

50周年記念講演会 講演集



昭和47年10月12日

建設省土木研究所



目 次

湖沼の水質汚濁対策 — 霞ヶ浦を例として —	赤羽支所長 川越達雄	1
今後の道路交通と道路計画	千葉支所長 市原 薫	21
ダム建設の最近の技術と展望	ダム部長 副島 健	29
地震工学の研究の現況	構造橋梁部長 大久保忠良	51

湖沼の水質汚濁対策—霞ヶ浦を例として—

赤羽支所長 川 越 達 雄

1 湖沼の水質汚濁

1-1 湖沼の水質汚濁の原因

最近、世界的な傾向として、湖沼の汚濁が問題になってきている。例えば、アメリカとカナダとの国境を接する五大湖でも、その水質は汚濁の一途をたどっており、とくにエリー湖は「死の湖」となったとテレビなどで報道されている。有名な山岳国スイスの多くの湖沼も栄養塩類の蓄積が年々増加していると発表されている。(図-1)

わが国の代表的湖沼たる琵琶湖、諏訪湖なども水質汚濁が急激に進行しているのは衆知のとおりである。とくに諏訪湖の水質汚濁は極めてひどく、諏訪市附近では「水の華」が畳を敷きつめたように一面に広がり、遊覧船の吃水線附近は緑色に染っている程である。また諏訪湖から釜口水門を経て天龍川に流れ出す水も緑色に染っており、この緑色は下流の伊那市附近でも認められるほどである。

湖沼の水質汚濁は河川の水質汚濁とはその様相を異にしており、BODを指標として議論がなされるものではない。この点、瀬戸内海など海域の水質汚濁と極めて相似している。湖

沼では水の滞留時間が長いので、流入した有機物は好気性微生物によって生物酸化を受けて分解し、また浮遊性の有機物は湖底に沈殿し、死滅した好気性微生物と共に嫌気性生物分解を受けて栄養塩類と無機炭素化合物(主として炭酸ガス、メタン)を溶出する。これらの生物学的分解によって生成されたリン、窒素などの栄養塩類は水中の炭酸ガスと共に太陽光線による光合成作用によって植物プランクトンの細胞を形成する。湖水中に含まれる植物プランクトンの量が多い場合には、諏訪湖の例のごとく水が緑色に染まり、水面に「水の華」を生ずる。植物プランクトンは死滅して湖底に堆積すると、嫌気性微生物による生物分解を受けて無機物となり、栄養塩類および無機炭素化合物を溶出する。湖水中に溶出した栄養塩類や無機炭素化合物は、太陽光線による光合成作用を受けて、再び植物プランクトンの細胞を構成する。

湖沼の水質汚濁にともなう植物プランクトンの発生については、今まで数多くの研究が行なわれてきている。そして、植物プランクトンの発生量を規制する因子は栄養塩類によるものであることが知られている。この栄養塩類は流域から流入する家庭污水、工場排水などにも含まれるほか家畜排水、田畑に散布した肥料の流出、あるいは雨水にも含まれている。最近では流域の開発も進み人口の増加にともなう、流入する家庭污水の量も増加し、また、工場排水の量も急激に増加

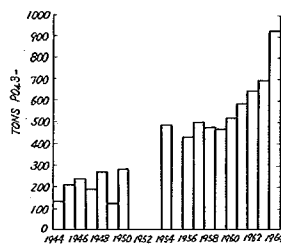


図-1 チュウリッヒ湖(水深0-136m)のリン酸塩経年変化

している。また、豚を始めとする家畜の多頭飼育も盛んになり、また、田畑に散布する化学肥料の施肥量も増加しているので、湖沼の水質汚濁を促進する要因は大幅に増加している訳である。

1-2 湖沼の水質的にみた分類

湖沼はその水質の状況から貧栄養湖、中栄養湖、富栄養湖とに分けられる。貧栄養湖では、ヒメマス、ニジマスなどが生育しており、水は常に透明である。流域から枯草、枯葉などの分解による有機物や栄養塩類が少量は湖内に流入するが、それらは微生物に転換するが、これらは魚類の餌として消費されてしまう。貧栄養湖では湖内でのプランクトン発生量が少ないので、生育する魚の量は、比較的少ないのが常である。北海道の摩周湖、阿寒湖、青森県の十和田湖などは、代表的な貧栄養湖であったが、このうち阿寒湖は観光開発が進んで富栄養湖に近づくつつあるといわれている。

中栄養湖では、サケ、アユなどの貧栄養性の魚類とコイ、フナなどの富栄養性の魚類が混在して生息しており、湖水は、夏季にはやや緑色を帯びている。流域が農耕地などとして開発され、流域の人口がそれほど多くない場合に、この様相を呈する湖沼が多い。比較的高級な魚類が多いため、漁業を専業とする者も存在する。わが国の大部分の湖沼はこの部類に存在する。

富栄養湖では、主としてコイ、フナなどの魚類が生育し、その量が多いが、魚種としては比較的価格の安いものが主体である。同じ富栄養湖でも湖水が春から秋にかけて明瞭な緑色または黄色を呈し、また、「水の華」を生ずるようになるほど魚種は低下する。富栄養湖となる限界点の水質について、吉村信吉氏はその著書「湖沼学」の中で、窒素 0.15 mg/l 、リン 0.02 mg/l という数字を挙げている。この限界濃度は研

究者によってやや異なるが、マクロ的には吉村氏によって示された数値は妥当なものと考えて差支えないであろう。諏訪湖、琵琶湖の南湖、霞ヶ浦など、わが国の代表的な大きな湖沼は、その流域の開発がすすんでおり、都市下水、工場排水、農地排水などの流入が多く、すでに富栄養湖となっている。富栄養化がさらに進んだ場合には、日中には湖沼内の溶存酸素が植物プランクトンの光合成作用によって過飽和になるが、夜間は動植物プランクトン、魚貝類の呼吸などによって消費されて、夜明けには皆無となりとくに湖底に住む魚貝類、プランクトンを窒息させることになる。さらに溶存塩類の増加、有機物濃度の増加などによって、湖水は魚類の生育に不適となり、湖

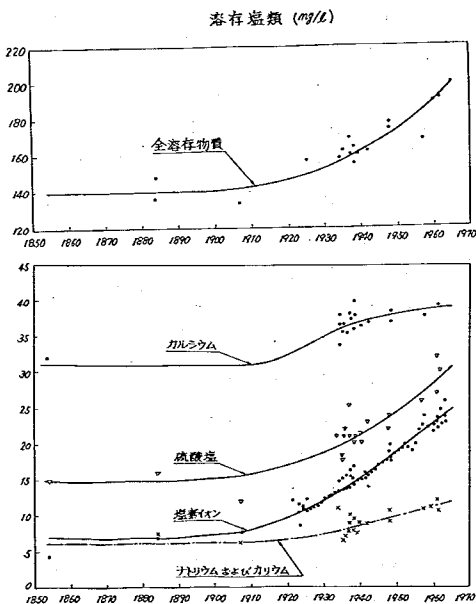


図-2 オンタリオ湖の溶存塩類経年変化

沼から魚の姿は消えてしまう。たとえば、五大湖の一つであるオンタリオ湖では流域の開発にともなって、1920年頃より富栄養化のきざしが見え始めており、その後、湖水内の溶存塩類濃度は図-2に示すように急激に増加している。このため、貧栄養性高級魚たる「ます」は1930年をピークとして減少し始め、1960年には全く姿を消してしまったと報告されている。

1-3 湖沼の富栄養化の影響

湖沼の富栄養化の影響は湖内に生息する魚類に対してのみならず、水資源としても大きな障害を与える。湖沼水は水道用水および工業用水源として利用する 경우가多いが、湖沼が富栄養化されるに及んで、これらに与える影響は極めて大きなものとなる。湖沼水は浄水場にて処理されたうえ需要者に供給される。上水道に対する障害として、(i)浄水作業を困難にする。(ii)臭気障害をおこす。(iii)鉄、マンガンを出させて赤水の原因となる。(iv)有毒藻類が発生し使用者が胃腸障害をおこすおそれがある。(v)浄水用薬品費の増加、さらに高度の処理を必要として浄水費を高騰させる。また、工業用水に対しても(vi)浄水作業を困難にする。(vii)鉄マンガンの溶出により、さらに高度の処理を必要とし浄水費を高騰させる。(viii)製造装置内等でのスライムの発生を早める。(ix)着色障害を起し、品質を低下させる。(x)製造装置の腐蝕を早め、生産コストを高める。……などの障害が挙げられている。

上水道の水源として湖沼、またはダム築造による貯水池を利用している都市が東京都、川崎市、横浜市、京都市、長崎市など数多い。これらの都市の浄水場では、いずれも従来の凝集剤では、凝集沈殿処理が困難となって高価な凝集剤に変更したり、藻類によって急速ろ過池の破局の閉塞が早められ、ろ過持続時間の激減に悩まされたり、また、悪臭の発生による住民からの苦情によって、高価な活性炭またはオゾンによる処理を併用しなければならなくなったりして、浄水費は高騰の一途をたどっている。

湖沼の富栄養化の影響は、農業用水として湖沼水を使用している場合にも土壌の還元による有害ガスの発生、窒素過多による過繁茂、登熟不良、病虫害多発などの障害を起すことが知られている。しかし、最近では化学肥料の過剰施肥、副業としての家畜の多頭飼育など農業関係に起因する湖沼の富栄養化が発生しており、農業は被害者であると同時に加害者の立場にも立っている。

湖沼は、リクリエーションの場として広く利用されている。しかし、湖沼の富栄養化にともなって、湖水の外観は不良になり、湖辺では植物プランクトンなどが死滅して悪臭を放つ。また、栄養の多い湖沼では昆虫の生育が盛んになり、羽化期にはユスリカなどの成虫が群飛し、観光資源としての価値は大幅に低下する。

このように、湖沼の富栄養化に対する影響は非常に大きいものであり、将来の水資源の確保を目的として湖沼の再開発、ダムの築造、河口湖の築造などを行っても湖水の質的な保全がなされなければ、将来の水資源としての価値を失する恐れもでてきている。このようなことから、土木研究所では湖沼の富栄養化と防止対策の研究を開始している。本文では、湖沼の富栄養化と防止対策の一例を関東地方建設局と土木研究所が協力して実施している霞ヶ浦の調査結果を中心として述べることにした。

2 霞ヶ浦の水文学的概要と水資源開発計画

霞ヶ浦は茨城県の東南に位置し、西浦、北浦および外浪逆浦から成る本邦第2の湖沼であり、その貯水容量は 873×10^6 トン (Y.P.L.O m のとき) を有する。霞ヶ浦は今から約 5000 年前までは古東京湾といわれる入江の一部であったが、海底の低下に続いて海面が隆起し、その後、河川による土砂堆積のために堰き止められてできた海跡湖である。その水深は平均 4 m、最深部で約 7 m である。霞ヶ浦は早くから内水面漁業に利用され、有名な「わかさぎ」をはじめとして、「しらうお」、「うなぎ」などの淡水魚の豊庫として知られてきた。また、湖面は国定公園としての指定がなされており、首都圏の憩いの場としても有名である。

霞ヶ浦の流域は茨城県全体の 35 % にあたり、流域内の市町村数は 42、人口は約 90 万人である。地質は筑波山の古生層地帯以外はすべて成田層郡と呼ばれる洪積層より成っている。流入する河川は大小合わせて約 50 河川であり、主たる河川は桜川 (流域面積 333 Km^2)、恋瀬川 (流域面積 218 Km^2)、巴川 (流域面積 128 Km^2)、園部川 (流域面積 78 Km^2) である。

これらの河川は緩勾配で夏期には重要な灌漑用排水路としての役割を果している。

流域の年間降雨量は昭和 42 年ないし昭和 46 年の 5 ケ年間の調査では、西浦流域で平均 1270 mm、北浦流域で平均 1,359 mm、外浪逆浦流域で 1,524 mm であり、とくに灌漑期たる 4 月～8 月に多い。本年 2 月および 5 月の調査によれば、流域内河川の比流量は西浦流域で 0.021 および $0.015 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{Km}^2$ 、北浦および外浪逆浦流域で 0.028 および $0.025 \text{ m}^3/\text{sec}/\text{Km}^2$ である。これより総流入量は本年 2 月および 5 月について、それぞれ西浦で 299 および $214 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、北浦で 9.2 および $9.0 \text{ m}^3/\text{sec}$ 、外浪逆浦で 4.2 および $4.1 \text{ m}^3/\text{sec}$ と推定される。

霞ヶ浦での水利用としては、西浦では県営霞ヶ浦水道が約 $25,000 \text{ m}^3/\text{day}$ 、北佐原水道および本新島水道が合せて約 $1,100 \text{ m}^3/\text{day}$ 、北浦では県営鹿島工業用水道が約 $220,000 \text{ m}^3/\text{day}$ をそれぞれ取水している。農業用水の取水としては沿岸に多数のポンプが設置されており、灌漑期にはポンプ揚水により水田などの灌漑が行なわれている。これらは、蒸発分を除いて湖内に還元される。

霞ヶ浦からの湖水の流出は西浦からは外浪逆浦を経由して常陸利根川によって行なわれる。また北浦からは鰯川によって外浪逆浦に流入し常陸利根川に合流する。さらに常陸利根川は利根川に流入する。西浦からの流出量は八代で、霞ヶ浦全流出量は息栖で、それぞれ超音波流量計により観測されている。

諸元 流域名	湖面積 (Km^2)	貯水容量 ($\times 10^6 \text{ m}^3$)	流域面積 (Km^2)	人口 ($\times 10^3$ 人)	養豚頭数 ($\times 10^3$ 頭)	水田面積 (Km^2)	森林面積 (Km^2)
西 浦	171.0	663	1,426	654	251.8	402	368.9
北 浦	34.4	203	360	114.7	76	59.7	110.3
外浪逆浦	6.2	7.5	163	132.3	11.5	57.1	19.7

表-1 霞ヶ浦とその流域の現況

昭和 38 年に常陸利根川下流の波崎地点に塩水浸入を防止する目的で常陸川水門が建設された。これにより淡水化が可能となり、鹿島地区に建設された石油、鉄鋼を中心とする工業地帯に多量

の工業用水を供給できるようになった。さらに、首都圏における人口の増加、各種産業の発展、研究学園都市の建設、国営鹿島南部土地改良事業の実施にともなう、多量の都市用水、工業用水、農業用水の需要が増大してきた。そして、利根川水系における水資源開発基本計画が、昭和45年7月に閣議決定された。この基本計画には霞ヶ浦の総合開発も含まれており、霞ヶ浦は、将来の水資源の確保のために、開発が行なわれることになった。この総合開発では、すでに完成している常陸利根川の水門操作によって塩水の浸入を防止すると共にY・P・±0.0mよりY・P+1.30mまでの容量 $261 \times 10^6 \text{ m}^3$ を利用して、約 $40 \text{ m}^3/\text{sec}$ の新規用水が行なわれることとなり、昭和50年の完成をめざして工事が行なわれている。

3 霞ヶ浦の水質現況の現況とその原因

3-1 水質の経年変化とその影響

霞ヶ浦の水質汚濁が問題になり始めたのは、昭和45年頃からである。それ以前も問題は皆無とはいえないが、霞ヶ浦は浅い湖沼であり、元来、富栄養湖であると考えて差支えないであろう。日本の多くの湖沼では、水産資源を増やすため湖内に肥料（有機物）を散布して富栄養化させた事例が多い。霞ヶ浦でも「わかさぎ」「しらうお」などを増殖させるため富栄養化を進行させたと考えられる。しかし、最近「わかさぎ」「しらうお」のような高級魚の魚獲量が減って、逆に「ふな」「はぜ」などの魚獲量が増加している。しかし、高級魚の魚獲量が減ったことは、西浦において従来からの軌引漁業がトロール漁業に変わり、それにより効率的に捕獲が行なわれるようになった——いわゆる乱獲が原因というのが、水産専門家の意見である。

このように、水産業から霞ヶ浦の水質汚濁の状況を判断することはできないが、湖内の水質調査の結果はその進行を如実に物語っている。図-3は県営霞ヶ浦水道取水地点における昭和44年4月より昭和46年10月

までのCODの月別変化を示したものである。CODは温水だった昭和45年の夏期および早秋期の特異なケースを除いて次第に増加している。昭和45年4月に閣議決定された「水質汚濁に係る環境基準」では水道水

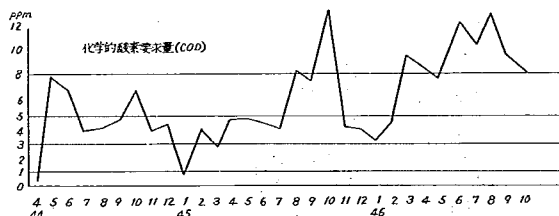


図-3 霞ヶ浦水道取水地点の水質経年変化

を取水している湖沼では「類型A」たるCOD 3 mg/l 以下でなければならないが、県営霞ヶ浦水道の水道原水ではその値を大幅に上回っている。この水質悪化の影響は浄水場で使用する薬品費にはねかえってきている。図-4は、同じ県営霞ヶ浦水道の浄水場での薬品費の推移を示したものである。浄水場における凝集剤は、多量に入れてもその効果は限られるので、既に、使用してきた凝集剤では処理しきれなくなった場合には、種類をかえていかなければならない。霞ヶ浦水道でも、従来使用してきた比較的安価に購入できる硫酸アルミニウムを高価なPAC（ポリ塩化アルミニウム）にかえざるを得なくなった。このため、図-2のように昭和46年4月

より薬品費は大幅に増加している。同浄水場では富栄養障害として知られている水道の悪臭問題に対処するため、さらに活性炭処理装置を設置することとなった

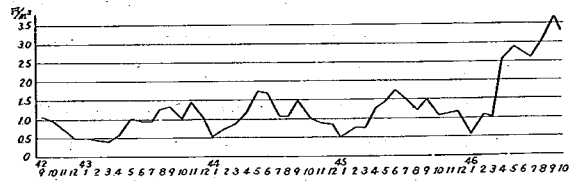


図-4 霞ヶ浦水道の浄水用薬品費経年変化

3-2 水質現況調査

関東地方建設局は、昭和47年に4回の24時間観測を行なう予定であり、すでに2月、5月および8月について観測を終っている。大部分の調査結果は目下整理中であるが、すでに整理し終った部分から霞ヶ浦の水質の現況を述べる。

この調査では、流入河川について2月および5月の調査では主たる19河川で行なってきた。このうち、2月の調査結果について流入河川の水質をみるとBODが、 18 mg/l を越えるのは西浦流域では境川、新川、備前川、山王川の4河川、北浦流域では巴川である。とくに、石岡市からの下水や工場排水が流入する山王川の水質は極めて悪く、 $\text{BOD } 723 \text{ mg/l}$ を記録している。また、全窒素では 5 mg/l を越えるもの8河川（すべて西浦流域）、全リンでは 0.4 mg/l を越えるもの5河川（すべて西浦流域）に及んでいる。図-5はこれらを負荷量として示したものであるが、同図より西浦流域では桜川、花室川、小野川、恋瀬川、山王川、園部川、北浦流域では巴川よりの汚濁負荷量が極めて大きいことがわかる。湖内の水質は上層（水深0.5mより採水）中層（水深2.5mより採水）および下層（水深0.5mより採水）より採水して分析を行なった

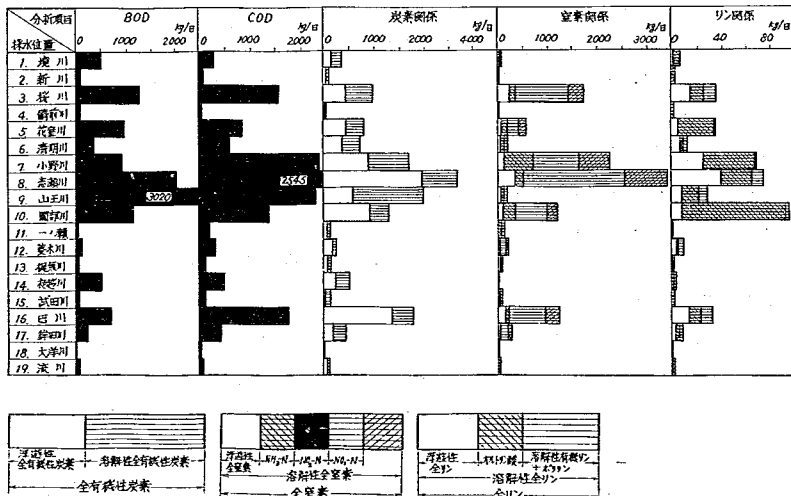


図-5 流入河川負荷量一覧図

が、その平均水質は表-2に示すとおりである。同表よりCODは水道原水を目的とした環境基準値たる3mg/ℓ・全窒素および全リンも富栄養化の限界濃度たる0.5mg/ℓ、0.02mg/ℓを大幅に上回っていることがわかる。とくに5月に実施した調査では灌漑期だったため、湖内の水質の悪化は著しいものであった。

調査日	項目 湖名	BOD			COD			全窒素			全リン			アンモニア
		西	北	外	西	北	外	西	北	外	西	北	外	
47. 2. 23	西	2.2	5.8	3.86	2.49	1.95	1.83	0.07						
	北	2.2	5.5	3.75	2.54	1.59	1.34	0.11						
47. 5. 19	西	2.5	7.8	2.99		0.86	0.74	0.03						
	北	2.7	8.7	3.65		0.99	0.82	0.03						

調査日	項目 湖名	BOD			COD			全窒素			全リン			アンモニア
		西	北	外	西	北	外	西	北	外	西	北	外	
47. 2. 23	西	0.00	0.58	0.04	0.03	0.002	15							
	北	0.00	0.75	0.05	0.03	0.002	10							
47. 5. 19	西	0.00	0.14	0.06	0.04	0.014	10							
	北	0.00	0.15	0.08	0.04	0.010	19							

表-2 霞ヶ浦の現況平均水質

3-3 流域での発生負荷量と推定排出負荷量

このような霞ヶ浦の水質の汚濁は流域からの下水、工場排水、家畜排水、灌漑排水による汚濁負荷量の増大によるものが大部分を占めている。このほか、湖内での発生負荷量として、湖内にて養殖している鯉のふんなどの排泄物、湖底に堆積したヘドロの嫌気性分解による成分の溶出、降雨による負荷などが考えられる。これらは、現在調査中であるが、流域からの負荷量に比べれば極めて小さい。

流域から湖内に流入する汚濁負荷量は、発生負荷量と排出負荷量に分けて計算される。発生負荷量は流域内で発生するすべての負荷量であり、排出負荷量は処理施設などによって除去された後、河川、水路等に流入する負荷量である。このうち湖内への流入負荷量は河川、水路等に堆積したり、生物酸化を受けたりして減少する。発生負荷量は人口、工場排水量、家畜の数、農地面積、森林面積などを基にして汚濁負荷原単位を用いて計算することができる。流入負荷量は実測

汚濁原単位	流域名	BOD			窒素			リン		
		西	北	外	西	北	外	西	北	外
20.37	3.56	4.11	1.96	0.34	0.40	0.539	0.097	0.111		
20.37	3.56	4.11	1.96	0.34	0.40	0.539	0.097	0.111		
8.50	1.49	1.72	5.88	1.03	1.20	0.372	0.066	0.075		
(牧草、汚化堆、農地等)	1.04	0.40	0.34	1.62	0.31	0.35	0.206	0.024	0.027	
20.88	2.65	0.12	1.78	0.42	0.02	0.235	0.005	0.000		
12.40	0.37	0.12	1.24	0.04	0.07	0.185	0.003	0.000		
53.90	20.00	2.83	16.27	5.24	0.70	7.300	2.270	0.350		
30.88	9.53	1.38	9.70	2.43	0.43	3.697	1.129	0.147		
78.80	11.71	11.19	45.06	6.79	6.43	3.520	0.520	0.500		
35.46	5.27	5.04	20.37	3.03	2.89	0.176	0.026	0.025		
—	—	—	9.70	0.21	0.04	0.030	0.010	0.000		
—	—	—	0.70	0.21	0.04	0.020	0.010	0.000		
192.45	39.42	19.97	71.85	13.94	8.79	12.036	2.968	1.616		
100.05	18.13	10.99	35.59	6.96	4.13	4.813	1.369	0.340		

表-3 霞ヶ浦流域の発生負荷量（上段） 排出推定負荷量（下段）

項目	流域名	BOD			窒素			リン		
		西	北	外	西	北	外	西	北	外
流入負荷量 (ton/日)	16.18	2.71	1.78	15.13	3.30	1.07	0.552	0.093	0.041	
	8.02	3.65	1.35	15.45	6.81	2.47	0.588	0.183	0.089	
見掛けの流出率 (%)	0.142	0.098	0.203	0.569	0.455	0.453	0.065	0.038	0.079	
	0.042	0.093	0.068	0.215	0.487	0.281	0.049	0.062	0.088	
流出率 (%)	0.251	0.196	0.200	0.999	0.840	0.863	0.119	0.069	0.130	
	0.080	0.191	0.123	0.434	0.978	0.589	0.122	0.134	0.265	

(注) 上段は47年2月調査（非灌漑期）、下段は47年5月調査（灌漑期）

表-4 霞ヶ浦への流域からの流入負荷量、見掛けの流出率および流出率

制を強力に推進することと、流入支川の底質汚泥の浚渫を実施することを条件に暫定目標を「類型B」と指定している。さらに流域下水道など下水道事業の促進、終末処理場における高度処理の実施によって「類型A」を指定し、昭和52年以降のできるだけ早い時期に達成させることとしている。霞ヶ浦の環境基準の指定について特筆すべきことは、同時に常陸利根川も河川としては異例の湖沼としての類型のあてはめが行なわれたことである。このため波崎より上流の常陸利根川は環境基準の面からも貯水池としての利用が確定したことになる。

この環境基準の達成のために下記のような留意事項がつけられている。すなわち、

- (イ) 霞ヶ浦水域および北浦水域については、すでに富栄養化が進行しており、上水道および水産資源に大きな影響を及ぼしている。このような状態にかんがみ、富栄養化の主たる原因と考えられる窒素、リン等の規制措置についても、今後検討することとし、すみやかに対処すること。
- (ロ) 本水域において畜産排水の汚濁による影響が大なることにかんがみ、すみやかに排水処理対策の徹底を図ること。なお、この際地下水の汚染についても配慮すること。
- (ハ) 湖底底質汚泥の浚渫等、湖沼の総合的浄化対策について検討すること。

上記のうち、(イ)項については、本文にても述べたように霞ヶ浦の水質では富栄養化が進行しているので、栄養塩類の湖内への流入を防止しない限り、その水質は悪化の一途をたどっていく。しかし、現在まで欧米諸国やわが国で富栄養化に対する多くの研究が行なわれてきたが基準として設定するまでの根拠に乏しいため、さらに研究を行なって、できるだけすみやかに栄養塩類に対する排出規制を行なうことが承認されている。(ロ)項は、霞ヶ浦流域に34万頭も飼育されている豚などの家畜排水の処理についてである。茨城県では、すでに上のせ条例を設けて300頭以上または畜舎300平方メートル以上のものについて排水基準を設けている。農林省および県の計画によると将来は土壤還元などの処分を行なうことによって畜舎からの排水は河川、水路等に流さなくする予定とのことであるが、土壤還元を実施することによって地下水等の汚染も考えられることから、この留意事項が加えられている。(ハ)項は、湖底のヘドロ浚渫などの総合的浄化施策事業の実施についてである。霞ヶ浦の環境基準案を検討した環境基準専門委員会内の議論としては、水質保全水路についてはその実施が困難であろうとの意見がでて、水質保全水路が入っていた原案は修正されて(イ)項のように改められた。この考え方は霞ヶ浦の汚濁源は西浦についても、北浦についても最上流部にあり、汚水を専用水路で放流するとしても海までもっていかねばならないので建設費が高額となること、水質保全水路それ自身が河川の環境基準の適用を受けることとなるため、BOD10mg/l以下の水質にしなければならないか、下流に処理場を設けなければならないなどの理由によるものである。

霞ヶ浦の場合に汚濁源が上流に位置することは、下水道計画を実施するに当たっても非常に大きな問題である。同様な例が諏訪湖であるが、諏訪湖は霞ヶ浦に比べて規模が小さいので、湖の周囲に下水本管を敷設し、終末処理場からの放流水は湖内に入れずに、直接、天竜川に流すことが可能であり、そのような計画のもとに下水道事業が推進されている。霞ヶ浦の場合には、本年度に流域別下水道総合計画調査が実施されることになっているが、とくに西浦流域の土浦市、石岡

市などの下水の終末処理場からの放流水は湖内に流入させざるを得ないと考えられる。このようなことから、環境基準達成のための施策としても高度処理の実施が盛り込まれている。しかし、湖内に流入させるとすると栄養塩類の除去をも含めて相当高度な処理を行わなければならず、高額となる終末処理場の建設費および維持管理費を誰がどの程度負担するかが問題となってこよう。

5 霞ヶ浦の水質の予測

5-1 将来の発生負荷量、排出推定負荷量および流入負荷量の予測

霞ヶ浦流域は首都圏に位置し、研究学園都市の建設を始めとする多くの開発計画を有し、特に西浦流域では人口の増加、工場団地の建設、家畜飼育頭数の増加などにもよって発生汚濁負荷量は増加の一途をたどることが予想されている。例えば、流域に居住する人口も茨城県環境局の資料をもとに昭和65年時点での推定を行なうと164万人となり、現在人口の1.8倍に達する。また、工場排水についても昭和43年の工業統計資料の中分類別の使用水量の内訳と出荷額により推定すると、流域全体のBOD発生負荷量は191 ton/日に達し、現在の8倍の増加が見込まれることになる。養豚頭数については、現在までの飼育戸数の推移と一戸当りの頭数の推移よりトレンドして求めると、昭和65年には587千頭となり、これは現在頭数の1.7倍に達する。さらに農地面積、森林面積は将来も現状と変わらないとすると、将来の発生負荷量は表-6に示すとおりである。すなわち、昭和65年時点では、流域の開発が進むと予想される西浦および北浦流域について、その発生負荷量は現在と比較してBODで2.3～3.2倍、窒素で1.5～2.4倍、リンで2倍に増加することが予想される。この昭和65年時点における発生負荷量に対して、

成分	事 項 流 域	将来の発生負荷量 (ton/日)	現況負荷量に対する 倍率(%)	将来の排出推定負荷量 (ton/日)	将来の流入推定負荷量 (ton/日)
BOD	西 浦	363.89 442.69	3.20 2.30	147.83 183.29	37.11 14.66
	北 浦	85.11 96.82	3.07 2.46	42.56 47.83	8.34 9.14
	外浪逆浦	11.05 22.24	1.26 1.11	8.94 13.98	2.68 1.72
	西 浦	60.84 106.10	2.29 1.48	37.86 58.23	37.63 25.27
	北 浦	17.61 24.34	2.43 1.74	10.77 13.80	9.05 13.49
	外浪逆浦	2.44 8.87	1.03 1.01	1.47 4.36	1.26 2.60
窒 素	西 浦	17.12 20.64	2.01 1.71	12.31 12.45	1.46 1.52
	北 浦	5.11 5.63	2.09 1.90	3.63 3.65	0.25 0.49
	外浪逆浦	0.77 1.27	1.49 2.24	0.56 0.59	0.07 0.15
リ ン	西 浦	17.12 20.64	2.01 1.71	12.31 12.45	1.46 1.52
	北 浦	5.11 5.63	2.09 1.90	3.63 3.65	0.25 0.49
	外浪逆浦	0.77 1.27	1.49 2.24	0.56 0.59	0.07 0.15
	西 浦	17.12 20.64	2.01 1.71	12.31 12.45	1.46 1.52
	北 浦	5.11 5.63	2.09 1.90	3.63 3.65	0.25 0.49
	外浪逆浦	0.77 1.27	1.49 2.24	0.56 0.59	0.07 0.15

(註) 上段は非灌漑期、下段は灌漑期を示す。

排水規制を現在の県条例のままとし、下水道などの新規の水質汚濁防止対策事業が行なわれないものとして排出推定負荷量を求めた。これに現状の汚濁負荷流出率を掛けて、流域からの将来の流入負荷量を表-6に示すように求めた。すなわち、流域からの将来の流入負荷量は現在のそれに比べてBODおよび窒素で約2倍、リンで約2.5倍に達することになると予想される。

5-2 環境基準を達成し、富栄養化を防止するための水質の目標

前章で述べたように霞ヶ浦各水域の環境基準は「類型A」が指定された。この場合、湖沼の環境基準はCODをもって表示されている。流域からの発生負荷量と湖内水質とを関連づけるためには、湖沼の環境基準の指標たるCODを用いて表わすのが適当であるが、現在までのところ、流域からの発生負荷量、排出推定負荷量をCODを指標として計算するまでに資料は整えられて

いない。そのため、本予測計算についてもBODを指標として取り扱うこととした。

湖沼の環境基準の「類型A」はCODとして mg/ℓ である。関東地方建設局が実施した過去2回の湖内の通日調査から、湖内水質の平均のBOD/CODは西浦で $1/3.09$ 、北浦で $1/2.83$ 、外浪逆浦で $1/2.47$ である。これより、COD $3\text{mg}/\ell$ をBODに換算すると西浦では $1.03\text{mg}/\ell$ 、北浦では $0.94\text{mg}/\ell$ 、外浪逆浦では $0.82\text{mg}/\ell$ となる。すなわち、BODでこれらの数値となるよう水質汚濁防止対策を講ずれば、環境基準の「類型A」を達成できるものとして、これらの数値を各湖沼における水質目標を定めることとした。

富栄養化を促進する栄養塩類濃度については前章で述べたごとく、いまだ調査不足であり、環境基準設定の際にも留意事項に加えられた。しかし、前記の吉村信吉氏によれば富栄養湖となる境界濃度は窒素 $0.15\text{mg}/\ell$ 、リンで $0.02\text{mg}/\ell$ である。また、Sawyerは米国の湖沼で調査した結果により、春の循環期に無機リンとして $0.01\text{mg}/\ell$ 、無機窒素として $0.30\text{mg}/\ell$ 以上の濃度を示す湖沼であれば「水の華」を生ずるおそれがあると報告している。湖内に流入した有機性窒素はアンモニア、硝酸塩などの無機性窒素に変換しやすいし、また、有機リンもポリリン酸塩に変換し、さらに加水分解を受けて藻類の細胞構成に利用されるオルトリン酸塩となることが知られている。これからみて、吉村氏とSawyerの示した栄養塩類濃度は非常に近い値であるととることができる。このため、吉村氏の示した富栄養湖となる境界濃度、すなわち、窒素 $0.15\text{mg}/\ell$ 、リン $0.02\text{mg}/\ell$ を栄養塩類に対する水質目標と定めることとした。

5-3 現況水質を水質目標に達せしめるための試算

前節の水質目標を表-2に示した現況水質と比べた場合、現況水質も水質目標を大幅に上回っていることがわかる。このため、現況水質を水質目標に達せしめるための計算を行なった。この計算では湖面での流入負荷量として降雨による栄養塩類のみを考慮し、湖内での生産活動による負荷量の増加、ヘドロの溶出による発生負荷量は現在のところ調査中であるので無視してある。現況負荷量として、すでに計算した年平均の排出推定負荷量を用い、これより水質目標に対する除去量と許容負荷量を計算する

と表-7に示すとおりである。この水質目標に対する除去量を流域内で取除くよう水質汚濁対策を実施していかなければならない。このため、現在直ちに流域内に下水道が整備されて終末処理場において2次処理までを行ない、その放流水を湖内に流入させることと仮定してみた。その場合の下水道計画案として次の3案を考えてみた。すなわち、

第①案……家庭下水は処理人口を総人口の20%、工場排水は総排出量の20%を終末処理場に受け入れ、BOD $20\text{mg}/\ell$ までにして放流する。

事 項 流 域		年平均の陸 地排出推定負 荷量	降雨による 表面負荷量	流域での除 去対象負荷量	水質目標に 対する除去 率	水質目標に 対する許容 負荷量	水質目標に 対する許容 負荷量
		①	②	③=①-②	④	⑤=③×④	⑥=③-⑤
BOD	西 浦	92.17	—	92.17	58.0	53.46	38.71
	北 浦	17.96	—	17.96	60.0	10.78	7.18
	外浪逆浦	9.87	—	9.87	71.7	7.09	2.78
窒 素	西 浦	31.06	0.31	30.75	89.8	27.61	3.14
	北 浦	6.29	0.07	6.22	87.8	5.45	0.75
	外浪逆浦	3.49	0.01	3.48	91.2	3.17	0.31
リ ン	西 浦	5.869	0.009	5.860	69.7	4.084	1.776
	北 浦	1.535	0.002	1.523	60.8	0.926	0.597
	外浪逆浦	0.333	0.000	0.333	74.7	0.249	0.084

(注) 単位: ①, ②, ③, ④は $\text{ton}/\text{日}$
⑤は%

表-7 現況負荷量の水質目標に対する除去量と許容負荷量

第②案……家庭下水は処理人口を総人口の40%、工場排水は総排出量の40%を終末処理場に受け入れ、BOD20mg/ℓまでにして放流する。

第③案……家庭下水は処理人口を総人口の60%、工場排水は総排出量の60%を終末処理場に受け入れ、BOD20mg/ℓまでにして放流する。

上記3案について、終末処理場における窒素の除去率は下水道研究室が、既存処理場で調査した結果より、また、リンの除去率はLiebmannの報文を参考として、次のように除去率比を定めた。

$$BOD : N : P = 90(\%) : 30(\%) : 25(\%)$$

各案に対する計算結果は、表-8に示すとおりである。同表での計算のうち、下水道計画に含まれない負荷は、家庭雑排水については100%流出、し尿については現在と同じ比率で、し尿処理場および浄化槽でそれぞれ処理されるものとしている。また、終末処理場に受け入れられない工場排水は、工場内でBOD60mg/ℓまでにして放流されることとしている。表-8よりみて、畜産・水田など農業関係の汚濁負荷量が大い霞ヶ浦流域では、これらに対して規制措置を考慮しない限り、水質目標への達成は極めて困難ことがわかる。

成分	事項	流 域			西 浦			北 浦			外 浪 逆 港		
		第①案	第②案	第③案	第①案	第②案	第③案	第①案	第②案	第③案	第①案	第②案	第③案
BOD	水質目標のための除去量	53.46	53.46	53.46	10.78	10.78	10.78	7.09	7.09	7.09	7.09	7.09	7.09
	下水の2次処理による除去量	5.75	11.52	17.27	0.85	1.51	2.19	1.03	2.08	2.97	2.08	2.97	2.97
	さらに除去を要する負荷量	47.71	41.94	36.19	9.93	9.27	8.59	6.06	5.01	4.12	5.01	4.12	4.12
窒 素	水質目標のための除去量	27.61	27.61	27.61	5.46	5.46	5.46	3.17	3.17	3.17	3.17	3.17	3.17
	下水の2次処理による除去量	0.49	1.09	1.50	0.08	0.16	2.05	0.09	0.19	0.28	0.19	0.28	0.28
	さらに除去を要する負荷量	27.12	26.61	26.61	5.36	5.30	3.41	3.08	2.98	2.89	2.98	2.89	2.89
リ ン	水質目標のための除去量	4.08	4.08	4.08	0.93	0.93	0.93	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25	0.25
	下水の2次処理による除去量	0.05	0.10	0.14	0.01	0.02	0.03	0.01	0.02	0.03	0.01	0.02	0.03
	さらに除去を要する負荷量	4.03	3.98	3.94	0.92	0.91	0.90	0.24	0.23	0.22	0.23	0.22	0.22

表-8 現況発生負荷量に対して下水道普及による効果とさらに除去を要する負荷量

5-4 将来、水質を水質目標に達せしめるための試算

表-6に示した将来の発生負荷量は、現在と比較してBODで2.3~3.2倍、窒素で1.5~2.4倍、リンで2倍に達する。このため、前節で試算した現況の場合よりも汚濁負荷量の流域内での除去は高率でなければならない。この場合、水質目標に対する許容負荷量は、現況の場合と全く変わらないので表-7にて求めた数値を用い、水質目標に対する除去量および除去率を表-9

の如く求めた。そして前節と同様に流域内下水道が整備されて終末処理場において2次処理ならびに3次処理までを行い、その放流水を湖内に流入させることと仮定してみた。その場合の下水道計画案として次の3案を考えた。すなわち

第④案……処理人口を総人口の70%、工場排水は総排出量の70%を終末処理場に受け入れて、2次処

成分	事項	年平均の排出推定負荷量	水質目標に対する許容負荷量		水質目標に対する将来の除去量		将来負荷量に対する負荷増加率		水質目標に対する将来の除去率	
			①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧
BOD	西 浦	175.41	38.71	136.70	2.56	77.9	2.56	77.9	2.56	77.9
	北 浦	46.66	7.18	36.48	3.66	78.2	3.66	78.2	3.66	78.2
	外浪逆港	12.86	2.78	10.08	1.42	78.4	1.42	78.4	1.42	78.4
窒 素	西 浦	53.668	3.140	50.528	1.83	94.1	1.83	94.1	1.83	94.1
	北 浦	13.123	0.760	12.363	2.26	94.2	2.26	94.2	2.26	94.2
	外浪逆港	3.715	0.310	3.405	1.07	91.7	1.07	91.7	1.07	91.7
リ ン	西 浦	12.339	1.776	10.563	2.59	85.6	2.59	85.6	2.59	85.6
	北 浦	3.638	0.597	3.041	3.28	83.6	3.28	83.6	3.28	83.6
	外浪逆港	1.145	0.084	1.061	4.26	92.7	4.26	92.7	4.26	92.7

(注) 単位: ①, ②, ③は ton/日

④, ⑤は %

* ⑥は表-7中の③と同じ。

表-9 将来負荷量の水質目標に対する除去量

理まで行なってBOD20mg/ℓとして放流するか、あるいは3次処理までを行なってBOD10mg/ℓとして放流する。

第⑤案……処理人口を総人口の80%, 工場排水は総排出量の80%を終末処理場に受け入れて、2次処理までを行なってBOD20mg/ℓとして放流するか、あるいは、3次処理までを行なってBOD10mg/ℓとして放流する。

第⑥案……処理人口を総人口の90%, 工場排水は総排出量の90%を終末処理場に受け入れて、2次処理までを行なってBOD20mg/ℓとして放流するか、あるいは、3次処理までを行なってBOD10mg/ℓとして放流する。

上記3案について、2次処理での窒素、リンの除去率は前節と同様に定めた。また、3次処理では化学処理を行なうものとして、窒素については、2次処理水中に含有するアンモニア性窒素の90%が除去されるものとした。下水道研究室の既存処理場での調査によれば、2次処理水中に含有する全窒素のうち、アンモニア性窒素の占める割合は66.9%である。リンは、水質研究室が実施している高度処理の調査から2次処理水に含まれる全リンが、その濃度の如何を問わず0.5mg/ℓまで低下させることがわかったので、それらの調査結果を用いることとした。また、終末処理場に受け入れられない家庭雑排水は100%流出、し尿は現在農地還元を行なっているものは、そのまま農地還元が行なわれるものとして10%流出、他は現状と同じ比率でし尿処理場と浄化槽にて処理されることとした。終末処理場に受け入れられない工場排水は、茨城県の排水規制の上のせ条例によってBOD30mg/ℓで排出されるものとした。この場合の窒素、リンの除去は下水の2次処理の場合と同じ比率で行なわれるものとした。

以上の条件をもとにして、将来の発生負荷量に対する下水道普及による効果を求めると、表-10に示すとおりである。同表より、霞ヶ浦流域において下水道計画を樹立し、実施することによって相当の効果を期待できるが、それだけでは、水質目標を達成できないことが明白である。また、表-10では下水道普及率として70%, 80%および90%を考慮したが、霞ヶ浦流域では、

		単位(1/日)											
		流 域			西 浦			北 浦			外 浪 逆 浦		
成分	事 項	下水処理計画											
		第④案	第⑤案	第⑥案	第④案	第⑤案	第⑥案	第④案	第⑤案	第⑥案			
B O D	水質目標のための除去量	136.70	136.70	136.70	39.45	39.45	39.45	10.08	10.08	10.08			
	下水の2次処理による除去量	59.03	67.46	79.49	16.74	19.06	21.04	3.95	4.47	5.00			
	2次処理後さらに除去を要する負荷量	77.67	69.24	57.21	22.74	20.42	18.44	6.13	5.61	5.08			
	下水の3次処理による除去量	5.32	6.08	6.84	1.18	1.35	1.52	0.24	0.27	0.30			
	3次処理後さらに除去を要する負荷量	72.35	63.16	50.37	21.56	19.07	16.92	5.89	5.34	4.78			
窒 素	水質目標のための除去量	50.53	50.53	50.53	12.36	12.36	12.36	3.41	3.41	3.41			
	下水の2次処理による除去量	4.19	4.78	5.39	1.16	1.33	1.50	0.26	0.27	0.28			
	2次処理後さらに除去を要する負荷量	46.34	45.75	45.14	11.20	11.03	10.86	3.15	3.14	3.13			
	下水の3次処理による除去量	9.05	10.35	11.64	2.39	2.74	3.08	0.37	0.42	0.47			
	3次処理後さらに除去を要する負荷量	37.29	35.40	33.50	8.81	8.29	7.78	2.78	2.72	2.66			
リ ン	水質目標のための除去量	10.58	10.58	10.58	3.04	3.04	3.04	1.06	1.06	1.06			
	下水の2次処理による除去量	0.54	0.38	0.70	0.14	0.16	0.18	0.04	0.04	0.05			
	2次処理後さらに除去を要する負荷量	10.04	10.20	9.88	2.90	2.88	2.86	1.02	1.02	1.01			
	下水の3次処理による除去量	1.96	2.24	2.52	0.56	0.65	0.72	0.10	0.11	0.13			
	3次処理後さらに除去を要する負荷量	8.08	7.96	7.36	2.34	2.23	2.14	0.92	0.91	0.88			

(注) 下水の3次処理による除去量は2次処理後の除去量について示したものである。

表-10 将来発生負荷量に対しての下水道普及による効果とさらに除去を要する負荷量

下水道を効率的に普及させうる地区は比較的に限られており、この下水道普及率を達成するのは、極めて困難である。このようなことから、霞ヶ浦の水質汚濁を防止するには、農業関係の畜産、水田などから発生する多量の汚濁物を湖内に流入させないようにするかが、下水道事業の推進と共に重要な役割をはたすものといえよう。

6 水質汚濁防止のための研究開発と問題点

6-1 下水の3次処理の研究開発

すでに述べてきたように、霞ヶ浦の水質環境規準を達成し、さらに栄養塩類の湖内での蓄積を防止するためには、流域内から湖内に流入する汚濁負荷量を極端に減少させてやらなければならない。汚濁負荷量の減少はBOD、CODを指標とする炭素系有機物のみならず、窒素、リンなどの栄養塩類についても同様である。従来の下水処理においては、終末処理場からの放流水は河川に放流することが多く、また、発生汚濁負荷量としても、それほど大きなものでなかったのが湖沼の富栄養化、内湾および内海での赤潮の発生は局地的な問題であり、一般化するまでには至らなかった。しかし、最近における人口の郡市集中、第1次および第2次産業の急速な発展によって、この問題は大きくクローズアップしてきた。

米国では、1950年代となって五大湖の汚染が進行し、それによる障害が発生するに及んで、湖沼の富栄養化に関する基礎的研究が数多く行なわれるようになった。そして、1960年の初頭より現在までの間で多数の優秀な研究論文が発表されてきた。また、これと共にその原因となる物質の除去を目的とした研究が行なわれるようになってきた。これらの処理を米国では、高度処理(Advanced Waste Treatment)と呼んでいる。この高度処理は下水の従来の処理法の改革、さらに従来の処理法に付加するものとして広い意味にとられている。すなわち、日本で云われている3次処理は従来の活性汚泥処理など2次処理の後に行なわれる処理法であり、この高度処理の範疇内に包含されるものである。米国では高度処理について1958年から現在に至るまで約14年間にわたって国立研究機関および民間研究機関を動員して各種の処理プロセスの研究開発を実施してきた。そして、ほとんど飲料に適する水にまでにできるだけ技術開発も行なわれている。米国政府は、この研究開発の結果を実際規模での処理に応用し、さらに研究を重ねるために、水質汚濁防止法の中に研究開発の事項を盛り込み、国費充当率を75%までとしてその普及に努めてきた。しかし、米国においても、高度処理を実際処理に応用した実例は比較的に少ない。これは、施設の建設は連邦および州政府の補助金によって自己負担金は減少するが、高度処理は従来の処理法に比べて維持管理費が高額となり、その維持管理費は施設を利用する住民および工場の下水道使用料および地方自治体の税金によりまかなわれなければならないためである。それゆえ、如何に処理コストを低下して、公共用水域に極めて清浄な処理水として放流してやるかの研究は今後も続けられていくことと考えられる。

わが国では、下水の2次処理水をさらに処理して工業用水として利用する方法はすでに東京、名古屋などの大都市の終末処理場で実施されてきた。しかし、下水処理において3次処理を行なうに当たっては、前記、米国の例からみてもその維持管理費は極めて安価なものでなければならない。また、米国とわが国とはその地理的条件、資源的な条件などが異なるし、下水の性状それ

自体も相等に変化する。このため、下水の3次処理についても、過去に米国などで実施してきた研究開発の成果を十分に検討したうえで、わが国の地理的条件、資源の条件にかなった安価で処理が行ないうる手法を開発していく必要がある。

このようなことから、土木研究所では、昭和46年度より3次処理の研究を開始している。この研究で最初に着手したのは、石灰凝集沈殿システムに関する研究である。これは、石灰岩がわが国に埋蔵されている地下資源として比較的量が多く、いずれの地域においても産出することに着目したためである。わが国で産出される石灰岩はその品質に優れ、 CaO 換算で54%の品位を有する。すなわち、 CaCO_3 換算で96.5%以上の品位のものが数多く埋蔵されている。通産省が、昭和44年調査した結果によると CaO 換算で54%の品位を有するものが、現在既知のものだけで400億トンを超える。このうち、可採粗鉱量は265億トンに達する。勿論石灰岩はセメント、鉄鋼製錬など数多くの用途に使用されているが、その埋蔵量からみて、長期間にわたって下水の3次処理用としても国内資源でまかないうる量である。

石灰凝集沈殿システムでは、石灰によって下水のPHを11まで上昇することによって、下水中に含まれているリンを不溶解性のカルシウムヒドロキサイドとして沈殿除去する。この処理水にはカルシウムが溶解しているため、このカルシウムイオンを不溶解性の炭酸カルシウムとして沈殿除去し、PHを低下させる。この炭酸カルシウムの沈殿分離はPH9.0～9.5で行なうのが最適であるので、第1段の再炭酸塩化槽でPH9.0～9.5までPHを低下させ、さらに第2段の再炭酸塩化槽でPH7.5～8.0まで中和する(図-6参照)。この方法では、下水中に含まれる浮遊性およびコロイド性の有機

物も除去できるので、BOD、CODの除去にも役立つので、下水の3次処理としてのほか、生下水の処理にも応用できる。いわゆる高度処理のプロセスの1つでもある。この処理システムでは石灰沈殿池の次にアンモニアストリッピングタワーを設けることによって、下水中のアンモニアを除去す

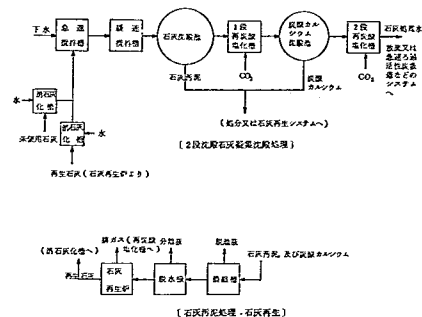


図-6 石灰凝集処理システムのフローシート

ることができる。下水中のアンモニウムイオンはPHを10.5以上に保つことによって、ガス化するので、下水を水滴となるよう散布し、多量の空気と接触することによって空气中に拡散させることができる。土木研究所においては室内実験と横須賀市と共同で横須賀下町下水処理場に建設したパイロット・プラントによって石灰凝集沈殿処理システムの実験を行なっている。この石灰凝集沈殿の室内実験からのデータの一例は、図-7に示す。全リン(P)と溶解性全リン(P-D)の除去は、PHをアルカリ側に保つほど良好に行なわれている。全リン(P)の除去はパイロット・プラント、あるいは実際池の沈殿による除去に相等するものであり、溶解性全リン(P-D)の除去は、同じく急速ろ過後の処理水と考えられるものである。この実験により、

PHを10.5以上に保つこととし、急速ろ過池を設ければ、下水中のリン濃度の如何を問わず、処理水中のリン濃度を0.5 mg/l以下とすることが見い出された。アンモニアストリッピングのためのデータ収集は、室内実験では無理であり、パイロット・プラントの実験によって行なわれる。米国での実験によれば、図-8に示すごとく、タワー内の充填物の高さや吹込空気量によって処理効果が異なるものである。このほか、充填物の種類、密度、温度によって影響を受ける。これらの実験から、充填高6m以下とすれば、下水中のアンモニアの90%以上を除去できることが知られている。

この石灰凝集処理システムに関する研究では、室内実験とパイロット・プラントによる実験を併用し、沈殿除去した汚泥の濃縮、炭酸カルシウムとカルシウム・ヒドロキサイトとの分離、炭酸カルシウムの焼成による繰返し利用の実験を合わせて実施していく予定である。この実験は、常に問題となる3次処理の維持管理費の軽減に密接な関係を有するものであり、研究の結果が一般に受け入れやすいものか否かは、この石灰の再生利用のコストの如何にかかっている。

6-2 ヘドロの浚渫と処分

湖内に流入した浮遊物および湖内で発生した動植物プランクトンの死骸は堆積して底質土（ヘドロ）となる。この底質土は多量の有機物を含む。この有機物は嫌気性生物分解によって徐々に無機化していく。嫌気性分解の過程は温度によって異なるが、一般に長時間かかるのが常である。しかし、湖内で発生した藻類の死骸の湖底での嫌気性分解は夏期には数時間、そのほとんどが終了することがGoltermanの調査によって知られている。流域から河川に流入し、湖底に堆積した浮遊物は湖内で発生した藻類などの死骸に比べ、その嫌気性分解による無機化は非常に長くかかり、数年あるいはそれ以上を要するという報告もある。

湖底に堆積した有機物の嫌気性分解の過程において、有機物は分解によって炭素は炭酸ガスおよびメタンガスとなり、窒素はアンモニアガスに、リンはリン酸塩となって水中に溶出していく。また、表層付近の堆積物は好気性分解が行なわれるがために、湖水中の溶存酸素を消費する。水深の浅い湖沼では、風によって湖底堆積物が水中に飛散し、そのため一時的に溶出量が増加したり、湖水中の溶存酸素消費量が増大することが知られてきた。

このようなことから、湖内に流入する有機性浮遊物を流域内において除去し、あるいは湖底に

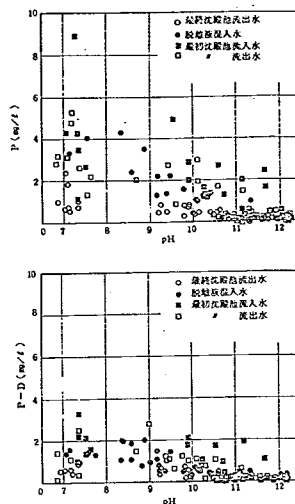


図-7 PH調整と全リンおよび溶解性全リンの残留量

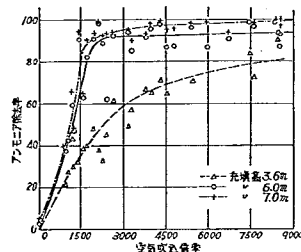


図-8 アンモニアストリッピングにおける吹込空気量とアンモニア除去率との関係

堆積したヘドロを除去することは、湖沼の水質改善のうえで役立つものである。しかし、どの程度の水質改善に役立つかの定量的な把握は、余り明確にはされていない。土木研究所では霞ヶ浦の湖底より採取したヘドロについての成分調査を行ない、さらに、同じヘドロを用いた室内実験によって静置状態および攪乱状態でヘドロからの成分の溶出、溶存酸素の消費の定量的な把握を行なうべく実験を行なっている。表-11に示したごとく霞ヶ浦の湖底に堆積したヘドロの有機物含有量および栄養塩類含有量は位置的に大きな差異のあることがわかる。

霞ヶ浦の環境基準の指定に当っては、達成のための施策として流入河川のヘドロの浚渫を挙げ、また、留意事項として湖内のヘドロ浚渫を挙げている。湖内のヘドロ浚渫が留意事項となったのは、いまだ事業計画に繰り入れられていないためである。しかし、定量的な把握はいまだ明確にはされていないとしても、ヘドロの除去は湖内の水質改善に役立つものであり、事業実施のための浚渫方法の研究開発を行なっていかなければならないのは当然である。

ヘドロの浚渫は、ヘドロを水中で乱したり、表層部に存在する含水率の高いヘドロを残してしまうような浚渫方法は不適である。ヘドロを攪乱せずに取り除く方法が関東技術事務所で開発され、鶴見川、多摩川で実験が行なわれてきたが、このような方法で霞ヶ浦湖底のヘドロ浚渫を実施できれば、極めて効果的である。この方法は真空ポンプを用いて、ヘドロを吸引して水面上に汲みあげるものであるが、木の枝などの夾雑物が混入している場合にはボールバルブの閉塞などの故障が生じるおそれもあると考えられるので、さらに改良が望まれる。また、ヘドロに含まれる水分は有機物の嫌気性分解によって生じた高濃度の炭素化合物や栄養塩類を含有するので、処理しなければ湖内に排出できない。この処理方法はいまだ未解決であるが、この水分をそのまま湖内に戻したのでは水質汚濁対策としてのヘドロ浚渫が逆効果ともなりかねないので、十分な検討を要する問題である。

湖底から除去したヘドロは2次汚染が起らないようにその処分には注意を要する。浚渫したヘドロはその量が膨大となるので、処分するとしても非常に大変である。湖底のヘドロは塩分をそれほど含まないので、河川の感潮部や海域での浚渫汚泥と異なり、焼却処理することも可能である。焼却後は埋立てしても溶出による地下汚染が起らないので安全である。しかし、一般に浚渫したヘドロは下水汚泥とは異なり、無機物をも多量に含むので、経済的には難点があり、また、焼却時に発生する排気ガスによる大気汚染にしても防止策を講じなければならない。

点	水分(%)	炭素(%)	熱値(kJ/g)	BOD (mg/g乾重)	COD (mg/g乾重)	N (mg/g乾重)	P (mg/g乾重)
1	79.27	28.23	11.20	1.58	18.16	2.49	0.0712
2	72.06	27.94	14.55	1.66	45.82	3.18	0.0523
3	78.87	25.43	15.77	2.18	55.47	4.22	0.0417
4	81.80	29.00	18.50	2.74	71.37	5.13	0.0417
5	82.41	17.58	15.53	2.25	54.55	4.96	0.0579
6	83.37	16.43	17.92	4.50	90.92	6.08	0.0511
7	78.86	16.05	17.95	5.02	64.34	6.85	0.0487
8	84.67	15.92	18.29	4.17	55.87	7.42	0.0472
9	81.40	18.32	14.06	4.08	75.98	5.29	0.0509
10	84.44	15.46	16.70	4.27	82.37	6.31	0.0560
11	84.93	15.89	36.52	2.50	49.05	6.49	0.0542
12	85.58	44.42	6.48	2.76	18.91	2.31	0.0379
13	84.74	71.24	7.47	0.81	2.19	0.47	0.0230
14	83.39	16.41	15.63	4.73	33.47	6.72	0.0395
15	86.62	13.38	17.43	3.03	18.76	6.62	0.0530
16	86.38	14.73	17.38	7.74	55.16	7.03	0.0734
17	26.52	74.48	1.03	0.33	0.32	0.13	
18	44.29	15.71	17.24	3.06	36.16	6.36	0.0568
19	82.40	17.60	19.20	1.49	18.64	5.52	0.0419
20	18.21	82.33	0.83	0.19	0.60	0.19	0.0134
21	73.33	26.77	17.54	5.45	45.32	6.66	0.0895
22	73.33	26.67	18.06	1.54	60.59	5.06	0.0525
23	50.94	49.06	5.98	1.66	27.97	1.56	0.0507
24	81.12	16.90	21.44	8.24	70.81	18.22	0.0612
25	84.14	15.86	20.46	4.73	100.88	7.44	0.0636
26	84.75	15.25	18.52	2.82	93.11	7.09	0.0404
27	86.65	13.35	18.17	2.90	90.19	7.32	0.0576
28	83.11	16.89	15.79	1.39	90.47	6.03	0.0356
29	79.30	20.70	25.51	2.03	45.49	5.05	0.0132
30	81.67	18.33	3.21	0.92	13.85	0.87	0.0516
31	48.34	51.66	6.20	1.13	10.84	1.22	0.0555

※1: 湖底底泥

表-11 霞ヶ浦の底泥分析

湖底から除去したヘドロをそのまま埋立て処分する場合に問題となるかは溶出による地下水の汚染である。これを防止するためには、埋立てしたヘドロを地下水と遮断すると共に、雨水のヘドロ内への浸入を防止することである。埋立てしたヘドロでも、その中に水分が含まれていれば嫌気性分解を起し、ヘドロ中の有機物は溶出してくる。この水分を遮断する工法として如何なるものが適当であるか今後の研究課題である。静岡県では、田子の浦港で浚渫したヘドロについて富士川河川敷で試験盛土を行なっており、盛土内の温度、試験井による地下水の水質分析を行なっている。これらのデータは湖内の浚渫ヘドロの処分方法を定めるために参考となると考えられる。

6-3 水質汚濁防止のための問題点

すでに、表-3にて示したごとく、霞ヶ浦流域の発生汚濁量はその大半が畜産排水および農地還元水によるものである。このため、表-8および表-10に示したように、いくら下水道を普及させ、終末処理場において高度な処理を行なっても、水質目標はなかなか達成できない。水質目標を達成するためには、これらの排水が湖内に流入するものをできるだけ防止することにある。この畜産排水の処理については、茨城県でもその対策に苦慮し、独自で蒸発散処理と活性汚泥処理について調査をすすめてきた。そして畜産農家に対して助成を行ない、処理施設の普及をすすめている。蒸発散処理では豚1頭当りの処理費が5,000円程度となるが、活性汚泥法では豚1頭当りの処理費が10,000円となるので活性汚泥処理はなかなか普及せず、現在は、農林省と県との助成によって出来た施設1ヶ所のみしか存在しない。

霞ヶ浦の水質汚濁の原因は、炭素化合物を主体とする有機物にあることは間違いはないが、炭素化合物のみを除去しても湖沼の富栄養化は防止できない。このために、栄養塩類の除去は炭素化合物の除去に比べて極めて低い。このためには、家庭下水や工場排水と同様に化学処理を併用してやらなければならない。しかし、現状でさえ処理費の関係で活性汚泥処理さえ普及しない状況にあり、このような処理法の併用を行なわせることは不可能である。また、蒸発散処理は汚水の地下浸透を目的としたものであり、従来からも土壌の目づまりによる障害が多いものであった。最近の処理施設では沈殿池を設置するなどの改良を行なって、目づまりにかなり長い期間使用できるようになった。しかし、汚水の地下浸透によって霞ヶ浦流域では地下水の汚染——とくに窒素による汚染が進行しており、この方法は、いずれの場所でも適した処理報告とはいえない。このようなことから、霞ヶ浦流域で現在行なわれている処理法は湖内および流域の水質保全上問題の多いものであり、抜本的な改革を講じない限り、水質汚濁問題は解決しない。

このため、一つの提案として家畜排水を下水道に受け入れることを検討するようすすめたい。霞ヶ浦流域の流域下水道は昭和48年度より事業が開始されることが予定されており、現在、施設計画が検討されている最中である。それゆえ、今から検討しても十分間に合う問題である。この場合、家畜排水はバキュームカーによって各畜舎から集められる。畜舎からの排水には多量の夾雑物や浮遊物が混入しているので、沈殿池と貯留槽を設けて、予備的処理を行なわせる。沈殿池から取り出した汚泥は堆肥化して肥料として使用する。バキュームカーで集めた汚水は、流域下水道の数ヶ所に設けた中継施設によって、均等に連続して下水管に受け入れる。

霞ヶ浦流域の家畜排水の抜本的解決はこれ以外にはないのではないかというのが筆者の見解である。

霞ヶ浦流域の各河川は灌漑期には用排水路として広く利用され、また、湖沼に面した水田では水路によって湖内からの水を引き、ポンプで水田等に揚水している。この農地からの排水には、散布した化学肥料に起因する多量の栄養塩類が含有することが知られてきた。しかし、霞ヶ浦工事事務所の実施した灌漑排水原単位調査結果から、この種の排水には栄養塩類のみならず、BOD、CODも多量に含有され、その量は窒素、リンよりも多いことが判明した。このため農地からの還元水は霞ヶ浦の水質汚濁に大きく寄与していることになる。とくに灌漑排水中のCOD濃度は非常に高く、今年2月の非灌漑期に実施した通日調査からの流入負荷量と同じく、5月の灌漑期に実施した通日調査とでは大きな差異が認められ、また、湖内の水質もCODについて両者の間に大きな差が認められた。この非灌漑期と灌漑期による調査結果の差異は農地還元水によるものとし考えられず、また、これは灌漑排水原単位調査結果から確認された。この還元水による水質の汚濁がいずれの地域においても起っているか否かについては今のところ不明である。また、この原因が化学肥料の散布過多によるものか、また土壌の性質によるものかもわからない。今後、これらの農地排水の有する高負荷の原因について究明するとともにその対策についても考慮する必要がある。

本文の執筆にあたっては資料の提供をいただいた霞ヶ浦工事事務所に感謝の意を表する次第である。

参 考 文 献

- (1) Thomas, E. A. : The Process of Eutrophication in Central European Lakes, in Eutrophication : Causes, Consequence, Correctives, National Academy of Science (1969)
- (2) 諏訪湖浄化対策研究会 : 「諏訪湖浄化に関する研究」 (昭和43年)
- (3) 琵琶湖の将来水質に関する調査小委員会 : 「琵琶湖の将来水質に関する調査報告書 (昭和45年度)」 土木学会
- (4) Beeton, A. M. : Changes in the Environment and Biota of the Great Lakes, in Eutrophication : Causes, Consequences, Correctives, National Academy of Science (1969)
- (5) Tenney, N. W. et al : Biogeochemical Modeling of Eutrophic Lakes for Water Quality Improvement, in Advances in Water Pollution Research, Proc. of the 5th International Conference on Water Pollution Research, Vol. 2, Pergamon Press (1971)
- (6) 吉村信吉 : 「湖沼学」 三省堂 (昭和12年)
- (7) 「霞ヶ浦・常陸利根川概要」 建設省関東地方建設局霞ヶ浦工事事務所 (昭和46年)

- (8) 「霞ヶ浦総合開発」 建設省関東地方建設局霞ヶ浦工事事務所 (昭和 46 年)
- (9) 安中徳二 : 「汚濁負荷原単位の現状と問題点」 土木技術資料, Vol. 14, 頁 9
(昭和 47 年)
- (10) 柏谷 衛 : 「湖沼の富栄養化」 土木技術資料 Vol. 14, 頁 9 (昭和 47 年)
- (11) 茨城県 : 「霞ヶ浦水質保全対策専門調査会」検討資料 (昭和 46 年および 47 年)
- (12) 霞ヶ浦工事事務所 : 「霞ヶ浦水質既往資料集」 (昭和 47 年)
- (13) 霞ヶ浦水質研究会 : 「霞ヶ浦水質汚濁現況および将来予測結果 [第二次試算]」
(昭和 47 年)
- (14) 環境庁 : 「中央公害対策審議会, 生活環境基準専門委員会第 5 回会議配布資料」
(昭和 47 年)
- (15) 建設省都市局下水道部 : 「改正下水道法関係資料」 日本下水道協会 (昭和 46 年)
- (16) 水質研究室 : 「下水の高度処理と再利用に関する調査報告書」 土木研究所資料
第 769 号 (昭和 47 年)
- (17) Middleton, F. M. and Convery, J. J. : Municipal Pollution Control
Technology in the United States of America, Environmental Protection
Agency, Office of Research and Monitoring, National Environmental
Research Center, Cincinnati, Ohio (1971)
- (18) Slechta, A. F. and Culp, G. L. : Water Reclamation Studies at the
South Tahoe Public Utility District, Jour. Water Pollution Control
Federation, Vol. 39, 頁 5 (1969)
- (19) Liebmann, H. : Biological and Chemical Investigations on the Effect of
Sewage on the Eutrophication of Bavarian Lakes, in Advances in Water
Pollution Research, Proc. of the 5th International Conference on Water
Pollution Research, Vol. 2, Pergamon Press (1971)

今後の道路交通と道路計画

千葉支所長 工博 市原 薫

1 道路交通の諸問題

道路交通の需要は増大する一方であり、道路建設は常に追われる状態にある。東京都内を見ても首都高速道路は慢性的な渋滞状態にあり、その他の主要幹線も朝夕は必らずと言ってよいほど渋滞を起している。これは必らずしも都市内だけではなく、地方部においても同様であって旧一級国道の平均混雑度が1.03であることから明らかである。われわれはこの交通需要を満たすだけの容量を持った道路を早急に建設しなければならない。唯交通需要の発生をいかなる計画の下に行なうか、道路交通の配分と容量の構成をいかなる形で行なうかは当然検討しなければならない大きな問題である。しかしこれらの問題が残っているからと言ってあたかも交通需要を満足するほど道路を建設する必要がないとか、逆に需要を満足するほど道路を建設することはよくないことかのように考えるのは大きな誤りであり、道路の整備建設こそ最大の急務である。

しかし現実の一部の道路の交通容量が不足した場合、何とかこれを補う方法はないかということになる。信号の設置、一方向交通、系統信号、広域制御などによって交通の麻痺を回避し、常に最大の通過効率の状態に保ち、さらに道路網全体として交通流を通す努力をしなければならない。このためには適当に交通を管理制御する必要性が生じてくる。道路網全体を最も効率のよい状態に保つのが交通管理の目的であろう。

次いで交通の発達と速度の向上は通行の確実性を要求するようになった。単に道に迷って困るだけではなく、途中で通行止になっても困るのである。道路上での行先の案内はもちろん、前方の道路の状況、災害の発生さらに目的地までの間の総べての道路の通行可能性、混雑度、所要時間なども情報として与える必要性が生じてきた。さらに最終目標とする交通情報はそれのみを頼って行けば最良の経路を選んで任意の目的地に着けるようなものであろう。

走行の安全性と快適性の要求は当然のことである。しかし社会の発展と共に生命は尊重され安全性に対する要望は強くなった。道路の構造上または維持補修上の欠陥を作らないだけではなく、ある程度運転の不注意または車両の故障があっても大事には至らないようなものとしなければならない。さらに積極的に防護施設、安全対策施設も設置しなければならない。今後の安全対策としては道路構造としての安全のための余裕および異種交通の分離などについても考慮し、いかなる不慮の事故も死に至らないようなものにすることが目標である。

道路の環境問題は最近とみに叫ばれるようになった。交通騒音、振動、排気ガスによる沿道住民に与える公害は許容限度以下になるようにしなければならない。さらに地域環境としての道路の存在が最も良好な形になるようにすることも必要であろう。しかし最も重要な環境対策は道路と地域社会の最適な配置であると考えられる。

今後の道路計画に当っては以上の交通管理、情報、安全、環境の諸条件を満足しかつ交通需要を満

足するだけの道路を建設しなければならない。交通需要の増大と高速走行の要求はまだまだ続くものと考えられるが、人間生活における通行に消費される時間にもある限界があり、走行速度についても他の交通手段のとの関係で限界があるので、これらを最終目標と設定して考慮すべきであろう。

なお交通は道路交通のみではなく鉄道、海運、航空もあり、これらの組み合わせの上に地域社会の交通は成立っている。地域計画における交通機関の選択はその社会の性格を決定し、希望する社会に対応した交通機関を選択しなければならないといわれている。地下鉄を主としたニューヨーク市、自動車交通を主としたロスアンゼルス市などはその端的な例である。このように現実の地域社会には社会性に対する種々の要望があり、一方現実には既に各種の交通機関が存在している。これをいかなる方向に改良していくかは一律に決めるべきではなく、個々に論じなければならない。

以下には道路交通のみの立場に立った道路計画の今後のあるべき姿についてのべることにする。

2 道路交通の管理と情報 ^{1) 2)}

道路交通量の増大と道路網の複雑化につれて、道路交通を管理制御する必要が生じてきた。交差点における信号の設置から始まって、一方向交通等の各種交通の規制、さらに進んで高速道路に対するランプ流入規制、混雑道路に対する迂回指示等である。運転者に対するこれらの管理制御の伝達は道路情報として行なわれる。さらに制御には関係ないが通行者の便のために情報を提供することも今後は増大するであろう。さらに交通の管理と情報を総合した新しい道路交通システムの出現も考えられる。

(1) 道路および交通の情報の収集と処理

道路交通の管理と情報の提供を行なうためにはまず情報の収集から始めなければならない。情報には静的情報と動的情報がある。前者は主として道路に関する情報であり巾員、空間高さ、許容荷重等の外工事のための通行制限等である。動的情報には交通状況としての交通量、速度、渋滞状況等と通行車の目的地等に関する情報である。

情報の処理はこれら個々の情報を総合し解析してある目的に対応する判断を下すことであり、渋滞の程度の判別、信号制御のサイクルの設定、系統式または地域としての制御オフセットの設定等である。さらに今後は気象状況の予測解析、混雑度予測、走行所要時間予測等の処理も必要となってくる。

(2) 情報の伝達

収集処理された情報は確実に速かに走行者に伝達されなければならない。先ず最も普通に行なわれているのは道路上の施設であり道路標識、道路情報板、信号機等がこれに相当する。これらの標識、情報板も単純な情報としての固定式のものの外に道路交通状況に応じて変化する可変式のものが次第に加えられて使用されるようになった。さらに無線誘導システムとして道路に添って布設されたケーブルから刻々に各種情報を送り、走行車両中のラジオで聞いて利用するものも実用試験段階に入っており、ルートガイダンスシステムも其の一種と考えられる。一方ラジオ、新聞等による情報の伝達、電話による情報センターの利用も実用となっている。

(3) 交通管理の実態

交通に対する指示および規制の情報を提供することにより交通を管理制御するわけであるが、これを最も有効に実施することが必要であり、そのためには十分な情報の収集と処理を前提としなければならない。広域交通制御、ランプメータリング等は最近開発されつつある手法である。

(4) 新流通システム

交通管制によってもなお交通渋滞が解消されない場合さらに新しい交通システムはないものかということになる。新交通システムとは一般的には新しい交通手段であって、電子計算機によるシステム装置的なものである。すなわち走行者の意志と情報の提供および処理、交通の制御を一体として行なうものである。自動操縦道路もその一種でできるが、さらに CVS 等各種のものが開発中である。

3 道路交通の安全

道路交通の安全対策としては道路構造および安全施設の両者がある。安全施設の充実と高度化は事故を未然に防止し、また発生した事故の被害を最小限度に押えるので重要である。しかし安全施設はどちらかと言えば消極的対策である。全国の交通事故の 50 % 近いものが平面交差点で発生しており、また単路における欧米の事故率とわが国の事故率の差は路側余裕幅および沿道状況によっていると考えられる。表-1 は

主要道路の事故発生状況である。これらの道路の事故発生率の大差は道路構造そのものに原因していると考えられる。安全対策としての道路構造の基本的な方向は平面交差の除去と路側余裕の確保である。路側余裕を 10 m 程度確保することにより路外逸脱事故も軽傷となり、また路側

	道 路 構 造	事 故 率 件/億台年	死 傷 率 人/億台年	路 線 名
平 面 交 差	4車線、中央分離帯あり	110	68	東名高速
	"	138	126	名神高速
	"	※ 133	※ 41	中央(調布-八王子)
	"	192	※	首都高速
	2車線道路	※ 221	※ 106	中央(八王子-相模湖)
平 面 交 差	"	263		名阪国道
	4車線、中央分離帯あり	524		国道1号愛知県都市部
	4車線非分離	851		"
	2車線道路	298		" 地方部
	2~4車線、非分離	851		国道4号、日光街道
	4車線、非分離	360		国道1号、第2京浜
	2車線道路	560	400	東伊豆-熱川

※印は本線事故のみ
事故統計の期間は同一ではない。

表-1 道路構造と事故率

のアクセスコントロールも容易となり幹線道路の事故は大幅に減少すると考えられる。また一般路で路側余裕幅を確保することにより交差点を立体化することも容易になる。

さらに異種交通の分離について検討しなければならない。往復交通の分離、歩行者自転車等の緩速車の分離については現在も一部実施されているが今後は一般乗用車と重貨物車の分離等についても検討する必要がある。

4 道路と環境

(1) 道路と地域地区との相互環境

広い意味においては道路は地域社会の環境条件を構成する要素となるものである。ロサンゼルス

の縦横に発達した道路網はロサンゼルス自動車があれば生活できない都市としてしまった。また

道路網のために広域化した社会は容易にマストランシットを導入し利用することもできなくなってしまった。一方道路網の整備されない街がゴースタウン化することもよく知られている。

また道路は通過または結合する地域社会の状況によってその性格が形成される。国立公園地帯を通る道路は景観にすぐれ、観光道路の性格が強くなる。一方商工業地帯を通過する道路は重交通の比率が多くいわゆる産業道路的なものになる。住宅地と都心を結ぶものは通勤道路となり、地方部田園の中を通る道路は通過幹線的なものとなる。住宅地内、繁華街の中の道路は当然末端街路となるべきである。道路計画に当りその道路の性格と通過する環境との相互関係を十分理解していない場合いたずらに周囲と摩擦を生じ、しかも良好な環境と機能をもった道路ができないことになる。

(2) 道路と沿道との相互環境

沿道状況によって左右される道路環境の代表的なものは道路の景観である。しかしこの場合の景観も単に沿道の美を受入れるだけではなく、積極的に修景し周囲の景色にマッチさせた道路を作ることが重要である。一方完全に平坦な沿道は道路の環境に単純さと倦怠感を与え、天空の開けた視界はまぶしさが強く運転者を疲労させやすい。林立する沿道の広告が道路環境を破壊することはよく知られている。

さらに沿道の状況は道路の沿道とのアクセスを支配することになる。田園の中の道路は当然アクセスが少ないが、商業地区内、住宅地区内等の道路はアクセス過多となりやすい。これが末端道路の場合は問題ないが、幹線道路の場合トラブルの原因となりやすい。さらに他の交通流の切断またはアクセス制限という場合もある。小中学校の通学路を横断して幹線道路が建設されるような場合である。横断歩道橋等でその対策を実施しているが、迂回になるなどの理由で100%利用されない。本質的に学校と住居の間の通学交通を幹線通過交通が切断したという問題がある。

(3) 道路交通の公害

一般住民の側から道路交通を見た場合、生活環境のうちの交通手段としての道路の外に、公害発生源としての道路交通ということになる。まず道路の建設に当たっての公害はよく知られている。くい打機、ブルドーザ等による振動、リベット打、くい打機等による騒音、碎石場、プラント、仮設砂利道等によるじんあいの飛散。土砂掘さく等による水の汚濁など多くの問題がある。しかしこれらは建設工事中の一時的なものであり、周囲の状況に応じ適当に対策をたてる必要がある。

次に道路を建設したために地形および周囲の状況の変化をきたしその結果生ずる公害がある。高架道路の建設による日陰、風当りの問題、切土による地下水の枯渇。盛土による排水の悪化。道路照明による農作物への被害。さらには通学路、農道の切断等の問題もある。これらの影響は建設後長期にわたる問題であり、沿道住民の受認範囲とも関係しむずかしい問題である。

さらに交通による公害がある。交通による公害は騒音、振動、排気ガスが主であるがその外にも事故による自動車の民家への飛び込み、降雨時の水ハネ、トンネル排気の農作物への影響等がとり上げられている。これらに対する対策は種々検討されているが、基本的には交通と住民の分離ということになると考えられる。

5. 今後の道路計画

(1) 公害対策と道路計画

道路交通公害の主要なものは騒音、振動、排気ガスである。これらは交通量が多く、高速で住居に近接した場合にその影響が大きい。その対策としては①交通の規制、②交通と住居の分離、③対策施設の3つが考えられる。交通の規制は今回の騒音関係法でも実施できるようになっている。

交通公害の中で現在最も顕著に表われているものは騒音であろう。一般に交通騒音の沿道に対する伝播は次式で表わされる。

$$L_m = \text{PWL} - 33 + 10 \log_{10} \frac{N}{\ell} - 10 \log_{10} V$$

ここで L_m は騒音レベルの中央値、 PWL は車の発する音のパワーレベル($0.2V + C$)で表わされる。 N は交通量、 ℓ は音源からの距離、 V は自動車の走行速度である。

騒音対策としては走行速度制限、車種制限および交通量制限の3つがある。走行速度を制限した場合沿道騒音は0.2VdB程度低下すると考えられる。20Km/h低下させて3~4ホン程度よくなる。しかし幹線道路の全区間について速度制限を行なうことはできない。また高速輸送という交通本来の方向性に反することにもなる。車種制限ではもちろん大型貨物車の通行制限である。大型貨物車の発する騒音のパワーレベルは乗用車に比して約10ホン程度大きいので混入率を20%程度と考えると3~4ホン程度騒音は低下することになる。住宅地内道路等特殊な道路には適用して効果がある。交通量制限は最も困難であり、また実施した場合でも交通量が $\frac{1}{2}$ になって約3ホンの低下である。3ホン低下させてさらに1本別な道路を建設することになる。実際的に最も不経済な方法であろう。以上を総合すると騒音対策としての交通規制は局部的または一時的な対策としてはとりうるが一般的対策ではないと考えられる。交通と住居の分離は最も基本的な対策である。しかし距離が2倍になって3ホン、10倍で10ホン程度の低下である。車道幅員を10~20mと考えると50~100m離れて約10ホン程度低下することになる。幹線道路に対し沿道制限をしてこの50~100mの幅をとることが最適の方法であると考えられるが、現在のわが国の財産権のあり方から見て実施は非常に困難であろう。用地を買収するとしても10~20m程度の路側余裕をとっておけば3ホン程度の低下にはなり、さらに後述するような効用とも併せて非常に有効なものと考えられる。

公害対策施設として考えられるものは防音壁、植樹等であろう。防音壁の効果は顕著であって10~15ホン程度の低下は容易である。一方植樹による防音効果はあまり期待できないが5~10mの植樹帯によって2~3ホンの低下は可能である。その他道路を掘割構造にすることも効果がある。なるべく地形を利用して掘割構造にするとか、両側に土堤を作って植樹するとか、止むをえない場所には防音壁を設置する等の道路構造を考えなければならない。これらの施設を設置するためにも当然②のべた路側余裕幅は必要であり、両者相まってその効果を発揮することになる。

振動、排気ガス対策についてもほぼ同様に考えることができる。振動については特に路面の凹凸、軟弱地盤等の影響が大きいようである。排気ガスは柳町交差点のように地形的な凹地で問題になる場合と、光化学スモッグのように都市全体の大気汚染が問題になる場合とがある。

(2) 交通安全と道路計画

先にものべたようにより快適で安全な道路を作るためには道路構造の規格を向上することが必要である。規格の向上はややもすれば走行速度を高めるためのもののように考えられているが、本末転

さらに車種分離が重要である。これは緩速車の分離、重貨物車の分離等車両の運動物性による分離の外に通行者の走行心理による分離も必要であり、長距離走行を目的としたものとローカル交通の分離等も必要である。

道路は単なる交通路としてではなく、環境問題、安全問題も含めて計画が必要がある。この場合今までのようにすべての道路を同一範疇に入れて考えるのではなく、その道路の性格に応じた計画設計を樹てて必要がある。

沿道環境として家屋連担地区を
さけるのはもちろん。なるべく景
観にすぐれ、アクセスが少なく、
他の交通流（通学路、農道等）を
切断しないように配慮しなければ
ならない。

図-1(b) 地方部道路網(今後の道路)

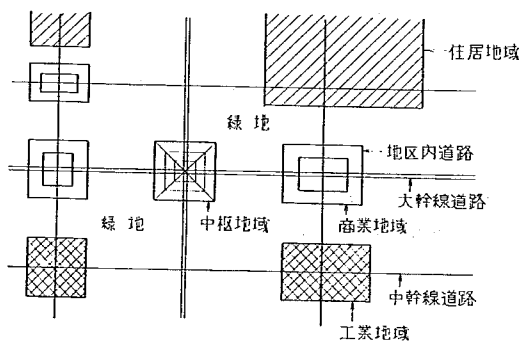


図-2(a) 都市部道路網(従来の道路)

についてはこの余裕幅上に公害対策施設、安全施設を設置するようにする。

幹線道路に対するこのような考え方は単に地方部幹線道路のみでなく都市内幹線についても同様に考えるべきであろう。図-1は地方部における今後の道路配置構想であり、図-2は都市内道路の今後の構想である。幹線道路は都市と都市（地域の中心地）を結ぶものであるから、都市内においては当然中核行政地域、商工業地域に入り込むべ

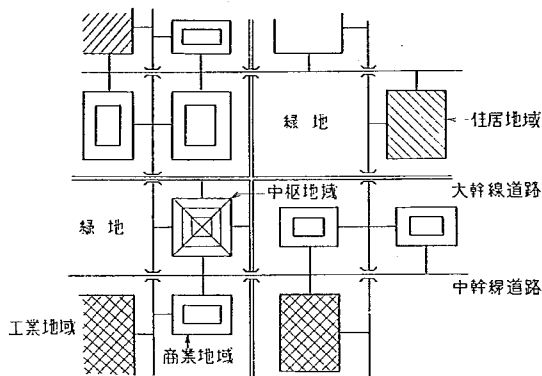


図-2(b) 都市部道路網（今後の道路）

きであるとした図-1のような考え方はあまり好ましいものではない。

都市をマクロ的に見れば一つの集合体であるが、ミクロに見れば各種地域が散在しているのである。図-2のように都市内においても幹線道路は通過交通（都市内の）を主とし、地区内は通過せずむしろ地区と地区の境界を通り、さらに中幹線を経由して地区内道路へと接続すべきである。現在の首都高速道路および東京環状道路などはこの種の幹線道路であるが、その有機的結合を十分に行ない、さらに上述の環境対策を講ずべきであろう。

端末の地区内道路はほぼこの反対状況となる。交通量は少なく、しかも特に高速を必要としない。交通はその地区内に起終点を持っているのでアクセスは絶対に必要である。地区の性格によって車種も限定され、時間帯による車種制限も可能である。公害の発生量も比較的少なくしたがって路側余裕幅もあまり必要としない。最小限の幅員構成で視距の確保と徐行によって安全性を保つべきであろう。この外に当然その中間的性格の道路が考えられる。その対策も中間的にならざるをえない。しかし今後の方向としてはなるべく道路を通過、高速、大容量の幹線かもしくは出発または到着で、低速、小容量の端末道路に性格分けをして、それに応じた道路構造にすることが必要であり、その結果沿道制限などの手法も可能になってくるのではないかと考える。

(4) まとめ

今後の道路計画の方向を考える場合、社会の発展する方向も併せ考慮しなければならない。現在わが国においては人口の都市集中が起っており、一方山村の過疎も生じている。しかしこれは全国的な生産活動機構の高度化への体質変換であり、当然の姿であろう。これによって道路網の適正配置も前進し、路線ごとの性格もより明瞭になってくる。現在わが国の計画高速自動車道は約 10,000 Km、国道は 27,000 Km である。これに対し都道府県道は 121,000 Km、市町村道は 860,000 Km にも及んでいる。約 $(10,000 + 27,000 + 121,000 \times 0.1) \approx 50,000$ Km の幹線道路を大容量、高速、無公害、安全化することにより道路交通全体のレベルアップとなろう。一方人類の進歩はめざましいものがあり、

その物質換算値は増大の一途をたどっている。数年前までは死亡事故を50～100万円に換算していたが、現在では1,000万円以上となり、さらに1億円以上となる日も近い。公害問題も同様でありその受認範囲は縮小される一方である。一方人間の時間価値の増大は高速を要求し、さらに快適さも要求する。これらの要望に答えるためには今後の道路計画を飛躍的に高度化することが必要であり、現在の高速道路に対して種々の要望が出るのはこの表われであろう。

これまで道路に対する各種の要求とそれに対応すべき道路のあり方についてのべたが、これらを満足するための基本的方向の一つは、今後の道路は交通の性格と量に対応した多種類の道路を考えるべきであろう。高規格高級情報を持った自動操縦道路のような高級道路から、狭幅員細街路に至るまでの多種多様のものを作らなければならない。第2には道路網は社会生活の基幹をなすものであり、道路は単に網構成だけではなく、具体的配置についても地域の行政区分、用途地域などと適合するような形で考えなければならない。

- 関係文献 1) 藤田、小野、柴田「道路交通管理の将来」土木技術資料Vol.14 №8
2) 石井・富田「道路交通情報」土木技術27巻2号
3) 市原薫「道路環境を考慮した道路計画」土木技術資料Vol.14 №4

ダム建設の最近の技術と展望

ダム部長 副 島 健

目次

- 1 まえがき
- 2 最近の技術の進歩
 - 2.1 堤体から岩盤へ
 - 2.2 岩盤力学の発達と基礎処理技術の進歩
 - 2.3 コンクリートダムの設計の進歩
 - 2.3.a 重力ダム
 - 2.3.b アーチダム
 - 2.3.c 放流設備
 - 2.4 フィルダム
 - 2.4.a 異常洪水量の推定
 - 2.4.b 設計施工技術の進歩
 - 2.5 設計の標準化
 - 2.5.a ダム設計の標準化
 - 2.5.b 放流設備の標準化
 - 2.5.c グラウト
- 3 今後の問題点と展望
 - 3.1 水資源開発計画手法の確立
 - 3.2 軟岩基礎の処理工法の開発
 - 3.2.a 強度
 - 3.2.b 止水
 - 3.3 フィルダム
 - 3.3.a フィルダムの設計施工
 - 3.3.b 洪水吐の放流設備
- 4 あとがき

1 まえがき

建設省土木研究所が大正11年(1922年)設置されて以来、今年で満50年を迎え、朝野の名士を迎え9月29日盛大な祝賀会が行なわれ、先輩諸兄の今迄に築かれた偉大な功績に新めて敬意を憶えました。又本日、記念講演会が開催され多くの部門の中からダム部が選ばれ、研究を通して建設行政の発展にいささか寄与して来たことを皆様にお話し申し上げる機会を得たことは、私は勿論ダム部に所属して研究に従事しているものの等しく光栄と思うところであります。

現在我国には凡そ840（高さ25m以下のアースダム、高さ15m以下のコンクリートダム除く。表1-1参照）のダムが全国至る処に築造され、現在なお盛に建設中でありまして、世界有数の「ダム王国」と考えられます。昔から狭い国土に多くの人間を養わねばならなかった国。水稻と云う単位収穫は多いが、成育期間中豊富に水を与えねばならぬ主要作物の栽培。年間を通じて平均しては降ってくれない雨。特に雨季の豪雨と乾季の水不足等。国民が手をこまねいては生きていけなかった日本。しかし自然に手を加え努力すれば山紫水明気候温和で住みよい国土。このような日本民族をとりまく環境は農耕技術を発達させ、古くは1270年前築造されたと伝えられる満農池、850年前築造と云はれる大門池をはじめとして無数と云ってよい農業用アースダムを出現させた。しかし近代のダム建設技術は近代日本の建設と共に始まり、力学体系が明確で工学的に取り組み易く且災害に強いコンクリート系ダムの建設に支えられて発達し、特に工業日本が必要とした電力資源の開発に必要不可欠のものとして近代土木技術を結集して築造された。戦後においても敗戦日本の復興の原動力として、再び国の総力をあげて取り組み、その成果は佐久間ダム等の巨大な建造物となっていることは国民の皆様がよく御存知の通りであります。このような状態は昭和30年代迄続き昭和38年には日本最高の黒部第四ダム、高さ180mのアーチダムを出現させました。

表1-1 日本におけるダム一覧（15m以上） 昭和44年調

ダム型式	数 量 (ヶ所)	ダム名	高さ(m)	目 的	完 成
1 重力ダム(G)	522	奥只見	157	発 電	昭和38年
2 中空重力ダム(H.G)	13	畑 雄次一	125	〃	〃 37 〃
3 バットレスダム	7	丸 沼	32.9	〃	〃 12 〃
4 アーチダム(A)	54	黒 部	186	〃	〃 38 〃
5 ロックフィルダム(R)	52	御 母 衣	131	〃	〃 36 〃

他に多数のアースダム、H=25m以上で、193ヶ所、総計841ヶ所

古 い ダ ム

香 川 県	満 濃 池	H=32 m	V=218,000 m ³	1270年前
奈 良 県	大 門 池	H=32 m	V=105,000 m ³	840年前
岡 山 県	大 正 池	H=37.4 m	V=180,000 m ³	大正12年

以上申し上げたように日本のダムは戦前に於いては発電用のダムが大半であり、戦後しばらくの間も規模の大きさに日本のダム建設をリードして来たと云えましょう。しかしこれらのダム建設は電力資本の立場で検討され売電と云う企業ベースでの建設であり、全国を通じて実施された包蔵水力調査を土台に優先実施されましたので、ダムサイトが良好で、貯水量が大きく、発生電力量が大きく、且補償の少ない箇所、云うなればダムが作り易いところは隅なく作られてしまったと云っても過言ではない状態になってしまったようです。最近揚水発電と云う蓄電機代りの発電施設は見なおされつつあるようですが、これは新しい水資源開発ではなく火力発電によって作った電気の一時貯留施設で明治

44年の電気事業法で華々しくスタートした日本資本主義の旗頭、水力開発の時代もどうやら終りに近づいたようです。

一方我々建設省が担当しますダム建設はどうかと云いますと、その種は遠く水力発電開始と共に撤かれたようです。前に述べた水力開発時代にはいつて同時におこった発電水利と既存の水利との衝突を如何に調整するかの問題、治水優先の河川法を修正する要があるなどと云う問題を解決しようと各省がそれぞれ大正8年内務省（水利法案）、農商務省（農業水利法案）、昭和10年通信省（発電水法案）、内務省（河川法改正案）、昭和13年農林省（農業水利法案）、を持ち出す、長い討議の時代を経て昭和12年に内閣に河川統制委員会がおかれ全国64河川で水理水文関係調査、ダムサイト地形地質調査、利用状況調査が内務省、通信省、農林省で分担して始められた。調査の結果は昭和18年11月内務省によって64河川の計画概要書としてまとめられ、この計画に基く事業には補助金を出す云う、河川統制事業が始められ愛知県庄内川支川山口川に初めて洪水調節、かんがい、水道用水の供給を目的とするダムが建設された。しかし第二次世界大戦の激化に伴い開店休業の状態となった。戦前の事業は昭和24年迄は細々続けられ、新規着工は宮崎県小丸川だけであったが、昭和25年に至って徳島県那賀川をはじめ4河川が着工された。

又、昭和26年度予算から直轄河川統制事業費は直轄河川総合開発事業費に、府県河川統制事業補助は河川総合開発事業費補助となり、その後は日本経済の復興について続々着工されることになった。

次いで昭和32年には建設省直轄工事を対象として「特定多目的ダム法」が制定され、昭和36年には「水資源開発促進法」及び「水資源開発公団法」が制定された。又、中小河川に於ては専ら堤防方式による河川改修工事が行なわれていたが昭和42年度より治水専用ダムの建設による、治水土事の促進がはかれることになり、最近の我国のダム建設の状況は治水と上工事、河川環境保全の目的のダム建設が大半となってきた。

以上述べたように建設省の担当するダムは治水専用ダムに遙かに遅れてスタートし、実質的には昭和25年以降と云えるが約20年間に急激に増加し、その数は現在建設中も含め204の多数になり事業費47年度803億円、48年度要求は1164億円の多額にのぼっている。（表1-2、1-3参照）、更に実施調査所が92ヶ所（表1-4参照）にのぼり、予備調査中を加えれば全国至る所、公共目的のダムが建設中、若しくは調査中と云う感じとなっている。

表 1-2 建設省関係ダム建設事業別、型式別一覧表（建設中含む）
（日本の多目的ダム1972年版による）

ダム型式	直 轄	水 公 団	補助多目的	補助治水	計
G	26	7	90	29	152
HG	2		4		6
A	12	2	4		18
GA	1	1	1	1	4
R	6	2	4	1	13
GE	1		1		2
GR	1		1		2
可動堰	4	1			5
E			2		2
計	53	13	107	31	204

注 G:重力ダム, HG:中空重力ダム, A:アーチング

GA:重力&アーチダム, R:ロックフィルダム, GF:重力&アースダム

GR:重力&ロックフィルダム, E:アースダム

表 1-3 建設省関係事業別型式別ダム規模別

(日本の多目的ダム 1972 年版による)

事業別	型式	竣工建設中の別	ダム名	高さ	堤体積
	(G)	(建)	八ツ場	131	960,000
		竣	鶴田	117.5	1,047,000
	A	(建)	川治	140	790,000
		竣	川俣	117	146,000
	HG	"	横山	80.8	300,697
	GA	"	湯田	81.5	379,000
	R	"	九頭竜	128	6,300,000
	GR	(建)	御所	50	コ 230,000 フィル 740,000
	GE	竣	四十四田	50	コ 290,000 アース 92,000
水 公 団	G	(建)	草木	140	1,250,000
		竣	下久保	129	1,190,700
	A	"	矢木沢	131	570,965
	GA	"	高山	67	185,000
	R	(建)	岩屋	127.5	5,600,000
袖 助 多 目 的	G	竣	三面	87.5	264,000
	A	(建)	新豊根	116.5	339,000
		竣	裾花	83	119,864
	HG	(建)	内の倉	82.5	206,000
		竣	蔵玉	66	273,000
	GA	(建)	阿武川	95	400,000
	R	"	酒匂川	100	4,770,000
		竣	石田川	43.5	268,000
	GR	(建)	白岩川	50	コ 16,000 フィル 330,000
	GE	竣	内海	21	コ 12,563 アース 17,723
	E	"	日野川	25	79,800
補 助 治 水	G	(建)	加治川	106.5	270,000
	GA	"	百谷	18.5	100,000
	R	"	漆沢	75	1,653,000

表 1-4 実施調査ヶ所一覧(昭和46年度現在)

直 轄	23ヶ所
水 公 団	4 "
補 助(多目的)	23 "
補 助(治水)	42 "
計	92 "

田中内閣の日本列島改造計画を待つ迄もなく、民族発展の爲国土の保全と国民の生活、生産を支える水資源開発の必要は更に増大が予想され、今後ダム建設は益々拍車がかかることになると思われる。

しかし島国で、火山活動が盛んで、川が小さく急流であり、地形地質が複雑で褶曲の激しい日本に良好なダムサイトが残されているであろうか。附表を御覧になればお気付きのように狭い国土にこれだけのダムが作ってあれば、良好なダムサイトには既にダムが建設されており、過去の調査で落第した(色々な意味で)地点(一寸オーバーだがお許し願ひ度い)しか残っていない。それらを懸命に調査し、解析し、建設省のダム建設の土台を作り、方向を示すための研究が我々の仕事であった。

私の部の研究はフィルダム関係、コンクリートダム関係、基礎岩盤関係、水資源開発関係、ダム水理関係に分かれているが、そこで苦勞しながら解明された成果の経過と今後の問題点を皆さんにお話ししようと思う。

勿論ダム建設は総合土木であり、私の部だけでなく地質化学部地質研究室、化学研究室、コンクリート研究室、機械施工部土質研究室、砂防部地入り研究室、構造橋梁部振動研究室、河川部水文研究室、企画部システム課、等の研究に相当の部分を支えられているが、それぞれの部で御発表になろうと思われるし、又私自身適任でないと思われるので割愛させて頂くことにする。

2 最近の技術の進歩

2.1 堤体から岩盤へ

ダム建設における構造設計の面での最近の技術の進歩のうち、最も注目すべきことはダム設計の主眼点がダム本体からダムの基礎岩盤に移行していった点である。

このような主眼点の移行は

- 1) 従来地質的に恵まれていた地点にのみダムが建設されていたが、社会的国家的要請の増大にともなって、以前は地質的に建設不可能と考えられていた地点に、基礎改良技術を開発してダムを建設する必要が生じて来たこと
- 2) マルパッセダムの破壊以来、ダムの破壊はダム本体の欠陥により生ずることは少なく、むしろダムの基礎岩盤の欠陥により生ずることが多いという認識が高まったこと

などにより、ダムの構造設計の最も重要な点は先づダムの基礎岩盤の安定性を検討し、問題がある場合にはそれに対する対策を検討するという点に移っていった。以前のダムはダム堤体が設計の中心であり原点であった。即ちダム本体が安全なようにとの観点から設計され、基礎処理が計画される場合でも前記のダム本体が安全なようにとの観点から行なわれて来た。しかし、最近では基礎処理のみならずダム本体の設計もダムの基礎岩盤が安全なようにとの観点から行なわれるようになり、思考の原点が本体でなく完全に基礎岩盤に変わった。

このためダム本体の設計のみならず基礎処理に対する基本的な考え方も従来とは逆の観点から再検討され、改められるに至った。

2.2 岩盤力学の発達と基礎処理技術の進歩

前項に述べたような設計の基本観点の変更により、著しい進歩をとげたものは、

- 1) 地質調査方法
- 2) 岩盤の力学的性質の調査方法とその特性に対応した解析方法
- 3) 基礎改良に対する設計方法
- 4) 基礎改良に対する施工方法
- 5) 基礎岩盤に適合したダム形状の設計方法

などである。

地質調査の関係では岩盤区分方法、岩盤の力学的性質の把握および基礎改良設計に適合した地質図の作成方法など著しい進歩をとげたが、専門外であるので省略することにする。

岩盤の力学的性質については、岩石としてはかなり高い弾性係数と高い強度を持つ場合でも、岩盤としてみれば、節理、キレツなどが存在するために、岩石よりかなり低い弾性係数と強度を持ち、非弾性的性質を示すことが多く、岩盤の特性は岩石の性質のみにより捕えることは困難で、現位置試験により求めなければならない。しかし、地質調査の精度からくる試験値の代表性の問題、試験方法、評価、解析方法が不明で、しかも高額な試験費を必要とすること等のため、10年前頃までは、ほとんど行なわれなかったが、その後幾多の研究により、ダムの基礎岩盤に適合した現位置岩盤試験方法が確立され、岩盤の力学的特性も次第に明らかになって来た。

さらに最近の電子計算機の発達による数値解析の進歩により、岩盤の力学的特性を加味した非弾性

	状 態	物理的性質	降 状 条 件	膨脹収縮	硬化軟化
I	初めのルーズな状態	弾性体			
II		弾塑性体	$ \tau_{XY} = C - \sigma_X \tan \phi$	収 縮	硬 化
III	締固った状態	弾性体			
IV	後のルーズな状態	弾塑性体	$ \tau_{XY} = C - \sigma_X \tan \phi$	膨 脹	劣 化
V	破 壊				

表-2-1-1

的挙動に対する解析もいくつか試みられ、岩盤内の不連続面に対しては、図-2-1-1に示すように、凹凸が存在し、初めルーズな状態にあるものに外力が加わることにより不連続面ですべりが生じ、締固った状態に移行し、さらに後のルーズな状態に移行し破壊すると仮定することにより、今迄に実測された岩盤の力学的特性をかなりよく説明し得ることが明らかになってきた。これらの研究により岩盤の力学的特性を加味した解析方法も開発されつつある。

このように岩盤の変形特性、強度などが測定し得るようになると共に、岩盤区分方法、地質図化方法の研究が発展し、ダム基礎岩盤の安定解析方法が急速に発達するに至った。新しい研究成果をもとにダム基礎岩盤の安定解析を行なってみると、多くの場合ダム本体よりも基礎岩盤の方が安定性に欠けていることが明らかとなり、改めて基礎岩盤の安定性の重要性が強く認識されるに至った。このような状況からダムの基礎岩盤を積極的に改良することにより、ダムを建設しようとの機運が高まり、大規模な基礎処理が計画され、実施された。その代表的な例は川俣ダム、湯田ダム、奈川渡ダムなどであろう。これらの基礎改良に当って模型実験、数値解析などが用いられ、基礎改良設計も著しく発達し、ほぼ体系化されるに至った。

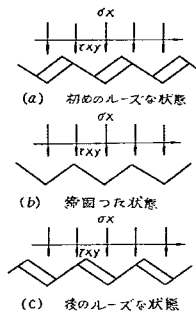


図-2-1-1 岩盤の節理のモデル

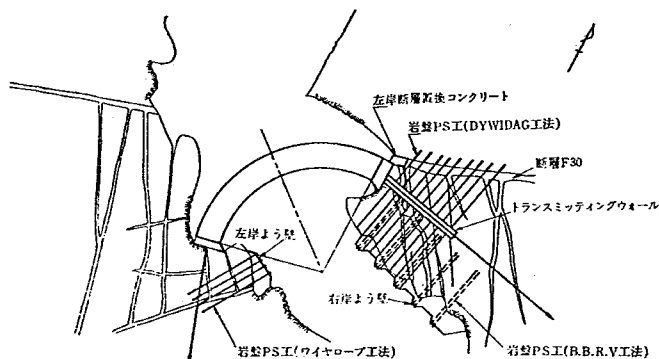


図-2-1-2 川俣ダム岩盤処理工事平面図(EL. 910M)

これらの大規模基礎処理に当っては、設計面のみならず、施工面においても著しい進歩がみられ、例えば掘削に当っては、岩盤を痛めないようにスモースプラスチックが採用されたり、断層の水洗掘削が行なわれたり、或いは大規模な岩盤P・S工の導入など新しい技術が積極的に導入された。

またグラウトについては、従来慣習的に行なわれていたものから脱して、その地質に応じた新しい方法が試みられ、著しい進歩がみられ、これらの諸経験をもとにしたグラウトの施工指針が最近作成されるに至った。以上のような大規模な基礎改良工の研究と施工経験をへて、これらの人工的な基礎改良工はそれなりに大きな技術的な成果であったが、工費の割に効果が少ないことと、基礎改良工はプラスの効果が大きい反面、マイナスの効果もあり、必ずしも有利な方法ではないこと等の反省が生まれ、むしろ次項で述べるダム本体の形状を地質状況に適合させることが、基礎処理の第一歩であると考えられるようになった。

2.3 コンクリートダムの設計の進歩

2.3a 重力ダム

近年、年毎に基礎の条件のむずかしい地点にダム建設が要望される様になっている。重力ダムの堤体設計は、主として上流底に鉛直引張応力を生じないこと、すなわち、よくミドルサードの条件として知られている底面の核に合力を入れること、せん断摩擦に対して十分な安全度をもつことの2条件を満足するように行われるが、前者はコンクリート自体の断面形状の設計法であり、基礎の良否とはほとんど無関係である。従って、地質のよくないサイトに対しどの様な処置をすればよいのかということが、土木研究所を中心として研究されている。

まず、従来の標準的なダム形状での基礎の良くない時の応力状態が検討され、その結果局部的なせん断摩擦に対する安全度が、下流端付近で著しく小さいことがわかった。すなわち

$$n' = \frac{\tau_a}{\tau_0} + \frac{f \cdot \sigma_a}{\tau_0}$$

n' : 点安全率

σ_a : ある点におけるすべりを想定する方向に垂直な応力

τ_a : ある点におけるすべりを想定する方向に働くせん断応力

τ_0 : 岩盤のせん断強さ

f : 岩盤の内部摩擦抵抗

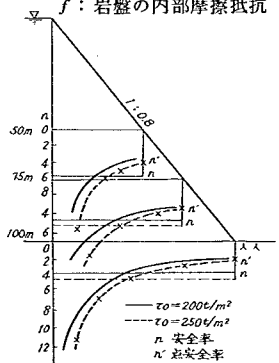
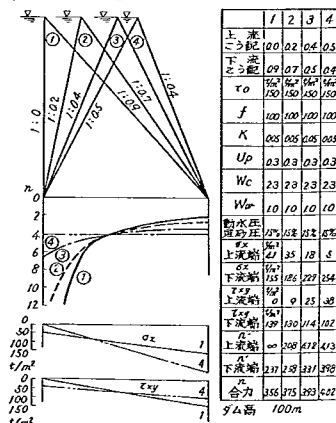


図 2.3.1 重力ダム底の点安全率



と定義すれば、図 23.1 に示すような安全率の分布例が得られる。

ダムの上流面の勾配を変えて、この関係を見ると、図 23.2 にみられるように、下流面勾配が急になると、下流端付近の点安全率が大きくなり、逆に上流端付近で非常に大きかった値が小さくなって全体として平均化されてくる。

この結果から、基礎岩盤の強さが不足して所定のせん断摩擦安全率を確保できないときには、基本三角形の下流側につけ足したフィレットでは、下流面勾配がよりゆるやかになるため下流端付近の点安全率が極端に小さくなって不合理であり、堤体にも好ましくない現象がでて来ることが予想される。従って、ダムの基本三角形の上流側にフィレットを付けることが必要となってくる。

高さ 100m のダムについて種々の上流側フィレットの形状についてダム底の点安全率の分析を調べた例を図 23.3 に示すが、この図でみられる様に下流端での値が低下せず、図 23.1 に示した基本三角形断面のものよりは一様化された分布状況が得られている。

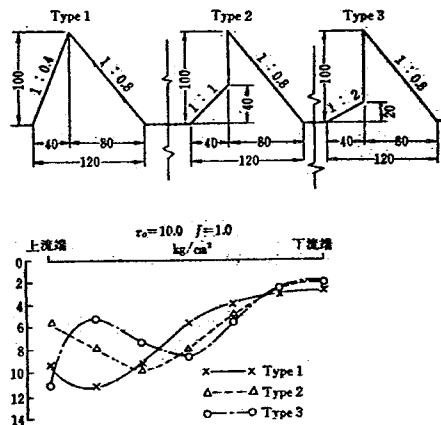


図 23.3 重力ダム上流側フィレットと底の点安全率

重力ダムをよくない基礎岩盤の上に築造するときは、上述した様に、上流側にフィレットを設けるのがよいが、このフィレットに施工時のフォーリングクラックあるいは基礎の変形などによるクラックを発生させれば滑り安全率の平均化は期待できない。従ってジョイントの配置、コンクリート施工、基礎岩盤の処理などについては十分な配慮と入念な施工をする必要がある。

23.b アーチダム

1) 応力解析

アーチダムの設計計算はダムのたわみに着目してなされるのが一般であり、United States Department of the Interior Bureau of Reclamation によって Trial-Load Method と呼ばれるきわめて精巧な計算法が完成されているが、基礎岩盤の変形の影響を取り入れる計算には近似解を採用しているので、局部的に実際と異なる結果を与える。この点を補うため、実際のダムサ

イトの谷形状に合わせた模型による構造実験が設計の手段として実施されるのが普通であり、多くのアーチダムの構造模型実験が土木研究所をはじめ、多くの機関で行なわれた。そしてそれらの結果の集成から、任意のダム形状についての実験値についてはある幅をもって推定できるようになりつつある。模型実験が多量の時間と労力を要するのに比べ、応力計算は電子計算機を使用するのできわめて短時間にできる。従って電子計算機を活用することの上手下手が、アーチダム設計技術の優劣の差になることになる。

アーチダムのように高次の不静定構造物の応力計算を行なうには電子計算機を使用して、無駄な労力と時間を節減し、より合理的な設計を行なうことが必要となってくる。又電子計算機は複雑なアーチ形状の計算も可能にした。土木研究所が作成したプログラムの一部では、曲率半径 r が

$$r = R \cdot \cos^{\lambda} \phi$$

R : 定数

λ : 実数 (円では 0、放物線では -3 とする。)

ϕ : アーチクラウンからの中心角

の不等厚アーチダムの応力計算ができる。この変半径アーチでは、 $\lambda < 0$ では、アーチアバットメントからアーチクラウンに向って連続的に曲率半径が小さくなる曲線である。

2) 岩盤の安全性とアーチの形状

一心円弧のアーチダムでは、ダムコンクリートの応力状態は最大中心角が約 120° のときに最もよいとされており、現在なおこの程度のアーチ中心角をとる設計がなされていることが多い。

一方、アーチダムの事故の原因はほとんどすべてが岩盤の破壊によるもので、基礎岩盤がダムの荷重を安全に支持するようこれをダム構造物の一部と考えて設計しなければならないことが認識されてきた。事実、上述のような最大アーチ中心角が 120° 程度のダムの模型実験では、破壊の相似性に問題があるとはいえ、コンクリートダム部分は 10 倍もの荷重に耐えることが多数報告されているのに比べ、岩盤の安全度はより低い値を示すものと考えられ、ダム全体としての安全度の均衡を図る必要がある。

岩盤の安全性を高めるには、作用する荷重を少なくできれば都合がよい。しかし、ダムの高さは計画に基づいて決められるもので主な荷重である水圧はほとんど変えることができない。そこでアーチからの荷重が山腹に斜めにかかっているのに着目し、その作用を山側つまり山腹に直角に近くなるようにできないものだろうかということが川俣ダムの設計に際して研究された。その結果、薄いアーチダムでは、アーチ中心角 $60^\circ \sim 80^\circ$ のときアーチスラストが最も山側に向くことが明らかにされた。その結果は図 2.3.4 に示すとおりである。川俣ダムでは当時のアーチダム設計の常識を破ってアーチ中心角を 90° 以下にとり、アーチスラストを山側に向け、さらに基礎岩盤の補強としてトランスミッティングウォールや岩盤 P. S. I などの特殊処理を行なってアーチダムを築造した。

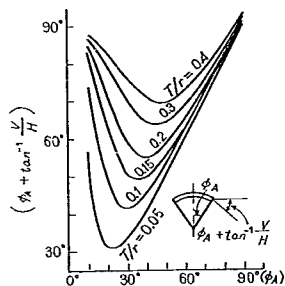


図 2.3.4 アーチ中心角とスラスト方向の関係

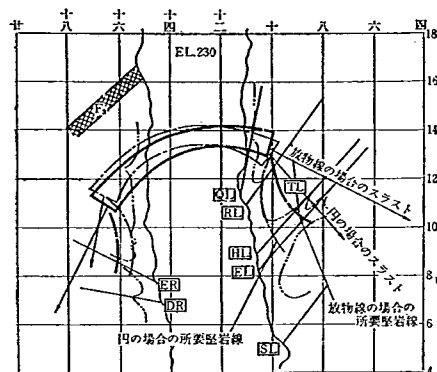


図 2.3.5 矢作ダム放物線アーチと円弧アーチの比較

しかし、川俣ダムの設計をした当時は、まだ電子計算機の普及が十分でなく、アーチ中心線が一心円弧のダム以外の計算ができなかったため、アーチに 10 Kg/cm^2 以上の引張力が発生した。この引張応力が大きな問題となり、いかにしてダムコンクリートの応力状態を悪くせずに中心角を小さくできるかが設計上の課題とされてきた。

その後矢木沢ダムの設計の際に、三心アーチの応力状態を検討したところ、部分的に曲率半径を変えると、曲率半径を小さくした部分では曲げモーメントが小さくなり、曲率半径を大きくした部分では曲げモーメントが大きくなることが明らかになった。これから、引張応力を生じやすいアーチクラウンで曲率半径を小さくして曲げモーメントを減少させることにより、応力状態を悪くせずにアーチ中心角を小さくして、アーチスラストを山側に向ける設計が可能になるものと考えられた。

ちょうどこのころに電子計算機が普及されはじめ、土研でもアーチダムの応力計算のプログラムが作成され、すでにのべたとおり、任意の形状のアーチを採用した設計が可能となった。

この時期に設計した小渋ダム、下釜ダムなどでは 3 心不等厚アーチを採用して中心角を 80° 台にした。

矢作ダムの設計では、図 2.3.5 に示すように花崗岩からなる基礎で左岸に RL, HL, EL などの川の流れと約 40° の角度をもつダムからの荷重によってすべりやすい断層群があり、アーチのフラット化が研究された。その結果、アーチ中心角 75° 以下のきわめてフラットな放物線によるダム形状を設計することに成功した。

円弧の組合せによる比較設計の断面の例を図 2.3.5 に併記してあるがフラットな放物線アーチによって比較設計より最大 13° もスラストが山側を向くことが示された。

従って、前述のすべりやすい断層のせん断に対する特別の補強は不要で、圧縮変形性を改良するグラウチングのみの単純な基礎処理が行われた。

その後、裾花ダム、青蓮寺ダム、豊平峽ダム、真名川ダム、川治ダム、川辺ダムなどの設計を行なっているがいずれもアーチ中心角を 75° 程度にしたフラットな放物線アーチで、基礎岩盤の安全度を増すようにしている。

2.3.C 放流設備

戦前の大型ダムは、発電ダムが大半で比較的山奥に築造されたことや、利水を目的とする為、企業採算ベースが重視され自己のダムに支障のない限り、なるべく安易な方法で洪水を処理したい意向が強く、且ゲート製作技術上からゲート高10mが限度であったことなどから、堤頂長いばいに浅い水門を並べ、導流壁で流路をしぼり、河床に水平水叩きを設け放流するのが、きわめて一般的な方法であった。このため水叩きへ流入する流れは不均等になり、跳水の減勢効果は減少し、河床砂礫により水叩きが損傷されることが多かった。

1950年(昭和25年)以後は洪水調節ダムが数多く出現することになり、深い洪水調節水深が必要となり、ゲートの設計製作技術の発達が進んで、高さ15m程度のクレストゲートは容易にできるようになった。

このようにして深い越流部を設けることによって、越流幅を狭くすることが可能となったので、越流部から水叩きに到る導流壁が真直ぐになり、洪水吐水路幅が一定となり減勢効果があがるようになった。

しかし、クレストゲートのみでは調節や放流が出来ないことが多く本格的な洪水調節ダムの出現を可能にしたものの一つに放流管に関する技術の発展があげられた。

設置されるダムの貯水容量が小さく、洪水流出が急激なわが国の河川では、洪水調節利用水深を大きくとって洪水調節の多様性をもたせ、かつ経済的設計をはかるため、半開操作が可能な高水頭、大口径の放流管を設ける方向へと発展してきた。戦後、初めて田瀬ダムで洪水調節用の放流管が計画され、ゲートとしては管路の途中に全開操作の高圧スライドゲートが操作された。その後1950年代の終りから、放流管の下流端にテンターまたはローラーゲートを設け、空洞現象の危険を防ぐとともに、調節操作の多様性をはかった。この型式の高圧放流管は1960年以降洪水調節を行なう多数の多目的ダムに設置されている。従来アーチダムはこの型式の放流管によって堤体に大きな開孔部を設けることは、堤体内部応力のうえから危険視されていたが、構造模型実験の裏付けによって安全性が確認され、重力ダム同様に大口径放流管が採用されるようになった。

洪水調節用放流管の型式としては、綾北ダム管のアーチダムでは構造上から全管路型が用いられ、重力ダムでも蘭原ダム等で構造上または施工上の利点を重視して全管路型が用いられた。大野ダム等で主として洪水吐の配置及び減勢の有利さから、半管路型が採用された。

また洪水調節容量を最大にするため、放水管出口が下流水位以下に開いて、いわゆる潜り噴流として水を放流する型式が藤井川ダム等で採用された。なお最近では全管路型と半管路型の折衷型が八戸ダムで試みられている。

放流管の高圧ゲートは、重力ダム及び厚肉アーチダムでは、水理的に有利なテンターゲートが採用され、薄肉アーチダムではゲート支持に関する構造上の理由からローラーゲートが採用されている。テンターゲートの水密に弱いという欠点を防ぐために、二瀬ダムで我国はじめての偏心軸着方式が採用されて以来、偏心圧着方式のテンター、ローラーゲートが数多く設置されている。天ヶ瀬ダム等ではローラーゲートの戸溝を左右に逃がして、戸溝における空洞現象や振動の危険性を防ぐ等の方策が講じられた。

洪水調節利用水深が25m程度以下の場合には、クレストゲートの上部のカーテンウォールで仕切ったオリフィスと呼ばれる大きな矩形断面を有する放流工が用いられ、経済性ははかられた。しかし、オリフィスからの流れは断面の大きい水脈となり、放流管からの流れよりも不均等に水叩きへ流入するので、四十四田ダム等では、水叩き上流端に水脈の分離壁等の構造物を設けて流れを均等に拡げ、効果的な減勢をはかっている。またオリフィスからの流れは、放流管からの流れに較べて脈動が激しく減勢効果が悪いので、白川ダム等ではオリフィス上流を二次的にし、かつオリフィス中心軸を傾斜させてオリフィス下流の放流水の横ゆれ及び下流面からの水脈のはく離を防止する方法が考えられている。

放流水のエネルギー減殺方法としては、初期のダムでは洪水減勢処理の容易でかつ単純な水平水叩きによる跳水式減勢工が殆んどであった。しかし戦後、多目的ダムが河川の中流部に多く建設されるようになって、治水の目的からも放流水の減勢を重視したこと、高さ100m以上のダムが築造されるようになって、その減勢方法に工夫がなされたこと、アーチダムの建設技術の進歩に伴い、それに適した洪水吐減勢の設計が要請されたこと、および、これと相まって洪水吐の水理模型実験に関する技術が進歩したこと等によって、洪水吐減勢工の設計は多種多様なものとなり著しい発展をみた。

わが国の河川は一般に急流で、ダム地点の下流水深は跳水共役水深より小さいことが多いので、副ダムを水叩き末端に設けて水深を確保する跳水式減勢工が、多目的ダムを中心に最も普及している。

洪水調節を行なうダムにおいては、放流工等の常用洪水吐による調節放流に対しては、下流河道の維持確保を行なうものとしてほぼ完全な減勢をなし、越流部の非常用洪水吐からの異常放流に対しては、ダム本体の安全確保が重要であるという基本的考え方によって、減勢工の合理的、経済的な設計がなされてきた。副ダムとして上流傾斜面をもつ台型副ダムを利用して、頻度の高い洪水流量までは跳水により減勢し、これ以上の流量は台型副ダムによってスキージャンプ式に飛散させ、ダム本体および副ダムの安全を保つという型式の跳水、スキージャンプ併用型の減勢工は、前述の基本的な考え方に基いた合理的な設計の一例であり、鶴田ダム等に採用された。

我国の河川の特徴として、河幅が狭くかつ河道が急彎曲する点がある。ダムが河の急曲部に位置するときは、平面彎曲水叩きをもった跳水型減勢池が設計されるが、この型の減勢池は流れの偏りと逆流とによって乱れが激しく不安定な流況を呈し、減勢効果が悪いので出来るだけ避けねばならない。猿谷ダムでは3条のガイド、バックルを備えた平面彎曲減勢池が設計され、また、石手川ダム等ではデフレクターによって放流水を偏向させ効果を発揮した。またダム直下流の河川彎曲点以内に、減勢工を収める目的で開発されたものとして、井川ダム等で用いられた水叩き長の短い逆傾斜水叩きがある。同じく水叩き長の著しく短かいバケット型水叩きは、五十里ダムの高エネルギーを減殺するために採用された。

スキージャンプ式減勢工は、アーチダムの洪水吐における必要性から開発された型式で、1953年に上椎葉ダムで採用された後、跳水式に較べてはるかに経済的なことから、奥泉ダム等の重力ダムにも用いられ、その後、電力のダム中心に河川上流部に建設された相当数のダムに利用されてきた。この型式の減勢工設計上の重要な問題は、水脈落下点の河床の洗掘、堆積の推移を如何に推定することという点であって、特に岩盤河床の洗掘については模型実験の結果は定性的であり、今後実物観測を中

心にした研究によらなければならない。

薄肉アーチダムの減勢工としては自由落下式の水褥池型減勢工が用いられてきた。落下水によりダム直下流の河床に大きな動水圧が作用するので、模型実験により動水圧の作用範囲を明らかにして、コンクリートで充分な被覆を施す。水褥池の必要水深は、動水圧の強度と動水圧の分布形状とから決める方法をとっているが、ダム直下に落下する莫大な洪水のエネルギーが河床、ダム基盤及びダム本体に及ぼす影響など難しい問題が多く、今後、動水圧の変動特性に関する研究と、実物における長期にわたる実態調査とによって、この型式の減勢工の合理的設計方法を確立しなければならない。

2.4 フィルダム

フィルダムについては、小規模なアースダムはかなり以前から造られていたが、高さ 100m をこえる大規模なフィルダムの建設は御母衣ダムをはじめとする中央心壁型ロックフィルダムの建設からである。

最近この種のフィルダムが非常に注目されるに至ったのは、

- 1) 大規模なダムに適した型式であること。
- 2) コンクリートダムの建設が困難視されるような地質上の問題のある地点でも、力学的には堤体に用いられる材料より強度があり、止水面から対策が可能と考えられる地点には建設可能であること
- 3) 大型機械化施工の進歩により、単位堤体積当りの工費も大幅に引下げられ、コンクリートダムに比して工費的にも有利になりつつあること。

などである。このためフィルダムの建設は大幅に増加する傾向にある。

しかし、フィルダムの建設に当っては、次のような問題点がある。

- 1) フィルダムは異常洪水により堤体を越流した場合には、ダムの全面的な破壊になる可能性が強いので、異常洪水量推定について、慎重でなければならない。
- 2) 洪水吐をダム本体に取付けられないので、大型洪水吐の設置がコンクリートダムの場合よりかなり困難であること。
- 3) 洪水調節用放流管を堤体内に設置することが困難なので、トンネル型放流管が必要になるが、水理的な問題点、構造的な問題点が多く制約が多い。
- 4) ロック材など、大型の石材を含むものの力学的特性を捕えることが困難で、とくに施工条件との関連などにも問題があり、設計にも不明確な点が多い。
- 5) フィル材料の動的特性、フィルダムの地震時の挙動特性など不明確な点が多く、耐震設計方法が明確でない。
- 6) コンクリートダムに比べ更に地質上問題の多い箇所に造られることが予想され、止水対策など基礎処理方法が、今後の問題点となることが予想される。

このうち、1)、2)、4) については、現在までにすでかなりの成果が得られており、2) については個々のダムごとに解決策が検討されており、一般論として述べることは困難である。

従って一般論として述べられる 1)、4) について述べよう。

2.4 a 異常洪水流量の推定

ダムの洪水吐は、貯水池に流入する洪水のうち、貯留調節によって処理しきれない流水を安全に流下させるための施設であるが、フィルダムでは特に流水に対する堤体材料の抵抗性が低いことが一般に明らかなので、異常な洪水の流入に対しても安全に処理できるよう洪水吐は十分大きい容量、機能を確保しておく必要がある。日本大ダム会議で制定されたダム設計基準及解説では、設計値の最低確保水準というべき値が記載されているが、個々のダムに対して十分安全に適用できる設計値を定めるにはこれだけでは不十分なことが指摘されていた。そこで最初の段階として、これを全体的な場から見て、過小な設計値をチェックする方法として既往記録による比流量図を利用することを提案し、その資料を作成した。

いうまでもなくダムは水資源開発の要として社会的に大きな役割を果たしているが、同時にその構造物の安全性の確保もきわめて重要なものである。それはダムの貯留水がもっている潜在的破壊力は極めて大きなものであって万一それが破壊すれば、人的、物的損失はもちろん、それが社会的に与える影響がきわめて重大であることが予想されるからである。このことは不幸にして大型ダムの破壊を経験している欧米の例からも明らかである。そのためダム構造物は、予測されうる外力に対してはいかなる場合でも安全なよう設計されなければならないと考えられる。この点が河川堤防のような一般の防災構造物の設計思想とダム設計思想が大きく異なっている特徴であり、この考え方はダムの洪水処理に対してもあてはまることである。

このような考え方にそって、フィルダムを対象とした「異常洪水流量」（設計洪水流量を越える流量が流下する非常時における放流能力の安全性を検討するための流量、と定義されている）には、ダム建設地点において予想されうる最大規模の洪水をあてはめる必要があろう。しかし実際にはこのような値をそれぞれのダムで個々に設定するには、他に対比基準が必要であることと、このような値を直接推定するのにふさわしい長期間の記録をすべてのダムで得ることはできないという問題がある。

さらに異常洪水という規模のものは、たとえば各地で“未曾有”といわれる大出水に相当するものと想定されるが、このような規模のものは、現在わが国で収集できる記録の範囲では、経験されている地域がむしろ少ないと云える。

そこでわれわれに実用方法として、各地で記録されている降雨または洪水の極値を一同に会して、その包絡値を地域毎に求め、それを極値の近似値として各ダムの対比基準とする方法を提示した。すなわち降雨および洪水の極値的規模の発生は、ある範囲の地域（巨視的にみた気象的地形的特性が同一とみなせる地域）には全般には同程度の規模のものが発生する可能性をもっていると考えられるので、その地域の可能最大規模としてその中で経験された最大の値を適用するという考え方である。

第一段階として、全国約520の既設および建設中のダム地点の既往最大流量値を収集し、これを13の地域に分けて比流量図を画きその包絡線を求めた。（図2.4.1、図2.4.2）

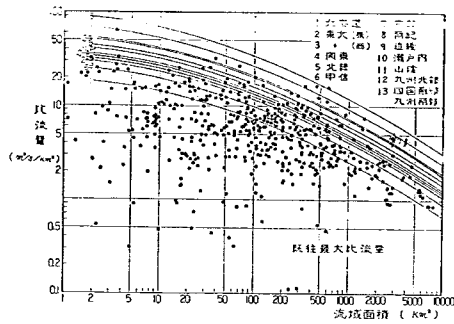


図 2.4.1 地域別既往最大比流量曲線

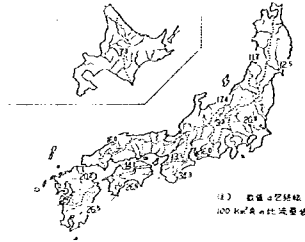


図 2.4.2 地域別比流量値

この図は横軸に記録地点の流域面積、縦軸に洪水流量を換算した比流量 ($\text{m}^3/\text{sec}/\text{km}^2$) の関係で表わしたもので、その最大値を包絡する曲線が設計値を検討する基準として用いられる。

この図を作成する場合、地域分割の広さとその境界、適用すべき包絡曲線の形状が問題となる。これらはすべて経験的に与えられなければならないので、資料数、降雨規模の地域分布をもとにして主観的判断によって区分した。また包絡曲線は上に凸の Creager¹⁾ がよく適合するのでそれを採用した。この曲線によると、流域面積が小さくなるほど比流量値は大きいがその増加率は次第に小さくなり、 $10 < A < 100 \text{ km}^2$ では比流量はほとんど一定となり、実績分布の傾向とよく一致する。ただ流域の小さい領域では資料が少ないので今後補足してゆく必要があるが、この領域 (大体 10 km^2) では時間降雨記録等他の資料によって検証、補足する必要がある。

この資料は現在すでにコンクリートダムおよびフィルダム設計に広く利用されているが、今後、より客観的な分割方法の検討、降雨資料の利用方法等の検討を行なってゆく必要がある。

なお、今年 7 月におこった中国山陰の豪雨によって従来の包絡線 (山陰) を 1.30 倍に更新した例をはじめ、過去 10 年間に於いて関東 (S.41)、北陸 (S.43 羽越豪雨) 地域も同様に過去の記録を更新している事実もあり、この包絡曲線は必ずしも固定的なものではないが、一方この資料の有用性も実証されている。

注 1) Creager & Justin: Engineering for Dams. vol.1944

2.4.b 設計施工技術の進歩

元来、フィルダムの設計はアースダムの設計から進歩し、発達して来たものである。このため設計方法、安全率のとり方などもコンクリートダムとは異なっていた。

設計に用いられる安全率の値は、設計計算の方法、設計に用いる数値の決め方などに関連するもので、多くの場合、過去の幾多の経験により決められている。したがって設計に用いられる安全率の値は、その構造物のもつ真の安全率を意味しない。このため、同じ設計方法をとる場合には、高い安全率をとる構造物の方が安全性は高いが、設計方法が異なるときはこのような比較は出来ない。しかし、一般には設計方法が異なった場合でも、設計に用いられる安全率が高い方が、構造物のもつ安全性が

高いと考えられがちである。特にダムのように、比較的破壊例が少なく、しかも万一破壊したときに大きな被害を出す場合にはその傾向は著しい。

フィルダムの設計は前述したような経緯で発達して来たものであるので、設計に用いられる安全率の値は、コンクリートダムのそれに比して低く、堤体材料の力学的特性についての試験方法についても、確立していなかったのも、フィルダムはコンクリートダムに比して安全性の点で劣るのではないかとの疑念も持たれていた。とくにコンクリートダムの破壊例は少ないのに反して、昔つくられたアースダムでは破壊例がかなりあるので、このような疑念を持つ人は多かった。フィルダムが異常な洪水に対しては十分注意しなければならないことや、耐震設計上に多少の問題点はあるが、進歩した現在の設計施工技術により建設されたものについては、コンクリートダムと同程度の安全性を有すると考えられるに至った。

このような技術的な進歩は主として、施工方法の進歩と施工方法に対応した材料の力学特性の把握によってもたらされた。フィル材料は締固めることにより、その力学的特性は大きく変化する。またフィル材料には大きな石が含まれているので、従来の室内小型試験ではその力学的特性を捕えることは困難であった。しかし、大型一面せん断試験、大型三軸圧縮試験、試験転圧などが各フィルダムの建設に際して行なわれ、粒度分布、転圧方法と間隙比との関係、間隙比、岩石の性質とフィル材料の強度との関係なども明らかとなり、施工方法に対応した設計方法がとられるに至った。

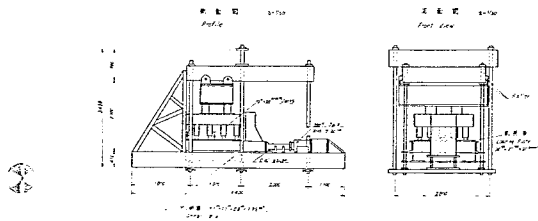


図 2.4.3 大型せん断試験機

Large Scale Direct Shear Equipment

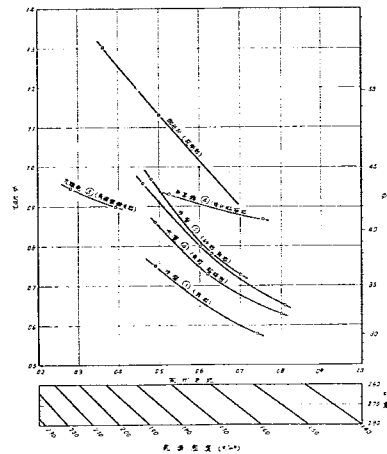


図 2.4.4 既設ロック材料せん断試験結果

2.5. 設計の標準化

2.5. a ダム設計の標準化

ダムの数がふえるに従って、設計の標準化に対する要望は非常につよくなってきた。

しかしダムは巨大な構造物であるのにダムサイトの地形、地質条件、水理条件はダム毎に千差万別であるため、主要部分の構造設計にあたっては、技術者の判断に基づく部分が非常に大きい。他の分野では、ほとんどすべての作業がルーチンワーク化されていくのに取残されているのではないかと思

われるだろうが、基礎岩盤の定量的把握、さらにそれに基づく支持力の評価の研究は進んでいるが、自然が創造した複雑な地質構造を対象としなければならないので、いまだ確立した標準的方法に達せず、当分の間は考察および経験に基づく判断が設計にとって重要な条件となるであろう。このようなことで、ダム本体は地形、地質にあわせて設計していくのが現状では最もよいように思われる。

このように考えると、特にダムでは設計の優劣が構造物の安全度を支配し、設計者の技術力の優劣が設計の良否を左右することになり、設計技術者の層の厚さや質の向上が重要な課題となってくる。最近の技術の進歩はめざましいものがあるが、反面、とりあげられるダムサイトの設計条件の苛酷さの増大はこれを越すものが随所に見られるようになってきたので、設計技術者の養成、質の向上については抜本的な対策を考えなければならないと思われる。

このような特殊な事情はあるが、反面、ゲートや型枠管理設備などの細部設計については、設計の標準化によって無駄を省くことができることが多いことも事実である。このため土木研究所においても細部構造設計をとりあげ、これを標準化すべく作業を始めようと考えている。

2.5.b 放流設備設計の標準化

ダム建設の急激な増加に伴い、従来のように個々のダムについての実験の上、設計を行なうことは困難になってきている。そのため現在にとんど一定な方法で設計し、かつ実験によってもあまり変更のない項目については、設計の標準化をはかるためデータのとりまとめおよび設計の自動化の研究を進めている。

標準設計の目標としてはとりあえず流入部については、越流部：設計水深15m以下、放水管：深さ50m以下1条400m²/S以下、オリフィス：深さ30m以下、1門500m²/S以下、導流部については単位幅流量60m³/S/m以下、減勢部については、単位幅流量60m³/S/m以下の跳水式減勢工を考えているが、今後更に実験研究を進めこれらの範囲を拡大していく予定である。

2.5.c グラウチング

すべてのダムで行なわれる一般的な基礎処理工法としてグラウチングがある。岩盤の状況、ダムの規模と形式がダム毎に千差万別であるため、また多分に技能員の技術に食うところが大きい工事であるため、その実態は、なかなかつかめていなかったが、建設省直轄技術研究会の指定課題としてとりあげて以来、問題点がかなりはっきりしてきた。これは地質条件のよくない所にダムを築造する要求が多くなって基礎処理の重要性が年毎に増してきたためであった。

これらの成果をもとに、土木研究所、電力会社、施工会社等が協力して、土木学会、ダム基礎岩盤のグラウチング施工指針がまとめられた。

これによって、ダムのグラウチングはルジオン値を基準として計画・施工・管理されること、中央内挿法（スプリットスペース方式）によって施工すること、グラウチングの所要範囲の目安などの、それまであいまいな事項が標準化された。詳細については上記指針を参照されたい。

3 今後の問題と展望

3.1 水資源開発計画と管理手法の確立

現在水資源開発施設は多くの水系に建設され、それぞれ治水上、利水上に大きな役割を果しているが、社会、経済の年毎の発展は、治水水準の向上と用水需要増加の両面でなお一層の開発を求めている。

る。これはとくに大都市周辺で著しいといえる。

これらに対処するため、全般的に不利な地形地質の条件に対応したダム築造技術の改良、開発や、河道河口水利施設などの新しい方向の開発技術の研究を行なうとともに、他方開発施設の効率的運用と流水管理を高度化すること、および用水の循環利用や再処理利用など利用面での効率化をはかるなど、施設利用、水利用上の技術開発が重要な課題となっている。

水資源開発への要請の特徴は、その量の増大とともに用水種別の多様性があげられるので、これからの方向は治水も含む多目的開発による効率的利用をはかってゆくことが必然的方向となってくる。そのうえ、開発が進むにしたがって一水系に複数の施設が設置されるようになり、さらに進めて水系間の関連開発も考えられなければならない情勢である。

このような環境のもとにおいて水資源開発の計画と管理を行なうための重要な課題は、治水を含めて多種類の開発目的と多数の需要に対して、複数の水系、開発施設によって効率的にその目的を達するためのシステムの手法の確立であろう。このシステムには技術的要素のみならず、社会的行政的問題も含み非常に広範に亘ることが考えられるので、全体的解決には多面的なしかも多くの組織による研究が必要とされたと考える。

水資源開発の計画技術に関しては

- (1) 水系および地域関連開発のための資源賦存状態の詳細な把握、分析手法
- (2) 用水需要の推定とその効用評価および水質負荷とその影響の解明
- (3) 施設計画、運用計画に対する数理計画的手法の適用および計画技術と制度、社会科学的問題との関連性

があげられる。第一の問題は開発が複雑化し広域化してくるに従ってその計画作業は精度の高いしかも長期間の資料を基礎として綿密な検討によって行なわなければならない。現在この求めに十分応じ得るだけの基礎資料を整えることはできない。したがって広域的に体系化した流水の観測網を整備するとともにそのモデル化の手法を確立する必要がある。現在モデル化に関する研究は一部実用化されなお各方面でなされているが、表流水の流況のみならず、伏流水、地下水およびこれらの水質に関するものについても考慮される必要がある。

用水需要の推定等については、工学的問題以外の要素が多い。しかし計画および管理の目標を客観的なものとするうえで与えられなければならないもので、維持用水量および水質の確保、各種用水の調整（渇水時）の基準となる評定法などがおもな内容としてあげられる。

次に水資源開発を進めて行くうえで並行して研究される必要のある課題としては

- (1) 開発施設に起因する土砂収支変化の推定と対策
- (2) 河道、河口水利施設の水利および運用
- (3) 貯水池の水質

などをあげることが出来る。これらは現在基礎的研究または構造設計上必要な問題についての研究が行なわれているが、今後開発を進めるうえで重要な問題となることが予想される。

水資源の管理技術については、前述の計画技術的問題のほかさらにオペレーショナルな問題に関する技術開発が要請される。

近年はハード的な情報処理技術が非常に発達しているため、それを管理に積極的に取り入れることによって水系の全体的な流水の管理および多数の開発施設群を一元的に管理してゆくことは、数水系ですでに実施されている多目的ダム群の管理の状況からも十分可能になっているとみてよい。しかしこれらの施設を十分使いこなすためにはそれを運用するための手法技術を整えておく必要がある。

洪水調節のための施設群の運用では、とくに気象予測とそれをもととした運用手法の技術研究があげられる。気象予測を直接とり入れた操作は洪水、低水とも一般的な実用化の段階に至っていないため、従来、操作の確実性をあげるための運用ルールの改善と、実用段階にある流況推定、追跡法をもととした予備放流操作やダム群の操作の手法改善におもに力を注いできた結果、自動処理技術の導入とも相俟ってダム操作の的確性は非常に向上して来た。気象予測とその応用技術が進展すれば「貯水池の効果的な利用」を運用目標に加える事ができ、水系・施設一体の管理方法が確立されることが期待できる。

低水管理については、現在その手法体系が準備されつつある段階で、今後基礎的問題から研究を積み重ねてゆく必要がある。低水管理におけるおもな問題をあげると、長期気象予測、河道の取排水を含めた水収支の把握・推定、水質、水量の一体管理、管理目標需要の予測とその節水基準などがある。

低水管理の特徴は管理対象である用水需要が多種類多地点に亘ること、入力の変動要素が水量とともに水質が大きい比重を占めるようになっていく点が指摘できる。そのため流況の追跡監視と社会的行政的配慮も含めた補給配分調整という水系一貫管理または広地域管理の中で施設運用がはかれるとが終局の目標となると考えられる。

3.2 軟岩基礎の処理工法の開発

ダム基礎が、ほぼ一様に軟弱で、ダムから加えられる力に対して弱ければ、ダムの形状を工夫するか、あるいはダム形式によって解決せざるをえないのが現状である。そのような場合一般には、フィルダムを採用することになるが、日本のように集中豪雨が多く比流量が大きい所では、堤体のオーバートップングに対しても安全であるような新形式のダムあるいは、現在のフィルダムの溢流に対する補強法の開発が一つの課題となるであろう。

特定の断層等の補強法については、FEMの発達もあって、かなりまとまってきたと考えられるが、大きな規模のものについては、いまなお相当の研究の余地を残している。

3.2.b 止 水

第3紀の未固結砂岩、火山灰層、未熔結な熔岩などの軟岩にダムを築造したいという要望は、非常に多くなってきているが、それらの透水機構と止水対策は未解決の部分が多く体系づけられない。最近、ダム計画が高い規模のものに移ってきているため、その困難さが増し、対策はますますわかりにくいものになっている。これらを解決するために、この種軟岩上への低いダム築造の経験と研究を経て理論体系を確立してから高いダム築造へと移行するのが望ましいと思われるが、それでは現在のダム建設の要望には間に合わない。この様に、切端つまった問題であるため土木研究所、九州地方建設局をはじめ、各方面で鋭意研究が進められているが、やはり、軟岩のバイピングの機構を明らかにすることが最も基本的な解決策のように考えられる。次いで、グラウチングの注入、固結機構が問題となるであろう。

3.3 フィルダム

3.3.a フィルダムの設計施工

前節に述べたように、フィルダムの設計施工の面については、最近著しい進歩がみられたが、今後さらに研究課題として考えられるものを列記すると

- 1) フィルダムの耐震設計方法
 - 2) 堤体材料の選定とそれに対応した設計施工方法
- などであろう。

1)の点については、最近社会的需要の高まりにともなって、地震多発地帯に大規模なフィルダムを計画せざるを得ない情勢になっており、益々重要且つ緊急な課題になっている。

近代施工法により建設された大規模なフィルダムの地震による被害例は未だないが、充分な締固めを行わない昔の施工法により建設されたアースダムなどでは、地震による被害例もいくつかあるの(サンフェルナンドダム)、建設後予想されるダム地点での地盤震度、地震時のフィルダムの挙動特性、フィル材料の締固め度合に対応した動的特性などについて充分研究し、フィルダムの耐震設計施工方法を早急に確立する必要がある。

フィルダムは堤体積が他のダムに比べ遙かに大きいので、堤体材料は出来るだけダム地点に近い所で採取しなければ経済的でない。しかし、今後は地質状況のよくない所にフィルダムを作ることが多くなるので、ダム地点の近くでは良好な堤体材料が得られない場合が多くなると考えられ、2)が問題となる。このような場合に対応して、堤体材料の強度、耐久性などの試験方法、その結果に対する解釈、それに対応した設計施工方法などについても、研究を進めなければならないと考えられる。さらに、コア材料が得難い場合には止水壁にアスファルトなどを用いたフィルダムも検討する必要がある。うし、場合によってはフィルダム、コンクリートダムなどの既成の型式から離れた、新しい型式のダム(ソイルセメントダムなど)も検討する必要がある。

フィルダムは今後地質条件の悪いダムサイトとしては最下級の所に建設されることが多くなると考えられるので、その基礎処理についても、特に止水方法についてはかなり難しい問題に直面して来ると推定され、今後フィルダム建設上の大きな問題になると考えられる。

3.3.b 洪水吐と放流設備

フィルダムは堤体越流に対する抵抗性が極度に低いため、大容量の洪水吐を設けなければならない。また、洪水吐を本体と別途に設ける必要があるために地形的な制約が大きく、設計上困難な場合が多い。

従ってフィルダムの洪水吐は本体取付け部の尾根や肩に設けられることが多く、地形上からシュート式洪水吐となる場合が多い。

シュート式洪水吐については水理的にも問題があるので、この形式に関する合理的な設計法を確立しなければならない。

さらに洪水調節を行なうには深い利用水深における放流工を必要とするが、これに適する方式としてはトンネル洪水吐があげられる。

しかし、トンネル洪水吐は水理上または構造上の問題点が多く、石淵ダムでは別途に設置された洪

水吐の一部にオリフィス式の放流工が設けられた。さらに2～3のダムでは深い越流部を設けてクレストゲートの半開操作により洪水調節を行なう方式が考えられているが、このためには少なくとも高さ20m程度の半開操作可能なクレストゲートの開発が必要である。

トンネル洪水吐の実施例としては鳴子ダム、及び石田川ダム等があるが、これらは比較的水深、流量が少なく、今後フィルダム時代に対応して大容量で高圧ゲート操作のできる本格的なトンネル洪水吐の設計方法の研究が必要である。

4 あとがき

以上研究の経過と今後の問題点を述べましたが、これらの問題はせまい国土、複雑な地質、多くの人口と云う日本特有の問題に根ざしており、永久に続く基本問題である。

ダム部の研究テーマは地質の悪条件を如何に克服していくかがハードの問題であり、ソフトの問題としてはダムの大きさの割に小さい貯水容量しか確保できぬせまい国土なるが故の効率化、適正化、広域化の問題である。

せまい国土にやがては1億3千万人に達するであろう国民の生活を向上させ、安定させる為の建設行政は今後益々多様性をもち複雑化していくものと考えられるが、土地と水と云う人間生存の必須条件の中の半分が我々の肩にかかっていると思うと今更ながら責任の重大さを痛感する。しかし道は遠く且けわしい。

最初に述べたように総合土木であるダム建設技術は今はやりの言葉で言えば土木分野のソフトテクノロジーの最右翼にあるものと思われる。我々自身の研究だけでは到底解決出来るものではなく、関係者の皆さんの研究を積極的に取り入れさせてもらって融合し、より新しいものを生み出していかねばならぬと思っている。

皆様の御鞭撻と御教示をお願いして私の話を終らして頂くことにする。

地震工学の研究の現況

構造橋梁部長 工博 大久保 忠 良

1 ま え が き

近年、河角広氏の関東南部における大地震の69年周期説や、1971年2月9日のサンフェルナンド地震によるロスアンゼルス市の都市震災に刺激されて、一般社会の間にも地震災害対策への関心が高まり、建設省においても、昭和47年度より建設技術総合開発プロジェクトの一環として、5ヶ年計画で新耐震技術の開発をとりあげ、本省、土木研究所、建築研究所、学界、民間の力を結集することとなった。

ひるがえって考えると、地震工学の発展は地震被害と密接に関連している。すなわち、我が国に地震学会が発足し、表震現象を近代科学の一環として考究するようになったのは1880年(明治13年)の横浜地震に刺激されてからであるが、近代工学の一分野として地震工学的な調査・研究が開始されたのは、1891年10月28日の濃尾地震の被害に徴して、翌年、文部省に震災予防調査会が設置されて以後のことである。その後1923年9月1日の関東大震災による大被害を経て、地震工学の基礎が固められ、構造物に作用する地震力を質量に比例する静的外力として評価する、いわゆる震度法が各柱の構造物の耐震設計に適用されるようになった。ついで1948年6月28日の福井地震と、1964年6月16日の新潟地震の際には、砂地盤の流動化現象と構造物の動的地震応答が注目され、これに関する調査・研究が進められた。また1968年5月16日の第2十勝沖地震および上記のサンフェルナンド地震に際しては、鉄筋コンクリート短柱のねばりの問題が注目され、現在も研究が続けられているほか、特に後者については多数の強震計で記録された地震加速度の大きさが関心を集め、地震荷重と構造物の耐震能力につき、各種構造物の耐震設計基準に今後影響するものと予想される。

この間、土木研究所は創設以来、常に地震工学の先端をゆく研究を持続してきた。そのあらましを次節に紹介する。

2 土木研究所における地震工学研究のあゆみ

2-1 1955年以前

我が国における土木構造物の耐震性に関する研究は、今日まで物部耐震学として名を残している。第3代所長物部長穂の先駆的研究によって開始されたといっても過言ではなからう。すなわち、物部は塔状構造物や載荷構造物の振動とその耐震性、吊橋や桁橋の振動と対衝撃応答および地震動に関する考察など、一連の理論的研究を発表したほか、道路橋など土木構造物の耐震設計における震度法の採用、水平・上下両地震動の合震度を考慮した地震時土圧の算定方法の開発、地震時動水圧を考慮した重力ダムの断面決定法など、震度法による耐震設計手法の基礎を築いた。この研究に触発されて、

橋梁の振動特性、地震時土圧、強震観測、岸壁の耐震設計、基礎の支持力、アースダム、地震時動水圧などが、それぞれの研究者によって研究された。

まず橋梁の振動特性と耐震設計については、青木楠男の振動実験による道路橋の動的特性の研究、三浦七郎の単ヒンジアーチの振動に関する理論的、実験的研究、大野博のヒンジレスコンクリートアーチの耐震設計に関する研究、横田周平の変断面桁の固有振動数に関する研究、村上永一の変断面桁、2ヒンジアーチの振動に関する研究、安倍清孝の桁の地震時応答振動、ランガー橋の振動に関する研究、猪瀬寧雄、安倍清孝の万年橋の振動測定など、各種の形式の橋梁について、理論的・実験的な研究が進められてきた。

基礎については、第2次世界大戦終戦前にすでに、松尾春雄、高橋藤平の杭の水平抵抗に関する試験、星埜和の基礎の支持力に関する研究などがあるが、戦後になると、橋梁の地震応答における基礎の重要性が着目され、猪瀬寧雄、高田孝信、安倍清孝による橋脚の耐震性、杭の耐荷力、ケーソン基礎と杭に対する地盤常数の分布など基本的な研究が実施され、今日に続いている。

地震時土圧について物部は、合震度を考慮した算定法を提案した際に、当時これに関する研究が不足しているためやむなく提案する旨述べておられるが、その後、松尾春雄は地震時土圧の実験的研究を重ね、実際の地震時土圧の分布が物部の算定法によるものとは異なることを見出した。松尾はまた大門美代三と共に重力式岸壁の耐震限度についても研究し、港湾構造物の耐震設計手法の確立に大きな寄与を与えた。

ダムについては、前述の地震時動水圧を考慮した重力ダムの断面決定に関する物部の研究のほか、松村孫治のアースダムの地震時の変形や地震時動水圧に関する研究、佐藤清一の地震時動水圧の研究などが実施されている。

地震工学にとって、地震動の特性を観測把握することは最も根本的で重要なことであり、今日でも国内各地に強震計を設置して各機関協力のもとに観測網を整備するよう努力が続けられているが、松尾春雄は第2次大戦前にすでに、港湾の埋立地において地震動の加速度と周期を観測した。

前節にも述べたように、大地震による被害状況の調査は、地震工学にとり最も必要なものである。第2次大戦直後の極度の窮乏状態にありながら、1946年12月21日の南海地震と1948年の福井地震に際して、土木研究所は調査隊を派遣し、詳細な調査を行なった。南海地震については、地震の状況、津波、河川・道路・橋梁などの被害状況とその原因、応急対策を調査し、各地の震度、地盤と被害の関係、津波の特徴、被害の原因等を明らかにし、橋梁に関する動力学的検討の必要なことを提唱している。福井地震については、地震と地質の状況、一般被害、土木施設の被害とその特性、復旧対策を調査し、地質と地震動の加速度および一般被害との関係、堤防被害と土質の関係、道路被害と工

法の関係、橋梁被害の原因の区分などを明らかにするとともに、復旧対策の技術指導を待っている。

2-2 1956年以降

(1) 概 説

1956年は1906年のサンフランシスコ地震の50周年に当り、これを記念してパークレイで第1回世界地震工学会議が開催された。この世界地震工学会議はその後、1960年東京、1965年オークランド(ニュージーランド)、1969年サンチャゴ(チリ)と続けられ、世界各国の地震工学関係者の緊密な交流を促進するとともに、我が国の地震工学の発展に寄与するところ大なるものがあつた。土木研究所もその例外ではない。

1956年以降の土木研究所における地震工学関係の研究は、まず橋梁を中心に進められた。1960年に実橋加振用の大型起振機が整備され、また同年千葉支所の開設にともなつて実験用振動台が整備されたこと、1959年に開始された本州四国連絡橋の調査が1961年度から本格化し、1963年には長大吊橋模型実験用の振動台が整備されたことなども、これにあつた理由の一つであらう。1964年に新潟地震がおきると、強震観測、動土質力学関係の研究が強化され、また1962年以来調査の続けられてきた東京港横断道路の案として、沈埋トンネルと人工島が計画された1967年以降はこれらの耐震設計に関する研究が、さらに最近ではフィルム、河川堤防、石油パイプライン等の耐震に関する研究が実施されている。

一方、研究対象の拡大と研究内容の深化にともなつて、研究体制も徐々に整備され始めた。すなわち、1968年には構造研究室から分離して振動研究室が誕生し、地震および土木構造物の耐震性に関する調査・試験・研究を実施することになり、また1972年からは土質研究室に動土質力を担当する研究員の増加が認められている。今後はさらに、動土質研究室、地盤動研究室の新設ならびにこれらと振動研究室を合せて耐震部の新設が要求または要望されている。

(2) 地震被害調査

地震による被害調査についてみると、1961年2月27日の日向灘地震の調査が行なわれた。この地震はマグニチュードは7.0、宮崎市における震度はVであつたが、土木施設の被害は小さかつた。調査は地震、地質、土質、被害の各項目について行ない、道路、橋梁などの被害を系統的に分類整理した。この地震の後、震度Vをこえる地震があつた場合には、土木研究所から調査隊を出すことが慣例となり、北美濃地震(1961年)、宮城県北部地震(1962年)、越前沖地震(1963年)、松代地震(1965年)などに際して調査が行われたが、いずれも被害は些少であつた。1964年の新潟地震に当つては、村上永一所長をはじめとする大調査隊を編成し、地震、地質、土質、河川・道路をはじめとする各種土木施設の被害等の諸調査および復旧工事の技術指導を行なつた。この結果、地盤の性質と震度の関係、堤防・盛土の被害と地盤流動化の関係、橋梁の被害と流動化の関係等が明らかとなり、その後の耐震設計法の研究に大きな影響を与えた。また、この地震を契機として強震計による地

震動の観測が強力に推進された。1968年の第20勝沖地震の被害は北海道南西部と東北地方北部に広がっていたが、土木研究所は東北地方の被害調査を担当した。この地震では、鉄筋コンクリート建築物の被害のほか、飽和砂質土の流動化と、くろぼくと称される黑色火山灰層の迂り出しによる被害が目立った。さらに1971年のサンフェルナンド地震の際には、天然資源の開発利用に関する日米政府間会議、耐風耐震構造専門部会（日本側部会長は土木研究所長）の交換調査として、政府調査団に加わって調査を行ない、米側担当者に程々の助言を与えるとともに、橋の構造形式と被害の関係アースダムの被害状況の把握と原因の解析などを行った。このほか1972年には、ビルマにおける地震被害の調査団に加わり、被害調査、耐震設計手法の指導を行った。

(3) 地震活動度

国内の地震活動度については河角の研究があり、建築その他の構造物の耐震設計基準に採用されているが、土木研究所では別途に1923年以降の著名地震の震度分布を考慮し、図-1に示すとき地震活動地域区分図を作成した。これにもとづき、道路橋耐震設計指針（1971年1月）は図-2のような地震危険度の地域区分を採用した。

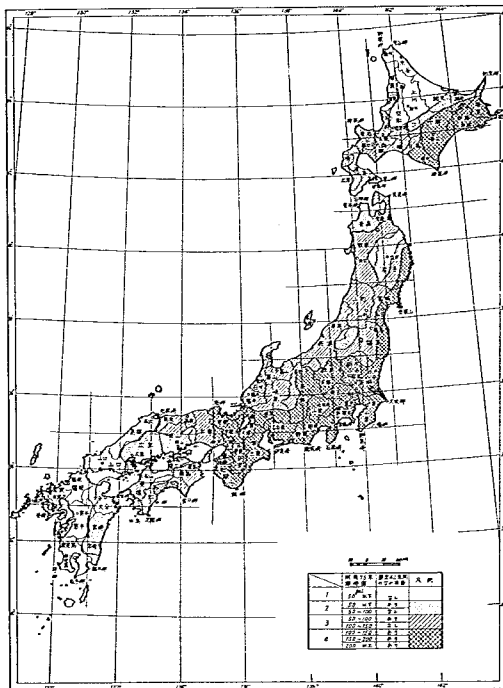


図-1 地震活動地域区分図

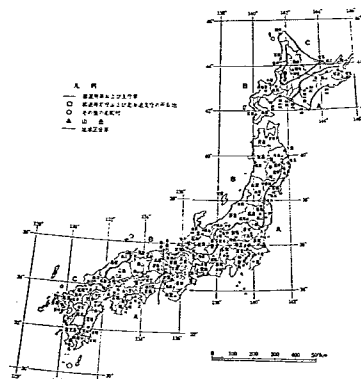


図-2 地震危険度地域区分図

(4) 強震観測

1961年以降、土木研究所は本省各局と協力の上、全国各地に強震計を設置するよう努力してきた

が、新潟地震以後設置が促進され、今日では図-3に示すように88地点168台のSMAC型強震計の設置をみるに至った。なおこの外にも電磁式強震計が32地点に設置されている。

これらの強震計により、地震度および構造物の応答加速度が数多く記録されたが、これらの観測資料の解析結果から、構造物の周期、減衰定数ならびに基礎地盤の種別を考慮した、図-4ないし7のような構造物の地震応答スペクトルを得た。このスペクトルは道路橋耐震設計指針に採用されている。また、地震のマグニチュード、震央距離と地震動の最大加速度の関係を整理し、大規模特殊事業計画の資料としている。

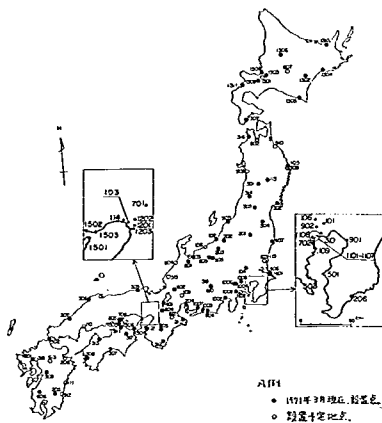


図-3 SMAC強震計設置箇所図

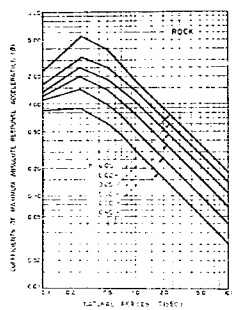


図-4 土木研究所スペクトル・1970 (岩盤)

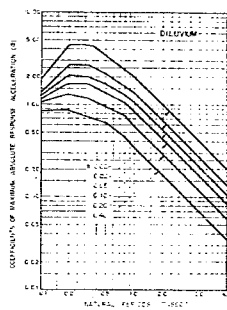


図-5 土木研究所スペクトル・1970 (洪積層)

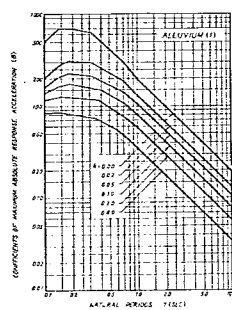


図-6 土木研究所スペクトル・1970 (沖積層(2)-比較的軟弱な地盤)

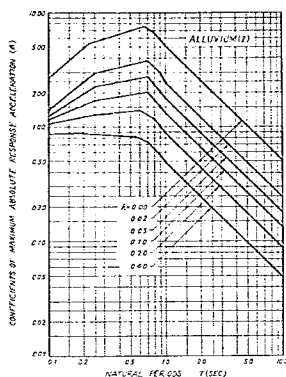


図-7 土木研究所スペクトル
・1970 (沖積層(2)-比較
的軟弱な地盤)

(5) 地震波動の伝播

周知のように、地震波は近似的に弾性波動とみなしてよく、弾性波動には、P波(縦波)、S波(横波)、表面波の別があるが、地震時に大きな変位振幅を示すのはS波である。沈埋トンネル、石油パイプラインなど、地中埋設物が地震動の増幅度もS波の伝播速度に支配される。一方、土質調査や地質調査では、地表下の地層の成層状態をしらべるため、弾性波探査法が用いられるが、従来慣用されていたP波の伝播速度によるもののほかに、S波の伝播速度をも知ることができれば地層探査の精度を向上させることができる。このように地層内のS波の伝播速度を知ることは地震工学およびその応用上きわめて重要である。このため、地質研究室はS波の伝播速度の測定器を試作し、試験地のボーリング孔内での予備試験を終了して実用に供する段階に至っている。

一方、地表近くでは地震動の振幅は増幅される。構造物とくに大規模構造物の基礎は、通常地中深くの支持層におかれることが多く、かつ既往の地震記録は地表で得られたものが大部分を占めるので、地表付近における地震動の増幅状況を知ることは、構造物に対する地震入力決定上からも極めて重要なことである。このため振動研究室は、本州四国連絡橋、東京湾環状道路、大阪湾岸道路などの大規模特殊事業の計画区域および松代地震の被害地域に数層におよぶ地中地震計を設置し、地中各層および地表付近における地震動の増幅作用に関する資料を得ている。

(6) 動土質力学

飽和砂質土の流動化現象が構造物の被害に大きく関与することは言うまでもないが、特に我が国のように、大都市が河口付近の沖積地に発達している国ではその影響が大きい。このため土質研究室では振動砂箱を用いて砂の密度、粒経、せん断変形量と流動化現象との関係を追求している。また、フィルタイプダムの耐震設計法を確立するため、大型動的3軸圧縮試験機を設置し、ひずみ速度または応力速度を制御した繰返し載荷試験を実施して、フィルダム材料の動的強度の調査を行っている。さらに、河川堤防の堤体の地震時の安定性を検討するため、各所の堤防の地震応答観測を行ったほか、筑波学園都市に設置された科学技術庁防災センターの大型振動台を用いて、実物大の模型堤防による振動実験を実施している。

一方、構造物の耐震設計に関連して、地震時に流動化することにより支持力を期待することのできない砂層を区分する必要がある。振動研究室では、これに関する内外の研究成果をとりまとめ、標準貫入試験値、砂の粒経および均等係数から、地震時に支持力を期待できない砂層の基準を求めた。この基準は、道路橋耐震設計指針、東京湾横断道路設計指針などに作用されている。

(7) 道路橋の耐震設計

前にも述べたように、度々の地震災害の経験や道路橋の大型化、使用材料の高強度化などに伴って、従来の震度法による耐震設計では実情に即しない面が多くなってきた。その典型的な例は、本州四国連絡橋や関門橋などの長大吊橋である。これらの橋に対しては、動的地震応答を考慮した耐震設計手法の確立が要望され、振動研究室を中心にその解決を目指して努力が集中された。

調査研究は、既往の地震資料による地震入力水準の選定、強震観測資料の解析による動的地震応答スペクトルの算定、地盤の動的諸定数の把握、構造物と地盤の適正なモデル化と振動特性の把握などを対象として進められ、解析計算と模型実験を繰返した後、耐震設計手法の確立をみることができた。その成果は本州四国連絡橋耐震設計指針（1967）に結実している。この指針では構造物各部の固有周期により、基盤の地震入力に対する応答倍率を図-8のように定めている。この規定によれば、中央経間長1500 m程度の3経間吊橋の、中央経間補剛げたの応答倍率は1/8程度、主塔のそれは2倍程度となる。

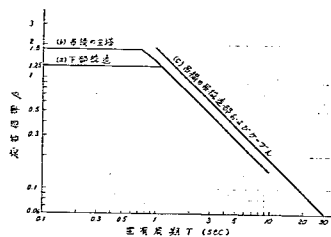


図-8 長大吊橋の地震加速度応答倍率

一般道路橋については、既に言及したごとく、国内の地震活動度、強震観測、地震時の地盤強度の変化、構造物の動的応答など多岐にわたる研究成果を通じ、長大吊橋の場合の耐震設計基準をさらに実用化し、道路橋耐震設計指針（1971年）をまとめた。この指針では構造物の地震加速度応答倍率を図-9のように規定しているが、減衰定数の値は、図-10に示す数多くの実橋試験による値にもとづいて、高い橋脚をもつ橋で $h = 0.02/T$ (T は固有周期) を用いることとしている。

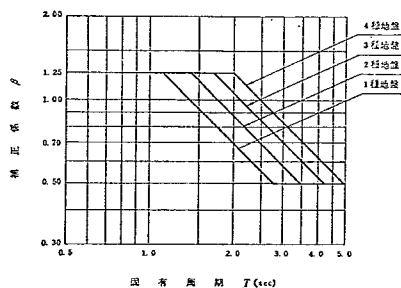
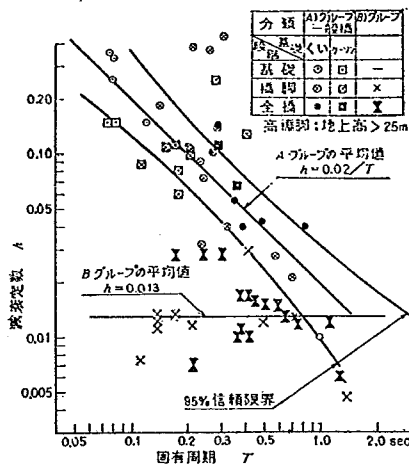


図-9 道路橋の地震加速度応答倍率



図一 10 橋梁の固有周期と減衰定数の関係

(8) 地下埋設構造物

ここにいう地下埋設構造物とは、主として沈埋トンネル、石油パイプラインなど、万一地震被害をうければ大きな災害を生ずるおそれの多いものを対象とする。地下埋設構造物については、設計上考慮すべき地震動、地震動による構造物の変形、周辺地盤の地震時の安定性など通常の構造物にも要求される事項のほか、地中における地震動の特性、地下埋設構造物と付属構造物との総合剛度、地震時の緊急保安対策など地下埋設構造物に特有な事項についての調査・研究が必要となる。通常の構造物と共通する事項については、前項までに説明してあるので省略することとし、地下埋設物特有の問題に関する研究を紹介する。

地下埋設構造物のうち、沈埋トンネルは東京湾横断道路（川崎、木更津間）を対象とし、振動、トンネル両研究室が中心となり、1967年より開始された。地中における地震動の特性については富津、川崎、観音崎で地中地震動の観測を行ない、地中または地表の一点における地震動の記録が得られれば、他の深度における地震動を推定できること、対象とする地盤の力学的特性と、これに類似した地盤における強震記録が与えられれば、地中の地震動を推定できることなどを明らかにした。また地震応答解析と防災センターの大型振動台を用いての模型実験から、地下埋設構造物と地盤とは横断方向にはほぼ同じ運動をすることが判り、地震時応力計算法の根拠を得た。地震時の緊急保安対策は今後考究すべき問題であるが、少なくとも地震時に人命の損失を招かないよう構造的・機能的な配慮を払うとともに、パニック状態における人間の心理や行動についての研究も必要となろう。

石油パイプラインについては、石油パイプライン事業法の成立にもとづき、同事業の許認可上の技術基準を定めるための委員会活動に参画しているのであるが、その耐震設計上の事項については沈埋トンネルに関する研究成果を役立てている。

3 今後の問題点

3-1 概 説

前節の土木研究所における地震工学研究の歩みの中で、今までの調査研究の成果を紹介してきたが、その多くは現在なお解決に向って一層の努力の集積を要するものである。したがって、これらの諸問題に対し、従前から引続いて研究努力を重ねなければならないのは当然であるが、本節ではこれらの

ほかに、筆者が今後新たに研究を進めなければならないと考えている問題点を紹介することにする。

3-2 地震動および地盤

土木構造物の耐震設計や土木施設の耐震対策を計画する場合、第1に必要なものが設計または計画に想定すべき地震動の特性である。従来は、既往の地震の古記録や観測値を用いて地震動の加速度の最大期待値を推定し、これにもとづいて地域区分を設けてきた。これは、従来の耐震設計手法が震度法によっていたこととも関係がある。しかしながら強震の加速度観測が進むにつれて、従来の予想を上回る大きな加速度が記録されてきている。たとえばSMAO型強震計による観測が開始されて間もなくの頃、北海道の釧路市で400ガルに近い最大加速度が記録されたことがある。ところが、同市における地震被害はとくに足らないものであったため、この値は当時地震学者からも疑問視されていた。しかしながら、その後被害は軽微であっても大きな加速度が記録される例が増すにつれ、加速度の値への疑問は解消するとともに、地震被害は最大加速度の大きさだけではなく、継続時間にも支配されるという考え方が広まってきた。

このように設計または計画に考慮すべき地震動の特性は、最大加速度にとどまるものではない。最近では構造物の動的地震応答を耐震設計に考慮するようになったため、加速度、継続時間のほかに速度、変位設計対象に応じて別の特性値を必要としてきている。しかしながら、強震時におけるこれらの特性値の観測値はきわめて少ないので、今後調査研究を強化することが必要である。

つぎに繰返し記述してきたように、地震被害は基礎地盤の構成と密接に関係する。地震動は地殻および表層を通して構造物に入力するものであるが、基礎および表層内の地震波の伝播特性に関する調査は最近始められたばかりである。基礎および表層の種別、振動特性と地震被害の関係に関する調査が要望される。

以上のような調査・研究を通じ、今後は構造物の種類、基礎地盤に応じた地震入力を選定できるよう努力することが必要である。

3-3 土質および構造物と地盤の相互作用

度々説明してきたように、地震時における土の振動特性、強度特性、土の動的破壊機械など、構造物の基礎としての土あるいは土構造物の材料としての土の動的特性については、僅かに砂の流動化現象に関する研究に着手した状態である。今後は、鋭敏比の高い粘性土の動的強度を含めて精力的に研究を推進することが必要である。

一方、構造物の動的地震応答は、構造物周辺の地盤により大きな影響をうける。地震動は基礎地盤を通じて構造物に入力し、構造物の振動エネルギーはまた基礎地盤を通じて逸散する。この構造物と土の相互作用については、現在各国で研究が進められているが、構造物と地盤を含む適正な動力学的モデルを設定し、構造物の地震応答の正確な予測に役立てることが必要であり、このためには、地盤

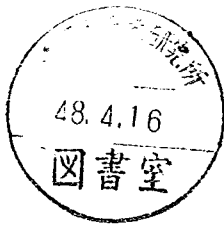
と構造物の地震応答の詳細な観測および広い範囲にわたる基礎工学的研究を同時に推進することが要望される。

3-4 構造物の地震耐力

大地震の際の地震動の加速度が、耐震設計基準に与える設計震度を上廻ることがしばしばあることは地震動の項でのべたが、時にはこれが構造物の安全率を超過するにも関らず、被害はそれほどでもないことがある。このような経験にもとづいて、C. I. T. Jennings, Housner 両教授は、サンフェルナンド地震に関する報告の中で、強震時の実際の応答を反映するよう地震荷重を増加させるとともに、許容応力に関しても、使用材料の実際の動的特性を考慮して増加させるよう提案している。

ところで、各種構造材料および接合部の動的特性、特に低サイクル高応力疲労特性や、地震時の繰返し荷重に対する応力りれきによるエネルギー吸収特性などについてはほとんど調査されていない。さらに構造系としての非弾性地震応答、構造物の動的破壊機構についても同様である。このような構造物の地震耐力に密接に関係する諸課題の研究が、耐震設計基準あるいは耐震設計方法の改善にきわめて必要である。同時に、構造物のねばりの確保など、地震耐力を増加させる施工法に関する研究も忘れてはならない。

建設省土木研究所



土木研究所50周年記念講演会
特 別 講 演 資 料

本州四国連絡橋の経過と建設計画

昭和47年10月12日

本州四国連絡橋公団

理事 村上永一

本州四国連絡橋の建設計画について

1. 調査の経過

本州と四国とを結ぶ連絡橋の架橋ルートはA～Eの5本あったが、Bルート（宇野－高松）、Cルート（日比－高松）は技術的な問題点が多く、実用的な計画となりえないので、調査の対象から除かれ、現在ではAルート（神戸－鳴門）、Dルート（児島－坂出）、Eルート（尾道－今治）の3ルートにつき架橋の実施調査が一昨年設置された本州四国連絡橋公団によって行なわれている。3ルートの延長、事業費は第1表のとおりである。

この架橋調査は建設省は道路橋を対象として昭和34年から、A～Eの5ルートにつき調査を始め、日本国有鉄道は鉄道施設に対し昭和30年からAルートにつき、次いで昭和36年からB、C、Dのルートにつき調査を始めた。その後それぞれの調査は日本道路公団、鉄道建設公団に移されたが、現在では前述のように本州四国連絡橋公団に移され、道路、鉄道を一元的に調査を推進し、昭和48年秋には3ルートにそれぞれ着工することをめざし、3ルートの実施計画をまとめている。3ルートの総事業費は一兆円をかなり上回るものとなる見込みである。この架橋調査の技術的検討については、昭和36年建設省および日本国有鉄道は土木学会に共同委託を行ない、これをうけて土木学会は本州四国連絡橋技術委員会を設置し、各分野の学識経験者を集めて技術的な検討を行なった。昭和42年に技術調査報告をまとめ、①架橋の技術的可能性、②策定された、橋梁計画の妥当性と問題点、③荷重、材料強度、安全度を示す設計指針につき答申した。

特にAルートには明石海峡があつて、この水際線間距離は4～5kmで、これを渡するためには、水深50m潮流の最大流速8ノット（毎秒4m）の海中に橋脚を設けるとしても、その間に中央スパン長1,500m以上という世界最大のつ橋を架けねばならず、これはいずれも前例のない悪条件での大規模工事である。このような工事の可能性についてなお多くの問題点が残されていて、

工事実施のためには、巨大な基礎に対する地盤の工学的諸性質の把握、耐地震および耐強風を含めた設計法の合理化、基礎施工ならびに架設工法の裏付け実験および大規模海上実験、施工機械の開発と実験などに重点をおいた十分な調査の必要性が強調された。

第1表 各ルートの延長事業費

ル　　ート	神　戸－鳴　門		児　島－坂　出		尾道－今治
	道　路 一般国道 28号	鉄　道 本　線 淡　路　線	道　路 一般国道 30号	鉄　道 本　線 讃　岐　線	道　路 一般国道 317号
延　　長	84.5km	83.9km	40.7km	42.0km	79.4km
海　峡　部	6.9	6.9	9.5	9.5	9.9
陸　上　部	77.6	77.0	31.2	32.5	69.5
工　　費	3,728億円		2,551億円		1,478億円

（43年建設省・運輸省の資料による）

それから早くも5年の歳月が流れ、海上実験、設計の合理化、施工機械などの開発も進み、技術的レベルも高められ、明年度から着工できる準備が整ったといえよう。

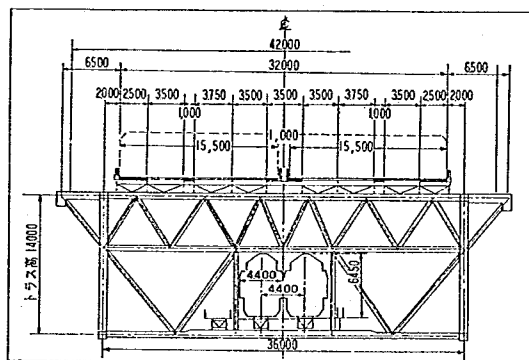
2. 神戸ー鳴門ルート of 建設計画

道路は神戸市垂水で第二神明道（一般国道2号）から、鉄道は神戸市須磨で山陽本線から分岐し、両線は明石海峡取付部で一緒になり、道路鉄道併用橋で海峡を渡り、淡路島ではそれぞれ別線で走り、鳴門海峡取付部で再び一緒になって海峡を併用橋で渡る。さらに大毛島、撫養瀬戸は別線で走って鳴門市に至る計画である。

明石海峡および鳴門海峡の橋梁は上層に高速道路規格の6車線道路（中央分離帯の両側に1075mの車道おく）を、下層に新幹線構造規格の複線鉄道を収容する二層式構造として計画している。

明石海峡の水際間距離は約4kmで最も深いところは110m、潮流の最も速いところは8ノットに及ぶ、垂水沖に高磯、淡路島側にガジタジヨと呼ぶ舌状の海中台地がある。高磯は凹凸のはげしく大きい断層が走っている。基盤は花崗岩で本州側で200m、淡路島側では次第に浅くなり海岸

第1図 明石海峡大橋の標準横断面図(1,515m)



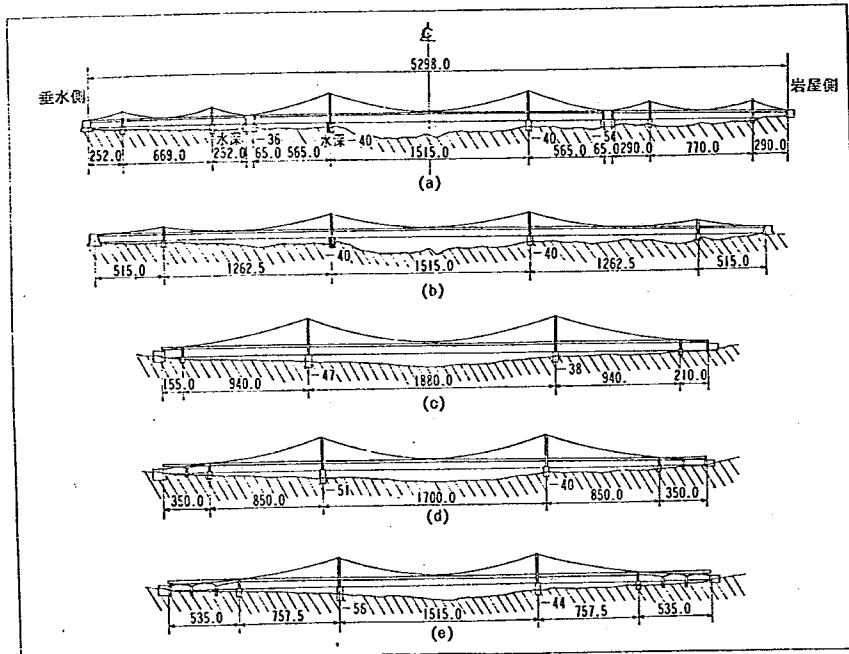
では地表に近い位置となる。その上に第3紀中新世の神戸層が50m～150mの厚さで、本州側ではその上に第3紀新世の明石層（団結した砂礫層）があって、さらに本州陸岸近くではその上に洪積の砂礫層がある。

架橋のルート垂水一岩屋間で高磯、ガジタジヨを結ぶ線にとると、ここでの水際間距離は約5kmとなる。この2つの海中台地に主塔基礎をおき中央スパン長1,515mの3径間吊橋を計画すると、ケーブルを碇着するアンカレッジは水深35mと54mの個所となる。さらに本州側に中央スパン669m淡路島側に770mの3径間吊橋を配して渡ることができる（第2図-a）。これらの3組の吊橋の上部構造の諸元、鋼重は第2表に、中央の1,515m吊橋脚の諸元、材料は第3表に示す。

このうち海中アンカレッジは一方より11万8,000トンのケーブル張力が作用し、その反対側より52,000～45,000トンの張力で引張られる両引のアンカレッジであって、縦（橋軸方向で潮流を受ける面）90m、横62m、高141m、コンクリート量63万5,000 m^3 という巨大な構造となって早い潮流のもとでの施工はきわめて困難と考えられる。

このアンカレッジを陸上または水際にもってくる着想は当然起る。高磯ーガジタジヨのルートで

第2図 明石海峡大橋比較案



中央スパン1,515mの5径間吊橋(第2図-b)を考えるとアンカーカレッジは陸上にすることができる。この型式の吊橋は各スパンの釣合のもとに成立つ構造で変形が大きく、列車を通すための十分な剛性を確保することは困難である。さらにルートを上記の線より西側の須磨公園-松帆間にとると水際間距離は約4kmとなつて、この線でアンカーカレッジを陸上におく3径間吊橋を考えれば、中央スパン長1,880m~1,500mの吊橋が考えられる。これらの各案につき、上部工ならびに下部工の施工の可能性とその難易、列車走行とたわみ性状、橋脚個所の地形地質、工費などを比較検討して近くそのいずれによるかを決定することとならう。

鳴門海峡は淡路島より細長く突出している戸崎をとれば、水際間距離は1.6km最大水深90m潮流の最大流速は10ノット(秒速5m)であるが、淡路島側の中ノ瀬、大毛側の裸島を利用して主塔橋脚をおけば、中央スパン870mの3径間吊橋で渡ることができる。

地質は中世代白亜紀の和泉砂岩または基岩として良好なもので、 $\phi 3.5$ m脚柱基礎の上に主塔をおく計画である。

第2表 明石一鳴門ルート長大吊橋上部構造の諸元、鋼重

海峡名		スパン長		橋長 (m)	航路 限界高 (m)	設計風速 (補剛桁) (m/秒)	主塔の 高 (m)	補剛桁 幅 (m)	ケーブル (片側当り)		鋼 重			
		中央 (m)	側 (m)						φ5mm 素線数	ケーブル 径mm	ケーブル トン	塔 トン	吊橋 トン	計 トン
明	連続補剛橋	669	252	1,173	52	56.5	129	3420,606	1本 φ79.7	8,970	6,318	28,810	44,098	
	3径間吊橋	1,515	565	2,645	65	56.7	226	3653,950	2本 φ91.2	49,219	28,776	66,907	144,902	
	3径間吊橋	770	290	1,350	51	56.5	139	3423,650	1本 φ86.3	11,087	9,286	34,255	54,628	
	3径間吊橋													
石	小計	(共用アンカラー) チ幅 65×2=130m		5,298						69,276	44,380	129,972	243,628	
鳴門	連続補剛橋	870	330	1,630	40	65.9	140.3	3425,849	1本 φ91.4	18,776	9,639	40,071	68,486	
合	計			6,928						88,052	54,019	170,043	312,114	

第3表 明石海峡 1,515 m 3 径間吊橋下部構造の諸元、材料

橋脚番号	種 別	最潮流速 m/秒	水深 m	根入 m	縦 m	横 m	高さ m	鋼材 トン	コンクリート km ³	工 法
No. 4	(本州側) アンカラー・橋脚	4.0	-36	10	90	62	123	39,434	536.8	事前掘削 鋼鉄ケーソン設置
No. 5	主 塔 橋 脚	4.0	-40	30	61	66	84	21,592	42.3	多柱基礎工法 (S.E.P.デッキを 頂板利用)
No. 6	主 塔 橋 脚	4.0	-40	10	30	70	57	10,994	120.2	事前掘削 鋼鉄ケーソン設置
No. 7	(淡路側) アンカラー・橋脚	4.0	-54	10	90	62	141	40,729	635.3	事前掘削 鋼鉄ケーソン設置
No. 1 ~ No. 10 総								147,010	1,854.8	

3. 児島一坂出ルートの建設計画

道路は倉敷市で一般国道2号バイパスから鉄道は山陽本線の岡山駅西付近くで分岐し、鷺羽山付近で両者は一緒になり、道路鉄道併用橋で下津井瀬戸を渡り、榎石島、岩黒島、羽佐島、与島を経て備讃瀬戸を渡り、番ノ洲高架橋の端部でそれぞれ別線に分れ、国道は坂出市の一般国道11号バイパスに連絡し、鉄道は坂出市および丸亀市で予讃本線に連絡する。

下津井瀬戸は水際間距離1.0km最大水深80m、備讃瀬戸は幅3.4km、最大水深85mであって、この両瀬戸間には上記の島が点在している。地質は下津井から備讃瀬戸中央の三ツ子島の南部までは表面は風化しているが花崗岩が露出しており、坂出の番ノ洲に近づくとその上に洪積の三疊層および砂層がかぶっている。

下津井瀬戸大橋から番ノ洲高架橋(延長4キロ)に終る一連の道路鉄道併用橋は上層に高速道路規格の4車線道路(将来6車線道路に拡張可能)を、下層に在来線構造規格の複線(ほかに将来新幹線構造規格の複線を通しうる)を収容する二層式の構造として計画している。

下津井瀬戸は中央スパン920mの吊橋、備讃瀬戸は三ツ子島を境として南北に分け、南を1,100m、北を990mの3径間吊橋を計画し、榎石島と岩黒島と羽佐島の間は中央スパン504mのカンチレバートラス橋(橋長それぞれ828m)で、羽佐島と与島との間は中央スパン210mの連続トラス(橋長510m)で計画しているが、これらの橋の間には榎石高速橋(1,313m)羽佐島、高架橋

(334m)と島高架橋(510m)が、取付には番ノ洲高架橋(4,037m)があって、これらは一連の橋としてつながっていて、全長13,225mの世界第4位の長距離橋となる。児島一坂出ルートの中の吊橋の諸元、銅重は第4表に、南備讃瀬戸大橋の橋脚の諸元、材料は第5表に示す。

第4表 児島一坂出ルートの長大吊橋の諸元、銅重

橋名 大橋	型 式	スパン長		橋長 m	航路 高 m	設計 風速 m/秒	主塔の 高 m	橋脚間 幅 m	ケーブル 片側当り		銅 重			
		中 央	側						45mm 索径数	ケーブル 径mm	ケーブル トン	塔 トン	吊橋造 トン	計 トン
下津井瀬戸	連続補剛橋	920	230	1,380	40	59.3	144.6	32	31,496	1本 997	17,288	9,325	35,870	62,483
北備讃瀬戸	3径間吊橋	990	270	1,530	65	61.8	181.7	32	34,417	1,042	20,249	14,391	39,944	74,584
南 "	"	1,100	270	1,640	65	61.5	191.3	32	39,243	1,112	24,641	15,748	42,495	82,834
				4,550							62,178	39,464	118,309	219,651

第5表 南備讃瀬戸大橋の橋脚の諸元、材料

橋梁名	橋脚番号	種 別	最 大 潮流速 m/秒	水 深 m	根 入 m	寸 法			材 料		工 法
						縦 m	横 m	高 m	鋼 材 トン	コンクリ ート 1,000m ³	
南備讃瀬戸大橋	No. 4	(本州側) アンカレッジ橋脚	2.0	0	14	60	50	95	14,675	208.2	
	No. 5	主 塔 橋 脚	2.0	-23	8	21	54	38	5,540	42.3	事前掘削 鋼殻ケーソン設置
	No. 6	" "	2.0	-35	10	30	54	52	8,186	83.1	"
	No. 7	(四国側) アンカレッジ橋脚	2.0	-18	32	60	55	125	18,755	328.7	"
下津井瀬戸大橋～ 番ノ洲高架橋 (Dルート海峡部) の総計									191,971	1,756.0	

4. 尾道一今治ルートの建設計画

尾道市で一般国道2号バイパスから分岐し、向島、因島、生口島、大三島、伯方島、大島を経て、今治市で一般国道196号バイパスに連絡する高速規格の4車線道路の計画である。

来島海峡は中間に中渡島、馬島をもつ水際間距離約3kmで、ここでの潮流の最大流速は9.8ノットである。その他水際間距離1.2kmの多々羅瀬戸、幅1.0kmの布刈瀬戸の所かは狭い海峡となっている。このルートで計画している長大吊橋は6橋あって、その諸元は第6表に示す。吊橋以外では本州と向島間の尾道橋が中央スパン210mの斜張橋、大三島一伯方島間の大三島橋はスパン300mのアーチ橋、因島一生口島間の生口橋は中央スパン250mのPC有鈎ラーメン橋で計画されている。

最後に本州四国連絡橋全体でどのような規模になるか、明石海峡の世界最大の吊橋を含めてスパン長500m以上の吊橋は13橋、スパン500m以上のカンチレバートラス2橋あるが、現在全世界でこの級以上の吊橋は21橋、カンチレバートラスが2橋であることを考えればこの規模はきわめて大きいことが分ろう、これらの長大吊橋の銅重はAルートで31万2,000トン、Dルートで22万トン、Eルートで14万3,000トン、計67万5,000トン、そのうちケーブルの重量は18万9,000ト

ンとなっている。その他吊橋以外の海峡部橋梁（取付高架橋を含む）27万4,000トンで合計で94万9,000トンが海峡部橋梁の上部橋桁の鋼重でこのほかに下部構造で39万トン、これらを総計すると海峡部橋梁（取付高架橋を含む）で133万9,000トンの鋼材を使用することになる。さらに陸上部の道路建設に29万5,000トン、鉄道建設に40万トンの鋼材を使用し、事業全体で203万4,000トンとなる。これらは本体工事に要する鋼材であって、支保工、型枠などの仮設物やプラント、機械、船舶などは含んでいない。

第6表 尾道－今治ルートの大吊橋諸元

橋名 大橋	型 式	スパン長		橋 長 m	航 深 m	路 界 m	設 計 速 度 m/秒	主塔の 高 度 m	補剛桁 幅 m	ケーブル 片側当り		鋼 重			
		中 央 m	側 m							45mm 索線数	ケーブル 径 mm	ケーブル トン	塔 トン	吊構造 トン	計 トン
因 島	2 ヒンジ	770	220	1,210		50		138.9	26	11,692	1本 612	6,171	5,111	12,621	23,903
多々羅	3 径間吊橋	890	300	1,490		25	59.8	146.3	26	12,446	632	8,756	4,865	16,565	30,186
大 島	"	550	140	830		25	59	87.8	24	7,747	500	3,131	1,853	6,903	11,887
来島第一	"	860	194	1,240		32	61.9	160.9	26	12,954	642	7,851	6,884	13,936	28,671
来島第二	"	550	110	770		65	62.4	128.1	26	7,329	485	3,019	3,351	8,090	14,460
来島第三	"	1,000	260	1,520		65	61.4	169.7	27	15,240	696	9,985	7,061	16,658	33,704
計				7,060								38,913	29,124	74,773	142,811

5. 耐風設計について

5.1 耐風設計基準

計画設計に適用した耐風設計の基準は、土木学会の耐風委員会でまとめられた耐風設計指針（1967）である。

46年度土木学会に委託して作成した「本州四国連絡橋耐風設計基準（1972）（案）」では、上限スパンの規定はない。これは、現在の耐風設計の考え方は1,500 mを超えた本四計画の吊橋に十分適用できるとの考えに基づいたものである。勿論今後の問題点として

- 1) 風速の再現期待値の統一的推定方法の確立
- 2) 風の乱れの効果を考慮した風荷重算定方法の確立
- 3) 風速と傾斜角の関係の確立
- 4) 合理的な安全率を定めること。

等の検討すべき事項は残されているがこれらは、1,500 mであれ、1,000 mであれ共通の問題となるもので、特に長大となるが故の問題ではないと言えることができる。

5.2 耐風設計法

5.2.1 静的設計

(1) 橋軸直角方向の計算

図2-1に既往設計の水平たわみ量を示す。2ヒンジの場合及び連続の場合でそれぞれ支間に応じて僅かに上に凸の曲線あるいは直線的にたわみが増加する傾向を示しており、長支間になると急激に横風の影響が大になる傾向は示していない。

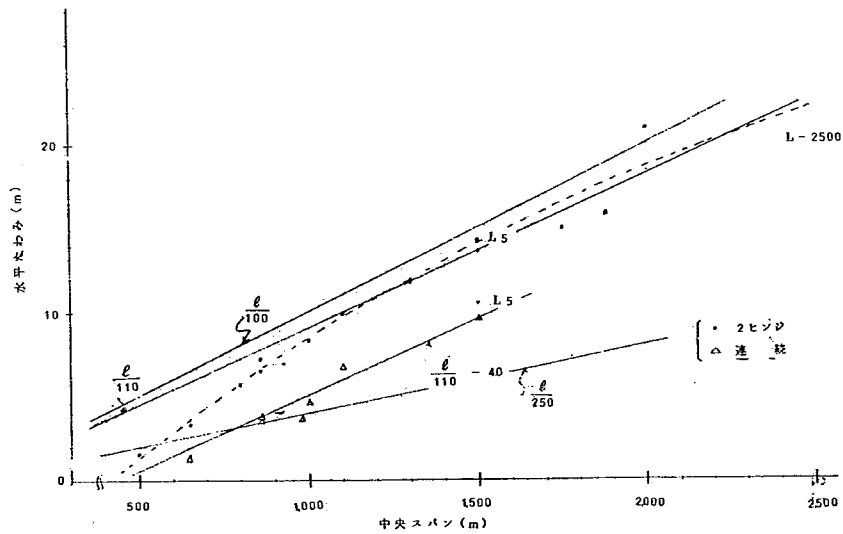
(2) 橋軸方向、斜風荷重の評価

橋軸方向の風の影響については今後検討する必要があるが、これは、支承構造、センタータイ及びハンガー、伸縮機構等に大きな影響を与えるものである。

なお既存吊橋において斜風により何らかの支障を生じたとの報告はない。

(3) 揚力および空力モーメントの評価

空力三分力において抗力の扱いは(1)、(2)の通りである。揚力及び空力モーメントについて、揚力 L は桁自重(約 25 t/m)に比べ十分小さいが空力モーメントによるねじれの影響は、横構、斜材、玄材に発生する応力及び変形の問題として今後検討すべき点である。但しその影響については、支間の大小にかかわらない問題と考えられる。



5.2.2 動的安定性の検証

トラス形式を用いた補剛つ橋で問題とすべきものは、風の乱れによる不規則振動、ねじれフラッターである。渦励振は、比較的低風速で問題となるが、主にボックス断面において注意すべきものである。但し、長いハンガー、あるいは、アーケ系橋のつ材で形状によっては問題となることがある。

風の乱れによる振動は、長大つ橋で報告例はないが、計算では、応力的に相当問題となるので、大型実験橋によってこの現象の有無、理論の確認を行う予定である。

(1) 基本寸法の決め方

補剛桁の巾、高さは、主として耐風安定性を考慮し、風洞試験の結果から V_{cr}/NB

(N : ねじれ最低振動数, B : 主構巾) の値を一つの目安としている。即ち

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{支間} & 1,000 \sim 2,000 \text{ m} & V_{cr}/NB \div 10 \\ " & 800 \sim 1,000 \text{ m} & V_{cr}/NB \div 8 \sim 9 \\ " & 500 \sim 800 \text{ m} & V_{cr}/NB \div 5 \sim 7 \end{array} \right.$$

が一応の基準である。

図 2-2 にスパンと主構巾および高さを、図 2-3 にねじれ最低振動数を示す。これらからわかる様に $L-2000$ クラスでも現在の設計方針で、十分可能と思われる。

(2) 風洞実験方法

風洞実験での検証は次のようなものである。

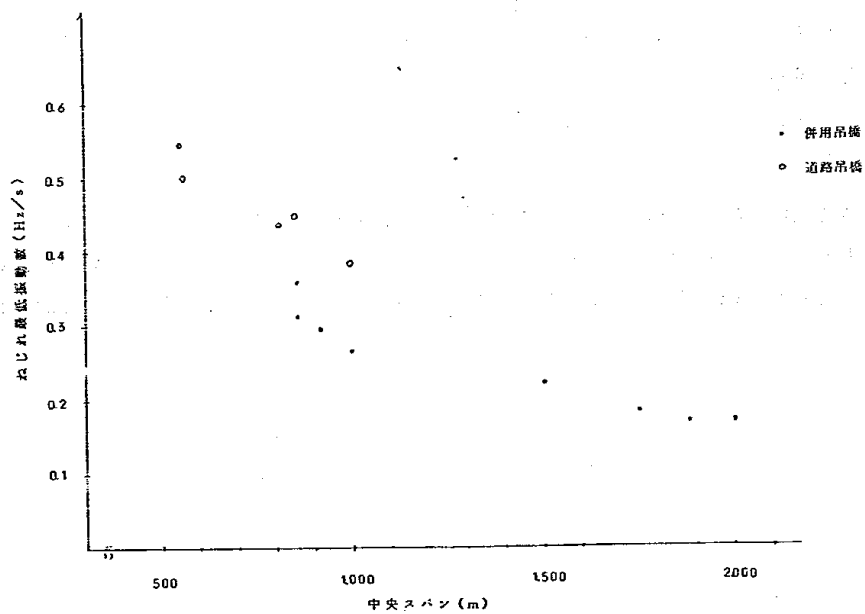
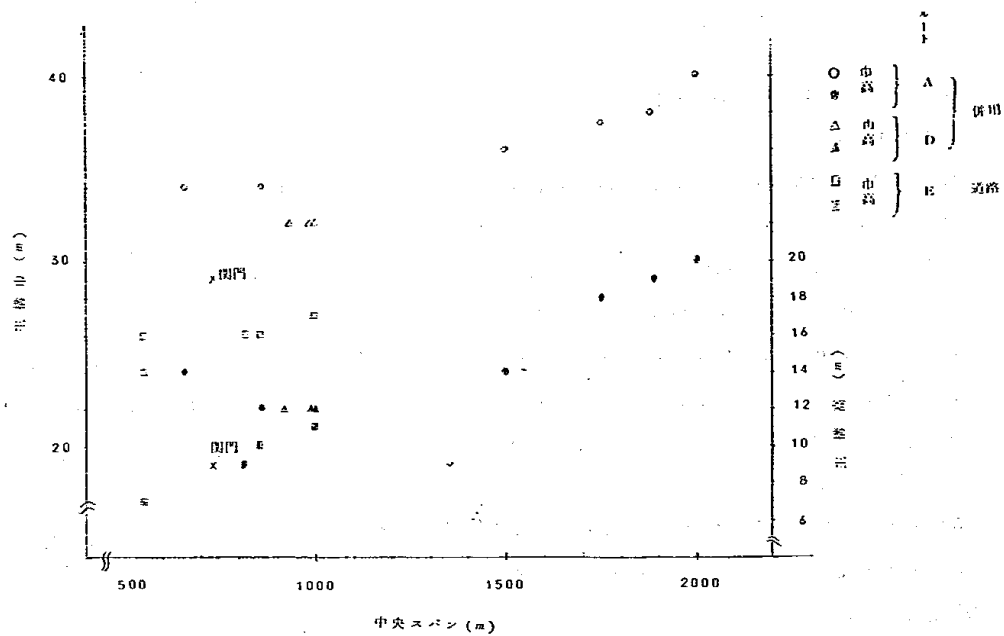
$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{部分模型実験} & \left\{ \begin{array}{ll} \text{空気力の測定 (三分力)} & (1) \\ \text{振動現象の測定} & (2) \\ \text{非定常空気力の測定} & (3) \end{array} \right. \\ \text{全橋模型実験} & \left\{ \begin{array}{ll} \text{変形量, 応力の測定} & (4) \\ \text{振動現象の測定} & (5) \end{array} \right. \\ \text{煙風洞実験} & \left\{ \begin{array}{ll} \text{流線の観測} & (6) \end{array} \right. \end{array} \right.$$

現在、本四の橋の検証としては、(1), (2)のみを実施している。これは他の項目が補助的あるいは原理的に同じ結果を与え、かつ(1), (2)の方法が最も簡単で精度が良いとの見解に基づいているからである。なお、(1)~(6)に関し、東大、京大に委託し基礎的研究も行なっている。

(1), (2)の実験に際しての具体的方法、精度、データー整理方法については、「本州四国連絡橋風洞試験基準」に従って統一的に行なっている。

(3) 風洞実験による検証

本四の検証実験では、 $1/60 \sim 1/100$ 程度の縮尺模型が用いられている。縮尺率の限度、3次元風洞実験との関連、自然風との関連などについては、耐風実験橋等によって、系統的研究を行う予定である。47年3月までの設計では、実験で求められた限界風速が、 $1.2 V_d$ (V_d : 設計風速)以上になるように設計を行なっている。



5.3 風洞試験結果 (S 45 年度)

5.3.1 対象橋

L-2000 (10車線案, Halb Kasten案, 腹付案) 3案, 5径間 ($f/\ell=1/13$) 1案の計4案でいずれも土木研究所で行なった。

5.3.2 実験結果の概略

1) L-2000 (腹付案) は全く発振しなかった。 ($V=80\text{ m/s}$ 程度まで)

2) L-2000 (Halb Kasten案) は発振したが, その場合の限界風速は, 耐風設計基準 (1972) に従えば, 全てのケースで合格である。但し, 耐風設計指針 (1967) によれば, 安定板をつけたものは3ケースで合格し, 原案は不合格になる。図2-4に結果を図-5にそれに対応する断面を示す。

3) L-2000 (10車線案) では中央分離帯を広くしたものは, 発振しなかったが, 分離帯を狭くしたものでは, 設計基準 (1972) に従うと3ケースが不合格となり, 原案を含めた3ケースが合格である。

4) 5径間案ではグレーティング8条, 及び下路床組を取り去り, 安定板3枚をつけたものが発振しなかったが, 原案を含め3ケースが不合格, 1ケースが合格である。但し, これも耐風指針 (1967) に従うと不合格である。図2-6に結果を, 図2-7にそれに対応する断面を示す。

5.3.3 総括

要約するとL-2000案の方が5径間案に比べ安定性は優れている。安定な断面の特徴として

- 1) グレーティングの巾が巾員の割合に比べて広いもの
- 2) 中央分離帯が広いもの
- 3) 路面と上弦材が同一面にあるもの

等があげられる。

これらの特徴は, 我国の関門橋, 外国の吊橋でも多くみられる。例えばマキノ橋, サラザール橋では, 一車線を全てグレーティングにして, 十分すぎる安定性をもっていると言われている。従って断面の工夫によって, 剛性を無理に上げなくても, 安定性の高い吊橋の設計は可能と思われる。

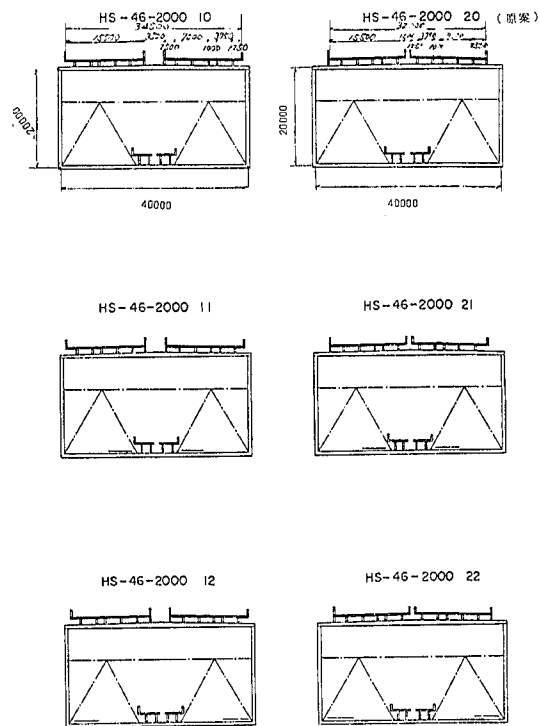


図-8 三径間吊橋 (L=2000) の模型

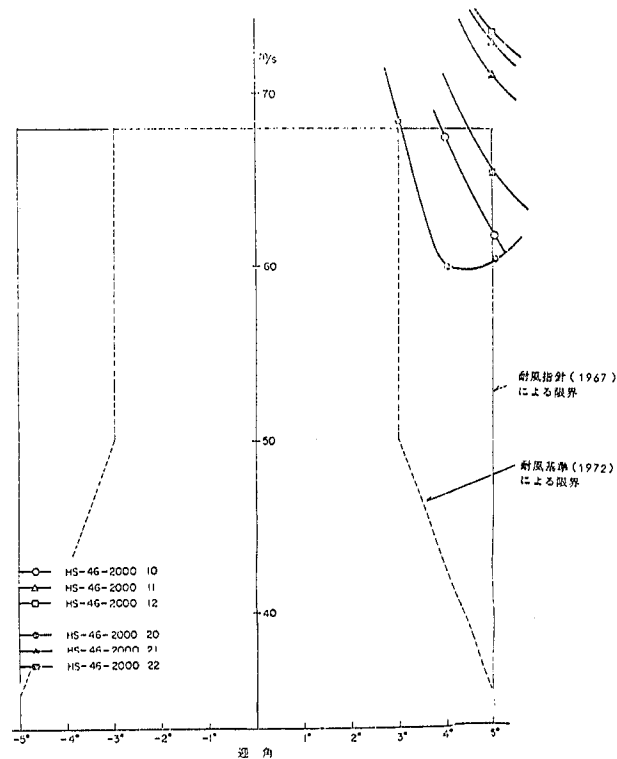


図-7 三径間吊橋 (L=2000) の $V_c - \alpha$ 曲線
(Halb Kasten案)

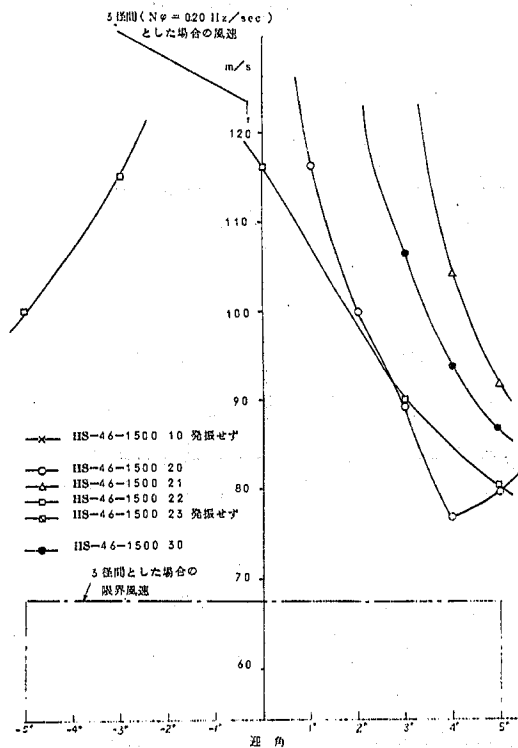


図-10 三径間吊橋 (L=1500) の $V_c - \alpha$ 曲線

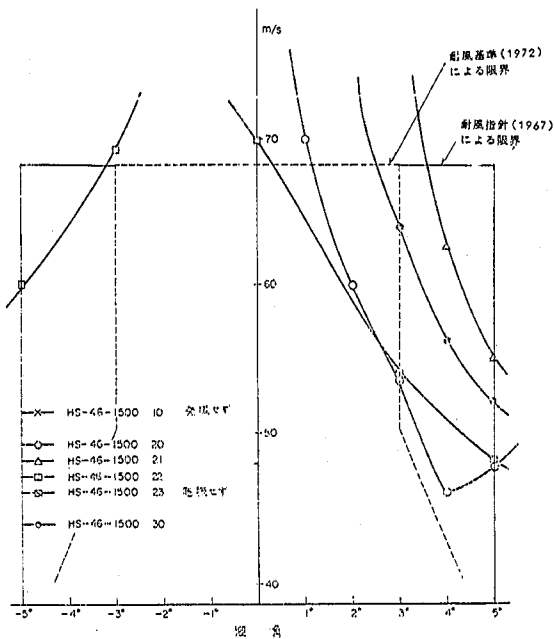


図-9 五径間吊橋 (L=1500) の $V_c - \alpha$ 曲線

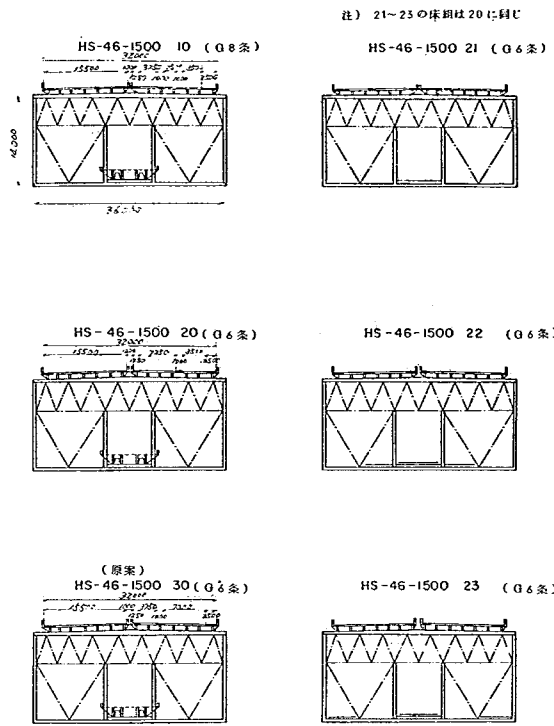


図-11 五径間吊橋 (L-1500) 模型

6. 耐震設計の概要

1. 設計計算法の基本方針

下部構造の耐震設計計算は、地震時における地盤の影響をばね効果と減衰効果とに置き換え、下部構造をばね、減衰が付着した質点系または連続体と仮定して力学モデルを設定し、応答の最大値を算出するものとする。

2. 設計に用いる地震応答スペクトル曲線

設計には、図-1に示す加速度応答スペクトル曲線を用いる。

ただし、この曲線は次の事項を考慮して作られたものである。

- (1) 構造物が第3紀より古い支持層に建設され、第4紀の堆積が全くないか、薄い場合。
- (2) 地震加速度は、支持地盤上において180galとする。
- (3) 近地震（震央距離50km程度以内）については必要に応じて別途考慮すること。（20km以内に地震が発生する可能性について検討しなければならないが、現段階では考慮せず）

3. 設計に用いる諸数値

設計では、下部構造と地盤の力学モデルについて、次の諸数値を設定するものとする。

3.1 質量

下部構造の質量、水の付加質量および上部構造の影響について算定する。

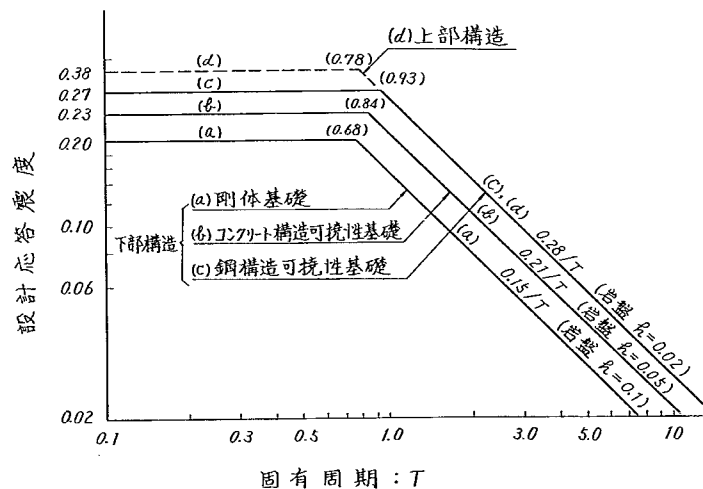


図-12 設計に用いる応答スペクトル曲線

3.2 ばね

地盤のばねは、弾性理論および実験から算定するが、主として「道路橋下部構造設計指針、ケーソン基礎の設計篇」にもとづくものとする。

3.3 減衰定数

設計には、次の減衰定数を用いる。

- (1) 比較的短周期の剛体基礎（下部構造の主要な振動モードが地盤の変形に支配されるもの）の場合；

$$h = 0.1$$

- (2) 弾性変形を伴う可撓性基礎（下部構造の主要な振動モードが躯体部の変形に支配されるもの）の場合；

（両者の中間的挙動を示す場合）； $h = 0.05$

（下部構造躯体の構造減衰が卓越し、上部構造に近い挙動を示す場合）

$$; h = 0.01 \sim 0.05 \text{ (平均 } 0.02 \text{)}$$

ここに減衰定数； h は臨界減衰に対する比である。

4. 設計計算の手順および設計計算式

4.1 剛体基礎

主塔基礎

橋軸方向，橋軸直角方向

(1) 力学モデルの設定

- 1) 重量とその作用点
- 2) 力学モデルの重心高
- 3) 力学モデルの全高
- 4) 力学モデルの単位体積重量

(2) 地盤のばね定数

- 1) 水平ばね定数
- 2) 鉛直ばね定数
- 3) 底面剪断ばね定数
- 4) 回転ばね定数

(3) 固有周期，回転中心の計算

(4) 応答計算

- 1) 最大応答変位，回転角
- 2) 重心点の最大水平震度
- 3) 基礎天端の水平変位
- 4) 基礎底面に作用する力
モーメント，剪断力，鉛直力
- 5) 地盤反力，偏心距離

偏心距離，底面地盤反力，側面地盤反力

アンカー基礎

地震時 橋軸方向，橋軸直角方向

常時 橋軸方向

4.2 多柱基礎

主塔基礎

橋軸方向，橋軸直角方向

(1) 力学モデル

2質点系平面ラーメン

(2) 地盤のばね定数

(3) 固有周期

(4) 応答計算

7. 列車走行の検討

7.1 列車走行が吊橋に与える影響

撓みの動的増巾率は、単一集中荷重が走行する場合 $i = \frac{\alpha}{1 - \alpha}$, 等分布荷重の場合 $i = \frac{\alpha^2}{1 - \alpha^2}$ で略算することができる。ここに $\alpha = \frac{VT}{L}$

V : 速度

T : 吊橋の固有振動数

L : 支間

上記の式において、列車走行上、主径間 1 / 4 点に着目すれば、逆対称 1 次モードの固有振動数をとればよいと考えられるので、速度 160 Km/h における衝撃率を計算すれば、表 4.1 のようになる。この数値から支間が大きくなれば動的影響は小さくなる傾向にあること、また 5 径間吊橋では、衝撃値を大きくとる必要があることがわかる。

スパン (m)	1515	1750	1880(1/10)	2000	L-5(1/15)
振動数 (c/s)	0.099	0.088	0.084	0.081	0.110
衝撃値	0.10	0.10	0.09	0.08	0.18

表 7 衝撃率

7.2 列車走行性

車両のバネの上下振動数は、新幹線の場合 1.0 c/s 程度であり、各吊橋の固有振動数のうち、1 次の値は小さいのでさらに、2 次の値を比べてみると、表 4.2 のとおりで、スパンの大きい吊橋ほど振動数は小さくなっており、5 径間ではそれらより多少高いものがあるが、いずれも車体の固有振動数とははなれているため、共振を考える必要はないものと考えられる。

スパン	L-1515	L-1750	L-1880(1/10)	L-2000	L-5(1/15)
鉛直対称	0.152	0.138	0.130	0.124	0.18
" 逆対称	0.138	0.092	0.086	0.083	0.25
振れ対称	0.400	0.322	0.302	0.292	0.36
" 逆対称	0.368	0.270	0.248	0.510	0.48

表 - 8 2 次固有振動数の比較

車体の蛇行動については、吊構造部の重量の 1 車長当り 50t 程度以上あれば、吊橋の固有振動数を 0.1 c/s と仮定して計算した例では、普通の軌道上を走行している場合と殆んど同じ振動安定性状を示すことがわかっている。各吊橋の 1 車長当りの吊構造部の重量は 100t 以上あり、十分な重量を持

っている。

4.3 伸縮構造

各吊橋の最大伸縮量を表9に示す。現在、伸縮量最大150cmの構造について、実大実験を行なう準備が進められているが、L-1880(1/12)はその装置の限度を多少超える伸縮量であり、今後の改良によりそれを満足できる可能性がある。しかし5径間の場合にはその量は大きく、構想を改めて伸縮構造の検討を行なう必要が生じてくる。

橋 種	位 置	橋 台 部 橋台端～側径端	塔 部		
			側径端部	中央端部	側径部～中央端
3 セ ッ ト (連 続)	L- 669	51 cm	—	—	—
	L-1515	220 cm	—	—	—
	L- 770	—	—	—	—
5 径 間	515	18 cm	—	—	—
	1263	—	37 cm	149 cm	112 cm
	1515	—	120 cm	251 cm	371 cm
	—	—	—	—	—
L-1750		71 cm	87 cm	330 cm	417 cm
L-1880(1/10)		52 cm	87 cm	329 cm	416 cm
L-1880(1/12)		41 cm	88 cm	239 cm	327 cm
L-2000		69 cm	75 cm	291 cm	366 cm

* 上記の伸縮量は開へた場合⊕と縮んだ場合⊖の各値を加えた数値である。

例：416 = 204 + 212 cm

⊕ ⊖

表-9 伸 縮 量

鉛直角折れの影響については、その値を表10に示す。この表からみれば、支間の長い吊橋ほど、また連続補剛トラス型式のものが走行性がよく、5径間は最も劣ることになる。

		橋 台	主 塔
3 セ ッ ト	L- 669	11.1	—
	L-1515	25.5	—
	L- 770	(15.0)	—
5 径 間	515	17.7	—
	1263	—	35.2
	1515	—	36.2
	1263	—	35.2
	515	17.7	—
L-1750		28.4	33
L-1880(1/10)		26.0	29
L-1880(1/12)		21.5	26.8
L-2000		19.4	25.3

印 ()印はKS-18の場合の数字を、他の橋をみてスライトさせた。

表-10 最大角折れ量 (角折れ単位 1/1000)