第 3 章　河川土工の設計

第 3.1 節　堤防設計の基本

3.1.1　設計の基本方針

堤防は流水を直接うける河川構造物であり、洪水時の水理現象も非常に複雑で、予想しがたい現象も起り得る。また、堤防上における洪水時の水防活動のスペースの確保等から、単に土質工学的見地のみからでは堤防断面は決められない。

堤防の断面形の基本については「河川管理施設等構造令」によって定められてきており、長年の治水上の経験を踏まえて、それぞれの場所での堤防断面形状が具体的に設計されてきた。

平成 14 年には「河川堤防設計指針」が策定され、堤防の断面形状については従来の考え方を踏襲しつつ、堤防の耐浸透・耐侵食・耐震機能に関しては機能毎に耐力と外力を比較することにより堤防の安全性を照査する設計法が導入された。

施工にあたっては、堤防に用いる材料の選定基準，品質管理の基本となる締固め度等を規定することにより、堤防に求められる機能を確保するものとする。

また、堤防設計においては、基礎地盤調査結果にもとづいて普通地盤か特殊な地盤かを判定した上で設計を行う必要がある。

普通地盤および特殊な地盤の設計方針はそれぞれ次のとおりである。

1)　堤防の基礎が普通の地盤

堤防下の基礎地盤が堤防に悪影響を与える現象は、地盤の浸透と圧密沈下である。基礎地盤の透水性が良ければ高水による浸透流によって、地下水が堤体内に上昇しやすく、裏のり尻付近に漏水やガマ[9)]が発生しやすい。また、地盤が軟弱な場合には基礎地盤の破壊や圧密沈

9)　地下水圧が大きくなり、表土を半円丘形に持ち上げる現象（出展：図解　河川堤防）

下を生じ、堤防に悪影響を与える。したがって、普通地盤とは、透水性が低く、圧密沈下の少ない地盤といえ、山地,段丘,台地などの良好地盤や圧縮性の小さい沖積層の地盤で、かつ難透水性地盤からなるものをいう。このような普通地盤では、堤体材料の選定とその締固め度の規定によって堤防を施工すれば、一般的に堤体の安定は十分図ることができる。なお、堤防設計にあたっては「河川堤防設計指針」に基づいて安全性を照査するものとする。

2) 堤防の基礎が特殊な地盤

特殊な地盤とは軟弱地盤と透水性地盤であり、前者では圧密沈下や基礎地盤の破壊の問題が生じ、後者では堤体漏水やガマの発生あるいは裏のりでのすべりの発生が問題となる。堤防設計にあたっては「河川堤防設計指針」に基づいて安全性を照査するものとする。その結果、安全性が満たされない場合には、基礎地盤等に対する必要な対策工を検討する。

軟弱地盤上に築堤や拡築を行う際には、盛土の沈下が生じたり、安定性を失ってすべり破壊を生じる恐れがある。そのため、事前に充分な検討を行うものとする。盛土の沈下・安定の検討方法及び対策工法などについては、第 3.2 節及び第 3.3 節に記述してある。

透水性地盤は砂や砂礫等の透水性の地盤が堤防の横断方向に対して連続する地盤であり、漏水やパイピングの発生が懸念される。また、すでに述べたように、堤内側に難透水性地盤が分布するような透水地盤では、高水にともなう浸透水が排水されにくいために浸潤面が上昇しやすく、堤体が不安定化する恐れがある。

以上のことから、透水層が均一に分布する透水性地盤では、基礎地盤について、漏水,パイピング,クイックサンド等を検討するものとする。これに対して浸潤面の上昇によって堤体が不安定化する恐れのある透水性地盤、特に堤内側に難透水性地盤が分布する行止り型の透水性地盤では、計画高水位が高く、洪水継続時間が比較的長い河川において、堤体が不安定となりやすく、基礎地盤のパイピング等に加えて、

堤体のすべり破壊等を検討するものとする。

3.1.2　計画断面

一般的な河川堤防の各部の名称は、図 3.1.1(a),図 3.1.1（b）に示すとおりである。

なお、原則として、堤防は可能な限り緩やかな一枚のりとしているが、堤防によっては小段を設ける場合もあり、堤防高の大きい堤防では 2 段，3 段と設け、上から第 1 小段,第 2 小段という。

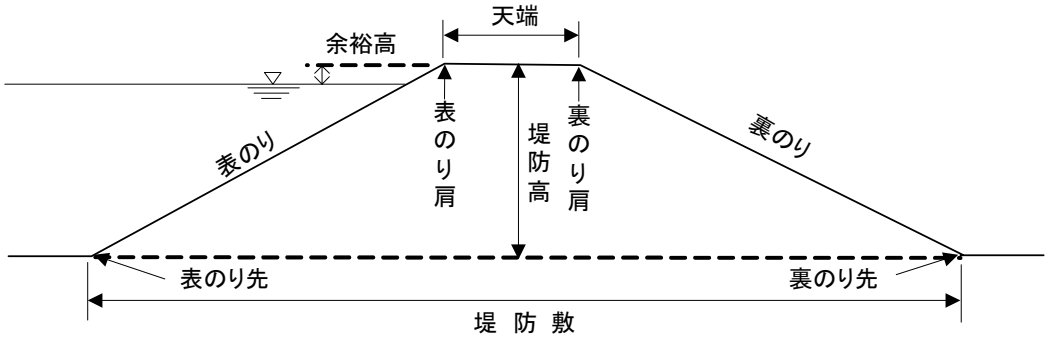


図 3.1.1(a)　堤防各部の名称

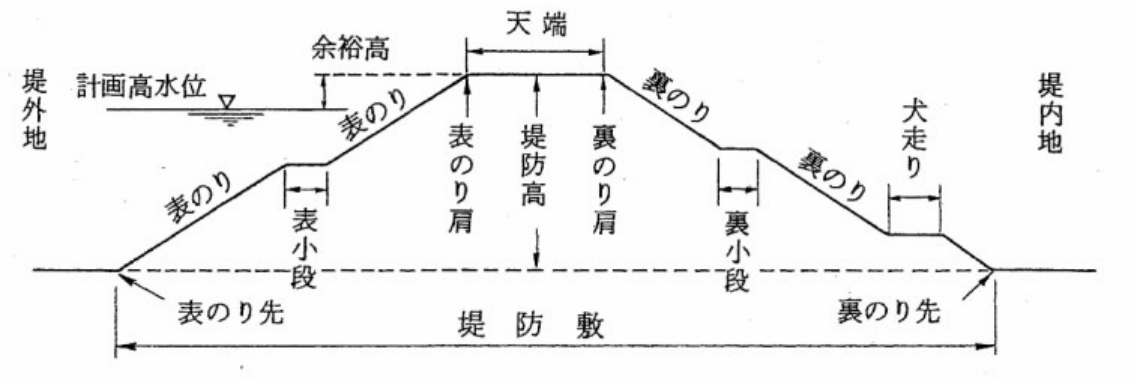


図 3.1.1(b)　堤防各部の名称

各部の諸元は、「河川管理施設等構造令」によるものとする。

3.1.3　堤体材料の選定

1)　概　説

河川堤防は、「河川管理施設等構造令」によれば土砂による土堤を原則とし、一般には河川ごとに堤防の高さ，天端幅，のり勾配，小段等が標準断面として規定されている。堤防を計画する場合、基本的には「河川管理施設等構造令」に準拠した河川ごとの標準断面で計画されるが、堤防下の地盤状況あるいは、降雨,洪水条件等の外力および堤体材料によってその安定性は大きく左右される。堤防が計画洪水流量に対して十分な余裕高を持つ断面であれば、越流による崩壊はほとんどないものと考えられるが、材料選定いかんによっては高水あるいは降雨による浸透水によって堤体が不安定化する場合がある。具体的な現象としては、堤体漏水やパイピングによるのり面の崩壊等が挙げられ、堤防への直接の被害となる。このような被害を防止するために、基本的には堤防断面形状として「河川管理施設等構造令」に規定するものを下限とし、地域周辺の堤防断面を参考として基本断面形状を定めた上で、堤体材料の選定を行うこととする。

2)　堤体材料の評価 [10)]

河川堤防の堤体材料としては、従来から多種多様のものが用いられてきている。これは、多量の土を必要とするために経済性や施工性を重視し､材料を現場近くに求めたこと,またあわせて河道の流下能力の増大を図ったことから、主として河道掘削で発生した土を利用することが多かったためである。

現在においても、多量の土量を必要とするため、工費の面からはできるだけ手近にある材料を利用することになるが、堤体材料の優劣が完成後の堤体の安定性や施工の難易などに大きな影響をもつので、安定性の高い河川堤防を築造する意味からも、材料選定について事前の土質調査は十分に行っておく必要がある。

---

10)　堤体材料を購入する場合には経済効果を考慮して可能な限り良質な材料を選定することが必要である。

河川堤防に用いる土質材料は、次に示すような条件を満たしているものが望ましい。

① 高い密度を与える粒度分布であり、かつせん断強度が大ですべてに対する安定性があること。
② できるだけ不透水性であること。河川水の浸透により浸潤面が裏のり尻まで達しない程度の透水性が望ましい。
③ 堤体の安定に支障を及ぼすような圧縮変形や膨張性がないものであること。
④ 施工性がよく、特に締固めが容易であること。
⑤ 浸水、乾燥などの環境変化に対して、のりすべりやクラックなどが生じにくく安定であること。
⑥ 有害な有機物および水に溶解する成分を含まないこと。

材料の選定にあたって上記の基本的な性質を考慮する姿勢は忘れてはならないが、必要条件のうち、せん断強さ，不透水性，圧縮性の 3 点は普通の材料にあってはあまり問題となることはない。

なお、参考のためにフィルダムにおける粒度分布の適用範囲の一例を示すと、図 3.1.2 のとおりである。

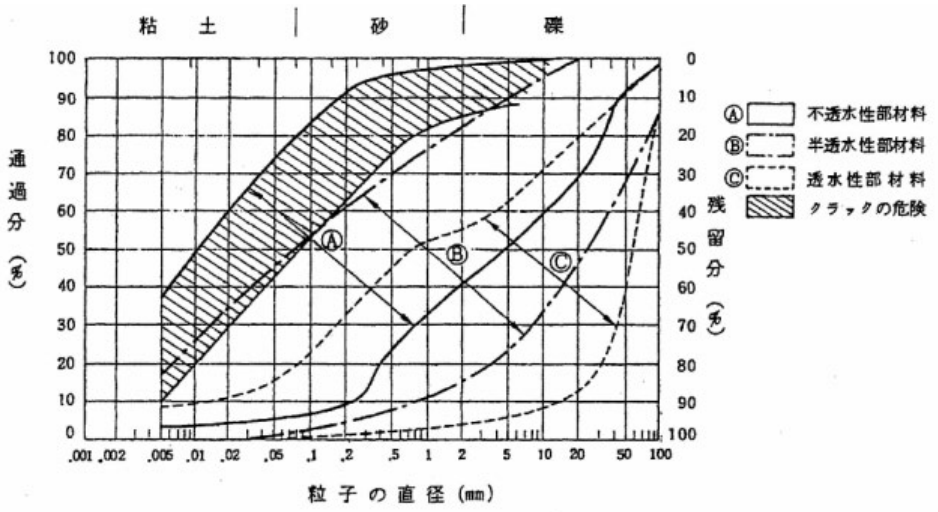


図 3.1.2 堤体材料の適性範囲参考例(アメリカ開拓局 1974)

以上のような基本的観点から河川堤防の堤体材料としての評価を示すと**表 3.1.1** のようになる。同表にはそれぞれについて留意事項を併記しておいた。

表 3.1.1　堤体材料としての土の評価

<table>
<tr><th colspan="2" rowspan="2">土の区分</th><th rowspan="2">記　号
(日本統一分類)</th><th colspan="2">堤体材料としての評価</th><th rowspan="3">対　策</th></tr>
<tr><th>評価</th><th>留 意 事 項</th></tr>
<tr><th>名　称</th><th></th><th></th><th></th><th></th><th></th></tr>
<tr><td rowspan="4">粗粒土</td><td>礫</td><td>(GW),(GP)</td><td>○</td><td>透水性が非常に大きい。</td><td>透水性および植生対策が必要になる。</td></tr>
<tr><td>礫質土</td><td>(G-M),(G-C),
(G-O),(G-V),
(GM),(GC),
(GO),(GV)</td><td>○</td><td></td><td></td></tr>
<tr><td>砂</td><td>(SW),(SP)</td><td>○</td><td>透水性が大きく、のりくずれが生じやすい。</td><td>遮水性対策が必要である。</td></tr>
<tr><td>砂質土</td><td>(S-M),(S-C),
(S-O),(S-V),
(SM),(SC),
(SO),(SV)</td><td>○</td><td></td><td></td></tr>
<tr><td rowspan="4">細粒土</td><td>シ ル ト</td><td>(ML),(MH)</td><td>○</td><td rowspan="3">(場合により対策を必要とする。)
水を含んだ場合、機械施工が困難となり、締固めが十分できないことがある。</td><td rowspan="3">乾燥による含水比の低下もしくは、土質改良用添加剤による土質改良。</td></tr>
<tr><td>粘 性 土</td><td>(CL),(CH)</td><td>○</td></tr>
<tr><td>火山灰質粘性土</td><td>(OV),(VH_1),
(VH_2)</td><td>○</td></tr>
<tr><td>有機質土</td><td>(OL),(OH)</td><td>△</td><td>高含水比のものが多く、そのままでは機械施工によって締固めたり整形することが困難である。</td><td>乾燥による含水比の低下もしくは、土質改良用添加剤による土質改良、または良質土と粒土調整を行う。</td></tr>
<tr><td colspan="2">高有機質土</td><td>(P_t),(M_k)</td><td>×</td><td>含水比が高く、締固めが困難である。圧縮変形が大きく、また浸水乾燥などの環境変化に対しても安定性が悪い。</td><td></td></tr>
<tr><td colspan="6">○　使用可能なもの
△　必要に応じて対策を施せば、堤体材料として使用できるもの
×　堤体材料として不適当なもの</td></tr>
</table>

表 3.1.2　日本統一土質分類の定義と工学的分類体系

簡易分類名	土質名	定義又は説明			工学的分類体系との対応			
礫	礫 粗礫 中礫 細礫 砂礫	細粒分が5％未満	ほとんどの粒子が2～75mmの場合 〃 20～75mmの場合 〃 5～20mmの場合 〃 2～5mmの場合 かなりの砂分を含む礫		注1 〔G〕		{G}	G
	シルト 粘土 有機質土 火山灰 混り 礫 粗礫 中礫 細礫 砂礫	細粒分が5％以上15％未満	細粒分がシルト {M} 〃 粘土 {C} 〃 有機質土 {O} 〃 火山灰質粘性土 {V}		(G－M) (G－C) (G－O) (G－V)	(G-F)		
礫質土	シルト 粘土 有機 火山灰 質 礫 粗礫 中礫 細礫 砂礫	細粒分が15％以上50％未満	細粒分がシルト {M} 〃 粘土 {C} 〃 有機質土 {O} 〃 火山灰質粘性土 {V}		(GM) (GC) (GO) (GV)		注2 {GF}	
砂	礫混り砂 砂 粗砂 細砂	細粒分が5％未満	礫を含む砂 ほとんどが74μmから2.0mmの場合 〃 0.42mmから2.0mmの場合 〃 74μmから0.42mmの場合		注1 〔S〕		{S}	S
	シルト 粘土 有機質土 火山灰 混り 砂 粗砂 細砂	細粒分が5％以上15％未満	細粒分がシルト {M} 〃 粘性土 {C} 〃 有機質土 {O} 〃 火山灰質粘性土 {V}		(S－M) (S－C) (S－O) (S－V)	(S-F)		
砂質土	シルト 粘土 有機 火山灰 質 砂 粗砂 細砂	細粒分が15％以上50％未満	〃 シルト {M} 〃 粘性土 {C} 〃 有機質土 {O} 〃 火山灰質粘性土 {V}		(SM) (SC) (SO) (SV)		注2 {SF}	
シルト	砂質シルト シルト 粘土質シルト	細粒分が50％以上	砂分が目立つ	ダイレイタンシー現象が顕著で乾燥強さが低い。	$w_L<50$	(ML)	注2 {M}	F
			砂分が目立たない	シルトとシルト質粘土の中間的	$w_L\geqq50$	(MH)		
粘性土	砂質粘土 シルト質粘土 粘土		砂分が目立つ	ダイレイタンシー現象がなく、乾燥強さが高い、又は中ぐらい。	$w_L<50$	(CL)	注2 {C}	
			砂分が目立たない		$w_L\geqq50$	(CH)		
有機質土	有機質シルト 有機質シルト粘土 有機質砂質粘土 有機質粘土		有機成分を含み、黒色又は暗色で、有機臭がある	無機成分はシルト 無機成分はシルト質粘土 無機成分は砂質粘土	$w_L<50$	(OL)	注2 {O}	
	黒ぼく、関東ローム（黒色）など			無機成分は粘土	$w_L\geqq50$	(OH)		
火山灰質粘性土	灰土 関東ロームなど各地のローム			無機成分に火山灰質粘土		(OV)	{V}	
			火山灰質粘性土で $w_L<80$ 〃 $w_L\geqq80$			(VH1) (VH2)		
高有機質土	泥炭など 黒泥など	繊維質の高有機質土 分解の進んだ高有機質土				(Pt) (Mk)	{Pt}	

注1　〔G〕,〔S〕のうち粒度の良いもの、粒度の悪いものに分け（GW）,（GP）,（SW）,（SP）と細分をすることがある。
粒度が良い …… $U_c\geqq10$, $1<U_c'\leqq\sqrt{U_c}$
（GW）　U_c ：均等係数 D_{60}/D_{10}
（SW）　U_c' ：曲率係数 $(D_{30})^2/(D_{10}\times D_{60})$
粒度が悪い …… 上記の条件を満さないもの
（GP）
（SP）
注2　堤体材料として望ましい土質は {GF}, {SF}, {M}, {C} である。

ここで、堤体材料として望ましい土および評価の低い土を具体的に示せば次のとおりである。

(1) 堤体材料として望ましい土

堤体材料の基本条件を満足する土として、次のようなものが堤体材料としては望ましい。

① 粒度分布のよい土:これは締固めが十分行われるためにいろいろな粒径が含まれているのがよいためであるが、粗粒分は粒子のかみ合わせにより強度を発揮させるのに効果があり、細粒分は透水係数を小さくするのに必要であるから、これらが適当に配合されていることが堤体材料としては好都合である。

② 最大寸法は 10～15cm 以下：施工時のまき出し厚の制限から決まるものであるが、礫径の最大寸法があまりにも大きくなると、締固めの効果が十分に発揮されないことも生ずるので注意が必要である。

③ 細粒分(0.075 ㎜以下の粒子)が土質材料(75 ㎜以下の粒子)の 15%以上：不透水性を確保するための条件で、堤体漏水の多くはこの条件をはずれた材料の堤防にみられることが報告されている。

④ シルト分のあまり多くない土:降雨による浸食、浸透水によるのり面崩壊は水をある程度通しやすく、含水比の増加によりせん断抵抗の低下する土に起こった例が多いが、そのような状態になるのはシルト分の影響が大きいと考えられる。

⑤ 細粒分(0.075mm 以下の粒子)のあまり多くない土：細粒分が 50%以上のものは乾燥時にクラックの入る危険性があるので細粒分が 50%以下のものが望ましい。

以上のような点から考えると、望ましい材料は、**表 3.1.2** の土質分類名で言えば、{GF},{SF},{M},{C}に相当するものと考えられる。

(2) 堤体材料として評価の低い土

堤防に使用する材料は、(1)で示した条件に合致しないものが不適当な土であるということにはならない。(1)の条件をはずれるものは予想される事態（強度不足、漏水、軟弱化など）に対応する方策を講じて設計を行うべきであるが、一応堤体材料として適当でない材料としては次のようなものが考えられる。

① 細粒分(0.075 ㎜以下の土粒子)がほとんどない土

② 施工機械のトラフィカビリティの得られない土

③ 高有機質土

このうち、①は必ずしも適当でない土とは言いがたいが、単独では不透水性を確保することが困難なため、一応適当でない土に分類した。ただし、①の材料は十分締固めることによって粘性土よりも比較的大きいせん断強度が得られるので、次の場合等はこれを使用しても堤体は安定する。

㋑ 洪水継続時間が短かく堤体断面が大きい場合

㋺ 表のり護岸の遮水や裏のりの排水機能等の対策を施している場合

②は施工の面からの制約であって、同じ土で施工機械によってトラフィカビリティの要求値(コーン指数)が異なるので施工機械の選択の問題とあわせて判断し、機種の選定によってできるだけ近くで得られる土を利用するのが基本的な考えである。③は高含水量のため施工が困難なこともあるが、むしろ強度が十分でないこと、圧縮変形が大きいこと、有機物質が分解することなど、長期の安定に問題があって好ましくない材料である。

3) 評価の低い材料を用いる場合の対策[11)]

堤体材料として評価の低い材料およびトラフィカビリティが確保できない材料に対しては、対策工として次のような手法をとることによ

---

11) 評価の低い材料を用いる場合の対策としては、堤防断面を拡大したり、部位を指定して使用することも考えられる。

って堤体材料として使用が可能となる。

① 他の土質との混合:粒度分布の悪い土に欠けている粒径を補うもので、砂質系のものには細粒土を混合して透水係数を下げ、粘性土系のものには砂質系の土を入れて含水比を下げ、強度を上げて施工を容易にする。

② 乾燥による含水比低下:トラフィカビリティの得られない土を地山でのトレンチによる排水、仮置きによる曝気乾燥などで改良する。

③ 添加剤による土質改良:石灰系,セメント系などの改良剤を添加して土質改良を行う。

(1) 他の土質との混合による粒度調整

この方法は粒度分布の悪い土に対して、その土に欠けている粒径を他の土から補うことにより土の性質を改良するもので、河川堤防では主に次のような目的でおこなわれている。

① 透水性の大きい砂質土に対し、細粒土を混合して盛土材料として適切な透水性となるように粒度の調整を行う。例えば(SW)に(CL)を混合して(SC)に調整する等である。

② 粘性土に粗粒土を混合して、乾燥収縮によるクラックの発生しやすい性質を粒度調整により改良する。例えば(CH)または(CL)に(SP)などを混合して(SM)に調整する等で、一例を示すと**図 3.1.3** のとおりである。

以上のように粒度調整は性質の異なる 2 種以上の土を混合して、堤体材料として目的に応じた土に粒度分布を改良するものであることから、改良後(粒度調整後)の土は堤体材料として適した性質を有していることになる。したがって、粒度調整された土は改良後の土の性質で評価しても問題は無く、一般的な堤体材料と同様な取扱いをして盛土にすれば、完成後の堤体安定度の評価は望ましい材料を用いた場合と同等になる。

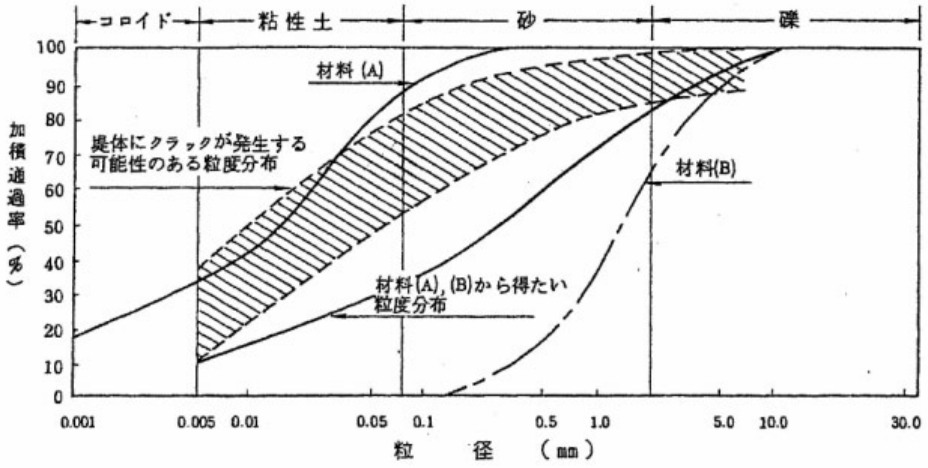


図 3.1.3　粒度調整の説明図

ただし、粒度調整では混合しようとする2種以上の土をできるだけ均質に混合することが重要であり、一方の性質の土が一部に集中して盛土されることがないように注意しなければならず、施工(混合)機械としては粘性土の粉砕・混合効果の高いスタビライザを採用するのが望ましい。（第4章参照）

(2)　乾燥などによる含水比の低下

この方法は土の自然含水比が締固め規定で設定された施工含水比の範囲に入らない場合において、乾燥およびトレンチ掘削などによって材料の含水量を調整した後、盛土をおこなうものである。したがって、この方式が用いられる土は、含水量の状態を除けば、本来、堤体の盛土材料として適した性質を十分に有している土であり、処置後の盛土材を堤体に用いれば一般的な材料を用いた場合と何ら変るところはない。

含水比の調整は土質に応じて次の範囲になるまでおこなう。

・砂質土：施工含水比を $\overline{Dc}$（締固め度の平均値）≧90%の締固め度が得られる湿潤側の含水比の範囲内に調整する。

・粘性土：締固め機械のトラフィカビリティが得られる限界とする。

なお、粘性土では乾燥などによる含水比の低下工法は一般に効果

が少ないといわれ、期間，作業速度，作業面積などで不利な条件が多くなる。このためトラフィカビリティを確保するために、添加材による土質安定処理工法(土質改良工法)を併用する場合がある。

(3) 添加材による土質安定処理

この方法は高含水比の粘性土などのようなトラフィカビリティの不足する土に対して、石灰やセメントを用いて土質を安定処理しようとするものである。

各添加材の固化機構は次の通りである。

・石　　灰:石灰が土中水と反応して、吸水、発熱作用を生じ、周辺の土から脱水することを主要因とする。また、長期的にはポゾラン反応によって化学的に固結する。このため石灰による反応時間はセメントに比較して長時間が必要とされている。

・セメント:セメントは土中水と反応して水和硬化を生じ、土粒子との化学的結合によって硬化する。また、長期的にはポゾラン反応による硬化の向上もあるが、硬化作用のほとんどが水和硬化によっている。

セメントの硬化時間は石灰と比較して短かく、土との混合後 3～7 日程度でほとんどの硬化が終了する。

土質安定処理土を堤体に用いる場合、その処理目的はトラフィカビリティの確保にある。締固め機械に普通ブルドーザを用いるとすれば、改良土の必要コーン指数(q_c)は 500～700kN/㎡(5～7kgf/cm^2)程度であり、土質安定処理としては低強度である。

なお、土質安定処理工法によって築堤した場合、土質，添加材，混合率，混合方法によっては、完成後の堤体に乾燥収縮によるヘアークラックが発生することがある。したがって、室内試験による基礎的な検討を行い、できれば試験施工による検証を行った上で、工法を決定するのがよい。

3.1.4　締固め度の規定

1)　締固めの意義

土を締固めて密度を高めると一般に土の諸性質は向上し、圧縮性，強度特性，透水性などの工学的特性は改善されるのが普通である。また、よく締固められた土ほど外力に対し安定性(恒久性)が向上する。

土の締固められた状態は土質および含水比状態によって大きく変化することはもちろんであるが､締固めエネルギーおよびその締固め方法によっても大きく左右される。

特定の締固め方法ならびに締固めエネルギーによって土を締固めた時､土粒子間隙を最小(すなわち乾燥密度を最大)にする含水比をその締固め条件における最適含水比(ω_{opt})といい、これに対応する乾燥密度を最大乾燥密度(ρ_{dmax})という。

最適含水比,最大乾燥密度に締固められた土は､その締固めの条件のもとでは間隙が最小であるうえに、間隙中の空気間隙がその締固めエネルギーでは排除し得ない程度しか残されていないから、締固めた後に水の浸潤を受けても、吸水する余地が僅かであり、水浸による性質の変化が微小であるという特色がある。一方、締固めた土の強度特性は土粒子あるいは土粒子構造間の水分の量によって変化するが、締固め直後の状態では最適含水比よりやや低い含水比における強度,変形抵抗が最大で、圧縮性が最小であることが認められている。このことは、これらの性質が含水状態によって顕著に影響される細粒土ほど明瞭である。しかしながら、最適含水比より含水比の低い土が水浸を受けると､最適含水比,最大乾燥密度におけるよりも相対的に大きな空気間隙を残しているから吸水膨潤し、優れていた強度特性は低下し、最適含水比,最大乾燥密度の状態に締固められた場合よりも劣化するのが一般的である。

河川堤防は河川水から堤内地を遮断するために設けられた構造物であり、土構造物である以上、常に水の浸入を受けることになる。このため、河川堤防に対する締固めの目的は浸水に対する耐久性が第一義に求められるから、最大乾燥密度，最適含水比の状態にあることが最

も望ましいことがわかる。

すでに述べたように、最適含水比よりも乾燥側にある土では、締固め直後に十分な強度をもっていても、浸水の影響により強度が低下するので、乾燥密度はそれだけで盛土の耐久性を示すものではない。すなわち、締固め時の含水比の範囲を規定することによってはじめて乾燥密度が意味をもってくるのである。

また、土が決まっていても、締固めの手段，締固めエネルギーの加え方が変わると最大乾燥密度，最適含水比はかなり変化し、それにともない締固めた土の強度特性は相違してくる。しかし、締固め条件が異なってもそれぞれの最適含水比,最大乾燥密度に締固められた土は、相対的に水浸に対して耐久性が強いという点において共通している。したがって、締固めた土の性質の恒久性を確保するための条件としては、乾燥密度を高くするということより、間隙中の空気間隙(空気間隙率)、あるいは間隙中の水分の占める割合（飽和度)を、いずれの最大乾燥密度,最適含水比にもほぼ共通的にみられる特定の値以内にするということであり、ここに細粒土の締固め度規定に空気間隙率あるいは飽和度が採用される意義がある。

堤体の設計ということで言えば、締固めた土の性質の恒久性を確保したうえで、土構造物として要求される強度,変形抵抗および圧縮抵抗と含水比の関係を知り、施工含水比を規制するという方向が最も理想的であろう。

従来、河川土工などの締固めにおいて最も広く用いられている JIS A 1210 などの標準締固め試験の最大乾燥密度,最適含水比を基準にして締固め度,施工含水比を規定する方式は、上記 2 つの要求をすべて包含しているとの経験的な判断に立っているものである。したがって、自然含水比が最適含水比より著しく高い粘性土や基準試験の最大乾燥密度が試験法によって大幅に変化するような特殊土に遭遇した場合は、①恒久性を確保するための締固め度規定と、②締固め土の品質が設計上の要求を満足するための規定(たとえば施工含水比規定)に分けて最も合理的な方法を追求すべきである。

2) 締固め規定

盛土工にあたっては、どのように土を締固めるかを仕様書に明確に規定することは、盛土の品質を確実なものにするために欠くことのできないことである。

規定の方式には大別して品質規定方式と工法規定方式の2つがある。河川堤防では締固め基準として品質規定方式によることを原則とするが、両者の適用にはそれぞれの適・不適があるから、それぞれの特色をよく理解し、工事の性格,規模,土質条件など現場の状況をよく考えたうえでいずれかを選択し、実施することになる。

いずれの方式を用いて盛土の品質管理をおこなうにしても、実際の盛土に使用される土質材料は、程度の差こそあれ土質が変化するのが普通である。特に、河川土工では盛土材の入手方法から同一現場であっても取扱う土質が変化する可能性が大きく、現場では土質の変化を的確に判断して、できあがった盛土の品質が均質になるように心掛けることが大切である。

このためには、日常的な管理が重要であり、盛土の品質に不備な点が見られた場合には、再度の締固めなどの具体的な是正処置を実施することが大切である。

(1) 品質規定方式

盛土に必要な品質を仕様書に明示し、締固めの方法については施工者にゆだねるという方式で、検査の対象となるのは盛土の品質の規定に対する合否である。施工者は施工の過程において常に品質管理を行い、締固め工法を調整していかなければならない。

最近の請負工事においては、請負契約の性格上最も合理的な方式と目され、内外の多くの機関においてもこの方式が採用されている。

品質を規定する方式には次のような種類がある。

① 基準試験の最大乾燥密度,最適含水比を利用する方法(乾燥密度規定と略称)

締固めた土の乾燥密度と基準の締固め試験の最大乾燥密度の比(締固め度と略称)が規定値以上になっていること、および施工含水比がその最適含水比を基準として規定された範囲内にあることを

要求する方法である。一般に、土の現場密度測定は JIS A 1214「砂置換法による土の密度試験方法」によることが多いが、最近ではラジオアイソトープによる方法(RI 法)も多く用いられるようになってきている。この RI 法による測定は作業が簡便で、測定結果がその場で判定できるなど、品質管理の調査法としては有利な点が多く、測定結果を施工に反映することを容易にする。こうしたことから、今後、盛土の品質管理用測定器として積極的に導入すべき手法と考えられる。具体的には「第 5 章第 3 節」を参考とするとよいが、基本的には是正処置が的確に行えるように日常的な管理には RI 法を用いるものとした。品質の最終的な確認(必須管理と称す)は砂置換法によることを基本とし、その測定結果は記録として残すものとした。

一方、基準の締固め試験には JIS A 1210「突固めによる土の締固め試験方法」が用いられ、河川土工では盛土の密度管理を目的として通常、**表 2.2.1** の呼び名Ａが採用されている。なお、詳細な適用法は第 2 章を参考するとよい。

従来、河川堤防では盛土の品質を確保するため、締固め度を下限値で規定してきた。しかし、使用する材料が天然の土であるため、材質には若干なりともバラツキを有しているのが実際である。このため、代表的なサンプルを用いて基準密度を設定しても、必ずしも品質管理上の代表値とはなり得ないことがあり、その適用には必然的に限界がある。したがって、盛土の品質規定値は下限値よりも平均値で設定しておくことが現実的であり、また効果的な管理手法となるものと判断されるが、盛土品質の一定化を図るということでは、下限値を設定することも重要である。そこでここでは平均値と下限値の双方で規定することとし、規定値を次のように設定した[12)]。

---

12) 平均値規定に関しては現場での品質管理が難しいとの意見がある。本マニュアルではこのようなことを考慮して日常管理を導入し、管理能力図を作成して品質管理を行うことを要請しているわけである。このため管理業務が複雑化,煩雑化することは避けられないが、堤体の質的向上こそ最優先に考えるべきである。

ただし、築堤に用いる土質材料によっては、平均締固め度が 90%以上確保できない場合がある。このような場合は試験施工により締固め度を確認し、使用する土質材料に適合した締固め管理基準を設定する必要がある。

平均締固め度：$\overline{Dc}$=90%以上

締固め度品質下限値：Dc=80%

図 3.1.4 はこれを突固め曲線の上で示したものである。

締固め度による規定方式は早くから使用されており、実績も多い。しかし、前述したように、土質の変化が多い現場では基準試験をその都度実施して土質に応じた最大乾燥密度を設定しなくてはならず、また、自然含水比が高く施工含水比が締固め度の規定範囲を越えているような粘性土では適用し難いなどの問題もある。このようなことから、ここでは乾燥密度規定の適用土質の目安を**表 3.1.2** に示す日本統一土質分類における{SF},{S},{GF}の粗粒土とした。

なお、締固め度が品質下限値（Dc=80%）を越えていても、自然含水比が最適含水比よりも乾燥側にある土に対しては、浸水時に強度が減少することもあるので注意しなくてはならない。

また、礫{G}などでは礫分の影響から基準密度の設定などに問題もあり、粗粒土であっても乾燥密度規定の適用が困難である。したがって、こうした土では後述する工法規定方式の適用が望ましい。

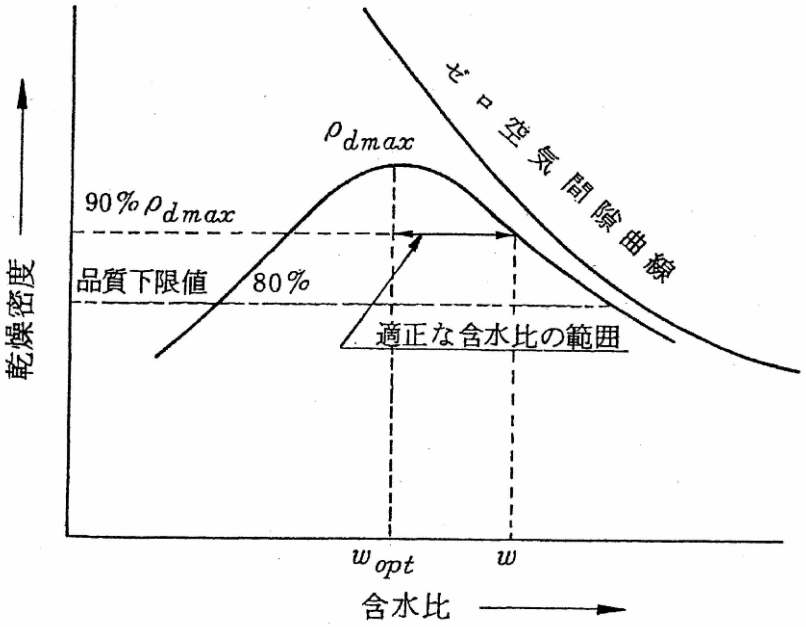


図 3.1.4　土の突固め曲線

表 3.1.3　締固め度の規定

土質分類 / 名称	粗粒質	砂質土 {SF} (15%≦－74μm＜25%)	砂質土 {SF} (25%≦－74μm＜50%)	粘性土 C_S
締固め度(D_c)	$\overline{Dc}=90\%$	$\overline{Dc}=90\%$	—	—
施工含水比(ω_n)	—	—	トラフィカビリティーを確保しうる範囲	トラフィカビリティーを確保しうる範囲
空気間隙率(V_a)	—	—	V_a≦15%	2%≦V_a≦10%
飽和度(S_r)	—	—	—	85%≦S_r≦95%
品質合格率(%)	—	—	90%	90%
品質下限値	$Dc=80\%$		—	—

○基準締固め試験は A-a 法とする

② 空気間隙率または飽和度を施工含水比で規定する方法(空気間隙率または飽和度規定と略称)

ここでは締固めた土の性質を恒久的に確保する条件として、空気間隙率または飽和度を**表 3.1.3** のように規定し、一方締固めた土の強度、変形特性が設計を満足する範囲に施工含水比を規定する方法

で管理するものとした。

この方式は従来、乾燥密度規定が適用しにくい土質、特に高含水比の粘性土に対して利用されてきた。自然含水比の大きさは粒度分布にも関係があり、一般に日本においては、細粒土分の多い土質は自然含水比が高く、粗粒土では乾燥傾向にあるものが多い。乾燥した粗粒材料は通常の施工では空気間隙率を小さくすることは困難であるが、こうした状態でも十分な強度を有しており、一般には安定上の問題は少なく、また水が及ぼす影響が粘性土に比べればはるかに少ない。このような材料の性質から見れば、空気間隙率管理の適用範囲は粒度分布に着目して考えるべきである。**図 3.1.5** は通常の締固めを基本とした試験工事の調査結果を上記の観点から整理したものであるが、この図からは空気間隙率管理の適用範囲を 75μm 通過分が 25%より多い土と考えることができる。

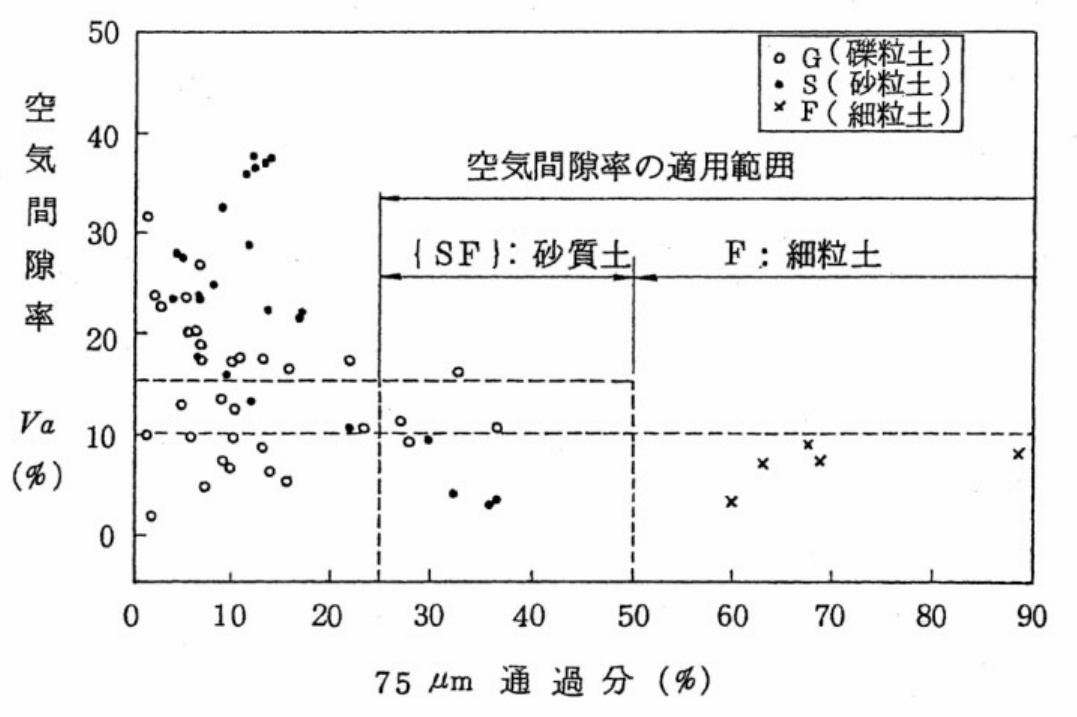


図 3.1.5　75μm ふるい通過分と実測空気間隙率の関係

表 3.1.3 はこうした観点を含めて規定したもので、同表の砂質土{ＳＦ}については乾燥密度規定および空気間隙率規定のいずれの規定方式によっても品質管理が可能なものとする。[13]また、粘性土については空気間隙率の下限値を 2%程度、飽和度の上限値を 95%程度と見なすべきであり、これを超えると過転圧の状態になることが多い。過転圧が発生しそうな場合は、現場での締固め状況を十分に観察し、目視によって締固めを止めれば良い。空気間隙率(V_a)および飽和度(S_r)は現場において土の湿潤密度(ρ_t)および含水比(ω)を測定することによって次式から算出する。

乾燥密度 $$\rho_d = \frac{100\rho_t}{100+\omega}\left(g/cm^3\right) \quad \cdots\cdots (3.1)$$

空気間隙率 $$V_a = 100 - \frac{\rho_d}{\rho_\omega}\left(\frac{100}{\rho_s}+\omega\right)(\%) \quad \cdots\cdots (3.2)$$

飽和度 $$S_r = \frac{\omega}{\dfrac{\rho_\omega}{\rho_d}-\dfrac{1}{\rho_s}}(\%) \quad \cdots\cdots (3.3)$$

ここに ρ_d は乾燥密度、ρ_w は水の密度≒1g/cm^3、ρ_s は土粒子の密度である。この方式では基準の締固め試験を行う必要はないが、土粒子の密度を知ることが必要になる。しかし、土粒子の密度は土質調査段階で求められていることが多いし、土質の変化に伴う基準締固め試験の最大乾燥度(ρ_{dmax}),最適含水比(ω_{opt})の変動とくらべれば、その変化は微小であるのが普通で、現場で識別される代表的な土についてその値を知っておく程度で実用上十分である。

また、施工含水比の規定としては、その含水比の上限をトラフィカビリティの満足し得る限界で定めるのが一般的である。

---

13) 飽和度および空気間隙率規定を導入したことで堤防の質的低下を心配する向きもあるが、密度管理が不適当な土とはシルト、粘土、火山灰質粘土のことであり、必ずしも評価の低い土ということではない。

(2) 工法規定方式

盛土の締固めにあたって、使用する締固め機械の機種，締固め回数などの工法そのものを仕様書に規定する方式である。

工法規定方式は工事の監督ならびに施工の管理が品質規定の場合より直接的でわかりやすいという長所があること、さらに土質に応じての締固め手段の選択についてはかなり標準的見解がまとまってきていることを考えれば、現場の状況に応じて工法規定方式を活用し得る場合も多いと思われる。

土質条件が複雑であったり、構造物工事と錯綜した盛土現場における経験の浅い施工者に対しては、品質規定方式を適用した場合よりも、工法規定によって所定の締固め機械が作業している実態を確認した方が、結果的に質のよい盛土が得られる可能性がある。特に材料が礫質土{G}などでは有効な管理と考えられる。

なお、工法規定方式では現場における締固め試験によって盛土の品質を確認し、仕様の適否をチェックし、最終的に締固め機種と締固め回数およびまき出し厚さ等を決定することが望まれる。

第 3.2 節　軟弱地盤対策

3.2.1 設計の手順

一般に河川の中下流部は、沖積層のシルト，粘土，砂質土等の細粒土が分布し、しかもその多くは含水比が高く、地下水位の浅い軟弱地盤を構成する。このような軟弱地盤上に堤防を建設する場合、堤体自体の設計は、すでに述べたように材料選定と締固め規定で対応できるが、基礎地盤には次に示すような問題点が生じ、その対応策が必要である。

① 基礎地盤の支持力不足によるすべり破壊

② 基礎地盤の圧縮性が大きいために生ずる過大な沈下堤防が通常の土堤の場合、沈下が過大なものでなければ余盛あるいは築堤後の補修により対処することもできるが､樋門､樋管等の構造物と近接していたり、これを内部に埋設している場合、あるいはのり面をコンクリートで被覆していたり、天端にパラペットウォールをのせていたりする場合には、損傷の原因になるので過大な残留沈下は許されない。

一般に、堤防の高さ，天端幅，小段，のり勾配等の断面形状は、その河川の水理機能、洪水時の浸透，洗掘などに対する安定性等から定まるので、ここでいう設計とは、そのような所定の断面構造の堤防を築造する上で、工期・工費・完成後の状態等の条件を考慮して、構造物として安定であるかどうかをチェックし､何らかの対策が必要であるかどうか、さらにどのような対策工法を施すか、また、どの程度の規模の処理が必要であるかを決定することである。設計の進め方は**図 3.2.1** に示したとおりで、堤体の断面形状から重量，築造過程等の荷重条件を設定し、まず無処理の場合について築造全過程を通じて所定の安全率を下回らないかどうかのチェックを行うとともに､完成後の残留沈下量の推定を行い、工期等と合わせて無処理での築造が現実的かどうかの判定を行う。次に何らかの処理が必要と考えられる場合、対策工法のいくつかについて条件を設定し、先と同様に安定性，沈下量，工期，工費の検討を行い、妥当な対策工法を総合的に判定する。

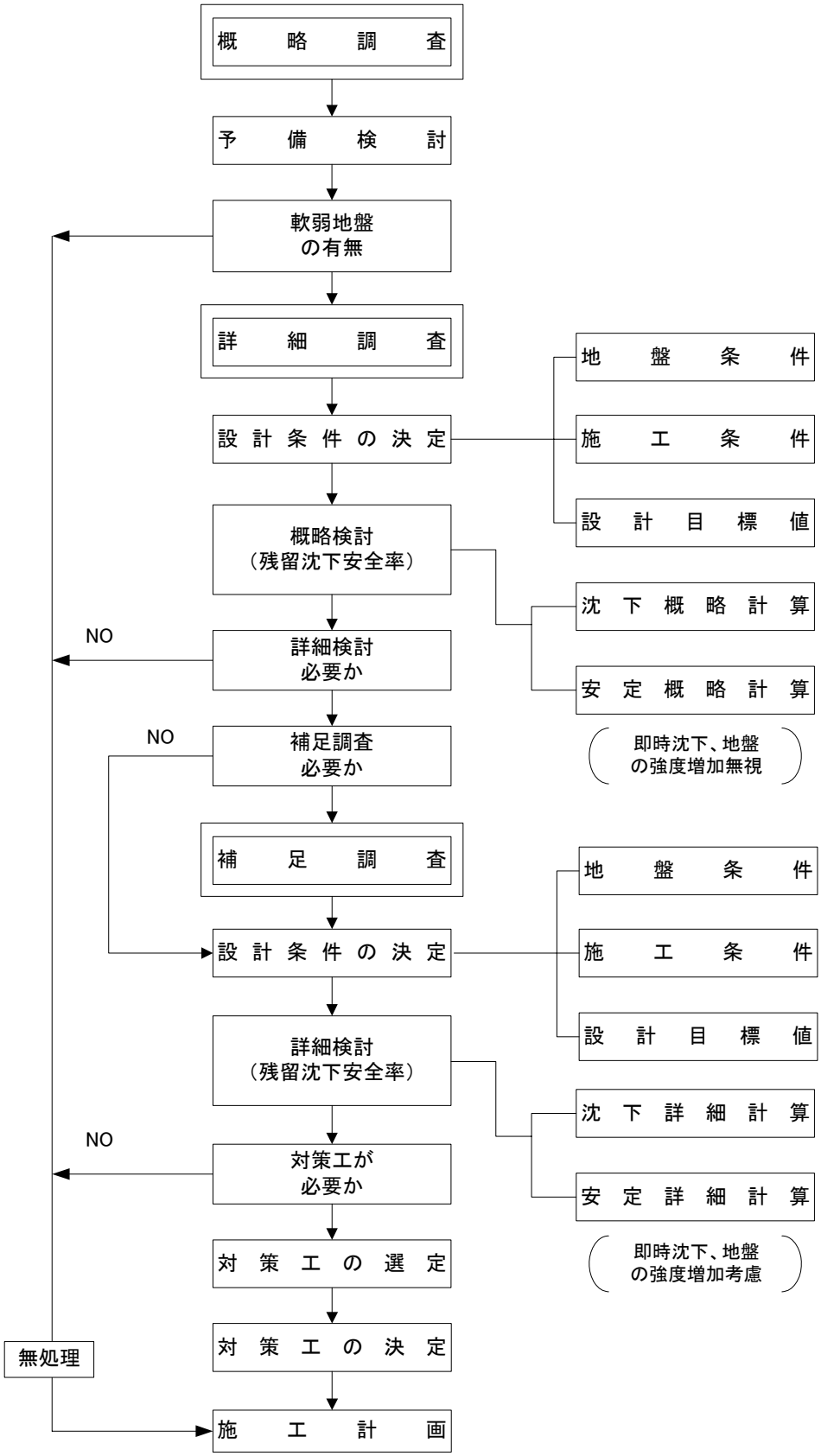


図 3.2.1　軟弱地盤検討の手順

3.2.2　軟弱地盤の安定

1)　概　説

堤防が載荷された軟弱地盤には、主として土の圧密にともなって地盤の体積が減少することによる変形および土のせん断にともなって地盤の形状が変わることによる変形が生じる。

堤防盛土が立上るにつれて盛土下の地盤は沈下し、側方に変位して盛土側方の地盤は隆起する。沈下量,隆起量および隆起の及ぶ範囲などは盛土高が高くなるにつれて著しく増大し、盛土荷重が地盤の極限支持力をこえたとき、図 3.2.2 に示したようなすべり面に沿って盛土は破壊する。いま、図 3.2.3 (a)に示したようにV_1の速度で盛土を施工し、盛土高がH_Eに達した時間t_1における盛土中央直下の沈下量St_1であったとする。この時点で盛土を終りそのまま放置すれば地盤の圧密が徐々に進んで安定に向い、全沈下量にS_{f1}まで達して沈下が終る。

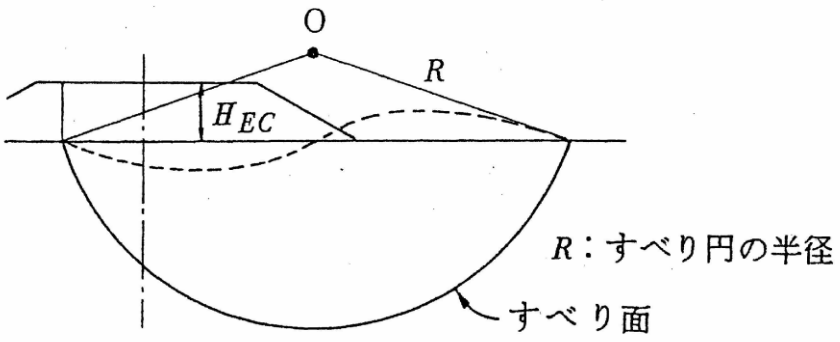


図 3.2.2　盛土の破壊

V ：盛土速度

St ：時間 t における沈下量

S_f ：最終沈下量

F_s ：すべり安全率

H_{EC} ：限界盛土高

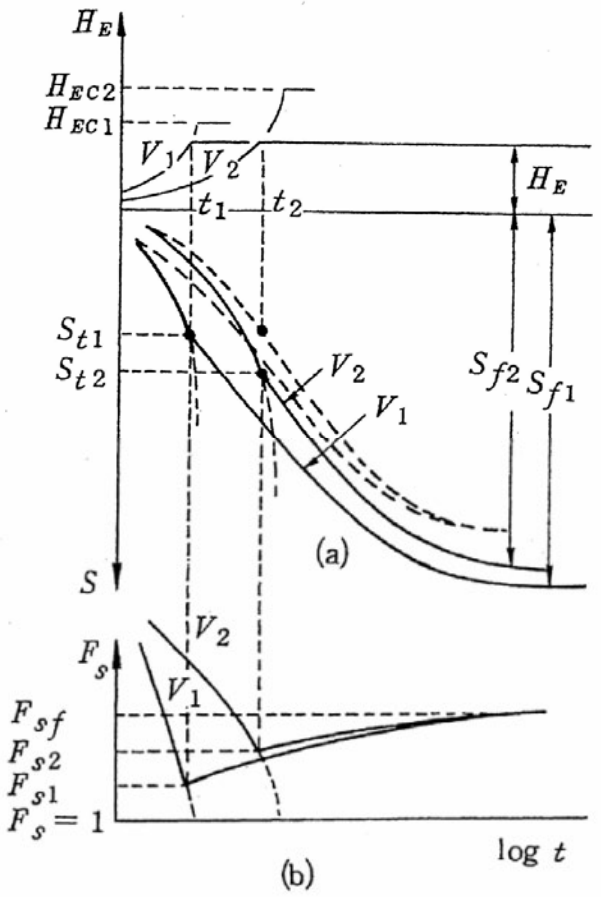


図 3.2.3　盛土速度と地盤の沈下量およびすべり安全率

もし、時間 t_1 の後も引き続いて盛土を行ったものとすれば、破線で示したように沈下が急増し、限界盛土高 H_{EC1} まで盛り上げたとき地盤のすべり破壊を生じる。以上の関係を安全率の時間経過で示したものが図 3.2.3(b)である。

また、盛土速度が V_1 よりもはるかに遅い V_2 であったとすれば、盛土が立上る間の地盤の圧密は、同じ盛土高における V_1 の場合より多く進むことができるので、H_{EC1} より高い限界盛土高 H_{EC2} まで盛土を行うことが可能になる。この関係は図 3.2.3 における盛土速度 V_1 と V_2 の沈下および安全率の時間経過を見れば明らかで、より安全に、より高くまで盛土するためには、地盤の圧密に見合ったゆっくりした速度で盛土することが必要である。

2) 設計条件の設定[14)]

(1) 地盤条件

概略調査および詳細調査の結果にもとづいて地盤条件を決定する。

(2) 施工条件

① 盛土の形状・寸法

一般に計画高までの盛土のみを対象にして検討を進めるが、堤防上を管理用道路とする場合は必要に応じて交通荷重を加えた検討も行っておく。また、沈下量が大きい場合には余盛分を考慮する必要がある。

② 盛土の単位体積重量

設計段階で盛土の性質を明らかにできない場合も多いが、そのときは盛土の単位体積重量γ_Eを次のように仮定してもよい。

盛土材料	γ_E kN/m³(tf/m³)
礫、礫質土	20 (2.0)
砂、砂質土	19 (1.9)
シルト粘性土(W_L≦50%)	18 (1.8)
火山灰質粘性土	15 (1.5)

(「道路土工－軟弱地盤対策工指針」(S61.11) による)

(3) 設計目標値

盛土の安定に関する設計目標値は、原則として最小安全率でF_s=1.20 程度とする。ただし、地盤の強度増加を図りながら徐々に盛り上げる緩速施工や、動態観測による十分な安定管理を行う場合には、最小安全率を若干低めに設定することができる。

---

14) どの時点を検討の対象とするかについては、軟弱地盤の性状、盛土の規模、施工期間等をもとに充分に吟味する必要がある。また、それぞれの時点の安全度(率)の目標値をどのよう に考えるか、供用開始時の検討には外水の浸透を見込むのか、余盛をどのように扱うのか等についても考慮しなければならない。

3) 安定計算方法

標準的な構造の堤防である土堤では、円弧すべり面法により安定計算を行い、いくつかの円についての計算から最小安全率を求める。円弧すべり面法では、**図 3.2.4** に示すようにすべり円の中心およびその半径を設定してすべり円弧を仮想し、この円弧内に含まれる土塊を適当な幅の鉛直細片に分割し、(3.4)式により安全率 Fs を計算する。

$$F_s = \frac{\Sigma\{c_i \cdot \ell_i + (W_i - u_i \cdot b_i)\cos\theta_i \cdot \tan\phi_i\}}{\sum W_i \cdot \sin\theta_i} \quad \cdots\cdots \quad (3.4)$$

ここに　W_i：分割片の全重量

u_i：すべり面上の間隙水圧

c_i：すべり面上の土の粘着力

ϕ_i：すべり面上の土の内部摩擦角

ℓ_i：円弧の長さ

b_i：スライスの幅

θ_i：円弧の中央における法線と鉛直線のなす角

実際に生じるすべり面の形状は複雑な曲面をなすことが多いが、円形と仮定しても実用上問題はない。分割する細片の数は盛土の断面形状や軟弱層の土層区分などによって一概に言えないが、細片の数を増してもそれほど精度はよくならないので 10 分割程度で十分である。

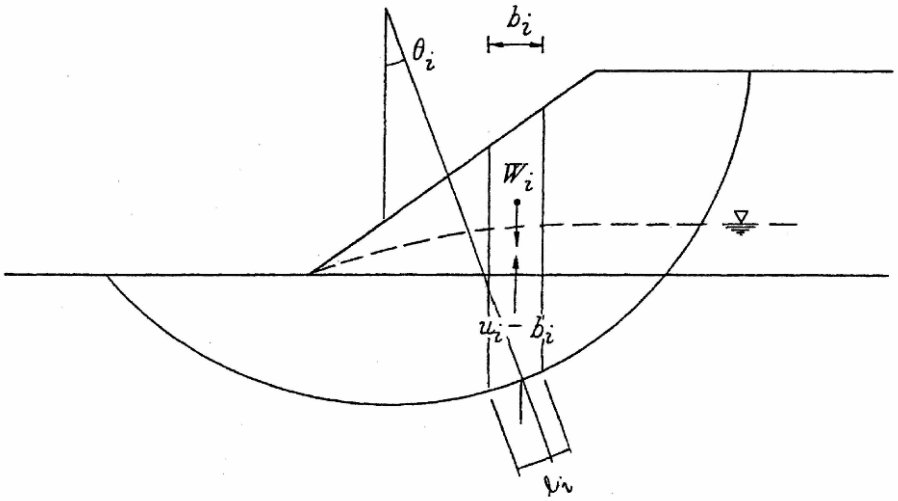


図 3.2.4　分割法による安定計算

また、基礎地盤の圧密にともなう強度増加を考慮した全応力法によって、盛土のすべり破壊に対する安全率を求めることを標準とする。この場合、すべり面に沿う各細片部の土の粘着力c_uは、圧密を考慮して次式から求めた値を用いる(図 3.2.5 参照)。

$$c_u = c_{uo} + m \cdot (p_o - p'_c + \Delta p) \cdot U \quad \cdots\cdots (3.5)$$

ただし　$p_o + \Delta p \leqq p'_c$ では $c_u = c_{uo}$

$p_o + \Delta p > p'_c$ では $c_u = m \cdot p_t$

$$= m \cdot \{p'_c + (p_o - p'_c + \Delta p) \cdot U\}$$

$$= c_{uo} + m \cdot (p_o - p'_c + \Delta p) \cdot U$$

ここに　c_{uo}：盛土前の原地盤における土の粘着力(kN/㎡)

m：強度増加率

p_o：盛土前土かぶり圧(kN/㎡)

p'_c：$p'_c = c_{uo} / m$ (kN/㎡)

Δp：盛土荷重によってすべり面の土に生じる増加応力(kN/㎡)

U：すべり面の土の圧密度

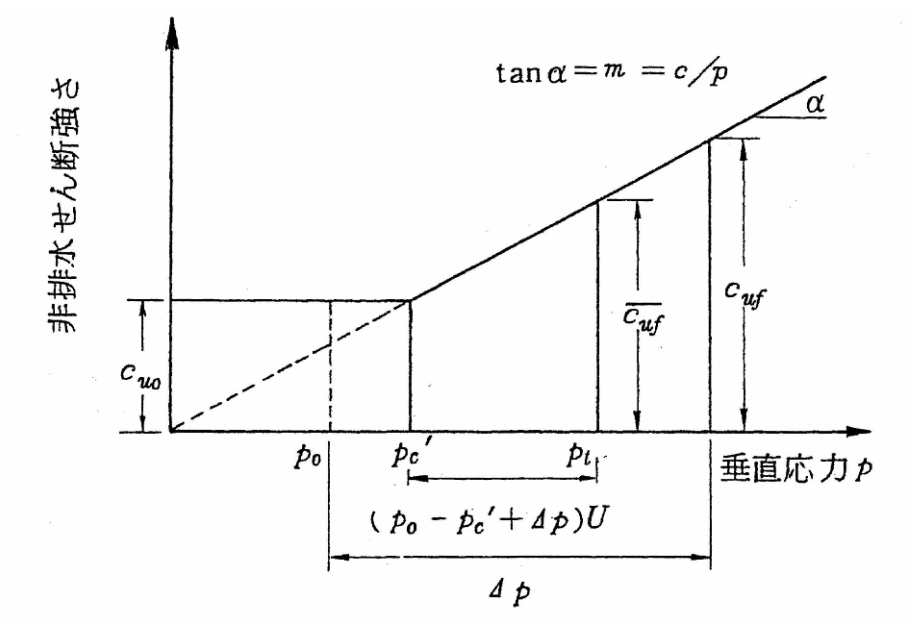


図 3.2.5　圧密による強度増加を考慮したせん断強さ

安定計算にあたっては、次の点に留意する必要がある。[15)]

(1) **増加応力 Δp**

盛土荷重によってすべり面の土に生じる増加応力を厳密に求めることは困難なので、通常は**図 3.2.6** に示すオスターバーグの図表を用い、盛土荷重によって各細片ごとのすべり面の位置に生じる鉛直応力を求め、この値を増加応力とする。

増加応力 Δp は次式によって求める。

$$\Delta p = I \cdot q_E = I \cdot H_E \cdot \gamma_E \quad \cdots\cdots (3.6)$$

ここに　Δp　：深さにおける増加荷重(kN/㎡)

I　：影響係数

q_E　：盛土荷重(kN/㎡)

H_E　：盛土高さ(m)

γ_E　：盛土の単位体積重量(kN/㎥)

15) 海成粘土が地下水に洗われるような場合、その部分の強度が極端に低下していることがある。実際に、厚さ 30m に及ぶ沖積粘土層の下部にこのような現象が見られ、築堤時に大きな変状が発生した事例があり、通常の安定計算のみでは判断を誤まることがあるので注意を要する。

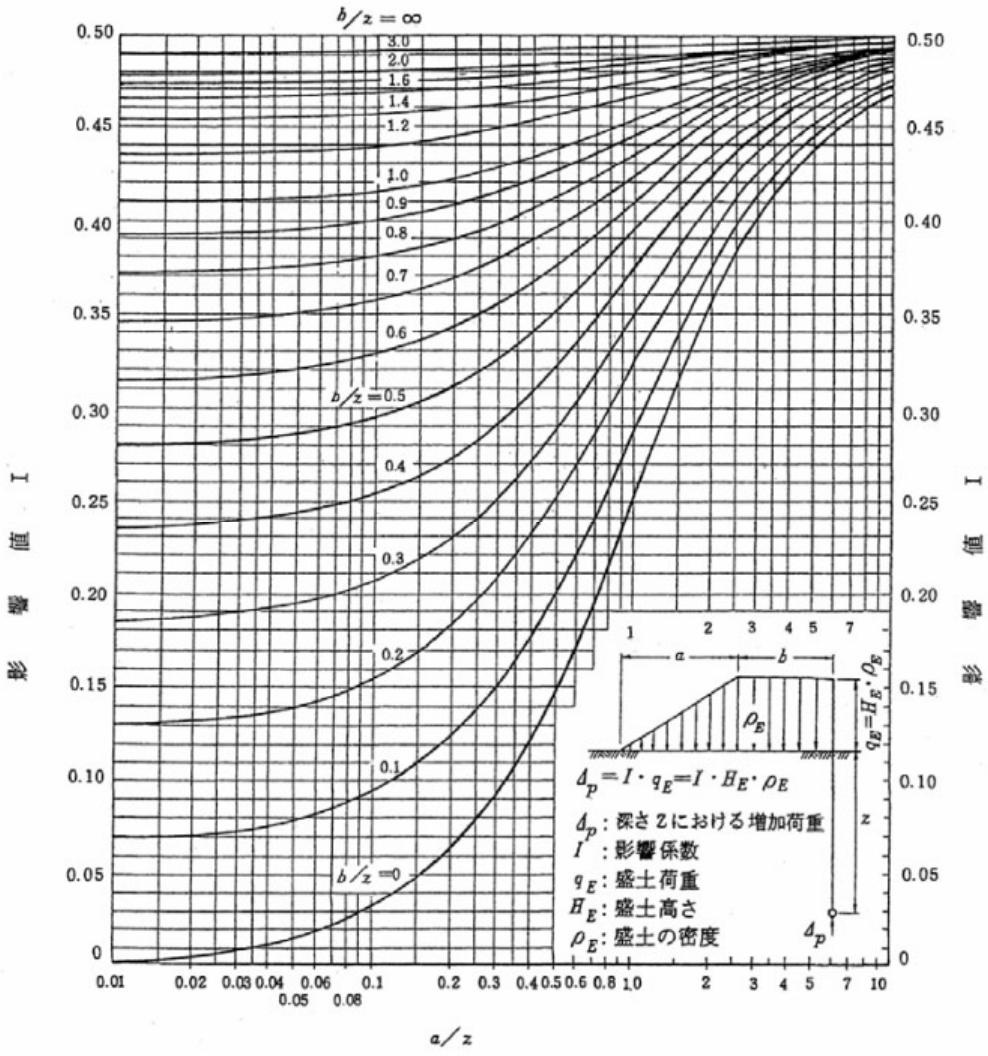


図 3.2.6　台形荷重による鉛直地中応力影響値

（オスターバーグの図）

(2)　すべり面の土の圧密度 U

通常は安定計算の対象となる盛土高に達したときの軟弱層の平均圧密度 U を用いていることが多い。しかしできる限り各土層ごとに圧密度を求め、各細片に含まれるすべり面の土の圧密度とすることが望ましい。

(3)　高い盛土の安定計算

軟弱層厚に比べかなり高い盛土の安定性は、盛土が計画高に達するまでに問題になることが多いので、図 3.2.7 に示すように最

終盛土高 H_{E2} に対して安定を計算するだけでなく、盛土途中の安定(たとえば盛土高 H_{E1} など)についても検討を加える必要がある。

また、高い盛土の安定計算を行う場合は、(3.7)式で求めたテンションクラックを考慮したすべり面のほかに、**図 3.2.7** に示すように盛土全高におよぶクラックが生じるとしたすべり面についても計算を行っておくことが望ましい。

$$zt = \frac{2 \cdot c}{\gamma_E} \tan\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) \qquad \cdot\cdot\cdot\cdot (3.7)$$

ここに　zt　：テンションクラックの深さ(m)

γ_E　：盛土の単位体積重量(kN/m³)

c　：盛土の粘着力(kN/m²)

ϕ　：盛土のせん断抵抗角(°)

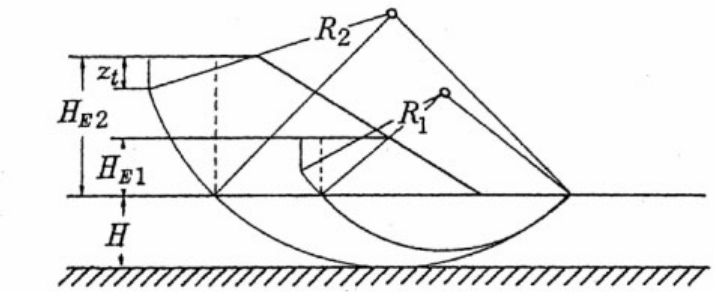


図 3.2.7　高い盛土の安定計算

(4)　せん断強さの減少

シルトや有機質土のように塑性指数や鋭敏比の高い土の場合は、土が著しく変位したり乱されたりすることによってせん断強さがかなり低下する。したがって、このような土が堆積している泥炭質地盤などに盛土する場合は、地盤改良などにともなう土の乱れや局所的な強度の減少、進行性破壊などを考慮して、できるだけ盛土速度を遅くしたり、強度増加率を通常よりも小さく考えて設計するのがよい。

(5) その他の安定計算方法

軟弱地盤上での築堤盛土の安定性は前述したように、全応力法によって解析されることが多い。しかし、湖沼等に堆積した沖積粘性土で、かつ塑性指数 Ip が 80 以上の不安定な粘性土は、全応力解析の円弧すべり計算のみでは合わないことがあり、円弧すべり計算では F_s=1.20 を確保していても、築堤時にすべりが発生することがあるので注意を要する。また、堤防の長期的安定性や、浸透流解析によって浸潤線が上昇して地下水の影響をうける時は、一般的に円弧すべりによる有効応力法の解析が用いられている。

なお、円弧すべりによる安定計算法は、スウェーデン法、米国開拓局法等とも呼ばれる簡易分割法が最も広く用いられており、現在は土構造物や斜面の安定計算として一般的である。

このほか、すべり土塊の分割片の接する側面の内力を考慮するビショップ法（厳密法および簡易法）、非円弧すべり面に適用できるヤンブーの方法などがある。また、浸透により法尻部が浸透水圧および土圧により押し出される時の安定を考える斎藤の方法もある。

ここでは、円弧すべりによる有効応力法（簡易分割法）と、直線すべりを組合せた土圧バランスによる解析法を示しておく。

① 有効応力法

地下水位あるいは湿潤面が精度良く予測できた場合、せん断強さを有効応力で示し、次式を用いた安定計算（c'，ϕ' 法）を行うのが有効応力法である。

$$Fs = \frac{\sum \{c' \cdot \ell_i + (W_i - u_i \cdot b_i)\cos\theta_i \cdot \tan\phi\}}{\sum W_i \cdot \sin\theta_i} \qquad \cdot\cdot\cdot\cdot (3.8)$$

ここに　c'：有効応力に関する土の粘着力（kN/㎡）

ϕ'：有効応力に関するせん断抵抗角（°）

② 土圧バランス法

図 3.2.8 に示すように直線すべりを考え、$W_{(x)}$の土塊が水平部分の両端の鉛直面で、鉛直高から計算される主動土圧 P_A ,および受動土圧 P_pが働くものと考えると安全率は次式で表わされる。

$$Fs = \frac{W_{(x)} \cdot \tan\phi + c \cdot x}{P_A - P_p} \qquad \cdot\cdot\cdot\cdot (3.9)$$

ここに c、ϕ:全応力に関する土の粘着力とせん断抵抗角である。なお、主動，受動土圧は、一般的にはクーロン，ランキンの土圧式で与えられる。

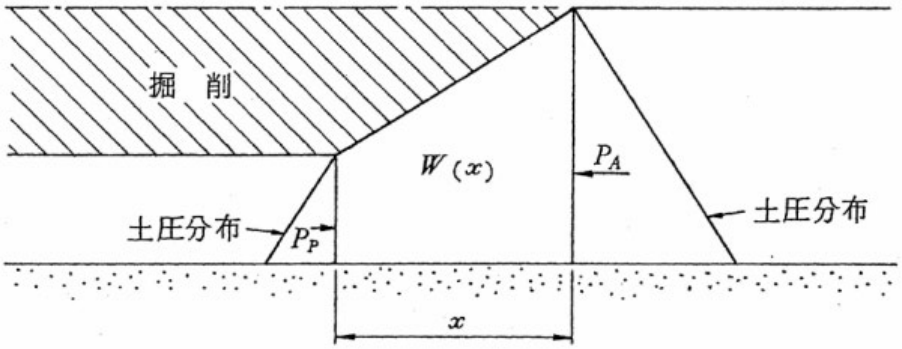


図 3.2.8 土圧バランス法

3.2.3 軟弱地盤の沈下

1) 概 説

堤防の沈下の原因には、広域的な地盤沈下，築堤による圧密沈下，側方流動による沈下，二次圧密による沈下等が考えられるが、実際上問題となるのは地盤の圧密による沈下である。

図 3.2.9 は、盛土の載荷によって生じた地盤の変形の様子を示した例である。すなわち、地盤の体積が減少することによって、盛土の直下および側方の地盤は破線で示したような圧密沈下が生じる。また、これと同時に地盤の形状を変える変形が生じて、盛土下の土が側方に変位（いわゆる側方流動）するため、結果として実線で示したように

盛土下の地盤が沈下し、側方の地盤は隆起または沈下することになる。

このようにして生じる沈下のうち、盛土の中央部直下における沈下の時間経過を**図 3.2.9(a)**と対比して示したものが同図の(b)である。すなわち、高さ HE の盛土を施工することにより地盤内には過剰間隙水圧が発生する。このため地盤内の間隙水に流れが生じて徐々に排水が行われ、有効応力の増加に応じて土が圧縮し体積が減少する。この圧密にともなって盛土の中央部直下では**図 3.2.9(b)**に破線で示したような沈下が生ずるが、この圧密沈下量 S_{ct} は土の性質と発生した間隙水圧の大きさに左右される。

一方、盛土が立上るにつれて地盤内のせん断応力が増し、地盤の形状は変化する。したがって、この形状変化にともなう沈下が加わることによって、盛土中央部の直下では、**図 3.2.9(b)**に実線で示したような沈下を生じ、最終的には全沈下量 $S_t(t=\infty)$ に達する。

地盤の形状変化にともなう沈下量は盛土が立上るにつれて急速に増し、盛土完了時には**図 3.2.9(b)**に示すように S_{ito} となるが、その後の盛土放置中はあまり増加せず、S_{it} になる。また、地盤の形状変化にともなって盛土中央直下に生じる沈下量は、盛土平均幅 B_m が軟弱層厚 H に比べて大きい場合や盛土速度が小さい場合、地盤の強度が大きい場合などにはあまり過大な量に達しない。

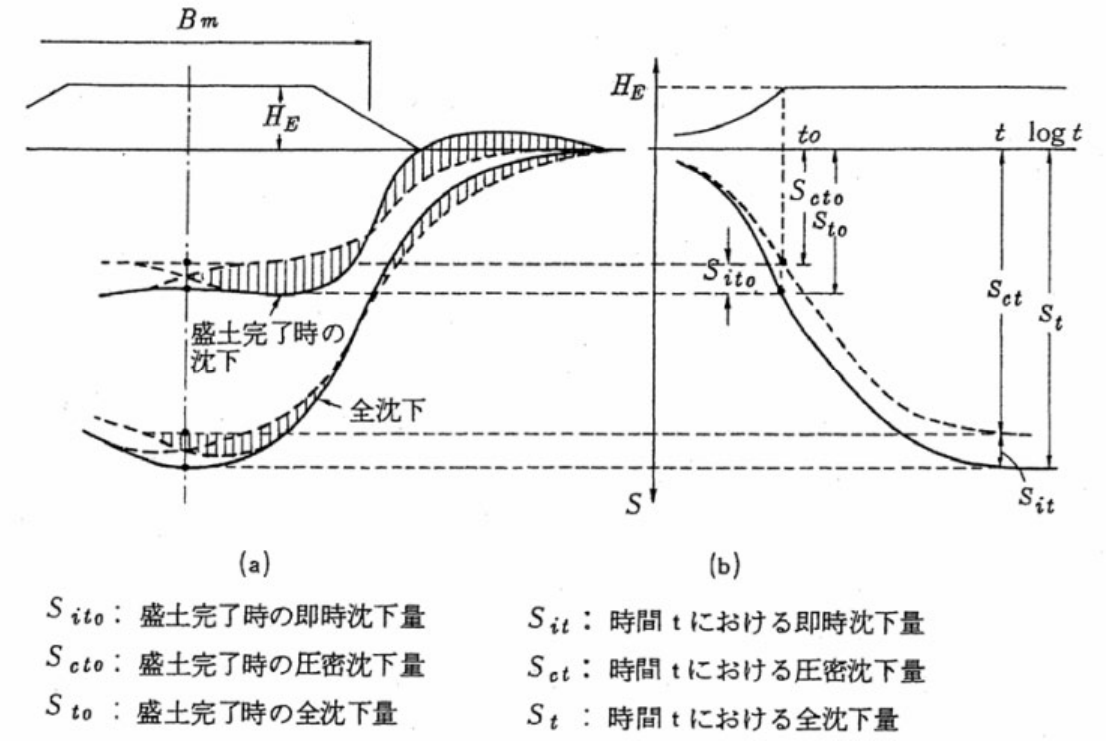


図 3.2.9　盛土基礎地盤の変形と盛土中央の沈下－時間関係

2)　沈下計算方法

(1)　沈下量

盛土の載荷によって生じる地盤の形状変化にともなう沈下およびゆるい砂層に生じる沈下を無視し、盛土中央下の軟弱層の一次元圧密沈下のみを求めて全沈下量とする。[16)]

すなわち、層区分された圧密層ごとに式(3.10)から一次圧密沈下量 S_c を求めた後、軟弱層全体について合計して全沈下量とする。

$$S_c = \frac{e_o - e_i}{1 + e_o} \cdot H \qquad \cdot\cdot\cdot\cdot (3.10)$$

ここに、e_o：圧密層の初期間隙比

16)　沈下量が大きく、盛土の下部が地下水位以下に没するような場合には、浮力を考慮した沈下計算が必要である。また、計画高を確保するための盛土厚(計画盛土高+余盛量)を求める場合には、幾つかの盛土厚に対して沈下量を計算し、適合するものを求めればよい。

e_i： 圧密層の圧密後間隙比で、$e-\log P$曲線に層中央深度の$P_o+\Delta P$を適用して求める。

この場合、現場における$e-\log P$曲線の推定は一般に困難なので、試験による$e-\log P$曲線から求めたeiを用いてもよい。

H： 圧密層の層厚（cm）

なお、正規圧密土からなる軟弱層の場合で、区分された圧密層ごとに圧縮指数Ccまたは体積圧縮係数m_vが求められている場合には、それぞれ次式によって圧密層毎の一次元圧密沈下量を求めることができる。

$$S_c=\frac{Cc}{1+e_0}\cdot\log\frac{P_0+\Delta P}{P_0}\cdot H \qquad \cdot\cdot\cdot\cdot(3.11)$$

$$S_c=m_v\cdot\Delta P\cdot H \qquad \cdot\cdot\cdot\cdot(3.12)$$

ここに、P_0： 盛土前土かぶり応力(kN/m²)

ΔP： 盛土荷重による増加応力(kN/m²)

(2) 沈下速度

圧密沈下の速度は、排水が鉛直方向にだけ行われるとする一次元圧密によって求める。

まず地盤の成層状態から圧密排水に有効な透水層を決定して、**図 3.2.10(a)**または(b)に示したような圧密層に区分する。**図 3.2.10(a)**は圧密層厚H（両面排水）、(b)は上層が圧密層厚H_1（両面排水）、下層が圧密層厚H_2（片面排水）とした例である。

次に、区分されたそれぞれの圧密層を構成する土層ごとの圧密係数c_v値の中から、任意の土層のc_vをとって圧密層全体を代表させ、代表c_vを持つ単一土層に換算したときの層厚を式(3.1.3)で計算する。

$$H_0 = H_1 \cdot \sqrt{\frac{c_{v3}}{c_{v1}}} + H_2 \cdot \sqrt{\frac{c_{v3}}{c_{v2}}} + H_3 \qquad \cdot\cdot\cdot\cdot (3.13)$$

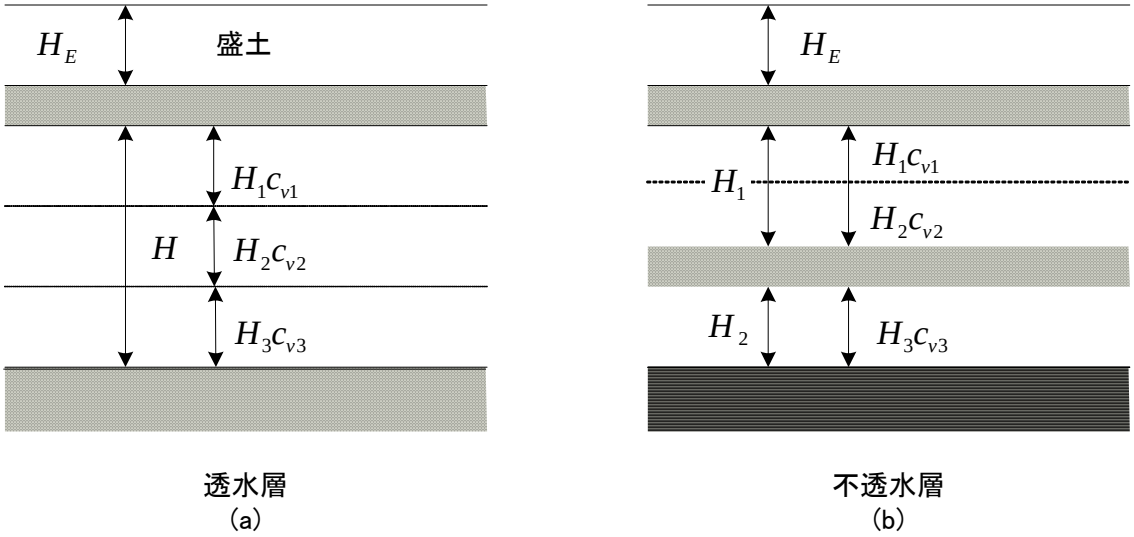


図 3.2.10　圧密排水層の区分

両面排水によって圧密が進む場合は、式(3.13)から求めた換算層厚 H_0 の 1/2 が圧密の最大排水距離 D であるから、置き変えた単一層の $c_{v0} = c_{v3}$ を用い、圧密に要する時間 t を式(3.14)によって計算する。

$$t = \frac{(H_0/2)^2}{c_{v0}} \cdot T_v = \frac{D^2}{c_{v0}} \cdot T_v \qquad \cdot\cdot\cdot\cdot (3.14)$$

ここに、T_v ： 時間係数で各圧密層の平均圧密度 U に応じて、図 3.2.11 に示した値を用いることができる。

c_{v0} ： 圧密層の代表 c_v で、式(3.13)の例では c_{v3} (㎠/day)

圧密度が U に達したときの沈下量を S_{ct} とすれば、圧密沈下量 S_c との間に $S_{ct} = S_c \cdot U$ の関係があるから、以上の手順によって時間 t と沈下量 S_{ct} の関係、すなわち沈下速度が求められる。

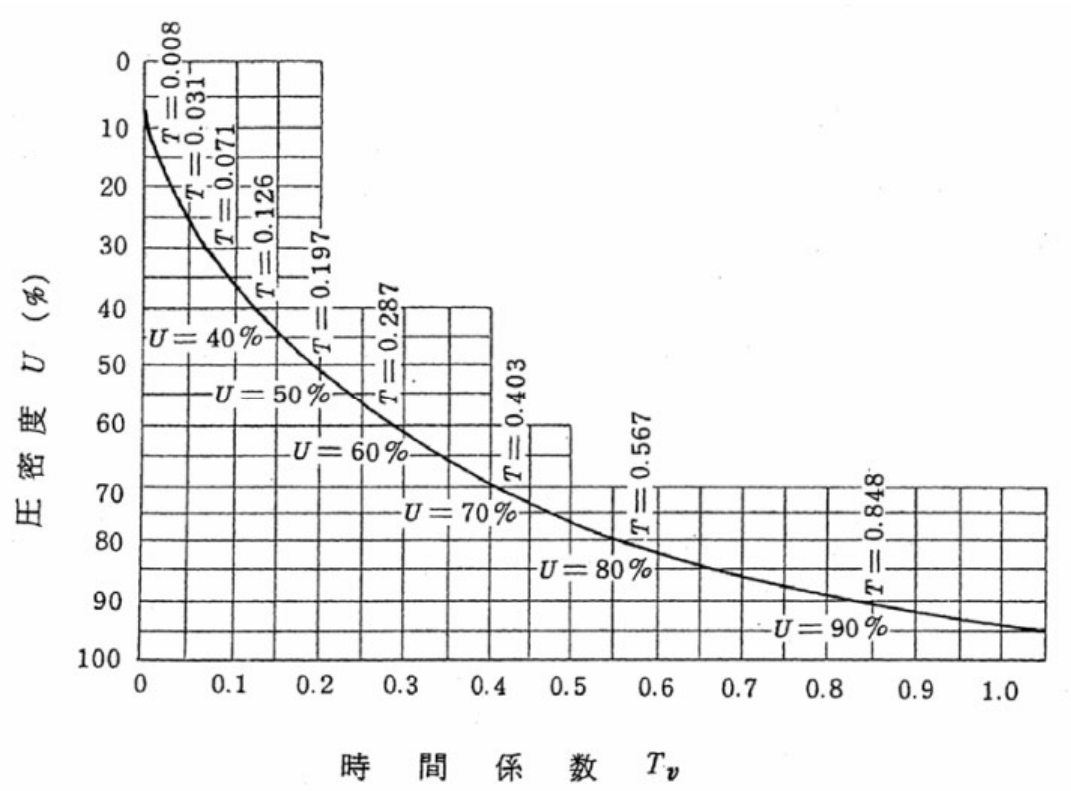


図 3.2.11　U と T_v の関係（Δu_0 ＝一定）

また、粘土層が厚く分布する場合には圧密に長時間を要するのでサンドドレーン工法等のバーチカルドレーン工法を採用することがあるが、この場合次式で圧密時間を求めることができる。

$$t = \frac{T_h}{c_h} d_e^{\,2} \qquad \cdots\cdots (3.15)$$

ここに　t：　圧密時間(day)

T_h：　水平圧密の時間係数(無次元)

c_h：　水平方向の圧密係数(㎡/day)

d_e：　有効径(m)

サンドドレーンの間隔を d （m)としたとき

（図 3.2.12 参照）

正三角形配置　　$d_e = 1.05d$

正方形配置　　$d_e = 1.13d$

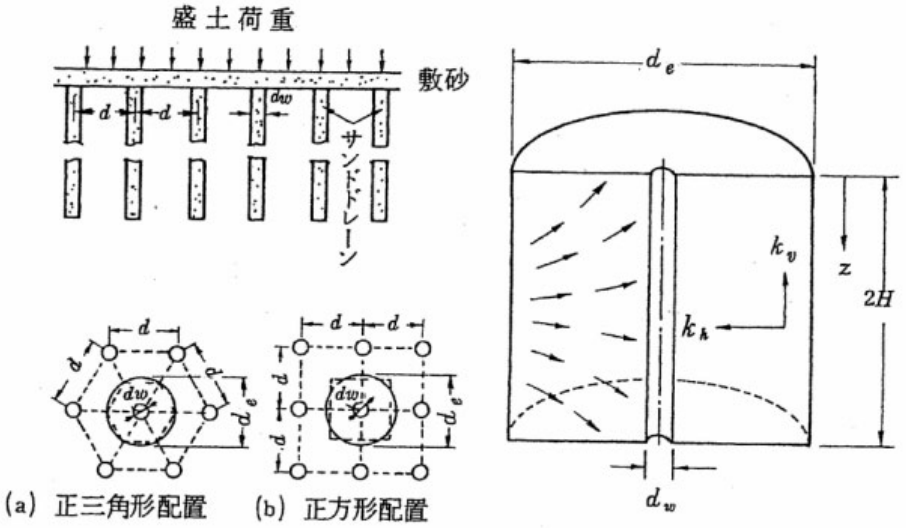


図 3.2.12　サンドドレーンの配置と圧密

圧密度 U_h と時間係数 T_h は、有効径 d_e とサンドドレーンの直径 d_w の比 $n = d_e / d_w$ をパラメータとして、図 3.2.13 に示す関係にある。一般には、鉛直方向の圧密排水距離 H に比べて d_e が非常に小さいため、鉛直方向の排水を無視することが多いが、粘土層厚が薄いなどの鉛直方向排水が無視できない場合、粘土層全体の圧密度 U は次式によって求められる。

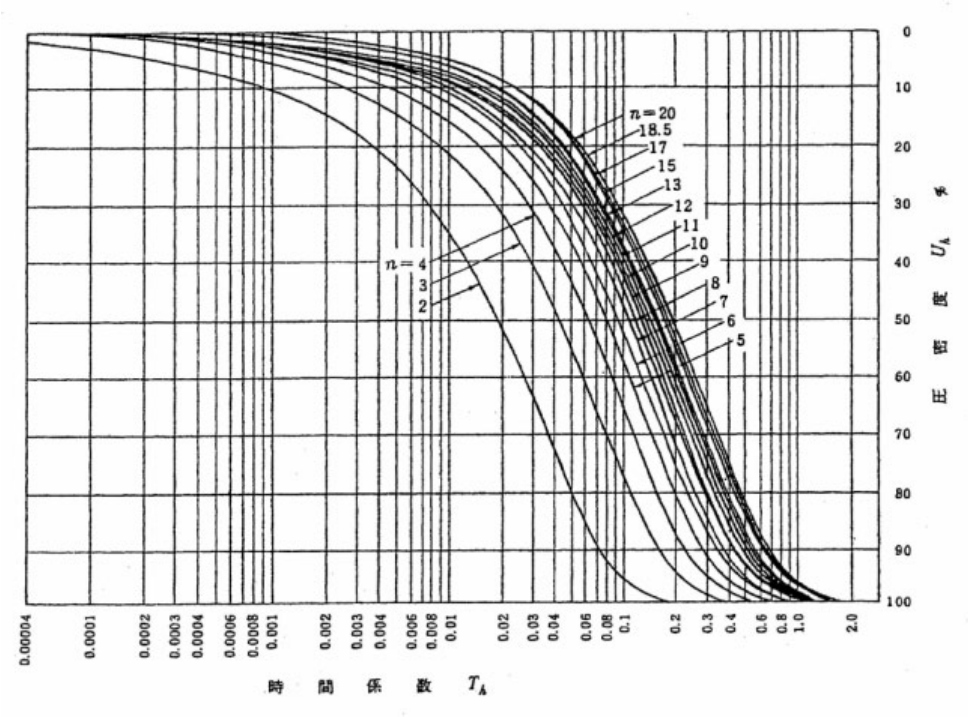


図 3.2.13　U_h と T_h の関係（高木）

$$U = 1-(1-U_h)(1-U_v) \qquad \cdots\cdots (3.16)$$

ここに　U_h　：水平方向の圧密度

U_v　：鉛直方向の圧密度

ドレーンの透水性は、単にドレーン材の透水係数だけでなく、ドレーンの断面積,ドレーンの長さ等が関係し、バーチカルドレーンの深部で圧密がしばしば遅れることがある。これはサンドマットやバーチカルドレーンの透水性が有限であるためであり、前者のものをマットレジスタンス、後者のものをウェルレジスタンスと言う。また、ボード系のドレーン材は深部になると側圧の影響をうけて、ウェルレジスタンスがかなり大きくなる傾向も報告されているが、これらの問題についての詳細はその他の専門書を参照されたい。

(3) 余盛量

設計時においては、圧密沈下および即時沈下を加えて求めた全沈下量 S と盛土開始から基準時点 t までに生じた沈下量 St の差が生ず

る。この差を一般に残留沈下量とよんでいる。

堤防の場合は、残留沈下量が大きくなると、計画高水位と堤防天端との余裕高が基準以下となるので、一般的には余盛を行って(サーチャージ工法)いるのが現状である。[17]このサーチャージ工法は、残留沈下量に見合う盛土荷重と新たに発生する管理用道路の交通荷重を事前に盛土によって載荷し、圧密を促進させて所定の堤防高を確保するものである。

なお、余盛量(サーチャージ量)は、次式から求める(図 3.2.14 参照)[18]。

$$\Delta D = D \times \left\{ \left(S_f - \Delta S \right) / S_t - 1.0 \right\} \qquad \cdots\cdots (3.17)$$

ここに、ΔD : サーチャージ量

D : 通常の盛土厚

S_f : 盛土厚 D による最終沈下量

S_t : 盛土圧 D による t 時間後の沈下量

ΔS : t 時間以後の許容残留沈下量

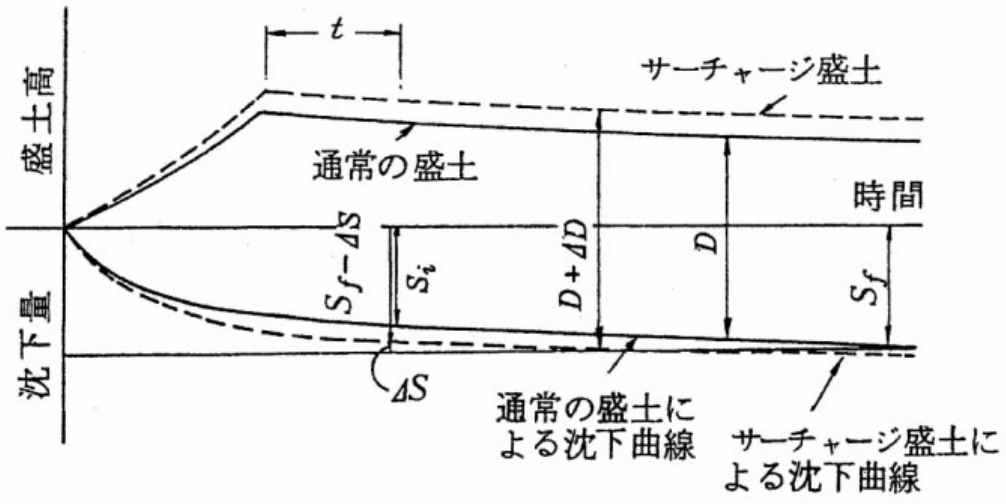


図 3.2.14 サーチャージ量の求め方

17) 余盛とサーチャージ工法とは厳密には同意ではない。

18) 余盛量の決定にあたっては、沈下計算の結果、供用後の天端利用や構造物との関連、のり覆工や護岸工との関連、および許容残留沈下量(適切な設定が重要)を充分に考慮し、場合によっては施工段階で対処するものと維持管理段階で対処するものとに分けて考える必要がある。

3.2.4　掘削時の堤防の安定

1)　概　説

河川工事における掘削および水面以下の掘削である浚渫は、工事の主要な部分を占めている。掘削および浚渫は、

①　計画横断面に応じた河積の増大

②　捷水路、放水路工事等の新川掘削

③　築堤土の河道内採取

④　樋門,樋管等の河川附帯施設建設にともなう掘削

のような場合に実施されるが、軟弱地盤での掘削や浚渫は、掘削斜面のすべり破壊ならびに堤防の安定性が問題となる。

2)　安定計算

掘削時の斜面の安定は、一般的には地盤条件を設定し盛土と同様の全応力解析によって安定計算を行い、目標安全率を Fs=1.20 以上にする必要がある。盛土の安定計算と異なるのは、掘削した土塊の重量が除去されるため、応力解放等により地盤に吸水膨張が生じ、強度が低下するのが一般的であることで、掘削の安全性は低めに評価される。特に、応力解放が時間的に遅れて発生したり、地下水位が時間とともに低下する場合には、掘削終了後数日を経過してからすべりが発生することもしばしばある。これらを解決するためには地盤強度を十分吟味する必要があり、場合によっては掘削による強度低下を考慮した安定計算や有効応力解析による安定計算、あるいは土圧バランス法を用いた安定計算も必要であろう。

3)　揚圧力によるヒービングの検討

軟弱地盤の掘削ではのり面の安定問題の他に被圧地下水による盤ぶくれが生ずるいわゆるヒービングの問題がある、したがって、**図 3.2.15** に示すように、軟弱地盤を薄く残す場合は、不透水性の軟弱地盤の基底に下位層の被圧透水層の揚圧力が働くので、次式を用いて安全性を検討する。

$$T_a = \alpha \cdot \frac{\rho_\omega}{\rho_s} \cdot h \qquad \cdots\cdots (3.18)$$

ここに T_a ： 最小掘削残し厚さ（m）

α ： $\alpha = 1.0$ とする

ρ_ω ： 地下水の密度（t/㎥）

ρ_s ： 土の密度（t/㎥）

h ： 被圧水頭（m）

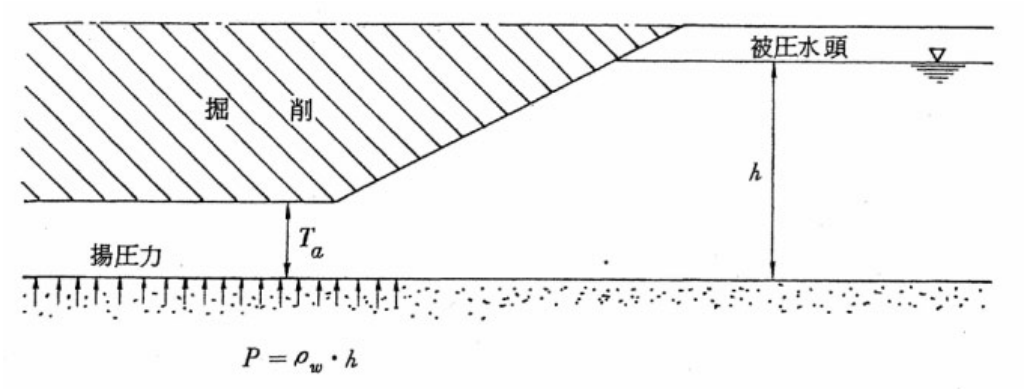


図 3.2.15　揚圧力によるヒービング

3.2.5　軟弱地盤における対策工法 [19)]

1）　概　説

軟弱地盤において河川堤防を築造する場合には、地盤のすべり破壊や沈下等が問題となり、構造的に安定で所定の機能を達成することのできる堤防を一定の期間内に築造するためには、地盤処理等の何らかの対策工法を実施する必要がある。軟弱地盤に対する対策工法として実施されている工法は数多いが、その中から現場の諸条件に適合した妥当な工法を選択しなければならない。対策工を選定するにあたっては、地盤および堤体の透水性についても十分に検討する必要がある。

---

19)　沈下対策の検討にあたっては、許容すべき沈下量や残留沈下量を適切に設定しなければならない。対策工の規模は、安定性に対する目標安全率と同様に、許容沈下量あるいは許容残留沈下量によって定まる。

2) 対策工法の選定

対策工法の選定手順は**図 3.2.16** に示したとおりで、選定にあたっては、目的，地盤条件，堤防条件，施工条件，周辺環境条件ならびに経済性を十分に考慮しなければならない。

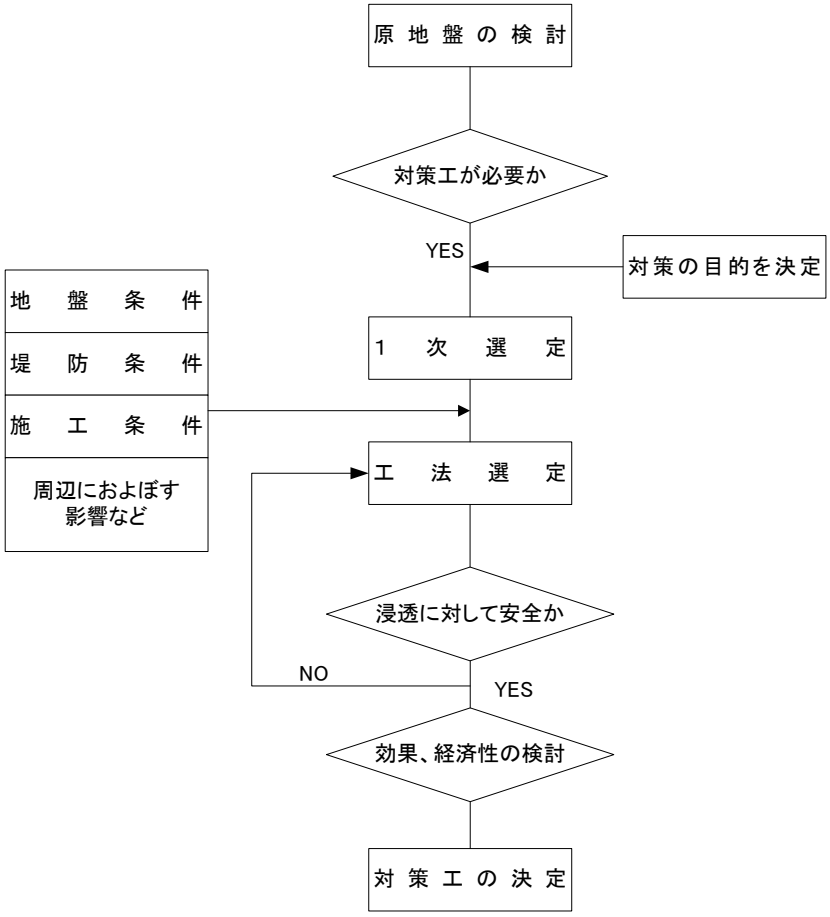


図 3.2.16 対策工選定手順

(1) 地盤条件

① 土 質

地盤の土質および地盤の構成等で適用する対策工法は異なる。なお、ここでいう対象地盤は、粘性土地盤および泥炭質地盤で、砂質地盤については対象外とする。粘性土地盤は、基本的には後述の対策工をすべて適用できるが、粘性土の中には鋭敏比が高く、乱すと極端に強度が低下するものがあるので、このような粘性土

については地盤の乱れが少ない工法を選定する必要がある。

泥炭質地盤で言えば、含水比が 500%を超すようなピート層は圧縮性が極めて大きく、初期強度は極めて小さいが、透水性は大きいのが一般的である。また含水比が 300%以下の黒泥には透水性が小さく、乱したときの強度低下が著しいものがある。したがって、前者では、圧密促進工法による強度増加が期待できるが、後者にはほとんど期待できない。

また、粘性土地盤でも土質，含水比等によってその特性が微妙に異なるので、対策工法の選定には十分注意を要する。

② 地盤構成

軟弱層の厚さによって、圧密沈下量と沈下時間は変ってくる。軟弱層が浅くて薄い場合は、圧密沈下量は小さく、沈下時間も短い。逆に軟弱層が厚い場合には圧密沈下量は大きく沈下時間も大きくなる。一般には、前者に対しては表層処理工法，緩速載荷工法，盛土載荷重工法等の対策工法が多く、後者に対してはバーチカルドレーン工法やサンドコンパクションパイル工法，固結工法等の対策工法が採用されるのが一般的である。また軟弱層が厚くても、中間に砂層を多く挟む場合は沈下時間が短いので、緩速載荷工法，盛土荷重載荷工法等が採用される。このように、軟弱層の厚さによっても、圧密沈下量と沈下時間が異なるので、土質性状とあわせて検討する必要がある。

(2) 堤防条件

堤防の計画高さや堤防敷幅等の形状も対策工法の選定にあたって重要な要素となる。堤防の高さが大きく、安定性に問題がある場合は、残留沈下を少なくするための載荷重工法の採用が制限され、また堤防敷幅が広ければ広いほど、堤防高が大きければ大きいほど、堤防荷重が地盤深部まで応力伝播し、深部の圧密沈下を引き起すので問題となる。

残留沈下に関して言えば、堤防の普通区間では、ある程度大きくても余盛等により対応ができるが、樋門，樋管等の構造物周辺

では、構造物に大きな土圧が作用したり、堤防天端やのり面の不陸等の原因となるので、沈下対策および構造物の安定対策は重要となる。

(3) 施工条件

対策工法の選定にあたり、施工条件として考慮すべき事項は工期、材料，施工機械のトラフィカビリティ，施工深度などである。

① 工　期

対策工法の選定にあたっての特に重要な項目であり、工期が長ければ特別な対策工をとる必要がない場合が多い。すなわち、工期が長ければ緩速載荷工法で安定を確保しながら盛土することが可能で、長期間の放置によって残留沈下も少なくすることができる。緩速載荷工法だけで処理できるほど工期が長くとれない場合でも、バーチカルドレーン工法やサンドコンパクションパイル工法などの砂グイ打設間隔を広く、また打設長も短くすることができるなど、有利な点が多い。

したがって、軟弱地盤における河川工事の工期は、まず可能な限り長くすることを原則として設定し、その工期に応じて対策工法を検討するのがよい。

② 材　料

対策工法に使用する材料の入手の難易、その経済性も対策工の選定にあたって検討しておかなければならない。

サンドドレーン工法やサンドマット工法は、最近では川砂の入手が困難となり山砂の使用が多くなって、その透水性の悪さから地下排水溝等の対策がとられている事例もある。また押え盛土工法や盛土荷重載荷工法では、用地幅と多量の土量が必要であり、そのため土取場が遠方になり運搬距離が長くなる等の問題を生じる。掘削置換工法や石灰パイル工法でも多量の材料入手が困難なことが多く、対策工法選定においては材料の入手方法を加味して検討する必要がある。

③　施工機械のトラフィカビリティ

軟弱地盤を改良する場合、どのような工法を採用するにしても、施工機械のトラフィカビリティの確保が必要であり、このためサンドマットなどの表層処理工法が併用されることが多い。ただし、サンドマットが堤防下に連続するような施工は漏水の原因になるので注意を要する。

④　施工深度

置換工法の施工可能深さは、掘削置換工法で 2～3m、強制置換工法で 3～5mといわれており、それ以上の改良を目的とする場合には、経済性を含め他の工法について検討する必要がある。

バーチカルドレーン工法、サンドコンパクションパイル工法などの限界施工深度は 25～35m 程度である。また中間に N 値の高い砂層があると深層混合処理工法などの施工法によっては、その下位の軟弱層を改良することができないものもあるので注意が必要である。

⑤　周辺環境条件

施工中の騒音，振動，周辺地盤の変動，地下水位の変化，排泥水あるいは使用する安定材や薬液による地下水の汚染など、対策工法の周辺におよぼす影響も工法選定にあたって、十分に検討しておかなければならない。

地盤が著しく軟弱であったり、盛土高が大きな場合などでは周辺の地盤も著しく沈下したり、膨れ上がったりすることが多い。したがって、盛土のり尻付近に人家や重要な構造物がある場合には、全沈下量を減少させ、かつ、せん断変形を抑止する工法を主体として考えることが必要となる。そのような工法が採用できない場合には、あらかじめ影響を受けると考えられる構造物の保護を考えておかなければならない。

3)　対策工法の種類と効果

軟弱地盤対策工法の目的と効果は表 3.2.1 に示したとおりである。

また、対策工の種類とその効果をまとめたものが**表 3.2.2** で、それぞれには**表 3.2.1** の効果の区分も併記してある。同表から明らかなように、各工法とも対策工としての主効果と二次効果を有している。

表 3.2.1　軟弱地盤対策工の目的と効果

対策工の目的	対策工の効果		区分
沈下対策	圧密沈下の促進　：	地盤の沈下を促進して、有害な残留沈下量を少なくする。	A
	全沈下量の減少　：	地盤の沈下そのものを少なくする。	B
安定対策	せん断変形の抑制：	盛土によって周辺の地盤が膨れ上がったり、側方移動したりすることを抑制する。	C
	強度増加の促進　：	地盤の強度を増加させることによって、安定を図る。	D
	すべり抵抗の増加 ：	盛土形状を変えたり地盤の一部を置き換えることによって、すべり抵抗を増加し安定を図る。	E

このような軟弱地盤対策工法を河川堤防に適用する場合、バーチカルドレーン工法，表層処理工法，サンドコンパクション工法は、盛土下に透水層を作る工法なので、河川水の浸透に対しては好ましくない。[20]やむを得ずこれらの工法を採用する時は、表のり側の基礎地盤の止水を充分に行なう必要がある。

また、石灰等の固結工法は、固結時や盛土荷重の集中によるひびわれ等に対しても十分な検討が必要である。

4)　対策工法の概要

堤防における軟弱地盤対策工法は、道路盛土の対策工のように多種多様の工法は採用されておらず、一般的には押え盛土工法や緩速載荷工法が主体である。特に、サンドドレーン工法などの圧密促進工法はほとんど採用されていないのが現状で、これは堤防の止水性に問題を生ずるような工法は採用しにくいということに起因するものである。ここでは軟弱地盤対策工法の主なものを挙げ、その工法の紹介を行なう。

---

20) バーチカルドレーン工法のように、基礎地盤に透水性材料を施設するような安定や沈下対策工は、堤防の機能を脅やかすとの意見もあり、そういう意味では緩速載荷工法，載荷重工法，押え盛土工法等を優先的に選定すべきである。

表 3.2.2 軟弱地盤対策工の種類と効果

（道路土工：軟弱地盤対策工指針 1986 を一部改変）

工法		工法の説明	主効果	二次効果
表層処理工法	敷設材工法 表層混合処理工法 表層排水工法 サンドマット工法	基礎地盤の表面にジオテキスタイル（化学製品の布や網）あるいは鉄鋼などを敷広げたり、基礎地盤の表面や石灰やセメントで処理したり、排水溝を設けて改良したりして、軟弱地盤処理工や盛土工の機械施工を容易にする。 サンドマットの場合、圧密排水層を形成することが上記の工法と違っていて、バーチカルドレーン工法など、圧密排水に関する工法が採用される場合は併用されるのが普通である。	C	D E
置換工法	掘削置換工法	軟弱層の一部または全部を除去し、良質材で置き換える工法である。置き換えによってせん断抵抗が付与されて安全率が増加し、沈下も置き換えた分だけ小さくなる。	E	B C
押え盛土工法	押さえ盛土工法 緩斜面工法	盛土の側方に押え盛土をしたり、のり面勾配をゆるくしたりして、すべりに抵抗するモーメントを増加させて盛土のすべり崩壊を防止する。 盛土の側面が急に高くはならないので、側方流動も小さくなる。 圧密によって強度が増加した後、押え盛土を除去することもある。	E	C
盛土補強工法	盛土補強工法	盛土中に鋼製ネット、帯鋼またはジオテキスタイルなどを設置し、すべり破壊を抑止する。 ただし、水平布設では堤体に浸透路を作るので好ましくない。	E	C
バーチカルドレーン工法	サンドドレーン工法 カードボードドレーン工法	地盤中に適当な間隔で鉛直方向に砂柱やカードボードなどを設置し、水平方向の圧密排水距離を短縮し、圧密沈下を促進し、併せて強度増加を図る。 工法としては、砂柱を袋やケーシングで包むもの、カードボードのかわりにロープを使うものなど各種のものがあり、施工法も鋼管を打込んだり、振動で押込んだ後、砂柱を造るものや、ウォータージェットでせん孔して砂柱を造るものなど各種のものがある。	A	C D
サンドコンパクションパイル工法	サンドコンパクションパイル工法	地盤に締固めた砂ぐいを造り、軟弱層を締固めるとともに砂ぐいの支持力によって安定を増し、沈下量を減ずる。施工法として打込みによるもの、振動によるもの、また砂の代りに砕石を使用するものなど各種のものがある。	B E	A C
固結工法	深層混合処理工法	軟弱地盤の地表から、かなりの深さまでの区間を、セメントまたは石灰などの安定剤と原地盤の土とを混合し、柱体状または全面的に地盤を改良して強度を増し、沈下およびすべり破壊を阻止する工法である。施工機械には、かくはん翼式と噴射式のものがある。	B E	C
	石灰パイル工法	生石灰で地盤中に柱を造り、その吸水による脱水や化学的結合によって地盤を固結させ、地盤の強度を上げることによって安定を増すと同時に、沈下を減少させる工法である。	B E	C
	薬液注入工法	地盤中に薬液を注入して透水性の減少、あるいは原地盤強度を増大させる工法である。	B E	C
	凍結工法	土中に凍結管と呼ばれる鋼管を設置し、地盤中の間隙水を人工的に凍結させるものである。 仮設工法として用いられることがある。	B E	C

表 3.2.2　続き

工法		工法の説明	主効果	二次効果
緩速載荷工法	漸増載荷工法 段階載荷工法	盛土の施工に時間をかけてゆっくり立ち上げる。圧密による強度増加が期待できるので、短時間に盛土した場合に安定が保たれない場合でも、安全に盛土できることとなる。盛土の立上りを漸増していくか、一次盛土を休止して地盤の強度が増加してからまた立上げるなどといった載荷のやり方で、名称が分れる。 バーチカルドレーンなどの他の工法と併用されることが多い。	C	―
載荷重工法	盛土荷重載荷工法 地下水低下工法	盛土や構造物の計画されている地盤にあらかじめ荷重をかけて沈下を促進した後、あらためて計画された構造物を造り、構造物の沈下を軽減させる。積荷重としては盛土が一般的であるが水あるいはウェルポイントで地下水を低下させることによって増加した有効応力を利用する工法などもある。	A	D
構造物工法	矢板工法	盛土側方の地盤に矢板を打設して地盤の側方変位を減じて安定性を高める。それによって周辺地盤の膨れあがりや沈下の影響も少なくする。	C E	
	くい工法	木ぐいや既製ぐいを利用して沈下、せん断変形の抑制を図るもので、通常はくい頭交互を連結して効果を高める。	B C	

A:圧密沈下の促進:地盤の沈下を促進して、有害な残留沈下量を少なくする。

B:全沈下量の減少:地盤の沈下そのものを少なくする。

C:せん断変形の抑制:盛土によって周辺の地盤が膨れ上がったり、側方移動したりすることを抑制する。

D:強度増加の促進:地盤の強度を増加させることによって、安定を図る。

E:すべり抵抗の増加:盛土形状を変えたり地盤の一部を置き換えることによって、すべり抵抗を増加し安定を図る。

(1)　表層処理工法

表層処理工法には、表層排水工法，サンドマット工法，敷設材工法および表層混合処理工法があり、地表面が極めて軟弱な場合、トラフィカビリティの確保を主目的として採用され、同時に盛土荷重を均等に地盤に分布させることの効果をもつ。

①　表層排水工法

表面付近が軟弱層で地下水が高い場合に、地表面に幅 0.5m，深さ 0.5～1.0m 程度のトレンチを掘削して、地表水を排除し、同時に

地表面付近の軟弱層の含水比を低下させ、施工機械のトラフィカビリティを確保するものである。トレンチの配置を決定するにあたっては、地形の勾配，盛土の沈下にともなう勾配や地表水が盛土に入らないことなどを十分配慮する必要がある。なお、トレンチには良質の砂，砂礫などで地下排水溝とするのが望ましいが、河川横断方向に連続させると透水層となり、パイピング，湧水等の問題も発生するので注意が必要である。

② サンドマット工法

サンドマットとは軟弱地盤上に 50～100cm 程度の厚さに施工された砂層を言い、大別して軟弱層の圧密に対する上部排水層としての役割あるいは施工時のトラフィカビリティを改善する役割を有するものである。サンドマットの厚さは主としてトラフィカビリティの面から決まるものであるが、堤防の止水機能という面から余り厚くしたり、粗粒材を用いる事は適当でないと考えられる。また、堤防の横断方向に連続させると漏水，パイピング等の問題があるので、何らかの工法を併用しなければならない。この工法は、軟弱層が薄い場合には単独で地盤改良の役割を果すが、一般的にはバーチカルドレーン工法等と併用させることが多い。

③ 敷設材工法

この工法は、そだ，竹枠などを敷設材としてそのせん断力および引張力を利用し、トラフィカビリティの確保，盛土荷重の地盤への均等な伝達，地盤の支持力の増大を図る目的で古くから使用されてきている。近年では敷設材としてジオテキスタイルが普及し、施工が迅速になってきている。なお、敷設材を用いる場合、表層地盤の強度，施工機械の重量や盛土荷重の大きさ等を考慮し、まき出し厚，材料等を決定する必要がある。

④ 表層混合処理工法

この工法は、生石灰や消石灰，セメントなどの添加剤を軟弱な粘性土に混入し、地盤の圧縮性や強度特性などを改良することによって施工機械のトラフィカビリティの確保や支持力を増大を図るも

のである。施工は、軟弱地盤上にあらかじめ添加剤を散布し、ロータリータイン方式あるいはトレンチャ方式により攪拌,混合し、一定期間養生後ブルドーザやローラによって転圧するものである。

安定剤の添加量は、軟弱地盤の土質，施工法，試験配合の結果などから決定するが、有機物の混入の程度や含水量によって改良効果が異なるので、事前に配合試験を行う必要がある。

(2)　**置換工法**

この工法は、軟弱層が浅く薄い場合にその全層または一部を良質材料で置換するもので、堤防の安定および沈下のいずれに対しても効果が確実な方法である。置換工法には掘削置換工法と盛土自重強制置換工法があり、盛土の安定と沈下に対しては確実な効果が得られるが、漏水およびボイリング等を発生させる原因ともなるので、堤防の遮水機能を考慮した位置・深さ・範囲を決定する必要がある。なお、最近では掘削した残土の処理については捨場が近くに確保できない場合や利用土として再処理するのに土質安定処理が必要であったりして高価になりがちであるので、採用にあたっては十分注意が必要である。

(3)　**押え盛土工法**

押え盛土工法は、すべり出そうとする堤体本体に対して対重としての機能を持たせた盛土を隣接して施工し、すべり破壊に対して対処する方法である。この方法を採用すると用地および土工量が増加するので、用地や盛土材料の取得が容易で安価な場合に限られる。

なお、この工法は事前対策として設計施工される場合と、実際にすべり破壊を生じた堤防の応急または復旧対策として用いられる場合とがある。また、地盤が特に軟弱な場合には、押え盛土の高さ・幅等についてよく検討を行わないと対重としての機能を果たさず、本体だけの場合よりさらに大きなすべり破壊を引き起こす可能性もあるので注意が必要である。

(4)　**盛土補強工法**

盛土補強工法は、盛土中にジオテキスタイル等の補強材を敷設し、

図 3.2.17 に示すように補強材を盛土と一体化させ、地盤の側方流動を防止し、さらにすべり破壊を抑制する工法である。補強材は、堤防の恒久性，安全性を考え、引張強度の高いものでかつ耐久性のあるものが望ましく、また水みち等を作らないもので地盤の変形に追従し得るものが望ましい。この工法は工費が安いため単独または他の対策工法の補助的な目的で用いられることが多い。

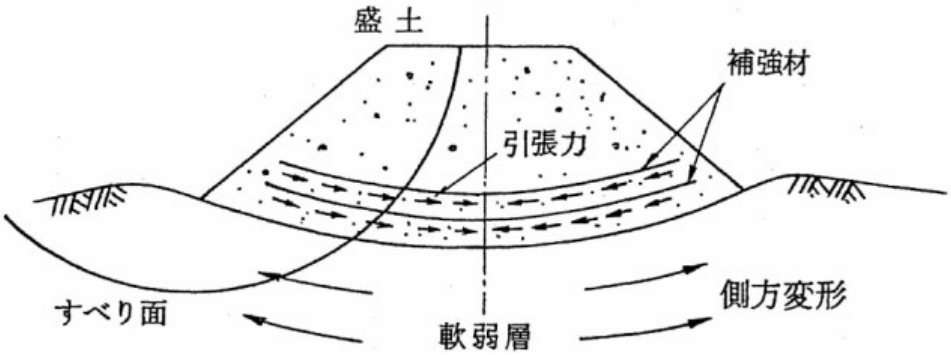


図 3.2.17　盛土補強工法の概念

(5)　緩速載荷工法

この工法は直接的に地盤の改良を図るものではないが、軟弱な粘性土地盤は築堤荷重により圧密が進行すると強度が増加することを利用して、築堤の全期間を通じてすべり破壊に対する安全率が所定の値以上であるように徐々にまたは段階的に堤体を築造するものである。工法の特徴を一言で言えば、できるだけ軟弱地盤の処理を行なわないで、時間をかけて、ゆっくり施工する工法で、特別な材料や施工機械を必要とせず、時間のみを必要とするので、最も経済的な工法である。本工法には図 3.2.18 に示すように徐々に盛土を行う漸増盛土載荷と段階的に行う段階盛土載荷がある。

盛土の載荷工程はすでに述べた方法または後述するような間隙水圧の実測により、各段階における圧密度を推定して増加強度を求め、安全率および圧密度，強度等を確かめた上で、次の段階の盛土を行なうものである。

この場合、目標の圧密度としてはU=80%程度が多く採用されている。なお、沈下量について言えば、築堤はできるだけ早期に施工した方が残留沈下量が小さくなるので、施工時の安全率は安定上問題がない限り小さくとり、堤防高は高くする方がよい。

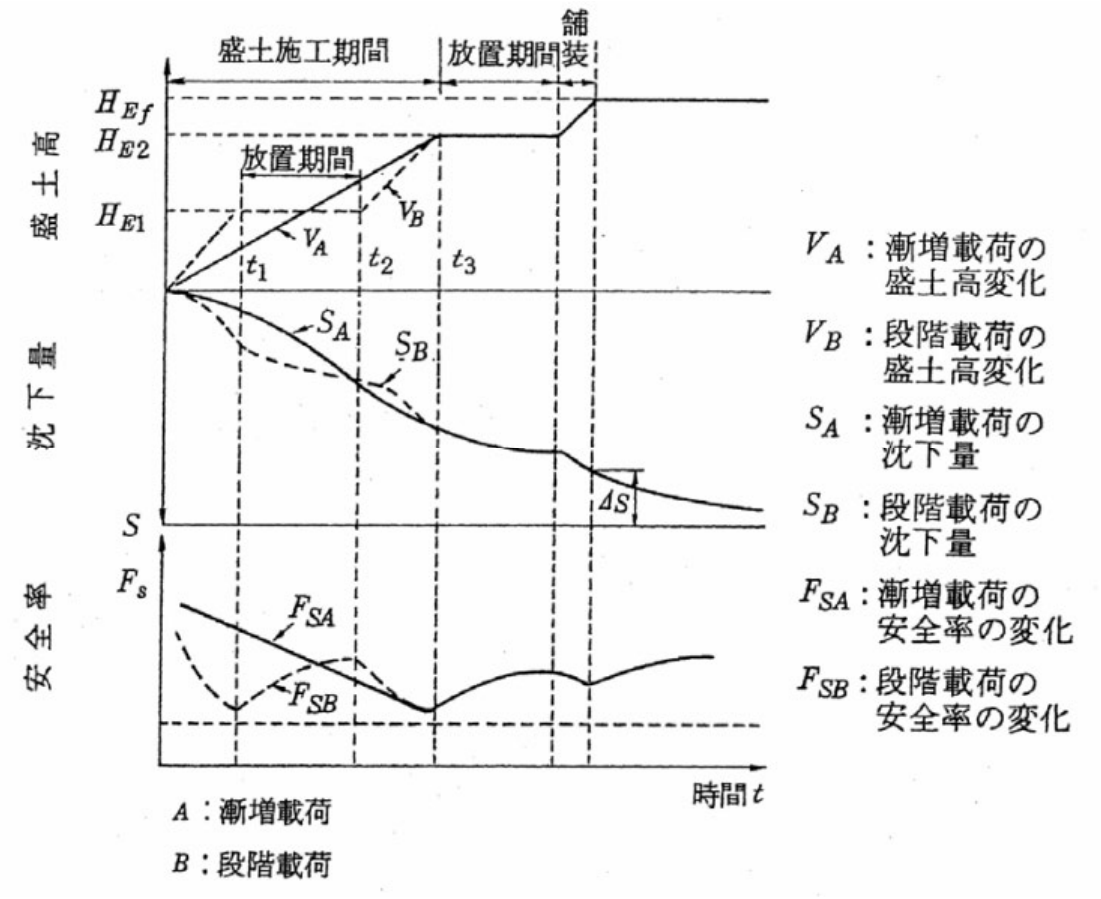


図 3.2.18　施工速度の比較

(6)　載荷重工法

載荷重工法は、あらかじめ軟弱地盤の圧密沈下を促進させるとともに強度増加を図る工法である。圧密沈下を促進させる方法によって、盛土載荷重工法，大気圧載荷工法，地下水位低下工法があるが、河川土工では盛土載荷重工法を採用するのが一般的である。

この工法は、土はある荷重P_1で圧密してしまうとその後$P_1 > P_2$なる荷重が作用しても、ほとんど圧密変形を起こさないという事実にもとづくもので、地盤の支持力が十分あり、すべり破壊の心配はな

いが、樋管を堤体内に築造する場合のように、構造物施工後の残留沈下量を僅かな量に抑えたい場合に用いられる。施工は所定の築堤高より大きい盛土を築造して沈下が十分進行した後、余分な盛土を取除き所定の高さの堤防を築造するか、あるいは、構造物を築造する断面まで堤体を掘削して構造物を築造した後に所定の高さの堤防を築造する。この場合の余分な盛土をプレロードという。この工法において残留沈下量を小さくするために留意する点は、完成時における荷重よりできるだけ大きな荷重をプレロードとすることと、プレロードの載荷期間を工期の許す限り長くすることである。したがって、地盤強度の増加や沈下の進行状況,圧密度等の精密な推定が必要であり、沈下板や間隙水圧計による測定を併用して行なうとよい。

(7) **バーチカルドレーン工法**

この工法は、軟弱層中に排水路としてのドレーンを鉛直に設けて軟弱層の圧密速度に関係する排水距離を短かくし、圧密時間を早めて圧密にともなう軟弱層の強度増加および沈下時間の短縮を図るものである。このドレーン材として使われるものには、砂，カードボード,網筒に砂を詰めたもの等があり、それぞれサンドドレーン，カードボードドレーン，パックドレーンと呼ばれているが、圧密におよぼす力学影響や設計上の考え方は同一で、この場合の沈下時間の算定法はすでに述べたとおりである。

本工法は単独で用いられることは少なく、緩速載荷工法や載荷重工法と併用して用いられており、層厚の厚い粘性土地盤に用いられる。地盤中に砂層を挟んでいる地盤や透水性の大きいピート地盤では圧密沈下促進の効果は少ない。

バイブロハンマー式のサンドドレーン工法は、周辺の地盤を乱すことによって透水性や地盤強度の低下をもたらし、また砂グイの連続性の確実性がない場合もあるので注意を要する。このような問題が比較的少ない工法にオーガー式サンドドレーン工法、パックドレーン工法等がある。

カードボードドレーンは施工速度が速く、経済的で地盤の乱れが少ない利点を持っているが、サンドドレーンと同じ理論式を適応とすることについていまだに疑問が残されていることや、深度が深くなるとウェルレジタンスが生じるので、選定にあたっては注意を要する。

(8) **サンドコンパクションパイル**工法

この工法は、衝撃あるいは振動荷重により砂を地盤内に圧入して強固な砂グイを作ることにより地盤の強度を増加させるものである。ゆるい砂質地盤に用いた場合、地盤内に圧入された砂の体積分だけ地盤が圧縮されることから地盤の密度にしたがって強度が増加し、また圧縮性も減少する。軟弱な粘性土地盤に用いた場合、砂の圧入により軟弱層の圧密が生じること、軟弱層と砂グイの圧縮特性の差により盛土荷重が砂グイに集中し、軟弱層の圧密沈下を減少させること等の改良効果がある。また、この砂グイは通常のサンドドレーンと同じく排水路としての役割も果たす。したがって、沈下時間の算定には前述したバーチカルドレーン工法と同じ方法により計算を行なう。この工法による改良効果は砂地盤と粘性土地盤によって異なる。

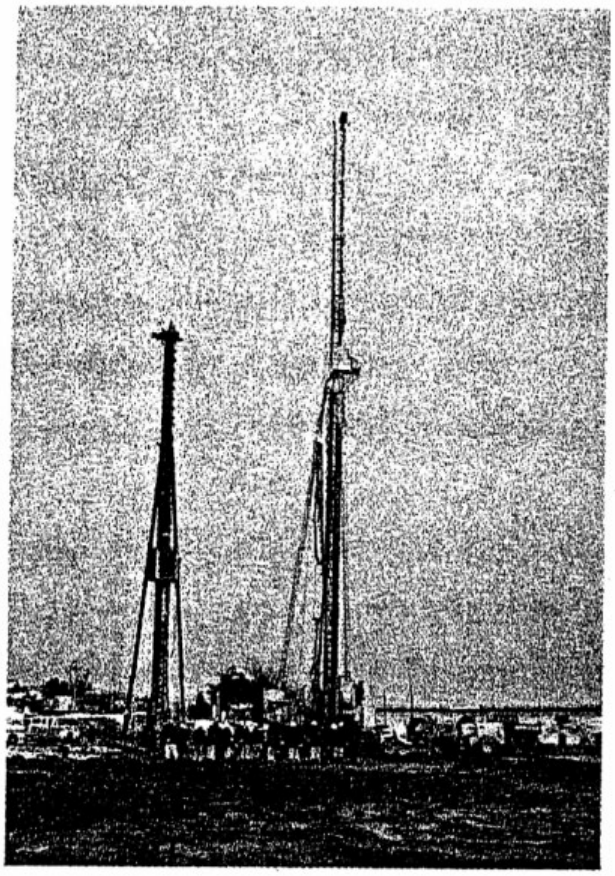


写真 3.2.1　サンドコンパクションパイル工法（中部地方整備局）

(9)　固結工法

固結工法には、セメントや石灰等を原位置の軟弱土と強制的に攪拌、混合する深層混合処理工法、地盤中に生石灰パイルを打設してその脱水、固結作用で地盤を改良する石灰パイル工法、あるいは地盤中に薬液を注入する薬液注入工法などがある。これらは化学的固結作用を期待するものであるが、人工凍結によって軟弱地盤を固結させる凍結工法もある。ここでは、主に使用されている深層混合処理工法と生石灰パイル工法について述べる。

①　深層混合処理工法

この工法は、粉末状あるいはスラリー状の石灰系やセメント系の安定剤を地中に供給して、軟弱土と強制混合し、原位置で強固な柱状あるいはブロック状の安定処理土を形成する工法である。盛土および掘削時の堤防のすべり防止、沈下の低減や構造物の支持力増大

に使用され、施工方法としては機械攪拌方式,噴射攪拌方式があって、後者は狭い作業空間で改良できる特徴がある。なお、有機物を含む土や含水量の多い土は、その効果が少ない場合があるので、安定剤の添加量は配合試験等で確認する必要がある。また、セメント系の改良土に対しては、六価クロム溶出試験を実施し、溶出量が環境基準値以下であることを確認する必要がある。

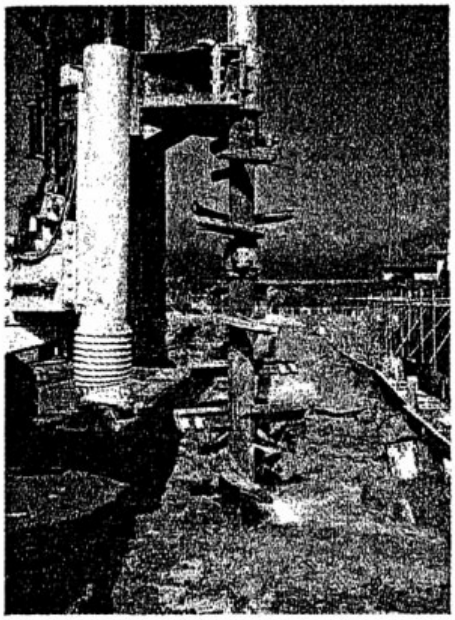


写真 3.2.2　深層混合処理工法－DJM－(近畿地方整備局)

②　生石灰パイル工法

この工法は、生石灰を粘性土中に一定間隔に柱列状に打設して、生石灰と土中の間隙水を化学反応させ、この過程での消化脱水による粘性土の含水比の低下，石灰柱の膨張による圧密，発熱によるこれら作用の促進によって、粘性土地盤の強度の増加を図るものである。施工は穿孔と生石灰の充填である。穿孔は、オーガーによる素掘り、オーガー外装ケーシングのねじ込みまたはバイブロによるケーシングの圧入による。素掘り孔に対する充填は、生石灰を直接流し込む。また、ケーシングを用いた場合の充填は、ケーシングを打設し終わった後にケーシング頭部のホッパーを通して行い、ケーシングを振動させながら引抜く。

この工法の効果は、クイの膨張が拘束される場合に発揮されるも

ので、地盤の浅部では効果は比較的少なく、軟弱層がある程度深く、また早期の強度増加が必要な場合等に有効である。一般に構造物周辺部のように、局部的な改良に用いられる。

(10) 構造物工法

河川堤防で用いられている構造物工法としては、盛土の側方の地盤に矢板を打設して、堤防のすべり破壊を防止し、地盤の側方変位を減じて盛土の安定を図る矢板工法が主に用いられている。この工法では周辺地盤の膨れ上がりや盛土の沈下も低減される。工種にはタイロッド式と自立式があるが、自立式は矢板の頭部変位が大きくなるので、変位量の制約が厳しい箇所では不向きである。

なお、泥炭地盤のように極端に大きな沈下が予想される場合には、くい工法(パイルネット工法など)も採用されている。

写真 3.2.3 パイルネット工法(北海道開発局)

第 3.3 節　　透水に対する安全性

河川堤防の浸透による被害は、降雨および河川水の浸透により堤体内浸潤面が上昇することによるすべり破壊（浸潤破壊）、および透水性地盤の浸透圧の上昇によるパイピング破壊（浸透破壊）が主なものである。浸透に対する堤防の安全性照査は、そのような堤防破壊のメカニズムを踏まえた技術的知見にもとづく水理学的、力学的手法を設計のなかに導入したものである。安全性照査では、外力を設定した上で、堤防をモデル化し、照査項目ごとに適切な手法を適用して所要の安全性が確保されているかを確認する必要がある。

設定した外力および適切な堤防モデルを対象に浸透流計算ならびに安定計算を行って、浸透に対する照査項目ごとに照査値（安全率等）を算出する。算出結果を「河川堤防設計指針」に示される照査基準と照合し、安全性が満たされていないと判断された場合には、強化工法の設計に進むことになる。

以上の具体的な手法等については、「河川堤防設計指針」、「河川堤防の構造検討の手引き」及び「本マニュアル参考　近年の河川土工の施工」を参考にするとよい。

3.3.1 地盤漏水

1)　概　説

地盤内の浸透圧を求める方法には、

①　理論解による方法

②　数値シミュレーション

③　電気模型実験による方法

などがあるが、以下では、理論解による方法を参考として示しておく。

（参考）

山村・久楽(1975)は、堤体幅をBとし、堤体を不透水性として地盤の浸透圧を解き、裏のり尻における水頭ϕ_Bを次のように求めている。

① 透水層が河床に露出し、無限の広がりを持つ場合

$$\phi_B = \frac{\lambda\phi_1 + B\phi_2}{B+\lambda}$$ ・・・・（図 3.3.1 参照）

ここに、$\lambda = \sqrt{kDc}, c = d'/k'$

② 河床に半透水性の表層が存在し、透水層が無限に広がる場合

$$\phi_B = \frac{\left\{\lambda_2 \cdot \tanh\left(\frac{L}{\lambda_1}\right)\right\} \cdot \phi_1 + \left\{\lambda_1 + B \cdot \tanh\left(\frac{L}{\lambda_1}\right)\right\} \cdot \phi_2}{(B+\lambda_2) \cdot \tanh\left(\frac{L}{\lambda_1}\right) + \lambda_1}$$ ・・・（図 3.3.2 参照）

河幅が十分に広いとき

$$\phi_B = \frac{\lambda_2\phi_1 + (\lambda_1 + L)\phi_2}{L + \lambda_1 + \lambda_2}$$

ここに、$\lambda_1 = \sqrt{kDc_1}, \lambda_2 = \sqrt{kDc_2}$

$c_1 = D_1/k_1, c_2 = D_2/k_2$

なお、その他に次のような条件下での解も得られている。

③ 透水層が河床に露出し、広がりが有限の場合

④ 河床に半透水性の表層が存在し、透水層の広がりが有限の場合

⑤ 河床に有限幅の表層が存在し、表層の広がりが無限の場合

⑥ 河床に有限幅の表層が存在し、表層の広がりが有限の場合

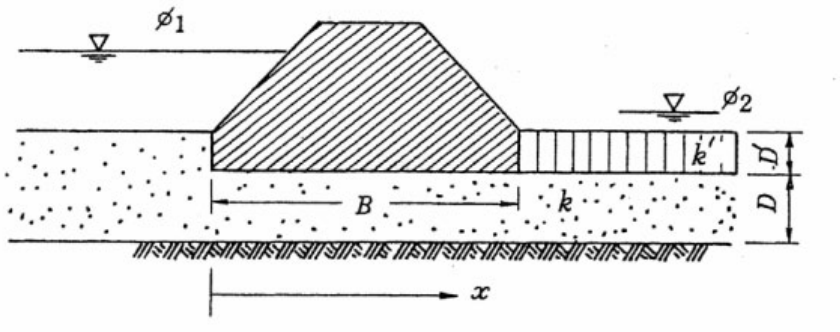


図 3.3.1　河床に露出した透水層がある場合

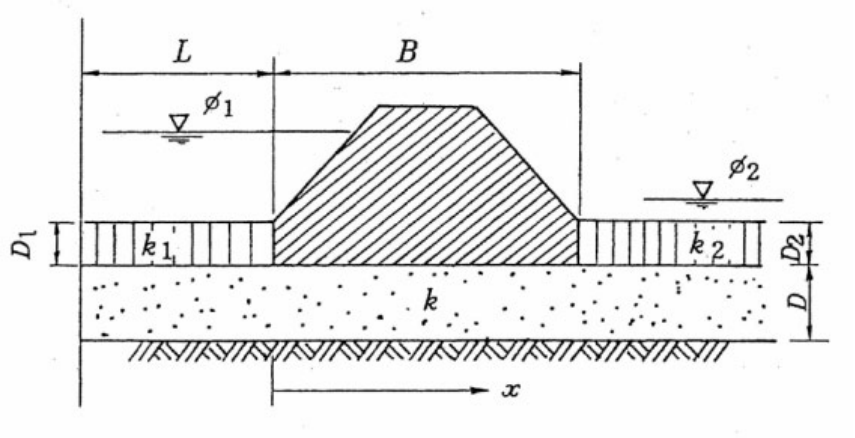


図 3.3.2　河床に表層が存在する場合

また、漏水量を求める方法についても、以下で理論解による方法を参考として示しておく。

（参考）

①　堤体内の流線網および漏水地盤内の浸透圧が求められれば、各地点における漏水量Qは、次式で求めることできる。

$$Q = kiA \quad , \quad i = H / L \qquad \cdots\cdots (3.19)$$

ここに、k：堤体または透水性地盤の透水係数

i：動水勾配（単位流線長を流れる間に失われる損失水頭）

L：流線長

H：流線長Lの間の水頭差

A：透水断面積

単位幅当たりの漏水量を求める場合のAは、堤体漏水のときは求める地点の浸潤線の高さになり、地盤漏水のときは透水性地盤

の厚さとなる。

② 透水層の上に不透水性の堤防がある場合は、浸透条件を単純化できる場合は次の算式により漏水量を求めてもよい。

$$Q = \rho kH \qquad \cdots\cdots (3.20)$$

ここに、Q： 単位堤防幅当たりの漏水量

ρ ： 堤防の断面形、堤内外地の表土の性質、透水性の下層の性質によって決まる定数

k ： 透水層の透水係数

H ： 基礎地盤から河川水位までの高さ

無限に広い水平な透水層の場合の ρ の値は次式で表される。(図 3.3.3 参照)。

$$\rho = \frac{b}{L + 0.86b} \qquad \cdots\cdots (3.21)$$

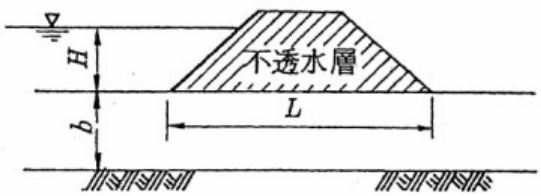
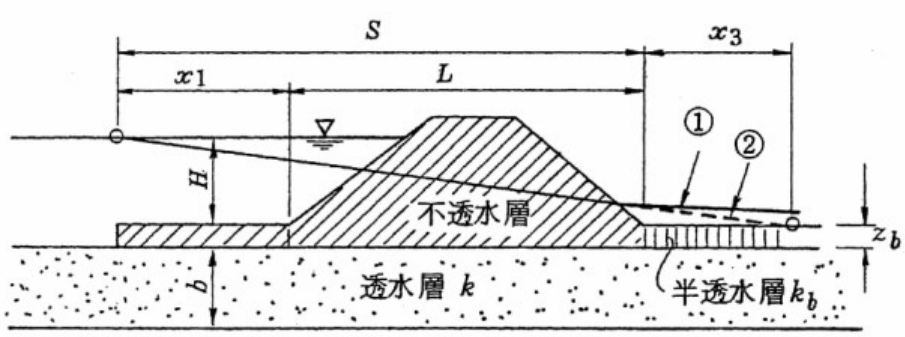


図 3.3.3 無限に広い水平な透水層上の堤防

また、透水層の上に不透水層や半透水層の地盤が存在する場合の値は次式で表される。(図 3.3.4 参照)。

$$\rho = \frac{b}{S + \chi_3}$$

$$\chi_3 = \sqrt{\frac{kz_b \cdot b}{k_b}} \qquad \cdots\cdots (3.22)$$



① 透水層上面における水頭を表す線

② 堤防の基礎面における水頭を表す直線を延長した線

図 3.3.4 半無限に広がった透水層上に不透水層と半透水層がのった地盤上の堤防

堤外地の透水層が全面的に露出している場合、透水層の表面を一様なブランケットで被覆すれば動水勾配はゆるやかになる。このとき ρ および χ_3 は前項の式によるが、S は次式で表される(図 3.3.5 参照)。

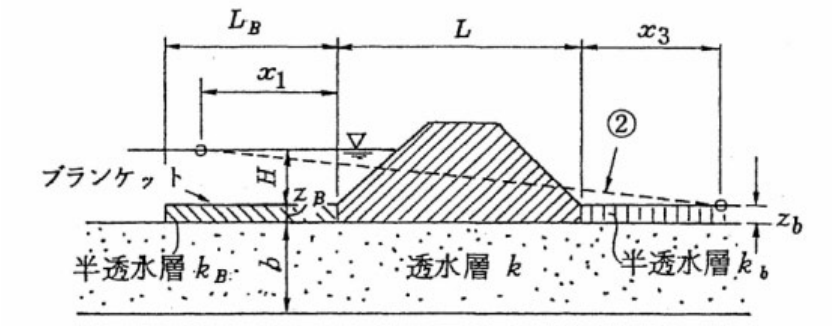


図 3.3.5 ブランケットで透水層の表面を覆った場合の浸透

$$S = \chi_1 + L$$

$$\chi_1 = \frac{\tanh\left(\dfrac{k_B}{k_b \cdot z_B} \cdot L_B\right)}{\sqrt{\dfrac{k_B}{k_b \cdot z_B}}} \qquad \cdot\cdot\cdot\cdot (3.23)$$

ここに、L_B : ブランケットの長さ

第 3.4 節　堤防の拡築

3.4.1　基本方針

拡築堤防においても、「河川管理施設等構造令」および各河川の堤防断面にもとづき、計画高水流量が変らない限り基本的には断面形状は変更しないことを原則とするが、「河川堤防設計指針」によって安全度を検討した結果、安全度に問題がある場合は、堤防断面を拡大させることもある。

既設の堤防は、すでに述べたように過去の長い治水工事の歴史の中で築造された構造物であって、堤体材料は現地発生土を利用したものが多く、質的な検討が十分なされているわけではない。また施工方法も、人力による築堤,汽関車によるまき出し,ブルドーザ施工など時代とともに変化してきており、締固め度についてもバラツキが大きく、施工の良否が認められる。さらに、基礎地盤も軟弱地盤,透水性地盤などさまざまであり、既設堤防の安全性には全体として相当のバラツキがあるのが実状であろう。したがって、安全性検討にあたっては工事記録，既設堤防の施工履歴，土質状況および災害記録等の資料調査、ならびに既設堤防と基礎地盤の土質調査を行い、かつ両者の堤防機能上からの評価にもとづき良否の判定を行う必要がある。

3.4.2　堤防拡築の種類と目的

河川工事は施工の態様によって、①河川土工，②護岸，水制，③河川構造物の三つに大別でき、河川土工単独では工事を進めることはできないという、河川特有の制約条件がある。しかも、その条件がすべてに満足されないと所定の目的を失うことになる。したがって、築堤工事を進めるにあたっては、改修区域全体の安全度のバランス,地域毎の重要度,事業の効果や一連の計画施工を考慮しなければならない。

工事量が大規模になると完成まで長年月を要し、まず暫定断面で通して築堤することになる。このため、築堤には旧堤や暫定断面を嵩上

げや腹付けによって拡築する工事が発生する。

堤防の拡築は嵩上げや腹付けを主体として行われ、一般的には、**図 3.4.1** に示すような拡築パターンがある。

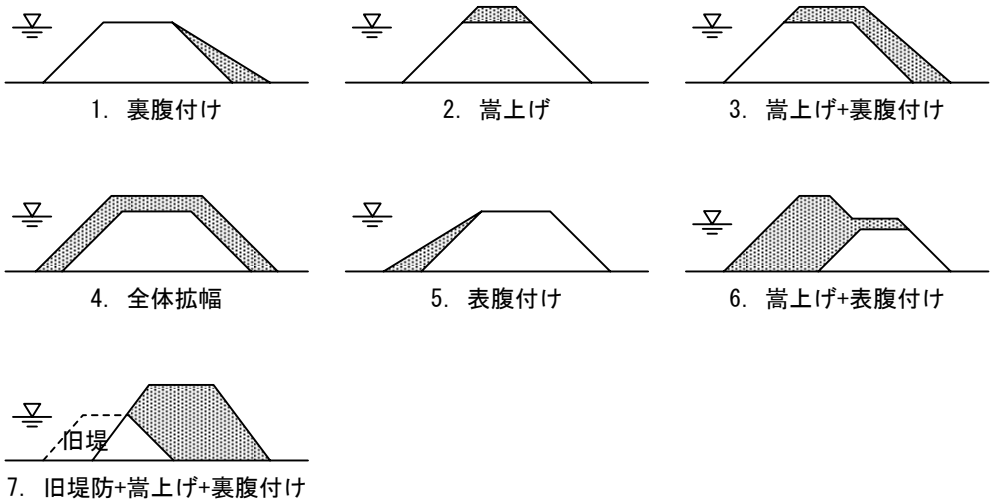


図 3.4.1　拡築堤防のパターン

同図をみると堤防拡築の種類は、裏腹付け,嵩上げおよび表腹付けの 3 区分に大別できるが、表腹付けは河積の減少等で問題が多く、最近では止水性の高水護岸の対策がなされることもあって、ここでは堤防拡築として裏腹付けおよび嵩上げを対象とする。それぞれの拡築の目的および構造上留意すべき点は次のとおりである。

(1)　裏腹付け

堤防は洪水時の降雨および水位上昇によって堤体内の浸潤線が上昇し、のりすべりや湧水が発生する場合がある。既設堤防が透水性の良い材料であれば材料によってはその透水性を低下させ浸潤線の上昇を助長するので、裏腹付けの材料選定に十分配慮する必要がある。裏腹付けによる拡築は基本的には、堤防断面を拡大することによって浸透路長を長くし、漏水を防止することを目的とするが、結果的にはのり面の平均勾配がゆるくなるため、のりすべりに対し

ても安定性を向上させることができる。このように、裏腹付けは堤防の機能を高めるために有効であり、材料には浸潤線上昇によってのりすべりの発生しないようなせん断強度の大きい土を選定することが望ましい。また堤脚付近に透水性の材料を用いると浸透水が速みやかに排水されるので、さらに安定化の方向になる。

(2) 嵩上げ

嵩上げは既設堤防がのりすべりや漏水等の問題のない良好なものであれば、河川水および降雨の浸透を防止させる材料を選定するのみで十分である。これに対し、既設堤防の透水性が大きく、浸潤線の上昇が考えられる場合は、ただ単に河川水および降雨の浸透を防止させる材料の選定のみでは不充分で、止水性高水護岸等の対策工との併用を考えておく必要がある。

なお、計画法線の位置や用地の関係で表腹付けによる拡築を余儀なくされた場合には、漏水やのりすべりを防止するために、締固めた土の強度が大きい難透水性材料を用いる必要がある。

3.4.3 拡築材料の選定

1) 概 説

河川堤防は、現在の「河川管理施設等構造令」によれば土堤を原則とし、一般には各河川ごとに堤防の高さ、天端幅、のり勾配、小段等が標準断面として規定されている。堤防の拡築を計画する場合、基本的には「河川管理施設等構造令」に準拠した各河川毎の標準断面で計画されるが、既設堤防および堤防下の地盤状況、あるいは降雨、洪水条件等の外力および堤体材料によってその安定性は大きく左右される。特に既設堤防が特殊な場合には、拡築材料のいかんによっては高水あるいは降雨による浸透水によって漏水、パイピング、のりすべりが発生し、堤体が不安定化する場合がある。したがって、拡築の種類、既設堤防の土質状況、基礎地盤の状況、あるいは過去の被災履歴等を充分に考慮して、拡築材料を選定する必要がある。特に既設堤防は、過去

の長い築堤工事の歴史を反映して多種多様の材料で構成されており、特殊な土質構成を有する堤防の拡築にあたっては、材料選定については入念に検討し、場合によっては止水性高水護岸や裏のり部への排水機能を有した堤脚保護等の対策工を行う必要も生じる。

2) 拡築材料

基礎地盤および既設堤防の調査の結果、いずれも問題なしと判断された場合は、嵩上げや腹付けに必要な材料は、すでに述べたような評価にもとづいて選定し、これを充分に締固めれば高水や降雨によるのりすべりや漏水の心配はない。一方、既設堤防が特殊な堤防で、かつ漏水の心配がある場合でも、裏腹付けの拡築堤防であれば、一般的な堤体材料の選定だけで堤防の安定化を図ることができるが、さらに堤体を安定化させるためには、浸透水の上昇によってのりすべりを発生させないようにせん断力が大きい土を選定するのが望ましい。これに対して、特殊な堤防に対して嵩上げのみの堤防拡築を行う場合には、降雨および高水の浸透水の漏水やパイピングに対しては堤防が改善されないことになるので、嵩上げ部にはなるべく降雨水が浸透しにくい難透水性材料を選定するものとし、あわせて降雨および高水による浸透水に対処するため、止水性護岸や難透水性材料による表腹付け盛土の併用が必要となる。難透水性材料にはクラックが生じやすい材料もあるので、材料の選定にあたっては注意を要する。

なお、**表 3.4.1** には土質の特殊な堤防の代表例についての問題点と基本的対処法を、また、**表 3.4.2** にはそれぞれについて拡築材料として望ましい土を示しておいた。

表 3.4.1　土質の特殊な堤防の問題点および基本的対処法

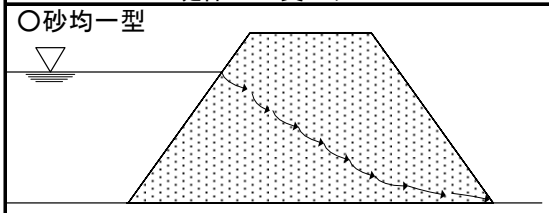
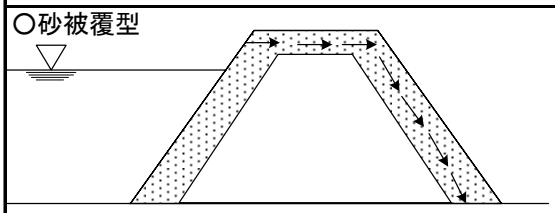
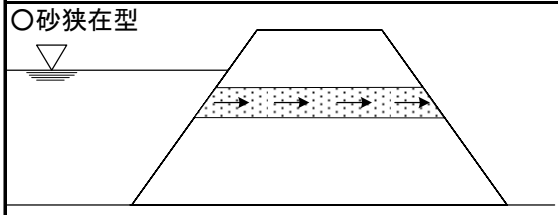
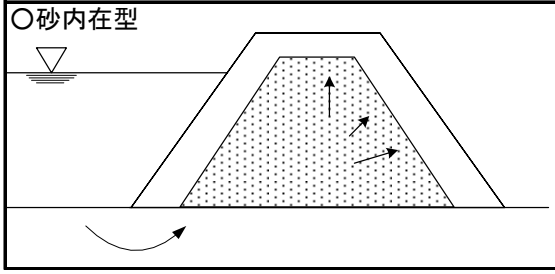
堤体の土質パターン	問題点および基本的対処法	
○砂均一型 	問題点	川表からの河川水、天端およびのり面から雨水が浸透しやすく、裏のり部がすべりやすい状況にある。
	対処法	表のりおよび天端部の遮水、裏のり部では透水性材料の使用またはせん断強度を有する透水性材料。
○砂被覆型 	問題点	HWL付近での河川水の浸透により、裏のり部の砂材がすべりやすくなる。
	対処法	表のりおよび天端部の遮水、裏のり部はせん断強度を有する材料、またのり尻部に透水性材料を用いる。
○砂狭在型 	問題点	河川水の砂層への浸透により裏のり部でパイピング等のため崩壊が生ずる。
	対処法	表のりでの遮水、裏のり部ではせん断強度を有する材料または透水性材料で拡築する。
○砂内在型 	問題点	河川水が基礎地盤を通じて砂質部分に浸透し、川裏側にアップリストを作用させたり、浸潤線の裏側への発達を速め提体を不安定にさせる。
	対処法	裏法尻部に砂質部分まで入れたドレーンを設ける。または、押え盛土を行なう。

表 3.4.2　拡築材料に望ましい土

現堤土質	拡築種類	使用材料
砂均一型	嵩上げ	難透水性材料が望ましい。
	腹付け	せん断力の大きい材料を主眼に選定する。 :(GM),(GC),(SM),(SC),(ML),(CL)など のり尻部は透水性材料を用いる。 :(GW),(GP) 川表側は透水性の低い材料を用いる。 :(SM),(SC),(ML),(CL)
被覆型	嵩上げ	砂均一型に準ずる。
	腹付け	砂均一型に準ずる。
砂挟在型	嵩上げ	せん断強度が大きく、乾燥などによるクラックの発生しにくい土を選定する。 :(GM),(GC),(SM),(SC),(ML)など
	腹付け	せん断強度の大きい材料を主眼とするが、裏側には可能な限り透水性の良好な材料を、表側には難透水性の材料を選定する。 :(GM),(GC),(SM),(SC)など
砂内在型	嵩上げ	砂挟在型に準ずる。
	腹付け	砂挟在型に準ずるが、裏法尻部にドレーンを設置する場合は、ドレーン部は砕石か〔G〕、〔S〕を用いる。

3.4.4　最小腹付け幅の設定

拡築工事の腹付け盛土は裏腹付けを基本と考えているが、裏腹付けの堤防機能上の役割はかなり大きな比重を占めており、入念に仕上げる必要がある。すなわち既設の堤防は長年の治水事業の所産であって、堤体材料および締固めにバラツキがあり、安全性に不安を残している。このような不安を解消するためには堤防の安定性を高める必要があり、良質材料を十分締固めることによって裏腹付けが堤防強化の意味合いを持ってくる。既設堤防が透水性の大きい特殊な堤防であれば、降雨および高水による浸潤面が裏のり尻部で上昇しやすく、拡築後の堤体を不安定化させる恐れもあるので、せん断強度の上昇を図る意味でも締固めは重要となる。

道路盛土工事の締固め機械は、一般には振動ローラ、ロードローラ、

タイヤローラ等の締固め専用の機械が用いられている。一方、河川堤防の築堤工事では、堤防断面に余裕があり、締固め度をこれまで 85%以上と規定していることもあって、これまではブルドーザによる締固めが広く用いられていたが、最近ではタイヤローラの使用が標準となっている。締固め機械の最小施工幅としては、ローラ系では 3m 程度であれば十分であるが、ブルドーザは、**図 3.4.2** に示すように 11t 級の普通ブルドーザでは 4m が必要となる。したがって、腹付け幅が 4m 以上であれば、現状の施工の延長で十分締固め、せん断強度を増大させることが可能であり、これによってのりすべりを防止し、堤体を安定化させることができる。

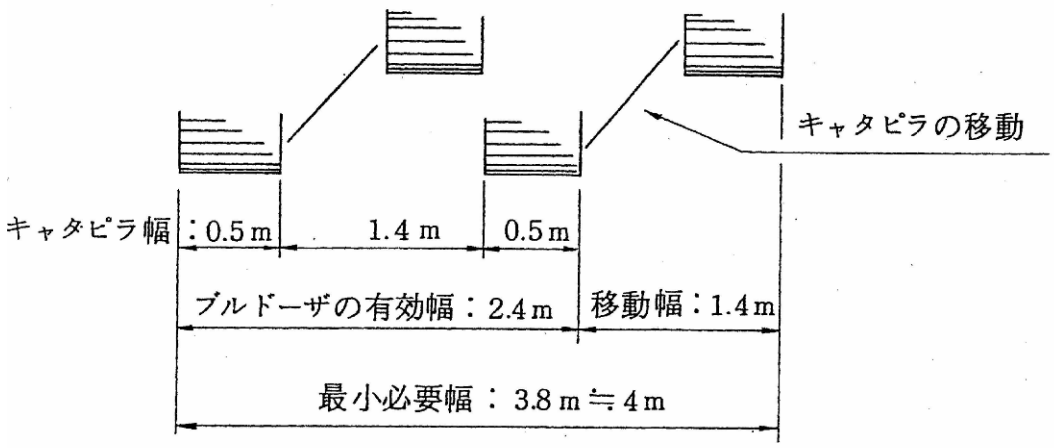


図 3.4.2　11t 級ブルドーザを使用した場合の施工幅

最近では、振動ローラや振動コンパクタ等の実績も多く、必ずしも 4m の施工幅を確保する必要は無いが、適切な締固め機械により入念に締固めを行うものとする。十分な施工幅が確保できない場合には斜転圧も考えられるが、斜転圧は本来のり面の仕上げ転圧として実施するものであり、十分な締固め効果は得られず、仕上がった後で転圧層が薄層状となり、降雨などによってのり面が崩壊することにつながるので、ここでは原則として水平転圧とする。

なお、既設堤防は長年の経過にともなって自然圧密され、築堤時よりは堤体は安定していると思われるが、表層は降雨等の自然条件や動植物によって劣化しているのが普通である。したがって、腹付けに際しては、この部分を除去する必要があり、また腹付けと既設堤防のなじみを良く

する意味からも段切りを行う必要がある。

以上のことから、ここでは腹付け盛土の基本方針を以下のように設定する。

① 腹付け部は機械化施工が可能な幅を確保する。

② 締固めは水平転圧によるものとする。

③ 腹付け幅が機械施工に必要な幅に満たない場合は、現場の一部を掘削し、機械施工に必要な幅を確保する(**図 3.4.3** 参照)[21)]。

④ 掘削された現堤の築堤材料を腹付け盛土材として再利用する場合は、土質の状態や粒度分布等を考慮し利用する。

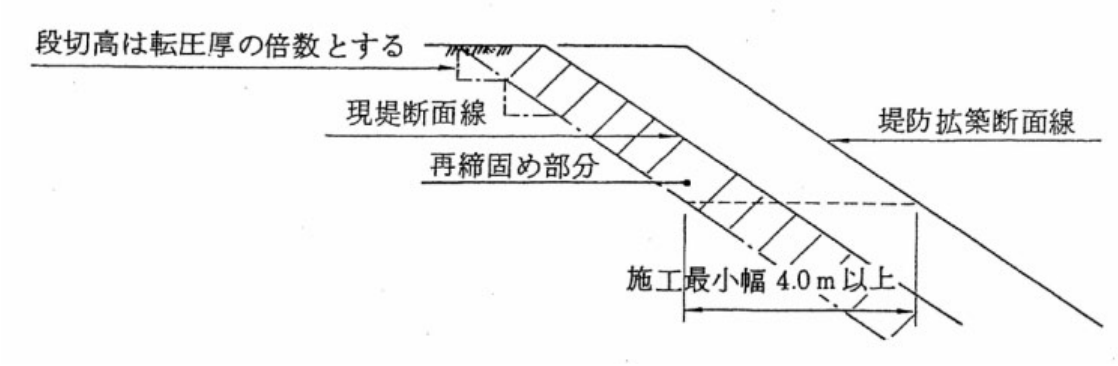


図 3.4.3 11t 級ブルドーザを使用した場合の施工最小幅の設定方法

3.4.5 特殊地盤対策

1) 軟弱地盤対策

軟弱地盤対策工法の設計については第 3.2 節に述べたとおりで、堤防の拡築設計においても変わりはないが、拡築ということで特に留意すべき点を示せば以下のとおりである。

21) 既設堤防を大幅に掘削することは経済的に効率が悪く、また拡築後の堤防の安定性に不安があるとの意見があるが、逆に既設堤防の中身は不明であり、必ずしも安定したものとは言えず、大幅に開削して再構築することの方が堤防の安全性の向上に有効であり、河川全体からみた場合の治水安全度が高まるため、むしろ流域全体としてみると経済的効果があるとみなすべきである。

① 拡築堤防の安全性を検討する場合、既設堤防下の地盤の強度を適切に評価することが重要である。可能であれば堤防横断方向の調査を実施して直接確認することが望ましいが、これができなくとも、築堤後の経過年数,沈下の記録,築堤前あるいは堤防敷外の地盤の圧密特性,既設堤防の断面形等をもとに地盤の強度を類推することができる。築堤前や堤防敷外の地盤強度をそのまま使用することは、極めて不経済な設計となる。

なお、既設堤防下の地盤については、少なくとも天端下およびのり面下の 2 ブロックに分け、それぞれに強度を設定する必要がある。

② 拡築堤防の沈下を検討するにあたっても、既設堤防の圧密沈下がどの程度進行しているか、またほぼ終了しているかを判断しておく必要がある。**図 3.4.4** は腹付けにともなう堤防の沈下を模式的に示したもので、既設堤防下の地盤は沈下にともなって圧密降伏応力が増大しているので、これを考慮した圧密沈下量の検討が必要である。

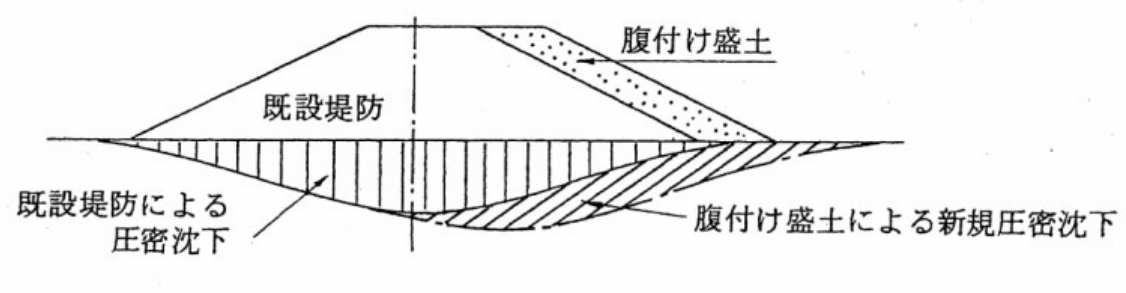


図 3.4.4 腹付けによる堤防の沈下

2) 透水性地盤対策

透水性地盤上の堤防拡築においても、第 3.3 節に示す対策工の設計を適用することができるが、特に問題となるのは次のような場合である。

① 過去に決壊や堤体漏水を生じた堤防や既設堤防が透水性の良い特殊な堤防を嵩上げのみで拡築する場合

② 透水性地盤が複雑に挟在し、裏のり尻部付近に難透水層が分布し、浸潤面が上昇しやすい地盤の場合

①の嵩上げのみによる堤防拡築では、既設堤防が透水性の良い特殊な堤防の場合、透水性については何ら改善されず、基本的には対策工法が必要となる。また、既設堤防が難透水性の場合でも②のように基礎地盤が透水性地盤であったり、透水性地盤が複雑に挟在する場合については、クイックサンドやパイピングあるいは裏のりすべり等が発生するおそれがあり、何らかの対策工法を必要とする。

(1) 特殊な堤防を嵩上げのみで拡築する場合

嵩上げのみの堤防拡築では、特殊な堤防を安定化させることは不可能であり、基本的には表のりでの河川水の遮水と裏のりでの安定性の向上を図る次のような対策工法が必要となる。

① 表のり部の遮水(難透水性土の被覆、または止水性高水護岸)

② 裏のり尻付近への排水機能を有した堤脚保護工

③ 裏のり部の押え盛土

④ 裏のり部の安定材料による置換工

(2) 基礎地盤全体が透水性地盤であったり、透水性地盤が複雑に挟在する場合

この場合の基本的な対策工としては、浸透水を遮断する方法，浸透流の経路長を増大する方法および排水機能を有した構造にする方法があり、堤体と基礎地盤に対して次のような対策工法がある。

a) 堤　　体

① 表のりの遮水(難透水性土の被覆,止水性高水護岸)

② 裏のりへの押え盛土

③ 裏のりへの排水機能を有した堤脚保護工

b) 基礎地盤

① 表のり下への遮水壁の打設(鋼矢板，シートウォール，スラリートレンチおよび地中連続壁等)

② 高水敷へのブランケット

以上のような対策工法は単独の適用には効果の確実性という点で疑問ものこる。特に透水性地盤が複雑に挟在する地盤で、堤内側に難透水層が分布し、地下水が行止まりとなる場合は、単独では堤体の安定性が得られない場合があり、対策工の組合せについても検討する必要がある。