ISSN 0386－5878
土木研究所資料 第1784号
マイクロフィルム第 号

昭和56年度

土木研究所講演会

講演集

昭和57年3月5日

建設省土木研究所

Copyright © 1982 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 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，複写は土木研究所長の承認を得ずしてこれを行なってはならない。

目　　次

1. 湖沼の水質改善対策の現状 …… 水質研究室長 …… 1
村上　健

2. 公共投資と技術開発の動向 …… ㈱三菱総合研究所副社長 …… 25
牧野　昇

3. 海域における土木構造物の腐食と防錆防食 …… 地質化学部長 …… 27
蒔田　実

4. 限界状態設計法の動向 …… 構造橋梁部長 …… 57
成田信之

5. 積雪地域における交通確保のための道路技術 …… 道路部長 …… 79
田中敬一

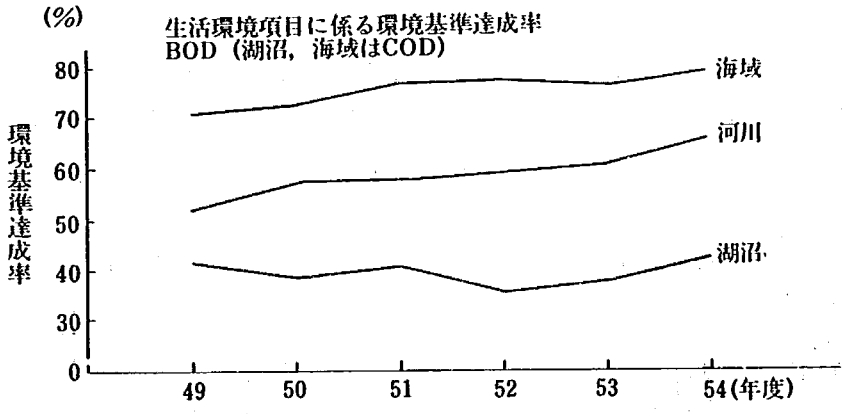
湖沼の水質改善対策の現状

水質研究室長　村　上　　健

1. はじめに

わが国には水面積 1 km²以上の自然湖沼は 104，池のようなものまで含めると約 600湖沼あるといわれており，貴重な水資源供給の場となっているが，一方では水質の悪化によってその価値の低下が懸念されている例もかなり多くなってきている。

湖沼の水質汚濁の状況を環境基準との関連でみてみると，環境基準の類型あてはめが行われている湖沼は，昭和54年度末で98水域（一部ダム貯水池を含む）あり，このうちＣＯＤについての環境基準が達成されている水域の比率は，54年度の測定結果によれば 41.8%に過ぎない。図－1に水域の種類別にみた過去数年間のＣＯＤまたはＢＯＤの環境基準達成率の変化[1]を示すが，河川や海域に比して湖沼での達成率はかなり低いことがわかる。



(注) 達成率は $\frac{\text{環境基準達成水域数}}{\text{環境基準あてはめ水域数}} \times 100(\%)$ より求めている。

図－1　水質汚濁の推移[1]

この理由としては，環境基準の類型あてはめの妥当性の問題等々多くのものがあろうが，最も大きなものとして，今迄の水質汚濁防止対策は有害物質や，ＢＯＤ，ＣＯＤであらわされるような有機性汚濁物質負荷の削減対策が主体であり，富栄養化を防止するという観点からの対策が十分でなかったことがあげられよう。

富栄養化とは，文字通りには水中の栄養水準が高くなっていくことであるが，具体的には，水中での植物性プランクトンの増殖に必要なリン，窒素などの栄養塩濃度が高くなり，植物性プランクトンの大量の増殖と，その結果としての生態系や水質の変化が起こってくることをいう。ＣＯＤなどであらわされる有機性汚濁の観点からすれば，無機物である栄養塩と炭酸ガスから有機物である植物性プランクトンが生産され，これらの植物性プランクトンや，その死骸，分解物はＣＯＤなどとして測定されるため，富栄養化によって有機性汚濁が著しく進行することになる。

湖を水質やその他の特性によって分類する場合，植物性プランクトンなどの生産に関する条件に

よって分類することがかなり古くから行われている。吉村[2]はドイツのThienemanの分類を少し改良し，大きくは，調和型と非調和型との２つにわけ，調和型を更に富栄養型と貧栄養型の２つに，また，非調和型を腐植栄養型，酸栄養型，アルカリ栄養型の３つに分類している。

調和型の湖沼とは，植物性プランクトンなどの生物の生産に必要な各種の溶存化学物質の調和がとれている湖沼であり，また，非調和型の湖沼とは，生産を著しく阻害する成分が多く含まれているなど調和がとれていない湖沼をいう。このような分類は1920～30年代に盛んに議論されたものであって，主として自然的な状態の下での湖沼を取扱っているため，地質的な条件などによって腐植物質が多く含まれている場合や，著しく酸性またはアルカリ性の場合など，かなり特殊な状況の湖沼が非調和型湖沼として分類上大きな部分を占めているが，分類の規範は栄養塩の水準とその結果としての生産の大きさとなっている。実際，当時においても，スエーデンのNaumanは，先づ富栄養湖と貧栄養湖とに大きく分類し，特殊な自然条件で生産が抑制されている湖沼は貧栄養湖の細分類としている。[2]

表－１　貧栄養湖と富栄養湖の特性の比較[2]

特　　徴	貧　栄　養　型	富　栄　養　型
湖盆形態	深く，湖棚の幅は狭く深水層は表水層に比し容量大	浅く，湖棚の幅は広く，深水層は表水層に比し容量小
水の光学的性質 水　　色 透　明　度	 藍又は緑色 大（＞５m）	 緑ないし黄色，水の華のため時に著しく着色 小（＜５m）
水　　質 腐　植　質 石　　灰 反　　応 栄養塩類mg/ℓ 懸濁物質 溶存酸素	 少量 種々 中性附近 少量（N＜0.15，P＜0.02） 少量 全層を通じて飽和に近い。 やや，富栄養化したものは底成層を形成する。	 少量 種々 中性又は弱アルカリ性，夏季表層は時に強アルカリ性になる 多量（N＞0.15，P＞0.02） プランクトン及びその残滓によるものが多量 表水層は飽和又は過飽和 変水層は時として著しく過飽和になる。深水層又は変水層は常に著しく減少する。 消費は主にプランクトン遺骸の酸化に基く。
湖水中の群集 沿岸植物 底棲動物 沖圏帯の群集 植物性プランクトン	 少量，但し深所に迄生える。 量的には豊富，狭酸素性動物が見られる。 量的には割合に豊富である。優先種はTanytarsus 又はSergentia 貧弱，主に珪藻よりなる	 多量，浅所にのみ繁茂する。 質的には貧弱，広酸素性動物が見られ，殆どゆすりか幼虫又は貧毛類に限られる。量は概して豊富であるが，O_2の消費の甚しい湖に於ては貧弱である。優先種はChironomus plumosus 豊富，夏には藍藻の水の華を作る。この外珪藻，鞭毛藻も多い。
動物性プランクトン ネクトン	貧弱，多少富栄養化したものには甲殻類が多い。 貧弱，狭温性のものが多い（我国ではマス，ウグイ）。	豊富又は中量，輪虫類が多い。 豊富，広温性のものが多い（我国ではコイ，フナ，ウナギ，ワカサギ等が多い）。
湖底堆積物	有機物に乏しい。我国では珪藻骸泥が卓越する。	骸泥又は腐泥。
遷　　移	富栄養湖，時に腐植栄養湖。	沼，時に腐植栄養化する。

さて，吉村[2]によれば貧栄養型と富栄養型の湖沼の特性を比較すると表－1のようであるとされている。表において，貧栄養型は富栄養型に，富栄養型は沼にそれぞれ遷移すると示されているように，富栄養化の進行は極めて長期間で考えると自然の変化の一過程であるが，近年の人為的な栄養塩負荷の増大がその変化を著しく早めているといえる。特に，富栄養型の湖沼は水深が浅いと示されているように，水深の浅い湖は元来富栄養化が進みがちな特性を持っており，このような湖の富栄養化を防止するには非常に大きな努力が必要になる。

なお，栄養塩の水準の区分では，リン0.02mg/l，窒素0.2mg/l以下は貧栄養，それ以上は富栄養としているが，多少異なった数値が用いられていることも多い。例えば，広く知られているSawyerの区分では，リン0.01mg/l，窒素0.3mg/lを境界値としており，また，米国環境保護庁が米国全土の湖沼の富栄養化状況の調査[3]をした場合の判定基準のうち，リンについてのものでは0.01mg/l以下が貧栄養，0.01～0.020mg/lを中栄養，0.02mg/l以上を富栄養としている。しかし，貧栄養と富栄養との区分は段階的なものではなく，連続的なものであるから，あまり細い数値上の議論は意味がない。

上記のように，湖沼の水質汚濁の問題は，非常に特殊な例を除くと富栄養化の問題であり，その対策も富栄養化を防ぎ，あるいは改善するという対策が主体となる。

2. 湖沼の水質改善対策

2.1 概　説

湖沼の水質汚濁―富栄養化の進行は我国だけの問題ではなく，いわば全世界に共通な問題といえるが，問題が深刻になるにつれ，一方ではそれを防止し，あるいは改善するための対策が積極的に講じられる例も多くなってきた。我国においても，最初の法的な規制として昭和54年10月に滋賀県の「琵琶湖富栄養化防止条例」が制定された。この条例は，琵琶湖に排出される工場・事業場からの排水についてのリンおよび窒素の濃度規制，リンを含有する家庭用合成洗剤の販売と使用の禁止を骨子とし，排水規制の困難な農畜産系排水や雑排水については，肥料の適正使用，用水管理，家畜ふん尿の適正処理，食物残査の適正処理などの義務づけを行うものである。この条例に定める窒素およびリンの排水基準を表－2に示す。また，茨城県も昭和56年12月に滋賀県の条例とほゞ同様な内容の「霞ケ浦富栄養化防止等に関する条例」を制定し，霞ケ浦の富栄養化の改善に積極的に取組んでいる。

表－2　琵琶湖富栄養化防止条例での窒素およびリンに係る排水基準

（単位mg／ℓ）

項目	新・既設	排水量	食料品製造	繊維工業	化学工業（ゼラチン除く）	ゼラチン製造業	その他の製造業	下水道終末処理施設	屎尿処理施設（屎尿浄化槽除）	屎尿浄化層	その他事業場
全窒素	既設	m³／日						平均	平均	平均	
		30－50	25	15	12	20	15	20	20	(20)	30
		50－1,000	20	12	10	15	12	〃	〃	(〃)	25
		1,000以上	15	10	8	12	8	〃	〃	(〃)	20
	新設	30－50	20	12	10	15	12	暫定20	10	(20)	25
		50－1,000	12	8	8	10	8	〃	〃	(〃)	20
		1,000以上	10	8	8	10	8	〃	〃	(〃)	20
全りん	既設	m³／日						平均	平均	平均	
		30－50	4	2	2	2	1.5	1	2	(5)	5
		50－1,000	3	1.5	1.5	1.5	1.2	〃	〃	(〃)	5
		1,000以上	2	1	1	1	0.8	〃	〃	(〃)	3
	新設	30－50	2	1.2	1.2	1.2	1	0.5	1	(5)	4
		50－1,000	1.5	0.8	0.8	0.8	0.6	〃	〃	(〃)	3
		1,000以上	1	0.5	0.5	0.5	0.5	〃	〃	(〃)	2

備考　1. 最大値とする。但し，下水道終末処理施設，屎尿処理施設，屎尿浄化槽は日間平均値。
2. 屎尿浄化槽にあっては当分の間適用しない。
3. 下水道終末処理施設の全窒素施設の基準値は当分の間の適用数値とする。

表－3　湖沼のリンに係る水質目標[4]

レベル	全燐年間平均値 (mg／ℓ)	参考項目		
		クロロフィル 夏期値(mg／m³)	透明度(m)	溶存酸素飽和度 夏期底層値(%)
Ⅰ	0.005 以下	1 以下	7 以上	50 以上
Ⅱ	0.01 〃	3 〃	4 〃	50 〃
Ⅲ	0.03 〃	20 〃	2 〃	－
Ⅳ	0.05 〃	40 〃	1 〃	－
Ⅴ	0.10 〃	100 〃	－	－

（注１）全燐に係る目標値は，表層の値とする。

（注２）参考項目の数値は，湖沼表層水の全燐年間平均値に対応する期待値を示すものである。

他方，国（環境庁）レベルにおける規制の方向としても，リンおよび窒素についての環境基準類型の設定と個々の湖沼へのあてはめ，更には排水基準の設定が行政上の日程にのぼっている。このうち，リンについては，環境基準類型の原案ともいうべき水質目標（表－３参照）が既に発表[4]されており，今年度中には公表される予定の窒素についての同様な水質目標とあわせて，57年度にリン，窒素に係る環境基準類型の検討が進められているとされている。類型の設定は，当然のことながら，湖沼ごとの類型のあてはめ，更に，あてはめられた基準の達成のための施策の一つとしての排水基準の設定につながるものである。

上記のような法的な規制により栄養塩負荷の削減をはかるという対策のほかに，その他の形での対策も必要であり，我国においても下水道の建設などによる負荷のバイパス，湖沼の底泥の浚渫，水生植物を利用した制御，導水による希釈等々の対策が実施あるいは計画されている例もかなり多くなっている。

多少古い資料ではあるが，米国環境保護庁が委託調査によって世界中で実施されている湖沼の富栄養化改善対策の概況を調べた結果がある[5]この調査はアンケートによって行われたものであり，1974年（昭和49年）にとりまとられているが，結果を集約したものを表－４に示す。表からわかるように，殺藻剤等の利用，物理的制御（水位変動，生育地改良），エアレーション，流域変更（系外放流）などの実施例が多いが，当時においても既に栄養塩除去のための廃水処理がかなり実施されている。なお，表において，生態系の利用とは，例えば植物性プランクトンを餌とするような魚の放流のような捕食者－被捕食者の関係の利用などである。

富栄養化防止・改善対策は表－４である程度まとめられているが，これらを大別すると流入栄養塩負荷量を削減するための対策と，湖沼内での浄化対策とにわけることができる。これを系統的に更に細分すると表－５のように分類できよう。

後の具体例の所でも述べるが，富栄養化防止対策の基本は流入栄養塩負荷の削減にあることは間

表－4　世界の湖沼の富栄養化防止策と有効例の有無[5)]

対　　策	実　施　例			有効例の有無
	検　討　中	実施中又は完了	計	
1. 廃　水　処　理	28	32	60	
2. 流　域　変　更	31	70	101	○
3. 土地利用の規制	4	11	15	
4. 流入河川水の処理	11	8	19	○
5. 家庭洗剤中のリンの制限	4	5	9	○
6. 栄養塩除去を目的とした浚渫	17	7	24	○
7. 薬剤による湖水の凝集沈澱処理	8	23	31	○
8. 導水および強制排出	9	9	18	○
9. 生物の収穫による除去	1	9	10	
10. 選択（深層水）放出	5	14	19	
11. 湖底の干上げ	3	1	4	
12. 底泥の被覆	2	6	8	○
13. エアレーション	18	104	122	
14. 水深の増大	10	28	38	○
15. 物理的制御（水位変動，生育地改良）	8	110	118	○
16. 殺藻剤等の利用	4	197	201	○
17. 生態系の利用	3	56	59	

表－5　湖沼の水質改善対策の分類

A　流入栄養塩負荷の削減対策	B　湖沼内での対策
1）汚濁源での対策 (1) 点源対策 ① 栄養塩除去のための廃水処理 ② 流域変更 (2) 非点源対策 ① 非点源の点源化および処理 ② 肥料の適正利用等 ③ 侵蝕防止 ④ 雨水の流出制御 (3) 土地利用の規制 (4) 工業製品の改善（合成洗剤中のリンの制限） 2）流入河川での対策 (1) 流域変更 (2) 栄養塩除去のための物理化学的処理 (3) 低湿地を利用した処理 (4) 滞水池，遊水池等を利用した処理	1）湖水中の栄養塩の除去または濃度低下のための対策 (1) 物理化学的制御 ① 栄養塩の不活性化および沈澱 ② 導水による希釈またはフラッシング ③ 選択（深層水）放流 ④ エアレーション (2) 生物学的または生物を利用した制御 ① 水生植物を利用した除去 ② 殺藻剤等を利用した制御 ③ 生態系を利用した制御 2）底泥からの栄養塩回帰を防ぐための対策 (1) 浚　渫 (2) 底泥の被覆 (3) 湖底の干上げ

違いないとしても，滞留時間が非常に大きい湖や，底泥からの栄養塩の回帰が流入負荷量に較べて相対的に大きい場合には，流入負荷を削減してもその効果がなかなか現われないことがある。特に，後者の底泥の影響については，水深の浅い湖沼では底泥からの回帰が多いので，流入負荷の削減による効果が顕著に現われないという報告も多い。しかし，この種の湖沼において逆に底泥の浚渫のみを行って流入負荷量の削減を行わないとすれば，一時的には栄養塩の回帰が少くなっても，生産された植物性プランクトンの死骸が再び堆積して底泥を形成するため，底泥除去の効果が薄れてくる可能性がある。したがって，個々の湖の特性によってそれぞれの対策も異なり，また，一般には種々の対策を組合わせなければ有効な対策になり得ないことが多い。

2.2　流入栄養塩負荷の削減対策

2.2.1　汚濁源での対策

富栄養化の問題に限らず水質汚濁一般についても，防止対策の基本は汚濁源（発生源）から排出される負荷量を削減することといえる。表－5においては，汚濁源を点源と非点源とにわけ，これらにおける対策を区分したほか，土地利用の規制と工業製品の改善（合成洗剤の無リン化）をあげている。本来はこれらも点源又は非点源対策の中に含まれるべきものであるが，内容によって点源対策にも非点源対策にもなり得るので，表－5においては一応独立した分類とした。なお，点源，非点源という区分は，集中した汚濁源と分散した汚濁源という概念的な区分であり，厳密な概念ではない。例えば，家庭下水についても，下水道や排水路によってある程度まとまって水域に排出されている場合には点源，そうでない場合には非点源と分類されるが，どの程度まとまれば点源というのかは明確ではない。他の考え方との関連でいえば，集中した処理の対象として考えられるものが点源，そうでないものが非点源ともいえる。

さて，湖沼への流入栄養塩負荷を削減する場合，主要な栄養塩であるリン，窒素のうち，どちらの削減をより重要視すべきか，あるいは両方とも削減すべきかという議論がよく起きる。植物性プランクトンが増殖に必要とする栄養塩はリン，窒素の他にも多くあるが，植物性プランクトンが摂取する各栄養塩の比からすれば，リン，窒素以外の栄養塩は，通常の場合，水中には摂取する比よりも過剰に存在しており，植物性プランクトンの増殖を制限することは少い。リンと窒素に関しては，一般には湖沼（淡水域）ではリンが制限因子になることが多いといわれており，米国環境保護庁の調査によっても表－6に示すごとく，リンが制限因子になっている湖沼の方が多い。また，処理技術の観点からしても，後述のようにリンの除去の方が容易であり，従来から負荷削減対策を行う場合にはリンの負荷削減対策が優先されてきた。

表－6において30％の湖沼が窒素制限になっているとされており，また，我国においても霞ケ浦など非常に富栄養化した湖沼では夏季のプランクトン増殖時には窒素が制限になっているとされているように，富栄養湖を中心として窒素が制限因子となっている湖沼もかなりあるので，窒素負荷

の削減も場合によっては考慮する必要がある。しかし，窒素制限の場合においても，リンの削減を行えばリン制限になっていくので，リン負荷の削減が窒素負荷の削減に較べて効果的かつ経済的に行える場合には，リン負荷の削減を中心にして差支えないものと考えられる。

(1) 点源対策

① 栄養塩除去のための廃水処理

点源として，下水処理の対象となるような都市排水，工場・事業所などを考えた場合，ＢＯＤやＣＯＤであらわされるような有機物，あるいは有害物質などと比較すると，リン，窒素については，点源からの負荷量が全体の負荷量に占める割合は相対的に小さく，非点源からの寄与がかなり大きいことが多い。しかしながら，具体的に削減の方策を立てる場合には，非点源からの負荷の削減を効果的に行うことは容易ではないため，寄与率が低いにもかかわらず点源からの負荷を削減する必要があることも多い。

栄養塩の除去を目的とした廃水処理の必要性が強く認識されるようになったのは1950年代後半からであり，特に，都市下水の処理の分野を中心として調査研究が進められてき，実施設の建設も含めた試行錯誤を繰返しながら発展してきた。リン，窒素の除去を目的とした処理プロセスを持った最初の下水処理場は，米国のカリフォルニア州とネバダ州の境界にあるタホ湖に面して建設されている南タホ湖下水処理場である。この処理場は，タホ湖の富栄養化を防ぐためにカリフォルニア州が２次処理水のタホ湖への直接放流の禁止を指導し始めたのを契機としてリン，窒素除去のための３次処理施設を建設したものである。建設当時の処理方式は，２次処理をした後，石灰凝集沈澱，アンモニアストリッピング，急速ろ過，活性炭吸着，塩素滅菌というものであり，運転は1965年７月に開始された。ただし，放流水は上記のような高度な処理を行っているにもかかわらず，タホ湖には放流せず，下流に設けたインディアンクリーク貯水池に送水して，農業用水として用いられている。この意味からすれば，南タホ湖下水処理場の場合は，次の流域変更の区分にも該当する。

タホ湖の場合は上記の下水道計画によって湖に流入していた栄養塩負荷の大部分が削減され，富栄養化の進行を防止できている。

さて，栄養塩除去のための処理をリンの除去と窒素の除去とにわけて考える必要があるが，リンの除去に関しては金属塩（アルミニウム，鉄，カルシウムなど）の添加による凝集沈澱というある程度確立した技術があった。凝集沈澱は，生物処理が発明される以前に下水処理にある程度用いられており，また，浄水処理においては標準的な処理方法である。したがって，下水処理場でのリン除去処理を行う必然性がある場合にはかなり早くから用いられてきており，表－４の廃水処理の区分での実施例の大部分は凝集沈澱によるリン除去である。

凝集沈澱によるリン除去における技術的な進歩の一つは，上述の南タホ湖下水処理場のプロセスのように２次処理をした後に独立の凝集沈澱を行う方式（３次処理としての凝集沈澱）ではなく，２次処理プロセス内（エアレーションタンクまたは最初沈澱池）に凝集剤を添加する方法が開発さ

れたことであり，現在実施している施設では殆んどこの方式によっている。この方式によれば，独立した凝集沈澱池を設ける必要がなく，処理費用の面からすれば3次処理としての凝集沈澱よりもかなり安く行える。

実施している例のいくつかを下記に述べる：

米国とカナダの国境にある五大湖については，米国とカナダ両国で組織している国際共同委員会の観告に基づいた協定により，五大湖へ処理水を放流する5MGD（3,800m³／日）以上の下水処理場のリンの排出基準を1mg／lとしている。米国環境保護庁は1979年に五大湖周辺の264の下水処理場を対象としたアンケート調査を行った。264の処理場のうち，回答が得られたのは154処理場であり，このうちリンの除去を行っていたのは107処理場（総数に対して40%）であった。ただし，このうち排水基準の1mg／lを満足していたのは66処理場であった。

スウェーデンでは湖沼，内湾など富栄養しやすい水域が非常に多いため，下水中のリン除去に極めて積極的に取組んでいる。凝集沈澱処理をとり入れた最初の処理場は1968年に運転を開始したが，1976年には既に約600の処理場で凝集沈澱によるリン除去が行われるようになっている。[6]

また，ノールウェーにおいても同様であり，全処理場の約85%の処理場でリン除去のための処理が行われている。処理方式は放流先水域によって多少異っており，原則的には，放流先水域が湖沼の場合は3次処理としての凝集沈澱，河川の場合には2次処理段階への凝集剤の添加，海域の場合には生下水の物理化学処理となっている。

我国においても，茨城県の霞ケ浦流域下水道湖北浄化センターではエアレーションタンク内への凝集剤添加によるリン除去のための処理を行っており，凝集剤の添加量によっても多少異なるが，急速ろ過した後の処理水は常時リンが0.5mg／l以下の良好な水になっている。また，東京都南多摩下水処理場および茨城県利根浄化センターには3次処理施設としての凝集沈澱池が設けられている。ただし，この2つの下水処理場の施設はリンの除去を直接の目的としたものではない。その他，し尿処理場においても多くの場合凝集沈澱処理が通常の処理プロセスとして用いられており，意図的であろうとなかろうと，リンの除去をある程度行っている。

使用されている凝集剤は硫酸アルミニウム（硫酸バン土）が最も一般的であるが，欧米では鉄の酸洗原廃水（硫酸第一鉄を高濃度に含む）を安価な凝集剤として用いている例も非常に多い。我国においては，汚泥中での重金属濃度の増加などの問題が起り得るため，利用する可能性は小さい。

凝集沈澱以外のリン除去の方法としては，最近注目されている生物学的脱リンと晶析法とがある。生物学的脱リンは南アフリカで原理的な開発が行われた方法であり，活性汚泥法のエアレーションタンクの流入部に絶対嫌気性になる区間を設けることによって，リンを通常の活性汚泥処理の場合よりもはるかに多く摂取する細菌を含む活性汚泥が生じるというものである。この方式を用いた2つの下水処理場が後述のように米国フロリダ州で既に稼動しており，我国においてもパイロットプラントなどを用いた調査研究が活発に行われている。また，晶析法は我国で開発された方法であり，

石灰凝集沈澱法の一種であるが，通常の状態ではカルシウムとリンの化合物が析出しないような少量の石灰の添加でも，カルシウムとリンの化合物の種結晶と接触させれば，その化合物が結晶上に析出してくるという原理を応用したものである。その他，小規模な施設を対象とする場合には，土壌によるリンの吸着能を利用した土壌処理も有望な方法と考えられている。このように，リンの除去方法については，処理費用の増加や汚泥の発生量の増大という問題はあるにしても，凝集剤の添加という方法がかなり広く用いられており，また，新しい技術開発も進んでいるという望ましい形になっている。

一方，窒素の除去については，先に述べた南タホ湖下水処理場で採用されたアンモニアストリッピング法をはじめ，イオン交換法，不連続点塩素処理法などの物理化学的方法や，生物学的硝化脱窒法など多くの方法について，パイロットプラントや実施設を用いたデモンストレーション実験などが行われてきたが，いずれの方法も技術的，経済的な問題が多く，広く実用化される迄に至っていない。これを裏がえしていえば，技術的，経済的な問題をのり越えても窒素除去を行うべきであるという考え方の妥当性が証明されていないともいえる。実際，富栄養化防止のための窒素除去が実施設でかなり広く行われている唯一の例は，米国フロリダ州のタンパ湾，エスコンビア湾の流域である。これらの内湾は極めて閉鎖的な湾であり，都市下水の流入その他によって著しく富栄養化していた。このため，フロリダ州はこれらの湾に排出される排水の水質基準としてＢＯＤ 5mg/l ＳＳ 5mg/l，ＴＮ 3mg/l，ＴＰ 1mg/l という非常に厳しい基準を設定した[7]。窒素についてもこのように厳しい基準が定められているのは，この地域では元来地質に基づくリンの流入がかなり多く，リンの規制のみでは不十分であると考えられたからである。このため，この地域の数ケ所の下水処理場では生物学的硝化脱窒法による窒素の除去を行っており，このような規制によって両湾の富栄養化はかなり改善されたと報告されている[7]。

生物学的硝化脱窒法は窒素の除去方法の中では最も実用的な方法と考えられている。この方法は，活性汚泥法のような生物処理によって下水中のアンモニア性窒素を硝酸性窒素に変え，次いで硝酸性窒素を窒素ガスに変えて除去する（脱窒する）方法である。脱窒を行わせるためには脱窒菌のエネルギー源として有機物が必要であるが，このためにメタノールなどの有機物を添加する方式と，流入下水に含まれている有機物を利用する方式とがある。後者の方式で連続処理を行う方法を循環法，あるいは単段硝化脱窒法と呼んでいるが，この方式によればメタノール添加法に較べて除去率が悪いものの，従来の活性汚泥施設を若干拡張・改造することによって窒素除去ができるので，今後必要性に応じて採用されていく可能性がある。また，小規模の施設では，オキシデーションディッチのような間歇運転をすることによって硝化脱窒処理をすることができ，小規模施設についても同様な可能性を持っている。なお，し尿処理場においては，いくつかの処理場においてメタノール添加による硝化脱窒処理が既に行われており，表－２のような厳しい基準の裏づけになっている。

② 流域変更

リン，窒素は湖沼などの停滞水域の富栄養化の原因物質ではあるが，開放型の海域あるいはこのような海域に流入する河川に排出することは必ずしも悪影響を及ぼすものではない。このため，近くにより適当な放流先がある場合には，下水処理水など点源としての負荷を湖沼に流入させず，他の水系に放流するのは極めて有効な負荷削減策となり得る。

この種の対策がとられた最も有名で，しかも成功した例としては米国ワシントン州シアトル近郊のワシントン（Washington）湖の実施例があげられる[8)9)]。ワシントン湖は湖面積88km^2，平均水深33mの湖で，1900年代初頭の流域人口は約5万人程度であった。1936年に下水路をワシントン湖から太平洋に流路変更する工事が行われ，大部分の負荷はバイパスされたため，富栄養化の進行はそれ程著しくはなかった。しかし，1941年に2次処理施設を持つ処理場が建設され，その処理水が湖に放流されるようになって以来，流域の開発に伴って合計10の下水処理場が建設され，処理水は湖に放流されていた。その結果，湖の富栄養化が著しく進行したため，1963年から1968年の間にこれらの下水処理場からの放流水をすべてワシントン湖以外の水域に放流する工事が行われた。このような対策によって，ワシントン湖へのリンの負荷量は55%，窒素の負荷量は12%それぞれ削減されたが，湖の水質の回復は非常に速やかで，夏季の平均クロロフィルは対策前の1963年の38 μg/lから1969年にはその約20%へと大幅に改善されている。このように，ワシントン湖においては，下水処理場の処理水を流域変更して系外に放流することによって栄養塩負荷を削減し，これによって大幅な水質改善をはかることができた。同様な対策が実施された例は他にも多くあり，[5)8)9)] 成功例としては上述のワシントン湖のほか，デンマークのリングビーゼー（Lyngby−Sø）湖があり，また，回復に時間を要したが米国ウィスコンシン州のマジソン（Madison）湖群でも良い結果が得られたとされている。一方，あまり効果がなかった例としては，上述のワシントン湖の近傍にあるサマミッシュ（Sammamish）湖，スイスのレッド（Red）湖，スウェーデンのノルヴィケン（Norviken）湖の例が報告されている。

我国においては，手賀沼，印旛沼，芦の湖などの下水道計画がこれに相当し，これらの計画ではそれぞれの下水道区域からの下水を処理した後に他の水域に放流することとなっている。

点源からの負荷量を流域変更して系外に放流するという対策の効果は，他の負荷量削減対策と同様に，全体の流入負荷量のうち削減される負荷量の割合，湖内に蓄積している負荷，特に底泥の影響と流入負荷による影響との相対的な強さの比などによって変るものであり，上述の成功例，失敗例はこのような関係によっているものと考えられる。

(2) 非点源対策

① 非点源の点源化および処理

非点源の概念はあいまいであるが，分散して存在する人家からの排水，畜産排水などを非点源として考えると，これらからの負荷の制御方法の一つは，これらを何らかの形で集めて処理をすることである。し尿処理場はまさにこれに相当するものであり，人口密度の比較的大きい区域のし尿は

下水道の建設に伴って，順次下水処理場で処理されていくとしても，分散した人家のし尿の処理についてのし尿処理場の役割は評価されなければならない。最近，個別浄化槽が普及するにつれて，それらの施設自体および管理が不適切であるために，浄化槽の普及がかえって汚濁が促進されているという議論がある。その当否は必ずしも実証されているとはいえないが，概念的にはある程度の規模にまとめて処理をした方がより高度で安定した処理ができるものと考えられる。また，家庭雑排水についても，ある程度まとめることができれば，単独に，あるいはし尿と合併した処理が可能になる。

更に，畜産廃水対策としては，比較的大規模なものは個別に処理施設を設置させ，また，小規模なものは畑地の肥料として利用・処分する方向がとられている。このような方向は全体としては適切なものと考えられるが，ともすれば小規模のものは管理が不適切になる可能性がある。発生負荷量としての大きさを考慮すればより厳密な処理をする必要もあると考えられ，費用の負担の問題はあるが，し尿処理場のような施設を設け，畜産廃水を収集して処理するなど抜本的な対策を立てることが必要なケースもあろう。

② 肥料の適正利用等

田，畑に施肥した肥料のうちどの程度の割合が流出してくるかについては数多くの調査研究が行われてはいるが，流出する割合は必ずしも定量的に明らかになっているとはいえない。しかしながら，肥料の一部は表面流出あるいは地下水を通じて流出していることは間違いない。このため，琵琶湖の条例においても霞ケ浦の条例においても肥料の適正利用を義務づけている。

水田からの栄養塩の流出は，用水によっ持込まれる負荷を差引いた純負荷でみると，用水の水質がよい程大きいという報告がある。[10] したがって，用・排水の分離は水田からの栄養塩の流出という観点からすれば好しくない。

③ 侵蝕防止および雨水の流出制御

河川を通じて流出する負荷は一般に流量の関数であり，最も単純な近似式として次のような関数形が用いられている。[11),12)]

$$L = aQ^b \quad \cdots\cdots(1)$$

ここで，Lは負荷量，Qは流量，aおよびbは定数

式(1)は日流量と日負荷量，月流量と月負荷量というような，ある程度平均化した流量と負荷量との関係の良い近似式であり，1洪水の間の流量と負荷量のように時々刻々の値については必ずしも良い近似式であるとはいえないが，いずれにしても，負荷流出量は流量に大きく依存している。式(1)のべき数bは，対象とする汚濁物質によって異なり，また，同じ汚濁物質についても流域の特性によっても異なる。霞ケ浦流入河川について総リン，総窒素負荷量のデータを整理してみると，bの値はいずれについても1前後の値であったが，ダム貯水池への流入河川についての調査では，総リンの負荷量についてbが3～5のように大きな値になった例も報告されている。[12)] 流量の増加に

応じて栄養塩負荷，特に，リンの負荷量が指数関数的に増加するのは，土粒子にくっついたリンが洗い出されて流出するためと考えられており，山腹や畑地の侵蝕防止がリン負荷量の削減対策となる可能性がある。

また，リン，窒素の負荷量は共に流量の増加に応じて増加するため，総合治水対策のようにピーク流量または総流出量を減少させる対策が，同時に栄養塩負荷削減対策となり得る可能性を示唆している。特に，市街地からの雨水流出に伴う負荷流出の制御に効果があるものと考えられる。

これらの対策は現在までの所，栄養塩負荷削減を目的として実施された例はないが，他の目的もあわせ持った事業として実施することを検討する価値はある。

(3) 土地利用の規制

富栄養化に限らず，水質汚濁一般の問題としても，水質汚濁問題が発生するのは流域からの負荷量がその水域についての許容負荷量を上廻るからである。したがって，実施可能な負荷削減策を行なっても水域の望ましい水質を保つことができず，しかも，望ましい水質を維持しようとするのであれば，立地規制などによって発生源を排除する以外に方法はない。

このような観念論を離れても，米国の2，3の州では湖周辺の良好な環境を保全するために，湿地帯の保護，湖岸での建物の規制，侵蝕防止のための植生保護などを目的としたゾーニングが行われているという報告がある。[5)]

(4) 工業製品の改善（合成洗剤中のリンの制限）

通常の家庭用合成洗剤には，水中のカルシウムと結合して洗浄効果を高めることや，洗剤を粉末状に保つことなどの役割をするビルダーとしてトリポリリン酸塩が含まれている。我国の場合は水の硬度が比較的低いため，洗剤中のリン含有量も欧米諸国に較べると元来低かったうえ，1979年から行政指導によりP_2O_5として10%（Pとして4.4%以下）という低リン化がはかられている。しかし，それにもかかわらず，家庭下水中のリンに占める合成洗剤由来の割合は20～30%と推定されている。[13)]

リン以外のビルダーとしてNTAというキレート物質を用いる洗剤が1960年代末に開発されたため，米国のいくつかの州やカナダ，スウェーデンでリンを含む洗剤の使用が禁止され，その結果，米国ニューヨーク州のオノンダガ（Onondaga）湖のように水質が著しく改善された例も報告された。[5)] しかし，その後，NTAは下水の処理，特に下水汚泥の嫌気性処理に悪影響があることが判り，リンを含む合成洗剤の使用禁止は多くの場合解除された。

我国では，琵琶湖富栄養化防止条例がリンを含む合成洗剤の販売・使用を禁止した初めての例であるが，この場合には，衆知のように無リンの合成洗剤への転換を意図したものではなく，粉石ケンを代替として想定している。しかし，これが契機となってゼオライト（沸石の一種で，カルシウム等を吸着する能力を持つ）をビルダーとした洗剤が市販されるようになり，合成洗剤の無リン化を促進した。

下水処理においてリン除去を行うとしても，下水道に取込まれない雑排水中のリンの問題は残るため，洗剤の無リン化，または粉石ケンの利用は好ましい方向といえる。

2.2.2 流入河川での対策

先にも述べた様に，リン，窒素の場合には非点源からの負荷の比率が相対的に大きく，また，非点源からの負荷の削減は困難なことが多いので，点源からの負荷を可能な限り削減したとしても，水質改善のために必要なだけの負荷削減ができないことがある。このような場合には流入河川水自体を処理することを考慮する必要がある。ただし，一般論からいえば負荷は発生源（汚濁源）で除去すべきであり，河川へ排出された後に除去するのは得策とはいえない。

(1) 流域変更

この方策は原理的には 2.2.1(1)②で述べたものと同じである。点源としての排水のみを流域変更する方式に較べて規模の大きいものになり，湖沼の水量収支に対する影響も大きくなるが，非点源からの負荷が大きい場合には効果的な対策になろう。

(2) 栄養塩除去のための物理・化学的処理

流入河川水中の栄養塩の除去を凝集沈澱などの物理・化学的処理によって除去するという対策は，流域変更ができず，また，発生源（汚濁源）での処理ができないかあるいは，小規模な施設を数多く設置するよりも大規模な施設で一括処理した方が経済的・効率的な場合のみに考慮に値する。

このような方式による処理が計画されている唯一の例は西ドイツのヴァーンバッハ（Wahnbach）貯水池への流入河川水の処理で，ここでは全流入量の80%を占めるヴァーンバッハ川の全量を凝集沈澱し，そのリン濃度を10μg/l 以下とする計画が進められている。[8]

(3) 低湿地を利用した処理

河川の湖への流入部附近には，ヨシ，ガマなどの抽水性植物などの繁茂した低湿地（wet land）があることも多く，このような低湿地を利用した処理が考えられている。米国ミシガン州フートン（Houghton）湖では 800 ha の広大な低湿地に下水の 2 次処理水を流入させ，栄養塩の除去を行っているが，流入点から 100m 程度下流では栄養塩は実質上なくなっている。[14] また，同様の方式の処理がフロリダ州ゲインスビル近郊で行われている。[14]

栄養塩の除去の機構は，リンについては沈澱と植物等への接触析出沈澱，窒素については沈澱と底泥表面での脱窒と考えられている。この方式による処理は，内湖や休耕田などを利用した人工の低湿地で行うことが可能と考えられる。霞ケ浦の流入河川の 1 つでは屋外実験施設を用いた実験が行われている。

(4) 滞水池，遊水池等を利用した処理

上記の低湿地による処理は，主として流量が少い時の河川水の処理を目的とするものであるが，前述のように高水時には粒子性の栄養塩負荷，特にリンの負荷が増大するので，洪水対策としての滞水池や遊水池は栄養塩負荷の削減の機能もあわせ持つものと考えられ，このような観点からの評

価，位置づけも必要と思われる。

また，その他の河川水の処理としては，富栄養化防止対策としてではなく上水源として使用するための処理であるが，ドイツのルール川などでは河川水を砂層に浸透させ，伏流水とする処理が行われている。

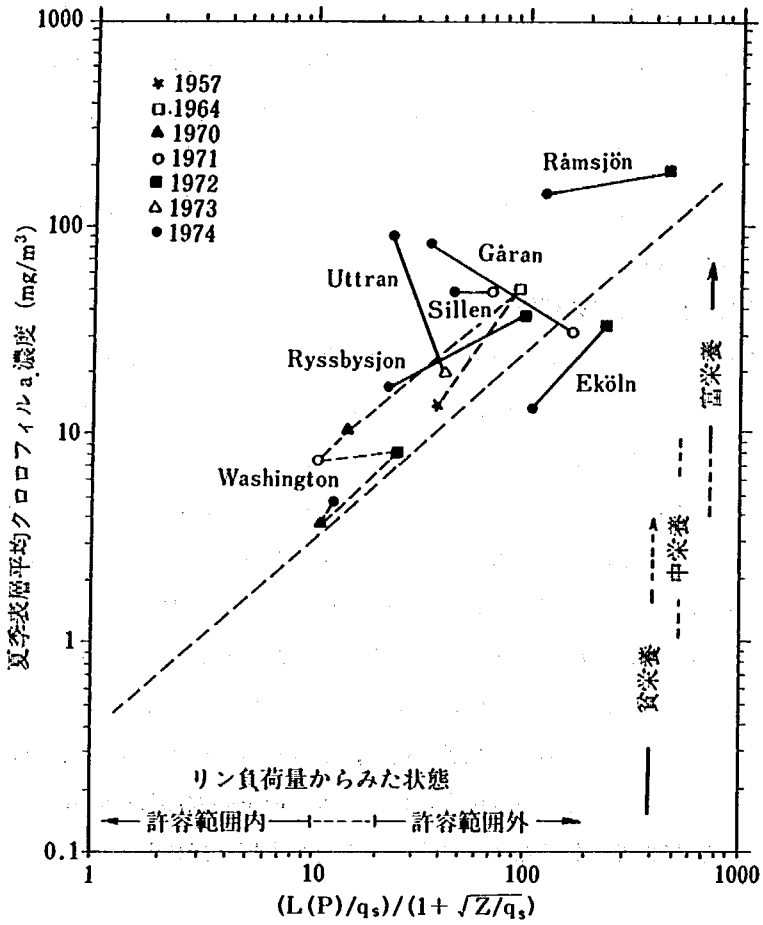
また，河川に流水との接触面積を増加させる様な材料を入れて，附着生物による浄化を促進する方法も実験的に研究されている。

2.2.3 流入栄養塩負荷削減対策の評価

以上述べてきたように，ある湖である対策を行った場合には効果があり，別の湖では効果がなかったということがしばしば起きる。例えば，ワシントン湖では下水処理水の流域変更により，湖の水質が速やかに改善されたのに反し，すぐ近くのサマミッシュ湖では流域変更による負荷削減の効果が殆んどなかった例[9]や，また，本文では例としてあげなかったが，リンの流入負荷を下水の高度処理によって80%削減しても，湖の水質回復，特に夏季のクロロフィルの低下が起り始めるのが非常に遅れている有名なシャガワ（Shagawa）湖の例[8),15)]など，それぞれの計画について評価が行われている。失敗例の原因は大別して２つあり，１つは削減した負荷量が全流入負荷量に較べて相対的に小さかった場合であり，他の１つは過去に流入した負荷量の蓄積の影響，特に底泥からの栄養塩の回帰が非常に大きい場合である。後者の場合，すなわち，湖の水深が比較的浅く，栄養塩を高濃度に含む底泥が堆積しているような場合には，流入負荷量の大部分を削減してもその効果は直ちには現われず，水質が改善されるためには底泥の質がある程度良化していく迄のかなりの長期間を要する。

図－２はスウェーデンの６つの湖で実施した栄養塩負荷削減対策をヴォーレンワイダーの限界栄養塩負荷モデル[16]によって評価した例である。[5]図の横軸において，L(P)は湖の単位水面積当りの流入リン負荷量（mgP／m²／年），q_sは湖の単位水面積当りの流入流量（m／年），$\bar{Z}$は湖の平均水深(m)である。横軸は概略，リンの単位水面積当りの負荷量を湖での水の回転率と沈澱の影響で補正したものという意味を持っており，ヴォーレンワイダーの理論は，湖沼の夏季表層平均クロロフィル（縦軸）と横軸のようにあらわしたリンの負荷量との間には，図中の破線のような関係があるとするものである。

図にはワシントン湖でのデータもあわせて示してあるが，エコルン（Ekoln）湖とリスビション（Ryssbysjon）湖はワシントン湖と同様に，ヴォーレンワイダーの関係にほゞ沿って水質が回復している。しかし，他の４つの湖では負荷の削減に対応した水質改善がみられていない。この４つの湖のうち，ウトラン（Uttran），ゴラン（Gåran），ラムション（Ramsjön）の３つの湖は水深が浅い湖であり，恐らくは底泥からの栄養塩の回帰が大きいために水質回復が遅くなっていると考えられている。ただし，ウトランとゴランの２つの湖については，過去に工場廃水の流入が著しかったため，リン，窒素以外の物質がプランクトン増殖の制限因子になっていた可能性が指摘されてい



図－2　リンの流入負荷の削減と富栄養化状況の変化[6)]

る。また，シレン（Sillen）湖については，削減量が小さかったために，効果が現われていないと考えられている。

このように，流入栄養塩負荷の削減のみでは急速な水質改善が期待できない場合もかなりあり，場合によっては以降に述べる湖沼内での対策が必要になってくる。

2.3　湖沼内での対策

2.3.1　湖水中の栄養塩除去または濃度低下のための対策

富栄養化を防止するためには，基本的には先づ流入栄養塩負荷を削減する必要があるが，現実的には栄養塩負荷を大きく削減するのはかなり困難なことが多く，また，上述のように負荷を削減したとしても急速な水質改善が期待できない場合もあるので，湖水中の栄養塩を直接除去し，あるいは，栄養塩濃度の低下をはかる試みもかなり行われている。ここでは，それらの対策手法を便宜的に，物理・化学的制御と，生物学的または生物を利用した制御にわけて概括する。

(1) 物理・化学的制御

① 栄養塩の不活性化および沈澱

この方法は，湖水中に直接凝集剤を添加し，湖水中の栄養塩（リン）を植物性プランクトンが利用し難いような形態にすると共に，湖底に沈澱させてしまう方法である。表－4に示されている様に1974年以前で既に23の実施例が報告されており，1970年代にはかなり大きな湖でも実際に実施された。大規模な湖での実施例にはスウェーデンのロングション（Längsjön）湖[5]（湖面積35ha）米国ワシントン州のメディカル（Medical）湖[17]（67ha），リバティー（Liberty）[17]湖（312ha）ウィスコンシン州のロング[5]（Long）湖（28ha）などがある。これらの結果によると，凝集剤を添加した後には湖水の水質はかなり改善されたと報告されているが，効果の持続性に問題があり，現在ではあまり実施されなくなってきている。凝集剤の添加時期としては，植物性プランクトンが増殖する前の春季に行うのがよいとされている。使用されている凝集剤は硫酸アルミニウムが殆んどであるが，硫酸アルミニウムの場合には，湖水のpHが低下する恐れがあること，また，成層期の深水層で溶存酸素が欠乏する様な湖では硫化水素の発生を促進する恐れがあることなどの理由により，硫酸アルミニウムとアルミン酸ソーダの混合物が用いられることもある。なお，米国環境保護庁の調査によれば，凝集剤としては四塩化ジルコンが最も適しているという報告[18]があるが，未だ用いられた例はない。

② 導水による希釈またはフラッシング

近くに良好な水が大量に得られれば，導水による希釈またはフラッシングは有効な水質改善策となり得る。導水またはフラッシングの効果としては，栄養塩の希釈による植物性プランクトン増殖速度の低下と，流出量の増加に伴う洗い出し効果の増大による植物性プランクトン現存量の減少（植物性プランクトンの希釈）とがある。なお，極めて大量の導水をし，湖水の滞留時間を数日以内にすることができれば，植物性プランクトンの増殖に必要な時間がなくなるので，増殖をほゞ完全に押えることもできよう。

導水によって富栄養化した湖を改善した例としては，米国ワシントン州シアトル近郊のグリーン（Green）湖[19]と，同じくワシントン州のモーゼス（Moses）湖[20]の例がある。グリーン湖は湖面積104ha，容量約400万m^3の湖であり，非常に富栄養化していた。この湖では希釈水としてシアトル市の上水道の余剰水を用いており，必要な施設を建設して，水深の浅い部分の浚渫を行った後，1962年5月に最初の希釈水を導入した。その後，1967年までの5年間に2,500万m^3の希釈水が導入されている。導入のパターンの詳細は明らかではないが，上水の余剰水を用いていることからして，比較的連続的に行われているものと思われる。導水によって湖水中の栄養塩濃度はかり低下し，透明度も導水前は1～2mだったものが導水後は2～4mへと増加している。また，植物性プランクトンの優先種も，夏季においては藍藻類から珪藻類へと変化した。

一方，モーゼス湖は湖面積約28km^2，容量1億6千万m^3の大きな湖で，この場合には近くのコロ

ンビア川の水が希釈用水として用いられている。コロンビア川の水質は非常に良く，モーゼス湖の水質に較べるとリンで1／7，窒素で1／18である。

報告されている結果は1977年と78年に行われた第1期の試験導水についてものであり，導水量は1977年には3月20日～5月7日に34.0m³／秒，5月22日～6月4日に11.8m³／秒，8月14日～9月18日に19.8m³／秒であり，また，1978年には4月20日～6月18日に21.7m³／秒であった。この導水量は，極端に流入量が少くなる4月～9月の間での水の滞留時間を，年間平均の滞留時間とほゞ同じ程度にする規模である。このような導水によって，5月～9月の平均クロロフィルは導水前の40～60%程度にさがり，透明度も1m程度が1.3～1.5へと増加した。

このように，導水による希釈は，水質の良好な水が十分得られれば極めて有効な対策になり得る。

③ 選択（深層水）放流

ダム貯水池のように選択放流施設が設けられている場合には，窒素やリンが高濃度になっている成層期の深層水を選択的に放流するなどによって，ある程度富栄養化の防止をはかれる可能性がある。しかしながら，深層水の選択的放流を行う場合には，温度成層がくずれ易くなり，濁水の問題があるダムでは問題が更に深刻になる可能性があること，下流に対して低水温，低溶存酸素で栄養塩を高濃度に含み，また鉄，マンガンも高濃度に含む水が放流されることなど，予め十分に検討しておかなければならない問題も多い。

④ エアレーション

エアレーションもまた，水面積に比して水深が深く，夏季に成層するようなダム貯水池についての技術である。このような形態の貯水池が富栄養化したときには，成層期の深水層では溶存酸素が欠乏し，表層から供給される粒子性有機物の分解や底泥からの溶出によって栄養塩が高濃度に蓄積する。特に，底泥からのリンの溶出は深層水が嫌気性になった時に著しく促進され，あわせて，底泥中の鉄やマンガンが還元されて溶出する。循環期になると栄養塩を高濃度に含む深層水が表層水と混合され，リンの一部は酸化された鉄と共に沈澱するも，表層に栄養塩を供給し，次の植物性プランクトンの増殖を支える。

エアレーションの目的は，成層期の溶存酸素の欠乏した深層水に酸素を供給し，上記のような悪循環を断つことにある。

エアレーションの方式には深水層エアレーションと全層エアレーションの2つの方式がある。深水層エアレーションは西ドイツのヴァーンバッハ貯水池で実施されているもの[21]が有名であり，エアレーション装置の改良も含めて過去10年間程度実施されている。我国においても緑川ダム貯水池で深層エアレーションの実験が始められた。

深水層エアレーションは，深水層の水に空気を吹込んで酸素を溶解させ，水は再び深水層に返す方式であり，目的は成層期の深層水のリン濃度を低下させて循環期に表層に供給されるリンの量を少くし，次のプランクトン増殖時に利用できるリンの量を制限することである。

一方，全層エアレーションは，底部から大きな気泡を間歇的に吐出して鉛直循環流を起こし，主として表層水の溶存酸素を利用して深層に酸素を供給するものである。上水専用の貯水池でかなり広く用いられており，植物性プランクトンの異常増殖を抑制する効果があるばかりでなく，水の臭気の解消にも効果があったとされている。[22]

全層エアレーションで植物性プランクトンの増殖が抑制される機構は，鉛直循環流が発生するため植物性プランクトンが深部へも移動し，光を受ける機会（時間）が減少するためと説明されている。[22] 成層している場合と比較すると表層の水温が低下するために，藻類種の変化が起きている可能性もある。全層エアレーションを行うと成層が完全に破壊されるため，濁水問題がある場合には好ましい方法ではない。

(2) 生物学的または生物を利用した制御

① 水生植物を利用した除去

水生植物，すなわち，水草や植物性プランクトンを収穫して水中のリン，窒素を除去するという考え方には色々な方法のものがあり，湖沼に自生する，あるいは人工的に増殖させた水草の収穫，湖沼で大量発生した植物性プランクトンの収穫などのほか，下・廃水処理としての酸化池（増殖した植物性プランクトンを回収除去するもの）や，水草を繁茂させた低湿池での処理などがある。ここで対象とするのは前2者の方法であるが，最近とくに，ホテイアオイのような浮標植物を増殖させ，これを収穫することによって湖沼中の栄養塩を除去する方式の調査研究が多く行われており，[23][24] また，デモンストレーション的な実験も昆陽池，[25] 手賀沼などで実施されている。ホテイアオイのような大型植物は植物性プランクトンに較べてはるかに収穫が容易であり，リン，窒素の除去能力も生長が盛んな5～7月ではそれぞれ35～47，190～250 g／a／日，程度あり，成長速度の劣える8～10月においてもそれらの1／3程度の除去能力はある[24]ので，湖沼の水質改善手法としてある程度は期待できる。しかし，実際に大規模に利用するためには，収穫された大量のホテイアオイの生物資源としての利用法が開発されるか，少くとも二次汚染の心配のない最終処分法が確立される必要がある。[24]

また，湖沼に大量増殖した植物プランクトンの収穫については，霞ケ浦では既にアオコ回収船が稼動しており，手賀沼やその他の湖沼でも同様な計画がある。植物性プランクトン，特に富栄養化した湖沼で大増殖するアオコなどは水面の近く集積するので，かなり効率的に収穫することはできるが，水草に較べると回収は困難であり，船に処理装置を搭載するという形式になるので処理量も限られてくる。したがって，栄養塩を除去するというよりも，美観を守るというのが主目的となろう。

② 殺藻剤等を利用した制御

上水や工業用水専用の貯水池では植物性プランクトンの増殖を抑えるため，硫酸銅などの殺藻剤を用いることがある。しかし，自然湖沼や多目的ダム貯水池では，他の生態系に悪影響があるので，

我国では用いられることはない。しかし，外国ではかなり広い範囲で使用されている[5]。

③ 生態系を利用した制御

生態系を利用した制御とは，捕食者と被食者との関係を利用するもの，水草と植物プランクトンの間の拮抗関係など種間の競合関係を利用するもの，植物プランクトンへの寄生生物の利用など病理的な反応を利用するものなどが考えられているが[5]，これらはいずれも研究，実験段階であり，現段階で実用可能と考えられる方法は，わずかにレン魚など植物性プランクトンを捕食する魚の放流程度である。

2.3.2 底泥からの栄養塩回帰を防ぐための対策

湖沼の底泥は栄養塩の貯蔵庫的な役割を持っており，沈澱によって湖水から底泥へ移行した栄養塩は，溶出あるいは風波による撹乱によって水中に回帰してくる。沈澱によって除去される量と再び回帰する量とを比較すると，回帰する量の方が小さいのは当然であり，純収支からすれば沈澱によって浄化されている。しかし，底泥からの回帰は水温の高い夏季に多くなり，しかも，回帰する量と流入負荷量とを比較した例[8]によれば，回帰量の方がはるかに大きい場合が少くない。水深が浅い湖では，底泥の単位表面積当りの水量が少く，また，風波による底泥表面の撹乱が起こりやすいことや，夏季における底層水の水温が相対的に高いことから，底泥の影響が大きくなる。

栄養塩負荷を削減してもそれに対応するだけの水質改善が直ちに起らない湖沼は，底泥からの栄養塩の回帰が相対的に大きい湖沼であり，このような場合に水質改善を促進するためには，底泥からの栄養塩の回帰を防ぐための何らかの対策が必要となる。勿論，流入栄養塩負荷を十分に削減すれば底泥の質も徐々には改善される筈であり，底泥についての対策をとらなくても水質改善ははかれるものと思われるが，それには非常に長期間を要するものと思われる。

(1) 浚渫

底泥からの栄養塩の回帰速度は底泥中の栄養塩含有量が多い程大きいことが実験室的には確認されているので，栄養塩を多く含む部分の底泥を浚渫することによって回帰速度を小さくすることができる。この場合，溶出および風波による撹乱に起因する回帰のいずれも，底泥の表層のふわふわした部分（浮泥と呼ぶ）が主体となっているので，浮泥も除去するような浚渫方法をとる必要がある。

富栄養化対策としての浚渫が評価された例としては，スウェーデンのトルーメン（Trummen）湖のものがある[26]。この湖は非常に富栄養化していたため，1957～58年の間に排水の流入を殆んど完全に止める工事が行われた。しかし，その後も水質改善があまりみられなく，この原因が底泥からの回帰と考えられたため，1971年と72年の2年間で栄養塩を多く含む黒色の底泥を吸引式の浚渫装置で除去した。浚渫前後の水質を比較すると栄養塩濃度，特にリンとアンモニア態窒素は浚渫後には著しく減少した。また，浚渫前にはアオコの大量発生が生じていたが，浚渫後には消滅し，浚渫の著しい効果が認められた。

我国においても，諏訪湖，霞ケ浦，中海などで富栄養化対策として浚渫が過去に行われ，あるいは行われているが，浚渫の規模が小さいためその効果が評価される迄に至っていない。また，米国においても，ミシガン州のランシング（Lansing）湖，ワイオミング州のマスキゴ（Muskego）湖ニューヨーク州のコリンズパーク（Collins Park）湖などで浚渫の効果評価が行われている。

浚渫には問題点も多く，浮泥も除去できるような浚渫でなければならないこと，浚渫土の処分地が必要であり，場合によっては浚渫余水の処理が必要なこと，湖面積の広い湖では浚渫に多大な時間と費用が必要なことなどが挙げられる。

(2) 底泥の被覆

底泥の被覆も浚渫と同じ効果を狙うものであり，被覆材料としては，砂，粘土，合成樹脂の膜などが考えられている。実験室的には砂の場合は数十cm，粘土の場合には数 cm でほゞ完全に溶出を止めることができることがわかっている。

被覆の実施例を調べた報告[27]によれば，粘土による被覆は実施例が少く，評価する迄に至っていないが，合成樹脂膜による被覆については，主として大型水生植物の増殖防止に用いられており，多孔質のポリプロピレン膜ではガス抜きが自動的に行われるので，固定にそれ程大きな注意を払わなくてもよいとしている。しかし，栄養塩の溶出防止には効果が低くなる。また，フライアッシュによる被覆は水の pH が高くなるので水生生物に害があり，また，湖水中の重金属濃度が高くなるとしている。

我国においては，瀬戸内海で海砂を用いた被覆の小規模な実験が行われた例がある。

被覆の施工も実際にはかなり困難であり，砂や粒土のような重い材料の場合には底泥の中にもぐり込まない様な慎重な投入が必要であり，また，合成樹脂膜の場合には，底泥中で発生したガスによって浮上がらないようにする必要がある。

(3) 湖底の干上げその他

農業用水のため池などでは古くから非灌漑期に池を干すということが行われてきた。湖底を曝して乾燥することによって堆積物が安定化し，また，再び水を入れても干上げる前ほどはふわふわの状態にならないので，溶出防止対策として効果があるといわれている。ただし，このような対策が可能な場合は極めて小さな湖に限られる。

あ と が き

以上，湖沼の富栄養化防止対策，水質改善対策の現状を主として文献を中心にまとめてみた。まとめる過程において，対策として挙げられるものは数多いが，容易に実施でき，しかも一つの対策で抜本的な解決策となるようなものは殆んどなく，改めて富栄養化の防止が困難なことを痛感した。個々の湖沼について，実施の可能性を十分に検討し，効果の評価をしながら，実施可能なものから順次実施していくという姿勢が必要と考えられる。

引　用　文　献

1）環境白書，昭和５５年度版

2）吉村信吉，「湖沼学」，三省堂（1937）

3）"Water Quality Criteria Research of the U.S.Environmentat Protection Agency, Proc. of the EPA-sponsored Symposium", EPA-600/3-76-079（1976）

4）窒素，燐等水質目標検討会，「湖沼の燐に係る水質目標についての検討結果」，水質汚濁研究第３巻第３号（1980）

5）R.C.Dunst, et al., "Survey of Lake Rehabilitation Techniques and Experiences", Technical Bulletin No.75, Univ.of Wisconsin, PB236 146（1974）

6）S.Ryding, et al., "Six Polluted Lakes : A Preliminary Evaluation of the Treatment and Recovery Processes", Ambio, Vol. 5, No.4（1976）

7）H.L.Rhodes,「タンパ湾及びエスコンビア湾地域の水質保全のための下水放流基準と処理の実施」，第７回日米下水処理技術委員会議事録，建設省都市局下水道部（昭和５５年）

8）岡田光正ほか，「欧米における富栄養化対策の動向」，環境創造，７９年１２月号

9）R.M.Emery. et al., "Delayed Recovery of a Mesotrophic Lake after Diversion", Jour. WPCF, Vol.45, No.5（1973）

10）茨城大学農学部霞ケ浦研究会，「霞ケ浦」，三共出版（1977）

11）山口高志ほか，「河川の水質・負荷量に関する研究(I)」，土木研究所報告，第151号（1978）

12）宮永洋一ほか，「貯水池内における濁度および栄養塩の挙動の数値解析」，第２２回土木学会水理講演会論文集（1978）

13）須藤隆一，「富栄養化現象と下水処理」，月刊下水道，Vol.4，No.5（1981）

14）E.H.Bryan, "Research Supported by the National Science Foundation Relating to Treatment of Wastewater and Management of Residual Sludges", Proc.of the 8th US／Japan Conf.on Sewage Treat.Tech.（1981）

15）小島貞男ほか，「下水処理水中の燐除去による富栄養湖の水質回復」，公害と対策，Vol.11, No.4（1975）

16）W.Rast., "Summary Analysis of the North American (U.S.Portion) OECD Eutrophication Project", USEPA Report EPA-600/3-78-008（1978）

17）「湖沼の富栄養化防止対策と下水の高度処理関する海外調査報告書」，滋賀県（昭和５３年）

18）S.A.Peterson, et al., "Laboratory Evaluction of Nutrient Inactivation Compounds for Lake Restoration", Jour.WPCF, Vol.48, No.5（1976）

19) R.T.Oglesby, "Effects of Controlled Nutrient Dilution on the Eutrophication of a Lake", Eutrophication, National Academy of Science (1969)

20) E.B.Welch, etal., "Lake Restoration by Dilution : Moses Lake, Washington", Water Research, Vol. 14, No 9, (1980)

21) H. Bernhardt, "10 Year Experience of Aeration in a Reservoir", Progress in Water Technology, Vol. 7, No 3/4 (1975)

22) 小島貞男, 「空気揚水筒による富栄養化湖沼の水質改善(I)」, 用水と廃水, Vol. 24, No 1 (1982)

23) 徳永隆司, 「水生植物の水質汚濁防止への利用」, 用水と廃水, Vol. 23, No 2 (1981)

24) 青山勲ほか, 「生態系を利用した水質浄化法に関する研究」, 第15回日本水質汚濁研究会年次学術講演会論文集 (1981)

25) 歌崎秀夫, 「ホテイアオイを用いた水質浄化」, 公害と対策, Vol. 17, No 2 (1981)

26) G. Andersson, et al., "Planktonic Changes Following the Restoration of Lake Trummen" Ambio, Vol. 2, No 1-2 (1973)

27) G.D. Cooke, "Covering Bottom Sediments as a Lake Restoration Technique", Water Resources Bulletin, Vol. 16, No 5 (1980)

「特別講演」
公共投資と技術開発の動向

㈱三菱総合研究所副社長　牧　野　　昇

メ　　モ

海域における土木構造物の腐食と防錆防食

地質化学部長　蒔　田　　実

1. はじめに

近年，我が国において，海上長大橋，河口堰などの大型の土木構造物が建設されており，さらに，周囲を海に囲まれた狭小な国土の我が国においては，沿岸海域のスペース利用がきわめて重要であるとの観点から，海上空港，海上都市，海上廃棄物処理施設，海底沈埋トンネル，浮防波堤など，海底に固定あるいは海中に浮遊した各種の構造物の建設が計画され，あるいは検討されている。海域は，陸上とは比較にならないほどの激しい腐食性を有する環境であるため，海域に構造物を建設するに当っては，構造物の耐久性を確保するための十分な防錆防食対策が必要とされる。しかし，このように過酷な腐食環境における土木構造物の防錆防食技術は，必ずしも確立しているとは言えない。

鋼材はもともと大変腐食し易い性質をもっているため，海域に建設される鋼構造物には防錆防食対策が不可欠であるが，一口に海域と云っても，海上大気部，飛沫部，干満部，海中部および海底土中部と，構造物の接する環境条件によって鋼材の腐食の機構および腐食の程度が異るため，それぞれの環境条件に最も適した防錆防食対策が必要とされる。さらに，海域に建設された構造物においては，補修が一般には極めて困難となるため，新設時に適切な防錆防食対策を講じておかないと，後の維持管理に莫大な経費を要することにもなる。したがって，新設時から後の維持管理までを含めた一貫した防錆・防食対策が必要とされ，また，環境条件，構造形式によってはメインテナンスフリーの防錆防食が必要とされる。こういった鋼構造物の防錆・防食技術に関しては，現在なお未解明な点も多く，現在，新技術の開発を含め広く研究が進められている段階にある。

コンクリートは，もともと耐久性の優れた材料で，内部の鉄筋，鉄骨など鋼材に対して優れた防食被覆をなしており，コンクリート構造物は一般環境条件のもとでは腐食に対して極めて耐久性のある構造物と言える。しかしながら，腐食性の激しい海域環境では，コンクリート中に浸透した塩分によりコンクリート中の鋼材が腐食することがあり，コンクリート構造物と言えども必ずしも耐久的ではなくなる。すなわち，腐食性の激しい海域環境条件のもとでは，コンクリート構造物の耐久性を確保するための防食対策が不可欠となる。従来は，できるだけ密実なコンクリートを打設して鋼材のかぶりをできるだけ大きくすることなど，コンクリートの配合設計条件を考慮する以外には，コンクリート構造物に対して，特別な防食対策を講ずることはなかった。しかし，近年，海域でのコンクリート構造物の損傷が目立ってきたこと，プレストレストコンクリートのように鋼材のかぶりをあまり大きくしたのでは，そのメリットが失われる構造物のあることなどから，現在，コンクリート構造物の腐食および防食に関する研究が各方面で進められている。

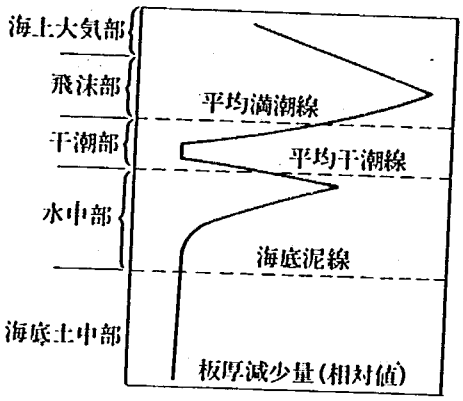
本論文では，建設省土木研究所で実施してきた試験，研究を中心にして，海域における鋼構造物およびコンクリート構造物の腐食と防食に関する技術の現状を取りまとめたものである。

2. 鋼構造物の腐食と防食

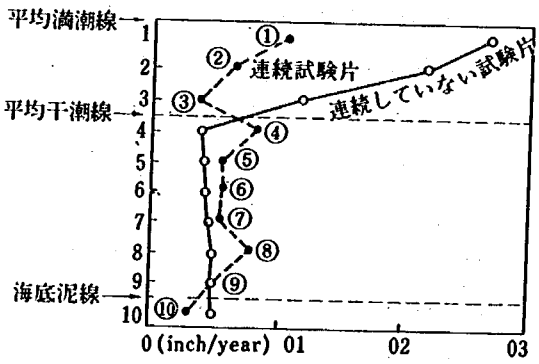
2.1 海域における鋼材の腐食傾向と腐食速度

2.1.1 環境条件と腐食傾向

海域における鋼の腐食傾向は，一般に図－1に示すようになることが知られている。すなわち，飛沫部が最も腐食が激しく，腐食速度が最大となる。しかし，干満部になるにしたがって腐食速度は低下し，海中部に入ると海面直下で腐食速度は再び大きくなり極大値をとり，さらに水深が深くなるにつれて腐食速度は低下する。腐食速度が干満部で小さく，海水面直下で極大値をとるのは，海水面をはさんで酸素の濃淡による腐食電池が形成されるためと考えられる。すなわち，図－1のような腐食傾向を示すのはあくまで，鋼材が海上大気中から海中まで連続して異る環境に接する場合である。したがって鋼材がそれぞれの環境に別々に接する場合には図－2の実線のような腐食傾向を示し，当然の事ながら酸素濃淡の腐食電池が形成しないため，水面直下の海中部より干満帯の腐食速度の方が大きくなる。



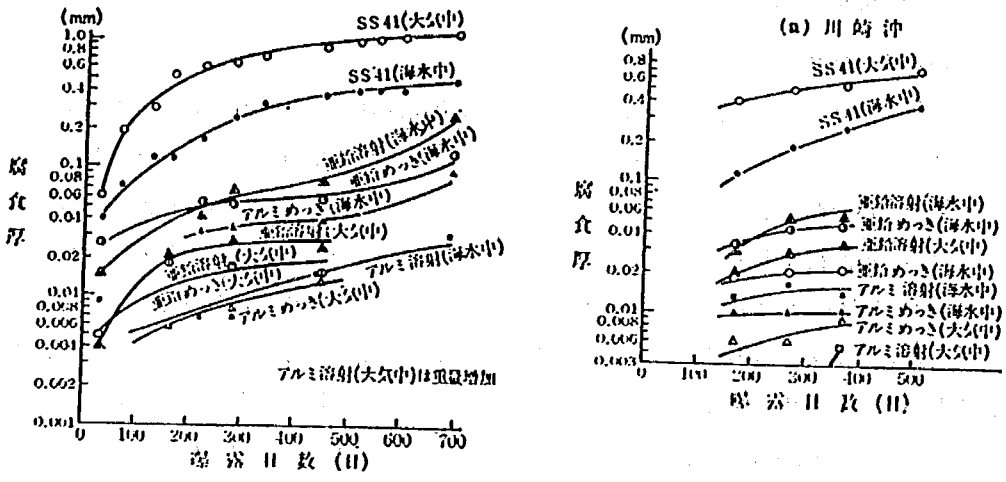
図－1 環境条件と鋼の腐食傾向
(シートパイルの腐食，
Kure Beach- 5年の結果[1])



図－2 連続した場合と連続しない場合の試験片の腐食速度
(6ケ月暴露)[1]

2.1.2 鋼材の種類と腐食速度

鋼材の腐食速度に関する土木研究所の暴露試験結果を図－3，4および表－1に示す。図－3(a)は東京湾内の川崎市沖における暴露台船上（海面上約1.5 mの位置で，風波の強い時にはしぶきのかかる海上大気中）の結果で，鋼の腐食速度は平均0.8 mm／yで，局部的な腐食が著しく，約400日で3.2 mの鋼板に孔があくほどであった。図－3(b)は東京湾内の木更津市沖における暴露台船上（川崎沖と同様の海上大気中）の結果で，鋼の腐食速度は平均で0.5 mm／yで，川崎沖の場合と同様局部的な腐食が著しかった。川崎市沖および木更津市沖の結果は，瀬戸内海岩屋沖の0.3 mm／yに比べて非常に大きく，海域と言っても場所によって腐食性は異なり，東京湾のように大都市・工業地帯に隣接した海域では単なる海域以上



(a) 川崎沖　　(b) 木更津沖

図－3　鋼と金属被覆の腐食速度[2)]

表－1　耐海水鋼の腐食速度[3)]

(片面から／単位：mm)

鋼種 / 測定部位(海面から・cm)	暴露月数	SS41	SM50A	耐海水鋼					低クロム鋼		SS41(電防)
				A	B	C	D	E	3%クロム	5%クロム	
上部	16	0.42	0.53	0.48	0.51	0.43	0.56	0.47	0.43	0.20	0.34
(+50～+100)	38	0.92	1.13	0.93	1.01	0.84	0.93	0.96	－	－	0.61
中部	16	0.30	0.30	0.29	0.27	0.31	0.30	0.24	0.21	0.06	0.19
(0～+50)	38	0.58	0.61	0.49	0.55	0.52	0.50	0.46	－	－	0.33
下部	16	0.29	0.28	0.16	0.21	0.28	0.28	0.18	0.11	0.08	0.02
(0～－50)	38	0.73	0.85	0.47	0.68	0.81	0.51	0.50	－	－	0.035

の腐食性があると考えられる。また，海中の腐食速度は，図－3(a)および(b)の結果では約0.3 mm／y と東京湾はやはり一般的な海域よりも腐食性が厳しいことを示している。

図－3(a)および(b)には，亜鉛，アルミニウムを溶射あるいはメッキした鋼の腐食速度を示しているが，これらの結果から亜鉛，アルミニウムの消耗が激しく100 μmの膜厚では海中での寿命は1～2年と推定される。

近年開発されている耐海水鋼の腐食速度に関するばくろ試験の結果を表－1に示す。これは長さ1.5 mのL型試験片を下端の30 cmが常時海水中にあるようにぼくろ台船の側面に立ててぼくろした結果で，海中では多少耐食性の良いものもあるが，飛沫帯では一般の鋼材に比較して，平均腐食速度，表面粗度，孔食性状とも差異は認められず，その耐食性は現在のところ不十分と言わざるを得ず，今後の技術開発が期待される。

2.2　鋼構造物の海上大気部の防錆塗装

2.2.1　防錆塗装の歴史

我が国の本格的な土木鋼構造物の歴史は，明治2年に架設された練鉄製の吉田橋（神奈川），くろがね橋（長崎）に始まると言われている。したがって，土木鋼構造物の防錆塗装の歴史もこの時期に始まると考えて良いが，明治3年高麗橋（大阪）に「ペンキ塗装を施してある」との記録があるのみで，これらの道路橋にどの様な塗装がなされたか明らかでない。しかし，塗料の歴史から推察すれば下塗りに現場調合型の鉛円錆止めペイント，上塗りには上塗り用堅練りペイントをそれぞれボイル油で希釈して塗装する方法が取られたと考えられる。道路橋よりやや遅れて明治7年に鉄道橋（大阪と神戸間の武庫川）が建設され，その後数多くの道路橋，鉄道橋が建設されたが，戦前の昭和10年代までは，下塗りは現場調合型の油性鉛円さび止めペイント，中塗りもほとんど現場調合型と言えるもので，上塗りは堅練りペイントをボイル油で希釈するタイプの塗料であったと推定される。

土木研究所における防錆塗装に関する試験研究は，昭和30年代に入って若戸大橋の塗装に関して行われたのが始めてである。この時の試験調査の一環として実施して行われた既設構造物の塗装調査から，昭和20年代の塗装の様子がわかる。調査結果を表－2に示す。この結果から，昭和20

表－2　若戸大橋の塗装に関する調査[4]
（既設構造物の塗装調査）

構造物名称	塗装年月	素地調整方法	塗装系		
			下塗り	中塗り	上塗り
国鉄若松工機部裏ガントリークレーン	昭和25年11月	ワイヤブラシ	油性錆止めペイント	油性調合ペイント	油性調合ペイント
若松海上保安庁信号所鉄塔	昭和28年	ワイヤブラシ	油性錆止めペイント	油性調合ペイント	油性調合ペイント
国鉄戸畑橋梁	昭和28年12月	スクレーパ トンカチ ワイヤブラシ	油性錆止めペイント	油性調合ペイント	油性調合ペイント
若松海上保安庁本部鉄塔	昭和29年	ワイヤブラシ	油性錆止めペイント	フタル酸系中塗り	フタル酸系上塗り
八幡製鉄中原橋梁	昭和29年 2月	トンカチ ワイヤブラシ	油性錆止めペイント	油性調合ペイント	油性調合ペイント
若松消防署門構	昭和30年	ワイヤブラシ	油性錆止めペイント	フタル酸系中塗り	フタル酸系上塗り

年代の塗装は油性錆止めペイント（一般錆止めペイントおよび亜酸化鉛錆止めペイント）と油性調合ペイントの中塗りおよび上塗りから成る塗装系が用いられ，20年代末になって油性錆止めペイントとフタル酸樹脂系の中塗りおよび上塗りを組み合わせた塗装系が使われはじめたことが判る。

若戸大橋の塗装に関しては，室内の促進劣化試験，現地の大気暴露試験などの結果から，素地調整にはブラスト工法を用い，長期暴露型エッテングプライマーをショップコートに用いる当時としては画期的な，表－3に示すような塗装系が用いられることとなった。その後，昭和30年代末に

表－3　若戸大橋の塗装仕様[4]

塗装仕様		
工場	素地調整	ブラスト（製品）
	1次プライマー	エッチングプライマー（120g/m²）
	下塗り (1)	合成樹脂鉛丹プライマー（180g/m²）
	下塗り (2)	同上（〃）
現場	中塗り	フタル酸系中塗り（140g/m²）
	上塗り (1)	フタル酸系上塗り（130g/m²）
	上塗り (2)	フタル酸系上塗り（〃）

は一般橋梁のほとんどのものに油性さび止めペイント～フタル酸樹脂系中上塗の塗装系が用いられるようになり，現在でも多くの橋梁に用いられている。

昭和40年代に入ると耐暴露性に優れたジンクリッチプライマーが導入されるようになり，中塗，上塗に塩化ゴム系塗料M 10系塗料など各種の塗料が用いられるようになった。昭和40年代および昭和50年代の代表的な塗装の仕様例を表－4および5に示す。

表－4　昭和40年代の塗装仕様例[5]

年代	橋梁名	塗装仕様		
41	米山大橋（新潟県）	工場	素地調整	ブラスト（原板）
			1次プライマー	ジンクリッチプライマー
			プライマー	同上
		現場	中塗り	フタル酸系中塗り
			上塗り	フタル酸系上塗り
42	銀波橋（神奈川県）	工場	素地調整	ブラフト（原板）
			1次プライマー	エポキシジンクリッチプライマー
		現場	下塗り	鉛酸カルシウム錆止め
			上塗り	フタル酸系上塗り
43	新小松川橋（東京都）	工場	素地調整	ブラスト（原板）
			1次プライマー	ジンクリッチプライマー
			プライマー	同上
		現場	下塗り	鉛丹錆止め2種
			中塗り	フタル酸系中塗り
			上塗り	フタル酸系上塗り
43	神領橋（愛知県）		素地調整	ブラスト（原板）
			1次プライマー	無機系ジンクリッチプライマー
			下塗り	シアナシド鉛錆止め
			中塗り	フタル酸系中塗り
			上塗り	フタル酸系上塗り

年代	橋梁名	塗装仕様			
47	境水道橋	工場	素地調整	ブラスト（原板）	
			1次プライマー	無機系ジンクリッチプライマー	
			下塗り (1)	塩化ゴム系下塗り	
			下塗り (2)	同上	
		現場	中塗り	塩化ゴム系中塗り	
			上塗り	塩化ゴム系上塗り	
47	関門橋（山口県～福岡県）	工場	素地調整	ブラスト（原板）	
			1次プライマー	無機系ジンクリッチプライマー	
			素地調整	グリットブラスト（製品）	
			溶射	亜鉛溶射	
			封孔処理	短暴型エッチングプライマー	
			下塗り	フェノール系ジンククロメート錆止め	
			中塗り (1)	フェノール系MIO塗料	
			中塗り (2)	同上	
		現場	上塗り (1)	塩化ゴム系中塗り	
			上塗り (2)	塩化ゴム系上塗り	
49	胎姫（ひめ）橋（新潟県）	工場	素地調整	ブラスト（製品）	
			1次プライマー	エポキシジンクリッチプライマー	
			下塗り (1)	エポキシ下塗り	
			下塗り (2)	同上	
		現場	中塗り	エポキシ系MIO	ポリウレタン中塗り
			上塗り	同上（シルバー）	ポリウレタン上塗り
49	黒之瀬戸大橋（鹿児島県）	工場	素地調整	ブラスト（製品）	
			下塗り (1)	厚膜型無機ジンクリッチペイント	
			下塗り (2)	塩化ゴム系下塗り	
			中塗り (1)	フェノール系MIO塗料	
		現場	中塗り (2)	同上	
			上塗り	同上（シルバー）	
49	広島大橋（広島県）	工場	素地調整	ブラスト（原板）	
			1次プライマー	無機系ジンクリッチプライマー	
			素地調整	ブラスト（製品）	
			下塗り (1)	厚膜型無機ジンクリッチペイント	
			下塗り (2)	塩化ゴム系下塗り	
			中塗り	塩化ゴム系中塗り	
			上塗り (1)	塩化ゴム系上塗り	
		現場	上塗り (2)	塩化ゴム系上塗り	

表－5　昭和50年代の塗装仕様例[5]

年代	橋梁名	塗装仕様			
51	六甲大橋（兵庫県）	工場	素地調整	ブラスト（原板）	
			1次プライマー	長暴型エッチングプライマー	
			下塗り	亜酸化鉛錆止め1種	
			中塗り (1)	フェノール系MIO塗料	
		現場	中塗り (2)	塩化ゴム系中塗り	
			上塗り	塩化ゴム系上塗り	
51	大島大橋（山口県）	工場	素地調整	ブラスト（原板）	
			1次プライマー	長暴型エッチングプライマー	
			下塗り (1)	鉛系錆止め	
			下塗り (2)	同上	
			中塗り (1)	フェノール系MIO塗料	
		現場	中塗り (2)	塩化ゴム系中塗り	
			上塗り	塩化ゴム系上塗り	
53	大三島橋（愛媛県）	工場	素地調整	ブラスト（原板）	
			1次プライマー	無機系ジンクリッチプライマー	
			素地調整	ブラスト（製品）	
			下塗り (1)	厚膜型無機ジンクリッチペイント	
			封孔処理	短暴型エッチングプライマー	
			下塗り (2)	フェノール系ジンククロメート錆止め	
			中塗り (1)	フェノール系MIO塗料	
			中塗り (2)	同上	
			上塗り (1)	塩化ゴム系中塗り	—
			上塗り (2)	塩化ゴム系上塗り	—
		現場	上塗り (1)	—	塩化ゴム系中塗り
			上塗り (2)	—	塩化ゴム系上塗り

2.2.2　長期防錆型塗装系と塗装工程

最近では，海上あるいは河口部など海域に建設される大型の鋼橋には，耐久性の優れた各種の長期防錆型の塗装系が用いられるようになってきた。土木研究所における暴露試験結果でも，腐食性の厳しい海域環境でこれらの長期防錆型の塗装系は一般の塗装系に比べて極めて耐久性の優れていることを明らかにしてきた。

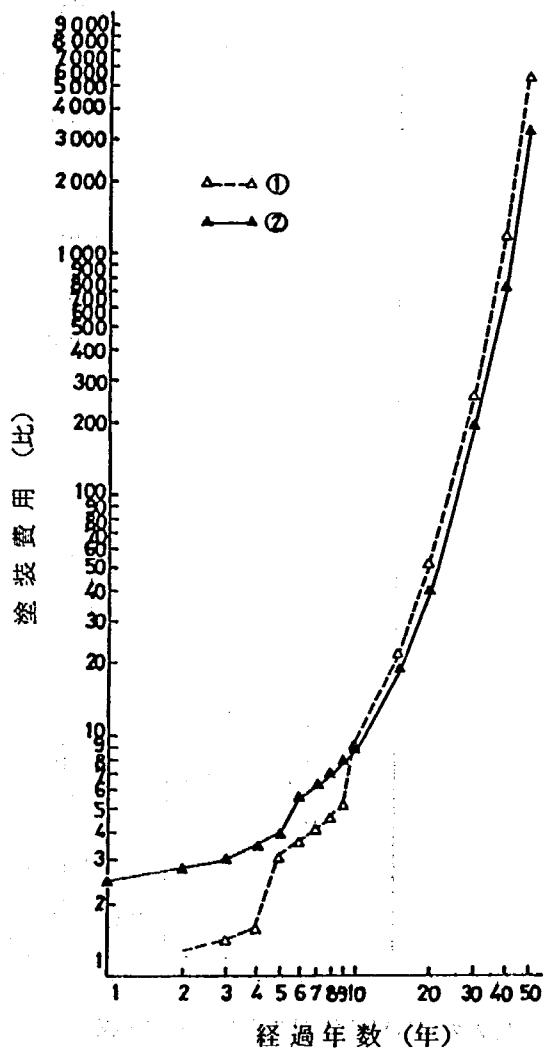
長期防錆型塗装系は，一般塗装系に比べてイニシャルコストが確かに高くつくが，補修費を含めたトータルコーストから見ると，補修のインターバルが長くなるだけ有利になると考えられる。図－4[6]はトータルコストに関する例だが，従来の一般的な塗装系①のイニシャルコストを1.00としたとき，長期防錆型塗装系②のイニシャルコストは2.23となるが，図－4に示した条件で補修塗装および上塗り塗装をしたとすれば，およそ10年でトータルコストとしては②の方が安くなることを示している。

しかし，長期防錆型塗装系を用する場合にいくつかの問題点のあることが明らかにされている。

表－6　各種塗装系の塗装工程と塗膜性能
（5ケ年の海上暴露試験結果）[7]

塗装系		塗膜欠陥の種類*	塗装工程** a	b	c
一般塗装系	油性～フタル酸	さび	⊘	⊘	△
		ふくれ	⊘	⊘	×
	油性～シリコンアルキド	さび	△	○	△
		ふくれ	⊘	⊘	×
長期防錆型塗装系	有機ジンクHB～塩化ゴム	さび	○	○	⊘
		ふくれ	◎	⊘	△
	有機ジンクHB～エポキシ	さび	○	○	⊘
		ふくれ	◎	◎	⊘
	無機ジンクHB～フェノールMIO～塩化ゴム	さび	○	○	⊘
		ふくれ	◎	○	△
	有機ジンクHB～ポリウレタン	さび	○	⊘	⊘
		ふくれ	◎	△	△
	無機ジンクHB～ビニルHB	さび	⊘	⊘	⊘
		ふくれ	◎	◎	△

注：*印；◎・異状なし，○・異状わずか，⊘・さび，ふくれの発生小，△・さび，ふくれの発生中，×・さび，ふくれの発生大。
**印；a・最終工程まで工場で塗装(基準とする)。
b・下塗りまたは中塗りまで工場，仕上げ塗装は現場。
c・損傷部の発錆面を現場で補修塗装。



No.	塗装系（イニシャルコスト）	補修周期	上塗周期	（補修＋上塗）コスト
①	鉛丹＋フタル酸樹脂（1.00）	5年	5年	0.737
②	無機Z_n＋エポキシ＋ウレタン（2.23）	6年（5%）	6年	0.500

図－4　塗装系によるトータルコストの比較[6]
（金利12%，物価上昇率15%と仮定）

表－6は土木研究所で実施した暴露試験結果で，長期防錆型塗装系は塗装工程の影響をより大きく受けることが判る。すなわち，十分管理された施工条件のもとで最終工程まで塗装した場合(a)は，一般塗装系に比べて長期防錆型塗装系は確かに優れた耐久性を示すが，下塗りまたは中塗りまでを管理された施工条件のもとで塗装し，中塗りおよび上塗りの仕上塗装を施工条件を管理しにくい現地で行った場合には必ずしも十分な性能を発揮し難いことを示している。橋梁など土木鋼構造物の建設において，建設時に塗装が損傷し易いことから，従来は一般に工場塗装した部材を組み立て，組み上った構造物を現場で仕上げ塗装することが多かったが，表－6の結果からすれば長期防錆型塗装系を用いる場合には，損傷部の補修箇所など美観上は多少の犠牲を払うことになるが，最終塗装まですべて工場で塗装した方が良いことが判る。現在建設中の本州四国連絡橋公団の大鳴戸橋および因島大橋では，長期防錆型塗装系を採用すると

ともに，我が国では始めて最終工程まで工場塗装した部材を架設する工法を取っているが，これからの土木鋼構造物の塗装のあり方を示すものと考えることができる。

さらに，表－6の結果は，海域においては一度発錆させてしまうとかなり入念に補修したとしても十分な耐久性は得にくくなることを示している。したがって，損傷された場合も劣化した場合も，素地から発錆する以前の，できるだけ早い時期に補修すべきことが判る。

2.2.3 高力ボルト接合面の防錆

最近の鋼構造物には，高力ボルトによる接合が多く用いられるようになってきている。高力ボルト接合においては，所定のすべり摩擦係数を確保する必要性から，従来の陸上構造物では接合面にはなんらの防錆処理は行わないものとされてきた。しかし，厳しい腐食性環境である海上大気部は，接合面の腐食によって長期の耐久性が確保できないことが懸念される。接合面を防錆処理した場合の高力ボルト継手部の海上暴露試験結果を表－7，図－5に示す。継手部の外側全体を塗装しても

表－7　高力ボルト接合面の腐食（海上暴露試験5年間）[8]

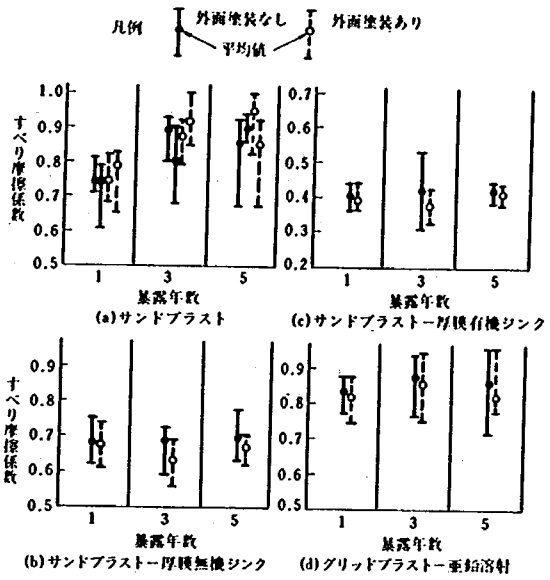
接合面の処理	外面の塗装	外　　観
サンドブラスト	なし	ほとんど全面にわたり腐食している。経年的に腐食が進行する傾向が認められる。
	あり	同上，外面塗装の効果は明らかでない。
サンドブラスト厚膜有機ジンク	なし	白さびの発生が認められる。5年間の暴露で素地からの発錆が外周部に多少認められる。
	あり	同上，外面塗装の効果は明らかでない。
サンドブラスト厚膜無機ジンク	なし	白さびの発生が認められる。5年間の暴露で素地からの発錆が外周部に多少認められる。
	あり	同上，外面塗装の効果は明らかでない。
グリットブラスト亜鉛溶射	なし	白さびの発生が認められる。素地からの発錆は認められない。
	あり	同上.

接合面の防錆にはほとんど効果なく，防錆処理をしない場合（サンドブラストのみ）は全面的に腐食していた。すべり摩擦係数は発錆により増加しているが，腐食が進行するに従って，やがて致命的な欠陥を生ずるものと考えられる。接合面を防錆処理したものはいずれも素地からの発錆はみられず，すべり摩擦係数もほとんど経年的な変化をしていない，すべり摩擦係数の点で有機シンクリッチペイントには問題があるが，海上大気部の高力ボルト接合面は，いずれにしても防錆処理すべきであることが明らかにされている。

2.2.4　着色塗料と変褪色性

鋼構造物の塗装は，先づ鋼を腐食から防護するための防錆が第1の目的であるが，同時に構造物の美観を確保するための美粧の目的をもっている。着色塗料の種類によっては変褪色性の著しいものとそうでないものがある。特に防錆上の耐久性の優れた長期防錆型塗装系を用いた場合には，美観上の理由で塗り替えを要するようでは，そもそも長期防錆型塗装系を用いる本来の目的が失われることにもなり，できるだけ耐変褪色性に優れた色彩色調のものを選定する必要がある。

土木研究所で実施した5ケ年の海上暴露試験の結果を図－6に示す。この結果から，塗料の色彩，色調によって変褪色性が異なることなど，次の事が明らかにされている。



（海上暴露試験結果）

図－5　高力ボルト継手にみる摩擦係数の経年変化[8]

1）赤色系は，全般的に変褪色度が大きいが，変褪色の程度は，顔料の種類および配合比によって異なるほか，色の濃淡による差異が大きい。一般に淡色のほうが変褪色しやすい傾向にある。また，鮮明な色よりやや濁った色調の方が変褪色しにくくなる。

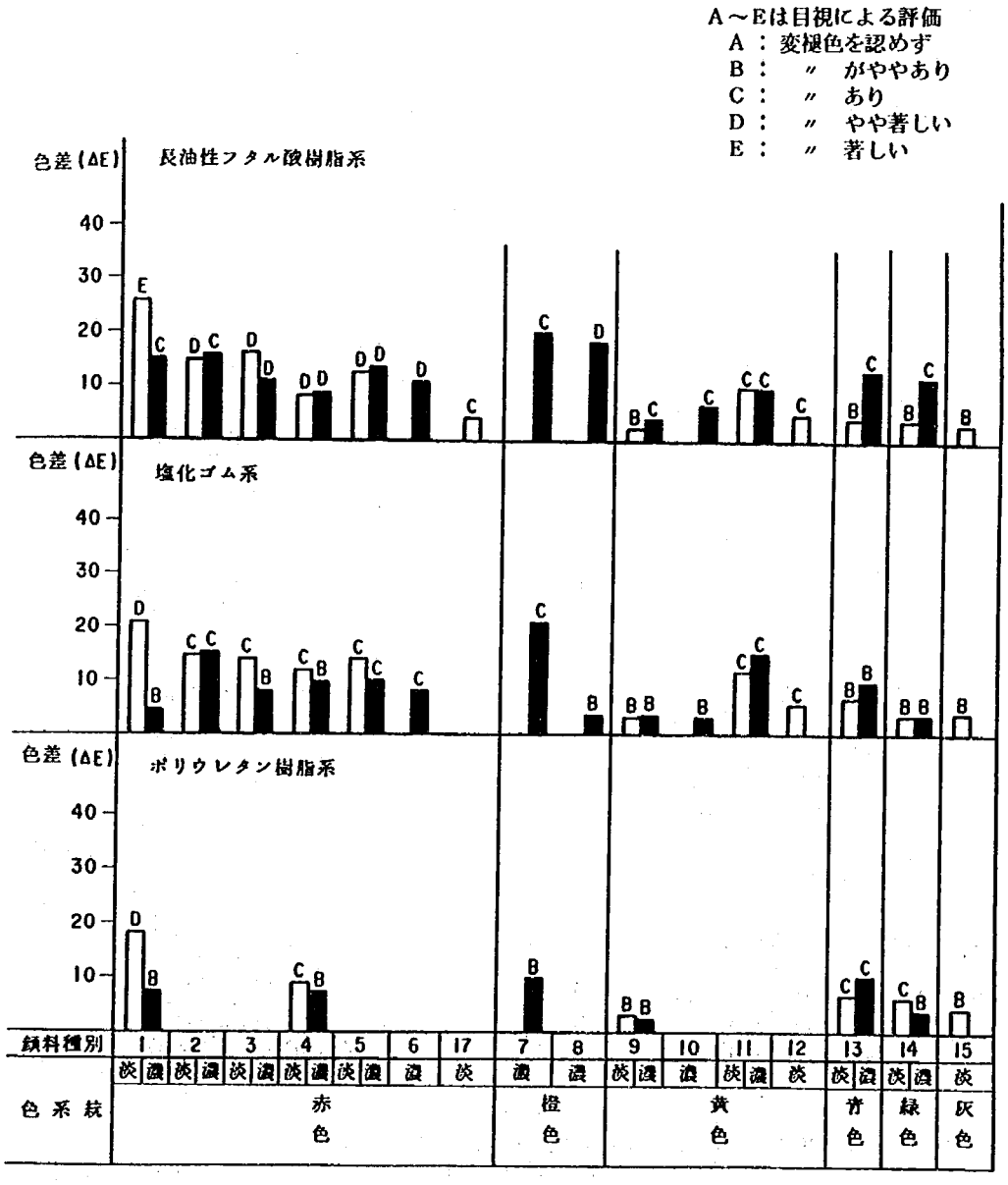
2）橙色系は，赤色系よりは変褪色が少ない。

3）黄色系は，顔料の種類による差が大きく，比較的鮮明な色を与える黄鉛を用いたものは変褪色が大きく，ややくすんだ色になる酸化鉄黄を用いたものは変褪色は比較的小さい。

4）青色系および緑色系は，赤色系～橙色系に比べて変褪色の程度が小さく，淡色系の方がより少ない傾向にある。特に水洗すれば，もとの色に近い状態になる。

5）灰色系は，変褪色が最も少ない。

6）MIO色は，全く変化しない。



図－6　着色塗料の色調別，展色剤別の変褪色度（大気暴露5年……水洗後）[9]

2.3　鋼構造物の飛沫帯・干満帯部の防食技術

2.3.1　新しい防食技術の開発に関する官民との共同研究

飛沫帯は最も腐食が激しいのみならず，干満帯と同様に，絶えずしぶき，波浪の影響を受けて，維持補修のきわめて困難な箇所である。したがって，この部分の防食はメインテナンスフリーであることが望ましいが，現在のところこのような技術は確立していない。

建設省土木研究所では，昭和48年から官民の共同研究として，飛沫帯・干満帯における防食技

術の開発に関する共同研究を実施してきた。実際の鋼管杭（φ 508 mmおよび609.6 mm）と試験片（φ 100 mm，ℓ 2000 mm）を用いて，表－8に示す36種類の各種防食材料に関する現地暴露試験（東京湾および茨城県阿字ケ浦）を実施しており，約5.5年間の試験結果からおよそ次の知見が得られている。なお，代表的な試験結果を表－9に示す。

表－8　飛沫帯・干満帯部の防食被覆[10]

分類	被覆の種類	杭 C	杭 A	試験片 C	試験片 A
金属被覆	耐海水鋼(Cu-Cr-Al系)巻き(6mm)	○	○	○	○
	ステンレス鋼(25Cr-13Ni系)巻き(3mm)	○		○	
	モネル巻き(2mm)			○	
	チタンクラッド(0.5mm)			○	
	アルミ溶射+タールエポキシ(100μm)(300μm×2)	○		○	
金属溶射＋塗装	アルミ溶射×ビニロンクロス補強タ(100μm)(300μm×2)ールエポキシ	○		○	
	アルミ溶射+ガラスクロス補強タ(100μm)(300μm×3)ールエポキシ		○		○
	アルミ溶射(封孔処理，200μm)	○		○	
	亜鉛溶射＋タールエポキシ(100μm)(300μm×2)	○		○	
塗装	HB無機ジンク+タールエポシキ(75μm)(300μm×3)	○	○	○	○
	HB無機ジンク+ガラスクロス補強(75μm)(300μm×3)エポキシ	○	○	○	○
	HB無機ジンクリッチペイント(100μm)			○	
有機質ライニング(エポキシ)	レジンモルタル(エポキシ20wt%4mm)	○	○	○	○
	レジンモルタル(エポキシ33.3wt%，5mm)			○	
	ガラスフレーク入りエポシキ(2mm)			○	○
	水中硬化型エポキシ(5mm)			○	○
	タールエポシキシマスチック(14mm)			○	
	不織布含浸エポシキテープ(3mm)			○	

分類	被覆の種類	杭 C	杭 A	試験片 C	試験片 A
有機質ライニング(ポリエステル)	ガラスフレーク入りポリエステル(1mm)			○	
	ガラスフレーク入りポリエステル(2mm)			○	
同上(ポリエチレン)	ポリエチレン(押出し成形，4mm)	○	○	○	○
	ポリエチレン(押出し成形，4mm)			○	○
	紛体ポリエチレン(8mm)			○	
	ポリエチレンシュリンクチューブ(3mm)			○	
	エポキシ紛体塗装+ポリエチレン(0.3mm)(4mm)(押出し成形)			○	○
同上(ポリウレタン)	ポリウレタンゴム(4mm)		○		○
	発泡ポリウレタン(10mm)			○	
	ウレタンマスチック(3mm)		○		○
同上(その他)	ブチルゴム(4mm)			○	
	クロロプレンゴムシート(5mm)			○	
	アスファルトマスチック(10mm)			○	
	ペロトラタム含浸テープ+FRP(2mm)(3mm)			○	
無機質ライニング	スチールファイバーコンクリート(型枠10mm)	○			
	スチールファイバーコンクリート(吹付け5mm)	○			
	セメントモルタル+FRP(47mm)(3mm)		○		○
	ガラス繊維入りセメントモルタル(20mm)			○	○

注：① ○印は暴露場所（C；東京湾千葉市沖，A；茨城県阿字ケ浦沖）．
② 杭の大きさ（Cではφ508mm＋ℓ45m・防食部分6 m，Aではφ609.6mm×ℓ16m・防食部分6 m）．
③ 試験片の大きさφ100 mm ×ℓ2 m．

表－9　防食鋼管杭の調査結果のまとめ（暴露55年経過）(千葉沖)[10]

防食被覆の種類	被覆の状況	生物の付着状況
無処理	全体的にかなり腐食が進行している。	フジツボ，い貝
ステンレス鋼(25Cr-13Ni系)巻き(3mm)	溶接部にさび色の変色があるが，腐食の進行は認められない。被覆境界部の無処理ぐいに凹凸腐食が多数発生している。	フジツボ，い貝
耐海水鋼(Cu-Cr-Al系)巻き(6mm)	全体的に腐食は進行している。干満席は比較的緻密なさび層で覆われている。被覆境界部の無処理ぐいに凹凸腐食がみられる。	フジツボ，い貝

防食被覆の種類	被覆の状況	生物の付着状況
アルミ溶射(200μm)(封孔処理)	大気～飛沫帯では白さびが点在し，干満帯では犠牲防食効果のため，アルミの消耗が進んでいる。	フジツボ，い貝 緑色のこけ
アルミ溶射(100μm) ＋タールエポキシ塗装(300μm×2)	大気部は塗膜の剥離，ふくれが数箇所発生している。飛沫帯干満帯で塗膜の剥離が著しく，アルミ溶射もほとんど消耗し，赤さびが発生している。	フジツボ，い貝
アルミ溶射(100μm)＋ビニロンクロス 補強タールエポキシ塗装(300μm×2)	大気～飛沫帯は塗膜の剥離が各所にみられ，赤さび及び白さびが混在している。干満帯では比較的大きな塗膜の剥離があり，赤さびが発生している。	フジツボ，い貝
亜鉛溶射(100μm) ＋タールエポキシ塗装(300μm×2)	大気～飛沫帯は比較的良好であるが，干満帯に大きな塗膜の剥離があり，亜鉛溶射もほとんど消耗し，赤さび及び白さびが混在している。	フジツボ，い貝
無機ジンクリッチペイント塗装(75μm) ＋タールエポキシ塗装(300μm×3)	大気～飛沫帯は小さなきず，ふくれが数箇所みられる程度であるが，干満帯は比較的大きな塗膜の剥離があり，赤さび及び白さびが混在している。	フジツボ，い貝
無機ジンクリッチペイント塗装(75μm)＋ ガラスクロス補強エポキシ塗装(300μm×3)	大気～飛沫帯には小さなきずが数箇所あり，若干発錆しているが，干満帯の塗膜に異状は認められない。	フジツボ，い貝 緑色のこけ
ポリエチレン押出しライニング(4mm)	全般的に外観は良好	フジツボ，い貝
エポキシ系レジンモルタルライニング (4mm)	大気部の大きなうちきずによる剥離及び一部の被覆にクラックの発生がみられる。全般的に薄いさび色を呈している。	フジツボ，い貝 緑色のこけ
ファイバーコンクリートライニング No. 12（型　枠：100mm） No. 12′（吹付け：　50mm）	全面にスチールファイバーによる点線状のさびがあり，杭の上部に小さなクラックが生じている。	フジツボ，い貝 緑色のこけ

a）　犠牲鉄板巻き

犠牲鉄板巻きによる防食法は耐衝撃性に優れ，コストも安いが，重量および，溶接性などの点から，従来は板厚12mm，防食寿命10年程度とすることが多かった。本研究では，炭素鋼より耐久性の優れた低合金系耐海水鋼を用いており，飛沫帯上部では黒褐色の比較的緻密なさび層を生じているが，飛沫帯下部および干満帯では赤褐色の層状のさびが剝離しており，今後の腐食状況の進行の見きわめが必要とされる。

b）塗装

厚膜型の有機または無機ジンクリッチペイントを下地に，超厚膜型のタールエポキシまたはエポキシ樹脂塗料を上塗りに用いた塗装系について試験を行っているが，鋼管杭打設時の損傷も少なく，今までのところ良好な結果を得ている。防食寿命はそれほど長くないとしても，他のライニングに比べて施工も容易で，補修も比較的容易であるなどの利点があり今後の調査結果が待たれる。

c）有機質ライニング

有機質ライニング材料には種々のものがあるが，本研究では，ゴム，ポリエチレン，レジンモルタルおよび強化プラスチックなどについて試験をしている。ゴムライニングは，耐衝撃性，耐摩耗

性に優れ，外力による損傷を受けにくいが，一度素地に達するような損傷を受けると傷部からの欠陥の広がりが大きくなる傾向をもっている。ポリエチレンライニング（押出し成型）も，安価で耐衝撃性に優れているが，鋼材面との付着に問題が残されており，一度損傷を受けると傷部からの欠陥の広がりが大きくなる傾向をもっている。レジンモルタルは耐摩耗性に優れているが，施工管理に注意しないと十分な性能が得られないことがある。強化プラスチックライニングは，外力の影響を受けにくい特徴をもつが，鋼材面に直接付着しないので，鋼材面との間隙にモルタル，アスファルトなどを接着剤を兼ねて充填するが，充填材の材質によって防食効果が異なる。

d）無機質ライニング

セメント硬化体（モルタルまたはコンクリート）を防食ライニングとして用いる場合には，高品質と入念な施工が要求され，厚みの確保とひびわれ防止がきわめて重要である。ライニングとしては曲げや衝撃に弱いため，本研究ではファイバーコンクリートに関する試験を実施しているが，今後の耐久性の見きわめが必要である。

e）金属溶射

実用性のある溶射金属は亜鉛とアルミニウムであるが海域環境ではアルミニウムのほうが優れている。海中部分に鋼材の露出部分があると，干満帯部分のアルミニウムの消耗を促進させ，また，溶射の上に塗装した場合も塗装が剝離することが明らかにされ，アルミ溶射の干満帯への適用には解決すべき問題が残されている。

f）耐食性金属材料

モネル，チタンおよび耐海水性ステンレス鋼（25 Cr- 13 Ni系）は，海域環境において優れた耐食性を有すると期待され，本研究では鋼に巻きつけて被覆したものについて試験をしている。今までのところ耐食性として非常に優れた結果を得ているが，他の防食材料に比べてコストが非常に高いので，用いるとすれば完全にメインテナンスフリーであるべきであり，実用性について今後の見きわめが必要である。特に，海中における鋼との接合部について，異種金属接触腐食を防止するための対策の確立が必要である。

2.3.2　各種クラッド材の耐食性

金属材料を熱間圧延法や爆発圧着法などによって鋼材に張り合わせたクラッド鋼は，耐食性さえ完全であればメインテナンスフリーの防食材料になると期待される。種々の金属材料によるクラッド鋼の曝露試験結果を表－10，11に示す。チタンはまったく海水に侵食されず，最も耐食性が優れている。SUS 316 Lは，孔食やすき間腐食を生ずる傾向にあり，耐海水性を目的としたクラッド材としては適性に欠ける。SUS 329 J 1は，平均侵食も少なく局部腐食も小さいので，耐海水性クラッド材として有望である。ネーバル黄銅やアルミ青銅は，平均侵食が大きく長寿命を期待することはできない。モネルは，平均侵食がやや大きく飛沫帯における耐久性にやや問題はあるが，局部腐食は比較的少なく，クラッド材としての厚みを適当に選べば実用性があるものと思われる。

表－10　各種クラッド鋼の腐食速度[10]

試験片＼場所		川崎沖				室蘭港			
暴露時間		14か月		24か月		14か月		24か月	
腐食量		mg/cm²	mm/y	mg/cm²	mm/y	mg/cm²	mm/y	mg/cm²	mm/y
SUS 316 L	a	2.07	0.0	4.52	0.0	2.99	0.0	1.87	0.0
	b	486.0	0.52	645.8	0.4	219.8	0.24	362.8	0.22
	c	520.2	0.56	531.0	0.34	209.2	0.22	337.8	0.22
SUS 329 J1	a	0.62	0.0	2.66	0.0	0.73	0.0	0.52	0.0
	b	553.2	0.60	642.4	0.4	234.8	0.26	331.0	0.2
	c	544.0	0.58	677.0	0.42	199.6	0.22	297.6	0.18
ネーバル黄銅	a	56.2	0.06	103.1	0.06	30.2	0.03	40.3	0.02
	b	509.4	0.45	766.1	0.46	193.2	0.2	272.0	0.16
	c	570.2	0.60	763.2	0.46	196.4	0.2	261.6	0.16
アルミ青銅	a	30.0	0.03	32.0	0.02	57.0	0.06	72.2	0.05
	b	534.0	0.6	714.8	0.46	197.6	0.22	257.8	0.16
	c	577.4	0.64	675.6	0.44	213.8	0.24	276.0	0.18
モネル	a	4.97	0.0	10.1	0.01	15.0	0.01	24.2	0.01
	b	545.4	0.56	677.0	0. 4	149.2	0.16	211.4	0.12
	c	644.2	0.64	605.2	0.36	148.4	0.16	199.2	0.12
チタン	a	－	－	0.02	0.0	－	－	0.02	0.0

注：a・単体
b・SS 41と共金溶接
c・SS41と希釈溶接　SS 41の部分だけ腐食したため数字はいずれもSS 41の部分のものである。

表－11　各種クラッド鋼の孔食とすき間腐食[11]

（単位：mm/y）

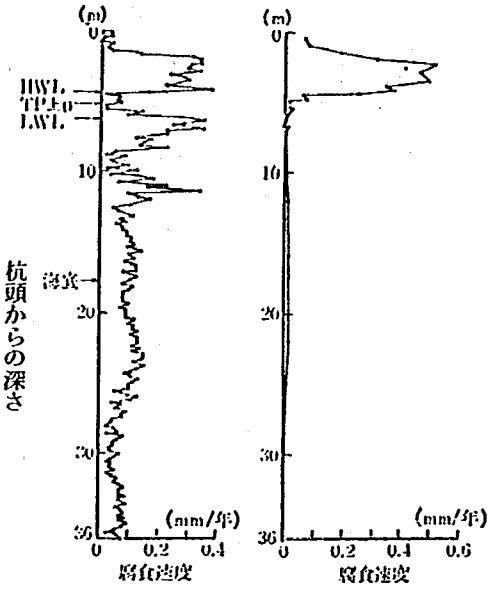
測定項目	最大孔食深さ				最大すきま腐食			
場所	川崎沖		室蘭港		川崎沖		室蘭港	
クラッド材＼暴露期間	14か月	24か月	14か月	24か月	14か月	24か月	14か月	24か月
SUS 316 L	1.18	0.03	4.22	1.5	0.34	0.11	0.14	0.08
SUS 329 J1	0.0	0.05	0.0	0.14	0.19	0.18	0.0	0.0
ネーバル黄銅	－	－	－	－	0.13	0.12	0.14	0.09
アルミ青銅	－	－	－	－	0.51	0.16	0.64	0.31
モネル	0.06	0.3	0.09	0.11	0.03	0.22	0.07	0.07
チタン	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0

2.4　鋼構造物の海中部および海底土中部の電気防食

海底および海底土中部の防食には，電気防食が最も確実な防食方法として期待される。土木研究所が東京湾で行った電気防食に関する2ケ年の試験結果を図－7に示す。この結果から，電気防食

は海中部のみならず，海底土中部に対しても非常に優れた防食効果を持つことが明らかにされている。なお，この場合，飛沫部から干満部，海中部にかけての鋼の腐食傾向は，図－1に示したKure Beach と同様の傾向を示しているが，海中部ではKure Beach の場合と異なり，腐食速度が一定せず，11～12 mの深度で腐食が著しくなっており，これは水質が深度によって異なり，層状の海水の存在するためと考えられる。

このように，海中部の鋼の腐食速度は，水温，溶存酸素量，塩分濃度，潮流などの環境条件によって異なるので，電気防食もそれぞれの環境条件に応じた設計を行う必要がある。土木研究所では，現在，電気防食の設計法に関する基礎的な研究を実施しているが，今までに得られた結果の1部を以下に紹介する。



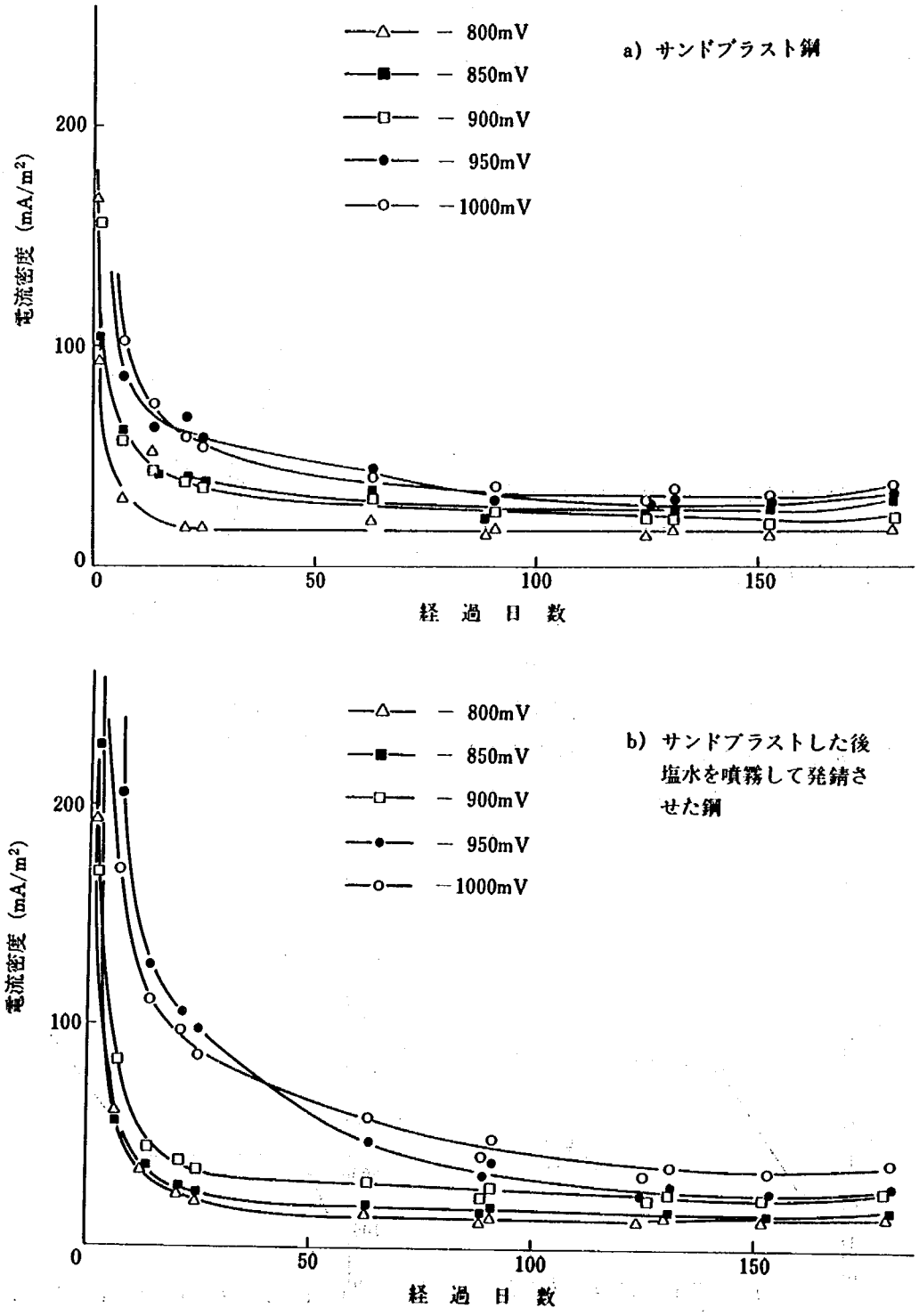
（東京湾・川崎沖）

図－7　鋼管杭の腐食と電気防食の効果[12]

表－12　電流密度が定常値になるまでの日数と定常値（室内試験）[13]

項目 / 表面状態 \ 設定電位	定常値までの月数					防食電流密度（定常値）mA/m²				
	−800	−850	−900	−950	−1000	−800	−850	−900	−950	−1000
サンドブラスト	20	40	50	90	90	15	28	23	30	35
発錆処理	25	40	50	120	130	15	15	25	28	38

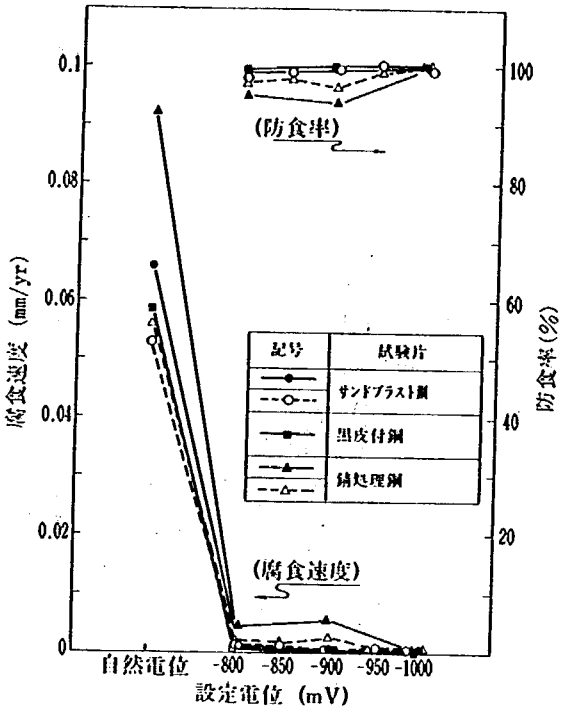
図－8は，室温で溶存酸素飽和の海水中で鋼材を一定の電位に設定したときの電流密度の経時変化を示したもので，初期には電流密度は非常に大きいが，経時的に減少し，やがてほぼ一定の定常値を示すようになる。定常値を示すようになるまでの日数と定常値を表－12に示す。これらの結果に示されるとおり，鋼材の表面状態によって，初期電流密度および定常値に達するまでの日数は異なるが，定常値そのものはほとんど差がなく，設定電位が卑な（マイナス）ほど定常値は大きくなる。このときの各設定電位における鋼の腐食速度および防食率を図－9に示す。これから－800 mv 以下に電位を設定すれば防食率は96％程度となり，－950 mv 以下では99％以上となることが判る。図－10は，海水の流速と電流密度との関係を示したもので，この結果については実験方法上の問題点もあり，なお検討を要するが，初期電流密度は，流速が大きくなるほど大きくなることが判る。また，電流密度の定常値は流速が大きくなるにしたがって増大するが，2 m/s～5 m/s では240 mA/m² のほぼ一定値を示し，5 m/s 以上で急激に増大している。



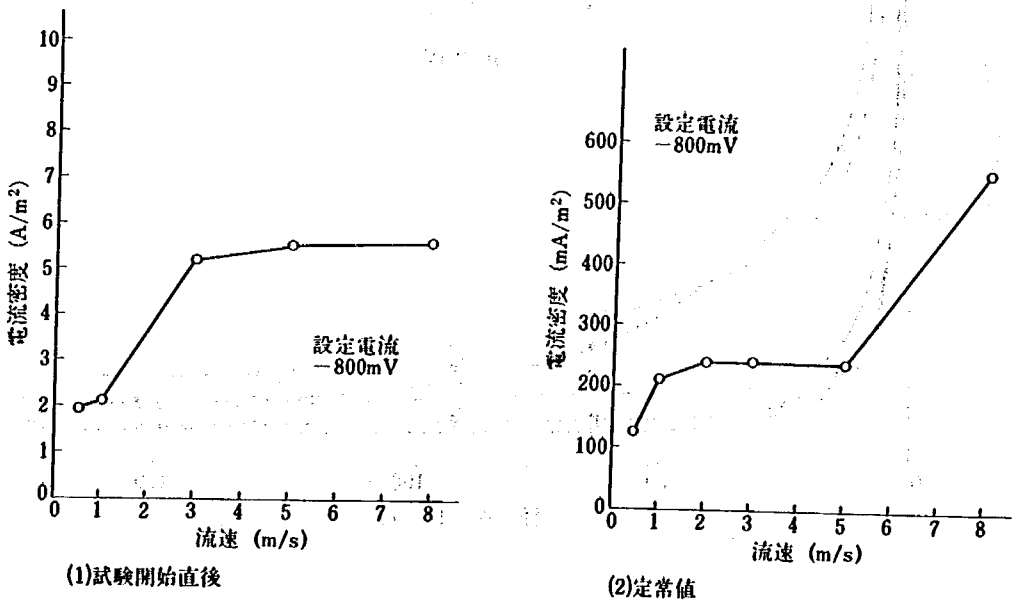
図－8　各設定電位における電流密度の経時変化[13)]

図－11は，各種防食下地の上にタールエポキシを塗装した場合の鋼材に対する電流密度の経時変化を示したもので，無塗装鋼材に比べて電流密度は非常に小さくなるが，防食下地が無い場合タールエポキシ塗装鋼材は，塗膜にふくれを生じ，電流密度が増大していっている。このことからも，電気防食と塗装を併用した場合は，電気防食に適した塗装系を選定するとともに，塗装に悪影響を与えない範囲での電位設定が必要とされると考えられる。

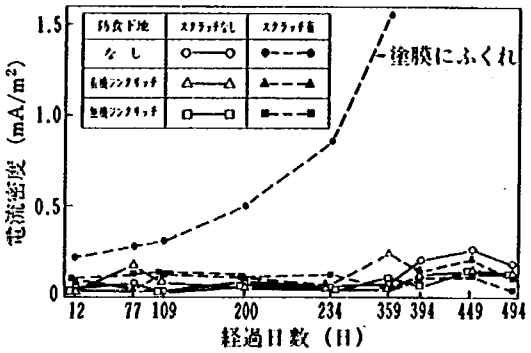
以上は，断片的な試験結果を紹介しただけだが，これらの基礎的な研究から，水温，溶存酸素，塩分濃度，流速などの環境条件と電気防食の設計条件との関係を明らかにするとともに，実海域において環境条件が季節的にあるいは水深方向に変化するなかでの電気防食条件および構造物の形状などに応じた設計条件を明らかにして行く必要がある。土木研究所では今後，これらの点に関して研究を実施していく予定である。



図－9　各設定電位における腐食速度及び防食率[13]



図－10　流速と電流密度[13]

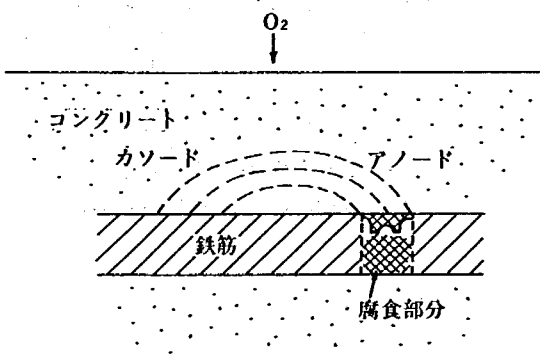


図－11　各種防食下地の上にタールエポキシを塗装（膜厚 200 μm)した試験片の電流密度の経時変化[13]

3. コンクリート構造物の腐食と防食

3.1 コンクリート中の鋼材の腐食機構

鉄鋼の腐食は，次のような電気化学的反応によるものとして説明されている。すなわち，微少な金属組成の不均一な部分あるいは環境条件の差によって，鉄鋼表面に局部的な電池が構成される。図－12は局部電池をモデル的に示したもので，局部電池のアノード部（陽極）から溶液中に電流が流れ出し，カソード部（陰極）には溶液中から電流が流入して，それぞれ次の反応が起る。



図－12　コンクリート中の鉄筋のマクロセル腐食のモデル

アノード部　$F_e \rightarrow F_e^{++} + 2e^-$

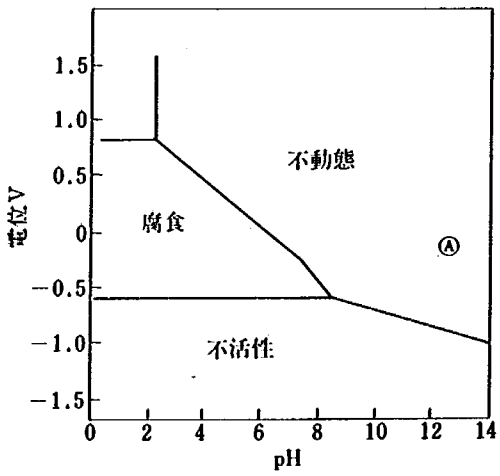
カソード部　$O_2 + 2H_2O + 4e^- \rightarrow 4OH^-$

したがって，全体としては

$$2F_e + 2H_2O + O_2 \rightarrow 2F_e(OH)_2$$

なる反応が起り，水酸化第1鉄$F_e(OH)_2$は，溶存酸素によってさらに酸化され，水酸化第二鉄$F_e(OH)_3$となる。

ところで，コンクリート中では鋼材は一般には腐食しない。これは，コンクリートがアルカリ性であるためで，鉄鋼が腐食するか否かは環境条件のPHによって異る。Pourbaixは，鉄が安定な不動態に保たれるかあるいは腐食を生ずる活性態にあるかを知るものとして，図－13に示す電位～PH図を作成している。コンクリート中では鋼材はⒶの位置にあり，不動態域にあって腐食は進行しない。しかし，コンクリートが中性化してPHが低くなると不動態域から腐食域になるので腐食が進行し，従来から鉄筋コンクリートの耐久性に関して中性化が大きな問題とされてきたのは，このような理由によるものである。しかし，中性化しないコンクリート中でも塩分が存在すると不動態被膜が$C\ell^-$によって破られ，腐食が孔食の型で進行する。海域でのコンクリート中の鋼材の腐食

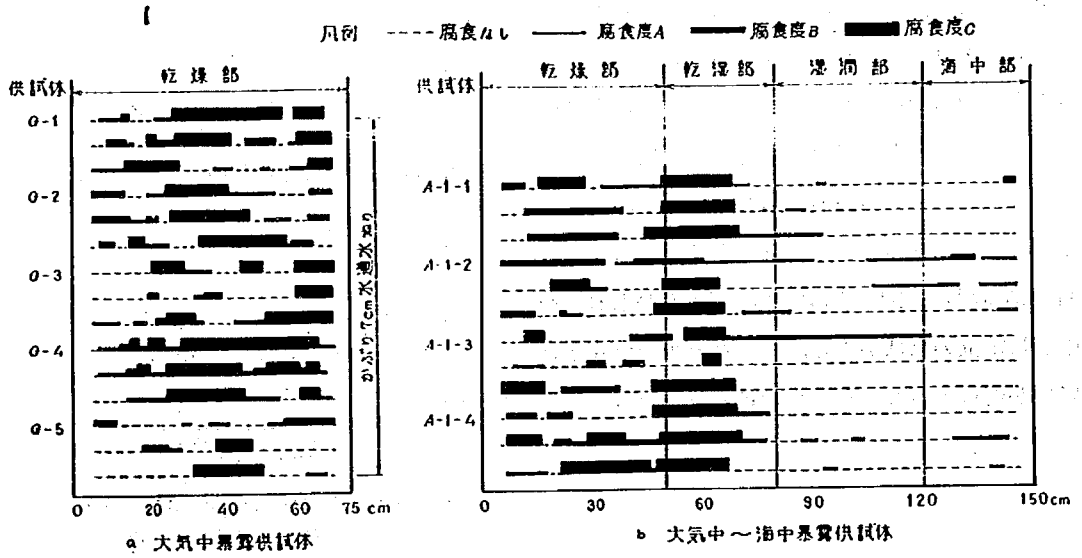


図－13　鉄の電位－PH図[14]

が問題になるのは，まさに塩分の影響であり，必ずしもコンクリートの中性化の有無によるものではない。

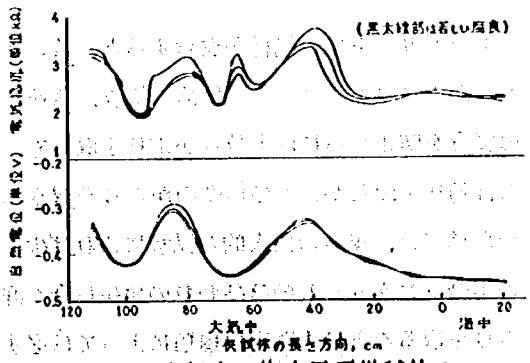
3.2　コンクリート中の鋼材の腐食とマクロセル

鋼材の腐食反応は，局部電池形成して進行するが，コンクリート中ではアノード部とカソード部が隣接したミクロセル腐食として進行するよりも，アノード部とカソード部がある程度の距離離れたマクロセル腐食として進行すると考えられている。しかし，コンクリート中で実際にマクロセルが形成されているか否か，またどの程度の大きさのマクロセルが形成されるのかは従来必ずしも明らかにされなかった。これらの点を明らかにするために，土木研究所ではコンクリート供試体を用いて，実際の海域環境における暴露試験を実施してきた。



図－14　コンクリート供試体中の鉄筋の腐食（暴露　2.5年，かぶり厚さ2cm）[15]

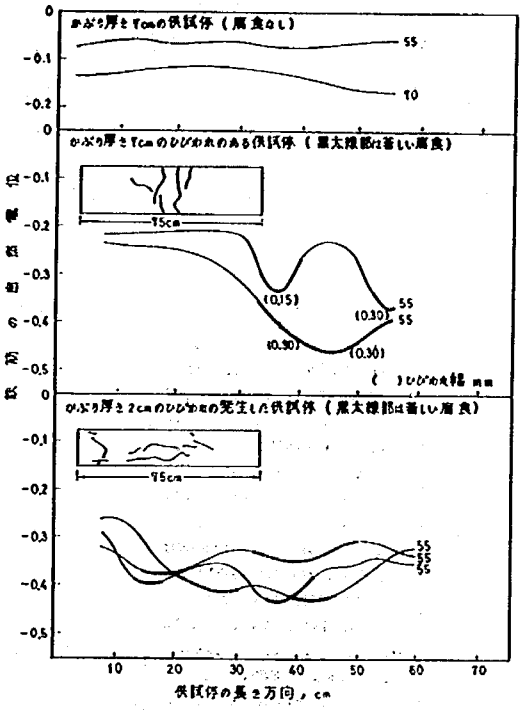
コンクリートの接する環境条件が部分的に異なる場合，コンクリート中の鉄筋周囲の環境条件も部分的に異なり，マクロセルが形成されると考えられる。コンクリートの下部が常時海中にあり，上部が海中にあるように暴露した試験結果を図－14(b)に示した。この結果から海中部分から波浪により常時湿潤になっている部分ではほとんど腐食が進行していないのに対して，それより上部の海上大気中の部分に腐食の著しい箇所が集中し，特に海面上50～60cmの位置に決まって腐食の



図－15　大気中－海中暴露供試体の電気抵抗と自然電位分布（暴露2.5年，かぶり厚さ2cm）[16]

著しい箇所があることが明らかにされた。また，このようなばくろ条件のもとでのコンクリート中の鉄筋の電位分布およびコンクリートの電気抵抗の測定結果を図－15に示す。これらの結果から，鉄筋の電位分布は一様でなく，山と谷をなす山なりの分布を示し，電位分布の谷になる部分と腐食の著しい箇所が対応しており，明らかにコンクリートが異なった環境条件に接することによりマクロセルが形成し，鉄筋の局部的な腐食の進行することが明らかにされた。

コンクリートが単一の環境条件にある場合は，マクロセルが形成されにくいと考えられるが，海上大気中（海面上約1.5 mの位置）に暴露コンクリート供試体中の鉄筋の腐食状況を図－14 (a)に示す。この結果から，コンクリートが海上大気中の単一環境にあっても鉄筋の腐食の著しい箇所は局部的であり，マクロセルによる腐食が生じていることが明らかにされた。すなわち，この場合には，コンクリートの品質の部分的な不均質によってマクロセルが形成され，腐食が促進されると考えることができる。また，コンクリートにひびわれがある場合，図－16に示すようにひびわれ部を中心に電位の高低が生じ，マクロセルが形成され，腐食が進行することが明らかにされている。



図－16　大気中暴露供試体の自然電位分布（単位ｖ）[16]

3.3　コンクリート中の鋼材の防食方法

コンクリート中の鋼材が腐食すると，錆の膨張圧によりコンクリートにひびわれを発生させ，やがてかぶりコンクリートの剝落を招き，急速にコンクリートを劣化させる。コンクリート中の鋼材の腐食を防止するには十分なかぶりを取って，できるだけ密実なコンクリートを打設することが最も有効な手段だが，どの程度のかぶりを取るべきかは環境条件によっても異る。最も腐食性の厳しい環境では，筆者の個人的な見解によれば少くとも100 mm程度は必要と考えている。しかも，この場合コンクリートのひびわれの発生は全く許されない。ひびわれの発生を避け，しかも十分なかぶりを取ることは構造物の種類によっては必ずしも実用的でない。十分なかぶりが取れない場合，あるいはひびわれの発生を避けることができない場合には，コンクリート中の鋼材に対して何らかの積極的な防食対策が必要となる。

コンクリート構造物の防食方法は，その作用機構により次のように分類される。[17]

1）コンクリート表面で腐食性物質を遮断する防食方法

例：ライニング，あまに油処理

2）腐食性物質のコンクリート中への浸透を抑制する防食方法

ポリマーコンクリート（PCC，PIC），ワクシーコンクリート，ひびわれ補修材（コンクリートに生じたひびわれに対する注入材）

3）鋼材表面で腐食性物質を遮断する防食方法

例：金属めっき，樹脂塗装

4）鋼材の腐食を抑制する防食方法

例：電気防食，耐塩性鋼

5）コンクリート中の鋼材の腐食環境を抑制する防食方法

例：防錆剤，電気泳動の利用

これらの防食方法の多くは研究あるいは技術開発の段階にあって，必ずしも実績のあるものばかりではないが，コンクリート構造物の防食方法として実用性があると思われる代表的なものについて，その特徴をここに紹介する[17]

3.3.1 ライニング

コンクリート表面に遮断層を設けるライニング工法は既に建築分野で屋根防水として広く用いられているが，コンクリート構造物の防食方法として利用されている例は少ない。

ライニングを工法的に分類すると，シートを用いる方法と塗膜による方法とがあり，シート防食材料としては合成ゴム系，塩化ビニル樹脂系，ゴムアスファルト系などがあり，塗膜防食材料としては合成ゴム系，ウレタン樹脂系，エポキシ樹脂系などがある。2つの防食ライニング方法は，それぞれ次のような特徴をもつ。

シートを用いる方法は，ピンホールのないライニング面を比較的容易に得ることができ，適度に伸び能力のある材料を用いれば，下地コンクリートのひびわれに追従せずに，防食層自体のひびわれを防ぐことができる。この反面，構造物の垂直面に対する張り付けが難しいなどの欠点がある。

塗膜による方法は，場所を選ばず，大面積を継目なく一度に塗布できる利点はあるが，温度や湿度によって施工性が影響され，得られる塗膜性能も異なるなどの欠点がある。

3.3.2 ポリマーセメントコンクリート

ポリマーセメントコンクリートは，通常のセメントコンクリートの練りまぜ時にポリマーを混入したもので，水密性の増大を期待したものであり，腐食性物質のコンクリート中への浸透を抑制する防食方法として期待できる。しかし，コンクリート構造物の防食方法としての実績は，今まであまりない。

ポリマーセメントコンクリートに用いるポリマーは，SBRやNBRなどの合成ゴムラテックスで，

ポリマーーセメント比が大きいほど水密性が向上し，ポリマーーセメント比は少なくとも0.15以上であることが必要と言われている。

各種の防食方法の中では，通常のコンクリートの打設とほぼ同様に施工すればよく，最も施工が容易な防食方法であるが，乾燥ひびわれを防ぐために施工温度を厳密に規定（通常7～29°C)したり，ポリマーの保管温度を規定するなどの注意を要する。

3.3.3　ポリマー含浸コンクリート

ポリマー含浸コンクリートは，樹脂モノマーをコンクリート中に含浸させた後重合させたもので，樹脂モノマーの重合によりコンクリート中に不透水層を形成させることにより，腐食性物質のコンクリート中への浸透を抑制する防食方法である。樹脂含浸プレキャスト部材などの工場製品が生産され，酸性の温泉地の建築物の基礎ぐいあるいは海中レストランの壁面などに利用されている。最近は，既設構造物に対する現場含浸法が検討されている。現場含浸法は，減圧や加圧操作が不必要で，コンクリート表面のみの加熱でよく，大規模な構造物にも施工できるため，今後のコンクリート構造物の防食方法として期待されている。

現在，広く用いられている含浸用の樹脂モノマーは，メタクリル酸メチルとスチレンの2種類のビニル系樹脂である。ポリマー含浸コンクリートの防食効果は，主としてモノマーの含浸深さによって決定される。含浸深さは，基材コンクリートの性状，モノマーの種類，含浸方法などによって異なってくるが，確実な不透水性層を形成するには，含浸深さとして2.5～5.0cmが必要と考えられている。

ポリマー含浸コンクリートは，ひびわれの発生とともにその防食効果を失うことになり，ひびわれの生ずる恐のある構造物には用いることはできない。従って，ひびわれの生じにくいプレストレストコンクリート構造物などへの利用が有効で，実用化の研究が進められている。

3.3.4　亜鉛めっき

金属めっきの種類には，亜鉛めっき，アルミニウムめっき，ニッケルめっき，銅めっき，カドミウムめっきなどを挙げることができるが，コンクリート中の鋼材に対しては，亜鉛めっき以外には用いられた例はない。

亜鉛めっきの溶解速度は，コンクリート液相の水素イオン濃度に近いPH 12～12.5で極めて小さくなること，亜鉛の腐食生成物は溶解しやすく，コンクリートにひびわれを発生させにくいこと，通常の鋼材とほとんど同様の用い方ができ，施工が容易であることなどから，亜鉛めっきはコンクリート中の鋼材の防食に極めて適した方法として期待されている。

亜鉛めっき鉄筋については，最近，土木学会及び建築学会がそれぞれコンクリート構造物に用いる場合の設計施工指針（案）を出している。両指針は，めっき方法やめっき付着量はJIS H 8641（溶融亜鉛めっき）に定めるものとし，付着量は3種55C（550g/m²）に適合するものとしている。

亜鉛はコンクリートの水和初期の段階で水素を発生し，コンクリートとの付着を損う可能性があるが，酸化クロムを練りまぜ水中に混入したり，亜鉛めっきをクロム処理することによって防止することができる。一方，コンクリートの長期材令においては，亜鉛めっき鉄筋のコンクリートとの付着強度は普通鉄筋とほとんど変わらないとの報告もあり，亜鉛めっきのコンクリートとの付着にはあまり問題はない。

飽和カルシウム溶液中の鉄の孔食臨界食塩濃度が0.2％であるのに対して，亜鉛めっきのそれは0.5％との報告もあり，海砂を利用したコンクリート中の鉄筋の防食に亜鉛めっきは極めて有効であると考えられている。しかし，海洋環境，特に飛沫帯などの激しい腐食性環境における亜鉛めっき鉄筋の防食効果については，必ずしも評価が一定していない。すなわち，海水のしぶきのかかる所の建造後21年を経た橋床版に鉄筋の腐食が見られず，付着亜鉛が初期の60～70％残存していた例もあれば，亜鉛めっき鉄筋を用いた供試体を飛沫帯に11年間曝露した結果，鉄筋の腐食によりひびわれを生じた例もある。従って，亜鉛めっき鉄筋は，コンクリートの密実性の低い場合，かぶりの薄い場合，あるいはコンクリートにひびわれの生じた場合には大きな防食効果を期待することはできず，ライニング，PCC などの他の防食方法との併用が好ましいと考えられる。

3.3.5　エポキシ樹脂塗装鉄筋

一般の鋼構造物の防食には塗装が用いられているが，コンクリート中の鋼材に対する塗装は，従来ほとんど行われていなかった。しかし，6年ほど前から粉体塗料を静電焼付け塗装した鉄筋の利用開発が進められている。樹脂塗装鉄筋は，通常の鉄筋と同様の取扱いができ，水，酸素，塩化物などの腐食性物質を鉄筋表面で遮断することから，ひびわれなどコンクリートに欠陥部を生じても有効に防食できることなど，新しい防食方法としてたいへん期待されている。

鉄筋の防食用塗料として，今までにポリ塩化ビニル，ポリプロピレン，ポリウレタンなどの樹脂塗料が検討されているが，エポキシ樹脂系の塗料が最も良い結果を与えている。エポキシ樹脂塗装鉄筋は，塗装膜厚が厚くなれば耐食性は増大するが，コンクリートとの付着性が低下する傾向があり，耐食性及び付着性のバランスを考慮すると，膜厚は150 μm前後が最も適当と言われている。この程度の膜厚のエポキシ樹脂塗装鉄筋は，濃い塩水中や乾燥湿潤の繰り返される厳しい腐食条件の下でも，また実際の海上暴露試験結果でも優れた耐食性を示すことが明らかにされている。

エポキシ樹脂塗装鉄筋に関する公的規準はいまだ定められていないが，表－13に示すような品質規格（案）が提案されている。

表－13　エポキシ樹脂塗装鉄筋の品質規格（案）[18]

試験項目	試験片	試験条件	性能基準
外観	塗装鉄筋		塗装が均一であって，膜厚は100～150 μm，ピンホールが無く，塗装のつやがあること。
耐塩酸	塗装鉄筋	試験片を$Ca(OH)_2$を飽和した3％食塩水中に100日間(最長400日間)部分浸漬する(液温50℃)	水線部でサビのないこと，水中部でフタレやサビを生じないこと。
腐食促進試験	鉄筋コンクリート供試体	3％食塩中浸漬(12時間) 50℃ ↓ 高温湿潤中放置(12時間) 50℃，98％RH ↓ 乾燥中放置(24時間) 25％RH ↓ 1サイクル(48時間) 100サイクル(200時間)	鉄筋にサビのないこと。
曲げ	塗装鉄筋	4.5×(鉄筋の直径)の曲率で180°まで曲げる(室温10℃)	鉄筋表面にひびわれのないこと。
耐衝撃性	塗装鉄筋	25kg・cmの重錘試験(室温10℃)	われやはがれのないこと。
付着性(引抜き)	塗装鉄筋	「引き抜き試験による鉄筋コンクリートの付着強度試験法」(日本工業規格)	非塗装鉄筋と比べて 付着応力度 最大付着応力度 のいずれもが80％以上であること。

3.3.6　電気防食

電気防食は，鋼材のかぶりあるいはコンクリートの密実さに関係なく，コンクリートに欠陥部が生じても鋼材を有効に防食できることから，海洋コンクリート構造物の防食方法として期待されている。電気防食が有効に作用するためには，鋼材周辺の環境が湿潤状態にあって防食電流が流れることが不可欠で，電気防食は，コンクリートが乾燥した状態では防食効果はなく，海中のコンクリート構造物に適用される。しかし，鋼材の腐食は，コンクリートが乾燥した状態ではあまり問題なく，湿潤状態で問題になるとの考え方から，道路橋床版の防食に用いられている例もある。

参考文献

1）H. A. Humble ; The Cathodic Protection of Steel Piling in Sea Water, Corrosion, Sept. vol. 5.（1949）

2）森芳徳他；東京湾における鋼材の腐食，土木技術資料 vol. 16，No. 11（1974）

3）蒔田実他；防食調査，道路事業調査費報告，昭和50年度

4）　　若戸大橋塗装用塗料試験報告，土木研究所報告 109 号の 2

5）蒔田実，森芳徳；我が国における鋼橋の塗装技術の変遷，橋梁と基礎 vol. 14, No. 10(1980)

6）土木学会，本州四国連絡橋鋼上部構造研究小委員会・塗装分科会；本州四国連絡橋鋼上部構造に関する調査研究報告書（別冊 3 本州四国連絡橋の防錆塗装），昭和 49 年 3 月

7）蒔田実，森芳徳；海域における土木鋼構造物の腐食と防食，土木学会誌 vol 64 = 12（1979）

8）蒔田実他；防食調査，道路事業調査費報告，昭和52年度

9）蒔田実他；海上長大橋用着色塗料の色調選定試験（第 2 報），土木研究所資料 No. 1474（昭和54年3月）

10）鋼管杭協会；防食鋼管杭とその海洋ばくろ試験記録（その 7）(昭和55年度)

11）蒔田実，森芳徳；各種クラッド材の耐食性試験，土木技術資料 vol. 18 N o. 9（1976）

12）建設省土木研究所ほか；東京湾における鋼管杭の腐食防食試験，土木研究所資料 No. 1245 号（昭和52年）

13）土木研究所，土木研究センター；未発表資料

14）M. Pourbaix ; Corrosion Science, vol. 14 P 25（1974）

15）森芳徳他；海上に暴露した鉄筋コンクリート供試体中の鉄筋の腐食，土木技術資料 vol. 18 No. 11（1976）

16）片脇清，守屋進；コンクリート中の鉄筋の腐食に関する電気化学的計測 vol. 18，No. 10（1976）

17）蒔田実，片脇清，宮川豊章；各種防食方法の特徴と実例，コンクリート工学 vol. 19 No. 3（1981）

18）ECOR日本委員会；多目的浮遊構造物の腐食と防食並びに生物付着とその防止（1980）

限界状態設計法の動向

構造橋梁部長　成　田　信　之

1 はじめに

一般に構造物の設計に際しては経済性・安全性・使用性・耐久性・美観等の諸要素が考慮されねばならないことは論を俟たない。特に，土木分野では道路・河川構造物の多くが大規模で，耐用年数が長く，また，風・地震などの苛酷な自然条件に曝されるにもかかわらず，交通を確保し，洪水などから人びとの生命財産を守るという使命を担っているため，それらの構造物に，予想される荷重に対して十分の安全性を具備させることは大切なことである。それらの破壊が招く社会的影響が大きいことを考えると，経済性等を踏まえた構造物の安全性には特別の配慮が必要なことは直ちに首肯されよう。

そこで，構造物の設計手順を規定する示方書・基準・指針・標準等では，設計の段階に応じた構造物の安全性を確保するための条項が定められている。土木構造物の場合，その使用材料の力学的特性，あるいは作用外力に予測し難い不確定性を多く含んでいるにも拘らず，十分の安全性を有する構造物の建設が社会的に要請されている。これに対して上記示方書類では“安全率”という考えで対処して来たが，これは構造物の具備する強度と見積られた荷重との間にある余裕をもたせて置く考えである。そして，この余裕（＝安全率）の具体的な値は，古くからの経験に基づいた判断により決定されて来た。そして，その主流となっていたのは，単一の安全率を軸とした“許容応力度設計法”である。

このような既往の設計体系に対して，近年“限界状態設計法”，もしくは，“荷重係数設計法”と呼ばれる新しい設計体系が提示されている。これらの設計法は，許容応力度設計法における安全率の概念を明確化したものであり，より一貫性のある合理的な設計体系であると言われている。諸外国の設計示方書には，すでに限界状態設計法もしくは荷重係数設計法が導入されていることが多く，我が国の設計示方書でも将来はこれら新しい設計法が導入される方向にある。

以上の状況を踏まえ，本小文では新しい設計概念の概要を説明すると共に，わが国および諸外国での基準化あるいは研究の動向を紹介し，最後に土木研究所におけるこの問題についての調査研究の現況に触れてみたい。

2　荷重係数設計法，限界状態設計法とは

2.1　設計の体系化

これまでの設計法の大半は許容応力度設計法である。この設計法では構造各部の応力につき安全率 γ を考慮したつぎの設計規範が用いられる。

$$\sum_{i=1}^{k} Sn_i \leqq \alpha\, Ra = \alpha \frac{Rn}{\gamma} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (1)$$

ここに，Sn_i（$i=1 \sim k$）は設計荷重による計算応力，Ra は許容応力，Rnは材料の公称限界応力または基準耐荷力，α は荷重の組み合せによって定められる割増し係数である。例えば死荷重と活荷重による引張部材の場合は次式と同義となる。

$$\sigma_a = \sigma_y / \nu \geqq \sigma_D + \sigma_L \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (2)$$

ここに，σ_a は許容応力度，σ_y は鋼材の降伏点応力度，ν は安全率，また σ_D，σ_L は死荷重・活荷重応力度を表わす。現行の道路橋示方書では，SS41材については $\sigma_y = 2{,}400\ \mathrm{kg/cm^2}$ に対して $\nu \fallingdotseq 1.7$ がとられており，

$$\sigma_a = 2{,}400 / 1.7 \fallingdotseq 1{,}400\ \mathrm{kg/cm^2}$$

としている。多くの示方書で，鋼構造物の安全率は主荷重（死荷重ならびに構造物の目的とする荷重）に対して1.2～1.8程度の値を与えており，可成り差が見られる。

ところで，この安全率の内容を吟味して見ると，若干不明確な点が残されており，それらを列挙すれば，

- ○部材強度の不確実性に対する余裕：例えば，圧縮部材では初期曲がりや残留変形などにより，実際の部材の強度が示方書で考えている強度を下まわる可能性がある。
- ○荷重の不確実性に対する余裕：例えば，活荷重は過積載車のためTL－20を上まわることがある。
- ○構造解析の不確実性に対する余裕：例えば，現在一般に行なわれている構造解析は断面力を基本に考えた弾性解析が主体で，局部応力，弾塑性解析などは特殊な場合を除き考えられない。

上記の安全率1.7は，上記3つの余裕に対する総括的な安全率であり，古くからの経験に基づいて定められたものである。

許容応力度設計法は，基本的に大きな問題をもつことはないが，つぎの諸点で不便・不都合を残している。

- ○特殊車両の通行を考えるとき：走行の条件を明確にするかわりに，出来るだけ大きな車両を通

過させたい時に，活荷重に対する安全率が明確になっていれば便利である。

○より精度の高い解析を行なうとき：構造解析に対する安全率が判っていれば，より合理的な設計が可能となる。

○新しい形式の構造物を設計するとき：許容応力度法で与える安全率の概念が総括的で，かつ，経験的であるため，従来数の少ない構造物に対しても同一の安全率を用いて良いという保証はない。

従って，個々の不確実性を与える要因ごとに安全率を与える方が，設計体系の上からは便利であり，つぎのような設計規範が提示される。すなわち，

$$\phi R \geqq \gamma_0 (\Sigma \gamma_i S_i) \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (3)$$

ここに，Rは構造物の設計耐荷力，S_i は設計荷重作用（例えば設計死荷重，設計活荷重による断面力，Σは荷重の組み合せを表わす），ϕは強度係数，γ_0は全体安全係数，γ_iはそれぞれの設計荷重作用に対する荷重係数，である。式(3)は荷重係数設計法の基本式であり個々の安全率または部分安全率の考え方が導入されている。

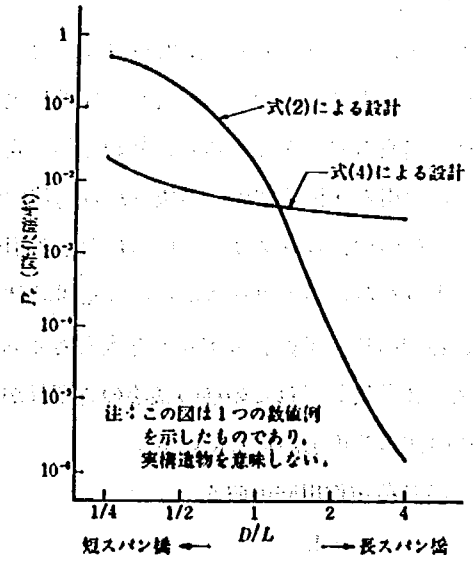
式(2)と同様の例題を荷重係数設計法に従って表示すれば次式が得られる。

$$\sigma_y \geqq 1.1\,(1.2\,\sigma_D + 2.0\,\sigma_L) \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (4)$$

式(4)は後述する理論およびデータにより理論的に求められたものであり，不確定性の小さい死荷重に対しては小さな安全率を，また不確定性の大きい活荷重に対しては大きな安全率を与えている。

式(2)によって設計された主桁と式(4)によって設計された主桁それぞれについて死荷重と活荷重による応力度の合計が部材の一部分で降伏点応力度を上まわる確率（降伏確率）を求めると，図－1が得られる。式(2)で設計される主桁は死荷重－活荷重比（D／L）によって上記の確率が大きく変動する。言い換えれば支間長によって安全性が異なる可能性がある。一方，式(4)によって設計された主桁は死荷重－活荷重比によらずほぼ一様の安全性が確保されている。このような設計が可能であることが荷重係数設計法の特徴である。

以上は主として基準様式（format）の議論であるが，さらに，式(3)に基づいた設計体系を導入するには，個々の安全率を合理的な根拠をもって与える必要があり以下に述べる議論がある。



図－1　主桁の一部が降伏する確率 文献11)

2.2　限界状態の明確化

すでに述べたように，許容応力度設計法では個

個の荷重作用に対する不確定性が考慮されていない欠陥があるが，さらに，この設計法ではどのような状態（全体崩壊，局部破損，使用性等々……）を対象としているか不明な点がある。そこで前項で述べた体系化に伴い，設計の対象とする限界状態を明確にする必要がある。

限界状態は，構造物または部材の耐荷力，変位，変形，ひびわれ幅，あるいは部材の最も危険な断面における応力度，断面力など，さまざまな形で表現できるが，一般につぎの２つのレベル，すなわち，最大耐荷力に対応する終局限界状態と，正常な使用および耐久性に関連する使用限界状態に大別して表現される。各限界状態に対応する現象にはつぎのようなものがある。[文献1)]

(i) 終局限界状態

イ) 構造物の全体または一部の剛体的安定を失なう状態。具体的には転倒，滑動，沈下の諸現象。

ロ) 部材断面の破壊。部材断面の破断，圧潰のみならず，降伏もこの種の限界状態に含まれる。

ハ) 構造物のメカニズムへの移行。あるいは変形による不安定化。

ニ) 弾性・非弾性不安定現象，座屈，屈服など。

ホ) 構造物の取替えを必要とする形状変化に導くような塑性変形，クリープ変形，ひびわれなど。

ヘ) 動的不安定現象，例えば，風の作用を受ける構造物の自励振動など。

ト) 疲労破壊，繰返し荷重の作用によって生じた疲労亀裂が伝播して，部材断面の破壊，ひいては構造物の崩壊を招くことがある。（別個の扱いをすることもある）。

チ) その他，火災・爆発等によって生ずる構造物の破壊。

(ii) 使用限界状態

イ) 外観あるいは正常な使用を損う過大な変形，変位。

ロ) コンクリートのひびわれなど局部損傷。

ハ) 腐食など耐久性あるいは外観を損う現象。

ニ) 使用者・付近住民の不快または構造物の使用阻害を招く有害な振動。

ホ) その他，コンクリート構造における引張応力発生限界状態など。

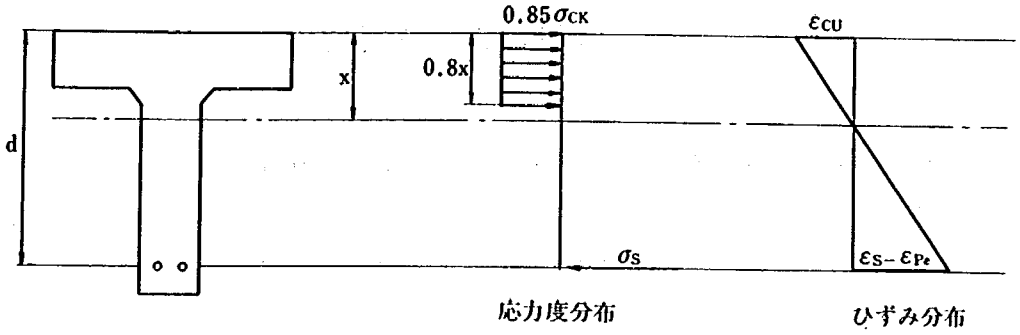
このような各種の限界状態に対応した設計体系を確立するには，それぞれに応じた明確な評価方法が必要であり，非線形モデルの導入も考えられる。例えば，非線形挙動の大きいコンクリート構造（図－２参照）ではこの種の議論の重要性が大きく，コンクリート示方書では，限界状態に応じてつぎの照査荷重を規定している。

設計荷重作用時の照査

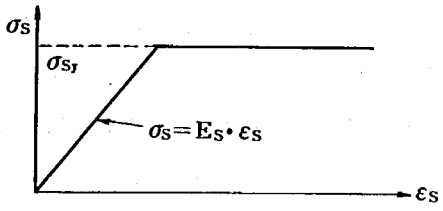
$$D + L$$

終局荷重作用時の照査

$$1.3\,D + 2.5\,L$$



ここに，鉄筋の応力－ひずみ曲線



コンクリートの終局ひずみ＝0.0035

図－2　鉄筋コンクリート部材の破壊抵抗曲げモーメントの算出

2.3　信頼性理論の導入

前節までに述べた荷重係数設計法もしくは限界状態設計法の特徴を十分に生かすためには，合理的な根拠のある荷重係数・強度係数を設定することが必要である。荷重係数の値を設定する一つの方法は，許容応力度設計法による安全率の設定と同様に従来の経験に基づいて主観的に決定する方法である。この手法に従えば，変動の大きい荷重に対する荷重係数は大きくとり，また変動が小さい荷重に対しては小さな荷重係数を定めることになる。しかし，個々の係数をすべて経験で決めることは不可能なことは自明である。現行の示方書では，部材の種類，荷重の種類により，必ずしも信頼性が統一されていないことがある。

元来，構造物の設計にかかわる荷重や強度の推定には常に不確実性が伴なう。そこで，このような不確実性のために構造物の安全性を決定論的に規定することは厳密には不可能である。例えば，ある構造物は絶対的に安全であるとか，また，いつ破壊するとか断言することはできない。したがって，構造物の安全性を理論的かつ合理的に定めるために信頼性理論の導入が検討されている。

このような概念を導入することにより，安全率の根拠が得られると共に，経験の少ない構造物に対しても合理的な安全率を設定することが可能となる。

3　信頼性理論の概要

これまでも度々述べて来たように構造物の強度ならびに構造物に作用する荷重の双方には不確定な要因が存在する。従って，理論的には全ての構造物が安全ではあり得ない。それ故，構造設計の目的は，対象構造物が耐用期間中に使用目的に適さなくなる確率を十分小さくすることにあるといえよう。

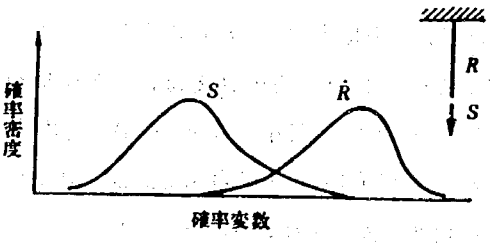
安全率を合理的に定める試みは古くから行なわれているが，航空機の場合がその代表的なものである。1960年にはICAO（International Civil Aviation Organization）は許容破壊確率を10^{-5}という暫定規定を定めたが，その後の航空機の性能向上および航空事故を検討し，米国のFAR（Federal Aviation Regulation）ではICAOの定めた10^{-5}をExtremely improbableに改めた。これはFlight hourで表わして航空機の不安全事象の発生確率が10^{-9}／hrと規定したことになる。

このように航空機分野では破壊確率の概念が正面から設計に取り入れられているが，一方，土木構造物特に橋梁の場合には，公共構造物であること，対象が不特定多数であること等々の理由から破壊確率の考えを直接的に設計に導入することは行なわれなかった。これには実際の橋梁が破壊した例が少ないこと，また，概念を具体化するためのデータ（例えば荷重の実態，橋梁全体の耐荷力実験結果）が少ないことにも原因はある。

しかし，土木分野ではまだ十分に生かされていないものの，信頼性理論は1950年項より先覚者によって提案され，1970年代より実用化に移行しているのである。

3.1　古典的信頼性理論[文献14)]

構造物の作用荷重をS，構造物の抵抗力をRとするとき，SおよびRはある確率分布に従う確率変数であると考えてよい。この時，構造物に破壊を生ずるのは事象（S＞R）が生ずるときであり，その確率はP（S＞R）と与えられる。この事象の生ずる確率すなわち確壊率P_fを考える。



図－3　基本的なモデル

$$p_f = P(S>R) = P(R/S<1) = P(S-R>0)$$

$$= \int_0^\infty \int_0^x f_{S,R}(x,y)\,dy\,dx = \int_0^\infty \int_0^\infty f_{S,R}(x,y)\,dx\,dy \quad \cdots\cdots (5)$$

もしも，SとRが統計的に独立ならば

$$p_f = \int_0^\infty f_S(x)\left\{\int_0^x f_R(y)\,dy\right\}dx = \int_0^\infty f_S(x)\,F_R(x)\,dx$$

$$= \int_0^\infty f_R(y)\left\{\int_y^\infty f_S(x)\,dx\right\}dy = \int_0^\infty f_R(y)\left\{1-F_S(y)\right\}dy \quad \cdots\cdots (5)'$$

すなわち，S，Rに対する確率密度関数，累積密度関数，さらにSとRの結合確率密度関数を

それぞれ$f_S(x)$, $f_R(y)$, $F_S(x)$, $F_R(y)$ および $f_{S,R}$ (x, y)とすると破壊確率 p_f は，領域（$0<R<S$）で積分することにより求められる。また，SとRが統計的に独立ならば，

$f_{S,R}(x, y) = f_S(x) \cdot f_R(y)$　故，式(5)′ が得られる。

そこで，信頼性または安全性の確率 p_s はR／S ≧1 で定義され，p_f の余事象として与えられる。

$$p_s = P(R/S \geqq 1) = 1 - p_f \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (6)$$

結局，信頼性を求めることは破壊確率を求めることと同意である。

特別の場合についてまとめておくとつぎの通りである。

イ）$R = R_o$（一定）のとき

$$p_f = 1 - F_S(R_o) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (7)$$

ロ）$S = S_o$（一定）のとき

$$p_f = F_R(S_o) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (8)$$

ハ）R，Sがともに正規分布のとき

$$p_f = P(Z<0) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma_z}} \int_{-\infty}^{0} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{z-\mu_z}{\sigma_z}\right)^2} dz \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (9)$$

ここで，$Z = R - S$，また，RとSはN（μ_R, σ_R），N（μ_s，σ_s）の正現分布であるから，ZはN（$\mu_z = \mu_R - \mu_s$，$\sigma_z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_s^2}$）の正現分布となる。

ニ）R，Sがともに対数正規分布のとき

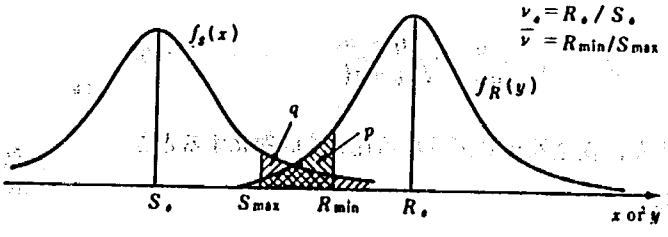
$$p_f = P(Z<1) = \frac{1}{\sqrt{2\pi\sigma_z}} \int_{0}^{1} e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{\ln z-\mu_z}{\sigma_z}\right)^2} dz \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (10)$$

ここで，$Z = R/S$，また，RとSは対数正規分布であるので，その自然対数 lnR，lnSは正規分布であり，その平均値，標準偏差をそれぞれμ_R，σ_R；μ_S，σ_S とすれば $\ln Z = \ln R - \ln S$ より lnZも正規分布N（$\mu_z = \mu_R - \mu_S$，$\sigma_z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$）となる。

現行許容応力度法では最大とみなされる荷重Smaxと最小とみなされる強度Rminの比で安全率が表わされると考えられるが，Smaxより大きな荷重やRminより小さな抵抗力が全くないとはいいきれない。

そこで図－4で $q = P(R < R_{min})$，$q = P(S > S_{max})$とし，Ro, So を確率変数R，Sの中央代表値（平均値μ_R，μ_S，中央値$\bar{R}$，$\bar{S}$など）とすると，Rmin，Smaxは次式で表わされる。

$$\begin{aligned} R_{min} &= \alpha R_o \\ S_{max} &= \beta S_o \end{aligned} \quad \cdots\cdots\cdots (11)$$



図－4　中央安全率と現行安全率

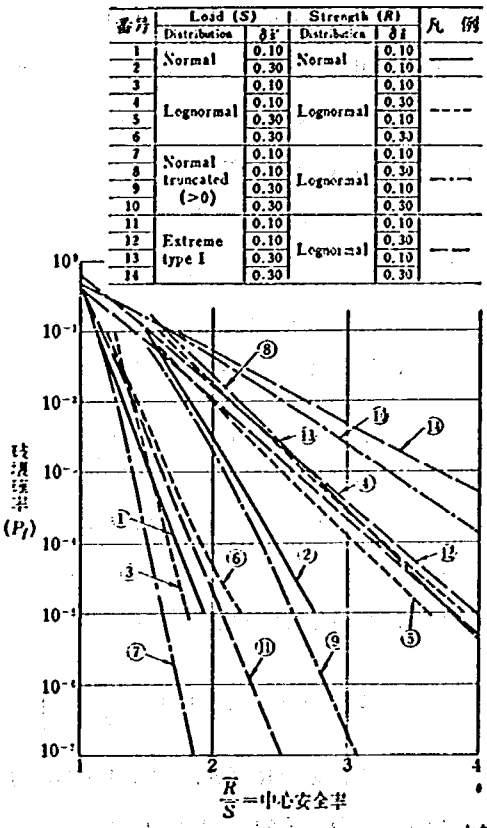
そこで，現行の公称安全率をνとすれば

$$\bar{\nu}=\frac{\mathrm{Rmin}}{\mathrm{Smax}}=\frac{\alpha\,\mathrm{Ro}}{\beta\,\mathrm{So}}=\frac{\alpha}{\beta}\nu_0 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (12)$$

ここでν_0 = Ro／Soを中心安全率と呼ぶ。

これまでの考えは不確定量の確率分布形を知って信頼性を厳密に求めようとするものであり，A．M．Freudenthalの理論の骨格をなすものである。

しかし，図－5に見られるようにp_fは平均値と標準偏差が判っている程度では，どの分布に従うかによってその値が大きく変動することが判る。実際，信頼性を算出するためのデータは分布形を十分の根拠をもって規定できる程まとまってはいない。橋梁の場合，耐荷力，活荷重データ等もまだ不十分といわざるを得ない。そこで古典的信頼性理論は，計算は出来ても，その数値自体の信頼性に乏しい場合が多い。



番号	Load (S) Distribution	δ_S^2	Strength (R) Distribution	δ_R^2	凡例
1	Normal	0.10	Normal	0.10	——
2		0.30		0.10	
3	Lognormal	0.10	Lognormal	0.10	----
4		0.10		0.30	
5		0.30		0.10	
6		0.30		0.30	
7	Normal truncated (>0)	0.10	Lognormal	0.10	—·—
8		0.10		0.30	
9		0.30		0.10	
10		0.30		0.30	
11	Extreme type I	0.10	Lognormal	0.10	——
12		0.10		0.30	
13		0.30		0.10	
14		0.30		0.30	

図－5　いろいろな分布形による破壊確率p_f 文献6)

3.2　二次モーメント法

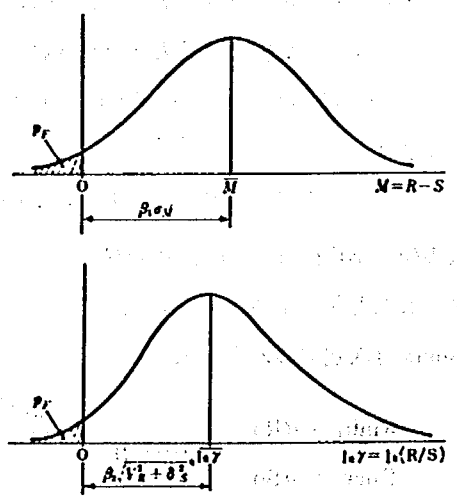
理想化された古典理論の適用のために必要な情報の入手は困難な場合が多い。そこで，不確定量の分布形に関する情報を放棄して，平均値と標準偏差のみで信頼性を近似的に評価しようとする方法がC．A．Cornell，A.H.－S.Ang，N.C.Lindらによって追求された。

構造物の抵抗力Rと構造物への作用荷重Sとの差を安全性の余裕Mとすると，その平均μ_Mが破壊をもたらす限界であるM＝0から 標準偏差σ_Mの何倍だけ隔たっているかを安全性指標βと定義した（図－6参照）。すなわち，

$$\beta=\beta_1=\frac{\mu_M}{\sigma_M}=\frac{\mu_R-\mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2+\sigma_S^2}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (13)$$

また，安全性がR／Sなる比rを問題にするときは，

$$\beta=\beta_2=\frac{\mu_{\ln r}}{\sigma_{\ln r}}=\frac{\ln(\mu_R/\mu_S)}{\sqrt{\delta_R^2+\delta_S^2}} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots (13)'$$



図－6　安全性指標の定義

として表わされる。ここでδ_R, δ_Sはそれぞれ抵抗力，荷重の変動係数（σ_R/μ_R，σ_S/μ_S）を示す。式(13)′はδ_R，δ_Sがあまり大きくないときに近似式として成立する。そのときβ_1とβ_2の値に大差ないことが知られている。

上記の安全指標βは，RとSの確率関数が定まれば互いに一対一の対応関係がある。$\Phi^{-1}(x)$を確率レベルxに対する標準正規変数の値とすると，式(13)でもし分布形が正規分布であれば，

$$p_f = 1 - \Phi^{-1}(\beta) \quad \cdots\cdots \quad (14)$$

が成立し，また，式(13)′で分布形が対数正規分布であれば，同様の式が成りたつ。

安全性指標βを用いるこの方法は，データの一次モーメント（平均値μ_R，μ_S）および二次モーメント（標準偏差σ_R，σ_S）を基本としていることから二次モーメント法と呼ぶ。すでに述べたようにp_fとβとは対応関係をもつが，この方法は古典信頼性理論の適用精度の向上を計ったものではなく，分布形に関する情報を放棄した近似解法と理解すべきであろう。

これまでに古典信頼性理論に基づく安全性解析および初期の二次モーメント法による安全性指標の導入について述べた。信頼性理論の精度向上のための努力は更に続けられており，例えば初期二次モーメント法が平均値まわりで線形化する故の適用限界を打ち破るために考案されたAdvanced Methodや，繰り返し荷重に対して適用できる理論，等多くの新しい手法が提案されている。しかし，データが不足するという根本的な問題を解決できるものではなく，解析精度の向上に指向していると考えられる。現状では構造設計の分野でも，信頼性理論が十分に活用されているわけではない。

3.3 信頼性理論の構造設計への適用例

<二次モーメント法による強度係数の決定>

式(13)にはRとSに関する両方のパラメータが含まれているので，近似的にこれらを分離して，式(3)に定義した強度係数を評価すると，強度係数ϕは次式で与えられる。

$$\phi = (Rm/Rn)\ exp(-0.75\beta V_R) \quad \cdots\cdots \quad (15)$$

ここに，Rmは耐荷力Rの平均値，Rnは部材の種類により設計基準で規定される部材耐力，V_Rは耐荷力Rの変動係数である。

ここでは一例として，圧縮部材の強度係数の算定について見てみよう。

中心圧縮部材の耐荷力は，座屈強度によって決定される。初期不整のない理想的な圧縮部材では，弾性座屈強度はEuler座屈強度に，また，初期不整を伴なう弾塑性座屈強度は鋼材の降伏点にとることが出来る。すなわち，

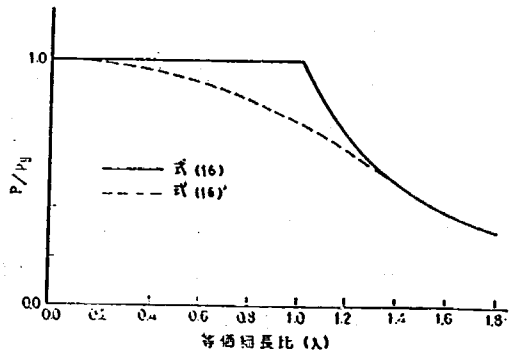
$$\left.\begin{aligned} P/Py &= 1.0 & \lambda \leqq 1.0 \\ &= 1/\lambda^2 & \lambda > 1.0 \end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots \quad (16)$$

ここに，$\lambda = \frac{1}{\pi}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \cdot \frac{l}{r}$（等価細長比）である。

一方，実際の圧縮部材では，初期変形や残留応力などの初期不整のため，式(16)は期待できず，例えば米国のＣＲＣ（Column Research Council）では，次の設計基準曲線を提案している。

$$\left.\begin{aligned} P/Py &= 1-\frac{\lambda^2}{4} \qquad \lambda \leqq \sqrt{2} \\ &= 1/\lambda^2 \qquad \lambda > \sqrt{2} \end{aligned}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots (16)'$$

式(16)，(16)′は図－7に示す通りであるが，このような設計規準値に一定の強度係数を与えることができれば規準としては一貫したものとなっているわけであるが，l/r によって必ずしも信頼性が一定でないので，強度係数で補正することが試みられている。



図－7　中心圧縮部材の耐荷力曲線[文献24)]

すなわち，T. V. Galambosは表－1に示す多くの実験結果の成果からつぎの強度係数を提案している。（図－8参照）

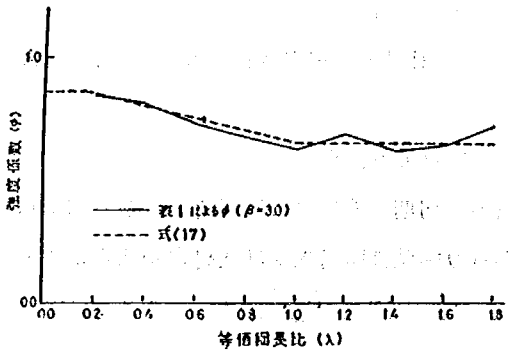
$$\left.\begin{aligned} \phi &= 0.86 && \lambda \leqq 0.16 \\ &= 0.90 - 0.25\lambda && 0.16 < \lambda \leqq 1.0 \\ &= 0.65 && 1.0 < \lambda \end{aligned}\right\} (17)$$

信頼性指標として式(13)′を用いた場合，簡易なプロセスで合理的な係数を求めることが出来る。

表－1　中心圧縮部材の座屈実験結果[文献24)]

等価細長比 (λ)	CRC規準曲線 (R_n)	R_m/R_n	変動係数 V_R
0.2	0.99	1.10	0.12
0.4	0.96	1.08	0.13
0.6	0.91	1.02	0.15
0.8	0.84	0.99	0.17
1.0	0.75	0.93	0.18
1.2	0.64	0.90	0.17
1.4	0.51	0.89	0.16
1.6	0.39	0.90	0.15
1.8	0.31	1.00	0.14

＊＊　この表の R_m 及び V_R には，部材断面積及び降伏点の変動も含まれている。



図－8　圧縮部材の強度係数[文献24)]

4　諸外国における基準化の動向

限界状態設計法の概念は古くからあることはすでに述べたが，現実にはデータの収集整理，設計体系の見直しなど多くの困難な作業を伴なうため実用化は遅れていることは認めざるを得ない。限界状態設計法の導入に関しては，非線形挙動が問題となるコンクリート構造関係の基準の方が積極的であり，CEB－FIPコードなどでは早くから提示されているが，これらはいづれも建築構造物も包含した recommendation である。

橋梁関係の示方書では，英国のBS 5400 が限界状態設計法を最も体系的に導入している。また，米国のAASHTOの示方書は，主として荷重係数の導入による荷重の見直しを主要な内容としている。

以下ではこれらのうち，BS5400とAASHTOの示方書を紹介する。ただし，これらのいづれもが内容が多く，また多岐な内容を含んでいるため，ここでは主要な事項の紹介のみに止めることとする。詳細は原典によられたい。

4.1　BS 5400について

鋼橋に関する規定はBS 5400 Part3に記載されているが，その基準様式は以下の通りである。

まず，安全性の照査は次式で行なう。

$$R^* \geqq S^* \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (18)$$

ここに，

$$R^* = \frac{f(f_K)}{\gamma_m}$$

f_K ：材料強度の特性値

γ_m ：γ_{m1} と γ_{m2} の2つの影響を考えた強度に関する部分安全率

S^* ：$\gamma_{f3}\cdot(\gamma_{fL}\cdot Q_K$による荷重作用）に等しい

γ_{f3}：ギャップファクター

Q_K ：公称荷重

γ_{fL}：荷重に関する部分安全率

実際には，式(18)は次式で提示されている。

$$R^* = \frac{1}{\gamma_{m2}}\left\{\left(\frac{\sigma_y}{\gamma_m}\right), \text{形状変数}\right\}\text{の関数} \geqq \gamma_{f3}\cdot\gamma_{fL}\cdot Q_K = S^* \quad \cdots\cdots\cdots\cdots \quad (19)$$

ここに，

γ_{m1}：降伏点 σ_y に関する部分安全率

γ_{m2}：耐荷力モデルの誤差に関する部分安全率

具体的内容のうち主要な点について述べれば以下のとおりである。

(1) 荷重作用について

$\gamma_{fL} \cdot Q_K$ について，例えば死荷重を考えるときには，荷重作用は次式で規定される。

$$\left.\begin{array}{ll} \text{終局限界状態} & 1.05\,D_1 + 1.75\,D_2 + 1.5\,L \\ \text{使用限界状態} & 1.00\,D_1 + 1.20\,D_2 + 1.2\,L \end{array}\right\} \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (20)$$

ここに，

D_1：前死荷重（主桁，床版，など）

D_2：後死荷重（舗装，高欄，など）

L：活荷重

上式に見られるように変動性の大きな D_2，L に対しては，大きな γ_{fL} を与えていることが理解されよう。

ギャップファクター γ_{f3} は，新しい基準の安全率が若干低いのではないかという感覚から，基準とりまとめ作業の比較的後段になってから導入された係数である。したがって，本係数は確率・統計をもとに定められたものではなく，経験と判断によって定められた係数であると考えてよい。

γ_{f3} が導入された理由は概ね次のとおりである。

イ）キャリブレーションにより，新しい基準により設計された部材の信頼性が，現行基準により設計された部材の信頼性より小さい場合があることが指摘されたこと。

ロ）建築構造物に比べた場合，橋梁の不静定次数が低く，壁のような非構造部材も少ないために，余剰耐荷力が小さいこと。

ニ）同価格の他の構造物，例えば航空機やタンカーの破壊に比べて，一般の人は橋梁の破壊をより嫌う傾向にある。1965年までの公表された橋梁の事故例を分析すると，より大きな安全率をとるべきであると考えられること。

当初は γ_{f3} は橋の支間に関係するであろうと考えられていた。すなわち，長大橋梁では活・死荷重比が小さく，変動の小さな死荷重に対しては小さな部分安全率しか与えられていないため，安全率そのものは小さくなっている。また，長大橋梁では事故の影響は重大である。このため，長大橋梁では大きな γ_{f3} を規定すべきであるという考えである。しかし，これに対して次のような反論も示された。すなわち，長大橋梁の設計には，より多くの時間をかけ，構造解析も厳密に行なわれるが，その上，施工管理も十分に行なわれる。さらに，中小橋梁は数多く架設されるため，事故の影響も1件あたりではなく，全体で見れば，ほぼ同等であると考えることができる。

このような種々の議論を経て，γ_{f3} は最終的に支間よらず次の一定値に設定された。なお，終局

$$\left.\begin{array}{ll}\text{終局限界状態} & 1.15\\ \text{使用限界状態} & 1.0\end{array}\right\} \quad \cdots\cdots (21)$$

限界状態に対する γ_{f3} は応力再配分を考える場合には別途考慮されている。

(ii) 抵抗力について

式(19)の左辺の部分安全率係数 γ_{m1}, γ_{m2} と上述の γ_{f3} は現行基準とのキャリブレーションをもとに決定された。すなわち，新しい基準で設計された部材の信頼性を現行基準で設計された部材の信頼性と比較し，最終的には，新しい基準が平均的には現行基準と同等の信頼性を各部材に与えるように，各係数を定めた。さらに，部材の種類によってその信頼性が変動することがないように配慮された。

現行基準によって設計された部材の信頼性は，部材の種類によってかなり広範囲に変動することが報告されている。すでに規定されている荷重に関する条項と強度に関する多くのデータ（柱材・板材などの強度の分布曲線を求めるために用いる）に信頼性理論を適用し，γ_{m2} の値を決定した。

結局，Part3 ではこれらを総括した γ_m の値のみを表－2のように示している。

また，個々の限界状態照査式についても，BS 5400 は厳密に規定している。例えば，柱の耐荷力曲線に関してみると，従来は1つの曲線を与えていたものを4つに分類し，次式で与えている。

表－2　代表的な γ_m の値 文献32)

部材の種類	γ_m 終局限界状態	γ_m 使用限界状態
圧縮部材（$S>15$）*	1.05	1.0
（$S<15$）*	$1.05+\frac{2}{(S+5)}$	1.0
圧縮力と曲げモーメントを同時に受ける部材	1.15	1.0
引張り部材	1.15	1.0
梁	1.15	1.0
補剛材	1.35	1.0
トラス部材	1.15	1.0
支圧を受けるボルト	0.95	1.20
せん断力を受けるボルト	1.20	1.20
引張り力を受けるボルト	1.30	1.20
せん断力を受けるすみ肉溶接	1.20	1.20

注）*：$S=\frac{l}{r}\sqrt{\frac{\sigma_y}{355}}$

$$\frac{\sigma_c}{\sigma_y}=\frac{1}{2}\left(\left\{1+(1+\eta)\frac{5{,}700}{S^2}\right\}-\sqrt{\left\{1+(1+\eta)\frac{5{,}700}{S^2}\right\}^2-\frac{22{,}800}{S^2}}\right)\cdots(22)$$

具体的な曲線の選択は次の基準によって行なう。

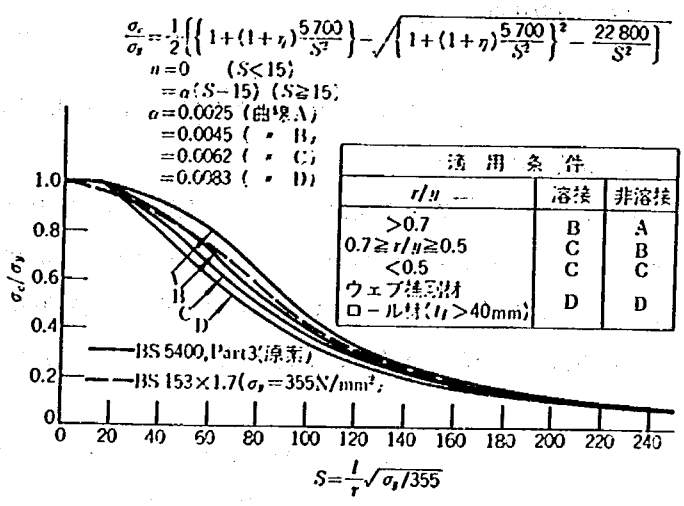
- 部材は溶接成型か否か，
- フランジ厚は 40 mmを越えるか否か
- r/y の値はどれほどか。ここに，r は断面2次半径，y は中立軸から最外縁までの距離。

式(22)を図－9に示す。

以上BS 5400の極く一部の紹介に止まったが，これまでの説明でも理解されるように，本基準での限界状態設計法の導入はかなり体系的に行なわれている。

しかし，このために設計の手順がかなり煩雑になったことも事実であり，実務者の評判は必ずしもよくないといわれている。

4.2 AASHTO (Standard Specification for Highway Bridges



図－9　柱の耐荷力曲線[文献32)]

米国における道路橋の設計および施工を規定する道路橋標準示方書は，1973 年の改定で鋼橋，鉄筋コンクリート橋およびプレストレストコンクリート橋に対する荷重係数設計法を規定した。これらの荷重係数設計法は従来から規定のあった許容応力度法と併記されており，いずれを用いるかは設計者の判断に委されている。AASHTO の基準はこれまでにもたびたび紹介されているので，以下では両方法における荷重の組合せ方の一例を記すに止める。

許容応力度設計法：許容応力度に対して照査する。

荷重組合せの一例	許容応力度の割増し
Ⅰ　D＋（L＋I）	0％
Ⅱ　D＋W	25
Ⅲ　D＋（L＋I）＋SH＋T	25
Ⅳ　D＋EQ	33

荷重係数設計法：終局限界状態に対して照査

荷重組合せの一例

Ⅰ　1.3（D＋1.67（L＋I））

Ⅰ′　1.3（D＋2.20（L＋I））：活荷重は１車線のみ載荷

Ⅱ　1.3（D＋W）

Ⅲ　1.3（D＋（L＋I）＋SH＋T）

Ⅳ　1.3（D＋EQ）

荷重係数設計法では，若干限界状態設計法の概念が導入されており，耐荷力照査式には最近の成果が導入されている。しかし，一般の部材に対しては両者の差は形式的である。例えば，引張部材については

許容応力度　$\sigma_y/1.8 \geqq \sigma_D + (1+i)\sigma_L$

荷重係数　$\sigma_y \geqq 1.3(\sigma_D + 1.67(1+i)\sigma_L)$

5　我が国での動向

周知のように我が国の道路橋の設計・施工は道路橋示方書に準拠して行なわれるが，そのうちⅢコンクリート橋編では，設計計算の原則として，従来からの許容応力度設計法のほかに，部材断面の耐力は荷重係数を乗じた終局荷重作用時の断面力以上となるように破壊に対する安全度の照査（すなわち終局限界状態の照査）を行なうことを規定している。この規定は必ずしも体系的な限界状態設計法を導入したものではない。これは本格的導入を行なうにはデータの蓄積が未だ不十分であることにもよる。

コンクリート構造一般については，土木学会において"コンクリート構造の限界状態設計法試案"（昭和56年4月）がとりまとめられている。本試案は限界状態設計法の基本的な骨組みを示したものであり，将来この趣旨に沿ってコンクリート構造関係の設計示方書は改訂されて行くものと思われる。現時点では，主として基準様式をのみ示したものであり，荷重その他について具体的数値が定められていないので，実務に用いられるまでには至っていない。また昭和55年4月には土木学会より"安全性照査のための構造設計基準（策定のガイドライン案について）"が，構造構造工学委員会構造物安全性小委員会によりとりまとめられた。本資料も上記試案と同様に一般的な限界状態設計法の基準様式を示したものである。

我が国では，将来の限界状態設計法の体系的な導入に備えて，荷重係数の設定，限界状態の定式化などについて多くの調査研究が行なわれている。

5.1　荷重に関する研究

橋梁の荷重に関する調査・解析は当研究所（橋梁研究室担当）でも継続的に行なわれている。ここでは，床版，縦桁の設計に用いるT荷重および主桁設計用のL荷重の荷重係数の調査結果を紹介する。

(1)　T－20の荷重係数

活荷重が変動する要因としては，軸重の変動，車輌諸元の変動，衝撃係数の変動，車輌走行位置の変動，等々があるが，これらについて，実測・実験を通じて基礎資料を得るとともに，シミュレーション解析を行なって表－3の結果を得た。同表は信頼性指標$\beta=3.0$を仮定した。

$\beta=3.0$は分布形にもよるが，超過確率約0.001に相当し，キャリブレーションによれば，現行道路橋示方書に与えられている安全率は平均的に$\beta=3.0$に相当すると考えられる。表－3による荷重係数は，日交通量，構造形式によって

表－3　荷重係数（T－20）文献33)

$\beta=3.0$

日交通量	100	1,000	10,000
縦げたスパン　5 m	2.04	2.19	2.34
〃　10 m	2.38	2.56	2.72
床版　〃　2.5 m	2.38	2.55	2.70

も異なるが，T－20に対して最大2.7程度を必要とし，近年の重交通の影響が極めて大きいことを如実に示している。

(ii) L－20の荷重係数

本来L荷重は車輌列をモデル化したものである。この調査では，車輌諸元，車輌混入率等を実測結果を用いてシミュレートした。特に重量車の多い夜間についての解析結果を表－4に示す。L荷重の場合は1台の重量車の存在はあまり大きく影響しないため，荷重係数はあまり大きくなく，最大1.4程度であることが判る。

表－4　荷重係数（L－20）文献30)

$\beta = 3.0$

スパン	夜間交通量	国道1	国道4	国道6	国道16	環7
40 m	500	1,232	1,288	1,345	1,317	1,263
	1000	1,256	1,323	1,402	1,408	1,318
	1500	1,267	1,338	1,428	1,451	1,344
80 m	500	1,291	1,261	1,196	1,103	1,172
	1000	1,346	1,328	1,267	1,136	1,222
	1500	1,372	1,371	1,325	1,204	1,294

5.2　強度に関する研究

一方，限界状態の正確な評価については，古くから多くの研究があるが，そのひとつに東海鋼構造研究グループによるものがある。それによると，次式により強度係数を算出して，現行示方書の

$$\phi = \phi_1 x \frac{R_m}{R_n} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \quad (23)$$

安全性のレベルを評価している。その結果同じ部材でも安全性のレベルが異なることが示されている。（表－5参照）

このようにすべての部材に同一の安全性を与える基準を求めて研究は着実に進められている。

表－5　柱の公称抵抗強度と抵抗係数φの試算文献34)

断面	道路橋示方書	
	$k_R = 1.65$	$k_R = 2.0$
1）圧延I形	1.112	1.037
2）圧延H形	1.258	1.182
3）溶接H形（ECCSのみ）	0.797 (0.990)	0.737 (0.922)
4）溶接箱形	1.088	1.020
5）パイプ	1.176	1.109
6）溶接H形を除く全断面形	1.141	1.068
7）全断面形	1.068	0.998

6 あとがき

本小文では限界状態設計法がどのような概念に立脚しており，また，設計体系の合理化を図るためにどのような努力が払われているかを概観した。その結果，種々のデータの収集，示方書体系の検討は盛んに行なわれてはいるものの，我が国で限界状態設計法に基づく体系的な示方書を作成するためには，構造物の安全性に関与する種々のパラメータに関するデータ量は未だ不十分で，今後とも多方面からの調査研究が必要であることが痛感される。信頼性理論についても，現状では過度の期待や全くの不信感が入り混っているが，すでに述べたように，実務への適用という面からは，二次モーメント法という近似手法を目安としてひとつの基盤ができているわけであり，有効な成果が期待される。

終りに，本稿の準備に際しては橋梁研究室の佐伯彰一室長と金井道夫研究員に資料の収集等種々協力願ったことを記し感謝する次第である。また，引用させていただいた文献を次頁にとりまとめた。著者の方々にも感謝の意を表したい。

＜参考文献＞

1）安全性照査のための構造設計基準 ― 策定のガイドライン案について ― ，構造工学委員会，構造物安全性小委員会：土木学会誌，1980－9

2）安全性信頼性理論の適用：小西一郎，ＪＳＳＣ，Vol．17，No．185，1981－10

3）構造物の荷重係数設計：伊藤学，土木学会誌，1957－7

4）構造物の限界状態設計法：高岡宣善，土木学会誌，1976－5

5）構造設計における安全性の規範：伊藤学，土木学会誌，1975－9

6）確率論に基づく安全性照査法と講造設計：藤野陽三，土木学会誌，1978－2

7）橋梁設計の原則と問題：伊藤学　他，土木学会誌（増刊），1972

8）不規則な現象の解析（その２）：伊藤学，土木学会誌，55巻３号，1970－3

9）安全率の考え方：藤野陽三，長谷川彰夫，土木学会誌，1980－9

10）安全性照査の方法と構造設計規準：伊藤学　カラム

11）荷重係数設計法について：日本道路協会，橋梁委員会，荷重係数設計法分科会，道路，1979-5

12）安全と確率：中野清司，青木義次，　カラム

13）構造設計体系の見直しについて：加藤勉，坂本順，ＪＳＳＣ，Vol.17，No．179，1981－3

14）構造物の安全性・信頼性：土木学会編，1976－10

15）ＦＩＰ　ＰＣ構造物耐震設計指針の背景：猪股俊司，プレストレストコンクリート，Vol．21，No．4，1979－8

16）第８回ＦＩＰ国際会議概要：猪股俊司，プレストレストコンクリート，Vol.21，No．1，1979-2

17）コンクリート構造物の設計施工に関するCEB／ＦＩＰ指針・第３版，モデルコード解説（その１）：岡村甫訳，コンクリート工学，vol．17，No．2，1979－2

18）同（その２）：岡村甫訳，コンクリート工学，vol．17，No．3，1979－3

19）コンクリート構造の限界状態設計法試案：土木学会，コンクリートライブラリー第48号，1981－4

20）道路橋の荷重係数設計法(1) ― その設計理念と将来への展望 ― ：国広哲男，土木技術資料，17－8，1975

21）同(2) ― 鋼橋の場合におけるその概要と問題点 ― ：国広哲男，藤原稔，土木技術資料，17－9，1975

22）同(3) ― コンクリート道路橋の場合のその概要と問題点 ― ：朝倉肇，土木技術資料，17－10，1975

23）構造設計における安全率について ― Prof．Angの講演より ― ：金井道夫，土木技術資料，

18－11，1976

24）鋼構造物の荷重係数設計：金井道夫，土木技術資料，19－6，1977

25）示方書詳説(2)設計計算の原則：佐伯彰一，橋梁と基礎，1979－4

26）技術講座　橋(II) 上部構造 ― 許容応力度設計法と荷重係数設計法 ― ：佐伯彰一，道路 1978－4

27）米国における鋼道路橋の荷重係数設計に関する示方書：国広哲男，藤原稔　道路，1974－3

28）米国における鉄筋コンクリート道路橋・荷重係数設計に関する示方書：国広哲男，朝倉肇，道路，1975－5

29）荷重係数設計法・限界状態設計法：金井道夫，道路，1981－8

30）鋼製箱げた橋の耐荷力の変動性と実交通荷重に対する信頼性：金井道夫，第27回構造工学シンポジウム予稿集，1981－2

31）イギリスの新しい橋梁規準BS 5400の紹介：前田幸雄，橋梁と基礎，1981－2

32）英国の新しい鋼橋設計示方書BS 5400－Part 3について：D.A. Nethercot　金井道夫訳，橋梁と基礎，1981－10

33）橋梁活荷重の実態と設計安全率：土木研究所構造橋梁部橋梁研究室，土研資料1534号，1979－12

34）鋼構造部材の抵抗強度の評価と信頼性設計への適用（上）：東海鋼構造研究グループ，橋梁と基礎，1980－11

35）同（下）：東海鋼構造研究グループ，橋梁と基礎，1980－12

積雪地域における交通確保のための道路技術

道路部長　田　中　敬　一

1. はじめに

昭和55年12月末から56年1月にかけて北陸地方を中心に，日本列島はいわゆる56豪雪におそわれた。

この困難な状況の中で，高速道路，一般国道などの幹線道路は，関係機関による除排雪作業の努力によって，生活必需品を始めとする物資輸送や，通勤・通学等の旅客輸送の確保を通じて大きく民生の安定に資することが出来た。しかしながら，生活道路はもちろんのこと幹線道路でも幅員狭小なものが多く，徐排雪作業の重大な障害となっており，これら道路の整備推進が重要であることは言うまでもない。

北国での冬は，古くは鈴木牧之の『北越雪譜』を引き合いに出すまでもなく，雪害をさけ，雪になじみ，雪にこもる生活を強いられた。しかしながら，現代は経済社会の発展の中で，車社会を前提に国民生活も産業活動もあらゆるものが組み立てられており，寸時でも道路交通を止めることの経済社会に及ぼす影響は大きい。

積雪地域において冬期交通確保が可能になったのは，以前よりは道路整備が進んだことのほか，高速除雪を可能とした除雪機械の開発，消融雪，なだれ防護などのための施設の開発など，その背後を数多くの道路技術の進歩が支えていたからだとしても過言ではない。

さらに，豪雪のたびごとに，積雪地対策の充実への要望が強くさけばれており，今後の道路交通の確保に対してこれらの道路技術の調査研究が果す役割はさらに重要である。

現在，これらの道路技術については，北海道開発局，日本道路公団，東北，北陸，および関東地方建設局などの関係機関でも調査を実施しているが，土木研究所は，これら機関と協力しながら研究を進めている。積雪地域での交通確保のための道路技術の対象としては，除雪対策，凍結対策および防雪対策が主たるものと考えられる。（別表参照）

〔別　表〕

- 除雪対策 ―― 機械除雪，除融雪施設
- 凍結対策 ―― 融雪施設，薬剤散布
- 防雪対策
  - 積雪沈降対策
  - 吹きだまり対策
  - ふぶき対策
  - 着雪対策
  - なだれ対策
  - 凍結・凍上対策
  - その他

（新防雪工学ハンドブックより）

これら対象テーマは，道路関係の各関係機関によっておおむね次のように実施されている。

除雪対策のうち機械除雪は機械の改良のみならず施工法が大きいウエイトを占めており，建設省の各技術事務所などの現場で試験研究がなされている。

また，道路管理上から必要な降雪予測は，北陸地建の協力のもとに土木研究所が研究を実施している。

凍結対策については，同じく地方建設局の協力のもとに凍圧雪の発生機構，路面すべり等が土木研究所において研究されている。

防雪対策については，対象テーマが多岐にわたるが，第1に，積雪沈降対策としては，防護柵の沈沈降力による破損防止について土木研究所が民間との共同研究を実施している。

第2に，着雪対策としては，道路標識への着雪防止を目的とする調査が，以前から各関係機関によって実施されているが，北陸の湿雪を対象に，土木研究所で現地調査を実施中である。

第3に，なだれ対策については，各方面でそれぞれの立場から調査が進められ，土木研究所においては，以前に人工なだれ実験を実施しその施工指針案をつくったが，今後は，なだれ防御施設としての杭，柵の研究を予定している。

その他の対策としては，土木研究所は積雪寒冷地で問題になりつつある冬期のスパイクタイヤによる舗装路面の摩耗について，本省国道2課，関係府県市の協力によって実態把握と摩耗推定を調査することが出来た。

さらに，異常気象時に運転者に適切な情報を供給する道路交通情報システムを，北陸地方建設局の協力により多雪な山間部幹線道路である国道17号三国峠で実験中である。

このほか，北海道開発局，地方建設局などを始めとする関係機関によって，貴重な研究が進められているが，紙面の都合で多く言及出来ないのはまことに残念である。

以下，対象とするテーマについて土木研究所の新潟試験所，道路研究室，交通安全研究室，舗装研究室が実施している調査研究を中心に紹介するが，これら調査に協力いただいた関係機関や民間各位に厚く感謝する次第である。

2. 調査研究の概要

2.1 道路管理としての降雪予測

除雪作業を効率的に進めるためには，事前に精度のよい降雪情報を把握することが必要である。現状の情報入手は，気象庁の天気予報等を種々のマスメデイア又は専用電話で収集するほか，道路巡回車や出先の見張所の管理業務に従事している職員からの現況報告および現地に設置された自動気象観測テレメータの表示値などに依存している。（表１－１）

表１－１　道路管理における降雪情報の入手現状

入手情報先	気象情報源	情報内容	情報の媒体等	利用方法等
気象庁（各気象台）	・地上気象データ ・高層気象データ ・人工衛星等	天気予報，概況週間，長期予報，防災気象情報	ラジオ，テレビ，新聞，専用電話	除雪作業等の計画，準備のための目安として用いられている。
気象技術者	同　上	各管内の気象概況 各管内の今夜，明日の天気，風，気象，降水量等	・同　上 ・気象ＦＡＸ ・テレファクス	面的かつマクロ的な情報であるため適確な作業計画，方法等を行うまでに至っていない。
道路巡回車	・一般パトロール ・特別パトロール ・警察パトロールによる情報	道路沿線の気象現象 気象障害の状況	移動電話（無線等）	地点および線としての災害状況等を検知するために利用。
定点観測者	見張所の観測者	一地点の気象情報 気象障害の状況	専用電話	１予測として利用されるまでに至っていない。 ２検知としても有効的な機器の設置がされていないために全体としての現象はまだのようである。
自動気象観測テレメータ	各点に設置された自動観測装置	気象状況（温度，積雪風等） 災害状況	気象情報専用線 ＩＴＶ	

このうち予測という点からみると，気象庁のマクロ的な情報が除雪計画に利用されている。

このような比較的短い期間の降雪情報を予測する研究としては，すでに気象および大学関係者らによって種々の研究が進められており，例えば，雲物理学的な手法によって降雪予測を考える方法や，また，対象地域の降雪に関与すると考えられる気象要因と降雪量との間に相関関係を予想して，これを回帰式によって表わして予測する方法なども試みられている。

一方，除雪作業等の準備および作業中に最も必要とされる情報は，マクロな地域の情報よりも数時間後に対する降雪予測であり，道路沿いの狭いかつ長い範囲での情報を必要としているが，この目的で予測研究がなされたものは比較的少ない。

道路関係での降雪予測の例としては，北陸地建長岡国道工事々務所が，積雪深さ計（国立防災科学技術センター雪害実験研究所開発）の新潟県下での既設33カ所の観測データを基に，降雪特性を考慮した日降雪量の予測方式を研究しているものなどがある。

土木研究所新潟試験所では，道路沿いの地区での道路管理のための24時間，12時間，6時間及び3時間といった中，短期の降雪の予測をめざして研究を進めている。

いうまでもなく，除雪計画のためには1～2日の長期的な予測が利用されるが，3～24時間の中期的な予測は，除雪作業の時期，機種の選定に必要であり，北陸地建管内の関係工事々務所の協力のもとに，この目的に対応するための研究を行なっているので，その概要をのべたい。（表1－2）

(1) 判別関数による降雪予測

新潟試験所は，国道18号線藤沢地区をモデルとして降雪の中期予測手法（3～24時間）を研究している。予測手法としては，降雪量と気象要因との関係を重回帰分析法により解析する方法も考えられるが，実用上，気象要因の数を減じ所要の精度を得る簡便な方法があればより有用である。

表1－2　必要となる予測時間と期待される効果

予測時間	概　　要	期待される効果
長期予測 1～3日	数日内にどの程度の降雪があり，どこにあるかが概略わかるもの。	管理，対策の計画方法が立案され全体的でかつ有効的な処理体制が組める。
中期予測 3～24時間	数時間から1日以内の範囲でどこに，どの程度の降雪が伴うかが適確に判断できるもの。	・降雪等の準備，出勤体制が確立。 ・事前に障害となる積雪等が処理され災害を未然に防止することができる。 ・夜間の監視が軽減できる。 ・事前に交通止等をし，災害を未然に防ぐことができる。
短期予測 0～3時間	時々刻々と変化する降雪量が数cm単位で入手されるもの。	降雪変化に対応した除雪作業等が適確に判断でき有効的な処理が可能。

当面，道路管理で必要な降雪情報は，除雪車等の出動，待機などの判断データとして，降雪の有無，降雪が何センチメートルとなるかの予知であり，この観点から判別関数による予測検討を試みた。

判別関数法は，多変量解析において，二つ以上の群から取り出した多変量データにもとづいて，新しいサンプルがいづれの群に属するかを判別するものである。

目的変数がいくつかの群に分類されている場合，説明変数がX_1，X_2 …，X_P の作るP次元空間内であるサンプルに対する各群重心からのマハラノビス距離D_K^2（$K=1, 2, \cdots g$；gは群の数）を求め，D_K^2 の最少となる群にこのサンプルが属すると判定されるものである。

これはそのつどマハラノビス距離を計算する代りにあらかじめ判別関数を作っておき，その正負，大小により判別することが一般に行われている。

今，$g=3$とすれば，判別関数Xは，

$$\left.\begin{aligned} Z_1,\ Z_2 &= D_1^2 - D_2^2 = \sum_{i=1}^{p} (a_i^{(2)} - a_i^{(1)})\ X_i + (C^{(1)} - C^{(2)}) \\ Z_2,\ Z_3 &= D_2^2 - D_3^3 = \sum_{i=1}^{p} (a_i^{(3)} - a_i^{(2)})\ X_i + (C^{(2)} - C^{(3)}) \\ Z_3,\ Z_1 &= D_3^2 - D_1^2 = \sum_{i=1}^{p} (a_i^{(1)} - a_i^{(3)})\ X_i + (C^{(3)} - C^{(1)}) \end{aligned}\right\} \cdots\cdots (1)$$

この判別関数の正負によってサンプルがいずれの群に属するかが定められる。すなわち，

$$\left.\begin{aligned} &Z_{1,2} < 0 \text{ ならば } G_2 \text{ に属さない。} \\ &Z_{2,3} > 0 \text{ ならば } G_2 \text{ に属さない。} \\ &(\text{ここまでで } G_1 \text{ または } G_3 \text{ のどちらかに属することになる}) \end{aligned}\right\} \cdots\cdots (2)$$

$Z_{3,1} > 0$ ならば G_3 に属さない。

よって，このサンプルは G_1 に属することになる。

従って，この手法は，今夜何時に降雪があるか，路面凍結があるかなど目的関数が名義尺度の場合には有効と考えられる。

変数は，目的変数として降雪の有無，降雪1～4 cm，5 cm以上の3変数とし，説明変数は藤沢の降雪量などのほか輪島を始めとする7地点の高層気象データなど24とし，3年分（49～52年）データで解析した。（表1～3）

解析は各変数間の相関分析により相関度の高い要因を選択し，要因数の増減，予測時間別による的中率を検討した。その結果，目的変数を降雪5 cm以上，1～4 cm，0 cmに分けた場合と，5 cm以上，以下および有無に分けた場合に，変数の増減で12変数が高い的中率となった。（表1－4）

また，予測時間別では全体的に高い的中率であるが，24時間予測では5 cm以上降るかどうかの的中率が96.2％と高い値が得られた。（表1－5）

さらに，53年度分のデータ40日分で検証を行なったが，同傾向の的中率が得られた。（図1－1）

表1－3　説明変数の一覧

ナンバー	定　　義
x_1～x_4	目的変数としての降雪量階級
	（以下説明変数）
x_5	過去3時間の藤沢の降雪量cm単位
x_6	藤沢の地上風向（16方位）
x_7	藤沢の地上風速0.1 m/s 単位
x_8	藤沢の地上気温0.1°C 単位
x_{10}	輪島の850mb露点温度0.1℃ 単位
x_{11}	輪島の1000mb～700mb高度差（層厚）m（1000位省略）
x_{13}	輪島の500mb高度，10 m単位
x_{15}	輪島の1000mb～700mb安定度℃単位
x_{16}	輪島の500mb風速の東西成分knots 単位
x_{17}	輪島の500mb風速の南北成分 knots 単位
x_{18}	輪島の850mb風速の北西成分 knots 単位
x_{19}	輪島の850mb～700mb温度移流 knots 単位
x_{20}	輪島の500mb高度，12時間変化量△(10 m)
x_{21}	秋田500mb気温，－0.1°C単位
x_{22}	館野500mb気温，－0.1°C単位
x_{23}	米子1000mb風速東西成分knots 単位
x_{24}	鳥取，銚子地上気圧差0.1 mb 単位
x_{25}	輪島，名古屋地上気圧差0.1 mb 単位
x_{27}	相川地上風速南北成分 knots 単位
x_{28}	Pyonyangの12時間前の500mb気温

(2)　降雪の確率予測

判別関数法による降雪予測を実際の道路管理で応用するためには，要因数の減

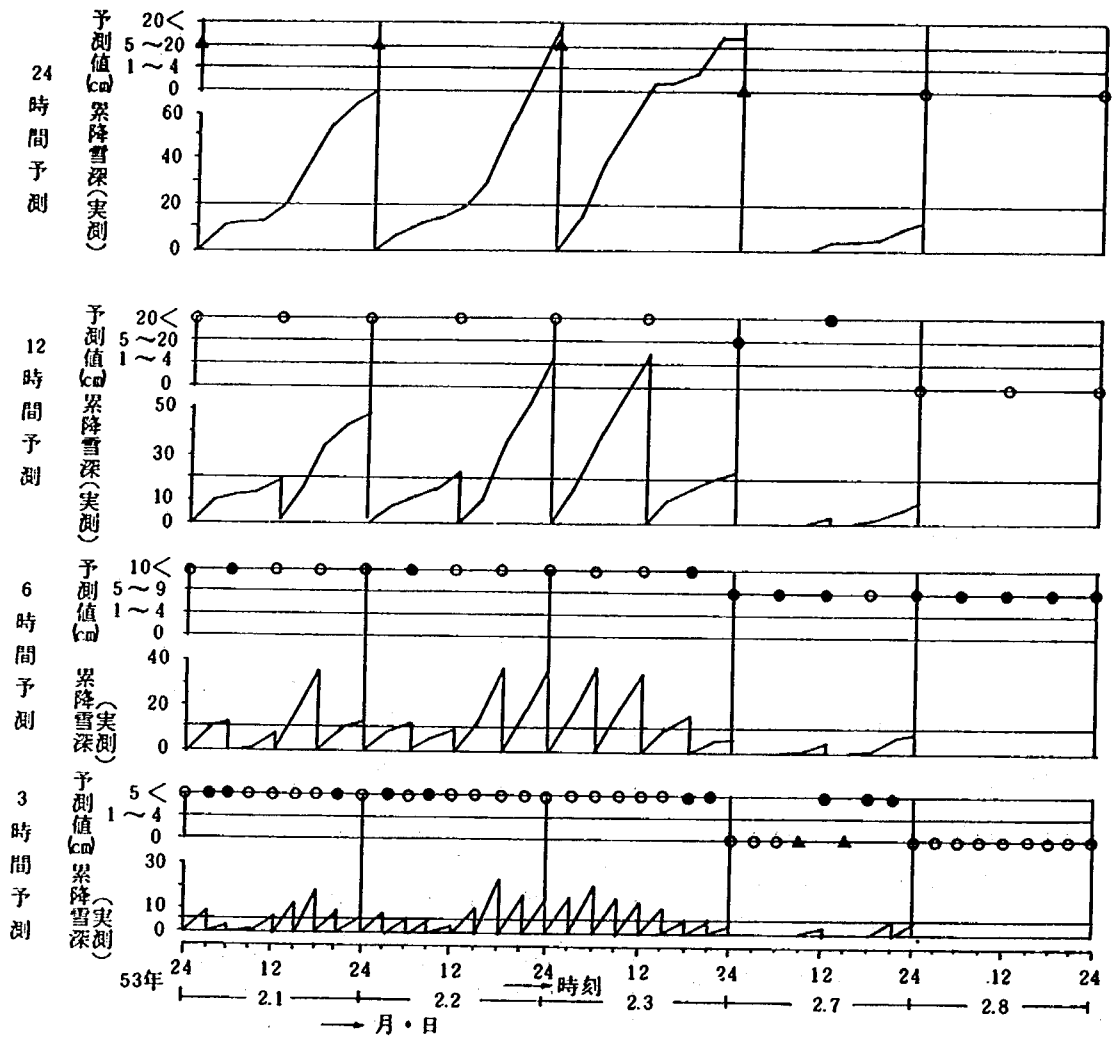


図１－１　国道18号線藤沢地区の降雪状況と各時間ごとによる予測実態

図説：横軸に月日，時刻，縦軸に予測時間別の予測値と降雪の実況（累降雪深）を示した。
また，予測実況は，ある時点から向う３，６，12，24時間に対する的中状況を予測時刻上に示した。この時の○印は的中したもの，●印は安全側（降ると言って降らない場合）の外れ，▲印は危険側（降らないと言って降った場合）の外れを示したものである。たとえば，２月１日24時に12時間後の予測をした場合20cm以上雪が降るという予測値に対し，実況では22cm降った。このため，的中したので○印となり，24時間では５cm～20cmの範囲であると予測したのに対し，85cm降ったため▲と表示してある。

表１－４　変数数別による判別関数的中率
（３時間降雪予測）

変数の数	３カテゴリー的中率	降雪５cm以上以下的中率	降雪の有無的中率
2	59.3 %	78.7 %	81.5 %
6	76.5	84.1	88.9
9	78.7	87.9	90.9
12	76.5	87.9	90.9
24	－	－	91.4

表１－５　予測時間別による判別関数的中率
（12変数）

時間	３カテゴリー（１）	５cm以上・以下（２）	有無（３）
3	76.5 %	87.9 %	90.9 %
6	79.5	82.5	92.3
12	85.6	89.4	90.3
24	87.8	96.2	93.2

注(1)　5cm以上，1～4 cm，0 cmに分ける。
(2)　5cm以上，以下に分ける。
(3)　1cm以上と0 cmに分ける。

少と予測精度の向上もさることながら，どの程度の確からしさで降雪があるかを判別する，いわゆる降雪の確率予測が利用できるならば，現場での判断に有効であると考えられる。

ここでは，降雪の確率予測手法として，尤度法により雪が降る，または雪が何 cm 以上降る期待確率を予測した。たとえば群１，または群２のいずれかに属するかが不明なケースの観測データ群 $x_1 = (x_1, \cdots x_p)$ が与えられているとき，これが群１に属する確率（尤度）は判別関数 $f_1(x)$，群２に属する確率は判別関数 $f_2(x)$ に比例する。

このため，このケースが群２（例えば降雪あり）に属する確率は，

$$\frac{f_2(x)}{f_1(x)+f_2(x)} = \frac{1}{[f_1(x)/f_2(x)]+1} \quad \cdots\cdots\cdots (1)$$

$log_e[f_1(x)/f_2(x)] = u_1 - u_2$ であるから，（u_1，u_2 は判別関数）

$$f_1(x)/f_2(x) = exp(u_1 - u_2) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (2)$$

ゆえに，

$$\frac{f_2(x)}{f_1(x)+f_2(x)} = \frac{1}{1+exp(u_1-u_2)} \quad \cdots\cdots\cdots (3)$$

その判断の確からしさ p を(3)式から

$$p = \frac{1}{exp(u_1-u_2)+1} \quad (u_1 < u_2) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (4)$$

$$p = \frac{1}{exp(u_2-u_1)+1} \quad (u_1 > u_2) \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (5)$$

により計算するものである。この時，もし $u_1 = u_2$ ならば，

$$p = \frac{1}{exp(u_2-u_1)+1} = \frac{1}{exp(0)+1} = \frac{1}{1+1} = \frac{1}{2}$$

$$= 0.5 \quad \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots (6)$$

すなわち，雪の降る確率も降らない確率も50%となる。

この方式での確率は判別の確率であるから常に確率のより高い方の確率が計算されるため，確率が0.5以下になることはない。

このような手法によって確率予測がなされるならば，道路管理については，今後の除雪等の準備，出動体制をしくかどうかを決定する上での利用価値は大きい。

特に，ここでは，雪寒対策上から最も必要とされる夜間の予測を主として，予測式は判別関数を使用して，調査研究を行なった。いうまでもないが夜間の除雪作業は多くの困難を伴うだけでなく，監督側からいっても午後5時以降に如何なる勤務体制とするか，毎回，事前に判断を必要とするところであり，午後4時か4時半の時点で適切な降雪予測の判断資料が提供されるならば，非常に有効である。

このような考え方から，予測時刻を予測時間に対応させて定めることとした。（表1－6）

表1－6　予測時刻および時間

予測方式	No.	予測時刻	予測時間	判別項目	備考
24時間予測	①	16:00分	18時～翌日の18時	○降雪の有無 ○9cm以上か以下か	
12時間予測	② ③	16:00分 16:30分	18時～〃06時 06時～〃18時	○降雪の有無 ○9cm以上か以下か	この場合のみ予測値を使用
6時間予測	④ ⑤ ⑥ ⑦	18時 0時 6時 12時	18時～〃24時 0時～〃06時 06時～〃12時 12時～〃18時	○降雪の有無 ○降雪が5cm以上か以下か	

判別予測は降雪に関連する気象因子から最も相関の高い変数をとりだし的中率について検討したが，時間別による予測式のほとんどが7変数の場合に精度がよく86%をこえているので，7変数を使用することとした。

ここで7変数とは，藤沢の降雪量および気温，輪島と相川の地上気圧差，秋田および輪島の500ミリバール気温，輪島の850ミリバール気温，鳥取と銚子の気圧差をさす。

この7変数により，各予測時間ごとの的中精度を計算したものを示す。（表1－7）

表1－7　予測時間別による的中精度の一覧

予測区分 ＼ 予測方式		24時間予測（18時～翌18時）	12時間予測		6時間予測			
			18時～翌日の6時	翌日の6時～18時	18時～24時	翌日の0時～6時	翌日の6時～12時	翌日の12時～18時
内部データの的中精度(%)	降雪の有無	89.4	86.3	82.3	81.9	90.0	92.0	91.7
	降雪が5cm以上，以下	－	－	－	85.0	91.0	82.5	83.5
	降雪が9cm以上，以下	87.8	89.9	78.2	－	－	－	－
外部データの的中精度(%)	降雪の有無	82.0	86.9	73.9	73.6	84.0	86.5	91.2
	降雪が5cm以上，以下	－	－	－	73.6	92.0	86.5	85.7
	降雪が9cm以上，以下	80.0	84.7	78.3	－	－	－	－

注　内部データは昭和49年12月～52年3月までのもの
　　外部データは昭和52年12月～53年3月までのもの

以上の判別予測を利用して，24時間予測の場合の18時から翌日の18時までの降雪量の実測値（時間当りセンチ）と，雪が降るあるいは9 cm 以上降る予測確率を計算した結果とを対比してみると，予測確率は一部を除いて，雪の降る予測確率で80%以上の期待確率を示す。ここで，一部というのは，冬型の気圧配置がゆるんで日本海に低気圧の発生をみた場合には，上越地方に雪を降らせることが少ないからであると考えてよかろう。（表１－８）

また，降雪が9 cm以上降る予測確率は，雪が降る確率と同傾向を示すが，予測確率値は若干下まわった。

今後これらの手法を道路管理に適用するためには，さらに精度の向上が必要であるが，あわせて予測結果を適時に現場管理に反映させる運用方法の検討もまた必要である。（図１－２）

表１－８　外部データによる予測確率（７変数）
（24時間予測の場合）

年月日	降雪量の実測値(cm)（18時～翌日の18時）	雪が降る予測確率（%）	雪が9cm以上降る予測確率（%）
52.12.21	19	80.5	75.8
12.22	5	25.5	11.0
12.23	0	19.9	7.7
12.24	7	8.9	9.6
12.25	22	88.8	96.5
52. 1.11	0	44.9	60.9
1.12	0	50.6	34.2
1.13	0	16.8	8.2
1.14	0	19.6	25.8
1.15	22	33.0	42.0
1.16	10	81.8	53.8
1.17	0	52.1	15.5
1.18	7	82.1	65.9
1.19	23	85.8	84.9
1.21	15	98.3	98.2
1.22	4	89.4	94.7
1.23	0	43.1	28.4
1.26	1	52.8	34.4
1.27	23	51.9	58.6
1.28	4	82.3	50.9
1.29	6	88.1	63.3
1.30	60	95.3	95.8
1.31	24	98.0	98.2
2.01	38	97.5	94.3
2.02	89	99.8	99.6
2.03	21	99.5	99.3
2.07	9	33.2	28.5
2.08	0	37.1	10.1
2.15	35	100.0	99.8
2.21	21	99.8	99.6
3.10	0	70.4	62.6
3.11	13	80.5	75.6
3.12	14	94.6	93.4
3.14	0	81.3	67.7
3.16	0	44.2	27.6
3.17	0	24.3	10.0
3.18	0	12.1	7.5
3.19	0	6.4	2.3
3.20	0	6.0	2.1
3.21	0	7.4	0.5
3.22	0	79.9	87.3
3.23	1	67.7	80.1
3.25	0	17.6	19.0
3.26	0	3.6	3.2
3.29	0	4.6	3.3

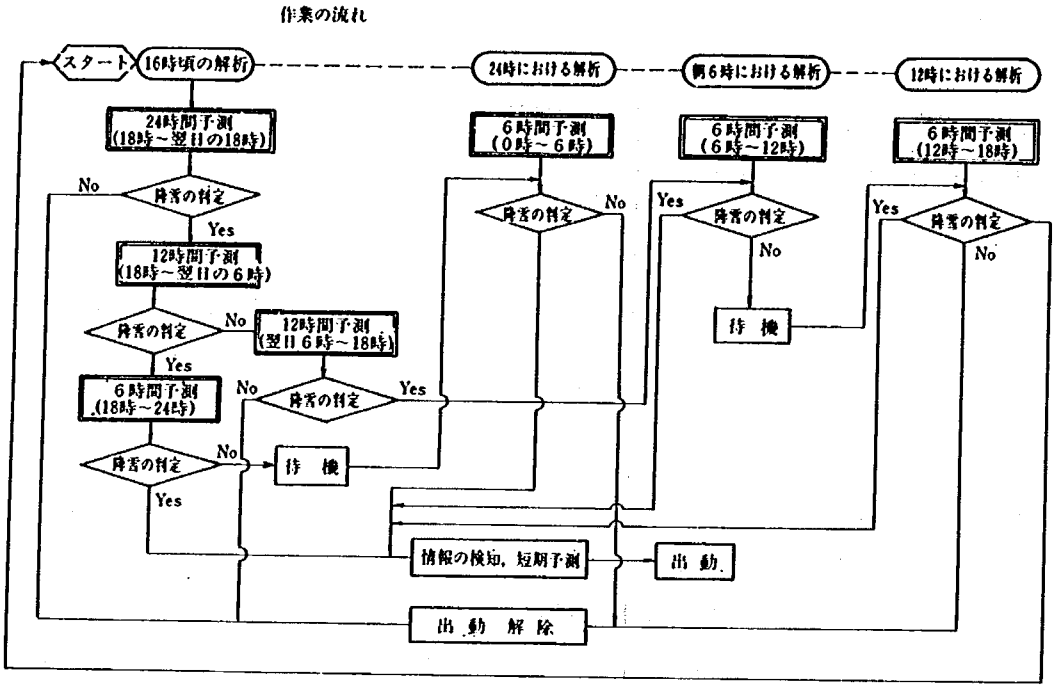


図1－2　降雪の予測手順

2.2　凍結・圧雪路面とすべり摩擦係数

一般に道路を車両が走行する場合，車両はタイヤを介して路面から走行に必要な力を受けなければならない。しかし，積雪寒冷地では冬季路面上に積った雪が各種要因の影響で圧雪または凍結状態になるためすべり摩擦係数が一般路面に比較して著しく減少し，車両は発進不能，停止距離の増大，さらにわだち掘れによる走行困難など種々の交通障害が発生する。

この対策として除雪や路面凍結対策が行なわれているが除雪のあとにも多少の雪が残る。さらに除雪後の降雪又一度除雪した雪が風その他によって路面に巻きだされ，再度圧雪や凍結状態となるため道路としての機能がそこなわれることが多い。

そこで，道路管理者はこれらの障害を解消するため，凍圧雪路面の効果的な処理方法および対策の検討を行なうことが必要である。

一方，その上を走行する車両にも安全性を確保するよう各種すべり止め装置（スノータイヤ，スパイクタイヤ，チェーン等）の装着の義務づけを行なっている。

このような凍結，圧雪路面は，発進時，制動時共に温度等の条件によってすべり摩擦係数が大きく異なるものである。以下，各種条件別による発進時および制動時のすべり特性を室内試験と現地試験によって得られた結果から，その概要を述べる。

(1) 発進時のすべり摩擦係数

(ア) 室内試験

各種条件別による発進時のすべり特性

a）温度（外気温）各条件別によるすべり特性

凍圧雪路面状態およびタイヤ別に，凍圧雪作成およびすべり試験装置によって試験を行なった結果，図２－１に示す通りとなった。この図で見ても明らかなように，温度が低下するとタイヤと路面間のすべり摩擦係数は大きくなってきている。

したがって，北陸のように気温が高い地方では非常にすべりやすく，逆に気温が低い北海道などではすべりにくいということを意味している。なお，本試験では圧雪作成方法等に多少問題が残されるが，温度別によるすべり摩擦係数の特性としては0°C付近が最も低く，気温が低下するにつれて値は増大するものと思われる。

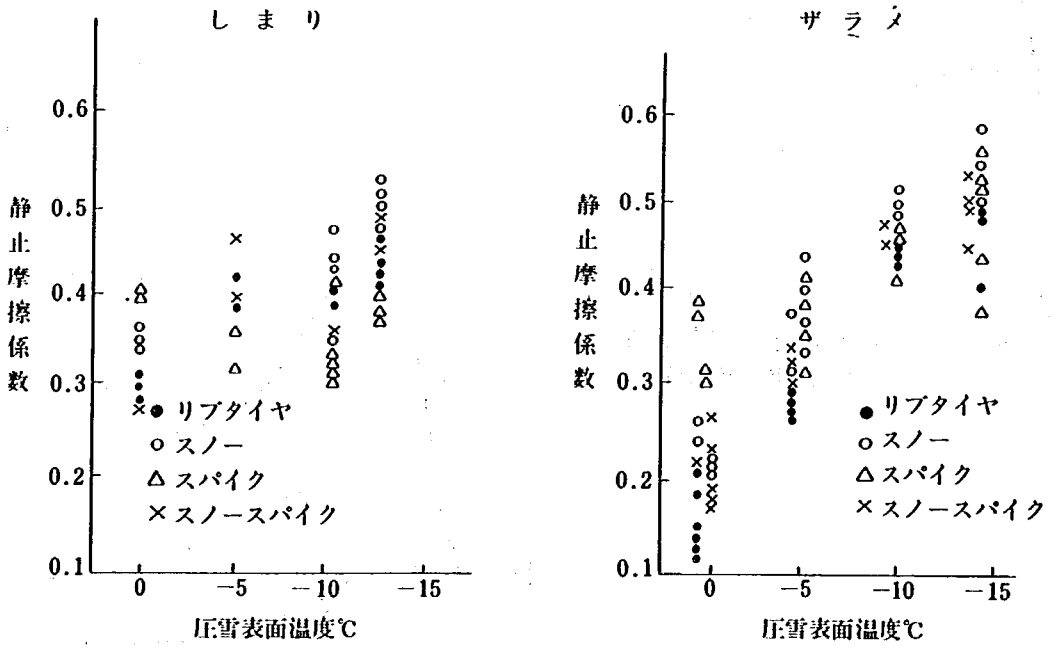


図２－１　圧雪表面温度とタイヤ別の静止摩擦係数

b）圧雪の硬度別によるすべり特性

圧雪の硬度および温度，タイヤ，雪質別に試験を行なった結果，図２－２（ⓐ，ⓑ，ⓒ）に示す通りである。各タイヤとも温度によって多少異なるが，タイヤのトレッド効果が最も良好な値を示している硬度は30～50 kg／cm² のころとなっている。

これは，タイヤのトレッドがいかに圧雪に食い込むかによって決まるものと考えられる。したが

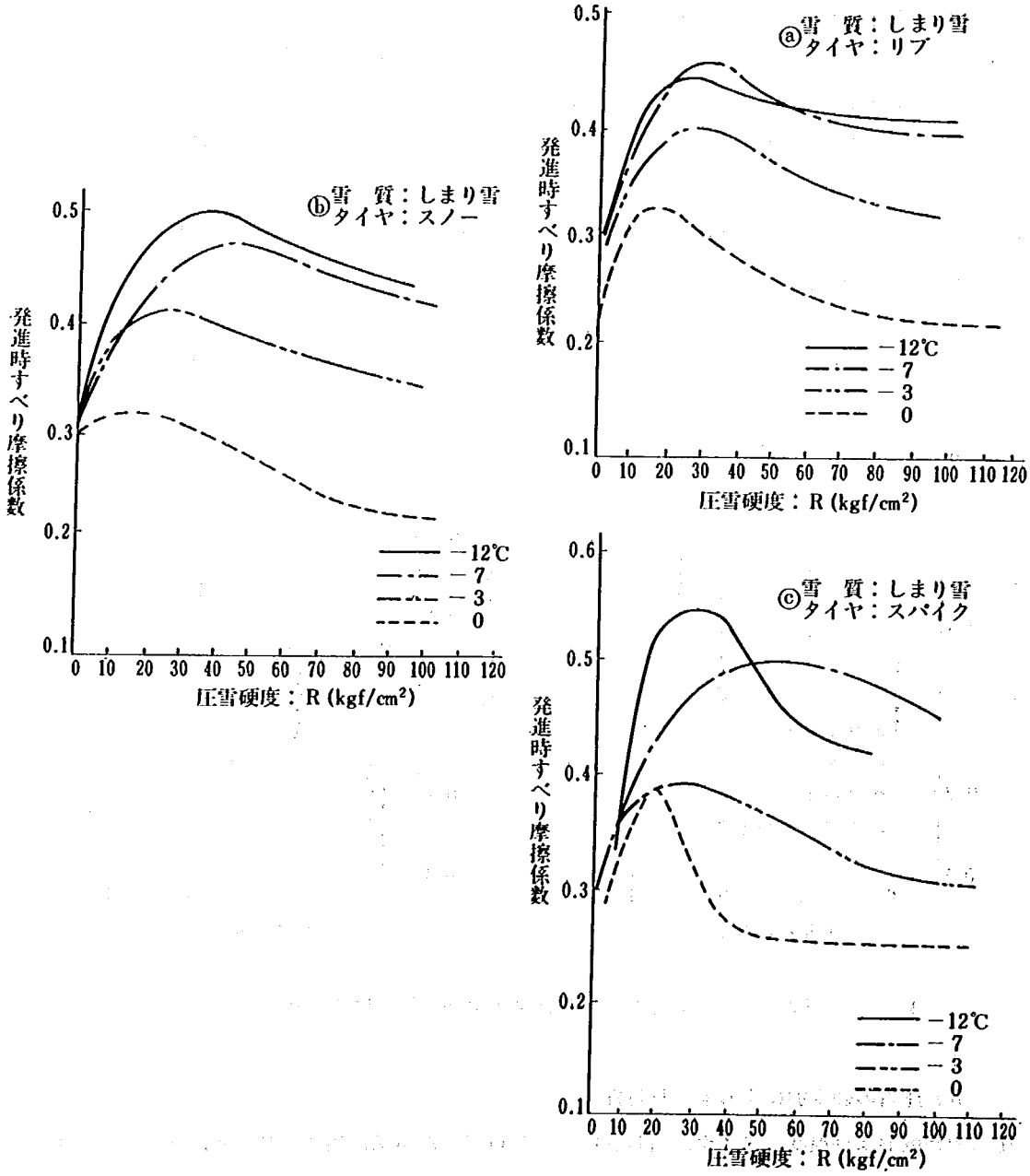


図2－2　雪温別による硬度と発進摩擦係数

って，圧雪が硬いとタイヤのトレッドは圧雪に食い込まないためすべり摩擦低抗値が低下するが，タイヤのトレッドに十分な効果（圧雪に食い込む）が得られれば低抗値は大きくなる。また，これとは逆に雪が軟らかすぎると圧雪の剪断力が低下し，やはり値は低下する。

c）氷盤上でのすべり低抗

氷盤上でタイヤのすべり摩擦係数がどのような変化を示すかを，温度別に調べた結果図２－３に示すとおりである。

これによると図－１に示した圧雪の温度変化と同じような傾向を示し，温度が低下するとタイヤのすべり摩擦係数は増大することになる。しかしスパイクタイヤ＋チェーンの場合は0°C付近が最大となり，温度が低下するにつれ低抗値は低下する結果となっている。この現象は，結表面が試験用として作成したため凹凸が全然ないことと，チェーンがまるいことから氷雪の硬度が増大（温度が低下）すると食い込む力が低下するためと考えられる。実際の路面では，薬剤散布，チェーン等により圧雪表面は　　化し，チェーンによる効果は一時的には大きいものとなろう。しかし除雪直後に見られるアイスバーンは図２－３のような特性も十分考えられる。

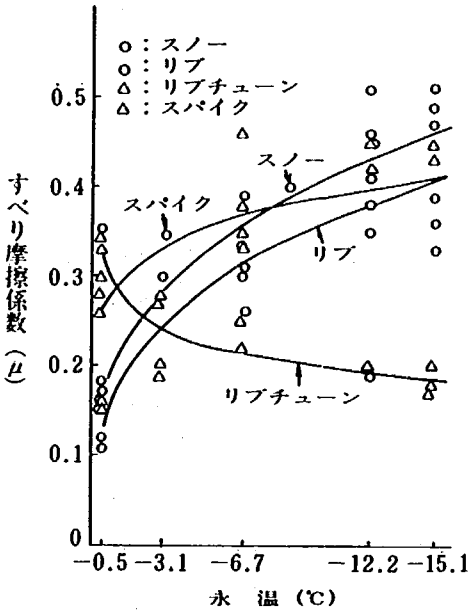


図２－３　氷盤上におけるタイヤのすべり摩擦係数

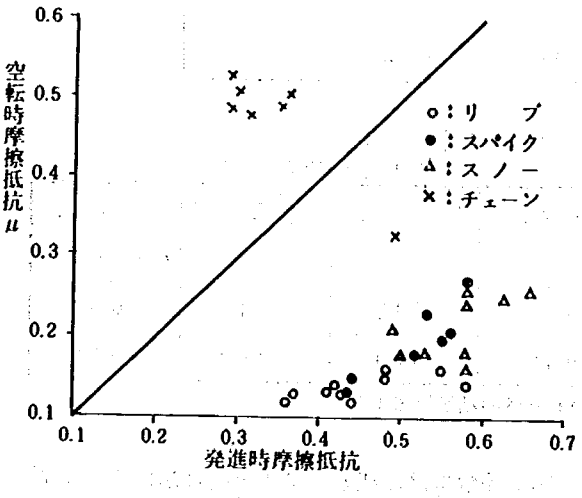


図２－４　一般タイヤの発進時と空転時摩擦変化

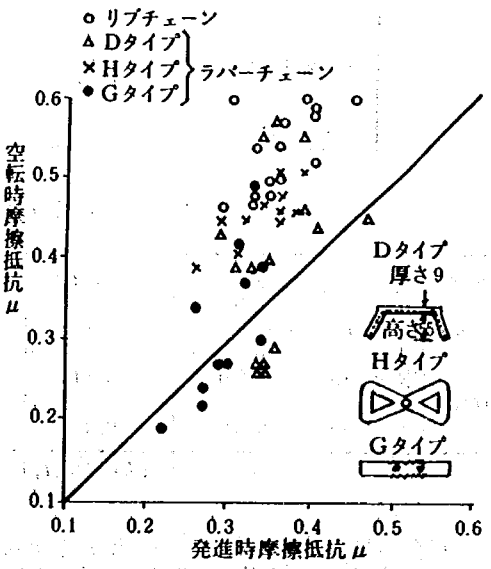


図２－５　発進時と空転時の摩擦変化
（タイヤ装備付）
圧雪硬度：27～39 kg／cm²
雪　　温：0.2～－2.8°C

d）ラバーチェーンを使用した時の発進特性

最近チェーン，スパイク等により舗装の摩耗がクローズアップされてきたことから，これらに替る走行方法等の検討が行われるようになってきた。図２－４，図２－５はこのような意図から実施されたものである。この図では最大発進時の摩擦係数と，タイヤが空転している時の摩擦係数との関係を示したものであり，現在使われているチェーン等のタイヤと，ラバーチェーンとの比較を行ったものである。自動車の発進は最大発進時で発進できれば最も効果的であるが，実際にはアクセルを強く踏み過ぎてタイヤを空転させてしまい発進できなくなるケースが非常に多い。このためチェーン等を装着するものであるが，この表で見る限りラバーチェーンの効果もかなりあるという結果となっている。

(イ) 現場試験

現道における発進時のすべり摩擦係数

凍，圧雪路面での発進，すなわち駆動は車両がまず凍圧雪路面に静止した状態から始まり，車両の駆動力が順次伝達され路面につたわる。この場合タイヤと凍・圧雪面との間の摩擦は，伝達力の増大につれて低抗力も増大し，路面状態によって異なるが最大値に達する。

したがって車両を発進させるために必要な力が最大摩擦低抗力より小さい場合，車両は発進を開始するが，駆動力が最大摩擦低抗力より大きい場合，タイヤは空転を始めるため，タイヤと凍・圧雪面の摩擦低抗力は急激に低下し車両は発進することが不可能となる。この状況を図２－６に，また，発進時のすべり摩擦係数を表２－１，２－２に示す。

表２－１　雪氷路面でのタイヤの摩擦係数の最小値

タイヤの種類		リブタイヤ	スノータイヤ	スパイクタイヤ	リブタイヤ（スチールチェン付）
駆動時	空転	0.04	0.07	0.08	0.27
	ピーク	0.17	0.21	0.27	0.35
制動時		0.15	0.16	0.20	－

表２－２　氷盤路面でのタイヤの摩擦係数
（人工的に作成したもの）

タイヤ種類		リブタイヤ	リブタイヤ	スノータイヤ	スノースパイクタイヤ	ラジアルスパイクタイヤ	リブタイヤ
すべり止め装置		ラバーチェーン	－	－	－	－	スチールチェーン
駆動時	空転値	0.30	0.10	0.13	0.12	0.12	0.33
	ピーク値	0.50	0.40	0.48	0.60	0.63	0.55

注）　土木研究所が所有している屋外凍結装置による。

この場合の最大摩擦係数（ピーク値）と空転時の摩擦係数は路面状態やタイヤの種類によって異なり，実際の発進時の現象はさらに複雑である。また車輪の空転の程度が少ない場合，タイヤが一部空転（すべり率のある状態）しながらも車両は前進を続け，速度が増大すると（加速度が小さく

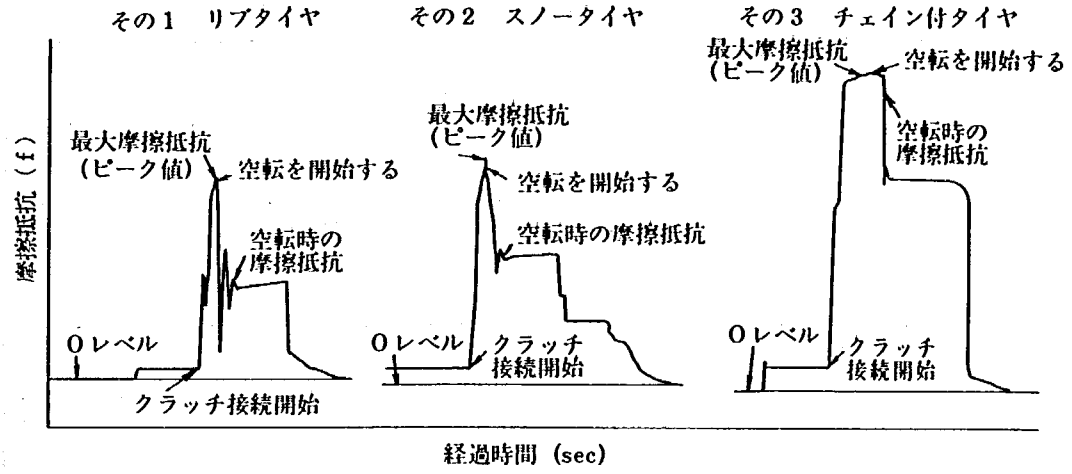


図2－6　駆動時のすべり摩擦係数の変化

なる）空転しなくなり，正常な走行状態になる。ただし，走行しながら空転しているときのすべり摩擦係数が車両のころがり抵抗係数より大きい場合，発進は可能となる。

さらに発進時には，車両の荷重が重要な問題となる。そこで全荷重に対する駆動輪の荷重配分係数をβとすると，実際の車両に対する駆動力はタイヤと凍・圧雪路面の摩擦係数にβを乗じたものである。したがって車種別駆動輪荷重配分係数は表2－3に示す通りである。

表2－3　車種別駆動輪荷重配分係数

車　種	乗用車	トラック	トレーラ
係数β	0.41	0.43	0.38

(2)　制動時のすべり摩擦係数

凍・圧雪路面における停止時の最大摩擦係数は，静止状態であり，凍・圧雪の性質のほか，タイヤ表面形状の影響が大きい。

次に制動時のすべり摩擦抵抗であるが，この場合タイヤと接地面は一定なので凍・圧雪面の方が順次移動するかたちとなり，やや走行しながらの空転時に近い状態のすべり摩擦抵抗と考えることが出来る。

そこで各種路面状態の制動時のすべり摩擦係数を表2－4に，また氷盤におけるタイヤ別のすべり摩擦係数を表2－5に示す。

凍・圧雪路面の摩擦係数を0.2として制動停止距離を計算すると表2－6のようになる。表によると，設計速度の小さい道路で視距不足が見られる。さらに下り勾配があった場合，一般道路では比較的その影響は少ないが，雪氷路面では表のよ

表2－4　凍・圧雪路面のすべり摩擦係数

状　態	すべり摩擦係数値の範囲	備　考
氷～氷盤	0.1～0.2	走行状態 30～40 km/h 平滑な氷または新雪は0.1以下になる場合もある。
新雪，氷に近い圧雪	0.20～0.25	
普通の雪	0.25～0.30	
ざらめ雪，とけ始めた雪	0.30～0.40	
積雪上に塩化物散布	0.35～0.45	
積雪上に砂散布	0.20～0.30	
積雪上に，砂，塩化物混合散布	0.30～0.50	
アスファルト路面	0.90～0.30	湿潤状態
コンクリート路面	0.90～0.30	

表２－５　氷盤におけるタイヤ別のすべり摩擦係数

タイヤ種類	リブタイヤ	スノータイヤ	スノースパイクタイヤ	スノータイヤ	リブタイヤ	スノータイヤ
すべり止め装置	ラバーチェーン	－	－	スチールチェーン	スチールチェーン	ラバーチェーン
制動時（速度 20km/h）	0.16	0.13	0.18	0.28	0.34	0.13

注）　土木研究所が所有している屋外凍結装置による。

表２－５　路面状態と制動停止距離

設計速度 / 制動停止距離	設計速度 120km/h		〃 100		〃 80		〃 60		〃 40	
	一般路面	雪氷路面	一般路面	雪氷路面	一般路面	雪氷路面	一般路面	雪氷路面	一般路面	雪氷路面
走行速度	102	80	85	70	68	60	54	50	36	36
摩擦係数	0.29	0.2	0.30	0.2	0.31	0.2	0.33	0.2	0.38	0.2
V・t　m	70.7	55.5	58.9	48.6	47.1	41.6	37.4	34.7	24.9	24.9
V^2／2g・f m	141.3	126.1	94.8	96.5	58.7	70.9	34.8	49.3	13.4	25.5
合計 m	212.0	181.6	153.7	145.1	105.8	112.5	72.2	84.0	38.3	50.4
下りこう配6％ m	－	－	－	－	120.0	142.4	80.0	104.7	40.9	61.2
下りこう配8％ m	－	－	－	－	－		－	－	41.9	67.7
構造令視距 m	210		160		110		75		40	

うに相当大きくなる。また雪氷路面の摩擦係数が低下した場合さらに危険になる。

雪氷上で制動した場合，制動停止距離が増大するほかに車両の偏走または回転が大きくなる。

これは凍・圧雪路面の平担性およびすべり摩擦係数が不均等であることも原因ではあるが，最も大きい原因は全体にすべり摩擦係数が小さいためであり，その結果，制動停止距離と停止までに要する時間の増大となる。

(3)　走行抵抗

一般の舗装道路における車両の走行抵抗は 0.010 ～ 0.025 程度であり，凍・圧雪路面では表２－

表２－７　タイヤおよび地域別の走行抵抗係数

調査場所 / タイヤの表面形状	リブタイヤ	スノータイヤ	スパイクタイヤ	リブチェン付タイヤ	路面状態
北陸国道8号線（金沢附近）	0.049～0.083	0.069～0.092	0.060～0.084	0.057～0.090	シャーベット状態の圧雪
	0.04	0.044	0.062	0.052	新雪によるうすい圧雪
北陸国道17号線（湯沢附近）	0.027	0.036	0.038	0.032	新雪による圧雪
	0.020	0.020	0.015	0.023	凍結に近い圧雪

7に示すように一般の舗装道路に比較して走行抵抗は大きくなっている。

これは，凍・圧雪路面では走行するタイヤの前面に積雪が存在し抵抗が大きくなるためである。凍・圧雪路面におけるタイヤの走行抵抗はタイヤの表面形状や凍・圧雪の状態によって多少異なる。

そのため，車両の発進および走行時にはこの走行抵抗がマイナスとして影響するが，制動時には逆にプラスとして停止距離に効果をあげている。

(4) 実車による測定方法

(ア) 制動時のすべり摩擦係数の測定

すべり摩擦係数には，縦すべり摩擦係数と横すべり摩擦係数の2種類があるが我国では一般に縦すべりによる測定値によって評価している。

縦すべり摩擦係数とは，タイヤが進行方向と同一方向に回転しているとき，このタイヤに制動力（ブレーキ）を加えると，タイヤの接地面に進行方向と逆方向に摩擦力が生じる。制動力が充分大きい場合はタイヤは完全なロック状態となる（タイヤの回転が完全に止まる）。このときの摩擦抵抗力（縦すべり抵抗力）と輪荷重との比を縦すべり摩擦係数という。図2－7に装置の構造を示す。

$$u = \frac{f}{W}$$

u：すべり摩擦係数

f：測定されたブレーキ力またはけん引力

W：測定輪にかかる荷重

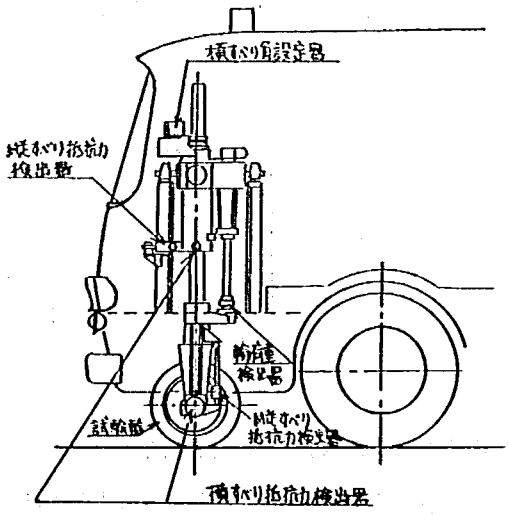


図2－7　すべり測定装置の構造

(イ) 発進時のすべり摩擦係数の測定

特殊な測定車の後輪軸にゲージを取り付け，停止状態から一定回転（速度）まで空転させる。そのとき軸に働くトルク（タイヤ面と氷盤面に働く力）を測定し，次式によって算定する。その状況を図2－8に示す。

$$u = \frac{f/r}{W}$$

f：測定されたトルク

r：タイヤの半径

W：後輪1輪にかかる荷重

u：すべり摩擦係数

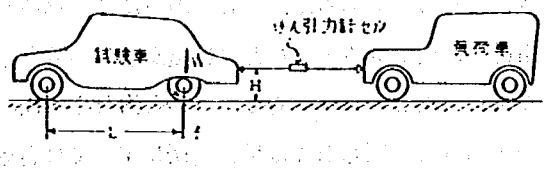


図2－8　発進時すべり摩擦係数測定状況

(ウ) 走行抵抗係数の検出方法

走行抵抗の検出方法は，図2－8に示すような方法で試験車と負荷車の間に生ずる引張力をロードセルまたは力計によって検出し，次式によって算定する。なお，伝達機械系の摩擦抵抗

空気抵抗を分離して測定することが出来なかったことと測定速度が低いことなどからこれらを無視して，走行抵抗＝転がり抵抗とした。

$$u_R = \frac{f_R \pm W_0}{W_0}$$

f_R ：測定された引張力

W_0 ：試験車全体の重量

u_R ：走行抵抗係数

(5) 全体の考察

以上の結果，路面とタイヤ間のすべり摩擦係数は路面状態，タイヤの状態，走行状態をまとめた結果は，図2－9に示す通りとなる。

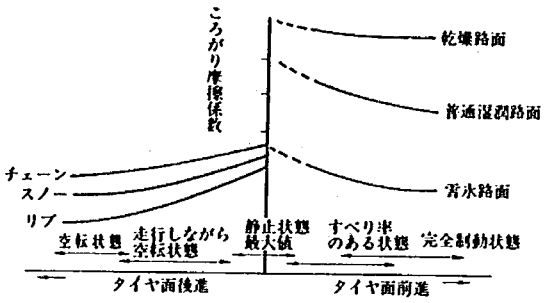


図2－9　タイヤの運動とすべり摩擦係数の関係

2.3　温水及び電熱融雪方式の融雪効果

積雪地の道路に対する除雪方法としては，機械除雪，薬剤散布車による凍結防止剤散布，流雪溝などの除雪施設および種々の施設による融雪の方式がある。（表3－1）

表3－1　除雪方式の分類

- 除雪方式
  - 機械除雪 ―― 機械力によって積雪を削り取る工法
  - 薬剤散布 ―― 移動車両によって凍結防止剤を散布する工法
  - 除雪施設 ―― スノーメルタ、流雪溝による方式
  - 融雪施設
    - 散水方式 ―― 地下水，河川水等の散水による方式
    - 路面加熱方式 ―― 温水パイプ，電熱線埋設による方式
    - 外部輻射方式 ―― 赤外線輻射による方式
    - 薬剤散布方式 ―― 固形又は溶液薬剤散布による方式

このうち融雪施設については，消雪パイプのような地下水等を散水して消雪する方法，舗装又は路盤に埋設した温水パイプにより融雪する方法，電熱線を埋設して路面を加熱して融雪する方法，固定施設から凍結防止剤を路面に散布して融雪する方法などがある。しかしながら，融雪施設のうち，電熱や温水等による方法は，建設費，推持費などが割高になりやすく，当然使用される場所も限定されてくる。もちろん，これらの方法は，迅速かつ確実な融雪手段であることから，家屋密集した市街地，坂道やカーブなどで日照が悪い部分あるいは凍結しやすい部分などで，凍圧雪による交通障害が発生しやすい箇所であるにも拘わらず他の手段がとりにくい場合とか，インターチェンジ，料金所など，限られた地域，場所によっては有効な工法である。

一方，省エネルギー指向のなかで融雪施設についても，次第に使用エネルギーの少ない施設を選択しょうとする方向にあり，また，地下水のみでは取水場所および取水量に制限があることから，積極的に河川水の利用が考えられ，一部には海水利用も考えられている。さらに，温水を得るため

には，従来かえりみられなかった種々の廃熱利用も対象にあげられつつある。

このように，融雪施設の調査研究については，各地で種々の事例が積み重ねられており，その得失が次第に明らかになりつつあるが，ここでは，土木研究所で過去に実施された温水パイプと電熱による方法の比較研究について述べるに止める。

(1) 温水融雪工法に関する実験

新潟試験所では，温水パイプを舗装あるいは路盤内に埋設し，その管内にボイラーより温水を通水して，放熱の後にボイラーへ循環ポンプにより環流するシステムを45年度より電熱融雪との比較で調査研究を実施できた。温水パイプによる方法については，すでに土木研究所のみならず，他の機関でもいろいろと計画されている。例えば，建設省北陸技術事務所においても，47年度から温水パイプをアスファルト舗装中に埋設した方式の施工性，経済性，自動制御機構の安定性を調査するとともに，重車両による舗装体の沈下変形についても検討を行っている。また北海道開発局でも，従来の電熱線式の他，都市ガス使用の温水式，電力使用の発熱管式の調査を実施しているなど枚挙にいとまがない。

土木研究所における調査研究は，除雪時あるいは寒冷時等の気象条件下における合理的な融雪手法の開発を目的とし，昭和45年度から48年において温水および電熱融雪方式の融雪効果，経済性の実験を実施した。

その方法としては，ガス管（20mmを主体）をコンクリート路盤に埋設（表面下7 cm)し，その管内に10～60°Cの範囲の温水を通水し，循環ポンプによってボイラーへ環流するシステムである。測定項目は湯温，通水湯量，降雪強度，気温等と融雪効果に関する測定を主体として行った。

実験施設は各ブロックに分け，総面積のふりわけを，温水融雪では120m²，電熱融雪では60m²に分けて実験を実施した。実験は，主として夜間での日射等の気温融雪がない降雪日を対象として実施した。その結果，融雪効果は湯の持つ熱容量（約800kcal）が大であることから，温水パイプでは，1回の加熱によって融雪が終了し，以後は路盤の加熱のみで表面上には積雪とならないが，電熱融雪では常時通電（260w/m²）していても時間降雪量が少なくなった時に表面が露出したのみ

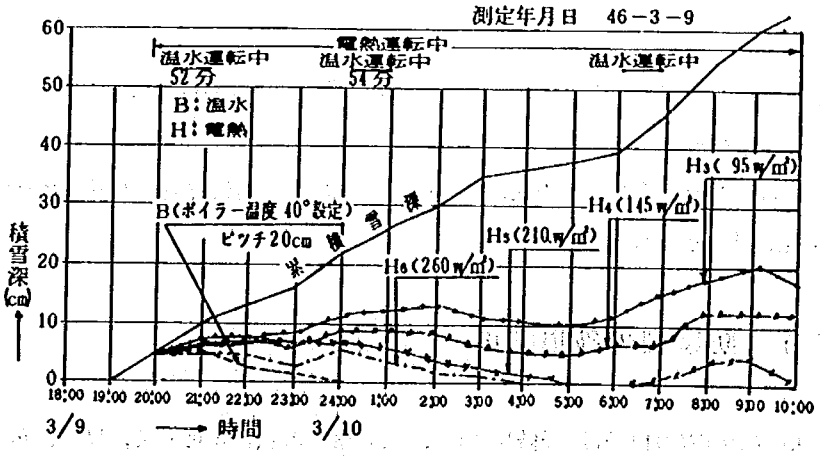


図3－1　積雪時における融雪効果

表３－２　運転経費一覧表

	年月日	降雪深 (cm)	電熱融雪			温水融雪					
			加熱時間	使用電力量	電気料(円)	加熱時間	燃料(A)		電気(B)		(A)+(B)
							使用量	料金	使用電気料	電気量	
			時間 分	(kw)		時間 分	(ℓ)	(円)	(kw)	(円)	(円)
使用経費	46.2.24 2.25	11.0	3－48	48.9	323.33	0－27	3.1	46.50	0.24	1.62	48.12
	3. 3 3. 4	24.0	12－34	158.2	(C) 1,067.85						
	3. 5 3. 7	62.0	51－17	645.7	4,358.47	4－31	25.3	379.50	2.37	15.99	395.49
	3. 8	15.0	6－45	85.0	573.75	3－36	21.9	328.50	1.89	12.76	341.26
	3. 9 3. 10	59.5	22－10	279.3	1,885.27	4－58	25.8	387.0	2.61	17.61	404.66
	3. 13 3. 14	30.0	10－34	133.0	897.75	3－32	22.5	337.50	1.85	12.48	349.78
小計		201.8	107－08		(D) 9,016.42	17－04		1,471.0		60.46	(F) 1,539.46

	電熱融雪		温水融雪	
	契約電力	基本料金	契約電力	基本料金
	18 kw	405円/kw	1 kw	405円/kw
小計	(E) 7,290円 (18 × 405)		(G) 405 円 (1 × 405)	
総経費	(D)+(E)+(C) = 15,328.58 円		(F)+(G) = 1,944 円	
試験面積	60 m^2		30 m^2	
単位面積当りの経費	256 円／m^2		64.80 円／m^2	
実運転時間当りの経費	2.7 円／m^2・h		3.8 円／m^2・h	
単位降雪深当りの経費	m^2 当り 1.44円／cm		m^2 当り 0.36 円／cm	

となった。（図３－１）また，運転経費については，温水融雪は電熱に比して1／4（昭和46年時）の安価となった。（表３－２）

なお，このような温水方式は国道13号栗子峠で，建設省福島工事々務所により延長200mにわたる施工例などがある。

2.4　防護柵の破損防止

積雪中の雪の粒子は，外界の気象，積雪量等の状況に応じて，昇華，蒸発，融解による変態と，粒子の上方から加わる積雪圧力による圧縮変形によって，次第に圧密され沈降する。

このような積雪の沈降時に防護柵のような雪に埋没した構造物があると沈降がさまたげられる結果，構造物に予想外に大きな圧力が加わり，ついには構造物を破壊に導くことにもなる。

沈降力による障害は，道路施設に限らず樹木等でも同様であり，北陸農業試験場による果樹雪害についての研究もある。この中では沈降力減少の試みとして，実験用水平桁（高さ68 cm）の上の積雪に対して鉛直に鍬溝を掘削して左右の雪のつながりを断ち切ることにより，雪圧軽減効果をあげる実験を行なっていることは興味深い。

道路施設については，積雪地での防護柵等の施設の害が以前からいわれてきたが，これらの施設が，全国的に普及をみるにつれて，その被害程度が無視出来ない状況となってきた。（写真４－１，４－２，４－３）

土木研究所では，建設省道路局，府県，公団の協力を得て，今後の防護柵等の計画，設計に資するため，その破損実態調査を実施した。また，耐雪防護柵等の研究も実施中である。

(1) 積雪の沈降力

沈降力の大きさは，施設の形状，積雪量，埋没深，時間の経過などで異なるため，施設にかかる沈降力を推定するための基準となる共通尺度として，受圧幅10 cm，長さ３ｍの水平桁を地上より70 cm 高さに標準尺として設置した。(図４－1)

写真４－１　ガードレールの破損
（写真提供：長岡国道工事々務所）

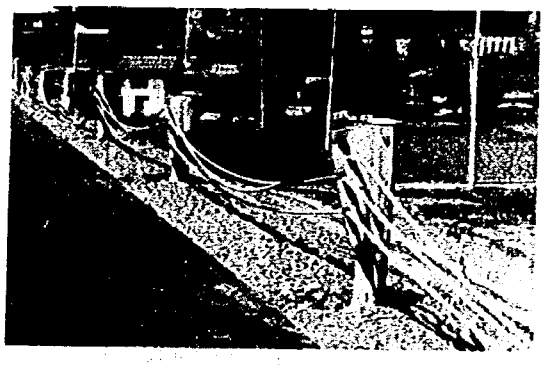


写真４－２　ガードレールの破損
（写真提供：長岡国道工事々務所）

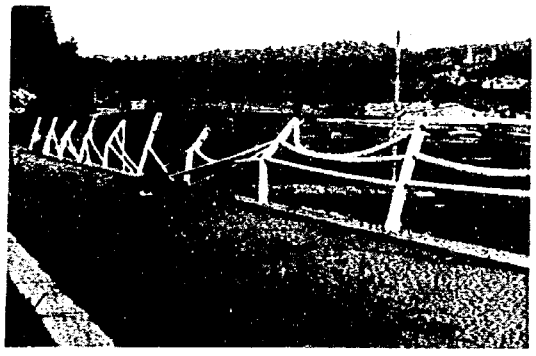


写真４－３　ガードレールの破損
（写真提供：長岡国道工事々務所）

土木研究所では，耐雪防護柵の開発と選定を目的として，関係法人との共同研究を実施中であるが，これと関連して昭和54年度より自然積雪状態で防護柵が受ける雪圧測定を行なった。沈降力の推定には現在までに多くの実験式がたてられているが，最大積雪深または積雪重量により説明する提供が多い。

防護柵の実験は現在実施中であり，詳細を述べるまでにはいたらないが，各種の防護柵と標準尺に作用する沈降力の対比の事例をみると，ガードレールおよびガードケーブルに作用する沈降力が，

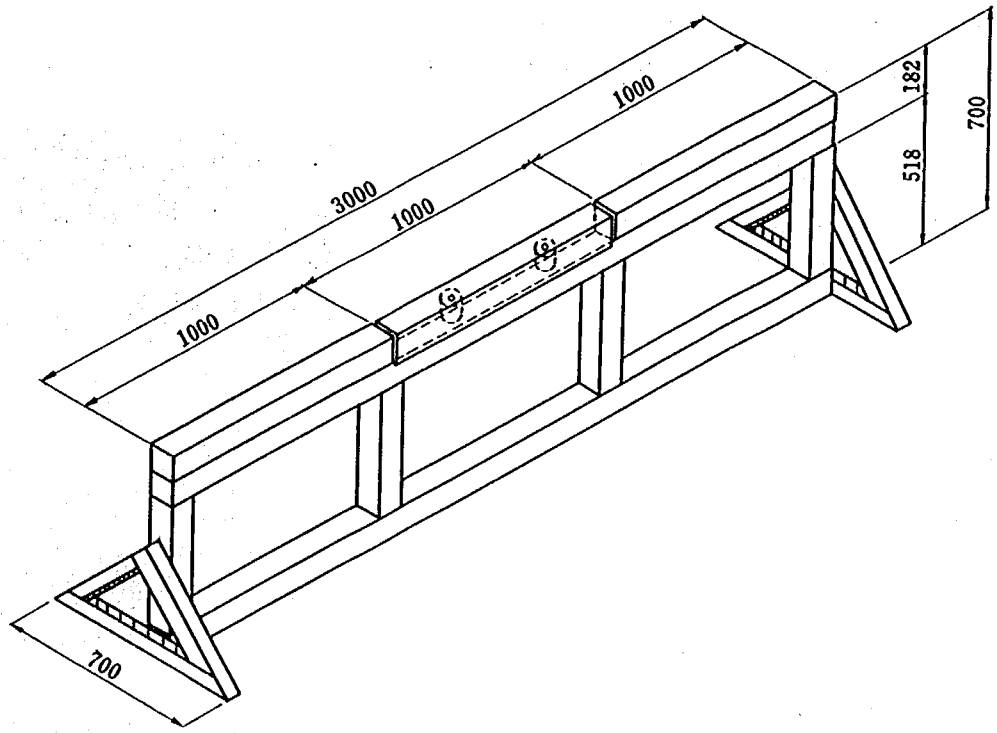


図４－１　標準尺の諸元

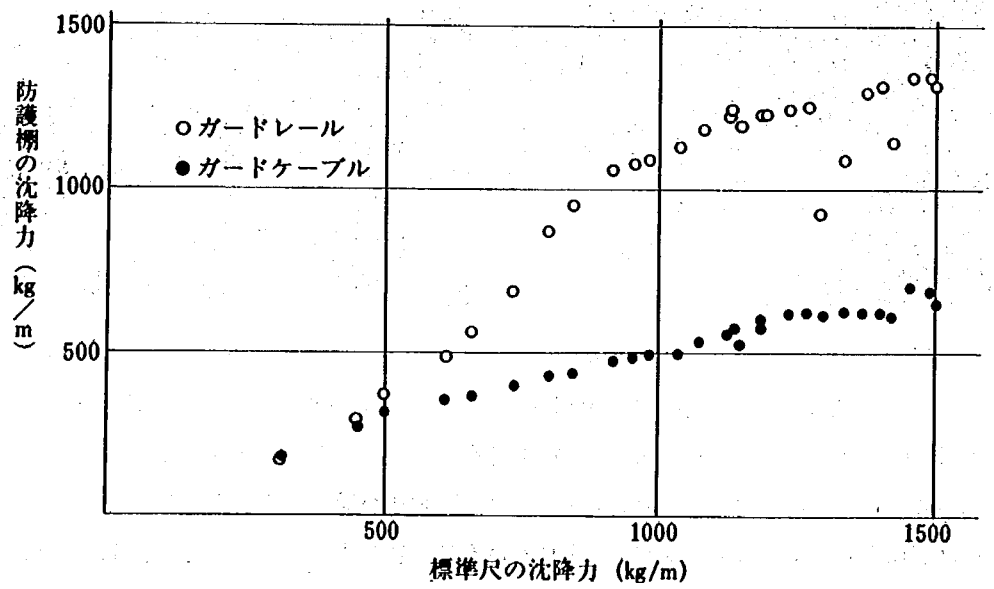


図４－２　標準尺と防護柵の沈降力との関係
（法肩から２ｍに設置した場合）

標準尺のそれとかなりよい相関性をもつことが認められる。（図４－２）
このことから，標準尺に作用する沈降力を求めることによって，防護柵の沈降力を推定する方法が可能と考えられ，地域およびその積雪状況に応じ，防護柵の耐雪限界を定めることにより積雪地域における合理的な防護柵の選定方針が立てられると考えられる。

(2) 被損実態と対策

この調査は54年度に全国152路線，総延長3,252ｋｍについて実施したもので，その調査は防護柵等の安全施設について，積雪深，除雪方法等により破損状況が明らかになるよう考慮した。なお，交通量は1,500～10,000台／日の路線が主体となっている。（表４－１）

表４－１　防護柵の設置率　（単位：km）

管理区分	調査区間路線延長	種類別延長および設置率					
		ガードレール	%	ガードケーブル	%	ガードパイプ	%
直轄	2,130	255.6	12.0	77.0	3.6	54.0	2.5
県	927	114.6	12.4	66.4	7.2	15.3	1.7
(参考) 公団	195	124.4	－	372.6	－	－	－

この調査によって明らかとなった防護柵の設置及び破損状況を以下に説明する。防護柵の設置状況は調査区間長１ｋｍに対して，ガードレールは直轄，県共に120m程度となっており，一方，ガードケーブルは直轄の30m程度に対し県は２倍程度設置している。今回の調査結果によれば，積雪期に破損した比率は全設置延長に対して，県が12%，直轄が1.3%，公団が0.1%であった。
破損原因をみると，雪の影響を直接受ける堆雪沈降が全体の約49%を占め，除雪車ブレード接触による26%，除雪車の押圧力による９%，自動車の衝突による６%をはるかにしのぐ状況にある。
（表４－２）

表４－２　防護柵の設置長に対する破損割合

	全体			除雪ブレード		堆雪沈降		除雪車の押圧力		自動車の衝突		その他	
	設置長(m)	破損長(m)	%	破損長(m)	%	破損長(m)	%	破損長(m)	%	破損長(m)	%	破損長(m)	%
直轄管理分	409,512.9	5,273.0	1.3	917.5	17.4	2,854.7	54.2	319.0	6.0	1,080.3	20.5	101.5	1.9
県管理分	201,842.4	24,473.4	12.1	7,055.9	28.8	12,031.5	49.2	2,428.0	9.9	375.0	1.5	2,583.0	10.6
公団分	497,081.0	594.4	0.1	29.0	4.9	152.0	25.6	－	－	392.6	66.0	20.8	3.5
合計	1,108,436.3	30,340.8	2.7	8,002.4	26.4	15,038.2	49.6	2,747.0	9.1	1,847.9	6.1	2,705.3	8.9

もちろん，積雪深が増大するにつれて堆雪沈降力が原因となって破損する場合が多くなる傾向が強い。また，破損箇所はガードレールではビーム，ガードケーブルではブラケットの破損に伴うケーブルの破損が最も多い。

さらに，1件当り破損長は堆雪沈降によるものが長くなりやすい。防護柵の形式別に支柱等の間隔別の破損率をみると，ガードレールでは種別により若干の差はあるものの，2mに対し，4mスパンのものは積雪深が増すにつれて破損率が増大する。（図4－3）

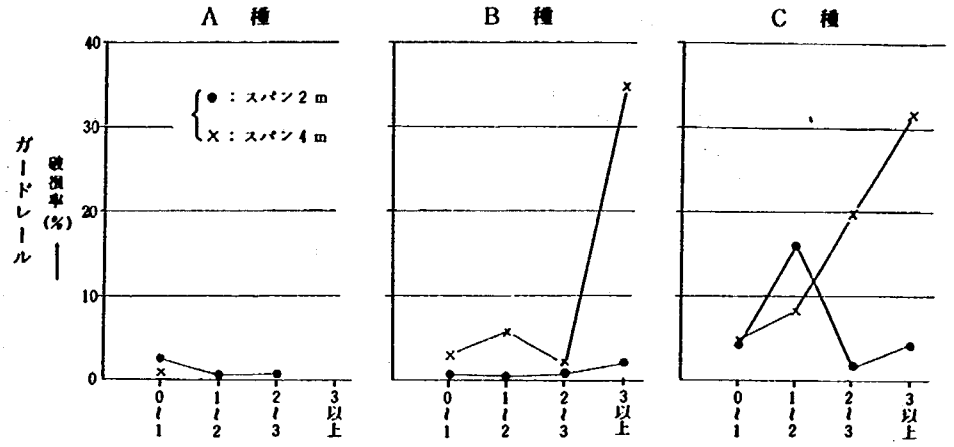


図4－3　積雪深，防護柵の形式，種別によるスパンと破損率
（破損長／設置長×100）

一方，支柱の基礎状態の影響については，ガードレールでは支柱がコンクリート巻きのものは，破損率も低く，積雪深の影響も少ないが，土中埋込みによるものは最も多く，積雪深の増大につれて破損率が増大する結果となった。ガードケーブルについては，差を見ることができなかった。（図4－4）

以上のような破損状況に対して，ガードレールについては，当面，雪の沈降力に耐えるよう，支柱間隔を短くすること，および，支柱をコンクリート根巻きで補強することなどの対策が考えられている。

ガードレールの構造については，これにかかる雪圧荷重を解明するとともに，耐雪性の防護柵として改良するための検討を進めなければならないことは言うまでもないが，除雪方法も破損原因の相当部分を占めていることから，防護柵の構造，設置位置，除雪方法をも考慮した設置基準の作成が今後必要であると言えよう。

（原因：堆雪沈降と除雪車の押圧力）

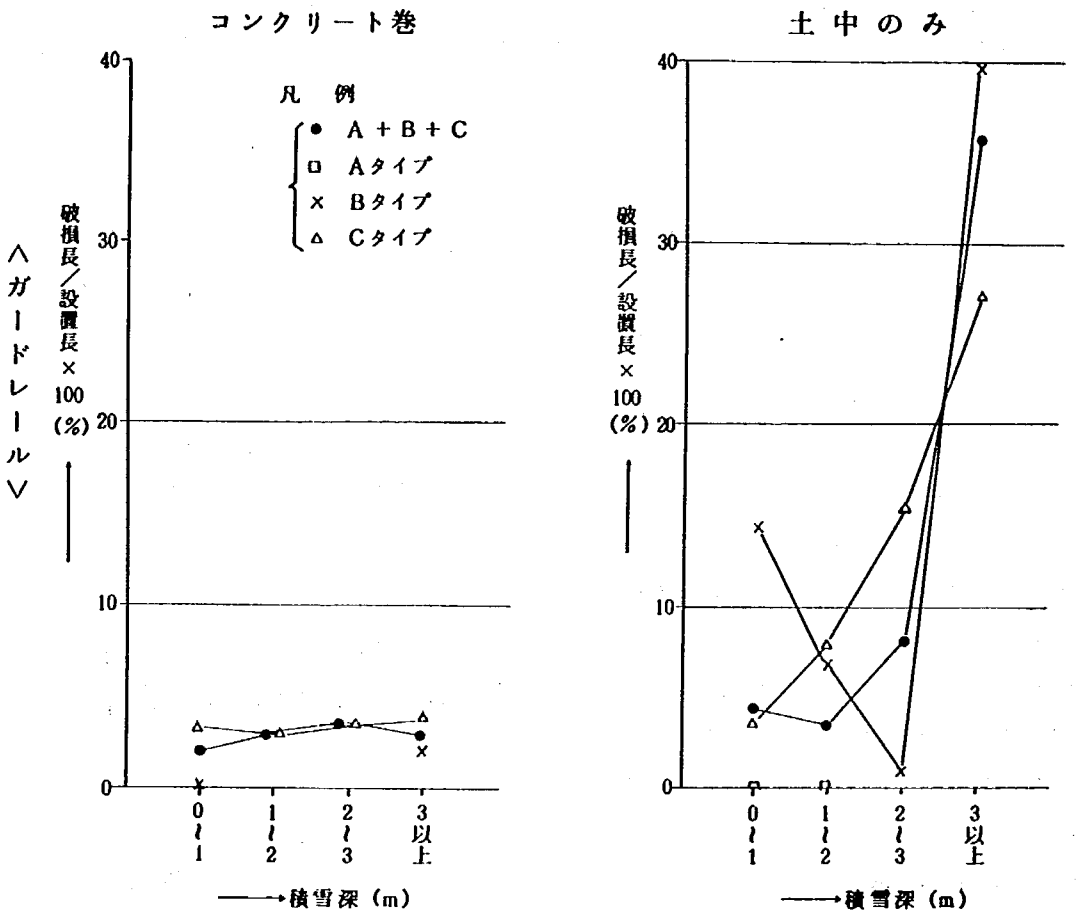


図4－4　防護柵の種類，種別による基礎状態と破損率（直轄＋県）

2.5　道路標識の着雪防止

積雪地の道路標識等の交通安全施設には，吹雪などにより標示面等に雪が付着しやすい。このため，これら施設の標示等の視認性が低下し，全く見えなくなるなど運転者に不便であるのみならず，交通停滞や交通事故にもつながりかねない。そこで，関係機関においては従来から種々の調査研究がなされてきた。

現在，環識等の着雪は，板にあたる風の流れがよどむ点から始まるとされており，風が強く流れる部分には着雪しにくいといわれている。着雪を防止するための研究はこの現象を利用したものや，風力を利用したものなど種々の型式についてなされている。

(1) 他の試験研究機関等

北海道開発局土木試験所が行なった道路標識の着雪防止実験は，昭和49年にすでに現場実験により振動衝撃式着雪防止法，標識に俯角をつける方式，標識面の材質を変えたものなどをテストし，俯角をつける方式が風の弱い場合にも有効であるとの結論を得ている。同時に，風洞実験により模型標識のまわりの風の流れを測定し，現場実験と対比して着雪が風のよどみ点を中心に風の弱い部分に出来ることが報告されている。

また，建設省東北技術事務所では，福島県下の実験地で風力，風の流れおよび電熱を利用した方式など多種の標識について同じ頃に現場実験を行なった。その結果，板上方を庇式に曲げたものが着雪防止に最も優れており，また，風車羽をつけた標識は，無風の場合に着雪で羽が回転不能となることがあり，この目的には不適当であることが報告されている。

さらに，日本道路公団札幌支所では，現地実験で規制標識，デリニエータを観察し，板面に庇をつけた型がやはり良好であり，また，デリニエータは表面にプラスチック製曲面キャブをつけたものが有効であったと報告されている。

この他にも種々の調査研究があるが，積寒地のなかでも比較的気温の低い地域での実験であり，北陸地方のような湿雪についての着雪防止についての着雪防止についても解明する必要があったので，土木研究所においても昭和55年より新井市で実験を行なってきた。

(2) 着雪防止の実験

道路標識の着雪防止実験から，雪寒地域の標識設置基準および防止方式の確立を目的として，現

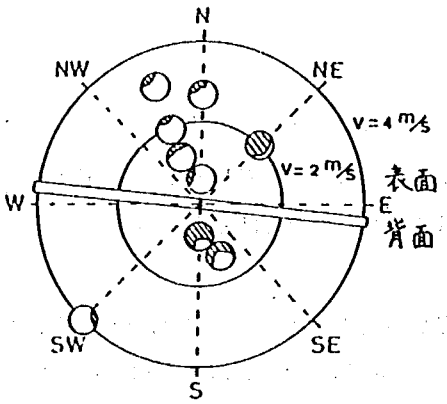


図5－2　風向と着雪形状

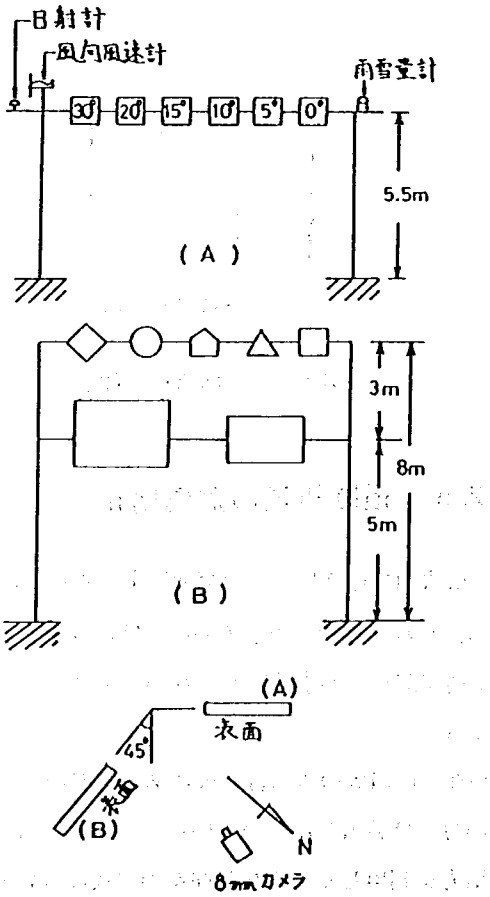


図5－1　着雪観測施設の概要

地に門型柱２本を立て，一方は傾斜角を変えた標識を，他方には種々の形状の標識を取付けた。実験地の気象は，北陸で気温－1.5°C，風速で約２m／sに対し，東北の実験で－4.5℃，7.3 m／sという平均値であった。（図５－１）

実験結果は，着雪形状では風のよどみ点を中心に風向によって形状が変るが標識板形状が異なっても傾向は同じであった。（図５－２）

また，傾斜角別着雪率は，指数的な分布を示し，風速があって，かつ気温が低い方が同じ角度に対し着雪率は高い。（図５－３）

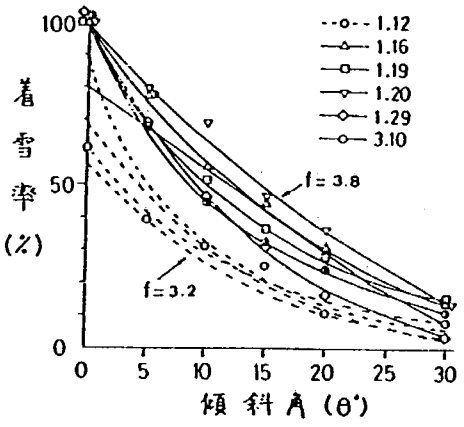


図５－３　傾斜角と着雪率

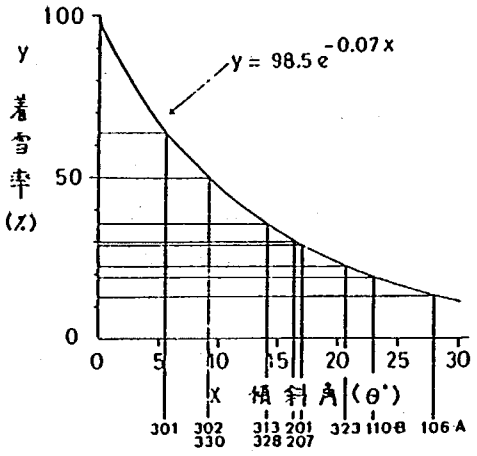


図５－４　標識種別と傾斜角

さらに，標識種別による視認性からみた傾斜角の限界については，実車走行実験から30°以内の角度であれば，縮小率からみて標識機能が保持出来る。運転初心者を基準にした判読可能限界を求めたが，比較的簡易な標示の場合，50%以上着雪しても判読ができるようである。（図５－４）

このように北陸地方での着雪特性を解明するとともに，防止対策を考慮した設置基準の作成について検討を進める予定である。

2.6　人工なだれによる対策

わが国の幹線道路は相当部分が積雪地の山間部を通過しており，なだれの可能性ある斜面については，建設時はいうまでもなく建設後の維持管理の段階でも，なだれ予防柵などの予防施設や，なだれ防護柵，スノーシェードなどの防御施設によってなだれの危険を防止するよう努力が払われている。また，なだれ予防あるいは防御施設による対策をこえる積雪に対しては，人工なだれ等による処理方法もとられている。

このため，かってなだれが発生すると，その都度交通止になっていた道路においても，常時，通行

できる状況になりつつある。

この背景には，昭和31年の雪寒法の制定，38年豪雪等が大きな契機となり，道路をなだれから守るために関係機関により，基礎的研究に始まり，ヘリコプター等によるなだれ発生の解明，人工なだれ実験によるなだれの工学的特性の解明あるいは処理方法等に関する調査研究より生み出された成果の寄与も見逃すことはできない。

いうまでもなくなだれに関しては古くから国，地方行政機関はいうまでもなく，多くの大学，山岳関係者らによって，それぞれの立場から調査研究が進められている。しかしながらなだれ発生の機構解明と発生の予知は複雑な問題であり，いまだ研究が完結しているわけではない。

道路関係では，過去の経験と十分な現地調査とをもとに沿道のなだれ対象地区に対して，なだれ防御のための各種施設を設置すると共に，必要に応じて人力または機械力を利用して，事前に雪庇等の除去を行ない，また斜面の降雪を積極的に除去する必要ある箇所については，人工なだれの手法によりなだれを生起させ積雪を除去するなどの予防措置で対処しているところである。

土木研究所では，道路沿道でのなだれの有効かつ経済的な防御方法開発を目的として昭和38年より防御施設に作用するなだれ力の測定，なだれの発生特性の研究を実施している。

ここでは，すでに研究成果として発表されているものとして，北陸地方建設局の協力のもとに実施された人工なだれ実験およびなだれ防御弾研究について述べる。

(1) 人工なだれ実験

人工なだれは，危険な斜面に積もった積雪を自然なだれが発生する以前にあらかじめ，安全かつ経済的な方法で取り除いて道路交通の安全を確認しようとするなだれ処理の一手法である。

なだれを人工的に発生させる方法は，人力で雪庇を崩落させたり，斜面一部に積雪を積みあげて載荷する方法や，爆薬による方法では，積雪斜面の山頂（雪庇部分）付近に火薬を装填爆破する直接爆破法と，危険な斜面より離れた安全な場所からなだれの発生が予想される箇所へ爆薬を投射爆発させる遠隔爆破法がある。

この人工なだれ実験は，斜面積雪あるいは雪庇に火薬を装填し爆破によってなだれを誘発，つまり人工的になだれを発生させ斜面中腹に設けた実物大の柵，杭，スノーシェッド等の構造物に衝突する力，その時の速度あるいは発生形態等についての調査を行ない道路のなだを管理，対策工法等の確立を計ることを目的として北陸地建と共同で実施してきたものである。

実験地は国道17号線沿いの三俣地区，妙高の関山地区の２ケ所に設定し昭和38年の冬期から45年冬期（妙高は40年まで）にかけ計13回の実験を行なったが，この間10回人工なだれを発生させることに成功した。この時のなだれの形式はなだれ型が主体であるが，その量は少ないもので4,000m³妙高斜面での事例のように多いもので20,000m³に達するものもあった。なお，火薬はカーリット黒を用い，その装薬量は１回の実験に装薬孔の１孔当り約300gで，合計60～300 kg程度使用した。

また，なだれが杭に衝突する速度の最大は発生点より 230m下方で28m／secに達し，この時の衝撃力は24 t／m^2 もの値が記録された。この値は斜面長 450m，勾配35度で積雪深が 3 m程度の斜面によって得られたものであるが，この他，積雪，気象等の条件の違いによる各種データーも数多く得られた。

以前のなだれ防御構造物の設計にはスイスの手法を取り入れ設置されており，雪質，量等が大きく異く異なることからより我が国に適した手法が望まれていたが，これらの実験結果は，我が国にあった手法作成のために十分に活用されている。（新防雪工学ハンドブック参照）

また，この実験では同時に火薬になるなだれ処理の調査も実施してきた。雪の爆破は岩等と違って粉体に近いことから，強力な火薬を使用したからといって効果が得られないため火薬の種類による効果の検討あるいは雪中どの位置，間隔にどの程度の量を使用するか等についても実施した。その結果，硝安系の爆速の遅いものが最も効果があるとか，また積雪内の層構成によって，適切な装薬量，設置方法等が検討され，指針案も作成された。（なだれ施工指針参照）

なお，爆薬によるなだれ発生方法は，爆薬自体が火薬類取締法の厳密な管理下にあり，使用に際しては，所轄土木事務所を通じて県知事への法上の諸手続きを必要とし，また，火薬類運搬に際しては，所轄警察署への手続きも必要である。

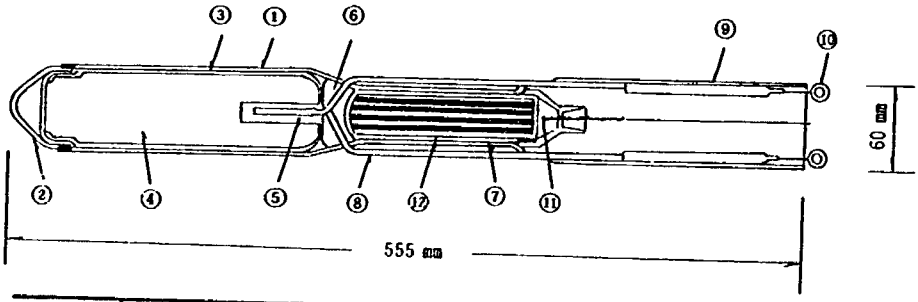
さらに道路管理者が人工なだれにより危険斜面の雪を除去するためには，事前に所轄警察署および土木事務所と協議のうえ慎重に実施する必要があることはいうまでもない。

(2) なだれ防御弾の開発

人工なだれ実験と並行し土木研究所ではなだれを遠隔制御する手法の開発研究を昭和41年度から45年度にかけて実施した。

従来から用いられているなだれ処理方法は人手によってなだれ発生地点に直接火薬を仕掛け処理するもので確実性に富むが爆破までの時間がかかることと，比較的経費が高く，さらになだれ斜面で直接作業することから非常に危険が伴うため，作業不可能な場合もある。このため，ここではなだれ斜面に近づくことなく遠方の安全な場所から発生地点に火薬（なだれ制御弾）を投射し爆破の振動等でなだれを誘発させ危険斜面の雪庇などの積雪を処理するものと，なだれ発生の有無を確認することを目的として開発研究を行なった。

開発したなだれ弾は小，中規模斜面のなだれを対象とし水平射程距離で300～1000mの範囲とし，さらに樹木，地表面を爆破によって痛めないために先端部は円みを持たせ地表面近くまで貫入しない構造となっている。（図6－1）



部品番号	名称	部品番号	名称	部品番号	名称
1	外筒	5	雷管	9	引抜火管
2	キャップ	6	雷管固定材	10	引抜線
3	爆薬容器	7	エンジン	11	イグナイター
4	爆薬	8	導火線	12	推進薬

図6.1　ロケット方式によるなだれ弾

また爆破方法として着火器から導火器をへて雷管へという順で発射してから20秒程度で爆破されるものであるが完爆性を考えてこの装置を2組取りつけ，さらに破片処理の問題からプラスチック製の筒が採用されている。発射方法はロープ発射機方式，小型ロケット方式によるもの等が検討され最終的には命中精度の高い窒素ガスを発射して使用した迫撃砲形式によるものとなった。この時

の着弾精度は1000m離れ半径10m以内で発射までの時間は1発5分程度である。またなだれ弾は弾長60cm，径6 cmで火薬が500g収納されている。（表6－1）

表6.1　なだれ弾の性能

項　目	性　能　諸　元
飛翔距離	1.000m±10m（水平距離） ※エンジンの推進薬を増減することにより飛距離も300m～1.500mの範囲に調整可能
初速度	100m／S（無風時）
命中精度	1.000mに対し±20m以内（無風状態）
貫入深	積雪表面より1～2m（密度0.3の場合）
弾薬	カーリット
薬量	500g
飛翔性	良
延時時間	20秒±1秒（導火線の燃焼時間）

この装置によって1発で20万m^3のなだれを発生させた実績もある。このように，この装置が実用化されることによって早期処理，安全確認が可能となり合理的経済的な管理も可能となろう。この種の方法は既にスイス，カナダ等では実際のハイウェイ等で使用されている。余談ではあるが，外国のスキー場では，爆薬をあつかえる専門機関がパトロールにあたっている所もあるとのことである。

2.7　アスファルト舗装の摩耗

最近，積雪寒冷地でのスパイクタイヤ等による主としてアスファルト舗装での摩耗が，今後の維持管理に大きな問題を投げかけてきている。

スパイクタイヤは，1957年に北欧フィンランドで摩耗に強いタングステンカーバイトを芯とする鋲が開発されてから，欧米を中心に急速にその使用が増大した。わが国でも昭和37年以降使用されるようになり，北海道，東北等を始めとして多くの府県で使用が増加した。

その結果，各地の道路で冬期の摩耗により舗装面のくぼみの滞水，凍結，水はねのほか，摩耗塵埃の発生など交通安全あるいは維持管理上の障害が生じている。

土木研究所では，この問題に対処するために，室内における基礎的実験と現地での摩耗実態調査を行ってきている。まず室内実験は回転式の摩耗試験機を用いて，各種混合物を一定条件のもとに相互に比較することによって，耐摩耗性の高い混合物を見出そうとするものである。次に摩耗の実態調査は，アスファルト舗装の摩耗実態を把握するとともに，その摩耗量の予測を行い，今後の摩耗対策に資する目的で，建設省道路局国道2課と関係府県市の協力のもと，昭和52年から3カ年間にわたって摩耗量の測定を行うものである。ここでは主として，実態調査の結果について述べて見たい。

(1)　舗装の摩耗実態

舗装の摩耗量を正確に把握するため，調査方法としては積雪寒冷地の代表28地点について，現地に測量の基準点として，直径10 cm，高さ4 cmの測定ピン9本を埋め込んで，摩耗量を3断面で測定した。なお，あわせて，同地点の経年の交通量，タイヤ装着状況等も調査した。

調査結果から，各種タイヤ装着率の平均は，スノータイヤ39%，そのうち大型車のみ53%に対して，スパイクタイヤでは，おのおの47%および28%であり，大型車のスパイクタイヤ装着率は乗用車のそれより低く，スノータイヤとは逆になっている。（表7－1）なお，タイヤチェーン装着は，

表7.1　摩耗実態調査結果

項目 ＼ 特性			調査個所数 (n)	最大値 (max)	最小値 (min)	平均値 (x)	不偏分散の平方根 (V)
調査期間（日）			82	191.0	75.0	120.34	0.134
気温（℃）	最低		74	0.9	－20.0	－9.41	－0.490
	最高		74	27.5	2.3	14.59	0.368
	平均		74	9.2	－4.9	1.29	2.482
路面露出日数（日）			70	90.0	23.0	72.38	0.207
消雪パイプ使用日数（日）			10	38.0	7.0	24.60	0.352
凍結指数（℃・日）			74	461.0	0.0	83.19	1.307
車線数			84	3.0	1.0	1.54	0.368
交通量（台／車線）	秋期	全交通	77	14136.0	401.0	4917.42	0.600
		大型車	77	2630.0	15.5	648.18	0.784
	冬期	全交通	78	12068.0	322.0	4062.26	0.634
		大型車	78	2752.0	14.5	519.06	0.974
通過輪数（輪）	秋期	全交通	69	29284.0	765.5	9866.88	0.615
		大型車	69	6310.0	36.5	1596.50	0.828
	冬期	全交通	73	25196.0	659.0	8486.97	0.627
		大型車	73	6547.0	34.0	1273.28	0.962
タイヤ種別構成比率（%）	全交通量	SN	71	98.9	0.0	39.19	0.635
		SP	71	95.1	0.0	46.69	0.640
		NO	71	48.1	0.0	7.29	1.611
		TC	71	57.5	0.0	7.44	1.554
	大型車交通	SN	69	100.0	0.0	52.69	0.526
		SP	69	93.4	0.0	28.18	1.004
		NO	69	52.5	0.0	9.27	1.552
		TC	69	67.0	0.0	9.98	1.589
摩耗量（mm）	最大		80	20.0	1.0	6.67	0.580
	平均		80	11.9	0.4	2.54	0.793

気象条件によって著しく変動し把握しにくいので，スノータイヤおよびスパイクタイヤ装着車以外の車両が装着しているものと近似的に考えた。

これらの各種タイヤ装着状況は地域により差があり，スノータイヤは山形，新潟，富山，岐阜，

福井でまたスパイクタイヤは北海道，青森，長野などで率が高い。一方，摩耗量は全地点平均が3mmにすぎないが，各地点間の差は大きく，1mm～20mmの間にバラッキがみられる。特に摩耗量は，青森，群馬，新潟，長野，富山，岐阜が8mm以上と大きく，福島，栃木等が小さく出ている。

(2) 摩耗量の指定

舗装の摩耗に関与していると考えられる交通量，冬期間日数などの要因と摩耗量との間の相関関係を予想し，これらの要因と摩耗量（累積最大摩耗量）との単相関をとり，影響が大きいと見られる要因を選択した。その結果スパイクタイヤ装着車両の累積交通量が要因として，相関が高かった。（図7－1）

結局，累積最大摩耗量と摩耗要因との重相関回帰式のうちから比較的相関のよい5本の式を得た。（表7－2）

表7.2　摩耗推定式一覧表

No.	$Y=A_0+A_1\cdot X_i+A_2\cdot X_j$	R
1	$Y=-40.566+0.041\cdot X_1+8.194\cdot X_7$	0.713
2	$Y=-30.493+0.044\cdot X_1+6.774\cdot X_{19}$	0.712
3	$Y=-30.690+0.092\cdot X_3+9.247\cdot X_4$	0.707
4	$Y=-40.762+0.071\cdot X_3+8.718\cdot X_7$	0.718
5	$Y=-37.915+0.082\cdot X_3+8.402\cdot X_{15}$	0.731

X_1：冬期間の日数（日）
X_3：積雪，降雪日数（日）
X_4：全交通量（Σ log 台／日・方向）
X_7：冬期間におけるSP累積交通量（Σ log 台／一方向）
X_{15}：路面露出日　〃　〃
X_{19}：積雪，降雪日　〃　〃
Y：摩耗量（mm）

このうち特に第5式を用いて，積雪降雪日およびスパイクタイヤ累積交通量から，かなり良い精度で摩耗量が推定できる。(図7－2)

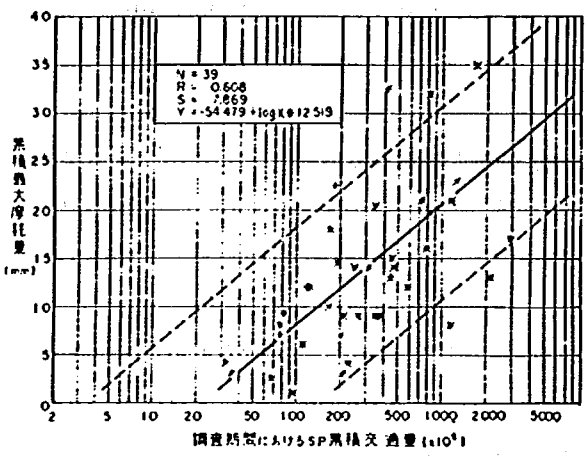


図7.1　SP交通量と摩耗量の関係

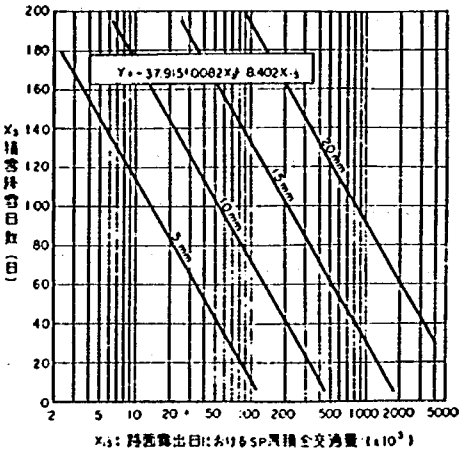


図7.2　摩耗の推定

(3)　表層種別と摩耗

積雪寒冷地のアスファルト舗装の表層には，従来から細粒度アスコン，細粒度ギャップアスコンが主として使用されているが，耐摩耗性の面からは細粒度アスコン（13F）が効果が良いようである。(表7－3）しかし，今回の調査個所数が舗装種類別で見るとサンプル数が少ないことなどから，

表7.3　表層混合物の種類別摩耗量

項目 ＼ アスコンの種類		細粒度アスコン	細粒度アスコン(13F)	細粒度ギャップ	密粒度アスコン	アスファルトモルタル	グースアスファルト
調査個所数		10	6	5	4	2	1
データ数		30	18	13	10	6	3
最大摩耗量 (mm)	MAX	18.0	13.0	17.0	9.0	8.0	20.0
	MIN	1.0	3.0	2.0	4.0	3.0	2.5
	x	7.27	5.39	7.54	5.90	4.83	10.83
	σ	4.605	2.544	3.479	1.853	1.772	8.780
平均摩耗量 (mm)	MAX	11.9	6.1	8.0	3.5	2.7	3.7
	MIN	0.4	0.6	1.0	0.9	0.9	1.0
	x	3.05	1.98	3.13	1.75	1.68	2.60
	σ	2.696	1.403	1.744	0.920	0.833	1.418

さらに数多くの地点で観測を実施する必要があるものといえるが同時に今後の室内試験の結果との対応から最終的な結論を得たいと考えている。

注）通過輪数は，次式で計算したデータを集計したものである。

全通過輪数＝全交通×2＋3軸車交通量（輪／日）

全大型車通過輪数＝大型車交通量×2＋3軸車交通量（輪／日）

2.8　道路交通情報対策

自動車交通の進展に対応して，運転者が道路を走行する前あるいは走行中に道路の状況，交通の状況に関する情報を入手する必要性が増大している。このための交通情報システムとしては，既設の案内標識，規制標識，交通情報板等の標識，日本道路交通情報センターによる電話案内，ラジオ放送による交通情報等があり，次第に充実されている。

一方，運転者が予期しない交通渋滞，災害等にあった場合の道路交通情報の提供システムとしては，既存システム以外の機能をもつ交通情報システムが望まれる。

このような目的に対し，土木研究所は北陸地方建設局の協力のもとに，日本有数の豪雪地帯であり，交通確保する上で多くの問題をかかえている一般国道17号三国峠において，音声情報伝達システムを昭和55年度より実験中である。詳細については，すでに前回の講演会において担当研究室長より報告済みであるので，ここでは概要を記述するに止める。

なお，同様のシステムは，現在，日本道路公団においても研究されている。

(1)　情報伝達の流れ

実験では運転者への情報伝達手法として，誘導無線方式を採用した。この方式は，低コスト，自由度の高い情報伝達，微弱電波で他のシステムに影響しないことなどの利点をもつ。

実験システムは，湯沢出張所内に自動音声作成装置，操作卓等の中央機器を設置する。(図８－１) 現地にはこれと通信回線により直結した送信機を設備し，さらに現地道路の約１ｋｍの放送区間に誘導通信ケーブルを路側埋設してある。(図８－２) 提供情報は道路状況，気象状況から判断して，操作卓で文章を選択作成し，自動音声作成装置で音声電流に変えたものを現地送信機が電波に変えて路側のケーブルに流して，自動車内のラジオに入力させるものである。

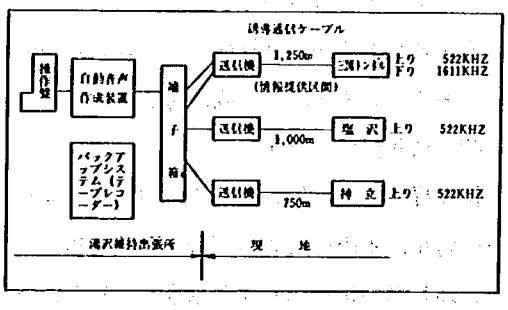


図8.1　実験システムの構成

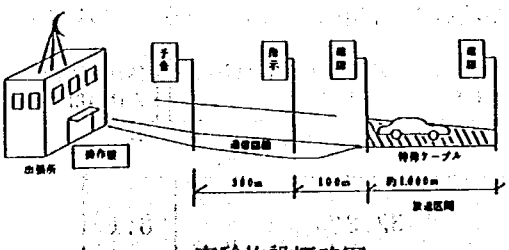


図8.2　実験施設概略図

現地を走行中の自動車は，予告，指示，確認の案内標識に従ってラジオのダイヤルを所定の周波数にあわせれば，放送区間に侵入するとともに交通情報が聴けることになる。

(2)　音声情報作成手法

音声を自動的に編集し，文章化する方法としては，数種の方式があるが，このシステムとしては，

録音編集方式が適していると考えた。

録音編集方式の原理図８－３に示すとおりである。簡単に説明すると，

① ある単位音声（語，句）を音声波形と考えて，高速サンプリングを行い，デジタル量として記憶装置に割り付けを行い記憶しておく。

② 必要な単位音声を集めて結合して，文章を作成する（この段階まではデジタルである）。

③ 結合された文章をＤ／Ａ変換して音声として出力する。①については一度録音しておけばよいので，通常は②と③の動作を行えば，必要な文章を作成することが可能である。

このシステムは数多くの地点に別個の情報を伝える必要があるが，計算機（マイコン）の使用により多チャンネル同時作成が可能である。

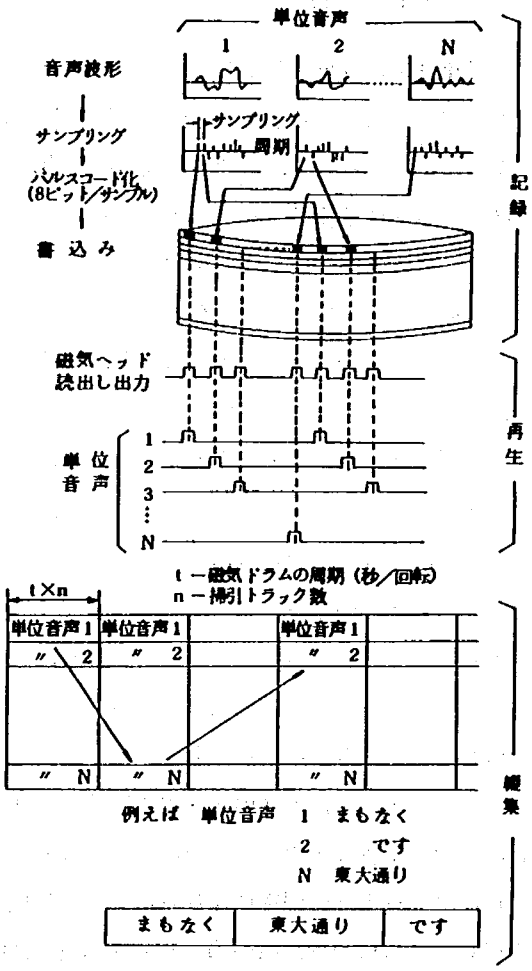


図8.3　音声形成原理図

(3) 情報提供の効果

情報提供は一般的に交通流の円滑化，無駄な走行の防止，不慮の災害の回避の効果を狙っており，また運転者の情報に対する欲求を充足し，不安のない走行を保障する意味も大きい。国道17号での路側放送の実験では利用者の評価に関してアンケート調査を実施しているが，その利用頻度について見ると通過時に毎回利用する人が32％で積雪時や渋滞時に利用する人を含めると80％以上の人が利用している（図８－４）。知名度の低さを考えれば高い利用率といえよう。役立ち方については約60％の人が役立ったとしており，積雪地帯の特徴として，路面気象状況，チェーン着装指導の評価が高い（表８－１）。運転者にとっては役立つ

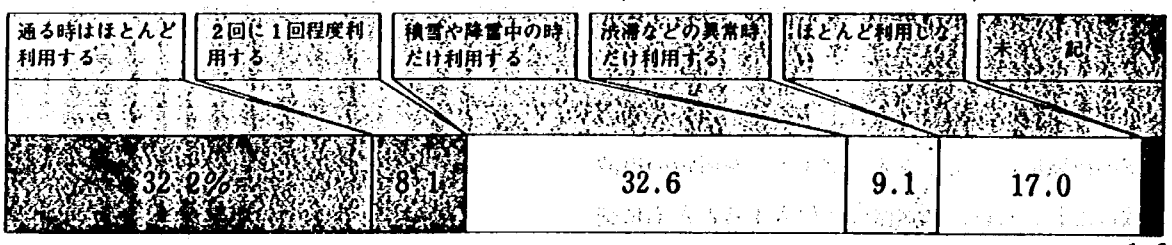


図8.4　路側放送の利用状況

情報などない正常な状態が望ましいわけで，60%の役立ち方は高いといえ，積雪地帯での情報需要の高さを示唆しているものと考えられる。

表8.1　路側放送の利用効果

情報の種類	チェーンの指導	渋滞状況	交通事故状況	なだれ等状況	路面気象状況	異常のないこと
役立った	31.7%	32.0%	24.1%	26.4%	35.7%	34.9%
少し役立った	31.3	30.3	24.8	22.2	33.9	27.9
あまり役立たなかった	21.8	13.5	12.0	20.1	13.7	14.0
ほとんど役立たなかった	9.2	11.8	14.3	9.1	9.7	8.7
わからない	3.0	6.2	16.5	13.9	2.2	4.4
未記入	3.0	6.2	8.3	8.3	4.7	10.1

3. おわりに

積雪地域での交通確保のための道路技術は，現在，各方面で意欲的に研究が進められているが，ここでは土木研究所で実施された研究を中心にその概要を紹介した。まとめとして，これらに対し簡単に若干の考察をしたい。

第1に，降雪予測の研究は，道路沿いの比較的狭小で長い地区での事前情報把握をめざしたものであり，現場での適用を調査中であるが，道路管理者が夕方以降の管理体制を決定する場合などに，他の情報と合せて判断するのに有効な情報を提供するものと考えられる。

今後はさらに精度向上を図るとともに，運用方法についても検討する必要があると考えられる。

第2に，凍結・圧雪路面のすべりについては，新潟試験所の屋外試験機と本所試走路内の氷面をつくることが出来るすべり試験路とで実験を重ねており，今後の成果を期待している。

第3に，融雪施設については，各方面で温水パイプ方式を始めとし多くの型式の施設が研究されているが，省エネルギーの見地から，施設を作動停止させるための制御方式についての検討も重要である。これは，地下水利用の消雪パイプ等についても地下水の過度の使用を避けるうえで有効であろう。さらに，地熱あるいは廃熱利用も考慮する余地があるものと考えられる。

第4に，防護柵の破損防止であるが，沈降力による破損被害の実態について把握が出来た。しかし，沈降力が防護柵などの施設に加わる状態については，過去に種々の研究がなされているものの，人工的に積み上げられた路側の雪のような場合にはなお不明な点が多い。従って，今後は平地での自然積雪のみならず上記の点をさらに検討する必要がある。

第5に，道路標識の着雪防止であるが，北陸地方のような湿雪は，低温の積雪地域の雪とは微妙に着雪状況が異なってくる。今回はおおまかな傾向としては，他の実験と同様に，標識に傾斜角をつけることが有効と確認されたが，今後は，他地域の実験とも比較しながら，防止対策をも考慮した設置基準の作成について検討を進めてゆく予定である。

第6に，人工なだれ対策は，なだれの起りやすい地区で適切に利用されており，その際，人工なだれ施工指針案が活用されているものと考えられる。現在，なだれの予知検知とともになだれ防御施設を調査研究中であるが，これらの成果はなお今後の発表にゆだねたい。

第7に，アスファルト舗装の摩耗については，積寒地でのスパイクタイヤのわだち堀れなどに及ぼす影響は大きいものといわれ，とくに大型車によるものは著しいといわれている。この状況を実態調査により量的に把握しようとしたものがこの調査である。

なお，スパイクタイヤ等に対して，摩耗に強いアスファルト舗装を室内試験との対比をもとに見出してゆくことが，当面の対応として必要であると考えられる。

第8に，道路交通情報については，既に前回の講演会で発表済みであり，詳細説明ははぶいたが，

現地実験の結果，その有効性が確かめられており，今後，さらに改良を重ねてゆく予定である。なお，このシステムは，当面は国道17号三国峠のような箇所に対象を限定して考えている。

以上のほかにも，土木研究所において，多くの研究を継続中であるが，雪の性状は地域，気象，積雪および交通などの諸条件によって大きく異なるため，その現象を解明し対策を検討するには十分分な研究が必要であることは言うまでもない。

今後とも関係者各位の御教示を期待するとともに，調査等に際して御協力いただいたことを紙上をもって感謝する次第である。

参　考　文　献

1）杉山，56豪雪をかえりみて，土木技術　36巻10号

2）富山地学会編，豪雪，昭和57年　古今書院（東京）

3）土木研究所資料　第 954 号　道路気象情報システムの実用開発計画（1）

4）　〃　第1048 号　〃　（2）

5）　〃　第1539 号　〃　（3）

6）第33回建設省技術研究会講演概要（道路部門）　降雪の中期予測（3～24時間）方法について

7）東晃，寒地工学基礎論，古今書院（東京）

8）石原，田所，吉田，　積雪深さ計の観測による降雪特性分析と降雪予測への応用，昭和55年度雪氷学会予稿集

9）土木研究所資料　第 1306 号　昭和52年12月　雪寒対策調査（1）

10）土木技術資料　Vol 14，No.11　昭和47年11月　積雪寒冷地における路面すべりの実験

11）土木技術資料　Vol 21，No. 1　昭和54年 1 月　凍結・圧雪路面とタイヤの発進特性に関する試験

12）日本建設機械化協会編，新防雪工学ハンドブック，森北出版（東京）

13）昭和46年　第25回建設省技術研究会資料，温水循環方式による路面融雪について

14）昭和46年　第10回道路会議　温水融雪について

15）北海道開発局，積雪寒冷地の道路に関する調査研究論文集（昭和55年）

16）建設省，北陸技術事務所，二十年史

17）小林，大沼，高橋，　積雪の沈降かによる果樹の雪害　北陸農業試験場報告第19号（1976）

18）土木技術資料　Vol 1，No.12，昭和56年12月　積雪地における道路の安全施設に関する破損実態調査

19）土木研究所資料　第 1703 号　昭和56年　積雪寒冷地における道路の安全施設に関する破損実態調査

20）竹内，石本，野原　道路標識の着雪とその防止　土木試験所月報No. 305（昭和53年）

21）建設省東北技術事務所，　東北技術10年のあゆみ

22）古谷，福岡，　標識デリニェーターの着雪防止について（日本道路公団札幌支所資料）

23）昭和56年　第14回日本道路会議論文集，湿雪地域における着雪特性

24）昭和56年　道路行政，建設省道路局監修（ぎょうせい）

25) 雪崩制御弾について　雪氷 Vol 33, No 3, 昭和46年
26) 土木研究所資料　第759号, 昭和47年　なだれ施工指針（　案）
27) "Winter Damage to Road Pavements" OECD, Road Research Group, May 1972
28) 久保宏：北海道における舗装の摩耗対策道路（昭和55年8月）
29) 松野三朗：スパイクタイヤと舗装の摩耗　舗装 Vol 16, No 2, 1981
30) 土木研究所資料　第1322号　道路交通情報伝達システムの検討（昭和53年2月）