

堤体のり面の安定性確保に関する対策工法の検討

中央開発株式会社 ○松崎 陽介
中央開発株式会社 岸田 浩

論文要旨

近年の都市化の進行により流域の持つ保水機能は低下し河川への流出量は増大しており、さらに集中豪雨も頻発する等の異常気象が発生している。

このような状況を踏まえ本論文は、河川の防災対策として堤体のり面の安定性の検討および対策工の検討を実施するために、堤防兼用道路にてボーリング調査を実施し、土質特性を把握し、安定計算モデルを作成した。また堤体内水位を仮定して堤体崩壊の様子を再現した。さらに安定性を確保するための対策工を検討した。

キーワード：堤体のり面、水抜き管、安定計算、対策工法

まえがき

平成 24 年 8 月の降雨により川表側のり面において比較的浅いすべり（1～2m）が発生した。崩壊発生時にすべり面内部から地下水が流出していたことから、被災時には地下水位は堤体内の高い位置にあったと推定した。現状では復旧した際に設置した排水パイプの効果により堤体内の水位が低下しており堤体は安定しているが、どの程度の水位で安定性が確保されるか解析検討を行う必要がある。

本稿では堤防兼用道路の地下水状況の確認及び堤防のり面の土質特性を把握し、堤体の安定性確保に関する対策工法を検討した。

1. 調査内容及び現地状況

(1) 図-1 の調査位置平面図に示すとおり、河川北側（右岸側）の堤防兼用道路沿いにボーリング調査を 4 箇所実施した。No.1, No.2, No.4 地点が河川側、No.3 地点は堤内側で堤体のり面の土質状況と地下水状況を把握する目的で実施した。崩壊が比較的顕著に現れている

対策検討箇所の南側（下流側）の No.1 地点においてはサンプリングした試料を用いて、土の圧密非排水（CUバー）三軸圧縮試験と土の透水試験を実施した。
(2) のり面の崩壊は堤内側にて表層部がすべり崩壊しており、崩壊部から地下水が流出していた。この状況を踏まえ、復旧した際に排水パイプを設置した。復旧後も排



写真-1 崩壊状況（左上）と復旧直後の排水パイプ（右下）

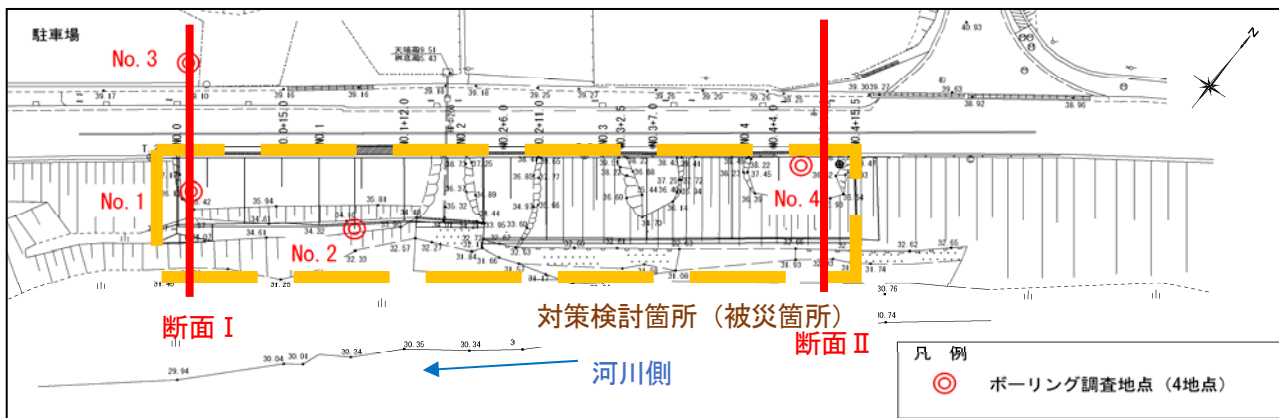


図-1 調査位置平面図

水パイプからは地下水が流出していた。

2. 調査地の地形概略

図-2 に調査地周辺の地形概略を示す。調査地のうち、今回調査範囲の堤防兼用道路を挟み北西部は氾濫平野、南西部は低水敷に区分される。対象地周辺の地形は、北東部に広がる山地から川に向かって標高が低くなる傾向を示すが、対象地の背面には小規模な台地が形成されており、複雑な地形を形成している。

主な地質は、中生代白亜紀後期に形成された花崗岩類から形成される。花崗岩類は、主に中粒～粗粒角閃石黒雲母花崗岩及び花崗閃緑岩で構成される。平均粒径3～5mmで10～20mmのカリ長石の粗粒結晶を含む特徴があり、しばしば弱い片状構造を示す。なお、周辺部の表層地質状況から、部分的にはその上部に未固結堆積物(沖積砂質土・シルト・砂質粘土)、半固結堆積物(洪積礫質土)が分布することが想定される。

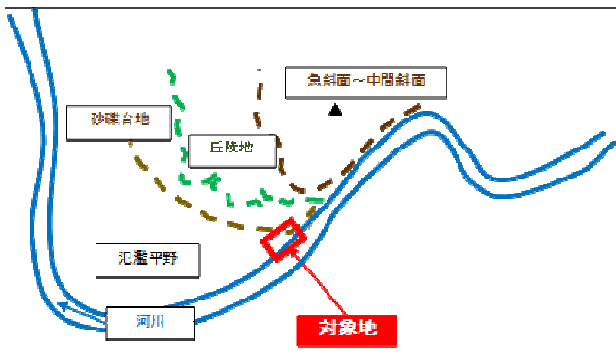


図-2 調査地周辺の地形概略

3. 現地調査結果

調査地の地層層序は、堤体である盛土の下位には沖積砂質土層 (As)、洪積粘性土層 (Dc) 洪積砂質土層 (Ds)、洪積礫質土層 (Dg) が堆積しており、洪積層の下位には風化花崗岩が分布している。図-3 に想定地層断面図を示す。

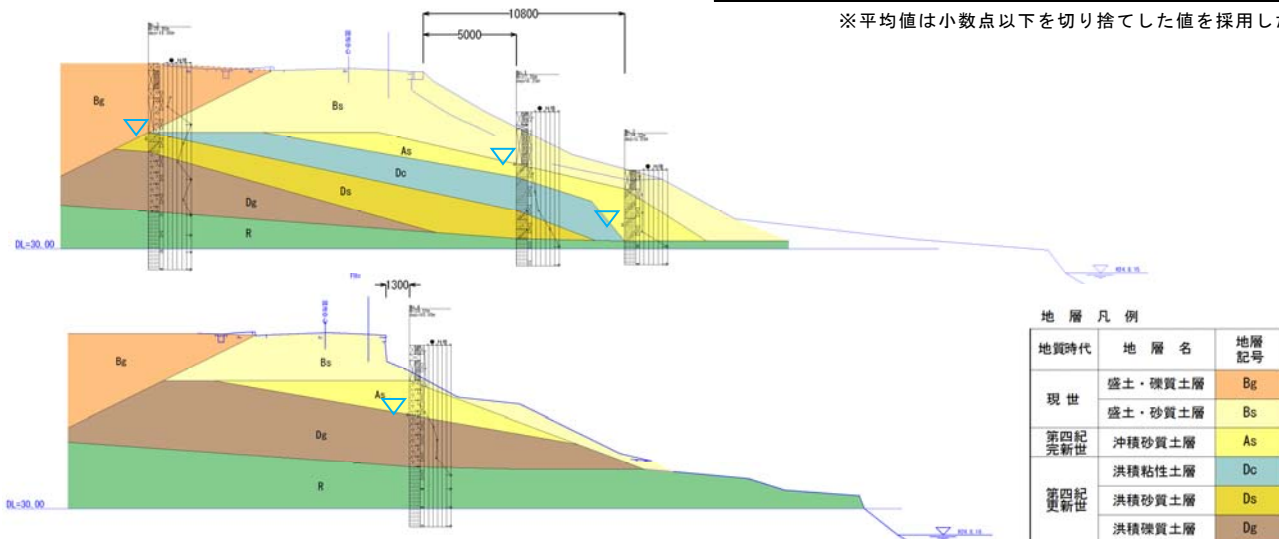


図-3 想定地層断面図 (上: 断面 I, 下: 断面 II)

また、本調査で確認した調査地域の地下水位を表-1 に示す。地下水位はNo. 1 地点, No. 2 地点でGL-2.8m～-2.95mと比較的高い位置にあり, No. 3 地点およびNo. 4 地点ではGL-3.90m～4.05mに存在した。なお、今回の調査では盛土層内に水位は確認されなかった。Bs層では透水試験を実施した結果、透水係数は 6.0×10^{-7} (m/sec)が得られ、砂質土としては低い値を示した。

表-2 に標準貫入試験により得られたN値の統計を示す。盛土層のN値はBs層で平均12回, Bg層で平均2回, 沖積層ではAs層で平均6回, 洪積層はDc層で8回, Ds層で41回, Dg層で35回, 風化花崗岩では60回を示す。

表-3 に被災後のBsN層における三軸圧縮試験結果を示す。全応力条件下での粘着力cは21.7kN/m², 内部摩擦角φは24.7°である。有効応力条件下での粘着力c'は4.6kN/m², 内部摩擦角φ'は32.7°である。

表-1 地下水位一覧表

調査地点	自然水位		地層
	GL- m	H m	
No. 1	2.80	34.55	沖積砂質土層 (As層)
No. 2	2.95	31.27	沖積砂質土層 (As層)
No. 3	4.05	35.90	洪積砂質土層 (Ds層)
No. 4	3.90	35.21	洪積礫質土層 (Dg層)

表-2 地層別 N値の統計表

各地層の統計値

地層記号	Bg	Bs	As	Dc	Ds	Dg	R
個数	2	4	5	1	2	6	12
最小値	9	1	3	8	40	21	60
最大値	15	3	6	8	43	60	60
平均値	12.0	2.0	4.6	8.0	41.5	35.2	60.0
採用平均値	12	2	4	8	41	35	60

※平均値は小数点以下を切り捨てた値を採用した。

表—3 Bs層の三軸圧縮試験結果

全応力条件		有効応力条件	
粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力 c' (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ' (°)
21.7	24.7	4.6	32.7

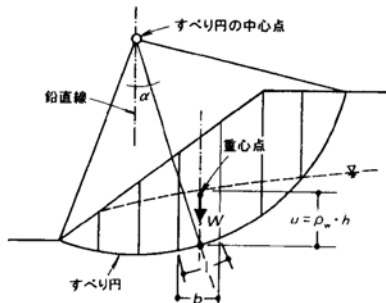
三軸圧縮試験条件: CUb

4. 安定性の解析方法

堤防の安定性を検討する為に、モデルを設定し検討を実施した。図—4 に円弧すべり計算方法、図—5 に検討モデル図、表—4 に検討に用いる土質定数一覧表を示す。検討モデル図にて、BsN の地層記号で示される範囲は、平成 24 年度被災後復旧土砂部分として、在来盛土と区別した。強度定数、単位体積重量は、平成 24 年度被災後復旧土砂部分については、今回実施した室内土質試験(三軸試験)に基づき、BsN 層の強度を設定した。それ以外の土層については、 N 値からの推定値および土質による一般値を用いた。

地下水位線は現状の検討にあたっては、今回ボーリング中に観測された孔内水位を利用し、水位上昇後については、水平となる水位を設定した。

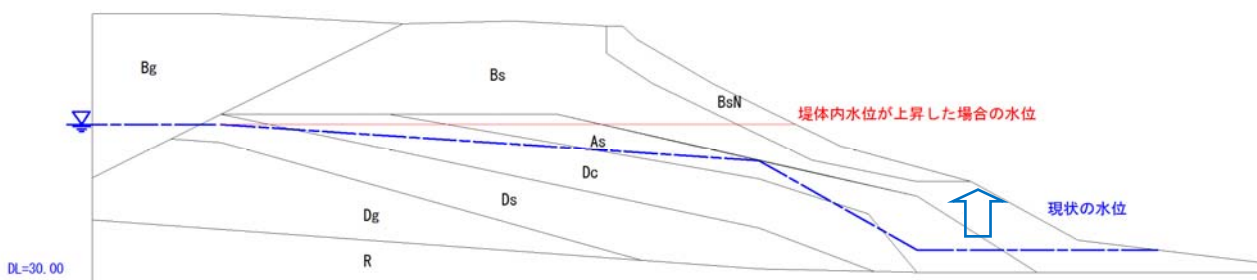
検討手法は下記に示す、「河川堤防の構造検討の手引き」^{*1}に示される円弧すべりの手法を用いて実施した。



$$F_s = \frac{c l + (W - ub) \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi}{W \cdot \sin \alpha}$$

ここに、 F_s : 安全率
 u : すべり面の間隙水圧 (t/m²)
 W : 分割片の重量 (t)
 c : すべり面に沿う土の粘着力 (t/m²)
 l : 円弧の長さ (m)
 ϕ : すべり面に沿う土の内部摩擦角 (°)
 b : 分割片の幅 (m)

図—4 円弧すべり計算方法



図—5 検討用モデル図

所要安全率はすべり破壊に対する表のりの所要安全率は 1.0 とされており^{*1}, これを適用して、 $F_s=1.0$ を所要安全率とした。

5. 安定性の解析結果

前述したモデルにより、円弧すべり安定計算を実施した。想定する堤体内水位と、最小安全率の一覧表を表—5 に示す。

図—6 に円弧すべり安定計算結果図を示す。現状の地下水位を設定し、被災後埋め戻した部分を通過する円弧にて、最小安全率 $F_s=1.210$ となり、埋め戻した土砂を含めて、堤体全体としては安定している。

(1) 水位上昇後について

復旧部土砂の室内透水試験の結果からも、透水性が低い (10^{-7} m/s) ため、地下水が堤体内に滞留することが想定される。想定される水位として、現状の堤体内側の水位がそのまま川表まで水平に上昇した場合の設定とした。その結果、円弧内の滑動/抵抗モーメントのバランスが変化し、現状よりは、すべり円形状が大きくなり、概ね埋め戻し部分をかすめる形が最小安全率となった。安全率は $F_s=0.935$ となり、所要安全率 1.0 を下回り、不安定化する結果となった。

表—4 検討に用いる土質定数一覧表

地層名	地層記号	設計N値	単位体積重量		粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)	備考	
			γ_t (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)				
盛土層	礫質土層	Bg	12	19.0	21.0	0.0	35.2	砂礫
	砂質土層 (既存盛土)	Bs	2	18.0	20.0	0.0	27.1	中砂
	砂質土層※ (H24被災後復旧盛土)	BsN	-	18.0	20.0	4.6	32.7	中砂
沖積層	砂質土層	As	4	17.5	19.5	0.0	29.2	細砂
洪積層	粘性土層	Dc	8	15.0	17.0	50.0	0.0	粘土
	砂質土層	Ds	41	17.5	19.5	0.0	39.5	細砂
	礫質土層	Dg	35	19.0	21.0	0.0	38.0	砂礫
基盤岩	花崗岩	R	60	-	-	-	-	岩

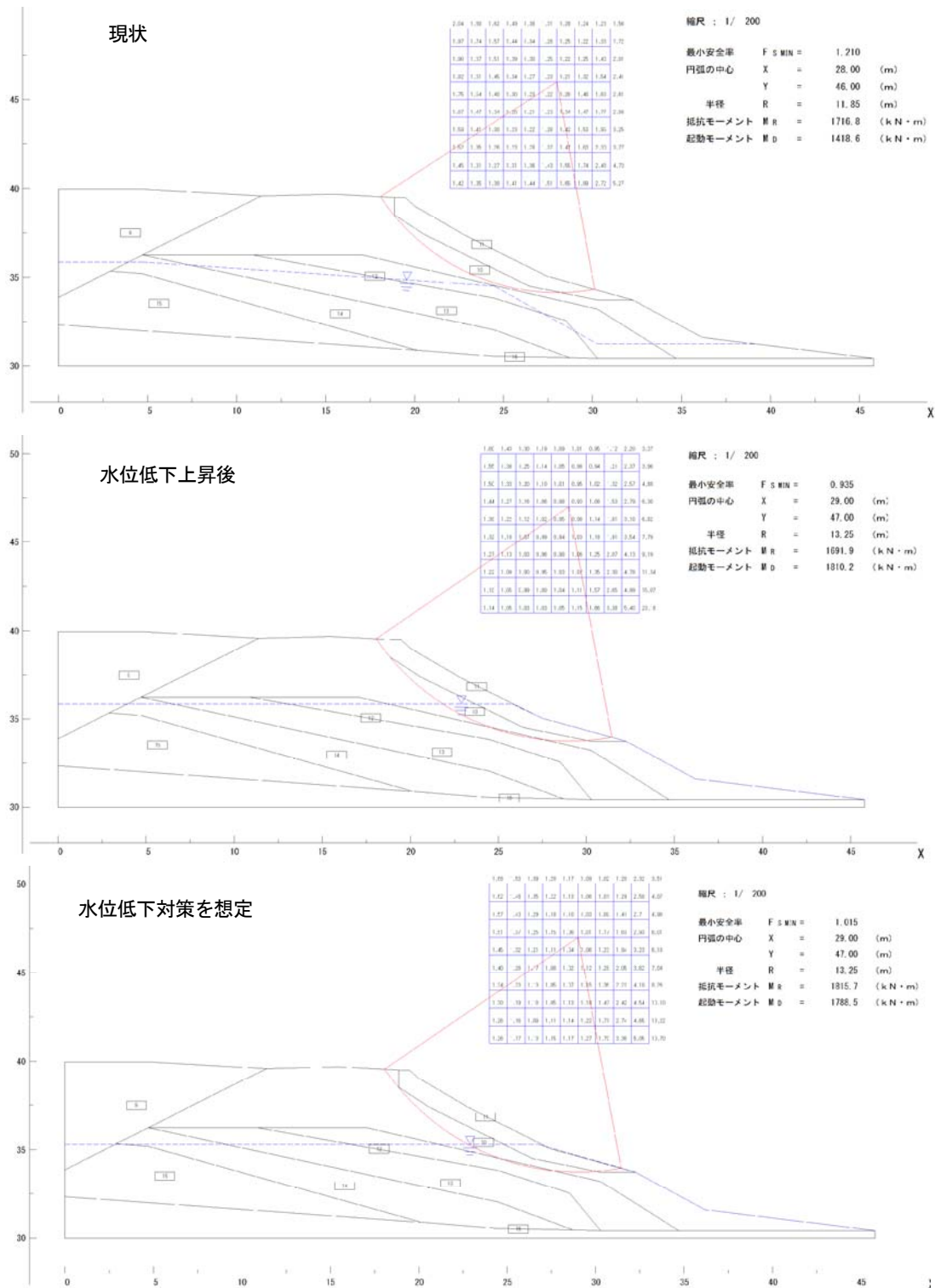
※平成24年度被災後復旧した盛土部分について、三軸試験を実施し、強度を求めた。

(2) 水位低下対策

仮定した水平水位より、概ね 0.5m 低下させた時点ですべり安全率 $F_s \approx 1.0$ となり、水位を低下させる対策工を設置することで、堤体の安定性が確保されることになる。

表—5 検討結果一覧表

堤体内水位	最小安全率 F_s	判定	備考
現状	1.210	OK	ボーリング時孔内水位 (水位川表へ傾斜)
水位上昇後	0.935	NG	堤内側から水平の水位 (H=35.87m)
水位低下対策	1.015 (≈ 1.00)	OK	堤内側から水平の水位 (H=35.3m)



図—6 円弧すべり安定計算結果図

6. 対策工の検討

平成 24 年 8 月の降雨時の堤防被災状況を関係者のヒアリングや、現場で起こった事象をとりまとめると、以下の通りである。

- ・比較的浅いすべり(1~2m)が川表のり面で発生した模様(横断測量結果などから)
- ・被災時は、河川水位は堤体よりかなり低い高さであった。
- ・川表側のり面が崩壊し、内部から地下水が流出していた。
- ・排水パイプを設置後も、現在に至るまでパイプ先端からは地下水が流出している。

上記の水位の様子から、被災時の地下水水位は、堤体内の高い位置にあったと推定される。

平成 25 年にも豪雨が発生しているが、現状で堤体は安定していることから、排水パイプにより堤体内水位が低下していることや、復旧を行った土砂が在来土に比べて抵抗力が大きいことが推察される。

一般的な河川堤防の浸透に対する対策工は、河川側からの水の浸入を抑制し、進入した河川水は速やかに堤内側に排除するのが原則である。

しかし今回は、堤内側からの地下水が問題となっており、浸透対策としての一般的な対策工は適用が難しい。その為、今回は、堤体内の水位を下げる(上げない)ことに主眼をおいて図-7に示す案を検討した。

あとがき

本論文は、河川の防災対策として堤体のり面の安定性の検討および対策工の検討を実施するために、ボーリング調査を実施し、安定計算モデルを作成し、堤体内水位を仮定して堤体崩壊の様子を再現した。さらに安定性を確保するための対策工を検討した。検討した内容を以下にまとめた。

- (1) 現状の安定計算を実施し、 $F_s > 1.0$ を確認した。
- (2) 想定される高さまで水位を上昇させ、すべり安全率 $F_s < 1.0$ を確認した。(崩壊の再現)
- (3) 堤体内の水位を低下させ、すべり計算を繰り返し実施し、 $F_s \approx 1.0$ となる水位を求めた。(限界水位の設定)
- (4) 対策工により水位を低下させる目標水位を、0.5m程度と設定し、対策工を検討した。

参考文献(または引用文献)

- 1) 河川堤防の構造検討の手引き, 財団法人国土技術センター, H.24.2改訂 48p.

対策	内容	課題	対応
1	現在の水抜きパイプをそのまま残置する	水抜き性能の維持 堤防管理上の問題	定期的な巡視による性能の維持 水抜き性能が低下時の再施工
2	堤内側に止水矢板を打設する	周辺の水位上昇 排水先の確保 官民境界の問題	矢板の堤内側に集水暗渠を設置 下流側排水樋門(樋管)の能力確認
3	堤内側に碎石等による集水領域を設置する	排水先の確保 官民境界の問題	集水層付近へ集水暗渠の設置 下流側排水樋門(樋管)の能力確認
4	川表側のり面を地盤改良する(安定性向上)	周辺の堤体内水位上昇 堤防管理上の問題	地盤改良範囲の上下流への拡大

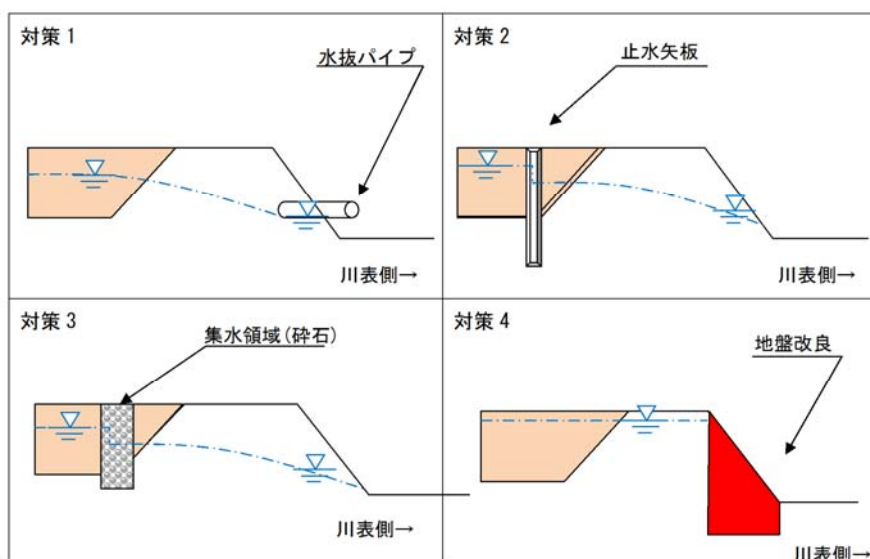


図-7 対策工の検討一覧