

2.3 フィルダム

2.3.1 設計床掘線の決定

堤体遮水部の基礎地盤部分の掘削を床掘といい、掘削により造られたトレンチを止水トレンチという。設計床掘線は、透水性、強度および変形性などを総合的に検討して決定する。

一般に地山の表層部は、風化が進んでいたり、亀裂が発生しているため、基礎処理による浸透流の抑制効果や十分な支持力が期待できない地盤が分布している場合が多い。また、極端な凸状または階段状の基礎地盤に遮水性材料を盛り立てた場合には、遮水部の不同沈下、転圧不足、地震時における基礎地盤面と遮水部間の亀裂の発生などに起因した浸透破壊が発生する可能性がある。そこで、設計床掘線は、地形、地質、貯水圧、あるいは遮水性材料の水理学的および力学的特性などをもとに、遮水部の不同沈下に伴う亀裂の発生の防止、基礎処理方法などを考慮して決定する。

床掘線の計画深さは、一般に岩級区分図*、ルジオンマップ*、弾性波速度分布図*などから決定する。低速度層や透水層が浅い場合（10m程度）はその層を取り除く計画とし、深い場合は地盤改良が可能な深さになる層までは掘削除去する計画とする。また、ゾーン型フィルダムにおける掘削線については、一般に、遮水性ゾーン数は基礎地盤の透水性・変形性に着目し、遮水性ゾーン以外のゾーン数は強度・変形性に着目して決定する。ただし、フィルタ部はパイピングなどに対処するため遮水性ゾーン数に準じた考え方とする。なお、ダム軸横断方向の形状は水平が望ましい。

- * 岩級区分図：基礎地盤を岩級別に分帯した図のことをいう（表-付 1.1、図-付 1.1 を参照）。
- * ルジオンマップ：ルジオンテストの結果に基づいて描かれた透水性分布図のことをいう。ルジオンテストは、ボーリング孔を利用して行われ、その標準的な方法はパッカーなどで仕切られた一定区間に 0.98MPa の基準圧力で注水した時の注入量を求めるものである（図-付 1.2 を参照）。
- * 弾性波速度分布図：弾性波探査により、弾性波速度構造を推定した図のことをいう。地震波には、縦波（P波）、横波（S波）、表面波（レイリー波、ラブ波）の3種がある。ダムの地質調査では、異なる地層間で屈折して伝わってくるP波をもとに弾性波速度構造を推定する屈折波法を利用することが多い。主に調査の初期段階で地盤の概況や破碎帯の有無などを把握するために利用される。

床掘線の形状設計の具体的な考え方は、次のとおりである。掘削線が図-2.12 に示したように、凸型または階段状になっているような場合は、盛土内で不同沈下を起し、これがパイピングなどの発生の原因となることがある。このような形状の基礎に対しては、滑らかな形状となるように凸部を除去し、全体的に凹型とすることが望ましい。これは、沈下に伴って遮水部内に発生する引張領域を少なくするためである。またアバットメント勾配が急になるに従って、遮水部内の引張領域は広がり、堤頂付近に亀裂が発生しやすくなる。亀裂は圧縮性の大きな土ほど発生しやすい。

なお、ゾーン型フィルダムの遮水性ゾーン基礎部の掘削を極端に深くすると、盛土内にアーチアクション*が発生し、基礎との境界部に引張応力が生じることがある。このような場合は、極力遮水性ゾーン数を広くするような基礎掘削形状とし、フラットな形の接触とする。また、同様にダム軸方向でも極端な形状変化は避けることが必要である。例えば、Apishapa Dam（堤高 35m、アメリカ、1923）は、両岸アバットメントが急勾配で硬質の岩盤からなっており、河床部に圧縮性の土を使用した。初回湛水するとき基礎と堤体の下部が沈下した。その際、堤体の上部はアバットメント部に拘束され、アーチアクションを起こし沈下しなかったため大きな水平クラックを生じ、わずか2～3時間で破壊した。

- * アーチアクション：砂遊びのトンネルみたく、アーチ状に支えられた作用のことをいう。

フィルタ部は、図-2.13 に示すようにトレンチを設けることが望ましい。これは遮水部と岩盤との接着面において、浸透水の動水勾配が大きくなり、この部分から土粒子が流亡することがあるからである。

床掘幅の決定に当たっては、施工上必要な作業幅を確保する。例えば、グラウチング計画において、列間隔 1.5～2.0m で2～3列施工の場合は最小限 6m 程度、3～4列施工の場合は7～8mの作業幅が必要となる。

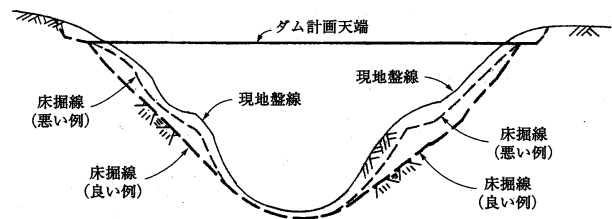


図-2.12 床掘縦断形状

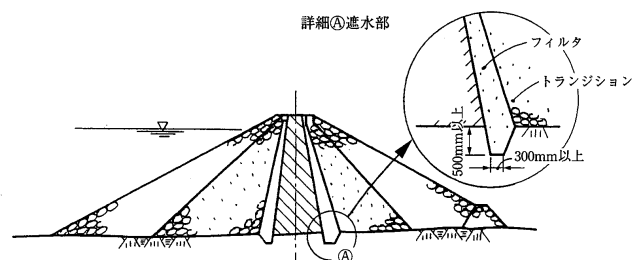


図-2.13 岩盤を切り込んで設けたフィルタ

2.3.2 基礎処理の設計

フィルダムの基礎地盤は、硬質岩から軟質岩までの岩盤基礎と、未固結の地層からなる土質基礎に大別され、土質基礎はさらに透水性基礎（砂、砂礫、崖錐堆積物など）、難透水性基礎（シルト、粘土など）、軟弱基礎（ N 値*20以下）の三つに分類できる。フィルダムのタイプは、このような基礎地盤の特性に応じて検討する。

* N 値：標準貫入試験において、質量 $63.5\pm 0.5\text{kg}$ のドライブハンマーを $76\pm 1\text{cm}$ 自由落下させ、標準貫入サンプラーを地盤に 30cm 打込むのに要する打撃回数をいう。JIS A 1219-2001 に規定されている。「設計基準」では、標準貫入試験の N 値が 20 以下の範囲を「軟弱地盤」として取扱う（図付 1.3 を参照）。

岩盤基礎上では、全ての形式のフィルダムが建設できる。一般に、岩盤基礎の支持力は問題にならず、節理、割れ目、断層などからの漏水対策を考えればよい。ただし、次の点に注意する必要がある。

頁岩、粘板岩、泥岩、シルト岩などは掘削後、大気に曝すと風化が急速に進む（スレーキング*）。このような岩盤に対しては風化防止対策が必要である。一般には一次掘削を行い（場合によってはモルタル吹き付けで保護し）、盛土施工直前に仕上げ掘削を行う 2 段階掘削で対応している。第三紀の泥岩、砂岩の互層地盤や層状をなした堆積岩で流れ盤（層の傾斜が斜面の傾斜の方向と同一のもの）では、層境界で滑りやすいので注意を要する。溶岩性の岩盤では岩盤内に隙間や空洞が存在することがあるので、浸透水に対して、ダムの基礎のみでなく、池敷の地山についても十分に検討する必要がある。火成岩（花崗岩、安山岩など）では風化帯と新鮮岩との境界面付近が浸透およびすべりに対して弱点となりやすい。

* スレーキング：乾・湿の繰返しにより岩石を構成する粒子間の結合が破壊されて岩石強度が低下する現象のことをいう。時には粒子が分離し、岩石が細片化する。第三紀泥岩などの細粒軟岩で著しい。岩盤の強度低下、透水性の劣化、斜面の不安定化をもたらす。

土質基礎は、沖積層*とそれ以前の洪積層、新第三期層などに大別される。沖積層は河床部に厚く堆積し、透水性や支持力の点で問題となることが多い。洪積層や新第三紀層は、砂礫層と粘土層に分けられる。砂礫層は、支持力が大きく、すべりや変形の問題は少ないので、主として漏水対策となる。また、地震時の液状化*についても検討が必要である。粘土層の場合は、ダムの高さによっては沈下が問題となる。

* 約 2 万年前の最終氷期最盛時以降に河川の運んできた土砂の堆積層。最後の氷河期が終わる約 1 万年前以降の地層という時代的な意味をもたせるときには、完新統という用語を用いるようになってきている。

* 液状化：堤体あるいは基礎地盤を構成する土が、地震力による過剰間隙水圧の発生に伴い、有効応力が減少し土粒子間のせん断強度を失うことを液状化という。液状化は、砂やシルトからなる、ゆる詰め状態の土が、飽和され、かつ地震力が加わると体積が収縮しようとするため、それに伴って間隙水圧が上昇し、間隙水が排出されるまでの間、粒子が間隙水の中に一時的に浮いた状態になり、土粒子間のせん断強度が失われるために発生するものと考えられている。

フィルダムは、堅固な岩盤上ばかりでなく、軟弱な地質の地盤上にも建設が可能である。したがって、基礎地盤の地質、ダムの規模などに応じてダムタイプと基礎処理工法が選定される。

フィルダムの基礎地盤としての条件は、①必要なせん断強さを有すること、②変形量が所要の範囲内であること、③浸透量が少ないこと、④浸透破壊を起こさないこと、⑤地震時に液状化しないこと、である。フィルダムの基礎処理の目的は、これらの条件が満足できない部分に対して、満足するように人工的に基礎地盤を改良することにある。以下、基礎地盤のせん断強度、変形性、遮水性を改良するための設計方針を示す。

一般に土質基礎では、透水性の面から浸透路長が長い均一型フィルダムを採用することが多く、岩盤基礎では、ゾーン型フィルダムや遮水壁型フィルダムを採用することが多い。せん断強度に関しては、フィルダムの基礎地盤が堤体材料より大きな強度を有するものであれば、すべり破壊に対して堤体の安定性を損なうようなことはほとんどない。変形性に対しては、土質基礎や断層破砕帯および硬質岩中に軟質岩を挟在する岩盤基礎では、その変形性が局所的に異なることがあるため、不同沈下などに対する変形性の検討が必要となる。特に、表面遮水壁型フィルダムや堤体内に監査廊を設けるダムでは、基礎地盤に不同沈下が生じると遮水壁の破損や監査廊継目の開きによる遮水性材料の吸い出しなどが発生する可能性があるため、慎重な検討と十分な対策が必要である。

一方、貯水池からの浸透水に対しては、堤体および基礎地盤内を安全に浸透すること、貯水池運用計画*に影響しないことが要求される。一般に、基礎地盤の浸透流の抑制はグラウチングやブランケットなどにより行われる。基礎地盤の安全性の確認は、①設計時の予測浸透流量と許容浸透量の比較、②基礎地盤内の間隙水圧の状況、③設計時の浸透流の限界流速および限界動水勾配の予測値と実測値との比較、により行われている。しかし、地質状況は不均質であることが多いことから、これらを総合的に評価することが重要である。

* 貯水池運用計画：ダム貯水効率の面から、浸透量を1日当たり総貯水容量の0.05%以下とすることが望ましい。しかし、この値はあくまでも目安として考えるもので、安全性が十分確保され、浸透量がダムの目的を十分に満足するものであるかの検討を優先すべきである。

2.3.3 基礎処理工法

基礎地盤の処理工法は、浸透流に対する処理、すべりに対する処理、変形に対する処理に分類される。以下に、主な基礎処理工法の概要を示す。また、表-2.8に、軟弱な土質基礎に対する地盤改良の主な目的とその効果を示す。

2.3.3.1 浸透流に対する処理

a) グラウチング工法 (図-2.14)

グラウチングは、貯留水が堤体基礎および周辺の地盤を通して下流に流出することを抑制するとともに、

堤体および基礎地盤の水利的安定性を確保することを目的として、一般に岩盤基礎に対して採用される工法である。通常、基礎地盤にボーリング孔を削孔し、セメントミルクなどの注入材料（以下「グラウト」）を注入することにより、基礎の遮水性を改良する工法である。目的により、カーテングラウチング、ブランケットグラウチング、コンソリデーショングラウチングなどがある。

カーテングラウチングは、貯留水の浸透の抑制と浸透流による堤体および基礎地盤のパイピングの防止を目的として、堤体基礎および周辺部の基礎地盤内に難透水性のグラウトカーテンを形成する工法であり、一般に主たる遮水を行うゾーンの中央部において施工する。カーテングラウチングに沿って設計・施工上の必要性から補助的なグラウチング列を配置することがあり、これを補助カーテングラウチングと呼び、前述のカーテングラウチングを主カーテングラウチングと呼ぶことがある。また、ダムの両岸取付け地山部に貯留水の浸透が懸念される場合には、堤体のカーテングラウチングに連続するグラウチングを施工する。これをリムグラウチングと呼ぶ。仮排水路トンネルや、リム部の端部から放射状または扇状に施工するカーテングラウチングを、施工形態からファンングラウチングと呼ぶこともある。

ブランケットグラウチングは、基礎地盤を通る浸透流の抑制や堤体遮水材の流失の防止を目的として、基礎地盤表層部の水利的な均一化を図るために実施するものである。基礎地盤の地表面に近い部分は、風化や基礎掘削の影響により緩みが生じ、また、貯水に伴い基礎地盤内に発生する浸透流速や動水勾配は着岩面付近で最大となることから、一般に遮水敷の基礎全域に施工し、特殊な場合には上下流のフィルタゾーンの基礎にも施工することがある。

フィルダムにおけるコンソリデーショングラウチングは、監査廊周辺の基礎地盤においては掘削による緩み範囲の均一化を目的として、洪水吐基礎地盤においては緩み範囲の緊密化を目的として施工される。監査廊周辺において、着岩面の充填を主目的とした浅いものを特にコンタクトグラウチングと呼ぶこともある。

b) アースブランケット工法 (図-2.15)

アースブランケット工法は、ダム上流部の貯水敷に透水性の低い材料によるブランケットを施工し、これを堤体の遮水性ゾーンに接続することによって浸透路長を確保し、浸透流を抑制する工法である。本工法は、高透水性の土質基礎が深い場合などで、グラウチング工法や止水トレンチ工法に比較して経済性および浸透流抑制の確実性において優位な場合に採用される。

c) 止水トレンチ工法 (図-2.16)

止水トレンチ工法は、地表付近に分布する透水層をトレンチにより掘削除去して、遮水性材料で埋め戻す工法である。透水性の低い地盤が比較的浅い位置に分布する場合には、経済的で最も確実に浸透流を抑制できる工法である。しかし、透水層が厚い場合には経済的でない。本工法には掘削した止水トレンチを、①遮水性の土質材料で埋め戻すもの、②コンクリートなどで埋め戻すもの、がある。

表-2.8 軟弱な土質基礎の地盤改良工法の主な目的と効果

改良原理	改良手段	代表的な工法名	改良目的						適合土質		
			強度特性	変形特性		遮水性		動的特性		砂質土	粘性土
			せん断強度増大	残留沈下低減(圧密促進)	非圧縮化	不透水化	水圧軽減	液状化抵抗増大	振動性改善		
置換え	軟弱土の除去	掘削置換え	○		○				○	○	
密度増大	脱水促進	サンドドレーン	○	○						○	
	地下水低下	ウェルポイント ディーブウェル	○	○			○		○	○	
	脱水と締固め	サンドコンパクションバイブル	○		○			○	○	○	
固結	硬化性物質の混合	浅層混合処理 深層混合処理	○		○	○			○	○	

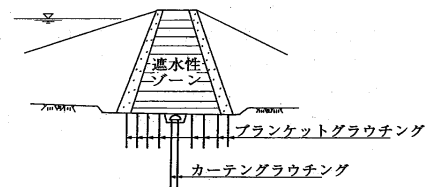


図-2.14 グラウチング工法

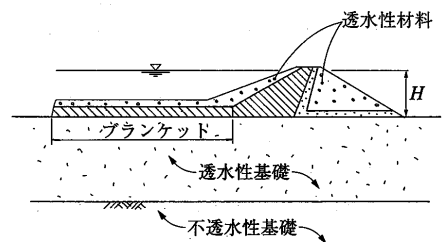


図-2.15 アースブランケット工法

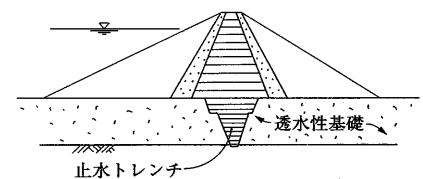


図-2.16 止水トレンチ工法

d) 地中連続壁工法 (図-2.17) 基礎地盤が砂礫、強風化軟岩、砂質軟岩などでグラウチングによる改良が困難な場合には、地中連続壁で遮水を行うことがある。地中連続壁工法には、安定液を用いて地中に壁状の溝を掘削しセメント混合土で置換える工法や、多軸オーガーでセメントと原地盤の材料を原位置で攪拌混合して壁体を形成する工法がある。工法選定の条件としては、遮水性が高いこと、堤体荷重に対して安全なこと、対象地盤の掘削が可能であることなどがある。

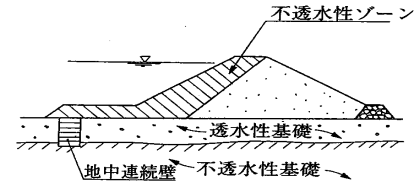


図-2.17 地中連続壁工法

e) 表面遮水工法 (図-2.18) 表面遮水工法は、透水性ゾーンの上流面(貯水池内を含む)をアスファルト混合物、鉄筋コンクリート、ジオメンブレン*あるいはその他の人工材料で被覆する工法である。表面遮水工法は、表面遮水壁型フィルダムばかりでなく、均一型フィルダムの貯水池斜面や貯水池底面で適用されることがある。

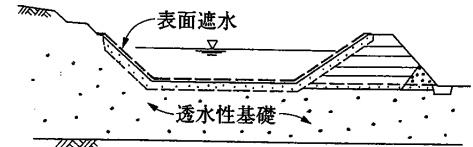


図-2.18 表面遮水工法

* ジオメンブレン: 透水性の極めて小さい、または不透水性の膜状の土木用遮水材である。材料素材は主に合成ゴム、合成樹脂などの合成高分子である。ベントナイト粘土などを素材とする土木用遮水材は、ジオシンセティック・クレイ・ライナーと呼ばれている。

2.3.3.2 すべり破壊に対する処理

基礎地盤を通るすべりが生じやすい地質としては、砂礫基礎、崖錐堆積物基礎、土質基礎などがある。砂礫基礎は、粒度分布がよく締まっている場合には一般にせん断強度が大きく、支持力、すべり破壊、変形などが問題になることは少ない。しかし、砂礫が層状に堆積し粘土層を挟む場合や、粒度が悪く締まっていない場合には、せん断強度や変形性が問題となることがある。崖錐堆積層などのようなルーズな堆積層からなる崖錐堆積物基礎は、遮水性の改良効果が期待できないことが多いため、一般に堤体の遮水部では除去することが多い。遮水部以外では、堆積層の分布調査および基礎の性質についての試験結果に基づき、すべり、変形に対する検討を行ったうえで、必要に応じて除去などの対策を講じる。シルトや粘土を主体とする土質基礎は、遮水性に優れているが、堤体の自重による基礎の変形およびすべりに留意する必要がある。

安全性の検討に必要な設計数値は、室内試験と現地試験の結果から求める。力学試験は乱さない試料を採取して行う。その場合、特にせん断強度は、試験の方法やサンプリング技術に大きく左右されるので注意する。また、試験値から設計値を求める場合には、試験の精度やバラツキを考慮し、安全側の値を採用するよう配慮する。

基礎のせん断によるすべり破壊に対する代表的な処理方法には、次の工法がある。

a) 置換え盛土工法 軟弱層の一部または全部を除去し、良質な材料で埋戻す方法であり、安定性に対して最も確実な工法である。ダムの規模が大きい場合は本工法によることが多い。しかし、掘削深度に限界があるため、不経済となる場合には、他の工法と組合せた工法を採用する。

b) 押え盛土工法 軟弱地盤に盛土する場合、築堤荷重が基礎地盤の限界支持力を越えれば基礎地盤を通るすべりが起こる。このような場合には、堤体斜面の法先付近の盛土を行い、すべりに抵抗するモーメントを増加させる。この方法を押え盛土工法と呼び、最も簡便な工法といえる。押え盛土工法は、抵抗モーメントを増加させるということが主目的であって、圧密促進や密度増大などには効果がないので、サンドドレーン工法などと併用することが多い。

c) サンドドレーン工法 軟弱地盤上に盛土すると圧密現象(排水)により密度が増加し、せん断応力が増加する。圧密に要する時間は排水距離の2乗に比例するので、圧密を促進するためには基礎地盤内に排水層を設ける必要がある。サンドドレーン工法はバーチカルドレーン工法の一つで、基礎地盤内に砂柱(サンドパイル)を打込むものであり、サンドパイルの間隔は密で、径が大きいほど圧密速度が大きく有効となる。サンドドレーンの長さは軟弱地盤の深度いっぱい施工することが最も理想的であるが、現在の施工技術では35m程度までである。したがって、軟弱層がこれ以上深い場合は途中の深度までしか施工できなくなる。しかし、盛土の安定に必要な深さという最小限の要求を満たしていれば、必ずしもサンドドレーンが下の支持層に達していなくてもよい。サンドドレーン工法以外の一般的なバーチカルドレーン工法としては、袋詰めサンドドレーン工法、ボード系ドレーン工法およびロープ系ドレーン工法がある。

d) バイブロフローテーション工法 砂が水で飽和されると粒子間の摩擦が少なくなり、せん断抵抗角は減少する。さらに振動作用を受けて振動加速度が1,000gal以上に大きくなると砂のせん断抵抗角はほとんど0°になり砂全体がよく締まることになる。バイブロフローテーション工法は、これら振動作用と水締め作用をバイブフロットとよばれる機械で基礎地盤中に伝え、地盤の密度を大きくし、支持力を増大させる工法である。

e) サンドコンパクションパイル工法 サンドコンパクションパイル工法は、粘土、シルトおよび有機質土だけでなく砂質土や砂礫土の基礎地盤を対象として行う軟弱地盤処理工法である。サンドコンパクションパイルはケーシングパイプより排出した砂を振動または締固め動作により締固め、拡張された状態の砂杭を造成する工法である。サンドコンパクションパイル打設後の基礎地盤

は砂杭と軟弱土からなる複合地盤として取扱われ、圧密促進とせん断抵抗の増加が期待できる。同様な工法に、砕石工法および砂利グイ工法がある。

① 固結工法 固結工法は、セメントや石灰などの土質改良材（固結剤ともいう）を浅層または深層の軟弱粘性土と均一に混合し、ポゾラン反応などの化学的固結作用を利用するものである。基礎地盤の強度は施工後3～4週間で早期に大きな値が得られる。また、原位置処理のため掘削土の発生が少ないなどの利点がある。代表的な工法としては、浅層処理（安定処理）工法、深層処理混合（機械攪拌混合、噴射混合）工法などがある。土質改良材は土質や改良目標値にもよるが、軟弱土1m³当り50～200kg投入して施工されることが多い。

2.3.3.3 変形に対する処理

変形性に問題がある地盤は、一般的には掘削除去する。また、局所的な処理工法として置換コンクリート工法がある。フィルダムでは、周辺の堅硬岩盤と断層などの弱部の変形係数に大きな差があり、不同沈下が生じる場合に変形性の検討を行う。一般的には、フィル材料は多少の変位に対しては築堤途中の塑性変形により追従し、大きな問題とはならないことが多い。しかし、極端に変形係数の差がある場合には、不同沈下により堤体の遮水部に亀裂が発生し、遮水機能を損なうことも考えられるため注意を要する。また、弱層が低角な場合には、上部の堅岩部が掘削によりクサビ型に残ることがある。このような場合には築堤荷重により堅硬な岩盤が破壊され、ダム構造上最も重要な堤体の遮水部直下のグラウチングにより処理された部分に水みちを形成する場合もあるため、クサビ状の部分は十分な厚みを確保できる範囲まで掘削除去し、遮水性材料などで入念に埋め戻すなどの処理を行う。また、弱部は掘削後の風化などによる劣化が著しいため、築堤直前に劣化した部分を入念に除去した後、遮水性材料やフィルタ材料などにより保護する。

2.3.4 ダムタイプ

フィルダムは、「2.1.3.1 フィルダムの分類」で示したとおり、均一型、ゾーン型および遮水壁型に分類される。堤体断面構成（ゾーンニング）は、所定の機能が確保でき、かつ最小の費用でダムが建設できるよう、基礎地盤、堤体材料、施工条件、施工事例などを総合的に判断して決定する。

フィルダムの断面形状には、各ゾーンの配置および形状により多くの組合せがあり、かつ飽和や載荷によって生じる挙動および堤体内の応力とひずみの関係は非常に複雑であるため、画一的な解析方法や公式の適用によって決定することはできない。このため、設計に当たっては、詳細な調査や試験および解析に基づく比較設計を行い、ダムタイプ概定後の詳細な設計により最終断面を決定する。

フィルダムの設計に当たっては、堤体内の応力状態と材料に要求される強度を理解し、フィルダムの設計思想である“無理なく採取できる材料を適材適所に配置することによって、材料の有効利用を図る”ことが重要である。また、最近では、環境へ与える負荷の軽減が注目されている。今後は、さらに堤体などの掘削によって発生する岩などの必ずしも良質でないものについても、その特性を十分に把握し、堤体材料として有効利用することにより、原石山などの規模を縮小するための努力が必要である。

2.3.4.1 ダムタイプの決定要因

(a) タイプ別断面構成 均一型フィルダムは、堤体全体で浸透水に対する遮水性と外力に対する力学的安定性を確保する。また、均一型フィルダムでは、堤体内の浸潤線を低下させるための立ち上がりドレーンおよび堤体下流斜面に浸潤線を浸出させないため下流法先ドレーンを配置する*ことによって水理的安定性を確保することが可能となる。

* 詳細については、2.3.6.1 均一型フィルダム で説明する。

ゾーン型フィルダムは、透水および力学特性の異なるゾーンを適切に配置することによって、堤体の水理および力学的安定性を確保するタイプのダムである。堤体材料のうち、遮水性材料となるような材料は強度が小さく変形性が大きい。一方、透水性材料は強度が大きく変形性は小さい。通常、堤体の上下流法面の表面付近ではせん断応力が発達するが、堤体内部ではせん断応力が小さく応力的に安定な状態となる*ため、強度の小さい遮水性材料を堤体の中心付近に、強度の大きい透水性材料を堤体表面付近に配置することによって、堤体の水理および力学的安定性が確保できる。

* 堤体内部の主応力比 (R =最小主応力 σ_3 /最大主応力 σ_1) の分布を考えると、フィルダムの堤体表面付近では R は小さく、堤体表面では理論上ほとんど0に等しいことになる。また、 R は、堤体内部にいくに従って大きくなる。 R は、その値が1に近いほどモール応力円の半径が小さいことを意味し、応力値そのものが大きくてもせん断応力は発達しないことを意味している。一方、 R 値が0に近ければ、 $\sigma_1/2$ に近い大きさのせん断応力が発達する。したがって、堤体表面付近では大きな内部摩擦角を有する材料を使用する必要がある。また、堤体内部の R が1に近いということは、最小主応力 σ_3 が最大主応力 σ_1 とそん色なく発達して十分な拘束圧が発生することから、泥岩などの変質しやすい軟岩でも堤体内部に配置すれば変質せず一定の材質を保ち得ることが分かる。

ただし、ゾーン型フィルダムでは、応力・変形、水理および力学的安定性のいずれから見ても、極端に性質の異なる材料を隣

接して配置することは好ましくない。例えば、遮水性ゾーンと隣接するゾーンの間でフィルタ則*が保たれていない場合は、遮水性材料の細粒分の流出などによる浸透破壊が発生する恐れや、弾性特性に大きな相違がある場合は、遮水性ゾーンのアーチアクションに伴うクラックや地震時の振動特性の相違によるクラックが発生する恐れがある。このように、隣接するゾーン間の工学的性質が急変する場合には、それを緩和する機能を有するトランジションゾーン（フィルタゾーンを含む）を設ける。特に水理的安定性の面からは、堤体内部から外側に向かってフィルタ則を満足するように徐々に使用する材料の粒度を変化させ（各ゾーンの材料粒度分布曲線が平行となるように配置）、パイピングに対する安定性を高めることが重要である。

* 2.3.6.2 (d) フィルタ で説明する。

(b) フィル材料とダムタイプ ほとんどの土（有機質土などは堤体材料としては不適であるため、除外して考える）、砂利、岩などはフィル材料として利用できる。例えば、貯水池内の自然の不透水層を乱さない範囲でフィル材料として採取し、貯水容量の増加、自然環境への負荷の軽減を図ることも一つの方法である。また、洪水吐、堤体、仮排水路トンネル、取水設備などの堤体に近い箇所から発生する掘削岩、原石山の掘削より生じる風化岩などについては、①工学的性質と品質のバラツキ状態の把握、②適切な設計数値の設定、③掘削材料の発生時期と盛立工程の検討、を十分に行った上で極力有効利用すれば材料採取量と建設発生土を少なくすることができることから、工事費の縮減と原石山、土取場および建設発生土受入地の規模縮小による自然環境への負荷の軽減を図ることができる。

一方、十分な膠結作用を受けていない泥岩、頁岩などの軟岩は、転圧によって容易に砕け、乾湿や凍結融解の繰返しによるスレーキングにより細粒化し、せん断強度、透水性、圧密特性などの工学的性質が変化する。しかし、①乾湿および凍結融解の繰返しによる強度低下などの状況の把握、②掘削および転圧による細粒化の程度の把握、を十分に行い、使用するゾーンの設計数値と断面構成を適切に設定するとともに、必要に応じて強度低下などの性質の変化に対する防止策を講ずることによって、透水性または半透水性材料としても十分に使用できる。軟岩を利用する方法としては、①乾湿および凍結融解の影響の少ない位置の透水性または半透水性材料として利用する方法、②粘性土などと混合して遮水性材料として利用する方法、などがある。

(c) 基礎地盤とダムタイプ 変形性の大きな基礎地盤では、基礎の変形に伴う堤体への影響を考慮してダムタイプを選定する。また、一般に基礎地盤内の浸透流を抑制する方法としては、基礎地盤の状況に応じてグラウチング工法（一般に基礎地盤が亀裂性の岩盤で採用されることが多い）、止水トレンチ（一般に透水性の基礎地盤が浅い場合に採用されることが多い）、ブランケット工法（未固結または固結度の低い砂礫や粘土地盤で採用されることが多い）などの工法がある。この基礎処理工法とダムタイプは密接に関連する。例えば、ブランケット工法では、堤体の遮水性ゾーンとの接続を考慮した場合、傾斜遮水ゾーン型が経済的に有利となることが多い。

一方、堤敷に断層などの弱部が存在する場合には、その断層などの走向傾斜、幅、変形性などの性状を把握した上で、堤体への影響を極力軽減するダムタイプを選定する。

2.3.4.2 ダムタイプの決定

ダムタイプは、水象・気象条件、地形条件、堤体の規模、堤体材料の特性、基礎地盤の力学および透水特性、材料の採取可能量、基礎処理工法などをもとに、以下に示すダムタイプ別の特徴を踏まえ、安全性、経済性などを総合的に考慮して決定する。

(a) 均一型フィルダム ①ダムの全断面がほぼ同じ材料であるため、施工が容易である。ただし、下流法面に浸潤線が現れる場合には、堤体内部にドレーンが必要となる。なお、均一型フィルダムであっても、材料の力学および透水特性によりゾーン区分することもある。このようなダムはゾーン型アースフィルダムと呼ばれている。②ゾーン型に比べ浸透路長が長くなるので、遮水性に劣る基礎地盤上にも建設可能である。③施工中に堤体内部に発生する間隙圧が消散しにくい。このため、間隙圧の発生状況に応じた盛立速度の調整、間隙圧の消散を促進するためのドレーンの設置などが必要になる場合がある。④せん断強度が小さく、変形性の大きい遮水性材料や半透水性材料を使用するため、ダムの高さが高くなるほど堤体上下流法面の勾配を緩くしなければならない。このため、堤高の高いダム（一般に30m以上のダム）には適さないとされている。

(b) ゾーン型フィルダム ①透水性ゾーンに、せん断強度が大きく変形性の小さい材料を使用するため、堤高の高いダムが建設できる。②透水係数が小さい遮水性ゾーンの堤体断面に占める割合が少ないため、間隙圧の消散が早い。③各ゾーンの盛立時期と原石山などから搬出される時期が一致しないと、仮置きのためのヤードが必要となる。④ゾーン別に転圧機種などが異なる場合が多い。⑤傾斜遮水ゾーン型は、透水性ゾーンと遮水性ゾーンを区分して施工することができるため施工性においては有利であるが、堤体上流側の臨界すべり面が遮水性ゾーン内を通ることから、斜面勾配を緩くしなければならない。このため、最近では安定性の面から堤高が低くブランケットによる浸透流の抑制を行うダムなどで採用されている。

(c) 表面遮水壁型フィルダム 一般にフィルダムは、堤体断面内に使用する材料間の物性値の急変を避けることによる堤体の安定性の確保に特徴があることから、材料としては自然材料である土質材料および岩石質材料が最も適しているといえる。このため農業用ダムでは、土質材料による遮水性材料が得られない場合や他のタイプと比較して特に有利性が認められる場合に限り表面遮水壁型を採用している。アスファルト表面遮水壁型の代表的な事例としては、深山ダム（1973年完成、 $H=75.5\text{m}$ 、関東農政局）、

双葉ダム（1987年完成， $H=61.4\text{m}$ ，北海道開発局），万場調整池（1990年完成， $H=28.6\text{m}$ ，東海農政局）などがある。なお，万場調整池では池敷全面にジオメンブレンを敷設している。

表面遮水壁型フィルダムの特徴は，次のとおりである。①地形条件，地質条件，社会条件，環境条件などから，土質材料を確保できない場合にも建設が可能である。②遮水壁が表面にあるので，遮水壁の点検および補修が容易である。ただし，貯水池を空虚にできるように放流設備が必要となる。③遮水壁の支持層や他の構造物との接合構造および使用材料の選定が適切でない場合には，遮水壁に亀裂などの損傷が生じる。また，構造などが適切であっても落石などにより，遮水壁に亀裂などの損傷が生じる可能性がある。④遮水壁に隣接するゾーンには，変形量の少ない良好な材料を用いる必要がある。⑤遮水壁と透水性ゾーンなどの施工が分離でき，また，グラウチングが本体盛立と並行して施工できるため工期を短縮できる。⑥他のタイプに比較して，堤体の大部分にせん断強度の大きい材料を利用できる。また，堤体内に貯水位急降下時の残留間隙水圧を見込まなくてもよいことから堤体積を小さくすることができる。⑦アスファルト表面遮水壁型では，堤高の高いダムでの使用実績があるが，ジオメンブレン表面遮水壁型については，現在のところ試験方法，設計方法などが確立されていないため，使用実績もアスファルト表面遮水との併用などで貯水深20m程度のダムで利用されている。

2.3.5 堤体材料の設計数値

堤体の力学的および水理的安定性の検討に必要となる設計数値は，堤体材料の調査結果をもとに，材料および基礎地盤の不均一性の程度などを考慮して決定する。

2.3.5.1 設計数値決定の試験条件

(a) 土質材料 設計密度 ρ_{ds} は，原則として現場含水比で締固め可能な密度をとる。設計密度は，土質，気象，施工条件などにより変わるが，粘性土では JIS 第 1 法の最大乾燥密度の 95% (D 値 95%) 程度が多く採用されている。最大乾燥密度 (D 値) に基づく施工管理を D 値管理という。

$$D\text{値} = \frac{\text{締固め(盛立)乾燥密度}}{\text{標準突固め最大乾燥密度}} \times 100\%$$

一方，透水係数は最適含水比よりやや湿潤側で最小値を示し，それより含水比が増加しても透水係数の変化は少ない。しかし，最適含水比より乾燥側では急激に大きくなる傾向がある。このため，一般に遮水性ゾーンの盛立では，密度，透水係数および飽和度とこれらの設計条件を満足する許容含水比（図-2.19 の $W_2 \sim W_{wet}$ の範囲，この図の場合， D 値 95% 以上，かつ飽和度 S_r 80% 以上）を施工管理の基準として用いる。なお，実際の施工では品質のパラツキを考慮して， $W_{opt} \sim W_{wet}$ の範囲（最適含水比から D 値 95% を満たす湿潤側含水比）を許容含水比としている事例が多い。

土のせん断試験は，図-2.19 の黒丸をつけた点，すなわち湿潤側の含水比で許容最小乾燥密度 D 値 95%（この例では最大乾燥密度の 95%）まで締固めた土，および最適含水比で最大乾燥密度まで締固めた土について行うのが一般的である。

ところで，実際には現場含水比が高く，そのままの含水比ではブルドーザなどの重機による盛土の施工が不可能な場合がある。このような場合，高い締固め密度を得るためには，①土を乾燥する，②粗粒材を混合する，ことが考えられる。しかし，これらの対策の実施は，工事費に影響する，気象条件によっては工程に影響することから，堤高の低いダムでは，堤体積，圧密沈下量および変形量の増加によるデメリットを十分に検討し， D 値 90% 以上とする，あるいは締固め（盛立）含水比における標準突固め乾燥密度（または湿潤密度）に基づく施工管理（この密度管理を C 値管理という）をしている例もある。なお，この場合には，せん断強度も相対的に低い値となるため，斜面勾配を緩くして，所要の安全率を満足させることになる。

$$C\text{値} = \frac{\text{締固め(盛立)乾燥密度(または湿潤密度)}}{\text{締固め(盛立)含水比における標準突固め乾燥密度(または湿潤密度)}} \times 100\%$$

せん断試験は，原則として三軸圧縮試験で行う。せん断試験の主要な目的は，強度定数を求めることにある。ただし，軸差応力とひずみの関係および体積ひずみと軸ひずみの関係は，有限要素法による応力・変形解析の基礎資料となるため，記録しておくことが望ましい。圧密非排水せん断強度 d ， ϕ' （有効応力表示）だけを求める目的であれば，細粒の粘性土に限り，圧密定体積一面せん断試験によって求めてもよい。

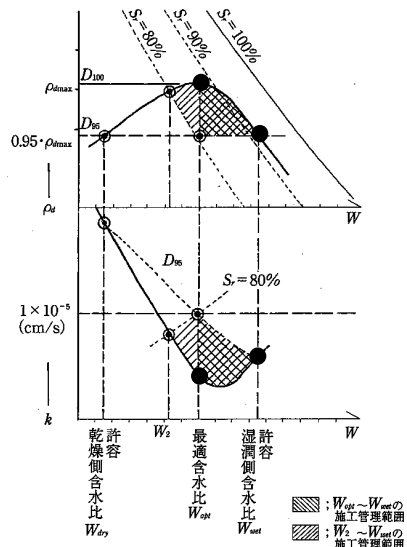


図-2.19 土質材料の施工管理範囲例

(b) 岩石材料 試料の粒径に対して最小限必要な供試体の大きさについての定説はない。通常、高さが直径の2倍程度の供試体を用いる三軸圧縮試験では、供試体の直径は試料の最大粒径の少なくとも5~6倍程度が必要といわれている。岩石質材料の場合は大型の試験機を用いるにしても、実際に使用する材料をそのままの状態で試験に供することはできない。このため、大粒径を除くか、あるいは実際の粒度と相似となるように粒度調整した材料の試験を行い、その結果から材料特性を推定する方法が一般に採用されている。

岩石質材料は、JIS第1法の締固めエネルギーを変化させた締固め試験を実施し、締固めエネルギーと乾燥密度・間隙比の関連図からせん断試験点を決定する。岩石質材料の盛立試験における転圧回数と締固めエネルギーの間には、図-2.20(上図)に示す関連が報告されている。この図によると、振動ローラによる4~6回の転圧は締固めエネルギー $E_c = \text{JIS} \times 100\% \sim 200\%$ ($1E_c \sim 2E_c$)に対応している。そこで、せん断試験は、一般に締固めエネルギー $E_c = 1E_c$ と $2E_c$ の密度条件で実施している事例が多い。なお、最近は岩石質材料の転圧機械として大型のものを使用しているため、図-2.20(下図)のような試験密度は相対密度のファクターとなる間隙比(e_b)に着目し、 $e_b = 0.2 \sim 0.4$ の範囲内から2~3個の密度を選定して試験を実施している事例も見られる。

岩石質材料の設計数値は、相対密度、間隙比および乾燥密度をもとに決定するのが一般的である。このうち間隙比とせん断強度に良い相関が見られることから、近年は締固めエネルギー $1E_c \sim 2E_c$ の間隙比を設計数値としているダムが多い。

2.3.5.2 堤体材料の設計強度

堤体材料の設計強度は、三軸圧縮試験結果から求まる粘着力(c)と内部摩擦角(ϕ)に基づき決定する。また、設計強度は、対象とする盛土の応力範囲を考慮して決定する。

土質材料の強度は、試験時の排水条件や試料の密度、含水比によって著しく変化する。このため、図-2.21に示すようにモールの包絡線が凸形状を示す場合には、簡便的にこの包絡線をいくつかの直線によって近似し、それぞれの応力範囲において、 c 、 ϕ を決定する。

岩石質材料の強度は、拘束圧が小さい範囲において内部摩擦角(ϕ)が大きくなる傾向にある。従来、岩石質材料は、図-2.21の $\sigma = 0$ から点cまでの応力範囲内を一つの直線で近似して c 、 ϕ を算出し、設計強度には、この c を省略し、 ϕ のみを採用してきた事例が多い。ゾーン型フィルダムの堤体断面は、一般に表層部の堤体材料の設計強度により決定される場合が多いことから、表層部の設計数値に拘束圧を考慮した値(表層部は拘束圧が小さいので内部摩擦角は大きい値)を採用すれば堤体断面をより小さくすることができる。ただし、岩石質材料では、一般にピーク強度発生後に著しい軟化挙動(図-2.22)を示すため、表層部の設計強度をこの手法により決定する場合には特に注意が必要である。

2.3.6 堤体の断面構成

堤体断面構成(ゾーニング)は、2.3.4 ダムタイプで述べたように、水象・気象条件、地形条件、堤体の規模、堤体材料および基礎地盤の力学および透水特性、材料の採取可能性、基礎処理工法、工事用道路の規模などをもとに安全性、経済性などを総合的に検討し決定する。

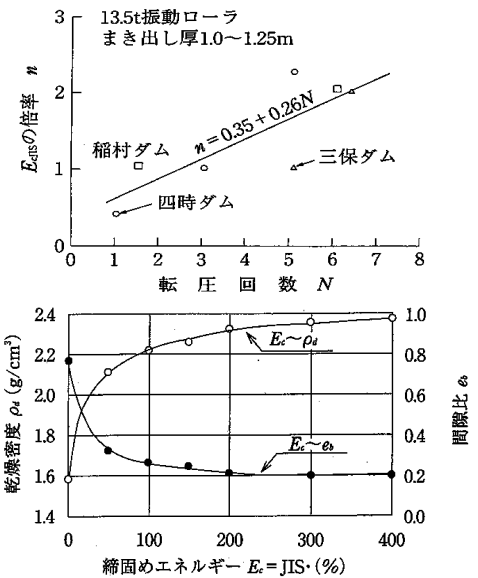


図-2.20 岩石材料の盛立試験転圧回数と室内突固め試験エネルギーの関係(上図)、締固めエネルギーと乾燥密度・間隙比(下図)

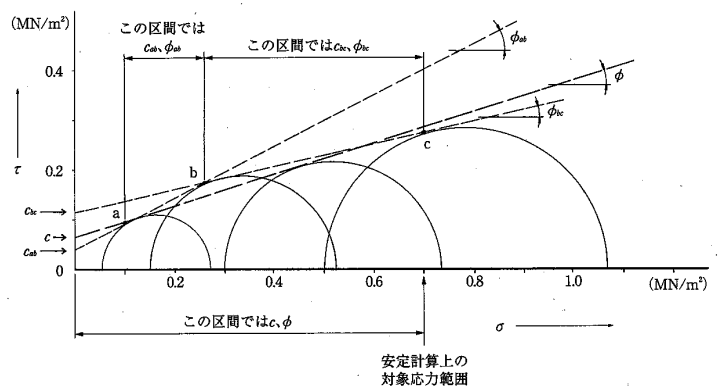


図-2.21 モールの破壊円と包絡線

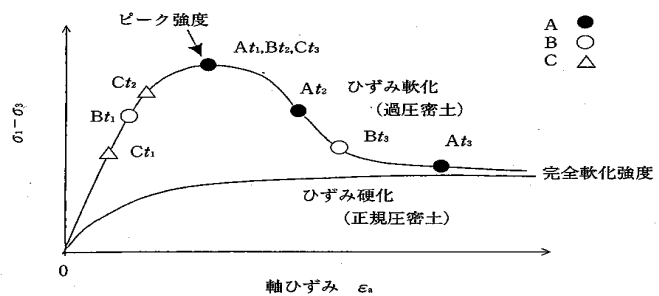


図-2.22 軟化挙動

2.3.6.1 均一型フィルダム

均一型フィルダムであっても過剰間隙水圧や残留間隙水圧の低下などのため、材料の力学および透水特性などを考慮してゾーニングを行うことがある。均一型フィルダムのゾーニングに当たっての留意事項を掲げると、次のとおりである。

①均一型フィルダムでは浸潤線が下流斜面に現れるのを防ぐとともに、施工中の間隙水圧の低下をはかるため、一般にドレーンを設ける。堤高が15m程度のダムでは下流法先ドレーンを、場合によっては水平ドレーンを設ける。堤高が25m程度までのダムでは、ダム軸下流側堤敷のほとんどをカバーする水平ドレーンを、また25m程度以上の場

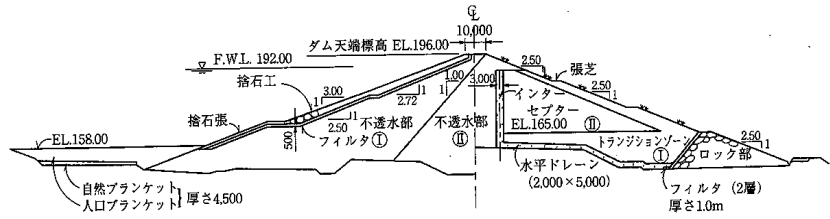


図-2.23 均一型フィルダムの事例 (中里ダム)

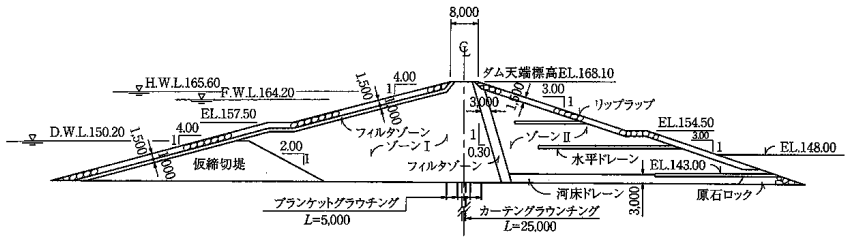
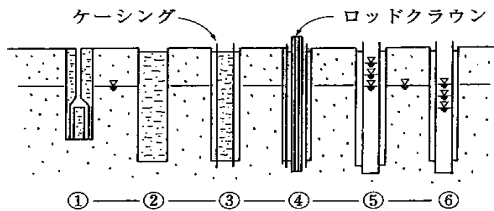


図-2.24 均一型フィルダム (複合ドレーン) の事例 (菅生ダム)

合は、立上りドレーン (インターセプター) を堤体中心部に入れ、浸潤線の低下と施工中の間隙水圧の消散を図る (図-2.23)。さらに、施工中の間隙水圧が消散しにくいダムでは、滑動に対し不安定となることもあるので、堤体内に築堤高さの10~15mごとに0.5~1.0m厚さの複合ドレーンを設けることもある (図-2.24)。この複合ドレーンを上流側に設けた場合には、水位急低下時の残留間隙水圧の低下、下流側に設けた場合には浸潤線の低下に役立つ。ただし、複合ドレーンは堤体の不同沈下の要因となることがないように配置に注意する。②粗粒材料を極力利用することによって、間隙水圧の発生を少なくすることができる。細粒の土質材料を使用する場合にはピエゾメータ (図-2.25) を埋設し、施工速度を管理する。また、土質基礎の場合は、基礎地盤面あるいは基礎地盤中にドレーンを設け、基礎に発生する間隙水圧を消散させる。③ドレーンは、堤体からの浸透水を全面的に受けとめられるように、ダム軸方向に極力幅をもたせて配置する。また、ドレーンは目づまりによって透水性が低下する場合もあること、および水平ドレーンは動水勾配が小さいことから十分な断面を確保する。透水係数の変動を考慮すると、浸透流量の10倍以上の余裕を見込むことが望ましい。



- ① ボーリングにより試験孔を掘削する。
- ② 試験深度の約1m手前で掘削を止める。
- ③ ケーシングを挿入し、所定の深度、約50cm程度を打込む。
(この場合、先掘りをケーシング先端深度で止めて試験を行えばチューブ法となり、先端より深く先掘りし、裸孔部分を設け通水面積を大きく確保した場合はピエゾメータ法となる。)
- ④ ケーシング内をロッドクラウンで先掘りしつつ孔内洗浄を行う。
- ⑤ 試験孔内に注水して、孔内の水位低下の時間的な変化を測定する。
- ⑥ 試験孔内の水をベラー等を用いて揚水し、孔内の水位上昇の時間的な変化を測定する。
- ⑦ 試験孔内の平衡水位を十分時間をかけて測定する。

図-2.25 孔底法 (ピエゾメータ法, チューブ法) の試験手順

2.3.6.2 ゾーン型フィルダム (図-2.26, 図-2.27, 図-2.28, 図-2.29)

ゾーン型フィルダムでは、透水および力学特性の異なるゾーンを、各ゾーンの境界部の材料の性質が急変しないように適切に配置する。また、各ゾーンに使用する材料の粒度は、ゾーン間の土粒子の移動によるパイピングを防止するためにフィルタ則を満足するものでなければならない。

ゾーン型フィルダムは、一般に遮水性ゾーン、半透水性ゾーンおよび透水性ゾーンから構成され、各ゾーンは透水性についても、またせん断強度あるいは弾性係数についても、遮水性ゾーンを中心に外側に徐々に大きな数値のものとなるよう配置することが望ましい。このため、ゾーニングを行うに当たっては、ダム構造上の安定性、経済性などについて十分検討し、かつ合理的な施工が可能なものとする必要がある。特に、堤高の高いダム (堤高70m程度以上) や基礎地盤の遮水性および力学性に配慮が必要なダムでは、築堤過程や地震時の応力・変形解析、浸透流解析などを行い、十分にその安全性を確かめておくことが望ましい。

また、ゾーン型フィルダムの円形すべり面スライス法*による安定計算では、表層すべりの安全率が最小となり、堤体断面が決定される (表層部の材料の強度により堤体断面が決定される) ことが多い。一方、調査時点に把握した材料別の採取可能量は、主に

調査ボーリング結果をもとに推定している量であるため、施工時に変動することがある。このため、堤体内部に配置するゾーン（堤体表層部の材料に比較して強度の低い材料を使用するゾーン）を堤体の規模に影響させない範囲で大きくし、基礎掘削や原石山から発生する材料の有効利用を図ることも検討する。

* 2.3.9 堤体および基礎地盤の力学的安定性の検討 で説明する。

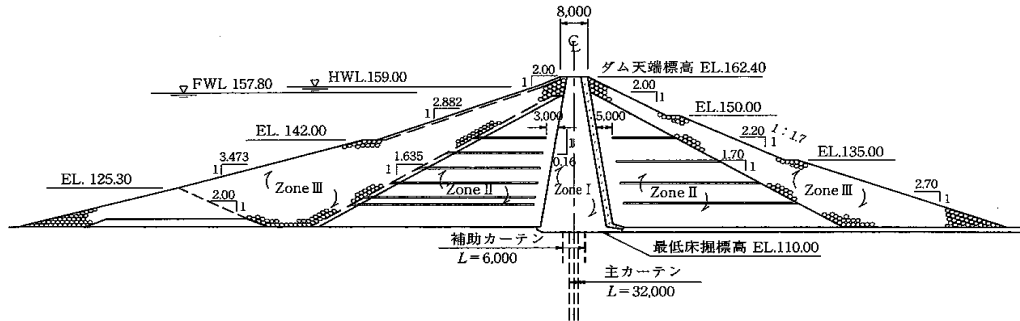


図-2.26 中心遮水ゾーン型フィルダムの事例（浪岡ダム）

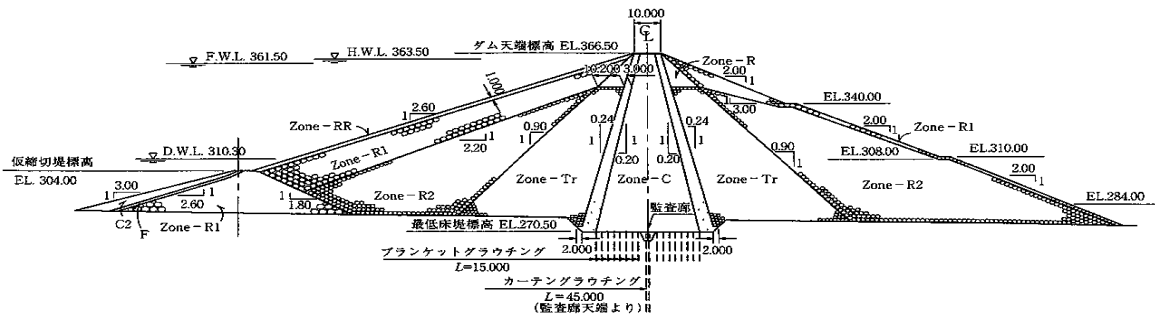


図-2.27 中心遮水ゾーン型フィルダムの事例（新鶴子ダム）

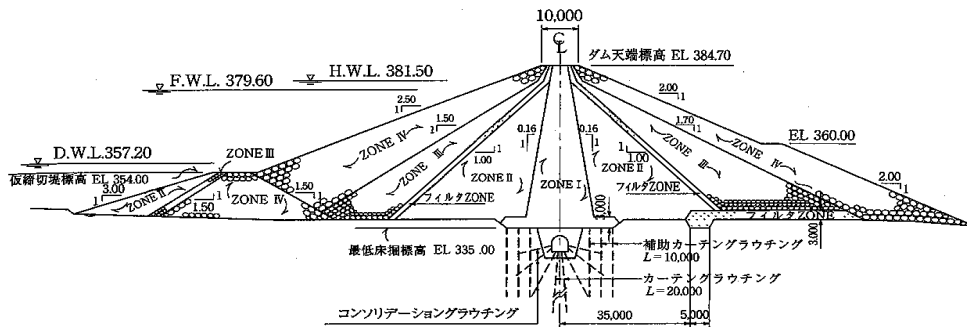


図-2.28 中心遮水ゾーン型フィルダムの事例（目谷ダム）

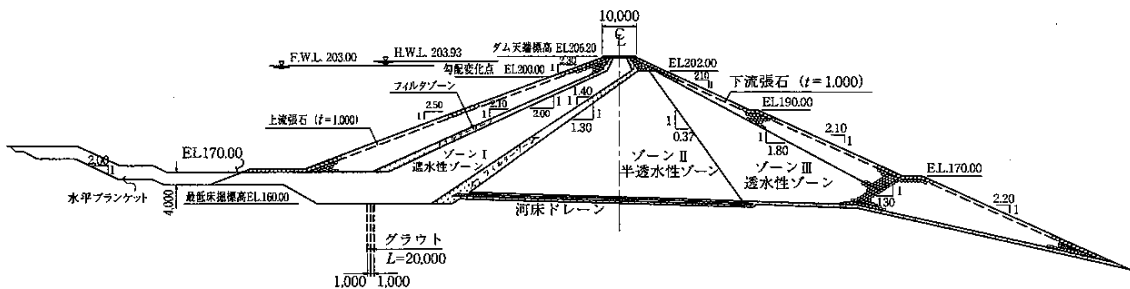


図-2.29 傾斜遮水ゾーン型フィルダムの事例（後川内ダム）

各ゾーン的设计上考慮すべき事項は、次のとおりである。

(a) 遮水性ゾーン ①一般に $1 \times 10^{-5} \text{cm/s}$ 以下の透水係数(現場転圧後)を標準とする。盛立中や地震時のクラックおよびパイピングによる浸透破壊を生じないよう断面決定や材料選定を行う。②接するゾーン間で変形性や弾性係数が異なると、不同沈下やアーチアクションによるクラックが発生する危険性があるため、遮水性ゾーンと隣接ゾーンの材質の急変は避ける。また、隣接するゾーンとの間でフィルタ則が成立しない場合は、フィルタゾーンを設ける。③変形性の高い基礎地盤上に建設するダムにあっては、遮水性ゾーンの変形によるクラックの発生などを防止するため、ゾーン幅を広げる、基礎処理位置を遮水性ゾーンとともに堤体の上流側位置まで移すなどの対応を行っている事例がある。なお、遮水性ゾーンの幅としては、水深の50~100%としている事例が多い。④堅固な岩盤であっても、岩盤の亀裂などへの遮水性材料の細粒分の流出を防ぐため、遮水性ゾーン敷にあってはブランケットグラウチングの施工を、止水トレンチのような遮水性ゾーンが掘り込みとなる部分の側面部ではフィルタを配置するなどの対応を行う。⑤遮水性ゾーンの最小幅は、浸透流量の許容限度、隣接ゾーンとの透水および力学特性の相対関係、フィルタの有無、施工上の最小幅などをもとに決定する。円形すべり面スライス法による安定性の検討では、遮水性ゾーンの幅を狭くする方が有利となるが、この検討には遮水性ゾーンの変形および水理的破壊などに対する安定性の検討は含まれていないことに留意しなければならない。一般に水深の30~50%の幅を持つダムでは、かなりの悪条件でも安全とされ、15~20%の幅では、注意深い設計と施工が必要で、特にフィルタの設計が重要となる。⑥遮水性ゾーンと基礎地盤の間にコンタクトクレイを配置する。これは、双方を密着させると同時に、アバウト部での沈下の際に、せん断や変形を受け持つゾーンとして機能する。コンタクトクレイは、一般に粗粒分を含まない土質材料を湿潤側の含水比で10cm程度の厚さで施工する。コンタクトクレイを張り付ける基礎地盤面は、乾燥状態にならないようスラリー塗布を行う。また、コンタクトクレイと標準の遮水性材料の間は、標準の遮水性材料の粒径の大きなものを除去した材料(コンタクトコア)により施工し、材質の急変を防ぐ。

(b) 透水性ゾーン ①透水性ゾーンは遮水性ゾーンが受ける水圧を支え、自らをも含む堤体のすべり破壊や地震時の破壊に対する安全性を保持するゾーンである。透水性ゾーンのせん断強度が堤体断面の規模を決定することが多いため、透水性材料の調査・試験結果とダム規模をもとに、安全性、経済性、材料採取に伴う自然環境への影響の程度などを総合的に検討し、ゾーニングを決定する。②透水性ゾーンは、遮水性ゾーンからの浸透水、雨水および貯水位の低下に伴う堤体上流側透水性ゾーンの残留水を容易に排除できる透水係数をもつ必要がある。③透水性ゾーンに使用する材料には、玉石砂礫や堅硬な岩石質材料が適している。しかし、そのような材料の入手が困難な場合もあり、また透水性の条件も相対的なものであることから、風化岩や泥岩などの軟岩についても、材料特性を十分に把握し、適切な設計数値を採用することによって利用することもある。

(c) トランジションゾーン トランジションゾーンは、堤体の水理的および力学的安定性を確保するために、隣接するゾーン間(一般には遮水性ゾーンと透水性ゾーン間)の工学的性質の急変を緩和する目的で配置する。トランジションの材料としては、砂礫、風化岩、破砕岩などが用いられる。①ゾーン型フィルダムでは、表層部のすべりが安定上最小安全率となることが多い。このため、ダムのゾーニングは、中心から外側に向かうゾーンに移行するに従って、せん断強度および透水係数が大きくなるように配置する。②堤体および付帯施設の基礎掘削によって発生する掘削岩および原石山で比較的せん断強度などの劣る材料については、品質のバラツキと工学的性質を十分に把握した上で、トランジションゾーンに有効利用する。③遮水性ゾーンとの間において、トランジションゾーンがフィルタ則の条件を満足する場合には、トランジションが後述するフィルタの機能を有することとなる。④傾斜遮水ゾーン型で遮水性ゾーンの背面に配置されるトランジション(背骨ゾーン(Back Bone Zone))は、遮水性ゾーンを支えるため、沈下の少ない堅固なゾーンとする。

(d) フィルタ 遮水性ゾーンに接して粒度の非常に異なった粗い材料のゾーンを配置すると、遮水性材料の細粒分が流出しパイピング現象を引き起こす。また、地震などによって遮水性ゾーンにクラックが生じた場合であっても、隣接するゾーンとの間にフィルタ則が満足していれば、遮水性ゾーンと隣接ゾーンとの境界部において、浸透水のみを通過させ土粒子を流出させない薄い層が形成され、内部浸食が抑えられる。

[フィルタ則] 一般に、遮水性ゾーンと透水性または半透水性ゾーンの中間にフィルタを配置し、浸透水による遮水性材料の流出を防止し、かつ浸透水を完全に排出・流下させパイピングなどによる浸透破壊を防止する。フィルタには一般に砂礫材料が使用され、フィルタ材料は、“フィルタ5則”と呼ばれる、次の5つの条件を満足する必要がある(図2.30)。

- ① $\frac{\text{フィルタ材料の15\%粒径}}{\text{フィルタで保護される材料の15\%粒径}} > 5$ (透水則)
- ② $\frac{\text{フィルタ材料の15\%粒径}}{\text{フィルタで保護される材料の85\%粒径}} < 5$ (パイピング則)
- ③ フィルタ材料の粒度曲線は、保護される材料の粒度曲線とほぼ平行であることが望ましい。(平行則)
- ④ フィルタで保護される材料が粗粒材料を含む場合には、その材料の粒径25mm以下の部分について①および②を適用する。
- ⑤ フィルタ材料は粘着性のないもので、200#(0.075mm)フルイを通過する細粒分を原則として5%以下とするのがよい。