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

森

昭 (ひでしま よしあき) 秃 鳥 好 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 Ш 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

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 之 雄 (やまぎし ゆきお) 山岸 三祐コンサルタンツ(株)

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-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 2 kgf/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

25

報文-2360



図-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-3 に併記したような関係が得られている。 $E_{L}=1000 \text{ kgf}/$ cm^2 の岩盤では $E_P/E_L \Rightarrow 3$ 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-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 $1000 \sim 2000 kgf/cm^2$ の範囲に分布する。す なわち、設計値として、(深度 $0 \sim 5 m$ 、変 形係数440 kgf/cm²)、(深度 $5 \sim 10 m$ 、変形 係数1 $180 kgf/cm^2$)、(深度15 m以深、変形 係数1 $920 kgf/cm^2$)と定めた²)。

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

表一1 破砕帯部の岩級区分

Ι	(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。図ー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-5 断層破砕帯部のグラウト施工

NII-Electronic Library Service

土と基礎, 43―3(446)

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-2**のとおりである⁵⁾。

表―2 破砕帯部のグラウト施工仕様

注入材料	 1,2ステージ 3ステージ以深 	普通ポルトランドセメント 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20 cm 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3 kgf/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-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-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-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

27

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. 125.0m(盛高 H=32m)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。 また図ー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。図ー11に よれば、盛立て標高が低い段階(2H=17m)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-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

- 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.
- 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.
- 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・監査庫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)

NII-Electronic Library Service