3.2 アンカー付場所打ち法枠詳細設計

3.2.1 設計条件の整理

1)検討モデル

検討に用いるモデル断面は、A 箇所の代表断面である A-1 断面と、B 箇所の B-1 断面とする。

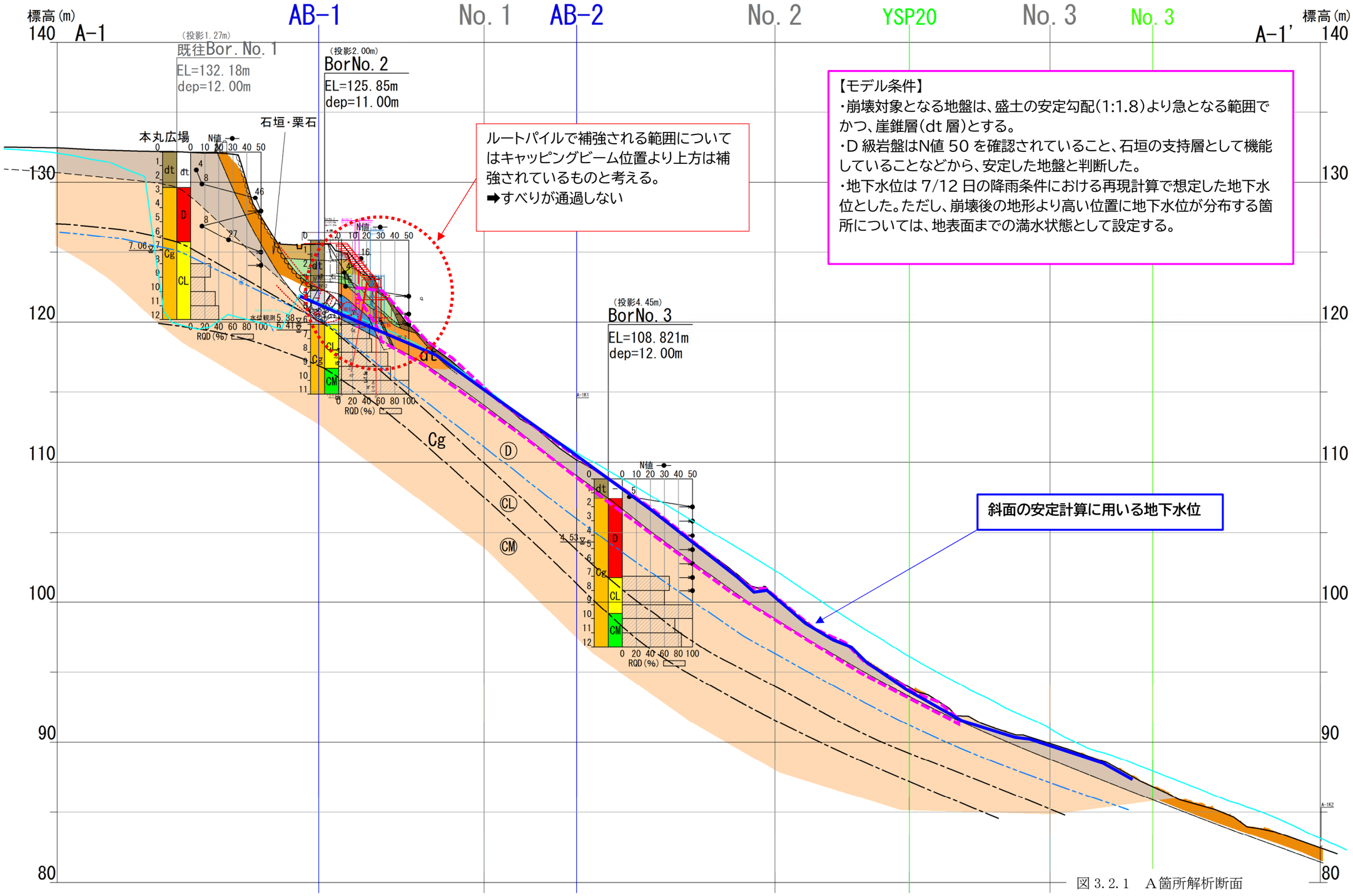


図 3.2.1　A箇所解析断面

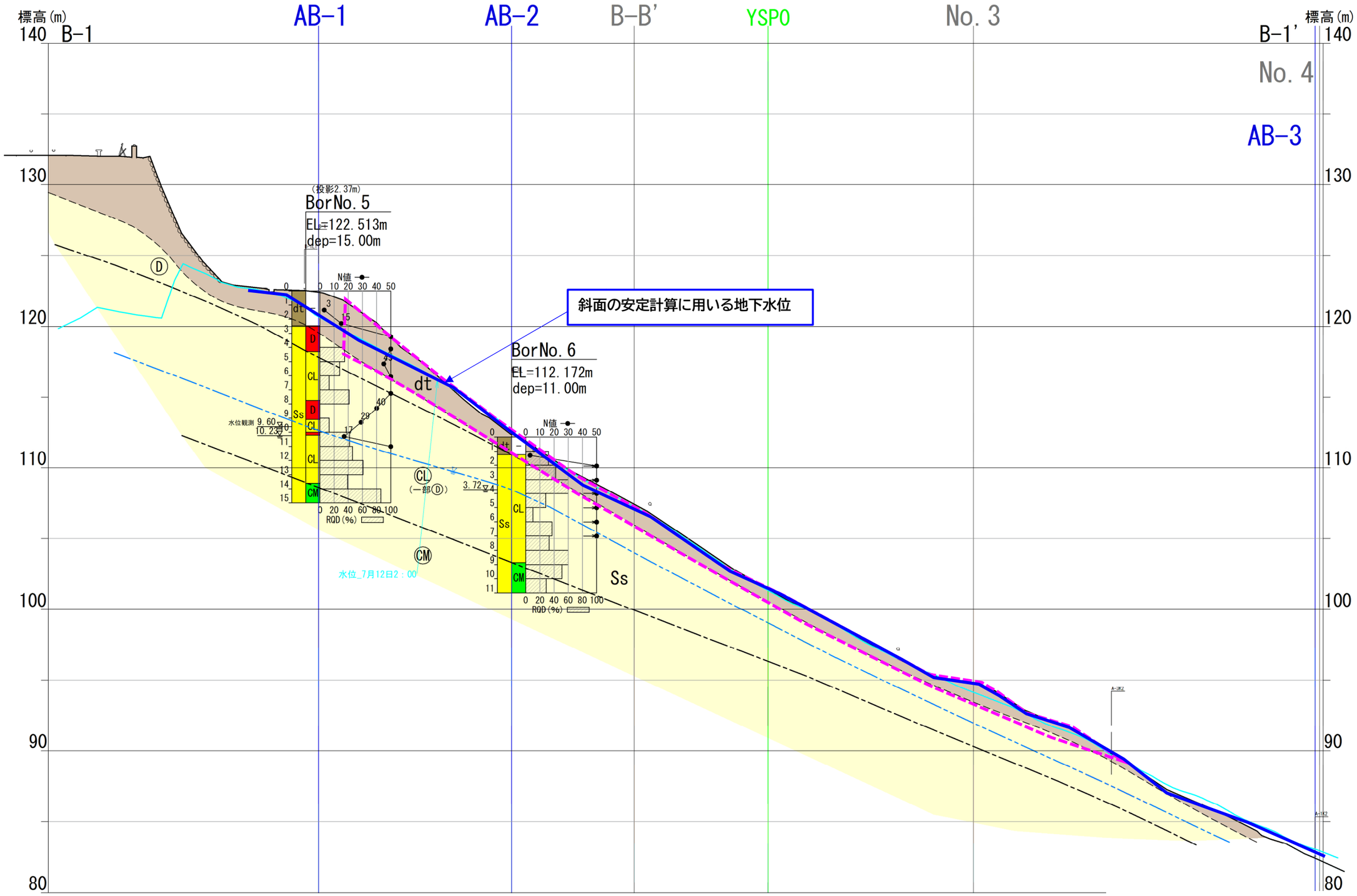


図 3.2.2　B 箇所解析断面

2)土質定数の設定

安定計算に用いる土質強度定数は、これまで実施した室内試験の結果を踏襲し、地下水位は浸透流解析によって得られた最高水位として以下のとおり設定する。

なお、粘着力は崩壊後の現況地形において対象斜面は安定していることから、現況安全率をFs=1.0と設定し、逆算法によって算出することとした。

表3.2.1　安定解析検討条件

項　目	単　位	数　値	備　考
単位体積重量γt	kN/m3	20.0	
〃　　γsat	kN/m3	21.0	
内部摩擦角　φ	°	34	
粘着力	kN/m2	-	逆算によって算出
地下水位条件	―	R06.0.7.12_2時	浸透流解析結果より

3)地下水位の設定

地下水位の設定は、浸透流解析の結果を参考に水位を設定する（但し、ボーリング調査の結果からは、崩壊が予見されるdt層内の地下水位は確認されていない)。

4)現況安全率と計画安全率

表3.2.2　初期安全率一般値

現在安定を保っている場合	1.00
降雨等に伴い若干の変動が認められる場合	0.98
すべりが進行している場合	0.95

「公共土木施設の災害申請工法のポイント」p144より抜粋

保全対象は、重要度は高いと判断されるため、下表を参考に計画安全率はPFs＝1.20とする。

表3.2.2　計画安全率一般値

重要な道路、河川、人家等に重大な影響を与える箇所		1.20
上記以外	主要地方道、一般県道	1.15
	市町村道	1.12
応急工事		1.05

「公共土木施設の災害申請工法のポイント」p144より抜粋

5)上載荷重

斜面上部には緊急車両用道路が設置されているため、道路には上載荷重（交通荷重）q=10Kn/m2を見込んで検討を行う。

ただし、対策前の現況斜面上には安全側を考慮して交通荷重を作用させないものとする。

また、Ａ箇所は擁壁構造が網状鉄筋挿入工に支えられることから、上載荷重は作用させないこととする。

3.2.2 設計計算

１）安定計算結果（逆算）

逆算法によって得られた粘着力ｃは以下のとおり。詳細な計算シートは巻末に付す。

表 3.2.3　Ａ箇所逆算安定解析結果

強度逆算条件結果	対象斜面：	A1断面（崩壊後）
	地下水位：	浸透流解析結果水位　R06.07.12_2時
	単位体積重量：	γ t=20.0kN/m^3、γ sat＝21.0kN/m^3
	安全率：	Fs=1.00
	逆算強度：	ϕ ＝34.0°、C=5.76kN/m^2

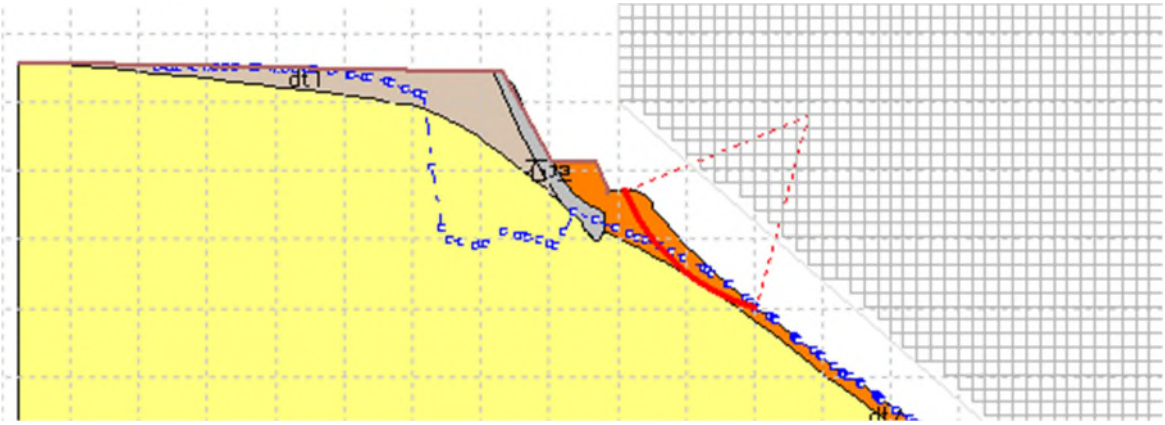
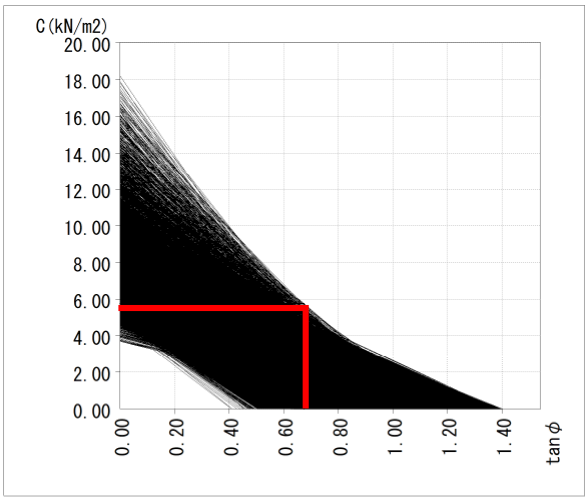


図 3.2.3　Ａ箇所逆算時安定解析円弧



C-tanφ関係図

図 3.2.4　Ａ箇所逆算結果

表 3.2.4　B 箇所逆算安定計算結果

強度逆算 条件 結果	対象斜面：	B1断面（現況）
	地下水位：	浸透流解析結果水位　R06.07.12_2時
	単位体積重量：	γ t=20.0kN/m^3、γ sat＝21.0kN/m^3
	安全率：	Fs=1.00
	逆算強度：	ϕ ＝34.0°、C=6.22kN/m^2

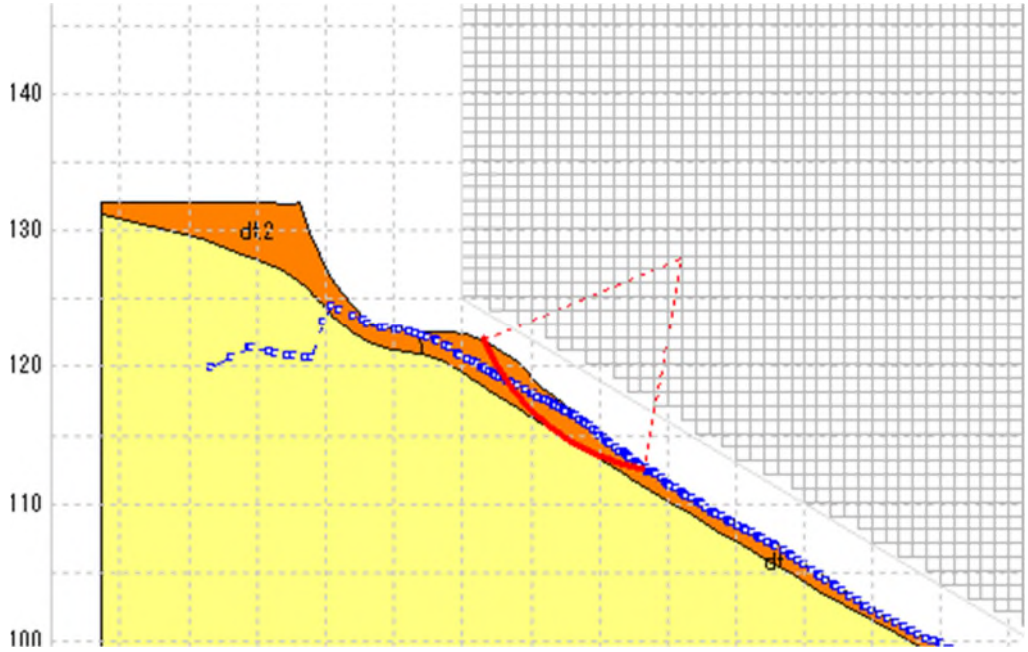
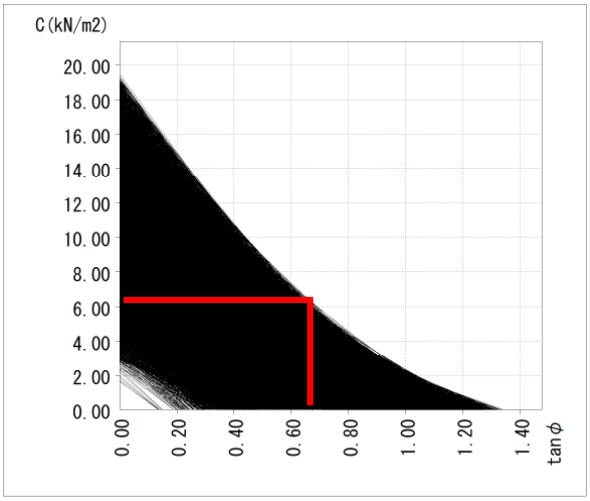


図 3.2.5　B 箇所逆算時安定解析円弧



C-tanφ関係図

図 3.2.6　B 箇所逆算結果

２）安定計算結果（抑止力）

Ａ箇所・Ｂ箇所における安定計算結果を以下に示す。

地山補強土工の検討では、下記最大抑止力円弧で最適配置となる補強材の規格を決定し、対象斜面全体に配置する計画とする。

更に補強材配置後に繰り返し円弧計算を実施し、発生するすべての円弧に対して計画安全率を満足するか検証を行った。

表 3.2.5　Ａ箇所安定計算結果

強度逆算条件結果	対象斜面：	A1断面（崩壊後）	
	地下水位：	浸透流解析結果水位　R06.07.12_2時	
	単位体積重量：	γt=20.0kN/m^3、γsat＝21.0kN/m^3	
	安全率：	Fs=1.00	
	逆算強度：	ϕ＝34.0°、C=5.76kN/m^2	
対策検討	計画安全率	Fs=1.20	
	地下水位：	浸透流解析結果水位　R06.07.12_2時	
	円弧すべり	最小安全率円弧	最大抑止力円弧
	安全率Fs	1.000	1.017
	必要抑止力Pr（kN/m）	37.4	41.4
	円弧半径（m）	14.503	18.995
	すべり面長（m）	13.177	14.186

表 3.2.6　Ｂ箇所安定計算結果

強度逆算条件結果	対象斜面：	B1断面（現況）	
	地下水位：	浸透流解析結果水位　R06.07.12_2時	
	単位体積重量：	γt=20.0kN/m^3、γsat＝21.0kN/m^3	
	安全率：	Fs=1.00	
	逆算強度：	ϕ＝34.0°、C=6.22kN/m^2	
対策検討	計画安全率	Fs=1.20	
	地下水位：	浸透流解析結果水位　R06.07.12_2時	
	円弧すべり	最小安全率円弧	最大抑止力円弧
	安全率Fs	1.000	1.020
	必要抑止力Pr（kN/m）	48.2	56.6
	円弧半径（m）	15.664	24.588
	すべり面長（m）	15.648	18.532

3.2.3 切土補強土工検討結果

１）設計条件

対策検討に用いる検討条件は以下の通り。

極限周面摩擦抵抗値（地山と注入材の周面摩擦力）

崖錐堆積物　　：砂礫Ｎ値　５相当　τ＝0.04N/mm2
緩み領域（DL～DH）　：風化岩相当　　τ＝0.48N/mm2
亀裂性岩盤（CL～CM）：風化岩相当　　τ＝0.48N/mm2

極限周面摩擦抵抗値は「切土補強土工設計・施工指針　NEXCO」に示される一般値から設定した。

dt 層は平均Ｎ値５程度であるため、Ｎ値 10 での極限周面摩擦抵抗 0.08 N/mm2 の半分となる 0.04N/mm2 を採用した。

表 3.2.7　周面摩擦抵抗値

地盤の種類			極限周面摩擦抵抗(N/mm2)
岩盤	硬岩		1.20
	軟岩		0.80
	風化岩		0.48
	土丹		0.48
砂礫	Ｎ値	10	0.08
		20	0.14
		30	0.20
		40	0.28
		50	0.36
砂	Ｎ値	10	0.08
		20	0.14
		30	0.18
		40	0.23
		50	0.24
粘性土			0.8×c　　c：粘着力

「切土補強土工設計・施工要領」より抜粋

・法面低減係数：μ＝0.7
本検討では、くもの巣ネット工法をモデルとしている。
「くもの巣ネット工法　設計・施工マニュアル（2023 年 12 月）」によると、法面工低減係数の標準値は 0.7 とされていることから、本検討においても、μ＝0.7 を採用する。

※　低減係数

上記の算定に当たっては，次に示す低減係数を考慮し算出する。

・のり面工低減係数(設計引張力の低減係数)(μ) 0.7～1.0

標準は 0.7 である(参考資料―9 参照)。

ただし，補強材力が対象斜面の地山全面にわたって十分に伝達すると判断される場合は，「東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社；切土補強土工法設計・施工要領」p50，表 4.10.1 に示される 0.7～1.0 の範囲を設定することができる。

「くもの巣ネット工法　設計・施工マニュアル」P9 より抜粋

・その他の条件

上記以外の条件については、「切土補強土工法設計・施工要領」P31 より以下にまとめて示す。

・補強材の許容引張応力度　：200N/mm^2（SD345）
・極限周面摩擦抵抗の安全率：2.0
・補強材と注入材の許容付着力：1.6N/mm^2（注入材の設計基準強度 24N/mm^2）

安全率、許容応力度については、次の考え方を基本とする。

(1)補強斜面の計画安全率

補強斜面の計画安全率は、永久と仮設に分けて考え、それぞれ次を基本とする。

表 4.4.1 補強斜面の計画安全率

項　目	計画安全率
永久（長期）	Fsp※1) ≧1.20
仮設（短期）	Fsp※2) ≧1.05、1.10

※1)永久の計画安全率F_{sp}≧1.20は、本線等の永久のり面、埋戻し後地表に残る永久のり面、存置期間が２年以上の仮設のり面などに適用する。

※2)仮設の計画安全率は、①掘削開始から最下段の補強材設置前までの施工時の計画安全率をF_{sp}≧1.05とし、②最下段の補強材設置後から埋戻し前までの存置期間の計画安全率をF_{sp}≧1.10とする。

(2)補強材の許容引張応力度

永久の場合の補強材の許容引張応力度は、表4.4.2とする。また、仮設の場合の補強材の許容引張応力度は、永久の1.5倍とする。

表 4.4.2 補強材の許容引張応力度(N/mm²)

補強材の種類	SD345
許容引張応力度	200

(3)注入材と地盤の間の極限周面摩擦抵抗

注入材と地盤の間の極限周面摩擦抵抗は、引抜き試験を行って決定することが望ましいが、実施工前に安全性の確認をすることを条件として、推定値を使ってもよいものとする。

(4)極限周面摩擦抵抗の計画安全率

極限周面摩擦抵抗の安全率は、永久と仮設に分けて考え、それぞれ次を基本とする。

表 4.4.3 極限周面摩擦抵抗の安全率

項　目	安全率
永久（長期）	Fsa=2.0
仮設（短期）	Fsa=1.5

(5)補強材と注入材の間の許容付着応力

永久の場合の補強材と注入材の間の許容付着応力は、表4.4.4とする。また、仮設の場合の補強材と注入材の間の許容付着応力は、永久の1.5倍とする。

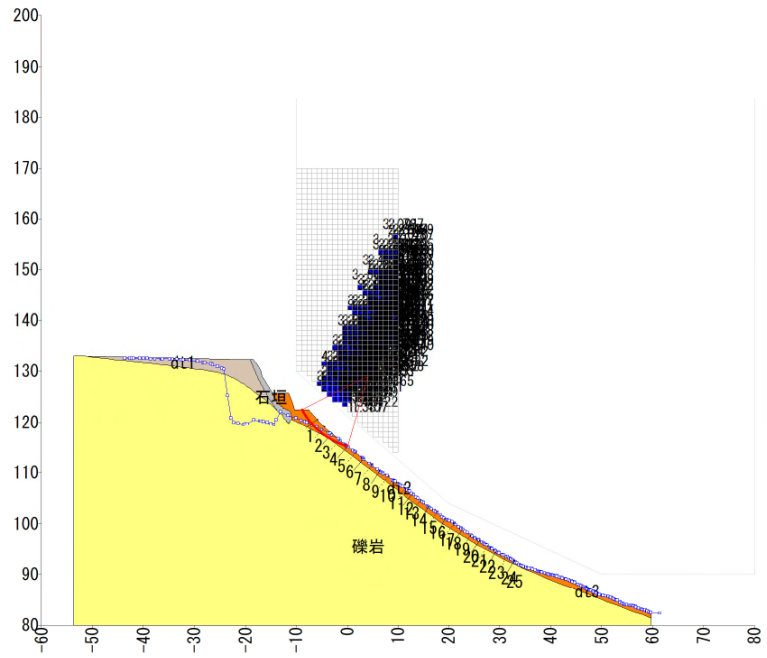
表 4.4.4 異形鉄筋と注入材の許容付着応力 (N/mm²)

注入材の設計基準強度	24	27	30
許容付着応力	1.6	1.7	1.8

「切土補強土工法設計・施工要領」P31 より抜粋

２）検討結果（Ａ箇所）

検討の結果、ボルトの規格は以下の通りとなった。



照査結果

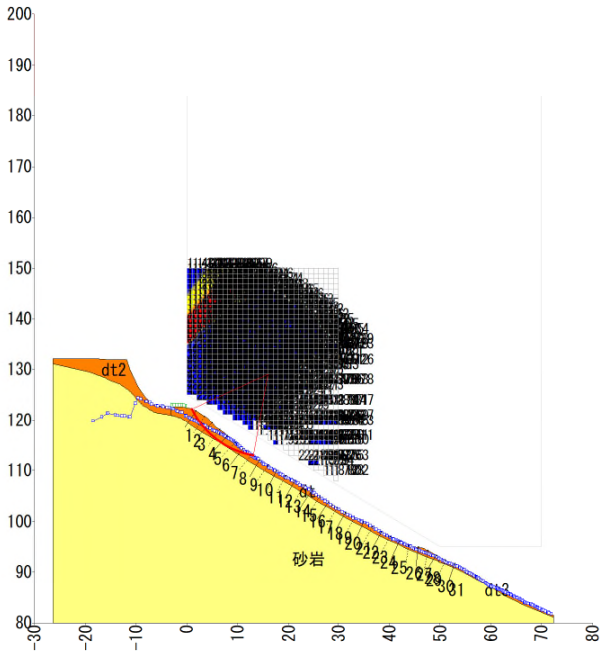
項目		記号	単位	数値(常時)	
				補強前	補強後
計算結果	安全率	Fs	—	1.053	1.207
	計画安全率	Fsp	—	1.200	
円弧	中心座標	X	m	4.000	
		Y	m	129.000	
	半径	r	m	14.500	
計算要素	すべり抵抗力	S	kN/m	169.95	
	滑動力	T	kN/m	161.28	
	補強材抵抗力	Sr	kN/m	—	24.839

ボルト規格	ボルト長	照査後安全率
D19	3.0m	1.207･･･ok

以上の結果より A 箇所のボルト長は 3.0m と設定する。

３）検討結果（Ｂ箇所）

計算の結果、ボルトの規格は以下の通りとなった。



照査結果

項目		記号	単位	数値(常時)	
				補強前	補強後
計算結果	安全率	Fs	―	1.003	1.212
	計画安全率	Fsp	―	1.200	
円弧	中心座標	X	m	16.000	
		Y	m	129.000	
	半径	r	m	16.500	
計算要素	すべり抵抗力	S	kN/m	255.30	
	滑動力	T	kN/m	254.51	
	補強材抵抗力	Sr	kN/m	―	53.420

ボルト規格	ボルト長	照査後安全率
D19	4.0m	1.212･･･ok

以上の結果よりＢ箇所のボルト長は 4.0m と設定する。

3.2.4 受圧板構造検討結果

１）Ａ箇所設計条件

計　算　条　件

項　　目	記　号	単　位	数　　値
設計引張り力	T_d	kN/本	19.516
のり面工の低減係数	μ	－	0.70
のり面工に作用する補強材引張り力	T_o	kN/本	13.662

のり面工の諸元

項　　目	記　号	単　位	数　　値
規格	－	－	CMPL-200
許容設計荷重	T_A	kN	30.0
ネットとの交点数	n_1	箇所	2
製品重量	W	kg	2.9
寸法（縦×横）	－	mm	200×200

のり面工に作用する補強材引張り力の照査

設計引張り力 T_d は、最大値［ 補強材 No.1 ］　19.516 (kN/本) を使用する。

のり面工に作用する補強材引張り力 T_o を照査する。

$$T_o = \mu \cdot T_d = 0.70 \times 19.516$$

$$= 13.662\ (\mathrm{kN/本}) \leqq T_A = 30.0\ (\mathrm{kN/本}) \cdots \mathrm{OK}$$

したがって、 支圧板（クモ用プレート）　CMPL-200　を採用する。

２）検討結果

安全性の照査

$$Fs = \frac{R}{S} = \frac{30.030}{11.988} = 2.50 \geqq 1.00 \cdots \mathrm{OK}$$

以上より、クモの巣ネット工法による中抜け防止が期待できることとなる。

3）Ｂ箇所設計条件

計　算　条　件

項　　目	記　号	単　位	数　　値
設計引張り力	T_d	kN/本	26.231
のり面工の低減係数	μ	－	0.70
のり面工に作用する補強材引張り力	T_o	kN/本	18.362

のり面工の諸元

項　　目	記　号	単　位	数　　値
規格	－	－	CMPL-200
許容設計荷重	T_A	kN	30.0
ネットとの交点数	n_1	箇所	2
製品重量	W	kg	2.9
寸法（縦×横）	－	mm	200×200

のり面工に作用する補強材引張り力の照査

設計引張り力 T_d は、最大値［ 補強材 No.4 ］　26.231 (kN/本) を使用する。

のり面工に作用する補強材引張り力 T_o を照査する。

$$T_o = \mu \cdot T_d = 0.70 \times 26.231$$

$$= 18.362\ (\mathrm{kN/本}) \leqq T_A = 30.0\ (\mathrm{kN/本}) \cdots \mathrm{OK}$$

したがって、 支圧板（クモ用プレート）　CMPL-200　を採用する。

4）検討結果

安全性の照査

$$Fs = \frac{R}{S} = \frac{31.210}{12.678} = 2.46 \geqq 1.00 \cdots \mathrm{OK}$$

以上より、クモの巣ネット工法による中抜け防止が期待できることとなる。

3.3 擁壁・補強土予備設計

3.3.1 設計条件の確認

緊急車両用道路を復旧するにあたり、斜面崩壊前に設置されている擁壁構造を再構築する必要がある。

検討に当たっての地盤条件は以下の通りとする。

項　目	数　値	備　考
単位体積重量	20.0kN/m3	土粒子の密度試験より
内部摩擦角	34°	三軸圧縮試験値より
粘着力	0.0kN/m2	三軸試験では 7.0 kN/m2 であるが擁壁計算では粘着力を見込まない

3.3.2 型式比較検討

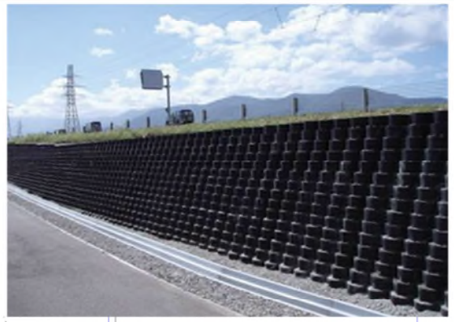
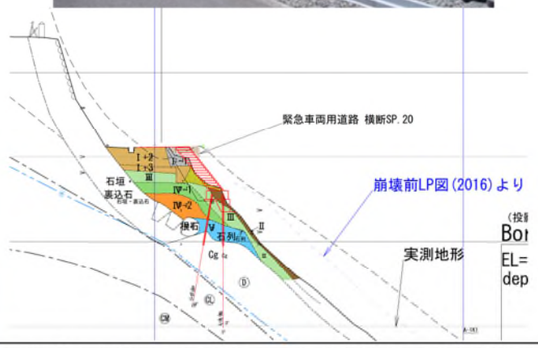
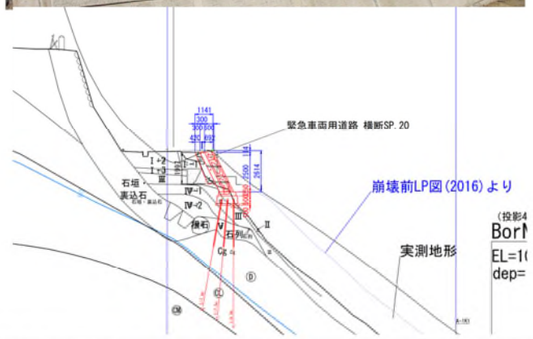
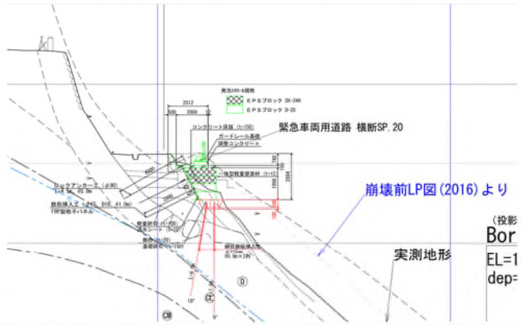
復旧する擁壁構造としては、再度災害防止の観点より極力荷重を少なくすることから、無駄に緊急車両道路の幅員を広くしない事を前提に、もたれ式擁壁（テラセル工法、大型ブロック積擁壁工法）並びに軽量盛土による擁壁構造の 3 パターンにより比較検討を実施した。

規格検討表を図に示す。

比較検討の結果、テラセル工法が「経済性」、「施工性」に最も優れるため、採用工法とした。

大型ブロック積工法および軽量盛土工法の検討書は巻末資料に付す。

【擁壁工較検討結果一覧表】

工　法	第1案：テラセル工法+網状鉄筋工法	第2案：大型ブロック積工法+網状鉄筋工法	第3案：軽量盛土工法+網状鉄筋工法
対策工 概略図	  	  	 
工法概要	・テラセル（ジオセル）に現地発生土や砕石を充填し、段積みすることで擁壁を構築し、切土法面を保護する工法である。 今までのコンクリートブロックをテラセルにすることで、部材が軽量になり施工性が向上する。 補強材は石垣に干渉しない。	・防食性に優れた高強度ネットによりのり面の保護を行い、クモ用プレート及び補強材により斜面崩壊を抑止する工法。 ・植生の基礎工にもなり、落石予防工としても効果が期待できる。 補強材は石垣に干渉しない。	・大型の発泡スチロールブロックを盛土材料として積み重ねていくもので、材料の軽量性、耐圧縮性、耐水性および積み重ねた場合の自立性等の特徴を有効に利用する工法である。軽量であるため、背面からの土圧が作用しないよう、地山補強土工による補強対策が必要となるが、その材料が石垣に干渉するため、史跡保護の観点からは採用不可となる。

概算工費

単位；円

施工規模

10m延長当り

工　種	規　格	単位	数量	単価	金額
テラセル工法		m	10	115,999	1,159,990
網状鉄筋挿入工		m	10	861,800	8,618,000
直接工事費					¥9,777,990
		経済比率			1.000

工　種	規　格	単位	数量	単価	金額
大型ブロック積工法		m	10	173,533	1,735,330
網状鉄筋挿入工		m	10	1,081,368	10,813,680
直接工事費					¥12,549,010
		経済比率			1.283

工　種	規　格	単位	数量	単価	金額
軽量盛土工法		m	10	447,700	4,477,000
網状鉄筋挿入工		m	10	679,828	6,798,280
直接工事費					¥11,275,280
		経済比率			1.153

	第1案		第2案		第3案	
施工性	・人力での施工が可能であるため、狭隘な場所での施工に適している。 ・柔軟な材料であり、端部の擦り付けも容易に現地合わせすることが出来る。	◎	16tクレーンが必要となるため、別途工事用道路の整備が必要となる。	△	・軽量盛土材料の積み上げは、人力での作業がメインとなり作業性は良い。	◎
施工日数10m当り（1パーティ）	10日（テラセル）+18日（網状鉄筋挿入工）	◎	20日（大型ブロック）+22日（網状鉄筋挿入工）	△	14日（軽量盛土）+18日（網状鉄筋挿入工）	○
景観性	・製品職は黒色であるため、他コンクリート製品に比べて目立たない。将来的には、植生が繁茂するため3案中最も景観性に優れる。	○	・コンクリート面が露出するため、景観性は劣るものの、着色することにより対応は可能である。	○	・コンクリートパネルはテクスチャを変更できるため、対応は可能である。	○
経済性	・3案中、最も経済性に優れる。	◎	・3案中、最も経済性に劣る。	△	・第1案に比べ、若干経済性に劣る。	○
維持管理	・基本的には維持管理は不要となる。	◎	・基本的には維持管理は不要となる。	◎	・基本的には維持管理は不要となる。	◎
史跡における実績	・史跡における実績あり。	○	・史跡における実績あり。	○	・史跡における実績あり。	○
石垣（根石を含）への影響	・対策による影響はない。	◎	・対策による影響はない。	◎	・土圧に対する補強材が石垣に影響する。	×
総合評価	◎		△		×	

3.4 もたれ式擁壁工詳細設計

ここでは、予備設計で決定したテラセル工法について、詳細検討を実施する。

3.4.1 設計条件の確認

１）モデル断面の設定

テラセルの検討断面は、壁高が最も高くなる SP33.6 の断面（H=3.9m）で検討を行う。

網状鉄筋挿入工の検討では、勾配が急であるため外力が大きくなる A-1 測線断面を用いて検討を実施した。ただし、網状鉄筋挿入工の天端に作用する外力は（H=3.9m）の外力を用いて計算を実施する。

もたれ式擁壁として検討を実施するため、通常擁壁勾配は立てる方が望ましい。

一方で、今回支持層となる地盤には、石垣の根石があることと緊急車両道路を最低限の幅員とする計画とすることから、以下のとおり 1:0.8 勾配と設定した。

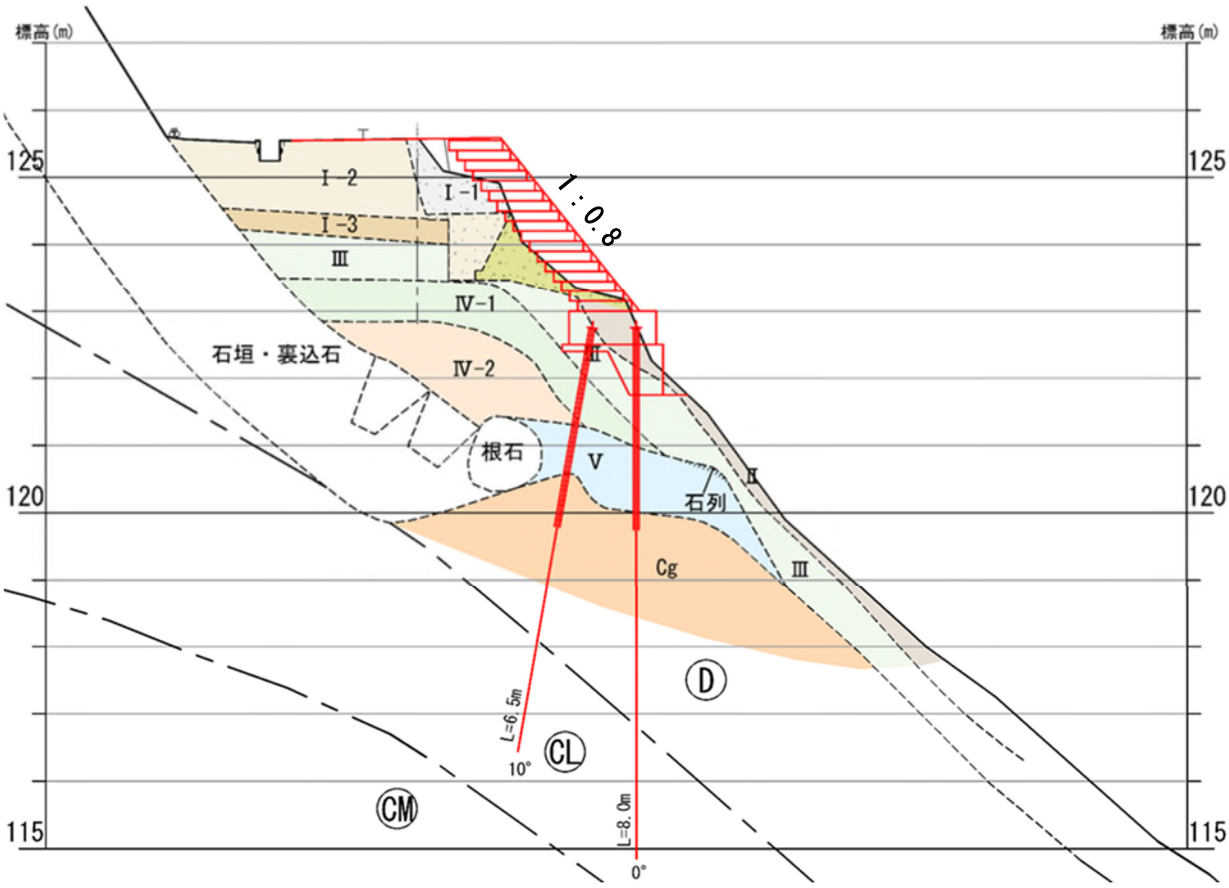


図 3.4.1　検討モデル断面図（Ａ－１）

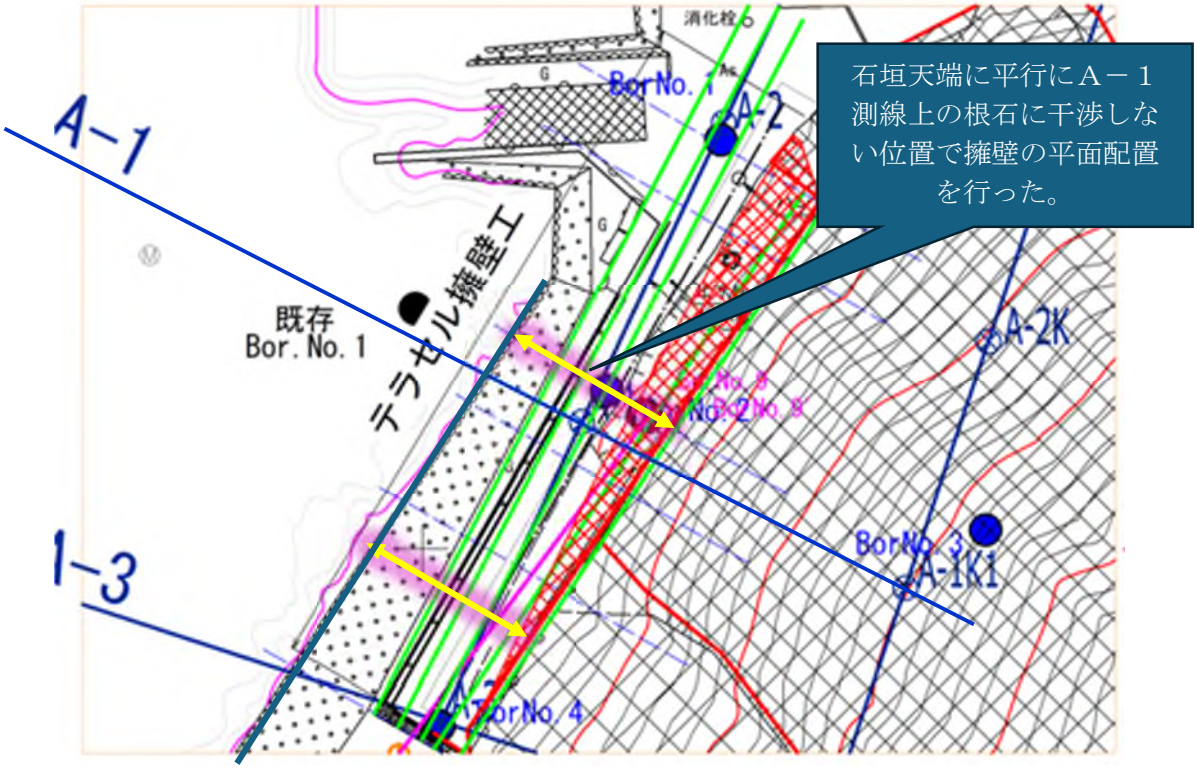


図 3.4.2　擁壁配置平面図

横断図　縮尺＝1／100

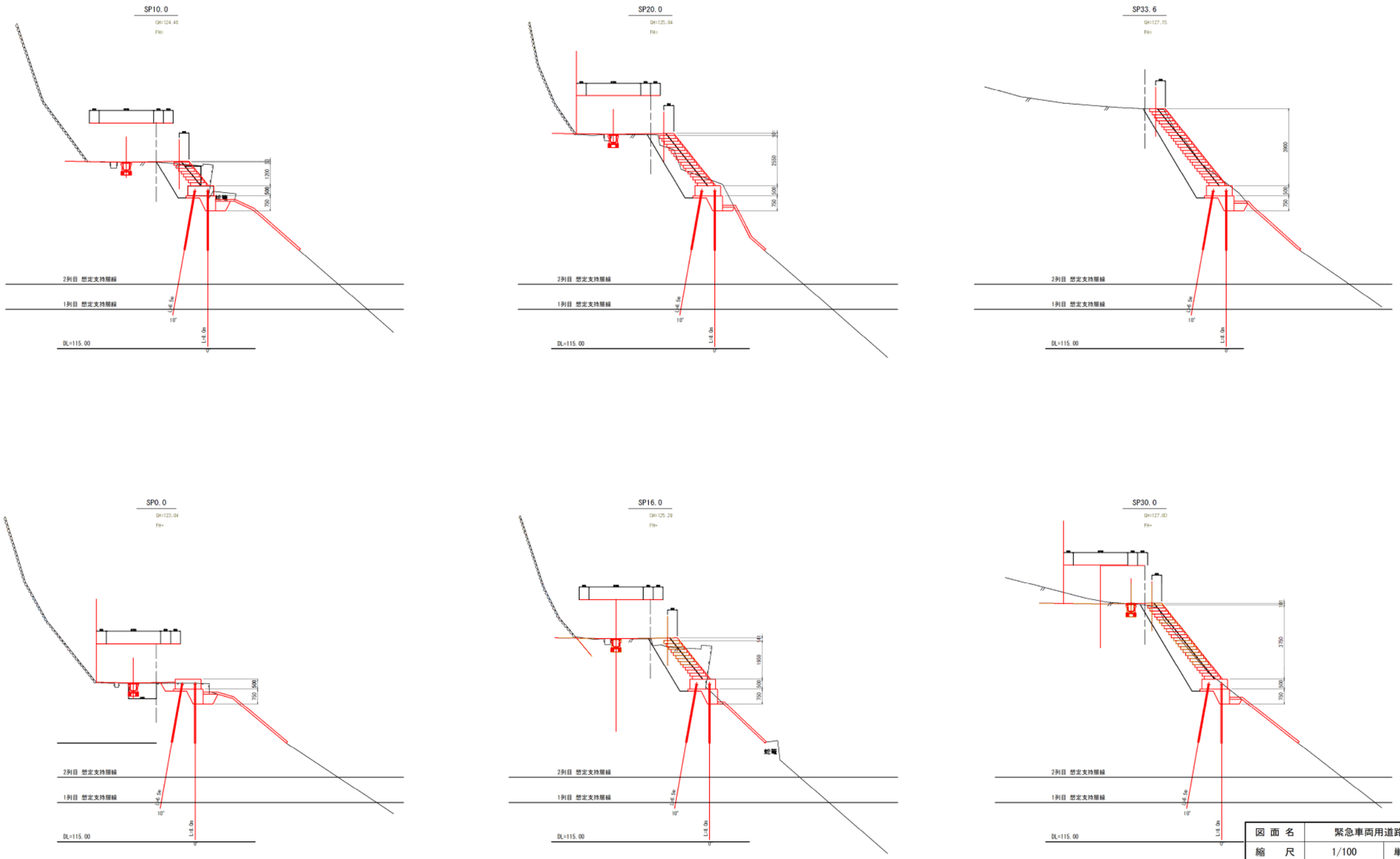
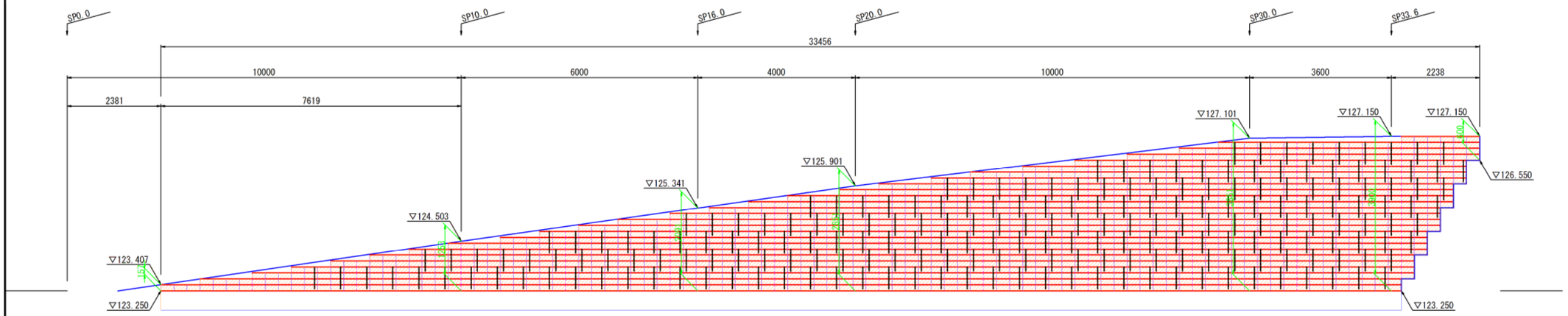


図 面 名	緊急車両用道路詳細設計 横断図(1)		
縮　尺	1/100	単　位	m
業務番号			
業 務 名	城山公園(丸之内)法面災害復旧工事に伴う測量業務委託		
業務箇所	松山市　丸之内		
地区名	城山公園(丸之内)	図面番号	1/2

図 3.4.3　擁壁配置横断図

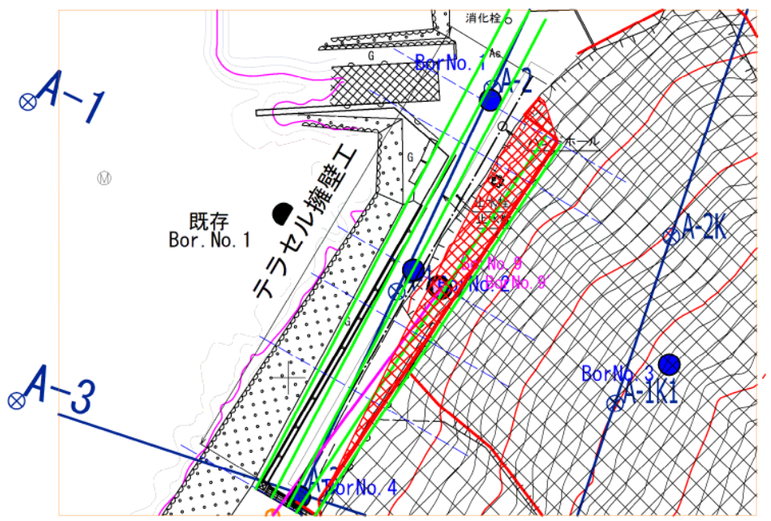
テラセル擁壁工計画図(1)

正面展開図 S=1: 50(A1) S=1:100(A3)



テラセル(3セルタイプ)　A= 73.3m2
砕石層　(3セルタイプ)　A= 73.3m2
(面積はすべて鉛直投影でCADによるデジタル計測とする。)
ジオセルバッグ　L= 33.5m(天端計画長)

位　置　図 S=1:200(A1) S=1:400(A3)



凡　例	
形　状	種　別
	テラセル
	砕 石 層
	セルアンカー

数 量 表			
項 目	規　格	単位	数　量
壁面工	直高面積	m2	77.0
テラセル	3セルタイプL2650×B800	枚	194
	セルロック	個	1358
セルアンカー	□30×550	本	212
ジオセルバッグ		袋	118
樹脂アンカーピン	□20×300	本	118
砕　石	C-40 (またはRC-40)	m3	64.5

※壁面工、不織布5%、砕石10%のロス含む。

工事名	
施工箇所名	
路線名	
図面名称	
図面縮尺	
図面番号	

図 3.4.4　擁壁配置横断図

２）土質定数の設定

土質強度定数は、三軸圧縮試験の結果を採用し、以下の通りに設定した。

表 3.4.1　土質定数一覧

項　目	数　値	備　考
単位体積重量	20.0kN/m3	土粒子の密度試験より
内部摩擦角	34°	三軸圧縮試験値より
粘着力	0.0kN/m2	三軸試験では 7.0 kN/m2 であるが擁壁計算では粘着力を見込まない

３）上載荷重

擁壁構造物（テラセル）上部には緊急車両道路が通る計画であるため、常時の検討においては、上載荷重として q=10kN/m2 が作用するものとし、地震時には作用させないものとする。

４）地震時の検討条件

対象とする道路は緊急車両用道路であり、一般車両は通行しないことから地震時の検討に用いる地震動はレベル 1 地震動とする。

地盤種別　Ⅱ種地盤（沖積層相当）　0.15
地域区分　愛媛県　0.85
道路土工要綱　p350
設計水平震度　kh=0.127≒0.13

地盤調査結果に基づく地盤種別の区別を原則とするが，地盤種別の区別に必要な情報が得られていない場合には，Ⅰ種地盤は良好な洪積地盤及び岩盤，Ⅲ種地盤は沖積地盤のうち軟弱地盤，Ⅱ種地盤はⅠ種地盤及びⅢ種地盤のいずれにも属さない洪積地盤及び沖積地盤と考えてもよい。ここでいう沖積層には，がけ崩れなどによる新しい堆積層，表土，埋立土並びに軟弱層を含み，沖積層のうち締まった砂層，砂れき層，玉石層については洪積層として取り扱ってよい。

道路土工要綱　　p354

解表5－1　設計水平震度の標準値 k_{h0}

	地盤種別		
	Ⅰ種	Ⅱ種	Ⅲ種
レベル１地震動	0.12	0.15	0.18
レベル２地震動	0.16	0.20	0.24

資表 1－5　地域別補正係数の地域区

地域区分	地域別補正係数 C_2	対象地域	
A	1.0	(一)	(二)から(四)までに掲げる地方以外の地方
B	0.85	(二)	北海道のうち札幌市，函館市，小樽市，室蘭市，北見市， 夕張市，岩見沢市，網走市，苫小牧市，美唄市，芦別市， 江別市，赤平市，三笠市，千歳市，滝川市，砂川市，歌志内市， 深川市，富良野市，登別市，恵庭市，伊達市，札幌郡，石狩郡， 厚田郡，浜益郡，松前郡，上磯郡，亀田郡，茅部郡，山越郡， 檜山郡，爾志郡，久遠郡，奥尻郡，瀬棚郡，島牧郡，寿都郡， 磯谷郡，虻田郡，岩内郡，古宇郡，積丹郡，古平郡，余市郡， 空知郡，夕張郡，樺戸郡，雨竜郡，上川郡(上川支庁)，のうち 東神楽町，上川町，東川町及び美瑛町，勇払郡，網走郡， 斜里郡，登呂郡，有珠郡，白老郡 青森県のうち青森市，弘前市，黒石市，五所川原市，むつ市， 東津軽郡，西津軽郡，中津軽郡，南津軽郡，北津軽郡，下北郡 秋田県，山形県 福島県のうち会津若松市，郡山市，白河市，須賀川市，喜多方市， 岩瀬郡，南会津郡，北会津郡，耶麻郡，河沼郡，大沼郡，西白川郡 新潟県 富山県のうち魚津市，滑川市，黒部市，下新川郡 石川県のうち輪島市，珠洲市，鳳至郡，珠洲郡 鳥取県のうち米子市，倉吉市，境港市，東伯郡，西伯郡，日野郡 島根県，岡山県，広島県 徳島県のうち美馬郡，三好郡 香川県のうち高松市，丸亀市，坂出市，善通寺市，観音寺市， 小豆郡，香川郡，綾歌郡，仲多度郡，三豊郡 愛媛県，高知県 熊本県（(三)に掲げる市及び郡を除く。） 大分県（(三)に掲げる市及び郡を除く。） 宮崎県
C	0.7	(三)	北海道のうち旭川市，留萌市，稚内市，紋別市，士別市， 名寄市，上川郡(上川支庁)のうち鷹栖町，当麻町，比布町， 愛別町，和寒町，剣淵町，朝日町，風連町及び下川町，中川郡 (上川支庁)，増毛郡，留萌郡，苫前郡，天塩郡，宗谷郡， 枝幸郡，礼文郡，利尻郡，紋別郡 山口県，福岡県，佐賀県，長崎県 熊本県のうち八代市，荒尾市，水俣市，玉名市，本渡市， 山鹿市，牛深市，宇土市，飽託郡，宇土郡，玉名郡，鹿本郡， 葦北郡，天草郡 大分県のうち中津市，日田市，豊後高田市，杵築市，宇佐市， 西国東郡，東国東郡，速見郡，下毛郡，宇佐郡 鹿児島県（名瀬市及び大島郡を除く。）
		(四)	沖縄県

道路土工要綱　p352

５）擁壁工の安定性照査条件

擁壁の安定性の照査においては、道路土工　擁壁工指針を参考に以下のとおり設定する。

表 3.4.2　擁壁工検討条件一覧

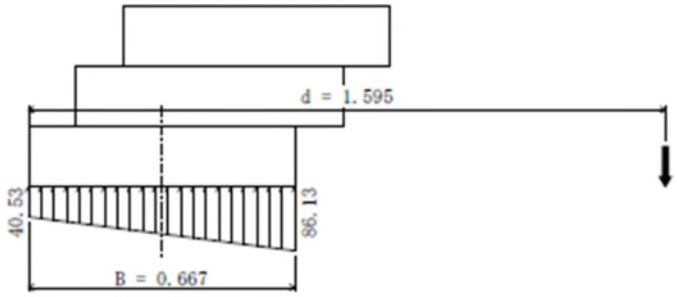
項　　目	数　値	備　考
検討型式	もたれ式擁壁	
擁壁高	3.90m	
底版幅	0.667m	
勾配	1:0.8	
荷重の組み合わせ	自重+土圧+活荷重	常時
	自重+地震の影響	地震時（自重による慣性力+地震時土圧）
転倒	常時　Ｂ×1/6 以内	
	地震時Ｂ×1/3 以内	
滑動	常時　1.5	摩擦係数 0.6
	地震時　1.2	

3.4.2 設計計算結果

常時

鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	合力位置 d (m)	滑　動 安全率 Fs	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m²)		判定
52.34	9.99	1.595	3.14	40.53	86.13	O.K.
許　容　値		0.334	1.50			

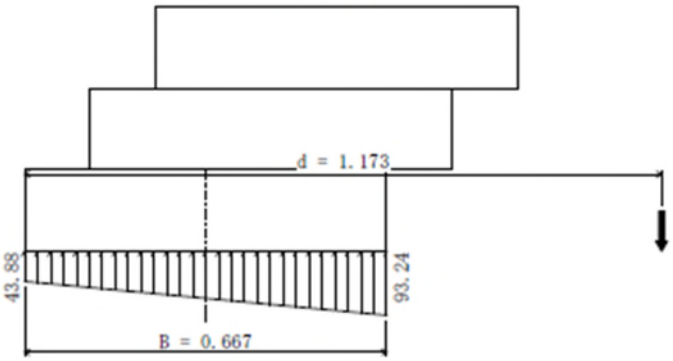
≪地盤反力図≫



地震時

鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	合力位置 d (m)	滑　動 安全率 Fs	地盤反力度 q_1 q_2 (kN/m²)		判定
52.34	23.42	1.173	1.34	43.88	93.24	O.K.
許　容　値		0.222	1.20			

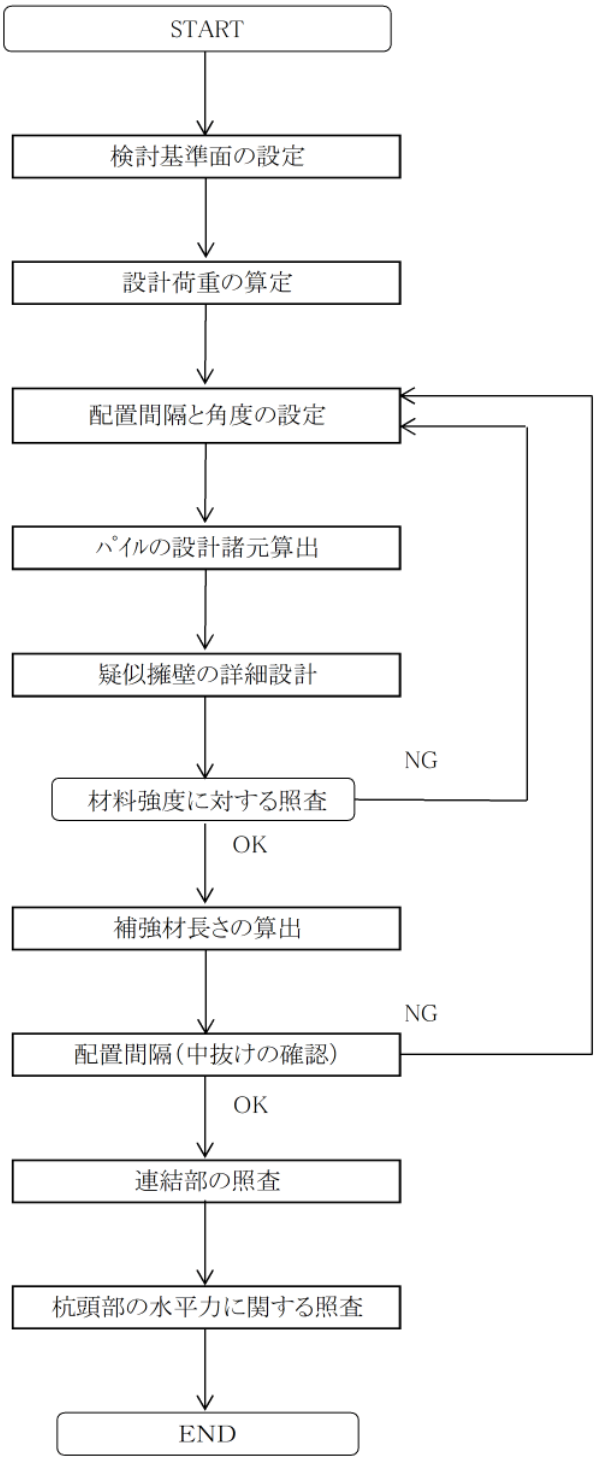
≪地盤反力図≫



3.5 一般構造物基礎工詳細設計

3.5.1 設計フロー

設計検討フロー図を示す。



3.5.2 外力条件

網状鉄筋挿入工のが設計条件を以下に示す。

【常時】

圧縮補強の設計では、検討基準面より上位の荷重について、鉛直力と水平力により発生するキャッピングビームの底面における曲げモーメントを考慮する。

作用する外力の集計

項目	鉛直力N (kN/m)	水平力H (kN/m)	作用位置 (m)	モーメントM (kN・m/m)
①新設盛土自重	57.45	9.99	－	13.11
②ｷｬｯﾋﾟﾝｸﾞﾋﾞｰﾑ自重	15.93	－	－	－
③補強体自重	139.40	－	－	－
④抑止力(Pr)	35.62	33.21	1.16	38.52
合計	**248.40**	**43.20**	－	**51.63**

※①新設盛土自重:計画される盛土重量。

・別途計算のテラセル擁壁工の計算(H=3.90m)より求まる最大地盤反力がテラセル擁壁の設計底版幅に作用する事とする。

qmax=86.130kN/m2

テラセル擁壁の設計底版幅=0.667m

N=86.130kN/m2×0.667m=57.45kN/m

H=テラセル擁壁に作用する水平力を採用。

※②キャッピングビーム自重:キャッピングビーム(基礎)の重量。

・基礎断面積　0.650　m2　×　単位体積重量　24.5kN/m3

※③補強体自重:検討基準面までの補強領域の土塊重量。

・補強体断面積　6.970　m2　×　単位体積重量　20.0kN/m3

・水平力　：　土中構造物であり、水平力は検討基準面に影響しない。

※④抑止力(Pr):別途計算で求まる、円弧すべり力(抑止力)を鉛直成分と水平成分にして作用させる。

・抑止力の鉛直分力

$Pr_V = Pr \times \sin\theta$　　Pr=　48.7　kN/m　　θ =　47.0　°

$= 48.7 \times \sin 47.0$

$=$　35.62　kN/m

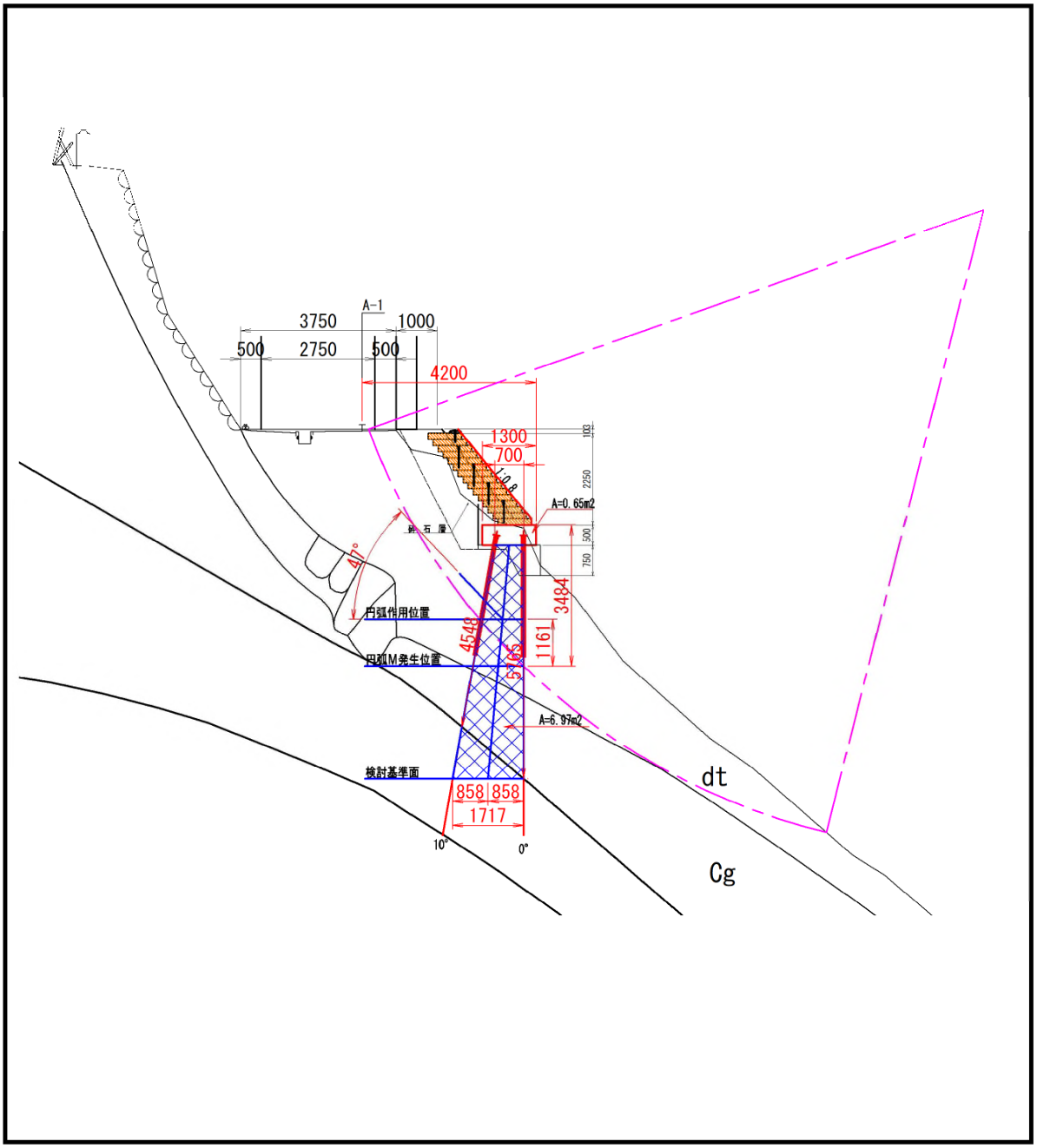
・抑止力の水平分力

$Pr_H = Pr \times \cos\theta$　　Pr=　48.7　kN/m　　θ =　47.0　°

$= 48.7 \times \cos 47.0$

$=$　33.21　kN/m

検討断面


A-1
3750
1000
500
2750
500
4200
1300
700
1:0.8
102
2250
500
750
A=0.65m2
砕石層
47°
円弧作用位置
円弧M発生位置
4549
6165
1161
3484
A=6.97m2
検討基準面
858
858
1717
10°
0°
dt
Cg

(1)使用材料の形状寸法

芯材(SPボルト)　　(腐食しろ考慮しない)

項目		単位	形状寸法			
ボルト呼称		mm	SP32N	SP32S	SP32S	SP38
削孔呼び径		mm	φ115		φ135	
外径	d_s	mm	31.4	31.4	31.4	38.0
中空径		mm	17	14	14	16
単位重量	W_s	kg/m	3.4	4.3	4.3	6.3
断面積	A_s	mm^2	468	541	541	805
周長	I_s	mm	99	99	99	119

※SPフィックスパイルは引張力が発生しない圧縮補強目的である為、鋼管杭同様に口元補強管に1mm厚の腐食しろを考慮する設計とし、芯材(SPボルト)は加圧された注入材で確実に防護されるため、一般には腐食しろを考慮せずまた溶融亜鉛メッキも実施しないことを標準とする。

口元補強管

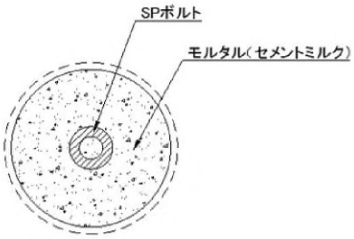
項目	単位	形状寸法		
鋼管径	mm	76.3	89.1	101.6
鋼管厚さ	mm	3.2～5.2	4.2～5.5	4.2～5.7
鋼管長	m	2.0～3.0	2.0～3.0	2.0～3.0
単位重量	kg/m	7.47～10.40	8.79～13.4	10.1～13.5

※φ76.3は在庫状況に応じて周面摩擦抵抗に優れた凹凸面状のディンプル管(t=3.2mm)も選択できる。通常の鋼管の場合は市場流通を考えt=4.2mm～とする。

モルタル(セメントミルク)

項目		単位	形状寸法	
直径	d_c	mm	115	135
断面積	A_c	mm^2	10,387	14,314
周長	I_c	mm	361	424

※直径はロータリーパーカッション式の削孔径を基準とする



補強材の断面構成

(2)使用材料の許容応力度

芯材(SPボルト)　　(腐食しろ考慮しない)

項目	記号	単位	SP32N		SP32S		SP38	
設計条件	－	－	常時	地震時	常時	地震時	常時	地震時
降伏荷重	－	kN	204		296		400	
断面積	－	mm^2	468		541		805	
設計許容荷重(※)	－	kN	136	184	197	266	267	360
許容引張応力度	σ_{sa}	N/mm^2	291	393	364	492	332	447
許容圧縮応力度	σ_{sa}	N/mm^2	291	393	364	492	332	447
許容せん断応力度	τ_{sa}	N/mm^2	168	227	210	284	192	258

※設計に用いる許容荷重は下記より算出。

(常　時)　：　SPボルトの降伏荷重×(2/3)

(地震時)　：　SPボルトの降伏荷重×0.9 (90%)

※許容せん断応力度は、許容圧縮応力度の$1/\sqrt{3}$とする。

口元補強管

項目	記号	単位	常時	地震時	鋼管材質
許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm^2	140	210	STK400
許容引張応力度	σ_{ta}	N/mm^2	140	210	
許容せん断応力度	τ_{a}	N/mm^2	80	120	

(地震時)　：　常時の1.5倍

注入モルタル(セメントミルク)

- 設計基準強度　：　σ_{ck} ＝　24　N/mm^2
- 許容曲げ圧縮応力度　：　σ_{ca} ＝　8　N/mm^2
- 許容付着応力度　：　τ_{ca} ＝　1.6　N/mm^2

項目	記号	単位	セメントミルク			FIXモル(S)
設計基準強度	σ_{ck}	N/mm^2	24	27	30	80
許容圧縮応力度	σ_{ca}	N/mm^2	8	9	10	26.6
許容せん断応力度	τ_{a1}	N/mm^2	0.23	0.24	0.25	0.61
許容付着応力度	τ_{ca}	N/mm^2	1.6	1.7	1.8	2.8

※許容圧縮応力度は地震時・短期(仮設)は上表の1.5倍値。

※セメントミルク(コンクリート)の許容応力度は、道路橋示方書・同解説：共通編、下部構造編に準拠。

※超高強度FIXパイルモル(S)の許容圧縮応力度もセメントミルクと同じ安全率(SF=3.0)とした。

※超高強度FIXパイルモル(S)の許容付着応力度は、コンクリート標準示方書の(解5.2.2)に準拠し、4.2N/mm^2を超えないように、地震時・短期(仮設)は上表の1.5倍値を採用することとした。

(3)補強材周面摩擦力

補強材と地盤との間の周面摩擦力は、地盤の種類や土性などを勘案して決定するが、一般的には、標準貫入試験値(N値)を指標として、グラウンドアンカーや杭の周面摩擦抵抗の考え方に準拠した手法により推定する。

地盤と補強材周面との間の周面摩擦力は、地盤工学会「グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説」に示される下記表を参考にして推定する。

アンカーの極限周面摩擦抵抗

地盤の種類			摩擦抵抗(N/mm^2)	
岩盤	硬　岩		1.5 ～ 2.50	
	軟　岩		1.0 ～ 1.50	
	風化岩		0.6 ～ 1.00	※採用
	土丹		0.6 ～ 1.20	
砂礫	N値	10	0.10 ～ 0.20	
		20	0.17 ～ 0.25	
		30	0.25 ～ 0.35	
		40	0.35 ～ 0.45	
		50	0.45 ～ 0.70	
砂	N値	10	0.10 ～ 0.14	
		20	0.18 ～ 0.22	
		30	0.23 ～ 0.27	
		40	0.29 ～ 0.35	
		50	0.30 ～ 0.40	
粘性土			1.0C	

支持層(岩) を定着層とし、　　風化岩 層の値を採用。

τ ＝ 0.60 N/mm^2 を採用

周面摩擦力に対する安全率

周面摩擦力(τ)に対する安全率は、SPフィックスパイルが比較的密にボルトを配置して地盤支持力を改善するルートパイル工法であることから、地盤工学会「地山補強土工法設計・施工マニュアル」の補強材の引抜けに対する安全率に準用し、以下とする。

- 常時　:　fs = 2.00　※採用
- 地震時　:　fs = 1.25
- 仮設時(短期)　:　fs = 1.50

(4)弾性係数

・SPボルト　　E_s = 200,000 N/mm^2

※鋼及び鋳鋼のヤング係数

(道路橋示方書・同解説：Ⅰ共通編、Ⅳ下部構造編p.86より)

・モルタル　　E_c = 13,300 N/mm^2

(セメントミルク)　　※モルタルとSPボルトの弾性係数比 n = 15 より算出。

(道路橋示方書・同解説：Ⅰ共通編、Ⅳ下部構造編p.87より)

・フィックスパイル　　検討芯材組合せ : パターン①

E_c = 13,300 N/mm^2 ($E_c=E_s/n$)

※ SP32N － φ115 mm (下表参照)

・補強された土　　E_{soil} = 14.0 N/mm^2

※土の弾性係数(変形係数：Esoil)

(道路橋示方書・同解説：Ⅰ共通編、Ⅳ下部構造編P285より)

・N値からの推定

$E_{soil}=2.8N(N/mm^2)$　　平均N値= **5.0**

(表層(dt層)の値)

E_{pile}計算集計表

		パターン①	パターン②	パターン③	パターン④
		SP32N	SP32S	SP32S	SP38
削孔径		φ115	φ115	φ135	φ135
モルタルの弾性係数	E_c	13,300	13,300	13,300	13,300
SPボルトの弾性係数	E_s	200,000	200,000	200,000	200,000
SPボルトの断面積	A_s	468	541	541	805
フィックスパイルの断面積	A_c	10,387	10,387	14,314	14,314

(5)弾性係数比

・モルタルとSPボルト　　$n= E_s/E_c$ = 15

・モルタル換算されたフィックスパイルと補強された土　　$m= E_c/E_{soil}$ = 950

(6)地盤の許容圧縮力

被補強地盤の許容圧縮力は地盤の許容支持力を用いる。
地盤の許容支持力は「道路土工 擁壁工指針P69」日本道路協会文献を参考に推定することにする。

基礎地盤の種類と許容鉛直支持力度(常時値)

基礎地盤の種類		許容鉛直支持力度 qa (kN/m²)	目安とする値	
			一軸圧縮強度 qu (kN/m²)	N値
岩盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000	10,000以上	−
	亀裂の多い硬岩	600	10,000以上	
	軟岩・土丹	300	1,000以上	
礫層	密なもの	600	−	−
	密でないもの	300		
砂質地盤	密なもの	300	−	30～50
	中位なもの	200		20～30
粘性土地盤	非常に硬いもの	200	200～400	15～30
	硬いもの	100	100～200	10～15

※ 地震時は上記表の1.5倍値を採用する。

被補強地盤とは「検討基準面」レベルの地盤であって、その部位で土の許容圧縮応力度などの照査を行う。

なお、上表に合致しない場合は、以下の経験式から推定するものとする。この経験式は地盤工学会「N値およびC・φ−考え方と利用方法」、P21より引用している。

砂質土　　qa = (0.8～1.0)×10× N
沖積粘土　　qa = (1.0～1.2)×10× N
洪積粘土　　qa = (2.0～5.0)×10× N
関東ローム　　qa = 3×10× N

本設計での検討基準面は表層(dt層)でN値5程度の砂質土となる。

qa= 0.8 × 10 × 5.0
qa= 40 kN/m² とする。

【地震時】

地震時は、テラセル擁壁同様、レベル１地震動を作用させた検討を実施する。

圧縮補強の設計では、検討基準面より上位の荷重について、鉛直力と水平力により発生するキャッピングビームの底面における曲げモーメントを考慮する。

作用する外力の集計　　(設計水平震度:Kh=　0.13　)

項目	鉛直力N (kN/m)	水平力H (kN/m)	作用位置 (m)	モーメントM (kN・m/m)
①新設盛土自重	62.19	23.42	－	35.16
②ｷｬｯﾋﾟﾝｸﾞﾋﾞｰﾑ自重	15.93	2.07	0.25	0.52
③補強体自重	139.40	－	－	－
④抑止力(Pr)	36.47	40.50	1.27	51.44
合計	**253.99**	**65.99**	－	**87.12**

※①新設盛土自重:計画される盛土重量。

・別途計算のテラセル擁壁工の計算(H=3.90m)より求まる最大地盤反力がテラセル擁壁の設計底版幅に作用する事とする。

qmax=93.240kN/m2

テラセル擁壁の設計底版幅=0.667m

N=93.240kN/m2×0.667m=62.19kN/m

H=テラセル擁壁に作用する水平力を採用。

※②キャッピングビーム自重:キャッピングビームの重量。

・基礎断面積　　0.650　m2　×　単位体積重量　　24.5kN/m3

・水平力　:　鉛直力(N)×kh(0.13)　、　作用位置はｷｬｯﾋﾟﾝｸﾞﾋﾞｰﾑ高さ1/2位置とする。

※③補強体自重:検討基準面までの補強領域の土塊重量。

・補強体断面積　6.970　m2　×　単位体積重量　　20.0kN/m3

・水平力　:　土中構造物であり、水平力は検討基準面に影響しない。

※④抑止力(Pr):別途計算で求まる、円弧すべり力(抑止力)を鉛直成分と水平成分にして作用させる。

・抑止力の鉛直分力

Pr_V= Pr×sin θ　　Pr=　54.50　kN/m　　θ =　42.0　°

= 54.50×sin42.0

=　36.47　kN/m

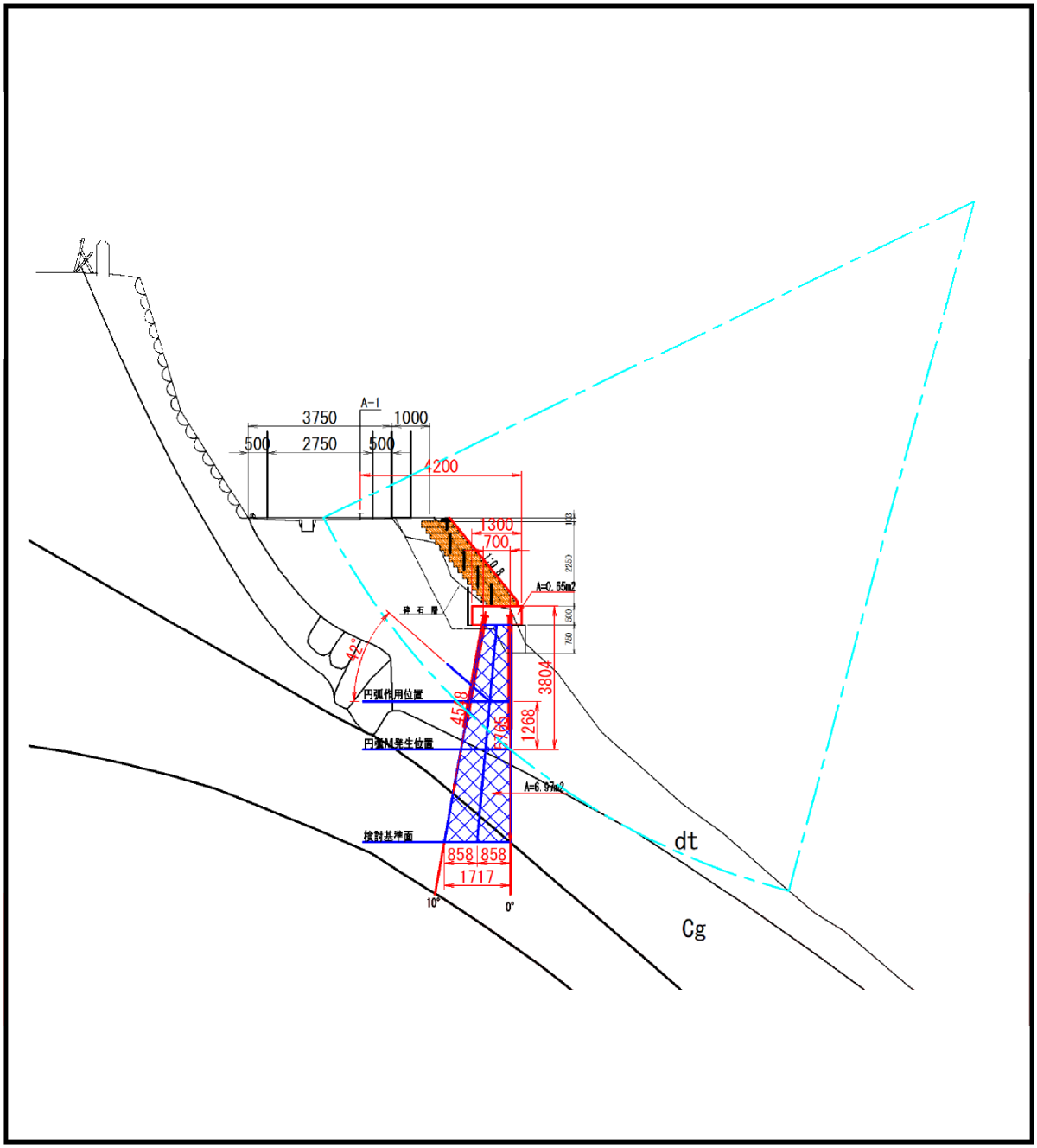
・抑止力の水平分力

Pr_H= Pr×cos θ　　Pr=　54.50　kN/m　　θ =　42.0　°

= 54.50×cos42.0

=　40.50　kN/m

検討断面


A-1
3750
1000
500
2750
500
4200
1300
700
1:0.8
2250
A=0.65m2
発 石 層
730
600
42°
円弧作用位置
円弧M発生位置
4568
2265
3804
1268
A=6.97m2
検討基準面
858
858
1717
10°
0°
dt
Cg

3.5.3 根入れ部の検討

今回対象としている、Ａ箇所の地質は表面には盛土と崩積土が堆積しており、その下には基盤となる礫岩と砂岩が分布している。

網状鉄筋挿入工は対象範囲の中心位置で最も地盤の情報量が多いＡ－１断面でＮ値 50 以上の CL 層（礫岩層）に根入れを行う計画としている。

以下に各箇所の根入れ状況を示す断面図を掲載する。

ただし、想定している定着部のτ値 0.6N/mm2 を満足しているか施工時に確認することとする。

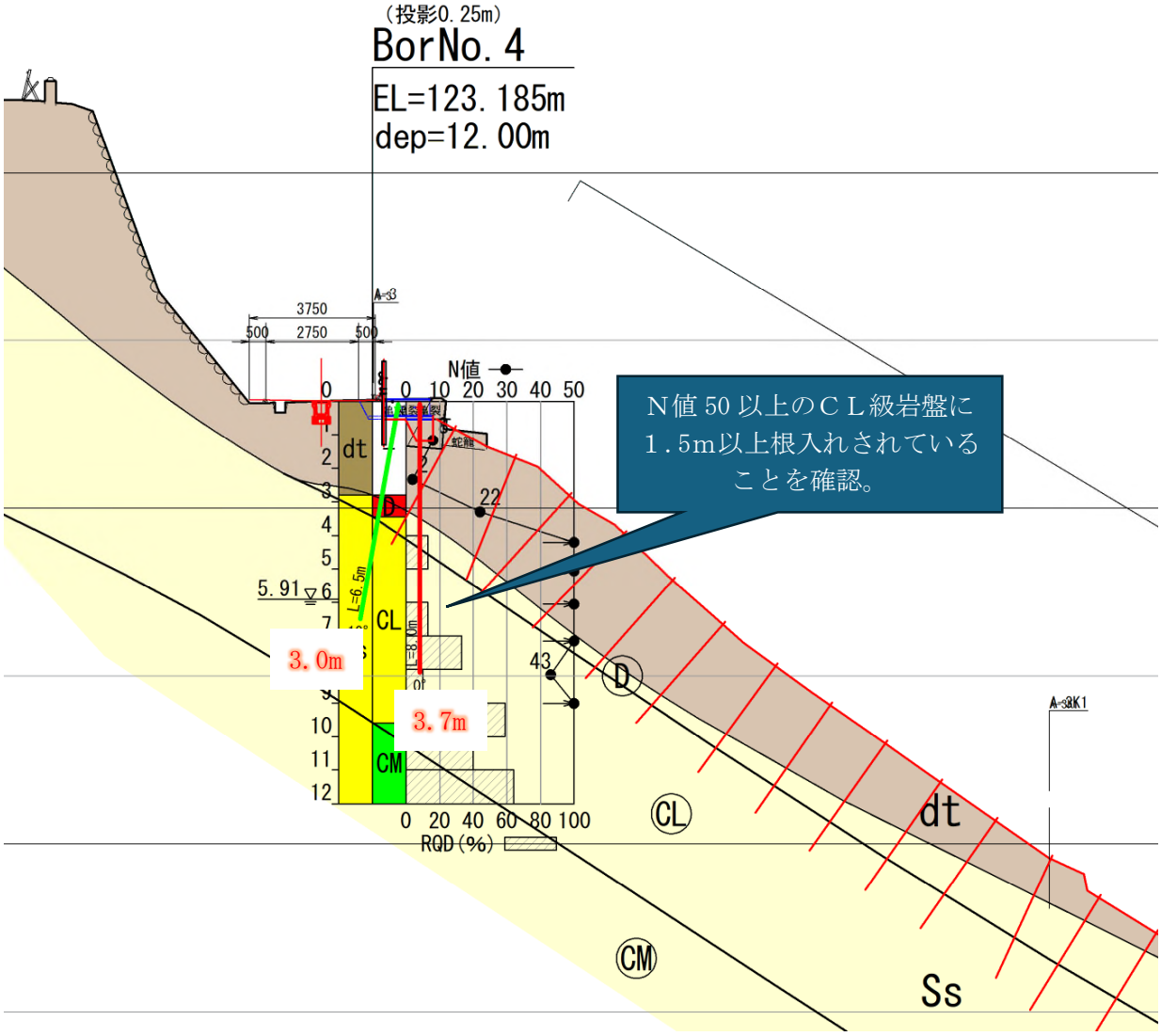


図 3.5.1　Ａ－３断面根入れの状況

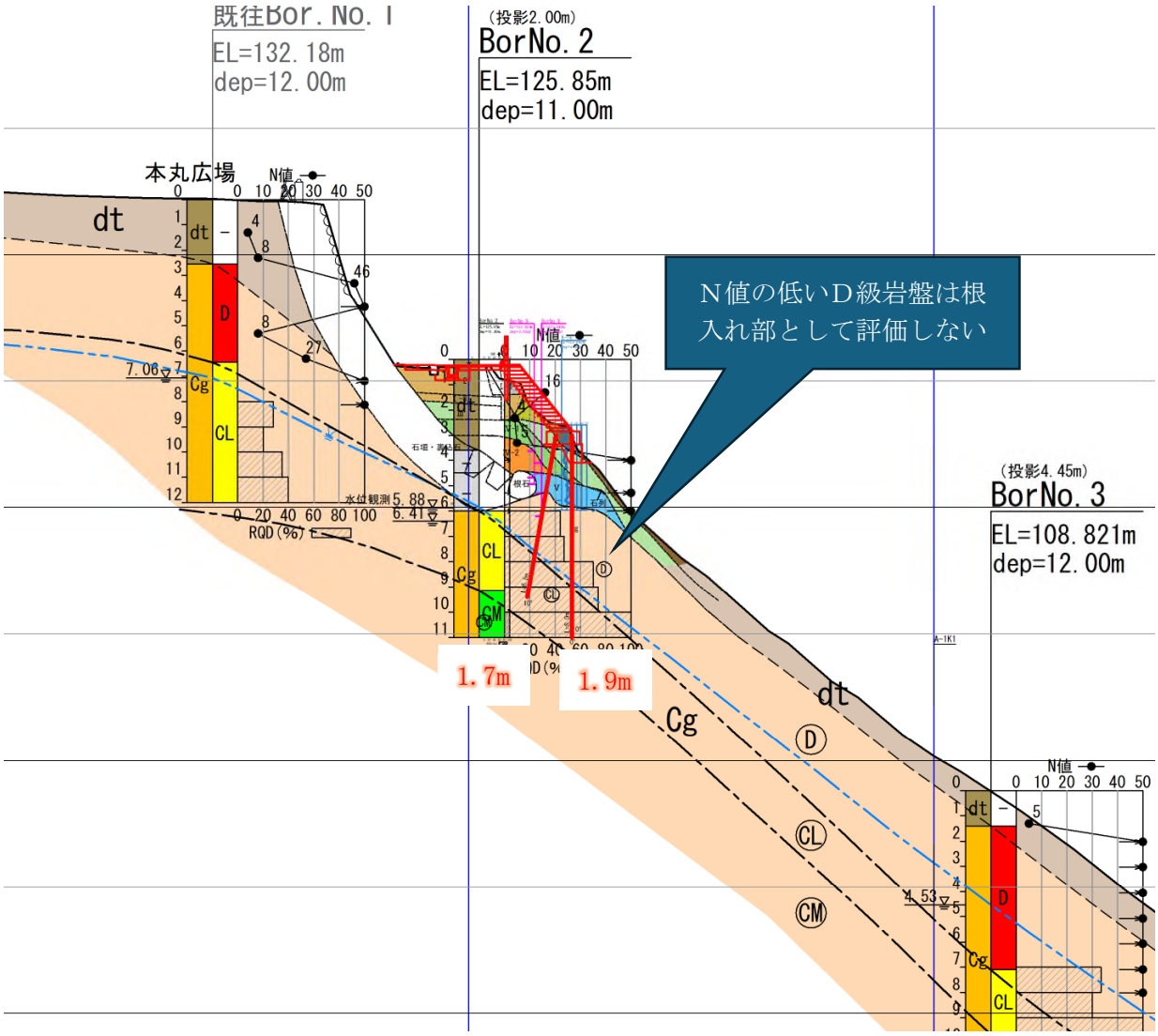


図 3. 5. 2　Ａ－１断面根入れの状況

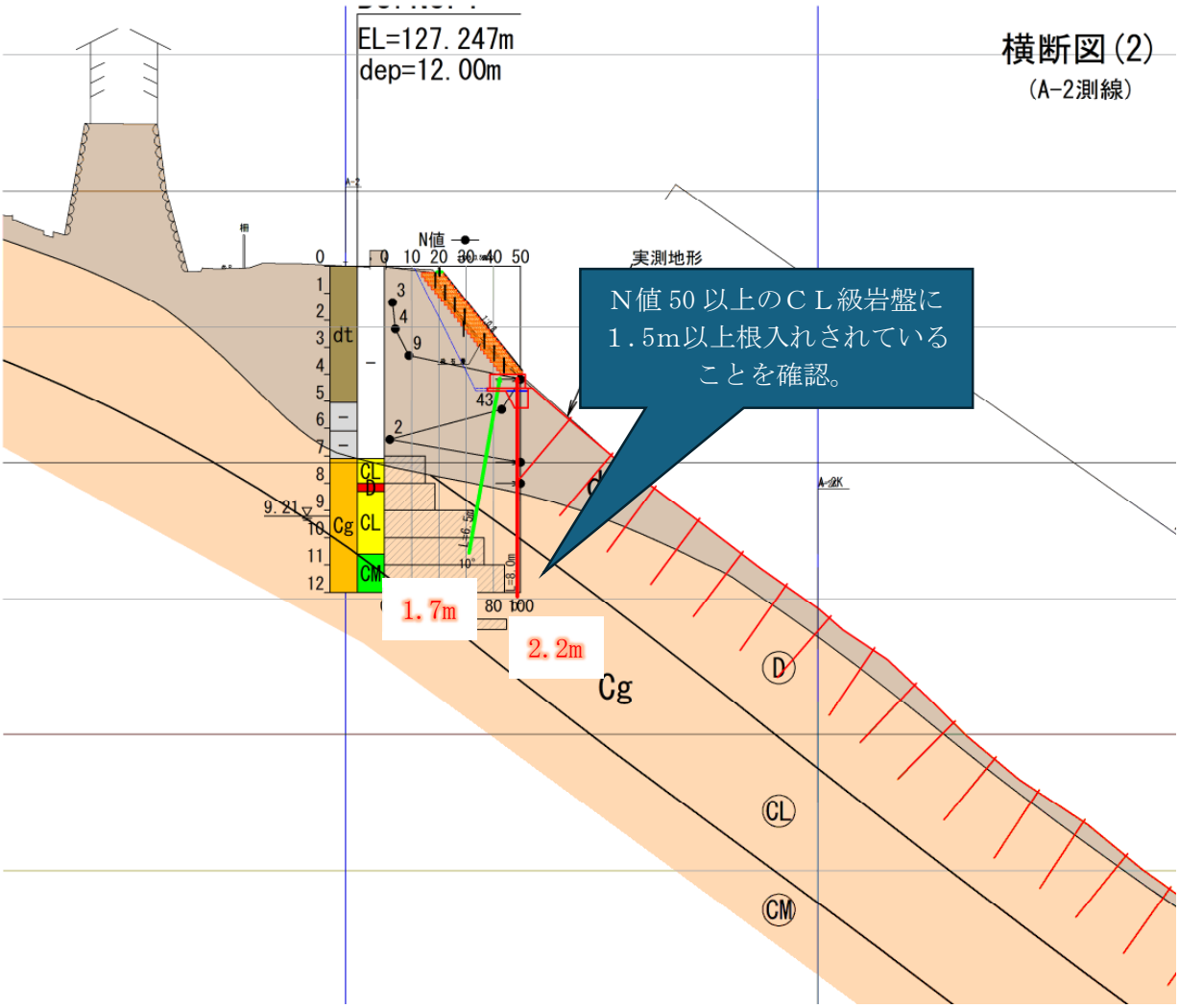


図 3.5.3　Ａ－２断面根入れ部の状況

3.5.4 検討結果

１）支持力の照査

【常時】

①上部構造物を含めた支持力に対する照査

補強体及び補強材の断面算定

	材料	記号	単位	計算値	許容値	判定
補強体の最大圧縮	補強された土	$\sigma_{RP}max$	kN/m²	7.4	40	OK
補強体の最小圧縮	補強された土	$\sigma_{RP}min$	kN/m²	4.5	≧0	OK
モルタルの圧縮応力度	115mm 24N/mm2	σ_c	N/mm^2	7.0	8.0	OK
芯材の圧縮応力度	SP32N	σ_s	N/mm^2	105.0	291.0	OK
基礎底面の水平せん断力	SP32N鋼管	ΣH・b	kN	8.0	271.6	OK
円弧の水平分力によるせん断力	SP32N 24N/mm2	$Pr_H \times b$	kN	26.6	161.8	OK

補強材の配置長さ

	補強材の必要根入れ長さ L_a(m)	補強体形成部内の補強材長さ L_f(m)	補強材の必要計画長さ L_1(m)	頭部張出余長 L_2(m)	補強材設計全長 ΣL(m)	全長まるめ (m)
1本目	1.500	5.765	7.265	0.350	7.615	8.0
2本目	1.500	4.548	6.048	0.350	6.398	6.5
3本目						

※補強材の設計長は50cm単位でまるめることとする。

※補強材の計画長さ(L)は4.0m以上とする。

※詳細計算は巻末に付す。

【地震時】

①上部構造物を含めた支持力に対する照査

補強体及び補強材の断面算定

	材料	記号	単位	計算値	許容値	判定
補強体の最大圧縮	補強された土	$\sigma_{RP}max$	kN/m^2	8.6	60	OK
補強体の最小圧縮	補強された土	$\sigma_{RP}min$	kN/m^2	3.6	≧0	OK
モルタルの圧縮応力度	115mm 24N/mm2	σ_c	N/mm^2	8.2	12.0	OK
芯材の圧縮応力度	SP32N	σ_s	N/mm^2	123.0	393.0	OK
基礎底面の水平せん断耐力	SP32Nと鋼管	ΣH・b	kN	52.8	384.0	OK
円弧の水平分力によるせん断力	SP32N 24N/mm2	$Pr_H \times b$	kN	32.4	219.3	OK

補強材の配置長さ

	補強材の必要根入れ長さ L_a(m)	補強体形成部内の補強材長さ L_f(m)	補強材の必要計画長さ L_1(m)	頭部張出余長 L_2(m)	補強材設計全長 ΣL(m)	全長まるめ (m)
1本目	1.000	5.765	6.765	0.350	7.115	7.5
2本目	1.000	4.548	5.548	0.350	5.898	6.0
3本目						
4本目						

※補強材の設計長は50cm単位でまるめることとする。　　**※常時で決定**

※補強材の計画長さ(L)は4.0m以上とする。

3.6 道路詳細設計

3.6.1 横断設計

１）道路幅員

「造園施工管理・技術編」では道路幅員は以下の通り設定されている。

表 3.6.1　造園施工管理上の幅員

園路の機能	幅　員
広場的な機能	15m以上
来園者とトラック2台がすれ違いできる	10～12m
来園者とトラック1台がすれ違いできる	5～6m
管理用トラックが入る	3m以上
2人歩き	1.5～2m
1人歩き	0.8～1m

【出典：『造園施工管理・技術編』（(一社) 日本公園緑地協会)】

道路構造令の解説と運用では３種４級（小型道路）の場合、単路部の車線の幅員と路肩は以下の通り設定されており、基本構造は道路構造令に準拠し、最低限管理用トラックが入れる全幅員3.0m を確保するものとする。

表 3.6.2　小型道路の車線の幅員

表 2－4　小型道路の車線の幅員

小型道路を設ける道路の区分		標 準 値(m)	特 例 値(m)
第１種	第１級	3.50	－
	第２級	3.50	3.25
	第３級	3.25	3.00
	第４級	3.00	－
第２種	第１級	3.25	3.00
	第２級	3.00	－
第３種	第１級	3.00	－
	第２級，第３級，第４級	2.75	－
第４種	第１級，第２級，第３級	2.75	－

道路構造令の解説と運用　p209

表 3.6.3　路肩の規定

区分			車道の右側に設ける路肩の幅員（単位 メートル）
第 1 種	第 1 級 及び 第 2 級	普通道路	1.25
		小型道路	0.75
	第 3 級 及び 第 4 級	普通道路	0.75
		小型道路	0.5
第 2 種		普通道路	0.75
		小型道路	0.5
第 3 種			0.5
第 4 種			0.5

道路構造令の解説と運用　p229

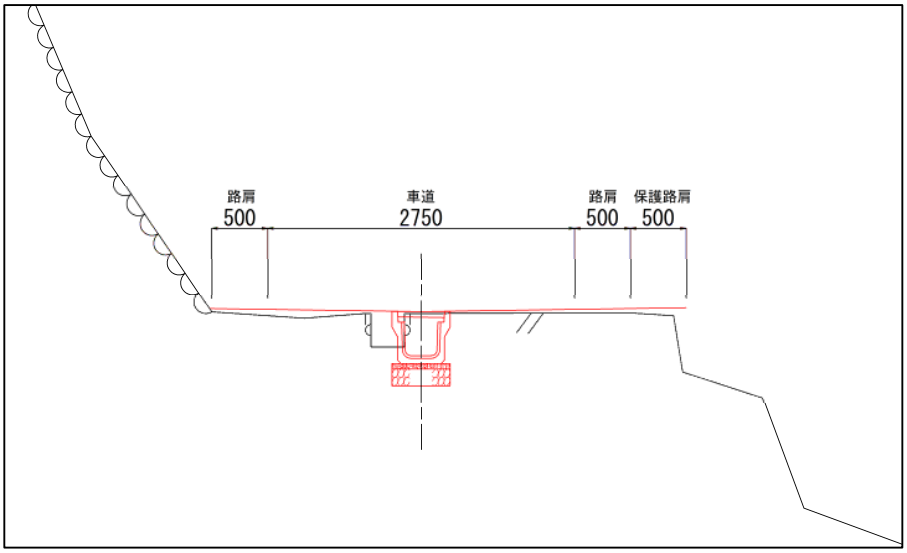


図 3.6.1　道路横断標準図

２）横断勾配

石垣への影響を避けるため、道路排水路は道路センターに配置する計画としている。

今回、アスファルト舗装を行うため、道路構造令による 1.5%以上 2 以下のうち、片側 1 車線の場合を適用し、1.5%勾配とした。

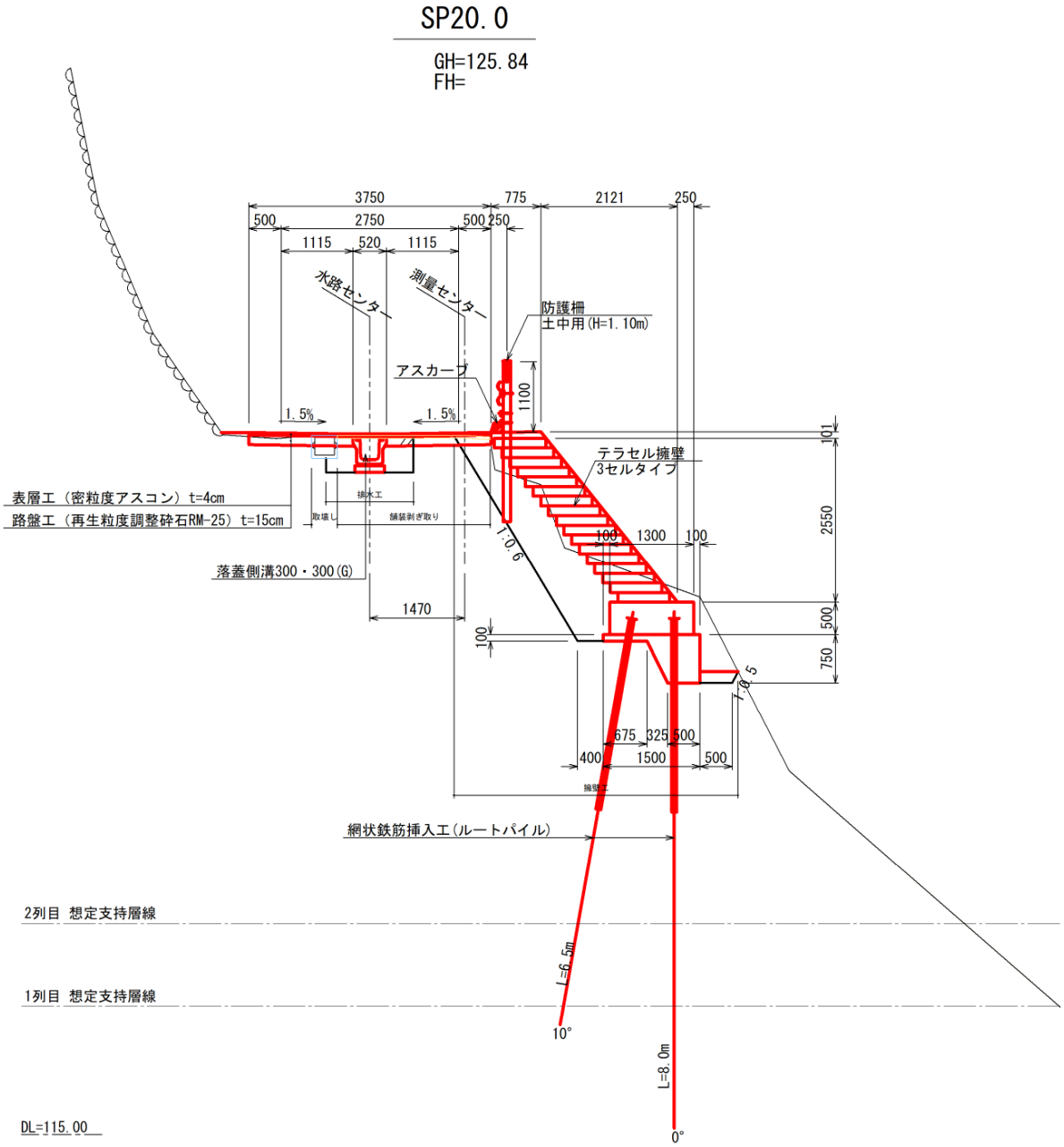


図 3.6.2　緊急車両用道路標準断面図

3.6.2 縦断設計

縦断勾配は現況勾配に合わせて 14%と設定した。
参考までに 14%の根拠となる林道規定の抜粋を添付する。

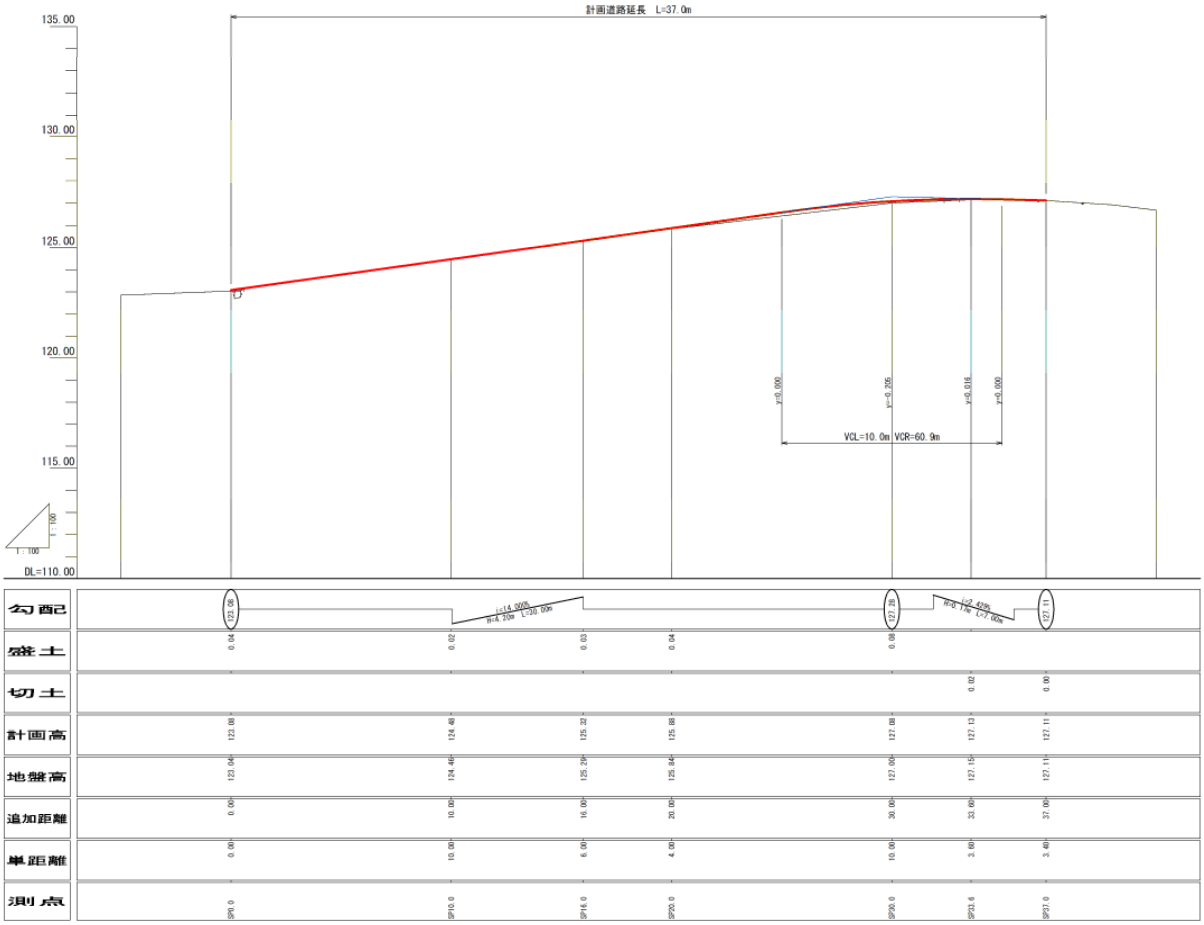


図 3.6.3　緊急車両用道路縦断図

イ　制限長100mの縦断勾配

例外値のうち，制限長を100mとする場合の縦断勾配は，以下により定められている。

① 下り走行においてはLowギアを使用することになり，エンジンブレーキの駆動限界，制動装置の負荷や運転手の緊張感，疲労感等から14%が限界とされている。

② 設計速度20km/hでは，登坂時の駆動力に余裕を考えず，許容速度10km/hの場合の値172.0kg/tを基にすると，直近下位の走行抵抗力は170.2kg/tであるから，計算上の縦断勾配は16%となるが，安全面も考慮し上限値を14%とする。

③ 設計速度15km/hの場合は，20km/hよりも駆動力に余裕があり縦断勾配も急勾配にできるが，安全面も考慮し，設計速度20km/hと同じ14%とする。

制限長 100m 以下の縦断勾配　林道規定 p203

3.6.3 平面設計

平面線形は石垣末端部を基準として、既定の幅員を満足するする線形とする。

その場合、緊急車両は艮東続櫓下で転回することは困難であるため、バックで坂路に侵入する計画とした。

切り返しで坂路に侵入可能となるか、軌跡検討によって検討を実施し、侵入可能であることを軌跡図により確認した。

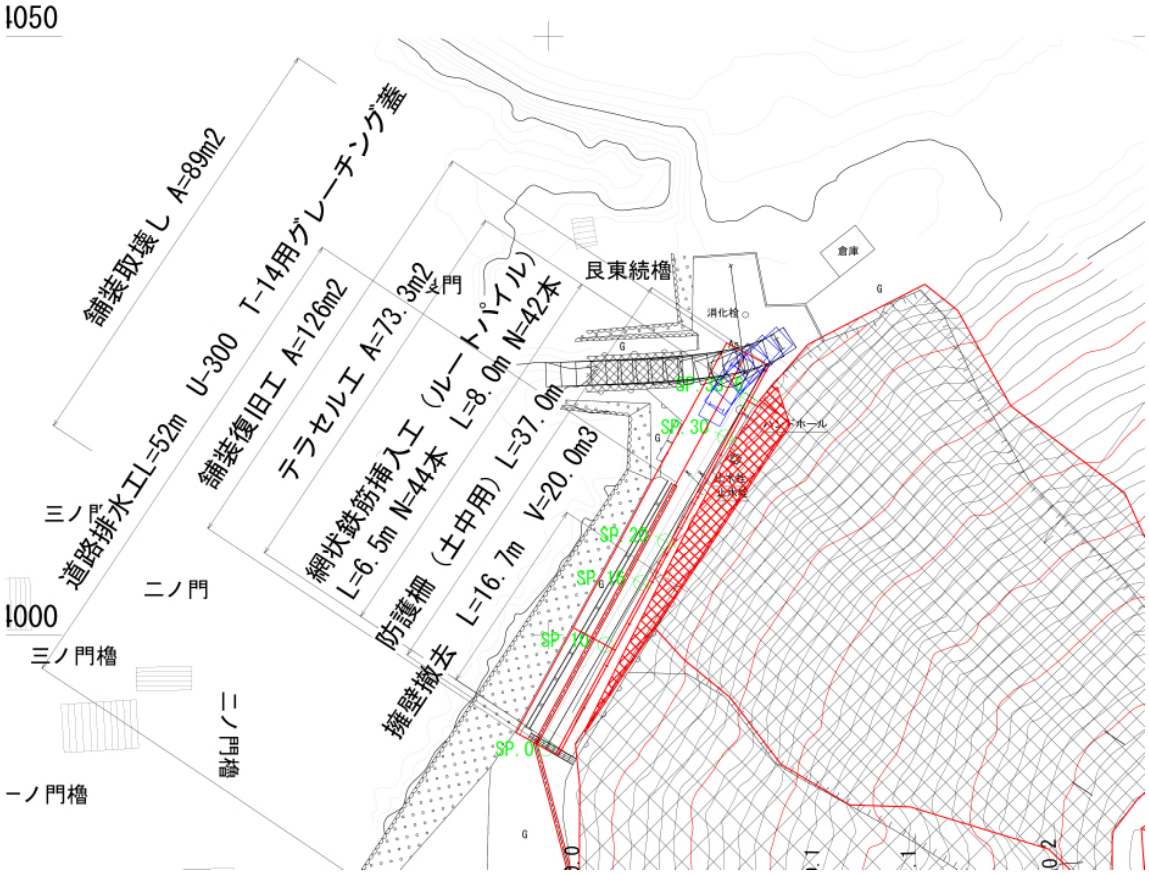


図 3.6.4　緊急車両用道路復旧図

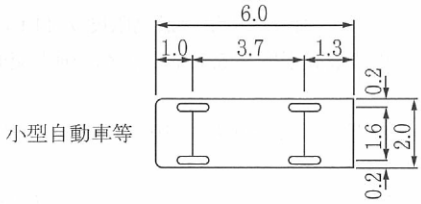


図 1－16　小型道路の設計車両の諸元（単位：m）

表 1－12　小型道路の設計車両諸元

諸元 （単位：メートル）	長さ	幅	高さ	前端 オーバハング	軸距	後端 オーバハング	最小回転 半径
小型自動車等	6.0	2.0	2.8	1.0	3.7	1.3	7.0

図 3.6.5　切り返し検討用、設計車両諸元

3.6.4 小構造物設計

1)防護柵

防護柵は、Gr-C-4E を使用することとし、車両用防護柵標準仕様・同解説に記載されている検討方法により安定性の検討を実施する。

表-1.4　各仕様における支柱1本が関与する背面土質量（標準型防護柵）

仕様記号		支柱1本が関与する背面土質量 (t) ※1	備考			
路側用	分離帯 歩車道 境界用		支柱の形状 (mm)	標準埋込み深さ (m)	荷重作用高さ (m)	支柱の極限支持力 P_w (kN)
Gr-A-4E Gc-A-6E	Gr-SAm-2E Gp-Ap-2E	2.51	φ139.8×4.5	1.65	0.60	40
Gp-A-3E Gp-A-3E2 Gp-SC-3E2						
Gp-B-3E2		1.01		1.50		15
Gp-C-3E2		0.82		1.40		12
Gr-SC-4E		2.34		1.65		35
	Gp-Ap-2E2 Gp-SCp-2E2	1.75		1.10		28
	Gp-Bp-2E2	1.60		1.05		24
	Gp-Cp-2E2	1.20		0.95		18
Gr-B-4E Gc-B-6E Gp-B-3E Gp-B-3E3 Gp-B-3E4		1.01	φ114.3×4.5	1.50		15
	Gr-Cm-4E Gr-Bm-4E Gr-Am-4E Gr-SCm-2E Gr-SBm-2E Gc-Bm-6E Gp-Bp-2E Gp-Bp-3E3 Gp-Bp-3E4	2.34				35
Gr-C-4E Gr-C-4E2 Gc-C-6E Gp-C-3E		0.82		1.40		12
	Gp-Cp-2E	2.14				32
	Gr-SSm-2E	3.75	□-125×125×6	1.65	0.76	60
Gr-SS-2E		2.86				45
Gr-SB-2E Gr-SA-3E		2.19				35
	Gb-Am-2E	2.51	H-125×60×6×8	1.50	0.60	40
	Gb-Bm-2E	2.35	H-100×50×5×7			35

※1：背面土量（m^3）×土の単位体積質量（$1.8t/m^3$，$1.6t/m^3$）

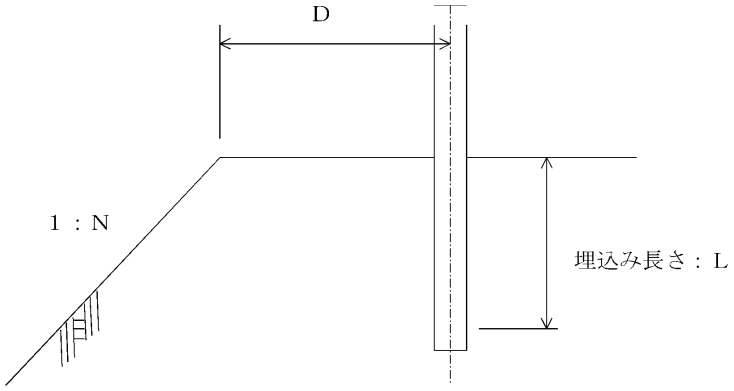
1. 設 計 条 件

本計算書は「車両用防護柵標準仕様・同解説」社団法人日本道路協会 平成１６年３月に基づいて計算しております。

1－1 設置概要

形式: Gr－C－4E

D＝ 0.5 m　　L＝ 1.400 m　　N＝ 0.8



1－2 設計条件

・支柱1本当たりの衝突に関する土などの質量　W_0 ＝ 8.20 kN

・土の単位体積質量　γ_g ＝ 18.0 kN/m^3

2. 体積の算定

埋込み長さ L＝　1.400　m

図-2　側面側

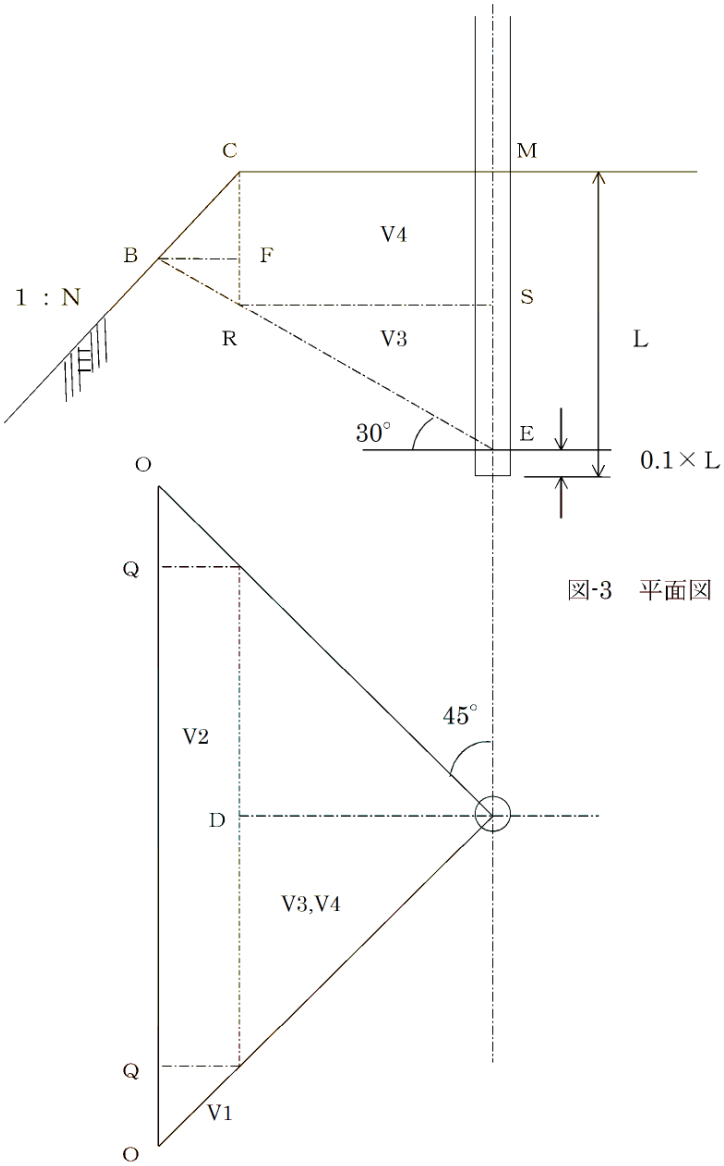


図-3　平面図

・土の体積

点Eを(0,0)とした座標軸を考え、点B、点C、点F、点M、点R、点Sの各座標を求め、
各々の体積を求める。

CR＝ 0.9713　　BR＝ 0.6138　　BF＝ 0.5315　　OQ＝ 0.5315

CM＝0.500　　SE＝ 0.2887　　QQ＝ 1　　$\tan^{-1}(1/N)$＝ 51.3

$$V1=\frac{CR\times BF\times OQ}{2}\times\frac{1}{3}\times 2 = 0.09148\ m^3$$

$$V2=\frac{CR\times BF}{2}\times QQ = 0.25815\ m^3$$

$$V3=\frac{(CM)^2}{2}\times SE\times\frac{1}{3}\times 2 = 0.02406\ m^3$$

$$V4= QQ\times\frac{CM}{2}\times CR = 0.24283\ m^3$$

$$\Sigma V=V1+V2+V3+V4 = 0.61652\ m^3$$

3. 背面土質量の算定

土の重量

$W_g = \Sigma V \times \gamma_g = 11.097$ kN

W＝Wg＋Wc＝ 11.097 ＞ W_0＝ 8.200

よって安全である。

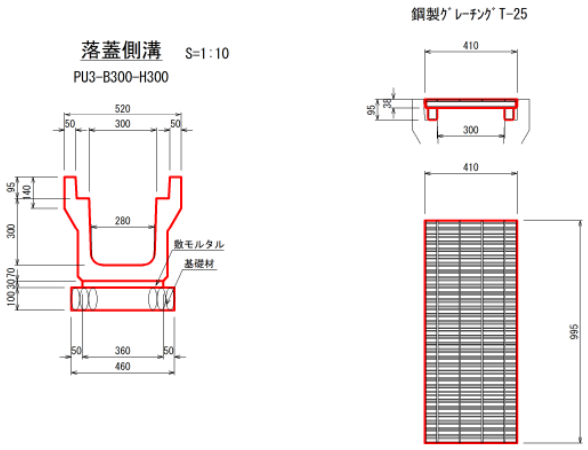
4. 結論

盛土材の単位体積重量がγ＝18kN/m^3の時、法肩よりｶﾞｰﾄﾞﾚｰﾙの中心まで50cmあればｶﾞｰﾄﾞﾚｰﾙは安定している。

２）排水路設計

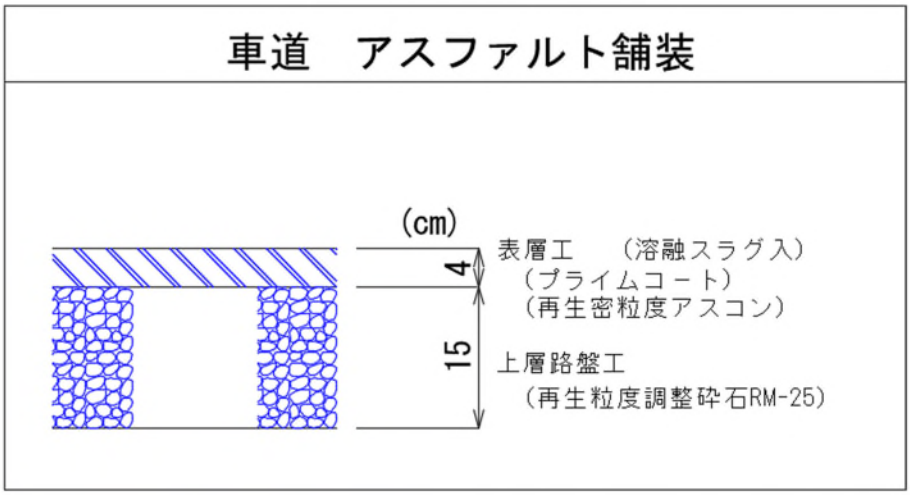
図 3.6.6 に示すとおり緊急車両用道路および艮門南側広場、艮門南塀屈曲箇所からの雨水速やかに流路工に接続させる計画とする。

図 3.6.6　道路排水平面図



３）舗装構成

補装構成は、既存で用いられている、下記の構造とした。



3.7 集水ボーリング工設計

3.7.1　配置計画

今回対象とする地下水の排除は、地すべり面が形成された地盤ではなく、ゴミや強風化した地山の中に滞留する地下水の上昇を抑制することを目的としている。

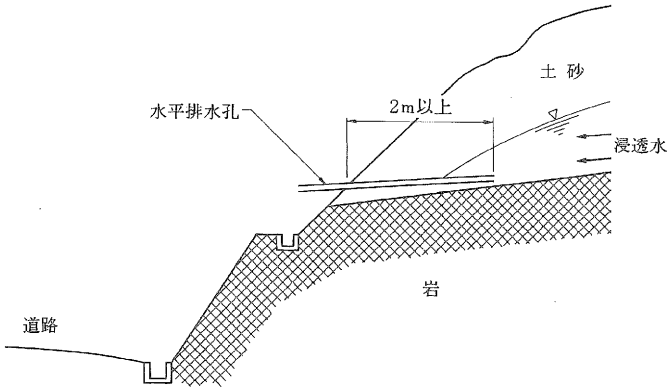
よって、「道路土工　切土工・斜面安定工指針　平成 21 年度版；日本道路協会」に記載されている水平排水工を参考にして、集水ボーリングの配置を検討した。

③　水平排水孔

のり面に小規模な湧水があるような場合には,解図 7－4 に示すような孔を掘って穴あき管等を挿入して水を抜くとよい。孔の長さは一般に２ｍ以上とする。

長大のり面が地下水により安定性が脅かされると考えられる場合には帯水層まで孔をあけ水を抜く。この場合はボーリングにより孔をあけ，ストレーナーを付けた管を挿入する。削孔傾斜角は５度程度とし，上向きに帯水層をねらって削孔する。この場合帯水層の水の流出に伴って地山の細粒土が洗い流されたりパイピングを起こしたりするので，この点に注意して施工する必要がある。排水孔の孔口は排水により洗掘されたりするので，じゃかごやコンクリート壁等で保護するのがよい。

また，排水孔は土砂や酸性水による錆等のため詰まる場合があるので，定期的な清掃を行うとよい。水量によって排水トンネルを掘り，それに横ボーリングを組み合わせることもあるが，工費がかさむので特別の場合を除きあまり用いられない。



解図 7－4　水平排水孔

道路土工　切土工・斜面安定工指針　平成 21 年度版；日本道路協会 p174～175

湧水が確認される箇所に重点的に配置を行うことが望ましいが、打設ピッチに関しては、地すべり対策工に準じて 5m～10m の内、最低ピッチの 5m を採用する。

１－３）　横ボーリング工

図５－９には、横ボーリング工の概念図を示した。図中に示されるように地下水検層結果等に基づき、地下水の流動層の位置を考慮して横ボーリング工を配置する。

横ボーリング工の設計においては、以下の点に留意する。

(1) 横ボーリングは一般に浅層地下水の集中している部分に設け、ボーリング先端での間隔は 5～10mとなるように放射状あるいは平行に設計する（図５－１０）。また、横ボーリング工は、すべり面を貫いて 5～10mの余掘りを行うように計画する。

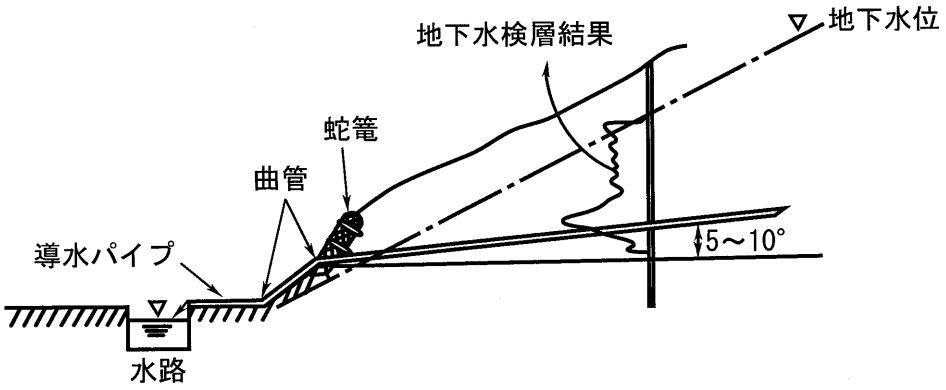


図５－９　横ボーリング工

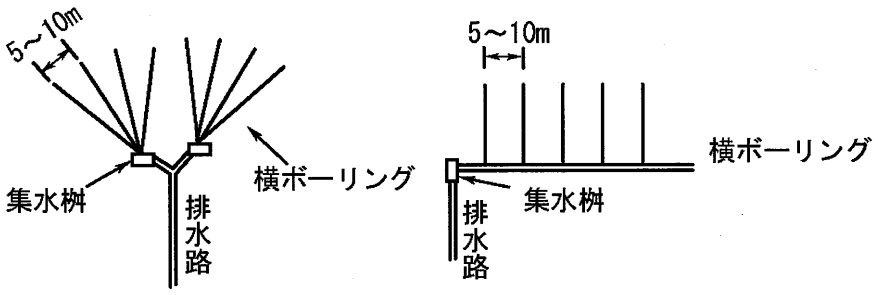


図５－１０　横ボーリングの配置

地すべり防止技術指針及び同解説　国土交通省砂防部　p92、93

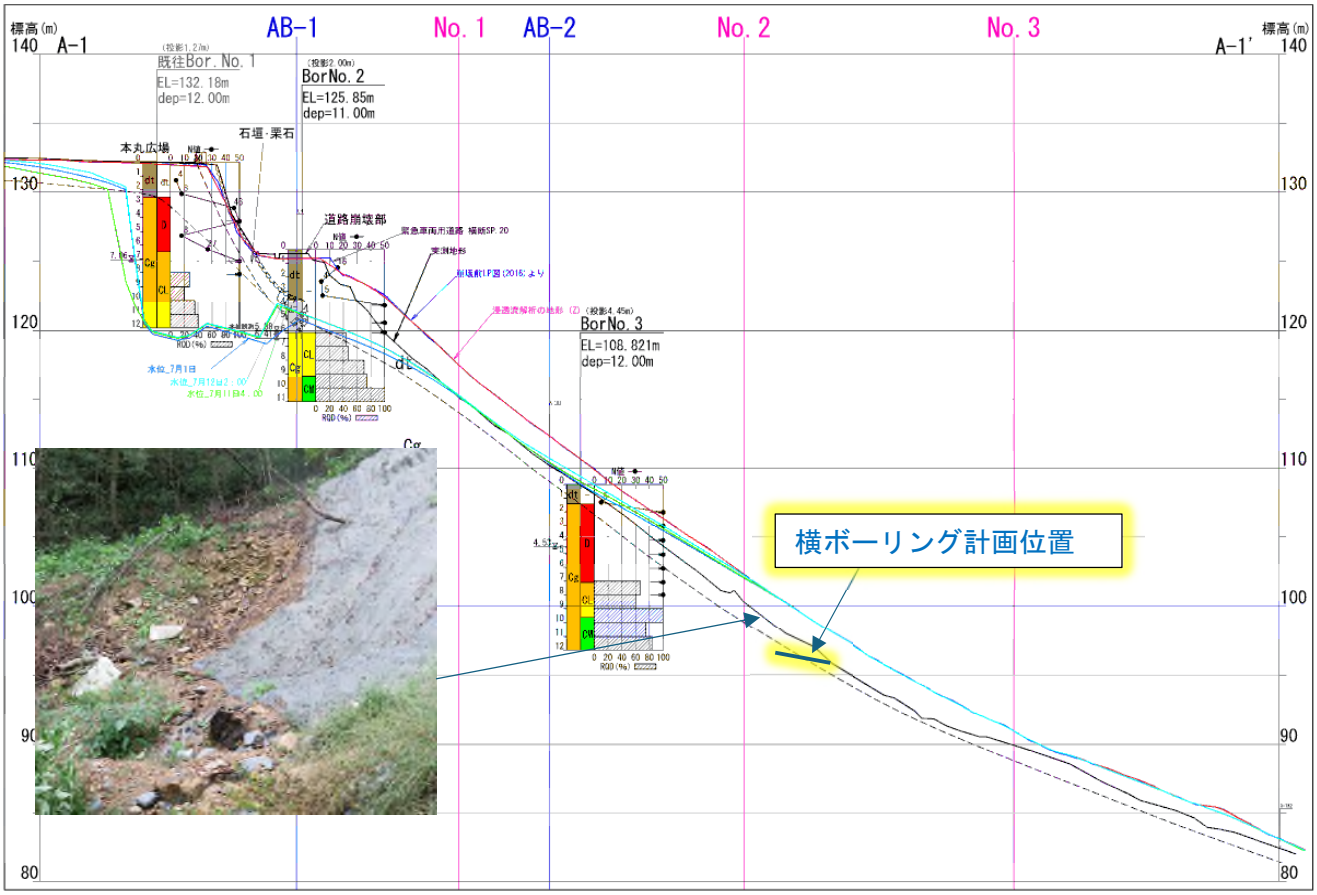


図 3.7.1　浸透流解析結果から得られた、地下水の分布横断図

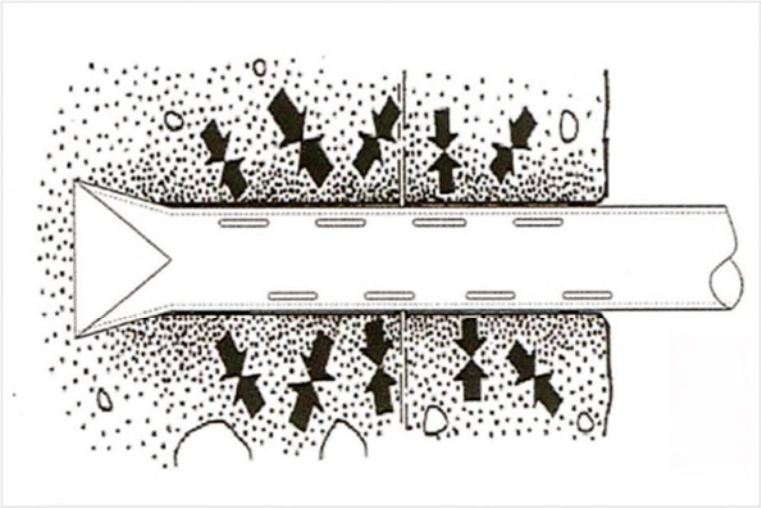
崩壊前の地形での結果で、標高 100m 付近より下側で地下水位が地表面付近まで上昇していることが判明している。また、令和 6 年 11 月 2 日の豪雨時においても、斜面下部位置からの湧水が認められ、斜面末端に地下水が滞水することが予見される。

よって、集水ボーリングの打設位置は、浸透流解析結果と現地での湧水状況から、標高 95m 付近に配置する計画とする。

3.7.2　材料の選定

一般的な保孔管は塩ビパイプ（VP50）にストレーナ加工を施した製品を横ボーリングで削孔した横穴に挿入する。

削孔にはロータリーパーカッションを用いることが一般的であるが、施工性を考慮して、打設式でも施工可能となる排水補強パイプを採用することとした。



地盤の締め固めによる強度増化
地盤を拘束することによる変形抑制効果

接続状況

図 3.7.1　排水補強パイプ（岡三リビック HP より抜粋）

3.8 渓流保全工詳細設計

今回の土砂流出の発生源と目されるA箇所ならびに同様の堆積物が分布するB箇所に対する“発生源対策”の下流（上流部（下部）～下流部）に残る“不安定土砂”の流出防止を念頭に置いた流路工（水路工）の整備、土留め工等を設計した。

なお、水の浸透や地下水の湧出による悪影響等も懸念されることから、表面排水だけでなく暗渠も併設して地下水排除も行うこととした。

3.8.1 流出量の算出

１）超過確率ごとのピーク流量

渓流保全工（水路工）最下流と応急対策（待受けVCCO）地点の年超過確率1/2～1/100のピーク流量は以下のとおりである。

(1)計算式

・有効降雨強度

$$P_e=\left(\frac{P_{24}}{24}\right)^{1.21}\cdot\left(\frac{24\cdot K_{f1}^{2}}{\frac{K_{p1}}{60}\cdot A^{0.22}}\right)^{0.606}$$

$$P_e=K_{f1}\cdot P_a$$

K_{f1}: ピーク流出係数

$$P_a=\frac{P_{24}}{24}\left(\frac{T_f}{24}\right)^{K_{p2}}$$

P_a: 洪水到達時間内の平 均降雨強度 (mm/h)

P_{24}:24時間雨量（P_{24}が得られない場合は、 日雨量P_{day}としてよい（$P_{24}\fallingdotseq P_{day}$））

K_{p2}: 定数 ($K_{p2}=-1/2$)

$T_f=K_{p1}\cdot A^{0.22}\cdot P_e^{-0.35}$

T_f: 洪水到達時間 (分)

A：流域面積 (km^2)

P_e: 有効降雨強度 (mm/h)

K_{p1}: 係数 (120)

・ピーク流量

$$Qp=\frac{1}{3.6}\cdot K_{f1}\cdot P_a\cdot A=\frac{1}{3.6}\cdot P_e\cdot A$$

（砂防技術指針　改訂版，平成29年8月，愛媛県土木部河川港湾局　砂防課，p.1-3-19～1-3-20）

(2)計算諸元

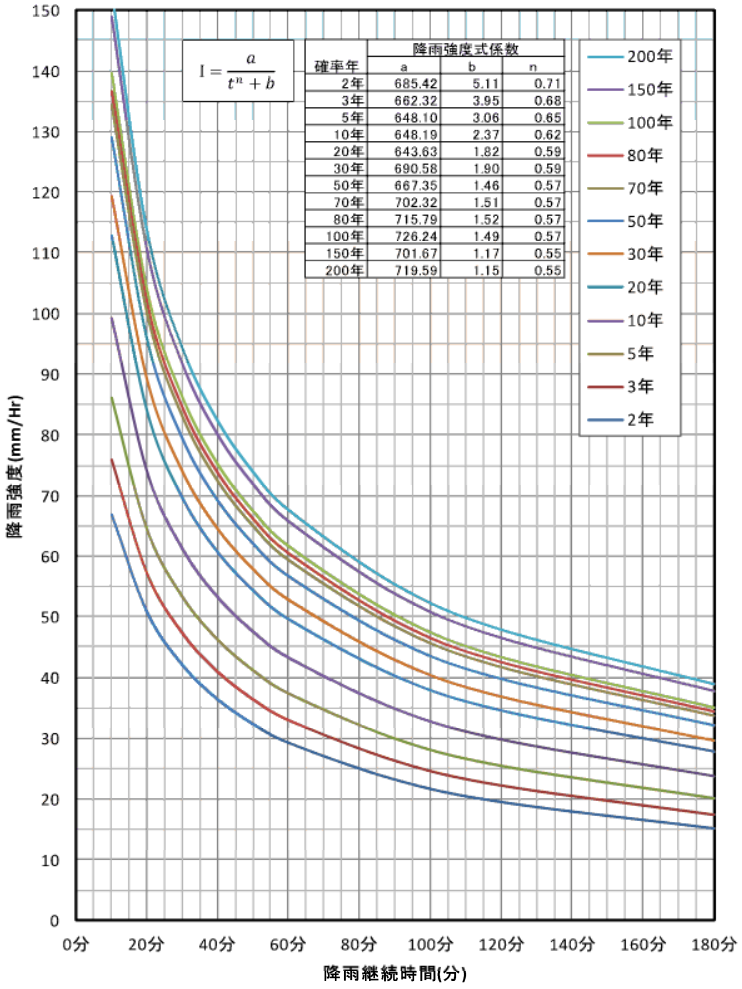
a)24 時間雨量

計画規模別雨量データ(24 時間雨量)

地区番号	観測地点	既往最大［mm］（24時間雨量）	発生年月日	確率24時間雨量							
				1/100	1/70	1/50	1/30	1/20	1/10	1/5	1/2
1	四国中央	348.0	1990年9月18日	366.7	347.1	328.6	300.3	277.7	241.4	193.1	123.7
2	富郷	448.0	2004年10月20日	467.7	453.5	439.4	416.7	397.3	360.3	312.2	223.5
3	新居浜	330.0	2004年10月20日	416.8	394.0	372.6	339.8	313.6	268.1	220.6	148.8
4	西条	313.0	2004年10月20日	402.3	374.3	348.6	310.9	282.0	234.4	188.4	125.6
5	玉川	270.0	2004年10月20日	333.5	327.5	306.7	275.9	252.1	212.5	172.9	121.5
6	松山	262.5	2001年6月20日	254.6	242.1	230.3	212.2	191.9	169.7	143.6	99.7
7	久万	284.0	1982年8月27日	337.1	321.2	306.3	283.4	265.1	223.8	200.2	150.2
8	中山	244.0	2005年7月3日	277.7	264.4	251.8	232.7	215.8	190.9	163.0	121.0
9	大洲	203.0	1995年7月4日	208.1	204.7	201.0	194.7	188.8	176.5	158.6	128.6
10	八幡浜	191.0	2004年8月30日	210.7	205.5	200.4	192.1	185.0	171.3	155.0	124.4
11	瀬戸	233.0	1989年9月13日	275.6	263.3	251.6	225.1	214.1	193.9	169.2	128.3
12	宇和	292.0	1996年7月19日	343.8	327.5	312.0	288.5	269.6	236.8	202.7	151.1
13	宇和島	402.0	2005年9月6日	371.2	351.8	333.6	305.7	283.4	242.5	203.4	138.0
14	近永	309.0	2005年9月6日	321.1	315.4	309.3	298.5	288.5	239.8	234.8	186.1
15	御荘	230.0	2011年10月22日	234.1	231.2	228.1	222.5	217.1	205.3	189.0	154.1
16	大三島	181.5	2013年6月20日	195.2	186.3	177.8	165.0	154.7	136.8	118.2	88.0

（砂防技術指針　改訂版，平成 29 年 8 月，愛媛県土木部河川港湾局　砂防課，p. 1-2-4）

b)短時間降雨強度式



中予地区　降雨強度式

（N=123 _ M23～H30（一部欠測あり）、Gumbel）

（愛媛県内の降雨強度式，2024 年 8 月公開，令和 2 年 4 月 1 日以降適用）

c)松山市提供資料

下 水 道 流 量 計 算 表

緑町　流量計算

$I = \frac{3560}{t+28.0}$ (10年確率)

管記号	下流側管番号	排水面積 各線	排水面積 逓加	延長 各線	延長 最長	流達時間	雨水流出量 ヘクタール当り降水量	雨水流出量 流出係数	雨水流出量 雨水換算面積 各線	雨水流出量 雨水換算面積 逓加	雨水流出量 雨水量	その他水量 各線	その他水量 逓加	総水量	計画下水管きょ 断面	こう配	流速	流量	地盤高	管底高	土被り	備考
		ha	ha	m	m	min	m³/sec・ha		ha	ha	m³/sec	m³/sec	m³/sec	m³/sec	mm	‰	m/sec	m³/sec	M	M	m	
251		(0.00) 0.20	0.20	14.0	14.0	(7.0) 7.2	0.281	0.60			0.034			0.034	HP φ 250	10.0	1.211	0.059				OK
252	251	(0.20) 0.30	0.50	68.0	82.0	(1.1) 8.4	0.272	0.60			0.082			0.082	HP φ 300	5.3	0.996	0.070				NG
253	252	(0.50) 0.40	0.90	36.0	118.0	(0.6) 9.0	0.268	0.60			0.145			0.145	HP φ 350	7.0	1.268	0.122				NG
254	253	(0.90) 2.40	3.30	138.0	256.0	(2.3) 11.3	0.252	0.60			0.499			0.499	HP φ 600	3.0	1.189	0.336				NG
255	254	(3.30) 4.40	7.70	216.0	472.0	(3.6) 14.9	0.231	0.60			1.067			1.067	BOX 600 × 800	6.5	2.248	1.079				OK

表1.7.1　工種別基礎流出係数の標準値

工種別	流出係数	工種別	流出係数
屋根	0.85～0.95	関東ローム層	0.10～0.30
道路	0.80～0.90	芝、樹木の多い公園	0.05～0.25
その他の不透水面	0.75～0.85	こう配の緩い山地	0.20～0.40
水面	1.00	こう配の急な山地	0.40～0.60

0.60

「下水道施設計画・設計指針と解説　前編-2009年版-」p.71

d)係数 Kp1＝120

（砂防技術指針　改訂版，平成 29 年 8 月，愛媛県土木部河川港湾局　砂防課，p.1-3-19）

e)ピーク流出係数 Kf1＝0.80

標準的な流出係数

密集市街地	0.9
一般市街地	0.8
畑、原野	0.6
水　　田	0.7
山　　地	0.7

国.計　P35

・急峻な山地及び三紀層山岳　　0.7～0.9　（標準値　0.8）

・その他、山地及び灌漑中の水田　0.6～0.8　（標準値　0.7）

・平坦な耕地及び樹林　　0.45～0.75（標準値　0.6）

（砂防技術指針　改訂版，平成 29 年 8 月，愛媛県土木部河川港湾局　砂防課，p.1-3-20）

f)土砂混入率α＝0.05（下記の渓流保全工に適用する土砂混入率を準用）

①　砂防工事が施工中及びおよび屈曲、乱流防止の場合……10%

（上流の砂防工事が計画流出土砂量に対して原則として 50%以上完了している）

②　砂防工事が施工済みの場合…… 5%

（上流の砂防工事が 100%完了している）

（砂防技術指針　改訂版，平成 29 年 8 月，愛媛県土木部河川港湾局　砂防課，p.3-3-3）

g)流域面積

最下流流域面積：0.055km^2

応急対策地点流域面積：0.034km^2

B 箇所上（城壁石垣下）流域面積：0.002km^2

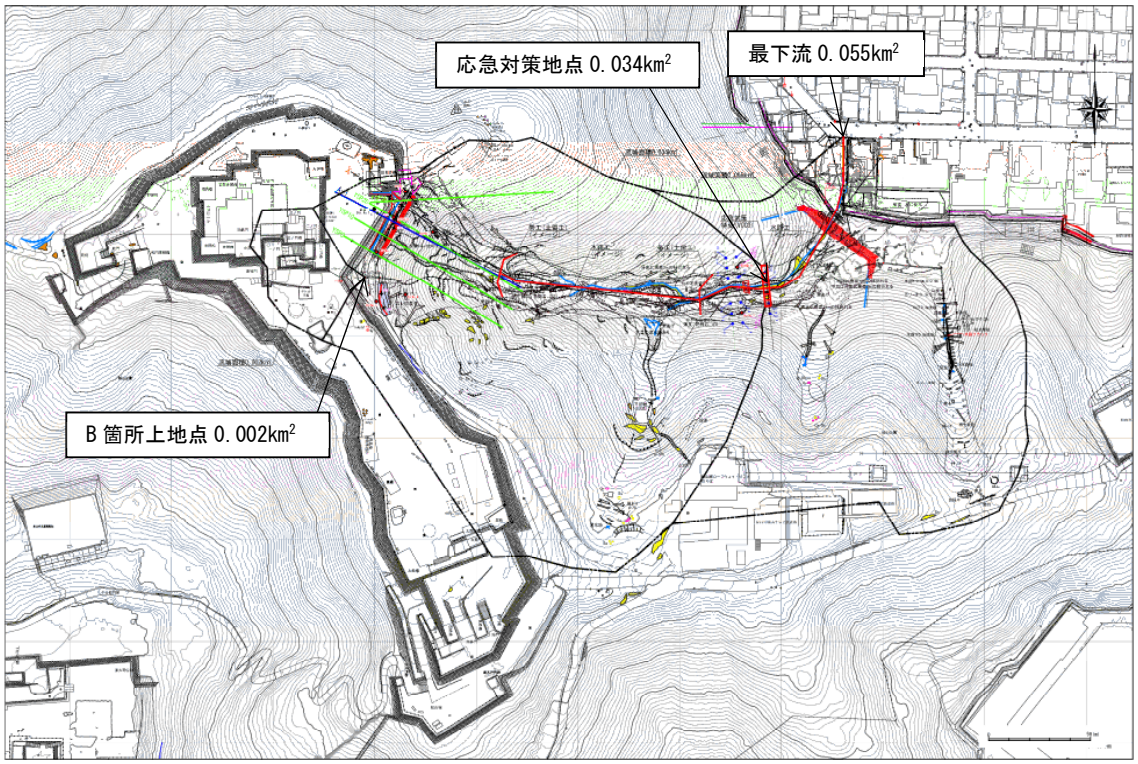


図 3.8.1　流域面積

(3)ピーク流量

対象とする流量は、下流の雨水排水に合わせて年超過確率 1/10 とする。

ただし、上流においては、土砂災害防止において一般に対象とされる年超過確率 1/100 あるいは既往最大の流量時にも堆積土砂の侵食を防止し得るようにすることが望ましい。

なお、参考に、2024 年 7 月 10～16 日の最大 1 時間～72 時間降水量を下表に示す。最大 24 時間降水量は 156.5mm/24h であり、前記の確率雨量では年超過確率 1/5～1/10 に該当する。観測史上 10 位以下である（下表）。最大 1 時間降水量は 47.5mm/h であり、前記の確率降雨強度では年超過確率 1/10～1/20 に該当する。観測史上 6 位である（下表）。

表 3.8.1　気象庁松山地方気象台の 2024 年 7 月 10～16 日の最大 1 時間～72 時間降水量

日	N時間降水量													
	最大1時間降水量(10分間隔)		最大3時間降水量		最大6時間降水量		最大12時間降水量		最大24時間降水量		最大48時間降水量		最大72時間降水量	
	値(mm)	時分	値(mm)	時分	値(mm)	時分	値(mm)	時分	値(mm)	時分	値(mm)	時分	値(mm)	時分
10	9	24:00:00	9	24:00:00	9	24:00:00	9	24:00:00	9	24:00:00	9	24:00:00	9	24:00:00
11	47.5	4:10	79	6:00	104.5	5:50	124	11:30	138.5	23:50	143	24:00:00	143	24:00:00
12	23.5	0:40	43.5	5:10	77	5:20	89	7:40	156.5	3:10	213	23:30	213	24:00:00
13	2.5	13:00	3	13:20	3.5	15:30	3.5	21:30	68.5	0:10	199.5	0:10	216.5	23:30
14	3	15:40	3	17:40	3	20:40	4	17:30	4.5	9:30	72	0:10	203	0:10
15	19	12:00	20	12:10	21	12:20	22	16:10	25	14:40	28.5	12:00	76	0:10
16	3	11:10	3.5	13:10	3.5	16:10	3.5	22:10	22	4:10	28.5	14:40	31.5	12:00

表 3.8.2　気象庁松山地方気象台の観測史上 1～10 位の降水量

要素名／順位	1位	2位	3位	4位	5位	6位	7位	8位	9位	10位	統計期間
日最低海面気圧 (hPa)	958.6 (1896/8/18)	959.3 (1918/7/12)	964.3 (1945/9/17)	967.1 (1951/10/14)	968.3 (1954/9/26)	970.9 (1970/8/21)	972 (1961/9/16)	972.8 (2004/8/30)	975.3 (1993/9/3)	975.7 (1993/9/4)	1890/1 Oct-24
日降水量 (mm)	215.1 (1943/7/23)	206 (2018/7/6)	195.1 (1945/7/12)	187.5 (2017/9/17)	187 (2005/7/3)	182.5 (1995/7/3)	168.5 (1979/6/27)	167 (2001/6/19)	165.2 (1943/7/22)	158.5 (2010/7/12)	1890/1 Oct-24
日最大10分間降水量 (mm)	24 (2012/8/19)	21.5 (1992/8/2)	20.5 (1972/7/10)	20 (2004/8/23)	20 (1976/8/16)	18.5 (2015/7/9)	18.5 (2006/11/10)	18 (1999/7/3)	17.7 (1948/9/10)	17.5 (1991/7/1)	13516 Oct-24
日最大1時間降水量 (mm)	60.5 (1992/8/2)	55 (2004/8/23)	52.8 (1963/8/30)	52 (1961/10/26)	48 (2015/7/9)	47.5 (2024/7/11)	47.5 (2010/7/12)	47 (2001/6/20)	46.6 (1943/8/27)	46.5 (2023/7/1)	1890/1 Oct-24
月最大24時間降水量 (mm)	262.5 (2001/6/19)	245 (2018/7/6)	242 (2023/6/30)	212 (2023/7/1)	199 (2020/7/7)	195 (2005/7/3)	190.5 (1995/7/3)	187.5 (2017/9/17)	181.5 (1979/6/27)	179.5 (2013/10/25)	1890/1 Oct-24

A)　日雨量からのピーク流量

a)　流路工（水路工）計画最下流における日雨量からのピーク流量

条件

ρ (kg/m³)	σ (kg/m³)	φ (°)	C*	f	C
1200.00	2600.00	35.00	0.60	0.80	120.00

土砂混入率 α
0.05

番号	種別	流域面積 A (km²)	日雨量 r24 (mm/日)	有効降雨強度 re (mm/h)	洪水到達時間 tp (分)	水のみの流量 Qp' (m³/s)	土砂混入の流量 Qp (m^3/s)
1	最下流　年超過確率1/100	0.055	254.6	88.21	13.22	1.35	1.42
2	最下流　年超過確率1/70	0.055	242.1	82.99	13.50	1.27	1.33
3	最下流　年超過確率1/50	0.055	230.3	78.12	13.79	1.19	1.25
4	最下流　年超過確率1/30	0.055	212.2	70.76	14.28	1.08	1.13
5	最下流　年超過確率1/20	0.055	191.9	62.65	14.90	0.96	1.01
6	最下流　年超過確率1/10	0.055	169.7	53.99	15.69	0.82	0.86
7	最下流　年超過確率1/5	0.055	143.6	44.11	16.85	0.67	0.70
8	最下流　年超過確率1/2	0.055	99.7	28.37	19.66	0.43	0.45

b)　応急対策工（待受け VCCO）地点における日雨量からのピーク流量

条件

ρ (kg/m³)	σ (kg/m³)	φ (°)	C*	f	C
1200.00	2600.00	35.00	0.60	0.80	120.00

土砂混入率 α
0.05

番号	種別	流域面積 A (km²)	日雨量 r24 (mm/日)	有効降雨強度 re (mm/h)	洪水到達時間 tp (分)	水のみの流量 Qp' (m³/s)	土砂混入の流量 Qp (m^3/s)
0	応急対策位置 既往最大	0.034	262.5	97.59	11.48	0.92	0.97
1	応急対策位置 年超過確率1/100	0.034	254.6	94.05	11.63	0.89	0.93
2	応急対策位置 年超過確率1/70	0.034	242.1	88.49	11.88	0.84	0.88
3	応急対策位置 年超過確率1/50	0.034	230.3	83.30	12.13	0.79	0.83
4	応急対策位置 年超過確率1/30	0.034	212.2	75.44	12.56	0.71	0.75
5	応急対策位置 年超過確率1/20	0.034	191.9	66.80	13.10	0.63	0.66
6	応急対策位置 年超過確率1/10	0.034	169.7	57.57	13.81	0.54	0.57
7	応急対策位置 年超過確率1/5	0.034	143.6	47.03	14.82	0.44	0.46
8	応急対策位置 年超過確率1/2	0.034	99.7	30.25	17.29	0.29	0.30

c)　B 箇所上地点における日雨量からのピーク流量

条件

ρ (kg/m³)	σ (kg/m³)	φ (°)	C*	f	C
1200.00	2600.00	35.00	0.60	0.80	120.00

土砂混入率 α
0.05

番号	種別	流域面積 A (km²)	日雨量 r24 (mm/日)	有効降雨強度 re (mm/h)	洪水到達時間 tp (分)	水のみの流量 Qp' (m³/s)	土砂混入の流量 Qp (m^3/s)
1	最下流　年超過確率1/100	0.002	254.6	137.21	5.46	0.08	0.08
2	最下流　年超過確率1/70	0.002	242.1	129.10	5.58	0.07	0.07
3	最下流　年超過確率1/50	0.002	230.3	121.53	5.70	0.07	0.07
4	最下流　年超過確率1/30	0.002	212.2	110.07	5.90	0.06	0.06
5	最下流　年超過確率1/20	0.002	191.9	97.46	6.16	0.05	0.05
6	最下流　年超過確率1/10	0.002	169.7	83.99	6.49	0.05	0.05
7	最下流　年超過確率1/5	0.002	143.6	68.62	6.96	0.04	0.04
8	最下流　年超過確率1/2	0.002	99.7	44.13	8.12	0.02	0.02

B)　降雨強度式によるピーク流量

d)　流路工（水路工）計画最下流における降雨強度式からのピーク流量

・中予地区の降雨強度式による流量

愛媛県中予地区降雨強度式を使用する場合の洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度

洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度　　流出係数　0.80

水路工最下流地点　　年超過確率1/　10

降雨強度式　$r=\dfrac{a}{t^c+b}$

a	648.190	「愛媛県内の降雨強度式，2024年8月公開，
b	2.370	令和2年4月1日以降適用」の中予地区の降雨強度式
c	0.620	

洪水到達時間　$tp=C\cdot A^{0.22}\cdot re^{-0.35}$

流出係数f	0.80	
係数C	120	
流域面積A	0.055	km^2

入力洪水到達時間 t(分)	降雨強度式による降雨強度 r(mm/hr)	有効降雨強度 re=r・f(mm/hr)	洪水到達時間 tp(分)
14.3	85.585	68.468	14.442
14.4	85.331	68.265	14.457
14.468	85.161	68.129	14.468
14.6	84.830	67.864	14.487
14.7	84.582	67.666	14.502

ピーク流量

$Q=\dfrac{1}{3.6}f\cdot r\cdot A=\dfrac{1}{3.6}r_e\cdot A=$　　1.04　m^3/s

土砂混入流量　＝　　1.09　m^3/s　　土砂混入率　0.05

愛媛県中予地区の降雨強度式による流量は 1.09m^3/s となる。前記の日雨量からのピーク流量 0.86m^3/s より少し大きい。したがって、この流量を採用する。

・下水道流量計算表記載の降雨強度式による流量

愛媛県中予地区降雨強度式を使用する場合の洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度

洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度　　流出係数　0.80

水路工最下流地点　　年超過確率1/　10

降雨強度式　$r=\dfrac{a}{t^c+b}$

a	3,560.000	
b	28.000	下水道流量計算書記載の降雨強度式
c	1.000	

洪水到達時間　$tp=C\cdot A^{0.22}\cdot re^{-0.35}$

流出係数f	0.80	
係数C	120	
流域面積A	0.055	km^2

入力洪水到達時間 t(分)	降雨強度式による降雨強度 r(mm/hr)	有効降雨強度 re=r・f(mm/hr)	洪水到達時間 tp(分)
14.4	83.962	67.170	14.540
14.5	83.765	67.012	14.552
14.559	83.650	66.920	14.559
14.7	83.372	66.698	14.575
14.8	83.178	66.542	14.587

ピーク流量

$Q=\dfrac{1}{3.6}f\cdot r\cdot A=\dfrac{1}{3.6}r_e\cdot A=$　1.02　m^3/s

土砂混入流量　＝　1.07　m^3/s　　土砂混入率　0.05

下水道流量計算表記載の降雨強度式による流量は1.07m^3/sであり、愛媛県中予地区の降雨強度式による流量1.09m^3/sとほぼ同流量である。

e) 応急対策工（待受け VCCO）地点における降雨強度式からのピーク流量

○年超過確率 1/10 の流量

・中予地区の降雨強度式による流量

愛媛県中予地区降雨強度式を使用する場合の洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度

洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度　　流出係数　0.80

待受応急対策（VCCO）地点　年超過確率1/　10

降雨強度式　$r=\dfrac{a}{t^c+b}$

a	648.190	「愛媛県内の降雨強度式，2024年8月公開，
b	2.370	令和2年4月1日以降適用」の中予地方の降雨強度式
c	0.620	

洪水到達時間　$tp=C\cdot A^{0.22}\cdot re^{-0.35}$

流出係数f	0.80	
係数C	120	
流域面積A	0.034	km^2

入力洪水到達時間 t(分)	降雨強度式による降雨強度 r(mm/hr)	有効降雨強度 re=r・f(mm/hr)	洪水到達時間 tp(分)
12.6	90.265	72.212	12.752
12.7	89.969	71.975	12.767
12.779	89.738	71.791	12.779
12.9	89.385	71.508	12.796
13.0	89.097	71.278	12.811

ピーク流量

$Q=\dfrac{1}{3.6}f\cdot r\cdot A=\dfrac{1}{3.6}r_e\cdot A=$　0.68　m^3/s

土砂混入流量　＝　0.71　m^3/s　　土砂混入率　0.05

愛媛県中予地区の降雨強度式による流量は **0.71m^3/s** となる。前記の日雨量からのピーク流量 0.57m^3/s より少し大きい。したがって、年超過確率 1/10 の流量としてはこの流量を採用する。

・下水道流量計算表記載の降雨強度式による流量

愛媛県中予地区降雨強度式を使用する場合の洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度

洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度　　流出係数　0.80

待受応急対策（VCCO）地点　年超過確率1/　10

降雨強度式　$r=\dfrac{a}{t^c+b}$

a	3,560.000	
b	28.000	下水道流量計算書記載の降雨強度式
c	1.000	

洪水到達時間　$tp=C\cdot A^{0.22}\cdot re^{-0.35}$

流出係数f	0.80	
係数C	120	
流域面積A	0.034	km^2

入力洪水到達時間 t(分)	降雨強度式による降雨強度 r(mm/hr)	有効降雨強度 re=r・f(mm/hr)	洪水到達時間 tp(分)
12.7	87.469	69.975	12.894
12.8	87.255	69.804	12.905
12.918	87.004	69.603	12.918
13.0	86.829	69.463	12.927
13.1	86.618	69.294	12.938

ピーク流量

$Q=\dfrac{1}{3.6}f\cdot r\cdot A=\dfrac{1}{3.6}r_e\cdot A=$　0.66　m^3/s

土砂混入流量　＝　0.69　m^3/s　　土砂混入率　0.05

下水道流量計算表記載の降雨強度式による流量は 0.69m^3/s であり、愛媛県中予地区の降雨強度式による流量 0.71m^3/s とほぼ同流量である。

○年超過確率 1/100 の流量

・中予地区の降雨強度式による流量

愛媛県中予地区降雨強度式を使用する場合の洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度

洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度　　流出係数　0.80

待受応急対策（VCCO）地点　年超過確率1/　100

降雨強度式　$r=\dfrac{a}{t^c+b}$

a	726.240	「愛媛県内の降雨強度式，2024年8月公開，令和2年4月1日以降適用」の中予地方の降雨強度式
b	1.490	
c	0.570	

洪水到達時間　$tp=C\cdot A^{0.22}\cdot re^{-0.35}$

流出係数f	0.80	
係数C	120	
流域面積A	0.034	km^2

入力洪水到達時間 t(分)	降雨強度式による降雨強度 r(mm/hr)	有効降雨強度 re=r・f(mm/hr)	洪水到達時間 tp(分)
10.9	134.678	107.743	11.086
11.0	134.171	107.337	11.101
11.118	133.582	106.866	11.118
11.2	133.175	106.540	11.130
11.3	132.685	106.148	11.144

ピーク流量

$Q=\dfrac{1}{3.6}f\cdot r\cdot A=\dfrac{1}{3.6}r_e\cdot A=$　1.01　m^3/s

土砂混入流量　＝　1.06　m^3/s　　土砂混入率　0.05

愛媛県中予地区の降雨強度式による流量は 1.06m^3/s となる。前記の日雨量からのピーク流量 0.93m^3/s より少し大きい。したがって、年超過確率 1/100 の流量としてはこの流量を採用する。

f)　B 箇所上地点（城壁石垣下）における降雨強度式からのピーク流量

○年超過確率 1/10 の流量

・中予地区の降雨強度式による流量

愛媛県中予地区降雨強度式を使用する場合の洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度

洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度　　流出係数　0.80

B箇所上地点　　年超過確率1/　10

降雨強度式　$r=\dfrac{a}{t^{c}+b}$

a	648.190	「愛媛県内の降雨強度式，2024年8月公開，
b	2.370	令和2年4月1日以降適用」の中予地方の降雨強度式
c	0.620	

洪水到達時間　$tp=C\cdot A^{0.22}\cdot re^{-0.35}$

流出係数f	0.80	
係数C	120	
流域面積A	0.002	km^2

入力洪水到達時間 t(分)	降雨強度式による降雨強度 r(mm/hr)	有効降雨強度 re＝r･f(mm/hr)	洪水到達時間 tp(分)
6.0	119.878	95.903	6.191
6.1	119.189	95.351	6.204
6.218	118.389	94.711	6.218
6.3	117.845	94.276	6.228
6.4	117.191	93.753	6.240

ピーク流量

$Q=\dfrac{1}{3.6}f\cdot r\cdot A=\dfrac{1}{3.6}r_e\cdot A=$　　0.05　m^3/s

土砂混入流量　＝　　0.06　m^3/s　　土砂混入率　0.05

愛媛県中予地区の降雨強度式による流量は 0.06m^3/s となる。前記の日雨量からのピーク流量 0.05m^3/s より少し大きい。したがって、年超過確率 1/10 の流量としてはこの流量を採用する。

・下水道流量計算表記載の降雨強度式による流量

愛媛県中予地区降雨強度式を使用する場合の洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度

洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度　　流出係数　0.80

B箇所上地点　　年超過確率1/　10

降雨強度式　$r=\dfrac{a}{t^c+b}$

a	3,560.000	
b	28.000	下水道流量計算書記載の降雨強度式
c	1.000	

洪水到達時間　$tp=C\cdot A^{0.22}\cdot re^{-0.35}$

流出係数f	0.80	
係数C	120	
流域面積A	0.002	km^2

入力洪水到達時間 t(分)	降雨強度式による降雨強度 r(mm/hr)	有効降雨強度 re=r・f(mm/hr)	洪水到達時間 tp(分)
6.3	103.790	83.032	6.511
6.4	103.488	82.791	6.518
6.526	103.110	82.488	6.526
6.6	102.890	82.312	6.531
6.7	102.594	82.075	6.538

ピーク流量

$Q=\dfrac{1}{3.6}f\cdot r\cdot A=\dfrac{1}{3.6}r_e\cdot A=$　0.05　m^3/s

土砂混入流量　＝　0.05　m^3/s　　土砂混入率　0.05

下水道流量計算表記載の降雨強度式による流量は 0.05m^3/s であり、愛媛県中予地区の降雨強度式による流量 0.06m^3/s より少し小さいがほぼ同流量である。

○年超過確率 1/100 の流量

・中予地区の降雨強度式による流量

愛媛県中予地区降雨強度式を使用する場合の洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度

洪水到達時間および洪水到達時間内降雨強度　　流出係数　0.80

B箇所上地点　　年超過確率1/　100

降雨強度式　$r=\dfrac{a}{t^c+b}$

a	726.240	「愛媛県内の降雨強度式，2024年8月公開，令和2年4月1日以降適用」の中予地方の降雨強度式
b	1.490	
c	0.570	

洪水到達時間　$tp=C\cdot A^{0.22}\cdot re^{-0.35}$

流出係数f	0.80	
係数C	120	
流域面積A	0.002	km^2

入力洪水到達時間 t(分)	降雨強度式による降雨強度 r(mm/hr)	有効降雨強度 re=r・f(mm/hr)	洪水到達時間 tp(分)
5.2	179.349	143.479	5.377
5.3	178.120	142.496	5.390
5.403	176.882	141.505	5.403
5.5	175.741	140.593	5.415
5.6	174.588	139.671	5.428

ピーク流量

$Q=\dfrac{1}{3.6}f\cdot r\cdot A=\dfrac{1}{3.6}r_e\cdot A=$　0.08　m^3/s

土砂混入流量　＝　0.08　m^3/s　　土砂混入率　0.05

愛媛県中予地区の降雨強度式による流量は 0.08m^3/s となる。前記の日雨量からのピーク流量 0.08m^3/s と同流量である。したがって、年超過確率 1/100 の流量としてはこの流量を採用する。

2）水路断面

水路工の縦断勾配は、下図のとおりとなる。

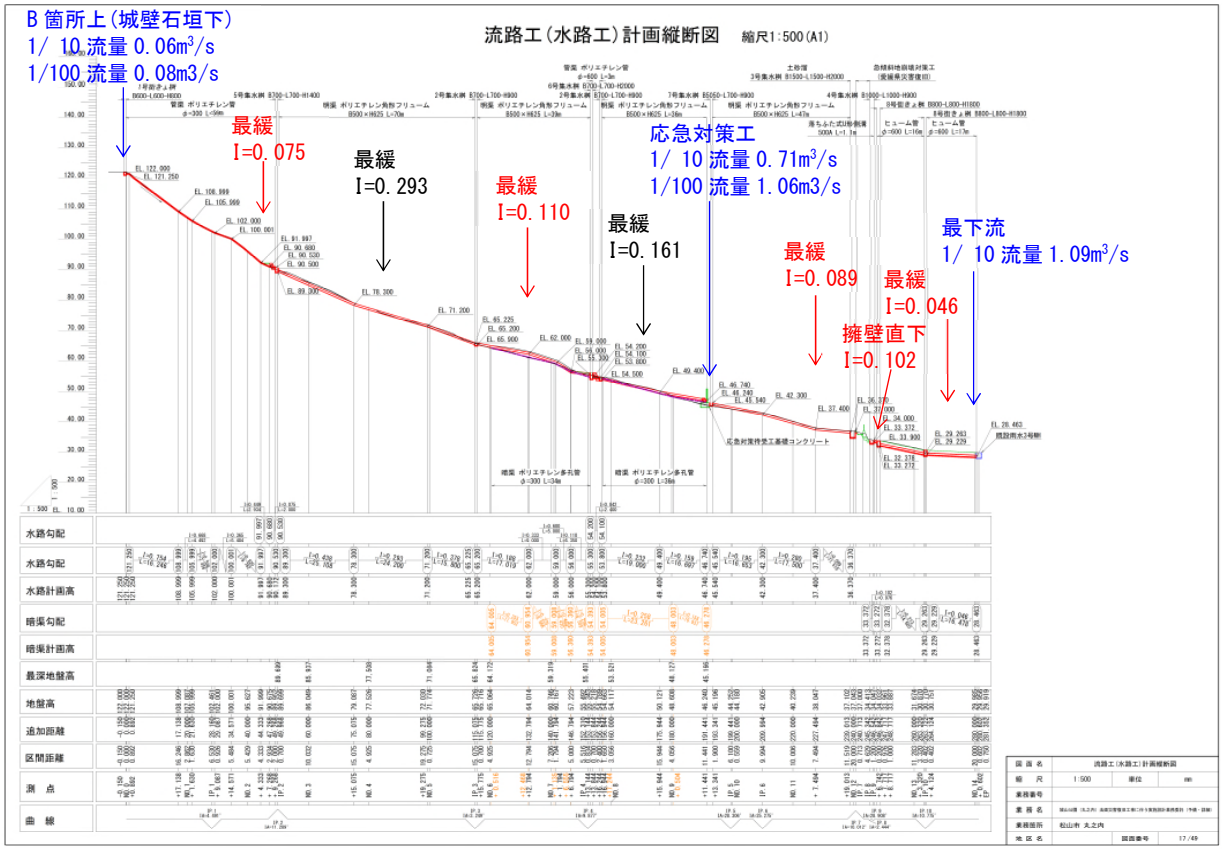


図 3.8.2　水路工計画箇所　縦断図

流量と水路断面を一覧にして下表に示す。

表 3.8.3　流量と水路断面一覧

地点＼種別	年超過確率1/10流量(m³/s)	年超過確率1/100流量(m³/s)	水路最緩勾配	8割水深で流下可能な水路断面			ポリエチレン管	ヒューム管	備考
				コンクリートU字溝（U形側溝）	コルゲートフリューム	ポリエチレンフリューム			
最下流（雨水3号MH）地点	1.09	－	0.046	－	－	－	－	φ600	
急傾斜地崩壊対策工直下	1.09	－	0.102	500A	－	－	－	－	
応急対策工～急傾斜地崩壊対策工	1.09	－	0.089	B600×H600	B600×H600	B500×H625	－	－	
応急対策工（VCCO）地点	0.71	－	0.110	B450×H450	B500×H500	B400×H500	－	－	
〃	－	1.06	0.110	B450×H450	B550×H550	B500×H625	－	－	
B箇所上（城壁石垣下）流量	0.06	0.08	0.075	－	－	－	φ300	－	

水路の流下能力計算結果を以下に示す。

a)-1　水路工計画最下流（急傾斜地崩壊対策工下流、最緩勾配 0.046）における水路断面

急傾斜地崩壊対策工（愛媛県災害復旧）の下流側は、今後の土地利用が未定であり、地形改変される可能性もあることから、対応が容易なよう管渠とする。

○年超過確率 1/10 の流量：1.09m³/s

・ヒューム管　φ＝500mm

8 割水深の流下能力 0.686＜1.09m³/s　∴NG

Manning式による円形水路の等流計算

○計算条件

粗度係数	n	0.015	（ヒューム管）
水路勾配	I	0.046	(1/ 21.73913)
水路直径	D	0.500	(m)

○計算結果

水深h(m)	h/D	水面中心角 (rad)	水面中心角 (°)	流積A(m²)	潤辺S(m)	径深R(m)	流速v(m/s)	流量Q(m³/s)	備考
0.025	0.050	0.902	51.684	0.004	0.226	0.016	0.918	0.003	
0.050	0.100	1.287	73.740	0.010	0.322	0.032	1.434	0.015	
0.075	0.150	1.591	91.146	0.018	0.398	0.046	1.847	0.034	
0.100	0.200	1.855	106.260	0.028	0.464	0.060	2.199	0.061	
0.125	0.250	2.094	120.000	0.038	0.524	0.073	2.505	0.096	
0.150	0.300	2.319	132.844	0.050	0.580	0.085	2.774	0.137	
0.175	0.350	2.532	145.085	0.061	0.633	0.097	3.013	0.185	
0.200	0.400	2.739	156.926	0.073	0.685	0.107	3.225	0.237	
0.225	0.450	2.941	168.522	0.086	0.735	0.117	3.411	0.292	
0.250	0.500	3.142	180.000	0.098	0.785	0.125	3.575	0.351	
0.275	0.550	3.342	191.478	0.111	0.835	0.132	3.715	0.411	
0.300	0.600	3.544	203.074	0.123	0.886	0.139	3.833	0.472	
0.325	0.650	3.751	214.915	0.135	0.938	0.144	3.930	0.531	
0.350	0.700	3.965	227.156	0.147	0.991	0.148	4.003	0.588	
0.375	0.750	4.189	240.000	0.158	1.047	0.151	4.052	0.640	
0.400	0.800	4.429	253.740	0.168	1.107	0.152	4.074	0.686	＜1.09m³/s
0.425	0.850	4.692	268.854	0.178	1.173	0.152	4.066	0.723	
0.450	0.900	4.996	286.260	0.186	1.249	0.149	4.019	0.748	
0.475	0.950	5.381	308.316	0.193	1.345	0.143	3.914	0.754	
0.500	1.000	6.283	360.000	0.196	1.571	0.125	3.575	0.702	

・ヒューム管　φ＝600mm

８割水深の流下能力 1.116≧1.09m³/s　∴OK

Manning式による円形水路の等流計算

○計算条件

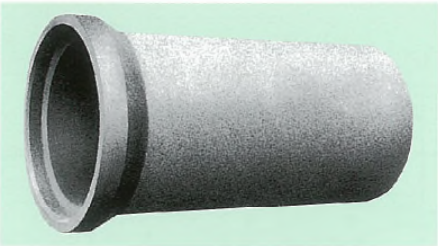
粗度係数	n	0.015	（ヒューム管）
水路勾配	I	0.046	(1/ 21.73913)
水路直径	D	0.600	(m)

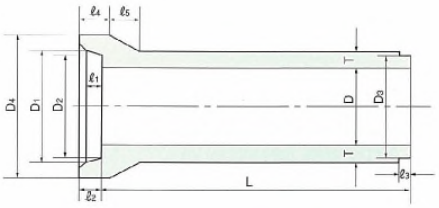
○計算結果

水深h(m)	h/D	水面中心角 (rad)	水面中心角 (°)	流積A(m²)	潤辺S(m)	径深R(m)	流速v(m/s)	流量Q(m³/s)	備考
0.030	0.050	0.902	51.684	0.005	0.271	0.020	1.037	0.005	
0.060	0.100	1.287	73.740	0.015	0.386	0.038	1.619	0.024	
0.090	0.150	1.591	91.146	0.027	0.477	0.056	2.086	0.055	
0.120	0.200	1.855	106.260	0.040	0.556	0.072	2.483	0.100	
0.150	0.250	2.094	120.000	0.055	0.628	0.088	2.828	0.156	
0.180	0.300	2.319	132.844	0.071	0.696	0.103	3.133	0.224	
0.210	0.350	2.532	145.085	0.088	0.760	0.116	3.403	0.300	
0.240	0.400	2.739	156.926	0.106	0.822	0.129	3.642	0.385	
0.270	0.450	2.941	168.522	0.123	0.882	0.140	3.852	0.475	
0.300	0.500	3.142	180.000	0.141	0.942	0.150	4.037	0.571	
0.330	0.550	3.342	191.478	0.159	1.003	0.159	4.195	0.668	
0.360	0.600	3.544	203.074	0.177	1.063	0.167	4.329	0.767	
0.390	0.650	3.751	214.915	0.195	1.125	0.173	4.437	0.863	
0.420	0.700	3.965	227.156	0.211	1.189	0.178	4.520	0.956	
0.450	0.750	4.189	240.000	0.227	1.257	0.181	4.575	1.041	
0.480	0.800	4.429	253.740	0.242	1.329	0.183	4.601	1.116	≧1.09m³/s
0.510	0.850	4.692	268.854	0.256	1.408	0.182	4.591	1.176	
0.540	0.900	4.996	286.260	0.268	1.499	0.179	4.538	1.216	
0.570	0.950	5.381	308.316	0.277	1.614	0.172	4.420	1.226	
0.600	1.000	6.283	360.000	0.283	1.885	0.150	4.037	1.141	

ヒューム管（外圧管１種）規格

B形管





単位：mm

呼び径	内径 D	D1	D2	D3	D4	厚さ T	ℓ1	ℓ2	ℓ3	ℓ4	ℓ5	有効長 L	参考質量 (kg)
150	150	210	206	194	262	26	65	90	32	115	50	2 000	77
200	200	262	258	246	316	27					55		103
250	250	314	310	298	370	28				120	60		131
300	300	368	364	350	424	30			36				165
350	350	422	418	404	482	32					65		204
400	400	478	474	460	544	35	70	95		125	70	2 430	306
450	450	534	530	516	606	38					75		373
500	500	592	588	574	672	42				130	85		459
600	600	708	704	690	804	50	75	100		135	100		660
700	700	824	820	802	936	58		105	40	140	115		899
800	800	940	936	918	1 068	66	80	110		150	130		1 170
900	900	1 058	1 054	1 036	1 204	75	85	115		160	150		1 520
1 000	1 000	1 172	1 168	1 150	1 332	82	96	120		165	165		1 850
1 100	1 100	1 286	1 282	1 260	1 458	88	100	125	42	175	175		2 190
1 200	1 200	1 400	1 396	1 374	1 586	95	104	130		185	190		2 600
1 350	1 350	1 566	1 562	1 540	1 768	103	108	135		195	205		3 190

注）呼び径150及び200の管の有効長は500mm又は1000mm、呼び径250～350の管の有効長は1000mm、呼び径400～1350の管の有効長は1200mmとすることができる。

a)-2　急傾斜地崩壊対策工直下流、最緩勾配 0.102）における水路断面

急傾斜地崩壊対策工（愛媛県災害復旧）の直下流の桝からその下流の桝までの間は、落ちふた式U形側溝とする。

○年超過確率 1/10 の流量：1.09m³/s

・落ちふた式U形側溝　B＝400mm
400A の 8 割水深の流下能力 0.778＜1.09m³/s　∴NG
400B の 8 割水深の流下能力 1.026＜1.09m³/s　∴NG

Manning式による等流計算

粗度係数	n	0.013	($m^{-1/3}$・s)（コンクリートU字溝）	
水路勾配	I	0.102	＝1/ 9.804	（応急対策工直下流勾配）
断面形状	水路底幅 B	0.400	(m)	
	右岸勾配　1:	0.000		
	左岸勾配　1:	0.000		

水深 h (m)	流積 A (m^2)	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m^3/s)	フルード数 $V/(g\cdot R)^{1/2}$	備考
0.050	0.020	0.500	0.040	2.873	0.057	4.588	
0.100	0.040	0.600	0.067	4.039	0.162	4.996	
0.150	0.060	0.700	0.086	4.776	0.287	5.209	
0.200	0.080	0.800	0.100	5.293	0.423	5.345	
0.250	0.100	0.900	0.111	5.678	0.568	5.439	
0.300	0.120	1.000	0.120	5.977	0.717	5.510	
0.350	0.140	1.100	0.127	6.216	0.870	5.564	
0.320	0.128	1.040	0.123	6.079	0.778	5.533	400A 8割水深
0.400	0.160	1.200	0.133	6.412	1.026	5.607	400B 8割水深
0.450	0.180	1.300	0.138	6.575	1.184	5.643	
0.500	0.200	1.400	0.143	6.714	1.343	5.672	400B 満流

・落ちふた式U形側溝　B＝500mm

500Aの8割水深の流下能力 1.411≧1.09m³/s　∴OK

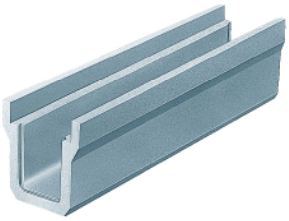
Manning式による等流計算

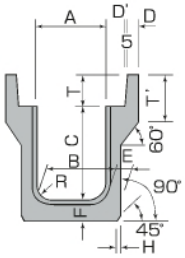
粗度係数	n	0.013	($m^{-1/3}$・s)	(コンクリートU字溝)
水路勾配	I	0.102	＝1/ 9.804	(応急対策工直下流勾配)
断面形状	水路底幅 B	0.500	(m)	
	右岸勾配 1:	0.000		
	左岸勾配 1:	0.000		

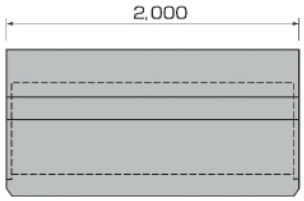
水深 h (m)	流積 A (m^2)	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m^3/s)	フルード数 V／(g･R)$^{1/2}$	備考
0.050	0.025	0.600	0.042	2.953	0.074	4.619	
0.100	0.050	0.700	0.071	4.229	0.211	5.053	
0.150	0.075	0.800	0.094	5.070	0.380	5.288	
0.200	0.100	0.900	0.111	5.678	0.568	5.439	
0.250	0.125	1.000	0.125	6.142	0.768	5.547	
0.300	0.150	1.100	0.136	6.509	0.976	5.628	
0.350	0.175	1.200	0.146	6.807	1.191	5.692	
0.400	0.200	1.300	0.154	7.054	1.411	5.743	500A 8割水深
0.450	0.225	1.400	0.161	7.262	1.634	5.785	
0.500	0.250	1.500	0.167	7.440	1.860	5.820	満流

落ちふた式U形側溝規格

落ちふた式U形側溝 (JIS A 5372)







呼　称		寸　法　仕　様(mm)											参考質量(kg)
		A	B	C	D	D'	E	F	H	T	T'	R	
1種	250	250	230	250	40	55	55	55	20	90	120	50	290
	300A	300	280	300	40	55	60	60	20	95	120	50	348
	300B	300	270	400	40	55	65	65	20	95	120	50	420
	300C	300	260	500	40	55	70	70	20	95	120	50	497
	400A	400	370	400	40	55	65	65	20	110	135	50	457
	400B	400	360	500	40	55	70	70	20	110	135	50	537
	500A	500	460	500	45	60	70	70	20	125	150	50	594
	500B	500	450	600	45	60	75	75	20	125	150	50	680
3種	250	250	230	250	45	55	65	65	30	90	120	50	333
	300A	300	280	300	50	55	70	70	30	95	140	50	419
	300B	300	270	400	50	55	70	70	40	95	140	50	472
	300C	300	260	500	50	55	80	80	40	95	140	50	585
	400A	400	370	400	55	55	70	70	40	110	140	50	505
	400B	400	360	500	55	55	80	80	40	110	140	50	634
	500A	500	460	500	60	60	80	80	40	125	155	50	685
	500B	500	450	600	60	60	90	90	40	125	175	50	835

(ご注意) L＝1,000 の製品もあります。

a)-3　応急対策工～急傾斜地崩壊対策工（最緩勾配 0.089）における水路断面

○年超過確率 1/10 の流量：1.09m³/s

・コンクリートU字溝の場合（B450×H450）
　8 割水深の流下能力 0.995＜1.09m³/s　∴NG
Manning式による等流計算

粗度係数	n		0.013	($m^{-1/3}$・s)（コンクリートU字溝）
水路勾配	I		0.089	＝1/ 11.236　（応急対策工下流最緩勾配）
断面形状	水路底幅 B		0.450	(m)
	右岸勾配	1:	0.000	
	左岸勾配	1:	0.000	

水深 h (m)	流積 A (m^2)	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m^3/s)	フルード数 V／(g･R)$^{1/2}$	備考
0.050	0.023	0.550	0.041	2.725	0.061	4.302	
0.100	0.045	0.650	0.069	3.869	0.174	4.696	
0.150	0.068	0.750	0.090	4.609	0.311	4.906	
0.200	0.090	0.850	0.106	5.136	0.462	5.040	
0.250	0.113	0.950	0.118	5.534	0.623	5.135	
0.300	0.135	1.050	0.129	5.846	0.789	5.206	
0.350	0.158	1.150	0.137	6.097	0.960	5.261	
0.360	0.162	1.170	0.138	6.142	0.995	5.271	8割水深
0.450	0.203	1.350	0.150	6.479	1.312	5.342	満流

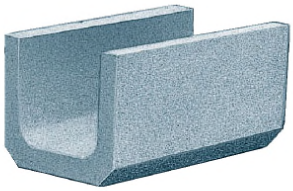
・コンクリートU字溝の場合（B600×H600）
　8 割水深の流下能力 2.143≧1.09m³/s　∴OK
Manning式による等流計算

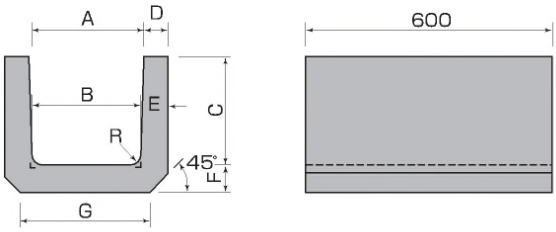
粗度係数	n		0.013	($m^{-1/3}$・s)（コンクリートU字溝）
水路勾配	I		0.089	＝1/ 11.236　（応急対策工下流最緩勾配）
断面形状	水路底幅 B		0.600	(m)
	右岸勾配	1:	0.000	
	左岸勾配	1:	0.000	

水深 h (m)	流積 A (m^2)	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m^3/s)	フルード数 V／(g･R)$^{1/2}$	備考
0.050	0.030	0.700	0.043	2.810	0.084	4.335	
0.100	0.060	0.800	0.075	4.081	0.245	4.759	
0.150	0.090	0.900	0.100	4.944	0.445	4.993	
0.200	0.120	1.000	0.120	5.583	0.670	5.147	
0.250	0.150	1.100	0.136	6.080	0.912	5.257	
0.300	0.180	1.200	0.150	6.479	1.166	5.342	
0.350	0.210	1.300	0.162	6.807	1.429	5.408	
0.400	0.240	1.400	0.171	7.082	1.700	5.462	
0.450	0.270	1.500	0.180	7.316	1.975	5.506	
0.480	0.288	1.560	0.185	7.440	2.143	5.530	8割水深
0.500	0.300	1.600	0.188	7.518	2.255	5.544	
0.550	0.330	1.700	0.194	7.694	2.539	5.576	
0.600	0.360	1.800	0.200	7.848	2.825	5.604	満流

U字溝（U形側溝）規格

上ぶた式U形側溝　（JIS A 5372）





呼　称	寸　法　仕　様(mm)								参考質量(kg)
	A	B	C	D	E	F	G	R	
150	150	140	150	30	35	35	160	30	24
180	180	170	180	35	40	40	190	50	34
240	240	220	240	45	50	50	240	50	55
300A	300	260	240	50	60	60	300	50	70
300B	300	260	300	50	60	60	300	50	79
300C	300	260	360	50	60	65	300	50	92
360A	360	310	300	50	65	65	360	50	90
360B	360	310	360	50	65	65	360	50	100
450	450	400	450	55	70	70	430	70	134
600	600	540	600	70	80	80	600	70	209

・コルゲートフリュームの場合（B550×H550）

8割水深の流下能力 0.920＜1.09m³/s　∴NG

Manning式による等流計算

粗度係数　n　0.024　($m^{-1/3}$・s)（コルゲートフリューム1形）

水路勾配　I　0.089　＝1/ 11.236　（応急対策工下流最緩勾配）

断面形状　水路底幅 B　0.550　(m)

右岸勾配　1:　0.000

左岸勾配　1:　0.000

水深 h (m)	流積 A (m^2)	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m^3/s)	フルード数 V／(g･R)$^{1/2}$	備考
0.050	0.028	0.650	0.042	1.509	0.042	2.343	
0.100	0.055	0.750	0.073	2.178	0.120	2.568	
0.150	0.083	0.850	0.097	2.625	0.217	2.691	
0.200	0.110	0.950	0.116	2.953	0.325	2.771	
0.250	0.138	1.050	0.131	3.205	0.441	2.829	
0.300	0.165	1.150	0.143	3.407	0.562	2.872	
0.350	0.193	1.250	0.154	3.571	0.687	2.906	
0.400	0.220	1.350	0.163	3.709	0.816	2.934	
0.440	0.242	1.430	0.169	3.803	0.920	2.952	8割水深
0.450	0.248	1.450	0.171	3.825	0.947	2.956	
0.500	0.275	1.550	0.177	3.925	1.079	2.975	
0.550	0.303	1.650	0.183	4.012	1.213	2.992	満流

・コルゲートフリュームの場合（B600×H600）

8割水深の流下能力 1.161≧1.09m³/s　∴OK

Manning式による等流計算

粗度係数　n　0.024　($m^{-1/3}$・s)（コルゲートフリューム1形）

水路勾配　I　0.089　＝1/ 11.236　（応急対策工下流最緩勾配）

断面形状　水路底幅 B　0.600　(m)

右岸勾配　1:　0.000

左岸勾配　1:　0.000

水深 h (m)	流積 A (m^2)	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m^3/s)	フルード数 V／(g･R)$^{1/2}$	備考
0.050	0.030	0.700	0.043	1.522	0.046	2.348	
0.100	0.060	0.800	0.075	2.211	0.133	2.578	
0.150	0.090	0.900	0.100	2.678	0.241	2.704	
0.200	0.120	1.000	0.120	3.024	0.363	2.788	
0.250	0.150	1.100	0.136	3.293	0.494	2.848	
0.300	0.180	1.200	0.150	3.509	0.632	2.893	
0.350	0.210	1.300	0.162	3.687	0.774	2.929	
0.400	0.240	1.400	0.171	3.836	0.921	2.958	
0.450	0.270	1.500	0.180	3.963	1.070	2.983	
0.480	0.288	1.560	0.185	4.030	1.161	2.995	8割水深
0.500	0.300	1.600	0.188	4.072	1.222	3.003	
0.550	0.330	1.700	0.194	4.167	1.375	3.020	
0.600	0.360	1.800	0.200	4.251	1.530	3.035	満流

コルゲートフリューム規格

■A形

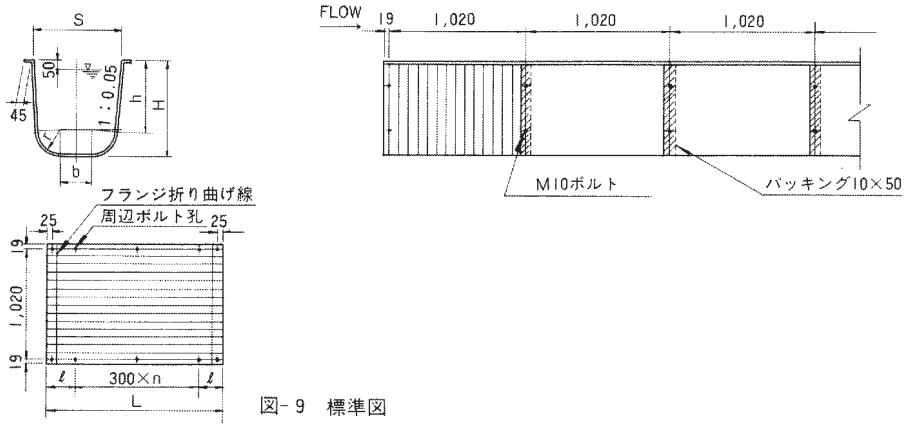


図-9　標準図

表-4　標準寸法　　（単位mm）

形　式	S	H	r	h	b	L	ℓ	n	標準板厚
A—350×350	350	350	140	217	50	1,027	213.5	2	1.6
A—400×400	400	400	140	267	95	1,172	136	3	1.6
A—450×450	450	450	140	317	140	1,318	209	3	1.6
A—500×500	500	500	140	367	185	1,463	281.5	3	1.6
A—550×550	550	550	140	417	230	1,608	204	4	1.6
A—600×600	600	600	140	467	275	1,753	276.5	4	1.6
A—650×650	650	650	140	517	320	1,898	199	5	1.6
A—700×700	700	700	140	567	365	2,043	271.5	5	2.0
A—750×750	750	750	140	617	410	2,188	194	6	2.7

・ポリエチレン角形フリュームの場合（B400×H500）

8割水深の流下能力 0.779＜1.09m³/s　∴NG

Manning式による等流計算

粗度係数　n　0.016　($m^{-1/3}$・s)（ポリエチレン角型フリューム）
水路勾配　I　0.089　＝1/ 11.236　（応急対策工下流最緩勾配）
断面形状　水路底幅 B　0.400　(m)
右岸勾配　1:　0.000
左岸勾配　1:　0.000

水深 h (m)	流積 A (m^2)	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m^3/s)	フルード数 V／(g･R)$^{1/2}$	備考
0.050	0.020	0.500	0.040	2.181	0.044	3.482	
0.100	0.040	0.600	0.067	3.066	0.123	3.791	
0.150	0.060	0.700	0.086	3.625	0.217	3.954	
0.200	0.080	0.800	0.100	4.017	0.321	4.056	
0.250	0.100	0.900	0.111	4.309	0.431	4.128	
0.300	0.120	1.000	0.120	4.536	0.544	4.182	
0.350	0.140	1.100	0.127	4.718	0.660	4.223	
0.400	0.160	1.200	0.133	4.866	0.779	4.256	8割水深
0.450	0.180	1.300	0.138	4.990	0.898	4.283	
0.500	0.200	1.400	0.143	5.095	1.019	4.305	満流

・ポリエチレン角形フリュームの場合（B500×H625）

8割水深の流下能力 1.412≧1.09m³/s　∴OK

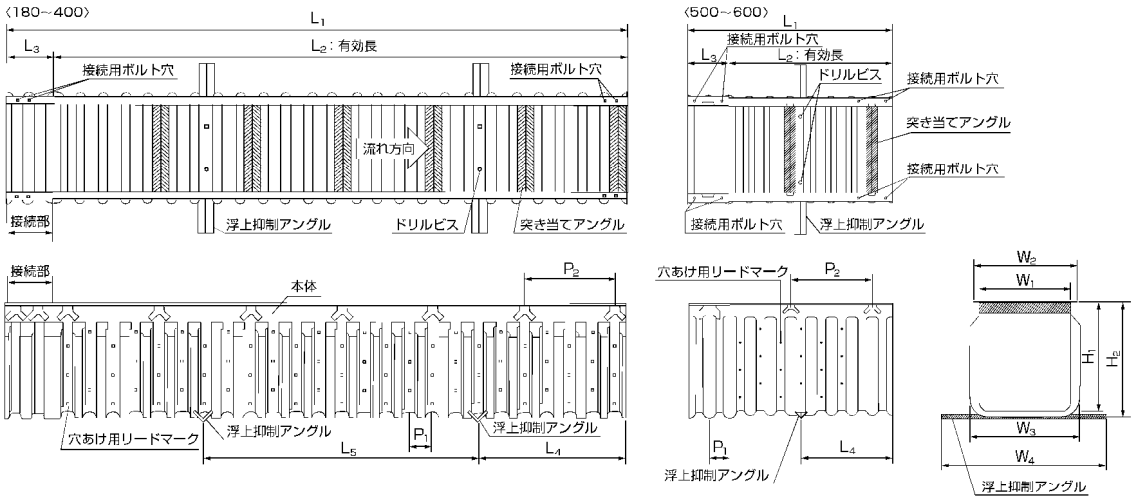
Manning式による等流計算

粗度係数　n　0.016　($m^{-1/3}$・s)（ポリエチレン角型フリューム）
水路勾配　I　0.089　＝1/ 11.236　（応急対策工下流最緩勾配）
断面形状　水路底幅 B　0.500　(m)
右岸勾配　1:　0.000
左岸勾配　1:　0.000

水深 h (m)	流積 A (m^2)	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m^3/s)	フルード数 V／(g･R)$^{1/2}$	備考
0.050	0.025	0.600	0.042	2.241	0.056	3.506	
0.100	0.050	0.700	0.071	3.210	0.160	3.835	
0.150	0.075	0.800	0.094	3.848	0.289	4.013	
0.200	0.100	0.900	0.111	4.309	0.431	4.128	
0.250	0.125	1.000	0.125	4.661	0.583	4.210	
0.300	0.150	1.100	0.136	4.940	0.741	4.272	
0.350	0.175	1.200	0.146	5.166	0.904	4.320	
0.400	0.200	1.300	0.154	5.353	1.071	4.358	
0.450	0.225	1.400	0.161	5.512	1.240	4.390	
0.500	0.250	1.500	0.167	5.647	1.412	4.417	8割水深
0.550	0.275	1.600	0.172	5.764	1.585	4.440	
0.600	0.300	1.700	0.176	5.866	1.760	4.459	
0.625	0.313	1.750	0.179	5.913	1.848	4.468	満流

フリューム

製品寸法図



製品規格（参考寸法）

単位：mm

規　格	W_1	W_2	W_3	W_4	H_1	H_2	L_1	L_2	L_3	L_4	L_5	P_1	P_2	参考質量 kg/ 本
SF 180	180	246	240	540	225	240	2180	2020	160	520	960	80	320	5.5
SF 240	240	310	306	600	290	305	2180	2015	165	520	960	80	320	7.5
SF 300	306	372	392	680	381	404	2180	2020	160	520	960	80	320	10.5
SF 400	416	486	486	800	500	520	2180	2015	165	520	960	80	320	15
SF 500	500	620	630	1000	625	655	1200	960	240	540	－	120	480	12
SF 600	600	718	732	1200	750	780	1200	960	240	540	－	120	480	14

注：W1･H1は±4.0%、L1は0～+4%、その他の寸法は参考値です。

b) 応急対策工（待受けVCCO）地点上流（最緩勾配0.110）における水路断面

○年超過確率1/10の流量：0.71m³/s

・コンクリートU字溝の場合（B360×H360）
8割水深の流下能力0.610＜0.71m³/s　∴NG
Manning式による等流計算

粗度係数	n		0.013	(m$^{-1/3}$・s)（コンクリートU字溝）
水路勾配	I		0.110	＝1/ 9.091　（応急対策工上流最緩勾配）
断面形状	水路底幅 B		0.360	(m)
	右岸勾配	1:	0.000	
	左岸勾配	1:	0.000	

水深 h (m)	流積 A (m^2)	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m^3/s)	フルード数 V／(g･R)$^{1/2}$	備考
0.050	0.018	0.460	0.039	2.941	0.053	4.747	
0.100	0.036	0.560	0.064	4.094	0.147	5.156	
0.150	0.054	0.660	0.082	4.808	0.260	5.368	
0.200	0.072	0.760	0.095	5.302	0.382	5.501	
0.250	0.090	0.860	0.105	5.666	0.510	5.593	
0.288	0.104	0.936	0.111	5.884	0.610	5.646	8割水深
0.300	0.108	0.960	0.113	5.945	0.642	5.660	
0.338	0.122	1.036	0.117	6.119	0.745	5.701	
0.350	0.126	1.060	0.119	6.168	0.777	5.713	
0.360	0.130	1.080	0.120	6.207	0.804	5.722	満流

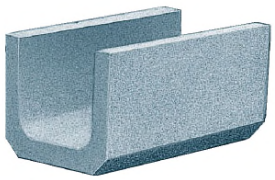
・コンクリートU字溝の場合（B450×H450）
8割水深の流下能力1.106≧0.71m³/s　∴OK
Manning式による等流計算

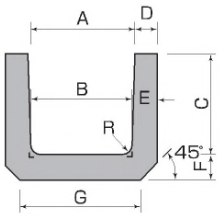
粗度係数	n		0.013	(m$^{-1/3}$・s)（コンクリートU字溝）
水路勾配	I		0.110	＝1/ 9.091　（応急対策工上流最緩勾配）
断面形状	水路底幅 B		0.450	(m)
	右岸勾配	1:	0.000	
	左岸勾配	1:	0.000	

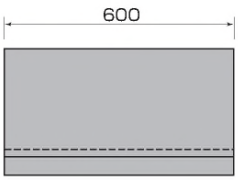
水深 h (m)	流積 A (m^2)	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m^3/s)	フルード数 V／(g･R)$^{1/2}$	備考
0.050	0.023	0.550	0.041	3.029	0.068	4.782	
0.100	0.045	0.650	0.069	4.301	0.194	5.220	
0.150	0.068	0.750	0.090	5.124	0.346	5.454	
0.200	0.090	0.850	0.106	5.710	0.514	5.604	
0.250	0.113	0.950	0.118	6.152	0.692	5.709	
0.300	0.135	1.050	0.129	6.499	0.877	5.788	
0.350	0.158	1.150	0.137	6.779	1.068	5.849	
0.360	0.162	1.170	0.138	6.828	1.106	5.860	8割水深
0.400	0.180	1.250	0.144	7.009	1.262	5.898	
0.410	0.185	1.270	0.145	7.050	1.301	5.907	
0.450	0.203	1.350	0.150	7.202	1.458	5.938	満流

U字溝（U形側溝）規格

上ぶた式U形側溝　（JIS A 5372）







呼　称	寸　法　仕　様(mm)								参考質量(kg)
	A	B	C	D	E	F	G	R	
150	150	140	150	30	35	35	160	30	24
180	180	170	180	35	40	40	190	50	34
240	240	220	240	45	50	50	240	50	55
300A	300	260	240	50	60	60	300	50	70
300B	300	260	300	50	60	60	300	50	79
300C	300	260	360	50	60	65	300	50	92
360A	360	310	300	50	65	65	360	50	90
360B	360	310	360	50	65	65	360	50	100
450	450	400	450	55	70	70	430	70	134
600	600	540	600	70	80	80	600	70	209

・コルゲートフリュームの場合（B450×H450）

8割水深の流下能力 0.599＜0.71m³/s　∴NG

Manning式による等流計算

粗度係数	n	0.024	($m^{-1/3}$・s)（コルゲートフリューム1形）	
水路勾配	I	0.110	＝1/ 9.091	（応急対策工上流最緩勾配）
断面形状	水路底幅 B	0.450	(m)	
	右岸勾配 1:	0.000		
	左岸勾配 1:	0.000		

水深 h (m)	流積 A (m^2)	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m^3/s)	フルード数 V／(g･R)$^{1/2}$	備考
0.050	0.023	0.550	0.041	1.641	0.037	2.590	
0.100	0.045	0.650	0.069	2.330	0.105	2.828	
0.150	0.068	0.750	0.090	2.775	0.187	2.954	
0.200	0.090	0.850	0.106	3.093	0.278	3.035	
0.250	0.113	0.950	0.118	3.333	0.375	3.092	
0.300	0.135	1.050	0.129	3.520	0.475	3.135	
0.350	0.158	1.150	0.137	3.672	0.578	3.168	
0.360	0.162	1.170	0.138	3.699	0.599	3.174	8割水深
0.400	0.180	1.250	0.144	3.797	0.683	3.195	
0.450	0.203	1.350	0.150	3.901	0.790	3.217	満流

・コルゲートフリュームの場合（B500×H500）

8割水深の流下能力 0.794≧0.71m³/s　∴OK

Manning式による等流計算

粗度係数	n	0.024	($m^{-1/3}$・s)（コルゲートフリューム1形）	
水路勾配	I	0.110	＝1/ 9.091	（応急対策工上流最緩勾配）
断面形状	水路底幅 B	0.500	(m)	
	右岸勾配 1:	0.000		
	左岸勾配 1:	0.000		

水深 h (m)	流積 A (m^2)	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m^3/s)	フルード数 V／(g･R)$^{1/2}$	備考
0.050	0.025	0.600	0.042	1.661	0.042	2.598	
0.100	0.050	0.700	0.071	2.379	0.119	2.843	
0.150	0.075	0.800	0.094	2.852	0.214	2.974	
0.200	0.100	0.900	0.111	3.194	0.319	3.060	
0.250	0.125	1.000	0.125	3.455	0.432	3.120	
0.300	0.150	1.100	0.136	3.661	0.549	3.166	
0.350	0.175	1.200	0.146	3.829	0.670	3.202	
0.400	0.200	1.300	0.154	3.968	0.794	3.230	8割水深
0.450	0.225	1.400	0.161	4.085	0.919	3.254	
0.500	0.250	1.500	0.167	4.185	1.046	3.274	満流

コルゲートフリューム規格

■A形

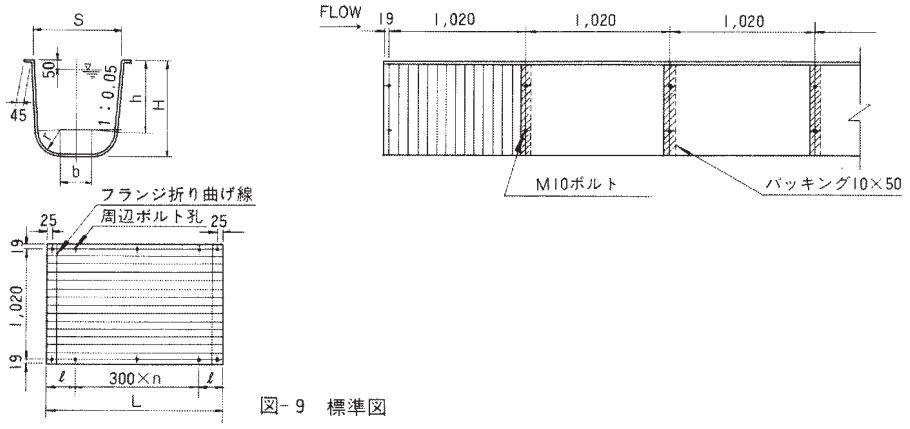


図-9 標準図

表-4 標準寸法

(単位mm)

形　式	S	H	r	h	b	L	ℓ	n	標準板厚
A—350×350	350	350	140	217	50	1,027	213.5	2	1.6
A—400×400	400	400	140	267	95	1,172	136	3	1.6
A—450×450	450	450	140	317	140	1,318	209	3	1.6
A—500×500	500	500	140	367	185	1,463	281.5	3	1.6
A—550×550	550	550	140	417	230	1,608	204	4	1.6
A—600×600	600	600	140	467	275	1,753	276.5	4	1.6
A—650×650	650	650	140	517	320	1,898	199	5	1.6
A—700×700	700	700	140	567	365	2,043	271.5	5	2.0
A—750×750	750	750	140	617	410	2,188	194	6	2.7

・ポリエチレン角形フリュームの場合（B300×H381）
8割水深の流下能力 0.410＜0.71m³/s　∴NG
応急対策工上流　等流計算

Manning式による等流計算

粗度係数　n　0.016　($m^{-1/3}$・s)（ポリエチレン角型フリューム）
水路勾配　I　0.110　＝1/ 9.091　（応急対策工上流最緩勾配）
断面形状　水路底幅 B　0.300　(m)
右岸勾配　1:　0.000
左岸勾配　1:　0.000

水深 h (m)	流積 A (m^2)	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m^3/s)	フルード数 V／(g･R)$^{1/2}$	備考
0.050	0.015	0.400	0.038	2.322	0.035	3.830	
0.100	0.030	0.500	0.060	3.177	0.095	4.142	
0.150	0.045	0.600	0.075	3.687	0.166	4.299	
0.200	0.060	0.700	0.086	4.030	0.242	4.395	
0.250	0.075	0.800	0.094	4.278	0.321	4.461	
0.300	0.090	0.900	0.100	4.466	0.402	4.510	
0.305	0.091	0.910	0.101	4.482	0.410	4.514	8割水深
0.350	0.105	1.000	0.105	4.614	0.484	4.547	
0.381	0.114	1.062	0.108	4.690	0.536	4.565	満流

・ポリエチレン角形フリュームの場合（B400×H500）
8割水深の流下能力 0.866≧0.71m³/s　∴OK
Manning式による等流計算

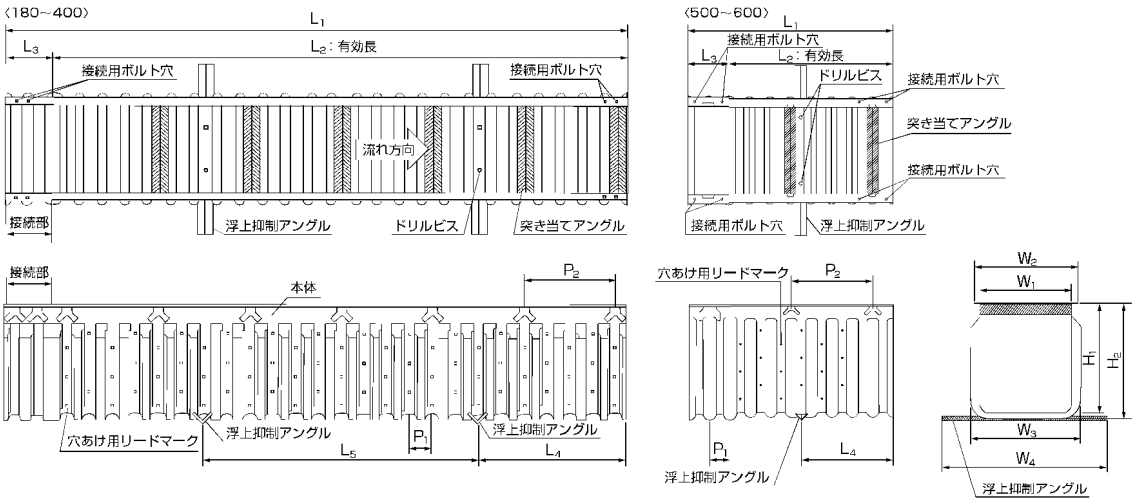
粗度係数　n　0.016　($m^{-1/3}$・s)（ポリエチレン角型フリューム）
水路勾配　I　0.110　＝1/ 9.091　（応急対策工上流最緩勾配）
断面形状　水路底幅 B　0.400　(m)
右岸勾配　1:　0.000
左岸勾配　1:　0.000

水深 h (m)	流積 A (m^2)	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m^3/s)	フルード数 V／(g･R)$^{1/2}$	備考
0.050	0.020	0.500	0.040	2.424	0.048	3.871	
0.100	0.040	0.600	0.067	3.408	0.136	4.215	
0.150	0.060	0.700	0.086	4.030	0.242	4.395	
0.200	0.080	0.800	0.100	4.466	0.357	4.510	
0.250	0.100	0.900	0.111	4.791	0.479	4.590	
0.300	0.120	1.000	0.120	5.043	0.605	4.649	
0.350	0.140	1.100	0.127	5.245	0.734	4.695	
0.400	0.160	1.200	0.133	5.410	0.866	4.731	8割水深
0.450	0.180	1.300	0.138	5.548	0.999	4.761	
0.500	0.200	1.400	0.143	5.665	1.133	4.786	満流

ポリエチレン角形フリューム規格

フリューム

製品寸法図



製品規格（参考寸法）

単位：mm

規　格	W_1	W_2	W_3	W_4	H_1	H_2	L_1	L_2	L_3	L_4	L_5	P_1	P_2	参考質量 kg/ 本
SF 180	180	246	240	540	225	240	2180	2020	160	520	960	80	320	5.5
SF 240	240	310	306	600	290	305	2180	2015	165	520	960	80	320	7.5
SF 300	306	372	392	680	381	404	2180	2020	160	520	960	80	320	10.5
SF 400	416	486	486	800	500	520	2180	2015	165	520	960	80	320	15
SF 500	500	620	630	1000	625	655	1200	960	240	540	－	120	480	12
SF 600	600	718	732	1200	750	780	1200	960	240	540	－	120	480	14

注：W1･H1は±4.0%、L1は0～+4%、その他の寸法は参考値です。

○年超過確率 1/100 の流量：1.06m³/s

・コンクリートU字溝の場合（B360×H360）
8割水深の流下能力 0.610＜1.06m³/s　∴NG
Manning式による等流計算

粗度係数　n　0.013　($m^{-1/3}$・s)（コンクリートU字溝）
水路勾配　I　0.110　＝1/ 9.091　（応急対策工上流最緩勾配）
断面形状　水路底幅 B　0.360　(m)
右岸勾配　1:　0.000
左岸勾配　1:　0.000

水深 h (m)	流積 A (m^2)	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m^3/s)	フルード数 V／(g･R)$^{1/2}$	備考
0.050	0.018	0.460	0.039	2.941	0.053	4.747	
0.100	0.036	0.560	0.064	4.094	0.147	5.156	
0.150	0.054	0.660	0.082	4.808	0.260	5.368	
0.200	0.072	0.760	0.095	5.302	0.382	5.501	
0.250	0.090	0.860	0.105	5.666	0.510	5.593	
0.288	0.104	0.936	0.111	5.884	0.610	5.646	8割水深
0.300	0.108	0.960	0.113	5.945	0.642	5.660	
0.338	0.122	1.036	0.117	6.119	0.745	5.701	
0.350	0.126	1.060	0.119	6.168	0.777	5.713	
0.360	0.130	1.080	0.120	6.207	0.804	5.722	満流

・コンクリートU字溝の場合（B450×H450）
8割水深の流下能力 1.106≧1.06m³/s　∴OK
Manning式による等流計算

粗度係数　n　0.013　($m^{-1/3}$・s)（コンクリートU字溝）
水路勾配　I　0.110　＝1/ 9.091　（応急対策工上流最緩勾配）
断面形状　水路底幅 B　0.450　(m)
右岸勾配　1:　0.000
左岸勾配　1:　0.000

水深 h (m)	流積 A (m^2)	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m^3/s)	フルード数 V／(g･R)$^{1/2}$	備考
0.050	0.023	0.550	0.041	3.029	0.068	4.782	
0.100	0.045	0.650	0.069	4.301	0.194	5.220	
0.150	0.068	0.750	0.090	5.124	0.346	5.454	
0.200	0.090	0.850	0.106	5.710	0.514	5.604	
0.250	0.113	0.950	0.118	6.152	0.692	5.709	
0.300	0.135	1.050	0.129	6.499	0.877	5.788	
0.350	0.158	1.150	0.137	6.779	1.068	5.849	
0.360	0.162	1.170	0.138	6.828	1.106	5.860	8割水深
0.400	0.180	1.250	0.144	7.009	1.262	5.898	
0.410	0.185	1.270	0.145	7.050	1.301	5.907	
0.450	0.203	1.350	0.150	7.202	1.458	5.938	満流

・コルゲートフリュームの場合（B500×H500）

8割水深の流下能力 0.794＜1.06m³/s　∴NG

Manning式による等流計算

粗度係数　n　0.024　($m^{-1/3}$・s)（コルゲートフリューム1形）
水路勾配　I　0.110　＝1/ 9.091　（応急対策工上流最緩勾配）
断面形状　水路底幅 B　0.500　(m)
右岸勾配　1:　0.000
左岸勾配　1:　0.000

水深 h (m)	流積 A (m^2)	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m^3/s)	フルード数 V／(g･R)$^{1/2}$	備考
0.050	0.025	0.600	0.042	1.661	0.042	2.598	
0.100	0.050	0.700	0.071	2.379	0.119	2.843	
0.150	0.075	0.800	0.094	2.852	0.214	2.974	
0.200	0.100	0.900	0.111	3.194	0.319	3.060	
0.250	0.125	1.000	0.125	3.455	0.432	3.120	
0.300	0.150	1.100	0.136	3.661	0.549	3.166	
0.350	0.175	1.200	0.146	3.829	0.670	3.202	
0.400	0.200	1.300	0.154	3.968	0.794	3.230	8割水深
0.450	0.225	1.400	0.161	4.085	0.919	3.254	
0.500	0.250	1.500	0.167	4.185	1.046	3.274	満流

・コルゲートフリュームの場合（B550×H550）

8割水深の流下能力 1.290≧1.06m³/s　∴OK

Manning式による等流計算

粗度係数　n　0.024　($m^{-1/3}$・s)（コルゲートフリューム1形）
水路勾配　I　0.110　＝1/ 9.091　（応急対策工上流最緩勾配）
断面形状　水路底幅 B　0.600　(m)
右岸勾配　1:　0.000
左岸勾配　1:　0.000

水深 h (m)	流積 A (m^2)	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m^3/s)	フルード数 V／(g･R)$^{1/2}$	備考
0.050	0.030	0.700	0.043	1.692	0.051	2.611	
0.100	0.060	0.800	0.075	2.458	0.147	2.866	
0.150	0.090	0.900	0.100	2.977	0.268	3.006	
0.200	0.120	1.000	0.120	3.362	0.403	3.099	
0.250	0.150	1.100	0.136	3.661	0.549	3.166	
0.300	0.180	1.200	0.150	3.901	0.702	3.217	
0.350	0.210	1.300	0.162	4.099	0.861	3.257	
0.400	0.240	1.400	0.171	4.265	1.023	3.289	
0.450	0.270	1.500	0.180	4.406	1.189	3.316	
0.480	0.288	1.560	0.185	4.481	1.290	3.330	8割水深
0.500	0.300	1.600	0.188	4.527	1.358	3.339	
0.550	0.330	1.700	0.194	4.633	1.529	3.358	
0.600	0.360	1.800	0.200	4.726	1.701	3.375	満流

・ポリエチレン角形フリュームの場合（B400×H500）

8割水深の流下能力 0.866＜1.06m³/s　∴NG

Manning式による等流計算

粗度係数　n　0.016　($m^{-1/3}$・s)（ポリエチレン角型フリューム）
水路勾配　I　0.110　＝1/ 9.091　（応急対策工上流最緩勾配）
断面形状　水路底幅 B　0.400　(m)
右岸勾配　1:　0.000
左岸勾配　1:　0.000

水深 h (m)	流積 A (m^2)	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m^3/s)	フルード数 V／(g･R)$^{1/2}$	備考
0.050	0.020	0.500	0.040	2.424	0.048	3.871	
0.100	0.040	0.600	0.067	3.408	0.136	4.215	
0.150	0.060	0.700	0.086	4.030	0.242	4.395	
0.200	0.080	0.800	0.100	4.466	0.357	4.510	
0.250	0.100	0.900	0.111	4.791	0.479	4.590	
0.300	0.120	1.000	0.120	5.043	0.605	4.649	
0.350	0.140	1.100	0.127	5.245	0.734	4.695	
0.400	0.160	1.200	0.133	5.410	0.866	4.731	8割水深
0.450	0.180	1.300	0.138	5.548	0.999	4.761	
0.500	0.200	1.400	0.143	5.665	1.133	4.786	満流

・ポリエチレン角形フリュームの場合（B500×H625）

8割水深の流下能力 1.569≧1.06m³/s　∴OK

Manning式による等流計算

粗度係数　n　0.016　($m^{-1/3}$・s)（ポリエチレン角型フリューム）
水路勾配　I　0.110　＝1/ 9.091　（応急対策工上流最緩勾配）
断面形状　水路底幅 B　0.500　(m)
右岸勾配　1:　0.000
左岸勾配　1:　0.000

水深 h (m)	流積 A (m^2)	潤辺 S (m)	径深 R (m)	流速 V (m/s)	流量 Q (m^3/s)	フルード数 V／(g･R)$^{1/2}$	備考
0.050	0.025	0.600	0.042	2.491	0.062	3.897	
0.100	0.050	0.700	0.071	3.569	0.178	4.264	
0.150	0.075	0.800	0.094	4.278	0.321	4.461	
0.200	0.100	0.900	0.111	4.791	0.479	4.590	
0.250	0.125	1.000	0.125	5.182	0.648	4.681	
0.300	0.150	1.100	0.136	5.492	0.824	4.749	
0.350	0.175	1.200	0.146	5.743	1.005	4.802	
0.400	0.200	1.300	0.154	5.952	1.190	4.845	
0.450	0.225	1.400	0.161	6.127	1.379	4.881	
0.500	0.250	1.500	0.167	6.278	1.569	4.910	8割水深
0.550	0.275	1.600	0.172	6.408	1.762	4.936	
0.600	0.300	1.700	0.176	6.522	1.956	4.957	
0.625	0.313	1.750	0.179	6.573	2.054	4.967	満流

年超過確率 1/10 と 1/100 で水路断面に大きい差はないことから、年超過確率 1/100 流量に対応する水路とすることが望ましい。

c) B 箇所（最緩勾配 0.075）における水路断面

B 箇所上部から下部までの管路は、道路側溝の幅と合わせ、また閉塞の恐れが小さいよう余裕を持たせて、φ300mm とする。

年超過確率 1/10 の 0.06m³/s の場合と 1/100 の 0.08m³/s の場合に大きい差はない。

Manning式による円形水路の等流計算

○計算条件

粗度係数	n	0.016	（ポリエチレン管）	
水路勾配	I	0.075	(1/ 13.33333)	最緩勾配
水路直径	D	0.300	(m)	

○計算結果

水深h(m)	h/D	水面中心角 (rad)	水面中心角 (°)	流積A(m^2)	潤辺S(m)	径深R(m)	流速v(m/s)	流量Q(m^3/s)	備考
0.015	0.050	0.902	51.684	0.001	0.135	0.010	0.782	0.001	
0.030	0.100	1.287	73.740	0.004	0.193	0.019	1.221	0.004	
0.045	0.150	1.591	91.146	0.007	0.239	0.028	1.573	0.010	
0.060	0.200	1.855	106.260	0.010	0.278	0.036	1.872	0.019	
0.075	0.250	2.094	120.000	0.014	0.314	0.044	2.133	0.029	
0.090	0.300	2.319	132.844	0.018	0.348	0.051	2.363	0.042	
0.105	0.350	2.532	145.085	0.022	0.380	0.058	2.566	0.057	
0.120	0.400	2.739	156.926	0.026	0.411	0.064	2.746	0.073	≧0.06m^3/s
0.130	0.450	2.874	164.675	0.029	0.431	0.068	2.854	0.084	≧0.08m^3/s
0.150	0.500	3.142	180.000	0.035	0.471	0.075	3.044	0.108	
0.165	0.550	3.342	191.478	0.040	0.501	0.079	3.164	0.126	
0.180	0.600	3.544	203.074	0.044	0.532	0.083	3.265	0.145	
0.195	0.650	3.751	214.915	0.049	0.563	0.086	3.346	0.163	
0.210	0.700	3.965	227.156	0.053	0.595	0.089	3.409	0.180	
0.225	0.750	4.189	240.000	0.057	0.628	0.091	3.450	0.196	
0.240	0.800	4.429	253.740	0.061	0.664	0.091	3.469	0.210	
0.255	0.850	4.692	268.854	0.064	0.704	0.091	3.462	0.222	
0.270	0.900	4.996	286.260	0.067	0.749	0.089	3.422	0.229	
0.285	0.950	5.381	308.316	0.069	0.807	0.086	3.333	0.231	
0.300	1.000	6.283	360.000	0.071	0.942	0.075	3.044	0.215	

3.8.2 水路工の検討

１）配置計画

渓流保全工（水路工）の全体配置を下図に示す。

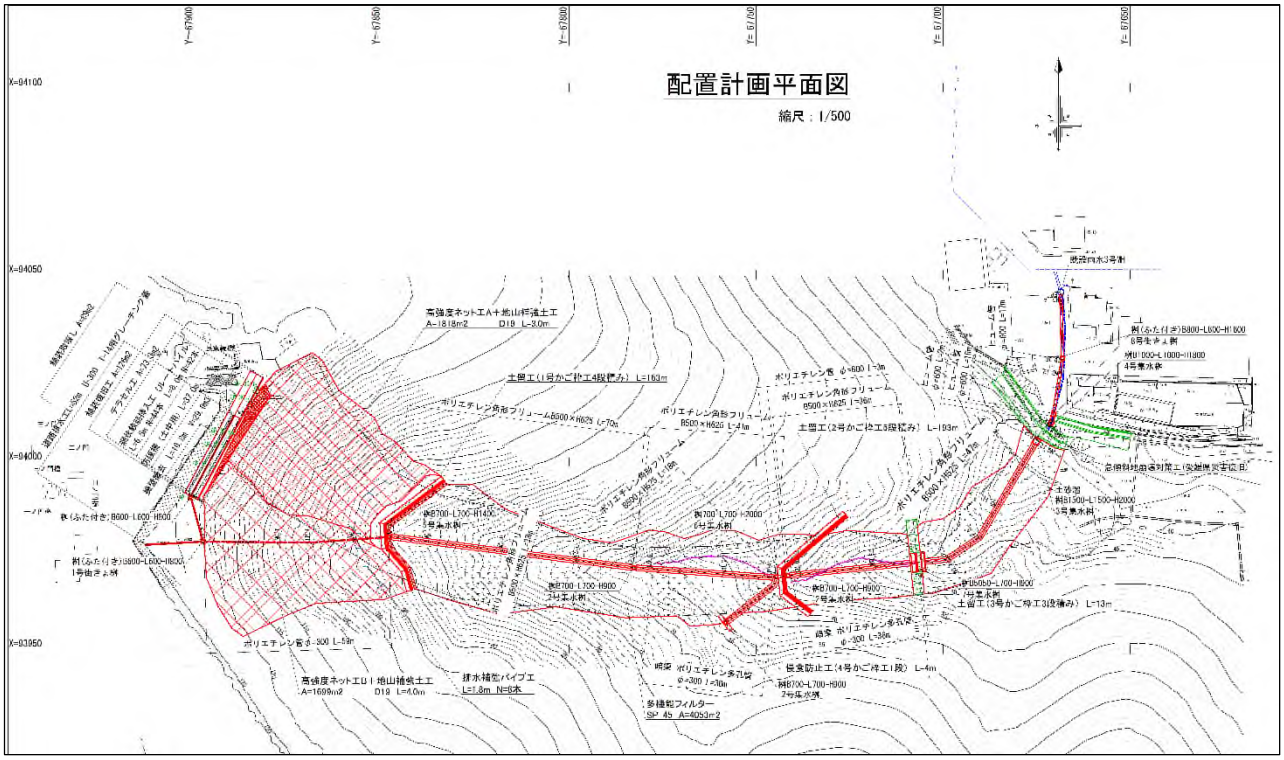


図 3.8.3　渓流保全工（水路工）全体配置　縮尺 1:2,000

松山城から B 箇所上部に流出する流水を B 箇所斜面に管渠を設置して斜面下部まで導水し、斜面下部に設置する土留工（1 号かご枠工）から下流では周辺から集水しつつ明渠で排水する。

斜面下部下流 70～80m 地点から応急対策工（VCCO）地点までの 80～90m の区間では、堆積土砂が侵食されガリー状の流路が形成されている。流路は左右に蛇行して形成されていることから、堆積土砂を均して、明渠をある程度直線化して設置するとともに、蛇行している流路沿いに暗渠を設置して浸透水を排水する。

応急対策工（VCCO）地点から急傾斜崩壊対策工（愛媛県災害復旧）計画地点までは現流路が蛇行していないことから、現流路沿いに明渠を設置する。

また、D 箇所谷地形の合流付近に土留工（2 号かご枠工）を設置して侵食防止を図る。

さらに、D 地区からの表流水排水のため、D 地区谷出口に桝を設置して水を受け、水路を設置して排水して土留工（2 号かご枠工）上流で合流させる。

なお、急傾斜地崩壊対策工計画地点から下流では、今後の土地利用が未定であり、地形改変される可能性もあることから、対応が容易なよう管渠とした。

前節に示した流量と水路断面を一覧にして下表に再掲する。下表には使用する水路の断面を赤い枠で囲って示した。

表 3.8.4　流量と水路断面一覧

種別 地点	年超過確率1/10流量(m^3/s)	年超過確率1/100流量(m^3/s)	水路最緩勾配	8割水深で流下可能な水路断面			ポリエチレン管	ヒューム管	備考
				コンクリートU字溝（U形側溝）	コルゲートフリューム	ポリエチレンフリューム			
最下流（雨水3号MH）地点	1.09	－	0.046	－	－	－	－	φ600	
急傾斜地崩壊対策工直下	1.09	－	0.102	500A	－	－	－	－	
応急対策工～急傾斜地崩壊対策工	1.09	－	0.089	B600×H600	B600×H600	B500×H625	－	－	
応急対策工（VCCO）地点	0.71	－	0.110	B450×H450	B500×H500	B400×H500	－	－	
〃	－	1.06	0.110	B450×H450	B550×H550	B500×H625	－	－	
B箇所上（城壁石垣下）流量	0.06	0.08	0.075	－	－	－	φ300	－	

２）構造検討

(1) 水路工計画最下流（急傾斜地崩壊対策工下流）の水路構造

急傾斜地崩壊対策工（愛媛県災害復旧）の下流側は、今後の土地利用が未定であり、地形改変される可能性もあることから、対応が容易なよう管渠とした。必要な断面は前節に示したとおりφ＝600mm である。

管渠標準断面を下図に示す。

下流部暗渠標準断面
(NO.12+6.542～NO.14+0.602)

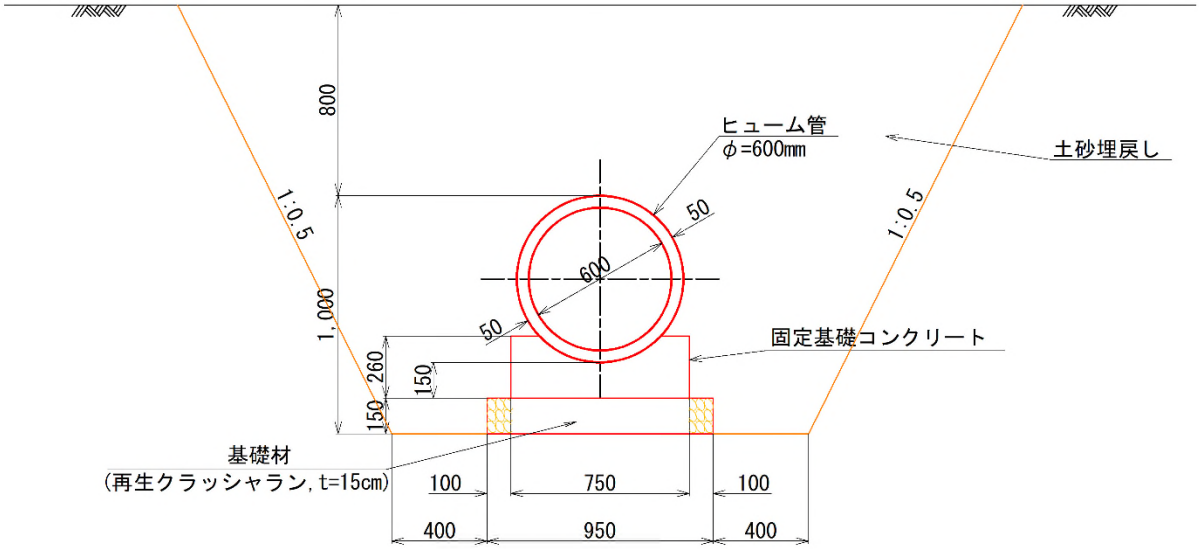
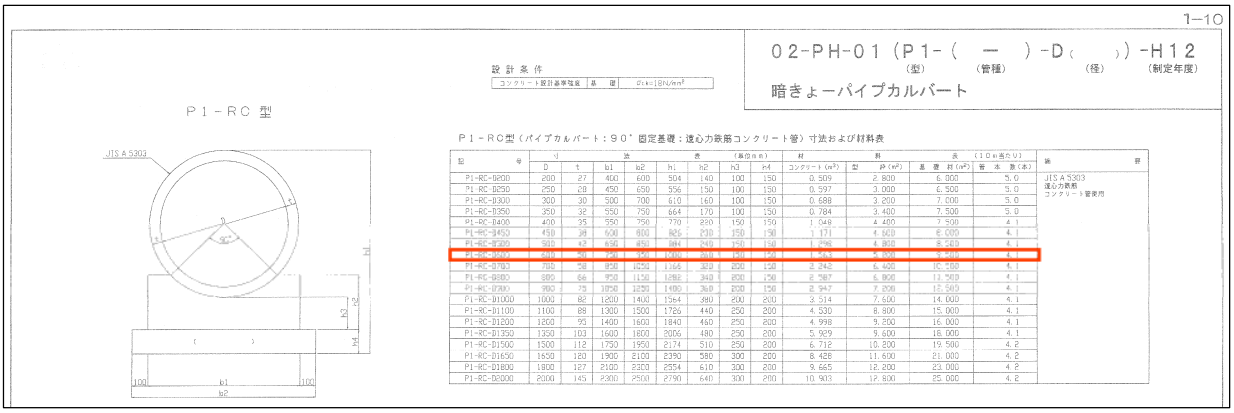


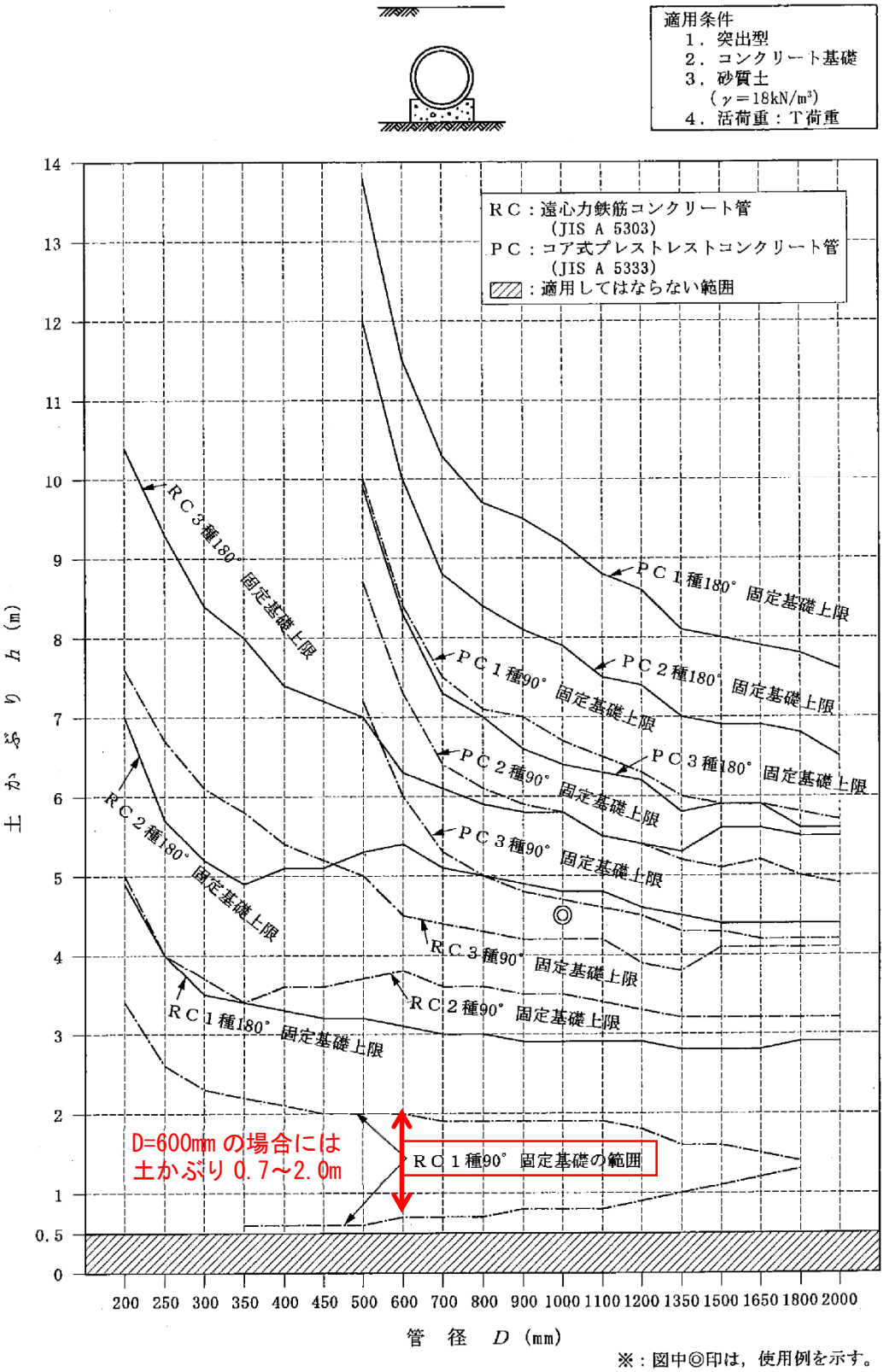
図 3.8.4　最下流部管渠標準断面　縮尺 1:25

管渠は、パイプカルバート：90°固定基礎：遠心力鉄筋コンクリート管（建設省制定　土木構造物標準設計１　側こう類・暗きょ類　P1-RC-D600）とした。



（建設省制定　土木構造物標準設計１　側こう類・暗きょ類,，p.1-10）

適用できる土かぶりは、次図に示されている 0.7～2.0m の範囲である。



※：図中◎印は，使用例を示す。

［道路土工－カルバート工指針より抜粋］

図参－2.2　パイプカルバートの基礎形式選定図（突出型：コンクリート基礎，砂質土）

図 3.8.5　パイプカルバートの管径と土かぶり

（建設省制定　土木構造物標準設計第 1 巻解説書（側こう類。暗きょ類），p. 68 に一部加筆）

(2) 急傾斜地崩壊対策工（愛媛県災害復旧）直下流の水路構造

急傾斜地崩壊対策工（愛媛県災害復旧）直下流の桝とその下流の間の明渠の標準断面を次図に示す。

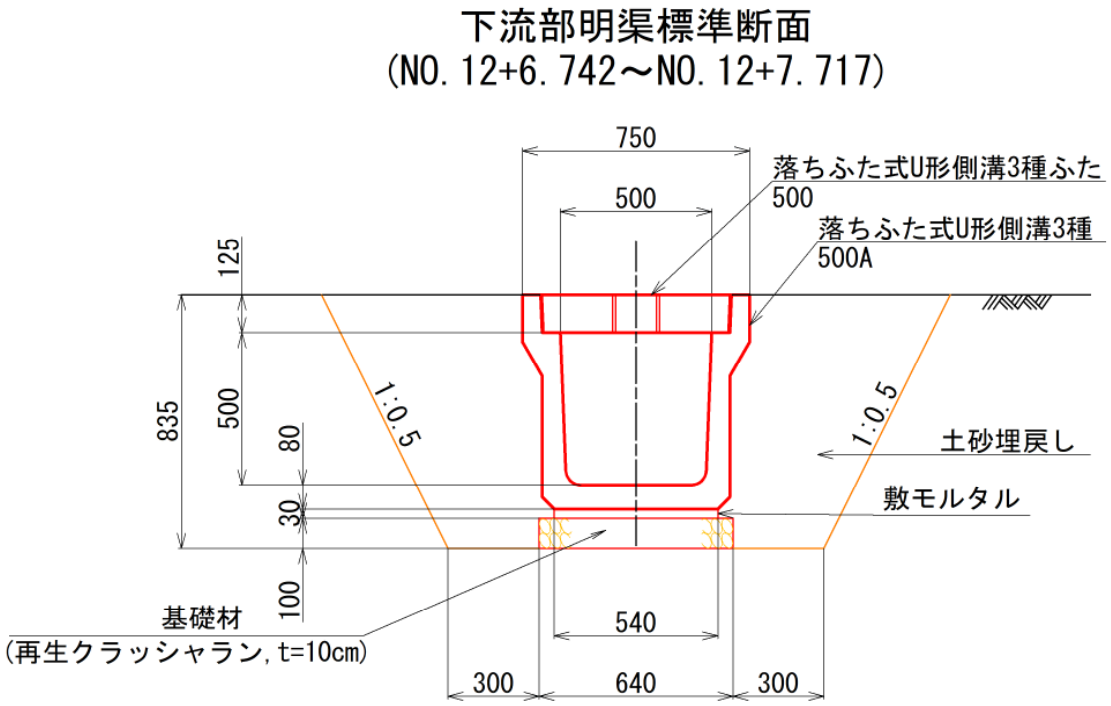


図 3.8.6　応急対策工～急傾斜地崩壊対策工明渠標準断面　縮尺 1:25

(3) 応急対策工～急傾斜地崩壊対策工（愛媛県災害復旧）の水路構造

明渠の標準断面を次図に示す。

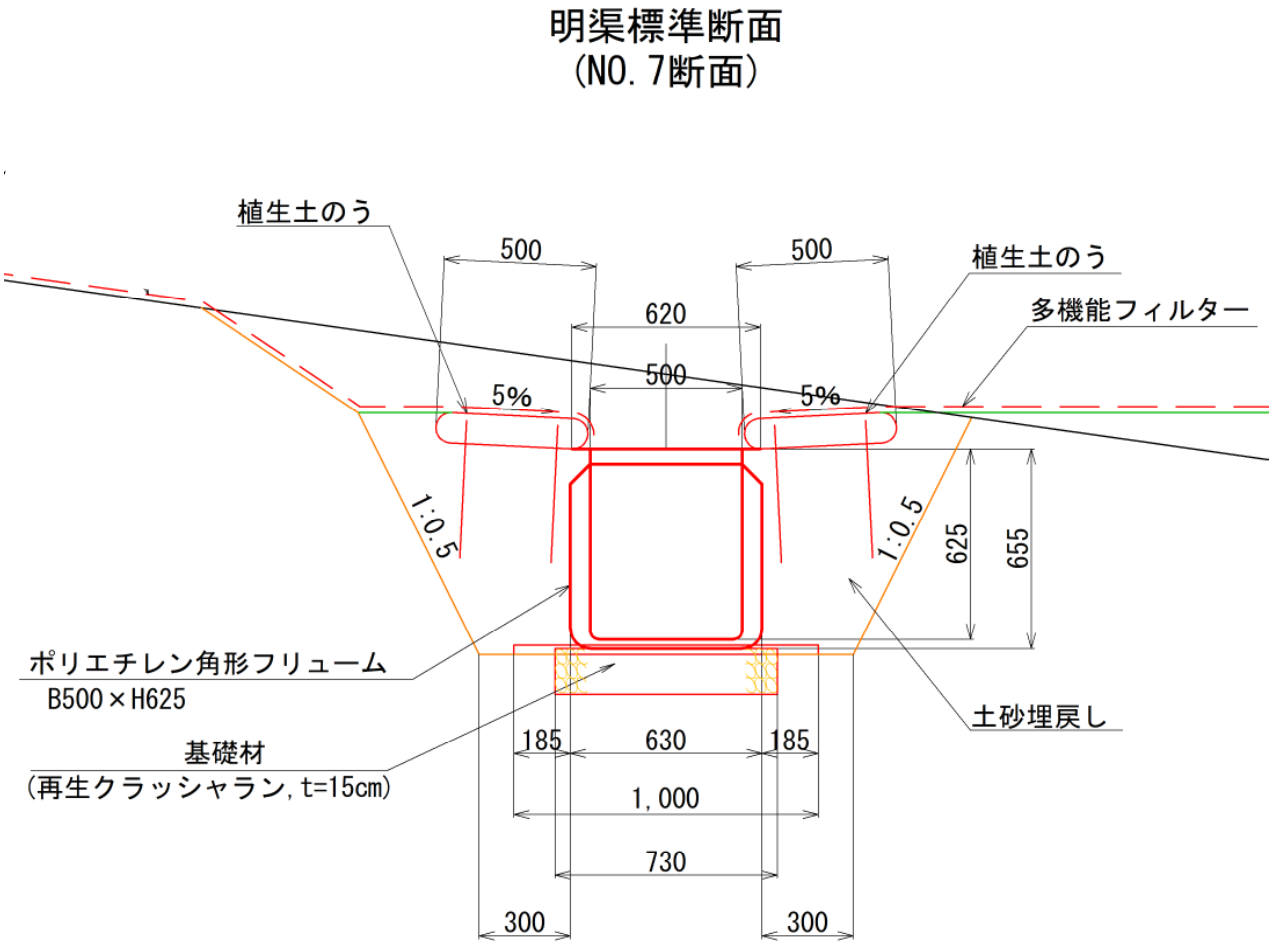
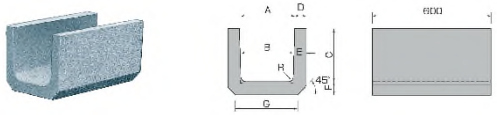


図 3.8.7　応急対策工～急傾斜地崩壊対策工明渠標準断面　縮尺 1:25

水路材料として、コンクリートU字溝（U形側溝）、コルゲートフリューム、ポリエチレンフリュームが考えられた。これらの比較を次表に示す。

ポリエチレン角型フリュームが、経済性では他の2材料より高額であるが、可撓性に優れており、また加工が容易で、軽量で人力施工も可能であるなど、信頼性および施工性の面で優れており、渓流状の斜面で、早急な復旧工事が求められる当現場に最も適する。したがって、ポリエチレンフリュームを採用した。

表 3.8.5　水路工（材料）の比較

項目	コンクリートＵ字溝（Ｕ形側溝）	コルゲートフリューム	ポリエチレン角型フリューム
概要	排水側溝等に広く用いられるコンクリート製のＵ字溝である。	コルゲートフリュームは、軽量で強度・耐久性に優れ、ボルト組立のため熟練工を必要とせず人力運搬が可能で、道路・鉄道・下水・処分場・河川・砂防・ダム工事等、幅広く用いられている。	ポリエチレンを材料とするポリエチレン管・角型フリュームは衝撃に強く、可撓性があるため地山の動きに追従する。軽量で加工が容易であることと施工性が非常に高い。
			
必要規格	B600×H600	B600×H600	B500×H625
施 工 性	広く用いられる材料であり、施工に慣れている。B600（L=0.6m）は 212kg/個あり、運搬、据え付けに重機が必要である。	ボルト組立のため熟練工を必要とせず、またポリエチレン製と比べると重くなる（26.5kg/m）が、人力運搬が可能である。	製品重量はコルゲート製品よりも軽量であり（12kg/0.96m）、人力運搬が可能で、また加工が容易であるため施工性は高い。
	△：１点	○：２点	◎：３点
信 頼 性	・道路排水側溝等に広く用いられる材料であり、信頼性は高い。 ・可撓性は他の 2 材料に比べれば劣る。	・鋼製材料であるためさびが発生しやすく、再利用にはあまり適さない。 ・コンクリートに比べれば可撓性に優れている。	・耐寒性・耐薬品性に優れ腐食しにくく耐久性が高いため、低ライフサイクルコストのメリットがある。 ・可撓性に優れており、地山の動きに追従し、耐震性もあること、軽量で施工が容易であるため災害復旧にも多く用いられる。
	△：１点	○：２点	◎：３点
経 済 性（概算直接工事費）	材料費：7,830 円/0.6m＝130,500/10m 設置費：78,000 円/10m（市場単価） 合計：208,500 円／10m	材料費：13,300 円/m＝133,000 円/10m 設置費：45,000 円/10m（標準単価） 合計：178,000 円／10m	材料費：19,500 円/0.96m＝203,125 円/10m 設置費：0.286 人/10m×19,700 円/人≒6,000 円/10m （メーカー参考歩掛） 合計 209,000 円／10m
	○：２点	◎：３点	○：２点
評　　価	経済性では中間であるが、信頼性および施工性の面で他案に劣る。	経済性では優れているが、信頼性および施工性がポリエチレンフリュームに劣る。	経済性では他案より高額であるが、信頼性および施工性で優れており、当現場に最も適する。
	△：４点	○：７点	◎：８点

(4) 応急対策工（待受け VCCO）地点上流の水路構造

明渠の標準断面を次図に示す。

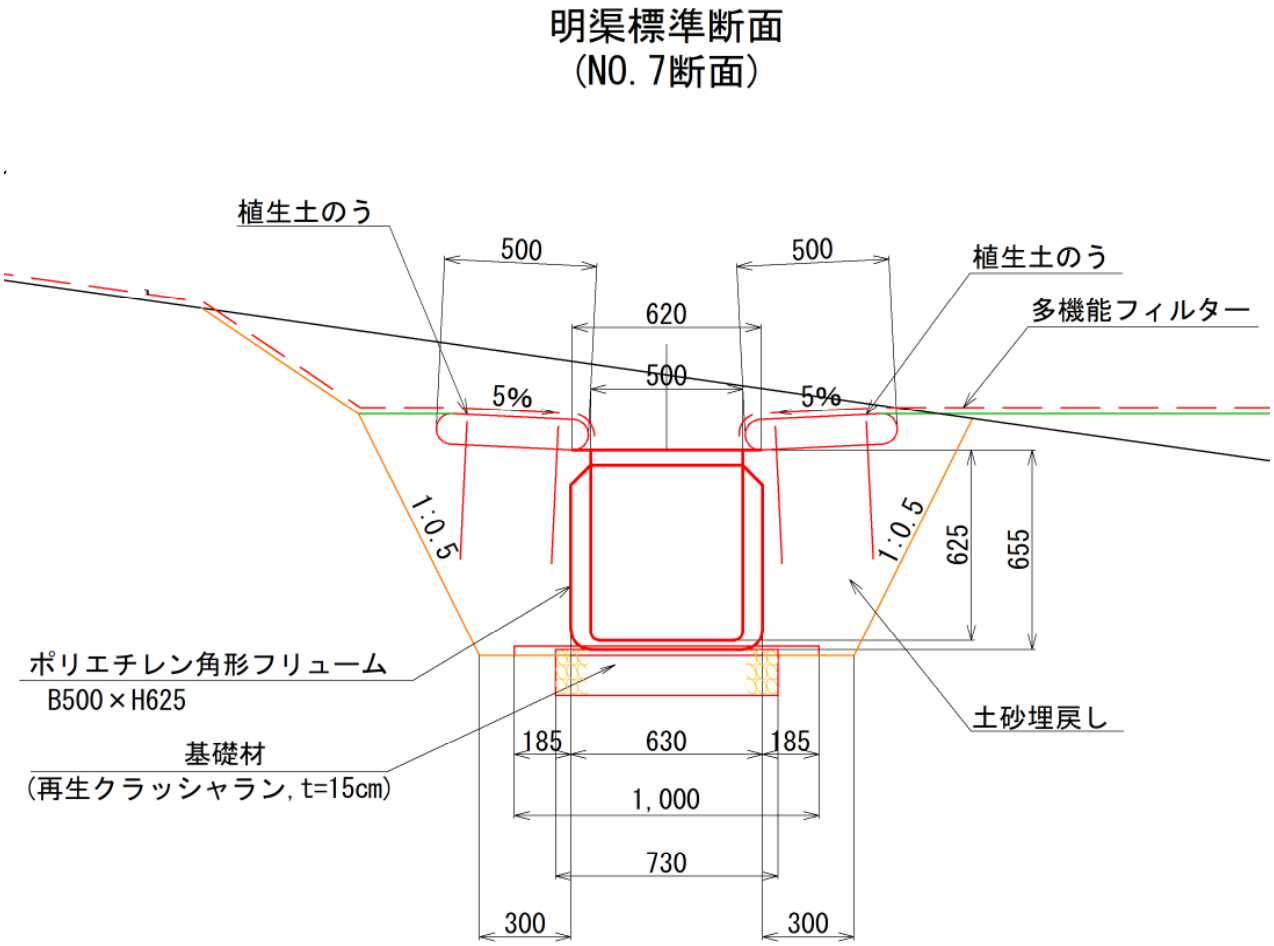


図 3.8.8　応急対策工上流明渠標準断面　縮尺 1:25

また、応急対策工（待受け VCCO）上流においては、堆積土砂が侵食されガリー状の流路が左右に蛇行して形成されていることから、堆積土砂を均して、明渠をある程度直線化して設置するとともに、蛇行している流路沿いに暗渠を設置して浸透水を排水する。

暗渠の標準断面を次図に示す。

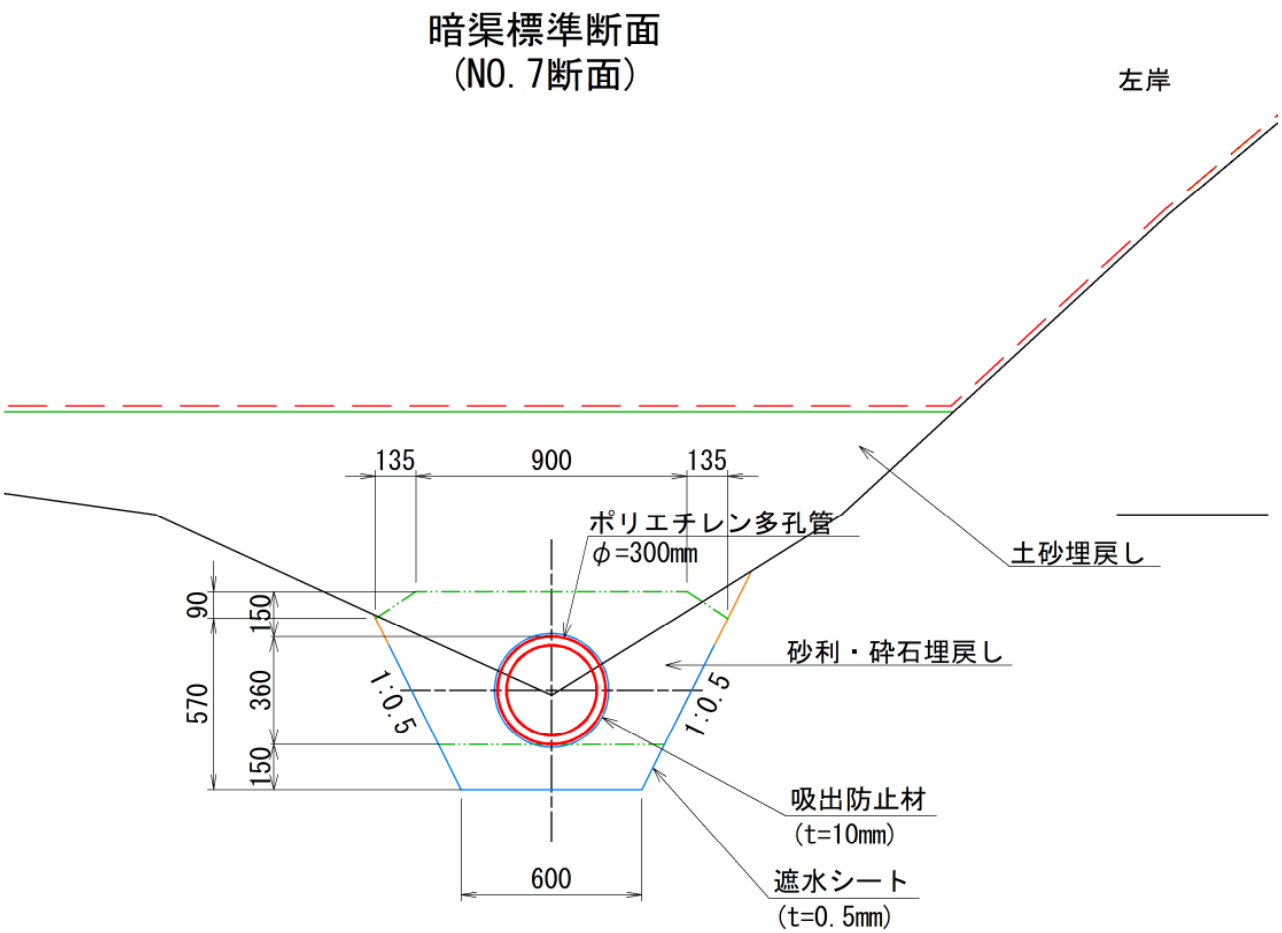


図 3.8.9　応急対策工上流暗渠標準断面　縮尺 1:25

暗渠構造は、下図を参考に設定した。

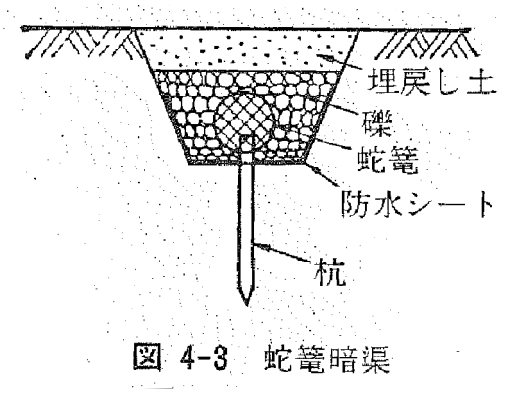


図 3.8.10　暗渠の標準的な構造
(改訂新版　建設省河川砂防技術基準(案)　同解説・設計編［Ⅱ］，平成 9 年 10 月，p.45、令和 6 年 3 月時点で改訂なし)

(5) B 箇所の水路構造

B 箇所上部の松山城城壁からの流水の排水のため、B 箇所斜面上に設置する管渠の標準断面を下図に示す。

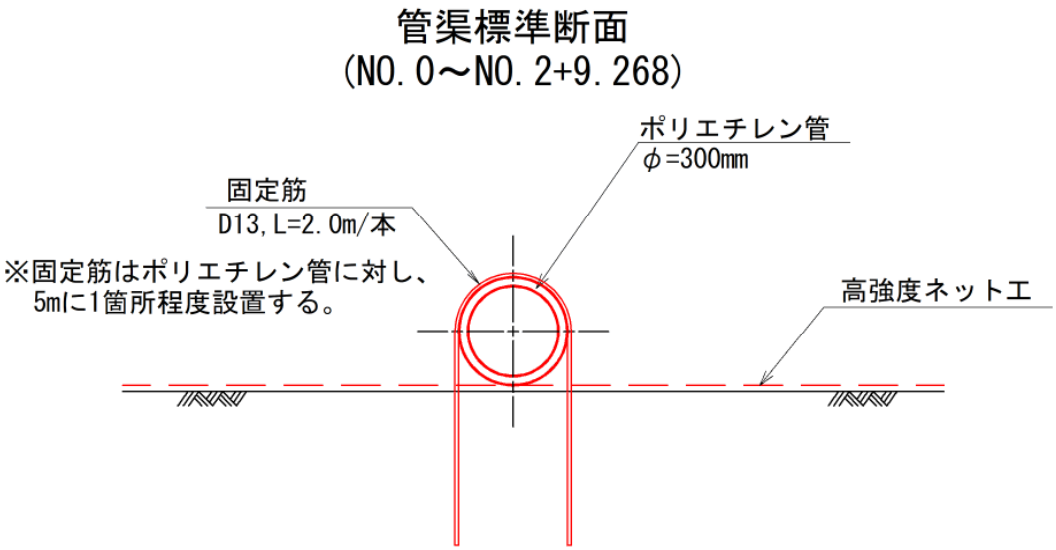


図 3.8.11　B 箇所斜面管渠標準断面　縮尺 1:25

(6) 桝の構造

桝の構造は、「建設省制定　土木構造物標準設計１　側こう類・暗きょ類」に則った構造とした。次ページおよび次々ページに、各桝の適用形状を示す。

表 3.8.6 および表 3.8.7 に示すとおり、Ｇ１型は輪荷重が考慮されており、Ｇ２型は輪荷重が考慮されていない。

標準設計を超える大きさとなる、7 号集水桝と 8 号街きょ桝については、桝の構造計算を行い、安全を確認した。構造計算結果を p.158 以降に示す。

7 号集水桝は、発生応力がコンクリートの許容応力度の 1/2 程度であり（p.164）、無筋とした。

8 号街きょ桝は。発生応力がコンクリートの許容応力度以下ではあるが、発生する引張応力度が 0.217N/mm^2 と、許容引張応力度 0.230N/mm^2 に近い（p.171）ため、用心鉄筋として D13 を 250mm ピッチで配筋することとした。

01-HM-02（G1-B（　）-L（　）-H（　））-H12

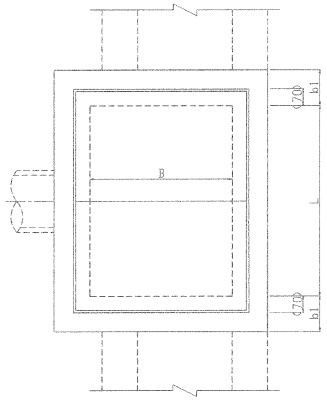
（型）　（幅）　（長さ）　（深さ）　（制定年度）

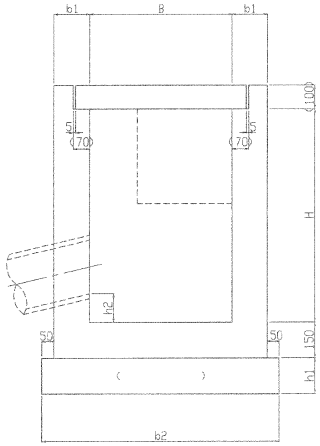
側こう一街きょます（その２）

設計条件

コンクリート設計基準強度	ま　す	σck=18N/mm²

G１型（U型の場合）





G１型（街きょます：ふた付き）寸法および材料表

記号	寸法表（単位mm） B	L	H	b1	b2	h1	h2	材料表（1箇所当たり） コンクリート(m³)	型枠(m²)	基礎材(m²)	対応するふたの種別	摘要
G1-B600-L600-H800	600	600	800	150	1300	150		(0.508)	6.300	1.000		1号街きょ桝
G1-B600-L600-H900	600	600	900	150	1300	150		(0.553)	6.900	1.000	GC-B600-L600 適用可	
G1-B600-L600-H1000	600	600	1000	150	1300	150		(0.598)	7.500	1.000		
G1-B600-L600-H1200	600	600	1200	200	1100	200		(0.963)	9.280	1.210		
G1-B600-L600-H1400	600	600	1400	200	1100	200		(1.091)	10.560	1.210		
G1-B600-L800-H800	600	800	800	150	1300	150		(0.586)	7.140	1.200	GC-B600-L800 適用可	
G1-B600-L800-H900	600	800	900	150	1300	150		(0.637)	7.820	1.200		
G1-B600-L800-H1000	600	800	1000	150	1300	150		(0.688)	8.500	1.200		
G1-B600-L800-H1200	600	800	1200	200	1100	200		(1.094)	10.440	1.430		
G1-B600-L800-H1400	600	800	1400	200	1100	200		(1.238)	11.880	1.430		
G1-B600-L900-H800	600	900	800	150	1300	150		(0.625)	7.560	1.300	GC-B600-L900 適用可	
G1-B600-L900-H900	600	900	900	150	1300	150		(0.679)	8.280	1.300		
G1-B600-L900-H1000	600	900	1000	150	1300	150		(0.733)	9.000	1.300		
G1-B600-L900-H1200	600	900	1200	200	1100	200		(1.160)	11.020	1.540		
G1-B600-L900-H1400	600	900	1400	200	1100	200		(1.312)	12.540	1.540		
G1-B700-L700-H900	700	700	900	150	1100	150		(0.638)	7.820	1.210	GC-B700-L700 適用可	
G1-B700-L700-H1000	700	700	1000	150	1100	150		(0.689)	8.500	1.210		
G1-B700-L700-H1200	700	700	1200	200	1200	200		(1.096)	10.440	1.440		
G1-B700-L700-H1400	700	700	1400	200	1200	200		(1.240)	11.880	1.440		
G1-B700-L900-H900	700	900	900	150	1100	150		(0.726)	8.740	1.430	GC-B700-L900 適用可	
G1-B700-L900-H1000	700	900	1000	150	1100	150		(0.783)	9.500	1.430		
G1-B700-L900-H1200	700	900	1200	200	1200	200		(1.230)	11.600	1.680		
G1-B700-L900-H1400	700	900	1400	200	1200	200		(1.390)	13.200	1.680		
G1-B700-L1000-H900	700	1000	900	150	1100	150		(0.769)	9.200	1.540	GC-B700-L1000 適用可	
G1-B700-L1000-H1000	700	1000	1000	150	1100	150		(0.829)	10.000	1.540		
G1-B700-L1000-H1200	700	1000	1200	200	1200	200		(1.297)	12.180	1.800		
G1-B700-L1000-H1400	700	1000	1400	200	1200	200		(1.465)	13.860	1.800		
G1-B800-L800-H1000	800	800	1000	150	1200	150		(0.784)	9.500	1.440	GC-B800-L800 適用可	
G1-B800-L800-H1200	800	800	1200	200	1300	200		(1.232)	11.600	1.690		
G1-B800-L800-H1400	800	800	1400	200	1300	200		(1.392)	13.200	1.690		
G1-B800-L1000-H1000	800	1000	1000	150	1200	150		(0.880)	10.500	1.690	GC-B800-L1000 適用可	
G1-B800-L1000-H1200	800	1000	1200	200	1300	200		(1.369)	12.760	1.950		
G1-B800-L1000-H1400	800	1000	1400	200	1300	200		(1.545)	14.520	1.950		
G1-B900-L900-H1200	900	900	1200	200	1400	200		(1.370)	12.760	1.960	GC-B900-L900 適用可	
G1-B900-L900-H1400	900	900	1400	200	1400	200		(1.546)	14.520	1.960		
G1-B900-L1000-H1200	900	1000	1200	200	1400	200		(1.440)	13.340	2.100	GC-B900-L1000 適用可	
G1-B900-L1000-H1400	900	1000	1400	200	1400	200		(1.624)	15.180	2.100		
G1-B1000-L1000-H1200	1000	1000	1200	200	1500	200		(1.512)	13.920	2.250	GC-B1000-L1000 適用可	4号集水桝（ただし、H=900とする。）
G1-B1000-L1000-H1400	1000	1000	1400	200	1500	200		(1.704)	15.840	2.250		

注意事項

1．G１型に用いるますぶたは、GC型または鋼製格子ぶたを標準とする。GC型以外のふたを使用する場合については解説を参照のこと。
2．ふた掛り部分の寸法はますぶたにGC型を使用した場合のものを表示している。したがって、GC型以外のものを使用する場合には図中の（　）書きしている箇所を修正する必要がある。詳細については解説を参照のこと。
3．基礎材の使用材料を図中（　）内に明記すること。
4．底版上面から流出パイプの入口までの高さｈ２は、現場の状況に合わせて決定するものとするが、少なくとも15cm程度は確保すること。
5．コンクリート量は、流入・流出のための側こう類・パイプ類による減少量、およびGC型以外のますぶたを使用した時の調整量を考慮していない。したがって、これが決定されたのち、必要に応じてコンクリート量を補正し、（　）内の前部に記入するものとする。
6．型枠面積は、側壁を先行し底版を後施工する施工方法を考えて計上してある。
7．ます本体は、無筋コンクリートとしてあるが必要に応じて補強鉄筋を考慮すること。

01-HM-04（G2-B（　）-L（　）-H（　））-H12

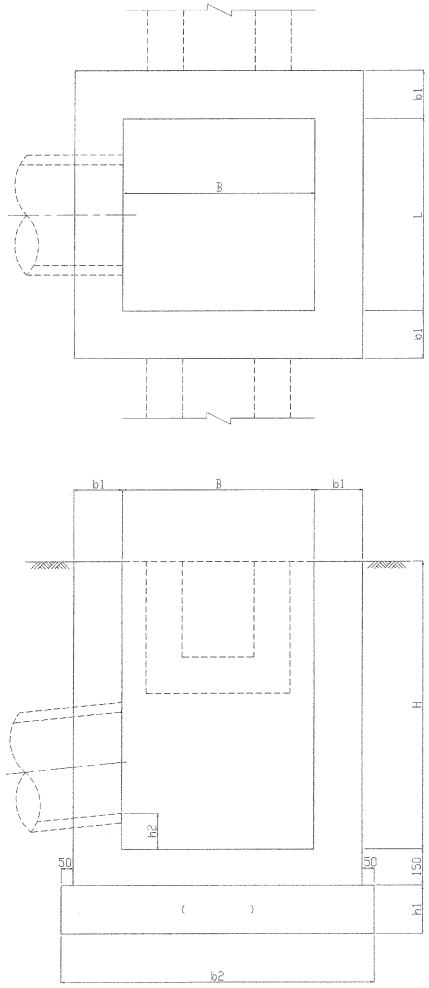
（型）　（幅）　（長さ）　（深さ）　（制定年度）

側こう－集水ます

設計条件

コンクリート設計基準強度	ま　す	σck=18N/mm²

G2 型



G2型（集水ます）寸法および材料表

記号	寸法表（単位mm） B	L	H	b1	b2	h1	h2	材料表（1箇所当たり） コンクリート(m³)	型枠(m²)	基礎材(m²)	摘要
G2-B500-L500-H700	500	500	700	150	900	150		(0.369)	4.420	0.810	
G2-B500-L500-H800	500	500	800	150	900	150		(0.408)	4.940	0.810	
G2-B500-L500-H900	500	500	900	150	900	150		(0.447)	5.460	0.810	
G2-B500-L500-H1000	500	500	1000	150	900	150		(0.486)	5.980	0.810	
G2-B500-L500-H1200	500	500	1200	200	1000	200		(0.794)	7.560	1.000	
G2-B500-L500-H1400	500	500	1400	200	1000	200		(0.906)	8.680	1.000	
G2-B500-L500-H1600	500	500	1600	200	1000	200		(1.018)	9.800	1.000	
G2-B500-L500-H1800	500	500	1800	200	1000	200		(1.130)	10.920	1.000	
G2-B500-L500-H2000	500	500	2000	200	1000	200		(1.242)	12.040	1.000	
G2-B600-L600-H800	600	600	800	150	1000	150		(0.482)	5.700	1.000	
G2-B600-L600-H900	600	600	900	150	1000	150		(0.527)	6.300	1.000	
G2-B600-L600-H1000	600	600	1000	150	1000	150		(0.572)	6.900	1.000	
G2-B600-L600-H1200	600	600	1200	200	1100	200		(0.918)	8.640	1.210	
G2-B600-L600-H1400	600	600	1400	200	1100	200		(1.046)	9.920	1.210	
G2-B600-L600-H1600	600	600	1600	200	1100	200		(1.174)	11.200	1.210	
G2-B600-L600-H1800	600	600	1800	200	1100	200		(1.302)	12.480	1.210	
G2-B600-L600-H2000	600	600	2000	200	1100	200		(1.430)	13.760	1.210	
G2-B700-L700-H900	700	700	900	150	1100	150		(0.609)	7.140	1.210	2号集水桝
G2-B700-L700-H1000	700	700	1000	150	1100	150		(0.660)	7.820	1.210	
G2-B700-L700-H1200	700	700	1200	200	1200	200		(1.046)	9.720	1.440	
G2-B700-L700-H1400	700	700	1400	200	1200	200		(1.190)	11.160	1.440	5号集水桝
G2-B700-L700-H1600	700	700	1600	200	1200	200		(1.334)	12.600	1.440	
G2-B700-L700-H1800	700	700	1800	200	1200	200		(1.478)	14.040	1.440	
G2-B700-L700-H2000	700	700	2000	200	1200	200		(1.622)	15.480	1.440	6号集水桝
G2-B800-L800-H1000	800	800	1000	150	1200	150		(0.752)	8.740	1.440	
G2-B800-L800-H1200	800	800	1200	200	1300	200		(1.176)	10.800	1.690	
G2-B800-L800-H1400	800	800	1400	200	1300	200		(1.336)	12.400	1.690	
G2-B800-L800-H1600	800	800	1600	200	1300	200		(1.496)	14.000	1.690	
G2-B800-L800-H1800	800	800	1800	200	1300	200		(1.656)	15.600	1.690	8号街きょ桝
G2-B800-L800-H2000	800	800	2000	200	1300	200		(1.816)	17.200	1.690	
G2-B900-L900-H1200	900	900	1200	200	1400	200		(1.310)	11.880	1.960	
G2-B900-L900-H1400	900	900	1400	200	1400	200		(1.486)	13.640	1.960	
G2-B900-L900-H1600	900	900	1600	200	1400	200		(1.662)	15.400	1.960	
G2-B900-L900-H1800	900	900	1800	200	1400	200		(1.838)	17.160	1.960	
G2-B900-L900-H2000	900	900	2000	200	1400	200		(2.014)	18.920	1.960	
G2-B1000-L1000-H1200	1000	1000	1200	200	1500	200		(1.446)	12.960	2.250	
G2-B1000-L1000-H1400	1000	1000	1400	200	1500	200		(1.638)	14.880	2.250	
G2-B1000-L1000-H1600	1000	1000	1600	200	1500	200		(1.830)	16.800	2.250	
G2-B1000-L1000-H1800	1000	1000	1800	200	1500	200		(2.022)	18.720	2.250	
G2-B1000-L1000-H2000	1000	1000	2000	200	1500	200		(2.214)	20.640	2.250	
G2-B1100-L1100-H1400	1100	1100	1400	200	1600	200		(1.794)	16.120	2.560	
G2-B1100-L1100-H1600	1100	1100	1600	200	1600	200		(2.002)	18.200	2.560	
G2-B1100-L1100-H1800	1100	1100	1800	200	1600	200		(2.210)	20.280	2.560	
G2-B1100-L1100-H2000	1100	1100	2000	200	1600	200		(2.418)	22.360	2.560	
G2-B1200-L1200-H1400	1200	1200	1400	200	1700	200		(1.952)	17.360	2.890	
G2-B1200-L1200-H1600	1200	1200	1600	200	1700	200		(2.176)	19.600	2.890	
G2-B1200-L1200-H1800	1200	1200	1800	200	1700	200		(2.400)	21.840	2.890	
G2-B1200-L1200-H2000	1200	1200	2000	200	1700	200		(2.624)	24.080	2.890	
G2-B1300-L1300-H1600	1300	1300	1600	200	1800	200		(2.354)	21.000	3.240	
G2-B1300-L1300-H1800	1300	1300	1800	200	1800	200		(2.594)	23.400	3.240	
G2-B1300-L1300-H2000	1300	1300	2000	200	1800	200		(2.834)	25.800	3.240	
G2-B1400-L1400-H1600	1400	1400	1600	200	1900	200		(2.534)	22.400	3.610	
G2-B1400-L1400-H1800	1400	1400	1800	200	1900	200		(2.790)	24.960	3.610	
G2-B1400-L1400-H2000	1400	1400	2000	200	1900	200		(3.046)	27.520	3.610	
G2-B1500-L1500-H1800	1500	1500	1800	200	2000	200		(2.990)	26.520	4.000	
G2-B1500-L1500-H2000	1500	1500	2000	200	2000	200		(3.262)	29.240	4.000	3号集水桝

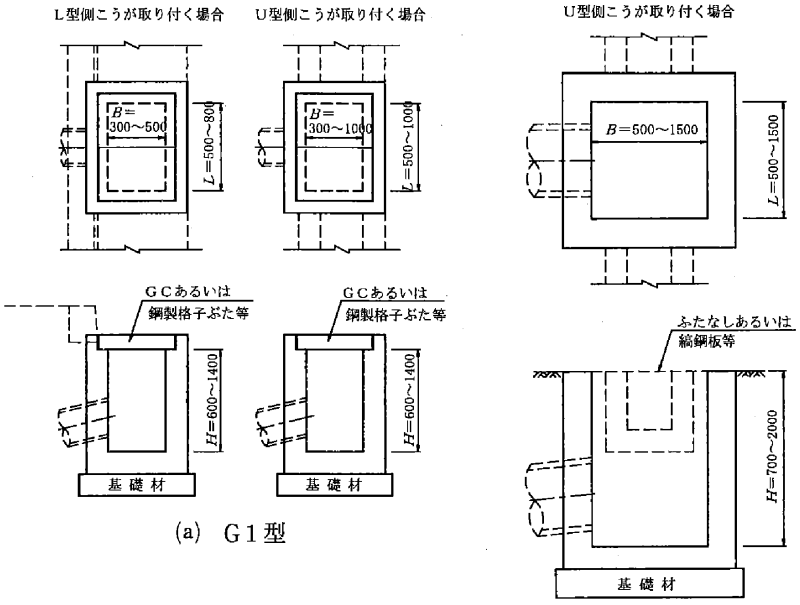
7号集水桝
（ただし、L=5050 とし、壁厚 b1 と基礎材厚 h1 を 200、とする。構造計算を行い安全を確認）

8号街きょ桝
（ただし、蓋取り付け形状とする。活荷重(T 荷重相当)を考慮した構造計算を行い安全を確認）

注意事項

1．G2型に用いるふたは、縞鋼板あるいはふたなしとすることを標準とする。
2．ますの深さが1mを超える場合には足掛金具を設けるのが望ましい。
3．基礎材の使用材料を図中（　）内に明記すること。
4．底版上面から流出パイプの入口までの高さh2は、現場の状況に合わせて決定するものとするが、少なくとも15cm程度は確保すること。
5．コンクリート量は、流入・流出のための側こう類・パイプ類による減少量は考慮していない。したがって、これらが決定されたのち、必要に応じてコンクリート量を補正し、（　）の前部に記入するものとする。
6．型枠面積は、側壁を先行し底版を後施工する施工方法を考えて計上してある。
7．ます本体は、無筋コンクリートとしてあるが必要に応じて補強鉄筋を考慮すること。

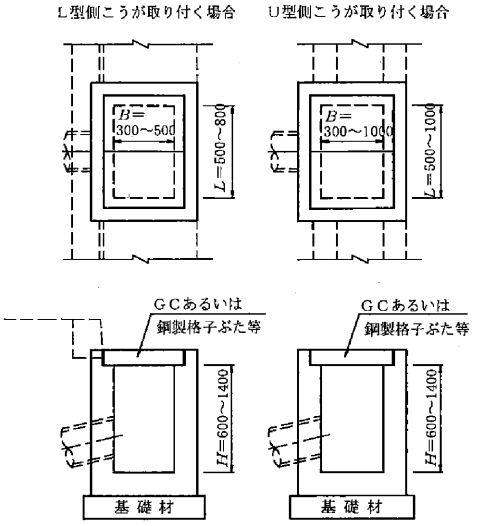
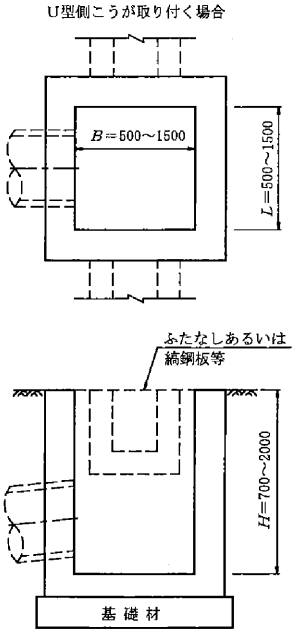
表 3.8.6　側こう類の適用範囲

設計条件項目	内　　容
(1) 形式および形状	**排 水 ま す** 排水ますは，ふたにＴ荷重相当の影響を考える場合は街きょますＧ1型，Ｔ荷重相当の影響を考えない場合は集水ますＧ2型を利用する。  (a)　Ｇ1型 (b)　Ｇ2型
(2) 活荷重	活荷重は，群集荷重（$q=3.5\ \mathrm{kN/m^2}$）の影響を受ける場合とＴ荷重相当（$q=10\ \mathrm{kN/m^2}$）の影響を受ける場合とする。
(3) 材料規格	材料規格は以下のとおりである。

種　別	規　格	摘　要
コンクリートの設計基準強度	$\sigma_{ck}=18\ \mathrm{N/mm^2}$	側こう本体
	$\sigma_{ck}=24\ \mathrm{N/mm^2}$	側こうぶたおよびますぶた
鉄　筋	SD 345	Ｕ4型およびふたＣ1，GC型

（建設省制定　土木構造物標準設計第１巻解説書（側こう類・暗きょ類），p. 4））

表 3.8.7　排水ますの使用区分

分　類	使　用　区　分	型式の呼び名	ま　す　寸　法
街きょます	ふたにT荷重相当の影響を考慮する場合	G1型 〈ふた：GC型〉	
集水ます	ふたにT荷重相当の影響を考慮しない場合	G2型	

（建設省制定　土木構造物標準設計第１巻解説書（側こう類・暗きょ類），p. 24））

・7 号集水桝の構造計算

集水桝の構造計算

7号　集水桝 5.05×0.70×0.90　横断方向断面の計算

1.計算条件

1-1.集水桝の寸法

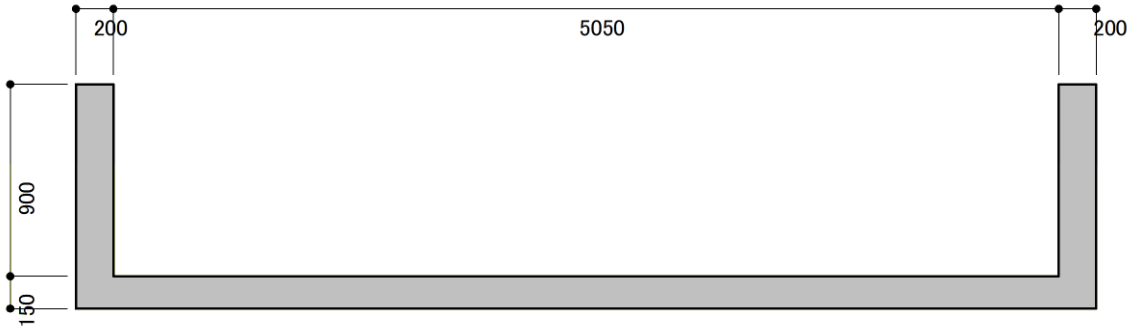
・内空幅	B =	5.050	(m)
・内空高さ	H =	0.900	(m)
・側壁厚	Tw =	0.200	(m)
・底版厚	Tb =	0.150	(m)

1-2.土質条件

・土の単位体積重量	γs =	18.000	(kN/m^3)
・土の内部摩擦角	ϕ =	30.000	(°)

1-3.許容応力度

・設計基準強度(無筋コンクリート)	σck =	18.000	(N/mm^2)
・設計基準強度(鉄筋コンクリート)	σck =	24.000	(N/mm^2)
・許容曲げ引張応力度	σta =	0.230	(N/mm^2)
・許容曲げ圧縮応力度	σca =	8.000	(N/mm^2)
・許容せん断応力度	τa =	0.450	(N/mm^2)
・許容引張応力度	σsa =	160.0	(N/mm^2)



2.側壁に作用する荷重計算

2-1.クーロン土圧係数（主働土圧・壁面鉛直）

・土圧係数

$$K = \frac{\cos^2\phi}{\cos\delta\,[\,1+\{\sin(\phi+\delta)\sin(\phi-\alpha)/(\cos\delta\cos-\alpha)\}^{1/2}\,]^2}$$

$$= \frac{\cos(30.00)^2}{\cos(20.00)\,[\,1+\{\sin(30.00+20.00)\sin(30.00-0.00)/\cos(20.00)\cos(-0.00)\}^{1/2}]^2}$$

$$= \frac{0.750}{2.523}$$

$$= 0.297$$

ここに、 ϕ:内部摩擦角 30.00 (°)
δ:壁面摩擦角 20.00 (°)
α:地表傾斜角 0.00 (°)
なお、 $\phi-\alpha<0$の場合、$\sin(\phi-\alpha)=0$とする。

・水平土圧係数

$K_A = K \times \cos\delta$
$= 0.297 \times \cos(20.00)$
$= 0.279$

2-2.荷重計算

・底版中央までの深度

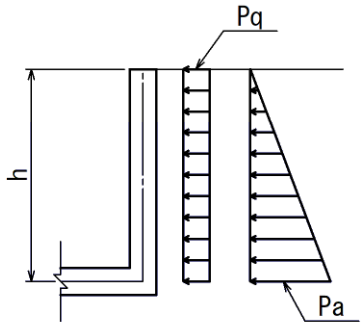
$h = H + Tb/2 = 0.900 + 0.150/2$
$= 0.975$ (m)

・載荷重による等分布荷重

$Pq = q \times KA = 0.0 \times 0.279$
$= 0.000$ (kN/m²)

・土圧による三角形荷重

$Pa = \gamma s \times h \times KA = 18.00 \times 0.975 \times 0.279$
$= 4.896$ (kN/m²)



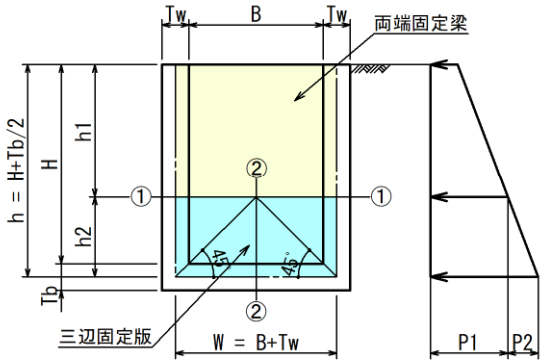
3.断面力の計算

3-1.断面力の計算方法

集水桝の側壁に生じる断面力は桝の形状に応じて以下の手法で計算する。

Type-1：一般的な形状の桝の場合（両端固定梁 + 三辺固定版）

側壁の形状が 2h ＞ W となる場合は、45° 分布線の交点位置で版を上下に分割し、上部については①-①断面を両端固定梁として計算する。また、下部については②-②断面を三辺固定版として計算する。



断面力の計算式

①－①断面（横方向の計算）

・固定端モーメント M

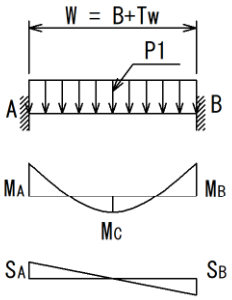
$$M_A, M_B = \frac{P_1(B+Tw)^2}{12}$$

・版中央モーメント Mc

$$Mc = \frac{P_1(B+Tw)^2}{24}$$

・せん断力 S

$$S_A, S_B = \frac{P_1(B+Tw)}{2}$$



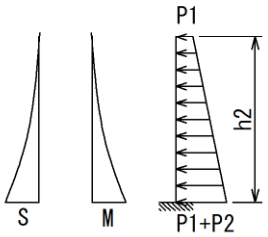
②－②断面（縦方向の計算）

・固定端モーメント M

$$M = 1/2 \times (P_1/2 + P_2/6) \times h_2^{\ 2}$$

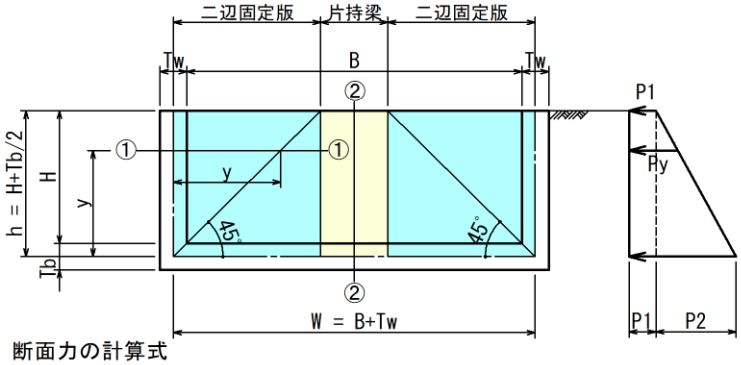
・せん断力 S

$$S = (P_1 + P_2/2) \times h_2$$



Type-2：幅広桝の場合（片持梁 + 二辺固定版）

幅広の桝で側壁の形状が 2h ≦ W となる場合は、45° 分布線と上端の交点位置で版を左右方向に3分割し、中央部については底版を固定端とした片持梁として計算する。また、両側は底版と側壁に固定された二辺固定版として計算する。



断面力の計算式

①－①断面（横方向の計算）

二辺固定版部は慣用法として、次のような考え方で計算する。
（「道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編（P211）」のウイングの計算法）
二辺固定版を45° 分布線で上下に分割し上部は側壁で固定された片持梁と見なす。また、下部は底版に固定された片持梁と見なす。底版片持梁は②-②断面で計算するので、ここでは計算を省略する。
側壁片持梁は断面力が最大となる①-①断面にて計算を行う。

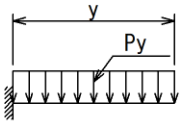
・固定端モーメント M

モーメント最大となる位置（ym :下端からの距離）

ym = 2/3 × h × (P1+P2)/P2（ただし、ym>h の場合は ym=h とする）

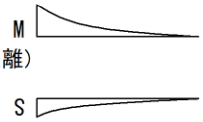
ym位置における荷重強度(Py)

Py = P1+P2−P2 × ym/h



ym位置における曲げモーメント(Mmax)

Mmax = 1/2 × Py × ym^2



・せん断力 S

せん断力が最大となる位置（ys :下端からの距離）

ys = h/2 × (P1+P2)/P2

（ただし、ys>h の場合は ys=h とする）

ys位置における荷重強度(Py)

Py = P1+P2−P2 × ys/h

ys位置におけるせん断力(Smax)

Smax = Py × ys

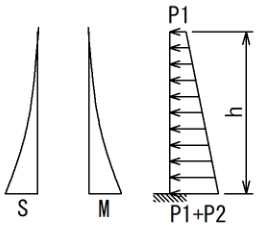
②－②断面（縦方向の計算）

・固定端モーメント M

$M = (P_1/2 + P_2/6) \times h^2$

・せん断力 S

$S = (P_1 + P_2/2) \times h$



3-2.断面力の計算

(1) 集水桝のタイプ判定

・側壁版の高さ

h = H + Tb/2 = 0.900 + 0.150/ 2 = 0.975 (m)

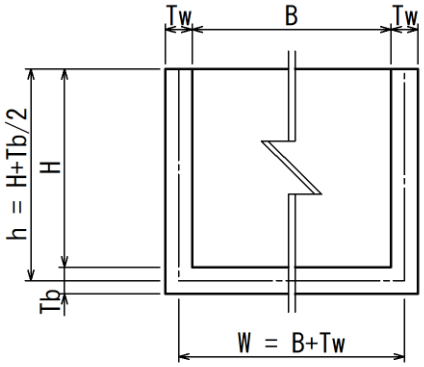
・側壁版の幅

W = B + Tw = 5.050 + 0.200 = 5.250 (m)

・タイプ判定

2h = 1.950 ≦ W = 5.250

2h≦W なので <u>Type-2</u> の計算式を用いる。



(2) 荷重強度の計算 (Type-2の計算)

・最荷重による等分布荷重

P1 = q ×KA = 0.0×0.279
= 0.000 (kN/㎡)

・土圧による三角形荷重

P2 = γs×h×KA =18.00×0.975×0.279
= 4.896 (kN/㎡)

(3)①ー①断面 (横方向)の計算

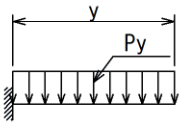
・固定端モーメント M

・モーメント最大となる位置 (ym :下端からの距離)

ym = 2/3×h×(P1+P2)/P2 (ただし、ym>h の場合は ym=h とする)
= 2/3×0.975×(0.000 + 4.896)/4.896 = 0.650
= 0.650 (m)

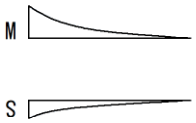
・ym位置における荷重強度(Py)

Py = P1+P2−P2×ym/h
= 0.000 + 4.896 − 4.896×0.650/0.975
= 1.632 (kN/㎡)



・ym位置における曲げモーメント(Mmax)

Mmax = 1/2×Py×ym^2
= 1/2×1.632×0.650^2
= 0.345 (kN・m)



・せん断力 S

・せん断力が最大となる位置 (ys :下端からの距離)

ys = h/2×(P1+P2)/P2 (ただし、ys>h の場合は ys=h とする)
= 1/2×0.975×(0.000 + 4.896)/4.896 = 0.488
= 0.488 (m)

・ys位置における荷重強度(Py)

Py = P1+P2−P2×ys/h
= 0.000 + 4.896 − 4.896×0.488/0.975
= 2.445 (kN/㎡)

・ys位置におけるせん断力(Smax)

Smax = Py×ys
= 2.445×0.488
= 1.193 (kN)

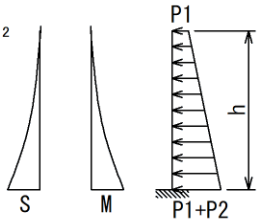
(4) ②ー②断面 (縦方向)の計算

・固定端モーメント M

M = $(P_1/2 + P_2/6)\times h^2$
= $(0.000/2 + 4.896/6)\times 0.975^2$
= 0.776 (kN・m)

・せん断力 S

S = $(P_1 + P_2/2)\times h$
= (0.000 + 4.896/2)×0.975
= 2.387 (kN)



3.応力照査

・断面力一覧表

項目	単位	照査箇所	
		横方向・外側 (①-①断面)	縦方向・外側 (②-②断面)
曲げモーメント M	kN・m	0.345	0.776
せん断力 S	kN	1.193	2.387

・無筋構造の計算

項目		記号	単位	照査箇所	
				横方向 外側	縦方向 外側
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	0.345	0.776
	せん断力	S	kN	1.193	2.387
部材	部材単位幅	b	mm	1,000	1,000
	部材厚	t	mm	200	200
	断面係数	Z	mm^3	6,666,667	6,666,667
応力度	曲げ引張応力度	$\sigma t=M/Z$	N/mm^2	0.052	0.116
	許容曲げ引張応力度	σta	N/mm^2	0.230	0.230
判定（$\sigma ta \geqq \sigma t$）		-	-	OK	OK

・8 号街渠桝の構造計算

集水桝の構造計算

8号集水桝 0.80×0.80×1.80　横断方向断面の計算

1.計算条件

1-1.集水桝の寸法

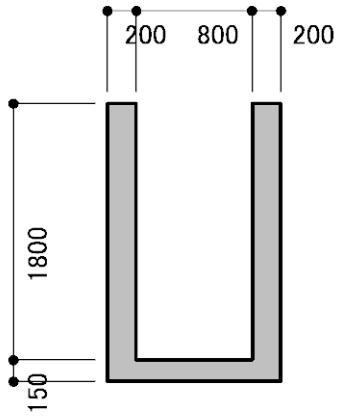
・内空幅	B =	0.800	(m)
・内空高さ	H =	1.800	(m)
・側壁厚	Tw =	0.200	(m)
・底版厚	Tb =	0.150	(m)

1-2.土質条件

・土の単位体積重量	γs =	18.000	(kN/m^3)
・土の内部摩擦角	ϕ =	30.000	(°)

1-3.許容応力度

・設計基準強度(無筋コンクリート)	σck =	18.000	(N/mm^2)
・設計基準強度(鉄筋コンクリート)	σck =	24.000	(N/mm^2)
・許容曲げ引張応力度	σta =	0.230	(N/mm^2)
・許容曲げ圧縮応力度	σca =	8.000	(N/mm$^{2)}$
・許容せん断応力度	τa =	0.450	(N/mm$^{2)}$
・許容引張応力度	σsa =	160.0	(N/mm$^{2)}$



2.側壁に作用する荷重計算

2-1.静止土圧係数

K_A = 0.500

2-2.荷重計算

・底版中央までの深度

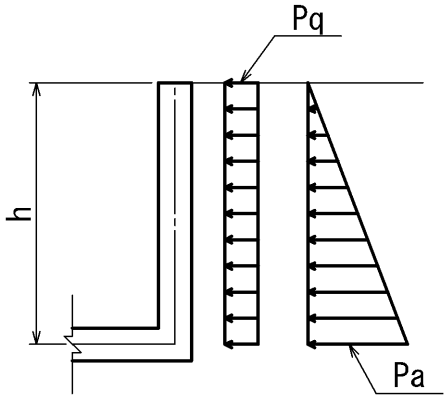
h = H + Tb/2 = 1.800 + 0.150/ 2
= 1.875 (m)

・載荷重による等分布荷重

Pq = q ×KA = 10.0×0.500
= 5.000 (kN/㎡)

・土圧による三角形荷重

Pa = γs×h×KA =18.00×1.875×0.500
= 16.875 (kN/㎡)



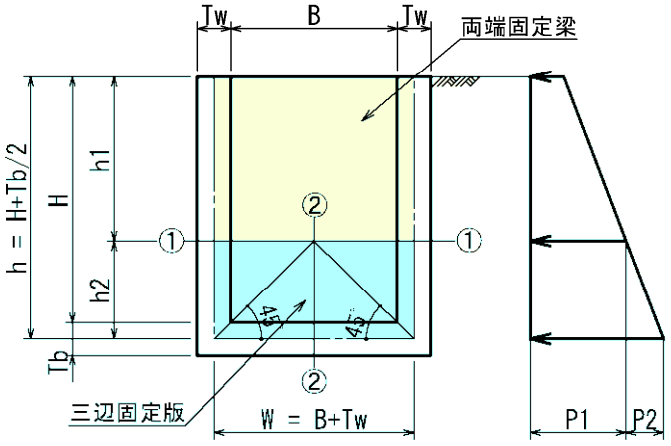
3.断面力の計算

3-1.断面力の計算方法

集水桝の側壁に生じる断面力は桝の形状に応じて以下の手法で計算する。

Type-1：一般的な形状の桝の場合（両端固定梁 + 三辺固定版）

側壁の形状が 2h ＞ W となる場合は、45° 分布線の交点位置で版を上下に分
し、上部については①-①断面を両端固定梁として計算する。また、下部につい
②-②断面を三辺固定版として計算する。



断面力の計算式

①ー①断面（横方向の計算）

・固定端モーメント M

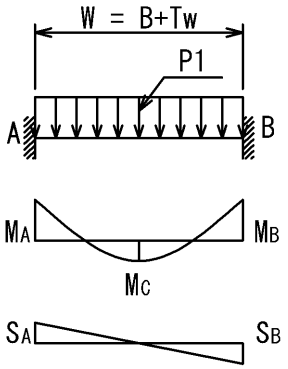
$$M_A, M_B = \frac{P_1(B+Tw)^2}{12}$$

・版中央モーメント Mc

$$Mc = \frac{P_1(B+Tw)^2}{24}$$

・せん断力 S

$$S_A, S_B = \frac{P_1(B+Tw)}{2}$$



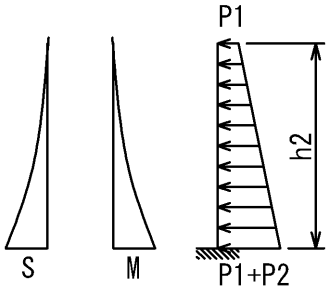
②ー②断面（縦方向の計算）

・固定端モーメント M

$$M = 1/2 \times (P_1/2 + P_2/6) \times h_2^{\ 2}$$

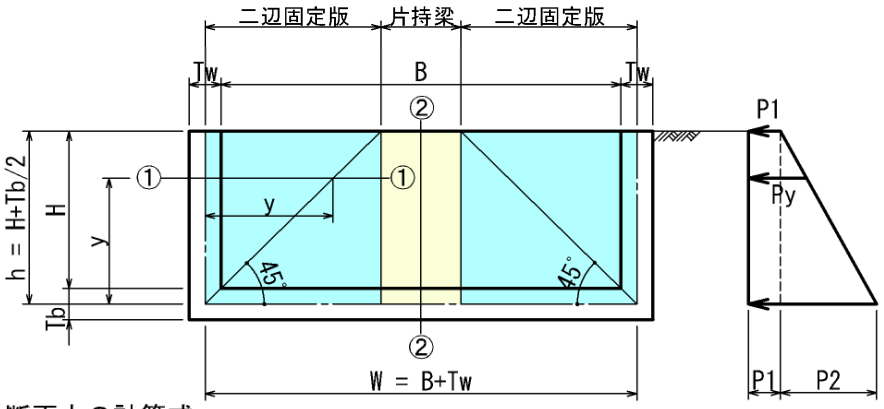
・せん断力 S

$$S = (P_1 + P_2/2) \times h_2$$



Type-2 : 幅広桝の場合（片持梁 + 二辺固定版）

幅広の桝で側壁の形状が 2h ≦ W となる場合は、45° 分布線と上端の交点位置で版を左右方向に3分割し、中央部については底版を固定端とした片持梁として計算する。また、両側は底版と側壁に固定された二辺固定版として計算する。



断面力の計算式

①－①断面（横方向の計算）

二辺固定版部は慣用法として、次のような考え方で計算する。
（「道路橋示方書・同解説 Ⅳ下部構造編（P211）」のウイングの計算法）
二辺固定版を45° 分布線で上下に分割し上部は側壁で固定された片持梁と見なす。また、下部は底版に固定された片持梁と見なす。底版片持梁は②-②断面で計算するので、ここでは計算を省略する。
側壁片持梁は断面力が最大となる①-①断面にて計算を行う。

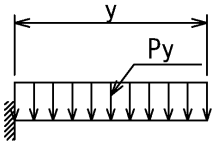
・固定端モーメント M

モーメント最大となる位置（ym :下端からの距離）

ym = 2/3×h×(P1+P2)/P2（ただし、ym>h の場合は ym=h とする）

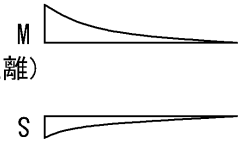
ym位置における荷重強度(Py)

Py = P1+P2−P2×ym/h



ym位置における曲げモーメント(Mmax)

$Mmax = 1/2 \times Py \times ym^2$



・せん断力 S

せん断力が最大となる位置（ys :下端からの距離）

ys = h/2×(P1+P2)/P2

（ただし、ys>h の場合は ys=h とする）

ys位置における荷重強度(Py)

Py = P1+P2−P2×ys/h

ys位置におけるせん断力(Smax)

Smax = Py×ys

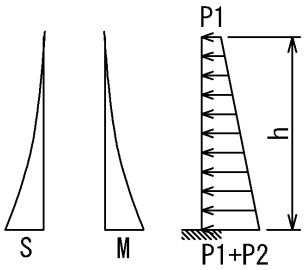
②－②断面（縦方向の計算）

・固定端モーメント M

$M = (P_1/2 + P_2/6) \times h^2$

・せん断力 S

$S = (P_1 + P_2/2) \times h$



3-2.断面力の計算

(1) 集水桝のタイプ判定

・側壁版の高さ

h = H + Tb/2 = 1.800 + 0.150/ 2 = 1.875 (m)

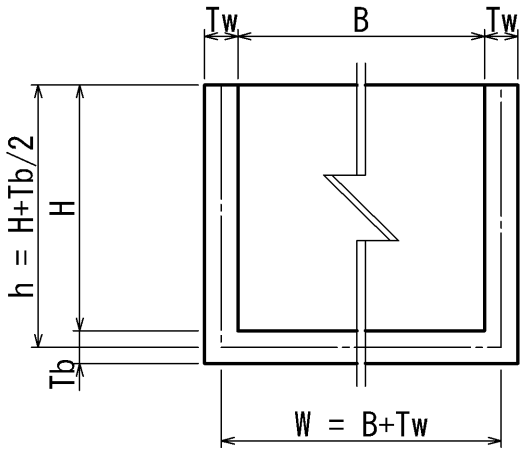
・側壁版の幅

W = B + Tw = 0.800 + 0.200 = 1.000 (m)

・タイプ判定

2h = 3.750 ＞ W = 1.000

2h＞W なので <u>Type-1</u> の計算式を用いる。



(2) 荷重強度の計算 (Type-1の計算)

・①－①断面までの深さ

$h1 = h - W/2 = 1.875 - 1.000/2 =$ 1.375 (m)

・①－①以深の深さ

$h2 = W/2 = 1.000/2 =$ 0.500 (m)

・①－①断面における荷重強度

$P1 = (q + \gamma s \times h1) \times KA = (10.0 + 18.00 \times 1.375) \times 0.500$

$= 17.375$ (kN/㎡)

・底版中心における荷重強度

$P2 = \gamma s \times h2 \times KA = 18.00 \times 0.500 \times 0.500$

$= 4.500$ (kN/㎡)

(3)①－①断面 (横方向)の計算

・固定端モーメント M

$M = 1/12 \times P_1 \times W^2$

$= 1/12 \times 17.375 \times 1.000^2$

$= 1.448$ (kN・m)

・版中央モーメント Mc

$Mc = 1/24 \times P_1 \times W^2$

$= 1/24 \times 17.375 \times 1.000^2$

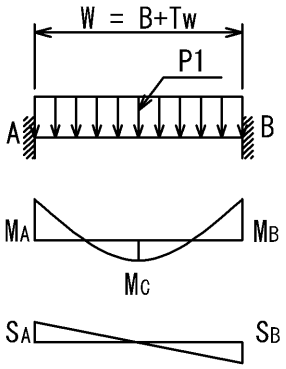
$= 0.724$ (kN・m)

・せん断力 S

$S = 1/2 \times P_1 \times W$

$= 1/2 \times 17.375 \times 1.000$

$= 8.688$ (kN)



(4) ②－②断面 (縦方向)の計算

・固定端モーメント M

$M = 1/2 \times (P_1/2 + P_2/6) \times h_2^2$

$= 1/2 \times (17.375/2 + 4.500/6) \times 0.500^2$

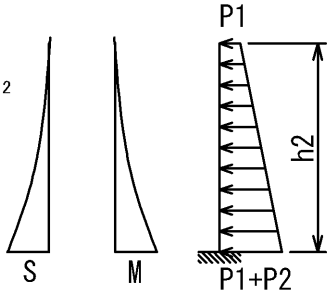
$= 1.180$ (kN・m)

・せん断力 S

$S = (P_1 + P_2/2) \times h_2$

$= (17.375 + 4.500/2) \times 0.500$

$= 9.813$ (kN)



3.応力照査

・断面力一覧表

項目	単位	照査箇所	
		横方向・外側 （①-①断面）	縦方向・外側 （②-②断面）
曲げモーメント M	kN・m	1.448	1.180
せん断力 S	kN	8.688	9.813

・無筋構造の計算

項目		記号	単位	照査箇所	
				横方向 外側	縦方向 外側
断面力	曲げモーメント	M	kN・m	1.448	1.180
	せん断力	S	kN	8.688	9.813
部材	部材単位幅	b	mm	1,000	1,000
	部材厚	t	mm	200	200
	断面係数	Z	mm^3	6,666,667	6,666,667
応力度	曲げ引張応力度	σt=M/Z	N/mm^2	0.217	0.177
	許容曲げ引張応力度	σta	N/mm^2	0.230	0.230
判定（σta ≧ σt）		－	－	OK	OK

3.8.3 土砂流出抑制工

１）配置計画

山腹土留工の配置は①崩落斜面の末端部、②谷地形Ｄ出口付近の堆積土砂部、③谷地形Ｄに接続する水路呑み口部の 3 箇所に設置する。

それぞれの配置目的を表 3.8.6 に示す。

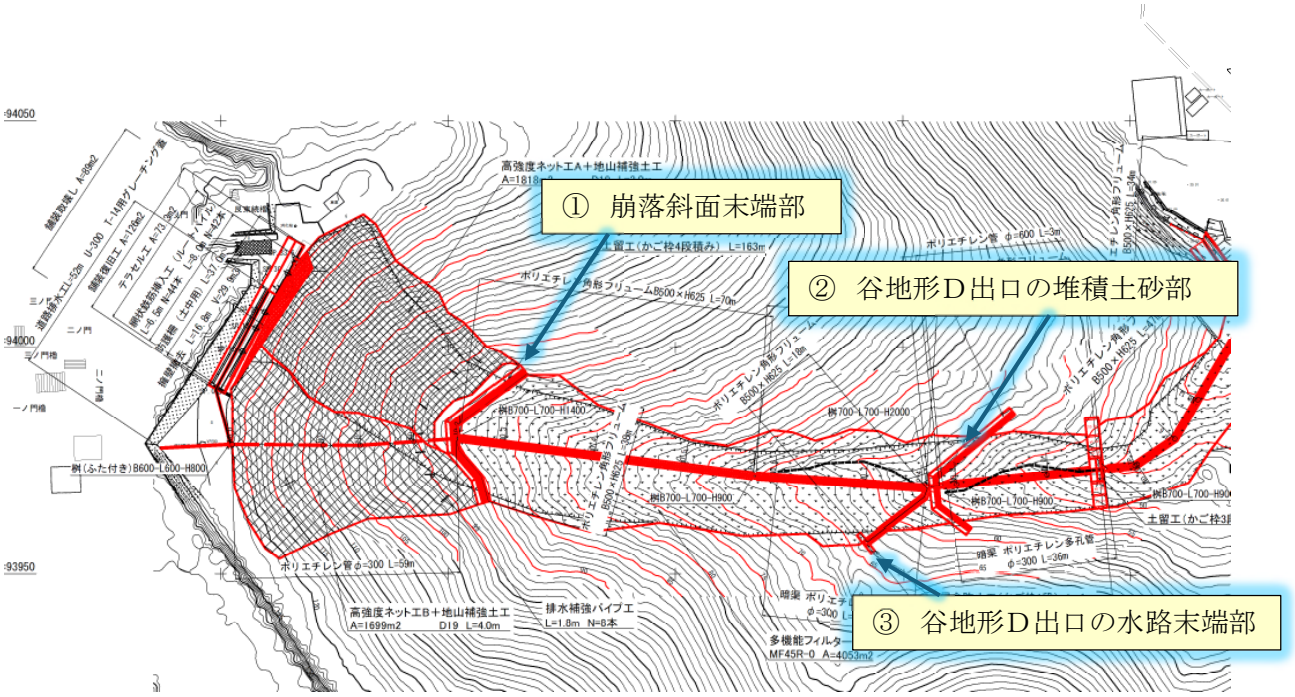


図 3.8.11　山腹土留工配置計画図

構造については、地下水を遮水させないかご枠構造とする。

かご枠は、基本的には岩着させることとしているが、設置標高を一定として地形に沿って配置することから、一部、dt1 層に支持されることが予想される。よって、検討に用いる支持力は、粘性土地盤の硬いものとし q=100kN/m2 と想定した。

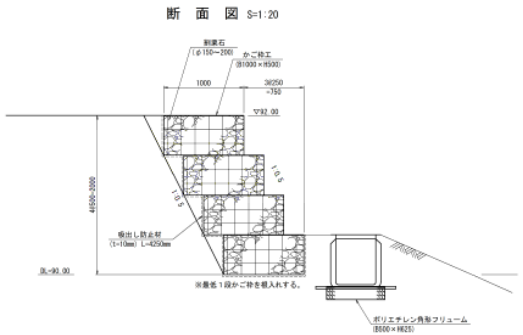
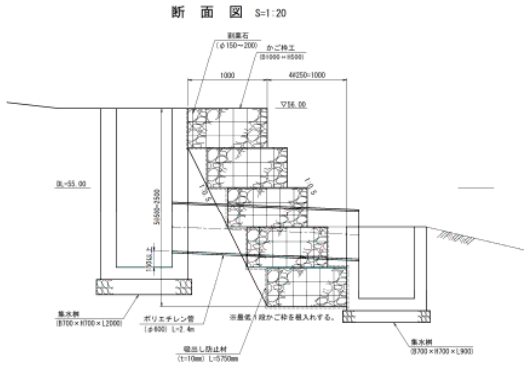
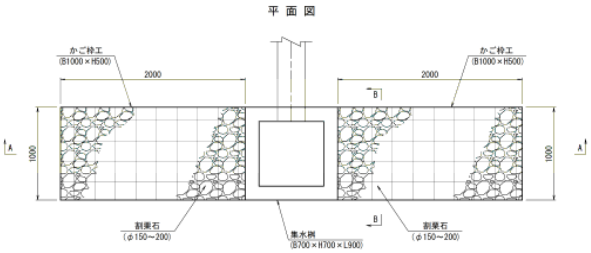
施工に先立ち床掘後、平板載荷試験等によって支持力を確認することが望ましい。

解表4－8　基礎地盤の種類と許容鉛直支持力度（常時値）

基礎地盤の種類		許容鉛直支持力度 q_a (kN/m^2)	目安とする値	
			一軸圧縮強度 q_u (kN/m^2)	N値
岩　盤	亀裂の少ない均一な硬岩	1000	10,000以上	—
	亀裂の多い硬岩	600	10,000以上	
	軟岩・土丹	300	1,000以上	
礫　層	密なもの	600	—	—
	密でないもの	300		
砂　質 地　盤	密なもの	300	—	30～50
	中位なもの	200		20～30
粘性土 地　盤	非常に硬いもの	200	200～400	15～30
	硬いもの	100	100～200	10～15

道路土工　擁壁工指針　p69

表 3.8.6　山腹土留工の目的一覧

現地状況写真	目的および配置の考え方	構　　造
	崩壊地末端部は、浸透流解析での結果のとおり地下水が上昇しやすく、湧水も確認されることから、洗掘によって斜面が不安定化することが懸念される。よって、土砂の流出を抑えることを目的とした土留工を設置する。	
	谷地形Ｄ出口には、崩落土砂が不安定な状態で厚く堆積している状況にある。堆積した土砂は極力排土することとするが、下流に設置した応急対策（VCCO）を残置する計画においては、高出力な重機の乗り入れが困難になることが予想されるため、土砂流出を抑制することを目的とした土留工を設置する。	
	谷地形Ｄは、他の谷地形に比べ降雨時の出水量が多いため、出口付近から水路工を配置する計画としている。水路上端部に桝を設置するが、桝周辺が流水によって洗掘を受けないよう土留工を配置する。	

２）構造計算

①設計条件

検討に用いる設計条件を表 3.8.7 に示す。構造計算は、最も高さが高くなる H=2.5m の条件で実施した。

表 3.8.7　設計条件一覧

項　目		記号	単位	数値
構造物形状	全体の高さ	H_1	mm	2500
	天端幅	B_1	mm	1000
	底版幅	B_2	mm	1000
	壁前面勾配	$1:N_1$	—	0.50
	単位体積重量（水位より上 / 水位以下）	γ_c / γ_{cw}	kN/m^3	18.0 / —
背面土	上載盛土高	H_0	mm	1000
	天端背後の平地幅	B_t	mm	3000
	載荷位置（始点 / 終点）	L_1 / L_2	mm	0 / —
	上載荷重	q	kN/m^2	0.0
	上載のり勾配	$1:N_2$	—	1.50
	内部摩擦角	φ_s	°	34.0
	壁面摩擦角	δ	°	22.7
	掘削余裕幅	B_c	mm	—
	掘削勾配	$1:N_3$	—	—
	地山と切土面の摩擦角	δ'	°	—
	単位体積重量（水位より上 / 水位以下）	γ_s / γ_{sw}	kN/m^3	20.0 / —
	粘着力	C_s	kN/m^2	—
	粘着高	z	m	—
	すべり面長	l	m	—
水位・水圧	設計水深	H_d	mm	—
	根入れ深さ	D_f	mm	—
	背面の水位	H_2	mm	—
	水の単位体積重量	γ_w	kN/m^3	—
流体力・掃流力	設計流速（前面 / 背面）	V_d / V_D	m/s	— / —
	抗力係数	C_d	—	—
	水の密度	ρ_w	g/cm^3	—
	中詰め材の粒径	D_m	mm	—
	無次元掃流力	τ_d	—	—
	重力加速度	g	m/s^2	—
	中詰め材の水中比重	s	—	—
その他	基礎地盤の付着力	c	kN/m^2	0.0
	基礎地盤と構造物の摩擦係数	μ_0	—	0.50
	摩擦係数（ブロック間 / 盛土と構造物）	μ_1 / μ_2	—	— / —
	設計水平震度	kh	—	—

②計算結果

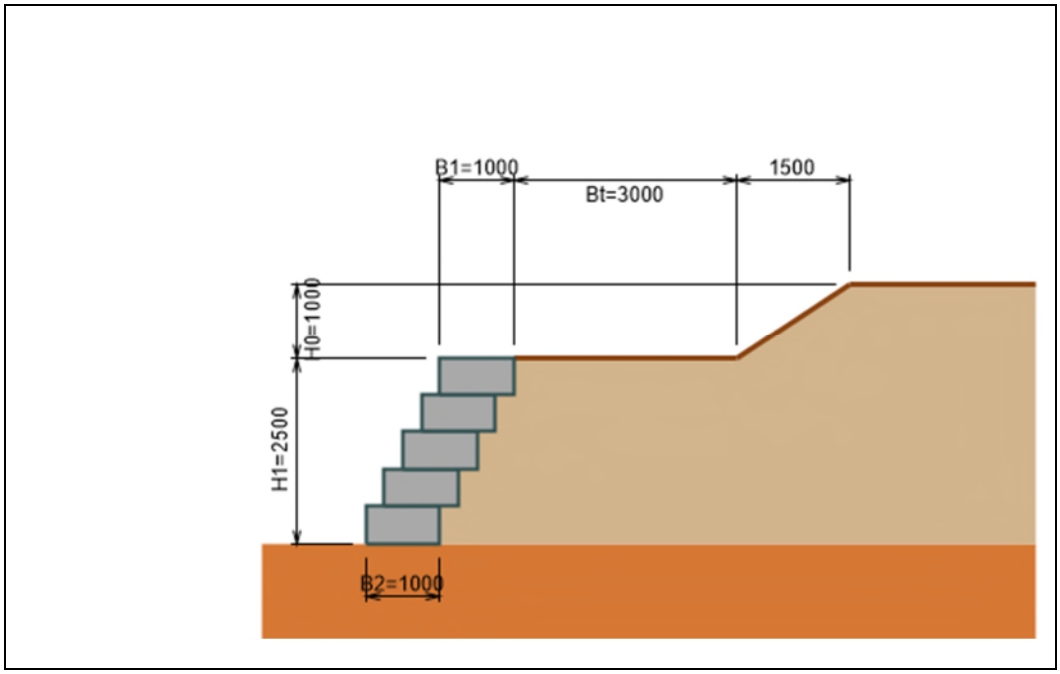


図 3.8.12　検討断面図

表 3.8.8　計算結果

項目	記号	数値			判定
滑動	F_s	3.511	≧	1.50	OK
転倒	F_o	9.462	≧	1.50	OK
転倒	e	-0.504	≦	0.167	OK
支持力	q_{max}	89.142	≦	100.0	OK

③ 自重の算出

表 3.8.9　各段の自重の算出

各段		面積 A (m^2)	単位体積重量 γ_c (kN/m^3)	鉛直力 V (kN/m)	作用位置 x (m)	抵抗モーメント Mr (kN･m/m)
5	水位より上	0.500	18.0	9.000	1.625	14.625
4	水位より上	0.500	18.0	9.000	1.375	12.375
3	水位より上	0.500	18.0	9.000	1.125	10.125
2	水位より上	0.500	18.0	9.000	0.875	7.875
1	水位より上	0.500	18.0	9.000	0.625	5.625

表 3.8.10　自重の合計

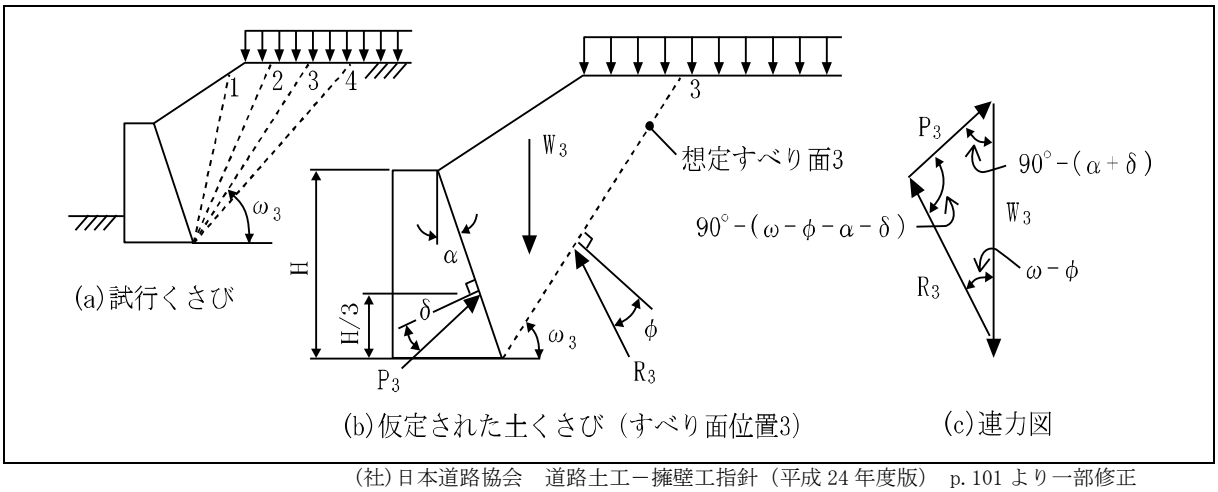
鉛直力 V (kN/m)		抵抗モーメント Mr (kN･m/m)	
水位より上	水位以下	水位より上	水位以下
45.000	—	50.625	—

④背面に作用する土圧の算出

(1) 試行くさび法による最大土圧の計算

検討断面図(図 2-1)に対し、試行くさび法により最大土圧を与えるすべり角 ω を算出する。土くさび上の上載荷重を含んだ土くさびの重量 W、すべり面における地盤からの反力 R、擁壁に作用する土圧合力の反力 P が釣り合うという条件の下で未知の P の大きさを定める。今回は盛土部土圧を採用する。

以下に概念図を示す。



（社）日本道路協会　道路土工－擁壁工指針（平成 24 年度版）　p. 101 より一部修正

図 3. 8. 13　土圧の概念図

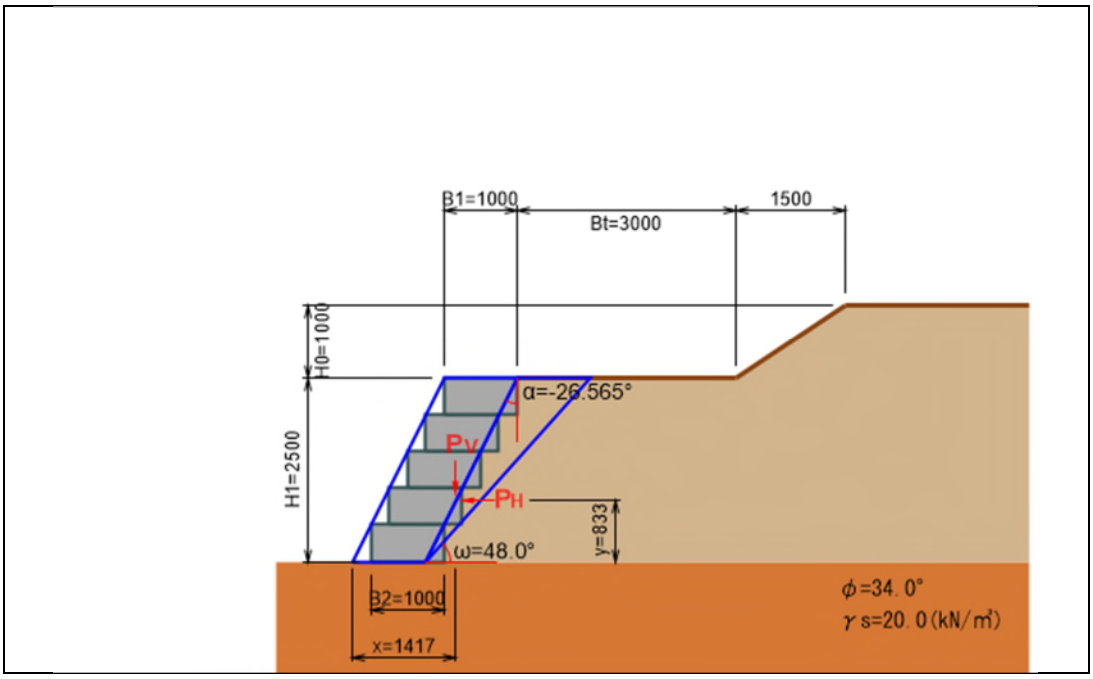


図 3. 8. 14　土圧　作用位置図

(2) 土くさびの重量

$$W = S1 \cdot \gamma_s + S2 \cdot \gamma_{sw} + B_q \cdot q = 1.251 \times 20.0 + 0.000 \times 20.0 + 0.000 \times 0.0$$
$$= 25.020 \quad (\mathrm{kN/m})$$

ここで、

S1	:	水位より上の土塊面積 (m^2)
S2	:	水位以下の土塊面積 (m^2)
γ_s	:	水位より上の単位体積重量 (kN/m^3)
γ_{sw}	:	水位以下の単位体積重量 (kN/m^3)
B_q	:	上載荷重の作用幅 (m)
q	:	上載荷重 (kN/m^2)

(3) 土圧の算出

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \varphi_s)}{\cos(\omega - \varphi_s - \alpha - \delta)}$$

ここで、

P	:	土圧合力 (kN/m)
W	:	土くさびの重量（上載荷重含む）(kN/m)
α	:	壁背面と鉛直面のなす角 (°)
φ_s	:	背面土の内部摩擦角 (°)
δ	:	壁面摩擦角 (°)
ω	:	仮定したすべり面と水平面がなす角 (°)

$$P = \frac{W \cdot \sin(\omega - \varphi_s)}{\cos(\omega - \varphi_s - \alpha - \delta)} = \frac{25.020 \times \sin(48.0 - 34.0)}{\cos(48.0 - 34.0 - (-26.565) - 22.7)}$$
$$= 6.360 \quad (\mathrm{kN/m})$$

以上より ω = 34.0～63.4 (°)の範囲において、最大土圧 P を求めた結果、ω = 48.0(°)の時、P は最大値 6.360(kN/m)となる。

$$P_H = P \cdot \cos(\delta + \alpha) = 6.360 \times \cos(22.7 + (-26.565)) = 6.346 \quad (\mathrm{kN/m})$$
$$P_V = P \cdot \sin(\delta + \alpha) = 6.360 \times \sin(22.7 + (-26.565)) = -0.429 \quad (\mathrm{kN/m})$$

(4) 試行くさび法における作用土圧

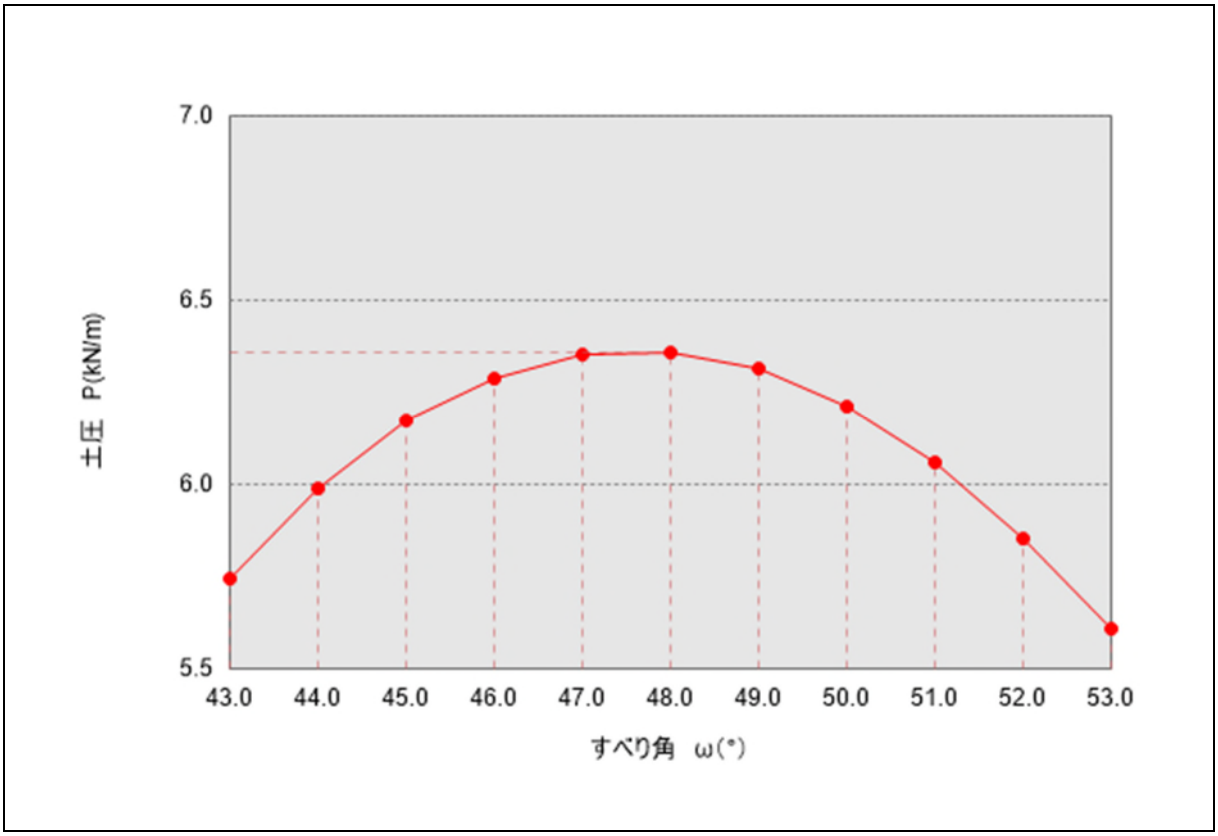


図 3. 8. 15　すべり角－土圧関係図

表 3. 8. 11　すべり角と各土圧

すべり角 ω (°)	主働土圧 P (kN/m)	鉛直土圧 P_V (kN/m)	水平土圧 P_H (kN/m)	備考
43.0	5.741	-0.387	5.728	
44.0	5.988	-0.404	5.974	
45.0	6.171	-0.416	6.157	
46.0	6.290	-0.424	6.276	
47.0	6.351	-0.428	6.337	
48.0	6.360	-0.429	6.346	最大土圧
49.0	6.313	-0.426	6.299	
50.0	6.213	-0.419	6.199	
51.0	6.058	-0.408	6.044	
52.0	5.854	-0.395	5.841	
53.0	5.604	-0.378	5.591	

(5) 作用する土圧とモーメント

表 3.8.12　作用する土圧

高さ (m)	すべり角 ω (°)	主働土圧 P_{max} (kN/m)	鉛直土圧 P_V (kN/m)	水平土圧 P_H (kN/m)
3.500	48.0	6.360	-0.429	6.346

表 3.8.13　作用する土圧によるモーメント

作用位置		モーメント	
x (m)	y (m)	抵抗 Mr (kN･m/m)	転倒 Mo (kN･m/m)
1.417	0.833	-0.608	5.286

① 作用荷重の集計

表 3.8.14　作用力(荷重)の集計結果

鉛直荷重 (kN/m)				水平荷重 (kN/m)				
自重	土圧	水圧	合計	自重	土圧	水圧	流体力	合計
45.000	-0.429	—	44.571	—	6.346	—	—	6.346

表 3.8.15　モーメントの集計結果

抵抗モーメント (kN･m/m)				転倒モーメント (kN･m/m)				
自重	土圧	水圧	合計	自重	土圧	水圧	流体力	合計
50.625	-0.608	—	50.017	—	5.286	—	—	5.286

⑥外的安定に対する検討

（1）滑動に対する検討

滑動に対する安全率を次式より求め、安全性を照査する。

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu_0 + c \cdot B_2}{\sum H} \geqq 1.50$$

ここで、

F_s　：滑動に対する安全率

ΣV　：底版に作用する鉛直荷重 (kN/m)

ΣH　：底版に作用する水平荷重 (kN/m)

μ_0　：基礎地盤と構造物との摩擦係数

c　：基礎地盤の付着力 (kN/m^2)

B_2　：底版の幅 (m)

以上より、安全率は以下のとおりとなる。

$$F_s = \frac{44.571 \times 0.50 + 0.0 \times 1.000}{6.346} = 3.511 \geqq 1.50 \qquad \underline{\text{OK}}$$

(2) 転倒に対する検討

安全率 F_o および底版前面からの合力の作用点位置 d、偏心量 e を次式で求め、F_o および $|e|$ が許容の範囲内に収まることを照査する。なお、もたれ式の場合、良好な背後地盤に設置すると考え、合力作用点位置が底版中央の 1/3 よりも後方であれば安定として検討する。

転倒に対する安定条件

$$F_o \geqq 1.50,\ e \leqq \frac{B_2}{6}$$

転倒に対する安全率 F_o は、次式によって求められる。

$$F_o = \frac{\Sigma Mr}{\Sigma Mo}$$

ここで、

$\sum Mr$ ： 抵抗モーメント合計 (kN･m/m)

$\sum Mo$ ： 転倒モーメント合計 (kN･m/m)

$$F_o = \frac{50.017}{5.286} = 9.462$$

擁壁底面のつま先から荷重の合力の作用位置までの距離 d は以下の式で表される。

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mo}{\Sigma V}$$

ここで、

ΣMr ： 抵抗モーメント合計 (kN･m/m)

ΣMo ： 転倒モーメント合計 (kN･m/m)

ΣV ： 鉛直力の合計 (kN/m)

$$d = \frac{50.017 - 5.286}{44.571} = 1.004 \quad \text{(m)}$$

擁壁底面の中央から荷重の合力の作用位置までの偏心量 e は以下の式で表される。

$$e = \frac{B_2}{2} - d = \frac{1.000}{2} - 1.004 = -0.504 \quad \text{(m)}$$

以上より、

$F_o = 9.462 \geqq 1.50$ <u>OK</u>

$e = -0.504 \leqq \frac{B_2}{6} = 0.167$ <u>OK</u>

(3) 支持力に対する検討

支持力に対する安定性の検討は、構造物底面における鉛直地盤反力度が基礎地盤の許容支持力度 q_a を超えないことを照査する。

支持力に対する安定条件

$$q_{max} \leqq q_a$$

$|e| \leqq \dfrac{B_2}{6}$ の場合、地盤反力度は、底面全体に台形分布するとして

$$q_{max} = \frac{\sum V}{B_2} \cdot \left(1 \pm \frac{6e}{B_2}\right)$$

それ以外の場合、地盤反力度は、底面全体に三角形分布するとして

$$q_{max} = \frac{2 \cdot \sum V}{B_2}$$

ここで、

q_{max} ： 基礎地盤に作用する最大地盤反力度 (kN/m^2)

ΣV ： 鉛直力の合計 (kN/m)

B_2 ： 底版の幅 (m)

e ： 偏心量 (m)

q_a ： 許容支持力度 (kN/m^2)

$|e| = 0.504 > \dfrac{B_2}{6} = 0.167$ のため、

$$q_{max} = \frac{2 \cdot \Sigma V}{B_2} = \frac{2 \times 44.571}{1.000} = 89.142 \quad (\mathrm{kN/m^2})$$

よって、

$$q_{max} = 89.142 \quad (\mathrm{kN/m^2}) \leqq q_a = 100.0 \quad (\mathrm{kN/m^2}) \qquad \underline{\mathrm{OK}}$$

※施工に際して地盤反力が 100kN/m2 確保出来るか確認すること。

３）植生工

土砂流出防止のため、堆積した崩落土砂は極力排土する計画とするが、すべてを取り除くことは困難であるため、植生工によって表層のガリー浸食防止を計画する。

対策範囲は、斜面崩落によって裸地もしくは堆積した斜面を対象とした。

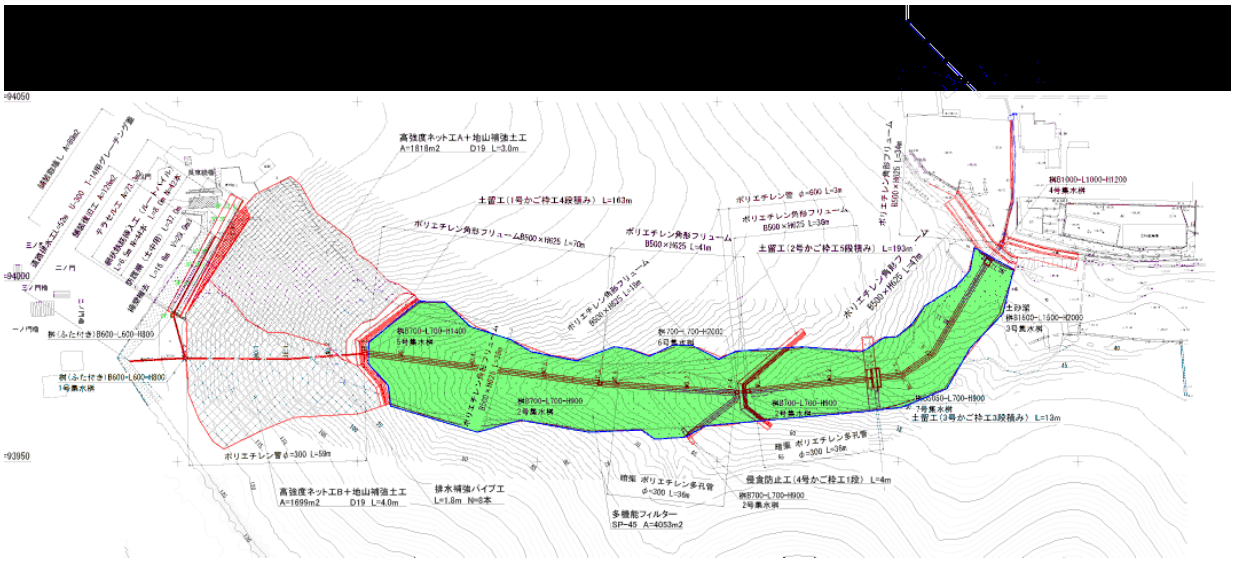


図 3.8.16　植生工平面配置図

自然斜面を保護することから、切土のり面として扱い、道路土工　切土工斜面安定工指針 p228 のフローにより、植生マットを選定する。

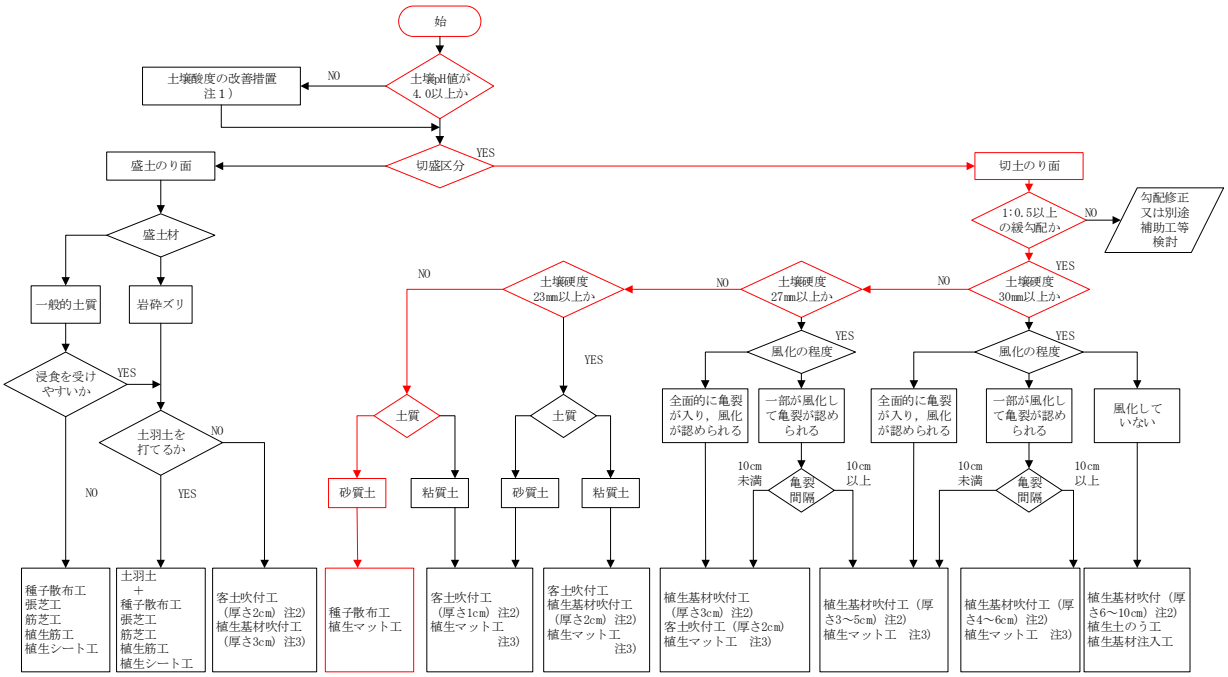


図 3.8.17　緑化工選定フロー

植生マットの材料選定比較はは、表 3.8.16 に示す。

材料の選定では史跡に指定される用地内での対策となるため、NETIS に登録されている製品で待ち受けタイプの製品を選定した。

使用する製品のタイプの選定では、①のり長は 10m 以上ある。②大雨がしばしば降る。（30mm/h 程度）に該当するため、SP-45 を選定する。

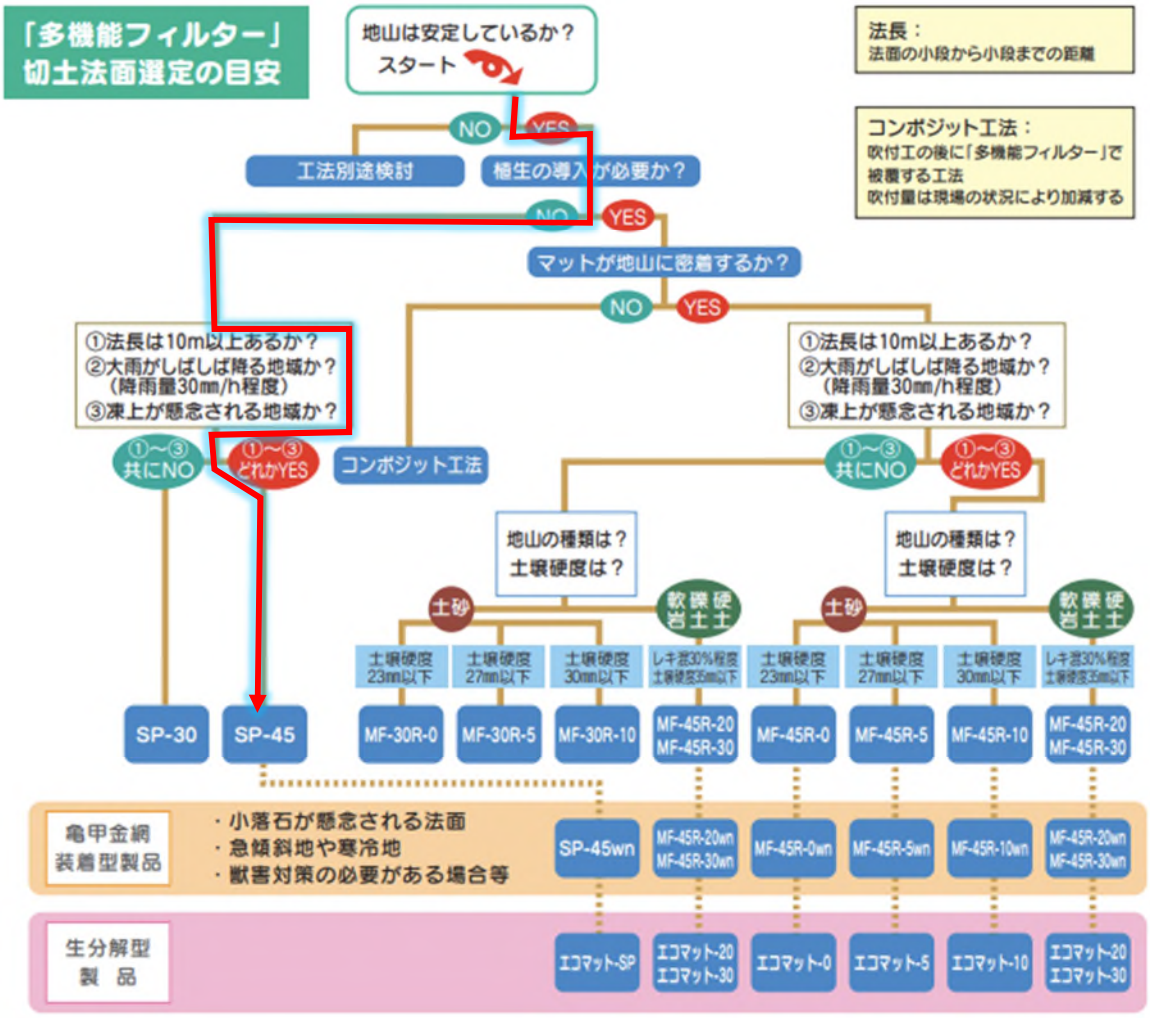
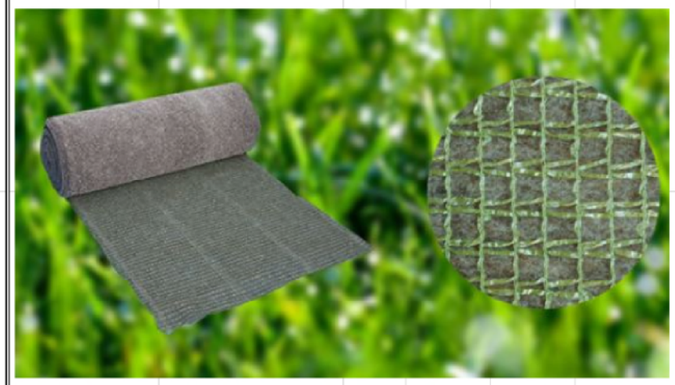

「多機能フィルター」
切土法面選定の目安
地山は安定しているか？
スタート
法長：
法面の小段から小段までの距離
コンポジット工法：
吹付工の後に「多機能フィルター」で
被覆する工法
吹付量は現場の状況により加減する
NO
YES
工法別途検討
植生の導入が必要か？
NO
YES
マットが地山に密着するか？
NO
YES
①法長は10m以上あるか？
②大雨がしばしば降る地域か？
（降雨量30mm/h程度）
③凍上が懸念される地域か？
①法長は10m以上あるか？
②大雨がしばしば降る地域か？
（降雨量30mm/h程度）
③凍上が懸念される地域か？
①～③
共にNO
①～③
どれかYES
コンポジット工法
①～③
共にNO
①～③
どれかYES
地山の種類は？
土壌硬度は？
地山の種類は？
土壌硬度は？
土砂
軟岩
礫土
硬土
土砂
軟岩
礫土
硬土
土壌硬度
23mm以下
土壌硬度
27mm以下
土壌硬度
30mm以下
レキ混30%程度
土壌硬度35mm以下
土壌硬度
23mm以下
土壌硬度
27mm以下
土壌硬度
30mm以下
レキ混30%程度
土壌硬度35mm以下
SP-30
SP-45
MF-30R-0
MF-30R-5
MF-30R-10
MF-45R-20
MF-45R-30
MF-45R-0
MF-45R-5
MF-45R-10
MF-45R-20
MF-45R-30
亀甲金網
装着型製品
・小落石が懸念される法面
・急傾斜地や寒冷地
・獣害対策の必要がある場合等
SP-45wn
MF-45R-20wn
MF-45R-30wn
MF-45R-0wn
MF-45R-5wn
MF-45R-10wn
MF-45R-20wn
MF-45R-30wn
生分解型
製品
エコマット-SP
エコマット-20
エコマット-30
エコマット-0
エコマット-5
エコマット-10
エコマット-20
エコマット-30

表 3.8.16　植生マット工比較表

工　法	第1案：ガンリョクマット工						第2案：イースターマット工法						第3案：多機能フィルター					
	NETIS：【CB-030036-V】						NETIS：【CB-050059-VE】※NETIS掲載終了						NETIS：【CG-980018-VE】※NETIS掲載終了					
対策工概略図																		
工法概要	マットの敷設によって、法面に育成基盤を造成する厚層タイプの植生マット工である。						本製品のシート部には、地山に密着し、表面水を速やかに排除する機能を持つ。さらに装着された土壌凝集剤が、土壌微粒子を団粒化させ移動を抑制し、濁水の発生を抑える。						マットを敷設するだけでフィルター構造の不織布の機能により土粒子の動きを止め、雨水等による侵食を防ぐことができるため、流末への環境保全のみならず、草本類、木本類の計画的導入が可能となる。					
概算工費 単位；円 施工規模 10m当り	工　種	規　格	単位	数量	単価	金額	工　種	規　格	単位	数量	単価	金額	工　種	規　格	単位	数量	単価	金額
	ガンリョクマット		m2	1,000	4,800	4,800,000	イースターマット		m2	1,000	5,010	5,010,000	多機能フィルター	SP-45	m2	1,000	1,280	1,280,000
	直接工事費					¥4,800,000	直接工事費					¥5,010,000	直接工事費					¥1,280,000
			経済比率		3.750				経済比率		3.914				経済比率		1.000	
工　期	78m2/日						90m2/日						120m2/日					
施工実績	32件						6件						400件					
総合評価													◎					

※施工実績は NETIS 掲載分を記載