

ISSN 0386-5878
土木研究所資料 第2292号

昭和 60 年 度

土木研究所講演会

講演集

昭和61年 3月 7日

建設省土木研究所

Copyright © 1986 by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W.R.I.

この報告書は、土木研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行ってはならない。

土木研究所資料
第2292号 61年3月

昭和60年度

土木研究所講演会 講演集

企画部企画課

要 旨

本資料は、「昭和60年度土木研究所講演会」の講演内容をまとめたものである。この講演会は、土木研究所が実施している調査研究の成果や最近の土木技術に関する話題、動向などを各方面に紹介することを目的として、毎年1回開催している。

キーワード：土木研究所講演会，越水，堤防，ジオテキスタイル，
ダム，流水制御，斜張橋

目 次

1. 越水による堤防の破壊とその対策……………	河川部長	橋 本 宏……………	1
2. 「特別講演」フランスにおける	日仏会館フランス学長		
都市環境研究……………	社会科学高等研究学院教授	オギュスタン ベルク……………	3 8
3. ジオテキスタイルの利用技術			
の開発とその動向……………	土質研究室長	久 楽 勝 行……………	4 0
3. ダムにおける流水制御技術の動向……………	ダム部長	藤 本 成……………	7 8
4. 最近の斜張橋建設技術の動向……………	構造橋梁部長	多 田 浩 彦……………	1 1 0

越水による堤防の破壊とその対策

河川部長 橋 本 宏

越水による堤防の破壊とその対策

1. まえがき

河川堤防は河川構造物の中で重要な位置を占めており、かつ延長が非常に長い。堤防の破壊原因を調べると越水によるものがそのほとんどを占めているために、越水対策が行われれば洪水による被害の軽減に役立つものと考えられる。堤防を築造する場合には多量の材料を必要とするために現場で得られやすい土を利用する場合が多い。しかし強度については越水に抵抗するのは困難で、一度越水が生じると破堤することになる。しかし、最近においては構造物の安全性に対する要求がきびしくなり、簡単に破壊しない構造物が望まれている。

堤防の越水破堤を防ぐためには、まずその原因を明らかにしなければならないが、実際の破壊現象を見ることは困難である。したがって、ここでは大型実験によって越水によって堤防が破壊する機構を明らかにするとともに、その対策について種々の対策工を考え、その効果を検討した結果について述べることにする。また、それらの結果に基づいて耐越水堤防を設計する際の基本的考えについて考察してみた。

越水に抵抗できる堤防を造る場合はかなり限られる可能性はあるが、これまでの堤防の設計に対する新しい考えを示すものとして検討に値するものと思われる。

2. 越水による堤防の破壊

越水に対して抵抗できる堤防を開発するためには、まず破壊の機構を明確にし、対策を検討することが必要と考えられる。しかし、実際の堤防が破壊することはまれであり、また詳細な観察や測定はほとんど不可能であるために大型の実験を主体に検討することが必要である。

通常の堤防は土堤であり、表面には芝を張ってあるので、芝の張ってない裸堤と芝張堤について越流による破壊形態とその機構をまず調べた。また、越流によって生じる堤防天端および裏のり面に作用する圧力とせん断力についても、主要な外力であるためにその状況を明らかにすることとする。

2.1 大型実験の概要

大型実験は土木研究所河川模型実験施設に、図-1に示すように幅5m、長さ22.3m、高さ4.5mの水路を設け、その中に高さ2.5m、天端幅4.0mの堤防を設置して行った。堤体形状についてはのり勾配1.5割および2割、天端幅については一部7.0mのものも用いている。

堤防に用いた土は、関東ローム、江戸崎山砂、小貝川土砂1、小貝川土砂2の4種類である。江戸崎山砂と小貝川土砂はいずれも実際の堤防築造に際して用いられている土砂で、小貝川土砂は小貝川の河川敷から採取したもので、1と2は採取位置が異なる。それぞれの粒度分布を図-2に示す。

築堤は実験No. 1～4は機械施工で、それ以外は人力で約50cm盛るごとに人力で締め固めを行った。芝張堤の場合には野芝を植えつけ、3～9ヶ月養生した後に実験を行った。芝の成育状態や含水量は土の種類が同じであっても同一の条件にはなっていない。

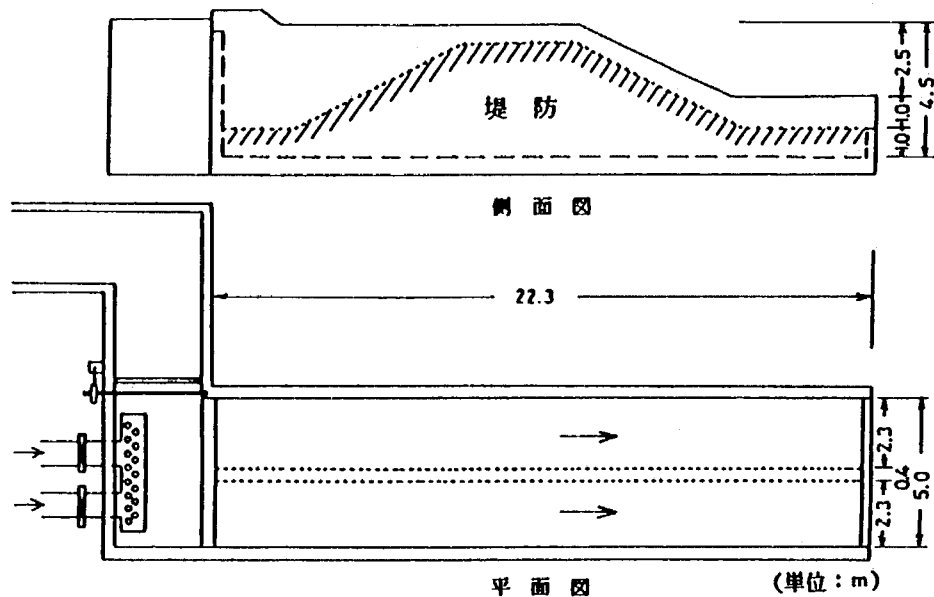


図-1 実験施設

実験は堤体内に浸透水がある状態を想定し、堤防表側に約3～7日間湛水し、その後に越流させた。実験は一定の流量を与え、水面形状を測定するとともに堤体の変形を測定し、またビデオによって破壊状況を記録した。堤防形状が大きく変形した場合には給水を止めて形状の測定を行った。

越流量は、流量が少ないと堤防の破壊が生ぜず、多いと短時間に破壊するために適当な量を設定する必要があるが $0.2 \sim 0.9 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{s}$ の範囲で実験を行っている。破壊状況を調べる実験においては表-1に示すように先に述べた4種類の土について芝を張らない裸堤の場合と芝を張った場合に関して検討を行った。なお越流量と堤防表法肩での越流水深との間には、本実験に用いた堤防形状では $q = 1.9 h^{3/2}$ (q : 越流量 ($\text{m}^3/\text{m} \cdot \text{s}$), h : 越流水深 (m))の関係があり、実験を行った越流水深としては $0.2 \sim 0.6 \text{ m}$ の範囲にある。

2.2 裸堤の破壊過程

堤防の越水による破壊過程を調べ、その対策を検討するために、まず裸堤についての実験結果を述べる。土質は4種類の土を用いているが、破壊過程についてはほぼ同じ特性を示すために、小貝川土砂2を用いた実験No. 31の結果について述べる。

越流量として $0.2 \text{ m}^3/\text{m} \cdot \text{s}$ 、越流水深 0.2 m で越流を始めるとまず裏法の法肩から約1 mより下の

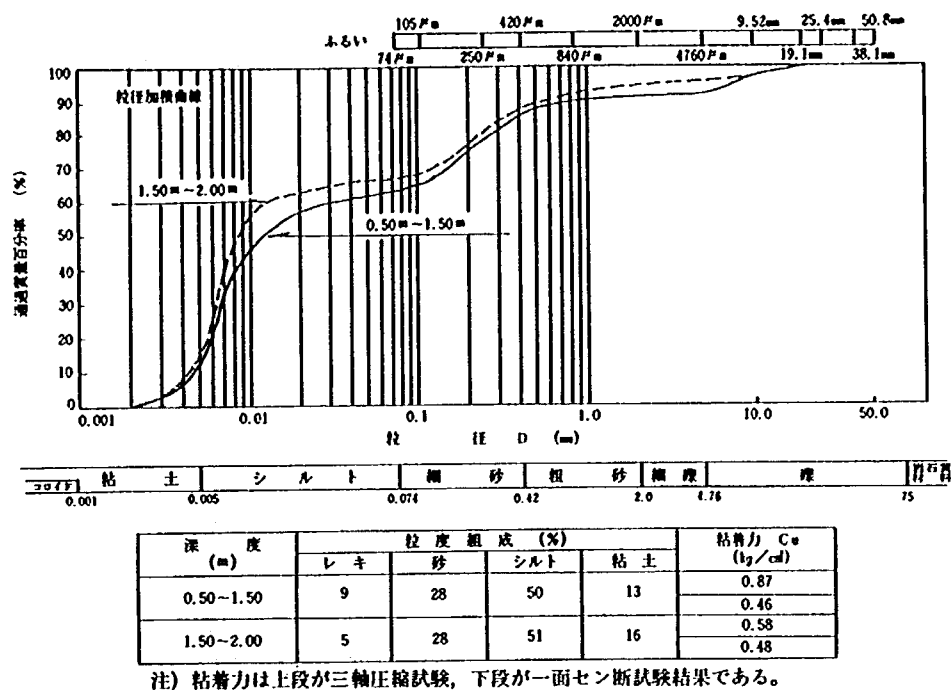


図-2(a) 堤体に用いた土の粒度分布 (関東ローム)

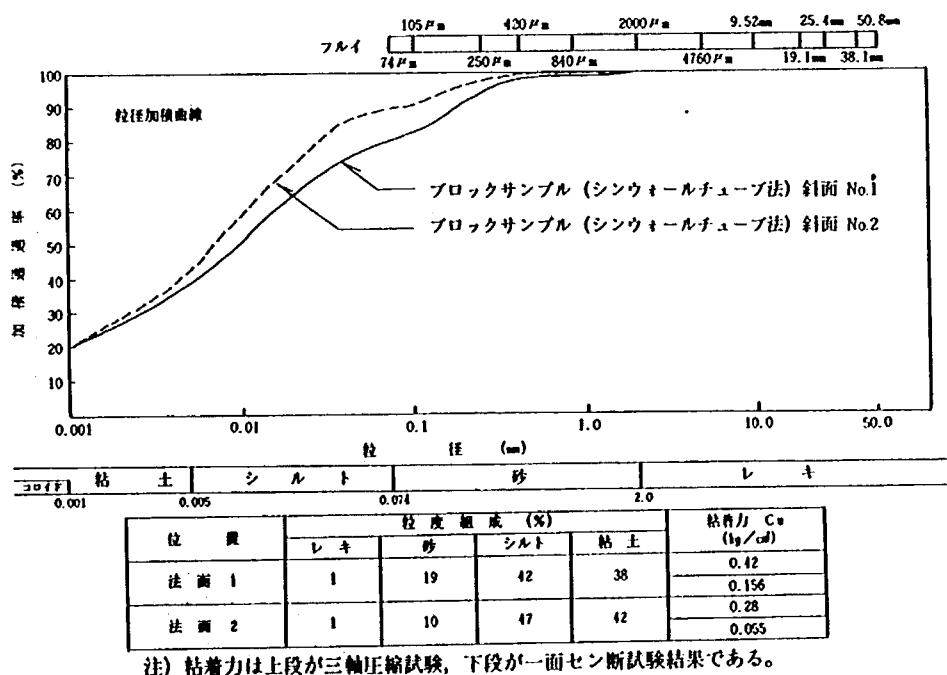
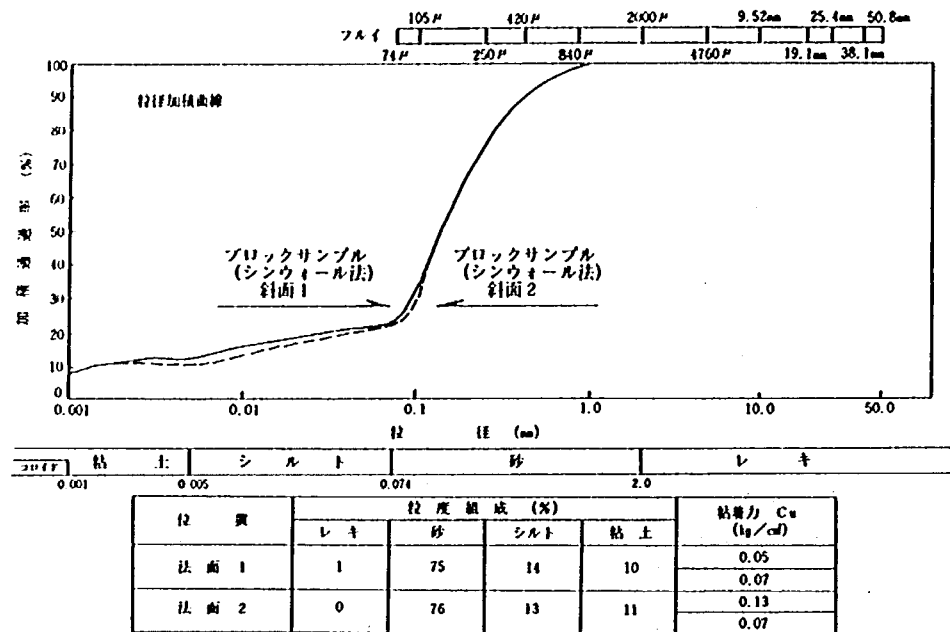
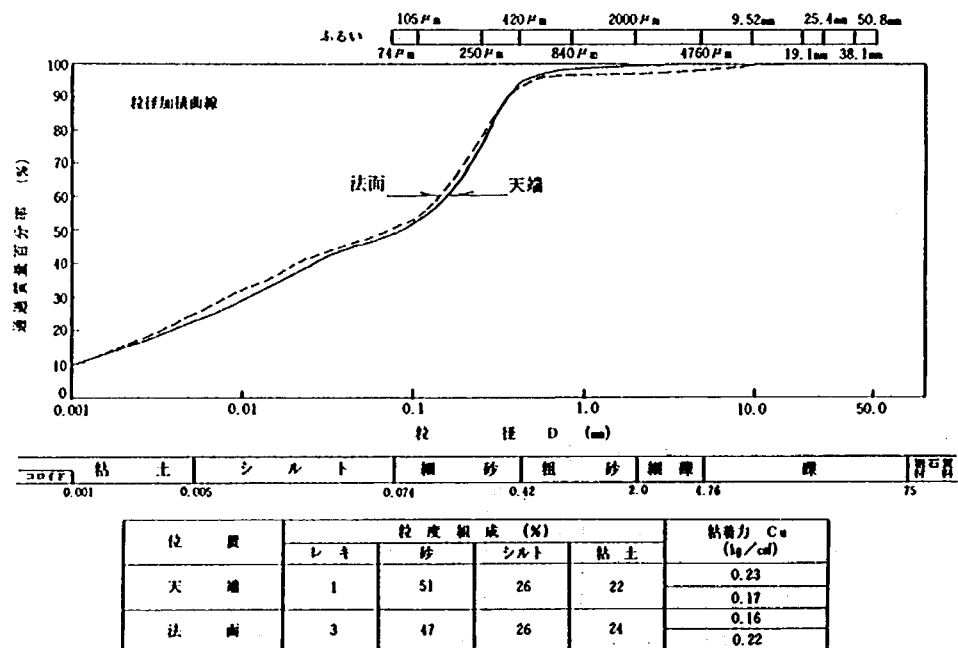


図-2(b) 堤体に用いた土の粒度分布 (小貝川土砂1)



注) 粘着力は上段が一面セソ断試験, 下段が三軸圧縮試験結果である。

図-2(c) 堤体に用いた土の粒度分布 (江戸崎山砂)



注) 粘着力は上段が一面セソ断試験, 下段が三軸圧縮試験結果である。

図-2(d) 堤体に用いた土の粒度分布 (小貝川土砂2)

表-1 実験条件と結果の概要

実験 No	堤防の 種類	堤体土の 種類	天端幅 (m)	法勾配	芝の養 生期間	洪水 期間	単位幅当 たりの 費用 (円/m)	単位 幅流量 ($\text{m}^3/\text{s}/\text{m}$)	通水 時間 (分)	総越 流量 (m^3/m)	備 考
1	全面 芝張	関口 東ム	4	2割	?	7日	25,000	0.27	64	1,258	非常によく締め固まっている
								0.41	9		
2	裸	小貝川土砂 ①	4	2割	—	7日	(60,000)	0.41	4	98	
8	全面 芝張	・	4	2割	7ヶ月	7日	(25,000)	0.2	15	180	芝の生育状態が悪い。根はごく表層までしか入っていない
11	裸	江戸崎山砂	4	2割	—	7日	(60,000)	0.2	5	155	
								0.57	2		
								0.87	0.5		
12	全面 芝張	・	4	2割	7ヶ月	7日	25,000	0.4	15.5	372	芝の根は深さ30cm程入っている
22	全面 芝張	・	7.75	1.5割	10ヶ月	6日	25,000	0.4	30	720	芝の根は深さ30~50cm入っている
23	全面 芝張	・	7.75	1.5割	10ヶ月	7日	25,000	0.25	26	390	・
31	裸	小貝川土砂 ②	4	2割	—	3日	(60,000)	0.2	15	468	非常によく締め固まっている
								0.4	12		

注1) 実験は、天端が崩壊し破堤したところで終了している。

注2) 費用からは土を盛るのに要する費用を差し引いている。したがって芝張堤の場合は芝張にかかる費用だけが示されている。

ただし裸堤の場合は、()で築堤の費用を示した。

区間において法面の浸食が始まり、写真-1(a)に示すように浸食を受けている部分の流れは大きく乱れ白く濁る。1分間通水後の状況を写真-1(b)に示すが裏法は法肩を除いてほぼ一様に浸食される。また、法尻では法面よりもさらに深く浸食されている。さらに流量 $0.2\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ を15分間流し、その後 $0.4\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ に変えて3分間流した後の状況を写真-1(c)に示すが裏法はほぼ完全に削られ、堤体は法肩から切り立ったような形になる。この段階では天端と表法はほとんど浸食されていない。これ以後、天端に法線方向の割れ目が入り、土が大きな塊となって崩落しながら天端幅が減少し写真-1(d)に示すように破堤に至る。

このような破壊過程は、他の裸堤の実験においても基本的には変わらないが通水初期の浸食形態には土質により少し異なる。江戸崎山砂を用いた実験No.11は砂質土で堤体が造られているが写真-2に示すように法尻よりも裏法の上半分で大に浸食されている。これら一連の実験で浸食が早く進む土については実験No.11とほぼ同様の傾向を示す。

これらの観察結果から裸堤の破壊過程とその機構は次のようにまとめられる。図-3に模式的に示



a) 通水開始直後

途中から白濁した流れになっている。
この部分で浸食が始まっている。



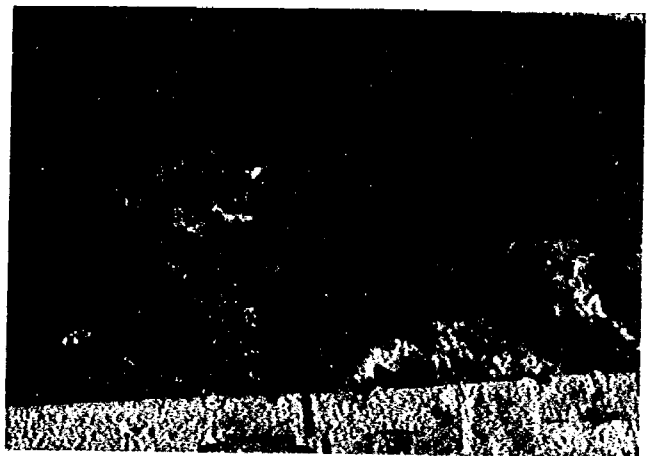
b) 1分通水後

法尻部が特に深く浸食されている。
裏法部の浸食については、上部・下部
に大きな差はない。



c) 18分通水後

裏法部がほぼ浸食され、堤体が
切り立った形になっている。



d) 27分通水後

天端の部分が大きな土塊となって
くずれていく

写真1. 裸堤の破壊状況 (実験No.31) $\left(\begin{array}{l} 15\text{分間} \quad q = 0.2 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \\ 12\text{分間} \quad q = 0.4 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m} \end{array} \right)$

すように破壊過程は裏法のみ浸食される裏法浸食過程と、裏法全体が浸食された後に天端とともに堤体が崩壊する堤体崩壊過程に分けられる。裏法崩壊過程では主に越流水によるせん断力によって浸食されるのに対して、堤体崩壊過程では流れのみならず裏法が直立に近くなるために堤体自体の不安定が崩壊の原因となる。このため、天端が浸食されるのではなく、大きく土塊が崩れ落ちるといった破壊形態を示す。天端に作用するせん断力は裏のりに比較すると小さく天端の浸食は生じにくい。

裏法浸食過程については、法面に作用するせん断力が下部ほど大きくなるために、せん断力が土を浸食できる大きさになった地点より下流側で浸食を生じ、法肩付近はせん断力が小さく浸食されにくい。土の強度が大きい場合には浸食はあまり進まず、越流水は法尻に達し法尻部の浸食が大きくなる。一方、土の強度が小さい場合には裏法が浸食されその上部が変形する。このため越流水は法尻に達する前にある程度減勢され上部に比較すると浸食は小さい。また階段状の浸食形態を示す。



2分通水後
($q = 0.2 \text{ m}^3/\text{s}/\text{m}$)
裏法の上部の浸食が特に激しい

写真2. 裸堤の裏法上部の破壊 (実験No.11)

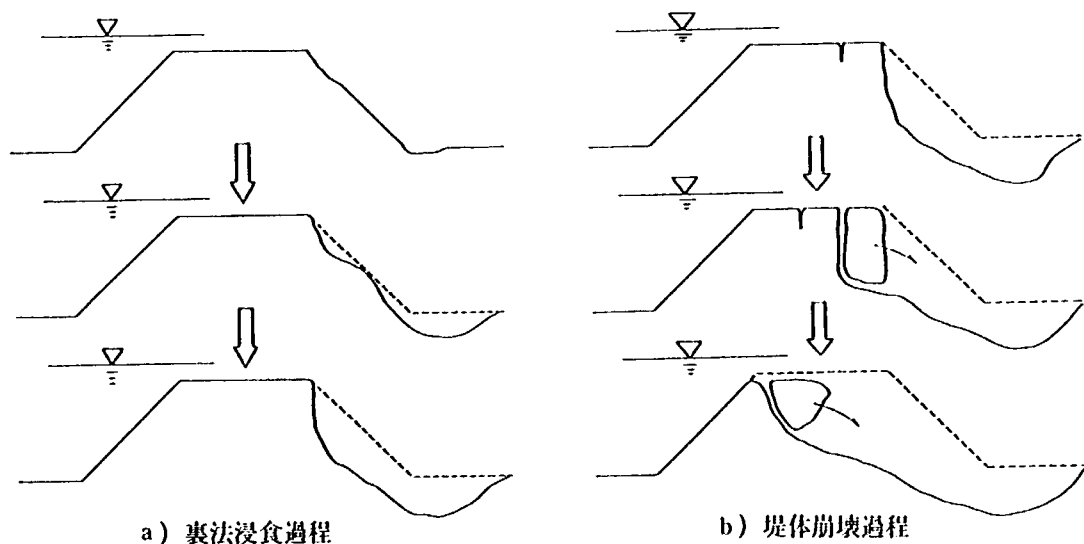


図-3 土堤の破壊過程

2.3 芝張堤の破壊過程

芝張堤についても4種類の土質を用いた堤体についての実験を行っているが、その破壊過程は基本的には裸堤の場合と同じである。芝の成育状態の良かった実験No. 22の結果を見ると、越流量 $0.4\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ と裸堤の場合の2倍の流量としたのにもかかわらず、写真-3(a)に示すように通水後1分30秒でも裏法の流れは裸地の場合と異なり白濁しておらず浸食は生じていない。しかし法尻より下流ではかなり乱れている。写真-3(b)は17分通水した後の状況であるが、裏法では芝が堤を被うように表面にかぶさり浸食を生じていない。一方、法尻から下流では左側壁に沿って芝がめくり上がり浸食されている。この3分後に写真-3(c)に示すように裏法が急激に法尻から浸食された。その後は裸堤と同様に堤体がブロック状に分かれて写真-3(d)に示すように崩壊した。

堤体表面に芝があると、芝が表面を被うために土自体に作用するせん断力が減少すること、また芝の根によって土塊が浸食されるのを防ぐことなどによって浸食に対する抵抗力は増す。このために浸食が生じる越流量や時間が裸堤に比較して増加する。また、浸食の始まる位置はせん断力が大きくなる法尻からその下流に移動する。芝は根が張っており、ある程度の厚さまでは抵抗するが深く土が流失すると芝が一度に離脱する。また、どこか一個所浸食を生じるとそれが他の部分に波及する。

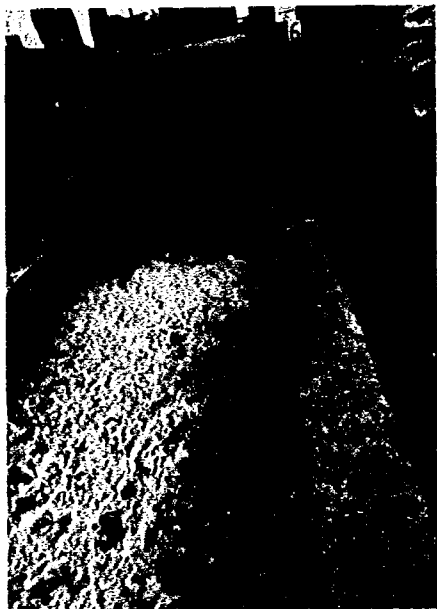
2.4 浸食量と累積越流量

堤防の越水による形状変化は外力としての越流量とその作用時間によって支配されていると考えられるが、この実験においては越流量としていずれの場合も裏法の抵抗力よりも大きい値を与えていることより、越流量と作用時間の積である累積越流量を外力の代表値ととり、これと形状変化の関係を調べてみる。形状変化は初期の堤体形状から浸食された量（浸食量）をとり、これと累積越流量の関係を示したのが図-4である。

裸堤の場合には浸食量は累積越流量の増加とともに増加し、浸食速度はほぼ一定である。すなわち裏法が浸食される場合であっても、堤体が崩壊する場合であっても、越流量に比例して土砂が失われることを示している。また堤体土の種類による違いを見ると、小貝川土砂1と江戸崎山砂はほぼ同じ特性を示すが、小貝川土砂2では浸食量が少なく強い堤体であったことを示している。堤体土の粒度分布は大きな違いはないが、小貝川土砂2は表-2に示すように他と比較して締固め度が93%と高く、この影響が表れているものと考えられる。

芝張堤については初期には累積越流量が増加しても浸食量は増加せず、浸食量がある程度の値になると急激に増加する傾向を示す。初期の状態は裏法浸食過程に対応し、芝が浸食に抵抗していると考えられる。しかし、芝が浸食に耐える累積越流量については実験ケースごとに異なっており、芝の成育状態や法面の土の状態が影響していると考えられる。実験No. 8では堤体土が固結していたため芝の根が表層までしか入らず、一方実験No. 22では芝もよく成育し根も30~50cmの深さにまで達していた。

裏法の芝が取られた後は芝張堤であっても裸堤とほぼ同じ浸食量を示しており、堤体崩壊過程にお



a) 1分30秒通水後



b) 17分通水後

法尻から小段にかけて芝がめくれ
上がっている。



c) 20分通水後

裏法がすべて浸食され、
堤体が切り立った形になる。



d) 21分通水後

天端崩落の状況

写真-3 芝張堤の破壊状況(実験No.22)

いては主として堤体の土質によって浸食量が規程されていることを示している。

関東ロームで堤体を作った実験No. 1では越流量 $0.27\text{ m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ を約30分通水すると芝は取られたが、その後、約30分通水しても堤体は破壊しないために流量を $0.41\text{ m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ として通水したところ一部分が破壊した。堤体土の締め固め度は93%であり、また透水係数も低いために抵抗したものと考えられる。

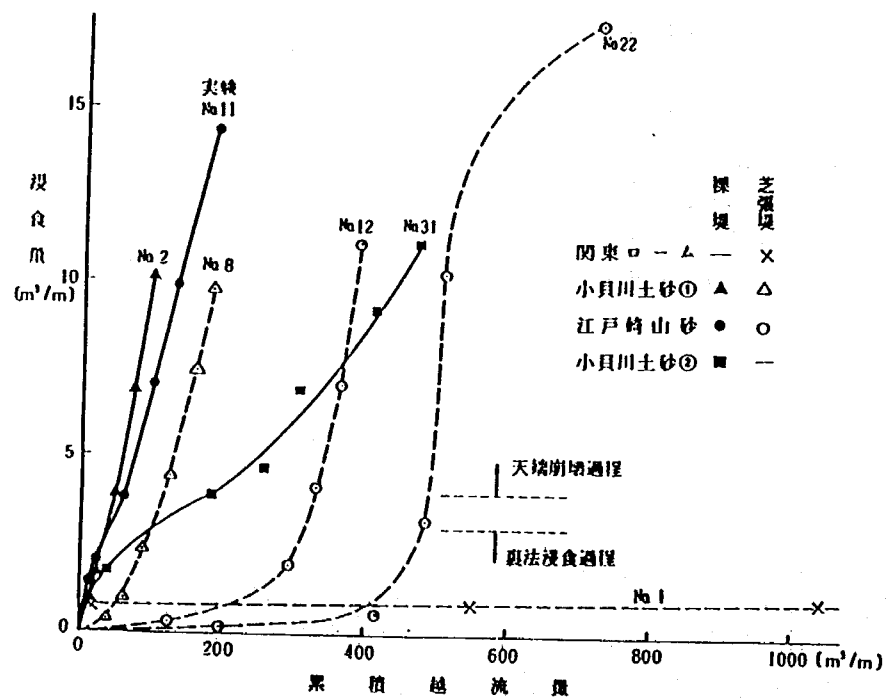


図-4 累積越流量と浸食量の関係

表-2 堤体土の特性

	最大乾燥密度	現場乾燥密度	締め固め度	透水係数
関東ローム	0.97 g/cm^3	0.90 g/cm^3	93%	4.8×10^{-7}
小貝川土砂1	1.36	1.10	83	6.2×10^{-7}
江戸崎山砂	1.60	1.33	83	3.1×10^{-6}
小貝川土砂2	1.50	1.40	93	1.9×10^{-7}

3. 堤防に作用する外力

大型実験の結果をもとに裸堤および芝張堤の越水による破壊過程について述べたが、破壊機構を考える場合にも、また対策工を検討する場合にも裏法における越流水による力の特徴を明らかにしておく必要がある。法面に作用する外力としては法面に直角に作用する圧力と、平行に作用するせん断力に分けることができる。堤防を越流する流れは急変流であって解析的に解を得ることがむずかしいために、水理実験によってまずその特性を把握し、次に漸変流の通常の不等流計算法の近似的な適用を試みた。

3.1 越流水の水面形と力

堤防を越流する場合の堤体表面に作用する圧力やせん断力についてはこれまであまり検討がされておらず、その特性が明確でないために、まず実験により検討した結果を述べる。

実験は高さ60cm、天端幅100cm、のり勾配1割および2割の模型堤防に水を流し、水面形状、圧力、流速を測定した。実験条件は表-3のとおりである。

表-3 実験条件

実験	裏法勾配	越流水深	単位幅越流量 (l/s/m)	n	相当粗度 Ks
Case 1-10	1割	10cm	45	0.0065	滑面
Case 1-20	1割	20cm	130		
Case 2-10	2割	10cm	45	0.009	0.014cm
Case 2-20	2割	20cm	130		

*.....越流水深は天端の上流端での水深

*.....n はマンニングの粗度係数(対数則から求めたもの)

*.....Ks は流速分布の測定から求めたもの

堤防を越流する流れは天端の中央で射流となり、水深を減じながら裏法を流れ、法尻ではやや水深が増加する。法尻において底面の流速を測定してみると、はく離を起こしており、当然裏法勾配がきついほどはく離している区間は長く、法面上の水深とはほぼ同じ程度である。また法尻でもはく離を生じている。この実験では浸食の生じないよう天端、法面は固定した状態で行っているが、実際の堤防では法尻や法尻はなめらかに変化している場合もあり、すべての場合にはく離が生じるわけではない。

裏法での水面形予測は、この範囲の流れが射流になっていることから上流での条件を与えれば可能となる。裏法の法尻における法面に直角に測った水深 h_0 と、次式で表される限界水深 h_c の関係を求めると図-5に示すように比例関係にあり、その係数は0.5~0.7の範囲にある。

$$h_c = \left(\frac{q^2}{g \cos \theta} \right)^{1/3} \quad (1)$$

q : 単位幅当たりの流量, θ : 裏法の水平面から測った角度, g : 重力の加速度である。また, 法肩での水深は次のようになる。

$$h_s = a h_c \quad (2)$$

a : 係数である。係数 a は天端幅, 裏法勾配, 粗度によって変化すると考えられるがその変化はあまり大きくないであろう。

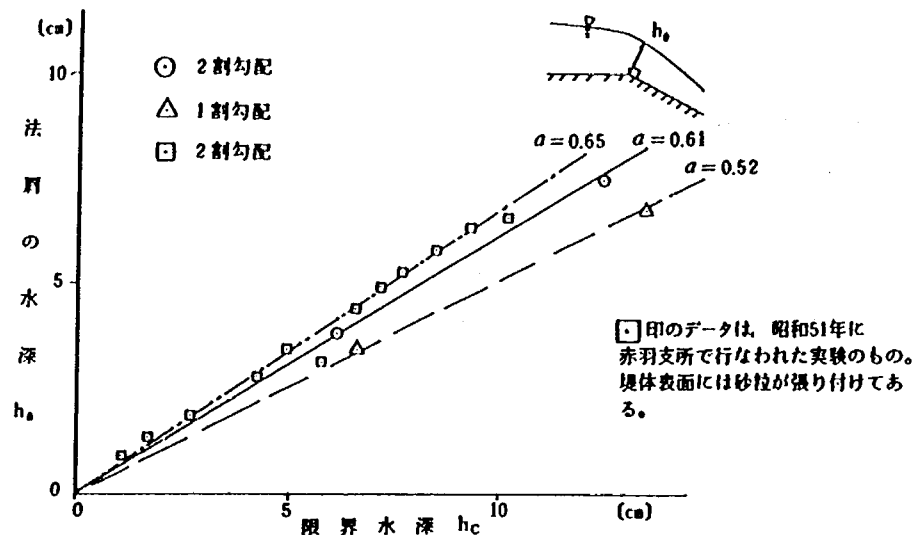


図-5 法肩の水深と限界水深の関係

天端および法面に作用する圧力分布を図-6に示すが, 法肩での圧力低下と法尻での圧力上昇を生じている。法肩では流線が急激に曲がるために遠心力が働くとともにはく離により負圧が生じている。法尻では静水圧と遠心力が同じ向きとなるために大きな圧力が働いている。ここでは平均した圧力を示しているが, 圧力変動も当然大きくなっていると考えられる。静水圧分布からのずれを表す圧力補正係数 α を次式で求めると図-7のようになる。

$$\alpha = \frac{2}{h^2 \cos \theta} \int_0^h \frac{p}{\rho g} dz \quad (3)$$

ここで h : 水深, p : 圧力, z : 底面からの高さ, ρ : 水の密度である。係数 α が1から離れるほど圧力分布が静水圧分布からずれることを表すが, 法肩と法尻のずれはかなり大きい。

天端および法面に働くせん断力については, 図-8に底面の流速分布から求めた底面に作用するせん断力を示す。天端では法肩の近くを除いてせん断力は小さい。裏法では法肩ではく離を生じているためにほとんど0に近く, 流下するにしたがって増大する。法尻でははく離により部分的にせん断力

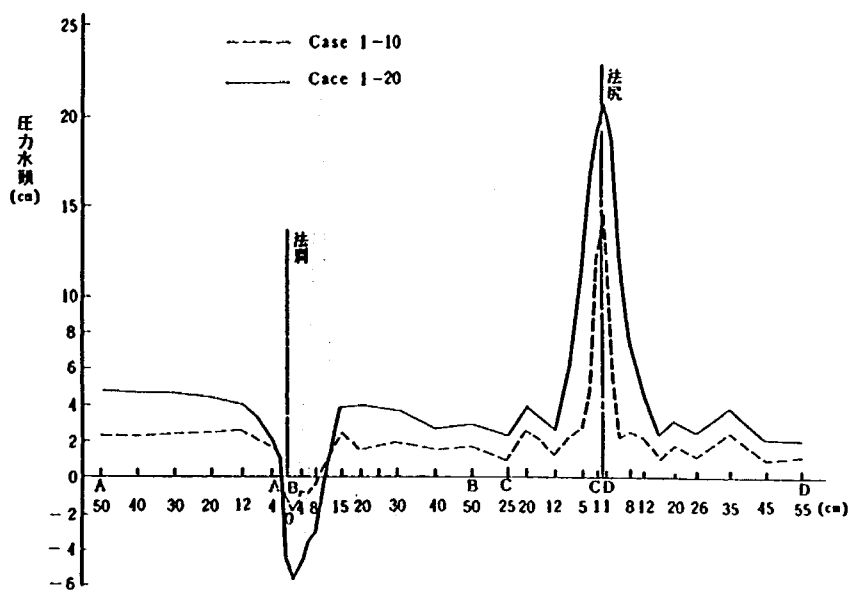


图-6(a) 底面水压縦断 (1割勾配)

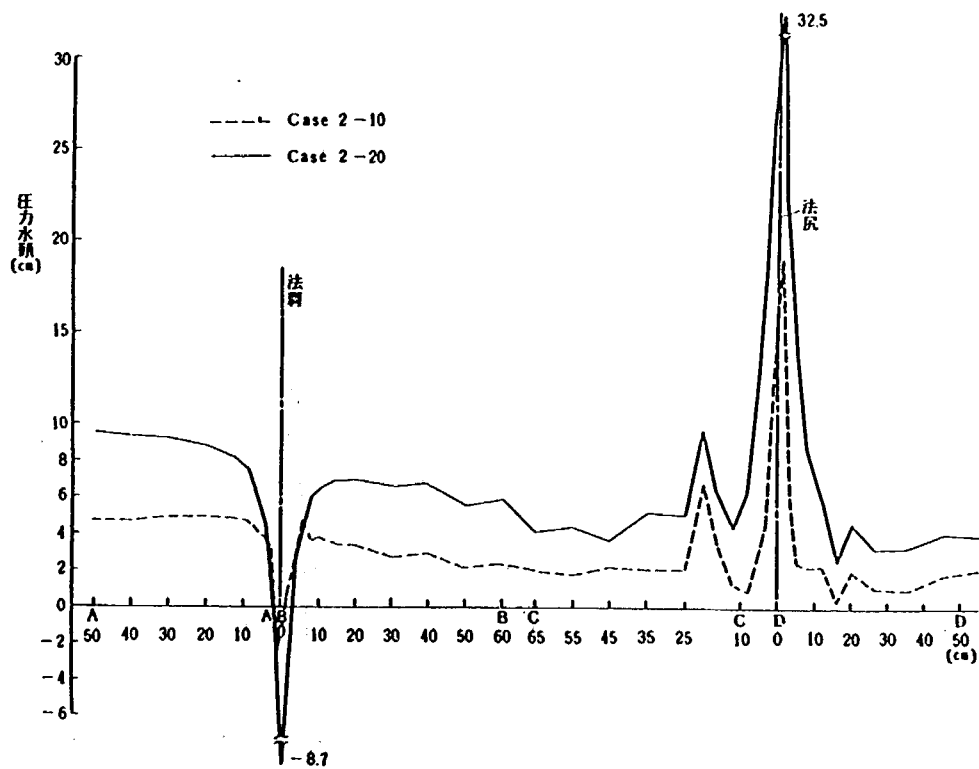


图-6(b) 底面水压縦断 (2割勾配)

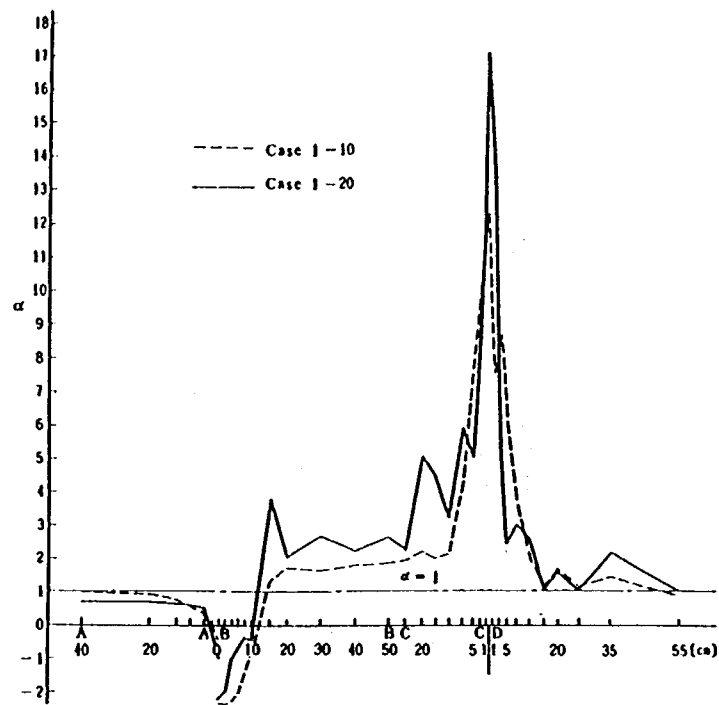


図-7 (a) 圧力補正係 α の縦断分布 (1 割勾配)

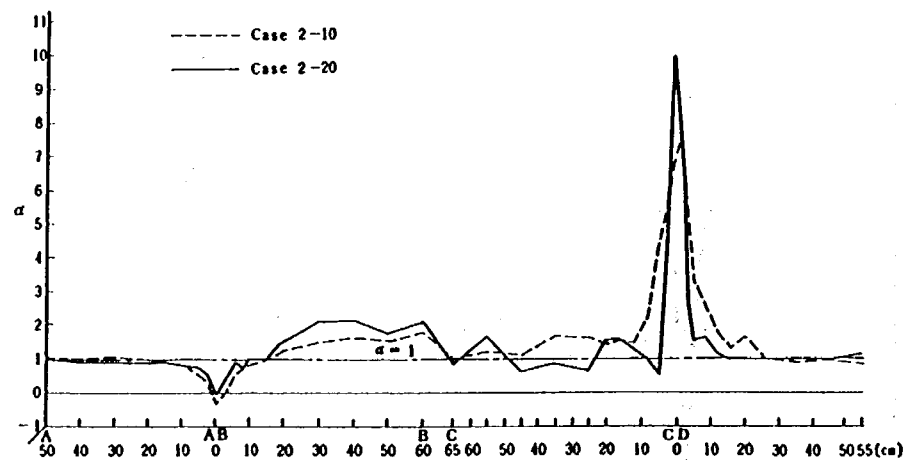


図-7 (b) 圧力補正係数 α の縦断分布 (2 割勾配)

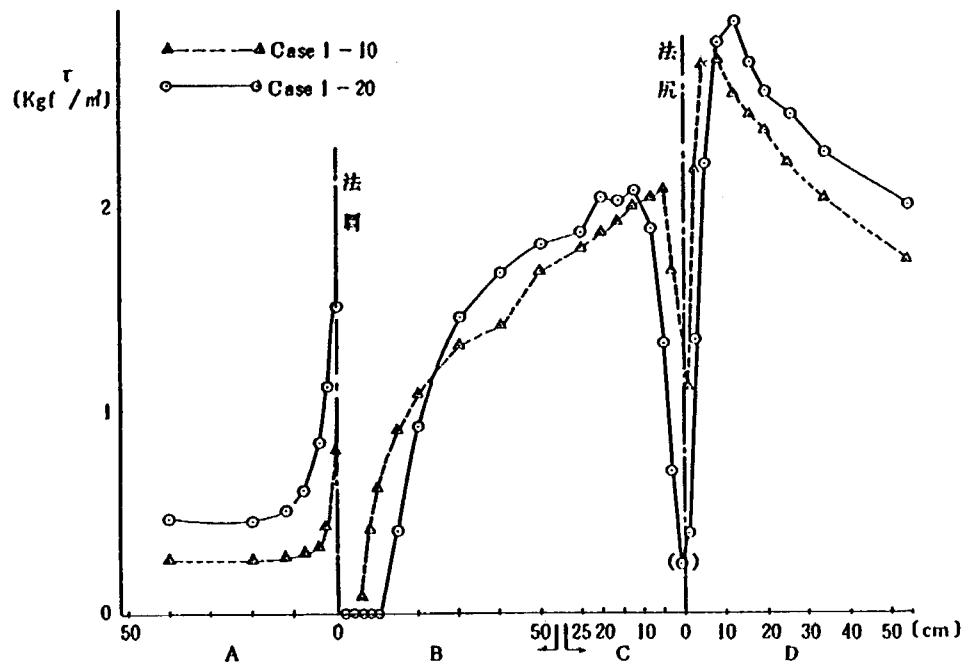


図-8(a) セン断力の縦断分布 (1割勾配)

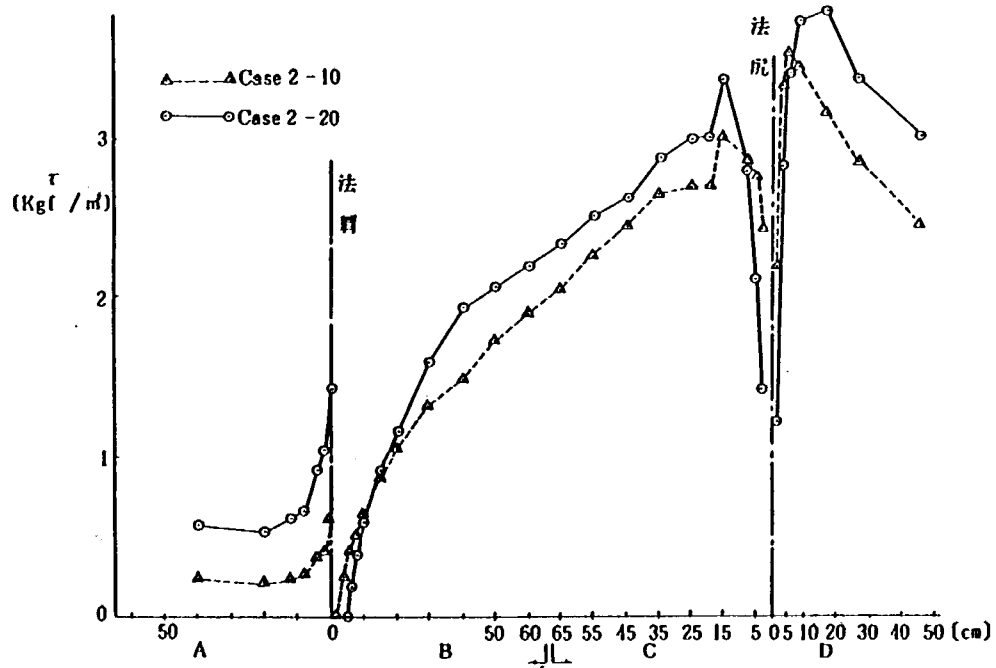


図-8(b) セン断力の縦断分布 (2割勾配)

は低下するが、はく離した流水が再付着し底面に強く当たるために法尻の少し下流で最大値を生じる。

圧力分布およびせん断力の分布特性から、天端と法尻の直下は浸食に対して比較的安全であり、法尻付近が最も浸食されやすいと予想される。

3.2 裏法に作用するせん断力の計算

堤防法面に作用する外力を予測することは法面保護工の設計に際して必要であり、実験結果を利用し漸変流の仮定に基づく開水路方程式を用いせん断力を求める。基本方程式と境界条件は次のようになる。

$$\frac{dh}{dx} = \frac{\sin \theta}{\cos \theta} \cdot \frac{1 - (h_s/h)^3}{1 - (h_c/h)^3} \quad (4)$$

$$h = h_0 \text{ at } x = 0 \quad (5)$$

ここで $h_s = (q/c \sqrt{\sin \theta})^{2/3}$: 等流水深, $h_c = (q^2/g \cos \theta)^{1/3}$: 限界水深, h : 水深 (法面に直角に測定), θ : 法面の角度, x : 法尻からの距離, c : シェジエの係数, q : 流量であり, 記号は図-9を参照。

結果を一般化するために無次元化する。すなわち,

$$h_s = h/h_s \quad (6)$$

$$x_s = x \sin \theta / (h_s \cos \theta) \quad (7)$$

$$F_{s,s}^2 = (h_c/h_s)^3 = \frac{c^2 \sin \theta}{g \cos \theta} \quad (8)$$

とおくと次式が得られる。

$$\frac{dh_s}{dx_s} = \frac{1 - (1/h_s)^3}{1 - F_{s,s}^2 (1/h_s)^3} \quad (9)$$

$$h_s = h_0/h_s = a h_c/h_s = a (F_{s,s})^{2/3} \text{ at } x_s = 0 \quad (10)$$

これらの解は次のようになる。

$$x_s = (h_s - a F_{s,s}^{2/3}) - (1 - F_{s,s}^2) \{ \phi(h_s) - \phi(a F_{s,s}^{2/3}) \} \quad (11)$$

ここで関数 $\phi(h_*)$ は次のようになる。

$$\phi(h_*) = \frac{1}{6} \ln \left\{ \frac{h_*^2 + h_* + 1}{(h_* - 1)^2} \right\} + \frac{1}{\sqrt{3}} \tan^{-1} \left(\frac{2h_* + 1}{\sqrt{3}} \right) \quad (12)$$

また、せん断力と水深の間には次の関係がある。

$$\tau = \frac{\rho g q^2}{c^2 h_*^2} \quad (13)$$

$$\tau_* = \tau / \left\{ \frac{\rho g q^2}{c^2 h_*^2} \right\} \quad (14)$$

とすると $\tau_* = 1/h_*$ となる。 (15)

式 (11) と (12) から h_* を求めると式 (15) から τ_* が得られる。また水深とせん断力は法勾配、粗度、係数 a によって支配されている。

実験値と計算値を比較すると図-10及び図-11に示すように法肩付近を除くとかなり一致している。したがって式 (15) を用いてせん断力を推定することが可能である。また無次元表示した水面形及びせん断力の分布を図-12から図-14に示しておく。この図では $a=0.6$ としている。

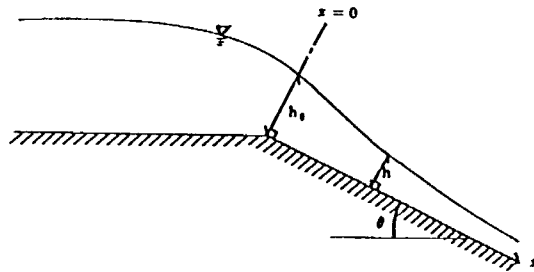


図-9 記号の説明

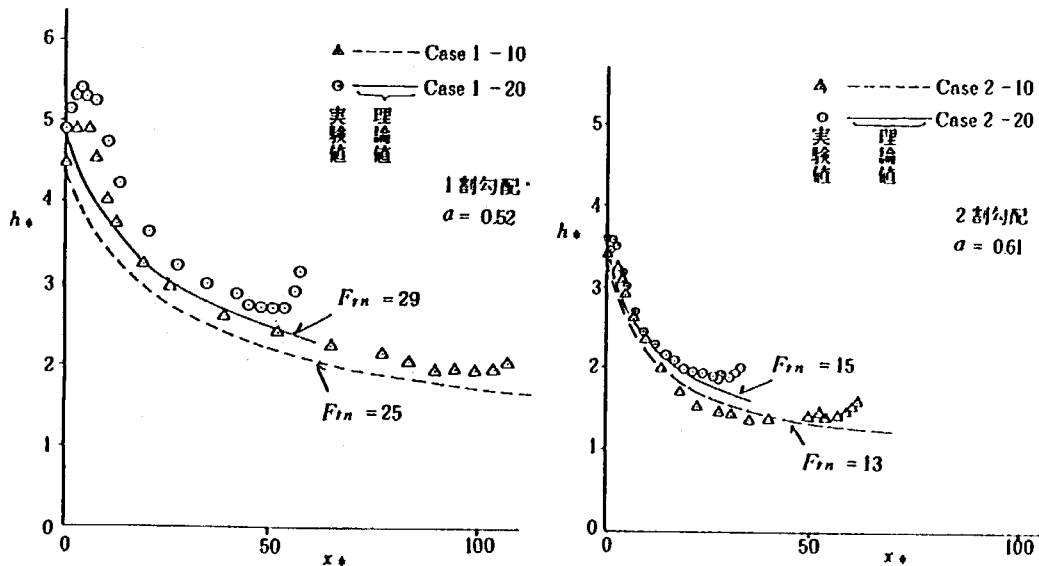


図-10 裏法水深の実験値と計算値の比較

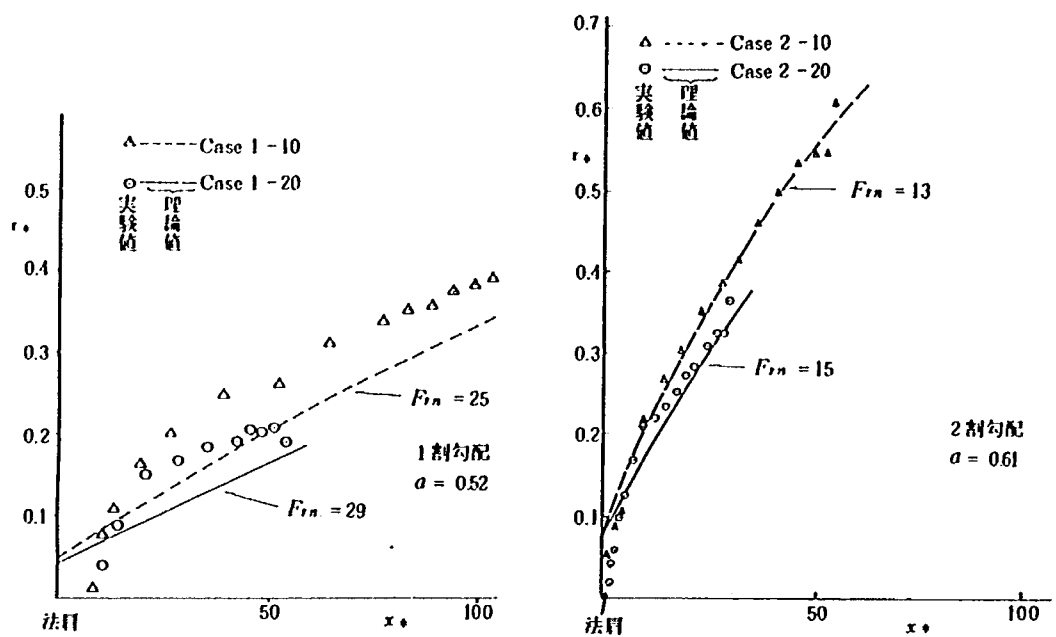


図-11 裏法のせん断力の実験値と計算値の比較

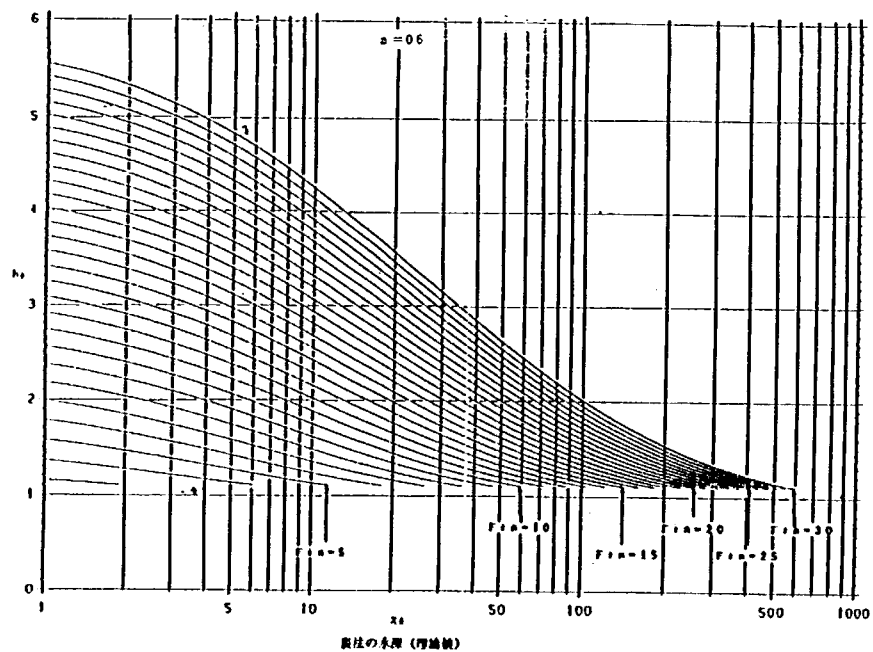


図-12 裏法の水深分布

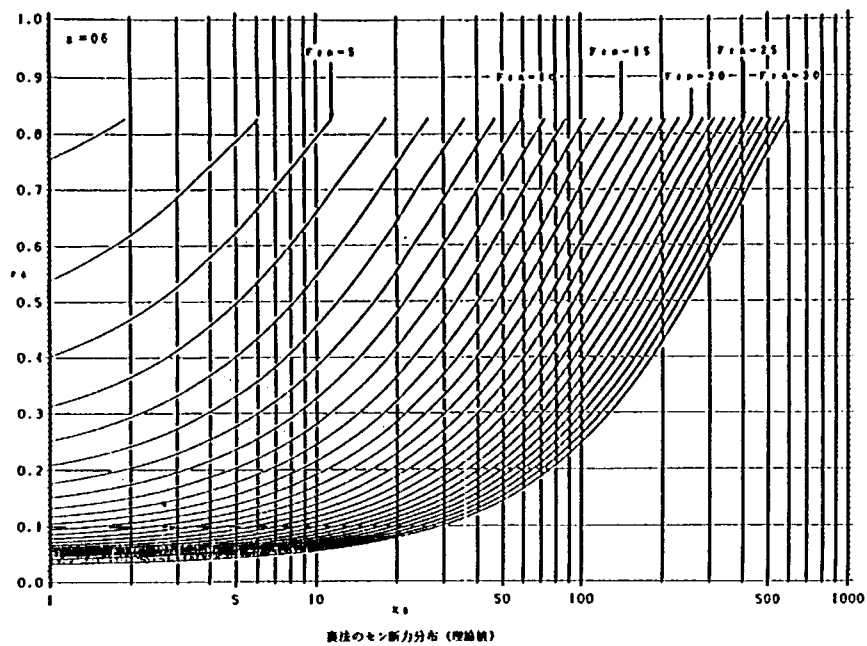


図-13 裏法のせん断力分布

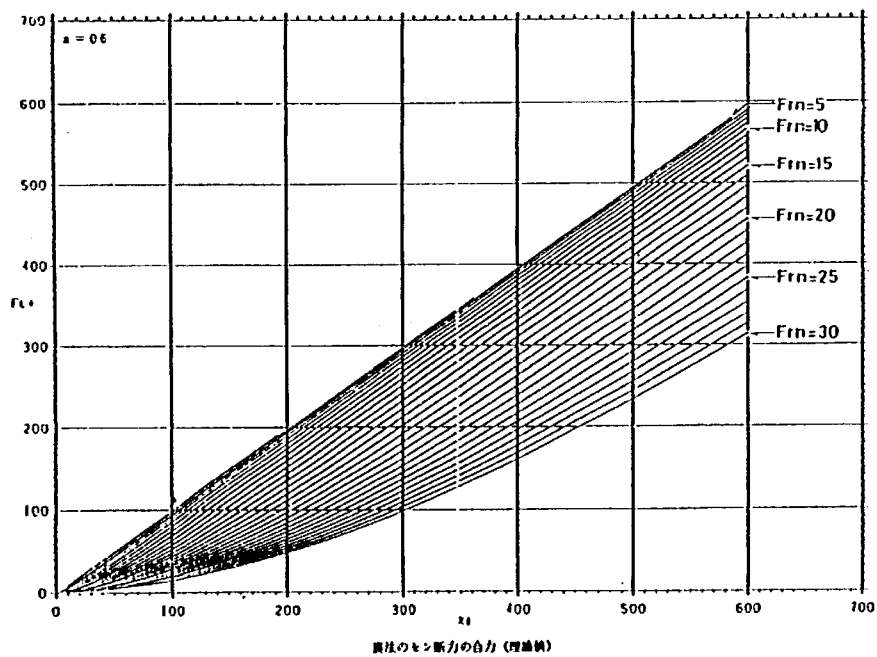


図-14 裏法のせん断力の合力

4. 越水破堤の対策

4.1 基本的考え方

越水による堤防の破壊過程と、堤体に作用する外力について実験の結果を主体に述べてきたが、破堤を防止する対策をこれらに基づいて検討すると次のようなことが考えられる。

構造物が破壊するのは外力に対して抵抗力が弱いためであり、破壊を防止するには外力を小さくするか抵抗力を大きくする必要がある。この考えを破堤の場合にあてはめて、まず裏法浸食過程について考えると裏法をコンクリート等で被覆して法面の浸食に対する抵抗力を増加すること、堤体の高さを低くし小段等を設けたり、法面に粗度を付けて法面に作用する力を小さくすることが考えられる。法面を強固なもので保護する方法は最も一般的であって対策工としてはこれが中心となろう。しかし、コンクリートやアスファルトで被覆するのであれば、その技術はすでに開発されており、特に検討する必要はないであろう。したがって、ここで対象としているのはコンクリートやアスファルト以外で工費が安く効果を発揮するものが要求される。

裏法の高さを低くすることは図－8に示したように法肩に近いほどせん断力は小さいために一つの対策ではあるが、地形等の制約条件があるためにどこでも採用できる方法ではない。しかし、破堤事例を調べると裏法の高さが2 mよりも低い場合には越水しても破堤しなかった事例が多く一つの方法と考えられる。特に小段を設けて法高を低くし、エネルギーを消費することができれば法面の浸食を防止することができる。

粗度を付けると流速は遅くなるが水深が増加するために、法面全体に作用するせん断力は増加する。したがって突起などのあるブロックで被覆するとブロックに作用する力は増加し、それに抵抗できる構造とする必要がある。

堤防の破壊はまず裏法の浸食が生じ、次に堤体が崩壊するという過程をとるために、法面の浸食は生じても堤体自体がある程度の時間にわたり越流に耐えるようにすることも考えられる。この場合の方法としては強度の強い土を用いたり、他の材料により補強し堤体自体を強くすること、河川水や雨水の浸透による土の強度低下を防ぐために表法や天端を被覆すること、堤体の崩壊に至るまでの時間を長くするために天端幅を広くとることなどがある。

越水による破壊防止工法としては上記のように種々のものが考えられるが、具体的な効果や利点、欠点をそれぞれ明らかにしておく必要があり、これらの点について以下に述べることにする。

4.2 裏法保護工

越水が生じ始めると裏法の下部を中心に浸食が生じるために、弱い部分をすべて被覆することが考えられる。浸食に抵抗するためには材料や設置方法を選定しなければならないが、裏法の被覆材として一般に河川の護岸や越流堤で用いられているコンクリートブロック、シート、蛇籠を用いた場合と

堤体表面を難透水性の改良土で被覆した場合についての結果を述べる。

被覆工の効果の検討は解析的な取扱は困難であり、特に破壊現象が伴うものは種々の要因で破壊が生じるために実物に近い規模の実験による検討を必要とする。ここで述べる結果はしたがって、土木研究所河川模型実験施設内に設けられた水路での結果が中心となり、装置及び実験の方法については先に述べた堤防の越水による破壊過程の検討と同じものを用いている。また実験結果の概要を表-4に示しておく。この表で示す堤体土の種類は表-2に示すものと同じものであり、堤体の形状としては天端幅4.0m、高さ2.5m、堤体幅2.0m、法勾配2割である。堤体への河川水の浸透をはかるために、表側で7日程湛水した後に越流実験を行っている。越流量と通水時間については、破壊の状況によって変化させている。また、総越流量は破壊が生じるまでの全流量であり、保護工の効果を表す一つの指標となろう。

(1) 連節ブロック保護工

越流時に浸食される裏法保護の一工法として、河川護岸に用いられている連節ブロックを天端、裏法、小段等に敷設して耐越水性を向上させることが考えられる。

凸型連節ブロックを図-15に示すように設置し、単位幅当たり $0.9\text{m}^3/\text{s}$ というかなり多い流量を与えると約1分後に裏法尻から下流部にかけてゴトゴトという異音が発生し、裏小段で水しぶきが上がり、ブロックが一体となって流出した。ブロックには抗力と揚力が作用し、これに抵抗する力としては摩擦力があるがブロックには止水性がないためにブロック下部への水の浸透により摩擦係数も減少し移動したものと考えられる。したがって、まず抗力を減らす必要がある。

平型ブロックを図-16のように設置し、下部にはステラシートを敷くとともに水平方向に抵抗できるように図-17に示す根止めを行った場合の破壊状況は図-18に示すようになる。

裏法尻付近で流速が増加すること、また裏法を被覆しているブロック全体にのりに沿った方向に力が加わるために裏法尻でブロックが浮き上がり、その下部の堤体土が吸い出される。ブロックと堤体の間隙が大きくなると摩擦抵抗が減少し法面に沿った力が相対的に大きくなるためにさらにブロックが浮き上がりやすくなり、流水の抵抗を受けて吸出し及び浸食が激しくなる。ブロックがさらに変形し根止め工を越える高さまで浮き上がり抗力が増加したために鉄線が切れて裏法下部のブロックが抜けた。一部のブロックは裏法の上部に残っていたので鉄線の先を結びブロックの抜け落ちを防いでさらに通水したところ図-18に示すように裏法のブロックが垂れ下がり、さらにそれが流失し、徐々に堤体が崩壊した。その後天端幅が狭くなるにしたがい天端の下が土が流失し堤体全体が崩壊した。裏法尻のブロックが抜け落ちるのに42分 ($q=0.56\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ で30分、 $q=0.86\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ で12分) かかっているが、全体が崩壊したのは145分後であり、かなりの抵抗を示している。

この結果によれば法面に沿った力によるブロックの移動、ブロックの間隙からの土砂の流失、半壊時のブロックの抜け落ちが崩壊の要因として考えられる。これらの対策として次に堤体の表面を安定処理し、ステラシートを敷いた上にブロックを連結する際にロープにより結び目を造り抜け落ちるの

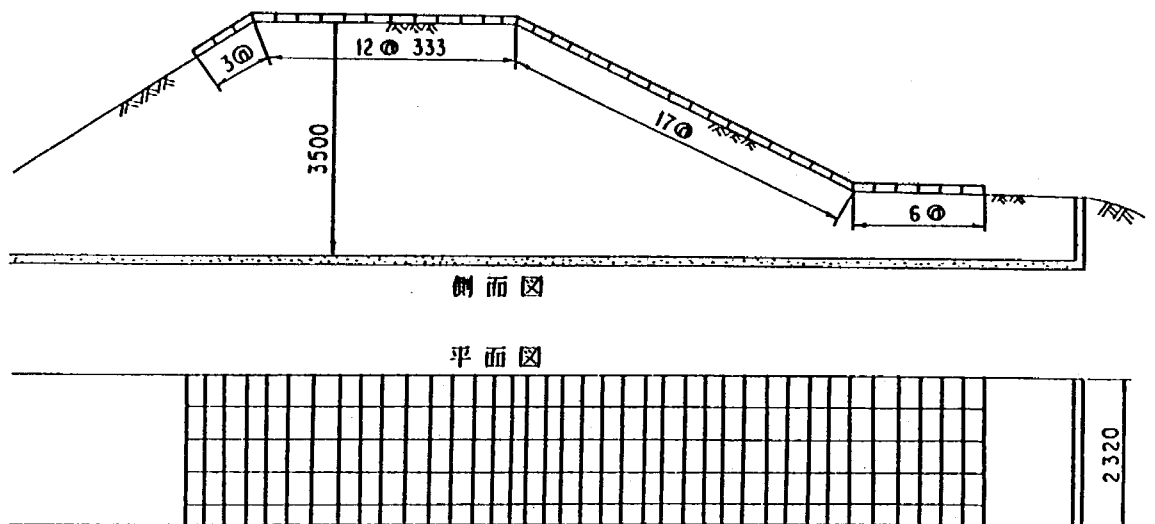
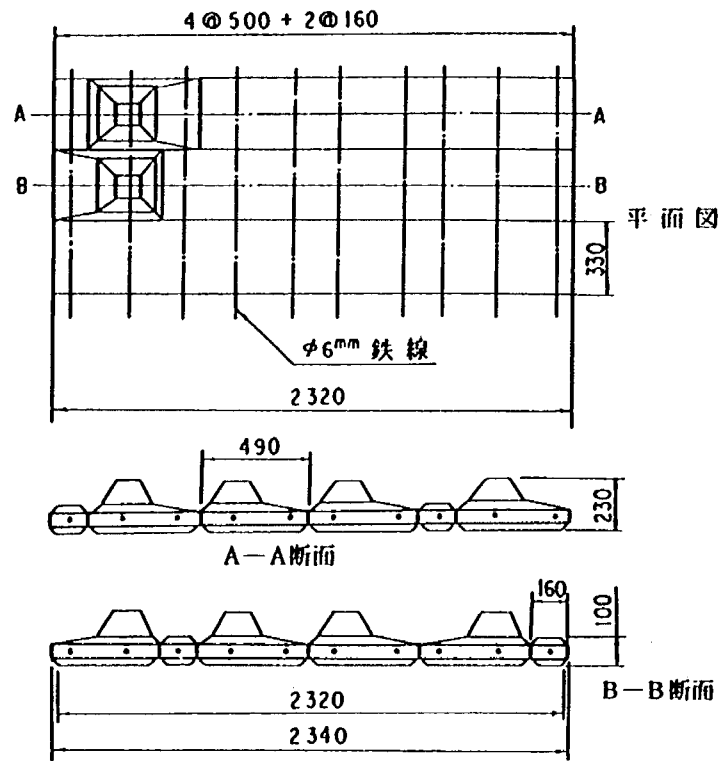


図-15 凸型連節ブロックの設置状況 (mm)

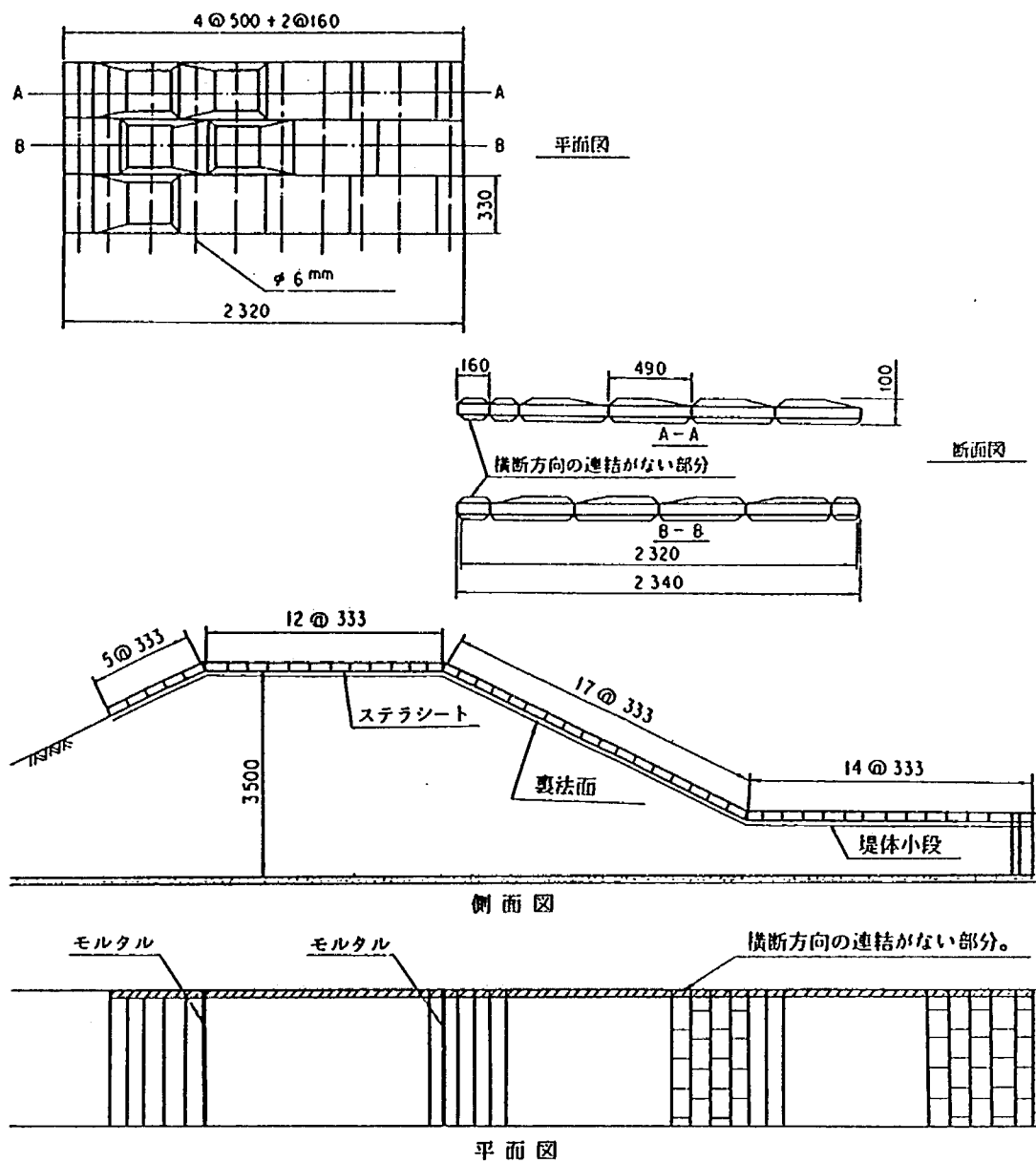


図-16 平型連節ブロックの設置状況

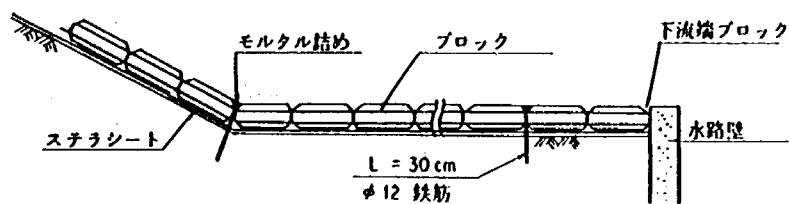


図-17 平型連節ブロックの根止め

表4(1) 実験結果一覧表 (天端アスファルト保護工)

No	試 験 状 態	堤体上の採取	天端幅 (m)	法 則 配 表 面	養生期間	湛水期間	m当費用 (円/m)	単位幅流量 (m ³ /s・m)	通水時間 (分)	総流量 (m ³ /s)	実 験 結 果 の 概 略	
3	天端アスファルト	小貝川土砂①	40	1:2	1:2	—	7日	10,000	0.41	33	812	天端下目通
9	天端アスファルト 別 法 施 工	小貝川土砂①	40	1:2	1:2	—	7日	60,000	0.57 0.87	38 10	2135	面法崩壊 天端下目通
13	天端アスファルト (透水層有り)	江戸崎山砂	40	1:2	1:2	—	7日	14,000	0.20	77	924	天端下目通
14	天端アスファルト (透水層有り)	江戸崎山砂	7.75	1:15	1:1	—	7日	51,000	0.57	224	7661	天端下目通
15	天端アスファルト (透水層有り)	江戸崎山砂	7.75	1:15	1:1	—	7日	51,000	0.87	63	3289	天端下目通
16	天端アスファルト (透水層有り)	江戸崎山砂	40	1:2	1:2	—	7日	14,000	0.20	145	174	天端下目通
17	天端アスファルト	江戸崎山砂	7.75	1:15	1:1	—	7日	51,000	0.87	49	2558	天端下目通
24	天端アスファルト (ロープ埋設)	江戸崎山砂	40	1:2	1:2	—	3日	33,000	0.20	81	972	天端下目通
28	天端アスファルト (ロープ埋設)	小貝川土砂①	50	1:2	1:2	—	4日	54,000	0.20	21	9420	天端幅約3m狭し、崩壊せず。
									0.40	159		
									0.87	20		
									0.40	100		
									0.67	10		
									0.87	30		
30	天端アスファルト	小貝川土砂①	50	1:2	1:2	—	3日	24,500	0.20	1	4510	天端下目通
									0.40	11		
									0.57	78		
									0.87	30		

表4(2) 実験結果一覧表 (連節ブロック保護工)

No	試 験 状 態	堤体上の材料	天端幅 (m)	法 則 表 面	養生期間	湛水期間	m当費用 (円/m)	単位幅流量 ($m^3/s \cdot m$)	通水時間 (分)	総流量 (m^3/s)	実 験 結 果 の 概 略	
6	全面凸型 連節ブロック	小貝川土砂①	40	1:2	1:2	—	7日	82,000	0.87 0.10	0.5 9	80	ブロックがすぐに崩れ落ちる2と1目になる。 天端崩壊
7	全面平型 連節ブロック	小貝川土砂①	40	1:2	1:2	—	7日	120,000	0.57 0.87	10 135	7389	ほとんど変化しない 32分・80分にブロック中の鉄線が切れて一部 ブロックが崩れ落ちる天端下目通
25	溝型連節 ブロック	江戸崎山砂	40	1:2	1:2	—	3日	192,000	0.57	140	4788	ブロックが連節したまま流される。天端崩壊
29	溝型連節 ブロック	小貝川土砂①	40	1:2	1:2	—	3日	153,000	0.57 0.87	180 108	11794	ブロックが連節したまま流される。

表4(3) 実験結果一覧表 (かみ合せブロック保護工)

No	試 験 状 態	堤体上の砂質	天端幅 (m)	法 則 配 表 面	養生期間	湛水期間	m当費用 (円/m)	単位幅流量 (m ³ /s・m)	通水時間 (分)	総流量 (m ³ /s)	実 験 結 果 の 概 略	
20	かみ合わせ ブロック	江戸崎山砂	40	1:2	1:2	—	7日	130,000	0.57	165	564	堤体土洗い出し、かみ合わせがはずれる
21	かみ合わせブロック 鋭い出し防止、側壁 との接合を改良	江戸崎山砂	40	1:2	1:2	—	7日	148,000	0.57 0.87	30 40	3271	堤体土洗い出し かみ合わせがはずれる。

表4(4) 実験結果一覧表 (防水シート保護工)

No	試 験 状 態	堤体土の種別	天端幅 (m)	法 則 配 表 面	養生期間	湛水期間	m当費用 (円/m)	単位幅流量 ($m^3/s \cdot m$)	通水時間 (分)	総流量 (m^3/s)	実 験 結 果 の 概 略	
5	防 水 シ ー ト	小貝川土砂①	40	1:2	1:2	—	7日	10,000	0.87	35	183	シートがすぐはかれてあとが地と同じ
32	防 水 シ ー ト	小貝川土砂①	40	1:2	1:2	—	3日	48,000	0.20	3	5508	法面中腹までで破壊せず。
									0.40	3		
									0.57	24		
									0.76	18		
									0.87	72		

表4(5) 実験結果一覧表 (改良土被覆保護工)

No	試 験 状 態	堤体上の鋪砂	天端幅 (m)	法 則 配 表 面	養生期間	湛水期間	m当費用 (円/m)	単位幅流量 (m ³ /s・m)	通水時間 (分)	総流量 (m ³ /s)	実 験 結 果 の 概 略	
18	改良土(消石灰 10%三週間養生)	江戸崎山砂	40	1:2	1:2	3週間	7日	26,000	0.87	103	1417	クラックから割れ落ちる。
19	改 良 土	江戸崎山砂	40	1:2	1:2	3週間	7日	26,000	0.57	37	1265	クラックから割れ落ちる。
26	改良土(アスファルト 乳剤1:1山砂10)	江戸崎山砂	40	1:2	1:2	6週間	3日	87,000	0.20	24.5	294	天端崩壊
27	改良土(アスファルト 乳剤1:1山砂10)	江戸崎山砂	40	1:2	1:2	6週間	3日	87,000	0.40	103	247	天端崩壊

表4(6) 実験結果一覧表 (その他の保護工)

No	試 験 状 態	堤体上の材料	天端幅 (m)	法 則 配 表 面	養生期間	湛水期間	m当費用 (円/m)	単位幅流量 (m ³ /s・m)	通水時間 (分)	総流量 (m ³ /s)	実 験 結 果 の 概 略	
4	裏 法 蛇 籠	小貝川土砂①	40	1:2	1:2	—	7日	32,000	0.40	—	—	天端が徐々に倒れて下がる
10	全 面 空 石 籠	小貝川土砂①	40	1:2	1:2	—	7日	35,000	0.20 0.87	10 45	355	ほとんど変化なし すぐに玉石が流失、裸になる。天端崩壊

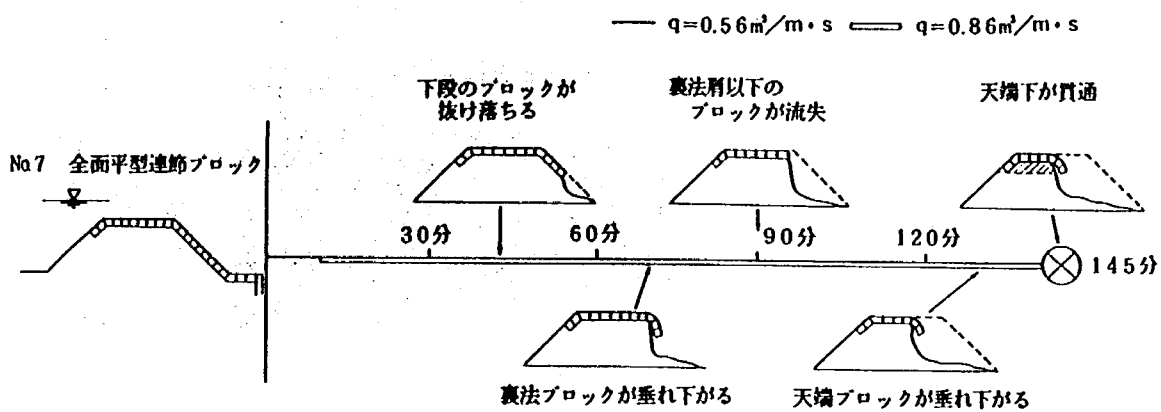


図-18 平型連節ブロックの破壊過程

を防ぐ工法を試験してみた。

構造は図-19に示すが、表法肩から小段にかけて30cmの厚さでアスファルト乳剤と江戸崎山砂を

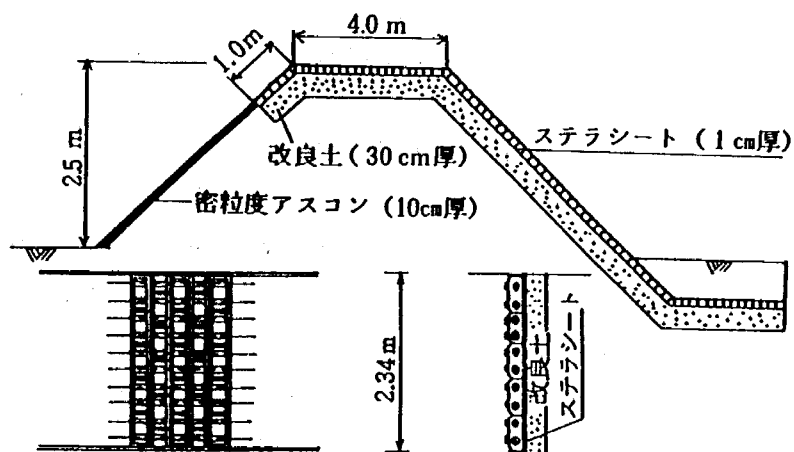


図-19 簾型連節ブロックの設置状況

1:10の重量比で混合したものを敷き、その上に厚さ1cmのステラシートを置いた。ブロックは幅20cm、長さ46cm、高さ10cmであり、これをテトロンロープ（引張り強度2.2t）で連結し、ブロック1個毎にロープに結び目を設けて抜け落ちないようにしてある。

越流水はブロック上を流れ、不整の部分では水がはね、また通水が続けると徐々に裏法尻から小段にかけて2～3列のブロックが浮き上がり、ブロックと堤体との隙間が大きくな

っていく。吸い出しによる浸食は、ステラシートと改良土によって防がれているために緩慢であり、ロープが切れてブロックが流出することもない。時間の経過とともに吸い出しにより裏法尻から小段にかけてブロック全体が沈下し、写真-4に示すように各ブロック間の隙間が徐々に大きくなり、越流水が流入することによって堤体が浸食され、最後には堤体体積が裏法面から減少し、ブロックが一塊りとなり流出するという破壊形態を示す。



写真-4 簾型連節ブロックの破壊状況

(2) かみ合わせブロック保護工

連節ブロックではブロック間の連結を鉄線等で行っているが、その耐久性に問題が残るためにブロックが相互にかみ合う構造のものが考えられる。ブロックの形状については種々のものがあるが、ここでは図-20に示すブロックの効果を調べた。なおブロックには空洞が設けてあり、1個当たり約50kgの重量で、その下部に1cm厚のステラシートを敷いてある。

越流水は法面上をなめらかに流れるが、ブロックの空洞に詰めた山砂は流失し、また碎石（4号）は流量 $q=0.57\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ の場合には天端と裏法尻から2m付近までの裏法面ではほとんど残っており、これより下の裏法面と裏小段（水平部）ではすべて流されている。破壊過程を図-21に示すが長時間にわたりほとんど変化を生じなかったが急に法尻から濁水が流出し始め、ブロックの下部に隙間が発生し、それが拡大したためにブロックが2個抜けてしまい、全体の安定が崩れて一挙に崩壊した。

ここで用いたブロックはかみ合わせにより一体となっており、法面に作用する抗力や揚力に対しては十分抵抗できる構造である。ただ、ブロック下部の土砂が流失したために支持するものがなくなり、部分的にブロックが抜けて全体が崩壊した。したがって、土砂の吸い出しを防止するためシート等の活用が必要である。

越流水による裏法の浸食を防止するための工法として連節ブロック及びかみ合わせブロックによ

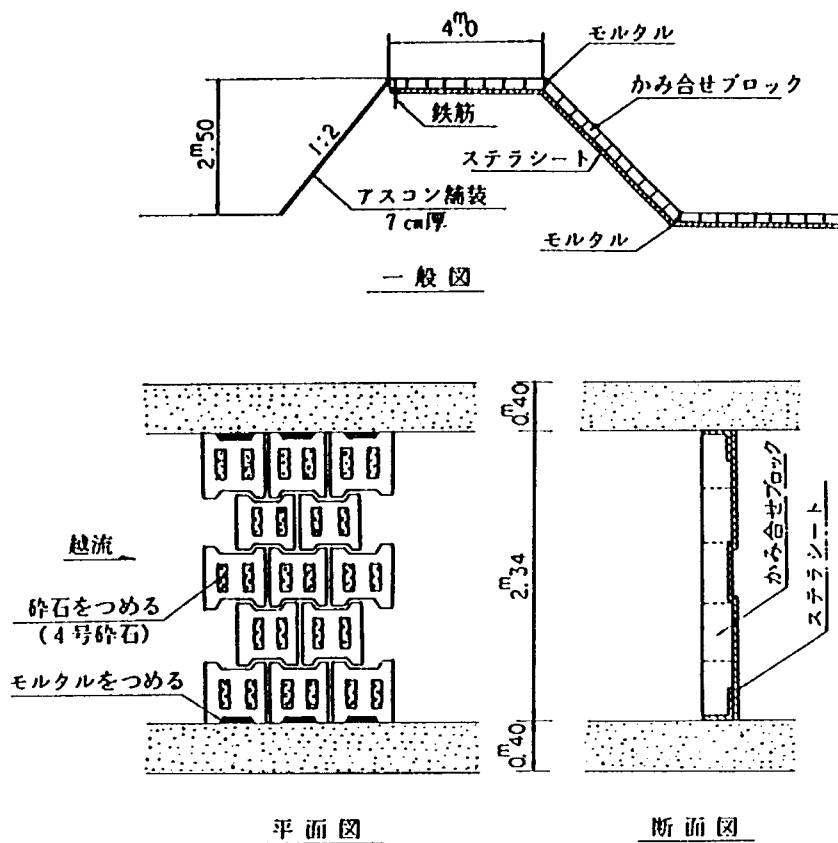


図-20 かみ合せブロックの設置状況

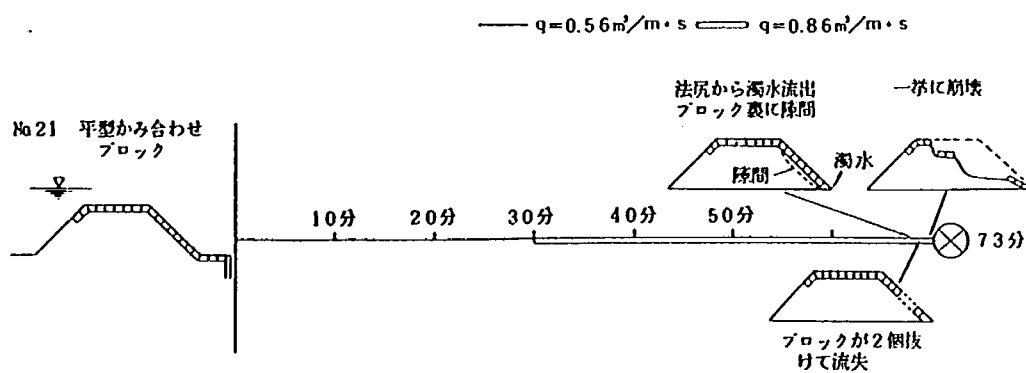


図-21 かみ合せブロックの破壊過程

る保護工が考えられ、実験的にその効果を検討したが、この形式の保護工は次のような特徴を有している。まず、越流水によって裏法面にはのりに沿った方向に大きな力が働き、特にブロックに突起のある場合には大きくなる。これに抵抗するには摩擦力や法尻の根固め工が考えられるが、十分に抵抗できる構造とする必要がある。また力が大きいためにロープで連結する場合には伸びを生じブロック間に空隙を生じる。ブロックは空張りであるためにブロック間に空隙があり、そのため堤体土が流失する。流失防止としてステラシートを用いたが、これでは十分な効果を発揮せず、さらに厚さを増すか、透水性の小さいものを用いる必要があろう。かみ合わせブロックのように全体で安定をはかっている場合には、一個のブロックが抜けるだけで全体が崩壊する可能性があり、構造上の検討も必要である。

ここで示した実験ではいずれの場合にも破壊を生じたが、かみ合わせブロック保護工のようにブロック自体が抗力や揚力の作用に対して安定であり、かつブロック下部の土砂流失をシート類で防ぐことができれば、越水に対して安定である保護工を設計することが可能である。しかし、ブロックを用いることになると工費はあまり安いものにはならない点が問題であろう。

(3) 防水シート保護工

裏法面の浸食を防止する工法として、不透水性のビニール、ゴム、合成樹脂等によるシートで法面を被覆することが考えられる。

防水シートとして0.15mmのビニールシートを用い、水路側壁に固定し、流量 $q=0.88\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ を流したが、1分30秒後には裏法の浸食が生じ始め、シートは流失してしまった。これはせん断力がシートに作用し、それに抵抗できるものがないために簡単に流れたものと考えられる。

せん断力に対して十分な抵抗力があるように厚さ1mmのゴムシートで被覆した場合については、側壁にシートを図-22に示すように固定して実験を行っている。

越流水は、シート上をなめらかに流れるがシート上面に働くせん断力によってシートが伸び、側壁にシートを固定したために流れ方向に写真-5に示すように波打つようなしわが生じた。また最下流部ではかなりシートにたるみが生じ、流れの変動と共にシートが大きく振動した。このため水路末端で切れ始め、小段の土砂が流失し始めた。なお、この場合の通水時間は48分（ $q=0.2\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ を3分、 $q=0.4\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ を3分、 $q=0.57\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ を24分、 $q=0.76\text{m}^3/\text{m}\cdot\text{s}$ を18分）である。防水シートの破損部分から徐々に吸い出され、小段の部分の土砂はほとんど流出した。またシートは継ぎ目から裂けたが、直交する継ぎ目によって進行が止まり、180分の通水によっても法尻の浸食のみで堤体土の浸食はほとんど進行しない。

防水シートによって堤体を被覆する場合に、そのままにしておくわけにはいかず、防水シート上をさらに土で覆う必要があろう。この場合シート上の覆土がすべらないような構造等にする必要があり、また使用するシートの耐久性についての問題は残っている。しかし、浸食防止効果については、せん断力に抵抗できる強度を有していれば十分有効であり用い得るものであろう。

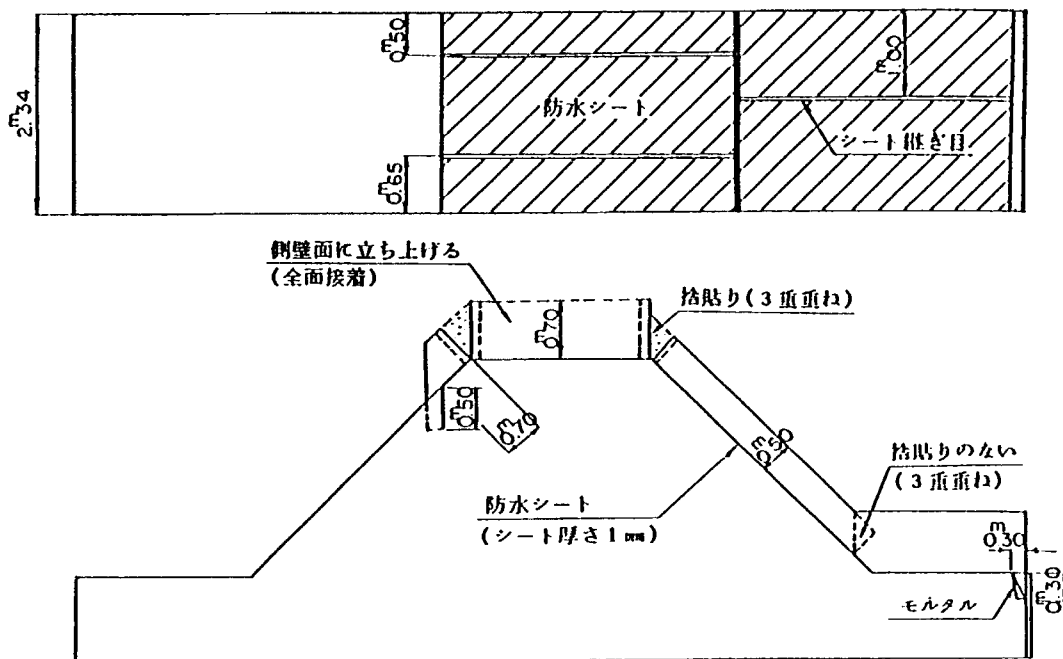


図-22 シートの設置状況

(4) 改良土被覆工

堤防の雨水浸透を防止するための工法として安定処理をした改良土によって堤体を被覆することが提案されているが、法面を浸食を防止する工法としても有効なものと考えられる。したがって、これらの工法についても検討を行っている。

安定処理の方法としては、堤防の表層1～2mを削いで消石灰またはアスファルト乳剤を混ぜて締め固めるものである。実験では、堤防高が2.5mと比較的低いために表層50cmのみを改良したもので検討が行われた。改良土の一軸圧縮強度は、施工後時間の経過とともに強度増加を示している。

消石灰による改良土で被覆した場合については越流水によって、まず法尻から下流が洗掘され、実

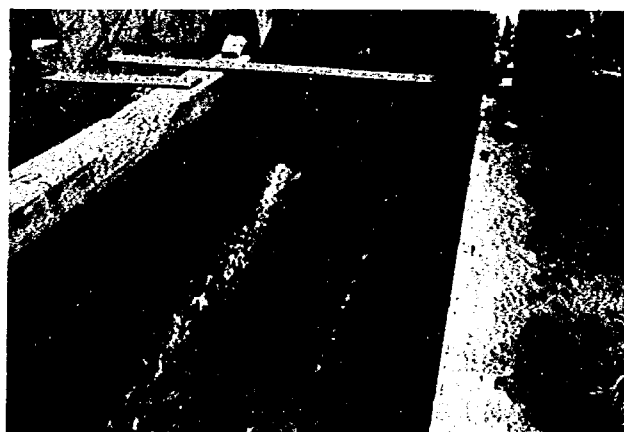


写真-5 シートの変形状況

験水路の床版が表われ、これに伴って図-23に示すように天端及び裏法表面にクラックが発生しそれが拡大した。クラックが大きくなり処理していない堤体土まで貫通すると流水により堤体土の吸い出しを生じ水は濁り出す。法尻の洗掘とクラックの発達に伴い被覆土はばらばらになり、まず裏法の崩壊が生じ、ついには天端も崩壊するという状況を示した。

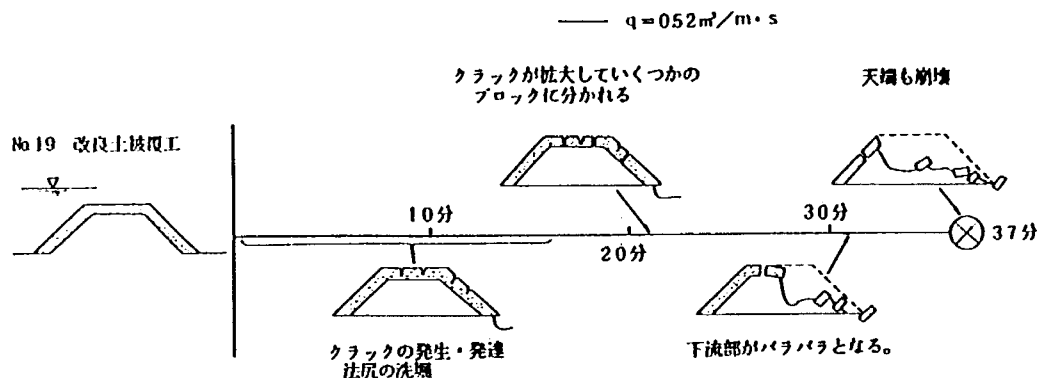


図-23 改良土被覆工の破壊過程

アスファルト乳剤による被覆工では、裏法の法尻が洗掘されるとともに、強度が弱いためか裏法肩から下流において凸凹を生じ、また細かい亀裂が発生し崩壊した。

消石灰やアスファルトで安定処理した土は圧縮に対しては強度を有しているが引張りに対しては十分な強度がないために引張り力が生じない構造とする必要がある。この実験例では、消石灰で処理した場合には法尻が無処理であったために洗掘が生じ、基礎が失われ被覆工に引張り力が働きクラックが生じた。また、アスファルト処理工の場合には、被覆工の強度が弱いため裏法の途中から浸食が始まり、それより上部の被覆工にクラックが生じた。したがって裏法の被覆工は、法面に作用するせん断力に抵抗できる強度を有すると共に裏法尻では洗掘防止工や基礎工に相当するものを設ける必要がある。

4.3 天端保護工

堤防の越流による破壊はまず裏法の浸食から始まり、次に堤体の崩壊が生じるが、堤体の崩壊を防ぐことによっても越水に抵抗できる堤防とすることができよう。特に洪水の継続時間が短い場合には、堤防の一部が破壊しても機能を十分に発揮することもあり得る。

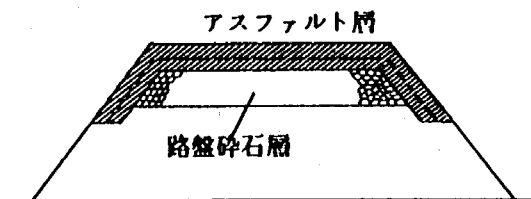


図-24 天端アスファルト保護工の概略図

堤体の崩壊を防ぐためには、堤体土の強度を増すことや降雨や越流水による堤体土の強度低下を防

ぐことなどが考えられる。堤体土の強度を増すことは新設堤の場合は比較的容易であるが、既存の堤防ではむずかしいために、ここでは天端を被覆することによって降雨や越流水の浸透を防止し、また越流水の堤体への作用を防ぐ工法について主に検討することとする。

(1) 天端アスファルト保護工

既存の堤防は、天端を管理用または一般道路として天端を道路として供用する場合がある。この場合、天端をアスファルト等で舗装してあるために、この部分を利用したり改良することによって耐越水性を向上させることが考えられる。したがって、まず天端をアスファルトで被覆した場合の破壊状況について述べる。

天端をアスファルトで被覆する場合の工法として、路盤に碎石を5cm厚で3層に分けて締め固め、その上にアスファルト層を5cmの厚さで敷設してある。表層は浸透防止のため密粒度アスファルトを用い、また表法及び裏法の肩の部分は法面を被覆するように延長してある。また種々の対策を施した場合についても検討を行っている。

アスファルトで被覆した場合の崩壊状況を図-25に示すが、越流が始まるとまず裏法面の浸食が始まり、法面の土砂が流失し、裏法肩から直立壁を形成するまで比較的短時間に崩壊する。越流水により堤体土が湿潤状態になり、徐々に崩れ落ちるとともに流される。これに伴い天端のアスファルトは支持を失い自重によって折れ曲がり、亀裂が発生し欠落する。堤体の崩壊と天端アスファルトの欠落によってある間隔で天端幅が減少することを繰り返す。ある程度天端幅が狭くなると側壁や表法からの浸透水によってアスファルトの下層の碎石層が水みちとなって全体が崩壊してしまう。

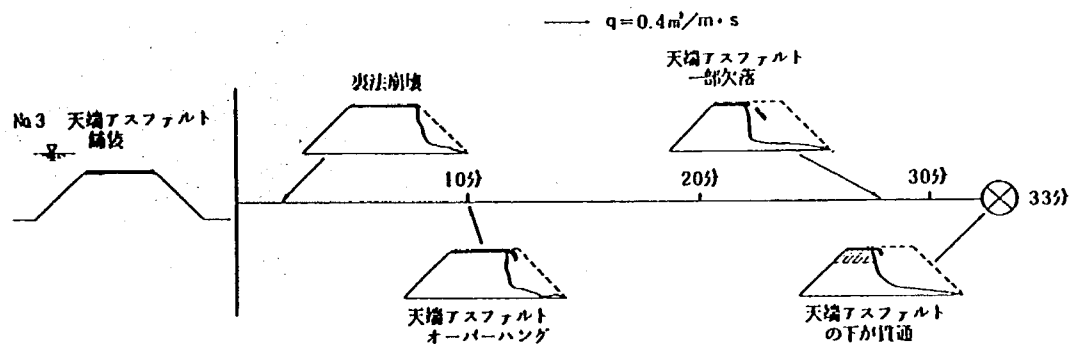


図-25 天端アスファルト舗装の破壊過程

アスファルトで天端を被覆した場合の崩壊状況を基に考えると、天端アスファルトの欠落防止と天端下の碎石層を通過する浸透水の防止が可能となれば、さらに耐越水強度を増加することができよう。

アスファルトは引張りや曲げに対しては抵抗できないために、吸い出し防止材として用いられているアスファルトマットはロープ等による補強が行われている。これらの事例を参考に図-26に示す構造のアスファルトを用い、その効果を検討した。テトロン[®]のφ12mmのロープを網状に配置し、ロープ

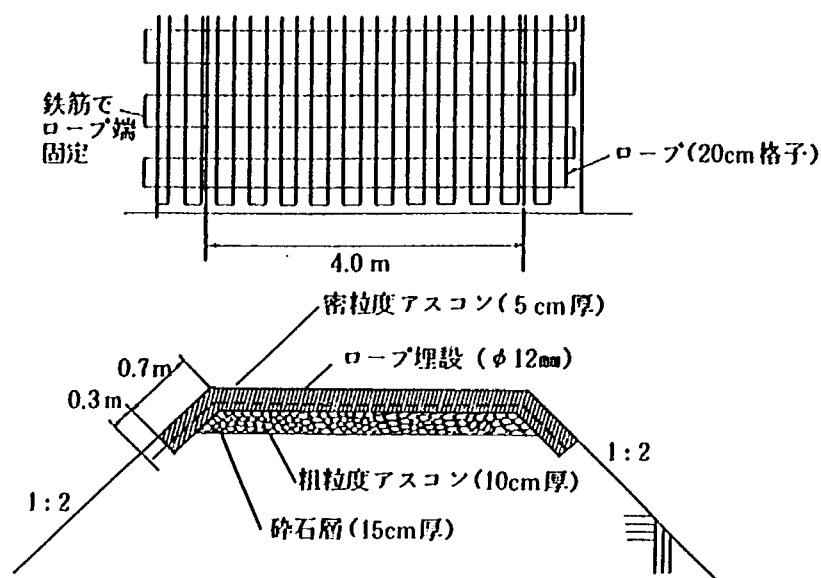


図-26 天端アスファルトのロープによる補強

の接点を針金で固定しアスファルト内に埋設した。

越流水によって裏法が浸食され、天端のアスファルトが垂れ下がる。写真-6に示すようにアスファルトに亀裂が発生しても欠け落ちることなく繋がったまま堤体を覆う形状となり、天端と裏法が被覆される。このため法面浸食は防止され長時間の越水に耐える。裏法をアスファルトで覆うことにより効果を発揮するのであるから、単に天端のみならず、一部裏法も被覆する形式が効果的である。

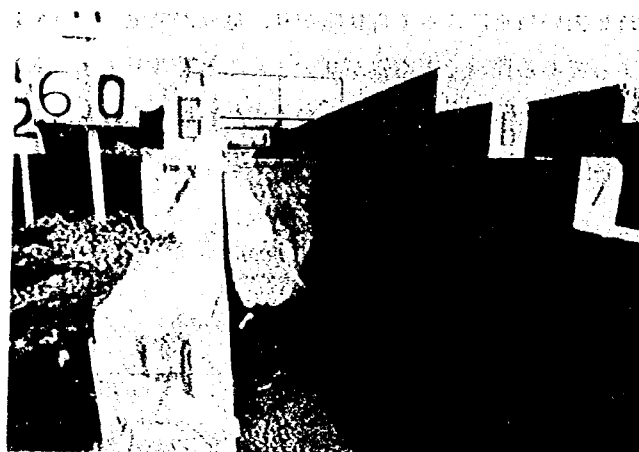


写真-6 天端アスファルトの崩壊状況 (実験No.28)

天端をアスファルトで被覆した場合の最終的な崩壊原因は天端の下に碎石層に水みちができたことによる。その防止法として、碎石層を水密化したり遮水板を設けることが考えられる。天端中央に遮水壁を設けた場合の崩壊の進行状況を図-27に示す。実験No. 13とNo. 16では崩壊の進行中に遮水壁が露出するなどして崩壊した。すなわち碎石層の透過は防止され、他の要因によって破壊が生じている。実験No. 14とNo. 15では遮水壁の上流側のアスファルトが盛り上がる状況が見られる。また実験

No. 16では遮水壁のアスファルトが自重で欠落した。これらの結果から遮水壁のみによって浸透水を防止することはむしろ砕石層の透水性を低くすることが必要である。

4.4 保護工の評価

越水に抵抗できる堤防構造について大型実験によって検討を行っているが、その効果については経済性も考慮して評価する必要がある。ここで行われた実験で十分な評価を行うことは困難であるが、一応の目安をつけることは可能である。

保護工の効果は、堤防が完全に破壊するに至るまでの総越流量で一応表すことができよう。図-28は総越流量と堤防の保護工製作に要した直接費の関係を示したものである。なお製作費については、堤体の延長が短く両端の処理もあり実際の場合とは異なったものとなる可能性はあるが概略の評価は可能である。この図で明らかのようにかなりばらついているが、天端アスファルト保護工が工費の割りに効果を發揮している。

単位価格当たりの越流量に換算して各工種ごとの値を示したのが図-29である。保護工としては裏法の浸食を防止する工法と堤体の崩壊を防止する工法に分けて考えたが、その両者の効果を發揮

するものが有利である。連節ブロックやかみ合わせブロックによって裏法浸食を防止する工法は法面に働くせん断力が大きくかなり強固なものが必要であり、ある程度強いものでなければ効果を發揮しない。一方、シートやアスファルトのように簡易なものであっても、裏法の浸食を遅らせると共に堤体が崩壊するにしたがって堤体を覆うようになると崩壊の進行が遅くなり、長時間の越水に耐えるようになる。したがって構造物としてねばり強くなる。

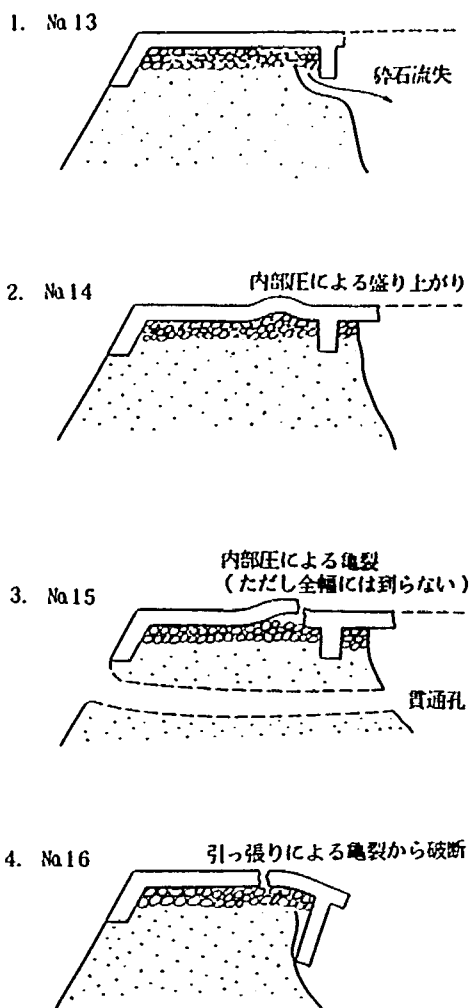


図-27 遮水壁を設けた場合の破壊状況

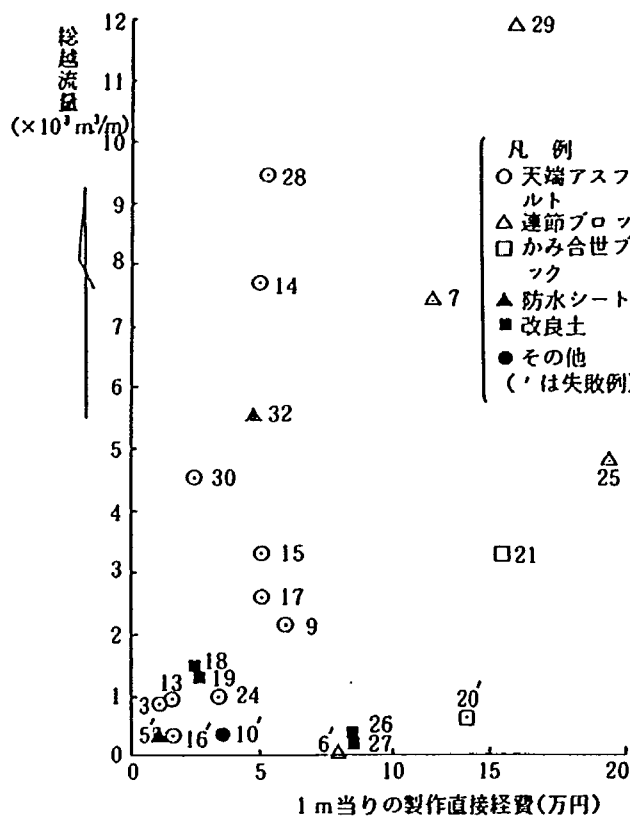


図-28 総越流量と費用の関係

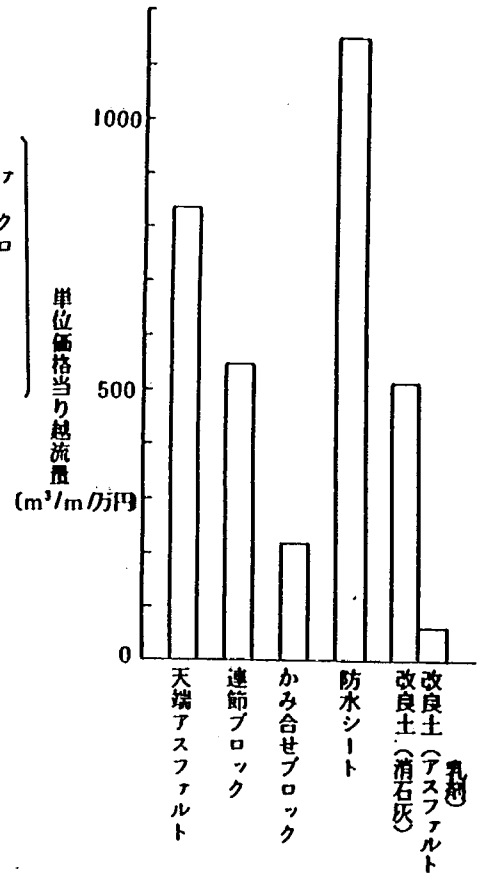


図-29 単位価格当り越流量

5. 設計の基本的考え方

越水に抵抗できる堤防構造について、各種構造の耐浸食性を模型実験によって検討した結果を述べてきたが、これらの成果を利用して耐越水堤防の設計の基本的考え方を検討する。なお、越水に抵抗できる堤防を造るべきかどうか、また造るとしたらどのような地点に設けるべきかなど計画に関連する問題も合わせて解決する必要がある。しかし、ここでは一応越水に抵抗できる堤防を造るとした場合に、その設計はどのように行うべきかという問題に限定して考察する。この場合、設計条件は当然計画論から与えられることになる。

耐越水堤防の機能としては種々のものが考えられるが、まず挙げられるのは越水は許容するが破堤による大規模な氾濫や家屋等が流失するのを防ぐことである。堤防を越水しても破堤をまぬがれば堤内地に流入する水量は川の流下能力を越えた部分のみであって破堤による被害の軽減に結びつく。次に考えられるのは、避難の問題であって越水から破堤までかなり時間がかかると、その間に避難することが可能であり、人命や財産の損失を防ぐことができる。この他に、計画的に越流させる場合も

考えられるが、これは遊水池への越流と同様の機能となる。

設計の方法としてはまだ構造形式に十分確立したものがなく、また種々の形式が考えられるために代替案について検討を行うことが良いと考えられる。すなわち、計画上与えられる設計条件に基づいて種々の形式の耐越水堤防の設計を行い、その結果をあらかじめ設定した評価基準に従って評価し、構造形式を決定するという一連の手順をとる必要がある。現在、構造形式が画一化しているという避難があるが、設計手法として同じ効果を発揮するものであれば異なったものでも採用できる方法を用いる必要がある。

設計に際して与えるべき条件としては地形及び地質条件として堤防周辺の地形や堤防内外の地盤高、堤体及び地盤の土質などがあり、堤防諸元として堤防の断面形状がある。また越流条件として、越流水深または越流量と越流時間や越流開始後から破堤に至るまでの時間を設定する。これらの数値を具体的に設定するのは計画上の問題であると考えられるが、具体的な設計を行って得られた結果に問題があれば修正することもあり得る。

設計すべき項目としては、堤防の基本的諸元はすでに与えられており、特に耐越水性についてのみ設計を行うと考えると堤防の被覆工の設計が主体となる。したがって、堤防被覆工の型式、構造、諸元を決定することになる。

構造及び諸元を決定する際の評価項目としては種々の項目があるが、まず越水に耐えるという機能をどの程度満足しているか、構造上どの程度安全か、信頼できるかなどが考えられる。また、経済性すなわち工費や維持管理費、用地費などや耐久性、施工性、景観も考える必要がある。評価を行う際には評価項目の他にそれぞれの基準といかに総合化するかという問題が残るが、これらの問題については少なくとも最低基準を満足することが必要であろう。総合化については、現在価値観が多様化している折からかなり困難な問題である。

一般に設計基準としては、使用する材料に対する許容応力やその特性を明らかにしておく必要がある。しかし、ここで用いる材料については一般的なもの为主体であり、その特性については他の基準を準用しても十分と考えられる。また補強を行うためには、新しい材料の利用も考えられ、その評価手法も明確にすることが望まれる。

構造上の安定性を検討する場合に問題となるのは、外力条件の設定である。実験でも明らかなように法面に作用するせん断力によって浸食が始まることから、まず外力を明らかにする必要がある。この場合まず法面上の水面形と流速が必要となるが、越流量または越流水深に対する水面形については、先に述べたように図-12によって推定できる。裏法面に作用する外力としては、法面に平行に作用するせん断力と、それに鉛直に作用する圧力がある。せん断力については各部分に作用する力の他に全体を積分した力も必要となる。法面に作用する鉛直力については、法面に沿って移動する場合の抵抗力となる摩擦力が、鉛直力と摩擦係数に比例するためにブロック安定性を検討する場合に必要となる。

ブロック等で法面を被覆する場合には、ブロックに抗力と揚力が作用するが、これは流速とそれぞ

れに対応する係数にもとづいて作用する力を計算することができる。またブロック等で被覆した場合にその基礎の吸い出し等を評価する場合には流速の評価が必要である。流速の計算には式(11)、(12)から水深を求め、これと単位幅当たりの流量から平均流速を計算することができる。

耐越水堤防の設計に際しては、まず堤体の設計が必要であるが、これについては既存の設計手法を適用する。ここでは十分な検討は行っていないが、堤体が十分な強度を有していれば堤体崩壊過程においてかなり抵抗することを示しており、新しい検討項目と考えられる。

被覆工の設計に際しては、まず形式を選定する必要がある。これは天端被覆型と、天端・裏法被覆型に大別することができる。天端被覆型は天端のみを被覆する形式で裏法は被覆されていないために浸食される。天端の崩壊が被覆工によって保護されるので裏法が浸食された後、堤体が十分な強度を有していれば浸食の進行が止まる。この工法は、本来裏法面が有している芝による耐浸食性を生かし、かつ外力が小さい天端を利用して破堤を防ごうとする考えに基づく。天端・裏法被覆型は最も外力の大きい裏法の浸食を防止することによって破堤を防ごうとするものであり、天端被覆型に比較すると効果はあるが、裏法の強度が十分ないと効果を発揮しない。

被覆工の種類としては芝、改良土、じゃかご、玉石、柵工、ブロック張り、アスファルト、連節ブロック、かみ合わせブロック、シートなどが考えられる。これらの効果については実験的にその効果の検討を行ったが、設計に必要な数値についてはまだ十分な結果が得られておらず今後の検討を必要としている。

実験においては十分な検討を行っていないが、設計に際しては法尻の処理が重要であり、被覆工の安定性に関しても、また越流水による堤内側の被害を軽減するためにも法尻の処理工についての検討が必要である。

6. あとがき

堤防の越水に対する抵抗性を増すために破壊機構を大型実験によって調べると共に、その対策を検討した。ここで取り上げた構造形式はかなり限定はされているが、基本的なものについては把握できたものと考えられる。すなわち、堤防の越水による破壊は、まず裏法の浸食によって生じること、法面の抵抗性が高い場合には、せん断力の大きい法尻から、また低い場合には天端に近い場所から浸食が始まる。法面が浸食されると次に堤体が不安定になって崩壊する。

越水に対して抵抗できるようにするためには、したがって法面の浸食を防ぐと共に堤体が崩壊しにくいものとする必要がある。このため法面をシートやブロックによって被覆する工法や、天端を被覆する工法が考えられる。法面に作用するせん断力はかなり大きなものとなり、その規模を推定する方法を一応提案することができた。被覆工の安全性については、これらの結果により設計することができよう。

ここで検討を行ったのはかなり限られた条件であり、最も弱点となりやすい法尻の処理や被覆工に用いる材料の耐久性など検討すべき問題は残されている。しかし、基本的な設計手法については、現在取りまとめ中であり、今後はそれを具体的に適用した場合の問題を解決していく必要があろう。

越水に抵抗できる堤防についての提案はかなり以前から行われてきているが、具体的に造る場合には種々の面からの検討を必要としている。ここで述べた結果についてもまだ検討すべき点は残されているが、基本的なものについては、ほぼ把握できたものと考えられる。

ここで述べた成果については、土木研究所河川研究室が昭和51年度から検討を行ってきたものであり、種々の検討に携わった人に感謝するとともに、各方面からの耐越水堤防に対する意見を期待している。

参考文献

- 1) 越水堤防調査最終報告書 — 解説編 — , 土木研究所資料第2074号, 昭和59年3月

「特 別 講 演」

フランスにおける都市環境研究

日仏会館フランス学長
社会科学高等研究学院教授

オギュスタン ベルク

— 久 — 七 —

— 人 七 —

ジオテキスタイルの利用技術の開発とその動向

土質研究室長 久 楽 勝 行

ジオテキスタイルの利用技術の開発とその動向

1. まえがき

建設事業への新素材の活用ということで、最近ジオテキスタイルが注目を浴びている。^{1) 2)} ジオテキスタイル (Geotextile) は、Geo(土地、大地)とTextile(織物)の合成語で、我が国において「土木安定用繊維材」と呼ぶいい方もあるが、最近ではジオテキスタイルという用語が一般に用いられるようになってきている。

ジオテキスタイルの建設事業への新しい利用方法については欧米諸国、特にアメリカ、イギリス、フランス、オランダ等で調査・研究が盛んに行なわれており、1977年にはパリで第1回のジオテキスタイルに関する国際会議が開催された。

今年の4月にはウィーンで第3回の国際会議が予定されている。これらの成果を踏まえて、1983年11月には国際ジオテキスタイル学会が設立されるに至っているが、ジオテキスタイルの建設事業への利用技術に関しては新しい分野でもあり、未解明のものや新しい技術開発を必要とするものも多い。

ジオテキスタイルは、主としてポリプロピレン、ポリエステル、ポリエチレン等の合成高分子材料を原料素材としており、構造、機能から区分すると、織物、不織布、樹脂ネット類、ポリマーグリッド及び不透水性のジオメンブレンなどに大別される。ジオテキスタイルの利点としては、① 軽くて薄いこと、② 引張りに対して強いこと、③ 伸びが大きく、たわみ性があること、④ 現場で継ぎ合わせることができるなどの加工が容易であること、⑤ 必要に応じて透水性をもたせることができること、⑥ 水に浸食されないことなどがあげられる。

そこで、上記のような特性を生かして道路盛土、河川堤防、フィルダム等の土構造物や路盤、舗装などの補強や安全性ならびに耐久性の向上に、ジオテキスタイルを積極的に利用していく方法が考えられ、そのための技術・開発が望まれる。特に、最近の建設工事においては、適切な捨土場所を確保することの困難性や環境保全の面から、切盛りのバランスをとり、できるだけ残土を少なくするとともに、それを有効利用することが重要になってきている。また、土工に必要な良質の材料を入手することがむづかしい場合も多くなっている。さらに、建設工事の大型化、迅速化が進むなかで、従来みられなかったような超軟弱地盤上に土構造物を築造したり、山岳道路などで長大のり面の安定化をはかる建設工事の施工事例も増大している。一方、防災構造物としての河川堤防などの土構造物に要求される内容も高度化し、それに対処するための防災対策や周辺環境への影響をも考慮した土構造物の設計、施工法が重要となってきている。また、ジオテキスタイルによる補強や土質改良技術とを合わせて路床、路盤を強化し、耐久性のある長もちのする舗装構造を考えていくことも大切であると考えられる。

ジオテキスタイルを用いた新しい利用技術の開発や考え方は、そのような情勢や要求に対処できるものであり、ジオテキスタイルを利用した構造物の合理的な設計、施工法が確立されれば、構造物の

強化や安全性の向上、ならびに維持補修及び材料の節減に大いに貢献するものと思われる。

そこで、本報告ではジオテキスタイルの建設事業への利用技術の開発と動向について述べることにする。

2. ジオテキスタイルの種類と特徴

ジオテキスタイルは、ASTM（米国材料試験規格）では、「人工的なプロジェクト、構造物、システムを全体的に仕上げるために、土や岩石等の土質材料とともに用いられる透水性繊維材料」と定義している。³⁾しかし、現状では、不透水性材料や網等のメッシュ材料を含めて広義に解釈される場合と、ASTMの定義通りに透水性材料のみに限定する狭義に使い分ける場合とがあるが、⁴⁾前者の解釈によってジオテキスタイルを定義することが多いようである。従って、国際ジオテキスタイル学会もこれから国際ジオテキスタイル及びジオメンブレン学会と改名し、高分子材料全部を含めた学会にすることになっている。⁵⁾

ジオテキスタイルには多種多様のものがあり、国内で市販されているジオテキスタイル及びその関連製品は、65社 106商品に及んでいる。また、ジオメンブレンが15社15商品ある他、のり面用材、帆布、安全ネット類など多数のものがある。⁶⁾

上記のジオテキスタイルを大別すると、織物、編物、不織布、樹脂ネット、ポリマーグリッドならびに不透水性のジオメンブレン等の6種類に分けられる。これらのジオテキスタイルは、それぞれ特質をもっているため、それぞれの機能に応じた利用方法を考えていくことが大切である。そこで、各ジオテキスタイルの製法と特徴について概略をまとめると、次のようになる。

(1) 織物 (Woven Fabric)

織機を用いて経糸（たていと）と緯糸（よこいと）とを直角に組合わせて作ったものが織物である（図-1を参照）。織物は古くから天然素材のものが土木用途に使われていたが、近年は写真-1に示すようなポリエステル、ポリプロピレン、ナイロン、ビニロンなどの合成高分子材料が多く用いられる。

特徴としては、強度、耐久性、耐腐蝕性、透水性などに優れており、現在まで数多くの実績をもっている。ただし、異方性が強く、応力の作用の方向によっては伸び、強度ともかなり変化するものがある。また、引き裂きが一端生ずると、その裂け目が急激に拡大する場合がある。

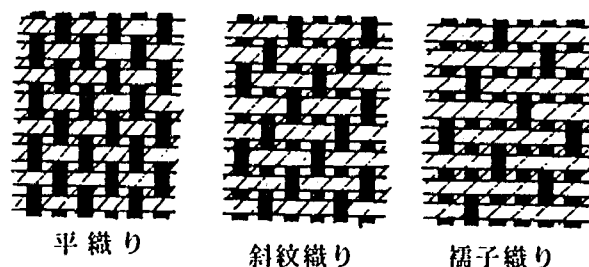


図-1 織物組織図⁴⁾

用途としては、軟弱地盤表層処理、堤防や護岸の洗掘、吸出し防止、路床・路盤の材料分離等のい

ろいろなところに用いられている。また、最近では多重織物や防水加工した製品も開発され、より過酷な条件での使用やジオメンブレンの補強材としても用いられている。

(2) 編物 (Knitted fabric)

長い連続した合成高分子の繊維等を組み合わせ、からませたり、交差させたり、あるいは輪につなぐなどして、連続したループに構成したものをいう。編み方としては、たて編みとよこ編みとがあり、織物に比べて伸縮性が大きいのが特徴である。

(3) 不織布 (Non-woven fabric)

織機や編機を使わないで、繊維素材を化学的あるいは機械的な作用によって結合させた布状の製品をいう (写真-2を参照)。

不織布の素材として、ポリエステル、ポリプロピレン等の合成繊維と天然繊維とが使われており、繊維の形状には短繊維のものと長繊維のものがある。これらの繊維を相互に接合して不織布はつくられるが、製造方法としては、繊維糸にしたものを熱、圧力、接着剤等で結合される接着型と機械的な接合によるニードルパンチ法、あるいは図-2に示すように連続工程によって接着したシートをつくるスパンボンド法などがある。ニードルパンチ不織布は一般に厚地で軟らかいものが多く、吸出し防止や水平ドレーン材、層間分離材等に用いられている。また、スパンボンド不織布は製品に縦、横の方向性が少なく、引張り強度や引裂き強度が大きいことから、土砂の層間分離材、水平ドレーン材、吸出し防止材としてだけでなく、盛土補強材としても使われている。

(4) ネット、網 (Net, Mesh)

ポリエチレン、ポリエステル等の合成樹脂を押出し機で細孔から押出してつくるものと、ストランドや糸を編んだものがある。ネットや網は写真-3に示すように繊維材の径に比べて、繊維材で囲まれた開口部が比較的大き

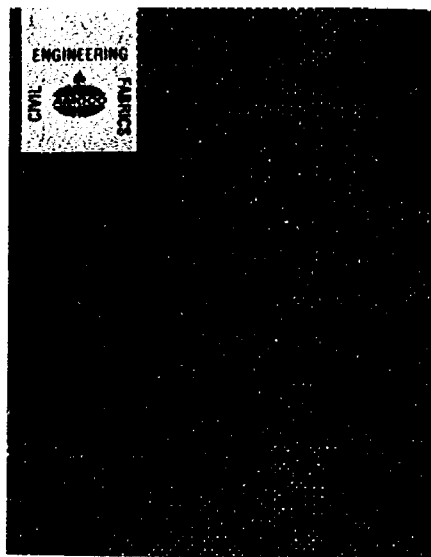
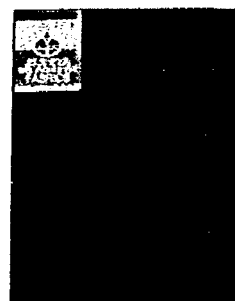


写真-1 織物の1例



(a)



(b)

写真-2 不織布の2例

いことに特徴があり、目合いは数mmから10数cm程度である。

一般に、ネットや網は堅くて強度が高く、安定性にも優れており、衝撃に対しても強いという性質をもっている。このような特徴を生かして、敷網工法や盛土補強工法、緑化工法等に用いられている他に、防風、防砂用ネットとしても利用されている。

(5) ポリマーグリッド (Polymergrid)

土の補強用に開発された高強度の樹脂ネットで、ジオグリッド(Geogrid)と呼ばれることもある。製品は、写真-4に示すようにポリプロピレンまたは高密度ポリエチレンの厚手のシートに孔をあけ、一軸または二軸方向に加熱しながら延伸してシートの高分子を配向させたものである。特徴としては、伸び率が小さく、スパンボンド不織布やネットに比べて引張り強度も数倍以上強く、軟鋼に近い強度をもっている。また高張力の格子状ネットであるため、土中においては補強土のインターロッキングの効果を期待することができる。従って、盛土や土留め、擁壁などの補強土工法に有効である。この他に、ポリマーグリッドによってじゃかごを作り、その中に砂レキや栗石を入れて盛土及び路盤の強化をはかったり、地盤の不同沈下防止に利用することも行われている。

(6) ジオメンブレン (Geomembrane)

ポリ塩化ビニールや合成ゴム等の合

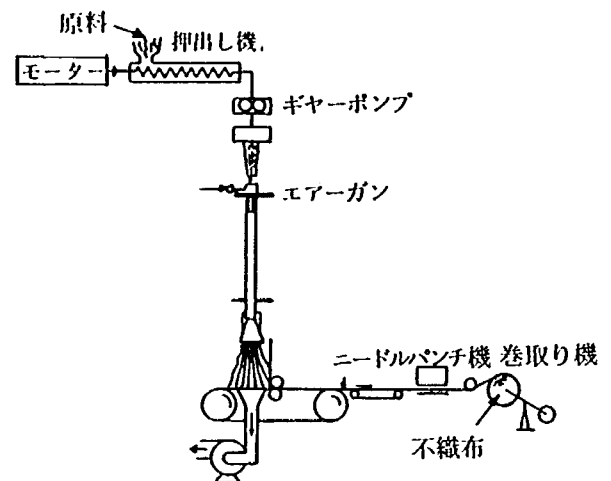


図-2 スパンボンド法不織布の製法

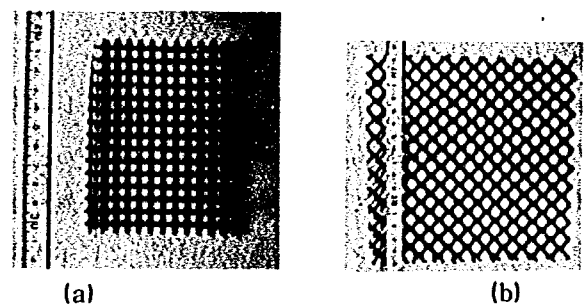
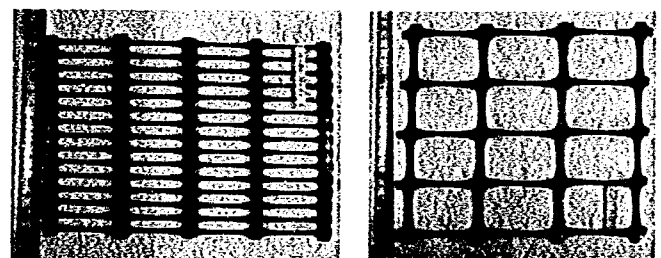


写真-3 ネット、網の2例



(a)一軸延伸品

(b)二軸延伸品

写真-4 ポリマーグリッドの2例

成高分子材料を一枚の膜状に押し出した不透性のシートをジオメンブレンと呼ぶ。また、最近では不織布等を不透水性のシートに重ね合わせて接合したものが開発されており、耐衝撃性や引張り強度も改善されている（写真－５を参照）。

ジオメンブレンの特徴は、その不透水性（遮水性）にあり、貯水池や産業廃棄物処理池の遮水シート及び、浸透水の防止膜、急斜面の浸食防止などに用いられている。



GELSEK (GEO-TEXTILES)		GELSEK (GEO-TEXTILES)	
OL SPACE (IMPORTED P.V.C. 0.75 mm)		GELSEK (GEO-TEXTILES)	
Material	100% poly	0.25 to 0.5	APPE
Weight	1.25 g/m ²	1.25	TEST
Thickness	0.75 mm	0.75	
Strength	10.5 Mpa	1.00 g/m ²	0.002
Permeability	0.001	0.001	0.002
UV Resistance	50 Mpa	0.001	0.002
Chemical Resistance	0.001	0.001	0.002
Fire Resistance	0.001	0.001	0.002
Electrical Resistance	0.001	0.001	0.002
Acoustic Resistance	0.001	0.001	0.002
Thermal Resistance	0.001	0.001	0.002
Weather Resistance	0.001	0.001	0.002
Biological Resistance	0.001	0.001	0.002
Other Resistance	0.001	0.001	0.002

写真－５ ジオメンブレンの１例

３．ジオテキスタイルの利用技術の発達

ジオテキスタイルの建設事業への利用技術に関する発達を年表にしてまとめると、表－１のようになる。

天然のジオテキスタイルとして木・竹・小枝・なわなどを考慮にいれると、ジオテキスタイルの利用技術に関する基本的な考え方は、表－１に示したように古くから存在していたといえる。すなわち、中国では紀元前から芦や小枝の層を等間隔に重ね、その間に黄土や碎石を詰め込んだり、小片を土と混合することによって土構造物を補強する方法が用いられており、漢代の万里の長城の構築や粗だ沈床工による銭塘の防潮堤等が、その代表的なものとしてあげられる。”

中国で発達したこれらの技術は、やがて仏教の伝来とともに日本にも紹介され、その後我が国においても竹などによる家屋の壁の補強や、木及び竹を用いた水制、粗だ沈床、石詰め枠など、独自の技術として発達した。

一方、高分子材料を用いた近代的なジオテキスタイルの利用は、欧米を中心として進められた。1926年には、米国のサウスカロライナ州で、陸運局によって道路の耐用年数を増大させる目的で基盤の改良に、綿布にアスファルトを吹きつけたものが使用された。その後、この綿布に代わってポリビロピリレンやポリエステルなどの高分子材料の繊維が用いられるようになってきている。我が国においても、1959年に伊勢湾台風の復旧工事にビニロン製の織布や袋詰め土のうが用いられたことがきっかけとなって、ジオテキスタイルが広く用いられるようになった。

３．１ 軟弱地盤処理への利用

我が国のジオテキスタイルの利用は、軟弱地盤の表層処理から始まったといえる。”特に、1960年後半から軟弱地盤上の埋立や盛土の築造に、ジオテキスタイルを使用することが多くなった。この理由としては、非常に軟らかい地盤上に急速施工によって土を盛る必要性が多くなったことにもよるが、

表ー1 ジオテキスタイルの利用技術の発達

年 代	利 用 技 術 の 内 容
B.C. 3世紀以降	○中 国：粗だ沈床工法による銭唐の防潮堤築造及び漢王朝の万里の長城の土 量補強に柳、わら等を使用 ○ローマ帝国：沼沢地の道路建設で草の葉のマットを使用
6 世 紀	○仏教とともにじゃかご等の技術伝来
14 世 紀	○竹などで家屋の壁を補強 ○オ. ラ ン グ：軟弱地盤処理に藪のマットを粗だとして使用
16 世 紀	○砂防、水防に竹、木を用いる
1926年	○ア メ リ カ：サウスカロライナで道路建設に綿布を使用
1958年	○ア メ リ カ：PP織布を土木工事に使用することを提唱
1959年	○伊勢湾台風の復旧工事にビニロン製の織布を使用
1961年	○英 国：未延伸プラスチックネットの製法開発
1962年	○ア メ リ カ：スパンボンド法による連続長繊維不織布の製法の開発
1966年	○国鉄でネット補強材の試験盛土を東北本線厨川～滝沢にて実施
1968年	○軟弱地盤におけるシート工の利用やプラスチックドレーン、バックドレーン等が使 われ始める。 ○東北高速道路の久喜試験盛土で樹脂ネットの使用
1969年	○土木研究所と中部地方建設局の共同でPPFシートによる河川堤防の越水対策の現 場実験開始
1970年	○土木研究所新潟試験所構内で、プラスチックネットの安全性と効果確認のための実 物大盛土による試験施工
1972年	○「のり面工・斜面安定工指針」（日本道路協会）のなかに植生工の被覆材として合成機 織ネットやマットの紹介 ○国道16号線白井地区でシート工やネット工を用いた低盛土道路の試験施工
1977年	○パイルネット工法の開発や岩盤緑化にジオテキスタイルを利用 ○フ ラ ン ス：第1回ジオテキスタイル国際会議（パリ）
1978年	○「道路維持修繕要綱」（日本道路協会）のなかに、シート工の道路舗装への利用を 紹介 ○国鉄では「建造物設計標準、土構造物編」に層厚管理材として、ジオテキスタイル を使用することを明記
1979年	○英 国：ポリマーグリッドを開発
1981年	○関東地建で止水シートを用いた護岸の施工
1982年	○ア メ リ カ：第2回ジオテキスタイル国際会議（ラスベガス）
1984年	○ポリマーグリッドによる補強盛土及び擁壁の施工が始まる ○土質工学会にジオテキスタイル委員会設置 ○英 国：ジオグリッド国際シンポジウム（ロンドン） ○ア メ リ カ：ジオメンブレン国際会議（デンバー）
1985年	○土木研究所と民間とで、ジオテキスタイルに関する共同研究を開始 ○ア メ リ カ：第11回国際土質工学会にジオテキスタイルセッションを設置
1986年	○オーストリー：第3回ジオテキスタイル国際学会開催予定（ウィーン）

1960年代にはいってスパンボンド法によって連続長繊維の不織布や高分子ポリマーを用いた押出しによる剛性のある未延伸のブラチェックネットなどが新たに開発された⁶⁾ことが大きな要因としてあげられる。また、福住氏らによって軟弱地盤上にシートを敷く工法（写真-6を参照）が提案され、⁸⁾さらに山内教授によってネットを利用して軟らかい土を補強する工法の実用化がはかられた⁹⁾ことが、ジオテキスタイルの軟弱地盤処理への使用の促進につながったといえる。



写真-6 シート工の施工例

道路土工においても、1969年頃から軟弱地盤上の高速道路の建設に伴うトラフィカビリティの確保と原地盤の側方流動の抑制などを目的として、九州縦貫自動車道の植木試験盛土¹⁰⁾や、東北縦貫自動車道の久喜試験盛土¹¹⁾でシート工やネット工を用いた試験施工が実施された。また、一般国道においても軟弱地盤上の低盛土の建設に伴い、国道16号線白井地区でシート工やネット工を用いた試験施工が実施され、その効果についての検討がなされた。¹²⁾その後、高含水比の粘性土地盤や高有機質土からなる、いわゆる超軟弱地盤上に低盛土を築造することが多くなり、そのような地盤における盛土の築造と供用後の沈下に対するシート工やネット工の効果を調べる試験施工が、1973年から3年間にわたって、越谷市平方の越谷-春日町バイパスや沼津市西沢田の沼津バイパスなどで実施された。¹³⁾

高速道路においても、超軟弱地盤に遭遇することが多くなり、北海道縦貫自動車道の札幌-岩見沢区間の超軟弱な泥炭地盤の盛土築造工事では、荷重分散効果に優れており、敷砂材のめりこみも防止できる竹枠ネット工法が採用された。¹⁴⁾

さらに、軟弱地盤上の埋立工事等では、ブルドーザーによる一方向強制まき出しによるネットの局部的な破損に対してより安全性を与えるために、1970年中頃からロープネット工法による施工が多く



写真-7 ロープネット工法の施工例



写真-8 プラスチックドレーン材を用いた圧密促進工法の施工例

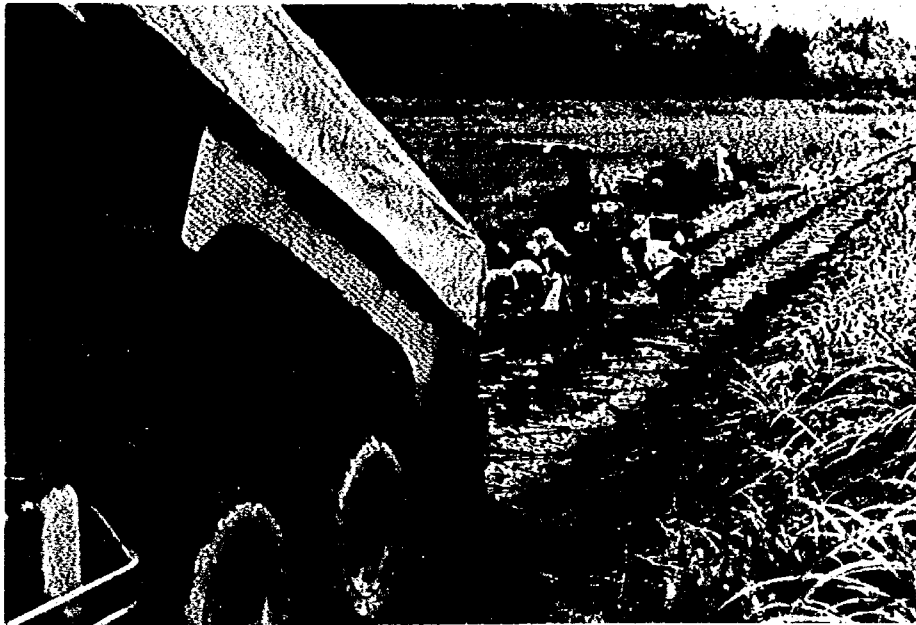


写真-9 パイルネット工法の施工例

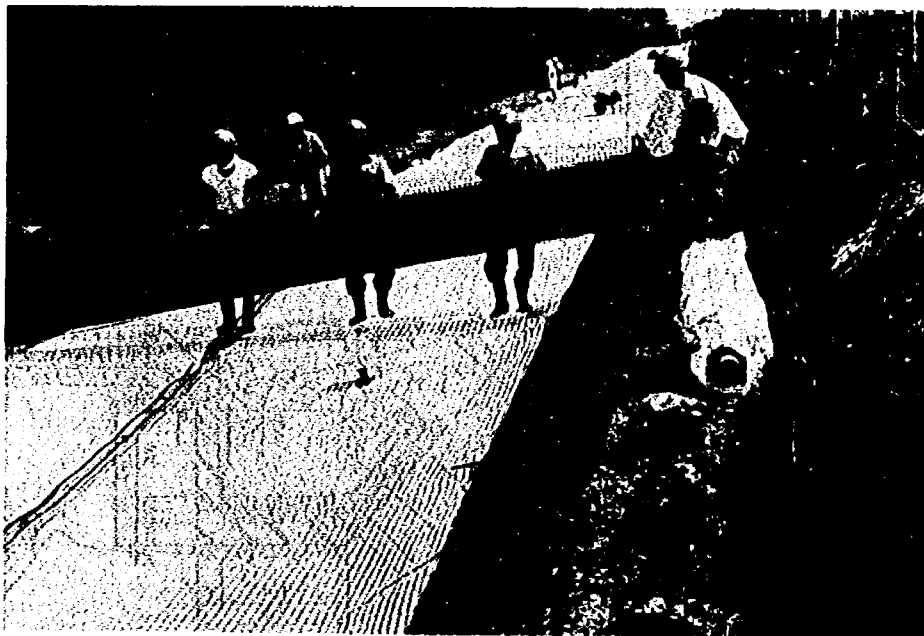


写真-10 ネットの敷設

実施されるようになった¹⁵⁾ (写真-7を参照)。また、1968年頃から、バーチカルドレーン工法におけるドレーン材として、砂の代わりに写真-8に示すようなファイバーや塩化ビニール、ロープなどのジオテキスタイル及び袋詰めのバックドレーンが用いられるようになってきている。

超軟弱地盤の土構造物の基礎工法として、軟弱地盤に打設した杭の頭部を網目状に鉄筋で連結し、その上にネットなどのジオテキスタイルを敷設して盛土にすることにより、盛土荷重の大部分を杭群で支持させ、すべり破壊の防止ならびに沈下量の軽減をはかるパイルネット工法が、1970年後半から国鉄の現場 (写真-9, 10を参照) や北海道の超軟弱な泥炭地盤,¹⁶⁾ 佐賀県の六角川流域の軟弱地盤等¹⁷⁾ で施工されている。このパイルネット工法は、杭工法とジオテキスタイルとを組合せた我が国の開発工法である。

3. 2 のり面保護と盛土補強への利用

盛土のり面などは、一般に植生工によってのり面を被覆し保護することが行なわれているが、植生が繁茂するまでに表面水によってのり面が浸食されたり、種子が流出することがある。そこで、従来からの天然のわらやむしろ、すだれなどでのり面を保護することが行なわれていたが、1965年頃から、不織布やシート、ネットなどのジオテキスタイルが多く用いられるようになってきている。そのよう

な情勢を踏まえて、前の「のり面工・斜面安定工指針」(日本道路協会, 1972) では、のり面の養生材としてのジオテキスタイルの利用が記述されている。国鉄では、新たに排水層、防草層、保護層の3層を重ね合わせたジオテキスタイルによるのり面3層被覆工法が開発されている。¹⁸⁾ また、最近では道路の景観や環境整備の面から、切上のり面の緑化が重要視されてきている。特に、植生の困難な岩のり面を緑化することも要望されており、そのために、ジオテキスタイルを用いた植生袋 (土と肥料と養生材を袋につけたもの) による岩盤緑化工法¹⁹⁾ やコンクリートL型ブロックとジオテキス

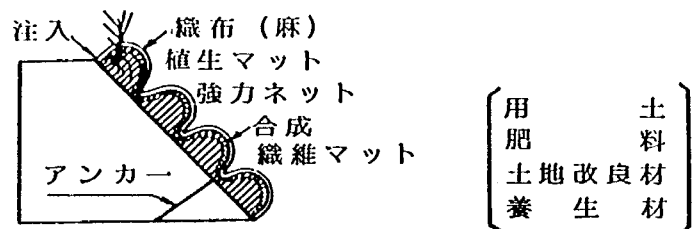


図-3 植生袋を用いた岩盤緑化工法例¹⁹⁾

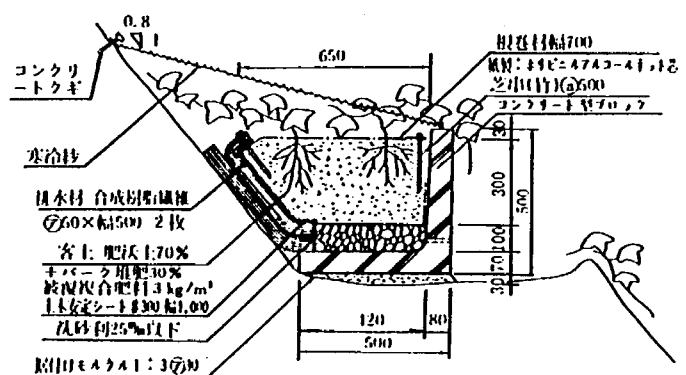


図-4 コンクリートL型ブロックによる岩盤緑化工法²⁰⁾

タイルとを組合わせた緑化工法²⁰⁾が、1977年頃から開発されている。

盛土補強へのジオテキスタイルの利用法には、2つの方法がある。1つは、高含水比の粘性土を用いて高盛土をするときに、施工中に発生する過剰間隙水圧を軽減させる目的で、あるまき出し高さごとに透水性のジオテキスタイルを敷設する方法である（写真-11を参照）。この種のジオテキスタイルは、いく種類も生産されており、1960年代から普及している。⁶⁾ 最近の施工事例としては、大規模の宅地造成に伴う高含水比の粘性土による高盛土の例などがある。^{21), 22)}

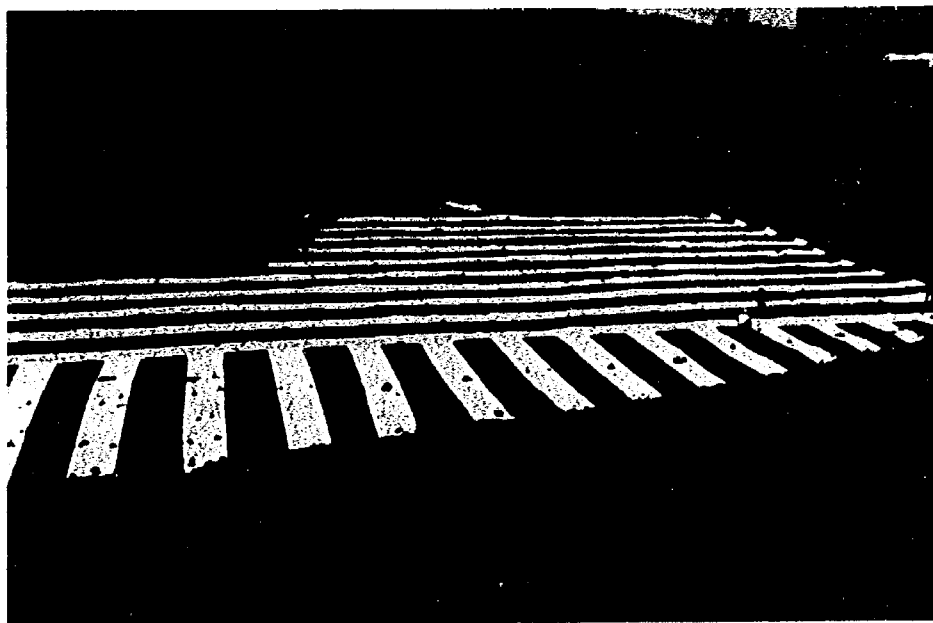


写真-11 盛土内の水平排水材としてのジオテキスタイルの施工例

もう1つの方法は、盛土内にある奥行をもつ、引張り強度のあるジオテキスタイルを敷設して盛土を補強する方法で、我が国では、堀松氏らによって1969年頃始められた。²³⁾ また、1970年には新潟試験所構内において盛土の補強効果と安全性をみるために、まさ土の盛土内にプラスチックネットを層状に敷設した実物大盛土による降雨実験が実施された。その後、国鉄では堀松氏らの研究をさらに発展させて、ジオテキスタイルを盛土構造物に積極的に利用していくことを考え、盛土の補強と合わせて樹脂ネットを盛土斜面の施工管理材として利用することを提案し、1978年にはその基準化がはかられた²⁴⁾。

盛土の補強工法は、山岳道路における片切・片盛りの個所の安定性の向上や、崩壊した盛土または切土のり面の復旧工事等にも利用されている（写真-12を参照）。



写真-12 ジオテキスタイルによる盛土補強の施工例

3. 3 土留め及び擁壁への利用

1963年にテールアルメがフランスで開発されて以来、補強材による土留めや擁壁が注目されるようになってきている。特に、用地や土工量の節減を目的として補強材による土留め及び擁壁、すなわち補強土工法と呼ばれる工法が最近用いられるようになってきている。補強材として、金属材のストリップの他にジオテキスタイルも用いられている。そのようなジオテキスタイルを用いた補強土工法としていくつかの工法が提案されており、多数アンカー式ファブリック擁壁やソイルセメントと併用したシートによる布製擁壁、コンクリート擁壁の背面に布製のじゃかごを取りつけたものなどがある。²⁵⁾ また、写真-13に示すように補助工法として、擁壁背面に透水性の大きいジオテキスタイルを張りつけて排水することも行なわれている。

さらに、英国において1979年に発明された高強度で剛性の高い、低伸び率のポリマーグリッドを補強土擁壁に適用することが、最近我が国においても実施されるようになってきている。1984年には、日本道路公団による九州自動車道八代～人吉線において、ポリマーグリッドを用いて高さ16mの逆Y型擁壁が施工されている（写真-14、15を参照）。また、同年に鹿児島開発公社によるのり勾配1：0.2、高さ7mの直立型の補強土盛土を施工した事例などがある（写真-16を参照）。

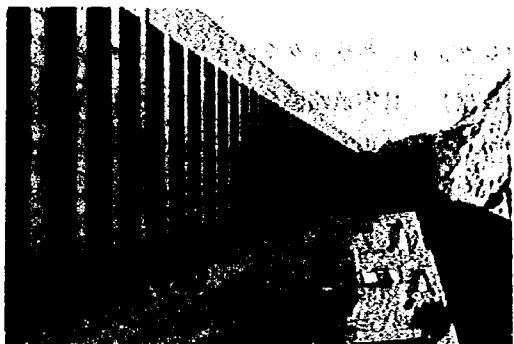


写真-13 擁壁背面の排水層としての
ジオテキスタイルの施工例

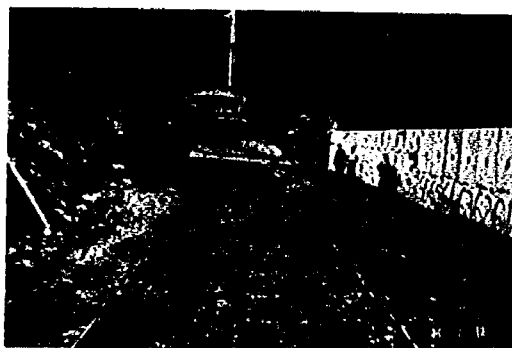


写真-15 ポリマーグリッドの敷設

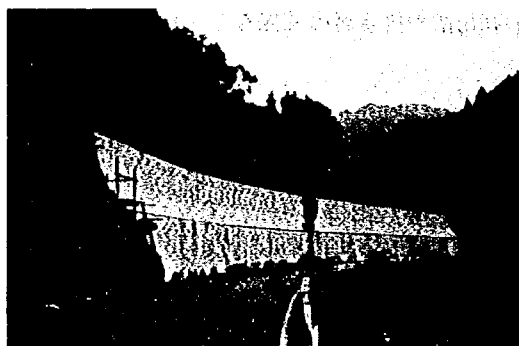


写真-14 ポリマーグリッドを用いた
逆Y型擁壁の施工例



写真-16 ポリマーグリッドを用いた直立型
の補強土盛土の施工例

3. 4 路盤・舗装への利用

道路舗装においては、既設舗装の補修の際に、リフレクションクラックを防止する目的で、1971年頃からシート工が用いられており、²⁶⁾「道路維持修繕要綱」（日本道路協会）にも示されている。²⁷⁾ シートの敷設は、写真-17に示すように、既設舗装にひび割れの生じた部分や、コンクリート版の目地部を歴青材料でシールしてから行なう。これまでの実施例をまとめた結果²⁸⁾によると、シート工はオーバーレイ初期のリフレクションクラックの防止に効果的であることが示されている。また、高速道路においても、ひび割れの応急対策としてシート工の利用が検討されている。²⁹⁾

さらに、新設の舗装においても図-5に示すように、簡易舗装や橋面の舗装にシートが用いられている。図-5(a)は簡易舗装の場合で、アスファルトのはく離や舗装の早期破壊を防止することを目的としている。また、図-5(b)は、橋梁舗装における防水層としてのシート工の利用方法で、在来の歴青材料を現場に散布する方法に比べると、施工に注意すればより完全な防水が期待できるといわれている。

なお、国鉄では1975年頃から全国的に路盤噴泥が問題となり、その対応策としてシート工による路盤面被覆工法が提案され、1980年にはジオテキスタイルの用途別物性値、使用箇所、施工方法などが定められた。⁶⁾ また、前述のポリマーグリッドを連続セル構造に組立てたマットレス工法による路盤工も検討されている（写真-18を参照）。

この他に、シート工は路床、路盤の分離層としての利用法や排水層の確保などを目的として利用さ



写真-17 シート工によるアスファルト舗装の補修例

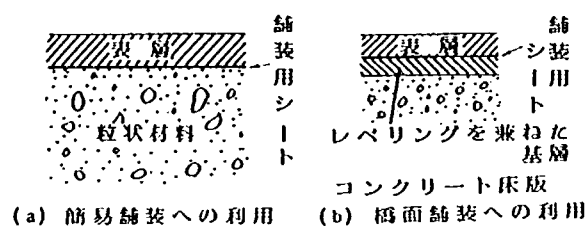


図-5 新設舗装へのシート工の利用²⁷⁾



写真-18 ポリマグリッドを用いたマットレス工法の施工法



写真-19 ジオテキスタイルを用いた地下排水溝の施工例

れることがある。特に、最近では雨水浸透を目的に、埋設管や浸透U側溝の回りを道路舗装からの碎石等で置き換え、一時的な貯留効果と浸透面積の増大をはかる工法が都市部で採用されており、そのフィルターとして、ジオテキスタイルが用いられている（写真-19を参照）。

3. 5 河川堤防への利用

河川堤防へのジオテキスタイルの利用形態としては、越水などによる洗掘の防止、及び漏水対策としてのドレーン工における堤体材料の吸出し防止、河川水や雨水の堤体内への浸透防止などがあげられる。

土砂で築造された堤防は、本質的に水に弱いという性質をっており、河川改修の十分進んでいない中小河川などでは、異常出水による破堤の危険性は依然として残っている。そこで、土木研究所では堤防の土羽土の下にプロピレンのシートを埋設しておき、洪水時に越水が起こってもシートで洗掘をくい止める工法を提案し、1969年から三年間にわたって中部地方建設局と協同で、その効果を実物大の堤防を用いた越流実験によって確めた³⁾⁹⁾ (写真-20を参照)。



写真-20 シートの洗掘防止効果をみるための実物大堤防による越流実験

また、堤体及び基礎地盤の漏水対策として、堤体裏のり先付近にドレーン工である承水路を設けることがある。この場合、承水路の回りのフィルター層にジオテキスタイルを設置し、フィルターと堤体との目づまりや吸出しを防止することが行なわれている。

さらに、河川堤防の安定性にとって、堤体内に浸透する水をできるだけ抑制することが望ましいわけである。そこで、川表の護岸の下に写真-21に示すような止水性のマットを施工して、川裏からの浸透水を抑制する工法が、1981年から利根川の堤防などで採用されている。

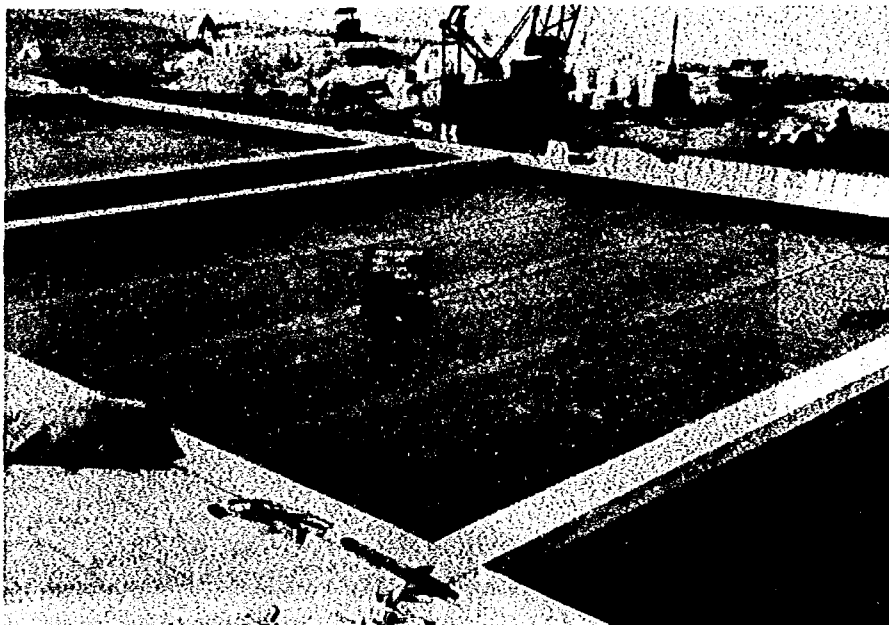


写真-21 止水性のマットを用いた護岸の施工例

3. 6 ジオメンブレンの利用

ビニールシートのように水を通さないものをジオメンブレンといい、1960年代から止水を目的とした護岸工事などに用いられてきている。これがやがて浅い貯水池や低い堤防の中または表面に張り、止水のために使用されている(写真-22を参照)。はじめは、薄いジオメンブレンが使われていたが、次第に厚いものが用いられるようになり、高い水圧の加わる所に、恒久的な構造物にも使用されるようになってきている(写真-23を参照)。また、ジオテキスタイルとジオメンブレンとを組合わせて、ジオメンブレンの損傷を防止するとともに、万一ジオメンブレンに孔があいたり、破れたりしても、下に敷いたジオテキスタイルで漏水を集め、安全に排水することも行われている。なお、ジオメンブレンの耐久性について、八郎潟の干拓堤防で地盤の漏水防止に使われた厚さ1mmのビニールシート矢板が、1983年の日本海中部地震で地表面に浮き上がったが、そのビニールシートは約20年経過しているにもかかわらず、老化した形跡は全然なかったという報告がある。³¹⁾

この他に、ジオメンブレンによるチューブを水や空気で膨張させて、灌漑用の堰や防潮、下水道の流量調整、水門、レクリエーション施設等に用いた例もある。さらに、地下水位の高い個所にボックスカルバートなどの地下構造物をつくる際に、底面に止水性のシートを敷いて地下水の湧出を防止し、底面両側の排水溝に不織布層を通じて排水することも行なわれている。

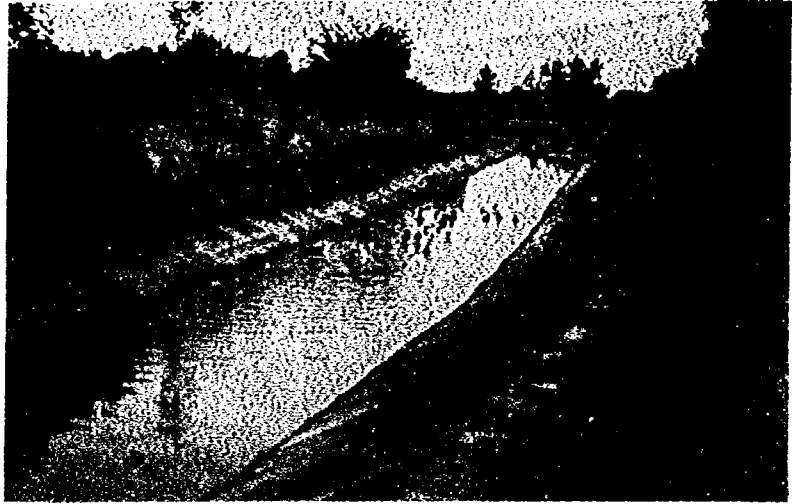


写真-22 ジオメンブレンを用いた河川堤防の施工例（フランス）



写真-23 ジオメンブレンを用いた貯水池の施工例（フランス）

3. 7 ジオテキスタイルに関する最近の動向

ジオテキスタイルに関する世界的な新技術の開発とその急速な普及に伴って、関係者の間で、1977年にパリにおいて第1回のジオテキスタイル国際会議が開催されて以来、表-1に示したように国際会議がいろいろと開かれている。そのような情勢を踏まえて、1983年11月にはジオテキスタイル国際学会(International Geotextile Society) が設立された。本部はスイスに置かれ、理事として福岡正巳教授が選ばれた。また、国内では土質工学会に福岡正巳教授を委員長としてジオテキスタイル委員会が設置され、ジオテキスタイルに関する調査、研究を実施している。さらに、建設省土木研究所においても、1985年から民間企業との間で共同研究が開始され、その研究テーマの1つとして「ジオテキスタイルを用いた新材料の工学的特性に関する研究」が取りあげられ、調査・研究が進められている。

以上のように、ジオテキスタイルに関する調査・研究が内外ともに非常に盛んなものになってきているが、これは新材料の活用ということで、これまで以上にいろいろの構造物の建設に積極的に利用していこうとする気運が高まってきたことによると思われる。ジオテキスタイルを積極的にいろいろの構造物に広く適用していくことを考えると、従来のそれぞれの現場で、個々に施工上、多少便利であるとか、安全性や耐久性に多少の不安があるので使っておくとか、他の個所で用いた事例があるので使ってみるといったことでなく、合理的な設計・施工法や正しい試験法にもとづいてジオテキスタイルを使えるようにしていくことが大切である。そのためには、ジオテキスタイルの物性を正しく把握するとともに、土中のジオテキスタイルの挙動を明らかにし、それを設計・施工に結びつけていくことが重要になる。そこで、先にのべた共同研究では、下記の4項目について重点的に調査・研究ならびに技術開発を行うことにしている。

- ① ジオテキスタイル用土質試験機の開発
- ② 土中のジオテキスタイルの工学的特性に関する研究
- ③ ジオテキスタイルの土中の変形挙動に関する研究
- ④ ジオテキスタイルを用いた土構造物の補強効果に関する研究

4. 利用技術に関する課題と今後の動向

ジオテキスタイルについて、現在用いられているものだけでも数多くの種類があり、今後さらに技術革新によって新しい材料がでてくることが十分推測される。一方、ジオテキスタイルの利用技術に関しては、先に述べたように20年前頃から我が国において使われ始めて以来、めざましい発展がみられるが、それらを十分活用するまでには至っていない。むしろ、今後の発展によるところが大きく、それぞれの材料特性を生かした新しい利用技術の開発によって、さらに需要が増し、適用範囲が広がることが望まれる。また、ジオテキスタイルを適用する場合のより合理的な設計・施工法や公的に認

められた材料試験法の確立が今後望まれる。

そこで、ジオテキスタイルの利用技術の開発と課題，ならびにその動向を土木研究所で実施している調査，研究をもとにして述べると，次のようになる。

4. 1 盛土の強化と安全性の向上

4. 1.1 災害に強い盛土づくり

盛土構造物は一般に，他のコンクリート構造物や鋼製の構造物に比べると，地震時や豪雨時の安定性は必ずしも高くない。写真-24は1983年の日本海中部地震における盛土崩壊の一例を示したものである。同様に，長崎災害や鳥根災害においても，盛土や切土斜面で多くの被害が生じている。道路を連続した構造物であることを考えると，盛土や切土斜面などの相対的に弱い個所があるのは望ましくなく，全体としてバランスのとれた安全性の有するものが望ましいといえる。従って，土構造物の強化をはかり，安全性を高めていくことが重要である。

そこで，図-6に示すような盛土内に一定の間隔でネットや網，あるいはポリマーグリッドを敷設して，盛土の強化をはかり，地震や豪雨に対して安全性の高い盛土を築造する方法が考えられる。このような盛土は，のり勾配をきつくして急勾配の盛土とすることも可能であり，用地や土工量の節減をはかることもできる。さらに，片切・片盛りのような個所では，切盛りのバランスに合った盛土づくりや長大のり面の盛土を少なくすることもできる。

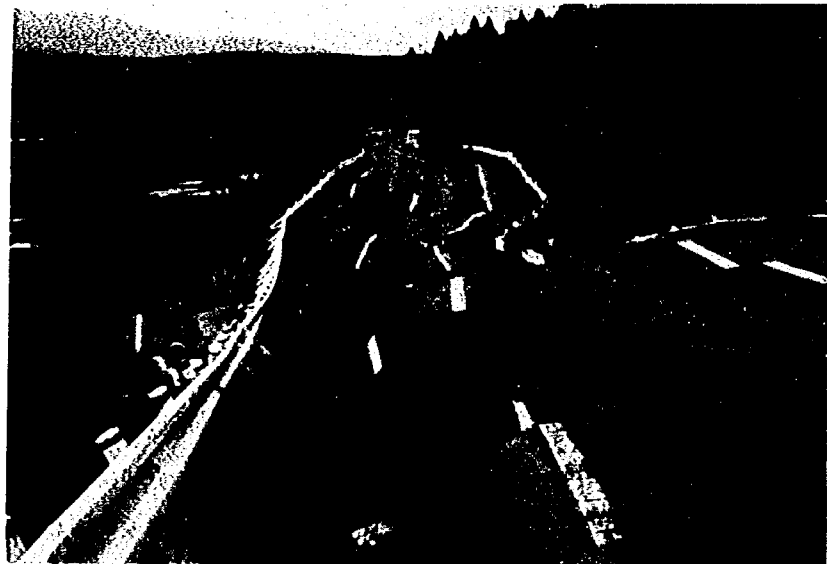


写真-24 地震による盛土崩壊の1例

表-2は、盛土内にジオテキスタイルを敷設したときの現行の設計法の基本的な考え方をまとめて示したものである。表中の安定計算式は、盛土内に敷設されたジオテキスタイルによってすべりに対する抵抗力が増し、安全率が向上するという考えにもとづくものである。この場合、すべり面はジオテキスタイルの敷設途中ならびにその外側に発生すると仮定しているが、合理的な設計法を確立するにあたっては、すべり面に沿ったすべろうとする力に対して、ジオテキスタイルがどのような形で抵抗するかを正しく把握しておくことが重要である。

そこで、土質研究室では、図-7に示す前面ガラス張りの二次元土槽内にある長さのジオテキスタイルを敷設した大型盛土を築造し、盛土底盤の一部をジャッキによって順次沈下させて人工的に盛土内にすべりを生じさせ、そのときに発生するジオテキスタイルのひずみ応力ならびに変形の状況を調べる実験を行なっている。図-8は、それらの実験結果の一例を示したものである。図の結果から、ジオテキスタイルのひずみはすべり面付近で最大となるような凸形の分布形状を示している。図-8(a), (b)のようにジオテキスタイルの敷設長がすべり面の位置よりかなり長い場合には、ジオテキスタイルの先端部においては、ひずみはほとんど発生していない。一方、(c), (d)のようにすべり面がジオテキスタイルの先端部に近づいてくると、今回の実験ではすべり土塊の重量等からジオテキスタイルが引抜かれるといった現象は認められなかったが、先端部付近においてもかなりのひずみが発生していることがわかる。従って、表-2に示した設計手法の基本的な考え方の妥当性が認められるが、今後は実験でも得られたように、盛土内のジオテキスタイルに生ずるひずみの分布は一様でなく、凸形の分布形状を示すので、それらを考慮した、さらに合理的な設計法の確立が望まれる。そのための一つの解析手法として、4.1.3で示すような有限要素法を用いることも考えられる。また、フランスでは図-9に示すように土とジオテキスタイルの応力とひずみの関係が異なることに着目して、限界ひずみを考慮した設計法を適用している例²⁾もあるので、このような考えにもとづく設計法につい

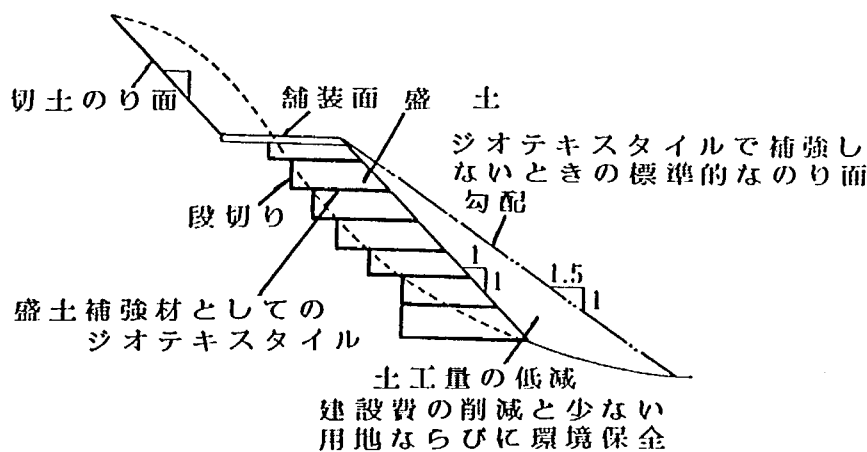


図-6 片切・片盛り箇所でのジオテキスタイルによる盛土補強工法

表-2 ジオテキスタイルを用いた土構造物の安定計算法

番号	安全率を表わす式	式の誘導法・考え方	概念図	固定長の式
1	$Mn = r \cdot T \cdot \cos \xi$ $T = L \cdot \Gamma_n$ ネットを非常にフレキシブルであると考えたと $\xi \approx 0$ $\therefore \cos \xi = 1$ $Mn = r \cdot L \cdot \Gamma_n$	Mnを土のせん断強度 (Γ_n) より求める。 Γ_nはネットの節の部分で壁面と考えることによって、ランキンの受働土圧式と土のせん断式から求める。 Tはジオテキスタイル自体の引張り強度である。		$L \geq \frac{T}{\Gamma_n}$
2	$Mn = r \cdot n \cdot T$ n: ネットの枚数 $Mn = r \sum R_n$ $= r \cdot n \cdot T$ 通常 $T \ll R_f, R_i$	Mnをジオテキスタイル自体の引張り強度 (T) より求める。 ジオテキスタイルの抵抗 (R)を次の3つのうち最小のものとする。 1. ジオテキスタイル固有の引張り強度 (T) 2. すべり土塊がジオテキスタイルをおさえる力 (R_f) 3. すべらない土塊がジオテキスタイルをおさえる力 (R_i)		$L = F_m \frac{\bar{h}_f \cdot l_f}{\bar{h}_i}$ $\bar{h}_f$: 崩壊部のジオテキスタイル上の平均盛土高 $\bar{h}_i$: 非崩壊部のジオテキスタイル上の平均盛土高 l_f: 崩壊土内のジオテキスタイルの長さ
3	$F_m = \frac{\tau \cdot ab \cdot r}{W \cdot x}$ τ: abに沿ったせん断強度 W: すべり土塊重量 X: OとWの重心との水平距離	ジオテキスタイルによりすべり半径を大きくし、それにより安全率を増加させる。		

ここで、安全率 $F_m = \frac{\text{土の抵抗モーメント (} M_R \text{)} + \text{ジオテキスタイルによる抵抗モーメント (} M_n \text{)}}{\text{滑動モーメント (} M_o \text{)}}$

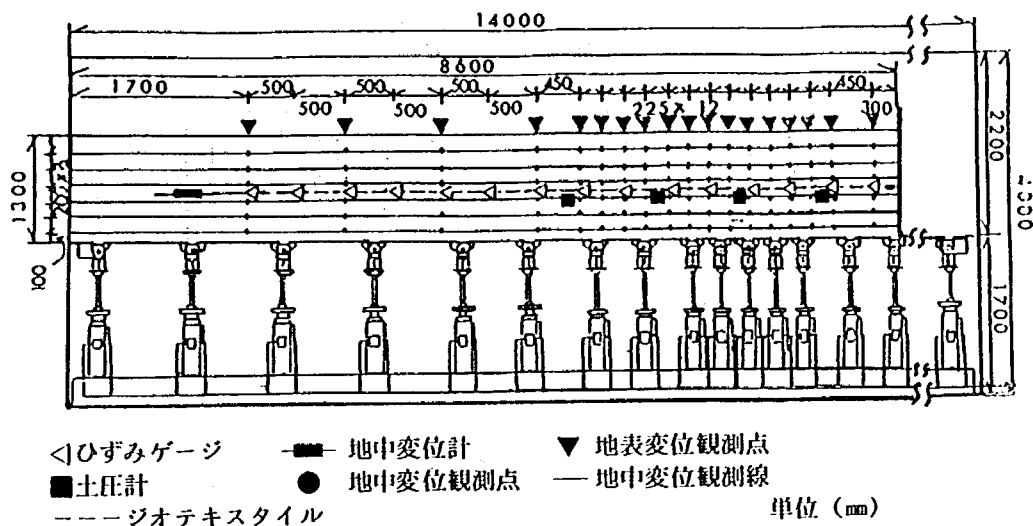
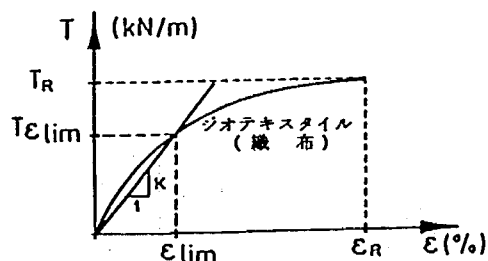


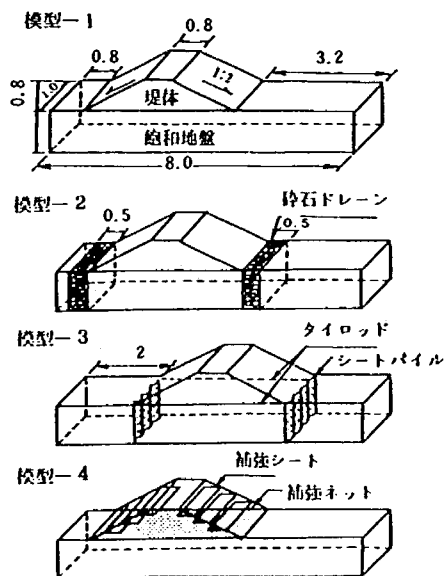
図-7 大型模型を用いたすべり発生装置



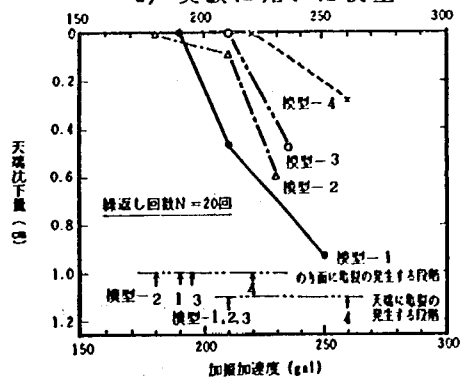
(NORME NFG38-014)

$$T < T_{\epsilon \lim} \quad T_{\epsilon \lim} = K \times \epsilon_{\lim}$$

図-9 C. F. G. Gが示した、限界ひずみを得るための応力～ひずみ曲線モデル³²⁾

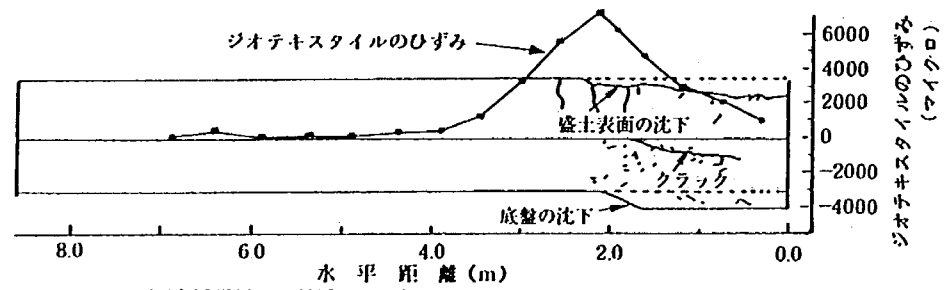


a) 実験に用いた模型

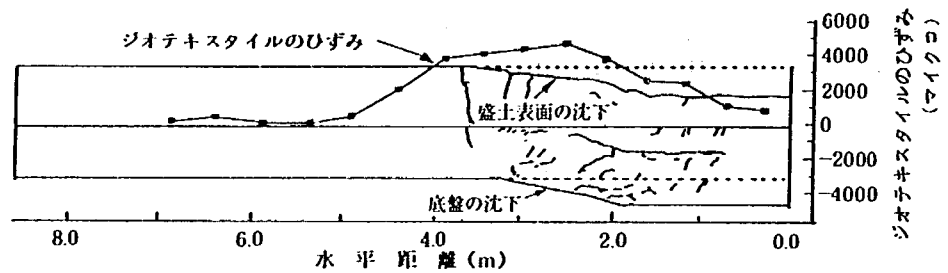


b) 加振加速度と天端沈下量の関係

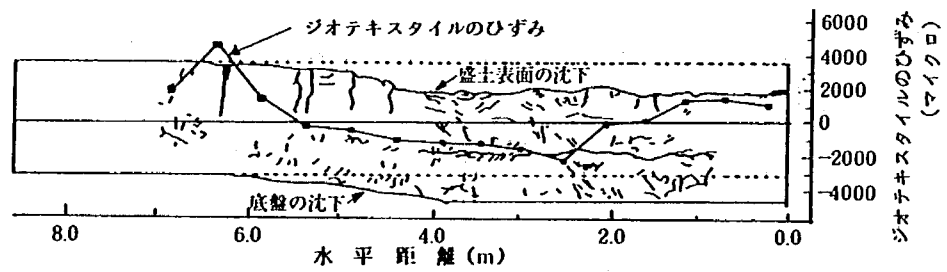
図-10 大型模型振動実験による対策工の効果³³⁾



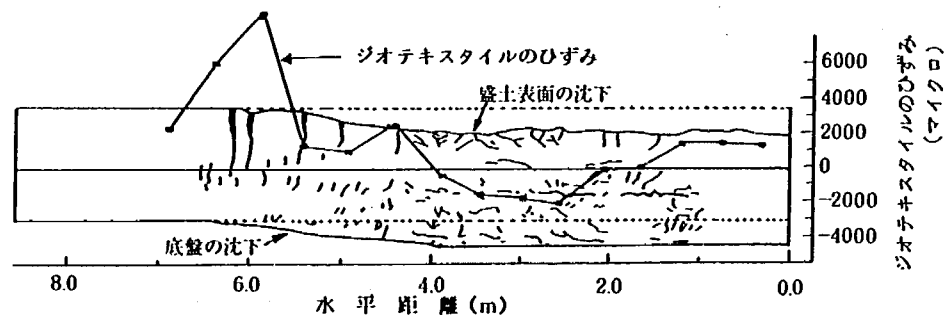
(a) 水平距離 2 m 付近ですべりを発生させた場合



(b) 水平距離 3 m 付近ですべりを発生させた場合



(c) ジオテキスタイル端部付近ですべりを発生させた場合



(d) 水平距離 6.5 m 付近ですべりを発生させた場合

図-8 盛土の変形とジオテキスタイルのひずみ分布の関係

でも検討する必要がある。なお、図-8の実験では、すべり面近傍における盛土内のクラックは、使用したポリマーグリッドの節（ふし）の部分で発生していることから、鉄筋コンクリートの異形鉄筋のように突起のあるネットやポリマーグリッドにすると、さらに抵抗力が増大することが考えられる。

次に、地震時における盛土の補強効果を調べるために、図-10に示すような大型模型を用いた振動実験が佐々木、松尾の両氏らによって実施されている。³³⁾ 図-10の結果から、ジオテキスタイルを施した補強盛土は、無対策の盛土やのり尻に碎石ドレーンを設定した場合、及びのり先に矢板を打設し、その頭部をタイロッドで結んだものに比べて、大きな加速度のもとでのり面や天端に亀裂が発生している。同様に、天端の沈下量も同一加速度では最も小さいものになっており、ジオテキスタイルによる盛土の補強効果が認められる。

従って、ジオテキスタイルを盛土内に敷設することによって、地震にも強い補強盛土を築造することが可能であり、今後、さらに調査・研究が進み、その設計・施工法が確立されることが望まれる。

4. 1. 2 高含水比粘性土の盛土における排水材としての利用

高含水比粘性土を用いた盛土を築造する場合に、急速施工すると盛土のはらみだしや安定性が問題となる。そこで、3. 2で述べたようにある盛土高ごとにジオテキスタイルによる水平ドレーンを設けることがすでに行われている。この水平ドレーンの設置間隔や効果をみるための設計法として、Giroud（ジルー）は次式を与えている。³⁴⁾ (図-11を参照)。

$$\Theta = k_g \cdot H_g > \frac{B^2 \cdot k_s}{\sqrt{C_{vs} \cdot t_o}} \quad (10^{-6} \leq \Theta \leq 1) \quad \text{--- (1)}$$

ここで、 Θ ：圧密促進用のジオテキスタイルに要求される透水性

k_g ：ジオテキスタイルの水平方向の透水係数

H_g ：ジオテキスタイルの厚さ

B ：盛土の敷幅

k_s ：盛土材の透水係数

C_{vs} ：盛土材の圧密係数

t_o ：盛立てに要する時間

$$T_o : T_o = \frac{C_{vs} \cdot t_o}{H_s^2}$$

H_s ：ジオテキスタイルにはさまれた土層の厚さ

上式の適用をみるために、土質研究室では中部地方建設局沼津工事事務所及び中部技術事務所と協同

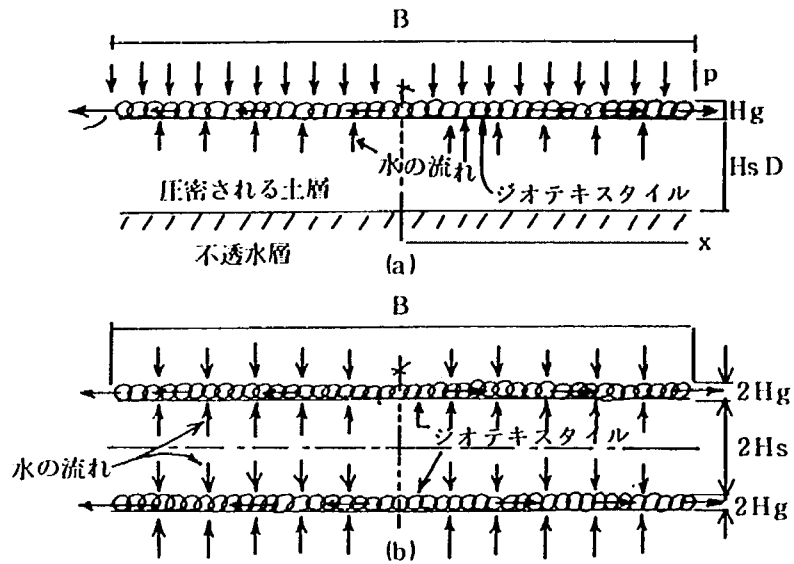


図-11 H_g 及び H_s の求め方³⁾

で現場施工試験を実施している。場所は三ツ谷バイパスの三島市三ツ谷新田地先で、盛土材料は日本統一分類で VI_{H2} に属する、いわゆる高含水比粘性土である。盛土高は約10mで、透水性の不織布を盛土高 2.5mごとに3層敷設した区間と、敷設していない区間とに分けて、盛土内の間隙水圧及び盛土の沈下量を測定している（図-12を参照）。特に、高含水比粘性土を用いた盛土であっても、完全飽和ということは少ないと思われるので、不飽和状態であっても(1)式が適用できるかどうかを、間隙水圧の変動と盛土の沈下量の測定から検討することになっている。このような現場測定のデータが数多く実績として積み重ねられていくと、さらに合理的な設計法が確立されるものと思われる。

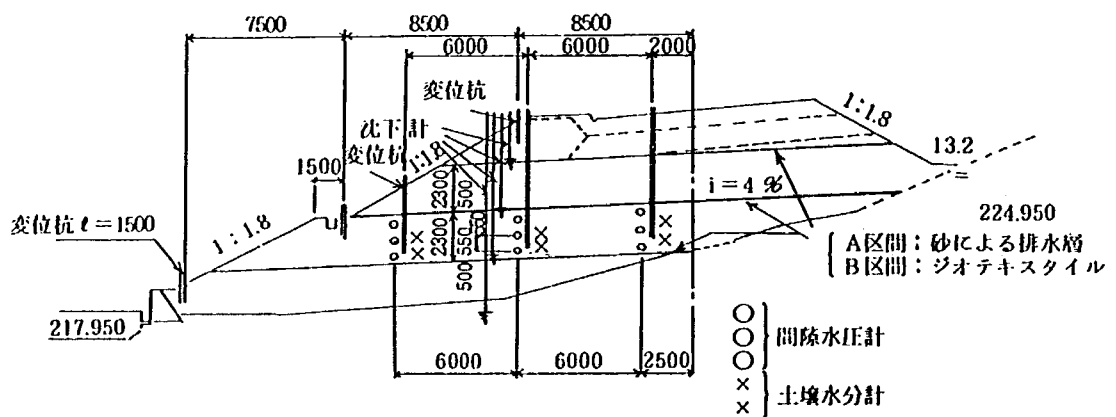


図-12 ジオテキスタイルを用いた試験盛土の概要

4. 1. 3 盛土部の不同沈下対策としての利用

橋台やカルバートなどの構造物との接続部における盛土では、盛土と構造物との沈下挙動の違いによって不同沈下が発生し、路面に不陸が生じて道路交通に支障をきたす場合がある。そこで、土質研究室では図-13に示すようなポリマーグリッドなどのジオテキスタイルを構造物背面の埋戻し部に敷設して接続部の段差を和らげる工法を考案し、その効果を大型模型実験によって調べた。³⁵⁾ 図-14は、土槽底部において橋台と盛土との間に20cm程度の不同沈下を生じたときの、ジオテキスタイルがない場合とジオテキスタイルを敷設した場合の盛土の変形とクラックの発生状況を示したものである。図-14(a)のジオテキスタイルがない場合は、橋台と盛土との間に17~18cm程度の明瞭な段差が現れている。一方、(b)のジオテキスタイルを敷設した場合には、橋台の取付け部の段差はほとんどなく、土層底部の20cmの不同沈下が盛土内で緩和されて、盛土天端は割合に滑らかな沈下形状を呈している。

上記の大型模型実験の結果から、盛土内にジオテキスタイルを敷設する補強工法は、橋台と盛土との不同沈下によって生ずる段差を軽減するのに効果があると判断される。

次に、ジオテキスタイルを敷設した盛土の変形挙動などを解析する手法として、図-15に示すようなジオテキスタイルと土とが一体となった複合体をジョイント要素と平面トラス要素に置き換えて、有限要素法によるno tension解析を行うことを提案した。³⁶⁾ そして、ジョイント要素は、図-16のように降伏応力 τ_f を境にして非線形な挙動を示すとした。すなわち、 τ_f よ

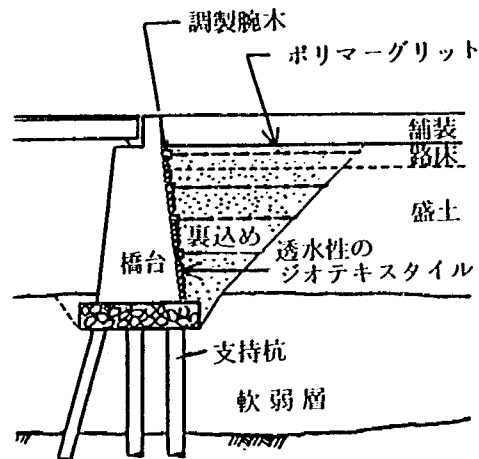
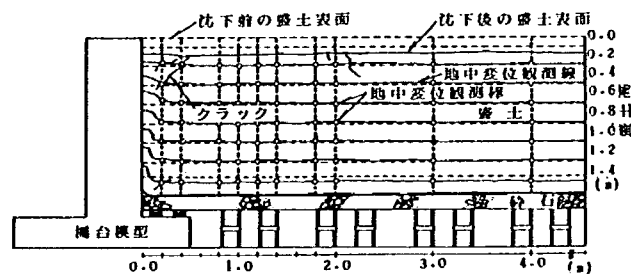
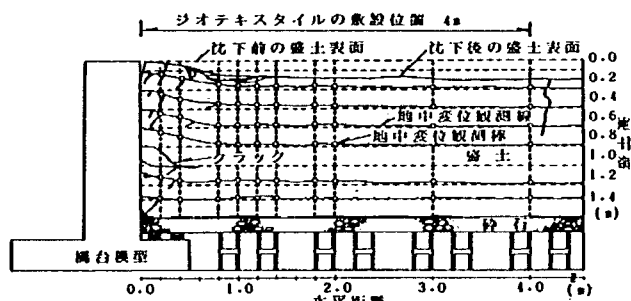


図-13 ポリマーグリッドを用いた段差防止工法



(a) ジオテキスタイルがない場合の盛土内の変形状況



(b) 長さ4mのジオテキスタイルを敷設した場合の盛土内の変形状況

図-14 実験終了時の盛土の変形状況³⁵⁾

りも小さいせん断力のもとでは変形はせん断弾性係数 k_s に比例し、 τ_f を超えるせん断力が作用した場合には、 k_s の $1/100,000$ のせん断弾性係数に比例した変形が起こるとした。さらに、圧縮力に対しては弾性係数 k_n を用い、引張り力に対しては小さい引張り力のもとでも変形が容易に進むような弾性係数 k_n' をそれぞれ用いるようにした。

この解析手法を前述の大型模型実験に適した結果、図-17に示すように盛土の変形などに関して、両者の値がかなりよく一致することが認められた。従って、ジオテキスタイルを敷設した盛土の変形挙動解析等に、提案した有限要素法による解析手法が適用でき、ジオテキスタイルを敷設した効果を

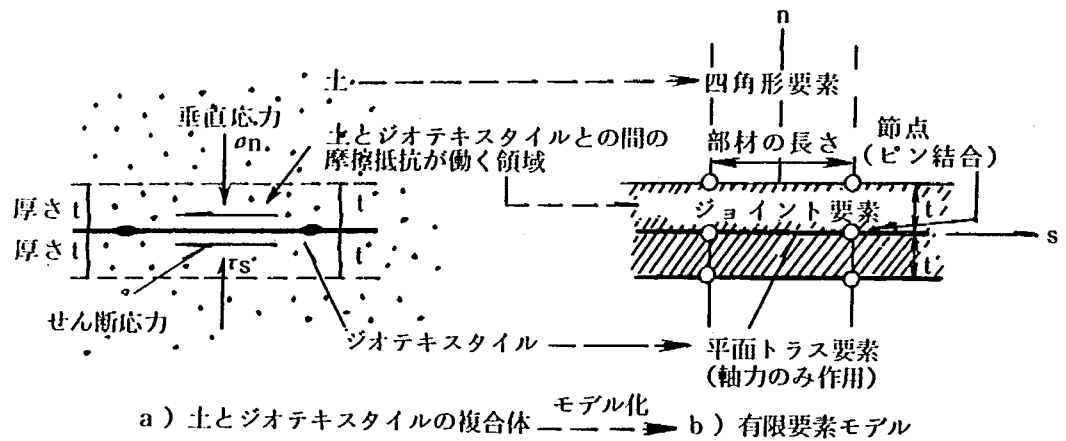


図-15 ジオテキスタイルの補強機構のモデル化³⁶⁾

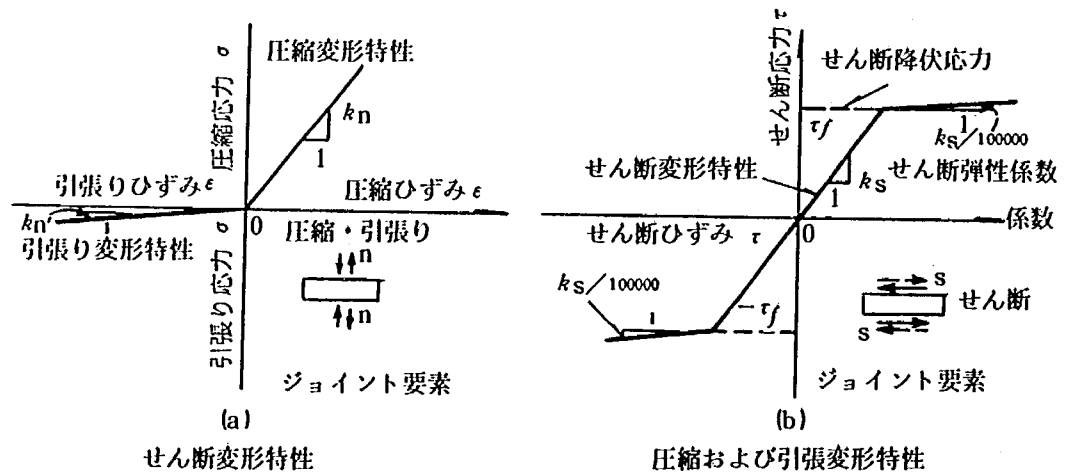


図-16 ジョイント要素の変形特性

検討するのに利用できると思われる。

以上のべた結果については、実物大の盛土による実験や現場での試験施工などを通してさらに検討を加え、実際の現場への適用性をはかっていくことが望まれる。

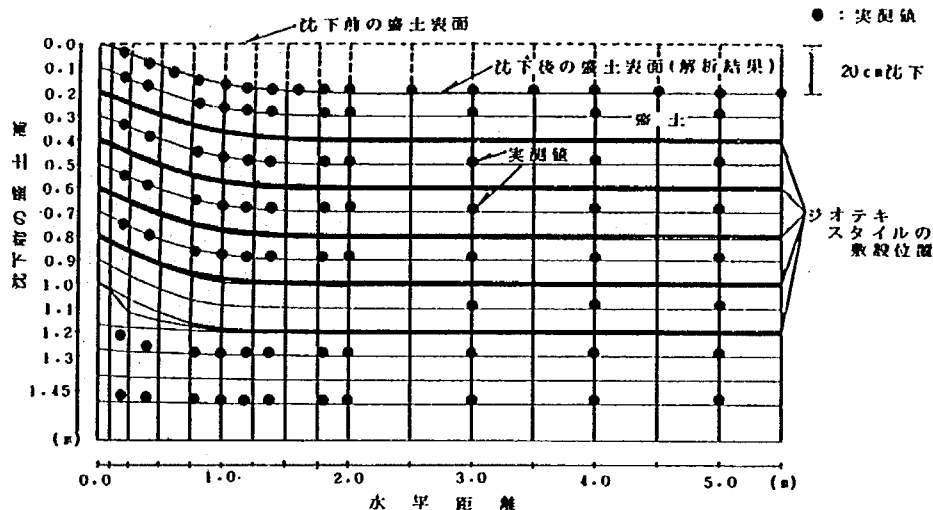


図-17 解析値と実測値の変位量の比較³⁶⁾

4. 2 軟弱地盤対策への新しい工法の開発

軟弱地盤上に盛土などを築造すると、盛土した部分だけでなく周辺地盤にも変形や沈下が生ずる。そこで、周辺地盤への影響を軽減する工法として、盛土のり尻付近に矢板を打設するなどの各種の工法が施工されている。³⁷⁾ しかし、それらの効果を正しく評価するまでに至っておらず、また新しい工法の開発も試みられている。

すなわち、嶋津、塚田、岩瀬の三氏は盛土による地盤の側方移動防止と不同沈下の抑制を目的として、図-18に示すような深層混合処理工法とジオテキスタイルとを組み合わせた工法を提案し、³⁸⁾ その効果を模型実験によって確かめる検討を進めている。この工法が確立されれば上記の目的の他に、安定や沈下の問題に関して従来、全面的に地盤改良が行なわれていたものが、地盤改良の範囲が少なくなり、地盤改良費のかかなりの節減につながることも考えられる。

また、施工研究室では埼玉県与野市の超軟弱なビート地盤上の道路建設において、写真-25に示すような深層混合処理工法による改良柱体をビート地盤内にある間隔で造成し、その上にジオテキスタイルを敷設して軟弱地盤の改良と路床、路盤の強化をはかることを提案し、その試験施工を実施している。工事は順調に進んでおり、今後の追跡調査によってその効果が定量的に把握されることが望まれる。

さらに、軟弱地盤において地中埋設管などを設置する場合、地盤の沈下に伴う管の安全性や上部舗

装への影響を少なくするための配慮が必要になる。そこで、硬質塩化ビニル管では、シートを用いた図-19に示すような基礎構造を採用している場合があり、³⁹⁾ 今後ポリマークリッドなどの剛性の高いものを管下に敷設して、地盤の不同沈下に対処するのも一方法であると考えられる。また、管まわりの砂をシートなどのジオテキスタイルで包囲することは、地震時の液状化による管の被害を軽減するのにも役立つと思われる。

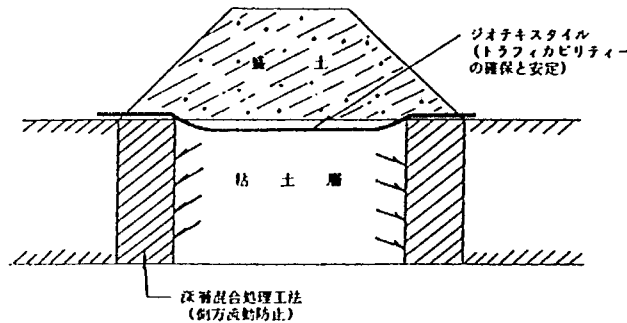


図-18 ジオテキスタイルと深層混合処理工法の
組合わせによる軟弱地盤対策

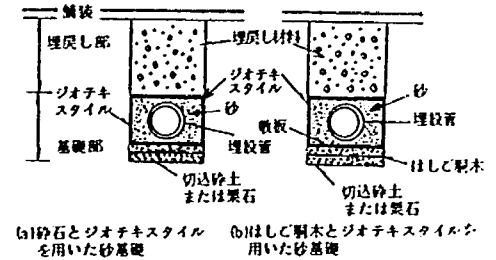


図-19 軟弱地盤における埋設管の基礎への
適用例³⁹⁾



(a) ビート地盤における深層混
合処理工法 (白い丸い部分が
改良柱体)



(b) ジオテキスタイルの敷設

写真-25 ジオテキスタイルと深層混合処理工法とを組み合わせた路床、
路盤の強化工法の例

4. 3 堤防補強工法の開発

河川堤防の防災構造物としての重要性を考えると、長雨、長洪水にも耐え得るような安定性の高い河川堤防が望まれるわけであり、特に既設の堤防についてその安定性の向上をはかることが必要である。そこで、図-20(b)に示すようにジオメンブレンを用いた既設堤防の補強工法を提案し、その効果を調べるための大型模型堤防による降雨実験を土質研究室で実施した。⁴⁰⁾ 補強工法は、堤体表面付近に止水性のジオメンブレンをかもら状に敷設して、雨水の堤体内に浸透するのを防止するとともに、堤体内に浸透した水は外水位の低下時にすき間を通して外部に排除されるように考慮されている。

図-20は降雨実験の結果を示したものであり、(a)のジオメンブレンを敷設していない砂質土の堤防では、雨水は堤体表面から次第に堤体内部へと浸透するため、堤体内の飽和度もそれに応じて変化している。一方、(b)のジオメンブレンを敷設した場合は、ジオメンブレンを敷設した付近で飽和度の変化がほぼ止まっており、ジオメンブレンの浸透防止の効果が現れている。

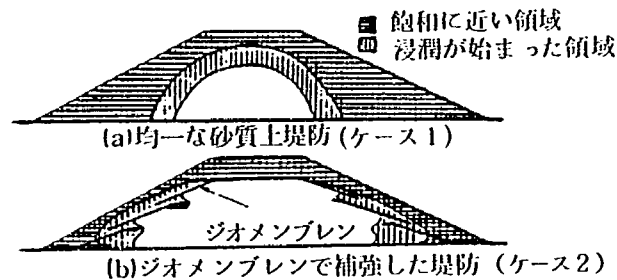


図-20 降雨開始10時間後の浸潤状況⁴⁰⁾

このような結果を踏まえて、ジオメンブレン等を用いた既設堤防の補強工法の実際の適用性をみるために、土質研究室では姫路工事事務所と協同で加古川堤防をモデルにして、図-21に示すような工法を考案し、その効果について検討を進めている。この工法は、利根川堤防で施工されている写真-21に示した止水性の護岸を、川裏は上記の図-20(b)に示した補強工法を組み合わせたものである。さらに、川裏の補強工法は、図に示すようにジオメンブレンをジオテキスタイルを重ね合わせて、止水性とともにより堤体内部の水が抜けやすくするなどの工夫を加えている。これらの効果は、実物大盛土による浸透実験によって確かめ、現場へ適用していくことを考えている。

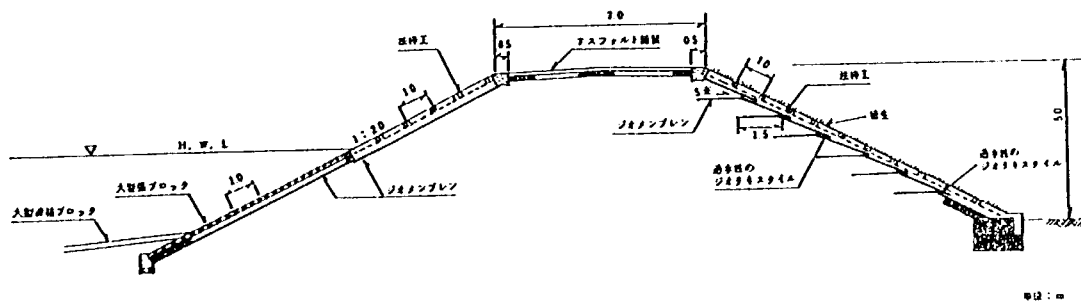


図-21 加古川堤防をモデルにした既設堤防の補強工法

さらに、河川の流水による洗掘に対しては、図-22に示すようなポリマーグリッドを用いたじゃこ方式のものを用いる方法が考えられる。これは、ポリマーグリッドの素材としての特性、すなわち、高強度で、加工の容易さ、ならびに耐久性などを利用する方法である。また、ジオメンブレンを河川敷に敷設して浸透経路長を長くして基盤漏水を軽減するブランケット工法にも利用できるもので、これらの工法の実際への適用性についてさらに検討が加えられることが望まれる。

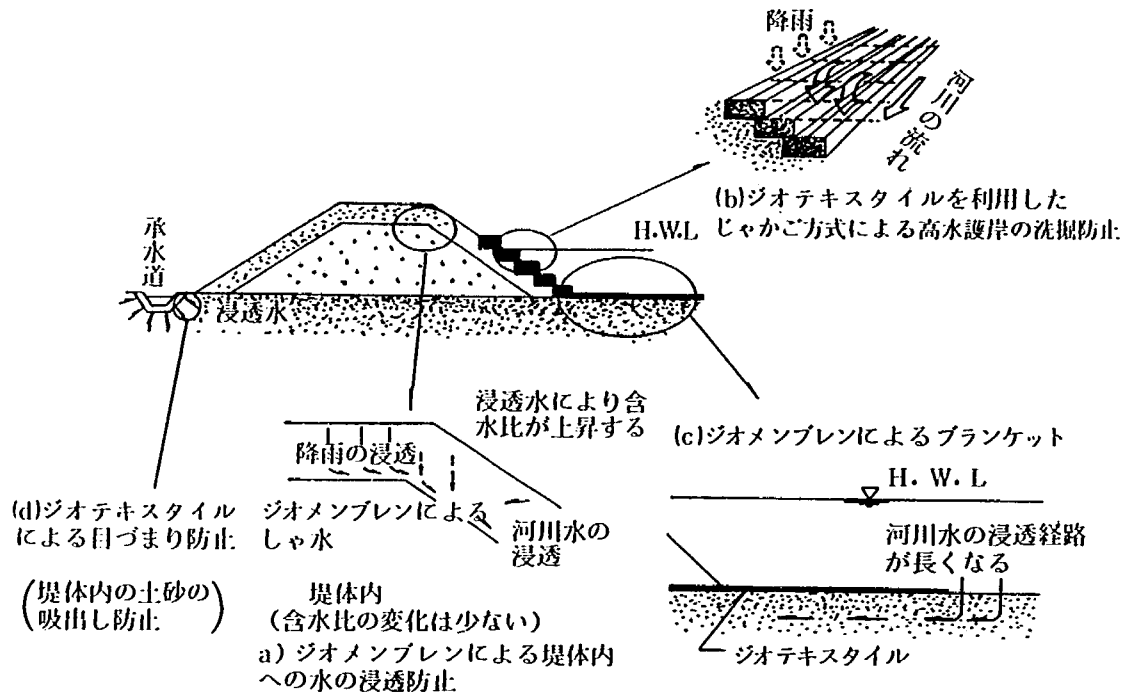


図-22 ジオテキスタイルの河川堤防への利用

4. 4 利用技術の開発と設計の確立

ジオテキスタイルの特性を生かした土木のいろいろの分野への利用方法の開発とともに、それらを広く利用していくためには、合理的な設計法の確立が今後望まれる。そのようなものとして、4. 3までに述べたものの他に、次に示すようなものがあげられる。

(1) ジオテキスタイルを用いた急勾配盛土及び補強土擁壁の合理的な設計法の確立：ジオテキスタイルを敷設した実物大の盛土及び擁壁を築造し、それらの破壊実験から土とジオテキスタイルの相互的な挙動を解明して、合理的な設計法が確立されれば、狭い用地や急峻な山岳地で土留めが容易に、しかも迅速にできるようになり、材料や建設費の節減にもつながることが期待される。

(2) 路床・路盤の強化と舗装の耐久性の向上を考慮した設計法の提案：3.4で示したように路床・路盤内にジオテキスタイルを敷設することによって、自動車荷重を分散されるとともに、路床・路盤

の強化や材料分離ならびに浸透水の排除にも役立つ。従って、ジオテキスタイルを敷設することによって路床・路盤の構造をかえ、舗装の耐久性の向上にも寄与するものと考えられるので、その設計法の提案が望まれる。

(3) フィルダム等への利用技術の開発：地質的に良好なダムサイトや良質の堤体材料を入手することが困難になりつつあることを考慮にいと、フィルダムに使用できる耐久性のあるジオテキスタイルやジオメンブレンを用いた遮水技術の開発が今後望まれる。

フランスでは、川床の洗掘や山地崩壊の防止のために、図-23に示すようなジオテキスタイルによる一連の小さなダムを設置している事例¹²⁾がある。この工法は、ポリプロピレンの織布で作った直方体(0.8m×0.8m×2m)のコンテナに土砂を詰めて蓋をしたものを積み上げてダムを築造するもので、急峻な斜面を流下する水をダムの上から落下させて、流速を抑えるようにしたものである。このような利用方法も、今後興味のある開発技術であると考えられる。

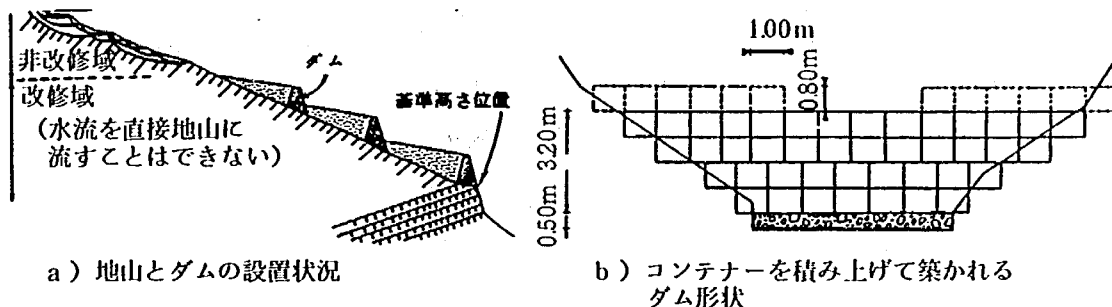


図-23 ジオテキスタイルのダムへの利用例¹²⁾

4.5 試験法の開発

ジオテキスタイルを実際に利用するにあたっては、設計・施工法とともに、ジオテキスタイルの材料特性ならびに工学的性質を把握して現地の条件に合ったジオテキスタイルを選ぶようにすることが大切である。そのためには、ジオテキスタイル特性を調べる試験法が必要となるが、我が国ではアメリカのASTMにみられるような規定された試験法が現在のところない。ジオテキスタイルについてみると、ネット系のものであれば網の目の大きさや要求される強度などが、シート系のものであれば織物、不織布の別や透水性、厚さ、さらには原材料の種類や繊維の長短、密度、間隙率などが問題となるので、それらの調べる統一された試験法の確立が望まれる。

さらに、土中におけるジオテキスタイルの工学的性質についても定量的に把握する試験法の開発が、今後望まれる。そこで、土木研究所においても、今年度より「ジオテキスタイルを用いた新材料の工学的特性に関する研究」を新規課題として取り上げ、具体的な利用に際しての設計・施工に役立つジオテキスタイルと土との複合体としての工学的性質を明らかにする研究を開始している。

図-24は試験項目とその成果の応用としての対象構造物との関連を示したものである。研究項目を大別すると、①土とジオテキスタイルとの複合体としての力学的特性（せん断特性、応力変形特性、耐衝撃性）、②複合体としての動的性質（動的な応力・ひずみ関係、繰返し荷重に対する変形機構等）、③浸透・排水特性ならびに浸食・洗掘防止の効果、④耐久性 などに分けられる。いずれの試験項目に関しても、土とジオテキスタイルとの複合体としての特性をみるための新しい試験機の開発が必要

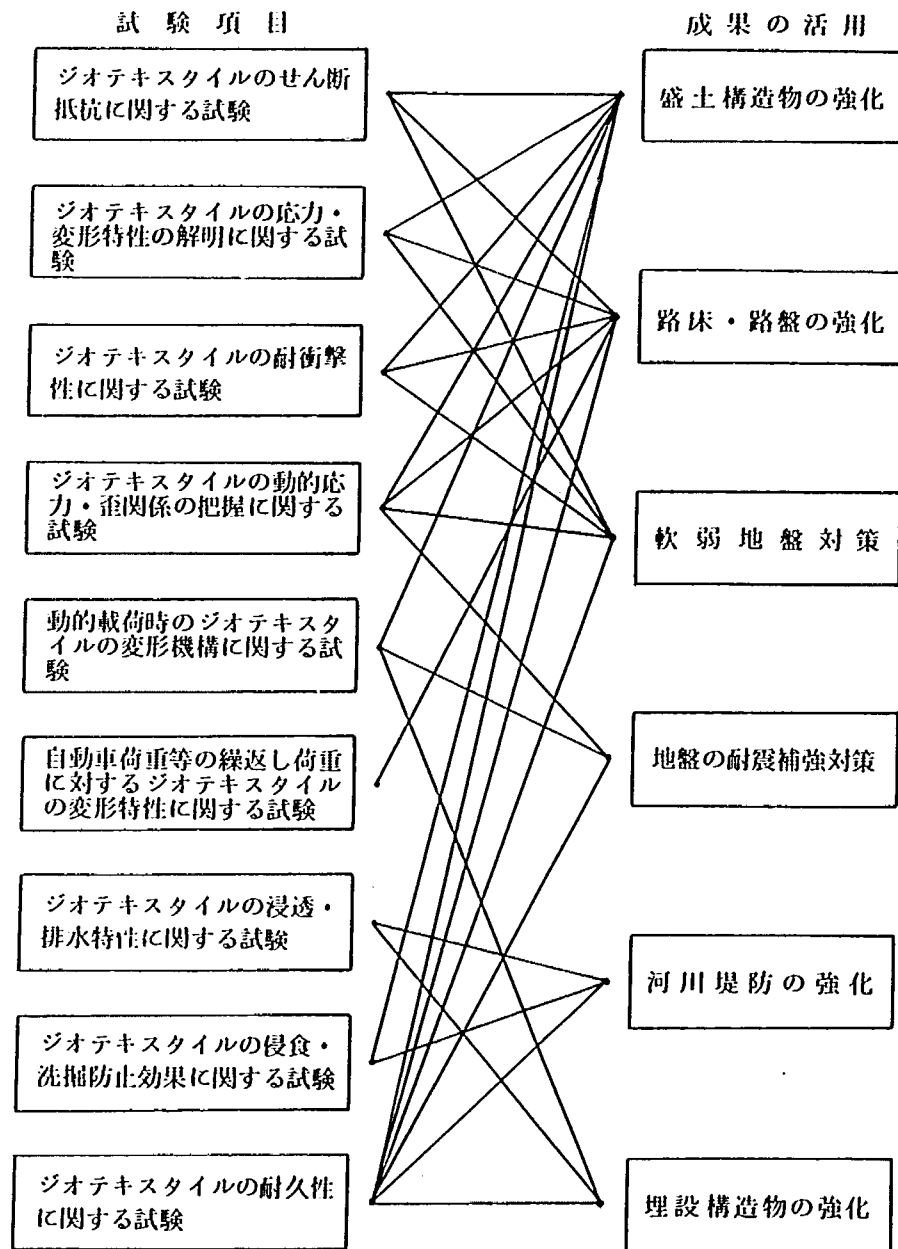


図-24 試験項目とその成果の活用

になってくる。このため、当研究室では、土中にジオテキスタイルを敷設した引抜き試験機の改造や、
載荷重下における土中のジオテキスタイル透水試験機などを製作して実験を行っている。また、来年
度には土中のジオテキスタイルのクリープ特性を調べるための試験機を開発することになっている。

この他に、福岡、今村の両氏の報告による屋外の試験施工で、ジオテキスタイルの引張力が4年で
 $1/2 \sim 1/2.5$ 程度に低下した例もある¹¹⁾ので、ジオテキスタイルの耐久性をみるために、土木研究
所構内に写真-26に示すような盛土を築造して、盛土内及びのり先に13種類のジオテキスタイル、す
なわち、不織布、ネット、ポリマークリッドジオメンブレン等を敷設して、経時的にサンプルを取
り出して材料特性の変化を調べることにしている。

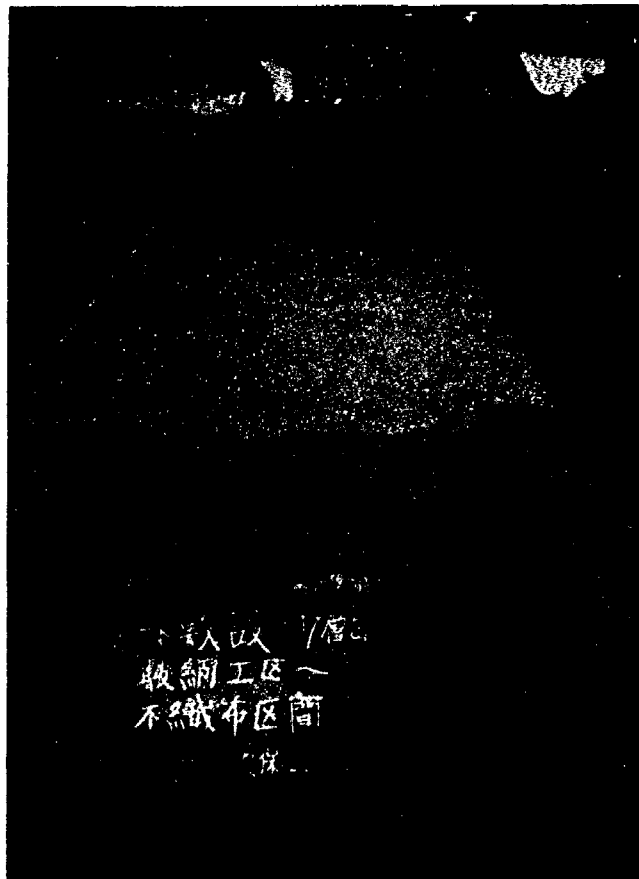


写真-26 ジオテキスタイルの耐久性を調べる試験盛土（土木研究所構内）

5. あとがき

最近、新材料の活用ということで注目を浴びているジオテキスタイルについて、利用の現状と今後の利用技術の開発ならびに課題などを中心にして述べた。特に、土構造物は、たとえ被害を受けてもその補修が容易なことなどから、他の構造物に比べると安全率のとり方が低く、豪雨や地震のたびごとにかんがりの被害を受けてきている。また、土工は一般に単価が低廉であるが、取扱う土量が大量であるため、全工事費に占める割合は非常に大きい。¹²⁾

従って、土構造物の安全性の向上や土工の合理化がいっそう望まれるわけであり、ジオテキスタイルの利用技術の開発はそのような面からも大いに期待されることを述べた。

土中にジオテキスタイルを敷設することは、コンクリートに鉄筋を挿入した鉄筋コンクリート構造物のようなものに相当することが考えられ、従来の土砂からなる土構造物の弱点をジオテキスタイルで補強することになり、土構造物の適用法や考え方ならびに設計・施工法がこれまでのものと違ったものになることが予測される。

土木研究所が民間と共同研究ということで「ジオテキスタイルを用いた新材料の工学的特性に関する研究」を提案したところ、多くの賛同者があり、現在民間共同でジオテキスタイルの調査・研究を進めている。そのような調査・研究の成果から、ジオテキスタイルを用いた構造物の合理的な設計・施工法ならびに試験法が、今後確立されることが強く望まれる。

最後に、ジオテキスタイルについて幅広く説明を加え、個々の項目については十分記述することができなかったもので、詳細については参考文献等を参照していただければ幸いに存ずる次第である。

(参考文献)

- 1) 福岡正巳：脚光を浴びるジオテキスタイル，基礎工，Vol.12，No.6，pp.1，1984.6
- 2) 成田信之：新素材と土木技術，建設月報，No.432，pp. 69～73，1985.6
- 3) Giroud, J.P.: Geotextiles Products, Geotechnical Fabrics Report, pp.12～15, summer, 1983
- 4) 渡 義治，高橋修三，村木茂夫：ジオテキスタイル関連用語の解説，第30回土質工学シンポジウム，ジオテキスタイルを用いた工法，昭和60年度発表論文集，pp.132～135，1985
- 5) 福岡正巳：ジオテキスタイルを用いた工法の現状と今後，土と基礎，Vol.33，No.5，pp.1～2，1985.5
- 6) 岩崎高明：ジオテキスタイルの歴史と現状，基礎工，Vol.12，No.6，pp. 19～27，1984.6
- 7) 山内豊聡：日本におけるジオテキスタイルの発達，土と基礎，Vol.33，No.5，pp.3～8，1985.5
- 8) 福住隆二，西林清茂：ビニロンシートによる軟弱地盤表層処理工法，土木学会第22回年次学術講演会講演概要，第Ⅲ部，pp.122-1～2，1967.2
- 9) Yamanouchi, T.: Experimental Study on the Improvement of the Bearing Capacity of Soft Ground by Laying Resinous Net, Proc. Symp. Foundations on Interbed Sands, Perth, pp.144～150,

1970

- 10) 日本道路公団福岡支社・日本道路公団試験所・大林組(株)：九州縦貫自動車道福岡熊本線植木試験盛土工事報告書，1969
- 11) 日本道路公団東京支社・日本道路公団試験所・不動建設(株)：東北高速道路久喜試験盛土工事報告書，1970
- 12) 建設省土木研究所土質研究室：試験盛土に関する試験調査，国道16号線白井地区軟弱地盤安定処理工法比較試験—中間報告書—，土木研究所資料，第756号，1972.3
- 13) 建設省道路局国道第一課，建設省土木研究所：軟弱地盤上の低盛土道路の設計法に関する研究，第29回建設省技術研究会報告，道路部門指定課題，pp.219～233，1975
- 14) 栗原則夫，高橋朋和，磯田知広：浅層処理工法，最近の軟弱地盤処理工法，第2章，pp.32～40，福岡正巳編，近代図書，1982
- 15) Yano, K. Watari, Y. and Yamanouchi, T.: Earth work on soft clay grounds using rope-netted fabrics, Proc. Symp. Foundations on Interbedded Sands, Perth, pp.102～108, 1970
- 16) 佐々木晴美：土木・建築技術者のための最近の軟弱地盤ハンドブック，第9章，9.14 杭工法，pp.395～401，建設産業調査会，1982
- 17) 粕谷晋一，土井英雄，古賀義徳，岡本正義：パイルネット工法に関する一考察，第36回建設省技術研究会報告，共通部門・自由課題，pp.87～93，1982
- 18) 岩崎高明：三層被覆工法による切取りのり面保護工，土木学会第35回年次学術講演会概要，第3部，pp.434～435，1980.9
- 19) 内海東男：試験所だより，3. 植生のり面保護工の最近の動向，日本道路公団・技術情報，第56号，pp.63～64，1981.1
- 20) 篠原千尋：コンクリート吹付ノリ面の緑化について（中央道大月～勝沼間），日本道路公団・技術情報，第40号，pp.74～77，1977.1
- 21) 新保 猛，今岡増夫，長門信隆：高盛土法面及び宅地の設計と施工について，第38回建設省技術研究会報告，共通部門・自由課題，pp.74～87，1984
- 22) 安達徑治，菊地富良：板状排水材を使用した盛土内排水工，第30回土質工学シンポジウム，ジオテキスタイルを用いた工法，昭和60年度発表論文集，pp.117～120，1985
- 23) 堀松和夫：現場技術者のための土構造物，理工図書，1972
- 24) 日本国有鉄道編：建造物設計標準解説 土構造物，pp.64～88，1978.11
- 25) 福岡正巳：繊維資材の土工への応用，繊維の機能と用途展開に関する講演会，日本繊維機械学会，pp.1～5，1983.3
- 26) シート工法研究委員会：道路舗装におけるシート工法に関する調査研究報告書，1975.3
- 27) 日本道路協会：道路維持修繕要綱，pp.109～114，1978.7

- 28) 飯島 尚, 松野三朗:維持修繕の実態とリフレクシオンクラック防止工法, 日・加科学技術協議
「寒冷地舗装」ミニワークショップ発表論文集, 土木技術資料, 第1868号, pp. 69～86, 1982.11
- 29) 福島 公, 三好康夫:高速道路舗装のひび割れとその補修用材料ーシーリング材, シート材ー,
日本道路公団・技術情報, 第71号, pp. 70～78, 1984.1
- 30) 山村和也, 久楽勝行:堤防補強に関しての考察, 土木研究所報告, 第145号, pp. 25～40, 1974
- 31) 福岡正巳:ジオテキスタイルを用いた工法の現状と今後, 土と基礎, Vol.33, No.5, pp.1～2,
1985.5
- 32) 坂口昌彦, フィリップ・デルマス, ジセンビエール・グルック, イブ・マティシャル, ジョル
ジュ・ピロー:ジオテキスタイルを用いた補強盛土の設計法とその実施例, 第30回土質工学シンポ
ジウム, ジオテキスタイルを用いた工法, 昭和60年度発表論文集, pp.132～135, 1985
- 33) 佐々木康, 松尾 修:盛土の耐震補強対策に関する振動実験, 日米天然会議, 耐風・耐震構造専
門部会, 第15回合同部会, 1983.5
- 34) Giroud, J.P.: Geotextile Drainage Layers for Soil Consolidation, Civil Engineering for
Practicing and Design Engineers, Vol.2, pp.275～295, 1983
- 35) 久楽勝行, 護摩堂満, 竹内辰典:ジオテキスタイルを用いた段差防止効果に関する大型模型実験,
土木技術資料, Vol.27, No.9, pp.9～14, 1985.9
- 36) 久楽勝行, 護摩堂満, 竹内辰典, 前田幸男:ジオテキスタイルを用いた盛土部の不同沈下対策と
その解析法, 土と基礎, Vol.33, No.5, pp. 27～32, 1985.5
- 37) 久楽勝行:軟弱地盤と基礎工ー最近の軟弱地盤対策を考えるー, 基礎工, Vol.13, No.10, pp. 1
～11, 1985.10
- 38) 嶋津晃臣, 塚田幸広, 岩瀬真二:深層混合処理工法の改良形式に関する模型実験, 第16回日本道
路会議一般論文集, pp. 53～54, 日本道路協会, 1985
- 39) 国土開発技術研究センター:下水道用硬質塩化ビニル管道路埋設指針, pp. 58～62, 1983.1
- 40) 久楽勝行, 吉岡 淳, 細谷政和, 佐藤正博:ジオテキスタイルを敷設した堤防の補強効果に関す
る実験, 第19回土質工学研究発表会講演集, pp. 1323～1324, 土質工学会, 1984.6
- 41) 福岡正巳, 今村芳徳:ジオテキスタイルを壁面の一部に使用した多数アンカー式擁壁の研究, 第
30回土質工学シンポジウム, ジオテキスタイルを用いた工法, 昭和60年度発表論文集, pp. 69～74,
1985
- 42) 日本道路協会:道路土工要綱, pp 4～11, 1983

ダムにおける流水制御技術の動向

ダム部長 藤 本 成

ダムにおける流水制御技術の動向

まえがき

昭和60年度当初現在の建設省所管のダム事業の現況は表-1に示すとおりである。

我が国の河川管理施設としてのダム事業においては、管理段階に入った完成ダム数より実施計画調査（実調）および建設段階にある未竣工ダム数の方がまだ多いのが現状であり、当面はダム建設の促進が急務であるが、同時に近い将来においては管理ダム数が倍増することとなるため、ダム管理も重要な課題として認識されている。

現在、ダム建設の促進にとって最大の隘路となっているのは水没者の生活再建と水源地域の基盤整備等の地元対策であり、その対応策として水源地域対策特別措置法をはじめとして各種の施策が強力に実施されているが、現実には水没者ならびに水源地域の住民の理解を得ることは容易でない。このため、ダムの現場では常に息の長い地道な努力の積み重ねが要求されるのが実状である。

一方、ダム建設促進の隘路をダム技術面からみると、ダムの設計・施工システムについてはRCD

表-1 建設省所管ダム事業の現況

区 分	完 成	建 設	実 調 ^{*)}
直轄公団	78	66(1)	26
補 助	189	124(8)	89
計	267	190(9)	115

(昭和60年度当初現在) ()年度内完成予定
*) 実施計画調査の略

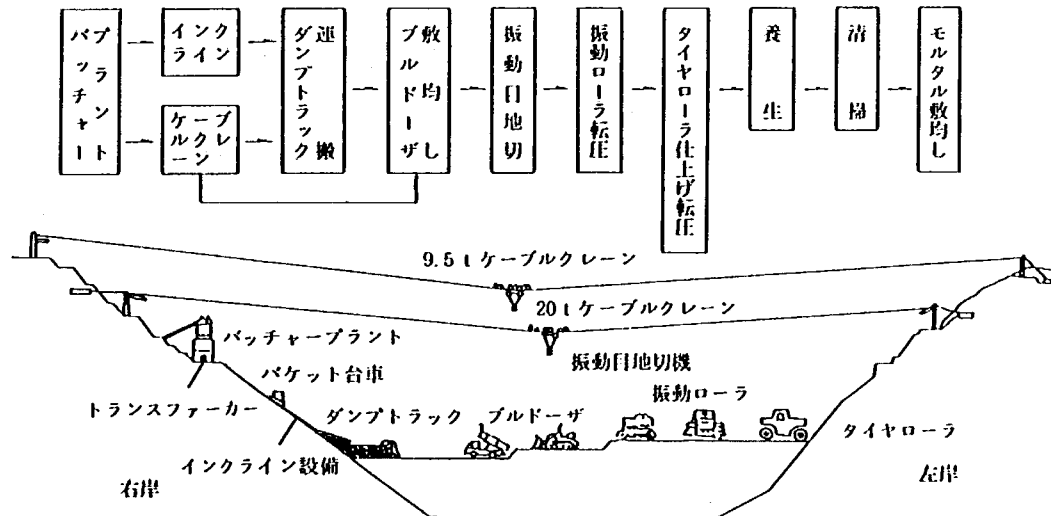


図-1 玉川ダムにおけるRCD工法²⁾

工法の開発にみられるように改良、合理化の余地はまだ残されているもののほぼ完成しており、これらの技術を十分に発揮させるための前提となるダム基礎の地質条件の解明と基礎処理の問題が最大の課題となっている。

とくに最近では、軟岩や風化した岩盤などのダムの基礎として恵まれない地質条件のところが多

くなく、強度、変形特性ならびに遮水性の問題を解決するためのダム位置の選定ならびに基礎岩盤の設計に努力の大半が費やされている。

土木研究所においても、破碎されている岩盤、風化岩盤あるいは新第三紀の堆積岩等に代表される軟岩などの基礎岩盤の合理的な調査・試験ならびに設計法について重点的に調査研究を実施している。

一方、ダム管理に関しては、まずダム計画において管理の容易なダムとすることが原則となっている。

最近の中小規模のダムにおいては、管理の容易なダムとするために、洪水時にゲート操作を必要としないダムすなわち洪水調節方式としては自然調節方式を採用するのが通例となっている。

表-2 洪水調節方式別ダム数の変遷¹⁾

ダム完成年	自然調節方式	固定開度方式	全量調節方式	定量放流方式	定率定量放流方式	不定率調節方式	合計
昭和20年以前	0	0	0	0	1	0	1
21～30前	1	0	0	10	3	0	14
31～40年	5	10	1	12	28	3	59
41～45年	0	5	1	6	19	1	32
46～50年	6	6	0	13	20	0	45
51～54年	14	6	1	6	15	0	42
合計	26	27	3	47	86	4	193

これらの自然調節型のダムにおいては、常時（非洪水時）に貯留された流水を利用してダム下流に補給する場合にのみダム放流設備の操作が必要になる。

しかし、すべてのダムをこのような自然調節型のダムとすることは出来ない。

これは、ダム建設可能地点は有限であり、数少ないダム地点の貯水池容量を最大限有効に活用することもまた同時に必要だからである。

表-3 洪水調節容量確保方式別ダム数の変遷¹⁾

ダム完成年	① 予備放流方式	② サーチャージ予備放流方式	③ 制限水位予備放流方式	④ サーチャージ制限水位予備放流方式	⑤ サーチャージ制限水位方式	⑥ 制限水位方式	⑦ サーチャージ制限水位方式	⑧+⑨+⑩ 予備放流合計	⑪+⑫+⑬ 予備放流ない合計	合計
昭和20年以前	0	0	0	1	0	0	0	1	0	1
21～30年	1	3	0	4	1	3	2	8	6	14
31～40年	1	3	6	12	3	8	26	22	37	59
41～45年	0	1	2	11	2	8	8	14	18	32
46～50年	0	6	1	5	18	5	10	12	33	45
51～54年	0	2	0	5	28	3	4	7	32	42
合計	2	15	9	28	52	27	50	64	129	193

このため、建設省直轄管理となるダムや水資源開発公団管理となるダムにおいては、常にゲートやバルブの操作が必要となるダムが大半を占めている。

したがって、これらのダムを管理の容易なダムとすることがダムの計画、設計において重要な課題となっている。

このような流れの中で、ダム管理の将来像を考えた場合また最近の電子機器の長足の進歩普及もあって、多目的ダム放流設備の操作管理においても自動化の志向が非常に強い。

このため、ダムの中に占める管理設備の比重が急激に高まりつつある。

多目的ダム放流設備の操作管理の自動化については、河川管理の性格上ならびに管理設備としての信頼性の面から意見の分かれるところであるが、ダム管理の質の向上にとって有効であるので、範囲を限定しつつ積極的に活用すべきものと考えられている。

このため、最近では、ほとんど全てのダムの放流設備制御装置の中にこの自動制御の機能が組み込まれている。また、ダム放流設備

の計画・設計においても、この自動化の要請に適合した形式・規模の選定が必要になっている。

表－４ 洪水調節方式別ダム数¹⁾

洪水調節方式	管理区分	直轄・公団	補 助	合 計
自然調節方式・固定開度方式		6	47	53
全量調節方式・不定率調節方式		1	6	7
一定量放流方式		14	33	47
一定率・一定量放流方式		25	61	86
合 計		46	147	193

表－５ 洪水調節容量確保方式別ダム数¹⁾

洪水調節容量確保方式	管理区分	直轄・公団	補 助	合 計
サーチャージ方式		7	45	52
制限水位方式		16	11	27
予備放流方式		11	53	64
サーチャージ方式＋制限水位方式		12	38	50
合 計		46	147	193

表－６ 自動制御装置の有無別ダム数¹⁾

管理区分	有無別	有している	な し	合 計
直 轄 ・ 公 団		24	24	48
補 助		23	125	148
合 計		47	149	196

表－７ 自動制御方式別ダム数¹⁾

操作区分	自動制御方式	管理区分	直轄・公団	補 助	合 計
低 水 時	予備放流制御		8	5	13
	定水位制御		22	14	36
洪 水 時	定率放流制御		12	9	21
	定量放流制御		17	16	33
	設定流量制御		6	2	8
	定開度制御		15	5	20
	自流放流制御		2	—	2

*調査対象ダム：自動制御装置を有している47ダム

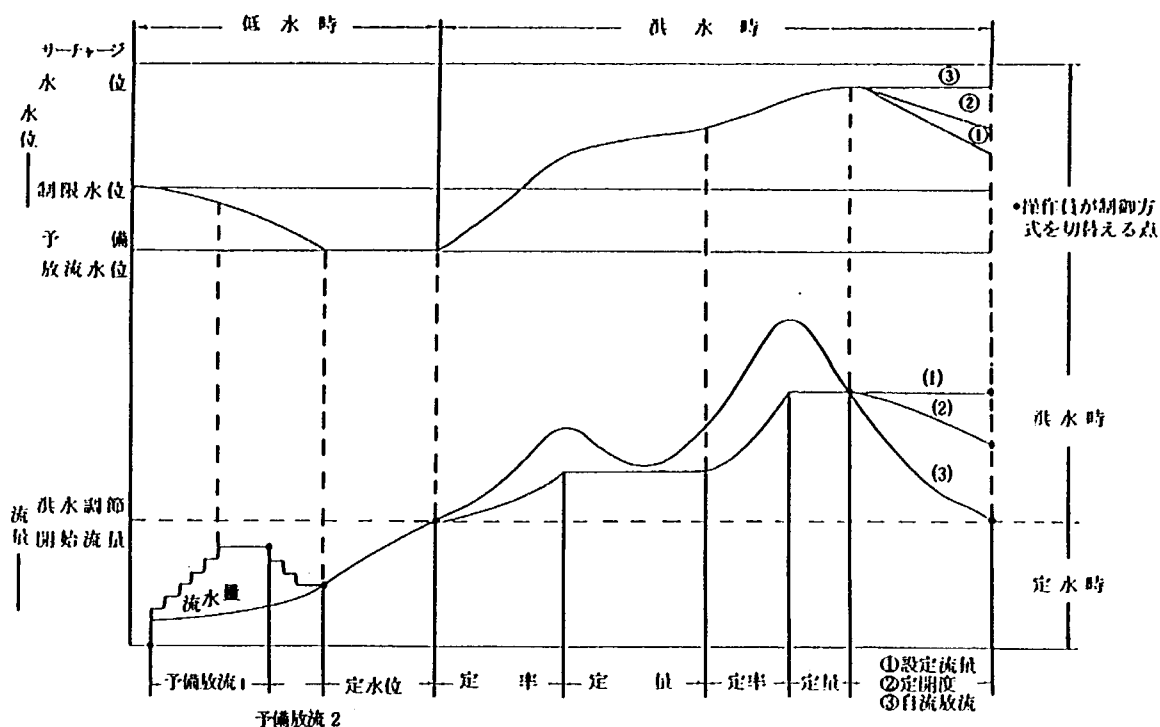


図-4 自動制御操作による洪水調節パターン (例)¹⁾

そこで、ここでは、このような自動化志向にある多目的ダム放流設備の操作管理の現況について、ダムにおける流水制御技術の側面から、紹介することとした。

1. 多目的ダムからの放流

河川管理施設である建設省所管のダムにおいては、貯水池に貯留された流水を放流することができる場合、またそのときの放流量および放流量の増減の方法等については、各ダムごとに定められるダム操作規則によって厳密に規定される。

ダム操作規則とは、(1)洪水期間、かんがい期間等の別を考慮して定められる各期間の最高および最低の貯水位ならびに貯留および放流の方法、(2)ダム本体、放流設備等のダム構造物ならびに操作に必要な機械器具等の点検および整備、(3)ダム貯水池を操作管理するために必要となる気象および水象の観測ならびに放流の際にとるべき措置に関する事項、(4)その他、操作管理に関し必要な事項について規定したものであり、多目的ダム放流設備の操作はすべてこのダム操作規則に従って実施される。

ダム操作規則において貯留された流水を放流することができる場合は、次の場合に限られている。

1. 貯水位がサーチャージ水位を超えるとき
2. 貯水位が常時満水位を超えるとき

3. 非洪水期間から洪水期間に移行するに際し、貯水位を制限水位に低下させるとき
4. 洪水期間において貯水位が制限水位を超えるとき
5. 予備放流を行うとき
6. 洪水調節を行うとき
7. 洪水調節等の後に貯水位を低下させるとき
8. 洪水に達しない流水の調節を行うとき
9. 流水の正常な機能の維持のための放流を行うとき
10. かんがい用水の補給のための放流を行うとき
11. 水道用水、工業用水の補給のための放流を行うとき
12. ゲート等の点検または整備を行うため特に必要のあるとき
13. その他、やむを得ない理由により放流を行うとき

なお、これらの場合が全て適用されるのは、洪水調節、流水の正常な機能の維持、かんがい用水、水道用水および工業用水の補給を目的とする多目的ダムで、洪水調節容量の確保はサーチャージ、制限水位および予備放流方式を併用するダムの場合である。

また、発電を目的に含む多目的ダムでは、発電使用水量も当然放流量の中に含まれるから、この使用水量を差し引いた残量がダム放流設備から放流すべき量となる。なお、河川管理者が自ら行うダム管理用発電³⁾の場合も同じ取扱いとなるが、ダム管理用発電では常に完全従属運転となるからダム放流設備の操作管理と全く同一に取扱うことができる。

これらの放流は、放流の時期およびその目的・内容によって、次のように区分できる。

- A. 常時（非洪水時）の放流
 1. 計画水位（常時満水位、制限水位）の維持
 2. 貯水位の低下
 3. 所定流量の補給
- B. 洪水調節およびそれに関連する放流
 1. 予備放流
 2. 計画水位（洪水調節開始水位）の維持
 3. 洪水調節
 4. 洪水調節後の貯水位の維持・低下
- C. 計画を超える洪水時の放流
 1. 計画水位（サーチャージ水位）の維持
- D. それ以外の放流

前述の多目的ダムから放流できる場合の13ケースはこのいずれかに分類できる。

一方、ダム放流設備は、それぞれの放流に対して要求される機能（洪水放流機能、流量調節機能、

水質制御機能)、放流量ならびに使用水頭が異なるため、形式・規模の異なる数種類の放流設備により構成することになる。

それらは、それぞれ次のように呼ばれている。

Aの放流 低水放流設備

Bの放流 常用洪水吐き

Cの放流 非常用洪水吐き

Dの放流 貯水位低下用放流設備

これらの放流設備の概要は、次のとおりである。''

(1) 低水放流設備

低水放流設備は、水質制御機能ならびに流量調節機能を具備させるため、選択取水設備を有する小容量放流管となる。

選択取水設備としては、一般に多段式のローラ、シリンダあるいは半門ゲートが用いられるが、表面取水が重視される場合にはフロート式となる。また、小規模の取水設備では多孔式もしばしば用いられる。

小容量放流管の流量調節には、高圧スライドゲート、ジェットフローゲート、ホロージェットバルブ、フィクストコーンバルブあるいはスリーブバルブ等が用いられる。

(2) 常用洪水吐き

常用洪水吐きは、大容量放流管もしくはオリフィスとなるのが通例であるが、利用水深が小さい場合には越流頂形式となることもある。

常用洪水吐きの流量調節には、高圧ラジアルゲート、高圧ローラゲート、高圧スライドゲートあるいはラジアルゲート、ローラゲート等が用いられる。

(3) 非常用洪水吐き

非常用洪水吐きは越流頂形式となるのが通例であり、流量調節は引き上げ式ゲート、越流式ゲートのいずれかで行われる。引き上げ式ゲートとしてはラジアルゲート、ローラゲートがあり、越流式ゲートとしてはフラップゲート、ドラムゲート等の形式がある。

(4) 貯水位低下用放流設備

貯水位低下用放流設備は、小容量放流管形式となるが、耐久性が特に重視されるため、流量調節機能をその機能の中に含めない場合もある。

このため、主ゲートとしては、高圧スライドゲート、ジェットフローゲートのほか、流量調節機能のないリングシールゲートが用いられることもある。

なお、これらの放流設備のうち、年間を通じて常時没水することとなる設備については、放流設備上流側に予備ゲート等を設置するのが通例である。また、流量調節がバルブによって行われる場合には、この直上流に副ゲートが設置される。

多目的ダムからの放流は、これらの放流設備の流量調節ゲートもしくはバルブを操作することによって行われる。

2. ダム放流設備制御装置の機能

ダム放流設備制御装置の計画・設計に際しては、現在国土開発技術研究センターでまとめられた「ダム放流設備制御装置の設計仕様参考書」（昭和57年8月）が用いられている。

この設計仕様参考書では、「ダム放流設備制御装置はダムに設置される管理設備と接続しダム放流制御システムを構成するものであり、ダムに係わる管理（表示、記録等）データの一元処理はもとより、放流設備の操作に必要なデータ等をダムに定められた操作規則等にしながら算出し、ダム管理者に広範な判断資料を提供するとともに、操作規則等の定めたところにより放流制御が適切に行えるものでなければならない。」とされている。

なお、この設計仕様参考書では、処理項目と放流設備の関係について、表－8のように想定している。

表－8 処理項目と放流設備¹⁾

処理項目 放流設備	制御量 算出	半自動 操 作	自 動 操 作	開度設 定操作	遠方手 動操作	表 示 処理等	備 考
常用洪水吐ゲート	○	○	×	○	○	○	
利 水 バ ル ブ	○	○	○	○	○	○	
非常用洪水吐ゲート	○	×	×	×	○	○	
予 備 ゲ ー ト	×	×	×	×	×	△	
選択取水ゲート	－	－	－	－	○	○	

表－8において、○印は機能として含む、△印は一部機能を含む、×印は機能として含まない、を示している。

また、

「制御量算出」とは、各種制御方式に基づいて放流量と目標開度を算出することをいう。

「半自動操作」とは、制御量算出後、操作員がそれを確認し、制御の指令を発し、本装置がその指令ごとに制御量算出の値まで放流設備を制御することをいう。

「自動操作」とは、自動操作に指定された放流設備をある一定間隔に制御量を算出のうえ、その算出値に基づき自動的にその放流設備を制御することをいう。

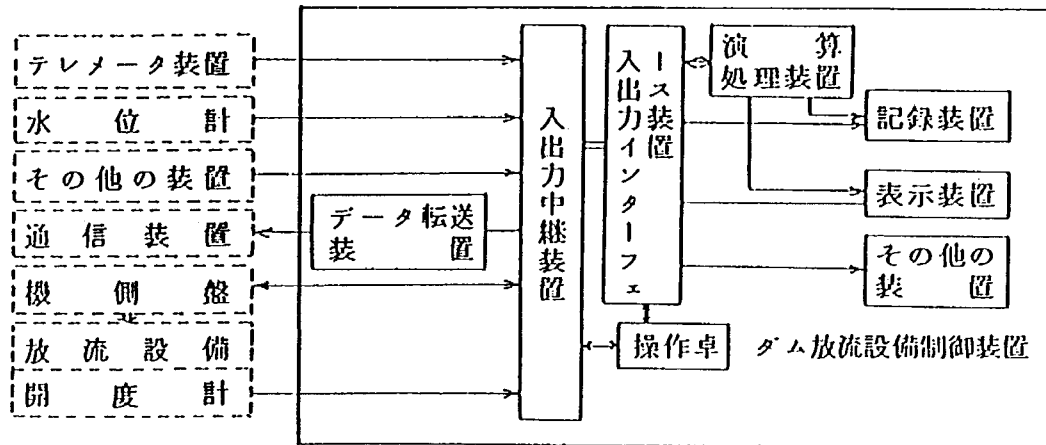
「開度設定操作」とは、操作員が設定した放流設備の開度と制御の指令に従い、その開度まで放流設備を制御することをいう。

「遠方手動操作」とは、本装置の制御方式に関係なく操作員が放流設備を手動により「開」、「閉」、「停止」の遠隔操作をすることをいう。

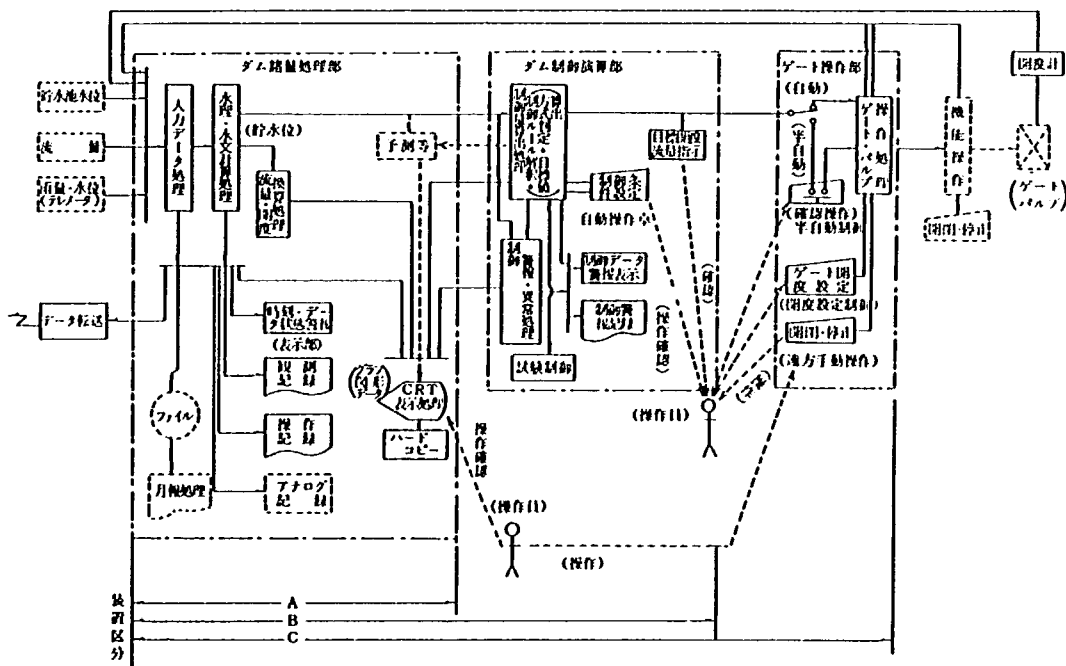
「表示処理」とは、放流設備の各種状態を可視可聴により出力することをいう。
とされている。

なお、表－８の「利水バルブ」とは、前節における低水放流設備における流量調節バルブ（あるいはゲート）のことである。

ダム放流設備制御装置により構成されるダム放流制御システムとは、図－５に実線で表わされる範



図－５ ダム放流制御システム⁵⁾



図－６ 機能概要図⁵⁾

開であり、また、設計仕様参考書の管理設備とは破線で表わされるテレメータ装置、水位計、その他の装置、通信装置、機側盤ならびに放流設備開度計等を意味している。

このダム放流設備の機能は、次のように大別される。

- (1) ダム諸量の演算処理
- (2) 操作のための演算処理
- (3) 放流設備の制御（操作）処理
- (4) 安全と対策
- (5) 出力制御処理

これらの処理の内容についてやや詳細に説明を加えれば、次のとおりである。

(1) ダム諸量の演算処理

ダム諸量の演算処理とは、ダムで収集される貯水位、ゲート・バルブ開度、雨量、河川水位テレメータデータ等をオンライン入力し、演算処理、警報判定、集計処理を行い、各種データの表示、記録、転送を行う機能であり、次のような処理機能で構成される。

- (1) 入力処理（表－9）
 1. 計測貯水位、ゲート・バルブ開度入力処理
 2. 計測貯水位の平滑化
 3. テレメータデータの入力処理
- (2) 貯水量および空容量計算処理
- (3) ダム放流量計算処理
 1. ゲート、バルブ放流量計算処理
 2. 取水量計算処理
 3. ダム放流量計算処理
 4. 貯水池全放流量計算処理
- (4) 流入量計算処理
- (5) 調整流量（全流入量と全放流量の差）計算処理
- (6) 雨量、河川流量計算処理
 1. 時間雨量計算処理
 2. 累計雨量計算処理
 3. 流域平均時間雨量計算処理
 4. 流域平均累計雨量計算処理
 5. 河川流量計算処理
- (7) 放流量と開度の換算処理
- (8) 集計処理

表-9 処理データの種類と処理周期⁵⁾

項 目			入 力	処 理	備 考	項 目			入 力	処 理	備 考
時刻	時刻	間	1分	1秒	現在時刻 外部親時計からの 1分パルス	全 流 入 量			定時		設定時間内の平 滑化移動平均値
テ レ ノ ー タ 諸 量	観 測 雨 量		正時		代表観測点を主 とする	・ 上 限			1分		
	・ 集 計 値					・ オーバー			9時		
	時 間 雨 量		正時			・ 集 計 値		信 号	信 号	間接流域からの	
	・ 集 計 値		9時		代表観測点を主 とする	注 水 量		入 力 時	入 力 時	流入量	
	流 域 平 均 量		正時			流 入 量			定時	自流入量	
	・ 集 計 値		9時			・ 集 計 値			9時		
	累 計 雨 量		正時		上下流基準点を 主とする	ゲ ー ト ・ パ ル プ	常時				ゲート・パルプ ごと
	累 域 平 均 量		正時			ゲ ー ト ・ パ ル プ	常時				
	累 域 平 均 量		正時			ゲ ー ト ・ パ ル プ					
	河 川 水 位	観測毎	観測時		上下流基準点を 主とする	ゲ ー ト ・ パ ル プ			2秒		ゲート合計、パ ルプ合計放流量 の和
グ ラ ム 諸 量	・ 上 限		観測時			・ 集 計 値			9時		
	・ オーバー		9時			ダ ム 放 流 量			2秒		
	・ 集 計 値		観測毎		量	・ 集 計 値			9時		
	河 川 流 量		9時			発 電 電 力 等	信 号				直接取水の用水 等を含む
	・ 集 計 値		9時			発 電 電 中	入 力 時	常時			
	計 測 貯 水 位	常時			1分間平滑化移 動平均値	発 電 水 量 等			信 号	信 号	発電取水の場合 直接取水の用水 等を含む
	貯 水 位		2秒			・ 集 計 値			入 力 時	入 力 時	
	貯 水 位 上 限	発生時				放 流 量			9時		自系放流量
	・ 集 計 値		9時		分 水 量	・ 集 計 値			2秒		
	有 効 貯 水 量		1分			・ 集 計 値			9時		
	調 整 流 量		定時			全 放 流 量	信 号		信 号	他水系への放流 量	
空 容 量			定時		・ 集 計 値	・ 集 計 値			2秒		
			定時			・ 集 計 値			9時		

(9) 欠測処理

(2) 操作のための演算処理

選択された制御方式に従い貯水池からの目標放流量とこれを放流する設備の目標開度を自動的に算出するもので、次のような制御方式が準備されている。

- (1) 定水位制御：設定された水位を上限とし、指定された制御水位幅内に貯水位を維持する制御
- (2) 設定流量制御：設定された放流量を維持する制御
- (3) 予備放流制御：定められた予備放流水位に現在の水位を低下させるための制御
- (4) 定量放流制御：洪水時に目標放流量を維持する制御
- (5) 定率放流制御：洪水時に全流入量に対して一定比率で放流する制御

(6) 定開度制御：洪水調節の一環として開度を一定値に維持する制御

(注) 貯水位の低下速度が制御の対象となる。

(7) 自流放流制御：洪水時において全流入量に相当する流量を放流する制御

(8) 水位放流量制御：洪水時に予め定められた水位～放流量関係に基づき流量を放流する制御

操作のための演算処理では、これらの制御方式のうち操作員によって選択された制御方式に従い、操作に必要な貯水池からの目標放流量と操作すべき放流設備の目標開度を算出し、操作員に明示する。

この場合、操作のための演算処理機能として、操作員からの指令により現在のダム現況の水理条件から操作規則で定められる制御条件を判定し出力する制御方式選択のためのガイド機能も含まれる。また、同時に、放流制限を満たす目標放流量（制限目標放流量）についても出力することが要件とされる。

放流制限としては、放流設備の動作の安定を図るための開度変化量の制限と下流の安全を確保するための下流放流制限とがある。

放流設備の動作において1回の操作による開度の変化量あるいは放流量変動量は、それぞれの放流設備について定められる値に制限しなければならない。このため、目標放流量が下流放流制限を越えない場合で、これを放流するための目標開度が開度変化量の制限を越える場合は、1回の操作量を開度変化量の制限以下とする複数回の操作が必要になる。

下流放流制限は、ダムからの放流に起因する下流の水位変化量を許容範囲内に収めるとともにその変化が急激に生じないようにするための制限であり、ダム操作規則によって規定される。表-10は、ダム操作規則に示される下流放流制限の例である。

表-10 下流放流制限(例)

(3) 放流設備の制御（操作）処理

(放流の原則)

放流設備の制御（操作）
処理では、指定された放
流設備を前項(2)で算出さ
れた目標開度または手動
で設定された開度に制御
する機能が要求される。

第8条 所長は、ダムから放流を行なう場合においては、次に定めるところにより下流に急激な水位の変動を生じないようにしなければならない。ただし、気象、水象、その他の状況により特に必要があると認める場合においては、これによらないことができる。

放流開始後1時間まで	5分ごと	毎秒10立方メートル
1時間後から2時間まで	10分ごと	毎秒60立方メートル
2時間以後	10分ごと	毎秒90立方メートル

この場合、制御起動は、操作員の手動によるが、下流に及ぼす影響が小さい放流設備では前項(2)で算出された目標開度を自動的に制御維持できる機能も有し、かつ、本装置の演算処理装置等の主要部に障害が発生した場合でも遠隔手動操作は行えることが条件とされる。

放流設備の操作の方法には、次の5つの方法があり、これらを操作の優先順位にしたがって列挙すれば次のとおりである。

(1) 機側操作

(2) 遠方手動操作

(3) 開度設定操作

(4) 半自動操作

(5) 自動操作

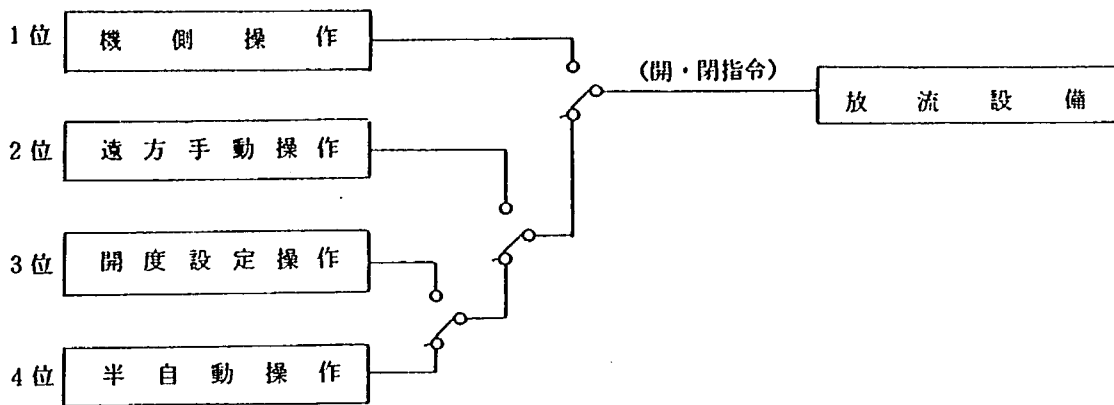


図-7 操作種別と優先順位

ここに、機側操作とは機側盤から行うもので、機側と遠方の切換ならびに各ゲート・バルブ単独の開・閉・停の各操作が行えるとともに、各操作の状態表示、動作量表示等の動作の確認が可能である。

遠方手動操作は管理所の操作盤から行うもので、自動と遠方手動の切換ならびに各ゲート・バルブ単独の開・閉・停の各操作が行えるとともに、各操作の状態表示、動作量等の動作の確認も可能である。また、安全保護機能として放流設備1回の動作に対する開度変化量の制限機能を有するものとされる。

開度設定操作とは操作盤から行う各ゲート・バルブの開度設定のための操作のことであり、ゲート番号および目標開度を設定して起動スイッチを操作すれば目標開度に到達して停止する操作である。

この場合、1回の放流設備の動作量が開度変化量の制限を越える場合の開度設定は受け付けない機能を有する。

また、目標開度の設定は複数の放流設備に対して可能であり、起動時には放流設備の操作順位と起動時間差も指示にしたがい行うことができる。

自動操作は、制御演算で算出された目標開度に対し、指示された操作の条件が満たされたことを確認したうえで、操作のための演算処理で指定された制御方式にしたがい目標開度まで自動的に操作するもので、半自動操作は目標開度算出後操作員の確認スイッチ（操作実行スイッチ）の操作により放流設備が作動する方式であり、自動操作は目標開度算出後は自動的に放流設備を制御（操作）する方式である。

(4) 安全と対策

安全と対策の処理機能としては、本装置に接続する各種設備や(1)、(2)および(3)で処理する各種内容

を規則等の規定に照し、状態監視を行い、異常が発生した場合は必要な処理が適切に行える機能を有することが必要とされる。また、特に本装置の機能の誤操作によって放流設備の不正動作させない処置が講ぜられていることおよび本システムは容易に点検できる機能を有し総合的にシミュレート試験ができる機能が付加できることも必要とされる。

安全性の確保はこの制御装置の最大の要件であるが、設計仕様参考書では安全性の確保のため次の条件に適合することが必要とされる。

- (1) 貯水池からの放流は、ダム下流水位の急激な変動を生じないように安全に行われるものであること。
- (2) ゲートの動作時の監視ができるものであること。
- (3) 定められた操作手順で動作するように配慮されていること。
- (4) あらかじめ定められた水理異常、制御異常及び装置異常を検出したときは、必要に応じゲート操作を中止し、ゲートの開度を現状維持する機能を有すること。
- (5) 異常を速やかに検出し、警報できるものであること。
- (6) 運転中に電源が断となった場合でも、誤動作または回復不可能な障害を発生させない装置であること。
- (7) 制御演算の終了、移行の場合は、速やかに操作員に対し通報する機能を有すること。
- (8) 制御演算及びゲート操作機能を現状で停止可能な非常停止機能を設けること。

異常状態の検出機能としては、次のような異常が想定されている。

- (1) 水理水文異常
 1. 貯水位上限（下限）オーバ
 2. 水位上昇（低下）速度異常
 3. 流入量上限オーバ
 4. フリーフロー
 5. 流域平均雨量上限
- (2) 制御異常
 1. 開度制限オーバ
 2. 放流制限オーバ
 3. 制御渋滞
 4. 不正動作
- (3) 機器異常
 1. 貯水位計異常
 2. 開度計異常
- (4) 装置異常

1. 演算処理装置異常
2. 入出力インターフェイス異常
3. 入出力中継装置異常
4. ゲート機側異常
5. テレメータ装置異常

(5) 電源異常

1. 装置ヒューズ断
2. 無停電電源装置異常
3. 予備電源装置異常
4. 受電故障
5. 停電

異常状態が検出された場合は、異常の内容によって処理内容が異なり、操作に直結する異常ではゲート制御があるいは制御演算も含めてロックされる。

試験制御処理機能としては、模擬水位計、模擬開度計ならびに模擬ゲート状態発生器により制御装置本体のハードウェア、ソフトウェアの各機能について総合的に点検できる機能ならびに制御装置に接続する外部機器を切離し模擬装置に置換え実際の運用状態と同じ条件で試験が行える機能である。

(5) 出力制御処理

出力制御処理では、(1)、(2)、(3)および(4)で処理された内容を、表示、警報、記録及びデータ転送等

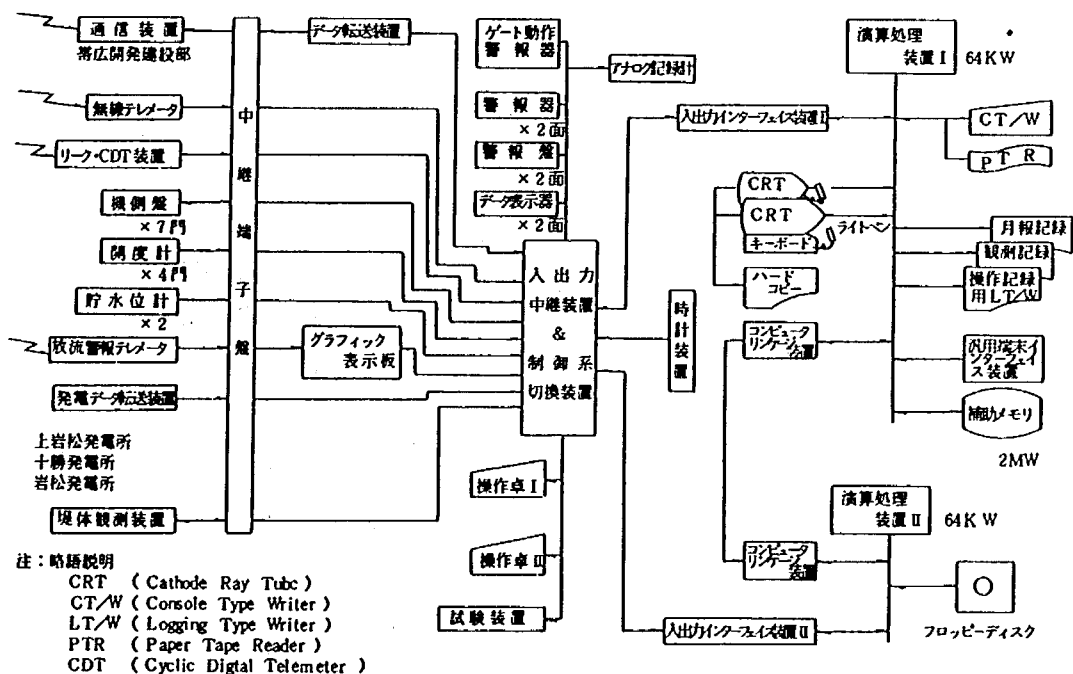


図-8 ハードウェア構成図⁶⁾

十勝ダム放流設備制御装置

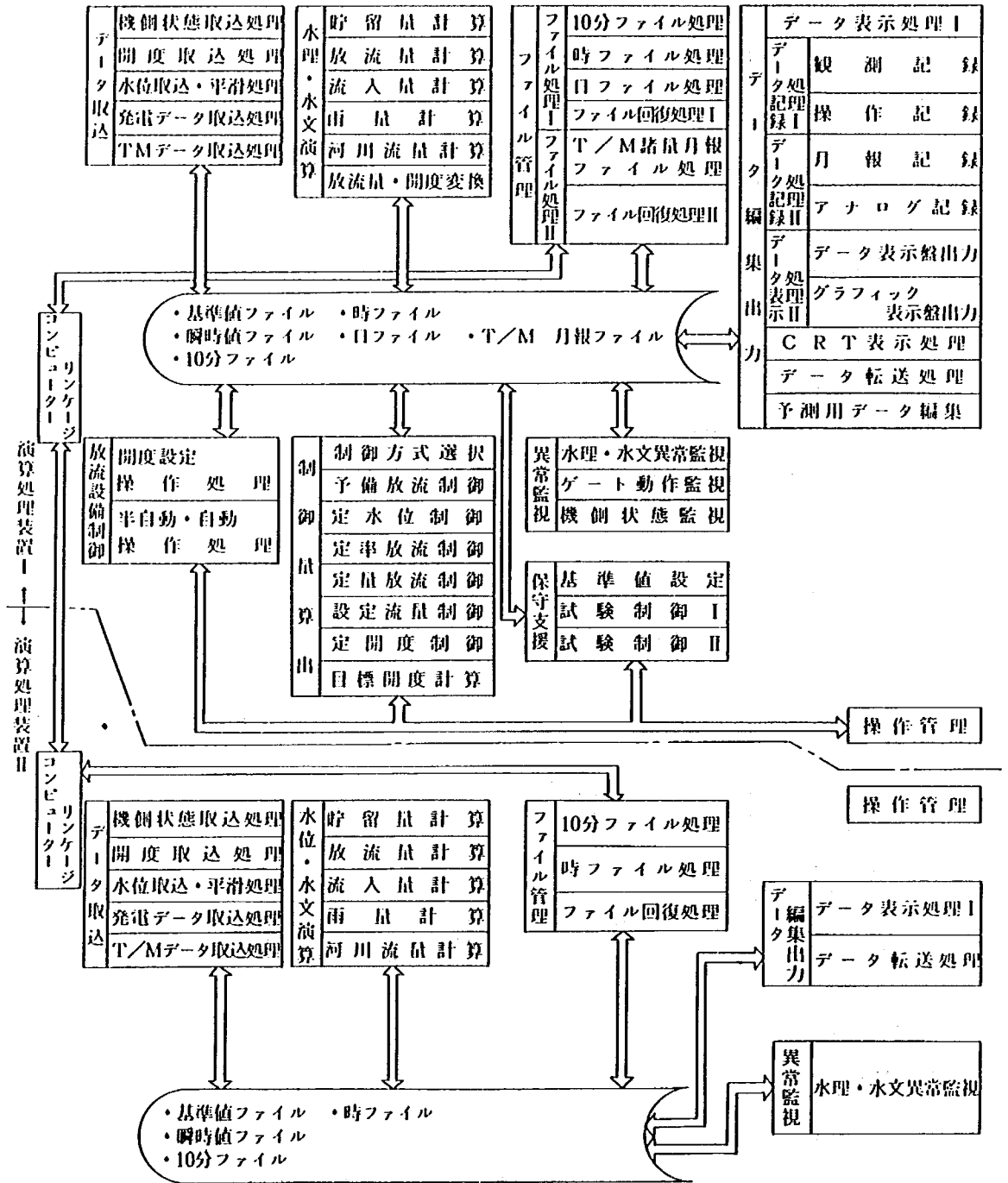


図-9 ソフトウェア構成図⁶⁾

の出力処理を行う。

出力機器は、

1. 操作盤、表示盤
2. CRTディスプレイ装置
3. データ表示盤
4. グラフィック表示盤
5. 入出力タイプライタ装置
6. ロギングタイプライタ装置
7. アナログ記録計
8. 警報盤

によって構成され、記録処理される内容は次のとおりである。

1. 観測記録（毎正時）
2. 操作記録
3. 警報・通報記録（状態発生時）
4. 画面記録（ハードコピー）
5. 月報記録（雨量、水位、流量、ダム管理）
6. アナログ記録

ダム放流設備制御装置の概要は以上のとおりである。

図－8 および9 は、十勝ダム放流設備制御装置の構成図を示している。

3. 実例（Kダムの制御方式）

(1) 制御の概要

Kダムの放流設備の制御は、表－11および表－12に示される。

(2) 制御演算一般

1. 制御演算は、あらかじめ定められたダム調節方式に従い、貯水池からの目標放流量とこれを放流するゲートの目標開度を自動的に算出する。
2. 目標開度の算出は、非常用洪水吐きゲート、常用洪水吐きゲート、低水放流管ゲート及び表面取水ゲートについて行う。
3. 演算の開始は、操作員の判断に基づいた起動条件の設定により行い、調節方式の切替、移行は自動では行わない。
4. 制御演算により新しい目標値が得られたとき、その結果を表示、記録し、合わせて警報を発し操作員に知らせる。

(3) 制御方式

表-11 制御、操作対象ゲート

種 類	制御演算	ゲ ー ト 操 作				表 示
		自動制御	半自動制御	開度設定操作	遠方手動操作	
低水放流設備	表面取水ゲート	○	○	×	×	○
	低水放流管ゲート	○	○	○	×	○
	低水放流予備ゲート	×	×	×	×	○
	低水副放流管ゲート	○	○	○	×	○
	低水副放流管予備ゲート	×	×	×	×	○
	表面取水予備ゲート	×	×	×	×	○
	底部取水ゲート	×	×	×	○	○
	フラップゲート	×	×	×	×	○
常水用洪水吐	主放流ゲート（2門）	○	△	○	○	○
	主放流予備ゲート（6門）	×	×	×	○	○
非常用洪水吐クレストゲート（6門）		○	×	×	×	×
減勢池内排水ゲート		×	×	×	×	×

（注）○印 機能として含む △印 将来機能 ×印 機能として含まない。

表-12 制御演算方式

項 目	低 水 時 制 御		洪 水 時 制 御		常 用
	低水放流設備 （主副放流管ゲート）	洪水吐設備 主放流ゲート	（非常用洪水吐） 設備 クレストゲート	低水放流設備 表面取水ゲート	
予備放流制御	—	—	—	—	—
定水位制御	○	○	—	—	—
定率放流制御	—	—	—	—	—
定量放流制御	—	—	○	—	—
設定流量制御	○	○	○	—	—
定開度制御	○	○	—	—	—
自流放流制御	—	—	—	—	—
水位低下制御	○	○	—	—	—
定水深制御	—	—	—	—	○
利水設定流量制御	—	—	—	—	—

（注）○印適用する、—印適用しない。

低水時：全流入量が、洪水調節開始流量（400m³/s）未満のとき。

洪水時：全流入量が、洪水調節開始流量（400m³/s）以上のとき。

1. 定水位制御 (水位偏差方式による。)

定水位制御は、設定された水位を上限とし、所定の制御水位幅内に貯水位を維持する制御方式で、貯水位の変化量に応じて放流量を増減する。

目標放流量は、水位変化ごとに次式により求める。

$$Q_{ob} = K i^2$$

ここに、 Q_{ob} ：目標放流量 (m^3/s)、 K ：定数、 i ：ステップ数であり、それぞれ次式で与えられる。

$$K = \frac{Q_f}{i_{max}}, \quad i = \frac{i_{max}}{\Delta H} (H - H_s + \Delta H)$$

ここに、 Q_f ：洪水調節開始流量 (m^3/s)、 i_{max} ：最大ステップ数 (数)、 ΔH ：制御水位幅 (cm)、 H ：現在貯水位 (EL, m)、 H_s ：設定水位 (EL, m) である。

なお、この例では $i_{max}=20$ 、 $\Delta H=20\text{cm}$ としている。

目標放流量の演算は、ステップに順次追従して変わり、ステップの飛び越しは行わない。また、貯水位が上昇から下降もしくはこの逆の変化を示した時点では、目標放流量の演算は行わず、前回値を維持する。

2. 定量放流制御 (洪水調節)

定量放流制御は、制御開始時の放流量を維持する制御で、一定時間間隔で放流量を監視し、貯水位の上昇により放流量が増加した場合は、目標開度を補正し、放流量を減少させる。

この場合、放流量の許容変動量を ΔQ とし、放流量 Q_o が常に制御開始時の放流量 Q_{ob} に対して、次式が成立するように制御する。

$$|Q_o - Q_{ob}| \leq \Delta Q$$

3. 設定流量制御

設定流量制御は、操作員が設定した放流量を維持する制御で、一定時間間隔で放流量を監視し、貯水位の変化により、放流量が許容変動量の範囲を越えて増加または減少した場合は、目標開度を補正し、放流量を減少または増加させる。

4. 定開度制御

定開度制御は、制御開始時のゲート開度を維持する制御方式で、制御中、貯水位低下速度が設定値を越えた場合は、ゲート開度を一定値下げ、貯水位の急激な低下を防ぐ。

5. 水位低下制御

水位低下制御は、貯水位を設定された低下速度に従って低下させる制御で、目標放流量は、1時間ごとに次式により求める。

$$Q_{ob} = Q_i + Q_M$$

$$Q_M = [V(H) - V\{H - D/24\}] / 3600$$

ここに、 Q_{ob} ：目標放流量 (m^3/s)、 Q_i ：全流入量 (m^3/s)、 Q_M ：水位低下流量 (m^3/s)
 $V(H)$ ：現在水位 (H) に対応する貯水量 (m^3)、 H ：貯水位 (cm)、 D ：設定低下速度 (cm/H)
 である。

6. 定水深制御

定水深制御は、表面取水ゲートの越流水深を所定の値に維持する制御方式で、貯水位の変化によって越流水深が許容変動幅を越えた場合はゲートを動作させる。

7. 移行制御

定水位制御、定量放流制御、設定流量制御について、制御開始時の水理状態が各々の制御の開始条件を満足していない場合は、原則として下流放流制限に従って放流量を増減し、本来の制御への移行制御を行う。移行制御は10分ごとに行い、本来の制御の開始条件を満足した時に終了し、本来の制御に移行する。

4. 貯水池水位および流入量の算出

(1) 水位計測定結果の処理

ダム操作規則によれば、貯水池の水位はダム本体等に設置されたある特定の水位計の測定結果にもとづき算出するものとされている。

すなわち、貯水池の水位は、水位計の測定結果をそのまま用いるのではなく、この測定結果を処理した値を用いることを示している。

この処理は、2つの意義を有している。

1つは、言うまでもなく、測定結果より時間的にみた傾向変動成分とそれ以外の外的要因による変動成分とを分離し、後者の変動成分を除去することである。他の1つは、ダム近傍に設置された貯水池水位計の測定結果より貯水池全体の平均水面の高さを推定することである。

この処理の前提には、

1. 貯水池内における現象の伝播速度は著しく大きく、伝播速度が有限であるために生ずる効果は無視しえる。

2. この結果、貯水池内流水の流れとしての性格は無視でき、貯水池の水面は常に同一の水平面をなす。

という仮定がある。

したがって、この仮定が成立する時間スケールで測定結果を処理することによって変動成分を除去すれば、時間的にみた傾向変動成分は貯水池全体の平

表-13 ダム水位観測器械の利用状況¹⁾

ダム水位観測器械	利用率(%)
フ ロ ー ト 式	92.8
圧力式 (圧力型水位計, 気) (泡型水位計など)	0.5
普 通 水 位 計 の み	な し
その他 (触針型水位計, リードス) (イッチ型, 音波式など)	6.7

※調査対象ダム：196ダム

均水面の高さと一致することを想定している。

このように外的要因にもとづく変動成分の時間スケールは、処理の前提となった仮定によって定まる性格のものである。

(2) 貯水池の水位

貯水池水位計の測定結果（一般に水位計としてはフロート式が使用される。このため、測定結果は実際には測水筒の中の水位の測定結果となる。）は、貯留量の増減に基づく水位変化（傾向変動成分）とそれ以外の風等の外的要因に基づく水位変動（波動変動）との合成した値として得られる。

水位変動（波動変動）の外的原因は、一般に次のように考えられている。

1. 風による影響
2. 洪水の流入あるいはゲート操作にもとづく放流量の急激な変化による影響
3. 地震あるいは貯水池への土砂崩壊等の突発的な現象による影響

貯水池水位の変動は、これらの外的攪乱要因の影響を受けて、貯水池の水深、幅、形状等の因子に支配された動的特性を示す。

図-10は、貯水池水位計の測定結果にみられる水位変動の例である。

(a) は、風による水位変動の例であり、水位変動幅は十数cmにも達し変動周期は短い。

(b) は、発電操作による水位変動の例であり、水位変動幅は10cm程度、周期は60分程度となっている。また、水位変動幅が時間とともに減衰していることがわかる。

(c) は、地震による水位変動の例であり、突発的かつ水位変動の持続時間が短い（約1時間）点が特徴的である。

建設省直轄ならびに水資源開発公団管理の16ダムについて貯水池水位変動の特徴分類を行った結果は、表-14のとおりである。

このような水位変動成分を除去する方法として、現在、機械的方法（ハード）と数学的方法（ソフト）の2つの方法がとられている。

機械的方法としては、

1. 水位計をゲート操作に伴う水位変動、あるいは風浪による影響を受けない位置に設置する。
2. 測水筒の構造を工夫することによって短周期の波動成分を減衰させる。

等の対応がとられている。しかし、1の方法では、地形的制約があるばかりでなく、比較的長周期の波動成分を除去することは困難である。また、2の方法では、測水筒の容量に対して導水管の断面を小さくすれば貯水池水位の変動に対する測水筒内の水面変動を小さくすることは可能であり、水位の変動幅を減衰させることはできるが、長周期の波動変動成分を十分に減衰させるまで感度を鈍くする構造は適当でない。

次に、数学的方法としては、水位測定結果（時系列）から数学的方法によって波動変動成分を消去する方法であり、現在では移動平均による平滑化の方法が一般に採用されている。詳細は次節で述べ

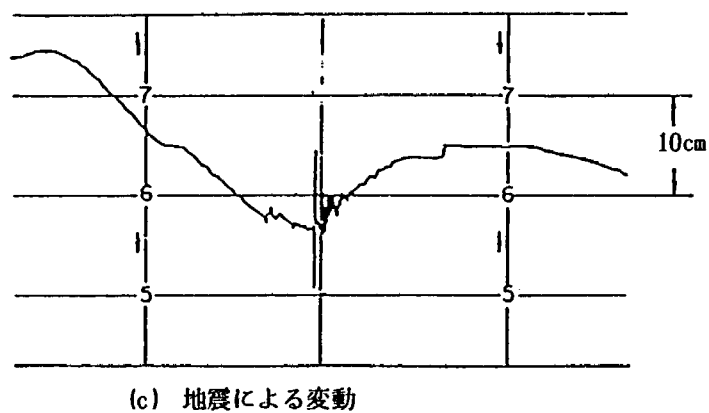
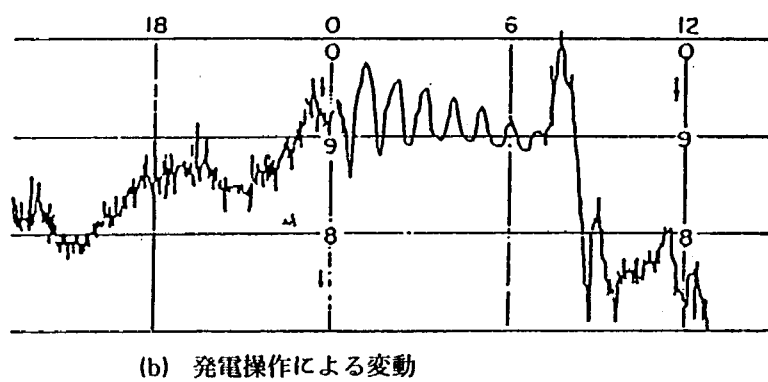
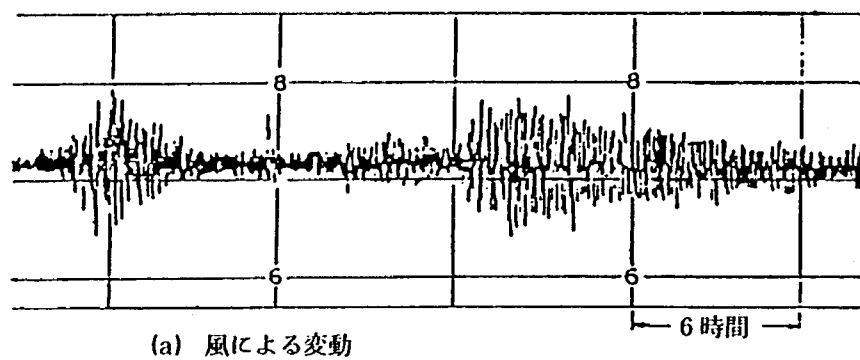


図-10 貯水位の記録例⁷⁾

る。

(3) 現行の貯水池水位、流入量の算定法

現在、ダム管理に採用されている貯水池流入量の把握方法は、ダム操作規則によって次の2つの方法が認められている。

1. ダム上流の河川水位から当該水位観測地点の流量を求め、これをダム地点流入量に換算する方法。

表-14 貯水位変動の特徴分類⁷⁾

現象の分類	水位変動幅	周期	継続時間	発生度数	推定される原因・その他
規則的・長周期の変動 ① 持続性の変動	最大 2～4cm	数分～ 数十分	数時間 ～数十時間	多発するダムと検知しないダムがある	洪水流入時、ゲート操作が誘因、風が誘因、原因不明のもの、変動幅比較的小
② 短時間の変動	最大 3～8cm	数分 ～数十分	1～5時間	発生するダムが多い	ゲート操作に伴い発生
不規則・短周期の変動 ③ 持続性の変動	最大 3～20cm	短	数時間 ～数十時間	ダムによって変動幅、発生度数が異なる	風浪が主因 水位計の位置・構造の影響大
④ 短時間の変動	最大 3～10cm	短	0.3～ 1.5時間	発生が稀 突発的	土砂崩落によるもの 地震によるもの 初期変動大きく減衰早い
⑤ 複合的変動	(1)と(3)、(2) と(3)の複合	長十短	数時間	発生少ない	(1)と(3)、(2)と(3)の原因が重なったとき
⑥ 特殊な変動	(最大6cm)	(約30秒)	(数時間)	(比較的多い)	水位計の設置位置が特殊の場合、その構造特性により発生するもの

注) 建設省直轄、公団管理16ダムの水位記録をもとにした。

2. 一定時間内における貯水容量の増減量とその時間内の延べ放流量の合算量から流入量を求める方法。

ダム操作規則細則においてはこれらのうちいずれかの方法を貯水池の条件等に適合するように指定することとしている。

実際には、建設省所管の管理ダム196ダム（昭和54年度現在）中189ダムとほとんどすべてのダムで2の方法が採用されている。

また、2の方法で水位計の種類はフロート式によるダムが約93%であり、貯水池流入量の計算を計算機によって自動化しているダムは全体の約33%となっている。

この2の方法が、ダム放流設備制御装置の中でどのように処理されているかについて具体的に述べれば次のとおりである。

(1) 計測貯水位の入力処理

水位計からの水位信号は原則として2秒ごとに入力し、誤符号検定と平滑化処理を行う。

(2) 水位の平滑化

2秒ごとに入力した水位データは、(1)式により平滑水位に変換する。なお、以後の演算等に使用する貯水位はこの平滑水位を用いる。また、この処理は2秒ごとに行う。

$$H a = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n H r i \quad (1)$$

ここに、 $H a$ ：平滑水位（移動平均値）， $H r i$ ： i 回目の計測貯水位， n ：サンプリング数（原則として $n=30$ ）である。

(3) 放流量計算

ダム放流量は、ゲートおよびバルブごとに貯水位～開度～放流量の対応表もしくは計算式から算出する。なお、ゲート等の開度（開度計からの開度信号）はゲート等の最小単位の変化を検出できる周期で入力し、誤符号検定を行う。

ダム放流量はゲート放流量とバルブ放流量の和として、放流量はダム放流量と取水量の自水系への放流量の総和として、全放流量は放流量と分水量の総和として算出する。

(4) 貯水容量の計算

貯水位～貯水容量の対応表から内挿近似法により、または計算式により貯水位1cmごとに算出する。

(5) 貯水池流入量の計算

貯水池への全流入量は、貯水位の変化量から(2)式によって求めることを基本とする。

$$Q i t = \frac{1}{m} \sum_{i=1}^m Q i t' \quad (2)$$

$$Q i t' = \frac{V_0 - V_1}{T} + \frac{S Q_0}{T} \quad (3)$$

ここに、 $Q i t$ ：全流入量（移動平均値）（ m^3/s ）， $Q i t'$ ：仮想全流入量（ m^3/s ）， m ：平滑

サンプリング数 ($m=10$ を標準とする。), T :全流入量の算出, 出力間隔であり, T としては5種類選択設定可能とされ, 最小間隔は10分とされている。

また, V_0 :今回貯水位から算出された貯水量 (m^3), V_T : T 時間前の貯水位から算出された貯水量 (m^3), SQ_0 : T 時間内の積算全放流量 (m^3) である。

(1)および(2)式の計算手順は次のようになっている。

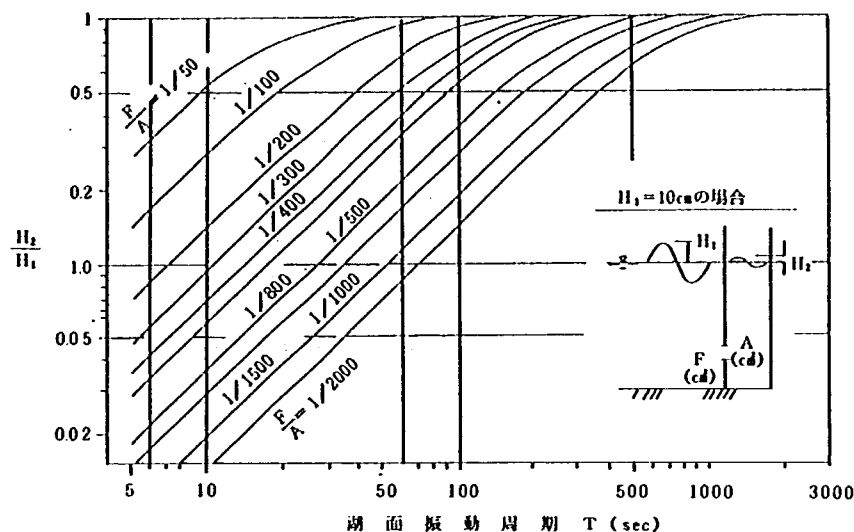


図-11 水位計井筒内の水面振動減衰率¹⁾

表-15 ダム流入量の算定方法別ダム数¹⁾

ダム流入量の算定方法	管理区分	直轄・公団	補助	合計
①ダム上流河川及び上流施設により流入量を求める方法		0	4	4
②ダム貯水位と放流量の関係によりダム流入量を求める方法		45	134	179
①, ②の併用により求める方法		3	7	10

表-16 ダム流入量の計算処理方法別ダム¹⁾

計算処理方法	管理区分	直轄・公団	補助	合計
①計算機(自動化)		9	29	38
②手計算(表, グラフ等を含む)		11	95	106
①, ②の併用		22	4	26

a. 計算と出力のタイミング

(1)および(2)式は、 T' 時間(秒)周期で更新するものとする。ただし、アナログ記録は1分ごとに計算したものとする。

b. 貯留流量の計算, $(V_o - V_T) / T$

現在貯水量と T 時間(秒)前貯水量との差を T 時間(秒)で除算して求める。

c. 平均放流量の計算, SQ_o / T

1分ごとに算出した瞬間放流量を T 時間(秒)積算した値を SQ_o (m^3) とし、これを T 時間(秒)で除算して求める。

d. 仮想全流入量の計算, Q_{it}'

b 項と c 項の合計値とする。結果が負(マイナス)となっても負の数値のままとする。

e. 全流入量の計算, Q_{it}

仮想全流入量を1分ごとに m 回積算し m で除算する。計算値が負の場合は負の数値のままとする。 m は、平滑のためのサンプリング数で $m=10$ (固定) を標準とする。

以上がダム放流設備制御装置に組み込まれている標準的な方法であり、図-12はこの手順を図示したものである。

なお、時間 T としては、10、15、20、30分および1時間が標準とされる。

なお、現行のこの方法では長周期の波動成分を消去するためには平滑時間を長くとる必要があるが、平滑時間を長くすると貯留量の変化すなわち流入量の把握に時間の遅れを生ずる。

現在の方法における平滑時間 T と時間の遅れの関係は表-17のとおりである。

最近の調査によれば、平滑時間を $T=10$ 分としても立ち上がりの急な洪水波形に対する洪水調節では、この時間遅れにともなう洪水調節必要容量の増大は無視できない容量となることが示されている。⁴⁾

(3) 最近の調査研究

土木研究所では、昭和46年度から昭和48年度にかけて建設省技術研究会の指定課題として実施された「多目的ダムの管理に関する研究」を契機として、現在のダム部水資源開発研究室を中心にこの問題に対する調査研究が開始された。

調査研究としては、実際の貯水池に水位計を複数設置して水位変動の実測を行うとともに、全国の管理ダムに対して実態調査を実施して事例の収集を行い、これらの資料を用いて手法の検討を行っている。

その成果の1つがフーリエ級数を用いた貯水池水位の平滑化手法の提案であり、^{11) 12)} 他の1つが洪水調節方式としての水位放流量方式の提案である。¹³⁾

表-17 平滑時間と時間の遅れ

平滑時間(分)	時間の遅れ(分)
10	11
15	13.5
20	16
30	21
60	36

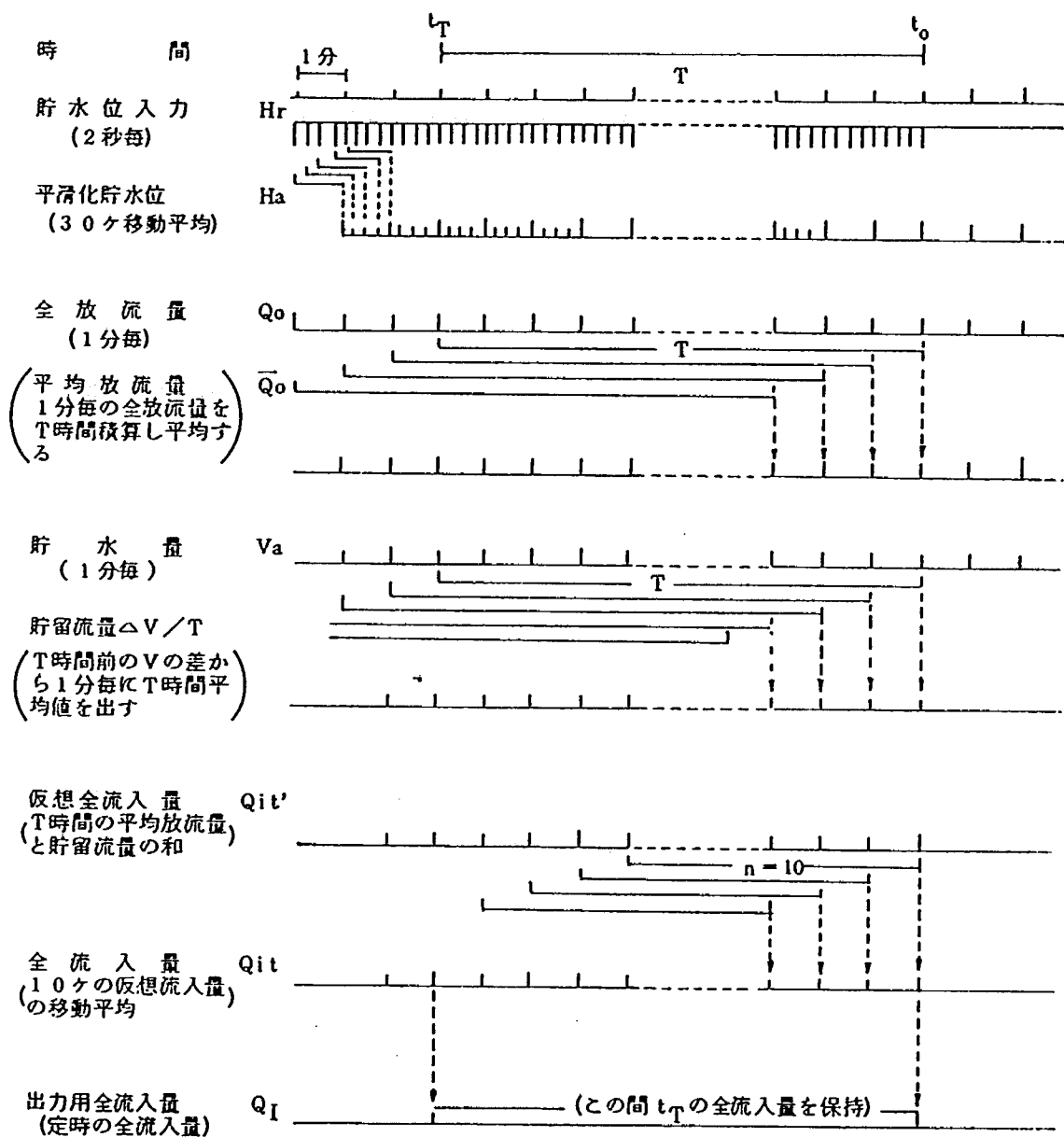


図-12 全流入量計算タイミング図³⁾

ここで、水位放流量方式とは、貯水池流入量を必要とすることなく定率定量放流方式とほぼ同等の洪水調節効果を得るために考えられた方式であって、貯水位に対する放流量の関係を予め設定しておく、洪水調節によって貯水位が上昇すれば洪水の流入波形に無関係に貯水位のみによって放流量が決定される洪水調節方式である。

貯水位のみによって放流量が決定される点から見ればこの方式は自然調節方式に類似した方式であり、自然調節方式における放流設備の水位～放流量曲線をゲート操作を行うことを前提として別途指示した方式と見做すことができる。

このような関係にあることから、水位放流量方式は定率定量放流方式と自然調節方式との中間に位置する方式と言える。

現在までまだこの方式を採用したダムはないが、定率定量放流方式より管理の容易な方式であることとならびに自然調節方式より貯水容量を有効に利用できる方式であることより、近い将来にはこの方式を採用するダムもでてくるものと期待される。

フーリエ級数を用いた貯水池水位の平滑化手法とは、一定時間長（前述の十分長い時間スケールに相当する。）の水位変動成分を実測値をもとにフーリエ級数によって表現し、このうち貯水池の物理特性より推定できる最長周期以下の周期を有する変動成分を外乱による波動成分とみなして除去し、残りの変動成分を貯留量変化に基づく成分と見做す方法である。

なお、この方法では、現行の移動平均法とは異なり、時間の関数としてその解が得られるから、時間の遅れが生じない。

提案された具体的な計算手順は、以下のとおりである。

1. データ長 N 個の測定結果 $H(t_i)$ より n 次回帰により第 1 近似の貯留量変化による水位 $f_1(t_i)$ を求める。（ $i = 1, 2, \dots, N$ ）
2. 第 1 近似の波動変動成分 $P_1(t_i) = H(t_i) - f_1(t_i)$ を計算する。
3. $P_1(t_i)$ のフーリエ分析を行い、最長周期 $T_{\max}$ 以下の周期を有する成分を第 2 近似の波動変動成分 $P_2(t_i)$ とみなす。なお、 $f_2(t_i) = P_1(t_i) - P_2(t_i)$ が第 2 近似の貯留量変化による水位変動成分となる。
4. $f_1(t_i) + f_2(t_i)$ が貯留量変化による水位となるから、 $f_1(t_N) + f_2(t_N)$ が時刻 t_N における貯水池の水位となる。
5. 1～4 の演算を流入量計算時間間隔ごとに繰返す。

以上が、フーリエ級数を用いた貯水池水位の平滑化手法の計算手順である。

なお、 n 次回帰の n の値としては、中村・佐々木は $n = 2$ を、森北・佐々木は $n = 3$ を用いている。また、この方法で最も重要な要素となる最長周期 $T_{\max}$ としては、貯水池のセイシュの有する周期を用いることを提案している。

この貯水池の有する基本周期は、次式で概算できる。

$$T_n = 2 \int_0^T \sqrt{\frac{T}{gA}} d\ell \approx 2 \sum_{i=1}^m \frac{\Delta \ell_i}{\sqrt{gh_i}}$$

ここに、 T_n ：基本周期 (sec)、 ℓ ：貯水池の湛水長 (m)、 A ：流水断面積 (m^2)、 T ：水面幅 (m)、 g ：重力加速度 (m/s^2)、 $\Delta \ell_i$ ：区間 i の区間長 (m)、 h_i ：区間 i の平均水深 (m)、 m ：貯水池湛水区間の分割数である。

この式による概略計算の結果は、図-13より明らかなように、実測値の最長周期と良い一致を示している。

なお、この検討結果より、我が国の貯水池の基本周期は、中規模ダムで10分前後であり、大規模ダムでも40分前後であることがわかる。

このフーリエ級数による平滑化手法を実際の貯水池管理システムに導入し試行した結果は、演算時間も含めて満足できる結果が得られている。

しかし、実際に適用するにあたっては、その貯水池の最長周期、処理における分離周期あるいはデータ長等の基本パラメータの設定に入念な検討が必要になる。

また、同時に、データ処理方法がこのように高度化すると貯水池水位計の精度の向上も必要になることが指摘されている。

なお、フーリエ級数を用いた貯水池水位の平滑化手法が有効であることはすでに実証されているが、この方法が実用化し普及するためには、この方法の原理を生かした簡便な計算法の開発も必要になるものと思われる。

これは、フーリエ解析が高速フーリエ変換 (FFT) により容易に実施でき、かつ現在各ダムに導入されている演算処理装置で十分対応可能であるが、ダム管理では調査研究とは性格を異にしこのような高精度は必要としないと考えられることによる。

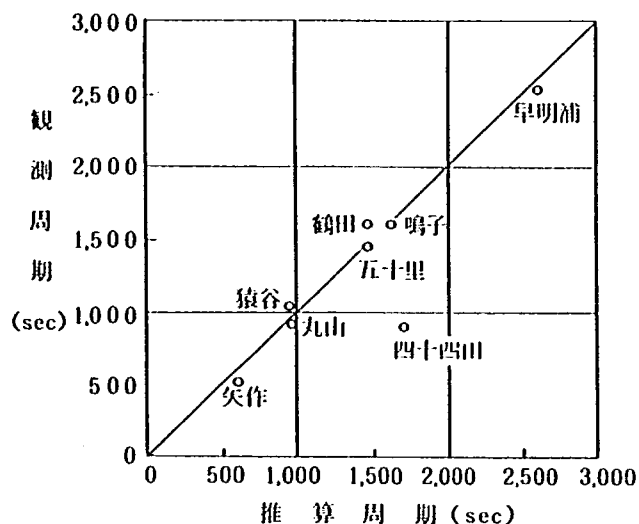


図-13 貯水池の最長周期⁹⁾

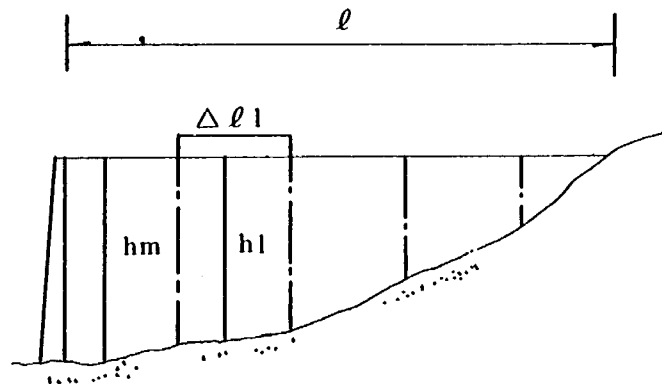


図-14 貯水池縦断形状⁹⁾

したがって、ダム管理の性格上、必要とする精度を満たすさらに簡便な計算法を開発することによって計算手順を含め一般技術者に容易に理解できるようにすることが、次の段階では必要になるものと思われる。

5. 貯水池操作シミュレータ

貯水池操作における必要情報（貯水位、貯水池流入量など）には常に情報の把握にともなう誤差、換算にともなう誤差を伴うから、実際の貯水池の操作は不完全な情報に基づいて行われることになる。

土木研究所には、このような貯水池操作の固有の問題の分析、評価を行い、安全かつ合理的な洪水調節操作の方法を検討するための装置として貯水池操作シミュレータを設置している。

この貯水池操作シミュレータを用いれば様々な洪水流出特性、ダムの立地特性、機能特性の組合せのもとで現地ダム操作にできるだけ近い状況を再現することができるから、不完全な情報下における最も安全かつ合理的な洪水調節システムの研究が可能となる。

現在、洪水調節操作における操作ルール、操作に必要な情報、操作員（判断）の相互関係をシステム化した洪水調節操作シミュレーションプログラムを用いて、各部分の誤差ならびに時間のずれがシステム全体に及ぼす影響の分析、評価を行っている。¹¹⁾

貯水池操作シミュレータならびに洪水調節操作シミュレーションプログラムを用いて、現在検討可能な項目は表-18のとおりである。¹²⁾

表-18 貯水池操作シミュレータによる検討項目一覧¹²⁾

	検 討 項 目	操 作 の 種 類	
貯水池操作 シミュレー ション	① 操作ルール通りの操作、ゲート放流能力のチェック	理論操作	自動操作
	② 洪水調節方式の検討（定量、定率定量、水位放流方式）	実 操 作	自動操作
	③ 事後操作方式の検討（定量、定開度、自流放流方式）		
	④ 初期貯水位、発電使用量の設定		
	⑤ 水位攪乱の導入（正弦波で2成分）		
	⑥ ゲートスピード（考慮しない、考慮する30cm／分）		
	⑦ 操作模擬時間縮尺（1／1、1／2、1／4、1／10、1／60）		
	⑧ ゲート操作間隔（任意）		
	⑨ 流入量平滑時間長（任意）		
	⑩ ゲート操作（ゲートスピード 30cm／分）		
	⑪ リアルタイムでのゲート操作模擬訓練		
基 準 地 点	① 上流ダムの調節無し	理論操作および実操作	
流 出 計 算	② 上流ダムの調節有り		

あとがき

ここでは、ダムにおける流水制御に係わる2、3の話題を紹介したが、いずれも特殊な分野の話かもしれない。

しかし、これらによって構成されるダム管理の重要性については、説明の必要もないであろう。

このダム管理においても、他の分野におけると同様に演算処理装置を用いたシステム化が急速に進行している。

ダム放流設備の操作の自動化ならびに操作のためのガイド機能の充実は操作員の負担を軽減しかつ操作の質を向上させるために有効であるから、このための装置をできる限り整備することには異論はない。

しかし、ダム管理の重要性を考えれば、これらの装置を整備する前提として、これらの装置が正常に作動しない場合においてもゲートの動作が機側操作によって可能である限りにおいては、正常なダム管理が実施できる管理技術の確立が必須の条件となっていることを忘れてはならない。

現在、最も心配されることは、このようなシステム化の進行にともなってダム管理の実務がブラックボックスになってしまうことおよび装置の耐久性に関することである。

各ダムに現在導入されているダム放流設備制御装置は国土開発技術研究センターの設計仕様参考書によってすでに十分な検討がなされているものと思われるが、更新を前提とした機能の分化、設備の構成ならびに機器の選択が必要であり、ダム管理が永久に継続する業務であることを考えれば、機器の耐久性が最も重視されるべきであろう。

また、現在の制御装置では集中制御システムが採用されているが、ダム放流設備の組合せが適切であれば各放流設備が担当する流水制御の種類は非常に限定されることから、各設備の開閉装置の機能を拡充し、それぞれの機種に適した専用コントローラの利用についても検討されるべきであろう。

管理ダム数の増加にともなって、今後ダム管理の占める比重はますます高まるものと思われる。

また、その結果として、ダム管理の合理化、省力化の要請がさらに強まるであろう。

しかし、ダム管理において問題となる事柄の大半は、いずれもダムの計画・設計に起因すると言っても過言ではない。

したがって、ダムの計画・設計において常に管理を重視する姿勢が将来さらに強まることが予想されるこれらの要請に応える最良の道であって、管理設備の高度化の方向では決して達成できないことを留意すべきであろう。

参考文献

- 1) ダムによる洪水調節方法の基礎的分析 土木研究所ダム部水資源開発研究室 土研資料第1617号 昭和55年12月
- 2) 山内ら、RCD工法による玉川ダムの施工 大ダム No.114 1985-12

- 3) ダムエネルギー適正利用化事業について「ダムの管理例規集」昭和60年版 河川局開発課監修 山海堂
- 4) ダムの設計 建設省河川砂防技術基準(案) 設計編〔I〕 河川局監修 日本河川協会編 山海堂 ダム水理構造物の設計施工に関する研究 建設省技術研究会指定課題 昭58～60
- 5) ダム放流設備制御装置の設計仕様参考書 国土開発技術研究センター 昭和57年 8 月
- 6) 鈴木ら：十勝ダム放流設備制御装置 取水と制水 No.1 ダム・堰施設技術協会
- 7) 中村, 佐々木：貯水池水位変動が流入量把握に及ぼす影響とその対策 土木技術資料 Vol.23, No.5 昭和56年 5 月
- 8) 須田, 貯水池の実操作に関する考察 第24回土木研究所研究発表会資料 昭和60年12月
- 9) 森北, 佐々木：フーリエ級数を用いた貯水位平滑化手法 土木技術資料 Vol.26, No.7 昭和59年 7 月
- 10) 中村, 山本：ダムによる洪水調節方法の分析 土木技術資料 Vol.23, No.2 昭和56年 2 月
- 11) 貯水池操作シミュレータを用いた洪水調節方式の検討事例 土木研究所水資源開発研究室 昭和57年10月 (部内資料)
- 12) 貯水池操作シミュレータシステム 土木研究所水資源開発研究室 昭和58年 7 月

最近の斜張橋建設技術の動向

構造橋梁部長 多田 浩彦

最近の斜張橋建設技術の動向

1. まえがき

斜張橋建設は急速な進展を遂げ、中長大橋においては斜張橋全盛時代に入ろうとしている。世界での建設総数は鋼、コンクリート橋を合せて支間長250m以上のものでも約60橋といわれ、その分布は先進諸国のみならず発展途上国や共産圏など殆ど世界全域にわたっている。日本でも日常生活のなかで歩道橋としての斜張橋があり、また長大斜張橋としては最近完成した名港西大橋 (1985, $\ell=405^{\circ}$) をはじめ現在工事中のものとして榎石島、岩黒島橋 ($\ell=420^{\circ}$, 本四連絡橋公団)、横浜港横断橋 ($\ell=460^{\circ}$, 首都高速道路公団)、東神戸水路橋 ($\ell=485^{\circ}$, 阪神高速道路公団) 等があり、さらに長大化された斜張橋の建設計画が提案されていて、鋼斜張橋の建設では世界の頂点に立とうとしている。プレストレストコンクリートの特性を生かしたPC斜張橋は、諸外国ではBarriode Luna (1983, $\ell=440^{\circ}$, スペイン)、Sunshine Skyway (工事中, $\ell=365.75^{\circ}$, アメリカ) 等が建設されている。日本では従来支間の長大化が多少遅れがちであったが、複合斜張橋をも含めて本格的なPC斜張橋の建設が計画されてきて数年のうちに実現することになろう。しかし近代的な斜張橋が出現してから30年ばかりであって橋としての歴史は浅く、その寿命を終えたものはまだない。日本で建設された比較的長大な斜張橋にしても激しい台風や地震に直撃された例もまだないのであって、斜張橋をこれ以上長大化するには慎重であるべきであるという声も一方ではある。経済的で耐久性のある斜張橋を造り上げて行くために、今後共地道な努力の継続が望まれるところである。

2. 沿革と特徴

斜張橋の原型は吊橋と同様トラスやアーチなどよりずっと古くから発想され存在していたものと思われる。Leonhardt F.^{2,3)} やW. Podolny, B. Scalzi^{2,4)} などの文献によると、19世紀にはイギリス、ドイツ、フランス等を中心にかなりの実施例もあったように記録されている。しかしこの頃相次いで斜張橋の落橋事故があり、フランスの有名な技術者Navierは吊橋の優位性を唱え、これが契機となって以後約1世紀の間吊橋が発展していったのに反し、斜張橋の実施例は全く空白の時期を迎えこの形式は忘れられたかのようにみえた。1939年、ドイツのDischinger, Fは斜張橋を再発見し、それが1955年、スウェーデンのStrömsund橋 ($\ell=182.6^{\circ}$) となって実現した。この橋から新しい斜張橋の歴史が始まったといえるが、その後西ドイツのDusseldorfでTheodore Heuss橋 (1958, $\ell=260^{\circ}$) が架けられ近代橋梁型式としての地位を固め、以後次々と新しいタイプの斜張橋が生み出されていった。この25年の間に斜張橋に関する技術も、型式の多様化、適用支間の長大化、使用材料等に著しい進歩をとげており、実施例も世界全域に分布してきている。現在では200°~500°程度の支間長をもつ橋梁の計画には必ずといってよいほど対象候補の1つとして考慮に入れられており、さらに500°以上の支間にも適用しようと試みられている。

表-2.1 斜張橋の沿革^{(20), (21)}

1617年	イタリア Faustus Verantius, 平行に張られた数本のチェーンを取り付けた木橋のスケッチを描く。(FIGURE (1))
1784年	ドイツ Locsher, 今日の斜張橋がもつ基本的性格を殆ど備えた木橋を提案する。(FIGURE (2))
1817年	イギリス Redpath, Brown, 鉄製塔よりワイヤーケーブルのステイを備えた支間34mの歩道橋 (King's Meadon 橋) を建設する。
1818年	イギリス Dryburgh-Abbey の近く Tweed 川に架かる斜張橋 (歩道橋, 支間79m, 巾貝1.2m), 風によりチェーン・ステイが破断, 落橋する。
1821年	フランス Poyet, 高い木のマストから鉄棒で木桁を吊った構造を提案する。(FIGURE (3))
1824年	ドイツ Nienburg 付近の Saale 川に架かる斜張橋 (支間78m, 巾貝7.4m) が完成の翌年に群集による過大载荷によりチェーンが破断し落橋する。
1840年	イギリス Hatley, ハープ型のチェーン吊構造を提案する。(FIGURE (4))
1853年	南アフリカ O'Brian 橋, 現存する斜張橋。
1855年	アメリカ Niagara Falls 橋, John Roebling による設計で, 補助索としてタワーステイを用いる。
1867年	シンガポール Corvenagh 橋, 現存する斜張橋。
1873年	イギリス Abbert 橋, Ordish の設計 (支間121.9m), 現存する斜張橋。
1949年	ドイツ Dischinger F., エルベ川に架けられる鉄道橋に斜張橋を提案するが, 不採用となる。(FIGURE (5))
1955年	スウェーデン Stromsund 橋 (支間182.6m), ドイツ Demang 社により建設される。(FIGURE (6))
1958年	ドイツ Dusseldorf 付近ウイン川上に Theodore Heuss 橋 ($l=260m$) 建設される。

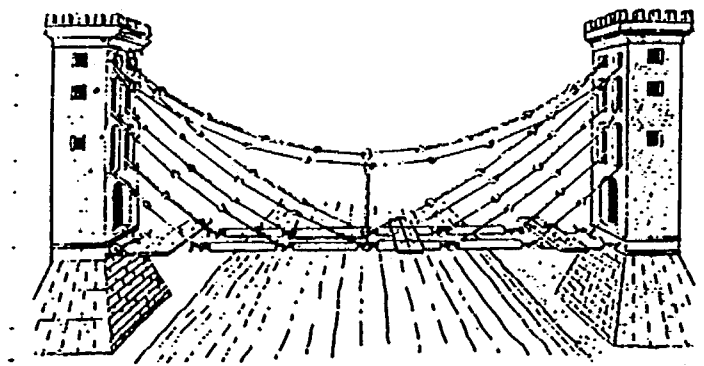


FIGURE (1) Faustus Verantius のチェーン斜張橋 (1617)

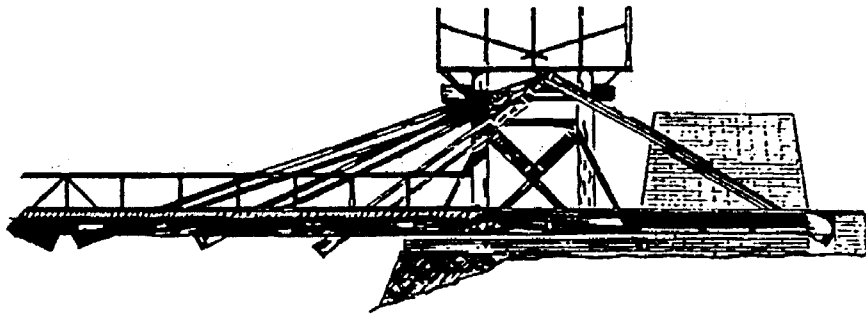


FIGURE (2) Loscher type timber bridge, 1784. (Courtesy of the British Constructional Steelwork Association, Ltd.)

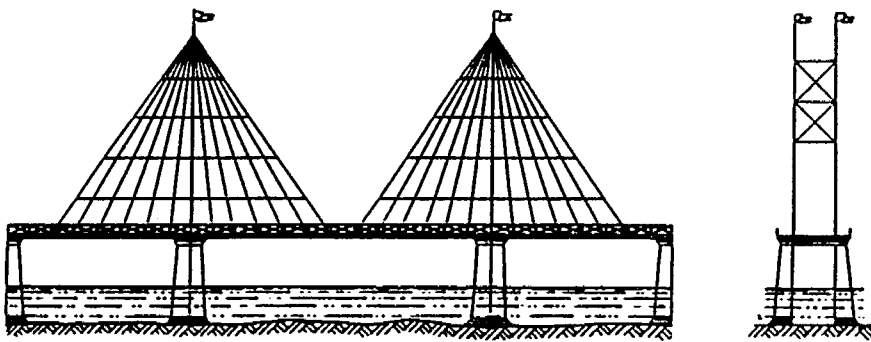


FIGURE (3) Poyet type bridge, 1821. (Courtesy of the British Constructional Steelwork Association, Ltd.)

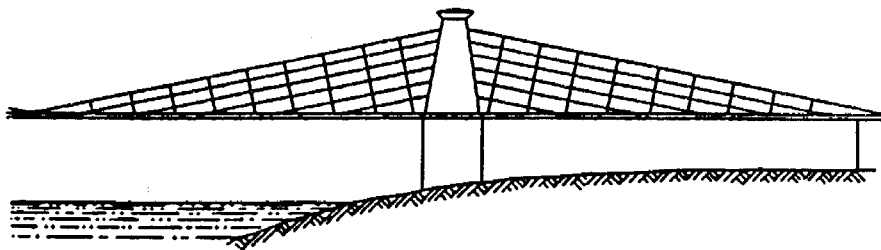


FIGURE (4) Hatley chain bridge, 1840. (Courtesy of the British Constructional Steelwork Association, Ltd.)

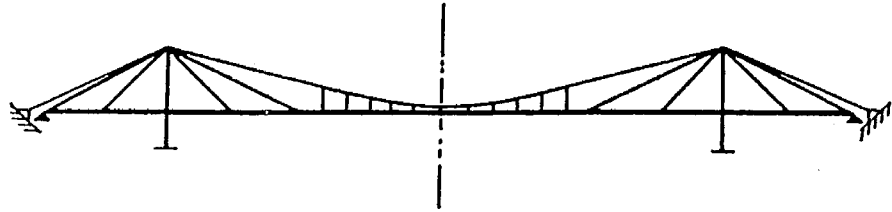


FIGURE (5) Bridge system proposed by Dischinger.

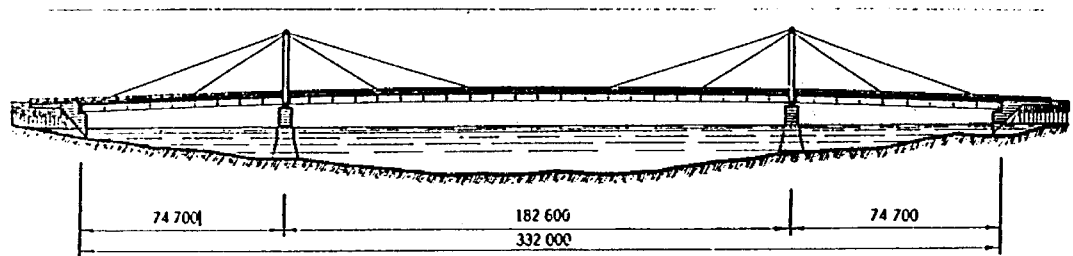


FIGURE (6) Strömsund

このように斜張橋型式が急速に普及した理由は次のように考えられる。¹⁷⁾

(1) 鋼桁型式の適用される支間長は近年の鋼床版構造や高張力鋼等の採用により飛躍的に長大化したが、150mを越えると桁高が高くなるなど構造的な無理が生じ、適用支間長には自ら限界がある。一方、長径間橋梁に適している吊橋型式は支間が400~500m以下になると活荷重の影響が大きく撓みやすくなるという欠点がある。この中間の200~500m程度の支間に対する橋梁型式が望まれていたがそれに応えたのが斜張橋といえよう。支間が長くなっても桁の中間点をケーブルで吊るで桁高があまり高くない。また、ケーブルは直線状に張られているのでケーブル形状の変化による変形は少なく、吊橋に比較してかなり剛性に富んだ構造となっている。しかしケーブルを主部材にしていることには違いなく、上載荷重、風、地震等の動的外力の影響が大きく現れることがあり、それらに対する検討を十分行う必要がある。

(2) 斜張橋はケーブル、塔、吊構造部によって構成されるが、それぞれの形式、配置方式、相互の結合方法などの組合せによって多くの種類の型式を作り出すことができる。これまでに架けられた斜張橋型式も実に多様である。形式の多様性に対応するため設計、製作、架設技術も定型的でないことが

構 造 形 式		支 間 長 (m)							
		10	20	50	100	200	300	500	1 000
コン ク リ ー ト 橋	スラブ橋	—	—	—	—	—	—	—	—
	単純支持鉄筋コンクリート桁橋	—	—	—	—	—	—	—	—
	カンチレバー鉄筋コンクリート桁橋	—	—	—	—	—	—	—	—
	単純支持プレストレストコンクリート桁橋	—	—	—	—	—	—	—	—
	連続プレストレストコンクリート桁橋	—	—	—	—	—	—	—	—
	鉄筋コンクリートアーチ橋	—	—	—	—	—	—	—	—
	プレストレストコンクリート斜張橋	—	—	—	—	—	—	—	—
鋼 橋	日形鋼桁橋	—	—	—	—	—	—	—	—
	単純支持プレートガーダー、合成桁橋	—	—	—	—	—	—	—	—
	連続プレートガーダー橋	—	—	—	—	—	—	—	—
	連続桁橋	—	—	—	—	—	—	—	—
	単純支持トラス橋	—	—	—	—	—	—	—	—
	連続トラス橋	—	—	—	—	—	—	—	—
	カンチレバートラス橋	—	—	—	—	—	—	—	—
	アーチ橋	—	—	—	—	—	—	—	—
	斜張橋	—	—	—	—	—	—	—	—
	吊 橋	—	—	—	—	—	—	—	—

図-2.1 構造形式別の標準適用支間長（日本の道路橋）¹⁾

ある。

(3) 多くの型式をとりうる斜張橋は多くの周辺景観に対応しやすく、より良い景観場を造形することができる。本来、斜張橋はその直線状とスレンダーさが強調された外観をもつ橋梁型式であり、今までの橋梁にない近代的造形を示している。橋面上を通行する者にも他型式の長大橋梁のように圧迫感を与えることが少ない。しかし、反面直線的構造形が強すぎ周辺景観との調和を欠きやすいとの意見もある。

(4) 斜張橋は架設時、斜め吊りケーブルを用いて張り出し架設工法をとることができ、その完成状態はちょうど架設の最終状態に合致しているとみることができる。これらから架設資材等を節約することによって架設作業を経済的に行うことができ、またケーブルに適当なプレストレスを与えることによって自重による桁の曲げモーメントを調整することもできる。このような架設工法をとる場合、架設時応力がそのまま完成後も残留することになるので架設時の応力状態を事前に十分検討しておき、架設作業は綿密に行なわなければならない。

(5) 斜張橋は外的には自碇式となることが多い。少なくとも大きな水平力を下部構造に伝えることはない。従って、一般に軟弱地盤に建設することが多く、下部構造が大規模になる長大橋梁では吊橋が

大きな水平力を下部構造に伝え悪影響を及ぼすのに比して有利である。

3. 最近の実施例

鋼およびP C斜張橋の最近の実施例と計画案を述べることとする。

3.1 鋼斜張橋

(1) 大和川橋梁¹²⁾

所在地：大阪，阪神高速道路，大阪湾岸線

種 別：道路橋1等橋（道路橋示方書による。T T-43荷重も考慮）

橋 長：149m+355m+149m=653m

幅 員：30m（6車線）

形 式：主 桁：3径間連続鋼斜張橋，
送台形箱桁，鋼床版

桁高3.6m， $3.6/355=1/99$

主 塔：独立1本柱，橋面からの高さ62.3m

ケーブル：ハープ形，1面吊り4段ケーブル，PWS

基 礎：鋼管矢板式（ $\phi 30$ ， $l=51.8$ ， 53.8 ， 38.8 ）

場所打杭（ $\phi 1.2$ ， $l=43.5$ ）

施 工：主 桁：側径間はベントによる片押し工法，中央径間は張り出し工法

主 塔：クリーパー，クレーン（全旋回）

ケーブル：PWS現場架設，ケーブル張力調整は塔部のサドルをジャッキアップする。

工 期：昭和52年～昭和57年

我国で最初の長大斜張橋であって，本橋が計画された当時の昭和50年頃，わが国では支間250mの末広大橋が最大であった。本橋はそれより100m以上長大化することに対する諸々の技術的問題を解決することによって実現された。本橋の構造上の特徴は次の通りである。

- 1) わが国では例の少ない本格的なハープ型ケーブル1面吊り型式を採用している。
- 2) 主桁は耐風安定性を考慮して逆台形鋼床版箱桁を採用したが設計，施工上の利点から内部に2枚の腹板を配置した。設計基準風速は $V_{10}=50$ m/secである。
- 3) 塔の座屈安定照査は弾性解析によるほか，弾塑性解析による厳密な照査を行っている。側径間に一部曲線が入っておりケーブルが橋軸面に対して偏心して面外曲げモーメントが大きくなるた

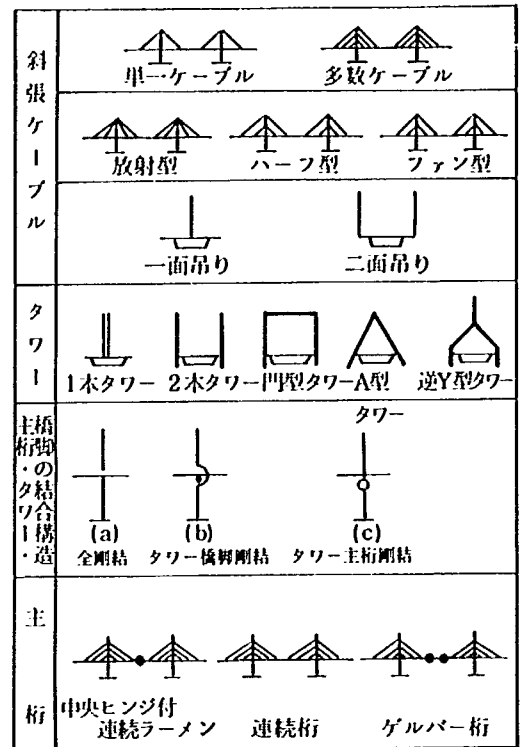


図-2.2 斜張橋の構造形式の例

大和川桥梁の一般図

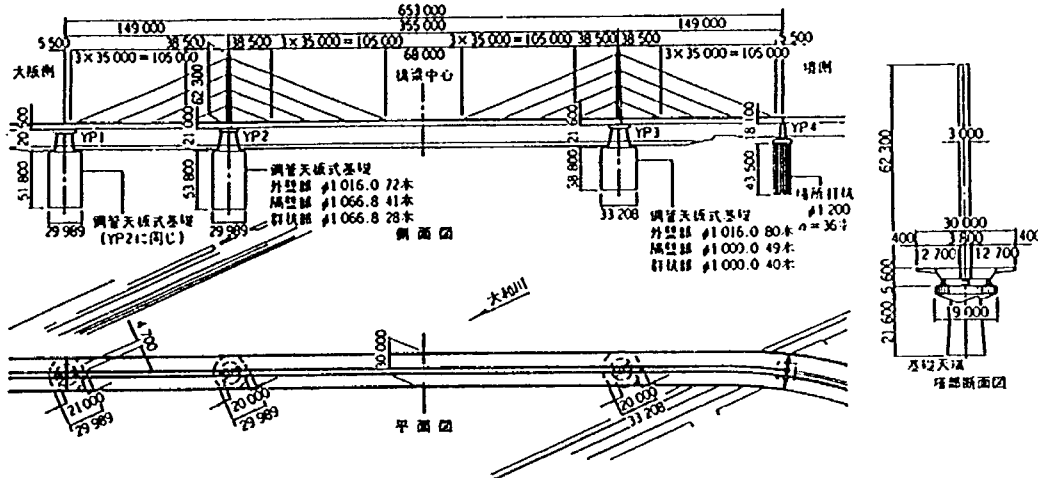


図-3.1 大和川桥梁^{1,2)}

め塔断面にHT80を使用して
いる。

4) 耐風、耐震設計ではそれぞれ動的解析を行うとともに部分または全橋模型による振動実験を行って動的挙動を確認している。本橋は大和川と約24度の斜角で交差しており橋脚と上部構造も同様に斜交しているので特に地震時挙動の確認は留意して行った。

5) 架橋地点の大和川は水深が浅くF.C. 台船の使用が不可能で、架設工事は陸上運搬、橋上からの架設にしなければならなかった。

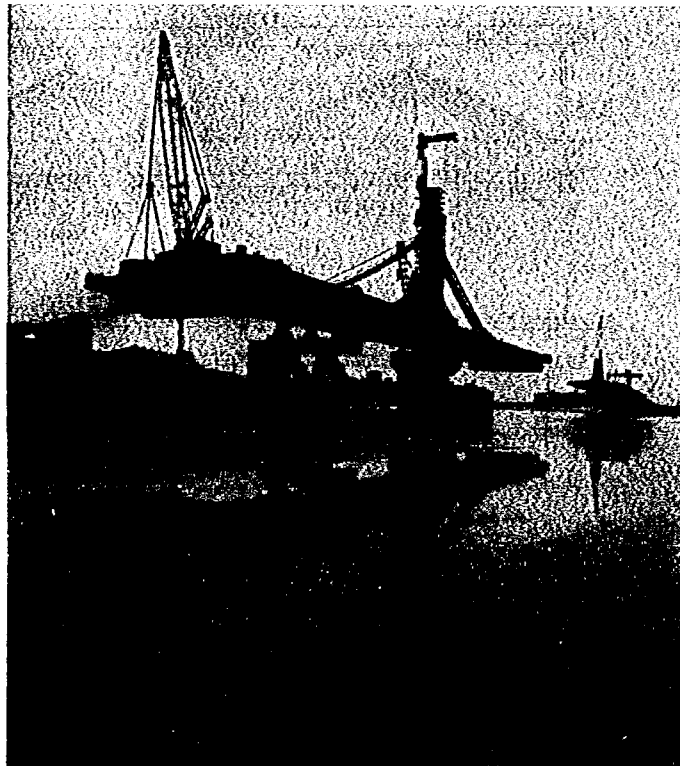


写真-1 バランシングキャンチレバー工法 (堺側)

(2) 名港西大橋^{5), 10)}

所在地：名古屋，名古屋環状2号線（一般国道302号）

種 別：道路橋1等橋（道路橋示方書による。TT-43荷重も考慮）

橋 長：175' + 405' + 175' = 775'

幅 員：16.0^m（2車線，将来3車線×2）

形 式：主 桁：3径間連続鋼斜張橋，逆台形箱桁鋼床版 桁高2.8^m， $2.8/405 = 1/145$

主 塔：A型钢製塔，橋面からの高さ85.2^m

ケーブル：ファン形2面吊り12段ケーブル，PWS

基 礎：ニューマチックピアケーソン（33^m×35^m， $\ell = 40, 45^{\circ}$ ）

場所打ちコンクリート杭（ $\phi 1.5^{\circ}$ ， $\ell = 24, 37^{\circ}$ ）

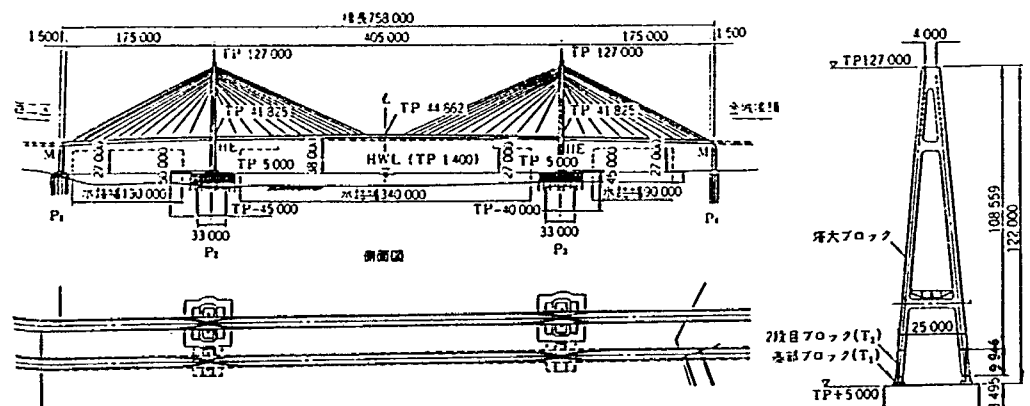
施 工：主 桁：側径間，中央径間一部ECによる大ブロック架設

中央径間250^mは張り出し工法

主 塔：ECによる大ブロック架設

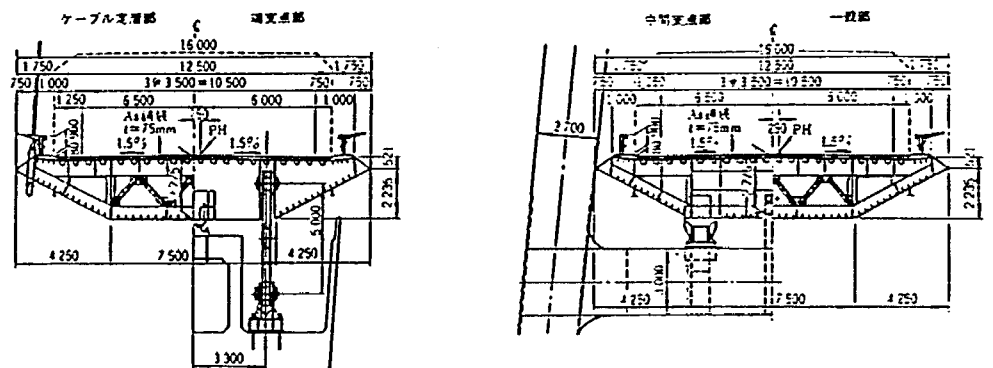
ケーブル：PWS 現場架設，ケーブル張力調整は主桁側可動ソケットをジャッキで引込んで行う。

工 期：昭和56年～昭和60年



名港西大橋の一般図

塔のブロック割り



主桁断面図

図-3.2 名港西大橋⁶⁾・10)

昭和60年3月、供用開始された世界的規模の斜張橋といえよう。本橋の特徴は次の通りである。

- 1) 段階施工のため独立2橋並列案が採用され、本橋はその第1期施工分である。耐風安定性の検討では将来2橋列にした場合の風上側の橋によって乱された風の影響を考慮した。主桁には渦励振対策のためフラップを付けた。設計基準風速は $V_{10}=37\text{m/sec}$ である。
- 2) 主塔は下部構造への負担を軽減するためA型鋼製塔を採用した。橋軸方向には塔と主桁をケーブル、ダンパー（MCD方式）で弾性拘束し、温度および地震力の伝達の低減を計った。
- 3) ケーブルは単ストランド方式とし、ケーブル取換えを容易にした。主桁への定着構造は定着管を箱桁断面外側ウェブに直接割り込ませる構造とした。
- 4) 架設には塔、主桁共F.Cによる大ブロック架設を多用した。

(3) 横石島、岩黒島橋（図-3.3）、横浜港横断橋（図-3.4）、東神戸水路橋（図-3.5）
生口橋（図-3.6）、Annacis橋（図-3.7）

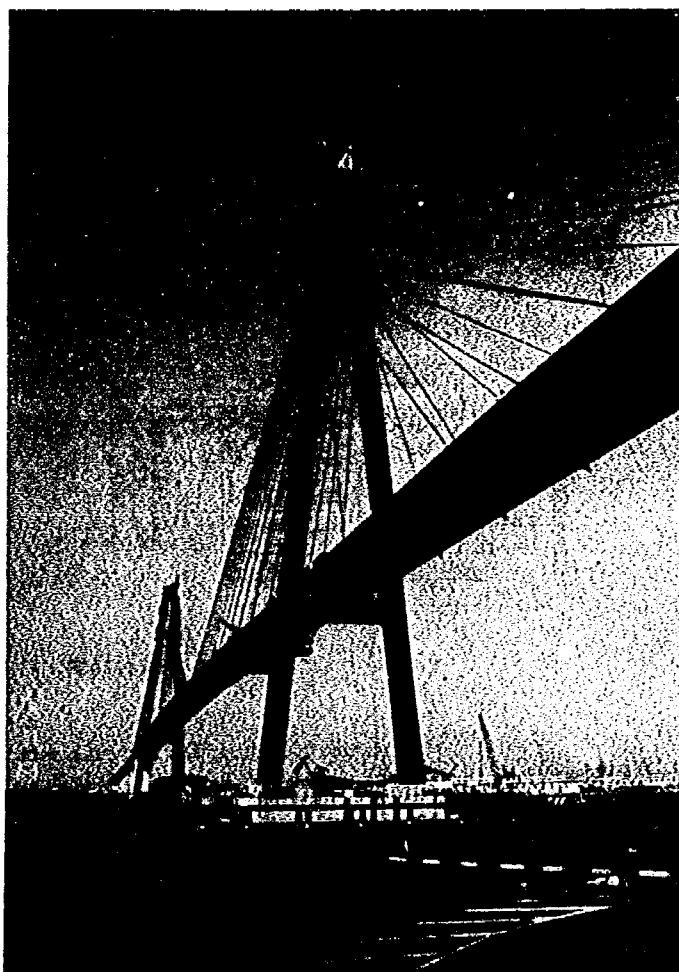


写真-2 名港西大橋

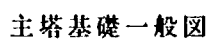
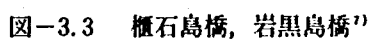
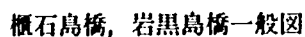


図-3.4 横浜港横断橋¹⁾

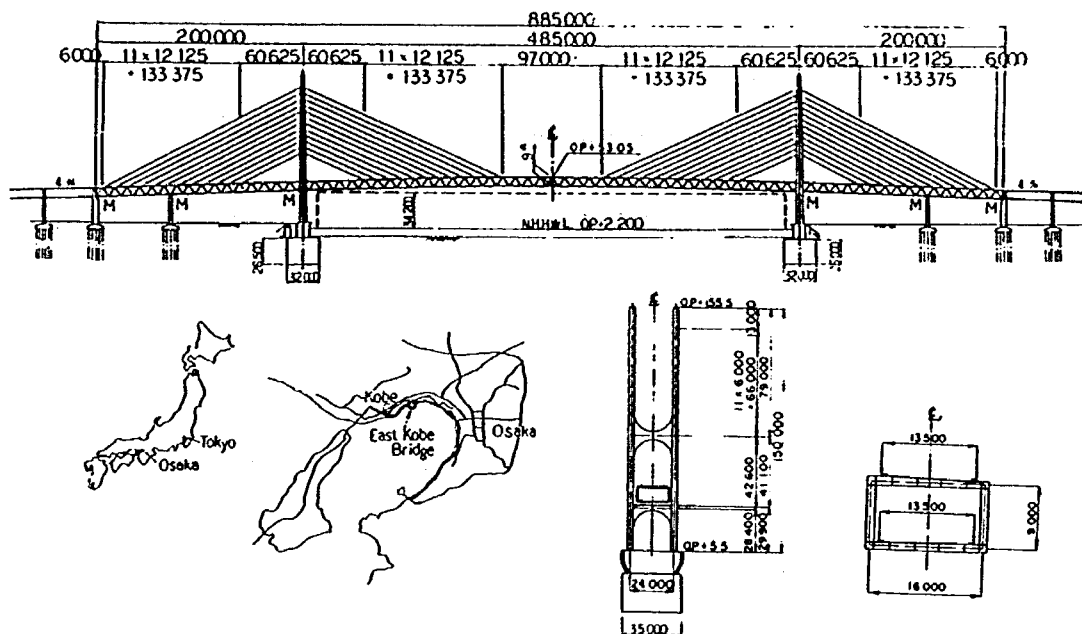


图-3.5 東神戸水路橋¹⁵⁾

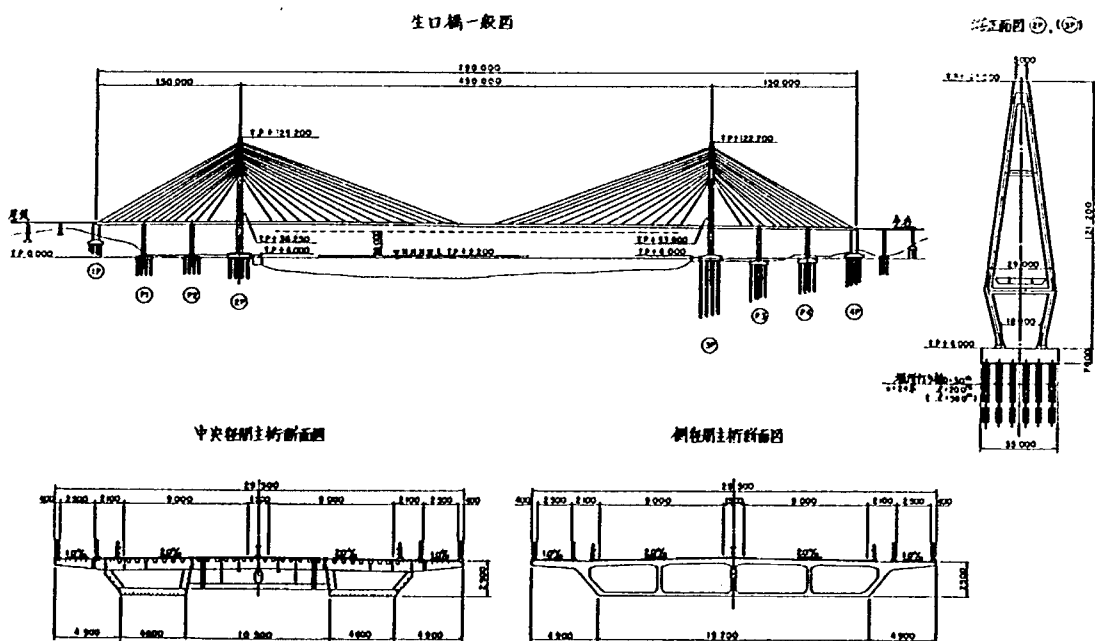


图-3.6 生口橋

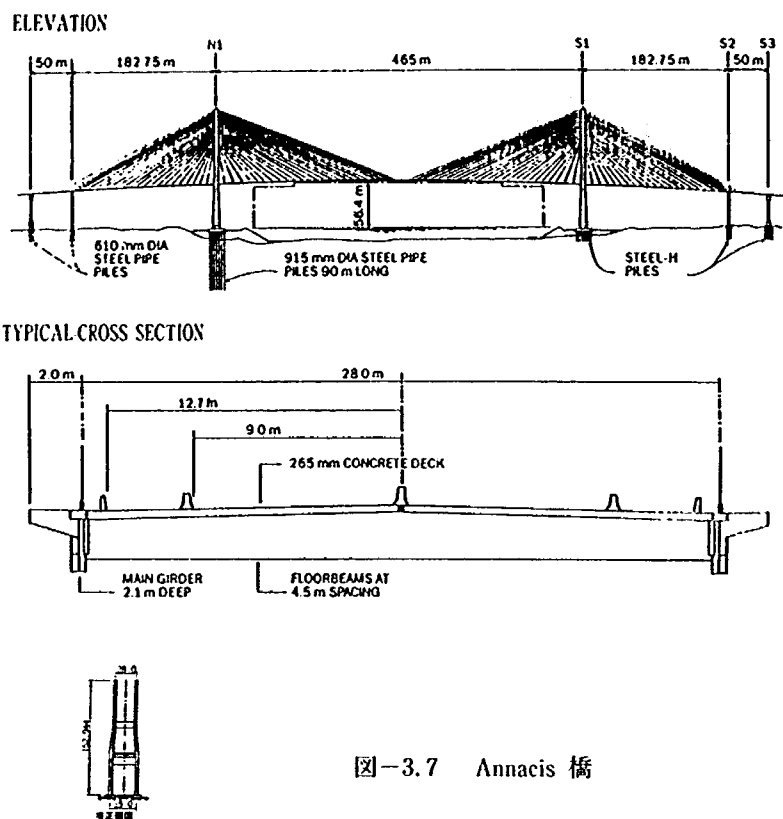


図-3.7 Annacis 橋

3.2 PC斜張橋

(1) 呼子大橋¹⁶⁾

所在地：佐賀県，呼子港弁天瀬戸

種 別：道路橋2等橋（道路橋示方書による。TL-14荷重）

橋 長：121^m + 250^m + 121^m = 492^m

巾 員：10.9^m（2車線）

形 式：主 桁：3径間連続PC斜張橋，逆台形2室箱桁断面，桁高2.2^m
 $2.2/250 = 1/114$

主 塔：鉄筋コンクリートH型断面，高さ62.6m

ケーブル：準ハープ型，2面吊り，17段ケーブル，PWS

基 礎：直接基礎

施 工：主 桁：現場打ちコンクリート，張り出し工法

主 塔：場所打ちコンクリート

ケーブル：PWS現場架設

工 期：昭和60年着工，工事中

本橋は佐賀県呼子港殿の浦から海峡部弁天瀬戸を横断して加部島片島へ至る農道であって、橋梁区間は海上部主橋492'を含む728'である。船舶航行のため航路巾250', 高さ27'を確保しなければならず、また海上橋であること等を考慮してP C斜張橋が選定されたもので、コンクリート橋としてはわが国最大の支間である。本橋の構造上の特徴は次の通りである。

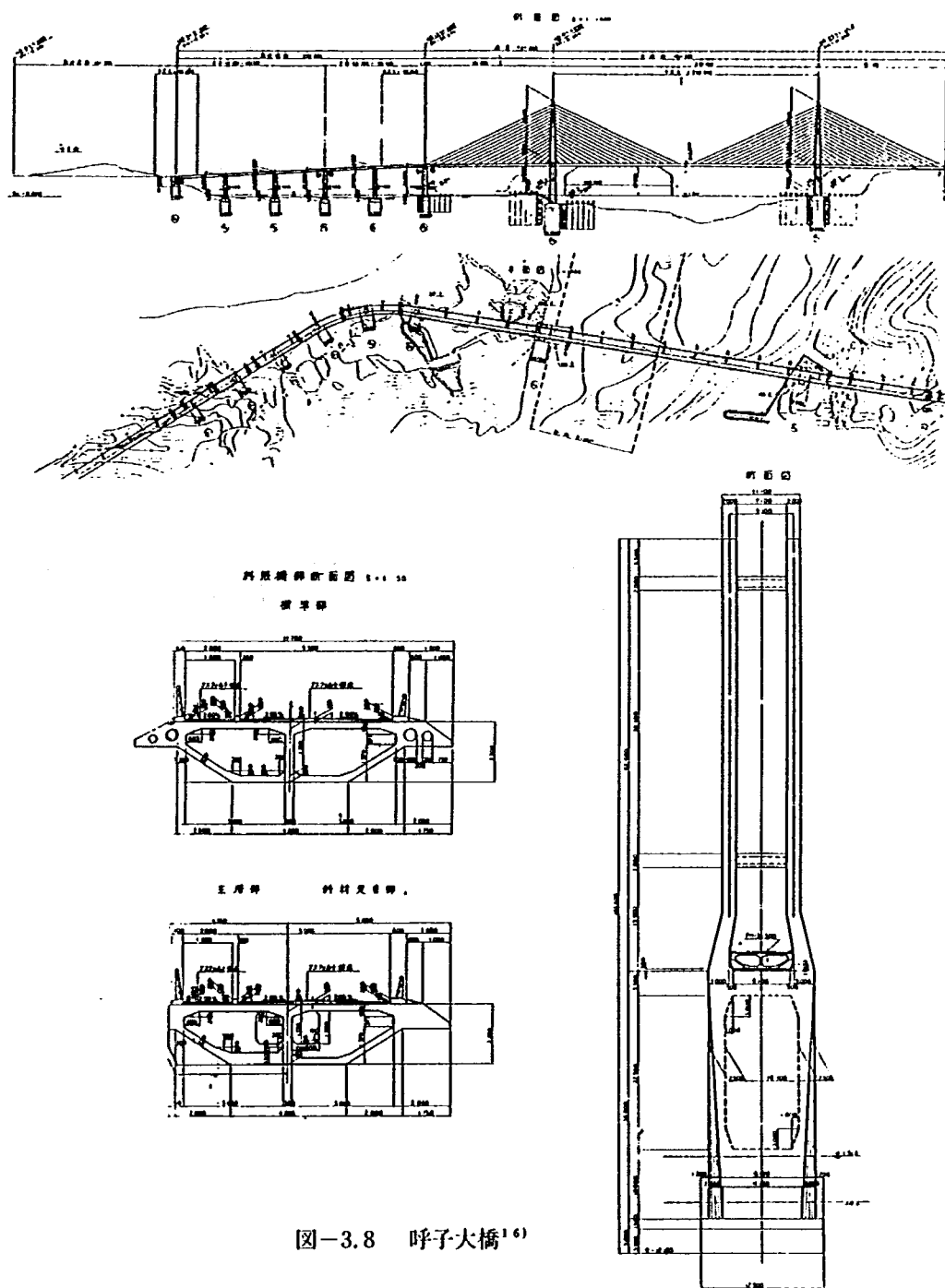


図-3.8 呼子大橋¹⁾

- 1) 各構造部材の結合はサスペンデッド形式（主塔と橋脚は剛結、主桁は主塔から斜材で吊る無支承の連続桁）を採用している。さらに耐震性を考慮して主塔橋脚上にコンクリート製ストッパーが設けられている。
- 2) 主桁断面は風洞実験結果からウィンドノーズを有する逆台形2室箱桁断面とし、桁高は 2.2" (1/114) と低くしている。設計基準風速は $V_{10}=41.7"/\text{sec}$ である。
- 3) ケーブルは準ハープ型2面吊りマルチケーブル方式とし P C 綱より線を P E 管で被覆して用いることとしている

(2) Sunshine Skyway Bridge ¹⁹⁾

所在地：アメリカ，フロリダ州タンパ

種 別：道路橋

橋 長：540' + 1200' + 540' (164.59" + 365.75" + 164.59")

巾 員：40' $\times$ 2 = 12.16" $\times$ 2 = 24.32"

形 式：主 桁：3 径間連続 P C 斜張橋，逆台形箱桁断面

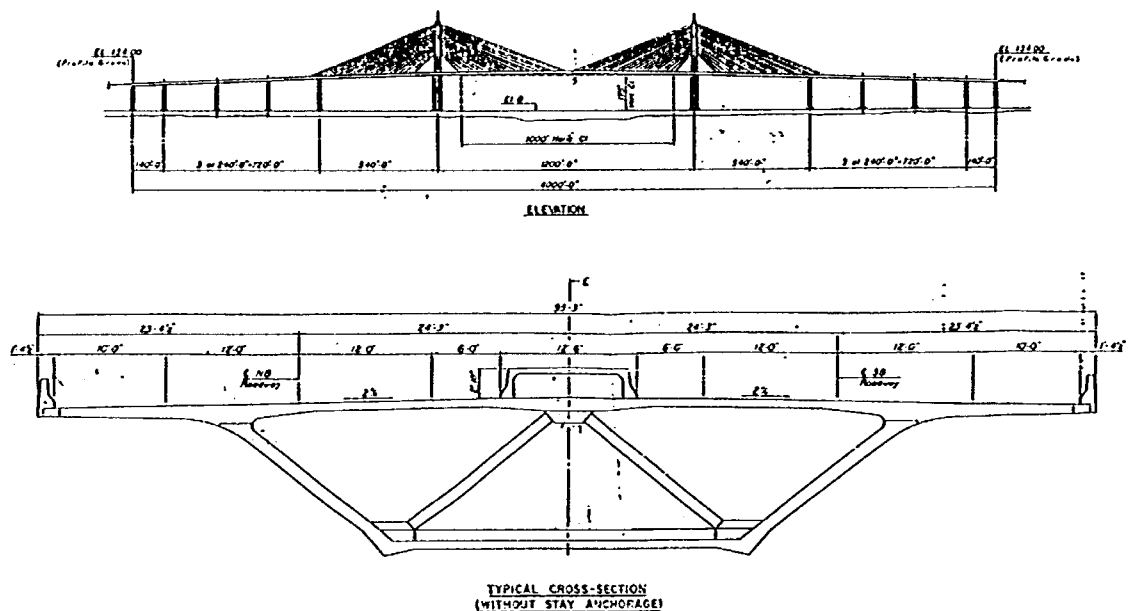


図-3.9 Sunshine Skyway Bridge ¹⁹⁾

桁高 14° (4.27°) $14/1200 = 1/85.7$

主 塔：プレストレストコンクリート I 型箱断面，高さ 131.49°

ケーブル：ファン型 1 面吊り PWS (鋼管被覆)

基 礎：杭基礎 ($\phi 1.52^{\circ}$ ， $l=12.15^{\circ}$ ，44本)

施 工：主 桁：プレキャストコンクリートセグメントによる張り出し工法

主 塔：場所打ちコンクリート，プレキャストコンクリート

ケーブル：PWS 現場架設，塔上くらかけ方式

工 期：1982年～1986年

本橋はフロリダ州セント・ピーターズブルク市とブラデントン市をタンパ湾上で結ぶ延長6668mの道路の一環をなすもので，1980年5月，船舶衝突事故によって落橋した旧橋の架替工事として建設された。鋼主桁+コンクリート主塔およびコンクリート主桁+コンクリート主塔の2案で設計され競争入札に付されたが後者に決まった。1977年フランスで建設されたBrotonne橋と同じコンサルタントの設計によるもので構造も類似している。本橋は設計上，次のような配慮がなされている。

1) 架橋地点がフロリダ州の海

浜地帯であることから橋全体をコンクリート構造とした。使用する鋼材には防食を考慮してエポキシ樹脂を塗装している。

2) 主塔基礎が船舶衝突によっ

て被害を受けないように線形を変え，また防衝工(直径 60° (18.29°))を基礎の両側 300° (90.44°)の個所に設置した。桁下空間は航路巾 1000° (304.8°)，高さ 175° (53.34°)とし，旧橋より大きくした。主塔基礎にも船舶衝突の影響を考慮した設計を行った。

3) 架橋地点はハリケーン常襲

地帯なので 240° (107.3m/sec)の風速に耐えるように設計されている。

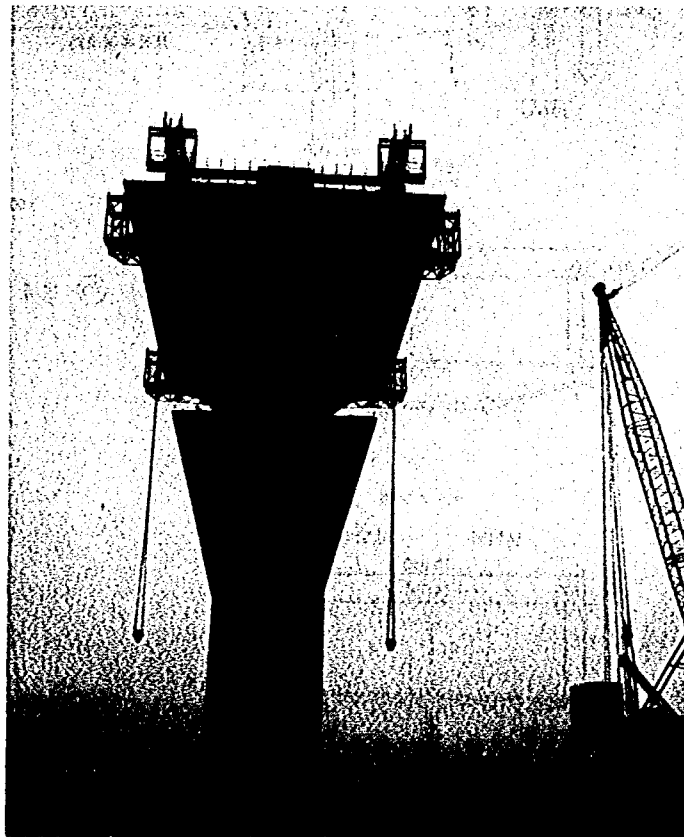


写真-3 Sunshine Skyway 橋

4) 自動車運転者に対する安全性を考慮して道路巾員を40' (12.16') $\times$ 2, 4車線とした。救急避難用に10' (3.05') $\times$ 2の巾を確保している。縦断勾配は旧橋が5%であったものを4%にした。また数種の警報装置を設置することとした。

5) 本橋の架設中および架設後の動態を観測するため、基礎、主塔、主桁の各部にストレインゲージ228ヶ所、温度センサー306ヶ所を設置して資料を収集している。

この事業はフロリダ州運輸局によって施工されている。

(3) 鮎沢橋 (図-3.10), 猪名川第2橋 (図-3.11), 新丹波大橋 (図-3.12)

鮎沢川橋一般図

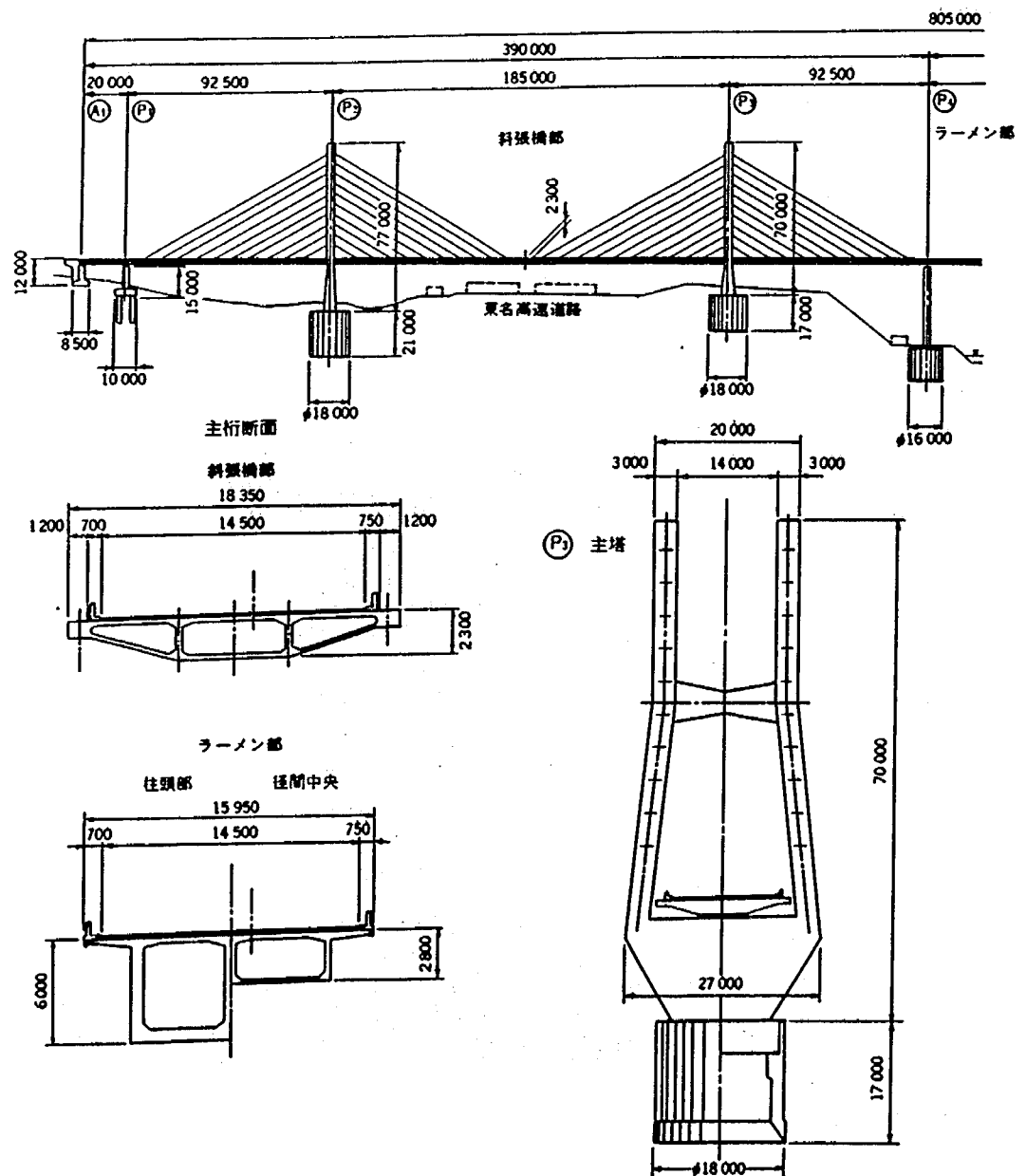


図-3.10 鮎沢橋¹⁾

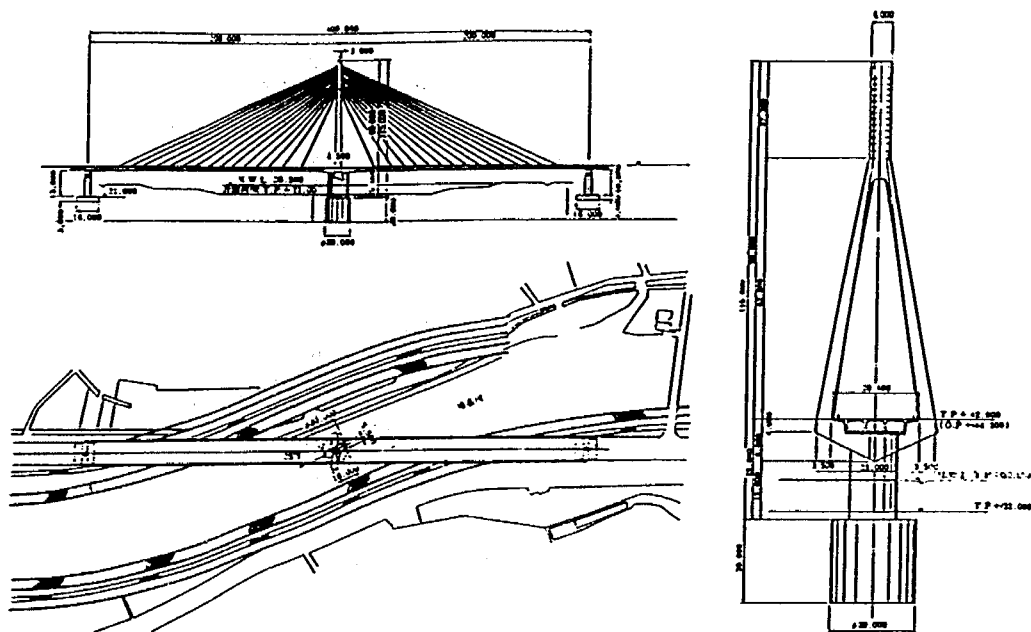


図-3.11 猪名川第2橋¹⁵⁾

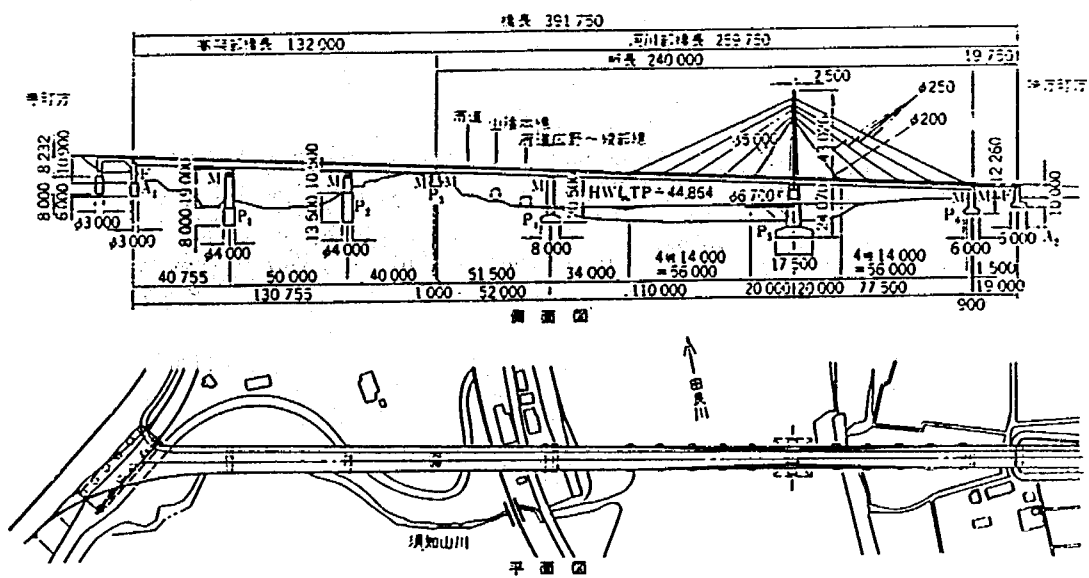


図-3.12(a) 新潟波大橋⁹⁾の一般図

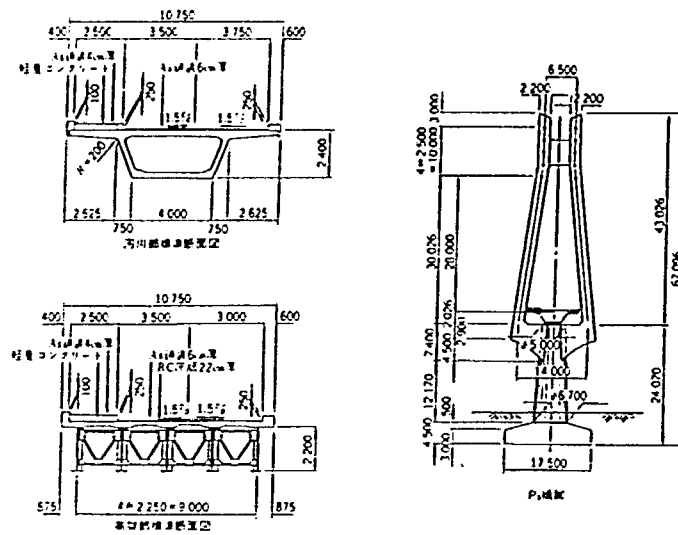


図-3.12(b) 新丹波大橋の断面図



写真-4 济南黄河大桥 $\ell = 220^{\text{m}}$

4. 現状の技術的問題

4.1 耐風設計^{2), 3), 4)}

長大な斜張橋は風荷重によって部材断面が決定されることがあったり、全体的に剛性が乏しいため風の動的影響を受け易く不安定振動を起こすことがある。従って、斜張橋の耐風設計では吊構造部の断面の選定に十分注意を払って自励振動や有害な渦励振が設計風速以下の範囲で生じないようにしなければならない。斜張橋の場合は吊構造部に充腹構造を用いることが多く、長大スパンばかりでなく比較的小スパンであっても断面前縁からのほく離による渦励振が見れることがある。このような現象が実際に発生してその対策に苦慮した実例もいくつか報告されている(石狩河口橋, Longs Creek 橋等)。

この渦励振は直ちに橋の破壊につながるわけではないので通常、自励振動より重視されないが、この振動が顕著に現れると部材の疲労、車輛走行上の支障、歩行者の不安感の誘発などの問題を生じる。この渦励振は比較的低い風速で発生するため発生頻度が高いこと、また剛性の増加だけで発生を防ぐことが困難な場合が多いことなどから、主にこのような振動が発生しないような吊構造部の断面を選定することで対処している。風洞実験の結果、

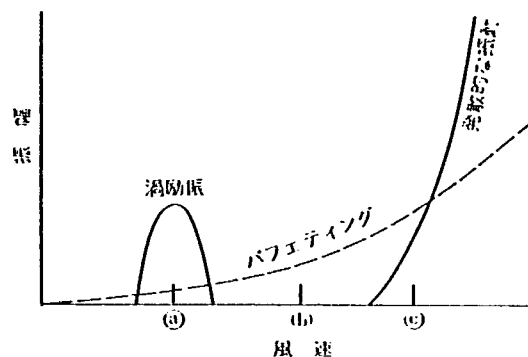


図-4.1 風による構造物の振動(模式図)^{3), 4)}

fairing, flap, stabilizer 等の制振対策を講ずることによって振動の発生を減少させる方法もわが国では多くとられている。

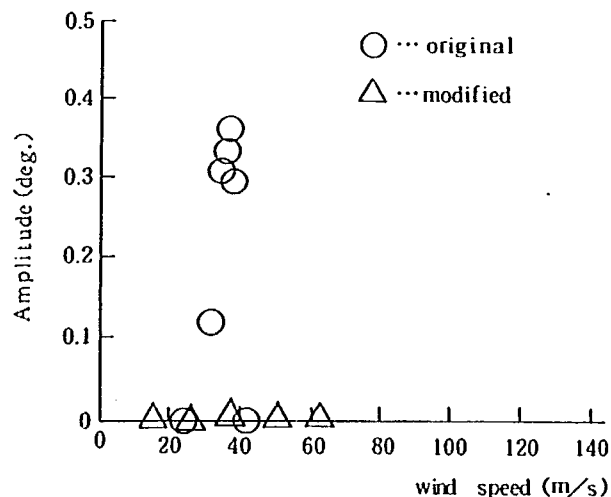
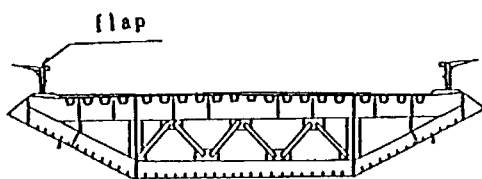


図-4.2 名港西大橋風洞実験²⁾

斜張橋の風による振動としては、このような吊構造部の振動ばかりでなくケーブルおよび塔の振動、完成時ばかりでなく架設時の振動、また2橋並列の場合の相互干渉による振動等が問題となることがある。

橋梁の耐風設計基準としては本州四国連絡橋耐風設計基準（1976年）があり、その他の橋梁の耐風設計に準用されることも多いが、この基準は主として吊橋のフラッターを対象にしたものであり、斜張橋で問題となる渦励振などに対しては必ずしも十分な規定とはなっていない。耐風性の検討をするには風洞実験を行うことは現状では避けられないが、斜張橋などの橋梁の耐風設計に役立つ総合的な耐風設計基準の整備が急がれている。

今後、斜張橋の耐風設計上検討していかなければならない問題として次のような事項が考えられる。

1. 道路橋耐風設計指針を作成する。この指針では、1) 風洞実験によらなくても、ある程度耐風安定性の判別が可能となる式を与えること、2) 架橋地点の風の条件を考慮に入れることができること、3) 渦励振などの振巾の推定を行い、疲労などの面から振動振巾の評価基準を示すこと、等を主眼としたものとする。
2. 通常、設計のための風洞実験は一様気流中で行われるが、実際の風は乱れを含んでおりそれによって様々な現象が生ずることが知らされている。自然風の乱れの影響を正しく評価できるようにする。
3. 部分模型を用いた一様気流中の風洞実験から予測される風の振動は、実橋で観測されるそれとは異なるものと思われ、それらの比較について検討しなければならない。このため現地観測データの収集が不可欠である。
4. 耐風設計に用いる設計風速は地域性を有するので、一律の値を用いるのではなく地域毎に与えるのが合理的である。このため風観測を行い、自然風の特性と地形条件との関係を把握する必要がある。
5. 風による構造物の応答には構造特性、特に構造減衰が大きく影響する。橋梁の構造減衰は理論的または実験室による実験から求めるのは難しく、実橋振動実験によるデータの収集、蓄積が必要である。
6. 風による振動に対する有効な制振対策、例えばフラッター、スタビライザー、フラップ等の開発を行う必要がある。動吸振機を用いて振動を抑制する方法もあり、今後、経済的で信頼性のある制振対策が案出されることが望まれる。
7. 斜張橋は架設時に剛性が小さく、固有振動数も低いので風の影響を受け易く、架設時の耐風安定性の検討も重要な課題の1つである。

表-4.11に、わが国ですでに架設された主な斜張橋の諸実測値を比較して示す^{*)}。

4.2 耐震設計^{3, 3)}

斜張橋の設計で地震の影響が支配的となるのは、一般に塔基部と下部構造である。斜張橋の耐震設計上の動的特性として次の事項があげられる。

表-4.1 斜張橋の諸定数(実測値)の比較¹⁾

橋名	尾道大橋	豊里大橋	瓦川大橋	かみめ大橋	末広大橋	六甲大橋	大和川橋梁		
架設年	1967	1970	1970	1975	1975	1977	1982		
径間長(m)	85+215+85	80.5+ 216+80.5	60.3+ 160+60.3	100+ 240+100	110+ 250+110	89.35+ 220+89.35	149+ 355+149		
ケーブルの形式	放射形 (2面2段)	ファン形 (1面2段)	ハープ形 (1面2段)	マルチ形 (1面10段)	ファン形 (1面2段)	ファン形 (2面5段)	ハープ形 (1面4段)		
塔の形式	斜め門形柱	逆V形	独立1本柱	独立1本柱	独立1本柱	斜め門形柱	独立1本柱		
補剛桁の形式	1形2本主桁	逆台形補剛	—	逆台形補剛	逆台形補剛	トラス	逆台形補剛		
固有振動数 (Hz)	曲げ振動	1次	0.58($\beta=0.05$)	0.52	0.75($\beta=0.024$)	0.47($\beta=0.076$)	0.47($\beta=0.031$)	0.94	0.34($\beta=0.023$)
		2次	0.92($\beta=0.045$)	1.22	1.25($\beta=0.034$)	—	0.71($\beta=0.018$)	1.76($\beta=0.206$)	0.42($\beta=0.031$)
		3次	1.38	1.92($\beta=0.051$)	1.91($\beta=0.051$)	0.99($\beta=0.083$)	1.07($\beta=0.018$)	2.42($\beta=0.066$)	0.63
		4次	1.62	2.48($\beta=0.087$)	2.41	—	1.26($\beta=0.015$)	—	0.86($\beta=0.030$)
		5次	—	3.33	2.83	1.46($\beta=0.056$)	1.62($\beta=0.012$)	2.68	1.03
		6次	—	—	—	—	2.09	—	—
		7次	—	—	—	—	—	3.37($\beta=0.081$)	1.70
		8次	—	—	—	—	—	—	1.85
	ねじり振動	1次	1.66($\beta=0.035$)	1.43($\beta=0.071$)	1.45	—	1.45($\beta=0.016$)	2.05($\beta=0.067$)	0.87($\beta=0.012$)
		2次	2.94($\beta=0.03$)	3.25($\beta=0.083$)	2.80	—	2.89($\beta=0.056$)	3.92	1.67
		3次	—	4.08	4.24	—	4.44	4.97($\beta=0.084$)	—
		4次	—	—	—	—	—	—	—
ねじり1次振動数 曲げ1次振動数		2.86	2.75	1.93	—	3.09	2.18	2.56	
衝撃係数	たわみ	中央径間	0.011~0.046	0.055~0.077	—	—	—	0.002~0.018	0.003~0.017
		側径間	—	0.033~0.058	—	—	—	0.029~0.072	0.007~0.033
	ひずみ	中央径間	—	0.037~0.061	—	0.035~0.071	—	—	—
		側径間	—	—	—	0.046	—	—	—

1. 斜張橋の基本固有周期は一般に2秒程度以上となることが多く、通常の桁橋の1秒程度と比して長く変形性に富んだ構造系である。また、減衰定数は上部構造で1~2%と一般に小さい。
2. 斜張橋は吊構造、塔、ケーブルおよび基礎構造とそれぞれ振動特性の大きく異なる構造系から構成されているため、地震時に生じる振動はそれぞれ独自の系の振動が入り混じって連成された複雑なものとなる。
3. 長大な斜張橋は比較的軟弱地盤に建設されることが多く、表層地盤の基本固有周期が1~2秒となり上部および下部構造等の固有周期と接近することがあり、上部構造と地盤との連成振動について検討しておく必要がある。

阪神高速道路湾岸線に建設された大和川橋梁における地震応答解析結果を図-4.3に示す¹²⁾。地震力は応答スペクトル曲線を3方向から入力し、減衰定数は上部構造0.02、下部構造0.05とした。解析結果の主なモード図から、1次は主桁の鉛直方向、2次は主桁の橋軸直角方向の卓越したモードであり、塔との連成振動がみられかなり長周期である。4次、5次は塔の卓越するモードであり、面外方向に卓越していて基礎構造の影響が見られる。桁と塔の連成振動は高次モードにおいて、より顕著である。

斜張橋の耐震設計上の今後の課題としては、

1. 斜張橋（特に上部構造）は一般に固有周期が長いため、表面波のような長周期地震動を考慮しなければならない。上部構造では減衰定数が小さいため、入力地震動の卓越周期が構造系の固有周期とわずかでも離れていれば応答はそれほど大きくならないが、一致した場合には応答が急激に大きくなるおそれがある。
 2. 特に上部構造の支承周辺の検討を行うときには、水平2方向の地震力が同時に作用することを考慮しておく必要がある。
 3. 斜張橋を構成する各構造系の減衰定数は、実橋による振動実験結果を集積することにより確定しておかなければならない。
 4. 地盤、上、下部構造を含めた斜張橋の動的解析手法とその結果の評価法を確立する。
- 等である。今後、地盤活動の活発な地域の軟弱地盤上に長大な斜張橋やPC斜張橋を建設しなければならないようなとき、斜張橋の耐震性の検討はますます重要になってくると思われる。

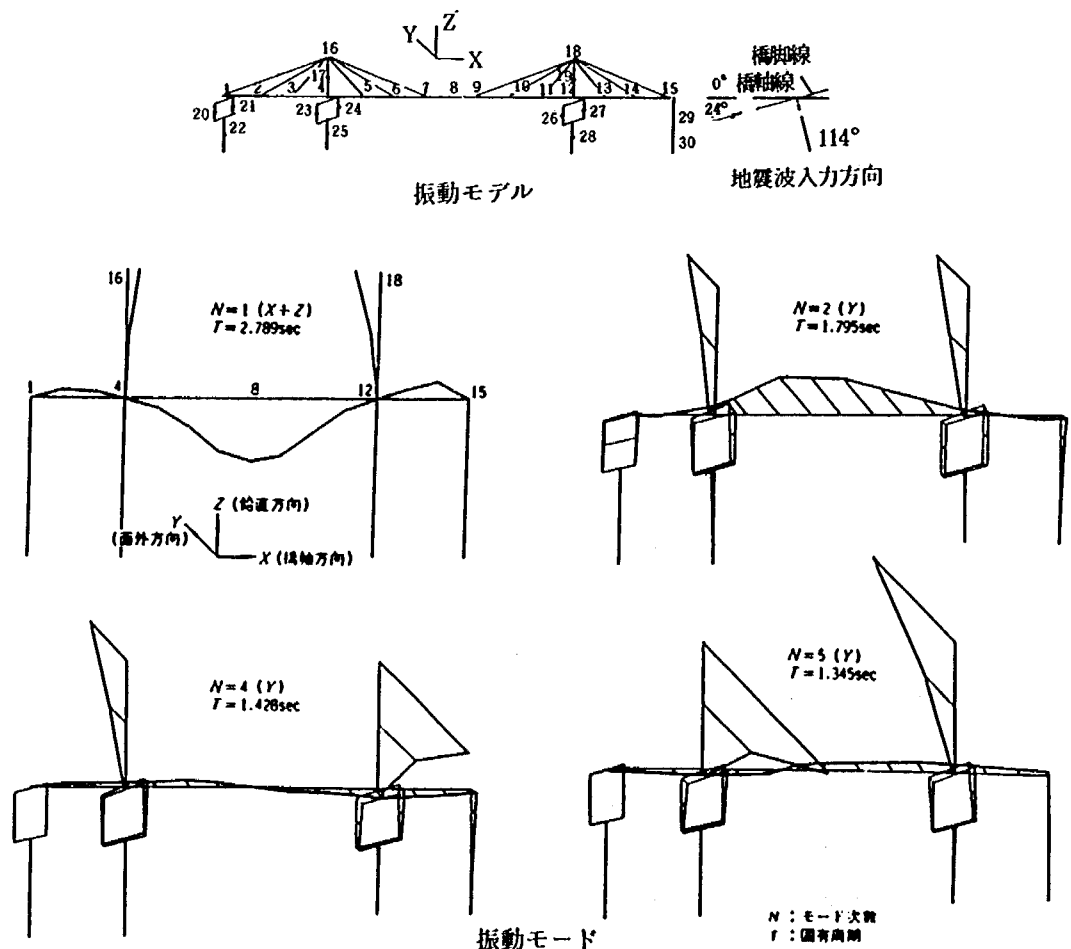
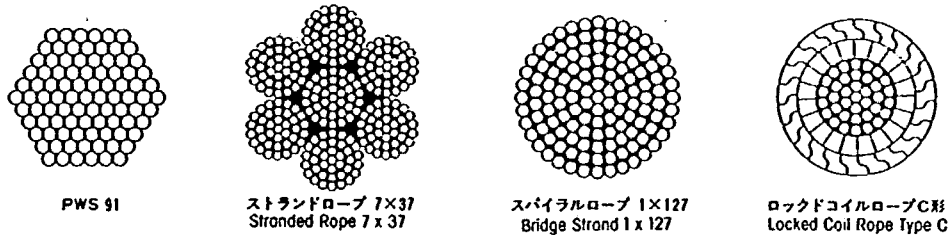


図-4.3 大和川橋梁における地震応答解析¹²⁾

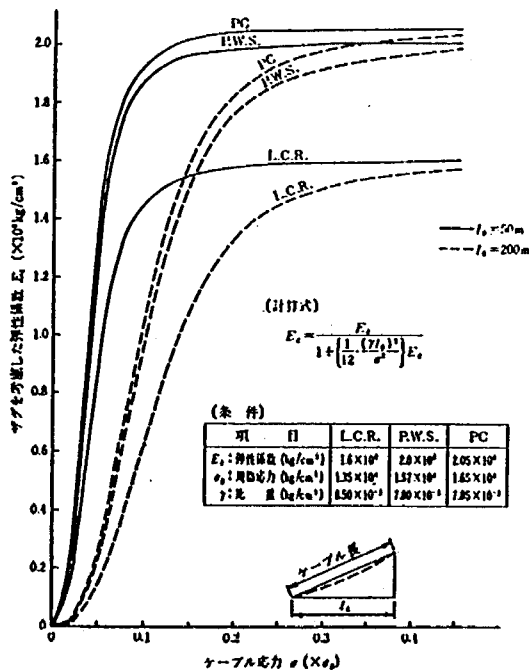
4.3 ケーブル

斜張橋が急成長している1つの原因は、高強度のケーブル材料の開発と張力調整を含めたケーブル架設工法の発達があるといわれている^{1,2)}。斜張橋に用いられるケーブルにはロックドコイルロープ(LCR)と平行線ストランド(PWS)が一般的である。西ドイツを中心としてヨーロッパではLCRを用いることが多いが、これはLCRに関する技術が従来ドイツで発展してきたことと通常の



ロープの種類 Rope Type	保証切断荷重 Breaking Load (T)		ロープ径 Rope Diameter	単位重量 Unit Weight (W)	弾性係数(標準) Standard Modulus of Elasticity	
	ton		mm	kg/m	T/W	kg/mm ²
PWS 91	● 280	●	55	● 14.0	● 20.0	● 20,000
ストランドロープ Stranded Rope 7 x 37	● 286	●	68	● 18.0	● 15.9	● 13,000~14,000*
スパイラルロープ Bridge Strand 1 x 127	● 289	●	60	● 17.6	● 16.4	● 15,500~16,500*
ロックドコイルロープ Locked Coil Rope Type C	● 288	●	58	● 19.0	● 15.2	● 15,000~17,000*

*プレテンション後
After prestretching



サグを考慮したケーブルの弾性係数

図-4.4 各種ケーブルの比較^{1,2)}

スパイラルロープに比して強度、耐食性、弾性係数等が優れているからである。最近では、PWSの材料、施工面の技術の進歩と共にこれが斜張橋ケーブルの主要材料になってきつつある。PWSが強度、弾性係数などでLCRよりさらに優れた性質をもっており経済的にも有利だからである。PWSの特性を低下させない程度に7"または5"のPC鋼線にねじりを加えたものも最近用いられるようになってきている。現地での形崩れがなく、取扱いが安易になってさらに防錆法、ソケットへの定着法が改善されているのが特徴である¹⁰⁾。

斜張橋の生命であるケーブルが腐食するようになることがあれば問題は大きい。ドイツでは完成後わずか2年でケーブルに発錆劣化が認められ、全面的に取り換えた例がある。斜張橋の歴史で主径間が250m以上の長大斜張橋は20年程度であり、ケーブル防錆工法もまだ確立されたものはない。現在用いられているケーブル防錆工法の種類と特質を表4.2に示す。¹⁰⁾

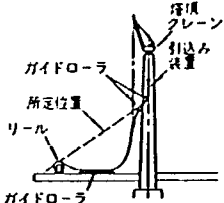
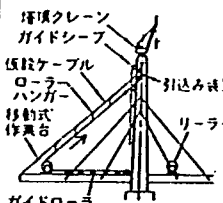
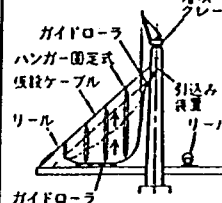
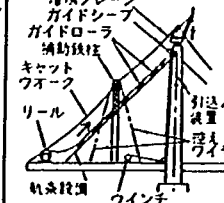
斜張橋の場合、吊橋に比べて死荷重応力の割合が小さく、活荷重の割合が大きくなるので活荷重の応力変動による疲労問題の検討を2次応力を含めて検討しておかなければならない。ケーブルの疲労強度に関する研究も数多くなされているが、それらの結果によれば素線、ストランドそのものより、サドル部およびソケット定着部に弱点があることが明らかにされている。ケーブル定着部はケーブルからの力を確実に桁又は塔に伝達するのに必要な構造でなければならず、緊張、定着のための作業空間も必要である。大きな集中応力に耐えると同時に疲労に関する十分な配慮も必要であって、かなりの補強は不可欠である。

表4-2 ケーブル防錆工法の特質¹⁰⁾

防 錆 工 法	主な施工例	特 質	備 考
(1) 鋼線そのものに防錆を施すだけのもの。 ① 塗 装 ② 亜鉛メッキ	尾道大橋 Kohlbrand	ロックドコイルのケーブル防錆に多い。最近では②の亜鉛メッキ工法を採用するものが多い。	Kohlbrandの場合、①から②に補修工事を行っている。
(2) ケーブルを防錆材料で直接被覆するもの。(ラッピング工法) ① ワイヤラッピング ② プラスチックカバリング	大和川橋	鋼線の亜鉛メッキと併用する場合が多く、(1)の工法よりも防錆効果は期待できる。問題点は、架設中の雨水を含んだま、密閉することがあること、又、被覆工事およびその点検のため総足場が必要となること。	ワイヤラッピング工法は、吊橋に施工実績が多いが斜張橋では、実績がない。
(3) ケーブルを外管で覆い、その間をグラウト材にて充填するもの。 (グラウト工法)		平行素線のケーブル防錆に多く、比較的歴史が浅い。問題点としては、外管およびグラウト材の材質が、ケーブルの防錆効果、耐久性に大きく影響するが、適切な材料選定が難しい。又、施工性も材料選定の大きな要因となる。	

① Hi Am工法	Mississippi Luling Pasco Kennewick Intercity 日の浦橋	①…裸線+PE管(ポリエチレン管) +セメントミルクの組合せで、防 錆効果を図った工法。 Leonhardt 教授考案の特許工法で PE管が可撓性が大きく、工場で Hi Am アンカー、ケーブルと組立 て、現場に搬入できるので、施工 性が良い。 問題点としては、PE管の耐久性 の実績が少ないことと、セメント グラウトの伸びの応答性が悪いの で、クラック発生時の防水性に対 する不安、あるいは施工高が高い 場合、グラウト作業時のブリージ ング防止、流動性の向上を図る必 要がある。	グラウト方式では 最も実績が多い。
② Hi Am工法を素線の亜 鉛メッキ化で、さらに補 強した工法(その1)	魚釣り公園橋 (尼ヶ崎市)	②…亜鉛メッキ+PE管+ポリマーセ メントミルクの組合せで、セメン トグラウトの防水性の不安に対し て鋼線の亜鉛メッキ化で補強して いる。 問題点は、①と同様であるが、施 工例が少ないことと、ポリマーの 量によりグラウト材の性能が異な るので、均一撈拌、グラウト時の 流動性などの施工性について検討 する必要がある。	
③ Hi Am工法を素線の亜 鉛メッキ化で、さらに補 強した工法(その2)		③…亜鉛メッキ線+ポリエステル焼付 け+PE管+セメントミルクの組 合せで、基本的には②と同じであ るが、鋼線の水素脆性発生の防止 のため亜鉛メッキ線の表面にポリ エステル焼付け(120℃)を施し たものである。	
④ 外管を鋼管で補強した 工法	Brotome	④…裸線+鋼管+セメントミルクの組 合せで、Hi Am 工法のPE管を鋼 管に置換えたもので、外管の防水 性、耐久性は著しく向上するが、 施工性、鋼管の塗装などの維持管 理の作業が生じる。	Brotome はPC 斜張橋であり、ア ンカーはフレシネ ー工法を採用して いる。

(1) ケーブル張渡し作業と断面の関係

	ケーブル張渡し作業	塔頂部架設機により直接引き上げる工法	仮ケーブルを設置し、ローラハンガーで引き上げる工法	仮ケーブルを設置し、吊上げ索により吊り上げる工法	キャットウォーク上を引き上げる工法
					
架設方法	ロックドコイルまたはPWSを束ねたケーブル ☐ または ☐	Ewijk橋(サドル吊上げ) 大和川橋梁(キャットウォーク使用) 水崎大橋(キャットウォーク使用) 荒川大橋(キャットウォーク使用) Neuenkamp橋(サドル吊上げ)			Nord橋(西ドイツ) 水広大橋 Severin橋(西ドイツ) Linz橋(オーストリア) 大黒大橋、Knie橋(西ドイツ) 聖堂大橋、Bratislava橋(チェコ)
	ストランドの単体分	Luling橋(アメリカ)			Lake Maracaibo橋(ベネズエラ) Speyer橋(西ドイツ)
	単体使用	Luling橋(アメリカ) 岩島島橋(日本)			
	ストランドを単体使用 ☐	Saint Nazaire橋(フランス)、名港西大橋、Willems橋(オランダ) 突山橋(韓国)、六甲大橋、大和川橋梁、岩島島橋、安治川橋梁	Pasco-Kennewick橋(アメリカ) Zarate(アルゼンチン)	尾道大橋 かもの大橋	

(2) ケーブル張力導入作業とケーブル断面の関係

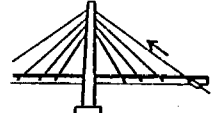
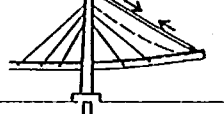
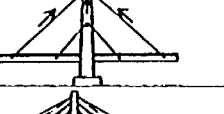
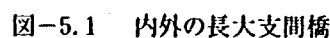
張力導入方法	ケーブル断面構成	ケーブル断面構成と実施例		
		束ねたケーブル (スプレッドに定着) ☐ または ☐	ストランドの単体使用 (単体分使用) ☐ または ☐	(単一ストランド) ☐
① ジャッキで直接ケーブルを引き込む方法		West Gate橋、Zarate橋 Dusseldorf Fiehe橋 Saint Nazaire橋 Friedrich Ebert橋 Ersakine橋、Kühlbrand橋 尾道大橋	Kurt Schumacher橋 Sunshine Skyway橋 Draxenau橋 Willems橋 Luling橋、岩島島橋 Hunde橋、Lana橋	珍島橋 East Huntington橋 安治川橋梁 突山橋 名港西大橋
② 府先端を仮ケーブルで引き起こす方法			Ewijk橋 Luling橋	
③ 塔頂サドルをジャッキアップする方法		大和川橋梁 Neuenkamp橋 Leverkusen橋 Knie橋 Papineau-Leblanc橋 Merkassell橋、荒川大橋		
④ 府をあらかじめ高い位置で架設し、全ケーブルの定着完了後、支点のジャッキダウンにより張力を導入する方法			六甲大橋	
⑤ スタージング上で府を押し上げておきケーブルを引き込む方法		水広大橋 Severin橋 大和橋 Sarr橋 荒川大橋 聖堂大橋	Bratislava橋 Speyer橋 Ewijk橋 Luling橋	かもの大橋

図-4.5 ケーブル架設^{3, 6)}

斜張橋の架設はケーブルをそのまま利用した張り出し工法をとることによって、構造系と一致した状態で架設することができる。諸外国では張り出し工法が多いが、日本では大型トラッククレーン、フローティングクレーンを用いて大ブロックを一括架設する工法を併用することが多い。斜張橋の架設での特色は、ケーブル張力またケーブル長さを変化させることによって部材力を調整することが可能なことである。死荷重とつり合うケーブル張力以外にケーブルにプレストレスを導入して主桁、塔の部材力を改善するように管理することができる。これらの調整作業は、一般に微妙で難しく慎重に行わなければならない、そこに他の橋種には見られない斜張橋の合理性と建設の難しさがあるといえる。

近年PC橋はその経済性、維持管理の容易さ、騒音の減少などの利点を生かし、大規模化、長大化してきて日本でも浜名大橋 (1976, $l=240\text{m}$), 彦島橋 (1975, $l=236\text{m}$), 浦戸大橋 (1972, $l=230\text{m}$)



等の施工例があり、世界的な水準に達している。P C 橋を斜張橋の型式にすれば、圧縮に強いコンクリートを塔および桁に用い、さらにその桁にはプレストレスを導入し、それをケーブルで吊ることにより従来のP C 桁橋の長所を生かしながら重量の軽減を図ることによって、P C 橋として有利性をますます発揮することができるようになるものと思われる。このような発想のもとに誕生したP C 斜張橋は海外において活発に建設され日本ではその長大化が遅れがちであったが、最近ようやく本格的な橋梁としての実施例が多くなりつつある。

世界で初めてのP C 斜張橋はスペインのTempul水路橋 ($\ell=60.3\text{m}$) で1925年に建設された。近代P C 斜張橋は1962年Morandiによって設計されたMaracaibo 橋 (ベネズエラ, $\ell=235\text{m}$) であるといわれる。ここ20年間にその建設数は多くなり、しかも長大径間化してきて世界最大支間長のスペインBarrios de Luna 橋 (1983, $\ell=440.5\text{m}$) は、鋼斜張橋に匹敵する支間を有するものである。他のコンクリート橋の最大支間長はコンクリートアーチ橋がサンマルコエ橋 (ユーゴスラビア, 1979, $\ell=390\text{m}$)、コンクリート桁橋がパラグアイ橋 (パラグアイ, 1979, $\ell=270\text{m}$) であり、限界に近い長さになっているのに比して著しい進歩をとげていることがわかる。日本では鉄道橋として小本川橋 (1978, $\ell=85\text{m}$)、道路橋として松ヶ山橋 (1978, $\ell=96\text{m}$) の他、歩道橋の施工例が多く、近時ようやく多くの研究、計画が進められてきてP C 斜張橋の黎明期を迎えようとしている。

P C 斜張橋は、1) ケーブル、桁、塔などの構成要素からなり、それらの大きさ、形状、配置などを組み合わせることにより自由度の多い橋梁形式を選択でき、景観等の配慮を行い易い。2) 桁高を低くとれるので死荷重を軽減できる。従って、桁高に比して長大支間も適用でき、しかも経済的である。3) 撓み易い構造ではあるが、鋼橋に比して質量は大きくシステムダンピング効果によって振動特性が改善され耐震、耐風性が向上する。4) ケーブル張力からの分力をうける部材として桁、塔に圧縮に強いコンクリート部材を用いることができる。5) 鋼橋に比して死荷重が大きく活荷重が非常に小さくなるので、活荷重による変形応力変動は少ない。そのため鉄道橋にも適用できる。6) 架設工法はP C 桁橋、鋼斜張橋等で用いられる現在の技術をもってすれば容易である。7) 維持費が鋼橋に比して少ない。8) 桁橋、吊橋に比して下部構造に与える影響がない。等の構造的な利点を指摘することができる^{3.5), 5), 22)}。

5.2 適用範囲

P C 斜張橋の経済性について概略の検討を行ったものには、次のような報告がある。アメリカのT. Y. Lin は図-5.2に示すようなP C 斜張橋とP C 桁橋の経済比較を行い、張り出し工法によるP C 桁橋対しP C 斜張橋は500~700' ($152\sim 213\text{m}$) を越える支間で経済的となるであろうとしている²⁵⁾。また、文献^{3.5), 27)}では支間割り、荷重、幅員を同一条件として上部構造のみ概略設計を行い経済比較を行った結果を図-5.3に示している。この図によると上部構造のみではP C 斜張橋は135~160mの範囲を越えると経済的となることが推定される。また、P C 斜張橋と鋼斜張橋との経済比較につい

てはStuttgart大学のZellner W. が図-5.4のような資料を報告している。これによると中央支間長が500m程度まではP C斜張橋が優位である²⁶⁾。一方、Leonhardt F.は斜張橋と吊橋との静的な比較設計及び動的解析、実験を行い、斜張橋形式の優秀性を証明するとともに、その経済的最大のスパンはP C斜張橋では500m、鋼斜張橋では1,500m以上にも達するだろうと述べている^{23), 24)}。

既存の主要なP C斜張橋の構造諸元を主塔高及び主桁高と中央支間長との比で示すと図-5.5の通りである¹³⁾。

5.3 構造特性

耐震設計では従来のP C桁橋の震度法、修正震度法をそのまま用いることはできないので、P C斜張橋の振動特性を考慮して動的解析を付加して行う必要がある。P C斜張橋の振動特性の特徴は、高次モードの複数の振動要素による連成振動の結果である動的な不静定力が生じること、動的な不静定力にはケーブルの伸び剛性、基礎の支持特性なども影響すること、地震動の上下成分によるたわみ振動の影響が大きくなること、などがあげられている。最近、マルチケーブル方式P C斜張橋ではシステムダンピングが期待でき、動的解析に用いる減衰率が上昇するといわれるが、ケーブルの振動が問題になるとの意見もありまだ実設計に考慮するところまで至っていない^{35), 28)}。

一般にP C斜張橋の主桁重量は、 $1.5 \sim 2.0 \text{ t/m}^2$ であり、鋼斜張橋が 0.5 t/m^2 程度であるのに比して質量も減衰率も大きいので空力学的安定性は高いといえる。さらに、長大P C斜張橋の場合、耐風安定性を高めるため、次のような処置がとられることがある。

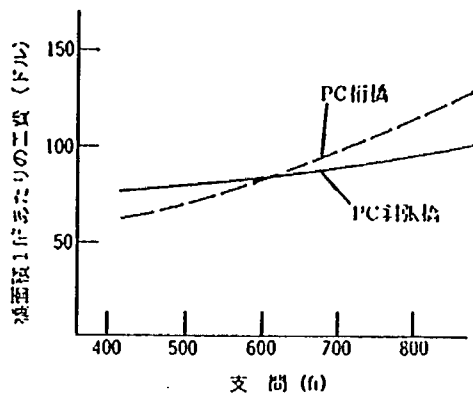


図-5.2 P C斜張橋とP C桁橋の経済比較 (T.Y.Lin)

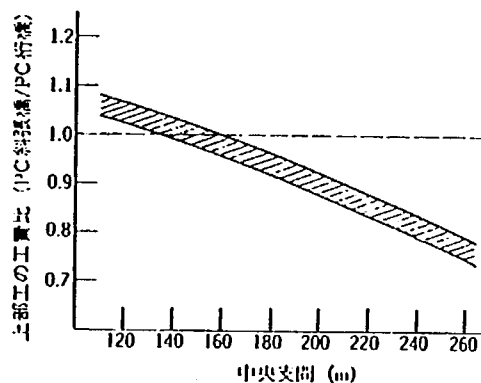


図-5.3 P C斜張橋とP C桁橋の経済比較 (上部工のみ) (文献^{3, 5), 27)})

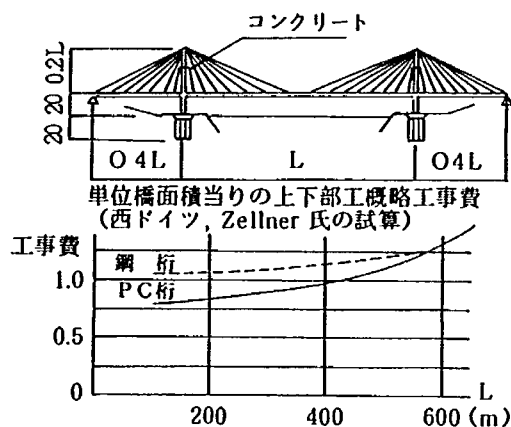


図-5.4 P C桁と鋼桁を有する斜張橋の比較 (Zellner, W)

1. 主桁の渦励振の発生を抑制するため、桁高を低くし、側面形状を傾斜させる。
 2. 傾斜ケーブル定着部付近にダンパーを取り付け、ケーブル定着部での振動によるケーブルの角度変化を抑え、付加的な曲げがかからないようにする。
 3. ケーブルの配置をマルチケーブル方式とし、システムダンピング効果を高める。
 4. 主桁のねじり剛性を高めるため、主桁断面を工夫しケーブル配置を2面吊りとする。
- いずれにしても耐風安定性を検照するには、現状では風洞実験が不可欠である^{3.4), 3.5)}。

長大支間のPC斜張橋の架設は張り出し工法により段階施工を行うことが多く、この場合初期に架設された主桁と最終に架設された主桁とでは、一般に1年以上の材令差がある。このように主桁間に大きな材令差があるとクリープおよび乾燥収縮による影響に差が生ずることになる。クリープ係数および乾燥収縮度そのものにまだ不正確さがある上に、このような影響を施工ブロックごとに詳細に計算することは非常に煩雑であるので、計算精度を落とさずに簡便な計算方法で施工時斜張ケーブルに導入するプレストレスを算出することができるようにならなければならない。

斜張橋の主塔は斜張ケーブルの張力によってかなり大きな軸力が生じ、座屈に対する検討が必要である。主塔は一般にRCまたはPC構造であり、断面が変化し荷重が一端にのみ作用するとは限らない。又風の作用、温度変化、クリープ乾燥収縮によって変形したり、施工誤差によって断面の中心が偏心したりするので単にオイラー等の近似式を適用できないことがある。このような諸条件を考慮した限界荷重を算出する方法が求められている。長大なPC斜張橋においては、主桁についても座屈の検討が必要になることがある^{3.6)}。斜張ケーブルとして用いる材料およびその防錆方法は、鋼斜張橋に用いるものと基本的に変わるものではない。又コンクリート材料も一般のPC桁橋に用いられているもので特別の配慮はしていない。ただ、ケーブル定着部は鋼斜張橋と異なった構造、材料を用いることになり、特にその疲労強度については十分検討しておく必要があると思われる。

以上、PC斜張橋の主として設計上の問題点をいくつか挙げたが、これらはコンクリート打設を伴う施工上の問題と切り離して考えることはできない。我国においては、まだ実施例もあまり多くないことから、施工実績を1つ1つ積み重ねて資料を集積しながらこれらの問題の解決を図って行かなければならないものと思われる。

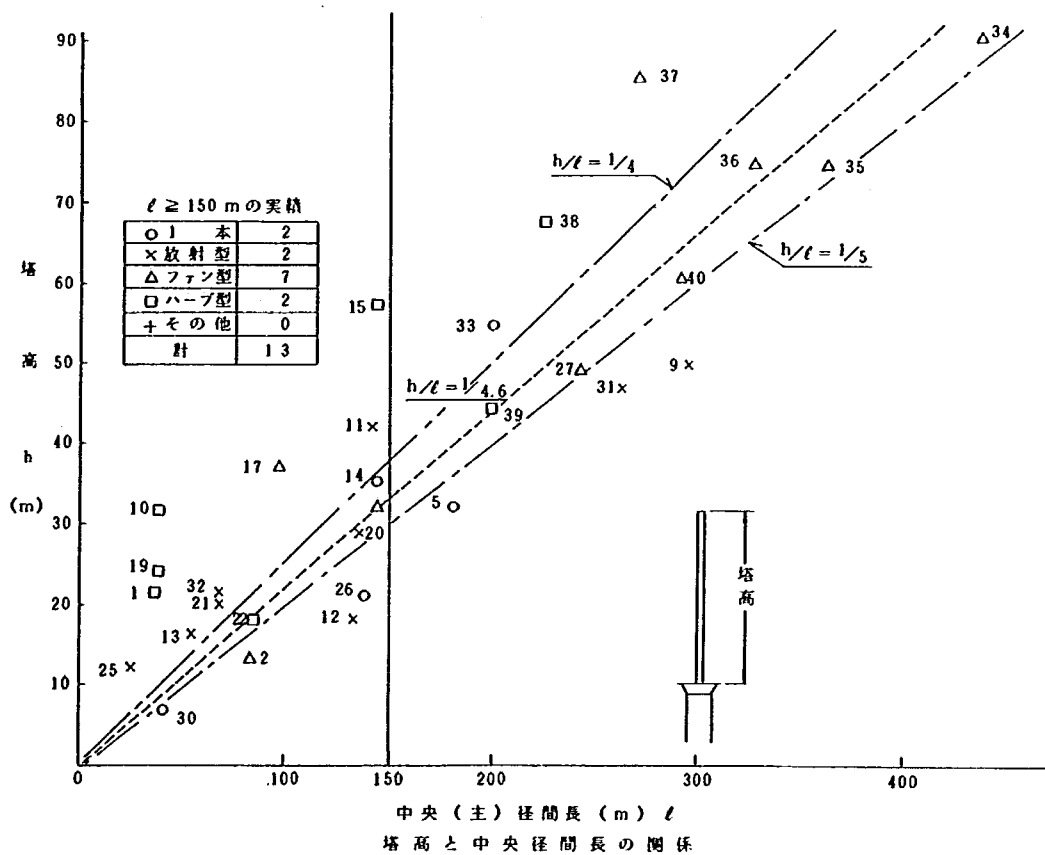
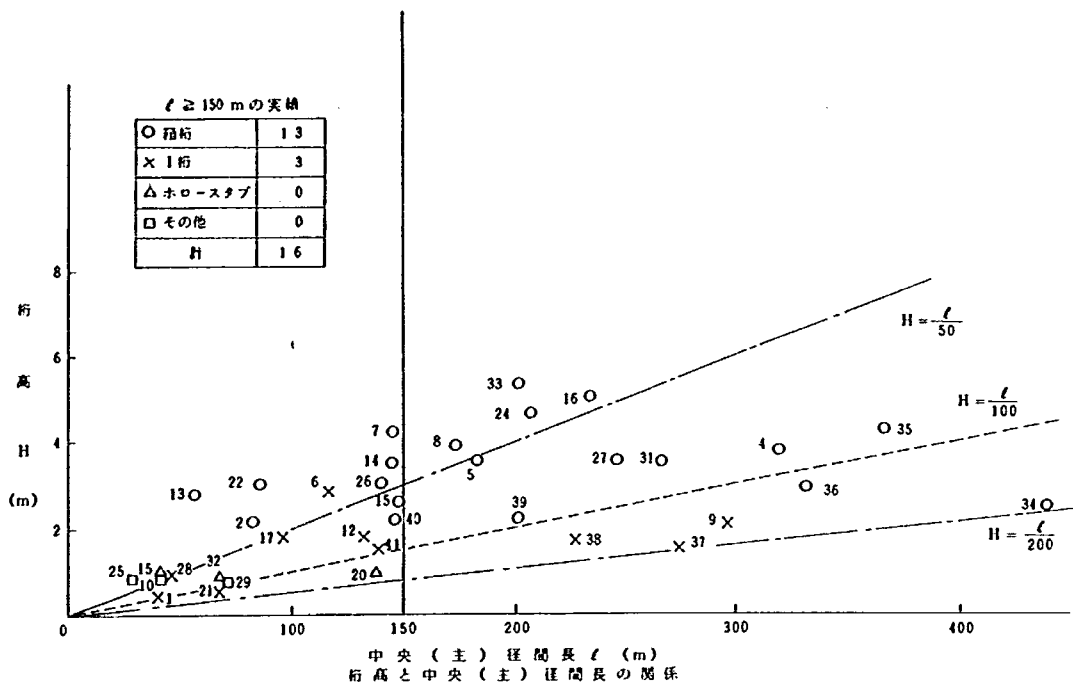


表-5.5 PC 斜張橋の構造諸元¹³⁾

橋梁番号	橋 名	橋梁番号	橋 名
1	万博東口歩道橋	21	Obourg 橋
2	Barwon 河歩道橋	22	小本川橋梁
3	Benton City 橋	23	Peneios 橋
4	Brotonne 橋	24	Polcevera 高架橋
5	Carpineto 1号高架橋	25	Pretoria バイブ橋
6	Danube 運河橋	26	Rio Magdalena 橋
7	Donau Metten 橋	27	Rio Parana 橋 (Chaco Corrientes 橋)
8	Ganter 橋	28	島田橋
9	Pasco-Kennewick 橋	29	多132号線1号橋
10	嶮山中央歩道橋	30	Tempul 橋
11	Kiev 橋	31	Tiel 橋
12	光復橋	32	Villingen 歩道橋
13	Lyne 橋 (M-25跨道橋)	33	Wadi-Kuf 橋
14	Magliana 橋	34	Barrios de Luna 橋
15	Main II 橋	35	Sunshine Skyway 橋
16	Maracaibo 橋 (General Rafael Urdaneta 橋)	36	Posadas-Encarnacion 橋
17	松ヶ山橋	37	East Huntington 橋
18	Mount Street 歩道橋	38	Penang 橋
19	並木大橋	39	上海御港大橋
20	Neckar Center 橋	40	Rio Ebro 橋

6. あとがき

本文は、最近の斜張橋建設技術の動向を取りまとめ概説したものである。ここでは取り上げなかったが、高品質化したコンクリートと鋼材を主桁橋軸方向に結合し、橋全体として力学的に有利な構造形式型式をとる複合斜張橋などが検討されており、斜張橋の可能性はさらに拡大されて行きそうである。忘れてならないのは、経済性、合理性の追求と同時に安全性、耐久性の確認を慎重に行っていくなければならないことである。

斜張橋に関しては、国内、外に数多くの論文、報文が提出されており、本文を取りまとめるにあたり多くの文献を参考、引用させていただいた。可能な限り参考文献に記したつもりであるが、ここに深く謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 橋 伊藤学 オーム社 昭60
- 2) UJNR 橋に関するワークショップ 1985.8
Study on Wind Resistant Design of Highway Bridge in Japan.
H. Tada, K. Yokoyama, H. Sato
- 3) 橋梁と基礎 斜張橋特集号 1985.8
 - 3.1) 随想 伊藤学 予測しがたい斜張橋の将来
 - 3.2) 斜張橋のケーブル 大塚昭夫, 山崎和夫
 - 3.3) 斜張橋の耐震設計 川島一彦
 - 3.4) 斜張橋の耐風設計 横山功一
 - 3.5) PC斜張橋の現況 成井信, 渡部篤
 - 3.6) 鋼斜張橋の架設 野中幸治, 梅村穰次
- 4) 橋梁と基礎 鋼橋特集 1981.8
吊型式橋梁の歴史 伊藤学
- 5) 橋梁と基礎 PC斜張橋の紹介 小川英信, 成井信, 岡野哲, 1982.3, 4
- 6) 橋梁と基礎 名港西大橋の設計 加藤信夫, 飯岡豊, 川人達男, 1983.12
名港西大橋の施工 野中幸治, 川人達男, 1985.5
- 7) 橋梁と基礎 横石島, 岩黒島道路鉄道併用斜張橋の設計
成井信, 杵下貞義, 山根哲雄, 八田政仁 1981.1, 2, 3
- 8) 橋梁と基礎 大和川橋梁の振動実験
福岡信, 松本正信, 林秀侃, 讃岐康博, 西岡敬治 1984.3
- 9) 橋梁と基礎 PC斜張橋(新丹波大橋)の計画
小林憲史, 岡村隆夫, 神敏郎, 井垣裕司, 佐藤伸次 1984.11

- 10) 日本道路公団 名港西大橋の設計施工に関する調査報告書
名港西大橋調査特別委員会 昭58, 59, 60
- 11) 首都高速道路公団 横浜港横断橋の設計, 施工に関する調査研究 昭58, 59, 60
- 12) 阪神高速道路公団 大和川橋梁工事誌 第二編 設計 昭59.3
- 13) 近畿地建 白屋橋技術委員会資料 昭60
- 14) 道路とコンクリート コンクリート橋と景観(鮎沢橋) 中島英治 昭60.9
- 15) 技報 (東神戸水路橋, 猪名川第2橋) 阪神高速道路公団 1984.
- 16) 呼子大橋の概要 鹿島建設 昭60.11
- 17) 吊構造 日本鋼構造協会 コロナ社
Ⅱ. 斜張橋および吊床版橋 昭50.11
- 18) PWS 神戸製鋼
- 19) Sunshine Skyway, Florida Department of Transportation June. 1984. No.1
- 20) W. Podolny and J. B. Scalzi. Construction and Design of Cable-Stayed bridges, Feb. 1976.
- 21) W. Podolny and J. F. Fleming. Historical Development of Cable-Stayed Bridges, Proc.ASCE.STP. 1972.
- 22) W. Podolny Cable-Stayed Bridges of Prestressed Concrete P. C. 1 Vol.18, No.1, 1973.
- 23) 橋梁と基礎 長大スパンの斜張橋 Leonhardt F. 昭52.3
- 24) Leonhardt F., Zellner W. : Cable-Stayed Bridges IABSE Surveys, s-13/80, 5, 1980.
- 25) Lin. T. Y Redfied C. : State of the Art in Cable-Stayed Bridge with Concrete Deck Structure
- 26) 橋梁 PC斜張橋—特にレオンハルトタイプについて—小原忠幸, 今井義明 1978
- 27) 橋梁 PC斜張橋と有鉸ラーメンの比較設計について 渡辺篤, 中村一樹 1981.12
- 28) PC斜張橋の開発研究 野尻, 三村, 森光, 竹田, 野田 1976.6 1977.6 1978.6
鹿島建設技術研究所年報 24, 25, 26号

土木研究所講演会講演集

ISSN 0386-5878

土木研究所資料第2292号

昭和61年3月(1986)

企画部企画課

キーワード 講演会

要旨 昭和60年度土木研究所講演会の講演資料

郵便はがき

305-□□

40円切手を
はって下さ
い。

茨城県筑波郡豊里町大字旭一番地

建設省土木研究所

企画部企画課

行

No.

配布先氏名

配布先住所

No.

土木研究所資料第2292号
(土木研究所講演会講演集)

部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名

印