沼田ダムの断層破砕帯処理と挙動観測

Observation of Behavior of Numata Dam and Countermeasure for Faults

秀島 好昭(ひでしま よしあき) 北海道開発局開発土木研究所農業開発部農業土木研究室 室長

山 岡 敏 彦 (やまおか としひこ)

北海道開発局農業水産部農業設計課 開発専門官

森 繁(もり しげる)

北海道開発局農業水産部農業設計課 課長補佐

山 岸 之 雄 (やまぎし ゆきお) 三祐コンサルタンツ㈱

1. まえがき

沼田ダムは, 潅漑用水などの確保を目的とし, 北海道 沼田町に建設された、堤高44.9m、堤頂長395mの中心 遮水ゾーン型フィルダムである。ダム本体の盛立ては, 1984~1987年の4か年で行われ、1989~1991年の3か年 の試験湛水期間を経て、現在供用に至っている。 ダムサ イト河床部には,幅65mに及ぶ規模の大きい断層破砕 帯がある。基盤に破砕帯が存在する場合、大別して、① 剛性の高いコンクリートなどで置換えするような改良処 理工法と、②想定される工学的に不利益点をできるだけ 回避する回避的工法に分類できよう。本ダムの断層破砕 帯の処置は、後者の類で、その第1点の特徴は、迂回監 査廊の設置に代表される堅岩部と破砕帯部の相対的沈下 量を見積った設計対応策と、第2点目の事前の埋設計器 による挙動予測と観測管理および精巧な漏水量観測施設 の設置があげられる。本報告は、特殊な地盤条件のもと に築造したダムの設計思想とその評価、また特徴的な挙 動観測結果を主眼に報じたものであるが、本文の再考に あたり、既報1,2)などを参照したことを付記する。

2. 断層破砕帯の特徴とダム設計

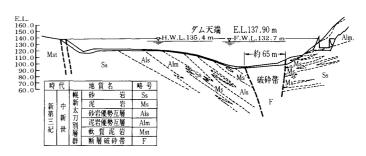
2.1 地質概要

ダムサイトを構成する地質は、新第3紀中新世の幌新太刀別層群である。図一1にダム軸の地質断面を示したが、上流左岸側に脆弱な泥岩を主体とした豊平層が分布し、右側にかけて幌尻層の硬質な砂岩・泥岩およびその互層の基盤岩盤となっている。地層の走向・傾斜は、河床部の破砕帯を境に左・右岸で異なり、右岸側ではダム軸(N80°E)に斜交した ENE-WSW の走向を有し、下流側には25~65°SEに傾斜する。一方、左岸側は NE-SE の走向で35~45°SW に傾斜する。破砕帯は、断層粘土・小断層、角礫化した脆弱な岩石などからなり、ダム軸上の見掛けの幅は約65mで、河川の上下流方向に延びている。また、断層の水平・垂直のずれは大きい。破砕帯と堅岩部との境界はくさび状を呈し、基礎掘削線より深度40m は破砕帯の幅は約40m と狭くなる。

2.2 破砕帯部の調査と岩級区分

(1) 調査の流れ

本ダムの基盤調査は、1970年代に行われ、今ではさら



図一1 ダムサイトの地質概要(縦断面)

に進んだ調査技術の応用も考えられるが、図-2に示す 調査を行い,断層破砕帯の評価が行われた。ルジオン試 験結果によれば、破砕帯部の遮水性は、①深度5m程 度までは数10ルジオンと透水性が高く、また、限界圧も 低い。②深度10m程度まで限界圧は2kgf/cm²以下と 低い状態が続くが、透水性は数ルジオンと小さくなる。 ③10m以深では、2~3ルジオンの難透水性となる。 ④浅部の高透水性は亀裂に支配される。基礎処理では, 低い限界圧力での止水改良の課題が明らかとなった。音 波検層は、中・硬岩では、岩級区分と相関がみられ、岩 級の区分・分布に客観的判断材料を与える場合も多いが, 様々の形態・形質変化を伴った破砕帯の区分には不適で あった。通常のボーリングの無水掘進法では、原位置の 粘土化した状態の正確な情報を得ることは難しい。この ため, ミストボーリング3), またサンプリングしたコア の内部亀裂の状態を把握するために X 線写真解析を合 わせて行い、さらに、通常ボーリングとの対比から破砕 帯内部の状況を明らかにすることができた。

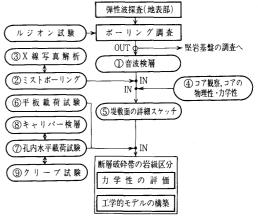
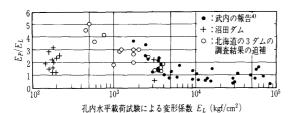


図-2 断層破砕帯の調査概要

報文-2360



図一3 断層破砕帯の孔内水平載荷試験値 (E_L) と平板載荷試験値 (E_P) の比較

破砕帯部の変形係数は、孔内水平載荷試験値を基本と し、平板載荷試験値、岩級などとも対比して、総合的な 地盤の力学分帯を行った。孔内水平載荷試験では、孔 壁・孔径が適正でなければ、試験に影響が現れる。この ため、試験前にキャリパー検層を行い、孔壁の事前チェ ックによりデータ棄却を少なくし、データの信頼度を高 めた(今日では、ボアホールカメラの利用などが考えら れる)。図一3に、平板載荷試験と孔内水平載荷試験から 得られた変形係数の比(E_P/E_L)を示した。図-3に示 すように平板載荷試験値の方が大きな値を得られること から、基盤の設計数値は孔内水平載荷試験値に一定の倍 率を乗じたものとした。一般に, 孔内水平載荷試験によ って得られる値は、引張り応力の影響を受け、平板載荷 試験による変形係数より小さくなり、既報4)では図一3 に併記したような関係が得られている。 $E_{\iota}=1000\,\mathrm{kgf}/$ cm^2 の岩盤では $E_P/E_L = 3$ の倍率が得られているが、本 ダムの破砕帯部では、平均2.2倍程度の値しか得られて いない。破砕帯のような強度が極端に弱い岩盤では,前 述の孔内水平載荷のメカニズムの影響が強く現れるもの と推察する。本ダムでは、さらに破砕帯部ではブロック せん断試験を実施している。

(2) 岩級区分と基盤分帯

破砕帯部は総じて、CL~D級岩盤であるが、その岩質は断層活動と変質作用により程度が異なることから、地表調査により表一1の岩盤分類を設け、区分を行った。このうち、ボーリングコアによるIIIとIVの判別は難しく、IIIとIVを同類にして孔内水平載荷試験による変形係数と

深度の関係を求めると、破砕帯部では、①深度25mまで、変形係数がおよそ $10^2 \sim 10^3$ kgf/cm²の範囲で、深くなるほど変形係数が大きくなる傾向を有し、②それ以深では $1\,000 \sim 2\,000\,\mathrm{kgf/cm^2}$ の範囲に分布する。すなわち、設計値として、(深度 $0 \sim 5\,\mathrm{m}$ 、変形係数 $440\,\mathrm{kgf/cm^2}$)、(深度 $5 \sim 10\,\mathrm{m}$ 、変形係数 $1\,010\,\mathrm{kgf/cm^2}$)、(深度 $15\,\mathrm{m}$ 以深、変形係数 $1\,180\,\mathrm{kgf/cm^2}$)、(深度 $15\,\mathrm{m}$ 以深、変形係数 $1\,920\,\mathrm{kgf/cm^2}$)と定めた $20\,\mathrm{kgf/cm^2}$)と

2.3 設計と施工

(1) ダムのゾーニング

遮水ゾーンの底幅は、水理的安定性を考え、貯水深の30~50%程度を採るダムが多い。本ダムでは、堅岩部において底幅が水深の50%程度となるように設計した。一方、破砕帯部において基盤の不同沈下が生じることから、堤体の水理的安定性を向上させるため、図-4に示

表-1 破砕帯部の岩級区分

I	(硬質部) 硬質で割れ目間隔10~50 cm 程度
II	(角礫状に破砕した部分) 岩そのものはかなり硬質であるが、破砕により割れ目が発達し、 約5cm以下の角礫状を示す。
III	(軟質部) 割れ目は比較的少ないが、変質によって軟質化し、ハンマーのピックが1cm程度ささる。
IV	(粘土化部) 破砕著しく細粒化した部分,あるいは破砕後の変質により完全に 粘土化した部分

した断面構成とした。図一4に示すように上流側に1:0.45の法勾配で遮水ゾーンを拡大し、結果として水深の約80%の底幅を確保した。この基本形状の検討の際、堅岩部での断面を基に、堤体中底部をブランケット状(フィレット状)に遮水ゾーンを拡幅する断面も検討したが、基盤の沈下により断面変化点に亀裂の発生の可能性があるため、直線的な緩勾配で遮水ゾーンの断面を決定した。また、遮水ゾーンの下流勾配を特段に変えていない理由は、後述の迂回監査廊による基盤の補修グラウトを考えた場合、その到達距離が短いなどの有効性による。縦断方向の床掘形状の決定も、本ダムのように断層破砕帯が右岸アバット法尻に隣接する場合は重要な問題であったが、既報2)が詳しいのでここには割愛する。

(2) グラウト処理

カーテングラウトとブランケットグラウトの改良目標値をそれぞれ2Lu、5Luとし、その範囲と深度をSimonsの提案式、浸透流解析を参照に決定した。図-5に破砕帯部におけるグラウト標準孔配置を示した。カーテンとブランケットの孔配置は、いずれも列間隔1.5m、孔間隔1.5mの千鳥配置とした。破砕帯部における監査廊部分の掘削解析を行うと、掘削に伴う引張り領域や緩みが周囲に生じることから、図-5に示したように、監査廊から上流に向けコア敷までの間をスラッシュグラウトを施工し、この間の水密性を高めた。縦断方向の堅岩

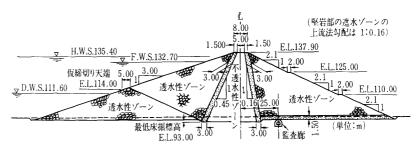


図-4 破砕帯部の標準断面図

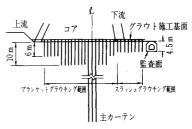


図-5 断層破砕帯部のグラウト施工

部と破砕帯部では、左右岸とも、約50mの漸移部を設け、破砕帯部と堅岩部の孔配置が漸変するようにし、流線の急変や集中化を避けた。グラウトの仕様は、表一2のとおりである⁵⁾。

表一2 破砕帯部のグラウト施工仕様

注入材料	1, 2ステージ 普通ポルトランドセメント 3ステージ以深 微粒子セメント
注入方式	ステージ工法

破砕帯部の風化防止のために設けた約20cm厚のキャップコンクリートを、グラウトキャップとしてグラウトを行ったところ、第1、2ステージでは限界圧が小さく、貯水圧に相当する3kgf/cm²を満足できなかった。このため、掘削基盤面までの約1m厚のキャップロックに対して、富配合(C:W=1:1を基準)のセメントミルクによるスラッシュグラウトを施工したところ、グラウトキャップとする基盤表層は強固となり、第1、2ステージのリーク防止および注入圧力の保持に効果が認められた。前述のように、破砕帯部の浅層部の透水性が亀裂に支配される特徴を有することから、同様な破砕帯地盤では適応性の高い止水工法と考えられる。

(3) 監査廊の設計と施工

基盤の特殊性を考慮し、監査廊を設置することとした が、一般に採用されているダム軸に沿うカルバート式監 査廊では、破砕帯部あるいは堅岩部との境界において監 査廊ブロック間に不同沈下が生じ、基盤の遮水性がかえ って損なわれることが懸念された。このため、①監査廊 下部の基礎をコンクリートで置き換える案、②トンネル 案, ③下流迂回案, ④破砕帯部での監査廊廃止案を総合 検討し、図-6に示すように、ダム軸に対して約25m下 流に退けた下流迂回案を採用した。監査廊の中空断面は, 補修時のボーリング作業を考えた内空(図―6のB区間 において幅2.0m, 高さ2.5m) とし, 堅岩部およびア クセスでは内空の小さい断面のものとした。監査廊の外 形断面(天端)は、いわゆる突出型とフラット型の両者 が考えられるが、堤体に変形影響の小さいフラット型を 採用した。監査廊のブロック長は、堅岩部では6mと したが、破砕帯部ではブロック間の相対変位差を小さく する目的を持って3mとした。施工では、ロックオー ガーの先行削孔後、鋼矢板を建て込み、掘削による緩み

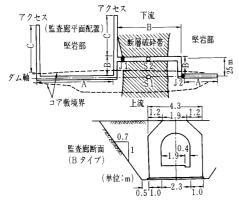
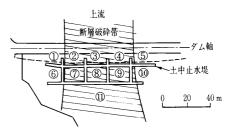


図-6 監査廊の平面配置と断面 (断層破砕帯部)

の影響を少なくしたり、監査廊設置後は廊からコンタクトグラウトを行い、外周回りの水密性を高めた。

(4) 漏水量観測施設

図一7に示すように、破砕帯周りには、計11か所の漏水量観測ブロックの精緻な施設を設けた。特に、堤体中の漏水量観測を意識したもの(図の①~⑤)、基盤中からの漏水量観測を考えたもの(図の⑥~⑩)および堅岩と破砕帯の境界部からの漏水観測を意図した(図の①と⑥、⑤と⑩)配置となっている。漏水について、今までに何らの異常もなく、この漏水観測施設は、本ダムの水理的安全性の管理と評価に役立っている。



図一7 断層破砕帯部の漏水観測ブロック

3. 観測結果の概要

3.1 盛立て期間中の間隙水圧

図一8に盛立て期間に観測した基盤の間隙水圧および透水係数の経時変化を示した⁶⁾。本ダムでは、堅岩部も含め破砕帯部に循環式間隙水圧計を埋設して基盤中の間隙水圧を計測すると同時に、循環式の機構を活用して基盤の透水性の経時変化も測定した。堅岩部では際立った特徴点はないが、破砕帯部では、図一8のように盛立て荷重による過剰間隙圧の上昇と盛立て休止中にはその消散が観測され、発生した間隙水圧の値は、盛立て荷重強度に対して5~15%である。盛立て速度は、およそ0.1~0.2m/dと遅いが、破砕帯部では間隙水圧が発生していることから、基盤中にフラクチャーが生じないよう施工計画での検討の重要性が示唆される。また、破砕帯部では基盤の沈下(圧密)に伴い透水性が低くなる傾向がみられ、盛立てにより5×10⁻¹~10⁻¹ cm/s のオー

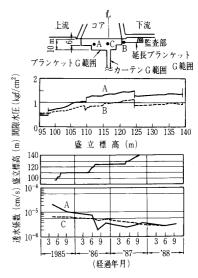


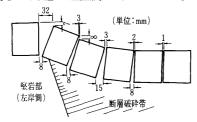
図-8 断層破砕帯部の間隙水圧の発生および透水係数の変 化

報文-2360

ダーで透水性が小さくなっていることが特徴的である。

3.2 監査廊の変位

図一9に監査廊ブロックの変位の状況の1例を示した(位置は図一6を参照)。ブロック間の相対変位のうち、堅岩部と破砕帯との境界ブロックの開口変位が一番大きく、盛立て32m時点で約32mmに達していた。破砕帯中央部では継ぎ目の変位はほとんど生じていない(滑らかな絶対沈下が生じている)。右岸側の境界部(図一6のJ2)では、開口成分は約2mmと左岸境界においてのみブロック間の相対変化が顕著であった。湛水試験後の最終時までには、左岸境界部での開口成分は微増し、約50mmとなった。観測した相対変位の状況は、設計時におよそ推察した内容のとおりで、監査廊を迂回させたこと、ブロック長を短くした工法が成功したと評価する。これら相対変位が大きかった部所では、廊背面のコンタクトミルクの追加、継ぎ目止水剤・セメントによる止水を施し、美しい内空の監査廊となっている。



図一9 境界部の監査廊 (J1) のブロック変位 (盛立て E. L. 125.0 m (盛高 *H* = 32 m) 完了時)

3.3 基礎の沈下量

図―10に破砕帯岩盤の沈下量の経時変化を示した(位 置は、図-6のS1、S2を参照)。アンカー深度を3とお りに変えた岩盤圧縮変位計(別々の孔を使用)のうち、 最深の位置にアンカーを採ったもので、約12.5cmの沈 下量が観測された。特徴的な点は、盛立て休止期間中に も沈下が観測された点で、沈下量は盛立て荷重による即 時的沈下と盛立て休止中のクリープ的沈下(前述のよう に基盤中に間隙水圧が発生していることから、沈下全体 を圧密沈下と称すべきかもしれないが、本文ではこの二 つに分けた。) に分けられるようである。 図―11は, こ の2分した沈下量の増分を深度ごとに表したものである。 また図―11の点線は、アンカー深度と沈下量の関係より 工学的な不動点とした深度までの交線である。図―11に よれば、盛立て標高が低い段階 ($\Sigma H = 17 \,\mathrm{m}$) では、即 時沈下量の増分がクリープ沈下量増分に比べて支配的で ある。実際、クリープ沈下量の時間曲線を描くと、1984 年(ΣH = 5 m)の盛立て休止後約110日, 1985年の盛 立て休止後約210日でクリープ沈下は収束していると判 断できる。一方,盛立て標高が大きくなると即時的沈下 の増分も大きくなり、また、クリープ沈下量の増分も相 対的に大きく、即時的沈下増分と比較して、その30~50 %の量に匹敵する。クリープ沈下増分~深度の曲線を みると基盤浅部のところから折れており、 クリープ沈下 量の大半は深度約4.5mの表層部に集中して生じている と推察できる。このようなクリープ沈下は、湛水試験終 了時にはほぼ収束した。ここに報じたクリープ沈下につ

いての設計法は未確定であり、また、基盤の変形係数の 逆推定や再評価の際にその取扱いについて問題を投げか ける点であり、早急な研究と解決が必要と考える。

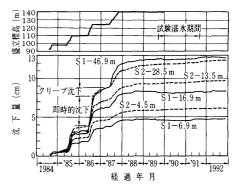


図-10 岩盤沈下量の経時変化

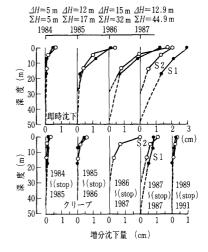


図-11 盛立て年度ごとの即時沈下増分とクリープ沈下増分

4. あとがき

本報文では、破砕帯を有したダムの設計思想および設計の基礎となる調査方法、また、今日までの観測で得られた特徴点を報じた。沼田ダムの設計・施工に対して、「北海道開発局管内農業用ダム技術検討委員会」(委員長:長谷川高士京大教授)、また「農業土木学会ダム研究委員会」(委員長:沢田敏男京大名誉教授) ほか、多くの諸兄に御助言をいただいた。ここに記して感謝申し上げる。

参考・引用文献

- 1) 表 雅英・秀島好昭・山岸之雄・森 富雄:沼田ダム の湛水試験時の挙動,農業土木学会誌,Vol.61,No. 8,pp.733~738,1993.
- 2) 高橋邦郎・表 雅英・森 富雄:沼田ダム破砕帯部の 設計と湛水試験結果, 大ダム, No. 143, pp. 51~63, 1993.
- 3) 藤本正敏・中原理秋: ミストボーリングとそのサンプリングについて, 農業土木北海道, 第4号, pp. 84~94, 1983.
- 4) 武内俊昭・鈴木楯夫・田中荘一:孔内載荷試験と平板 載荷試験による変形係数の比較について,応用地質調 査事務所年報, No. 1, pp. 237~246, 1979.
- 5) 山岡敏彦・岩瀬俊幸・中島和宏:沼田ダムの基礎処理 について,第28回北海道開発局技術研究発表会論文集, pp. 183~192,1985.
- 6) 竹下謙三:沼田ダムの堤体・監査廊の挙動に対する検 討,農業土木北海道,第13号,pp.2~17,1991.

(原稿受理 1994.9.27)