

LARGE DAMS

大ダム

会長に就任して

巻頭言—世界の食料問題とダム技術の発展

第28回ダム技術講演討論会論文

・午前の部 テーマ「各種委員会報告及び討論」

講演 4 題目

講演討論会 Q&A

随想—果して“大ダムの時代は終わった”で良いのか

資料—ダム建設状況表

No.156

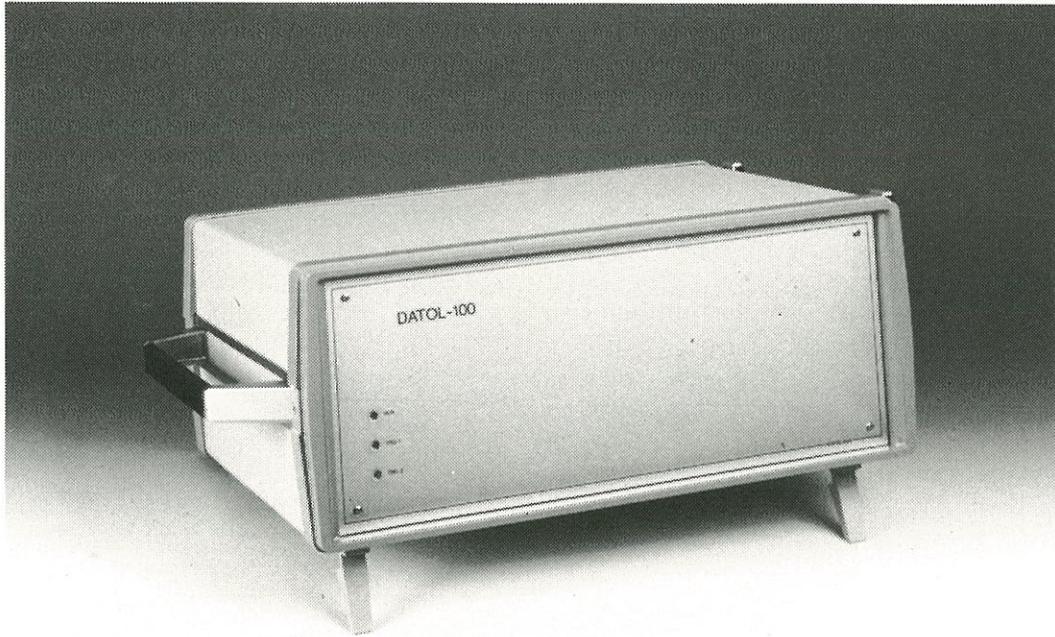
1996-7



社団法人 日本大ダム会議

JAPAN COMMISSION ON LARGE DAMS
JAPANESE NATIONAL COMMITTEE ON LARGE DAMS

KATSUJIMA



広域観測に・集中観測に・地域防災に
地震収録装置
DATOL-100シリーズ

■ 特 長

- 機械動作部分を持たず、半導体メモリにデータを記録します。
- データの受け渡しは、RS232C通信ポートより電話回線（モデムを使用）を使用したり、直接パーソナルコンピュータと行います。
- スタート、増幅度、フィルターなどすべての設定を通信ポートより行います。
- 各設定値は、不揮発性メモリに保存されています。
- 4方式のトリガモードと最大4チャンネルまでのトリガ理論式の組合せにより、いろいろな条件に合わせた観測ができます。
- アナログ部の増幅器利得は切替可能です。
- データ保存モードとして次の3通りの方式があります。
 - (1)古い順
一杯になったら、たとえ大きな地震があっても、記録しない方式です。
 - (2)新しい順
一杯になったら、古いデータから消去し、その上に新しいデータを記録する方式です。
 - (3)大きいもの順
一杯になったら、これまでの記録の中から一番小さな記録を見つけ出し、この記録を消去し、その上に新しいデータを記録して行く方式です。
- データの回収は直接パーソナルコンピュータに入れる為、リード等特別な読取り装置は必要ありません。
- 他の動的測定も可能です。
- 動作確認等の簡易メンテナンスが遠隔で可能です。
- 操作の簡単な対話方式です。



株式会社 勝島製作所

〒125 東京都葛飾区白鳥1-6-1 TEL03(5698)7111(代) FAX03(5698)7770

(社) 日本大ダム会議新執行部の発足

5月21日開催された第34回通常総会後の臨時理事会において黒田会長が辞任され、藤井会長が選任されると同時に以下の新執行部が発足し新たな体制により事業を推進することとなりました。

[新 執 行 部]

会 長	藤 井 敏 夫	(新任)
副 会 長	廣 瀬 利 雄	(新任)
副 会 長	近 藤 信 昭	(留任)
副 会 長	戸 田 守 二	(留任)
専務理事	馬 場 恭 平	(留任)
常務理事	荒 井 治	(新任)



会長に就任して

藤井 敏夫

この度は思いもかけず会長の大任を仰せつかり、誠に身に余る光栄に存じますとともに、責任の重大さを痛感いたしております。もとより浅学非才ではありますが、ご当局をはじめ会員の皆様のご指導・ご支援を戴きまして、責務を果たしてまいりたいと存じますので、何とぞよろしくお願い申し上げます。

ご高承の通り「日本大ダム会議」は、その前身が遠く戦前（1931）に創められ、以後曲折を経て今日に至っておりますが、その長い歴史を通じて、それぞれの時代にふさわしい立派な業績を挙げてこられました。近くは平成5年に、定款の改訂とともに黒田会長がご就任になり、装いも新たに、充実した事業活動が進められております。

本会の事業は定款に明示の通り、大ダムに関する調査研究と成果の普及、情報・資料の収集・紹介・交換、技術の交流・指導、「国際大ダム会議」（ICOLD）への参加・協力等であります。そして国内にあっては、委員会の活動、調査の実施、基準等の制定、会誌等刊行物の発行、見学会・講演討論会の開催、等々、有意義な活動が広範に行われますのはご案内の通りであります。また対外的にも、「国際大ダム会議日本国内委員会」としての国際活動が活発に進められております。例えば昨年の「年次例会」への参加者は、主催国ノルウェイに次ぐ多数となっております。また、我が国が優れたダムを数多く建設しているのは広く世界の知るところで、ICOLDの最近の報告（1995）によれば、世界における工事中のダムは1,100を超え、高さ100～200m級では76を数え、そのうち日本のダムは13で、中国の15に次ぐと報じられております。こうした実績の積み重ねを経て、我が国のダム技術が世界の枢要な地位を占めておりますのは、誠にご同慶至極に存じます。ダム技術の進歩発達を目的とする本会の偉大な業績に、深く敬意を表しますとともに、今後の発展に微力を尽す所存であります。

現今、我が国はバブル経済破綻の後遺症から脱却出来ずに、長らく景気の低迷に喘いでおります。加えて内外価格差や価格破壊等の重圧のもとで、苦難の舵取りを余儀なくされております。今年には、景気回復の動きが幾分進むと感ずる向きもありますが、当分は緩やかに推移す

ると観測されております。公共施設や企業設備への投資の一層の効率化が望まれる所以でありましょう。昨年は、兵庫県南部地震で大きな災害が発生し、各種構造物の安全性があらためて問い質されております。またここ数年は、地域的な環境問題で顕著な事例が見られ、先の「地球サミット」(1992, リオ)では地球環境に関する行動計画が合意される等、環境対策への積極的な取り組みが強く求められております。このように「効率化」「安全性」「環境対策」は各事業において最も今日的な重要課題であり、勿論ダム事業もその例外ではなく、本会の果すべき役割もまたそこにあると言えましょう。

震災が起こると直ちに多くの方々が現地を調査され、地震の発生から、構造物の挙動、材料の破壊、等々、様々な事象の細部に至るまで解明に当たられ、短时日の間に有用な提言が行われ、引き続いて研究が進められておりますのは、誠に敬服にたえません。幸いなことに、ダムについては殆ど被害の報告はありませんが、ダムの技術もまた失敗の教訓に学び発展したものでありますから、今回の貴重な知見は「忘れた頃に来る災害」への警鐘として肝に銘じ、今後広く生かされることを願っております。今も昔もまず「安全」、そして「地域」「環境」「景観」等、ダムに課せられた必須の条件は近年益々厳しく、また事業の遂行も愈々難しくなっております。ダムの必須条件が厳しくなれば、当然「経済性への圧力」もまた高まります。つまり時代は、コストの相応な負担を求め、また同時に、前述の通り一層の効率化を迫ります。これからのダム事業が一段と難しくなるのは必至であります。それらを克服する途が、多く「技術開発」にあるのは論をまちません。本会の事業活動の成果をもって「時代の要請」にこたえていかれますよう、心から期待いたしております。

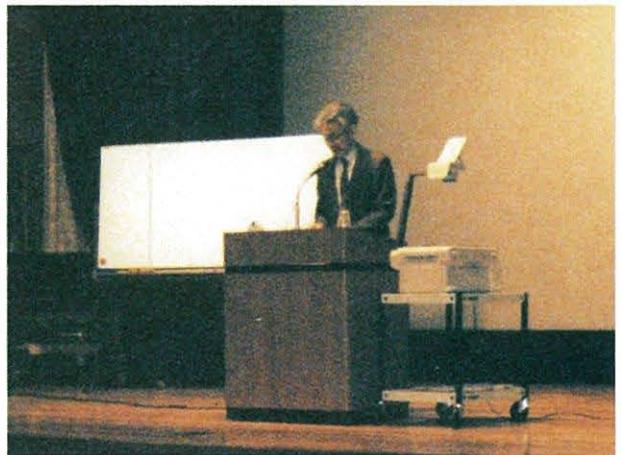
おわりに、世情は久しくすぐれず、またダムへの条件も厳しさの募る折から、本会の使命の重さを深く心に刻み、重ねて、ご当局ならびに会員の皆様のご指導・ご支援をお願い申し上げます。ご挨拶といたします。



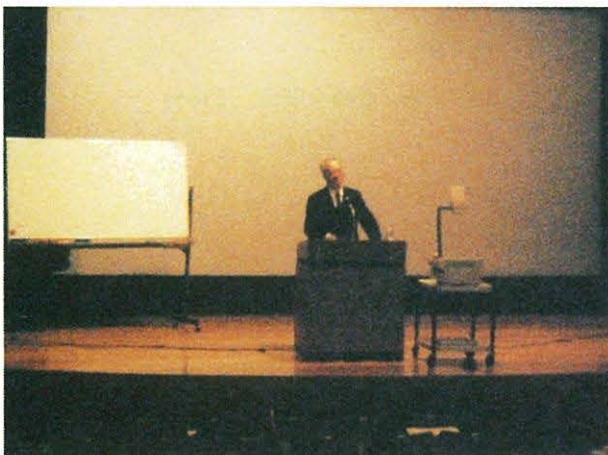
会場風景



座長 馬場恭平 (司会)



小林講師



広瀬講師



質疑風景

大ダム

第156号

1996-7

目 次

(社)日本大ダム会議新執行部の発足	
会長に就任して	藤井 敏夫
<巻頭言>	
世界の食料問題とダム技術の発展	岡本 芳郎
第28回ダム技術講演討論会論文	
午前の部 テーマ「各種委員会報告及び討論」	
大型コンクリートブロックによるダムコンクリートの	
耐久性試験	コンクリート凍害実験研究分科会… 1
水殿ダムサイトにおける大型供試体長期暴露試験結果	
.....	堤 知明…29
「ダムに関する水理学特別委員会報告」特にダムの	
水理構造物の振動について	日野 幹雄・荻原 国宏…43
ダム基礎特別分科会報告	市川 慧…67
第28回ダム技術講演討論会	70
午前の部 講演討論会 Q & A	座長 馬場 恭平…72
特別寄稿 高炉水砕スラグ微粉末の現地混合による重力式	
コンクリートダムの合理化施工に関する研究	
.....	渡部 威…75
随 想 果して“大ダムの時代は終わった”で良いのか	
.....	荒井 治…90
資 料 ダム建設状況表	93
会 報 理事会, 総会記録, 委員会関係, その他	97

<巻頭言>



世界の食料問題とダム技術の発展

岡 本 芳 郎*

我が国のある高名な政治家は灌漑排水事業などに従事する土地改良技術者を「大地の彫刻師」と呼んだ。先年亡くなられた古島敏雄東大教授は「土に刻まれた歴史」と言う農業史の名著を残された。まさに、土地改良事業は国土に刻み込む仕事である。我が国の灌漑農業は水稻栽培を中心に弥生時代(最近では縄文時代とも言われるが)から、大河川下流部の後背湿地や小河川の谷地の湿地など水利施設をほとんど必要としない、安定的に農業用水が得られる限られた地域で始まった。それ以来、溪流取水、ため池築造などを経て、農業土木技術の発展に伴い、水量は豊富であるものの洪水に犯されやすい大河川の氾濫原において先人の営々とした土地改良事業の積み重ねで今日の穀倉地帯を生んだ。近年においても、土地改良事業は国民への安定的な食料の供給、農業の生産性向上対策、そして、豊かで快適な農村づくりを通じて我が国の経済社会に多大な貢献を行って来たものと確信している。その中で、灌漑事業とりわけダム築造を伴う水源施設の整備は非常に重要な役割を果たしたと言えよう。戦後に完成した農業用ダムは670にもものぼり、例えば、世界銀行から借入金で実施された愛知用水の牧尾ダムは当時の世界のフィルダム技術の粋を集め、我が国のその後のダム技術を飛躍的に向上させるとともに、農業のみならず社会のインフラとして日本経済の復興に果たした役割は誠に大きなものがあった。

昨今、穀物相場の急騰、在庫率の大幅低下などに伴い、食料危機に関する記事をよく見るようになった。長期的に見ると、地球の人口は1990年の53億人から20年間で33% (18億人) の人口が増加し、2050年には100億人に達すると言われている。さらに経済成長に伴う1人当たりの食料消費の増加の結果、大幅な食料需要が見込まれている。1人当たり食用穀物消費量は世界で20年間に14%も増加した。この増加率は鈍化する傾向もあるが、肉類消費がこの20年間で22%も伸び、今も先進国、途上国ともに伸びつづけている。例

* 農林水産省構造改善局建設部長

えば、牛肉 1 kg の生産に 11 kg の飼料作物を必要とし食料需給に脅威となっている。その上、世界の穀物収穫面積は 1981 年の 7.3 億 ha をピークに減少に転じ、1 人当たり収穫面積がこの 30 年間に 40% 減少する一方、灌漑面積や肥料投入量の増加に伴う単位面積当たり収量増も頭打ちになっている。加えて、長年月かけて作り上げた有機物を多量に含む表土が流亡したり、乾燥地域で土壌表面に塩類が集積するほか、乾燥地の移動という気候的要因や過放牧、過剰耕作、薪炭林の過剰採取による砂漠化の進行など、農業生産のための資源の劣化や環境面からの生産の制約などを抱え、今後の食料需給は余段を許さない状況である。

こうした状況に対応するために、土地改良事業の推進が最重要の手段であることは言を待たない。歴史がまた土地改良事業を世界的な課題の舞台に引きづり出そうとしている。特にダムなどの水源施設の整備は農業生産の基礎を与えうるものであり、ダム技術の発展は科学技術開発の中でとりわけ重要な分野と考える。その一方で、ダム築造は地域に与える影響も大きく、水没地の人々ばかりでなく、生態系への影響を心配するグループによって環境問題を提起されるなど全国的に様々な問題を抱えている現実がある。数多くの技術者が日夜苦勞をいとわず目的に向かって励んでいる。もとより、私たちの使命は今までの研究や実績の成果を生かし、ダム技術という面で様々な社会的ニーズに対応し、社会に貢献することである。社会的ニーズを踏まえ、こうした困難な問題を技術の問題としてとらえ解決するために不断の努力をしなければならない。私は一土地改良技術者として、土地に刻む歴史の新たなページをめくりたいと思っている。そのために、日本大ダム会議の活動が益々盛んに行われることを期待している。

大型コンクリートブロックによるダムコンクリートの耐久性試験

コンクリート凍害実験研究分科会

1. 序 言

コンクリート構造物を建設する場合、一般に所望の強度を有すると共に、所要の耐久性及び水密性をも経済的に得られるようなコンクリートを用いることが第一要件であることは論をまたないことであって、土木学会のコンクリート標準示方書においても、耐久性や水密性の点から必要な水セメント比、その他を規定している。このように、コンクリートの耐久性はきわめて重要な事項であるにもかかわらず、未だに解明を要する問題点が多く残されていて、土木学会の前記の規定も一応の基準を示したものに過ぎないということもできる。これは耐久性を支配する要因がきわめて多種であることによるものである。流水、酸、アルカリ等の特殊な作用に対する耐久性を除外し、気象作用による耐久性だけに限定したとしても、コンクリートの耐久性は複雑であって、耐久性の促進試験の意義は未だに明かにされていない。

構造物のコンクリートの耐久性は気象作用やコンクリートの露出条件によって変化するだけでなく、構造物の形状及び寸法や鉄筋の有無によって著しく相違するので、この耐久性と小型供試体による耐久性試験結果との関連性を求めるのは容易ではない。小型供試体による凍結融解試験は広く実施されているばかりでなく、供試体は天然の気象作用に暴露させた大規模な試験もある程度行われ、報告の公表されているものもあるが¹⁾²⁾³⁾、一般的な結論を得るには前途遼遠の感がある。ロシアのあるダムの扶壁及び放水路壁コンクリートの劣化状態と供試体コンクリートの凍結融解試験結果に基づき、V. V. Stolnikov は実験室の凍結融解の1サイクルの影響は、この場合は天然の凍結融解の約50サイクルの影響に相当すると述べているが⁴⁾、これは非常に大胆な推論に過ぎない。

RELEM⁵⁾ (材料試験研究国際連合)においても、1963年にコンクリートの耐久性委員会⁶⁾を設立し、耐久性の方向及びその試験方法の確立、並びに促進試験結果と実際の構造物の耐久性の解明、等を主目的として調査研究を行った。これはこの種の調査研究の重要性が改めて認識されたことによるものである。

構造物のコンクリートの気象作用に対する耐久性と供試体コンクリートの凍結融解試験結果との関連性を明らかにすることは、ダムコンクリートの場合、特に困難である。国際大ダム会議の大ダム用コンクリート分科会⁷⁾はコンクリートの凍結融解に対する耐久性 (frost resistance) を1952年から国際共同研究課題として取り上げ、各国から相当多数の研究結果が報告されていた。しかしながらこれらの報告の大部分は基礎的な研究であって、構造物のコンクリートの耐久性に関連させたものとしては、僅かに1959年の委員会 (Helsinki) において V. V. Stolnikov (ロシア) が前記の報告⁵⁾ をしているだけである。

実在のダムのコンクリートに関する研究はアメリカ合衆国、ロシア、イタリア等においても実施されていると思われるが、発表されたものとしては寒冷期におけるダム内部温度の分布を測定した結果が散見されるに過ぎない⁸⁾。ダム及び貯水池の劣化委員会が5,150のダムのコンクリートについて劣化状況を調査した結果を報告しているが、これも供試体コンクリートの凍結融解試験結果との関連性には触れていない⁹⁾。

以上の実態を考慮して社団法人日本大ダム会議コンクリート凍結実験研究分科会は、“寒冷地に在るダムコンクリートの気象作用に対する耐久性とコンクリート供試体による耐久性試験結果との関連性を明らかにすること”を主目的とする大規模な長期試験を開始した。

すなわち国内で苛酷な気象作用を受ける6ヶ地点に設

注1 “Reunion internationale des laboratoires d'essais et de recherches sur des matériaux et les constructions”の略であって、本部はパリに在り、世界の50ヶ国が参加している。

注2 我が国を代表して日本コンクリート工学協会がメンバーとして参加しており、1968年9月にWien (オーストリア) において第6回の委員会が開催された。

注3 1965年以降 大ダム用コンクリート委員会に、ついでダム及び貯水池の劣化委員会に改組された。

置した1 m×1 m×1 mの大型コンクリートブロック及び小型コンクリート供試体の経年変化を超音波伝播速度、その他によって試験した結果を、小型供試体の凍結融解試験結果と対比して検討するものであって、1961年（昭和36年）から継続している。なお2ヶ地点では、実ダムの上流面コンクリートに1ヶ所、また発電所放水路コンクリート擁壁に1ヶ所、湿潤・乾燥を繰り返す位置に設置した測定設備で実在ダムのコンクリートの動弾性係数の経年変化を調査している。これらの測定は当初の計画に基づき、春期或いは秋期の2回にわたって実施し、試験データの整理が終了した段階で、研究担当者全員出席のもとで毎年委員会を開催して調査結果の解析と以後の調査計画を検討して今日に至っている。

各地点にブロックを設置したのは同一時期ではなく、5ヶ地点では1961年～1964年、また1ヶ地点で1969年であった。試験の計画については、1967年の国際大ダム会議大会（Istamboul）において國分正胤委員長が概要を発表した⁸⁾。すなわち、試験の目的、露出条件、規模及び試験結果の一部を公表したが、この計画に対して各国から深い関心と期待が寄せられ広く注目を浴びた。この試験研究に関しては1968年及び1976年には第一報⁹⁾及び第二報¹⁰⁾としてそれぞれ会誌に報告したが、この度26～

34年の試験結果が纏まったので報告する。この種の試験はさらに相当長期に亘り継続して行われるので、成果の取纏めが終わり次第引き続き報告を行う。

この種の実験研究は世界に例がなく、貴重な成果が期待されるが、これは東京大学教授國分正胤博士が発議立案し、大ダム会議会長永田年博士と東京電力株式会社常務取締役水越達雄博士との会合において実現したものである。また、この実験研究を推進するについては、電源開発株式会社藤井崇治総裁、関西電力株式会社芦原義重社長、並びに北海道電力株式会社岡松成太郎社長から積極的な支援を受けた。

この研究実施に当たり御協力いただいた建設省及び上記各電力会社の関係者に深甚な謝意を表すると共に、今後とも長期に亘って綿密な測定の継続をお願いする。この種の研究は特に忍耐強い実測と資料整理とが伴わない限り良好な成果は期待出来ないからである。

なお、この実験研究はブロックの製造・設置・管理、測定資料整理等に携わった多くの技術者の労苦と努力に負うところ大である。

実験研究の開始から現在に至るまでの委員は次の通りである。

（敬称略、順不同）

委員長		國分 正胤
委員	幹事	小林 正几
委員		関 慎吾
委員	北海道電力	大橋 康次、中村 謙平、小池 竜夫、阪部 一郎、杉中 一彦、秋谷 元、石橋 嘉明、黒田 充、岡添 保、梶山 義夫、小山田 博、松下 啓郎、古道 宣行
委員	東京電力	水越 達雄、三村 誠三、鈴木 勇、藤井 敏夫、三宅 清士、石井 清、田村 滋美、池田 進、高比良敬一、江川顕一郎、鈴木 英世
委員	関西電力	大野 大明、横田 潤、内田 正人、近藤 信昭、渡部 威、下村 一誠、吉村 清宏、本郷 忠夫、安福 滋、藤 征雄、岩永 建夫、吉舎 廣幸、寺田 昌史
委員	電源開発	高橋 光雄、福田 克彦、村上 省一、松本 勇、松田 正久、馬場 恭平、進藤 一夫、平塚 昭隆、平山 修一、金沢 紀一、清水 秀昭、多賀 宗紀
委員	建設省 鬼怒川 総合管理事務所	成田 泰久、田村 常治、鳥羽 正寛、内山 昭吾、和気 三郎、毛涯 卓郎、伊藤 節雄、金田建之助、山崎 卓郎、清水 正司、松川 学、上原 宏茂、武田 宏、望川 正、石塚 一成、藤井 隆一
委員	建設省 土木研究所	柳田 力、太田 実、小林 茂敏、河野 広隆
委員	電力中央研究所	永倉 正、阿部 博俊、大沼 博志、遠藤 孝夫、金津 努

2. 試験の実施場所

日本大ダム会議コンクリート凍害実験分科会において試験を実施する場所について慎重な審議を重ねた結果、気象条件その他から次の7地点を選定し、それぞれの試験担当者が試験を開始したのである。

各地点に設置したコンクリートブロック数は6～24個である。コンクリートの耐久性は、気象作用のみでなく、コンクリートの露出状態によっても著しく相違するので、事情が許す場合には同種のブロックを異なった状態の位置、すなわち水没が稀な位置、相当長期に亘って水没する位置等にもそれぞれ配置した。

最も苛酷な露出条件に曝されるブロックは、冬期において貯水池の水位が変動する範囲内にあるコンクリートである。この種の露出条件のもとにおける耐久性を検討するため、さらに大鳥ダムにおいてはダムの上流面の一部に小型の測定設備を設け、超音波の伝播速度を測定できる設備を施した。このダムは調整池として作動するため冬期には水位が毎日変動し、上流面の上部コンクリートには湿潤、乾燥が繰り返される。したがって、この部分のコンクリートの経年変化の実測によって、一層具体的な資料が得られると考えている。なお、大鳥ダムの上流にある奥只見発電所放水路の擁壁の一部にも、このような設備を設けた。

表一 試験地点並びにコンクリートブロックの設置数

試験の実施地点	試験担当者	コンクリートブロック(測定設備)の数	コンクリートブロック(測定設備)の製造年月日
黒部ダム	関西電力株式会社	22	1961年11月
奥新冠ダム	北海道電力株式会社	8	1962年9月
大鳥ダム	電源開発株式会社	8	1963年10月
		(1) ¹⁾	1963年9月
奥只見発電所	電源開発株式会社	(1) ²⁾	1960年(-月)
仙美里ダム	北海道電力株式会社 ³⁾	7	1962年9月
	電源開発株式会社 ⁴⁾		
川俣ダム	建設省	6	1964年7月
水殿ダム	東京電力株式会社	24	1969年7月

注) 1) ダムの上流面に測定設備を設けた。
 2) 発電所放水路の擁壁に測定設備を設けた。
 3) ブロックの製造・設置を担当した。
 4) ブロックの測定を担当している。

3. 試験の方法

この試験の目的が、ダムにおけるコンクリートと小型コンクリート供試体との凍結融解に対する耐久性

の関連性を検討するところにあるため、試験に用いるコンクリートブロックの大きさはできるだけ大きいことが望ましい。しかし、工事現場の事情、コンクリートの品質の経年変化の測定方法、その他によって、ブロックの大きさを1m×1m×1mに定めた。それは、この程度の大きさに選べばダム表面部コンクリートと同程度の気象作用が付与できると考えたからである。このコンクリートブロックを湛水地域内の適当な場所に設置して天然の気象作用を受けさせ、コンクリートの品質の経年変化を長期間に亘って調査し検討するのである。

これらのブロックと小型供試体の耐久性について相互の関連性を明らかにするため、ブロックの製造時に、そのコンクリートから大粒の粗骨材をウェットスクリーンしたコンクリートを用いて10cm×10cm×42cmの長方形小型供試体を作った。それらの供試体のうち半数は現場に設置して天然の気象条件の下に凍結融解作用を繰り返させ、残りの半数は実験室で促進凍結融解試験を行って、それぞれの耐久性を試験した。なお、同じコンクリートを用いて圧縮強度試験用供試体(直径15cm, 高さ30cm)を造り、天然の気象条件に曝した場合と20℃の水中で養生した場合について、材齢28日, 91日, 1年及び約10年における圧縮強度及び動弾性係数(E_d)を試験することとした。したがって、供試体の種類及び数は次のようにすることを基本とした。

- コンクリートブロック 1m×1m×1m各配合につき2個
 - 天然の気象作用による凍結融解試験用供試体各配合につき2個
 - 凍結融解試験用供試体各配合につき2個
 - 天然の気象作用に曝したのちに試験する圧縮強度試験用供試体各配合各材齢につき3個
 - 20℃の水中で養生して試験する圧縮強度試験用供試体各配合につき3個
- ブロック及びコンクリート供試体を天然の気象作用に曝すまでの養生方法は、それぞれのダムにおける表面部コンクリートと同様となるようにつとめた。

3.1 コンクリートの配合

[1] コンクリートブロックの配合

現場に設置するブロックのコンクリートの配合は次の4種類を基本とした。

- ① ダムに用いたコンクリートと同一配合のコンクリート
- ② 上記①のコンクリートより水セメント比を5～10%大きくしたコンクリート
- ③ 混和剤を用いないコンクリート

④ その他適当と思われる配合のコンクリート

[2] 凍結融解試験用及び圧縮強度試験用供試体のコンクリート

凍結融解試験用供試体のコンクリートにはブロックのコンクリートを25mmふるいでウェットスクリーンしたコンクリートを用いた。

3.2 現場における調査及び測定

ダム現場に設置したコンクリートブロック及び供試体の自然条件下の凍結融解に対する耐久性を知るために、次の各項の調査及び測定を行った。

(1) コンクリートブロック及び供試体の設置状況
コンクリートブロックの個数、その設置場所、及び設置箇所の標高等を図面によって示した。

(2) 気象及び貯水池凍結の状況
コンクリートブロック及び供試体の設置箇所の気象状態及び凍結融解状態を知るために次の調査を行った。

① 外気温、水温、雨量及び積雪の状況
発電所勤務員の気象日誌または自動記録等を利用した。

② コンクリートブロックの温度
コンクリートブロックの測点ごとにその内側の温度を記録し、温度履歴を調査することとした。ただし、ブロックに測点を設けない場合には、ダム本体の温度測定記録その他、適当な測定資料からブロック内部の温度を推定した。

③ コンクリートブロックの水位及び凍結の状況
貯水池水位の変動に伴うコンクリートブロックの水位の変動（特に冬期において）、貯水池凍結の状況（結氷の開始及び融氷の時期、冬期における結氷の状態等）、日射の方向等を調査した。

[3] コンクリートブロックにおける諸測定

① 測定回数は原則として毎年春（凍結が完全に融解した後）、及び秋（凍結が始まる前）の2回とした。

② 超音波測定装置を使用し、超音波伝播時間を求める。その値から伝播速度を計算し動弾性係数を算出する。

動弾性係数の算出には次式を用いた。

$$E = 1.02 \times 10^{-6} \rho V^2 \frac{(1+k) \times (1-2k)}{(1-k)} \dots (1)$$

ここに E：動弾性係数 kgf/cm²
V：伝播速度 cm/s
ρ：コンクリートの密度 g/cm³
k：動ポアソン比

動ポアソン比 k は、縦波と横波の伝播時間の同時測定が可能な場合には次式から求める。

$$\frac{V_r^2}{V_s^2} = \frac{1-2k}{2(1-k)}$$

ここに V_r：縦波速度 cm/s

V_s：横波速度 cm/s

横波の測定ができない場合は動ポアソン比を0.2と仮定した。

この場合(1)式は次のようになる。

$$E = 0.918 \times 10^{-6} \rho V^2 \dots (2)$$

③ コンクリートブロック測点及び測定方向は、図-1に示すものを標準とするが、コンクリートブロックの位置、測定時の水位等により、測定できない測点が生じた場合は現場の状況に応じて適宜その位置を変更することとし、測点は原則として変えないこととした。

④ 測定時における外気温、コンクリートの温度、水温及び水位を記録した。また、コンクリートの乾湿の程度によって測定値が相当影響されるので、測定時、測定前の気象状況及び測定時のコンクリートの乾湿の状態を記録することとした。

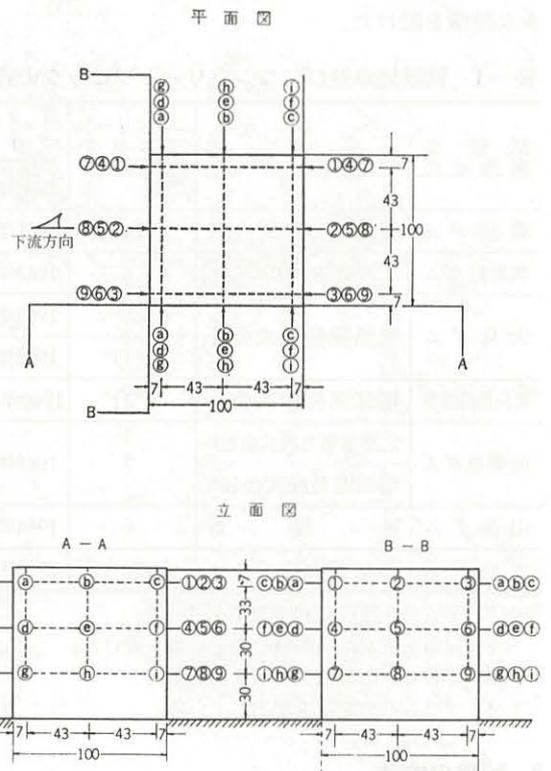


図-1 コンクリートブロックの測点および測定方向 (単位：cm)

- ⑤ 超音波伝播による受信波は振動子の接触状態によって影響されるので、コンクリート面と振動子とはよく密着するように、グリースの塗布その他適宜の方法を講じた。
- ⑥ 試験値はブロック2個についての測定値の平均で示した。
- ⑦ 将来、コンクリートブロックからボーリングコアを採取し試験することを予定している。

[4] コンクリート供試体の試験

天然の気象作用に曝した凍結融解試験用及び圧縮強度試験用供試体は次に示す方法によって試験した。

- ① コンクリート供試体に関する試験は、コンクリートブロックにおける諸測定と同時に行うこととした。
- ② コンクリート供試体は、超音波の伝播時間、共鳴振動方法による一次共鳴振動数及び供試体質量を測定し、これらの値から動弾性係数を算出する。超音波伝播時間の測定は供試体の長さ方向について行い、動弾性係数は3.2の[3]の②に示す方法で算出する。
共鳴振動による動弾性係数の測定は、JIS A 1127 (土木学会基準27章) によって行うものとし、共鳴振動による測定は凍結融解試験用供試体ではたわみ振動で、また圧縮強度試験用供試体では縦振動で行った。
- ③ 圧縮強度試験用供試体は、91日、1年及び10年の各材齢において、圧縮強度試験を行った。
- ④ 圧縮強度は、供試体3個の試験値の平均値で示すこととした。

3.3 実験室における試験

20℃で水中で養生した供試体の凍結融解促進試験、圧縮強度試験及び動弾性係数の測定を次の方法で行った。

- ① 凍結融解試験は、ASTM C 290-T「水中における急速凍結融解作用に対する抵抗性試験方法」によって行った。凍結融解試験は、300サイクルまでとし、供試体の動弾性係数と質量を測定した。動弾性係数の測定は3.2の[4]の②に示す方法で行った。
- ② 圧縮強度試験供試体は、共鳴振動方法による動弾性係数と、圧縮強度の試験を行った。試験の材齢、供試体の個数及び動弾性係数の測定方法は3.2の[4]に示すとおりとした。

4. 現在までの結果

本実験は、黒部ダム、奥新冠ダム、仙美里ダム、大鳥

ダム、川俣ダム、水殿ダム等のコンクリート材料を用いて大型コンクリートブロックを造り、これらを各地点に設置してダムコンクリートの気象作用に対する耐久性を調査し検討しようとするものである。すなわち、この研究の目的は厳しい気象環境下に在るダムコンクリートの品質の経年変化を詳細に調査し、配合条件・混和材料の影響等を明らかにしようとするものである。

コンクリートブロックの設置場所及びその状況は、後述の各ダムの項で写真及び図面によって示した。また各地点の標高、気象状況、水位、積雪、その他も各ダムごとに示した。

コンクリートの品質の経年変化の測定は、大型ブロックについては超音波伝播速度方法によって行った。

小型供試体は超音波伝播速度方法のほかに、共振法によっても動弾性係数を求め、さらに質量変化をも測定した。

実験に用いたコンクリートの配合は、そのダムに用いられた配合のほか、数種類の異なった配合も加え、これらの影響について比較検討したのである。

4.1 ダムコンクリートの概要

実験を行った各ダムのコンクリートの概要を表—2に示す。測定設備を設けた擁壁のコンクリートの配合は表—2に示した。

4.2 実験に用いたコンクリート材料の試験結果

実験に用いたセメント、フライアッシュ及び骨材の試験結果を表—3、表—4及び表—5に示す。

4.3 黒部ダム

実験用コンクリートブロックの配合、製造方法及び設置状況を表—6、図—2、写真—1及び写真—2に示す。コンクリートブロック及び小型供試体に関する測定並びに試験の結果を図—3、図—4及び表—7に示す。

ブロックの露出条件を表—8に示す。

4.4 奥新冠ダム

実験用コンクリートブロックの配合、製造方法及び設置状況を表—9、図—5、写真—3及び写真—4に示す。コンクリートブロック及び小型供試体に関する測定並びに試験の結果を図—6、図—7及び表—10に示す。

ブロックの露出条件を表—11に示す。

4.5 仙美里ダム

実験用コンクリートブロックの配合、製造方法及び設置状況を表—12、図—8、写真—5及び写真—6に示す。コンクリートブロック及び小型供試体に関する測定並びに試験の結果を図—9、図—10及び表—13に示す。

ブロックの露出条件を表—14に示す。

表-2 ダムコンクリートの概要

注) *カッコ内の数値は試料の数を表す。 **5~30:2.39, 30~60:2.63, ***5~30:1.13, 30~60:3.07

ダ ム 名		黒 部	奥 新 冠	大 鳥 奥 只 見	仙 美 里	川 俣	水 殿			
概	形 式	アーチ	アーチ	アーチ重力	(擁 壁)	重力・アース	アーチ	アーチ		
	高 容 積	(m) 186	(m) 61.2	(m) 83	(-)	(m) 11.7	(m) 117	(m) 95.5		
	標 高	(m ²) 1,570,000	(m ²) 24,368	(m ²) 156,000	(-)	(m ²) 11,500	(m ²) 167,500	(m ²) 304,000		
要	最 高 温	(m) 1,454	(m) 728	(m) 557	(-)	(m) 80	(m) 980	(m) 855.5		
	最 高 温	(°C) +29.4	(°C) +33.5	(°C) +36.7		(°C) +35	(°C) +33.0	(°C) +33		
	最 低 温	(°C) -18.6	(°C) -30.5	(°C) -20		(°C) -31	(°C) -18.8	(°C) -17		
設 計	単 位 質 量	(t/m ³) 2.35	(t/m ³) 2.50	(t/m ³) 2.4	(-)	(t/m ³) 2.35	(t/m ³) 2.39	(t/m ³) 2.3		
	許 容 応 力	(kgf/cm ²) (-)	(kgf/cm ²) 60, -6	(kgf/cm ²) 33, -4	(-)	(kgf/cm ²) (-)	(kgf/cm ²) 60, -15	(kgf/cm ²) 80		
	最 大 応 力	(kgf/cm ²) 90	(kgf/cm ²) 50.9, -5.1	(kgf/cm ²) 122.5, -5.5	(-)	(kgf/cm ²) (-)	(kgf/cm ²) (-), (-)	(kgf/cm ²) (-)		
コ	種 類	中庸熱	中庸熱	中庸熱	普通	高炉(50%)	中庸熱	中庸熱		
	セ	圧 縮 強 さ (kgf/cm ²)	7日	168	156	168	(-)	135	(100<)	166
			28日	320	371	393	(-)	384	(240<)	363
91日			493	479	518	(-)	(-)	(370<)	486	
ン	水 和 熱 (cal/g)	7日	61.3	53.4	(-)	(-)	(-)	(70>)	62.8	
		28日	76.3	75.2	76.0	(-)	(-)	(80>)	74.2	
		91日	86.3	(-)	85.3	(-)	(-)	(-)	84.2	
ク	品 名	アサノボゾラン	東電フライアッシュ		
	圧 縮 強 度 比 (%)	7日	78	81.1	
		28日	104	77.3	
91日		(-)	97.9		
リ	使用 方法	ペースト	ペースト		
ト	減 水 剤 品 名	ボゾリスNo8	ボゾリスNo8	ボゾリスNo8	...		
	A E 剤 品 名	No202	No202	ビンゾール	ビンゾール	ビンゾール	...	ビンゾール		
材	主 要 石 質 種 別	花崗岩 天然・人工	斑れい岩 天然・人工	花崗岩 人工	(-) 人工	(-) 天然	砂岩・石英粗面岩 天然・人工	砂岩 天然・人工		
	最 大 寸 法 (mm)	180	100	150	40	60	150	150		
	分 級 点 (mm)	80/30/10/3	50/25/5	80/40/20/5	40/25/5	40/20/5	80/40/20/5	80/40/20/5		
	比 重 (粗/細)	2.62/2.61	2.92/2.85	2.69/2.59	2.69/2.66	**/2.55	2.65/2.85	2.66/2.62		
	吸 水 率 (粗/細) (%)	1.1/0.9	0.7/1.9	1.00/1.83	0.62/0.80	***/3.09	1.1 / -	0.63/1.20		
	粗 粒 率 (粗/細)	8.47/2.71	8.34/2.78	8.50/2.80	8.50/2.70	7.73/3.86	8.50/2.75	8.5 / 2.82		
示	ス ラ ン プ (cm)	3±1	4 ±1	2.5±1	10	3±1	内部4±1 表部5±1	3±1		
	空 気 量 (%)	3±0.5	4.5±0.5	4.0±0.5	3.5	3±0.5	内部4±0.5 表部4±0.5	3±1		
方 配 合	水セメント比 W/C+F (%)	47	43	内部68 表部47	61.4	45	内部45 表部45	50		
	フライアッシュ比 F/C+F (%)	30 30	25		
	単 位 セ メント 量 C+F (kg/m ³)	190	245	150 210	220	250	230 265	200		
	単 位 水 量 W (kg/m ³)	89	105	96 99	135	112	104 120	100		
	細 骨 材 率 s/a (%)	20	26	24 23	23	33	23 28	21		
* 圧	目 標 値 (kgf/cm ²)	475	350	171 319	(-)	230	(-)	330		
	割 増 係 数 (%)	1.10	1.16	1.18 1.13	(-)	(-)	(-)	1.12		
縮 強 度	平 均 値 (kgf/cm ²)	28日	366	404	99 196	(-)	217	314 295	240	
		91日	476	423	171 317	(-)	302	402 395	356	
		180日	(-)	(-)	209 351	(-)	(-)	(-) (-)	409	
		1年	500	460	(-) (-)	(-)	351	(-) (-)	433	
度	変 動 係 数 (%)	28日	13.8(938)	4.4(188)	21.7 17.8	(-)	(-)	(-) (-)	(-) (-)	
		91日	11.7(938)	4.0(155)	17.7 13.6	(-)	(-)	(-) (-)	7.4(813)	
		180日	10.1(938)	(-) (-)	16.5 12.5	(-)	(-)	(-) (-)	(-) (-)	
		1年	(-) (-)	(-) (-)	13. (-)	(-)	(-)	(-) (-)	(-) (-)	
コンクリートの本格的打込み期間		'59~'63	'61~'62	'61~'64	'60	'61	'62~'64	'66~'69		

表-3 実験に用いたセメントの物理的及び化学成分

ダム名	黒部	奥新冠	仙美里	大鳥	川俣	水殿		
種類	中庸熱	中庸熱	高炉	中庸熱	中庸熱	中庸熱		
比重	3.20	3.20	3.03	3.19	3.20	3.20		
比表面積 (cm ² /g)	3,130	3,030	3,780	3,320	3,310	3,200		
凝結 始発 (時-分)	4-3	2-50	2-25	2-45	2-15	2-36		
凝結 終結 (時-分)	5-14	5-00	4-5	4-5	3-30	3-56		
安定性	良	良	良	良	良	良		
モルタル	フロー (mm)	239	—	242	236	260	—	
	圧縮強さ (kgf/cm ²)	3日	111	—	68	131	90	—
		7日	174	154	135	172	154	136
		28日	332	373	384	361	330	363
		91日	512	483	—	492	—	486
水和熱 (cal/g)	7日	61.2	52.9	—	—	57.5	62.8	
	28日	77.3	76.0	—	—	76.9	74.2	
化学成分 (%)	Ig. Loss	0.9	0.4	0.4	0.7	0.6	0.6	
	In. Sol.	0.3	0.5	0.7	0.6	0.7	0.6	
	Si O ₂	23.4	24.5	27.3	23.0	22.5	23.2	
	Al ₂ O ₃	4.3	4.5	10.9	4.4	4.7	4.0	
	Fe ₂ O ₃	3.8	4.2	2.1	4.0	4.0	3.9	
	Ca O	64.1	63.0	53.5	64.2	63.6	63.9	
	Mg O	1.5	1.3	3.1	1.1	1.8	1.1	
	SO ₃	1.4	1.3	1.6	1.9	1.5	1.8	
(%) 合計	99.7	99.5	99.7	99.9	99.4	99.2		

表-4 実験に用いたフライアッシュの物理的性質及び化学成分

ダム名	奥新冠	大鳥	水殿	
比重	2.13	2.20	2.19	
比表面積 (cm ² /g)	3,750	3,050	3,100	
単位水量比 (%)	95.6	88.9	95	
圧縮強度比 (%)	3日	—	75	—
	7日	—	85	81.1
	28日	81	131	77.3
	91日	101	144	97.9
化学成分 (%)	シリカ	60.0	55.9	54.5
	湿分	—	0.1	0.1
	強熱減量	1.2	0.5	1.1
摘要	滝川火力発電所より採取したフライアッシュ	千葉火力発電所及び常磐火力発電所より採取したものを、1:1に混合したフライアッシュ。モルタル強さ試験は、電源開発規格によって行った。(F/C+F=0.30, 40℃水中養生)	川崎火力発電所より採取したフライアッシュ	

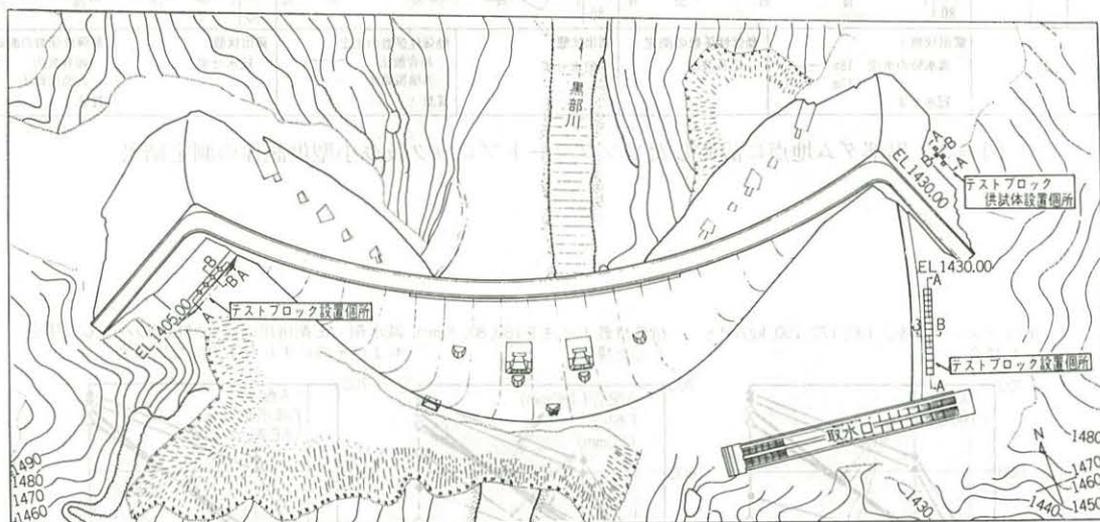
表一五 実験に用いた骨材の物理的性質

ダム(擁壁)名		黒部	奥新冠	大鳥	奥只見(擁壁)	仙美里	川俣	水殿		
細骨材	産地	高瀬川	ダム湛水区域内	ダム河床	奥只見八崎	利別川	鬼怒川	梓川		
	石質	石英, 長石	角閃岩	花崗岩: 輝緑岩 (1:1)	(-)	(-)	花崗岩, 安山岩, 石英粗面岩	砂岩, 粘板岩, チャート, 安山岩, 花崗岩		
	種別	天然・人工	天然・人工	天然	人工	天然	天然	天然・人工		
	比重	2.61	2.86	2.59	2.66	2.55	2.60	2.62		
	吸水率 (%)	0.9	2.0	1.8	0.80	3.1	1.1	1.20		
	単位容積質量(kg/m ³)	1,650	1,808	1,640	(-)	1,635	1,620	1,710		
	安定性試験 損失量 (%)	8.0	天然 8.9 人工 4.1	6.2	(-)	(-)	9.6	3.1		
粗骨材	粒度百分率	各サイズ	10 ~ 5 mm	—	1	1	(-)	5	1	—
		5 ~ 2.5	7	13	10	(-)	28	10	10.8	
		2.5 ~ 1.2	21	23	20	(-)	32	20	26.4	
		1.2 ~ 0.6	27	27	27	(-)	21	29	23.6	
		0.6 ~ 0.3	23	13	24	(-)	12	28	20.0	
		0.3 ~ 0.15	15	9	12	(-)	1	12	11.4	
		0.15 以下	7	15	6	(-)	1	2	7.8	
		粗粒率	2.61	2.75	2.80	2.70	3.86	2.84	2.82	
粗骨材	産地	高瀬川	ダム湛水区域内	ダム河床	奥只見八崎	利別川	鬼怒川	梓川		
	石質	花崗岩, 石英粗面岩, 安山岩	角閃岩	花崗岩: 輝緑岩 (1:1)	(-)	(-)	花崗岩, 安山岩, 石英粗面岩	砂岩, 粘板岩, チャート, 安山岩, 花崗岩		
	種別	天然・人工	天然・人工	天然	人工	天然	天然	天然・人工		
	比重	2.62	2.93	2.69	2.69	5~30 2.39 30~60 2.63	2.65	2.66		
	吸水率 (%)	1.1	0.9	1.0	0.62	5~30 1.13 30~60 3.07	1.1	0.63		
	単位容積質量(kg/m ³)	1,770	1,965	1,920	(-)	1,873	(-)	1,730		
	安定性試験損失量 (%)	7.9	天然 3.5 人工 2.5	2.72	(-)	(-)	17.1	2.1		
粗骨材	すりへり減量 (%)	17.9	天然 23.5 人工 26.5	20.0	(-)	(-)	20.5	18.3		
	最大寸法 (mm)	180	80 30	100	150	40	60	150	150	
	粒度百分率	180 ~ 80mm	34	9 —	—	—	—	—	—	
		150 ~ 80	—	— —	—	28	—	—	28	
		100 ~ 80	—	— —	16	—	—	30	—	
		80 ~ 40	—	— —	27	26	—	33	26	
		80 ~ 30	26	35 8	—	—	—	—	25	
		40 ~ 20	—	— —	27	22	(-)	24	—	
		30 ~ 10	24	34 54	—	—	—	—	20	
		20 ~ 5	—	— —	27	24	(-)	41	—	
10 ~ 3	16	22 38	—	—	—	—	25			
5 以下	—	— —	3	—	(-)	2	—			
粗粒率	—	— —	8.20	8.50	8.50	7.73	8.50	8.5		

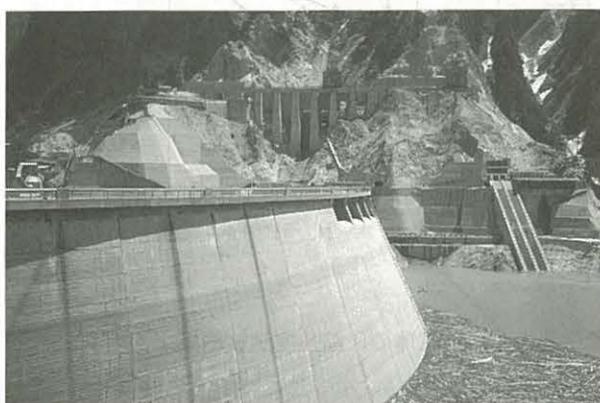
表一六 黒部ダム現場において製造したコンクリートブロック

配合番号	コンクリートの配合									コンクリートブロックの製造					小型供試体の製造
	粗骨材 最大寸法	W	C	W/C	s/a	減水剤 ポゾリス No. 8X	AE剤 No. 202	スランプ	空気量	製 造 年 月 日	練 混 ぜ 方 法	打 込 み 方 法	締 固 め 方 法	養生方法	
	mm	kg	kg	%	%	g/m ³	g/m ³	cm	%						
A-1							2.5	2.2	3.3	11. 5	パッチャプラントの112切ミキサによる。練混ぜ時間は2.5分とした。	コンクリートバケットにより運搬し、鉄板上に落としスコップで型枠に詰めた。	電動式バイブレータ1台によった。芝浦製EB6B型、全長840mm、質量28kg、振幅3mm、振動数7,500rpm	初期はむしろ、断熱マットで被覆した。1週間後に脱枠し自然養生した。	圧縮強度試験用 φ15×30cm各24個 自然養生 12個 標準養生 12個 材齢28日, 91日, 1年及び5年各3個宛, 40mmウェットスクリン。 凍結融解試験用 10×10×42cm各4個 自然養生 2個 標準養生 2個 25mmウェットスクリン
A-2		89	190	47	19.5	380	2.4	2.7	2.8	11. 6					
A-3							2.5	3.4	2.0	11. 6					
B	180	90	170	53	20.0	340	2.0	5.0	3.6	11.14					
C-1							1.7	2.8	3.1	11. 9					
C-2		91	150	61	20.5	300	1.7	2.2	2.7	11.10					
C-3							1.7	2.5	3.2	11.10					
D		96	100	51	19.5	---	5.0	2.7	3.0	11.14					
E		104	100	55	22.0	---	---	3.2	1.3	11.15					
F	80	114	210	48	27.0	480	2.0	3.4	3.6	11.19					
G	30	134	285	47	36.0	570	4.0	2.7	5.5	11.19					

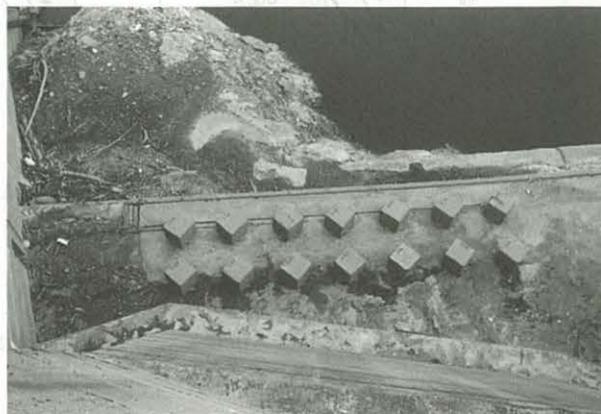
注 フライアッシュ及び減水剤は使用していない。



図一六 黒部ダムに設置したコンクリートブロック位置図



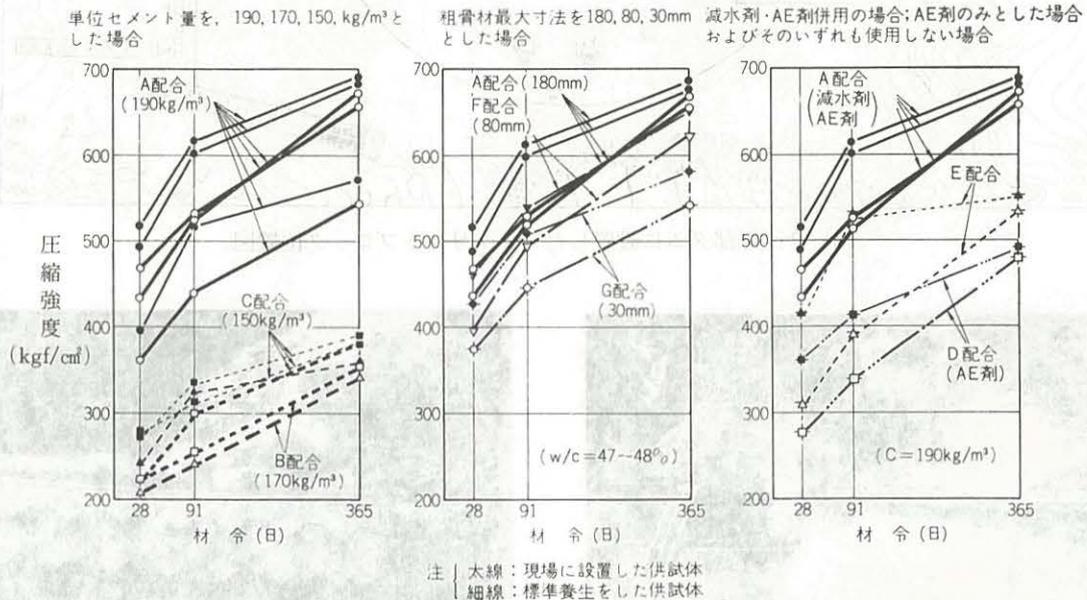
写真一六 黒部ダム地点 コンクリートブロック設置位置 (右岸 EL. 1,430m - 貯水池内)



写真一七 黒部ダム地点 コンクリートブロック設置状況 (右岸 EL. 1,430m - 貯水池内)

配合番号	粗骨材最大寸法 (mm)	W/C (%)	混和剤	測定結果			
				1m×1m×1m ブロック 動弾性係数百分率	10cm×10cm×42cm 供試体 動弾性係数百分率・質量百分率	φ15cm×30cm 供試体 動弾性係数百分率・質量百分率	
A	180	47					
B		53	減水剤 A E 剤				
C		61					
D		51	A E 剤				
E		55	用いず				
F		80	48	減水剤			
G		30	47	A E 剤			
備考				露出状態： 満水時の水深 18m ——— 43m - - - - - 冠水せず	動弾性係数の測定： 超音波法	露出状態： 冠水せず	動弾性係数の測定： 超音波法 ——— 共鳴振動法 - - - - - 質量： ———

図—3 黒部ダム地点に設置したコンクリートブロック及び小型供試体の測定結果



図—4 黒部ダム現場に設置した供試体および標準養生した供試体の圧縮強度試験結果

表一七 黒部ダム地点における試験に使用したコンクリートの小型供試体の凍結融解試験結果

コンクリートの配合					番号	凍結融解試験					
粗骨材最大寸法 mm	単位セメント量 kg	水セメント比 %	空気量 %	混和剤		動弾性係数百分率					耐久性指数
						0	50	100	200	300 サイクル	
180	190	46.9	3.0	減水剤	A	100	88	83	73	65	65
	170	53.0	3.6	及び	B	100	89	86	80	78	78
	150	60.7	3.0	AE剤	C	100	85	80	72	70	70
	190	50.5	3.0	AE剤	D	100	86	84	78	73	73
	190	54.5	1.3	用いず	E	100	29	—	—	—	5
80	240	47.5	3.6	減水剤	F	100	88	82	71	63	63
30	285	47.0	5.5	AE剤	G	100	89	83	73	70	70

摘要 試験開始時材齢：2年

表一八 黒部ダム地点に設置した1m×1m×1m ブロックの露出条件

コンクリート				ブロック		露出状態								
粗骨材最大寸法 mm	単位セメント量 kg	水セメント比 %	空気量 %	番号	標高 m	水位変動による浸水		年間凍結融解回数 ¹⁾		気温℃ ²⁾		年間降水量 ²⁾ mm	年間降雪 ²⁾ 月数	年間浸水 ²⁾ 月数
						有無	最大水深	範囲	平均	最低	最高			
180	190	46.9	3.3/2.9	A1/A3	1,405	有	43m	12~0	6					9.5~ 12.0
	150	60.7	2.7/3.2	C2/C3										
180	190	46.0	2.8/2.2	A2/A3	1,430	有	18m	37~0	7	-20.0	32.0	1,084	4.5	2.0
		50.5	3.0	D1/D1										
	54.5	1.3	E1/E1											
	170	53.0	3.6	B1/B1										
80	240	47.5	3.1/3.2	C1/C3							2,985	7.5	8.0	
30	285	47.0	5.5	G1/G1										
180	190	46.9	3.3/2.8	A1/A2	1,430	無	—	37~0	10					—
	150	60.7	3.1/2.7	C1/C2										

注¹⁾1961年~1972年の間の値を示す。²⁾1985年~1994年の間の観測値より求めた値を示す。

表一九 奥新冠ダム現場において製造したコンクリートブロック

配合番号	コンクリートの配合										コンクリートブロックの製造					小型供試体の製造
	粗骨材最大寸法 mm	W kg	C+F kg	W C+F %	F C+F %	s/a %	減水剤 ポゾリス No.8X g/m ³	AE剤 No.202 g/m ³	スランブ cm	空気量 %	製造 年月日	練混ぜ 方法	打込み 方法	締固め 方法	養生方法	
A-1	100	105	245	43	0	26	530	2.4	2.2	5.3	9.19	プラント設備(日本建機0.75m ³ ゼガー型ミキサ)によった。	型枠近くまで台車で運搬し、スコップで投入、3層に分けて行った。	3層に分け、φ50mm空気式内部振動機1台にて締め固めた。	打込み後72時間散水養生、以後48時間シーボルトを緩め散水し、架台への運搬据付は材齢7日以後とした。	圧縮強度試験用供試体φ15×30cm, 40mmウェットスクリーン。凍結融解試験用供試体10×7.5×40cm, 25mmウェットスクリーン。
A-2		105	245	43	0	26	530	2.4	2.2	5.7	9.19					
B-1		103	195	53	0	29	480	1.8	2.6	3.8	9.25					
B-2		107	201	53	0	29	503	2.0	2.2	4.9	9.25					
C-1		114	265	43	0	29	—	—	2.5	2.0	10.5					
C-2		114	265	43	0	29	—	—	2.6	2.0	10.5					
D-1		110	256	43	20	26	400	1.4	2.5	5.3	9.30					
D-2		110	256	43	20	26	400	3.4	2.3	6.0	9.30					

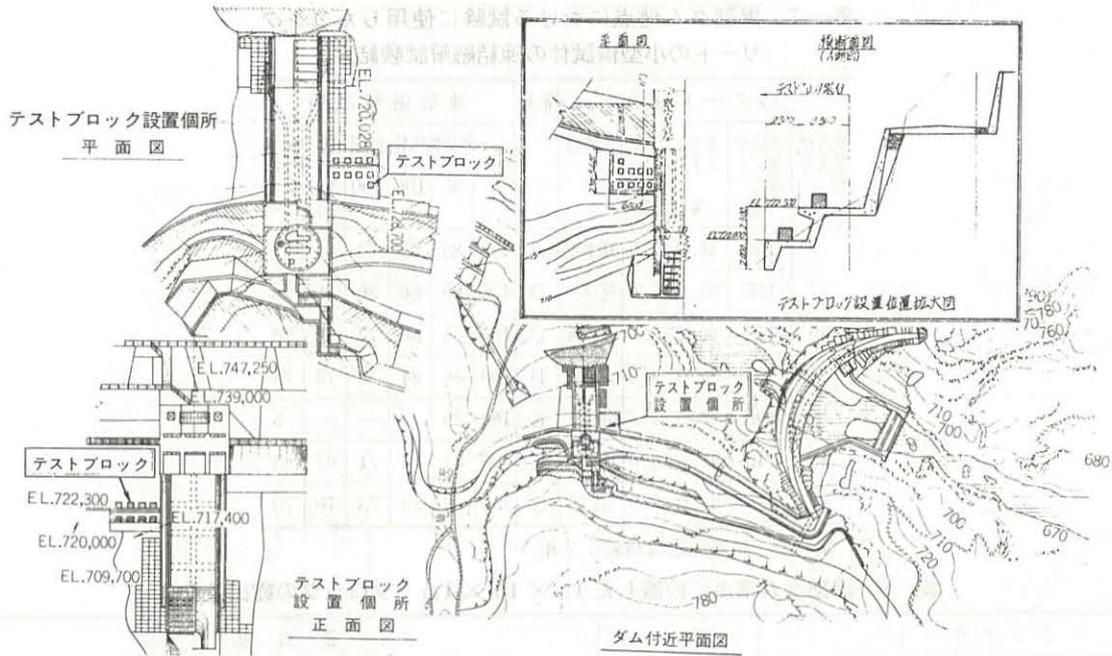


図-5 奥新冠ダムに設置したコンクリートブロック位置図

配合番号	粗骨材最大寸法 (mm)	W/C+F (%)	F/C+F (%)	混和剤	動弾性係数測定結果			
					1m×1m×1m ブロック 動弾性係数百分率	10cm×7.5cm×40cm 供試体 動弾性係数百分率	φ15cm×30cm 供試体 動弾性係数百分率・質量百分率	
A	100	43	0	減水剤 AE剤				
B		53						
C		43			用いず			
D		43			20	減水剤 AE剤		
備考					露出状態：満水時の水深 3 m 0.7 m	動弾性係数の測定：超音波法	露出状態：満水時の水深 0.7 m	動弾性係数の測定：超音波法 共振振動法 質量

図-6 奥新冠ダム地点に設置したコンクリートブロック及び小型供試体の動弾性係数測定結果

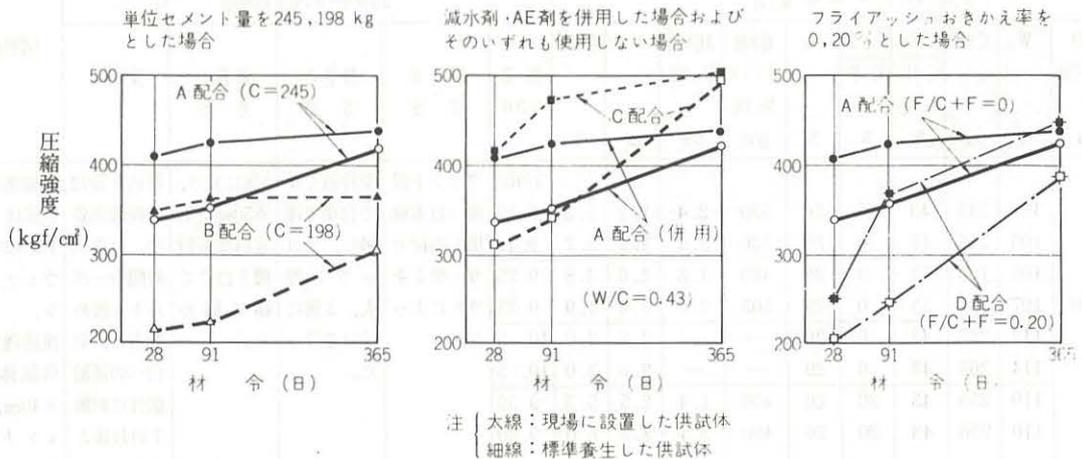


図-7 奥新冠ダム現場に設置した供試体および標準養生した供試体の圧縮強度試験結果

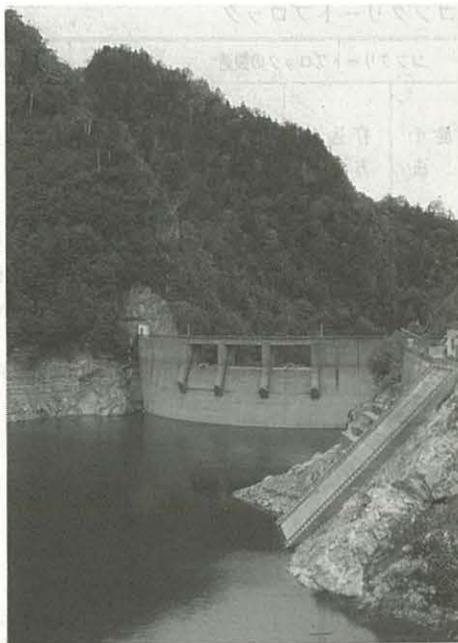


写真-3 奥新冠ダム地点 コンクリートブロック設置位置（右岸 貯水池内）

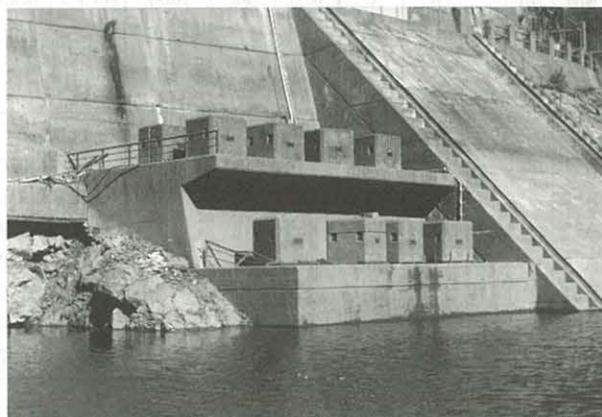


写真-4 奥新冠ダム地点 コンクリートブロック設置状況（右岸 貯水池内）

表-10 奥新冠ダム地点における試験に使用したコンクリートの小型供試体による凍結融解試験結果

粗骨材最大寸法 mm	コンクリートの配合					番号	凍結融解試験					耐久性指数
	C+F	W C+F	F C+F	空気量	混和剤		動弾性係数百分率					
	kg	%	%	%			0	20	100	200	300 マイ	
100	245	44	0	5.5	減水剤	A	100	96	91	87	86	86
	198	53		4.4	AE剤	B	100	95	89	82	80	80
	265	43	2.0	用いず	C	100	47	42	33	—	12	
	256	43	20	5.7	AE減水剤	D	100	93	90	86	84	84

摘要：凍結融解試験

供試体 : 10cm×7.5cm×40cm

試験開始時材齢：3月

表-11 奥新冠ダム地点に設置した1m×1m×1mブロックの露出状態

コンクリート					ブロック		露出状態								
粗骨材最大寸法 mm	C+F kg	F/C+F %	W/C+F %	空気量 ¹⁾ %	番号	標高 m	水位変動による浸水		年間凍結融解回数 ²⁾		気温 ℃ ³⁾		年間降水量 ³⁾ mm	年間降雪 ³⁾ 月数	年間浸水 ³⁾ 月数
							有無	最大水深	範囲	平均	最低	最高			
100	245	0	44	5.3	A1	720.0	有	3 m	104~30	61	-24.0	35.0	1,216	3.5	5.5
	195		53	3.8	B1										
	265		43	2.0	C1										
	256		43	5.3	D1										
	245	20	43	5.7	A2	722.3	有	0.7 m	114~44	85	-24.0	35.0	3,976	5.5	0.5
	201		53	4.9	B2										
	265		43	2.0	C2										
	256		43	6.0	D2										

注 ¹⁾ 40mm網ふるいでウェットスクリーンしたコンクリートの値を示す。 ²⁾ 1963年~1972年の間の値を示す。

³⁾ 1985年~1994年の間の観測値から求めた値を示す。

表-12 仙美里ダム現場において製造したコンクリートブロック

配合 番号	コンクリートの配合								コンクリートブロックの製造					小型供試体の製造
	粗骨材 最大寸法	W	C	W/C	s/a	AE剤 ピンゾール	スランブ	空気量	製造 年月日	練混ぜ 方法	打込み 方法	締固め 方法	養生方法	
	mm	kg	kg	%	%	g/m ³	cm	%						
A-1	60	112	250	45	33	15	2.9	3.0	9.17	パッチャプラ ントによって 行った。	スコップで3 層に分けて打 込んだ。	パイブレータ によって行っ た。	圧縮引張強度試験 用供試体φ15× 30cm、40mmウェッ トスクリン。 凍結融解試験用 25mmウェットスク リン。	
A-2		112	250	45	33	15	3.4	3.5	9.17					
A-3		112	250	45	33	15	3.6	3.7	9.17					
A-4		112	250	45	33	15	3.2	3.2	9.17	行った。	スコップで3 層に分けて打 込んだ。	パイブレータ によって行っ た。		
B-1		130	290	45	30	15	2.0	1.5	9.17					
B-2		130	290	45	30	0	3.6	0.9	9.17					
B-3		130	290	45	30	0	3.7	0.7	9.12					

注 フライアッシュ及び減水剤は使用していない。

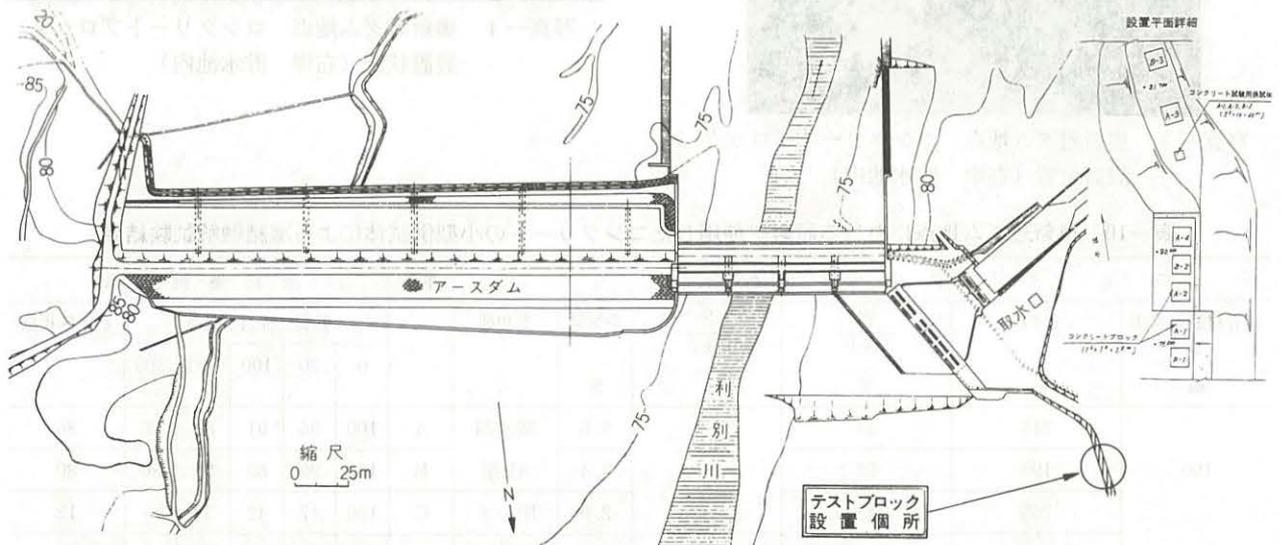


図-8 仙美里ダムに設置したコンクリートブロック位置図



写真-5 仙美里ダム地点 コンクリートブロック設置
状況 (EL. 80.0m - 調整地内満水時の水深: 0.9m)



写真-6 仙美里ダム地点 コンクリートブロック設置
状況 (EL. 81.7m - 調整地内: 冠水せず)

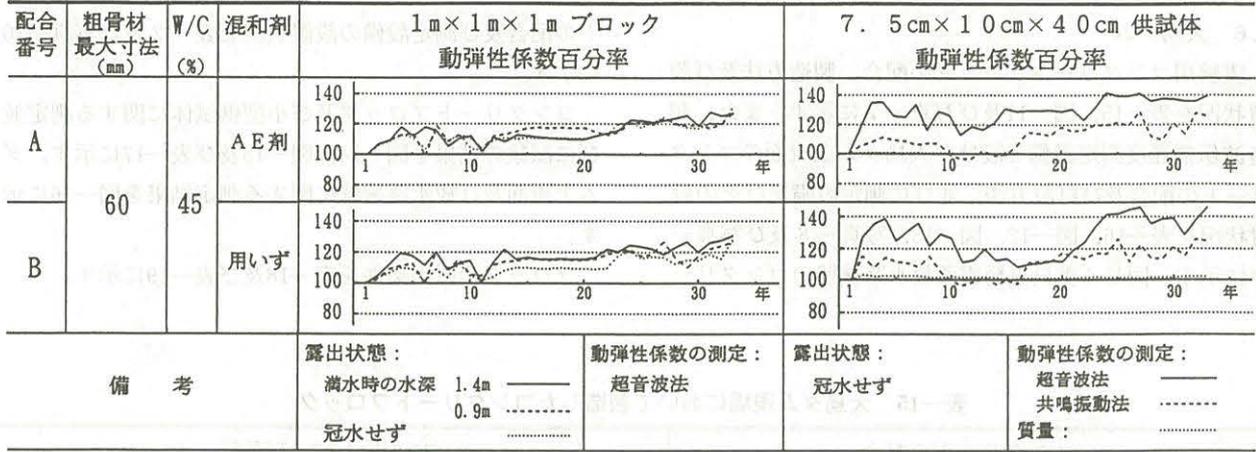


図-9 仙美里ダム地点に設置したコンクリートブロック及び小型供試体の動弾性係数測定結果

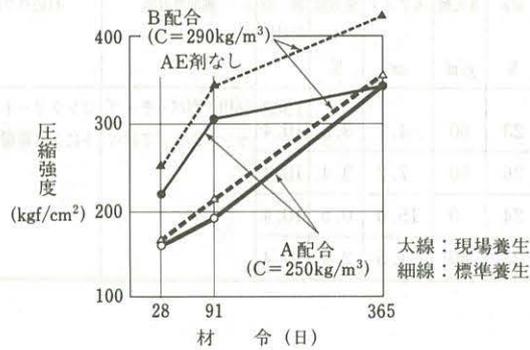


図-10 仙美里ダム現場に設置した供試体および標準養生した供試体の圧縮強度試験結果

表-13 仙美里ダム地点における試験に使用したコンクリートの小型供試体による凍結融解試験結果

コンクリートの配合					番号	凍結融解試験					
粗骨材最大寸法 mm	C kg	W/C %	空気量 %	混和剤		動弾性係数百分率					耐久性指数
						0	60	100	200	280 サイクル	
60	250	45	3.3	AE剤	A	100	95	91	74	61	57
	290		1.0	用いず	B	100	84	64	54	44	40

摘要：凍結融解試験

供試体 : 10cm×7.5cm×40cm

試験開始時材齢：28日

表-14 仙美里ダム地点に設置した1m×1m×1mブロックの露出状態

コンクリート			ブロック		露出状態										
粗骨材最大寸法 mm	C kg	W/C %	空気量 ¹⁾ %	番号	標高 m	水位変動による冠水		年間凍結融解回数 ²⁾		気温 ⁴⁾		年間降水 ¹⁾ mm	年間降雪 ⁴⁾ 月数	年間浸水 月数	
						有無	最大水深	範囲	平均	最低	最高				
60	250	44.8	3.0	A1	79.5	有	1.4m							(常時冠水)	
	290		1.5	B1	79.4 ²⁾	有	1.5m ²⁾	70~28	51					12	
	250		3.5	A2	80.0	有	0.9m	102~78	91	-29.0	37.0	498	3.5	(~)	
	290		0.9	B2											79.7 ²⁾
	250		3.7	A3	81.7	無	—	111~78	94						0
	290		0.7	B3											

注 1) 40mm網ふるいでウェットスクリーンしたコンクリートの値を示す。 2) 1986年以前のものである。

3) 1962年~1972年の間の値を示す。

4) 1962年~1995年の間の観測値から求めた値を示す。

4.6 大鳥ダム

実験用コンクリートブロックの配合、製造方法及び設置状況を表—15、図—11及び写真—7に示す。また、超音波伝播速度測定設備を設けた大鳥ダム上流面のコンクリートの配合及び打設方法、並びに測定設備及びその設置状況を表—16、図—12、図—13、写真—8及び写真—9に示す。同じく奥只見発電所放水路擁壁のコンクリ-

ートの配合及び測定設備の設置状況を表—2及び写真—10に示す。

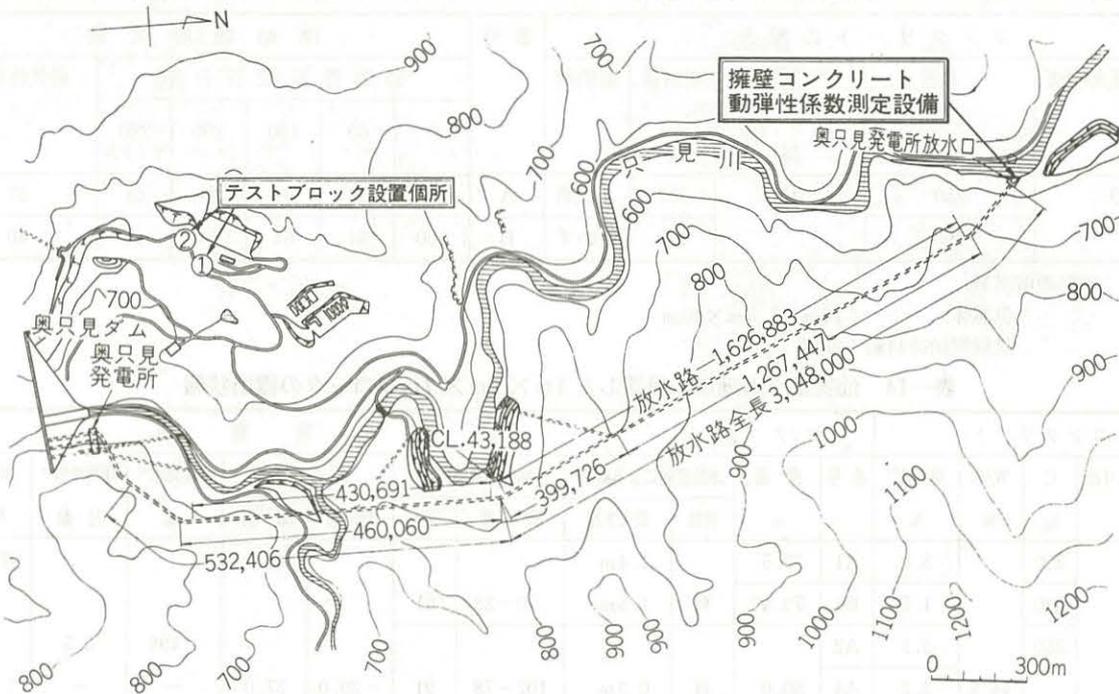
コンクリートブロック及び小型供試体に関する測定並びに試験の結果を図—14、図—15及び表—17に示す。ダム上流面及び放水路擁壁に関する測定結果を図—16に示す。

ブロックの露出条件を表—18及び表—19に示す。

表—15 大鳥ダム現場において製造したコンクリートブロック

配合番号	粗骨材 最大寸法 mm	コンクリートの配合							コンクリートブロックの製造					
		W kg	C+F kg	F C+F %	W C+F %	s/a %	AE剤 g/m ³	スランプ cm	空気量 %	製造 年月日	練混ぜ方法	打込み方法	締固め方法	養生方法
A	150	93	211	25	44	23	60	4.7	3.3	1963 10.4	56切4型パッチャプラントによって行った。	コンクリートバケットにより運搬した。	電気式バイブレータによって行った。 芝浦製EB-6B型。	屋外自然養生によった。
B		105	211	25	50	26	50	7.2	3.4	10.4				
C		105	211	25	50	24	0	15.0	0.5	10.4				
D		93	210	0	44	23	40	1.5	2.9	10.4				

注 減水剤は使用していない。



図—11 奥只見ダムに設置したコンクリートブロックおよび奥只見発電所放水口擁壁に設けた超音波伝播速度測定設備の位置図
(大鳥ダム現場で製造したコンクリートブロックは奥只見ダムに設置した)

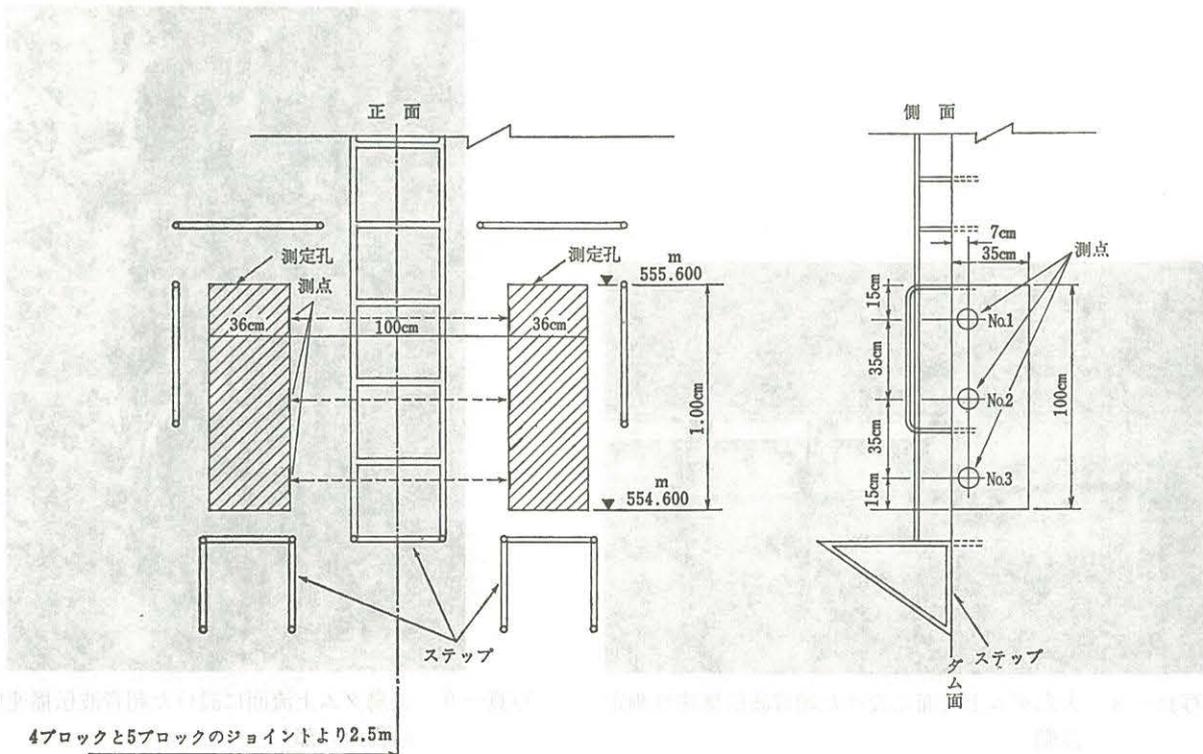


写真—7 奥只見ダム地点におけるコンクリートブロックの設置状況 (EL.745m 冠水せず)

表—16 大鳥ダム No.5 ブロック

配合番号	コンクリートの配合										コンクリートブロックの製造			
	粗骨材 最大寸法 mm	W kg	C+F kg	W C+F %	F C+F %	s/a %	AE剤 g/m ³	スランプ cm	空気量 %	製造 年月日	練混ぜ方法	打込み方法	締固め方法	養生方法
II	150	99	210	47	30	23	40	1.5	3.0	1953 9.25	56切パッチャプラント	コンクリートバケツ	空気式バイブレータ	屋外自然養生

注 減水剤は使用していない。



図—12 大鳥ダム上流面に設けた超音波伝播速度測定設備

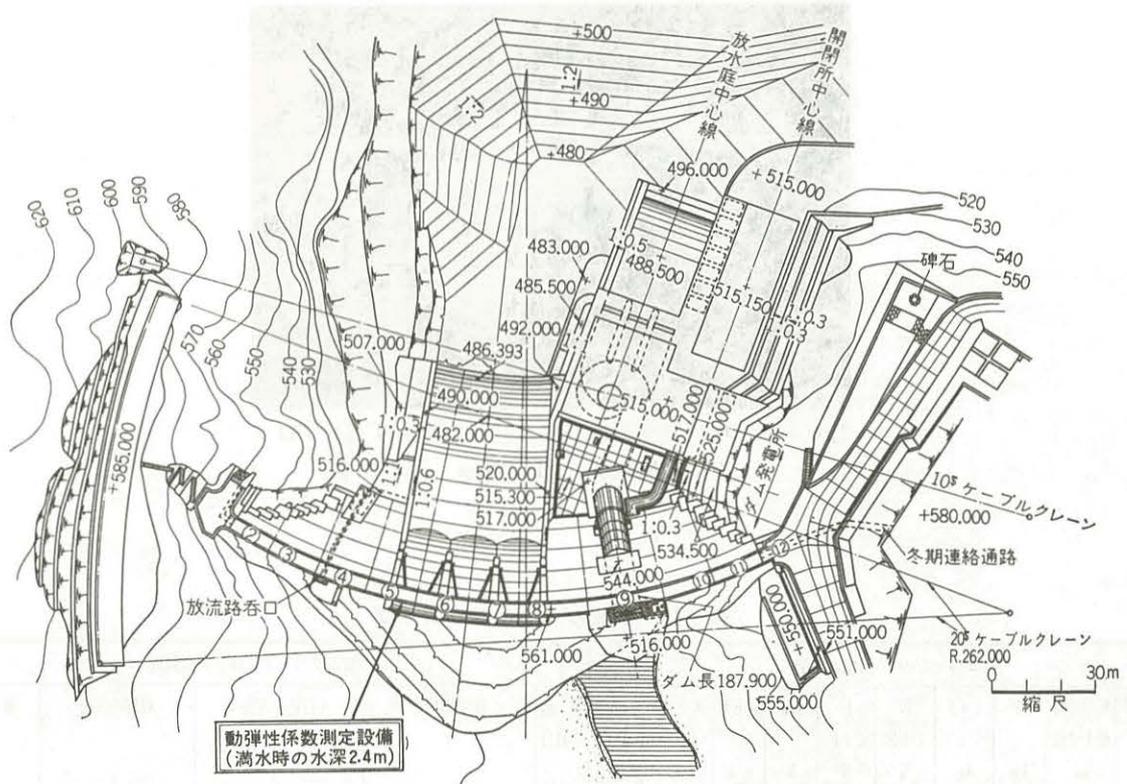


図-13 大鳥ダム上流面に設けた超音波伝播速度測定設備位置図

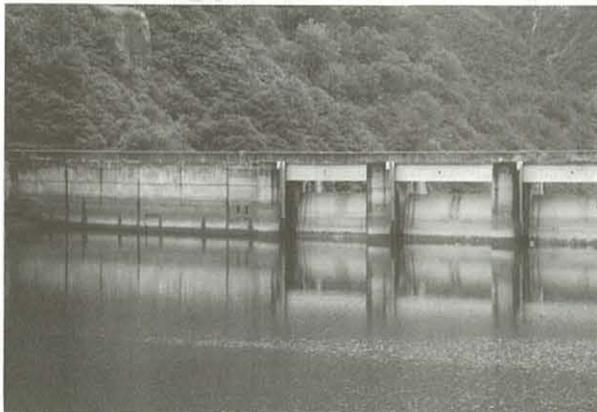
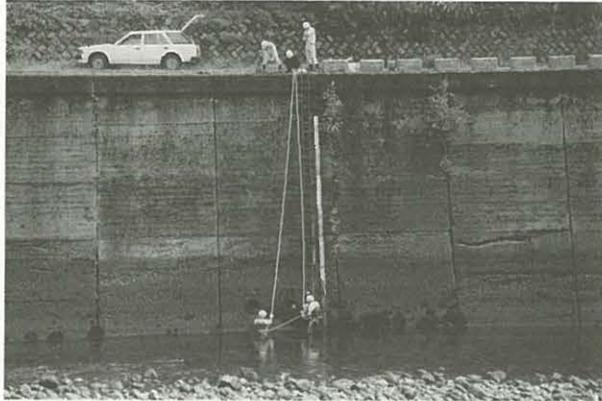


写真-8 大鳥ダム上流面に設けた超音波伝播速度測定設備
(写真中央部のダムブロックに2個の測定設備)



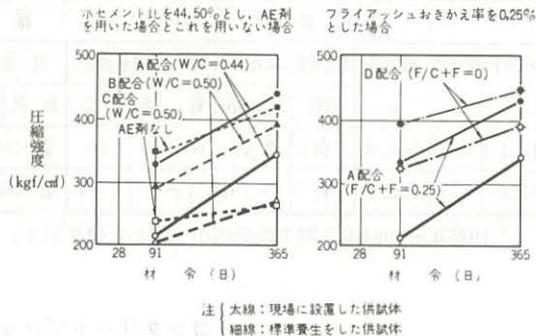
写真-9 大鳥ダム上流面に設けた超音波伝播速度測定設備の一部
(写真中央部の壁面に6個の測定点)



写真—10 奥只見発電所放水路擁壁に設けた超音波伝播速度測定設備
(写真中央部の擁壁ブロックに2個の測定設備)

配合番号	粗骨材最大寸法 (mm)	W/C+F (%)	F/C+F (%)	混和剤	1m×1m×1m ブロック 動弾性係数百分率		φ15cm×30cm 供試体 動弾性係数百分率・質量百分率	
					1年	30年	1年	30年
A	150	44.3	25	AE剤	100	100	100	100
B		50.0			100	100	100	100
C		50.0	0	用いず	100	100	100	100
D		44.3			AE剤	100	100	100
備考					露出状態： 冠水せず	動弾性係数の測定： 超音波法	露出状態： 冠水せず	動弾性係数の測定： 超音波法 ——— 共鳴振動法 ····· 質量：·····

図—14 奥只見ダム地点に設置したコンクリートブロック及び小型供試体の動弾性係数測定結果

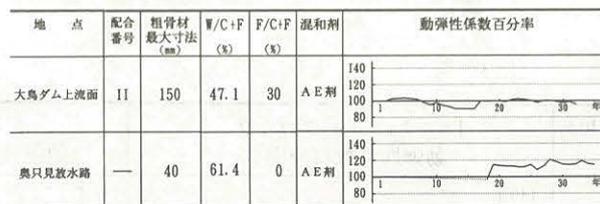


図—15 奥只見ダム現場に設置した供試体および標準養生した供試体の圧縮強度試験結果

表—17 奥只見ダム地点における試験に使用したコンクリートの小型供試体による凍結融解試験結果

コンクリート配合						番号	凍結融解試験					
粗骨材最大寸法 mm	単位セメント フライアッシュ量 kg	水セメント フライアッシュ比 %	フライアッシュ 置換率 %	空気量 %	混和剤		動弾性係数百分率					耐久性指数
						0	50	100	200	300 サイクル		
150	211	44	25	3.3	AE剤	A	100	91	91	86	76	76
	211	50		3.4		B	100	94	94	92	87	87
	211	50		0.5	用いず	C	100	26	—	—	—	4
	210	44	0	2.9	AE剤	D	100	96	94	91	86	86

摘要 1) 供試体：40mm網ふるいでウェットスクリーンした試料を用いて作成した。
2) 試験開始時材齢：1年



図—16 大鳥ダム上流面及び奥只見発電所放水路擁壁に設置した測定設備の動弾性係数測定結果

表—18 奥只見ダム地点に設置した1m×1m×1mブロックの露出状態

コンクリート					ブロック		露出状態								
粗骨材最大寸法 mm	C+F kg	F/C+F %	W/C+F %	空気量 %	番号	標高 m	水位変動による浸水		年間凍結融解回数 ¹⁾		気温 ℃ ²⁾		年間降水量 ²⁾ mm	年間積雪 ²⁾ 月数	年間浸水 ²⁾ 月数
							有無	最大水深	範囲	平均	最低	最高			
150	211	25	44.3	3.3	A1/A2	745	無	—m	25~6	15	-18.5	34.6	2,338	4.2	0
			50.0	3.4	B1/B2										
			50.0	0.5	C1/C2										
			44.3	2.9	D1/D2										

注 ¹⁾ 1963年~1972年の値を示す。 ²⁾ 1959年~1995年の間の観測値から求めた値を示す。

表—19 大鳥ダム上流面及び奥只見発電所放水路擁壁に設けた測定設備の露出状態

地点	コンクリート					測定設備		露出状態							
	粗骨材最大寸法 mm	C+F kg	F/C+F %	W/C+F %	空気量 %	標高 m	水位変動による浸水		年間凍結融解回数 ¹⁾		気温 ℃ ²⁾		年間降水量 ²⁾ mm	年間積雪 ²⁾ 月数	年間浸水 ²⁾ 月数
有無	最大水深	範囲	平均	最低	最高										
大鳥ダム上流面	150	210	30	47.1	3.5	554.6	有	2.4 m	60~30	46	表—18の奥只見ダム地点の場合とほぼ同じ				0~2.5
奥只見放水路擁壁	40	220	0	61.4	3.5	552.0	有	(-) m	(-)	(-)	表—18の奥只見ダム地点の場合とほぼ同じ				(-)

注 ¹⁾ 1963年~1972年の値を示す。 ²⁾ 1985年~1994年の間の観測値から求めた値を示す。

4.7 川俣ダム

実験用コンクリートブロックの配合、製造方法及び設置状況を表—20、図—17及び写真—11に示す。

コンクリートブロックに関する測定の結果を図—18に示す。

ブロックの露出条件を表—21に示す。

表-20 川俣ダム現場において製造したコンクリートブロック

配合番号	コンクリートの配合								コンクリートブロックの製造				
	粗骨材 最大寸法	W	C	W/C	s/a	減水剤 ポゾリス No. 8X	スランプ	空気量	製造 年月日	練混ぜ 方法	打込み 方法	締固め 方法	養生方法
	mm	kg	kg	%	%	g/m ³	cm	%					
A-1	150	104	233	45	23	583	4.0	4.0	1964 7.29	バッチャブ ラント1.5 m ³ ミキサに よって行 なった。	コンクリート運搬 車に続きケーブル クレーンにより運 搬し、スコップで 投入した。	空気式棒状パイプ レタ3 A-54 型(振動数7,500rpm, 振幅3.4mm)の ものと、空気式環状 パイプレタ(1P-58 型, 振動数8,500rpm, 振幅3mm)の ものを併用した。	打込み後3日 間湛水養生, 以後5日間散 水養生。
A-2		104	233	45	23	582	4.4	2.5	7.30				
B-1		103	189	55	25	473	4.7	1.8	8.5				
B-2		104	193	54	25	483	4.1	2.3	8.5				
C-1		116	255	45	26	638	4.0	1.1	8.12				
C-2		116	258	45	26	645	4.7	1.2	8.12				

注 フライアッシュ及びAE剤は使用していない。

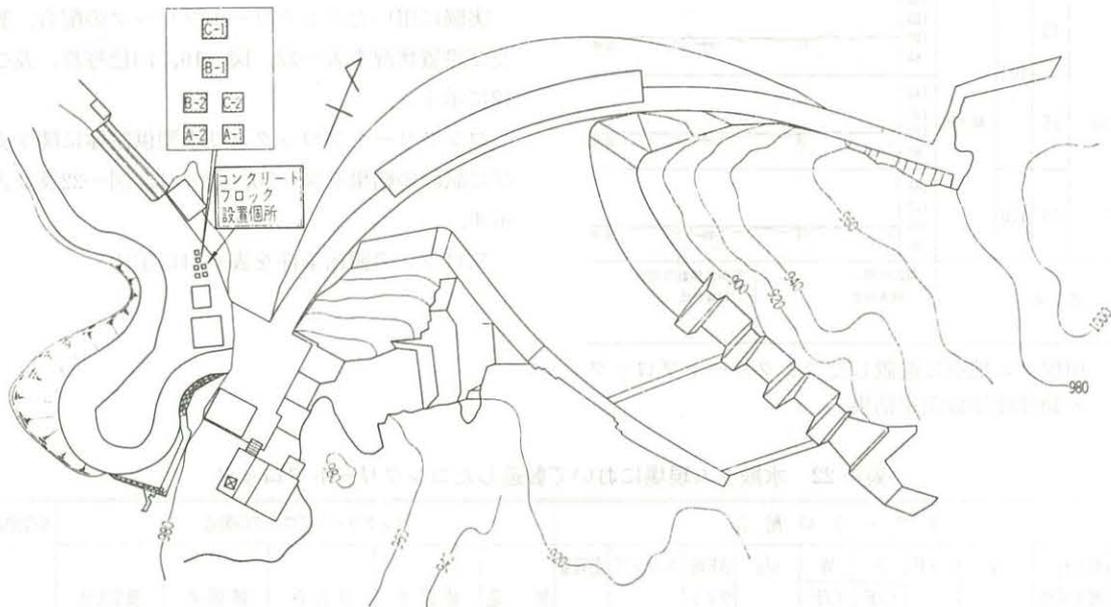


図-17 川俣ダムに設置したコンクリートブロック位置図



写真-11 川俣ダム地点 コンクリートブロック設置
状況 (EL. 980m - 調整地内: 冠水せず)

表-21 川俣ダム地点に設置した1m×1m×1mブロックの露出状態

コンクリート				ブロック		露出状態							
粗骨材最大寸法 mm	C	W/C	空気量	番号	標高	水位変動による冠水	年間凍結融解回数 ¹⁾		気温 ℃ ²⁾		年間降水量 ²⁾	年間積雪 ²⁾	年間浸水 ²⁾
	kg	%	%		m	有無	範囲	平均	最低	最高	mm	月数	月数
150	233	44.6	4.0	A-1	980	無	117~142	134	-15.9	30.9	1,007 ~ 1,837	2.5~6.0	0 (常時気中)
	233	44.7	2.5	A-2									
	189	55.4	1.8	B-1									
	193	53.8	2.3	B-2									
	255	45.4	1.1	C-1									
	258	45.0	1.2	C-2									

注 ¹⁾ 1967年~1973年の間の値を示す。 ²⁾ 1985年~1994年の間の観測結果から求めた値を示す。

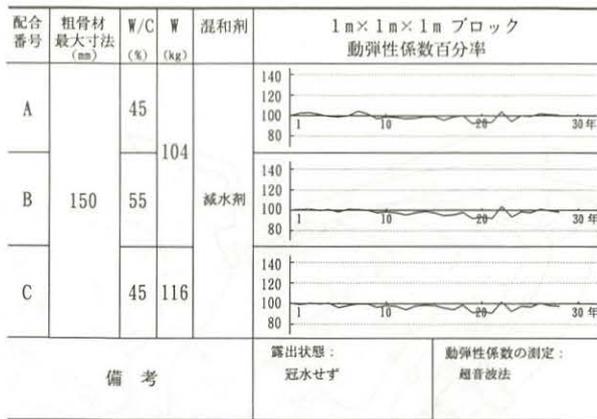


図-18 川俣ダム地点に設置したコンクリートブロックの動弾性係数測定結果

4.8 水殿ダム

実験に用いたコンクリートブロックの配合、製造方法及び設置状況を表-22、図-19、口絵写真、及び写真-12に示す。

コンクリートブロック及び小型供試体に関する測定並びに試験の結果を図-20、図-21、図-22及び表-23に示す。

ブロックの露出条件を表-24に示す。

表-22 水殿ダム現場において製造したコンクリートブロック

コンクリートの配合										コンクリートブロックの製造					小型供試体の製造	
配合番号	粗骨材最大寸法 mm	W	C+F	F	W	s/a	AE剤	スランブ	空気量	製造年月日	練混ぜ方法	打込み方法	締固め方法	養生方法		
		kg	kg	C/F	C/F	%	g/m ³	cm	%							
A	150	98	200	25	49	22	54	3.3	3.0	1969 7.18	56切り4型 パッチャプラ ントによって 行なった。	ダンブトラッ クにより運 搬、1、2層に 分けて打込 んだ。	電気式パイブ レータ(株式 IB-130型)に よって行っ た。	初期は、シー トで被覆した 1週間後脱枠 し、自然養生 した。	強度試験用 φ15×30cmシリ ンダ:40mmウェッ トスクリーン	
B		95	175	25	54	23	48	3.2	3.1	7.22						
C		92.5	130	25	71	24	34	3.0	2.8	7.18						
D		101	130	25	78	25	0	3.1	1.1	8.26						
E		92.5	130	0	71	24	34	3.2	3.1	8.30						
F		101	130	0	78	25	0	3.0	1.3	9.3						
G		106	130	0	82	24	34	14.0	3.1	8.26						
H	—	—	—	—	—	—	—	—	—	8.26 8.30 (E+G)						
I	150	90	100	25	91	24.5	23	2.9	2.6	9.8						
J		90	100	0	91	24.5	23	3.3	3.0	9.3						
K		80	80	25	110	25	16	2.6	3.1	9.8						

注 減水剤は使用していない。

大型コンクリートブロックによるダムコンクリートの耐久性試験



図-19 水殿ダム現場に設置したコンクリートブロック位置図(その1)

写真-12 水殿ダム地点 コンクリートブロック設置状況(右岸 EL. 850m - 貯水池内)

配合番号	粗骨材最大寸法(mm)	W/C+F/F/C+F (%)	F/C+F (%)	混和剤	1m×1m×1m ブロック				
					動弾性係数百分率	φ15cm×30cm 供試体	φ15cm×30cm 供試体		
					動弾性係数百分率	動弾性係数百分率	質量変化率		
A	150	49	25	AE剤					
B					54				
C					71				
D		78		用いず					
I					91	AE剤			
K							110		
備考					露出状態： 満水時の水深 3.5m 冠水せず	動弾性係数の測定： 超音波法	露出状態： 満水時の水深 3.5m	動弾性係数の測定： 超音波法 共鳴振動法	露出状態： 満水時の水深 3.5m

図-20 水殿ダム地点におけるコンクリートブロック及び小型供試体の測定結果(その1)

配合番号	粗骨材最大寸法 (mm)	W/C+F (%)	F/C+F (%)	混和剤	1m×1m×1m ブロック 動弾性係数百分率		φ15cm×30cm 供試体 動弾性係数百分率		φ15cm×30cm 供試体 質量百分率	
					露出状態	測定方法	露出状態	測定方法	露出状態	測定方法
F	150	78	0	用いず	満水時の水深 3.5 m	超音波法	満水時の水深 3.5 m	超音波法	満水時の水深 3.5 m	超音波法
E					満水時の水深 3.5 m	超音波法	満水時の水深 3.5 m	超音波法	満水時の水深 3.5 m	超音波法
G					満水時の水深 3.5 m	超音波法	満水時の水深 3.5 m	超音波法	満水時の水深 3.5 m	超音波法
J					満水時の水深 3.5 m	超音波法	満水時の水深 3.5 m	超音波法	満水時の水深 3.5 m	超音波法
備考					露出状態: 満水時の水深 3.5 m 冠水せず	測定方法: 超音波法	露出状態: 満水時の水深 3.5 m	測定方法: 超音波法 共鳴振動法	露出状態: 満水時の水深 3.5 m	測定方法: 超音波法

図-21 水殿ダム地点におけるコンクリートブロック及び小型供試体の測定結果 (その2)

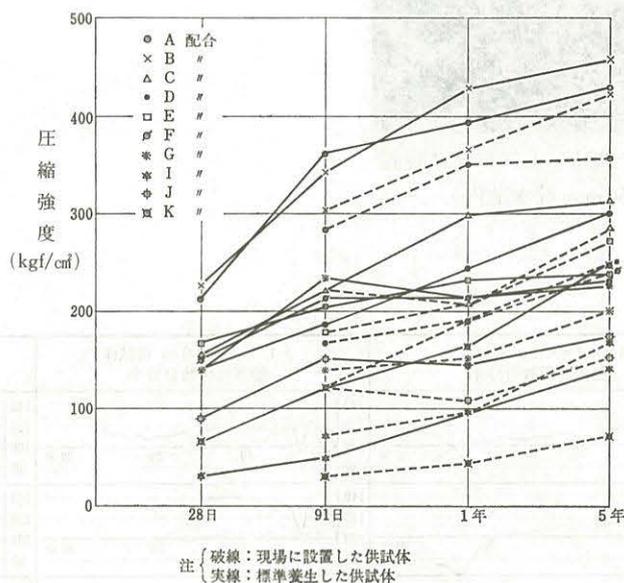


図-22 水殿ダム現場に設置した供試体および標準養生した供試体の圧縮強度試験結果

表-23 水殿ダム地点における試験に使用したコンクリートの小型供試体による凍結融解試験結果

コンクリート配合					番号	凍結融解試験							
粗骨材最大寸法 (mm)	単位セメント フライアッシュ量 (kg)	水セメント フライアッシュ比 (%)	フライアッシュ 置換率 (%)	空気量 (%)		動弾性係数百分率					耐久性指数		
						0	50	100	200	300 サイクル			
150	200	49	25	3.0	AE剤	A	100	92	89	85	84	84	
	175	54		3.1		B	100	91	87	84	81	81	
	130	71		2.8		C	100	98	96	82	72	72	
		78		1.1	用いず	D	100	91	(44)	—	—	22	
	100	91		2.6		AE剤	I	100	94	86	72	61	61
	80	110		3.1			K	100	85	69	34	24	24

摘要 試験開始時材齢：1年

表—24 水殿ダム地点に設置した1m×1m×1mブロックの露出状態

コンクリート					ブロック		露出状態									
粗骨材最大寸法 mm	C+F kg	F/C+F %	W/C+F %	空気量 %	番号	標高 m	水位変動による浸水		年間凍結融解回数 ¹⁾		気温 ℃ ²⁾		年間降水量 ²⁾ mm	年間降雪 ²⁾ 月数	年間浸水 ²⁾ 月数	
							有無	最大水深	範囲	平均	最低	最高				
150	200	25	49	3.0	A1/A2	850	有	3.5m	86~99	94	-16.0	34.0	976	2.0	3.0	
	175		54	3.1	B1/B2											
	130		71	2.8	C1/C2											
	100		78	1.1	D1/D2											
	80		91	2.6	I1/I2											
			110	3.1	K1/K2											
		0	71	3.1	E1/E2	855.5	無	0m								
	130		78	1.3	F1/F2											
	180		82	3.1	G1/G2											
	130		91	3.0	J1/J2											
		25	71	2.8	C3											(常時気中)
	100		91	2.6	I3											

注¹⁾ 1966年～1969年の間の値を示す。 ²⁾ 1985年～1994年の間の観測結果から求めた値を示す。

4.9 測定結果に対する考察

各地点に設置したコンクリートブロック及び小型供試体の測定は今後も相当の長期間に亘り継続して行われる。実験室における各種の試験は、長期に行う圧縮強度試験以外のものは終了している。これらの測定結果は、4.2～4.8に示した。ただし、現在までに測定資料は非常に膨大な数量になるため一括して表及びグラフによりまとめ、各ダム毎に示してある。

これらの測定結果に基づいてその考察を述べると次のようである。

4.9.1 黒部ダムコンクリートの場合

黒部ダムコンクリートの実験に用いたコンクリートの配合及びコンクリートブロックの露出状態は表—6及び表—8のとおりであった。

このコンクリートの品質の経年変化の測定結果は図—3に示すとおりである。貯水池の水位変動にともなう水没時の最大水深が18mとなる位置に設置した14個のコンクリートブロックは、いずれを測定開始後33年の間コンクリートの品質の低下は全く認められず、動弾性係数は増加傾向にある。動弾性係数の値はブロックの製作時に比して26～33%程度増大している。これに対し、小型供試体による促進凍結融解試験では、AE剤を用いないコンクリートではサイクルの進行に伴い急速に劣化し、またAEコンクリートとした場合には300サイクルの凍結融解を繰り返した後の動弾性係数百分率すなわち試験開始時の動弾性係数に対する比は63～78%であった。

一方、水没水深を大きくし最大で43mとなるような位置に設置した。4個のブロックにおいては、試験開始15年後頃より動弾性係数が増加から減少に転じ、劣化のきざしが見られる。ただし、ダムの工事に用いた配合、すなわち水セメント比を47%としたコンクリートにおいては、動弾性係数は製造時に比べて10%程度大きい値を示しており健全な状態を維持している。

なお、冠水しない位置に設置した他の4個のブロックの動弾性係数は、水深18mまで水没する上記14個のブロックの場合に比べて8～14%程度小さいが、測定開始以来引き続き増加する傾向を保っている。

冠水しない位置にφ15cm×30cmおよび10cm×10cm×42cmの小型供試体を設置して試験を行っているが、これらの動弾性係数は、超音波法あるいは共鳴振動法のいずれによる場合も製作時に比して殆どかわりはなく、むしろ増加する傾向にある。なお、これら小型供試体の質量はほとんど変化せず、スケーリングは小さい。

4.9.2 奥新冠ダムコンクリートの場合

奥新冠ダムコンクリートの実験に用いたコンクリートの配合及びコンクリートブロックの露出状態は表—9及び表—11のとおりであった。

このコンクリートの品質の経年変化の測定結果は図—6に示すとおりであった。ブロックを設置した地点は、気温が氷点下となる頻度が年間60～85回程度にも達し、また最低気温は-24℃にも達する極めて苛酷な気象条件下にある。しかしコンクリートブロックは混和剤を

用いない配合のものをも含めいずれも測定開始後32年の間の品質の低下はみられず、動弾性係数はブロックの製作時に比して4～19%程度増大した。これらを促進凍結融解試験の結果と比較すれば、例えば混和剤を用いない場合においては20サイクル後において動弾性係数は55%に低下したのであり、著しい差異を示している。なお、満水時の水深の相違による影響は認められない。

ブロックの近傍に併置した $\phi 15\text{cm} \times 30\text{cm}$ あるいは $10\text{cm} \times 7.5\text{cm} \times 40\text{cm}$ の小型供試体の動弾性係数の値は測定方法によってかなり異なるが、明確な劣化傾向は認められない。すなわち、超音波法ではコンクリートブロックの場合と同様いずれも増加傾向にあり、40%程度大きくなっている。一方、共鳴振動法による場合は製作時とほとんど変わらない値を示している。なお、小型供試体は、これまでに相当数の凍結融解の繰り返しを受けてきたにもかかわらず、いずれの配合のものも、質量はほとんど変化していない。

4.9.3 仙美里ダムコンクリートの場合

仙美里ダムコンクリートの実験に用いたコンクリートの配合及びコンクリートブロックの露出状態は表—12及び表—14のとおりであった。

これらのコンクリートの品質の経年変化の測定結果は図—9に示すとおりであった。ブロックは、気温が氷点下になる度数が年間51～94回程度でありこの実験研究ではかなり苛酷な気象条件に曝されているものと言えるが、混和剤を用いない配合のものをも含む全7個のブロックは、測定開始後32年を経た現在いずれも品質の低下は認められず、動弾性係数はむしろ増加の傾向にある。

ブロックに併置した小型供試体の動弾性係数は、超音波法によって求めた場合製作時に比べて40%程度、また共鳴振動法では25%程度増加している。また、これらの質量も測定開始時に比べほとんど変化していない。

このように試験地点のブロック並びに小型供試体のコンクリートは全く劣化していないが、小型供試体による促進凍結融解試験では空気連行をしない場合には急速に劣化し、またAEコンクリートとしたものでも280サイクル後において動弾性係数は61%に低下しているのである。

すなわち前記のように現場試験と実験室試験の結果にはかなりの差異があることが認められたのである。

4.9.4 大鳥ダムコンクリートの場合

大鳥ダムコンクリートの実験に用いたコンクリートの配合及びコンクリートブロックの露出状態は表—17のとおりであった。

このコンクリートの品質の経年変化の測定結果は図—

14に示すとおりであった。設置した8個のブロックはいずれも測定開始後31年の間コンクリートの品質の低下は認められず、動弾性係数はブロックの製作時と同程度であることが認められた。AE剤を用いない場合についても、上述の各ダムの場合と全く同様であって、動弾性係数は低下していない。

ブロックと併置した小型供試体においては、質量変化はほとんど認められないが、動弾性係数は、超音波法、あるいは共鳴振動法のいずれで測定した場合も試験開始時に比べ20%程度低下した。しかし、コンクリートは品質が低下したと即断できるような劣化状態にはない。小型供試体の促進凍結融解試験では、AEコンクリートとしたものでは300サイクル後の動弾性係数の低下は13～24%であった。

大鳥ダムにおいては、他の地点と異なり、ダム本体の上流面に写真—8、9に示すような特殊な測定設備を設けて表面部コンクリートの品質の経年変化を測定しているが、その結果は図—16に示すとおりであった。これによれば、表面部の品質低下は試験開始から31年全く認められず、動弾性係数は測定設備の設置当時とかわらない値を示している。図—16の試験結果によれば、測定開始8年後から16年後の間に動弾性係数の測定値がいくぶん低下しているが、これは測定に使用した測点コンクリートの表面が部分的に測定上の不具合を生じたため起きたものであり、劣化したものではない。

奥只見発電所の放水路擁壁の測定設備の測定結果は図—16に示すとおりである。この擁壁に使用したコンクリートは、水セメント比を61.4%としたものであるが、動弾性係数は測定開始33年後において低下は見られない。

4.9.5 川俣ダムコンクリートの場合

川俣ダムコンクリートの実験に用いたコンクリートの配合及びコンクリートブロックの露出状態は表—19のとおりであった。

このコンクリートの品質の経年変化の測定結果は図—19に示すとおりである。ブロックの設置地点は冠水することはないが、気温は氷点下となる度数が年間130回以上にも及び、露出条件としては本実験研究の試験地点の内では最も苛酷な気象環境にあると言える。しかし、いずれのブロックにおいても、測定開始後32年の間での動弾性係数の変化はほとんどなく、品質は低下していない。

4.9.6 水殿ダムコンクリートの場合

水殿ダムコンクリートの実験に用いたコンクリートの配合及びコンクリートブロックの露出状態は表—22のと

おりであった。

このコンクリートの品質の経年変化の測定結果は図—20及び図—21に示すとおりであった。ブロックの設置地点は貯水池の水位が激しく変動し、気温が氷点下となる回数も年間90回以上に達する苛酷な気象条件下にある。ブロックを設置してから25年経過したが、コンクリートの品質状態は配合条件その他によって相当に異なって変化してきていることが認められた。すなわち、ダムコンクリートの施工基準に準拠して造ったブロックにおいては、動弾性係数は測定開始時に比べいくぶん低下したものの大差ない値を示し、堅硬な状態を保持している。しかし、AE 剤を使用していないものでは試験開始後10年～20年頃から著しく劣化し始めた。

ブロックのコンクリートの劣化性状を要因別に示せば、大要次のようである。

- ① 水・セメントフライアッシュ比を49～91%とした場合いずれも健全な状態を維持している。動弾性係数は試験開始時に比べ4%～27%程度低下したが、低下の程度と水・セメントフライアッシュ比との間に明確な関係は認められない。
- ② フライアッシュの混用により劣化程度が少なくなっていることが示された。すなわち、この地点ではフライアッシュの混用による効果を比較的短期間に検討できるようにするため、水セメント比を相当に高めて実験を行っている。これによれば水セメント比を71%としたAEコンクリートの場合において、フライアッシュを用いないものでは動弾性係数は測定開始時に比べて20%程度低下したが、置換え率25%としてフライアッシュを混用したものでは動弾性係数の低下が12%程でありほぼ半減している。なお、水セメント比を91%とした場合には、フライアッシュを混用しても動弾性係数の値に影響はない。
- ③ 空気連行による影響が大きいことが改めて明らかにされた。すなわち、単位セメントフライアッシュ量を $130\text{kg}/\text{m}^3$ （フライアッシュ置換え率25%）またスランブを3cmとした場合、AEコンクリートとすることにより測定開始後における動弾性係数の低下は49%から12%に軽減されている。さらに、フライアッシュを混用しないコンクリートの場合について見れば、空気連行を行わないものでは動弾性係数の測定が不可能となる程度まで劣化したが、AEコンクリートでは低下は20%にとどまっている。

ブロックとともに試験地点に設置した $\phi 15\text{cm} \times 30\text{cm}$ の小型供試体においては、動弾性係数は超音波法による場合ブロックと異なり、いずれも相当に大きく、測定開始

時に比べ15～60%増加した。しかし、共鳴振動法による値はおおむね低下の傾向にある。

一方、促進凍結融解試験においては、300サイクル後の動弾性係数は、水・セメントフライアッシュ比を49～91%としたAEコンクリートの場合には試験開始時に比べ16～31%低下した。なお、供試体の質量は、ほとんど変化していない。

5. 結 び

この実験研究の結果より次のことが言えると考えられる。

(1) 7箇所のダム地点に設置したブロック及び小型供試体に用いたコンクリートは水セメント比が43～110%の範囲に在るものである。ブロック及び小型供試体はこれらのコンクリートを入念に締固めて製造したものであり、天然の凍結融解に曝し始めた材齢は7日～3月であって、その材齢における圧縮強度は $70\text{kgf}/\text{cm}^2 \sim 350\text{kgf}/\text{cm}^2$ であったと考えられる。

経過年数は最長で35年でありそれ程長くはないので当然のことであるが、施工基準に合致させて造ったブロック及び小型供試体の表面部コンクリートはすべて完全な状態に保持されている。

(2) ダム本体及び擁壁に設けられた測定設備のコンクリートは水セメント比をそれぞれ47%及び61%としたものである。コンクリート打設後それぞれ31年及び33年経過したが、表面部のコンクリートは健全な状態を維持している。

(3) 混和材料を混用しないで造られたコンクリートは測定開始7年ないし22年後から劣化が著しくなっている。

AE 剤、AE 減水剤及びフライアッシュの混用は劣化の抑制にきわめて有効である。

(4) ブロックと併置した小型供試体は、配合条件がかなり劣るものでも健全な状態が維持されている。

以上の結果より、寒冷地におけるダムコンクリートの耐久性についてはきわめて貴重な検討資料が得られた。しかし、各試験地点にあるコンクリートブロックは依然として健全な状態を維持しているのであって、凍害性状を明確に確認できるまでには至っていない。また、現状ではこれらと実験室における促進凍結融解試験との関連性が認められないものもある。したがって、当初の研究目的を達成するためには今後さらに調査研究を継続する必要があると考えられる。

この長期にわたる実験研究を行うにあたり積極的に協力いただいた関係各研究機関の実施責任者並びに実験担当者に深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) Advisory Committee, Long-Time Studys, "Ten-Year Report on the Long-Time Study of Cement Performance in Concrete", ACI Journal, Mar. 1963.
- 2) Jackson, F. H., "Long-Time Study of Cement Performance in Concrete, Chapter 9 — Correlation of the Results of Laboratory Tests with Field Performance under Natural Freezing and Thawing", ACI Journal, Oct. 1950.
- 3) Kennedy, T. B. and Mather, K., "Correlation between Laboratory Accelerated Freezing and Thawing and Weathering at Treat Island, Maine", ACI Journal, Oct. 1955.
- 4) В.В.Стодвников, "Исследования по Гилроническому Бетону".
- 5) V. V. Stolnikov, "ON the Conversion Factor from Laboratory Tests on the Frost-Resistance to the Frost-Resistance of Concrete in Structures" Minutes of the Sub-Committee on Concrete for Large Dams of the International Commission on Large Dams, Helsinki, 1959.

- 6) "Report on Frost Resistance of Concrete and on the Definition of Concrete Mixes", by the International Sub-Committee on Concrete for Large Dams of the International Commission Concrete for the Large Dams, Proceedings, 5th Congress on Large Dams, Question N° 19, R. 70, May 1955.
- 7) "Deterioration of Dams and Reservoirs—Example and their analysis", by the International Sub-Committee on Concrete for Large Dams,
- 8) M. KOKUBO, "The Behaviour and Deterioration of Dams" Discussion, 9th Congress on Large Dams, Question N° 34, 1967.
- 9) コンクリート凍害実験研究分科会 "大型コンクリートブロックによるダムコンクリートの耐久性試験中間報告", 大ダム, No. 45, 1968年10月, pp. 1~30.
- 10) コンクリート凍害実験研究分科会 "大型コンクリートブロックによるダムコンクリートの耐久性試験中間報告 (第二報)", 大ダム, No. 76, 1976年6月, pp. 1~16.

水殿ダムサイトにおける大型供試体長期暴露試験結果

石井 清*
堤 知 明**

1. 序 言

コンクリートダムに使用される材料は長い経験に培われた技術によって改良が積み重ねられてきており、特に寒冷地における耐久性に関する知見は、組織的な検討を経て増加してきている。この一環として、社団法人日本大ダム会議では、コンクリート凍害実験研究分科会（委員長：國分正胤東京大学名誉教授）において、「寒冷地におけるダムコンクリートの気象作用に対する耐久性とコンクリート供試体による耐久性試験結果との関連性を明らかにする。」ことを目的とする長期暴露試験を1961年から実施している¹⁾²⁾。

東京電力においてもこの試験に協力参加し、梓川水系水殿ダムにコンクリート供試体を設置し、1969年より測定を継続している。水殿ダムは、長野県西部（標高855.5m、北緯36°8'）に位置し、凍結融解作用を受ける気象条件としては、比較的厳しい環境下にある。

本報告は、水殿ダム調整池内に設置した1m立方のコンクリートブロックおよび小型供試体（φ15cm×30cm）を対象として実施した、26年間に亘る自然環境下におけるコンクリートの暴露試験を通じ、ダムコンクリートの耐凍害性について検討した結果をまとめたものである。

2. 試験方法

試験対象とした配合は、水殿ダム本体の配合の他、水セメント比を広範囲に変化させると共にAE剤の添加の有無、フライアッシュの混和の有無がダムコンクリートの耐凍害性に及ぼす影響について検討するために、合計10配合を選定した。

2.1 使用材料

供試体コンクリートの製造に用いた各材料は、水殿ダム本体コンクリートと同一のものである。

(1) セメントおよびフライアッシュ

セメントは、N社製中庸熟ポルトランドセメントを、フライアッシュは、当時石炭灰であった当社川崎火

力発電所産のものを用いた。比重および比表面積は、表一1のとおりである。

(2) 骨材

骨材は、梓川産の河床砂礫を粒度調整して用い、粗骨材最大寸法は150mm、細骨材の粗粒率は2.8程度とした。表一2に骨材の物性を示す。

(3) 混和剤

混和剤は、Y社製天然樹脂酸塩AE剤を用いた。

2.2 コンクリート配合

コンクリート配合は、水殿ダム本体コンクリートに用いたものを基本にして、既往研究より得られたコンクリートの耐凍害性に影響を与える要因の内、ダムコンクリートとして基本的な条件となる水セメント比およびフライアッシュ、AE剤の使用の有無に着目し、以下のとおり選定した。

(1) 水セメント比

水セメント比については、水殿ダムコンクリートの配合である49%を基本に、54, 71, 78, 82, 91, 110%とした。これらの水セメント比は単位セメント量を200, 175, 130, 100および80kg/m³と固定し、AE剤およびフライアッシュの使用の有無および所要スランプの相違によって変化させたものである。

表一1 セメントおよびフライアッシュの物性

結合材物性	セメント	フライアッシュ
比 重	3.20	2.19
比表面積 (cm ² /g)	3,200	3,100

表一2 骨材の物性

骨材物性	細骨材	粗骨材
比 重	2.62	2.66
吸 水 率 (%)	1.20	0.63
安定性損失量 (%)	3.1	2.1

* 東京電力(株)常務取締役

** 東京電力(株)電力技術研究所構造研究室主任研究員

表—3 コンクリートの配合およびフレッシュコンクリートの品質

配合の 種類	コンクリート配合									フレッシュコンクリートの測定値			
	粗骨材の 最大寸法 (mm)	水セメント比 W/(C+F) (%)	フライアッシュ 置換率 F/(C+F) (%)	細骨材率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m ³)					スランブ (cm)	空気量 (%)	温 度	
					水 W	セメント+ フライアッシュ C+F	細骨材 S	粗骨材 G	AE 剤 ヴァインソル (g/m ³)			外気温 (℃)	コンクリート (℃)
AF49	150	49	25	22	98	200	467	1,654	54	3.3	3.0	28.0	23.0
AF54	150	54	25	23	95	175	492	1,649	48	3.2	3.1	26.0	23.0
AF71	150	71	25	24	92.5	130	519	1,643	34	3.0	2.8	28.0	23.0
AF91	150	91	25	24.5	90	100	532	1,640	23	2.9	2.6	18.5	19.0
AF110	150	110	25	25	88	80	546	1,636	16	2.6	3.1	19.0	14.0
AN71	150	71	0	24	92.5	130	519	1,643	34	3.2	3.1	23.0	21.5
AN82	150	82	0	24	106	130	510	1,614	34	14.0	3.1	22.0	18.5
AN91	150	91	0	24.5	90	100	532	1,640	23	3.3	3.0	24.0	22.0
NF78	150	78	25	24.5	101	130	554	1,661	0	3.1	1.1	19.0	18.5
NN78	150	78	0	25	101	130	554	1,661	0	3.0	1.3	19.0	20.0

(2) AE 剤

AE 剤の影響を見るために、AE 剤を用いないケースと、3%の空気量を確保できる使用量を用いた場合について検討を行った。

(3) フライアッシュ

フライアッシュの混和の影響を検討するために、全く用いないケースとセメントの25%を置換したケースについて検討した。

以上の検討から、試験供試体の配合は、表—3のとおりとした。なお、表中に示したそれぞれの記号は、アルファベットのはじめの文字がAE 剤添加の有無(A: 添加, N: 無添加)を、次の文字がフライアッシュ混和の有無(F: 混和, N: 無混和)を、次の文字が水セメント比を示す。たとえば、AF49は、AE 剤およびフライアッシュを共に用いた水セメント比49%の配合で、これは水殿ダム本体と同一の配合である。このときのフレッシュコンクリートの品質試験結果を合わせて表—3に示す。

2.3 供試体の作成

作成した供試体の種類および測定項目を表—4に示す。暴露試験用としては、大型立方供試体(1m×1m

×1m, 以下大型ブロックと呼ぶ)小型円柱供試体(φ15cm×30cm)を作成した。また、このほかに所定の材令の圧縮強度試験用として小型円柱供試体(標準水中養生および暴露)を作成した。コンクリートの練混ぜは56切(1.5m³)の可傾式ミキサにより2.5分間行い、ダンプトラックにより運搬し、人力によって打設した。大型ブロックの締固めはダム本体で用いたものと同じ電動式バイブレータ(直径130mm, 振動数7,500rpm)を用いて行った。養生は打設直後から、むしろで覆い、これに散水する方法で1週間養生した後、脱型した。小型円柱供試体用のコンクリートは40mmでウェットスクリーニングを行い型枠に打設した。小型円柱供試体は、暴露試験用および強度試験用とも打設翌日にキャッピングのうえ、翌々日に脱型を行い、暴露試験用のものは、大型ブロックと同様な状態で、また、強度試験用の内、水中養生のものは、水温20℃の水槽に入れ、所定の材令まで標準養生を行った。

2.4 暴露条件

a. 設置場所

暴露供試体は、長野県梓川の水殿調整池内の右岸(北緯36度8分, 標高850mおよび855.5m)に設置されている(写真—1)。大型ブロックの各面はそれぞれが東西南北に面するように設置されている。

b. 気温, 日射および湿潤条件

26年間における、暴露地点周辺の月平均最高気温・最低気温の範囲を図—1に示す。これによれば、毎年12月頃から翌年3月頃まで月平均最低気温が0℃以下となるうえ、年最低気温は月平均で氷点下

表—4 供試体の種類および測定項目

形 状	大型立方供試体		小型円柱供試体	
寸 法	1m×1m×1m		φ15cm×30cm	
測 定 項 目	動弾性係数	動弾性係数・質量	圧 縮 強 度	
養 生	暴 露	暴 露	水中/暴露	
個 数	2 体	3 体	2 ~ 3 体	

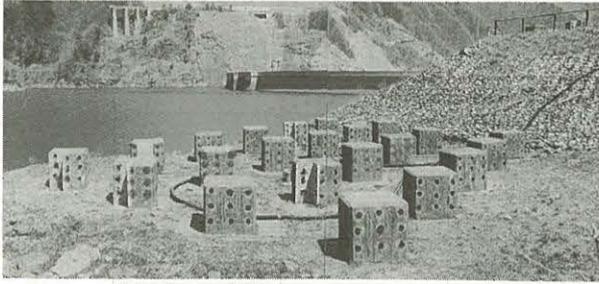


写真-1 暴露供試体設置状況

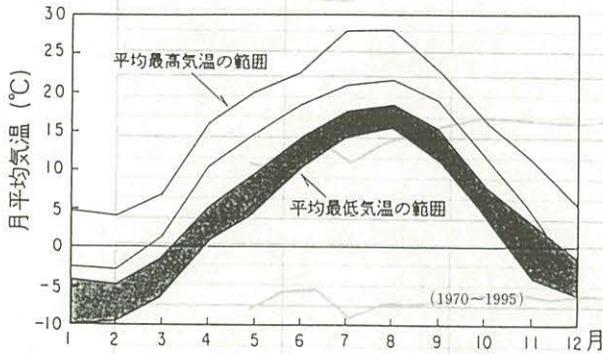


図-1 月平均最高・最低気温の範囲

表-5 経年変化測定項目

測定項目	測定対象	測定(試験)時期および方法
圧縮強度	小型供試体(標準養生)	時期: 材令28日, 91日, 1年, 5年, 18年 方法: 荷重速度はJISに準拠
	小型供試体(暴露)	時期: 材令91日, 1年, 5年, 18年 方法: 荷重速度はJISに準拠
	大型ブロック	時期: 18年 (AF49, AF110, NF78, NN78を30cm立方に切出した供試体) 方法: 荷重速度はJISに準拠
動弾性係数	小型供試体(暴露)	時期: 2回/年 方法: SONICによる一次共鳴振動数(共振法, 上下面間1測線)
	小型供試体(暴露)	時期: 2回/年 方法: PUNDITによる一次共鳴振動数(超音波法, 上下面間1測線)
	大型ブロック	時期: 2回/年 方法: PUNDITによる一次共鳴振動数(超音波法, 東西・南北面間18測線)
質量	小型供試体(暴露)	時期: 2回/年 方法: 秤による

10℃近傍まで下がり、コンクリートに対して厳しい環境下となる。暴露後、1995年11月までに日最低気温が0℃未満になった日数は累計で3,345日となっている。標高850m地点に暴露した供試体は、調整

池の運転水位 (EL. 853.5m~EL. 845.5m) の間に設置してあるため、水位の変動によって12月から3月の間に約11回水没する。

2.5 経年変化測定項目

経年変化測定項目は、表-5に示すとおりである。

3. 暴露試験結果

3.1 大型ブロックの劣化状況

暴露開始26年間の大型ブロックの相対動弾性係数の経年変化を図-2(a)~(c)に示す。各供試体毎の傾向を概観すると以下のとおりである。

a. AF49~AF110 (図-2(a))

いずれの供試体も暴露開始後20年程度の間相対動弾性係数が15~40%増加している。近年の測定結果は水セメント比によって異なり、ダムと同じ配合のAF49は90%程度を保っているのに対し、AF110は30%まで低下している。ただし、AF49およびAF110に示すように暴露18年目に供試体の一部を切断した面での測定結果は、低下傾向は見られず相対動弾性係数が100%以上を保っている。

標高855.5m地点に暴露し、常時空中にある供試体の相対動弾性係数は、いずれも100%以上を保っており劣化傾向は認められない。

b. AN71~AN91 (図-2(b))

相対動弾性係数の経時変化の傾向は、AFシリーズとはほぼ同じであり、暴露20年程度を経過した後に低下傾向が認められる。

c. NF78 (図-2(c))

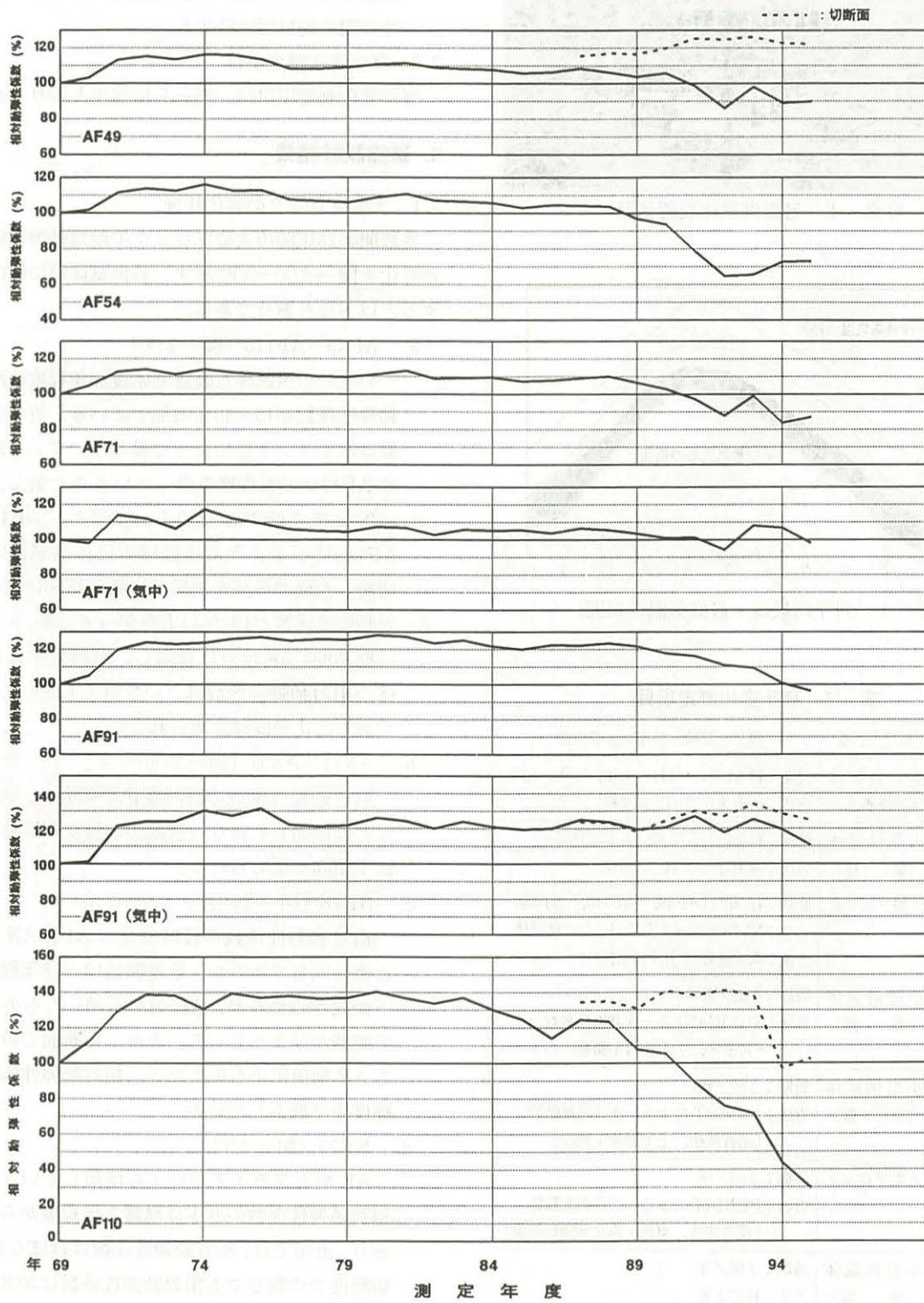
相対動弾性係数の経時変化はAF、ANシリーズと概ね同じであるが、暴露開始12~13年程度から低下傾向が認められ、AE剤を添加したものに比べ低下時期が早まっている。また、切断面での測定結果もAE剤使用のものに比べ、相対動弾性係数が60%程度まで低下している。

d. NN78 (図-2(c))

AE剤もフライアッシュも使用していないため、相対動弾性係数の低下は暴露8年程度から始まっており、近年では、相対動弾性係数はほぼ0%に近い。切断面での測定でも相対動弾性係数は20%程度まで低下している。

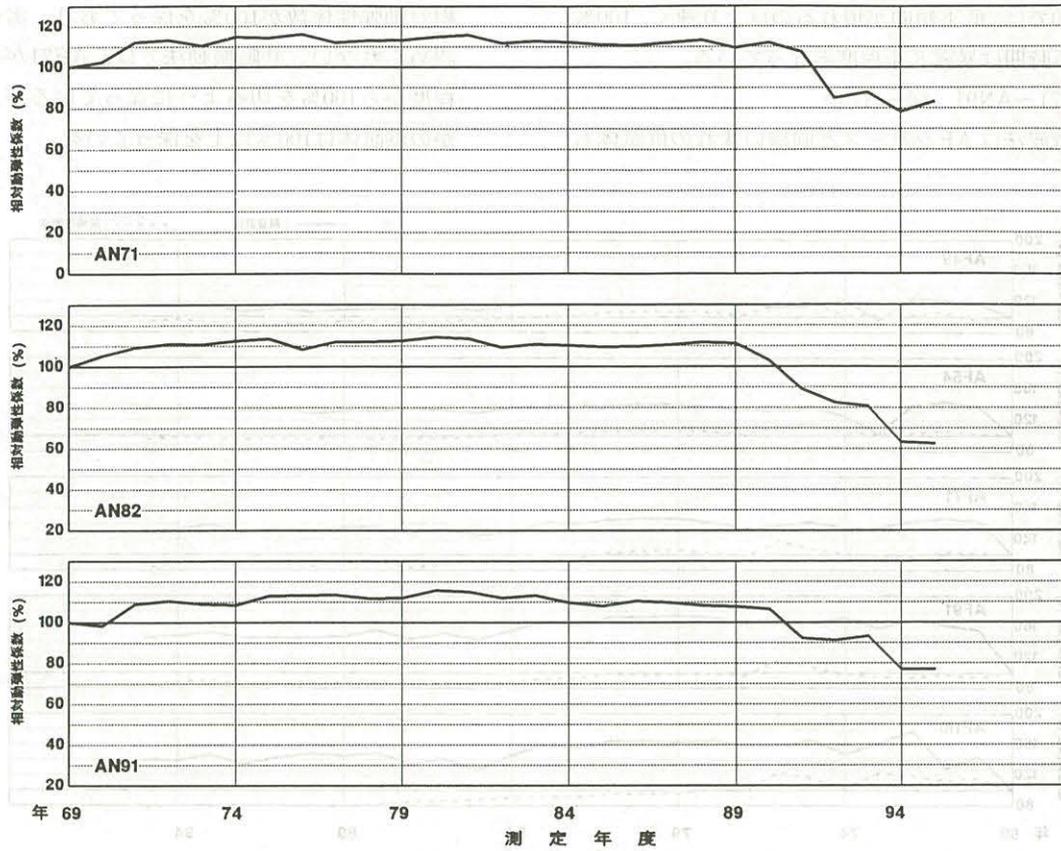
3.2 小型供試体の劣化状況

小型供試体の相対動弾性係数の経時変化を図-3(a)~(c)に示す。同図には超音波法による測定結果と共鳴振動法による測定結果を合わせて示した。小型供試体の測定結果を概観すると以下のとおりである。

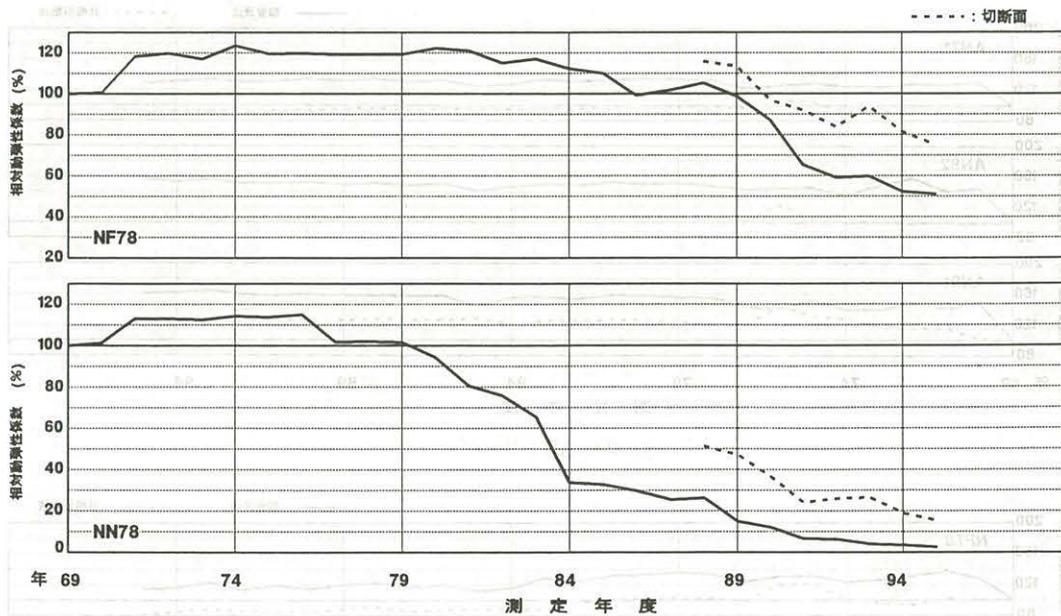


(a) AFシリーズ

図一 2 相対動弾性係数の経年変化 (大型ブロック)



(b) ANシリーズ



(c) NF, NNシリーズ

図-2 相対動弾性係数の経年変化 (大型ブロック)

a. AF49～AF110 (図-3(a))

超音波法による測定結果ではいずれの供試体も相対動弾性係数が100%以上を保っており、劣化は認

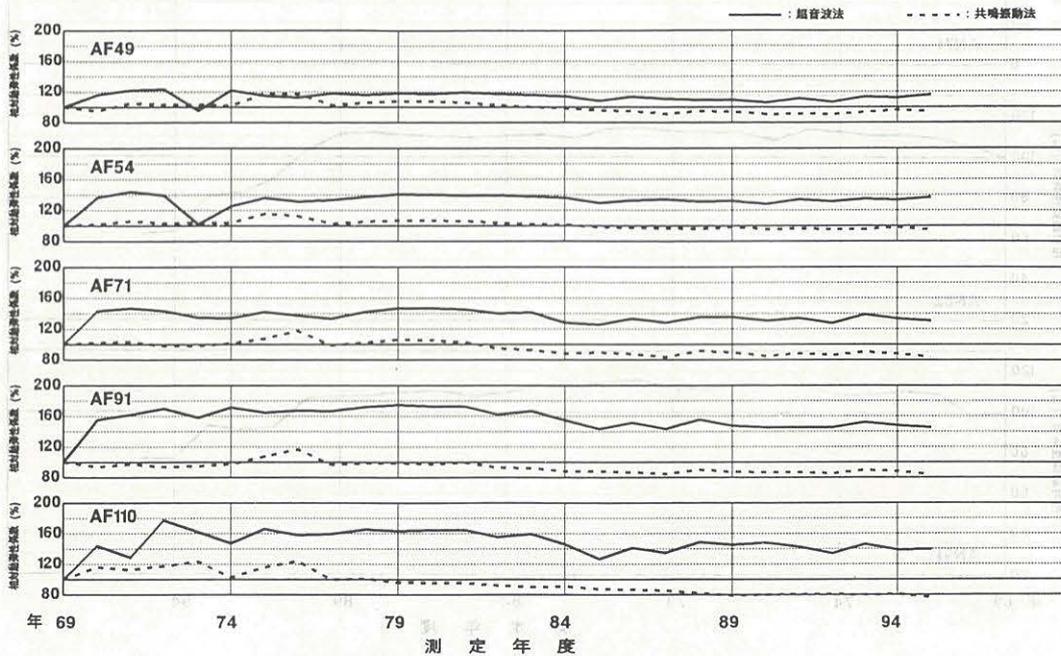
められない。共鳴振動法では、相対動弾性係数の低下傾向が認められAF49～AF71供試体が暴露12～14年程度から100%を切っている。AF91および

AF110では、低下傾向が現れるのはより早く、100%を切る時期は暴露8年程度となっている。

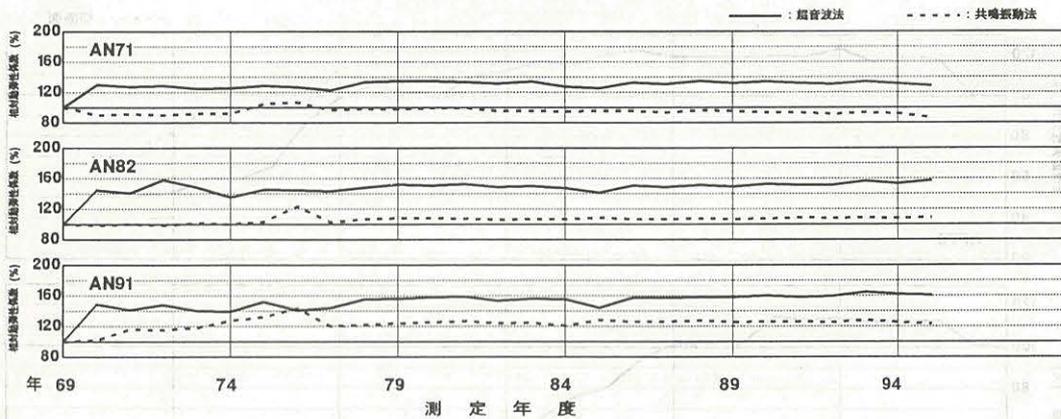
相対動弾性係数が100%を保持しており、劣化傾向は認められない。共鳴振動法では、AF71が暴露10年程度から100%を切るようになってきているが、そのほかの供試体は100%以上を保持している。

b. AN71~AN91 (図-3(b))

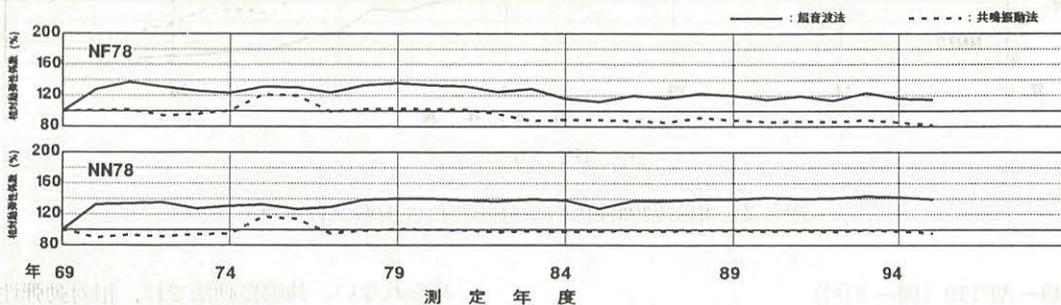
超音波法はAFシリーズと同様いずれの供試体も



(a) AFシリーズ



(b) ANシリーズ



(c) NF, NNシリーズ

図-3 相対動弾性係数の経年変化 (小型ブロック)

c. NF78 (図-3(c))

超音波法ではやや低下傾向が認められるが相対動弾性係数は100%以上を保っている。共鳴振動法では、暴露11年程度から100%を切るようになる。

d. NN78 (図-3(c))

超音波法では劣化は認められず100%以上を保っている。共鳴振動法でも100%程度を保ったまま推移している。

3.3 測定結果に関する考察

(1) 大型ブロックの測定結果について

大型ブロックの相対動弾性係数の測定結果を見ると、水セメント比によって差はあるものの、暴露開始20年程度経過して測定結果に低下傾向が認められる。しかしながら、暴露18年目に供試体の一部を切断した面での測定結果を見ると、AE 剤を添加したAF49, AF110は100%以上を保っており、劣化は認められない。これに対し、AE 剤が無添加であるNF78およびNN78はいずれも100%を大きく下回り、既存の測定箇所と同程度の劣化傾向を示している。大型ブロックの表面は、長期におよぶ凍結融解作用により程度の差はあるもののスケーリングにより凹凸が認められるのに対し、切断面はAE 剤の有無に関わらず滑らかな面を保っている。この表面状況の差が測定結果に影響を与えているものと考え、AE 剤を添加した供試体を対象に検討を行った。検討対象とした供試体は縦継目の影響を調べることを目的に作成したAN71とAN82供試体を半分ずつ打ち継いだ供試体である。

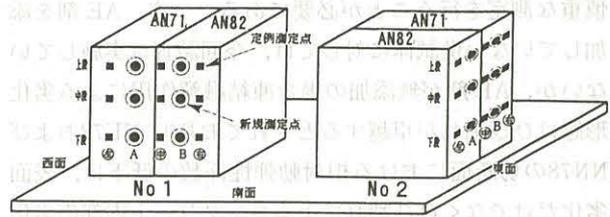
測定比較方法は次の2方法で行った。

a. 未処理の状態での超音波速度の測定

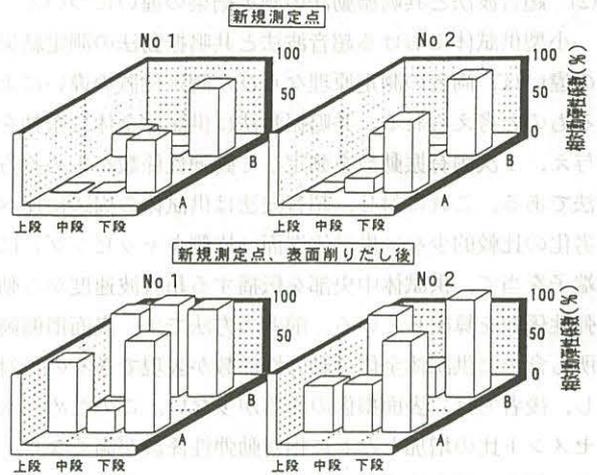
b. 表面を2~3mm削った状態での超音波速度の測定

超音波速度の測定場所および測定結果から算出した相対動弾性係数の結果を図-4(a)および(b)に示す。これによれば表面無処理状態と表面削り出し後における値を比較すると明らかに後者の方が前者を上回っている。さらに未処理状態で測定不能であった点が表面を削った状態では測定可能となった。特にNo.1ブロックにおける測線B-中段では、初期値以上に動弾性係数が回復しており、コンクリート内部はまだ健全であることを示している。これらの結果から、AE 剤を添加した供試体は、コンクリート表面の劣化が超音波速度の測定に及ぼす影響が大きく、近年の相対動弾性係数の低下傾向は表面劣化の影響を受けており、切断面の測定結果から、内部は健全性を保っているものと考えられる。

また、近年の超音波速度の測定では、表面劣化の影響で測定端子が密着しにくくなるために、測点を微妙にず



(a) 測定位置



(b) 測定結果

図-4 超音波速度の測定

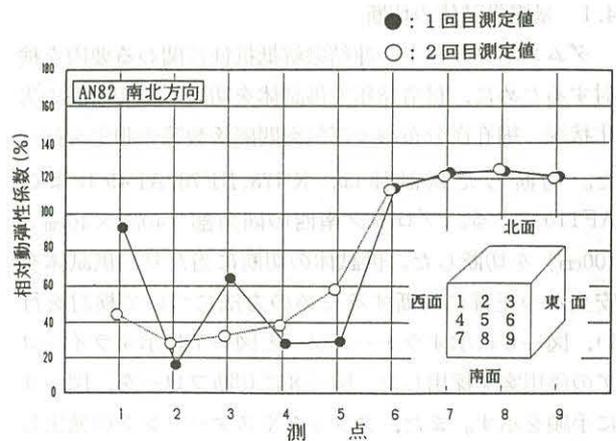


図-5 相対動弾性係数のばらつき

らただけでも測定値がばらつく傾向が認められる。図-5は、既存測定箇所とその極近傍を測定した結果である。図から、劣化を生じていない供試体下段では同程度の値を示しているが、表面劣化の程度が比較的大きい上段および中段では、測定結果にばらつきが認められる。この様に近年では、超音波の最速値を得るためにかなりの労を要しており、近年の相対動弾性係数のばらつきに影響しているものと考えられる。今後は、超音波速度の最速値を出来る限り正確に捉えることに留意して、より

慎重な測定を行うことが必要である。一方、AE 剤を添加していない供試体に対しては、今回調査は実施していないが、AE 剤が無添加の場合凍結融解作用による劣化形態はひび割れが卓越するとされており³⁾、NF78およびNN78の切断面における相対動弾性係数の低下は、表面劣化だけでなくひび割れによるコンクリート内部の劣化も測定結果に反映されているものと考えられる。

(2) 超音波法と共鳴振動法の測定結果の違いについて

小型供試体における超音波法と共鳴振動法の測定結果の違いは、両者の測定原理ならびに測定位置の違いによるものと考えられる。共鳴振動法は供試体全体に振動を与え、1次固有振動数を測定して動弾性係数を求める方法である。これに対し、超音波法は供試体の周辺に比べ劣化の比較的小さい供試体端面(片側キャッピング)に端子を当て、供試体中央部を伝播する超音波速度から動弾性係数を算出している。前者の方法では、表面損傷箇所も含めた供試体全体の動弾性係数が表現できるのに対し、後者では、表面損傷の影響が少ない。このため、水セメント比の増加とともに相対動弾性係数が高くなり、その傾向が超音波法で顕著に現れたものと考えられる。

4. 大型ブロックの暴露試験に基づく凍結融解抵抗性に関わる要因の検討³⁾

4.1 暴露供試体の切断

ダムコンクリートの凍結融解抵抗性に関わる要因を検討するために、材令18年で供試体を切断し、切断面の劣化状況、細孔径分布および気泡間隔係数等の測定を行った。切断した供試体は、NN78、NF78、AF49およびAF110である。ブロック南西の隅角部(40cm×40cm×100cm)を切断した。供試体の切断に当たり、供試体を安全かつ正確に切断するための方法について検討を行い、図-6に示すウォールソーと図-7に示すラインコアの併用案を採用した。図-8に切断フローを、図-9に手順を示す。また、クラックやスケーリングの発生している供試体の補強方法として表-6に示す塗布工法、ガラスクロス工法およびコア注入工法を選定し、供試体の状態に応じて使用することとした。

4.2 切断面の劣化状況

切断した供試体の内部状況のスケッチを図-10に示す。同図から、水殿ダムと同じ配合のAF49の内部は目視できるひび割れはなく、水セメント比の最も大きいAF110でも内部は健全な状況であった。一方、AE 剤を添加していないNN78およびNF78では、粗骨材周辺に多くのひび割れが認められ、両者の間ではフライアッシュを用いていないNN78に、より多くのひび割れが発

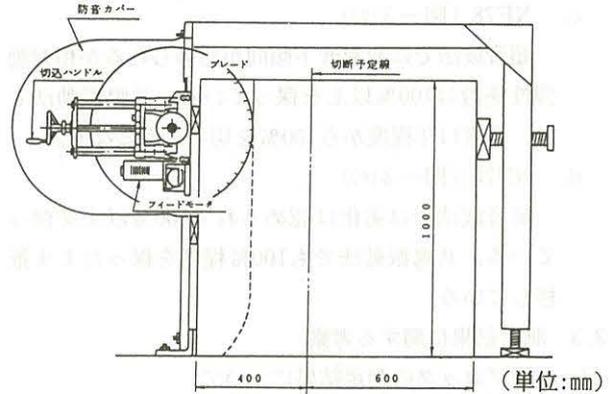


図-6 ウォールソー切断概念図

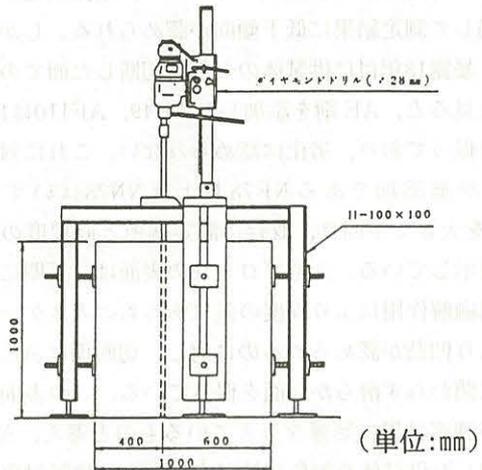


図-7 切断用道具

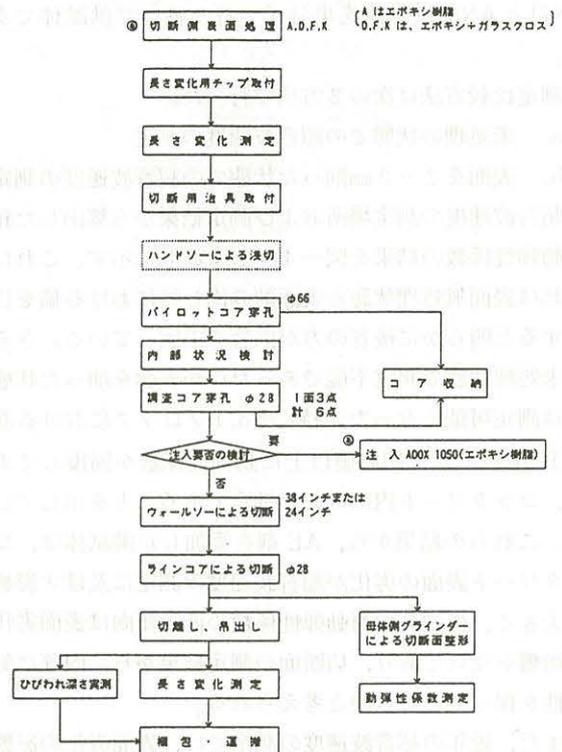


図-8 本体切断フロー

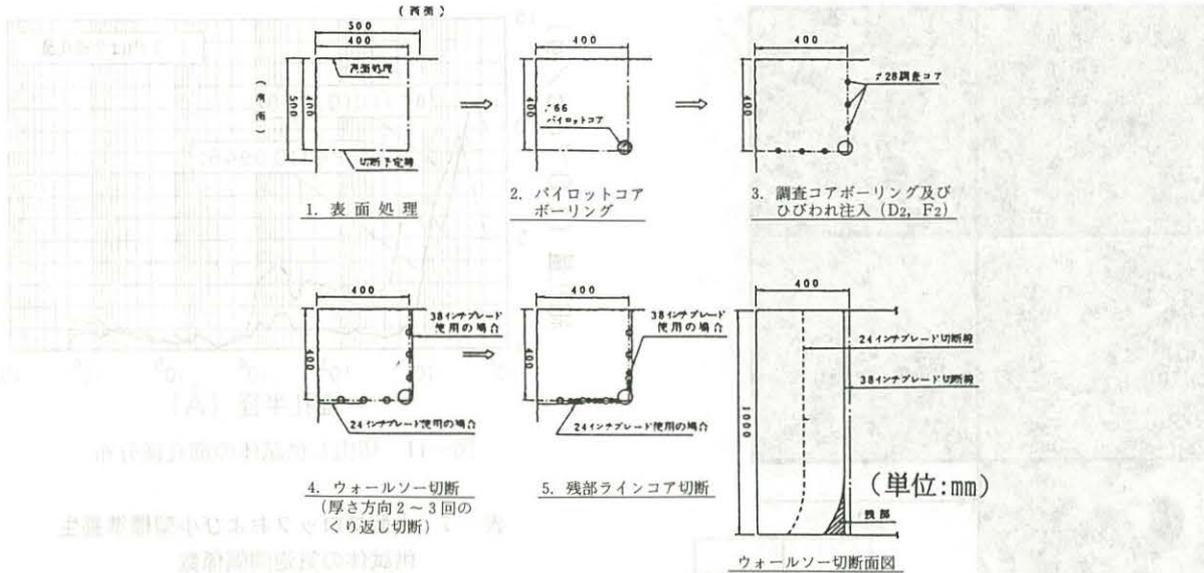


図-9 切断作業手順

表-6 供試体補強方法

区分	表面処理		注 入
	塗布工法	ガラスクロス工法	エア注入工法
概要	ペースト状のエポキシ樹脂を保護面に3~4回塗布する。	ペースト状のエポキシ樹脂を保護面に塗布後ガラスクロスを張付ける。	調査コアの孔を利用して注入圧力5kgf/cm ² 程度でエポキシ樹脂を注入する。
使用材料	エポキシ樹脂 concsive 1419	エポキシ樹脂 ADOX-1050 ガラスクロス WF350 100B56	エポキシ樹脂 ADOX-1050
概略図			

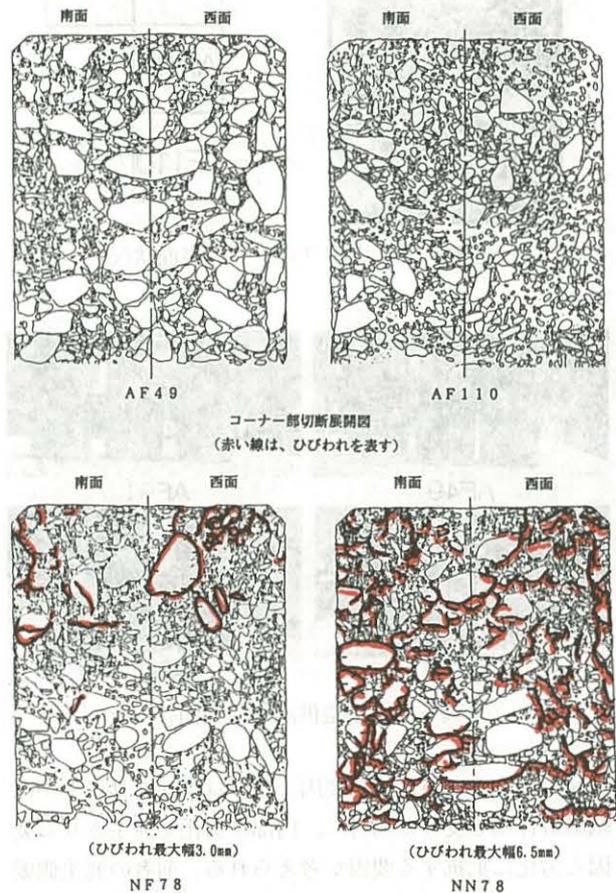


図-10 大型ブロックの内部状況

生していること、NF78では供試体上部にひび割れが集中していることが認められる。

4.3 水セメント比の影響

材令20年目における代表的な配合の大型ブロックの表面状態を写真-2に示す。これによれば、水セメント比が大きくなるに伴い、ペースト部分、続いてモルタル部分が洗い出され細骨材、粗骨材が露出していく状況が認められる。また写真-3から、小型供試体でも同様の傾向があり、大型供試体と定性的傾向が一致している。コ

ンクリートの耐凍害性を決める要因は、一般に外的要因と内的要因に分類される。外的要因は、主に温度と水分環境に関わる要因であるが、同じ環境に暴露されている大型ブロックと小型供試体は外的要因については同じと

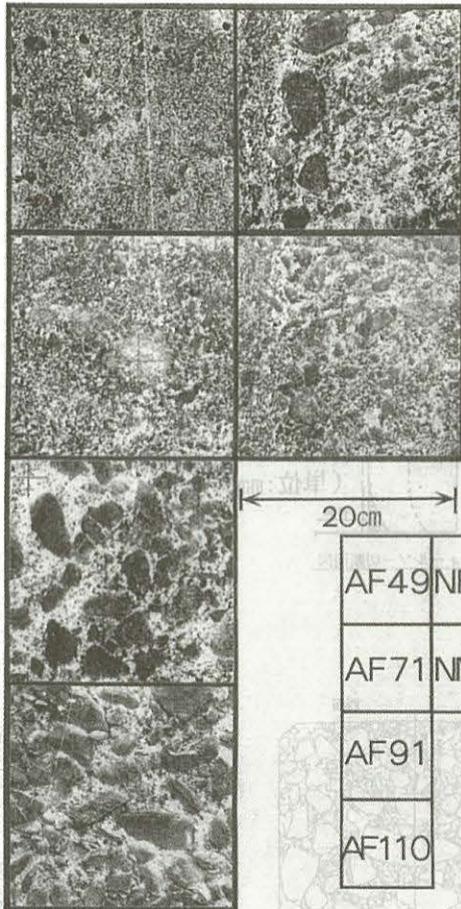


写真-2 大型ブロックの表面状況

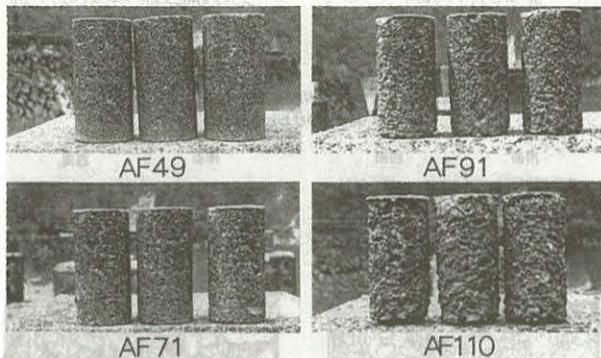


写真-3 小型供試体の表面状況

考えられる。一方、内的要因としてはコンクリートが凍結融解作用を受けた場合に、内部に劣化を発生させる要因と劣化に抵抗する要因が考えられる。前者の発生側要因を表す指標としては組織の緻密さ（ここでは、特に耐凍害性において大きな役割を果たすと考えられる $10^3 \sim 10^4 \text{Å}$ の量に注目）の違いによる凍結水量の差があり、後者の抵抗側要因を表す指標としては気泡分布および強度がある。図-11に、暴露18年の大型ブロックから切り出した供試体の表面部分の細孔径分布を示す。同図より、

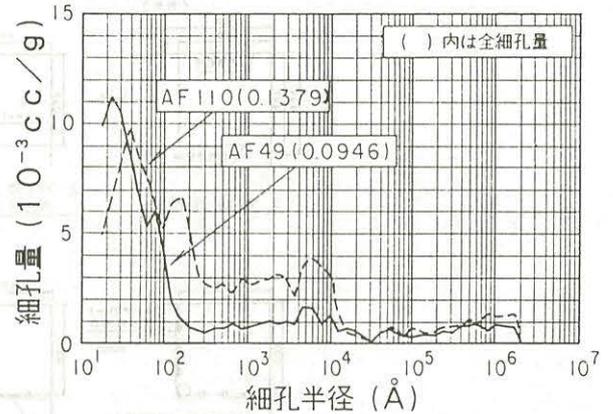


図-11 切出し供試体の細孔径分布

表-7 大型ブロックおよび小型標準養生供試体の気泡間隔係数

配 合	気泡間隔係数 (μm)	
	大型ブロック(切出し)	小型標準水中養生供試体
AF49	153	184
AF110	124	175
NF78	295	338
NN78	367	281

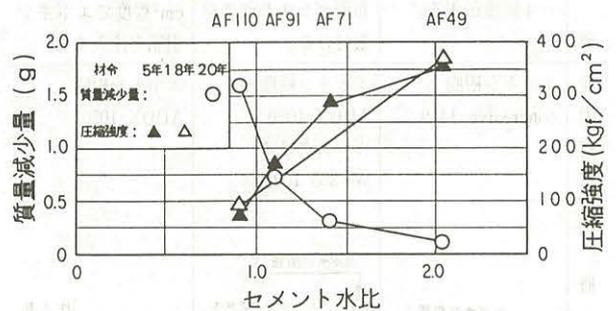


図-12 セメント水比と強度、質量減少量の関係

スケール量が最大のAF110の方が、最小のAF49よりも細孔径分布が粗大側にシフトしている。このことから、水セメント比が大きくなると内部の細孔組織が粗大になり、これに伴いコンクリート中の凍結量が多くなるため、発生する凍結圧が大きくなりスケール量も大きくなるものと考えられる。表-7に同じ供試体の気泡間隔係数を示す。同表から、AF110とAF49はほぼ同じであり、水セメント比による気泡間隔係数の差はないと判断される。図-12に、暴露された小型供試体のセメント水比と強度および質量減少量の関係を示す。同図から、質量減少量はセメント水比が大きくなるほど小さくなり、強度はほぼ線形で大きくなっている。小型の質量減少量がコンクリート表面のスケール量を定量的

に表す指標と考えられることと、水セメント比が大型ブロックと小型供試体では一致していることから、水セメント比が大型ブロックのスケーリング量に及ぼす影響についても、強度の差が一つの要因になっている。

以上のことから、水セメント比が大きいものほどスケーリング量が大きくなる原因としては、組織の粗大化による凍結水量の増加と強度の低下が上げられる。

4.4 AE 剤の影響

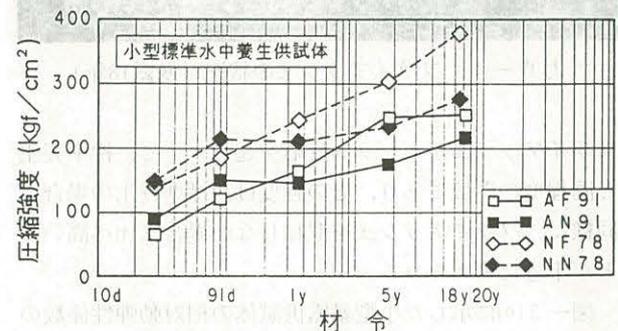
図一10に示した供試体内部のひび割れ状況により、AE 剤を添加した供試体は、ひび割れ型の劣化に対する抵抗性が向上している。このときのコンクリートの気泡間隔係数は、表一7に示したとおり AE 剤の有無によって差が認められ、既往の研究⁹⁾で示されている250 μ m程度以下であれば耐久的なコンクリートとなることと一致している。図一2に示した AE 剤を添加していない NN78 と AE 剤を添加した AN82 の相対動弾性係数の経時変化をみると、AE 剤を添加したケースの方が水セメント比が大きく耐凍害性には不利になるにも関わらず、相対動弾性係数の低下は、NN78 に比べ60%程度に止まっている。一方、同じ配合の小型供試体の経時変化は、図一3中の NN78 と AN82 のとおりであり、AE 剤の添加の有無に関わらず劣化の程度がきわめて小さい。小型供試体の気泡間隔係数は表一7に示したとおり、直接暴露試験用供試体の測定ではないが、標準供試体の測定では、AE 剤が無添加の場合、劣化を起こした大型ブロックと同程度である。このように、気泡間隔係数が同程度でも大型ブロックと小型暴露供試体で劣化状況が異なるのは、大型ブロックの方が進行しやすい状況にあるためと考えられる。

従って、大型ブロックにおいて AE 剤を添加した場合、無添加に比べその効果がより顕在化したものと考えられる。図一10に示したひび割れの発生状況から分かるように、AE 剤を添加していない供試体は、粗骨材下面にひび割れが多く認められるが、AE 剤を使用した AF49 および AF110 では粗骨材周辺にもひび割れの発生は認められず内部は健全な状態にあった。これは、AE 剤添加による微細な空気泡が凍結融解の際発生する大きな応力集中の緩和に寄与していることが挙げられる。また、従来から知られているように材料分離の低減にも効果的であり、これを用いた場合、粗骨材下面部に集まるブリージング水が少なくなることが考えられる。従って、AE 剤添加効果としては、凍結融解作用の発生水圧の低減効果に加え、材料分離の低減による粗骨材下面に集まるブリージング水の減少が挙げられる。このことが、大きな粗骨材下面の潜在的な欠陥部の改善に役立っていると言

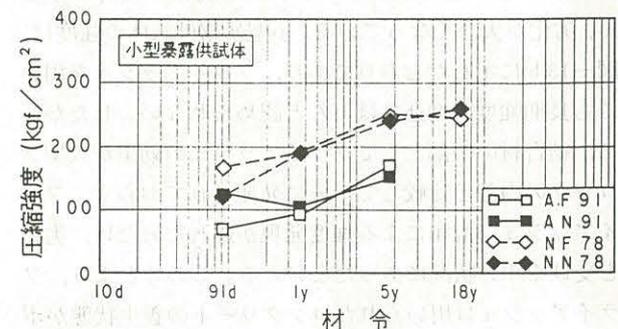
える。

4.5 フライアッシュの影響

図一2(c)から、フライアッシュを混和した場合、相対動弾性係数の低下開始時期を遅らせ、耐凍害性が向上していることが分かる。図一13(a)および(b)は、フライアッシュの混和が圧縮強度に及ぼす試験結果を示したものである。これによれば、標準水中養生の場合フライアッシュ混和の効果が明瞭に示されており、ポゾラン反応が進行していることが分かる。一方、小型暴露供試体試験の場合は、その養生環境は標準養生に比べて低温・低湿度であり、ポゾラン反応にとって不利な条件にあるためフライアッシュ混和の効果はほとんど認められない。これに対し、大型ブロック内部では標準水中養生程度の養生状態にある。たとえば、図一14は最も水セメント比の大きい AF110 の標準養生供試体、小型暴露供試体および大型ブロックの細孔径分布を示したものであり、大型ブロック内部の組織の緻密さ（ここでは主に細孔径分布における卓越径に注目）は AF110 のような水セメント比が極めて大きいものでも、標準供試体程度は確保されていることが認められる。写真一4は材令18年における大型ブロック内のフライアッシュの状態を示した電子顕微鏡写真であり、フライアッシュ表面が浸食され、ポゾラン反応が進行していることが分かる。従って、フライアッシュを混和した場合の大型ブロックの内部環境は、



(a) 小型水中養生供試体



(b) 小型暴露供試体

図一13 フライアッシュ混和による強度発現

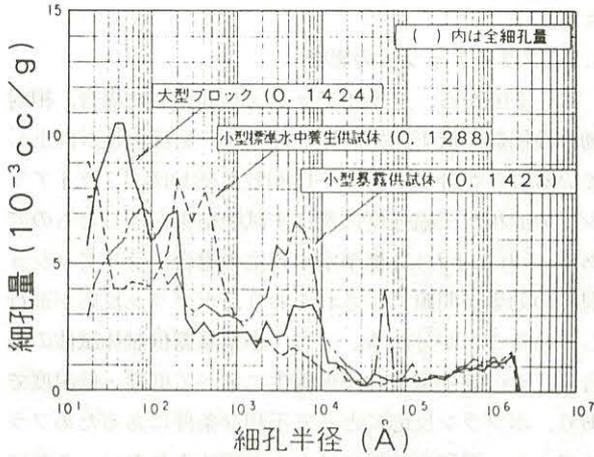


図-14 AF110の細孔径分布

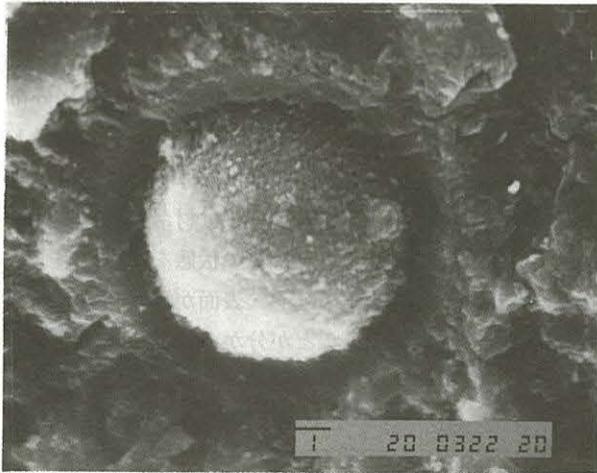


写真-4 フライアッシュの状況 (暴露18年)

フライアッシュがポゾラン反応を起こす上で、標準養生と同程度の環境にあり、その強度は、標準養生の場合と同様に、フライアッシュを混和しない場合に比べ高いことが十分に考えられる。

図-3(c)に示した小型暴露供試体の相対動弾性係数の経年変化から、小型暴露供試体の相対動弾性係数は大型ブロックとは逆にフライアッシュを混和した方が小さく、劣化が大きくなっている。小型暴露供試体の強度は、図-13(b)に示したとおりであり、フライアッシュを用いても長期強度の増進はほとんど認められない。したがって、結合材の一部としてフライアッシュの効果が大型ブロックの内部と比較して十分に発揮されておらず、フライアッシュの混和による強度発現が遅れた分だけ、劣化を受けやすい状況にあったといえる。このことより、フライアッシュは用いられたコンクリートの養生状態がポゾラン反応に適した環境下であれば、耐凍害性の向上にもその混和効果があるといえる。

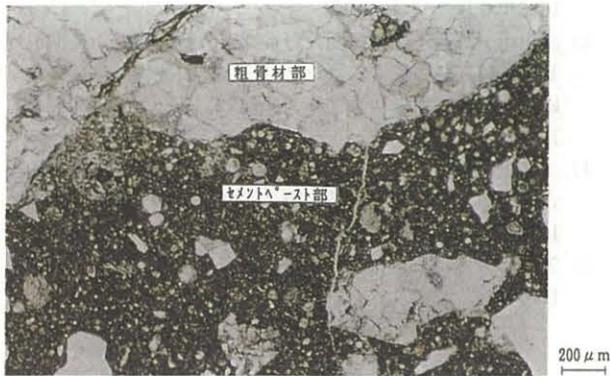
4.6 粗骨材最大寸法の影響

大型ブロックと小型供試体の劣化形態が大きく異なっている原因に、粗骨材最大寸法の違いが挙げられる。

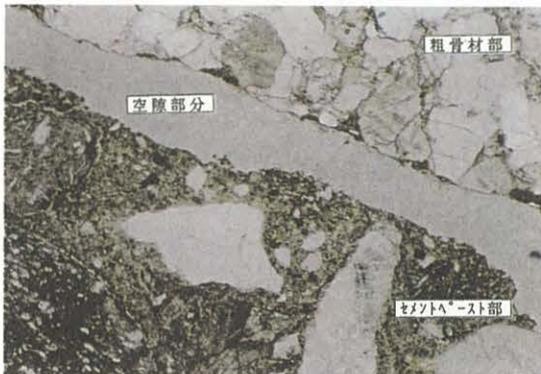
粗骨材下面の組織は、ブリージングの影響で多孔質化しており、そのためにこの箇所の凍結可能水量は一般部に比べ相対的に多くなり凍結融解作用による損傷が大きくなる可能性が高い。この潜在的な欠陥サイズは粗骨材最大寸法の増加に伴い大きくなるため、大型ブロックの劣化の大きな一因といえる。このことを確認するために、暴露18年において切断した大型ブロックの南西コーナーの一部から試料を採取し、粗骨材下面（以下、この箇所を「ウォータゲイン部」と呼ぶ）とこれと同じ高さの粗骨材に接しないモルタル部（以下この箇所を「一般部」と呼ぶ）の細孔径分布を水銀圧入法によって測定した。測定結果を表-8に示す。同表によれば、一般部に対するウォータゲイン部の全細孔量比は103~117%の範囲にある。水銀圧入法による細孔量測定の誤差が5%程度であることを考慮すればAE剤を添加したものでは、一般部とウォータゲイン部に差があるとは言えないが、AE剤が無添加の場合ではウォータゲイン部が一般部に比べて多孔質化していると言える。AF110の一般部に対するウォータゲイン部の全細孔量はAF49と遜色無く、NF78とNN78を比較すると、フライアッシュを用いている方が比率が小さくなっており、フライアッシュの混用によりウォータゲイン部の多孔質化の程度が軽減されていることが分かる。このことはAE剤を用いければ水セメント比110%と極端に高い配合であってもひび割れ型の劣化を起こさず、相対動弾性係数が初期値程度以上を維持していたこと、並びにフライアッシュを混用することに劣化の開始時期を遅らせる効果が認められたことと符合している。ウォータゲイン部は一般部に比べて多孔質化し粗大径の割合が多いために、一般部に比べて高い温度で凍結が始まり損傷の起点となっている。ウォータゲイン部のサイズは粗骨材最大寸法が大きい程大きくなるために、潜在的な欠陥となり、小型供試体等の40mm程度の通常の粗骨材最大寸法のコンクリートに比

表-8 大型ブロックの全細孔量

配合	全細孔量 (cc/g)		比率②/① (%)
	①一般部	②ウォータゲイン部	
AF49	0.0786	0.0829	105
AF110	0.1191	0.1228	103
NF78	0.0853	0.0937	110
NN78	0.0693	0.0810	117



(a) AF49



(b) NN78

写真—5 粗骨材とモルタルの付着状況

べ劣化しやすい状態にあると考えられる。

AE 剤の有無による粗骨材とモルタル部の付着状況を確認するために、材令18年で切断した大型ブロックの一部から、粗骨材—モルタルの境界部の薄片試料を作成し、顕微鏡観察を行った。観察結果の一部を写真—5(a)および(b)に示す。これによると、AF49では粗骨材下面には空隙が認められず、両者の付着が十分であることが分かる。これに対し、NN78では粗骨材下面とモルタル部の境界には100~400 μ 程度の間隙が認められ、粗骨材とモルタル部の付着が一部絶たれている。

このように、大型ブロックと小型供試体の劣化形態が大きく異なっている理由は粗骨材最大寸法の差による影響と考えられ、ダムコンクリートのように粗骨材最大寸法の大きい骨材を用いる配合においては、凍結融解抵抗性の評価がウェットスクリーニングした小型供試体では評価できない場合があると言える。

5. 結 び

水殿ダム調整池内に26年間に亘り暴露された大型供試体の調査結果をまとめると以下のとおりである。

(1) 近年の相対動弾性係数は低下傾向にあるが、AE 剤

添加の供試体では表面劣化の影響が大きいためであり、切断面での測定結果から供試体内部は健全性を保っているものと考えられる。

- (2) 表面劣化が超音波速度測定に与える影響は大きく、測点のわずかなずれでも測定結果にばらつきが生じる。このため、超音波の最速値を出来る限り正確に捉えることに留意し、今まで以上に慎重な測定を行う必要がある。
- (3) AE 剤の使用は耐凍害性向上に極めて有効であり、水セメント比が110%と貧配合なものであっても、スケリングは進むがひび割れ型の劣化を防ぐことが可能である。また、材料分離の低減により粗骨材下面のウォータゲインの解消に効果的である。
- (4) コンクリートの養生状態が大型ブロック内部のように水分および温度ともポゾラン反応に適した条件であればフライアッシュの混和は耐凍害性向上に効果的である。
- (5) 粗骨材最大寸法が凍結融解抵抗性に及ぼす影響は大きく、粗骨材最大寸法が大きなものほど不利となる。これは粗骨材下面に形成されるウォータゲインの影響であり、この部分の多孔質化により高い温度で凍結が始まるためと考えられる。ただし、AE コンクリートとすればウォータゲインは解消され、粗骨材最大寸法の大きなコンクリートであっても耐久的なコンクリートとすることが出来る。

大型供試体によるダムコンクリートの耐久性試験は、30年以上に亘る継続的な測定の結果、世界的にも希な体系だった長期暴露試験となった。小型供試体による暴露試験は頻繁に行われているものの、構造物の耐久性は気象作用や暴露条件だけではなく、構造物の形状および寸法によっても大きく異なる。このため、構造物の耐久性と小型供試体による耐久性試験結果の関連性を求めるのは容易ではない。その意味で、本暴露試験は構造物の耐久性に極めて貴重な資料を提供するものと考えられる。

水殿ダム調整池内での大型供試体の長期暴露試験は、まだ30年に満たないものの、上記に示すように大型供試体ならではの成果が得られており、今後さらに長期的な試験を継続する必要があると思われる。

謝 辞

本試験は、前述のとおり、國分正胤東大名誉教授を委員長とする「コンクリート凍害実験研究分科会」の強力なご指導の下に進めてきたものであり、この間には小林正几法政大学教授、長瀧重義東京工業大学教授、岡村甫東京大学教授からご懇篤なご指導を得ております。こ

に深く感謝の意を表します。また、供試体作成ならびに毎年の計測に当たっては、多くの方の労を賜りました。合わせて感謝致します。

参 考 文 献

- 1) 大型コンクリートブロックによるダムコンクリートの耐久性試験中間報告(第一報), 大ダム, 第45号, pp.1~30, 1968年6月.
- 2) 大型コンクリートブロックによるダムコンクリートの耐久性試験中間報告(第二報), 大ダム, 第76号, pp.1~16,

1976年6月.

- 3) 江川顕一郎・千代田将明・野本高憲・野口博章:長期現地暴露試験に基づくダムコンクリートの耐凍害性に関する基礎的研究, 土木学会論文集, No.172, V-20, pp.39~48, 1993年8月.
- 4) 小林正凡:コンクリートの耐久性に関する各種混和剤の複合効果について, 日科技連第5回複合材料シンポジウム, 1978年.
- 5) 笠井芳夫・池田尚治:コンクリートの試験方法(下巻), 技術書院, p.42.

図10 凍害試験後のコンクリート表面の状況 (1)



図11 凍害試験後のコンクリート表面の状況 (2)



図12 凍害試験後のコンクリート表面の状況 (3)



図13 凍害試験後のコンクリート表面の状況 (4)

図14 凍害試験後のコンクリート表面の状況 (5)

「ダムに関する水理学特別委員会報告」

—特にダムの水理構造物の振動について—

日野 幹雄*¹
荻原 国宏*²

特別委員 荻原 国宏 (東洋大学)

報告書の第一稿は、早々に一応完成したが、数回にわたって推敲を重ね、各国の意見を徴し若干の修正の後、最終原稿が1995年 Oslo 会議に提案され、承認された。目下、パリの ICOLD 本部で印刷 (準備) 中である。

その他の委員会の活動状況

第4小委員会の報告書は最も早く完成した。内容は、(i) 空気混入流および (ii) 開水路の衝撃波である。その他の小委員会の活動はやや遅れており、委員会報告書の原稿も完成していない。(第3小委員会「水問題」の draft は回覧中)。しかし、次回のチリ会議までにはすべての小委員会が活動を完了する予定である。従って、今回は、「ダムの水理構造物の振動」についての報告書の主要部分について解説する。なお、報告書そのままの紹介ではなく、それに関する事項 (報告書には記されていない) についても見解を述べることにする。

1.2 流体・水理構造物の振動問題の研究の歴史

流れの中に置かれた構造物の振動の問題は、Hydroelastic Vibration あるいは Aero-elastic Vibration と称される。この種の問題は流水中の棒の振動として古くから知られている。実際に起こった大事故としては1940年に起きた米国 Tacoma 橋 (旧橋) の風による落橋事件、第二次大戦中の航空機事故 (翼の flutter 現象) などがあり、それを契機として、研究がなされてきた。流体振動の学問的研究は、航空機事故 (主としてフラッター) を対象として始められたのであるが、航空機の場合は翼自体が流線型で元来渦を発生し難い形状の物体であるのに対して、土木・建築関連の構造物は (イギリスのセバン橋のような流線型断面のものもあるが)、必ずしも流線型の物体ではなく、現象・振動原因は複雑である。

土木工学の分野では、1963年にロンドンで開催された

1. はじめに

1.1 経過報告

ICOLD (国際大ダム会議) のダムに関する水理学特別委員会は1987年の北京総会において設置が認められ、米国ベクトル社の Cassidy 博士を委員長として1988年サンフランシスコ大会より、次の5つの小委員会に分かれて活動を行ってきた。

1. エネルギー・ディSSIPATER
2. 水理構造物の振動
3. 水問題
4. IAHR (国際水理会議) との連絡・調整
5. ダム崩壊に関する水理問題

各国からの委員はいずれかの小委員会において活動することになったが、日本には第2小委員会が割り当てられた。

ダム水理構造物の振動に関する小委員会:

小委員会委員長は Cassidy 氏、他にオランダの Kolkman 博士、日野が委員でこれらの委員がほぼ毎回 ICOLD の技術委員会に出席し、報告書の作成にも当たった主なメンバーである。他に初期には米国のマッカレチアン氏が参加した。技術委員会には、荻原や高須修二氏も時には参加し、討議に加わった。

また、日本側では日本大ダム会議内に特別委員会を設置してもらい、資料収集、担当分野の報告書原稿の作成、報告書 (案) 全体の検討を行った。日本大ダム会議の特別委員会の初期メンバーは次のようである。

- 委員長 日野 幹雄 (東工大, 中央大)
委員 高須 修二 (建・土研)
沢田 隆 (電源開発)
安養寺 学 (水資源開発公団)
中村 秀治 (電力中研)
丸本 二郎 (ダム堰協会)

*¹ 中央大学・総合政策学部教授

*² 東洋大学・工学部教授

‘Wind Effects on Buildings and Structures’の国際会議が刺激となって研究が盛んになった。我が国では、本四連絡橋の建設に関して、吊橋等の耐風設計問題として、あるいは建設物の高層化に伴う耐風設計として1960年代以降研究が進展してきた。

風による土木構造物の振動問題としては、gallopingがある。それは着氷した送電線など非対称なズングリした物体 (bluff body) に起こる振動である。この型の振動のおおよその原理はDen Hartogにより指摘されていたが、具体的に詳細な解析が行われるようになったのはParkinson (カナダ), Novak (英) らの研究以後である。

耐風 (+耐震) の分野では、最近ではさらにすすんで免震、制震 (震動の active control) の研究・実施にまですすんでいる。

水理構造物の振動の最近の研究：

流体振動の問題は、このように水理学、流体力学の新しい研究テーマの一つであった。このような状況のもとに、日本では水力ダム建設という実際問題からの要請もあり、多くの研究がなされてきた。今、その詳細を述べる余裕はないが、著者の記憶を辿ると、嶋祐之 (故人, 東大), 荻原国宏 (東洋大), 巻幡敏秋 (日立造船), 石井徳章 (大阪電通大) などの諸氏により優れた研究が行われてきた。

一方、ドイツ・カールスルーエ大学の Naudascher 教授はこの問題を life work とし、1974年に Karlsruhe で第一回国際会議の開催をはじめ、多くの研究を成してきたが、最近この分野の研究を纏めて IAHR の Hydraulic Structure Design Manual Series として2冊の本を刊行した。

ICOLD の報告の主眼点：

このような最近の IAHR における Naudascher 教授の研究活動と並行して (むしろ先行して), ICOLD がこの特別委員会を設けたのは、ダム水理構造物にはそれ特有の問題があること、IAHR が研究者の集まりであるのに対して、ICOLD は現場のエンジニアの集まりであり、より実際的な問題の理解、対策、経験を必要とするということにある。

‘うるさい’ことを言うと、この報告書には著者らは多少の不満がある。それは、互に離れた数名のもの共同作業であったことによる。例えば、

- 流体力学や流力弾性振動の知識が十分ではないための誤解。

- 旧稿では正しかったが、最終稿ではいつの間にやら誤りが挿入されている個所があったり、未訂正のままになっている個所もある。

- ‘flow instability’ という言葉がしばしば現れるが、流体力学でいう流れの不安定化とは異なり、単なる乱れの発生という程度のことが多い。

2. 流体中の物体の振動現象の分類

従来の流力弾性振動の原因による分類は次のようである。

- 過励振
- パフェティング
- フラッター

今回、ICOLD が、ダム水理構造物を対象とした振動の分類は次のように一層細かくなっている。従来の分類に較べ、流れの不安定に起因する振動や水理構造物系が作る (水理構造物系内の) 水域の共振現象などの新しい視点が加わっている。

2.1 クラス A。外因性励振 (extraneously induced excitation)

実際の水理構造物は、一般に乱流状態の流れの中におかれている。この場合の強制外力の大きさは、その値の r. m. s. を dynamic pressure $\rho v^2/2$ で割ったもの、強制振動の周期は Strouhal 数 fD/V (f : 周期, D : 物体の大きさ, V : 流速) で特徴付けられる。

このような非定常外力は構造物自体、例えば管水路中の部分開放状態のゲートの下流側の渦の放出によることもある。この場合の強制力は定常外力に較べて一般に小さい。しかし、共鳴振動が起こる可能性は十分ある。

したがって、安全設計を達成するためには、構造物の固有振動数を、強制振動の周期よりも十分大きくとり、共振を避けなければならない。

2.2 クラス B。流れの不安定により励起される振動 (Excitation induced by flow instability)

構造物周りの流れが不安定となる場合。これには、構造物から交互に発生する渦 (Karman 渦列) と剝離点の下流に生じる自由剪断流の不安定により発生するものがある。

円柱からの Karman 渦による交番力の瞬間揚力係数 C_L は 1 に近く、Strouhal 数は一定 (0.2) である。この場合の変動抗力は変動揚力の 2 倍の周期で起こる。流れの Reynolds 数が大きい場合 ($10^5 < Re < 5 \times 10^6$), 振

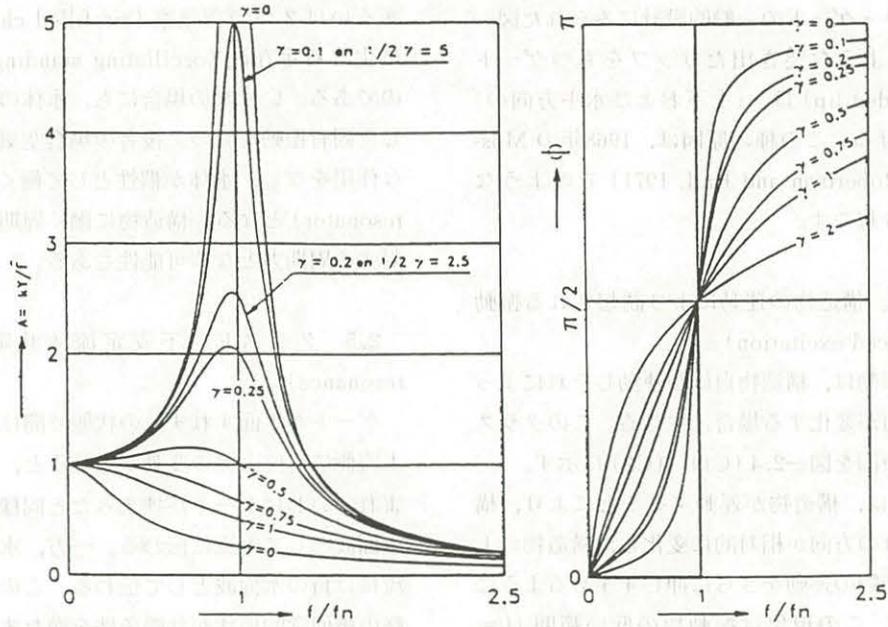


図-2.1 調和(単)振動の応答曲線

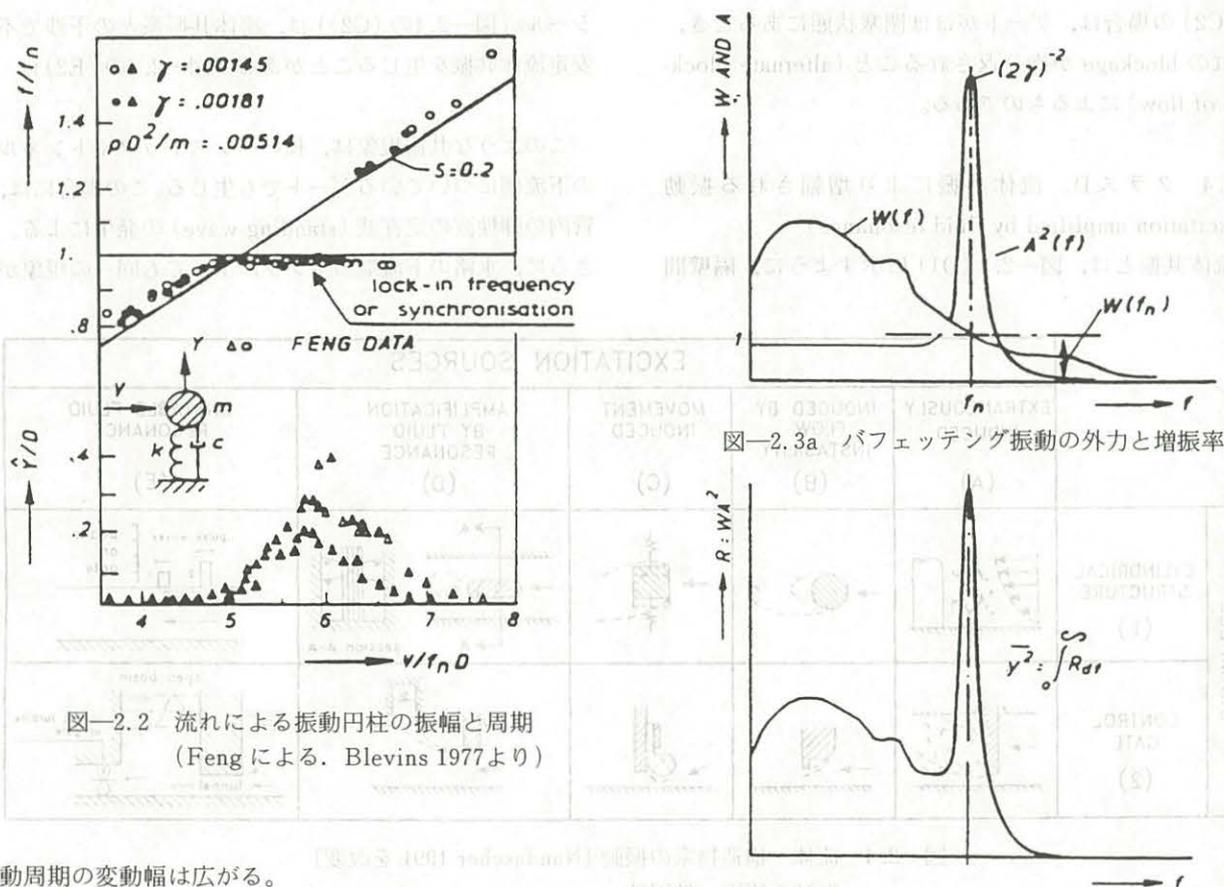


図-2.2 流れによる振動円柱の振幅と周期 (Feng による. Blevins 1977より)

図-2.3a バフエッティング振動の外力と増振率

動周期の変動幅は広がる。

水理構造物の設計に当たっては、次の因子を考慮する必要がある。

固有振動周期： $f_n = \sqrt{k/m} / 2\pi$

無次元減衰係数： $\gamma = \delta / 2\pi = c / 2\sqrt{km}$

ストローハル数 $S = fL/V$

b バフエッティングによる振動の応答スペクトル

ここに、 m ：振動物体の質量、 k ：バネ定数、 c ：減衰係数、 γ ：実際の減衰係数と臨界減衰係数の比

一時カルバート・ゲートの一般的設計にみられた図—2.4 (B2) に示すような突き出たリップをもつゲート (gate with extended lip) は、(上下および水平方向の) 強い振動力を受ける。この種の原因は、1968年の Mossy Rock Dam (Robertson and Ball, 1971) でのような深刻な事故を引き起こす。

2.3 クラスC。構造物の運動により誘起される振動 (Movement induced excitation)

このクラスの振動は、構造物自体が運動しそれによって構造物に働く力が変化する場合に生じる。このクラスの振動の二種の原因を図—2.4 (C1), (C2) に示す。

(C1) の場合には、構造物が運動することにより、構造物に対する流れの方向が相対的に変化し、構造物の上下の圧力差が構造物の運動をさらに押しすすめるように働く場合である。この現象は振動数の低い範囲 ($f = 0.07 \sim 0.2$) で生じ、振幅は確実に大きくなり、急速に構造物の破壊へとすすむ可能性がある。

(C2) の場合は、ゲートがほぼ閉塞状態にあるとき、流れの blockage が繰り返されること (alternate blockage of flow) によるものである。

2.4 クラスD。流体共振により増幅される振動 (Excitation amplified by fluid resonance)

流体共振とは、図—2.4 (D1) に示すように、隔壁間

あるいは2つの空気室 (air-filled chambers) 内の水体に生じる定在波 (oscillating standing wave) によるものである。いずれの場合にも、水体の運動ははっきりとした固有振動をもつ。後者の場合空気の圧縮性が弾性的な作用をなし、水体が慣性として働く流体共鳴器 (fluid resonator) となる。構造物に働く周期的荷重が流体系に対する周期力となる可能性もある。

2.5 クラスE。不安定流体共鳴 (Unstable fluid resonance)

ゲートが水面すれすれの状態で開催されている場合、上流側に水位上昇の変動が生じると、これがゲートで阻まれ、いわばゲートが挟まったと同様の作用をし、正の水面波として上流に伝わる。一方、水位変化はゲート下流には負の水面波として伝わる。このような場合に、水路の幾何学的形状が共鳴条件を満たすとき、不安定流体共鳴が生じる。

閉塞状態に近いが完全には閉塞していないゲートのシール (図—2.4の (C2)) は、流体共振系との干渉で不安定流体共振を生じることがある (図—2.4の (E2))。

このような共振現象は、長いベンストックやトンネルの下流側についているゲートでも生じる。この場合には、管内の弾性波の定在波 (standing wave) の発生による。さらに、水路の下流端のポンプによっても同一の現象が

		EXCITATION SOURCES				
		EXTRANEOUSLY INDUCED (A)	INDUCED BY FLOW INSTABILITY (B)	MOVEMENT INDUCED (C)	AMPLIFICATION BY 'FLUID RESONANCE' (D)	UNSTABLE FLUID RESONANCE (E)
EXAMPLES	CYLINDRICAL STRUCTURE (1)					
	CONTROL GATE (2)					

図—2.4 流体—構造物系の振動 [Naudascher 1991 を改変]

振動の原因—外因性

- 物体運動による誘起
- 流体共振による増幅
- 不安定な流体共鳴

例

- 円柱
- ゲート

発生する。

3. 構造物の振動に伴い発生する力学要素（力の成分）

本報告書では、'付加減衰'、'付加剛性'という我々には馴染のない technical term が、しばしば使われている。これは、Kolkman 氏の用法ないしは考えによる。

構造物の振動方程式は

$$m d^2y/dt^2 + c dy/dt + ky = F(t)$$

である。流水中の構造物が変動・振動することにより、上式の右辺の外力項、流体力項が変化する。その変化分は d^2y/dt^2 や dy/dt あるいは y に比例する形で表されるので、これらを式の左辺に移し、それぞれを付加質量、付加減衰力、付加剛性と呼ぶ。

付加質量の問題

水中での構造物の振動を取り扱う場合、忘れてならないのが、付加質量である。図-3.2 のように水槽の底に付いたピストンの上下振動では、この系の運動を記述するのにピストン自体の質量の他、その上に乗る水柱の質量を考慮しなくてはならないことは明白である。これと同じ状況は、ゲートがシャフトの中に吊り下げられている場合に生じる。

静止した無限に広い水域で、物体が微小振動を行う場合には、物体の周囲の水は束縛は受けないので、水粒子の加速度は距離と共に減る。物体の幾何形状が比較的单純な場合には、ポテンシャル理論と等角写像により流れの場、したがって物体と共に動く水の質量が計算できる。付加質量とは、物体と同じ速度と加速度で運動する水の仮想的部分のことである。

付加減衰 (added damping)

構造物が振動すると、構造物と流れの方向の関係が変

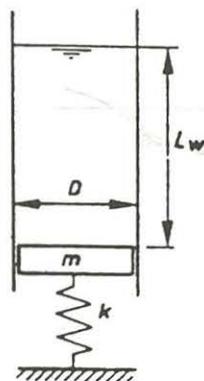


図-3.2 振動ピストンの付加質量

化し、このため構造物に働く力が変わる。定常流中の物体に働く力は

$$F = C_L A (\rho V^2 / 2) \quad (3.7)$$

と表される。ここに、 A : 構造物の射影面積、 V : 流れの接近流速。流速が変わることによる F の増分は

$$dF = (dF/dV) dV = C_L \rho A V dV \quad (3.8)$$

構造物の振動が y の一方向の場合、 $dV = -dy/dt$ であるから、

$$dF = -C_L \rho A V (dy/dt)$$

つまり、構造物の運動方程式の中に

$$-C_w dy/dt \quad (3.8a)$$

$$\text{ここに、} C_w = C_L \rho A V \quad (3.8b)$$

の付加減衰項が働くこととみることが出来る。

同様の関係は、構造物が流れと直角方向に振動する場合にも生じる。この場合は、流れに対する構造物の迎角 α の変化である。構造物に働く揚力 F_L は

$$F_L = C_L A (\rho V^2 / 2)$$

であるから構造物の振動による揚力変化は

$$dF_L = (dC_L/d\alpha) (A \rho V^2 / 2) (dy/dt) \quad (3.10)$$

$$= C_w dy/dt$$

$$C_w = -(dC_L/d\alpha) \rho A V / 2 \quad (3.10b)$$

と表される。(3.7)、(3.8) を合わせて、全付加減衰係数は次のようになる。

$$C_w = (C_D - dC_L/d\alpha) \rho A V / 2 \quad (3.11)$$

負減衰:

$$dC_L/d\alpha > C_D$$

の場合、いわゆる Negative Damping force が働き、構造物は振幅の極めて大きな自励振動状態 (galloping) となる。

付加剛性 (Added stiffness or elasticity)

構造物の変位に比例して働く流体力学的力の成分を、Added stiffness (または Added elasticity) という。浮力やゲート開度の変化により生じる downpull の変化がその成分である。

流水の慣性

ゲートやバルブの振動は、周囲の流体を加速し、ゲートの危険な振動の主要因となる。図-3.6 に示すような管端のピストン、ほぼ閉塞したバルブの場合、付加質量 (ピストンと共に振動する水の質量) は、水柱の長さの関数である。

図-3.10 の pump intake では、波による水面の動揺を減衰させるため、また流下物除去のためのポンプは取

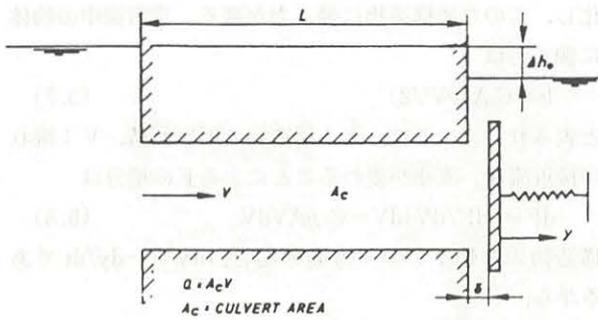


図-3.6 管路の末端に設置されたゲート

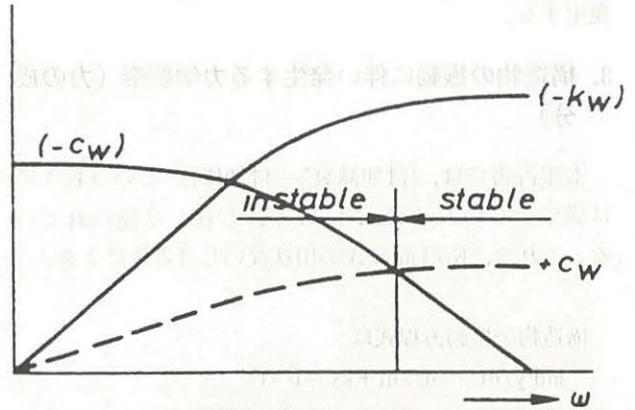


図-3.8 (return flow により誘起される) 負減衰, 高周波負剛性, 正減衰の振動数依存性

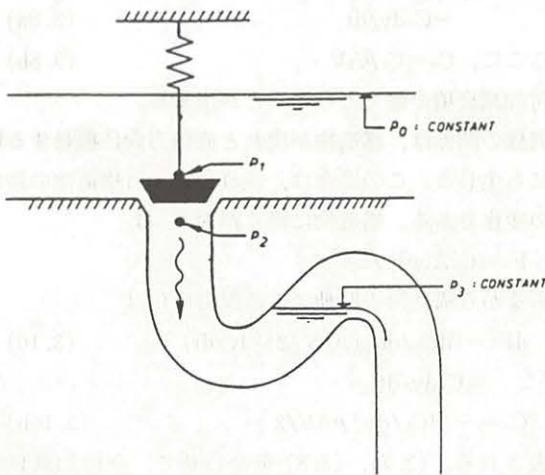


図-3.7 振動する浴槽栓

水室 (intake structure) 内にすえられる。この場合, 取水室と海との間の等価な管路長は, 実際の水柱 (つまり壁厚 b) の両端に等価長 $C_L \delta$ を加えたものである。

振動モードのカップリング

図-3.11に示すような管路上流端に設置されたゲートが水平に振動すると。管路に圧力変動が発生する。この圧力変動により, ゲートに (ゲートの水平部材の型や位置にも関係するが) 上下方向の力が作用する。逆に, ゲー

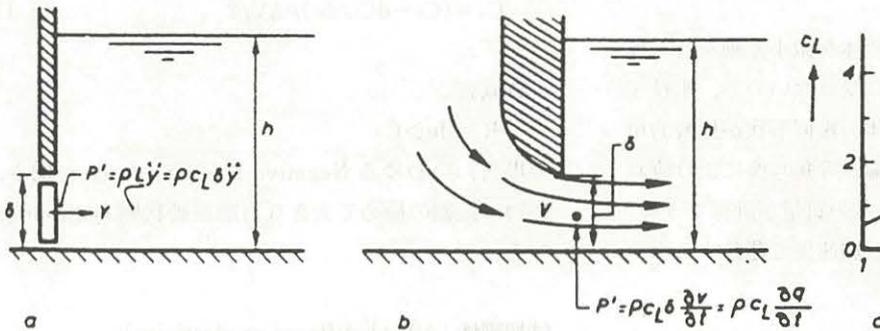


図-3.9 流量変動を伴う振動ゲートによって作られる流体慣性

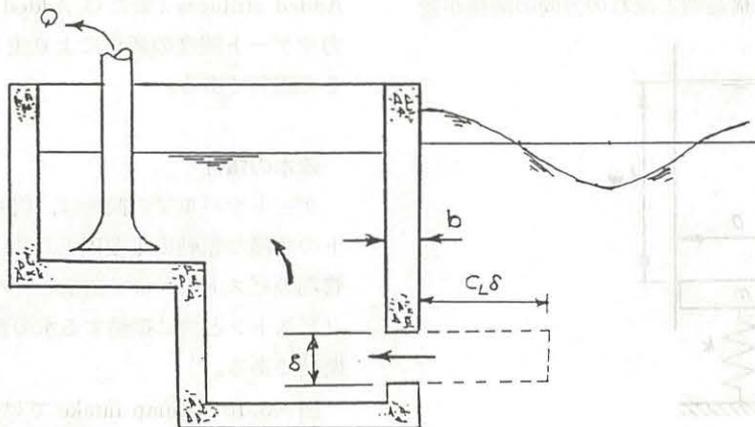
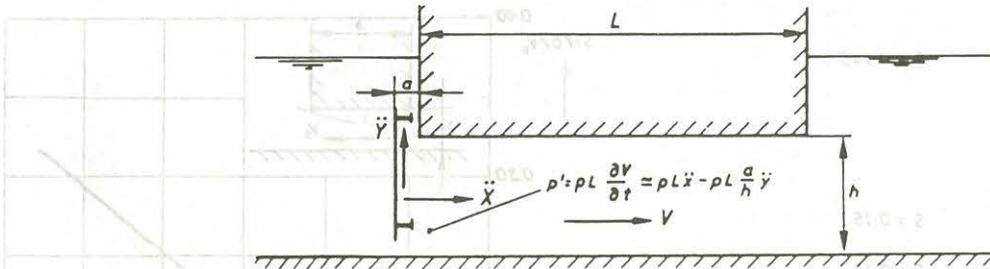


図-3.10 海岸施設の取水ポンプ



図—3.11 ゲートの振動による付加質量によってゲートに働く圧力

トの上下方向の振動が、圧力変動を発生させ、これがゲートに振動水平力を及ぼす。

4. 流れによる振動と流体系との共振

4.1 外因性振動

流れの乱れや構造物自身を作る乱れ（渦）による振動の卓越周波数 f は Strouhal 数 S より求められる。

$$f = SV/D$$

（ここに、 S : Strouhal 数, V : 流速, D : 物体の大きさ）物体が広い領域中にある場合、 S は Re に依存する。また、 S は物体形状や流れの領域の形状にも関係する（図—4.1, 4.3, 4.4）。

4.2 自励振動 (Fluctuating-gap theory)

ゲートの振動はほとんどの場合、ゲート開度が小さいときに生じる。（従って、我が国ではこのような状態でのゲート操作を避けるのが常識（ルール）となっている。）この種の振動の典型的で日常よく経験するのは、浴槽

の水抜き栓 (bathtub plug) の振動である。この種の現象の原理を理解するには、bathtub を例として説明するのが良いであろう。ゲートの場合については、後に改めて定式化して示す。

浴槽栓の場合（図—4.7）

- 排水パイプの流量：（栓のギャップを通る流れと、栓の運動により排除される水量の和）

$$Q = C_D 2\pi R \delta \sqrt{2g \Delta H} - \pi R^2 d \delta / dt \quad (4-1a)$$

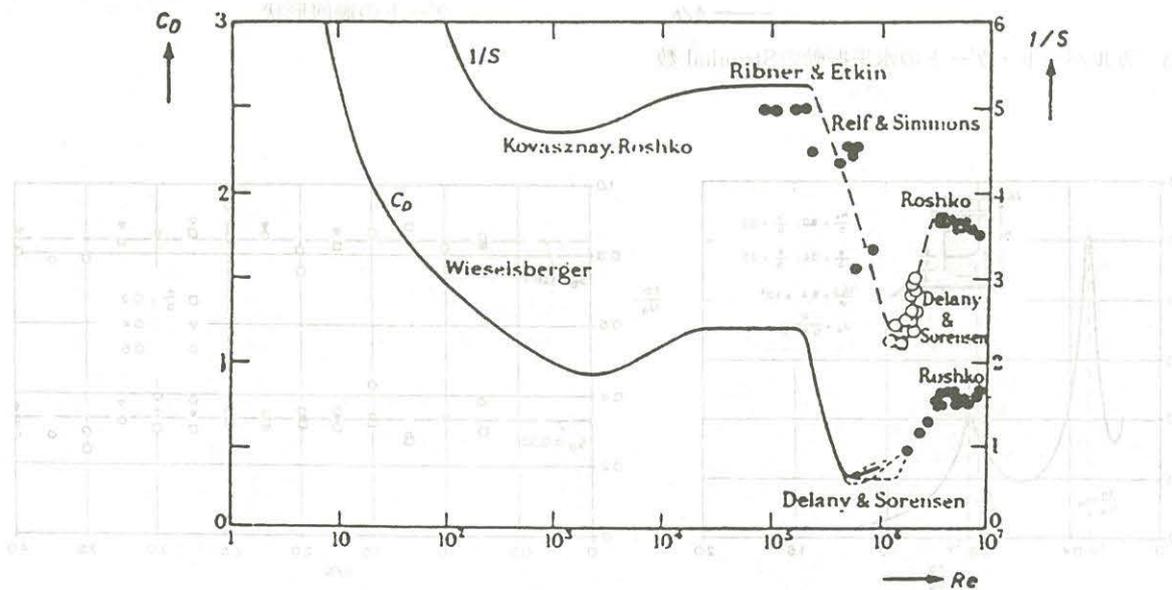
- パイプ中の流速：

$$V = (2C_D \delta / R) \sqrt{2g \Delta H} (dy/dt) \quad (4-1b)$$

- パイプ内の水柱の加速度：

$$\frac{dV'}{dt} = (2C_D / R) \sqrt{2g \Delta H_0} (dy/dt) + (C_D \delta_0 / R \Delta H_0) \sqrt{2g \Delta H_0} (d \Delta H' / dt) - d^2 y / dt^2 \quad (4-1c)$$

ここに、下付き添字 0 は定常状態、上付き ' は変化分を示す。



図—4.1 円柱の場合の抵抗係数と（臨界？）Strouhal 数—レイノルズ数の関係 [Bishop-Hassan 1964]

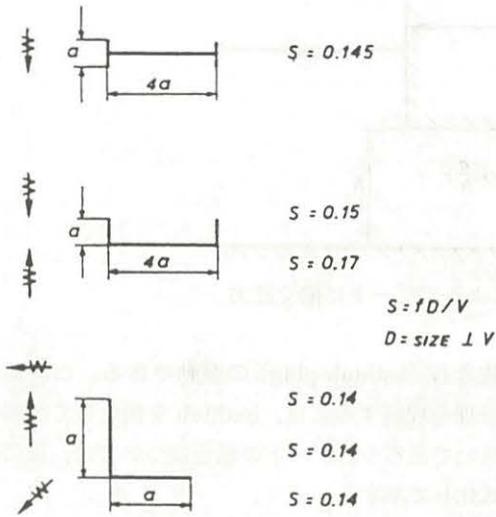


図-4.2 様々な断面形部材の(臨界) Strouhal 数

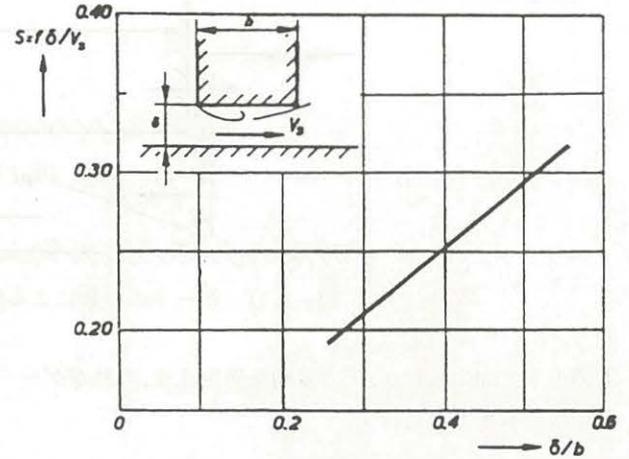


図-4.4 上下振動の Strouhal 数 [Naudascher 1991]

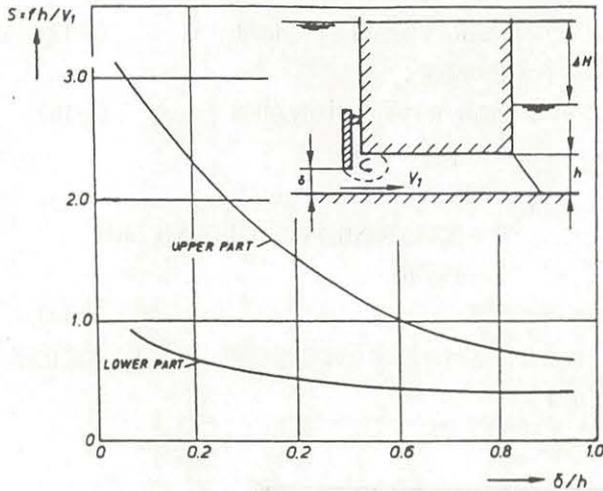


図-4.3 カルバート・ゲートの水平振動の Strouhal 数

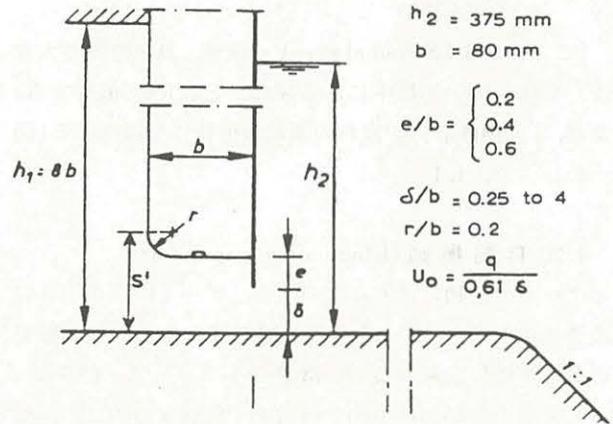


図-4.5 Martin 他 (1975) による実験に用いられたゲートの幾何形状

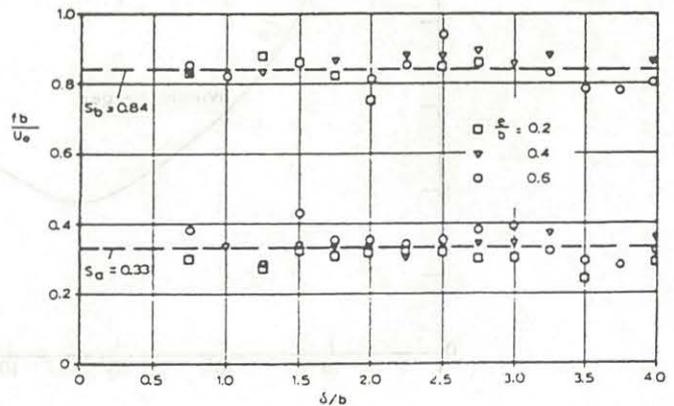
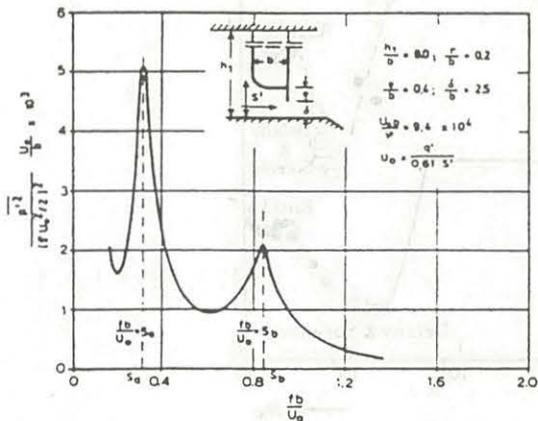
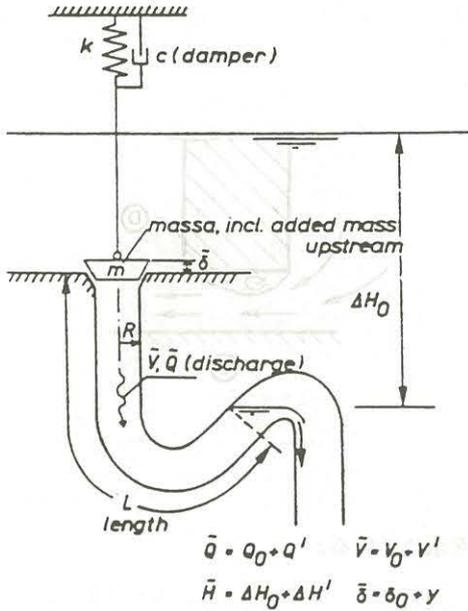


図-4.6 ゲート下面の圧力変動のスペクトルと卓越 Strouhal 数 [Martin 他 1975]



図—4.7 浴槽栓の形状配置の説明

管内の水柱の運動方程式

管内の水柱の質量は管の長さLに比例する。また、水柱に働く力は、栓の下流側(裏側)の圧力の変化による。従って、定常状態からの変化分について考えると、

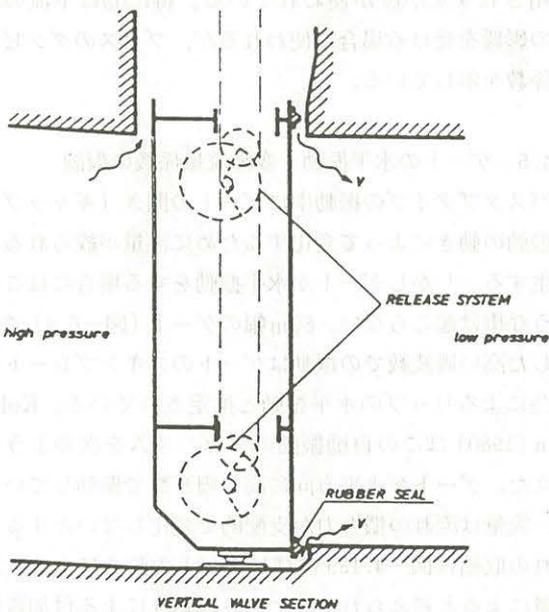
$$\Delta H' = -(L/g) dV'/dt \quad (4-2)$$

一方、栓の運動は (m: 栓の質量, c: 減衰係数, k: バネ定数として)

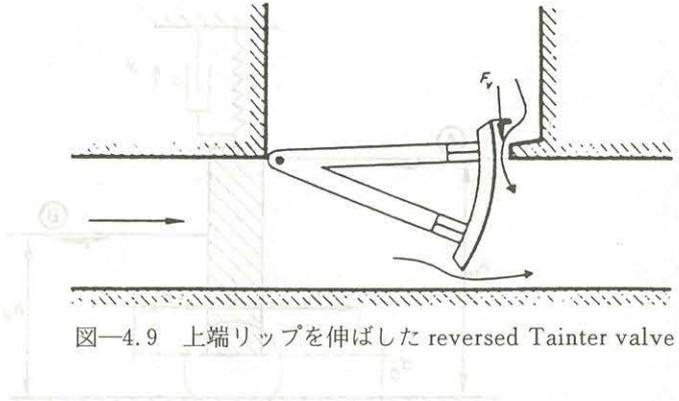
$$m d^2y/dt^2 + c dy/dt + ky = -\rho g \pi R^2 \cdot \Delta H' \quad (4-3)$$

すなわち、

$$d\Delta H'/dt = -(m dy^3/dt^3 + c dy^2/dt^2 + k dy/dt) / \rho g \pi R^3$$



図—4.8 release system をもつローラー・ゲートの断面



図—4.9 上端リップを伸ばした reversed Tainter valve

式(4-1b), (4-1b), (4-1c) より次の振動方程式が得られる。

$$Ad^3y/dt^3 + Bd^2y/dt^2 + Cdy/dt + y = 0 \quad (4-4)$$

今、2つのパラメーターC_m, C_kを次のように導入すると、

$$C_m = m / \rho \pi R^2 L \quad (= \text{栓の質量} / \text{水柱の質量})$$

$$C_k = K \delta_0 / (2 \rho g \Delta H_0 \pi R^2) \quad (= k \delta_0 / 2 F_{\text{steady}})$$

栓は、次の条件下で不安定となり、

$$0 < C_k < 1 + C_m \quad (4-8)$$

その角振動数は

$$\omega = \sqrt{k / (m + \rho \pi R^2 L)} \quad (4-9)$$

4.3 ギロッピング

流れの中で構造物が運動を始めることにより、見かけ上構造物への流れの迎え角が変化し、負の damping が働き、発振する現象は、Den Hartog (1956) により初めて指摘され、Parkinson (1961, 1964) と Novak (1969) により、詳しく解析された(図—4.16)。

4.4 鉛直方向に振動しているゲートへのギャップ理論 (Gap Theory) の適用

下端放流ゲートでゲートシール(リップ)の形状によって流れにより負の圧力が生ずる場合で上流と下流の水面差に比例する様なダウンブルが発生する場合には、ゲートの振動の扱いがバスタブの振動と同じ様な扱いが出来る。流れがリップの上流端で剝離する場合にはダウンブルは生じないが、振動の起振力は生ずる。変動している流れで、その影響を慣性力の効果として取り入れる為に上流側と下流側に水の仮想の影響長として L_u, L_d を考える。従って全体の水のパイプ長に換算出来る長さはゲートの厚さ b を入れて

$$L = L_u + L_d + b$$

となる。ゲートが $y = Y e^{i\omega t}$ で振動しており、流量係数がこの振動中でも変化しないとすると、低周波数での振動では流量はゲートの開き (d₀ + y) に比例して変化する。

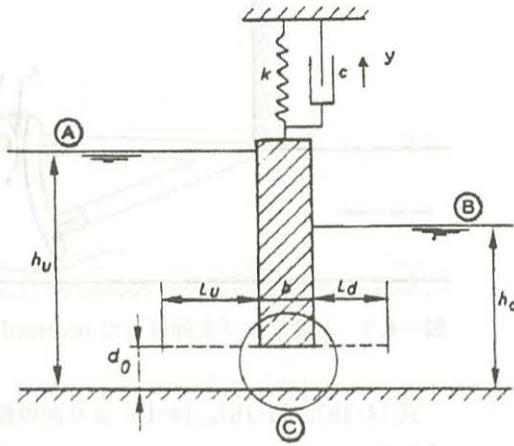


図-4.10

このことは流量の変化する分 Q' は y に比例し、 $\frac{\partial Q}{\partial t}$ は $\frac{\partial y}{\partial t}$ に比例することになる。上流と下流の水位が変動しない時にはゲート部分での水位変動の相当する値 $\Delta h'$ は $L \left(-\frac{\partial Q}{\partial t} \right)$ に比例する。荻原 (1988), 石井と Naudascher (1992) は同じように流量変化がゲート開度の変化に比例する仮定のもとで理論解析を展開している。振動原因はバスタブの低周波数での振動と同じである。

ダウンブルが生ずる様なゲートリップを持つゲートではダウンブルの変動が $\Delta h'$ に比例する場合。その値はゲートの運動速度と同じ位相を持ち、運動は不安定となる。ゲートに働く全水頭差は $-L \frac{\partial Q}{\partial t}$ に比例するので、 $\frac{\partial Q}{\partial t}$ は $\frac{\partial y}{\partial t}$ に比例することおよびダウンブルは水頭差に比例する事からダウンブルは $-\frac{\partial y}{\partial t}$ に比例することになる。

ゲートの開きがゲートの厚さより小さい場合には上流端で剥離した流れは下流端で再付着する。この部分の圧力はマイナスであり、 $\Delta h'$ に比例してダウンブルを発生させる。下流側の流れの影響は流れの慣性力として、先に示した L_d のように、ゲートの下面に圧力変動を与える。ゲートの開きが大きい場合で、付着が生じない場合でも下流の影響は下流の流れの慣性力として働く。

ゲートの振動原因を掴むためには、どこで流れが絞られている (ゲートリップ部分の上流端か、下流端か) を正確に知ることが重要である。すなわち $\frac{\partial Q}{\partial t}$ がマイナスの時には上流では流れの慣性力により圧力が上昇し、下流では低下する。このいずれかが鉛直方向に働くことになる。この流れが絞られる点为上流の場合には、ダウンブルによりゲートは不安定になる。Kolkman and Vrijer (1977) は振動周波数に関連した理論解析をしバスタブの時に示したように振動を止める事を求めた。上田 (1987) と荻原等 (1993) は振動解析をし、振動の発

生条件を求めている。

図4.11に負のダンピングを無次元の自励振動係数 C_{se} をストローハル数との関係で示してある。パラメーター mc_i は流量係数と $(L_u + L_d + b)/d$ との積である。このグラフから係数 C_{se} の最大値が実験と理論で同じ程度である事が判る。またこのグラフはこの種の振動の周波数はかなり低いことを示している。例えば $S=0.05$, $\Delta h=10m$, $d=0.2m$ のときの周波数は $f_n=3.5\text{Hertz}$ となる。

Vrijer (1980) は理論と実験から流れの剥離についての安定性について発表している。図-4.12で ①, ② で自励振動が発生し特に①が不安定である。これは開きが大きく流れの再付着が無く、ダウンブルが変動しなくても起こっている。図4.12の ①, ② は通常のゲートでは使用されず ③, ④ が使われている。特に④は下流の流れの影響を受ける場合に使われるが、プラスのダンピング係数を示している。

4.5 ゲートの水平振動：変動流量係数の仮説

バスタブタイプの振動中にゲートの開き (ギャップ) が振動の動きによって変化するために流量が絞られる事が生ずる。しかしゲートが水平振動をする場合にはこのような事は起こらない。80m幅のゲート (図-6.4) で発生した高い周波数での振動はゲートのスキンプレートの凹凸によるリップの水平振動と推定されている。Kolkman (1980) はこの自励振動のメカニズムを次のように考えた。ゲートが水平方向に高い周波数で振動しているが、流量は流れの慣性力が支配的で変化しないとすると流れの収縮は図-4.13aの様にゲートの動きによる付加質量によると考えられる。ゲートの動きによる付加質量による流線は図-4.13bのようになる。今ゲートが右方

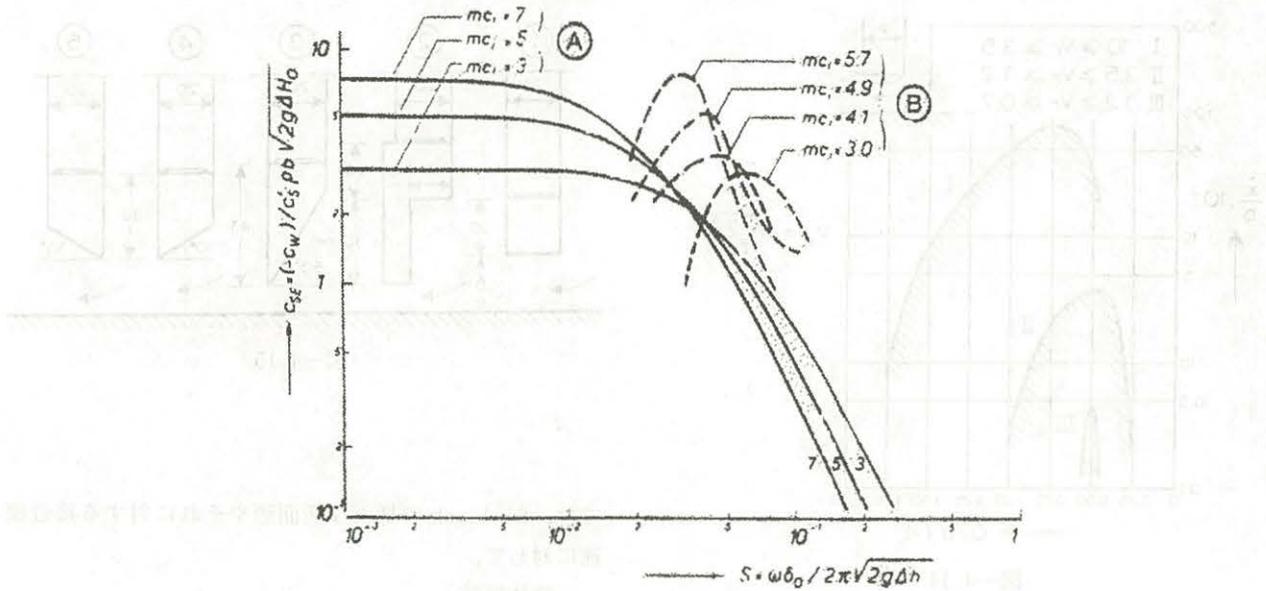


図-4.11

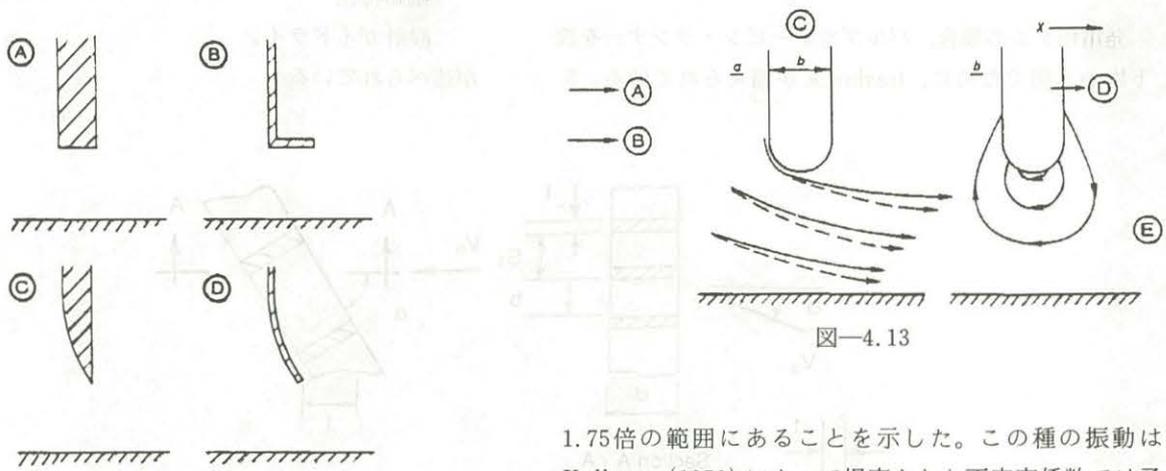


図-4.12

図-4.13

向に動くとする、ゲートリップ付近ではゲートの運動速度 dy/dt に比例する逆方向の流れを発生させる。これは流れの収縮を発生させ、流量係数の変化を dy/dt に比例して発生させる。さらにこの流量係数の変化は圧力水頭の変化を発生させる。このような事が自励振動の発生の必要条件となる。Kolkman (1977) はこのような振動は不安定な剝離ポイントを持つゲート、例えば半円、1/4の楕円形状を持つゲートで発生し、また再付着点を生ずる長方形ゲートで開度がゲートリップの厚さの50%~200%の場合に発生するとした。ストローハル数 fb/V (b : リップの厚さ、 V : 流速) は0.1から0.3である。高い周波数では1.4にもなる。Jongeling (1987) は後にゲートの開きの限界値はゲートのリップの厚さの0.3から

1.75倍の範囲にあることを示した。この種の振動はKolkman (1976) によって提案された不安定係数では予測できないが4.7で扱う。ゲートリップが尖っている場合には振動数は高くなり80Hz程度までは観測されている。Jongeling (1987, 1989) はゲートの運動、ゲート下の流速、リップ面での圧力、ゲートの下流面での圧力を同時に測定し、振動限界を示す図を提案した。(図-4.14) ゲートの振動に伴ってせん断領域内では波が発生する。4.1節(図-4.5, 4.6) で扱ったように限界条件は波長とゲートの厚さ比で数倍の範囲で決まる。Jongeling (1988) によると図-4.15のタイプ①と②は同じ傾向を示し、タイプ③は d/b が2.5までは安定である。タイプ④は $d/b=0.75$ まで安定でそれ以上では不安定となる(実験範囲は1.75迄である)。タイプ⑤は常に安定である。

4.10 落水水膜によるフラップゲートの振動(省略)

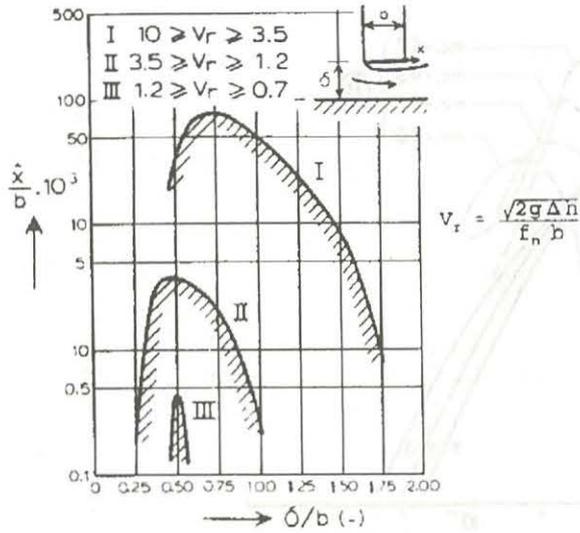


図-4.14

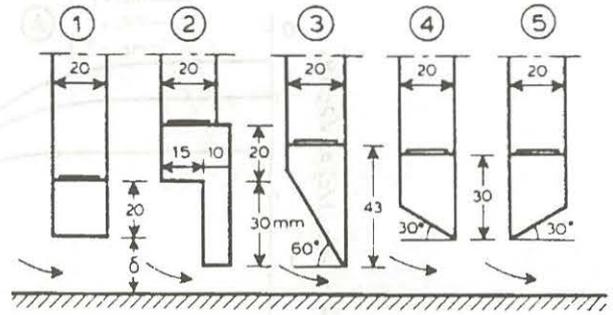


図-4.15

5. トラッシュラックの振動

発電用ダムの場合、バルブやタービン・ランナーを流下物から防ぐために、trashrackが備えられている。5.

では、trashrackの様々な断面形やそれに対する接近流速に対して、

- 流体抵抗
 - 固有振動数
 - ストローハル数
 - 振動特性
 - 設計ガイドライン
- が述べられている。

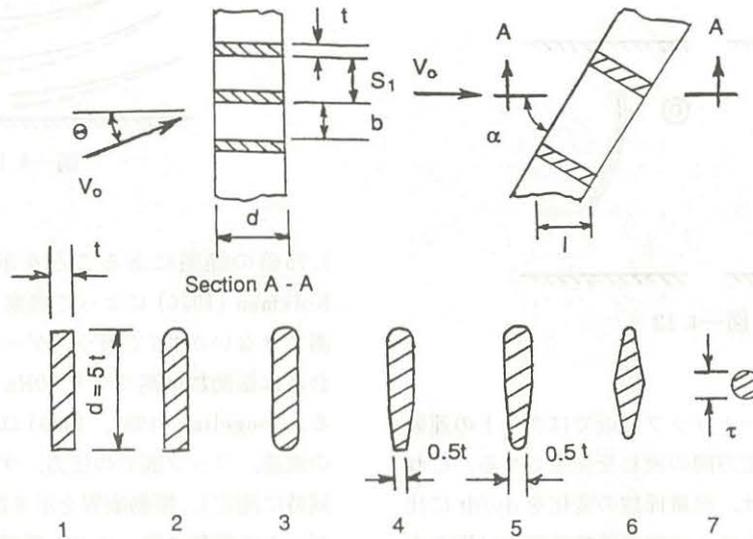


図-5.2 トラッシュラックとして良く用いられる棒部材の断面形

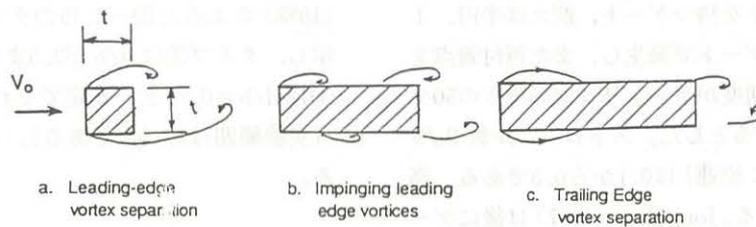


図-5.3 乱れの低い流れの中の矩形断面物体からの渦発生パターン

6. 振動問題の例

6.1 放流水路ゲート

この節に示した例は自由水面を持つゲートで上流面側のみに荷重を受けるタイプである。この種の振動は4.3節で述べたバスタブタイプの振動カテゴリーに入る。ゲートの開き、シールゴムの後ろまたは近くでのギャップで起き、上流水圧によって閉めようとする振動である。

テンターゲートの回転振動によって部材の挫屈を発生させてゲートの破壊を招いた。破壊の過程は図-6.1に示してある。破壊後の検査からテンターゲートの円弧の中心は実際のゲート回転中心から下にずれていた。このため初期の段階での荷重の増加はゲートを閉める方向に作用し、これが流量を減少させ、これがさらに上流の圧力を増加させる方向に働く事になった。これが振動の原因であり挫屈を起こさせた。

振動を防止させるためには円弧の中心と回転中心は一致させ、部材設計では充分な強さをスキンプレートに持たせ、また部材には挫屈しないよう設計する必要がある。また変形計算をし回転中心と図形中心が一致しているかチェックする必要がある。Ishii et al. (1977) の論文はある種の剛性と質量の状況で不安定振動が発生するとしている。

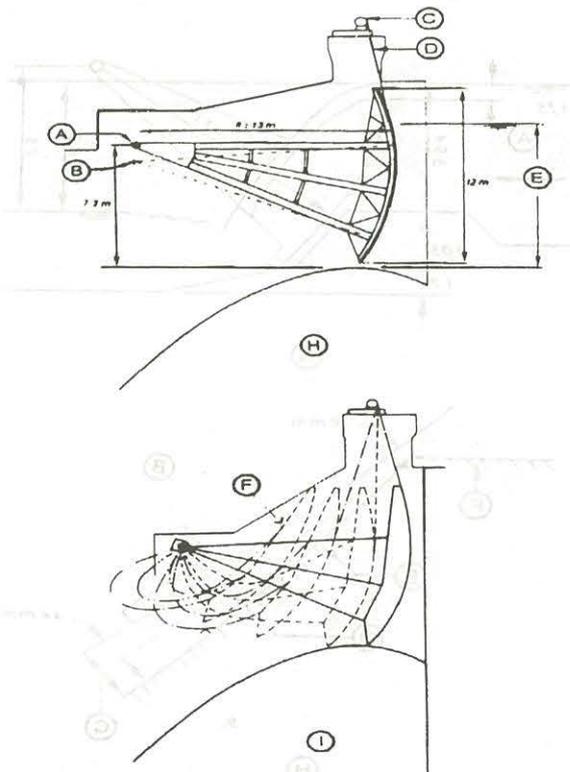


図-6.1

ラジアルゲートのリップ部分の形状に関する研究がSchmidgall (1972) によってされている。振動は音楽ノートタイプのシールゴム A1 と B1 および板状のシールゴム C1 の部分を通過する漏水で発生した。A1 と B1 は変動ギャップ理論によって説明できる。同じタイプが図-6.16④に示している。C1 は不十分締め方の為にゴムが変形しやすく、その為に振動が発生した。ゴムを厚くししっかり締めた C3 では振動は発生していない。水切り点が明確な A3, B2, B3, C2 では振動しない。特に A3, B3 は充分に原型で使用している。A2 は小開度で負圧が発生し、ゲートが閉まる段階で不安定となるので望ましくない。

図-6.3 に示すゲートでは水平振動が発生する。これにも変動ギャップ理論が適用できる。傾斜したスキンプレートのゲートはしばしば用いられるが、また傾斜角が大きく、水平方向に曲がり安いと振動を発生させる。同じタイプの振動は鉛直ゲートでシール面が傾斜している場合でも発生する。

図-6.4 に示す逆セクターゲートでは激しい回転振動が発生し、振幅の大きさのために上流水面に波立ちを発生

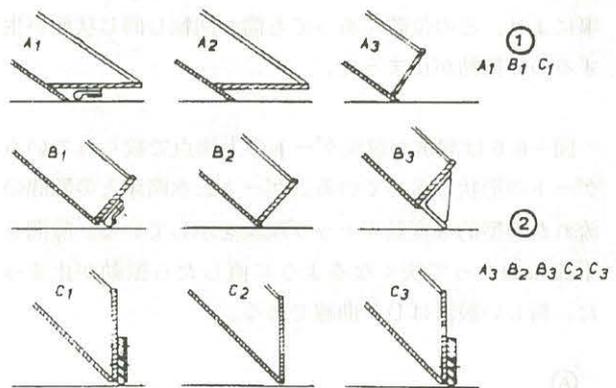


図-6.2

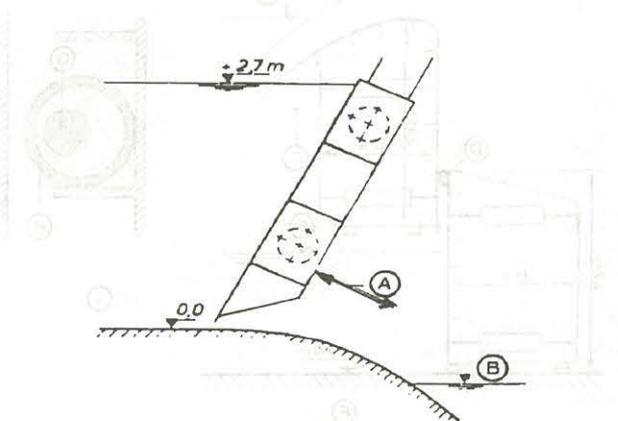


図-6.3

生させる。(4.8節参照) 流れの絞り込み点がゲート上流端にあり、図6.3に似た振動でもある。ゲートの開きが小さいときに効くダンパーをつけたら振動を防止できた。ダンパーは自動車に使っているダッシュボットタイプである。

6.2 低ヘッドゲート

低ヘッドゲートは上流側は自由水面で下流側が潜り流出になっている状態での流量調整に利用されている。低ヘッドゲートでの振動は4.3節で述べたバスタブの振動に似ており、通常は流れの不安定性によるか4.5節で述べた水平の振動によっている。

図-6.5のストーニゲートでは二つのゲート間でのシール部の不安定による水平振動が観測された。Kolkman (1980) によると上段ゲートに働く周期的な荷重によることが判った。図の左に示される様に当初にはゲートの改善時にシール部品がセットされた。強い振動が観測され、変動ギャップによる振動である事が判った。流れの狭隘部が上流端にあり、下流側では流れの慣性による圧力変動が発生し、これが振動を起こさせている。図の右に示してあるようなプラスチックの筒をセットする事により、どの位置にあっても筒が回転し同じ状態が生ずるので振動が止まった。

図-6.6は漏水が越流ゲートの上流点で絞られているゲートの形状を示している。ゲートと水路床との隙間の流れが典型的な変動ギャップ現象を示している。隙間を下流に向かって狭くなるように直したら振動が止まった。新しい設計はDの曲線である。

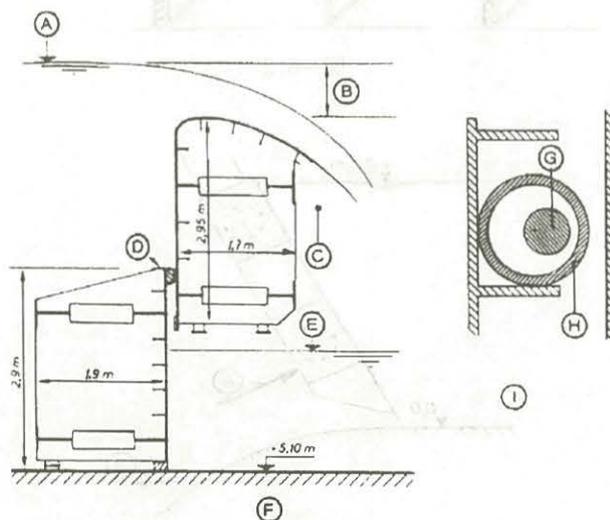


図-6.5

図-6.7のゲートはゴムのシールは付けてない、理由は潮汐による圧力によりゲートが変形するので、ゴムがすぐに破壊されてしまうからである。従ってゲートが閉じている状態でも水が漏れていることになる。高周波振動が水面差0.8m以上で発生した。この振動は流れがどちらの方向でも生じている。振動数は88Hzでゲートの厚さで表したストローハル数は0.15から0.25であった。この振動は4.5節で述べた振動に相当している。改良はゲート下のギャップを30mm以下にしないことである。

図-6.8のゲートは40mスパンを持ち、荻原と上田(1988)及び荻原等(1991)により1/12.5の模型で研究された。水平、鉛直の弾性相似模型をfroudeの相似を満たすように製作し非越流状態で実験している。振動は原型で70mmから110mmの開きで発生している。最も柔らかいゲートは1/800の撓み度を持ち、広いゲートの開きの範囲で振動している。振動は自励的であり、ゲートの動きが振動を発生させるものである。振動周波数は1から3Hzであり、空気中の値は2.8Hz(鉛直)3.6Hz(水平)である。複振幅は20mmで静的変位の15%である。上流側の水面では激しい波立ちが起こる。

荻原(1991)は4.9節による不安定解析をしている。ゲートが鉛直方向に振動したときにはゲートシール部のギャップが変化し、ゲートが下流側に動いたときには流

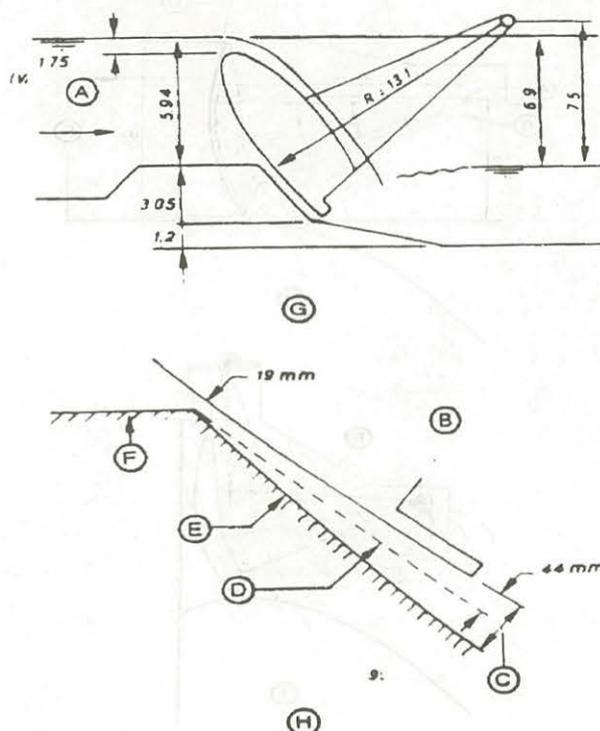


図-6.6

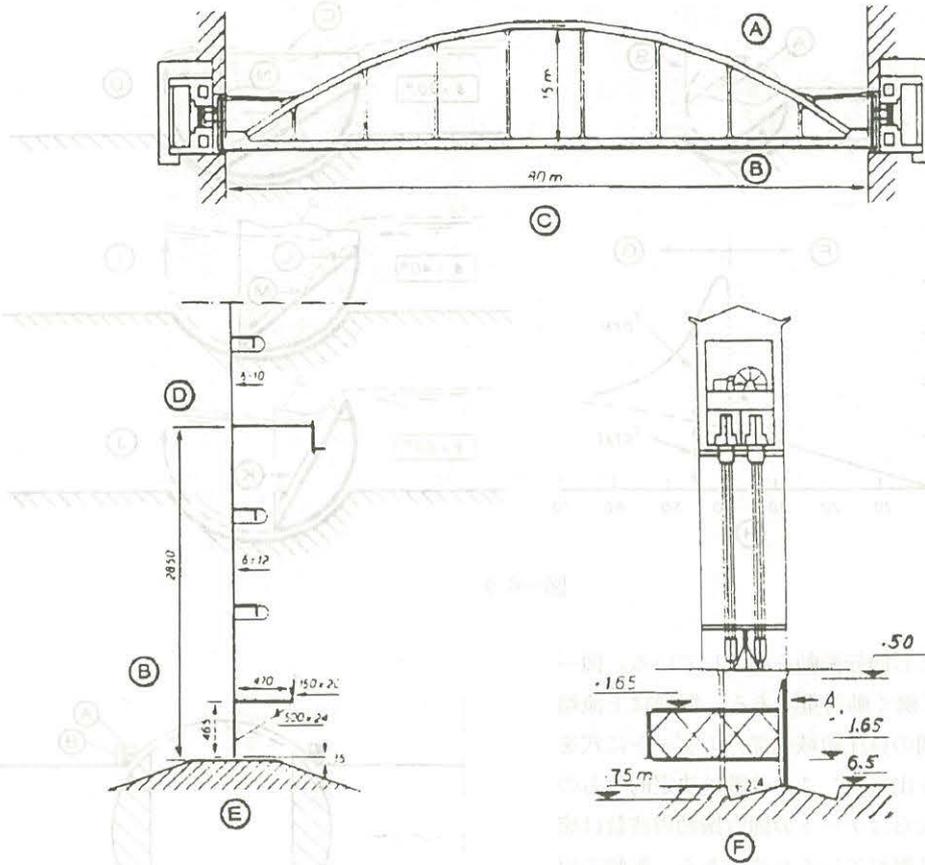


図-6.7

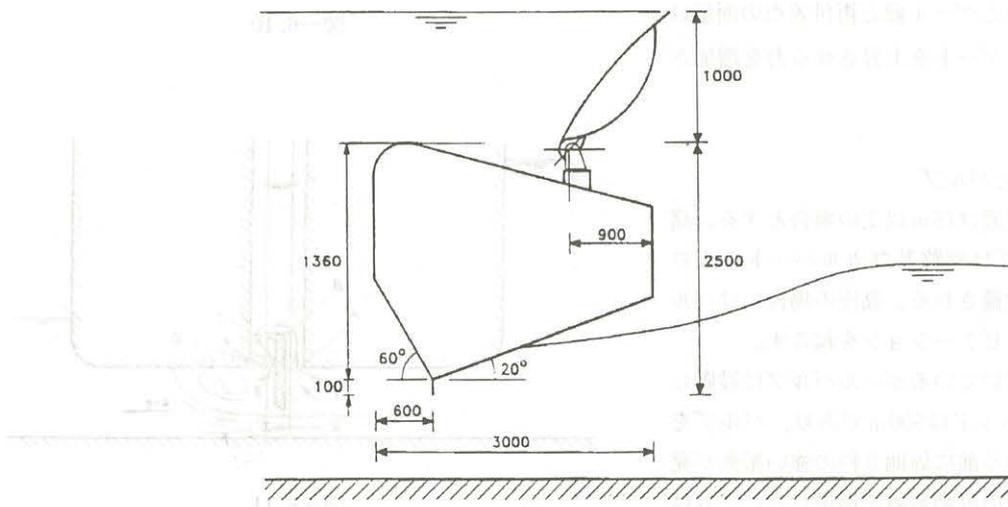
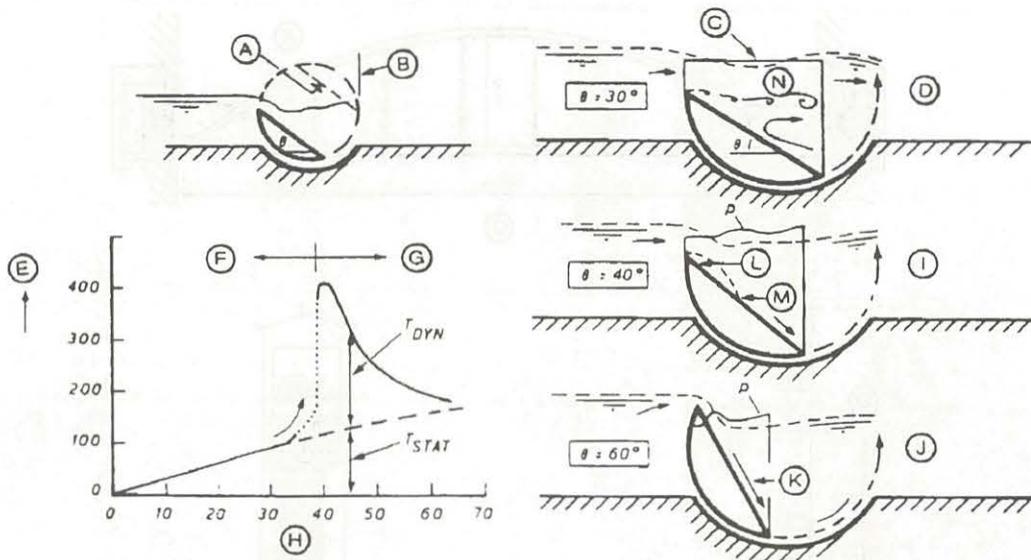


図-6.8

量が絞られ、上流側では圧力が上昇し、下流側では圧力低下が起こる。鉛直上向きの動きでは上流側で圧力低下を、下流側で圧力上昇を起こす。最も不安定な状態は下流側の水深が浅く、潜り流出はゲートの中央部のみで生じている。このことは下流側で圧力がプラスになったりマイナスになったりする事が自励振動に重要であることを

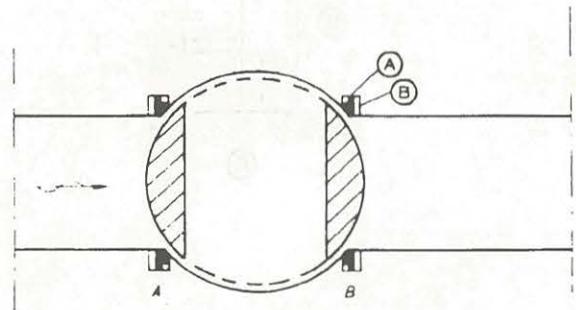
示している。水平と鉛直の連成した振動であり、4.7節で扱ったように、振幅、周波数がそれぞれで同じ程度であり、このことは自励振動にとって重要である。

ロンドンのテムズ川に設置された防潮水門は70mスパンを持ち円弧形状の中心に回転中心を持つゲートである。小さな模型ではゲート上の流れが剥離するか、再付



図—6.9

着するかの状態を起こし回転振動を起こしている。図—6.9はゲート回転軸に働く動荷重である。振動は上流端と流れの再付着点の間の負圧領域の部分のゲートに穴をあける事によって減少出来た。この改善は決定的なものでは無かった。何故ならばゲートの固有振動周波数は流れの振動数とはかなり離れているためである。振動の原因は2.3節の分類による流れの不安定性とギャロピングのようにゲートの動きによるものと考えられる。ゲートが上昇運動をするとゲート縁と再付着点の面積は広がり、低圧力が増し、ゲートを上昇させる力を増加させる事になる。

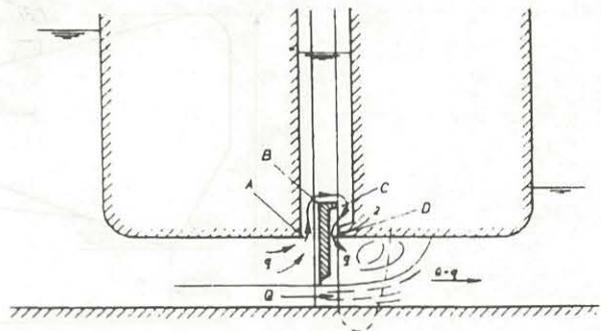


図—6.10

6.3 高ヘッドゲートとバルブ

この節で高ヘッドの定義は15m以上の場合とする。高ヘッドゲート及びバルブは管路及びカルバートの入り口、中間または出口に設備される。高圧の場合にはバルブの中または下流にキャビテーションを起こす。

ペルトン水車の前に付いているボールバルブに設置した可動シールの振動。ヘッドは500mであり、バルブを締めて、シール部を締める前に周期3秒の強い振動が発生した。その結果シールの可動装置を損傷した。これは明らかにパイプ内に発生する圧力波との共振である。振動は自励振動でありゴムシールの形状と弾性に関係している。ギャップが閉まると流量が減り、圧力上昇を来す関係で生ずる。シールを改善して振動を止めた。

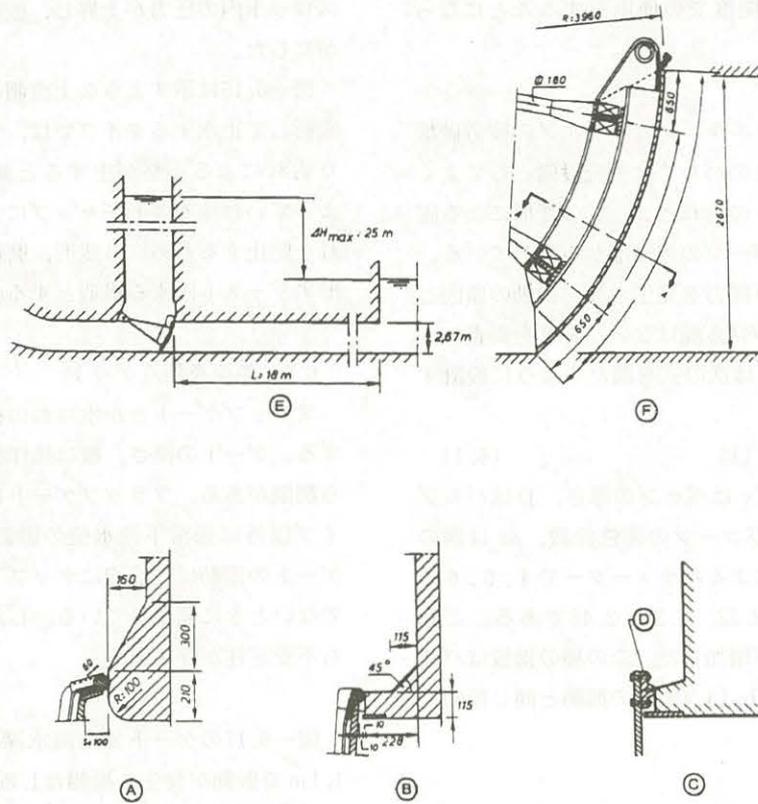


図—6.11

での流れの絞り込みが原因である事が判った。図のA、C点での絞りが悪く、B、D点での絞りは問題ではない。これは鉛直ゲートの振動に適用した変動ギャップ理論が当てはまる(4.4節)。シールが上流端にあるとき振動が発生し、下流端にあるときには発生しない。

Abelev and Dolnikov (1959) は図—6.11のカルバートゲートがゲート上部の漏水によって水平振動をしたことを報告している。理論的検討の結果ゲート室の上流端

図—6.12のような下流側に空気の補給がない逆ラジアルゲートでの振動。このゲートはゲートの上端でシール

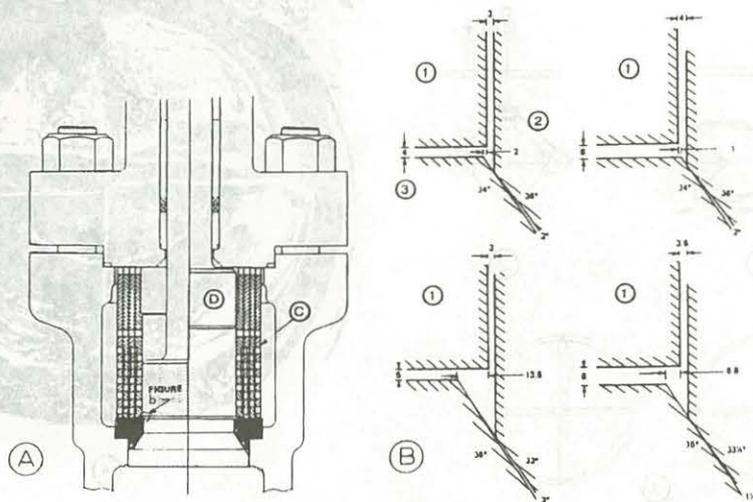


図—6.12

しており初めの形状は図Aのように突き出したビームの先に付けてあった。ゲートが閉まる寸前に下流側に負圧が発生し、ゲートを下流側に引っ張ることになる。改善は突き出した部分を小さくしゲートとシャフトの壁の間の隙間を狭くした。モデル実験ではこれで振動は消えたが、原型ではゲートの開きが極く小さい時にはまだ振動が残った。さらに図Cの様にシールを堅いものにし、

かり纏む構造にした。

図—6.13は100mm径の水抜き栓のバルブである。これは高ヘッド圧を抜くことにより下流側のキャビテーション損傷を防ぐ目的のものである。非常に小開度の時に漏れる水により激しい振動を発生した、その周波数は10-30Hzで下流のパイプ内の圧力と関係している。振動はゆっくりと始まり2秒間くらいで発展してくる。小開



図—6.13

度での使用をやめて大開度での使用をすることになった。

Mercer (1970) はハウエルバンガーバルブの疲労破壊の例を報告している。このバルブは放流設備としてよく利用されており、ベーンの内れとコーンの変形による固有振動である。疲労はベーンの溶接部から生じている。初期の変形が流れにより揚力を発生させ、振動の原因となる。損傷を受けたバルブ、受けないバルブを調査し、理論解析をして Mercer は次の式を満たすように設計する事を提案している。

$$\left(\frac{Q}{CT_v D}\right) \left/\left(\frac{E}{\rho_s}\right)\right. < 0.115 \quad (6.1)$$

ここにQは最大流量、 T_v はベーンの厚さ、Dはバルブの直径、Eはベーン及びコーンの弾性係数、 ρ_s は鋼の密度、Cはベーンの数によるパラメーターで4、5、6のベーン数によってC=2.22, 2.35, 2.48である。これによりベーン他の剛性が増加した。この種の措置はバスタブ (4.3節) 鉛直ゲート (4.4節) の振動と同じ傾向である。

6.4 若干の漏水を伴うギャップとシール部

前章までに小開度での漏水による振動を扱ってきた。これらと同じ現象と考えられる例を2、3に示し、安全設計の為に現象の基本概念を理解する。

図-6.15に示すのはゲートのサイドの水漏れを表しており、上流端に流れの支配点がある。このためにゲートが軸方向に振動する。

Kolkman (1980) は模型実験をし図6.15 bの様に下流側に支配点を設定するとゲートが壁側に運動したときに

スロット内の圧力が上昇し、振動が防止できる事を明らかにした。

図-6.15に示すような上流側の圧力により止水ゴムが変形して止水するタイプでは、ゴムの変形とか磨耗、すり切れによる不整が生ずると漏水が発生する。これによっていわゆる変形ギャップによる振動が発生する。これを防止するためには変形、磨耗が起こっても自然に整形アジャスト出来る構造とする必要がある。

6.5 越流を伴うゲート

フラップゲートとか水はねの構造物で越流ナップが生ずる。ゲートの高さ、幅は操作装置が過大になる条件から制限がある。フラップゲートは下流水位を制御するタイプ以外は通常下流水位の影響を受けない。フラップゲートの振動は一般的にナップ下への空気の補給が十分でないときに発生している。しかしナップ自身の流れにも不安定性が存在する。

図-6.17のゲートで上流水深3.50m、下流水深0.8~1.1mで振動が発生し振幅は1.8mm周波数4Hzであった。この周波数は固有振動数になっている。鉛直板を持つスポイラーを取り付ける事によって振動は防止できた。3m等間隔に取り付けた場合と3m、4.5mの交互ピッチに付けた場合の両方とも効果があった。

図-6.18のゲートの模型実験ではナップ下の空気が下流水深の上昇に伴って全部が排出されるまで激しい振動が発生した。限界のナップの厚さは1~1.5mであった。ゲートのクレストの形状は支配要因ではないが、薄いナップの場合の為に歯形形状にした。下流側からの帰還

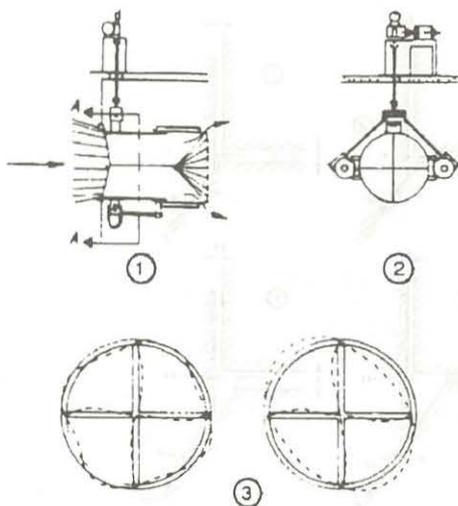
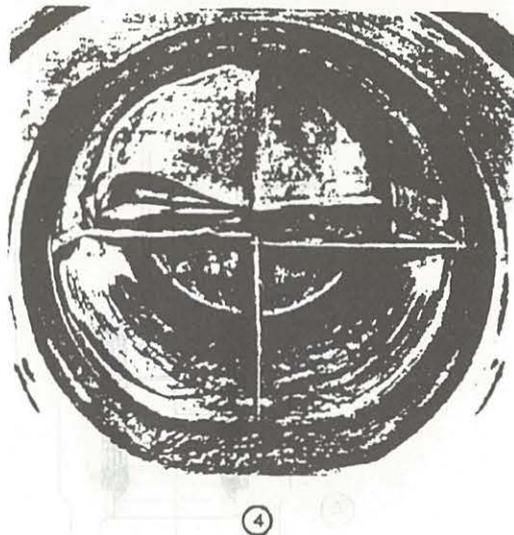


図-6.14



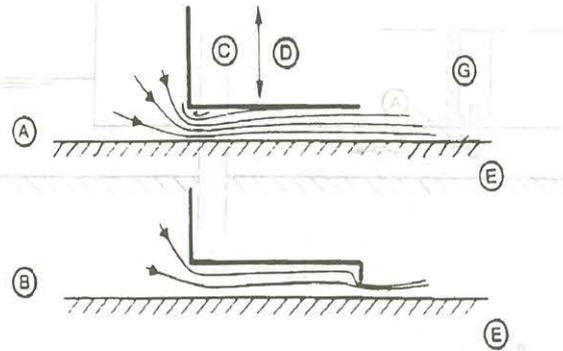


図-6.15

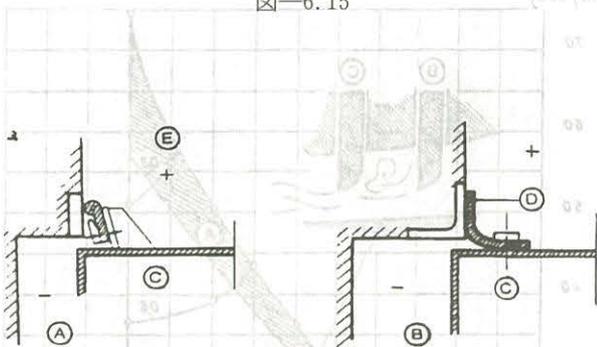
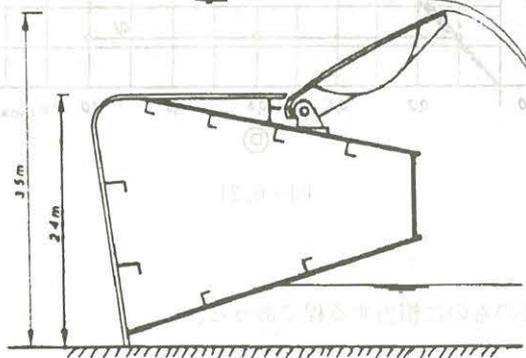


図-6.16



①

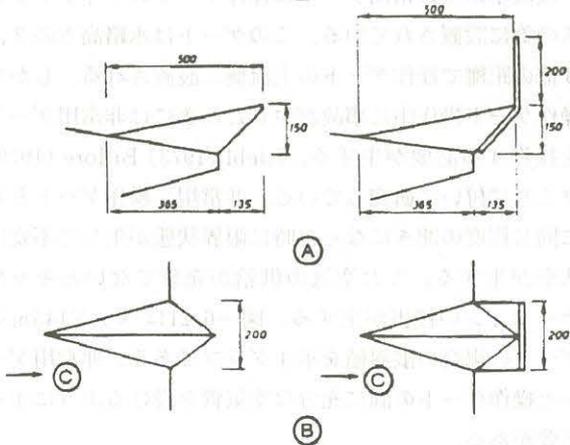


図-6.17

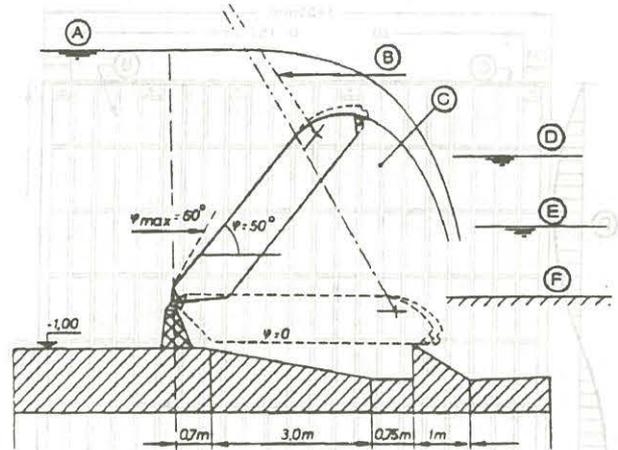


図-6.18

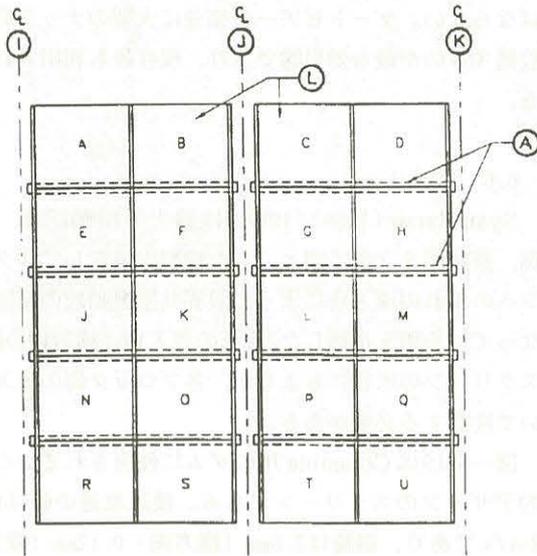
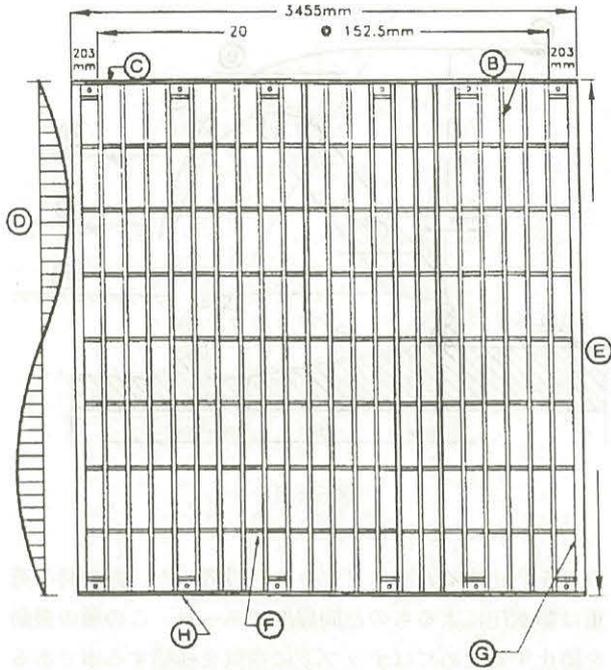
流れを防止するためにブロックを設置した。振動時の荷重は静水圧によるものと同程度であった。この種の振動を防止するためにはナップ下に空気を補給する事であるがエアパイプのシステムはゲートの傾き、下流水位の変化に対応するためには幾つかの高さに取り付けなければならない。ゲートピアの部分に大型のナップ切りを設置するのが最も効果的であり、現在最も利用されている。

6.6 スクリーン

Syamalarao (1989) (1987) は過去の振動記録、破壊例、修繕例を文献で調べ、また模型実験をしてスクリーンへの流れの流入角によって限界共振振動数の範囲が異なってくる事を指摘した。流れの流入角は構造物の配置、スクリーンの形状にもよるが、各ブロック毎の流入について注意する必要がある。

図-6.19は Columbia 川のダムに使用されている一般的なデザインのスクリーンである。接近流速の値は1.5~2m/sであり、振幅は2.6mm (横方向) 0.12mm (縦方向) であった。流れの方向の振幅0.15mmは破壊した結果から最も重要であった。図に示したように破壊の最も基本モードは水平断面内での全パネルの振動である。2次振動は共振周波数32Hzの曲げ振動である。損傷箇所は構造部材の内部、材⑤の溶接部で発生している。同じように部材③にも発生しているが部材②には発生していない。主要部材の幅によるストローハル数は0.25~0.30であった。

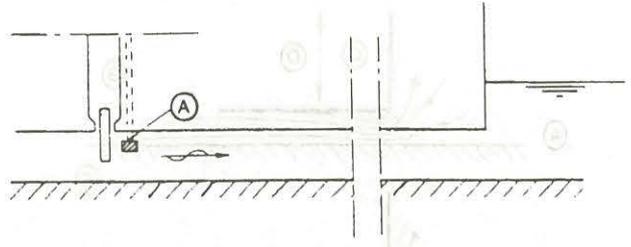
6.7 カルバートでの空気補給の無い流れか微小な空気の補給のある流れでのキャピテーションと動的な問題
以下の問題は振動には関係ないが拙い設計による事



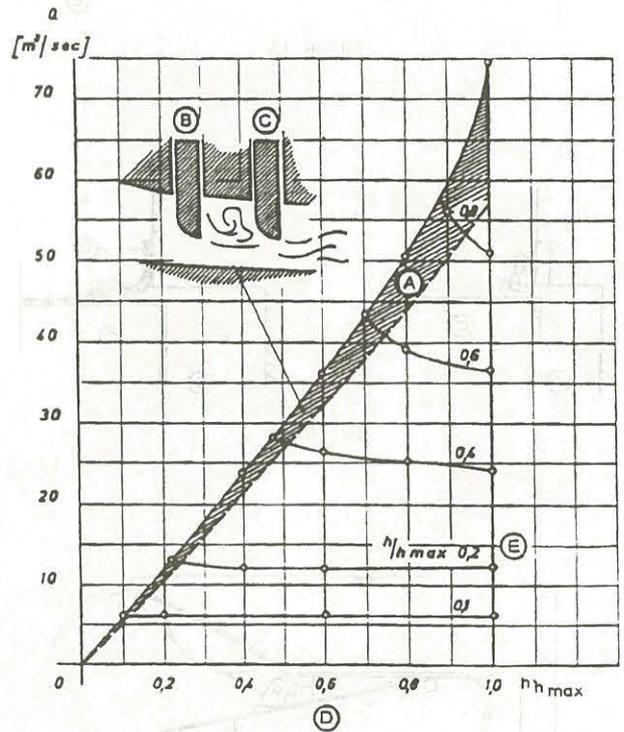
図—6.19

例, ゲート操作上重要となる動的な問題の例である。

図—6.20は船のロックに付けられているカルバート水路でありゲートのキャビテーションを防止するために空気補給管がセットされている。カルバートから下流の長さは70mであり, ゲートを通常のスピードで閉鎖操作をしたところ, 空気をゲート側に呼び込み, ゲートから下流側の圧力の低下を起こした。これは静水圧以下に下がり空気圧より下がってしまった。圧力の低下は流れを減速し, 逆流を起こし, さらに空気を追い出すことになった。当初の水位差は20mであったが水撃圧は110mの水



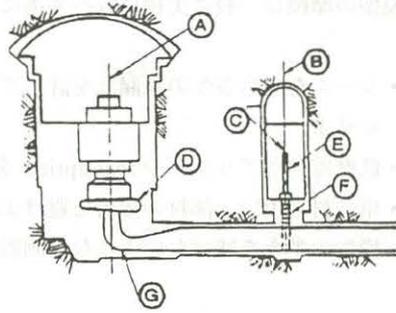
図—6.20



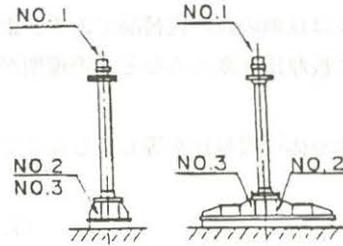
図—6.21

路長のものに相当する程であった。

放流水路での常用ゲートは操作ゲートのメンテナンスの為に設置されている。このゲートは水路高さの2, 3倍の距離で操作ゲートの上流側に設置される。しかし操作ゲート操作中に事故が生じたときには非常用ゲートを操作する必要がある。Liebl (1973) Billore (1979) はこれに付いて研究している。非常用, 操作ゲートともに同じ程度の開きになった時に限界状態が生じて不安定状態が生ずる。また空気の供給が充分でないとキャビテーションの被害が生ずる。図—6.21はヘッド145mのゲートの場合の限界値を示すグラフである。非常用ゲートと操作ゲートの間に充分な空気管を設けるようにする必要がある。



①



②

③

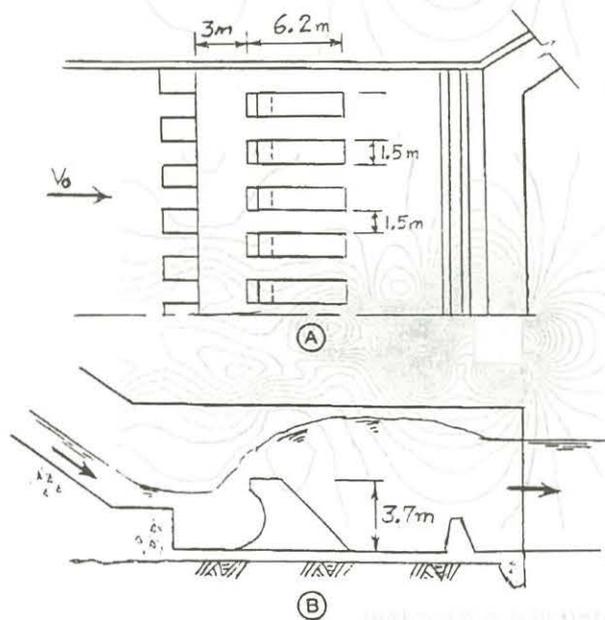
図—6.22

6.8 ドラフトチューブゲートの振動

揚水発電所ではポンプ、水車を操作しているときには振動と騒音が聞かれる。上田等（1986）は現地観測をした。振動は操作部のところで130Hzであり、これは水車の羽による脈動に相当している。（375rpm, 20枚羽）加速度は1gであり、振動振幅は15micronsであった。ゲートの固有振動数は空気中で3.9Hzであり、共振状態はさけられている。従って水車の羽から出る脈動による強制振動である。

6.9 減勢池内の振動

図—6.23は高さ69.5mのダムの減勢池の平面及び断面図である。池は10個の鉄筋コンクリートブロックと11個のシュートブロックで作られている。2000m³/sを越え



図—6.23

る洪水で6個の床ブロックが破壊された。約30m/sの流速により減勢池の壁、床、ブロックにキャビテーション被害が発生している。この事故の調査から最初はキャビテーションによる被害と考え50mmの鉄板でブロックを覆い、鋼製の梁とロックボルトで河床に固定された。しかし次の洪水でブロックは疲労破壊によって破壊された。有限要素法による解析と模型実験から流れによる変動圧力がブロックに横方向から作用している事が判った。その力は2720Kn（流れ方向）730Kn（流れ直角方向）にも達している。設計を根本的に変える事は不可能であるのでブロック形状を横方向の力が小さく受けるように小型にし応力を小さく疲労を少なくする様に変えた。

7. 模型実験・現地実験・数値実験

7.2 模型実験

相似則：

まず、構造物の弾性学的相似を満たすため模型と実型で歪み (strain) が等しくならなければならない。すなわち、応力と水圧の比 Cauchy (コーシー) 数を等しくしなければならない。

$$C_s = E / (\rho V^2) \quad (7.1)$$

一自由度のモデルの場合、コーシー数は弾性力と外力との比であり、面積が長さの2乗に、圧力は $\rho V^2 / 2$ に比例するから

$$C_s = K / (\rho V^2 L) \quad (7.2)$$

ここに、K：バネ定数。

構造物が完全に水中にある場合は、フルード数の一致は重要ではなく、流速比の2乗と弾性係数比を等しくすればよい。

$$E_m / E_p = (V_m / V_p)^2 \quad (7.3)$$

構造物が開水路中に置かれている場合には、フルード相似を満たすことが要求される。

$$E_m/E_p = (V_m/V_p)^2 = (L_m/L_p) \quad (7.4)$$

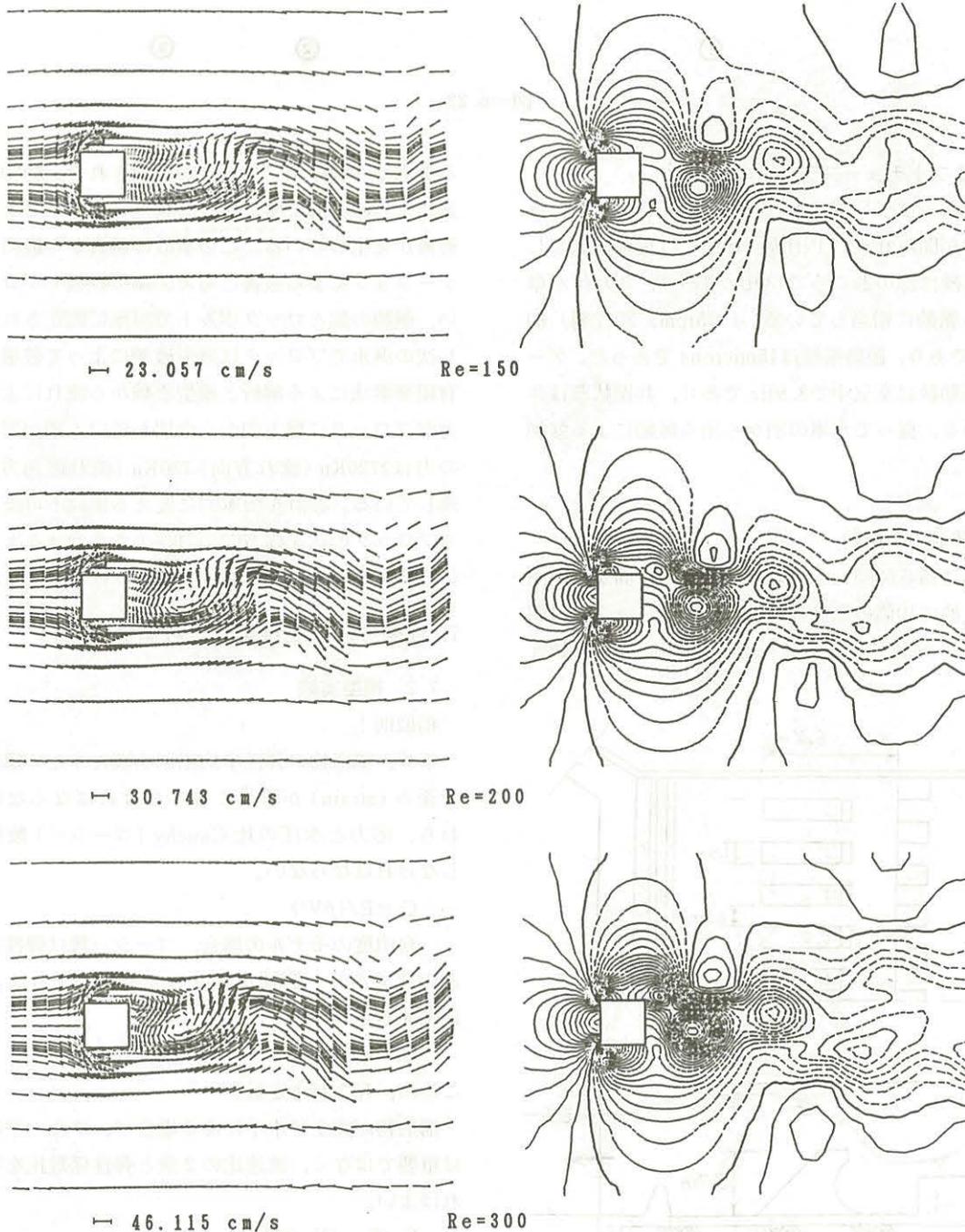
塩化ポリビニールは鉄鋼の良い代替品である。歪を正確に再現するために板厚比を変えるなど、歪模型がしばしば用いられる。

構造物材料と作動流体の質量比を等しくしなくてはならない。

$$(\rho_m/\rho_p)_{\text{steel}} = (\rho_m/\rho_p)_{\text{fluid}} \quad (7.5)$$

模型の摩擦は一般に実物に較べて遙に大きい。そのため

- シールを減じ多少の水漏れを許してでも摩擦を小さくせよ。
- 低摩擦のベアリングや leaf spring を用いよ。
- 単一材を用い、部材の接着を避けよ。
- 模型の動きを妨げないような計測器を用いよ。



図—7.2a 振動柱体の一周期間の物体周りの流れの様相 (左) 流線, (右) 圧力分布. (野村卓史による)

縮尺効果：振動模型実験は縮尺効果 (Scale effects) を受けるので、その結果の信頼性がしばしば疑問視される。特に、レイノルズ数が流れのパターンや力学的外力に影響する場合には注意を要する。しかし、ゲート模型実験のレイノルズ数は一般に大きいし、ゲートからの流れの剝離点は sharp-edged gate の場合のように決まっているので、レイノルズ数の影響は重要でないと言えよう。模型では粘性や表面張力の効果が、極端に (disproportionately) 大きい。

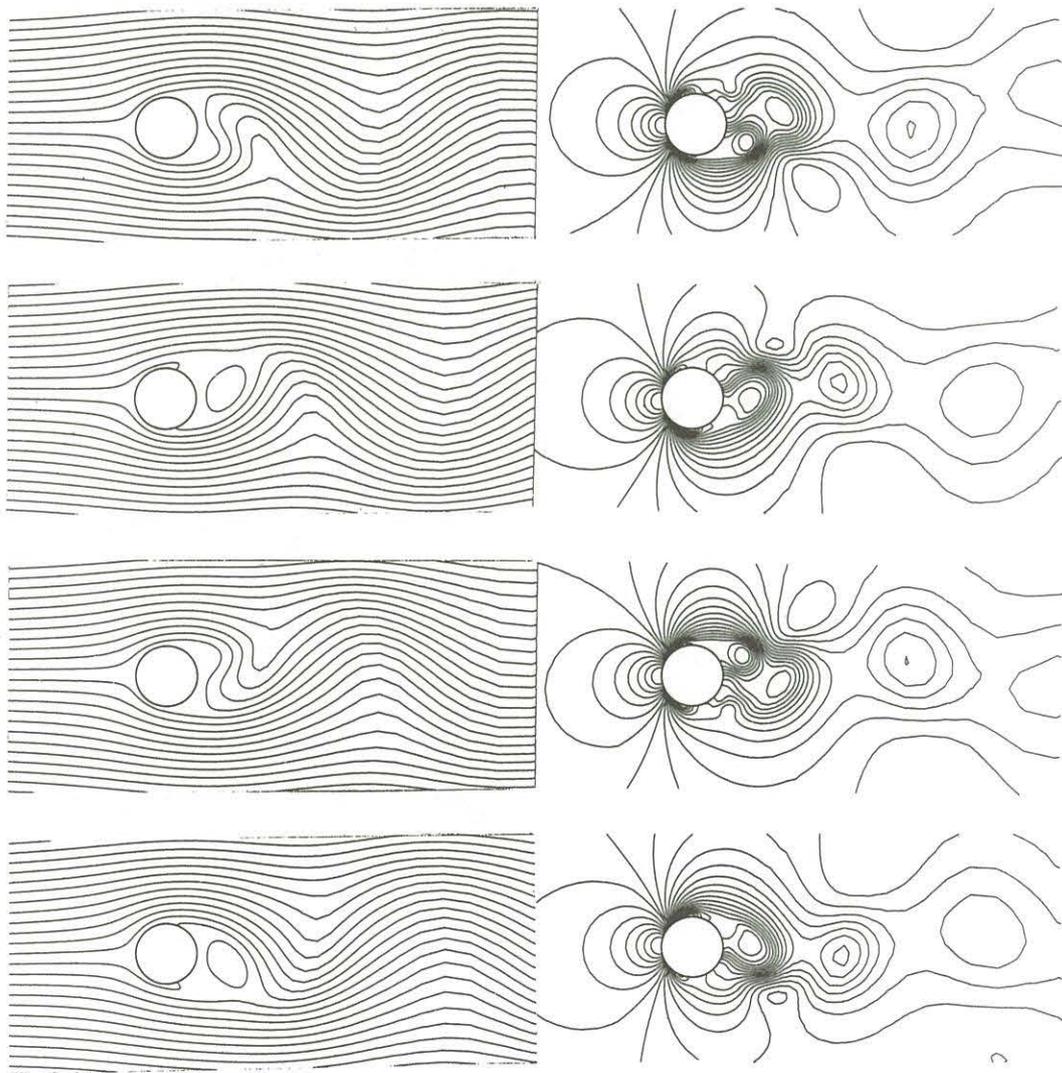
7.3 現地（実物）実験

実物実験についての一般的注意と、計測機器についての簡単な記述の後に、計測例を載せ、現象の特徴、測定、対策に触れている。

- A. 長スパン・ゲートの振動
 - B. 越流型ゲートのナップの振動
 - C. ベンストックとタービン水室の振動
 - D. トラッシュラックの振動
- エレクトロニクスの発達により、様々なセンサーと記録機器が利用できる。また、そうして得られたデータの解析にもスペクトル解析などのデータ解析法を利用する。

7.4 数値解析

(ここで私の意見を述べる。) コンピューターの出現以来、流体力学はコンピューターの最大の利用分野でもあり、またコンピューターの高性能化をきびしく要求し、その恩恵を最も多く受けて来た。流れと構造物の問題は、次のような段階を経て徐々に応用性・信頼性の高いもの



図一7.2b (野村卓史による)

となってきた。数値解析の手法は最近では CFD (Computer Fluid Dynamics) の名で呼ばれる流体実験と肩を並べる分野に成長した。

(i) 物体と流れとの関係

- 流れの中に固定して置かれた物体周りの流れと流体力の計算
- 流れの中で強制的に振動あるいは変位する物体周りの流れと流体力の計算
- 相互作用をする流れと物体との計算

(ii) レイノルズ数および 2D, 3D

CFD の実用化に当たっては、3次元問題への適用と高レイノルズ数域の解析の問題がある。前者はコンピュータのメモリー数の増加、高速化と格子形式法(有限要素法, BFG=境界適合格子, など)の手法の発達

により基本的には解決された。後者については、各種の高次の乱流モデル(とくに $\kappa - \epsilon$ 法や最近では LES (Large Eddy Simulation) により解決されたと言って良いであろう。

(iii) 計算スキーム

CFD では速く精度の高い計算スキームが要求される。一時は、格子形成の自由度の高さと効果的な solver により FEM (有限要素法) が流行した時期もあったが、現在ではその他の格子形成法の発展やスキームの開発により、目的に応じた好みや設計者の得手不得手により様々な計算スキームを活用しうる。

(ICOLD の報告書は、FEM 万能のように記されていて、いく度か私の意見を述べたが、採用されなかった。)



(各々の図は、ICOLD の報告書より引用)

5. 基礎のモニタリング

5.1 総説

5.2 地盤の挙動

5.3 モニタリングの方法

5.4 データ解析

5.5 対策

6. 事例報告

6.1 ATATURK DAM, トルコ カルスト基礎のグ
ラウチング

6.2 THEODORE ROOSEVELT DAM, 米国

6.3 LONGYANGXIA DAM, 中国 重力アーチダムの
基礎処理

6.4 ALIBEY DAM, トルコ 沖積層基礎

7. 付録

3. 当分科会担当章の概要

以下、当分科会より1995年オスロ会議に提出した原稿の要点を簡単に紹介する。

3.2 地質調査

3.2.1 過去の地質的環境とダム基礎

堆積環境、地質区における地質構造の形成、気候変動による風化や地形の形成過程がダム基礎としての特質や工学的問題点に大きく影響する。従って調査の初期段階においては、地域の地質的、地形的特徴を的確に把握し、問題点を的確に予測しなければならない。

3.2.2 ダムサイトと貯水池における地質的な将来予測

ダム基礎は堤体から伝えられる巨大な荷重や浸透圧に耐える強度と水密性を有することが要求される。このような基礎地盤の強度や水密性は、長期的な地質学的過程の中で付加された性質であり、その性質は、ダム築造後において十分に長期的に保持されなければならない。

一方、貯水池斜面においては、切土や浸水という新たな環境におかれるか、そのような状況下においても、地盤は安定でなければならない。

また、ダムは寿命の長い構造物であり、その間に予測される地形、地質的諸現象についても考慮する必要がある。

3.2.3 ダムの設計・施工に対応する地質調査の段階

ダム基礎の調査は段階的に展開されるが、いずれにしる地質情報は限定される。このため、地質的考察に基づき適切な地質構造モデルを構築することが必要である。

このような地質構造モデルの適否、修正を重ねながら、ダムの計画・設計作業と相互に照らし合わせ、ダム基礎

の調査を進め地盤の工学的モデル化を行う。

一般にダムの地質調査は次の4段階からなる。

- (1) 初期段階……………概査
- (2) 中期段階……………踏査、物理探査、ボーリング、調査坑など、地質構造のモデル化
- (3) 設計対応段階……………原位置試験、土質試験、岩盤分類、地盤の工学的モデル化
- (4) 確認・補正段階……………施工および管理段階におけるモデルの確認、補足調査

3.2.4 ダム基礎として不利な地質状況

ダム基礎は堤体から伝えられる巨大な荷重や浸透圧に耐える強度と水密性を有することが必要である。しかしながら、ダムのタイプや規模に関連して、基礎地盤として十分に対応できない地質のケースがある。

まず、そのような地質に割れ目、断層がある。また、地盤そのものも固結度が低い、あるいは破碎、風化、変質などのために強度や水密性が不足することがある。

さらに、変質や陸生の火山岩に見られるような弱層や割れ目による不均一性がある。また、侵食による応力解放や風化なども存在する。

3.2.5 地質調査の方法

地質調査は踏査が基本である。踏査は調査の進捗に合わせ広域からマイクロに、粗から精へと展開していく。その際、他の手法も組合せながら、求めた地質構造モデルを基に、原位置試験や工学的な評価を加えて、地盤の工学的モデル化を行う。

踏査以外の調査方法には、次のようなものがある。

- (1) リモートセンシング……………空中写真判読など
- (2) 物理探査……………弾性波探査など
- (3) 表層調査……………ボーリング、調査坑等
- (4) 原位置試験……………力学試験、透水試験
- (5) 室内試験
- (6) 岩盤分類

近年これらの地質調査および岩盤評価技術の進歩は著しい。

3.2.6 調査成果のまとめ

調査結果は取りまとめられて、地質構造および地盤の工学的モデルを構築する。これらは、ダム軸、掘削線的位置選定、および堤体設計、基礎処理計画、施工ならびに管理に利用される。

具体的には、調査・設計の段階に応じて地質平面図、断面図、岩級区分図、ルジオンマップなどが数次的に作成される。

3.3 水理地質調査

水理地質学的調査には2つの視点がある。1つは、貯水池と浸透水の通路または地下水容器として、地層との関係を求める考え方で、透水層を地層単位で捉えるような広域的・地質学的な捉え方がなされる。

他は、構造物の安定や遮水対策を目的とする見方で、ダム基礎およびその周辺の漏水量の他に、水みち、浸透圧、内部侵食などを対象とする考え方である。

3.3.1 広域的な水理地質調査

広域的、概括的にみると地層の形成過程は、その透水性状に大きい影響を与える。このため、地質学的手法は透水性状の把握に役に立つ。しかしながら、透水性状はまた、岩質や割れ目、間隙が絡み、単に地質学的手法からでは解決出来ない面があることにも留意すべきである。

また、石灰岩のような可溶性岩では空洞等の形成は、地殻変動や地形発達と密接に関連している。

3.3.2 測定、試験を主とする調査

ダム基礎および貯水池からの漏水は、特定の“水みち”からのものが有害であることが多い。このような“水みち”の調査は、踏査のみでは対応出来ず、ボーリング、物理探査、地球化学的調査などが必要である。

3.3.3 ダム基礎と貯水池における水理地質学的留意点

留意すべき水理地質的特徴については次のようなものがある。

- (1) 未固結層
- (2) 固結岩……………割れ目、溶食空洞、溶岩トンネルなど
- (3) 埋没地形・埋没堆積物
- (4) ダムサイト斜面……………地形的緩み
- (5) 旧坑など

3.3.4 調査の段階と手法

- (1) 予備的調査段階……………資料調査、リモートセンシング、空中写真判読
- (2) 広域的調査段階……………主として貯水池における踏査、ボーリング、水文調査

- (3) ダム周辺調査段階……………遮水計画、基礎処理のための調査、地下水・透水性・水みちに関する調査
- (4) モニタリング調査段階…施工および予測の確認、漏水調査、間隙水圧測定、目視調査

3.3.5 水理地質調査の方法

- (1) 踏査……………割れ目、空洞および水文状況に関する調査
- (2) 物理探査……………割れ目、弱層、空洞等に関する弾性波探査、電気探査およびジオトモグラフィ
- (3) 地下水位調査……………地下水構造および圧力水頭調査、主としてボーリング
- (4) 透水試験……………ルジオンテスト、ダルシー則による透水試験
- (5) トレーサー試験……………水みち、流速、流量の推定、トレーサー試験、電気探査等による
- (6) 水温、水質試験……………水源、水みちの推定

3.3.6 調査成果のまとめ

水理地質構造および透水／不透水層の分布形態、水みち等についてまとめる。さらに、地表における湧水、浸透、流量など水理・水文状況および地下水位面等状況について、平面図、断面図および経時変化図等を作成する。

ダムサイト等における遮水対策の要否の判断、および遮水計画立案のために、透水性分布図(ルジオンマップ)等として取りまとめを行う。

4. 今後の方針

現在、執筆内容について、ICOLD ダム基礎特別委員会およびその編集者会議とともに、第64回サンチャゴ会議における審議完了を目指し、鋭意、協議調整中である。

第28回ダム技術講演討論会

中澤副会長挨拶

副会長の中沢でございます。本日は会長の黒田が挨拶すべきところではありますが、急に海外に出張することで不在でありますので代りまして、私から挨拶をいたします。本日は朝早くから雨の降る中お出でいただきまして厚く御礼申し上げます。このダム技術講演討論会は今回で28回目を迎えます。ご案内の様に当日本大ダム会議は、パリに本部のあります国際大ダム会議の日本国内委員会として窓口の業務をしておりますがそれ以外にも、国内に置きましてもダムの技術につきまして、種々の研究調査の仕事をしております。その事業の一環として本日の講演討論会を行なっている訳であります。この講演討論会は具体的には日本のダム技術がその時に当面しております技術的課題若しくは、現場における先端技術が実施されている場合にはその先端技術の紹介等をして参りました。3年程前に日本大ダム会議も衣替えをしまして、もう少し積極的に技術的問題に取り組もうということで従来行なっておりました工事見学会とか講演討論会の他にも例えば現在持っている文献の整理、管理、検索システムの構築とか日本国内におけるダムの建設状況をデータベース化しようとかの仕事に取り組んでいる所です。講演討論会は従来一日4課題を先生方に講演いただいて討論という形で進めておりましたが昨年当りから少し趣きを変えて特に枠にこだわることなく本講演討論会を進めることになりました。本日は新しい試みの一つとして、午前中は国内分科会の報告を取り上げました。大ダム会議における分科会というのは大体に於いて国際大ダム会議で現在取り上げている問題点について日本の国内でどの様に受けとめるのか、必要となった調査研究とかをどう進めるのか、これを具体的に皆様方をお願いして研究していただく様なことを議論する場です。午前中は日本大ダム会議が展開している分科会の内容を皆様方に御紹介すべきであろうということで午前中は、コンクリートの小林先生、水理の日野先生、萩原先生に分科会の紹介をすることになりました。午後につきましては、従来とほぼ同様に当面している各種の技術的課題並に現場の状況を皆様方に御紹介しながら質問等にお答えするスタイルで本日の講演討論会を進めていくこの様なことにいたしました。本日議題のわりに時間的に少ないこともありまして必ずしも皆様方の意に添える様なお話を最

後まで聞けるかどうかわかりませんが、出来るだけこの様な機会を利用して皆様方が日常仕事の上で疑問に思ったことを講師の先生に質問いただく良い機会でもありますのでどんどん質問していただく様お願い致しまして本日の講演会を意義のあるものにしていただきたいと思います。以上で開会の挨拶に替えさせていただきます。

座長 馬場専務理事挨拶

お早うございます。只今紹介に預りました馬場でございます。午前中の進行係というか座長を努めさせていただきます。先程開会のご挨拶の中で最近の日本大ダム会議、国際大ダム会議のお話がありましたがもう一度復習させていただきます。今日午前中の3課題の私共の事業の中の位置付けを御理解いただければ幸いです。1993年6月から日本大ダム会議が衣替えいたしました、その大きな事業の一つは大ダム、発電所その他の付属設備を含む大ダムに関する調査研究及び普及をすることです。普及ということは会員の皆様方にお知らせする、理解していただくという事業、同じく大ダムに関する国内外の情報を収集する技術の交流の仕事、従来御理解していただいていると思いますがもう一つの事業として国際大ダム会議国内の窓口としての国内委員会があります。大きく分けると国の中の皆様方に情報を差し上げるまた皆様方から情報をいただいて外国へ知らせる。国際大ダム会議の一員として83ヶ国が国際大ダム会議に現在参加していますが、その中で先輩方の御努力によりまして有力なメンバーとなっておりますがその活動に協力する、そこで本日の3つの課題の最初のダムコンクリート凍害実験研究、これは、1961年30数年前から始まった日本大ダム会議独自の調査研究でございます。従いまして近い将来この成果を、国際的に情報として発表する心積りでありますが一つの作業の中間報告をしていただきます。後の2つのテーマは国際大ダム会議の各種技術委員会の中に特別委員会 Ad-Hoc Committee と称しておりますが、各国の専門家が集まって極めて専門的な問題について討議及び一時的なガイドラインを作成していく作業がありますが、その中の水理に関する問題、基礎の問題という2つの Ad-Hoc Committee の作業が終了しました、特に水理今日発表していただく水理のテーマについては国際的な出版物としてまとまっております。後の基

礎につきましては、出版物として作業準備が整っておりまして委員会としての合意が得られております。この様な段階でありますので早目に皆様方に御承知おきいただければ参考になると思います、もう一言触れますと近年国際大ダム会議は少しく体質が変わりつつあります、先進国では日本を除いて大きなダム建設がやや下火となっております。それで既設ダムの保守の問題或るいは、ダ

ムの安全性の確保という問題にポイントが移っております。今日発表いただく最初のテーマは、正に将来の世界の動向の中で貴重な資料になると思っております。午後発表になる環境問題これはそれぞれの国の条件がありますが大きなテーマとなっております。従って午前午後に発表になるテーマはその様な位置付けにあります。



午前の部 講演討論会 Q & A

テーマ：各種委員会報告及び討論

座長 馬場 恭平

(座長) 小林先生から先程お話がありましたこの世界的にも貴重な調査研究の発意をなさり、かつ実施のスタートを切っていただき以来40年に亘り御指導と種々研究の面でお力添えいただいている東京大学名誉教授国分先生がおいでですので御紹介いたします。

それでは大変貴重な調査研究の中間報告をいただいた訳であります但し予定の時間を大巾に超過しておりますが皆様方御参加いただきまして御意見なり御質問なりいただければと思っております。若しございましたら挙手をお願いいたします。多分これだけの内容で有り、また短時間のまだこれからも続くロングランの研究でございますのでここでは御意見、御質問は困難かと思っております。この中間結果はお手許で御覧になれるかと思っておりますし、また何年間後国分先生始め担当の皆様方の取りまとめ御納得いかれた段階で世界の場に発表させていただきたいと思っております。御質問の時間をいただきまして小林先生からももう少し補足説明をいたしたいとのことであります。

(小林講師) この研究分科会の目的は、ダムコンクリートの凍結融解に対する耐久性を明らかにすることにあるが、実験研究の中では小型供試体による現場実験も並行して行っている。これまでの実験結果によれば、現在の基準に準拠して造られた小型供試体のコンクリートは、30数年を経た後も健全な状態を維持している。これは、ダム以外の断面の小さい構造物の耐久性を考える上できわめて意義深いデータと言える。

ところで、このような実験結果があるにもかかわらず、実際にはダム以外の比較的小規模な工事で、不都合な事が多く見られる。これは小規模なるが故に注意が徹底しないためと思われる。

そこで、最近の事例を2, 3取り上げ、関連する問題点について考えてみたい。

1. コンクリート製品の例 (写真-1)

これは東京近郊の道路の縁石ブロックが建設後、数年で著しく劣化し、原形を止めない程になったものである。ブロックについては、JISで品質が詳細に規定されているが、この例は、養生が適切でなかったため起きたよう

である。あらためて養生の現状を広く直視する姿勢が必要と思われる。

2. 鉄筋コンクリート橋の例 (写真-2)

これは水路に架かる小規模な橋の例であり、主鉄筋のかぶりコンクリートが剥落している。70年以上前に建設されたもので、当然の事ながらプレーンコンクリートが使われている。工事におけるAEコンクリートの重要性を如実に示しているものと言える。

この分科会の成果として、空気連行は耐久性向上に顕著な効果のある事が明らかにされた。しかしてAEコンクリートとする場合には、十分な空気量を確保する事が大きな前提である。



写真-1



写真-2

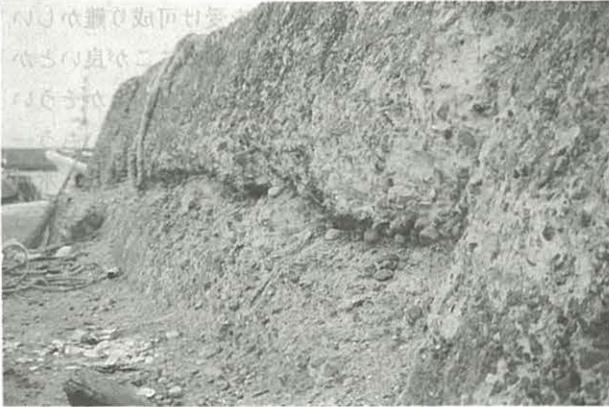


写真-3

レディミクストコンクリートのJISでは、空気量の標準値を表に規定しているが、これは気象条件がそれ程苛酷でない一般の場合を対象として定めたものである。苛酷な場合には、発注の場合に適切な空気量を協議・指定する必要があり、注意を要する。

3. 海岸コンクリート構造物の例（写真-3）

北海道の海岸に建設された護岸の被害例である。これも70年以上前に造られたものであるが、ほぼ同時代に建設された隣接護岸はそれ程劣化していない。建設当時の状況は不明であるが、打継ぎ部分から激しく劣化しており、配合や施工に不備があったように思われる。

海洋コンクリートに関しては、土木学会でも特別に厳しい基準を設けているが、塩水環境下のコンクリートの耐久性については、これまでは研究の重点がほとんど埋設鉄筋の発錆問題に置かれてきた。凍害についての研究は少なく、考慮の余地があるように思える。

4. 現場試験の例（写真-4）

北海道における小型供試体の現場実験設備の例である。

凍結融解に対する耐久性についての現場試験はきわめて少なく、大ダム会議ダムコンクリート凍害実験研究分科会のもの以外では、きわめて貴重な研究と言える。

耐久性についての現場実験は、長期にわたる忍耐と熱意が必要であり、研究者と研究費の確保が十分でなければ成り立たない。従って、実際に行われているものはきわめて少ない。諸外国における研究の現状は不明であるが、米国やドイツで小規模ながら長期試験が行われていた例もある。

耐久性については実証的な研究が必要な事はあらためて言うまでもない事であり、わが国におけるこの面での充実を期待したいところである。

Q-1（中沢副会長）

先程日野先生からお話がありました数値解析の件です



写真-4

が、最近流体の流れと構造物の関係について私もあちこちの研究所を回りますとかなり数値解析が大変重要な比重を占めて来たのが良く解りますが、将来水理実験とこの数値解析と関係をどの様に捕えたらよいのかこの辺について御意見をいただければと思います。

A-1（日野講師）

最近の数値実験は非常に精密になって来ました。私達が最初始めた頃は水の性質に関する色々なパラメーター、例えば乱流粘性係数とか乱流拡散係数などを勝手に入力として与えたものです。ですから出て来る結果は極端に云うと実際と合わせるというような感じでしたが、最近は流れが乱流になるとどういう流れ方をするかということまで正確にコンピューターで解くことができるようになりました。ですから経験に依存するパラメーターの数が極めて少なくなりました。パラメーターがいくつかある場合にもそれはその実験毎のケースによって変えるのではなく誰でも同じパラメーターを使います。丁度カルマン常数が0.4と云う風になっているのと同じ様に乱流モデルの中のパラメーターが普遍的に決められます。そう云う意味ではコンピューターによる数値解析は非常に信頼出来るものになっています。水理実験を優先すべきか、数値実験をとるべきかはむしろ好みの問題になりつつあると感じています。ただコンピューターが大きくなったからと云っても矢張りメモリーに制約がありますので可成り複雑なものについては水理実験を頼りにしなければいけないと考えております。もう一つ考えなければ

ばいけないのは計算機が誕生してから云われ続けたことですが、一体数値実験が発見があるのかと云う疑問が常にあるのです。基礎方程式が信用出来るのであるならば何か新しい発見がなされるかと云うと、初期の頃はそれは難しいと結論されていたのです。と云いますのは数値計算では我々が仮定ないしは設定するパラメーターがあるし計算機の容量が少ないとそんなに詳しく計算出来ない。最近では逆になりつつあります。実験ならば流れの中の各点各点で計測しなければいけないがコンピューターの場合は、計算格子のすべての点すべての時刻の値を全部データとして出してしまいうので数値実験では新しい「発見」が出来ないという批判にも耐えられる様になりつつある。また、最近では基礎方程式(ナビーストックスの方程式)によらない、分子一つ一つの挙動の計算から現象を解く方法も出て来ました。それでは実験は要らないのかというところはいかないと思います。数値計算は、方程式に Depend していますし、方程式を解くテ

クニックがありますので当然制約を受け可成り難しい問題もあります。ですから、数値実験はここが良いとかここが弱点であるとか模型実験はここが良いとかそういうことをお互いに議論していく必要があります。もう一つ哲学的なことでコンピューターで解けるのだから水理の理論は要らないのかという話まで発展する結果となってしまいます。つまり、われわれは具体的な答が必要であるだけでなく、現象の本質やメカニズム、カラクリを理解することも必要であって、ここに理論(式によるにせよ、データの解析によるにせよ)の重要性があると考えます。

(注;例えば、河幅を局所的に狭くしたら、水位は常識(?)とは逆に低くなったではないか、あるいは、川幅を部分的に広くしたら、水位は反って上ったではないか、なぜなのか、どう解釈すれば良いか、ということです。)

高炉水砕スラグ微粉末の現地混合による重力式 コンクリートダム の 合 理 化 施 工 に 関 する 研 究

渡 部 威*

1. ま え が き

本研究は、関西電力(株)大河内揚水発電所の下部ダム(長谷ダム、重力式、堤高102m)を対象として筆者が検討した重力式コンクリートダムの合理化施工を主題としたものであり、ここに報告する内容は、東京大学学位論文(工学)からの抜粋である。

長谷ダムでは、拡張レイヤー工法(ELCM, Extended Layer Construction Method)を、我が国で初めて全面的に採用した。また、急速施工に伴って問題となるコンクリートの温度拘束ひずみを抑制するために、高炉水砕スラグ微粉末を大量使用(最大65%置換)した低発熱型のダムコンクリートを開発した。さらに、配合選択の融通性を持たせ、結合材の材料費を低減するために、高炉

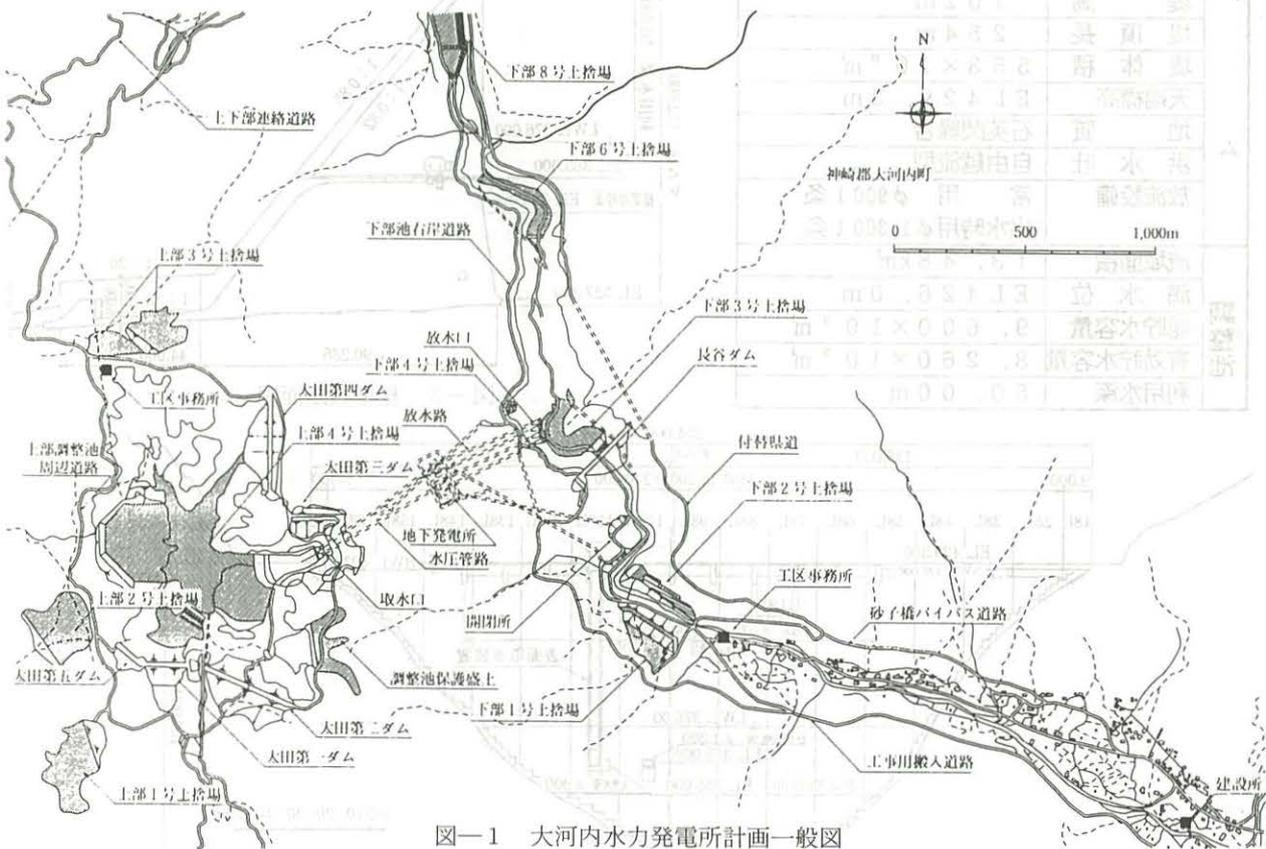
水砕スラグ微粉末は現地混合することにした。

本論文では、ELCM や RCD 工法に代表される面状工法の優位性、高炉水砕スラグ微粉末コンクリートの材料特性、長谷ダムへの適用結果に基づくコンクリート品質と合理化施工の実績ならびに面状工法における温度規制方法の検討結果を述べる。なお、施工実績の詳細については、ICOLD第18回大会提出論文として、会誌 No. 155 (1996-4) に掲載されているので、本文では概要のみとした。

2. 面状工法の優位性

2.1 長谷ダムの概要

長谷ダムは、兵庫県中央部に位置する純揚水式の大河内水力発電所(最大出力128万kW)の下部調整池を形成



図一1 大河内水力発電所計画一般図

* 関西電力(株)常務取締役

するダムであり、堤高102m、堤頂長254m、堤体積55.3万m³の重力式コンクリートダムである。

ダムサイトは急峻なV字谷の地形で、斜面勾配は45～60°であり、兩岸の表土や崖錐堆積物は極めて薄い。長谷ダムの基礎岩盤は石英閃緑岩であり、風化が少なく新

鮮・堅硬なC_{II}級岩盤が主体となっている。

発電所の計画一般図を図-1に、長谷ダムの平面図、標準横断面図、上流図面を図-2～4に示す。また、長谷ダムの諸元を表-1に示す。



表-1 長谷ダムの諸元

ダ ム	河川名	二級河川市川水系犬見川
	位置	兵庫県神崎郡大河内町長谷
	形式	コンクリート重力式ダム
	堤高	102m
	堤頂長	254m
	堤体積	553×10 ³ m ³
	天端標高	EL429.3m
	地質	石英閃緑岩
	洪水吐	自由越流型
	放流設備	常用φ900 1条 出水時φ1,300 1条
調 整 池	流域面積	13.48km ²
	満水位	EL426.0m
	総貯水容量	9,600×10 ³ m ³
	有効貯水容量	8,260×10 ³ m ³
	利用水深	50.00m

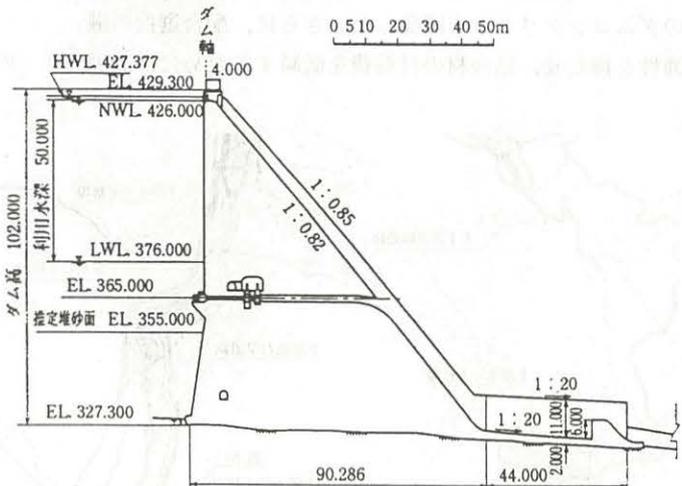


図-3 標準横断面図

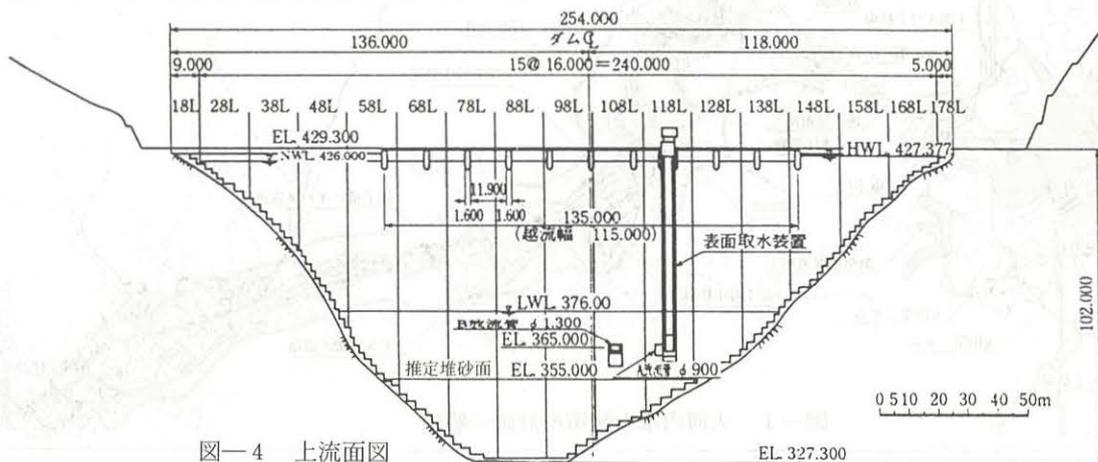


図-4 上流面図

ダム堤体のコンクリート打設は、固定式ケーブルクレーンとダンプトラックでコンクリートを運搬し、パイバックで締め固めを行った。リフト厚は、基本的に75cmであるが、高標高部では追跡2層打ち(1.5mリフト)を実施した。

2.2 面状工法の利点と経済性

(1) 面状工法の利点

面状工法(ELCM, RCD工法)は、従来の柱状工法(ブロック工法, レヤー工法)と比較して、一般的に次のような利点を有する。

- ① 型枠作業, パイプクーリング工, 継目グラウチングの省略または合理化により, 建設費の低減が図れる。
- ② 打設できるブロックがなくなること(ブロック詰まり)が生じず, コンクリート運搬設備の能力に応じた施工スピードが確保できる。また, 施工ヤードが広いので, ダンプトラックやブルドーザー等の汎用建設機械の使用が可能になり, 工程に応じて施工機械を弾力的に運用でき, 作業の効率化が図れる。
- ③ 隣接ブロックとのリフト差が1リフト(0.75m~1.5m)と小さく, 作業の安全上有利である。
- ④ コンクリート荷降ろし地点の制約が少ないので, 大規模な地山改変を必要としない固定式ケーブルクレーン等が利用でき, 環境保全が図れる。

(2) 面状工法の経済性

面状工法として代表的なRCD工法の経済性について, 広瀬²⁾は, 同工法が採用された5ダムと柱状工法が採用された5ダムを対象として, 工事費の単価分析を行い, RCD工法の経済的優位性を定量的に示している。しかし, ELCMの経済性を検討した事例は少ないため, 筆者はこの長谷ダムを対象としてレヤー工法で施工した柱状工法と, ELCMで施工した面状工法との経済比較を行ったところ, コンクリート打設時の運搬費の差が大きく影響し, ELCMの経済性が認められた。この工事費の比較については, 4.2節で後述する。

3. 高炉水砕スラグ微粉末ダムコンクリートの材料特性に関する研究

長谷ダムでは高炉水砕スラグ微粉末を入手しやすいという地域特性を活かして, これを混和材として用いることとした。また, 配合選択に融通性を持たせ, 結合材の材料費を安価にするため, スラグは現地で混合することとし, 高炉水砕スラグ微粉末を大量混合した低発熱コンクリートの開発を行うこととした。

これまで, ダム用コンクリートとして高炉セメントが用いられているが, 面状工法での使用実績はなく, そ

の発熱特性, 強度特性などの材料特性については十分明らかにされていないため, これらの材料特性について実験的に検討する必要がある。また, セメントと高炉水砕スラグ微粉末の現地混合による品質の均一性についても検討の必要がある。こうした目的のもと, 1977年から具体的な研究を開始した。

3.1 粉末度, 置換率, 石膏添加量に関する基礎的検討
混和材として高炉水砕スラグ微粉末を使用し, スラグの粉末度, 置換率, 石膏添加量がモルタル供試体の諸特性に及ぼす影響について基礎的な実験検討を実施した。検討結果の概要は次のとおりである。

- ① スラグ粉末度(2,500, 3,000, 3,500cm³/g)の影響
 - ・スラグの粉末度が凝結時間に及ぼす影響は少ない。
 - ・粉末度3,000cm³/gと3,500cm³/gでは, 圧縮強さは同程度であるが, 粉末度2,500cm³/gでは, 圧縮強さがかなり低下する(図-5)。
 - ・粉末度3,000と3,500cm³/gを比較すると, 積算水和発熱量は同程度である(図-6)。
 - ② スラグ置換率(0, 50, 65, 80%)の影響
 - ・置換率の増加とともに, 始発・終結時間は遅延し, 置換率80%の凝結時間は, 始発・終結とも置換率0%の場合の約1.5倍となる。
 - ・置換率80%の長期材齢の圧縮強さは, 置換率65%の場合に比べて大きく低下する(図-7)。
 - ・置換率50%程度では, 発熱抑制効果がみられない(図-8)。
 - ③ 石膏添加量(0~5%)の影響
 - ・添加量4%以上では, 圧縮強さが顕著に低下する(図-9)。
 - ・石膏を添加することにより発熱量は低下するが, 添加量2%と4%での差は少ない(図-10)。
- 以上の結果より, スラグの粉末度は3,000~3,500

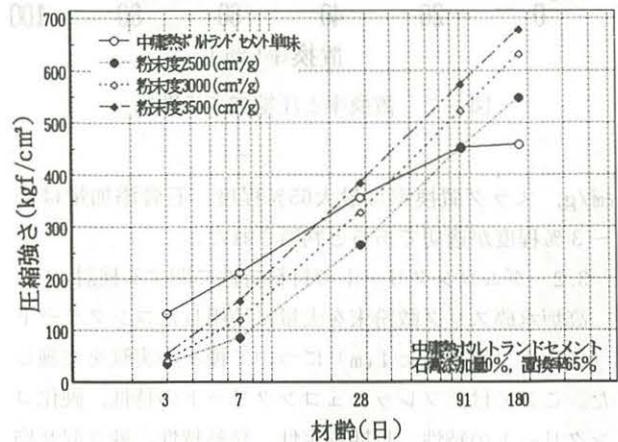


図-5 粉末度と圧縮強さの関係

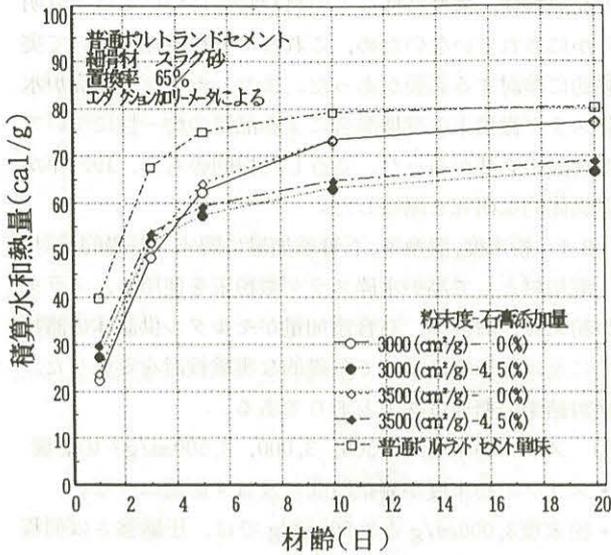


図-6 粉末度と積算水和発熱量の関係

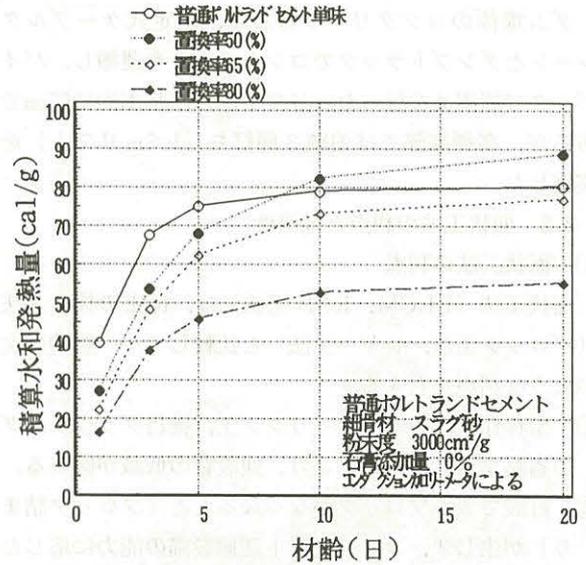


図-8 置換率と積算水和発熱量の関係

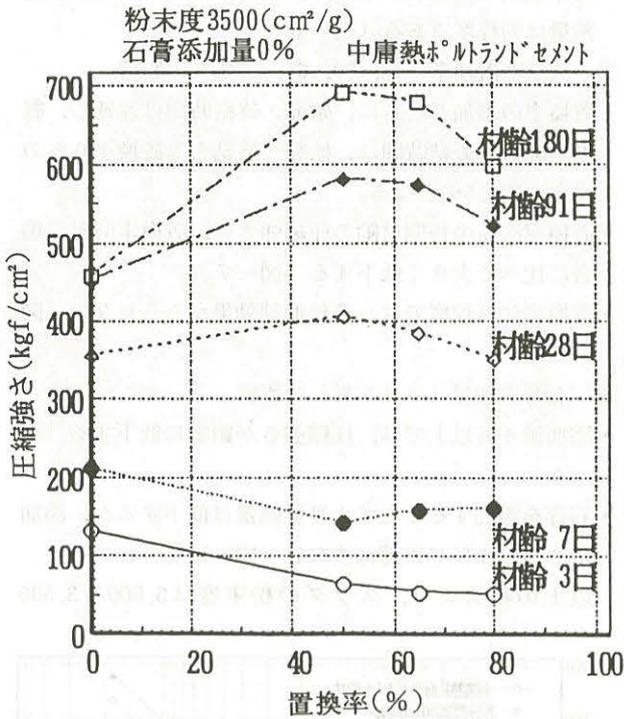


図-7 置換率と圧縮強さの関係

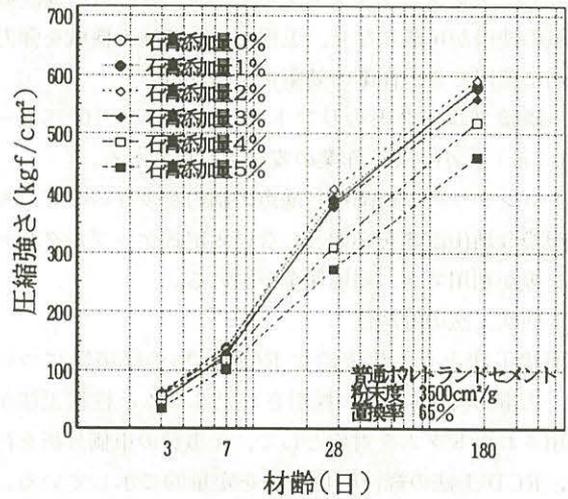


図-9 石膏添加量と圧縮強さの関係

cm²/g, スラグ置換率は最大65%程度, 石膏添加量は2~3%程度が適切であると判断された。

3.2 ダムコンクリートの材料特性に関する検討

高炉水砕スラグ微粉末を大量に使用したコンクリート(スランプ値: 3±1cm)について種々の実験を実施した。ここでは、フレッシュコンクリートの特性、硬化コンクリートの特性、長期安定性、発熱特性、練り混ぜ均等性について、その概要を述べる。

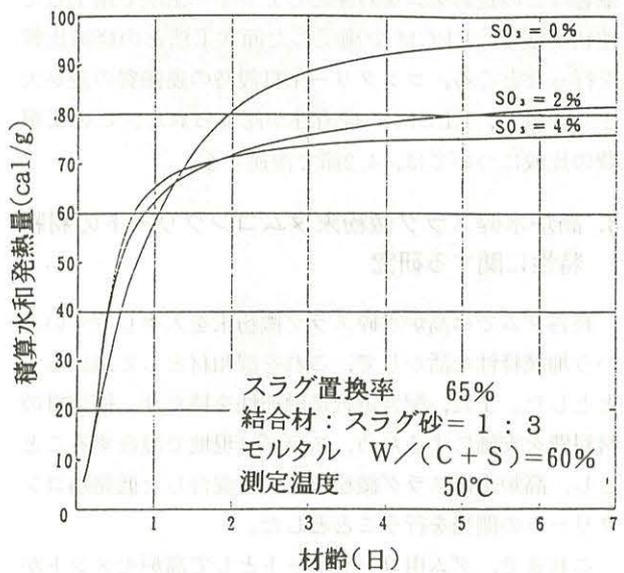


図-10 積算水和発熱量と石膏添加量の関係

3.2.1 フレッシュコンクリートの特性

- スラグ置換率が単位水量やスランプに及ぼす影響は少ない。
- ブリージング率は、普通ポルトランドセメントを用いた場合7.0~11.1%、中庸熱ポルトランドセメントを用いた場合5.4~11.0%である(図-11)。一般にスラグを混入すればブリージングが多いことが経験的に知られており、ブリージング率の増加は打継目付近の付着力の低下やグリーンカットの増加の原因となるため、スラグを大量利用する場合には注意を要する。

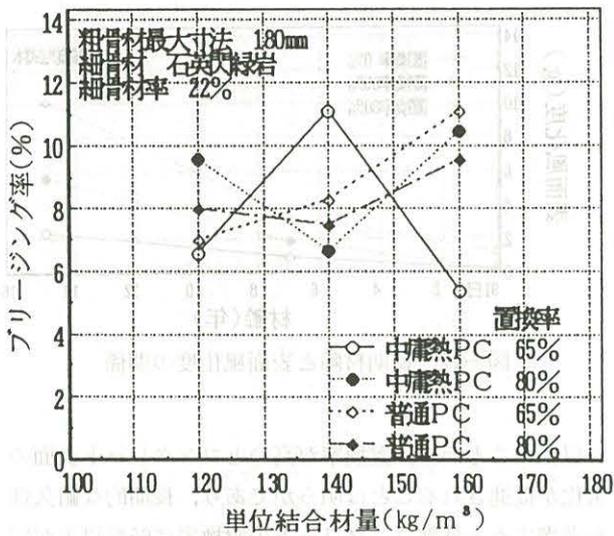


図-11 単位結合材量とブリージング率

3.2.2 硬化コンクリートの特性

① セメントの種類(普通と中庸熱ポルトランドセメント)の影響

- 初期強度は普通ポルトランドセメントを用いた場合の方が大きいですが、長期強度は中庸熱ポルトランドセメントを用いた方が大きくなる(図-12)。
- 耐凍害性(相対動弾性係数)は、普通、中庸熱ともに同程度である。

セメントの種類に関しては、後述する発熱特性に関する実験結果も勘案して、中庸熱ポルトランドセメントが有利であると判断した。

② 単位結合材量(120, 140, 160kg/m³)の影響

- 中庸熱ポルトランドセメントを使用し、単位結合材量140kg/m³、置換率65%で所要の配合強度(91日材齢, 200kgf/cm²)を確保できる(図-12)。
- 上記条件における凍結融解試験により求めた相対動弾性係数は80%以上となる(図-13)。

これらの結果は、置換率65%のコンクリートがダムコ

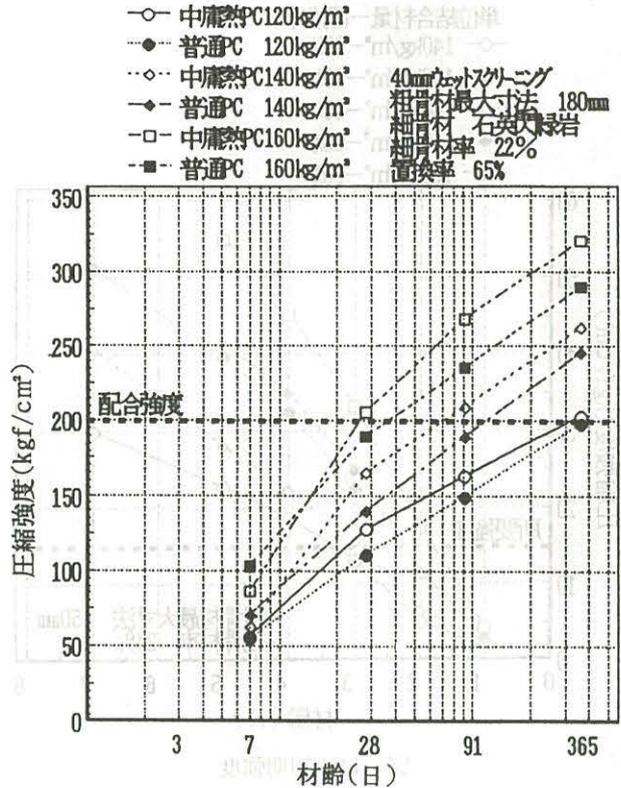


図-12 単位結合材量と圧縮強度の関係

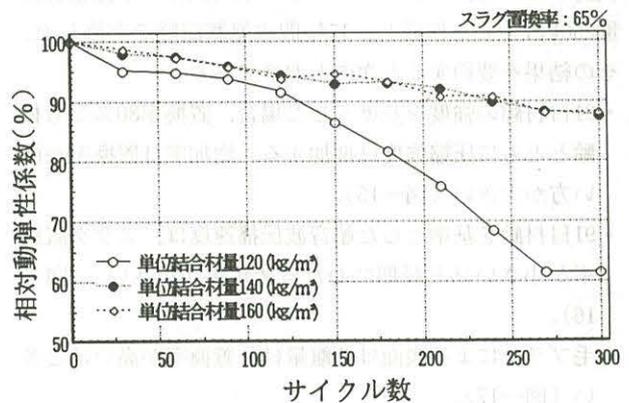


図-13 単位結合材量と相対動弾性係数の関係

ンクリートの内部配合として、十分な強度と耐凍害性を有することを示すものである。

③ 低温(5℃)養生時の影響

スラグ高置換のコンクリートでは、冬期の初期強度の低下が懸念される。そこで、養生温度5℃、材齢2日でグリーンカットが可能な強度(15kgf/cm²)を満たす配合について検討した。その結果、単位結合材量160kg/m³、置換率30%で所要強度を満足することが確認されたため(図-14)、これを冬期の内部コンクリート配合とした。

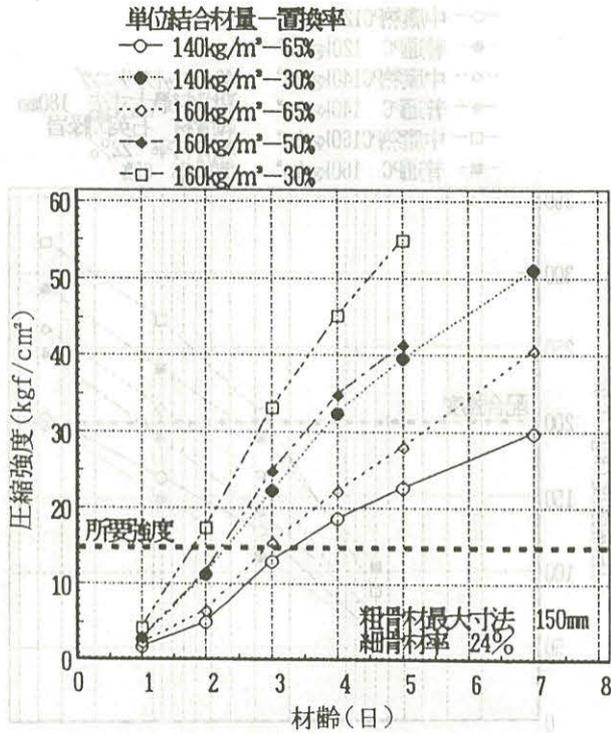


図-14 初期強度

3.2.3 長期安定性

スラグ高置換のダムコンクリートの長期的な耐久性を検討するため、1 m³のコンクリート供試体（単位結合材量250kg/m³）を作成し、15年間の暴露試験を実施した。その結果を要約すると次のとおりである。

- 91日材齢の強度を基準とした場合、置換率80%でも材齢とともに圧縮強度は増加する。増加率は置換率が低い方が大きい（図-15）。
- 91日材齢を基準とした超音波伝播速度は、スラグ置換率が小さいほど長期にわたる変化率が小さい。（図-16）。
- 毛ブラシによる表面はく離量は、置換率が高いほど多い（図-17）。
- 中性化深さは材齢とともに増加し、置換率80%では65%の2倍程度の深さとなる。

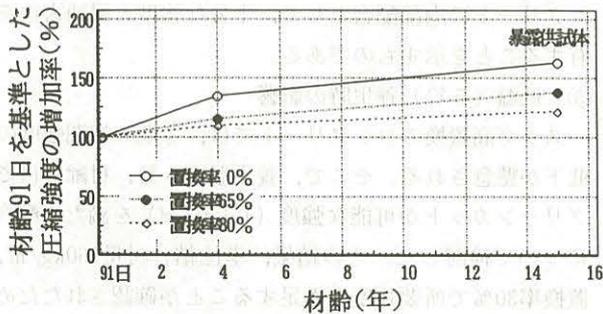


図-15 長期材齢と圧縮強度の関係

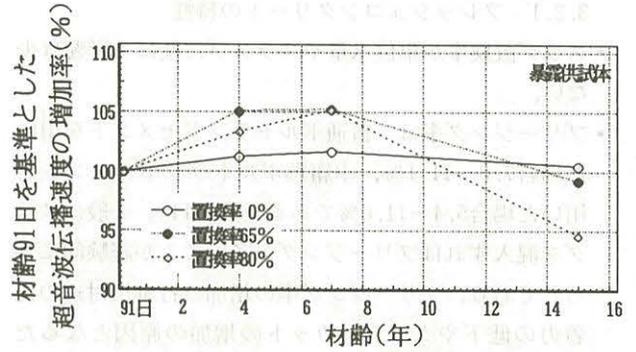


図-16 長期材齢と超音波速度の関係

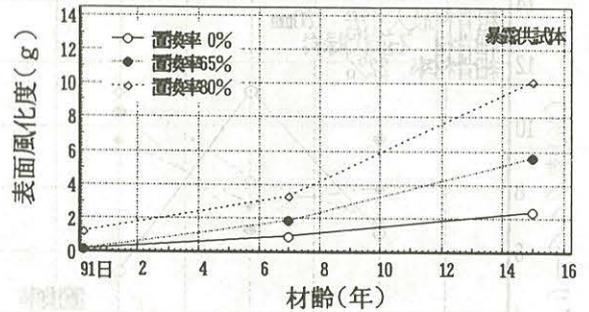


図-17 長期材齢と表面風化度の関係

以上のことから、置換率が高いとコンクリート表面の劣化が促進されることは明らかであり、長期的な耐久性を考慮すると外部コンクリートの置換率は65%以下が望ましいものと考えられる。なお、長谷ダムでは、単位結合材量210kg/m³、置換率50%のコンクリートを外部コンクリートとして使用した。このコンクリートの300サイクルの相対動弾性係数は90%以上であり、十分な耐久性を有するものと考えられる。

3.2.4 発熱特性

断熱温度上昇試験を実施して、スラグ高置換のコンクリートの発熱特性を検討した。結果の概要を以下に述べる。

① セメントの種類（普通と中庸熱ポルトランドセメント）の影響

普通ポルトランドセメントの方が、断熱温度上昇量、発熱速度ともに大きい（図-18）。

② 単位結合材量（120, 140, 160kg/m³）の影響

単位結合材量が多い方が断熱温度上昇量が大きい。ただし、単位結合材量が発熱速度に及ぼす影響は少ない（図-18）。

③ 置換率（0, 65, 80%）の影響

置換率が高いほど断熱温度上昇量、発熱速度ともに小さい（図-18）。

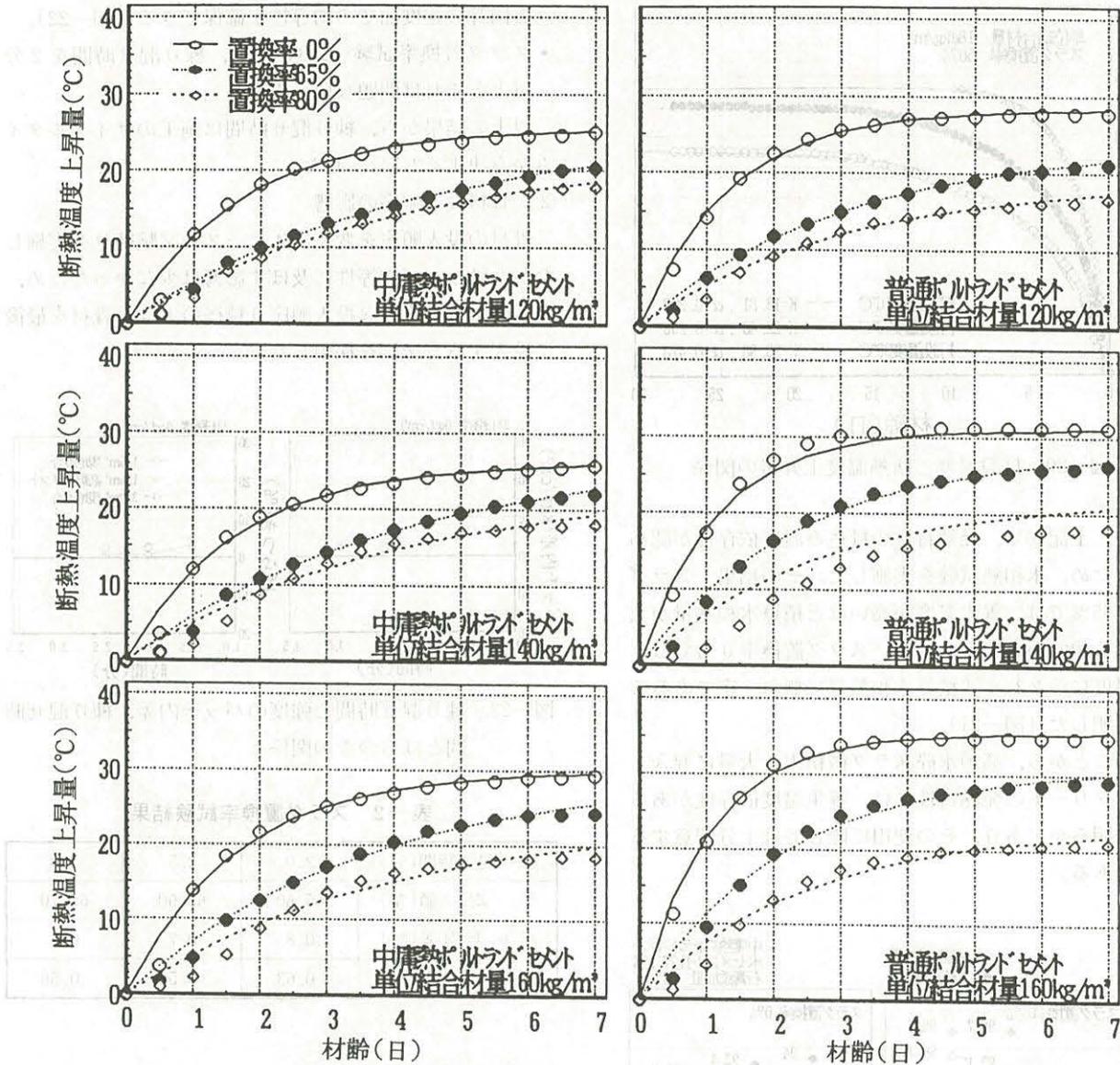


図-18 断熱温度上昇試験結果

④ 混和材の影響

スラグ65%置換のコンクリートとフライアッシュ30%置換のコンクリートとでは、前者の方が断熱温度上昇量が約3℃小さい(図-19)。

⑤ 打設温度(10, 20, 30℃)の影響

打設温度の高い方が、断熱温度上昇量、発熱速度ともに大きい(図-20)。

上記①~③の結果と、前述した強度面からの検討結果から、中層熱ポルトランドセメントを使用し、単位結合材量140kg/m³、置換率65%のコンクリートを長谷ダムの内部コンクリートとして採用することとした。このコンクリートは上記④で述べたように、従来のダムコンクリート(フライアッシュ30%置換)と比較しても遜色のない低発熱型のコンクリートであるといえる。

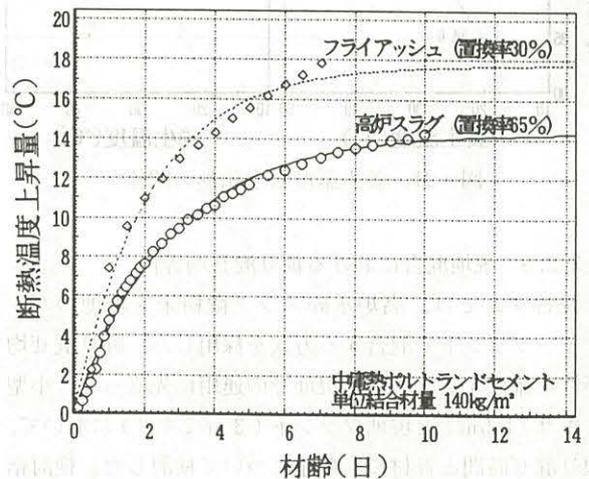


図-19 高炉スラグコンクリート(置換率65%)とフライアッシュコンクリート(置換率30%)の断熱温度上昇量の比較

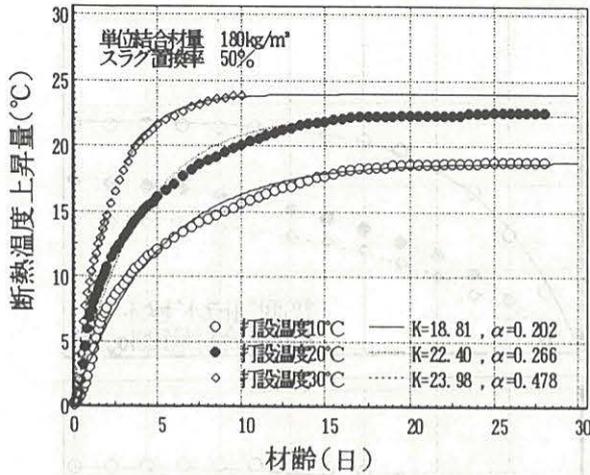


図-20 打設温度と断熱温度上昇量の関係

なお、上記⑤で、発熱特性の打込み温度依存性が認められたため、水和熱試験を実施した。その結果、スラグ置換率65%では、養生温度が高いほど積算水和熱量が大きくなる傾向が認められたが、スラグ置換率0%では、養生温度にかかわらず積算水和熱量は概ね一定であることが判明した(図-21)。

このことから、高炉水砕スラグ微粉末を大量に混入したコンクリートの発熱特性には、養生温度依存性があることは明らかであり、その使用に際しては十分留意する必要がある。

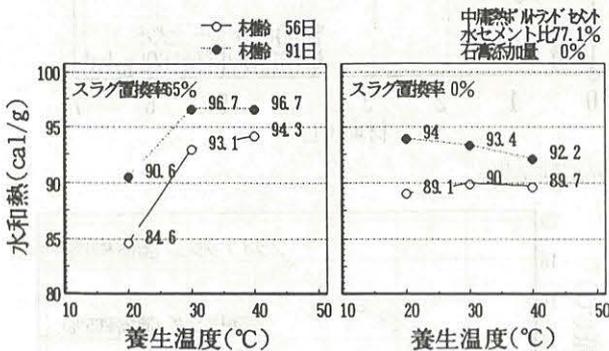


図-21 養生温度と水和熱の関係

3.2.5 現地混合における練り混ぜ均等性

長谷ダムでは、高炉水砕スラグ微粉末を現地のバッチャープラントで混合する方式を採用した。練り混ぜ均等性を確保するために、現地での運用に先立って、小型ミキサ(1.5m³)と現地プラント(3m³ミキサ)において、練り混ぜ時間と骨材投入順序について検討した。検討結果の概要を以下に示す。

① 練り混ぜ時間の影響

- 練り混ぜ時間を2分以上とすれば、高炉C種セメント

と同等の強度面での均等性が確保できる(図-22)。

- スラグ置換率試験²⁾においても、練り混ぜ時間を2分以上とすれば問題ない(表-2)。

以上の結果から、練り混ぜ時間は施工のサイクルタイムから決まる2.5分とした。

② 骨材投入順序の影響

骨材の投入順序を変えて4ケースの試験練りを実施したが、練り混ぜ均等性に及ぼす影響は少なかったため、施工時には一般的な投入順序(粒径の大きな骨材を最後に投入する方法)を採用した。

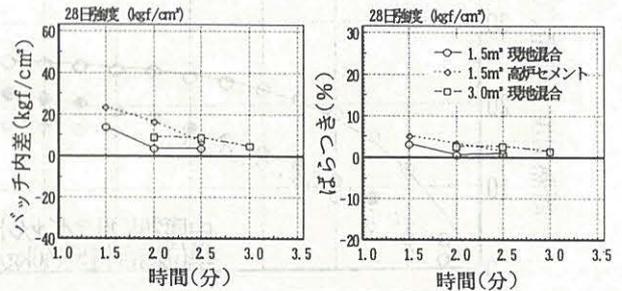


図-22 練り混ぜ時間と強度のバッチ内差、練り混ぜ時間とばらつきの関係

表-2 スラグ置換率試験結果

練り混ぜ時間(分)	2.0	2.5	3.0
平均値(%)	65.60	65.90	65.70
バッチ内差(%)	0.8	0.7	0.7
ばらつき(%)	0.63	0.56	0.56

4. 施工実績に基づく評価

4.1 高炉水砕スラグ微粉末ダムコンクリートの品質
前述のように、事前に室内試験等によって高炉水砕スラグ微粉末ダムコンクリートの材料特性は十分確認しているが、本施工中においてもコンクリートの品質の検証や温度計測結果に基づく評価を行ったのでここで述べる。

(1) 高炉水砕スラグ微粉末の品質

高炉水砕スラグ微粉末は、品質の安定性を考慮して一社のもに限定して使用することとした。その結果、例えば、コンクリートの発熱量や強度に影響を及ぼす高炉水砕スラグ微粉末の比表面積は、目標値3,300cm²/gに対して、変動係数は約1%、石膏添加量は目標値2%に対して、変動係数は約3%であり、極めて安定した品質を確保することができた。また、中層熱ポルトランドセメントについてもセメントの化学成分の微小な差異がコン

クリートに影響を及ぼすことが懸念されたため、一社のもののみを使用した。

(2) 練り混ぜ均等性

堤体打設中は、定期的にコンクリートのスランプ、空気量、圧縮強度、単位容積重量について品質の確認を実施した。結果は表-3に示すとおりである。変動係数はスランプで8~10%、空気量も5~6%、91日材齢の圧縮強度で7~10%であり、他ダムの事例と同程度の値となっている。また、91日材齢の圧縮強度は、いずれも設計基準強度172kgf/cm²を上回っており、単位容積重量も目標値2,400kg/m³を上回っている。

図-23は、内部コンクリートのスラグ置換率試験結果を頻度分布図で示したものである。試験結果によれば、置換率の測定値は、65.0~65.8%の間にあり、管理値

(65%±2%)を満足している。図中には置換率の測定と同時に採取したコンクリートの圧縮強度も併記して示した。置換率の違いが圧縮強度に及ぼす影響はほとんどなく、この程度の置換率の差は、コンクリートの強度の品質上全く問題にならないものと考えられる。

堤体打設後には、堤体からボーリングコアを採取し、一軸圧縮試験を実施した。結果は、図-24に示すとおりであり、打継目の有無にかかわらず、いずれも設計基準強度を満足している。

以上の結果を集約すると、次のことがいえる。

- ① 適切な品質管理を行えば、セメントと高炉水砕スラグ微粉末を現地混合しても均等性は十分確保できる。
- ② 高炉水砕スラグ微粉末を大量利用(最大65%置換)したコンクリートは、ダムコンクリートとしての所要

表-3 品質管理結果

配 合 区 分		内部(標準)	内部(冬期)	着 岩 部	外 部	
単 位 結 合 材 料 kg/m ³		140	160	180	210	
ス ラ グ 置 換 率 %		65	30	50	30	
水 結 合 材 比 %		77.1	66.3	57.2	46.7	
細 骨 材 率 %		28	26	26	24	
最 大 粗 骨 材 寸 法 mm		150				
ス ラ ン プ	管 理 値 cm	4.5±1 (ウエットスクリーニング後)				
	デ ー タ 数	541	137	228	886	
	平 均 値 cm	4.56	4.56	4.74	4.42	
	標 準 編 差 cm	0.45	0.35	0.46	0.43	
	変 動 係 数 %	9.9	7.7	9.7	9.7	
結 空 気 量	管 理 値 %	6±1 (ウエットスクリーニング後)				
	デ ー タ 数	541	137	228	886	
	平 均 値 %	5.98	6.04	5.99	5.93	
	標 準 編 差 %	0.29	0.39	0.35	0.32	
圧 縮 強 度 日	変 動 係 数 %	4.8	6.5	5.8	5.4	
	デ ー タ 数	337	104	211	549	
	91	管 理 値 kgf/cm ²	設計基準強度 172			240
		配 合 強 度 (変動係数)	200 (15%)			280(15%)
	平 均 値 kgf/cm ²	240.3	320.6	371.8	448.3	
	標 準 編 差 kgf/cm ²	21.74	32.27	27.46	35.47	
	変 動 係 数 %	9.0	10.1	7.4	7.9	
最 大 値 kgf/cm ²	317	389	451	569		
最 小 値 kgf/cm ²	195	258	304	358		
合 単 位 容 積 重 量	管 理 値 kg/m ³	2,290	2,288	2,295	2,298	
	デ ー タ 数	337	104	211	549	
	平 均 値 kg/m ³	2,349	2,378	2,361	2,367	
備 考		フルサイズの単位容積重量の管理値を2,400kg/m ³ 以上とし、ウエットスクリーニング後の値に換算して管理した。				

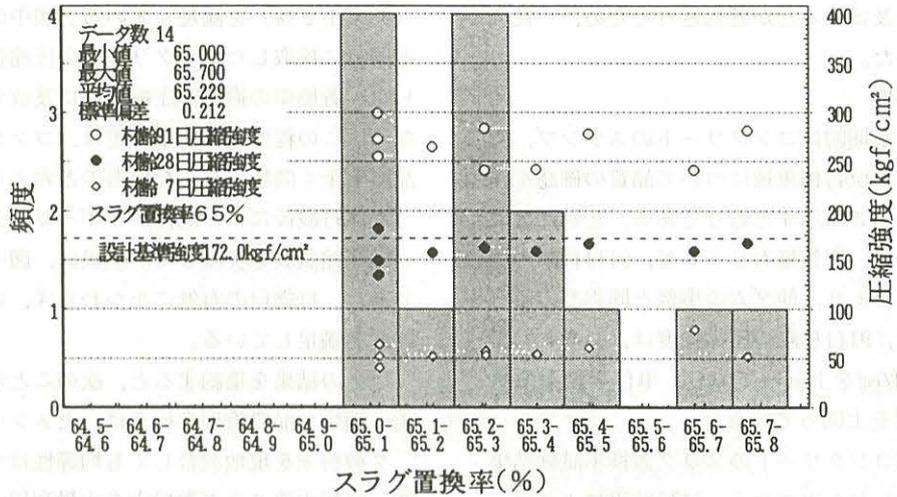


図-23 スラグ置換率試験結果と一軸圧縮試験結果

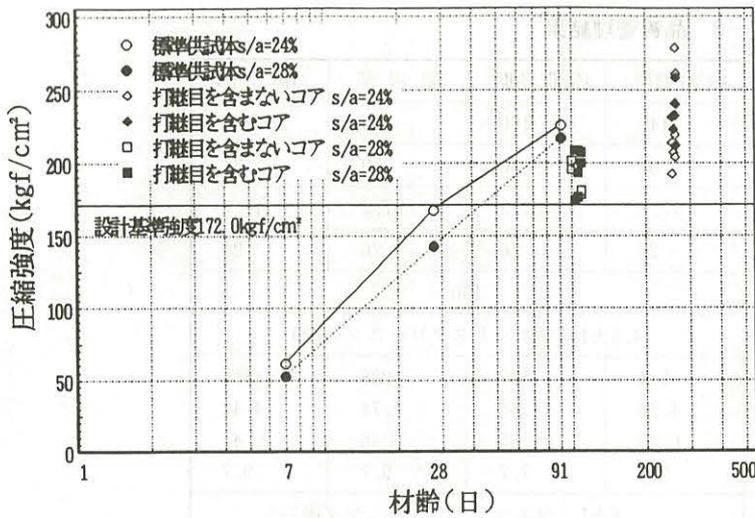


図-24 圧縮強度と材齢の関係

の品質を十分満足するものである。

- ③ 打継目の処理を適切に行えば、このコンクリートは ELCM での施工に十分適用可能である。

(3) 発熱特性

長谷ダムの施工時には、1リフト(75cm)内に合計5点の温度計を鉛直方向に配置し、リフト内の温度変化を経時的に計測した。この温度計測結果をもとに、近久³⁾が提唱する一次元熱伝導逆解析を実施した。解析モデルは図-25に示すとおりであり、リフト内の上下端の温度計測結果を温度指定境界とし、内部の3点の計測温度を入力値として逆解析を行い、内部コンクリートの発熱量を経時的に同定した。

解析結果を図-26に示す。図中には、事前に実施した断熱温度上昇試験結果も併記して示した。これら2つの曲線の終局値は概ね16℃程度であり、スラグで65%置換

したコンクリートの低発熱性が逆解析からも示されたものと考えられる。

断熱温度上昇試験結果と逆解析結果を比較すると、打

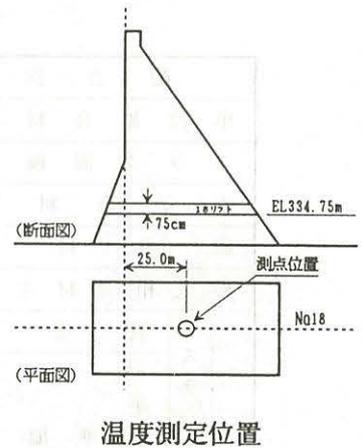


図-25 逆解析の解析モデル

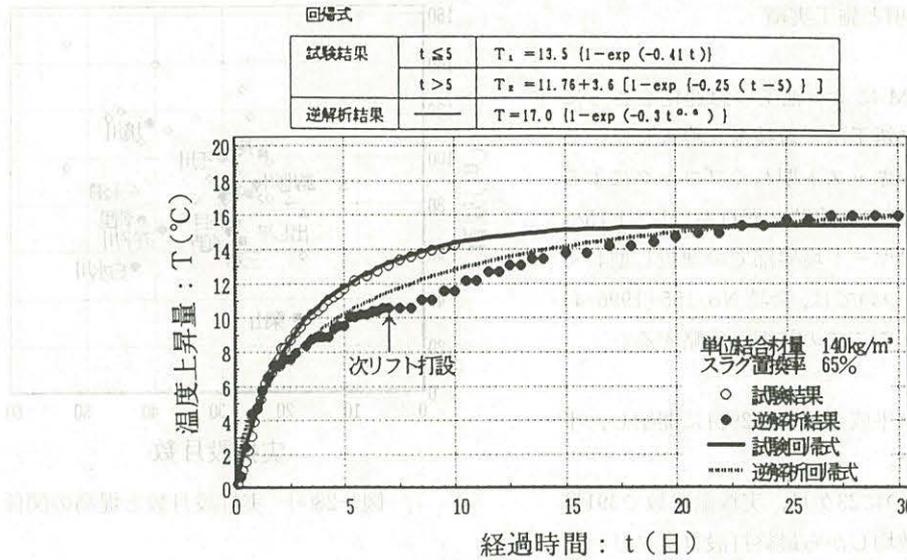


図-26 逆解析による内部発熱量の同定結果

込み後約2日目までは、両者はほぼ同一の発熱特性を示しているが、その後、逆解析結果よりも断熱温度上昇試験結果の方が大きな発熱を示している。これは、打設されたコンクリートが断熱状態になく、外気温等の影響でコンクリート温度が低下し、発熱が抑制されたことに起因するものと考えられる。また、逆解析による発熱は、打設後8日目付近から促進されている。工事記録によれば、当該リフトの打設後7日目に次リフトの打設が実施されているため、上記結果は、次リフトの打設によって当該リフトが断熱状態に近くなり、発熱が促進されたことを示しているものと考えられる。このように、コンクリートの発熱特性は、外気温等の環境の変化によ

り抑制されたり、促進されたりするものと考えられ、このような特性を考慮した温度履歴解析の必要性が認められる。この点については、5章で解析的検討を加える。

図-27は、堤体内の上下流方向に水平に埋設したひずみ計の測定結果である。ELCMの場合、コンクリートが連続的に打設されるため、打設後20~30日の間にコンクリートに圧縮ひずみが50~100 μ 程度蓄積されている。この傾向はRCD工法の計測結果と一致しており、面状工法においては、材齢初期に導入される圧縮ひずみを考慮して、温度拘束ひずみを評価するのが合理的であると考えられる。

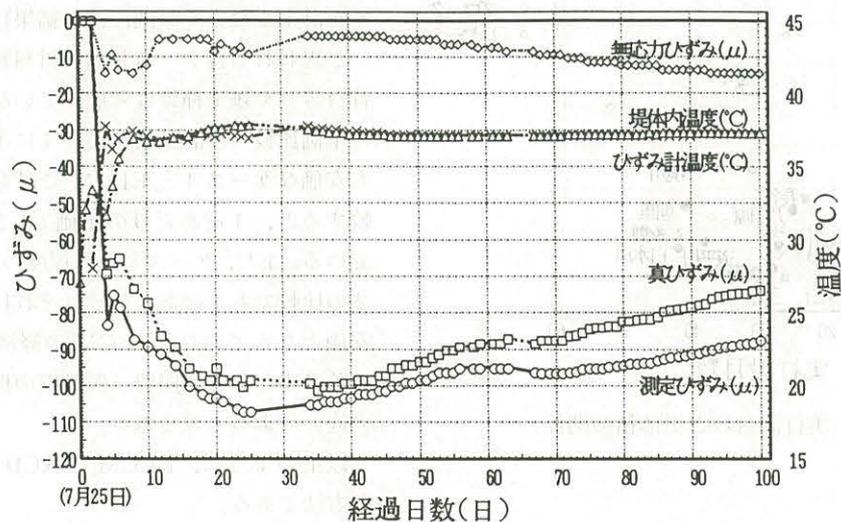


図-27 有効ひずみと堤体内温度の履歴

4.2 施工の合理化事項と施工実績

(1) 施工の合理化事項

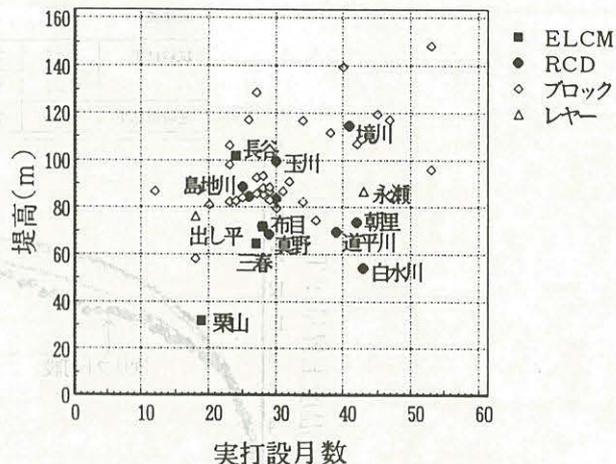
長谷ダムでは、ELCMによる施工の急速化をさらに生かすために、積極的に新工法・新技術を導入した。その主要な項目は、①プレキャスト型わくブロックによる監査廊の形成、②高標高部での追跡2層打ち(リフト75cm×2層=1.5m)、③打設ヤード境界部での埋殺し型わくの採用である。これらについては、会誌No.155(1996-4)に掲載されているので、ここでの詳細は省略する。

(2) 施工実績

コンクリートの打設は平成2年3月29日に開始し、平成4年2月末に完了した。

堤高102mを打上げるのに23ヶ月、実稼働日数で391日(打設開始のモルタル敷均しから最終打設コンクリートの締め固め終了までの日数であり、雑運搬や休憩、段取替え等の打設休止時間を含む)を要しており、月平均打上がり高は4.4m/月、日平均打上がり高は0.26m/日となる。これは、当初目標にしていた施工スピード(0.21m/日)を上回っている。さらに、堤頂部以外のELCMを採用した領域では堤高95.2mを20ヶ月、すなわち実稼働日数345日で打上げており、月平均打上がり高は4.8m/月、日平均打上がり高は0.28m/日になる。

図一28(a), (b)は、実打設月数と堤高および堤体積の関係を示したものであるが、長谷ダムの打設実績は、既往の面状工法における打設実績と比較して、十分早いものであると評価できる。



図一28(a) 実打設月数と堤高の関係

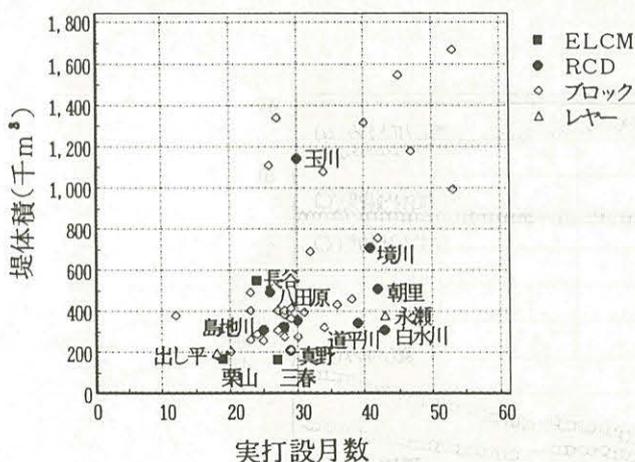
(3) 面状工法の経済性

長谷ダムを対象として、柱状工法(レイヤー工法)と面状工法(ELCM)の経済比較を現場実績も参考にして、コンクリート運搬設備の組み合わせを変えた4ケースずつ想定し、合計8ケースについて行った。なお、工期は20ヶ月以内を目標としたが、クレーンの能力により各ケースは14~20ヶ月となった。

工事費算出の対象としたのはコンクリート混合設備・運搬設備およびコンクリートの打設・締固めに要した直接工事費(労務費、機械損料および仮設鋼材費等)と間接工事費のうち工法の相違によって工事費に大きく影響を与える仮設備(ケーブルクレーン等)の据付撤去費、機械運搬費である。打設締め固め工種については主要機械の占める割合が少なく、工法による違い、運搬設備の違いによるものが少ないため、直接工事費のうち労務費のみを計上した。その他、検討結果に直接影響を及ぼさないとされる各ケース共通の材料費(セメント、混和材、骨材等)や雑工種等は考慮していない。

単価比較の検討結果を表一4に示す。レイヤー工法で最も安価なケース4とELCMで最も安価なケース8を比較すると、1m³あたりの単価で1,500円程度の差が生じている。また、ケース8と同程度の工期となるケース1, 2の比較でも1m³あたりそれぞれ1,800円, 2,100円程度安価となっており、ELCMの経済性が認められる。この差は主として運搬費(仮設備の機器損料、鋼材費等)の違いによるものである。

以上のように、ELCMはRCDと同様に経済的な施工方法である。



図一28(b) 実打設月数と堤体積の関係

表-4 柱状工法と拡張レーヤ工法の工事費比較(試算値)

前提条件・堤体積：600,000m³
 ・稼働時間：21時間/日(10.5時間2交替)
 ・打設時間：平均16時間/日(雑運搬：5時間/日)
 ・打設工程：20ヶ月以内
 ・両工法に共通の材料費(セメント、高炉スラグ、骨材等)は含まない。

	柱状工法(レーヤ工法)				面状工法(拡張レーヤ工法)			
	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6	ケース7	ケース8
コンクリート 運搬設備	13.5t (2基) 両側走行式 ケーブル クレーン	13.5t (3基) 走行式 ケーブル クレーン	13.5t (2基) 走行式 ケーブル クレーン	13.5t (2基) 固定式 タワー クレーン	13.5t (2基) 走行式 ケーブル クレーン	13.5t (2基) 固定式 タワー クレーン	20.0t (1基) 固定式 ケーブル クレーン	20.0+9.5t 固定式 ケーブル クレーン
工期	15ヶ月	15ヶ月	20ヶ月	20ヶ月	16ヶ月	15ヶ月	20ヶ月	14ヶ月
混合費(億円)	3.5	3.5	2.7	2.7	2.5	2.4	2.7	2.3
運搬費(億円)	18.5	20.2	18.1	16.3	14.5	13.4	6.9	8.2
打設・締固め費(億円)	2.9	2.9	3.7	3.7	4.0	3.8	4.5	3.5
合計	24.9	26.6	24.5	22.8	21.0	19.6	14.1	14.0
工法別単価(円/m ²)	4,155	4,433	4,085	3,793	3,503	3,268	2,357	2,335
ケース8に対する 単価増(円/m ²)	約1,800	2,100	1,700	1,500	1,200	900	20	0

5. 面状工法における温度規制方法の解析的検討

5.1 短期問題に関する検討

ダムコンクリートの温度規制は一般に、短期問題、中期問題、長期問題および上下流問題に分けて考えられている。ここでは、長谷ダムの温度実測データに基づき短期問題について検討を加える。

短期問題は、リフト打設後、次のリフトが打設されるまでの露出期間中のコンクリートの温度変化(主として温度降下)によって生じる温度拘束ひずみを対象としている。したがって、打設リフトに着目し、打設後の半日から数日までがその検討対象期間となる。

短期問題に対しては、簡易的にリフト全体が一様に温度降下を生じると仮定して、下部リフトによる外部拘束に起因する拘束ひずみと捉え、リフト表面部で10℃、リフト内部で5℃を許容温度降下量としている例が多い。

しかしながら、長谷ダムにおけるリフト内部の詳細な温度計測結果(図-29)によると、

- ① リフト内部の温度履歴は、リフト表面からの深度に応じて極めて複雑な挙動をすること
- ② 打設リフト底部の温度は、打設リフトの打設後24時間以内に下部リフトの温度とほぼ同一となり、しかも温度は若干上昇傾向にあること

などのデータが得られている。したがって、外部拘束の

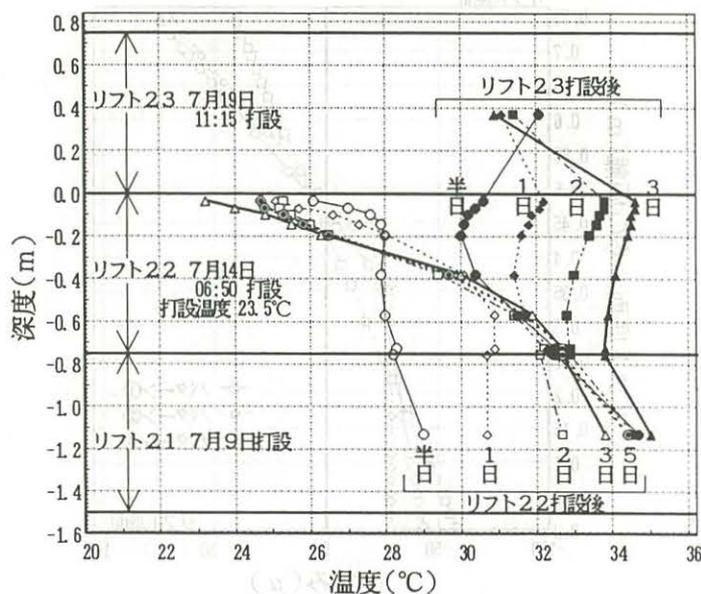


図-29 リフト内温度分布(実測値, リフト21~23)

影響は比較的小さく、内部拘束の方が支配的であると考
えられる。

そこで、筆者は、リフト深度方向の温度降下量を内部
拘束として解析的に検討した。図-30に示すように、リ
フト表面部での温度降下量を 10°C とし、リフト内部の温
度降下分布を3種類設定し、図中に示す解析モデルで2
次元FEM解析を実施した。温度降下によって生じる
拘束ひずみの最大値はリフト表面部で発生し、その値は
約 75μ である(図-31)。また、リフト中央部以深では
引張ひずみは発生していない。したがって、拘束ひずみ
の許容量をリフト表面部で 100μ 、リフト内部で 50μ と考
えると、現行の短期問題に対する許容温度降下量は十分
安全側であり、今後データを蓄積すれば、許容値を緩和

できるものと考えられる。

5.2 発熱特性の温度依存性がダムコンクリートの温
度履歴に及ぼす影響に関する解析的検討

高炉水砕スラグ微粉末コンクリートの断熱温度上昇試
験において、打込み温度が高い方が発熱速度、温度上昇
量ともに大きいことを3.2.4項で述べた。また、4.1節に
おいては、堤体打設コンクリートの発熱特性の逆解析結
果において、発熱特性が外気温や次リフト打設の影響を
受けている可能性のあることを指摘した。

そこで筆者は、鈴木ら⁴⁾の提案する水和発熱モデルを
用いてダムコンクリートの温度履歴解析を実施し、発熱
量が時間のみに依存する従来の発熱モデル(以下、断熱
発熱モデル)との差異や温度計測結果との差異について

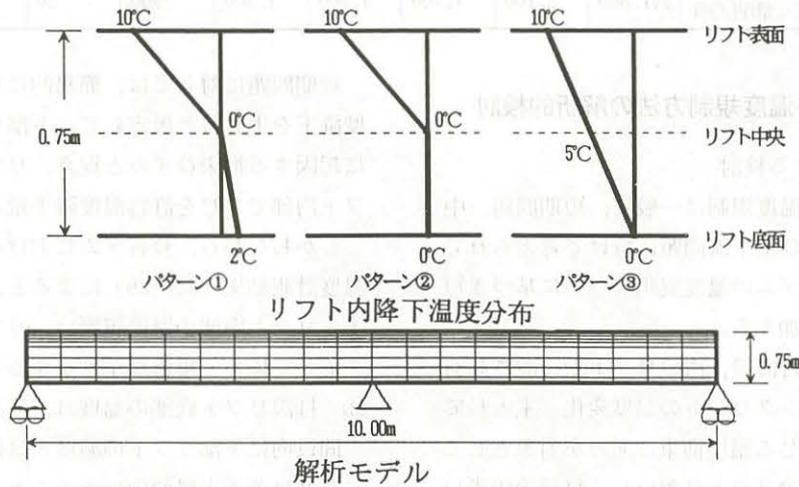


図-30 リフト内降下温度分布と解析モデル

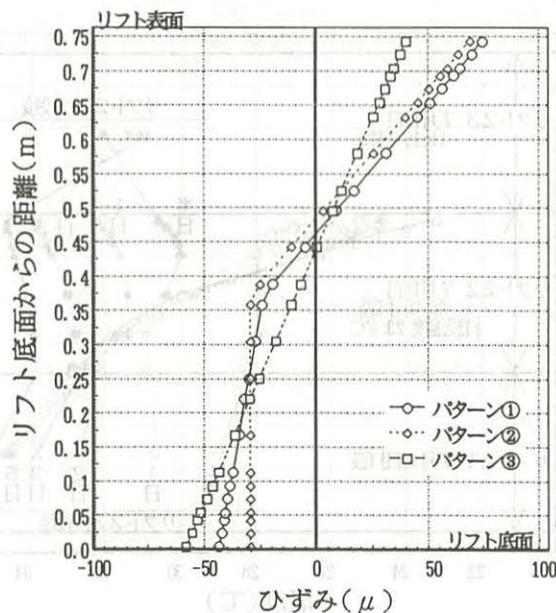
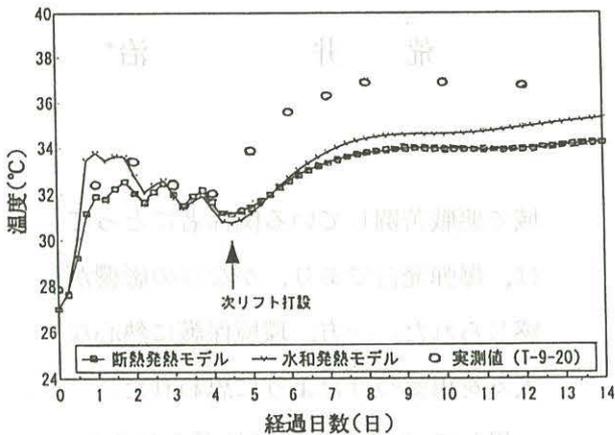


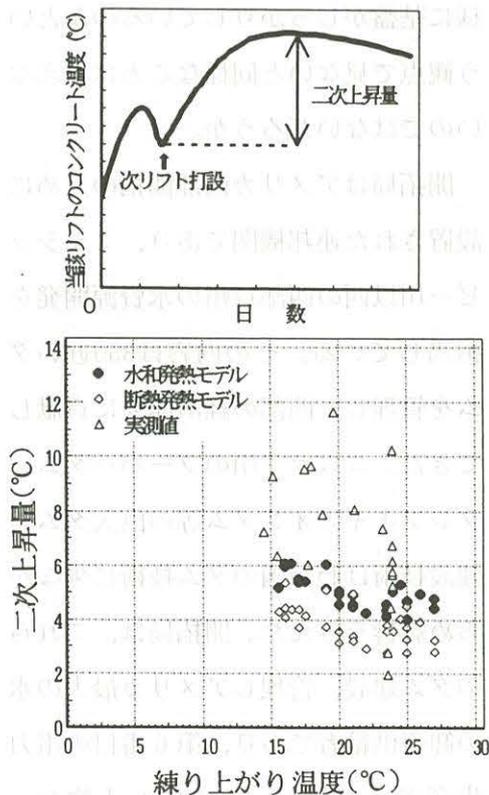
図-31 拘束ひずみ(解析結果)

検討した。鈴木らのモデル（以下、水和発熱モデル）は、発熱速度がコンクリートの絶対温度と積算発熱量に依存すると仮定したモデルであり、上述のようなコンクリートの発熱特性の温度依存性を考慮できるものである。

詳細な解析条件等は、紙面の都合で省略するが、リフト中央部の温度履歴について断熱発熱モデル、水和発熱



図—32 温度履歴（リフト24，7月24日打設）



図—33 練り上がり温度と二次上昇量の関係

モデルと実測値を比較した（図—32）。また、次リフト打設時以降の温度上昇量（2次上昇量）とコンクリートの練り上がり温度との関係についても比較した（図—33）。

これらの結果から、水和発熱モデルは従来の断熱発熱モデルよりも、より合理的にコンクリートの温度履歴を表現できる可能性があるといえる。ただし、水和発熱モデルは、養生条件や施工条件（打設温度）等の影響を受けやすいため、これらのパラメータを適正に評価する必要がある。

6. おわりに

本研究では、高炉水砕スラグ微粉末を大量に使用したコンクリートを現地混合し、ELCMで施工することにより合理化施工が実現できることを実証した。また、このコンクリートがダムコンクリートとして極めて良好な品質を有することを示した。さらに、現状のダムコンクリートの温度規制方法に関して、温度実測データに基づく解析的検討を加えいくつかの提言を行った。

長谷ダムの設計・施工に関しては「長谷（犬見）ダム施工委員会」（委員長 國分正胤東京大学名誉教授）、財団法人ダム技術センターに設置された「ダム施工技術検討委員会長谷ダム分科会」（委員長 阪西徳太郎氏）の委員・幹事各位に多大なご指導並びにご協力を頂いた。

本研究のとりまとめに当って、東京大学岡村甫教授、魚本健人教授、國島正彦教授、前川宏一教授、小澤一雅助教授には終始懇切なご指導を頂いた。

また、本ダムの計画、設計、施工段階では、各種企業、団体並びに社内関係者の各位に多大なご協力を頂いた。

ここに記して、深く感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 広瀬利雄：コンクリートダムの合理化施工に関する研究，学位論文，1988年5月
- 2) 土木学会：高炉スラグ微粉末の置換率試験法（案）について，高炉スラグ微粉末を用いたコンクリートの設計指針（案），1988年1月
- 3) 近久博志：逆解析手法を用いたマスコンクリート構造物の熱特性と熱境界特性の評価に関する研究，学位論文，1993年1月
- 4) 鈴木康範・辻幸和・前川宏一・岡村甫：コンクリート中に存在するセメントの水和発熱過程の定量化，土木学会論文集，第414号/V-12，1990年2月

果して“大ダム時代は終わった”で良いのか

荒井 治*

1. ビアード局長の爆弾発言

今年も暑く長い夏がやってきた。気象庁も梅雨明け宣言を7月16日に発表している。台風5号による降雨で春からの水不足気味の関東地方もかなり潤っているかと思っただが、水源地である上流ダムには期待していた程もなく、今夏はこのままでは首都圏が心配である。すでに神奈川県は相模川上流の降雨も少なかったことから5号台風の去った日から早くも給水制限5～10%が始まった。いずれ利根川を水源とする首都東京及び周辺の水事情は赤ランプが点灯していると言えよう。

さて、昨年3月、日弁連の招待でアメリカ合衆国内務省のビアード開拓局長が来日し、アメリカの水問題、特に西部17州の水開発管理を所管している同局についての講演が行なわれた。そして、マスコミは翌日、「大ダムの時代は終わった」と一斉に報道した。それは、水問題で地元水治関係者や水源地

域で悪戦苦闘している関係者にとっては、爆弾発言であり、かなりの影響が感じられた。一方、環境保護に熱心な人々を勇気づけたように思われた。

果して、日本においてはどうか、わが国の水事情がアメリカのそれと同様に基盤がしっかりしているのかという観点で見ないと同様なことは言えないのではないだろうか。

開拓局はアメリカ西部開拓のために設置された連邦機関であり、ミシシッピー川以西の西部17州の水資源開発を担当している。その内容は350近いダムを管理し、西部の経済開発に貢献してきた。コロラド川のフーバーダムやグレンキャニオンダム等の巨大ダムの建設技術はわが国のダム技術に少なからぬ影響を与えた。開拓局は、これらのダム建設、管理しアメリカ最大の水の卸売供給者であり、第6番目の電力生産者であるが、その中心人物が、「大ダムの建設は終わった」と世界のあちこちで講演してまわったから、その

* 日本大ダム会議常務理事、国際大ダム会議環境委員会委員、財団ダム水源地環境整備センター理事

影響は大きいと言わざるを得ない。その発言の要旨は次の5点にまとめられる。第1は、農業用水を主体に開発し、建設費の償還をあてこんでいたが償還できない経済的理由である。アメリカでは農業経済は全体の2%のウェートしかない少数の受益者に多額の税金を投入してきたこと。第2に増大する都市人口の要求に対する都市用水の需要に応えなかったため、ロサンゼルスなどでも大渇水が発生し、事業計画に対する都市住民の支持を失うといった社会的理由。第3に大規模開発に伴ない2次的な問題が発生する。例えば土壌の塩化、先住民族文化の破壊、農業による汚染、貯水池の堆砂等の副産物の問題が生じている。第4に従来技術的、経済的分析が中心で、生物的・生態学及び文化的要素が軽視されていたが、国家環境政策法の制定によりそれらにも重きが置かれるようになった。第5に大規模ダムが数多く建設されており、水価格政策による水資源再配分の決定に役立つことであり、環境負荷も小さい代替手段があるということである。例えば、フーバーダムは貯水量350億 m^3 と巨大なものであるが、この容量は、わが国の全ダムの貯水量200億 m^3 の1.8倍に相当するものであり、渇水時には、農業用水から都市用水に一時転用すれば都市用水需要は何とかなるという計算が込められている。

この様なことからアメリカで「大ダ

ムの時代は終わった」と言っても、1900年代から巨額の国家予算を投入した例えばカリフォルニア州では2020年目標の水需要に対応可能な水開発を完了した蓄積があるからそれを言わしめたのである。ちなみにカリフォルニア州とネバダ州の各用水の開発水量のウェートをみれば、農業用水が圧倒的に大きく、都市用水は20%にも満たない量なのである。なおネバダ州にはフーバーダムがあり、そこから導水線でロサンゼルス南部まで都市用水を導水しシエラネバダ山脈から導水したりして、本来砂漠地帯にロサンゼルスのような大都市が出現していることは御存知のことと思う。

	カリフォルニア州	ネバダ州
農業用水	83%	90%
都市用水	11	5
工業用水	6	5
地方用水	1以下	1以下

2. 1人当りのダム容量は低開発国なみの日本

次に一人あたりのダム貯水量に関して世界主要国の比較を行なう。表—1によれば日本は32 m^3 となっており、隣国の韓国や台湾よりもはるかに少ない水道用水容量であり、これはまさに低開発国並みのままであるが果してこのままで良いのだろうか。都市別に見たのが表—2であるが、東京は一人あたり30 m^3 であり、サンフランシスコや

表一1 各国別1人あたりダム貯水量

国名	総貯水量 (百万m ³)	人口 (万人)	一人あたり 貯水量(m ³)
日本	3,970	12,392	32
米国	135,342	25,269	536
イギリス	2,568	5,737	45
カナダ	17,500	2,703	647
韓国	21,619	4,327	500
台湾	1,335	1,970	68

表一2 各国主要都市別1人あたりダム貯水量

都市名	総貯水量 (万m ³)	給水人口 (万人)	一人あたり 貯水量(m ³)
東京(首都圏)	89,450	3,028	30
サンフランシスコ	110,700	210	527
ニューヨーク	207,230	726	285
ボストン	179,201	250	717
ロンドン	20,441	588	35
ロッテルダム	8,600	110	78
台北	41,045	349	118
香港	59,053	580	102
ソウル	434,700	1,110	392

ニューヨークと比較しても1/10~1/20しか容量を持っていないのである。マスコミはアメリカで行なっている各種の施策はどれもすべて良いものであり、日本にとっても好ましいものとして次々と紹介されわが国の政策にインパクトを与えようとしている傾向が見られるが、アメリカにおける公共投資は全土の高速国道網にしても、ダム等の水資源施設の整備は日本と比べ30~50年近い前からやっているのであって、整備水準の異なる国において、アメリカの条件を持ってきても、国の事情が異なると言わざるを得ない。例えば前述のロサンゼルス市への長さ378kmの

シエラネバダ山脈からの導水路は1908年(明治41年)から1913年(大正2年)にかけて建設したものであるということである。

このピアード発言について、スペインは同局長に対し嚴重なる抗議を申し入れている。同局長の講演を良くみると前提として、アメリカで経験したことのみに着目したものであり、他の国の状況を理解したうえでの講演ではないとはっきり述べているのだが、その点はマスコミは全く触れずに報道されている。たしかに水需要側についても今後は十分なる見直しが必要と思われるし、水源地対策やダムの環境保全対策については、従来より重点が置かれるべきであり、持続的水開発管理が大切であることは判る。しかし平成6年の高松や松山の大渇水のように一日5時間給水といった事態に若し東京がなったとしたら、首都機能は一体どうなってしまうのだろうか、大渇水の際は大病院の機能も停止し、都市活動も大きな影響を受けることは過去の経験ではっきり言えることであり、それは単なる節水といったことでは乗り切れないのである。それからダム建設を叫んでも、1個のダムを作るのには巨額な費用と長期の年月を必要とするのであって、当分の間、首都圏の水事情は安心してはられない赤信号の状態が続くのである。

資料

ダム建設状況表

1. 本表は建設省、農林水産省、通商産業省、厚生省および会員（電力各社、水資源開発公団）に依頼して提出された資料により、高さ15m以上のダムおよび高さ15m～10mのダムで総貯水容量が $1 \times 10^6 \text{m}^3$ 以上か又は、ダム頂長が500m以上のダムで、1996年3月31日現在で工事中のダムを所在道府県別に収録した。
2. 工事中とは、仮排水路工事に着工したものを含み、それより工事が進捗しているものとし、完成年月はダム貯水池の潜水試験完了時点とした。
3. 型式欄 TE：アース、ER：ロックフィル、PG：コンクリート重力、VA：アーチ、MV：マルチプルアーチ
4. 仮排水路、本体掘削、本体コンクリート打設または盛土および完成年月の各欄の（ ）内は予定年月を示す。

(1996年3月31日現在)

ダム名	ダム所有者	ダム所在府県	ダム型式	ダム高(m)	ダム体積(10^6m^3)	ダム体積出来高(%)	仮排水路		本体掘削		本体コンクリート打設または盛土		完成年月
							着工年月	完了年月	着工年月	完了年月	着工年月	完了年月	
二風谷	建設省	北海道	PG	32	273	100	—	—	1987.9	1992.11	1987.7	1994.8	(1997)
札内川	〃	〃	PG	114	770	98	1988.1	1989.10	1989.6	1990.7	1991.5	(1996.5)	(1999)
滝里	〃	〃	PG	49	455	82	1993.4	1996.1	1990.10	(1997)	1992	(1997)	(1999)
忠別	〃	〃	PG/ER	86/78.5	980/7,700	1.2/0	1994.4	1994.11	1994.6	(1999)	1995.8 (1998)	(2002) (2003)	(2003)
神居	農林水産省	〃	PG	40.4	65	100	1989.5	1990.3	1989.5	1991.3	1989.7	1992.3	(1997)
しろがね	〃	〃	ER	63.5	1,385	100	1971.12	1978.2	1973.5	1980.3	1973.5	1983.2	(1998)
鶉	〃	〃	ER	52.2	796	100	1973.6	1975.12	1976.6	1987.10	1978.5	1990.9	(1998)
エルム	〃	〃	ER	53.7	647	100	1981.10	1983.7	1983.6	1992.3	1987.5	1992.3	(1998)
望来	〃	〃	TE	29.6	310	100	1983.4	1985.3	1984.5	1988.12	1984.5	1989.1	(1996)
緑	〃	〃	ER	73	1,928	95	1985.7	1987.3	1988.5	(1996)	1990.7	(1996)	(1999)
卯原内	〃	〃	ER	40.5	802	100	1986.7	1987.9	1987.5	1993.6	1988.6	1993.9	(1999)
美生	〃	〃	PG/ER	47.2/17.7	120/81	100	1989.5	1990.3	1989.5	1993.3	1989.7	1995.7	(1998)
瑞穂	〃	〃	ER	25.9	418	100	1989.5	1990.3	1990.5	1992.3	1990.6	1992.10	(1997)
東郷	〃	〃	ER	47.5	1,050	100	1973.8	1976.11	1977.5	1981.5	1978.5	1982.10	(1998)
ベーバン	〃	〃	ER	49.2	719	100	1978.1	1979.11	1980.6	1988.5	1982.5	1989.10	(1997)
苦前	〃	〃	PG	34.8	41	25	1993.4	1993.11	1993.7	(1997)	1995.7	(1997)	(1999)
落合	〃	〃	ER	35.3	260	0	1995.10	1996.3	(1996)	(1998)	(1997)	(1998)	(2000)
民安	〃	〃	TE	24	260	0	1995.10	1996.3	(1996)	(1999)	(1997)	(1999)	(2001)
樽真布	北海道	〃	TE	24	306.9	100	1975.5	1978.11	1979.4	1989.7	1979.4	1989.11	(1998.12)
大沢	〃	〃	TE	28.9	317.1	100	1978.3	1981.11	1980.6	1991.6	1983.5	1991.10	(1998.12)
上小川	〃	〃	TE	33.2	244.6	100	1978.3	1980.12	1981.5	1991.7	1982.5	1991.8	(1999.12)
濁川	〃	〃	TE	42	480	6.3	1982.10	1985.12	1986.6	(1998.6)	1986.7	(2002.9)	(2004.12)
大楸	〃	〃	TE	34	211	19.7	1990.5	1991.1	1993.5	(1997.6)	1993.6	(1997.9)	(1999.12)
高富	〃	〃	TE	17.9	190	21.7	1990.8	1990.11	1991.8	(1997.9)	1991.8	(1997.11)	(1998.12)
浦河	〃	〃	PG	42.1	189	52	1992.9	1993.7	1992.10	1994.4	1994.5	(1997.8)	(2000.3)
南部坂	〃	〃	TE	26.1	305	0	1993.7	1995.5	1995.5	(1998.5)	1995.5	(1999.11)	(2000.12)
上ノ国	〃	〃	PG	51.3	157	0	1996.2	(1997.8)	1996.1	(1998.8)	(1998.10)	(2000.9)	(2004.3)
相馬	青森県	青森	ER	52.4	844	100	1981.10	1985.10	1987.10	1993.5	1987.5	1993.9	(1999.3)
清水目	〃	〃	PG	33.5	75	100	1981.10	1983.7	1981.5	1988.5	1983.8	1988.10	(1999.3)
金越沢	岩手県	岩手	ER	43	602	100	1984.5	1985.10	1986.3	1993.3	1987.10	1993.3	(1999.3)
早池峰	〃	〃	PG	73.5	316	15	1993.5	1994.2	1994.5	1995.3	1995.6	—	—
衣川4号	〃	〃	ER	33	216	100	1987.1	1987.9	1988.6	1989.8	1989.10	1991.10	(1997.3)
根石	〃	〃	ER	41	375	51	1989.5	1989.12	1991.6	1992.7	1994.7	(1997.10)	(2000.3)
荒沢2号	〃	〃	ER	45.5	577	100	1976.1	1978.3	1979.4	1986.3	1982.9	1986.10	(1998.3)
普代	〃	〃	PG	37.3	42	100	1990.4	(1996.12)	1990.4	1994.3	1991.9	1994.6	(1997.3)

大ダム No.156 (1996-7)

ダム名	ダム所有者	ダム所在府県	ダム型式	ダム高 (m)	ダム体積 (10 ³ m ³)	ダム体積 出来高 (%)	仮排水路		本体掘削		本体コンクリート 打設または盛土		完成年月
							着工年月	完了年月	着工年月	完了年月	着工年月	完了年月	
日向	岩手県	岩手	PG	56.5	240	100	1991.2	1991.11	1991.4	1992.8	1992.7	1995.5	(1997.3)
山王海	農林水産省	〃	ER	61.5	1,222	0	1993.6	1995.3	1995.4	1995.12	(1996.5)	(1998.11)	(2000.9)
千松	〃	〃	PG	26.8	23	0	(1996.4)	(1996.12)	1996.2	(1996.7)	(1996.8)	(1997.10)	(1999.3)
相川	〃	岩手 手城	ER	40.3	311	100	1992.5	1993.3	1993.3	1994.3	1994.4	1995.11	(1999.3)
水沢	秋田県	秋田	ER	46.5	568	100	1977.4	1979.3	1979.4	1982.12	1984.4	1986.12	(1998.3)
滝川	〃	〃	ER	28.7	306	100	1990.9	1991.3	1991.6	1994.3	1992.5	1994.11	(1998.3)
大松川	〃	〃	PG	65	294	92.5	1990.8	1991.4	1990.9	1993.11	1992.9	(1996.9)	(1999.3)
協和	〃	〃	PG	49.3	168.9	100	1992.6	1993.6	1993.1	1993.12	1993.10	1995.9	(1998.3)
綱木川	山形県	山形	ER	74	2,160	0	1994.3	(1996.12)	(1996.4)	(1998.9)	(1999.7)	(2001.12)	(2003.3)
田沢川	〃	〃	PG	81	215	30.8	1992.11	1993.4	1992.9	1994.1	1994.5	(1999.11)	(2002.3)
小以良川	泉田川 土地改良区	〃	ER	20.9	50	100	(改修)	—	—	—	—	—	(1998.3)
一の沢	東土地改良区	〃	ER	26.5	135	100	(改修)	—	—	—	—	—	(1997.12)
本沢	最上川中流 土地改良区	〃	TE	17.5	30	0	—	—	(1996.9)	(1997.3)	(1997.6)	(1997.12)	(2001.3)
羽山堂	南陽市	〃	ER	17.0	68	0	(改修)	—	1994.8	1995.2	1995.6	1995.12	(1997.3)
月山	建設省	〃	PG	123	1,160	36	1987.6	1989.9	1989.4	1992.9	1994.5	—	(2001.)
荒砥沢	農林水産省	宮城	ER	74.4	3,048	100	1982.3	1984.8	1984.9	1985.6	1986.8	1991.8	(1997.3)
小田	〃	〃	ER	43.5	1,255	0	1994.2	(1996.10)	(1996.10)	(1998.9)	(1999.1)	(2002.8)	(2003.3)
菅生	宮城県	〃	TE	27.6	397	100	1985.4	1987.3	1987.4	1992.5	1988.7	1992.10	(1996.8)
宮床	〃	〃	PG	48	287	100	1989.7	1990.3	1989.7	1993.12	1990.4	1993.12	(1997.3)
上大沢	〃	〃	TE	19	211	0	1992.3	1993.3	1993.7	—	—	—	—
松ヶ房	福島県	福島	ER	46	756	100	1983.3	1984.3	1984.6	1986.5	1986.6	1991.12	(1997.3)
田島	〃	〃	PG	36	81	0	1994.11	1995.3	1994.1	1995.7	1995.8	(1998.5)	(1999.3)
摺上川	建設省	〃	ER	111	8,470	0	1992.10	—	1995.6	—	—	—	(1997.)
小玉	福島県	〃	PG	102	570	100	1987.11	1989.3	1989.12	1991.3	1991.4	1994.11	(1997.3)
堀川	〃	〃	ER	57	1,793	0	1992.12	1994.3	1994.10	1995.4	1995.4	(1999.6)	(2000.3)
山ノ入	〃	〃	TE	29.5	465	0	1990.10	1992.3	1992.6	(1997.10)	(1996.10)	(1999.10)	(2000.3)
新宮川	農林水産省	〃	PG	66.7	450	0	1994.7	1995.12	1995.6	(1996.8)	(1996.9)	(1998.12)	(2000.3)
四万川	群馬県	群馬	PG	89.5	516	85	1991.8	1992.4	1991.11	1992.6	1993.9	(1996.12)	(1999.3)
塩沢	〃	〃	PG	38	66.6	100	1992.6	1993.3	1991.7	1993.6	1992.11	1994.6	1996.3
塩田	栃木県	栃木	ER	26.1	256	100	1987.12	1988.10	1988.5	1991.11	1991.8	1993.8	(1999.5)
塩田調整池	農林水産省	〃	ER	29	506	0	1994.12	1995.8	—	—	—	—	(1999.3)
*1上日川	東京電力	山梨	ER	87	4,060	44	1993.2	1994.2	1993.11	1994.8	1994.9	(1997.5)	(1999.7)
葛野川	〃	〃	PG	105.2	622	15	1993.2	1994.1	1994.6	1995.5	1995.2	(1997.11)	(1999.7)
塩川	山梨県	〃	PG	79	388	93	1990.4	1991.6	1991.7	1993.3	1993.4	(1996.10)	(1998.3)
小山	茨城県	茨城	PG	65	534	0	1994.1	(1996.5)	(1996.8)	(2000.2)	(2000.4)	(2003.8)	(2006.3)
平沢	千葉県	千葉	TE	25.6	310	100	1988	1988.3	1989.4	1990.3	1991.4	1994.3	(1998.3)
矢那川	〃	〃	TE	29.3	680	64.9	1993.2	1994.5	1993.4	1994.10	1994.10	(1997.3)	(1998.4)
片倉	〃	〃	PG	42.7	74	10.3	1994.9	1995.4	1994.12	1995.8	1995.12	(1997.8)	(1998.12)
保台	〃	〃	PG	41	104	100	1990.4	1993.3	1990.4	1994.3	1991.4	1994.3	(1999.3)
宮ヶ瀬	建設省 水源 開発公団	神奈川 埼玉	PG	156	2,000	100	1984.3	1988.1	1989.10	1991.6	1991.10	1994.11	(1998.10)
浦山	〃	〃	PG	156	1,900	98	1988.10	1990.9	1990.10	1992.5	1992.8	(1996.6)	(1998.3)
合角	埼玉県	〃	PG	60.9	170	100	1991.3	1992.2	1992.3	1993.6	1993.7	1995.10	(1998.3)
新穂第2	新潟県	新潟	PG	61.4	140	100	1984.10	1985.7	1985.3	1987.3	1987.4	1989.3	(1997.3)
奥三面	〃	〃	VA	116	230	42	1989.9	1991.8	1991.9	1994.8	1994.9	(1998.)	(2001.)
柿崎川	〃	〃	ER	54	1,534	0	1989.1	1993.9	1991.7	(1999.)	(1996.)	(2000.)	(2001.)

*1 葛野川上部 (名称変更)

ダム建設状況表

ダム名	ダム所有者	ダム所在地	ダム型式	ダム高(m)	ダム体積(10 ³ m ³)	ダム体積出来高(%)	仮排水路		本体掘削		本体コンクリート打設または盛土		完成年月
							着工年月	完了年月	着工年月	完了年月	着工年月	完了年月	
城川	新潟県	新潟県	PG	21.7	14.9	100	1992.10	1993.6	1992.7	1994.9	1992.9	(1996.11)	(1997.3)
太田	〃	〃	TE	26.5	83	100	1989.12	1992.3	1992.6	1995.6	1994.5	1995.7	(1998.3)
坪山	〃	〃	TE	20.5	60.5	60.5	1989.2	1992.3	1991.6	1994.7	1994.8	1995.10	(1997.3)
長福寺	〃	〃	TE	27.2	48.1	30	1991.9	1993.9	1992.3	(1996.5)	1995.6	(1996.11)	(1998.3)
湯谷川	富山県	富山県	ER	63.7	891	79	1988.9	1989.11	1990.9	1991.7	1992.7	(1996.6)	(1997.3)
大谷	〃	〃	TE	29.5	299	0	1994.3	1995.8	1995.6	1995.12	(1996.4)	(1997.9)	(1998.9)
久婦須川	〃	〃	PG	95	471.8	0	1993.4	1994.5	1994.5	(1997.9)	(1997.10)	(2000.6)	(2002.3)
宇奈月	建設省	〃	PG	97	510	39.9	1985.10	1988.10	1988.9	1993.6	1993.8	(1998.9)	(2001.3)
医王	石川県	石川県	ER	58.8	567	100	1982.10	1986.3	1986.7	1995.10	1992.5	1995.11	(2001.3)
浄土寺川	福井県	福井県	PG	本ダム67 貯砂ダム22	268 13.1	0 87.3	(1997.1)	(1997.7)	(1997.8)	(1998.5)	(1998.6)	(2000.9)	(2001.3)
榊谷	農林水産省	〃	ER	100.4	3,024	0	1993.4	1995.3	1995.5	(1997.4)	(1997.9)	(2000.10)	(2003.3)
万調大調整池	〃	愛知県	TE	28.6	825	100	1982.12	1984.3	1984.11	1985.8	1985.9	1987.3	(1998.3)
蒲郡調整池	〃	〃	ER	47.9	711	100	1987.2	1987.10	1988.2	1988.12	1989.8	1991.7	(1998.3)
大島	〃	〃	PG	43.2	360	100	1991.10	1992.9	1993.1	1994.1	1994.5	1995.7	(1998.3)
木瀬	愛知県	愛知県	PG	69.4	175	0	1993.3	1994.3	(1996.6)	(1997.3)	(1997.6)	(1998.3)	(1998.3)
雨山	建設省	〃	PG	33	52	0	1995.4	1995.4	1995.4	1996.3	(1996.4)	(1997.9)	(1999.3)
金原	長野県	長野県	ER	21.5	23	100	1992.9	1992.9	1992.9	1993.1	1993.1	1993.11	(1996.5)
水上	〃	〃	PG	36.5	470	0	1994.2	1994.6	1994.3	(1996.8)	(1996.8)	(1998.8)	(1999.6)
味噌川	水資源開発公社	〃	ER	38.0	66	0	1995.2	(1996.8)	1995.2	(1996.7)	(1996.8)	(1998.5)	(1999.3)
塩川	山梨県	山梨県	PG	140	8,900	100	1982.11	1984.2	1983.3	1986.7	1986.8	1993.6	(1997.3)
徳山	山梨県	岐阜県	ER	79	388	93	1990.4	1991.6	1990.7	1993.3	1993.4	(1996.10)	(1998.3)
小里川	建設省	岐阜県	PG	161	14,700	0	1992.2	1995.9	(1998.4)	(1999.12)	(2000.1)	(2001.9)	(2003.3)
岩村	岐阜県	岐阜県	PG	114	692	0	1993.2	1994.3	1994.7	—	—	—	(2001.)
大ヶ洞	岐阜県	岐阜県	PG	35.8	47.2	100	1993.12	1994.11	1993.8	1994.7	1994.8	(1996.11)	(1998.3)
長島	建設省	静岡県	PG	42.5	128	20.1	1994.9	1995.1	1994.8	1995.7	1995.8	(1997.10)	(1999.3)
比奈	知事	三重県	PG	109	842	74	1987.10	1989.11	1990.1	1992.3	1992.6	—	(2000.)
日吉	〃	京都府	PG	70.5	410	61	1992.1	1993.3	1993.7	1994.6	1995.1	(1997.9)	(1999.3)
富栄池	京都府	〃	TE	70.4	800	74	1992.2	1993.5	1993.4	1994.5	1994.10	(1996.10)	(1998.3)
大滝	建設省	奈良県	PG	19.5	41	0	1994.8	1994.12	1995.7	(1997.3)	1995.3	(1997.3)	(1998.3)
白川	奈良県	〃	TE	100	900	0	1981.12	1984.1	1991.6	—	—	—	(2000.3)
宮奥	〃	〃	PG	30	793	100	1991.12	—	1992.2	1994.3	1992.10	(1996.8)	(1997.3)
倉橋	倉橋溜池 土地改良区	〃	TE	36.5	66	0	1993.2	1995.3	1993.3	1994.3	1994.10	(1996.3)	(1997.3)
一の木	農林水産省	〃	PG	36.5	424	100	1989.12	1990.3	1989.12	1991.7	1990.9	1991.10	(1997.9)
上津	〃	〃	PG	38.4	64	100	1992.7	1992.12	1991.7	1992.9	1992.10	1993.10	(1997.3)
姉川	滋賀県	滋賀県	PG	63.5	210	37	1992.9	1993.3	1993.10	1995.4	1995.5	(1997.3)	(1998.2)
狭山	大阪府	大阪府	TE	80.5	298	0	1995.2	1996.2	1995.8	(1996.11)	(1997.4)	(1999.11)	(2001.3)
牛内	兵庫県	兵庫県	PG	18.5	844	58	1989.10	1992.12	1993.4	(1998.3)	1993.7	(1999.6)	(2000.3)
本庄川	〃	〃	PG	59	150	100	1990.12	1991.8	1990.3	1992.7	1992.9	1994.10	(1998.3)
大日	〃	〃	PG	47.6	105.3	100	1990.7	1991.10	1990.11	1992.1	1991.6	1993.3	(1997.6)
北富士	〃	〃	PG	36	84	36	1994.8	1994.12	1994.8	1995.4	1995.5	(1997.3)	(1998.3)
呉錦堂池	淡山土地区 改良	〃	TE	52.5	100	0	1995.4	1996.3	1995.11	(1996.6)	(1996.9)	(1998.3)	(1999.3)
千屋	岡山県	岡山県	PG	17.5	46	98	1994.10	1995.3	1994.10	1996.3	1994.10	(1997.3)	(1997.3)
橋井	岡山県	岡山県	PG	97.5	695.7	100	1989.6	1990.8	1990.8	1992.6	1992.6	1995.12	(1999.3)
八田	建設省	広島県	PG	38.2	31	100	1993.10	1994.8	1994.1	1994.5	1994.6	1995.9	(1996.11)
温井	〃	〃	VA	84.9	500	100	1987.10	1989.5	1988.12	1990.3	1990.4	1993.8	(1996.)
				155	800	27	1989.1	1990.3	1991.10	1994.4	1994.5	—	(1998.)

*2 岡山県, 新見市, 岡山県企業局

大ダム No.156 (1996-7)

ダム名	ダム所有者	ダム府県	ダム型式	ダム高 (m)	ダム体積 (10 ³ m ³)	ダム体積 出来高 (%)	仮排水路		本体掘削		本体コンクリート 打設または盛土		完成年月
							着工年月	完了年月	着工年月	完了年月	着工年月	完了年月	
千丈ヶ原	入野土地改良区	広島県	ER	19	39	60	1993.2	1994.2	1994.3	1995.7	1995.12	(1996.8)	(1997.5)
大長見	島根県	島根県	PG	71.5	352.6	0	1994.6	1995.12	1995.6	(2001.3)	(1997.5)	(2000.10)	(2002.3)
銚子	〃	〃	PG	39.7	71.9	0	(1996.6)	(1997.6)	(1996.4)	(1998.10)	(1997.2)	(1998.10)	(2001.3)
舟郡	山口県	山口県	ER	29.5	24.8	6	1993.8	1994.4	1993.12		1994.10		(1997.3)
船上山	農林水産省	鳥取県	ER	43.9	623	0	1990.3	1991.12	1993	(1998)	(1997)	(1999)	(2001)
下蚊屋	〃	〃	ER	55.5	620	0	1993.8	1995.3	1995.5	(1996.5)	(1996.3)	(1998.11)	(1999.8)
小田股	〃	〃	ER	50	790	0	1994.3	1995.12	(1996.10)	(2001)	(1999.4)	(2001.10)	(2002.4)
吉田	香川県	香川県	PG	74.5	317	100	1991.10	1992.3	1991.10	1993.3	1993.4	1995.9	(1997.3)
門入	〃	〃	PG	47	107	50	1994.1	1994.10	1994.10	1995.4	1995.5	(—)	(—)
神内上池	四国池改良区	〃	TE	29.7	28.2	0	1993.9	(1996.3)	(1997.10)	(2000.12)	(1997.12)	(2001.3)	(—)
富郷	水開発公団	愛媛県	PG	111	600	38	1991.3	1992.6	1993.2	1994.12	1995.4	(1997.6)	(2001.3)
東蓮寺	農林水産省	〃	ER	38.1	289.3	90	1993.4	1993.12	1994.5	1995.10	1995.5	(1996.7)	(1997.3)
西山	西山台地改良区	高知県	ER	27.2	73.8	54.3	1990.8	1991.3	1991.9	1992.1	1994.4	(1995.12)	(1997.1)
中筋川	建設省	〃	PG	73.1	274	100	1988.12	1989.12	1989.12	1990.12	1991.1	1993.11	(1998.3)
坂本	高知県	〃	PG	60.3	174.4	0	1994.8	1995.7	1995.1	(1996.7)	(1996.11)	(1998.11)	(2001.4)
鎌井谷	高知我美町	〃	PG	27.3	25.8	100	1993.11	1993.12	1993.10	1994.1	1994.2	1995.3	(1996.12)
犬鳴	*3	福岡県	PG	76.5	235.8	100	1989.1	1989.10	1988.10	1989.9	1989.10	1992.12	(1997.3)
猪野	福岡県	〃	PG	79.9	290	59	1992.11	1993.9	1993.11	1994.7	1994.11	(1997.11)	(1998.3)
鳴淵	*4	〃	PG	67.4	316	3	1993.10	1994.2	1993.4	(1996.7)	1996.1	(1998.9)	(2000.3)
山口調整池	水開発公団	〃	ER	60	1,080	94	1992.9	1993.11	1993.4	1994.1	1995.2	(1996.8)	(1999.3)
赤坂	農林水産省	佐賀県	ER	30.4	274	100	1984.10	1985.3	1986.4	1987.4	1988.3	1989.3	(1997.3)
横竹	建設省	〃	PG	57	172	11.6	1994.12	1996.1	1994.12	1995.10	1995.12	(1997.11)	(1999.3)
藤ノ平	農林水産省	〃	ER	58.4	1,115.7	0	1991.3	(1996.5)	1996.1	(1997.3)	(1998.4)	(2000.7)	(2001.3)
浦ノ川	長崎県	長崎県	PG	35.9	31.2	100	1990.2	1990.9	1990.10	1991.4	1991.6	1993.5	(1996.12)
目保呂	〃	〃	PG	40	73.6	100	1993.5	1993.12	1993.10	1994.5	1994.6	1995.10	(1999.3)
樋口	〃	〃	PG	30	29	42	1994.10	1995.2	1994.4	(1995.9)	1994.11	1995.10	(1997.3)
中尾	〃	〃	PG	40	85.6	74	1995.2	1995.4	1994.12	1995.4	1995.5	(1996.9)	(1999.3)
野崎	〃	〃	ER	29.8	269.2	0	1994.10	1995.3	1994.1	(1996.7)	1996.3	(1997.4)	(1999.6)
萱瀬	〃	〃	PG	65.5	206.5	22	1994.12	1995.10	1994.12	1995.9	1995.12	(1999.6)	(2001.3)
行入	大分県	大分県	PG	43.5	88	100	1993.2	1993.12	1993.4	1995.9	1994.1	1995.10	(1997.3)
阿蘇田	阿蘇田ため池水利組合	〃	TE	19.3	30.3	83	—	—	1992.10	1992.12	1992.12	(1997.3)	(1998.3)
瓜田	宮崎県	宮崎県	PG	42	98	94.4	1993.2	1994.2	1993.4	1994.11	1994.9	(1996.6)	(1998.3)
天神	農林水産省	〃	ER	62.5	2,313	1	1988.11	1991.2	1992.4	1995.12	1996.1	(1998.3)	(2000.3)
広沢	〃	〃	PG	62.6	167	100	1983.12	1985.12	1989.3	1990.2	1990.2	1992.8	(1998.3)
田代八重	*5	〃	PG	64.6	211.8	46.3	1993.3	1994.5	1994.2	1994.11	1995.2	(1998.2)	(1999.3)
嶽	鹿児島県	鹿児島県	TE	29.7	282.3	100	1987.12	1988.10	1988.7	1991.9	1989.4	1994.11	(1998.4)
須野	〃	〃	TE	27.5	240.3	100	1988.12	1990.3	1989.4	1990.3	1989.9	1993.3	(1997.4)
金峰	〃	〃	ER	57.9	662.3	4	1991.1	1993.8	1994.7	(1997.3)	1995.10	(2000.3)	(2002.3)
松元	〃	〃	PG	38.5	44.8	80	1993.8	1994.7	1993.5	1995.10	1994.11	(1996.4)	(1999.3)
川辺	鹿児島市	〃	PG	53.5	103	0	1995.8	(1996.7)	—	—	—	—	(2002.3)
大蘇	農林水産省	熊本県	ER	69.9	1,279	0	1984.12	1994.8	1994.8	(1997.3)	(1997.5)	(2000.3)	(2001.3)
竜門	建設省	熊本県	PG/ER	99.5/31.4	844/230	100/100	1987.8	1988.10	1987.11	1989.6	1990.3	1992.11	(2002.3)
名蔵	農林水産省	沖縄県	ER	38.7	1,450	100	1989.9	1990.12	1991.2	1995.9	1992.6	(1996.4)	(1998.11)
金城	沖縄県	〃	PG	19	14.2	1.5	—	—	1993.6	(1996.4)	1995.12	(1996.12)	(2000.4)
羽地	建設省	〃	ER	66.5	1,050	0	1993.11	1995.5	(1996.5)	(1998.1)	(1998.9)	(2000.4)	(2002.3)

*3 地域振興公団, 福岡県, 宮田町, 若宮町

*4 福岡県, 福岡地区水道企業団

*5 宮崎県, 宮崎市, 宮崎県企業局

会

◇第45回理事会記録

日 時 平成8年5月21日(火) 10時30分～11時15分

場 所 虎ノ門パストラル

(東京都港区虎ノ門4-1-1)

- 議 件
1. 平成7年度事業報告書案及び決算報告書案に関する件 (資料—1, 2)
 2. 平成8年度事業計画案及び収支予算案に関する件 (資料—3, 4)
 3. 平成8年度会員別会費分担案に関する件 (資料—5)
 4. 理事変更及び追加に関する件 (資料—6)
 5. その他の件
 - (1) 報 告
 - 1) 参与異動 (資料—8)
 - 2) 会員入退会 (資料—9)
 - 3) 会員代表者変更 (資料—10)
 - (2) その他

出席者 (五十音順, 敬称略)

黒田 晃, 近藤信昭, 中澤式仁, 戸田守二 (代理山内 彪), 馬場恭平, 山住有巧, 秋山喜久 (代理中村幾雄), 安部浩平 (代理内藤雄順), 大野茂 (委任状), 門田正三 (委任状), 木村道夫 (委任状), 久野彦一 (委任状), 小寺弘之 (委任状), 近藤 徹, 城島誠之, 杉山和男 (代理網野定三), 多田公熙 (委任状), 那須 翔 (委任状), 中野政詩 (委任状), 錦織達郎 (委任状), 廣瀬利雄, 宮原茂悦 (代理彌富泰彦), 八島俊章 (代理高橋 実), 湯浅 昭, 依田 直 (委任状), 吉田方明

以上出席者は, 本人	10
委任状を有する代理者	6
委任状のみによる出席とみなすもの	10
合計	26

及び 監事 城所宏治,
参与 上野博史 (代理 楠 晴王),
江崎 格 (代理 海老根 強),
石橋良啓の三氏

◇第34回通常総会記録

日 時 平成8年5月21日(火) 11時15分～13時

場 所 虎ノ門パストラル

(東京都港区虎ノ門4-1-1)

- 議 件
1. 平成7年度事業報告書案及び決算報告書案の承認を求めるの件 (資料—1, 2)

報

2. 平成8年度事業計画案及び収支予算案の承認を求めるの件 (資料—3, 4)
3. 平成8年度会員別会費分担案の承認を求めるの件 (資料—5)
4. 理事変更及び追加の承認を求めるの件 (資料—6)
5. 監事の死去に伴う補欠選任の承認を求めるの件 (資料—7)
6. その他の件
 - (1) 報 告
 - 1) 参与異動 (資料—8)
 - 2) 会員入退会 (資料—9)
 - 3) 会員代表者変更 (資料—10)
 - (2) その他

出席者 (五十音順, 敬称略)

黒田 晃, 近藤信昭, 中澤式仁, 戸田守二 (日本ダム協会会長) (代理山内 彪), 馬場恭平, 山住有巧, 秋山喜久 (代理中村幾雄), 安部浩平 (代理内藤雄順), 荒井 治, 石井正則 (代理西島俊夫), 泉 誠二 (代理松村瑞哉), 稲谷栄巳 (委任状), 老川昭穂 (委任状), 大串國弘 (委任状), 大塚浩 (委任状), 大野 茂 (委任状), 大矢 暁 (代理福富幹男), 垣内勝弘 (代理毛受亨政), 小木曾博 (代理加藤高義), 門田正三 (委任状), 鎌田文明 (委任状), 城所宏治, 北野 章 (委任状), 木村道夫 (委任状), 久野彦一 (委任状), 毛涯卓郎 (委任状), 小寺弘之 (委任状), 近藤耕三 (委任状), 近藤 徹, 酒井賢一 (委任状), 佐藤俊典 (代理小林 武), 白木堅固 (委任状), 城島誠之, 杉山和男 (代理網野定三), 瀬古隆三 (代理廣澤正美), 高居富一, 高野 稔 (委任状), 多田公熙 (委任状), 田中則光 (委任状), 田畑日出男 (代理佐久間襄), 寺野健夫 (代理黒沢信行), 戸田守二 (日本土木工業協会会長) (代理吉地祐治), 戸田守二 (日本電力建設業協会会長) (代理吉地祐治), 中澤直之 (代理一木修二), 中野政詩 (委任状), 那須 翔 (代理平井 憲), 錦織達郎 (委任状), 針生幸治 (委任状), 久末哲郎 (委任状), 平井城一 (委任状), 廣瀬利雄, 福田佳之 (代理桑原啓三), 古城一省 (委任状), 前田 弘 (委任状), 牧 英二 (委任状), 松永一成 (代理栗林宗人), 丸岡文雄 (代理佐々木公良), 宮原茂悦 (代理彌富泰彦),

盛下 勇 (委任状), 森本時夫, 八島俊章 (代理
高橋 実), 山口甚郎 (委任状), 山田圭藏 (委任
状), 大和敏弘 (委任状), 湯浅 昭, 依田 直 (委
任状), 横藤田正之 (委任状), 横田 廣 (委任状),
吉田方明

以上出席者は, 本人	14
委任状を有する代理者	21
委任状のみによる出席とみなすもの	33
合計	68

及び 参与 豊田高司 (代理 竹村公太郎),
上野博史 (代理 楠 晴王),
江崎 格 (代理 海老根 強)
の三氏
他に 石橋良啓, 久保田昭寿の二氏

◇理事変更及び追加に関する件

1. 理事変更

理 事 秋山 喜久 (関西電力株式会社社長)
理 事 森井 清二 辞任につきその後任
理 事 安部 浩平 (中部電力株式会社会長)
理 事 松永亀三郎 辞任につきその後任
理 事 荒井 治 (財団法人ダム水源地環境整
備センター理事)
理 事 廣瀬 利雄 辞任につきその後任
理 事 木村 道夫 (社団法人セメント協会会長)
理 事 立元 正一 辞任につきその後任
理 事 近藤 徹 (水資源開発公団総裁)
理 事 川本 正知 辞任につきその後任
理 事 松尾 稔 (社団法人 土木学会会長)
理 事 小坂 忠 辞任につきその後任

2. 理事追加

理 事 藤井 敏夫 (東京電力株式会社顧問)

◇参 与 異 動

新 江崎 格 通商産業省資源エネルギー庁長官
旧 川田 洋輝 前 〃
新 豊田 高司 建設省技監
旧 藤井 治芳 前 〃
新 上野 博史 農林水産省事務次官
旧 鶴岡 俊彦 前 〃

◇会 員 入 退 会

会員入会

1. 近畿コンクリート工業株式会社
(平成8年4月1日)

代表者 代表取締役社長 近 藤 信 昭

2. 株式会社 大東設計コンサルタント
(平成8年4月1日)

代表者 代表取締役社長 久保田 昭 寿
会員退会

1. 株式会社 コルバック (平成7年5月29日)
代表者 代表取締役 徳 弘 日出男

◇会員代表者変更

石川島播磨重工業株式会社

新 横藤田 正 之 (鉄構事業部長)
旧 長 田 高 雄

関西電力株式会社

新 秋 山 喜 久 (社 長)
旧 森 井 清 二

サンコーコンサルタント株式会社

新 石 井 正 則 (社 長)
旧 大 田 慶 一

社団法人 セメント協会

新 木 村 道 夫 (会 長)
旧 立 元 正 一

財団法人 ダム水源地環境整備センター

新 荒 井 治 (理 事)
旧 廣 瀬 利 雄

中部電力株式会社

新 安 部 浩 平 (会 長)
旧 松 永 亀 三 郎

社団法人 土木学会

新 松 尾 稔 (会 長)
旧 小 坂 忠

西日本技術開発株式会社

新 中 澤 直 之 (社 長)
旧 青 木 謙 三

北海道開発コンサルタント株式会社

新 大 串 國 弘 (社 長)
旧 佐 藤 幸 男

北陸電力株式会社

新 山 田 圭 藏 (社 長)
旧 森 本 芳 夫

水資源開発公団

新 近 藤 徹 (総 裁)
旧 川 本 正 知

八千代エンジニアリング株式会社

新 古 城 一 省 (社 長)
旧 小 野 匡 美

◇第34回通常総会後臨時理事会記録

日 時 平成8年5月21日(火) 11時45分~12時

場 所 虎ノ門パストラル

(東京都港区虎ノ門4-1-1)

議 件 会長辞意表明による新執行部の選任及び理事変更
出席者 (五十音順, 敬称略)

黒田 晃, 近藤信昭, 中澤式仁, 戸田守二 (代理山内 彪), 馬場恭平, 山住有巧, 荒井 治, 秋山喜久 (代理中村幾雄), 安部浩平 (代理内藤雄順), 大野 茂 (委任状), 門田正三 (委任状), 木村道夫 (委任状), 久野彦一 (委任状), 小寺弘之 (委任状), 近藤 徹, 城島誠之, 杉山和男 (代理網野定三), 多田公熙 (委任状), 那須 翔 (委任状), 中野政詩 (委任状), 錦織達郎 (委任状), 廣瀬利雄, 藤井敏夫, 宮原茂悦 (代理彌富泰彦), 八島俊章 (代理高橋 実), 湯浅 昭, 依田 直 (委任状), 吉田方明

以上出席者は, 本人 12
委任状を有する代理者 6
委任状のみによる出席とみなすもの 10
合計 28

及び 参与 上野博史 (代理 楠 晴王),
江崎 格 (代理 海老根 強),
石橋良啓の三氏

＜委員会分科会開催＞

◇1996年度第1回ダム老化対策分科会

日 時 1996年4月17日(水) 14時～17時
場 所 日本大ダム会議会議室
議 題 1. ICOLD Committee on Rehabilitation Dams の委員長及び各部門主査に提出する資料について
2. その他
出席者 分科会長 吉田方明, 山本康博, 海老根強, 石橋良啓, 小西 潔 (代理三宅淳一), 塚井直樹, 吉田 保, 松下事務局長

◇13回貯水池周辺地山調査分科会

日 時 1996年4月18日(木) 14時～17時
場 所 日本大ダム会議会議室
議 題 1. 各章で用いる図表について一差し替え他
2. 今後の作業スケジュール
3. その他
出席者 分科会長 林 正夫, 橋本長幸, 平野 勇, 井上素行 (代理望月直也), 何原寿一, 永山功 (代理太田道男), 田中達吉, 寺田昌史, 浦山 克, 安中正実, 角田隆彦, 大島 洋 (話題提供者), 松下事務局長

◇1996年度第2回フィルダム材料分科会

日 時 1996年4月19日(金) 14時～

場 所 日本大ダム会議会議室
議 題 1. 前回分科会議事録確認
2. Bulletin 92 “ROCK MATERIALS FOR ROCKFIL DAMS” について
3. Bulletin 91 “EMBANKMENT DAMS UPSTREAM SLOPE PROTECTION” について
4. その他

出席者 分科会長 城島誠之, 石橋良啓, 楠 晴王, 飯田善朗, 増田民夫, 三井英明, 村上晃生, 吉田 等, 中村幾雄 (代理樋口良典), 江原昌彦, 松下事務局長

◇ICOLD第19回大会論文委員会

日 時 1996年4月24日(水) 11時～15時
場 所 日本大ダム会議会議室
議 題 1. 翻訳論報文の内容検討
2. その他
出席者 海老根強, 石橋良啓, 楠 晴王, 金沢紀一, 森本時夫, 長瀧重義, 綿織徹雄 (代理尾ノ井芳樹), 竹村陽一, 田村重四郎, 江原昌彦, 橋本長幸, 馬場専務理事, 松下事務局長

◇ICOLD第19回大会論文委員会

日 時 1996年5月8日(水) 14時30分～16時30分
場 所 日本大ダム会議会議室
議 題 1. 翻訳論報文の内容検討
2. その他
出席者 金沢紀一, 森本時夫, 長瀧重義, 竹村陽一, 江原昌彦, 橋本長幸, 馬場専務理事, 松下事務局長

◇1996年度企画運営分科会

日 時 1996年5月13日(月) 11時～13時
場 所 日比谷 松本楼
議 題 1. 第34回通常総会提出議件原案の審議
2. 平成8年度ダム工事見学会について
3. その他
出席者 分科会長 石橋良啓, 海老根強, 楠 晴王, 平井 憲, 堀 正幸 (代理箱嶋干造), 川上俊器, 中村幾雄, 馬場専務理事, 松下事務局長

◇1996年度企画委員会

日 時 1996年5月16日(木) 11時～13時
場 所 虎ノ門パストラル
議 題 1. 第34回通常総会提出議件原案の審議
2. その他
出席者 委員長 黒田 晃, 真木浩之 (代理海老根強),

森田昌史 (代理楠 晴王), 竹村公太郎 (代理石橋良啓), 綱野定三, 荒井 治, 藤井敏夫, 坂本健次, 渡部 威, 山住有巧, 吉田方明, 馬場専務理事, 松下事務局長

◇日本大ダム会議企画委員会

日 時 1996年5月17日(金) 14時30分~15時30分

場 所 日比谷松本楼

議 題 1. 分科会会動状況
2. その他

出席者 黒田 晃, 近藤信昭, 楠 晴王, 平井 憲, 廣瀬利雄, 飯田隆一 (代理山住有巧), 城島誠之, 森本時夫, 渡部 威, 吉田方明 (代理吉田 保), 馬場専務理事, 松下事務局長

◇ダム計測監視分科会

日 時 1996年5月17日(金) 14時~16時

場 所 日本大ダム会議会議室

議 題 1. 「ダム自動計測ガイドライン」第5章について
2. その他

出席者 分科会長 柴田 功, 松本正毅 (代理小久保鉄也), 加納茂紀, 江原昌彦, 小澤 靖, 鈴木英也, 内田善久 (代理望月直也)

◇1996年度第1回編集分科会

日 時 1996年6月3日(月) 14時~16時

場 所 日本大ダム会議会議室

議 題 1. 「大ダム」156号編集計画
2. 「大ダム」157号以降編集計画
3. その他 (Current Activities on Large Dams in Japan の作成方針の検討)

出席者 分科会長 高居富一, 海老根強, 石橋良啓, 藤澤侃彦 (代理佐々木隆), 平井 寛, 橋本信雄, 清水敏夫, 馬場専務理事, 松下事務局長

◇ICOLD第19回大会論文委員会

日 時 1996年6月14日(金) 14時~16時

場 所 日本大ダム会議会議室

議 題 1. 翻訳論文の内容検討
2. その他

出席者 金沢紀一, 森本時夫, 綿織徹雄, 江原昌彦, 永山 功 (代理太田道男), 馬場専務理事, 松下事務局長

◇1996年度第2回編集分科会

日 時 1996年6月24日(月) 14時~16時

場 所 日本大ダム会議会議室

議 題 1. Current Activities on Large Dams in

Japan の作成要領について

2. その他

出席者 分科会長 高居富一, 海老根強, 藤沢侃彦 (代理山口嘉一), 水野光章 (代理藤田乾一), 安中正実, 橋本信雄, 清水敏夫, 馬場専務理事, 松下事務局長

◇ダム計測監視分科会ワーキング

日 時 1996年6月25日(火) 10時~17時

場 所 日本大ダム会議会議室

議 題 1. 「ダム自動計測ガイドライン」第5章について
2. その他

出席者 分科会長 柴田 功, 森本時夫, 加納茂紀, 江原昌彦, 小澤 靖, 内田善久 (代理望月直也), 山口嘉一, 下川洋司 (東京電力(株)建設部土木課副長)

◇1996年度第2回フィルダム材料分科会

日 時 1996年6月28日(金) 14時~17時

場 所 日本大ダム会議会議室

議 題 1. 頁岩を用いたフィルダム事例について (ICOLD 対応)
2. Bulletin 91 "EMBANKMENT DAMS UPSTREAM SLOPE PROTECTION" について

出席者 分科会長 城島誠之, 飯田善朗, 増田民夫 (代理塚田智之), 三井英明, 村上晃生, 中村幾雄 (代理樋口良典), 谷 茂, 吉田 等, 江原昌彦, 松下事務局長

◇ダム計測監視分科会ワーキング

日 時 1996年7月4日(木) 10時~15時

場 所 日本大ダム会議会議室

議 題 1. 「ダム自動計測ガイドライン」第5章について
2. その他

出席者 分科会長 柴田 功, 加納茂紀, 江原昌彦, 小久保鉄也, 小澤 靖, 鈴木英也, 内田善久 (代理望月直也), 山口嘉一, 下川洋司

◇1996年度第1回貯水池斜面安定特別分科会

日 時 1996年7月5日(金) 16時~

場 所 日本大ダム会議会議室

議 題 1. 国際委員会宛提出資料のレビュー
2. その他

出席者 分科会長 渡部 威, 竹村陽一, 深見親雄, 箱嶋千造, 平井 憲 (代理阪本 肇), 松下事務局長

— お 知 ら せ —

Hydro Vision '96 開催のお知らせ

開催期日：1996年8月20日(火)～23日(金) 4日間

開催場所：Orlando, Florida U.S.A.

— お 知 ら せ —

“Dams and River Basin Management”

ANCOLD 1996 Conference on Dams

開催のお知らせ

主 催：Australian National Committee on Large Dams

開催期日：1996年11月25日(月)および26日(火) 2日間

開催場所：Albury-Wodonga, Australia

— お 知 ら せ —

Competing Interests in Water Resources

Searching for Consensus

開催のお知らせ

主 催：United States Committee on Irrigation and Drainage

開催期日：1996年12月5日(木)～12月7日(土) 3日間

開催場所：Las Vegas, Nevada U.S.A.

以上、詳細ご希望の方は、事務局までお問い合わせ下さい。

昭和34年創立 **株式会社** 総合建設コンサルタント

日本建設技術社

水文解析・環境地質調査・基本計画・設計・施工計画・施工管理

ダム・河川



道路トンネル・橋梁

取締役会長 **磯久禮志** 取締役社長 **城島誠之**

本社 東京都新宿区大久保1-1-48 (中央ビル) 〒169 ☎(03)3208-6401
事務所 仙台、名古屋、大阪、広島、高松

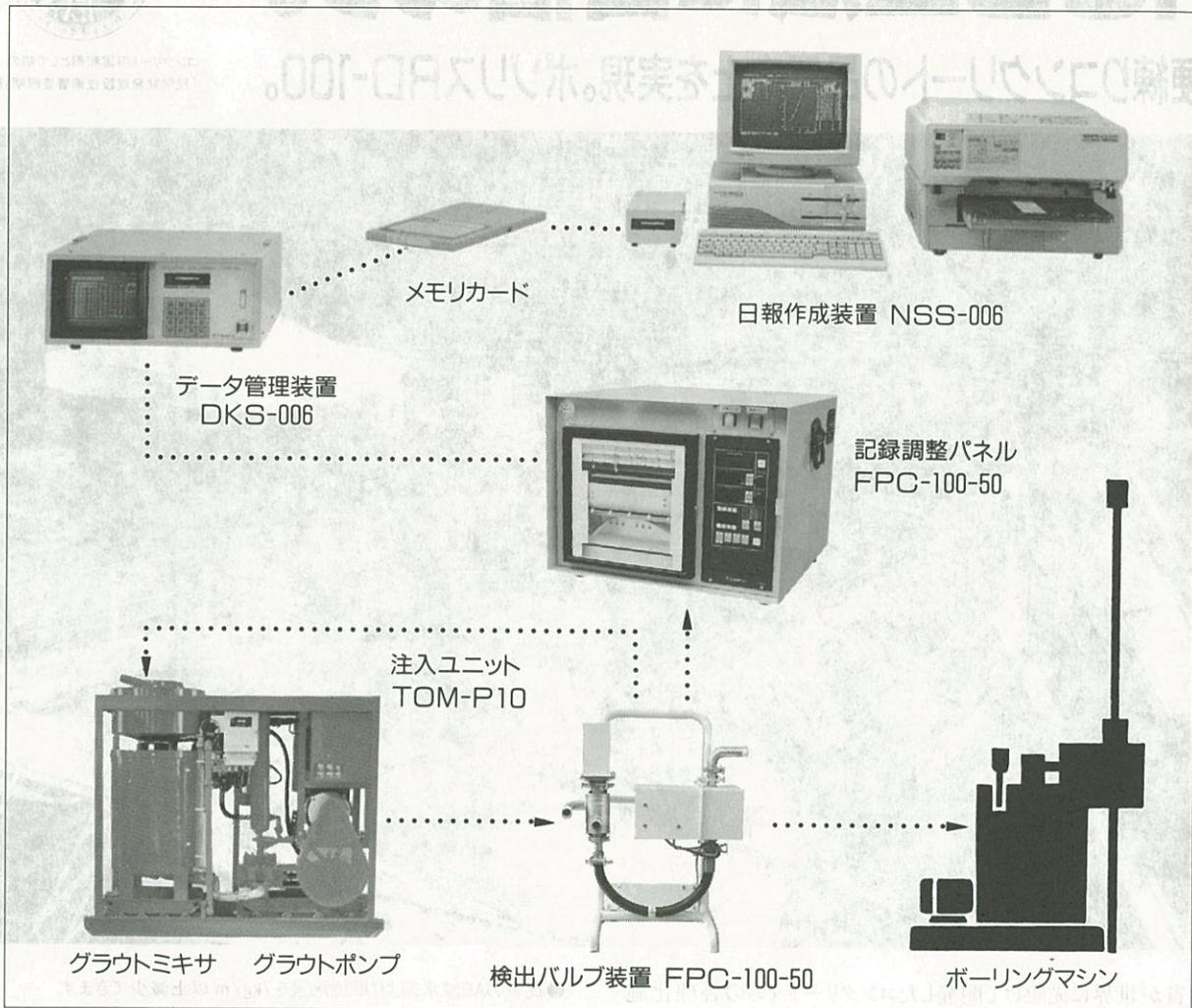
業務拡大につき、ダム、河川、地質技術者募集

Competing Interests in Water Resources
Searching for Consensus
開催のお知らせ

主催：United States Committee on Irrigation and Drainage
開催期日：1996年12月5日(水)～12月7日(土) 3日間
開催場所：Las Vegas, Nevada U.S.A.

以上、詳細のことは、事務局までお問い合わせ下さい。

グラウトデータ管理システム DAM GROUT DATA PROCESSING SYSTEM



特長

データ管理装置(DKS-006)

■透水・水押し・注入工程の自動運転が可能。 PAT. 1514112
(ただしFPC-100-50形と接続した場合)

日報作成装置(NSS-006)

■グラウト管理日報・日計・週計・月計表 ■解析用基礎データの作成。等の作成。

ポンプユニット(TOM-P10)

■グラウトポンプ、ミキサーを同一架台に収納。任意配合プラントとの接続可能。

独創で未来を拓く



東都電機工業株式会社

お問い合わせは

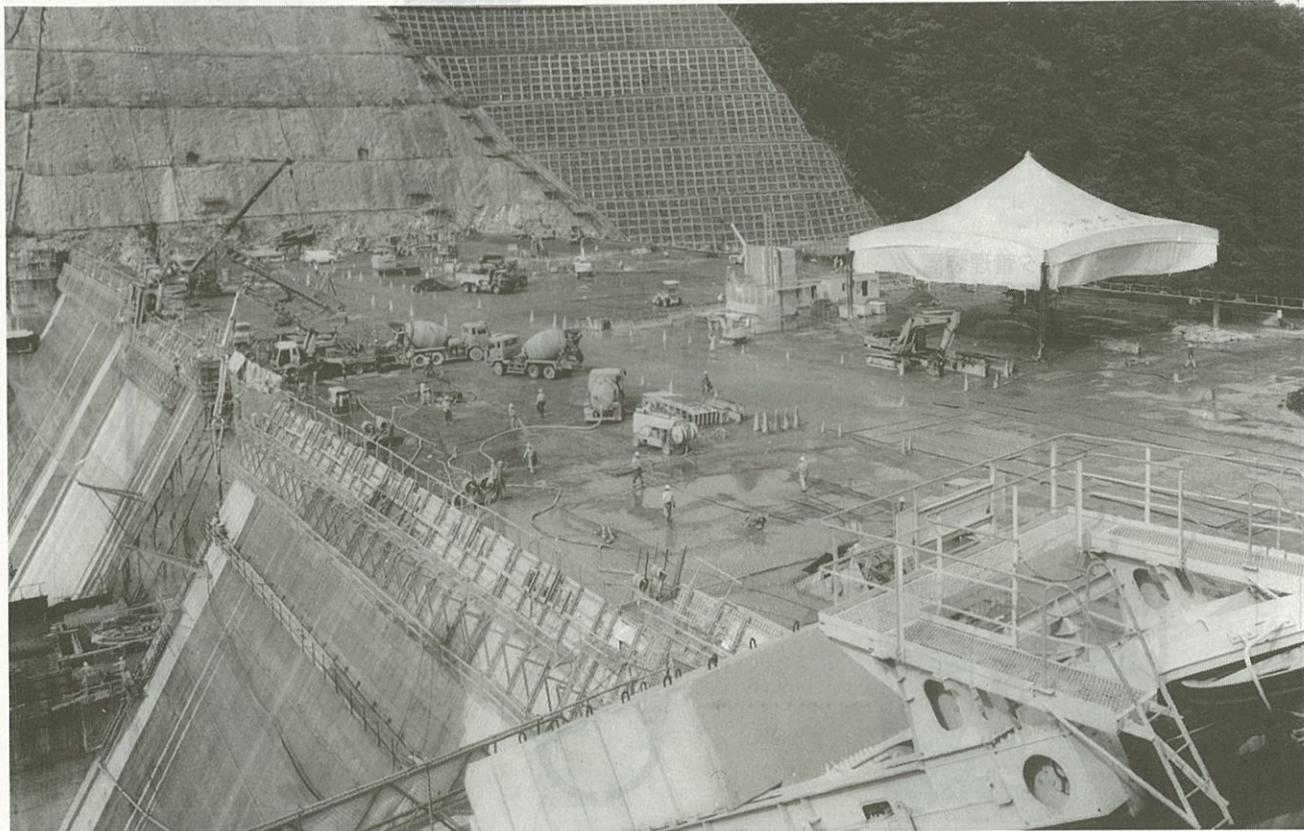
本社工場 〒146 東京都大田区池上五丁目25番4号	TEL.03(3755)2121(代) FAX.03(3754)9399
大阪営業所 〒564 吹田市南吹田一丁目9番5号	TEL. 06(319)3911(代) FAX. 06(319)3913
福岡営業所 〒815 福岡市南区清水四丁目17番7号	TEL.092(512)8463(代) FAX.092(512)8464
仙台出張所 〒984 仙台市若林区かずみ町8番35号	TEL.022(285)8204(代) FAX.022(285)8218
横浜工場 〒223 横浜市港北区新羽町593番3号	TEL.045(544)9191(代) FAX.045(544)7767

RCD工法に自信あり。

超硬練りコンクリートの品質向上を実現。ポゾリスRD-100。



コンクリート用混和剤として初の
「民間開発建設技術審査照明」取得。



建設省が世界に先駆けて開発したコンクリートダム of の合理化施工法、RCD工法。ポゾリスRD-100はRCD工法に最適なコンクリート用混和剤として、強力な湿潤・分散作用により単位水量の大幅な低減や強度の増大効果をもたらし、超硬練りコンクリートの品質を向上。しかも外部および内部コンクリートの両方に使えるため高い経済性を発揮します。

- 従来のAE減水剤より単位水量を7kg/m³以上減少できます。
- 湿潤・分散性が高いため、締固めが容易です。
- 経時に伴うコンシステンシーの変化が小さく、施工時間が長くとれます。
- 無アルカリ、無塩化タイプですので、耐久性の高いコンクリートを造ります。

超硬練りコンクリート用混和剤

ポゾリスRD-100



Master Builders
Technologies

*Imagination
Unlimited*

株式会社 **エヌエムビー**
株式会社 **ポゾリス物産**

- 本社/東京都港区六本木3-16-26 TEL03-3582-8813(直)FAX.03-3583-3800
 - 支店/東京、大阪 ●営業所/札幌、仙台、上越、金沢、松本、宇都宮、千葉、横浜、静岡、名古屋、高松、広島、福岡、鹿児島
- 資料進呈/詳しくは、本社混和剤営業部または、最寄りの営業所にお問合せください。

厳しい条件、なんのその。

耐久性

微細な気泡は耐凍害性を向上させ、アルカリ骨材反応による膨張性を抑制します。

無塩化物

有害な塩化物を含んでいないため、鉄筋の錆の心配がありません。

ポンプ圧送性

スランプや空気量の経時変化が少ないのでポンプ圧送性を改善します。

ワーカビリティ

同じスランプのほかのコンクリートに比較して最高の作業性を発揮します。

経験と技術が生きる山宗化学のコンクリート混和剤。

AE減水剤

ヴァンソール80

硬練・ポンプ用
AE減水剤

ヤマソー80P

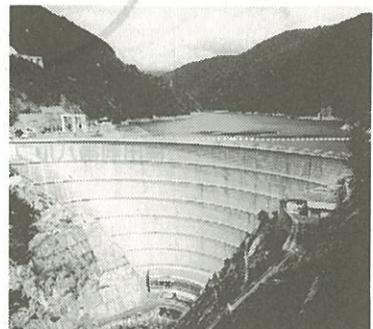


山宗化学株式会社

本社 〒104 東京都中央区八丁堀2-25-5 ☎総務03(3552)1341
 東京営業所 ☎営業03(3552)1261
 大阪支店 〒530 大阪市北区天神橋3-3-3 ☎06(353)6051
 福岡支店 〒810 福岡市中央区白金2-13-2 ☎092(521)0931
 札幌支店 〒060 札幌市北区北九条西4-7-4 ☎011(728)3331
 広島営業所 〒733 広島市中区大手町4-1-3 ☎082(291)1560

高松営業所 〒761 高松市上之町2-9-30 ☎0878(69)2217
 富山営業所 〒930 富山市神通町1-5-30 ☎0764(31)2511
 仙台営業所 〒980 仙台市青葉区本町2-3-10 ☎022(224)0321
 東京第2営業所 〒254 平塚市東八幡3-6-22 ☎0463(23)5536

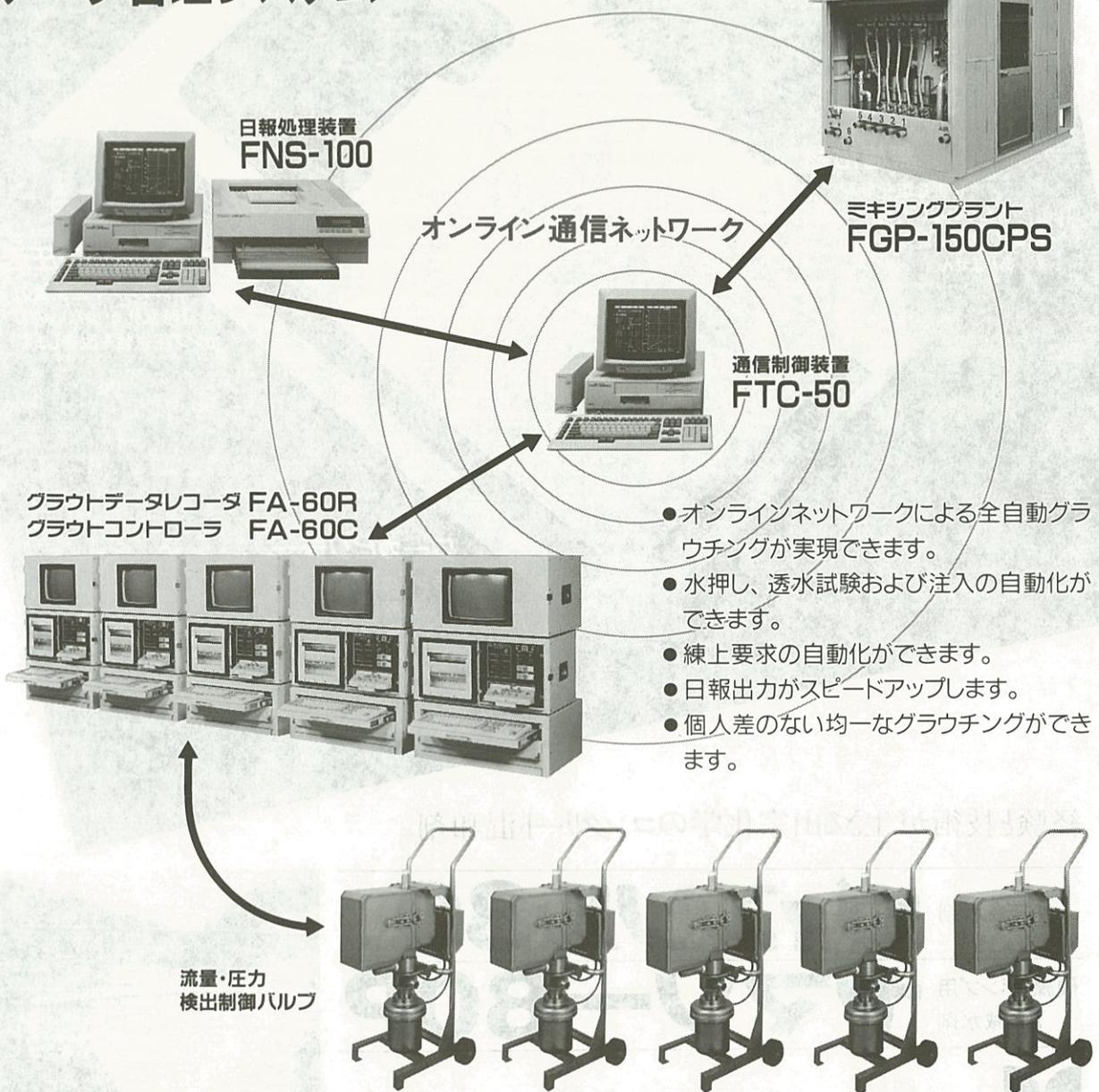
工 場 平塚・佐賀・札幌・大阪



個人差のない全自動操作で 高精度なグラウチングを実現!

ダム・グラウチング データ管理システム

特許 特許第1839965号



- オンラインネットワークによる全自動グラウチングが実現できます。
- 水押し、透水試験および注入の自動化ができます。
- 練上要求の自動化ができます。
- 日報出力がスピードアップします。
- 個人差のない均一なグラウチングができます。

流量・圧力
検出制御バルブ

グラウト用計測制御機器 / 土木用計測機器 / 各種自動プラント及びソフトウェア

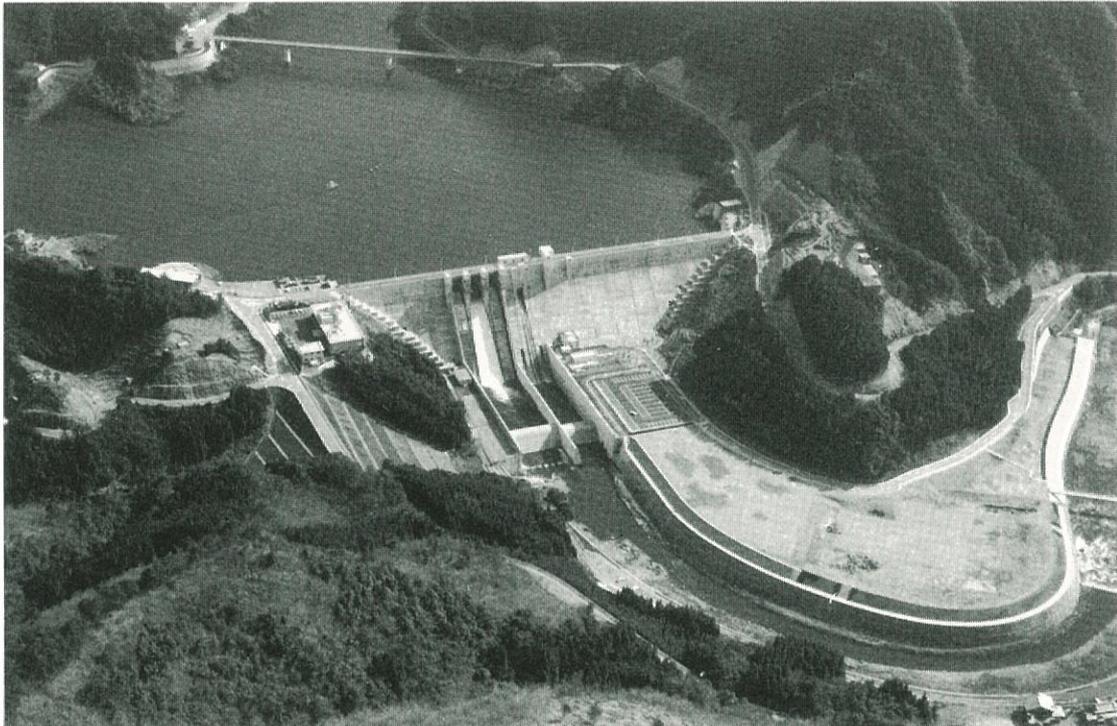


フロントエンジニアリング株式会社

本社：〒157 東京都世田谷区給田5-16-15 ☎(03)5313-5621(代) FAX(03)5313-5629
 札幌営業所：〒004 札幌市豊平区平岡1条6丁目1-35 ☎(011)886-4313 FAX(011)886-4314

Ti50 豊かな経験と確かな技術で…

《総合建設コンサルタント》



(九州地方建設局耶馬溪ダム)

ダムの計画・地質調査・設計・岩盤試験・水理
模型実験・施工監理・既設ダム診断・環境アセス
メント・水力発電・管理システム計画及び設計

株式会社 建設技術研究所

代表取締役 石井弓夫
社 長

本社	〒103 東京都中央区日本橋本町4-9-11 (第9中央ビル)	電話 03(3668)0451
東京支社	〒103 東京都中央区日本橋本町4-9-11 (第9中央ビル)	電話 03(3668)0451
大阪支社	〒103 東京都中央区日本橋堀留町1-7-7 (ユニバーサル堀留町ビル)	電話 03(3668)0451
福岡支社	〒540 大阪府中央区大手前1-2-15 (日刊工業新聞社・住友生命大手前ビル)	電話 06(944)7777
海外事業部	〒810 福岡市中央区渡辺通2-1-10 (十八福岡ビル)	電話 092(714)2211
フロント事業部	〒103 東京都中央区日本橋本町4-9-11 (第9中央ビル)	電話 03(3668)0451
支店及び出張所	〒300 土浦市真鍋1-16-11 (キセキビル5F)	電話 0298(26)4644
	仙台支店(261)6861・名古屋支店(581)1982・応用理学部(44)3106・札幌事務所(281)3747	
	横浜事務所(212)5492・新潟事務所(245)3883・静岡事務所(250)2344・千葉支所(224)6130	
	長野支所(32)3616・盛岡支所(53)9631・広島事務所(227)2995・福井事務所(25)9101	
	高松事務所(35)4653・山口支所(3)7188・長崎事務所(26)6086・沖縄事務所(77)7039	
	長崎事務所(26)6086・鹿児島事務所(39)3337・大分支所(69)5730・北九州支所(692)6979	
	熊本支所(339)4560・川越試験部(35)3495・つくば試験部(47)0234	

「計画から施工管理まで」



弊社は計画・調査・設計・試験から工事施工管理に至るまで一貫した幅広い総合技術を提供しております。

計 調	画 査	水資源開発に関する計画 地質調査 —— ダム, 電力設備, 道路および一般構造物 材料調査 —— フィルダム, コンクリートダムおよび一般構造物
測 設	量 計	環境影響調査 —— ダムおよび電力設備 測量一般, ダムの堆砂測量 ダムの設計 (フィルダム, コンクリートダム) 発電所等の設計
	試験および計測	道路, 橋梁, 上下水道および宅地造成に関する設計 工事仕様書および工事予算等の作成 弾性および破壊試験, 振動模型試験, 水理模型試験 土質および基礎試験, 骨材試験, コンクリート試験 水質分析, 既設構造物劣化診断
	工事施工管理	ダムおよび一般工事の施工管理



株式会社 開発土木コンサルタント

〒164 東京都中野区弥生町1-58-4
(共益中野ビル)
TEL 代表 (03) 5371-9588
直通 (03) 5371-2801
FAX (03) 5371-9592