

網部一体ふとん籠擁壁工法 (テラメッシュ TM-Y) 設計・施工マニュアル

令和4年3月

エターナルプレザーブ株式会社

目 次

I.	網部一体透水性擁壁 (TM-Y) の構造	P3
1.1	TM-Y の概要	P3
1.2	TM-Y の特徴	P5
1.3	TM-Y の用途	P7
1.4	TM-Y の構造細目	P9
1.4.1	TM-Y 製品仕様	P9
1.4.2	TM-Y 中詰材・裏込め材・裏込め土	P10
1.4.3	排水施設	P12
II.	設計	P13
2.1	設計手順	P13
2.2	設計荷重	P14
2.2.1	自重	P14
2.2.2	土圧	P15
2.2.3	載荷重	P17
2.2.4	地震時荷重	P17
2.3	基礎工	P18
2.4	安定性の照査法	P19
2.4.1	滑動に対する安定の照査	P19
2.4.2	転倒に対する安定の照査	P19
2.4.3	支持に対する安定の照査	P20
2.4.4	全体としての安定性の検討	P23
2.4.5	安定計算の試算による限界早見表	P24
III.	施工法	P29
3.1	施工フロー	P28
3.2	施工手順	P30
3.3	施工管理	P39
3.4	維持管理	P42

I. 網部一体ふとん籠擁壁工法 (TM-Y) の構造

1.1 TM-Y の概要

網部一体ふとん籠擁壁工法 (以下, TM-Y とする) とは, ふとん籠部の中詰材に栗石 (100~250mm), 網部の裏込め材に標準的に礫質土 (細粒分 15%未満) を充填し, 且つ締固め度 95% (A, B 法) とすることにより, ふとん籠と網部が一体ゾーンの疑似擁壁として機能する構造物である.

TM-Y は, 抗土圧構造物であり, 特に沢地や湧水地における切土部において, その透水性能により安定した擁壁である.

また, 豪雨災害や地震時災害時の災害復旧においても強化復旧が期待できる適用性の高い擁壁である.

また用途として特記されるのは, ピアアバットの護岸 (アプローチ盛土) で, 特に 2019 年 10 月 19 日などの洪水被害にて護岸 (盛土) が消失し人的被害が出ている問題がある. そういった箇所において TM-Y は洗掘・浸食に強い構造物であり, また災害後の強化復旧対策として有効である. この用途においては透水性がより求められことから, 網部上の裏込め材に標準的に砕石 (C-40) (細粒分 5%以下) を用いることとした.

図 1-1 に TM-Y の標準概要図を示し, 図 1-2 に災害復旧への適応概要図, 図 1-3 にピアアバットの護岸 (アプローチ盛土) への適応を示す.

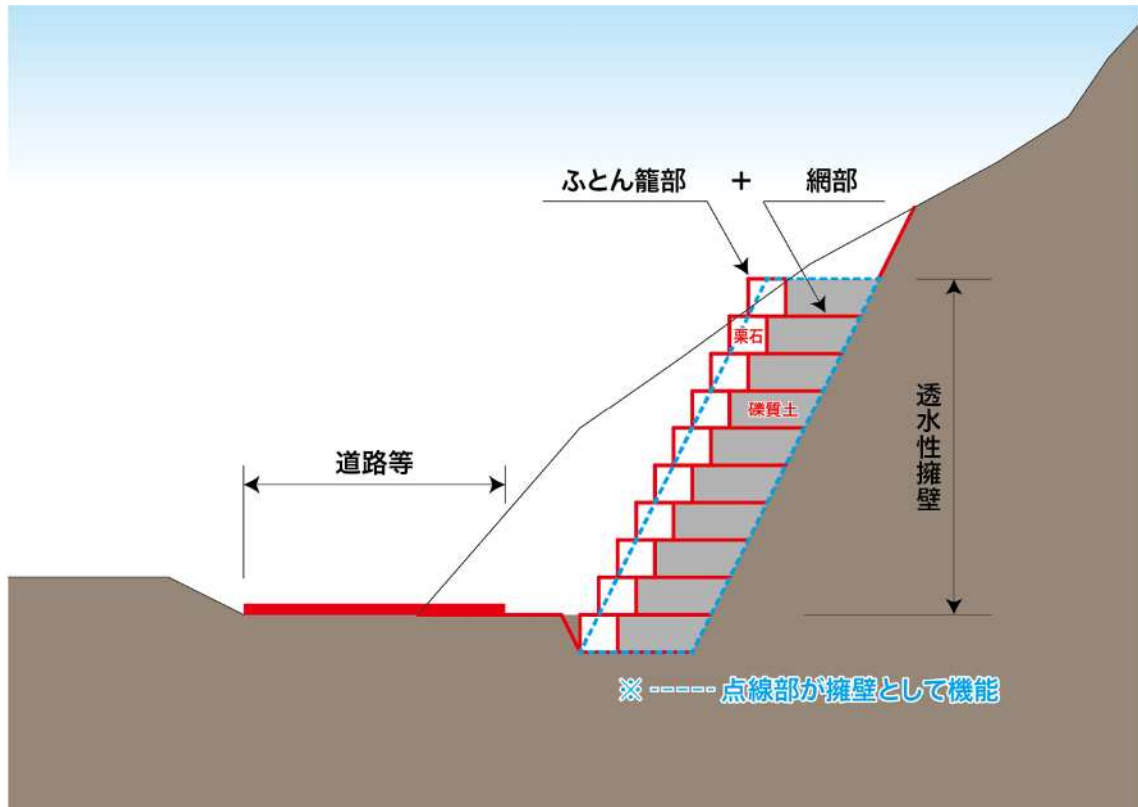
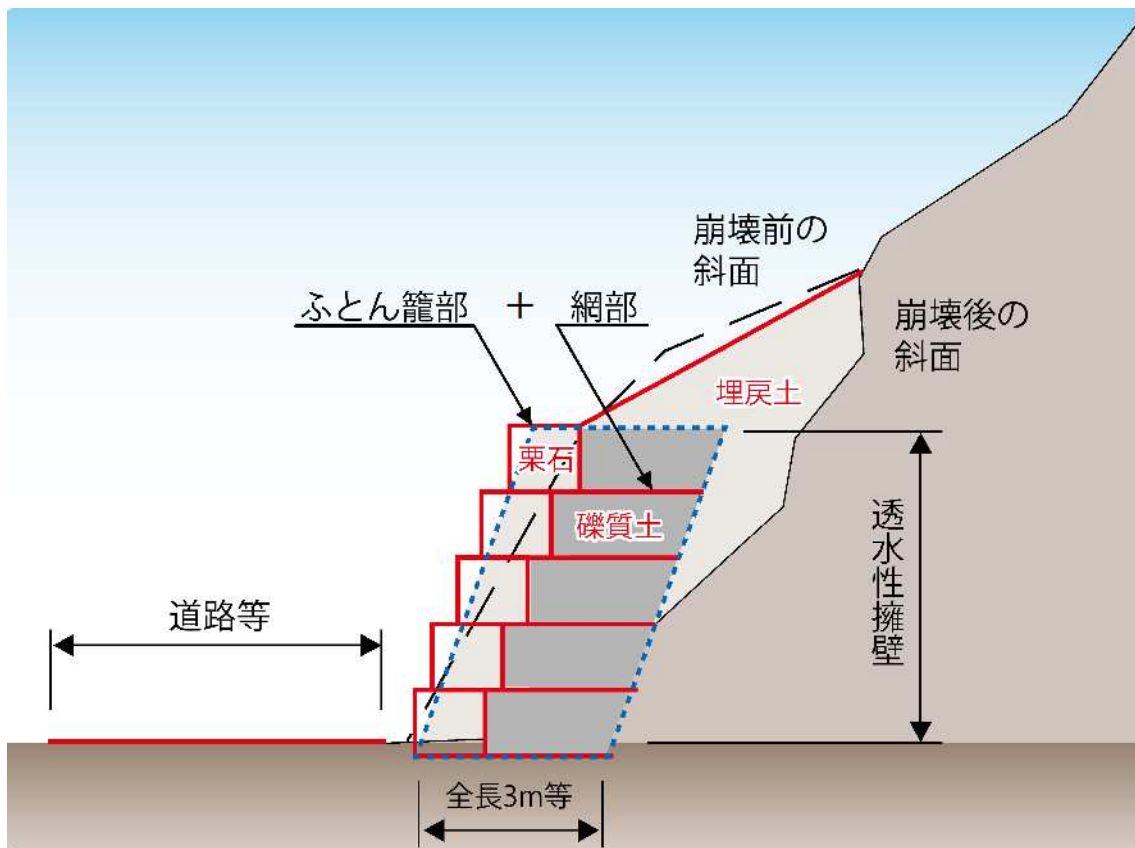


図 1-1 TM-Y の標準概要図



※点線部が擁壁として機能

図 1-2 TM-Y の災害復旧への適応概要図

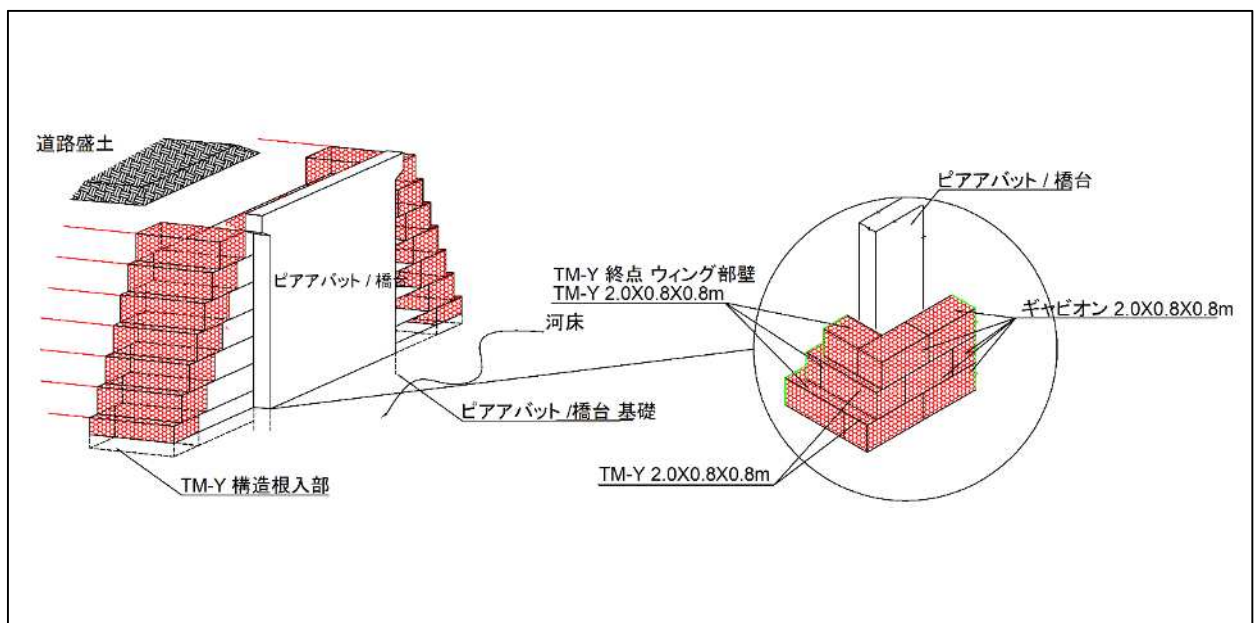


図 1-3 TM-Y のピアバット護岸（アプローチ盛土）への適用

1.2 TM-Yの特徴

(1) TM-Yの特徴

TM-Yは、ふとん籠控え（奥行）が0.8~1.0mでふとん籠底面と一体となったテラメッシュという構造部材の特徴を有している。TM-Yは、その控え幅は標準3mとして、網部上に礫質土（細粒分15%未満）を締め度95%とすることにより、ふとん籠部と網部の一体ゾーンが形成される疑似擁壁構造である。

日本大学工学部（仙頭教授との共同研究）にて1/10モデルにて勾配1:0.1のテラメッシュ擁壁試験を2水準行っている。

鋼製型枠補強土擁壁と対比して載荷実験^{*1}を行い、耐震性の確認をした。

載荷実験からテラメッシュ擁壁がその網部一体ふとん籠のゾーンにおいて変形の少なさから、疑似擁壁の挙動として認識されるに至った。（付録資料1）

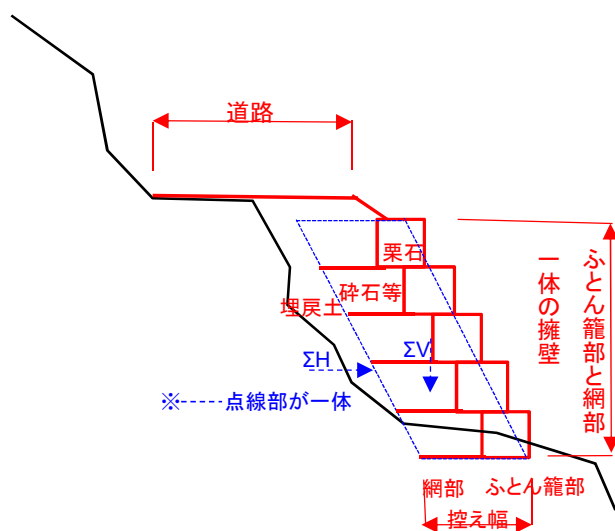
・耐震性の実験^{*2}から、テラメッシュ擁壁はレベル2地震動において補強材（ジョシセティックス併用）が長い時性能2、TM-Y構造においては性能3を満足することが確認された。（付録資料2）

また、網部一体ふとん籠ゾーンにおける構造的な確認^{*3}としてふとん籠の各レベルにおける壁面に掛かる水平土圧と網部の引抜き抵抗力を照査し構造的に問題の無いことを照査した。（付録資料3）

TM-Y設計においては、設計業務省略可は可能とせず（コンクリート擁壁設計では標準設計の利用は可能かどうかを検討したうえで標準的な形式・条件においては設計業務の省略化が可能としている）、擁壁自体の安定性の検討（滑動・転倒・支持）を必ず行うものとしている。

常時の適用範囲に関しては、設計照査をした上で、高さ8m以下とする。抗土圧構造物で高盛土に適していると考えられるが、上記14.4mの載荷実験などからも最下部は受動土圧が働いているが、14.4m高さの中間部で「く」の字の変形モードが見られていることもあり、高さ8mの制限を設ける。

また、地震時における適用範囲に関しては前述の耐震性の実験から（付録資料2）レベル2地震動に対して性能3であることが確認された。従って重要度2の構造物において、擁壁及び基礎地盤、背面盛土の限界状態は、隣接する施設等へ甚大な影響を与えるような過大な変形や損傷が生じない限界の状態として設定できる。（ネパールで2015年マグニチュード7.8地震発生時、JICA 高知大学 防災科学技術研究所等により蛇籠=ふとん籠を用いた道路擁壁が耐震性を有していると評価されている：防災科学技術研究所資料第426号 蛇籠を用いた耐震性道路擁壁の実大振動実験と及びその評価方法の開発、2019年2月）。



*1:補強材一体ふとんかご補強土壁の模型載荷実験 土木学会論文集C (地圏工学)

Vol.76, No.1 2020年1月

*2:補強材一体ふとん籠補強土壁の地震時強靱性 ジオシンセティックス論文集第34巻
2019年12月

(2) 類似工法

豪雨災害時の復旧対策では、排水性を重視したカゴ枠工(図1-4)が使用されることがある。カゴ枠工の設計は、カゴを剛体(一体)とみなし、道路土工擁壁工指針のもたれ式擁壁に準じた安定照査が行われる。

これは、カゴ枠工全体の自重により土圧に抵抗させるため、安定を保つためには、カゴ幅(栗石量)を増加させて、安定照査条件の滑動・転倒・支持の安定を確保することとなる。

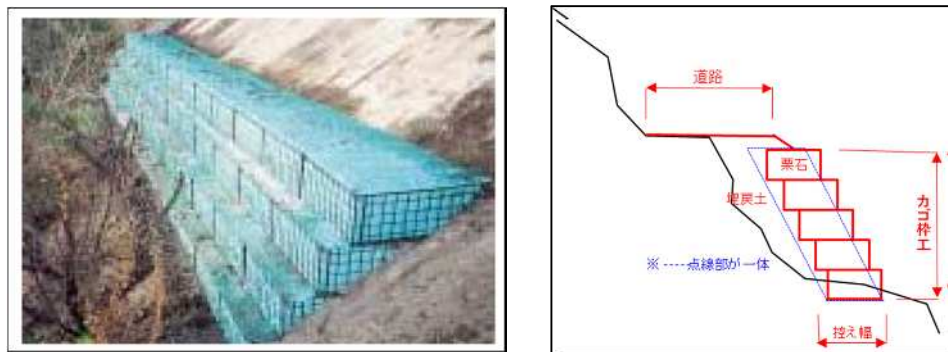


図1-4 カゴ枠工のイメージ図

◆滑動に対する安定

$$F_s = \frac{\sum V \times \mu}{\sum H} \geq 1.5$$

ΣV : 主にフトンカゴ擁壁の重量

μ : 擁壁底面と地盤との間の摩擦係数

ΣH : 主に土圧力

◆転倒に対する安定

$$F_r = \frac{\sum M_r}{\sum M_o} \geq 1.5$$

ΣM_r : 主にフトンカゴ擁壁の重量による抵抗モーメント

ΣM_o : 主に土圧力による転倒モーメント

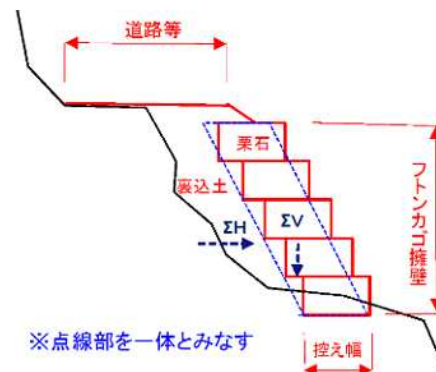


図1-5 カゴ枠工の構造計算

1.3 TM-Yの用途

TM-Yの主な用途を以下に示す（図1-6）。

① 地すべり押え盛土

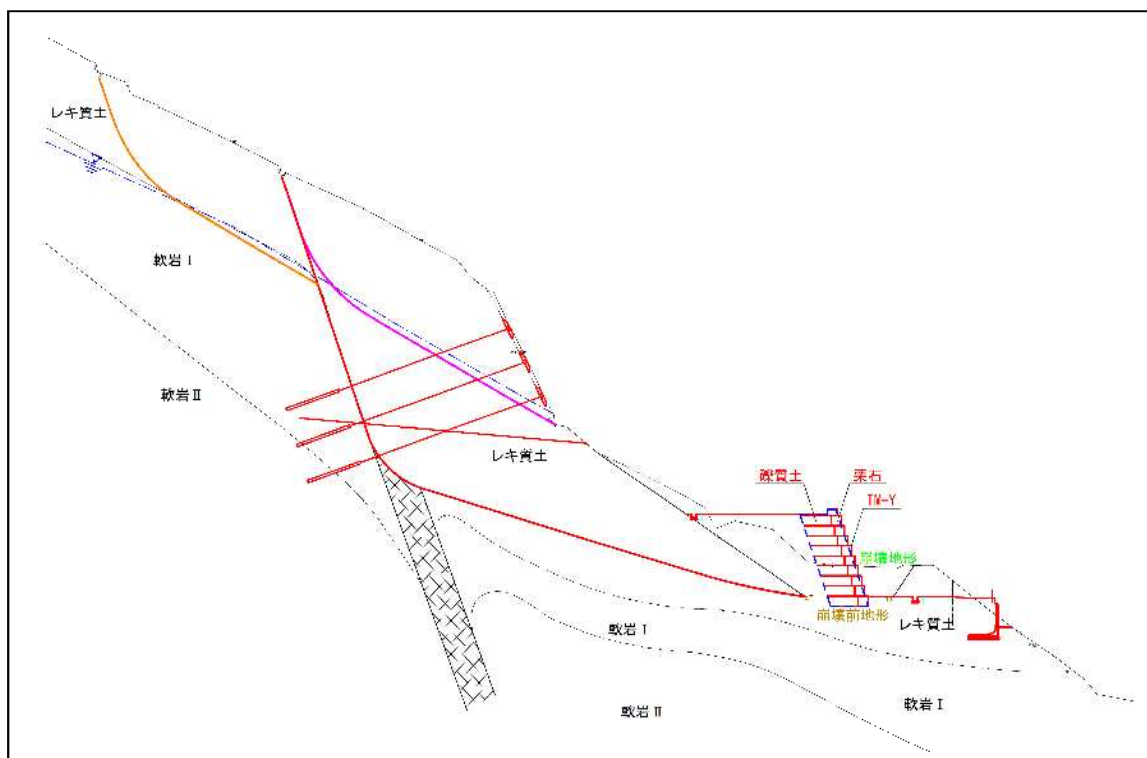
・地すべりは地下水位の高い斜面で起こりやすい。地すべり対策工の一つに押え盛土がある。その中でも、その対策工裾野において道路構造物・民家などの為に対策工の用地が制限される必要が生じることがある。そういった時TM-Yは、透水性の機能が有り、勾配が立てられまた長くない控え幅により用地制限の必要性に準じた設置が出来る擁壁である。

② ピアアバット護岸（アプローチ盛土）

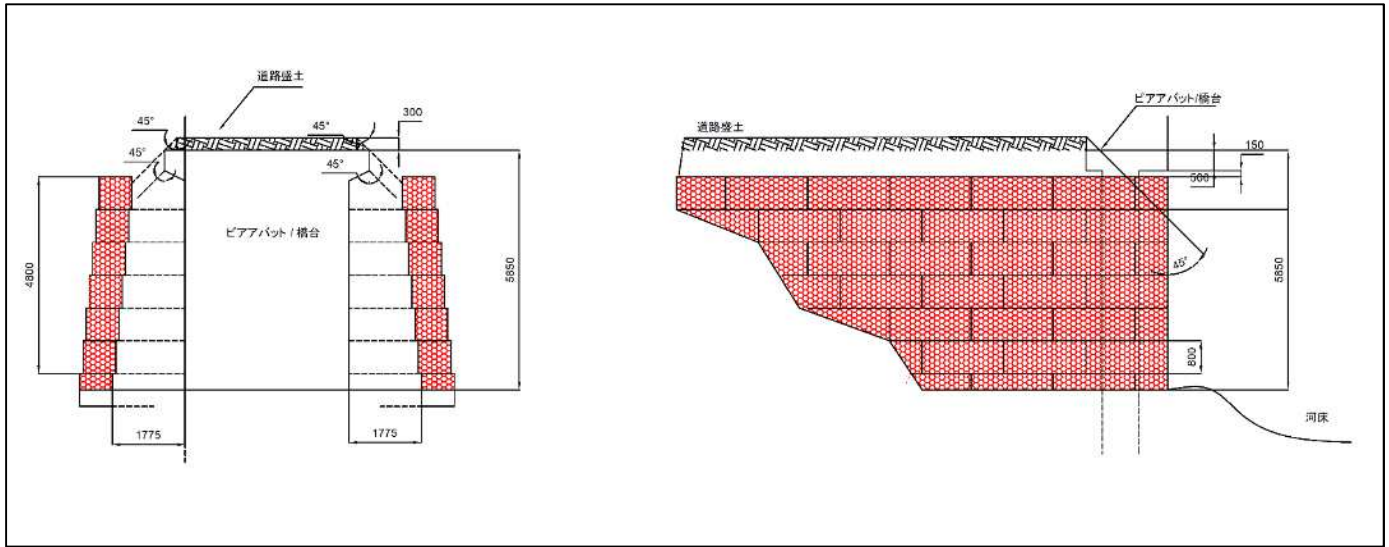
・洪水などの異常時にも護岸（アプローチ盛土）の崩壊を防ぐべく透水性の擁壁を用いた侵食、洗掘に強い構造を持つ擁壁である。

③ 5mを超える切土部斜面擁壁

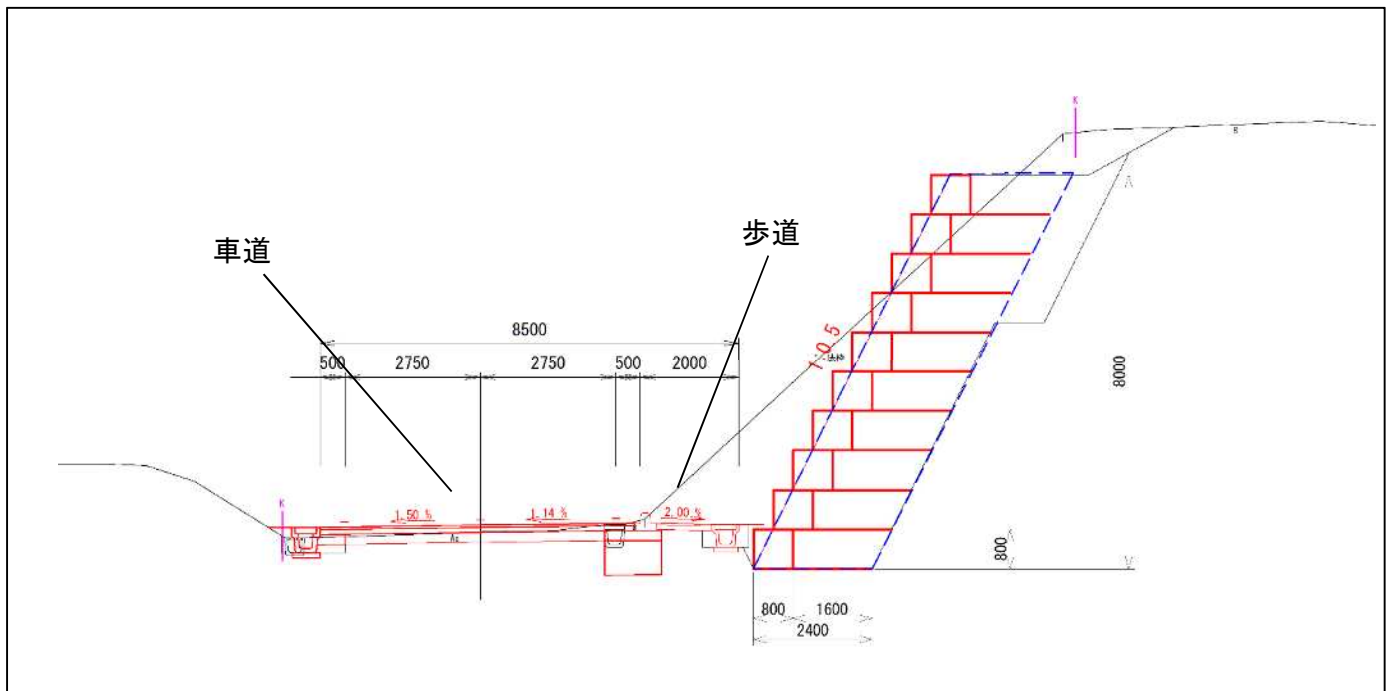
・切土部における8mまでの信頼の高い構造物である。



① 地すべり押え盛土への適応例



② ピアアバット護岸（アプローチ盛土）への適応例



③ 切土部擁壁への適応例（道路拡幅・歩道整備工事の具体例）

図 1-6 TM-Y の用途

1.4 TM-Y の構造細目

1.4.1 TM-Y 製品仕様

TM-Y 製品は、テラメッシュというふとん籠と網部が一体となった構造であり、ダブルツイストの亀甲金網からなっている。メッキ仕様は溶融亜鉛+アルミ5%のガルファンメッキであり、それをPolimac®コーティングしている。

EUにおいてEN10223-3のUV試験により120年の耐久性が照査されている。

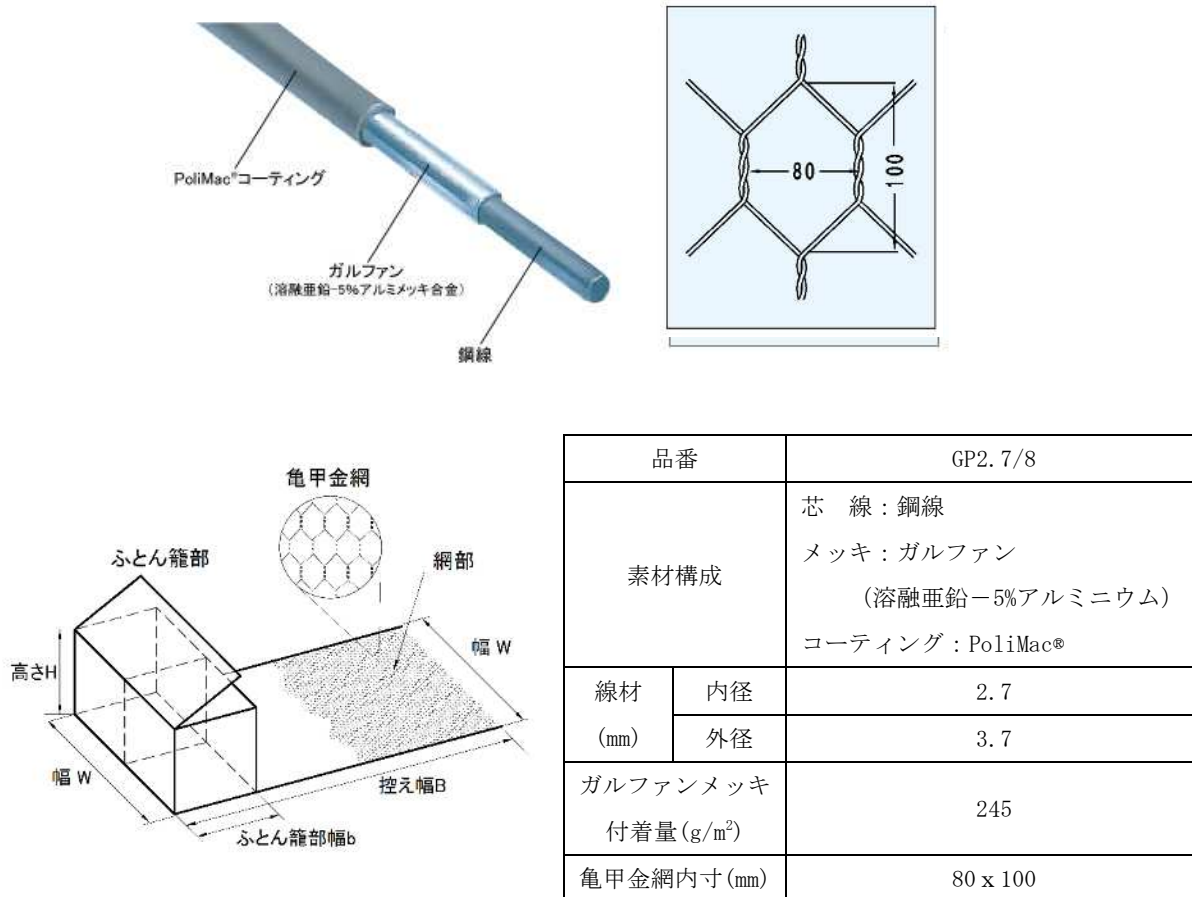


図 1-7 製品仕様

表 1-1 製品寸法

製品	高さ H (m)	ふとん籠部幅 b (m)	幅 W (m)	控え幅 B (m)
テラメッシュ(TM-Y)	0. 51	0. 8	1. 0	2. 0
	0. 84			
	1. 0			

また、ふとん籠中詰材と網部の裏込め材との接触面



には不織布 t = 10mm (TMS-N) を設置し、土質材の吸出し防止を図るものとする。

1.4.1 中詰材・裏込め材・裏込め土

ふとん籠内の中詰材は、粒径 100～250mm の割栗石を基本とする。なお、栗石に代えて、同等の排水性を有する単粒度碎石（例：60～80 mm）を使用しても良く、その場合は、ふとん籠の網目からのこぼれ落ちを防止するシート材 (TMS-EX40) を内装する。

網部の裏込め材は、表 1-2 に示す通り用途別に使用する。

表 1-2 網部の裏込め材

用途	中詰材	締固め度
標準 TM-Y	礫質土(40mm 程度以下) 細粒分 15%未満 (※表 1-4)	95%以上 (A, B 法)
ピアアバット護岸 (アプローチ盛土) TM-Y	碎石 (C-40) (40～0mm) 細粒分 5%以下	95%以上 (A, B 法)

締固めにおいては、表 1-5 を参考とし、一層仕上がり厚さは標準高さ TM-Y80 cm においては 20cm 以下 (20cm×4 層) とする。締固め機械は、タンパ、小型ローラ等 (大型重機は不可) である。

裏込め土は、沢地・集水地等の水影響のある箇所を想定し、砂質系礫質土の材料を基本とする。

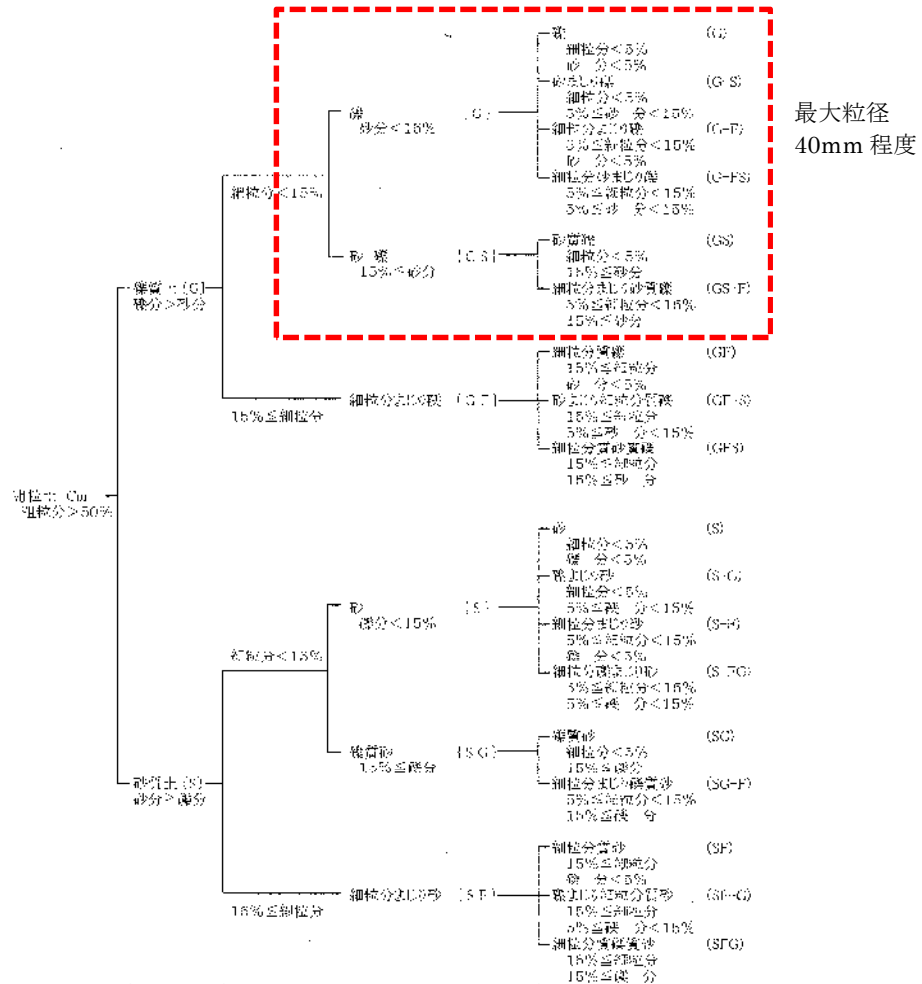
表 1-3 中詰材・裏込め材・裏込め土の標準物性値一覧

適用領域		材料名	単位体積重量 γ : kN/m ³	粘着力 C: kN/m ²	せん断抵抗角 ϕ : °	透水係数 k: m/sec	
テ ラ メ ッ シ ユ	中詰材	ふとん籠部	栗石	17.5	—	(40) [※]	(1×10 ⁻¹ 程) [※]
	裏込 め材	網部	礫質土	20.0	—	(40) [※]	—
			碎石(C-40)	20.0	—	(40) [※]	(1×10 ⁻⁴ 程) [※]
裏込め土		砂質系礫質土	19.0～20.0	0.0	30～35	—	

※材料の品質を示すもので、設計(安定性の検討)には考慮しない物性値

表 1-4 網部の裏込め材の規定

		粒径 (mm)										
		0.005	0.075	0.25	0.85	2	4.75	19	75	500		
粘土	シルト	軽砂	中砂	粗砂	細礫	中礫	粗礫	粗石 (ノブル)	乱石 (ボルドー)			
		砂				礫			石			
細粒分		概粒分						石分				



最大粒径
40mm 程度

※出典：地盤工学会基準「地盤材料の工学的分類方法」(JGS0051-2009)

表 1-5 網部の裏込め材の締固め度

解説 5-4-4 (2) 日常管理の基準値の目安【路床及び構造物との取付口部】

施工部位	土砂区分	管理基準値		施工含水比	
		締固め度 D ₉₅ (%)	空気含水率 v _a (%)		
路床	20 cm 以下	軽性土	—	8 以下	最適含水比付近
	砂質土	95 以上 (A, B 法) 90 以上 (C, D, E 法)	—	—	
構造物接 網部	20~30 cm	砂質土	95 以上 (A, B 法) 90 以上 (C, D, E 法)	8 以下	—

表中の「—」は、その基準値を用いて管理を行う。
表中の「—」は、取付不適当。

1.4.3 排水施設

擁壁には、確実な排水対策を前提として設計が行われる。裏込め土への水の浸入は土の単位体積重量の増加とせん断抵抗力の低下による土圧の増加として影響する。そのため、補強領域内への雨水等の浸入を最小限に止め、浸透した水を速やかに排除できるように、地下水に対する排水対策とその維持管理が不可欠となる。特に、切土面における湧水等がある場合、補強領域内への浸入の防止と浸透水を速やかに排除する地下排水工（図 1-8）を設ける必要がある。

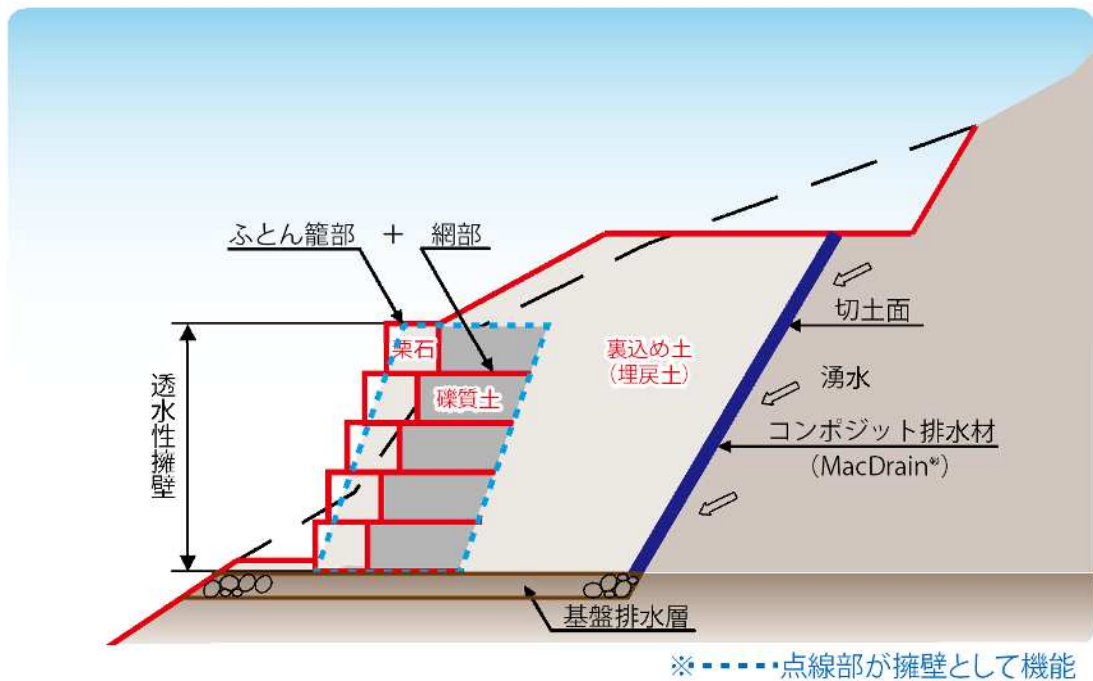


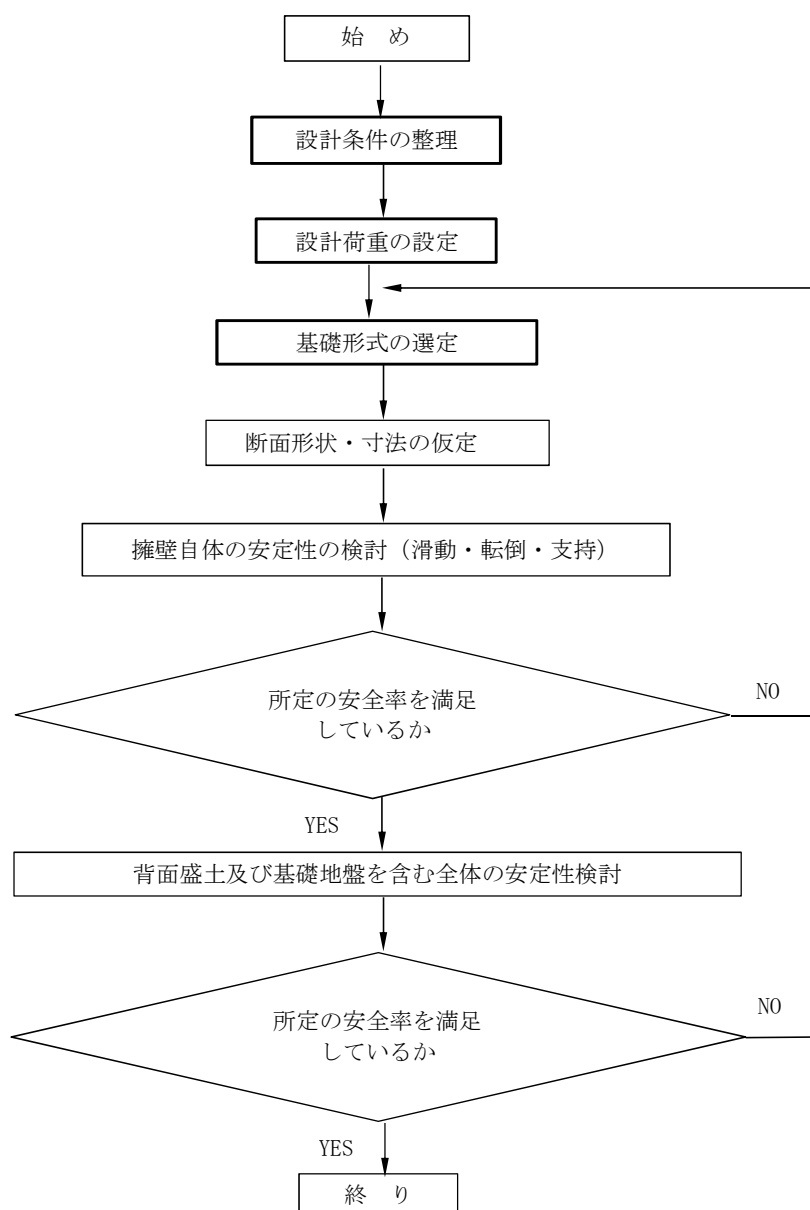
図 1-8 切土を伴う急傾斜地における排水工の例

Ⅱ. 設 計

設計法は、「道路土工 擁壁工指針 平成 24 年度版」（社団法人 日本道路協会，平成 24 年 7 月）に準じて，安定性（滑動・転倒・支持）の検討を行うものとする。なお，基礎地盤内部に軟弱な土層や飽和したゆるい砂質土層が存在する場合には，背面盛土および基礎地盤を含む斜面全体の安定性照査を行う必要がある。

2.1 設計手順

標準的な設計手順は以下の通りである。

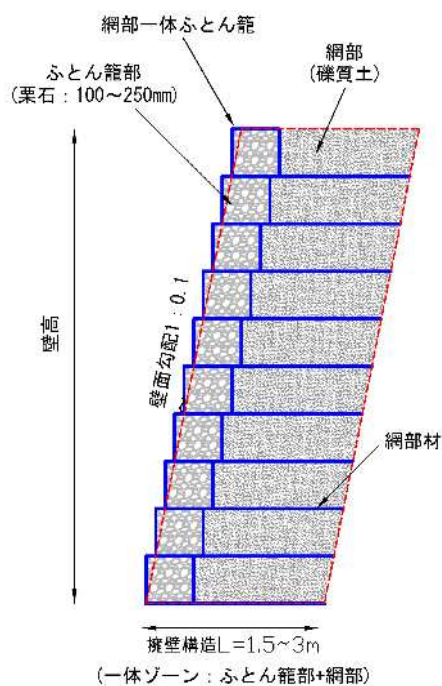


2.2 設計荷重

2.2.1 自重

TM-Y の重量は，計算の便宜上，下図のように平行四辺形の重量を算出する．重量の算出に用いる中詰材及び裏込め材の単位体積重量は，次の値を用いるものとする．

ふとん籠部中詰材（栗石 100～250mm） : 17.5kN/m³
 網部の裏込め材（礫質土） : 20.0kN/m³



$$W = \gamma_d \times A$$

W: 躯体の自重 (kN/m)

γ_d : 一体ゾーンの単位体積重量(kN/m³)

A: 躯体の断面積 (m²)

γ_g : ふとん籠部の中詰材の単位体積重量
(17.5kN/m³)

γ_h : 網部の裏込め材の単位体積重量
(20.0kN/m³)

籠部と網部の面積の割合: 1:2

一体ゾーンの単位体積重量

$$\gamma_d = (\gamma_g \times b + \gamma_h \times (B - b)) / B$$

$$= (17.5 \times 0.8 + 20.0 \times (3 - 0.8)) / 3 = 19.3 \text{ kN/m}^3$$

図 2-1 形状と自重計算

2.2.2 土圧

躯体に作用する外力として土圧を算定する。

土圧は、以下の参考文献に基づき、①クーロン式による土圧、②試行くさび法による土圧 P_1 、③切土部擁壁に作用する土圧 P_2 として算出する。

なお、複雑な背面形状の場合には、 P_1 と P_2 の大きい土圧を採用する方法がある。

参考文献：(社)日本道路協会：道路土工 擁壁工指針，平成 24 年 7 月

標準的には、擁壁の背後斜面や裏込め土量に応じて、試行くさび法あるいは切土部土圧を選択する。

① クーロン式による土圧

一般によく知られている土圧算定法である。

躯体背面の勾配が一定の場合に適用でき、最も簡単に土圧を求めることが出来る。

ただし、複雑な背面形状の場合には、別途の方法で土圧を求めるのが良い。

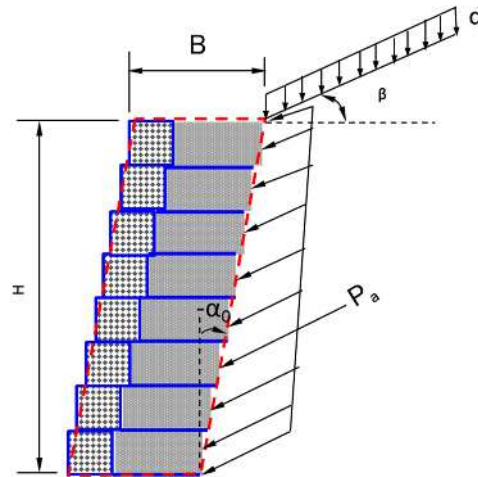


図 2-2 クーロン式による土圧

$$P_a = \frac{1}{2} \times \gamma_s \times H^2 \times K_a + q \times H \times K_a$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha_0)}{\cos^2 \alpha_0 \times \cos(\alpha_0 + \delta) \times \left\{ 1 + \frac{\sin(\phi + \delta) \times \sin(\phi - \beta)}{\cos(\alpha_0 + \delta) \times \cos(\alpha_0 - \beta)} \right\}^2}$$

ただし、 $\phi - \beta < 0$ のとき、 $\sin(\phi - \beta) = 0$ とします。

ここに、 P_a ：主動土圧 (kN/m)

K_a ：主動土圧係数

γ_s ：裏込土の単位体積重量 (kN/m³)

H ：土圧計算に用いる壁高 (土圧が作用する壁高) (m)

q ：裏込土表面の上載等分布荷重 (kN/m²)

α_0 ：壁背面と鉛直面のなす角 (°) (時計回りが“－”)

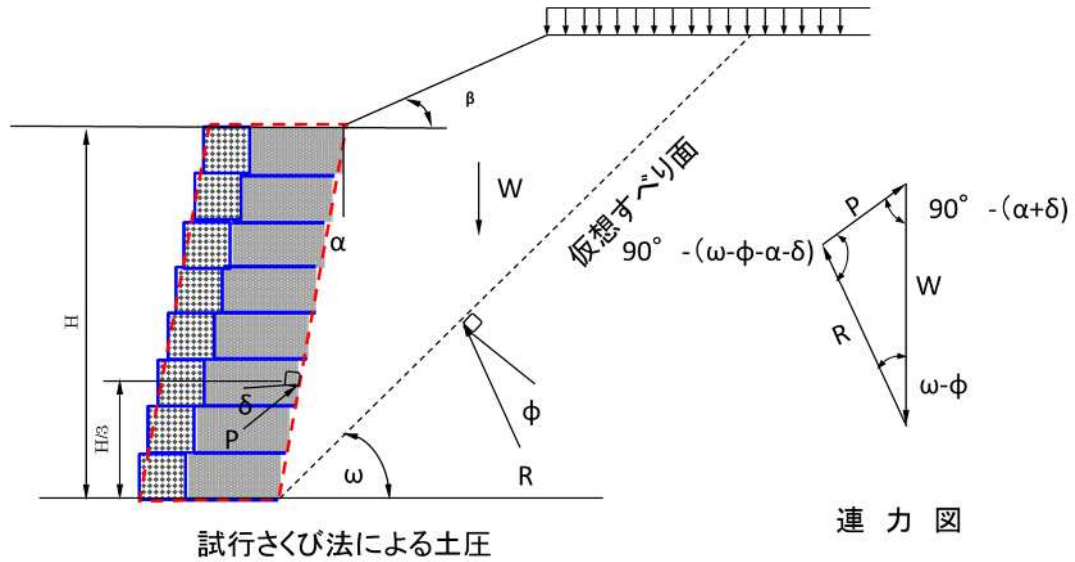
β ：裏込土表面と水平面のなす角 (°)

ϕ ：裏込土のせん断抵抗角 (°)

δ ：壁面摩擦角 (°)

② 試行くさび法による土圧 P_1

古くから用いられている土圧算定の図解法であり，この方法は，任意の背面形状に対しても適用可能であり，すべり線を変化（試行）させて，最も土圧の大きくなるすべり線を見つける方法である．下図の力の連力図により土圧力 P を求める．



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

P = 主動動圧合力 (kN/m)

W = 土くさびの重量 (載荷重を含む) (kN/m)

R = すべり面に作用する反力 (kN/m)

ω = 仮定したすべり面と水平面のなす角 (°)

ϕ : 裏込め土のせん断抵抗角 (°)

δ : 壁面摩擦角 (°)

α : 壁背面と鉛直面のなす角 (°)

図 2-3 試行くさび法による土圧

③ 切土部土圧 P_2

擁壁背後の埋戻し土に近接して切土面や斜面があり，その箇所が安定している場合に算出する方法である．埋戻し土砂のみを土圧として求める方法である．

この方法は，切土面や斜面が安定し土圧が作用しないことが前提であり，また，その面の位置・勾配・粗度・排水状態等によって切土部土圧が変化するため，現地において十分な確認が必要となる．切土面等における壁面摩擦角は，地山の地質や表面状態によって異なるが，通常は $2/3\Phi \sim \Phi$ の間にあると考えられている（擁壁指針 P103）

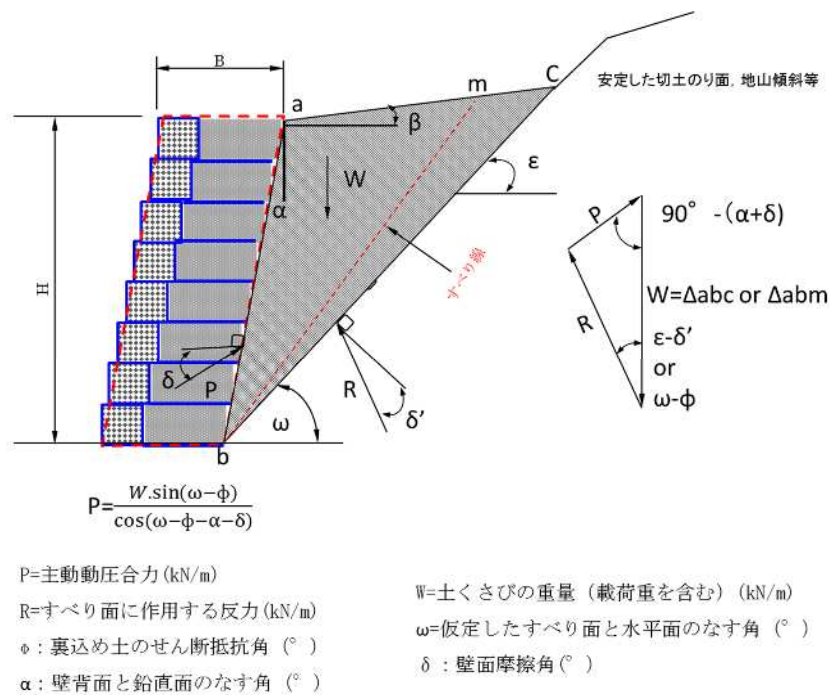


図 2-4 切土部土圧の算定

2.2.3 載荷重

TM-Y の上部に道路を設ける場合には、自動車等の車両による載荷重 (10kN/m²) を考慮する。

2.2.4 地震時荷重

地震動の作用に対しては、震度法による静的照査法に基づき行うものとする。この際、擁壁の自重に起因する慣性力、および地震時土圧の算定に用いる設計水平震度は、擁壁工指針に準拠した表 2-1 とする。

表 2-1 設計水平震度の標準値

	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	0.2	0.24

2.3 基礎工

直接基礎の施工に当たっては、基礎地盤が設計で想定した条件かどうかを確認する。また、滑動や支持に対する抵抗力を十分に発揮させるため、掘削面の不陸がなくなる処理を行うものとする。掘削面の処理例を図 2-5 に示す。

基礎地盤を良質材で置き換える場合には、所要の支持力が得られる材料を選定し、置換え下面の地盤面についての支持力照査の確認が必要である。

基礎地盤をセメント等で安定処理する場合には、安定処理に用いる安定材の種類や添加量は事前の配合試験によって決定するとともに、擁壁本体の施工に先だって、基礎地盤として必要な支持力（強度）を確保している事を確認しなければならない。

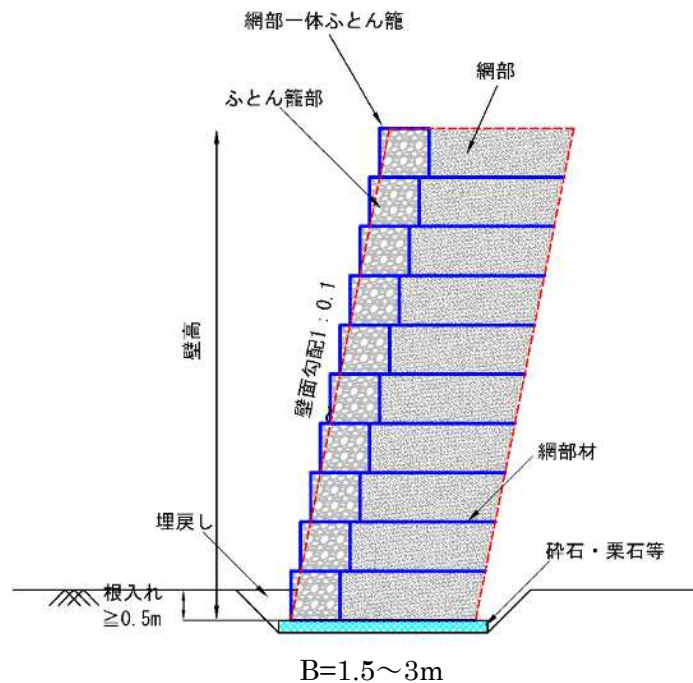


図 2-5 掘削面の処理

2.4 安定性の照査法

TM-Y の安定性の照査は、もたれ式擁壁に準拠する。

- ① 擁壁自体の滑動に対する安定の照査「常時安全率 ≥ 1.5 」
- ② 擁壁自体の転倒に対する安定の照査「常時安全率 ≥ 1.5 」
ただし底面つま先から荷重合力の作用位置までの距離 d は、常時で底面幅 B の $1/2$ より後方 ($d > B/2$) とする
- ③ 基礎地盤の支持に対する安定の照査「常時支持力 \geq 許容支持力/安全率 3」
- ④ 背面盛土および基礎地盤を含む全体の安定照査「常時すべり許容安全率 ≥ 1.2 」

2.4.1 滑動に対する安定の照査

滑動に対する安定は次式で検討する。

$$F_s = \frac{\sum V \times \mu}{\sum H} \geq 1.5$$

ここに、 F_s : 滑動に対する安全率

$\sum V$: 単位幅当たり断面に作用する鉛直力(kN/m)

μ : 擁壁底面と地盤との間の摩擦係数

※支持地盤が礫質土、砂質土の場合: 0.6, 支持地盤が粘性土の場合: 0.5

$\sum H$: 単位幅当たり断面に作用する水平力(kN/m)

2.4.2 転倒に対する安定の照査

転倒に対する安定は次式で検討する。

$$F_r = \frac{\sum Mr}{\sum Mo} \geq 1.5$$

ここに、 F_r : 転倒に対する安全率

$\sum Mr$: 単位幅当たり断面に作用する抵抗モーメント(kN・m/m)

$\sum Mo$: 単位幅当たり断面に作用する転倒モーメント(kN・m/m)

ただし、底面のつま先から荷重の合力の作用位置までの d は、常時でつま先から壁面底面幅 B の $1/2$ より後方 ($d > B/2$)、地震時はつま先から壁面底面幅 B の $1/3$ より後方 ($d > B/3$) にならなければならない。

荷重の合力の作用位置 d は次式より求める。

$$d = \frac{Mr - Mo}{V_0}$$

d : 壁面つま先から合力の作用位置までの距離(m)

Mr : 抵抗モーメント(kN・m/m)

Mo : 転倒モーメント(kN・m/m)

V_0 : 擁壁底面における各荷重の鉛直成分(kN/m)

2.4.3 支持に対する安定の照査

基礎地盤の支持に対する安定は次式で検討する。

図 2-6 に荷重の合力の作用位置と地盤反力度の分布形状を示す。

地盤反力度は次式にて算出する。

$$\begin{aligned}
 d < \frac{B}{3} \text{ の場合} & \quad q_{v\max} = \frac{2V_0}{3d} \\
 \frac{B}{3} \leq d < \frac{B}{2} \text{ の場合} & \quad q_{v\max} = \frac{2V_0}{B^2}(2B - 3d) \\
 \frac{B}{2} \leq d < \frac{31B}{60} \text{ の場合} & \quad q_{v\max} = \frac{2V_0}{B^2}(3d - B) \\
 d \geq \frac{31B}{60} \text{ の場合} & \quad q_{v\max} = \frac{1.1V_0}{B}
 \end{aligned}$$

最大地盤反力度 $q_{v\max} \leq q_a$ とする。

ここに、 q_a : 許容地盤反力度(kN/m²)

V_0 : 壁面底面における全鉛直荷重(kN/m)

$q_{v\max}$: 壁面底面端部における地盤反力度 (kN/m²)

d : 壁面底面における荷重の合力の位置からつま先までの距離(m)

B : 壁面底面幅(m)

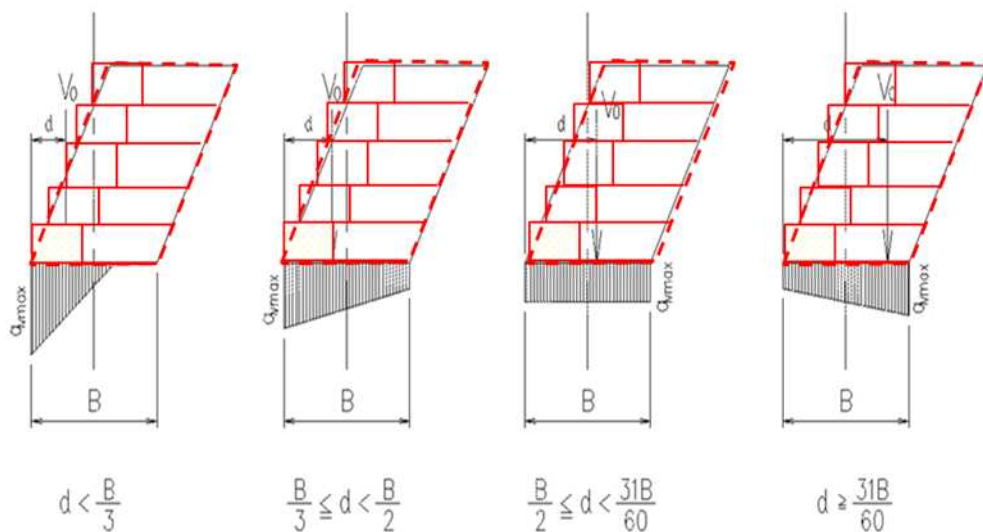


図 2-6 地盤反力度の分布形状

一方、荷重の合力の作用位置 d がつま先から壁面底面幅 B の $1/2$ より後方($d \geq B/2$)にある場合には、壁面背面および壁面底面に発生する地盤反力度は、次の簡便法により計算する。

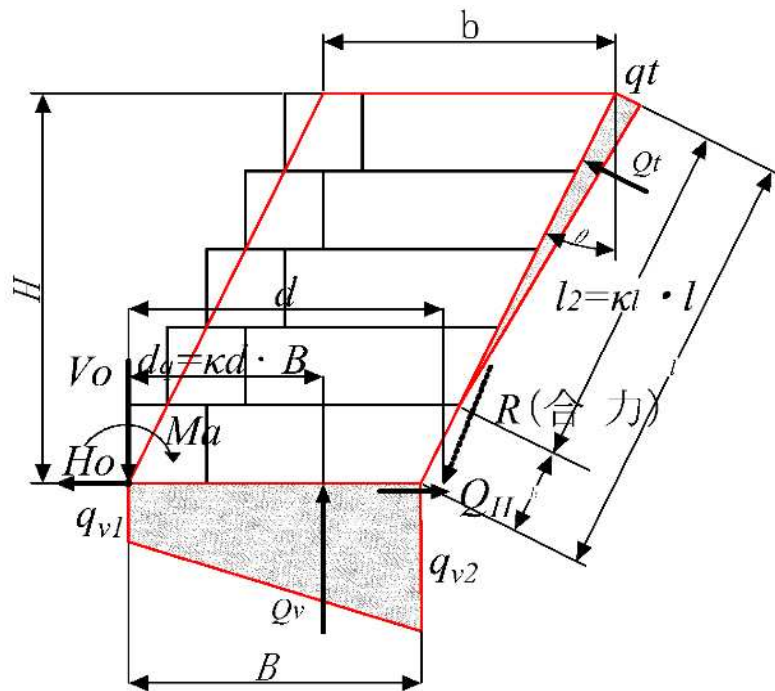


図 2-7 簡便法による計算方法

$$Q_t = \frac{M_a - \kappa_d \cdot B \cdot V_0}{B \sin \theta (1 - \kappa_d) + l (1 - \frac{\kappa_l}{3})}$$

$$Q_v = V_0 - Q_t \sin \theta, \quad Q_H = H_0 + Q_t \cos \theta$$

$$q_{v1} = \frac{2Q_v(2-3\kappa_d)}{B}, \quad q_{v2} = \frac{2Q_v(3\kappa_d-1)}{B}$$

$$q_t = \frac{2Q_t}{\kappa_l \cdot l}$$

ここに,

V_0 : 擁壁底面における全鉛直荷重(kN/m)

H_0 : 擁壁底面における全水平荷重(kN/m)

M_a : 擁壁底面のつま先回りの作用モーメント(kN・m/m)

$$M_a = M_r - M_0$$

M_r : 擁壁底面のつま先回りの抵抗モーメント(kN・m/m)

M_0 : 擁壁底面のつま先回りの転倒モーメント(kN・m/m)

H: 擁壁高(m)

B: 擁壁底面幅(m)

l: 壁面長(m)

θ : 壁面傾斜角 (°)

d: 擁壁底面のつま先から合力 R の作用位置までの距離(m)

$$d=M_a/V_0$$

Q_v : 擁壁底面に発生する鉛直地盤反力(kN/m)

Q_H : 擁壁底面に発生する水平地盤反力(kN/m)

Q_t : 擁壁背面に発生する壁面地盤反力で、 $d \leq k_d \times B$ のときは $Q_t=0$ とする.

q_{v1} : 擁壁底面の前方に発生する鉛直地盤反力度(kN/m²)

q_{v2} : 擁壁底面の後方に発生する鉛直地盤反力度(kN/m²)

q_t : 擁壁背面に発生する最大壁面地盤反力度(kN/m²)

d_q : 擁壁底面のつま先からの鉛直地盤反力の作用位置(m)

l_1 : 擁壁底面から壁面地盤反力度が発生する位置までの区間長(m)

l_2 : 壁面地盤反力度が発生する区間長

k : 壁面地盤反力度が発生する区間長 l_2 と擁壁壁面長 l との比

$$k_l=l_2/l$$

k_d : 擁壁底面のつま先からの鉛直地盤反力の作用位置 d_q と擁壁底面幅 B との比

$$k_d=d_q/B$$

表 2-2 「簡便法」 に用いる係数 (k_l k_d) の値

	自重のみの場合	荷重組合せに土圧や地震時慣性力などを考慮する場合		
		1 : 0.3	1 : 0.4	1 : 0.5
背面勾配	—————			
$k_l=l_2/l$	1.00	0.50	0.60	0.70
$k_d=d_q/B$	0.58	0.56		

2.4.4 背面盛土および基礎地盤を含む全体としての安定性の検討

基礎地盤の内部に軟弱な土層や飽和したゆるい砂質土層が存在する場合は、地盤内でのすべり破壊や圧密沈下、地盤の液状化に対して安定性を検討する。

軟弱な土層を含んだ地盤のすべり破壊に対する安定性を検討する場合は、一般に円弧すべり法により計算を行う。円弧すべり法は「道路土工-盛土指針」および「道路土工-軟弱地盤対策工指針」によるものとする。なお、地震時の地盤の液状化による影響についても、「道路土工-盛土工指針」および「道路土工-軟弱地盤対策工指針」に準拠して検討を行うものとする。

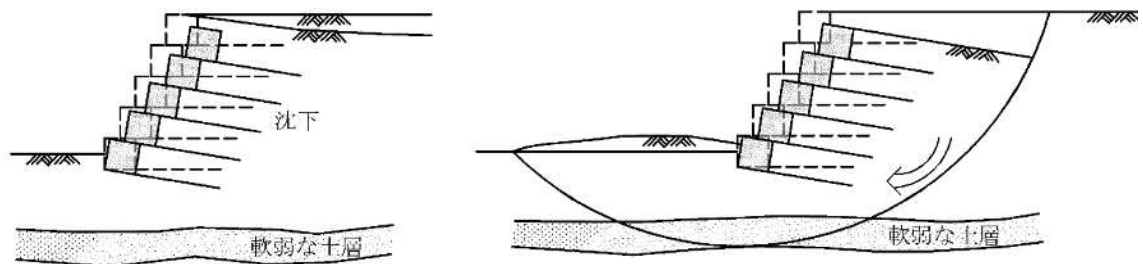


図 2-8 軟弱な土層における沈下と軟弱な土層を含むすべり

2.4.5 安定計算の試算による限界早見表

(1) 作用土圧(試行くさび法)

TM-Yにおける「限界段積高さ表(常時)」を次頁に示す。次頁表の段階積高さは以下の設計条件により算定したものである。

「設計条件」

TM-Y:

網部一体ふとん籠幅(奥行き)	B:3.0m
段積み勾配	$\alpha : 0.1, 0.3, 0.5$

自重(ここでは安全側な一体ゾーンの値):

一体ゾーンの単位体積重量	$\gamma_g=18.0\text{kN/m}^3$
--------------	------------------------------

土圧算出法:

試行くさび法

背面土条件:

背面土の単位体積重量	$\gamma_s=19.0\text{ kN/m}^3$
背面土のせん断抵抗角	$\Phi=30^\circ$
擁壁背面の壁面摩擦角	$\delta=2/3\Phi$
上載荷重	$q=10\text{kN/m}^2$
背面土勾配(1:N)	0.0, 2.0, 1.8, 1.5

基礎地盤:

壁体と基礎地盤のすべり摩擦係数	$\mu : 0.6$
-----------------	-------------

安全率:

滑動に対する安定照査	$F_s \geq 1.5$
------------	----------------

転倒に対する安定照査	$F_s \geq 1.5$
------------	----------------

ただし底面つま先から荷重合力の作用位置までの距離 d は、常時で底面幅 B の $1/2$ より後方 ($d > B/2$) とする

支持に対する安定照査	$q_a \geq q_{max}$ 前提
------------	-----------------------

背面盛土および基礎地盤を含む全体としての安定照査	$F_s \geq 1.2$ 前提
--------------------------	-------------------

網部一体ふとん籠擁壁

限界壁高・安全率照査	壁面勾配 (N1)	盛土無し	「盛土あり 法面勾配N2=2.0」 「盛土高H2:1.0~7.0m」							盛土あり「法面勾配N2=1.8」 「盛土高H2:1.0~7.0m」							盛土あり「法面勾配N2=1.5」 「盛土高H2:1.0~7.0m」						
			1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	6.0	7.0
限界壁高 H1 : (~8m)	0.1	3.0	3.0	3.0	3.0	-	-	-	-	3.0	3.0	-	-	-	-	-	3.0	2.0	-	-	-	-	-
滑動安全率 (>1.5)		3.419	2.928	2.761	2.733	-	-	-	-	2.833	2.572	-	-	-	-	-	2.699	2.961	-	-	-	-	-
転倒安全率 (>1.5)		42.672	36.264	34.085	33.713	-	-	-	-	35.025	31.614	-	-	-	-	-	33.276	65.577	-	-	-	-	-
偏心量 (e<0)		-0.042	-0.021	-0.013	-0.012	-	-	-	-	-0.016	-0.003	-	-	-	-	-	-0.010	-0.041	-	-	-	-	-
限界壁高 H1 : (~8m)	0.3	8.0	8.0	8.0	7.0	7.0	7.0	7.0	7.0	8.0	8.0	7.0	6.0	6.0	6.0	5.0	8.0	7.0	6.0	5.0	5.0	-	-
滑動安全率 (>1.5)		1.995	1.718	1.560	1.630	1.572	1.540	1.524	1.520	1.703	1.529	1.564	1.666	1.605	1.561	1.899	1.682	1.627	1.624	1.675	1.559	-	-
転倒安全率 (>1.5)		3.603	3.094	2.804	3.199	3.084	3.019	2.985	2.978	3.068	2.748	3.067	3.641	3.504	3.407	4.772	3.029	3.193	3.547	4.199	3.901	-	-
偏心量 (e<0)		-0.417	-0.290	-0.199	-0.216	-0.185	-0.167	-0.157	-0.155	-0.283	-0.179	-0.180	-0.205	-0.178	-0.158	-0.246	-0.271	-0.214	-0.187	-0.179	-0.136	-	-
限界壁高 H1 : (~8m)	0.5	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	8.0	7.0	7.0	-
滑動安全率 (>1.5)		2.656	2.272	2.055	1.927	1.848	1.800	1.773	1.761	2.249	2.005	1.846	1.736	1.658	1.601	1.556	2.216	1.933	1.736	1.588	1.607	1.501	-
転倒安全率 (>1.5)		5.022	4.314	3.915	3.677	3.532	3.444	3.394	3.373	4.272	3.821	3.528	3.326	3.182	3.078	2.994	4.211	3.69	3.326	3.053	3.228	3.023	-
偏心量 (e<0)		-1.376	-1.270	-1.193	-1.140	-1.103	-1.079	-1.065	-1.059	-1.263	-1.173	-1.102	-1.045	-1.000	-0.965	-0.935	-1.252	-1.143	-1.045	-0.956	-0.839	-0.775	-

※H1:限界壁高

※偏心量 $e = B/2 - d$. B: 底面幅(標準3m)

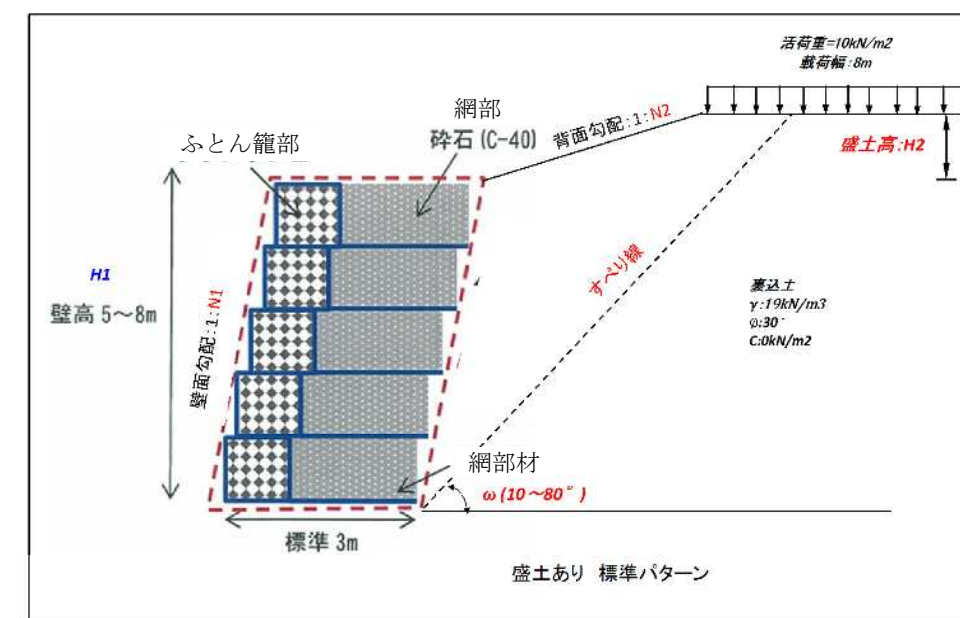
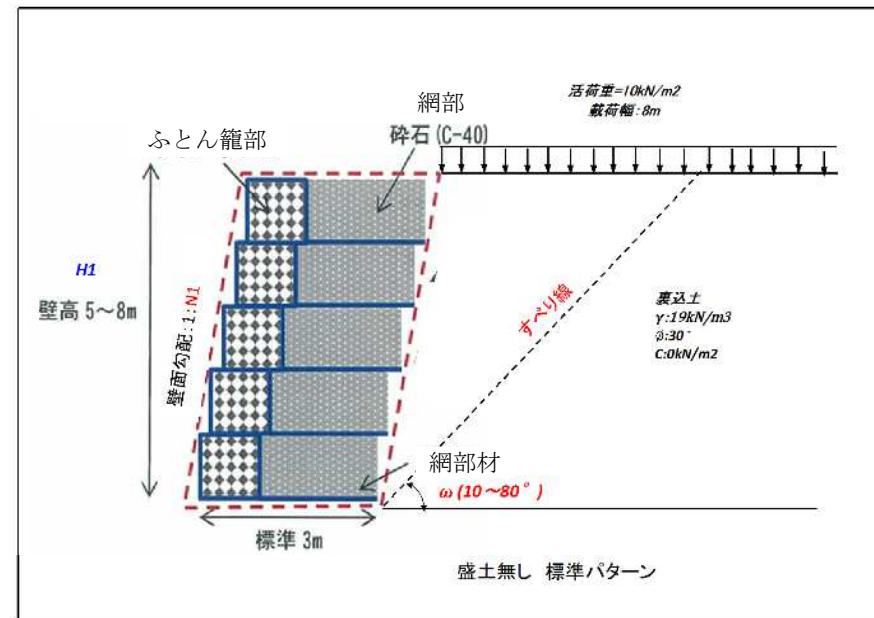
※d: 壁面底面のつま先から合力Rの作用位置までの距離(m)

※N1:壁面勾配, N2:背面土砂勾配, H2:背面土砂高

※一体ゾーン: 単位体積重量(γ): 18.0kN/m³

※土砂 $\Rightarrow \gamma: 19.0kN/m^3$, 内部摩擦角 $\phi: 30^\circ$

※滑摩擦係数: 0.6



(2) 作用土圧 (切土部土圧)

災害復旧地等の狭小断面では、裏込め土の量に合った土圧 (切土部土圧) を考慮した擁壁設計が合理的となる。次頁表は、擁壁高さ毎の TM-Y 構造について、安定性を満足する背後斜面状況 (土圧作用角度) を求めたものである。

「設計条件」

TM-Y :

網部一体ふとん籠幅 (奥行き) B:3.0m と 2.0m
段積み勾配 $\alpha : 0.1$ と 0.2

自重 (ここでは安全側な一体ゾーンの値) :

一体ゾーンの単位体積重量 $\gamma_g=18.0\text{kN/m}^3$

土圧算出法 :

切土部土圧

背面土条件 :

背面土の単位体積重量 $\gamma_s=19.0\text{ kN/m}^3$
背面土のせん断抵抗角 $\Phi=30^\circ$
擁壁背面の壁面摩擦角 $\delta=2/3\Phi$
切土面等との境界の壁面摩擦角 $\delta' =2/3\Phi$
上載荷重 $q=10\text{kN/m}^2$
背面土勾配(1:N) 0.0

基礎地盤 :

壁体と基礎地盤のすべり摩擦係数 $\mu : 0.6$

安全率 :

滑動に対する安定照査 $F_s \geq 1.5$

転倒に対する安定照査 $F_s \geq 1.5$

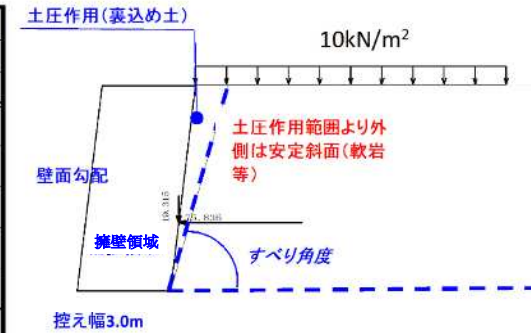
ただし底面つま先から荷重合力の作用位置までの距離 d は、常時で底面幅 B の $1/2$ より後方 ($d > B/2$) とする

支持に対する安定照査 $q_a \geq q_{\max}$ 前提

背面盛土および基礎地盤を含む全体としての安定照査 $F_s \geq 1.2$ 前提

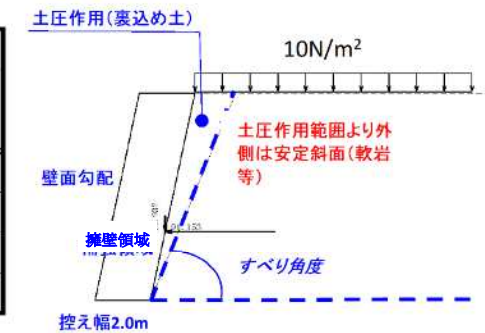
網部一体ふとん籠擁壁(TM-Y)控え幅 3.0m 安定性を満足する背面裏込め土状況

TM-Y構造			背面状況 土圧作用 (すべり角度)	擁壁安定性			
控え幅	壁面勾配	擁壁高		滑動安全率 $F_s \geq 1.5$	転倒安全率 $F_s \geq 1.5$	合力位置 $d > B/2 (1.5m)$	=偏心量 $e < 0$
3.0m	1:0.1	8.0m	77°	3.571	5.899	1.510 m	-0.010 m
		7.0m	76°	3.614	7.070	1.521 m	-0.021 m
		6.0m	74°	3.494	8.459	1.518 m	-0.018 m
		5.0m	70°	3.240	10.467	1.508 m	-0.008 m
		4.0m	58°	2.899	14.544	1.501 m	-0.001 m
	1:0.2	8.0m	57°	1.865	3.196	1.508 m	-0.008 m



網部一体ふとん籠擁壁(TM-Y)控え幅 2.0m 安定性を満足する背面裏込め土状況

TM-Y構造			背面状況 土圧作用 (すべり角度)	擁壁安定性			
控え幅	壁面勾配	擁壁高		滑動安全率 $F_s \geq 1.5$	転倒安全率 $F_s \geq 1.5$	合力位置 $d > B/2 (1.0m)$	=偏心量 $e < 0$
2.0m	1:0.2	8.0m	69°	1.987	2.495	1.029 m	-0.029 m
		7.0m	67°	1.953	2.697	1.019 m	-0.019 m
		6.0m	64°	1.924	2.992	1.014 m	-0.014 m
		5.0m	57°	1.860	3.374	1.003 m	-0.003 m



ここで,

偏心量 $e = b/2 - d$ B:底面幅 (3m と 2m)

d : 擁壁底面のつま先から合力Rの作用位置までの距離(m)

一体ゾーンの単位体積重量(γ) : 18.0kN/m³

背面裏込め土 γ : 19.0kN/m³ 内部摩擦角 ϕ : 30°

滑動照査の摩擦係数 : 0.6

上載荷重 : 10kN/m² を考慮

Ⅲ. 施工法

3.1 施工フロー

網部一体ふとん籠擁壁 (TM-Y) の施工フローを図 3-1 に示す。

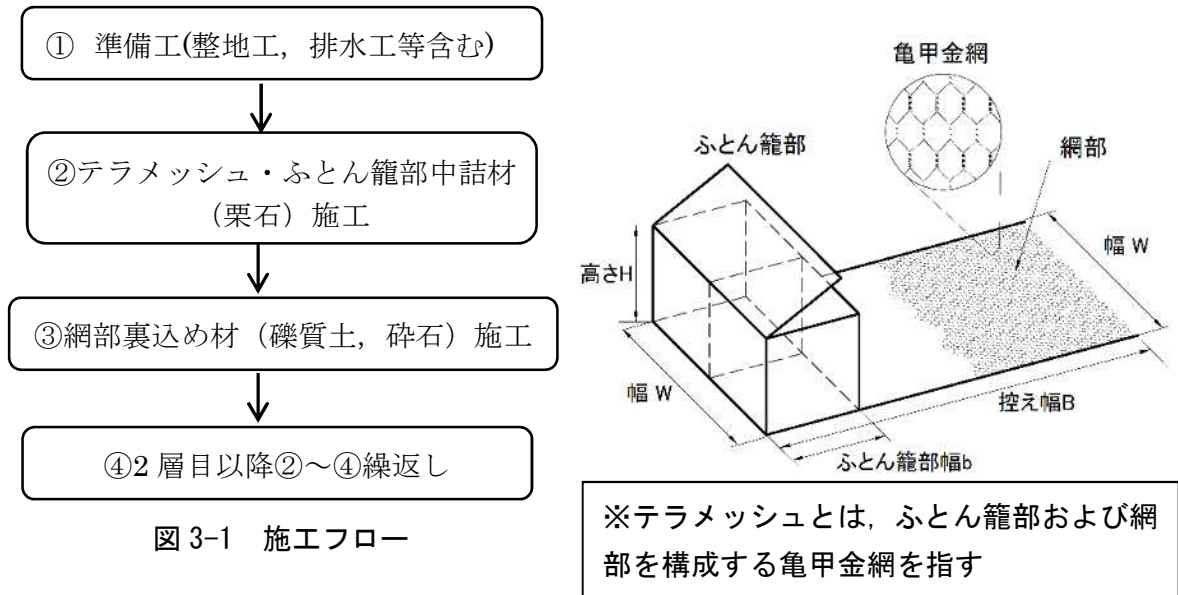


図 3-1 施工フロー

(1) 準備工等

地山掘削や基礎排水処理等を行った後、TM-Y の設置にあたり、敷設面を締め固め機械で出来る限り平坦にする。



図 3-2 準備工

(2) ②テラメッシュ・ふとん籠部中詰材(栗石) および③網部裏込め材(礫質土または碎石) 施工

テラメッシュ・ふとん籠部中詰材(栗石) および網部裏込め材(礫質土または碎石) 施工の概念図を図 3-3 に示す。

まず、テラメッシュを設置し、ふとん籠部を形成する。次に、ふとん籠部中詰材(栗石)を充填するが、その際のはらみ出し防止対策としては、単管パイプとコンパネを組み合わせる。擁壁面を固定した後に中詰材(栗石)を詰める。なお、図 3-4 に示すよ

うに背面側には吸出し防止のために、 $t = 10\text{mm}$ の不織布(TMS-N)を設置する。

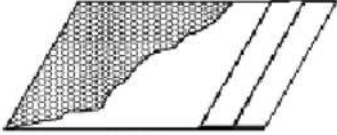
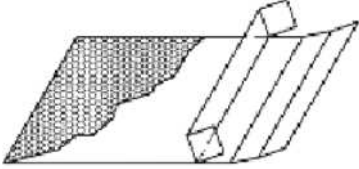
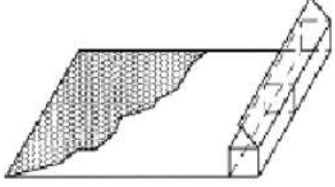

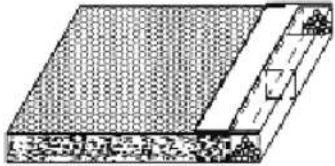
		
<p>1. テラメッシュの設置</p>	<p>2. ふとん籠部材を展開</p>	<p>3. ふとん籠部組み立て</p>
		
<p>4. ふとん籠部に中詰材（栗石）を詰め、壁背面に不織布を設置、撤出し・敷均し締固めを行う</p>	<p>5. 網部裏込め材（礫質土または碎石）施工完了後、2層目以後を繰り返す</p>	

図 3-3 TM-Y 設置工

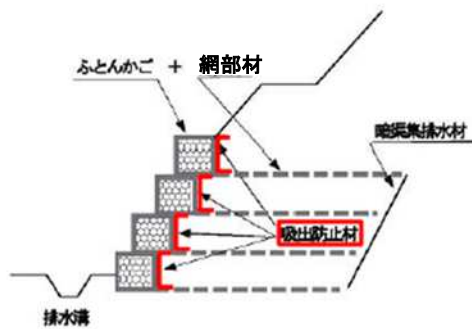


図 3-4 吸出し防止材設置状況（沖縄施工）

3.2 施工手順

準備工→テラメッシュ組み立て→ふとん籠部中詰材（栗石）投入，網部裏込め材（礫質土または碎石）施工→2 段目以降繰り返し（→足場工）

→完了

① 折りたたまれていたテラメッシュを展開する。（図 3-5）

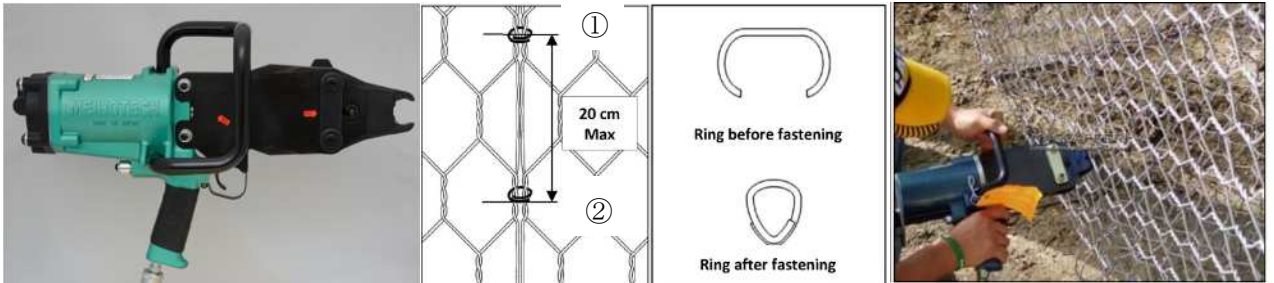
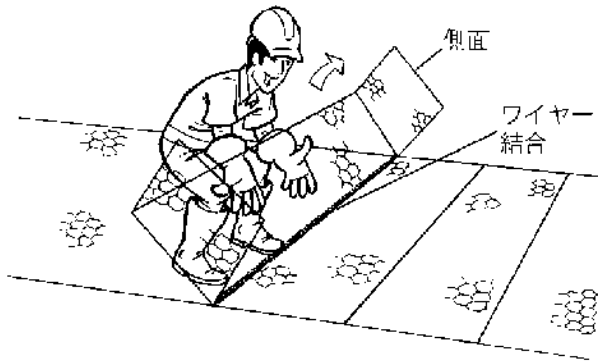


図 3-5 テラメッシュの展開

② テラメッシュのふとん籠部を組み立てる（図 3-6）．各部材の接合部は C リンガーを用い，C リンガーにて結束する．C リンガーの最大間隔は 20cm 以内とする．C リンガーを使用するにあたり，コンプレッサーが必要である．

なお，蓋部分も標準的 C リンガーにて結束する．ただし，蓋が C リンガーで留められない特殊な状況ではレーシングワイヤーを用いて結束する．その結合する際のワイヤーは PoliMac コーティング 3.2mm のレーシングワイヤーを用いる．結束は，図 3-7 に示すように一重巻きと二重巻きを 10～15cm 間隔で交互に配置して行う（ワイヤー標準結合方式）．

作業中は，ゴーグルを着用することとする．



※上図の通り①、②をCリングにて結合する。

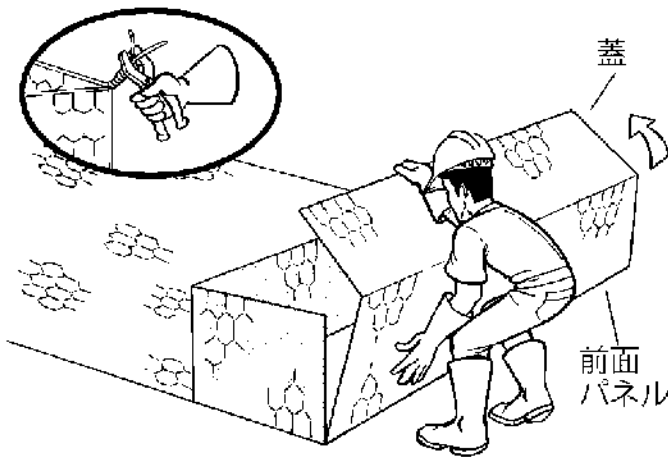
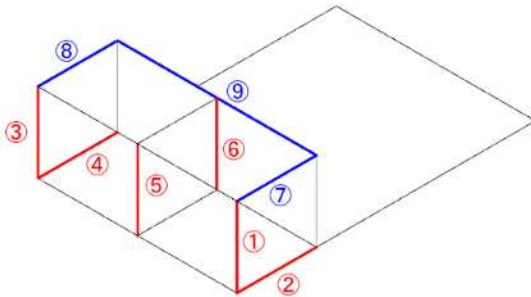
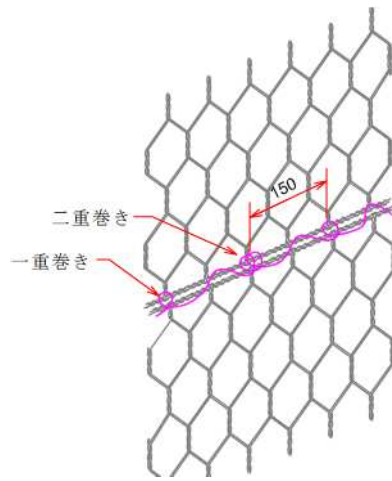


図 3-6 ふとん籠部の組み立て



【結束方法】

赤：Cリング

青：標準はCリング

特殊時レーシングワイヤー

図 3-7 ワイヤーの結合

- ③ 仕切りパネルを中央部に設置する．Cリングで接合する．

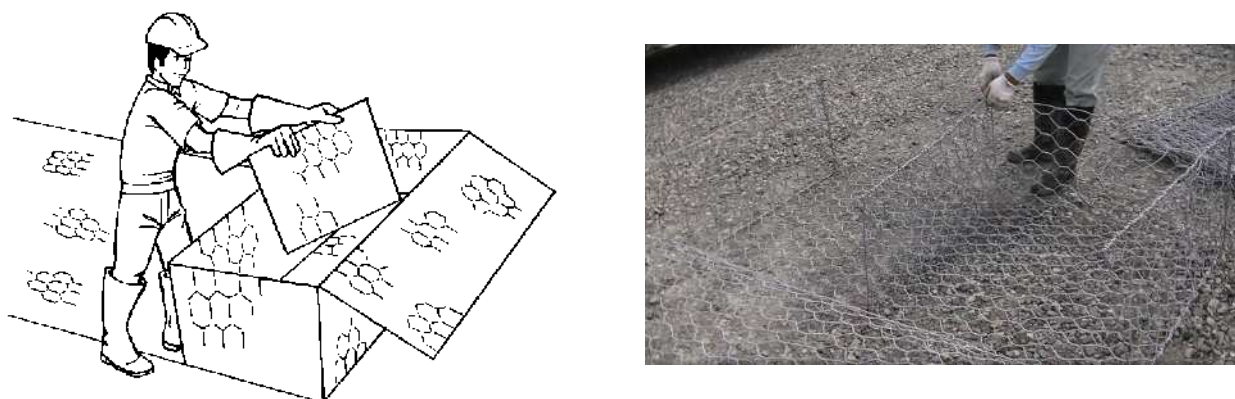


図 3-8 仕切りパネルの設置

- ④ 隣接するふとん籠同士をCリングで接合する．

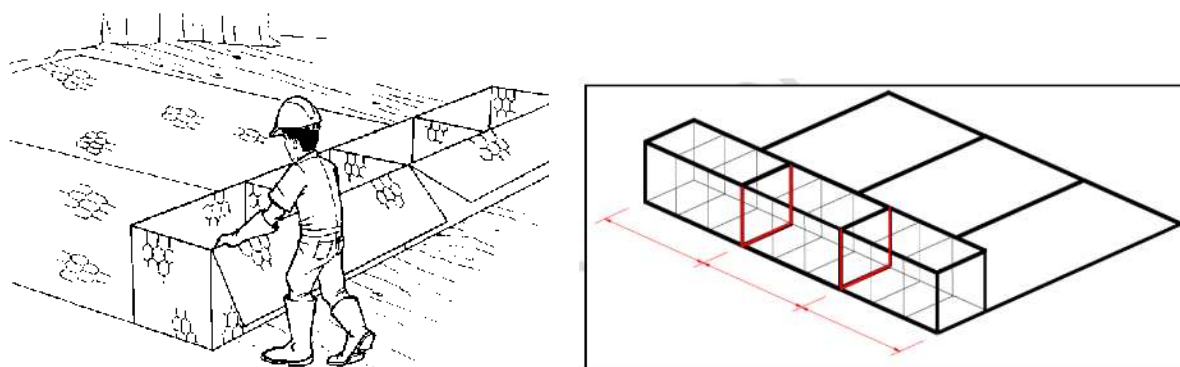


図 3-9 隣接するふとん籠同士の結合

- ⑤ はらみを防止するため，ふとん籠外部にはらみ出し防止枠を設置する．はらみ出し防止枠の材料は，単管パイプとコンパネとの組み合わせである．他には木材，鋼材を用いるケースもある．（写真 3-2）



単管パイプとコンパネを用いた例
(土木研究所施工例)



木材を用いた例
(トルコ施工事例)



鋼材を用いた例
(インド施工事例)

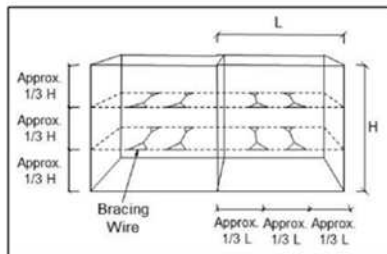
写真 3-2 はらみ出し防止の例

⑥ 中詰材（栗石）を投入し隙間ができないよう人力で調整する。中詰材（栗石）の投入は段階的に行う。

ふとん籠内部にはらみ出し防止用のブレス材を図 3-10 に示すように配置する。ブレス材を、前面から背面のメッシュに通す。ブレス材の配置は、高さ 0.84m, 1.0m の場合、約 1/3 の位置で 1 箇所ずつ、高さ 0.51m の場合、約 1/2 の位置で 1 箇所とする。

最後に蓋をしてCリングで接合し、閉じる。

図 3-11 下段に示すように、籠内の隣り合う栗石の充填高さの差が 30cm を超えないようにする。



ブレス材

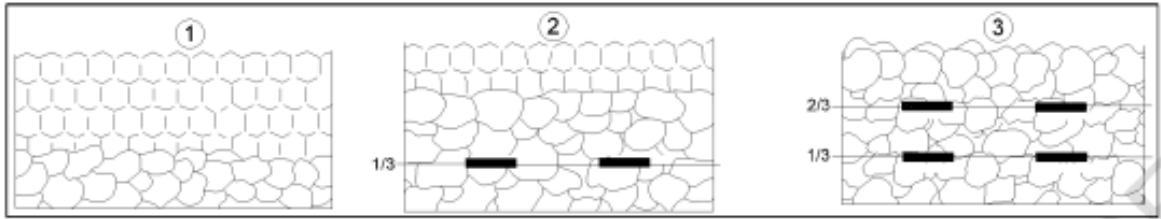


誤った設置



正しい設置

図 3-10 ブレス材設置状況



栗石充填手順 (高さ 0.84m,1.0m⇒3 段, 高さ 0.51m⇒2 段)

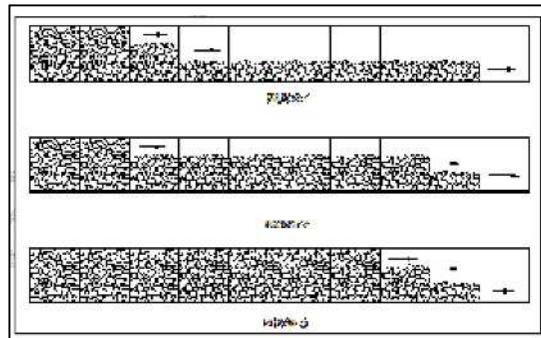
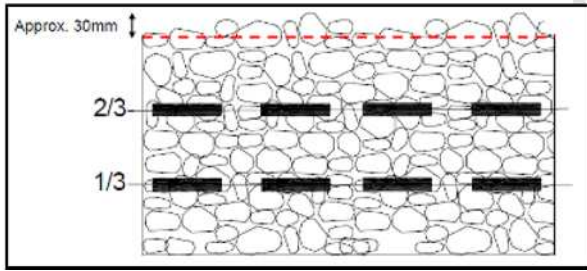


図 3-11 ふとん籠内の栗石充填

⑦ 網部材の四隅をピン（パラピン等）にて地盤に固定する。

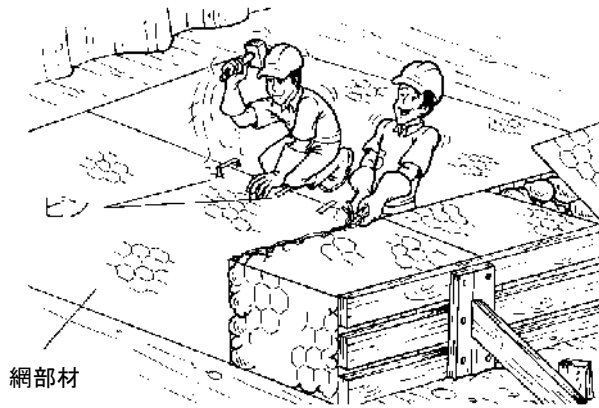


図 3-12 網部材の四隅の固定

⑧ ふとん籠背面の網部中詰材との境界に，吸出し防止材を配置する．吸出し防止材は，厚さ 10mm の不織布（TMS-N）を使用する．余裕長 25cm 程度確保する．

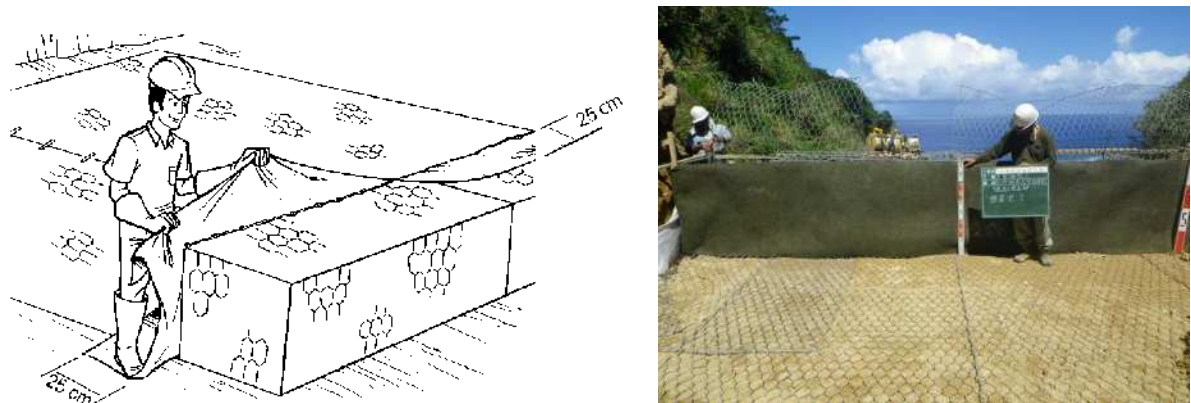


図 3-13 吸出し防止材の配置

- ⑨ 背面の網部裏込め材（礫質土または碎石）を撒き出す．転圧仕上げ厚さ 30cm 以内に対し，撒き出し厚は 30～35cm 程度とする．

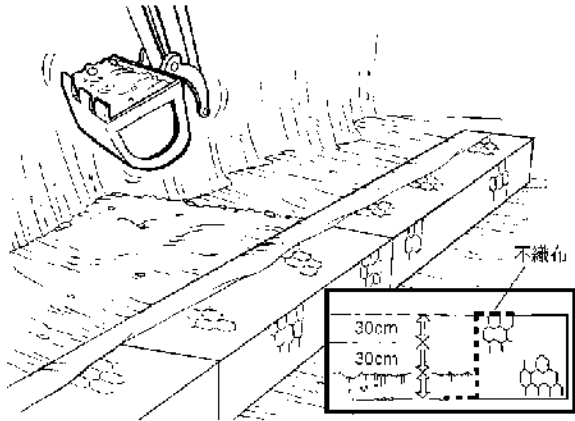


図 3-14 網部中詰材の撒き出し

- ⑩ 転圧を行う．仕上がり厚さは 30cm 以内とする（標準 0.25m）．原則，ふとん籠部背面側から 1m はタンパで締固めを行う．他の領域では重機で締固めを行っても良い．

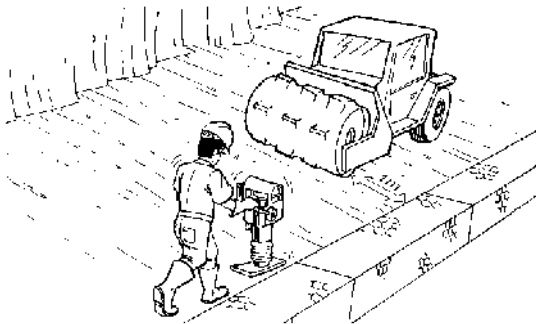


図 3-15 網部中詰材の転圧

- ⑪ 背面の網部裏込め材をふとん籠部高さまで仕上げ，吸出し防止材を手前側に折り返す。

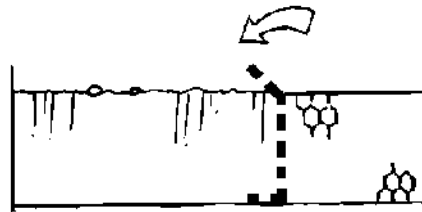


図 3-16 網部中詰材の仕上げ

- ⑫ 次段は所定のセットバックを行い，積み上げる。壁面勾配が 1:1.0 の場合は各段毎のテラメッシュ同士(端部)も標準的に接合する。壁面勾配がこれより緩い場合はこれによらない。

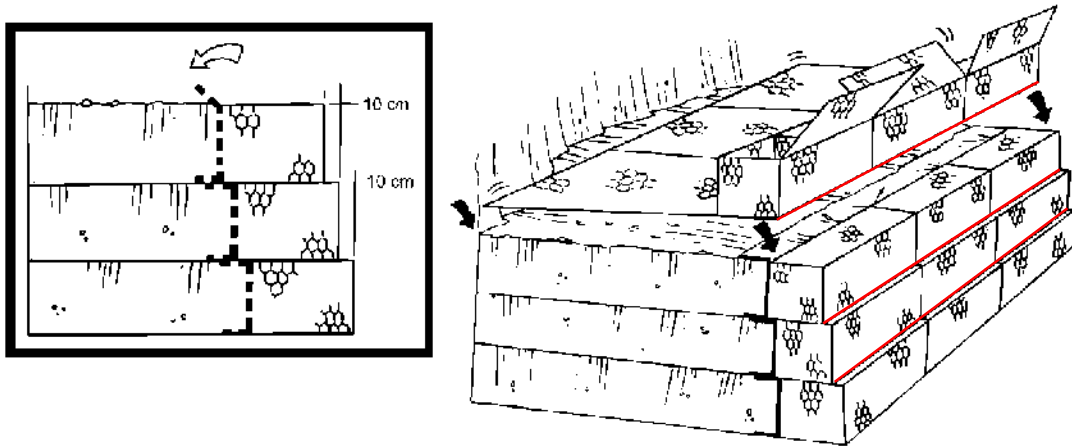


図 3-17 端部の接合

- ⑬ 2m を超える場合は，足場工を要する。



図 3-18 足場工の設置状況

- ⑭ 以降，繰り返す。

3.3 施工管理

(1) テラメッシュユニットおよびふとん籠部中詰材（栗石）

ふとん籠部の排水性を確保するため、中詰材は100～250mmの栗石を使用する。

ふとん籠部中詰材の施工は、人力施工を原則とし（少量ずつの機械投入して人力で配置については問題なし）、乾燥単位体積重量を 17.5kN/m^3 以上とする。擁壁面の変位や見栄え等を考慮して、栗石のできるだけ大き目のもの且つ平らな面を外側に配置するような配慮が望まれる。

(2) 擁壁面工の出来形管理

各指針の「擁壁工」に準拠する。

・土木工事施工管理基準（国土交通省）

測定項目		規格値	測定基準	測定箇所
基礎高 Δ		± 50	施工延長40m（測点間隔25mの場合は50m）につき1箇所、延長40m（又は60m）以下のものは1箇所につき2箇所。	
厚さ t		-20 (単位：mm)		
表込厚さ		-50		
幅 w_1, w_2		30		
高さ h	$h < 3\text{m}$	-50	1箇所併行	
	$h \geq 3\text{m}$	-100		
延長 L		-200		

・土工施工管理要領（東・中・西日本高速道路株式会社）

石積、ブロック積、 石張り、 ブロック張工	斜面 (l_1)	± 30	(単位:mm)	<ul style="list-style-type: none"> ・施工延長10mにつき1箇所 (10m未満の場合は1箇所とする。) ・コンクリート基礎工は全施工延長とする。 ・厚さ (t_1, t_2) は施工中に適宜検査する。 	
	厚さ (t_1, t_2)	-10～+50			
コンクリート基礎工	幅 (l_2)	-10～+50			
	延長	—			
	幅 (l_1, l_2)	-10～+50			
	厚さ (H_1, H_2)	-10～+50			

(3) 網部裏込め材（礫質土または砕石）の施工

網部裏込め材（礫質土または砕石）の敷均し及び締固めは、「道路土工 擁壁工指針」を参考にして施工する。

- ・ 網部裏込め材（礫質土または砕石）の配置及び締固めは図 3-19 に示す手順通り行う。
- ・ 締固め作業は、標準的に小型振動ローラを使用する。（壁面から 1m より外側は大型機械でも可能）
- ・ 敷均し：締固め後の 1 層の仕上り厚さは 0.30m 以内（標準 0.25m）とする。
- ・ 締固め：乾燥密度によって規定する場合は、JIS1210 の A, B 法で 95%以上、C, D, E 法で 90%以上に締固める。
- ・ 網部裏込め材（礫質土または砕石）の最大含水比は、最適含水比の±1.5%以内を標準とする。

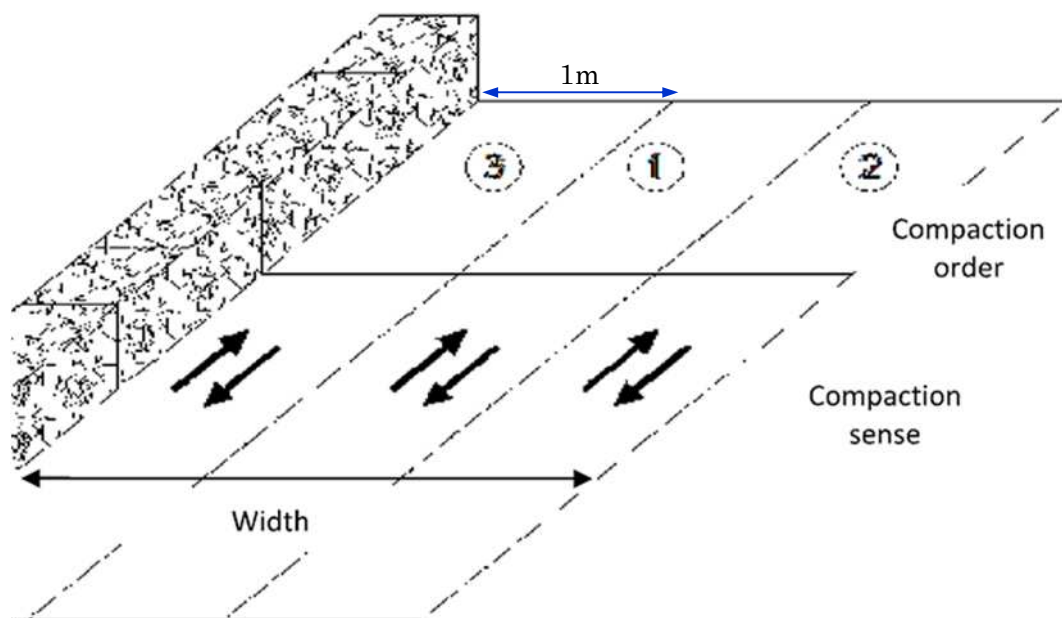


図 3-19 網部裏込め材配置及び締固め手順

(4) 安全管理

安全管理については、「土木工事安全施工安全施工技術指針」や「道路土工 擁壁工指針」等に準拠して施工する。

なお、高さ $H > 2\text{m}$ の場合は、前面側から擁壁面はらみ出し防止の作業及び転落防止柵設置のため足場工（図 3-20）を設置する。

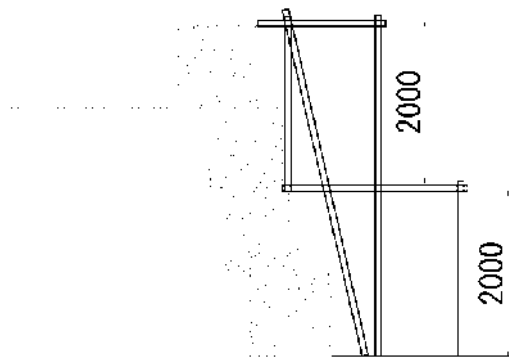


図 3-20 足場の例

3.4 維持管理

(1) 点検・保守

テラメッシュの点検項目と着眼点を表 3-1 に示す。

表 3-1 テラメッシュの点検項目と着眼点

点 検 項 目		着 眼 点
ふとん籠	ふとん籠の損傷	ふとん籠の線材の欠損，座屈等はないか 著しい壁面材の変状
	はらみ出し沈下・段差・前倒れ等	はらみ出し，沈下，前倒れはないか 隣合うふとん籠が開いていないか，また，その程度はどうか
基礎部分		基礎または本体の周辺が著しく洗掘されていないか 根入れ部分が傾斜・沈下していないか
排水施設		ふとん籠部からの水のしみだしはないか，排水工からの排水のにごり，水量の変化，または排水施設の詰まりはないか
嵩上げ盛土		嵩上げ盛土部に水のしみ出しはないか 構造物が構築されたり，廃材などが投棄されたりしていないか クラックや崩落個所がないか
構造物周辺の変状		基礎地盤面にクラックや隆起，道路舗装面に段差やクラック，嵩上げ盛土部に 変状はないか

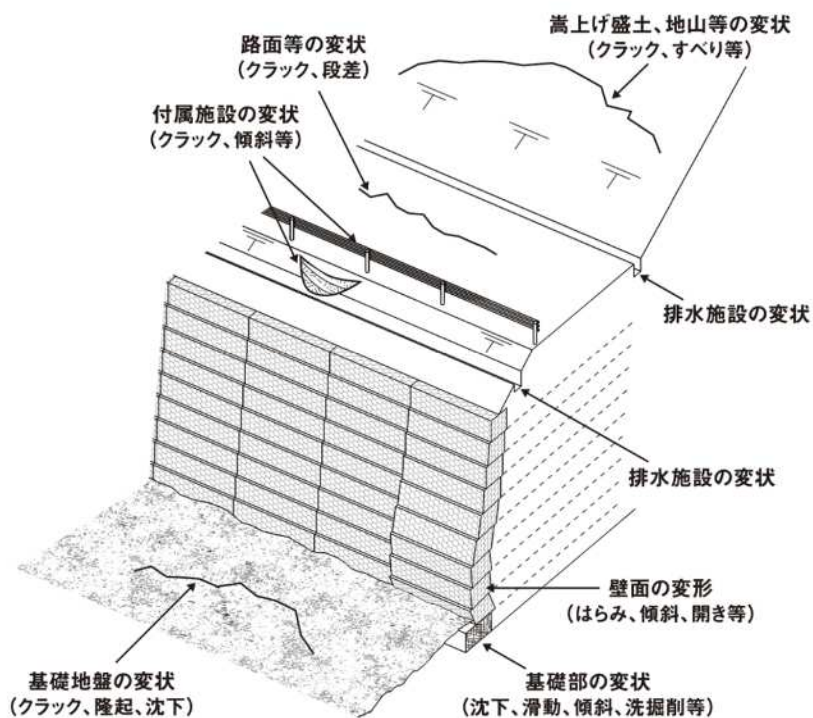


図 3-21 テラメッシュの点検箇所

(2) 補修・補強対策

- ① 擁壁の点検により変状・損傷が認められ、擁壁の機能の低下や防災上の課題が確認された場合には、必要な機能の回復並びに安全の確保のために補修・補強対策等を行う。
- ② 擁壁の点検により変状・損傷などによって、その機能に支障が認められる場合には、第三者や隣接する施設の安全確保を第一に考え応急的な対策を講じるものとする。
- ③ 擁壁の補修・補修に当っては、変状・損傷の原因、変状・損傷の位置やその程度等について十分な調査・検討を行い、適切な対策を施すものとする。