

津波防災地域づくりに係る
技術検討報告書

平成24年1月27日

津波防災地域づくりに係る技術検討会

目 次

第1章 はじめに	1
第2章 建築物等の前面における津波のせき上げ高の評価手法	2
第3章 特定開発行為の技術的基準	16
第4章 津波防護施設の技術上の基準	48
検討会委員名簿・開催経緯	62

第1章 はじめに

平成23年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震による津波を受け、国土交通省では津波防災地域づくり制度の法制化に向けた検討を行ってきた。

同年12月7日には津波防災地域づくりに関する法律（平成23年法律第123号、以下「法」という。）が成立し、同年12月27日には「津波防災地域づくりの推進に関する基本的な指針」（以下「基本指針」という。）が定められた。

こうした検討において津波防災地域づくりの全体像が明確になっていく中で、陸域に遡上した最大クラスの津波を対象に、

- ・避難先となる建築物等の前面において、津波がどの程度せき上げるか、
- ・浸水のおそれがある区域での一定の開発行為について、盛土や切土により生ずるがけを津波の作用に対して安全なものとするためにはどのような構造とすればよいか、
- ・新たに位置づけることとした津波防護施設について、どのような構造とすればよいか

に関して、技術的な検討が必要とされた。

このため、水工学や津波工学、海岸工学、地盤工学を専門とする有識者や行政関係者からなる「津波防災地域づくりに係る技術検討会」を計4回開催し、技術的な検討を進めてきた。

これまでの検討の成果として、本報告書の第2章については、基本指針の「五 警戒区域及び特別警戒区域の指定について指針となるべき事項」に、その主要な部分が記載されたところである。

また、第4章については、津波防災地域づくりに関する法律施行規則（平成23年国土交通省令第99号）第18条（津波防護施設の技術上の基準）に反映されたほか、第3章についても、法第75条に基づき定める技術的基準に今後反映される予定である。

本報告書は、全国で津波防災地域づくりを円滑に推進するため、行政関係者等において基準等がより適切に運用されるよう、本技術検討会の成果を適宜参照できるようにとりまとめたものである。

第2章 建築物等の前面における津波のせき上げ高の評価手法

2. 1 津波防災地域づくりにおける位置づけ

都道府県知事は、基本指針に基づき、かつ、津波浸水想定を踏まえ、津波による人的災害を防止するために警戒避難体制を特に整備すべき土地の区域を、津波災害警戒区域（以下「警戒区域」という。）として指定することができる。

同様に、警戒区域のうち、津波が発生した場合には建築物が損壊し、又は浸水し、住民等の生命又は身体に著しい危害が生ずるおそれがあると認められる土地の区域で、一定の開発行為及び一定の建築物の建築又は用途の変更の制限をすべき土地の区域を、津波災害特別警戒区域（以下「特別警戒区域」という。）として指定することができる。

これら警戒区域又は特別警戒区域の指定は、当該指定の区域のほか、基準水位（津波浸水想定に定める水深に係る水位に建築物等に衝突する津波の水位の上昇（以下「せき上げ」という。）を考慮して必要と認められる値を加えて定める水位）を明らかにするものとし、あらかじめ関係市町村長の意見を聴くほか、当該指定の区域及び基準水位を公示することとしている。

市町村長は、この基準水位を活用し、警戒区域内の施設で、基準水位以上の高さに避難上有効な屋上等が配置されていること等の一定の基準に適合するものを指定避難施設として指定することができる。

また、特別警戒区域内の特定建築（社会福祉施設、学校及び医療施設等）については、津波に対して安全な構造のものとして技術基準に適合し、かつ、建築物の居室の床の高さが基準水位以上であるものを許可することとしている。

したがって、これらのためには、建築物等の前面において津波がどの程度の高さまでせき上げするか科学的に評価する手法を提示することが必要となる。

2. 2 津波のせき上げと津波の流況との関係について

津波のせき上げの現象は、その地点で津波が有するエネルギーの大きさに起因すると考えられることから、津波浸水シミュレーションを用い

て津波の流況を再現し、それを基に津波のせき上げ高を評価する手法を検討することとした。

まず、表 2-1 に示す地区を対象に、参考 2-1 のように 4 種類の形状の仮想建築物を配置し、非線形長波方程式に基づく平面 2 次元モデルによる津波浸水シミュレーションを実施した。そして、それら仮想建築物の海側隣接の計算格子における最大浸水深 $h_{f\max}$ （基準水位に相当）を算出した。

次に、同様の地区を対象に、同様のモデルで仮想建築物を配置しない場合の同地点における浸水深 h_b を算出するとともに、併せて、フルード数 $F_r = v_b / \sqrt{gh_b}$ を求めた。

参考として、 h_b のうち最大浸水深となる $h_{b\max}$ と $h_{f\max}/h_{b\max}$ 及び F_r と $h_{f\max}/h_{b\max}$ との関係を参考 2-2 に示す。

これらを基に、具体的な建築物等が定まっていない時点で、 h_b （または $h_{b\max}$ ）から $h_{f\max}$ を予め算定する手法を検討することとした。

$h_{f\max}$ は、仮想建築物を配置しない場合に同地点において最大となる時点の比エネルギー^{*} E_b と考えられることから、 E_b 、 h_b 、 v_b （ h_b と同地点・同時刻の流速）及び F_r との関係は式 2-1 で示される。

$$h_{f\max} = \max[E_b] = \max\left[h_b + \frac{v_b^2}{2g}\right] = \max\left[h_b \left(1 + \frac{F_r^2}{2}\right)\right] \quad (\text{式 2-1})$$

以上、式 2-1 を用いることで、任意地点の h_b と F_r から $h_{f\max}$ を算定できることとなる。 E_b が最大となる時点の h_b と F_r とを採用し、同式を用いて算定した $h_{f\max}$ は、津波浸水シミュレーションの結果を概ね再現できていることも確認された（参考 2-2）。

ただし、遡上した津波のエネルギーが集中するような形状や配置の建築物等においては、式 2-1 による $h_{f\max}$ より大きくなる場合があることに留意することとする。

なお、式 2-1 については、既往の屋内実験による研究成果（朝倉ら（2000））を参照し、水平波圧指標（遡上水深に相当する静水圧分布の倍

^{*} 比エネルギー：地盤面を基準とし、エネルギーを水頭で表したものであり、速度水頭（運動エネルギーに対応）と水深（位置エネルギーと圧力エネルギーとの和に対応）との和で表現される。

率)とフルード数(最大浸水深と最大流速とから算出したもの)との関係図に重ね合わせ、フルード数が1程度以下の領域では、両者の特性が同様の傾向を示すことを確認した(参考2-3)。

表2-1 津波浸水シミュレーションの対象地区

平野部	リアス部
仙台市 宮城県亘理町 福島県いわき市	岩手県野田村 岩手県大船渡市(越喜来地区) 岩手県大槌町 岩手県陸前高田市

2. 3 具体的な運用の流れについて

都道府県知事が津波浸水想定を設定するために津波浸水シミュレーションを実施し、計算格子毎に浸水深の最大値($h_{b\max}$)を求める際に、計算格子毎に比エネルギー($E_b = h_b(1 + F_r^2/2)$)の最大値を予め求めておくこととする。

この際、 F_r は E_b が最大となる時点のものとするが、津波の最先端部のように水深が浅く瞬間的又は局所的に流速が大きくなる時点等ではなく、一連の津波の挙動から大局的に適切な時点を選択するよう留意することとする。

その後、都道府県知事が警戒区域を指定する際、予め求めておいた E_b の最大値を $h_{f\max}$ とし、これを当該地点の地盤面を基準とした基準水位として、その平面分布を公示することとする(法第53条第4項)。

これにより、市町村長や特定建築を行おうとする者が、任意の箇所における基準水位を求めることが可能となる。

なお、公示する際の図面の縮尺は1/2500以上を基本とする。

2. 4 評価手法の検証について

(1) 実績痕跡高を用いた検証

東北地方太平洋沖地震による津波における建築物等での実績痕跡高を用いて、式2-1の検証を行った。

実績痕跡高としては、東京大学等により測定された各種痕跡高(建築

物の海側以外を含む）を用いた。

この実績値と式 2-1 を用いて津波浸水シミュレーションから算出した h_{fmax} とを比較した結果を参考 2-4 に示す。

この結果より、基準水位を適切に算定できていると評価した。

（２）非静水圧 3 次元モデルを活用した再現性等の検証

津波浸水シミュレーションでは、広い範囲にわたる津波の現象を対象とすることから、その全てにおいて 3 次元モデルを用いることは効率性等の観点から非現実的であり、鉛直方向の圧力分布を静水圧と近似した平面 2 次元モデルが一般的に用いられている。

一方、津波のせき上げが発生する建築物等の前面においては、鉛直方向の圧力が静水圧分布から外れてくることから、同地点における浸水深について、平面 2 次元モデルを用いた場合の再現性・適用性を確認しておくこととした。

そこで、仮想建築物周辺のみ非静水圧 3 次元モデルを適用するハイブリッドモデルを用いて津波浸水シミュレーションを実施し、この結果との比較により、非線形長波方程式に基づく平面 2 次元モデルの再現性・適用性の検証を行った。

ハイブリッドモデルは、計算領域の一部で非静水圧 3 次元モデルを適用するもので、仮想建築物周辺のみ 3 次元の支配方程式とし、それ以外の領域は平面 2 次元の非線形長波方程式により計算するものである。

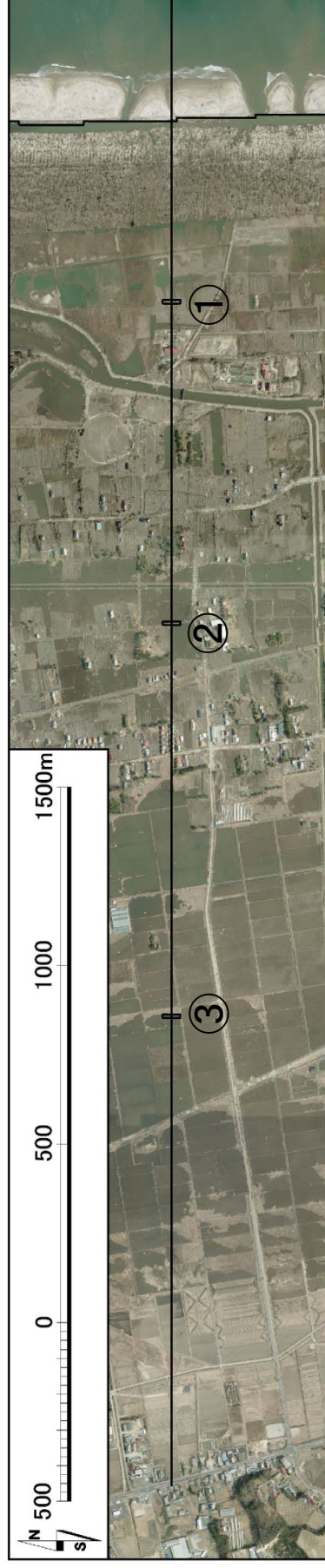
これら 2 種類の津波浸水シミュレーションの結果を参考 2-5 に示す。

この結果より、平面 2 次元モデルにおいても、実用に耐えうる再現性・適用性を有すると評価した。

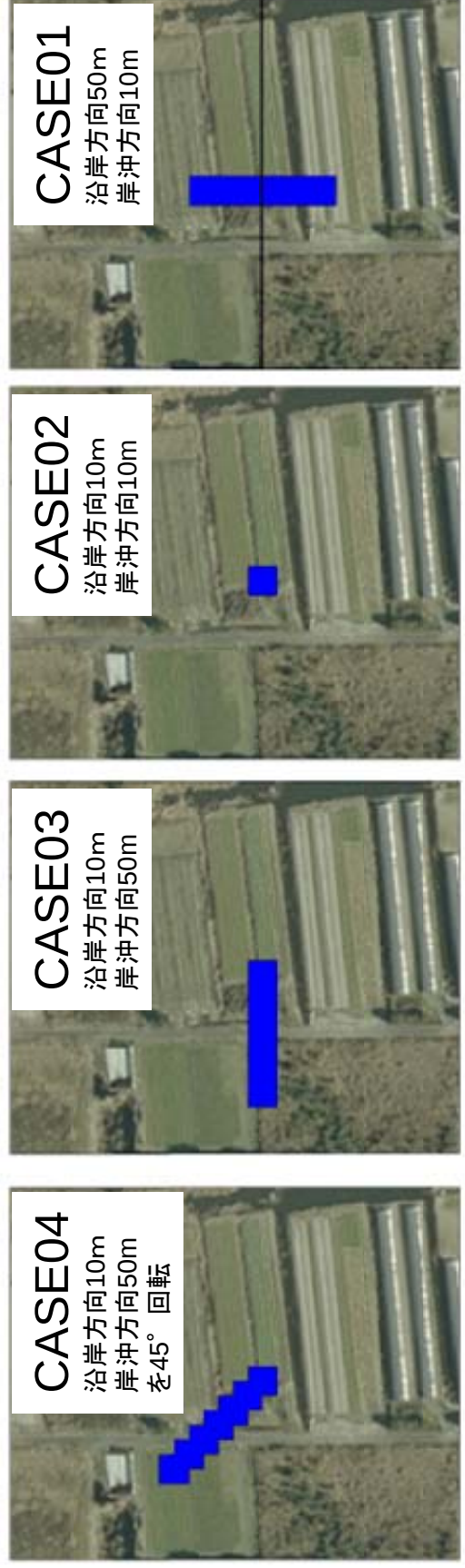
なお、今後の津波浸水シミュレーションに関する技術開発の進展により、広い範囲にわたる津波の現象をより精緻に再現・予測できるようになった場合には、その計算に係る効率性等も考慮しつつ、基準水位等の見直しの必要性を随時検証していくこととする。

津波浸水シミュレーションによる 仮想建築物海側でのせき上げの算出方法

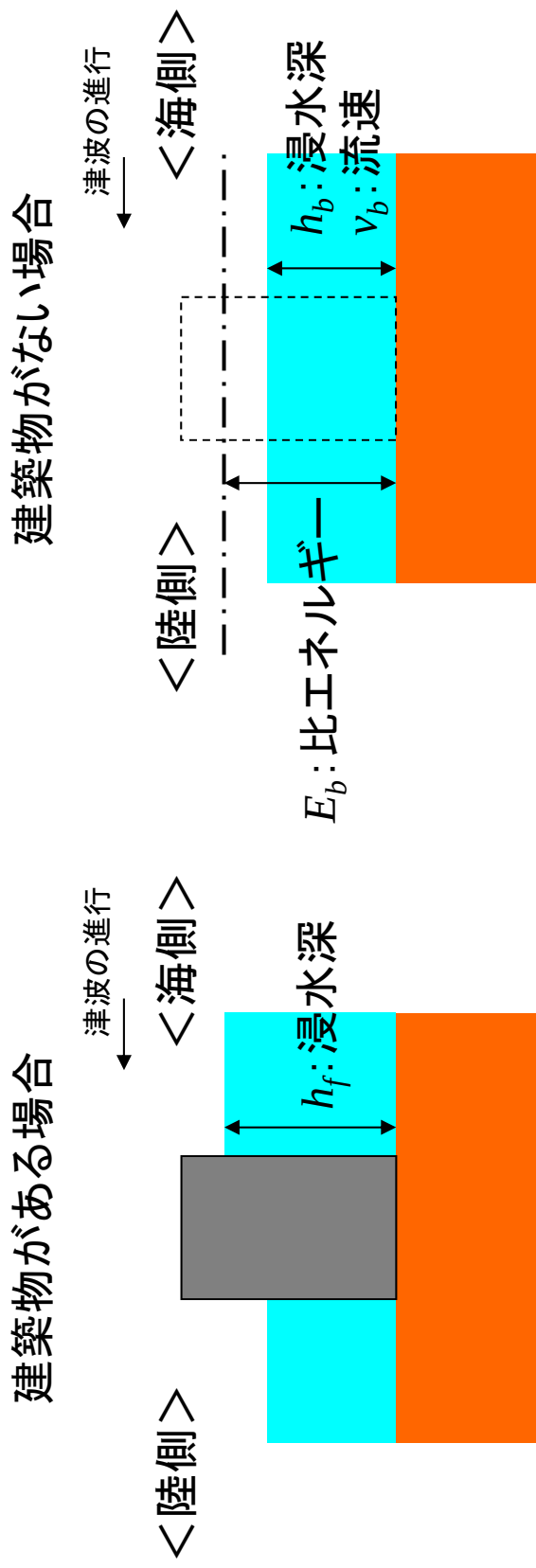
仮想建築物を4種類、岸沖方向に3箇所配置した津波浸水シミュレーションにより、建築物周辺での浸水深・流速を算定する。
また、建築物を設置しない場合の浸水深・流速を別途算出し、両者を比較する。



参考2-1



変数の定義



h_{fmax} : 建築物海側の最大浸水深

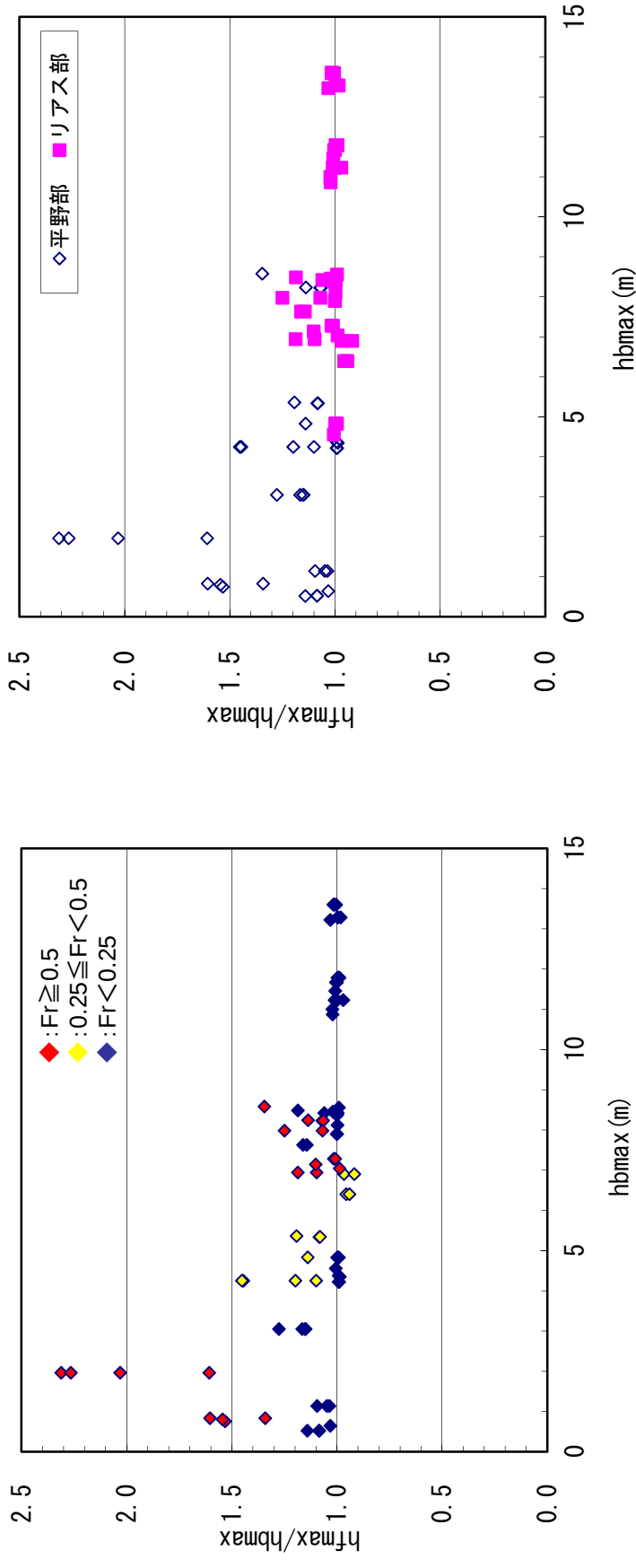
h_{bmax} : 津波浸水想定に定める最大浸水深

$$E_b = h_b + \frac{v_b^2}{2g} = h_b \left(1 + \frac{F_r^2}{2} \right)$$

$$F_r = \frac{v_b}{\sqrt{gh_b}}$$

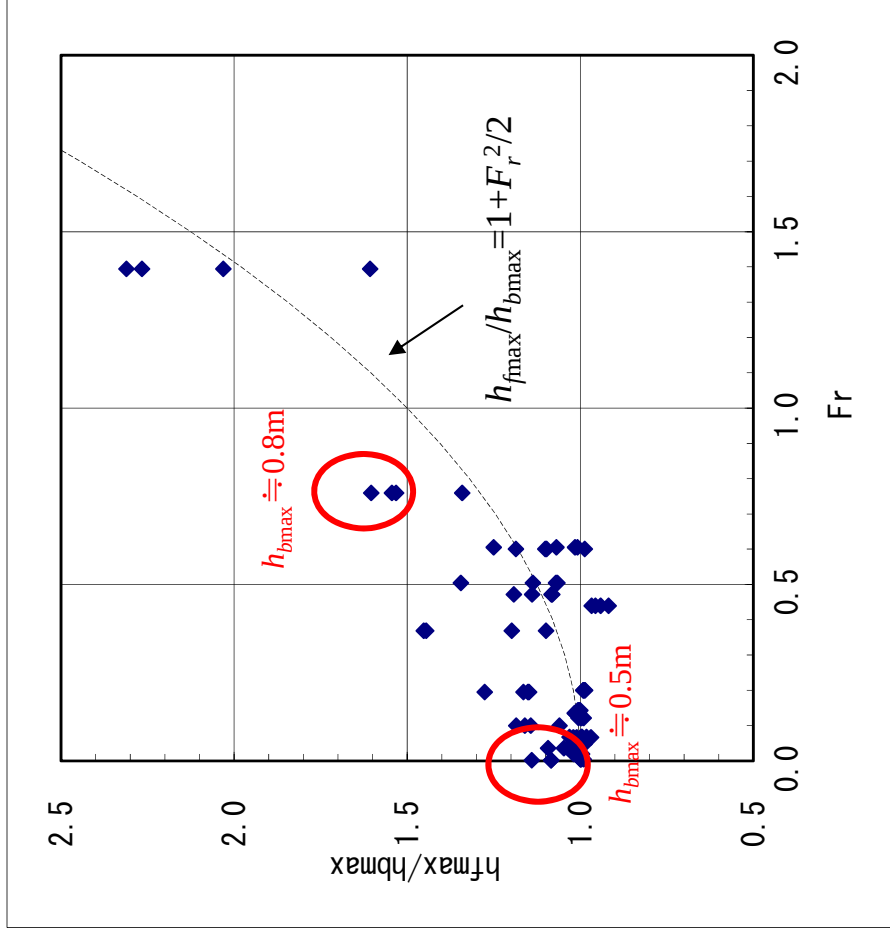
参考2-2

$h_{f\max}/h_{b\max}$ と $h_{b\max}$ との関係



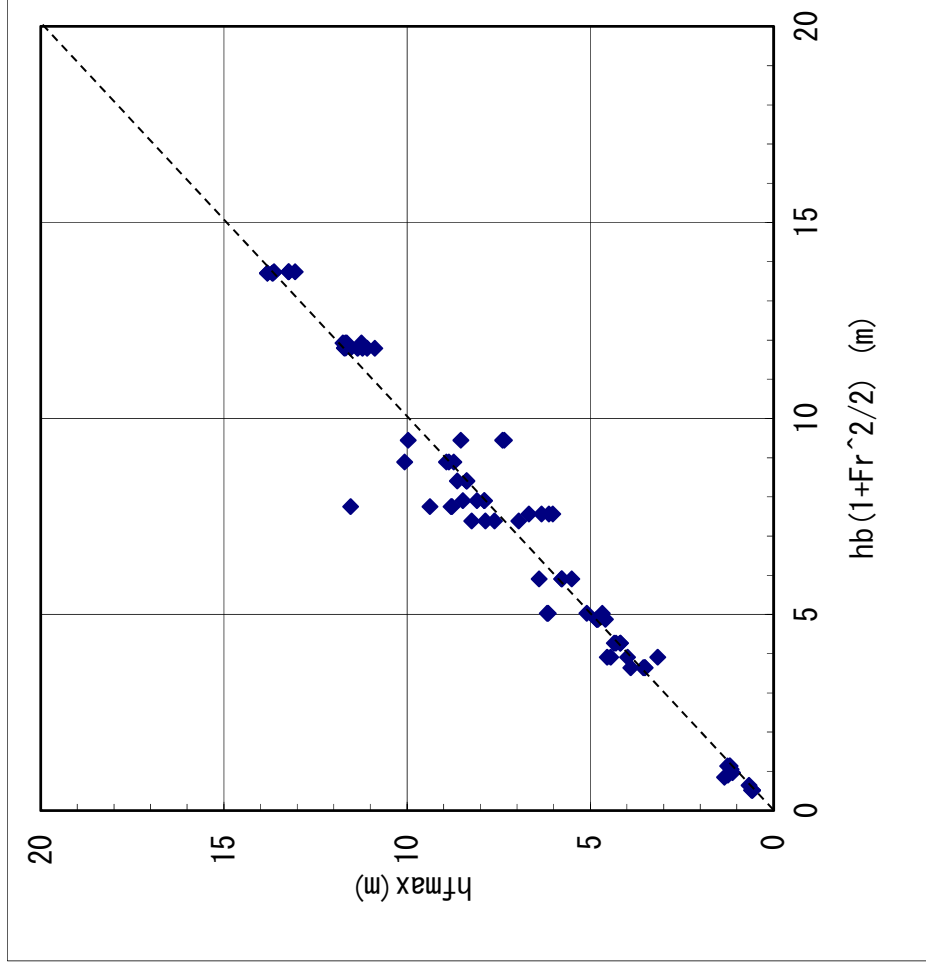
- ・ $h_{f\max}/h_{b\max}$ は2.3以下となっている
 - ・フルード数 Fr が大きい地点で、 $h_{f\max}/h_{b\max}$ が大きい傾向にある
- 注) この場合の Fr は、建築物がない場合で、 $h_{b\max}$ 算定時点でのものである

h_{fmax}/h_{bmax} とフルード数との関係



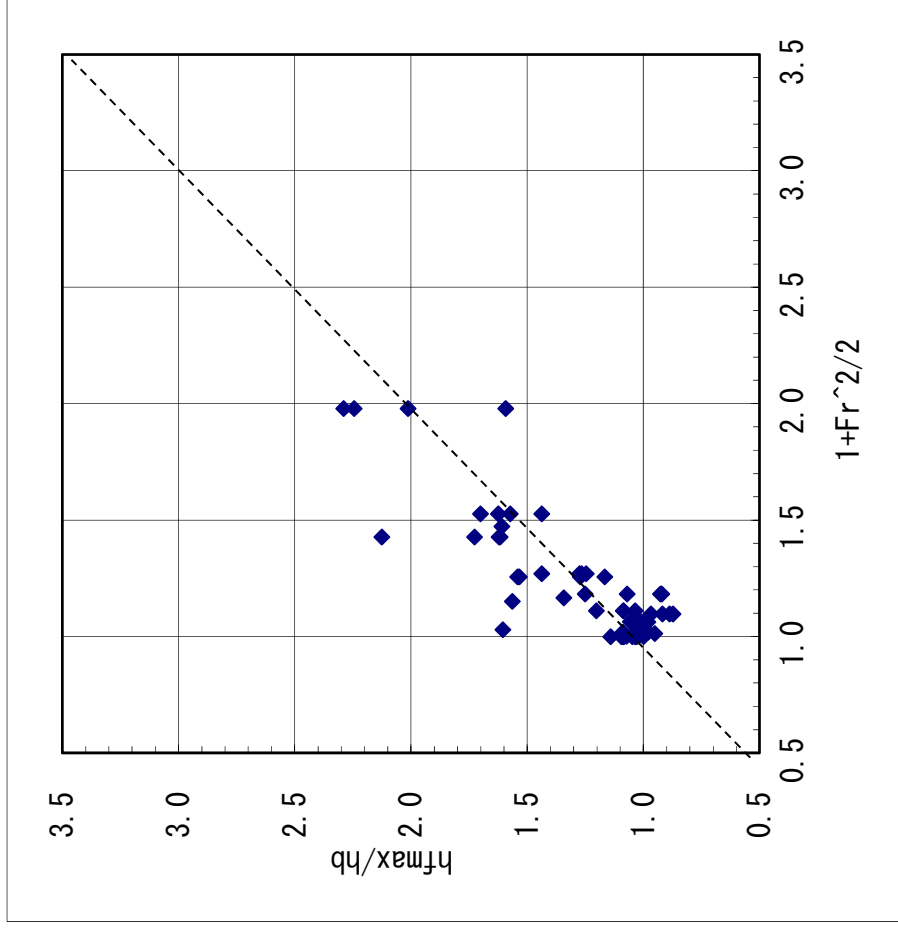
※建築物がない場合における比エネルギーが最大となる時点でのフルード数

$h_{f\max}$ と $h_b(1+F_r^2/2)$ との関係



※建築物がない場合における比エネルギーが最大となる時点でのフルード数・浸水深

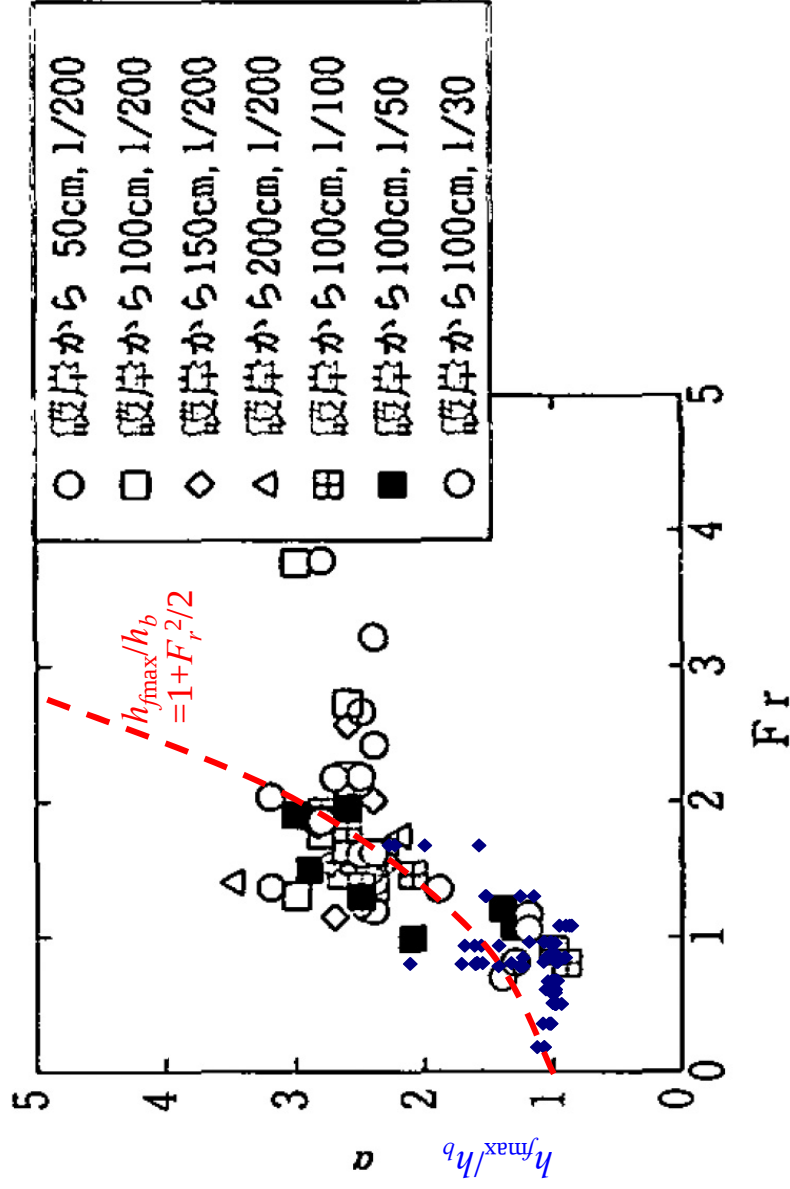
$h_{f\max}/h_b$ と $(1+F_r^2/2)$ との関係



※建築物がない場合における比エネルギーが最大となる時点でのフルード数・浸水深

朝倉らの実験結果との比較

仮想建築物を設置した津波浸水シミュレーションから得られたフルード数と h_{fmax}/h_b との関係について、朝倉らの実験で得られた α (水平波圧指標: 遡上水深に相当する静水圧分布の倍率)とともに、 Fr (最大浸水深、最大流速から算定)との関係を表示



(図中の凡例は、実験における護岸からの構造物の距離と海底勾配を示している)

朝倉ら(2000): 護岸を越流した津波による波力に関する実験的研究、海岸工学論文集、第47巻、pp.911-915

建築物等の実績痕跡高と計算値との比較

実測値：

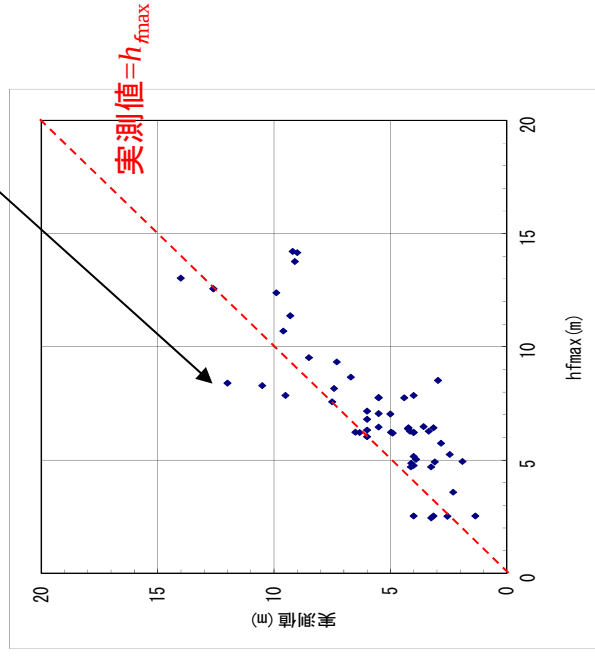
東京大学中埜研究室、国総研・建築研究所によって測定された、仙台平野、陸前高田、大槌の建築物等での浸水深（測定面の向きはさまざま）



再現計算の結果（個別の建築物を考慮していない）から、式2-1を用いて h_{fmax} を算定し、浸水深の実測値と比較

スプラッシュが含まれている可能性がある実測浸水深

（国総研資料第 636 号に加筆）



比エネルギーが最大となる時点でのフルード数を用いる場合

参考2-4

非静水圧3次元モデルを活用した再現性の検証

平面2次元モデルとハイブリッドモデル（青枠内のみ3次元モデル）により、下図の構造物海側における浸水深を計算・比較した

仮想建築物の諸元

・使用モデル：2次元・3次元ハイブリッドモデル

・ $dx=dy=2.5m$, $dz=0.5m$, $dt=0.01s$

・入射波：サイン波（波高10.728m、周期40分）

・地形

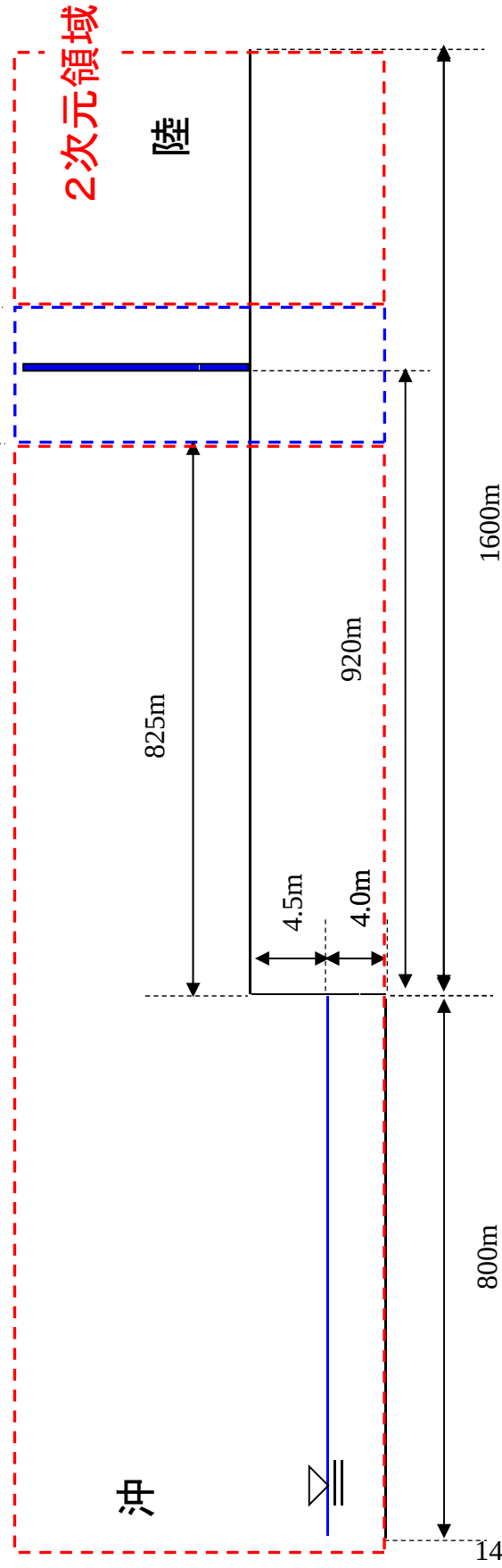
沿岸方向：幅50m

岸沖方向：幅10m

3次元領域

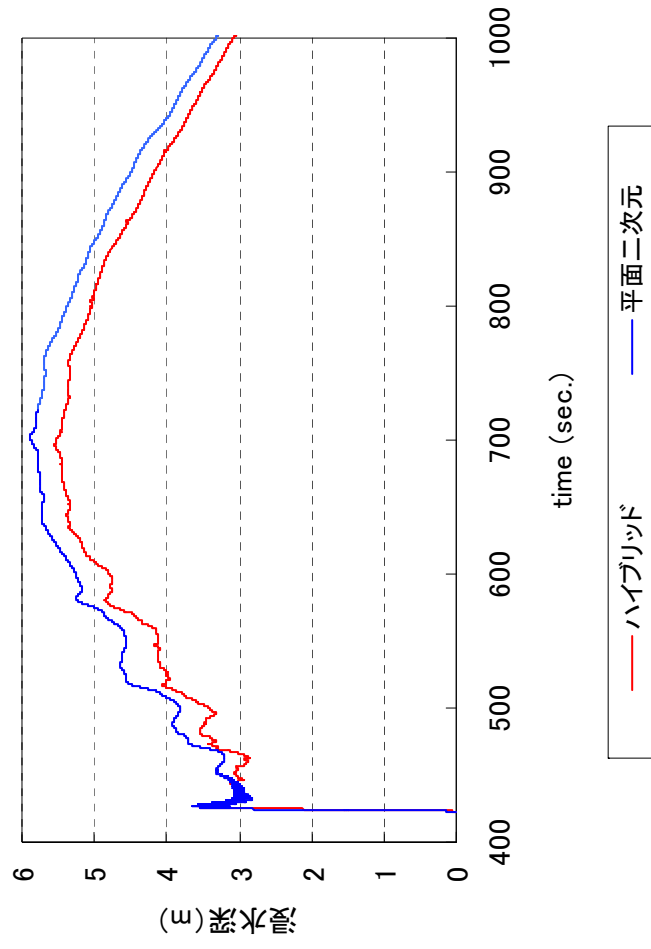
200m

2次元領域



参考2-5

浸水深の比較



平面2次元モデルで得られた浸水深はハイブリッドモデルより大きい
→平面2次元モデルは、浸水深を過小に評価していないことから、実用に耐えうる再現性・適用性を有している。

第3章 特定開発行為の技術的基準

3. 1 津波防災地域づくりにおける位置づけ

都道府県知事は、基本指針に基づき、かつ、津波浸水想定を踏まえ、警戒区域のうち、津波が発生した場合には建築物が損壊し、又は浸水し、住民等の生命又は身体に著しい危害が生ずるおそれがあると認められる土地の区域で、一定の開発行為及び一定の建築物の建築又は用途の変更の制限をすべき土地の区域を、特別警戒区域として指定することができる。

この特別警戒区域において、土地利用等の制約から、社会福祉施設、学校及び医療施設等を建築する予定の開発行為（以下、「特定開発行為」という。）を行おうとする場合には、都道府県知事等の許可を受けなければならない。また、都道府県知事等は、特定開発行為に関する工事の計画が国土交通省令で定める技術的基準に従ったものでなければ、その許可をしてはならない。

このため、社会福祉施設等の居室の床面の高さが基準水位以上であることを求めるほかに、特定開発行為に関する盛土・切土により生ずるがけが、それが水没した場合も含め、遡上した津波に対して安全なものとなるよう、技術的基準を提示することが必要となる。

通常の開発行為の許可は、都市計画法に基づき行われてきていることから、その技術基準に津波の挙動に対して安全な構造とするために必要な事項を加えて、特定開発行為の技術的基準とする。

なお、津波に対して安全な構造の建築物となるようにするための特定建築行為の技術的基準については、国土交通省住宅局において検討されている。

3. 2 想定する盛土・切土及びその周辺における津波の挙動

許可を要するがけの高さの要件については、宅地造成等規制法の許可を要する造成工事と同等とし、以下のとおりとする。

- ①切土をした土地の部分に生ずる高さが2 mを超えるがけ（水平面に対して30度を超える角度の地表面で、硬岩盤（風化が著しいものを除く）

以外のものを「がけ」とする。以下同じ。)

②盛土した土地の部分に生ずる高さが1 mを超えるがけ

③切土と盛土を同時にした土地の部分に生ずる高さが2 mを超えるがけ

なお、特定用途の建築物が建築される開発行為を対象とし、その利用者の安全を確保するという制度の趣旨に鑑み、特定開発行為の面積の規模によらず一定の基準を適用することとする。

また、許可を要するがけ及びその周辺における津波の挙動としては、遡上した津波が盛土・切土の海側のがけ面に達し、その前面で水位が上昇することや、盛土・切土のがけ面に沿って、その背後に回り込むような流れが発生すること、津波の周期が長くても数十分程度のため、がけの浸水継続時間は同程度以下であることを想定することとする。

以下において、遡上した津波による被災形態を想定し、盛土・切土により生ずるがけの各種検討事項（参考3－1）を整理する。

3. 3 がけ面の侵食

盛土・切土により生ずるがけ面については、都市計画法における開発許可の場合と同様に、切土をした土地の部分に生ずるがけの土質や勾配等の一定の要件を満たす場合を除き、擁壁によりがけ面を覆うことを基本とする。

がけ面が擁壁で被覆されていない場合には、流水のせん断力により、がけ面が侵食され、これが進行するとすべり破壊の発生が懸念される。

このため、津波浸水シミュレーションを用いて、津波の流況からがけ面の侵食深さを算出した結果（参考3－2）を踏まえ、モルタル吹付けによらず、芝張りによりがけ面を保護することとする。

3. 4 がけの周辺地盤の洗掘

盛土・切土により生ずるがけの隅角部では流水が集中することから、そこから洗掘が進み、がけ面のすべり破壊や擁壁の倒壊が懸念される。

また、津波の波源域の位置や押し波と引き波とで津波の流れの向きが大きく異なることがある。

これらを踏まえ、全てのがけの法尻において洗掘対策を必要とするこ

とを基本とするが、津波浸水シミュレーション等によって洗掘を考慮しなくても良い箇所を設定することも可とする。

（１）がけ面の法尻における洗掘対策について

がけ面の法尻における洗掘対策としては、想定される最大洗掘深を考慮した上で、円弧すべりによる安定解析を行い、安全率が1.0を上回るかどうか評価し、その結果に基づき、保護工の設置（各種根固め等）による洗掘対策、又は洗掘を前提とした盛土・切土上のセットバックを行うこととする。

保護工の必要幅は、FEMAガイドラインを用いて最大浸水深から最大洗掘深を想定し、さらに河川砂防技術基準の根固工の必要敷設幅に係る規定を用いて設定する（参考3-3）。なお、保護工として、各種根固め等によるほか、同規模の道路舗装工（簡易舗装は除く）によることも可能とする（参考3-4）。

また、セットバックにより対応する場合のその幅は、円弧すべりによる安定解析から設定することとする（参考3-5）。

（２）擁壁で覆われているがけ面の法尻の洗掘対策について

洗掘により擁壁の転倒が懸念される場合には、その対策として、想定される最大洗掘深に応じ、転倒防止対策工の設置（参考3-6）による洗掘対策、又は洗掘を前提とした盛土・切土上のセットバックを行うこととする。なお、各種転倒防止工のうち保護工については、同規模の道路舗装工（簡易舗装は除く）によることも可能とする（参考3-4）。

また、セットバックにより対応する場合のその幅は、円弧すべりによる安定解析から設定することとする（参考3-5）。

（３）越流した津波の落下によるがけ面の法尻の洗掘対策について

越流した津波の落下によりがけ面の法尻で洗掘が生じる可能性については、海と反対側においては津波が盛土を回り込むことによりウォータークッションの形成が想定されることから、そのための保護は必要としないことを基本とする。

なお、谷埋め盛土のような場合において、引き波の際にがけ下にウォータークッションが形成されない恐れがある箇所については、（１）又は

(2) の保護工によって対応することとする。

3. 5 浸透によるすべり破壊

浸透によるすべり破壊に対しては、盛土をする場合に宅地防災マニュアル（参考 3-7）に準拠して敷均しや締固めを行うことで、基本的には安全な構造とすることができる。

ただし、粗粒砂や小礫など締め固めてもせん断強度が小さく浸透しやすい盛土材料で盛土を行った場合等においては、津波来襲時に浸潤線が高くなることから、水位低下時の盛土材の流出やがけ面のすべり破壊の発生も否定はできない（参考 3-8）。

このため、せん断強度が小さく浸透しやすい盛土材料で盛土を行った場合等には、津波による浸透を考慮した条件下で、円弧すべりによる安定解析を行い、安全率が 1.0 を上回るかどうか評価し、その結果に基づき、必要があれば対策を講ずることとする（参考 3-8）。

なお、対策としては、

① 盛土内への浸透抑制対策

② 盛土内に浸透した水を排水する措置をした上での盛土補強対策
のいずれか、又は浸透によるすべり破壊を前提とした盛土上のセットバックを行う（参考 3-8）。

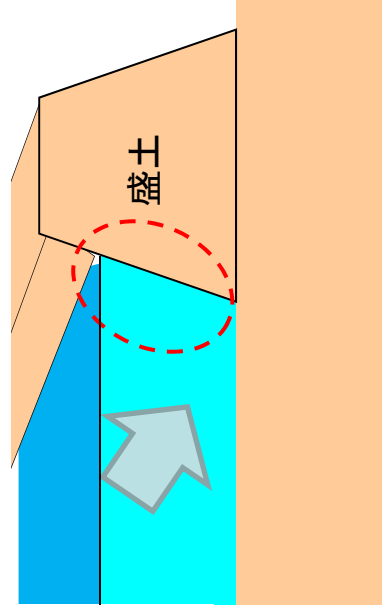
また、セットバックにより対応する場合のその幅は、円弧すべりによる安定解析から設定することとする（参考 3-5）。

3. 6 越流によるがけ上端部の侵食

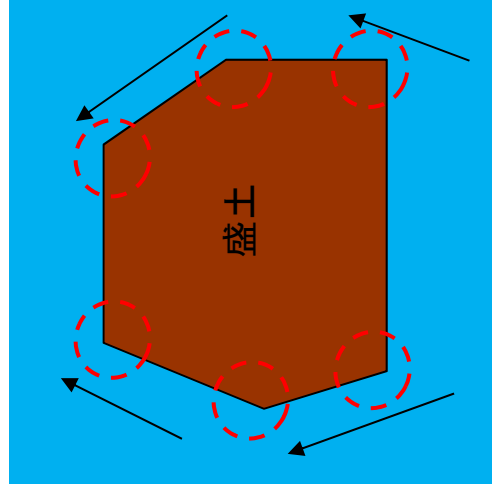
がけの上端部では津波の越流により侵食が生じることが考えられることから、河川管理施設における低水護岸の天端工の規定を活用し、対策を行うこととする（参考 3-9）。

盛土・切土により生ずるがけの各種検討事項

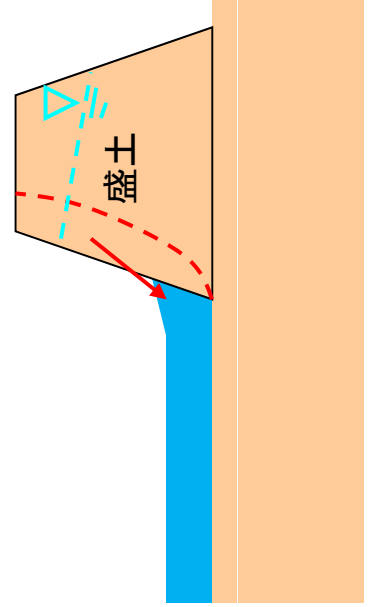
【3.3 掛け面の侵食】



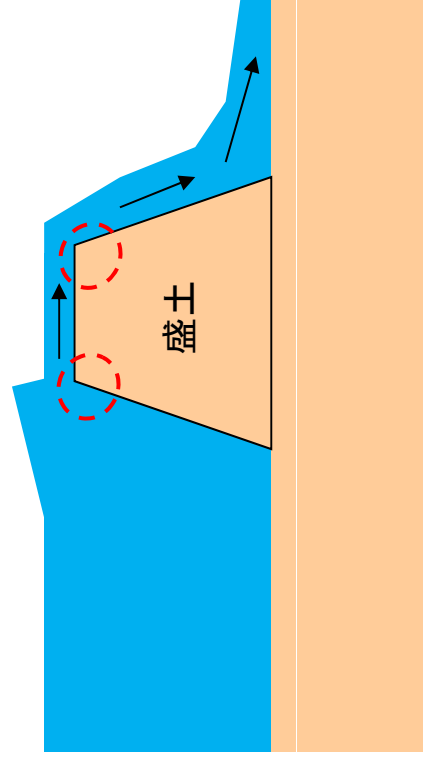
【3. 4 がけの周辺地盤の洗掘】



【3. 5 浸透によるすべり破壊】



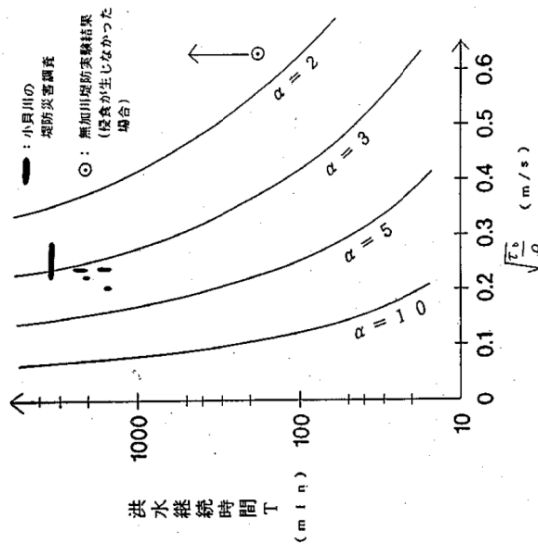
【3. 6 越流によるがけ上端部の侵食】



参考3-1

がけ面の侵食に関する既往知見

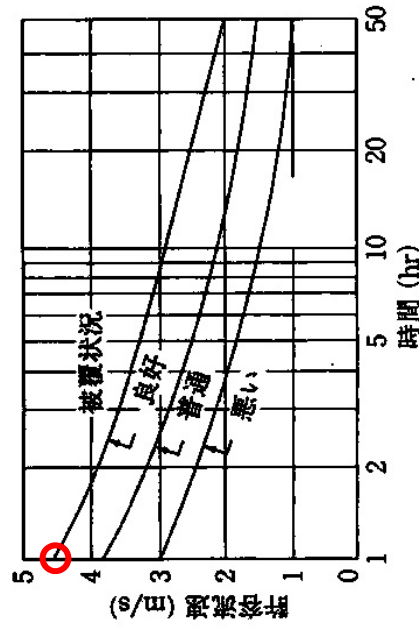
○福岡らのノシバの侵食限界判定図



→ 定常的な洪水の継続時間と摩擦速度との関係を整理したもの

○Hewlettらの許容流速

(侵食防止・抑制が可能と判断される最大の流速)



→ 植生による被覆状況に応じた、継続時間が1時間を超える定常的な流れによる耐久性を整理したもの

参考3-2

津波の流速は時間的变化が大きいことから、その変化を考慮できる方法の検討が必要

侵食深の算定方法

土木研究所資料第3489号「洪水流を受けた時の多自然型河岸防御工・粘性土・植生の挙動」に従って、がけ面の侵食深を試算

$$\frac{dz}{dt} = \frac{\alpha u_{*b}}{\ln(10)} \exp \left(- \frac{\ln(10)}{\alpha u_{*b}} z \right) \quad u_{*b} = 0.87 u_{*f}$$

z: 侵食深(cm)

t: 時間(分)

u_{*b} : がけ面上に作用する摩擦速度(m/s)

u_{*f} : 堤防のり尻部近傍の高水敷上に作用する摩擦速度(m/s)

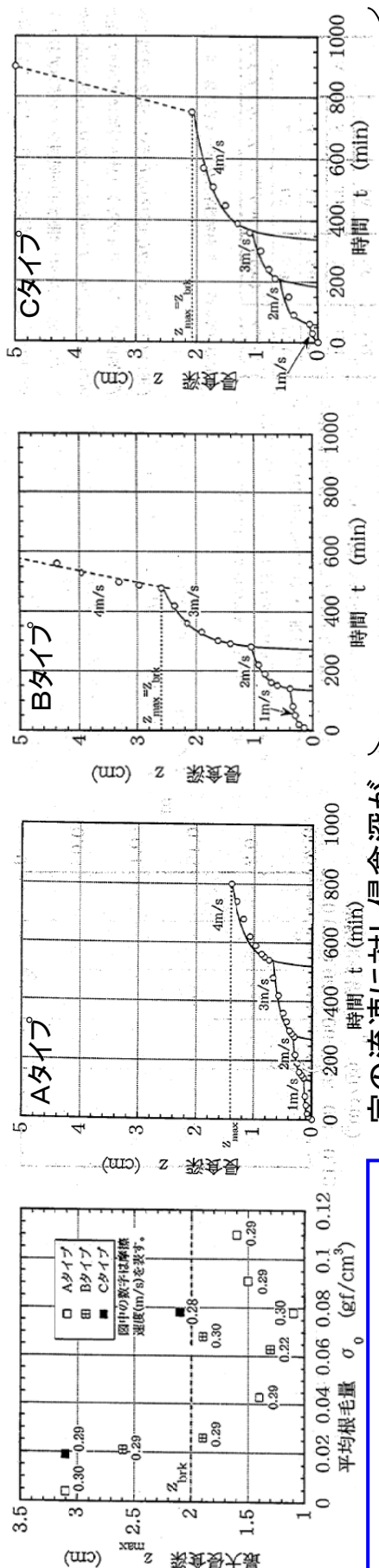
α : 植生の侵食耐力を表すパラメータ

なお、本試算では、 u_{*f} を右式(マニング則)で算出した。

$$u_{*f} = \sqrt{\frac{\tau}{\rho}} = g^{1/2} n v h^{-1/6}$$

侵食量の閾値

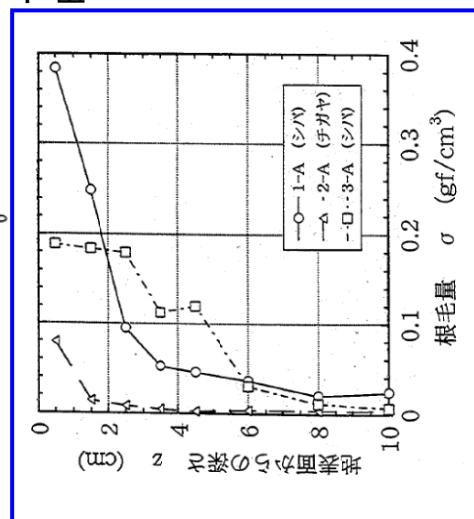
土木研究所資料第3489号「洪水流を受けた時の多自然型河岸防御工・粘性土・植生の挙動」では、侵食深2cmを境にして、最大侵食深が小さい側にAタイプ、大きい側にBタイプ、Cタイプの侵食形態が集中していると考えられることから、許容侵食深を2cmとしている。



一定の流速に対し侵食深が時間の対数で増加する状況

急激に侵食深が大きくなる危険な状況

一方、シバの根毛量は地表面から5cm程度まで一定量あることが確認されている。



シバがある程度残っていればがけ面全体の破壊には及ばないと考えられることから、侵食深 Z が5cmを越えたと植生では耐えられないとする

パラメータの設定

植生の管理が良くない状態を想定して、パラメータを設定

○ α の設定

$$\alpha = -50\sigma_0 + 9$$

α : 植生の侵食耐力を表すパラメータ

σ_0 : 平均根毛量(gf/cm³)

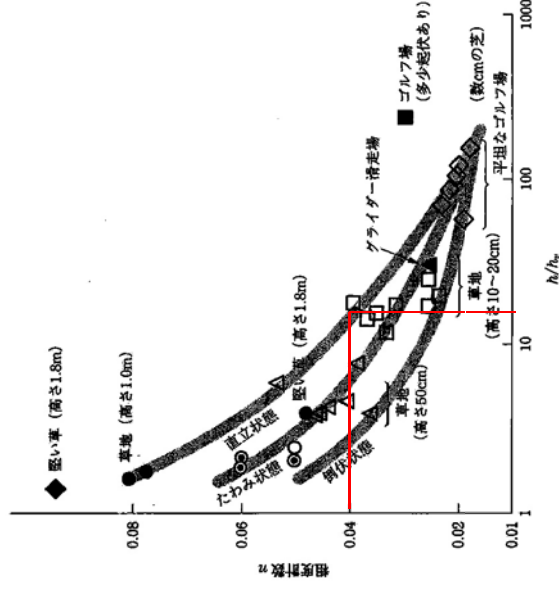
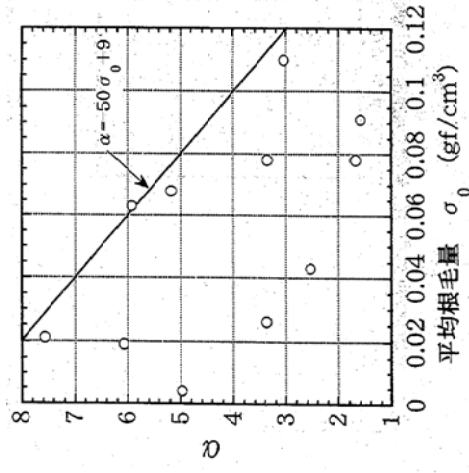
本試算では、 $\alpha=9$ (良好ではない被覆状態)を想定した

○ n の設定

本試算では、 $n=0.04$ を想定した

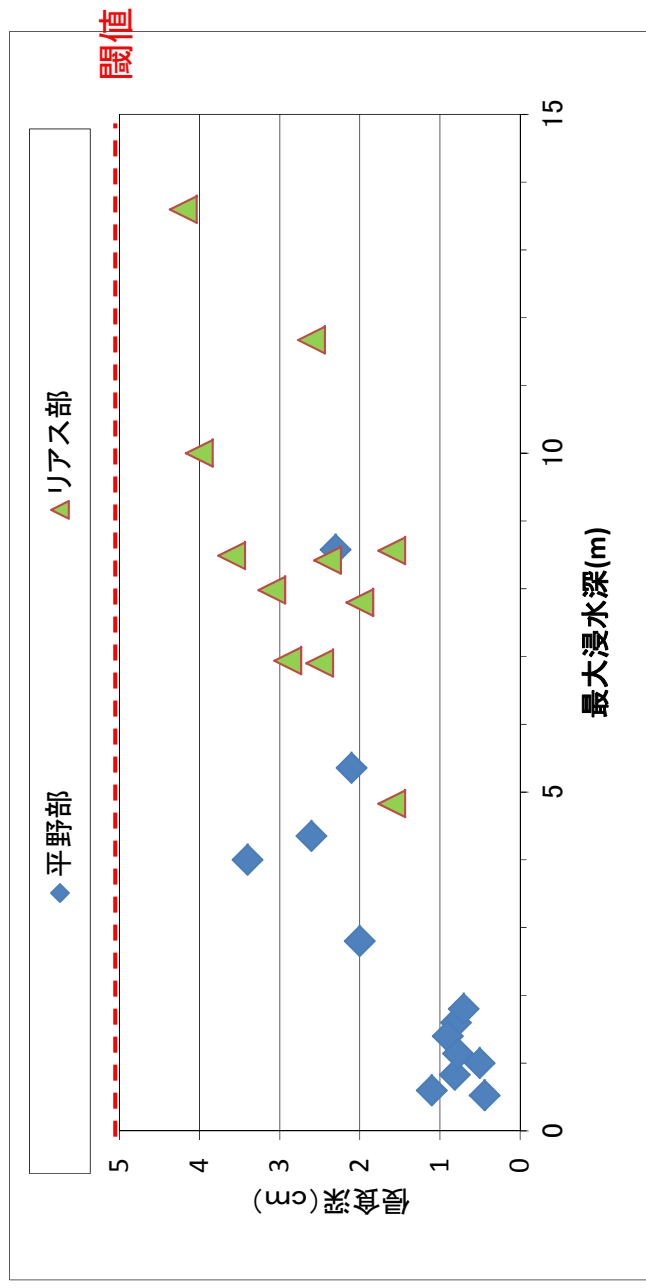
h (浸水深): 5~10m

h_v (植生の高さ): 50cm程度(管理が悪い場合)



(出典: 河道計画検討の手引き)

侵食深の試算結果

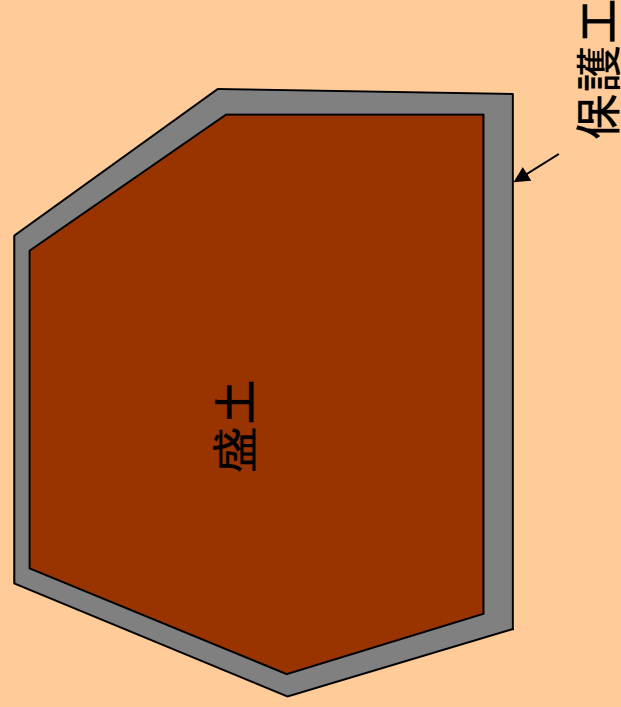


植生の管理がよくない状態を想定した侵食深でも、閾値を上回る地点はなかった。
→がけ面の植生を管理することで、津波の流水による損傷を軽微なものに留めることができる。

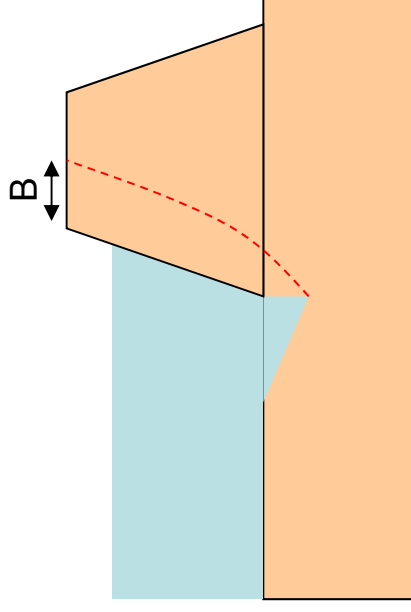
洗掘対策のイメージ①

○保護工を敷設するイメージ

※敷設幅は最大浸水深に応じて設定



○建築制限(セットバック幅)を設定するイメージ



最大洗掘深を見込んだ円弧すべり計算を行う。

(最小安全率が1以上の場合)

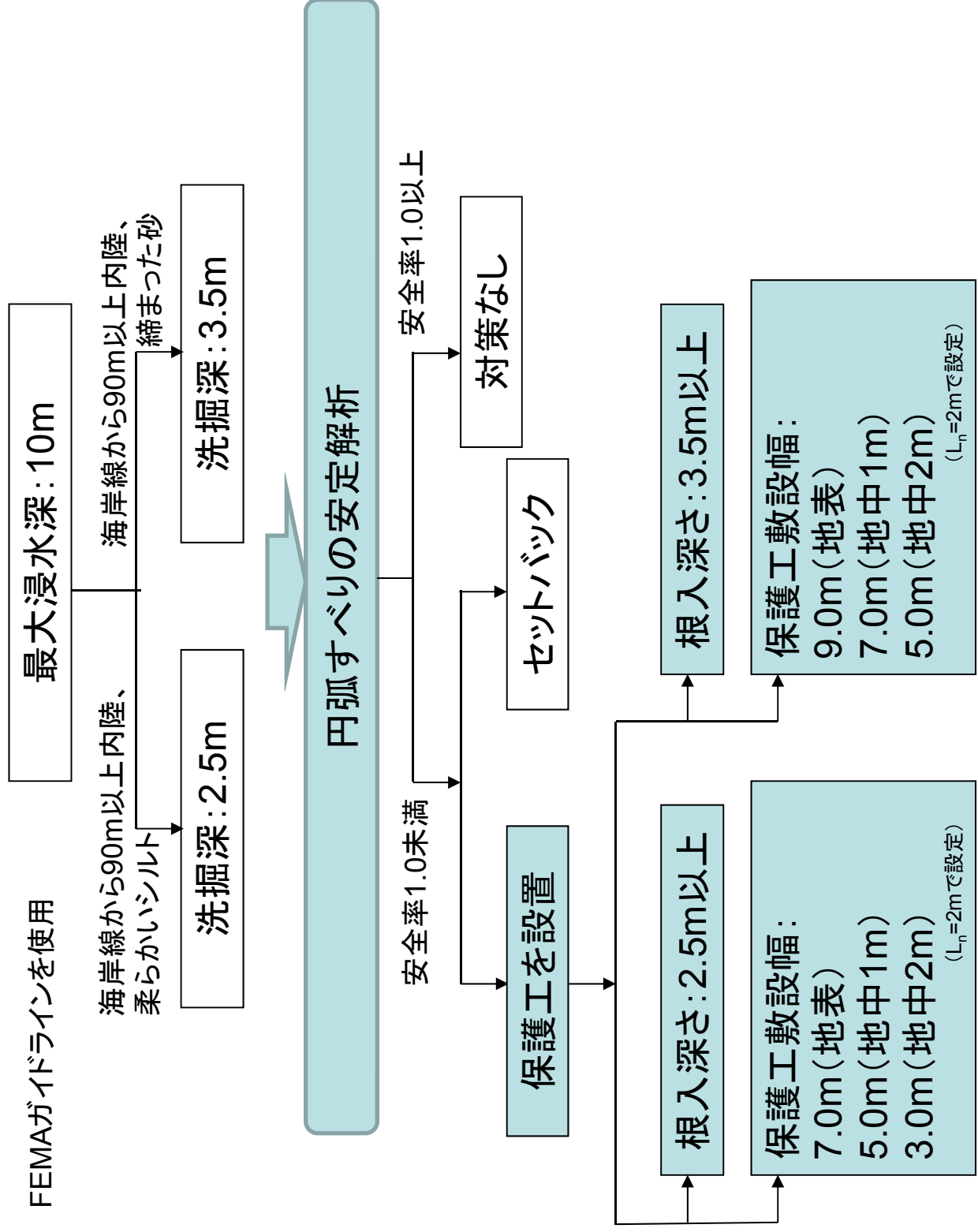
新たなセットバックは不要

(最小安全率が1未満の場合)

安全率が1未満となるすべり面の中から最大のセットバック幅Bを求める。

参考3-3

保護工の必要幅の試算例



FEMA津波避難構造物設計ガイドラインに おける洗掘深と浸水深との関係

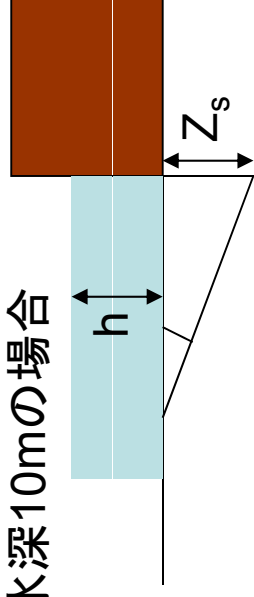
FEMA(2008): Guidelines for Design of Structures for Vertical Evacuation from Tsunamis

Table 7-1 Approximate Scour Depth as a Percentage of Flow Depth, d
(Dames and Moore, 1980)

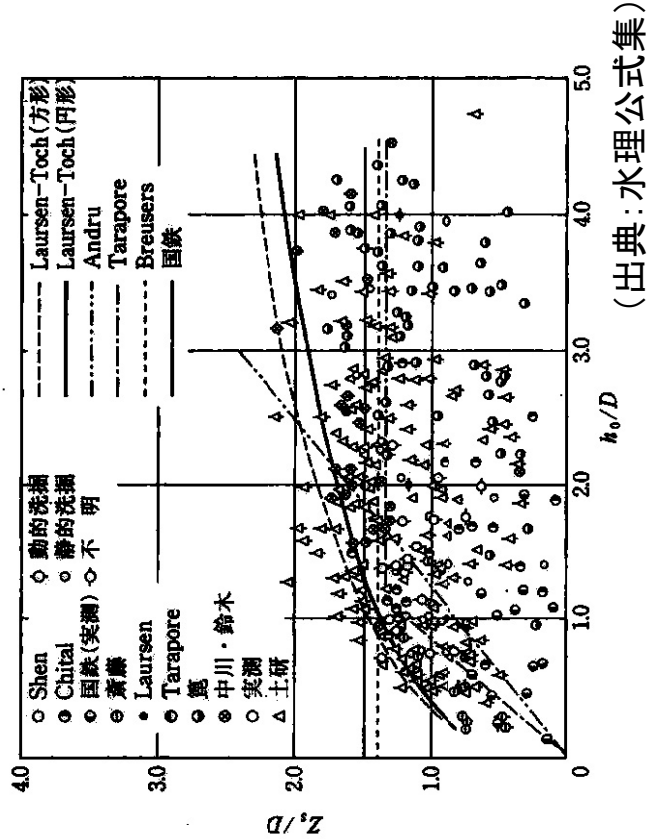
Soil Type	Scour depth (% of d) (Shoreline Distance < 300 feet)	Scour depth (% of d) (Shoreline Distance > 300 feet)
緩い砂	80	60
締まった砂	50	35
柔らかいシルト	50	25
固いシルト	25	15
柔らかい粘土	25	15
固い粘土	10	5

海岸線からの距離 90m未満 90m以上

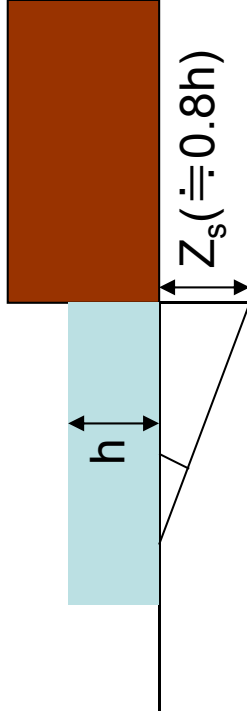
海岸線から90m以上内陸、堤脚が柔らかいシルト、最大浸水深10mの場合
→ 洗掘深2.5m



(参考) 橋脚周りの平衡最大洗掘深さ



津波の浸水深 h に対して盛土の幅 w は大きい
 (左図において $h_0/D < 1$)
 → 最大洗掘深さは浸水深の8割程度
 (Andru)



Z_s : 最大洗掘深さ

D : 橋脚幅

h_0 : 平均水深

最大浸水深10m → 最大洗掘深8m

最大浸水深5m → 最大洗掘深4m

(参考) 洗掘への橋台勾配の影響

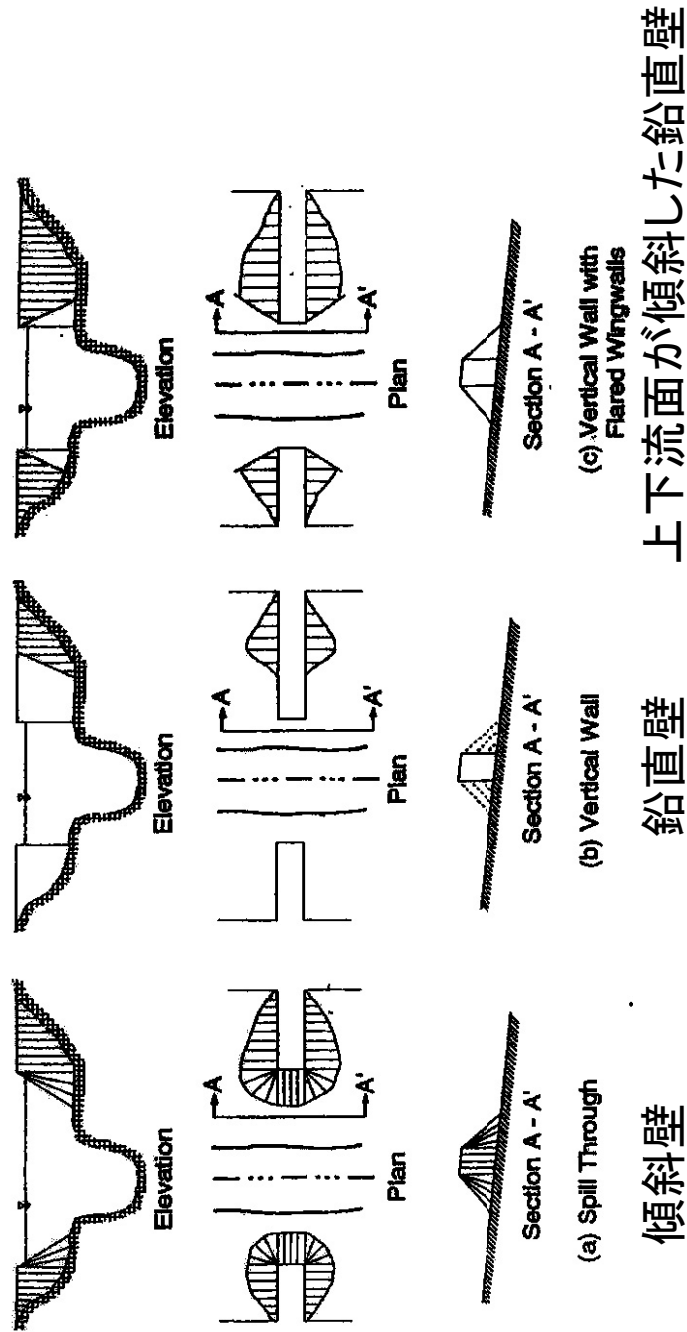


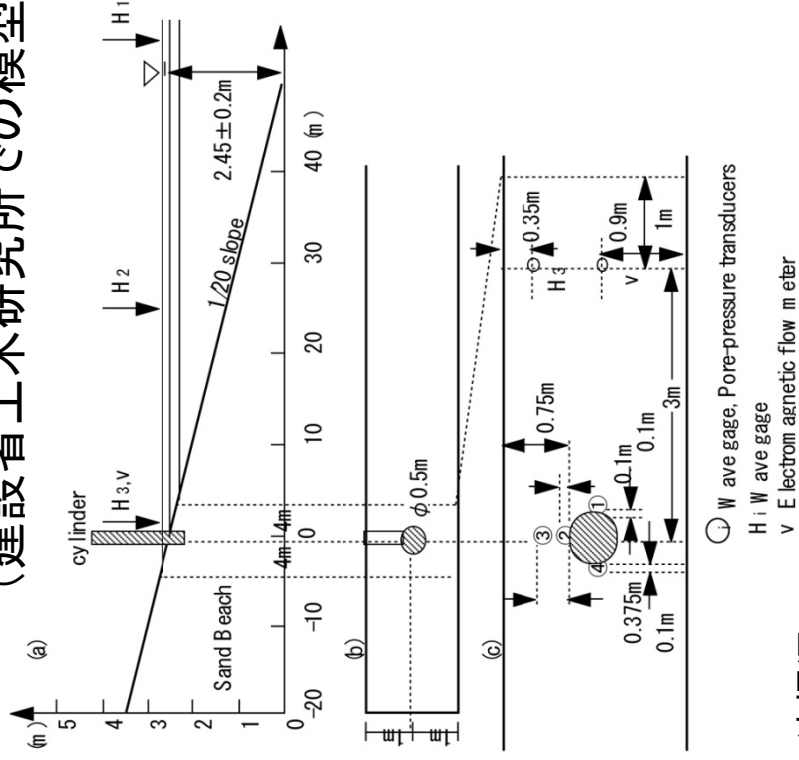
Table 10-4 Abutment Shape Coefficients (Froehlich 1989)

Description	K_1
Vertical-wall abutment	1.00
Vertical-wall abutment with wing walls	0.82
Spill-through abutment	0.55

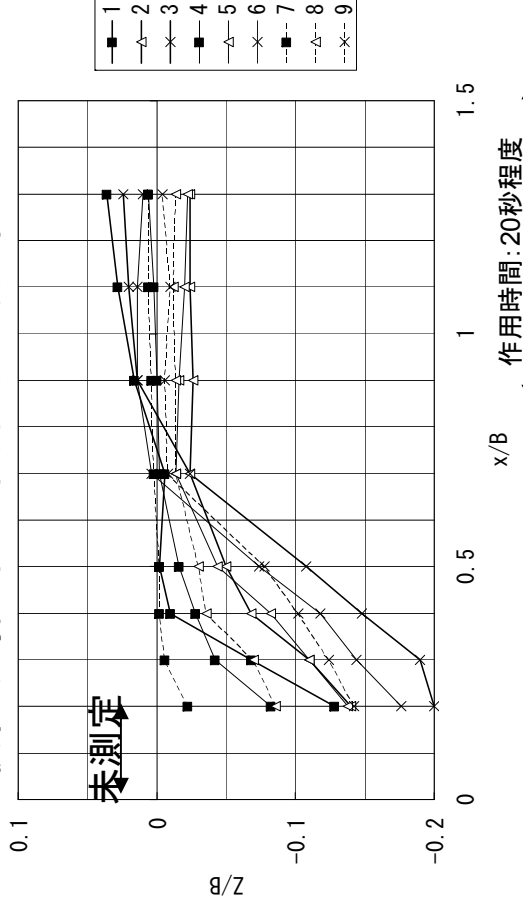
傾斜壁の洗掘深は鉛直壁の55%

(参考)孤立波による円柱側面の洗掘実験

(建設省土木研究所での模型実験)

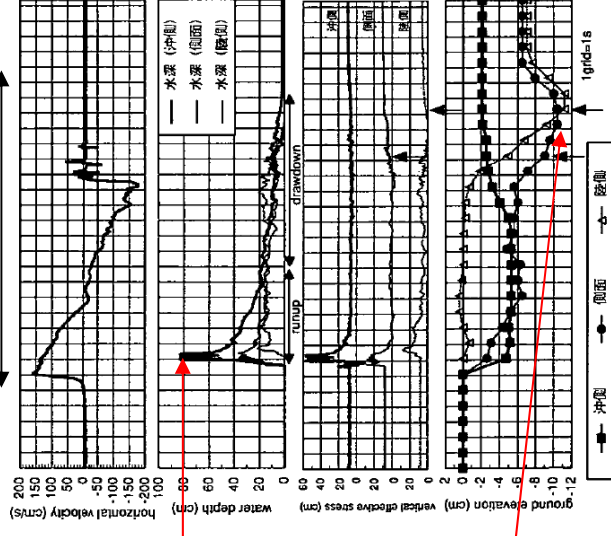


最終洗掘深の沿岸方向分布



ケース5
(波高22cm)

円柱沖側での最大水深:
約80cm



円柱側面での最大
洗掘深: 約10cm

円柱直径の約20% (半径の約40%) の洗掘が生じている。

(円柱沖側の最大水深に対する円柱側面の洗掘量の比は最大15%程度)

保護工の必要幅

＜河川砂防技術基準設計編 根固工＞

周辺の河床低下や洗掘が予想される区間では、護岸基礎前面の河床が低下しない敷設幅を確保する必要がある。

$$B = L_n + \Delta Z / \sin \theta$$

B：敷設幅

L_n ：護岸前面の平坦幅（ブロック1列もしくは2m程度以上）

ΔZ ：根固工敷設高から最深河床高の評価高までの高低差

θ ：斜面勾配（ 30° ）



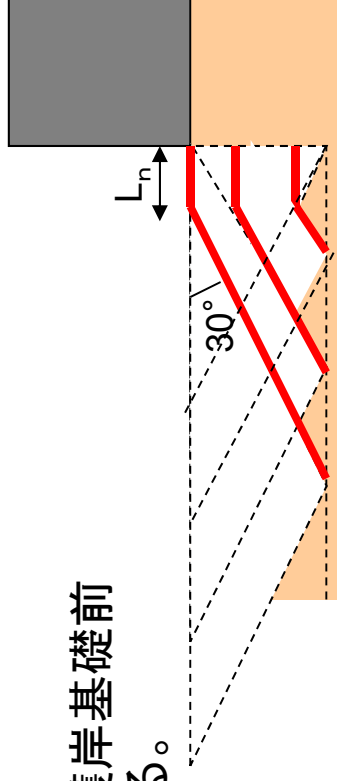
たとえば、2.5mの洗掘深が見込まれる場合、洗掘部が 30° で安定と仮定すると、

保護工を表面に設置→敷設幅7.0m

保護工を地中1mに設置→敷設幅5.0m

保護工を地中2mに設置→敷設幅3.0m

（ $L_n=2m$ で設定）



道路舗装工の洗掘防止効果について

①「道路内の流水による舗装面の破壊（土研資料3226号）」の結果

・実験結果から、ひび割れが全面に入るなどの**大きな破損が無い限り、流水に対する舗装面の耐力は十分**あると考えられる。

【高流速侵食試験装置による実験】

- ・アスファルト舗装（細粒度アスファルト）を対象。
- ・舗装厚（表層＋基層）を最小値5cmとする。
- ・上層路盤を粒調砕石（M-40）で層厚15cmとする。
- ・下層路盤はクラッシャーランとする。
- ・流速は3～8cm/sで水深17cmとする。

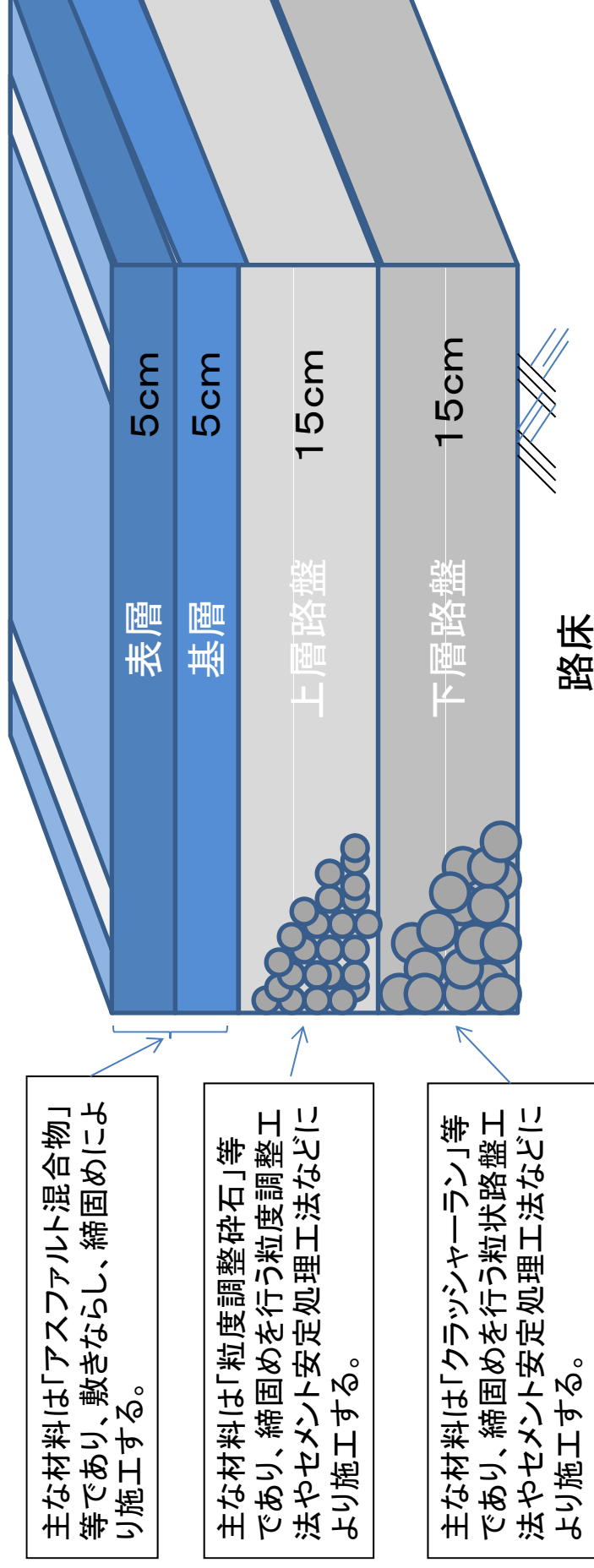
【結果】

- ・通常の状況では、流速8m/sを一時間流しても、道路舗装は剥離しなかった。
- ・ただし、舗装厚と同じ5cmの深さまでひび割れが舗装面全面に入った場合は、流速が7～8m/sの時、数分で剥離した。原因は揚圧力と推定された。

参考3－4

②一般的な道路舗装工の構造について

- ・道路舗装工は表層、基層及び路盤の多層構造となっており、それぞれが必要な支持力を有している。
- ・このため、仮に表層が剥がれても一体として津波による洗掘を防止する効果があると考えられる。



注1) 舗装設計施工指針(社団法人 日本道路協会)を参考に作成。
注2) 層厚は一般的道路の一例。歩道の場合は層厚が薄くなる。

簡易舗装部の洗掘状況



○海岸付近



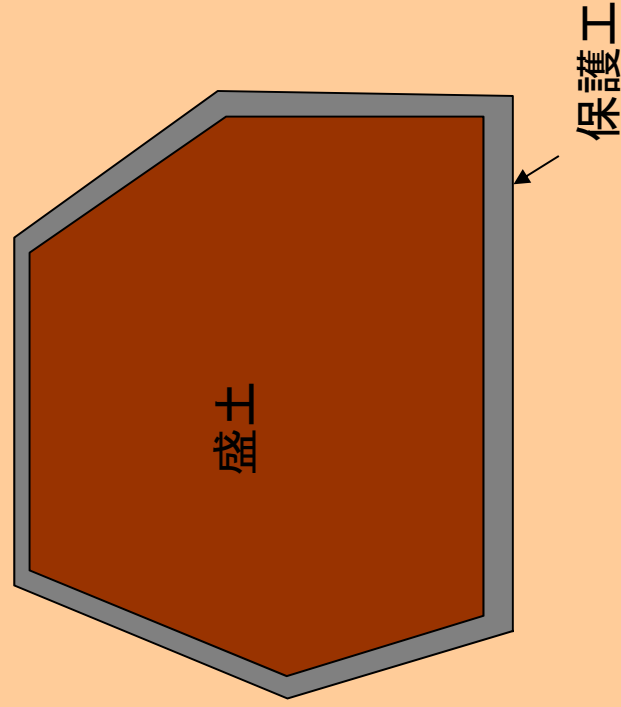
Ⅰ 地区集落排水処理場付近

- 一般的な道路舗装部においては路盤までの厚さが25～40cmあるのに対し、簡易舗装部では5cm程度であり、表層が剥がれた後、洗掘が進行している。

洗掘対策のイメージ②

○保護工を敷設するイメージ

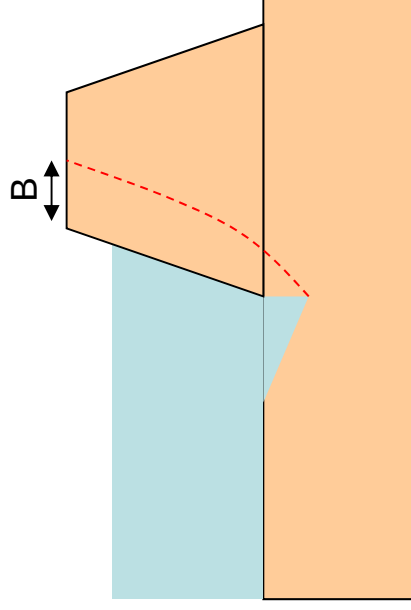
※敷設幅は最大浸水深に応じて設定



陸

海

○建築制限(セツトバック幅)を設定するイメージ



最大洗掘深を見込んだ円弧すべり計算を行う。

(最小安全率が1以上の場合)

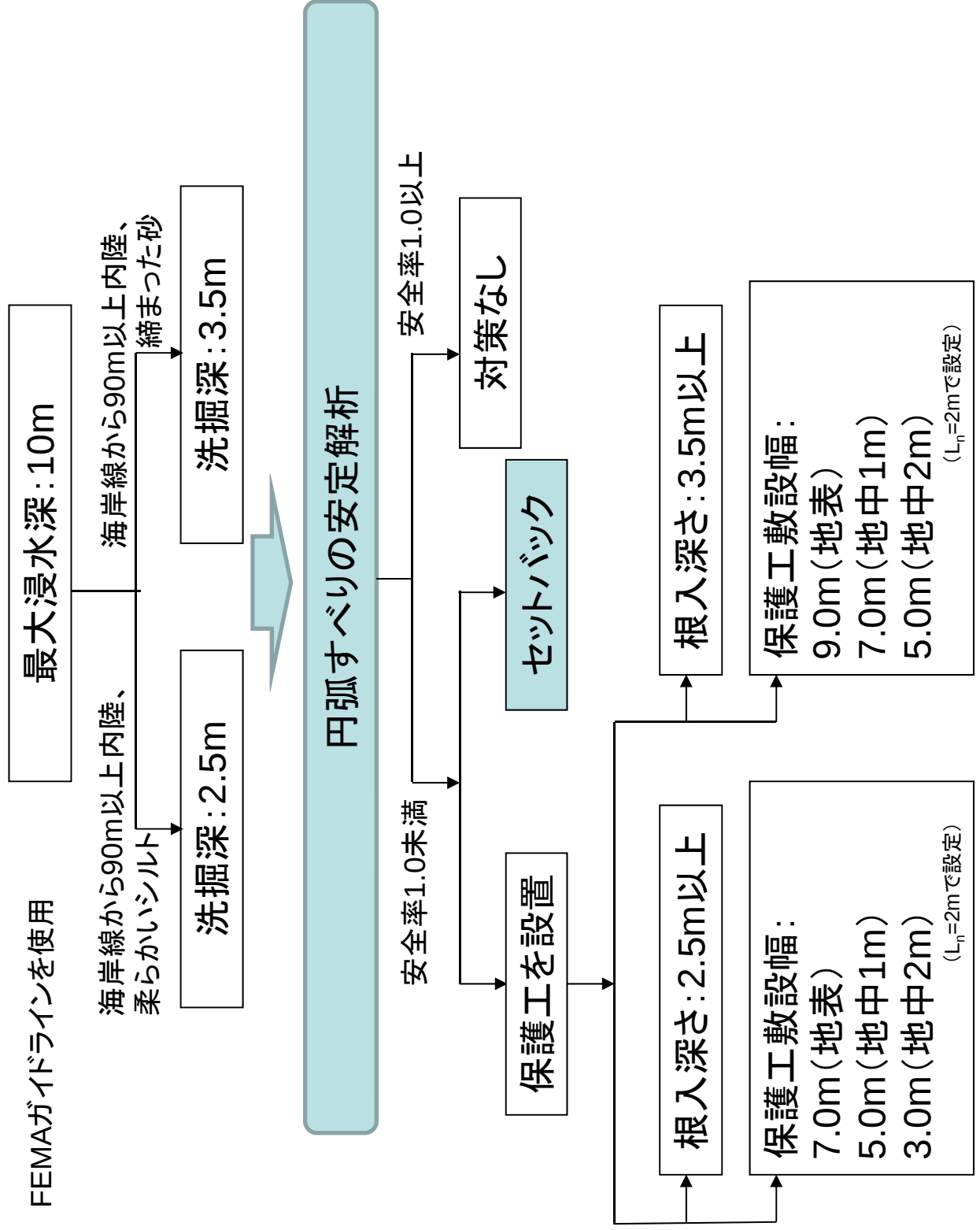
新たなセツトバックは不要

(最小安全率が1未満の場合)

安全率が1未満となるすべり面の中から最大のセツトバック幅Bを求める。

参考3-5

保護工必要幅の試算例



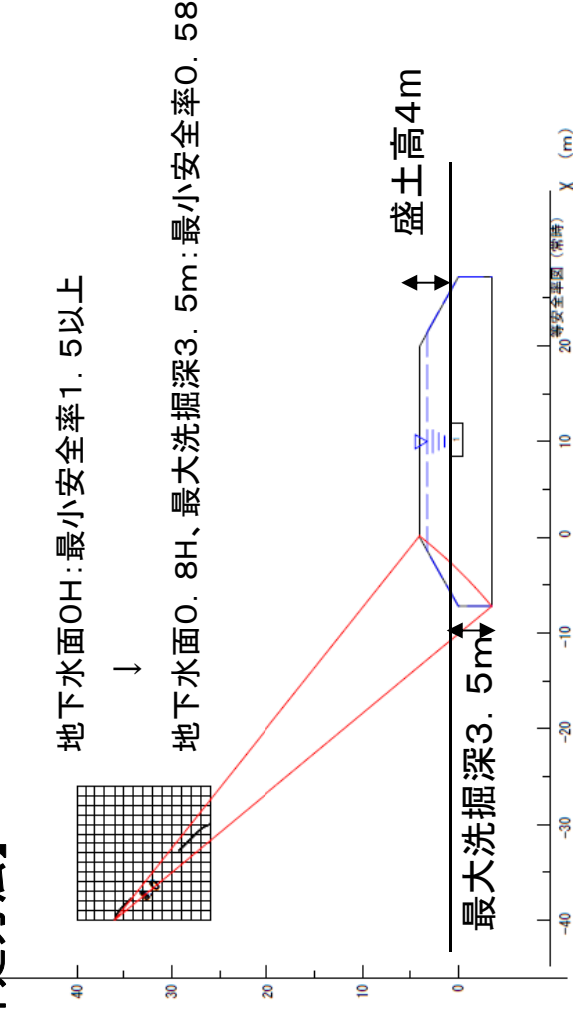
洗掘を考慮した円弧すべりの安定解析例

- 宅地防災マニュアル(平成19年3月28日付け都市・地域整備局長通知)及び同解説(第二次改訂版:平成19年12月15日発行)では、盛土のり面のすべり安定に係る最小安全率 F_s が、施工直後に1.5以上必要とされている。
- このため、例えば、内部摩擦角 ϕ が40度の盛土材料で、のり勾配が1:1.8及び高さ H が4mの盛土を行った場合、 F_s が1.5となるような粘着力 c を逆算すると、 0 kN/m^2 となる。
- また、例えば、がけが海岸線から90m以上内陸に位置し、がけ面の最大浸水深が10mで、その法尻が締まった砂である場合、FEMAガイドライン(「参考3-3」参照)により、最大洗掘深は3.5mとなる。
- これらの c 及び最大洗掘深の値を基に、盛土内の地下水面が OH (施工直後)から $0.8H$ (津波による浸透の程度に応じて設定、「参考3-8」参照)に上昇した場合を想定し、円弧すべり(すべり円弧面が法先を通ると仮定)による安定解析により安全度を再計算したところ、1.0を下回る事が確認された。

【セツトバックにより対応する場合のその幅の算定方法】

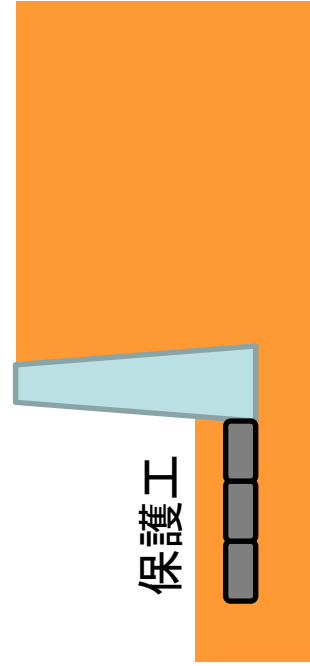
- すべり円弧が盛土の天端上を横切る位置を、法肩から 0.1 m きざみで設定
- 各すべり円弧の安全率を安定解析により計算し、安全率が1.0以上のものを抽出
- このうち、すべり円弧面が盛土の天端上を横切る位置から法肩までの長さが最も短いものを、最小セツトバック幅とする

⇒ この安定解析の例では 5.4 m となる

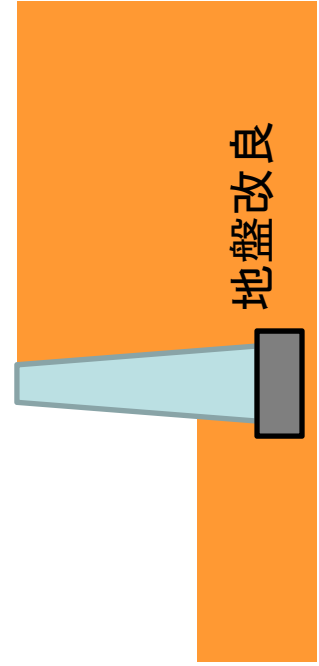


擁壁等の転倒防止対策工のイメージ

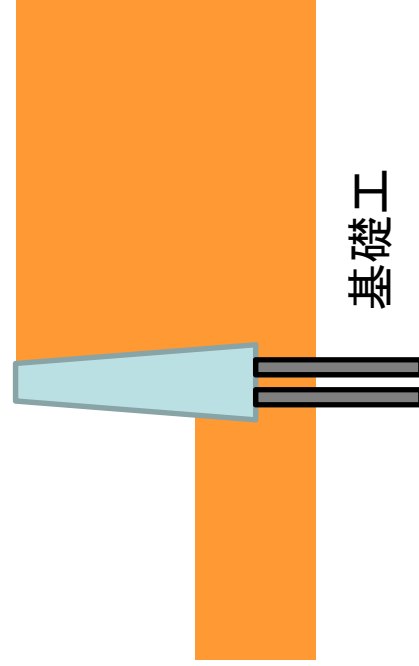
(1) 保護工の設置(各種根固め等)



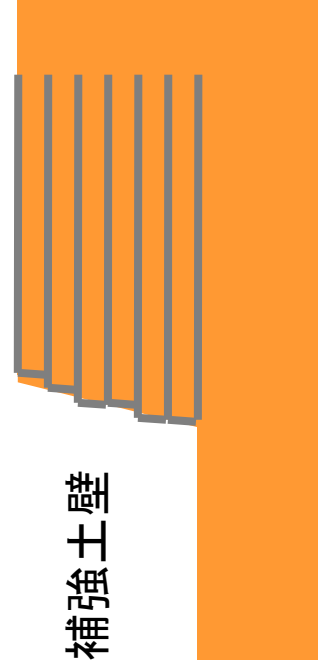
(3) 地盤改良



(2) 基礎工の設置

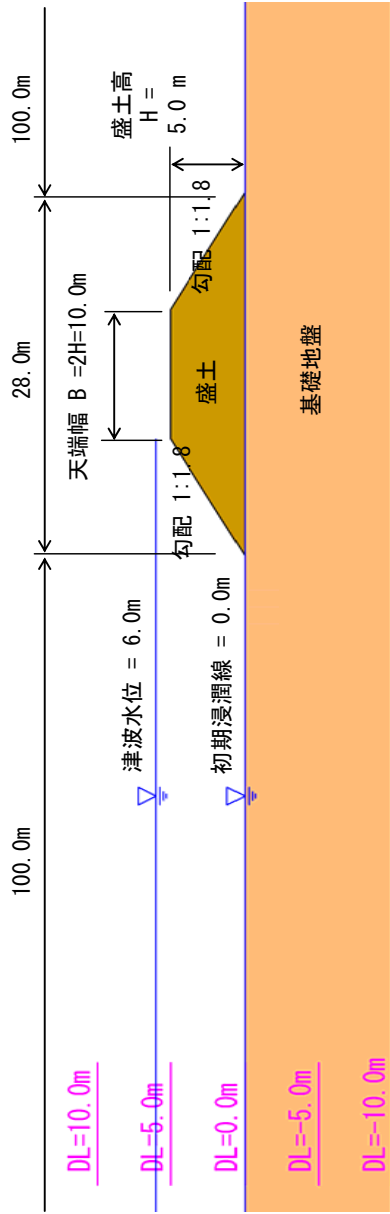


(4) 補強土壁



工種	基準等	
	項目	
のり面（盛土）		○都市計画法、宅地造成等規制法 ●宅地防災マニュアル・同解説
	勾配・高さ	○30度以下（都計法規則23条、宅造法令1条2項、9条1項、6条） ○但し、擁壁の設置が必要でないことが確かめられた場合等では30度を超えるものも可能（都計法規則23条3項・宅造法令12条） ●30度以下（解説128頁）
	小段	○のり高が大きい場合5m程度ごとに幅1～2mの小段を設置、盛土の最高高さが15mを超える場合高さが3～5mの幅広の小段を設置（解説147頁）
	盛土材料	●盛土材料として、切土からの流用土又は付近の土取場からの採取土を使用する場合には、これらの現地発生材の性質を十分把握するとともに、次のような点を踏まえて適切な対策を行い、品質の良い盛土を築造する。 ①岩塊、玉石等を多量に含む材料は、盛土下部に用いる等、使用する場所に注意する。 ②頁岩、泥岩等のスレーキングしやすい材料は用いないことを原則とするが、やむを得ず使用する場合は、その影響及び対策を十分検討する。 ③腐植土、その他有害な物質を含まないようにする。 ④高含水粘土については、含水量調節及び安定処理により入念に施工する。 ⑤比較的細砂で粒径のそろった砂は、地下水が存在する場合に液状化するおそれがあるので、十分な注意が必要である。 （解説155～156頁）
	締固め	○雨水その他の地表水又は地下水の浸透による縫み、沈下、崩壊又は滑りが生じないように、おおむね三十センチメートル以下の厚さの層に分けて土を盛り、かつ、その層の土を盛るごとに、これをローラーその他これに類する建設機械を用いて締め固める（都計法令28条、宅造法令5条） ●盛土材料、工法等に応じた適切な締固めを行う。 ①敷均し：1回の敷均し厚さ（まき出し厚さ）をおおむね30cm以下に設定し、均等かつ所定の厚さ以内に敷均す。（解説156頁） ②締固め度：地表から0.5m～2.5m区間は90%以上 地表から0m～0.5m、2.5m～5.5m区間は87%以上 （解説173頁） ③空気間隙率：13%以下（解説173頁）
	すべり安定	●盛土のり面の安定性の検討に当たっては、次の各事項に十分留意する必要がある。 ①安定計算式：円弧滑り面法 ②間げき水圧：浸透層を設けるなどして、盛土内に間げき水圧が発生しないようにすることが原則。必要に応じて、雨水の浸透によって形成される地下水による間げき水圧及び盛土施工に伴って生じる過剰間げき水圧を考慮する。これらの間げき水圧は、現地の実測によって求めることが望ましい。 ③最小安全率：施工直後1.5以上、大地震時1.0以上 （解説130頁）
	植生工・補強土工	○がけ面は、擁壁でおおった場合を除き、石張り、芝張り、モルタルの吹付け等によって風化その他の侵食に対して保護（都計法規則23条4項、宅造法令12条） ●がけ面を擁壁で覆わない場合には、そのがけ面が風化、侵食等により不安定化するのを抑制するために、のり面緑化工又は構造物によるのり面保護工でがけ面を保護（解説229頁）
	セツトバック	※地方公共団体によっては、建築基準法条例によりがけ付近の建築を制限している場合がある（45都道府県47市町村）。がけの高さに応じた水平距離の範囲（2H等）の建築の禁止、擁壁の設置等が講じられている。
	勾配・高さ	○盛土高さ1mを超えるがけに擁壁を設置（都計法規則23条1項、宅造法令9条、宅造法令3条） ○盛土高さ1mを超えないがけに擁壁を設置（都計法規則23条1項、宅造法令9条、宅造法令3条） ○高さは、土質、勾配による。最高5mまで（宅造法令別表4） ●原則として、地上高さは5mを限度（解説362頁）
	根入れ	●根入れの深さは、基礎底板が地表に出ないよう、また、排水施設等の構造物より十分な余裕をみて設定しなければならない。（解説326頁） ○土質に応じて、35cm以上かつ擁壁高さの15/100以上、又は、45cm以上かつ擁壁高さの20/100以上（宅造施行令8条4号） ●同上（解説364頁）高さ5mの擁壁の場合、根入れは1mになる。
擁壁（盛土・練積・みづ・鉄筋コンクリート）	排水	○裏面の排水を良くするため、壁面の面積3㎡以内ごとに少なくとも内径が7.5cm以上の水抜穴を設け、かつ、水抜穴の周辺その他必要な場所には、透水層を設けなければならない。 （都計法規則27条1項2号、宅造法令10条） ●同上（解説348～349頁） ○裏面の排水を良くするため、壁面の面積3㎡以内ごとに少なくとも内径が7.5cm以上の水抜穴を設け、かつ、水抜穴の周辺その他必要な場所には、透水層を設けなければならない（解説348～349頁） ●同上（解説348～349頁）
	安定計算	○鉄筋コンクリート造又は無筋コンクリート造の擁壁の構造は、構造計算によって次の各号のいずれにも該当することを確認したものでなければならない。 ①土圧等によって擁壁が破壊されないこと。 ②土圧等によって擁壁が転倒しないこと。 ③土圧等によって擁壁の基礎が滑らないこと。 ④土圧等によって擁壁が沈下しないこと。 （都計法規則27条1項1号、宅造法令7条1項）

盛土への浸透の計算例(1)

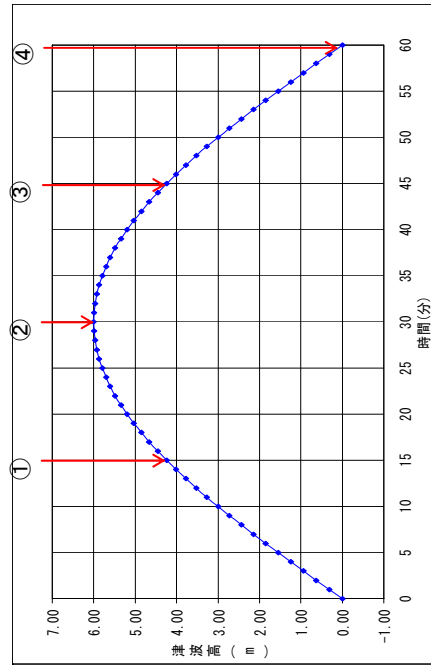


透水係数: $1.0 \times 10^{-1}(\text{cm/s})$

(参考) 粗粒砂 ($D_{20}=0.6\text{mm}$)

河川砂防技術基準(案)調査編より

水位設定



①: 計算開始15分後(津波高 = 4.24m)

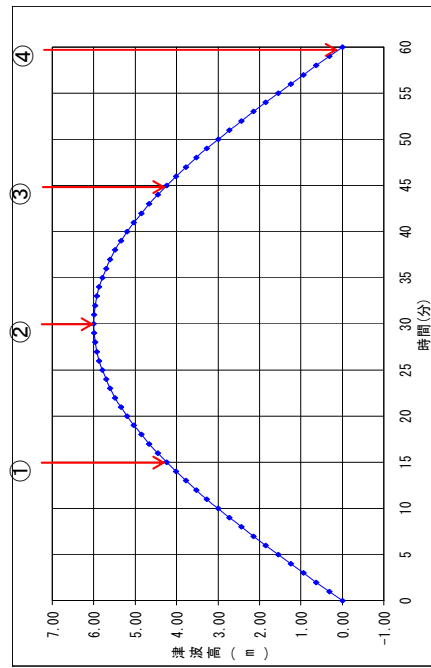
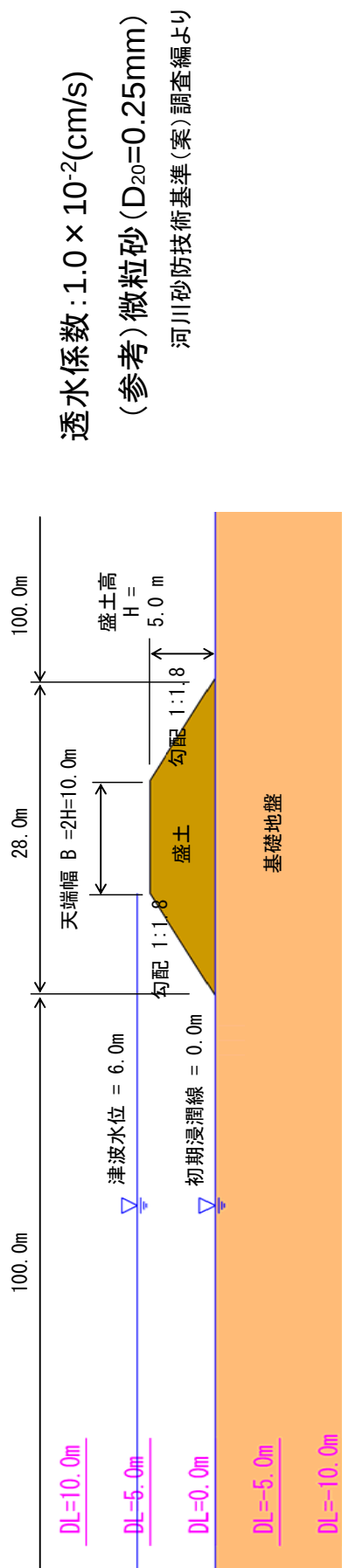
③: 計算開始45分後(津波高 = 4.24m)

②: 計算開始30分後(津波高 = 6.00m)

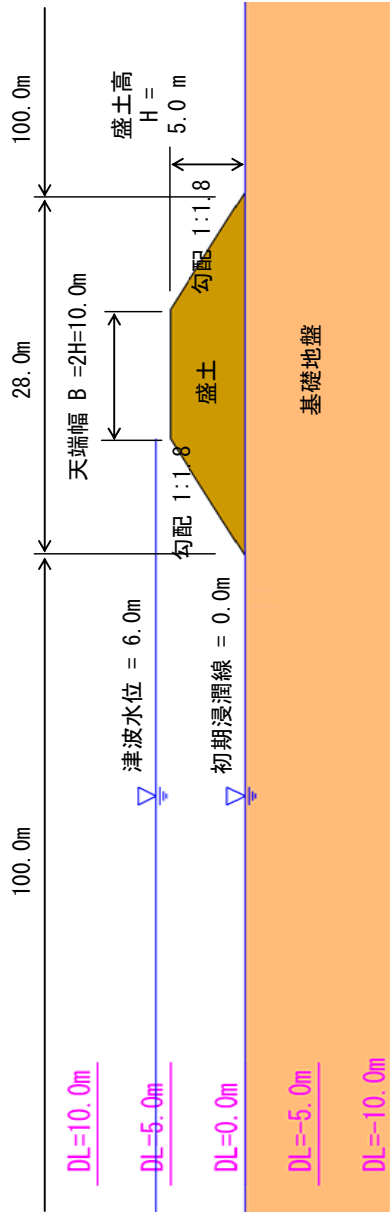
④: 計算開始60分後(津波高 = 0.00m)

参考3-8

盛土への浸透の計算例(2)

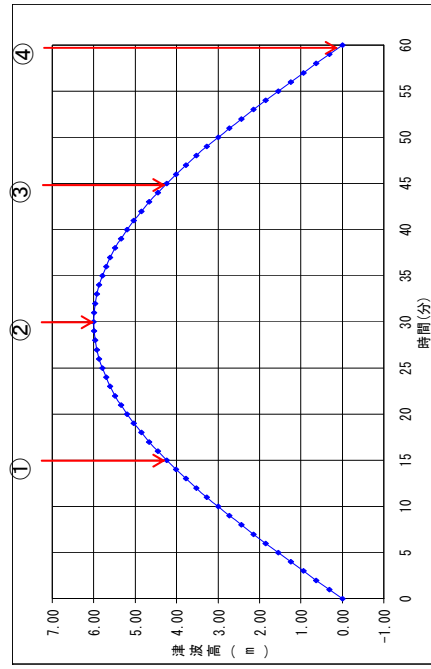


盛土への浸透の計算例(3)

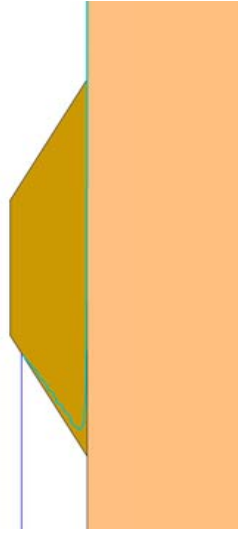


透水係数: $1.0 \times 10^{-3}(\text{cm/s})$
 (参考) 極微粒砂 ($D_{20}=0.09\text{mm}$)
 河川砂防技術基準(案)調査編より

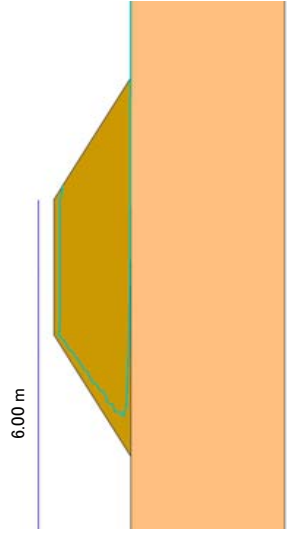
水位設定



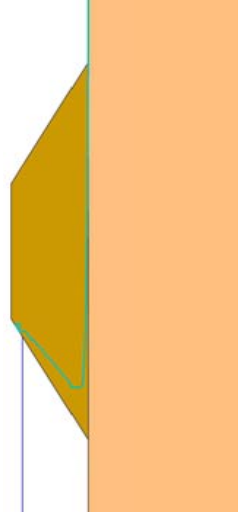
①: 計算開始15分後 (津波高 = 4.24m)



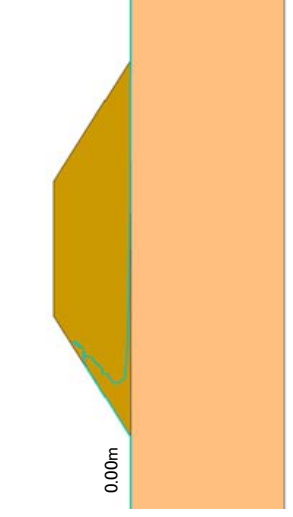
②: 計算開始30分後 (津波高 = 6.00m)



③: 計算開始45分後 (津波高 = 4.24m)

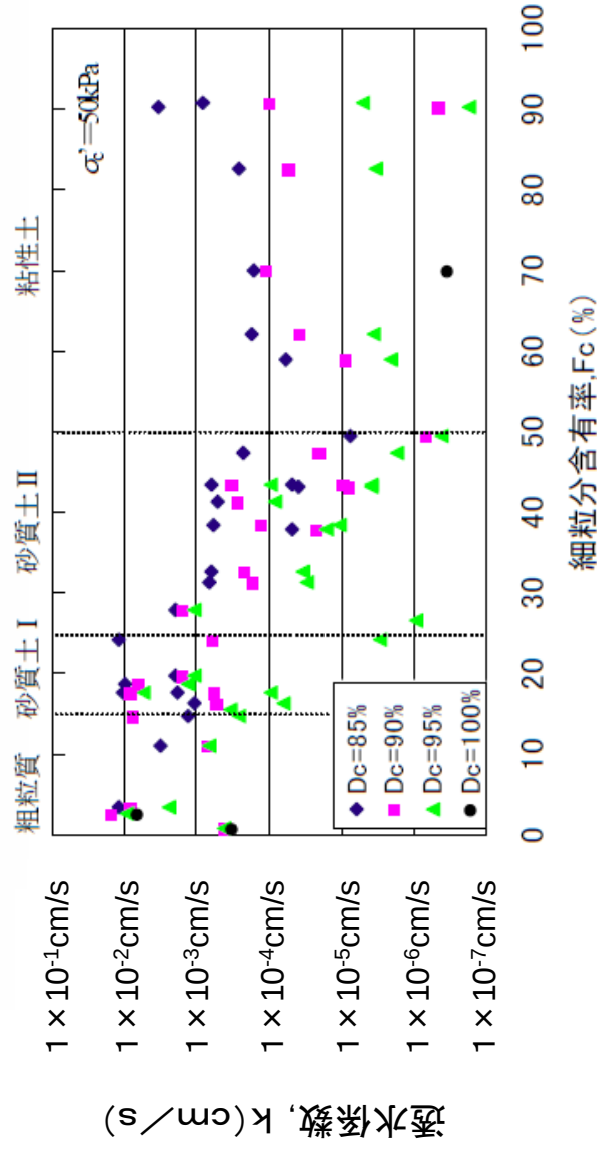


④: 計算開始60分後 (津波高 = 0.00m)



宅地防災マニュアル等に準拠することで基本的に安全(1)

- 宅地防災マニュアル(平成19年3月28日付け都市・地域整備局長通知)及び同解説(第二次改訂版:平成19年12月15日発行)では、盛土する場合、概ね30cm以下の厚さの層に分けて敷均し・締固めを行い、締固め度Dcを地表面からの深さが0.5～2.5mは90%以上、0～0.5m及び2.5～5.5mは87%以上とされている。
- (独)土木研究所による土質試験結果によれば、盛土材料のDcが85%以上の場合の透水係数kは、下図のとおり、通常 10^{-1}cm/s よりもかなり小さいことから、前頁までに示したように、盛土内に水が浸透せず、安全率が大幅に低下するほど地下水位が上昇することはない。
⇒ 宅地防災マニュアル及び同解説に準拠することで、基本的には安全と考えられる。
⇒ ただし、通常よりも浸透しやすい材料で盛土を行う場合には、安全率が大幅に低下することがありうることから、円弧すべりによる安定解析により、確認することが必要である(次頁参照)。

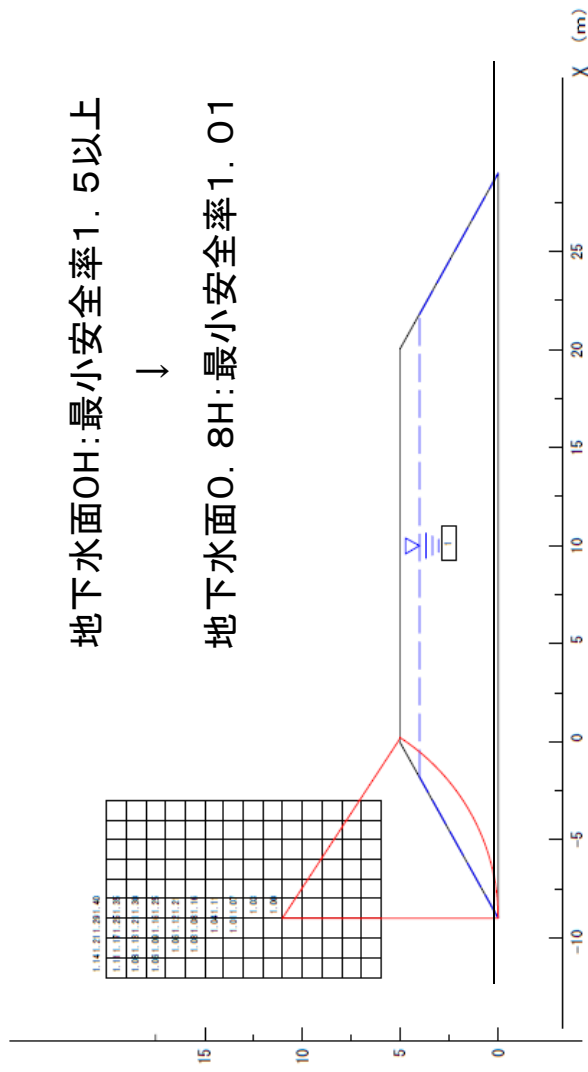


宅地防災マニュアルに準拠することで基本的に安全(2)

- 宅地防災マニュアル(平成19年3月28日付け都市・地域整備局長通知)及び同解説(第二次改訂版:平成19年12月15日発行)では、盛土のり面のすべり安定に係る最小安全率 F_s が、施工直後に1.5以上必要とされている。
- このため、例えば、内部摩擦角 ϕ が40度の盛土材料で、のり勾配が1:1.8及び高さ H が5mの盛土を行った場合、粘着力 c を1.2kN/m²とすると、 F_s は1.5以上となる。

- この c 、 ϕ の値を基に、盛土内の地下水面がOH(施工直後)から0.8H(通常よりも浸透しやすい盛土材料であるとして透水係数を 10^{-1} cm/sと仮定し、浸透計算を行い、盛土内外の水位差が最大となる時点を設定)に上昇した場合を想定し、円弧すべりによる安定解析により安全率を再計算したところ、1.0を上回ることが確認された。

⇒ 条件によっては、安全率が1.0を下回ることも想定される(次頁参照)



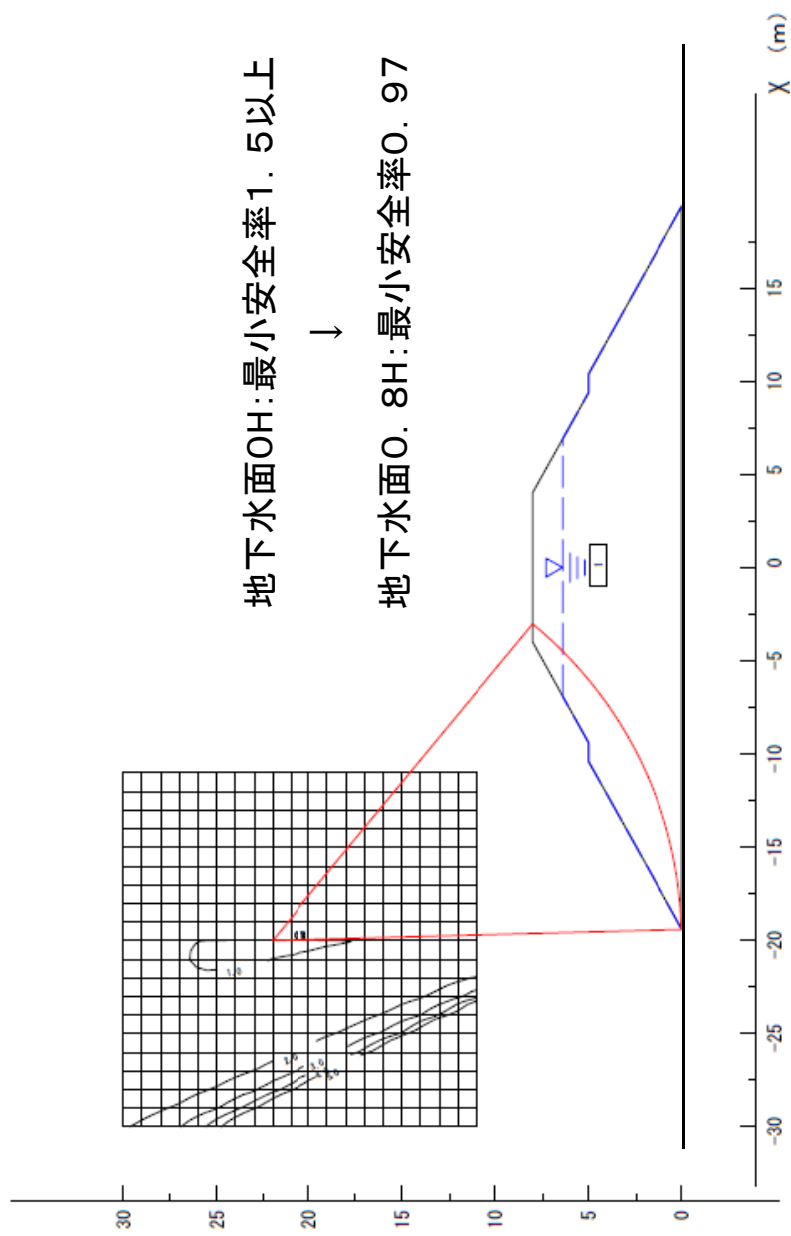
浸透により危険となる場合

- 宅地防災マニュアル(平成19年3月28日付け都市・地域整備局長通知)及び同解説(第二次改訂版:平成19年12月15日発行)では、盛土のり面のすべり安定に係る最小安全率 F_s が、施工直後に1.5以上必要とされている。
- このため、例えば、内部摩擦角 ϕ が30度の盛土材料で、のり勾配が1:1.8及び高さ H が8mの盛土を行った場合、 F_s が1.5となるような粘着力 c を逆算すると、 4kN/m^2 となる。
- この c 、 ϕ の値を基に、盛土内の地下水面が OH (施工直後)から $0.8H$ (通常よりも浸透しやすい盛土材料であるとして透水係数を 10^{-1}cm/s と仮定し、浸透計算を行い、盛土内外の水位差が最大となる時点を設定)に上昇した場合を想定し、円弧すべりによる安定解析により安全率を再計算したところ、1.0を下回ることが確認された。

⇒ 以下のいずれかによる対策、又は浸透によるすべり破壊を前提とした盛土上のセットバックを行う必要がある」と判定される。

- ①盛土内への浸透抑制対策（盛土表層への浸透抑制層の設置等）
- ②盛土内に浸透した水を排水する措置（排水工の設置等）をした上での盛土補強対策（盛土材の流出に留意）

⇒ セットバックにより対応する場合
のその幅の算定方法については、
「参考3-5」を参照（この図の例で
は、3mとなる）。



がけ上端部の侵食に対する保護工の幅

津波により盛土で越流が生じる場合、がけ上端部での侵食が予想される。
その保護工の幅について、低水護岸の天端工の幅に関する以下の規定を準用する。

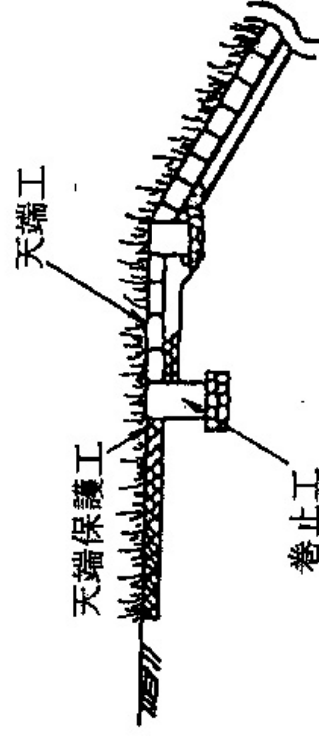
河川砂防技術基準(案)設計編 第4節護岸

4.2.4 天端工・天端保護工

低水護岸は流水により裏側から侵食されることを防止するため、必要に応じて天端工・天端保護工を設けるものとする。

解説

天端工の幅は1～2m程度



参考3-9

第4章 津波防護施設の技術上の基準

4. 1 目的と機能、施設形態

津波防護施設は、最大クラスの津波に対して人命を守ることを目的とするものであり、内陸部において後背市街地への津波による浸水を防止する機能を有する、①盛土構造物・護岸、②胸壁、③閘門とする（参考4－1）。

なお、津波防護施設は、基本指針に基づき、かつ、津波浸水想定を踏まえて市町村が作成する推進計画（津波防災地域づくりを総合的に推進するための計画）に位置づけられたものをいう。

4. 2 想定する津波の挙動

発生頻度がまれな最大クラスの津波による浸水の拡大を防止するものであることから、陸域に遡上して一定程度進行した後の津波の挙動を想定することとする。

4. 3 要求性能

（1）目的達成性能

天端高が、津波浸水想定に定める水深にせき上げによる水位の上昇等を加えた値以上であることとする。

（2）安全性能

地形、地質、地盤の変動その他の状況を考慮し、自重、水圧及び波力並びに地震の発生、漂流物の衝突その他の事由による振動及び衝撃に対して安全な構造とすることとする。

なお、漂流物としては、陸域に存在し、所有者が不特定である自動車及び流木（木造家屋由来のもの）等を対象とする。

また、近傍の土地利用状況や洪水時及び内水氾濫時を考慮し、排水等に支障が無いようにする。

4. 4 津波防護施設の技術上の基準の検討方針

盛土構造物・護岸については、道路や鉄道等の施設を活用できる場合に、当該施設管理者の協力を得ながら、これらの施設を活用していくことが想定されることから、既存の技術基準を参照し（参考４－２）、津波の挙動に対して安全な構造とするために必要な事項を加えて、津波防護施設の技術上の基準とする。

胸壁及び閘門については、同様の施設形態に関する規定がある「海岸保全施設の技術上の基準」を参照し（参考４－３）、海岸部とでは想定する津波の挙動が異なることを考慮しつつ、津波防護施設の技術上の基準とする。

4. 5 盛土構造物・護岸

（１）照査において考慮すべき条件（留意点）

以下の津波による作用を盛土構造物・護岸の型式や諸元の決定に当たって考慮すべき条件とする。

- ・ 水位、流れ ：天端高の決定、法面の保護、法尻の保護
- ・ 地形、地質、自重、地盤の変動、地震の発生
 ：道路や鉄道の盛土構造物として考慮済み
- ・ 水圧、波力、漂流物の衝突その他の事由による振動及び衝撃
 ：考慮不要（圧縮力に盛土は強いいため）

（２）照査方法のイメージ

盛土構造物の天端高が、津波浸水想定に定める水深にせき上げによる水位の上昇等を加えた値以上であることを、津波浸水シミュレーションを用いて照査するものとする。

また、津波の流れにより、盛土構造物の法面が侵食されたり、法尻で洗掘が生じて法面がすべったりする可能性があることから、安全性能として、護岸や洗掘対策の必要性を照査する方法を示す（参考４－４）。

4. 6 胸壁

（１）照査において考慮すべき条件（留意点）

以下の津波による作用を胸壁の型式や諸元の決定に当たって考慮すべき条件とする。

- ・ 水位、流れ ： 天端高の決定
- ・ 水圧、波力、地形、地質、自重、地盤の変動、地震の発生、漂流物の衝突その他の事由による振動及び衝撃
 ： 海岸保全施設の技術上の基準と同等に扱う。

（２）照査方法のイメージ

胸壁の天端高が、津波浸水想定に定める水深にせき上げによる水位の上昇等を加えた値以上であることを、津波浸水シミュレーションを用いて照査するものとする。

4. 7 閘門

（１）照査において考慮すべき条件（留意点）

以下の津波による作用を閘門の型式や諸元の決定に当たって考慮すべき条件とする。

- ・ 水位、流れ ： 天端高の決定
- ・ 水圧、波力、地形、地質、自重、地盤の変動、地震の発生、漂流物の衝突その他の事由による振動及び衝撃
 ： 海岸保全施設の技術上の基準と同等に扱う。ただし、発生頻度がまれであることから、経済性や操作性、維持管理等を考慮した上で、具体的な設計（水密性や材質など）を行うものとする。

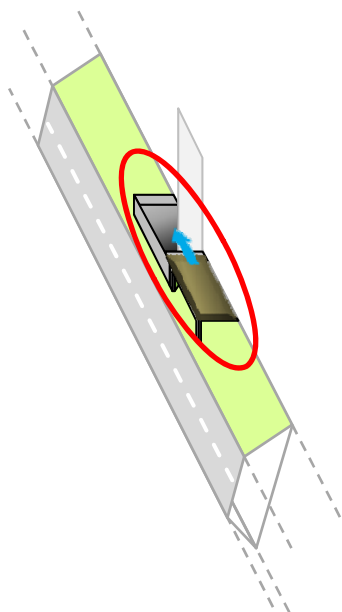
（２）照査方法のイメージ

閘門の天端高が、津波浸水想定に定める水深にせき上げによる水位の上昇等を加えた値以上であることを、津波浸水シミュレーションを用いて照査するものとする。

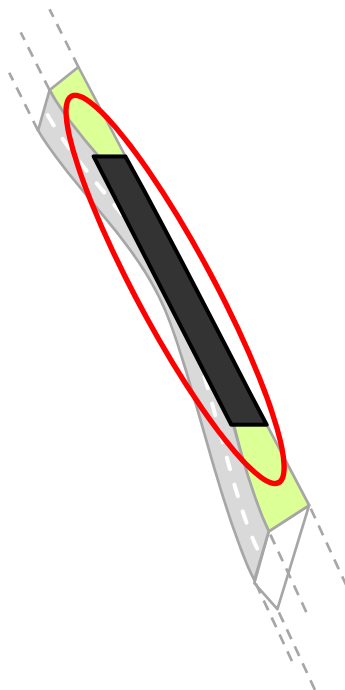
津波防護施設のイメージ

「津波防護施設」とは、津波浸水想定を踏まえ津波による人的災害を防止し、又は軽減するために都道府県知事又は市町村長が管理する盛土構造物、閘門、護岸及び胸壁（海岸保全施設、港湾施設、漁港施設、河川管理施設、保安施設事業に係る施設であるものを除く。）をいう。

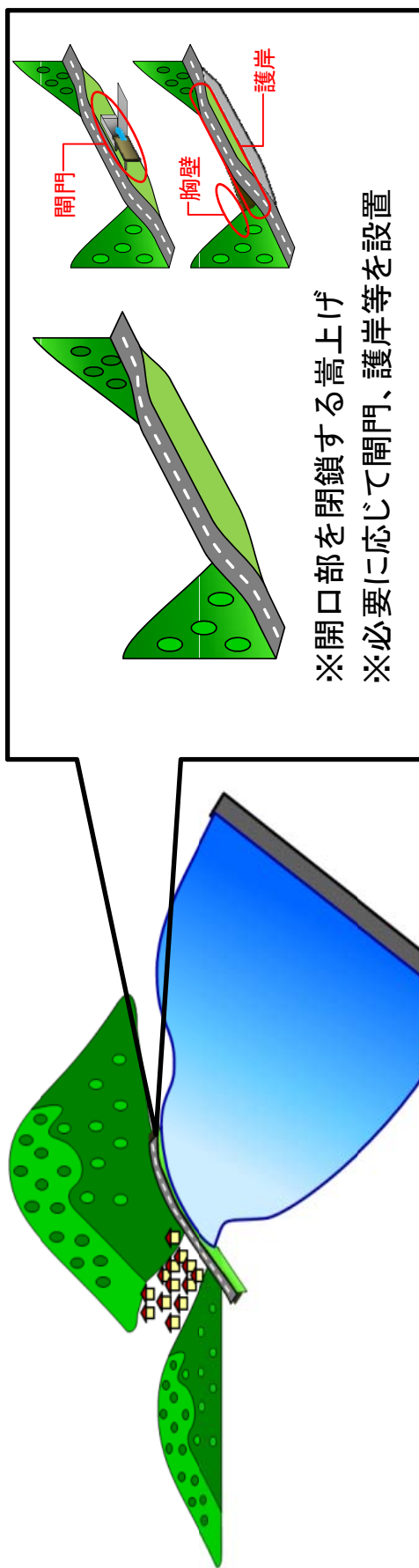
○既存道路盛土への閘門の設置



○既存道路盛土への胸壁の設置



○兼用工作物としての盛土構造物（津波防護施設、道路）



参考4－1

工種	基準等		
	項目		
		○道路土工 盛土工指針 ●道路土工 擁壁工指針	
		○鉄道構造物設計標準・同解説 土構造物 ●鉄道構造物設計標準・同解説 基礎構造物・抗土圧構造物	
のり面（盛土）	勾配・高さ	○粒度のよい砂、礫及び細粒分混じり礫 盛土高5m以下 勾配1:1.5～1:1.8 5～15m 勾配:1.8～1:2.0 粒度の悪い砂 盛土高10m以下 勾配1:1.8～1:2.0 (106頁)	○施工基面からののり高9m未満 :勾配1:1.5～1.8 9m以上15m未満 :勾配1:1.8～2.0 15m以上 :勾配1:20.～2.3 (一般的な性能レベルの場合) (76頁)
	小段	○のり面では、のり肩から垂直距離5～7m程度下がるごとに、幅1～2m程度の小段を設ける必要がある。 (143頁)	○犬走りは上部盛土と下部盛土の境界及び以下6mごとに設け、その幅は1.5mを標準とする。 (76頁)
	盛土材料	○盛土材料には、施工が容易で、盛土の安定性を保ち、かつ有害な変形が生じないような材料を用いなければならない。 ○盛土材料としては可能な限り現地発生土を有効利用することを原則とし、盛土材料として良好でない材料等についても適切な処置を施し有効利用する。 (130頁)	○盛土材料は、締固めの施工がしやすく、外力に対して安定性を保ち、かつ有害な圧縮沈下が生じないものとする。 (84頁)
	締固め	○日常管理の基準値の目安(路体、土砂) ①仕上がり厚さ:30cm以下(粘性土、砂質土) ②締固め度:90%以上(粘性土、砂質土 A,B法) ③空気間隙率:10%以下(粘性土) ④飽和度:85%以上(粘性土) (219頁)	○締固め時の仕上り厚さ:30cm程度を標準 (89頁) ○締固め程度(一般的な性能レベルの場合) 締固め密度比の平均値:90%以上 K ₃₀ 値の平均値:70MN/m ³ ≦K ₃₀ の平均値<110MN/m ³ または 110MN/m ³ 以上 (91頁)
	すべり安定	○想定する作用(常時の作用、降雨の作用及び地震動の作用※)に対し、盛土及び基礎地盤の安定性を照査することを原則 (102頁) ①安定計算式:円弧すべり面を仮定した分割法 (110頁) ②降雨の影響として、表面水や地山からの浸透水を考慮 (96頁) ③長期経過後の許容安全率:1.2 (109頁) ※道路土工要綱によると、地震動の作用としては、「道路橋示方書 V耐震設計編(平成14年)」に規定されるレベル1地震動及びレベル2地震動の2種類の地震動を想定することとされており、例えば、万一損傷すると交通機能に著しい影響を与える場合、あるいは、隣接する施設に重大な影響を与える場合は、レベル1地震動に対しては、盛土としての健全性を損なわない性能を有すること、また、レベル2地震動に対しては、損傷が限定的なものにとどまり、盛土としての機能の回復がすみやかに行い得る性能を有することとされている。その他、上記以外の場合についても盛土の要求性能は規定されている。(85頁) ○安定性照査を行う盛土の条件 盛土高、のり面勾配が標準値を超える場合 盛土材料が泥土等特殊土からなる場合 基礎地盤が軟弱地盤、地すべり地のように不安定な場合 降雨や浸透水の作用を受けやすい場合 盛土のり面が常時及び洪水時等に冠水したりのり面付近が浸食されるおそれがある場合 (105頁)	○盛土の性能照査は、照査指針や取り扱う作用の種類に応じて妥当性があらかじめ検証された材料特性、解析モデル、解析法を用いて応答値を算定し、「性能照査方法」により照査するものとする。 (65頁) ①円弧すべり法は、常時や地震時、降雨時における盛土体の安全性などを照査する際に用いられる。円弧すべり法による安定計算は、基本的に修正フェレニウス法に震度法を適用した式によってよい。(間隙水圧考慮) (66頁) ②円弧すべり法を適用する際の照査指標 常時円弧すべり危険度 列車載荷時円弧すべり危険度 L1地震時円弧すべり危険度 降雨時円弧すべり危険度 支持地盤円弧すべり危険度 (64頁) ③円弧すべり抵抗係数(一般的な性能レベルの場合) 自重、施工時:0.83 自重＋列車荷重:0.76 降雨時(作用Ⅰ、L1地震時):0.91 降雨時(作用Ⅱ):1.00 (66頁) ※地震動の作用としては、「鉄道構造物等設計標準(耐震設計)」に規定されるL1地震動及びL2地震動の2種類の地震動を想定することとし、例えば、重要度の高い線区の有軌床軌道を支持する土構造物については、L2地震動に対しても壊滅的な破壊に至らない性能を有することとされている。その他、上記以外の場合についても盛土の要求性能は規定されている。(39頁)
	植生工・補強土工	○盛土完了後の降雨等の外的要因に対し、のり面保護工等により耐久性を確保する構造としなければならない。 (141頁) ○のり面保護工には、植物によるのり面保護と、構造物によるのり面保護があり、のり面の浸食や風化を防止し、のり面の安定を図るとともに、必要に応じて自然環境の保全や修景を行う構造でなければならない。(144頁)	○盛土に用いる補強材には、ジオテキスタイルを用いるものとする。ジオテキスタイルは補強土構造物の安定に必要な引張り抵抗力及び変形性能を有し、耐候性、耐アルカリ性、クリープ性能等、長期の使用に耐え得るものとする。 (259頁)
擁壁（盛土）鉄筋コンクリー 練積み・ブロック積み	勾配・高さ	●構造形式選定上の目安 重力式擁壁:5m程度以下 もたれ式擁壁:10m以下 片持ち梁式擁壁:3～10m 控え壁式擁壁:10m程度以上 井げた組擁壁:15m程度以下 ブロック積擁壁:7m以下 (11頁)	—
	根入れ	●擁壁の直接基礎の根入れ深さは、地表面から支持地盤までの深さとし、原則として50cm以上は確保するものとする。ただし、片持ちばり式擁壁のように底版を有する形式の擁壁においては底版厚さに50cm以上を加えた根入れ深さを確保するものとする。 ブロック積擁壁においては積みブロック1個以上が土中に没する程度の根入れを確保すればよい。ただし、大型ブロック積擁壁の根入れ深さは原則として50cm以上は確保するものとする。 (109頁)	●良質な支持層に深く根入れした直接基礎の安定の検討は、その影響を考慮するものとする。 (153頁)
	排水	●コンクリート擁壁では、擁壁の前面に容易に排水できる高さの範囲において5m以内の間隔で設けるものとする。なお、控え壁式擁壁では、各パネルごとに少なくとも一箇所の水抜孔を設けなければならない。また、もたれ式擁壁では、裏込め排水に特に注意が必要であり、水抜孔は前面の排水溝より上部において、2～3m ² に一箇所の割合で設けることが望ましい。 ブロック積擁壁では、裏込め排水に特に注意が必要であり、水抜孔は前面の排水溝より上部において、2～3m ² に一箇所の割合で設けることが望ましい。 (121頁)	●排水孔は、前壁の前面に容易に排水できる高さの範囲において、背面の排水工の位置に合わせて2～4m ² に1箇所の割合で設けるのが普通である。 (392頁)
	安定計算	●安定計算の検討項目 ・滑動に対する安定性 ・転倒に対する安定性 ・支持地盤の支持力に対する安定性 ・全体の安定性 (54頁) ●軟弱地盤を含んだ地盤のすべりや擁壁を含めた地盤全体の長期の安定を検討するときは、一般に円弧すべりの計算を行う。(間隙水圧考慮) (22頁)	●擁壁としての安定計算の記述なし。 ●安定に関する検討及び設計地盤反力の計算については、「基礎標準8章 直接基礎」により検討する。 (383頁) ●直接基礎は次の各項目の条件を満足するように設計することを原則とする。 ・鉛直支持に対する検討 ・水平支持に対する検討 ・変位に対する検討 ・転倒に対する検討 ・フーチングの検討 (130頁) ●直接基礎は十分な強度と厚さがある良質な支持層に支持させることが望ましい。 ここに、良質な支持層とは以下のものをいう。 ・N値30以上の砂質土 ・N値20以上の粘性土 ・岩盤 (127頁)

「海岸保全施設の技術上の基準・同解説」（平成16年6月）より抜粋

3. 4 胸壁

3. 4. 1 目的と機能＜処理基準＞

胸壁は、海岸線に漁港や港湾等の施設が存在し、利用の面から海岸線付近に堤防、護岸等を設置することが困難な場合において、海岸背後にある人命・資産を高潮、波浪及び津波から防護することを目的として設置される海岸保全施設である。

胸壁は、高潮若しくは津波による海水の侵入を防止する機能、波浪による越波を減少させる機能のいずれかの機能又はその両方の機能を有するものとする。

解説

胸壁の概念図を図 3. 4. 1. 1 に示す。

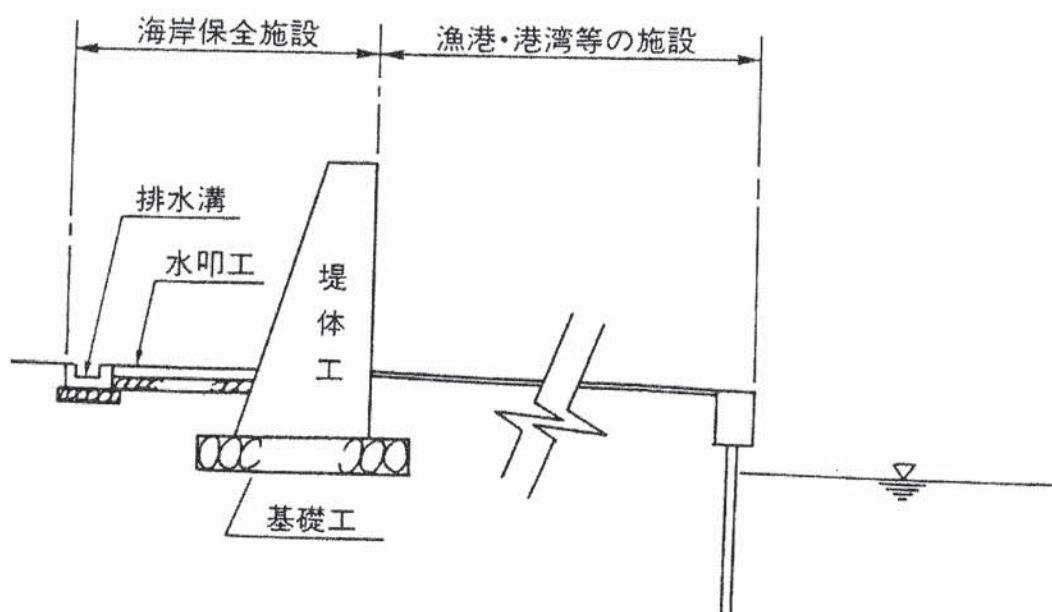


図 3. 4. 1. 1 胸壁概念図

3. 4. 2 設計の方針＜処理基準＞

堤防の設計の方針（3. 2. 2）を準用するものとする。

解説

(1) 構造型式の選定

一般に胸壁の構造型式の選定にあつては、自然条件、施設の重要度、周辺の利用状況、施工方法、工事費及び用地取得の難易等について比較検討し、安全かつ経済的な現地に最も適合する型式を採用する。

胸壁の構造型式は表 3. 4. 2. 1 のとおり、大きく 4 つに分類される。まず、堤体部の形状から単塊型と L 型・逆 T 型に分けられ、両者はさらに作用に対する支持型式から、重力式と杭式・鋼矢板式に分類される。

表 3.4.2.1 胸壁の構造型式

堤体型による分類	支持型式による分類
単塊型	重力式
	杭式・鋼矢板式
L型・逆T型	重力式
	杭式・鋼矢板式

各型式の一般的な適合条件は次のとおりである。

- a) 重力式単塊型
 - ・用地取得が容易な場合
 - ・基礎地盤が堅固な場合
- b) 杭式・鋼矢板式単塊型
 - ・用地取得が比較的容易な場合
 - ・基礎地盤が軟弱な場合
- c) 重力式L型・逆T型
 - ・用地取得が容易でない場合
 - ・基礎地盤が比較的軟弱な場合
- d) 杭式・鋼矢板式L型・逆T型
 - ・用地取得が容易でない場合
 - ・基礎地盤が軟弱な場合

胸壁の施工例を図 3.4.2.1 及び図 3.4.2.2 に示す。

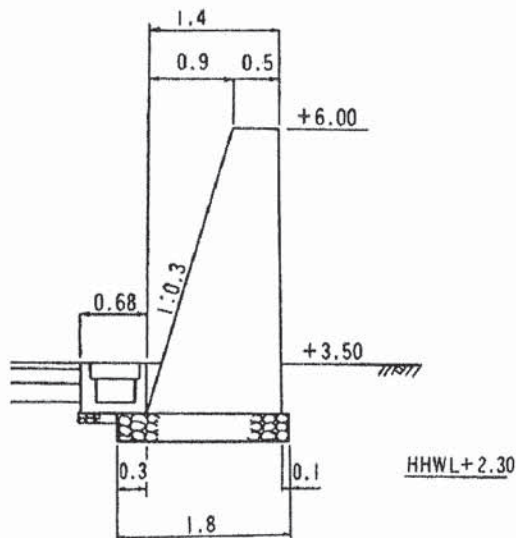


図 3.4.2.1 重力式胸壁の例

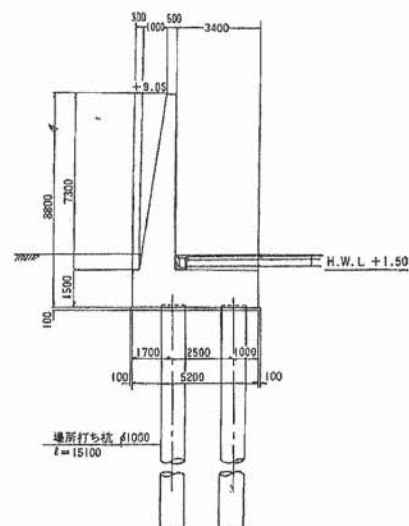


図 3.4.2.2 杭基礎を用いたL型式胸壁の例

(2) 法線

胸壁の法線は、原則として海岸線に沿って設定するが、胸壁の場合には用地取得の難

易，背後地及び海岸部の漁港，港湾等の利用状況に応じて決定されることが多い。

(3) 天端高

天端高については，来襲波に対する必要高として胸壁前面の波高を用いる場合がある。この場合には，来襲波が陸上部を進行してくることを考慮して波高を減じることが可能かどうか検討する必要がある。

3. 4. 3 要求性能<処理基準>

堤防の要求性能（3. 2. 3）を準用するものとする。

解説

胸壁の設計に当たっては，潮位，波，地震力，土質等の自然条件や隣接する海岸保全施設の計画天端高や構造との整合性，施工方法，背後地の資産，人口集中度，漁港や港湾施設の利用状況，将来の利用計画等を十分考慮する必要がある。また，胸壁は，集落や都市と漁港や港湾施設との間に設置されることが多いため，アクセスの確保，通風・日照・景観等への影響，用地取得の難易度等により法線・天端高・型式等が左右される場合が多いことから，十分な検討が必要である。

3. 4. 4 照査において考慮すべき条件<処理基準>

胸壁の構造型式や構造諸元の決定に当たり，考慮すべき条件は以下のとおりとする。

(1) 自然条件

- a) 潮位
- b) 波浪
- c) 津波
- d) 地盤
- e) 地震

(2) その他の条件

- a) 背後地の重要度
- b) 海岸の環境
- c) 海岸の利用及び利用者の安全
- d) 施工条件

解説

(1) 海岸の環境（景観）

胸壁を設置するとコンクリート壁が連立することにより，背後住民に高潮や津波からの恐怖感はなくなるが，反対に日常生活において圧迫感や閉鎖的な感覚を抱くことが多い。このような場合には，胸壁に対する違和感を軽減するために化粧型枠やレリーフ等を採用することがある。

(2) 施工条件

胸壁の前面には漁港・港湾施設があり、背後には集落・都市があるため、工事用地確保の困難などの施工上の制約を受ける。施設の利用面からは、これを極力妨げないよう工法等を検討し、地域住民等に対しては日常生活に影響を及ぼさないように、施工中の振動や騒音、濁り等への対策を考慮する必要がある。

(3) その他

上記以外の条件に関しては、堤防の照査において考慮すべき事項（3. 2. 4）に準ずる。

3. 4. 5 目的達成性能の照査<処理基準>

堤防の目的達成性能の照査（3. 2. 5）を準用するものとする。

3. 4. 6 安全性能の照査<処理基準>

堤防の安全性能の照査（3. 2. 6）を準用するものとする。

解説

(1) 一般

胸壁は、背後地に集落・都市を持つため、津波や地震等で壊れることがあるとその影響は極めて大きいことから、災害時の安全性については十分検討を行う必要がある。

津波時に木材、船舶等が漂流し胸壁に衝突することが予想される場合には、必要に応じて衝撃力を考慮するものとする。

胸壁の構造細目は、以下の点について堤体の設置地点における条件を考慮し、堤体の安全性を照査することを原則とする。

(2) 構造細目

a) 堤体工

堤体工は、原則として鉄筋コンクリート構造とするが、これは、堤体工が高潮、津波等の侵入を防止する胸壁の主体であり、波力、地震力などの作用による滑動及び転倒に対し安全な構造を有し、各部においても波力、水圧に耐える強度を保持しなければならないためである。

b) 基礎工

胸壁は、一般的に直接基礎とする例が多いが、地盤が悪い場合には、杭基礎や地盤改良等の検討を行う。

c) 止水工

胸壁は陸上部に設けられるため、常時においては漏水やパイピング等を特に考慮しなくてもよいが、高潮等によって長期間の止水が求められる場合は、堤防の止水工に

準じて検討を行う。

3. 1 1. 4 陸^こ閘

3. 1 1. 4. 1 目的と機能

陸閘は、堤防、護岸又は胸壁の前面の漁港、港湾、海浜等を利用するために、車両及び人の通行のために設けた海岸保全施設である。

陸閘は、閉鎖時に堤防、護岸又は胸壁の機能を有するものとする。

解説

海岸域は、古来より漁業・レクリエーションの場として利用されるとともに、海運・発電等の産業分野等の利用等も行われており、今後ますます海岸域の利用要請は増大すると考えられる。したがって、陸閘の配置及び構造型式などの検討に当たってはこうした海浜の利用状況（漁業、観光・レクリエーション、マリンレジャーなど）や将来の利用計画に配慮する必要がある。

3. 1 1. 4. 2 設計の方針

堤防の設計の方針（3. 2. 2）を準用するものとする。

解説

（1）構造型式の選定

陸閘の型式としては、引き戸式、開き戸式、角落としなどがあるが、操作が容易であること、場所をとらないこと及び幅、高さなどについては必要最小限のものとするものとともに、付近住民が操作できるようなるべく簡易、容易なものを選ばなければならない。

（2）構造

陸閘の扉体は水圧、自重及び直射日光、温度変化によるたわみを考慮し剛性を保持できる鋼構造またはこれに準ずる構造でなければならない。さらに、扉体の腐食は機能、操作性の重大な障害となるので、細部も含めてこれを防止しなければならない。最近では耐久性に優れ保守の簡易なアルミ製扉又は、ステンレス製扉が採用されることが多い。ただし、極めて小規模な陸閘においては、鋼製扉とした場合には多大な経費がかかることから角落としとすることがある。また、扉体に非常用出入口を設けるか、近傍の堤体に非常用階段を設置して、閉鎖時の通路を確保することが望ましい。

3. 1 1. 4. 3 要求性能

陸閘は、所定の機能が発揮されるよう、適切な性能を有するものとする。また、陸閘は、高潮、津波、波浪、地震及びその他の利用に対して安全な構造とするものとする。

更に、十分な操作性を有するものとする。

解説

陸閘の設計については、閉鎖時には堤防及び胸壁の機能を満たすとともに十分な水密性を有し海岸保全施設の構造上弱点とならないよう、また、開閉時には人や車両の往来が円滑に行われるよう、形扉体の構造等を決定するものとする。また、容易に閉鎖できる構造としなければならない。

3. 1 1. 4. 4 照査において考慮すべき条件

陸閘の構造型式や構造諸元の決定に当たり、考慮すべき条件は以下のとおりとする。

(1) 自然条件

- a) 潮位
- b) 波浪
- c) 津波
- d) 流れ
- e) 漂砂
- f) 海底地形及び海浜地形
- g) 地盤
- h) 地震

(2) その他の条件

- a) 背後地の重要度
- b) 海岸の環境
- c) 海岸の利用及び利用者の安全
- d) 施工条件

解説

自然条件等については、胸壁に準ずるものとする。

なお、地震については、緊急時に確実に閉鎖できなければならないことから、原則として地震力を考慮した設計とし、また基礎部が液状化し、本体工に変形が生じゲートが作動しなかった事例があるので、必要な場合、基礎地盤等の対策工を施しても良い。

その他として、陸閘の施設設置域周辺は住民の生活の場として稠密な利用が行われている場合が多く、設置に当たっては交通、背後での日常生活への影響及び前面の漁港、港湾、海浜等の利用について配慮する必要がある。

3. 1 1. 4. 5 目的達成性能の照査

堤防の目的達成性能の照査（3. 2. 5）を準用するものとする。

3. 1 1. 4. 6 安全性能の照査

堤防の安全性能の照査（3. 2. 6）を準用するものとする。

解説

陸閘の設置については、台風、津波などの異常時にはすみやかに閉じなければならないので、操作を行う地元関係者と十分に調整の上、必要最小限の箇所数とすることが望ましい。

また必要に応じ、電動式や遠隔地操作として良い。但し、事前に綿密なシミュレーションを行い操作が安全に行われることを確認しておく必要がある。震災等による停電等も起こりうるため必ず手動装置を併設する。

3. 11. 4. 7 その他の機能に関する留意事項

陸閘の設置に当たっては、操作体制及び維持管理体制の確立を図るものとする。

解説

陸閘を設置した際には、非常時の操作体制と日常の維持管理体制を確立しなければならない。操作や維持管理については、地域住民や地元の防災組織の参与が不可欠になる。

特に、車輪やそれに関連する部位の錆、堤体と扉体の間に挟まったゴミ及び氷結等は操作の重大な障害になるため、油の塗布、ゴミの除去等のメンテナンスが必須となる。また定期的な操作訓練が必要であり、扉付近に車、漁具などを放置せぬよう周知も必要である。

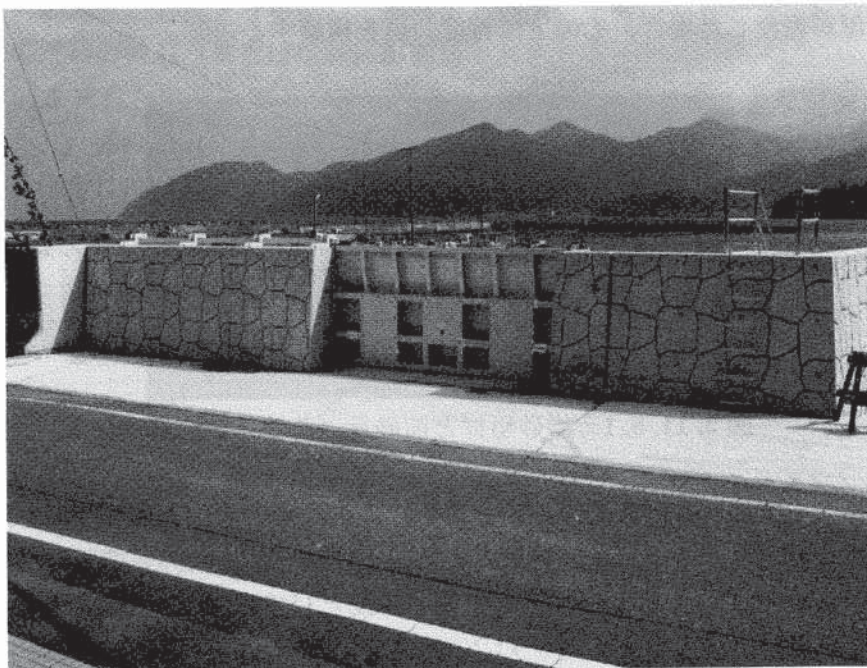


写真 3.11.4.1 陸閘の写真：静岡県八木沢漁港海岸

安全性能の照査方法の例

護岸の必要性の照査：（「参考3－2」参照）

のり面が芝張りの場合には原則照査は不要

必要に応じ津波浸水シミュレーションで得られる浸水深及び流速の時系列データを用いて、のり面侵食深を計算

洗掘対策の必要性の照査：（「参考3－3」参照）

FEMA津波避難構造物設計ガイドラインを用いて、津波浸水シミュレーションで得られる最大浸水深から最大洗掘深を計算

河川砂防技術基準設計編の根固工の規定を活用して、最大洗掘深から根固工の必要幅を計算

※越流を許容しないので、盛土構造物上端部の侵食等に対する照査は不要

※盛土構造物については、地形、地質、自重、地盤の変動、地震の発生についての照査は道路や鉄道の盛土構造物としての照査で実施済みと扱う

※圧縮力に盛土は強いいため、盛土構造物については、水圧、波力、漂流物（自動車及び木造家屋由来の木造家屋由来の流木等）の衝突等に対する照査は不要

検討会委員名簿

<有 識 者>

- 佐藤^{さとう} 慎司：東京大学大学院工学系研究科社会基盤学専攻教授
- 福岡^{ふくおか} 捷二：中央大学研究開発機構教授
- 藤間^{ふじま} 功司：防衛大学校システム工学群建設環境工学科教授
- 二木^{ふたき} 幹夫：(財)ベターリビング つくば建築試験研究センター所長
- (五十音順、○は座長)

<行政関係者>

- 松本^{まつもと} 中：岩手県 県土整備部 河川課総括課長
- 後藤^{ごとう} 隆一：宮城県 土木部 河川課長
- 千葉^{ちば} 琢夫：宮城県 土木部 建築宅地課長
- 浅野^{あさの} 俊和：福島県 土木部 河川計画課長
- 村田^{むらた} 和彦：浜松市 都市整備部長

<事 務 局>

- 国土交通省水管理・国土保全局（河川計画課、海岸室）
- // 都市局（都市計画課開発企画調査室）
- // 国土技術政策総合研究所河川研究部（海岸研究室）

開催経緯

- | | |
|--------|-------------|
| 第1回検討会 | 平成23年11月 8日 |
| 第2回検討会 | 平成23年11月28日 |
| 第3回検討会 | 平成23年12月 9日 |
| 第4回検討会 | 平成24年 1月11日 |