

I-2 浜崖後退抑止工の照査

I-2.1	浜崖後退の機構	I-2-2
I-2.2	浜崖後退抑止工の被災機構	I-2-5
I-2.3	要求性能（目的達成性能）の設定	I-2-10
I-2.4	浜崖後退抑止工の設計手順	I-2-14
I-2.5	サンドパック断面諸元の設定	I-2-16
I-2.6	波力安定性の照査	I-2-23
I-2.7	根入れ・自立性の照査	I-2-34
I-2.8	浜崖後退抑止工の安定性照査	I-2-39
I-2.9	浜崖後退量の照査	I-2-76
I-2.10	吸出し、施工端処理の照査	I-2-79
I-2.11	修復性の照査	I-2-83

I-2 浜崖後退抑止工の照査

I-2 浜崖後退抑止工の照査

I-2.1 浜崖後退の機構

砂丘等の海側に発生する浜崖は、砂丘等前面の砂浜の侵食により砂丘等から海浜に砂が供給される状態になると発生する。砂丘等は、漂砂の供給や地盤の上昇等により漂砂環境が堆積性の状態にある砂浜の後浜上に飛砂による堆積が加わって標高を高めて形成されたものと考えられる。砂丘を構成する砂は自重によって締め固められ、ほどよく水分を保持することにより発生するせん断抵抗が加わり、侵食されても安息角より切り立つ勾配いわゆる浜崖を形成すると考えられる。

波浪による浜崖の後退は、次のようなプロセスで進行すると考えられる。

○プロセス（１）：沿岸漂砂あるいは岸沖漂砂の不均衡から浜崖前面の砂が漂砂として運び去られる状態になる。①前面砂浜の砂が運び去られると締め固まり切り立った勾配を形成している浜崖基部が露出し、そこに波浪があたるようになる。

○プロセス（２）：波浪で砂が飽和状態になり不飽和状態での表面張力に起因するせん断抵抗が失われる。同時に波浪の波力や遡上流れが作用しせん断抵抗を失った浜崖基部の砂を漂砂として運び去る。②浜崖の切り立った勾配斜面はカウンターウエイトとして機能していた下部の重量がなくなるとともに、斜面が切り立ちノッチが形成される等して不安定になる。

○プロセス（３）：③安定を失った浜崖急斜面は崩壊し、崩壊した砂が後退した急斜面の前面基部を覆う。この土砂は浜崖斜面のカウンターウエイトとして機能するとともに波浪が急斜面を構成する土砂に直接あたることを防ぐ。しかし、沿岸あるいは岸沖漂砂の不均衡により運び去られる漂砂量が多い状態であるために、急斜面前面を覆っている砂も波浪によって運び去られ、再び切り立った急斜面が露出して波浪があたる①の状態になる。②→③→①を何度も繰り返すことにより浜崖の後退が進行する。

○プロセス（４）：高波浪が去り、沖合・上手から浜崖急斜面前面の砂浜に供給される漂砂量が沖合や下手に運び去る漂砂量を上回る状態になると、浜崖急斜面前面の砂浜が回復して浜崖急斜面を覆う。これにより波浪が直接浜崖急斜面にあたりにくくなるとともに、急斜面のカウンターウエイトとして機能し浜崖を安定化させる。

浜崖の後退には、急斜面前面の砂が運び去られない状態に漂砂バランスを回復することが最も有効であるが、それが短期に望めない場合には、次善の策として①、②の状態を緩和する措置が有効と考えられる。これをサンドパックと養浜盛土で措置する工法が浜崖後退抑止工である。

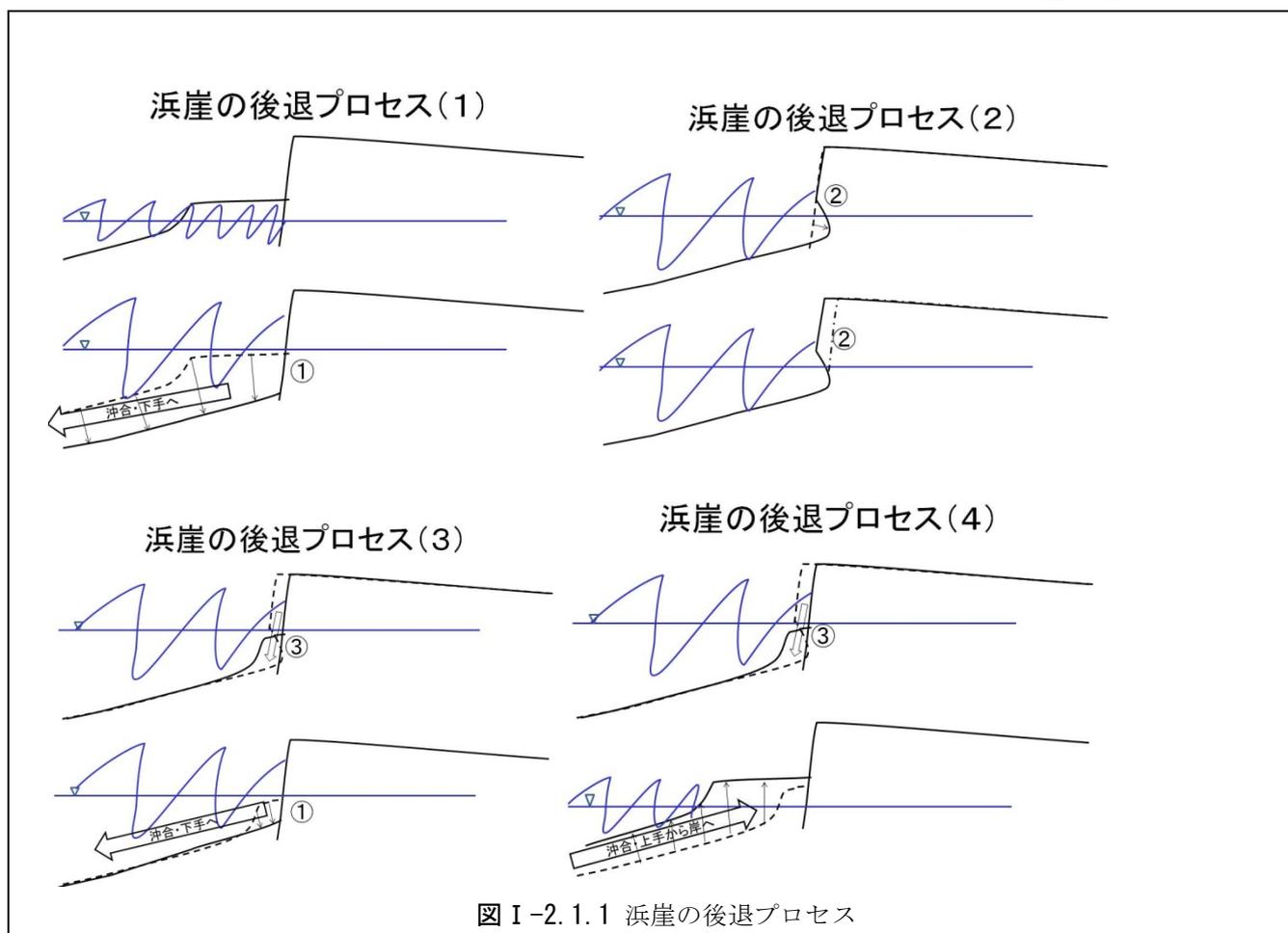


図 I-2.1.1 浜崖の後退プロセス

解 説

海岸砂丘は砂浜海岸の背後に形成される。漂砂の供給と波浪の作用、地盤の隆起あるいは海面の低下によって形成された堆積性砂浜に風による飛砂の影響が加わり、後浜に飛砂が堆積して砂丘を発達させたものと考えられる。これらの砂丘は海岸林や前面の砂浜と一体となって、波浪や津波、飛砂害、塩害から背後地を防護する役割を果たしてきた。このように形成された砂浜と砂丘からなる堆積性海岸が、何らかの要因により侵食性海岸に変化し、砂浜が後退する状態になると砂丘まで侵食が及び浜崖が形成されるようになる。図 I-2.1.2 は野口ら¹⁾が作成した日本の長大砂丘と海岸侵食速度を重ねた図である。図から、多くの砂丘が海岸侵食の脅威にさらされていることがわかる。

このような状態になった海岸においても、漂砂環境が堆積性とまではいかないまでも、侵食性の状態を脱して平衡に近い状態になれば、浜崖前面に砂浜を持ち、時々の高波浪で浜崖が後退する場合はあるが、概ね安定した砂丘・砂浜・海岸林からなる自然の防護ゾーンを維持できると考えられる。浜崖後退抑止工は、このような浜崖が形成された海岸の砂丘維持を支援する構造物である。

浜崖の後退は、崖面基部に波浪があたり砂を流し去ることによって進行する。浜崖の崖面基部をサンドパツク積層体と背後の養浜盛土で保護することによって、浜崖の後退を抑止することが浜崖後退抑止工の機能である。計画波浪の越波を防ぐことが基本となる一般的な護岸とは、計画波浪の越波を許容する点で性格が異なる。

I-2 浜崖後退抑止工の照査

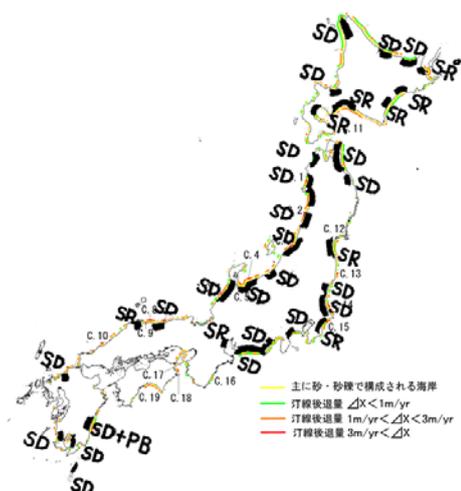


図 I-2.1.2 我が国の長大砂丘の位置と海岸侵食速度¹⁾



写真 I-2.1.1 浜崖の後退（台風通過前後）



写真 I-2.1.2 後退中の浜崖

I-2.2 浜崖後退抑止工の被災機構

浜崖後退抑止工の被災機構には、現地実験で以下の被災が確認されている。

- 1) 前面砂浜の侵食の進行に伴いサンドバック積層体の最下面サンドバックの底面地盤が低下し、サンドバックが変形→袋材に作用する張力が増大→作用する張力が袋材の引張り強度を超え袋材が破損→破損箇所からサンドバック中詰材が流出→サンドバック積層体の天端高が低下→背面養浜盛土が流失。
- 2) 浜崖後退抑止工施工端隣接部で侵食・浜崖後退が発生→施工端から背面養浜盛土が流失→施工端のサンドバック積層体が浮き上がり変形→サンドバック袋材に作用する張力が増大→張力がサンドバック袋材強度を超えて袋材が破損
- 3) サンドバック積層体背面に越波した波が引波時に施工端に集中し、背面養浜盛土が流失。

水理実験からは以下の被災が確認されている。

- 4) サンドバックの突合せ部から引波時に背面養浜盛土が吸い出される。

海外の文献からは、以下の被災が確認されている。

- 5) 重量不足によりサンドバックが流失

これらの被災機構を踏まえた照査を実施する必要がある。

解 説

- 1) 前面砂浜の侵食の進行に伴いサンドバック積層体の最下面サンドバックの底面地盤が低下し、サンドバックが変形した事例



写真 I-2.2.1 海浜の短期的地形変化による地盤低下による下層の破損と上層の変形破損

写真 I-2.2.1 は、2 段積みサンドバックが設置されていた海岸の微地形（バームやカスプ等）の短期的な地形変化により、下段サンドバック前面の地盤が低下し、それに追従して上段・下段のサンドバックが変状し上段・下段ともサンドバック上面の袋材に強度を上回る張力が作用したため破損した事例である。下段サンドバックでは中詰材を小分け充填している大型土嚢が地形変化に追従して外袋内部で前傾し、外袋材を張力で破損させるとともに転倒・露出した。下段サンドバックの変形・破損に追従し、上段サンドバックでも前傾する変形が起こり、上面の袋材が張力により縫合部から破損した。

I-2 浜崖後退抑止工の照査

2) 浜崖後退抑止工施工端隣接部で侵食・浜崖後退が発生に起因する破損



写真 I-2.2.2 施工端の侵食が進行し背面養浜盛土に及んだ様子

写真 I-2.2.2 は浜崖後退抑止工端部に隣接した海岸が侵食し、侵食がサンドパック積層体背後の養浜盛土に及んだ状況である。サンドパック積層体端部から侵入した波が背面養浜盛土に直接あたるようになり、その引波時に養浜盛土土砂が持ち去られている。サンドパック積層体端部においては、積層体部分の小口止めのみならず養浜盛土まで含めた端部処理が必要である。

3) サンドパック積層体背面に越波した波が引波時に施工端に集中し、背面養浜盛土が流失する事例



写真 I-2.2.3 サンドパック破損部が端部の効果となり背後盛り土が流出した例

写真 I-2.2.3 は、1 段積みサンドパックの一つで袋材が破損し、サンドパックから中詰材が流失して天端高が大きく低下した際に見られた被災状況である。天端高が低下したサンドパック部分から背面養浜盛土が抜けて、サンドパック背後に波が出入りするようになり、サンドパック積層体端部の侵食に伴う被災と同様の状態になった。写真 I-2.2.4 は同じ場所のサンドパックを定点カメラで撮影したものであり、サンドパックを越波した波が引波時に天端低下部分に集中している様子が捉えられている。



写真 I-2.2.4 サンドパック破損箇所からの波の侵入と背面養浜盛土の流失

I-2 浜崖後退抑止工の照査

4) サンドパック突合せ部からの背面養浜盛土吸出し



写真 I-2.2.5 突合せが悪い場合に生じる局所的な侵食（左；盛土上から、右；正面から）

サンドパックの突合せ部分が写真 I-2.2.5 に示したように不適切であると越波時に養浜盛土が吸い出される。このような突合せ部分における吸出しが進行すると、天端を越えた波浪の戻り流れが吸出しで低下した部分に集中することになりその流体力によってサンドパックが沖側へ押し流されることが水理模型実験で確認されている（写真 I-2.2.6）。

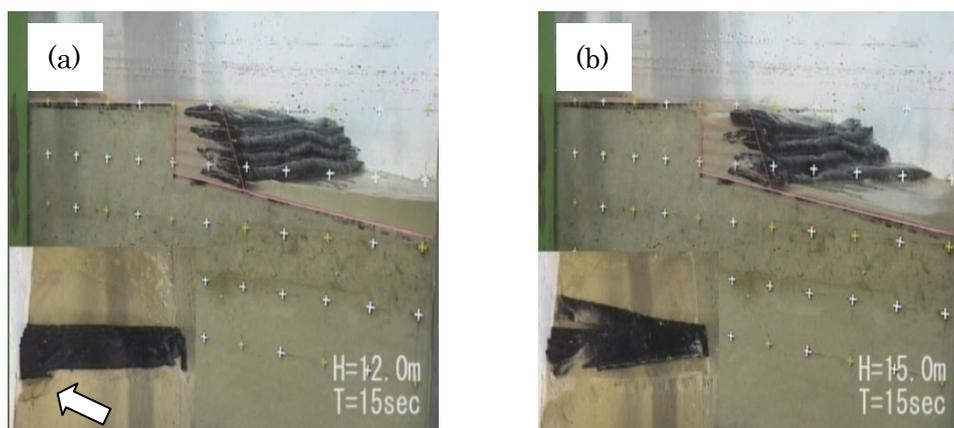


写真 I-2.2.6 突合せ部分からの背面土砂流出による被災の例（水理模型実験）
(a)土砂流出による穴の形成、(b)背面からの戻り流れによるサンドパック流出

一方、写真 I-2.2.7 に示すように突合せ部を押しつけて作成した場合には、天端の不陸が最小限に抑えられ越波による侵食も小さい。



写真 I-2.2.7 突合せが密な場合（左；盛土上から，右；正面から）

5) 重量不足によりサンドバックが流失

チューブ型のサンドバックでは報告されていないが、土のう型のサンドバックで護岸を構築した場合に重量不足が原因で被災した例がナミビア共和国やアラブ首長国連邦で報告されている。これらの事例では、いずれも I-2.6 で扱うハドソン式を準用した所要重量の算定方法で求まる重量よりも軽いサンドバックが使われていたことがわかっており、適切な照査が実施されていれば防げた被災と考えられる²⁾。

I-2 浜崖後退抑止工の照査

I-2.3 要求性能（目的達成性能）の設定

浜崖後退抑止工の目的達成性についての要求性能は、性能 1 または性能 2 を設定する。性能 1 の限界状態は、想定する作用によって生じる浜崖後退抑止工の変形・損傷が、浜崖の後退を防止・抑止する機能を確保できる限界の状態とする。性能 2 の限界状態は、想定する作用によって生じる浜崖後退抑止工の変形・損傷が、修復を容易に行いうる限界の状態とする。

性能 1 の照査は、I-2.4～I-2.10、I-3 により行うことを基本とする。I-2.9 で計画波浪うちあげ高とサンドパック積層体の天端高、背後の養浜盛土の幅、バームの勾配から浜崖の後退量を評価する。I-2.8 では法勾配を設定し、供用時及び L1 地震時のすべりの安全性を評価する。I-2.5、I-2.6 では周長・充填率と波力に対する安定性からサンドパックの所要質量・大きさを評価する。I-2.7、I-2.10 では地盤低下、吸出し、施工端部からの背後養浜土砂の抜け出しに対する安全性を評価する。サンドパック袋材の照査に関しては I-3 で行う。

性能 2 の照査は、性能 1 の照査に加えて修復性の観点から、サンドパック積層体が自立構造であること、背後の養浜盛土を修復できる幅がサンドパック積層体と浜崖の間に確保されていることを確認する（I-2.11）。I-3.11 では袋材に発生した損傷が静置状態で拡大しないことを確認する。

設計の手順から考えた場合、照査は、浜崖後退抑止工の照査とサンドパック袋材の照査に分けることができる。浜崖後退抑止工の照査は、設計の横断面図、平面図を作成する段階にあたる。この中で波力や土圧・地震動等に対して必要なサンドパックの大きさ・重量等の諸元も設定されることになる。サンドパック袋材の照査は、浜崖後退抑止工の照査で設定された横断形状やパック諸元、目標寿命、摩耗外力等の設置環境からサンドパック袋材の強度が満足するか確認するとともに、施工方法等で決まる施工外力に対する安全性の確認、その他劣化の影響、環境への影響について確認することになる。

解 説

表 I-2.3.1 および図 I-2.3.1 に目的達成性能で想定される要求性能の設定と照査項目について示す。

表 I-2.3.1 目的達成性能で想定される要求性能の設定と照査項目

要求性能	浜崖後退抑止工の限界状態	構成要素	構成要素の限界状態	照査項目	照査方法
性能 1	想定する作用によって生じる浜崖後退抑止工の変形・損傷が、浜崖の後退を防止・抑止する機能を確保できる限界の状態	サンドバック積層体	波力や土圧 (L1 地震動含む) ・残留水圧に対して有害な変形を生じない (サンドバックが移動しない・吸出し起きる隙間が空かない) 浜崖後退量が許容量以下となる	高さ	①うちあげ高・限界積層高 ②浜崖後退量
				根入れ	③地盤低下量照査
				施工端・吸出し	③施工端・突合せ処理
				土圧・残留水圧安定性	③安定照査
				波力等安定性	④重量照査
		背後養浜盛土	越波による洗掘・変形が生じても浜崖の後退抑止に必要な高さ (積層体天端高) を維持する。吸出しが起きない 浜崖後退量が許容量以下となる	浜崖後退量	②浜崖後退量
		サンドバック袋材	施工時に袋材に作用する張力によって袋材が破れない 目標とする寿命の期間に劣化により低下した強度で積層体の状態で作用する張力によって袋材が破れない 人為的切創・燃焼・漂流物で袋材に穴があいても穴が拡大しない	初期強度	⑥初期強度照査
				劣化後強度	⑤劣化後強度照査
				損傷拡大防止	⑦損傷拡大抵抗性試験

I-2 浜崖後退抑止工の照査

表 I-2.3.1 目的達成性能で想定される要求性能の設定と照査項目

要求性能	浜崖後退抑止工の限界状態	構成要素	構成要素の限界状態	照査項目	照査方法
性能 2	想定する作用によって生じる浜崖後退抑止工の変形・損傷が、修復を容易に行いうる限界の状態	サンドバック積層体	万が一部のサンドバックの袋材が損傷し背面養浜盛土が流失した場合でも、養浜盛土の修復に対して有害な変形を生じない（自立構造であること）	高さ	①うちあげ高・限界積層高
				根入れ	③地盤低下量照査
				施工端・突合せ処理	③施工端・突合せ処理
				土圧・残留水圧安定性	③安定照査
				波力等安定性	③重量照査
		背後養浜盛土	養浜盛土が流失しても修復可能であること	養浜盛土幅	②養浜盛土修復施工性照査
		サンドバック袋材	施工時に袋材に作用する張力によって袋材が破れない 目標とする寿命の期間に劣化により低下した強度で積層体の状態で作用する張力によって袋材が破れない 人為的切創・燃焼・漂流物で袋材に穴があいても穴が拡大しない	初期強度	⑥初期強度照査
劣化後強度	⑤劣化後強度照査				
損傷拡大防止	⑦損傷拡大抵抗性試験				
性能 3	想定する作用によって生じる浜崖後退抑止工の変形・損傷が、周辺海域の利用への致命的な影響を防止しうる限界の状態 目標寿命期間経過後、適切な点検により更新時期を見逃さない状態	サンドバック単体	変形によって崩れたサンドバックが波浪によって沖合に流失しない	波力による沖合流失	④重量照査
				劣化後強度	⑤劣化後強度照査
		サンドバック袋材	目標とする寿命の期間に劣化により低下した強度で単体の状態で作用する張力によって袋材が破れない 漂流物で袋材に穴があいても穴が拡大しない 目標寿命期間経過後、適切な点検により更新時期を見逃さない	損傷拡大防止	⑦損傷拡大抵抗性試験
				劣化点検	⑧劣化状態の点検体制

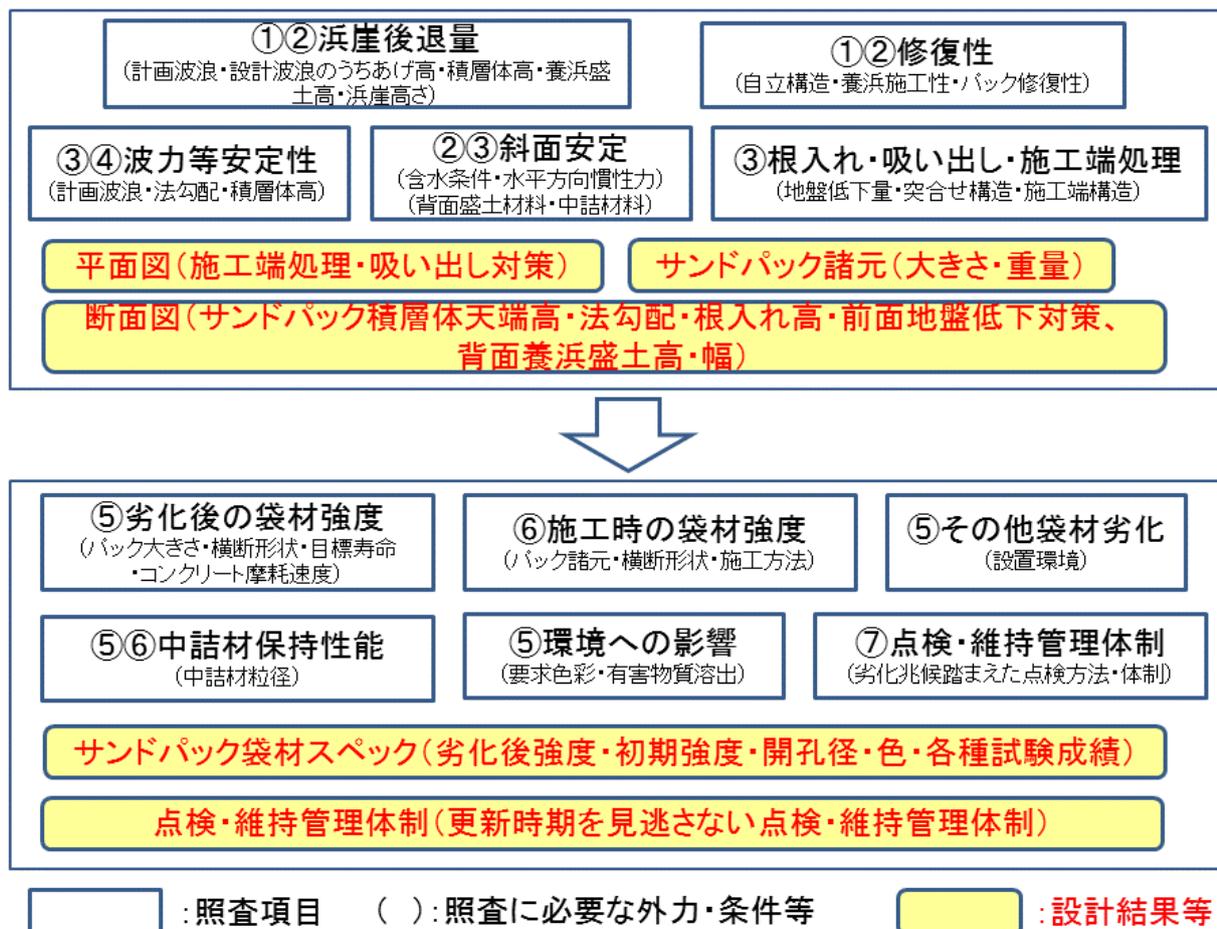


図 I-2.3.1 浜崖後退抑止工で必要となる照査項目

I-2 浜崖後退抑止工の照査

I-2.4 浜崖後退抑止工の設計手順

浜崖後退抑止工を設計する際には、図 I-2.4.1 に掲げるフローで諸元の設定及び照査を実施することを標準とする。

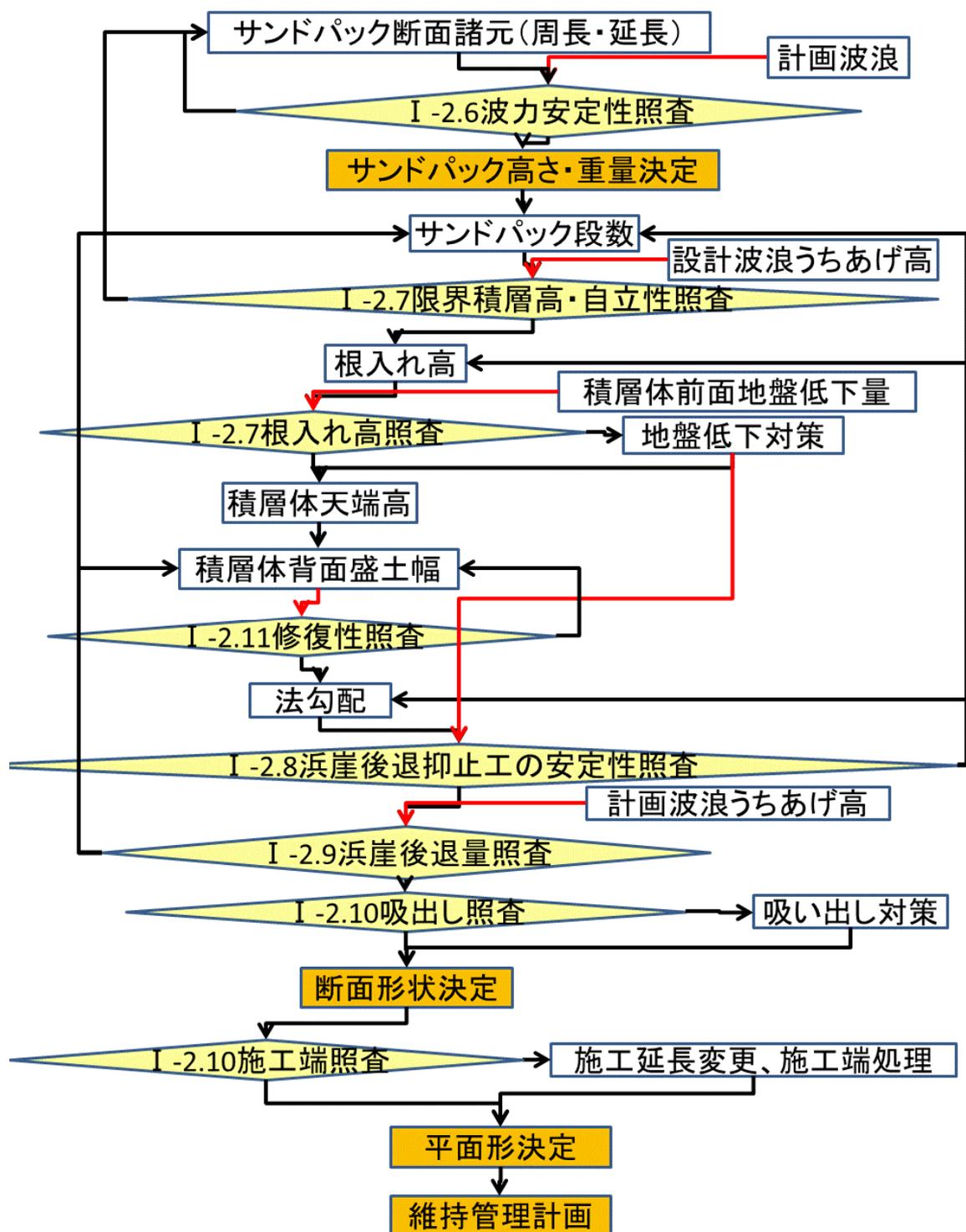


図 I-2.4.1 浜崖後退抑止工の設計手順

- (1) サンドパットの諸元（高さ・幅・重量）設定
 - 1) サンドパット諸元の設定（I-2. 5）袋材周長・充填率・延長
→高さ・幅・重量
- (2) 計画波浪波力安定性照査
 - 1) 斜面上サンドパットの所要質量（I-2. 6）
 - 2) 法肩サンドパットの所要質量（I-2. 6）
 - 3) 単体で沖合流出しない諸元（I-2. 6）
- (3) 浜崖後退抑止工断面形状設定
 - 1) サンドパット積層体自立性照査（I-2. 7） →積層体天端高
 - 2) サンドパット積層体根入れ照査（I-2. 7） →積層体根入れ高
 - 3) 浜崖後退抑止工修復性照査（I-2. 11） →養浜盛土幅
 - 4) 浜崖後退抑止工の安定性照査（I-2. 8） →法勾配、養浜盛土高
 - 5) 浜崖後退量照査（I-2. 9） →養浜盛土幅・積層体天端高
 - 6) 吸出し照査（I-2. 10） →突合せ部処理
- (4) 浜崖後退抑止工平面形状設定
 - 1) 施工端照査（I-2. 10） →平面形状・施工端処理

解 説

浜崖後退抑止工の諸元設定・設計は、(1) サンドパットの諸元設定、(2) 計画波浪に対する安定性照査、(3) 浜崖後退抑止工断面形状の設定、(4) 浜崖後退抑止工平面形状の設定の四つの段階に分けることができる。(1) サンドパットの諸元設定では、袋材周長と充填率からサンドパットの諸元（高さ・重量）を仮設定する。(2) 仮設定した諸元のサンドパットが、計画波浪による波力に対して安定性を満足するか照査する。満足していなければ(1)に戻りサンドパット諸元の仮設定を見直し、再度波力に対する安定性を照査する。

(3) 浜崖後退抑止工の断面形状設定では、(1)、(2)で設定したサンドパットを使った積層体の安定性と背面養浜盛土を合わせた抑止工全体の断面としての安定性を照査するとともに、目的達成性能である浜崖後退抑止量の照査を行い、横断面形状を設定する。(4) 浜崖後退抑止工平面形状設定では、浜崖後退抑止工の破壊機構の1つである施工端からの養浜材流失について照査する。(3)で照査する浜崖後退量抑止量で決まる岸沖方向位置と合わせて平面形状が設定されることになる。各諸元の設定法及び照査法はI-2. 5以下に述べる。サンドパット諸元、断面形状、平面形状設定とともに重要なサンドパット袋材のスペック設定のための照査法についてはI-3で述べる。

I-2 浜崖後退抑止工の照査

I-2.5 サンドパック断面諸元の設定

(1) 設定の考え方

浜崖後退抑止工に用いるサンドパックは、計画波浪に対して十分な波力安定性を有する断面諸元とする必要がある。断面諸元は袋材の周長 L と充填率 f (断面積比で定義) で決まるが、移動変形に対する抵抗力を効率的に発揮できる充填率許容範囲 (65~80%) があるので、充填率がこの範囲内となるよう照査・施工管理を行うことを標準とする。

周長 L と充填率許容範囲をもとにサンドパックの断面諸元を仮設定し、I-2.6 波力に対する安定性照査で所要質量を満足しているか照査し、所要質量を満足していなければ所要質量を満足するよう周長を大きくして再照査することを標準とする。

(2) サンドパックの充填率の定義

袋材の周長が L (m) のサンドパックの充填率 f (%) は、充填後の断面積 A_f (m²) の真円断面積 A_0 (m²) ((2.5.1) 式で算出可能) に対する割合 (2.5.2) 式で定義する。充填率が高くなるほど断面形状が真円に近づくとともに断面積も大きくなり、真円となった時に断面積が最大となる (図 I-2.5.1)。

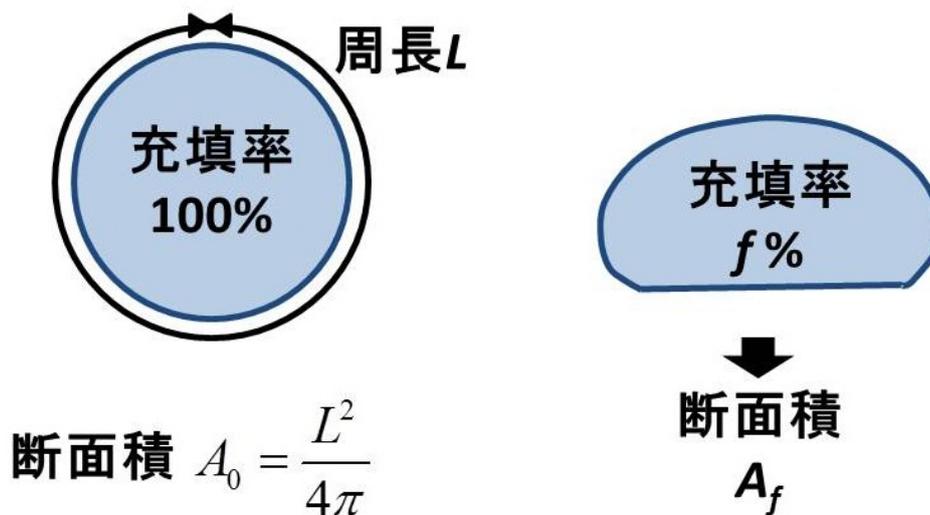


図 I-2.5.1 充填率と断面形状の関係

$$A_0 = \frac{L^2}{4\pi} \quad [\text{m}^2] \quad (2.5.1)$$

$$f = \frac{A_f}{A_0} \times 100 \quad [\%] \quad (2.5.2)$$

中詰材充填後の断面積 A_f (m²) は、Namias の式を直接解いた形状を仮定して算出することを標準とする。

(3) 充填率許容範囲

サンドバックの移動抵抗力を効率よく発揮できる充填率の範囲である充填率許容範囲は、65～80%を標準とする。

(4) 施工管理と施工許容範囲

現場では、サンドバックの断面形状・断面積を直接測定することは煩雑かつ困難である。このため、I-4.2 サンドバックの充填率管理に示すとおり、施工管理はサンドバックの高さと幅を測定し、これらが施工許容範囲を満足しているか確認することにより行う。

実際のサンドバックは、理論では考慮されていない袋材の伸びが袋材の種類に応じて発生し、中詰材が Namias の式で前提としているスラリー状態ではないため、高さ・幅等の形状が理論値のとおりになるとは限らない。これらを考慮して、サンドバックメーカーは、責任をもって入念な施工実験を行い幅と高さの実態データを集積した上で、幅と高さの施工許容範囲を設定しなければならない。

(5) 性能評価における充填率等の扱い

共同研究におけるサンドバックの施工実験実績の幅と高さから充填率のバラツキ幅を整理すると 67%～72%程度であった。しかし、性能照査で用いる充填率と中詰材の密度は、照査の目的に応じて、サンドバックの性能を過大評価することがないように設定することを標準とする。たとえば、サンドバックの安定数 N_s を用いて波力に対する所要質量を算定し、それを上回る重量が確保されているか照査する際には、中詰材の密度は 15kN/m^3 、充填率は 65%を設定する。袋材の張力算定においては、中詰材の密度は 19kN/m^3 、充填率は 80%を設定する。

解 説

(1) チューブ型サンドバックの形状の算定方法

充填率を算定するためには、断面積をできるだけ正確に算定することが重要である。チューブ型サンドバックの断面は、重力の作用等により単純な楕円とはならない。その断面形状は、袋材に働く張力と内圧のつり合い関係に基づいて算定することができる³⁾⁴⁾。ここではその方法を例示する。

周長 L (m) のサンドバックの袋材に働く張力を T (kN/m)、中詰材の単位体積重量を γ_{int} (kN/m^3) とし、張力を式(2.5.3)のとおり無次元化すると、袋材に働く張力と内圧のつり合い関係は微少な範囲で考えれば式(2.5.4)で表すことができる (図 I-2.5.2)。

$$t = \frac{T}{\gamma_{\text{int}} L^2} \quad (2.5.3)$$

$$p = t \frac{d\theta}{ds} \quad (2.5.4)$$

ここに、

θ : 水平面に対するサンドバックの接線の角度

s : 原点からサンドバックに沿った距離 (周長で無次元化)

p : サンドバック内部から袋材に働く圧力 (圧力を $\gamma_{\text{int}} L$ で割って無次元化)

I-2 浜崖後退抑止工の照査

中詰材の単位体積重量 γ_{int} (kN/m^3)は、「耐候性大型土のう積層工法」設計・施工マニュアル⁵⁾における砂質土の扱いを準用して、性能を過大評価しないように 15kN/m^3 か 19kN/m^3 のいずれかを使う。例えば、波浪安定性について照査する場合には、安定性が低くなる 15kN/m^3 を用い、袋材に働く張力について照査する場合には、張力が高くなる 19kN/m^3 を用いる。

Namias(1985)³⁾に従えば、このときの袋材の x, y 座標は式(2.5.5)、式(2.5.6)で、無次元化されたサンドパックの底面接地長 b , 高さ h およびサンドパックの幅 w はそれぞれ、式(2.5.7)、式(2.5.8)、式(2.5.9)で近似することができる。

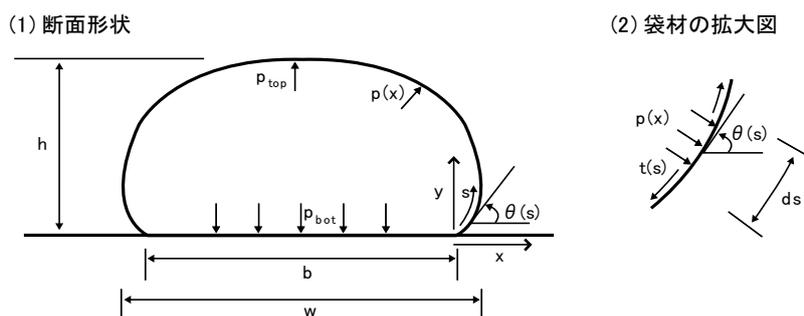


図 I-2.5.2 チューブ型サンドパックの断面形状と作用力 (Namias³⁾ より)

$$x = \left[E(\phi, k) - \left(1 - \frac{k^2}{2}\right) F(\phi, k) \right] p_{\text{bot}} \quad (2.5.5)$$

$$y = \left(1 - \sqrt{1 - k^2 \sin^2 \phi}\right) p_{\text{bot}} \quad (2.5.6)$$

$$b = 1 - 2k \sqrt{t} K(k) \quad (2.5.7)$$

$$h = (1 - \sqrt{1 - k^2}) p_{\text{bot}} \quad (2.5.8)$$

$$w = b + 2 \left[E\left(\frac{\pi}{4}, k\right) - \left(1 - \frac{k^2}{2}\right) F\left(\frac{\pi}{4}, k\right) \right] p_{\text{bot}} \quad (2.5.9)$$

$$k = \frac{2\sqrt{t}}{p_{\text{bot}}} \quad (2.5.10)$$

$$2[K(k) - E(k)] p_{\text{bot}} = 1 \quad (2.5.11)$$

ここに、

p_{bot} : サンドパック底面における内部圧力 (圧力を $\gamma_{\text{int}}L$ で割って無次元化)

$F(\phi, k)$: 第 1 種不完全楕円積分

$E(\phi, k)$: 第 2 種不完全楕円積分

$K(k)$: 第 1 種完全楕円積分

$E(k)$: 第 2 種完全楕円積分

式(2.5.5)、式(2.5.6)を用いて、いろいろな ϕ に対する x と y の組み合わせを求めれば形状を求めることができる。ここで必要となる変数 k は式(2.5.10)によって定義されるものであり、式(2.5.11)で求めることができるが、Namias(1985)³⁾によって提案されている次のような方法で近似値を求めることもできる。

1) $p_{bot} > 0.34$ のとき

$$k^2 \cong \frac{2}{\pi p_{bot}} - \frac{3}{2\pi^2 p_{bot}^2} + \frac{3}{8\pi^3 p_{bot}^3} \quad (2.5.12)$$

この方法で求まる k の式(2.5.1)で求まる k に対する誤差は 2%以下とされている³⁾。また、周長 L で無次元化されたサンドパック底面の接地長さ b 、およびサンドパックの幅 w はそれぞれ、式(2.5.13)、式(2.5.14)で近似できる。

$$b \cong 1 - \pi k \sqrt{t} \left(1 + \frac{1}{4}k^2 + \frac{1}{64}k^4 + \frac{225}{2304}k^6 \right) \quad (2.5.13)$$

$$w \cong \frac{1}{2} p_{bot} k^2 \left[2 + \frac{k^2}{16}(12 - \pi) + \frac{3k^4}{64}(12 - \pi) \right] \quad (2.5.14)$$

2) $p_{bot} < 0.34$ のとき

$$k^2 \cong 1 - 16 \exp \left[- \frac{1}{p_{bot}} - 2 \right] \quad (2.5.15)$$

この場合、完全楕円積分 $K(k)$ は次の式(2.5.16)で、 $E(k)$ は 1 でそれぞれ近似でき、これを使って式(2.5.7)、式(2.5.9)からサンドパックの底面接地長 b と幅 w を求めることができる。

$$K(k) \cong \ln \frac{4}{\sqrt{1-k^2}} \quad (2.5.16)$$

図 I-2.5.3 は、周長 9.5m、10m について式(2.5.8)を直接解いて求めた結果と、式(2.5.11)で求めた変数 k と式(2.5.12)、式(2.5.15)による近似式で求めた変数 k を用いてサンドパック高さを算定した結果の充填率と高さの関係を図示したものである。図から充填率 16%から 75%までは両者に差がないこと、(3)で後述する充填率許容範囲である 65~80%の範囲でも高さで 10cm 未満の差であることがわかる。形状の算定法はいずれの方法も煩雑であることから、簡易な方法として楕円を仮定して幅と高さから断面積を求めることが考えられる。これが Namias の式(2.5.8)、式(2.5.9)を直接解いた形状から算出した場合とどの程度差が生じるのか調べるため、楕円を仮定して断面積・充填率と高さを求めた場合の曲線を図 I-2.5.3 に赤線で重ねてプロットした。その結果を見ると、高さを同じにした場合、楕円仮定では充填率を小さく見積もってしまうことがわかる。同じ充填率にしたつもりで高さを管理する場合、20cm 近くの差が出てしまう。以上より、充填率の算定や管理のためには形状を楕円と仮定してはならず、Namias の式を直接解いたものを用いることを標準としたものである。

I-2 浜崖後退抑止工の照査

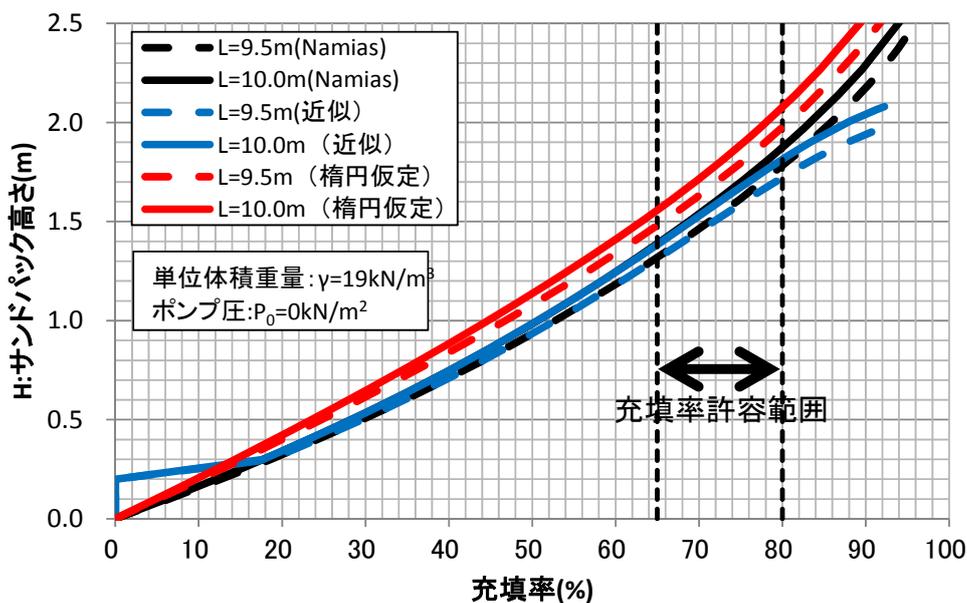


図 I-2.5.3 サンドパックの充填率と高さ

(2) チューブ型サンドパックの充填率許容範囲

上述の算定式によれば、内圧（充填率）を変えれば任意の高さのサンドパックを製作することも可能であるが、チューブ型サンドパックの変状形態は、充填率約 77% を境界に変わるので、注意が必要である。

波浪などによって水平方向に力が作用すると、サンドパックの内部に滑り面が形成されそれよりも外側の中詰材が滑り面に沿って流動する内部転動（internal rotation）を起こすことで、サンドパックがキャタピラのような形で動くことがある。このとき滑り面で囲まれたコアの部分の中詰材は動かず、接地面が形成される（図 I-2.5.4）。

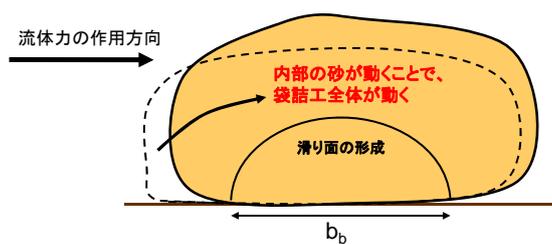


図 I-2.5.4 サンドパックの中詰材の流動の模式図

こうした内部転動に対する抵抗力は 1m の単位長さあたりでは式(2.5.17)で表現される^{6),7)}。

$$M = 0.5 \sigma_v' b_b^2 \tan \phi \quad (2.5.17)$$

ここに、

M : 内部転動に対する抵抗モーメント (kN)

σ_v' : 鉛直有効応力 (kPa)

ϕ : 中詰材の内部摩擦角

b_b : 底面の接地長 (m)

中詰材の充填率が高くなれば、鉛直有効応力は大きくなるが、底面の接地長は式(2.5.18)に示すとおり小さくなるため⁷⁾、単純に抵抗モーメントが大きくなるとは限らない。

$$\frac{b_b}{L} = 0.46\sqrt{1-f^2} \quad (2.5.18)$$

ここに、

L : サンドパックの周長 (m)

f : 充填率 (充填率 100%すなわち断面形状が真円のときに対する面積比)

サンドパックの充填率 65%から 95%の範囲では底部周辺における鉛直有効応力の最大値 $\sigma'_{v,max}$ と上部に存在する中詰材の量から求めた鉛直応力の計算値 $\sigma'_{v,calc}$ の間に対して式(2.5.19)で表せることがわかっている。⁷⁾

$$\frac{\sigma'_{v,max}}{\sigma'_{v,calc}} = 1 + \frac{0.1}{1-f^2} \quad (2.5.19)$$

式(2.5.17)は式(2.5.18)、式(2.5.19)より次のとおりあらわせる。

$$M = 0.11\sigma'_{v,calc} L^2(1-f^2)\tan\phi \quad (2.5.20)$$

ここで、サンドパックの頂部の高さを h 、中詰材の単位体積重量を γ 、海水の単位体積重量を γ_w とし、没水状態で水平方向の波力 F がこの半分の高さに働くとすれば、 $\sigma'_{v,calc} = (\gamma - \gamma_w)h$ より、

$$M = F \frac{h}{2} \quad (2.5.21)$$

$$F_{h,r} = 0.21L^2(\gamma - \gamma_w)(1-f^2)\tan\phi \quad (2.5.22)$$

一方で、水平方向の波力による滑動に対する抵抗力 $F_{h,s}$ は、下記のとおり。

$$F_{h,s} = W \tan\phi_{s-g} \quad (2.5.23)$$

ここに、 W : サンドパックの水中重量 (kN) , ϕ_{s-g} : 底質とサンドパックの間の摩擦角 (°)

ここで W は周長 L と充填率 f から求めることができ、周長 L を 10m、中詰材の単位体積重量 γ と海水の単位体積重量 γ_w をそれぞれ 15kN/m、10kN/m、中詰材の摩擦角 $\tan\phi$ と底質-サンドパック間の摩擦角 $\tan\phi_{s-g}$ をそれぞれ、0.7、0.5 とすれば、式(2.5.22)と式(2.5.23)から得られた抵抗力と充填率の関係の例を図示すると **図 I-2.5.5** のとおりとなる。充填率約 76%以下では滑動に対して弱く、77%以上では内部転動に対して弱くなることから、サンドパックの充填率はおおよそ 76~77%程度の時が最も安定性が高い。サンドパックの滑動と内部転動による移動抵抗を効率的に発揮できる充填率の範囲を充填率許容範囲と呼ぶこととし、**図 I-2.5.5** から 65~80%と定めることとした。

I-2 浜崖後退抑止工の照査

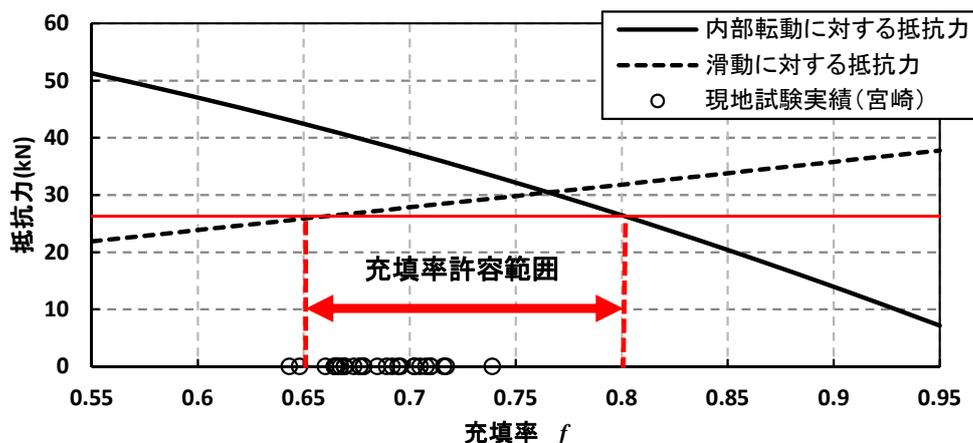


図 I-2.5.5 内部転動および滑動に対する抵抗力と充填率の関係
 (L:10m, γ :15kN/m³, γ_w :10kN/m³, $\tan \phi$:0.7, $\tan \phi_{sg}$:0.5 で計算)

(3) 施工許容範囲

実際の現場では、充填率算出に必要な断面積を直接計測することはできない。現場の出来形管理として測定可能な諸元は、高さと幅である。また、袋材の伸びや中詰材がスラリーでないこと等 Namias の理論では考慮していない要素があることから、I-4.2 で示すとおり出来高に幅が発生する。さらに、サンドパックは厳密な出来高精度を要求すべき構造物ではなく出来高に幅を許容する構造物であること等を踏まえ、施工時の目標と出来高管理のために、充填率許容範囲を満足する範囲内で幅と高さの範囲を施工許容範囲として定めることとした。袋材の伸びは袋材の材質や種類によって異なり、出来高の幅も施工方法によって異なると考えられるため、施工許容範囲は、実物大の施工実験等実績を積み上げて袋材メーカーが責任を持って定める事項と整理した。

I-2.6 波力安定性の照査

サンドパットの波力安定性は、計画波浪以下の波浪に対して単体質量がサンドパットの設置場（法肩、斜面）に応じた所要質量以上であることを照査することを標準とする。性能 3 が要求される場所では、砂浜上に単体で置かれた状態で沖合に流失しない質量とすることを標準とする。

所要質量算定手法は、（１）水理模型実験に基づく波浪からの算定法、（２）流体力学による算定法のいずれかによっておこなうことを標準とする。

（１）水理模型実験に基づく波浪からの質量算定法

１）波高一所要質量関係式による算定法

安定数 N_s は積層勾配を用いたサーフ・シミュラリティパラメータ ζ_0 を用いた整理と積層体高／沖波波高（ hc/H ）を用いた整理の両方で照査する。

２）波浪と海浜断面勾配を再現した縮小模型実験による確認

（２）流体力学による算定法

１）流体場の諸量を用いた算定式

２）中詰材の移動を考慮した算定法

解 説

（１）概要

浜崖後退抑止工を構成するサンドパット積層体には、波浪による波力と斜面を遡上もしくは流下する海水による流体力が作用するため、浜崖後退抑止工を構成する一つ一つのサンドパットがこれらに対して安定である必要がある。法肩部に位置するサンドパットは、上載荷重がなく無く下層のサンドパットよりも移動しやすいと考えられるので、法肩部のサンドパットの安定性も照査しなければならない。この照査の段階では、サンドパットの積層体構造（のり勾配、設置高）を仮決めしておく必要があるが、前面のり勾配は前面の砂浜が回復した後にサンドパット前面が飛砂で覆われることを期待するため、砂の安息角程度 1 : 1.7 より急にし、間積みの上限である 1 : 0.5 よりは緩くすることが考えられる。

水理模型実験による照査手法としては、傾斜堤の斜面被覆材の所用質量算定式として使われているハドソン式（Hudson formula）を準用した方法が挙げられ、力学的照査手法としては、サンドパットに働く流体力・慣性力を算定して滑動や転動の発生を確認する手法が挙げられる。これらについては以降の（２）、（３）で例示・解説するが、いずれの手法も長所と短所を有するので、照査対象となるサンドパットの形状や浜崖後退抑止工の構造に応じて適切にこれらを使い分けると良い。

また最近では、中詰材の移動によるサンドパットの変形も波浪等に対する安定性に影響を与えることが分かってきているので、この点について（４）で例示・解説する。さらに（５）では、浜崖後退抑止工を構成するサンドパット積層体が崩れてしまった場合にも、海中に引き込まれることだけは避けるよう漁業者等から求められる（性能 3 を要求される）場合に必須となる照査について述べる。

なお、所用質量算定式と力学的照査手法のどちらについても、水理模型実験によって諸係数を求めていることに変わりはない。現段階ではサンドパットの変形特性を十分に再現するための相似則の扱い方が確立されているわけではないため、本マニュアルで示す各係数は例示に過ぎず、知見の蓄積により今後更新される可能性があることに注意する必要がある。

I-2 浜崖後退抑止工の照査

(2) 水理模型実験に基づく波浪からの所要質量算定法

1) 波高一所要質量関係式による算定法

海岸保全施設の技術上の基準・同解説⁸⁾では波力を受ける傾斜構造物の表法面の斜面被覆材の所要質量算定式としてハドソン式が例示されており、この考え方を準用してサンドパットの所要質量算定式を構築することができるので、以下に例示する。

照査しようとする浜崖後退抑止工を模した水理模型実験を実施して変数を定めれば、サンドパットの所要質量は次式であらわすことができる。

$$M = \frac{\rho_r H^3}{K_D (S_r - 1)^3 \cot \alpha} \quad (2.6.1)$$

ここに、

M : サンドパットの所要質量(t)

ρ_r : サンドパット全体の密度 (t/m^3)

H : 設計計算に用いる波高(m)

K_D : サンドパットの形状・材質及び被害率などによって決まる定数

S_r : サンドパット全体の海水に対する比重 (ρ_r/ρ_0)

ρ_0 : 海水の密度($1.03 t/m^3$)

α : 斜面が水平面となす角 (サンドパット積層体の海側斜面勾配)

ここで α をサンドパット積層体の海側斜面勾配としているので、波高 H としては堤前波高を用いるのが理想ではあるが、水理模型実験の都合上、堤前波高を計測できない場合には、沖波波高を用いて実験結果を整理しても構わない。ただしその場合には、設計に用いる波高も堤前波高ではなく、実験条件に対応するような適切な位置の波高を用いねばならない。以降に示す N_s 値や C_w 等についても、既往の値を用いる場合には、その値がどの波高で実験結果を整理して求められたかをよく確認したうえで、設計計算に用いる波高を決定する必要がある。

また、 K_D の代わりに安定数 N_s を用いれば次式であらわすこともできる。

$$M = \frac{\rho_r H^3}{N_s^3 [S_r - 1]^3} \quad (2.6.2)$$

このとき、

$$N_s^3 = K_D \cot \alpha \quad (2.6.3)$$

これまでに海外で実施されてきた模型実験によれば、サンドパットの安定数 N_s は作用する波長に依存することが分かっており、式(2.6.4)に示すサーフ・シミュラリティパラメータ(surf similarity parameter) ζ_0 を用いて式(2.6.5)の通りあらわすことができる。

$$\xi_0 = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H / L_0}} \quad (2.6.4)$$

$$N_s = \frac{H}{(S_r - 1) \left(\frac{\rho_r}{M} \right)^{1/3}} = \frac{C_w}{\sqrt{\xi_0}} \quad (2.6.5)$$

ここで L_0 は深海波長(m)。

水理模型実験結果から求めた N_s 値と ξ_0 を状態別 (安定、半安定、不安定) に印を変えて図 I-2.6.1 のようにプロットし、図からサンドパックの安定と不安定の境界となる C_w を求めれば、実験で用いた波浪・地形条件等の範囲内であれば任意の波浪条件における所用質量を式(2.6.5)より求めることができる。ただし、サンドパックの密度 ρ_r については、実験結果を整理して安定境界を求める際には実験で用いた値を使うものの、所要質量を算定する際には II-2.5 で述べたとおり安定性の過大評価を防ぐために $1.53(\text{t}/\text{m}^3)$ (単位体積重量 $15\text{kN}/\text{m}^3$ に相当) を使うものとする。

図 I-2.6.1 は渡辺ら⁹⁾が宮崎海岸への浜崖後退抑止工の設置を想定して実施した水理模型実験結果である。これによれば、チューブ型のサンドパックのもたれ式については $C_w = 9.5$ を用いる必要があるが、より安定な形状であるチューブ型自立式のサンドパックや箱型自立式のサンドパックについては $C_w = 18.0$ を用いて設計することも可能であることがわかる。サンドパック積層体を自立構造標準とした理由の1つがここにある。

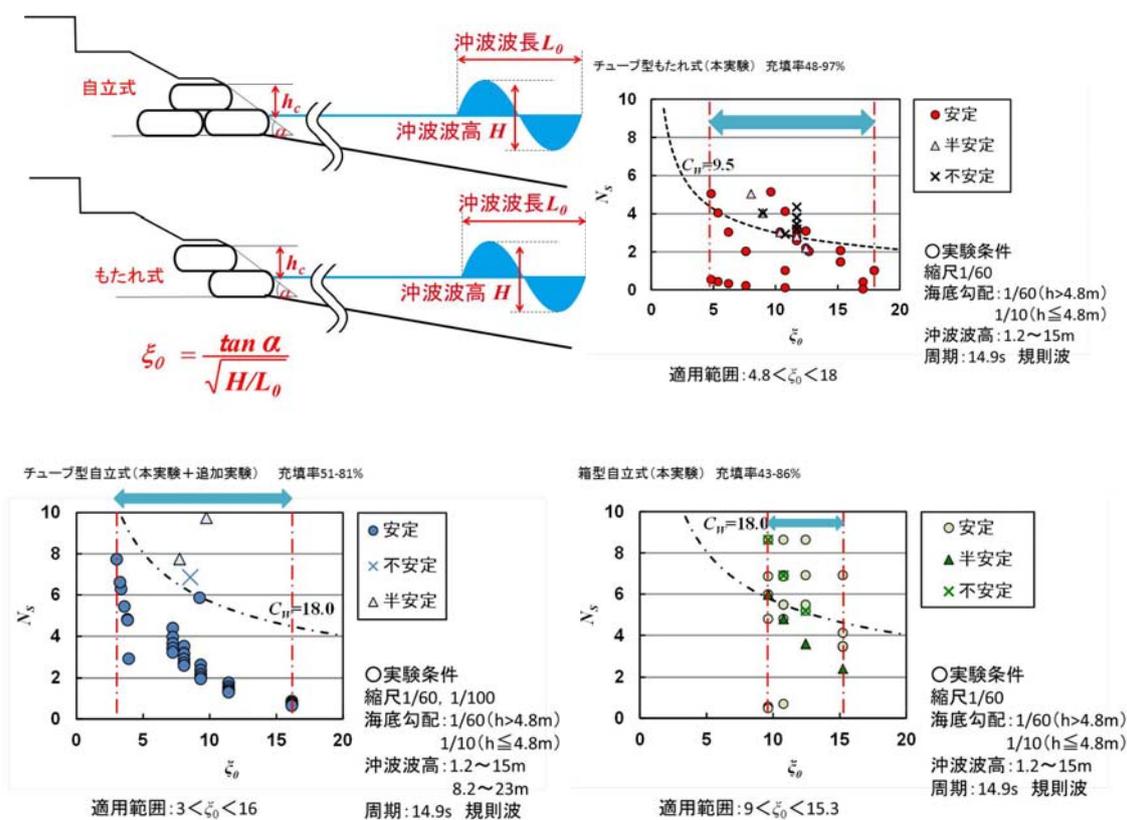


図 I-2.6.1 水理模型実験結果によるサンドパックの安定数 N_s (波長と積層勾配を重視)⁹⁾

I-2 浜崖後退抑止工の照査

法肩に位置するサンドパックについては、安定数 N_s はサーフ・シミュラリティパラメータ ζ_0 よりも、水面からの天端の高さ h_c によく対応することが指摘されており、式(2.6.6)に示すような関係式で N_s を求めることも提案されている¹⁰⁾。

$$N_s = \frac{H}{(S_r - 1)} \left(\frac{\rho_r}{M} \right)^{1/3} = a + b \frac{h_c}{H} \quad (2.6.6)$$

ここに、 a 、 b は水理模型実験の結果より図 I-2.6.2 に示すように、安定境界となる直線の切片および傾きとして求めることができる。浜崖後退抑止工の被災は越波状況にも依存することがわかっているため、この照査は法肩サンドパック照査であると同時に天端高・波高比に着目した照査としても有効と考えられる。ハドソン式を準用した式(2.6.5)に基づいて水理模型実験結果を整理した図 I-2.6.1 による照査のみでは潮位の影響を考慮できないので、式(2.6.6)に基づいて水理模型実験結果を整理する照査も合わせて実施する必要がある。

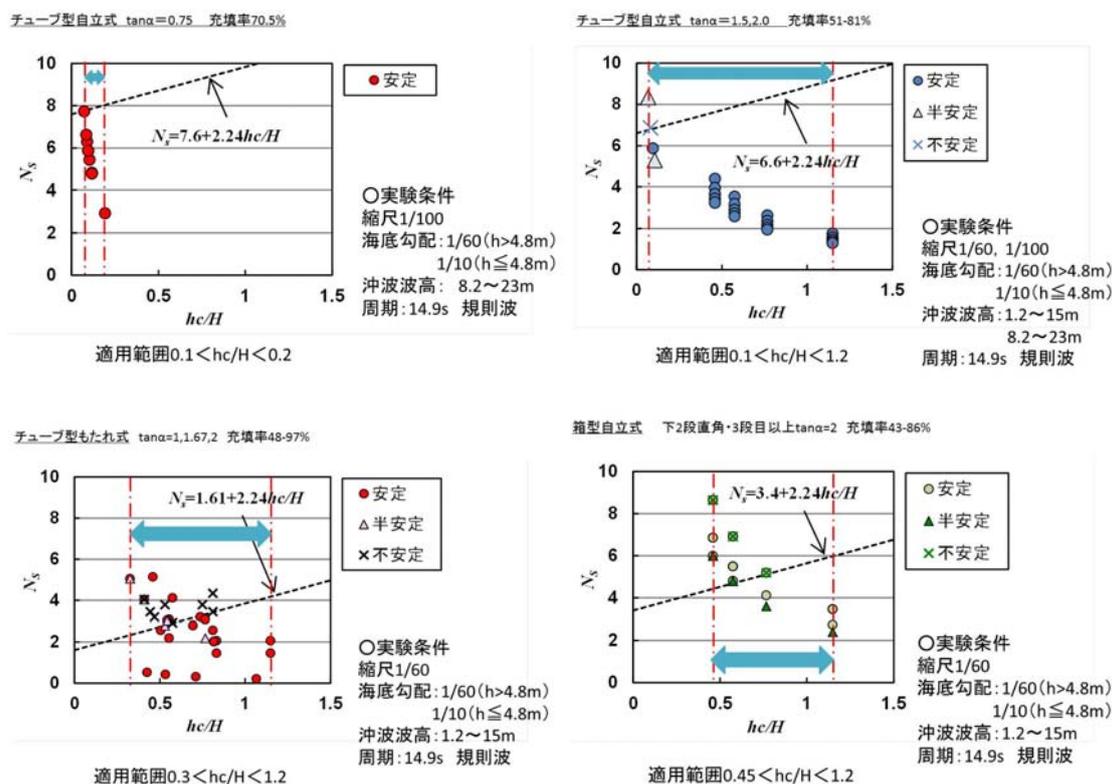


図 I-2.6.2 水理模型実験によるサンドパックの安定数 N_s (潮位を重視)⁹⁾

所用質量算定式による照査手法は、サンドパットの具体的な移動メカニズムが完全に解明されていない場合でも、水理模型実験の結果からサンドパットの安定性を経験的に求めることができる。そのため、サンドパットの形状や構築される浜崖後退抑止工の構造が複雑で、波浪を受けたときの挙動がよくわからない時には有用である。海外ではサンドパット工法の導入初期から適用されてきた手法であり、 K_D , N_s , C_w などの変数が既に多く提示されているが（例えば Pilarczyk⁷⁾）、それらの変数を用いる場合には、前提となっているサンドパットの形状や波浪条件等が照査しようとしている条件に適合することを確認せねばならない。また文献では、所用質量ではなく代表径 $D = (M/\rho_r)^{1/3}$ や有効被覆厚で算定式が記載されている場合もあるが、それらは特定のサンドパットの形状を仮定したうえで設計上扱いやすいパラメータに算定式を変換したものであるため、仮定されているサンドパットの形状がこれから照査しようとしているサンドパットの形状に合致するか否かを確認したうえで使用する必要がある。

なお、図 I-2.6.1、図 I-2.6.2 は、規則波の水理実験結果を整理したものであることから、不規則な波が来襲する現場の所要質量を求める場合には、波浪の取り方に注意を要する。計画波浪は原則有義波で設定されているので、図 I-2.6.1、図 I-2.6.2 の結果を用いて所要質量を算定する場合には H に有義波そのものを用いるのではなく、サンドパットの移動を決める波高を用いる。図 I-2.6.1、図 I-2.6.2 の水理模型実験結果によれば、サンドパットの移動は単独の波で決まるわけではなく、波が何度もあたることで移動に至る。それを踏まえると、有義波を用いる場合には時化の間に 20 回程度来襲する波高に換算することが適当と考えられる。波高の確率密度関数が Rayleigh 分布、外洋を想定して平均周期 $T_m=12.5s$ の時化が 2 時間来襲すると仮定した場合、20 回程度来襲する波高以上を平均した波高と有義波 $H_{1/3}$ の比を試算した結果が図 I-2.6.3 である。規則波の実験結果を整理した図 I-2.6.1、図 I-2.6.2 を用いて所要質量を求める場合には計画波浪を 1.4 倍した波高の N_s を用いることを推奨する。

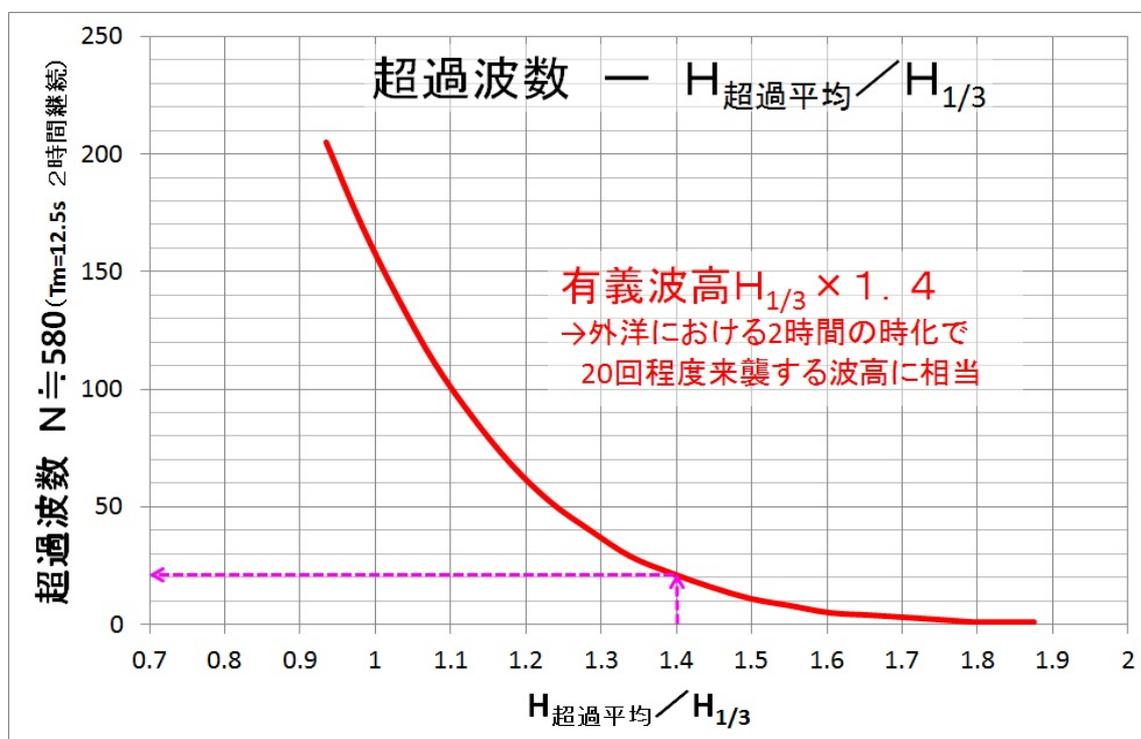


図 I-2.6.3 H(20 回超過平均)/有義波 $H_{1/3}$ の試算結果

I-2 浜崖後退抑止工の照査

2) 波浪条件を再現した縮小模型実験による確認

浜崖後退抑止工の施工が検討されている海岸の地形および波浪条件を模した水理模型実験を実施できる場合には、様々な重量・形状のサンドパック模型を設置した状態で波浪を作用させることで安定性を照査できる。この場合、作成するサンドパックの重量をあらかじめ上述のハドソン式等の算定式によって求めておいたうえで模型の諸元を決定すれば効率が良くなる。模型にもちいる袋材については、相似則の扱いが確立されていないが、例えば 1/30 縮尺などで袋材の厚さを再現しようとするとう極端に薄くなってしまい、適当な材料を用意することは難しい。充填率が 90%以下のときには、袋材が内部土圧に与える影響は大きくないことから、現地 で用いる袋材で剛性が高くなりすぎない程度の厚さにしたものを用いて製作すればよい。

計画波浪を不規則波として作用させた時の挙動を確認することになるが、I-2.2 被災機構で述べたように、浜崖後退抑止工の被災は、天端を越えた流水によって背面盛土が侵食された場合に起こることもあるので、背面盛土および浜崖の形状変化が安定するまで波浪を作用させて確認することが望ましい。計画波浪では越波が生じない場合には、念のため、越波が生じるまで波浪条件を調整して安定性を確認しておくことを推奨する。

(2) 流体力学の知見による照査

サンドパックの滑動や転動等(図 I-2.6.4)をそれぞれ力学的に照査する方法であり、サンドパックの形状や浜崖後退抑止工の構造が比較的単純な場合に有効である。ここでは Oumeraci and Recio¹⁰⁾や Shin and Oh¹¹⁾によって提案されている方法を例示するが、サンドパック近傍における流速が必要となるので、CADMAS-SURF 等を用いた数値計算もあわせて実施することが必要となる。サンドパックは中詰材の流動によって変形することがあるが、その結果生じる安定性の低下を考慮する方法も提案されている¹⁰⁾。地盤の支持力不足による沈下について照査する方法も提案されている¹¹⁾。

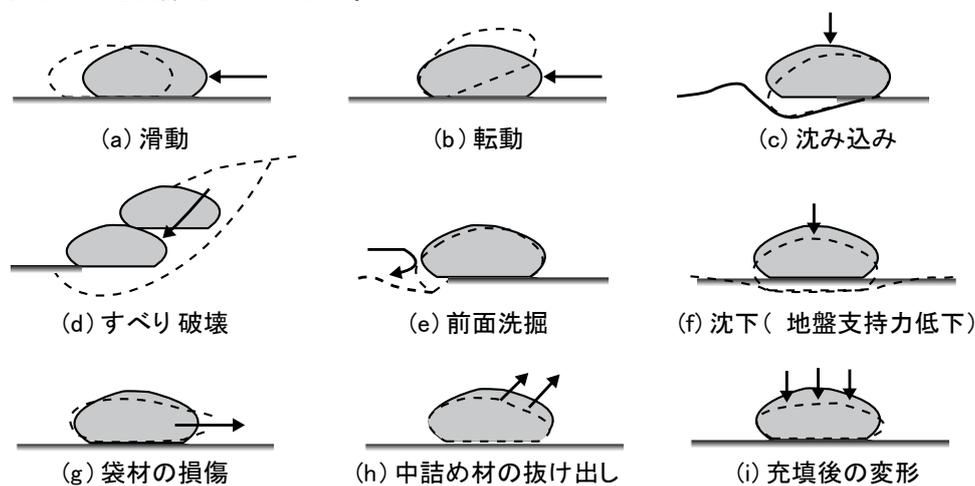
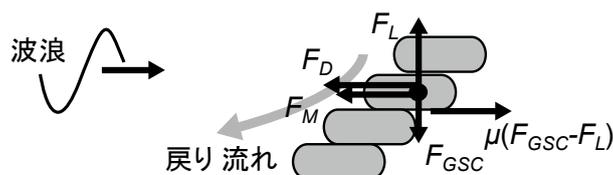


図 I-2.6.4 サンドパックに生じる変状の種類¹²⁾

a) 滑動に対する照査

浜崖後退抑止工に使われるサンドパックは背面が崖や斜面に押さえられているので、滑動は沖にむかって引き出される形で生じる。そのため照査にあたっては、沖向きにサンドパックに働く抗力と慣性力の合力が、サンドパックと底面の間で発生しうる最大静止摩擦力よりも小さい、すなわち式(2.6.7)の状態にあることを確認する(図 I-2.6.5)。

図 I-2.6.5 サンドパットの滑動に係わる応力¹⁰⁾

$$\mu(F_{GSC} - F_L) \geq (F_D + F_M) \quad (2.6.7)$$

$$F_{GSC} = (\rho_r - \rho_0)gV \quad (2.6.8)$$

$$F_L = 0.5\rho_0 C_L A_T u^2 \quad (2.6.9)$$

$$F_D = 0.5\rho_0 C_D A_S u^2 \quad (2.6.10)$$

$$F_M = \rho_0 C_M V \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.6.11)$$

ここに、

F_{GSC} : サンドパットの水中重量 (kN)

F_L : サンドパットに働く揚力(kN)

F_D : サンドパットに働く抗力(kN)

F_M : サンドパットに働く慣性力(kN)

μ : サンドパット底面における静止摩擦係数

ρ_r : サンドパット全体の密度 (中詰材の空隙率も考慮) (t/m^3)

ρ_0 : 海水の密度($1.03 t/m^3$)

g : 重力加速度 ($9.81m/s^2$)

V : サンドパットの体積 (m^3)

C_L : 揚力係数

C_D : 抗力係数

C_M : 慣性力係数

A_T : 揚力の作用面積 (m^2)

A_S : 抗力の作用面積 (m^2)

u : サンドパット周辺における冲向き水平流速 (m/s)

$\frac{\partial u}{\partial t}$: サンドパット周辺における冲向き加速度 (m/s^2)

I-2 浜崖後退抑止工の照査

静止摩擦係数 μ 、揚力係数 C_L 、抗力係数 C_D 、慣性力係数 C_M については、実際に使用するサンドパックについて得られている値を用いることが望ましい。静止摩擦係数については I-5.12 に示す摩擦係数試験によって実際の袋材の値を求めることができる。参考までに既往の実験結果等を表 I-2.6.1 に示す。

揚力係数 C_L 、抗力係数 C_D 、慣性力係数 C_M については、知見が無い場合には便宜的に Oumeraci and Recio¹⁰⁾ が使用している表 I-2.6.2 を用いることもできる。表 I-2.6.2 では揚力係数 C_L 、抗力係数 C_D がレイノルズ数 Re の関数として示されているが、サンドパックに関するレイノルズ数 Re は式(2.6.12)によって求めることができる。なお、これらの係数は $Re < 10^6$ かつ、水深が波長の 10 分の 1 以下の条件で試験されたものである。それ以外の条件に適用する場合には注意が必要である。

表 I-2.6.1 サンドパックの袋材表面における静止摩擦係数の例

対象部位	μ	出典
不織布ジオテキスタイルー不織布ジオテキスタイル間	0.48	1
耐候性大型土のうー耐候性大型土のう	0.5	2
不織布ジオテキスタイルー砂地海底間	0.57	1
耐候性大型土のうー礫質土	0.6	2
耐候性大型土のうー砂質土	0.5	2
耐候性大型土のうー粘性土	0.4	2

出典：¹⁾Oumeraci and Recio¹⁰⁾, ²⁾ 耐候性大型土のう基準検討委員会編⁶⁾

表 I-2.6.2 サンドパックに働く流体力に関する係数の算定式⁹⁾

	法肩		斜面	
	算定式	適用範囲	算定式	適用範囲
C_D	$-2 \times 10^{-5} Re + 6.81$	$1.3 \leq C_D \leq 6.5$	$-3 \times 10^{-5} Re + 8.9$	$2.5 \leq C_D \leq 9$
C_M	0.60	-	0.30	-
C_L	$1 \times 10^{-5} Re - 0.612$	$0.2 \leq C_L \leq 1.4$	$1 \times 10^{-5} Re - 0.587$	$0.3 \leq C_L \leq 1.2$

$$Re = \frac{uD}{\nu} \quad (2.6.12)$$

ここに、

D : 流向にそったサンドパックの長さ (m)

ν : 動粘性係数 (m^2/s)

b) 転動に対する照査

斜面のサンドバックについては上下が他のサンドバックによって押さえられているため、転動は起こりにくい。法肩部のサンドバックについては転動について照査する必要がある。波浪の遡上によってサンドバックの海側が持ちあがり陸側に向けて転動する場合と、越波の戻り流れによって海側に転動する場合が考えられるが、浜崖後退抑止工の場合には、天端高の低下に直結する後者のほうが重要である。そのため照査にあたっては、**図 I-2.6.6** に示すように、サンドバックの沖側下端を支点に前面へ回転しようとするモーメントよりも、サンドバックの自重によって留まろうとするモーメントのほうが大きい、すなわち式(2.6.13)の状態にあることを確認する。

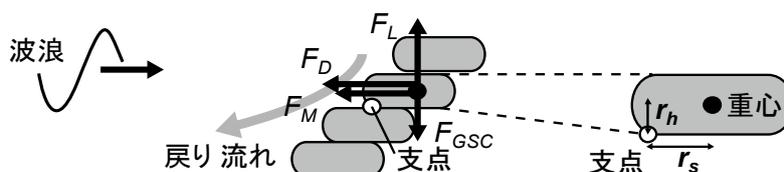


図 I-2.6.6 サンドバックの転動に係わる力¹⁰⁾

$$F_{GSC} \cdot r_s \geq F_D \cdot r_h + F_M \cdot r_h + F_L \cdot r_s \quad (2.6.13)$$

ここに、

r_s : サンドバックの重心から支点までの水平距離 (m)

r_h : サンドバックの重心から支点までの鉛直距離 (m)

サンドバックに働く揚力 F_L 、抗力 F_D 、慣性力 F_M の算出に用いる揚力係数 C_L 、抗力係数 C_D 、慣性力係数 C_M は滑動に対する照査同様に、実際に使用するサンドバックについて得られている値を用いることが望ましいが、知見が無い場合には便宜的に Oumeraci and Recio¹⁰⁾による**表 I-2.6.2**を用いることもできる。

(3) 中詰材の移動がサンドバックの安定性に与える影響

コンクリートブロック等では見られないサンドバック特有の挙動として、中詰材の流動による変形がある。浜崖後退抑止工にサンドバックを用いた場合には、サンドバックの海側端については上部からの押さえがないために、波浪等によって浮きあがる動きが繰り返され、中詰材が海側に移動することが知られている⁹⁾。こうした変形は揚力や抗力の作用面積を変化させることで滑動および転動に対するサンドバックの安定性を低下させる(**図 I-2.6.7**)。充填率許容範囲を満足するサンドバックとすることによって変形は生じにくくなるが、これを逸脱して変形が生じやすい(充填率が小さい)扁平形状のサンドバックを用いようとする場合には変形による安定性の低下についても照査しておくことを推奨する。

I-2 浜崖後退抑止工の照査

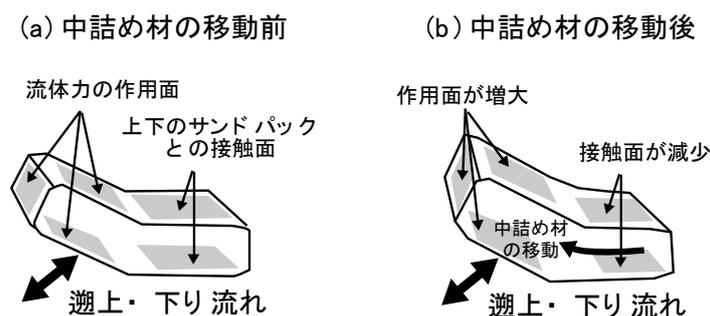


図 I-2.6.7 中詰め材の流動によるサンドパックの変形¹⁰⁾

所用質量算定式については、サンドパックの変形が起きるまで波浪を作用させておこなわれた水理模型実験の結果を用いれば、変形による安定性の低下もある程度は加味されていると考えることができる。

力学的照査手法については、照査に用いる式(2.6.7)および式(2.6.13)の各項に補正係数(表 I-2.8.3)をかけることで変形を加味する方法(式(2.6.14)および式(2.6.15))が Oumeraci and Recio¹⁰⁾によって提案されているので、ここで例示する。これらの補正係数についても、実際に使用するサンドパックについて得られている値を用いることが望ましいが、知見が無い場合には便宜的に表 I-2.6.3 のものを使用して安定性を減じておいてもよい。

・滑動に対する安定条件式

$$\mu(KS_R F_{GSC} - KS_{CL} F_L) \geq (KS_{CD} F_D + KS_{CM} F_M) \quad (2.6.14)$$

・転動に対する安定条件式

$$KO_R F_{GSC} \cdot r_s \geq KO_{CD} F_D \cdot r_h + KO_{CM} F_M \cdot r_h + KO_{CL} F_L \cdot r_s \quad (2.6.15)$$

表 I-2.6.3 サンドパックの変形による安定性低下を考慮するための補正係数⁹⁾

	滑動		転動	
	法肩	斜面		法肩
KS _{CD}	1.40	1.40	KO _{CD}	1.54
KS _{CM}	1.00	1.00	KO _{CM}	1.1
KS _{CL}	0.94	0.94	KO _{CL}	0.80
KS _R	0.70	1.60	KO _R	0.92

(4) 沖合への流失を防ぐ大きさ

浜崖後退抑止工を構築しようとしている海岸で、飛散後のサンドバックが海中に引き込まれない性能 3 を求められる場合には、遡上した波の戻り流れを数値計算等によって算定したうえで、戻り流れの流体力による滑動および転動に対する安定性を力学的照査手法によって、あるいは水理模型実験によって照査する。力学的照査手法を用いる場合には、係数等は法肩部のサンドバックに対する照査で用いたものを準用することができる。

西湘海岸における現地実験に先立って実施された水理模型実験では、海底勾配 1/11.4 の遡上帯に設置されたサンドバック（充填率 80%）は、重量が大きくても高さが低い場合には端部のめくれあがりが発生し、そこから急速に不安定化して沖合へ流出することが確認されている¹³⁾。このようなめくれあがりや、サンドバックが積層状態になっている状態では上載荷重によって抑制されているが、サンドバックが飛散した状態では起こりやすくなるため注意が必要である。この実験では、沖波有義波高 $H_{1/3} = 6.6\text{m}$ 、有義波周期 $T_{1/3} = 14.2\text{s}$ の不規則波ではサンドバックの高さ厚さを 1.5m 以上とすれば、めくれあがりが発生せず、沖合への流失を防ぐことができることがわかっている。その後のすべての現地施工では、基本的に厚さ 1.5m 以上としているが、有義波高 $H_{1/3} = 4.94\text{m}$ 、有義波長 $T_{1/3} = 7.1\text{s}$ の波浪を経験しても沖合への流失は発生していない¹⁴⁾。宮崎海岸における設置を想定した水理模型実験でも、現地換算で波高 9.84m、周期 14.7s の規則波を作用させた時に流失したサンドバックは厚さが 1.08-1.32m のものであり、厚さが 1.5m（充填率 70%）以上であれば、波高 15m、周期 14.9s の規則波に対しても流失が起きないことが確認されている。

これらを踏まえて、設置条件や充填率が上記水理実験よりも厳しくないことが確認できれば、厚さ 1.5m 以上（縦横の諸元もそれ以上）とすることをもって水理実験による照査を行ったとみなすことができることとする。なお、海底勾配や波浪条件、サンドバック充填率のいずれかが西湘海岸や宮崎海岸の実験よりも厳しい場合には水理実験あるいは力学的照査を行い、沖合に流失しないことを確認する必要がある。

I-2 浜崖後退抑止工の照査

I-2.7 根入れ・自立性の照査

浜崖後退抑止工は自立構造とすることを標準とし、サンドパットの積層体は3段積みを上限とする。また、できるだけ低い構造物で浜崖の後退を抑止するという浜崖後退抑止工の主旨から、サンドパット積層体の天端高は計画波浪よりも頻度の高い設計波浪（例えば 1/10 確率波）のうちあげ高を上限とする。

サンドパットは前面地盤の低下に伴う変形により、袋材に大きな張力が作用する可能性が増す。サンドパットに変形が生じないように前面の地盤低下を考慮してサンドパット積層体の根入れを設定する必要がある。サンドパット積層体の根入れが前面の地盤低下量を考慮した高さよりも低いことを照査する。サンドパット底面に洗掘対策を施す場合にはこの効果を考慮することができる。

解 説

(1) 自立性・天端高上限

越波によって背面の養浜盛土が消失した場合にも積層体構造が崩壊しなければ、ある程度の浜崖後退抑止性能を保持できるうえに被災後の修復が容易であることから自立構造を標準とした。また、水理模型実験結果によれば I-2.6 で述べたとおり、自立構造とすることで波浪に対する安定性も増す。この自立構造を無理なく実施するためにも、三段積みを上限としたが、これは現状のサンドパット袋材性能から設けている面もある。今後劣化しにくい袋材が開発されれば、この上限を引きあげることもありうる。

波浪から決める天端高の上限は、浜崖の後退を生じさせる波浪規模を設計波浪として設定すべきものであるが、現状ではそれがどのような規模なのか明確ではない。ここでは、1/10 確率波を例示した。今後知見が蓄積される中で設計波の確率規模の考え方が定まっていくものと期待される。

(2) 地盤低下量の推定・洗掘対策

前面の地盤低下量は、過去の断面測量結果を重ね合わせて最も低くなった時の高さをとることが現実的と考えられる。洗掘対策としては、最下段のサンドパット底面の下にマット等を敷設することが考えられる。

(3) 地盤低下および洗掘等によるサンドパットの損傷

浜崖後退抑止工の支持地盤に洗掘が発生すると、最下部に位置するサンドパットの転動や、局所的な屈曲が起こる。浜崖後退抑止工は積層体構造とすることから、転倒すれば上段のサンドパットも転倒する。特に沿岸方向に連続したチューブ型のサンドパットの場合には、局所的な転動や屈曲によって袋材の一部に張力が集中することで袋材が破損し、そこから袋材の破損拡大や中詰材の流出が起こることで連鎖的に施設の崩壊が進んでいくことがある¹⁵⁾。こうした変状への対処法としては、1) 地盤低下や洗掘に対応できるよう根入れを深く設置すること、2) 洗掘対策工を施してサンドパット底面の地盤低下が根入れ以下にならないようにすること、3) ある程度の洗掘までは耐えられるような引張強度を袋材に持たせることの3点が重要となる。現在のサンドパット袋材の技術水準では、3) を実現することは難しい。以下では1)、2) で重要な洗掘深・地盤低下量の予測方法を中心に解説する。

(4) 設置根入れ高

浜崖後退抑止工を構築する際に考慮せねばならない地盤低下・洗掘は、図 I-2.7.1 に示す3つに大きく分けることができるので、これらに対して根入れが十分であることを確認する。

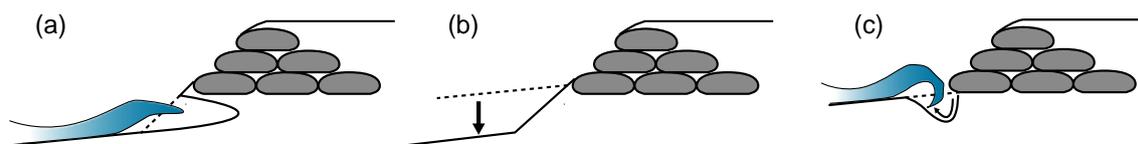


図 I-2.7.1 浜崖後退抑止工の安定性に影響を与える地形変化

(a) サンドパック基盤の侵食

最下段のサンドパックの設置位置が高すぎると、浜崖の基部まで波浪が遡上したときにサンドパックよりも下層の土砂が侵食され、支持地盤を失ったサンドパックが沈下する。ノッチは前面海浜の地形を延長する形で形成されるため、少なくとも浜崖前面海浜の地形を外装することで推定される侵食想定面よりもサンドパックの下端面が低くなるようにする¹⁶⁾、あるいは最下段のサンドパックの下にマットを敷設する等の地盤低下対策を施す必要がある。

(b) 海浜面の変動

海浜の地盤面は漂砂系内における季節的な土砂移動や一時的な高波浪などによって変動する。このことから設置しようとする海岸の漂砂環境を漂砂系内における位置付けや漂砂量を把握しておく必要がある。

地盤高が低下している時に、浜崖基部まで波浪が遡上すれば前記のサンドパック基盤の侵食 (a) も発生することとなる。こうした短期変動はある程度の変動幅内で起きると考えられるので、なるべく多様な時期における海浜の横断面を重ねあわせて短期的な変動幅を把握したうえで、最も地盤が低下する時の海浜面よりも最下段のサンドパックの下端面が低くなるようにすることが重要である。

例として、宮崎海岸住吉地先での断面形状の変化を図 I-2.7.4 に示す。まず、この図により海浜へ打ち上げる波の特性や海浜の変化の特徴を把握する。さらに、汀線付近を拡大 (図 I-2.7.5) して海浜の勾配や浜崖の後退形状や変化特性を把握する。

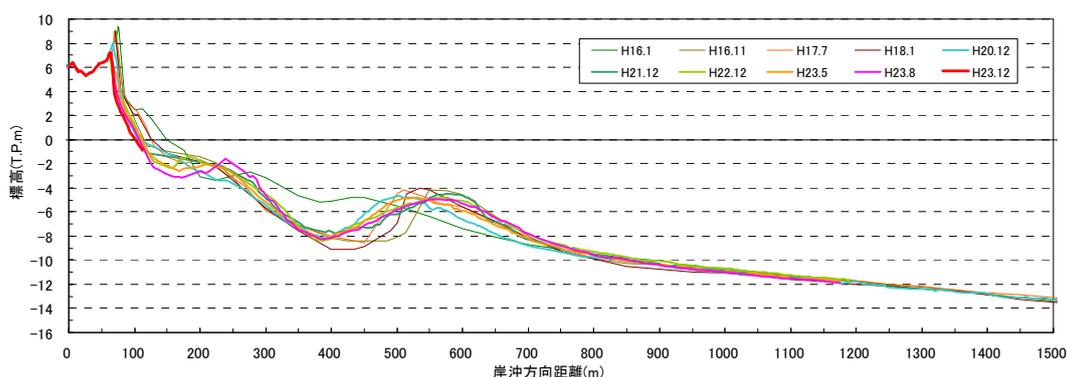


図 I-2.7.4 海浜断面形状 (広域) の例

I-2 浜崖後退抑止工の照査

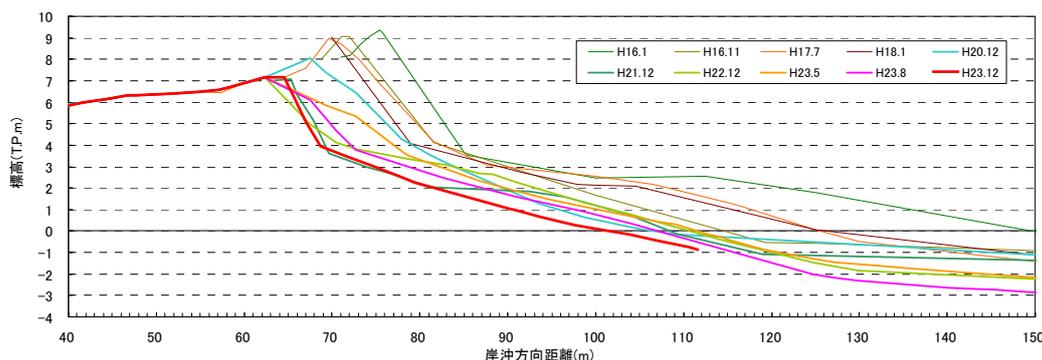


図 I-2.7.5 海浜断面形状（汀線から浜崖）の例

また、浜崖後退抑止工を設置しようとする海岸が侵食傾向にある場合には、供用期間における侵食による地盤低下量を予測して上記の変動幅に加える必要がある。例えば、図 I-2.7.6 に示すように、沿岸方向の基準とする地盤面（汀線もしくは T.P.+0m）の岸沖位置の時間変動から後退のトレンドと変動幅を把握し、これと海浜断面形状の変化（図 I-2.7.4、2.7.5）を地盤低下量の想定に用いる。これらの図より、イベントによる一時的な変化とその後の復元及び侵食や堆積傾向を把握することができる。

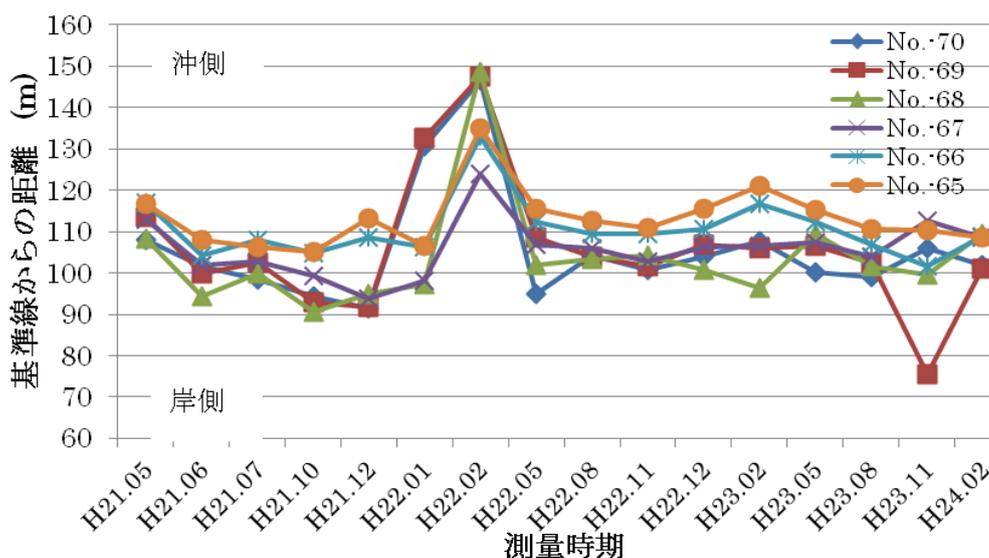


図 I-2.7.6 汀線位置の時間的変動の例

写真 I-2.7.1 に示すように短期的な変動であるカスピの拡大変形も、地盤変動によるサンドバックの被災に繋がる。図 I-2.7.7 に示すように通常見られるビーチカスピ（右図の状態）は波長も奥行きも小さいがメガカスピ（左図の状態）は波長が 100m を越え奥行きも大きくなる。これらカスピの移動・変形に伴う地盤も低下を予測するためにきめ細かな測量をすることも考えられるが、図 I-2.7.8 に示すように沿岸方向に断面測量の結果を崖面が同じ位置となるように重ね合わせることで、地盤の変動幅を予測することも出来る。



写真 I-2.7.1 カスプの巨大化による地盤低下で破損したサンドバック

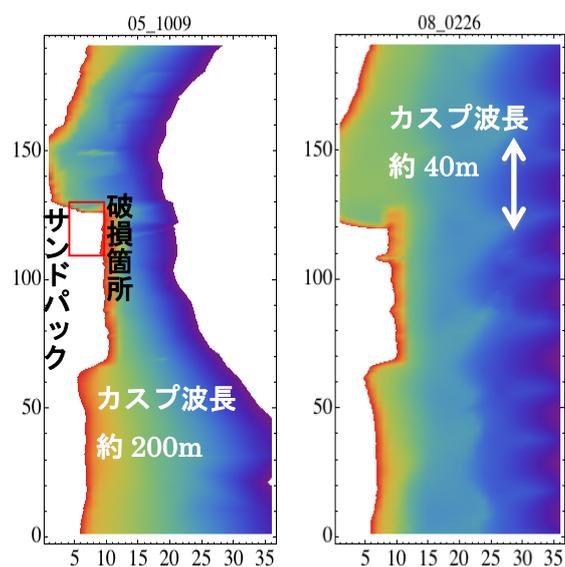


図 I-2.7.7 サンドバック周辺の地形変化

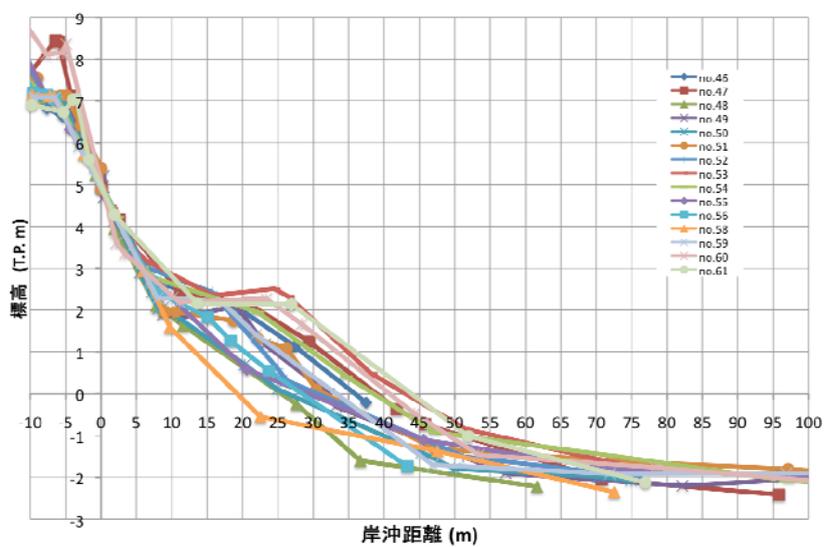


図 I-2.7.8 断面測量結果を崖(T.P.5m)位置を基準として沿岸方向への重ね合わせ

I-2 浜崖後退抑止工の照査

(c) サンドパック前面の洗掘

サンドパックには中詰材を流出させないために目合いが細かい袋材が用いられ不透過構造となるため、衝突した波浪の反射によって前面で局所的な洗掘が起りやすいと考えられる。現状ではサンドパック積層体を設置したことによる前面の局所洗掘については精度の高い定量的評価は難しい。そこで、「緩傾斜堤の設計の手引き（改訂版）」¹⁷⁾をもとに、サンドパック前面で生じる海浜面の短期的な変動と局所洗掘を合わせた最大洗掘深 Δh_{max} を表 I-2.7.1 で想定することを提案する。表 I-2.7.1 は、浜崖後退抑止工の設置が養浜と合わせて実施されることを考慮し、緩傾斜堤の手引きで想定している設置条件のうち、陸上設置および海底勾配（砕波帯内の平均的な海底勾配） $\tan \theta$ が 1/80 未満が相当すると考え提案しているものである。今後洗掘深の予測技術の進歩によって評価法が改善されていくべきものである。

緩傾斜堤の設計の手引きでは、海底勾配（砕波帯内の平均的な海底勾配） $1/30 \leq \tan \theta \leq 1/10$ で堤脚が水中となる場合の洗掘深について、断面水理実験結果に基づく算定式（図 I-2.7.9）が示されている。これによれば洗掘深は必ず 2m 以上となる。浜崖後退抑止工は、養浜と合わせて設置されることにより図 I-2.7.9 で想定するような厳しい条件にはならないと考え、また、このような厳しい設置環境にはそもそもサンドパックは適さないことを考え合わせ、表 I-2.7.1 を提案している。

表 I-2.7.1 サンドパック前面における最大洗掘深

設置位置（沖側底面）	海底勾配	最大洗掘深（m）
陸上（M.W.L.以上）	-	1
海中（M.W.L.以下）	$\tan \theta < 1/80$	1

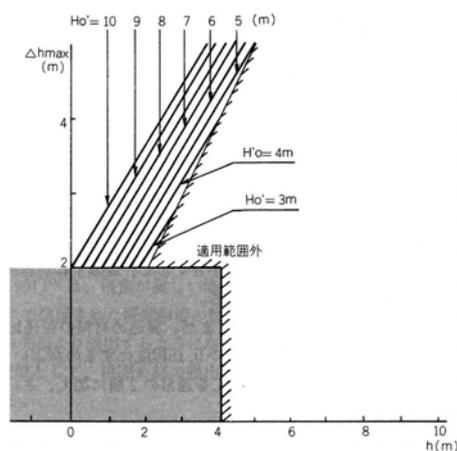


図 I-2.7.9 緩傾斜堤の手引きにおける洗掘算定図

I-2.8 浜崖後退抑止工の安定性の照査

浜崖後退抑止工の安定性の照査は、養浜盛土全体のすべり安定計算とサンドバックの滑動・転倒に関する安定性照査を平常時および地震時について下記の通りおこなうことを標準とする。

(1) 平常時

前面の地盤地形は想定する地盤低下が生じた状態とする。

潮位は満潮位とする。

サンドバック背後の地下水位は常時の地下水位とする

背面養浜盛土上の活荷重を考慮する

浜崖後退抑止工全体のすべりの安定計算：安全率 1.2 以上

サンドバックの滑動：安全率 1.5 以上

サンドバックの転倒： $e < B/6$

(2) 波浪越波時

前面の地盤地形は想定する地盤低下が生じた状態とする。

潮位は計画高潮位とする。

背面養浜盛土上の活荷重は考慮しない

サンドバック背後の地下水位はサンドバック積層体高とする

浜崖後退抑止工全体のすべりの安定計算：安全率 1.2 以上

サンドバックの滑動：安全率 1.5 以上

サンドバックの転倒： $e < B/6$

(3) 地震時

前面の地盤地形は想定する地盤低下が生じた状態とする。

震度法による慣性力のみを考慮する。潮位は満潮位とする。

サンドバック背後の地下水位は常時の地下水位とする

背面養浜盛土上の活荷重は考慮しない

浜崖後退抑止工全体のすべりの安定計算：安全率 1.0 以上

サンドバックの滑動：安全率 1.2 以上

サンドバックの転倒： $e < B/3$

照査においては、性能を過大評価することがないように、中詰材の質量は 15kN/m^3 、背面養浜盛土の質量は 19kN/m^3 を用いる。袋材と底面、袋材同志の摩擦係数は摩擦係数試験結果から設定された性能値を用いる。

盛土全体のすべり計算は、設計で考慮する地盤低下が生じた状態について実施することを標準とする。維持管理計画に資するため、地盤低下が設計以上に進んだ状態についても照査することを推奨する。

解 説

砂丘は上載荷重で締まっていることが一般的なので、すべりの安定性照査においては砂丘の土圧は考えないこととした。地震時についても砂丘の液状化は考えないこととした。

サンドバックは剛体ではないが、重力式施設の底面土圧作用側に引張り応力が作用しないことを照査する方法を準用することとした。

I-2 浜崖後退抑止工の照査

サンドパック積層体は自立構造とすることから、最下部の前列のサンドパックにおいて土圧が最大となるので、このサンドパックの安全性を評価する必要がある。積層体構造の安定性に関しては、形態が類似している大型土のうにおいて検討が進んでおり、「災害復旧事業等における『耐候性大型土のう』設置ガイドライン」（（社）全国防災協会発行）¹⁸⁾や「『耐候性大型土のう積層工法』設計・施工マニュアル」（（一財）土木研究センター発行）⁵⁾を準用することが出来る。以下は、「『耐候性大型土のう積層工法』設計・施工マニュアル」を参考に記載している。

なお、サンドパック積層体の前面のり勾配の考え方としては、前面の砂浜が回復した後にサンドパック積層体前面が飛砂で覆われることを期待するため、砂の安息角程度 1:1.7 より急にし、間知積みの上限である 1:0.5 よりは緩くすることが考えられる。照査例もこの範囲内で示すこととする。

(1) 浜崖後退抑止工全体のすべり安定照査

1) 常時、2) 波浪越波時

常時の作用に対する安定性の照査では、施工時、供用時に盛土が自重、載荷重等の組合せによって安定であること、サンドパックに変形や沈下等が生じないことを式(2.8.1)を用いて照査する。サンドパック積層体前面の地盤高は、設計で考慮する低下が生じた条件で照査する。潮位は、常時・地震時については満潮位、波浪越波時については設計高潮位の条件で照査する。サンドパック積層体背後の地下水位は、平常時・地震時は平常時の地下水位とし、波浪越波時はサンドパック積層体天端高の条件で照査する。背面養浜盛土上の活荷重は、常時は考慮し、波浪越波時は考慮しないこととした。

$$F_s = \frac{\sum \{c \cdot l + (W - u \cdot b) \cos \alpha \cdot \tan \phi\}}{\sum (W \cdot \sin \alpha)} \quad (\text{常時}) \quad (2.8.1)$$

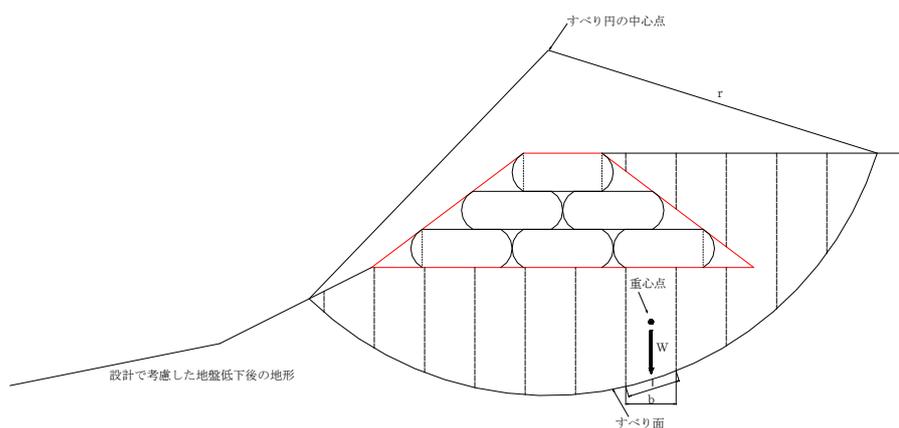


図 I-2.8.1 円弧すべりを用いたすべりに対する安定計算法

ここに、 F_s : 安全率

c : 土の粘着力 (kN/m^2)

ただし、サンドパックを設置する地盤は、砂地盤が多いことから、土の粘着力は考慮しない。

ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)

- l : 分割片で切られたすべり面の長さ (m)
 W : 分割片の全重量 (kN/m) , 載荷重を含む
 u : 間隙水圧 (kN/m²)
 b : 分割片の幅 (m)
 α : 分割片で切られたすべり面の midpoint とすべり面の中心を結ぶ直線と縁直線のなす角 (度)

3) 地震時

地震動の作用に対する浜崖後退抑止工全体の安定性の照査は、地震動レベルに応じて盛土および基礎地盤が安定であることを式(2.8.2)により照査する。サンドバック積層体前面の地盤高は、設計で考慮する低下が生じた条件で照査する。潮位は平均潮位、地下水位は平常時の地下水位の条件で照査する。背面養浜盛土上の活荷重は考慮する。

$$F_s = \frac{\sum \{c \cdot l + [(W - u \cdot b) \cos \alpha - k_h \cdot W \cdot \sin \alpha] \tan \phi\}}{\sum \left(W \cdot \sin \alpha + \frac{h}{r} \cdot k_h \cdot W \right)} \quad (\text{地震時}) \quad (2.8.2)$$

ここに、 F_s : 安全率

c : 土の粘着力 (kN/m²)

ただし、浜崖後退抑止工は砂浜上に設置するので、土の粘着力は考慮しない。

ϕ : 土のせん断抵抗角 (度)

l : 分割片で切られたすべり面の長さ (m)

W : 分割片の全重量 (kN/m) , 載荷重を含む

u : 間隙水圧 (kN/m²)

b : 分割片の幅 (m)

α : 分割片で切られたすべり面の midpoint とすべり面の中心を結ぶ直線と縁直線のなす角 (度)

K_h : 設計水平震度

h : 各分割片の重心とすべり円の中心との鉛直距離 (m)

r : すべり円弧の半径 (m)

海岸の堤防・護岸の被災で最も多いものが前面砂浜の侵食に伴うものである。照査時に侵食した状態を想定するものの、供用後に想定以上に侵食が進行することも考え、管理・点検における健全度の評価が重要である。照査時に前面地盤の低下が想定以上に進んだ状態についても実施しておき、健全度判定の参考に活用することを推奨することとした。

(2) 滑動に対する安定の照査

浜崖防止工にサンドバックを適用する場合、サンドバックを前方に押し出そうとする滑動力と、サンドバック底面と地盤との間に滑動抵抗力が生じる。滑動抵抗力が不足するとサンドバックは前方に押し出されるように滑動する。

I-2 浜崖後退抑止工の照査

滑動力は、主として背面の土圧、地下水による水圧等による荷重の水平成分であり、滑動抵抗力はサンドパック積層体底面と地盤との間に生じる摩擦力である。

土圧は、サンドパック積層体の安定性を評価するうえで重要な荷重である。サンドパック積層体の滑動安定性照査に用いる土圧は、土質条件、施工条件および地形条件等を考慮し、適切に設定しなければならない。

積層体の安定照査に用いる土圧は、**図 I-2.8.2** に示すように最下段のサンドパック背面と地表を結んだ勾配を仮想背面とし、この面に主働土圧が作用するものとする。土圧の算出は、原則として試行くさび法により求めるものとする。なお、仮想背面における壁面摩擦角 δ は、土圧作用面の状態を土と土との境界面とし、 $\delta = \phi$ （裏込め材の内部摩擦角）とする。

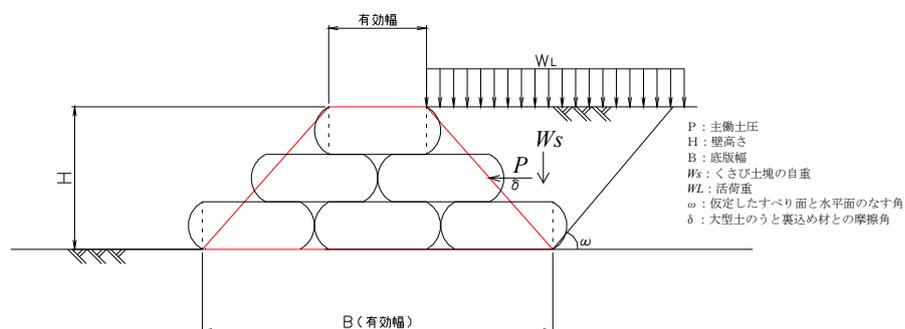


図 I-2.8.2 設計で考慮する土圧の考え方

図 I-2.8.3 における常時の滑動力は、 i 段目における土圧 P の水平成分、水圧を考慮する場合は水圧の水平成分等を合計した i 段目のサンドパックに働く全水平荷重 ΣH_i である。地震時の照査では、さらに i 断面より上に位置するサンドパックの地震時慣性力を加える。

一方、滑動に対する抵抗力は、 i 断面までのサンドパック自重、 i 段目のサンドパックに働く土圧等を合計した全鉛直荷重 ΣV_i に i 段目のサンドパックと地盤との摩擦係数を乗じたものに、 i 段目のサンドパック底面と地盤との間に付着力が見込まれる場合は、その付着力にサンドパックの有効載荷幅を乗じた値を加えたものである。浜崖後退抑止工は砂浜上に設置されるので、付着力は原則見込まない。

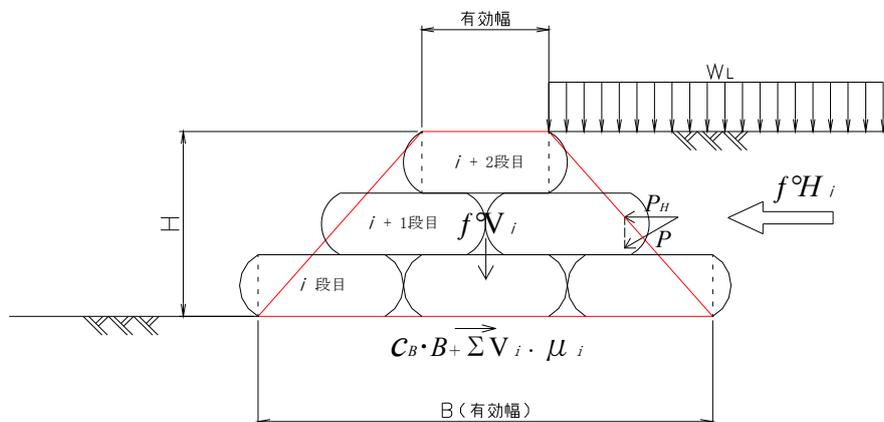


図 I-2.8.3 滑動に対する安定照査の考え方

滑動に対する安定は、式(2.8.3)により求まる安全率が所要の安全率を下回ってはならない。

$$F_S = \frac{\text{滑動に対する抵抗力}}{\text{滑動力}} = \frac{\Sigma V_i \cdot \mu_i + c_B \cdot B}{\Sigma H_i} \quad (2.8.3)$$

ここに、 F_S : i 段目の滑動に対する安全率

ΣV_i : i 段目のサンドバック底面における全鉛直荷重(kN/m)

ΣH_i : i 段目のサンドバック底面における全水平荷重(kN/m)

μ_i : i 段目のサンドバック底面と地盤との摩擦係数あるいはサンドバック間の摩擦係数 (表 I-2.8.1 参照)

c_B : 最下段のサンドバック底面と地盤との間の付着力 (kN/m²)

(施工時の地盤の乱れ等を考慮して決定するが、サンドバックを設置する地盤は砂地盤が多いことから、原則的には $c_B = 0$ とする。)

B : 最下段のサンドバックの有効載荷幅(m)

表 I-2.8.1 滑動に対する安定検討に用いる摩擦係数

対象部位	設計に用いる摩擦係数
サンドバック間の摩擦係数	摩擦係数試験結果 (0.7)
基礎地盤 (砂) とサンドバックとの摩擦係数	摩擦係数試験結果 (0.5)

滑動に対する安定検討に用いる摩擦係数は、「I-5.12 摩擦係数試験」によって得られるものを用いる。試験結果がない場合や概略検討においては、表中の () 内に示した値を用いて計算してもよい。表中の () 内の値は、道路土工 擁壁工指針で摩擦係数の最大値が 0.7 (基礎底面と岩盤) とされているものを参考に設定しているものである。

(3) 転倒に対する安定の照査

サンドバックには、サンドバックのつま先を支点として転倒させようとする転倒モーメントと、サンドバックの転倒を抑止しようとする抵抗モーメントが作用し、転倒モーメントが卓越するとサンドバックは前面側に転倒を起こす。したがって、転倒に対する安定性については、サンドバックのつま先回りの転倒に対する安全率 (抵抗モーメント/転倒モーメント) により安全であるかを確認する必要がある。

転倒に対する安定性は、抵抗モーメント及び転倒モーメントと鉛直荷重の関係から求まる荷重の合力の作用位置で照査するものとし、荷重の合力の作用位置がサンドバック底面の中央からの偏心距離の許容範囲内であれば、転倒に対して安全であるものとする。

I-2 浜崖後退抑止工の照査

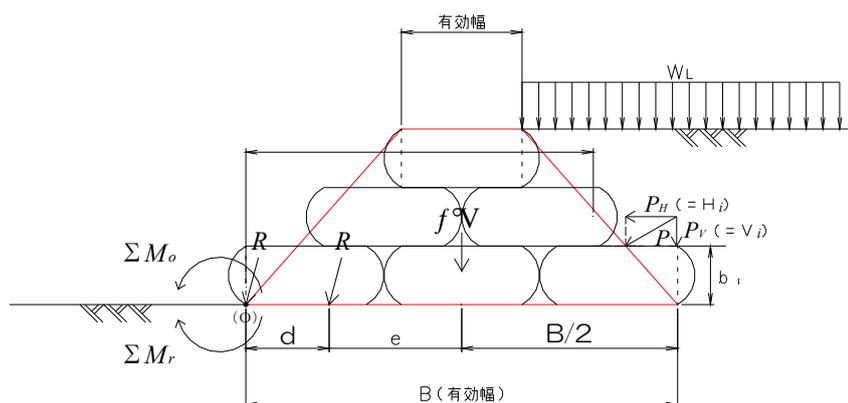


図 I-2.8.4 転倒に対する安定照査の考え方

転倒に対する検討は、図 I-2.8.4 のような状態を想定し、合力 R の作用点が常時ではサンドパック積層体底版幅中央の B/6 の範囲内、地震時はサンドパック積層体底版幅中央の B/3 の範囲内あるいは背面側に位置しなければならない。式で表せば式(2.8.4)および式(2.8.5)のとおりである。

$$e = \frac{B}{2} - d \leq B/6 \quad (\text{常 時}) \quad (2.8.4)$$

$$e = \frac{B}{2} - d \leq B/3 \quad (\text{地震時}) \quad (2.8.5)$$

ここに、
 e : 外力の作用点の底版中央からの偏心距離 (m)
 B : 構造体底版幅 (m)
 d : 底版つま先から合力の作用点までの距離 (m)

$$d = \frac{\Sigma Mr - \Sigma Mt}{\Sigma V} = \frac{\Sigma V_i \cdot a_i - \Sigma H_i \cdot b_i}{\Sigma V_i} \quad (2.8.6)$$

ここに、

ΣMr : サンドパック底版つま先 (o 点) 回りの抵抗モーメント (kN・m/m) で、各荷重の鉛直成分によるモーメント $V_i \cdot a_i$ の合計値。

ΣMt : サンドパック底版つま先 (o 点) 回りの転倒モーメント (kN・m/m) で、各荷重の鉛直成分によるモーメント $H_i \cdot b_i$ の合計値。

ΣV : サンドパック底版下面における全鉛直荷重 (kN/m)

V_i : サンドパックに作用する各荷重の鉛直成分 (kN/m)

a_i : サンドパック底版のつま先 (o 点) から各荷重の鉛直成分 V_i の作用位置までの水平距離 (m)

H_i : サンドパックに作用する各荷重の水平成分 (kN/m)

b_i : サンドパック底版のつま先 (o 点) から各荷重の水平成分 H_i の作用位置までの水平距離 (m)

(4) 計算例

図 I -2.8.5 に示すサンドパック積層体の浜崖後退抑止工の安定性の照査例を下記に示す。

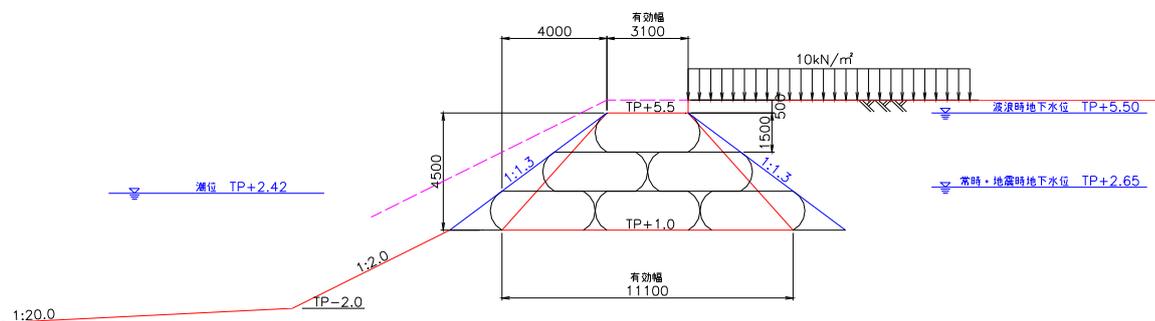


図 I -2.8.5 サンドパック積層体の浜崖後退抑止工の安定性の照査例
($B=4\text{m} \cdot H=1.5\text{m}$ サンドパック 3 段積みの場合)

1) 照査条件

①積層体形状および養浜形状

積層体高	$H = 4.5\text{m}$ (T.P+1m~+5.5m)
天端幅, 底版幅	$B = 12.0\text{m}$ ($4\text{m} \times 3$ 列=12m)
前面の積層体勾配	1:1.3 (1 割 3 分勾配)
中詰材単位体積重量	$\gamma_c = 15.0\text{kN/m}^3$
上載養浜高	$H_0 = 0.5\text{m}$
活荷重	常時・地震時 : $q = 10.0\text{kN/m}^2$ 波浪越波時 : $q = 0\text{ kN/m}^2$



図 I -2.8.6 サンドパックの有効幅

②前面地盤地形、潮位・地下水位

前面地盤地形	地盤低下後を想定
	・地盤低下高 T.P-2m
	・前面地盤対策ありを想定し、積層体基盤から地盤低下高まで 2 割勾配斜面、その先は海底勾配 20 割で設定

I-2 浜崖後退抑止工の照査

前面潮位 T.P+2.42m
 地下水位 常時・地震時：T.P+2.65m
 波浪越波時：T.P+5.5m

③養浜盛土の諸数値

土の内部摩擦角 $\phi = 30$ 度
 土の粘着力 $c = 0$ kN/m²
 土の単位体積重量 $\gamma_s = 19.0$ kN/m³

④中詰材の諸数値

土の内部摩擦角 $\phi = 30$ 度
 土の粘着力 $c = 0$ kN/m²
 土の単位体積重量 $\gamma_s = 15.0$ kN/m³
 サンドパック間の摩擦係数 $\mu_1 = 1.96$ (A社 SPS-750 の試験値)
 { $\mu_1 = 1.40$ (B社改良仕様の試験値) }
 ($\mu_1 = 0.7$ (性能値がない場合・概略検討))
 基礎地盤とサンドパックの摩擦係数 $\mu_3 = 0.69$ (A社 SPS-750 の試験値)
 { $\mu_3 = 0.71$ (B社改良仕様の試験値) }
 ($\mu_3 = 0.5$ (性能値がない場合・概略検討))

⑤円弧すべり計算における設計水平震度

$$K_h = c_z \cdot kh_0$$

地域別補正係数 $c_z = 0.85$ (B₁, B₂ 地域を想定)

地盤種別 $kh_0 = 0.10$ (レベル1地震動, II種地盤を想定)

(「道路土工－盛土工指針」参照)

表 I -2.8.2 設計水平震度の標準値 (kh_0)

	地盤種別		
	I 種	II 種	III 種
レベル1地震動	0.08	0.10	0.12
レベル2地震動	0.16	0.20	0.24

出典：道路土工－盛土工指針（平成 22 年度版）

⑥滑動および転倒照査における設計水平震度

$$K_h = c_z \cdot kh_0$$

地域別補正係数 $c_z = 0.85$ (B₁, B₂ 地域を想定)

地盤種別 $kh_0 = 0.15$ (レベル 1 地震動, II 種地盤を想定)

(「道路土工－盛土工指針」参照)

表 I -2.8.3 設計水平震度の標準値 (kh_0)

	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

出典：道路土工－擁壁工指針（平成 22 年度版）

⑦安定条件

a)転倒に対する安定条件

偏心距離 (e) に対する許容値 常 時、波浪越波時： $e \leq B/6$

地震時： $e \leq B/3$

b)滑動に対する安全率

常 時、波浪越波時： $F_s \geq 1.5$

地震時： $F_s \geq 1.2$

c)浜崖後退抑止工のすべり安全率

常 時、波浪越波時： $F_s \geq 1.2$

地震時： $F_s \geq 1.0$

I-2 浜崖後退抑止工の照査

2) 計算結果の総括 (積層体勾配 1:1.3)

表 I-2.8.4 計算結果の総括

①常時

検討断数	検討高さ (m)	滑動に対する安全率 [許容安全率 1.50]	転倒に対する偏心量 [許容偏心量 1.850m]	円弧すべりに 対する安全率 [許容安全率 1.20]
3 段目 最上段	1.5	10.291 (OK) { 7.351 (OK) }	—	—
2 段目	3.0	12.941 (OK) { 9.244 (OK) }	—	—
1 段目 最下段	4.5	4.625 (OK) { 4.759 (OK) }	1.586m (OK)	1.518 (OK)

{ } 内は、B社改良仕様の摩擦係数 ($\mu_1=1.40$ 、 $\mu_3=0.71$) を用いて計算した結果を示す。

②波浪越波時

検討断数	検討高さ (m)	滑動に対する安全率 [許容安全率 1.50]	転倒に対する偏心量 [許容偏心量 1.850m]	円弧すべりに 対する安全率 [許容安全率 1.20]
3 段目 最上段	1.5	5.490 (OK) { 3.922 (OK) }	—	—
2 段目	3.0	5.817 (OK) { 4.155 (OK) }	—	—
1 段目 最下段	4.5	2.002 (OK) { 2.060 (OK) }	0.977m (OK)	1.247 (OK)

{ } 内は、B社改良品の摩擦係数 ($\mu_1=1.40$ 、 $\mu_3=0.71$) を用いて計算した結果を示す。

③地震時

検討断数	検討高さ (m)	滑動に対する安全率 [許容安全率 1.20]	転倒に対する偏心量 [許容偏心量 3.700m]	円弧すべりに 対する安全率 [許容安全率 1.00]
3 段目 最上段	1.5	7.841 (OK) { 5.601 (OK) }	—	—
2 段目	3.0	8.682 (OK) { 6.201 (OK) }	—	—
1 段目 最下段	4.5	2.767 (OK) { 2.847 (OK) }	1.204m (OK)	1.135 (OK)

{ } 内は、B社改良仕様の摩擦係数 ($\mu_1=1.40$ 、 $\mu_3=0.71$) を用いて計算した結果を示す。

3) サンドバックに作用する土圧の算定

土圧は試行くさび法により求める。

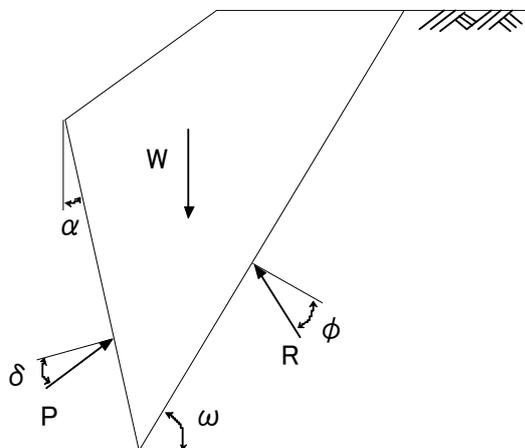


図 I-2.8.7 土圧算定における各変数の定義

a) 常時

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置 (つま先からの距離)	$x_p = 11.100 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 4.500 \text{ m}$
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 41.634^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 19.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\phi = 30.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 30.000^\circ$
すべり角の変化範囲	$\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

表 I-2.8.5 土圧の計算 (常時)

すべり角 $\omega(^{\circ})$	土砂重量 $W(\text{kN})$				土圧力 $P(\text{kN})$
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
57.00	323.451	21.359	72.471	417.281	266.216
58.00	318.258	21.018	71.244	410.520	266.285
59.00	313.177	20.685	70.044	403.906	266.167

水の単位体積重量	$\gamma_w = 9.800 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の水中単位体積重量	$\gamma_{sat} - \gamma_w = 10.200 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\phi = 30.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 30.000^\circ$
すべり角の変化範囲	$\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位 $h_w = 4.500 \text{ m}$

表 I-2.8.6 土圧の計算 (波浪越波時)

すべり角 $\omega(^\circ)$	土砂重量 $W(\text{kN})$				土圧力 $P(\text{kN})$
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
57.00	67.305	158.869	0.000	226.174	144.294
58.00	66.198	156.335	0.000	222.533	144.347
59.00	65.114	153.855	0.000	218.969	144.297

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 58.00^\circ \text{ のとき } P = 144.347 \text{ kN}$$

である。

$$\begin{aligned}
 \text{土圧力 } P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{222.533 \times \sin(58.00^\circ - 30.00^\circ)}{\cos(58.00^\circ - 30.00^\circ - 41.634^\circ - 30.000^\circ)} \\
 &= 144.347 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 144.347 \times \cos(41.634^\circ + 30.000^\circ) = 45.482 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 144.347 \times \sin(41.634^\circ + 30.000^\circ) = 136.994 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_0 = \frac{H}{3} = \frac{4.500}{3} = 1.500 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_0 \cdot \tan \alpha = 11.100 - 1.500 \times \tan 41.634^\circ = 9.767 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_0 = 0.000 + 1.500 = 1.500 \text{ m}$$

I-2 浜崖後退抑止工の照査

・土圧図

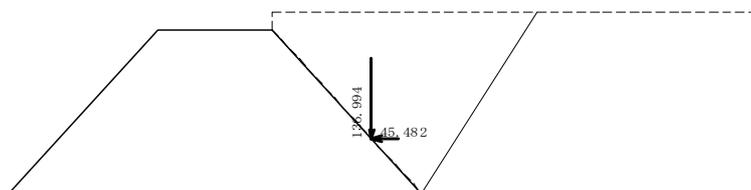


図 I-2.8.9 波浪越波時の土圧の算定結果

c)地震時

土圧は試行くさび法により求める。

仮想背面の位置（つま先からの距離）	$x_p = 11.100 \text{ m}$
	$y_p = 0.000 \text{ m}$
仮想背面の高さ	$H = 4.500 \text{ m}$
土圧作用面が鉛直面となす角度	$\alpha = 41.634^\circ$
背面土砂の単位体積重量	$\gamma_s = 19.000 \text{ kN/m}^3$
背面土砂の内部摩擦角	$\phi = 30.000^\circ$
壁面摩擦角	$\delta = 30.000^\circ$
すべり角の変化範囲	$\omega_i = 10.00^\circ \sim 80.00^\circ$

すべり角(ω)に対する土砂重量(W), 土圧力(P)

水位 $h_w = 0.000 \text{ m}$

表 I-2.8.7 土圧の計算（地震時）

すべり角 $\omega(^{\circ})$	土砂重量 $W(\text{kN})$				土圧力 $P(\text{kN})$
	水位以上	水位以下	上載荷重	合計	
57.00	323.451	21.359	0.000	344.810	219.981
58.00	318.258	21.018	0.000	339.276	220.073
59.00	313.177	20.685	0.000	333.862	220.009

※上載荷重は考慮するべきではないか

土圧力が最大となるのは、

$$\omega = 58.00^\circ \text{ のとき } P = 220.073 \text{ kN}$$

である。

$$\begin{aligned}
 \text{土圧力 } P &= \frac{W \cdot \sin(\omega - \phi)}{\cos(\omega - \phi - \alpha - \delta)} \\
 &= \frac{339.276 \times \sin(58.00^\circ - 30.00^\circ)}{\cos(58.00^\circ - 30.00^\circ - 41.634^\circ - 30.000^\circ)} \\
 &= 220.073 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

このときの土圧力の水平成分、鉛直成分、作用位置は次のようになる。

水平成分

$$P_h = P \cdot \cos(\alpha + \delta) = 220.073 \cos(41.634^\circ + 30.000^\circ) = 69.342 \text{ kN}$$

鉛直成分

$$P_v = P \cdot \sin(\alpha + \delta) = 220.073 \times \sin(41.634^\circ + 30.000^\circ) = 208.863 \text{ kN}$$

作用位置

$$H_0 = \frac{H}{3} = \frac{4.500}{3} = 1.500 \text{ m}$$

$$x = x_p - H_0 \cdot \tan \alpha = 11.100 - 1.500 \times \tan 41.634^\circ = 9.767 \text{ m}$$

$$y = y_p + H_0 = 0.000 + 1.500 = 1.500 \text{ m}$$

・土圧図

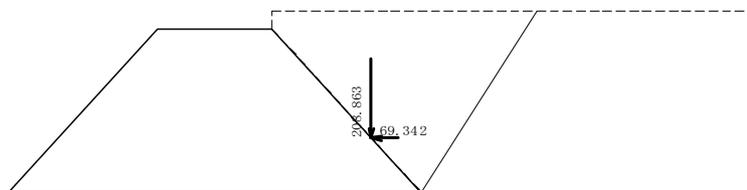


図 I -2.8.10 地震時の土圧の算定結果

表 I -2.8.8 常時、波浪作用時、地震時に各段に作用する土圧

ケース	段数	高さ (m)	すべり角 $\omega(^{\circ})$	主働土圧 $P(\text{kN/m})$	鉛直土圧 $P(\text{kN/m})$	水平土圧 $P(\text{kN/m})$
常 時	3 段目	1.5	54	17.2	8.6	14.9
	2 段目	3.0	59	110.2	98.7	48.8
	1 段目	4.5	58	266.3	252.7	83.9
波浪越波時	3 段目	1.5	54	8.4	4.2	7.2
	2 段目	3.0	59	56.4	50.6	25.0
	1 段目	4.5	58	144.3	137.0	45.5
地震時	3 段目	1.5	54	11.3	5.6	9.8
	2 段目	3.0	60	86.0	77.1	38.1
	1 段目	4.5	58	220.1	208.9	69.3

I-2 浜崖後退抑止工の照査

4) サンドバックに作用する水圧の算定

$$\text{静水圧 } P = \frac{1}{2} \cdot \gamma_w \cdot h^2$$

$$Y = \frac{h}{3}$$

ここに、

γ_w : 水の単位重量 (kN/m³), $\gamma_w=9.800$

h : 水位 (m)

Y : 作用位置 (m)

a) 常時・地震時

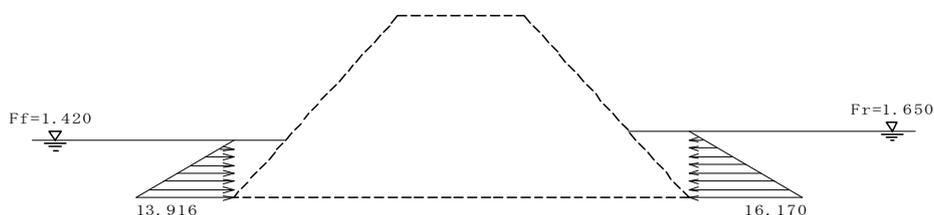


図 I-2.8.11 常時・地震時にサンドバックに作用する水圧

表 I-2.8.9 常時・地震時の水位、静水圧、水圧の作用位置

	h (m)	P (kN)	作用位置 Y (m)
前 面	1.420	-9.880	0.473
背 面	1.650	13.340	0.550

b) 波浪越波時

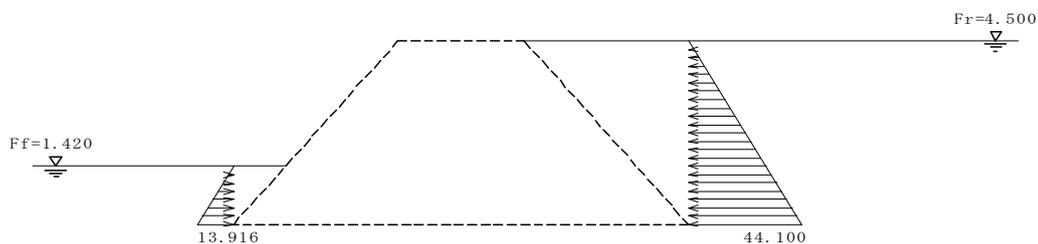


図 I-2.8.12 波浪越波時にサンドバックに作用する水圧

表 I-2.8.10 波浪越波時の水位、静水圧、水圧の作用位置

	h (m)	P (kN)	作用位置 Y (m)
背 面	1.420	-9.880	0.473
背 面	4.500	99.225	1.500

5) 安定計算

a) 積層体自重

i) ブロック割り

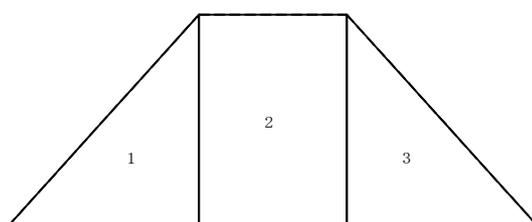


図 I-2.8.13 安定計算におけるサンドパック積層体のブロック割り

ii) 自重・重心

表 I-2.8.11 各ブロックの自重・重心

区 分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 $i(m^3)$	重心位置(m)		$V_i \cdot X_i$	$V_i \cdot Y_i$
			X_i	Y_i		
1	$1/2 \times 4.000 \times 4.500 \times 1.000$	9.000	2.667	1.500	24.000	13.500
2	$3.100 \times 4.500 \times 1.000$	13.950	5.550	2.250	77.423	31.387
3	$1/2 \times 4.000 \times 4.500 \times 1.000$	9.000	8.453	1.500	75.900	13.500
Σ		31.950	—	—	177.322	58.388

重心位置 $XG = \Sigma (V_i \cdot X_i) / \Sigma V_i = 177.322 / 31.950 = 5.550$ (m)

$YG = \Sigma (V_i \cdot Y_i) / \Sigma V_i = 58.388 / 31.950 = 1.827$ (m)

水位を考慮するブロックデータ

I-2 浜崖後退抑止工の照査

b)背面水

(常時・地震時)

i)ブロック割り

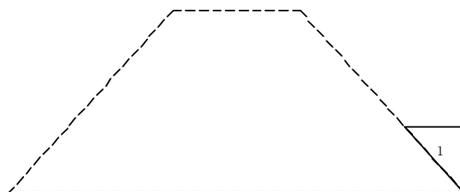


図 I-2.8.14 背面水のブロック割り

ii)体積・重心

表 I-2.8.12 背面水の自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi(m ³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi
			Xi	Yi		
1	1/2 × 1.467 × 1.650 × 1.000	1.210	10.611	1.100	12.839	1.331
Σ		1.210	—	—	12.839	1.331

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 12.839 / 1.210 = 10.611 (m)$

$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 1.331 / 1.210 = 1.100 (m)$

(波浪越波時)

i)ブロック割り

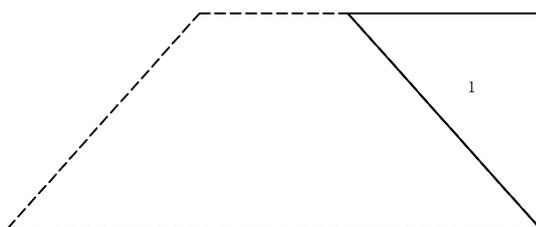


図 I-2.8.15 背面水のブロック割り

ii)体積・重心

表 I-2.8.13 背面水の自重・重心

区分	計算式 幅 × 高さ × 奥行	体積 Vi(m ³)	重心位置(m)		Vi · Xi	Vi · Yi
			Xi	Yi		
1	1/2 × 4.000 × 4.500 × 1.000	9.000	9.767	3.000	87.900	27.000
Σ		9.000	—	—	87.900	27.000

重心位置 $XG = \Sigma (Vi \cdot Xi) / \Sigma Vi = 87.900 / 9.000 = 9.767 (m)$

$YG = \Sigma (Vi \cdot Yi) / \Sigma Vi = 27.000 / 9.000 = 3.000 (m)$

c)自重による作用力

i)常時、波浪越波時

- ・鉛直力 $W = \gamma \cdot V(\text{kN})$
 $15.000 \times 31.950 = 479.250$
- ・作用位置 $X(\text{m}) : 5.550$

ii)地震時

- ・鉛直力 $W = \gamma \cdot V(\text{kN})$
 $15.000 \times 31.950 = 479.250$
- ・作用位置 $X(\text{m}) : 5.550$
- ・水平力 $H = W \cdot kh(\text{kN})$
 $479.250 \times 0.13 = 62.302$
- ・作用位置 $Y(\text{m}) : 1.827$

d)浮力

(常時・地震時)

i)浮力の算出

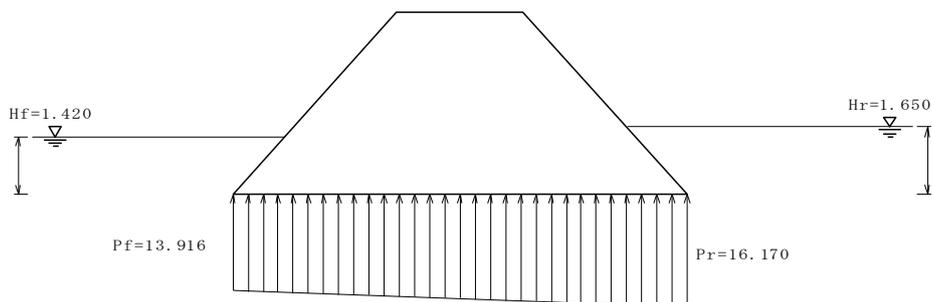


図 I -2.8.16 波浪越波時にサンドパックに働く浮力

- 前面水位 $H_f = 1.420 \text{ (m)}$
- 背面水位 $H_r = 1.650 \text{ (m)}$
- 躯体前面での水圧強度 $P_f = 13.916 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
- 躯体背面での水圧強度 $P_r = 16.170 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
- 躯体底面に作用する浮力

$$U = \frac{P_f + P_r}{2} \cdot B_j \cdot B_c = 166.977 \text{ (kN)}$$

作用位置 (躯体前面から)

$$X = \frac{P_f + 2 \cdot P_r}{3 \cdot (P_f + P_r)} \cdot B_j = 5.689 \text{ (m)}$$

I-2 浜崖後退抑止工の照査

ここに、

$$B_j : \text{土圧方向躯体幅} \quad B_j = 11.100 \text{ (m)}$$

$$B_c : \text{直角方向躯体幅} \quad B_c = 1.000 \text{ (m)}$$

水圧鉛直成分

$$\text{前面側水圧鉛直成分 } P_{fv} = V_f \cdot G_w = -0.896 \times 9.800 = -8.783 \text{ (kN)}$$

$$\text{作用位置} \quad x_f = 0.421 \text{ (m)}$$

$$\text{背面側水圧鉛直成分 } P_{rv} = V_r \cdot G_w = -1.210 \times 9.800 = -11.858 \text{ (kN)}$$

$$\text{作用位置} \quad x_r = 10.611 \text{ (m)}$$

ここに、

V_f : 前面水体積(m³)

V_r : 背面水体積(m³)

G_w : 水の単位重量(kN/m³)

水圧鉛直成分を考慮した浮力は以下のようなになる

$$U_v = (166.977 + P_{fv} + P_{rv}) \cdot \lambda = 146.336 \text{ (kN)}$$

$$X = \frac{U \cdot X + P_{fv} \cdot x_f + P_{rv} \cdot x_r}{U_v} = 5.606 \text{ (m)}$$

ここに、

$$\lambda : \text{浮力の低減係数} \quad \lambda = 1.000$$

(波浪越波時)

i) 浮力の算出

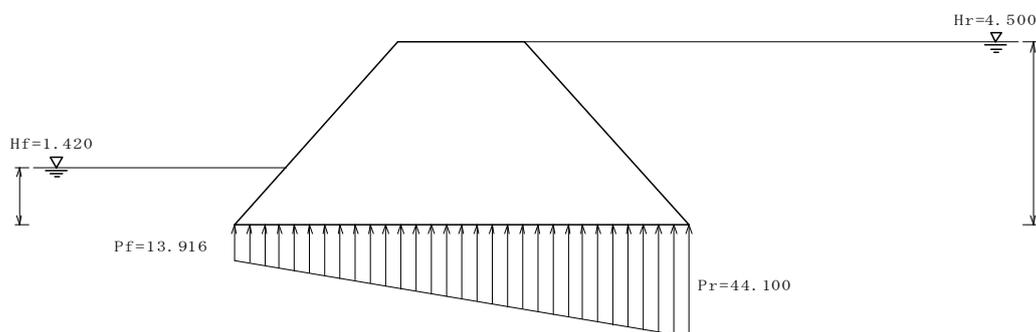


図 I-2.8.17 波浪越波時にサンドパックに働く浮力

前面水位	$H_f = 1.420$ (m)
背面水位	$H_r = 4.500$ (m)
躯体前面での水圧強度	$P_f = 13.916$ (kN/m ²)
躯体背面での水圧強度	$P_r = 44.100$ (kN/m ²)
躯体底面に作用する浮力	

$$U = \frac{P_f + P_r}{2} \cdot B_j \cdot B_c = 321.989 \text{ (kN)}$$

作用位置 (躯体前面から)

$$X = \frac{P_f + 2 \cdot P_r}{3 \cdot (P_f + P_r)} \cdot B_j = 6.513 \text{ (m)}$$

ここに、

$$B_j : \text{土圧方向躯体幅} \quad B_j = 11.100 \text{ (m)}$$

$$B_c : \text{直角方向躯体幅} \quad B_c = 1.000 \text{ (m)}$$

水圧鉛直成分

$$\text{前面側水圧鉛直成分} \quad P_{fv} = V_f \cdot G_w = -0.896 \times 9.800 = -8.783 \text{ (kN)}$$

$$\text{作用位置} \quad x_f = 0.421 \text{ (m)}$$

$$\text{背面側水圧鉛直成分} \quad P_{rv} = V_r \cdot G_w = -9.000 \times 9.800 = -88.200 \text{ (kN)}$$

$$\text{作用位置} \quad x_r = 9.767 \text{ (m)}$$

ここに、

$$V_f : \text{前面水体積(m}^3\text{)}$$

$$V_r : \text{背面水体積(m}^3\text{)}$$

$$G_w : \text{水の単位重量(kN/m}^3\text{)}$$

水圧鉛直成分を考慮した浮力は以下ようになる

$$U_v = (321.989 + P_{fv} + P_{rv}) \cdot \lambda = 225.006 \text{ (kN)}$$

$$X = \frac{U \cdot X + P_{fv} \cdot x_f + P_{rv} \cdot x_r}{U_v} = 5.475 \text{ (m)}$$

ここに、

$$\lambda : \text{浮力の低減係数} \quad \lambda = 1.000$$

I-2 浜崖後退抑止工の照査

5) 作用力の集計

a) 常時

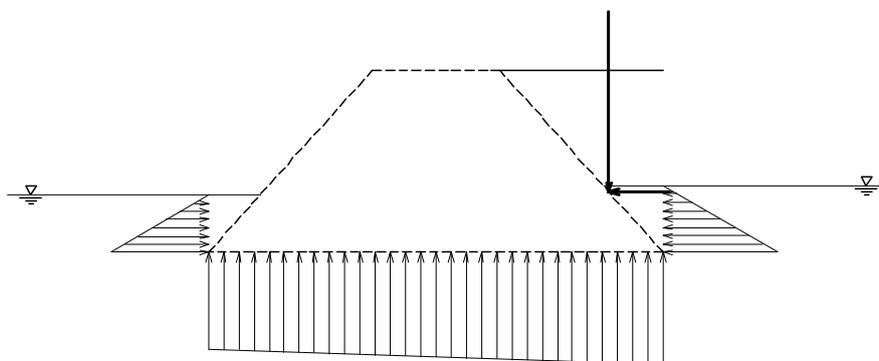


図 I-2.8.18 常時にサンドパックに働く自重および土圧

表 I-2.8.14 常時にサンドパックに働く自重および土圧

項目	鉛直力 Ni (kN)	水平力 Hi(kN)	アーム長		回転モーメント(kNm)	
			Xi (m)	Yi (m)	$M_{xi} = Ni \cdot Xi$	$M_{yi} = Hi \cdot Yi$
自重	479.250	0.000	5.550	0.000	2659.837	0.000
浮力	-146.336	0.000	5.606	0.000	-820.347	0.000
背面静水圧	0.000	13.340	0.000	0.550	0.000	7.337
前面静水圧	0.000	-9.880	0.000	0.473	0.000	-4.677
土圧	252.721	83.903	9.767	1.500	2468.342	125.854
合計	585.635	87.363	—	—	4307.833	128.515

b) 波浪越波時

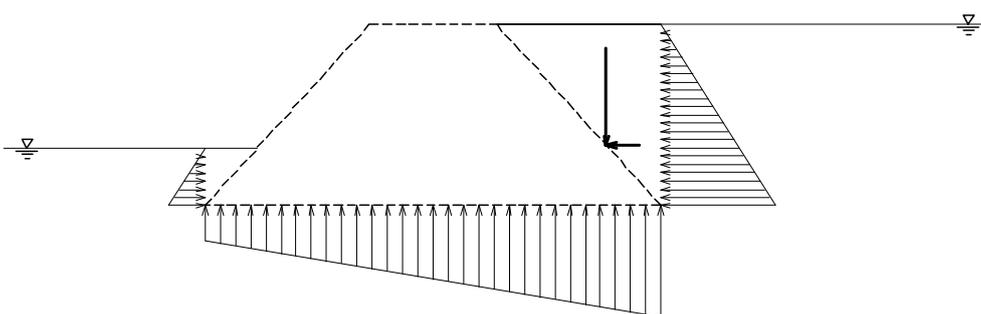


図 I-2.8.19 波浪越波時にサンドパックに自重・浮力・背面静水圧および土圧

表 I -2.8.15 波浪越波時にサンドバックに働く自重・浮力・背面水圧および土圧

項目	鉛直力 Ni(kN)	水平力 Hi(kN)	アーム長		回転モーメント(kN.m)	
			Xi (m)	Yi (m)	$M_{xi} = Ni \cdot Xi$	$M_{yi} = Hi \cdot Yi$
自重	479.250	0.000	5.550	0.000	2659.837	0.000
浮力	-225.006	0.000	5.475	0.000	-1231.808	0.000
背面静水圧	0.000	99.225	0.000	1.500	0.000	148.838
前面静水圧	0.000	-9.880	0.000	0.473	0.000	-4.677
土圧	136.994	45.482	9.767	1.500	1338.029	68.223
合計	391.238	134.827	—	—	2766.058	212.384

c)地震時

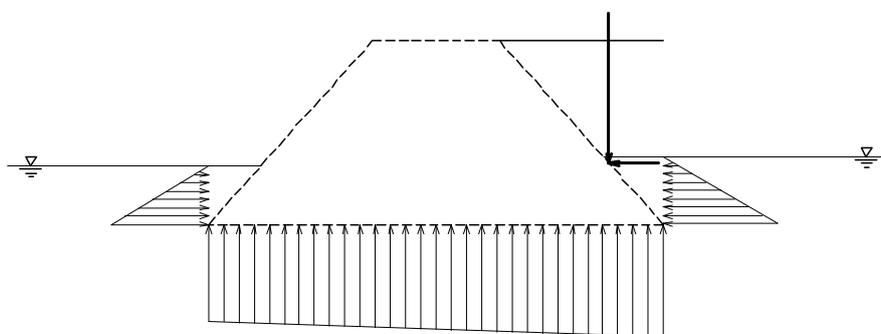


図 I -2.8.20 地震時にサンドバックに働く自重および土圧

表 I -2.8.16 地震時にサンドバックに働く自重および土圧

項目	鉛直力 Ni (kN)	水平力 Hi (kN)	アーム長		回転モーメント(kNm)	
			Xi (m)	Yi (m)	$M_{xi} = Ni \cdot Xi$	$M_{yi} = Hi \cdot Yi$
自重	479.250	62.302	5.550	1.827	2659.837	113.856
浮力	-146.336	0.000	5.606	0.000	-820.347	0.000
背面静水圧	0.000	13.340	0.000	0.550	0.000	7.337
前面静水圧	0.000	-9.880	0.000	0.473	0.000	-4.677
土圧	208.863	69.342	9.767	1.500	2039.978	104.013
合計	541.777	135.104	—	—	3879.469	220.529

I-2 浜崖後退抑止工の照査

d) 転倒に対する安定

$$d = \frac{\sum M_r - \sum M_t}{\sum V}$$

ここに、

- d : 底版つま先から合力の作用点までの距離(m)
- $\sum M_r$: 底版つま先回りの抵抗モーメント(kNm)
- $\sum M_t$: 底版つま先回りの転倒モーメント(kNm)
- $\sum V$: 底版下面における全鉛直荷重(kN)

$$e = \frac{B}{2} - d$$

ここに、

- e : 合力の作用点の底版中央からの偏心距離(m)
- B : 底版幅(m), B = 11.100
- ea = B/n

ここに、

- ea : 許容偏心距離(m)、n : 安全率

表 I -2.8.17 転倒に対する計算結果

荷重状態	$\sum M_r$ (kN.m)	$\sum M_t$ (kN.m)	$\sum V$ (kN)	d(m)	e (m)	ea (m)
常時	4307.833	128.515	585.635	7.136	1.586	≦ 1.850
波浪越波時	2766.058	212.384	391.238	6.527	0.977	≦ 1.850
地震時	3879.469	220.529	541.777	6.754	1.204	≦ 3.700

e) 滑動に対する安定性

$$F_s = \frac{\sum V \cdot \mu + C_B \cdot B'}{\sum H}$$

ここに、

ΣV : サンドパック底版下面における全鉛直荷重(kN)

ΣH : サンドパック底版下面における全水平荷重(kN)

μ : 底版と支持地盤の間の摩擦係数, $\mu_3=0.69$ (A社 SPS-750 の試験値)

$\mu_3=0.71$ (B社改良仕様の試験値)

サンドパック間の摩擦係数 $\mu_1=1.96$ (A社 SPS-750 の試験値)

$\{\mu_1=1.40$ (B社改良仕様の試験値) }

C_B : 底版と支持地盤の間の付着力(kN/m²), $C_B = 0.000$

B' : 有効載荷幅(m)

表 I -2.8.18 滑動に対する計算結果

荷重状態	鉛直荷重 ΣV (kN)	水平荷重 ΣH (kN)	安全率 F_s	必要安全率 F_{sa}	最小安全率サンドパ ック位置
常 時	585.635	87.363	4.625 { 4.759 }	≥ 1.500 ≥ 1.500	最下段サンドパック
波浪越波時	391.238	134.827	2.002 { 2.060 }	≥ 1.500 ≥ 1.500	最下段サンドパック
地震時	541.777	135.104	2.767 { 2.847 }	≥ 1.200 ≥ 1.200	最下段サンドパック

{ } 内は、B社改良品の摩擦係数 ($\mu_3=0.71$) を用いて計算した結果を示す。

I-2 浜崖後退抑止工の照査

5) 円弧すべりに対する照査

表 I -2.8.19 円弧すべりに対する計算結果

常 時	波浪越波時	地震時
最小安全率 = 1.518	最小安全率 = 1.247	最小安全率 = 1.135
円の中心 X 座標値(m) = 37.82	円の中心 X 座標値(m) = 37.61	円の中心 X 座標値(m) = 38.82
Y 座標値(m) = 28.45	Y 座標値(m) = 31.45	Y 座標値(m) = 30.95
円の半径 R(m) = 19.45	円の半径 R (m) = 21.45	円の半径 R (m) = 21.95
抵抗モーメント(kNm) = 19225.4	抵抗モーメント(kNm) = 15330.4	抵抗モーメント(kNm) = 20724.6
起動モーメント(kNm) = 12660.8	起動モーメント(kNm) = 12291.8	起動モーメント(kNm) = 18254.2

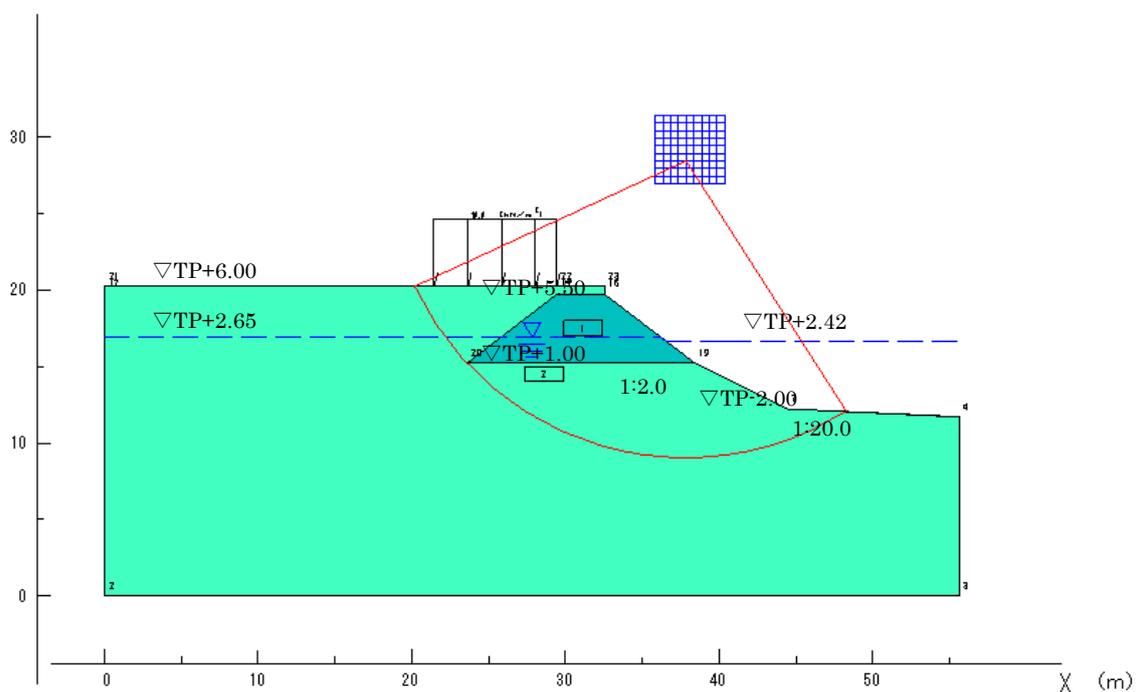


図 I -2.8.21 円弧すべり図 (常時)

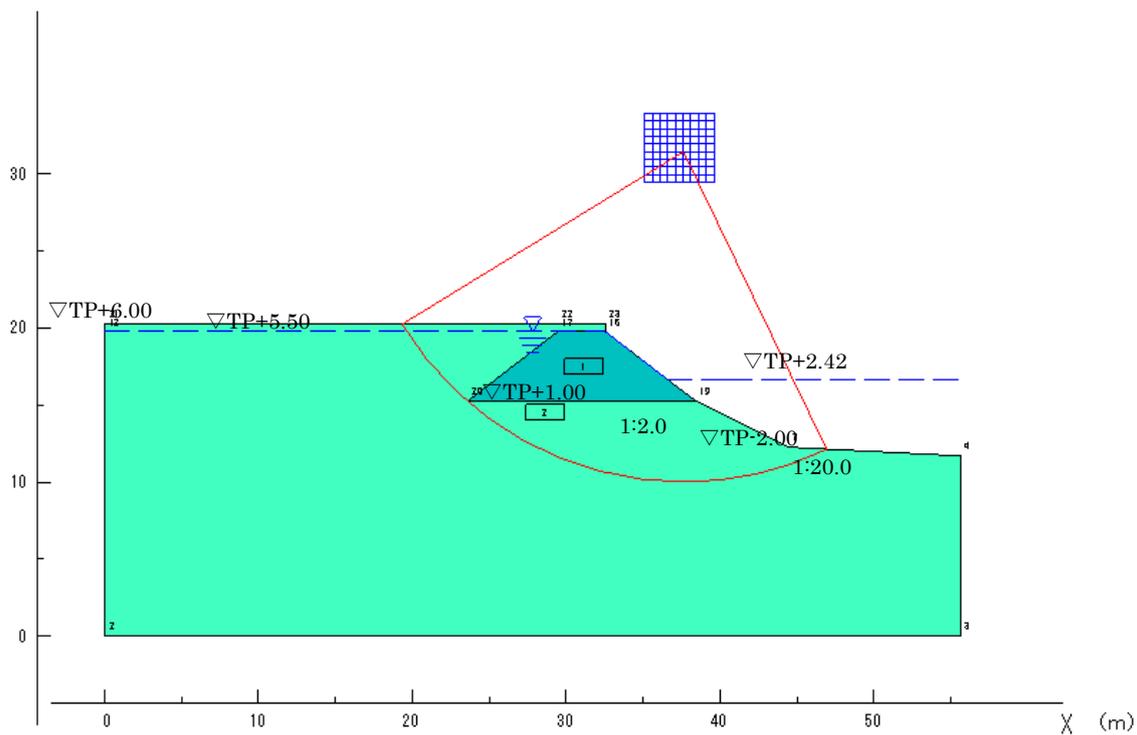


図 I -2.8.22 円弧すべり図 (波浪越波時)

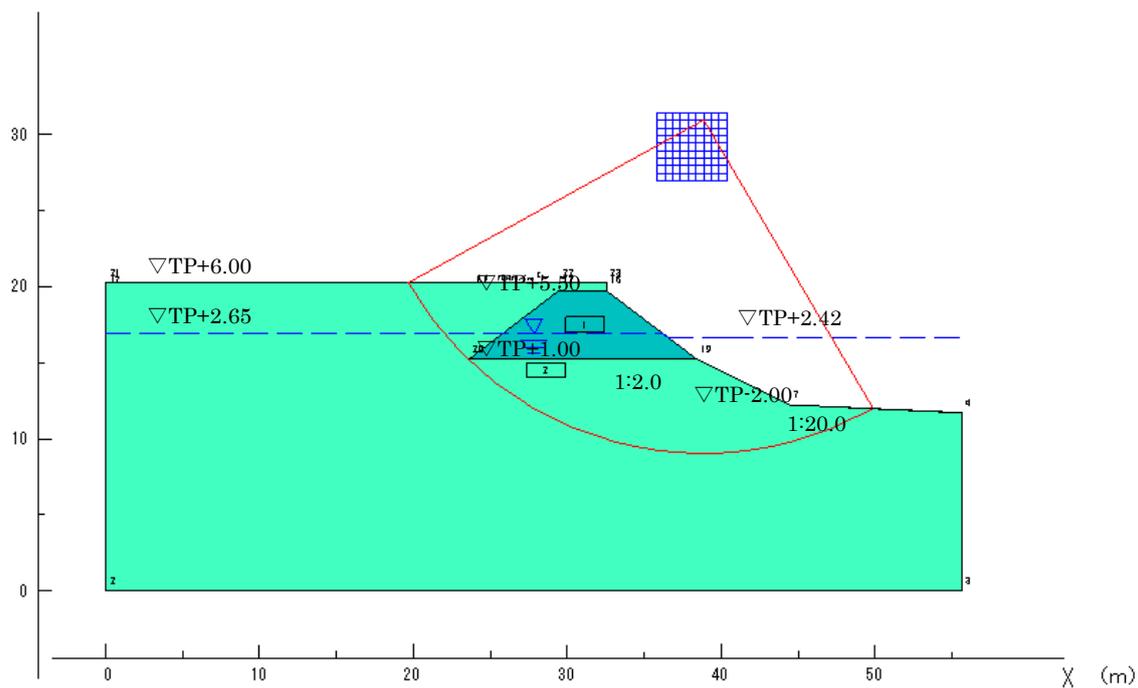


図 I -2.8.23 円弧すべり図 (地震時)

I-2 浜崖後退抑止工の照査

6) その他ケースの計算結果

その他のケースとして、海側のり面を 1.7 割とした場合、5 分とした場合、海側のり面を 1.3 割とし積み段数を 2 段、養浜盛土 1.5m を施した場合の計算結果を下記に示す。

a) 1:1.7 の場合

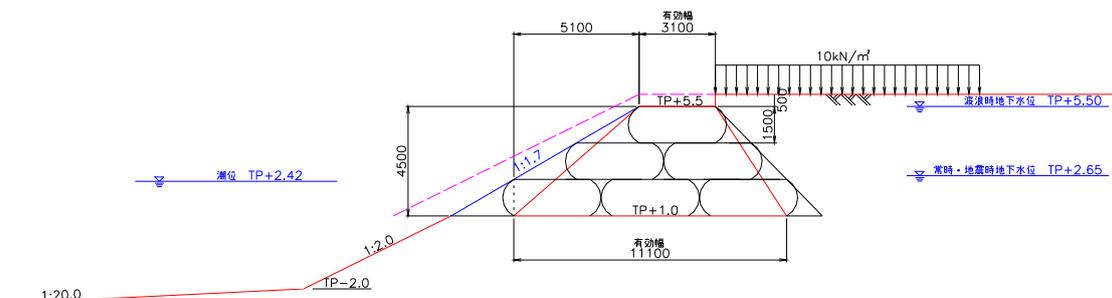


図 I-2.8.24 計算モデル図(1:1.7 の場合)

表 I-2.8.20 計算結果の総括

①常 時

検討断面数	検討高さ (m)	滑動に対する安全率 [許容安全率 1.50]	転倒に対する偏心量 [許容偏心量 1.850m]	円弧すべりに 対する安全率 [許容安全率 1.20]
3 段目	1.5	10.291 (OK) { 7.351 (OK) }	—	—
2 段目	3.0	11.833 (OK) { 8.452 (OK) }	—	—
1 段目	4.5	3.738 (OK) { 3.847 (OK) }	1.667m (OK)	1.485 (OK)

裸書はA社 SPS-750 の摩擦係数 ($\mu_1=1.96$ 、 $\mu_3=0.69$) を、{ } 内は、B社改良品の摩擦係数 ($\mu_1=1.40$ 、 $\mu_3=0.71$) を用いて計算した結果を示す。

②波浪越波時

検討断数	検討高さ (m)	滑動に対する安全率 [許容安全率 1.50]	転倒に対する偏心量 [許容偏心量 1.850m]	円弧すべりに 対する安全率 [許容安全率 1.20]
3 段目	1.5	5.490 (OK) {3.922 (OK) }	—	—
2 段目	3.0	5.195 (OK) {3.711 (OK) }	—	—
1 段目	4.5	1.635 (OK) {1.682 (OK) }	1.098m (OK)	1.242 (OK)

裸書はA社 SPS-750 の摩擦係数 ($\mu_1=1.96$ 、 $\mu_3=0.69$) を、{ } 内は、B社改良品の摩擦係数 ($\mu_1=1.40$ 、 $\mu_3=0.71$) を用いて計算した結果を示す。

③地震時

検討断数	検討高さ (m)	滑動に対する安全率 [許容安全率 1.20]	転倒に対する偏心量 [許容偏心量 3.700m]	円弧すべりに 対する安全率 [許容安全率 1.00]
3 段目	1.5	7.841 (OK) {5.601 (OK) }	—	—
2 段目	3.0	8.073 (OK) {5.766 (OK) }	—	—
1 段目	4.5	2.347 (OK) {2.415 (OK) }	1.290m (OK)	1.120 (OK)

裸書はA社 SPS-750 の摩擦係数 ($\mu_1=1.96$ 、 $\mu_3=0.69$) を、{ } 内は、B社改良品の摩擦係数 ($\mu_1=1.40$ 、 $\mu_3=0.71$) を用いて計算した結果を示す。

I-2 浜崖後退抑止工の照査

b) 1:0.5 の場合

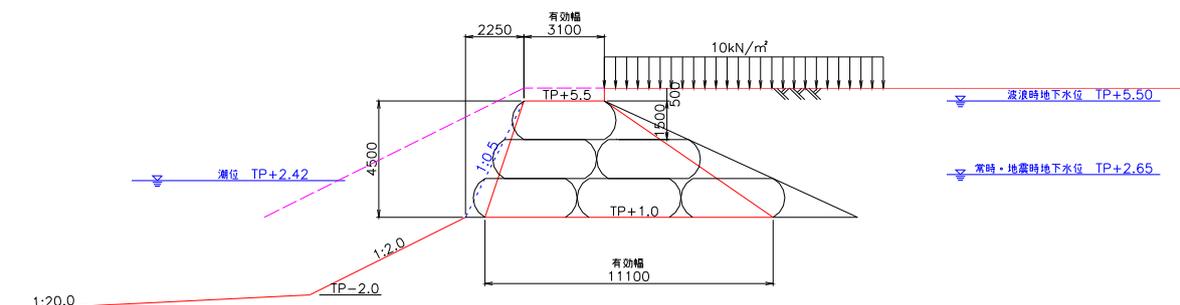


図 I -2.8.25 計算モデル図(1:0.5 の場合)

表 I -2.8.21 計算結果の総括

①常 時

検討断面数	検討高さ (m)	滑動に対する安全率 [許容安全率 1.50]	転倒に対する偏心量 [許容偏心量 1.850m]	円弧すべりに 対する安全率 [許容安全率 1.20]
3 段目	1.5	10.291 (OK) { 7.351 (OK) }	—	—
2 段目	3.0	19.687 (OK) { 14.062 (OK) }	—	—
1 段目	4.5	12.944 (OK) { 13.319 (OK) }	1.426m (OK)	1.621 (OK)

裸書はA社 SPS-750 の摩擦係数 ($\mu_1 = 1.96$ 、 $\mu_3 = 0.69$) を、{ } 内は、B社改良品の摩擦係数 ($\mu_1 = 1.40$ 、 $\mu_3 = 0.71$) を用いて計算した結果を示す。

②波浪越波時

検討断面数	検討高さ (m)	滑動に対する安全率 [許容安全率 1.50]	転倒に対する偏心量 [許容偏心量 1.850m]	円弧すべりに 対する安全率 [許容安全率 1.20]
3 段目	1.5	5.490 (OK) { 3.922 (OK) }	—	—
2 段目	3.0	8.003 (OK) { 5.717 (OK) }	—	—
1 段目	4.5	3.570 (OK) { 3.673 (OK) }	0.732m (OK)	1.291 (OK)

裸書はA社 SPS-750 の摩擦係数 ($\mu_1=1.96$ 、 $\mu_3=0.69$) を、{ } 内は、B社改良品の摩擦係数 ($\mu_1=1.40$ 、 $\mu_3=0.71$) を用いて計算した結果を示す。

③地震時

検討断面数	検討高さ (m)	滑動に対する安全率 [許容安全率 1.20]	転倒に対する偏心量 [許容偏心量 3.700m]	円弧すべりに 対する安全率 [許容安全率 1.00]
3 段目	1.5	7.841 (OK) { 5.601 (OK) }	—	—
2 段目	3.0	11.631 (OK) { 8.308 (OK) }	—	—
1 段目	4.5	5.195 (OK) { 5.345 (OK) }	1.082m (OK)	1.175 (OK)

裸書はA社 SPS-750 の摩擦係数 ($\mu_1=1.96$ 、 $\mu_3=0.69$) を、{ } 内は、B社改良品の摩擦係数 ($\mu_1=1.40$ 、 $\mu_3=0.71$) を用いて計算した結果を示す。

I-2 浜崖後退抑止工の照査

c) 1:1.3 (積み段数 2 段、養浜盛土高 1.5m) の場合

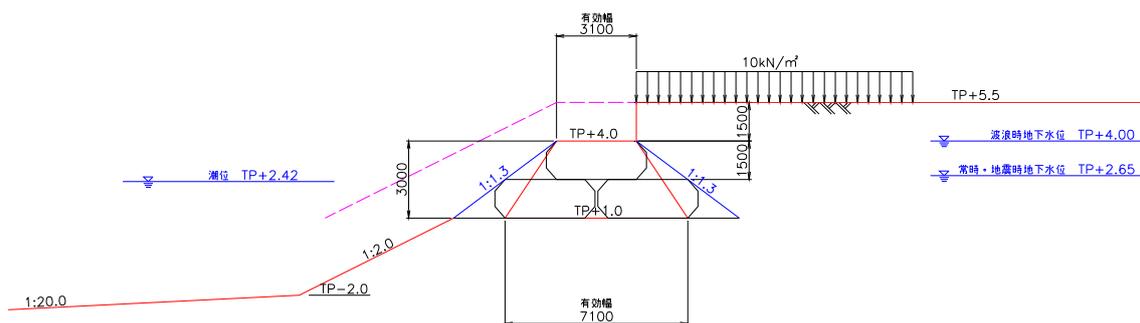


図 I-2.8.26 計算モデル図(ピラミッドの場合)

(B=4m・H=1.5m サンドバック 2 段積み、養浜盛土 1.5m の場合)

表 I-2.8.22 計算結果の総括

①常時

検討断面数	検討高さ (m)	滑動に対する安全率 [許容安全率 1.50]	転倒に対する偏心量 [許容偏心量 1.183m]	円弧すべりに 対する安全率 [許容安全率 1.20]
2 段目	1.5	5.564 (OK) { 3.974 (OK) }	—	—
1 段目	3.0	2.656 (OK) { 2.733 (OK) }	1.176m (OK)	1.304 (OK)

裸書はA社 SPS-750 の摩擦係数 ($\mu_1 = 1.96$ 、 $\mu_3 = 0.69$) を、{ } 内は、B社改良品の摩擦係数 ($\mu_1 = 1.40$ 、 $\mu_3 = 0.71$) を用いて計算した結果を示す。

②波浪越波時

検討断面数	検討高さ (m)	滑動に対する安全率 [許容安全率 1.50]	転倒に対する偏心量 [許容偏心量 1.183m]	円弧すべりに 対する安全率 [許容安全率 1.20]
2 段目	1.5	3.742 (OK) { 2.673 (OK) }	—	—
1 段目	3.0	1.757 (OK) { 1.808 (OK) }	0.898m (OK)	1.227 (OK)

裸書はA社 SPS-750 の摩擦係数 ($\mu_1 = 1.96$ 、 $\mu_3 = 0.69$) を、{ } 内は、B社改良仕様の摩擦係数 ($\mu_1 = 1.40$ 、 $\mu_3 = 0.71$) を用いて計算した結果を示す。

③地震時

検討断面	検討高さ (m)	滑動に対する安全率 [許容安全率 1.20]	転倒に対する偏心量 [許容偏心量 2.366m]	円弧すべりに 対する安全率 [許容安全率 1.00]
2 段目	1.5	5.043 (OK) {3.602 (OK) }	—	—
1 段目	3.0	1.943 (OK) {1.999 (OK) }	0.901m (OK)	1.011 (OK)

裸書はA社 SPS-750 の摩擦係数 ($\mu_1 = 1.96$ 、 $\mu_3 = 0.69$) を、{ }内は、B社改良仕様の摩擦係数 ($\mu_1 = 1.40$ 、 $\mu_3 = 0.71$) を用いて計算した結果を示す。

I-2 浜崖後退抑止工の照査

7) 摩擦係数試験値が無い場合の計算結果

摩擦係数試験値が無い場合は、表 I-2.8.1 に () で示される値 (サンドパックとサンドパックの摩擦係数 $\mu = 0.7$ 、基礎地盤とサンドパックの摩擦係数 $\mu = 0.5$) を上限値として計算するが、前述の計算例について計算した結果を下表に示す。

表より、1:1.3 の場合、1:1.7 の場合および 1:1.3 (積み段数 2 段、養浜盛土高 1.5m) の場合で、②波浪越波時のケースにおいて、滑動に対する安全率が所定の安全率を満たさないことがわかる。

a)1:1.3 の場合

①常時

検討断数	検討高さ (m)	滑動に対する安全率 [許容安全率 1.50]	転倒に対する偏心量 [許容偏心量 1.850m]	円弧すべりに 対する安全率 [許容安全率 1.20]
3 段目	1.5	3.676 (OK)	—	—
2 段目	3.0	4.622 (OK)	—	—
1 段目	4.5	3.352 (OK)	1.586m (OK)	1.518 (OK)

②波浪越波時

検討断数	検討高さ (m)	滑動に対する安全率 [許容安全率 1.50]	転倒に対する偏心量 [許容偏心量 1.850m]	円弧すべりに 対する安全率 [許容安全率 1.20]
3 段目	1.5	1.961 (OK)	—	—
2 段目	3.0	2.077 (OK)	—	—
1 段目	4.5	<u>1.451 (NG)</u>	0.977m (OK)	1.247 (OK)

③地震時

検討断数	検討高さ (m)	滑動に対する安全率 [許容安全率 1.20]	転倒に対する偏心量 [許容偏心量 3.700m]	円弧すべりに 対する安全率 [許容安全率 1.00]
3 段目	1.5	2.801 (OK)	—	—
2 段目	3.0	3.101 (OK)	—	—
1 段目	4.5	2.005 (OK)	1.204m (OK)	1.135 (OK)

b)1:1.7 の場合

①常 時

検討断面数	検討高さ (m)	滑動に対する安全率 [許容安全率 1.50]	転倒に対する偏心量 [許容偏心量 1.850m]	円弧すべりに 対する安全率 [許容安全率 1.20]
3 段目	1.5	3.676 (OK)	—	—
2 段目	3.0	4.226 (OK)	—	—
1 段目	4.5	2.709 (OK)	1.667m (OK)	1.485 (OK)

②波浪越波時

検討断面数	検討高さ (m)	滑動に対する安全率 [許容安全率 1.50]	転倒に対する偏心量 [許容偏心量 1.850m]	円弧すべりに 対する安全率 [許容安全率 1.20]
3 段目	1.5	1.961 (OK)	—	—
2 段目	3.0	1.855 (OK)	—	—
1 段目	4.5	<u>1.185 (NG)</u>	1.098m (OK)	1.242 (OK)

③地震時

検討断面数	検討高さ (m)	滑動に対する安全率 [許容安全率 1.20]	転倒に対する偏心量 [許容偏心量 3.700m]	円弧すべりに 対する安全率 [許容安全率 1.00]
3 段目	1.5	2.801 (OK)	—	—
2 段目	3.0	2.883 (OK)	—	—
1 段目	4.5	1.700 (OK)	1.290m (OK)	1.120 (OK)

I-2 浜崖後退抑止工の照査

c)1:0.5 の場合

①常 時

検討断面数	検討高さ (m)	滑動に対する安全率 [許容安全率 1.50]	転倒に対する偏心量 [許容偏心量 1.850m]	円弧すべりに 対する安全率 [許容安全率 1.20]
3 段目	1.5	3.676 (OK)	—	—
2 段目	3.0	7.031 (OK)	—	—
1 段目	4.5	9.380 (OK)	1.426m (OK)	1.621 (OK)

②波浪越波時

検討断面数	検討高さ (m)	滑動に対する安全率 [許容安全率 1.50]	転倒に対する偏心量 [許容偏心量 1.850m]	円弧すべりに 対する安全率 [許容安全率 1.20]
3 段目	1.5	1.961 (OK)	—	—
2 段目	3.0	2.858 (OK)	—	—
1 段目	4.5	2.587 (OK)	0.732m (OK)	1.291 (OK)

③地震時

検討断面数	検討高さ (m)	滑動に対する安全率 [許容安全率 1.20]	転倒に対する偏心量 [許容偏心量 3.700m]	円弧すべりに 対する安全率 [許容安全率 1.00]
3 段目	1.5	2.801 (OK)	—	—
2 段目	3.0	4.154 (OK)	—	—
1 段目	4.5	3.764 (OK)	1.082m (OK)	1.175 (OK)

d) 1:1.3 (積み段数 2 段、養浜盛土高 1.5m) の場合

①常 時

検討断数	検討高さ (m)	滑動に対する安全率 [許容安全率 1.50]	転倒に対する偏心量 [許容偏心量 1.183m]	円弧すべりに 対する安全率 [許容安全率 1.20]
2 段目	1.5	1.987 (OK)	—	—
1 段目	3.0	1.924 (OK)	1.176m (OK)	1.304 (OK)

②波浪越波時

検討断数	検討高さ (m)	滑動に対する安全率 [許容安全率 1.50]	転倒に対する偏心量 [許容偏心量 1.183m]	円弧すべりに 対する安全率 [許容安全率 1.20]
2 段目	1.5	<u>1.337 (NG)</u>	—	—
1 段目	3.0	<u>1.273 (NG)</u>	0.898m (OK)	1.227 (OK)

③地震時

検討断数	検討高さ (m)	滑動に対する安全率 [許容安全率 1.20]	転倒に対する偏心量 [許容偏心量 2.366m]	円弧すべりに 対する安全率 [許容安全率 1.00]
2 段目	1.5	1.801 (OK)	—	—
1 段目	3.0	1.408 (OK)	0.901m (OK)	1.011 (OK)

I-2 浜崖後退抑止工の照査

I-2.9 浜崖後退量の照査

浜崖後退量の照査は、浜崖後退予測量が浜崖後退許容量以下となっていることを確認することにより実施することを標準とする。

浜崖後退予測量の上限は、浜崖の後退あるいは養浜によりサンドバック積層体背後に土砂が供給される条件であれば、サンドバック積層体天端高を起点にバームを形成する勾配で引いた線が、計画波浪のうちあげ高(海底地形と浜崖後退抑止工の断面形状によって決まる)に相当する高さにあぶつかる位置で算定することを推奨する。

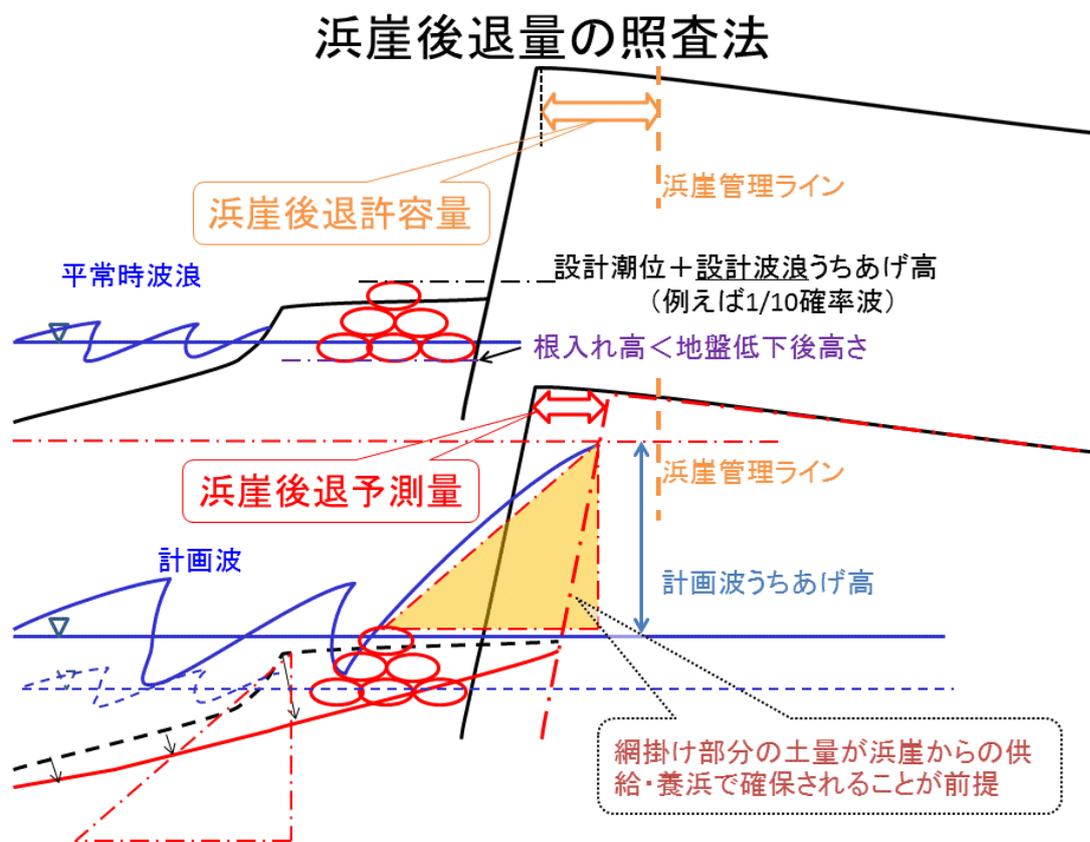


図 I-2.9.1 浜崖後退量の照査法

解 説

浜崖後退量の照査は、浜崖後退抑止工のサンドバック積層体の天端高さ、養浜盛土高、設置位置、計画波浪のうちあげ高により予測される浜崖後退量が、浜崖の原位置と浜崖管理ラインとの差で決まる後退許容量以下となっているか照査するものである。浜崖管理ラインは侵食対策や海岸保全の全体計画において設定される。

浜崖後退量の算出方法は、複雑な計算をすることなく求めることができるよう断面実験の結果をもとに考えたものである。断面実験の結果は現地と考えられる波浪条件を全て網羅したものではないことから、今後、現地での実績等によって改訂される可能性があるものである。

水理実験で見られたサンドバック積層体を越波した際の背面養浜盛土の地形形成状況を図 I-2.9.2 に示す¹⁹⁾。実験の観察から、背面養浜盛土の地形変化は越波した流れにより生じる。地形を形成する際に供給される土砂は浜崖急斜面から崩壊した土砂である。波打ち際のバーム地形は波浪によってうちあげられた土砂及び砂

浜を形成している砂が持ち去られる際の引波時の流砂が供給源となって波浪とバランスするよう形成されていると考えられる。サンドバック積層体背面においても、浜崖急斜面から供給される土砂とサンドバック積層体を越波した波浪の流れがバランスして地形を形成する点が同様のものと考え、梓書きの簡易法を示したものである。今後遡上帯の地形形成機構に関する研究が進展し、より合理的な評価法が提示されることが期待される。

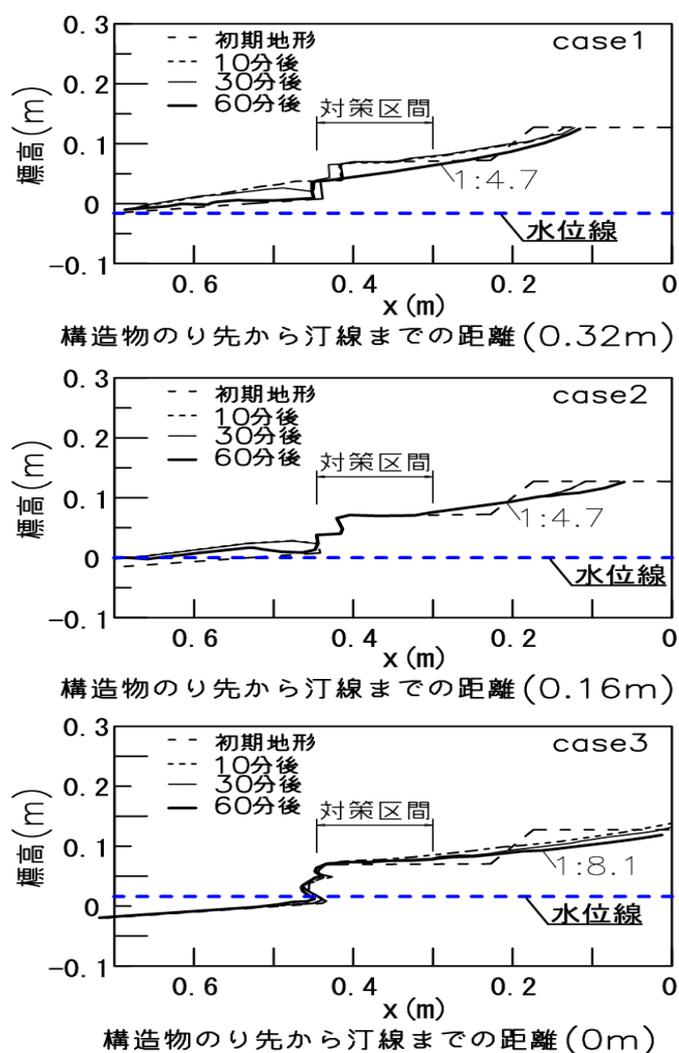


図 I-2.9.2 水理模型実験によるサンドバックを越えた波による地形変化¹⁹⁾

図 I-2.9.3 には、現地の浜崖後退に伴う断面地形の変化実態の例を示す。図に示すように浜崖の勾配・基部高及び前浜の勾配は大きく変わらずに徐々に平行移動する。これは、前浜勾配は砂と波浪によりバームの勾配を、浜崖は締固めとほどよい水分保持等によるせん断抵抗により安息角より急な崖を形成し、全体で一種の平衡断面を形成しているためと考えられる。

I-2 浜崖後退抑止工の照査

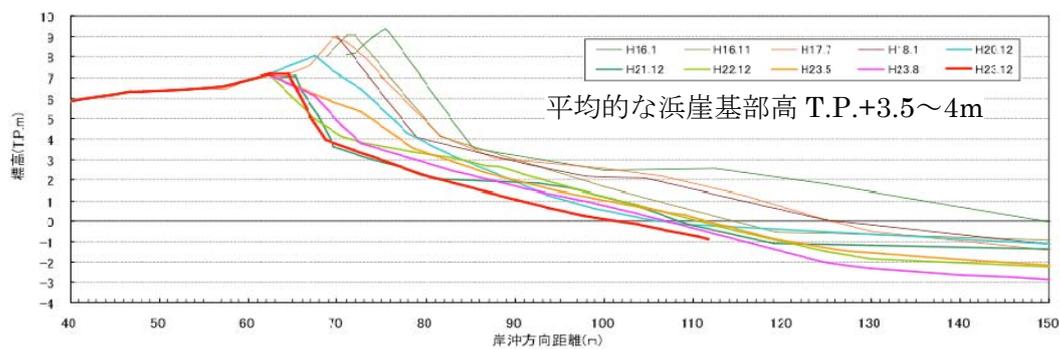


図 I-2.9.3 無構造物海浜での前浜と浜崖の後退形態 (宮崎海岸住吉地先)

I-2.10 吸出し、施工端処理の照査

サンドバック積層体を構成するサンドバックの突合せ部から背面の養浜盛土材が吸出されると浜崖の後退抑止効果が低下し、サンドバックも流失しやすくなる。また、吸出しが生じた場合には海岸利用者の安全が損なわれる。サンドバックの突合せ部には背面養浜盛土材の吸出しを防止する措置を講じることを標準とする。

高波がサンドバック積層体を越波する際には、端部に引波時の流れが集中し、背面の養浜盛土材が流出するおそれがある。背面の養浜盛土材流出は、浜崖の後退抑止効果とサンドバックの安定性を低下させるため、サンドバック積層体の施工端に流れが集中しにくくなるよう処理を施すことを標準とする。

解 説

サンドバック突合せ部からの吸出し、サンドバック積層体の施工端処理については照査すべき性能が明らかになっている訳ではないので、それぞれに対する適切な措置がなされていることをもって照査したこととみなすことにした。

サンドバック突合せ部の吸出し防止措置としては、写真 I-2.10.1、写真 I-2.10.2 に示すようなサンドバック間の突合せ部に隙間が生じないようにする形状の工夫、写真 I-2.10.3 に示す吸出しを防止するように袋材を活用する工夫、写真 I-2.10.4 に示すように突合せ部にフィルター材と吸出し防止材を敷設する工夫等が考えられる。

サンドバック積層体の施工端処理は、写真 I-2.10.5 に示すように引波時の流れが集中しないようサンドバック積層体施工端を L 字型にする工夫、既設護岸に接合する等が考えられる。サンドバック積層体を L 字型にする工夫においては、写真 I-2.10.6、写真 I-2.10.7 に示すように、サンドバック積層体の天端高と同じ天端高で袋詰め玉石等を積み上げて作成する方法等も考えられる。

1) サンドバック突合せ部の吸出し防止措置



写真 I-2.10.1 筒へ差し込み接続する方法



写真 I-2.10.2 凸凹で結合する方法

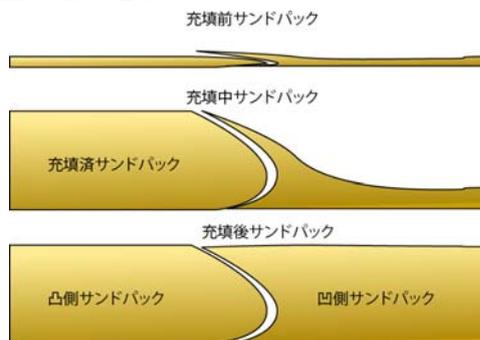


図 I-2.10.1 写真 I-2.10.2 の差し込み

I-2 浜崖後退抑止工の照査

(特許出願中)

結合の仕組み

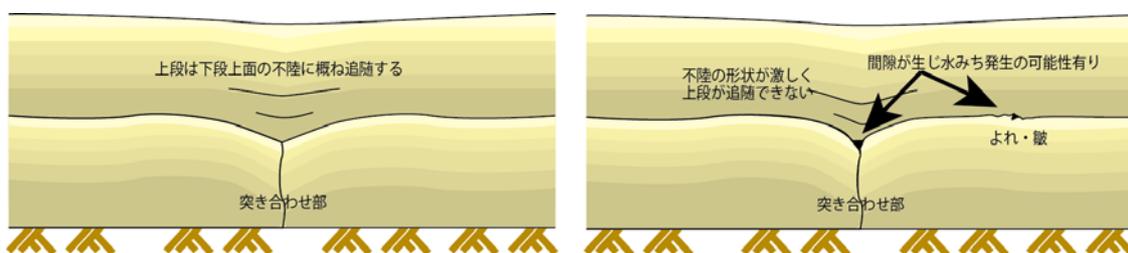


図 I-2. 10. 2 背後の養浜盛土を吸い出す水みちが生じる可能性がある突合せ



写真 I-2. 10. 3 全体を袋材で巻き込む方法



写真 I-2. 10. 4 突合せ部背後に設置したフィルタ材料

写真 I-2. 10. 1 の工夫では、突き込みが足りない、あるいは充填が十分でない、写真 I-2. 2. 5 のように間隔が空き養浜盛土の吸出し・侵食に繋がるので注意が必要である。

写真 I-2. 10. 2 は、図 I-2. 10. 1 のようにあらかじめ凹側と凸側に定められた端部を充填前に差し込み凸側から充填し後に凹側を充填することで密な結合を行おうとする方法である。

写真 I-2. 10. 3 は、突合せ部を含めて外側を袋材で包むことで養浜盛土の吸出しを防ごうとするものである。この方法では、充填時に生じるサンドパックの変形に伴い外側袋材の「よれ」が生じる可能性、サンドパック同志の突合せが十分でないと写真 I-2. 2. 5 と同様に外側袋材に空洞が残り外側袋材が垂れる可能性があり、養浜盛土の吸出しや袋材の破損の原因となるので施工に注意を要する。

写真 I-2. 10. 4 は、網素材でできたフィルタ材料を吸出しが発生しやすい突合せ部や端部に設置する方法である。ネット素材に入れる材料は、底質との境界において十分流速が低減する粒径を用いることが望ましい。これについて、緩傾斜堤の裏込め工と同等に考えフィルタ厚さは 50cm 以上とし網素材の中詰材は 30mm 程度とするのが実績から妥当と考えられる。

2) 端部処理



写真 I-2. 10. 5 L字型にサンドパックを設置した端部処理



写真 I-2. 10. 6 袋詰め玉石と砕石による端部処理

I-2 浜崖後退抑止工の照査



写真 I-2.10.7 網材ファルターによる端部処理

端部処理は、解説の冒頭に記したように**写真 I-2.10.5**のように端部をサンドパックでL字型に巻き込むか後退が生じない既設護岸に突合せを基本とする。**写真 I-2.10.6**の事例においては、袋詰め玉石だけでなくその内側へより細かな碎石を投入して透水性を下げ引波時の浸透水の流速を低減させる工夫も行っている。袋詰め玉石だけでは透水性が高いため、引波時の浸透水の流速が十分に低減せず背面養浜盛土の吸出しが生じる可能性が高いと考えたからである。現地実験等の結果によれば、サンドパック背後の養浜盛土の吸出し・侵食が生じるのは、越波した波が引波時に袋材が損傷を受けサンドパック天端高が部分的に低下した箇所や施工端に集中することによる（I-2.2 参照）。これらを防ぐためには、引波を端部等に集中させないこと、引波時の浸透水の流速を十分に低減させることが重要と考えられ、これによって背面養浜盛土の土砂損失を防止・軽減することができる。加えて、**写真 I-2.10.5**～**写真 I-2.10.7**の端部処理は、その奥行きが十分であれば前述の機能を果たすことに加えて上手・下手側の浜崖後退抑止工・護岸未施工区間の侵食からの被災に対処することも兼ねることができる。

I-2.11 修復性の照査

浜崖後退抑止工を構成するサンドバックおよびサンドバック積層体、背面養浜盛土について下記に示す修復性が確保されており、維持管理計画も適切に作成されていることを確認する。

(1) サンドバック

破損が発生した場合に縫合等の補修が可能である。

(2) サンドバック積層体

袋詰め玉石や大型土のう等による応急復旧措置が行える。

(3) 背面養浜盛土

養浜盛土の修復に必要な重機が走れるだけの幅がある。

解 説

浜崖後退抑止工は I-2.10 までの照査をおこなうことで、事前に想定した事象に対しての安全性は確保されたものであるが、万が一、損傷等が生じた場合にも修復が可能ないようにしておく必要がある。

これまでの施工実績でみられた被災では、前面砂浜の想定以上の低下によるサンドバックの変形→サンドバック袋材縫合部の破損→中詰材流失→バック天端の沈下→背面養浜盛土流失→部分的な浜崖の後退等が見られた。サンドバック袋材の破損には、上記前面砂浜の地盤低下以外に施工時あるいはその後の重機の接触によると思われる事例もあった。I-3 の照査により基本的には破損が生じないサンドバックになるが、前面砂浜の地盤低下量の評価は難しく想定以上の低下や人為的な損傷が発生する可能性は否定できないことから修復性の確保が必要となる。

I-2 浜崖後退抑止工の照査

参考文献

- 1) 野口賢二・諏訪義雄・渡邊国広・倉吉一盛・伊藤幸義 (2013) : 浜崖後退抑制工の効果と浜漂砂への影響に関する現地実験, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.69, No.2, pp.I_726-I_730
- 2) 渡辺国広・宇井正之・二階堂竜司・細谷州次郎・高田保彦・諏訪義雄・野口賢二・関口陽高 (2012) : 袋詰め工の現地試験施工に向けた水理模型実験, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.68, No.2, pp.I_720-I_725.
- 3) Namias, V. (1985): Load-supporting fluid-filled cylindrical membranes, *Journal of Applied Mechanics*, 52(4), pp.913-918.
- 4) Leshchinsky, D., O. Leshchinsky, H.I. Ling and P.A. Gilbert (1996): Geosynthetic tubes for confining pressurized slurry: some design aspects, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol.122, No.8, pp.682-690.
- 5) 耐候性大型土のう基準検討委員会編 (2012) : 「耐候性大型土のう積層工法」設計・施工マニュアル, 財団法人土木研究センター, 120p.
- 6) Bezuijen, A. (1995): Boren van tunnels en Leidingen; stabiliteit van het boorfront (in Dutch), *Grondmechanica Delft*, Report CO-346520/50, July.
- 7) Pilarczyk, K.W. (2000): *Geosynthetics and Geosystems in Hydraulic and Coastal Engineering*, 913p, Taylor & Francis.
- 8) 海岸保全施設技術研究会編 (2004) : 海岸保全技術の技術上の基準・同解説, 334p.
- 9) 渡辺国広・関口陽高・弘中淳市・石川祐介・土橋和敬・野口賢二・諏訪義雄 (2013) : 浜崖後退抑止工の波浪安定性についての水理模型実験および現地試験, 土木学会論文集 B2 (海岸工学), Vol.69, No.2, pp.I_1041-I_1045
- 10) Oumeraci, H. and J. Recio (2010): Geotextile sand containers for shore protection, In: Kim, Y. C. (ed.) *Handbook of coastal and ocean engineering*, pp.553-600, New Jersey, World Scientific.
- 11) Shin, E.C. and Y.I., Oh (2007): Coastal erosion prevention by geotextile tube technology, *Geotextiles and Geomembranes*, 25, pp.264-277.
- 12) Lawson, C.R. (2008): Geotextile containment for hydraulic and environmental engineering, *Geosynthetics International*, Vol.15, No.6, pp.384-427.
- 13) 渡辺国広・諏訪義雄・高田保彦・土橋和敬・弘中淳市・梶原幸治・野口賢二・関口陽高 (2011) : 袋詰め工の現地試験施工に向けた水理模型実験, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.67, No.2, pp.I_1063-I_1068.
- 14) 土橋和敬・弘中淳市・梶原幸治・渡辺国広 (2012) : 西湘海岸におけるサンドパットの現地試験施工, *ジオシンセティック情報誌*, 2012年3月号, pp.20-30.
- 15) 渡辺国広・宇井正之・二階堂竜司・細谷州次郎・高田保彦・諏訪義雄・野口賢二・関口陽高 (2012) : サンドパットで構築された海岸保全施設の変状連鎖に関する海外事例調査及び水理模型実験, 土木学会論文集 B3 (海洋開発), Vol.68, No.4, pp.I_720-I_725.

- 16) 佐藤慎司・渡邊恵璃加・八尾直樹（2011）：大規模構造物近傍の浜崖後退の実態と海岸侵食対策に関する研究，土木学会論文集 B3（海洋開発），Vol.67, No.2, pp.I_1230-I_1235.
- 17) 国土交通省河川局海岸室・国土交通省国土技術政策総合研究所海岸研究室監修（2006）：緩傾斜堤の設計の手引き，社団法人全国海岸協会，99p.
- 18) 耐候性大型土のう研究会編（2006）：災害復旧事業等における「耐候性大型土のう」設置ガイドライン，社団法人全国防災協会，40p.
- 19) 関口陽高・諏訪義雄・野口賢二・渡辺国広（2012）：サンドバック工法による浜崖後退抑制効果に関する水理模型実験，Vol.68, No.2, pp.I_701-I_705.