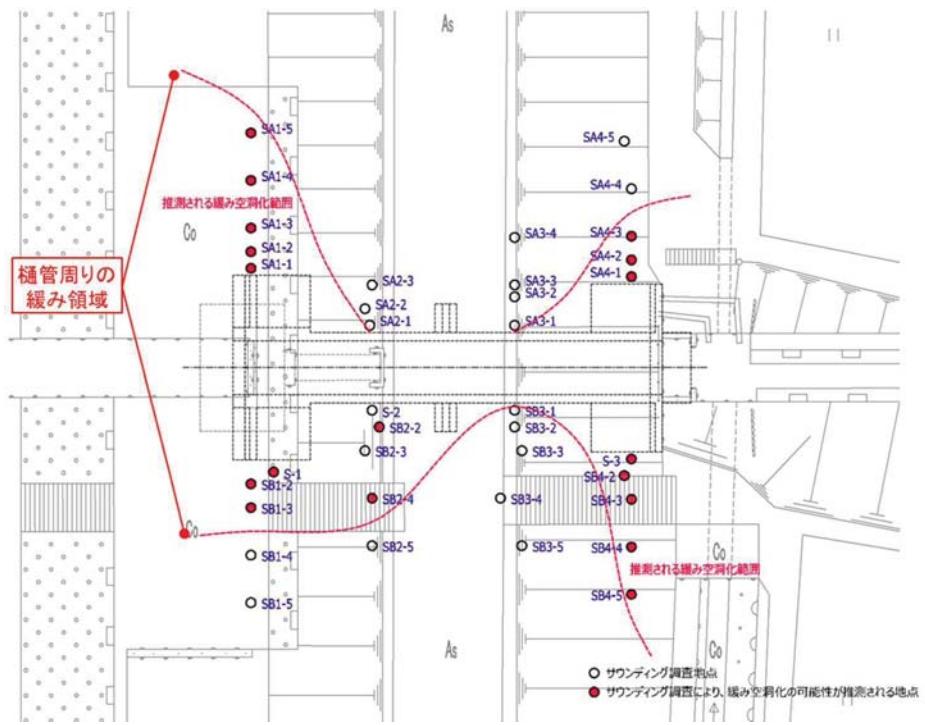


図 4.4.3(1) 堤体の緩み領域調査結果(八久保排水樋管)

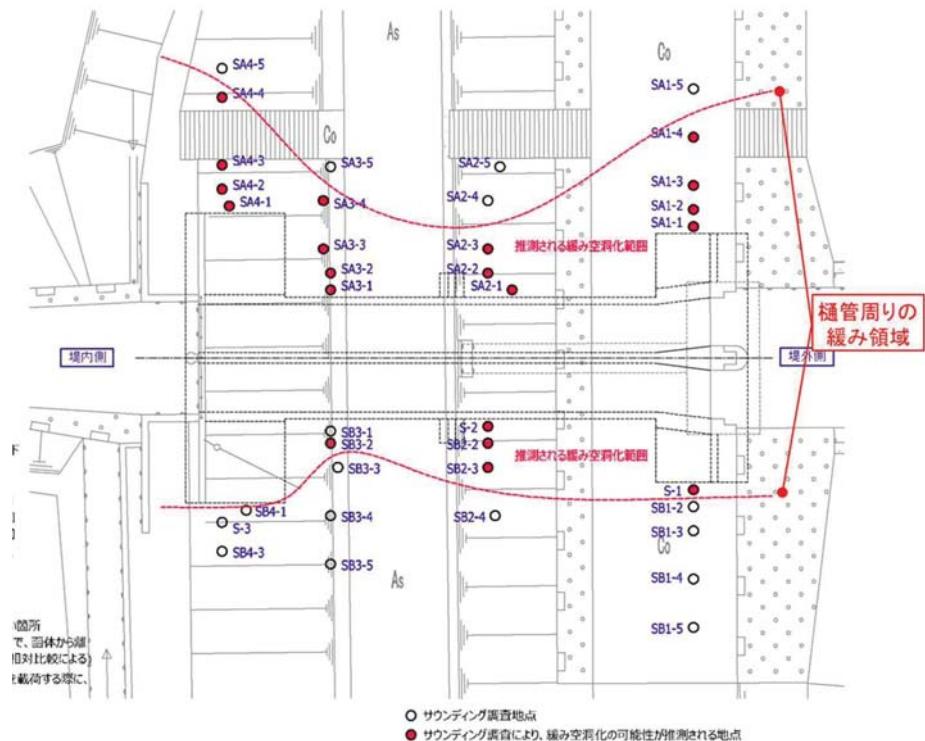


図 4.4.3(2) 堤体の緩み領域調査結果(大柿排水樋管)

#### 4.4.4 置き換え工事の概要

平成 25 年度の調査結果を受けて、平成 30 年度に樋管周りの置き換え工事が実施された。

置き換え工事では、既設樋管周辺を底版付近まで開削し、良質土で置き換えを行っている。あわせて、舗装や護岸、階段等の復旧を行っている。

##### 1) 球磨川右岸 56.4k 付近（八久保排水樋管）

置き換え工事の開削範囲と決壊箇所を重ね合わせた平面図と横断図をそれぞれ図 4.4.4、図 4.4.5 に示す。

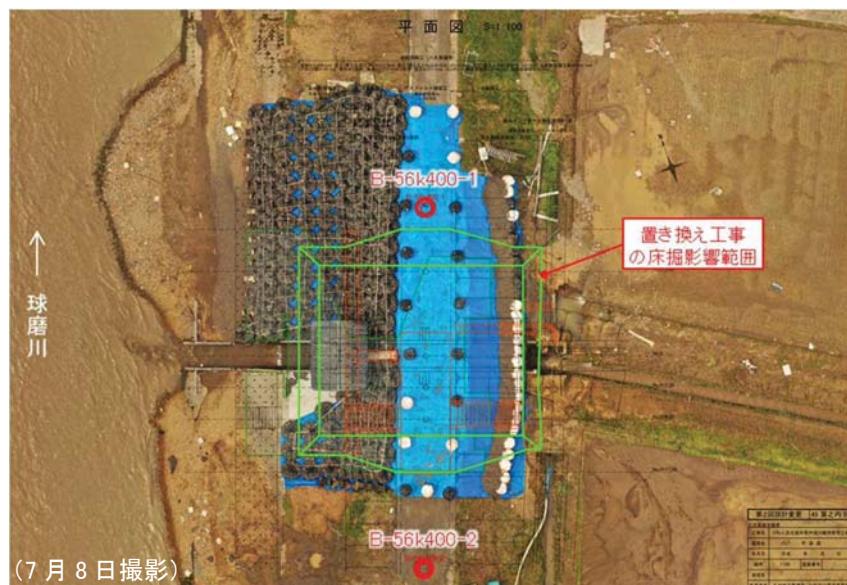


図 4.4.4 工事開削範囲と決壊範囲の重ね合わせ平面図(八久保排水樋管)

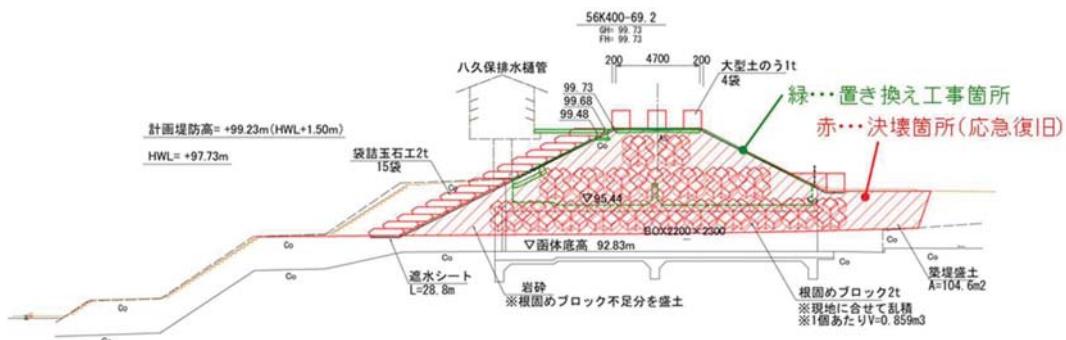


図 4.4.5 工事開削範囲と決壊範囲の重ね合わせ横断図(八久保排水樋管)

2) 球磨川左岸 55.0k 付近 (大柿排水樋管)

置き換え工事の開削範囲と決壊箇所を重ね合わせた平面図と横断図をそれぞれ図4.4.6、図4.4.7に示す。

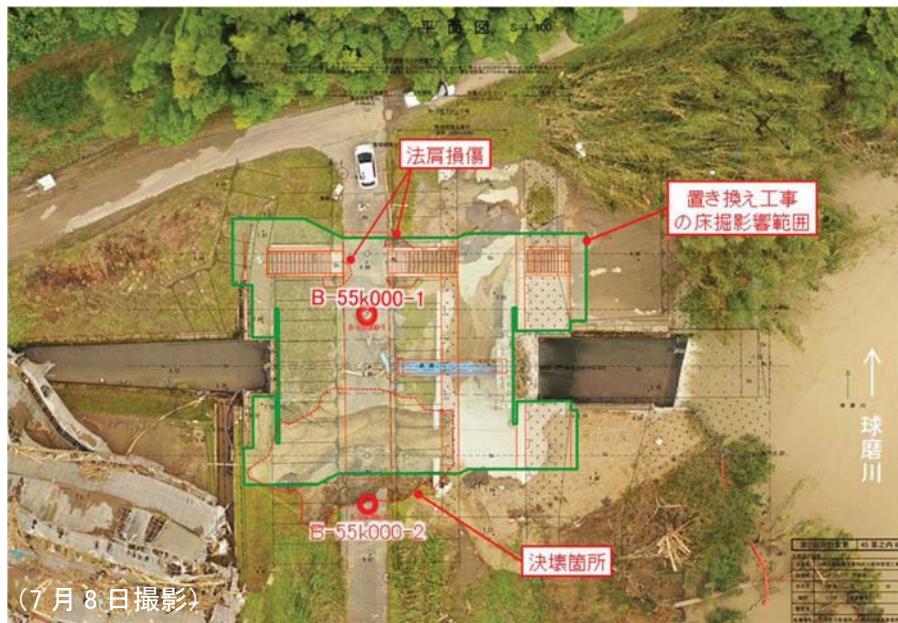


図 4.4.6 工事開削範囲と決壊範囲の重ね合わせ平面図(大柿排水樋管)

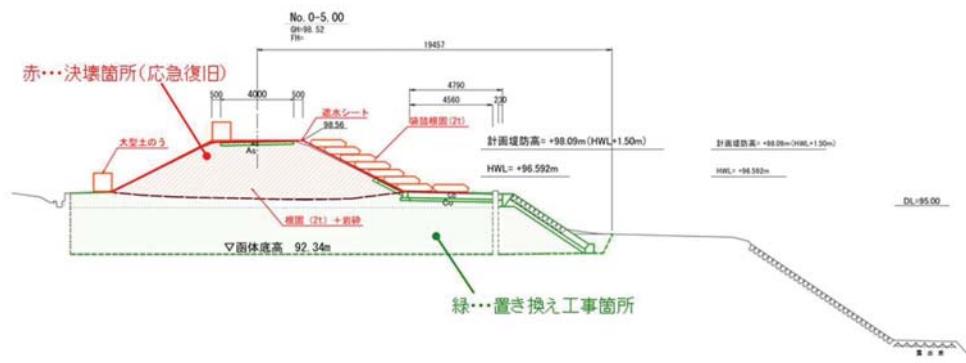


図 4.4.7 工事開削範囲と決壊範囲の重ね合わせ横断図(大柿排水樋管)

#### 4.4.5 堤体材料の確認

##### 1) 使用材料

置き換え工事では、堤体材料として「購入土（山ずり）」が使用されており、工事着手前（平成 30 年 12 月）の土質試験結果を表 4.4.1 に示す。

表 4.4.1 使用材料土質試験結果一覧表

項目		試験値	項目	試験値	
一般	自然含水比 $W_n$ %	16.6	締固め	試験方法 B-b	
	土粒子の密度 $\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>	2.775		最大乾燥密度 $\rho_{d\max}$ g/cm <sup>3</sup> 1.772	
粒度	礫分 (2~75mm) %	48.9		最適含水比 $W_{opt}$ % 17.4	
	砂分 (0.075~2mm) %	24.2	CBR	試験方法 -	
	シルト分 (0.005~0.075mm) %	26.9		CBR 値 % -	
	粘土分 (0.005mm未満) %				
ンコ シン 一 特性 テ	最大粒径 mm	75.0	土の透水試験	試験方法	
	均等係数 $U_c$	-		変水位透水試験	
	液性限界 $W_L$ %	43.8		透水係数 $k_{15}$ m/s $5.69E^{-7}$	
工学的分類	塑性限界 $W_p$ %	24.8			
	塑性指数 $I_p$	19.0			
	地盤材料の分類名	粘性土質 砂質礫			
分類記号		(GCS)			



(採取現場写真)

出典) H30 人吉出張所管内河川維持管理工事 土質材料試験報告書 平成 30 年 12 月

## 2) 堤体材料の評価

河川堤防に用いる土質材料は、「河川土工マニュアル 平成21年4月 (財)国土技術研究センター(以下、河川土工マニュアルと言う。)」によると、以下に示すような条件を満たしているものが望ましいとされている。

### (望ましい堤体材料)

- (1) 高い密度を与える粒度分布であり、かつせん断強度が大すべりに対する安定性があること。
- (2) できるだけ不透水性であること。河川水の浸透により湿潤面が裏のり尻まで達しない程度の透水性が望ましい。
- (3) 堤体の安定に支障を及ぼすような圧縮変形や膨張性がないものであること。
- (4) 施工性がよく、特に締固めが容易であること。
- (5) 浸水、乾燥などの環境変化に対して、のりすべりやクラックなどが生じにくく安定であること。
- (6) 有害な有機物および水に溶解する成分を含まないこと。

出典) 河川土工マニュアル 平成21年4月 (財)国土技術研究センター P63

置き換え土の土質試験結果は、「河川土工マニュアル」に示された望ましい堤体材料の条件を満足していることが確認された。

表 4.4.2 堤体材料の評価

堤体材料として望ましい土の条件 (河川土工マニュアル参照)	置き換え土【55.0k左岸】		旧堤体土【55.0k左岸】		旧堤体土【56.4k右岸】		旧堤体土【56.4k右岸】	
	決壊箇所下流側	判定	決壊箇所上流側	判定	決壊箇所下流側	判定	決壊箇所上流側	判定
① 粒度分布の良い土	・適正範囲に分布	○	・適正範囲に分布	○	・おむね適正範囲に分布	△	・適正範囲に分布	○
② 最大寸法が10~15cm以下	・最大粒径5cm程度	○	・最大粒径3cm程度	○	・最大粒径7.5cm以下	○	・最大粒径3cm程度	○
③ 細粒分(0.075mm以下の粒子) が土質材料の15%以上	・細粒分含有率13.0~15.6%	△	・細粒分含有率20.6%	○	・細粒分含有率16.4%	○	・細粒分含有率33.1%	○
④ シルト分のあまり多くない土 (細粒分のうち、シルトの割合)	・細粒分のうちシルトの割合58%	○	・細粒分のうちシルトの割合61%	○	・沈降分析が実施されていないため、不明	-	・細粒分のうちシルトの割合46%	○
⑤ 細粒分(0.075mm以下の粒子) があまり多くない土(50%以下)	・細粒分含有率13.0~15.6%	○	・細粒分含有率20.6%	○	・細粒分含有率16.4%	○	・細粒分含有率33.1%	○
⑥ 土質分類名で[GF]、[SF]、 [M]、[C]に相当する土	・[GF-S]、[G-FS]、[GS-F]	○	・[SFG]	○	・[GFS]	○	・[GFS]	○
総合評価 :		○	総合評価 :		○	総合評価 :		○
総合評価 :		○	総合評価 :		○	総合評価 :		○

### 3) 河川堤防の築堤材料として用いる土質材料の粒度分布

河川堤防の築堤材料として用いる土質材料の望ましい粒度分布範囲を図 4.4.8 に示す。

旧堤体土および置き換え土の試験結果は旧堤体土の一部（八久保下流）が範囲外を示しているが、それ以外は望ましい堤体材料の条件を満足していることが確認できる。

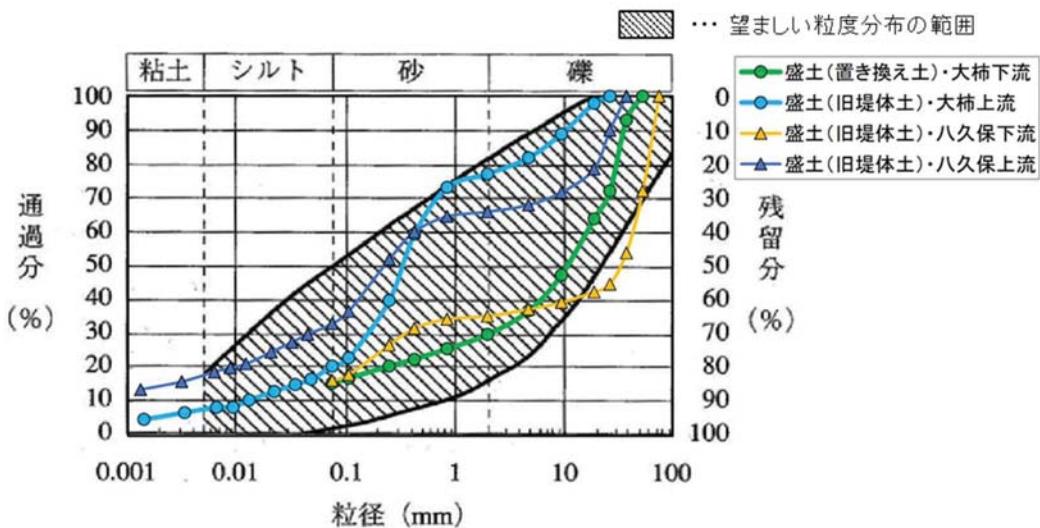


図 4.4.8 粒度組成の適正範囲※

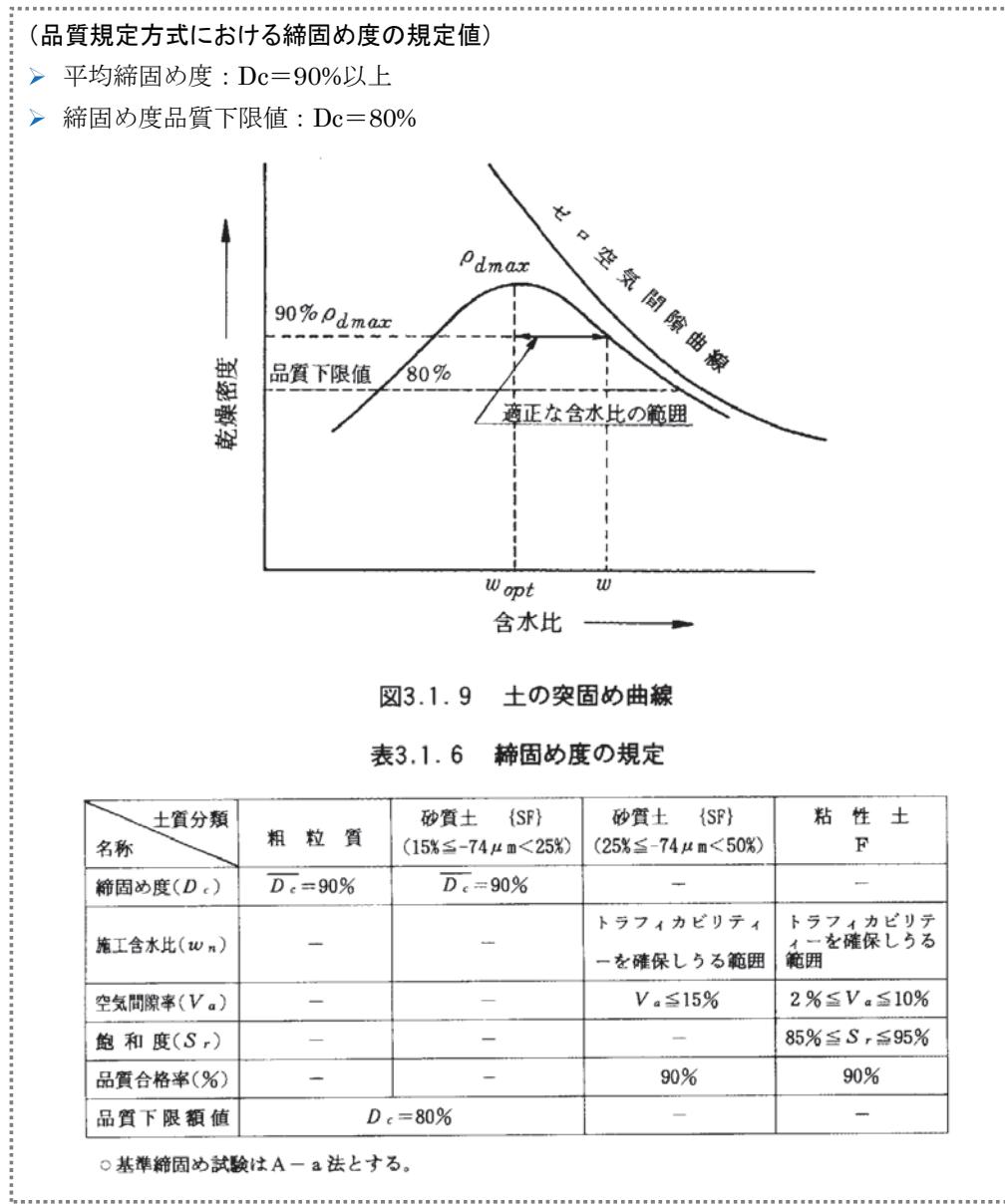
出典)災害廃棄物から再生された復興資材の有効活用ガイドライン 2014年10月 公益社団法人地盤工学会 P32

※上図は、河川土工マニュアル P63 図 3.1.2 (フィルダムの適用範囲例／アメリカ開拓局) を基に作成されたもの。

#### 4) 締固め度の確認

##### (1) 築堤盛土における締固め度の基準

築堤盛土における締固め度の規定値を以下に示す。



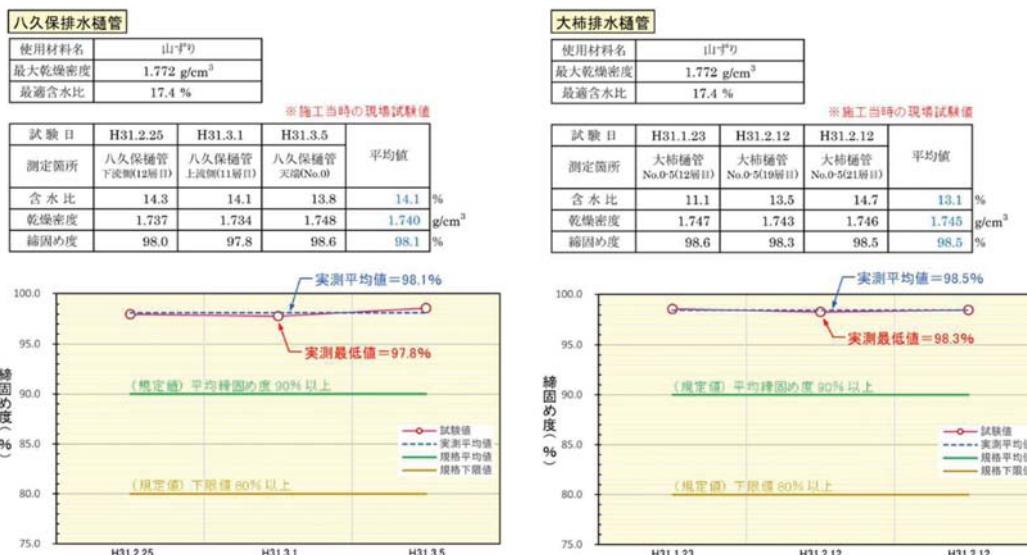
出典) 河川土工マニュアル 平成21年4月 (財) 国土技術研究センター P80、81

※図番号は引用図書の番号を示す。

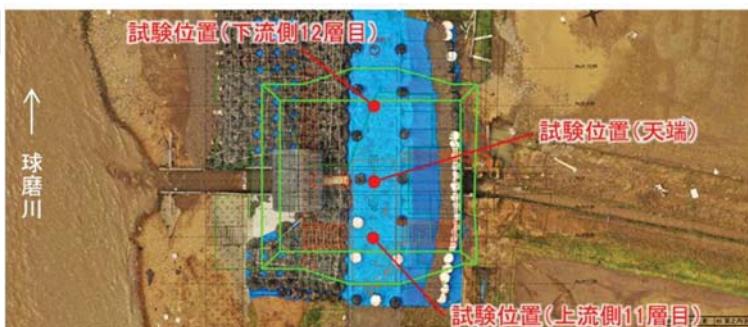
## (2) 施工管理値の評価

工事記録より、施工時に現場試験を実施した結果は以下の通りであり、締固め度の規定値は十分に満足している。

表 4.4.3 今回調査による置き換え土の土質試験結果



八久保排水樋管



大柿排水樋管



図 4.4.9 土質試験位置図

## 5) 施工時状況

施工当時の施工状況写真より、掘削法面は、段切りを行っており、適切な施工がなされている。



図 4.4.10(1) 施工状況写真(八久保排水樋管)



図 4.4.10(2) 施工状況写真(大柿排水樋管)

## 6) 地質調査結果による堤体材料

今回実施した地質調査の中で、置き換え工事の開削置き換え範囲内で実施した Bor.No.B-56k400-1 及び Bor.No.B-55k00-1 の堤体土の土質試験結果を表 4.4.4 に示す。

この結果から前述した購入土の性質と同じであることが確認された。

表 4.4.4 今回調査による置き換え土の土質試験結果

(凡例)  … 置き換え土、 … 旧堤体土							
調査箇所		55.0k左岸 (大柿排水樋管)			56.4k右岸 (八久保排水樋管)		
調査種別		置き換え土		旧堤体土		旧堤体土	
調査位置		決壊箇所下流側		決壊箇所上流側		裏法尻洗掘箇所	
試料番号	Tr55k000-1-1	S1-1 (追加実施)	S1-2 (追前実施)	C55k000-2-1			
試料状態	乱れの少ない	乱れの少ない	乱れの少ない	乱れの少ない			
試料採取深度 (GL・m)	-2.40	-1.30	-2.30	-1.50			
試料写真							
物理特性	① 湿潤密度 $\rho_t$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	2.249	2.143	2.205	2.140	2.190	
	② 間隙比 e	0.336	0.477	0.433	0.473	0.442	
	③ 液性限界 WL (%)	35.9	33.6	32.1	NP	27.1	
	④ 塑性限界 WP (%)	23.4	23.6	21.1	19.2	14.8	
	⑤ 塑性指数 IP	12.5	10.0	11.0	NP	12.3	
	⑥ れき分 grav (%)	70.1	72.8	67.8	22.9	64.7	
	⑦ 砂分 sand (%)	14.3	14.2	18.0	56.5	18.9	
物理特性	⑧ シルト分 silt (%)	15.6	7.7	8.1	12.5	16.4	
	⑨ 黏土分 clay (%)	5.3	6.1	8.1	8.1	16.4	
	⑩ 細粒分含有率 Fc (%)	15.6	13.0	14.2	20.6	33.75	
	⑪ 平均粒径 $D_{50}$ (mm)	10.6000	10.1209	6.9268	0.3298	0.2261	
	⑫ 20%粒径 $D_{20}$ (mm)	0.2153	0.05461	0.2996	0.0710	0.2449	
	⑬ 土質分類名	砂混じり細粒分質複 [GF-S]	細粒分砂混じり複複 [GS-F]	細粒分質複複沙 [SFG]	細粒分質複複沙 [GFS]	細粒分質複複沙 [GFS]	
	⑭ 試験条件	CD	CD	CUB	CUB	—	
力学特性	⑮ 粘着力 C ( $\text{kN}/\text{m}^2$ )	90.0	8.3	11.5	15.6	—	
	⑯ 内部摩擦角 $\phi$ (°)	28.6	39.7	38.8	33.9	—	
	⑰ 特異點のため除外						
透水性	⑱ 試験条件	変水位	変水位	変水位	変水位	—	
	⑲ 透水係数 k ( $\text{m}/\text{sec}$ )	5.34E-06	1.94E-05	7.05E-06	4.35E-06	8.51E-06	
⑳ 特異點のため除外					4.13E-08	—	

## 7) 決壊断面地層区分推定

### (1) 球磨川右岸 56.4k 付近（八久保排水樋管）

決壊断面の推定地質区分を図 4.4.11 に示す。

八久保排水樋管付近は、堤防決壊により置き換え土が全て流失してしまっており、置き換え土の状況は確認ができない。

上下流面に残る元の堤体土はどちらも「細粒分質砂質礫」に分類され、同じような性質の土であると言える。

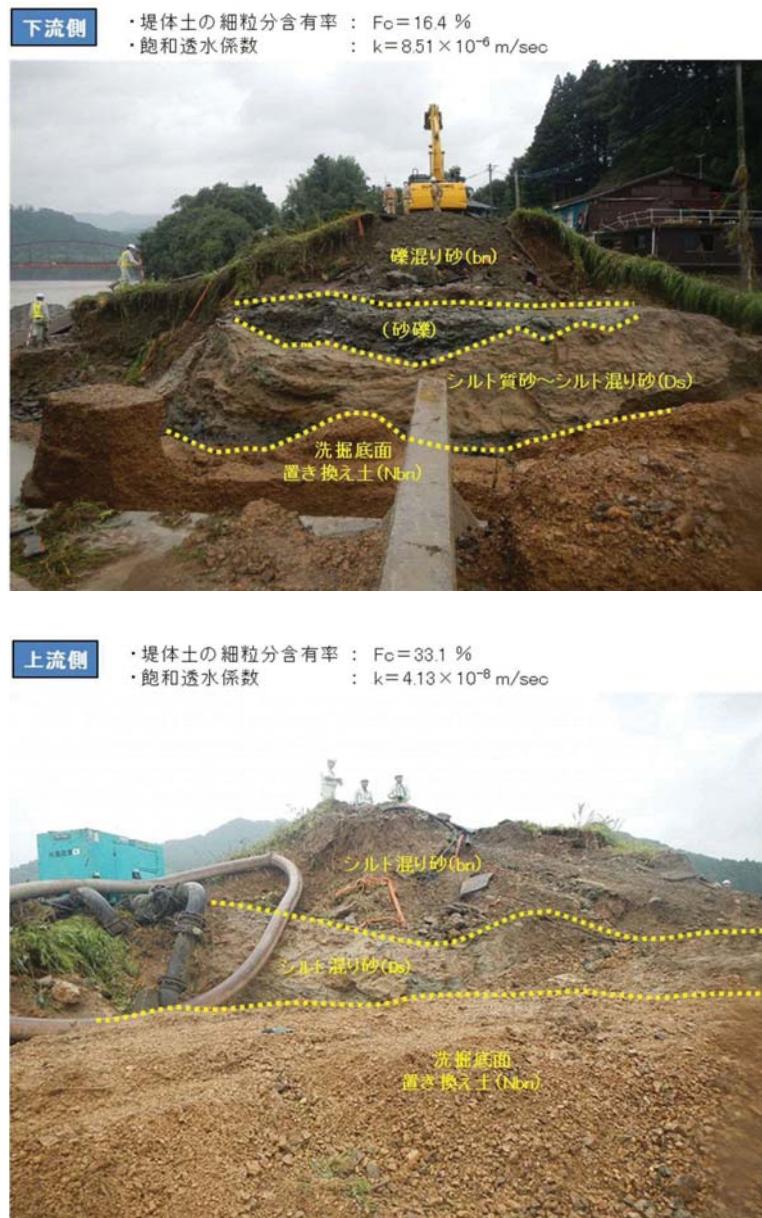


図 4.4.11 決壊断面の地層区分推定写真

(2) 球磨川左岸 55.0k 付近（大柿排水樋管）

決壊断面の推定地質区分を図 4.4.12 に示す。

下流側の断面は、置き換え工事の堤体土で、上流側の断面は、元々の旧堤体土である。

今回実施した地質調査の結果、下流側の置き換え土は「砂混じり礫」、上流側の旧堤体土は「細粒分質砂質礫」にそれぞれ分類される。

下流側

- ・堤体土の細粒分含有率 :  $F_c = 14.3\%$
- ・飽和透水係数 :  $k = 4.50 \times 10^{-5} \text{ m/sec}$



上流側

- ・堤体土の細粒分含有率 :  $F_c = 20.6\%$
- ・飽和透水係数 :  $k = 4.35 \times 10^{-6} \text{ m/sec}$



図 4.4.12 決壊断面の地層区分推定写真

#### 4.4.6 桁管の影響

決壊 2 箇所には排水樋管が設けられており、逆越流時の水深が大きかったことから、堤防から河川側に突出した門柱や操作台、管理橋により越流水が乱され、堤防侵食・洗掘に影響した可能性が考えられる。

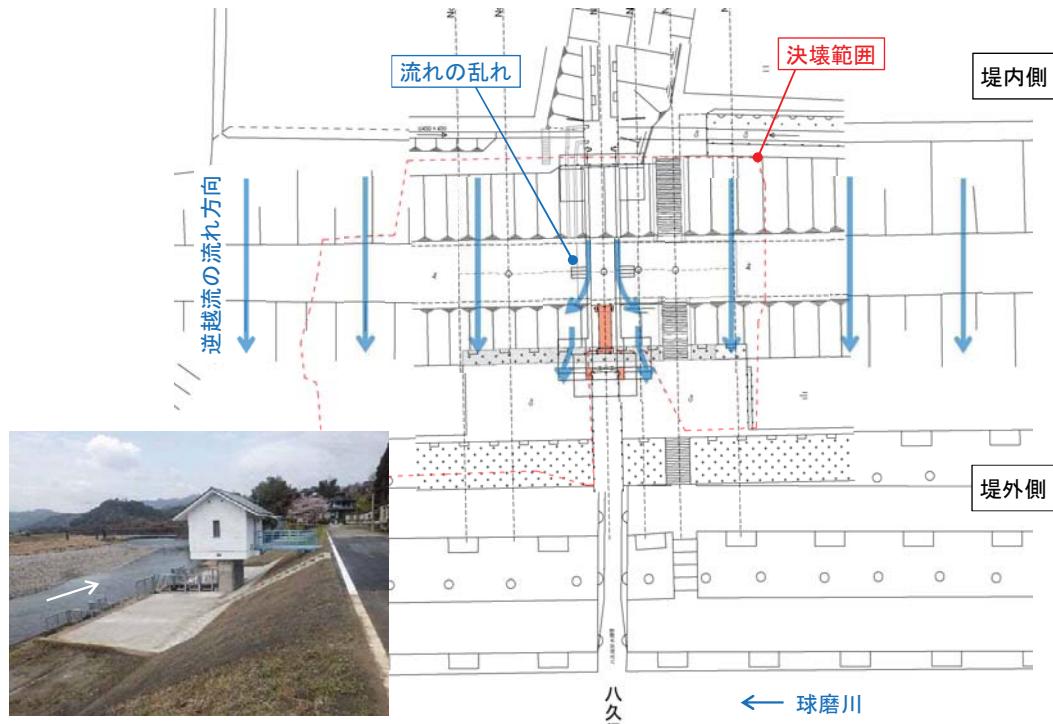


図 4.4.13(1) 構造物による流れの乱れの影響(ハ久保排水樋管)

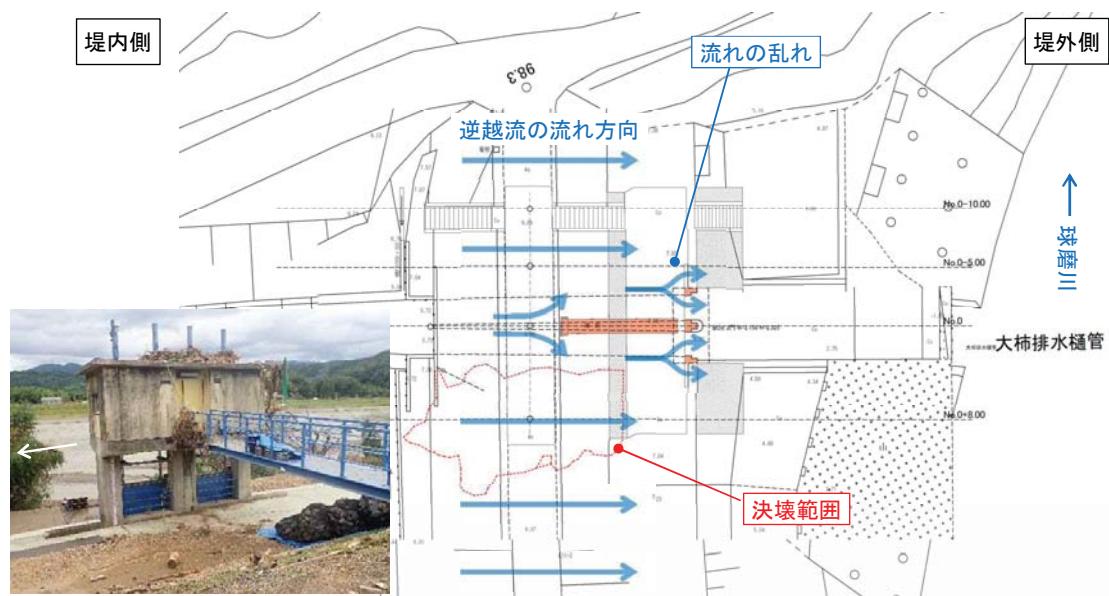


図 4.4.13(2) 構造物による流れの乱れの影響(大柿排水樋管)

#### 4.4.7 異なる堤体土質や異物の境界面の影響

決壊 2 箇所では先述したように樋管周りの堤防を開削し、施工上の問題ではなく堤体土の置き換え工事が実施されている。1986 年の小貝川での樋管周りの決壊があったように樋管と土堤部分との境界面での浸透の影響は大きいことが一般的に知られていることから、設計段階において遮水矢板を設置するなど、その影響に対応するようしているが、境界面での浸透が決壊に影響した可能性は否定できない。ただし、今回のように堤防や構造物の設計外力を大きく上回る超過洪水により、長時間にわたって堤体が水没しており、そのような状態における境界面での浸透の影響を定量的に評価・検討できる方法等は存在していない。降雨外力が増大する中、今後、更なる解析技術の発展が望まれる。

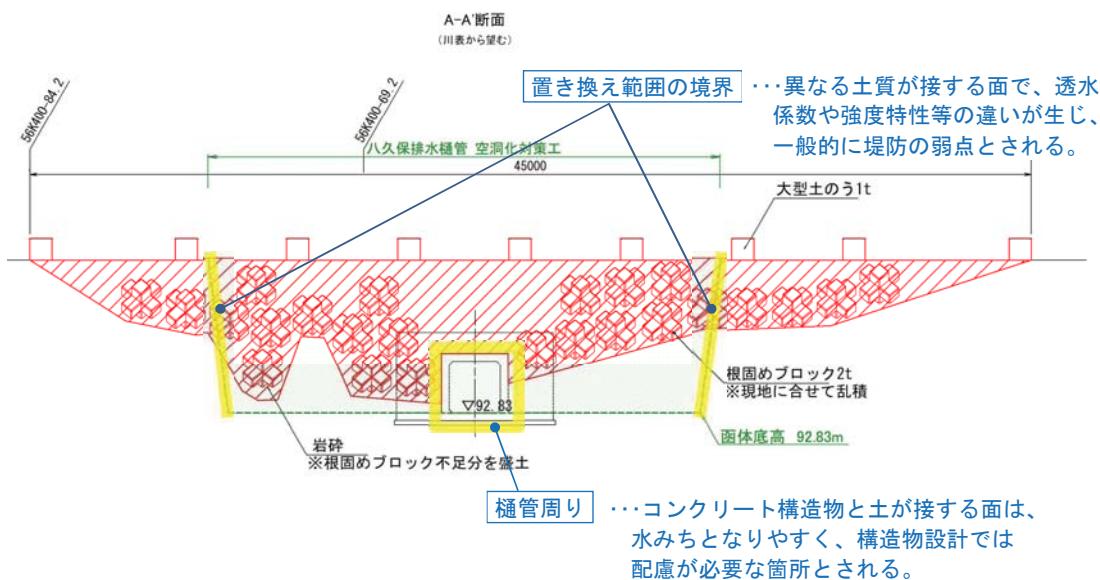


図 4.4.14 決壊箇所の堤防を堤外側から見た断面図

(堤体土質の違いや異物境界面の影響)

(参考) 樋管周辺での堤防決壊事例



樋管周辺での決壊 (1986 年台風 10 号, 小貝川)

出典) 建設省関東地方建設局下館工事事務所: 小貝川洪水の記録—昭和 61 年・台風 10 号—

#### 4.4.8 構造物による決壊の可能性の検討結果

構造物による決壊の可能性について、検討結果を表 4.4.5 に整理する。

表 4.4.5 構造物による決壊の可能性の検討結果

項目		可能性の検討結果
過去の点検結果		<ul style="list-style-type: none"> <li>過去の点検結果（H29、R1）では、被災前に堤体の沈下や樋管の大きなクラック等の変状は確認されていない。</li> </ul>
樋管周りの浸透路長の検討		<ul style="list-style-type: none"> <li>決壊 2箇所のいずれの排水樋管も、今次出水の水位条件において浸透路長を満足している。ただし、堤体が長時間水没した状態にあったことは、考慮されていない。</li> <li>現地においても函体周辺からの漏水が生じた形跡は確認されていない。</li> </ul>
堤体の緩み領域の調査結果		<ul style="list-style-type: none"> <li>H25 年度にスウェーデン式サウンディング調査が実施され、樋管周りの堤体に緩み領域が確認されている。</li> <li>この調査結果を受けて、H30 年度に樋管周りの置き換え工事が実施され、樋管周りの堤体の緩みは解消されていた。</li> </ul>
置き換え工事の影響	堤体材料の評価	<ul style="list-style-type: none"> <li>置き換え工事で使用された堤体材料は、望ましい材料の条件を満たすものであった。</li> <li>粒度分布も適性範囲内であり、望ましい材料の条件を満たすものであった。</li> </ul>
	締固め度	<ul style="list-style-type: none"> <li>施工時の現場試験の結果は、締固め度の規定値を十分に満足するものであった。</li> </ul>
	施工方法	<ul style="list-style-type: none"> <li>施工当時の写真より、掘削法面の段切りを行っており、適正な施工がなされていた。</li> </ul>
逆越流時の樋管の影響		<ul style="list-style-type: none"> <li>決壊 2箇所近傍には、どちらも排水樋管が設置されており、堤防から突出した門柱や管理橋などの構造物により、逆越流時に流れが乱され、堤防侵食・洗掘に影響を与えた可能性が考えられる。</li> </ul>
異なる堤体土質や異物の境界面の影響		<ul style="list-style-type: none"> <li>決壊 2箇所では、先述したように樋管周りの堤防を開削し、施工上問題なく堤体土の置き換え工事が実施されている。</li> <li>今回のように設計外力を大きく上回る超過洪水により、堤体や構造物が長時間にわたって水没した状態では、土と構造物の境界面に何らかの浸透の影響があった可能性は否定できない。</li> </ul>

#### 4.5 河岸侵食による決壊の可能性の検討

ここでは、決壊箇所の痕跡等をもとに、球磨川本川の流水による侵食の有無を調査し、侵食による決壊の可能性について検討した。

##### 4.5.1 八久保排水樋管の河岸侵食

決壊箇所周辺の被災状況と堤防天端、護岸の損壊状況は、それぞれ図 4.5.1 と図 4.5.2 に示すとおりであり、護岸等の損壊範囲は、一部低水護岸が損壊しているが、堤内側からの流れによるものと推察され、護岸の基礎部分は河岸の侵食による損傷を受けていない。

また、図 4.5.3 に示す河道横断経年変化図より、ミオ筋は右岸側に寄っているものの、堤防に影響があるような洗掘が過去に進行した形跡は見られない。



図 4.5.1 決壊後の被災状況



図 4.5.2 天端舗装および護岸の損壊箇所

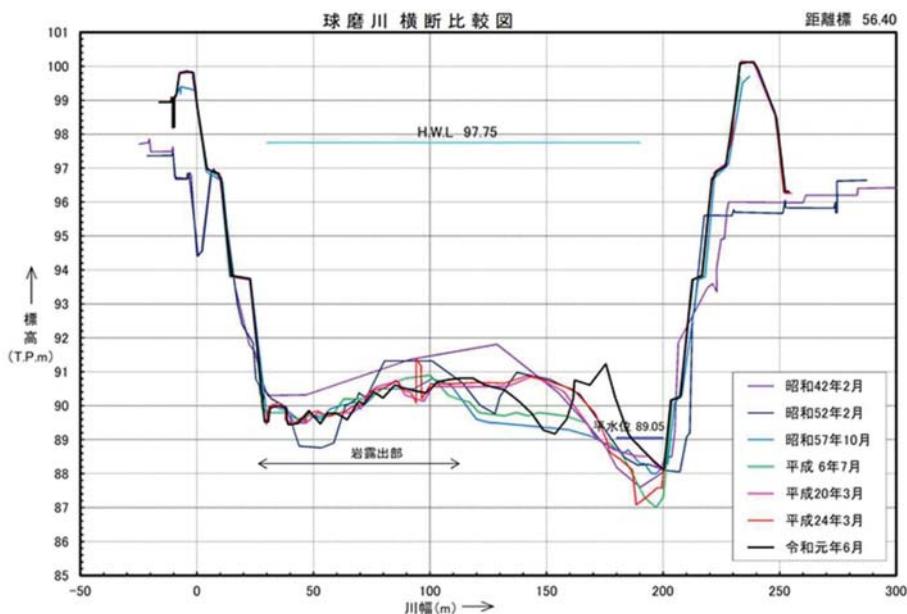


図 4.5.3 河道横断経年変化図

決壊箇所周辺の被災状況を図 4.5.4 に示す。

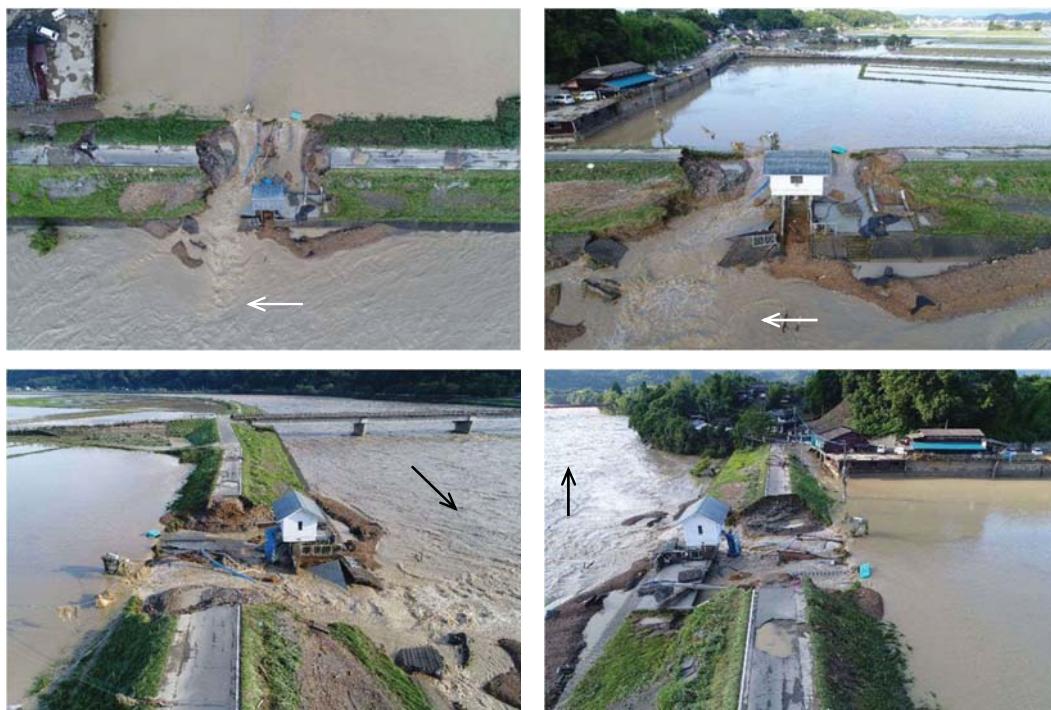


図 4.5.4 決壊箇所の被災写真

#### 4.5.2 大柿排水樋管の河岸侵食

決壊箇所周辺の被災状況と堤防天端、護岸の損壊状況は、それぞれ図 4.5.5 と図 4.5.6 に示すとおりであり、堤外側小段の平張コンクリートや小段より下の低水護岸は損傷を受けていない。また、決壊箇所付近の堤防法面に河川の流れによる侵食跡は確認されない。

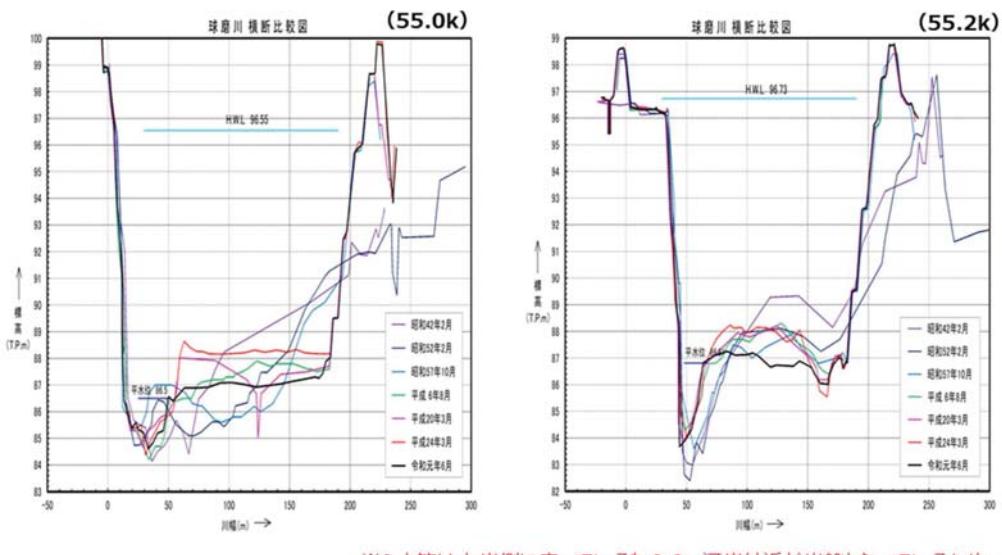
また、図 4.5.7 に示す、河道横断経年変化図より、ミオ筋は左岸側に寄っているものの、河岸付近が岩盤となっているため、過去に洗掘が進行した形跡は見られない。



図 4.5.5 決壊後の被災状況



図 4.5.6 天端舗装および護岸の損壊箇所



※ミ才筋は左岸側に寄っているものの、河岸付近が岩盤となっているため、過去に洗掘が進行した形跡は見られない。

図 4.5.7 河道横断経年変化図

決壊箇所周辺の被災状況を図 4.5.8 に示す。



図 4.5.8 決壊箇所の被災状況

#### 4.5.3 河岸侵食による決壊の可能性の検討結果

河岸侵食による決壊の可能性について、検討結果を表 4.5.1 に整理する。

表 4.5.1 河岸侵食による決壊の可能性の検討結果

項目	可能性の検討結果
右岸 56.4k 付近 (八久保排水樋管)	<ul style="list-style-type: none"><li>低水護岸が一部損壊しているものの、堤内側からの流れによるものと推察され、護岸の基礎部分は残っており、河岸侵食による損傷は受けていない。</li><li>河道経年変化図より、ミオ筋は右岸側に寄っているものの、過去に、堤防に影響のあるような洗掘の形跡は見られない。</li><li>したがって、決壊が河岸侵食による可能性は低いと推定される。</li></ul>
左岸 55.0k 付近 (大柿排水樋管)	<ul style="list-style-type: none"><li>堤外側の平張コンクリートや小段より下の低水護岸は損傷を受けていない。</li><li>決壊箇所付近の堤防法面には、河川の流れによる侵食跡は確認されていない。</li><li>河道経年変化図より、ミオ筋は左岸側に寄っているものの、河岸付近は岩盤となっているため、過去に洗掘が進行した形跡は見られない。</li><li>したがって、決壊が河岸侵食による可能性は低いと推定される。</li></ul>

## 4.6 今後の課題

本委員会では、まず 2箇所の堤防決壊の原因を特定し、次に決壊メカニズムについて多面的に検討を行った。

当該 2箇所の決壊原因としては、当該 2箇所の氾濫ブロックの地形特性（山付き地形、橋梁、氾濫ブロックの最下流端等）の故に越流水が集中しやすく、また流向も正面越流となりやすい条件を備えていることに加え、計画規模をはるかに超える超過洪水によって生じた長時間にわたる堤体水没と、洪水ピーク後の急激な球磨川の水位低下に伴う堤内地から堤外地への「逆越流」が決壊原因との結論に至った。

決壊メカニズムについては、越水、浸透、河岸侵食に加え、構造物および工事の影響、樋管の影響についても検討を行ったが、堤体が長時間にわたって水没していた影響を定量的に評価することが難しく、決壊メカニズムを明らかにするには至らなかった。

以下に、今回の事例を踏まえ、今後の課題を整理する。

### ①堤防の設計外力を大きく超える洪水に対する安全性評価について

設計外力を大きく超えるような超過洪水では、今回のように堤防が水没した状態で越水が継続する状況が想定される。また、逃げ場を失った空気が天端舗装を押し上げたり、クラックや打ち継ぎ目に集中することも想定される。しかし、そのような状況における堤防等の耐力については経験的・理論的な知見や研究成果が乏しいのが実状である。

近年、設計外力を大きく超えるような超過洪水が頻発しており、そのような状況下における洪水時の既設堤防や河川構造物の安全性を評価し把握しておくことは、流域の安全性と今後の河川管理において極めて重要と考えられ、今後の研究や実績の蓄積が求められる。

### ②複合的な解析手法の開発

樋管周りに生じる土とコンクリートの境界面含む浸透流の挙動や、天端舗装の打ち継ぎ目等の影響を考慮した越水時の侵食などを解析できる手法は今のところ確立されておらず、今後の研究開発が待たれる。

また、今回の決壊箇所のように、堤防や樋管等の河川構造物が大きく水没した場合は越流水が三次元的に乱れ侵食や洗掘を発生させるような複雑な状況が発生するが、そのような状況の解析についても、現在の解析技術のレベルでは再現が難しいことから、解析技術の研究開発が強く望まれる。同時にそのような複雑な現象について、模型実験等に基づく経験的な知見の蓄積も望まれる。

### ③施工管理への反映

決壊 2箇所では近年堤防開削工事が行われており、施工上の問題は確認できなかったものの、堤防が水没した場合には天端舗装の打ち継ぎ目や開削箇所境界部の土質管理等が潜在的なリスクとなり得る可能性があることが示唆された。今回の経験を活かした天端舗装の施工方法や堤防開削箇所の施工管理の数値目標などの確立が望まれる。

### ④維持管理への反映と記録の活用

今回のように設計外力を大きく上回る超過洪水が発生した場合では、地形の状況（山付き地形、橋梁、氾濫ブロックの最下流端等）のために氾濫水が集中しやすい箇所については、堤体の状況（舗装の状況、堤防表面の植生等）を特に念入りに点検するとともに、定期点検の際には堤防天端舗装の状況等についても記録を残しておくなど今回の経験を平常時の維持管理においても活かす必要がある。

また、堤防決壊の映像は、貴重な決壊メカニズムの解明にとって重要な資料となるため、簡易的なカメラを配置するなどして、可能な範囲で豪雨時の河川の状況を把握できるようなシステムを構築することも重要である。さらに、今回に限らず水位計の欠損が発生することがあるが、欠損が生じた場合は水位解析等において支障をもたらすことがあることから、水位計の欠損が発生しないような対策や、カメラ（監視カメラ、簡易カメラ）で水位を把握できるようにしておくことも重要である。

### ⑤堤防点検における効率化と変状の程度や後背地の重要性等に応じた対応策の優先順位の評価法の確立

堤防の決壊は、激甚災害に直結する場合が多い。堤防の延長は膨大であるが、堤防点検において堤防の状態を的確に把握しておくことは河川管理や水防災の観点から非常に重要である。そのためには、ドローン画像やAI技術などを活用し、堤防点検の効率化・高精度化を図っていくことが必要である。

## 5. 本復旧の基本方針

### 5.1 決壊箇所の本復旧の基本方針

今回の被災原因を踏まえた、決壊箇所の本復旧の基本方針を表 5.1.1 に示す。なお、復旧工法については、球磨川水系の河川整備計画が未策定であることから、河川整備方針に基づき検討した。

表 5.1.1 本復旧の基本方針

対策箇所	対策の内容	
川裏法尻保護工	<ul style="list-style-type: none"><li>堤外側からの越水に対して、決壊に至るまでの時間を遅らせることを目的として保護工で法尻を保護する。</li><li>保護工の構造は、「危機管理型ハード対策」を参考とする。</li></ul>	
天端舗装	<ul style="list-style-type: none"><li>堤体内への雨水や越流水の浸透を抑えるため、堤防天端を舗装する。</li><li>今回の場合は、舗装の浮き上がりが生じた可能性があることから、浮き上がりを抑えるための厚さや材料について検討を行う。</li></ul>	
天端までの川表護岸工	<ul style="list-style-type: none"><li>堤内側からの逆越流に対して、川表堤防法面の侵食を防ぐため、堤外側の堤防法面を護岸工で保護する。</li></ul>	
法肩保護工	<ul style="list-style-type: none"><li>越流水による堤防の侵食を防ぐため、堤防法肩に保護工を設置する。</li><li>保護工の構造は、「危機管理型ハード対策」を参考とする。</li></ul>	
排水樋管ゲートの無動力化	<ul style="list-style-type: none"><li>今回のように、堤防が水没した場合、ゲートの操作ができなくなるため、洪水減水期に遅滞なく排水ができるように、ゲートの無動力化を推進する。</li></ul>	
堤体埋戻し	適切な盛土材の使用	<ul style="list-style-type: none"><li>土質が異なる面は、堤防の弱点となりやすいことから、埋戻しに使用する材料は、既存堤体土の土質と近い土を使用する。</li><li>堤体土が飽和しても強度低下しにくいように、細粒分の混合に配慮し、適切な粒度調整を行う。</li></ul>
	段切り施工	<ul style="list-style-type: none"><li>決壊箇所の埋戻しにあたっては、埋戻し土と堤体土のなじみを良くするため、段切り施工を行う。</li></ul>

決壊箇所(56.4k 右岸、55.0k 左岸)の復旧工法の概要をそれぞれ図 5.1.1(1)と図 5.1.1(2)に示す。

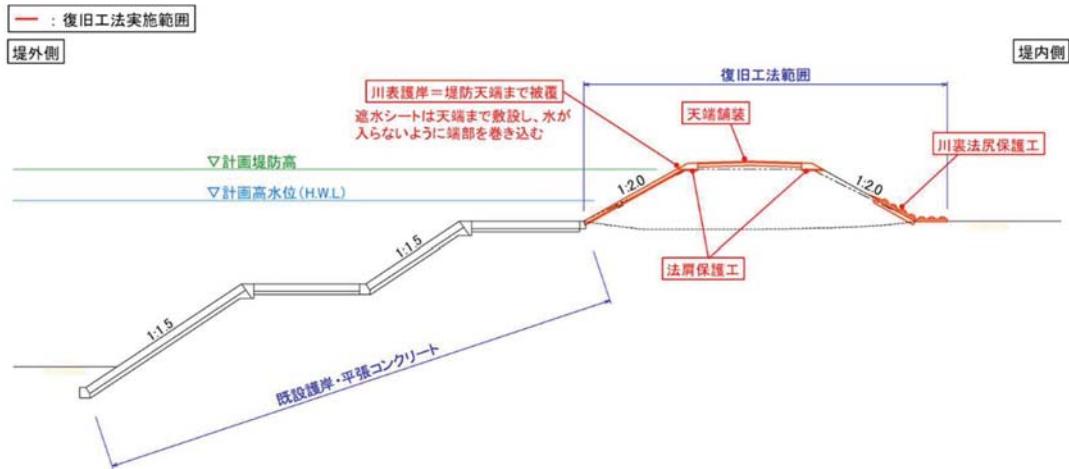


図 5.1.1(1) 復旧工法横断範囲のイメージ(ハ久保排水樋管)

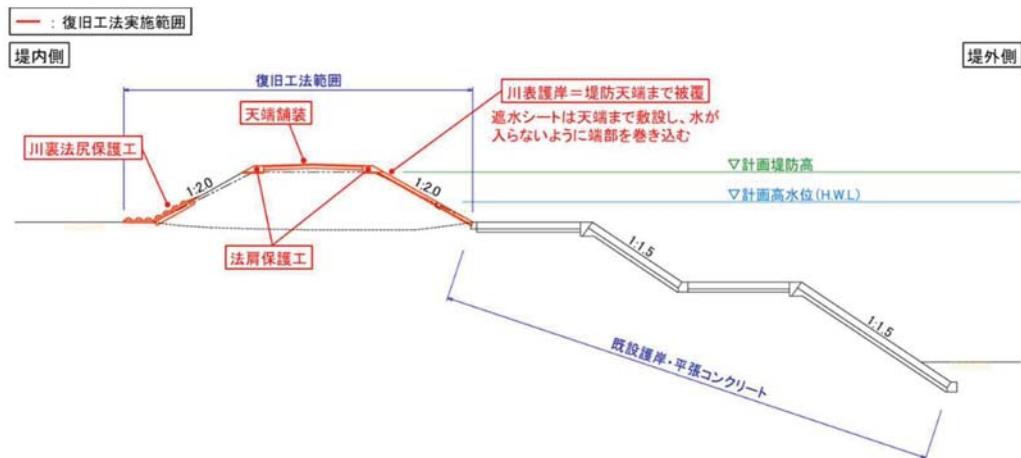


図 5.1.1(2) 復旧工法横断範囲のイメージ(大柿排水樋管)

排水樋管のゲート構造を無動力化とした事例を図 5.1.2 に示す。

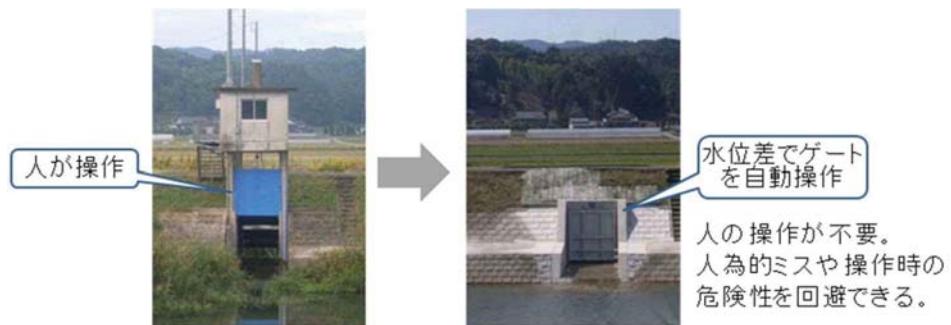


図 5.1.2 樋管ゲートの無動力化の事例

出典) 樋門ゲートの無動力化と操作等の共同管理に関するガイドライン H30.5 九州地方整備局

## 6. 委員による決壊箇所の現地調査

### 6.1 現地調査概要

日時：令和2年7月13日（月）13:40～

場所：熊本県人吉市内（球磨川左岸 55.0k付近、右岸 56.4k付近、右岸 58.6k付近）

### 6.2 現地調査位置図

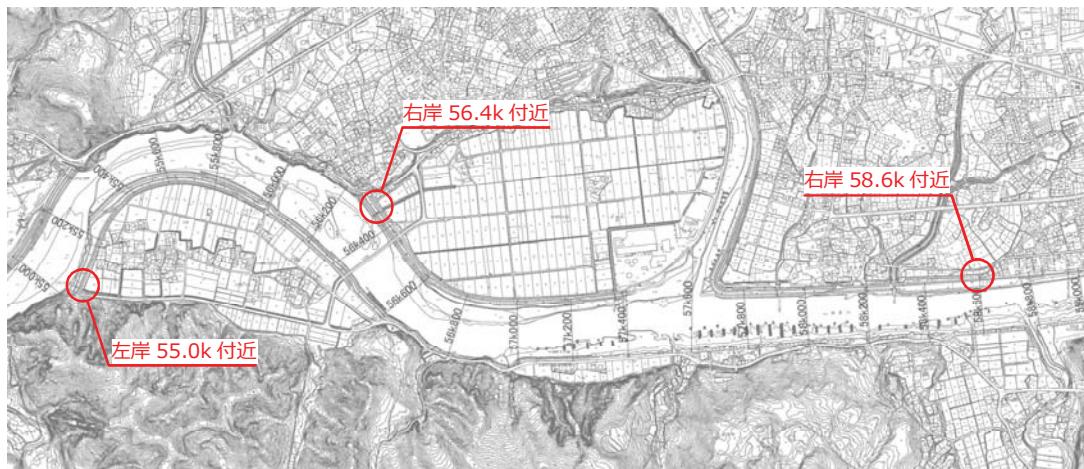
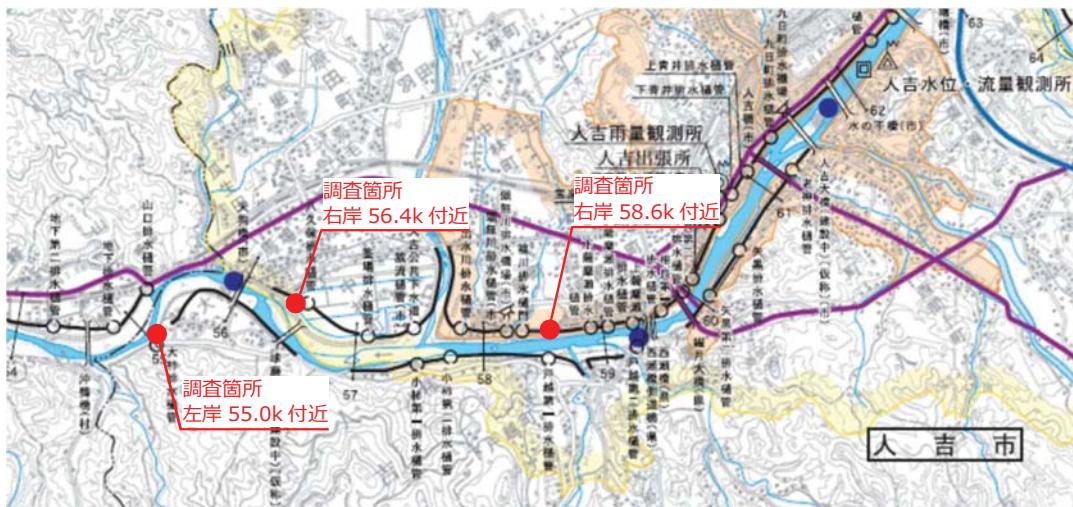


図 6.2.1 現地調査位置図

### 6.3 現地調査参加委員

表 6.3.1 参加委員

委員長	秋山 壽一郎	九州工業大学 名誉教授
委員	上久保 祐志	熊本高等専門学校建築社会デザイン工学科 准教授
委員	佐々木 哲也	国立研究開発法人土木研究所 地質・地盤研究グループ 土質・振動チーム 上席研究員
委員	福島 雅紀	国土交通省国土技術政策総合研究所 河川研究部河川研究室 室長
委員	安福 規之	九州大学大学院工学研究院社会基盤部門 教授
委員	矢野 真一郎	九州大学大学院工学研究院環境社会部門 教授

(敬称略、五十音順)

### 6.4 意見整理

委員より現地でいただいた意見を下表に整理する。

表 6.4.1 意見整理

場所	主な意見
<b>決壊</b> 56.4k 右岸 (八久保) . 55.0k 左岸 (大柿)	<ul style="list-style-type: none"> <li>堤防の土質が上下流で異なるため、堤防や基礎地盤の地質構成を工事履歴やボーリングデータ等から確認すること。</li> <li>面的な洪水痕跡、観測水位、周辺地盤高、堤防地盤高、地域住民の証言等から被災時の内外水位や流れがどのような状況であったか推定すること。</li> <li>被災箇所周辺の河床変化も確認すること。</li> <li>洪水発生時の状況について、可能な限り地域住民等の証言を収集すること。</li> <li>決壊箇所の痕跡水位を広範囲に把握すること。</li> </ul>
<b>損壊</b> 58.6k 右岸	<ul style="list-style-type: none"> <li>現地被災状況から、被災原因としては河川からの越流水による影響であることが明確であることから、本委員会での原因分析は要しないと判断される。 (当該箇所の対策工については別途検討する。)</li> </ul>

## 6.5 現地調査の状況



## 参考文献

---

---

- 1) 国土交通省：球磨川水系の流域及び河川の概要(案) 平成 18 年 8 月 10 日
- 2) 国土交通省：地形分類図（熊本県） 昭和 48 年
- 3) 熊本県相良村：相良村誌自然編 原田正史 監修 熊本大学助教授 田中均
- 4) 国土地理院：千田 昇（2015）：1:25,000 都市圏活断層図 人吉盆地南縁断層とその周辺「人吉盆地」解説書。国土地理院
- 5) 国土交通省：第 1 回 令和 2 年 7 月球磨川豪雨検証委員会説明資料
- 6) 福岡管区気象台：災害時気象資料—令和 2 年 7 月 3 日から 4 日にかけての熊本県・鹿児島県の大暴雨について— 令和 2 年 7 月 5 日
- 7) 熊本県：熊本県災害対策本部会議資料（熊本県警察本部提供資料）
- 8) 西日本気象協会：九州の気候 昭和 39 年
- 9) 気象庁：<http://www.jma.go.jp/jma/index.html>
- 10) 国土交通省：水文水質データベース（河川水位）
- 11) 国土地理院：航空写真
- 12) 国土地理院：色別標高図
- 13) 住民提供映像：決壊箇所（56.4k 右岸）
- 14) 阿武隈川上流堤防調査委員会：阿武隈川上流堤防調査委員会報告書 令和 2 年 6 月
- 15) 九州地方整備局：九州の河川堤防における芝の施工と維持管理ガイドライン  
平成 30 年 3 月
- 16) 財団法人 国土技術研究センター：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）  
平成 24 年 2 月
- 17) 公益社団法人 地盤工学会：連続加圧型の保水性実験とそれを活かした排・吸水過程での不飽和火山灰質土の強度定数の評価
- 18) 與田敏昭・中川一・水谷英朗・川池健司・張浩：堤体飽和度に着目した堤防の越流侵食のメカニズムに関する研究 日本自然災害学会誌論文 2014
- 19) 八代河川国道事務所：球磨川堤防点検及び調査設計報告書 平成 30 年 3 月
- 20) 八代河川国道事務所：平成 30 年度 球磨川堤防点検及び調査報告書 令和元年 10 月
- 21) 八代河川国道事務所：平成 25 年度球磨川水系空洞化対策外堤防点検報告書 平成 26 年 3 月
- 22) 八代河川国道事務所：H30 人吉出張所管内河川維持管理工事 土質材料試験報告書 平成 30 年 12 月
- 23) 財団法人 国土技術研究センター：河川土工マニュアル 平成 21 年 4 月
- 24) 公益社団法人 地盤工学会：災害廃棄物から再生された復興資材の有効活用ガイドライン  
平成 26 年 10 月
- 25) 関東地方整備局下館工事事務所：小貝川洪水の記録—昭和 61 年・台風 10 号—
- 26) 九州地方整備局：樋門ゲートの無動力化と操作等の共同管理に関するガイドライン  
平成 30 年 5 月