

2.4 重力式コンクリートダム

2.4.1 概要

コンクリートダムの分類を図-2.51 に、施工法の分類を図-2.52 に示す（バットレスダムは版構造により水圧荷重を受け、控え壁によって基礎地盤へ荷重を伝達する構造物である。ここでは重力式ダムに含めずに分類した。）。農業用ダムの建設においては、過去には種々の型式のコンクリートダムが築造されてきた。しかし、近年の建設実績では、高度成長期以降の人件費の上昇などにより相対的に材料費が安くなったため、堤体積が小さく材料費の節減が可能であったアーチダム、中空重力式ダムおよびバットレスダムの経済的有利性が薄れるとともに、良好な基礎地盤を有するダムサイトが減少してきたことから、基礎地盤に作用する荷重を分散して伝えられる重力式コンクリートダム（狭義、以降、重式ダムという。）を採用し、大型機械などを利用した合理的施工を行うダムが増えてきている。そこで、本講義では、重力式ダムに焦点を絞って説明する。図-2.53 は、重力式ダムの事例である。

一般的に、ダムを支持する基礎岩盤の強度、変形性が築堤材料であるコンクリートのそれよりも優れている場合には、ダムの設計は、堤体の設計だけでよいはずである。ところが、既に述べたように、近年、地形・地質条件に恵まれたダムサイトが少なくなり、ダムの設計に際しては基礎岩盤も一緒に扱わねばならないことが多い。コンクリートダムの設計に考慮する荷重は、2.2.4.3 構造計算で考慮する荷重で説明したとおりである。これらの荷重が堤体に作用して安全に基礎岩盤に伝達されるように設計しなければならない。したがって、堤体の応力をはじめとして、ダムを支える基礎岩盤のせん断抵抗力、変形性および遮水性について十分な配慮が必要である。一般的には、コンクリート材料は基礎岩盤よりも変形性・遮水性の点で優れており、施工技術の進歩により安定した良質のコンクリートを大量に打設できるようになった反面、ダムサイトは地形・地質条件に恵まれないため、基礎地盤をどのように処理するかがコンクリートダムの設計・施工にあたっての重要な要素となっている。現在では、この基礎岩盤処理費が全体の工事費に占める割合がかなり大きくなってきている。

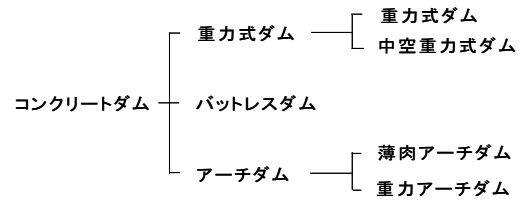


図-2.51 コンクリートダムの分類

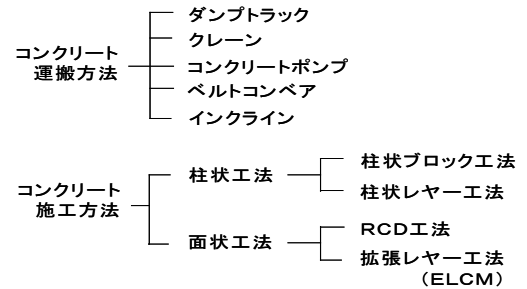
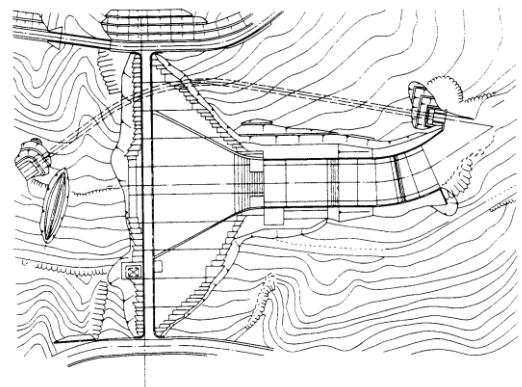
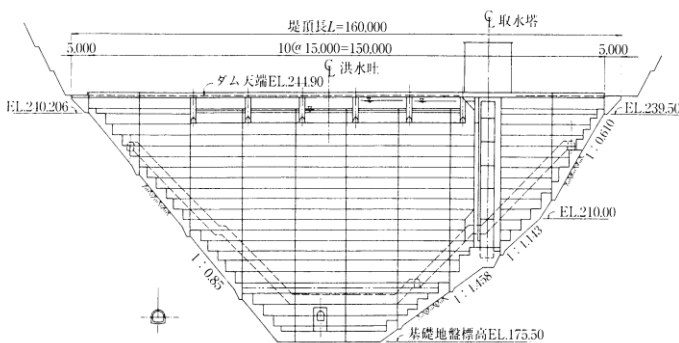


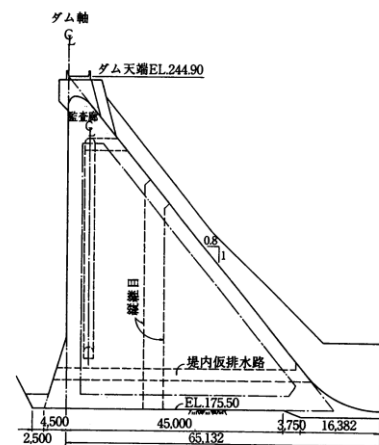
図-2.52 コンクリートダムの施工法分類



a : 平面図



b : 上流面図



c : 標準断面図

図-2.53 重力式ダムの事例

2.4.2 設計に用いるコンクリートの性質

ダムの設計に用いる堤体コンクリートの単位体積重量などの数値は、実際に使用する材料と配合試験によって決める。ただし、予備設計などでは、通常、表-2.14 のような値を用いる。ダムコンクリートの設計基準強度*は、直径φ15cm、高さ30cm

の円柱供試体を 20℃の水中で標準養生して、材令 91 日（13 週）に求められた圧縮強度を基準として設計される。

* ダムコンクリートの圧縮強度を求める際、コンクリートはwet screeningされる。すなわち、40mmフルイでコンクリートを screeningしたものを使用して強度試験用の供試体を作る。wet screeningとは、ダムコンクリートを湿った状態でふるい（篩）にかけることを言う。その理由は、ダムコンクリートの最大骨材寸法 G_{max} は 80～150mm（時には 200mm）と大きいので、 $\phi 15 \times 30\text{cm}$ の円柱供試体にコンクリートが入らなくなるからである。したがって、実際には大きな粒径の骨材が抜き取られるため、圧縮強度試験で得られる強度値はダムコンクリートそのものの強度を表さない。

重力式ダムの配合強度（実際に打設されるダムコンクリートが持たねばならない強度）は、設計基準強度および現場における品質管理の程度（品質のバラツキ）を考慮して、次式によって定められる。

$$\text{配合強度 } (f_{cr}) = (\text{設計基準強度 } : f_{ck}) \times (\text{割増し係数 } \alpha) \quad (2.4-1)$$

$$\text{設計基準強度 } (f_{ck}) = (\text{設計圧縮応力度}) \times (\text{安全率}) \quad (2.4-2)$$

配合強度 (f_{cr}) : コンクリートの配合を決める場合に目標とする強度（ダムコンクリートの配合強度は、現場におけるダムコンクリートの品質変動を考慮して、設計基準強度に適切な割増し係数を乗じた値とする）

設計基準強度 (f_{ck}) : 構造計算において基準とするコンクリートの強度（ダムコンクリートの設計基準強度は、構造計算より求められたダム堤体内の応力の大きさ（設計圧縮応力度）に適切な安全率を乗じて定める）

設計圧縮応力度 : 応力解析によって求められた最大圧縮応力度

安全率 : 標準養生した材令 91 日の $\phi 15 \times 30\text{cm}$ の円柱供試体を用いて圧縮強度を求めた場合、地震慣性力を受けていない状態においては 4 以上とし、地震慣性力を受けた状態においては 4 を 1.3 で除した値以上とする（地震慣性力を受けている状態でのダム堤体に生じる圧縮応力の大きさに 4 以上の安全率を乗じた値は、設計基準強度 (f_{ck}) にその 30%以内の値を加えた値を超えてはならないものとする）。

割増し係数 α : 配合強度を定める際に、品質のバラツキを考慮し、設計基準強度に乘じる係数（現場におけるコンクリートの品質のバラツキを表す変動係数 V (%) より求まる*一種の安全率)

変動係数 V (%) : $V = (\sigma/m) \times 100$

σ : 材令 91 日に求めた 3 本の円柱供試体 ($\phi 15 \times 30\text{cm}$) の圧縮強度の標準偏差

m : 上記圧縮強度の平均値

* 圧縮強度の平均値が、設計基準強度に比べて高くてもそのバラツキが大きいもの、あるいは圧縮強度のバラツキが小さくてもその値が設計基準強度を下回る確率が大きいものは、いずれも適切なコンクリートとはいえない。このため、コンクリートの配合強度は、以下の条件にて定める。

① 圧縮強度の試験値が、設計基準強度 f_{ck} の 80%を 1/20 以上の確率で下回らないこと。

② 圧縮強度の試験値が、設計基準強度 f_{ck} を 1/4 以上の確率で下回らないこと。

配合強度は、上記①、②条件を満たす割増し係数（図-2.54 より求める）を設計基準強度に乘じて求める。材令 91 日の変動係数は、管理が十分行われているコンクリートでは 15%程度以内が通常である。

表-2.14 堤体コンクリートの物理定数

項 目	数 値
単位容積重量（密度）	23kN/m ³
ポアソン比	0.20
熱膨張係数	0.00001/℃
弾性係数	2×10 ⁴ N/mm ²

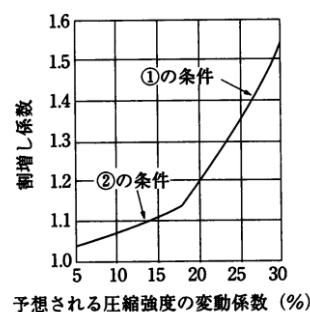


図-2.54 変動係数と割増し係数の関係

《参考》ダムコンクリートに必要な強度は、重力式ダムの場合、主に圧縮強度となる。いま、堤高 H (m) の重力式ダムの場合、満水時に最大圧縮応力 σ_{max} が発生すると考えられるのは底面の下流側法尻である。その推定式は、 σ_{max} (N/mm²) = $0.03 \times H$ (H : 単位m) で表される。この σ_{max} が設計圧縮応力で、安全率 $f = 4$ を σ_{max} に乘じた $f_{ck} = \sigma_{max} \cdot f$ が、この重力式ダムのコンクリートが有していなければならない圧縮強度で、この値を設計基準強度という。堤体内のいずれの点においてもダムコンクリートは材令 91 日以降、この設計基準強度以上の圧縮強度を持つように設計される。しかし、この値を目標（平均値）にダムコンクリートを設計配合しても、現場におけるコンクリート品質のバラツキの影響から、確率論的には全ての点のダムコンクリートがこの値以上とはならない。そこで、品質のバラツキ（変動係数）から得られる割増し係数 α (≥ 1.0) を f_{ck} にかけて得られる $f_{cr} = f_{ck} \cdot \alpha$ 、すなわち、この f_{cr} （配合強度）を目標にダムコンクリートの配合設計をすれば、全ての点で設計基準強度を満たすことになる。これがダムコンクリート一般の配合設計方法である。

例えば、 $H=150\text{m}$ の重力式ダムの場合を上記のプロセスで、どの程度の配合強度となるか計算してみると；

$$\begin{aligned} \sigma_{max} \text{ (N/mm}^2\text{)} &= 0.03 \times H = 0.03 \times 150 = 4.5 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \therefore f_{ck} = \sigma_{max} \cdot f = 4.5 \times 4 = 18 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \leftarrow \text{設計基準強度} \\ \text{現場コンクリートの変動係数が 20\% のとき } \alpha &= 1.2 \text{ となるので、} \quad \therefore f_{cr} = f_{ck} \cdot \alpha = 18 \times 1.2 = 21.6 \text{ (N/mm}^2\text{)} \quad \leftarrow \text{配合強度} \end{aligned}$$

2.4.3 基礎岩盤の安定性

堤体から伝達される力、岩盤の自重、岩盤内部の浸透水による内部圧力などと、岩盤内部の断層、節理、弱帯などを総合的に判断して、最も危険と考えられる面について滑動に対するせん断摩擦抵抗力を検討する。また、基礎岩盤の変形を考慮して設計する場合には、岩盤の弾性係数（変形が大きいときは、変形係数）を把握しておく必要がある。これらのせん断摩擦抵抗力や弾性係数は、岩の種類、性質、風化の程度、節理・シームの存在および乾湿の程度などから総合的に判定する。しかし、岩盤の性状によってかなり異なるので、岩盤が良好でその値が推定できる場合を除いて原則として現場試験によって判断する。

せん断摩擦抵抗力の試験方法は、一般に、図-2.55 に示すように、岩盤上にコンクリートブロックを打込み、これに推力 H (T) と垂直力 N を作用させ、底面でせん断破壊を起こさせる方法（ブロックせん断試験）が用いられる。垂直力を種々変化させたときのせん断破壊強度 τ を求めて垂直応力 σ との関係（ $\sigma \sim \tau$ ）座標にプロットし、次式のような直線の各定数を決める。

$$T = \tau_0 + f \cdot \sigma \quad (2.4.3)$$

τ_0 : せん断強度, f : 内部摩擦係数 ($= \tan \phi$)

岩盤の弾性係数（変形係数）は、平板载荷試験（ジャッキ試験）、孔内水平载荷試験などで求める。前者は、調査坑の岩盤面を平板载荷によって支圧する方法である（図-2.56）。後者は、ボーリング孔内に圧力セルを挿入し、内壁に一樣な内圧を加え、そのときの孔壁の膨らみ程度から弾性係数を測定する方法である（図-2.57）。

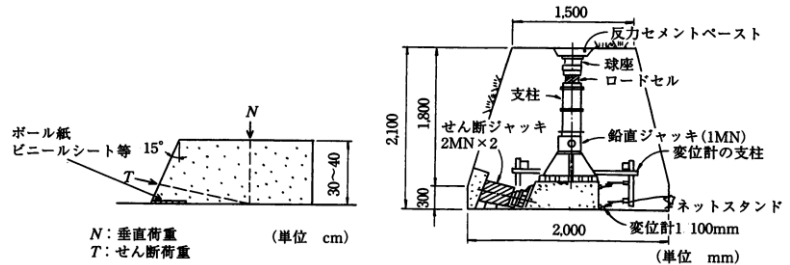


図-2.55 ブロックせん断試験用供試体 (左) とブロックせん断試験装置 (右)

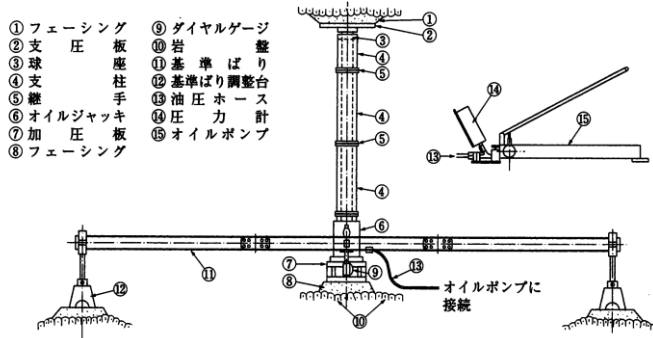


図-2.56 平板载荷試

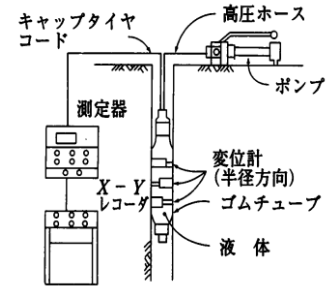


図-2.57 孔内水平载荷試験

コンクリートダム の堤体と基礎岩盤との接合部およびその付近におけるせん断力による滑動に対するせん断抵抗力は、(2.4.4) 式を満足させるものでなければならない。

$$R_b = (f \cdot \Sigma V + \tau_0 \cdot \ell_0) \geq 4 \cdot \Sigma H \quad (2.4.4)$$

ここに、 R_b : せん断摩擦抵抗力 (kN), f : 内部摩擦係数 $f = \tan \phi$ ($= 0.6 \sim 0.8$),
 ΣV : せん断面に作用する全鉛直力 (kN), τ_0 : せん断強度 (kN/m²),
 ℓ_0 : せん断抵抗が生ずるせん断面の長さ (m),
 ΣH : せん断面に作用する全水平力 (kN)

また、(2.4.5) 式は、Henny のせん断摩擦安全率に関する式と呼ばれているものである。十分な安全率が部分的に確保できない場合には、堤体の断面形を再検討したり、安全性が確保できない部分の堤体下部断面積を上流側へ増大させるフィレット（図-2.58 参照）を設けたりし、せん断に対する安全性を確保するようにする。

$$n = \{ (f \cdot \Sigma V + \tau_0 \cdot \ell_0) / \Sigma H \} \geq 4 \quad (2.4.5)$$

n : Henny のせん断摩擦安全率

《参考》 図-2.59 を参照しつつ、式 (2.4.5) の持つ意味を考えてみる。図に示す薄い三角形要素は、重力式ダムの堤体の一部より取り出したものである（図-2.60 重力式ダムの 2 次元モデル化を参照）。この要素の底面に作用する力の水平（上下流）方向のバランスを考えてみる。式の () 内は、全鉛直荷重と静摩擦係数が発揮する摩擦抵抗成分 ($f \cdot \Sigma V$)、および底面の面積 $\ell_0 \times 1$ (単位厚さ) 内で発揮されるせん断強度による抵抗成分 ($\tau_0 \cdot \ell_0$) からなるスベ

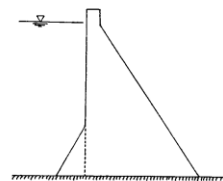


図-2.58 フィレットを設けた重力式ダム

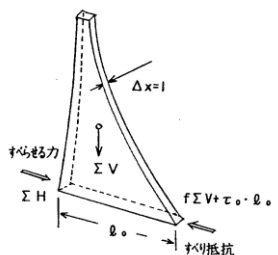


図-2.59 重力式ダムのスベリ抵抗の概念図

りに対する抵抗成分の和を表す。分母は、滑らせようとする全水平荷重成分 ΣH を表す。すなわち、これらの比は、常に 4 以上（小数点以下切り捨て）を必ず保持していなくてはならないというものである。この規定は、世界大ダム会議（International Commission on Large Dams : ICOLD）で定められている。W.J.M. Rankine は、この式で静摩擦係数と全鉛直荷重（ $f \cdot \Sigma V$ ）のみが滑りに抵抗すると考えていたので、堤高の低いダムしか建設されない状態が長く続いたのである。

2.4.4 重力式ダムの特徴

重力式ダムは、堤体の自重によって外力に抵抗し、安定を保つように設計されたダムで、その横断面形状は、満水面付近に頂点を持つ上流面がほぼ鉛直に近い三角形をしている。その特徴は、次のとおりである。①谷の形状による制約が少ない（上方の広い V 字谷が適している）。②基礎は原則として岩盤基礎でなければならない。③大容量の洪水吐を堤頂に安全に設けられる。④適当なコンクリート用骨材は付近から入手困難で、長距離運搬を必要とすることが多い。特に最近この傾向が顕著になってきている。⑤他のコンクリートダムに比べてコンクリート容積が大きい。しかし、コンクリート打設時に標準の型枠が使用でき施工管理も比較的容易である（直線部が多い）。⑥比較的明確な理論解析が可能である（連続体として取扱うことができ、片持梁としてモデル化できる）。

2.4.5 重力式ダムの応力解析法

重力式ダムは、通常、2 次元計算によって設計する。2 次元解析方法は、図-2.60 のように、堤軸に直角な方向の鉛直素片を取出し、この鉛直面における 2 次元応力（平面ひずみ状態という）を取扱う方法で、隣接する鉛直素片間の荷重の伝達はないものと仮定している。2 次元解析法として一般に用いられてきている物部法では、ダムの基本形として、通常、上流面急勾配、下流面緩勾配の三角形断面を用いる。この三角形を一般に基本三角形と呼ぶ。上流面は鉛直に近いほど有利であることから、現在では、上流面は鉛直とし、せん断摩擦抵抗力が不足する部分にフィレットを設けて FEM 解析することが一般的になっている。

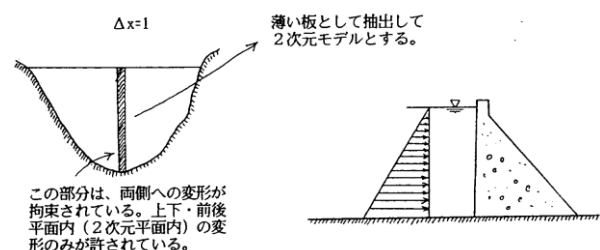


図-2.60 重力式ダムの2次元モデル化（平面ひずみ状態）

2.4.6 重力式ダムの設計の手順

重力式ダムの設計の概略的な手順を示すと、図-2.61 のようである。重力式ダムを静定構造物（ $\Sigma V=0$, $\Sigma H=0$, $\Sigma M=0$ の3条件で解析できるもの）と仮定して安定解析をするため、複雑な計算は少ない。すなわち、アーチダムは3次元の弾性体構造物（不静定構造物）として解析する必要があり、フィルダムは粒状体で構成された3次元塑性体とし堤体内に常に水が流れているものと仮定して解析しなければならないことに比べれば、比較的明確な理論解析が可能であるからである。

後述するように、ダムの最高水位を頂点する三角形を考え、ミドルサード（middle-third）の条件*を使って上下流面の勾配を理論的に逆算することができる。この三角形が基本三角形である。ただし、現在では、実際に基本三角形を求める複雑な計算はしない。すなわち、最高水位が通常1つしかなかった従前の設計では意味はあったが、基準となる水位が3つ（設計洪水水位、サーチャージ水位、常時満水位）もある現在の設計体系ではそれほど意味がない計算であるためである。したがって、通常は多くの前例（事例）を参考にして適当に断面形を定めて、直ちに安定計算をして必要な修正をするという形で計算される。すなわち、ダムの断面形は、ダムの堤高が高くなると、後述する転倒の条件（引張力が発生しない、またはミドルサードの条件）からよりも、滑動の条件（せん断摩擦安全率）から定まることが多いからである。

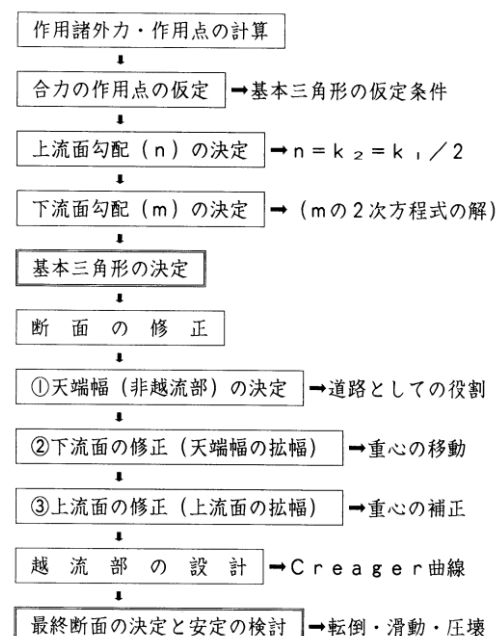


図-2.61 重力式ダムの設計の手順（従来の方法）

* 任意の断面における作用荷重の合力をその断面の核内（中央三分の一）におさめ、それによってコンクリート断面に引張応力を生じさせないように断面形状を定める。これを一般にミドルサードの条件とよぶ。トマス・ヤング（Thomas Young, 1773 年 6 月 13 日 - 1829 年 5 月 10 日）は、応力やひ

条件). ②満水時に下流方向へ地震力が作用する場合 (最も危険な場合), 合力が底面の中央 1/3 の下流端 (最も危険な場合) に存在するものとして下流側勾配 m を決定する. ③上流側勾配は②の逆となる. すなわち, 空虚時に上流方向に地震力が作用する場合 (最も危険な場合), 合力の作用点が底面の中央 1/3 の上流端 (最も危険な場合) に存在するものとして上流側勾配 n を決定する.

条件①は, 無筋コンクリート構造物である重力式ダム内には引張力が発生してはならないという仮定を満たすためのものである. 条件②と③は, 上・下流斜面勾配 n, m が未知であるために設ける仮説で, それぞれの状態 (空虚時・満水時) で最も危険な場合を想定している.

2.4.8.2 上流面勾配

貯水池が空虚の場合 (貯水池空虚より揚圧力を考慮しない) に, 最も危険な状態である上流向きに地震慣性力が作用するという条件によって, 上流面勾配 n を定める. すなわち, 泥圧は無視し (安全側になるため), 堤体自重と地震慣性力のみを考え, その合力が底面の中央 1/3 の上流端 (最も危険な状態) に作用することを条件に n を求めればよい. 図-2.63 おいて, 自重 (W_1, W_2) と地震慣性力 (I_1, I_2) の大きさと C 点に関する腕長 (arm length) を計算し, まとめたものが表-2.16 である. この表の外力の欄の値と, C 点に関する腕長の欄の値との積が C 点に関するモーメントを表わす.

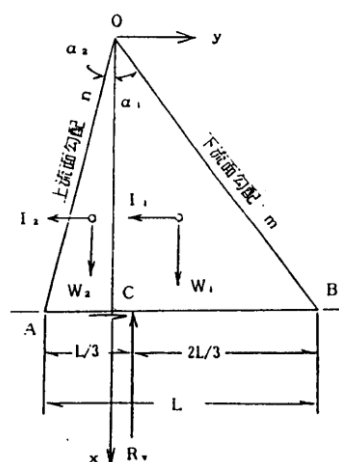


図-2.63 上流斜面勾配 n を求める方法 (空虚時)

表-2.16 空虚時に考慮すべき外力・腕長・モーメント (図-2.63 における C 点に関して)

項目	外力	腕長	モーメント
$\triangle OCB$ の重量	$W_1 = (1/2) \times w_m H^2$	$x_1 = (1/3) \times m H$	$(1/6) \times w_m^2 H^3$
$\triangle OAC$ の重量	$W_2 = (1/2) \times w_n H^2$	$x_2 = -(1/3) \times n H$	$-(1/6) \times w_n^2 H^3$
$\triangle OCB$ の地震力	$I_1 = -(1/2) \times w_m K_2 H^2$	$y_1 = (1/3) \times H$	$-(1/6) \times w_m K_2 H^3$
$\triangle OAC$ の地震力	$I_2 = -(1/2) \times w_n K_2 H^2$	$y_2 = (1/3) \times H$	$-(1/6) \times w_n K_2 H^3$
鉛直反力*1	$R_v = -(W_1 + W_2)$	$x_3 = (1/3) \times (m + n) H - n H$	$-(W_1 + W_2) \times \{(1/3) \times (m + n) H - n H\}$
水平反力*2	$R_h = -(I_1 + I_2)$	$y_3 = 0$	0

C 点周りのモーメントの総和をゼロとおき, 総ての項を $(1/6 \cdot w_0 \cdot H^3)$ で除して整理すれば, 次式のような関係が得られる.

$$\gamma m^2 - \gamma(m+n)(m-2n) - K_2 \gamma(m+n) - \gamma n^2 = 0 \rightarrow \therefore n = K_2 \quad (2.4-6)$$

すなわち上流斜面勾配は, 空虚時における middle-third の条件を適用することで, 空虚時における水平震度 $n = K_2$ になり, $K_2 = (1/2)K_1$ なる関係より, 必然的に n はダムサイトに適用される満水時における水平震度の 1/2 となる.

2.4.8.3 下流斜面勾配

満水時に下流向きの地震慣性力が作用した場合に, 底面上流端に引張応力が生じないように下流面勾配 m を定める. このためには, 総ての外力の合力の作用線が底面の middle-third の下流端 (最も危険な状態) を通る必要がある. 図-2.64 示す各外力の大きさと C 点に関する腕長を求めてまとめたものが表-2.17 である. この表の各外力と腕長の積の総和, すなわち, 外力の C 点に関するモーメントの総和をゼロとおいて, 総ての総和の項を $(1/6 \cdot w_0 \cdot H^3)$ で除すれば, 次式のような m に関する 2 次方程式が得られる.

$$(\gamma - \mu) m^2 - [\gamma K_1 + n \{2\mu - \gamma - 2 - 2(\gamma_1 - 1)\mu_1^2\}] m - n^2 \{\mu - 1 + \gamma(K_1/n) - (\gamma_1 - 1)\mu_1^2(2 - \mu_1)\} - [1 + (7/5)K_1 \{1 - (x_0/H)^3\} + C_e(\gamma_1 - 1)\mu_1^3] = 0 \quad (2.4-7)$$

上式において H の代わりに x (頂点 O からの鉛直距離) とおけば, x の種々の値に対して m の値が求まる. x の最大値 H に対する m の値を計算しておけば, その他は, その差が僅かである上に, 途中で m を変化させることは施工上も好ましくないため, 上式のように H に対する m の値を全断面に適用するのが一般的である.

なお, 表-2.17 と (2.4-7) 式における揚圧力係数 μ の求

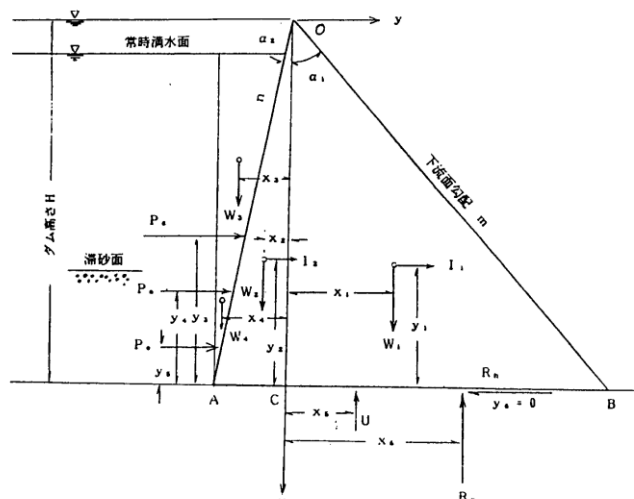


図-2.64 下流面勾配 m を求める方法 (満水時)

表-2.17 満水時に考慮すべき外力・腕長・モーメント (図-2.64におけるC点に関して)

項 目	外 力	腕 長	モーメント
△OCBの重量	$W_1 = (1/2)wmH^2$	$x_1 = (1/3)mH$	$(1/6)wm^2H^3$
△OACの重量	$W_2 = (1/2)wnH^2$	$x_2 = -(1/3)nH$	$-(1/6)wn^2H^3$
上流斜面上の水重 ^{*1}	$W_3 = (1/2)w_0nH^2$	$x_3 = -(2/3)nH$	$-(1/3)w_0n^2H^3$
上流斜面上の滞泥重	$W_4 = (1/2)w_1'n\mu_1^2H^2$	$x_4 = -nH + (1/3)\mu_1nH$	$-(1/2 - \mu_1/6)w_1'n^2\mu_1^2H^3$
総静水圧=水平	$P_0 = (1/2)w_0H^2$	$y_4 = (1/3)H$	$(1/6)w_0H^3$
総動水圧	$P_d = (7/12)w_0K_1(H - x_0)^2$	$y_3 = (2/5)(H - x_0)$	$(7/30)w_0K_1(H - x_0)^3$
泥 圧	$P_e = (1/2)w_1'C_e\mu_1^2H^2$	$y_5 = (1/3)\mu_1H$	$(1/6)w_1'C_e\mu_1^3H^3$
揚圧力	$U = -(1/2)w_0(m+n)\mu H^2$	$x_5 = (1/3)(m-2n)H$	$-(1/6)w_0(m+n)(m-2n)\mu H^3$
△OCBの地震力	$I_1 = (1/2)wmK_1H^2$	$y_1 = (1/3)H$	$-(1/6)wmK_1H^3$
△OACの地震力	$I_2 = (1/2)wnK_1H^2$	$y_2 = (1/3)H$	$-(1/6)wnK_1H^3$
鉛直反力 ^{*2}	$R_v = -(W_1 + W_2 + W_3 + W_4 - U)$	$x_6 = (1/3)(2m - n)H$	$-(1/3)(2m - n)(W_1 + W_2 + W_3 + W_4 - U)H$
水平反力 ^{*3}	$R_h = -(P_0 + P_d + P_e + I_1 + I_2)$	$y_6 = 0$	0

め方を図-2.65に示す。実際の揚圧力の分布形状は、図-2.62に示したように多角形(変則五角形)をしている。これを模式的に描けば図-2.65のようになる。今、 $OB = \mu H$ と与えられるので、 $\triangle OBC = \text{多角形 ODEFC} = A$ (面積)とすれば、

$$\triangle OBC = OB \cdot L/2 \quad \therefore A = \mu H L/2 \quad \therefore \mu = 2A/(LH)$$

A : 全揚圧力, L : 底面の長さ, H : 上流側水位に等しい水圧

と、揚圧力係数 μ が求められる。

この値を(2.4-7)に代入し、 m に関する2次方程式を解き正の根を使えば、下流面勾配 m が求まることになる。

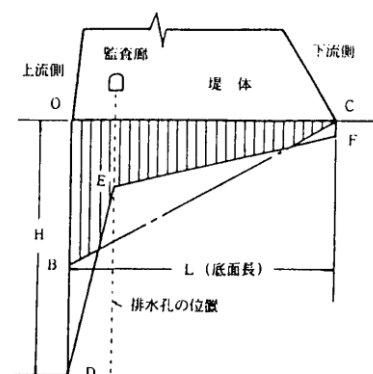


図-2.65 揚圧力係数の求め方

2.4.9 堤体の細部設計

2.4.9.1 ダムコンクリートの区分

コンクリートダムの構造設計の基本的要件は、必要な水密性、予想される荷重に対する安全性、必要な耐久性が備わった構造で、かつ経済的なものであることである。そのためには、予想される荷重状態とその大きさ、対象とする材料の物性、使用する構造計算手法および安全性を総合的に評価して設計されなければならない。すなわち、ダムコンクリートは、①耐久性および水密性が大きく、②所要の強度および単位容積重量(密度)を持ち、③品質のバラツキの小さいもの、でなければならない。そこで、ダムコンクリートは、ダム堤体断面内の用いられる位置によって、上記の特性を踏まえた内部、外部、岩着、構造用コンクリートの4つに区分される。

重力式ダムコンクリートの堤体断面内の位置的な区分は、一般に図-2.66のようになる。各区分の機能、目的および必要な性状を表-2.18に示す。

表-2.18 ダムコンクリートの配合区分

配合区分名	機能・目的・必要な性状
内部コンクリート	水圧などの荷重を支える機能を持つ。必要な性状として、所要の強度および弾性係数、ある程度の耐久性、止水性、均質な性状、大量施工を考慮した打込み性に優れていることなどが挙げられる。重力式ダムの場合、単位容積重量の大きいことが望ましい。
外部コンクリート	基本的には内部コンクリートと同じ機能・目的を持つが、特に止水性、耐久性(耐凍結融解性)が強調される。その他の必要な性状としては、型枠や埋設物があっても打込み性に優れていること、美しい外観に仕上がるなどが挙げられる。
岩着コンクリート	基本的には内部コンクリートと同じ機能・目的を持つ。特に必要な性状は、岩盤の不陸があっても打込み性に優れていることが挙げられる。
構造用コンクリート	必要な性状としては鉄筋や埋設構造物との付着性、高い応力に対応した強度と変形性、さらに鉄筋、型枠などがあっても打込み性に優れていることが挙げられる。

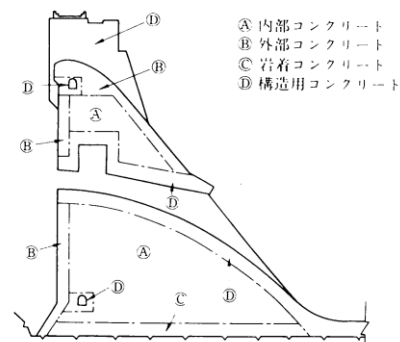


図-2.66 重力ダムコンクリートの区分

2.4.9.2 ブロック割りと継目

コンクリートダムでは、短期間に大量のコンクリートを打込むために、人工的に冷却を行わなければ硬化の際に発生する水和熱により 50℃以上もの温度上昇が見られることがある。したがって、適切な対策を行わなければ、ダムコンクリートの温度が低下するにつれてコンクリートに温度応力に起因するひび割れ*が発生する。付録（その 2）に、温度応力の発生機構およびコンクリートダムによく発生するひび割れの事例を示す。

ひび割れを完全に防止することは極めて難しいため、人為的に収縮を吸収するように、コンクリートをダム軸に直角な横継目と、ダム軸に平行な縦継目でブロックに分けて打設する。すなわち、ブロック割を行って、コンクリートを打設する。ブロック割の今一つの理由は、一度に連続して打設できるコンクリートの量には、打設設備の規模や施工・管理上の制約があることが挙げられる。このようにダムコンクリートの収縮によるひび割れを防ぐために設けられる継目を収縮継目といい、上記の横継目、縦継目が相当する（図-2.67）。これに対して施工上やむをえずできる打継目を施工継目という（図-2.68）。

* 温度応力の発生原因は、コンクリートブロックの内部と表面との温度降下の相違によって発生する内部拘束と、コンクリートブロック全体の温度降下が基礎岩盤などによって拘束される外部拘束とがある。内部拘束による温度ひび割れとしては、1日の気温変化量が大きくなる秋口などに生じる表面ひび割れが挙げられる。一方、外部拘束による温度ひび割れの例としては、基礎岩盤、長期打止め面（気象条件による冬季打設打止めなど）からコンクリート内に発生するひび割れが挙げられる。

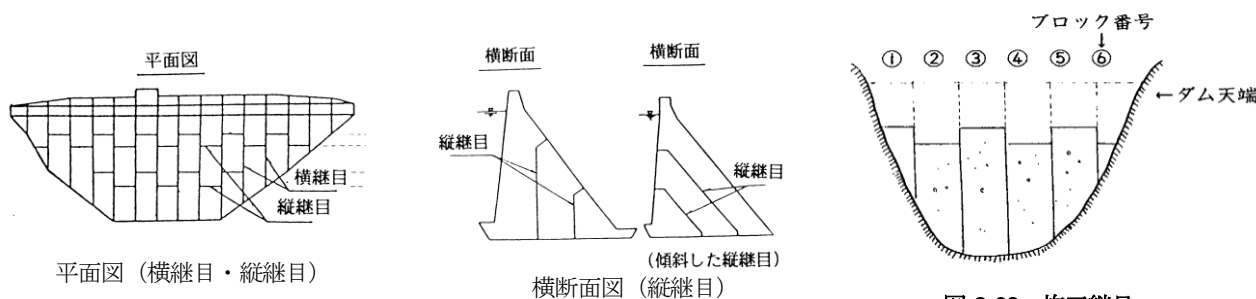


図-2.67 収縮継目

図-2.68 施工継目
(水平継目：上流側)

(a) ブロック割り 従来工法のコンクリートダムも RCD 工法のダムも、その体積が大きくなればダムをブロック割りして施工しなければならない。既に述べたように、その理由は 2 つある。①コンクリートの硬化時に発生する水和熱の逸散過程で生じる温度ひび割れを防止するため（これは設計上の要件である） ②コンクリートの打設設備が一日あたりに製造、運搬できるコンクリート量からの制約のため（これは施工上の要件である）

温度ひび割れを防止するために、発熱の原因となるセメント量を極力減らしたり、温度を下げるために人工冷却したりする。しかし、それでも面積が大きくなるとクラックを完全に防止することは困難である。そこで、クラック発生を防止できる程度の大きさに区切ってコンクリートを打設し、境目（施工継目）はその特性に応じて処理する方法がとられる。この施工方法をブロック工法という。ブロック割りは、次の条件を満足するものでなければならない。①横継目間隔≦温度ひび割れを防止できる長さ、②縦継目間隔≦温度ひび割れを防止できる長さ、③横継目間隔×縦継目間隔×リフト厚さ≦コンクリートの日打設量

1つのブロックの大きさは、高さ（1リフト）× 幅（ダム軸方向）× 長さ（ダム軸に直角方向）=（1.5～2）×15×（30～50）mである。このような大きさのブロックを積上げていく方法が、従来工法のブロック工法である。

(b) 横継目 横継目は、ダム軸に直角な方向に発生するひび割れを防ぐために、その方向に設けられる継目である。その間隔は経験的に定められ、3mの倍数のおよそ 15m 程度である。その理由は、スライドフォーム（型枠）の幅は 3m が標準となっているためである。横継目は、岩盤からダム天端まで鉛直に上・下流方向に一つの面となるように設け、上流面近くに止水板（図-2.69）を挿入する。継目には、ブロック間の応力の伝達をはかる目的で、図-2.70 に示すような鉛直歯型（キー）を設ける。ダムが最終安定温度になったときの横継目の開きは 2mm 程度である。通常、横継目には、ジョイントグラウチングは行わなくてもよい。

(c) 縦継目 縦継目は、ダム軸方向のひび割れ防止のため、その方向に設けられる継目である。縦継目は、ダムの規模によっては設けない場合もある。大規模な重力式ダムの場合、最近では 30～50m 程度の

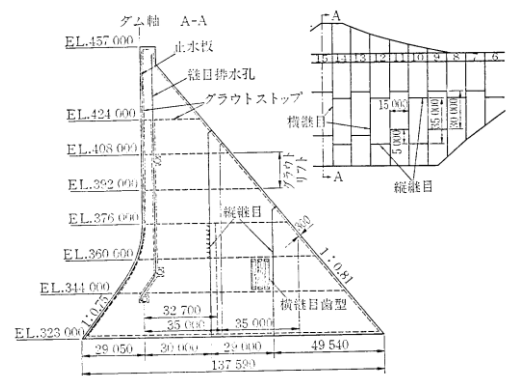


図-2.69 上流面近くに設けられた止水板

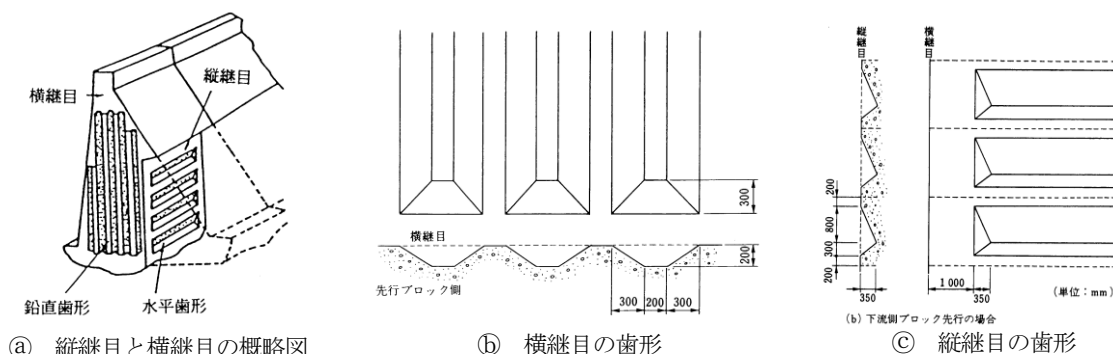


図-2.70 縦・横継目の歯型（key）の形状と位置

間隔とすることが多い。この継目は、鉛直または下流下りの傾斜とする。継目には、ブロック間の応力の伝達をはかる目的で、図-2.70 に示すような水平歯型を設ける。重力式ダムは上下流方向の二次元構造物として設計することから、鉛直方向に設けた縦継目は、ダムが最終安定温度近くになった後、ジョイントグラウチング（継目グラウチング）を行う。

(d) 水平継目 コンクリート打設時に作業上または型枠の都合上、設けられる水平な打継目を水平継目という。水平継目の間隔は、コンクリートを1回打上げる高さに相当し、リフトと呼んでいる。1リフトは1.5mを標準とし、岩盤または古い（止むを得ず長い日数にわたり打設を休止していた）コンクリートに接する部分は、温度勾配によるひび割れ（外部拘束による温度ひび割れ）を防ぐために0.75m（半リフト）程度にリフトを制限して、数リフト打設してから1リフトずつ打設するようにする。コンクリートの打込み間隔は、1.5mリフトでは5日（中4日）、0.75mリフトでは3日（中2日）に達してから新しいコンクリートを打継ぐのを標準としている。

(e) 継目の止水装置 コンクリートの硬化、冷却に伴って継目には2～数mmの開きを生じるので、横継目の上流側には、止水板などを挿入して止水装置を施工する。止水装置は図-2.71 に示すように、継目の伸縮に耐えるような塩化ビニル製の止水板（従来は、銅板、ステンレス鋼板を使用）を挿入して水密の完全を期する。このような止水装置を設けてもおおむね浸透する水は、止水板の後ろに設けられたドレーン管（排水孔）により監査廊へ導かれて堤体外に排水される（図-2.88 参照）。

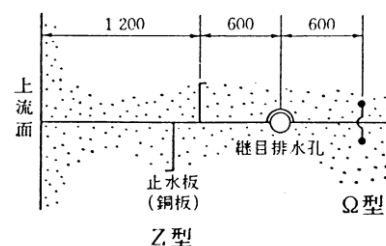


図-2.71 継目止水板

2.4.10 温度規制

2.4.10.1 温度規制の方法

コンクリートダムは、ひび割れが発生しないように温度規制をする必要がある。前項に述べた収縮継目は、クラックの発生は不可避と考え、所定の位置に人工的にクラック（継目）を発生させることにより、他の場所にクラックが発生しないようにするために設けられるものである。一方、コンクリートの温度上昇を抑制することでクラック発生を防ごうとするのが温度規制である。この場合、収縮継目を設けずに温度規制のみでクラック発生を防ぐには、強力な温度規制をする必要があり、特に堤頂長が長いダムで横継目を設けずに温度規制することは不可能に近いので、横継目の設置と合わせて検討される。また、大規模なダムでは上下流方向の堤敷長についても長くなり、縦継目の間隔は温度規制の方法によって変化する。従来一般的に行われてきた柱状ブロック工法、柱状レーヤ工法では、縦継目の間隔を30～50mとする場合が多かった。しかし、最近のRCD工法、拡張レーヤ工法ではさらに長大なブロックの打設が検討され、温度規制を強化することにより縦継目を設けない例が多くなってきている（付録（その2）を参照）。

温度規制の方法として一般的に使用される方法を挙げると、①低発熱性セメントの使用（発熱源の低減）、②単位セメント量の低減、③自然に熱が分散するようにする（自然熱発散の促進）、④温度勾配を緩和する施工方法の採用、⑤人工的なコンクリート冷却工法の採用、がある。ただし、これらの方法は単独で使用されることはなく、幾つかの方法を組み合わせで利用される。

具体的には、①は、中庸熱ポルトランドセメント、高炉セメント、フライアッシュセメントを使用し、発熱量そのものを抑える方法である。②は、①と同様に、発熱の元となるセメント量を少なくするもので、単位セメント量を低く抑える手段と、セメントの一部をフライアッシュなどで置換する方法とがある。後者の方法がよく採用され、その最大置換率は約30%にもなっている。③は、打上り速度を制限して、自然熱発散を図るものである。すなわち、リフト上面からの熱発散を促進するために、打込み間隔を1.5mリフトの場合で材令5日、0.75リフトの場合で材令3日といった制限を加える他に、養生をかねてリフト上面にはスプリンクラーを設置したり、上下流面および継目面にはスライドフォームの下部に有孔パイプを設置して散

水し熱発散を促進する。④では、コンクリート強度がある程度得られるまで表面を覆うほか、開口部などには空気の流動を防ぐために覆いなどを設ける。また、打設季節に応じて隣接ブロック間の極端な高低差を制限する、さらに、夏期には昼間打設を中止し夜間のみ打設するようにする、などがある。⑤には、ブレーキリングとパイプクーリング（ブレーキリングに対応するものの意味からいえばポストクーリングといえる）がある。いずれの方法を採用するか、それとも両者を併用するかは、ダム の規模、設計、施工の条件、経済性などを検討して決定する。ただし、RCD 工法では、コンクリート打設面を重量機械が 走行するため、パイプクーリングの適用は難しい。なお、パイプクーリングはコンクリート硬化後の温度調節が可能であるこ とに対し、ブレーキリングは打上り温度の低減は可能でもコンクリート硬化後の温度調節はできない。

2.4.10.2 ブレーキリング

ブレーキリングとは、主として夏期に用いられるもので、コンクリート材料の一部または全部を予め冷却し、コンクリートの打上り温度を抑制する方法である。この工法を分類すると、図-2.72 のようになる。通常、セメント冷却法と細骨材冷却法は、効果が低いため使われない。練混ぜ水冷却法の内、氷置換法（氷の使用量は混合水の 10～40%で、これによる温度降下は 3～7℃とされている）がよく使われる。また、粗骨材冷却法が最も効果が高く、骨材瓶内に 1～4℃の冷風を循環させる冷風冷却法がよく採用される。この方法による温度降下は、通常 6～9℃である。なお、ブレーキリングによるコンクリートの打上り温度は、通常、外気温度より 10～15℃低くしている例が多い。

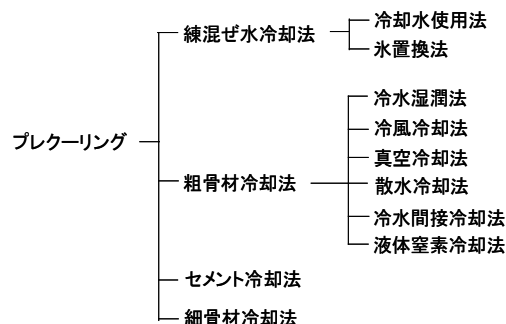


図-2.72 ブレーキリングの分類

2.4.10.3 パイプクーリング

パイプクーリングは、コンクリート打設前に適 当な間隔に細い管を配置しておき、打設後にこれ に冷水を通して硬化中のコンクリートを冷却する 工法である。その一例を、図-2.73 に示す。日本ではパイプクーリングの実施例が圧倒的に多い。こ れは、従来は打設工法として柱状ブロック工法を 採用している事例が多いためである。パイプクー リングには、1 次クーリングと 2 次クーリングが ある。1 次クーリングの目的は、打設後のコンクリ ートの温度上昇を抑え、その後の体積変化によっ て生じる拘束応力を低く抑えることにある。これ は、コンクリート打設直後から 3 週間～1 カ月間 連続して行われる。2 次クーリングの目的は、収縮 継目を十分開かせた状態で継目グラウチングを行 うことにある。したがって、ダムの完成前に堤体の 温度を最終安定温度の状態まで下げる必要がある ことから、継目グラウチングを実施する 1～2 カ 月前に開始される。パイプクーリングのプロセス を、図-2.74 に示す。

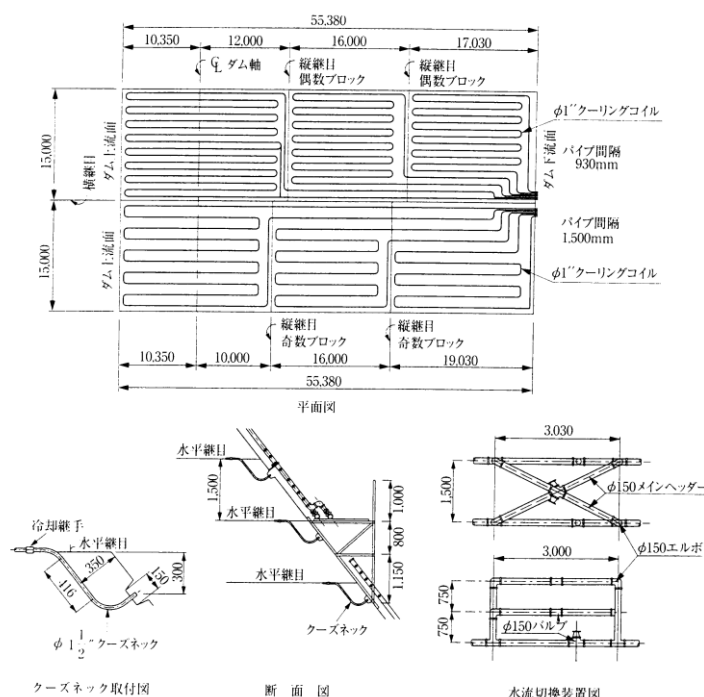


図-2.73 パイプクーリング配管の事例

パイプクーリングの施工にあたっての留意事項 を挙げると、次のとおりである。①通常、冷却水 は河川水を使う。河川水で必要な冷却効果が得ら れない場合は、冷却設備を使用する。②冷却管系 統は設計図により正しく配管し、コンクリート打 設前に圧力水、空気などを通して検査し、コンク リート打設・締固めによる移動・変形・破損のな いようにする。③冷却管に通す水の温度が低すぎ ると、管周辺のコンクリートは急激な温度変化を 受けひび割れの発生原因となるので、周囲のコン クリート温度と通水温度との差は 20℃程度以下に なるようにする。④岩盤面および古いコンクリー

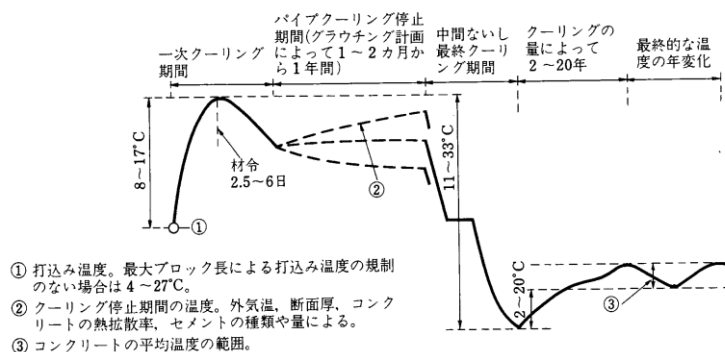


図-2.74 パイプクーリングによるダムコンクリートの温度履歴の例

トなどに新コンクリートを打込む場合は、パイプの配置を密にする、打込み厚さを薄くする、大気に晒す日数を増すなどの処置を施す。

⑤パイプは通常内径 25mm の薄肉鋼管を用い、この場合の管内流速は 0.6m/s 程度、通水量は 1 コイル当り 150/min 程度が標準である。また、1 冷却管の 1 コイル当りの標準長さは 150~300m、パイプの標準間隔は 1.0~2.5m である。

⑥クーリングパイプは、堤内配管である冷却管と、給水用として水流切替装置を持った堤外配管とで構成される。冷却管のサプライ、リターンの両ヘッドは、グーズネックにより下方リフトのコンクリート内に確実に埋設して設置し、コンクリート打設時に弱点にならないようにする。

⑦通水中水流方向を 1 日 1 回変え、堤体の温度を均等に低下させるようにする。

⑧クーリング作用完了後、冷却管はグラウチングにより填充する。

図-2.75 に、4 種類のパイプクーリングの冷却管配管平面形式を示す。それぞれの特色は、次のとおりである。

①B 型は、冷却水の流入・流出の切替をしなくてもよいので優れているという意見もある。

②D 型は、ブロックの大きさが大きく、冷却管の総延長が長く、ブロック全体を複数の区画に分割して冷却を行う場合に用いられる。

③C 型は、配管沿いの弱線が上下流方向に連続しないという利点を有している。

④A, B, D 型を採用する場合でも、上流ブロックは C 型とするのが望ましい。

⑤標準リフトではパイプ間隔は 1.5m が多い。ハーフリフトでは 1.0m が多い。

⑥密な配管は、過冷却による温度ひび割れの発生を助長する恐れがある。

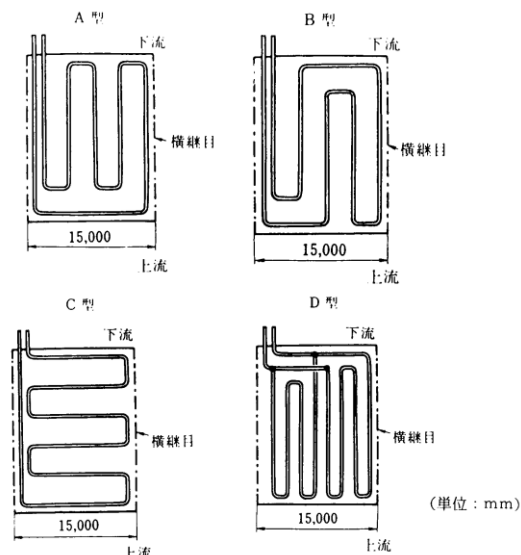


図-2.75 パイプクーリングの冷却管の配管平面形式

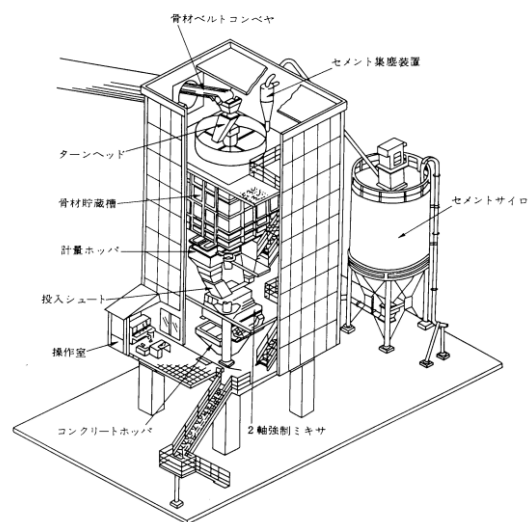


図-2.76 コンクリートバッチャープラント

2.4.11 ダムコンクリートの製造・運搬

2.4.11.1 ダムコンクリートの製造

コンクリートは、ダムサイトに設けられた専用のバッチャープラントで製造される。その理由は、ダムコンクリートの品質に対して高い信頼性が要求されるためである。セメントおよび骨材の貯蔵設備としては、鋼板製のセメントサイロ、ストックパイル、砂ビンと骨材調整ビンがある。これらの材料がそれぞれの供給設備を通してコンクリート製造設備であるバッチャープラントへ送られ、自動計量後にコンクリートが製造される。バッチャープラントの例を図-2.76 に示す。バッチャープラントは、材料貯蔵部、計量部、練混ぜ部および付帯設備からなり、これらを層状に積上げて構成された「塔形プラント」が用いられる。この施設は現場組み立て、現場解体でリサイクルされるのが通常である。

2.4.11.2 ダムコンクリートの運搬

ダムコンクリートの運搬方法には、次の各方法が用いられる。

a) バンカー線 バンカー線は、バッチャープラントで製造したコンクリートをクレーンなどの運搬機械に受け渡しをするための設備で、コンクリートの運搬方法によって運搬台車方式（バケット積替え）とトランスファーカー方式に分けられる。

b) ケーブルクレーン ケーブルクレーンは、バンカー線から打設現場までのコンクリートをバケットにより空中運搬することから、堤体のいかなる部分にもコンクリートを容易に運べるという利点がある。この型式は、固定式、走行式、軌索式に分類される。図-2.77 は、固定式ケーブルクレーンの例である。

c) ジブクレーン 地形および地質条件などによりケーブルクレーンが設置できない場合、あるいはダムサイト周辺の自然環境保全

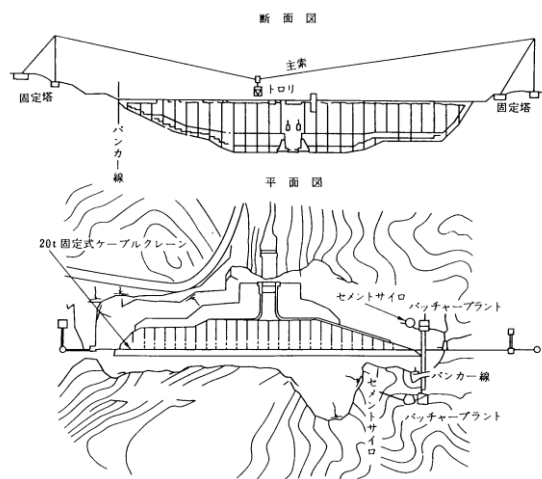


図-2.77 固定式ケーブルクレーンの例

上の理由でケーブルクレーン設置のための地山掘削ができない場合、ジブクレーンが使用される。しかし、ジブクレーンを走行させるにはトレスルガータを設置しなければならず、また大規模なダムでは打設途中でトレスルガータの移設が必要となり、その間コンクリートの打込みが中断する欠点がある。さらにトレスルガータ直下へは直接コンクリートが打込めないので、補助的な打込み手段を必要とする。図-2.78 は、ジブクレーンの例である。

d) タワークレーン タワークレーンは、作業半径および吊り荷重の大きい機種が出現し、速度制御も広範な速度変化に対応できるようになったので、中小規模のダムで数多く使用されている。大規模ダムでは、これを数基堤体内に設置してコンクリートを打ち込んでいる。タワークレーンは固定式と走向式に分けられ、後者は前者に比べそのカバーエリアが拡大する。図-2.79 は、固定式タワークレーンの例である。

e) クローラクレーン 従来、主運搬設備のカバーエリアから外れる部分で補助的な打込み機械として使用されていたクローラクレーンも、近年益々大型化が進み、小規模ダムでは本体コンクリートの打込みに使用されるようになってきている。堤体上流あるいは下流側に H 鋼製栈橋を設置して、クローラクレーンの走向を確保している。図-2.80 は、クローラクレーンの例である。

f) ベルトコンベヤ ベルトコンベヤは、他の運搬設備に比べ簡便な設備ではある。しかし、コンクリートしか運搬できないので、雑運搬のために別途専用のクレーンを必要とする欠点がある。さらに、ベルト上でコンクリートを細長くリボン状に伸ばすため、気温、日射、風雨などによる影響を受け易く、また打込みまでの過程で多くのコンベヤを乗継ぐため、粗骨材分離とモルタル飛散に注意する必要がある。現在まで施工された小平ダム、高滝ダムは、堤高に対して堤頂長が 10 数倍と長く、ダムサイトが非常に緩やかな斜面を呈しており、ダム軸に沿って平ベルトコンベヤの配置が可能で、ベルトコンベヤが有効であった。図-2.81 に、小平ダムの打設設備配置模式図を示す。

g) コンクリートポンプ ダムコンクリートは、一般のコンクリートに比べて粗骨材寸法が大きく（一般は 20～40mm、ダムコンクリートは 80～150mm）、単位セメント量も少ない硬練りであり、コンクリートポンプによる良好な圧送性を得にくい性質をもっている。当面、粗骨材最大寸法 80mm、スランプ 4±1cm のコンクリートの圧送を確実にすることによって、減勢工や堤頂部のコンクリートの打込み方法としての活用が期待されている。

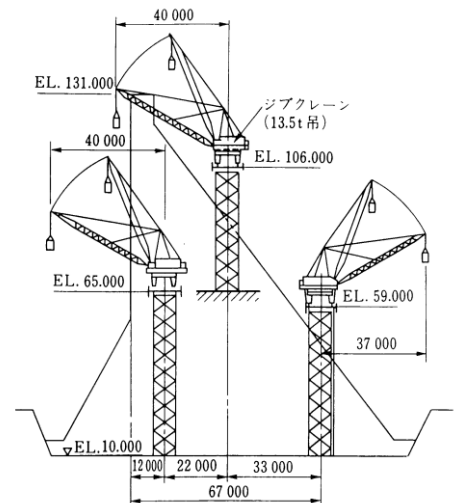


図-2.78 ジブクレーンの使用例

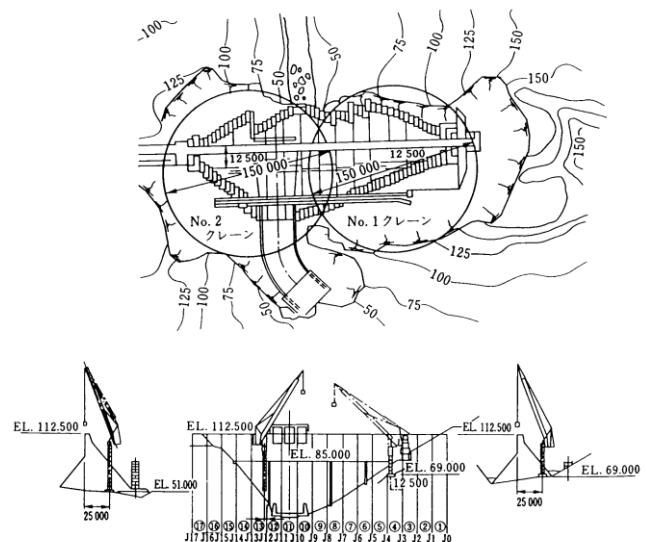


図-2.79 固定式タワークレーンの使用例

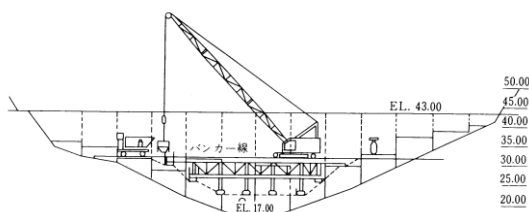


図-2.80 クローラクレーンの実施例

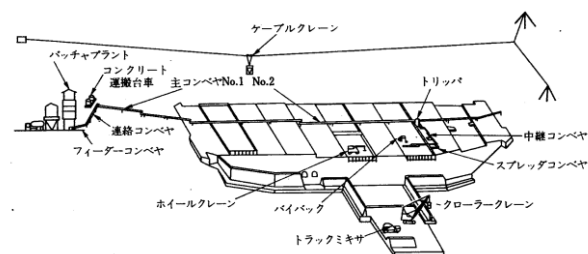


図-2.81 小平ダムの打設設備配置模式図

2.4.12 コンクリート打設前の準備

コンクリートの打込み前に行う処理作業は、岩盤面の処理とコンクリート打継目面の処理とに分けられる。

2.4.12.1 岩盤面の処理

岩盤面の処理作業は、以下の要領で行われる。

- 浮石の除去 岩盤面の粗清掃後、ハンマで岩盤面を叩き、その響きによって浮石部分を確認しながらペンキで印をし、バーあるいはピックハンマで除去する。また、岩盤拘束によりひび割れ発生の原因となり易い鋭角部はできるだけ残さない。
- 清掃 岩盤上の岩屑や雑物、シーム粘土、水垢などを除去した後に、圧縮空気と加圧水を混合したエアウォータージェット（≒4MPa）で洗浄する。
- 湧水の処理 湧水量が少なく圧力が小さい場合は、図-2.82のように湧水部に釜場*を設けておき、周辺までコンクリートを打込んでから釜場の水を汲み出し、手早くコンクリート、速硬化性のセメント、急結剤などで止水処理をする（プラグをするという）。湧水が多い場合または圧力が大きい場合は、図-2.83のように鋼管や塩化ビニルホースなどで導水しておき、コンクリートがある程度立ち上がってからグラウチングで止水する。
- 岩盤面の湿潤 窪みに溜った水はスポンジなどで吸い取る一方、打設時にコンクリートが水分を吸い取られないように岩盤面は湿潤状態に保っておく。

* 構造物の基礎根掘りなどを行う場合に、掘削の進行に伴い地下水などの湧水を一か所に集めポンプアップできるように絶えず根掘り底面より一段下げた水たまり場を釜場という。

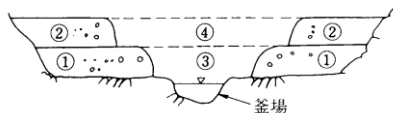


図-2.82 湧水が僅かな場合の湧水処理

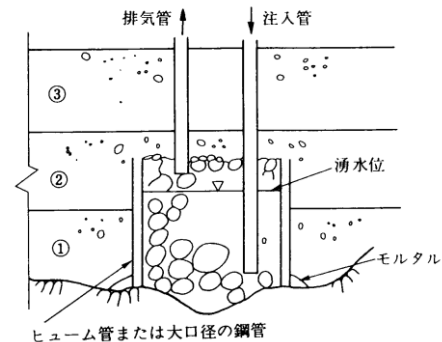


図-2.83 湧水量が多い場合の湧水処理

2.4.12.2 コンクリート打継目面の処理

コンクリートの打設によって各打込み高さ（1リフト）ごとに打継目（水平継目）ができることから、次のリフトを打込む前に、この下の古いコンクリートの表面も処理する必要がある。処理方法には、硬化前処理方法と硬化後処理方法とがある。前者はいわゆるグリーンカットと呼ばれる方法であり、コンクリート打設後1日以内の時期に、エアウォータージェットをコンクリート表面に吹付けて1～1.5cm厚さのレイタンスを取除き、表面の水分除去後に1.5～2cmのモルタルを敷き、新しいコンクリートを打設する。グリーンカットの時期は、夏季で1～3時間、春・秋で6～12時間、冬季で20～24時間程度経過後とされている。長期間（1か月以上）放置したコンクリートは、サンドブラストなどで処理する。

2.4.13 ダムコンクリートの打設

コンクリートの打設は、次の手順で行う。①コンクリートは、ケーブルクレーンなどで打込み場所まで運搬される。②バケットなどから排出されたコンクリートは、厚さ40～50cmの層にして内部振動機で締固められ、これに隣接して次のバケットのコンクリートが打ち継がれていく。内部振動機は、手持式バイブレータと大型締固め機を併用する。③以上を3～4層重ねて打込み1リフトとする。④ブロックの1リフトの高さは1.5～2mとし、放熱期間をおいて5日後に上部リフトを打設する。岩盤上またはやむをえず長期間打止めておいたコンクリートに打継ぐ場合は、リフト高さを0.75～1mとし、放熱期間を3日として数リフト打込む。⑤モルタルの敷均しは、着岩面で厚さ2cm、コンクリート面で1.5cmを標準とする。⑥打込みの順序は、図-2.84（層式打込み）または図-2.85（階段式打込み）のようにする。なお、図-2.86は、階段式打込みの場合の外部コンクリートと内部コンクリートの境界部分の打込み順序を模式的に示したものである。⑦内部コンクリートと外部コンクリートの接合部は急激な品質変化を避けるため、図-2.87のような施工順序とする。⑧現場の月平均温度が4℃以下またはコンクリートの打込み温度が5℃以下になるおそれがあるときは、寒中コンクリートとして適切に処理をする。なお、凍害を受けたコンクリートは取り除く。⑨コンクリート打込み温度が25℃以上になるおそれがあるときは、暑中コンクリートとして処置する。

26	25	27	28	29	30	31	32
18	17	19	20	21	22	23	24
10	9	11	12	13	14	15	16
2	1	3	4	5	6	7	8

図-2.84 層式打込みの順序

14	13	18	22	26	29	31	32
9	8	12	17	21	25	28	30
5	4	7	11	16	20	24	27
2	1	3	6	10	15	19	23

図-2.85 階段式打込みの順序

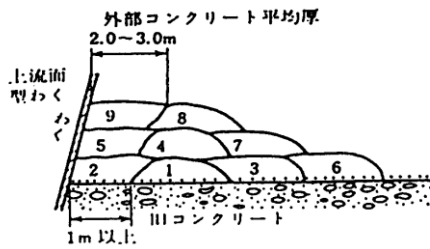


図-2.86 階段式打込みの外部コンクリートの打込み順序

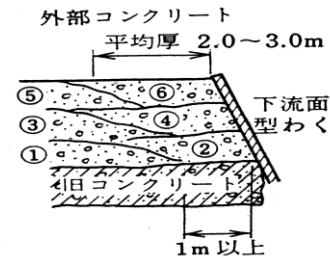


図-2.87 内部・外部コンクリートの境界面の打込み順序

2.4.14 ダムコンクリートの養生

コンクリートの表面は、次のリフトを打設するまでに常に湿潤状態に保つ。養生方法として最も好ましいのは湛水養生である。これ以外にスプリンクラーやホースによる散水養生も採用されている。この場合、養生のための専属作業員を張り付けることが望ましい。通常、打込み直後は、表面をシートなどで覆う、あるいはコンクリートが養生作業によって害を受けない程度に硬化した後に適当な方法で湿潤状態に保つ。脱型の時期は、コンクリートの圧縮強度が鉛直に近い面では 3.5N/mm^2 以上、監査廊などの開口部では 10N/mm^2 以上とされている。ただし、この強度に達したかどうかコアを抜き取って測定することはできず判断が難しいので、おおむね 3~5 日で脱型すると考えればよい。養生期間は、一般に中庸熱ポルトランドセメントの場合 14 日以上、フライアッシュまたは高炉セメントの場合 21 日以上とされている。なお、養生期間終了以降もできるかぎり表面が乾燥しないようにするのが望ましい。

2.4.15 監査廊

ダム堤体内部の底面近くやその他の場所に設ける小通路である監査廊は、主に、①ダム完成後、漏水・ひび割れなどの異常発生有無の観察、②ダム埋設計測器の設置、③排水設備の設置、④バルブ操作室などへの通路に利用、⑤追加グラウチングの施工、の目的で設置される。高さ 30m 以上のダムには、監査廊を設けることになっている。30m 以下のダムでも基礎岩盤が悪い場合や、その他特殊事情のある場合には設置される。その断面は、使用目的から幅 1.5m~2.0m、高さ 2.0~2.5m の大きさのものが多く施工されている。なお、ダムの内部にこのような空虚部を設けることにより生じる応力集中の影響を考慮し、堤体上流面からの距離は監査廊の幅の 2 倍程度以上（多くの事例は 3~5m）、基礎岩盤面からは 2~4m 離して設ける場合が多い。監査廊周辺に引張応力が発生する場合は、鉄筋によって補強する。

2.4.16 排水孔

貯水による水圧を受けた水が基礎岩盤を通して下流に浸透するのを防止するため、ダムの基礎岩盤にはカーテングラウチングを行う。しかし、それでも浸透水を完全に遮断することは不可能であることから、圧力水の浸透による揚圧力を軽減するため、監査廊から基礎岩盤深くに排水孔を設ける（図-2.88、図-2.89 を参照）。排水孔の間隔は、3~15m、径 55~65mm、岩盤の削孔深は 10~15m で、カーテングラウチングの直下流に配置する。貯水後は、この排水孔を利用して基礎岩盤の間隙水圧を測定し、基礎岩盤を通して浸透する状態の観測を行う。

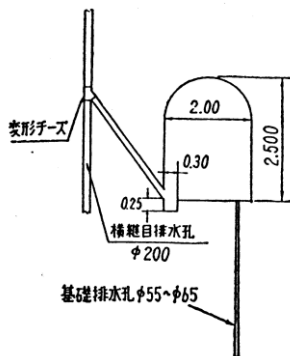


図-2.88 監査廊への排水

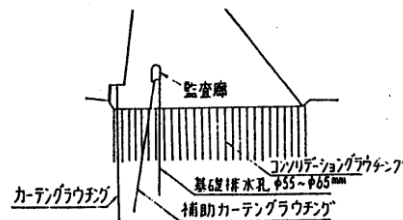


図-2.89 堤体基礎排水孔