

はじめに

官民連携新技術研究開発事業では、近年の公共事業の効率化への強い要請や公共事業の品質確保のため、平成9年度から、事業現場において一層の事業費の低コスト化、管理コストの低減等に資する技術の開発を官民の密接な連携の下に実施しております。

平成20年度末現在までに開発を完了した技術は43件あり、当該技術を採用した事業現場において、コスト縮減等効率的な事業執行に貢献してきているところです。

一方、現場からは、新技術の採用の検討に必要な「設計」、「施工」、「積算」等に関する情報が不足しているとの声があります。

この様な現場の声に応え、開発された新技術の普及を図り、農業農村整備事業の一層効率的な推進に資することを目的として、本書を作成しました。

本書は新技術の施工・積算に係るデータを収集・分析してとりまとめたものです。とりまとめにあたっては関係各位の協力をいただいておりますが、その位置づけはあくまで開発者が提供する諸情報をとりまとめたものであり、設計・積算等の基準を示すものではありません。

そのため、本書のご利用にあたっては、新技術の目的や特性等を十分にご理解いただいた上で、各々の現場条件と照らし合わせて適用の可否等を検討するとともに、採用にあたっては、現場条件等を加味した見積を改めて徴取する等、発注者自身の判断と責任の上で利用すべきである点にご留意願います。

本書のとりまとめにあたっては、農村振興局整備部設計課施工企画調整室、並びに独立行政法人 農業・食品産業技術総合研究機構農村工学研究所、新技術研究開発組合の関係の皆様にも多大なご指導・ご協力を賜わり感謝を申し上げます。

平成21年3月

社団法人 農業農村整備情報総合センター



目次

【概説】

1 砕・転圧盛土工法の概要	10
1.1 本指針の目的と適用範囲	10
1.2 用語・記号の定義	13
1.2.1 底泥土	13
1.2.2 固化材	14
1.2.3 固化処理土	14
1.2.4 砕・転圧盛土工法による堤体改修時各ゾーンの定義	16
2 従来の堤体改修法	18
2.1 従来の堤体改修事例	18
2.2 従来の堤体改修法の問題点	22
3 砕・転圧盛土工法によるフィルダム堤体改修法	24
3.1 砕・転圧盛土工法の原理	24
3.2 砕・転圧盛土工法による堤体改修の特徴	29
3.2.1 砕・転圧土の強度特性	29
3.2.2 通常の築堤土と砕・転圧土の堤体改修法の比較	31
3.3 砕・転圧盛土工法をフィルダムに適用する場合の課題	33
3.4 フィルダムとため池における相違	33
3.4.1 堤体内の応力レベルと強度パラメータ	33
3.4.2 貯水池内の底泥土の粒度変化の影響	35
3.4.3 新設・既設堤体間の強度・変形特性の相違と堤体ゾーニング	38
3.5 砕・転圧盛土工法による堤体改修時の堤体ゾーニング	41
3.5.1 堤体の基礎地盤	41
3.5.2 砕・転圧盛土工法による堤体改修時の堤体ゾーニング	42
3.6 耐震性向上のための検討	49
3.6.1 一般的事項	49
3.6.2 砕・転圧盛土工法による耐震補強	49
3.6.3 耐震性向上の留意点	50
3.7 砕・転圧盛土工法による堤体改修の効果	53

【設計編】

4	事前調査・試験	56
4.1	一般的事項	56
4.2	フィルダムの既設堤体などの現況調査	57
4.3	利用可能な底泥土等の土量調査	58
4.4	底泥土と掘削発生土等の試料採取	59
4.5	底泥土と掘削発生土等の利用計画	60
5	配合設計のための室内配合試験	62
5.1	一般的事項	62
5.1.1	室内配合試験一般	62
5.1.2	配合試験で実施する各種室内土質試験	64
5.2	室内配合試験のフローチャート	65
5.3	試験前の試料調整	66
5.4	固化材	67
5.4.1	固化材の選択	67
5.4.2	固化材添加量の表示	68
5.4.3	固化材の添加方法	69
5.5	試料土と固化材による固化処理土の準備	70
5.6	固化処理土の供試体の作製	70
5.6.1	初期固化土の供試体の作製法	70
5.6.2	砕・転圧土の供試体の作製法	71
5.7	初期固化土と砕・転圧土の一軸圧縮試験	72
5.7.1	固化材選定試験	73
5.7.2	初期固化土の一軸圧縮試験	74
5.7.3	含水比と粒度が変化する底泥土の細・粗粒分分離モデル	75
5.7.4	砕・転圧土の一軸圧縮試験	84
5.8	砕・転圧土の三軸圧縮試験	89
5.8.1	一般的事項	89
5.8.2	砕・転圧土の強度・変形特性	90
5.8.3	砕・転圧土の破壊規準と強度パラメータ	93
5.9	現場／室内強度比	96
5.10	砕・転圧土の遮水性確認試験	98
5.11	砕・転圧土の沈下特性試験	100
5.12	六価クロム溶出試験	101
5.13	標準的な室内配合試験の構成	102

6	設計方法	104
6.1	砕・転圧土の強度特性を考慮した安定計算	104
6.1.1	フィルダムとため池における応力レベルの相違	104
6.1.2	砕・転圧土のバイリニア型破壊規準の安定計算への導入法	104
6.2	目標強度の設定	106
6.2.1	目標強度を設定する養生日数	106
6.2.2	目標強度の設定	106
6.2.3	堤体の安定性に必要な強度と固化材添加量	108
6.2.4	乾・湿繰返しによる強度劣化対策	113
6.2.5	トラフィカビリティーの確保に必要な強度と固化材添加量	114
6.2.6	現場での固化材添加量の決定	116
6.2.7	固化材添加量の含水比と粒度による補正	117
6.2.8	現場での強度の管理値	121
6.3	遮水性基準値と目標強度	123
6.4	砕・転圧土の土被り圧に対する目標強度	126

【施工編】

7	施工方法	130
7.1	一般的事項	130
7.2	施工計画	131
7.3	準備工	132
7.4	プラントヤードの造成	132
7.5	プラント設置工	133
7.5.1	プラント機械・設備	133
7.5.2	初期固化プラントの設置（スラリー添加方式）	134
7.6	初期固化ピットの造成	135
7.6.1	初期固化ピット	135
7.6.2	初期固化ピットの構造	135
7.6.3	初期固化ピットの造成例	136
7.7	試験施工	138
7.7.1	一般的事項	138
7.7.2	試験施工の実施	139
7.7.3	各工程での施工性の確認	140
7.7.4	初期固化土の強度と砕・転圧土の強度・遮水性の確認	141
7.8	施工作業班の編成	142
7.9	初期固化工	143
7.9.1	初期固化機	143

7.9.2	底泥土への固化材の添加と固化処理法	144
7.9.3	底泥土あるいは掘削発生土等の初期固化ピットへの準備	145
7.10	初期固化土の解砕工	148
7.11	築堤工	150
7.11.1	築堤準備工	150
7.11.2	築堤工	152
7.12	覆土工	155
7.13	洪水吐周辺の施工	157
7.14	法面保護工	159
7.15	施工上の注意事項	160
8	工事管理	161
8.1	工事管理一般	161
8.2	施工管理	161
8.2.1	材料管理と施工状況管理	161
8.2.2	底泥土・混合泥土等の含水比と粒度を考慮した固化材添加量の管理	162
8.2.3	固化材スラリーの密度と供給量の管理	164
8.3	品質管理	166
8.3.1	現場試験室	167
8.3.2	強度の日常管理試験	169
8.3.3	遮水性の日常管理試験	173
8.3.4	強度の一定土量築堤毎の品質管理試験	173
8.3.5	遮水性の一定土量築堤毎の品質管理試験	176
8.3.6	六価クロム溶出試験	178
8.3.7	施工管理・品質管理試験の実施頻度	178
9	堤体観測と湛水試験	180
9.1	堤体観測	180
9.2	湛水試験	180

【積算編】

10	積算	184
10.1	一般事項	184
10.1.1	適用範囲	184
10.1.2	引用基準類及びその他資料	184
10.1.3	材料費, 労務費, その他	184
10.2	積算基準	185
10.2.1	積算価格の構成	185

10.2.2	標準施工システム	186
10.2.3	標準施工機械・装置の形状と寸法及び人員配置	187
10.2.4	燃料消費量	193
10.2.5	施工能力の算定	193
10.2.6	主要機械の寸法と重量	202
10.3	積算例	203

【参考資料】

1.	「砕・転圧盛土工法」による フィルダム堤体改修事業の流れ	222
2.	砕・転圧盛土工法の特記仕様書の例	223
3.	建設機械等損料算定表	230
4.	土量換算係数について	232

【参考文献】

参考文献	233
------	-----





【概 説】



1 砕・転圧盛土工法の概要

1.1 本指針の目的と適用範囲

本指針は、フィルダムの堤体改修に砕・転圧盛土工法を適用するためのもので、貯水池内に堆積して貯水容量の減少や水質悪化の原因になり除去処分が必要な底泥土を、あるいは底泥土に改修工事に伴って発生する掘削土等を混合して固化処理することで所要の強度あるいは遮水性を有する築堤土を人工的に製造し、既設堤体の漏水防止のためのコアゾーン、堤体補強のためのシェルゾーンを築造する堤体改修法に関するものである。

適用範囲は、既設堤体を傷んだ表層部分だけ掘削除去するのみで全面的に活用し、嵩上げ高が堤体余裕高の不足を補うだけにとどめて堤体補強と漏水防止を行う小規模な堤体改修を対象とするもので、貯水容量を増加させるような大規模な堤体嵩上げを伴う堤体改修は対象としない。

我国には築造後40年以上経過したフィルダム(堤高 $H \geq 15$ m)が約1,800箇所あるとされており^{1),2)}、その多くは老朽化が進み堤体の安定性不足や漏水等により早急な改修が必要とされている。しかしながら、最近ではダム近傍で堤体安定に必要な強度あるいは貯水機能を満足する遮水性を有する築堤土を入手することが難しく、堤体改修が計画的に進まない状況にある。一方、老朽化フィルダムの貯水池内には底泥土が厚く堆積しており、貯水容量の減少や水質の悪化などの貯水機能の阻害や低下の原因になっている。一部では機能回復のための対策として底泥土の浚渫除去が行われているが、底泥土は粘土・シルト分を多く含み含水比が極端に高い超軟弱な状態にあり、捨土するにもそのままの状態では運搬することさえも容易ではない。また、最近では底泥土の捨て場所を確保することが経済性だけでなく環境面からも難しくなっている。このような状況はフィルダムよりも堤体規模が小さいため池($H < 15$ m)の場合も同様であるが、改修に必要とされる築堤土量や除去処分すべき底泥土量が大きいフィルダムの場合の方がより深刻な状況にある。

砕・転圧盛土工法*は、もともとため池を対象に堤体改修と底泥土の除去処分を同時に達成できるように、池内に堆積した底泥土を固化処理して所要の強度と遮水性を有する築堤土を製造し、堤体補強や漏水防止のための腹付け・押え盛土を築造する堤体改修技術として開発されたもので^{3)~8)}、これまでに数箇所の堤体改修に適用されている^{9)~13)}。我国における老朽化したフィルダムは、堤高がせいぜい30 mまでのもので、これらの多くはため池の場合と同じように均一型かあるいはこれに近い堤体構造をしているため、ため池で採用される堤体改修法をそのまま適用することが可能である。

本指針は老朽化したフィルダムの堤体改修に砕・転圧盛土工法を適用するためのもので、貯水池内に堆積して貯水容量の減少や水質悪化の原因になり除去処分が必要な底泥土等を、あるいは底泥土と工事に伴って発生する掘削土等を混合して固化処理することで所要の強度あるいは遮水性を有する築堤土を人工的に製造し、図1.1に概念的に示すように、既設堤体の漏水防止のためのコアゾーン、堤体補強のためのシェルゾーンを築造する堤体改修法に関するものである。また、適用範囲は、既設堤体を表層の傷んだ部分を掘削除去するだけで全面的に活用して、余裕高不足を補う程度の堤体嵩上げに限定して堤体補強や漏水防止を行う小規模な堤体改修を対象とし、貯水容量を大幅に増加させるような大規模な堤体嵩上げを伴う堤体改修は対象としない。

* 砕・転圧盛土工法は「ため池を対象にした堤体改修法」として平成15年度地盤工学会技術開発賞を、「フィルダムを対象にした堤体改修法」として平成20年度地盤工学会技術開発賞をそれぞれ受賞している。また、砕・転圧盛土工法をフィルダムの堤体改修に適用する場合の設計法を提案に関して、ダム工学会機関誌「ダム工学」への投稿論文『福島伸二、谷 茂、北島 明、西本浩司：固化処理底泥土を用いた老朽化フィルダムの堤体補強における設計法の提案、ダム工学、Vol.16, No.1, pp.20-29, 2006.』¹⁴⁾が平成18年度ダム工学会論文賞を受賞している。

【注意】

(1) 砕・転圧盛土工法は次の特許に登録されている。

特許第3241339号「ため池の底泥を用いた盛土材の作製方法およびため池の堤体の補修、補強方法ならびに破碎機」（特許権者：株式会社フジタ、太平洋セメント株式会社、独立行政法人農業・食品産業技術総合研究機構 農村工学研究所）

(2) 特許の許諾手続、特許料等については独立行政法人農業・食品産業技術総合研究機構 農村工学研究所、または新技術開発組合（株式会社フジタ〔代表者〕・太平洋セメント株式会社）まで照会すること。

連絡先：株式会社フジタ 建設本部 土木エンジニアリングセンター 電話：03-3796-2299

(3) 砕・転圧盛土工法は以下の新技術に登録されている。

・ 社団法人農業農村整備情報総合センター新技術候補 No.194

〈参考〉社団法人農業農村整備情報総合センター ARIC ウェブサイト (<http://www.aric.or.jp/>)

・ 国土交通省新技術情報システム NETIS CB-050042

〈参考〉国土交通省 NETIS ウェブサイト (<http://www.kangi.ktr.mlit.go.jp/RenewNetis/index.asp>)

(4) 砕・転圧盛土工法のため池版の指針「ため池改修工事の効率化－砕・転圧盛土工法によるため池堤体改修－設計・施工指針（案）、および積算指針（案）」⁸⁾が社団法人農業農村整備情報総合センターから刊行されている。

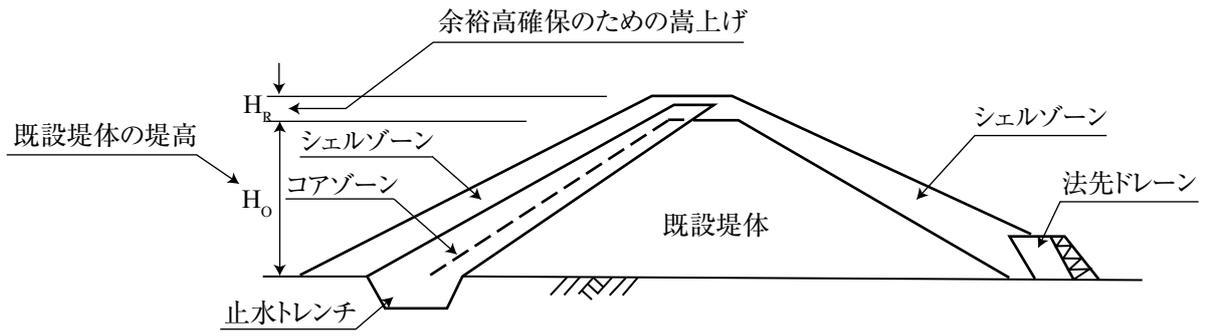


図 1.1 フィルダムの堤体改修（堤体の補強と漏水防止）

1.2 用語・記号の定義

1.2.1 底泥土

フィルダム貯水池内に堆積する底泥土は粘土・シルト分のような細粒分を多く含み、高含水比で超軟弱状態にあるものである。本指針では、底泥土は堆積位置により含水比や粒度は異なるので、堤体近くの水深の大きい区域に堆積し、最も含水比が高く、かつ細粒分を多く含む底泥土を基本底泥土とし、これより上流域に堆積した細粒分が少ない底泥土は基本底泥土に $75 \mu\text{m}$ を超える砂以上の粗粒分だけが加わっただけで固化処理上の物理化学的性質は変わらないものとして扱う。

また、底泥土に工事に伴って既設堤体や池敷等の掘削により発生する土砂を加えて混合泥土として使用する場合には、混合泥土を底泥土単体の場合と同様に扱い、対象とする工事内で取扱う混合泥土のうちで細粒分を最も多く含むものを基本底泥土とし、その時の含水比と粒度を基準値に設定するものとする。

【底泥土に関する記号】

記号	解 説	単 位
M	底泥土の湿潤質量 ($= M_s + M_w$)	t, kg
M_s	底泥土の土粒子分質量 ($= M_{sO} + \Delta M_{sC}$)	
M_w	底泥土に含まれる水分質量 ($= M_{wO} + \Delta M_w$)	
M_{sO}	基本底泥土の土粒子分質量 ($= M_{sF} + M_{sC}$)	
M_{sF}	基本底泥土の土粒分のうち $75 \mu\text{m}$ 以下の細粒分 (粘土・シルト) の質量	
M_{sC}	基本底泥土の土粒分のうち $75 \mu\text{m}$ を超える粗粒分質量	
M_{wO}	基本底泥土に含まれる水分質量	
ΔM_{sC}	底泥土と基本底泥土の土粒子分のうち $75 \mu\text{m}$ を超える粗粒分質量の差	
ΔM_w	底泥土と基本底泥土の水分質量の差	
ρ_s	底泥土の土粒子密度	t/m ³ g/cm ³
V_s	底泥土の土粒子分の容積 ($= M_s / \rho_s$)	m ³
V_w	底泥土の水分が占める容積 ($= M_w / \rho_w$)	
ρ_w	水の密度	1t/m ³ 1g/cm ³
w_T	底泥土の全体含水比 ($= (M_w / M_s) \times 100$)	%
w	基本底泥土の換算含水比 ($= (M_w / M_{sO}) \times 100$)	
w_O	基本底泥土の配合試験時の基準含水比 ($= (M_{wO} / M_{sO}) \times 100$)	
F_C	・底泥土の粒子径 $75 \mu\text{m}$ 以下の細粒分含有率 ($= (M_{sF} / M_s) \times 100$) ・本指針では粒度の指標として使用	%
F_{CO}	基本底泥土の配合試験時の $75 \mu\text{m}$ 以下の細粒分含有率の基準値 ($= (M_{sF} / M_{sO}) \times 100$)	

1.2.2 固化材

砕・転圧盛土工法において使用する固化材はセメント系を基本としているが、その他石灰系、普通セメント等も使用することもあり、添加方法はスラリー方式を標準とする。

【固化材に関する記号】

記号	解 説	単 位
ρ_c	固化材の密度	t/m ³ g/cm ³
ρ_w	固化材に加えた水の密度	t/m ³ g/cm ³
ΔM_c	底泥土あるいは混合泥土 V = 1m ³ 当りに添加する固化材質量	kg/m ³
ΔM_c^s	堤体安定に必要な強度パラメータを現場で達成できる底泥土あるいは混合泥土 V = 1m ³ 当りの固化材添加量	kg/m ³
ΔM_c^T	トラフィカビリティーを確保するために必要な強度を現場で達成できる底泥土あるいは混合泥土 V = 1m ³ 当りの固化材添加量	kg/m ³
ΔM_c^*	目標強度を現場で達成できる底泥土あるいは混合泥土 V = 1m ³ 当りの固化材添加量	kg/m ³
M_c	底泥土あるいは混合泥土 V (m ³) に必要とされる固化材添加量 (= $\Delta M_c \cdot V$)	kg
M_{cw}	スラリー添加の場合の固化材に加える水質量	kg
w/c	スラリー添加の場合の固化材に加えた水質量 M_{cw} と固化材乾燥質量 M_c の比 (M_{cw} / M_c) で、水・固化材比	
M_{SL}	スラリー状の全固化材質量 (= $M_c + M_{cw} = M_c \cdot \{1 + (w/c)\}$)	kg
V_{SL}	固化材全容積 (= $V_c + V_{cw} = M_c \cdot [1 / \rho_c + (w/c) / \rho_w]$)	m ³
V_c	固化材全容積 V_{SL} に占める固化材部分の容積 (= M_c / ρ_c)	m ³
ρ_{SL}	固化材スラリーの密度 $\rho_{SL} = M_{SL} / V_{SL} = [1 + (w/c)] / [1 / \rho_c + (w/c) / \rho_w]$	t/m ³ g/cm ³

1.2.3 固化処理土

(1) 初期固化土 (Initial-Stabilized Soil)

底泥土あるいは混合泥土に固化材を添加して、所定の日数 t_s だけ固化させた固化処理土をいう。固化材を添加・混合してからの経過日数 t_s は初期固化日数という。

(2) 解 碎 土

所定の初期固化日数 t_s だけ固化させ、まだ固化途上にある初期固化土を規定の最大粒径 D_{max} により解砕した状態の固化処理土をいう。

(3) 砕・転圧土 (Crushed-Compacted Soil)

所定の初期固化日数 t_s で準備された解砕土を、通常の築堤土と同じように、撒き出し、さらに一定層厚に敷き均してから転圧した状態の固化処理土をいう。固化材を添加・混合してからの経過日数が $t (= t_s + t_{cc})$ となるので、初期固化土を解砕・転圧してからの経過日数は $t_{cc} (= t - t_s)$ となる。

【固化処理土に関する記号】

記号	解 説	単 位
t_s	初期固化日数といい、底泥土あるいは混合泥土に固化材を添加・混合した初期固化状態における日数 ($t_s = 3$ 日を標準としている)	日
$(q_u)_{ISX}$ $(q_u)_{IS10}$	初期固化日数 $t_s = X$ 日目までに発現した初期固化土の一軸圧縮強さ $(q_u)_{IS10} : t_s = X = 10$ 日目の初期固化土の一軸圧縮強さ	kN/m ²
t_{cc}	ある初期固化日数 t_s だけ固化させた初期固化土を解砕・転圧してからの経過日数 $t_{cc} (= t - t_s)$	日
$(q_u)_{CCY}$ $(q_u)_{CC7}$	$t_s = X$ 日で解砕・転圧してから目標強度の設定日である $t = 10$ 日 ($= t_s + t_{cc}$) に相当する日数 $t_{cc} = 10 - X = 10 - X = Y$ 日目まで経過した砕・転圧土の一軸圧縮強さ $(q_u)_{CC7} : t_{cc} = 7$ 日目の砕・転圧土の強度	kN/m ²
$(c')_{CC}$ $(c')_{CC7}$	$t_s = X$ 日で解砕・転圧してから目標強度の設定日である $t = 10$ 日 ($= t_s + t_{cc}$) に相当する日数 $t_{cc} = 10 - X = 10 - X = Y$ 日目まで経過した砕・転圧土の有効応力表示の粘着力 $(c')_{CC7} : t_{cc} = 7$ 日目の砕・転圧土の有効粘着力	kN/m ²
$(\phi')_{CC}$ $(\phi')_{CC7}$	ある t_s で解砕・転圧してから t_{cc} だけ経過した砕・転圧土の有効応力表示の内部摩擦角 ($t = t_s + t_{cc}$) $(\phi')_{CC7} : t_{cc} = 7$ 日目の砕・転圧土の有効内部摩擦角	度
ρ_{tCC}	砕・転圧土の湿潤状態における密度 ($t = t_s + t_{cc}$)	t/m ³ g/cm ³

【固化処理土に関するその他の記号】

記号	解 説
a_{FL}	現場 / 室内強度比といい、現場での固化処理土の強度 $(q_u)_{Field}$ と室内での固化処理土の強度 $(q_u)_{Laboratory}$ の比で、実施工と室内混合条件との相違を補正するための強度割増しを行う係数
β_{DW}	乾・湿繰返し履歴による強度低下比
R_X	固化材添加後の全経過日数 $t = t_s + t_{cc} = 28$ 日における砕・転圧土の強度 $(q_u)_{CC}$ と初期固化土の強度 $(q_u)_{IS}$ の比で、初期固化土を解砕・転圧したことによる強度低下の割合を表す (R_X の値は初期固化日数 $t_s = X$ 日より異なるので、 $t_s = X = 3$ 日での値は R_3 として表示)

1.2.4 砕・転圧盛土工法による堤体改修時各ゾーンの定義

砕・転圧盛土工法における砕・転圧土は底泥土等をセメント系固化材等により固化処理して人工的に製造した築堤土であることから通常の築堤土の材料区分にそぐわないため、本指針では砕・転圧土で改修された堤体の各ゾーンを機能に応じて以下のように定義している。図 1.2 は砕・転圧盛土工法による堤体改修時の堤体ゾーニングの基本形を示し、下流側のドレーン工が既設堤体に期待できる遮水性により決まる浸潤面の位置に応じて、上図のフィルターゾーンの場合と、下図の法先ドレーンの場合の堤体になる（第 3.5 節を参照）。

(1) コアゾーン

コアゾーンは堤体各ゾーンのうち、既設堤体の漏水防止のために砕・転圧土により築造された遮水を目的としたゾーンをいう。

(2) 止水トレンチ

コアゾーンのうち基礎地盤内の止水層まで掘り込まれた部分をいう。

(3) シェルゾーン

シェルゾーンは堤体各ゾーンのうち、既設堤体の安定化のためにコアゾーンあるいは既設堤体に隣接して補強を目的としたゾーンで、砕・転圧土により築造されたゾーンのうちコアゾーン以外のゾーンをいう。ただし、シェルゾーンは、図 1.3 に概念的に示すように下流側だけを、図 1.4 に概念的に示すように上・下流側の両方を、砕・転圧土の代りに掘削発生土等により築造されることがある。本指針では、掘削発生土等により築造されたシェルゾーンは砕・転圧土に比較すると堤体補強機能が限定的なため、砕・転圧土の場合と区別してランダムゾーンということもある。

(4) トランジションゾーン

砕・転圧土により築造されたコアゾーンとシェルゾーンとの間の強度レベルの相違を緩和するために両者の間に中間の強度レベルの砕・転圧土により築造されたゾーン、あるいは既設堤体と隣接して砕・転圧土により築造されたシェルゾーンとの間の強度レベルの相違を緩和するために両者の間に中間の強度レベルの砕・転圧土により築造されたゾーンをいう。

(5) フィルターゾーン

既設堤体内の浸潤面が比較的高い場合に、これを低下させて浸透水を安全に堤体外に排水するために堤体下流側の既設堤体とシェルゾーンとの間に配置されるフィルターとドレーンの各機能をもつゾーンをいう。

(6) 法先ドレーン

既設堤体内の浸潤面が比較的低い場合に浸透流を安全に排水するために堤体下流側の法先に配置されるドレーン機能をもつ構造物をいう。

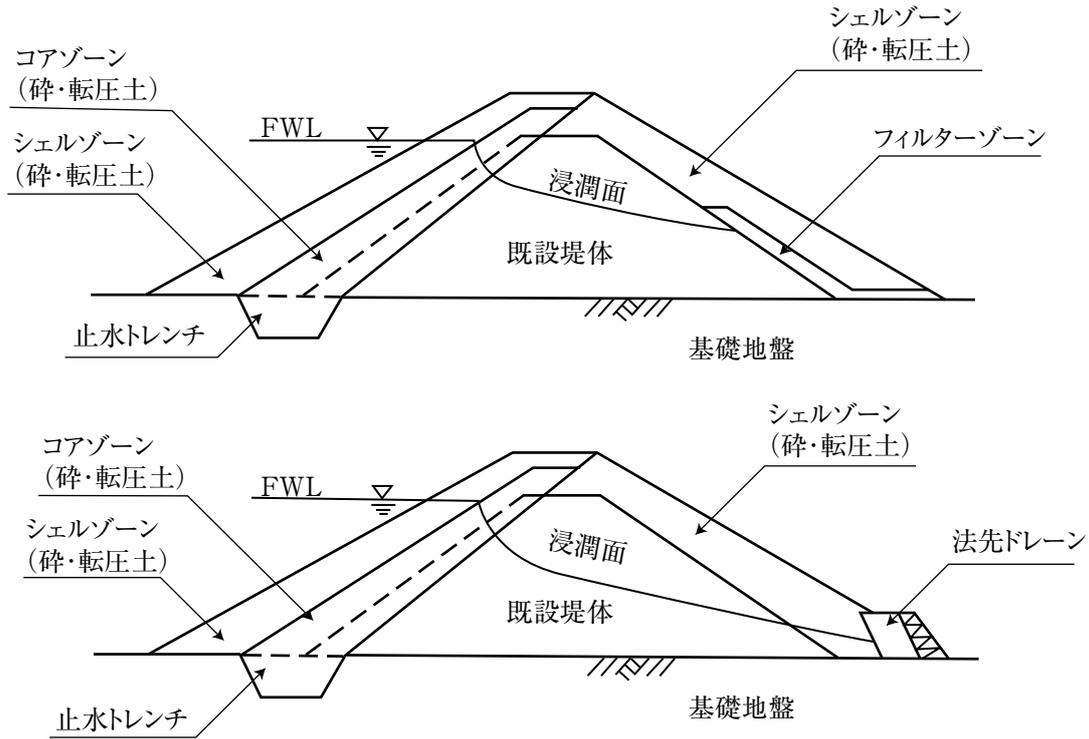


図 1.2 砕・転圧盛土工法による堤体改修でのゾーニング（基本形）

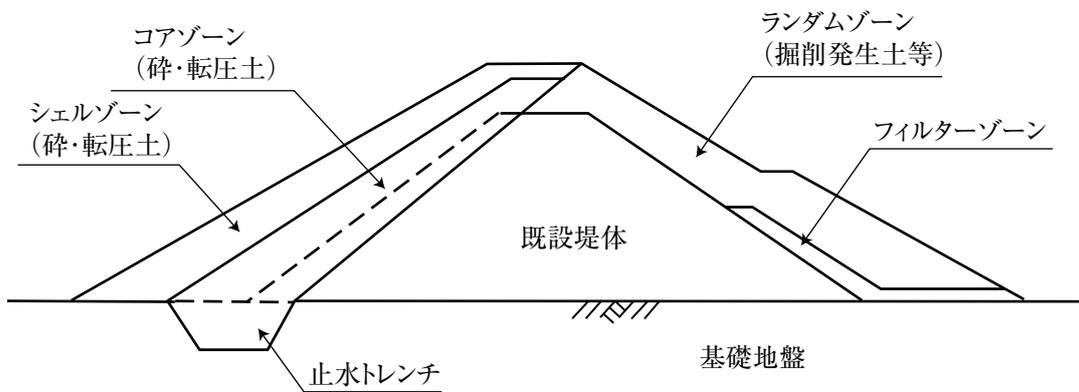


図 1.3 砕・転圧盛土工法による堤体改修でのゾーニング（下流側シェルゾーンを掘削発生土等により築造）

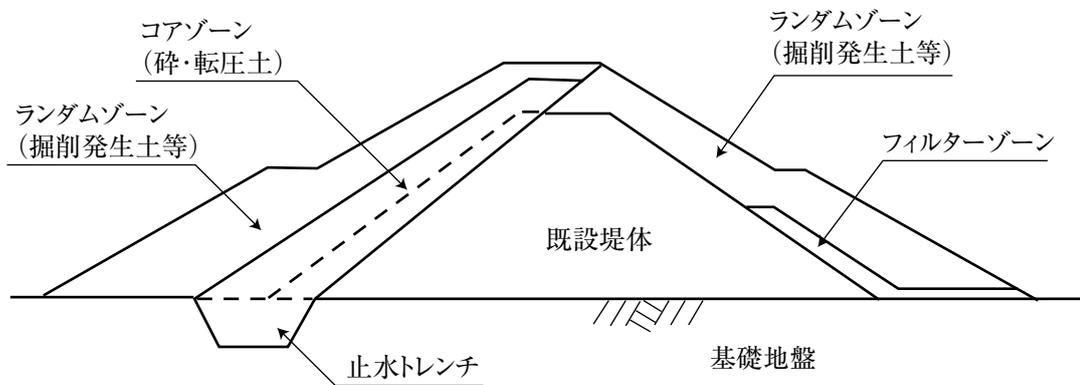


図 1.4 砕・転圧盛土工法による堤体改修でのゾーニング（上・下流側シェルゾーンを掘削発生土等により築造）

2 従来の堤体改修法

2.1 従来の堤体改修事例

我国において、これまでに実施されてきた老朽化したフィルダムの堤体改修は、既設堤体に補強や漏水防止のためのコアゾーンあるいはシェルゾーンを腹付ける場合のように、堤体の余裕高不足を補う程度の嵩上げを行う小規模なものから、貯水容量を拡大するための嵩上げを行う大規模なものまで、嵩上げ規模に応じて各種のものがある。

堤体改修時のゾーニングパターンを決定するには

- (1) 既設堤体に期待できる安定性（強度・変形特性）と遮水性
- (2) 使用された築堤土の強度変形特性や遮水特性
- (3) 基礎地盤の力学特性と水理的安定性

などを考慮して決められるが、既設堤体への腹付け型盛土から既設堤体に載せた嵩上げ型盛土のようなゾーニングパターンがあり、嵩上げ規模に応じておおよその基本形が決まるものと考えられる^{15)・16)}。

本指針は、図 2.1 に概念的に示すように、嵩上げ高 H_R が既設堤体の堤高 H_0 に比較して余裕高を確保する程度と小さく ($H_R \ll H_0$)、既設堤体をほぼそのまま活用して堤体の補強や漏水防止を行うために、上流側に漏水防止のためのコアゾーンあるいは補強のためのシェルゾーンを、下流側に補強のためのシェルゾーンをそれぞれ築造する場合を対象とする。小規模な堤体改修におけるコアゾーンあるいはシェルゾーンは既設堤体の表層の傷んだ部分を掘削除去して、既設堤体と一体化して堤体全体の安定性を確保できる厚さが必要となる。また、洪水吐は、老朽化による損傷が著しい場合や、洪水容量が不足する場合を除けば、堤体嵩上げにより新たに加わる土圧や浮力が限定的なことから、既設部の側壁の嵩上げと補強を加える程度でそのまま活用できるものと考えられる。

小規模な堤体改修の事例として、老朽化フィルダムの堤体改修事例を整理した参考文献¹⁵⁾、¹⁶⁾の中から代表的なものを挙げると、図 2.2 に示す倉橋ダム¹⁷⁾、図 2.3 に示す大正池¹⁷⁾、図 2.4 に示す村山下貯水池^{18)~20)}などがある。なお、図名中の () 内の数字は堤体改修の完成年度、 Δ_{CL} は図 2.1 で概念的に示したように定義した上流側への移動を正とした堤体軸の移動量である。堤体改修時のゾーニングパターンは、倉橋ダムのように堤体上流側に遮水のためのコアゾーン、あるいは堤体補強のためのシェルゾーンを築造し、堤体軸を上流側に移動させるのが一般的である ($\Delta_{CL} > 0$)。理由は堤体上流側が侵食等により断面不足を生じたなどのために補強を必要としていることが多いこと、漏水防止を堤体上流側で行うことが有効なためであろう。大正池は、上流側には遮水のためのコアゾーンと補強のためのシェルゾーンからなる傾斜ゾーンを、下流側には補強のためのシェルゾーンをそれぞれ築造して、堤体軸の移動がないようにした事例である ($\Delta_{CL} \cong 0$)。また、村山下貯水池は、用水供給を維持したまま堤体を補強する必要があったこと、法面勾配が急で危険な状況にあった下流側のみを補強することから、堤体軸を下流側に移動させた事例である ($\Delta_{CL} < 0$)。

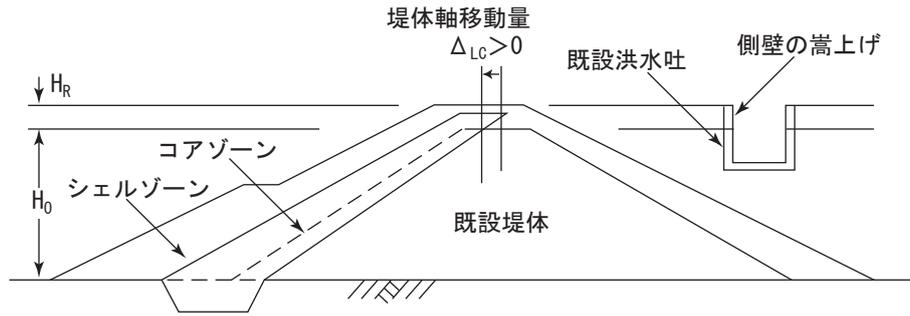


図 2.1 補強あるいは漏水防止を対象とした堤体改修の概念図 ($H_R \ll H_0$)

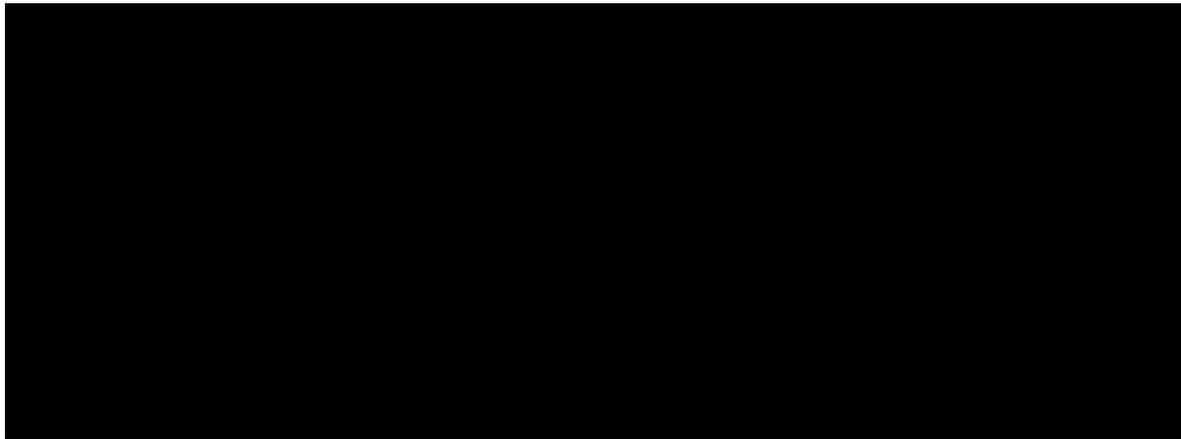


図 2.2 倉橋ダムの改修後の標準堤体断面 (2000, $\Delta_{CL} > 0$)¹⁷⁾

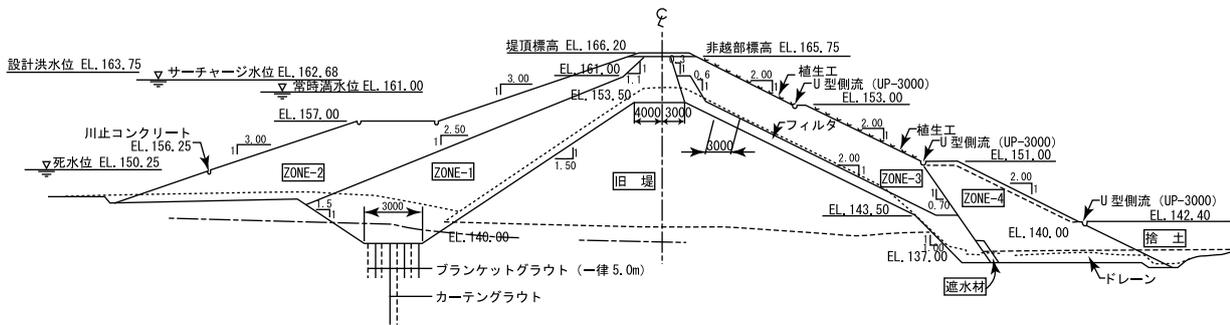


図 2.3 大正池の改修後の標準堤体断面 (2002, $\Delta_{CL} \doteq 0$)¹⁷⁾

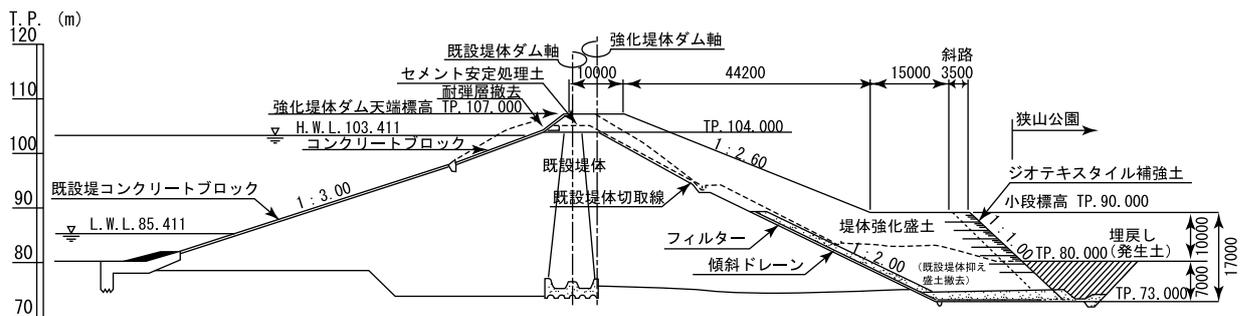


図 2.4 村山下貯水池の改修後の標準堤体断面 (施工中, $\Delta_{CL} < 0$)^{18) ~ 20)}

以上の事例のうち堤体上流側の漏水防止を必要とした倉橋ダムと大正池は、堤体上流側に漏水防止のためのコアゾーンと、堤体安定化のためのシェルゾーンを既設堤体よりも緩勾配で腹付けているが、堤体底面からの漏水防止のために止水トレンチを掘削しなければならないことから上流側の堤体法先部とその前縁部に沿った池敷の掘削量が非常に多くなっている。特に、築堤土に利用できない底泥土や軟弱土が大量に発生するのもこの部分からである。堤体下流側の安定性は、倉橋ダムにおいて典型的にみられるように、上流側と同様に既設堤体よりも緩勾配でシェルゾーン、あるいは押し盛土を腹付けることで確保するのが基本となっている。ただし、図2.5に概念的に示すように、堤体上流側のコアゾーンによる浸潤面を低下させて有効応力増加を図る効果と、法先ドレーンによる浸透水を排水する効果が下流側の堤体安定化に寄与していることも見逃せない。

下流側のドレーン工は既設・新設堤体間に傾斜ドレーンを配置している事例（大正池，村山下貯水池）と法先ドレーンのみを配置した事例（倉橋ダム）がある。傾斜ドレーンと法先ドレーンのどちらを採用するか判断基準は明らかではないが、既設・新設を含めた堤体全体を均一型と見なすか、傾斜コアゾーン型と見なすかの差にあると思われる。すなわち、堤体全体が均一型である場合には浸潤面が法面途中に現れる可能性があるため、図2.6に概念的に示すように、浸透水を確実に捕捉できるように傾斜ドレーンを配置する。一方、既設堤体の透水係数がコアゾーンより10倍以上高く傾斜コア型と見なせる場合には、図2.7に概念的に示すように、浸潤面の低下が期待できるので法先ドレーンを配置する。

洪水吐は、倉橋ダムや村山下貯水池のように、嵩上げ高が余裕高を確保する程度の小規模な場合には既設部をほとんどそのまま活用している。大正池では嵩上げ高がやや大きいことや、老朽化による損傷があったことや、構造や容量が現行基準に合致していなかったことから移設している。

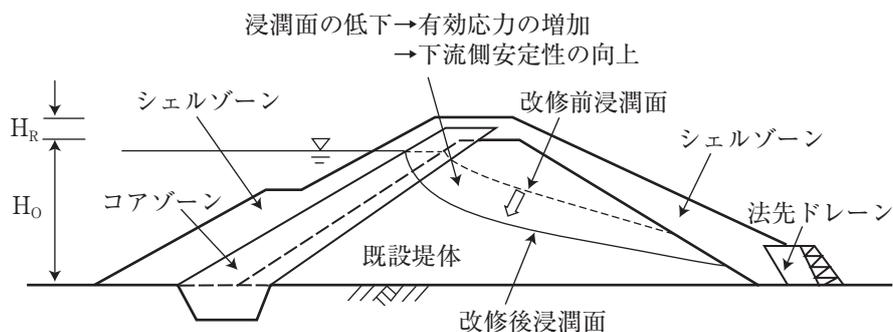


図 2.5 コアゾーンとドレーン工による堤体下流側の安定化効果

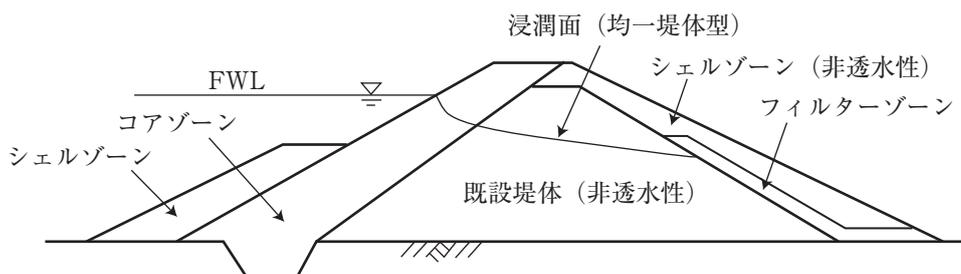


図 2.6 堤体全体を均一型とした場合のドレーン工

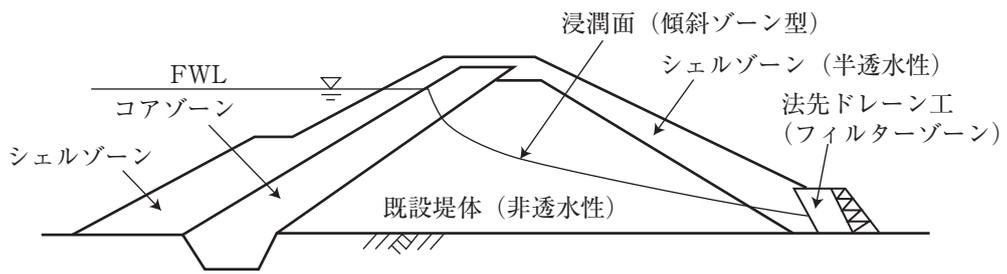


図 2.7 堤体全体を傾斜コアゾーン型とした場合のドレーン工

2.2 従来の堤体改修法の問題点

前節でみてきたように、フィルダムの堤体を通常の築堤土により改修（補強，あるいは漏水防止）するには，その築堤土が本来有している強度レベルからみると，法面勾配は既設堤体よりもかなり緩い勾配にする場合が多い。したがって，改修には大量の築堤土を必要とするだけでなく貯水容量の大幅な減少を招いてしまうことや，下流側の改修には新たな広い用地が必要になってくる。

一般に，フィルダムでは，下流側法面が上流側法面より急勾配で築造されている場合が多い（平均で0.5割程度急勾配である），下流側法面の安定化が非常に重要になってくる。そこで，下流側法面を安定化させるためには，図2.8の上図に概念的に示すような腹付け盛土を築造することになるが，これには下流側に新たな用地が必要となってくる。下流側に新たな用地が確保できない場合には，図2.8の下図に概念的に示すように，既設堤体を切り取って緩勾配とすることが考えられる。しかし，この場合には堤体軸を池側に大きく移動させることになり，貯水容量の大幅な減少や土工量の増加につながってしまう。いずれにしても，従来の堤体改修法では，改修に大量の築堤土が必要になること，貯水容量の減少が避けられないこと，下流側に新たな広い用地が必要となること，などの問題があることが明らかである。

一方，堤体改修には所要の強度や遮水性を有する築堤土をダム近傍で入手しなければならないが，最近では土取り場を確保することに伴う林地開発が環境保全上規制されているなど築堤土の入手しにくい状況となってきた。また，既設堤体部やコアゾーン基礎部に相当する止水トレンチの掘削では軟弱土砂が大量に発生するが，これを廃棄するための土捨て場も確保しなければならない。仮に，築堤土の土取り場や廃棄土砂の土捨て場が確保できたとしても，大量の土砂のダンプ運搬が交通障害を引き起こしてしまい運搬経路の沿線住民の理解を得にくくなってきている。

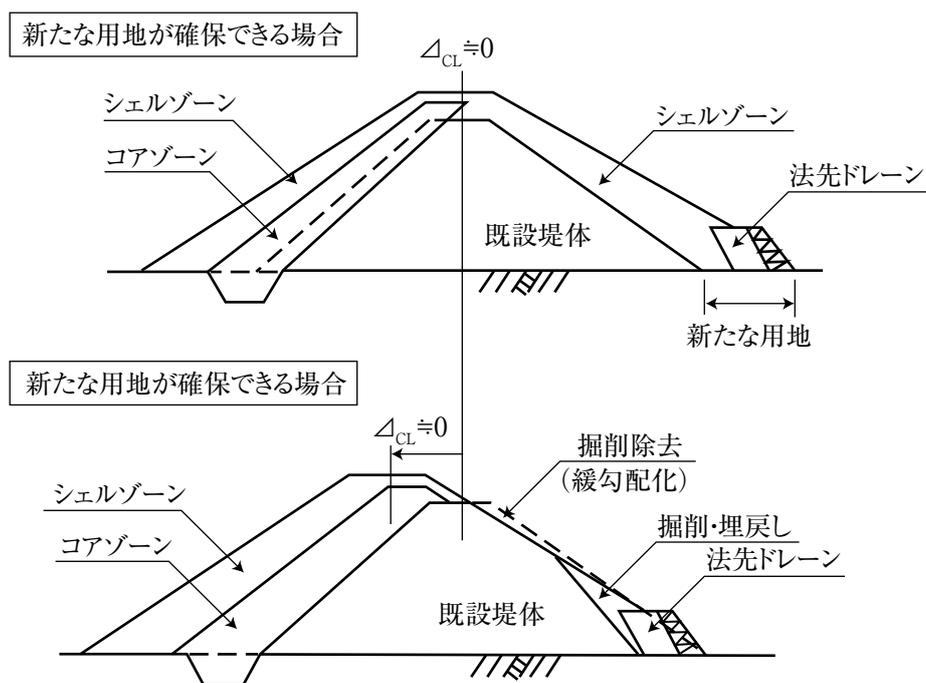


図 2.8 堤体下流側の安定性の確保

以上のことを考えると、通常の築堤土よりも強度的に優れた築堤土を使用して、急勾配法面での改修により築堤土量を削減し、かつ貯水容量の減少や下流側での用地確保を最小限に抑えることが経済的な堤体改修を行うためには必要であろう。また、築堤土の外部からの調達量、外部への土砂の廃棄処分量を極力少なくすることも環境保全面からも重要である。

3 砕・転圧盛土工法によるフィルダム堤体改修法

3.1 砕・転圧盛土工法の原理

砕・転圧盛土工法は、貯水池内に堆積した底泥土を、あるいは底泥土に改修工事に伴う掘削発生土等を加えた混合泥土を固化処理することで所要の強度あるいは遮水性を有する築堤土を人工的に製造し、既設堤体の漏水防止のためのコアゾーン、補強のためのシェルゾーンを合理的に築造する堤体改修法である。

砕・転圧盛土工法は、図 3.1 に概念的に示すように、貯水池内に堆積して貯水容量の減少や水質悪化の原因になり除去処分が必要な底泥土を、あるいは底泥土に改修工事に伴って発生する掘削土等を加えた混合泥土をセメント系固化材で固化処理することで所要の強度あるいは遮水性を有する築堤土を製造し、既設堤体の上流側に漏水防止のためのコアゾーンと堤体補強のためのシェルゾーンを、さらに下流側にシェルゾーンを腹付けるように築造する堤体改修技術である。

砕・転圧盛土工法による築堤土は底泥土あるいは混合泥土をセメント系固化材等により一定期間 t_s だけ固化してから（これを初期固化土という）、規定の最大粒径 D_{max} で解砕した解砕土を、通常の築堤土と同様に 30 cm 程度で均一に撒き出し、一定層厚で敷き均してから転圧して築堤するものである（これを砕・転圧土という）。

砕・転圧土は所定の初期固化期間 t_s だけ経過した固化途上の初期固化土を解砕・転圧したものであり、その全固化期間は解砕・転圧後の経過期間 t_{cc} を合わせた $t = t_s + t_{cc}$ になる。 t_s は解砕・転圧直後の強度やその発揮される再固化強度に影響する。また、 D_{max} は遮水性と強度の両方に影響し、 D_{max} の大きい砕・転圧土ほど強度が大きく、透水係数も大きくなる。このため、砕・転圧土により所要の強度と遮水性を有する均一な堤体を築造するには t_s や D_{max} を適切に管理することが必要である。

【砕・転圧土の築堤土として土質力学的特性】

1) 砕・転圧土の応力～ひずみ特性³⁾

従来、底泥土のような軟弱土の固化処理土は埋戻し材や裏込め材として各種工事で有効利用されてきた。しかしながら、これらは単なる底泥土の固化処理土（ここでいう初期固化土）であり、固化処理強度は固化材添加量 ΔM_c の加減により容易に制御できるものの、応力～ひずみ特性は、破壊ひずみが図 3.2 に示す初期固化土のように通常の築堤土に比較すると小さく脆性的なひずみ軟

化型にある。このため、単なる固化処理土は、既設堤体にコアゾーンあるいはシェルゾーンとして腹付けた場合に、地震時に既設堤体に大きな変形が堤体に生じたときに既設・新設堤体間に極端な強度・変形性の相違に起因したクラックが生じやすく、フィルダムのような貯水を目的とした堤体の築造に使用することができなかつた。

砕・転圧盛土工法は、このような固化処理土を築堤土に適用する場合の問題点を、初期固化させた底泥土を固化途中に解砕して通常の築堤土と同様に転圧した時の応力～ひずみ特性が、図 3.2 に示したように、通常の築堤土に近いひずみ硬化型になる性質を利用して解決したもので、既設堤体との間の変形性の相違を少なくして密着性（なじみ）を良くしたものである。

2) 砕・転圧土の強度に及ぼす初期固化期間の影響³⁾

砕・転圧土を築堤土として適用する際に重要なことは、砕・転圧土の強度が初期固化土を解砕・転圧するまでの初期固化期間 t_s の影響を考慮しなければならないことである。図 3.3 には初期固化土の強度発現特性である強度 $(q_u)_{IS}$ と経過日数 t_s の関係（●印）と、 t_s を $t_s = 1, 3, 5, 7$ 日と変えた砕・転圧土の強度発現特性である $(q_u)_{CC} \sim t (= t_s + t_{CC})$ 関係（◇, ○, □, △印）を比較した一例を示す。図で左半分を黒塗りにした記号は、各 t_s における初期固化土を解砕・転圧した直後 $t_{CC} = 0$ 日目の強度 $(q_u)_{CC0}$ を示す。実施工で考えると、 $(q_u)_{CC0}$ は砕・転圧土が転圧機械により転圧される時に発揮される強度に相当し、これは築堤面において転圧機械等のトラフィカビリティーが確保できるものでなくてはならない。図から、砕・転圧土の強度 $(q_u)_{CC}$ は初期固化土の強度 $(q_u)_{IS}$ より低下するが、その程度は t_s により異なり、 t_s が長いほど砕・転圧後の強度低下が著しくなることがわかる。このため、砕・転圧土の強度を考えるとときにはこの t_s の影響を考慮しなければならない。

t_s が短い場合には、砕・転圧による強度低下が少なく、固化材添加量 ΔM_C を少なくすることができ固化効率は良いが、転圧時の強度 $(q_u)_{CC0}$ が小さくトラフィカビリティーが確保しにくいなど築堤時の施工性に問題がある。一方、 t_s を長くした場合には、 $(q_u)_{CC0}$ が大きく築堤時の施工性に優れるが、解砕・転圧による強度低下が著しく固化材添加量 ΔM_C を多くしなければならず固化効率が悪くなる。そこで、実施工時の t_s は施工性や固化効率を考慮して、強度低下傾向が少なくなり、かつある程度のトラフィカビリティーが期待できる $t_s = 3$ 日を標準として、目標強度レベルや施工サイクルに応じて変えるものとする。

3) 砕・転圧土の強度・遮水性に及ぼす解砕粒径の影響⁴⁾

砕・転圧土の強度は初期固化土を解砕・転圧するまでの初期固化期間 t_s の影響を受けるが、初期固化土解砕時の粒径の大きさ（最大粒径 D_{max} を指標とする）により強度と遮水性が影響を受ける。図 3.4 には、現場実証試験²⁾ において初期固化させた底泥土を、バケット式解砕機により最大粒径 D_{max} を $D_{max} = 50, 100, 200$ mm と変えて解砕した解砕土の粒度分布を求めた一例を示す（解砕後に転圧しないで 30 日間ほど固化させてから粒度試験を実施）。砕・転圧土は、通常の築堤土と同様に、大粒径から小粒径までの各粒子が連続的に分布していることが必要で、これらが均一に混合されように撒き出し、転圧して再固化すると、隙間がなく遮水性に優れ、かつ所要の強度を有する均一性に優れた堤体が築造できる。

図 3.5 には、最大粒径 D_{max} を変えた解砕土により築造した築堤面から不攪乱状態で採取した供試体 ($t = t_s + t_{CC} = 3 + 7 = 10$ 日) について実施した一軸圧縮試験により求められた一軸圧縮強さ $(q_u)_{CC7}$ を $D_{max} = 200$ mm での値 $(q_u)_{CC7}^{200}$ で除した $(q_u)_{CC7} / (q_u)_{CC7}^{200}$ と最大粒径 D_{max} の

関係を示す。また、同図には、三軸装置を用いた透水試験（変水位型）^{3), 8)}により求められた $\sigma_c = 50 \text{ kN/m}^2$ における透水係数 $(k_{TC})_{50}$ を $D_{\max} = 200 \text{ mm}$ での値 $(k_{TC})_{50}^{200}$ で除した $(k_{TC})_{50} / (k_{TC})_{50}^{200}$ と D_{\max} も合わせて示す。図から、砕・転圧土の強度と透水係数は最大粒径 D_{\max} により影響を受け、強度は最大粒径 D_{\max} が大きいほど大きくなること、また透水係数も最大粒径 D_{\max} が大きいほど大きくなり遮水性が低下することがわかる。したがって、堤体の安定性のみを確保したい場合には大きい D_{\max} により解砕し、コアゾーンのように遮水性が必要な場合にはより小さい D_{\max} により解砕しなければならないことがわかる。

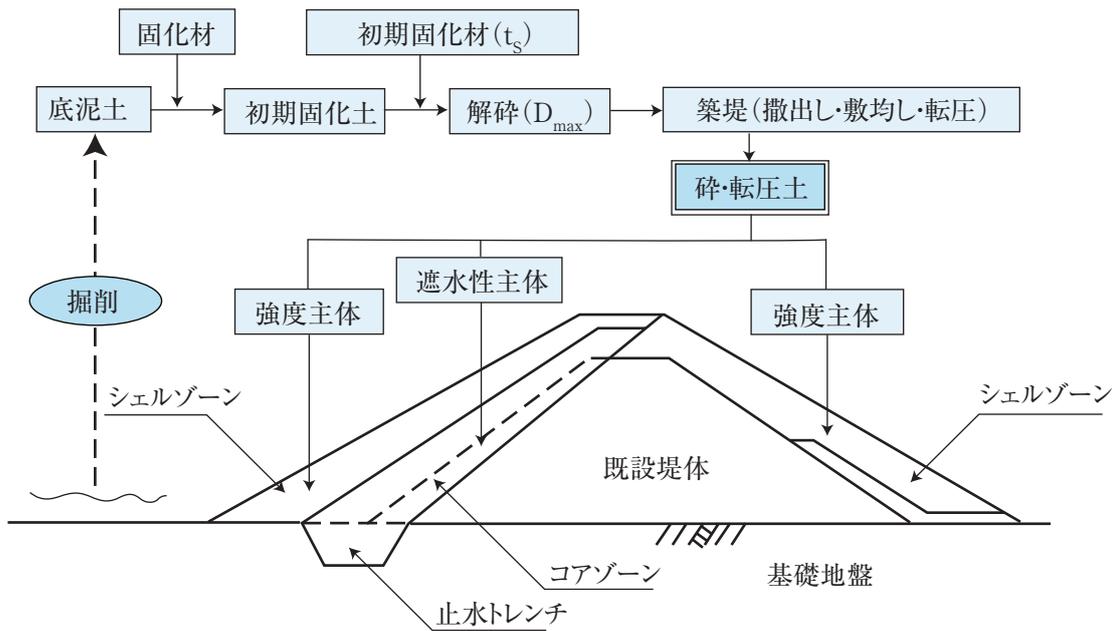


図 3.1 砕・転圧盛土工法の概念図

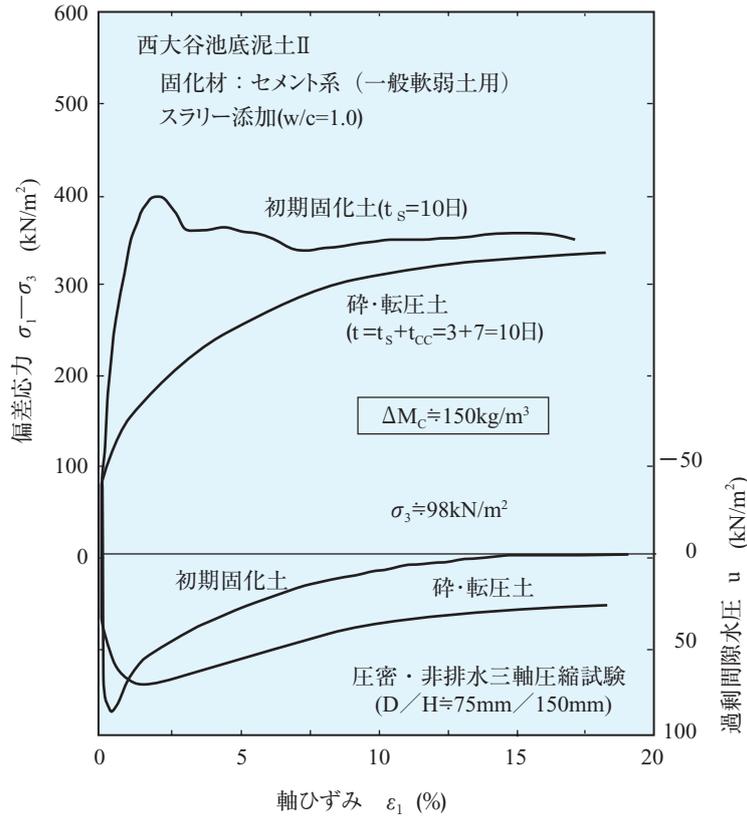


図 3.2 初期固化土と砕・転圧土の応力～ひずみ関係の比較

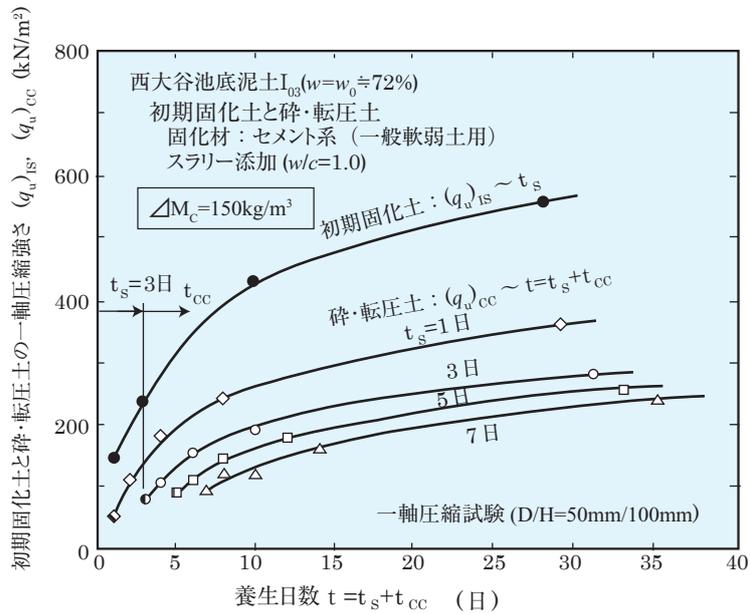


図 3.3 初期固化土の砕・転圧土の強度発現特性の比較

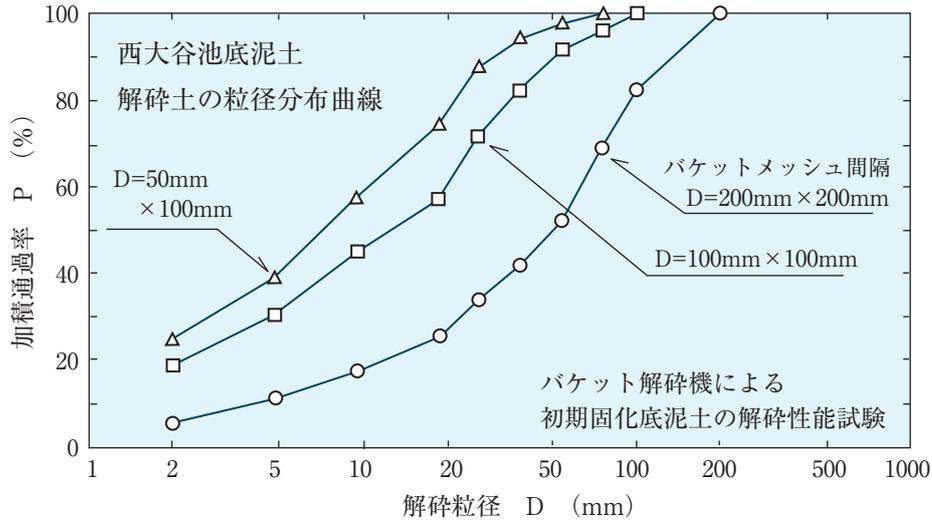


図 3.4 最大粒径 D_{max} の異なる解砕土の転圧前の粒度分布曲線

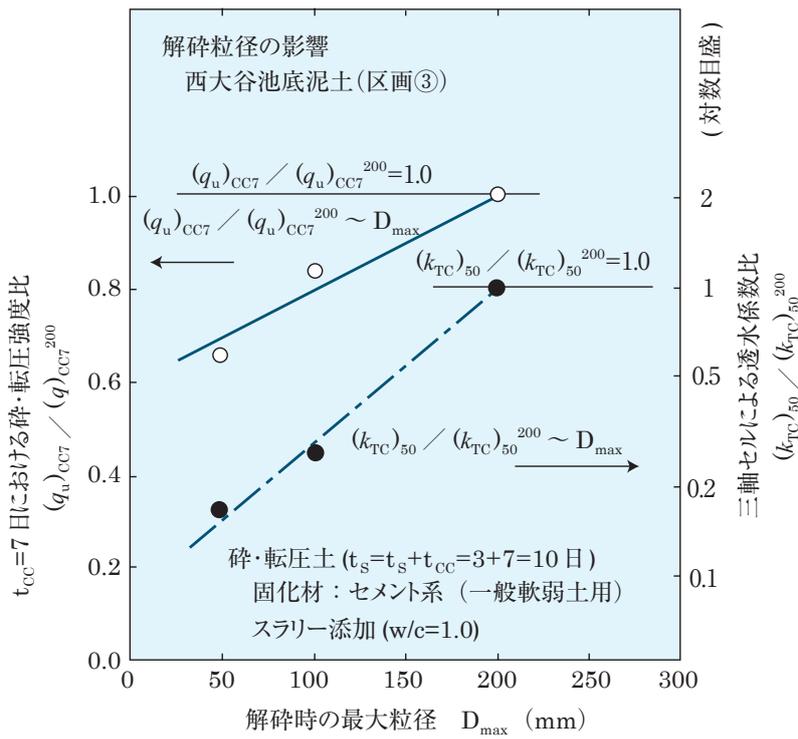


図 3.5 解砕時の最大粒径 D_{max} が砕・転圧土の強度と透水係数に及ぼす影響

3.2 砕・転圧盛土工法による堤体改修の特徴

3.2.1 砕・転圧土の強度特性²¹⁾

砕・転圧土の強度は、通常の地盤材料のように土粒子間のかみ合わせや摩擦抵抗によるものではなく、固化材による底泥土粒子の化学的固結構造により発揮されるもので、固化材添加量 ΔM_c の加減により所要の強度に制御できる粘着力成分 $(c')_{cc}$ が卓越し、内部摩擦角 $(\phi')_{cc}$ による強度成分が小さい強度特性を有している。しかしながら、砕・転圧土は応力レベルの影響を強く受け、固結構造が降伏あるいは破壊するような応力レベルを境に、粘着力 $(c')_{cc}$ が卓越した材料特性から内部摩擦角 $(\phi')_{cc}$ が卓越した材料特性を示すようになる。

砕・転圧盛土工法における築堤土は、底泥土を固化処理して遮水性を確保しつつ所要の強度を有するように人工的に製造された砕・転圧土であり、その強度は通常の地盤材料のように土粒子間のかみ合わせや摩擦抵抗によるものではなく、固化材による底泥土粒子の化学的固結構造により発揮されるものである。このため、砕・転圧土の強度特性は、図 3.6 に概念的に示すように、固化材添加量 ΔM_c の加減により所要の強度に制御できる粘着力成分 $(c')_{cc}$ が卓越し、内部摩擦角 $(\phi')_{cc}$ による強度成分が小さい強度特性を有している。すなわち、 $(c')_{cc}$ は ΔM_c にほぼ比例して増加するが、 $(\phi')_{cc}$ は ΔM_c にあまり関係なくほぼ $10 \sim 20^\circ$ の値にある¹⁾。

また、砕・転圧土の強度特性は応力レベルの影響を強く受け、固結強度が支配的な低応力レベルでは粘着力成分 c' が卓越し内部摩擦角成分 ϕ' は小さいが、応力レベルが固結構造を降伏あるいは破壊させるように高く、図 3.7 に概念的に示す固結構造降伏応力 σ'_{ip} を超えると、 c' 成分が低下し ϕ' 成分が卓越した摩擦性材料に変質する。このように、砕・転圧土の破壊規準は応力レベル σ' により大きく異なり、固結構造降伏応力 σ'_{ip} を境に異なる 2 本の直線からなるバイリニア型と考える方が合理的である²¹⁾。

いずれにせよ、砕・転圧盛土工法による堤体改修では強度が固化材により自由に設定できる砕・転圧土を築堤土としているため、通常の築堤土による堤体改修法に比較して急勾配法面での堤体改修が可能となり、改修に必要な土工量を大幅に削減できるなど、ため池より規模の大きい堤高 15 m 超のフィルダムの堤体改修に適用すれば経済的な改修が期待できる。また、砕・転圧土は、もともと細粒分を多く含む底泥土を原材料としていることから遮水性にも優れているため、強度と遮水性の両方に優れた築堤土であるという特徴がある。

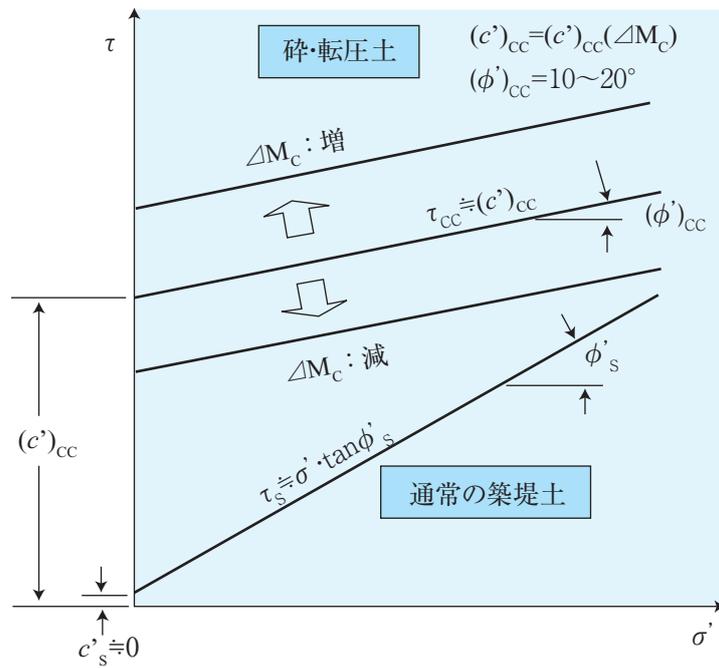


図 3.6 通常の築堤土と碎・転圧土の強度特性の相違

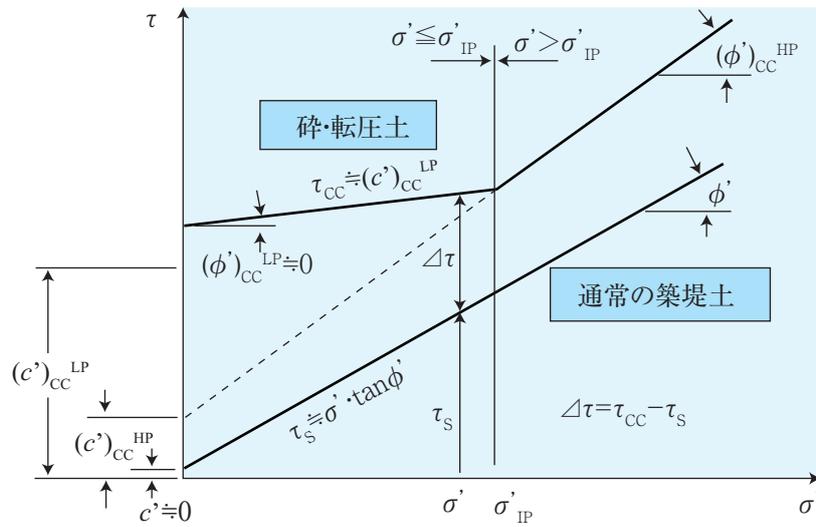


図 3.7 広範囲な応力レベルにおける碎・転圧土の強度特性

3.2.2 通常の築堤土と砕・転圧土による堤体改修法の比較^{14), 22)}

砕・転圧盛土工法による築堤土は、所要の強度を有するように人工的に製造でき、かつ遮水性にも優れているので、通常の築堤土を用いた堤体改修法に比較して、堤体改修に必要な土量を削減できるなど、より効果的に堤体補強が可能な優れた特徴を有している。

1) 改修に必要な土工量の削減が可能

通常の築堤土による堤体改修は使用する築堤土が有している強度に応じて堤体の法面勾配やゾーニングを決めることになる。また、通常の土質材料からなる築堤土は強度と遮水性のどちらにも優れたものはなく、強度に優れたものは遮水性に劣り、逆に遮水性に優れたものは強度面に劣るのが普通である。このため、図 3.8 の上図に概念的に示すように、遮水機能が必要なコアゾーンは遮水性に優れた粘性土系の築堤土により、堤体補強が必要なシェルゾーンは遮水性より強度に優れた砂・砂礫質系の築堤土により築造するというように築堤土を使い分けることが必要である。しかしながら、シェルゾーンに使用する築堤土は必ずしも強度に優れたものを確保できないことも多く、堤体上流側は水位急降下時の残留間隙水圧により有効応力低下を引き起こし、法先部が不安定化してはらみ出し変形が生じやすい。堤体上流側の安定化のためには、勾配を築堤土が有する強度に応じて緩くするか、あるいはすべり抵抗を確保するために幅広の小段やシェルゾーンを採用する必要がある。結果として土工量を大幅に増加させ、かつ貯水容量を減少させてしまうことになる。

一方、砕・転圧盛土工法による堤体改修の堤体ゾーニングは通常の築堤土による場合と基本的に同じであるが、砕・転圧土が強度と遮水性の両方の性質に優れているため堤体安定性を確保しやすく、図 3.8 の下図に概念的に示すように、堤体法面を急勾配とした堤体改修が可能であり、土工量を大幅に削減することができる。堤体規模が小さい場合には、図 3.9 に示すように、強度と遮水性に優れた砕・転圧土の特性を生かして、コアゾーンとシェルゾーンのように分けることなく、一体としてコアゾーンだけで堤体の補強と漏水防止を達成することもできる。さらに、砕・転圧盛土工法は築堤土の原材料として池内に堆積した底泥土を利用するので、既設堤体の上流側に腹付けてコアゾーンあるいはシェルゾーンを築造しても、貯水容量の減少は全くない利点をもっている。

2) 効果的な堤体補強が可能

既設堤体上流側を、通常の築堤土によるコアゾーンとシェルゾーンを築造して堤体改修を行った場合と、砕・転圧盛土工法によるコアゾーンだけで築造して堤体改修の場合を想定すると、堤体内のすべり面上の強度分布は図 3.10 に示すように異なる。通常の築堤土による改修法では、築堤土は内部摩擦角成分に優れているため、すべり面上の強度分布は応力レベル σ' に比例し、 $\tau_s (\equiv \sigma' \cdot \tan \phi')$ は滑らかな変化を示す。

一方、砕・転圧盛土工法では、すべり面に沿った強度分布は、砕・転圧土が粘着力成分に卓越しているため応力 σ' に関係なくほぼ一定値 $\tau_{cc} (\equiv (c')_{cc})$ となり、堤体法先部に大きなせん断抵抗力を付加することができる。

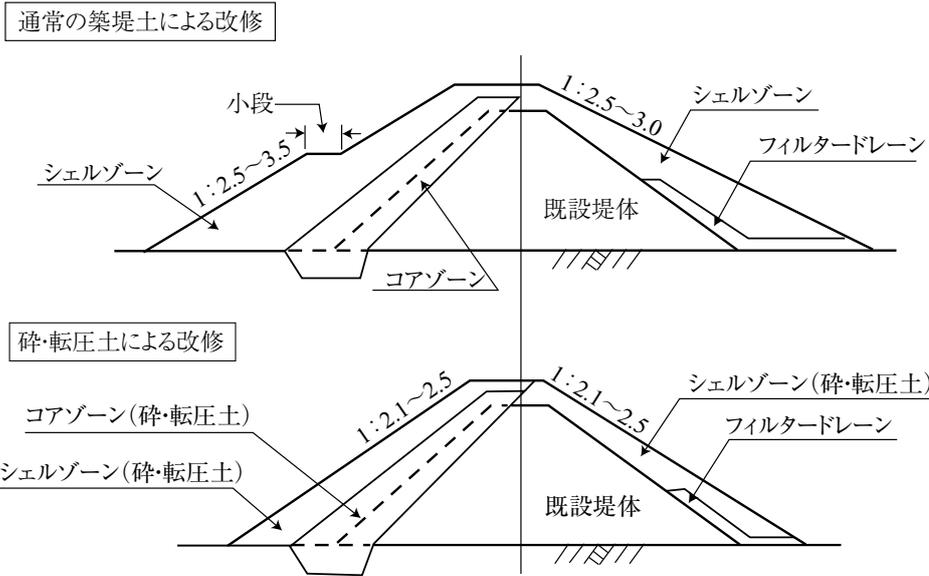


図 3.8 通常築堤土と砕・転圧土による堤体改修の比較

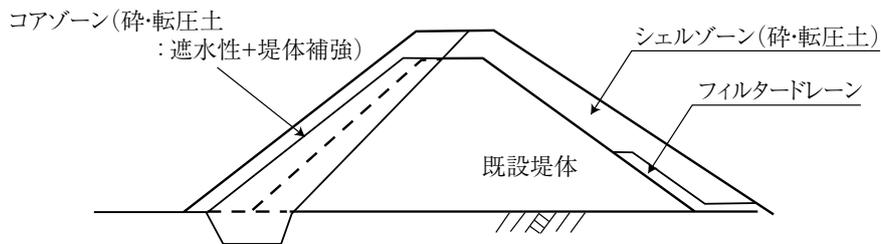
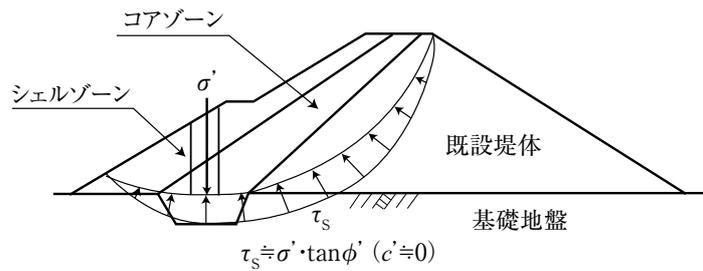


図 3.9 コアゾーンだけによる堤体の補強と漏水防止

従来法による改修



砕・転圧盛土工法による改修

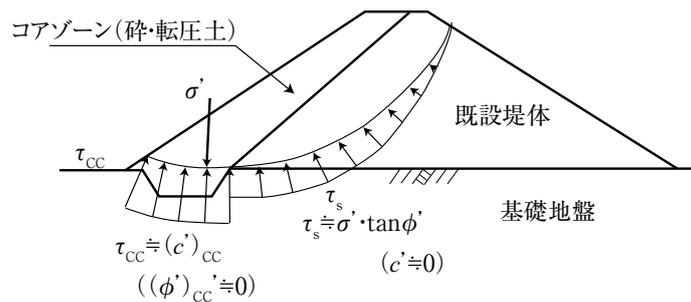


図 3.10 従来法と砕・転圧盛土工法のすべり面上の強度分布

3.3 砕・転圧盛土工法をフィルダムに適用する場合の課題

砕・転圧盛土工法はため池の堤体改修を対象に開発されたものであるため、フィルダムの堤体改修に適用するには、ため池とフィルダムの間の相違を考慮しなければならない。

砕・転圧盛土工法をフィルダムの堤体改修に適用するには、ため池に比較して堤体や貯水池の規模が大きいフィルダム特有の問題を考慮しなければならない。

- (1) フィルダムは堤高が大きいことから、堤体内を通るすべり面位置が深く、安定計算で対象となる応力レベル σ' が高かつ広範囲になるので、砕・転圧土の強度パラメータは粘着力 c' だけでなく内部摩擦角 ϕ' の効果も考慮しなければならない。特に、安定計算では砕・転圧土の強度特性が応力レベル σ' により受ける影響を考慮しなければならない。
- (2) フィルダムでは流入河川が大きいので、洪水時には砂礫などの粗粒分が流入しやすい。このため、河川流入部付近には粗粒分を多く含む低含水底泥土が堆積しやすく、場所により底泥土の粒度や含水比が大きく変化する場合が多い。したがって、底泥土等の固化処理時の強度管理には含水比だけでなく粒度の影響も考慮しなければならない。
- (3) フィルダムでは堤高が大きく、堤体安定に必要な砕・転圧土の強度がため池に比較して高くなるので、砕・転圧土による新設堤体部と既設堤体部との間に強度や変形性の相違が生じやすいため、極端な相違がない堤体ゾーニングとしなければならない。

本指針は以上のフィルダムとため池における相違に関係した課題を克服して、砕・転圧盛土工法をフィルダムの堤体改修に適用できるようにした、いわばフィルダム版に関する砕・転圧盛土工法の設計・施工・積算のガイドラインである。

3.4 フィルダムとため池における相違

3.4.1 堤体内の応力レベルと強度パラメータ^{14), 22)}

フィルダムでは堤高が大きいので、安定計算で対象となるすべり面も深く、応力レベル σ' が高かつ広範囲にわたるので、砕・転圧土の強度パラメータは固化処理土特有の応力レベル σ' の影響を強く受ける強度特性を考慮した破壊規準が必要になる。

フィルダムではため池に比較して規模が大きく、図3.11の上図に概念的に示すように、安定計算で対象となる堤体内を通るすべり面の応力レベル σ' が高く、かつ範囲が広がる。このため、安定計算に用いる砕・転圧土の強度パラメータは粘着力 c' だけでなく内部摩擦角 ϕ' の効果も考慮しなければならない。

3.2節で述べたように、砕・転圧土の強度特性は応力レベル σ' で異なり、低応力レベル σ' が固結構造降伏応力 σ'_{IP} より低い場合には、粘着力成分 c' が卓越し内部摩擦角成分 ϕ' が小さいが、応力レベル σ' が固結構造降伏応力 σ'_{IP} を超えるように高くなると c' 成分が低下し ϕ' 成分が卓越した摩擦性材料となる。堤体規模が小さいため池では、図3.11の下図に概念的に示すように、安定計算で対象となるすべり面上の応力領域 σ'_{SD} はほとんどの場合において応力レベル σ'_{IP} より低い範囲 $\sigma'_{SD} < \sigma'_{IP}$ (LP領域)に収まるので、砕・転圧土の強度は通常の土質改良工と同じ扱いにならって ϕ' を無視して c' だけを考慮することが可能である。これに対して、堤体規模が大きいフィルダムでは安定計算で対象となる応力領域 σ'_{LD} が $\sigma'_{SD} < \sigma'_{IP}$ (LP領域)から σ'_{IP} を超える範囲 $\sigma' > \sigma'_{IP}$ (HP領域)まで広がり、破壊規準は両領域にまたがって考える必要があり、強度パラメータはMohr-Coulomb型を組み合わせたバイリニア型破壊規準として ϕ' の影響を考慮する方が合理的であろう。このためフィルダムの堤体改修を対象とした砕・転圧土は、ため池の堤体改修を対象とした場合よりも広範囲な応力領域での強度パラメータが必要となる。

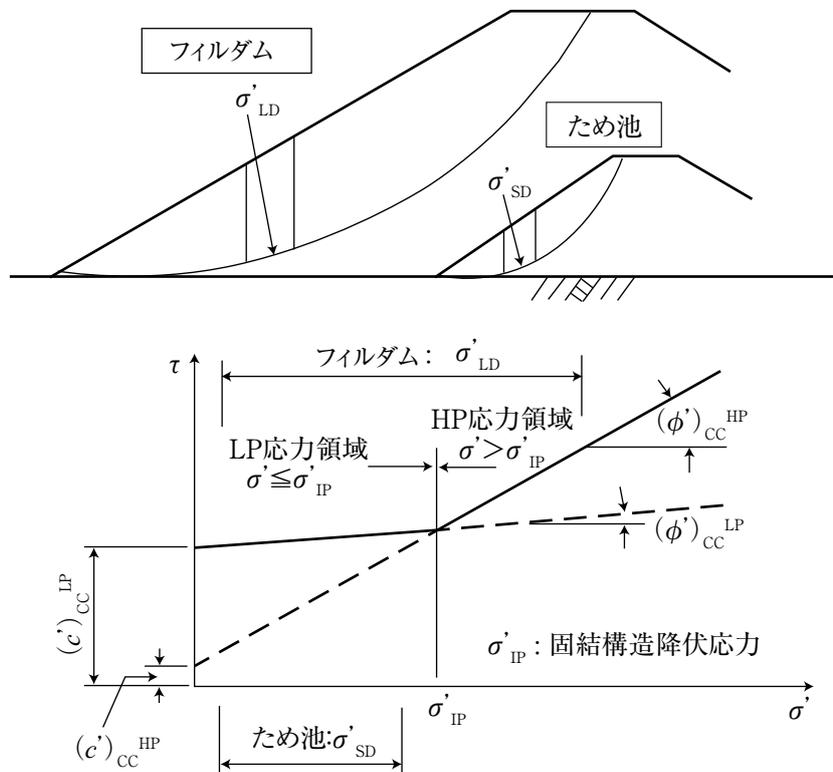


図3.11 フィルダムとため池における安定計算で対象となる応力領域の比較

3.4.2 貯水池内の底泥土の粒度変化の影響^{14), 22)}

フィルダムでは貯水池内に堆積する底泥土は含水比だけでなく粒度が堆積位置により大きく変化する。粒度が変化する底泥土を利用した砕・転圧土は粒度変化により強度だけでなく遮水性も強く影響を受け、粗粒分が多い底泥土を用いた砕・転圧土ほど強度が大きく、遮水性も低下する。粒度が変化する底泥土を砕・転圧盛土工法に利用する場合には

- (1) 固化処理時に含水比と粒度の両方の影響を考慮した強度管理をすること
 - (2) コアゾーンのように遮水性が必要な砕・転圧土には細粒分の多い底泥土を利用すること
 - (3) シェルゾーンのように強度が必要な砕・転圧土には粗粒分の多い底泥土を利用すること
- など粒度により底泥土を使い分けることが必要である。

1) 含水比と粒度の影響を考慮した強度管理

フィルダムはため池に比較して貯水池内に堆積している土砂の粒度が池内の場所で大きく異なる場合が多い。ため池は平地に設けられ、流入河川が小規模で勾配も緩く、貯水池も小規模な場合が多い。したがって、池内に堆積する底泥土はほとんど粘土・シルトのような細粒分からなる高含水比土となることが多く、底泥土を固化処理した時の強度は含水比だけで管理することが可能である。

一方、フィルダムは中山間地のような傾斜地に設けられ、ため池に比較して貯水池や流入河川の規模が大きく、池内には洪水時に貯水池内に砂礫のような粗粒土砂が流れ込むこともある。このため、底泥土は池内堆積位置により粒度が異なり、図 3.12 に概念的に示すように、河川流入部の上流域では砂礫等の粗粒分を多く含む低含水比土になりやすいが、堤体付近には砂礫分が到達しにくく細粒分を多く含む高含水比土になりやすい²³⁾。したがって、フィルダムの場合には粗粒から細粒までの広範囲な粒度をもつ底泥土を固化処理することになり、底泥土の固化処理時の管理には含水比 w だけでなく、粒度 F_c の影響も考慮しなければならない。

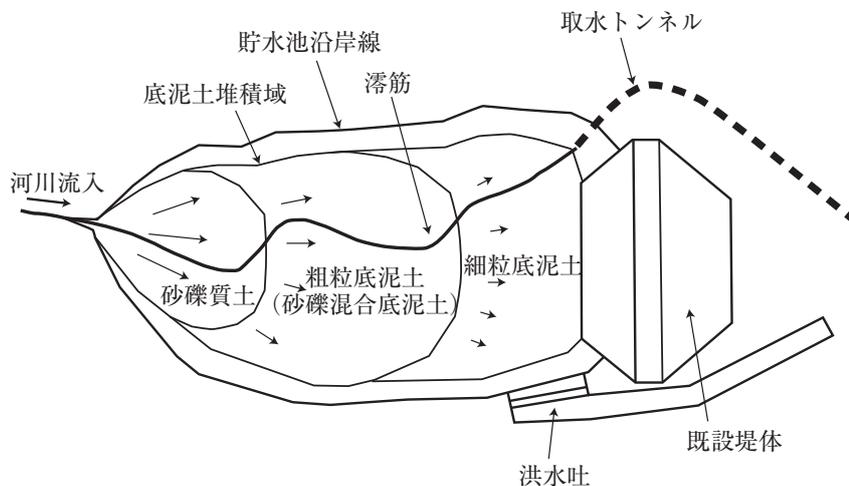


図 3.12 フィルダム貯水池に堆積する底泥土や砂礫土

2) 底泥土の粒度による使い分け

粒度の異なる底泥土を利用した砕・転圧土は粒度により強度だけでなく遮水性も強い影響を受ける。細粒分の少ない底泥土は、少ない固化材でも高強度の砕・転圧土を得られる利点があるものの、細粒分の不足により遮水性が確保しにくくなることになる。そこで、フィルダムの堤体を砕・転圧盛土工法により改修するには、図 3.13 に概念的に示すように、貯水機能を果たすための遮水性を要するコアゾーンと、堤体を急勾配法面でも安定化できる強度を要するシェルゾーン（上流側・下流側）とに分けて築造するなど、底泥土の粒度により使い分けることが基本となる。すなわち、コアゾーンは堤体に近い細粒分の多い底泥土を用いて、強度よりも遮水性を重視した砕・転圧土により築造する。また、上・下流側のシェルゾーンは堤体から離れた上流域の粗粒分を多く含む底泥土を使用して強度主体の砕・転圧土により築造する。

底泥土を粒度により使い分ける利点として、固化材添加量を節約できることが挙げられる。すなわち、コアゾーンでは遮水性を確保するために砕・転圧土に細粒分の多い底泥土を利用しなければならないが、砕・転圧土に必要とされる強度レベルが低いので固化材添加量を少量とすることができる。また、シェルゾーンでは強度レベルの高い砕・転圧土を必要とされるが、粗粒分が多い底泥土を用いることにより少ない固化材添加量で高強度を達成することができる。

堤体改修の原材料となる池内に堆積した底泥土や、既設堤体や止水トレンチ、洪水吐基礎部からの掘削発生土等が堤体改修時の計画築堤土量とうまく一致することはまれで、改修対象となるフィルダムの改修規模に応じて過不足があるのが普通である。したがって、実施工においては、軟弱状態にあり場外処分が困難な底泥土を改修工事により使い切るように計画することを基本として、掘削発生土等の有効利用や場内処分を積極的に図るようにより、すべての発生土をうまく組み合わせて利用することが重要である。

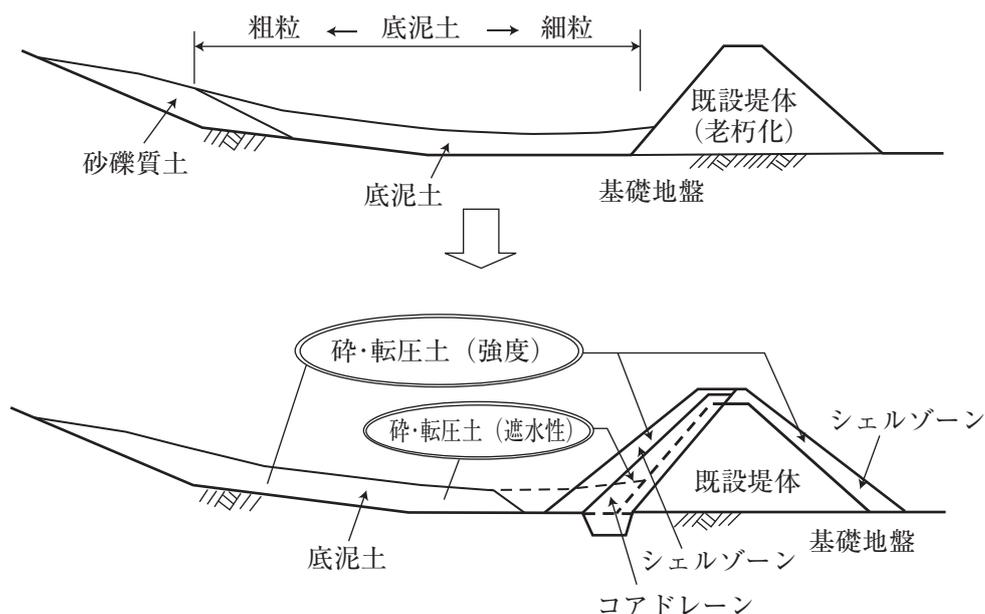


図 3.13 砕・転圧盛土工法によるフィルダム堤体改修法（基本形）

例えば、底泥土が少ない場合、良質の掘削土が大量に発生するような場合には、図 3.14 に概念的に示すように、遮水性が必要なコアゾーンには底泥土を利用し、シェルゾーンには掘削発生土等を利用して、発生土の有効利用や場内処分を図ることを検討する。あるいは、底泥土が大量にある場合や、築堤規模が大きく底泥土だけでは不足する場合には、図 3.15 に概念的に示すように、コアゾーンには遮水性を確保するために底泥土単体からなる砕・転圧土を使用して、シェルゾーンには底泥土に掘削発生土や池最上流域の砂礫質土を混合した混合泥土からなる砕・転圧土を使用することを検討する。

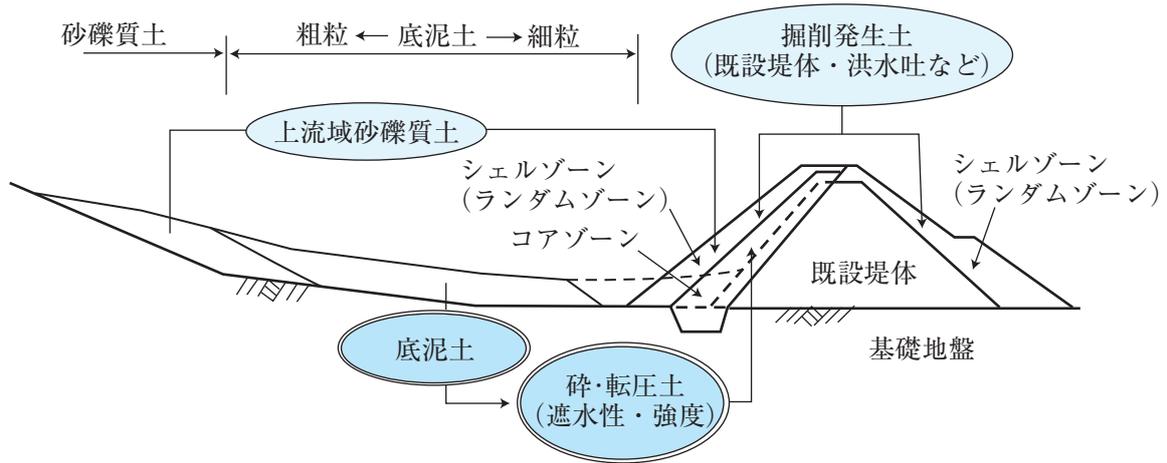


図 3.14 底泥土が築堤土量に不足するか、良質の掘削土が確保できる場合の砕・転圧盛土工法

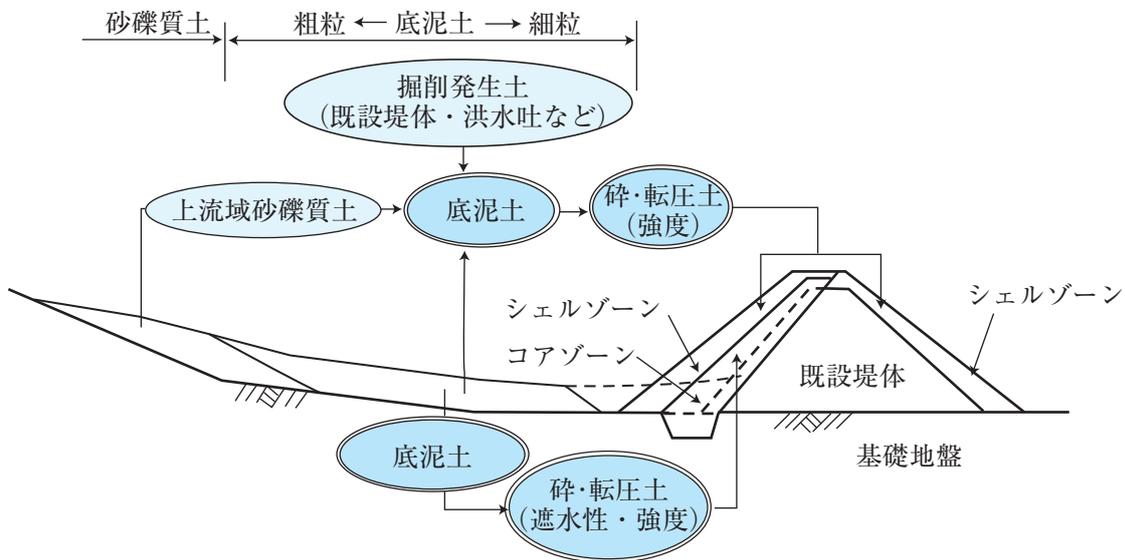


図 3.15 底泥土が大量にあるか、築堤土量が多く底泥土だけでは不足する場合の砕・転圧盛土工法

3.4.3 新設・既設堤体間の強度・変形特性の相違と堤体ゾーニング^{14), 22)}

フィルダムは、ため池に比較して堤高が高く、堤体安定に必要な砕・転圧土の強度レベルを高く設定する必要がある。このため、砕・転圧土による新設堤体部と既設堤体部との間に極端な強度や変形性の相違が生じやすく、これを緩和させるための対策として砕・転圧土ゾーン内の強度レベルを変えてゾーニングすることが効果的である。

砕・転圧盛土工法による堤体改修では、砕・転圧土ゾーン内のすべり面上の強度分布は図 3.10 に示したようにほぼ一定の粘着力 $(c')_{cc}$ となるため、既設堤体との間で強度・変形性の相違が生じることになる。フィルダムではため池の場合に比較して堤高が大きく、堤体安定に必要な砕・転圧土の強度レベルが高くなるため、砕・転圧土による新設堤体部と既設堤体部の間に極端な強度・変形性の相違による影響を緩和するための対策が必要となる場合がある。この方法として、これらの新設・既設堤体部間の強度・変形性が急変しないように強度ゾーニングして築堤することが効果的である^{4), 5)}。強度ゾーニングは改修後の堤高 H を目安に以下のようなパターンが考えられる。

1) 堤高が小さい場合 ($15 \text{ m} \leq H < 20 \text{ m}$)

堤高がこの範囲にある堤体は堤体安定に必要な強度レベルが高くないので、少ない固化材添加量であっても砕・転圧土の遮水性を満足させつつ強度も確保できる場合が多い。この場合の堤体は、図 3.16 に概念的に示すように、コアゾーンだけにして、その内部を水平ゾーニングするものとし、コアゾーン内の強度は堤体の高さ方向に段階的に変化させ、堤体安定上有利なように堤体下層部ほど高強度レベルの砕・転圧土により、堤体上層部ほど低強度レベルの砕・転圧土により築造する。

こうすることで、地震時変形の影響が大きい堤体上層部で新設堤体と既設堤体との間の強度差を少なくすることができる。

2) 堤高が中位の場合 ($20 \text{ m} \leq H < 30 \text{ m}$)

堤高が大きい堤体では急勾配で堤体を安定させるために必要な強度レベルが高くなるが、遮水性を確保しやすい細粒分を多く含む底泥土ではこのような高強度を確保するには大量の固化材が必要になってくる。このため、堤体改修は、図 3.17 に示すように、堤体の遮水機能を分担するコアゾーンと、堤体を急勾配で安定化させるシェルゾーンのように、あたかもロックフィルダムにおけるコアゾーン、フィルター、ロックゾーンのように傾斜ゾーニングするものとする。すなわち、コアゾーンは強度よりも遮水性を重視した細粒分を多く含む底泥土を利用した低強度レベルの砕・転圧土、シェルゾーンには遮水性よりも強度を重視した粗粒分を多く含む底泥土を利用した高強度レベルの砕・転圧土によりそれぞれ築造して堤体改修を行うものとする。こうすることで、既設堤体からコアゾーン、そしてシェルゾーンと強度が段階的に高くなり、極端な強度差が生じないようにすることができる。

3) 堤高が大きい場合 ($H \geq 30$ m)

堤高が $H = 30$ m を超える堤体では、図 3.18 に概念的に示すように、コアゾーンとシェルゾーンの間、あるいは既設堤体とシェルゾーンの間、強度が両者の中間レベルのトランジションゾーンを設け、極端な剛性差が生じないようにするための対策が必要である。

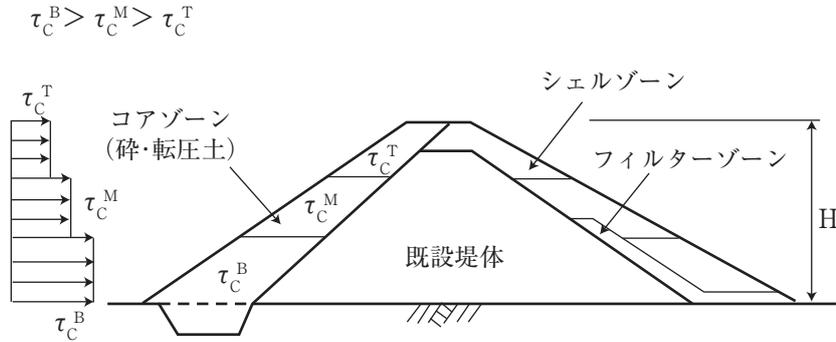


図 3.16 水平強度ゾーニング

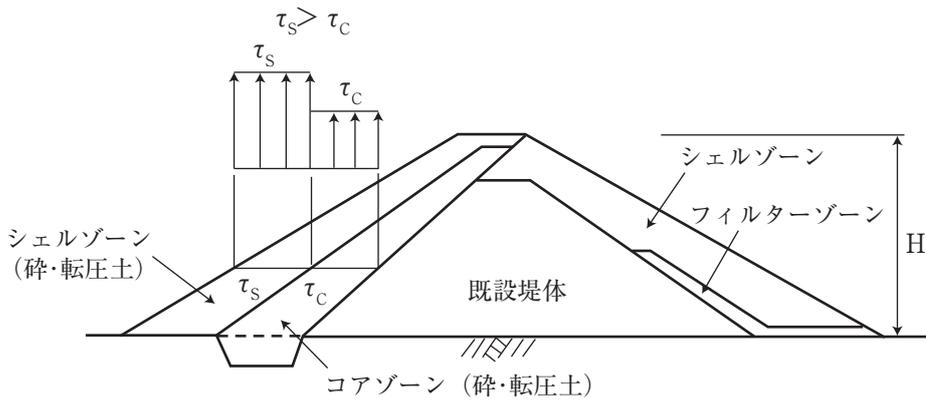


図 3.17 傾斜強度ゾーニング

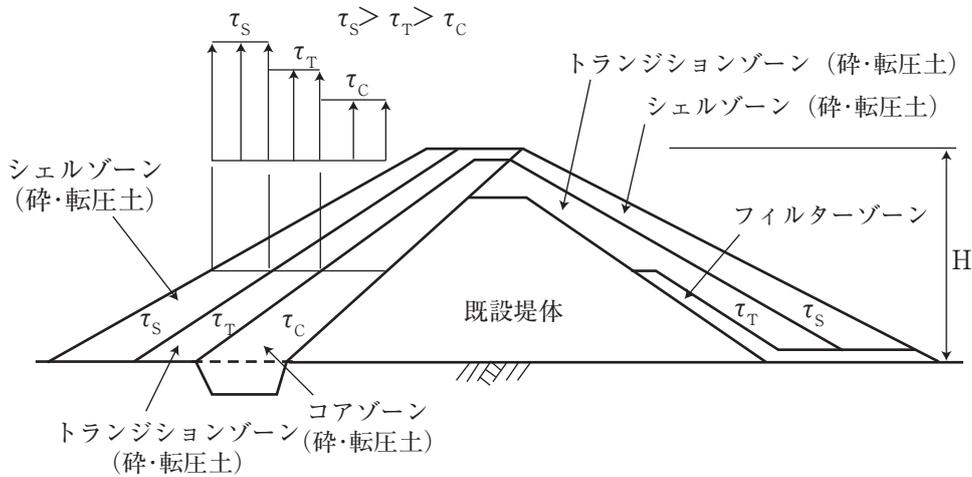


図 3.18 傾斜強度ゾーニング (トランジションゾーンを配置)

しかし、堤体上層部にはトランジションを配置した場合でも極端な強度差が残るため、これを緩和させるためには、図3.19あるいは図3.20に概念的に示すように、砕・転圧土ゾーン内を水平ゾーニングの場合のように上・下層方向に強度レベルを変えた砕・転圧土、つまり下層部ほど高強度レベルに、上層部に向かって段階的に強度レベルを低くした砕・転圧土により築堤する、水平強度ゾーニングと傾斜強度ゾーニングを組み合わせた複合強度ゾーニングとすることも有効である。

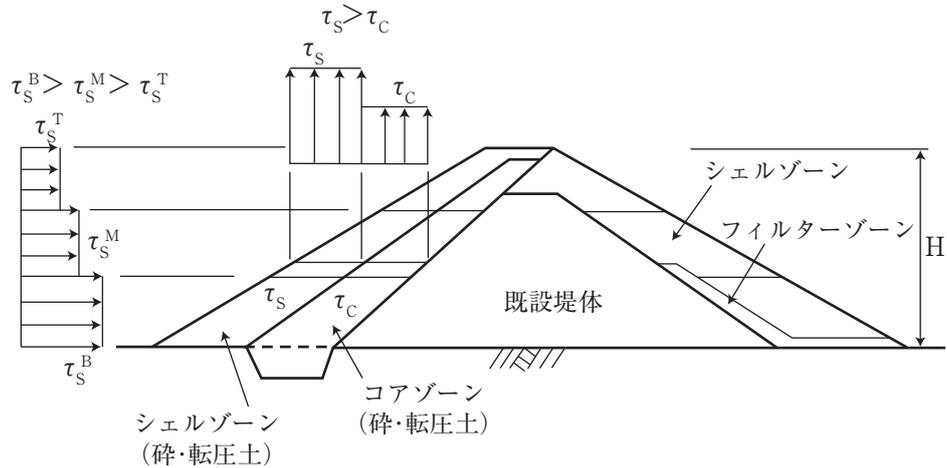


図3.19 水平・傾斜複合強度ゾーニング

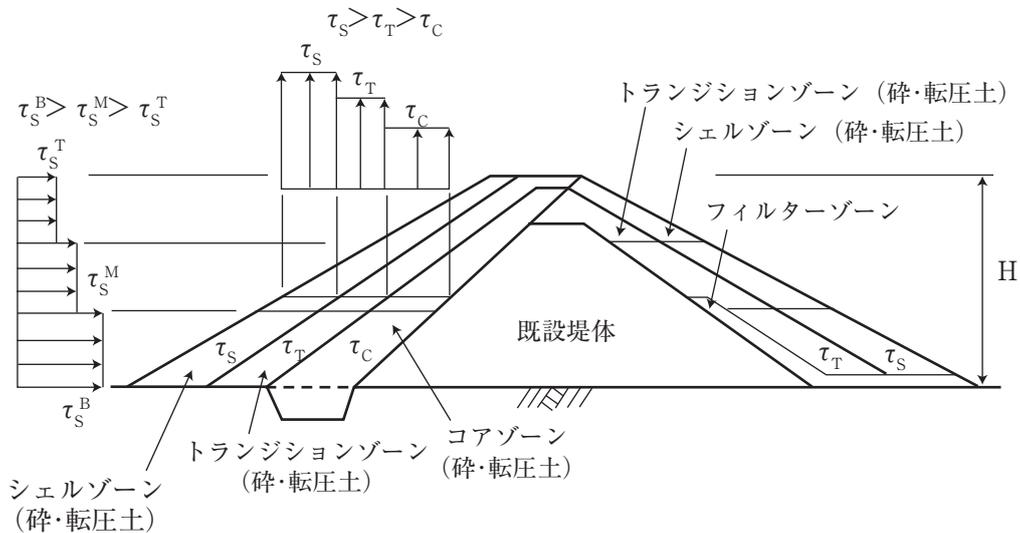


図3.20 水平・傾斜複合強度ゾーニング（トランジションを配置）

3.5 砕・転圧盛土工法による堤体改修時の堤体ゾーニング

3.5.1 堤体の基礎地盤

砕・転圧盛土工法により改修を行う新堤体部の基礎地盤は、新堤体により新たに加わる土圧に対して十分な強度特性、支持力特性（変形・沈下）、水理的安定性・止水性を有していることを確認しなければならない。適切な方法で実施された基礎地盤調査の結果、不十分と判断される項目については十分な検討を実施して、必要な対策を施すものとする。

基礎地盤の設計掘削線は、新設のフィルダムを対象にした土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」技術書（フィルダム編）²⁴⁾では、堤体付近の地形、地質、堤体築造に伴う土圧や貯水圧の変化、計画された堤体の安定性や遮水性、問題個所に対する基礎処理法等を考慮して決定するものとしている。堤体改修の場合の基礎地盤においても、当然同じことが言えるので、具体的な基礎処理法は土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」技術書（フィルダム編）²⁴⁾や、「ため池整備」²⁵⁾などを参考にして検討するものとする。

基礎地盤で問題になる項目は強度、支持力、そして遮水性に対するものであり、以下にそれらの留意点について説明する。

1) 強度・水理的安定性の問題

堤体の安定性は、一般に地震時の液状化を別にすれば、基礎地盤が堤体材料よりも強度的あるいは水理的安定性に優れたものであれば確保できるので、新設堤体の基礎部に相当する部分に堆積した軟弱層を除去した線を掘削線とすればよいと考えられる。

2) 支持力の問題

堤体補強や漏水防止を目的とした堤体改修では基礎地盤に新たに加わる土圧や水圧は限定的であり、基礎地盤の支持力は表層の軟弱な粘性土や、転石、風化土等の堤体の基礎として不適当なものを除去すれば問題になることは少ない。ただし、軟弱層が厚く堆積する場合には掘削深さをどこまでとするか検討しなければならない。目安は新たに加わる堤体荷重 $\sigma_v (= \rho_t \cdot g \cdot Z)$ に対して所要の地耐力 q_a が確保される深さまでとし、掘削した基礎地盤面に作用する σ_v により有害な沈下や変形が生じないような地耐力 q_a があることを確認するものとする。基礎地盤の地耐力 q_a の確認は適切な方法で実施された平板載荷試験や、室内試験や現場試験により推定された基礎地盤の強度パラメータを用いた支持力理論により行う。

地耐力 q_a に要求される支持力としては $F_s = 3$ 程度の安全率を考慮して

$$q_a \geq F_s \cdot \sigma_v$$

であることを目安とする（図 3.21）。地耐力 q_a を確保するための掘削土量が現実的ではなく膨大

になる場合は、セメントあるいはグラウトなどによる地盤改良法を検討して、掘削線を決定する。

3) 止水性の問題

基礎地盤は貯水機能を満足するために必要とされる止水性があることが必要である。特に、重要なのはコアゾーンと基礎地盤が接する部分で止水性を確保することである。現実的な深さ位置まで止水トレンチを掘削しても、遮水性を有する基礎地盤が現れない場合にはグラウト等の対策を施すものとする。これに対する具体的な対策は土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」技術書（フィルダム編）²⁴⁾等を参考にするものとする。

コアゾーン以外の堤敷部の基礎地盤が高透水性地盤から構成されている場合には、例えば止水トレンチが透水性地盤を貫いて遮水性のある地盤まで掘下げた場合でも、止水トレンチ部に過大な浸透水圧が直接作用することになるので、浸透性破壊発生の可能性の検討を行う必要がある。浸透性破壊発生の可能性が有りと判定された場合には、土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」技術書（フィルダム編）²⁴⁾等を参考に適切な対策を施すものとする。

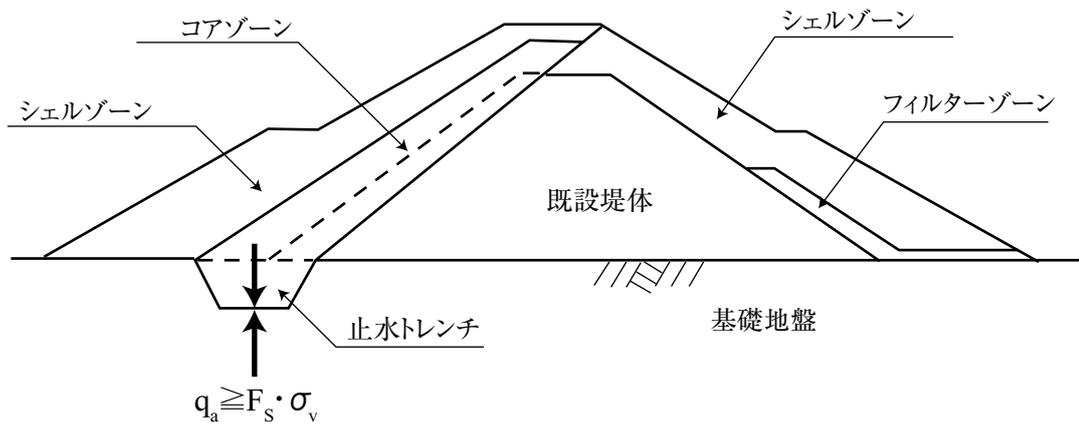


図 3.21 基礎地盤に必要な支持力

3.5.2 砕・転圧盛土工法による堤体改修時の堤体ゾーニング

砕・転圧盛土工法によるフィルダム堤体改修における一般的な堤体ゾーニングは

- (1) 既設堤体
- (2) コアゾーン+止水トレンチ（遮水機能）
- (3) シェルゾーン（安定化機能）
- (3′) トランジションゾーン（安定化及び緩和機能）
- (4) フィルターゾーン（排水機能）

から構成される。

堤体改修は、これまで図 3.17 で示したように堤体の遮水機能を分担するコアゾーンと、堤体を

急勾配で安定化させるシェルゾーンのように、あるいは図 3.18 で示したようにコア・シェルゾーン間に極端な強度・変形性の相違を緩和させるためにトランジションゾーンを設け、あたかもロックフィルダムにおけるコアゾーン、フィルター、ロックゾーンが傾斜して重なりあっているようなゾーニングを基本形とする。また、下流側の既設堤体と新設堤体の間には上流側からの浸透水を速やかに排水し、浸潤面を低下させるためのフィルターゾーンを設けるものとする。

1) 既設堤体

合理的に堤体改修を行うには、既設堤体を構成する築堤土の状況、期待できる強度・変形特性、および遮水性を適切に評価し、これを堤体改修に有効に反映させなければならない。特に、既設堤体が堤体改修により新たに増加する土圧や水圧により過大な沈下や変形を生じないこと、堤体の局部に極端な応力集中が生じないこと、新たな貯水圧に対しても水理的に安定し、許容範囲の漏水にとどまることなどに留意して計画しなければならない。

既設堤体の表土処理は長年の間に劣化した部分や、植栽の根域部を完全に除去することを目的に、局部的な強度劣化部がない場合には深さ 0.5～1 m 程度の表土剥ぎを行うものとする。

2) コアゾーン

コアゾーンは、既設堤体の遮水性が期待できないと判断される場合に設けられ、強度よりも遮水性を満足させた砕・転圧土により築造する。そして、コアゾーンの強度はシェルゾーン等により堤体安定性が確保されている場合に築堤面での施工機械のトラフィカビリティーを確保するために必要な値を設定するものとし、可能な限り既設堤体に近いレベルとする。なお、堤体規模が小さいなどの理由によりコアゾーンとシェルゾーンと分けて築造することが困難な場合には、強度と遮水性を有する砕・転圧土からなるコアゾーンのみで改修を行うこともある。コアゾーンと既設堤体との間に極端な強度・変形性の相違が生じてしまう場合には、図 3.16 に示したように、堤体上層部ほど低強度レベルとした水平ゾーニングを採用する。

コアゾーンの最小幅は新設を対象にしたダム基準を参考にして決め、既設の堤体に期待できる遮水性の程度に応じて調整するものとする。例えば、土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」技術書（フィルダム編）²⁴⁾ では、「一般に最大貯水深の 30～50%の幅のコアゾーンを持つ堤体は安全とされるが、15～20%の幅では注意深い設計と施工が必要となり、特にフィルターゾーンの配置設計が重要となる」としている。また、河川砂防技術技術（案）²⁶⁾ によれば新設時のコアゾーンと同様に水深の 30～50%、最小厚さは 4～6 m を目安とするとされている。基本はこれらの基準による値を目安に決めるが、既設堤体の遮水性がある程度期待できる場合にはそれに依拠して上記の値を減じるものとする。

止水トレンチ部の最小掘削幅は施工上の作業幅を確保できるものとして転圧機械の幅を考慮して決める。なお、止水トレンチ底面からグラウトを行う場合の最小掘削幅は土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」技術書（フィルダム編）²⁴⁾ では 6 m～8 m 程度としている。

3) シェルゾーン・トランジションゾーン

シェルゾーンには、遮水性よりも強度を重視し、堤体安定に必要とされる強度を有する砕・転圧土を用いて築造する。シェルゾーンとコアゾーンの間で強度レベルが極端に相違する場合には、図

3.18 に示したように両者の中間レベルの強度を有する砕・転圧土により築造するトランジションゾーンを設置し、両者間の変形挙動の相違を緩和させるものとする。両ゾーンの構成は安定計算を実施して合理的に安定性が得られるように決めるものとする。

4) 法面勾配

堤体の安定に必要な平均法面勾配は、土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」技術書（フィルダム編）²⁴⁾ では、極端な軟弱地盤上のダムを除き、上流側法面が下流側法面に比べ0.5割程度緩い傾向となり、近年の農業用ダムの上流側法面勾配は均一型で2.5～3.5割、ゾーン型で2.5～3.0割となっているとしている。

砕・転圧盛土工法による堤体改修では、土工量や貯水容量の減少を最小限にすることが重要である。このため、最も外側に配置されるシェルゾーンの法面勾配はゾーン型フィルダムにおける新設時の上記勾配値を参考に、そのうちの最急勾配値を、つまり上流側で2.5割、下流側で2.0割を目安に検討するものとするが、改修前の既設堤体の勾配に合わせた勾配を採用するなど、既設堤体との全体的なバランスなどから勾配を決定することも一つの方法である。

5) フィルターゾーン

フィルターゾーンは上流側からの浸透水による浸潤面が下流側法面に現れないように、下流側の堤体内部に傾斜ゾーン型として配置するか、あるいは下流側法尻部に法先ドレーンを配置する。フィルターゾーン形式は既設堤体に期待できる遮水性の程度により決まる浸潤面位置により異なるので、浸透流解析等により浸潤面位置を確認し確実に浸透水を受け止められる位置に設けるものとする。なお、形式選定では、第2章に述べた通常の築堤土により改修した事例で採用されているもので、既設・新設を含めた堤体全体を均一型と見なすか、傾斜コアゾーン型と見なすかの差にあると思われる。すなわち、堤体全体が均一型である場合には浸潤面が法面途中に現れる可能性があるため、図3.22に概念的に示すように、浸透水を確実に捕捉できるように浸潤面高さ H_p より高い位置 H_f に天端面をもつ傾斜ドレーンを配置する ($H_f < H_p$)。一方、既設堤体の透水係数がコアゾーンより10倍以上高く傾斜コア型と見なせる場合には、図3.23に概念的に示すように、浸潤面の低下が期待できるので想定される浸潤面位置 H_p より高い位置より高い法先ドレーンを配置する。

また、フィルターゾーン材は浸透水を速やかに排水できる透水性、少なくとも堤体の100倍以上の透水係数 $k = 10^{-3} \sim 10^{-2} \text{ cm/s}$ をもつ砂あるいは砂礫を使用する。

フィルターゾーンの厚さは、第2章で示した改修事例においては、傾斜あるいは鉛直部は最小1～2m、水平部が1m程度で、機械施工がしやすい水平部の方を薄くしているようである。

下流側ドレーン工は貯水に伴う浸透水を速やかに排水し、堤体に作用する浸透水圧を消散させパイピング等の水理的破壊を防止するためのものである。したがって、ドレーン工に使用するフィルター材は浸透水を低い損失水頭で排水できる透水性が必要である。

【砕・転圧盛土工法におけるフィルター基準】

通常の築堤土に適用されるフィルター基準はフィルター材とこれにより保護されるべき築堤土であるベース材との間の粒径と粒度に関して図 3.24 に示すような条件を満足する必要がある²⁷⁾。

- ① 透水則：フィルター材の透水性がベース材より 10～100 倍以上であるために、フィルター材の 15% 粒径 D_{F15} はベース材の 15% 粒径 D_{B15} より 5 倍以上の大きさにあること ($D_{F15} > 5 \cdot D_{B15}$)。
- ② パイピング則：ベース材がフィルター材の粒子間から流失しないために、フィルター材の 15% 粒径 D_{F15} はベース材の 85% 粒径 D_{B85} より 5 倍以内にあること ($D_{F15} < 5 \cdot D_{B85}$)。
- ③ 平行則：フィルター材の粒度曲線はベース材の粒度曲線とほぼ平行であることが望ましい。
- ④ ベース材に粗粒分を含まれる場合には、粒径 25 mm 以下の部分について①と②を適用する。
- ⑤ 非粘着性規定：フィルター材は粘着性のないもので、細粒分含有率 F_C が 5% 以下であること。
- ⑥ ただし、ベース材が粘着性に富む場合には以上の条件①～⑤を多少緩和できる。

もともと、砕・転圧土の原材料である底泥土は粘土・シルト分以下の細粒分を多く含むため、これをベース材としたパイピング則を満たすフィルター材は非粘着性規定から外れ、十分な排水性能が確保できないことになる。すなわち、砕・転圧土に通常の築堤土に対するフィルター基準をそのまま適用するには十分な排水機能を期待できないことがわかる。しかしながら、砕・転圧土は固結状態にあることから、フィルター基準のうち①透水則、②パイピング則、あるいは⑤非粘着性規定を満足しなくとも、通常の築堤土に対して使用されるフィルター材である砂質土を使用しても流失しにくいものと考えられる。そこで、砕・転圧盛土工法におけるフィルター材は通常の築堤土におけるフィルター基準を満たさなくとも、排水性を重視してベース材の透水係数よりも 2 オーダー以上大きな透水係数を有する砂質土を使用するものとする。

6) 堤頂幅

堤頂幅は施工上の必要な幅、完成後の堤頂の使用目的などを考慮して、さらにダム基準等を参考に決めて決める。例えば、土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」技術書（フィルダム編）²⁴⁾ では、一般に堤高 50 m 以上のダムではほとんどが 10 m としているが、堤高の低いダムでは 6 m 程度である、としている。また、河川砂防技術技術（案）²⁶⁾ では低ダム（堤高 30 m 未満）の堤頂幅として 5～9 m としている。

7) 余盛り

堤体は完成後の既設・新設堤体、基礎地盤が自重、水圧、地震等により沈下しても所定の断面を確保できるように余盛りを行う。その量は完成後予想される沈下量以上とするが、堤高の 1～2% を目安とする。

8) 法面保護工

堤体の浸食や風化を防止するために適切な法面保護工を設ける。特に上流側は貯水による波浪浸食を受けやすいので、波に耐えられる確実な保護工が必要である。新設の場合の保護工は土取場から入手できる岩塊を利用した捨石工とする場合が多いが、改修工事では捨石材が入手しにくいので、

張ブロック（写真3.1）、法枠透水ブロック張（写真3.2）、法枠栗石詰（写真3.3）などとする場合が多いようである。

保護工の基礎処理は堤体内の浸出水により土粒子が流れ出るのを防ぎ、保護工を安定化させるためにフィルター層を設けるものとする。フィルター層の厚さは張ブロック等の平板状の保護工では15 cm以上、捨石や張石等ではこれより厚くする。

9) 小段

新設のフィルダムのうち、比較的堤高が小さく、軟弱地盤上に建設されるダムの場合には深いすべりに対する安定性向上させるために堤体中腹部に小段を設けることが多い。法面保護工を法面中腹部まで施工する場合にはその基礎として利用する場合や、法面保護工の補修や法面の維持管理の足場として利用する場合に設けられることもある。

砕・転圧盛土工法による堤体改修では、砕・転圧土の強度レベルが高いので必ずしも必要ないが、堤体上流側では張ブロック工の基礎の地耐力確保のため、堤体下流側では法面を流れる雨水の排除や法面の維持管理作業のためなどのため、高さ10～20 m毎に幅1～3 mの小段を設けることを検討する場合もある。

10) 天端面の処理

雨水や凍結による軟弱化、および交通による損傷から防護するために、保護工としてアスファルト舗装を設けることが望ましい。

11) 堤体下流側の安定性の確保

堤体下流側の補強は図3.22や図3.23に概念的に示したように、浸透水を速やかに排水して浸潤面が法面途中に現れないようにドレーン工を法先部に設置し、堤体法面を掘削あるいはシェルゾーンを腹付けることにより緩勾配化して確保するのが一般的である。このとき、法先ドレーン工の設置位置は下流側に新たな用地を確保できる場合とそうでない場合で異なる。

新たな用地が確保できる場合には、図3.25の上図に概念的に示すように、堤体上流側は幅広コアゾーン、あるいはコア・シェルゾーンを腹付け、堤体下流側は法先ドレーン工を既設堤体から離して設置した背面から既設堤体より緩勾配でシェルゾーンを腹付けて、安定性を確保するのが普通である。すなわち、既設堤体の上・下流両側にコアゾーンあるいはシェルゾーンを腹付けるため、堤体軸の堤体上流側への移動量 Δ_{CL} が少ない堤体ゾーニングとなる。

新たな用地が確保できない場合には、図3.25の下図に概念的に示すように、堤体上流側の掘削を最小限にしてコア・シェルゾーンを腹付けて、堤体下流側に法先部を掘削除去して確保したスペースにドレーン工を設置し、さらにドレーン工背面部の既設堤体を掘削して緩勾配化することで安定性を確保することが多い。堤体改修は既設堤体上流側の堤体掘削が少ないので、堤体軸移動量 Δ_{CL} が大きく新設堤体が池内に新たに作る割合が高くなるが、より上流側にコアゾーンが配置されることで浸潤面を上流側に移動させる効果がある。

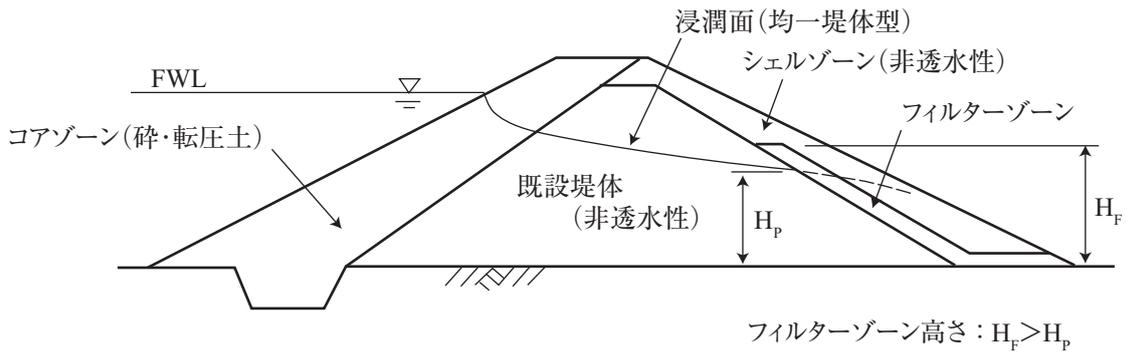


図 3.22 堤体全体を均一型とした場合のドレーン工

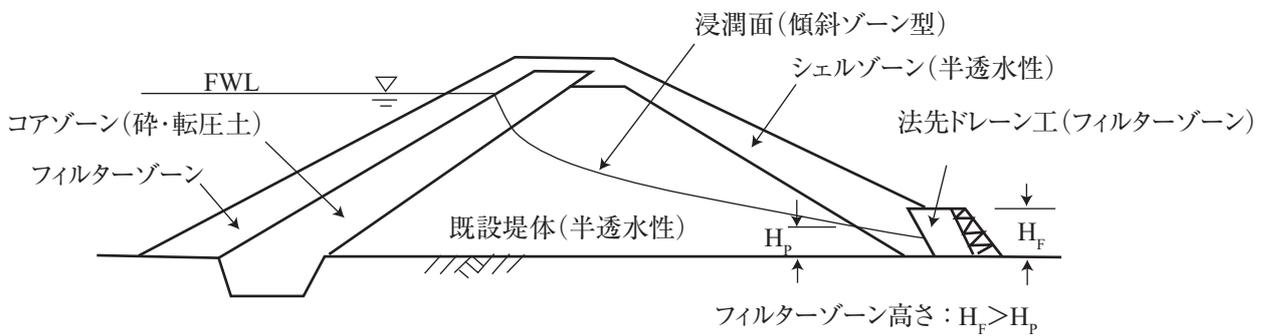


図 3.23 堤体全体を均一型とした場合のドレーン工

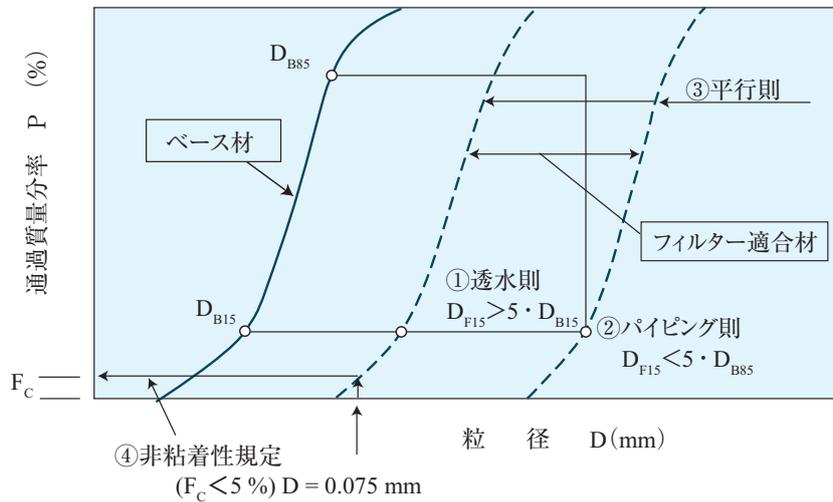


図 3.24 フィルターゾーンの適合材範囲



写真3.1 張ブロックの例



写真3.2 法枠透水ブロック張の例



写真3.3 法枠栗石詰の例

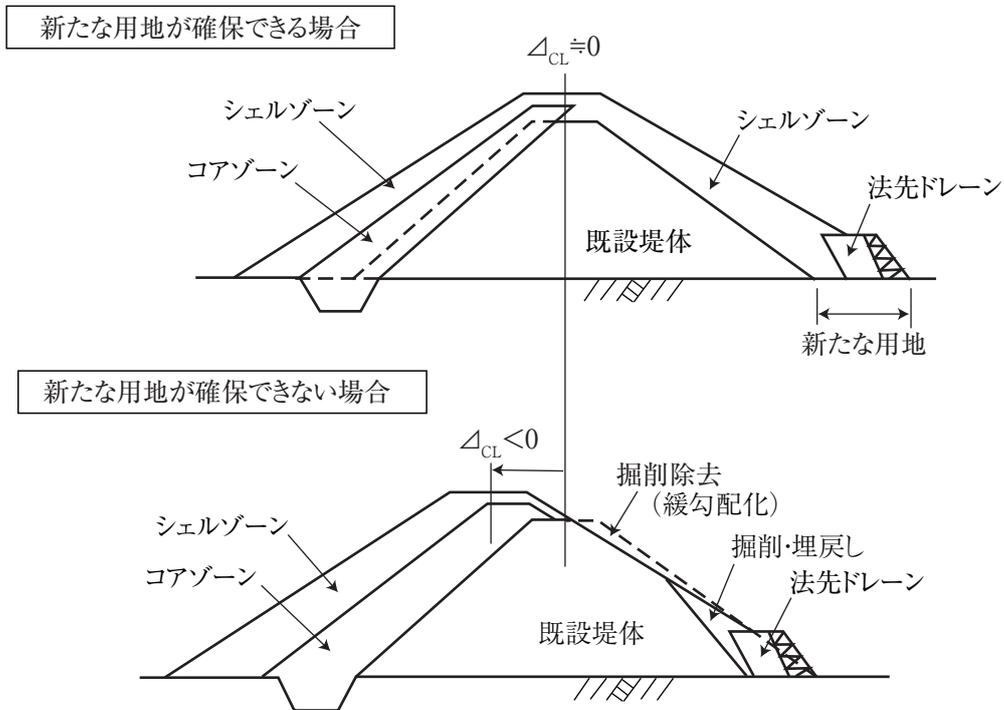


図3.25 堤体下流側の補強と用地の問題

3.6 耐震性向上のための検討

3.6.1 一般的事項

堤体と基礎地盤は、想定される地震力による直接的な破壊に対して検討し、所要の安定性を有するように設計するものとする。

土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」技術書（フィルダム編）²⁴⁾によると、設計では地震時における堤体または基礎地盤の直接的破壊に対する検討を十分に行うとし、地震における被害として

- (1) 堤頂部に発生する堤体軸に平行な亀裂
- (2) 堤頂部には堤体軸を横断する上下流方向の亀裂（この原因は地震動による左右岸方向の揺れの影響、地山の不整形の影響による）
- (3) 堤頂部に生じる沈下
- (4) 上下流法面にすべりやはらみ（すべりの上端が堤体軸平行方向の亀裂と重なる場合が多い）
- (5) 液状化が発生する可能性（堤体下部あるいは基礎地盤にゆるく堆積した砂質地盤が存在している場合）

を挙げている。

したがって、砕・転圧盛土工法による堤体改修であっても、耐震性向上のための検討では上記のことを念頭に入れて行わなければならない。

3.6.2 砕・転圧盛土工法による耐震補強

砕・転圧盛土工法による堤体補強法は、砕・転圧土が強度成分のうち粘着力が卓越した特性を有しており、堤体安定に重要な役割をする法先部にせん断抵抗力を付加することができ、効率的に耐震補強を行うのに適している。

フィルダムの堤体補強や漏水防止のために堤体上流側をコア・シェルゾーン一体とした傾斜ゾーンを腹付けて築造すること想定すると、ゾーン下層の法先部は堤体安定上重要な役割をする部分となり、堤体の耐震性を向上させるためには法先部に補強することが効果的である。砕・転圧盛土工法による砕・転圧土は強度成分のうち粘着力が卓越しているため、図 3.26 に概念的に示すように、法先部に効果的にせん断抵抗力を付加するのに適している。

砕・転圧盛土工法によるコアゾーンにより既設堤体上流側を改修する場合を想定すると、コアゾーン内のすべり面上の強度分布は図 3.10 に示したように異なる。従来法では、築堤土が内部摩擦角に卓越しているため、すべり面上の強度分布は応力レベル σ' に応じて変化し滑らかな分布 $\tau_s (= \sigma' \cdot \tan \phi')$ を示す。一方、砕・転圧盛土工法では、砕・転圧土が粘着力に卓越しているため、す

べり面に沿った強度分布は応力 σ' に関係なくほぼ一定値 τ_{cc} ($\equiv (c')_{cc}$) となり、堤体法先部に大きなせん断抵抗力を付加することができる。

図 3.26 に想定した砕・転圧土による改修断面では、円弧すべり面法による地震時の安全率 F_s は、

$$F_s = [(c')_{cc} \cdot \ell_{12} + \sum_{23} (\Delta M - u \cdot b) \cdot \cos a - k_H \cdot \Delta M \cdot \sin a) \cdot \tan \phi'_s] / \sum_{13} \{\Delta M \cdot \sin a + (h/r) \cdot k_H \cdot \Delta M\}$$

となる。ここで、 ℓ_{ab} : 面 1～2 間のすべり面の弧長、 r : すべり円の半径、 b : 分割片の幅、 ΔM : 分割片の質量、 u : 間隙水圧、 a : 各分割片のすべり面角度、 h : 各分割片の重心とすべり円中心の鉛直長、 k_H : 設計水平震度係数、 Σ_{13} はすべり面 1～3 までの総和、である。上式からわかるように、砕・転圧土による補強は、通常の築堤土で補強する場合に比較して、法先部の砕・転圧土によるせん断抵抗力 $(c')_{cc} \cdot \ell_{ab}$ により F_s を効率的に向上させることができる。

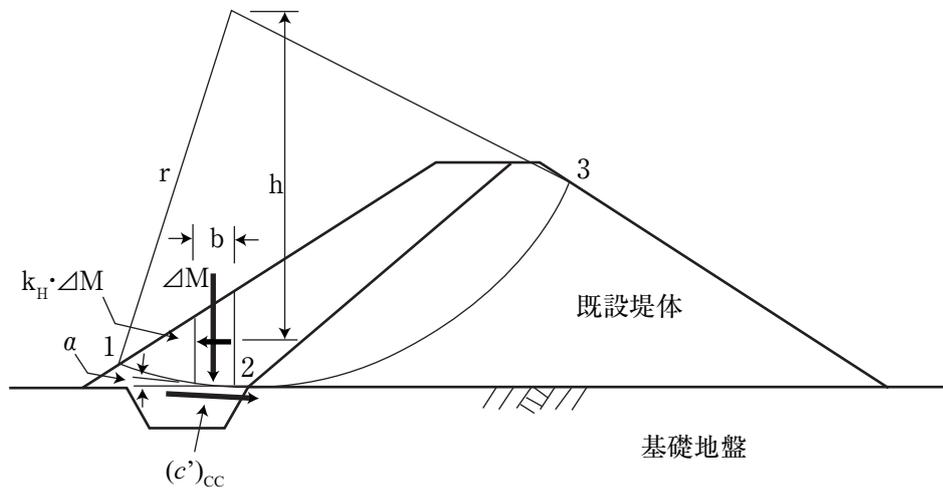


図 3.26 砕・転圧盛土工法による耐震補強原理

3.6.3 耐震性向上の留意点

改修後の堤体は設計地震力に対して所要の安全率を満足して安定であることはいうまでもないが、耐震性の高い堤体とするには、

- (1) 許容範囲内で余裕のある堤体ゾーニングとする
 - (2) 堤体内での強度や変形性の極端な相違のない堤体ゾーニングとする
- などを心掛けることが必要である。

1) 基礎地盤のすべり破壊

基礎地盤が軟弱な場合には地震加速度を増幅しやすく、すべり面が深く基礎地盤を通るような深

いすべり破壊が生じやすい。これに対する対策は軟弱地盤を積極的に除去するか、押え盛土をする、堤体は勾配を可能な範囲で緩くするなどが考えられる。また、コアゾーンのトレンチ部を基礎部まで入れ基礎部分をすべり面が通りにくいようなキープロックス的機能を持たせた構造とするのも有効な手段である。

2) 堤体上流側のすべり破壊

既設堤体の締固め不足は強度不足の原因となり、飽和状態での重量増加によりすべり破壊が生じやすい。また極端な波浪浸食によるオーバーハング的な堤体変形は堤体上層部の崩壊やすべり破壊を引き起こす可能性がある。これに対する対策は、上流側のシェルゾーンや押え盛土などが考えられる。

3) 堤体下流側のすべり破壊

堤体下流部の破壊は浸透水が堤体の下流側の高い位置に浸出している場合など法先の排水処理が不十分な場合に生じやすい。これに対する対策は既設堤体の上流側のコアゾーンや下流側の法先ドレーンなどの排水処理工を適切に配置するなども考えられる。

4) 堤体の深いクラック

堤体に発生するクラックはダム軸に平行なものあるいは直交するものがあるが、平行なものは天端面やこれに近い法面部分に発生し、直交するものは地山の急変位置や不整形部に発生しやすい。これらは、各ゾーン間に強度や変形性の相違に起因しているため、堤体内部まで及ぶため堤体安定性だけでなく遮水機能上からも深刻な問題を引き起こす。対策としては、新設堤体と既設堤体の複合堤体が全体としてバランスのとれるようなゾーニングとし、かつ各ゾーン間に極端な変形性の相違が生じないようにすることが必要である。また、新設および既設堤体を含む堤体全体が地震時でも安定であるように新設堤体に十分な強度を持たせることが必要である。

5) 堤体の表層クラック

堤体の表層面に生じるダム軸に平行なクラックは、表層ほど拘束が少なく地震力も増幅されやすいため生じるもので、局部的なものである。この対策としては、拘束力が小さくても粘着力が期待できるシルト・粘性土系の築堤土により覆土することで対応可能である。

6) 堤体形状

① 余裕高や天端幅

フィルダムは震度V以上の地震に対して影響を受けることが多い。具体的には堤体のすべりやクラックによる変形、それに伴う天端幅の減少などが生じ、天端の沈下や幅減少による越流などで堤体の洗掘や決壊に至ることもある。したがって、余裕高、天端幅等は土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」技術書（フィルダム編）²⁴⁾に則って設定されるが、以上の対策を考えて余裕をみた大きさとすることが重要である。これは想定以上の大きな地震力を受ける場合や、異常気象による想定以上の集中豪雨に対する安全対策になる。

② コアゾーン

コアゾーンは堤体安定や遮水性に対して十分な幅を確保されていればよいが、多少の余裕をみて幅広にすることでクラックが入った場合でも浸透路長を大きくとれるようにすることが望ましい。特に、安定計算上ではコアゾーンの下層部幅を大きくとることは、規模の大きい地震に対しても低強度の砕・転圧土で抵抗できることや、既設堤体との変形性の相違を少なくできるので有利である。

③ 堤体ゾーニング

堤体は地震時には大きく変形するので、堤体内には地震時の挙動が大きく異なる部分があると、応力や変形の局所的な集中などが発生しやすい。このため、改修時の堤体ゾーニングは各ゾーン間における強度や変形の相違を可能な限り少なくすることが重要である。

3.7 砕・転圧盛土工法による堤体改修の効果

砕・転圧盛土工法によるフィルダムの堤体改修は以下のような利点がある。

- (1) 貯水池内に堆積した底泥土や、工事に伴って発生する掘削土を有効活用して所要の強度の築堤土を人工的に製造できるので、法面の急勾配化が可能で、かつ築堤土量や貯水容量の減少が最小限である。
- (2) 築堤土を確保するための土取り場と底泥土等の廃棄処分のための土捨て場が不要であり、またこれらを確保するための自然破壊がない。
- (3) 堤体安定に重要な役割をする法先部に効果的にせん断抵抗力を付加することができるので、耐震補強を行うのに適している。
- (4) 築堤土の搬入や捨て土の搬出に伴う運搬車両による交通公害（騒音・排気ガス・渋滞）がないなど、周辺環境の悪化がない。
- (5) 以上の結果として、底泥土の除去処分と堤体改修が同時に達成でき効率的で、かつ経済的である。
- (6) 築堤土はすべて内部調達できるので、地震による災害や集中豪雨による災害の緊急復旧工法としても優れている。

砕・転圧盛土工法による堤体改修は、貯水池内に堆積した底泥土、あるいは底泥土に工事に伴う掘削発生土を加えた混合泥土を固化材により固化処理して所要の強度と遮水性を有する築堤土を人工的に製造することで現地調達できるので、

- (ア) 築堤土の土取り場や土砂運搬が不要
- (イ) 貯水池内の堆積土砂や工事に伴う掘削発生土の廃棄処分が不要
- (ウ) 土捨て場や土砂運搬が不要

など経済的な改修が可能である。また、このような経済的な側面だけでなく、

- ① 土取り場や土捨て場の開発に伴う自然破壊がない
- ② 土砂の搬出入がなく運搬車両による交通障害や空気汚染がない

など環境面でも優れている。

また、砕・転圧盛土工法では使用する堆積土砂の粒径や含水比に応じた固化材添加量を加減することにより堤体安定に必要な強度を自由に設定できるので、図 3.8 に概念的に示したように、既設堤体の法面勾配と同程度か、それよりも急勾配での改修が可能であり、貯水容量の減少をなくし、かつ土工量を大幅に抑制することができる。

これに対して、購入した通常の築堤土による改修では、通常の築堤土が有する強度に限界があるため、改修後の堤体は3割以上のゆるい勾配としなければならず、

- ① 大量の築堤土を必要とすること、
- ② 貯水容量が大幅に減少すること、
- ③ 下流側にも新たに広い築堤用地が必要であること、

などの現実的で、経済的な改修が不可能となることがある。



【設計編】



4 事前調査・試験

4.1 一般的事項

事前調査・試験は、砕・転圧盛土工法に原材料土となる底泥土や工事に伴う掘削発生土等の利用計画、掘削発生土を固化処理なしでの有効活用や場内処分のために通常の築堤土として使用する利用計画を立案するための基礎情報を得るために、室内配合試験に先立って実施する。

事前調査・試験は、砕・転圧盛土工法による築堤土の原材料土となる底泥土、あるいは底泥土に加えて混合泥土とするために利用できる既設堤体や洪水吐基礎部、止水トレンチ等からの掘削発生土の利用計画を立案するために実施される。また、掘削発生土は、有効活用や場内処分をするために固化処理なしで通常の築堤土として使用できる場合には、その利用計画も合わせて立案する必要がある。事前調査・試験は図 4.1 に示すフローチャートにしたがって実施する。

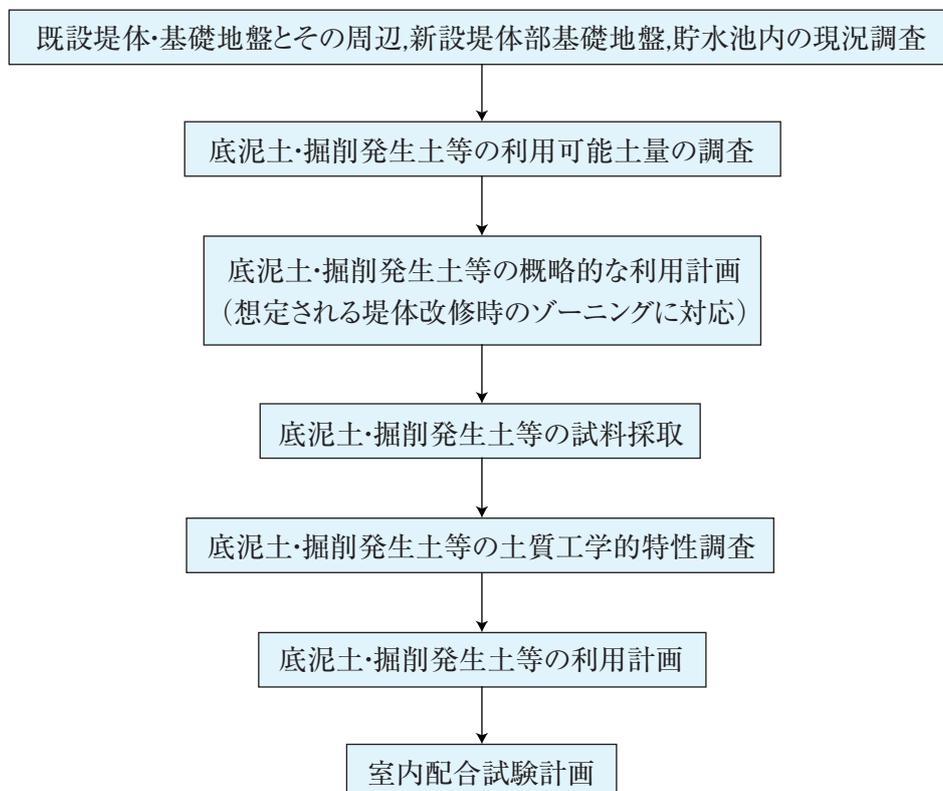


図 4.1 事前調査・試験による底泥土等の利用計画立案のためのフローチャート

4.2 フィルダムの既設堤体などの現況調査

堤体改修の対象となるフィルダムの現況調査は既設堤体の強度・変形特性と遮水性，基礎地盤の強度・変形特性，改修後の新設堤体部が載る基礎地盤の地盤特性，貯水池やダムサイト周辺等について実施する。

1) フィルダムの現況調査一般

堤体改修の対象となるフィルダムの現況調査は，既設堤体と改修後の新設堤体が載る基礎地盤の地盤特性（支持力特性，水理的安定性，止水性など），貯水池やダムサイト周辺について，土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」技術書（フィルダム編）²⁴⁾ あるいは「ため池整備」²⁵⁾ を参考して実施するものとする。

(1) フィルダムの築堤当初の調査・設計資料，施工記録等の収集

(2) 既設堤体とその基礎地盤の現況調査

既設堤体の形状・堤体ゾーニングとその土質構成，基礎地盤の状況を建設当時の調査・設計資料，ボーリング調査結果，現場・室内土質試験結果等により確認するものとする。基礎地盤のうちで止水性が期待できない砂層からなる場合には液状化の発生可能性を基礎地盤層のN値や粒度特性等から液状化判定を実施する。

(3) 既設堤体の土質力学的特性調査

築堤土の強度・変形特性，物理特性，透水係数，密度などを不攪乱状態で採取した供試体の室内土質試験により確認する。また，既設堤体の現況の締固め状態は，攪乱状態で採取した堤体土の締固め試験結果と，不攪乱状態で調べた既設堤体の密度と含水比の試験結果から確認する。

なお，既設堤体を構成する堤体土が液状化の可能性のある粒度範囲にある場合には，N値や粒度特性等から液状化判定を実施する。

(4) 改修後の新設堤体部が載る範囲の基礎地盤の強度・変形特性，水理特性

新設堤体の基礎地盤の支持力特性，水理的特性，止水特性はボーリング調査や現場・室内土質試験により調査する。

(5) 貯水池内に堆積した底泥土等の堆積状況

池内に堆積した底泥土，最上流域の砂礫質土の土量，堆積層厚を確認する。底泥土について池内を滲筋に沿って堤体付近（下流域），中流域，上流域のように区域分けし（必要に応じてさらに細かく区域分けする），池内各位置における概略的な粒度分布変化を確認する。また，最上流域に堆積した砂礫質土についても粒度分布変化を確認する。

(6) ダムサイトまでのアクセス道路の状況

ダムサイトまでのアクセス道路についてプラント，施工機械，固化材等の搬入が可能なのか，道路の拡幅・補強の必要性の有無などを確認する。

(7) ダムサイト周辺の自然環境，希少植物・生物等

2) 液状化可能性の判定

既設堤体,あるいは基礎地盤が以下の条件に該当する場合には,液状化の判定を実施する。

土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」技術書(フィルダム編)²⁴⁾では,細粒分含有率 F_c が35%以下(35%以上の場合には塑性指数 I_p が15以下)の土層で,平均粒径 D_{50} が10mm以下で,かつ10%粒径 D_{10} が1mm以下で,地下水位が現地盤面から10m以内にある土層について,あるいは現地盤面から20m以内の深さにある飽和砂質土層について液状化の検討を行うものとしている。あるいは,砂防技術基準(案)²⁶⁾では,N値が15以下,均等係数 U_c が6以下,平均粒径 D_{50} が0.074~2mmの間にある場合には液状化の発生可能性があるので,室内試験等により確認するものとしている。

ただし,液状化のための各種の判定法は水平な砂地盤について確立されたものなので,フィルダムのような堤体や基礎地盤のように初期せん断応力が作用しているような地盤では安全側過ぎる判定結果になりやすい。このため,液状化判定は,各種の液状化判定法による結果だけでなく,動的解析や室内試験等を必要に応じて実施して総合的に判定を行うものとする。

4.3 利用可能な底泥土等の土量調査

砕・転圧盛土工法に利用可能な底泥土,あるいは底泥土に加えて混合泥土とするために利用できる既設堤体や洪水吐基礎部,止水トレンチ等からの掘削発生土等の各土量を調査し,その結果をもとに底泥土や掘削発生土等の概略的な利用計画を立案する。

1) 利用可能な底泥土等の種類と土量の調査

既設堤体等の現況調査結果をもとに,貯水池内に堆積した底泥土のうち砕・転圧盛土工法に利用できる土量,あるいは底泥土に加えて混合泥土とするために利用できる既設堤体や洪水吐基礎部,止水トレンチ等からの掘削発生土の種類とその土量を確認する。

- (1) 底泥土の池内の堆積位置(貯水池への河川流入部のような上流側区域,堤体に近い静水区域,それらの中間区域など)における含水比と粒度の変動範囲と利用可能な土量
- (2) 既設堤体,洪水吐基礎部あるいは止水トレンチ等からの掘削発生土の利用可能土の種類とその土量構成

2) 底泥土や掘削発生土等の概略的な利用計画

底泥土や掘削発生土等の利用可能土量の調査結果から,想定される堤体改修時の堤体ゾーニング,底泥土と掘削発生土等の利用可能土量を考慮して,底泥土と掘削発生土等の概略的な利用形態,すなわち

- (1) 底泥土単独で砕・転圧土に利用
- (2) 底泥土に掘削発生土を加えた混合泥土を砕・転圧土に利用

- (3) 施工過程で軟弱化してしまう掘削発生土を砕・転圧土に利用
- (4) 掘削発生土を通常の築堤土として固化処理せずに築堤土に利用
- (5) (1) ~ (4) を組み合わせて利用

等を検討する。

3) ゴミや異物の処理

貯水池内に古タイヤ等の廃棄物やゴミが捨てられている場合や、底泥土に植物等の根や腐食物が多い場合があるが、この場合には除去方法を事前に検討して施工方法に反映させることが重要である。

4.4 底泥土と掘削発生土等の試料採取

底泥土と掘削発生土等の概略的な利用計画に応じて、底泥土と掘削発生土等の土質特性試験や、これらを原材料土とした砕・転圧土の配合設計のための室内配合試験に使用する試料は、これらの試験に必要な量に、さらに余裕をみた量を採取する。

底泥土の粒度や含水状態は池内の堆積位置により、すなわち貯水池への河川流入部に近い上流域から下流側に向かって変化し、上流域の砂礫質土のようなものから堤体付近の粘土・シルト分を多く含む底泥土まで大きく変化する場合が多い²³⁾。したがって、底泥土の試料採取位置は池内の粒度の変動範囲をカバーできるように、図 4.1 に示すように、池の滲筋に沿って上・中・下流の各位置で3箇所程度から採取することに加え、底泥土が最も厚く堆積している堤体付近の最深部等の1箇所からは基本底泥土として代表的試料を大量に採取する。

上流域に堆積した礫質土、既設堤体や洪水吐基礎から掘削される部分からも必要に応じて材料の変動を確認するために、それぞれ複数箇所から採取することに加え、代表的試料をそれぞれ一箇所から採取する。

【貯水中の池からの底泥土試料の採取】

落水していない貯水中の池から底泥土試料を採取するには、

- (1) ボート上からエックマンバージ等の泥土採取器を用いて採取する方法
- (2) 潜水夫により直接採取する方法

がある。前者は経済的な方法であるが、必要量確保するのに長時間を要することや、池底の状況がわからないなどの問題がある。これに対して、潜水夫による方法は高価であるが、池底の底泥土の堆積状況を知ることができることや、希望する箇所から必要量を確実に採取できる利点がある。

また、掘削発生土は掘削箇所の土質・地質構成が異なり種類分けが必要な場合には、試料は必ず掘削箇所の土質・地質毎に必要な土量を採取する必要がある。

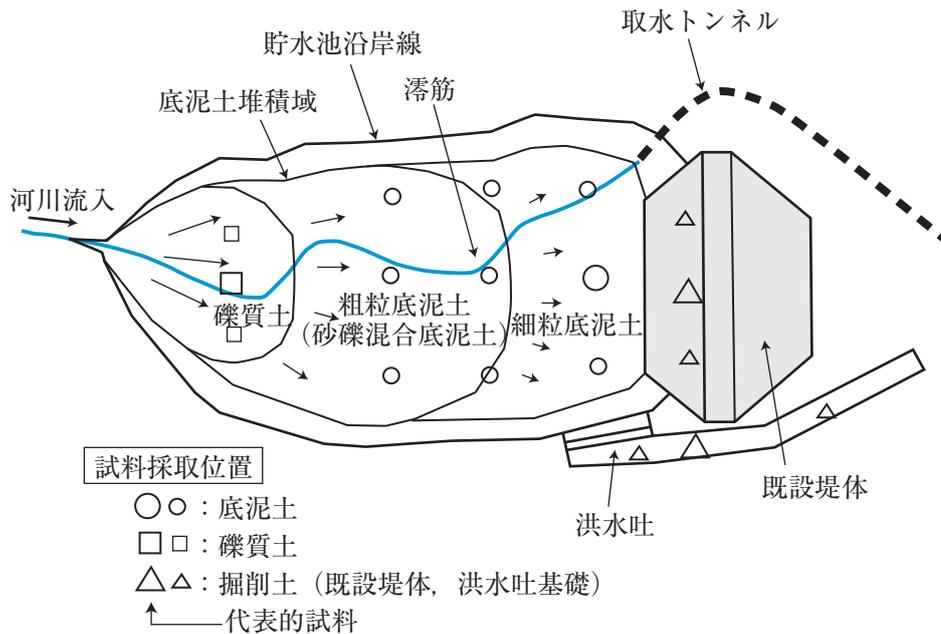


図 4.1 底泥土の貯水池内での滯筋に沿った採取位置の例

4.5 底泥土と掘削発生土等の利用計画

底泥土と掘削発生土等の利用計画はそれぞれの物理化学的特性と含水比・粒度特性，利用可能な土量構成を考慮して計画する。

1) 底泥土の物理化学的特性試験

貯水池内に堆積した底泥土は，一般に含水比が非常に高く，粘土・シルト分からなる細粒分を大量に含む軟弱土である。また，工事に伴って発生する掘削土も底泥土等と混合して高含水状態となり軟弱化してしまうことが往々にしてある。

本指針では，底泥土だけでなく，軟弱化土であっても砕・転圧盛土工法の原材料土に利用することを前提としている。底泥土等の軟弱土の固化材による固化特性は塑性指数に代表される物理化学的特性に深く関係している。底泥土等の物理化学的特性を調べるための試験は以下の土質試験を実施する。

- ① 土粒子の含水比試験 (JIS A1203)
- ② 土の液性限界・塑性限界試験 (JIS A1205)

その他，必要に応じて実施する土中の有機物に関する試験として以下のものが上げられる。

- ③ 土の強熱減量試験 (JGS 0221)
- ④ 土の有機物含有量試験 (JGS 0231)

以上の試験から，底泥土等の以下の特性を把握することができる。

(1) 物理化学的特性

(液性限界 w_L , 塑性限界 w_p , 塑性指数 $I_p = w_L - w_p$)

(2) 土中の有機物に関する特性

(有機分含有量によって固化材による固化に阻害を及ぼす場合がある)

2) 底泥土の含水比・粒度特性試験

底泥土の含水比と粒度特性は、固化処理による発現強度の増減に直接的に関係するため、特に重要である。底泥土にある一定量の固化材を添加した場合を想定すると、底泥土の含水比が低いほど、砂や礫分等の粗粒分の割合が多いほど、高い固化強度が得られる。これは一定の目標強度の砕・転圧土を製造するには固化強度に及ぼす含水比と粒度の影響を考慮した強度管理が必要である事を意味している。

室内配合試験では、底泥土は落水した状態の池から掘削搬出して初期固化ピット内やプラント内に移して固化処理することを前提に行い、底泥土の含水比は実施工時に近い状態での含水比を基準値にして、また底泥土の粒度は堤体に近い細粒分を最も多く含む底泥土の粒度を基準値にして各種の室内土質試験を行う。したがって、底泥土の含水比・粒度特性を調べるには以下の試験を実施する。

① 土粒子の密度試験 (JIS A1202)

② 土粒子の含水比試験 (JIS A1203)

③ 土の粒度試験 (JIS A1204)

以上の試験から、底泥土の以下に示すような土質特性が把握できる。

(1) 物理特性

(土粒子の密度 ρ_s , 自然含水比 w_n とその変動範囲等)

(2) 粒度特性

(粒度分布曲線, 最大粒径 D_{max} , $75\mu\text{m}$ 以下細粒分含有率 F_c とこれらの変動範囲等)

3) 掘削土の含水比・粒度特性試験

掘削土の含水比と粒度特性は底泥土に掘削土を加えて混合泥土として砕・転圧盛土工法に利用する場合に必要な土質特性である。掘削土の含水比は底泥土に加えて混合泥土とした時の含水比変動特性を推定するために、掘削土の粒度特性は混合泥土内に含まれる粗粒分が強度と遮水性に強く影響を及ぼすことから混合割合と粒度変動を推定するために、それぞれ必要な情報である。

したがって、掘削土は含水比・粒度特性を調べるために以下の試験を実施する。

① 土粒子の密度試験 (JIS A1202)

② 土粒子の含水比試験 (JIS A1203)

③ 土の粒度試験 (JIS A1204)

4) 底泥土と掘削発生土等の利用計画

底泥土と掘削発生土等の利用計画は、4.3節における調査結果に、底泥土と掘削発生土の含水比・粒度特性の情報を加味して、さらに詳細な利用計画を検討し、室内配合試験の実施計画に反映させる。

5 配合設計のための室内配合試験

5.1 一般的事項

5.1.1 室内配合試験一般

砕・転圧盛土工法における室内配合試験は、底泥土等を固化処理して所要の強度や遮水性を有する築堤土を製造するために必要な固化材添加量を決定するために実施される。なお、室内配合試験は原材料土として利用する底泥土あるいは掘削発生土等の組み合わせた混合泥土の種類毎に実施しなければならない。

1) 室内配合試験の目的

砕・転圧盛土工法における室内配合試験は、原材料土となる底泥土あるいは底泥土に掘削発生土等を加えた混合泥土を固化処理して所要の強度や遮水性を有する築堤土を製造するために必要な固化材添加量を決定するために実施する。そして、固化材添加量は原材料土が原位置で堆積した地山状態における単位体積当りの質量 (kg/m^3) として表示するものである。

2) 底泥土の配合試験

一般に、高含水比で軟弱な底泥土をセメント等の固化材により固化処理した時の強度は底泥土の含水比 w により大きく変化し、同じ固化材添加量 ΔM_c であれば含水比 w が低い場合の方が高い値が発揮される。しかし、堆積していた池が異なり底泥土の種類が異なると、図 5.1 に示すように同じ固化材添加量 ΔM_c であっても、含水比 w が低い方が高強度となる訳ではなく、池毎の底泥土に特有な物理化学的性質に強く依存していることがわかる⁶⁾。このため、底泥土をある一定の目標強度に固化処理するための配合設計には、池毎に決まる物理化学特性に適した固化材の選定と、底泥土の含水比と粒度特性、固化材添加量、養生日数の影響を考慮できるように室内配合試験を実施することが不可欠である。

3) 混合泥土や軟弱化掘削発生土の室内配合試験

一般に、良質な掘削土は固化処理することなく、通常の築堤土としてそのまま使用できる場合もある。しかしながら、掘削したのままの状態では強度不足で築堤が不可能な場合、あるいは掘削時に地下水浸出や軟弱土と分離できずに軟弱化してしまった場合、底泥土だけでは計画築堤量に不足

し掘削発生土を加えて混合泥土として使用する場合には、掘削発生土でも固化処理の対象となる。

混合泥土として利用する場合には底泥土単体の場合とほぼ同じ取扱いが可能である。ただ、混合泥土からなる砕・転圧土をコアゾーンに利用する場合には、掘削発生土の混合量が増加すると粗粒分が増え遮水性が確保できなくなるので、室内配合試験において混合量の限界値を確認しておくことが必要である。

また、軟弱化した掘削発生土を利用する場合には、底泥土単体に比較して含水比が大幅に低いために、底泥土単体、あるいは混合泥土に比較して以下のような点に配慮が必要である。

- (1) 所要の強度の達成に必要な固化材添加量が大幅に少なく、固化材を混合した時のわずかな均一性の相違が大きな強度差となって現れやすく、きめ細かい固化材の管理が要求される。
- (2) 固化材を加えた後でも流動性が少なく、均一に混合することが難しいために、流動性が確保できる程度まで加水するなどの検討が必要である。この場合の加水量は予め室内配合試験により目安値を確認しておかなければならない。

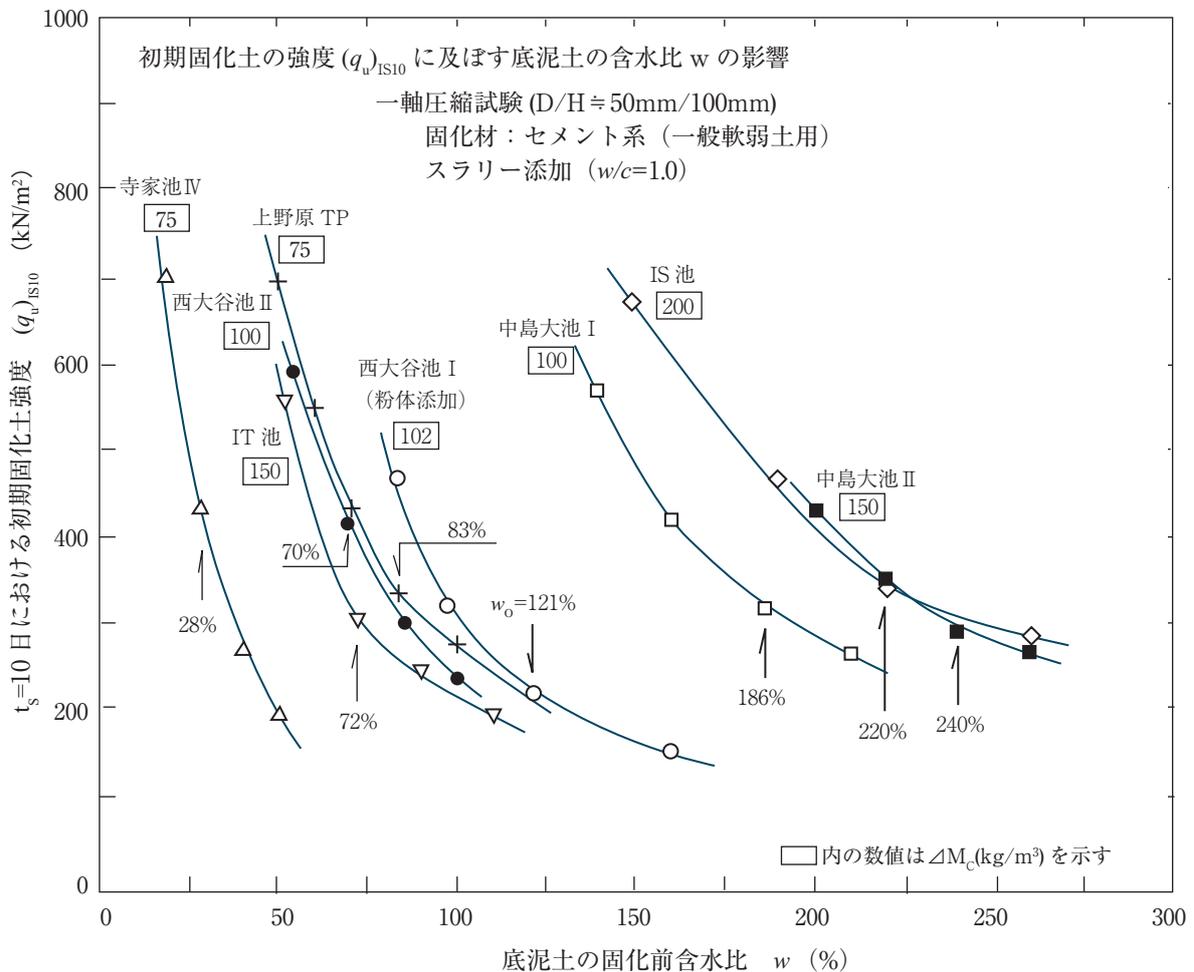


図5.1 各種底泥土における強度 (q_u)_{IS10} と含水比 w の関係

5.1.2 配合試験で実施する各種室内土質試験

室内配合試験では、底泥土を、あるいは底泥土に掘削発生土等を加えた混合泥土を固化処理して所要の強度と遮水性を有する砕・転圧土を製造するための固化材添加量を決めるために、底泥土と掘削発生土等の利用計画に応じて計画した各種の室内土質試験を実施する。

1) 初期固化土と砕・転圧土の基本的な固化強度特性

室内配合試験のうち、底泥土などの固化処理土強度に及ぼす

- ① 固化材添加量 ΔM_c
- ② 底泥土の含水比 w
- ③ 底泥土の粒度 F_c
- ④ 固化材添加後からの初期固化日数 t_s と砕・転圧後からの経過日数 $t (= t_s + t_{cc})$
- ⑤ 初期固化土の砕・転圧時による強度低下特性
- ⑥ 混合泥土の場合には底泥土と掘削発生土等の混合比 m_v

の影響を調べるには、初期固化土と砕・転圧土について ΔM_c , w , F_c , $t (= t_s + t_{cc})$, m_v などの影響要因をある一定の範囲内でパラメトリックに変えた大量の試験を実施する必要がある。このため、室内配合試験のうちの基本的な強度特性を把握するためには試験実施が容易な一軸圧縮試験（「土の一軸圧縮試験（JIS A1216）」）を実施するものとする。

2) 砕・転圧土の強度・変形特性

土の一軸圧縮試験は無拘束状態で圧縮破壊をさせた時の強度を求めるための試験であり、堤体内の土要素のようにある土被り圧下に置かれた砕・転圧土の強度・変形特性を求めることはできない。したがって、堤体の安定性の評価に必要な砕・転圧土の強度パラメータや応力～ひずみ特性は三軸圧縮試験（「土の圧密非排水三軸圧縮試験（JGS 0523）」）により調べるものとする。

3) 砕・転圧土の遮水特性

砕・転圧土の遮水特性は、築堤に伴って土被り圧が増加していく応力状態を供試体に再現することができる「三軸試験装置を用いる透水試験（三軸透水試験）」を実施して調べるものとする。

4) 砕・転圧土の沈下特性

砕・転圧土により堤体を築造していくと、堤体は通常の築堤土による堤体の場合と同様に自重により圧縮沈下する。砕・転圧土の築堤に伴う沈下特性は「土の標準圧密試験（JIS A1217）」に準じた圧縮沈下試験により調べるものとする。

5.2 室内配合試験のフローチャート

底泥土，あるいは底泥土に掘削発生土を加えた混合泥土等を固化処理するための配合試験は，図 5.2 に示すフローチャートにしたがって実施する。

室内配合試験は底泥土あるいは混合泥土等からなる初期固化土と砕・転圧土の一軸圧縮強さ $(q_u)_{IS}$ と $(q_u)_{CC}$ に及ぼす固化材添加量 ΔM_C ，含水比 w ，粒度 F_C ，さらに混合泥土の場合には混合比 m_v の影響を調べるために実施するもので，図 5.2 (a) には底泥土あるいは混合泥土等に固化材を添加しただけの，まだ固まらない状態の固化処理土を準備するフローチャートを，図 5.2 (b) にまだ固まらない固化処理土を用いた初期固化土と砕・転圧土の供試体の作製から試験実施までのフローチャートを示す。

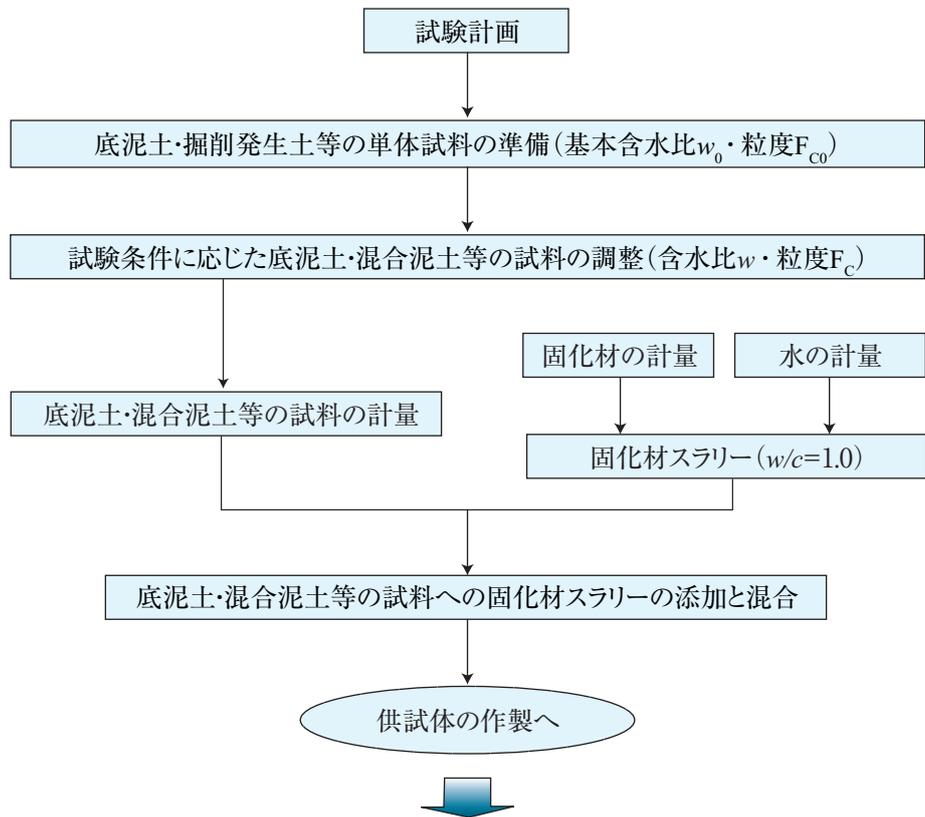


図 5.2 (a) 室内配合試験のフローチャート (まだ固まらない固化処理土の準備)

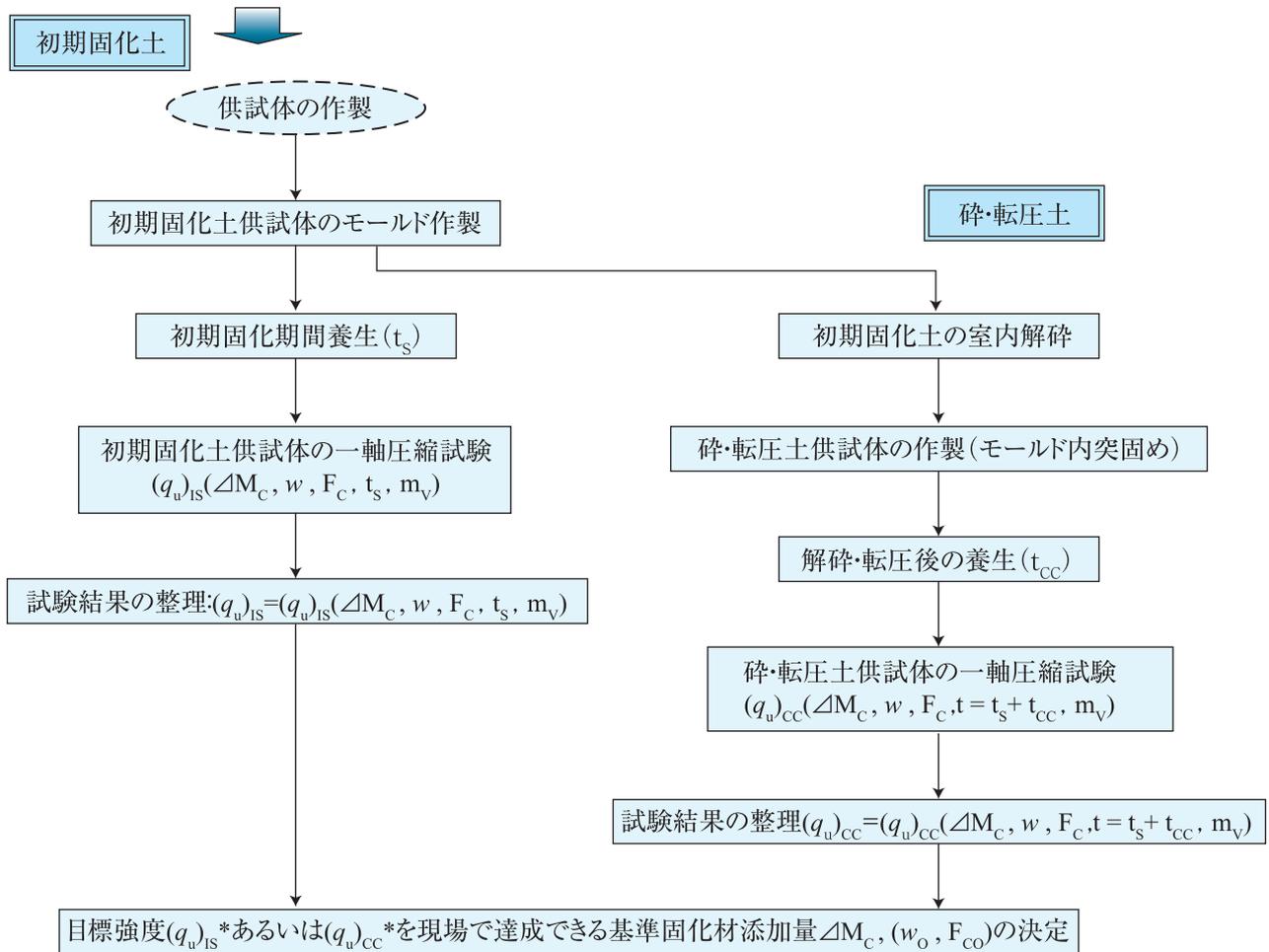


図 5.2 (b) 室内配合試験のフローチャート（初期固化土と砕・転圧土の供試体作製と試験実施）

5.3 試験前の試料調整

室内配合試験は、現場で想定される底泥土あるいは混合泥土等の含水比と粒度の変動範囲内で基準となる含水比 $w = w_0$ と粒度 $F_C = F_{CO}$ を設定し、実施工時に予想される含水比や粒度の変動幅をカバーするような範囲内で段階的に変えた試料を準備して実施する。

底泥土はもともと高含水比の軟弱土であるが、堤体近くの水深の深い場所には最も細粒分が多く含水比の高い状態で堆積しており、上流側に向かって粗粒分が増加するような粒度変化を示し、また含水比も粒度に対応して上流に向かって低下してゆく傾向にある。一般に、底泥土の固化処理強度は含水状態と粒度により大きく変化し、同一の固化材であれば含水比が低いほど、粗粒分が多いほど増加する。したがって、より合理的な配合設計のためには、底泥土の含水状態 w と粒度 F_C に応じて固化材添加量 ΔM_C^* を加減しなければならない。

したがって、実施工時には、固化処理強度に及ぼす含水比と粒度の影響を補正できるように、室

内配合試験は現場で想定される底泥土の含水比変動範囲内で基準となる含水比 $w = w_0$ と粒度 $F_c = F_{c0}$ をそれぞれ設定し、

- (1) 含水比では基準含水比 $w = w_0$ と、これを中心に実施工時に予想される含水比の変動幅をカバーするような範囲内で、乾燥側へ1種類以上 ($w < w_0$)、湿潤側へ1種類以上 ($w > w_0$) 変化した合計3種類以上の含水比の底泥土
- (2) 粒度では基準粒度 F_{c0} とこれよりも粗粒分の増加側に3種類以上の底泥土について実施するものとする。

5.4 固化材

5.4.1 固化材の選択

底泥土あるいは混合泥土等は、それらが有している物理化学的特性、含水比、粒度特性等に応じて、より効率的な固化処理に適した固化材があるので、実施工で使用する固化材は施工現場で入手可能な数種類の固化材の中から最適なものを選択する。

固化材にはセメント系、石灰系、セメント・石灰系、普通セメントなどある²⁸⁾。室内配合試験では、原材料土である底泥土あるいは混合泥土等が有している物理化学的特性、含水比状態、粒度特性等に応じて、施工現場で入手可能な数種類の固化材の中から、より効率的な固化処理に適した固化材を選定する。

固化材の選定では、底泥土のような高含水比粘性土に適していること、砕・転圧盛土工法が $t_s = 3$ 日間程度の初期固化後に解砕しなければならないことから、添加直後から大きな強度が得られること、また既設堤体との間に極端な剛性差が生じないようにするために長期的に必要な以上の強度増加がないことが必要である。これまでの経験によると、セメント系固化材が養生初期に大きな強度発現特性を示すこと、またセメントメーカー各社が商品名は異なるもののほぼ同様な品質の製品を供給し全国どこでも入手可能なことなどを考慮すると最も適しているように考えられる。このことから、砕・転圧盛土工法ではセメント系固化材の使用を標準としている⁸⁾。

セメント系固化材による固化処理土は土の種類によって六価クロムが土壤環境基準を超えて溶出する場合がある。土壤環境基準を超える六価クロムの溶出が確認された場合には、六価クロム溶出を低減させた特殊土用の固化材を使用する。

5.4.2 固化材添加量の表示

室内配合試験における固化材添加量 ΔM_C は、実施工時に便利なように、原材料土である底泥土等が原位置堆積状態での 1 m^3 に対する質量 (kg/m^3) で表示するものとし、実施工で想定される固化材添加量がカバーできるように 3～4 種類を設定する。

室内配合試験時の底泥土あるいは混合泥土等に添加する固化材添加量 ΔM_C は、実施工時に固化材の添加量を管理するのに便利なように原材料土である底泥土等が原位置堆積状態での 1 m^3 当りに対する質量 (kg/m^3) で表示するものとする。そして、室内配合試験での固化材添加量 ΔM_C は、底泥土の物理特性や粒度特性を考慮して、実施工で想定される添加量をカバーできるように 4 種類以上、例えば

$$\Delta M_C = 75, 100, 150, 200 \text{ kg}/\text{m}^3$$

のように設定する。固化材添加量 ΔM_C は原材料土の種類や性状により異なるが、高含水比であるほど、あるいは粘土・シルト分を多く含むほど増加するので、大きい固化材添加量 ΔM_C に設定することや、施工上の最低添加量も考慮して設定するものとする。

室内配合試験での固化材添加量 ΔM_C の計量には底泥土の原位置堆積状態の湿潤密度 ρ_t が必要である。 ρ_t がわからない場合には図 5.3 に示すヘドロや泥土の湿潤密度 ρ_t ～自然含水比 w 関係⁴⁾ から推定する。供試体の作製に必要な底泥土の湿潤状態での質量を M ($= \rho_t \cdot V$, V : 底泥土の体積) とすると、これに必要なとされる固化材添加量 M_C ($= \Delta M_C \cdot V$) は

$$M_C = (\Delta M_C / \rho_t) \cdot M \quad (5.1)$$

となる。

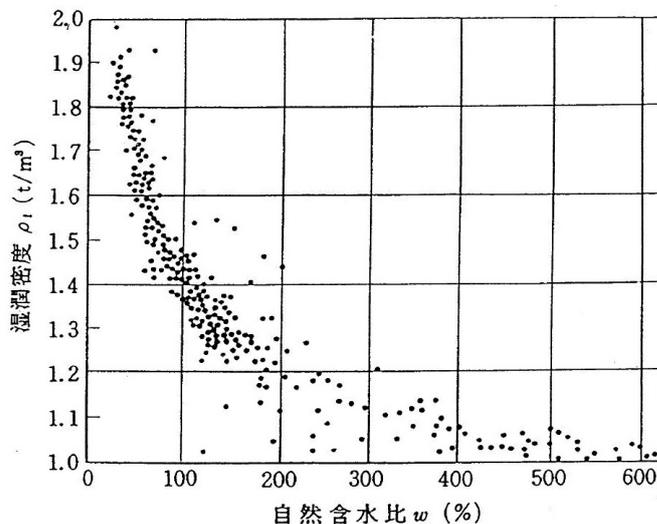


図 5.3 湿潤密度 ρ_t ～自然含水比 w 関係²⁹⁾

5.4.3 固化材の添加方法

室内配合試験における底泥土あるいは混合泥土等への固化材の添加方法は均一な混合に適したスラリー方式を基本とする。

1) 固化材の添加方法

底泥土，あるいは混合泥土等への固化材の添加方法は固化材にある一定の割合で水を加えてスラリー状態（加水量は水と固化材の質量比である水・固化材比 w/c により表示し， $w/c = 1.0$ を標準とする）にして添加するスラリー方式と，粉体状態にある固化材をフレコンや空気圧送などにより直接添加する粉体方式とがある。スラリー方式は加水分だけ固化材と底泥土，あるいは混合泥土等を含めた全体の含水比を高めてしまうが，流動性を与えられるので混合の均一性や効率が粉体方式に比較して優れている。砕・転圧盛土工法では均一な混合を第一に考え，スラリー添加方式を基本とする。

2) スラリー方式の場合の密度管理

固化材を，底泥土あるいは混合泥土等にスラリー状態で添加する場合には所定の水・固化材比 w/c に相当する水を固化材に加え，スラリー化した固化材を準備する。なお，この使用する混合水は，原則として，施工現場で使用する水を用いる。そして準備した固化材の固化材スラリーの密度 ρ_{SL} は以下の式で算定される所要値を満足すること（ $\pm 2.0\%$ 以内であること）をマッドバランスにより確認する。

固化材スラリーの密度 ρ_{SL} は，固化材の粉体状態における密度 ρ_C と水・固化材比 w/c から

$$\text{スラリー質量：} M_{SL} = M_C + M_{CW} = M_C \cdot [1 + (w/c)] \quad (5.2)$$

$$\begin{aligned} \text{スラリー容積：} V_{SL} &= V_C + V_{CW} \\ &= M_C / \rho_C + M_{CW} / \rho_w \\ &= M_C \cdot [1 / \rho_C + (w/c) / \rho_w] \end{aligned} \quad (5.3)$$

$$\begin{aligned} \rho_{SL} &= M_{SL} / V_{SL} \\ &= [1 + (w/c)] / [1 / \rho_C + (w/c) / \rho_w] \end{aligned} \quad (5.4)$$

として算定できる。

5.5 試料土と固化材による固化処理土の準備

室内配合試験に使用する固化処理した底泥土，あるいは混合泥土等の供試体は，室内試験用の混合機械（小型ミキサー）を用いて，底泥土あるいは混合泥土等と固化材を2分間以上の一定時間だけ攪拌・混合した処理土により作製する。

室内配合試験に使用する底泥土，あるいは混合泥土等からなる固化処理土の供試体を作製するために，底泥土あるいは混合泥土等と固化材を攪拌混合した固化処理土を「安定処理土の締固めをしない供試体作製（JGS 0821）」に準じて準備する。小型ミキサーによる攪拌・混合時間は，混合時間による混合程度の差をなくするため2分間以上の一定の時間とする。なお，混合機械である小型ミキサーの混合形式や機種を指定してないのは，室内で使用する混合機械は混合形式や機種によらず2分間程度の時間を費やして混合すれば，均一性の高い混合が可能だからである。

5.6 固化処理土の供試体の作製

5.6.1 初期固化土の供試体の作製法

一軸圧縮試験に使用する初期固化土の供試体は，所定寸法の供試体作製モールド内に気泡や空洞が残らないように詰めて作製する。

供試体の作製は，供試体寸法が実施する試験の種類により異なるので，規定の寸法に応じた大きさをもつ供試体作製モールドを使用して，地盤工学会基準「安定処理土の締固めをしない供試体作製」（JGS 0821）に準じて行う。室内配合試験のうちで，基本的な強度特性を把握するための一軸圧縮試験は，底泥土が粘土・シルト分を多く含み，土粒子の最大粒径も小さいので，直径（内径） D と高さ H が $D/H = 50\text{ mm} / 100\text{ mm}$ を標準とする。

初期固化土の供試体は，供試体作製モールド内に攪拌混合直後の固化処理土を詰め，室内で所定時間（初期固化状態での養生日数を t_s とおく）養生して固化させる。なお，固化処理土をモールド内に詰める時には供試体内部に気泡が残らないようにモールドで床を叩くようにするとよい。

（供試体寸法に関する注意）

供試体は，原材料土である底泥土，あるいは混合泥土等に含まれる土粒子の最大粒径 D_{\max} が大きい場合には，土粒子の最大粒径 D_{\max} に対応させて標準寸法 $D/H = 50\text{ mm} / 100\text{ mm}$ よりも大きなものを使用しなければならない。大型供試体の目安は $D/D_{\max} > 4.0$ である。 D_{\max} が大きく，この条件に従うと非現実的な大寸法の大型供試体を使用しなければならない場合には室内土質試験の専門家に相談して供試体寸法を決めることが望ましい。

5.6.2 砕・転圧土の供試体の作製法

砕・転圧土の供試体は、所定の初期固化日数 $t = t_s$ を経過した初期固化土を最大粒径が $D_{\max} = 10 \sim 15 \text{ mm}$ 程度になるようにストレートエッジ等により解砕してから、供試体作製モールド内で2層に分けて、突固めランマーにより所定の締固めエネルギーになるように突き固めて作製する。

初期固化土を解砕した時の最大粒径 D_{\max} の大きさは、解砕土を転圧した時の強度や遮水性に影響を及ぼす。したがって、供試体を作製するときの解砕粒径は本施工に近い大きさが望ましいが、実際の解砕粒径に合わせた供試体を作製しようとするとは現実的な大型試験が必要となってしまう。そこで、室内配合試験では室内試験に適した粒径範囲で解砕した初期固化土、すなわち解砕土を突き固めて供試体を作製し、一種のインデックス試験として室内配合試験を実施する。室内試験用供試体の強度と本施工における現場強度の相違は、後述する現場/室内強度比 α_{FL} により補正するものとする。

砕・転圧土の一軸圧縮試験の供試体寸法は、初期固化土と同じ直径（内径） D と高さ H が $D/H = 50 \text{ mm} / 100 \text{ mm}$ を標準とし、解砕時の最大粒径 D_{\max} は供試体直径 $D = 50 \text{ mm}$ であっても試験可能な大きさとして $D_{\max} = 10 \sim 15 \text{ mm}$ 程度とする。砕・転圧土の供試体の作製は、「安定処理土の突固めによる供試体作製（JGS 0811）」に準じて行うが、詳細な方法を以下に示す。

- (1) 初期固化土の供試体と同寸法の供試体を複数本作製できるように、やや大型の供試体作製モールド内に、例えば $D/H = 100 \text{ mm} / 200 \text{ mm}$ の供試体作製モールド内に、まだ固まらない固化処理土を詰め（この時、中に気泡が残らないようにする）、室内で所定期間 $t = t_s$ だけ養生した初期固化土を準備する。
- (2) 初期固化土を、供試体作製モールドから取り出して、ストレートエッジ等で最大粒径 $D_{\max} = 10 \sim 15 \text{ mm}$ 程度の塊状になるように解砕する（解砕土の準備）。
- (3) 解砕土を $D/H = 50 \text{ mm} / 100 \text{ mm}$ のモールド内で $L = 2$ 層に分けて、突固めによる土の締固め試験（JIS A1210）における突固め方法の A 法と同じ締固めエネルギー $E_C = 551 \text{ kJ/m}^3$ になるように、各層について質量 $M = 1.525 \text{ kg}$ のランマー（落下高さ $H = 20 \text{ cm}$ ）により突き固め、所定期間 t_{CC} だけ室内で養生する（ t_{CC} は初期固化土を砕いて転圧してから試験実施までの経過期間）。したがって、砕・転圧土の初期固化状態から試験までの全経過日数 t は

$$t = t_s + t_{CC} \quad (5.5)$$

となる。

なお、初期固化土の解砕はストレートエッジ等により行い、突き固めはランマーにより行うが、これらの作業は砕・転圧土の供試体の不均一性に関係し試験結果に大きな影響を及ぼすので、慎重に行わなければならない。

5.7 初期固化土と砕・転圧土の一軸圧縮試験

砕・転圧盛土工法における室内配合試験は初期固化土や砕・転圧土の基本的な強度特性の把握には一軸圧縮試験により行うものとし、

- ① 底泥土，あるいは混合泥土等の固化処理に使用する固化材選定試験
- ② 底泥土，あるいは混合泥土等からなる初期固化土と砕・転圧土の基本的な強度特性試験から構成される。

固化材選定試験は底泥土，あるいは混合泥土等を固化処理するために適した固化材を選定するために，初期固化土についてのみ実施する。なお，砕・転圧盛土工法においては，底泥土，あるいは混合泥土等の固化処理には高含水比粘性土に適したセメント系固化材を使用することを標準としている。したがって，通常の場合には固化材選定試験は実施しなくてもよいが，標準の固化材が

- ① 施工現場で入手しにくい場合
 - ② 砕・転圧盛土工法に適した固化強度特性が得られない場合
 - ③ 基準を超える六価クロムが溶出する場合
- に実施するものとする。

また，基本的な強度特性試験は初期固化土や砕・転圧土の強度に及ぼす各種要因の影響を調べるもので，試験の内容は以下に示すとおりである。

1) 初期固化土

- ① 初期固化日数 $t = t_s$
- ② 固化材添加量 ΔM_C
- ③ 底泥土，あるいは混合泥土等の含水比 w と粒度 F_C
- ④ 混合泥土等の場合には底泥土に対する掘削土の混合比 m_v

2) 砕・転圧土

- ① 養生日数 $t = t_s + t_{cc}$
- ② 固化材添加量 ΔM_C
- ③ 初期固化土の解砕・転圧による強度低下特性 ($t_s = X$ と強度低下比 R_x の関係)
- ④ 底泥土，あるいは混合泥土等の含水比 w や粒度 F_C
- ⑤ 混合泥土の場合には底泥土に対する掘削土の混合比 m_v

【試験実施時の注意】

1) 試験実施計画

室内配合試験は、底泥土、あるいは混合泥土等の固化処理時の一軸圧縮強さに及ぼす初期固化日数： $t = t_s + t_{cc}$ 、固化材添加量 ΔM_c 、含水比 w や粒度 F_c などの影響要因をすべて網羅するような試験計画を立案すると、膨大な試験数の実施が必要となる。そのため、効率的な試験実施のために、試験の種類に応じて設定する影響要因の種類や数を省略する工夫を心がけるべきである。

2) 室内試験と現場施工との相違について

室内配合試験を実施し、その結果を評価するには室内試験と施工現場における底泥土、あるいは混合泥土等の固化処理の条件が異なることに注意しなければならない。

- (1) 室内試験での初期固化土や砕・転圧土の供試体の作製は、固化材の添加・混合や養生も理想的な条件で行われるため、現場で施工された初期固化土や砕・転圧土の場合に比較して均一性が高く、強度や遮水性のバラツキは少ない。
- (2) 室内試験での供試体は、供試体作製時の突固めエネルギーが実施工時の転圧エネルギーに比較して大きくやや過転圧傾向があるため、実施工で築堤された砕・転圧土の強度よりやや過小の強度となるようである。

5.7.1 固化材選定試験

固化材選定試験は本施工において底泥土、あるいは混合泥土等の固化処理に使用する固化材の種類を決定するために実施する。

砕・転圧盛土工法では底泥土のように高含水比土の固化処理に適し、かつ養生初期の強度発現に優れたセメント系固化材の使用を基本としているが、特別な理由によりこの固化材が適していない場合には固化材選定試験を行う。

固化材選定試験は初期固化土についてのみ実施するものとし、使用する土試料は基準含水比 w_0 、基準の粒度 F_{c0} に固定して一軸圧縮試験を実施する。

固化材選択時のポイントは、砕・転圧盛土工法が固化途上で解砕して築堤土とする工法であることから、固化材添加後の初期の強度増加が大きく、かつ強度増加が長期にわたらず3ヶ月程度までにほぼ収束するのが理想的である。

試験実施時の条件は以下のように設定するものとする。

- ① 固化材の種類：2～3種
(施工現場で入手可能な中から選択する)

- ② 固化材添加量 ΔM_C : 3 ~ 4 種類
(原材料土の種類, 含水比あるいは粒度に関係するので一概には決められないが, 例えば $\Delta M_C = 75, 100, 150, 200 \text{ kg/m}^3$ などを選択する)
- ③ 初期固化日数 t_s : 4 種程度
(例えば $t_s = 1, 3, 10, 28$ 日など1ヶ月程度までの強度発現特性を確認できる日数を選択する)
- ④ 含水比 : 基準含水比 $w = w_0$
- ⑤ 粒度 : 基準粒度 $F_C = F_{C0}$
- ⑥ 混合泥土の場合には底泥土に対する掘削土の混合比 m_v : 3 種以上

5.7.2 初期固化土の一軸圧縮試験

初期固化土の一軸圧縮試験は、底泥土、あるいは混合泥土等を初期固化する場合の基本的な強度特性を調べるため、初期固化土の強度 $(q_u)_{IS}$ に及ぼす固化材添加量 ΔM_C 、初期固化日数 t_s 、底泥土、あるいは混合泥土等の固化材添加前の含水比 w や粒度 F_C 、混合泥土の場合には混合比 m_v が及ぼす影響

$$(q_u)_{IS} = (q_u)_{IS} (\Delta M_C, t_s, w, F_C, m_v)$$

を調べるために実施するものである。

初期固化土の一軸圧縮試験は、初期固化土の強度に及ぼす各種要因の影響を調べるために実施するもので、固化材選定試験実施により選択した固化材を用いて、底泥土あるいは混合泥土等の初期固化土の一軸圧縮強さ $(q_u)_{IS}$ に及ぼす固化材添加量 ΔM_C 、経過日数 $t = t_s$ 、底泥土あるいは混合泥土等の固化材添加前の含水比 w や粒度 F_C 、混合泥土の場合には混合比 M_v を変えた試験を実施し、これらの影響を調べる。

試験条件は以下のように設定することを標準とする。

- ① 固化材の種類 : 固化材選定試験で選択した固化材
- ② 固化材添加量 : 3 ~ 4 種類
(底泥土、あるいは混合泥土等の含水比や粒度によるが、例えば $\Delta M_C = 75, 100, 150, 200 \text{ kg/m}^3$ などを選択する)
- ③ 初期固化日数 : 4 種程度
(例えば $t_s = 1, 3, 10, 28$ 日など一ヶ月までの強度発現特性が確認できる日数を選択する)
- ④ 含水比 : 基準含水比 $w = w_0$ と、 w_0 の乾燥側と湿潤側にそれぞれ1種類以上
- ⑤ 粒度 : 基準粒度 $F_C = F_{C0}$ と、これより粗粒分の増加側に3種類以上
- ⑥ 混合泥土の場合には底泥土に対する掘削土の混合比 m_v : 3 種以上

5.7.3 含水比と粒度が変化する底泥土の細・粗粒分分離モデル

一般に、池内の堆積位置により底泥土の粒度が大きく異なり、堤体の近くには細粒分を最も多く含む底泥土が堆積し、堤体から離れた上流域ほど粗粒分の多い底泥土が堆積している。この場合の底泥土は、固化材による固化特性を規定する物理化学特性は池内では同じで、上流側の粗粒分の多い底泥土は堤体付近にある細粒分が最も多い底泥土に、洪水時に物理化学的性質に影響を及ぼすことが少ない粗粒分だけが加わったものと考えることができる。

1) 細・粗粒分分離モデル^{30) ~ 32)}

一般に、フィルダムでは池内の堆積位置により底泥土の粒度が大きく異なり、堤体の近くには細粒分を最も多く含む底泥土が堆積し、堤体から離れた上流域ほど粗粒分の多い底泥土が堆積している。池内の底泥土は主に流域内の降雨により流出した土砂や流入河川が河床を洗掘した土砂が堆積したものであるため、底泥土の物理化学的性質は流域や河床の地質状況に規定されるものと考えられる。また、固化特性は細粒分による影響が大きく、粗粒分が及ぼす影響は小さいと考えられる。このことから、池内にある底泥土の固化材による固化特性を規定する物理化学的性質は基本的には同じであり、上流側の粗粒分の多い底泥土は堤体付近にある細粒分が最も多い底泥土に、物理化学的性質に影響を及ぼすことが少ない粗粒分だけが加わったものと考えることができる。

そこで、砕・転圧盛土工法では堤体近くの水深の大きい区域に堆積した最も細粒分が多く、かつ含水比も高い底泥土を基本底泥土とし、これより上流域に向かって堆積した底泥土は基本底泥土に粗粒分だけが加わったもので、固化処理土の物理化学的性質は変わらないものとして扱う。物理化学的性質は微小な粘土粒子とその周囲の水との間の界面作用であるが、これの指標は界面作用の大きな粘土粒子を多量に含むほど大きな値を示す塑性指数 I_p が適している。また、底泥土の粒度の指標は、粒径 $75 \mu\text{m}$ 以下の粘土・シルトの細粒分含有率 F_c が遮水性の目安となることや現場でも簡単な試験により求めることができることから、細・粗粒分分離モデルでは粒度の指標として細粒分含有率 F_c を使用するものとする。

以下に、基本底泥土と池上流域に堆積した底泥土の含水比 w と細粒分含有率 F_c の取扱いについて図 5.4 の模式図を利用して説明する。

基本底泥土の土粒子の質量を $M_{s0} = M_{sf} + M_{sc}$ (ここで M_{sf} は $75 \mu\text{m}$ 以下の土粒子分の質量、 M_{sc} は $75 \mu\text{m}$ を超える土粒子分の質量)、水分の質量を M_{w0} とすると、基準となる含水比 w_0 と細粒分含有率 F_{c0} はそれぞれ

$$w_0 = (M_{w0} / M_{s0}) \times 100 \quad (5.6)$$

$$F_{c0} = (M_{sf} / M_{s0}) \times 100 \quad (5.7)$$

になる。これに対して、池上流側の底泥土は基本底泥土に粗粒分 ΔM_{sc} だけが加わったものとして扱い、これの土粒子の質量は $M_s = M_{s0} + \Delta M_{sc}$ 、 ΔM_{sc} に含まれる水分 ΔM_w を含めた水分質量

は $M_w = M_{w0} + \Delta M_w$ となる。したがって、底泥土の全体含水比 w_T は

$$\begin{aligned} w_T &= (M_w / M_s) \times 100 \\ &= (M_{w0} + \Delta M_w) \times 100 / (M_{s0} + \Delta M_{sc}) \\ &= (w_0 + \Delta M) / (1 + \Delta M_{sc} / M_{s0}) \\ &= w / (1 + \Delta M_{sc} / M_{s0}) \end{aligned}$$

となる。ここで、 $w = w_0 + \Delta M$ は底泥土中の ΔM_{sc} を除いた基本底泥土状態で考えた含水比、つまり換算含水比 $w = (M_{w0} + \Delta M_w) \times 100 / M_{s0}$ である。また、粒度 F_c は上式を考慮すると

$$\begin{aligned} F_c &= (M_{sf} / M_s) \times 100 \\ &= M_{sf} \times 100 / (M_{s0} + \Delta M_{sc}) \\ &= F_{c0} / (1 + \Delta M_{sc} / M_{s0}) \\ &= F_{c0} \cdot (w_T / w) \end{aligned} \quad (5.9)$$

となる。

したがって、池内の堆積位置で粒度 F_c と含水比 w_T が変化する底泥土を固化処理した時の強度は、上式よりその底泥土の粗粒分 ΔM_{sc} を除いた状態での換算含水比

$$w = (F_{c0} / F_c) \cdot w_T \quad (5.9')$$

における強度

$$(q_u)_{IS10} = (q_u)_{IS10} (F_c, w) \quad (5.10)$$

であり、堤体付近に堆積した最も細粒分を多く含む高含水状態にある底泥土 (F_{c0}, w_0) の強度

$$(q_u)_{IS10} (F_{c0}, w_0)$$

を基本にして、その底泥土の粒度 F_c と基本粒度 F_{c0} の差に相当する粒度の相違 $\Delta F_c (= F_c - F_{c0})$ による骨材効果による強度成分と、換算含水比 w と基本含水比 w_0 との差 $\Delta w = w_0 - w$ に起因した強度成分からなるものと考えられる。

室内配合試験では、まず基準含水比 $w = w_0$ にある基本底泥土 ($F_c = F_{c0}$) にある固化材添加量 ΔM_c を加えた時の固化処理強度 $(q_u)_{IS10} (F_{c0}, w_0)$ を求め、池内の堤体から離れた上流側にある底泥土 (F_c, w) は基本底泥土 (F_{c0}, w_0) における粒度 F_c が変化 ($F_{c0} \rightarrow F_c$) による強度変化、換算含水比 w と基本含水比 w_0 の差 $\Delta w = w_0 - w$ による強度変化を底泥土の粒度 F_c と含水比 w 、固化材添加量 ΔM_c を種々変えて求め、固化処理強度 q_u に及ぼす粒度 F_c と含水比 w の影響をそれぞれ求め、これらをそれぞれ含水比 w や粒度 F_c の関する近似式

$$(q_u)_{IS10} = (q_u)_{IS10} (w_0) \cdot f_w (w / w_0) \quad (5.11)$$

$$(q_u)_{IS10} = (q_u)_{IS10} (F_{c0}) \cdot f_{F_c} (F_c / F_{c0}) \quad (5.12)$$

で整理する。ここで、ここで、 $f_w (w / w_0)$ は初期固化強度 $(q_u)_{IS10}$ に及ぼす含水比 w の影響を調べて近似した関係式、 $(q_u)_{IS10} (w_0)$ は基準含水比 $w = w_0$ における $(q_u)_{IS10}$ である。また、 $f_{F_C} (F_C / F_{CO})$ は初期固化強度 $(q_u)_{IS10}$ に及ぼす粒度 F_C の影響を調べて近似した関係式、 $(q_u)_{IS10} (F_{CO})$ は基準粒度 $F_C = F_{CO}$ における $(q_u)_{IS10}$ である。

2) 含水比が強度に及ぼす影響¹⁾

図 5.5 にはあるダムの底泥土 I_{03} (基準含水比 $w = w_0$) を各種の固化材添加量 ΔM_C により初期固化したときの強度 $(q_u)_{IS}$ と初期固化日数 $t = t_s$ の関係を示す。次に、図 5.6 には、以上のような初期固化土に関する試験を底泥土の含水比 w を変えて実施し、養生日数 $t = t_s = 10$ 日目の強度 $(q_u)_{IS10}$ に及ぼす固化材添加量 ΔM_C と含水比 w の関係を調べた結果を示す。 $(q_u)_{IS10} \sim w$ 関係は、 $(q_u)_{IS10}$ を基準含水比 $w = w_0$ 時の強度 a により、含水比 w を基準値 w_0 により正規化して両対数グラフ上にプロットすると、底泥土の種類や固化材添加量 ΔM_C などによらず直線

$$(q_u)_{IS10} = a \cdot (w / w_0)^b \tag{5.13}$$

でほぼ近似できることがわかっている。ただし、 b 値について試験結果をうまく近似できる値を決めるものとする。したがって、基準含水比 $w = w_0$ における強度 $a = (q_u)_{IS10}$ を求めれば、上式の関係を利用して $(q_u)_{IS10}$ に及ぼす含水比 w の影響を考慮することができる。なお、図中の曲線は上式によるもので、多少の差はあるものの比較的良い近似を与えることがわかる。

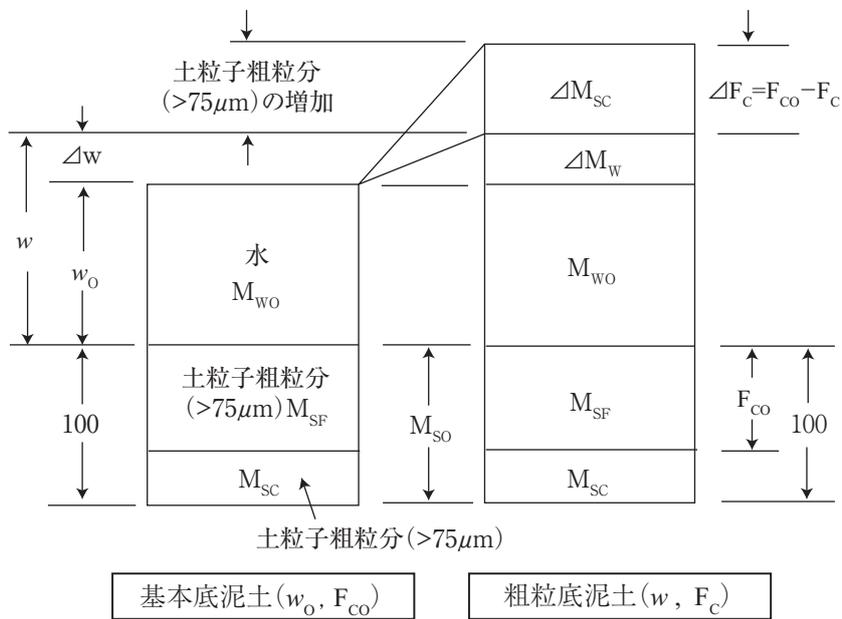


図 5.4 基本底泥土と上流側に堆積した底泥土の土粒子分と水分の模式図

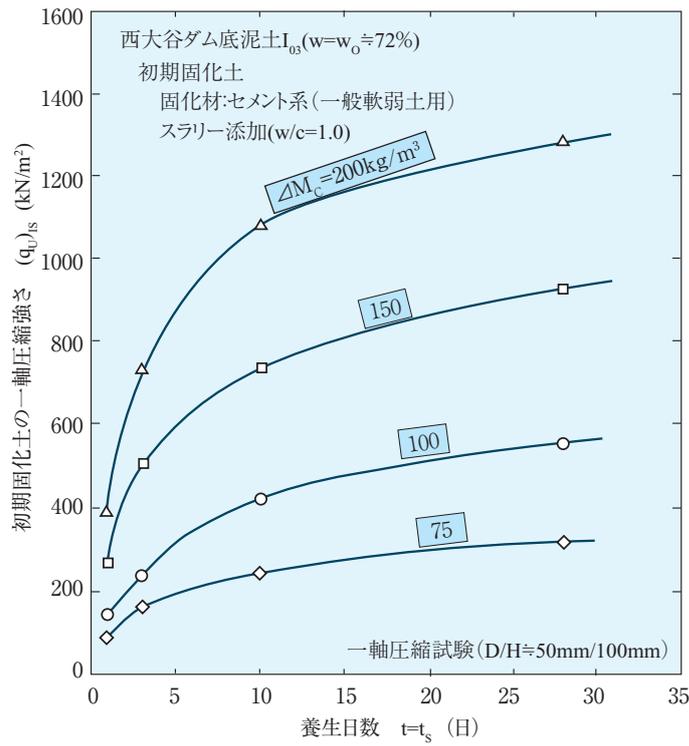


図 5.5 初期固化土の $(q_u)_{IS}$ と養生日数 $t = t_s$ の関係

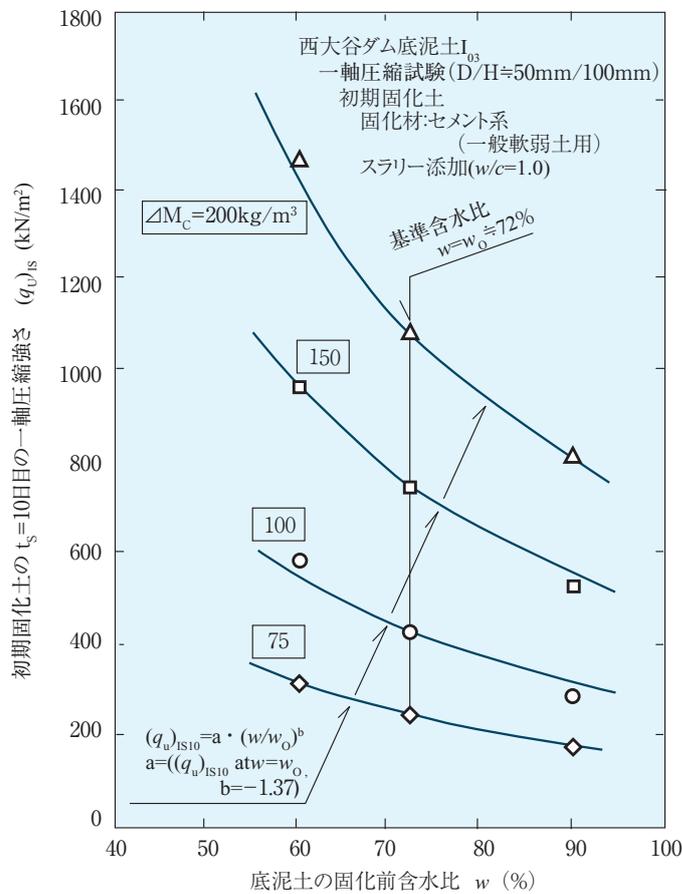


図 5.6 初期固化土の $(q_u)_{IS10} \sim w$ 関係

3) 粒度が強度に及ぼす影響^{30) ~ 32)}

底泥土の粒度が初期固化土の強度に及ぼす影響を調べるために、含水比 $w_0 = 72\%$ にある底泥土 I_{03} を基本底泥土として、粗粒分 ΔM_{SC} として硅砂 753 (7号硅砂, 5号硅砂, 3号硅砂を質量比 1:1:1 で混合した混合砂) を体積比で定義した混合比 $m_v = 0.0, 0.2, 0.5, 1.0, 2.0, 4.0$ で加えたモデル化底泥土 (底泥土 $I_{03} + \Delta M_{SC}$) を準備した。底泥土 I_{03} と硅砂 753 の混合比 m_v は底泥土の体積 V_{Mud} に対する硅砂 753 の体積 V_{Sand} の比

$$m_v = V_{Sand} / V_{Mud}$$

で定義した。しかしながら、室内試験での供試体の作製には体積比 m_v では不便なので、質量比 m_w

$$m_w = W_{Sand} / W_{Mud} = (\rho_{tS} / \rho_{tM}) \cdot m_v$$

により底泥土 I_{03} と硅砂 753 により粒度調整したモデル化底泥土を準備した。底泥土 I_{03} の密度 ρ_{tM} は図 5.3 に示したヘドロや泥土の密度 ρ_t と含水比 w の関係により推定した $\rho_{tM} = 1.55 \text{ g/cm}^3$ とした。硅砂 753 の密度 ρ_{tS} は乾燥状態で水中落下させたときの平均値 1.80 g/cm^3 とした。固化材は高含水比粘性土の固化処理に適したセメント系固化材を使用した。なお、底泥土 I_{03} に硅砂 753 を加えて粒度を変えたモデル化底泥土は一種の混合泥土に相当するので、以上述べたモデル化底泥土試料の準備は混合泥土の室内配合試験で使用する試料の準備の参考となる。

以上の手順で混合比 m_v を変えて準備したモデル化底泥土について含水比試験と粒度試験から得られた全体含水比 w_T と細粒分含有率 F_C を、また基本底泥土とした底泥土 I_{03} の基準含水比・粒度 (w_0, F_{C0}) と各 m_v におけるモデル化底泥土の全体含水比・粒度 (w_T, F_C) を用いて式 (5.9') により算定した換算含水比 w を表 5.1 に示す。

粗粒分を加えたモデル化底泥土に、スラリー化したセメント系固化材をそれぞれ $\Delta M_C = 75, 100, 150 \text{ kg/m}^3$ 加えて初期固化した時の $t = t_s = 10$ 日目の強度 (q_u)_{IS10} (添字の IS は初期固化土であること, 10 は $t = 10$ 日目の強度であることを表す) を求め、細粒分含有率 F_C に対して整理した結果を図 5.7 に示す。なお、質量 M のモデル化底泥土に必要な固化材量 M_C は、底泥土 I_{03} の ρ_{tM} と硅砂 753 の密度 ρ_{tS} から算定したモデル化底泥土の湿潤密度

$$\rho_t = (\rho_{tM} + m_v \cdot \rho_{tS}) / (1 + m_v)$$

と、試料 1m^3 当りの固化材添加量 ΔM_C から

$$M_C = M \cdot \Delta M_C / \rho_t$$

により算定した。

表 5.1 モデル化底泥土の含水比と粒度

混合比 $m_v = V_{\text{Sand}} / V_{\text{Mud}}$	全体含水比 w_T (%)	細粒分含有率 F_C (%)	換算含水比 $w = (F_{CO} / F_C) \cdot w_T$ (%)
0.0	72.0 (= w_0)	95.0 (= F_{CO})	—
0.2	53.9	71.1	72.0
0.5	39.0	51.5	71.9
1.0	26.8	35.3	72.1
2.0	16.4	21.7	71.8
4.0	9.3	12.3	71.8

図から、固化処理したモデル化底泥土の強度は粗粒分が増加して粒度 F_C が低下すると急増することがわかる。このような粗粒分 m_v の増加 (F_C の減少) による強度特性は図 5.8 に示すように $(q_u)_{IS10}$ と粒度 F_C を基本粒度 F_{CO} により正規化した F_C / F_{CO} との関係が両対数グラフ上で固化材添加量 ΔM_C によらず傾きがほぼ一定の直線

$$(q_u)_{IS10} = c \cdot (F_C / F_{CO})^d \quad (5.14)$$

により近似できる。ここで、 c は固化材添加量 ΔM_C により決まる基本底泥土 (w_0, F_{CO}) の $(q_u)_{IS10}$ の値、 d は固化材添加量 ΔM_C によらない一定な直線の傾きである。図中には上式により近似した $(q_u)_{IS10} \sim F_C$ 関係を示すが、これらの関係をうまく表現できることがわかる。上式の関係を利用すれば基本底泥土の基準含水比 $w = w_0$ 時の強度 $c = (q_u)_{IS10}$ がわかれば粗粒分増加 (F_C の低下) による強度変化を推定できる。

なお、 $(q_u)_{IS10} \sim F_C$ 関係の近似式はここで示した指数関数式が最も優れているわけではなく、双曲線関数でも近似可能と思われる。しかし、ここでこの近似式を採用した理由は後述するように $(q_u)_{IS10}$ に及ぼす粒度 F_C と含水比 w の影響を個別に考える時にこれまでの研究¹⁾ で得られている $(q_u)_{IS10} \sim w$ 関係の近似式と同形式の方が便利であるからである。

細粒分を多く含む基本底泥土に粗粒分が加わった底泥土の固化処理強度は基本底泥土の固化処理土をモルタルに例えると、粗粒分を加えた底泥土の固化処理土は粗骨材を含むコンクリートに相当するものと考えられ、以下のように概念的に説明できよう。粗粒分増加による強度は粗粒子を核にした粒子周面の付着固化部の存在が大きな役割をし、加えた粗粒分の少ない段階では基本底泥土の固化処理強度に粗粒子の付着固化部による強度成分が加わり粗粒子量に比例的に強度が増加する傾向を示すが、粗粒分量がさらに増加して粗粒子の付着固化部が直接接触して骨格構造を形成するようになると、僅かの粗粒分増加に対して急増を示すようになるものと考えられる。

4) 底泥土の含水比と粒度が初期固化強度に及ぼす影響の定式化^{5) ~ 7)}

以上の試験結果から、底泥土の含水比と粒度が初期固化強度 $(q_u)_{IS10}$ に及ぼす影響を定式化してみよう。例えば、 f_{FC} (F_C / F_{CO}) と f_w (w / w_0) を指数関数により近似すると以下のような関係が得られる。 $(q_u)_{IS10}$ に及ぼす粒度 F_C の影響を表す f_{FC} (F_C / F_{CO}) はある粒度 F_C と含水比 w の状

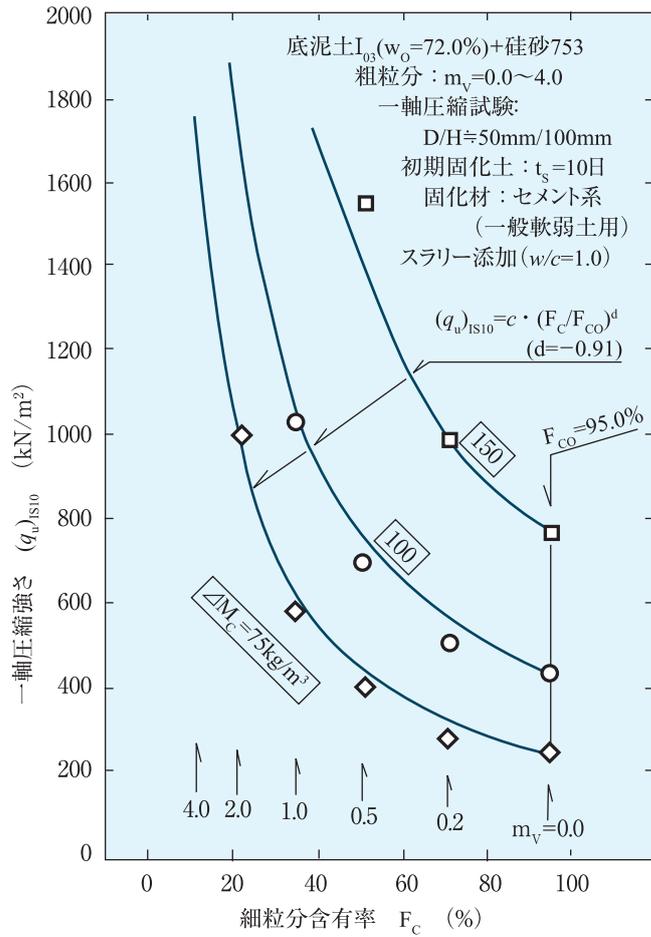


図 5.7 モデル化底泥土（底泥土 I₀₃ + 珪砂 753）の $(q_u)_{IS10}$ と F_c の関係

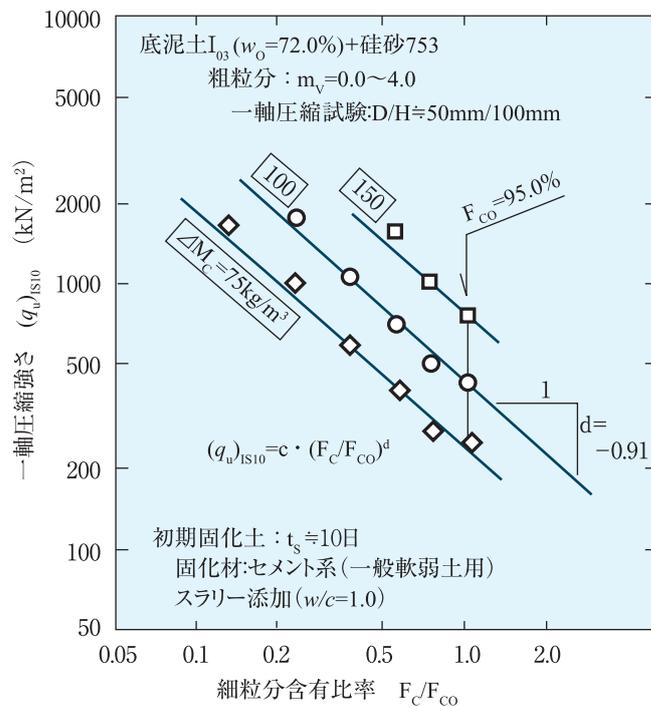


図 5.8 両対数上の $(q_u)_{IS10}$ と F_c の関係

態にある底泥土の強度を $(q_u)_{IS10} = (q_u)_{IS10}(F_C, w)$ とおくと, $(q_u)_{IS10}$ に及ぼす含水比 w の影響を表す $f_w(w/w_0)$ はある一定の基準粒度 $F_C = F_{CO}$ にある底泥土の強度を $(q_u)_{IS10}(F_{CO}, w)$ とおくと, $(q_u)_{IS10}(F_{CO}, w)$ は含水比 w が増加あるいは減少すると減少あるいは増加するが, 配合試験により調べられた含水比 w に伴う強度の変化傾向を指数関数で近似すると

$$(q_u)_{IS10}(F_C, w) = a \cdot (w/w_0)^b \quad (5.15)$$

となる (a と b は試験結果から決まる係数)。

また, ある一定の含水比 w の状態にある底泥土の粒度 F_C を変化させた時の強度 $(q_u)_{IS10} = (q_u)_{IS10}(F_C, w)$ は粒度 F_C の減少 (粗粒分の増加) にともなって増加するが, 配合試験により調べられた粒度 F_C に伴う強度の増加傾向を図 5.7 と図 5.8 に示したように指数関数で近似すると

$$(q_u)_{IS10}(F_C, w) = c \cdot (F_C/F_{CO})^d \quad (5.16)$$

となる (c と d は試験結果から決まる係数)。

したがって, 底泥土の粒度 F_C と含水比 w が変化する場合の強度 $(q_u)_{IS10}(F_C, w)$ は, 基準粒度 $F_C = F_{CO}$ における強度 $(q_u)_{IS10}(F_{CO}, w)$ が固化材添加量 ΔM_C により決まり, 式 (5.15) と式 (5.16) から

$$(q_u)_{IS10}(F_{CO}, w) = a = c \cdot (F_C/F_{CO})^d \quad (5.17)$$

となる。基準の含水比 $w = w_0$, 粒度 $F_C = F_{CO}$ における強度 $(q_u)_{IS10}(F_{CO}, w_0)$ も固化材添加量 ΔM_C により決まるので式 (5.15) と

$$c = (q_u)_{IS10}(F_{CO}, w_0) \quad (5.18)$$

となる。したがって, 強度 $(q_u)_{IS10}(F_C, w)$ は式 (5.15) ~ (5.18) より

$$(q_u)_{IS10}(F_C, w) = (q_u)_{IS10}(F_{CO}, w_0) \cdot (w/w_0)^b \cdot (F_C/F_{CO})^d \quad (5.19)$$

となる。以上のことを概念図で示すと図 5.9 のようになる。

なお, ここで $(q_u)_{IS10}$ に及ぼす粒度 F_C や含水比 w の影響を近似するための関数 $f_w(w/w_0)$ や $f_{FC}(F_C/F_{CO})$ は実用的に許容されるのであれば近似精度の高さよりも全体の傾向をうまく表現できるようなものを選択すべきである。

5) 混合泥土における細・粗粒分分離モデルの取扱い

混合泥土では底泥土に加える掘削発生土の割合により粗粒分が異なるので, 一定の混合比 m_V を設定して合わせるものとする。混合法は底泥土と掘削発生土をそれぞれに設定した基準含水比・粒度 (w_0, F_{CO}) の状態で合わせ, その時の含水比と粒度状態を混合泥土の基準含水比と粒度とする。

混合比 m_v は体積比表示として底泥土の原位置堆積状態での体積 V_{Mud} に対する掘削発生土の原位置堆積状態での体積 V_{Cut} の比

$$m_v = V_{Cut} / V_{Mud}$$

とする。

混合比 m_v を変えて複数種類の混合泥土を利用する場合には、最小の混合比 m_v に相当する最も細粒分を多く含む混合泥土を基本混合泥土として扱うものとする。

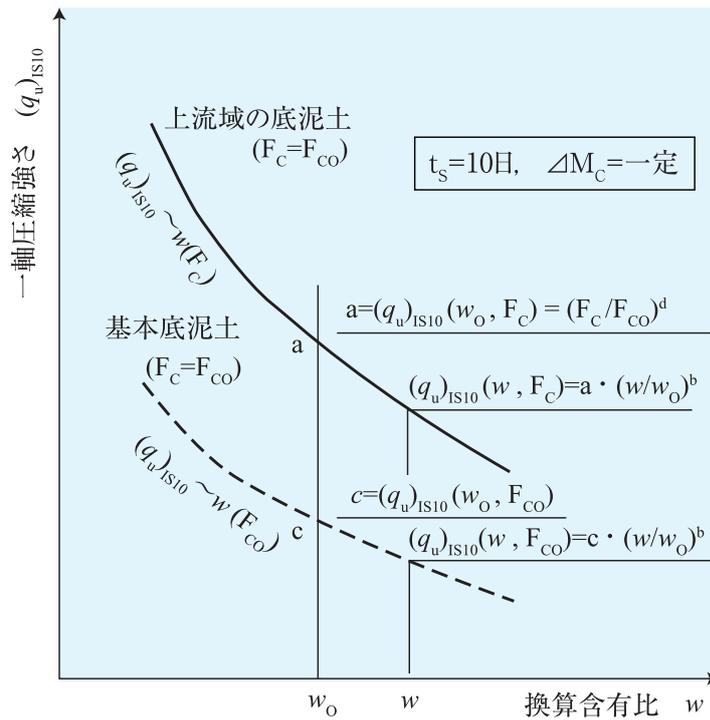


図 5.9 強度 $(q_u)_{IS10}$ に及ぼす含水比 w と粒度 F_c の影響

5.7.4 砕・転圧土の一軸圧縮試験

砕・転圧土の一軸圧縮試験は、底泥土あるいは混合泥土等からなる砕・転圧土の強度 $(q_u)_{cc}$ に及ぼす解砕・転圧までの初期固化日数 t_s 、解砕・転圧後の養生日数 t_{cc} 、固化材添加量 ΔM_C 、底泥土あるいは混合泥土等の固化前の含水比 w や粒度 F_C 、混合泥土の場合には混合比 m_v が及ぼす影響

$$(q_u)_{cc} = (q_u)_{cc} (t_s, t_{cc}, \Delta M_C, w, F_C, m_v)$$

を調べるために実施するものである。

砕・転圧土の一軸圧縮試験は、初期固化土を解砕・転圧した後の再固化時の強度 $(q_u)_{cc}$ に及ぼす初期固化日数 t_s 、解砕・転圧後の経過日数 t_{cc} 、固化材添加量 ΔM_C 、底泥土あるいは掘削発生土の含水比 w や粒度 F_C が及ぼす影響を調べるために実施する。特に重要な試験項目は

- (1) 砕・転圧土の強度に及ぼす初期固化日数 t_s (= X 日) の影響、すなわち初期固化土と砕・転圧土の間の強度変換を行うために必要になる強度低下比 R_x と初期固化日数 t_s の関係
- (2) 築堤面での施工機械のトラフィカビリティを確保するために必要な強度を推定するのに用いる解砕・転圧した当日に発揮される強度 $(q_u)_{cc0}$ と、これが目標強度設定日 * ($t = 10$ 日) までに発揮される強度 $(q_u)_{ccY}$ ($t_{cc} = 10 - t_s = 10 - X = Y$) との関係性を調べることである (*: 目標強度設定日は第 6 章において述べる)。

試験時の条件は以下のように設定することを標準とする。

- ① 固化材の種類：初期固化土の試験と同じ種類を選択する
- ② 固化材添加量 ΔM_C ：3～4 種類（初期固化土の試験に準じる）
- ③ 初期固化日数 t_s ：3 種類以上、例えば $t_s = 1, 3, 5$ 日など

砕・転圧土の強度は初期固化日数 t_s に関係するが、通常は $t_s = 3$ 日目までの強度低下が大きい。それがそれ以降は緩やかであること、本施工で取りうる初期固化日数 t_s はせいぜい 5 日程度までであることから、上記の日数を標準として設定する。

- ④ 解砕・転圧後の経過日数：5 種類で $t_{cc} = 0, 1, 3, 7, 28$ 日を標準とする
- ⑤ 含水比：基準含水比 $w = w_0$
- ⑥ 粒度：基準粒度 $F_C = F_{C0}$ と、初期固化土の場合を参考に代表的な値を 2 種類
- ⑦ 混合泥土の場合には底泥土に対する掘削土の混合比 m_v ：3 種以上

1) 砕・転圧土の強度に及ぼす初期固化日数の影響³¹⁾

図 5.10 に基準含水比 $w = w_0$ にある混合比 $m_v = 0.5$ のモデル化底泥土からなる砕・転圧土の強度特性を調べるために、 $\Delta M_C = 100 \text{ kg/m}^3$ による初期固化土の $(q_u)_{is} \sim t_s$ 関係 (●印) と、これと同じ初期固化土をそれぞれ $t_s = 1, 3, 5, 7$ 日目に解砕・転圧した砕・転圧土の $(q_u)_{cc} \sim t (= t_s + t_{cc})$ 関係 (◇, ○, □, △印) を比較した結果を示す。図中の左半分黒塗りの記号は初期固化土を解砕・転圧した直後 $t_{cc} = 0$ 日の強度 $(q_u)_{cc0}$ を示すが、これは築堤面上の振動ローラなどの施

工機械のトラフィカビリティーに関係し、 t_s が短いほど低いことがわかる。また、砕・転圧土は解砕・転圧しても再固化すること、その強度 $(q_u)_{CC}$ は初期固化状態の値 $(q_u)_{IS}$ よりも低く、 t_s が短い方が高い値を示し t_s により影響を受けることがわかる。このことは図 5.10 に示す $t = t_s + t_{CC} = 28$ 日目における砕・転圧土 ($t_s = X$ 日) における初期固化土からの強度低下比 R_X

$$R_X = (q_u)_{CC} / (q_u)_{IS} \quad (t = 28 \text{ 日}) \quad (5.20)$$

により定義して R_X と t_s の関係を求めた図 5.11 からも明らかである。

このため、砕・転圧土を用いる場合には適切な t_s を選択しなければならない。短い t_s では初期固化土の解砕・転圧による強度低下が少ないため、固化効率が良いものの $(q_u)_{CC0}$ が低くトラフィカビリティーを確保することが難しく施工性に問題が生じる。一方、長い t_s では $(q_u)_{CC0}$ が高く施工性は良いが、初期固化土の解砕・転圧による強度低下が著しく、同じ強度にするのにより多くの固化材添加量 ΔM_C を必要とするなど固化効率が悪い。砕・転圧土工法では施工性や固化効率を考慮して、強度低下の傾向が鈍くなりかつある程度のトラフィカビリティーが期待できる $t_s = 3$ 日を標準としている。図 5.10 の例では、 $t_s = X = 3$ 日に対応する強度低下比 $R_X = R_3$ が $R_3 \doteq 0.49$ となる。

しかし、施工機械のトラフィカビリティーを確保しやすい目標強度のレベルが高い場合にはさらに短い $t_s = 2$ 日とすることや、原材料土である底泥土の含水比が高い場合のようにトラフィカビリティーを確保しにくい場合には $t_s = 4$ 日というように適切な t_s を選択するものとする。

2) 施工機械のトラフィカビリティーを確保するために必要な強度関係³¹⁾

所定の初期固化日数 t_s を経過した初期固化土を解砕・転圧して築堤する時には、その築堤面上での振動ローラなどの施工機械のトラフィカビリティーが確保されなければならない。

施工機械のトラフィカビリティーを確保するために必要な強度 $(q_u)_{CC\text{Trafficability}}$ は、図 5.10 に示したような試験を、固化材添加量 ΔM_C などを変えて実施して得られる図 5.12 に示す関係から推定することができる。図には初期固化土を解砕・転圧した当日の砕・転圧土の強度 $(q_u)_{CC0}$ とこれが目標設定日までに増加して発揮される強度 $(q_u)_{CCY}$ ($t_{CC} = 10 - X = Y$ 日) との関係を示している。築堤面でトラフィカビリティーの確保に必要な強度は第 6 章で述べるように

$$(q_u)_{CC0} = 65 \text{ kN/m}^2$$

となるが、これが目標強度設定日 ($t = 10$ 日) に相当する $t_{CC} = 10 - 3 = 7$ 日 ($t_s = 3$ 日) までに増加した強度 $(q_u)_{CC7}$ が $(q_u)_{CC\text{Trafficability}}$ に相当する。したがって、 $(q_u)_{CC\text{Trafficability}}$ は図 5.12 の $(q_u)_{CC7} \sim (q_u)_{CC0}$ 関係から

$$(q_u)_{CC\text{Trafficability}} = (q_u)_{CC7} = 143 \text{ kN/m}^2$$

と読み取れる。

3) 砕・転圧土に及ぼす強度特性に及ぼす粒度の影響^{31), 32)}

底泥土の粒度 F_C を変えた砕・転圧土の強度特性を調べるために、基本底泥土 I_{03} ($w = w_0$) に粗粒分 m_V を種々変えたモデル化底泥土を固化材添加量 $\Delta M_C = 100 \text{ kg/m}^3$ で初期固化させた時の $(q_u)_{IS} \sim t_S$ 関係と、この初期固化土を $t_S = 1, 3, 5$ 日目に解砕・転圧した砕・転圧土の $(q_u)_{CC} \sim t$ ($= t_S + t_{CC}$) 関係から強度低下比 R_3 と粒度 F_C の関係を図 5.13 に示す。

図から以下のことがわかる。粗粒分が増加するほど強度低下比 R_3 の値は小さくなり、解砕・転圧による強度低下の割合が著しいことを示している。 $R_3 \sim F_C$ 関係は固化材添加量 ΔM_C による影響が少ないことを確認しているが、この関係は片対数上ではほぼ直線になり

$$R_3 = R_{30} + C_3 \cdot \log_{10}(F_C / F_{C0}) \quad (C_3 < 1.0) \quad (5.21)$$

により表示できることがわかる。ここで、 R_{30} は基準粒度 $(F_C / F_{C0}) = 1.0$ における直線の切片に相当する $R_3 = 0.49$ で、 C_3 は直線の傾きである。

トラフィカビリティーの確保に必要とされる目標強度 $(q_u)_{CC\text{Trafficability}}$ は $(q_u)_{CC0}$ が目標強度設定日の $t = 10$ 日から解砕・転圧日 t_S を差し引いた $t_{CC} = 10 - t_S = Y$ 日目までに発揮される $(q_u)_{CCY}$ となるから、固化材添加量 ΔM_C と初期固化日数 t_S を変えた混合比 m_V の異なる砕・転圧土の試験から求めた $(q_u)_{CCY} \sim (q_u)_{CC0}$ 関係を図 5.14 に示す。図中には固化材添加量 ΔM_C を数値で示してある。図から、 $(q_u)_{CCY} \sim (q_u)_{CC0}$ 関係は底泥土の混合比（粗粒分） m_V や固化材添加量 ΔM_C による影響はなく初期固化日数 t_S により決まり、それらはほぼ直線で近似できることがわかる。図中には基本底泥土の $t_S = 3$ 日の関数式： $(q_u)_{CC7} = 50 + 1.43 \cdot (q_u)_{CC0}$ を示してある。

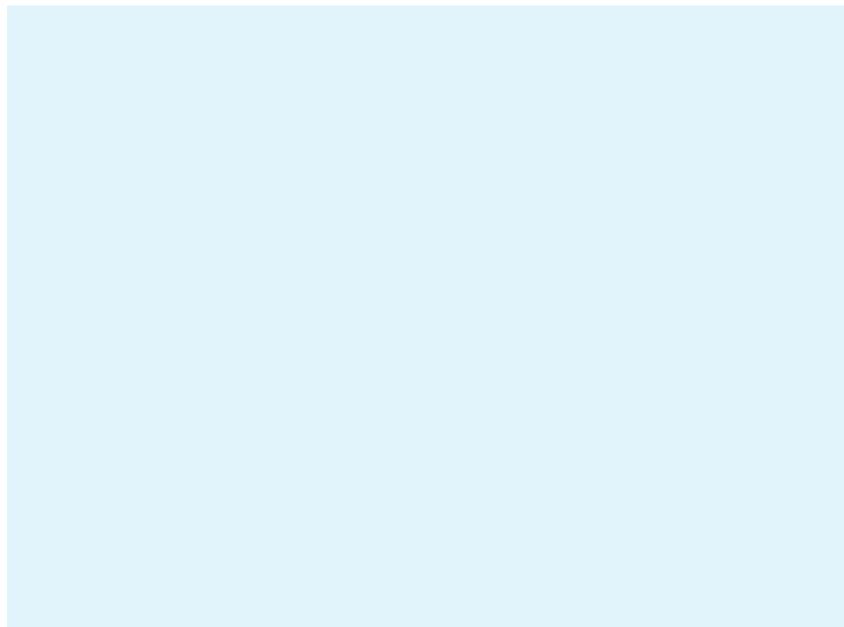


図 5.10 砕・転圧強度 $(q_u)_{CC}$ に及ぼす t_S の影響

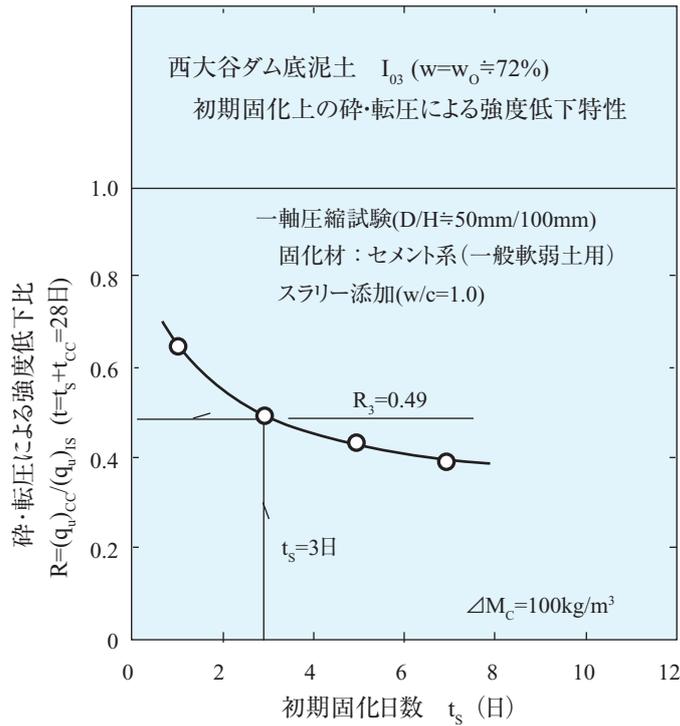


図 5.11 碎・転圧による強度低下に及ぼす t_s の影響

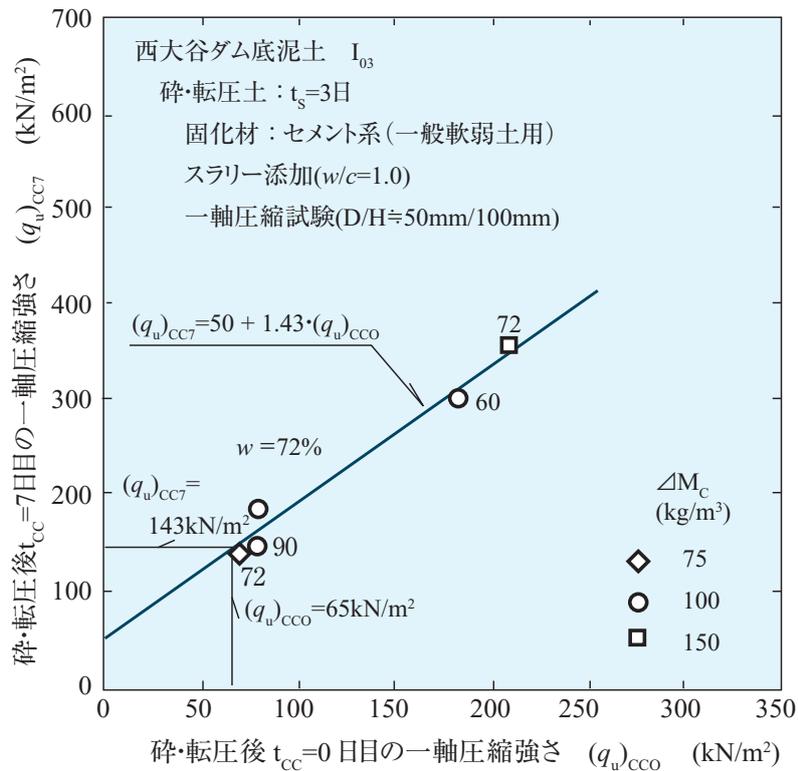


図 5.12 碎・転圧土の $(q_u)_{cc7} \sim (q_u)_{cc0}$ 関係

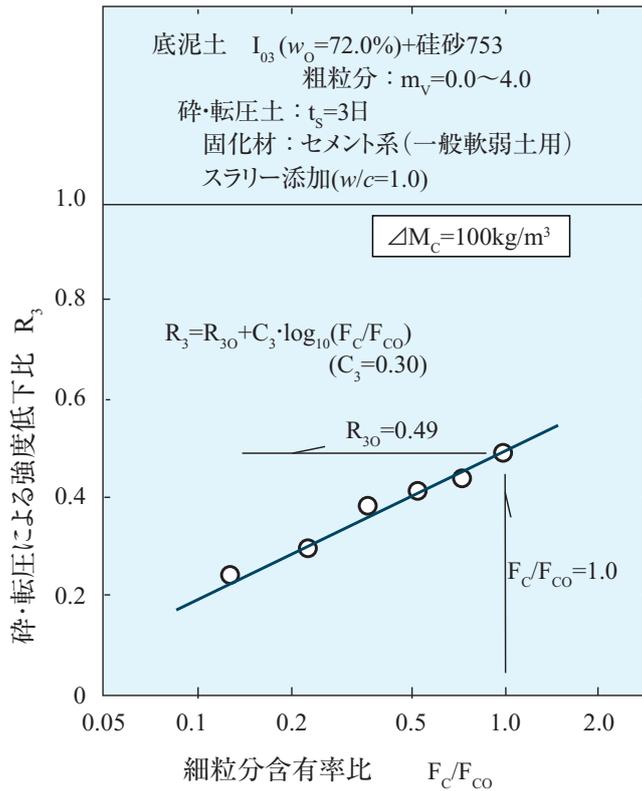


図 5.13 砕・転圧土 ($t_s = 3$ 日) の $R_3 \sim F_c$ 関係

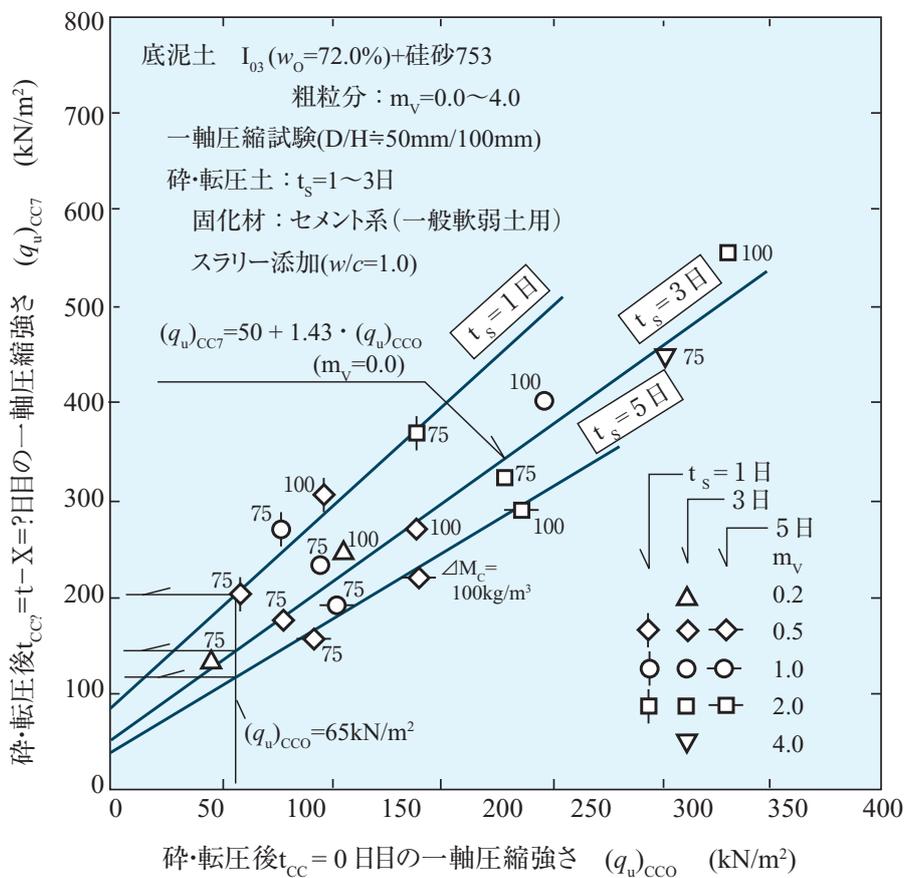


図 5.14 砕・転圧土 ($t_s = 1, 3, 5$ 日) の $(q_u)_{ccy} \sim (q_u)_{cco}$ 関係

5.8 砕・転圧土の三軸圧縮試験

5.8.1 一般的事項

砕・転圧土の三軸圧縮試験は、底泥土あるいは混合泥土等からなる砕・転圧土の応力～変形特性と強度パラメータに及ぼす固化材添加量 ΔM_C 、底泥土あるいは混合泥土等の固化材添加前の含水比 w や粒度 F_C 、混合泥土の場合には混合比 m_v の影響を調べるために実施するものである。

一般に、フィルダム堤体を補強あるいは漏水防止のための改修を行うには既設堤体法面に載るようにシェルゾーンあるいはコアゾーンを腹付けて築造することになるが、これらの厚さは比較的小さく、土質のいかんにかかわらず施工中に発生した過剰間隙水圧のほとんどは完成後には消散していることを考慮すると、堤体の安定計算には有効応力表示の強度パラメータ (c' , ϕ') が必要になってくる。したがって、砕・転圧土により築造する新設堤体部と既設堤体を含む堤体全体の安定性の検討においても砕・転圧土の有効応力表示の強度パラメータ ($(c')_{cc}$, $(\phi')_{cc}$) が必要になり、砕・転圧土の三軸圧縮試験 (JGS 0523 に準じる) を実施しなければならない。

通常の築堤土の破壊規準は Mohr-Coulomb 規準を使用しているので、三軸圧縮試験は堤体の安定計算で対象となる応力領域をカバーするように3種類程度の拘束圧レベル σ_{3c} を設定して実施される。

これに対して、砕・転圧土の破壊規準は後述するようにバイリニア型とする方が合理的であることから、三軸圧縮試験での拘束圧レベル σ_{3c} は安定計算で対象となる応力レベルをカバーすることも必要であるが、バイリニア型破壊規準の強度パラメータを精度よく求められるように低応力から高応力領域までの広範囲の応力領域をカバーするように、5段階以上を設定する必要がある。

砕・転圧土の三軸圧縮試験では以下のように条件を設定することを標準とする。

- ① 固化材の種類：一軸圧縮試験の場合と同じ
- ② 拘束圧レベル σ_{3c} ：5段階以上
(例えば、 $\sigma_{3c} = 25, 50, 100, 200, 400 \text{ kN/m}^2$ など)
- ③ 固化材添加量 ΔM_C ：3～4種類 (一軸圧縮試験に準じる)
- ④ 初期固化日数 t_s ：実施工時に予定する t_s
- ⑤ 解砕・転圧後の経過日数 t_{cc} ：
実施工時に予定する t_s に相当する日数 $t_{cc} = 10 - t_s = Y$
- ⑥ 含水比：基準含水比 $w = w_0$
- ⑦ 粒度：基準粒度 $F_C = F_{C0}$ と、初期固化土の場合を参考にした値2種類以上
- ⑧ 混合泥土の場合には底泥土に対する掘削土の混合比 m_v ：3種以上

5.8.2 砕・転圧土の強度・変形特性

砕・転圧土は固化処理土であるため、強度成分は通常の地盤材料のように密度や土粒子間のかみ合わせによる内部摩擦的強度成分が少なく、主に固化材による固結構造強度に起因した粘着力から構成されている。このため、砕・転圧土の強度・変形特性は、応力レベルが低く固結構造強度を超えない範囲では粘着力成分が卓越した挙動を示し、応力レベルが固結構造強度を超える領域では固結構造が降伏あるいは破壊して内部摩擦角成分が卓越した挙動を示す。したがって、砕・転圧土の三軸圧縮試験では固化処理土に特有な応力・変形特性に及ぼす応力レベルの影響を考慮した試験結果の整理をしなければならない。

一般的に、砕・転圧土を含めた固化処理土は、強度成分が通常の地盤材料のように応力レベル σ' に応じて発揮される密度や土粒子間のかみ合わせによる内部摩擦的強度 ($\sigma' \cdot \tan \phi'$) によるものが少なく、主に固化材による固結構造強度に起因した粘着力 (c') から構成されている。このため、砕・転圧土の強度・変形特性は、応力レベル σ' が低く固結構造強度を超えない範囲では粘着力が卓越した挙動を示し、応力レベル σ' が固結構造強度を超える領域になると固結構造が降伏あるいは破壊して内部摩擦角成分が卓越した挙動を示す。すなわち、砕・転圧土はある応力レベル σ' を境に粘着力が卓越した材料 (c -材) から内部摩擦角が卓越した材料 (ϕ -材) に移行する強度・変形特性を示す。

砕・転圧土において目標とする強度レベル σ' は、通常の固化処理土の強度レベル $q_u = 1,000 \sim 3,000 \text{ kN/m}^2$ に比較すると低く、かつ通常の土質材料の強度レベルよりもやや高い、 $(q_u)_{cc} = 150 \sim 400 \text{ kN/m}^2$ の範囲にある。砕・転圧土の $(q_u)_{cc}$ は、低強度側の値は、砕・転圧土によりフィルダムの既設堤体を補強や漏水防止を目的とした腹付け盛土を築造した場合に、安定計算で対象となる応力レベルの範囲内にあり、強度特性が応力レベルの影響を受けることも考えられる。したがって、砕・転圧土の三軸圧縮試験では、試験時の圧密応力レベル σ_{3c} と固化処理土特有の強度特性の関係を考慮して強度・変形特性を評価しなければならない。

1) 応力～ひずみ特性に及ぼす応力レベルの影響の評価法²¹⁾

砕・転圧土の応力～ひずみ特性に及ぼす応力レベルの影響は以下のように評価するものとする。応力～ひずみ曲線は等方圧密応力 σ_{3c} ごとに得られるが、各応力～ひずみ曲線から最大偏差応力 q_{\max} (q_{\max} が現れない場合には軸ひずみ $\varepsilon_1 = 15\%$ 時の偏差応力 $q_{15} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{15}$) を縦軸に、 σ_{3c} を横軸にしてプロットした関係を求める。この $q_{\max} \sim \sigma_{3c}$ 関係を傾きの異なる 2 本の直線でほぼ近似し、その交点での σ_{3c} の値 $(\sigma_{3c})_{IP}$ を求める。 $\sigma_{3c} = (\sigma_{3c})_{IP}$ は応力～ひずみ曲線が圧密応力 σ_{3c} により受ける影響が大きく異なり、それより低い $\sigma_{3c} \leq (\sigma_{3c})_{IP}$ の領域では σ_{3c} により受ける影響は小さいが、これより高い $\sigma_{3c} > (\sigma_{3c})_{IP}$ の領域では σ_{3c} により受ける影響が大きくなる。つまり、 $\sigma_{3c} < (\sigma_{3c})_{IP}$ 領域での強度は応力レベル σ_{3c} ではなくそれが有している固結構造の強度により決まるが、 σ_{3c} が $(\sigma_{3c})_{IP}$ を越えるとこの固結構造が降伏し、固結構造だけでなく内部摩擦角 ϕ にも関係するようになり、 σ_{3c} に応じた q を発揮することになる。

2) 三軸圧縮試験による応力・変形特性の例²¹⁾

図 5.15 には、あるダムの基準の含水比 ($w = w_0$) と粒度 ($F_c = F_{c0}$) にある底泥土 I_{03} を固化材添加量 $\Delta M_c = 100 \text{ kg/m}^3$ で固化させて準備した砕・転圧土 ($t = t_s + t_{cc} = 3 + 7 = 10$ 日) について圧密拘束圧 $\sigma_{3c} = 25 \sim 392 \text{ kN/m}^2$ の範囲で実施した圧密・非排水三軸圧縮試験による偏差応力 $q (= (\sigma_1 - \sigma_3))$ 、過剰間隙水圧 u と軸ひずみ ε_1 の関係を示す。図中には固結強度の指標である一軸圧縮強さ $(q_u)_{cc}$ の値を示してある。この図から、応力～ひずみ曲線は σ_{3c} の値により異なり、 σ_{3c} のある値よりも低い領域では σ_{3c} による相違が少ないが、 σ_{3c} がある値よりも高くなるとその値に応じて大きな q となっていることがわかる。

次に、 σ_{3c} が応力～ひずみ曲線に及ぼす影響をそれらの固結強度 $(q_u)_{cc}$ に関連させて見ていきたい。図 5.16 には ΔM_c を変えた砕・転圧土の三軸圧縮試験による応力～ひずみ曲線から求めた偏差応力強度 q_s (q_{max} が現れない場合には軸ひずみ $\varepsilon_1 = 15\%$ 時の偏差応力 $q_{15} = (\sigma_1 - \sigma_3)_{15}$) をその固化材添加量 ΔM_c における $(q_u)_{cc}$ により正規化した $q_s / (q_u)_{cc}$ と、 σ_{3c} を $(q_u)_{cc}$ により正規化した $\sigma_{3c} / (q_u)_{cc}$ の関係を示す。 $q_s / (q_u)_{cc} \sim \sigma_{3c} / (q_u)_{cc}$ 関係は固化材添加量 ΔM_c に関係なく傾きの異なる 2 本の直線でほぼ近似でき、その交点での σ_{3c} の値を $(\sigma_{3c})_{IP}$ とおくと、 $\sigma_{3c} = (\sigma_{3c})_{IP}$ を境にせん断特性が大きく異なっていることがわかる。このことは前述したある σ_{3c} の値を境に応力～ひずみ曲線が σ_{3c} から受ける影響が異なっていたことと対応しており、 $\sigma_{3c} < (\sigma_{3c})_{IP}$ 領域での強度はそれが有している固結構造の強度により決まるが、 σ_{3c} が $(\sigma_{3c})_{IP}$ を越えるとこの固結構造が降伏し、固結構造だけでなく ϕ にも関係するようになり、 σ_{3c} に応じた q を発揮するためと考えられる。このことから、 $(\sigma_{3c})_{IP}$ を固結構造降伏応力と呼ぶことができ、 $(\sigma_{3c})_{IP}$ の値は $q_s / (q_u)_{cc} \sim \sigma_{3c} / (q_u)_{cc}$ 関係の 2 直線の交点から求めることができ、砕・転圧土の $(q_u)_{cc}$ の値に関係している。以上のことから、強度パラメータは応力～ひずみ曲線が固結強度、すなわち σ_{3c} に深く関係するので、この σ_{3c} の影響を考慮しなければならないことがわかる。

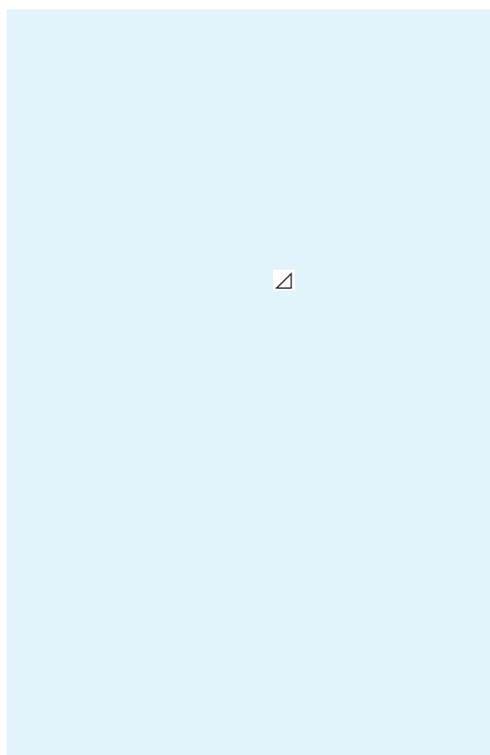


図 5.15 応力～ひずみ関係への σ_{3c} の影響

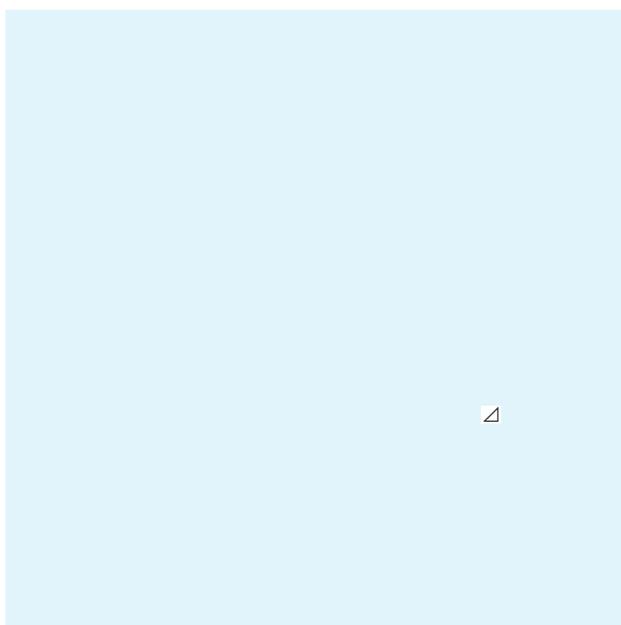


図 5.16 $q_s / (q_u)_{cc} \sim \sigma_{3c} / (q_u)_{cc}$ 関係

5.8.3 砕・転圧土の破壊規準と強度パラメータ^{14), 22)}

砕・転圧土の破壊規準は固化処理土特有の応力レベルの影響を考慮して、傾きの異なる二本の Mohr-Coulomb 型破壊規準からなるバイリニア型の破壊規準で表示する。すなわち、砕・転圧土の破壊規準は強度に及ぼす応力レベルの影響の小さい低応力領域 (LP) における粘着力の卓越した強度を表現した傾きの小さい直線による強度パラメータ

$$((c')_{cc}^{LP}, (\phi')_{cc}^{LP})$$

と、強度に及ぼす応力レベルの影響が大きい高応力領域 (HP) の内部摩擦的な強度が卓越した特性を表現した傾きの大きい直線による強度パラメータ

$$((c')_{cc}^{HP}, (\phi')_{cc}^{HP})$$

により表示する。

1) バイリニア型破壊規準と強度パラメータ

砕・転圧土は固化処理土特有の応力レベルにより強度特性が異なるが、これを表現する破壊規準は通常の土質材料のような Mohr-Coulomb 型の一本の直線で表示されるものではなく、傾きの異なる二本の直線からなるバイリニア型破壊規準のほうが合理的である。圧密応力レベル σ_{3c} の異なる試験から得られた応力～ひずみ曲線の $q = q_{max}$ (あるいは q_{15}) 時における有効応力表示での Mohr の応力円のうち、 $q \sim \sigma_{3c}$ 関係を 2 直線で近似したときの交点である固結構造降伏応力 $(\sigma_{3c})_{IP}$ の値から、 $\sigma_{3c} < (\sigma_{3c})_{IP}$ の低応力領域 (LP) にある Mohr の応力円と、 $\sigma_{3c} > (\sigma_{3c})_{IP}$ の高応力領域 (HP) にある Mohr の応力円のそれぞれについて直線の破壊規準をもとめ、LP 領域における強度パラメータ $((c')_{cc}^{LP}, (\phi')_{cc}^{LP})$ と HP 領域における強度パラメータ $((c')_{cc}^{HP}, (\phi')_{cc}^{HP})$ から、それぞれ

$$\tau = (c')_{cc}^{LP} + \sigma' \cdot \tan (\phi')_{cc}^{LP} \quad (5.22a)$$

$$\tau = (c')_{cc}^{HP} + \sigma' \cdot \tan (\phi')_{cc}^{HP} \quad (5.22b)$$

により表示するものとする。

2) 固結構造降伏応力

試験時の圧密応力 σ_{3c} で表示した固結構造降伏応力 $(\sigma_{3c})_{IP}$ は有効応力表示の Mohr の応力円図では LP 領域側破壊規準線と HP 領域側破壊規準線との交点に相当するが、これはすべり面上の有効応力表示での固結構造降伏応力 σ'_{IP} といえるものである。これは固結構造強度に関連したもので粘着力成分、例えば $(c')_{cc}^{LP}$ に強く依存するもので、両者にはほぼ比例関係が認められ

$$\sigma'_{IP} \doteq C_{IP} \cdot (c')_{CC}^{LP} \tag{5.23}$$

のように直線で近似できる。

3) バイリニア型破壊規準と強度パラメータの例

図 5.17 には図 5.15 に示した砕・転圧土の $q = q_{max}$ (あるいは q_{15}) 時における有効応力表示での Mohr の応力円を示す。図には強度パラメータ (c', ϕ') を既述の $q / (q_u)_{CC} \sim \sigma_{3C} / (q_u)_{CC}$ 関係図の 2 直線の交点から求めた $(\sigma_{3C})_{IP}$ の値から、 $\sigma_{3C} < (\sigma_{3C})_{IP}$ の低応力領域 (LP) にある Mohr の応力円と、 $\sigma_{3C} > (\sigma_{3C})_{IP}$ の高応力領域 (HP) にある Mohr の応力円のそれぞれについて描いたバイリニア型の破壊規準線から求め、LP 領域においては $((c')_{CC}^{LP}, (\phi')_{CC}^{LP})$ 、HP 領域については $((c')_{CC}^{HP}, (\phi')_{CC}^{HP})$ のようにそれぞれ表示した。

以上から、砕・転圧土の強度パラメータは試験時の σ_{3C} の影響を考慮せずに 1 本の破壊規準線から求めると、 σ_{3C} の影響を受けにくい低拘束圧領域では c' 成分を過小評価してしまうこと、逆に σ_{3C} の影響を受ける高拘束圧領域では ϕ' 成分を過小評価してしまうことがわかる。したがって、フィルダム改修に使用する砕・転圧土の強度パラメータは広範囲な拘束圧領域での値を σ_{3C} の影響を考慮して求めなければならない。

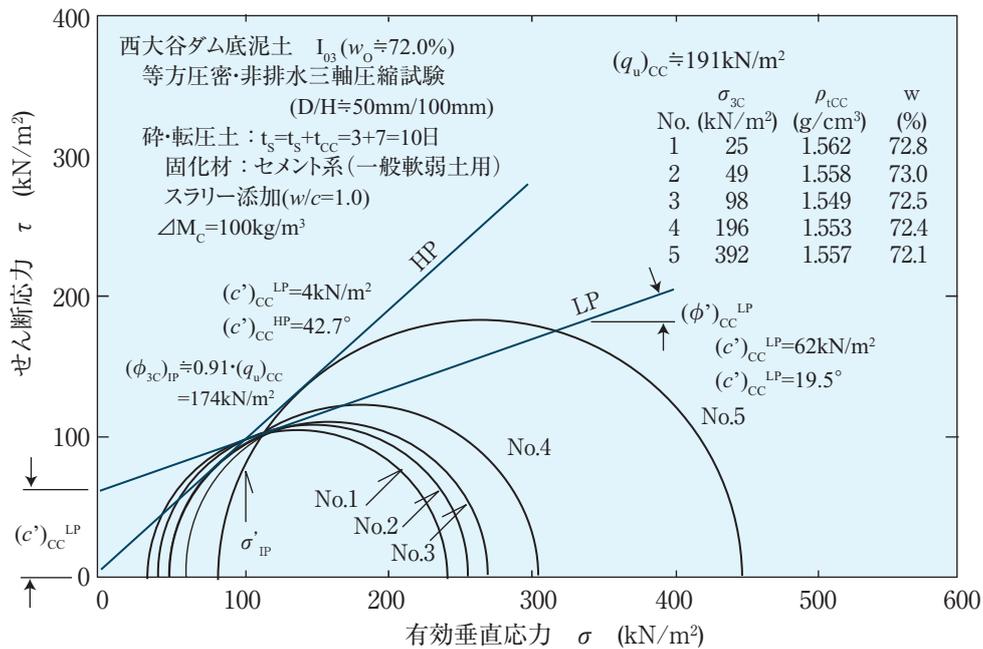


図 5.17 σ_{3C} の影響を考えた強度パラメータ

図 5.18 には以上のように求めた砕・転圧土の強度パラメータと固化材添加量 ΔM_C の関係を示すが、図から以下のことがわかる。強度パラメータのうち粘着力 $(c')_{CC}^{LP}$ 、 $(c')_{CC}^{HP}$ は固化材添加量 ΔM_C に比例して増加し、ほぼ直線

$$\Delta M_C = a + \beta \cdot (c')_{CC}^{LP} \tag{5.24a}$$

$$\Delta M_C = a' + \beta' \cdot (c')_{CC}^{HP} \tag{5.24b}$$

で近似できる。これに対して、内部摩擦角 $(\phi')_{cc}^{LP}$, $(\phi')_{cc}^{HP}$ は固化材添加量 ΔM_C による影響が小さくほぼ一定とみなせるようであるが、これは強度成分のうち多くの部分を固結強度に依存しているためと思われる。

また、図 5.17 に示した Mohr の応力円図から LP 領域側破壊規準線と HP 領域側破壊規準線との交点がすべり面上の有効応力表示での固結構造降伏応力 σ'_{IP} となるが、これは図 5.19 に示すように $(c')_{cc}^{LP}$ とほぼ直線関係が認められ

$$\sigma'_{IP} \cong 1.55 \cdot (c')_{cc}^{LP}$$

で近似できる。

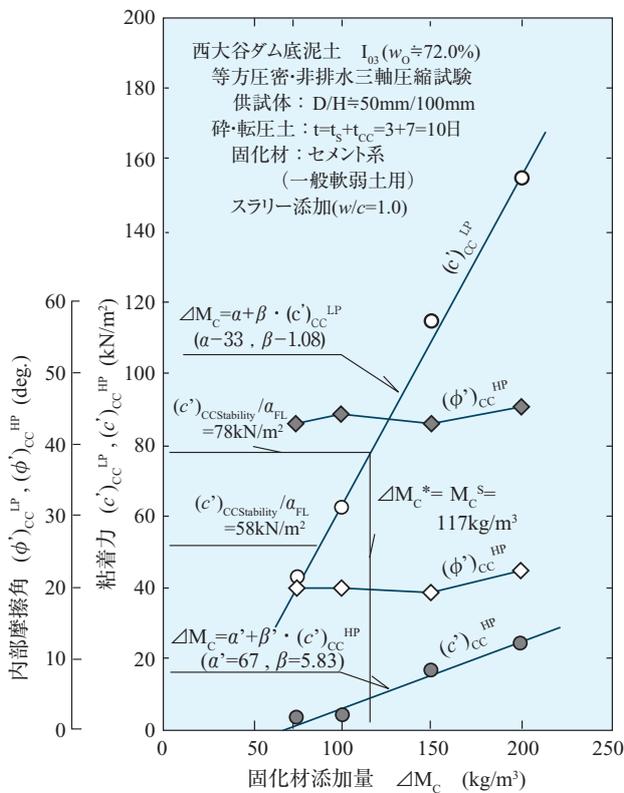


図 5.18 強度パラメータ～ ΔM_C 関係

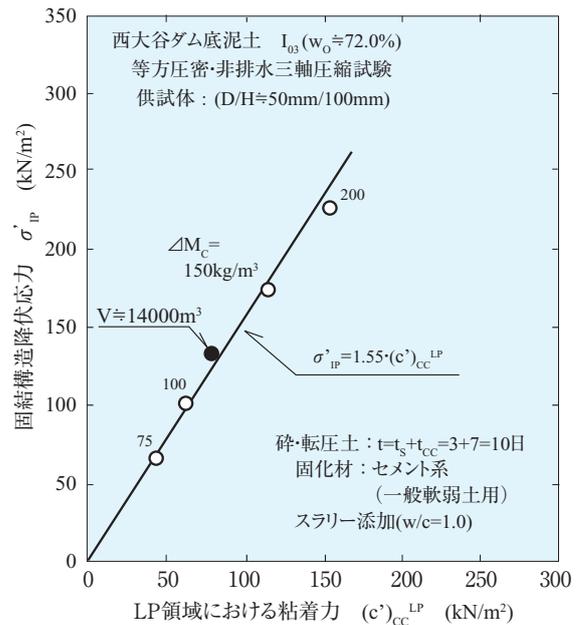


図 5.19 固結構造降伏応力 σ'_{IP} と粘着力 $(c')_{cc}^{LP}$ の関係

5.9 現場 / 室内強度比

室内配合試験では固化処理土の強度（一軸圧縮強さ $(q_u)_{IS}$ あるいは $(q_u)_{CC}$ 、三軸圧縮試験による強度パラメータ）と固化材添加量 ΔM_C の関係が得られ、これらの関係から現場で目標強度を達成するために必要な固化材添加量 ΔM_C^* を決定することができる。固化材添加量 ΔM_C^* は室内試験時の混合条件と現場での混合条件の相違を補正するための現場 / 室内強度比

$$a_{FL} = (\text{現場強度}) / (\text{室内供試体の強度})$$

を考慮して強度割増をした室内配合強度に対応させた値となる。

室内配合試験から得られる固化処理土の供試体の強度（一軸圧縮強さ $(q_u)_{IS}$ あるいは $(q_u)_{CC}$ 、三軸圧縮試験による強度パラメータ (c', ϕ') ）と固化材添加量 ΔM_C の関係が求められる。これらの関係から現場で目標強度を達成するための現場固化材添加量 ΔM_C^* を決定するには、室内試験時の混合条件と現場での混合条件の相違を補正するための現場 / 室内強度比

$$a_{FL} = (\text{現場強度}) / (\text{室内供試体の強度}) \quad (5.25)$$

により強度割増しをした室内配合強度を求めなければならない。 a_{FL} は実施工で底泥土等を固化処理した場合と室内で固化処理した条件との相違、つまり実施工での底泥土等と固化材の攪拌混合と室内試験での小型ミキサの攪拌性能による混合程度の相違、養生条件の相違による強度差、原位置土の土質や含水比のバラツキによる強度変動を補正するための強度割増のための係数である（割増し係数はこの係数の逆数 $1 / a_{FL}$ である）、一般的な a_{FL} の一例²⁾ を表 5.2 に示す。

砕・転圧盛土工法の場合を考えると、室内配合試験で設定した室内目標強度、例えば一軸圧縮強さ $(q_u)_{CC}^*$ あるいは $(q_u)_{IS}^*$ が室内強度に相当し、これを現場で確保するために強度割増をした室内配合強度は図 5.20 に概念的に示すように

$$(q_u)_{IS}^* / a_{FL} \text{ あるいは } (q_u)_{CC}^* / a_{FL} \quad (5.26)$$

となる。なお、自走式固化処理機として均一な固化材混合が可能なトレンチャー式攪拌混合機を使用する場合には $1 / a_{FL} \doteq 1.5$ （現場実証試験⁸⁾ や実施工での実績）である。

表 5.2 現場／室内強度比 a_{FL} の一例

固化材の添加方式	改良の対象	施工機械	(現場／室内) 強さ比
粉 体	軟弱土 *	スタビライザ バックホウ	0.5 ~ 0.8 0.3 ~ 0.7
	ヘドロ 高含有水有機質土	クラムシェル バックホウ	0.2 ~ 0.5
ス ラ リ ー	軟弱土 *	スタビライザ バックホウ	0.5 ~ 0.8 0.4 ~ 0.7
	ヘドロ	処理船	0.5 ~ 0.8
	高含有水有機質土	泥上作業車 クラムシェル・バックホウ	0.3 ~ 0.7 0.3 ~ 0.6

注) * 締固めを行う場合も含む。

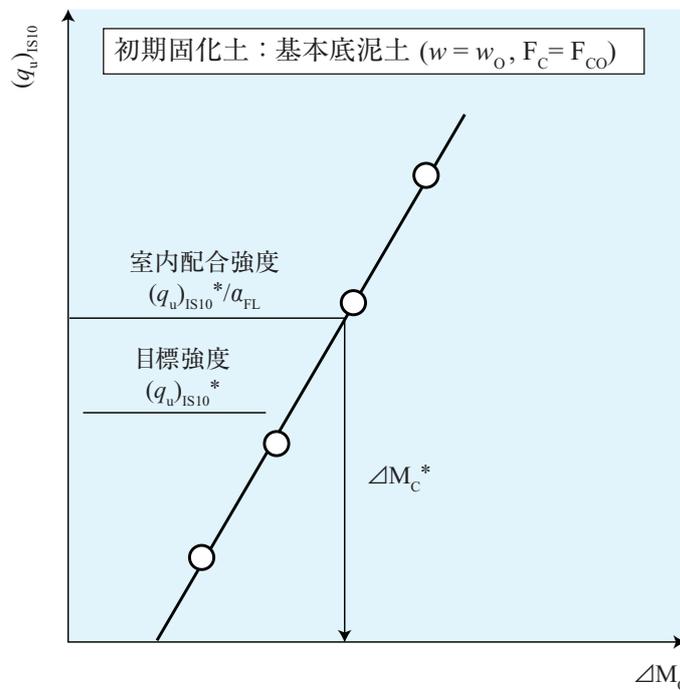


図 5.20 現場／室内強度比 a_{FL} を考慮した現場固化材添加量 ΔM_c^* の決定

5.10 砕・転圧土の遮水性確認試験

砕・転圧土はコアゾーンの築造するための築堤土として使用する場合には、適切な室内透水試験を実施して、所要の室内試験における遮水性基準値

$$\text{室内試験：} k_{\text{Lab}} \leq 1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$$

を満足していることを確認しなければならない。

砕・転圧土をコアゾーンの築造に使用する場合には、一軸圧縮試験あるいは三軸圧縮試験の場合と同様な方法で供試体を作製し、適切な室内透水試験を実施して遮水性を確認しなければならない。

1) 適切な透水試験とは

フィルダム既設堤体の漏水防止を目的として堤体上流側に遮水性のある築堤土によりコアゾーンを腹付けて築造すると、築堤に伴ってコアゾーン内の土の要素の応力レベルは段階的に増加してゆく。土の空隙は応力増加により圧縮するため、その透水性は応力レベルに依存することになり、堤体内の土要素の透水性を正確に調べるには盛立てに伴って堤体内の土要素の土被り圧が増加してゆく応力状態を供試体にある程度再現できる透水試験の実施が望ましい。このような透水試験方法として、基準・規格以外の透水試験方法であるが、供試体をゴムスリーブで包み拘束応力下での透水係数を求めることが可能な「三軸試験装置を用いた透水試験方法（以下、三軸透水試験という）」がある。

地盤工学会で基準化されている通常の「土の透水試験（JGS 0311）」は、鋼製円筒内に供試体を納めた方式である。しかし、この方式の透水試験は、

- ・供試体の応力状態が不明確で拘束圧下にある堤体内の土要素の透水係数を正確に調べられないこと
- ・固化処理土の供試体は固化とともに若干であるが収縮して供試体とリングの間に空隙（水みち）が生じやすい

などの理由から正確な透水係数を求め難い問題がある。そのため、本指針では、砕・転圧盛土工法での遮水性の確認試験は原則として三軸透水試験を実施するものとした。

2) 三軸透水試験^{3), 8)}

三軸透水試験は、図 5.21 に概念的に示すように、通常の三軸圧縮試験と同様に円柱供試体に土被り圧に相当する等方圧力 σ_c （軸応力 σ_a = 側方応力 σ_r ）を段階的に加えたもので、各応力段階において圧密終了後に透水試験を実施して透水性の応力依存性を調べることができる。供試体の上・下端面には供試体断面内を水が一様に流れるようにフィルターとしてポーラスストーンを設置する。そして透水試験は 2 本のビュレット（A, B）を使用して行うが、水はビュレット A から供試体の下端から上向きに上端へ、そしてビュレット B に流す。写真 5.1 には三軸透水試験装置の例を示す。

透水係数は両方のビュレットの断面積が同じ ($a = a_A = a_B$) であれば次式から算定することができる。

$$k = 2.303 \cdot H \cdot a \cdot \log_{10} (H_1 / H_2) / 2 \cdot A_s \cdot (t_1 - t_2) \quad (5.27)$$

ここで H_1 は透水開始時 $t = t_1$ の水頭差 ($H_1 = h_A - h_B$) , H_2 は透水終了時 $t = t_2$ の水頭差 ($H_2 = H_1 - 2 \cdot \Delta h$) , そして Δh はビュレット A における透水中の水位低下あるいはビュレット B における透水中の水位上昇である (H , A_s はそれぞれ供試体の高さ, 断面積)。透水試験は, 三軸試験の場合と同様に炭酸ガス・脱気水を流した後に背圧 $\sigma_{BP} \cong 100 \text{ kN/m}^2$ を作用させて, 等方圧密応力 σ_c を

$$\sigma_c = 10 \rightarrow 20 \rightarrow 50 \rightarrow 100 \rightarrow 200 \rightarrow 400 \text{ kN/m}^2$$

と段階的に増加させ (応力増分比 $\Delta\sigma_c / \sigma_c \cong 1.0$) , 各圧密応力レベルで過剰間隙水圧 u の消散を確認後に実施する。

砕・転圧土の透水係数は等方応力 σ_c に依存するので, コアゾーンの透水係数は応力レベル $\sigma_c = 20 \text{ kN/m}^2$ における透水係数 (k_{TC})₂₀ を採用することにする。応力レベル $\sigma_c = 20 \text{ kN/m}^2$ は覆土層下 1 m 程度の深さのコアゾーンの土要素が受ける応力レベルに相当している。

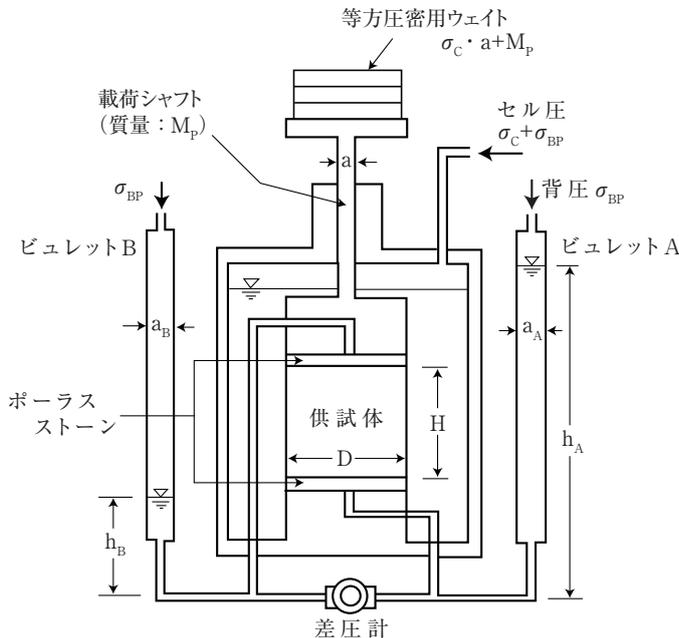


図 5.21 三軸透水試験 (変水位型) の概念図

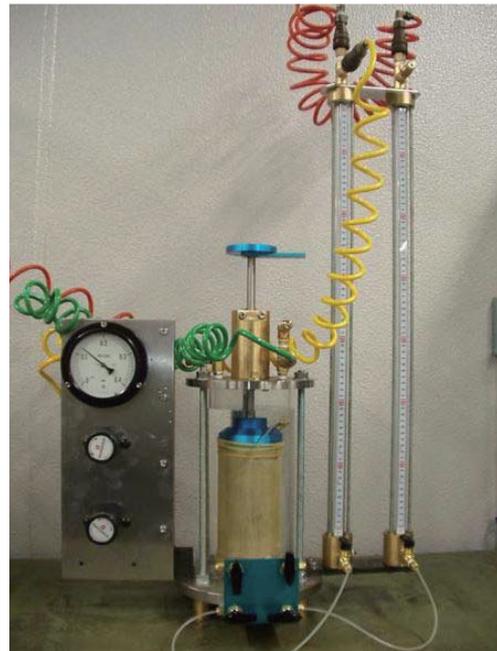


写真 5.1 三軸透水試験機の例 (F-TP75Mk. II 型)

5.11 砕・転圧土の沈下特性試験

砕・転圧土の圧縮沈下特性は「土の圧密試験 (JGS 0411)」に準じた方法で実施する圧縮沈下試験により調べるものとし、

- ① 沈下ひずみ ε_v と鉛直応力 σ_v の関係
- ② 強度 $(q_u)_{cc}$ と圧縮沈下時の降伏応力 σ_{vy} の関係

を求め、計画された砕・転圧土部の目標強度 $(q_u)_{cc}^*$ は築堤に伴って作用する土被り圧 $\sigma_v (= \rho_{tcc} \cdot g \cdot Z)$ より大きく

$$(q_u)_{cc}^* \geq \sigma_v$$

であることを確認しなければならない。

砕・転圧土により築造した堤体は築堤に伴う自重、すなわち土被り圧 σ_v の増加により圧縮沈下するが、土被り圧 σ_v が砕・転圧土の固結構造降伏応力 σ_{vy} 、あるいは強度 $(q_u)_{cc}$ を超えると、砕・転圧土の固結構造が降伏あるいは破壊して過大な沈下を生じることになる。

計画された砕・転圧土ゾーンの目標強度 $(q_u)_{cc}^*$ は図 5.22 に概念的に示すように、ゾーン内の土被り圧 $\sigma_v (= \rho_{tcc} \cdot g \cdot Z)$ より大きく

$$(q_u)_{cc}^* \geq \sigma_v$$

であることを確認しなければならない。

砕・転圧土の圧縮沈下特性は地盤工学会基準「土の圧密試験 (JGS 0411)」に準じた圧縮沈下試験により調べ、

- (1) 砕・転圧土の強度 $(q_u)_{cc}$ と降伏応力 σ_{vy} の関係を調べ、 $(q_u)_{cc}$ と σ_{vy} の関係を確認する (図 5.23)。
- (2) 目標強度 $(q_u)_{cc}^*$ の異なる砕・転圧土の圧縮沈下特性 ($\sigma_v \sim \varepsilon_v$ 関係) を調べ、既設堤体部の圧縮沈下特性との比較から、両者の沈下特性の相違を確認しておく。

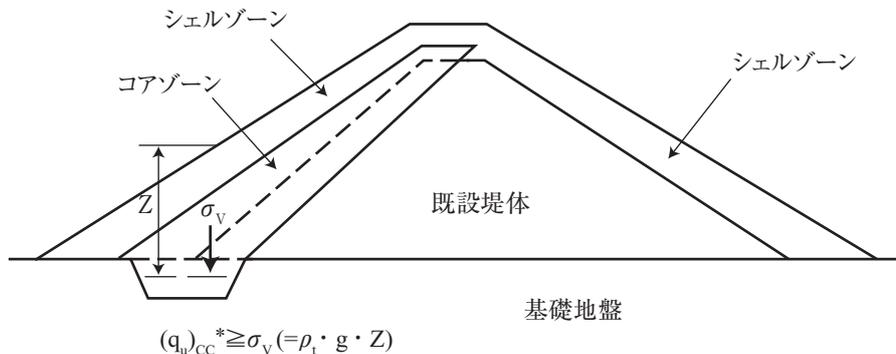


図 5.22 砕・転圧土ゾーン内の土被り圧 σ_v と目標強度 $(q_u)_{cc}^*$ の関係

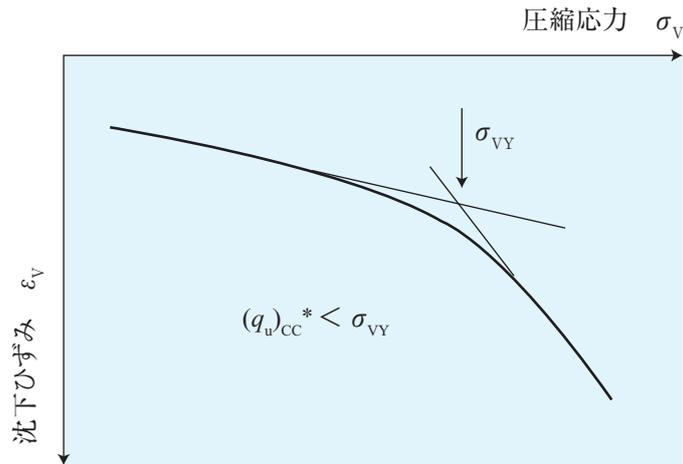


図 5.23 砕・転圧土の圧縮沈下試験による $(q_u)_{CC}^*$ と σ_{vY} の関係

5.12 六価クロム溶出試験

室内配合試験時に固化処理した底泥土について、六価クロム溶出試験を実施し、六価クロムの溶出量は環境基準値以下であることを確認する必要がある。

セメント及びセメント系固化材を使用した改良土等により、条件によっては六価クロムが土壤環境基準を超える濃度で溶出する恐れがあることから、当時の建設省は平成 12 年 3 月 24 日付で、建設省技調発第 48 号（以下通達 48 号という）「セメント及びセメント系固化材の地盤改良への使用及び改良土の再利用に関する当面の措置について」、及び建設省技調発第 49 号（通達 49 号という）「同運用について」を通達した。これらの通達は、通達 49 号に記載されている「セメント及びセメント系固化材を使用した改良土の六価クロム溶出試験実施要領（案）」により溶出試験を実施・運用するよう明記したものである。

この実施要領（案）においては、施工前の配合設計時の室内配合試験段階で環境庁告示 46 号溶出試験（試験方法 1）を実施し、六価クロムが土壤環境基準値 0.05 mg/l 以下であることを確認しなければならない。

また、実施要領（案）は施工中についても溶出試験の実施を規定しており、改良土 $5,000 \text{ m}^3$ 程度以上の工事の場合で改良土 $1,000 \text{ m}^3$ に一回程度、環境庁告示 46 号溶出試験（試験方法 2）、通達 49 号に記載されているタンクリーチング試験（試験方法 3）を実施するものとしている。しかし、その後の溶出試験の整理により、火山灰質粘性土に普通ポルトランドセメントやセメント系固化材を添加した場合に基準値を超過するケースが見られるが（高炉セメント B 種では超過した例はない）、その他の土質では基準値を超過する例はほとんど見られなかったことから、平成 13 年 4 月に通達の一部が緩和された。すなわち、配合試験段階で実施した試験方法 1 で六価クロム溶出量が土壤環境基準を超えなかった改良土では、施工後に実施する試験方法 2 及び試験方法 3 は実施しなくてもよいことになった。

5.13 標準的な室内配合試験の構成

砕・転圧盛土工法により底泥土あるいは混合泥土等を築堤土に適用するための、標準的な室内配合試験の構成を表 5.3 に示す。

底泥土あるいは混合泥土等を固化処理して砕・転圧盛土工法に利用する場合に実施すべき試験項目の標準的な構成を下表に示す。

表 5.3 (a) 標準的な室内配合試験の構成 (底泥土の例, 初期固化土の試験)

試験項目	試験仕様	試験数	備考
1) 試料採取	・ 代表的な試料の採取 (約 0.2 m ³)	1 式	
2) 物理試験	・ 含水比試験 (JIS A1203) ・ 密度試験 (JIS A1202) ・ 粒度試験 (JIS A1204) ・ 液・塑性限界試験 (JIS A1205)	各 1 式	
3) 初期固化土の固化材選定試験*	・ JIS A1216 ・ D / H = 50 mm / 100 mm を標準 ・ 固化材は 3 種類程度 ・ 初期固化日数 $t_s = 1, 3, 10, 28$ 日	12 供試体	
4) 初期固化土の一軸圧縮試験 (含水比の影響調査)	・ JIS A1216 ・ D / H = 50 mm / 100 mm を標準 ・ 3 含水比 × 4 添加量 × 基準粒度 ・ 初期固化日数 $t_s = 1, 3, 10, 28$ 日	48 供試体	
5) 初期固化土の一軸圧縮試験 (粒度の影響調査)	・ JIS A1216 ・ D / H = 50 mm / 100 mm を標準 ・ 基準含水比 × 4 添加量 × 2 粒度 ・ 初期固化日数 $t_s = 1, 3, 10, 28$ 日	32 供試体	
7) 初期固化土の三軸圧縮試験**	・ JGS 0523 ・ D / H = 50 mm / 100 mm を標準 ・ 基準含水比 × 基準添加量 × 基準粒度 ・ 初期固化日数 $t_s = 10$ 日	1 式	

* : 必要に応じて実施する試験項目

** : 実施が望ましい試験項目

表 5.3 (b) 標準的な室内配合試験の構成 (底泥土の例, 砕・転圧土の試験)

試験項目	試験仕様	試験数	備考
1) 砕・転圧土の強度特性把握のための一軸圧縮試験	<ul style="list-style-type: none"> ・ JIS A1216 ・ D / H = 50 mm / 100 mm を標準 ・ 基準含水比 × 基準添加量 × 基準粒度 ・ 初期固化日数 $t_s = 1, 3, 5$ 日 ・ 砕・転圧後の日数 $t_{cc} = 0, 1, 3, 7, 28$ 日 	15 供試体	
2) 砕・転圧土の一軸圧縮試験 (基本特性試験)	<ul style="list-style-type: none"> ・ JIS A1216 ・ D / H = 50 mm / 100 mm を標準 ・ 基準含水比 × 4 添加量 × 基準粒度 ・ 初期固化日数 $t_s = 3$ 日 ・ 砕・転圧後の日数 $t_{cc} = 0, 1, 3, 7, 28$ 日 	20 供試体	
3) 砕・転圧土の一軸圧縮試験 (粒度の影響調査)	<ul style="list-style-type: none"> ・ JIS A1216 ・ D / H = 50 mm / 100 mm を標準 ・ 基準含水比 × 4 添加量 × 2 粒度 ・ 初期固化日数 $t_s = 3$ 日 ・ 砕・転圧後の日数 $t_{cc} = 0, 1, 3, 7, 28$ 日 	40 供試体	
4) 砕・転圧土の三軸圧縮試験 (基本特性試験)	<ul style="list-style-type: none"> ・ JGS 0523 ・ D / H = 50 mm / 100 mm を標準 ・ 基準含水比 × 4 添加量 × 基準粒度 ・ 初期固化日数 $t_s = 3$ 日 ・ 砕・転圧後の日数 $t_{cc} = 7$ 日 ・ $\sigma_3 = 25, 49, 98, 196, 392 \text{ kN/m}^2$ 	4 式	
5) 砕・転圧土の三軸圧縮試験 (粒度の影響調査)	<ul style="list-style-type: none"> ・ JGS 0523 ・ D / H = 50 mm / 100 mm を標準 ・ 基準含水比 × 基準添加量 × 2 粒度 ・ 初期固化日数 $t_s = 3$ 日 ・ 砕・転圧後の日数 $t_{cc} = 7$ 日 ・ $\sigma_3 = 25, 49, 98, 196, 392 \text{ kN/m}^2$ 	2 式	
6) 砕・転圧土の三軸透水試験	<ul style="list-style-type: none"> ・ 三軸試験装置を用いた変水位透水試験に準じて実施 ・ D / H = 60 mm / 60 mm を標準 ・ 基準含水比 × 4 添加量 × 3 粒度 ・ 初期固化日数 $t_s = 3$ 日 ・ 砕・転圧日数 $t_{cc} = 7$ 日 ・ $\sigma_c = 10, 20, 50, 100, 200, 400 \text{ kN/m}^2$ 	12 供試体	
7) 砕・転圧土の圧密試験 *	<ul style="list-style-type: none"> ・ JIS A1217 に準じて実施 ・ D / H = 60 mm / 60 mm を標準 ・ 基準含水比 × 4 添加量 × 基準粒度 ・ 初期固化日数 $t_s = 3$ 日 ・ 砕・転圧後の日数 $t_{cc} = 7$ 日 	4 供試体	
8) 六価クロム溶出試験	<ul style="list-style-type: none"> ・ 環境庁告示第 46 号溶出試験 ・ タンクリーチング試験 ** 	各 1 式	砕・転圧土

* : 必要に応じて実施する試験項目

** : 実施が望ましい試験項目

6 設計方法

6.1 砕・転圧土の強度特性を考慮した安定計算^{14), 22), 33)}

6.1.1 フィルダムとため池における応力レベルの相違

フィルダムはため池に比較すると堤高が大きく、安定計算で対象となる堤体内を通るすべり面上の応力レベルが高く、かつ広範囲にわたるため、堤体全体の安定性を合理的に評価するには砕・転圧土の強度に及ぼす応力レベルの影響を考慮しなければならない。

フィルダムは、図 3.11 に概念的に示したように、ため池と比較すると堤高も大きく、安定計算で対象となる堤体内を通るすべり面上の応力レベルが高く、かつ広範囲にわたることになる。砕・転圧土はある応力レベルを境に強度・変形特性が大きく変わる強度特性を示し、破壊規準をバイリニア型とする方が合理的である。このため、砕・転圧土部を含む堤体全体の安定性を評価するには砕・転圧土部内を通るすべり面の応力レベルに応じて発揮される砕・転圧土の強度を正確に考慮して、これを堤体の安定計算において適切に考慮しなければならない。

6.1.2 砕・転圧土のバイリニア型破壊規準の安定計算への導入法

砕・転圧土盛土工法では、フィルダム堤体の安定性を正確に評価するために砕・転圧土の強度パラメータに及ぼす応力レベルの影響を考慮するためにバイリニア型破壊規準を採用して安定計算を行うものとする。

ため池は堤高が小さく、図 3.11 に概念的に示したように、堤体内を通る安定計算上のすべり面に作用する垂直応力 $\sigma' = \sigma'_{SD}$ のレベルがこの σ'_{IP} よりも低いため、内部摩擦角 ϕ' による効果が相対的に少なく、強度パラメータは一般の土質改良工での取扱いのように ϕ' を無視して粘着力 c' のみを考慮することが可能であった。

これに対して、フィルダムでは堤高が大きく、堤体のうち砕・転圧土ゾーン内を通るすべり面に作用する垂直応力 $\sigma' (= \sigma'_{LD})$ の領域が固結構造降伏応力 σ_{IP} より高くなることもあり、 ϕ' の効果は無視した場合には不経済な設計となってしまうことが考えられる。そこで、砕・転圧土盛土工法により改修したフィルダムの堤体安定性を正確に評価するには、砕・転圧土の強度パラメータは

ϕ' を無視することなく、対象となる応力レベルを考慮して安定計算に適用するものとする。

安定計算で使用する砕・転圧土の強度パラメータは、バイリニア型破壊規準を採用することにし、図 6.1 に概念的に示すように、応力レベル σ' により 2 つの Mohr-Coulomb の破壊規準

$$\text{LP 領域 } (\sigma' \leq \sigma'_{\text{IP}}) : \tau = (c')_{\text{CC}}^{\text{LP}} + \sigma' \cdot \tan(\phi')_{\text{CC}}^{\text{LP}} \quad (6.1a)$$

$$\text{HP 領域 } (\sigma' > \sigma'_{\text{IP}}) : \tau = (c')_{\text{CC}}^{\text{HP}} + \sigma' \cdot \tan(\phi')_{\text{CC}}^{\text{HP}} \quad (6.1b)$$

を設定する¹⁴⁾。LP 領域と HP 領域の境界となる応力レベル σ'_{IP} は $(c')_{\text{CC}}^{\text{LP}}$ との間には図 5.19 に示したように

$$\sigma'_{\text{IP}} \doteq C_{\text{IP}} \cdot (c')_{\text{CC}}^{\text{LP}} \quad (6.2)$$

のように近似できる (式 (5.23) の再掲)。

安定計算における円弧すべり土塊の各分割片のすべり面に作用する垂直応力 σ' は、 ρ を分割片の密度、 g を重力加速度、 Δb と z をそれぞれ分割片の幅と平均深さとする、すべり面に作用する垂直力 N は分割片の自重 $M = \rho \cdot g \cdot \Delta b \cdot z$ から $N = M \cdot \cos a$ となる。その分割片のすべり面の垂直応力 $\sigma' = N / \Delta s$ (堤体内水位を考慮) は

$$\sigma' = \rho \cdot g \cdot z \cdot \cos^2 a \quad (6.3)$$

となる ($\cos a = \Delta b / \Delta s$)。各分割片の強度パラメータは σ' と σ'_{IP} と比較して、すべり面の応力レベルが $\sigma' \leq \sigma'_{\text{IP}}$ (LP 領域) にある場合には $((c')_{\text{CC}}^{\text{LP}}, (\phi')_{\text{CC}}^{\text{LP}})$ を、 $\sigma' > \sigma'_{\text{IP}}$ (HP 領域) にある場合には $((c')_{\text{CC}}^{\text{HP}}, (\phi')_{\text{CC}}^{\text{HP}})$ を適用する。

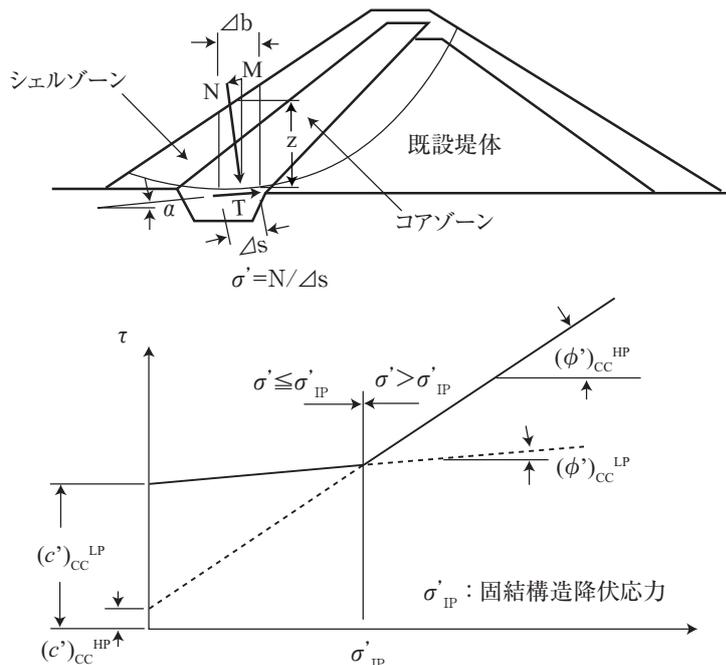


図 6.1 安定計算へのバイリニア型破壊規準の導入

6.2 目標強度の設定^{14), 22), 33)}

6.2.1 目標強度を設定する養生日数

砕・転圧盛土工法における目標強度は、初期固化土では固化材を添加・混合してから $t = 10$ 日目の強度により、砕・転圧土では $t = 10$ 日から初期固化日数 t_s を差し引いた砕・転圧後の経過日数 $t_{cc} (= t - t_s = 10 - t_s)$ までに発現する強度により設定する。

一般に、セメント系固化材により固化処理した底泥土の強度は養生日数 t とともに増加してゆくが、その傾向は図5.6で見えてきたように1週間程度までに急増し $t = 10$ 日以降緩やかになる。そこで、砕・転圧盛土工法における目標強度は強度増加傾向が緩やかになり始める $t = 10$ 日目に発揮される強度で、すなわち初期固化土では固化材を添加・混合してから $t = t_s = 10$ 日目の強度により、砕・転圧土では $t = 10$ 日から初期固化日数 $t_s = X$ を差し引いた砕・転圧後の経過日数 $t_{cc} = t - t_s = 10 - X = Y$ 日目までに発揮される強度により設定している。

6.2.2 目標強度の設定

砕・転圧盛土工法における目標強度は、既設堤体とこれを補強あるいは漏水防止のために腹付けた砕・転圧土ゾーンからなる堤体全体が安定計算による所定の安全率 F_s を満足して安定であるために必要な砕・転圧土ゾーンの強度と、砕・転圧土の築堤面で施工機械のトラフィカビリティを確保するために必要な強度のうちの大きい方とする。

砕・転圧盛土工法における目標強度は、既設堤体と砕・転圧土ゾーンを合わせた堤体全体が安定計算による所定の安全率 F_s を満足して安定であるために必要な砕・転圧土ゾーンの強度と、砕・転圧土の築堤面で施工機械のトラフィカビリティを確保するために必要とされる強度を比較して大きい方の値とする。

目標強度を求める手順は図6.2のフロー図に示す。左側のフローでは堤体の安定性に必要な強度 $(c')_{CCStability}$ を安定計算により計画した堤体断面について所定の安全率 $F_s \geq 1.2$ を満足して安定であるために必要な強度を逆算して求め、これを現場で達成するために必要な固化材添加量 $\Delta M_C = \Delta M_C^S$ を求める手順

$$\text{安定計算} : (c')_{CCStability} \rightarrow (c')_{CCStability} / a_{FL} \rightarrow \Delta M_C = \Delta M_C^S$$

である。右側のフローでは、砕・転圧土の築堤面における施工機械のトラフィカビリティを確保するために必要な強度 $(q_u)_{CCTrafficability}$ を推定し、これを現場で達成するために必要な固化材添加量

$\Delta M_C = \Delta M_C^T$ を求める手順

$$(q_u)_{CC\text{Trafficability}} \rightarrow (q_u)_{CC\text{Trafficability}} / \alpha_{FL} \rightarrow \Delta M_C = \Delta M_C^T$$

である。

そして、求めるべき目標強度とこれを現場で達成するために必要な固化材添加量 ΔM_C^* は ΔM_C^S と ΔM_C^T を比較して大きい方の値

$$\Delta M_C^* = [\Delta M_C^S, \Delta M_C^T]_{\max}$$

となり、目標強度は固化材添加量 ΔM_C^* に相当する強度値である。

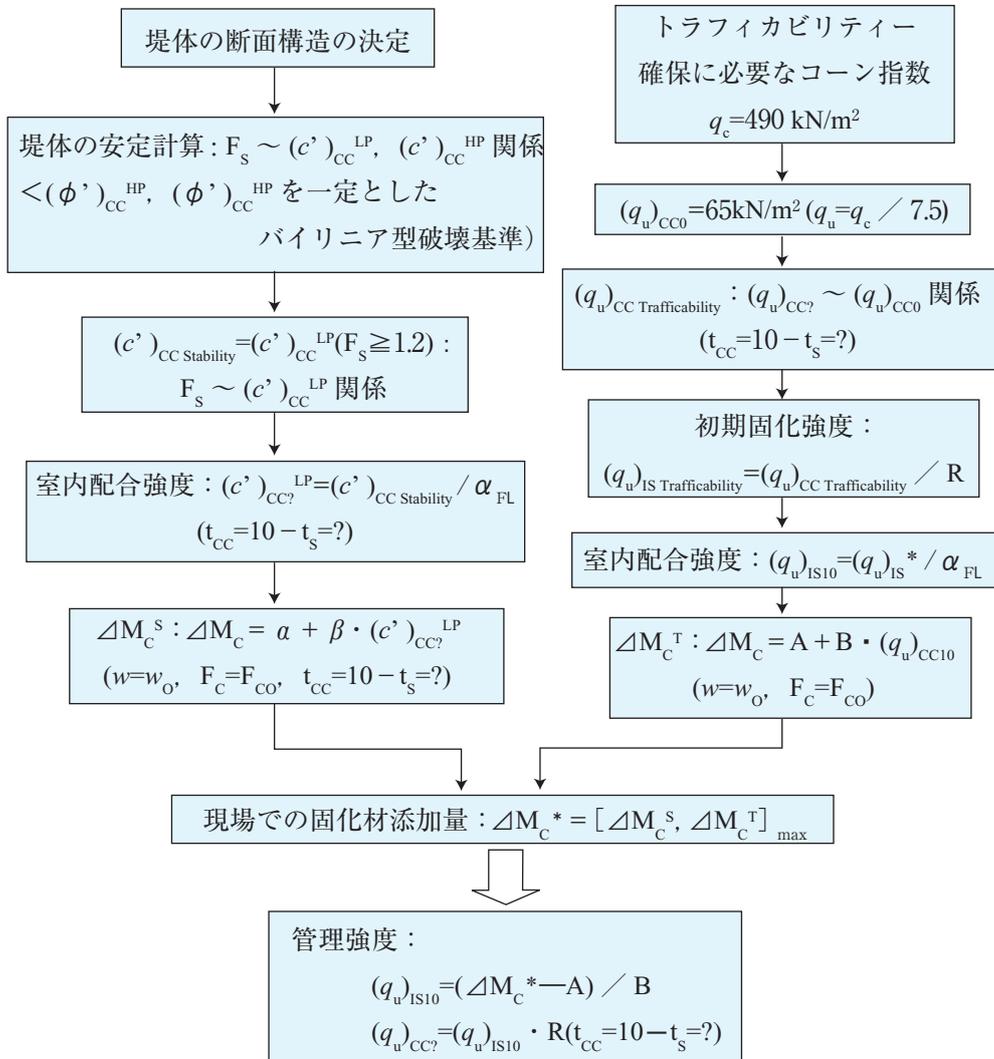


図 6.2 フィルダムにおける目標強度の設定と固化材添加量の決定までのフロー図

6.2.3 堤体の安定性に必要な強度と固化材添加量

堤体の安定性に必要な砕・転圧土の強度は、計画した砕・転圧土ゾーンを含む堤体全体が安定計算による所定の安全率 $F_s \geq 1.2$ を確保できる強度を逆算して求め、この強度を現場で達成するために必要な固化材添加量 ΔM_c^s を求める。

1) 堤体安定に必要な強度

堤体の安定性に必要な砕・転圧土の強度は、計画した砕・転圧土ゾーンを含む堤体全体について、砕・転圧土の強度パラメータをパラメトリックに変えた安定計算を実施し、所定の安全率 $F_s \geq 1.2$ を確保できる砕・転圧土ゾーンの強度を逆算して求める。

強度パラメータのうち、固結強度に関連した粘着力 $(c')_{cc}^{LP}$ 、 $(c')_{cc}^{HP}$ と固化材添加量 ΔM_c の間には図 5.18 に示したような直線関係が認められ

$$\Delta M_c = a + \beta \cdot (c')_{cc}^{LP} \quad (6.4a)$$

$$\Delta M_c = a' + \beta' \cdot (c')_{cc}^{HP} \quad (6.4b)$$

のように近似できる (式 (5.24a) と式 (5.24b) を再掲)。これに対して、内部摩擦角 $(\phi')_{cc}^{LP}$ 、 $(\phi')_{cc}^{HP}$ は固化材添加量 ΔM_c による影響が小さくほぼ一定となっている。これは砕・転圧土の強度成分のうち粘着力は多くの部分を固結構造強度に依存しているためと思われる。

以上のような砕・転圧土の強度パラメータの特性を考慮して、安定計算においてパラメトリックに変えるの粘着力 $(c')_{cc}^{LP}$ と $(c')_{cc}^{HP}$ のみとする。 $(c')_{cc}^{HP}$ の値はパラメトリックに変えた $(c')_{cc}^{LP}$ と式 (6.4a) と式 (6.4b) から得られる $(c')_{cc}^{LP}$ との関係式

$$(c')_{cc}^{HP} = (a - a') / \beta' + (\beta / \beta') \cdot (c')_{cc}^{LP} \quad (6.5)$$

により与える。内部摩擦角 $(\phi')_{cc}^{LP}$ と $(\phi')_{cc}^{HP}$ は、固化材添加量 ΔM_c の影響が少ないので計算の簡単化のために一定値として与えるものとする。例えば、 $(\phi')_{cc}^{LP}$ と $(\phi')_{cc}^{HP}$ は、図 5.18 に示した試験データを例にすると、試験値に安全側の余裕を見て $(\phi')_{cc}^{LP} = 10^\circ$ 、 $(\phi')_{cc}^{HP} = 40^\circ$ などとする。したがって、安定計算により得られる堤体安定に必要な強度パラメータは LP 領域における値 $(c')_{cc}^{Stability} (= (c')_{cc}^{LP})$ により与えられることになる。

砕・転圧土ゾーン内の LP 領域と HP 領域の境界は、図 6.3 に概念的に示すように、地表面からの深さ Z_{IP} とすると、 Z_{IP} は $(c')_{cc}^{LP}$ と式 (6.2) から算定した σ'_{IP} と砕・転圧土の密度 ρ_{icc} と重力加速度 g から

$$Z_{IP} = \sigma'_{IP} / (\rho_{icc} \cdot g) \quad (6.6)$$

により求められる。なお、 σ'_{IP} はすべり面上の垂直応力 σ' に相当するが、図 6.4 に概念的に示すように、鉛直応力 $\sigma'_v (= \rho_{tcc} \cdot g \cdot Z)$ と近似的に同じ値と考えることができる。すなわち、腹付け盛土型の砕・転圧土ゾーン内の土被り圧が比較的高い部分を通るすべり面の水平からの角度 α はせいぜい 20° 程度以下なので

$$\sigma'_{IP} = \sigma'_v \cdot \cos \alpha \cong \sigma'_v \quad (\cos 20^\circ = 0.94)$$

が成り立つからである。

$(c')_{CCStability}$ の決定は以下に示す手順 (1) ~ (5) に従って行うものとする。

- (1) $(c')_{CCStability}$ の目安値として、砕・転圧土ゾーン内を LP・HP 領域に区分せずに、 $(c')_{CC}^{LP}$ のみをパラメトリックに変えた安定計算を実施して $F_s \sim (c')_{CC}^{LP}$ 関係を求め、 $F_s = 1.20$ に相当する値 $(c')_{CC}^A$ を決定する。 $(c')_{CC}^A$ は求めるべき $(c')_{CCStability}$ より大きい値を与える。
- (2) $(c')_{CC}^A$ と式 (6.2) の $\sigma'_{IP} \sim (c')_{CC}$ 関係から、LP・HP 領域の境界における応力 σ'_{IP}^A を算定し、式 (6.6) から LP・HP 領域の境界深さ

$$Z_{IP}^A = \sigma'_{IP}^A / (\rho_{tcc} \cdot g) \quad (6.6')$$

を求める。

- (3) 砕・転圧土ゾーン内の強度パラメータを $Z \leq Z_{IP}^A$ に相当する LP 領域では $((c')_{CC}^{LP}, (\phi')_{CC}^{LP})$ に、 $Z > Z_{IP}^A$ に相当する HP 領域では $((c')_{CC}^{HP}, (\phi')_{CC}^{HP})$ に設定し、 $(c')_{CC}^{LP}$ を $(c')_{CC}^A$ と $(c')_{CC}^A$ より小さい 2 ~ 3 種類の値による安定計算を実施して $F_s \sim (c')_{CC}^{LP}$ 関係を求める。
- (4) $F_s \sim (c')_{CC}^{LP}$ 関係から、 F_s 値が $F_s = 1.2$ に相当する $(c')_{CC}^{LP} = (c')_{CC}^B$ を求める。
- (5) $(c')_{CC}^B$ と式 (6.2) から σ'_{IP}^B を求め、さらに σ'_{IP}^B と式 (6.6') から Z_{IP}^B を求める。 Z_{IP}^B と Z_{IP}^A の差が規定の許容値 ΔZ_a より小さい場合には、 $(c')_{CC}^B$ が求めるべき $(c')_{CCStability}$ となる。 Z_{IP}^B と Z_{IP}^A の差が ΔZ_a ($\sigma'_{IP}^A < 10 \text{ kN/m}^2$ に相当する 0.5 m 程度) より大きい場合には、 $(c')_{CC}^B$ と Z_{IP}^B について (3) からの手順を繰り返す。

以上のような取扱いをすることで、フィルダム堤体の安定性を評価するための砕・転圧土の強度パラメータは、ため池の場合には粘着力のみを考慮しただけなのに対して、固化処理土に特有の応力レベルにより強く影響を受ける強度特性をバイリニア型破壊規準により表現することで、粘着力 c と内部摩擦角 ϕ を考慮することができ、かつ堤体改修を堤高 $H \geq 15 \text{ m}$ の堤体に適用される土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」技術書 (フィルダム編)²⁴⁾ に準拠させて行うことができる。

2) 堤体安定に必要な強度を現場で達成するために必要な固化材添加量

堤体安定に必要な強度を現場で達成するのに必要な固化材添加量 ΔM_c^S は室内配合試験と実施工との間の混合条件などの相違を強度割増により補正するための現場 / 室内強度比 a_{FL} を考慮して強度割増をした室内配合強度

$$(c')_{CCStability} / a_{FL} \quad (6.7)$$

に変換し、これに相当する固化材添加量 ΔM_c^S を強度パラメータ $(c')_{cc}^{LP}$ と固化材添加量 ΔM_c の関係から読み取る。

【計算例】

1) 堤体安定に必要な強度

あるダム（堤高 $H = 14.1$ m）を検討事例として安定計算結果の例を以下に示す。なお、計算では、砕・転圧土の内部摩擦角は、図 5.18 から、一定値

$$(\phi')_{cc}^{LP} = 10^\circ, (\phi')_{cc}^{HP} = 40^\circ \quad (6.8)$$

とし、また固結構造降伏応力 σ'_{ip} は式 (5.25) より

$$\sigma'_{ip} \doteq 1.55 \cdot (c')_{cc}^{LP} \quad (6.9)$$

とした（式 (5.25) を再掲）。安定計算は、図中にあるような常時満水位 FWL 時に震度係数 $k_H = 0.18$ （強震帯地域）の地震力を加えた条件下で、粘着力 $(c')_{cc}^{LP}$ と $(c')_{cc}^{HP}$ のみをパラメトリックに変えて実施し、得られた安全率 F_s と $(c')_{cc}^{LP}$ の関係を図 6.5 に示す。

HP 領域の $(c')_{cc}^{HP}$ は式 (6.5) により与えられるから、図 5.18 より

$$(a, \beta) = (33, 1.08), (a', \beta') = (67, 5.83)$$

を代入して得られる

$$(c')_{cc}^{HP} = -5.83 + 0.185 \cdot (c')_{cc}^{LP} \quad (6.5')$$

とした。なお、既設の堤体や堤体基礎地盤の土質パラメータは事前の土質調査により得られた値を使用した。

図から、 $(c')_{cc}^{LP}$ の値により破壊モードが異なり、 $(c')_{cc}^{LP} \leq 40 \text{ kN/m}^2$ の領域ではすべり面が傾斜遮水ゾーン内を長く通る破壊モード **A** で F_s への $(c')_{cc}^{LP}$ の影響が大きいことがわかる。一方、 $(c')_{cc} > 40 \text{ kN/m}^2$ の領域ではすべり面が傾斜遮水ゾーン内を最短で通る破壊モード **B** になり F_s への $(c')_{cc}^{LP}$ の影響が少なくなっている。ここでは、堤体安定に必要なとされる安全率 $F_s = 1.20$ における粘着力は式 (6.5') から

$$(c')_{cc}^{LP} = 52 \text{ kN/m}^2, (c')_{cc}^{HP} = 4 \text{ kN/m}^2$$

となる。これらの粘着力が目標強度となるが、特に $(c')_{cc}^{LP}$ を

$$(c')_{CCStability} = (c')_{CC}^{LP} = 52 \text{ kN/m}^2 \quad (6.10)$$

とおく。

2) 目標強度を達成するために必要な固化材添加量

堤体安定に必要な強度を現場で達成するのに必要な固化材添加量 $\Delta M_C^S = \Delta M_C^S$ は以下のように求められる。式 (6.10) の目標強度 $(c')_{CCStability}$ は室内配合試験と実施工との間の混合条件などの相違を強度割増により補正するための現場/室内強度比 a_{FL} を考慮して強度割増をした室内配合強度

$$(c')_{CCStability} / a_{FL} = 52 / 1.5 = 78 \text{ kN/m}^2 \quad (6.11)$$

に相当する固化材添加量 ΔM_C^S を図 5.18 の $(c')_{CC}^{LP} \sim \Delta M_C$ 関係から $(c')_{CC}^{LP} = (c')_{CCStability} / a_{FL}$ に相当する値を読み取るか、もしくは式 (6.4a) の $(c')_{CC}^{LP}$ の値に代入して

$$\Delta M_C^S = 117 \text{ kg/m}^3 \quad (6.12)$$

のように求められる。

【破壊規準の選定：バイリニア型と Mohr-Coulomb 型】

本指針で対象とした既設堤体の補強や漏水防止だけを目的とした堤体改修では、高上げ高が限定的なため、砕・転圧土によりコアゾーンあるいはシェルゾーンを既設堤体に腹付けて築造しても、砕・転圧土ゾーン内の応力レベル σ' が固結構造降伏応力 σ'_{IP} を超えることがあってもわずかであることが多い。したがって、目安として改修前の既設堤体の堤高 H が $H \leq 25 \text{ m}$ であれば経済性に及ぼす影響もわずかであるので、砕・転圧土の強度パラメータはバイリニア型破壊規準ではなく、より安全側な結果を与え、かつ安定計算が簡単な Mohr-Coulomb 型破壊規準を、すなわち、応力レベル σ' に関係なく第 5.8 節で述べた式 (5.22a) だけを適用してもよい。

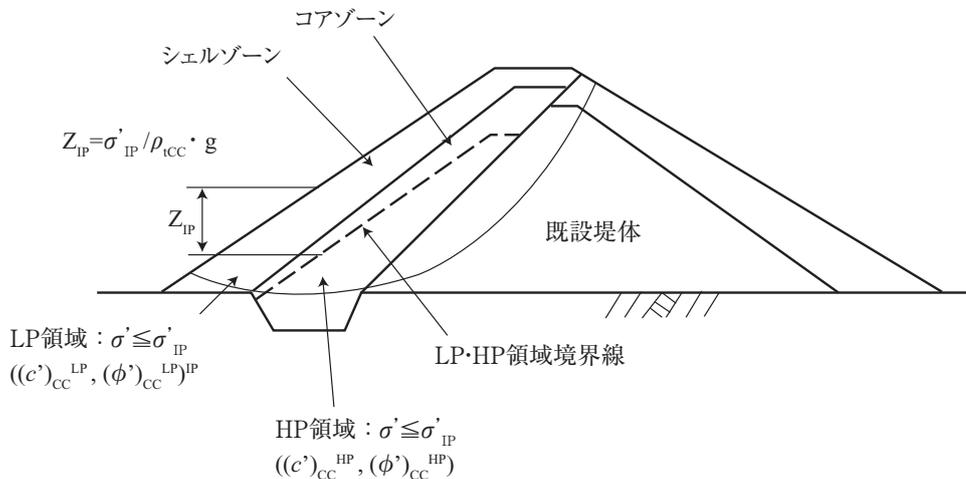


図 6.3 砕・転圧土ゾーン内の LP 領域と HP 領域の境界

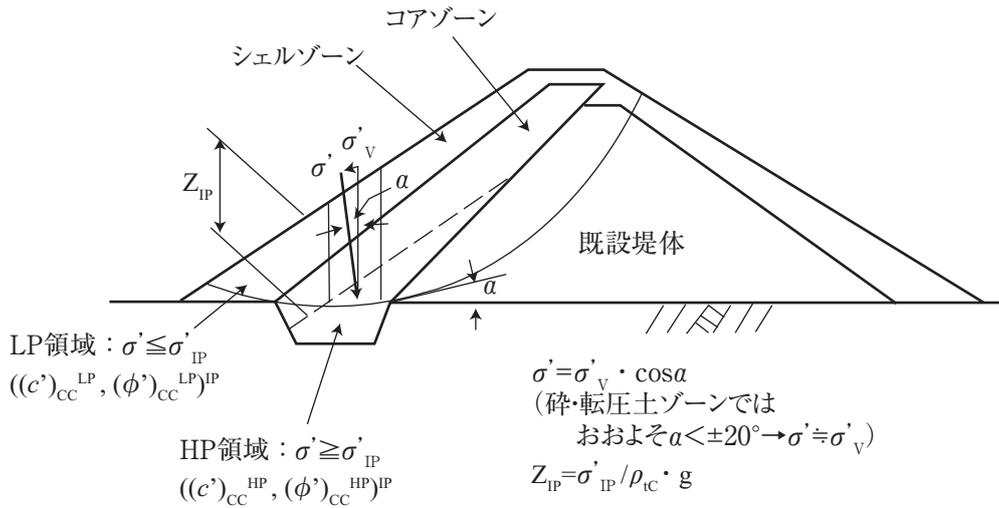


図 6.4 砕・転圧土ゾーン内を通るすべり面における鉛直応力 σ'_v と垂直応力 σ' の関係

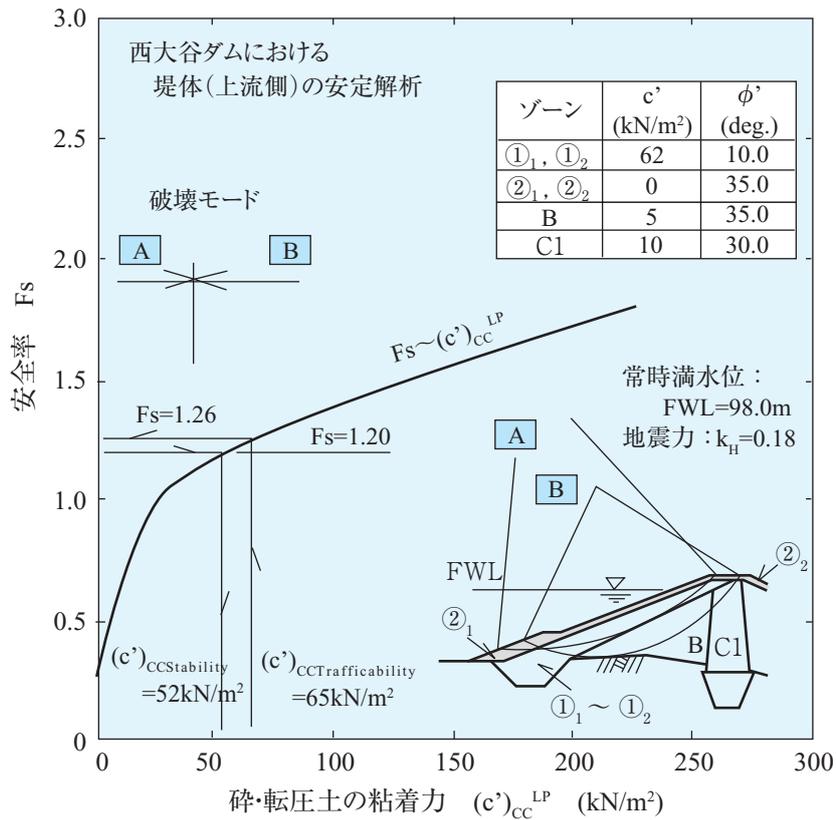


図 6.5 安全率 F_s ～ 砕・転圧土の粘着力 $(c')_{CC}$ の関係

6.2.4 乾・湿繰返しによる強度劣化対策

堤体安定に必要な砕・転圧土の強度パラメータは、安定計算に用いる $F_s \geq 1.20$ を満足する粘着力 $(c')_{CCStability}$ を、その堤体が受ける乾・湿繰返しによる強度劣化の影響を考慮した強度割増し $\Delta(c')_{CC}^{DW}$ を行うことがあり、この場合の堤体安定に必要な砕・転圧土の強度パラメータは

$$(c')_{CCStability} + \Delta(c')_{CC}^{DW}$$

となる。

安定計算から得られる堤体安定に必要な強度パラメータは、計算で得られた粘着力 $(c')_{CCStability}$ に日照や降雨等による乾燥状態と湿潤状態の繰返し履歴による影響を考慮して強度割増し $\Delta(c')_{CC}^{DW}$ を行う場合がある。

乾・湿繰返し履歴を強制的に与えた砕・転圧土の供試体の一軸圧縮試験から乾・湿繰返し環境下での砕・転圧土の強度劣化の程度は、乾・湿繰返し履歴のない場合から2割程度低下することが確認されている（強度低下比 $\beta_{DW} = 0.8$ ）。

一般に、底泥土の固化処理時の強度は目標強度の設定日である $t = 10$ 日目以降に2割以上の増加があることや、砕・転圧土ゾーン表面に覆土を行い乾・湿繰返し環境をなくせば強度劣化を防止でき、特に覆土に芝生等の植生をした場合などでは強度劣化の影響はほとんど問題とならないものと考えられる。しかしながら、配合試験の結果、固化処理した底泥土の強度に $t = 10$ 日目以降の強度増加が2割以上見込めない場合、覆土が経年変化、降雨や波浪により流失するおそれのある土質である場合、あるいは天候が特に過酷な地域の場合には乾・湿繰返しによる強度劣化の対策を施すものとして、堤体安定に必要な砕・転圧土の強度の割増し $\Delta(c')_{CC}^{DW}$

$$\Delta(c')_{CC}^{DW} = (1 - \beta_{DW}) \cdot (c')_{CCStability} \quad (6.13) \text{ 式}$$

を行う。

また寒冷地では凍結融解による強度劣化の影響も考慮する必要があるが、これはその地域の凍結深さを考慮した対応が望まれる。

6.2.5 トラフィカビリティーの確保に必要な強度と固化材添加量

トラフィカビリティー確保に必要な強度は、砕・転圧土の築堤面における施工機械のトラフィカビリティーを確保するのに必要な強度として、一軸圧縮強さにより設定し、この強度を現場で達成するために必要な固化材添加量 ΔM_c^T を求める。

砕・転圧土の築堤面での振動ローラ等の施工機械のトラフィカビリティーを確保するのに必要な強度はため池の場合⁸⁾と同じ手順により算定する。砕・転圧盛土工法では所定期間 t_s だけ初期固化させた底泥土を解砕し、直ちに撒き出し→敷き均し→転圧して築堤するが、この解砕・転圧の当日 $t_{CC} = 0$ 日目の強度 $(q_u)_{CC0}$ が築堤面で転圧機械のトラフィカビリティーに必要な強度に達している必要がある。 $(q_u)_{CC0}$ は「ため池整備」²⁵⁾に規定されているため池の堤体基礎地盤で要求される機械施工が可能な地耐力（コーン指数 $q_c = 490 \text{ kN/m}^2$ が目安）を満足しなければならないとすると、コーン指数 q_c と一軸圧縮強さ q_u の変換式 $(q_u = q_c / 7.5)$ ⁶⁾ から

$$(q_u)_{CC0} = q_c / 7.5 = 65 \text{ kN/m}^2 \quad (6.14)$$

となる⁸⁾。したがって、目標強度 $(q_u)_{CC\text{Trafficability}}$ は、初期固化期間 $t_s = X$ 日とした場合、 $(q_u)_{CC0}$ が目標強度設定日である $t_{CC} = t - t_s = 10 - X = Y$ 日目までに発現される強度 $(q_u)_{CCY}$ となるから、 $t_s = X$ 日の砕・転圧土に関する配合試験による図 5.12 に示したような $(q_u)_{CCY} \sim (q_u)_{CC0}$ 関係から推定する。

【計算例】

1) トラフィカビリティー確保に必要な強度

標準の $t_s = 3$ 日の場合の $(q_u)_{CC\text{Trafficability}}$ は、 $(q_u)_{CC0} = 65 \text{ kN/m}^2$ が目標強度設定日である $t_{CC} = 7$ 日目 ($t_{CC} = t - t_s = 10 - 3 = 7$) までに発揮される強度 $(q_u)_{CC7}$ となるから、 $t_s = 3$ 日の砕・転圧土に関する配合試験から得られた図 5.12 に示した $(q_u)_{CC7} \sim (q_u)_{CC0}$ 関係から

$$(q_u)_{CC\text{Trafficability}} = 143 \text{ kN/m}^2 \quad (6.15)$$

と推定される。 $(q_u)_{CC\text{Trafficability}}$ は、初期固化強度 $(q_u)_{I\text{Trafficability}}$ で表示すると、図 5.11 より $t_s = 3$ 日に相当する強度低下比 $R_3 = 0.49$ となるから

$$(q_u)_{I\text{Trafficability}} = (q_u)_{CC\text{Trafficability}} / R_3 = 143 / 0.49 = 292 \text{ kN/m}^2 \quad (6.16)$$

になる。

2) 目標強度を達成するために必要な固化材添加量

$(q_u)_{ISTrafficability}$ を現場で達成するために必要な固化材添加量 ΔM_C^T は, $(c')_{CCStability}$ の場合と同様に, 現場/室内強度比 a_{FL} を考慮した室内配合強度

$$(q_u)_{IS}^* / a_{FL} = 292 \times 1.5 = 438 \text{ kN/m}^2 \quad (6.17)$$

に相当する固化材添加量 ΔM_C を, 図 6.6 に示す $\Delta M_C \sim (q_u)_{IS10}$ 関係 (基準含水比 $w = w_o$) から読み取るか, 図中に示す直線近似式

$$\Delta M_C = A + B \cdot (q_u)_{IS10} \quad (A = 37, B = 0.15) \quad (6.18)$$

に代入して

$$\Delta M_C^T = 103 \text{ kg/m}^3 \quad (6.19)$$

のように得られる。

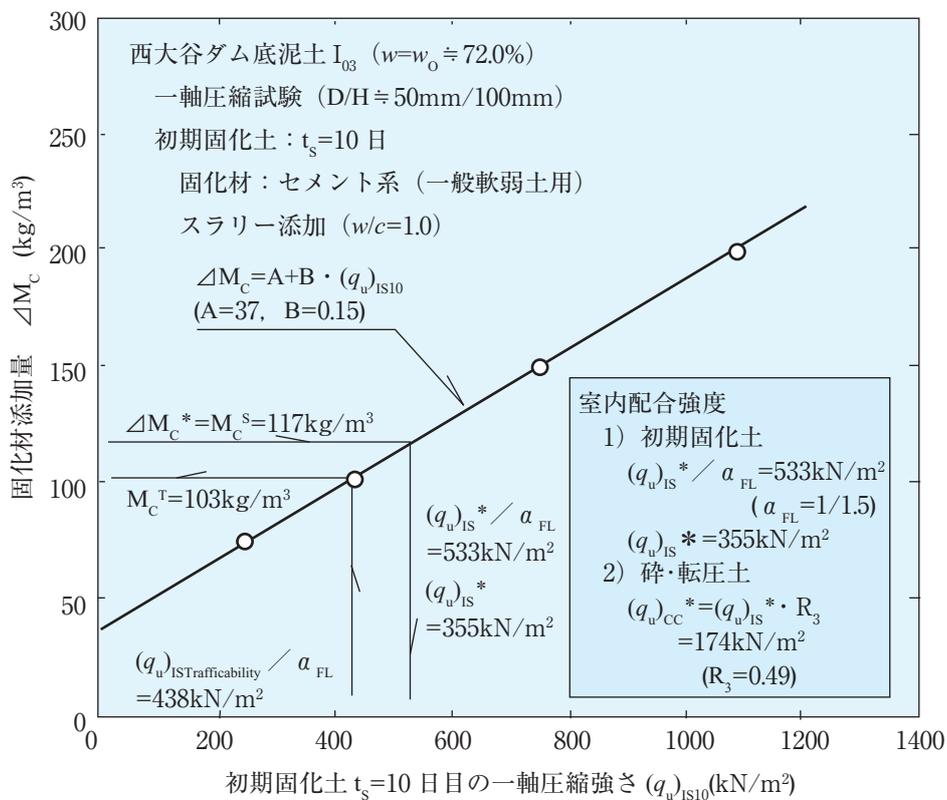


図 6.6 $\Delta M_C \sim (q_u)_{IS10}$ 関係

6.2.6 現場での固化材添加量の決定

目標強度を現場で達成するために必要な固化材添加量 ΔM_C^* は、堤体安定に必要な目標強度 $(c')_{CCStability}$ を現場で達成するために必要な固化材添加量 ΔM_C^S と、施工機械のトラフィカビリティーを確保するために必要な目標強度 $(q_u)_{CCTrafficability}$ を現場で達成するために必要な固化材添加量 ΔM_C^T を比較して大きい方の値

$$\Delta M_C^* = [\Delta M_C^S, \Delta M_C^T]_{\max}$$

である。

目標強度は、堤体安定に必要な目標強度 $(c')_{CCStability}$ を現場で達成するために必要な固化材添加量 ΔM_C^S と、施工機械のトラフィカビリティーを確保するために必要な目標強度 $(q_u)_{CCTrafficability}$ を現場で達成するために必要な固化材添加量 ΔM_C^T を比較して大きい方の値

$$\Delta M_C^* = [\Delta M_C^S, \Delta M_C^T]_{\max} \quad (6.20)$$

に対応する値である。

【計算例】

以上に示した例では固化材添加量が $\Delta M_C^S > \Delta M_C^T$ となるので、現場での固化材添加量 ΔM_C^* は

$$\Delta M_C^* = \Delta M_C^S = 117 \text{ kg/m}^3 \quad (6.21)$$

となる。固化材添加量 ΔM_C^* は、各底泥土の基準含水比 $w = w_0$ と基準粒度 $F_C = F_{C0}$ に対して設定されているので、底泥土の固化前の含水比 w が w_0 と、あるいは粒度 F_C が基準粒度 F_{C0} と差がある場合でも $(q_u)_{CC^*} / a_{FL}$ を達成できるように含水比 w と粒度 F_C に応じて固化材添加量 ΔM_C^* を補正しなければならない。この場合の固化材添加量 ΔM_C^* の補正法は次節で説明する。

6.2.7 固化材添加量の含水比と粒度による補正^{30) ~ 32)}

目標強度を現場で達成するために必要な固化材添加量 ΔM_C^* は池内の堤体に近い領域に堆積した基本底泥土が基準含水比 $w = w_0$ 、及び基準粒度 $F_C = F_{CO}$ にある時の値 $\Delta M_C^* = \Delta M_C^*(w_0, F_{CO})$ として与えられ、堆積場所で異なる底泥土の含水比 w 、粒度 F_C と基準の含水比 w_0 、粒度 F_{CO} との差に応じて固化材添加量 ΔM_C^* を加減しなければならない。

室内配合試験は、細粒分の最も多く含む堤体付近に堆積した底泥土（基本底泥土）が実施工で想定される含水比 $w = w_0$ を基準にして実施される。また池内の上流側に堆積した底泥土ほど粗粒分が多くなるため、基本底泥土の細粒分含有率 F_{CO} を基準にして粒度の影響を別途調べ、粒度が強度に及ぼす影響も考慮しなければならない。

目標強度を現場で達成するために必要な固化材添加量 ΔM_C^* は池内の堤体に近い静水域に堆積した基本底泥土が基準含水比 $w = w_0$ 、及び基準粒度 $F_C = F_{CO}$ にある時の値

$$\Delta M_C^* = \Delta M_C^*(w_0, F_{CO})$$

として与えられる。底泥土はその堆積場所等により含水比 w と粒度 F_C が一定ではないので、実施工時の固化材添加量 ΔM_C は基準含水比との差 $\Delta w = w - w_0$ 、および基準粒度との差 $\Delta F_C = F_C - F_{CO}$ に応じて固化材添加量 ΔM_C^* を加減しなければならない。

【指数関数法による含水比と粒度の影響の補正例】

目標強度が一軸圧縮強さ $(q_u)_{CC}^*$ により設定された場合を考え、これを現場で達成するために必要な固化材添加量 $\Delta M_C = \Delta M_C^*$ を底泥土の粒度 F_C と含水比 w が固化強度に及ぼす影響を考慮した補正例を紹介する。

砕・転圧土状態での $(q_u)_{CC}^*$ を強度低下比 R_X により初期固化状態での強度に変換すると

$$(q_u)_{IS}^* = (q_u)_{CC}^* / R_X$$

となる。 $(q_u)_{IS}^*$ を現場で達成するには室内試験と現場の混合条件の相違を補正するために現場／室内強度比 a_{FL} により強度割増しをした配合強度 $(q_u)_{IS}^* / a_{FL}$ を考えることはこれまでの取扱いと同じである。

1) 底泥土の全体含水比から粗粒分を除いた換算含水比の算定

池内に堆積した底泥土を採取し、その粒度 F_C と全体含水比 w_T を測定し、

$$w = (F_{CO} / F_C) \cdot w_T \quad (6.22)$$

により換算含水比 w を算定する ((5.9') の再掲)。このように粗粒分を除いた基本底泥土状態の換算含水比 w から固化材添加量 ΔM_C を算定する概念は第 5 章に詳しく記述してある。ここでは、換算含水比 w と基準含水比 w_0 とを比較して、 $w = w_0$ の場合と $w \neq w_0$ の場合とに分けて説明をする。以下の説明は $(q_u)_{IS10} \sim \Delta M_C \sim w$ 関係を概念的に示す図 6.7 を用いて行うが、図の右側は前述した図 5.6 に示した $(q_u)_{IS10} \sim w$ 関係を、左側は図 6.6 に示した $\Delta M_C \sim (q_u)_{IS10}$ 関係をそれぞれ示している。

2) 基本底泥土の含水比が基準値と一致する場合

図 6.7 において原材料土である底泥土 (F_C, w_0) の固化材添加量 $\Delta M_C (F_C)$ に対応する $(q_u)_{IS10} \sim w$ 曲線上の基準含水比 $w = w_0$ における配合強度を $a = (q_u)_{IS}^* / a_{FL}$ とする。a は式 (5.14) から

$$a = (q_u)_{IS}^* / a_{FL} = c \cdot (F_C / F_{CO})^d$$

となる。この a は基本底泥土 (F_{CO}, w_0) の固化材添加量 $\Delta M_C (F_{CO})$ に対応する $(q_u)_{IS10} \sim w$ 曲線上の $w = w_0$ における配合強度 c に

$$c = a \cdot (F_C / F_{CO})^{-d} = [(q_u)_{IS}^* / a_{FL}] \cdot (F_C / F_{CO})^{-d} \quad (6.23)$$

のように変換できる。

図 6.7 には、基本底泥土 (F_{CO}, w_0) に混合比 m_v を変えて粗粒分を変えた底泥土 (F_C, w_0) の $(q_u)_{IS10} \sim \Delta M_C$ 関係を示しており、各関係は各混合比 m_v においてほぼ直線式

$$\Delta M_C = A + B \cdot (q_u)_{IS10} \quad (6.24)$$

により近似できる (A, B は混合比 m_v , すなわち粒度 F_C に依存した直線の切片と傾き)。基本底泥土 (F_{CO}, w_0) では上式は

$$\Delta M_C = A_0 + B_0 \cdot (q_u)_{IS10} \quad (A_0 = 37, B_0 = 0.15) \quad (6.25)$$

となる。したがって、ここで対象とする底泥土 (F_C, w_0) の a を現場で達成するために必要な固化材添加量 ΔM_C^* は、粒度 F_C の影響を考慮して基本底泥土 (F_{CO}, w_0) での強度に変換した c を式 (6.25) に代入すれば得られる。

【計算例】

粗粒分が混合比 $m_v = 0.5$ の底泥土を $t_s = 3$ 日で製造した砕・転圧土の場合を考えてみる。トラフィカビリティーを確保するために必要な強度 $(q_u)_{CC}^*$ は図 5.14 の $t_s = 3$ 日の $(q_u)_{CC7} \sim (q_u)$

cc_0 関係において $(q_u)_{cc0} = 65 \text{ kN/m}^2$ に相当する強度 $(q_u)_{cc7} = 143 \text{ kN/m}^2$ となる。 $(q_u)_{cc7}$ を初期固化土状態での強度 $(q_u)_{IS}^*$ に変換すると、図 5.13 に示した $m_v = 0.5$ の底泥土は表 5.1 より粒度 $F_c = 51.5\%$ であるので、この値に対応する強度低下比 R_3 を読み取った $R_3 = 0.42$ と式 (5.20) による $(q_u)_{IS}^* = (q_u)_{cc}^* / R_3$ より

$$(q_u)_{IS}^* = (q_u)_{cc}^* / R_3 = 143 / 0.42 \doteq 341 \text{ kN/m}^2$$

となる。さらに、 $(q_u)_{IS}^*$ は a_{FL} により強度割増しをすると室内配合強度

$$a = (q_u)_{IS}^* / a_{FL} = 341 \times 1.5 \doteq 512 \text{ kN/m}^2$$

になるが、これは基本底泥土 ($F_{CO} = 95.0\%$) における強度 c に式 (6.23) により (指数 d は図 5.7 より $d = -0.91$)

$$c = 512 \times (51.5 / 95.0)^{0.91} \doteq 294 \text{ kN/m}^2$$

に変換される。したがって、 $(q_u)_{cc}^*$ を現場で達成するために必要な固化材添加量 $\Delta M_C = \Delta M_C^*$ は式 (6.25) に c の値を代入して

$$\Delta M_C^* = 37 + 0.15 \times 294 \doteq 81 \text{ kg/m}^3$$

が得られる。

固化材添加量 ΔM_C^* は図 6.8 の試験データから直接求められる $\Delta M_C^* \doteq 83 \text{ kg/m}^3$ に近い値になっており、提案法が実務上の適用性を十分有していることがわかる。

3) 基本底泥土の含水比が基準値と異なる場合

基本底泥土の含水比 w が基準値 w_0 と異なる場合の底泥土 (F_c, w) に必要な固化材添加量 ΔM_C を決定する方法を以下に示す。

ある含水状態 $w = w'$ にある底泥土 (F_c, w') の強度 a は図 6.7 の固化材添加量 $\Delta M_C'(F_c)$ に対応する $(q_u)_{IS10} \sim w$ 曲線上の $w = w'$ にあるが、同じ $(q_u)_{IS10} \sim w$ 曲線上の基準含水比 $w = w_0$ における a' との間に含水比 w の影響を考慮できる関係式 (5.15) : $a = a' \cdot (w' / w_0)^b$ により

$$a' = a \cdot (w' / w_0)^{-b}$$

の関係がある。また、 a' は粒度 F_c の影響を考慮できる関係式 (5.14) : $a' = c' \cdot (F_c / F_{CO})^d$ から基本底泥土 (F_{CO}, w') における固化材添加量 $\Delta M_C'(F_{CO})$ に対応する $(q_u)_{IS10} \sim w$ 曲線上の基準含水比 $w = w_0$ における強度 c' に

$$c' = a' \cdot (F_c / F_{CO})^{-d}$$

のように変換される。つまり、底泥土(F_C, w')の $w = w'$ における a は基準含水比 $w = w_0$ における a' に、さらに a' は基本底泥土における値 c' に変換されたが(図6.7における $a \rightarrow a' \rightarrow c'$)、これは上の2式から

$$c' = a' \cdot (F_C / F_{C0})^{-d} = a \cdot (w' / w_0)^{-b} \cdot (F_C / F_{C0})^{-d}$$

となる。したがって、底泥土(F_C, w')を $(q_u)_{CC^*}$ に固化させるのに必要な固化材添加量 ΔM_C^* は上式の c' を式(6.18)に代入すれば

$$\Delta M_C^* = A_0 + B_0 \cdot (q_u)_{IS10} = A_0 + B_0 \cdot a \cdot (w' / w_0)^{-b} \cdot (F_C / F_{C0})^{-d} \quad (6.26)$$

として得られる。

以上のように、ここで提案した強度に及ぼす粒度 F_C と含水比 w の影響を考慮した強度管理法は、底泥土(F_{C0}, w)の目標強度を基本底泥土(F_{C0}, w_0)における値に変換して考えるものである。

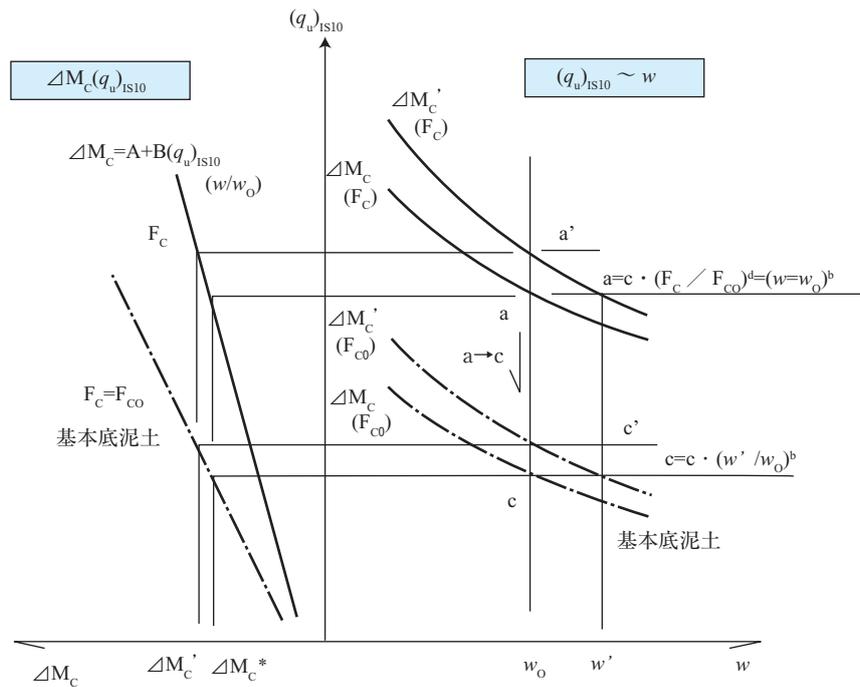


図6.7 $(q_u)_{IS10} \sim w \sim \Delta M_C$ 関係の概念図

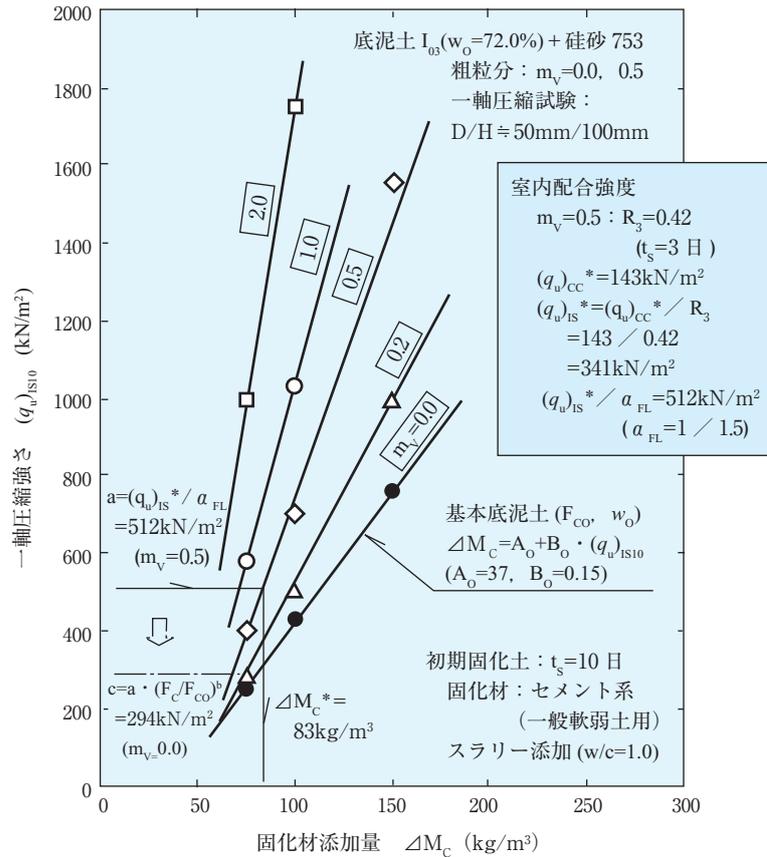


図 6.8 (q_u)_{IS10} ~ ΔM_C 関係 (m_v = 0.0 ~ 2.0)

6.2.8 現場での強度の管理値

施工中の現場強度の管理は、一軸圧縮強さをインデックスとして行うものとするが、強度管理値は固化材添加量 ΔM_C* に相当する配合強度

$$(q_u)_{IS10} = (q_u)_{IS}^* / a_{FL}$$

を (q_u)_{IS10} ~ ΔM_C 関係から読み取り、初期固化状態での目標強度 (q_u)_{IS}* を求めるものとする。また、砕・転圧状態での目標強度 (q_u)_{CC}* は (q_u)_{IS}* と強度低下比 R_X から

$$(q_u)_{CC}^* = R_X \cdot (q_u)_{IS}^*$$

として推定する。

現場での強度の管理は、一軸圧縮強さをインデックスとして行うものとするが、管理すべき強度は固化材添加量 ΔM_C* に相当する配合強度

$$(q_u)_{IS10} = (q_u)_{IS}^* / a_{FL}$$

を配合試験から得られた図 6.6 に示したような (q_u)_{IS10} ~ ΔM_C 関係から読み取るか、あるいはこ

の関係の近似式 ((6.18) 式) に固化材添加量 ΔM_C^* の値を代入して得られる。

【計算例】

以上の例における初期固化土状態での強度 $(q_u)_{IS}^*$ は、 $\Delta M_C^* = 117 \text{ kg/m}^3$ であったから、これを式 (6.18) の ΔM_C について整理した

$$(q_u)_{IS10} = (\Delta M_C - A) / B \quad (6.18')$$

に代入すれば

$$(q_u)_{IS10} = (q_u)_{IS}^* / a_{FL} = (117 - 37) / 0.15 \doteq 533 \text{ kN/m}^2$$

となるので、 a_{FL} を考慮すると

$$(q_u)_{IS}^* = 533 / 1.5 = 355 \text{ kN/m}^2$$

となる。これは砕・転圧土状態での強度 $(q_u)_{CC}$ で表示すると

$$\text{砕・転圧土の強度} : (q_u)_{CC}^* = (q_u)_{IS}^* \times R_3 = 174 \text{ kN/m}^2$$

となる。

以上のように、フィルダムでも現場における強度の管理は強度 $(q_u)_{IS}^*$ あるいは $(q_u)_{CC}^*$ のように一軸圧縮強さで行うことを基本とする。これは、一軸圧縮強さにより表示された値 $(q_u)_{IS}^*$ あるいは $(q_u)_{CC}^*$ を確保できれば、図 6.6 における $(q_u)_{IS10} \sim \Delta M_C$ 関係と第 5 章に示した図 5.16 における $(c')_{CC}^{LP} \sim \Delta M_C$ 関係からわかるように、

$$(q_u)_{IS}^* \rightarrow \Delta M_C^S \rightarrow (c')_{CC}^{LP}$$

により堤体安定に必要な強度を確保できることになる。

6.3 遮水性基準値と目標強度

砕・転圧土をコアゾーンの築造に使用するには、適切な現場透水試験と室内透水試験により得られた透水係数が遮水性基準値

$$\text{現場透水係数：} k_{\text{Field}} \leq 1 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$$

$$\text{室内透水係数：} k_{\text{Lab}} \leq 1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$$

を満足し、かつ堤体の安定性に必要な強度あるいはトラフィカビリティーを確保できる強度を満足していなければならない。

砕・転圧土をコアゾーンとして用いる場合には、

- ① 堤体の遮水性のみ確保したい場合
- ② 遮水性とともに堤体の安定性も同時に確保したい場合

が考えられる。①は安定性に関係なく遮水性だけが問題の場合であるが、この場合では築堤時の施工機械のトラフィカビリティーを確保できる強度（一軸圧縮強さで $(q_u)_{\text{CC0}} \geq 65 \text{ kN/m}^2$: (6.14) 式) が最低限必要となる。また、②では堤体の安定性に必要な強度と遮水性の両方を同時に満足させなければならないため、初期固化土を解砕するときの粒径に注意が必要となる。一般的には解砕時の最大粒径 D_{max} と強度あるいは遮水性の関係は表 6.1 のようになるが、遮水性を確保できる範囲で最も粗粒状態で解砕できるようにすることが固化材添加量を少なくするために必要である。

この遮水性・強度と解砕粒径の関係は一義的にきまるのではなく、底泥土の細粒分含有量に依存することになる。一般的には、75 μm 以下の細粒分含有率 $F_c = 50\%$ 以上含む細粒分の多い底泥土の遮水性は、解砕時の最大粒径 D_{max} に関係なく上述の基準値はほぼ確保できるので、粗粒状態の $D_{\text{max}} = 200 \text{ mm}$ の解砕でも十分な遮水性が確保される。一方、細粒分が少ない細粒分含有率が $F_c < 50\%$ の底泥土では少ない固化材添加量で強度を確保しやすいが、遮水性は解砕時の最大粒径 D_{max} に依存する可能性があるため、細粒状態での解砕を検討しなければならない。このような解砕粒径と遮水性・強度の関係は、対象となる底泥土の実大レベルの解砕粒径での確認が可能な試験施工により調べることが望ましい。

【砕・転圧土の遮水性に及ぼす粒度の影響】

砕・転圧土をコアゾーンの築造に使用する場合には、砕・転圧土は所要の遮水性が満足されている必要がある。砕・転圧土は、もともと細粒分を多く含む底泥土を原材料としているため、コアゾーンとしての遮水性が確保されやすい。しかしながら、池内の上流域に堆積した粗粒分を多く含む底泥土では細粒分不足により十分な遮水性が確保されないこともある。

そこで、底泥土の粒度が砕・転圧土の遮水特性に及ぼす影響を調べるために実施した、ある池から採取した底泥土を用いた試験結果を示す。固化材添加量 ΔM_c を変えて製造した底泥土による砕・転圧土 ($t = t_s + t_{\text{CC}} = 3 + 7 = 10$ 日) の三軸透水試験により得られた透水係数 k_{TC} の応力依存性 $k_{\text{TC}} \sim \sigma_c$ 関係を図 6.9 に示す。図から、砕・転圧土の k_{TC} は固化材添加量 ΔM_c が多く強度レベルが

高くなるほど、また、 σ_c が高くなるほど低下することがわかる。

上記の底泥土の粗粒分量を変えるために混合比 m_v を変えた底泥土を一定の強度レベル (q_u)_{CC7} $\approx 175 \text{ kN/m}^2$ になるように製造した $t_s = 3$ 日の碎・転圧土について実施した三軸透水試験による透水係数 (k_{TC})₂₀ と細粒分含有率 F_c の関係を図 6.10 に示す。図から、(k_{TC})₂₀ は細粒分含有率 F_c が減少するほど大きくなり、おおむね細粒分含有率が $F_c = 30\%$ より少なくなると急増し、室内試験における遮水性基準値

$$k_{Lab} \leq 1 \times 10^{-6} \text{ cm/sec}$$

を満足しないことがわかる。すなわち、池内の堆積位置で粒度が変化する底泥土を碎・転圧土に使用するには、遮水性が確保できる細粒分の日安として $F_c > 30\%$ 程度とし、これより粗粒分が増加する場合にコアゾーンの築造に使用を避け、シェルゾーンとしての使用に限定すべきであろう。

表 6.1 解砕粒径と安定性、遮水性の関係

築堤の目的	解砕時の最大粒径 D_{max} (mm)			
	← 50mm	細粒	粗粒 →	200mm
安定性	小	← 強度	→	大
遮水性	高	← 遮水性	→	低

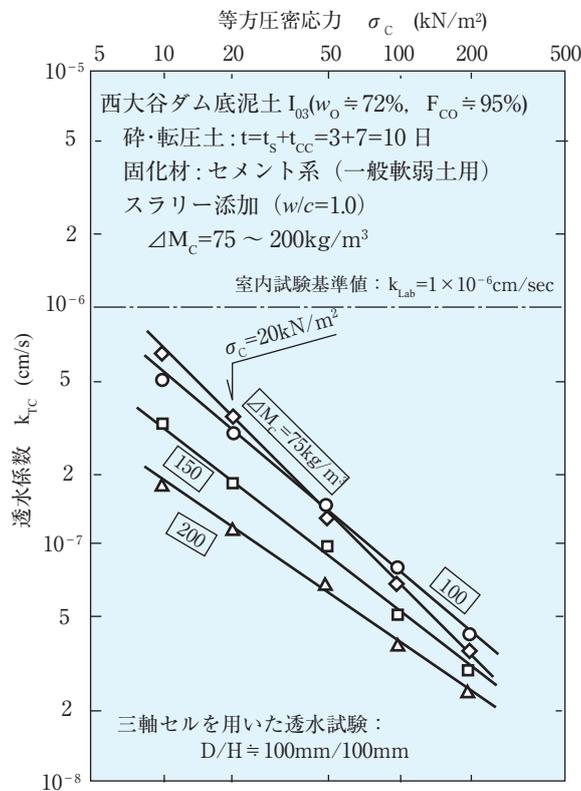


図 6.9 碎・転圧土の透水係数 k_{TC} と応力レベル σ_c 関係

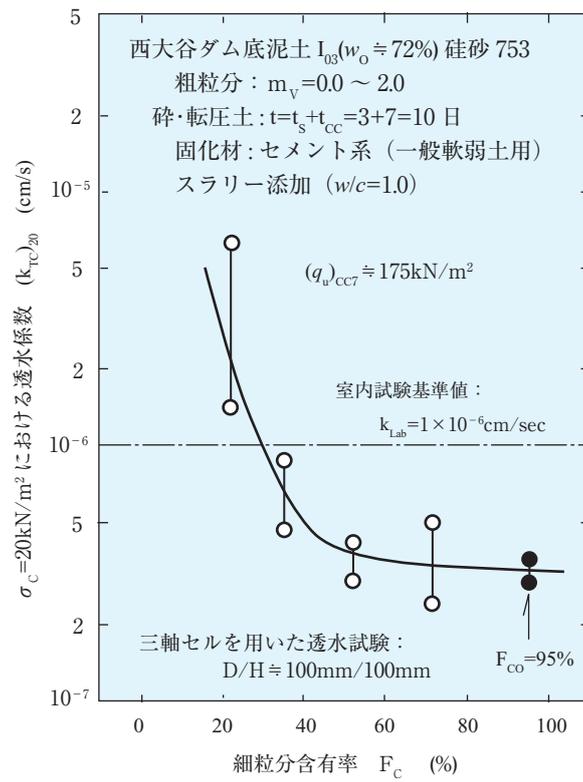


図 6.10 砕・転圧土の遮水性に及ぼす粒度の影響

6.4 砕・転圧土の土被り圧に対する目標強度

砕・転圧土の目標強度 $(q_u)_{cc}^*$ は、堤体内のすべり面付近において、その固結構造が降伏あるいは破壊しないように土被り圧 $\sigma_v (= \rho_{tcc} \cdot g \cdot Z)$ に対して

$$(q_u)_{cc}^* \geq \rho_{tcc} \cdot g \cdot Z$$

のように設定する。

砕・転圧土により堤体を築造していくと、堤体内における土の要素が受ける土被り圧 $\sigma_v (= \rho_{tcc} \cdot g \cdot Z, g: \text{重力加速度}, Z: \text{土被り深さ})$ により圧縮沈下するが、この沈下により堤体の安定や遮水性に有害な影響があってはならない。

通常の築堤土では築堤に伴う土被り圧の増加により圧縮沈下すると、高密度化により強度が増加する。これに対して、砕・転圧土は固化処理土であるため、過大な沈下は固結構造の降伏あるいは破壊に関連していることに注意しなければならない。特に、堤体内のすべり面付近にある砕・転圧土は地震時等に大きなせん断応力 τ を受けるが、この部分が土被り圧 σ_v により固結構造が降伏あるいは破壊していた場合には地震時せん断応力による破壊を助長する可能性がある。

図 6.11 に概念的に示すような砕・転圧盛土工法により築造した均一型堤体を考えると、すべり面付近にある土要素 A は堤体の安定性上重要な部分にあたり、また、初期せん断応力を受けているため築堤に伴う土被り圧 σ_v により固結構造の降伏あるいは破壊が生じてしまうと、地震時に生じる大きな動的なせん断応力により破壊が生じやすい可能性が考えられる。一方、堤体中央付近のようにすべり面から離れた土要素 B 付近の部分は堤体の安定性上重要でない部分に相当し、初期せん断応力だけでなく地震時のせん断応力ともに小さく、一次元的な圧縮応力による沈下のみが進行する状態にあると考えられる。

そこで、本指針では、砕・転圧土における圧縮応力による降伏現象とせん断応力による降伏現象が明らかにされていない現状を考慮して以下のような取扱いをする。堤体補強や漏水防止のために既設堤体に腹付けて築造される砕・転圧土ゾーンは土被り圧 σ_v とともに大きなせん断応力 τ を受けやすい部分にあたるので、砕・転圧土の目標強度 $(q_u)_{cc}^*$ は作用する土被り圧 σ_v により固結構造の降伏あるいは破壊を伴うような沈下が生じないように設定する。

強度レベルを変えた砕・転圧土の圧縮沈下試験によれば、沈下が急増する時の鉛直応力を降伏応力 σ_{vy} とすると、 σ_{vy} はほぼ一軸圧縮強さ $(q_u)_{cc}$ に比例関係

$$\sigma_{vy} = (1.0 \sim 1.5) \times (q_u)_{cc}$$

にあることが確認されている。したがって、砕・転圧土の目標強度 $(q_u)_{cc}^*$ は土被り圧 $\sigma_v (= \rho_{tcc} \cdot g \cdot Z)$ より高く

$$(q_u)_{cc}^* \geq \sigma_v (= \rho_{tcc} \cdot g \cdot Z) \quad (6.28)$$

に設定することで、固結構造の降伏あるいは破壊を防止することができる。

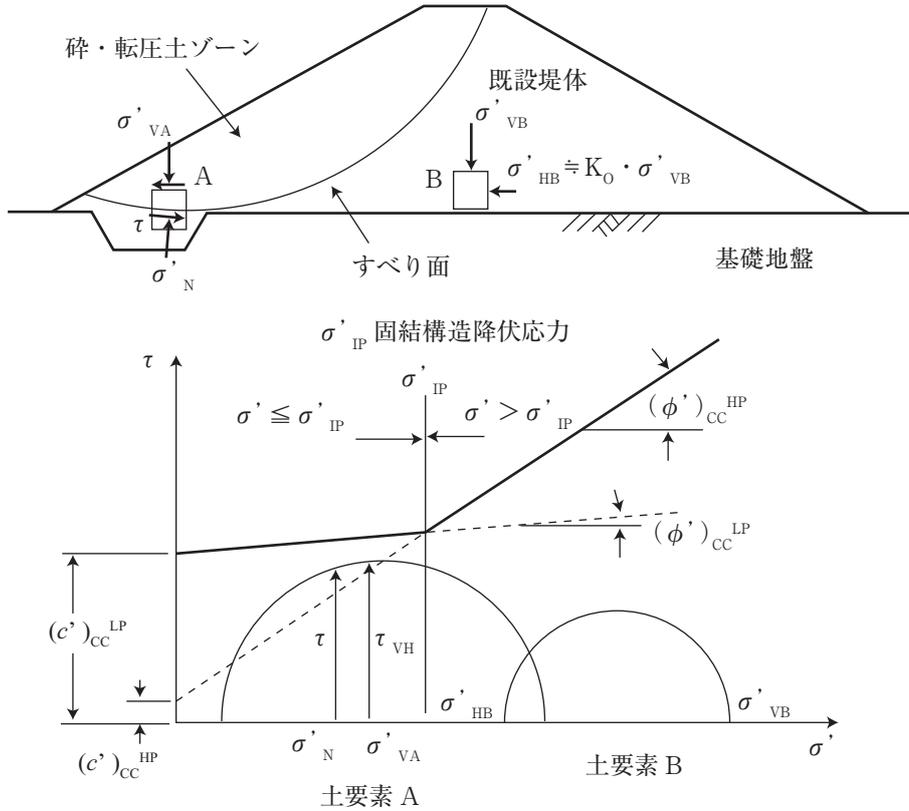


図 6.11 すべり面付近と堤体内部における土要素の応力状態の比較



【施工編】



7 施工方法

7.1 一般的事項

砕・転圧盛土工法は老朽化したフィルダム堤体の漏水防止のためのコアゾーンや補強のためのシェルゾーンを、貯水池内に堆積した底泥土、あるいは底泥土に工事に伴って発生する掘削土等を加えた混合泥土を固化処理して製造した築堤土を用いて築造するものである。

砕・転圧盛土工法によりフィルダム堤体改修を行う場合には図7.1のフロー図に従って行う。フィルダムの堤体改修であっても、基本的な施工方法はため池の場合⁸⁾と同じであるが、施工規模が大きくなるためより高い施工効率が要求されること、複数配合の砕・転圧土を同時に築堤する場合もあること、原材料として底泥土だけでなく工事に伴って発生する掘削土等も使用するため固化処理に各原材料毎の含水比と粒度の影響を考慮した強度管理が要求されることなど、急速かつより複雑な施工が必要とされる。

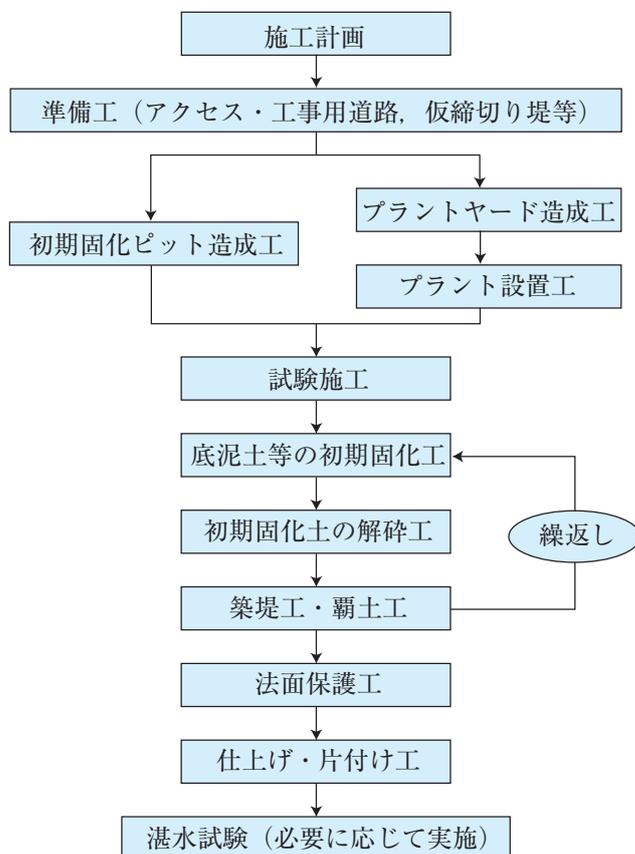


図7.1 本施工のフローチャート

7.2 施工計画

砕・転圧盛土工法によるフィルダム堤体改修の施工計画は、工期内に設計条件を満足する漏水防止のためのコアゾーンや堤体補強のためのシェルゾーンの築堤を、要求される品質を確保し、安全に、かつ効率的に行うためのものである。

施工計画書に必要な項目としては、

- (1) 事前の調査・設計図書照査により、設計された堤体の築造について効率的に施工できる方法と品質確保の具体的な方策が定められているもの
 - (2) 施工機械・設備の選定にあたっては、原材料となる底泥土あるいは混合泥土等の材料特性を考慮した固化処理能力を有し、固化処理土の要求品質を確保できるもの
 - (3) 施工箇所の状況や周辺環境を良く調査し、円滑な施工が行えるように適切な対策を施したもの
 - (4) 施工作業の安全性等が十分検討したもの
- 等があげられる。

砕・転圧盛土工法によるフィルダム堤体の漏水防止のためのコアゾーンや補強のためのシェルゾーンを築造するための設計は、入念な施工と十分な品質管理を行うことを前提にしている。したがって、施工が適切に行われなかった場合には、堤体の品質が設計で当初想定したものを満足せず、ひいては改修後の堤体全体の安定性や貯水機能に問題が生じることになる。したがって、設計目標を満足し、安定した品質確保や安全な施工を実施するためには、施工に先立ち実施した事前調査等を基本とした施工計画書を作成する必要がある。

施工計画書は、以下の項目について十分な検討を実施して作成する。

- ① 工事概要：工事件名，工事場所，施工者，工事目的，工事期間など
- ② 既設堤体と砕・転圧土により築造した新設堤体とその基礎地盤の主要断面における地盤構成
- ③ 工事内容：フィルダムの概要，底泥土・掘削発生土量，堤体の改修計画など
- ④ 仮設計画：仮設工事用道路，仮締切り堤，プラントヤード・初期固化ピットの造成など
- ⑤ 施工機械とその配置計画：固化材スラリープラント，初期固化攪拌混合機械，解砕機，転圧機械，掘削機械，運搬機械など
- ⑥ 施工方法：初期固化機械，固化材添加方法，底泥土の掘削・運搬計画，既設堤体・止水トレンチの掘削計画，洪水吐基礎部の掘削計画，築堤方法など
- ⑦ 原材料土の利用計画：底泥土の利用計画，底泥土と掘削発生土等の混合計画など
- ⑧ 使用固化材：固化材の種類や使用予定数量など
- ⑧ 施工工程表
- ⑨ 仮設備とその配置計画：排水ポンプ，仮囲いなど
- ⑩ 室内配合試験：室内配合試験計画，目標設計強度（事前に実施されている場合は結果を添付する）
- ⑪ 出来形管理：管理項目，管理方法など

- ⑫ 品質管理：管理項目，管理方法など
- ⑬ 管理組織図：各種の作業に従事する主たる人員の組織表など
- ⑭ 安全管理
- ⑮ 環境保全対策

7.3 準備工

本施工に先立ち，近隣の交通事情・環境，幹線道路からのアクセス道路，池内の状況，計画地内の地形等を考慮して，各種の準備工事を実施することになる。

準備工としては

- (1) 施工の拠点になる現場事務所の設営
- (2) 工事用車両等の駐車場の整備
- (3) 幹線道路から工事区域までのアクセス道路の整備
- (4) プラントヤード・固化処理ヤードまでの工事用道路の整備
- (5) 池内の底泥土掘削採取用の工事用道路の造成
- (6) 池内の底泥土を掘削採取するための準備工
(溝切り等の余水処理，流木・粗大ゴミ・転石等の除去)
- (7) 仮締切り堤の造成
- (8) 出水対策工
(仮調整池，池敷の溝切工，排水設備の設置等)
- (9) 施工現場周辺整備

などがある。

7.4 プラントヤードの造成

プラントヤードは，固化材の搬入がしやすく，固化材スラリーの製造に必要な水が容易に確保でき，固化処理ヤードの近傍，かつ異常出水時に浸水しない平坦な位置に造成することが望ましい。

プラントヤードは，工事期間中に予想される異常出水時に水没することがない位置で，固化材をタンクローリー車などの大型車輛によりサイロまで搬入可能で，固化材スラリーの準備に必要な水を確保しやすさ，初期固化ヤードまでの距離，使用する機械・設備の編成数に応じたヤード広さを考慮して適切な位置を選択する。池内はアクセス道路の問題や異常出水時の問題を解決できるのであれば，広いスペースを確保しやすいので，まず検討すべき場所と思われる。

7.5 プラント設置工

7.5.1 プラント機械・設備

初期固化プラントの機械・設備は、現場の状況、施工規模、工期、採用した施工法や施工効率、経済性等を考慮して選択する。

プラント設置工は、プラント機械・設備の搬入、プラントの組立て、稼動検査などがある。

砕・転圧盛土工法で使用する初期固化プラントの機械・設備は、ため池の場合¹⁾と基本的に同じ種類の機械を使用するが、フィルダムでは施工能力の高い機械の使用や、プラントセット数を複数にするなど、施工規模に応じた編成を組み、プラントヤードまでのアクセス道路、工期、配合の種類（コアゾーン・シェルゾーンなどのゾーン別、あるいは底泥土や混合泥土のような原材料毎の配合）、施工効率や経済性に応じて最適なものを選択する。また、プラント機械・設備は電気設備も含まれていることから、降雨等の影響がないように対策を施す。

表 7.1 に標準的なプラント設備・機械の例を一覧表にして示す。

表 7.1 標準的なプラント機械・設備の例 (1 セットあたり)

プラント区分	機械・設備	性能	寸法・重量など
サイロ	固化材サイロ	30 t 15 kVA	寸法：φ 2.6 m × 8.0 m (一日分の固化材を貯蔵) 質量：約 6 t
固化材スラリープラント	固化材計量・供給機	最大 30 m ³ /hr 24 kVA	寸法：L × W × H = 3.0 m × 2.0 m × 2.5 m 質量：3.1 t
	水計量・供給機		
	ミキサー (1.5 m ³)		
	アジテータ (2.0 m ³)		
プラント付属設備	グラウトポンプ	最大 370 ℓ/min. 最大吐出圧 15 bar 15 kVA	寸法：L × W × H = 2.0 m × 1.3 m × 1.0 m 質量：1.8 t
	流量計	0 ~ 600 ℓ/min. 0.20 kVA	寸法：L × W × H = 0.6 m × 0.4 m × 1.0 m 質量：0.1 t
	圧送ホース		口径：1.5 インチ × 100 ~ 150 m
	水槽	10 ~ 30 m ³	必要量 :10 m ³ /hr
	水中ポンプ	2 ~ 4 インチ	混練水供給用
	発電機	150 kVA	寸法：L × W × H = 3.3 m × 1.2 m × 1.8 m 質量：2.7 t
	集塵機		寸法：L × W × H = 0.6 m × 1.2 m × 1.5 m 質量：1.2 t
初期固化機	トレンチャー式攪拌混合機など	最大攪拌深さ 3.0 m 攪拌範囲 1 m × 1 m 最大 70 m ³ /hr	ベースマシン：山積 1.9 m ³ バックホウ (質量 30.7 t) 攪拌翼部 (質量 3.9 t)
	光波測距儀		固化処理深さの管理
その他	PH 中和処理機	6 m ³ /hr	
	分電盤		
	高圧洗浄機 (ハイウオッシャー)	3.7 kVA	寸法：L × W × H = 1.2 m × 0.7 m × 0.8 m

7.5.2 初期固化プラントの設置（スラリー添加方式）

図7.2と写真7.1に使用する標準的な初期固化プラントの機械・設備の配置例を示す。フィルダムの場合のプラント編成は施工規模，あるいは配合数（コアゾーン・シェルゾーン，底泥土・混合泥土など原材料土の種類など）に応じてセット数のプラントを設置する。

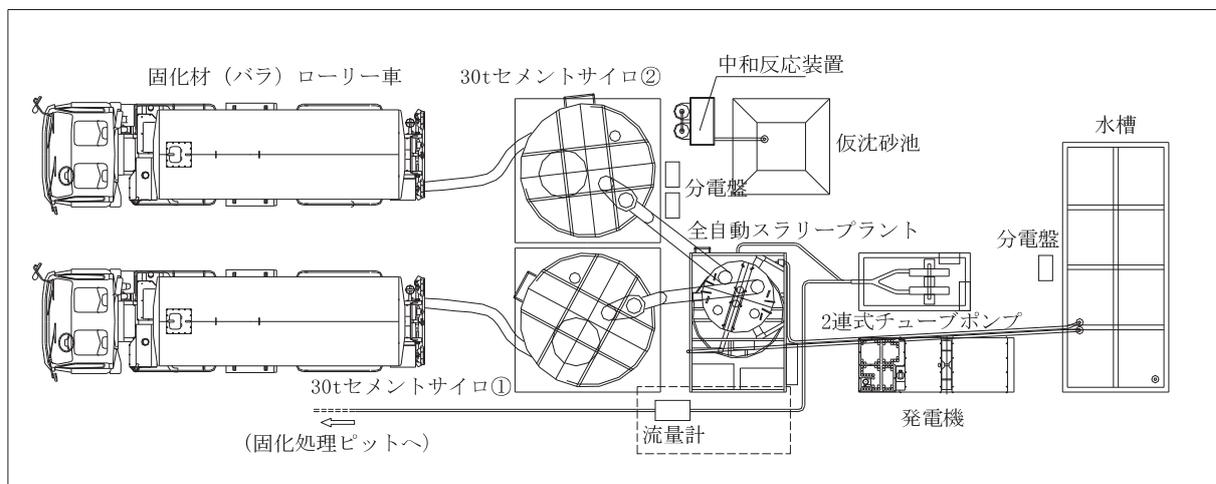
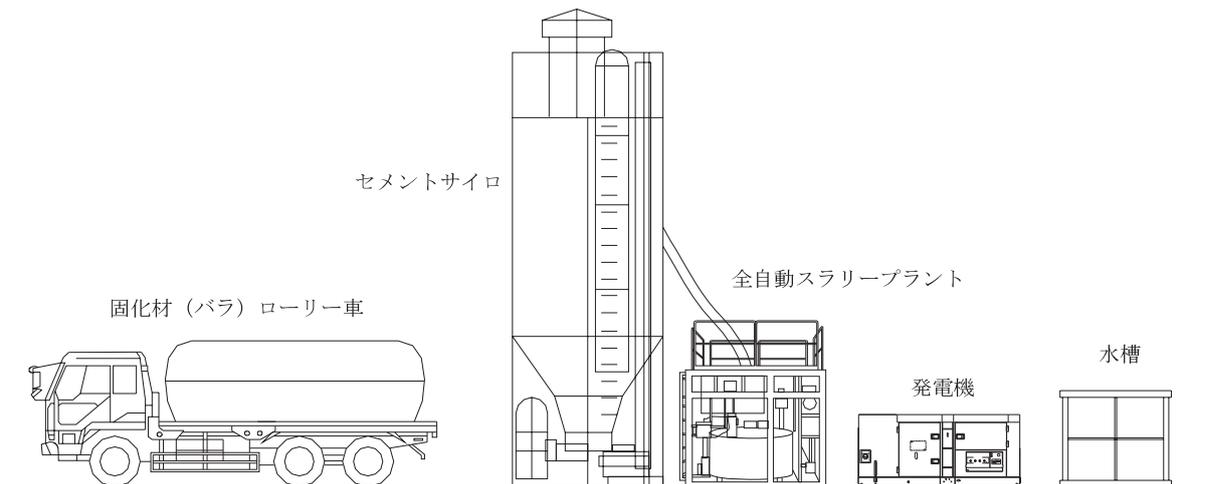


図7.2 標準的な固化処理プラントの施工機械・設備の配置例



写真7.1 設置された固化材スラリープラントの例

7.6 初期固化ピットの造成

7.6.1 初期固化ピット

初期固化ピットは底泥土などを均一に初期固化するために必要な設備であり、現場の状況、施工規模、工期、使用する機械、地盤の土質、施工効率、経済性等を考慮して、設置場所、ピットの容積及び断面を決定する必要がある。

初期固化ピットは、底泥土、解砕土を運搬する工事車両の通行と初期固化機の移動・作業状況を考慮して、双方の作業の障害とならないように配置し、ピット造成時の土工量が過大にならないような位置を選択する。

初期固化ピットは、底泥土などを均一に初期固化するために不可欠な設備であり、現場の状況（確保できるピットの広さ、施工規模、工期）、使用する機械、ピット造成地盤の土質、施工効率、経済性等を考慮した上で、固化材の搬出入が容易でプラントに近い適切な場所に設置し、1日当りの容量のピットを必要数だけ築造する。ピットの断面構造についても上記の条件を考慮し、混合攪拌等の厳しい施工条件に耐え得る断面と構造としておく必要がある。

現場や条件により初期固化ピットの占める平面形状やピットの構造は異なるが、初期固化日数 $t_s = 3$ の場合における初期固化ピットの一例を図 7.3 に示す。

7.6.2 初期固化ピットの構造

初期固化ピットは、施工効率、使用する機械、地盤の土質、経済性等を考慮して、施工中にピット壁体の崩壊やピット底版からの地下水の浸入がないよう壁体及び底版の断面構造を十分検討して造成する。

初期固化ピットの近傍では、初期固化機が稼働し不整地運搬車が走行する。ピットの断面構造は、このような施工中の荷重に十分耐え得る構造としなければならない。ピット壁体の断面構造の決定には、現場に適した構造体の材料を選定し、施工中の条件を考慮した構造計算等の検討を行うことが必要である。また、ピットの底版については、所要の強度と遮水性を有する砕・転圧土の品質を確保するため、ピット内部への地下水の浸入を防ぐことが重要であり、ピット底版下の地下水圧による揚力に対抗する断面構造とする必要がある。

これまでの実績と現場の条件より、ピットの仕切り壁の厚さは 50 cm 以上、底版厚は 30 cm 以上を確保するものとする。

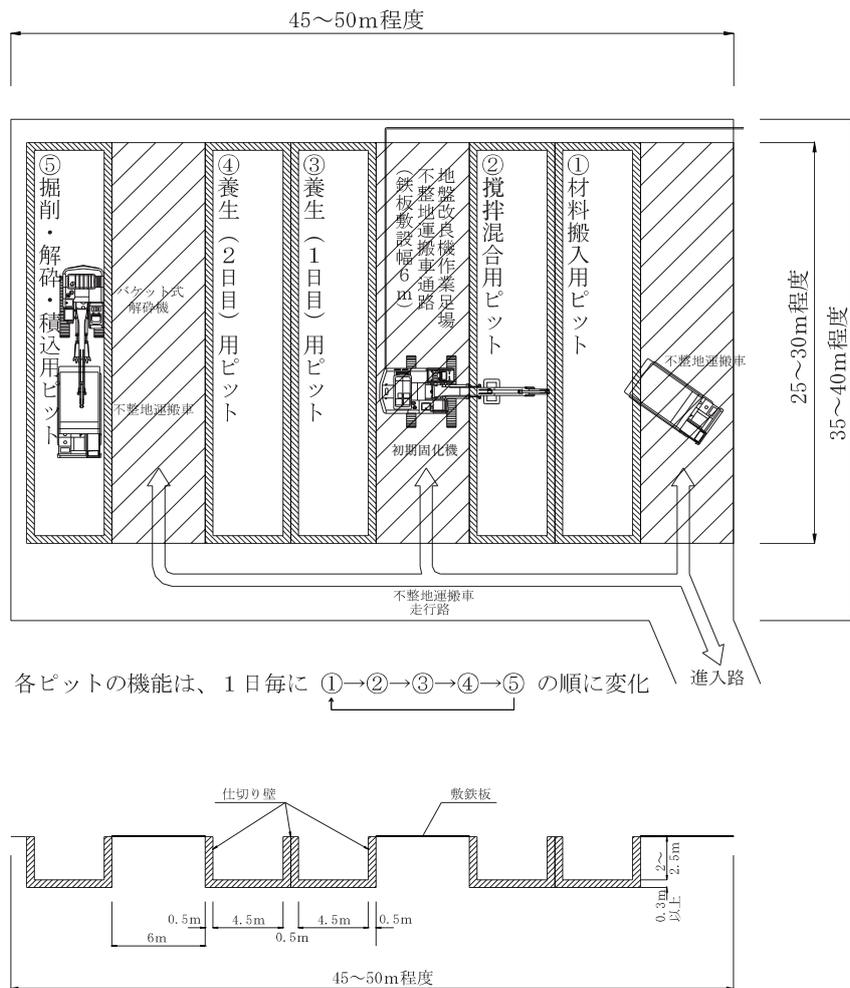


図 7.3 初期固化ピットの例

7.6.3 初期固化ピットの造成例

初期固化ピットの造成は初期固化ヤード地盤が比較的良質な場合（標準型）と、軟弱で底泥土堆積部地盤を利用する場合があります、現地の状況に応じて選択する。

1) 標準型(普通地盤)

標準型の初期固化ピット造成は、砕・転圧盛土工法において最も実績があり、ピット造成時の余分な改良がなく、所定のピットの内空を確保しやすいピット構築法である。ピット設置位置の地盤が比較的良質な地山である場合や、良質な発生土による盛土地盤である場合で、地下水位が低い場合に適用できる。標準型によるピット造成手順の基本的な流れを図 7.4 に示す。

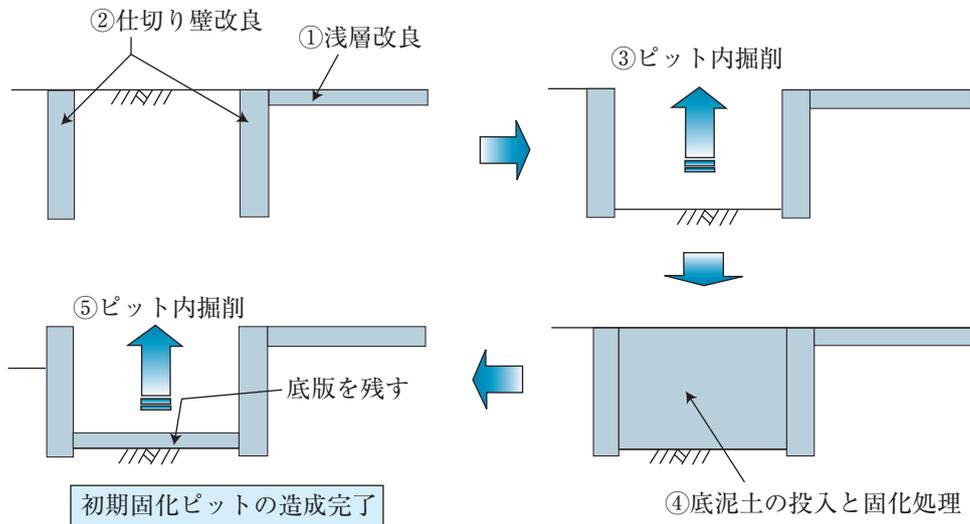
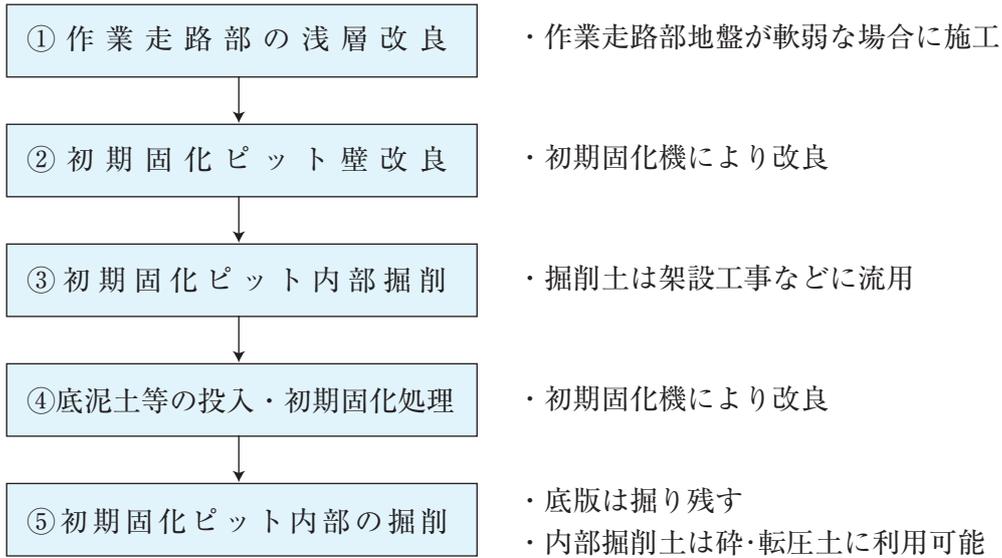


図 7.4 初期固化ピット（標準型）の造成例

2) 原位置改良型(底泥土が堆積した軟弱地盤)

原位置改良型の初期固化ピット造成は、標準型の適用が困難な場合や、池の面積が小さく池底にピットを設置しなければならない場合に適用されることがある。造成工程が少ないことから工期短縮には有効であるが、底泥土層が超軟弱な場合には造成が難しいこともある。

原位置改良型によるピット造成手順の基本的な流れを図 7.5 に示す。

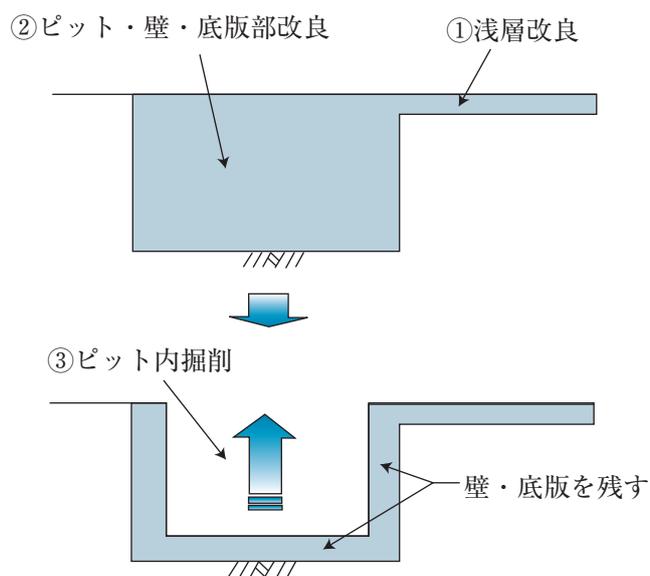
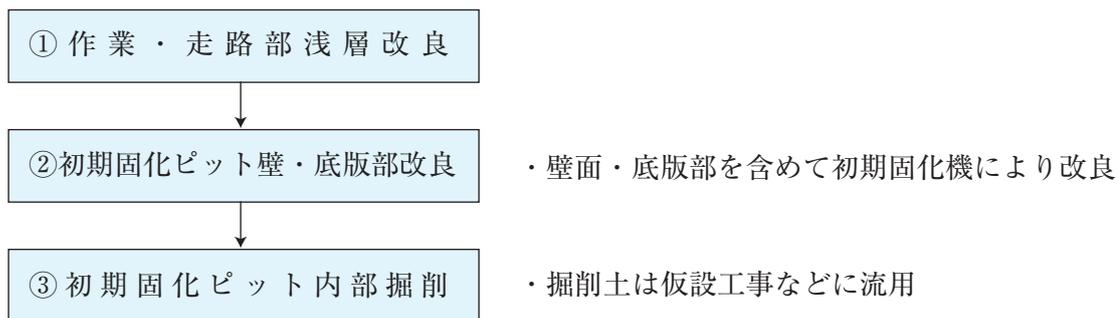


図 7.5 初期固化ピット（原位置型）の造成例

7.7 試験施工

7.7.1 一般的事項

試験施工は、本施工に先立ち、利用可能な底泥土あるいは混合泥土等から所定の目標強度の初期固化土と砕・転圧土を製造できることを実施工レベルで確認するために実施する。

試験施工のフローチャートを図 7.6 に示す。

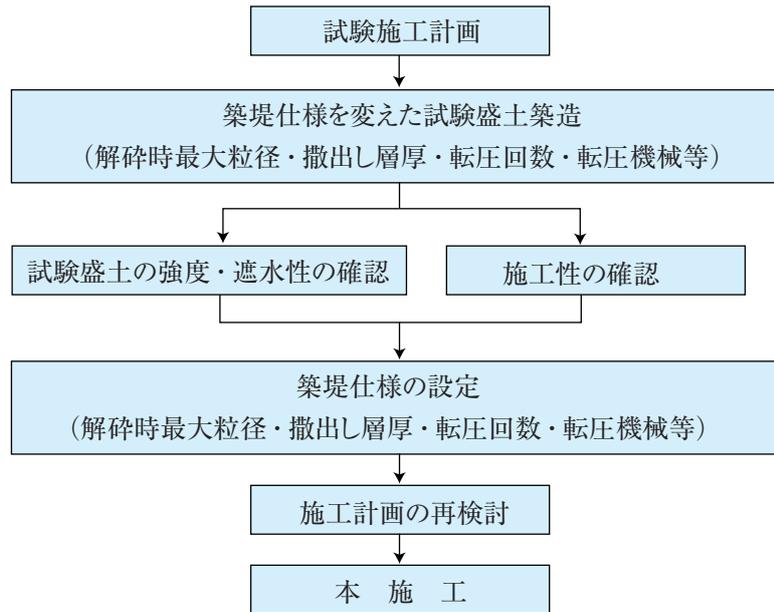


図 7.6 試験施工のフローチャート

7.7.2 試験施工の実施

試験施工は、室内配合試験により設定された初期固化日数 t_s 、固化材添加量 ΔM_c^* により、本施工で計画されている施工機械と施工方法を用いて、

- ① 初期固化土を解砕する時の最大粒径 D_{max} の大きさ、
- ② 築堤仕様（転圧機械、撒出し厚 Δ 、転圧回数 N 等）

を変えて試験盛土を築造し、実施工での砕・転圧土が目標とする強度あるいは遮水性が確保できる築堤仕様を決定する。

試験施工の規模は、試験盛土の目的（強度・遮水性の確認、転圧仕様の決定、施工性の確認など）に応じて決定し、本施工に必要な施工性の確認や築堤仕様の決定に必要な情報が得られる程度の規模で実施する。

試験施工に使用した砕・転圧土は築堤に使用できないことから、少量ずつピット内に戻して新鮮な底泥土あるいは混合泥土と混合して再利用するため、必要以上に規模を大きくしないように注意する。

施工機械は、本施工で使用することを前提に砕・転圧盛土工法における初期固化工、解砕工、築堤工の各工程に必要な施工能力を考慮して選択する。施工機械の標準的な組合せは以下の通りである。

- (1) 初期固化工：初期固化攪拌混合機
(ピット内で底泥土等に固化材を均一に混合できる機械であること)
- (2) 解砕工：バケツ式解砕機

(3) 築堤工

- ① 撒出し：バックホウ
- ② 敷均し：ブルドーザ
- ③ 転 圧：土工用振動ローラ、タンピングローラ

ブルドーザ（トラフィカビリティーが確保し難い場合に有利）

標準的な試験施工の計画図を図 7.7 に示す。

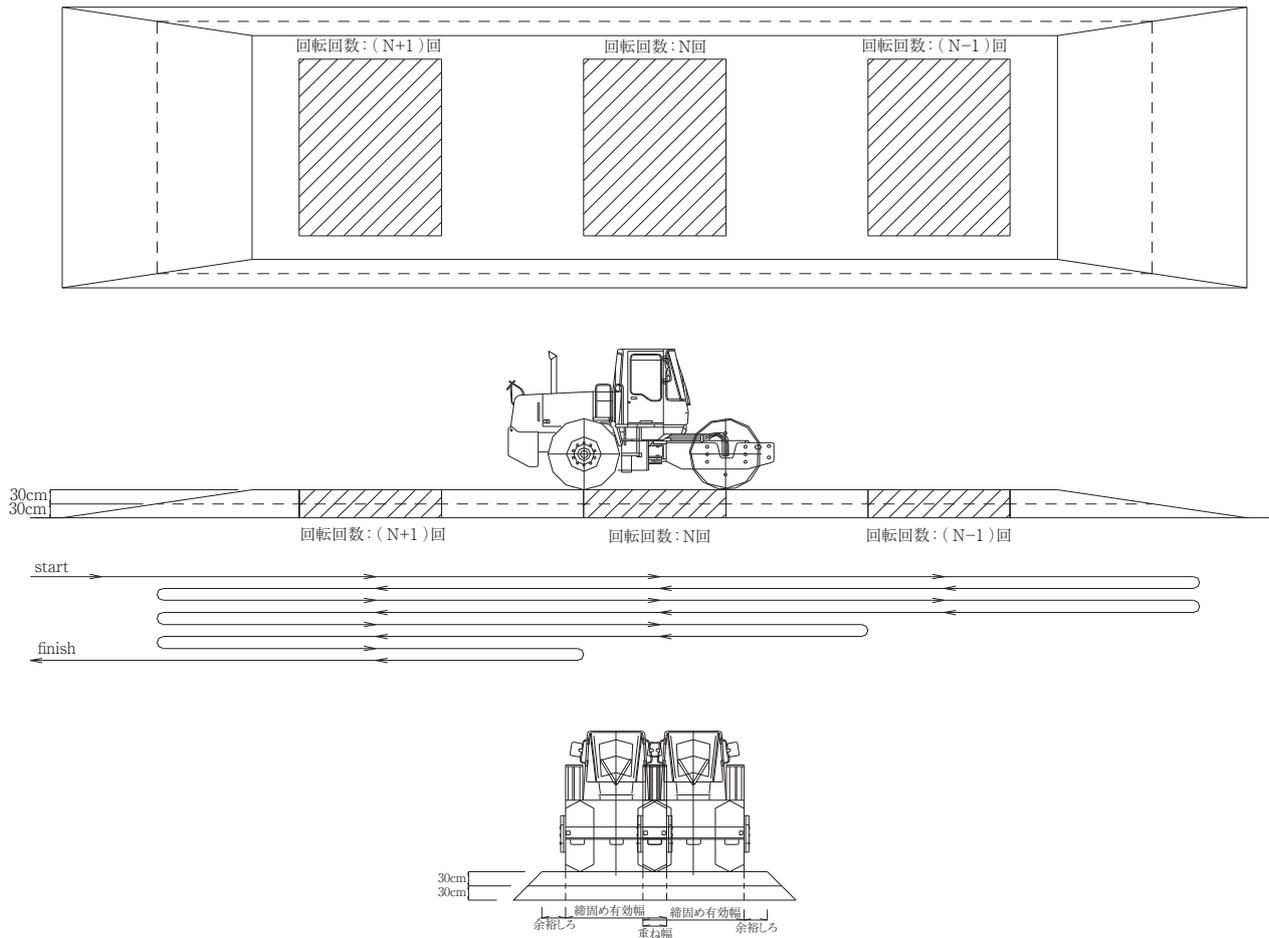


図 7.7 試験施工の計画図面

7.7.3 各工程での施工性の確認

試験施工では、原材料土の掘削から初期固化ピットまでの土量変化状況，初期固化工→解砕工→築堤工の各工程における施工機械の組合せのバランスから施工性を判定し，施工計画の妥当性を確認する。

主に以下の項目について確認する。

- (1) 原材料土の掘削から初期固化ピットまでの土量変化状況
- (2) 初期固化工での固化材の添加・混合状況
- (3) 解砕工でのバケット式解砕機による掘削・解砕・積込み状況
- (4) 初期固化ヤードから築堤箇所までの解砕土の運搬状況
- (5) 築堤工での解砕土の撒出し・敷均し・転圧状況
(特に、転圧機械のトラフィカビリティーの確認)

7.7.4 初期固化土の強度と砕・転圧土の強度・遮水性の確認

試験施工では、初期固化土の強度、砕・転圧土の強度あるいは遮水性を調査し、設計通りの品質が確保できることを確認して築堤仕様を決定する。

(1) 初期固化土地盤（初期固化ピット）

室内配合試験により設定された配合条件で施工した初期固化土地盤の強度とその変動範囲を確認する。

(2) 砕・転圧土地盤（試験盛土）

築堤条件（転圧機械の機種、撒出し層厚 Δ 、転圧回数 N ）を変えて築造した試験盛土の区画毎の強度や透水係数を調べ、所要の強度や遮水性を確保できる実施工での築堤仕様を経済性や施工性を考慮して決定する。

試験盛土用の初期固化土地盤と、砕・転圧土による試験盛土について実施する現場・室内試験の結果から、所要の強度あるいは遮水性の達成に適した築堤仕様を経済性や施工性を考慮して決定する。

1) 初期固化土

設計での室内配合試験により設定された配合条件（初期固化日数 t_s 、固化材添加量 ΔM_c^* など）で施工した初期固化土地盤の強度やその変動範囲について、初期固化土地盤での現場強度試験や採取した不攪乱供試体の室内強度試験を実施することにより確認する。

2) 砕・転圧土（試験盛土）

砕・転圧土地盤の築堤仕様を変えた区画毎に現場強度試験と、不攪乱状態で採取した供試体の室内強度試験を実施し、築堤仕様と強度の関係を調べる。また、遮水性が要求されるコアゾーンの場合には、砕・転圧土地盤の築堤仕様を変えた区画毎に現場透水試験と、不攪乱状態で採取した供試体の室内透水試験を行い、築堤仕様と盛土の透水係数の関係を調べる。

以上の現場試験や不攪乱供試体による室内試験は第8章で述べる工事管理で採用する日常管理試験、一定築堤土量毎の品質管理試験により実施するものとする。

7.8 施工作業班の編成

砕・転圧盛土工法の施工作業班は各工程毎に編成され、プラント班、初期固化班、解砕・運搬班、築堤班、施工管理班が標準となる。

砕・転圧盛土工法の施工作業班は、施工規模、現場の状況、使用する施工機械や作業員の経験・能力等を考慮して効率的に編成する。標準的な施工作業班の編成例を図 7.8 に示す。

1) プラント班

所定の水・固化材比 w/c の固化材スラリーを一定流量で初期固化班に属する初期固化機に供給する作業を行う。スラリー供給中にはスラリー密度をマッドバランスにより測定して規定値の範囲にあることを確認し、スラリー供給量を流量計により測定して所定量であることを確認することで、それぞれ管理する。また、固化材あるいは固化材スラリーに触れた高アルカリ水が場外に流れないように定められた手順で管理する。

2) 初期固化班

初期固化ピット内の原材料土の準備とその初期固化を行うチームである。まず、原材料土となる底泥土を池敷から掘削採取して、初期固化ピットまで運搬して投入して準備する。混合泥土として利用する場合には、底泥土とともに、所定の混合比 m_v に応じた既設堤体や止水トレンチ、洪水吐基礎部等からの掘削採取土を初期固化ピットまで運搬して投入する。

初期固化ピット内に投入された底泥土等を初期固化するために、スラリープラントから供給された固化材スラリーを初期固化機に供給し、一定速度で攪拌混合する。固化材添加量は固化材スラリーを一定流量で供給しているので、攪拌混合時間により管理する。

3) 解砕・運搬班

解砕はバケット式解砕機により、所定の初期固化期間 t_s だけ経過させた初期固化土を規定の最大粒径 D_{max} で掘削→解砕→積込みまでを一連の作業で行う。解砕土は不整地運搬車などにより築堤箇所まで運搬して放土する。

4) 築堤班

運搬されてきた解砕土は、バックホウのバケットを利用して土塊の粒径の大小が偏りなくほぼ均一に混じりあうように撒き出し、ブルドーザで一定層厚になるように敷き均してから、転圧機械により規定回数だけ転圧する。

5) 施工管理班

施工管理班は築堤日毎に日常管理試験を実施し、さらに所定の一定土量を築堤毎に品質管理試験を実施する。

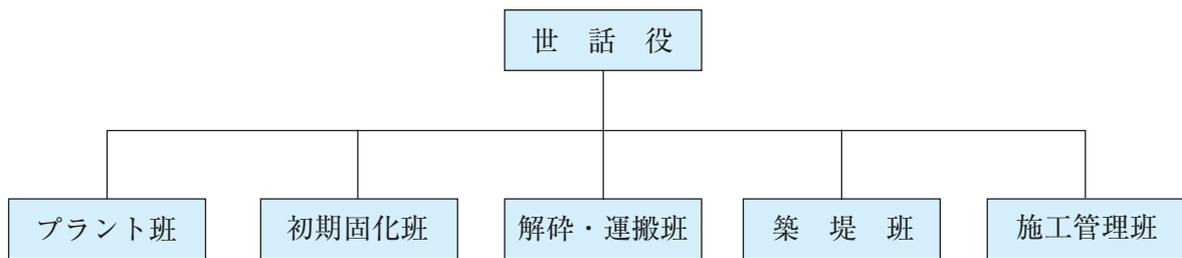


図 7.8 施工作業班の編成

7.9 初期固化工

7.9.1 初期固化機

初期固化機は、自走式か定置式かに関係なく、底泥土あるいは混合泥土等と固化材を均一に攪拌混合することができ、目標とする強度の初期固化土を築堤にあわせて必要な量を効率的に提供できるものであることが必要である。

本指針では、自走式初期固化機の例として写真 7.2 に示すような攪拌翼部を上・下方向に移動しながらスラリー化した固化材を噴射し攪拌混合できるトレンチャー式攪拌混合機を載せている。理由として、トレンチャー式攪拌混合機が実施工における使用実績があること、底泥土等の深さ方向における固化処理の均一性に優れていることが挙げられる。ただし、トレンチャー式攪拌混合機は本来超軟弱な底泥土だけを対象に開発された機械であるため、ピット底部にやや硬い地盤がある場合や、粗粒の転石や岩砕等を含む底泥土あるいは混合泥土のように攪拌抵抗が大きくなると施工効率が低下しやすいことや、攪拌翼が破損しやすいことなどの問題がある。また、堤体規模の大きいフィルダムの堤体改修の場合のように、大量・急速施工が要求される場合には他の施工能力の高い機械の使用を検討する必要がある。図 7.9 に示す例はベースマシンに 1.4 m³ 級 BH を使用した大型機械ではあるが施工能力がおおよそ 300 m³/日程度である。



写真 7.2 トレンチャー式攪拌混合機による初期固化状況の例
(ベースマシンは 1.4 m³ 級 BH で改良深さ 2.5 m)

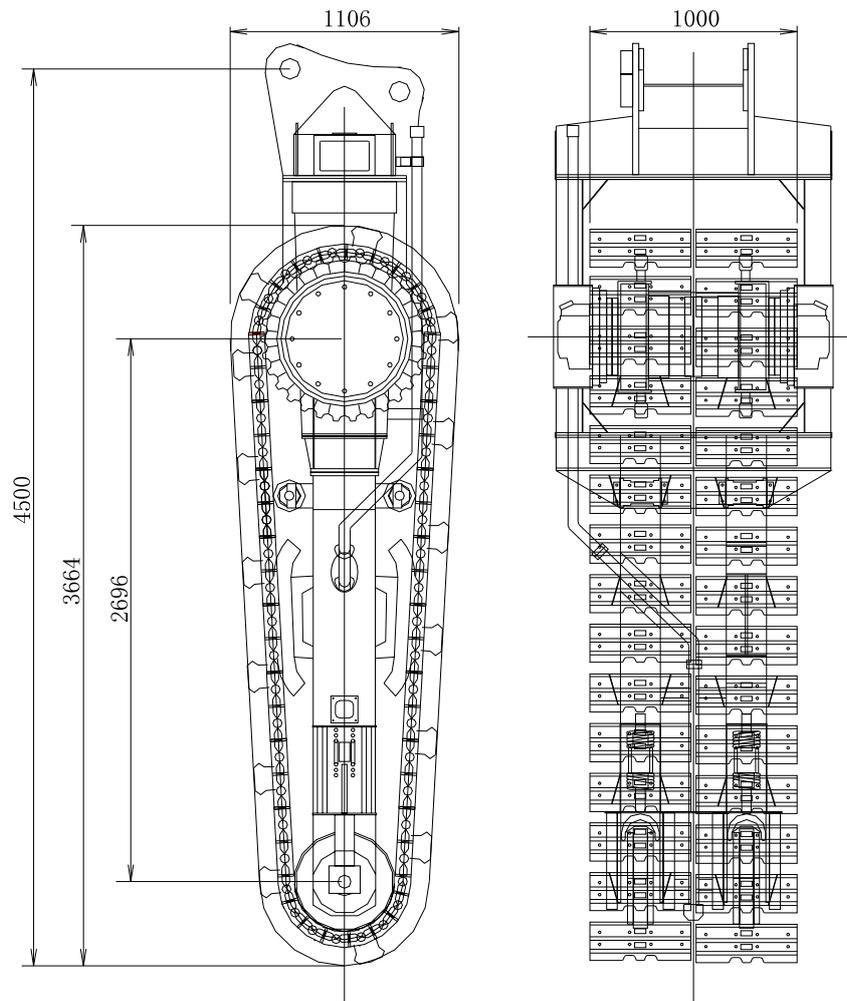


図 7.9 トレンチャー式攪拌混合機の例（ベースマシンは 1.4 m³ 級 BH）

7.9.2 底泥土への固化材の添加と固化処理法

固化材の添加方法はスラリー方式を基本とし、底泥土あるいは混合泥土等と固化材を均一に混合でき、かつ所要の目標強度範囲を確保できる固化処理法を選択する。

1) 固化材スラリー

固化材の底泥土等への添加は少量の固化材量でも均一な固化処理に優れているスラリー添加法（水・固化材比 $w/c = 1.0$ を標準）によることを基本とする。

固化材スラリーの初期固化ピットへの添加時の留意点は以下の通りである。

- (1) 固化材スラリー製造時の固化材と水の混合時間は 5 分間以上とし、固化材の異常凝結等が無いことを確認する。

- (2) アジテータは常に回転させておくと、機械の故障等により1時間以上停止せざるを得ない場合にはアジテータ内の固化材スラリーは廃棄処分しなければならない。
- (3) 固化材スラリーの密度 ρ_{SL} は、水・固化材比 w/c の管理のために、午前・午後にマッドバランスにより測定し、測定値が基準値の $\pm 2\%$ 以内であることを確認する(8.2.3節)。
- (4) 施工の途中において原材料土となる底泥土や混合泥土等の種類が変わった場合や、含水比や粒度が室内配合試験で想定した範囲を超える場合には、これらを含めて配合設計を見直し、監督員との協議により固化材配合を変更する。

2) 搬出固化処理法

砕・転圧盛土工法では、底泥土あるいは混合泥土等の原材料土を初期固化する方法は図7.10に示すような作業フローで行う搬出固化処理法を基本とする。なお、池敷内に堆積している底泥土を原位置でそのまま初期固化する原位置固化処理があるが、例外的に採用されることがある。

搬出固化処理法は池内の水を落した状態で掘削採取した底泥土、あるいは既設堤体や止水トレンチ、洪水吐基礎部等から掘削した発生土等を初期固化ピット内に搬入し、初期固化ピット内で固化材を添加・混合して固化処理する方式である。

固化材の初期固化ピット内への供給は、図7.11に示すように、スラリープラントで準備した固化材スラリーをグラウトポンプにより初期固化ピット内の固化対象土内の初期固化機の攪拌装置部に連続的に圧送・吐出させて行う。

7.9.3 底泥土あるいは掘削発生土等の初期固化ピットへの準備

原材料土となる底泥土等は掘削採取して初期固化ピット内に搬入するが、初期固化対象となる底泥土等の体積は、初期固化ピット内に入れられた見掛けの体積ではなく、原位置堆積状態からの土量変化を考慮した体積である。

1) 原材料土の初期固化ピットまでの土量変化

固化材添加量 ΔM_c は原材料土が原位置堆積状態に対する単位体積当りの質量 (kg/m^3) で設定されている。このため、初期固化ピット内に投入した底泥土等の体積は原位置堆積状態からの土量変化を考慮して、初期固化ピット内の見掛けの体積を修正しなければならない。原位置堆積状態から初期固化ピットまでの土量変化率は試験盛土時に測定し、実施工中に適時修正してゆくものとする。

2) 原材料土の準備

原材料土の準備は、池敷から底泥土を掘削採取して初期固化ピットに搬入して行う。底泥土掘削時の注意は底泥土表面に浮水がある場合であり、浮水は底泥土の掘削や運搬に困難を伴うだけでなく、高含水比状態による固化材添加量 ΔM_c の増加させるため、底泥土表面に溝切りなどを施し表面水を除くなどの余水処理を行って底泥土の含水比を低下させる工夫が必要である。

底泥土に掘削発生土等を加えて混合泥土として利用する場合には、所定の混合比 m_v に応じて、

底泥土とともに既設堤体や止水トレンチ，洪水吐基礎部等からの掘削土を初期固化ピットまで運搬して投入する。掘削発生土は，既設堤体や止水トレンチ，洪水吐基礎部の掘削時期と初期固化時期は必ずしも一致しないので，場内・外に定められた仮置き場に仮置きする 경우가多く，その場合には仮置きヤードから運搬してくることになる。

3) 底泥土の粒度変動の影響

底泥土は池敷内の堆積域のほぼ全面から掘削採取することになるが，掘削範囲が広がるほど底泥土の粒度変動が大きくなり，施工効率に微妙に影響する。堤体に近い細粒分に富んだ底泥土では，掘削採取・運搬は流動性が高く困難を伴う場合が多いが，初期固化ピット内での固化材スラリーの攪拌混合は攪拌抵抗が少なく効率よく行える。一方，上流域の粗粒分が多い底泥土は，掘削採取・運搬は低含水比で流動性が低く容易であるが，初期固化ピット内での固化材スラリーの攪拌混合は攪拌抵抗が高く効率が低下しやすい。

4) 混合泥土の投入法

(1) 混合比 m_v の管理

底泥土に掘削発生土等を加えた混合泥土を利用する場合にはある一定の割合で混合する必要があり，その時の混合比 m_v の管理は図 7.12 に概念的に示すように初期固化ピット内での層厚比，すなわち底泥土のピットへの投入層厚 Z_{Md} と，掘削発生土の投入層厚 Z_{Cut} の比

$$m_v = Z_{Cut} / Z_{Md}$$

により管理するものとする。ただし，底泥土の層厚 Z_{Md} と掘削発生土等の層厚 Z_{Cut} は原位置堆積状態からの土量変化を応じて修正した値としなければならない。

(2) 底泥土と掘削土等の投入順序

底泥土と掘削土等の投入順序は，攪拌抵抗を少なくするために，より軟弱な状態にある底泥土を先に投入して下層部におくのがよい。

5) その他留意事項

(1) 初期固化ピットの区画割り

初期固化は初期固化ピット内を午前・午後のそれぞれ半日に施工可能な土量毎に区画割りして，区画毎に底泥土あるいは混合泥土等の代表的な含水比 w と粒度 F_c を測定して固化材添加量 ΔM_c を決めてから，区画内を連続的に行うことを原則とする。

(2) 原材料土の異物の処理

原材料土である底泥土等に含まれる転石や流木等の粗大な異物は，砕・転圧土の品質低下だけでなく，固化材の攪拌混合機械の損傷や解砕能率低下の原因になる。したがって，転石や流木等の異物は底泥土の掘削採取前，あるいは攪拌混合前にスケルトンバケット等により除去しておくことが重要である。

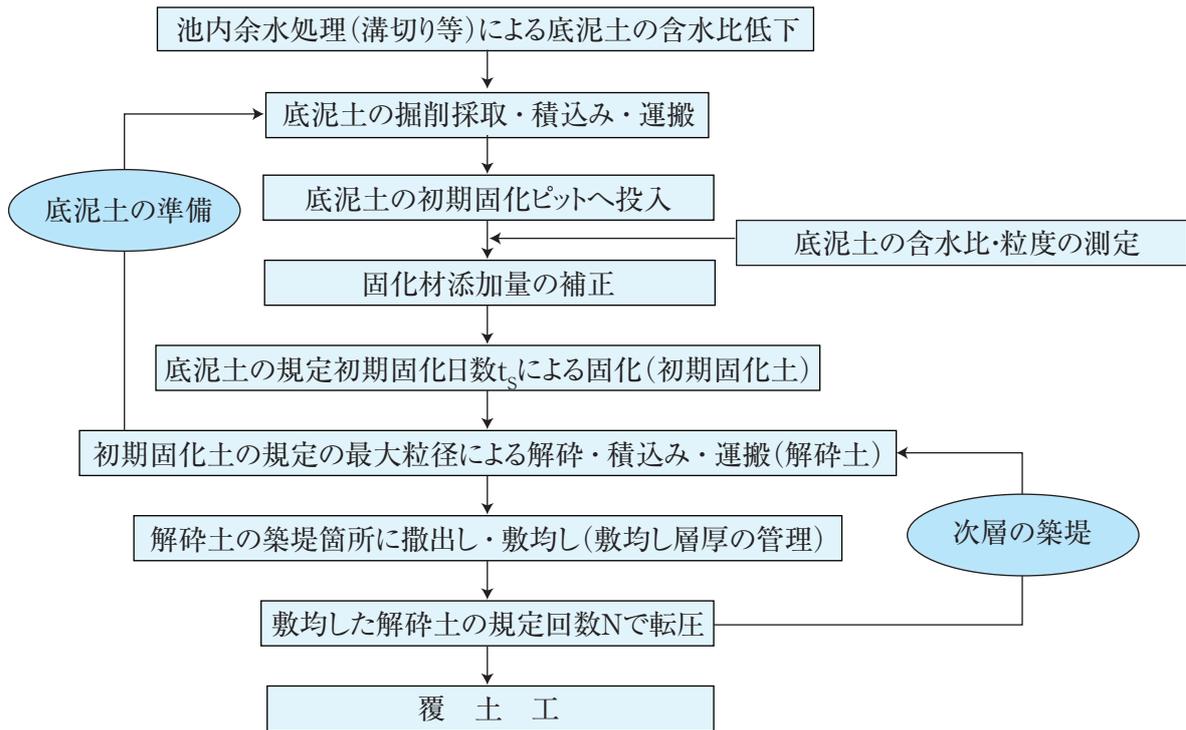


図 7.10 初期固化から堤体までのフローチャート（搬出固化処理法）

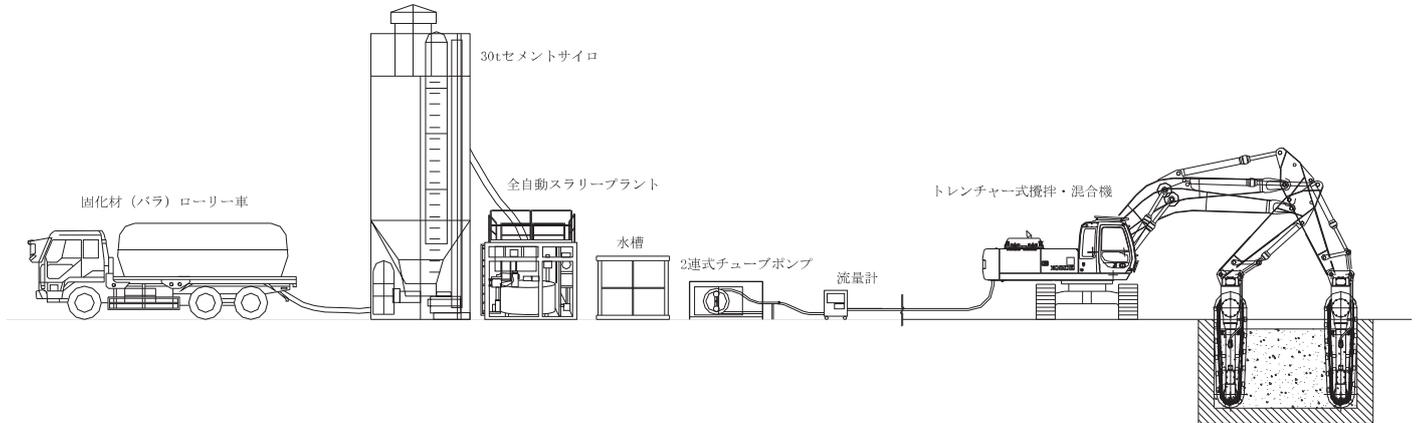


図 7.11 スラリープラント+トレンチャー式攪拌混合機（スラリー連続供給方式）

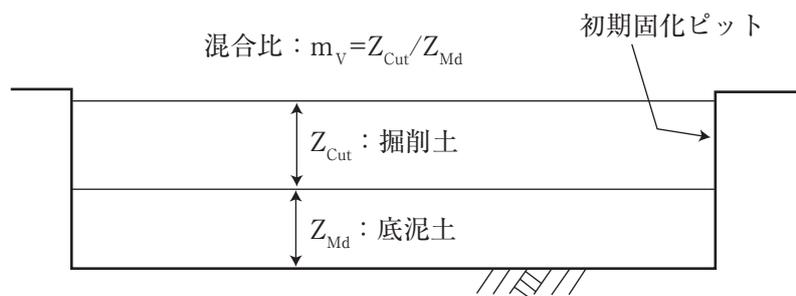


図 7.12 初期固化ピットにおける底泥土と掘削土の混合比の管理

7.10 初期固化土の解砕工

解砕工では、所定の初期固化日数 $t = t_s$ まで固化させた底泥土あるいは混合泥土等の初期固化土を解砕機により規定の最大粒径 D_{max} で解砕して、直ちに築堤箇所まで運搬する工程である。

1) 解砕機について

解砕機は初期固化土を規定の最大粒径 D_{max} での解砕が可能で、かつ施工現場で要求する施工量、品質を有する解砕土を供給できる能力を備えているものとする。図 7.13 と写真 7.3 に $0.7 \sim 1.2 \text{ m}^3$ クラスのバックホウをベースマシンとするスケルトンバケットタイプの解砕機の例を示す。この機械は、写真 7.4 に示すように、解砕時の最大粒径 D_{max} を規定するための格子付きスケルトンバケットと、これにより掘削された初期固化土を押切るための押土プレートを装着しているもので、初期固化土の解砕処理を掘削→解砕→積込みのように連続的に行うことができる。そして解砕土は直ちにダンプトラックや不整地運搬車（クローラダンプ）等により築堤箇所まで運搬する。

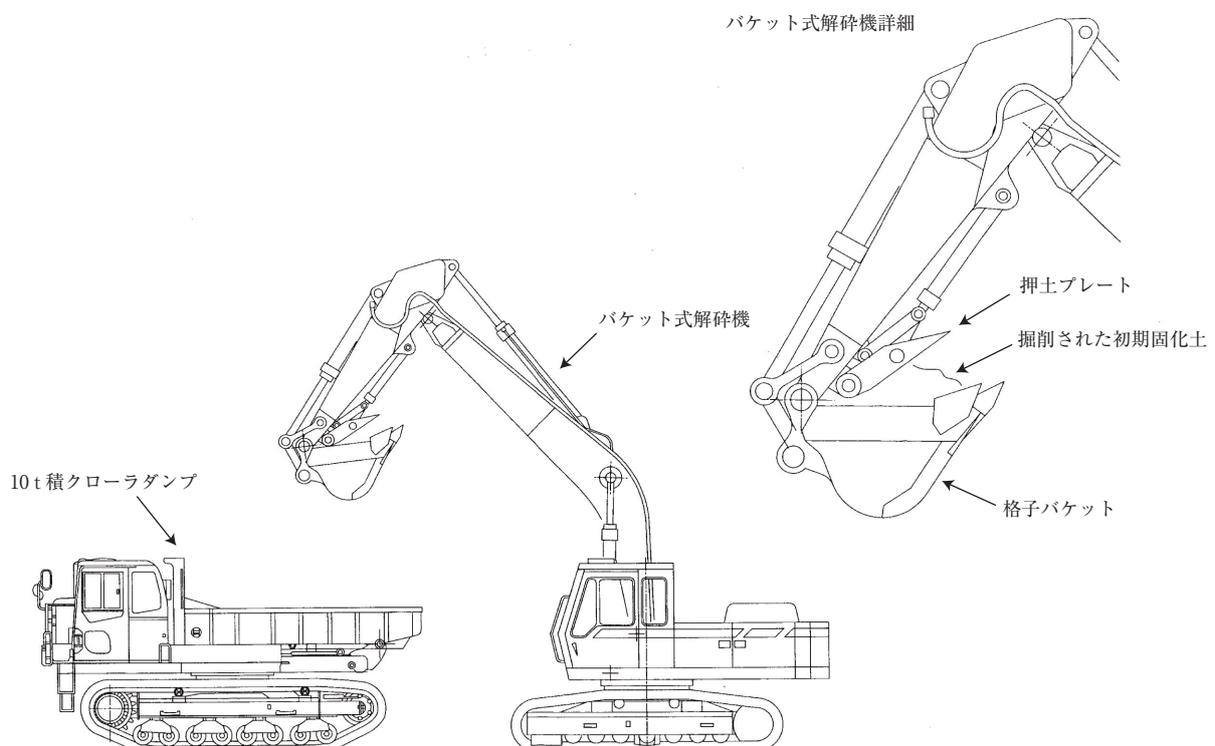


図 7.13 バケット式解砕機（ベースマシンが 0.8 m^3 級バックホウの例）

2) 解砕時の最大粒径 D_{max}

所定の初期固化日数 t_s だけ経過した初期固化土は、規定の最大粒径 D_{max} になるように解砕する。一般に解砕時の最大粒径 D_{max} は大きい方が強度発現には効率的なことから、シェルゾーンのように強度重視の砕・転圧土では $D_{max} = 200 \text{ mm}$ 程度を標準とする。またコアゾーンやブランケットのように遮水性が要求される砕・転圧土では細粒で解砕する方が転圧時の空隙が少なく遮水性を得やすいことから $D_{max} = 50 \text{ mm}$ とした。また強度と遮水性の両方が要求される場合には、これらの中間の $D_{max} = 100 \text{ mm}$ としている。標準的な解砕時の最大粒径 D_{max} は室内試験や現場実証試験の結果を参考に表 7.2 のような値を目安に設定している。ただし、細粒分含有率 F_c が $F_c > 50\%$ の底泥土や混合泥土からなる砕・転圧土は最大粒径 D_{max} の大きさによらず遮水性が確保できるので、砕・転圧土の用途（コア・シェルゾーン）に関係なく $D_{max} = 200 \text{ mm}$ で解砕してよい。



写真 7.3 バケット式解砕機

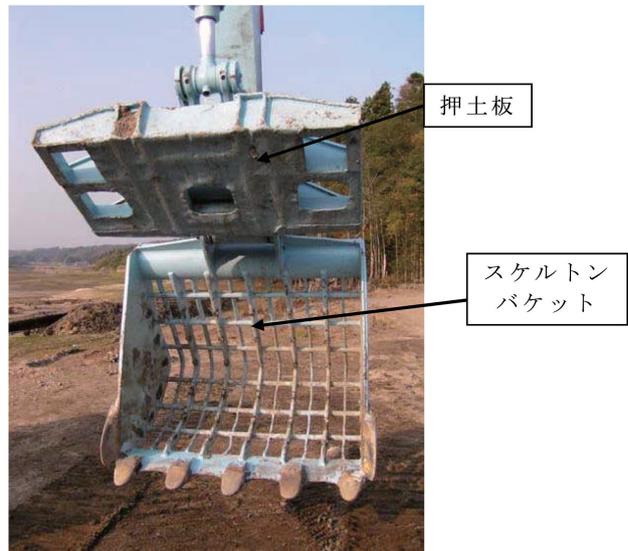


写真 7.4 スケルトンバケット+押土板

表 7.2 解砕時の最大粒径の目安 ($F_c < 50\%$ の底泥土を使用した場合)

砕・転圧土の要求品質	最大粒径 D_{max} (mm)	備 考
強度重視 (シェルゾーン)	200	・粗粒から細粒までの粒子が広く分布するように解砕する
強度と遮水性の両立	100	・粗粒から細粒までの粒子が広く分布するように解砕する ・トラフィカビリティーの確保に注意する ・空隙が残らないように転圧する
遮水性重視 (コアゾーン)	50	・粗粒から細粒までの粒子が広く分布するように解砕する ・トラフィカビリティーの確保に注意する ・空隙が残らないように転圧する

7.11 築堤工

7.11.1 築堤準備工

砕・転圧土によるコアゾーンとシェルゾーン築造の前に、既設堤体の表土はぎ取りをしてから、既設堤体の掘削と段切り、堤体基礎地盤面の掘削による整形、止水トレンチの掘削など、築堤開始前の準備工事を行う。

1) 既設堤体の表土はぎ取り

既設堤体の表土、すなわち上流側法面は貯水位の増減による乾湿の繰返しや波浪による浸食により、下流側法面は長年の日照や風雨による浸食等により傷ついた状態にある。表土はぎ取りは、この痛んだ表土層を除去することが目的であり、設計により特に規定がない限り厚さ1m程度とし、はぎ取り面に痛んだ層や樹木の根域が残る場合にはこれを除去する。なお、除去した表土層は草木類や枯葉等の異物類を除去し覆土として流用することを検討する。

2) 既設堤体の段切り

既設堤体の段切りはおおむね50～100cm（撒出し2～4層分）程度を目安に行うが、段切り面には表面排水のための横断勾配を付ける。なお、段切りは堤体との境界面の乾燥や風化、あるいは降雨による軟弱化を防止するために、堤頂まで一度に行わず、築堤高の出来形と並行して段階的に施工する。

3) 堤体基礎地盤の掘削処理

新設のフィルダム基準、例えば土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」技術書（フィルダム編）²⁴⁾では、フィルダム基礎地盤としての条件として、必要なせん断強度を有すること、変形量が所要の範囲内にあること、浸透量が少ないこと、浸透破壊を起こさないこと、地震時に液状化しないことを挙げている。したがって、基礎地盤で問題になる項目はすべりに対する問題、変形あるいは沈下に対する問題、そして浸透流に対する問題である。これらの問題に対して事前の調査結果から十分な検討を行い、必要な対策を立てる必要がある。

（すべりの問題）

すべりの問題は、堤体全体の安定性から算定されるすべり面に対して、所定の安全率を確保できる強度を基礎地盤が有していることが必要である。

一般に地震時の液状化を別にすれば、基礎地盤が堤体材料よりも強度的に優れたものであれば、すべり破壊に対する堤体の安定性を損なうことはないことから、設計で定められた掘削線まで掘削して軟弱部分を除去できればほぼ解決されよう。計画掘削線より深い部分に軟弱部が残る場合には安定計算等を実施して問題のある範囲を掘削除去するか、掘削量が膨大で不経済となる場合にはセメント改良あるいはグラウトなどによる地盤改良を検討するものとする。

(変形あるいは沈下の問題)

変形の問題は、堤体の補強や漏水防止を目的とした堤体改修では既設堤体に新たに加わる土圧は限定的であるから、基礎地盤のうち表層の軟弱な粘性土や、転石、風化土等の堤体の基礎として不適当なものは除去すれば沈下に対して問題になることは少ない。

軟弱層が厚く堆積する場合の掘削深さの目安は、新たに加わる堤体荷重 $\sigma_v (= \rho_t \cdot g \cdot Z)$ に対して所要の地耐力が確保される深さまで、つまり掘削した基礎地盤面に作用する新たに築堤した部分の土被り圧により有害な沈下や変形が生じないような地耐力 q_a が $F_s = 3$ 程度の安全率を考慮して

$$q_a \geq F_s \cdot \sigma_v$$

であることを目安とする。予定床掘線の地盤の支持力がこの値を満足しない場合には、さらに掘削を検討するか、あるいは掘削土量が現実的ではなく膨大になる場合はセメント改良あるいはグラウトなどによる地盤改良を検討するものとする。

(浸透流に対する問題：止水トレンチ掘削)

既設堤体あるいは基礎地盤からの浸透流の問題であり、特にコアゾーンと基礎地盤が接する部分の止水性が重要である。したがって、止水トレンチの掘削は設計で定められた深さまで掘り下げ、トレンチ底面において現場透水試験を実施してコアゾーンと同等以上の透水係数レベルにあることを確認する。ただし、予定とする掘削線に達しても所要の止水性がない場合には、試掘により止水層の位置を確認する。試掘の結果、現実的な深さに止水層が現れない場合には、計画掘削線で停止し、グラウト等による止水対策工を施すものとする。これに対する具体的な対策は新設の土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」技術書（フィルダム編）²⁴⁾ を参考に行うものとする。

4) 掘削発生土の流用

掘削発生土は可能な限り流用するものとし、事前に掘削による各種発生土の数量、土質特性、流用先を検討しておくことが望ましい。特に、既設堤体の段切りによる発生土は覆土に適した材料である場合が多いので、覆土への流用を第一に検討する。

なお、流用する掘削発生土は、仮置き中に降雨等による軟弱化や日照による乾燥を防止するために、転圧した後ブルーシートなどで覆って養生する。

7.11.2 築堤工

築堤工は築堤箇所に不整地運搬車等により搬入した解砕土を、バックホウにより粗粒子と細粒子が均一に混ざり合うように撒き出し、ブルドーザにより試験盛土による規定の層厚 Δ になるように敷き均してから、通常土と同様に土工用振動ローラやタンピングローラ等の転圧専用機械、あるいは砕・転圧土の目標強度レベルが低く築堤面でのトラフィカビリティが確保しにくい場合にはブルドーザを用いるなどして、規定の回数を転圧することで一層毎に築堤するものである。

1) 築堤時の留意点

- (1) 築堤仕様は試験盛土を実施して所要の遮水性あるいは強度が確保できることを確認した転圧機械の機種、敷均し層厚 Δ 、転圧回数 N とする。
- (2) 基礎地盤あるいは止水トレンチ掘削面での第1層目は、基礎地盤面と砕・転圧土層を確実に密着させるために、規定より薄い撒出し→敷均し→転圧を行うものとする。特に、基盤面に凹凸のある場合には隙間が生じないように入念に転圧をする。
- (3) 築堤箇所に運搬されてきた解砕土はバックホウにより大粒径の解砕土と小粒径の解砕土が均一に混ざり合い、特に大きい粒径の解砕土だけが偏在しないように撒き出す。
- (4) 撒き出された解砕土は規定の層厚 Δ になるようにブルドーザにより敷き均す。
- (5) 敷き均した解砕土は振動ローラ等の専用転圧機械、あるいはブルドーザにより規定回数 N だけ転圧する。
- (6) 解砕土の撒出し、敷均し、転圧は堤体軸に平行に行うことを原則とする。
- (7) 撒出し、敷均し後の解砕土は直ちに転圧しなければならない。
- (8) 解砕土の転圧程度が低いと、解砕土粒子間の接触部がつぶれず、堤体内に空隙が残りやすく均一な強度が得られない原因になる。また、空隙は水みちを形成しやすく、コアゾーンであれば所要の遮水性が得られない可能性があるため、入念に転圧しなければならない。
- (9) 地山や既設堤体との接触面は砕・転圧土と互いに密着するように入念に転圧しなければならない。
- (10) 洪水吐等の構造物周りの狭隘な場所、あるいはアバット部の地山付近では規定の転圧機械による転圧ができないことから転圧不足になりやすい。このような部分は撒出し層厚 Δ を規定の $1/2$ 層厚にして、ランマーなど狭隘部に適した小型の転圧機械を使用して入念に転圧する。
- (11) 築堤した転圧面は次の築堤層との密着性が良くなるように、バックホウのバケットの爪により堤体軸方向に搔起こし（レーキング）を行う。
- (12) 一列の転圧終了後に隣接する部分の転圧に移る時には、未転圧部分が残らないように転圧終了部分を重ねて（30～50 cm）施工する。
- (13) その日の最終の築堤面はやや池側に傾斜をつけて平滑に仕上げ、夜中あるいは翌日に降雨

があっても築堤面に雨水が残らずに排水されるようにする。特に、ブルドーザなど転圧面に凸凹が残る機械で転圧した場合は必ず実施する。

- (14) 転圧後の築堤面が降雨や氷雪・霜柱等により軟弱化してしまった場合は、その対象部分を除去しなければならない。このとき除去した砕・転圧土は初期固化ピット等に戻し未使用の底泥土あるいは混合泥土と混ぜて固化処理をして再利用する。この場合、再利用しようとする砕・転圧土の混合割合の目安は、未使用の底泥土あるいは混合泥土に対して1割程度を上限とする。
- (15) 各層の砕・転圧土の盛立は、転圧後も設計断面を確保できるように覆土側に余盛りするものとする。(図 7.15)

2) 転圧機械の選定

(a) 目標強度がトラフィカビリティーにより決まる場合

目標強度 $(q_u)_{CC}^*$ が、遮水機能を受け持つコアゾーンのように低く、施工機械のトラフィカビリティーに必要な強度 $(q_u)_{CCTrafficability}$ から決まる場合には $((q_u)_{CC}^* = (q_u)_{CCTrafficability})$ 、トラフィカビリティーを確保しやすい転圧機械を使用する必要がある。

本指針では、築堤時の施工機械のトラフィカビリティーに必要な強度 $(q_u)_{CCTrafficability}$ を 15t 級普通ブルドーザの走行性から設定した $(q_u)_{CC0} = 65 \text{ kN/m}^2$ (式 (6.14)) を確保できる値としている。しかしながら、普通ブルドーザの入手が難しく、普通ブルドーザ以外ではトラフィカビリティーが確保しにくい場合には、湿地ブルドーザ等他の転圧機械の使用を検討しなければならない。湿地ブルドーザを使用する場合は接地圧が低く転圧力が不足するので、撒出し層厚 Δ を普通ブルドーザの場合よりも小さくすること、必ず試験施工を実施すること、綿密な施工管理を実施することを条件とする。なお、ブルドーザで転圧した面は凸凹が残るので、転圧後に降雨が予想される場合には小型振動ローラを併用して平滑に仕上げ、水処理をしやすいようにする。

(b) 目標強度が堤体安定に必要な強度で決まる場合

$(q_u)_{CC}^*$ がシェルゾーンのように堤体の安定化機能を受け持つ部分のように、堤体安定に必要な強度により設定される場合 $((q_u)_{CC}^* = (q_u)_{CCStability})$ には比較的強度レベルが高くなるので普通の転圧専用機械の使用が可能である。

タンピングローラは解砕土の高い破碎性を期待できる機械であるが、地域により入手が困難な転圧機械である。また、転圧後の転圧面の凸凹が深く、かつ大きいので、降雨後の水処理に注意が必要である。

振動ローラは、本来の自重のほかに起振体を振動させて自重の 1～2 倍程度の起振力により転圧効果を上げようとするもので、振動により変形抵抗を小さくしやすい砂質系地盤に有効であるとされている。振動ローラを砕・転圧土のように粘着力の大きい材料の転圧に適用しても、接地圧が比較的大きく転圧効果が不足することはないが、加振による転圧効果は試験施工により確認する。なお、振動ローラは加振状態で転圧すると築堤面にひび割れが発生することもあるので、この場合には無振動での転圧とする。



写真 7.5 バックホウによる解砕土の撒出し状況



写真 7.6 ブルドーザによる解砕土の敷均し状況



写真 7.7 振動ローラによる解砕土の転圧状況

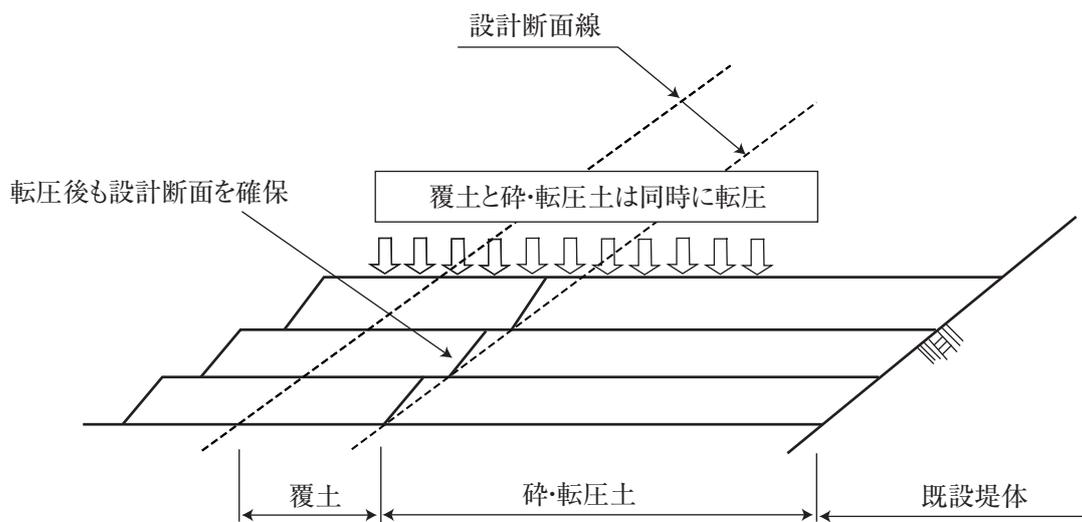


図 7.15 築堤土の施工

7.12 覆土工

覆土はコアゾーンやシェルゾーンの砕・転圧土表層を保護するために既設堤体からの掘削発生土等を用いて所定の厚さで被覆するものとする。

1) 覆土厚

砕・転圧盛土工法で築造したコアゾーンやシェルゾーンの表層面では、

- ・ 降雨による浸食や乾・湿繰返し環境による劣化の防止
- ・ セメント含有による高アルカリ水の溶出の防止
- ・ 堤体表層面緑化のための植栽

を目的として既設堤体の掘削土や場内発生土等により所定の層厚で覆土を施す。必要に応じて植生等を行う場合には覆土として植生に適した土を選択する。

覆土の層厚 T_{CS} は堤体施工面の直交方向に 30 ～ 50 cm 程度とするが、灌木類などを植栽する場合には根が深くまで張りやすいように 50 cm 程度、芝生のような草類では 30 cm 程度を目安とする。また、張ブロック工等の法面保護工を施す場合でも保護工下に層厚 20 ～ 30 cm 程度の覆土が必要である。

2) 覆土の施工

覆土は、図 7.16 に概念的に示すように、解砕土と同じ層厚 Δ で撒出し、規定の堤体断面より水平方向に 50 cm 以上余盛りを行い、転圧後に切取って除去することを原則とする。ただし法面勾配が緩い場合には余盛り幅が大きくなりすぎることや、覆土のすべり落ちが少ないことから、砕・転圧部を築堤してから覆土だけを土羽打ちして仕上げてよい。

3) 覆土用築堤土

覆土に使用する築堤土は、既設堤体を段切掘削するなどして発生する土が流用できるものと考えられる。既設堤体からの掘削土が不足する場合には池内や計画地内の地山から利用可能な土を探るか、購入しなければならない。覆土に適した築堤土は、表層すべり等の破壊や貯水による波浪浸食に対して安定であり、ある程度 (10^{-5} (cm/s) オーダー) の遮水性があることが必要である。覆土は、砂分が多いと表層すべりや波浪浸食に弱く、また粘性土では高含水比のものは乾燥クラックが生じやすく、低含水比のものは団子状態になりやすく法面整形をしても隙間が残りやすい。したがって砂・シルト分を適度に含んだ粘性土が覆土用築堤土に適している。

覆土に必要な強度の目安は次のように求められる。覆土の安定性が問題になる状態は貯水位が急低下し、堤体内に残留水圧が生じる場合であることから、強度パラメータは全応力表示 (c_{cu} , ϕ_{cu}) で考えることにする。法面方向の力のつりあいは図 7.17 に示すとおり

$$F_s = \tau_f / \tau = c_{cu} / M \cdot \sin a$$

$$M = \rho_t \cdot g \cdot T_{CS}$$

となるから、粘着力 c_{cu} ($\phi_{cu} = 0$) は次式

$$c_{cu} = F_s \cdot M \cdot \sin a = F_s \cdot \rho_t \cdot g \cdot T_{CS} \cdot \sin a$$

のように得られる。

覆土の施工では、十分な転圧ができないことなど不確定なところが多いことや、法面からのずり落ちによるクラック発生等の目立った変形がないようにするために、やや大きめの安全率 $F_s = 5.0$ を採用する。覆土層厚 $T_{CS} = 30 \sim 50 \text{ cm}$ 、覆土の湿潤密度を $\rho_t = 1.8 \text{ t/m}^3$ 程度とすると、必要な粘着力 c_{cu} の目安値は法面勾配 $1:n$ に応じて表 7.5 のようになる。

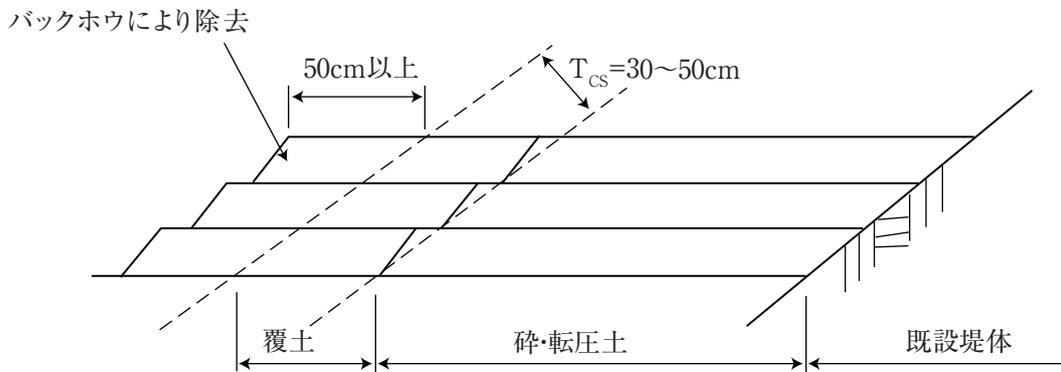


図 7.16 覆土の施工

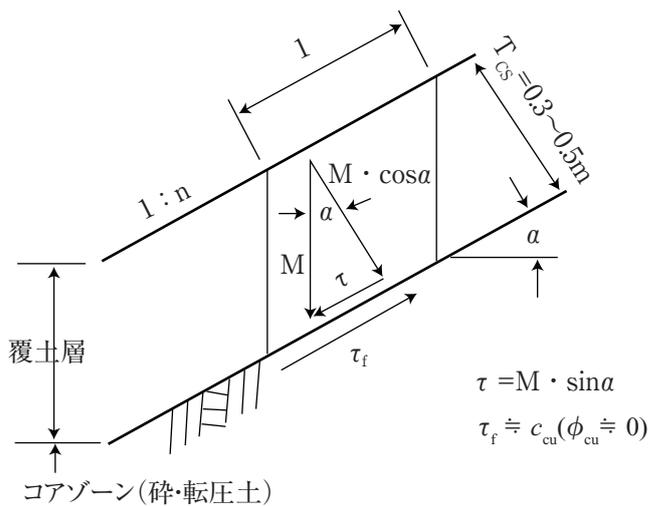


図 7.17 覆土用築堤土に必要な粘着力

表 7.5 法面勾配と粘着力の目安

法面勾配 1:n	粘着力 c_{cu} (kN/m ²)
1:2.0	12 ~ 20
1:2.5	10 ~ 17
1:3.0	8 ~ 13

7.13 洪水吐周辺の施工

コアゾーンが洪水吐に接触して築造される場合には、接触面は剛な構造物である洪水吐とこれより変形しやすい堤体との間の剛性の差による隙間が生じやすく、漏水の原因になりやすい箇所であり、施工には細心の注意を払う必要がある。

1) 堤体改修時の洪水吐の取扱い

フィルダムの堤体改修では、既設の洪水吐は現行基準に合致しない場合や顕著な損傷により既設のものを撤去して改築するケースが多いが、既設のものを活用して改修・補強して使う場合もある。いずれにせよ、構造物である洪水吐にコアゾーンが接触して築造される場合には、堤体と洪水吐の間は両者の変形性の相違による隙間が生じやすく、漏水の原因になりやすい。この対策として、コアゾーンと洪水吐の接触面は堤体に変形が生じても隙間が生じにくいように、洪水吐のような構造物に接する部分の築堤は、図 7.18 に概念的に示すように、コアゾーンに接する洪水吐壁面をチップング処理により凹凸をつけ、さらにコンタクトクレイを貼り付けながら築堤するものとする³⁴⁾。

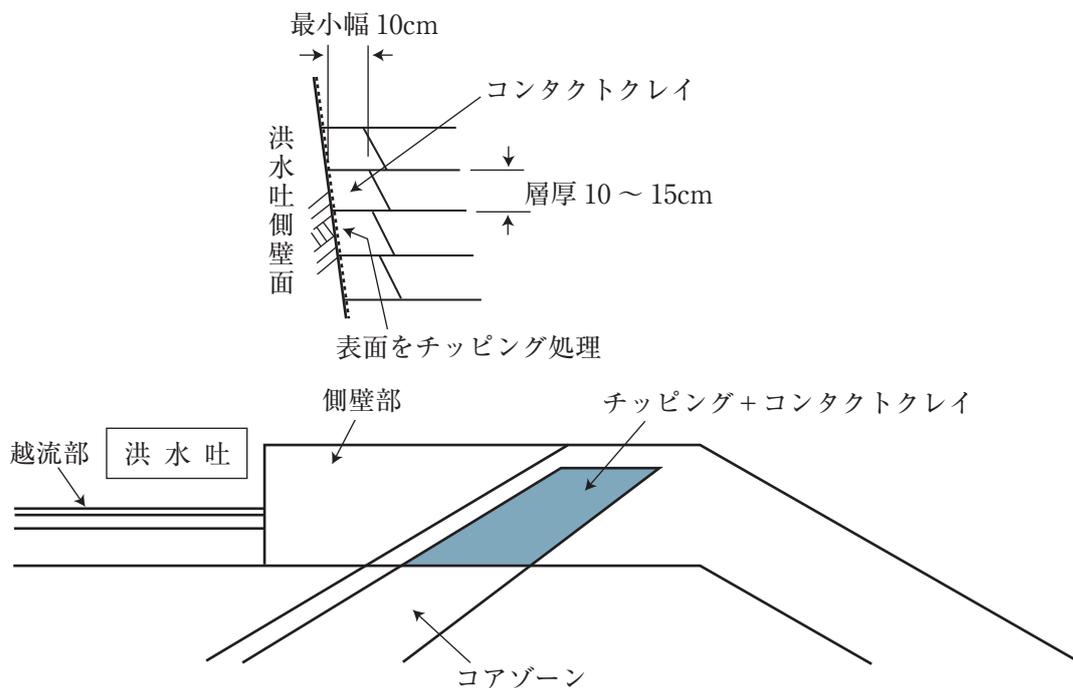


図 7.18 洪水吐表面の処理（チップングとコンタクトクレイ）

2) チッピング

洪水吐壁面は構造上必要な鉄筋の被りを確保しながら遮水ゾーンに接する表面に 5～10 mm 程

度の凹凸面によるチッピング処理を行うが、これは写真 7.8 に示すようなハツリ機により行う。ブレーカを用いた人力による方法もあるが、規則正しい凹凸は熟練した技が必要とされ、未熟練工による不規則な凹凸は逆に隙間を生じやすく、施工効率が低いなどの問題がある。

3) コンタクトクレイ

コンタクトクレイの施工は、洪水吐に施したチッピング面にスラリークレイを塗布して湿潤状態を保つように表面処理してから、これに密着させながら最低厚さが 10 cm 以上になるようにコンタクトクレイを施してコアゾーンを築堤していくものとする。

コンタクトクレイは、礫分や有機物を含まない、洪水吐壁面に密着できる粘着性を有し、かつ周辺築堤部の変形に追従できる適度な塑性と含水比を有する粘性土を使用する。

4) 洪水吐を改築する場合の基礎地盤の支持力

既設洪水吐を撤去して改築する場合には、新設洪水吐の基礎地盤は洪水吐自重等の荷重により沈下し、洪水吐と地山あるいは堤体との間に隙間が生じないような十分な支持力を有していなければならない。

洪水吐は基礎地盤の支持力 q_{BC} が所定の安全率 F_s (例えば、 $F_s = 3.0$ など) を有して洪水吐の自重 q_{sw} と越流水による衝撃等の影響を考慮した荷重 $a \cdot q_{sw}$ に耐えられること、つまり

$$F_s \leq q_{BC} / q \quad (q = q_{sw} \cdot (1 + a))$$

$$q_{BC} \geq F_s \cdot q_{sw} \cdot (1 + a)$$

であることが必要である。

基礎地盤の支持力 q_{BC} の確認は、平板載荷試験、あるいは不攪乱状態で供試体が採取できる場合には一軸圧縮試験による一軸圧縮強さ q_u により $q_u > q_{BC}$ であることを確認するか、あるいは三軸圧縮試験による強度パラメータ (排水条件は地盤の状況から適切に選択) を用いた支持力理論式により推定した許容支持力 q_a により $q_a > q_{BC}$ を確認する。

土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」技術書 (フィルダム編)²⁴⁾ では、“洪水吐の基礎地盤に要求される支持力 q_{BC} として、洪水吐の壁高を H (m) とすると

$$q_{BC} \doteq 30 \times H \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

を目安とする”としている。例えば、幅 $B = 10$ m、壁高 $H = 10$ m 程度 (壁厚 $t = 0.5$ m)、洪水吐の基礎盤厚 $T = 1.5$ m を想定すると、自重 q_{sw} は

$$q_{sw} = \{2 \cdot (t \cdot H) + (B + 2 \cdot t) \cdot T\} \cdot \rho_{RC} \cdot g / (B + 2 \cdot t)$$

$$= \{2 \times 0.5 \times 10.0 + (10.0 + 2 \times 0.5) \times 1.5\} \times 2.45 \times 9.8 / (10.0 + 2 \times 0.5)$$

$$\doteq 58 \text{ kN/m}^2$$

となる。ここで ρ_{RC} は鉄筋コンクリートの密度で 2.45 t/m^3 とした。したがって、安全率 F_s は

$$\begin{aligned}
 F_s &= q_{BC} / \{ q_{sw} \cdot (1 + a) \} \\
 &= 30 \times 10 / \{ 58 \times (1 + a) \} \\
 &= 5.17 / (1 + a)
 \end{aligned}$$

となるから、 $F_s = 3.0$ は $a \doteq 0.72$ とした場合に相当している。



写真 7.8 はつり機（スパイクハンマー）によるチッピング状況

7.14 法面保護工

法面保護工は砕・転圧盛土工法により築造した堤体面の覆土上に施すものとし、堤体上流側には波浪による浸食を防止するために張ブロック等を、下流側には降雨によるガリ浸食等を防止するために張芝等を施す。また、堤体天端面はアスファルト舗装等により保護する。

法面は貯水位の急低下や波浪に対して肌落ちしないように十分転圧して仕上げるが、このためには規定の法面より外側まで築堤し、法面バケット等により切り取るのがよい。法面保護工は、堤体の上流側法面には波浪により洗掘されないように、貯水位の急低下時も速やかに排水されるように、堤体内からの浸出水により土粒子が流されないようにフィルターの役割をする砂質土を適切な層厚で敷き均してから張りブロック等を設置する（砕石を使用する場合には覆土と砕石層の間に吸出し防止シートを必要に応じて敷く）。堤体の下流側法面には降雨によるガリ浸食に耐えられるように張り芝等を施す。なお、堤体天端面は降雨の浸透や浸食を防止するためにアスファルト舗装等により保護する。

7.15 施工上の注意事項

豪雨による異常出水，その他天災に対しては平素から気象情報に十分注意を払い，常にこれに対処できる準備をしておく必要がある。また冬場の寒冷地での施工，夏場の暑中における対策も十分な配慮が必要である。

1) 雨天時の対策

降雨が予想される場合は予め施工を中止し，既に完了した，あるいは施工中の堤体面については雨水の堤体内への浸入や地表面での滞留を防止する対策をとらなければならない。降雨時の工事中止の目安は日降雨量が5 mm程度とし，10 mmでは中止する。なお，施工再開の目安は築堤面の施工機械のトラフィカビリティーが得られ，こね返しが生じなくなる状態を確認できた時点とする。

2) 寒冷地での施工

日平均気温が4℃以下になることが予想される場合には，固化材の管理に注意し，寒気対策，防風対策が必要である。また，固化材をスラリー化するために使用する水は凍結防止などの対策が重要で，温度に十分注意し，必要であれば加熱して使用することも検討する。凍結による破損を防止するために夜間には固化材スラリー供給用のホース内の水は確実に抜き取っておく必要がある。また初期固化ピット内の底泥土や混合泥土の初期固化土表面あるいは砕・転圧土の築堤表面にはむしろ等の断熱・保温効果のあるシート状材料により養生するのが良い。

3) 濁水処理

底泥土等の固化処理においては池外に濁水が流出する可能性を検討し，濁水処理を必要とされる場合には適切な濁水対策を行うことが必要である。

4) その他

安全施設は定められた場所に配置するが，現場特有な条件や施工の進行に伴って生じる危険箇所には適宜配置するものとする。

8 工事管理

8.1 工事管理一般

工事管理は、施工中の各工程が砕・転圧盛土工法の施工計画通りの手順と仕様により行われていることを確認する施工管理と、砕・転圧土により築造された堤体が設計条件に合致した品質にあることを確認する品質管理から構成される。

工事管理は、底泥土等を初期固化し、解砕・転圧して築堤するまでの施工中の各工程が砕・転圧盛土工法の施工計画通りの手順と仕様により行われていることを確認する施工管理と、砕・転圧土により築造されたコアゾーンとシェルゾーンが設計条件を満足する品質にあることを確認するための品質管理を行うものである。

8.2 施工管理

8.2.1 材料管理と施工状況管理

施工管理は、底泥土等の初期固化ピットへの投入時の土量管理、含水比と粒度の測定による固化材の添加量管理と初期固化ピットへの供給量管理等の材料管理と、底泥土等の初期固化から築堤までの各工程が施工計画にしたがって行われていることを確認する施工状況管理がある。

施工管理は施工中の各工程において実施されるもので、材料管理として

- (1) 原材料土である底泥土等の初期固化ピットへの投入時の土量
- (2) 含水比と粒度の測定により固化材の添加量 ΔM_c の決定と初期固化ピットへの供給量

の管理を行い、また施工状況管理として底泥土等の初期固化から築堤までの各工程が施工計画に定められたように行われていることを確認する。

各施工工程における施工管理項目は以下のものがある。

1) 材料管理

(1) 底泥土あるいは混合泥土等の原材料土と固化材に関する管理項目

- ① 底泥土等の初期固化ピット投入までの土量管理
(混合泥土を使用する場合には底泥土と掘削発生土の混合比 m_v の管理を含む)
- ② 固化材添加前含水比： w_T (%)
- ③ 粒度 (75 μm 以下細粒分含有率)： F_C (%)

(2) 固化材に関する管理項目

- ① 固化材添加量： ΔM_C (kg/m^3)
- ② 固化材スラリーの密度： ρ_{SL} (g/cm^3)
- ③ 固化材スラリーの供給量： ΔQ ($\ell/\text{min.}$)

2) 施工状況管理

(1) 初期固化工 (固化材の添加・攪拌混合) に関する管理項目

- ① 初期固化機の攪拌状況の確認：攪拌幅・深さ、攪拌速度など
- ② 初期固化区画範囲 (幅×深さ×長さ) の確認
- ③ 初期固化ピット内の固化材と底泥土等混合状況：目視による色むら管理など

(2) 砕・転圧土に関する管理項目

- ① 初期固化土の解砕状況：解砕時の最大粒径 D_{\max} (mm)，解砕速度
- ② 解砕土の敷均し厚： Δ (cm)
- ③ 転圧回数： N (回)

8.2.2 底泥土・混合泥土等の含水比と粒度を考慮した固化材添加量の管理

底泥土あるいは混合泥土等を固化処理して所要の強度等を有する築堤土を製造するためには、固化材添加前の含水比と粒度の両方の影響を考慮して固化材添加量を決定しなければならない。

底泥土の含水比と粒度は貯水池内の堆積位置で大きく変化するため、これを固化処理して所要の強度を有する築堤土を製造するには、固化材添加前の含水比と粒度が固化強度に及ぼす影響を考慮して固化材添加量を決定しなければならない。同様に、混合泥土においても、固化強度は含水比と粒度の影響を強く受けるため、これらの影響を考慮しなければならない。

底泥土あるいは混合泥土における含水比と粒度の影響を考慮した固化材添加量の決定手順は以下に示す。

【現場における固化材量決定までの手順】 ^{30), 31), 32)}

- (1) 原材料土である底泥土等の全体含水比 w_T を測定する。
- (2) 底泥土等の全体含水比 w_T の測定に用いた乾燥質量 M_S のうち、 $75 \mu\text{m}$ 以下粒子分を $75 \mu\text{m}$ フルイにより洗い流して $75 \mu\text{m}$ 以上の土粒子分乾燥質量 W_{SC} を求める。
- (3) $75 \mu\text{m}$ 以下細粒分含有率

$$F_C = (M_{SF} / M_S) \times 100 = (1 - M_{SC} / M_S) \times 100 (\%)$$

を求める。

- (4) 底泥土の換算含水比 w を、全体含水比 w_T 、細粒分含有率 F_C とその基準値 F_{CO} から次式

$$w = (F_{CO} / F_C) \cdot w_T$$

により算定する。

- (5) 底泥土の細粒分含有率 F_C を、強度低下比 R_X に及ぼす粒度の影響を考慮できる関係式、例えば標準の $t_s = 3$ 日の場合には式 (5.21)

$$R_3 = R_{30} + C_3 \cdot \log_{10} (F_C / F_{CO}) \quad (C_3 < 1.0)$$

に代入して強度低下比 R_X を推定する。

- (6) 目標強度 $(q_u)_{CC}^*$ と R_X 値から初期固化状態での目標強度

$$(q_u)_{IS}^* = (q_u)_{CC}^* / R_X$$

を算定する。

- (7) 現場／室内強度比 $a_{FL} = 1 / 1.5$ より強度割り増しをした室内配合強度

$$(q_u)_{IS10} = (q_u)_{IS}^* / a_{FL}$$

を算定する。

- (8) 室内配合強度 $(q_u)_{IS10}$ 、含水比 w そして粒度 F_C を、固化材添加量 ΔM_C と $(q_u)_{IS10}$ の関係に及ぼす含水比 w と粒度 F_C の影響を考慮できる次式に代入して目標強度 $(q_u)_{CC}^*$ を現場で達成するための固化材添加量 ΔM_C^*

$$\begin{aligned} \Delta M_C^* &= A_0 + B_0 \cdot (q_u)_{IS10} \\ &= A_0 + B_0 \cdot a \cdot (w / w_0)^{-b} \cdot (F_C / F_{CO})^{-d} \end{aligned}$$

を求める。

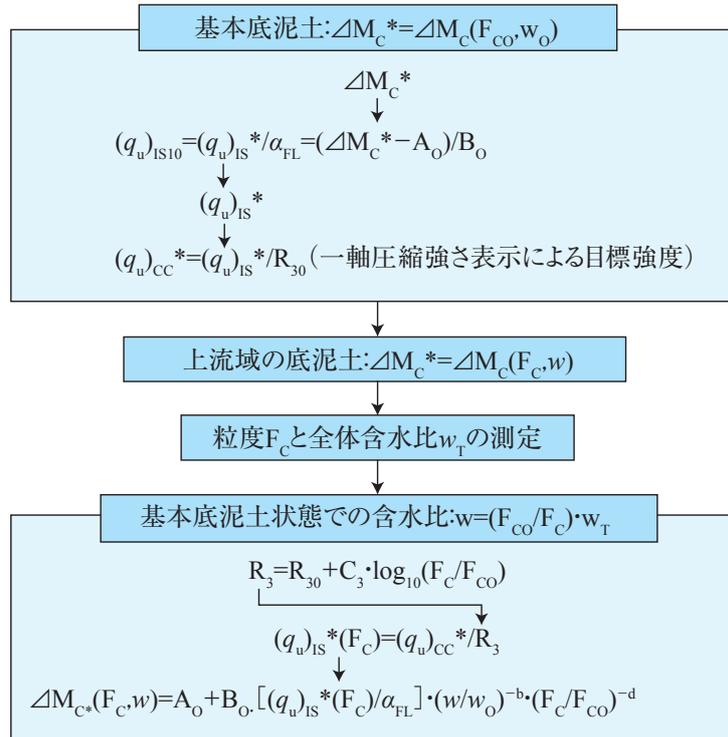


図 8.1 底泥土の含水比と粒度の影響を考慮した固化材添加量の決定までの手順 ($t_s = 3$ 日の場合)

8.2.3 固化材スラリーの密度と供給量の管理

固化材のスラリー密度はマッドバランスにより計測管理し、スラリー供給量は固化材添加量 ΔM_C と底泥土土量 V を考慮して適切な値を選択して管理するものとする。

底泥土等の初期固化は、スラリープラントで準備した固化材スラリーを一定流量 ΔQ (ℓ / min) でポンプ圧送して、初期固化機のスラリー吐出口から初期固化ピット内 (内寸法: 幅 $W \times$ 長さ $L \times$ 深さ Z) に噴射させて、一定速度で攪拌混合して行う。固化材スラリーの密度 ρ_{SL} と供給量 ΔQ の管理は以下のように行う。

1) 固化材スラリー密度の管理

固化材スラリーの密度 ρ_{SL} の管理は、スラリープラントのアジテータ内の固化材スラリーの密度をマッドバランス (泥水比重計: 写真 8.1) で測定し、固化材密度 ρ_C (一般に $\rho_C = 3.12 \text{ g/cm}^3$)、水の密度を ρ_w 、水・固化材比を w/c とした 5.4.3 節で示した

$$\rho_{SL} = [1 + (w/c)] / [1 / \rho_C + (w/c) / \rho_w] \quad (8.1)$$

によるスラリー密度計算式（式（5.4）の再掲）から算定される値の±2%の範囲内にあることを確認する。



写真 8.1 マッドバランス（泥水比重計）

2) 固化材スラリーの供給量管理

底泥土土量 $V (= W \cdot L \cdot Z)$ の底泥土に必要な固化材スラリーの容積 V_{SL} は、固化材添加量 ΔM_C 、粉体状態の容積 $V_C (= M_C / \rho_C = \Delta M_C \cdot V / \rho_C)$ 、固化材に加えた水の容積 $V_{CW} (= M_w / \rho_w = M_C \cdot (w / c) / \rho_w)$ から

$$\begin{aligned} V_{SL} &= V_C + V_{CW} \\ &= M_C \cdot \{1 / \rho_C + (w / c) / \rho_w\} \\ &= \Delta M_C \cdot V \cdot \{1 / \rho_C + (w / c) / \rho_w\} \end{aligned} \quad (8.2)$$

となり、固化材添加量 ΔM_C の関数になる。

容積 V の初期固化ピット内の底泥土を固化材添加量 ΔM_C で初期固化するために必要な時間 T_{IS} と固化材スラリーの流量 ΔQ ($m^3/min.$) は

$$T_{IS} = V' / \Delta Q \quad (8.3)$$

となる。

初期固化ピットへの固化材スラリーの供給量管理は、例として容積 $V = W \times L \times Z = 4.5 \times 25.0 \times 2.5 = 281.25 m^3$ の初期固化ピット内の底泥土を

固化材添加量： $\Delta M_C = 150 kg/m^3$ ($w / c = 1.0$)

固化材スラリー流量 $\Delta Q = 200 l/min.$ ($= 0.2 m^3/min.$)

の条件で初期固化することを想定すると以下のようなになる。

初期固化に要する時間 T_{IS} は、固化材スラリー流量 ΔQ により固化材スラリー体積 V_{SL} を供給す

ることから

$$V_{SL} = 0.15 \times 281.25 \times \{ 1 / 3.12 + 1.0 / 1.0 \} \doteq 55.71 \text{ m}^3$$

$$T_{IS} = V_{SL} / \Delta Q = 55.71 / 0.2 \doteq 279 \text{ min.}$$

のように得られる。したがって、固化材スラリーの初期固化ピットへの供給量は、固化材スラリーを流量一定の $\Delta Q = 200 \text{ l/min.}$ としてポンプ圧送し、初期固化ピットを長さ5m毎の五区画に分け、一区画当たり $4.5 \times 5.0 \times 2.5 = 56.25 \text{ m}^3$ を約 $279 / 5 \doteq 56 \text{ min.}$ で初期固化できる攪拌混合速度となるように初期固化機の操作により管理することになる。

8.3 品質管理

品質管理は砕・転圧土により築堤されたコアゾーンの強度と遮水性が、あるいはシェルゾーンの強度が設計条件を満足する品質にあることを確認するもので、築堤日毎に実施する日常管理と一定土量築堤毎に実施する品質管理がある。

砕・転圧土により築造されたコアゾーンの強度と遮水性や、シェルゾーンの強度が所要の品質にあることを確認するために、施工日毎に簡便な現場試験（強度・密度）により行う日常管理と、築堤規模に応じて定められた一定土量築堤毎に現場試験（強度・透水）による品質管理がある。

初期固化土（初期固化ピット）と砕・転圧土（コア・シェルゾーン）に関する品質管理項目は以下の通りである。

検査対象	日 常 管 理		品 質 管 理	
	強 度	遮 水 性	強 度	遮 水 性
初 期 固 化 土 (初期固化ピット)	球体落下試験	—	一軸圧縮試験	—
砕 ・ 転 圧 土 (コアゾーン)	球体落下試験	現場密度試験 (コアカッター法)	一軸圧縮試験 三軸圧縮試験	現場透水試験 三軸透水試験
砕 ・ 転 圧 土 (シェルゾーン)	球体落下試験	—	一軸圧縮試験 三軸圧縮試験	—

8.3.1 現場試験室

施工現場には工事管理と品質管理に必要な試験装置や試験器具を備えた現場試験室を設置する。

現場試験室は現場事務所、あるいはスラリープラントに隣接して設置されることが多い。試験室の広さは2間(3.6m)×3間(5.4m)程度を目安とする。

写真8.2に工事にはおける標準的な試験室設置の一例を示す。また、表8.1には試験室に備えるべき装置の一例を示す。

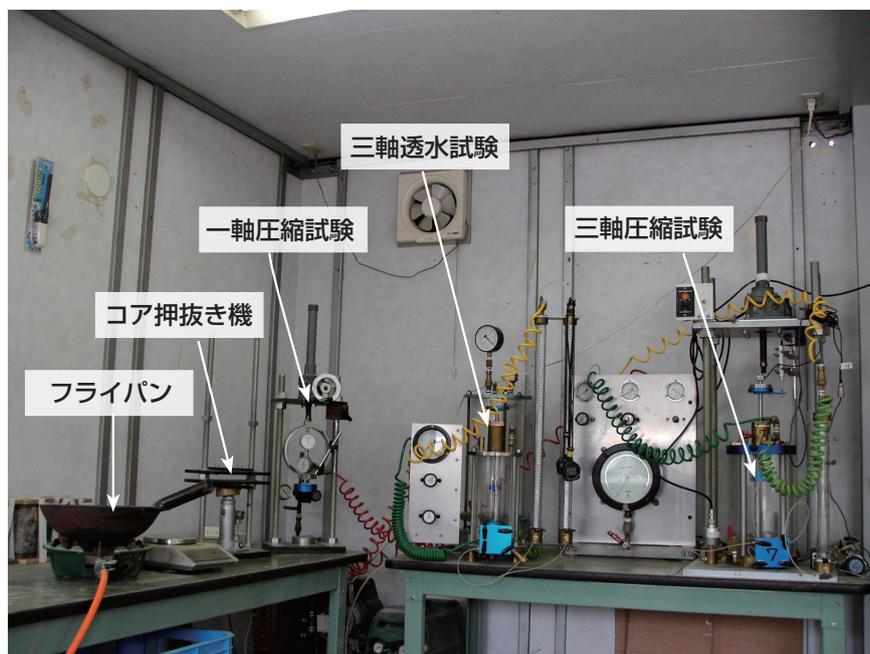


写真 8.2 現場土質試験室の例

表 8.1 試験室に設置すべき装置の例

試験項目	試験機及び物品	仕 様	個 数	備 考
現場強度	球体落下試験	FW-26 型	2 式	球体質量 2.6 kg
室内強度	一軸圧縮試験機	供試体寸法 D/H = 75 mm / 150 mm を標準とする	1 式	簡便型
	三軸圧縮試験機		1 式	
	ゴムスリーブ	肉厚 t = 0.3 mm	適量	
	ろ紙		適量	
	炭酸ガス		適量	
	コンプレッサー	0.5 MPa	1 台	
	圧力タンク		1 本	
	真空発生器		1 式	
	脱気水		適量	
遮水性 (現場)	現場透水試験機	マリOTT管式	6 式	
	不織布	30 cm × 15 cm 程度	10 枚	
	ハンドオーガー	穿孔径 φ 100 mm	1 式	透水孔掘削用
遮水性 (室内)	三軸透水試験	D / H = 75 mm / 100 mm を標準	2 式	
	ストップウォッチ		1 個	
供試体採取器具	コアサンプラー	D / H = 75 mm / 150 mm	30 個	強度試験用
		D / H = 75 mm / 100 mm	6 個	遮水性試験用
	カッター & カラー	φ 75 mm	6 組	
	ストレートエッジ	300 mm	2 本	
	コアサンプラー貫入器		2 式	
含水比 粒 度	ハカリ	最大 2,000 g 程度 (最小読み 0.1 g)	1 台	
	粒度試験用フルイ	フルイ目 19 mm ~ 75 μm	1 式	粒度管理用
	フライパン	径 300 mm 程度の中華鍋	2 個	
	ステンレスボウル	径 200 mm 程度	10 個	
	ガスコンロ	プロパン用	2 式	
	プロパンガスボンベ		1 本	
	乾燥炉		1 台	供試体乾燥用
その他	マッドバランス (泥水 比重計)		1 式	スラリー密度管理
	コーン貫入試験機		1 式	
	実験机	幅 700 mm × 長さ 1,800 mm 程度	2 台	耐荷重 250 kg
	工具類		1 式	
	各種試験部品の予備		1 式	
	その消耗品類		1 式	

8.3.2 強度の日常管理試験

強度の日常管理試験は、初期固化土では解砕当日に、砕・転圧土では築堤の翌日に現場強度試験を実施して目標強度を有していることを確認するために実施する。

1) 堤体強度の日常管理方法

通常の築堤土の締め固め管理は、締め固め試験による最大乾燥密度 ρ_{dmax} を用いた締め固め度 D_c 値による密度管理で、堤体が所定の密度以上になって締め固められていれば強度が確保されているという考え方による間接的な強度管理法が一般的に行われる。これに対して、砕・転圧盛土工法における築堤土は、通常の築堤土のように締め固められた高密度化による強度発現ではなく、固化材による化学的な固結構造による強度発現であるため、密度管理法では目標強度が確保されていることの確認はできない。したがって、砕・転圧盛土工法による堤体における強度管理は強度を直接確認する強度管理法によるものとする。

2) 強度管理実施日について

砕・転圧盛土工法では固化処理土による堤体築造であり、強度は図 8.2 に概念的に示すように初期固化土では固化材添加後からの経過日数 $t = t_s$ 、あるいは砕・転圧土では解砕・転圧後からの経過日数 $t_{cc} (= t - t_s)$ とともに増加していくため、強度管理試験は経過日数を考慮して実施しなければならない。

(1) 初期固化土

解砕日 $t = t_s = X$ 日目の初期固化強度 $(q_u)_{ISX}$ (標準の $t_s = 3$ 日であれば $(q_u)_{IS3}$) を測定し、予め室内配合試験により求められた $(q_u)_{IS10} \sim (q_u)_{ISX}$ 関係より目標強度の設定日である $t_s = 10$ 日目の強度 $(q_u)_{IS10}$ を推定し、これが目標値 $(q_u)_{IS*}$ を満足していることを確認する。

(2) 砕・転圧土

解砕土を築堤した翌日の $t_{cc} = 1$ 日目の強度 $(q_u)_{CC1}$ を測定し、目標強度設定日である $t = 10$ 日目に相当する $t_{cc} = t - t_s = 10 - X = Y$ 日目の強度 $(q_u)_{CCY}$ (解砕・転圧日が標準の $t_s = X = 3$ 日であれば $Y = t_{cc} = t - t_s = 10 - 3 = 7$ 日目の強度 $(q_u)_{CC7}$) を予め室内配合試験により求められた $(q_u)_{CCY} \sim (q_u)_{CC1}$ 関係から推定して、これが目標値 $(q_u)_{CC*}$ を満足していることを確認する。

3) 現場強度試験(球体落下試験)⁸⁾

堤体の築堤工における施工管理は、日常管理として築堤エリアを面的に広く、多数箇所試験が簡単に実施できる現場強度試験により行う。

盛土地盤の強度を現場で簡単に知ることができる現場強度試験は各種あるが、最も簡単な試験としてコーン貫入試験がある。しかし、砕・転圧盛土工法が対象とする初期固化土の強度はコーン貫入試験による試験可能な強度範囲を超えており、また強度が異なる初期固化土及び砕・転圧土を同

じ試験法で管理するのは難しい。

そこで、砕・転圧盛土工法では、低～高強度までの広範囲な地盤の強度試験に適している球体落下試験を採用している。球体落下試験は、図 8.3 に示すように、固化処理地盤面上に一定の質量の球体を一定高さから自由落下させた時にできる凹みの直径 D を測定して、 D と地盤の一軸圧縮強さ q_u の関係から強度を簡単に知ることができるものである。図 8.3 に示した装置 (FW-26 型) は球体の直径 80 mm、重量 $M = 2.6$ kg で、落下高さ $H = 45$ cm の形式である。写真 8.3 には試験実施状況を示す。

球体落下試験により求めた初期固化土強度 $(q_u)_{IS}$ あるいは砕・転圧土強度 $(q_u)_{CC}$ と球体落下により形成された凹みの直径 D (cm 表示) の逆数 $1/D$ の関係は図 8.4 に示すようにほぼ一本の直線

$$(q_u)_{IS}, (q_u)_{CC} = A \cdot (1/D) + B \quad (A, B \text{ は係数}) \quad (8.4)$$

で近似できる。このような関係を、予め室内配合試験や試験施工時の管理試験で求めておけば簡単に現場で初期固化土と砕・転圧土の一軸圧縮強さ $(q_u)_{IS}$ と $(q_u)_{CC}$ を推定することができる。初期固化土あるいは砕・転圧土の現場強度は球体落下試験を一箇所 4 回実施した平均値を求め、かつこの試験を 4 箇所以上で実施して求めた平均値をもって評価するものとする。

4) 強度管理値の範囲

強度管理値の範囲は、初期固化土と砕・転圧土のそれぞれについて以下のように設定する。

(1) 初期固化土

球体落下試験により $t_s = X$ 日目の強度 $(q_u)_{ISX}$ から推定された目標強度の設定日である $t = 10$ 日目に相当する強度 $(q_u)_{IS10}$ が目標強度 $(q_u)_{IS}^*$ 以上で、かつその $1/a_{FL}$ 倍以下にあることを確認する。

$$(q_u)_{IS}^* \leq (q_u)_{IS10} \leq (1/a_{FL}) \cdot (q_u)_{IS}^* \quad (8.5)$$

(2) 砕・転圧土

球体落下試験により築堤の翌日 $t_{CC} = 1$ 日目の強度 $(q_u)_{CC1}$ から推定された目標強度の設定日である $t = t_s + t_{CC} = 10$ 日目の相当する強度、 $t_s = X$ 日であれば $t_{CC} = t - t_s = 10 - X = Y$ 日目の強度 $(q_u)_{CCY}$ が目標強度 $(q_u)_{CC}^*$ 以上で、かつその $1/a_{FL}$ 倍以下にあることを確認する。

$$(q_u)_{CC}^* \leq (q_u)_{CCY} \leq (1/a_{FL}) \cdot (q_u)_{CC}^* \quad (8.6)$$

ただし、堤高が低い堤体のように、目標強度 $(q_u)_{CC}^*$ が施工機械のトラフィカビリティーにより決まる $(q_u)_{CC}^* = (q_u)_{CC\text{Trafficability}} (> (q_u)_{CC\text{Stability}})$ の場合には、強度管理値 $(q_u)_{CCY}$ が目標強度 $(q_u)_{CC}^*$ に達していなくとも、築堤可能なトラフィカビリティーが確保され、堤体安定に必要な強度 $(q_u)_{CC\text{Stability}}$ 以上であれば、つまり

$$(q_u)_{CCStability} < (q_u)_{CCY} \leq (q_u)_{CC*} (= (q_u)_{CCTrafficability}) \quad (8.7)$$

であれば問題ないものとする。

以上の取扱いや、管理基準値に上限値も設けているのは、砕・転圧盛土工法による堤体部が、堤体安定に必要な強度を有し、かつ既設堤体部との密着性（なじみ）の良い堤体の築造を目的としているためである。つまり、砕・転圧土の強度が堤体安定に必要な強度を越えると既設堤体土との密着性を悪くする原因になるからである。この点が、ただ単に目標強度を満足していればよい通常の地盤改良工法と異なるところである。

図 8.2 強度管理の基本的考え方 ($t_s = 3$ 日の場合)⁸⁾

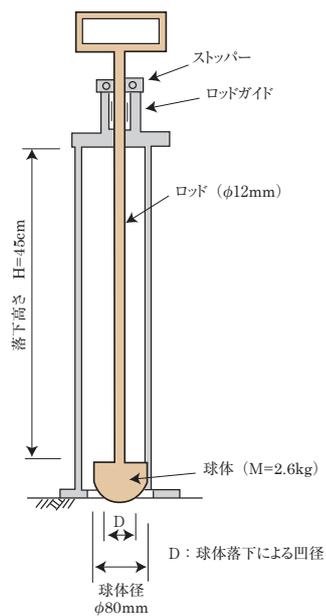


図 8.3 球体落下試験 ($F_w - 26$ 型)



写真 8.3 球体落下試験の状況

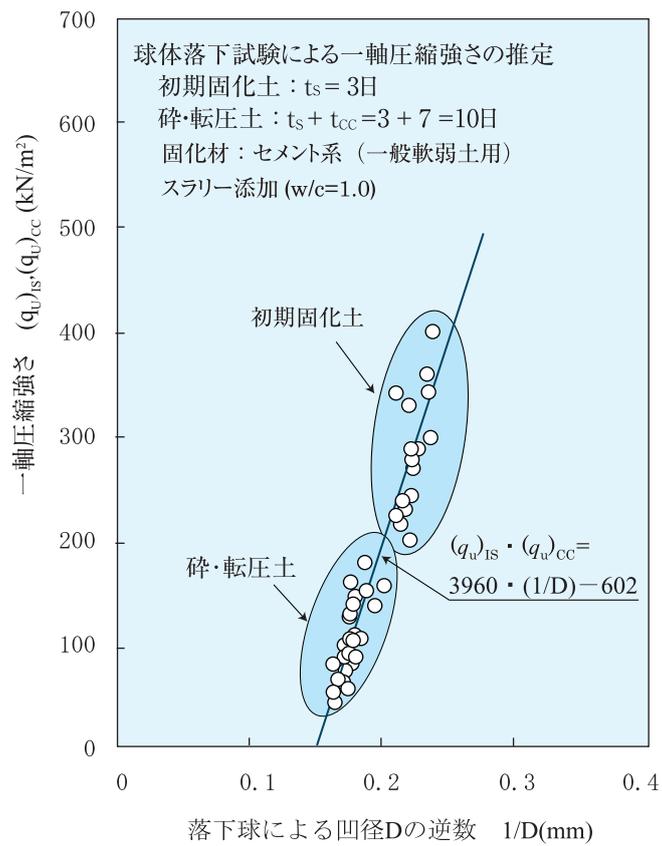


図 8.4 球体落下試験による強度の推定

8.3.3 遮水性の日常管理試験

遮水性の日常管理試験は、築堤日毎に現場密度試験を実施して、砕・転圧土により築造されたコアゾーンが所要の遮水性にあることを間接的に確認するものである。

遮水性の日常管理試験は、砕・転圧土により築造されたコアゾーンが所要の遮水性を満足していることを、現場密度試験から求まる密度比 D_ρ により間接的に確認するものである。

密度比 D_ρ はコアゾーン築堤面からコアカッター法 (JGS 1613) により採取した不攪乱供試体 (内径寸法は $D / H \approx 75 \text{ mm} / 100 \text{ mm}$ 程度) から湿潤密度 ρ_{icc} を求め、予め室内配合試験で求められた湿潤密度 ρ_{icc}^* との比

$$D_\rho = (\rho_{\text{icc}} / \rho_{\text{icc}}^*) \times 100 (\%) \quad (8.8)$$

として算定する。現場の遮水性は、現場の ρ_{icc} が室内配合試験における密度 ρ_{icc}^* に対してある程度以上の密度状態にあれば水みちの原因になる隙間がなく固化し、確保されるという考え方によるものである。これまでの実績によると

$$D_\rho \geq 98\% \quad (8.9)$$

であれば遮水性は確保されることがわかっている。

ただし、現場密度試験は、底泥土に掘削土を混合して固化処理する場合のように、礫などの粗粒分を含む場合には正確な密度測定が不可能なため実施できない場合がある。

8.3.4 強度の一定土量築堤毎の品質管理試験

強度の品質管理試験は、堤体規模に応じて定められた頻度の一軸圧縮試験および三軸圧縮試験により、砕・転圧土により築造したコアゾーンとシェルゾーンが所要の強度を確保していることを確認する。

1) 堤体強度の確認方法

強度の一定土量築堤毎の品質管理は、砕・転圧土により築造されたコアゾーンとシェルゾーンの強度を堤体規模に応じて定められた築堤土量毎に初期固化ピット内の初期固化土、築堤面の砕・転圧土から不攪乱状態で採取した供試体の一軸圧縮試験あるいは三軸圧縮試験を実施して確認することを基本とする。

2) 不攪乱供試体の採取方法

室内強度試験に使用する不攪乱供試体の採取は初期固化土地盤と砕・転圧土地盤では異なる。

初期固化土は固化材を添加・混合後のまだ固まらない間に、シンウォールパイプ（内径寸法 $D/H \approx 75 \text{ mm} / 150 \text{ mm}$ 程度）を初期固化ピット内に埋設しておき、2時間程度だけ固化させてから掘出して採取し、両端面を平らに整形してから乾燥防止用のビニールシートで保護して試験室で保管する。なお、目標強度が低い場合や、夏場のように固化速度が速いと想定される場合には、パイプを掘出して両端面を整形する時に内部の試料に亀裂が生じてしまう可能性があるため、埋設時間を調節するものとする。

砕・転圧土は転圧直後の築堤面に、図 8.5 と写真 8.4 に示すような、鋼製の薄肉ライナーサンプラー（内径寸法 $D/H = 75 \text{ mm} / 150 \text{ mm}$ 程度）を鉛直に貫入させて掘り出して採取し、両端面を平らに整形してから乾燥防止用のビニールシートで保護して試験室で保管する。

なお、採取した初期固化土あるいは砕・転圧土の不攪乱供試体は試験実施までの間は乾燥しないようにクーラーボックス内で濡れタオルなどで包んで湿度を保った状態で養生して保管する。

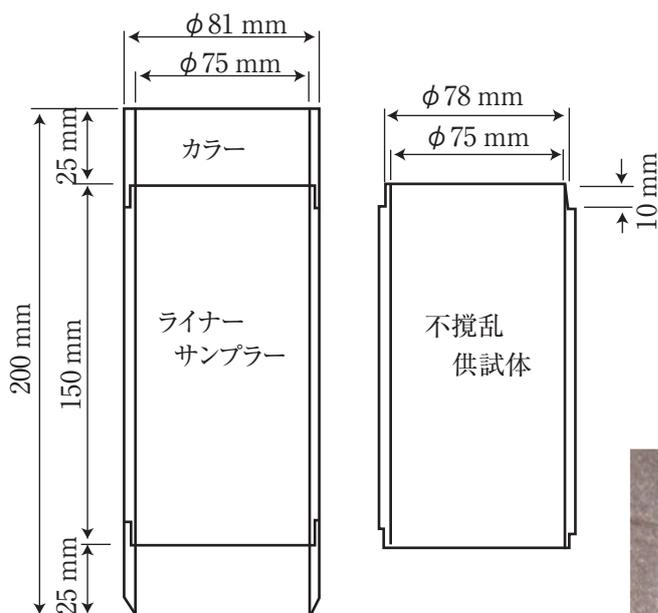


図 8.5 ライナーサンプラー
(内径寸法 $D/H = 75 \text{ mm} / 150 \text{ mm}$)



写真 8.4 ライナーサンプラー
($D/H = 75 \text{ mm} / 150 \text{ mm}$)

3) 室内強度試験(一軸圧縮試験・三軸圧縮試験)

(1) 一軸圧縮試験

室内強度試験は不攪乱状態で採取した3本以上の供試体について目標強度設定日 $t = 10$ 日に相当する日数に達した時点で「土の一軸圧縮試験方法 (JGS 0511)」に準じて実施し、得られた一軸圧縮強さの平均値により評価する。なお、現場試験室での一軸圧縮試験装置は、試験結果を実施工に迅速にフィードバックするために、最大荷重 P_{\max} を読み取るだけの簡便型の一軸圧縮試験でもよい。この場合には応力～ひずみ曲線が記録されないが、試験実施の記録として写真撮影を行うものとする。

(2) 三軸圧縮試験

砕・転圧土により築造した堤体の応力・変形特性(応力～ひずみ曲線)や強度パラメータを確認するために、不攪乱状態で採取した供試体について目標強度設定日 $t = 10$ 日に相当する日数に達した時点で三軸圧縮試験 (JGS 0523) に準じて実施する。試験は圧密応力レベル σ_{3C} を3種類以上、例えば、 $\sigma_{3C} = 49, 98, 196 \text{ kN/m}^2$ に設定して実施するものとする。

堤体全体の安定計算において、砕・転圧土ゾーン内を通るすべり面上の応力レベル σ' が目標強度により決まる固結構造降伏応力 σ'_{IP} を超える範囲にわたる場合には、砕・転圧土の三軸圧縮試験の圧密応力レベル σ_{3C} はバイリニア型破壊規準により強度パラメータが求められるように応力範囲ををカバーできる5種類程度以上で設定するものとする。

4) 管理基準値

強度の管理基準値は、日常管理試験の場合と同様に、初期固化土と砕・転圧土のそれぞれについて以下のように設定する。

(1) 初期固化土

目標強度の設定日である $t = 10$ 日目の強度 $(q_u)_{IS10}$ が目標強度 $(q_u)_{IS}^*$ 以上で、かつその $1/a_{FL}$ 倍以下でなければならない。

$$(q_u)_{IS}^* \leq (q_u)_{IS10} \leq (1/a_{FL}) \cdot (q_u)_{IS}^* \quad (8.5')$$

(2) 砕・転圧土

目標強度の設定日である $t = t_{SC} + t_{CC} = 10$ 日目の強度、 $t_S = X$ 日であれば $t_{CC} = t - t_S = 10 - X = Y$ 日目の強度 $(q_u)_{CCY}$ が目標強度 $(q_u)_{CC}^*$ 以上で、かつその $1/a_{FL}$ 倍以下

$$(q_u)_{CC}^* \leq (q_u)_{CCY} \leq (1/a_{FL}) \cdot (q_u)_{CC}^* \quad (8.6')$$

でなければならない。

ただし、堤高が低い堤体のように、目標強度 $(q_u)_{CC}^*$ が施工機械のトラフィカビリティーにより決まる $(q_u)_{CC}^* = (q_u)_{CCTrafficability} (> (q_u)_{CCStability})$ の場合には、管理強度 $(q_u)_{CC7}$ が目標強度 $(q_u)_{CC}^*$ に達していなくとも、築堤可能なトラフィカビリティーが確保され、堤体安定に必要な強度 $(q_u)_{CCStability}$ 以上であれば、つまり

$$(q_u)_{CCStability} < (q_u)_{CCY} \leq (q_u)_{CC*} (= (q_u)_{CCTrafficability}) \quad (8.7')$$

であれば問題ないものとする。

三軸圧縮試験による強度パラメータの確認は、一軸圧縮強さの場合と同様に行うものとし、目標強度の設定日 $t_{CC} = t - t_s = 10 - X = Y$ 日目に実施した試験から得られた LP 領域における粘着力 $(c')_{CCY}^{LP}$ が目標強度 $(c')_{CC*}$ 以上で、かつその $1/a_{FL}$ 倍以下

$$(c')_{CC*} \leq (c')_{CCY}^{LP} \leq (1/a_{FL}) \cdot (c')_{CC*} \quad (8.10)$$

であり、かつ内部摩擦角 $(\phi')_{CCY}^{LP}$ が安定計算で設定した値 $(\phi')_{CC}^{LP}$ と比較して

$$(\phi')_{CCY}^{LP} \geq (\phi')_{CC}^{LP} \quad (8.11)$$

を満足していなければならない。

8.3.5 遮水性の一定土量築堤毎の品質管理試験

遮水性の一定土量築堤毎の品質管理試験は砕・転圧土により築造したコアゾーンが、所要の遮水性

$$\text{現場透水試験：} k_{\text{Field}} \leq 1 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$$

$$\text{室内透水試験：} k_{\text{Lab}} \leq 1 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$$

を満足していることを確認するもので、堤体規模により定められた頻度で現場透水試験および室内透水試験を実施する。

遮水性確認試験は、砕・転圧土により築造されたコアゾーンが所定の遮水性を満足していることを確認するために行う。築堤規模に応じて定められた一定土量築堤毎に実施する現場透水試験による透水係数により直接判定することを基本とする。

1) 現場透水試験

築堤面にハンドオーガーで直径 10 cm、深さ 20 cm 程度の立坑を掘削し、そこで図 8.6 に概念的に示すようなマリOTT管を用いた一定水位型現場透水試験（立坑法：JGS 1316 に準じる）を実施して現場透水係数 k_{Field} を求める。写真 8.5 には現場透水試験の実施状況を示す。試験は同時に 3 点以上で行い、得られた現場透水係数の平均値により評価するものとする。現場透水試験による透水係数 k_{Field} の平均値は $1 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$ 以下でなければならない。

2) 室内透水試験

室内透水試験によるコアゾーンの遮水性の確認は、堤体規模により定められた一定土量築堤毎に不攪乱状態で採取した供試体についての「三軸試験装置を用いた透水試験」を実施して行う。供試体は、一軸圧縮試験で使用する供試体と同様の方法により堤体から不攪乱状態で採取するが、その寸法は $D/H = 75\text{mm}/100\text{mm}$ を標準とする。試料採取は同時に3ヶ所以上で行い、得られた透水係数の平均値により評価するものとする。なお、透水係数 k_{Lab} は圧密圧力レベル σ'_c に依存するので、堤体遮水性を考慮するための透水係数として圧密応力レベル $\sigma'_c = 20\text{ kN/m}^2$ における値を採用するものとし、室内透水試験による透水係数 k_{Lab} の平均値は $1 \times 10^{-6}\text{ cm/s}$ 以下でなければならない。

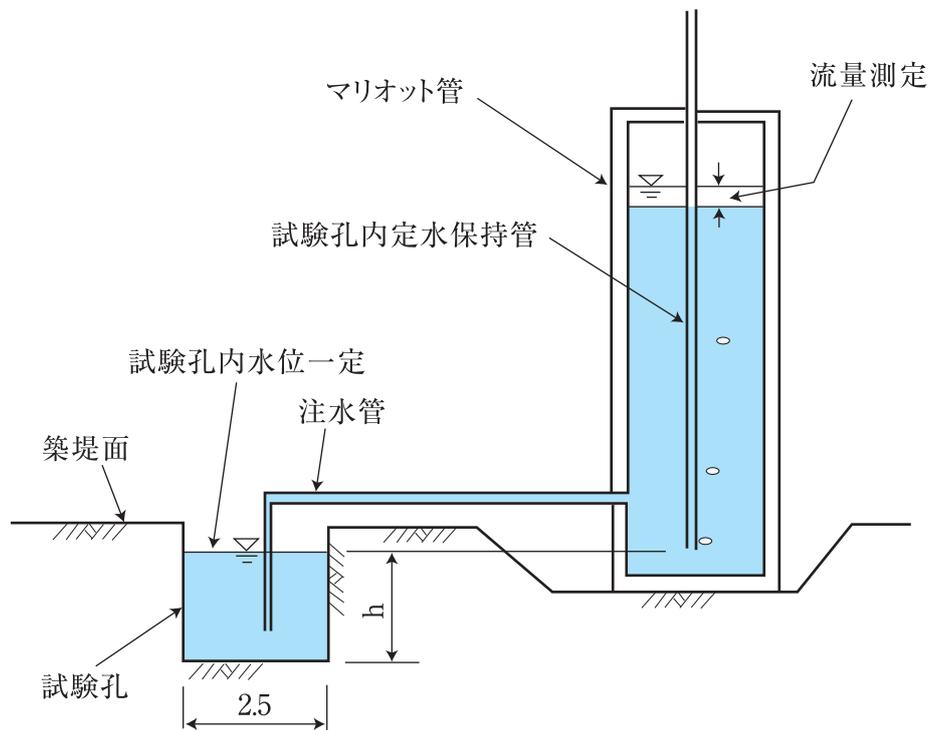


図 8.6 マリ奥特管式現場透水試験の例

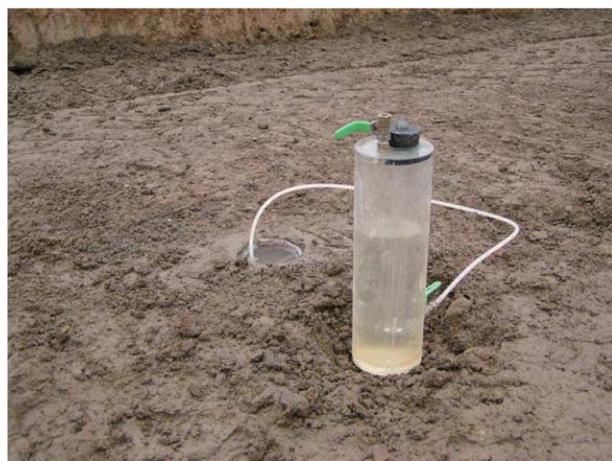


写真 8.5 マリ奥特管式現場透水試験 (F - K65 型) の実施状況

8.3.6 六価クロム溶出試験

固化処理の対象土が火山灰質粘性土の場合には、施工中の一定土量毎に「六価クロム溶出試験」を実施し、環境基準値 0.05 mg/ℓ を超過しないことを確認する。

溶出試験は改良土量が 5,000 m³ 以上の工事を対象とし、その頻度は改良土 1,000 m³ に一回程度、環境庁告示 46 号溶出試験と通達 49 号に記載されているタンクリーチング試験をそれぞれ実施するものとしている。しかし、固化処理対象土が火山灰質粘性土以外の土では、配合試験時に実施した溶出試験結果において六価クロム溶出量が土壤環境基準を超えなかった場合にはこの試験は実施しなくてもよい。

8.3.7 施工管理・品質管理試験の実施頻度

材料管理試験は表 8.2 に示すように底泥土等の含水比試験と細粒分含有率試験、固化材スラリーの密度試験をそれぞれ午前・午後に各 1 回の 2 回実施する。

日常管理試験は表 8.3 に示すように初期固化土と砕・転圧土の現場強度の確認のために球体落下試験を解砕日毎に 1 回（4 回／1 箇所を 4 箇所以上）、また砕・転圧土の遮水性の確認のために現場密度試験を築堤日毎に 1 回（3 箇所以上）実施する。

品質管理試験の実施頻度は、築造されたコアゾーンあるいはシェルゾーンのうちで作用する土被り圧や水圧が高く、かつ堤体安定性や遮水性にとって重要な役割をする下層部において試験頻度が高くなるように、築堤規模に応じて定められた一定土量築堤毎に実施するものとし、その目安を表 8.4 に示す。

表 8.2 材料管理試験の実施頻度

管理試験名	初期固化土	備 考
底泥土・混合泥土等の含水比試験	2 回／日（午前・午後）	フライパン法
底泥土・混合泥土等の粒細粒分含有率試験	2 回／日（午前・午後）	JIS A1223
固化材スラリー密度試験	2 回／日（午前・午後）	マッドバランス法

表 8.3 日常管理試験の実施頻度

管理試験名	初期固化土	砕・転圧土	備 考
現場強度試験	1 回／日	1 回／日	球体落下試験（FW - 26 型） 4 箇所（4 点／箇所）
現場密度試験	—	1 回／日	JGS 1613 コアカッター法（3 箇所以上）

表 8.4 品質管理試験の実施頻度の目安

管理試験名	初期固化土	砕・転圧土	備 考
一軸圧縮試験	① 1 回 / 1,000 m ³ ② 1 回 / 2,000 m ³ ③ 1 回 / 3,000 m ³	① 1 回 / 1,000 m ³ ② 1 回 / 2,000 m ³ ③ 1 回 / 3,000 m ³	JGS 0511 に準じる (簡便型) コア・シェルゾーン毎の築堤規模 ① 10,000 m ³ 以下 ② 20,000 m ³ 以下 ③ 20,000 m ³ 超 D / H = 75 mm / 150 mm を標準
三軸圧縮試験	—	1 回 / 5,000 m ³	JGS 0523 に準じる D / H = 75 mm / 150 mm を標準
現場透水試験	—	コアゾーンのみ ① 1 回 / 1,000 m ³ ② 1 回 / 2,000 m ³ ③ 1 回 / 3,000 m ³	立坑法 : JGS 1316 に準じる コアゾーンのみ ① 10,000 m ³ 以下 ② 20,000 m ³ 以下 ③ 20,000 m ³ 超 3 点以上 / 回
三軸透水試験	—	コアゾーンのみ ① 1 回 / 1,000 m ³ ② 1 回 / 2,000 m ³ ③ 1 回 / 3,000 m ³	不攪乱供試体 コアゾーンのみ ① 10,000 m ³ 以下 ② 20,000 m ³ 以下 ③ 20,000 m ³ 超 3 供試体以上 / 回 D / H = 75 mm / 100 mm を標準
六価クロム溶出試験	—	1 回 / 1,000 m ³	火山灰質粘性土の場合で、かつ固 化処理土量 5,000 m ³ 以上の工事を 対象

(注意) 工事規模が小さく、品質管理試験の実施回数が著しく少なくなる場合には、全体で 10 回程度になるように試験頻度を調整するものとする。但し、実施が困難な場合には別途考慮して決めるものとする。

9 堤体観測と湛水試験

9.1 堤体観測

新堤体及び既設堤体の施工中，あるいは施工完了後の湛水試験，供用中の安定性確認のために，必要に応じて堤体内に観測計器を埋設し，堤体表面に設置された変位杭等の測量観測により堤体挙動を監視する。

新堤体及び既設堤体の施工中，あるいは施工完了後の湛水試験，供用中の安定性確認のために，必要に応じて堤体内に観測計器を埋設して堤体内の応力・変形挙動，堤体表面に設置された変位杭等の測量観測により堤体の変形挙動を監視することが望ましい。

堤体観測を実施する場合に，埋設する計器の種類や埋設数は堤体の規模や設計時に想定された不確定要因等により異なるので，挙動を確認したい箇所に計器を優先的に埋設するものとし，一般的な観測事項は新設用の土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」技術書（フィルダム編）²⁴⁾などを参考にして決めるものとする。

9.2 湛水試験

湛水試験は本格的貯水に先立って常時満水位までの範囲を対象に貯水・放流を複数回繰り返す，堤体の外部変形や計器による堤体挙動を監視し，貯水位上昇・急低下による堤体の安定性を確認するものであるが，必要に応じて実施するものとする。

湛水試験は，貯水位を徐々に上昇，あるいは降下させて，堤体内に埋設した計器観測，堤体表面に設置した変位杭の測量観測により堤体挙動を観測して堤体の安定性を確認するものである。

ここで対象としたような既設堤体の補強や漏水防止を目的とした改修は改修規模が小さく，改修に伴って新たに加わる土圧や水圧は限定的であること，既設堤体はこれまで長い年月にわたって機能していたことを考慮すると，新設の場合と同様な貯水位の上昇・降下を複数回繰り返す湛水試験が必要ないという考え方もある。また，フィルダムは現在供用中であることが多く，湛水試験を実施する時間的余裕がない場合も多い。以上のことを考慮すると，湛水試験は必要に応じて実施するものとし，実施する場合も試験内容は堤体の規模や供用開始までの時間的余裕等により一律に決め

にくいため、新設の場合よりも貯水位の上昇・下降サイクルを少なくした簡単なものを計画する工夫が必要であろう。



【積算編】



10 積算

10.1 一般事項

10.1.1 適用範囲

この「砕・転圧盛土工法によるフィルダム堤体改修の積算指針（以下本指針）（案）」は、フィルダムの堤体を砕・転圧盛土工法により改修する場合における工事費の積算に適用する。

ただし、この資料によることが著しく不適當または困難であると認められるものは適用除外とすることができる。

10.1.2 引用基準類及びその他資料

本指針（案）は、主に次の基準類を引用して作成した。

- ・農林水産省土地改良工事積算基準（土木工事）平成20年度版
- ・農林水産省土地改良工事積算基準（機械経費）平成20年度版
- ・（財）ダム技術センター「ダム工事積算の解説」平成20年度版

フィルダム堤体改修工事の積算にあたっては、本指針（案）及び上記の積算資料による。

また、本指針（案）を利用する場合は、併せて「砕・転圧盛土工法によるフィルダム堤体改修の設計・施工指針」を参照し、工法の目的と特性を十分に理解の上、積算する必要がある。

平成18年度に発行された「ため池改修工事の効率化－砕・転圧盛土工法によるため池改修－設計施工・指針（案）、積算指針（案）」とは改修対象の堤体規模等に起因した相違点があるため、対象となる堤体に応じて適切に使い分ける必要がある。

10.1.3 材料費，労務費，その他

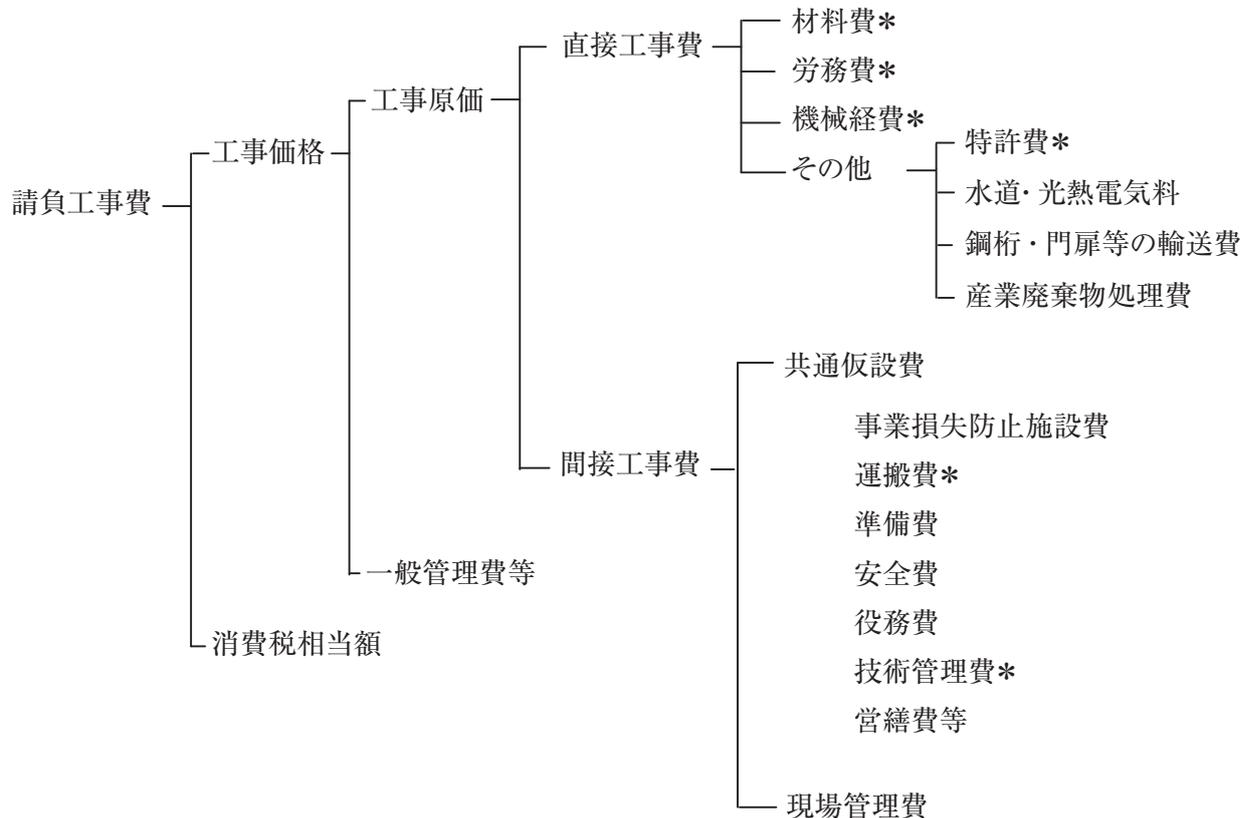
積算に用いる材料費，労務費，機械損料費等については、農林水産省土地改良工事積算基準（土木工事）及び（機械経費）より算定することを基本としている。

ただし、交替制，拘束時間，作業日数等の考え方を考慮する場合は、（財）ダム技術センター「ダム工事積算の解説」第1章総則に基づき、適切に設定する必要がある。

10.2 積算基準

10.2.1 積算価格の構成

本指針（案）では*部分を、積算の対象とする。



- ① 積算は設計図，計算書に基づき，単価表または内訳表によって必要とされる材料費，労務費，機械経費等を，個別に積み上げ計算することを原則とする。
- ② 底泥土の掘削，固化，運搬に必要な仮設道路は，現場の状況によって異なるので事前調査を十分に行い，計画すること。
- ③ 配合計画での配合試験費用は本指針（案）では扱っていない。
- ④ 本指針（案）における運搬費については，使用する重機，機械の組立・解体費を取り扱い，積み上げ計算することを原則とする。
- ⑤ 特許料（特許使用料及び特許許諾）は，以下の通りである。

<特許使用料>

A. 国・公団・県・団体営等の農業農村整備事業 60 円 /m³（砕・転圧土 1m³ 当り）

B. 上記 A 以外 130 円 /m³（砕・転圧土 1m³ 当り）

※ 2009 年 1 月 31 日現在

<特許許諾>

当組合または独立行政法人農業・食品産業技術総合研究機構農村工学研究所に照会すること。

10.2.2 標準施工システム

1) 固化材添加方法

固化材添加方法はスラリー添加を標準とする。

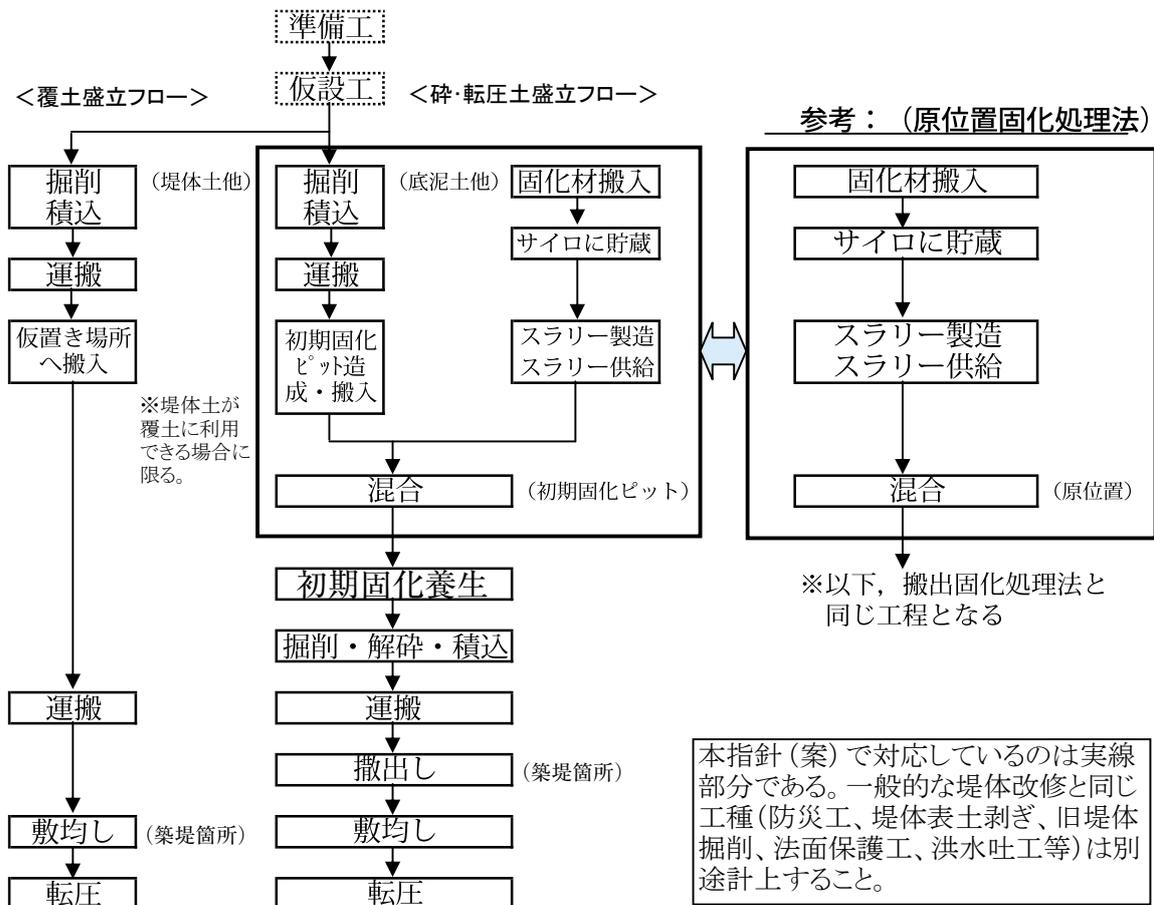
2) 標準施工フロー

固化処理する方法は、池内から搬出した底泥土を初期固化ピット内あるいはプラント内に搬入して固化処理する「搬出固化処理法」と、池敷内に堆積している底泥土を原位置でそのまま初期固化する「原位置固化処理法」がある。下図にそれぞれの施工フローを示す。

これらの工法は、現地調査を十分に行い、フィルダムの立地条件、底泥土の堆積量、品質上の問題等と経済性を考慮したうえで選定するが、砕・転圧土の品質確保の観点から「搬出固化処理法」を基本とする。

いずれの施工方法においても、盛立時の転圧機械と転圧回数の決定と配合試験結果の妥当性を評価するため、施工の前には試験施工（試験盛土）を実施することを原則とする。

標準施工フロー（搬出固化処理法）



試験施工（試験盛土）について

事前の配合試験をもとに定めた固化材添加量により以下の目的で試験盛土を行う。

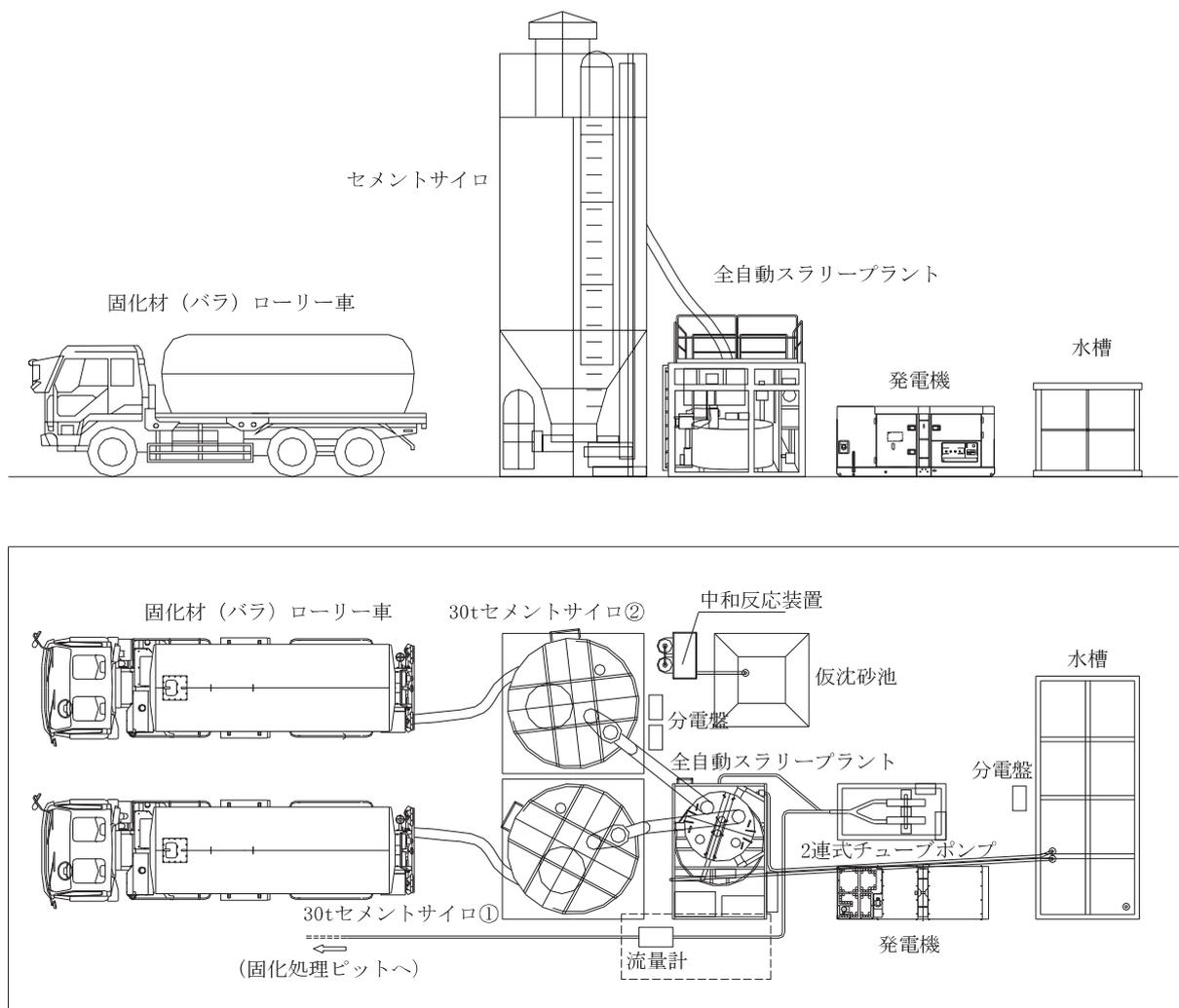
- ① 転圧機械の選定（施工条件により複数の機械の候補を用意する場合がある）
- ② 転圧回数の決定（一般に転圧4, 6, 8回を実施することが多い）
- ③ 撒出し厚の決定（解砕粒径も考慮して最適な厚さを決定する）
- ④ 配合試験結果の妥当性の評価（一軸圧縮試験, 三軸透水試験, 現場透水試験等）
- ⑤ 砕・転圧土をコアゾーンに使用する場合は, 透水試験を必須項目とする。

試験盛土に係る費用は別途積上げ計上する。

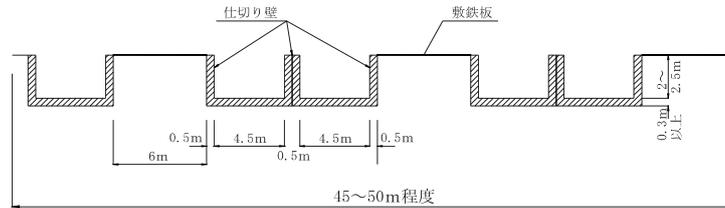
10.2.3 標準施工機械・装置の形状と寸法及び人員配置

1) 初期固化プラント(スラリー添加方式) 配置図(1セット分)

下図は砕・転圧盛土工法1セット分のスラリー添加方式固化処理プラントの配置例である。



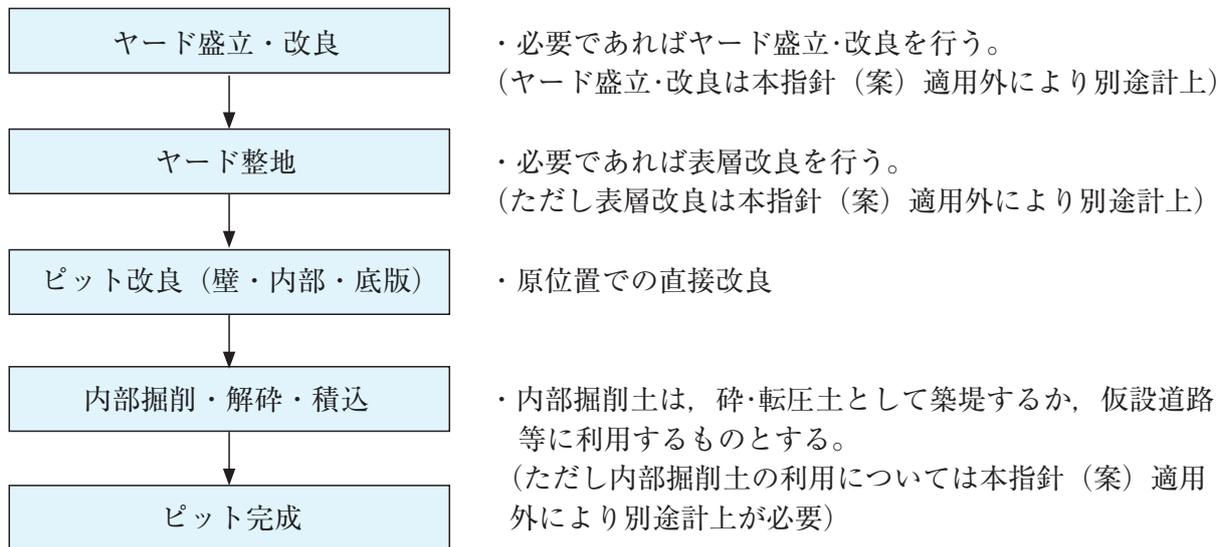
初期固化ピット断面図



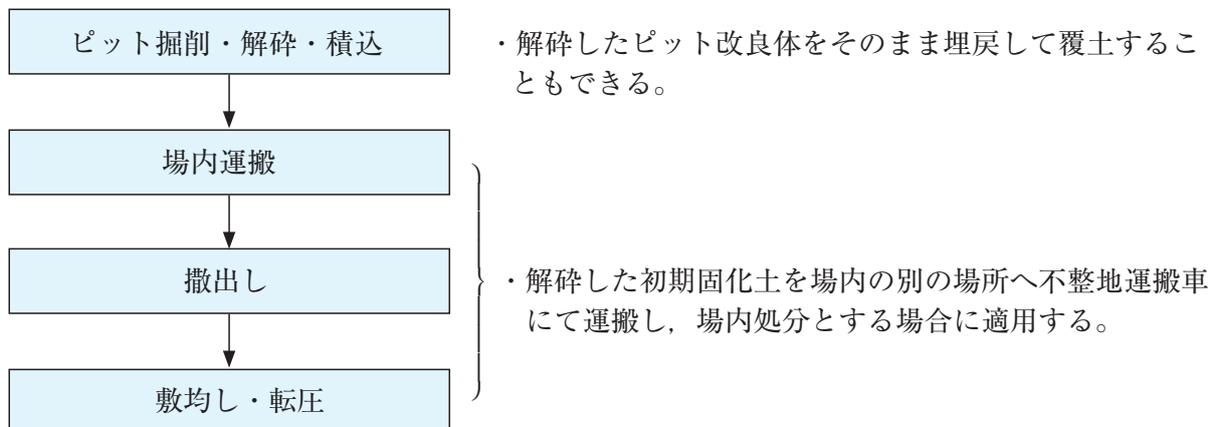
※仕切り壁は原位置改良で築造する。

初期固化ピットは、以下に示すフローで造成・撤去することを標準とする。

＜初期固化ピット造成＞



＜初期固化ピット撤去＞



3) 主要機械一覧表

(1) 搬出固化処理法 (1セット)

区分	名称	仕様	数量	備考	
固化材の 添加・混合 (スラリー)	掘削・積込・ 運搬(底泥土 他)	バックホウ	山積 0.8 m ³ または 1.4 m ³	1 台	排出ガス対策型(第2次)
		不整地運搬車	クローラ型・全旋回式・10～11 t	2～4 台	排出ガス対策型(第2次)
		泥上掘削機* ¹	油圧式・クローラ型・平積 0.4 m ³	1 台	掘削補助
	初期固化	初期固化機	クローラ山積 1.4 m ³ 級または 1.9 m ³ 級	1 台	トレンチャー式等
	プラント部	固化材スラリープ ラント	20 m ³ /h (125 kg/m ³ 以上) 10 m ³ /h (125 kg/m ³ 未満)	1 式	スクリーコンベア・計 量器付きセメントサイ ロ、水槽、ポンプ、アジ テータ、グラウトポンプ を含む
		流量記録計	100 - 400 L / 分	1 台	
		発動発電機	100 kVA	1 台	
		アルカリ中和装置	処理能力 6 m ³ /h	1 台	
		集塵機	2.2 kW	1 台	
		高压洗浄機	5.5 kW	1 台	
高压ホース		50 A	1 式		
運搬	掘削・解砕・ 積込	掘削解砕積込機	クローラ山積 0.8 m ³ 級	1 台	バケット式解砕機
	運搬	不整地運搬車	クローラ型・全旋回式・10～11 t	2～4 台	運搬距離に応じて決定
築堤	撒出し	バックホウ	山積 0.8 m ³ 級または 1.4 m ³ 級	1 台	排出ガス対策型(第2次)
	敷均し* ²	ブルドーザ	普通 15 t 級	1 台	排出ガス対策型(第2次)
		ブルドーザ	普通 21 t 級		排出ガス対策型(第2次)
		ブルドーザ	普通 32 t 級		排出ガス対策型(第2次)
	転圧* ²	ブルドーザ	普通 15 t 級	1 台	排出ガス対策型(第2次)
		ブルドーザ	普通 21 t 級		排出ガス対策型(第2次)
		振動ローラ	コンバインド型 3～4 t		排出ガス対策型(第2次)
		振動ローラ	土工用シングルドラムローラ 8～12 t		排出ガス対策型(第2次)
	振動コンパクタ, タンバ等		1 台		

* 1 泥上掘削機は底泥土厚が厚い場合に別途計上する。その目的は掘削・積込・運搬の補助作業である。

* 2 敷均し及び転圧機械については表中の機械のうち砕・転圧土や施工条件に適した機械を選定する。

(2) 原位置固化処理法 (1 セット)

区 分	名 称	仕 様	数 量	備 考	
固化材の 添加・混合 (スラー)	初期固化	初期固化機	クローラ山積 1.4 m ³ 級または 1.9 m ³ 級	1 台	トレンチャー式等
		泥上掘削機 *1	油圧式・クローラ型・平積 0.4 m ³	1 台	地盤改良機補助
	プラント部	固化材スラリープラント	20 m ³ /h (125 kg/m ³ 以上) 10 m ³ /h (125 kg/m ³ 未満)	1 式	スクリーコンベア・計 量器付きセメントサイ ロ, 水槽, ポンプ アジテータ, グラウトポ ンプを含む
		流量記録計	100 - 400 L/分	1 台	
		発動発電機	100 kVA	1 台	
		アルカリ中和装置	処理能力 6 m ³ /h	1 台	
		集塵機	2.2 kW	1 台	
		高圧洗浄機	5.5 kW	1 台	
		高圧ホース	50 A	1 式	
運搬	掘削・解砕・ 積込	掘削解砕積込機	クローラ山積 0.8 m ³ 級	1 台	バケット式解砕機
	運搬	不整地運搬車	クローラ型・全旋回式・10 ~ 11 t	2 ~ 4 台	運搬距離に応じて決定
築堤	撒出し	バックホウ	山積 0.8 m ³ 級または 1.4 m ³ 級	1 台	排出ガス対策型(第2次)
	敷均し *2	ブルドーザ	普通 15 t 級	1 台	排出ガス対策型(第2次)
		ブルドーザ	普通 21 t 級		排出ガス対策型(第2次)
		ブルドーザ	普通 32 t 級		排出ガス対策型(第2次)
	転圧 *2	ブルドーザ	普通 15 t 級	1 台	排出ガス対策型(第2次)
		ブルドーザ	普通 21 t 級		排出ガス対策型(第2次)
		振動ローラ	コンバインド型 3 ~ 4 t		排出ガス対策型(第2次)
		振動ローラ	土工用シングルドラムローラ 8 ~ 12 t		排出ガス対策型(第2次)
	振動コンパクタ, タンパ等		1 台		

* 1 泥上掘削機は底泥土厚が厚い場合に別途計上する。その目的は掘削・積込・運搬の補助作業である。

* 2 敷均し及び転圧機械については表中の機械のうち砕・転圧土や施工条件に適した機械を選定する。

4) 人員配置表

(1) 搬出固化処理法 (1 セット)

作業内容		世話役	運転手		作業員		備考
			特殊	普通	特殊	普通	
掘削・積込	バックホウ運転	1	1				
運搬	不整地運搬車運転		2～4				運搬距離に応じて決定
初期固化	初期固化機運転		1	1	1		改良管理 1 人 ホース切回し 1 人
	水陸両用掘削機		1		1		
	プラント運転			1	2		グラウトポンプ操作 1 人 プラント操作補助員 1 人
掘削・解砕・積込	バケット式解砕機運転			1		1	解砕機補助および 積込み誘導員 1 人
運搬	不整地運搬車運転			2～4			運搬距離に応じて決定
撤出し	バックホウ運転			1		1	運転補助員 1 人
敷均し	ブル運転			1			
転圧	転圧機運転		1				
計		1	11～15		2	6	合計 20～24 人

(2) 原位置固化処理法 (1 セット)

作業内容		世話役	運転手		作業員		備考
			特殊	普通	特殊	普通	
初期固化	初期固化機運転	1	1		1	1	改良管理 1 人 ホース切回し 1 人
	水陸両用掘削機		1			1	
	プラント運転				1	2	グラウトポンプ操作 1 人 プラント操作補助員 1 人
掘削・解砕・積込	バケット式解砕機運転		1			1	解砕機補助および 積込み誘導員 1 人
運搬	不整地運搬車運転		2～4				運搬距離に応じて決定
撤出し	バックホウ運転		1		1	運転補助員 1 人	
敷均し	ブル運転		1				
転圧	転圧機運転		1				
計		1	8～10		2	6	合計 17～19 人

10.2.4 燃料消費量

燃料消費量は、農林水産省土地改良工事積算基準（土木工事）平成20年度版を引用、または農林水産省土地改良工事積算基準（機械経費）平成20年度版の別表第8「運転1時間あたり燃料消費率」と使用する機種、規格の機関出力から求まる時間当たり燃料消費量に運転時間を乗じて求めるものとする。標準とする日当たり燃料消費量を下表に示す。

機械名称	機械規格	作業名称	燃料消費量 (L/日)
不整地運搬車	クローラ型油圧ダンプ式10t	運搬	186
初期固化機	油圧式クローラ山積1.4m ³ 級	混合	154
〃	油圧式クローラ山積1.9m ³ 級	混合	207
泥上掘削機	油圧式クローラ型0.4m ³ 級	初期固化機他補助	106
発動発電機	100kVA	スラリープラント電源	102
解砕機	油圧式クローラ山積0.8m ³ 級	掘削・解砕・積込	108
バックホウ	油圧式クローラ山積0.8m ³ 級	掘削、撒出し	108
〃	油圧式クローラ山積1.4m ³ 級	掘削、撒出し	168
ブルドーザ	普通15t	敷均し締固め	112
〃	普通15t	敷均し	113
〃	普通21t	敷均し	165
振動ローラ	コンバインド型3～4t	転圧	14 ^{*1}
振動ローラ	土工用シングルドラムローラ8～12t	転圧	85 ^{*1}
振動コンパクタ	前進型90kg	転圧	1.2 (L/h, ガソリン)
ランマ	60～80kg	転圧	0.9 (L/h, ガソリン)

* 1は時間当たり燃料消費量×運転時間により算出

10.2.5 施工能力の算定

1) 土量換算係数

本指針（案）で取り扱う各工種の数量について、底泥土他の地山掘削・積込・運搬工では地山数量、初期固化工及び築堤工（砕・転圧土）では砕・転圧土築堤土量（完了時）とする。各工程での数量及び日当り作業量等は以下の土量換算係数を用いて計算を行うものとする。（農林水産省土地改良工事積算基準（土木工事）平成20年度版1. 土工①共通事項、及びこれまでの工事实績を参考）なお、土量変化に関する参考資料をp.232に掲載する。

$$L_0 = 1.05 \left(\begin{array}{l} \text{掘り緩めた状態の土量} / \text{地山（底泥土他）土量} \\ \text{= 初期固化土量} / \text{地山（底泥土他）土量} \end{array} \right)$$

$L_{IS} = 1.2$ (解砕状態の土量/初期固化土量)

C_{IS} : 下表より選定 (砕・転圧土築堤土量 (完了時) / 初期固化土量)

変化率 C_{IS} と固化材添加量 (スラリー C / W = 1.0) の関係は下表を標準とする。

固化材添加量 (kg/m ³)	100 以下	100 ~ 150	150 以上
変化率 C_{IS}	1.0	1.075	1.15

C_{CC} : 下表より選定 (砕・転圧土築堤土量 (完了時) / 地山 (底泥土他) 土量)

変化率 C_{CC} と固化材添加量 (スラリー C / W = 1.0) の関係は下表を標準とする。

固化材添加量 (kg/m ³)	100 以下	100 ~ 150	150 以上
変化率 C_{CC}	1.05	1.13	1.21

2) 土 工

(a) 掘削・積込 (底泥土他, 堤体掘削)

バックホウによる作業を標準とし, 日当たり施工量は次表を適用する。(農林水産省土地改良工事積算基準 (土木工事) 平成 20 年度版 1. 土工 ⑤バックホウ掘削に準ずる。)

ただし, 組合せ機械, 工程等によりこれによりがたい場合は別途考慮する。

作業の種類	名称	規格	土質名	数量 (m ³)
地山の掘削 積込	バックホウ 運転	クローラ型 山積 0.8 m ³ (平積 0.6 m ³)	礫質土・砂・砂質土・粘性土	190
		クローラ型 山積 1.4 m ³ (平積 1.0 m ³)	礫質土・砂・砂質土・粘性土	320

※ともに現場条件は障害ありとする。

(b) 運搬

不整地運搬車による運搬, 放土を適用する。(農林水産省土地改良工事積算基準 (土木工事) 平成 20 年度版 参考歩掛 1. 土工 ⑥不整地運搬車に準ずる。)

ただし, 組合せ機械, 工程等によりこれによりがたい場合は別途考慮する。

機 械 名	規 格
不整地運搬車	クローラ型 油圧ダンプ式 10 ton

地山 100 m^3 当り運搬日数は、次表によって求める。

(日 / 100 m^3)

運搬距離	100 m^3 当り運搬日数 (日)
60m 以下	0.4
170m 以下	0.5
310m 以下	0.6
410m 以下	0.7
500m 以下	0.8

- (注) 1. 運搬距離は片道であり、往路と復路が異なる時は平均値とする。
2. 運搬距離が 500 m を超える場合は別途考慮する。

3) 初期固化工

(a) 初期固化機運転工

初期固化機による1日当たりの改良土量は、次式により求める。

$$Q = q \times f \times E \times T \quad (\text{m}^3/\text{日}) \quad : \text{初期固化土} \rightarrow \text{砕・転圧土換算}$$

Q : 1日当たり処理能力 ($\text{m}^3/\text{日}$)

q : 1時間当たり作業能力 (m^3/h)

T : 1日当たりの作業時間 5.3 (h)

f : 土量換算係数

$$f = C_{1S}$$

E : 作業効率 $E = 0.8 + (E_1 + E_2 + E_3 + E_4 + E_5 + E_6)$

E_1 : 足場条件 E_2 : 施工規模 E_3 : 土質性状 (1)

E_4 : 土質性状 (2) E_5 : 土質性状 (3) E_6 : 作業条件

E_7 : 砕・転圧土の用途

作業効率の補正值

記号	補正值	0.05	± 0.00	- 0.05	判断基準
E ₁	足場条件	良好	標準	-	良好：足場養生無し 標準：敷鉄板等使用
E ₂	施工規模	大	標準	小 E ₂ = - 0.10 を用いる	大：10,000 m ³ /セット以上 小：3,000 m ³ /セット未満
E ₃	土質性状 (1)	超軟弱状態 (平均含水比 w>150%)	軟弱状態 (平均含水比 w ≤ 150%)	-	含水比（コンシステンシー）の影響
E ₄	土質性状 (2)	超軟弱状態 (細粒分含有率 70<F _C)	軟弱状態 (細粒分含有率 40 ≤ F _C ≤ 70)	砂礫混じり軟弱状態 (細粒分含有率 40 < F _C)	粒度の影響
E ₅	土質性状 (3)	-	-	広範囲から底泥土採取あるいは混合泥土として利用する場合	底泥土等の採取状況（粒度変動の影響）
E ₆	作業条件	良好	標準	制約あり (1) ~ (3) (重複して計上)	(1) 作業環境 付近の近接家屋、構造物、障害物、作業スペース (2) 作業時間 夜間・時間制限 (3) 寒冷地作業
E ₇	砕・転圧土の用途	一般盛土材	堤体への使用	-	堤体等への使用では特に均一性が必要

1時間当たりの作業効率

q (m³/h)

機種	標準作業能力 平均固化深度 2.5 m (m ³ /h)	標準作業能力 平均固化深度 2.0 m (m ³ /h)	有効固化寸法 (単位当たり幅×長さ) (m)
初期固化機 (油圧式クローラ山積 1.4 m ³ 級)	51.4	50.0	1.0 × 0.9
初期固化機 (油圧式クローラ山積 1.9 m ³ 級)	68.7	66.9	1.2 × 1.0

【標準作業能力 (q) の算定】

例 1) 初期固化機（油圧式クローラ山積 1.4 m³ 級），固化深度 H = 2.0 m の場合対象土量 V = 45 m³ 5ブロック（1.0 m（幅）× 4.5 m（長さ）× 2.0 m（深度）× 5ブロック）

混合時間 t

$$t = t_1 + t_2 + t_3$$

t₁：引き抜き混合時間

$$t_1 = 14 \text{ (sec/m)} \times 2 \text{ (昇降)} \times 2 \text{ m (深さ)} \times 5 \text{ 回} \times 2 \text{ (前後往復)} \times 5 \text{ ブロック} \\ = 2,800 \text{ sec}$$

t₂：着底時間

$$t_2 = 5 \text{ (sec/ヶ所)} \times 10 \text{ (ヶ所)} \times 5 \text{ ブロック} \\ = 250 \text{ sec}$$

t_3 : 移動時間

$$t_3 = 190 \text{ sec}$$

$$t = t_1 + t_2 + t_3$$

$$= 2,800 + 250 + 190 = 3,240 \text{ sec} = 54 \text{ min}$$

時間当たり標準作業能力 q

$$q = 45 \text{ m}^3 \times 60 \text{ min} / 54 \text{ min}$$

$$= 50 \text{ m}^3/\text{hr}$$

例 2) 初期固化機 (油圧式クローラ山積 1.9 m³ 級), 固化深度 $H = 2.5 \text{ m}$ の場合

対象土量 $V = 60 \text{ m}^3$ 4 ブロック (1.2 m (幅) \times 5.0 m (長さ) \times 2.5 m (深度) \times 4 ブロック)

混合時間 t

$$t = t_1 + t_2 + t_3$$

t_1 : 引き抜き混合時間

$$t_1 = 14 \text{ (sec/m)} \times 2 \text{ (昇降)} \times 2.5 \text{ m (深さ)} \times 5 \text{ 回} \times 2 \text{ (前後往復)} \times 4 \text{ ブロック}$$

$$= 2,800 \text{ sec}$$

t_2 : 着底時間

$$t_2 = 5 \text{ (sec/ヶ所)} \times 10 \text{ (ヶ所)} \times 4 \text{ ブロック}$$

$$= 200 \text{ sec}$$

t_3 : 移動時間

$$t_3 = 142 \text{ sec}$$

$$t = t_1 + t_2 + t_3$$

$$= 2,800 + 200 + 142 = 3,142 \text{ sec} = 52.37 \text{ min}$$

時間当たり標準作業能力 q

$$q = 60 \text{ m}^3 \times 60 \text{ min} / 52.37 \text{ min}$$

$$= 68.7 \text{ m}^3/\text{hr}$$

《計算例》

初期固化機 1.9 m³ 級, 固化深度 2.5 m, 添加量 150 kg/m³, 10,000 m³/セット以上

F_c 変動 25%以上 の場合の 1 日当たり作業量

$$Q = 68.7 \times 1.15 \times 0.80 \times 5.3$$

$$= 335 \text{ m}^3$$

$$E = 0.8 + E_1 + E_2 + E_3 + E_4 + E_5 + E_6 \quad 0.80$$

$$E_1 : \text{標準} \quad 0$$

$$E_2 : \text{大} \quad 0.05$$

$$E_3 : \text{軟弱土} \quad 0$$

$$E_4 : \text{軟弱土} \quad 0$$

$$E_5 : F_c \text{ 変動 25\%以上} \quad - 0.05$$

$$E_6 : \text{標準} \quad 0$$

$$E_7 : \text{堤体への使用} \quad 0$$

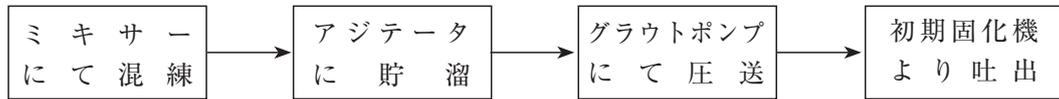
$$1 \text{ 日当たり作業時間} \quad 5.3$$

(b) 初期固化プラント運転工

固化材スラリープラントの運転と初期固化機の運転は一体作業となる。よって、施工能力は初期固化機に準ずる。

セメント系固化材と混練水の配合は1：1（重量比）を基本とする。

固化材スラリーは下図のような流れで地盤改良機より吐出される。



(参) 対象土 1m³ 当たりのセメント系固化材配合量とスラリー量の関係

固化材量 (kg)	スラリー量 (L/分)	プラント能力 (m ³ /h)
75	99	10 ^{*1}
100	132	
150	198	20 ^{*2}
200	264	

* 1 固化材量 125kg/m³ 未満

* 2 固化材量 125 kg/m³ 以上

(c) 泥上掘削機運転

泥上掘削機は底泥土の堆積厚さが厚い場合に、掘削・積込又は初期固化機の補助として計画する。

(d) 固化材使用量

固化材はセメント系を標準とし、使用量は次式による。(農林水産省土地改良工事標準積算基準(土木工事) 4. 基礎工⑩軟弱地盤処理工を参考とする。)

$$W_C = V_E \times f \times v \times (1 + K) : \text{地山} \rightarrow \text{砕} \cdot \text{転圧土換算}$$

W_C: 固化材使用量 (t)

v : 地山 (底泥土他) 1 m³ 当たり固化材使用量 (t/m³)

V_E: 砕・転圧土量 (m³)

f : 土量換算係数

$$f = 1 / C_{CC}$$

K: 補正係数

補正係数	+ 0.1
------	-------

4) 掘削・解砕・積込み工

1日当たりの掘削・解砕・積込み土量は、次式より求める。

$$Q = \{ 3,600 \times q \times f \times E / C_m \} \times T : \text{初期固化土} \rightarrow \text{砕} \cdot \text{転圧土換算}$$

q : 1 サイクル当たり掘削・解砕・積込み土量

$$q = q_0 \times k$$

q₀: 平積標準バケツ容量 (m³)

k: バケツ係数

f: 土量換算係数

	q ₀	k	q
山積 0.8 m ³ 級	0.7	0.98	0.69

$$f = C_{15}$$

E：作業効率

作業効率は下表を標準とする。

解砕土区分	良好	普通	不良	備 考
200mm 解砕土	0.85	0.8	0.75	(1) 良好：足場良い
100mm 解砕土	0.75	0.7	0.65	(2) 不良：足場が悪い
50mm 解砕土	0.65	0.6	0.55	(3) 普通：上記条件が中立

C_m ：サイクルタイム (sec)

サイクルタイムは下表を標準とする。

(単位：sec)

解 碎 機	解砕土区分	掘削・積込	解砕	計	解砕メッシュ寸法
油 圧 式 クローラ山積 0.8 m ³ 級	200mm 解砕土	30	30	60	200mm × 200mm
	100mm 解砕土		60	90	100mm × 100mm
	50mm 解砕土		90	120	50mm × 100mm

T：1日当たり作業時間 5.3時間

《計算例》

解砕機（山積 0.8 m³級，200 mm 解砕バケット）による掘削・解砕・積込作業の1日当たり作業量

$$Q = \{ (3,600 \times 0.7 \times 0.98 \times 1.15 \times 0.8) \div 60 \} \times 5.3 = 201 \text{ m}^3$$

5) 運搬工

不整地運搬車による運搬，放土を適用する。（農林水産省土地改良工事積算基準（土木工事）平成20年度版参考歩掛1. 土工⑥不整地運搬車に準ずる。）

ただし，組合せた機械，工程等によりこれによりがたい場合は別途考慮する。

機 械 名	規 格
不整地運搬車	クローラ型 油圧ダンプ式 10 ton

初期固化土 100 m³ 当り運搬日数は，次表によって求める。（日 / 100 m³）

運搬距離	100 m ³ 当り運搬日数 (日)
60 m 以下	0.4
170 m 以下	0.5
310 m 以下	0.6
410 m 以下	0.7
500 m 以下	0.8

(注) 1. 運搬距離は片道であり，往路と復路が異なる時は平均値とする。

2. 運搬距離が 500 m を超える場合は別途考慮する。

1日当たり作業量

$$Q = q \times f : \text{初期固化土} \rightarrow \text{砕・転圧土換算}$$

$$Q : \text{運転1日当たり作業量 (m}^3/\text{日)} : \text{砕・転圧土換算}$$

$$q : \text{運転1日当たり作業量 (m}^3/\text{日)} : \text{初期固化土}$$

$$f : \text{土量換算係数}$$

$$f = C_{IS}$$

《計算例》

運搬距離 $L = 100 \text{ m}$ 、固化材添加量 150 kg/m^3 以上のとき

運転1日当たり作業量 q は

$$q = 100 / 0.5 = 200 \text{ m}^3$$

よって、

$$Q = 200 \times 1.15 = 230 \text{ m}^3$$

6) 撒出し作業

撒出し作業は下表を標準とする。(農林水産省土地改良工事積算基準(土木工事)平成18年度版
1. 土工⑤バックホウ掘削に準ずる。)

工種	機種	規格	単位	数量
撒出し	バックホウ	油圧式クローラ型山積み 0.8 m^3	m^3	260
		油圧式クローラ型山積み 1.4 m^3		440

(バックホウ掘削のルーズな状態の積込で岩塊玉石・岩(破碎)相当で計上)

記) 撒出し作業は解砕土がこね返しを受けると強度が低下するので、撒出し時に強度低下をきたさないようにバックホウを使用して所定の厚さに敷き均す。

1日当たり作業量

$$Q = q \times f : \text{解砕土} \rightarrow \text{砕・転圧土換算}$$

$$Q : \text{運転1日当たり作業量 (m}^3/\text{日)} : \text{砕・転圧土換算}$$

$$q : \text{運転1日当たり作業量 (m}^3/\text{日)} : \text{解砕土}$$

$$f : \text{土量換算係数}$$

$$f = C_{IS} / L_{IS}$$

7) 敷均し、締固め(転圧)作業

敷均し、締固め(転圧)作業は下表を標準とする。((財)ダム技術センター「ダム工事積算の解説」平成20年度版第4章フィルダム堤体工、及び農林水産省土地改良工事積算基準(土木工事)平成20年度版1. 土工⑩ブルドーザ敷均し・締固めを参考とした。)

ただし、組合せた機械、工程等によりこれによりがたい場合は別途考慮する。

各作業の1日当り施工量（締固め後の土量）

作業	工種	作業内容	機種	規格	単位	作業条件	
						標準	障害あり
敷均し締固め	路床	10,000 m ³ /セット未満	ブルドーザ	普通 15 t	m ³	240	130
		10,000 m ³ /セット以上	ブルドーザ	普通 21 t	m ³	360	150
敷均し	路床	10,000 m ³ /セット未満	ブルドーザ	普通 15 t	m ³	540	280
	路床	10,000 m ³ /セット以上	ブルドーザ	普通 21 t	m ³	770	450
締固め	ロック フィルター	現場条件による	振動ローラ	8 ~ 18 t	m ³	830	

(注1) 作業条件は、次の諸条件を考慮し、選択するものとする。

標準：作業現場が広く、かつ作業障害が少ない場合

障害あり：作業現場が狭く、かつ作業障害が多い場合

(注2) 「ダム工事積算の解説」第4章フィルダム堤体工の②標準作業量及び歩掛りを参考とした。

$$\text{締固め } D = Q \times T$$

$$Q = (V \times W \times D \times E) / N \quad , \quad T = 5.3 \text{ (h)}$$

Q：運転1時間当り作業量 (m³/h)

V：走行速度 (m/h) (= 2.5 km/h)

W：有効締固め幅 (m) (= 2.1 - 0.2)

d：仕上り厚さ (m) (= 0.3 m 砕・転圧盛土工法実績より)

E：作業効率 (= 0.55)

N：締固め回数 (= 5回標準)

10.2.6 主要機械の寸法と重量

工種・機械名称		寸法 W×L×H (m)	重量 (t)	備考	
掘削・積込、運搬 (底泥土他) (堤体土他)	バックホウ	2.8×9.5×2.9	19.8	油圧式クローラ山積み0.8m ³ 級	
		3.2×11.0×3.1	23.6	油圧式クローラ山積み1.4m ³ 級	
	不整地運搬車	3.3×5.4×3.2	15.6	クローラ型 全旋回式 11t	
初期固化機	ベースマシン 攪拌装置	3.2×10.9×3.2 1.2×3.3×0.8	30.7	油圧式クローラ山積み1.4m ³ 級	
	ベースマシン 攪拌装置	3.4×11.9×3.3 1.2×3.3×0.9	44.1	油圧式クローラ山積み1.9m ³ 級	
泥上掘削機	アップーマシン ポンツーン他	2.5×7.2×1.8 1.8×8.0×1.7	20.5	油圧式クローラ0.4m ³ 級	
プラント	固化材サイロ (30t)	φ2.6×8.0	6.0		
	プラント (20m ³ /h)	2.0×2.9×2.45	3.1		
	グラウトポンプ	1.3×2.0×1.1	1.6	100kVA	
	発動発電機	1.2×3.4×1.5	1.9		
	流量計	0.7×0.4×0.6	0.2		
	水槽	1.5×4.8×1.5	1.4		
	集塵機	1.2×0.6×1.5	1.2		
	水中ポンプ	0.4×0.4×0.5	0.4		
	分電盤	0.7×0.7×0.3	0.4		
スラリーホース	2.0×1.5×1.5	2.0			
キャプタイヤ	0.7×0.7×0.3	0.1			
配管材他	0.7×0.7×0.3	0.2			
高圧洗浄機	0.7×0.7×0.3	0.1			
	中和装置	1.2×1.9×1.9	0.8		
掘削・解砕・積込機	ベースマシン 解砕装置	2.8×9.5×2.9 1.3×1.2×0.7	22.8	油圧式クローラ山積み0.8m ³ 級	
築堤	撒出し(掘削)	バックホウ	2.8×9.5×2.9	19.8	油圧式クローラ山積み0.8m ³ 級
			3.2×11.0×3.1	30.7	油圧式クローラ山積み1.4m ³ 級
	敷均し	ブルドーザ	3.0×5.5×3.2	14.6	普通15t級
			2.7×6.5×3.2	21.9	普通21t級
	転圧(締固め)	振動ローラ	1.4×3.1×1.7	3.6	搭乗式コンバインド型3~4t
			2.3×5.7×2.9	11.4	フラットロール(土工用)11t~12t
ブルドーザ		2.5×4.5×3.2	15.2	普通15t級	

10.3 積算例

工事費の積算について、以下に一例を示す。

総括表 砕・転圧盛土工法

名称	数量	単位	金額	備考
直接工事費				
準備工	1	式		
土工	1	式		第1号内訳書
初期固化工	1	式		第2号内訳書
築堤工	1	式		第3号内訳書
初期固化ピット造成費	1	式		第4号内訳書
特許料	1	式		
計				
間接工事費				
運搬費 組立・解体費	1	式		第5号内訳書
技術管理費 試験費	1	式		第6号内訳書
計				
合計				

記) ①工事費の積算の構成は、搬出固化処理法で施工する場合である。

②プラント用地造成費、仮設道路等は現場条件によって異なるので、現地調査を実施し、別途計上すること。

③一般工法と共通の準備工として、堤体の表土はぎ取り、段切り、床掘りなどがある。

現場条件により様々であることからここでは計上しない。(別途計上すること)

④固化材添加量は、事前に室内配合試験(配合計画)を実施して目標強度に応じた添加量を定めること。

⑤水替え工は現場状況に応じて計上すること。

⑥間接工事費のうち、運搬費の組立・解体費および技術管理費の試験費を計上した。

⑦特許料(特許使用料及び特許許諾)は、以下の通りである。

特許使用料：60円/m³または130円/m³(砕・転圧土量当り) ※2009年1月30日現在

特許許諾：※当組合または独立行政法人農業・食品産業技術総合研究機構農村工学研究所にご照会すること。

第1号内訳書 土工

名称・規格	数量	単位	単価	金額	備考
土工					
掘削・積込，運搬工（底泥土他） 砕・転圧土用					
掘削・積込 バックホウ山積 0.8 m ³ 級		m ³			第1号単価
泥上掘削機運転		m ³			第2号単価
運搬 不整地運搬車 10t L= m		m ³			第3号単価
計					
掘削・積込，運搬工（堤体土他） 覆土用					
掘削・積込 バックホウ山積 0.8 m ³ 級		m ³			第4号単価
運搬 不整地運搬車 10t L= m		m ³			第5号単価
計					
合計					

記) 土工における数量は地山土量とする。

底泥土は固化処理ピットへ，堤体掘削土は覆土に流用できるとして場内仮置場所へ運搬する。

「泥上掘削機」については，底泥土の堆積厚さが厚い場合で，掘削・積込の補助として使用する場合に補助として使用する場合に計上する。

その他，旧堤体掘削，段切り掘削，浚渫等の土工は別途計上すること。

第2号内訳書 初期固化工

名称・規格	数量	単位	単価	金額	備考
初期固化工					
固化工					
初期固化機運転		m ³			第6号単価
プラント運転		m ³			第7号単価
泥上掘削機運転		m ³			第2号単価
計					
材料					
セメント系固化材		ton			
合計					

記) 混練水は現場条件に応じて計上すること。

初期固化工における数量は砕・転圧土量とする。

固化材数量は 砕・転圧土量 / C_{CC} × 固化材添加量 (t/m³) × (1 + K) より算定する。

ただし， C_{CC} ：土量換算係数，K = 0.1

「泥上掘削機」については，底泥土の堆積厚さが厚い場合で，初期固化機の補助として使用する場合に計上する。

第3号内訳書 築堤工

名称・規格	数量	単位	単価	金額	備考
築堤工 ピット→築堤場所					
掘削・解砕・積込み バケット式解砕機		m ³			第8号単価
運搬工 不整地運搬車 10t L = m		m ³			第9号単価
撤出し工 バックホウ山積 m ³ 級		m ³			第10号単価
敷均し・転圧（締固め）工 普通ブルドーザ 15t	注1)	m ³			第11号単価
敷均し工 普通ブルドーザ 21t	} 注2)	m ³			第12号単価
転圧（締固め）工 振動ローラ 8～18t		m ³			第13号単価
覆土工 仮置場所→盛立場所					
掘削・解砕・積込み バックホウ山積 0.8m ³ 級		m ³			第14号単価
運搬工 不整地運搬車 10t L = m		m ³			第5号単価
敷均し・転圧（締固め）工 普通ブルドーザ 15t	注1)	m ³			第11号単価
敷均し工 普通ブルドーザ 21t	} 注2)	m ³			第12号単価
転圧（締固め）工 振動ローラ 8～18t		m ³			第13号単価
計					

記) 上記数量は砕・転圧土量とする。

敷均し・転圧（締固め）工については、注1) または注2) のいずれかを選択する。

築堤機械は、現場条件に適した機械を選択する。

第4号内訳書 初期固化ピット造成費

名称・規格	数量	単位	単価	金額	備考
初期固化ピット造成費 ピット L (m) × B (m) × D (m) × 槽					
整地 (初期固化ピットヤード)		m ²			第15号単価
初期固化ピット造成 改良厚 t = m		m ³			第16号単価
初期固化ピット撤去 改良厚 t = m		m ³			第17号単価
敷鋼板設置・撤去 B6.0m × (L (m) + 3m × 2 (両端)) × 本数		m ²			第18号単価
敷鋼板損料		日枚			
敷鋼板修理費及び損耗費		m ²			
計					

記) プラントヤード及び初期固化ヤードの造成が必要な場合は仮設工事として別途計上すること。

初期固化ピット造成及び撤去はピットの壁及び底版を対象とし、原位置改良にて行うことを標準とする。敷鉄板は、主として初期固化機が作業する範囲に設置するものとし、設置期間はプラントの設置期間を標準とするが、現場条件により設定するものとする。

第5号内訳書 運搬費 組立・解体費

名称・規格	数量	単位	単価	金額	備考
初期固化機の組立・解体（組立・解体1日）					
特殊作業員	4	人			
普通作業員	2	人			
トラッククレーン 20 t 吊り	1	台			
雑材（人件費の5%を計上のこと）	1	式			
プラント組立・解体（組立3日，解体2日）					
世話役	5	人			
特殊作業員	9	人			
普通作業員	10	人			
電工	3	人			
溶接工	6	人			
トラッククレーン 20 t 吊り	4	台			
雑材（人件費の5%を計上のこと）	1	式			
泥上掘削機組立・解体（組立2日，解体1日）					
特殊作業員	12	人			
普通作業員	6	人			
トラッククレーン 35t 吊り	3	台			
雑材（人件費の9%を計上のこと）	1	式			
掘削解砕積込機の組立・解体（組立・解体1日）					
特殊作業員	4	人			
普通作業員	2	人			
トラッククレーン 20 t 吊り	1	台			
雑材（人件費の5%を計上のこと）	1	式			
計					

記) 上記は、砕・転圧盛土工法1セット当りの組立・解体費である。

運搬費は、農林水産省土地改良事業等請負工事共通仮設費算定基準（運搬費）より必要であれば別途計上すること。

「泥上掘削機」については、底泥土の堆積厚さが厚い場合で、掘削・積込又は初期固化機の補助として使用する場合に計上する。

第6号内訳書 技術管理費 試験費

名称・規格	数量	単位	単価	金額	備考
試験費					
含水比試験 施工日毎, 午前・午後		回			初期固化土
細粒分含有率試験 試料 0.5 kg 以下 施工日毎, 午前・午後		回			初期固化土
スラリー密度試験 施工日毎, 午前・午後		回			初期固化土
球体落下試験 施工日毎		回			初期固化土 砕・転圧土
密度試験 施工日毎		回			砕・転圧土
一軸圧縮試験 *1		回			初期固化土 砕・転圧土
現場透水試験 *2		回			砕・転圧土
三軸透水試験 *3		回			砕・転圧土
三軸圧縮試験 *4		回			砕・転圧土
品質管理技術者 *5		人			
計					

記) *1 設計・施工指針に準じ、施工規模に応じて定められた数量毎に1回、試験を行う。

<コアゾーン>

築堤規模が① 10,000 m³ 以下、② 20,000 m³ 以下、③ 20,000 m³ 超の場合について

① 1回/1,000 m³、② 1回/2,000 m³、1回/3,000 m³ (初期固化土、砕・転圧土)

<シェルゾーン>

築堤規模が① 10,000 m³ 以下、② 20,000 m³ 以下、③ 20,000 m³ 超の場合について

① 1回/1,000 m³、② 1回/2,000 m³、1回/3,000 m³ (初期固化土、砕・転圧土)

*2 設計・施工指針に準じ、施工規模に応じて定められた数量毎に1回、試験を行う。

<コアゾーンのみ>

築堤規模が① 10,000 m³ 以下、② 20,000 m³ 以下、③ 20,000 m³ 超の場合について

① 1回/1,000 m³、② 1回/2,000 m³、1回/3,000 m³ (砕・転圧土)

*3 設計・施工指針に準じ、施工規模に応じて定められた数量毎に1回、試験を行う。

<コアゾーンのみ>

築堤規模が① 10,000 m³ 以下、② 20,000 m³ 以下、③ 20,000 m³ 超の場合について

① 1回/1,000 m³、② 1回/2,000 m³、1回/3,000 m³ (砕・転圧土)

*4 設計・施工指針に準じ、砕・転圧土量 5,000 m³ に1回実施する。(砕・転圧土)

*5 *1の試験頻度で品質の管理を行う技術者を見込んでいる。

三軸透水試験の単価は、圧密試験と同等としてもよい。

球体落下試験の単価は、コーン貫入試験と同等としてもよい。

第 1 号単価 掘削・積込（底泥土他） 100 m³ 当たり

名称・規格	数 量	単 位	単 価	金 額	備 考
バックホウ 100 m ³ 当たり単価表					
バックホウ運転山積み m ³	100 / D	日			
計					
1m ³ 当たり					
1 日当たりバックホウ運転単価表					
特殊運転手	1	人			
軽油 L					
バックホウ損料山積み m ³		供用日			
計					
山積 1.4 m ³ 級バックホウ 100 m ³ 当たりの運転日は 100 / D より D : 日当たり施工量 320 m ³ 100 / 320 = 0.31 ※地山掘削, 砂質・粘性土, 障害あり					
				0.8 m ³ 級	1.4 m ³ 級
			特殊運転手	1	1
			軽油	108	168
			機 械 損 料	1.46	1.33

第 2 号単価 泥上掘削機運転 100 m³ 当たり

名称・規格	数 量	単 位	単 価	金 額	備 考
泥上掘削機運転 100 m ³ 当たり単価表					
泥上掘削機運転	100 / D	日			
計					
1 m ³ 当たり					
泥上掘削機運転 1 日当たり単価表					
特殊運転手	1	人			
普通作業員	1	人			
軽油	106	L			
泥上掘削機損料	1.54	供用日			
計					
泥上掘削機運転 100 m ³ 当たりの運転日は 100 / D より D : m ³ 100 / D =					

記) 「泥上掘削機」については、底泥土の堆積厚さが厚い場合で、掘削・積込又は初期固化機の補助として使用する場合に計上する。

第3号単価 運搬（底泥土他→固化処理ピット） 100 m³ 当たり

名称・規格	数量	単位	単価	金額	備考
不整地運搬車 100 m ³ 当たり単価表					
不整地運搬車運転	D	日			
計					
1 m ³ 当たり					
1日当たり不整地運搬車運転単価表					
特殊運転手	1	人			
軽油	186	L			
不整地運搬車 全旋回式クローラ型 11 t	1.55	供用日			
計					
不整地運搬車 100 m ³ 当たりの運転日は 運搬距離 L = m より、 D 日					

第4号単価 掘削・積込（解砕土他） 100 m³ 当たり

名称・規格	数量	単位	単価	金額	備考												
バックホウ 100 m ³ 当たり単価表																	
バックホウ運転	100 / D	日															
計																	
1 m ³ 当たり																	
1日当たりバックホウ運転単価表																	
特殊運転手	1	人															
軽油	168	L															
バックホウ損料 (山積み 1.4 m ³)	1.33	供用日															
計																	
山積み 1.4 m ³ 級バックホウ 100 m ³ 当たりの運転日は 100 / D (日) D: 日当たり施工量 500 m ³ 100 / 500 = 0.20 ※地山掘削, 砂質・粘性土, 障害なし	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>0.8 m³ 級</th> <th>1.4 m³ 級</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>特殊運転手</td> <td>1</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>軽油</td> <td>108</td> <td>168</td> </tr> <tr> <td>機械損料</td> <td>1.46</td> <td>1.33</td> </tr> </tbody> </table>						0.8 m ³ 級	1.4 m ³ 級	特殊運転手	1	1	軽油	108	168	機械損料	1.46	1.33
	0.8 m ³ 級	1.4 m ³ 級															
特殊運転手	1	1															
軽油	108	168															
機械損料	1.46	1.33															

第 5 号単価 運搬（解砕土他～仮置き場所） 100 m³ 当たり

名称・規格	数 量	単 位	単 価	金 額	備 考
不整地運搬車 100m ³ 当たり単価表					
不整地運搬車運転	D	日			
計					
1m ³ 当たり					
1日当たり不整地運搬車運転単価表					
特殊運転手	1	人			
軽油	186	L			
不整地運搬車 全旋回式クローラ型 11t	1.55	供用日			
計					
不整地運搬車 100m ³ 当たりの運転日は 運搬距離 L = m より, D 日					

第 6 号単価 初期固化機運転 100 m³ 当たり (1.9 m³ 級の場合)

名称・規格	数 量	単 位	単 価	金 額	備 考												
初期固化機 100 m ³ 当たり単価表																	
初期固化機運転 1.9 m ³ 級	100 / D	日															
世話役	100 / D	人															
計																	
1 m ³ 当たり																	
1日当たり初期固化機運転単価表																	
特殊運転手	1	人															
特殊作業員	1	人															
普通作業員	1	人															
軽油		L															
初期固化機損料 1.9 m ³ 級	1.57	供用日															
トレンチャーキャップ	5.3	H															
トレンチャーチェーン	5.3	H															
計																	
初期固化機 1.9 m ³ 級 100 m ³ 当たりの運転日は, 100 / D (日) 日当たり施工量 D は, 固化深度 m, 添加量 kg/m ³ , E = の場合, D = m ³			<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>1.4 m³ 級</th> <th>1.9 m³ 級</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>特殊運転手</td> <td>1</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>軽油</td> <td>154</td> <td>207</td> </tr> <tr> <td>機械損料</td> <td>1.57</td> <td>1.57</td> </tr> </tbody> </table>				1.4 m ³ 級	1.9 m ³ 級	特殊運転手	1	1	軽油	154	207	機械損料	1.57	1.57
	1.4 m ³ 級	1.9 m ³ 級															
特殊運転手	1	1															
軽油	154	207															
機械損料	1.57	1.57															

第7号単価 プラント運転 100m³当たり

名称・規格	数量	単位	単価	金額	備考
プラント運転 100 m ³ 当たり単価表					
プラント運転	100 / D	日			
計					
1 m ³ 当たり					
プラント運転 1 日 当たり単価表					
特殊作業員	1	人			
普通作業員	2	人			
軽油	102	L			
発動発電機損料 防音型 100 kva	1.21	供用日			
セメントスラリープラント損料 20 m ³ /h	1.67	供用日			
流量記録計損料	1.75	供用日			
高圧ホース損料 φ 50 A 100 m	1	供用日			
集塵機損料	1.29	供用日			
中和処理装置損料 6 m ³ /h	1.5	供用日			
高圧洗浄機損料 ノズル径 1/2 インチ	1.36	供用日			
計					
プラント運転 100 m ³ 当たりの運転日は 100 / D (日) 日当たり施工量 D は、初期固化機 1 日当たりの施工量に準じ $D = \quad m^3$					

記) プラント運転 1 日 当たり単価表中の数量は、工事实績による。

第 8 号単価 掘削・解砕・積込み 解砕粒径 200 mm 100 m³ 当たり

名称・規格	数 量	単 位	単 価	金 額	備 考												
解砕機 0.8 m ³ 級 100 m ³ 当たり単価表																	
解砕アタッチメント付バックホウ運転 0.8 m ³ 級	100/D	日															
計																	
1 m ³ 当たり																	
解砕アタッチメント付バックホウ運転 1 日当たり単価表																	
特殊運転手	1	人															
普通作業員	1	人															
軽油	108	L															
バックホウ損料	1.38	供用日															
解砕バケット損料	1.57	供用日															
計																	
解砕機 0.8 m ³ 級の掘削・解砕・積込み作業能力 1 日当たりの作業量 (例)																	
解砕粒径	200 mm	100 mm	50 mm														
作業効率 (普通)	0.8	0.7	0.6														
サイクルタイム (sec)	60	90	120														
作業時間	5.3	5.3	5.3														
作業量 (m ³)	201	117	75														
平積バケット容量 = 0.7 m ³ 固化材添加量 150 kg/m ³ 解砕粒径 200 mm の場合, 解砕アタッチメント付バックホウ 100 m ³ 当たり運転日は, 100 / D より, D = 201 m ³ 100 / 205 = 0.49				<table border="1"> <thead> <tr> <th></th> <th>0.8 m³ 級</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>特殊運転手</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>普通作業員</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>軽油</td> <td>108</td> </tr> <tr> <td>BH 損料</td> <td>1.38</td> </tr> <tr> <td>バケット損料</td> <td>1.57</td> </tr> </tbody> </table>			0.8 m ³ 級	特殊運転手	1	普通作業員	1	軽油	108	BH 損料	1.38	バケット損料	1.57
	0.8 m ³ 級																
特殊運転手	1																
普通作業員	1																
軽油	108																
BH 損料	1.38																
バケット損料	1.57																

第9号単価 運搬（ピット→盛立場所） 100 m³ 当たり

名称・規格	数量	単位	単価	金額	備考
不整地運搬車 100 m ³ 当たり単価表					
不整地運搬車運転	D	日			
計					
1 m ³ 当たり					
不整地運搬車運転単価表					
一般運転手	1	人			
軽油	186	L			
不整地運搬車 全旋回式クローラ型 11t	1.55	供用日			
計					
不整地運搬車 100 m ³ 当たり（初期固化土）の運転日は 運搬距離 L = m より、D 日 運転 1 日当たり作業量 q は、 $q = 100 / D$ 土量換算を考慮した作業量 Q は、 $Q = q \times C_{1s}$					

第10号単価 撒出し 100 m³ 当たり

名称・規格	数量	単位	単価	金額	備考
バックホウ撒出し 100 m ³ 当たり単価表					
バックホウ運転	100 / D	日			
計					
1 m ³ 当たり					
バックホウ山積み m ³ 運転単価表					
特殊運転手	1	人			
軽油		L			
バックホウ損料		供用日			
計					
撒出し作業はルーズな状態の積込とし土質分類は岩塊玉石・岩（破碎）相当とする （農林水産省 土地改良工事標準積算基準（土木工事）平成 20 年度版 1、土工⑤バックホウ掘削に準ずる。）					
機種・規格		数量 (m ³)			
		障害なし 障害あり			
バックホウクローラ型山積み	0.8 m ³	260			
バックホウクローラ型山積み	1.4 m ³	440			
※上記数量は初期固化土量					
日当たり施工量 $D = q \times C_{1s} / L_{1s}$ より、					
バックホウ撒出し 100 m ³ 当たり運転日は、 $100 / D =$ となる。					

第 11 号単価 敷均し転圧（締固め）工 100 m³ 当たり

名称・規格	数量	単位	単価	金額	備考
ブルドーザ敷均し転圧（締固め）100 m ³ 当たり単価表					
ブルドーザ運転 t	100 / D	日			
普通作業員	0.3	人			
計					
1 m ³ 当たり					
ブルドーザ運転単価表					
特殊運転手	1	人			
軽油		L			
ブルドーザ損料 t	1.55	供用日			
計					
敷均し転圧（締固め）作業はブルドーザによる施工を基本とする。 築堤方法は路床相当で計上する。 （農林水産省土地改良工事積算基準（土木工事）平成 20 年度版 1. 土工⑩ブルドーザ敷均し・締固めに準ずる。）					
作業	工種	規格	単位	1 日 当 り 施 工 量 D	
				標準	障害あり
		敷均し転圧 （締固め）		路床	普通 15 t
普通 21 t	360		150		
※締固め後の土量					
		普通 15 t	普通 21 t		
特殊運転手		1	1		
軽油		112	181		
機械損料		1.55	1.55		

第12号単価 敷均し工 100 m³ 当たり

名称・規格	数量	単位	単価	金額	備考
ブルドーザ敷均し 100 m ³ 当たり単価表					
ブルドーザ運転 t	100 / D	日			
計					
1 m ³ 当たり					
ブルドーザ運転単価表					
特殊運転手	1	人			
軽油		L			
ブルドーザ損料 t		供用日			
計					

敷均し作業はブルドーザによる施工を基本とする。
 (農林水産省土地改良工事積算基準(土木工事)平成20年度版1. 土工⑩ブルドーザ敷均し, 及びダム技術センター「ダム工事積算の解説」第4章フィルダム堤体工を参考としている。)

作業	工種	規格	単位	1日当り施工量 D	
				標準	障害あり
敷均し	路床	普通 15 t	m ³	540	280
		普通 21 t		770	450

※締固め後の土量

	普通 15 t	普通 21 t
特殊運転手	1	1
軽油	113	165
機械損料	1.55	1.55

第 13 号単価 転圧（締固め）工 100 m³ 当たり

名称・規格	数量	単位	単価	金額	備考																														
振動ローラ転圧（締固め）100 m ³ 当たり単価表																																			
振動ローラ運転 t	100 / D	日																																	
計																																			
1m ³ 当たり																																			
振動ローラ運転単価表																																			
特殊運転手	1	人																																	
軽油		L																																	
振動ローラ損料 t		供用日																																	
計																																			
<p>転圧（締固め）作業は下表の転圧機械による施工を基本とする。 （農林水産省土地改良工事積算基準（土木工事）平成 20 年度版 1. 土工⑩ブルドーザ敷均し，及びダム技術センター「ダム工事積算の解説」第 4 章フィルダム堤体工を参考としている。）</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th>作業</th> <th>工種</th> <th>機種</th> <th>規格</th> <th>単位</th> <th>1 日当り施工量 D</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td rowspan="2">転圧 （締固め）</td> <td>路床</td> <td>振動ローラ</td> <td>3～4 t</td> <td rowspan="2">m³</td> <td>100</td> </tr> <tr> <td>ロック フィルター</td> <td>振動ローラ</td> <td>8～18 t</td> <td>830</td> </tr> </tbody> </table> <p style="text-align: right;">※締固め後の土量</p> <table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2"></th> <th colspan="2">振動ローラ</th> </tr> <tr> <th>3～4 t</th> <th>11～12 t</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>特殊運転手</td> <td>1</td> <td>1</td> </tr> <tr> <td>軽油</td> <td>14</td> <td>85</td> </tr> <tr> <td>機械損料</td> <td>1.5</td> <td>1.75</td> </tr> </tbody> </table>						作業	工種	機種	規格	単位	1 日当り施工量 D	転圧 （締固め）	路床	振動ローラ	3～4 t	m ³	100	ロック フィルター	振動ローラ	8～18 t	830		振動ローラ		3～4 t	11～12 t	特殊運転手	1	1	軽油	14	85	機械損料	1.5	1.75
作業	工種	機種	規格	単位	1 日当り施工量 D																														
転圧 （締固め）	路床	振動ローラ	3～4 t	m ³	100																														
	ロック フィルター	振動ローラ	8～18 t		830																														
	振動ローラ																																		
	3～4 t	11～12 t																																	
特殊運転手	1	1																																	
軽油	14	85																																	
機械損料	1.5	1.75																																	

第14号単価 掘削・積込（解砕土他・仮置・覆土用） 100 m³ 当たり

名称・規格	数量	単位	単価	金額	備考
バックホウ 100 m ³ 当たり単価表					
バックホウ運転	100 / D	日			
計					
1 m ³ 当たり					
1日当たりバックホウ運転単価表					
特殊運転手	1	人			
軽油		L			
バックホウ損料 山積み m ³		供用日			
計					
山積 m ³ 級バックホウ 100 m ³ 当たりの運転日は 100/D より D：日当たり施工 m ³ 100/ = ※ルーズな状態の積込，砂質・粘性土					
				0.8m ³ 級	1.4m ³ 級
			特殊運転手	1	1
			軽油	108	168
			機械損料	1.46	1.33

第 15 号単価 整地 100 m² 当たり

名称・規格	数量	単位	単価	金額	備考
ブルドーザ整地 100 m ² 当たり単価表					
ブルドーザ運転 t	100 / D	日			
計					
1 m ² 当たり					
ブルドーザ運転単価表					
特殊運転手	1	人			
軽油		L			
ブルドーザ損料 t	1.83	供用日			
計					

整地作業はブルドーザによる施工を基本とする。
 (農林水産省土地改良工事積算基準(土木工事)平成20年度版1.土工④ブルドーザ掘削押し土に準ずる。)

名称	土質名	規格	数量 (m ³)
			地山の掘削押し土
ブルドーザ運転	砂・砂質土・礫質土・粘性土	湿地 20 t	320
		普通 32 t	710

(計算例)
 整地厚さ = 0.2 m とすると
 日当たり施工量 D = 320 m³ ÷ 0.2 m = 1600 m²
 (湿地 20 t の場合)

	湿地 20t	普通 32t
特殊運転手	1	1
軽油	158	238
機械損料	1.83	1.83

第 16 号単価 初期固化ピット造成 100m³ 当たり

名称・規格	数量	単位	単価	金額	備考
初期固化ピット造成					
初期固化機運転	100	m ³			第 6 号単価
プラント運転	100	m ³			第 7 号単価
セメント系固化材		ton			
計					
1m ³ 当たり					

記) 上記単価表は、搬出固化処理による施工の場合に計上する。

固化材数量は ピット造成土量×固化材添加量 (t/m³) × (1+K) より算定する。K = 0.1

第 17 号単価 初期固化ピット撤去 100 m³ 当たり

名称・規格	数量	単位	単価	金額	備考
初期固化ピット撤去					
掘削・解砕・積込	100	m ³			第 8 号単価
運搬工	100	m ³			第 9 号単価
撒出し工	100	m ³			第 10 号単価
敷均し・転圧（締固め）	100	m ³			第 11 号単価
計					
1m ³ 当たり					

記) 上記単価表は、搬出固化処理による施工の場合に計上する。

上記項目は、改良したピット改良体を撤去し、現場内に盛り立てる場合を想定している。

現場条件により必要な工種は別途考慮してもよい。

第 18 号単価 敷鋼板設置撤去 1000 m² 当たり

名称・規格	数量	単位	単価	金額	備考
敷鋼板設置・撤去 1000 m ² 当たり					
特殊作業員	2.1	人			
普通作業員	4.3	人			
トラッククレーン賃料	2.5	日			
計					
1 m ² 当たり					

農林水産省土地改良工事積算基準（土木工事）平成 17 年度版 14. 仮設工①敷鋼板設置撤去より

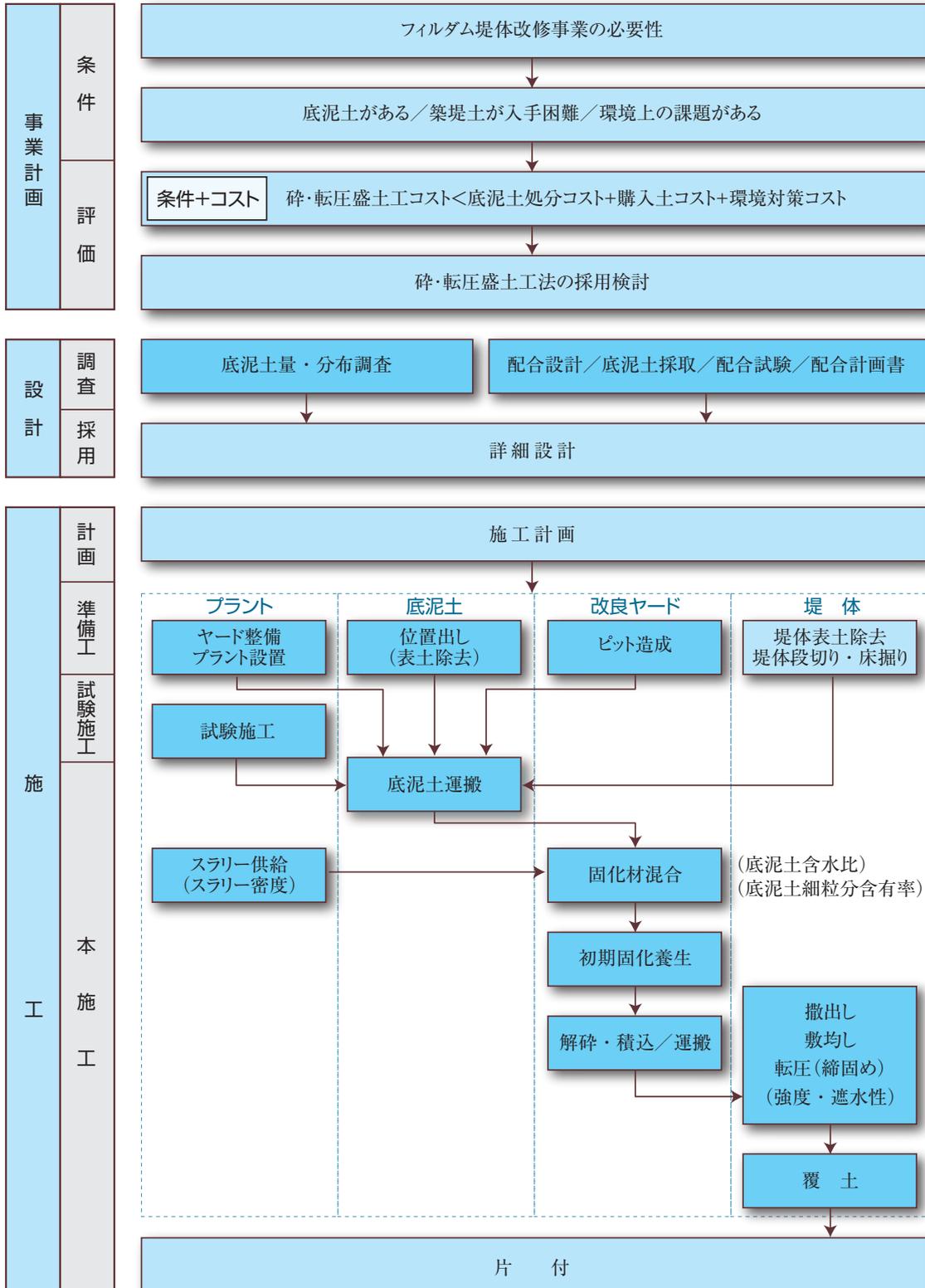
名称	規格	単位	設置	撤去
特殊作業員		人	1.1	1.0
普通作業員		人	2.3	2.0
トラッククレーン運転	油圧伸縮ジブ型 4.9 t 吊	日	1.3	1.2



參考資料



1. 「砕・転圧盛土工法」によるフィルダム堤体改修事業の流れ



■ は本工法特有の工程 () は管理項目

2. 砕・転圧盛土工法の特記仕様書の例

1.1 工法概要

砕・転圧盛土工法は、貯水池内に堆積して貯水容量の減少や水質悪化の原因になり除去処分が必要な底泥土を、あるいは底泥土に改修工事に伴って発生する掘削土等を加えた混合泥土をセメント系固化材で固化処理することで所要の強度あるいは遮水性を有する築堤土を製造し、既設堤体の上流側に漏水防止のためのコアゾーンと堤体補強のためのシェルゾーンを、さらに下流側にシェルゾーンを腹付けて築造する堤体改修技術である。

1.2 一般事項

- 1) 本工事は、本特記仕様書による他に、「砕・転圧盛土工法によるフィルダム堤体改修（補強・漏水防止）の設計・施工指針（案）」によるものとする。
- 2) 砕・転圧盛土工法による堤体改修工事を開始する前に、施工計画書を監督員に提出する。施工計画書には次の事項を明記する。
 - ① 工事内容
 - ② 工事期間及び工程
 - ③ 施工手順
 - ④ 底泥土と掘削発生土等の利用計画
 - ⑤ 初期固化土の配合条件
 - ⑥ 砕・転圧土の築堤条件
 - ⑦ 施工機械とその配置計画
 - ⑧ 仮設備とその配置計画
 - ⑨ 各種作業に従事する人員の組織表
 - ⑩ 施工管理方法
 - ⑪ 品質管理方法
 - ⑫ 環境保全対策
 - ⑬ 安全対策
 - ⑭ その他

1.3 特記事項

- 1) 砕・転圧盛土工法による工事の施工業者は、工法の技術内容を充分理解し、かつ施工技術に精通したものとする。
- 2) 砕・転圧土の各種条件は以下の通りとする。
 - (1) コアゾーンの砕・転圧土
 - ① 初期固化土を解砕するまでの初期固化日数： $t_s = \underline{\hspace{2cm}}$ 日

$$\Delta M_c^* = \text{_____ kg/m}^3$$

とする。

原材料土の固化材添加前の含水比 w が基準含水比 w_0 と異なる場合、あるいは粒度 F_c が基準値 F_{c0} と異なる場合には、それぞれの差に応じて目標強度を確保できるように基準の固化材添加量 ΔM_c^* を加減するものとする。

1.5 施 工

- (1) 砕・転圧土による築堤工事は、工事開始前に試験盛土を実施して設計条件を確保できる転圧機械、撒出し厚 Δ 、転圧回数 N を決定するものとする。
- (2) 解砕土は規定の層厚 Δ になるようにバックホウで撒き出し、ブルドーザで敷き均してから、定められた転圧機械により規定回数 N だけ転圧する。ただし、砕・転圧土の性質により転圧機械を変更する必要がある場合には監督員と協議するものとする。
- (3) 解砕土の撒出しはバックホウにより大粒径の解砕土と小粒径の解砕土が均一に混ざり合い、特に粗い粒径の解砕土だけ、あるいは細かい粒径の解砕土だけが偏在しないようにする。
- (4) 撒き出された解砕土は規定の層厚 Δ になるようにブルドーザにより敷き均す。
- (5) 解砕土の撒出し・敷均し、転圧は堤体軸に平行に行うことを原則とする。
- (6) 敷き均した解砕土は振動ローラ等の専用転圧機械、あるいはブルドーザにより規定回数 N だけ転圧する。
- (7) 地山や既設堤体との接触面は砕・転圧土と互いに密着するように入念に転圧しなければならない。
- (8) 撒出し、敷均し後の解砕土は直ちに転圧しなければならない。
- (9) 一列転圧が終了してから隣接する部分の転圧に移る時には、未転圧部分が残らないように転圧終了部分を重ねて (30 ~ 50 cm) 施工する。
- (10) 築堤した転圧面は次の築堤層との密着性が良くなるように、バックホウのバケットの爪により堤体軸方向に搔起こし (レーキング) を行う。
- (11) その日の最終の築堤面はやや池側に傾斜をつけて平滑に仕上げ、夜中あるいは翌日に降雨があっても築堤面に雨水が残らずに排水されるようにする。特に、ブルドーザなど転圧面に凸凹が残る機械で転圧した場合は必ず実施する。
- (12) 転圧後の築堤面が降雨や氷雪・霜柱等により軟弱化してしまった場合は、その対象部分を除去しなければならない。このとき除去した砕・転圧土は初期固化ピット等に戻し未使用の底泥土あるいは混合泥土と混ぜて固化処理をして再利用する。この場合、再利用しようとする砕・転圧土の混合割合の目安は、未使用の底泥土あるいは混合泥土に対して 1 割程度を上限とする。
- (13) 各層の砕・転圧土の盛立は、転圧後も設計断面を確保できるように覆土側に余盛りするものとする。
- (14) 洪水吐等の構造物周りの狭隘な場所、あるいはアバット部の地山付近では規定の転圧機械による転圧ができないことから転圧不足になりやすい。このような部分は撒出し層厚 Δ を規定の 1/2 層厚にして、ランマーなど狭隘部に適した小型の転圧機械を使用して入念に転圧する。

- (15) コアゾーンと洪水吐の接触面は堤体が変形しても隙間が生じにくいように、洪水吐に接する部分のコアゾーン築堤は、コアゾーンに接する洪水吐壁面にチップング処理をし、さらにコンタクトクレイを貼り付けながら行うものとする。
- (16) 覆土は既設堤体の掘削発生土等を利用することを基本とする。
- (17) 覆土は、砕・転圧土をこの土による計画法面までの撒出した後に、水平方向に0.5m以上の余盛りをしながら撒き出し、砕・転圧土部と覆土部を同時に転圧し、その後覆土を設計断面になるように切取る。
- (18) 堤体の盛土は堤高の1%以上の余盛りを行うものとする。

1.6 施工管理

施工管理は施工中の各工程において実施されるもので、材料管理として

- ① 原材料土である底泥土等の初期固化ピットへの投入時土量
- ② 原材料土である底泥土等土の含水比と粒度の測定による固化材添加量の決定
- ③ 固化材スラリーの密度と初期固化ピットへの供給量

の管理を行い、また施工状況管理として底泥土等の初期固化から築堤までの各工程が施工計画に定められたように行われていることを確認する。

1) 材料管理

(1) 原材料土と固化材に関する管理項目

- ① 原材料土等の初期固化ピットへの投入土量の管理
(原材料土に混合泥土を利用する場合には混合比 m_v の管理を含む)
- ② 固化材添加前含水比： w_T (%)
- ③ 粒度 (75 μm 以下細粒分含有率)： F_C (%)

(2) 固化材に関する管理項目

- ① 固化材添加量： ΔM_C (kg/m^3)
- ② 固化材スラリーの密度： ρ_{SL} (g/cm^3)
- ③ 固化材スラリーの供給量： ΔQ ($\ell/\text{min.}$)

2) 施工状況管理

(1) 初期固化工 (固化材の添加・攪拌混合) に関する管理項目

- ① 初期固化機の性能確認：攪拌幅・深さ、固化処理速度など
- ② 初期固化区画の幅×深さ×長さ
- ③ 初期固化ピット内の固化材と底泥土等混合状況：目視による色むら管理など

(2) 初期固化土とその解砕・転圧に関する管理項目

- ① 解砕機の解砕性能：解砕時の最大粒径 D_{\max} (mm)
- ③ 解砕土の撒出し厚： Δ (cm)
- ④ 転圧回数： N (回)

1.7 品質管理

砕・転圧盛土工法により築造されたコアゾーンとシェルゾーンが設計通りの品質（強度あるいは遮水性）にあることを確認するために、初期固化土と築堤面での砕・転圧土（堤体地盤）の品質管理試験を行う。

1) コアゾーンの初期固化土と砕・転圧土

(1) 一軸圧縮試験による強度の管理値

- ① 初期固化土の目標強度は $(q_u)_{IS}^* = \underline{\hspace{2cm}}$ kN/m² であり、 $(q_u)_{IS}^*$ の設定日である $t = t_s = 10$ 日目の強度の平均値 $(q_u)_{IS10}$ は

$$(q_u)_{IS}^* \leq (q_u)_{IS10} \leq (1/a_{FL}) \cdot (q_u)_{IS}^*$$

になければならない。

- ② 砕・転圧盛土の目標強度は $(q_u)_{CC10} = \underline{\hspace{2cm}}$ kN/m² であり、解砕・転圧日を $t_s = X$ 日とした場合には目標強度設定日に相当する $t_{CC} = t - t_s = 10 - X = Y$ 日目の強度の平均値 $(q_u)_{CCY}$ は

$$(q_u)_{CC}^* \leq (q_u)_{CCY} \leq (1/a_{FL}) \cdot (q_u)_{CC}^*$$

になければならない。ただし、目標強度がトラフィカビリティにより決まり

$$(q_u)_{CCStability} < (q_u)_{CCTrafficability} (= (q_u)_{CC}^*)$$

の場合には、管理強度 $(q_u)_{CC}$ が目標強度 $(q_u)_{CC}^*$ を下回り

$$(q_u)_{CCY} < (q_u)_{CC}^* \text{ あるいは } (q_u)_{IS10} < (q_u)_{IS}^*$$

であっても

$$(q_u)_{CCStability} \leq (q_u)_{CCY}$$

を満足していればよい。

(2) 三軸圧縮試験による強度パラメータ

三軸圧縮試験による強度パラメータの確認は、一軸圧縮強さの場合と同様に行うものとし、目標強度の設定日 $t_{CC} = t - t_s = 10 - X = Y$ 日目に実施した試験から得られた LP 領域における粘着力 $(c')_{CCY}^{LP}$ が目標強度 $(c')_{CC}^*$ 以上で、かつその $1/a_{FL}$ 倍以下

$$(c')_{CC}^* \leq (c')_{CCY}^{LP} \leq (1/a_{FL}) \cdot (c')_{CC}^*$$

であり、かつ内部摩擦角 $(\phi')_{CCY}^{LP}$ が安定計算で設定した値 $(\phi')_{CC}^{LP}$ に対して

$$(\phi')_{CCY}^{LP} \geq (\phi')_{CC}^{LP}$$

を満足していなければならない。

(3) 砕・転圧盛土の透水係数

現場試験： $k_{Field} \leq \underline{\hspace{2cm}}$ cm/sec

室内試験： $k_{Lab} \leq \underline{\hspace{2cm}}$ cm/sec

(4) 砕・転圧土の締固め度： D_p （遮水性）

$$D_p = (\rho_{tCC} / \rho_{tCC}^*) \times 100 \geq 98\%$$

ρ_{tCC} ：堤体盛立て時の砕・転圧土の湿潤密度

ρ_{tCC}^* ：室内試験における遮水性確認時の砕・転圧土の湿潤密度

2) シェルゾーンの初期固化土と砕・転圧土

(1) 一軸圧縮試験による強度の管理値

- ① 初期固化土の目標強度は $(q_u)_{IS}^* = \underline{\hspace{2cm}}$ kN/m² であり, $(q_u)_{IS}^*$ の設定日である $t = t_s = 10$ 日目の強度の平均値 $(q_u)_{IS10}$ は

$$(q_u)_{IS}^* \leq (q_u)_{IS10} \leq (1/a_{FL}) \cdot (q_u)_{IS}^*$$

になければならない。

- ② 砕・転圧盛土の目標強度は $(q_u)_{CC10} = \underline{\hspace{2cm}}$ kN/m² であり, 解砕・転圧日を $t_s = X$ 日とした場合には目標強度設定日に相当する $t_{CC} = t - t_s = 10 - X = Y$ 日目の強度の平均値 $(q_u)_{CCY}$ は

$$(q_u)_{CC}^* \leq (q_u)_{CCY} \leq (1/a_{FL}) \cdot (q_u)_{CC}^*$$

になければならない。ただし, 目標強度がトラフィカビリティーにより決まり

$$(q_u)_{CCStability} < (q_u)_{CCTrafficability} (= (q_u)_{CC}^*)$$

の場合には, 管理強度 $(q_u)_{CC}$ が目標強度 $(q_u)_{CC}^*$ を下回り

$$(q_u)_{CCY} < (q_u)_{CC}^* \quad \text{あるいは} \quad (q_u)_{IS10} < (q_u)_{IS}^*$$

であっても

$$(q_u)_{CCStability} \leq (q_u)_{CCY}$$

を満足していればよい。

- (2) 三軸圧縮試験による強度パラメータ

三軸圧縮試験による強度パラメータの確認は, 一軸圧縮強さの場合と同様に行うものとし, 目標強度の設定日 $t_{CC} = t - t_s = 10 - X = Y$ 日目に実施した試験から得られた LP 領域における粘着力 $(c')_{CCY}^{LP}$ が目標強度 $(c')_{CC}^*$ 以上で, かつその $1/a_{FL}$ 倍以下

$$(c')_{CC}^* \leq (c')_{CCY}^{LP} \leq (1/a_{FL}) \cdot (c')_{CC}^*$$

であり, かつと内部摩擦角 $(\phi')_{CCY}^{LP}$ が安定計算で設定した値 $(\phi')_{CC}^{LP}$ に対して

$$(\phi')_{CCY}^{LP} \geq (\phi')_{CC}^{LP}$$

を満足していなければならない。

- 3) 六価クロム溶出試験

原材料土が火山灰質粘性土であり, 改良土量が 5,000 m³ を超える工事では, 施工中に一定土量 1,000 m³ 毎に六価クロム溶出試験を実施し, 環境基準値 0.05 mg/l を超過していないことを確認しなければならない。

- 4) 工事管理試験の実施頻度は次表を目安とする。

材料管理試験の実施頻度

管理試験名	初期固化土	備考
底泥土・混合泥土等の含水比試験	2回/日 (午前・午後)	フライパン法
底泥土・混合泥土等の粒細粒分含有率試験	2回/日 (午前・午後)	JIS A1223
固化材スラリーの密度試験	2回/日 (午前・午後)	マッドバランス法

日常管理試験の実施頻度

管理試験名	初期固化土	砕・転圧土	備考
現場強度試験	1回/日	1回/日	球体落下試験 (FW - 26 型) 4箇所 (4点/箇所)
現場密度試験	—	1回/日	JGS 1613 コアカッター法 (3箇所以上)

品質管理試験の実施頻度の目安

管理試験名	初期固化土	砕・転圧土	備考
一軸圧縮試験	① 1回/1,000 m ³ ② 1回/2,000 m ³ ③ 1回/3,000 m ³	① 1回/1,000 m ³ ② 1回/2,000 m ³ ③ 1回/3,000 m ³	JGS 0511 に準じる (簡便型) コア・シェルゾーン毎の築堤規模 ① 10,000 m ³ 以下 ② 20,000 m ³ 以下 ③ 20,000 m ³ 超 D/H = 75 mm / 150 mm を標準
三軸圧縮試験	—	1回/5,000 m ³	JGS 0523 に準じる D/H = 75 mm / 150 mm を標準
現場透水試験	—	コアゾーンのみ ① 1回/1,000 m ³ ② 1回/2,000 m ³ ③ 1回/3,000 m ³	立坑法: JGS 1316 に準じる コアゾーンのみ築堤規模に ① 10,000 m ³ 以下 ② 20,000 m ³ 以下 ③ 20,000 m ³ 超 3点以上/回
三軸透水試験	—	コアゾーンのみ ① 1回/1,000 m ³ ② 1回/2,000 m ³ ③ 1回/3,000 m ³	不攪乱供試体 コアゾーンのみ築堤規模 ① 10,000 m ³ 以下 ② 20,000 m ³ 以下 ③ 20,000 m ³ 超 3供試体以上/回 D/H = 75 mm / 100 mm を標準
六価クロム溶出試験	—	1回/1,000 m ³	火山灰質粘性土の場合で、かつ固化 処理土量 5,000 m ³ 以上の工事を対象

(注意) 工事規模が小さく、品質管理試験の実施回数が著しく少なくなる場合には、全体で10回程度になるように試験頻度を調整するものとする。但し、実施が困難な場合には別途考慮して決めるものとする。

3. 建設機械等損料算定表

機械名称	規 格			(1) 基礎価格 (千円)	(2) 標準 使用 年数 (年)	年間標準			(6) 維持 修理 比率 (%)	(7) 年間 管理 比率 (%)	残 存 率
	諸 元	機関出力 (kW)	機械重量 (t)			(3) 運 転 時 間 (h)	(4) 運 転 日 数 (日)	(5) 供 用 日 数 (日)			
初期固化機	バックホウ山積み 1.4 m ³ 級+アタッチメント	164	30.7	48,900	6.0	370	70	110	60	9	9
	バックホウ山積み 1.9 m ³ 級+アタッチメント	223	44.1	59,400	6.0	370	70	110	60	9	9
泥上掘削機	油圧式0.4 m ³ 級	92	20.5	22,700	8.5	730	110	180	55	9	14
固化材スラリープラント	10 m ³ /h	78	14	33,100	10.5	680	120	180	55	9	9
	20 m ³ /h	102	17	39,200	10.5	680	120	180	55	9	9
	40 m ³ /h	173	23.4	48,000	10.5	680	120	180	55	9	9
流量記録計	流量0～400 ℓ/min 0～3.92 Mpa"	—	0.05	3,200	10.0	—	80	120	60	7	7
集塵機	42～45 m ³ /分	2.2	0.3	550	3.0	710	140	180	80	7	
発動発電機	100 kVA、排対2次	92	1.9	3,800	9.5	—	110	120	45	7	6
	150 kVA、排対2次	134	2.9	5,140	9.5	—	110	120	45	7	6
アルカリ中和装置	処理能力6 m ³ /h	—	0.5	4,010	9.0	640	130	190	40	7	9
解 碎 機	解砕バケット0.8 m ³ 級			6,000	6.0	370	70	110	60	9	9
	バックホウ山積0.8 m ³ 級	104	19.8	17,100	8.5	750	120	190	45	9	14
ダンプトラック	10 t積み	246	9.7	11,000	9.0	970	150	190	60	12	12
不整地運搬車	クローラ型・全旋回式・ 排対2次・6～7 t積	116	9.5	10,100	8.5	—	90	150	65	9	12
	クローラ型・全旋回式・ 排対2次・10～11 t積	190	16.5	16,000	8.5	—	90	150	65	9	12
バックホウ	山積0.8 m ³ 級 排対2次	104	19.8	14,100	8.5	750	120	190	45	9	14
	山積1.4 m ³ 級 排対2次	164	30.7	20,900	8.5	750	120	190	45	9	14
ブルドーザ	普通15 t、排対2次	100	14.6	15,800	12.0	450	90	160	40	9	9
	普通21 t、排対2次	152	21.9	30,900	10.0	800	120	200	60	9	13
	湿地20 t、排対2次	139	20.3	23,800	10.0	800	120	200	60	9	13
	普通32 t、排対2次	208	31.7	37,100	10.0	800	120	200	60	9	13
振動ローラ	搭乗式・コンバインド型 ・排対2次・3～4 t	20	3.6	5,130	12.0	450	100	150	35	9	10
	フラットロール(土工用シングル ラムローラ)排対2次・11～12t	103	11.4	14,100	12.0	420	80	140	40	9	10
振動コンパクタ	前進型 90 kg	4.0	0.09	156	5.5	—	90	130	50	7	9
タンバ及びランマ	60～80 kg	3.0	0.04	180	5.5	—	80	110	40	7	7
高圧洗浄機	30.8 ℓ/min	5.5	0.16	704	10.5	—	110	150	140	7	7
高圧ホース	40 A (100 m)		1.6kg/m	390	2.0			120	35	5	
	50 A (100 m)		2.9kg/m	680	2.0			120	35	5	
《消耗品関係》											
トレンチャーチップ他	トレンチャー用1式			1,000	300 (h)						
トレンチャーチェーン	トレンチャー用1式			600	300 (h)						

記) 1. 土地改良工事標準積算基準(機械経費)平成20年度版を引用。

2. ただし※印は同基準、建設機械等損料算定表に記載の無い機材。

4. 土量換算係数について

(1) 砕・転圧盛土工法における土量換算係数の定義

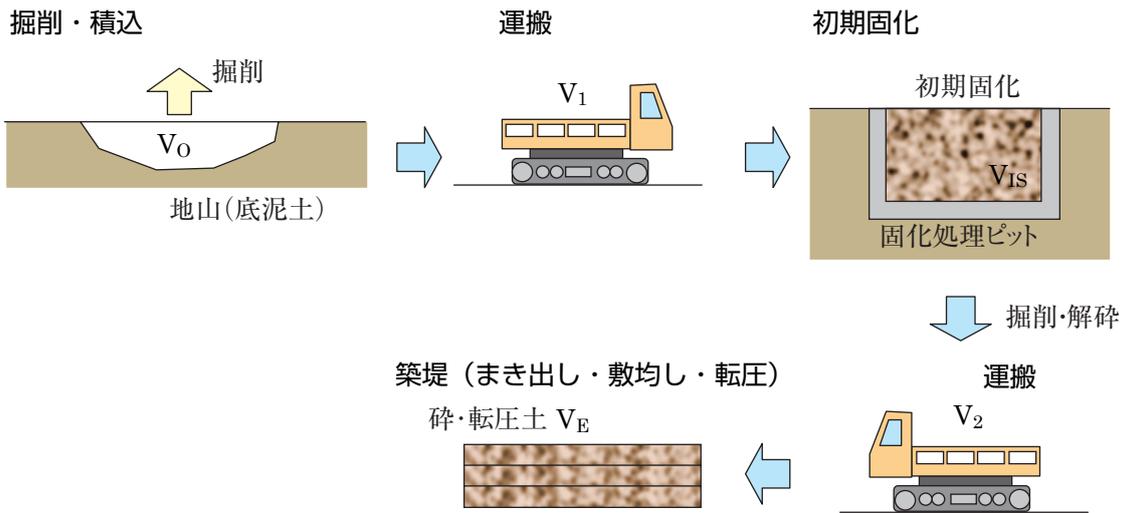
$$L_o = \frac{\text{初期固化土量}}{\text{地山(底泥土)土量}} = \frac{V_{IS}}{V_o} \quad L_{IS} = \frac{\text{解砕状態の土量}}{\text{初期固化土量}} = \frac{V_2}{V_{IS}}$$

$$C_{IS} = \frac{\text{砕・転圧土築堤土量(完了時)}}{\text{初期固化土量}} = \frac{V_E}{V_{IS}}$$

$$V_E = C_{IS} \cdot V_{IS}$$

$$= C_{IS} \cdot L_o \cdot V_o$$

$$= C_{IS} / L_{IS} \cdot V_2$$



(2) 積算内訳表における各工種の数量、及び積算単価表における歩掛りで用いる土量換算係数について

施工段階	掘削・積込・運搬	初期固化	掘削・解砕・積込	運搬	まき出し・敷均し・転圧
数量	$V_o = V_E / C_{CC}$	V_E	V_E	V_E	V_E
歩掛り対象土	地山(底泥土) V_o	初期固化土 V_{IS}	初期固化土 V_{IS}	初期固化土 V_{IS}	砕・転圧土 V_E
歩掛り (qは単位当り作業量)	土地改良工事積算基準のとおり	$Q = q_E \cdot E \cdot T \text{ (m}^3/\text{日)}$ $= q_{IS} \cdot f \cdot E \cdot T$ $f = V_E / V_{IS} = C_{IS}$ $q_E = q_{IS} \cdot C_{IS} \text{ (m}^3/\text{h)}$	$Q = (3,600 \cdot q_E \cdot E / C_m) \cdot T \text{ (m}^3/\text{日)}$ $= (3,600 \cdot q_{IS} \cdot f \cdot E / C_m) \cdot T$ $q_E = q_{IS} \cdot C_{IS} \text{ (m}^3/\text{回)}$ $(q_{IS} = q_o \cdot k)$ $f = V_E / V_{IS} = C_{IS}$	$Q = q_E \text{ (m}^3/\text{日)}$ $= C_{IS} \cdot q_{IS}$ $f = V_E / V_{IS} = C_{IS}$ $q_{IS} = 100 / D$ $D: 100\text{m}^3 \text{ 当たり日数}$	$Q = q_E \text{ (m}^3/\text{日)}$ $= q_E \cdot f$ $f = 1$ $q_E = 100 / D$ $D: 100\text{m}^3 \text{ 当たり日数}$

【参考文献】

- 1) 谷 茂：溜池の話あれこれ，農業土木学会誌，Vol.57, No.12, pp.2-4, 1989.
- 2) 沼倉元幸，嶋貫寿治，石田幸広，山内順也，青山 仁，鈴鹿克俊：設計基準「ダム」の変遷について，水と土，第 108 号，pp.61-78, 1997.
- 3) 福島伸二，石黒和男，北島 明，池田康博，酒巻克之，谷 茂：固化処理したため池底泥土の盛土材への適用性の研究，土木学会論文集，No.666/Ⅲ -53, pp.99-116, 2000.
- 4) 福島伸二，石黒和男，北島 明，谷 茂，池田康博，酒巻克之：固化処理したため池底泥土の堤体盛土材への適用性確認のための現場実証試験，土木学会論文集，No.689/Ⅲ -55, pp.269-284, 2001.
- 5) 谷 茂，福島伸二，北島 明，石黒和男，池田康博，酒巻克之：固化処理したため池底泥土をため池の改修に用いる研究，農業工学研究所報告，第 40 号，pp.95-112, 2001.
- 6) 福島伸二，北島 明，谷 茂，石黒和男：固化処理した底泥土を砕・転圧した築堤土の目標強度設定・配合試験法と施工管理法の提案，土木学会論文集，No.715/Ⅲ -60, pp.165-178, 2002.
- 7) 谷 茂，福島伸二，北島 明，酒巻克之：砕・転圧盛土工法設計・施工法について，独立行政法人，農業工学研究所技報，第 202 号，pp.141-182, 2004.
- 8) (社) 農業農村整備情報総合センター編：ため池改修工事の効率化，－砕・転圧盛土工法によるため池堤体改修－，設計・施工・積算指針（案），(社) 農業農村整備情報総合センター，2006.
- 9) 福島伸二，北島 明，谷 茂，石黒和男：固化処理した底泥土により築造した均一型堤体盛土の強度・遮水特性，土木学会論文集，No.750/Ⅲ -65, pp.205-221, 2003.
- 10) 福島伸二，北島 明，谷 茂，石黒和男：固化処理底泥土により築造した傾斜遮水ゾーンによる老朽ため池堤体の漏水対策事例，土木学会論文集，No.764/Ⅲ -67, pp.341-357, 2004.
- 11) 福島伸二，谷 茂，北島 明：固化処理底泥土を用いた急勾配・高堤体ため池の補強法の事例研究，土木学会論文集，No.771/Ⅲ -68, pp.289-308, 2004.
- 12) 福島伸二，谷 茂，佐々木義浩，佐藤健作：菜切谷池堤体改修における砕・転圧盛土工法の設計・施工法，－固化処理した底泥土による老朽ため池堤体の補強と漏水防止対策－，水と土，第 149 号，pp.103-116, 2007.
- 13) 谷 茂，福島伸二，北島 明，五ノ井 淳，西本浩司：砕・転圧盛土工法による老朽ため池堤体の補強と漏水防止のためのゾーニングについて，水と土，第 151 号，pp.92-104, 2007.
- 14) 福島伸二，谷 茂，北島 明記，西本浩司：固化処理底泥土を用いた老朽化フィルダムの堤体補強における設計法の提案，ダム工学，Vol.16, No.1, pp.20-29, 2006.
- 15) 谷 茂，福島伸二：老朽化フィルダムの堤体改修（補強・漏水防止・嵩上げ）の事例調査，ダム工学，Vol.17, No.1, pp.5-26, 2007.
- 16) 福島伸二，谷 茂：老朽化フィルダムの堤体嵩上げ時のゾーニングパターンの事例研究，水と土，第 153 号，pp.26-41, 2008.
- 17) (独) 農業・食品産業技術総合研究機構 農業工学研究所所蔵の資料
- 18) 田村聡志，村山 眞：既設アースダムの耐震性強化，－村山下貯水池堤体強化工事－，ダム技術，No.242, pp.47-58, 2006.

- 19) 佐久間 薫, 野神睦雄, 今入 隆: 村山下貯水池堤体強化工事について, ダム日本, No.730, pp.11-22, 2005.
- 20) 田村 聡, 村山 眞: 既設アースダムの耐震強化事例, - 村山下貯水池堤体強化工事 -, 基礎工, Vol.35, No.3, pp.94-97, 2007.
- 21) 福島伸二, 谷 茂, 北島 明: 固化処理底泥土からなる築堤土の非排水せん断強度特性, 土木学会論文集, No.779/ III -72, pp.13-24, 2005.
- 22) 福島伸二, 谷 茂, 北島 明, 五ノ井 淳: 固化処理底泥土によるフィルダムの堤体改修における設計法, 農業農村工学会論文集, No.256, pp.33-46, 2008.
- 23) 北島 明, 福島伸二, 谷 茂, 西本浩司: 老朽化フィルダムに堆積した底泥土の固化処理強度に及ぼす粒度の影響に関する調査研究, 土木学会論文集 C, Vol.63, No.2, pp.417-427, 2007.
- 24) 農林水産省農村振興局監修: 土地改良事業計画設計基準・設計「ダム」技術書 (フィルダム編), 農業土木学会, 2003.
- 25) 農林水産省農村振興局設計課監修: 土地改良事業計画設計指針「ため池整備」, 農業土木学会, 2006.
- 26) (社) 日本河川協会編: 改訂新版建設省河川砂防技術基準 (案) 同解説, 設計編 [I], 第 2 章ダムの設計, 山海堂, pp.145-251, 1997.
- 27) 松本徳久, 山口嘉一, 山野雅彦: フィルター基準に関する考察, ダム技術, No.38, pp.17-30, 1990.
- 28) セメント協会編: セメント系固化材による地盤改良マニュアル (第 3 版), 技報堂, 2003.
- 29) 嘉門雅史: ヘドロの工学的性質について, 土と基礎, Vol.26, No.1, pp.19-24, 1978.
- 30) 福島伸二, 谷 茂, 北島 明, 西本浩司: フィルダムの堤体改修に使用する固化処理底泥土の含水比と粒度を考慮した強度管理法, ダム工学, Vol.16, No.2, pp.82-93, 2006.
- 31) 福島伸二, 谷 茂, 北島 明, 西本浩司: 底泥土の固化処理強度に及ぼす粒度と含水比の影響, 土木学会論文集 C, Vol.63, No.2, pp.376-388, 2007.
- 32) 福島伸二, 谷 茂, 五ノ井 淳, 北島 明: 老朽化フィルダムの堤体改修に使用する固化処理底泥土の含水比と粒度を考慮した強度管理法の適用性の確認調査試験, ダム工学, Vol.18, No.2, pp.94-110, 2008.
- 33) 福島伸二, 谷 茂, 北島 明, 西本浩司: フィルダムにおける固化処理底泥土を用いた堤体補強法とその設計法に関する事例研究, 土木学会論文集 C, Vol.63, No.2, pp.358-375, 2007.
- 34) 建設省土木研究所フィルダム研究室: フィルダム堤体とコンクリート構造物の接合面の設計と施工について, ダム技術, No.140, pp.76-77, 1998.

砕・転圧盛土工によるフィルダム堤体改修
—堆積土・発生土を有効活用したフィルダムのリニューアル技術—
設計・施工・積算指針（案）

【発行日】 平成21年3月

【企画・発行】 社団法人 農業農村整備情報総合センター

〒103-0001 東京都中央区日本橋小伝馬町2-3
電話 03 (5695) 7177
<http://www.aric.or.jp>

