

ISSN

0386-5878

土木研究所資料 第2040号

マイクロフィルム第 号

昭和58年度

土木研究所講演会

講演集

昭和59年3月2日

建設省土木研究所

Copyright © 1984 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. ながもちする橋梁をめざして…………… 構造橋梁部長 村 上 己 里…………… 1
2. 「特別講演」
環境と公共事業 …………… NHK解説委員 川 越 昭…………… 31
3. 最近の下水処理技術 …………… 下水道部長 福 井 経 一…………… 33
4. 舗装をとりまく最近の話題 …………… 舗装研究室長 飯 島 尚…………… 65
5. 公共土木施設における耐震設計法
および震災復旧技術の動向 …………… 地震防災部長 佐 藤 和 夫…………… 121

ながもちする橋梁をめざして

構造橋梁部長 村 上 己 里

ながもちする橋梁をめざして

1. はじめに

わが国の道路は、揮発油税等を特定財源とする長期的な道路整備計画によって、先進工業国の基幹施設として整備されてきた。今日では、高速自動車国道は3,000 kmをこえて供用しており、一般国道も約60%、25,000 kmが整備済となっている。しかし、将来の交通需要や近代市民生活に不可欠な道路の多様な機能の充実から、これからも道路整備は一層推進する必要がある。

一方、現在のわが国の財政事情をみると、今後道路整備が大幅に増大することは残念ながら期待薄と考えざるをえない。そこで、わが国の経済活動を支える道路交通需要に対処するために、現存する道路資産を有効かつながもちするように利用することを考えなければならない。それには、設計施工および維持管理に、これまで以上に道路（橋梁）資産の保全に注意する必要がある。

2. 橋梁の現状

2.1 整備状況

橋梁とは、スパンが2.0 m以上のものをさすことになっており、その総数は50万橋をこえている。これらの橋梁の整備は、9次におよぶ計画的な道路整備事業のもとで、木橋や石橋が近代的な鋼橋や鉄筋またはプレストレスコンクリート橋に、自動車交通に不適な巾員狭少な橋や老朽化した橋などが架け替えられている。また、新しく道路が建設されることによって、そこに多くの橋梁が新設されている。

表－2.1は年度別の橋梁の整備状況を、図－2.1は橋梁整備への投資額を示したものである。

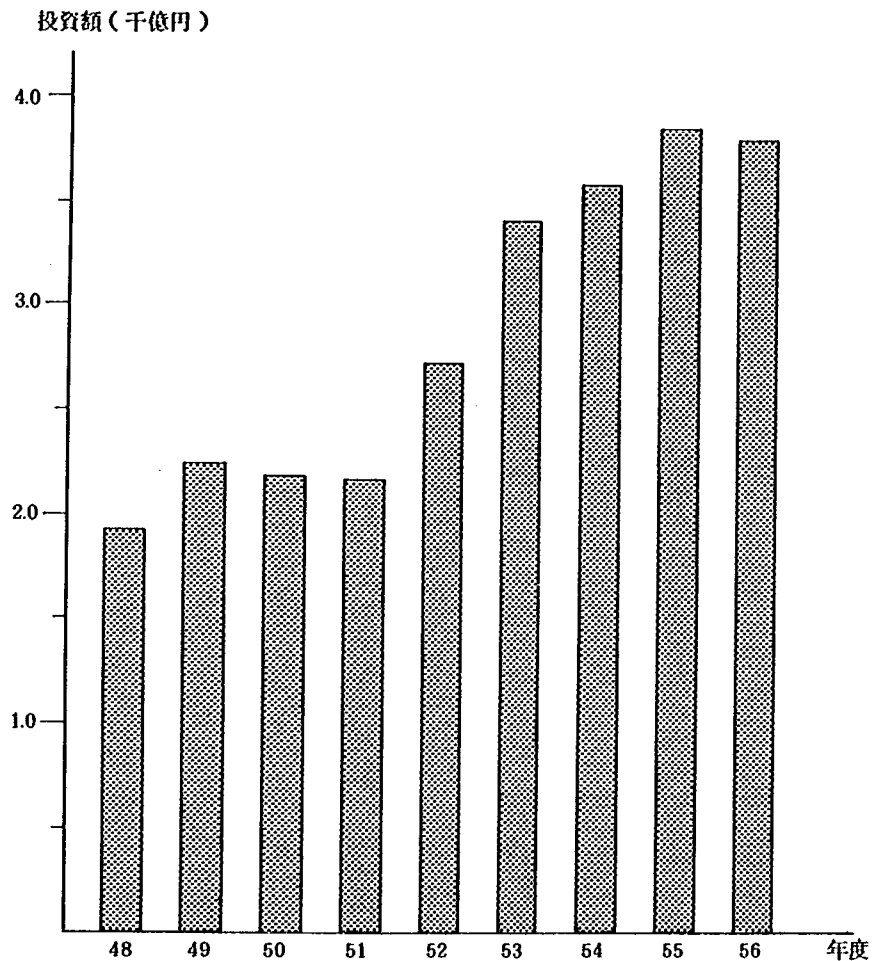
表－2.1 年度別橋梁整備状況

(橋数)

年 度	永 久 橋	木 橋	合 計
昭 和 2 5 年	58,235	57,287	115,522
3 0	71,391	53,773	125,164
3 5	86,981	38,704	125,685
4 0	106,168	20,719	126,887
4 5	119,049	10,701	129,750
5 0	130,613	4,190	134,803
5 1	31,705	960	32,665
5 5	35,899	324	36,223
5 7	37,674	236	37,910

注) 1. 対象橋梁は一般国道および都道府県道とする。

2. 50年度までは橋長2.0 m以上を、51年度からは橋長15.0 m以上を対象とする。



図ー 2.1 橋梁整備の投資額

2.2 橋梁の種類と供用年数

近代的な道路橋が建設されるようになったのは、道路輸送が馬車から自動車に変わり、建設材料が鋼材とコンクリートになってからである。大正15年に道路橋の設計に関する基準が示されてから、今日までおよそ60年が経過している。その間、自動車の構造と交通量の変化に応じて道路橋の設計基準は改訂された。したがって、わが国の橋梁は古いもので半世紀をこえ、それぞれの時代の設計基準により建設されたものが混在している。

しかし、橋梁が供用している限り、その設計条件に関係なく今日の道路交通、特に重車輛交通にも耐えなければならない。表ー 2.2 は設計自動車荷重の変遷を、図ー 2.2 は橋梁の種類を、また図ー 2.3 は一般国道および都道府県道に架る橋梁の供用年数別橋数をそれぞれ示したものである。

表-2.2 設計活重の変せん

示 方 書	等 級	車 道					
		自動車荷重	等 分 布 荷 重				
大正15年 示 方 書	1等橋	12t	主ゲタ・主構： $\frac{120\,000}{170+\ell} \leq 600\text{kg/m}^2$ 主ゲタ・主構以外：600kg/m ²				
	2等橋	8t	主ゲタ・主構： $\frac{100\,000}{170+\ell} \leq 500\text{kg/m}^2$ 主ゲタ・主構以外：500kg/m ²				
	3等橋	6t	2等橋に同じ				
昭和14年 示 方 書	1等橋	13t	$\ell < 3\text{m} : 500\text{kg/m}^2, 30\text{m} \leq \ell \leq 120\text{m} : (545 - 1.5\ell)\text{kg/m}^2$				
	2等橋	9t	$\ell < 3\text{m} : 400\text{kg/m}^2, 30\text{m} \leq \ell \leq 120\text{m} : (430 - \ell)\text{kg/m}^2$				
現行（昭和 31年以降） 示 方 書	1等橋	(T-20) 20t	(L-20)	線荷重	等 分 布 荷 重		
					$\ell \leq 80\text{m}$	$\ell > 80\text{m}$	$\ell > 130$
					5000 kg/m	350kg/m ²	$(430 - \ell)$ kg/m ²
	2等橋	(T-14)14t	(L-14)	1等橋の70%			
昭和48年道 路局長通達	特 定 路 線	(TT-43) 43t	(TT-43)の前後左右の線荷重および等分布荷重は上欄 の現行示方書と同じ。				

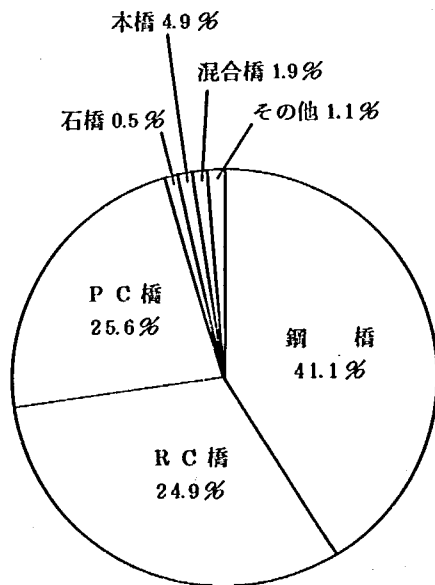


図-2.2 橋梁の種類 (昭和56年)

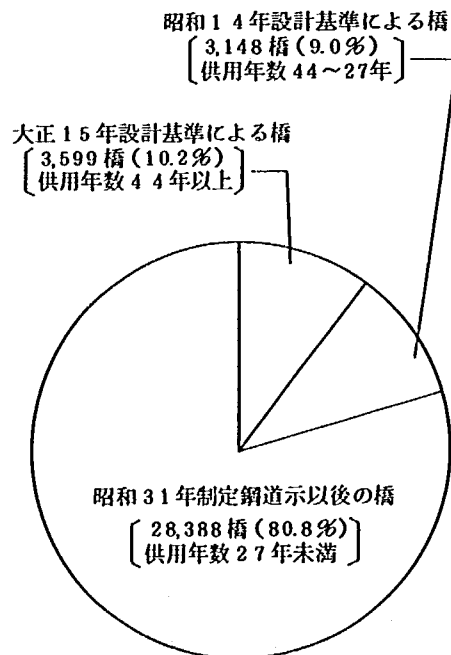


図-2.3 供用年数別橋数

3. 過載荷と疲労

3.1 自動車の大型化

わが国の道路交通の推移のなかで、それまでの貨物輸送の主役が鉄道から道路へと移行したのは昭和30年代からである。本格的なモータリゼーションは人の動態や物流に大きな変化をあたえた。特に貨物自動車の大型化は、輸送コストの低減に直接関係するため、大きく推進された。また同時に、違法な過積載車も増えるようになった。表－3.1は関東地方の主要国道で実測した大型貨物自動車の積載状況の一例を示したものである。

表－3.1 大型貨物車の積載状況の1例

番号	総重量(t)	タンデム軸重(t)	タンデム軸距(m)	最大軸重(t)	軸数
1	41.3	35.1	1.30	23.1	3
2	62.0	36.6	1.30	18.3	5
3	34.6	28.8	1.30	17.8	3
4	34.6	28.3	1.25	17.3	3
5	47.0	26.3	1.30	15.7	5
6	51.2	29.6	1.20	14.9	5
7	46.7	25.5	1.25	14.9	4
8	38.5	24.1	1.25	12.1	5
9	38.7	20.7	1.20	11.3	4
10	27.6	21.7	1.30	11.1	3

3.2 重車両交通量の増大

貨物自動車が増大するとともに、その保有台数も大きく増大した。それに対して主要幹線道路の新設および拡市による道路面積の増分は、貨物自動車の大型化と保有台数の相乗積に比して、低い値にとどまっている。このことは、橋梁にとって大型車輛の通行する頻度が大きくなり、橋梁が過酷な条件下におかれるようになってきた。表－3.2は大型貨物自動車の保有台数を、図－3.1は大型車輛の通行頻度の増大傾向を示したものである。

表－3.2 貨物自動車積載量別台数

年度 \ 積載量	5t以下	5t～8t	8t以上	その他	計
昭和40年	139,108	229,593	27,609	895	397,205
45	4,826,095	224,021	128,861	68,198	5,247,175
50	6,804,330	134,332	377,805	168,509	7,484,976
55	8,170,886	64,885	407,165	3,814	8,646,750
57	8,183,362	54,692	415,278	1,284	8,654,616

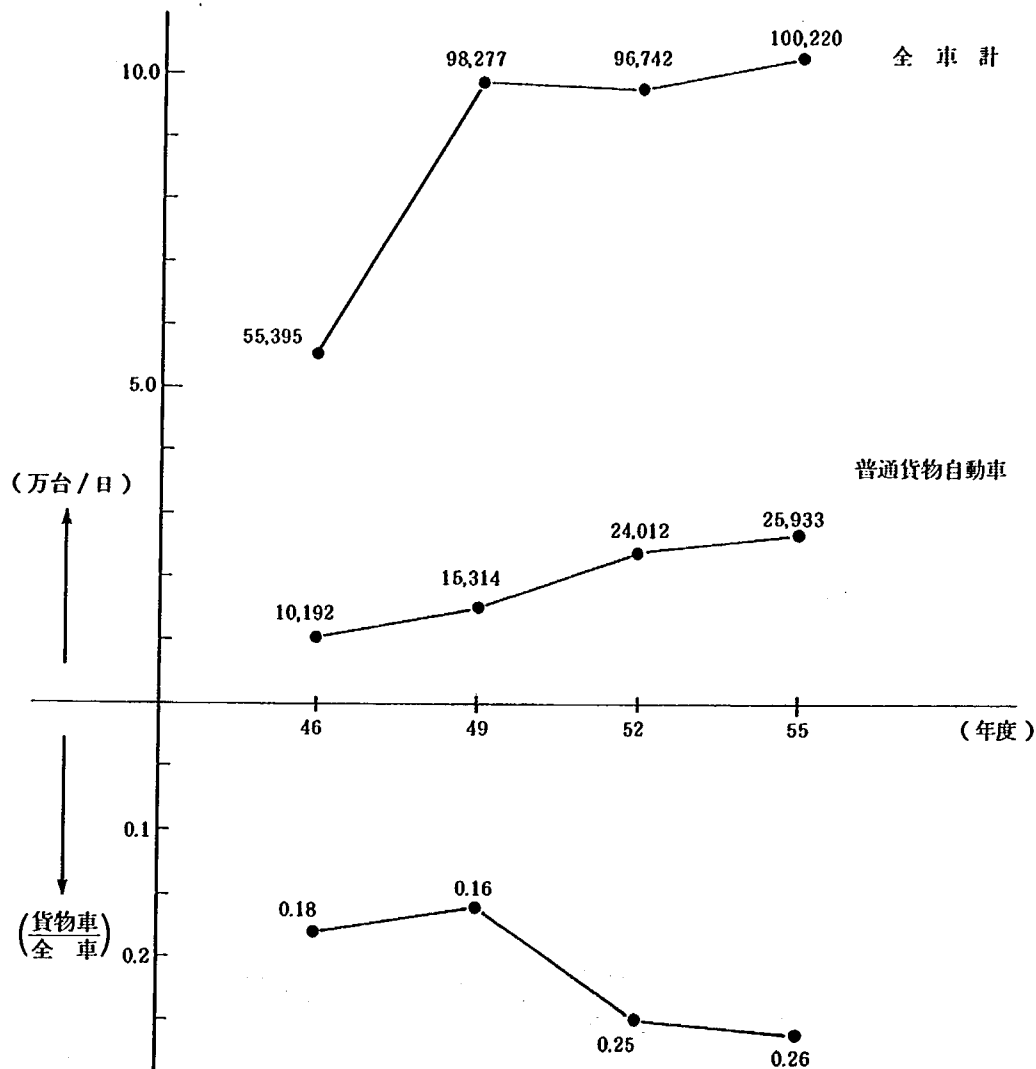


図-3.1 東名高速道路東京IC交通量の推移

3.3 橋梁の損傷

自動車の大型化と交通量の増大は、橋梁構造部材にとってオーバーロードとくり返し疲労による損傷の原因ともなっている。現行の道路橋設計示方書に示されている車道の活荷重は、T荷重（自動車輪荷重）、L荷重（線荷重および等分布荷重）である。これまでの橋梁の損傷調査によれば、損傷の発生箇所が床版および床組に集中していることから、T荷重がその原因であることは明らかである。

図-3.2は全国の主要道路の観測箇所から約270万車軸（2軸車とすれば135万台、3軸車で90万台）の軸重を測定した結果を示したものである。例えば、法定軸重10tを超えるものは2.68%であり、日交通量1万台の橋梁では、軸重10tを超える車軸が1日268回載荷されることになる。写真-3.1は鉄筋コンクリート床版の、写真-3.2は床組の損傷を示したものである。

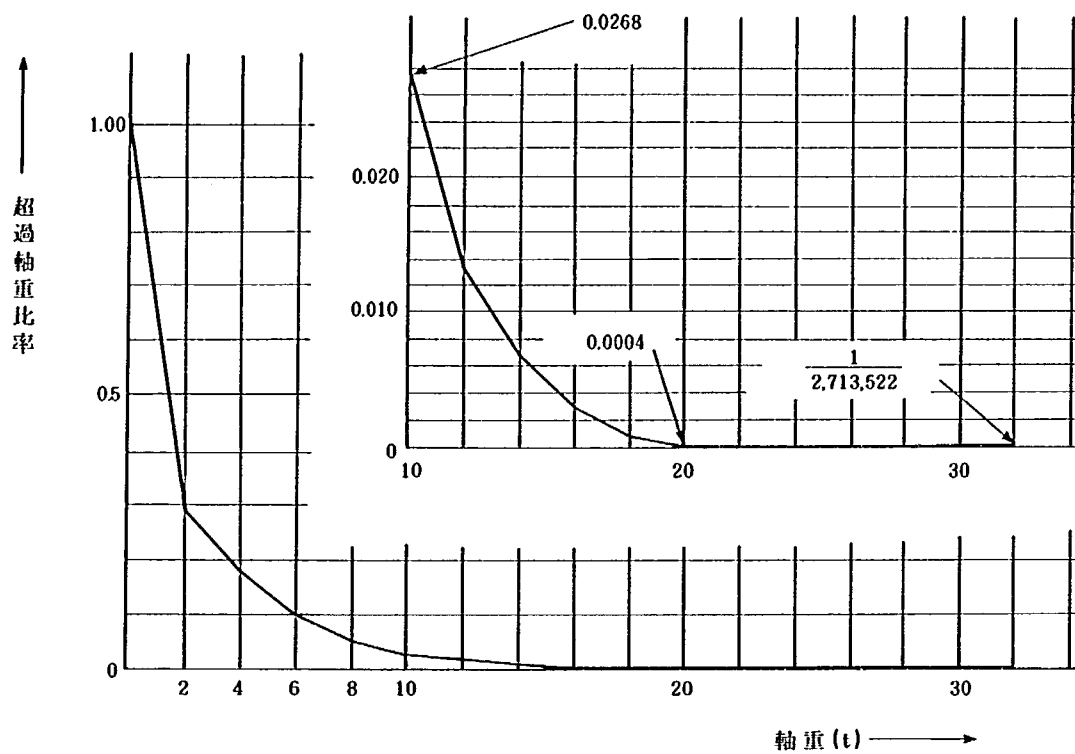


図- 3.2 軸重実測結果

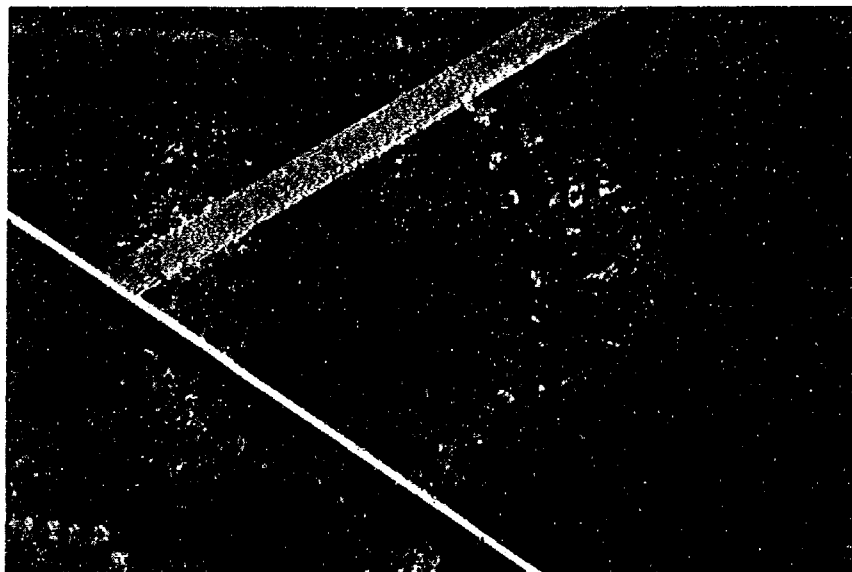


写真- 3.1 鉄筋コンクリート床版の損傷

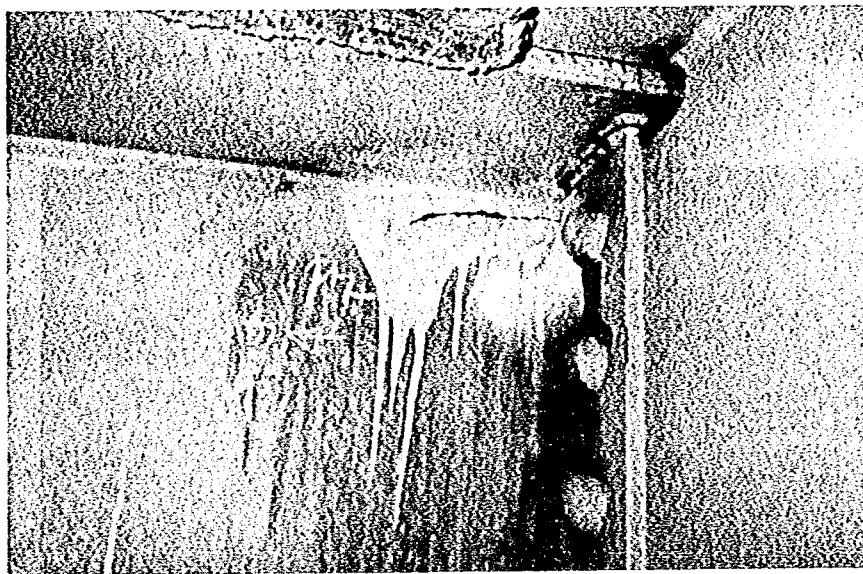


写真-3.2 鋼橋床組の疲労による損傷

4. 老 朽 化

橋梁のうち永久橋とよばれるものの主要な材料は鋼材とコンクリートである。鋼材の製造工程は近年著しく改良合理化され、成分調整、調質、加工などによって高強度で品質の管理された鋼材が生産されるようになった。しかし、鋼材の腐食、または防錆という点ではなお問題が残っている。

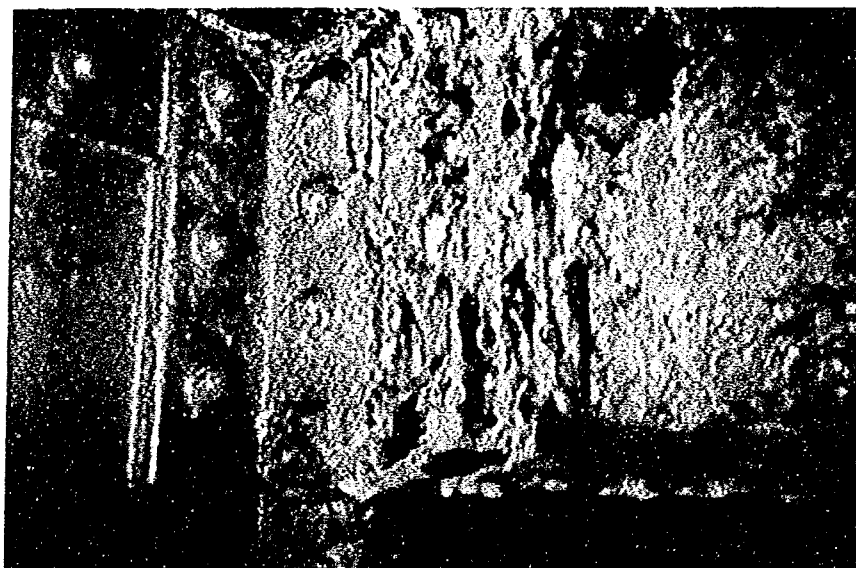
コンクリートについては、セメントは用途に適した種々の高品質のセメントが製造されているが、問題は骨材と施工にある。天然産である骨材は次第に良質材が枯渇するような現状である。そのため、コンクリートの品質は、骨材の品質管理が重要な事項であるといっても過言ではない。また、コンクリート打設に際してポンプ車を使用されるようになってから、一般的にスランプの大きなコンクリートを使用しており、コンクリートの密実度が低下しているようである。このことは、コンクリートの老朽化を早める一因ともなり、塩害もうけやすい。

4.1 鋼 橋

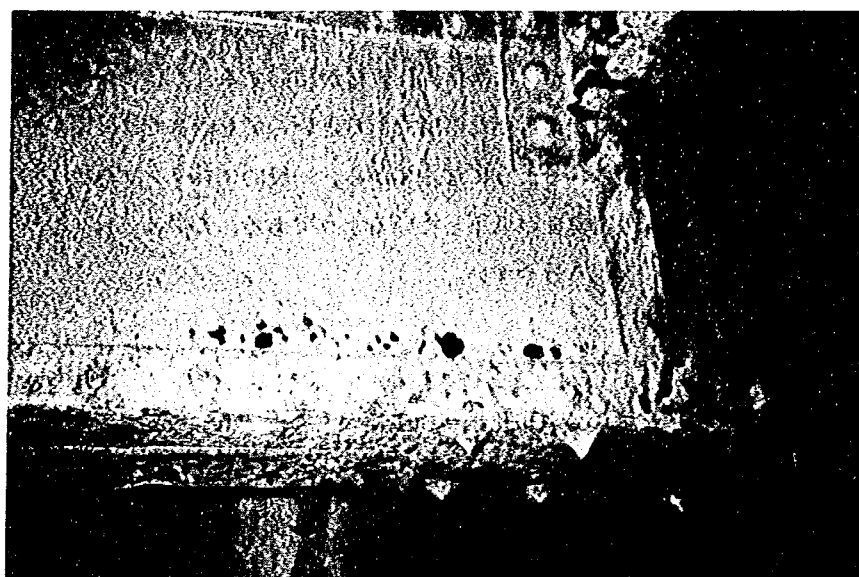
ここでは鋼材を主要材料とした橋梁の老朽化について述べることにし、鉄筋コンクリート床版については4.2で述べることにする。

鋼(Fe)は水(H_2O)と空気(主として O_2)と接すると電気化学的反応をおこし錆(水酸化第二鉄 $Fe(OH)_3$)を生じ、水と空気が供給される限り錆は進行することはよく知られている。これに対して各種の防錆処理が施工されているが、今のところ完全な処理方法はないのが実情で、適時再処理をする必要がある。そのため定期的に橋梁点検を実施しているが、問題は同一橋梁でも構造部分によっ

て腐食環境が著しく異なることである。しかも、悪いことに、腐食環境の悪い箇所は点検の難しい床下面や支承などで、時として腐食の進行を見逃すことがある。写真－4.1～4.4は鋼橋の腐食を示したものである。



写真－4.1 床組の腐食



写真－4.2 床組の腐食

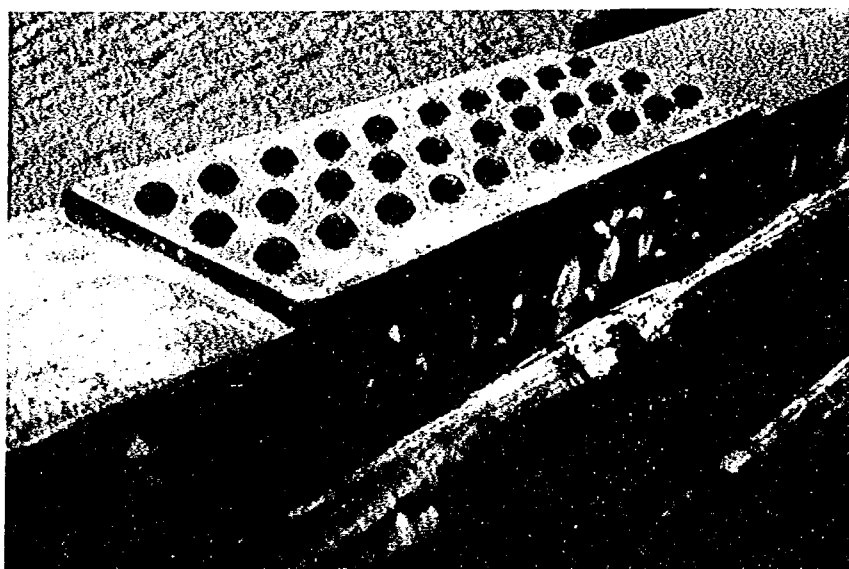


写真-4.3 主 構 の 腐 食



写真-4.4 ケーブルアソカーの腐食

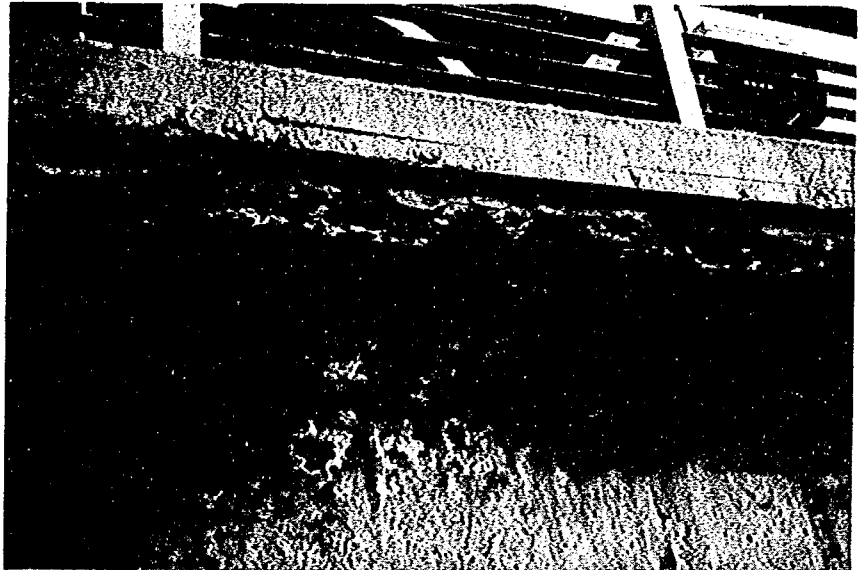
4.2 コンクリート系橋梁

ここでいうコンクリート系橋梁とは鉄筋コンクリートおよびプレストレスコンクリート橋である。

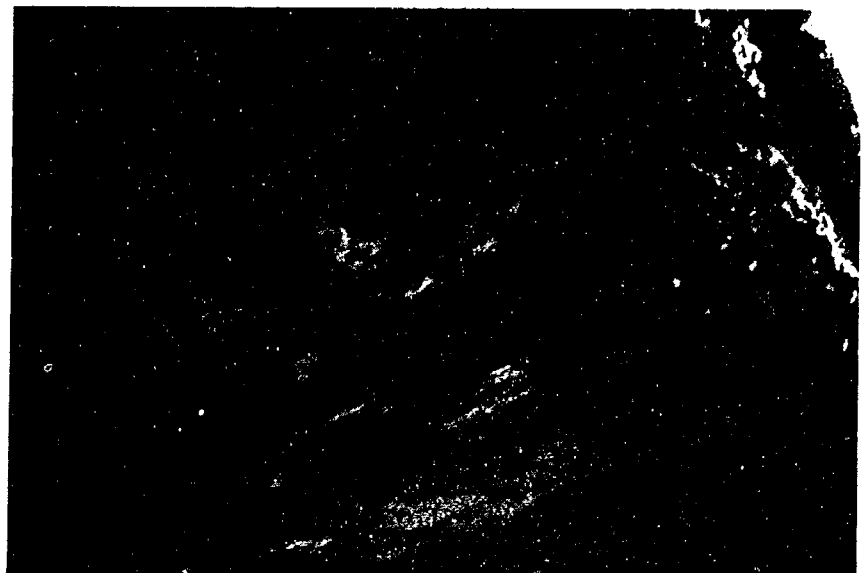
コンクリート系橋梁は、鋼橋との比較で耐久性に富み、完成後の維持が容易な橋梁と考えられている。しかし、コンクリートといえども長期間大気中に曝露すれば材質は劣化する。一般に、コンクリートには、この材料特有の乾燥収縮と温度変化によるヘヤークラックが生じ、長期間のウェザーリングによってセメントペーストと骨材が分離してコンクリートの劣化が進行する。特に、寒冷地における凍結融解現象は

コンクリート材の劣化を促進させている。

鉄筋コンクリート構造においては、引張応力による鉄筋の伸びにコンクリートが追従することができず、コンクリートの破断（ひび割れ）が生じ、長期間のくり返し引張力と雨水等の浸透を受けて次第にひび割れが大きくなる。写真－4.5～4.6はコンクリート系橋梁のコンクリートの劣化を示したものである。



写真－4.5 鉄筋コンクリートの劣化(1)



写真－4.6 鉄筋コンクリート劣化(2)

4.3 塩 害

鋼橋が波しぶきや潮風に接すると錆は一層促進されることはよく知られているが、鉄筋コンクリートやプレストレスコンクリート構造のようにコンクリート被覆されている鋼材も腐食することがある。

一般的に、コンクリート内部に存在する水分は、アルカリ性の水酸化カルシウムの飽和溶液で、これが鋼材と接してその表面に不動態皮膜を形成し、錆発生の電気化学的反応を生じさせない。しか

し、波しぶきや潮風によってコンクリート表面に付着した塩分はコンクリート内部に浸透する。特にヘヤークラックや小さな損傷があれば深奥への浸透は促進される。塩分に存在する塩素イオン (Cl^{-}) は前述の不動態皮膜を破壊し、局部電池が生じて鋼材は腐食し錆が発生する。

錆の体積膨張によってコンクリートにクラックや剝離が生じ、それが一層鋼材の腐食環境を悪化することになる。写真-4.7 ~4.10はコンクリート系橋梁の塩害による損傷を示したものである。

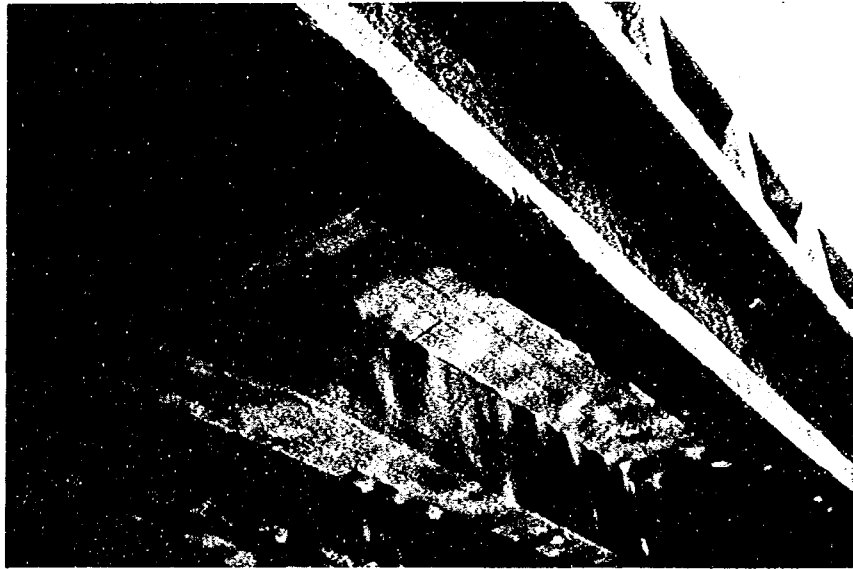


写真-4.7 鉄筋コンクリートの塩害による損傷

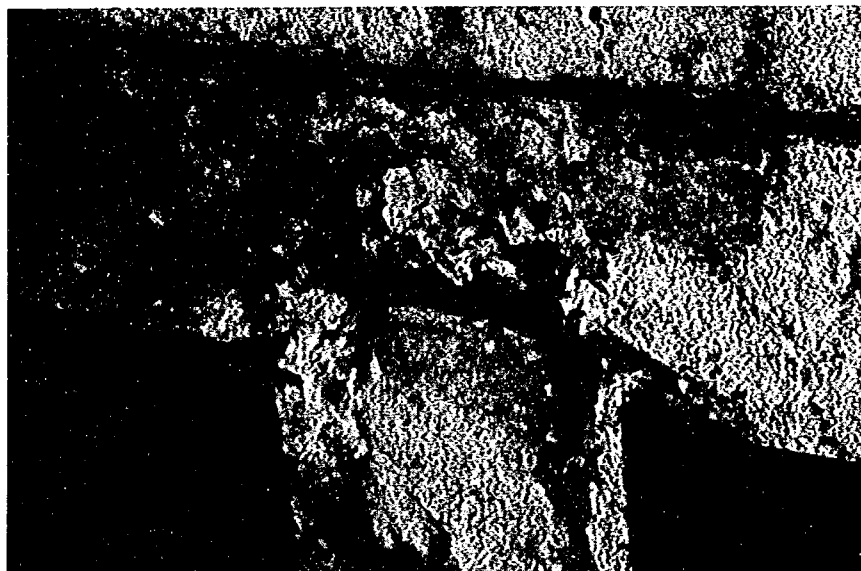
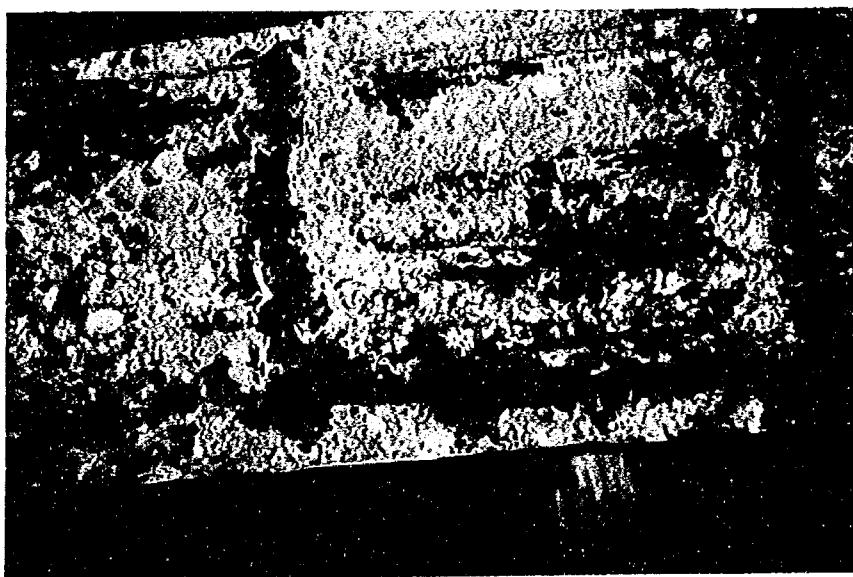


写真-4.8 RC高欄の鉄筋の腐食



写真－4.9 PC橋の塩害による損傷



写真－4.10 PC橋の主桁下面の損傷

なお、コンクリート系橋梁の塩害による損傷の実態を把握するため、昭和57年に全国調査を実施した。調査の範囲は、海岸から500m以内で橋長15m以上の一般国道に架設された橋梁の920橋を対象とした。その結果、約20%の橋梁に塩害による損傷またはその徴候がみられることが判明した。沖縄県においては、この調査とは別に実施した調査結果から、60%程度の橋梁に同様の塩害またはその徴候がみられたと報告されている。

図－4.1は塩害またはその徴候がみられた地域を示したもので、北海道、東北および北陸の日本海

沿岸に集中していることが注目される。

5. 保全対策

橋梁は他の構造物と異なり空間を有する立体構造であるため、その部分補修が難しく多額の費用を要する。そのため、橋梁の保全には常に細心の注意と適切な維持管理を、また設計においても十分このことを配慮する必要がある。

5.1 過載荷と疲労による損傷防止

5.1.1 過 載 荷

橋梁の設計活荷重のうち、自動車の輪荷重は実際にはかなり大きな輪荷重が通行していることは前述のとおりである。このような過大な輪荷重が長期間頻度多く載荷されると橋梁だけでなく道路舗装なども損傷を受けることになる。これら重要な道路資産をながもちさせ有効に利用するために、過積載車の取締りを関係当局に要望する。

5.1.2 床版等の設計

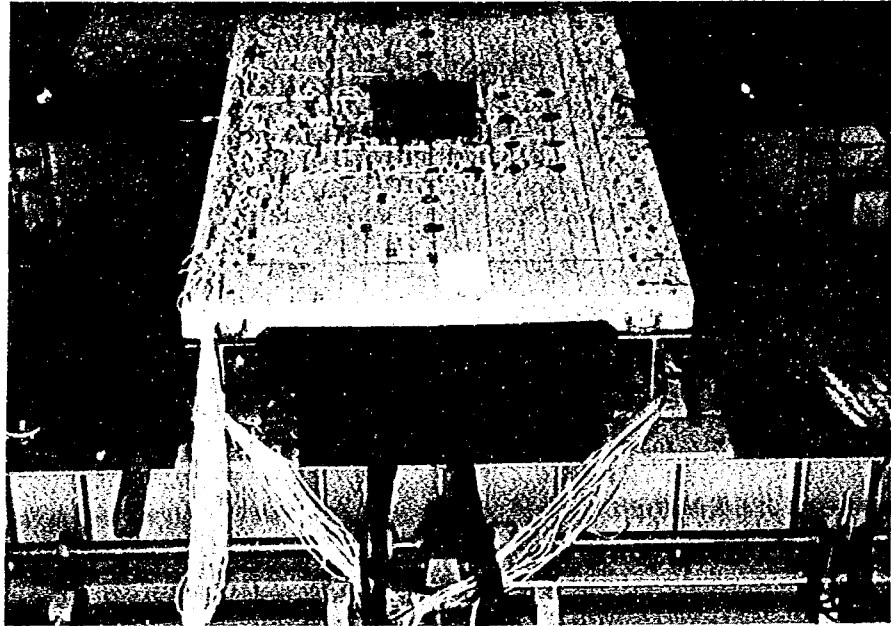
橋梁の自動車荷重による損傷は直接輪荷重を支える床版に集中している。特に、鋼橋に用いる鉄筋コンクリート床版は、鋼床版やIビーム床版、またコンクリート系橋梁の鉄筋コンクリート床版に比較して損傷例が多い。現在のところ、設計において床版や床組を厳密に構造解析することは難しい。例えば、自動車の衝撃の評価、床版等の支持条件など複雑な要素が多くある。特に、鋼橋の鉄筋コンクリート床版に関しては、主構（桁）が非常に伸び性能のよい鋼材であるのに対して、鉄筋コンクリート床版は対照的に伸び性能が悪いコンクリートであるため、材料性能の不連続点が生じ、この合成構造は複雑な挙動を示すことは容易に推察されよう。

鉄筋コンクリート床版のより合理的な設計手法を求めて研究を行なっているところである。写真－5.1は鉄筋コンクリート床版のくり返し載荷実験を示したものである。

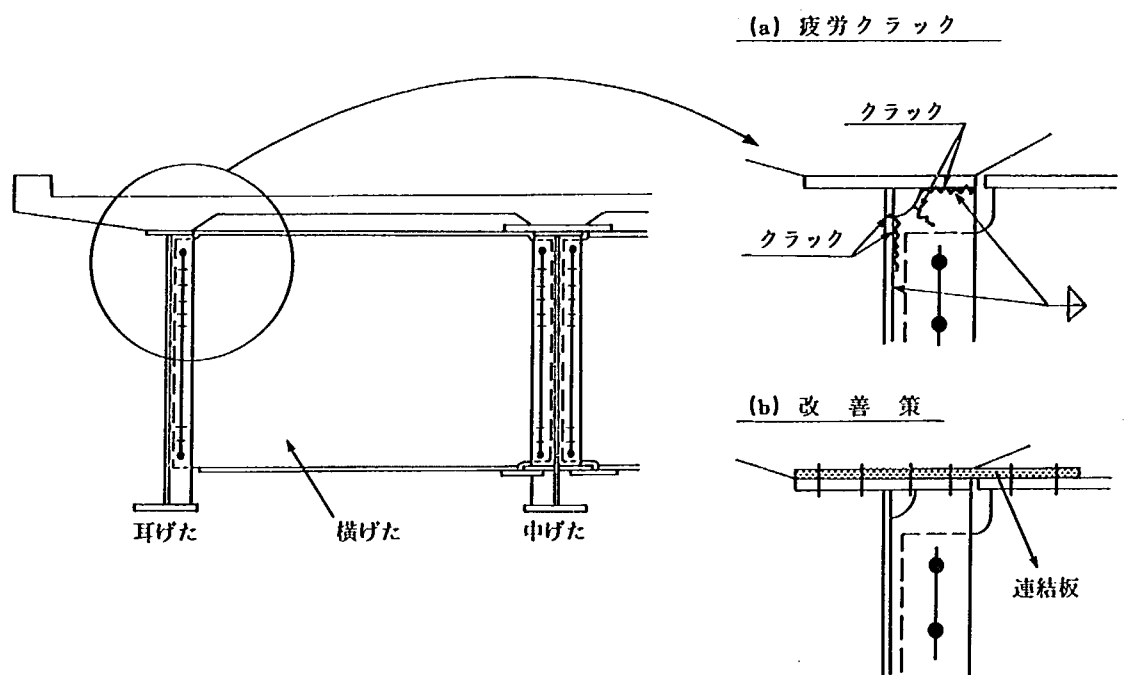
現時点では、死荷重応力に対して自動車荷重応力の大きな床版（床組）の設計は、全体に余裕ある設計とし、特に大型車輛の車輪の軌跡を考慮した主桁（縦桁）の配置、桁端部の床版補強に注意を要する。それは、今後とも自動車の輪荷重は増大こそしても減小することはないからである。また、床組などの疲労による損傷を防ぐためには、応力の伝達を円滑にするような構造とすることが重要である。図－5.1はよく用いられる鋼鈑桁橋の疲労損傷に対する改善策を示したものである。



図－4.1 塩害発生地域



写真－ 5.1 鉄筋コンクリート床版の載荷実験



図－ 5.1 鋼鈑桁の疲労損傷の防止

5.1.3 古い橋梁の安全性

既設橋梁には新旧多種多様なものがあり、なかには50年以上も経過した橋もある。そこで、古い橋梁の安全性について不安が生ずる。当時の設計荷重からみれば、現在的大型貨物自動車の重量は極めて大きく、その載荷頻度も多い。幸にして、大きな事故はない。古い橋の安全性を適確に判定する方法はあるのだろうか。現在のところ、弾性理論にもとづく構造解析や材料の許容応力度による強度評価をする限り、極限状態に対する安全性の判定手法はないといってよい。破壊状態あるいは機能障害（降伏）状態といった限界状態を考慮した構造解析手法が求められているところであり、種々の研究が行なわれているところである。しかし、これには理論および実験面でも解決すべき問題が多く残されている。

一方、古い橋梁での載荷状態をみると、床版、床組に対してはオーバーロードといえるが、主桁（主構）については床版・床組ほどではないようである。いずれにしても、直接老朽橋を管理している道路管理者の不安を解消するためにも、橋梁の耐荷力を適確に算定する手法を確立する必要がある。そのためにも橋の設計図等の資料の保存が重要である。

5.2 老 朽 化

5.2.1 鋼 橋

鉄は大気中では必ず錆びる。そのため防錆処理をして使用している。防錆処理の方法としては、塗装や金属被覆（溶融メッキ、溶射）または両者の併用が行なわれているが、いずれも永久的な処理ではない。

塗装については、種々の塗装系が考えられており、最近では施工管理に重点をおき工場塗装を主体に現場塗装を極力少なくする方法もとられるようになった。塗装は周期的に塗り替える必要があるが、一般に表面に錆をみて塗り替えを実施する現状から、少なからず断面の損耗をきたしていることは確かである。ながもちする鋼橋のために、適時の塗り替えに注意しなければならない。

金属被覆に用いられる金属は一般に亜鉛であろう。亜鉛も空気と水に接すれば錆（白錆）が発生するが、実際の腐食環境での腐食速度はよくわかっていない。溶融亜鉛メッキに用いるメッキ槽はかなり大きなものが設備されているが、設計にあたっては部材寸法と熱による変形が生じないよう配慮する必要がある。また、亜鉛溶射については、熱による変形の心配はないが、部材ブラスト後の亜鉛溶射に対してきびしい施工管理が必要である。一般には、亜鉛溶射は塗装工程の下地処理として用いられることが多い。

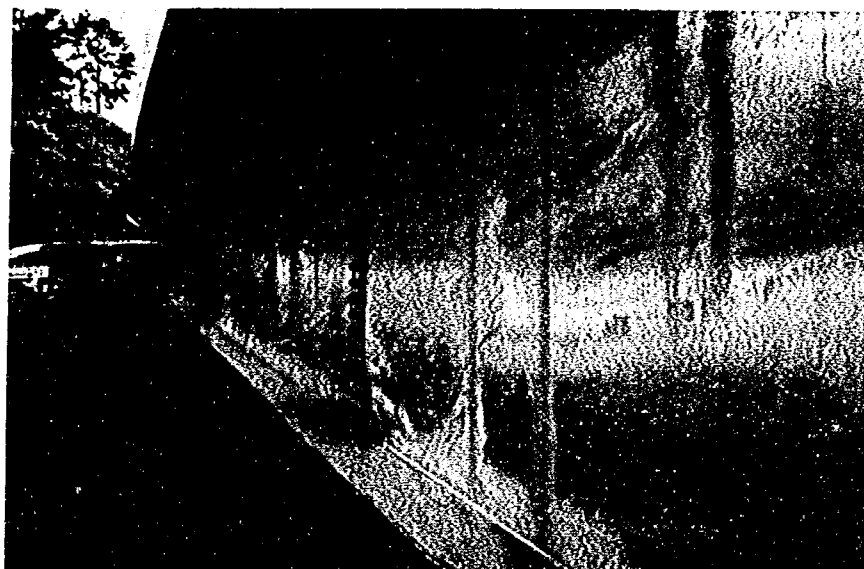
一方、錆を錆で制する耐候性鋼材の開発も行なわれているが、使用例も少なく鋼橋への全面的な採用になっていない。その理由として考えられる事項は、(Ⅰ)最も腐食環境の悪い海上海岸や工場地域には不適である。(Ⅱ)鋼材の加工性および加工後の耐候性と高力ボルト等の確性調査が必要である。(Ⅲ)橋梁の構造は複雑で構造部分によって腐食環境が異なるため、橋梁全体に等しく安定錆を発生させるこ

とは難しいようであり、初期において安定錆の判定も難しい。(Ⅳ)池の防錆処理との経済比較の必要と美観(色が限定される)の問題,である。

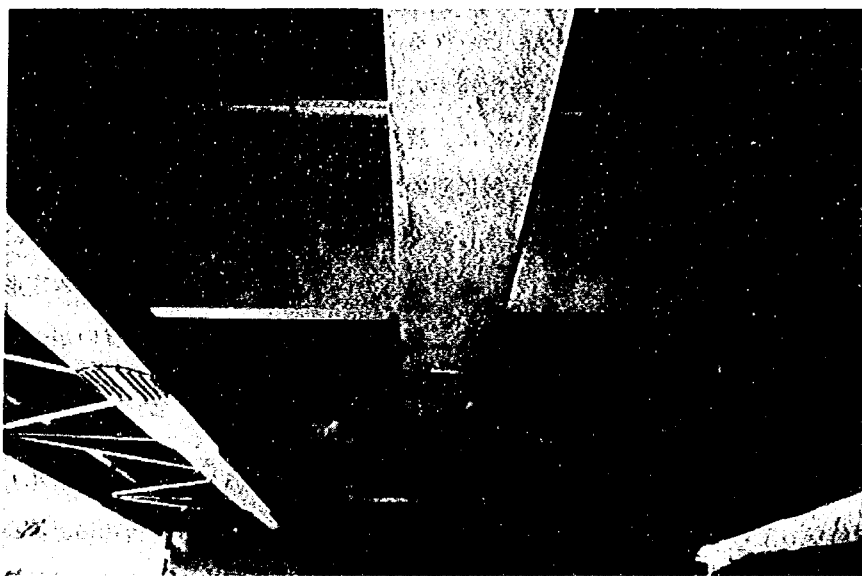
このような耐候性鋼材に関する問題を解決するため、全国的な架橋環境条件のもとで曝露試験を実施中である。この曝露試験には単なる試験片の他に溶接継手試験や高力ボルト継手のある構造部材試験体も曝露試験し

ている。写真－

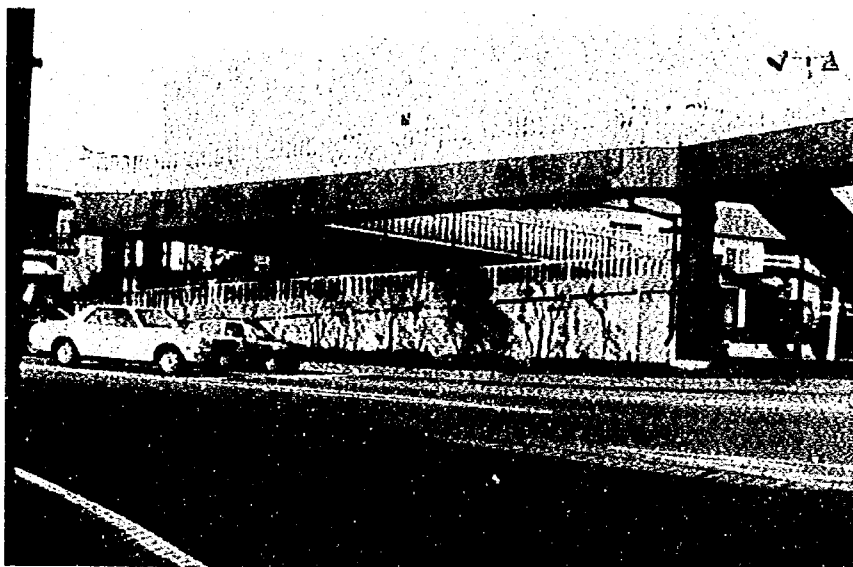
5.2～5.3は溶融亜鉛メッキした鋼橋,写真－5.4～5.5は耐候性鋼板を用いた鋼橋である。写真－5.6は大型曝露試験体である。



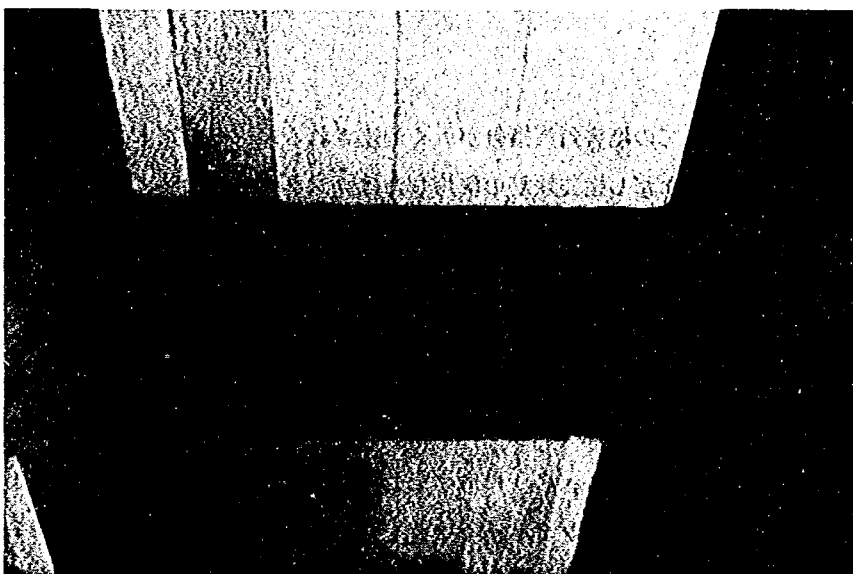
写真－5.2 溶融亜鉛メッキ鋼橋



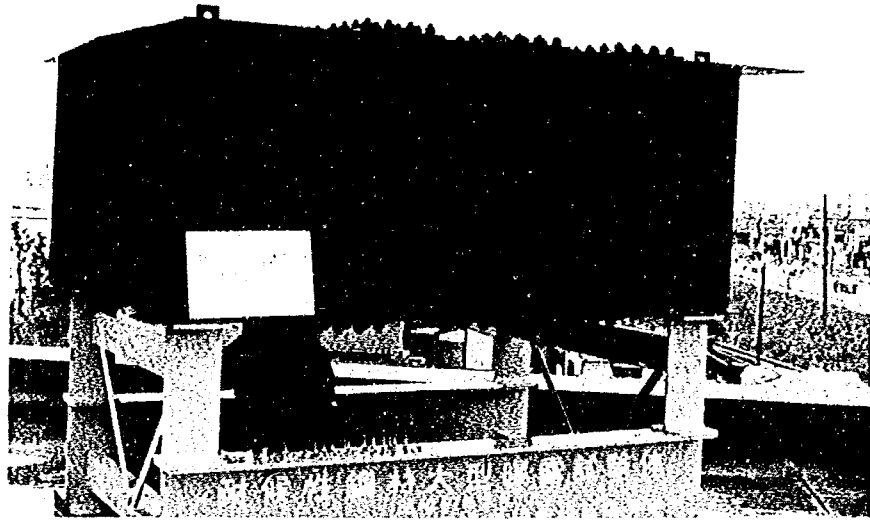
写真－5.3 溶融亜鉛メッキ鋼橋の床組



写真－5.4 耐候性鋼板橋（歩道橋）



写真－5.5 耐候性鋼板橋の床組



写真－ 5.6 大型曝露試験体

5.2.2 コンクリート系橋梁

鉄筋コンクリートやプレストレスコンクリート橋は補修の不要な橋梁と考えられていたが，供用年数が増すに従って老朽化現象がみられ，その補修が必要となってきた。特に，海上海岸地域の橋梁は比較的新しい橋でも塩害による損傷をうけており，これの防止対策および補修が必要となっている。

(1) 塩害対策指針

道路橋の設計施工にあたっての塩害対策指針が近く通達されるが，その基本的な対策は，

- (i) 鋼材のかぶりの増加，ただし塗装鉄筋の使用またはコンクリート塗装により代替してもよい。
- (ii) コンクリートのひび割れの抑制 (iii) コンクリート材料 (iv) コンクリートの配合 (v) 施工，からなっている。塩害対策を必要とする地域を図－5.2 に示すように A，B，C の 3 地域に区分し，A 地域は内陸部を含むが B 地域は海上および海岸線から 300 m まで，C 地域は海上および海岸線から 200 m までとしている。

1) 鋼材のかぶり増加

鋼材のかぶりは，対策地域（A，B，C）に応じて対策区分を表－5.1(a)～5.1(b)のように定めている。ただし塗装鉄筋の使用またはコンクリート塗装を行なう場合は道路橋示方書によるものとしている。図－5.3 はコンクリート中の塩分量を示したものである。

2) ひび割れの抑制

コンクリートのひび割れは塩分を内部へ浸透させる要因にもなっているため，できるだけ発生させ

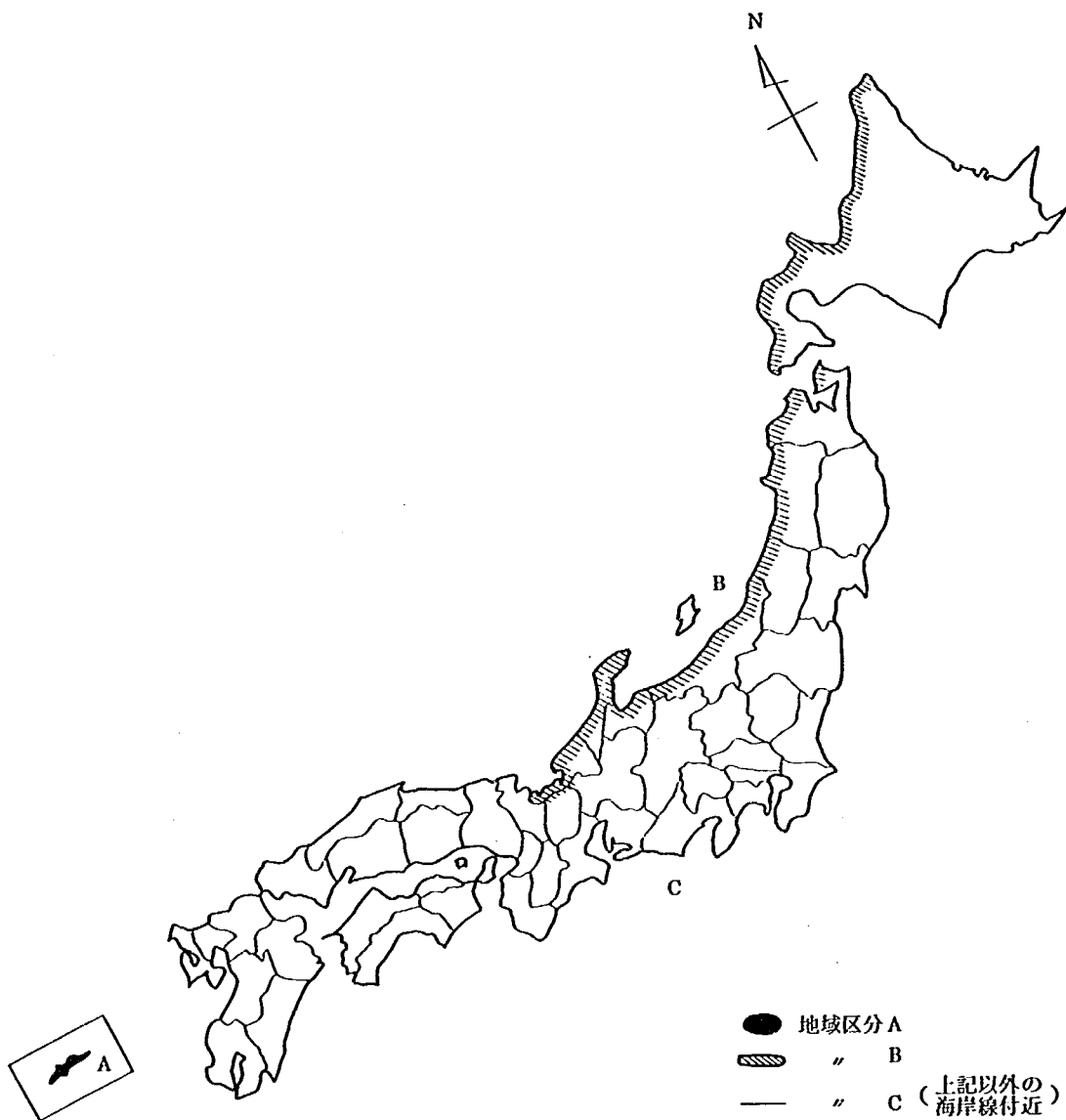


図-5.2 地域区分

ないようにすることが好ましい。ひび割れ幅の許容値を求めることは難しいが、この対策では 0.1mm ～ 0.2mm 以下におさえることを目標に鉄筋の応力度を $1,000\text{ kg/cm}^2$ 以下にすることが望ましい。図-5.4 はひび割れ幅と鉄筋の引張応力度との関係を示した一例である。

3) 材料, 配合および施工

セメントは原則として普通ポルトランドセメントを用いるものとし、早強ポルトランドセメント,

表-5.1(a) 対 策 区 分

地域区分	地 域	海岸線からの距離	対策区分
A	沖 縄 県	海上部および海岸線から100 mまで	I
		上記以外の範囲	II
B	北海道, 東北の日本海側および北陸地方	海上部および海岸線から100 mまで	I
		100 mを越えて200 mまで	II
		200 mを越えて300 mまで	III
C	上記以外の地域	海上部	I
		海岸線を越えて100 mまで	II
		100 mを越えて200 mまで	III

表-5.1(b) 最小かぶり (cm)

対策区分	上 部 構 造			下 部 構 造	
	床版下面, 地覆・高欄	け た		梁	柱
		プレテンション方式によるプレキャストPCけた	左記以外のけた		
I	5.0	5.0	7.0	7.0	7.0
II	4.0	3.5	5.0	5.0	5.0
III	3.0	2.5	3.5	3.5	4.0

中熱ポルトランドセメント, 高炉セメントおよびフライアッシュセメントを用いる場合はそれぞれの特性を十分配慮して使用する。塩害を発生させる塩分の大部分はコンクリート表面から浸透すると考えられるが, 材料(水, 骨材および混和材)に含まれる塩分を規制することが望ましい。特に, 水は上水道程度の水質を有するものを使用することが望ましい。

コンクリートの配合は, コンクリート中の水分や乾燥収縮量を小さくし密実なコンクリートを確保するため, 上部構造では水セメント比50%以下, 下部構造では55%以下を標準と定めている。また, コンクリー

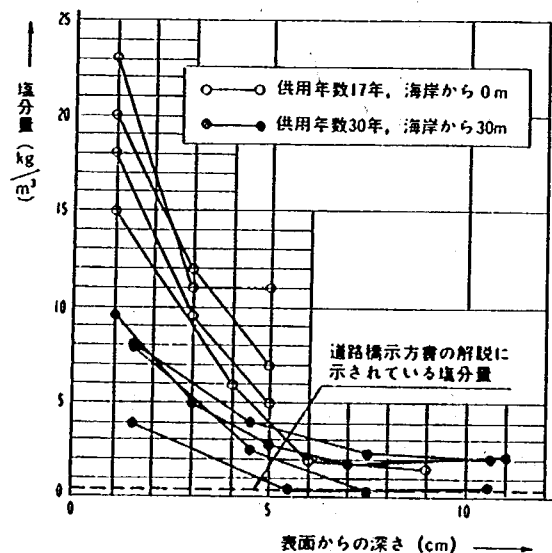


図-5.3 コンクリート中の塩分量

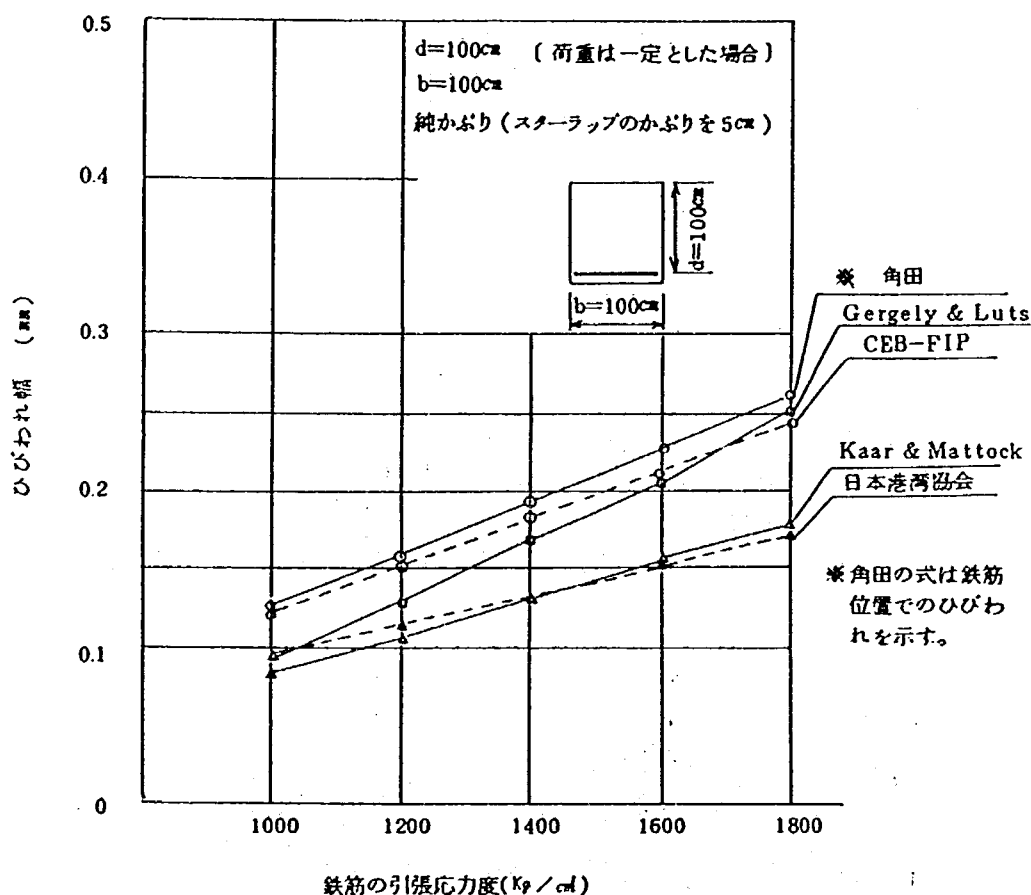


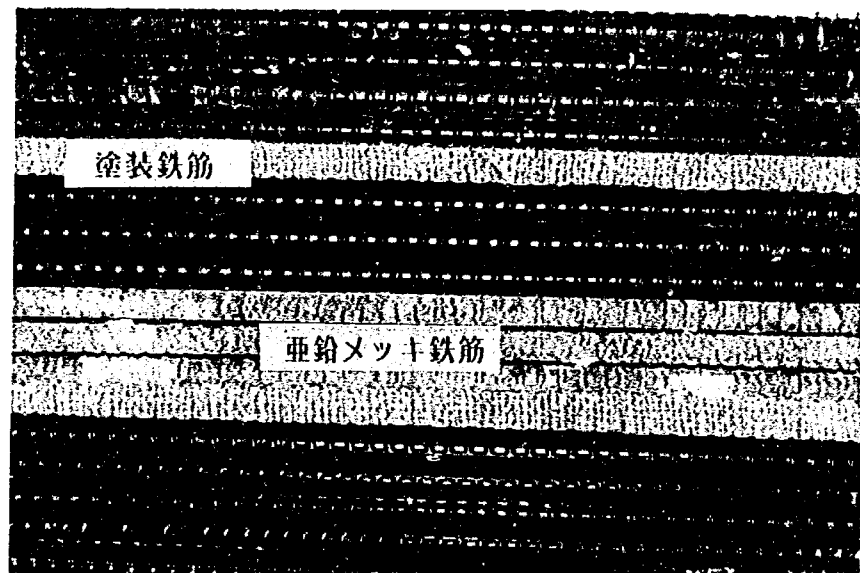
図-5.4 ひび割れ幅と鉄筋の引張応力度の試算例

トのスランブは8.0cmを標準とする。施工にあたっては、管理を十分行なって施工中に塩分がコンクリート中に混入しないようにするとともに、施工時に必要な補助鋼材はかぶり内から除去するなど防食に配慮しなければならない。

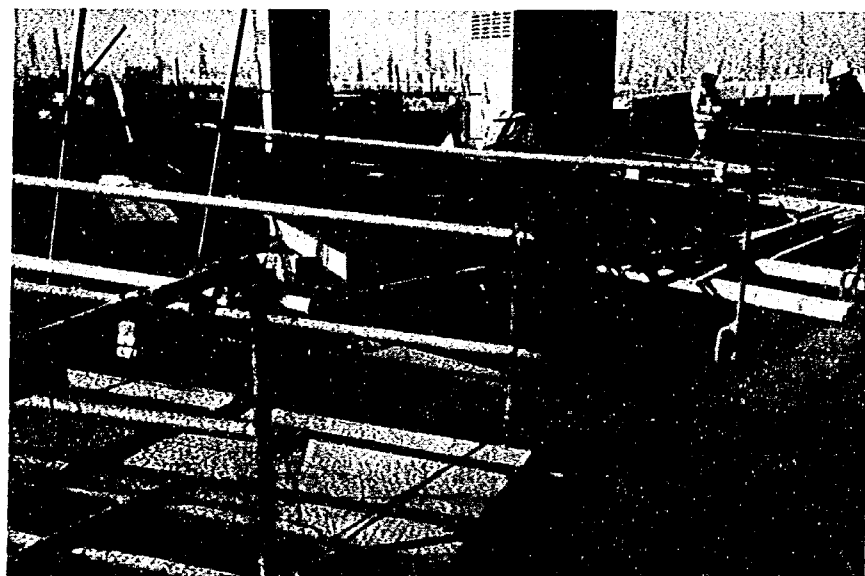
4) 塗装鉄筋

コンクリート中の鉄筋を塩害から保護するために鉄筋に塗装したもので、指針では粉体塗料(エポキシ樹脂)を静電塗装した直径32mm以下の異形鉄筋を対象としている。塗装鉄筋のコンクリートとの付着応力度は、塗装していない場合の約80%に規定しており、鉄筋の継手は施工時の塗膜の損傷を考慮して重ね継手を標準としている。塗装鉄筋の曲げ加工に対して、低温でも加工できる第1種と常温での加工に限った第2種があり、塗装の色で区分することになっている。塗装鉄筋の品質およびその試験方法は塗装鉄筋の設計・施工・品質基準に詳細に規定されている。写真-5.7は塗装鉄筋を、

写真－5.8 は塗装鉄筋を用いたコンクリート床版の施工を示したものである。



写真－5.7 塗 装 鉄 筋



写真－5.8 塗装鉄筋を用いたコンクリート床版

5) コンクリート塗装

コンクリート塗装はコンクリートの表面に塗装を施し腐食物質の浸透を遮断し鋼材の腐食を防止するもので、3種類の塗装系と使用条件に区分されている。表－5.2 は塗装系と使用条件を、表－5.3 (1)～5.3 (3) 代表的な塗装構成を示したものである。

表-5.2 塗装系と使用条件

塗 装 系	コンクリート部材の種類・使用条件
A 種	プレストレストコンクリート部材に一般に用いる塗装系である。
B 種	鉄筋コンクリート部材に主として用いる塗装系である。
C 種	塗り替えが難しい場合や特に著しい腐食が予想される構造物や特定部位に用いる塗装系である（長期防錆型）。

表-5.3 (1) A 種の塗装系

工 程	使 用 材 料	塗 装 条 件			塗装間隔
		目標膜厚 (μ)	標準使用量 (kg/m^2)	塗 装 方 法	
前 処 理	プライ マー	エポキシ樹脂プライマー	—	0.10	各工程の 間隔は、 1日以上 10日以 内を標準 とする。
	パ テ	エポキシ樹脂パテ	—	0.30	
中 塗	エポキシ樹脂塗料中塗	60	0.32 (0.26)	エアレスプレー はけ ローラー	
上 塗	ポリウレタン樹脂塗料上塗	30	0.15 (0.12)	エアレスプレー (はけ)	

表-5.3 (2) B 種の塗装系

工 程	使 用 材 料	塗 装 条 件			塗装間隔
		目標膜厚 (μ)	標準使用量 (kg/m^2)	塗 装 方 法	
前 処 理	プライ マー	エポキシ樹脂またはポリウレ タン樹脂プライマー	—	0.10	各工程の 間隔は、 1日以上 10日以 内を標準 とする。
	パ テ	エポキシ樹脂パテ	—	0.30	
中 塗	柔軟形エポキシ樹脂または柔軟 形ポリウレタン樹脂塗料上塗	60	0.32 (0.26)	エアレスプレー はけ ローラー	
上 塗	柔軟形ポリウレタン樹脂塗料 上塗	30	0.15 (0.12)	エアレスプレー (はけ)	

表-5.3 (3) C 種の塗装系

工 程		使 用 材 料	塗 装 条 件			塗装間隔
			目標膜厚 (μ)	標準使用量 (kg/m ²)	塗 装 方 法	
前 処 理	プライ マー	エポキシ樹脂プライマーま たはポリウレタン樹脂プライ マー	—	0.10	エアレスプレー はけ ローラー	各工程の 間隔は、 10日以上 10日以内を標準 とする。
	パ テ	エポキシ樹脂またはビニル エステル樹脂パテ	—	0.30	へ ら	
中	塗	厚膜形エポキシ樹脂または ビニルエステル樹脂塗料中 塗	350	1.20	エアレスプレー	
上	塗	ポリウレタン樹脂塗料上塗	30	0.15 (0.12)	エアレスプレー (はけ)	

コンクリート塗装の施工管理、品質および試験方法についてはコンクリート塗装の設計・施工・品質基準に詳細に規定されている。写真-5.9～5.10はコンクリート塗装を行なったものである。



写真-5.9 コンクリート塗装（作業中）

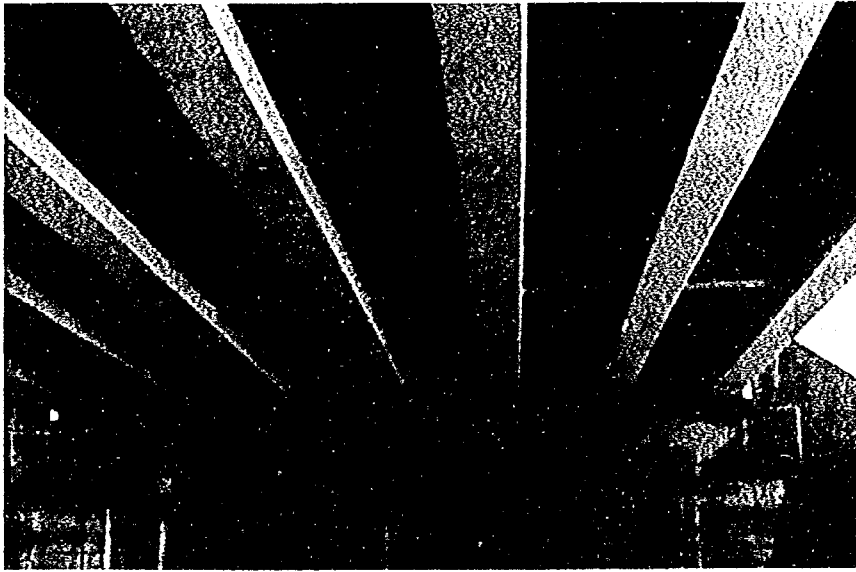


写真- 5.10 コンクリート塗装(完了)

(2) その他の塩害防止策

硬化したコンクリートにモノマーあるいはプレポリマーをコンクリートの表面から含浸させた後、これを重合しコンクリートとポリマーを一体化させて不透水層を形成させることによって、鋼材の腐食性物質の浸透を抑制する含浸工法がある。モノマーとしてはメタクリル酸メチル(MMA)やスチレン(ST)が多く用いられている。プレポリマーとしては有機イソシアネート系プレポリマーが用いられている。この工法を橋梁に採用した例は少ないようで、今後開発される工法であろう。問題点としては、工場施工と現場施工、鉄筋コンクリートのようなひび割れへの追従性、コンクリート塗装など他の工法との経済比較が必要となる。

(3) 被害橋梁の補修工法

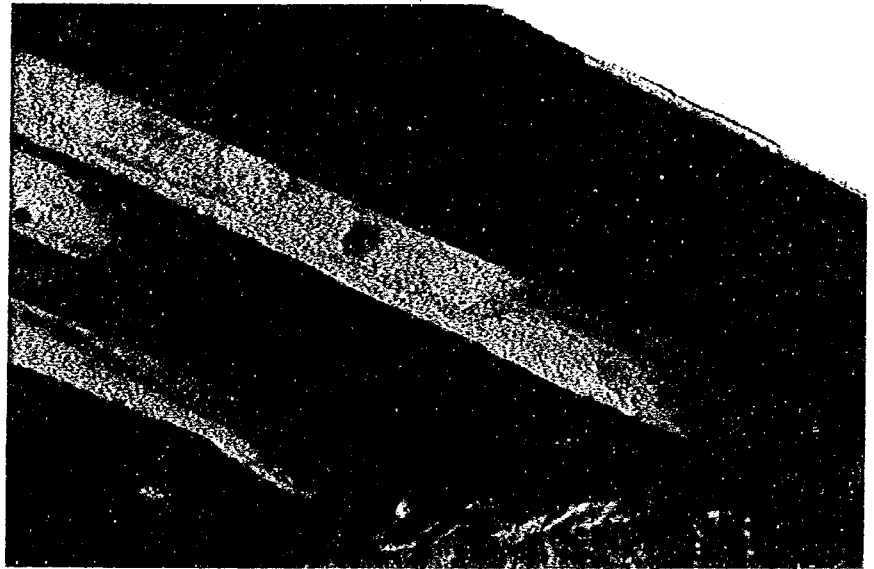
塩害により損傷を受けた橋梁の補修をどのように実施するかは重要かつ緊急を要する問題である。しかし、補修工法は、塩害による補修工法に限らず、その効果と耐久性を確認するまでに少なからず時間と試行が必要がある。これから述べる工法も現時点で実施されているもので、今後の調査研究によって改善されるであろう。

1) コンクリート断面の補修

塩害によりコンクリートの表面部(かぶり程度)は損傷しているが、鋼材の損傷が軽微な場合には、かぶりをはつり鉄筋の防錆処理を行なってエポキシ樹脂によるプレパクトコンクリートによって所定の断面に補修する。その上にライニングを施工する。

2) 鋼材の補強

塩害による鋼材の損傷がひどく、その補強が必要な場合には、残存する健全な鋼材を防錆処理し補強鉄筋をそえてエポキシ樹脂によるプレパフトコンクリートによって、またはモルタル吹付けによって断面を補修する方法と、鋼材の防錆処理後コンクリート断面を円滑に補修しその面に鋼板を圧着して補強鋼材とする方法がある。両工法とも、応力の伝達や死荷重応力の大きなコンクリート橋への適用など、その効果と耐久性には問題がある。



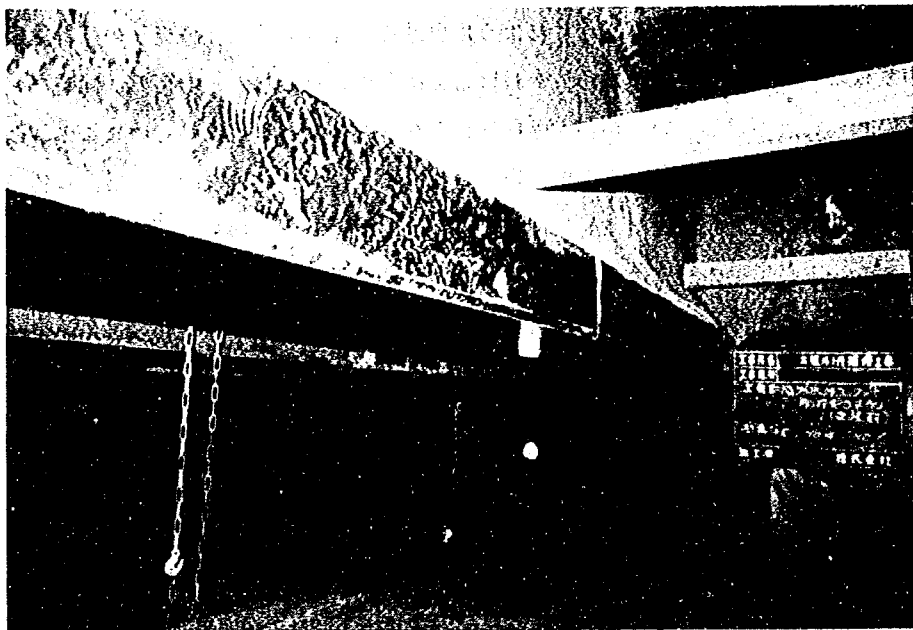
写真－5.11 鉄筋コンクリート橋の補修（鋼板圧着）

3) P C 鋼材 の補強

塩害によりP C 鋼材が損傷している場合には、残存する健全なP C 鋼材の防錆処理しコンクリート断面を補修した後、補強P C 鋼材を断面外に設置して必要なプレストレスを導入する。写真－5.11～5.14 は補修工法の事例を示したものである。



写真－5.12 P C 橋の主桁補修（はつり作業中）



写真－5.13 PC橋の主桁補修（樹脂プレパクト完了）



写真－5.14 PC橋の主桁補修（アウトケーブル工法）

6. おわりに

わが国の社会資本の整備はかなり進捗したように思える。今後も社会経済発展の基幹施設として、また国民の多様なニーズにこたえるため、それは着実に整備されるものと考える。同時に整備された社会資本をいかに管理運営していくかが大きな課題となってきた。橋梁もいまこの課題に直面しているといえよう。これまで述べたように、新設される橋梁に対しては設計の段階から将来の管理、老朽化対策などを、また既設の橋梁に対しては常に橋の健康管理と適切な処置を行なうことが必要である。コンクリート系橋梁の塩害は、北海道、東北、北陸の日本海沿岸や沖縄県に限ったことではない。この問題は海岸地域のコンクリート系橋梁にとってはいずれ発生する問題である。予防と必要に応じて早期に処置することは橋梁をながもちさせる基本であろう。そのために、老朽化と塩害によるコンクリート系橋梁の損傷程度を簡易に測定でき、適切な処方箋がえられる塩害診断法を求めてやまない。

最後に、この報告書をまとめるにあたって当所地質化学部蒔田部長および化学研究室片脇研究員、橋梁研究室佐伯室長はじめ同室関係各位からご指導、ご助言をいただいたことに心から謝辞を表す次第である。

参 考 文 献

- 1) 建設省道路局：道路統計年報，各年別
- 2) 日本自動車会議所：陸運統計要覧，各年別
- 3) 建設省土木研究所：橋梁活荷重の信頼性解析，土研研究資料1865号，57年7月
- 4) 国広哲夫：道路橋の耐荷力判定，橋梁と基礎，Vol.8，No.10，1974
- 5) 建設省道路局：全国道路交通情勢調査箇所別基本表，昭和46，49，52，55年
- 6) 日本道路協会：道路橋の塩害対策指針（案）同解説，昭和58年12月
- 7) 佐伯彰一：コンクリート橋の塩害，道路とコンクリート No.61，1983.9
- 8) 蒔田実ほか：各種防食方法の特徴と実例，コンクリート工学，Vol.19，No.3，1981.3

「特別講演」
環 境 と 公 共 事 業

NHK解説委員 川 越 昭

—— ヌ 七 ——

最 近 の 下 水 処 理 技 術

下水道部長 福 井 経 一

最近の下水処理技術

はじめに

わが国の下水道普及率は、昭和56年度末現在で総人口に対し32%となった。わが国が下水道事業に着手してすでに100年を経過したが、これまで大都市中心に整備が進められてきたため、大都市（指定都市）の普及率は77%となっているが、一般都市は、15%と非常に低く、大きな格差がある。

人口規模の小さい都市や、都市周辺の農村集落といえども、水洗化による快適な居住環境の向上や、自然環境の保全が指摘され、下水道に対する要望が非常に高くなってきているため今後の下水道整備の中心も必然的に地方都市に移行することとなる。計画規模も小単位のものが多くなる。このような場合、従来の大都市における整備方式を単に縮小した形で適用することは必ずしも適当ではない。技術、財政等それぞれの地域の特性に応じたものでなければならない。

建設及び維持管理が容易でしかも経済的な技術の開発が急務となっている。

一方、最近の公共用水域の水質汚濁の現況は、一般的には、改善されてきているが、内湾、湖沼等の閉鎖性水域では、いぜんとして悪い。とくに窒素、リン等の栄養塩類の流入、蓄積に起因する富栄養化が進行しつつある。このいった状況下で昭和57年12月に湖沼の窒素、リンに係る環境基準が設定され、個々の水域に対して逐次類型指定が行われることとなっている。さらに、排水基準設定作業も急がれている。

現在、下水処理方式の主流をなしている標準活性汚泥法およびその変法は、本来、有機物除去を主目的としているが、窒素・リンについても20～40%程度の除去が見込まれることから、当面、現処理方式での下水道普及率を引き上げることが富栄養化防止に対しても有効であるとされている。しかし、これらの方式による窒素・リン除去効率は、上述のように本来的にあまり高くなく、流入下水の特性、し尿投入の有無、水処理施設の運転条件、汚泥処理施設の設置状況などによって大きく変動する可能性があるために、水域の類型指定が行われ、環境基準達成のために厳しい排水基準を課せられた場合には、現状のままでは対応しきれない状況に立ち至ることが考えられ、窒素・リンをも処理対象としての既存処理施設の修正・改造、物理化学的な処理施設の増設等による対応が必要である。

以上のような背景から、小規模下水処理技術の開発あるいは窒素・リン除去技術について述べる。

1. 小規模下水処理技術

1.1 オキシデーション法

1) 概要

オキシデーションディッチ法は、活性汚泥法の一変法であり、トラック状の無終端水路に機械式の曝気装置を設置し、下水と活性汚泥の混合液を曝気するとともに、エンドレスに循環させる処理方法

である。標準活性汚泥法と比較し本法は表-1に示すように低負荷で運転されるため、余剰汚泥の発生量が少なく、処理水の水質も安定することが期待される反面、下水の滞留時間が長いので広い敷地面積を必要とし、曝気に要する電力量も相対的に大きくなる。

表-1 オキシデーションディッチと標準活性汚泥法の比較

	エアレーション 時間 (h)	MLSS (mg/ℓ)	BOD-SS 負荷 (kg/kg-SS日)
オキシデーションディッチ	24 ~ 48	3,000 ~ 4,000	0.03 ~ 0.05
標準活性汚泥法	6 ~ 8	1,500 ~ 2,000	0.2 ~ 0.4

本法の特性としては、①最初沈殿池が省略でき、余剰汚泥も生物的作用により有機成分が減少するため（安定化）その処理が比較的容易である。②適切な曝気（詳細は後述）を行えば、BODやSSの良好な除去はもちろん窒素の除去についても期待できる。③土木工事や機械設備工事を簡略化できる。などを挙げることができる。しかし、その設計方法、運転管理方法については、我が国では例も少なく、多くは海外における経験によっているため、合理的に確立された部分が少ないのが現状である。

このためオキシデーションディッチのパイロットプラントを建設し、その処理性能、及び合理的設計法の検討を行ってきた。プラントは図-1に示すように容量 200 m³、水深 2.0 m 横軸機械式曝気装置を取付けたものであって、既設処理場の生下水を受け入れ、目幅 1 mm の微細スクリーンを前処理施設として設置している。ここでは、前年度までの結果として回分運転を行った場合の処理性能、及びエアレーション方式の検討例を述べることにする。回分式とは一定の時間、ローターにより下水と活性汚泥を混合・エアレーションを行った後、ローターを停止し、汚泥を槽内に沈殿させ上澄を処理水として放流し、低下した水位の分だけ再び下水を流入させるという操作をくり返す方式である。

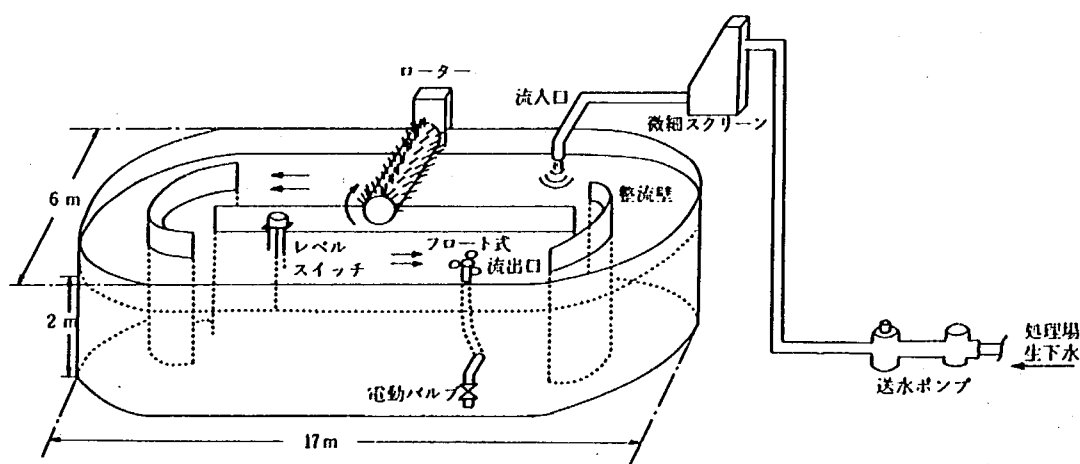


図-1 パイロットプラント本流略図

2) 処理性能に関する実験

実験は図-2のように運転条件を変えて行った。シリーズⅠは、6時間曝気(ローター運転), 1時間沈殿上澄水排除と下水流入に5時間という運転工程で、汚泥滞留時間(SRT)は56日に設定してある。これはまず硝化が完全に起った場合の影響を見る期間である。シリーズⅡは下水が流入した後15分曝気, 30分停止の嫌気, 好気工程を組み入れたもので、槽内の溶存酸素濃度を下げるため、水位を5cm下げローター浸漬深さを15cmにした。また、小規模処理場においては余剰汚泥の引き抜きも間欠的に行うものになると思われる。これはSRTを非常に長くとることとなり、汚泥発生量や処理性に何らかの影響を与えることとなろう。この影響を評価するためシリーズⅡ以降は7ヶ月間汚泥の引き抜きを停止した。シリーズⅢは脱窒効率をあげるため15分曝気を10回, 30分停止を9回繰り返したものである。

各シリーズにおける流入下水, 処理水, 混合液の定期分析結果をまとめたものが、表-2である。

シリーズ	期 間	サイクル			ローター 回 転 数	ローター 浸漬深さ	Q	SRT
		経過時間 (hr)						
		0	6	12	(回)	(cm)	(m ³ /サイクル)	(日)
Ⅰ	81.4.23 }				48	20 槽容積 160m ³ 槽深さ 2m	40	56
	81.7.13							
Ⅱ	81.7.13 }				48	15 156m ³ 195m	36	汚泥引抜 な し
	81.10.26							
Ⅲ	81.10.26 }				48	15 156m ³ 195m	36	汚泥引抜 な し
	82.2.10							

図-2 ディッチ運転条件

表-2 ディッチ水質分析・シリーズ毎の平均値

シリーズ	期 間	サンプル	水温 (°C)	pH (-)	透明度 (cm)	BOD ₅ (mg/l)	CO ₂ (mg/l)	SS (mg/l)	VSS (mg/l)	TN (mg/l)	DN (mg/l)	KN (mg/l)	DKN (mg/l)	NH ₄ -N (mg/l)	NO ₃ -N (mg/l)	NO ₂ -N (mg/l)	TP (mg/l)	DP (mg/l)	PO ₄ -P (mg/l)	MLSS (mg/l)	MLVSS (mg/l)	VS% (%)
Ⅰ	81.4.24	原 水	19.4	7.36	5.0	121	72.3	122	75.9	19.1	14.0	18.2	13.2	9.60	0.11	0.71	3.72	1.54	0.97			
	~	処理水	19.6	7.51	50以上	3.6	9.2	7.9		12.2	11.6	1.21	0.53	0.44	0.05	10.9	0.69	0.43	0.42			
	81.7.13	混合液	20.3	7.20								85.6					47.0			1,896	1,100	58.5
Ⅱ	81.7.14	原 水	23.6	7.33	4.8	119	910	293	144	23.3	13.1	22.4	12.2	8.56	0.16	0.76	7.34	0.84	0.54			
	~	処理水	24.2	7.44	50以上	1.1	7.5	7.3		6.91	6.65	0.91	0.65	0.42	0.07	5.93	0.86	0.66	0.61			
	81.10.26	混合液	24.6	7.35								169					148			4,832	2,167	45.0
Ⅲ	81.10.27	原 水	13.6	7.49	2.6	250	191	804	412	45.3	15.6	44.1	15.4	9.63	0.08	1.23	17.7	0.88	0.63			
	~	処理水	11.2	7.23	50以上	3.1	7.5	6.5		4.46	4.05	2.24	2.04	1.38	0.01	2.02	0.23	0.10	0.05			
	82.2.20	混合液	12.1	7.17								3.44					229			8,480	4,195	49.5

この実験期間中に、活性汚泥の濃度 (MLSS) や水温が大きく変動しているにもかかわらず、BOD、COD、SS といった一般的な水質は全て 10 mg/ℓ 以下であり、非常に良好で安定した処理成績を収めている。透視度も 50 cm 以上確保されており、処理水の外観は極めて清澄であった。

また、各シリーズ毎の処理水水質を比較するとシリーズ I においては DKN (溶解性ケルダール性窒素) は減少しているが $\text{NO}_3\text{-N}$ はほとんど除去されていない。しかしシリーズ II において、脱窒工程を設けることにより、DKN の減少とともに $\text{NO}_3\text{-N}$ の除去も起きるようになった。シリーズ III では脱窒工程を拡張したため、 $\text{NO}_3\text{-N}$ は更に除去率が改善されている。

3) エアレーション装置の能力決定に関する実験

必要酸素量の決定は基本的に以下の方法による。

生物が基質を自己の細胞に同化させる場合、合成に要するエネルギーを供給するため酸素を必要とする。これが除去 BOD (kg/日) に比例して消費される酸素である。また合成された生物は飽えず内生呼吸作用によって酸化され、そのために必要な酸素量は系内に存在する生物量 (一般に MLVSS 量) (kg) に比例すると仮定されている。そのため好気性の生物処理に必要とされる酸素量は除去 BOD 量に比例するものと系内に存在する生物量に比例するものと和となる。また、汚泥滞留時間の長い場合にはアンモニア性窒素 ($\text{NH}_4\text{-N}$) が硝化されることによる酸素の消費も加味しなければならない。 $\text{NH}_4\text{-N}$ 1 kg 当たりの酸素消費量は 4.6 kg となる。

以上は好気性生物処理過程における一般論であるが、オキシデイションディッチ法に関しては、欧米の経験より除去 BOD 量 1 kg 当たり 2.35~2.5 kg の酸素を供給するべきであると言われている。¹⁾

パイロットプラントによってこれらの事項について実験を行った。

実験は、4 種類の運転条件について行われた。(表-3)。エアレータ浸漬深は酸素供給速度の大小に直接影響する項目であり、清水を用いた実験では浸漬深 20 cm の場合、15 cm に比較して 1.3 倍の供給速度が得られている。¹⁾ 1 バッチ当たりエアレータ運転時間は、12 時間 1 サイクルの処理工程中でのエアレータの実働時間であり、反応工程 6 時間全てをエアレーションする場合、部分的に間欠エアレーションとした場合、全てを間欠エアレーション (15 分運転、30 分休止の繰り返し) とした場合に別けられる。

表-3 実験 No 毎の運転条件

実験 No	エアレータ 浸 漬 深 (cm)	1バッチ当たり エ ア レー タ 運 転 時 間 (h)	MLVSS (mg/ℓ)	混 合 液 温 水 (°C)
1, 2	20	6	1,115 1,240	20.5 25.0
3, 4	15	5.25	2,302 2,838	25.7 25.7
5	15	2.5	8,066	9.0
6	15	2.5	2,706	9.0

図-3に実験の結果をまとめた。供給された酸素量が適正な量であったかどうかを確認する方法として、処理水水質、及び混合液DOの飽和度に注目した。BOD、COD、SSといった一般項目についてはいずれの条件でも良好な処理成績が得られており、相異は主に窒素の除去率について表われている。混合液DOは回分処理であるため1バッチの間で、0mg/ℓから与えられた条件での平衡濃度まで変化する平衡濃度が高過ぎる場合は過曝気となり、流入下水の水質によっては処理水質が悪化する危険性が高く、また無駄なエネルギーを投入していることになる。逆に平衡濃度が低すぎる場合には、BOD等の処理が良好であったとしても、窒素の硝化が不十分となるであろう。硝化のために必要なDOは2mg/ℓ²⁾程度と言われており、DO飽和度(%)では水温によって異なるがおおよそ18~25%に相当する。

図-3中のケース1, 2はほぼ理論量に見合う量の酸素を供給した場合の結果であり、黒塗りの実測酸素供給量は理論値とほぼ等しい量となっている。このケースでは溶解性窒素(D-K-N:ほとんどがNH₄-N)の除去率は95~96%と高く硝化がほぼ完全に起きているが、溶解性全窒素(D-N)の除去率が低く、脱窒はまったく起っていないと考えられる。DO飽和度も77~80%と非常に高く明らかに過曝気である。

ケース3, 4は曝気強度を下げ、一部間欠曝気とした場合であり、MLVSSもケース1, 2の2.3~2.9倍の2,300~2,800mg/ℓとなっている。このMLVSS値はオキシデーションディッチ法としては標準的な濃度と言えよう。酸素供給速度と除去BOD量の比は1.7~1.9、実測供給速度は理論値の25~29%しかない。理論酸素要求量が大きくなったのはMLVSS量が増加したためである。本ケースにおいては依然D-K-N除去率が高く硝化は完全であるが、更にD-N除去率も60%程度まで上昇し脱窒が起きていることを示している。これは反応工程の初めに、15分エアレーション、30分休止という間欠曝気を3回行う工程を組み入れたためであり、この間にある程度の脱窒が行われたものである。しかし、この工程後、4.5時間の連続したエアレーションが行われており、最終的なDO飽和度は先のケースと同様に80%程度まで上昇している。本ケースについても、まだ過曝気気味であると判断される。

ケース5は15分エアレーション、30分停止の間欠曝気のみを10回繰り返したものであり、MLVSS濃度は8.066mg/ℓと、ケース4の2.8倍である。酸素供給速度は、除去BOD量の82%であり、先のケースと大小関係が逆転している。また理論酸素消費速度は供給速度の実に12.9倍にものぼっている。このケースでは、15分間のエアレーション時のみDOが1.3mg/ℓになるだけであり、他の時間、槽内DOは完全に0であった。このためD-K-N除去率は64%と硝化は不完全であるが、D-N除去率もほぼ同じであるため、生成した硝酸塩は100%脱窒されたものと見なせる。

ケース6はケース5のMLVSSを1/3になるよう、汚泥の引き抜きを行ったものであり、これにより理論酸素消費速度は39%に減少した。しかし、エアレーションを行う時間が短いため依然として、酸素供給速度は除去BOD量の56%、理論酸素消費速度の15%でしかない。それにもかかわらず硝化はほぼ完全に起きており、酸素の供給は十分であることが示されている。またD-N除去率も72

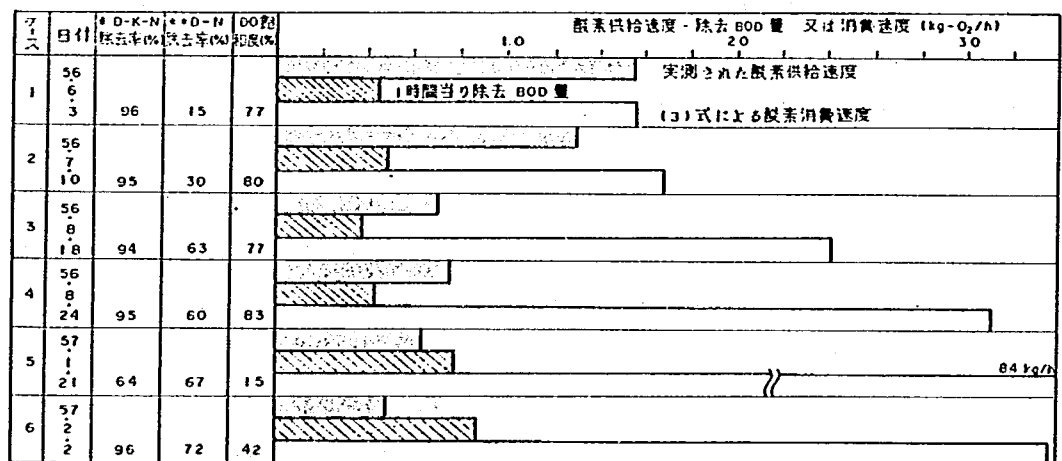
％とこれまでの最高の値が得られている。これは間欠曝気による好気状態と無酸素状態の繰り返しによって、脱窒が促進されたものである。DOの飽和度は最高で42％に達しているが、エアレーション開始時は数％の値であり、平均的には20％、2mg/ℓ程度の値であった。

以上の結果より、本パイロットプラントのような運転条件のもとにおいては、理論値に従って酸素供給量を決定することは、非常に過大な見積もりとなる可能性があることがわかる。また除去BOD量1kg当たり、2.35～2.5kgというEPAの指針³⁾も明らかに過大なものと言えよう。

オキシデーションディッチ法は、汚泥滞留時間を非常に長くとり高濃度のMLSS（活性汚泥を含むディッチ内の固型物）を維持しようとする処理方式であり、この結果MLSS中の生物学的に不活性な部分はかなり高いものになると推定される。生物の自己酸化を示す係数はこのような場合見掛け以上小さくなるであろう。

またBODの除去についても、回分式運転を行う場合は反応工程の初期に急激な酸素消費が起きるが、この期間もこれに見合う酸素を供給する必要はなかった。かえって無酸素状態とすることが脱窒を起こすうえに必要であり、NO₃の形態の酸素を供給することでこの酸素要求を満たすことができる。この時期を過ぎると酸素の必要量は急激に減少するため、エアレーション強度を小さくすることができる。

以上の検討の結果より、ケース6を参考にして、MLVSS 2,700mg/ℓ程度で設計する回分式オキシデーションディッチ法では除去BOD量1kgに対して同量の酸素を供給すれば十分安全側の設計と言えよう。



* 溶酸素ケルタール装置系
▲ 溶酸素装置

図-3 実験結果

4) 槽内流速について

(1) 局所流速に関する問題

ディッチの形状は用地上の制約により決定されることが多い。水路断面は深さ 1～2 m，幅は 3～6 m 程度がディッチとして標準的である。

具体的にディッチの場合どの程度の流速があれば，活性汚泥が沈降しないかについては古くは 45～60 cm/sec⁴⁾と言われてきたが，最近では 25～35 cm/sec とかなり遅い値となってきた。特にことわりはないがこれらは水路の平均流速と思われる。部分的にどの程度の流速が確保されれば汚泥の沈降を防ぐことができるかについての実態調査を次に示すこととする。

(2) 局所流速に関する検討

調査を行ったディッチは水深 1.15 m，水路幅 7 m，容積 1,200 m³，隔壁で水路を仕切る方式であり，長さ 4.5 m の横軸型機械式曝気装置が 2 台設置されている。またディッチ内には，別の試験目的で固着性微生物用の接触材（合成樹脂板を流れと垂直に底面上 10 cm 程度まで浸漬されたもの）が 4 か所に設置しており，一方のコナ部には整流を目的としたコーナーガイドが試験的に設けられている。調査時の MLSS は 3172 mg/ℓ，本処理場には最初沈殿池はなく，調査前の台風の影響でかなりの土粒子がディッチ内に流入したことが，試験的にディッチ内に硫酸バンドを添加していること等の影響で，汚泥は非常に沈降し易い性質を有している。

調査はディッチ内の 14 か所で採泥管を用いて堆積物の厚さを測定するとともに，底部（堆積物がある場合にはその直上）の流速を電磁流速計を用いて測定したものである。図-4 にその結果を示した。平均流速は障害物のない直線部である No 9 地点の 26 cm/sec 程度であり，もちろん堆積物はない。堆積が生じているのは No 3・4，No 12，No 13・14 の地点であるが，嫌気的な汚泥の堆積が生じているのは No 13，14 地点のみである（当ディッチは調査の 1 年 2 カ月前に池内の清掃を行っている）。ディッチ内の流速は 0 から 40 cm/sec まで分散しているが No 12 を除くと，6 cm/sec 以上の流速が確保されている場合には汚泥の沈降は生じていない。No 12 は瞬間的には 30 cm/sec 以上の流速が記録されるが，流れの急縮部に当たるため渦流が発生し，若干の汚泥の堆積が見られた。No 13，14 はコーナー流の死角に当たるため，硫化水素臭を発する黒変した汚泥が多量に堆積している。一方，コーナーガイドを設置してある所では No 13 に相当する No 7 地点にても 40 cm/sec の大きな流速が得られており，このような形状のディッチは，コーナーガイドの設置が必要であることを示している。

以上よりディッチ内の局所流速は設計上の精度を考慮して 10 cm/sec 以上あり，渦流の生じない構造とすれば，汚泥の堆積は通常は起こらないと考えられる。

(3) 汚泥の巻き上げ流速に関する問題

ディッチの運転方法として間欠曝気を行ったり，曝気強度を流入負荷に合わせて変更できるシステムとする場合には，一時的に汚泥が沈降し，それを再度巻き上げる必要がある。

標準活性汚泥法では汚泥巻き上げの限界流速は 4 cm/sec 以下であるが，オキシデーションディッ

チ法では、最初沈殿池が設置されず、汚泥の好気性硝化も進行しているため、粒径・比重とも大きいものと考えられこの限界流速も大きな値となるであろう。

また、沈積した汚泥量が増えた場合には自由な水流の起きる断面積も変化するであろうし、圧密の程度が異なれば、限界流速も当然異なった値となる。

このため、通常考えられる最悪の条件にて汚泥の巻き上げ実験を行い、設計時に考慮すべき最低流速を求めることとした。

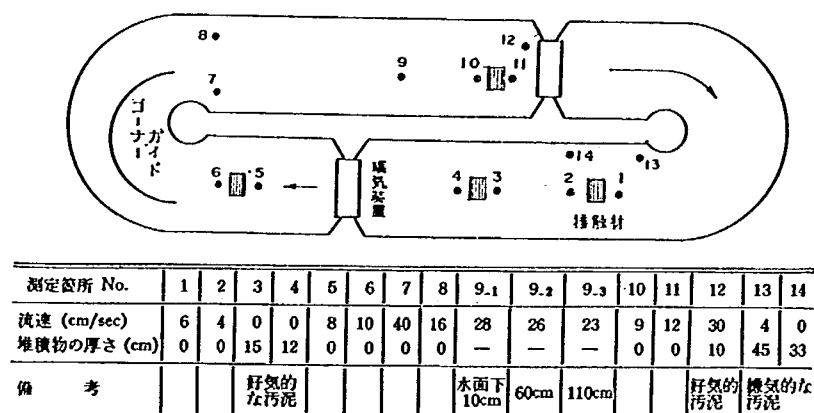


図-4 ディッチ内の流速と汚泥堆積の状況

再浮上実験時活性汚泥の性状はMLSSは7,000mg/ℓと、非常に高濃度であり、6時間沈殿後に巻き上げを開始した。

汚泥界面の検出は超音波式汚泥濃度計を用い、流速の測定は電磁流速計によりx, y, z, 三成分の流速を一分間記録し、その平均値を合成して求めた。

実験結果の一例を示したのが図-5であり、A-A'断面における曝気開始後の汚泥界面の変化と、全断面で自由な水流が確保されているとした場合の流速分布を示している。A'側の流速は表面を除いて10 cm/sec以下であり曝気開始より90分経過しても汚泥の巻き上げはほとんど生じなかった。これに対してA側は底部でも19 cm/secの流速があり、30分後ではあまり巻き上げは生じないが、60分後には完全に沈積汚泥は0になっている。これは一度流れが停止した後、再び定常的な流れを生じさせるためには60分間程度の時間を要することを示しているものと思われる。中央部については10 cm/secの流速で巻き上げが生じているが、まだ不十分である。

以上より、汚泥の巻き上げに対しては20 cm/sec程度の局所流速が確保できれば安全で言えよう。但し、ディッチの場合それが必要条件であるとは言えず、多少の汚泥の沈積は処理性等にはほとんど影響を与えないため部分的には10 cm/sec程度の流速であっても問題はないと考えられる。

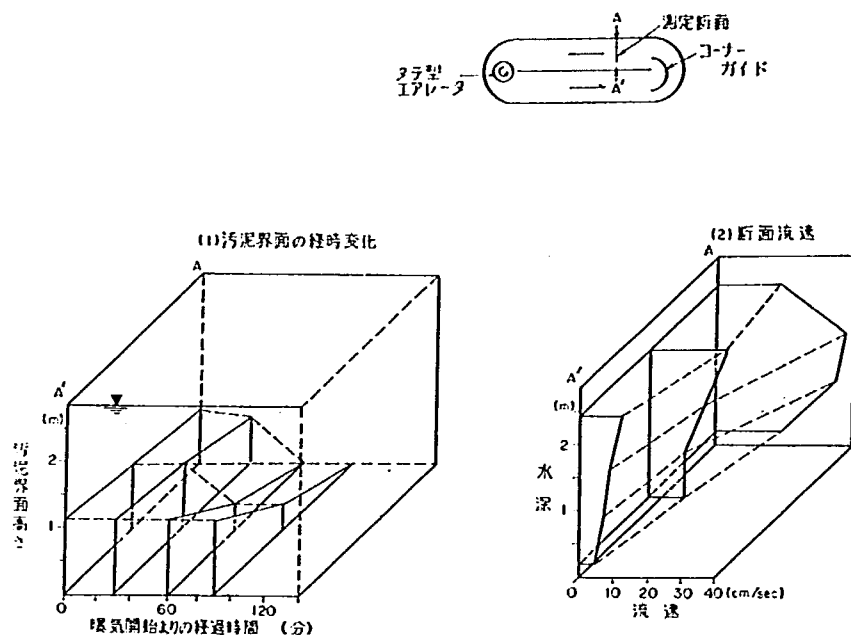


図-5 汚泥巻き上げ実験

5) ま と め

①従来の必要酸素供給量を求める手法を用いると、オキシデーションディッチ法の場合過大な供給量を与える可能性が高い。今回の回分式ディッチのパイロットプラント実験によると、除去BOD量 1 kg 当たり、1 kg の酸素を供給すれば十分であった。

②従来、ディッチ内の平均流速は 30 cm/sec と言われていたが、局所的には 10 cm/sec 程度の流速が確保されれば汚泥の堆積は生じない。

③一度沈殿し、圧密された汚泥を再び巻き上げるためには 20 cm/sec 程度の流速が確保されなければならないが、実用上は 10 cm/sec 程度でも問題は生じないであろう。

1.2 長時間曝気法

1) 概 要

本法は活性汚泥法と同じ処理工程であるが、下水を長時間 (16 ~ 24 時間) エアレーションタンク内に滞流させることにより、BOD-SS 負荷を低くしてタンク内の活性汚泥をできるだけ栄養不足の状態に保ち、余剰汚泥量の生成を極力少なくしようという方式である。長時間滞流のため、負荷変動に強いといわれており、小規模の処理場に採用されている例が多い。

2) 調査対象施設及び調査方法

長時間曝気法の詳細な実態調査がないため、本実態調査は既設の長時間曝気法を採用している処理

場において汚泥発生量、処理の安定性、管理上の問題点等を解明すべく実施したものであり夏季と冬季にそれぞれ数日間精密調査を行ったものである。

調査対象施設の概要を表-4に示す。本処理場は団地下水を主に受け入れている分流式の下水処理場であり、晴天時流入水量は冬季 3,000 m³/日、夏季 4,000 m³/日程度である。これはエアレーション時間に換算して 13~18 時間に相当し、長時間曝気法と考えられる。

表-4 施設の概要

計画処理人口	22,000 人
計画流入下水量	5,500 m ³ /日
平均流入下水量	4,114 m ³ /日
計画エアレーション時間	10 時間
計画 BOD-SS 負荷	0.19
計画最終沈殿池水面積負荷	27 m ³ /m ² ・日

調査期間中図-6に示すフローシートの(1)~(13)の地点で数日間連続して採水を行うとともに、①~⑩で測定した流量をもとにコンポジットサンプルを作成した。水質分析は BOD, COD, リン, 窒素関係については、溶解性と Total について行い、その他に SS, VSS, n-ヘキササン抽出物についても行った。また、最終沈殿池での汚泥界面高の調査を 1 日 4 回、のべ 4 日間行い、流入水量との関係を求め、更に図-7に示す曝気槽内 4 地点で DO, 活性汚泥呼吸速度の連続測定を行った。

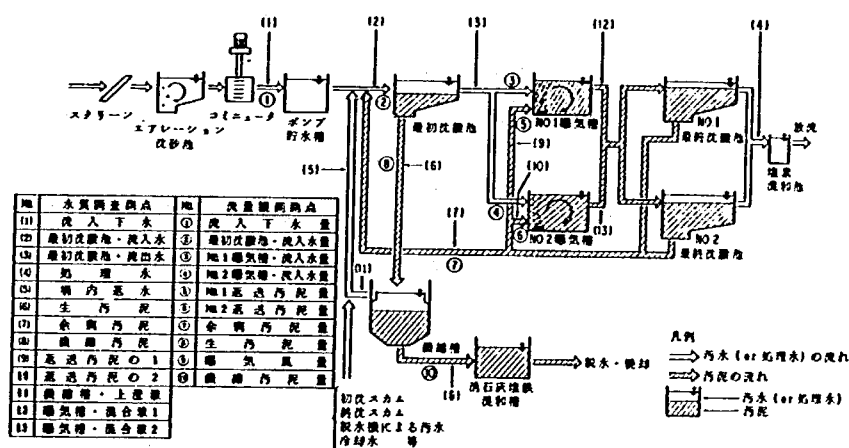


図-6 フローシート及び調査箇所

3) 物質収支調査結果

本処理場の流入水質はコンポジットサンプルの BOD で夏季 235 mg/ℓ, 冬季 338 mg/ℓ であり、我が国の下水道としてはかなり高濃度であるが、その除去率はそれぞれ 98.6%, 94.1% と良好な処理

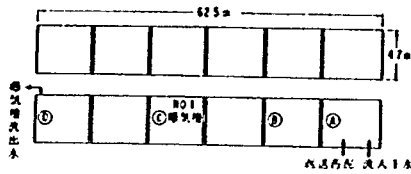


図-7 曝気槽内DO,呼吸速度の測定点

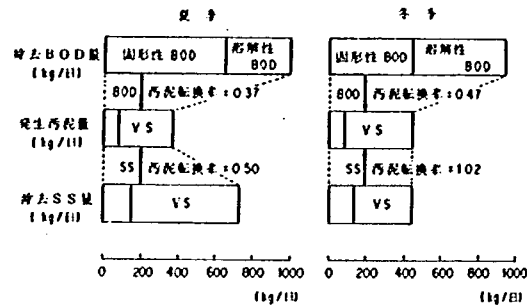


図-8 除去BOD・SS量と発生汚泥量との比較

成績を挙げている。

固形物の収支、及びBODの汚泥転換率は図-8に示すとおりであり、BOD汚泥転換は夏季0.37、冬季0.47であり、またSSの転換率もそれぞれ0.50、1.02と夏季には一応好気性消化の効果がみられるが冬季においては、標準活性汚泥法の汚泥転換率と同様の値であった。低水温下で十分な好気性消化を起こすためには、やはり18時間のエアレーション時間(SRT 12日間)では不十分であると言えよう。

窒素の収支を図-9に示した。本処理場では冬季においてもアンモニア性窒素($\text{NH}_4\text{-N}$)はほぼ完全に硝化されているが、全窒素の除去率は夏季30%、冬季29%であり、それらのほとんどは引き抜き汚泥として系外に抜き出されたものであり生物的脱窒は起こってはいなかった。

リンについては、夏季・冬季の除去率はそれぞれ39%、25%であり、この差は流入水中の固形性リンの割合が夏季に高かったことに由来するものと思われる。n-ヘキサン抽出物は処理水中にほとんど流出せず濃縮汚泥として引き抜かれるか、または曝気槽内で分解される。夏季には分解による消失分は94%(100 kg/日)にのぼるが、冬季には68%(55.5 kg/日)に減少する。このため活性汚泥中のn-ヘキサン抽出物含有率は夏季0.89%に対し冬季には2.36%にのぼる。

4) 曝気に関する調査

長時間曝気法では過曝気による汚泥の解体やpHの低下が起こる危険が常に存在し、安定した処理成績を挙げるためには送気量の調整が必要である。

本処理場の場合、夏季の送気量 $30,800 \text{ Nm}^3/\text{日}$ (送気倍率7.7) に対して冬季に $39,000 \text{ Nm}^3/\text{日}$ (送気倍率13) に調整されている。

図-10は活性汚泥1g当たりの酸素消費速度を曝気槽内の4測点で測定したものであり、9時と

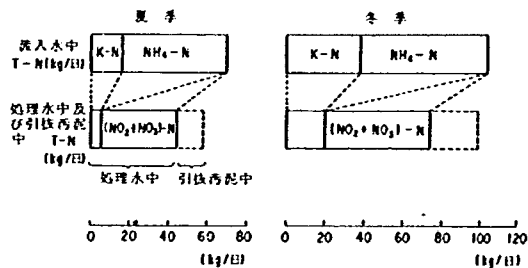


図-9 窒素の収支

14時に調査期間中毎日測定した値の平均値である。これらによると、流入口近くの最も消費速度の高い所では、夏季も冬季もほぼ同じ値を示しており、この位置での必要酸素量は変わらないといえよう。夏季と冬季の相異は14時の観測結果に大きく示されている。冬季では曝気槽内を流下するに従って呼吸速度は漸減するが、夏季は流入部よりやや低いレベルで一定の値をとることになる。これは水温の影響により、活性汚泥の内生呼吸速度がかなり高くなるためであると思われる。夏季の9時の結果で曝気槽流出部（D点）にて冬季と同じ程度に呼吸速度が低下しているのは、夜間の流入BODが低濃度の時に、曝気槽に流入した活性汚泥が、槽内を流下しつつD点まで達した結果である。

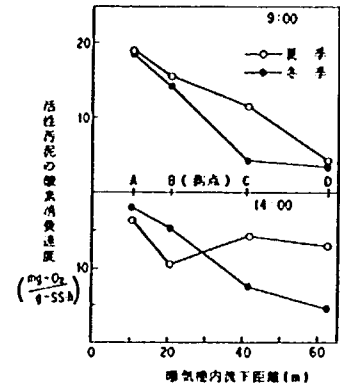


図-10 活性汚泥呼吸速度

5) 最終沈殿池の汚泥界面高調査

最終沈殿池にあらかじめ設定した15地点において超音波式汚泥濃度計を用いて汚泥界面高を測定する調査を、夏季・冬季それぞれ2日間ずつ、8時、11時、14時、17時の1日4回行った。汚泥界面高は返送汚泥量と流入下水量によって変化する。返送汚泥量を一定とした場合、夜間等流入水量が少ない時、最終沈殿池に流入する汚泥量に対して返送汚泥量が相対的に大きな割合を占めることとなり、汚泥界面高は低くなる。このため流入下水量の増減に合わせて返送汚泥量を調整すれば汚泥界面高の変動を小さくすることができる。図-11は返送汚泥量を一定とした場合（冬季）、及び汚泥界面高が高くなる10時～16時の間の返送汚泥量を

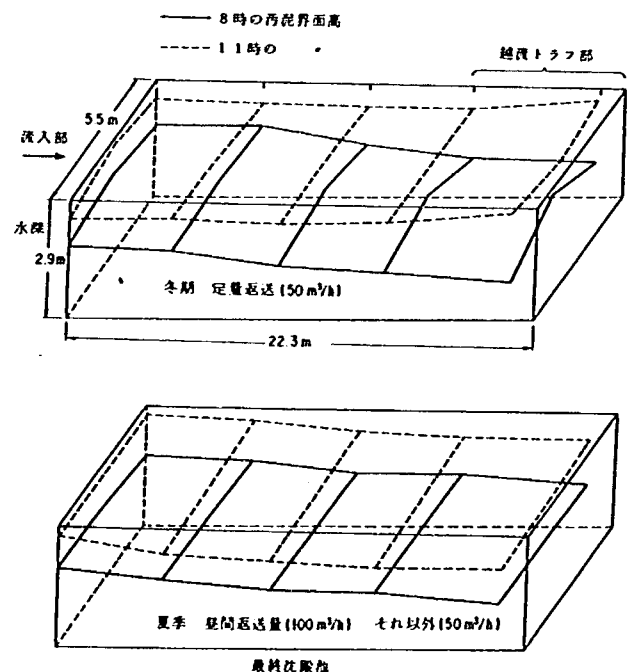


図-11 返送汚泥量と最終沈殿池汚泥界面高

通常（50 m³/h）の2倍とした場合（夏季）の8時と11時における汚泥界面高を示している。本処理場の流入水量のピークは9時から10時の間に出現し、8時は比較的流入水量が少ないのであるが、いずれの場合も沈殿池内にはすでにかんりの汚泥が滞留している。定量返送の場合、11時の汚泥界面高は水面下10～60cmにまで上昇しており、特に越流トラフ部では汚泥が越流する危険があった。

このような状態は14時まで継続している。これに対して返送汚泥の調整を行った例(夏季)では、汚泥界面高の上昇はそれ程危険な水準ではなく、14時には図の8時のレベル以下に汚泥界面高は落ち付いていた。

6) ま と め

①エアレーション時間18時間、SRT 12日程度の滞留時間では余剰汚泥の発生量は標準法とほとんど変わらなく、嫌気性消化等の汚泥の安定化も検討しなくてはならない場合がある。

②夏季と冬季の送気量は同じで良いが、過曝気の防止のため曝気槽後半分の送気量を冬期に削減することも検討する必要がある。

③最終沈殿池の汚泥界面高は、流入水量の時間変動に対して敏感に応答するため、十分な水面積負荷、汚泥貯留能力を最終沈殿池に与えなくてはならない。また、返送汚泥量を制御することは汚泥管理上有効な方法である。

④硝化が起きることは避けられないため、アルカリ度の確保、最終沈殿池での汚泥の浮上等の対策として脱窒工程を組み込めるようにすべきであろう。

1.3 下水の嫌気性処理

1) 概 要

小規模処理施設の各種処理方法の中で嫌気性処理プロセスを組み込んだシステムがある。この方法は、前段で嫌気性処理を行いある程度の負荷の軽減を行った後、後段の好気プロセスで処理をするもので、発生汚泥量の減少、維持管理の省力化、省エネ化の可能性を持つと考えられている。

米国では実績があるが我が国ではまだその評価が定まらず、勿論下水処理に対する実績がない。したがって下水処理に対し適応の可能性を探るために室内実験による基礎的調査を実施した。

2) 嫌気性処理に関する基礎実験

本法を下水処理に採用する場合、嫌気性処理法のみでは、高級処理に相当する処理水質を得ることが困難であり、後段に好気性処理法を組み込んだ形を取ることが予想される。そのためには、嫌気性処理法だけでなく、好気性処理法も

も念頭においた下水処理システムとしてとらえてはならない。今回は図-12に示した下水処理システムを想定して調査を進めることとした。

本システムの成否は1段目の嫌気性処理法に掛かっている訳であるが、その開発条件は2段目の好気性処理

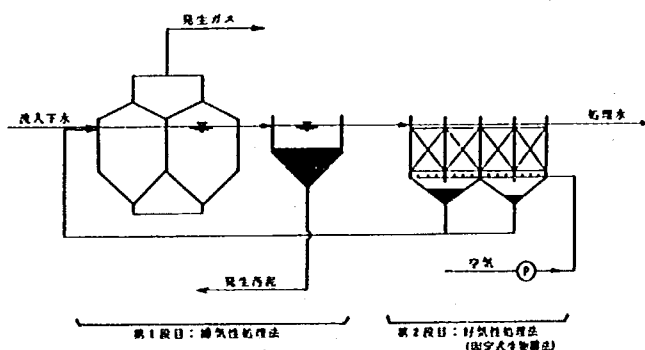


図-12 嫌気性処理法を適用した下水処理システム

での受け入れ水質により左右される。二段目の好気性処理法の条件として、エネルギー消費量が従来法よりも大幅に少ないこと、汚泥の発生量が殆んどないこと、維持管理を殆んど必要としないこと等が満足されるものであることとし、そこでの処理方式を、広範囲の食物連鎖が期待でき、低濃度の下水処理に適していること、また、攪拌のためのエネルギーが不要なこと等から固定式の生物膜法とした。そのためには1段目の嫌気性処理法での処理水中の有機物濃度を可能な限り低く抑さえなければならない。本調査では、当面の開発目標として、嫌気性処理法における処理水質をBOD30~50 mg/ℓとした。

本実験は、嫌気性処理に対する攪拌の影響と関与する生物量の影響、メタン生成過程における揮発性有機酸濃度の影響等について調査したものである。

表-5の実験条件のもとで、図-13の培養器を用い20℃の恒温室内においてパッチ方式により実施した。本実験に供した下水はT住宅団地終末処理場における最初沈殿池流入水の最も濃い時間帯のものであり、嫌気性消化汚泥はM市下水処理場における嫌気性消化汚泥(消化温度36℃、消化日数34日)を遠心分離機により蒸留水で3回洗浄したものである。

3) 実験結果

(1) 攪拌の影響について

攪拌に関する実験でのSS、VSSと溶解性BODの経時変化を図-14と15に示した。図-14によると、攪拌による影響は窒素ガス攪拌中には攪拌間隔が最も長いEがSS、VSSの減少率が最も高く、良好な状態にあるが、器内ガスを循環して攪拌するようにしてからは、その差はほとんどなくなっている。

図-15によると、窒素ガス攪拌時には、攪拌間隔の短いものほどpHが上昇し易い傾向を示すが、器内ガス攪拌時にはpH7前後に収束している。

窒素ガス攪拌中の結果については、窒素ガスによる炭酸ガスの追出し及びそれによるpHの上昇が

表-5 実験条件

実験名	実験条件					
	項目 \ ケース	A	B	C	D	E
(1) 攪拌の影響 に関する 実験	培養液*	0033				
	攪拌時間 (min)	30 : N ₂ および器内ガスによる循環攪拌				
	攪拌間隔 (hr)	10	30	75	15	54
(2) 生物量の影響 に関する 実験	培養液*	0033	0030	245	523	—
	攪拌時間 (min)	0.5 : 器内ガスによる循環攪拌				
	攪拌間隔 (hr)	10				
(3) 揮発性有機酸濃度 の影響 に関する 実験	培養液*	243				
	攪拌時間 (min)	0.5 : 器内ガスによる循環攪拌				
	攪拌間隔 (hr)	10				
	底層 (mg/l)	0	200	500	1000	—

* 菌液消化処理ノット水 (g/l)

* 嫌気性消化汚泥(日数34日)

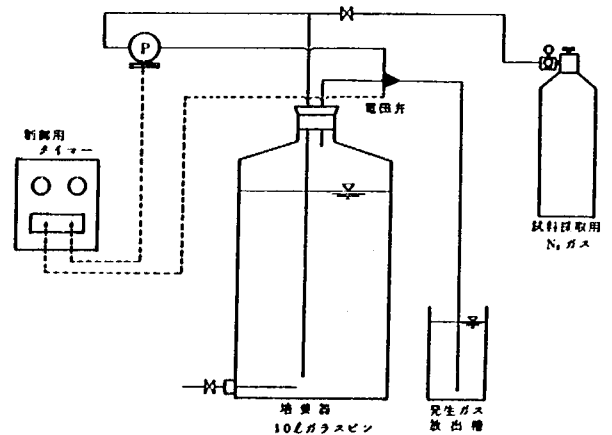


図-13 実験に供した培養器

影響しているものと思われる。特に SS の減少に関しては、遠藤⁵⁾が報告した汚泥の嫌気性消化における揮発性有機酸生成過程（汚泥の減少が最も著しい）の最適 pH が 4.5 附近と低いレベルに有るということからできるだけ、槽内の炭酸ガスを放出しないような撹拌方法をとることが望ましい。

(2) 生物量の影響について

図-16 と 17 は嫌気性処理に關与する生物量（嫌気性消化汚泥濃度）の影響を溶解性 BOD と全揮発性有機酸の経時変化でみたものである。これらの傾向から、嫌気性処理は關与する生物の保持操作により大きく左右されることがわかる。また、図-17 より揮発性有機酸は A、B といった生物量の少ないケースでも十分生成していることより、主にメタン生成過程に対してであり、揮発性有機酸生成過程に対しては殆んど認められないと考えられる。この結果は各過程で關与する生物相が異なることを表わしており、嫌気性処理に必要な生息量の概念からみた場合、揮発性有機酸生成過程に關与する生物相は流入下水中からの供給量、

あるいはそれらの世代時間等に関して満足できるものであるが、メタン生成過程に關与する生物相について流入下水中のみでは完全に不足し、また、世代時間も長くこれらの生物相を保持する操作が必要である。

(3) 揮発性有機酸濃度の影響について

メタン生成過程における揮発性有機酸濃度の影響をみたのが図-18 である。揮発性有機酸の減少傾向は初期濃度の違いによる影響を殆んど受けておらず、その減少速度も変わらないものである。一般的に、關与する生物の活性が低い、あるいは増殖速度が著しく遅い場合等は、見掛上の（ここでは基質摂取速度の測定による）活性に基質濃度依存性が現われにくいものである。従って、実用的には、關与する生物群の活性に基質濃度依存性がないとすれば、活性の不足を生息量で補う方策を採らなけ

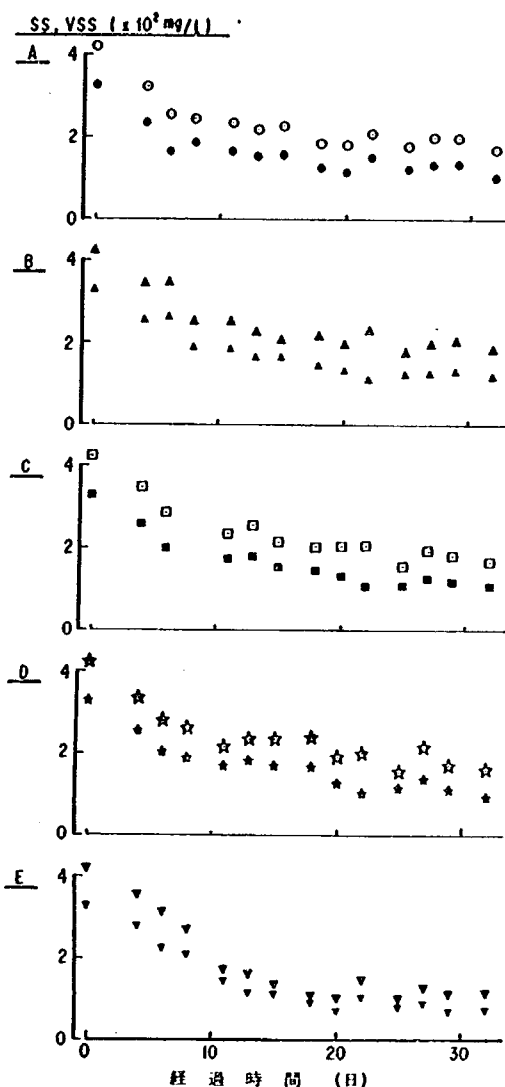


図-14 ケース I における SS と VSS の経時変化

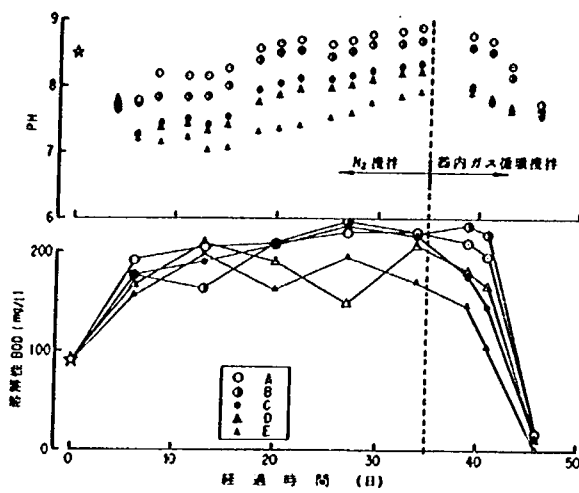


図-15 ケースⅠにおける pH と溶解性 BOD の経時変化

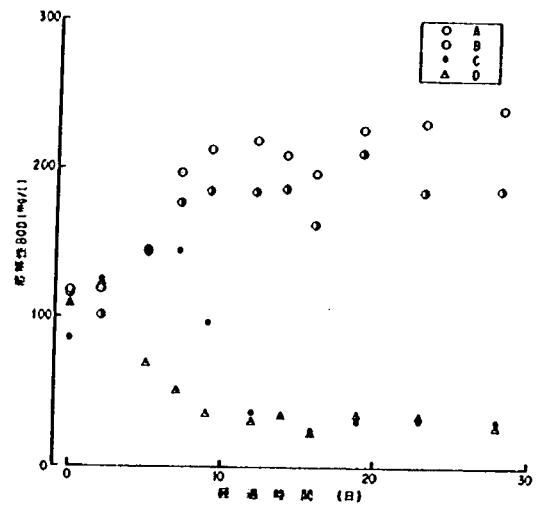


図-16 ケースⅡにおける溶解性 BOD の経時変化

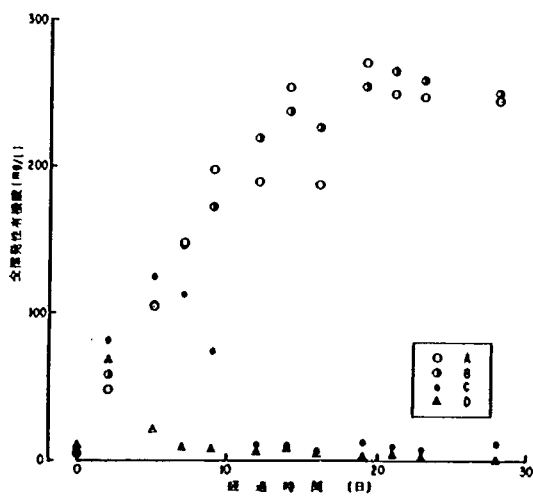


図-17 ケースⅡにおける全揮発性有機酸の経時変化

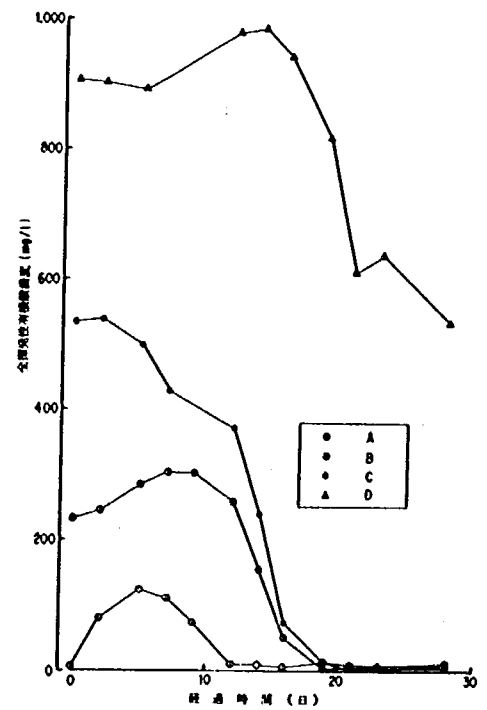


図-18 ケースⅢにおける全揮発性有機酸の経時変化

ればならない。

他に、本実験を通じて得られた結果として、汚泥発生量の大幅な軽減化の可能性と窒素、磷の除去対象量の増加が挙げられる。汚泥発生量に関しては、図-19の現象からも分かるように、下水中の大部分のSS成分は揮発性有機酸生成過程でスムーズな分解を受け可溶化減少することにより、最終的な発生量としては流入SS量の30%前後は保障できるであろう。一方、窒素と磷については実験における経時変化の一例を図-25に示し

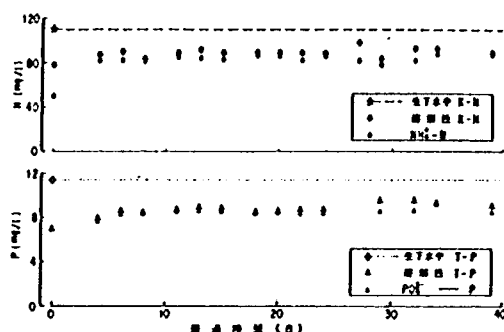


図-19 嫌気性処理過程における溶解性の窒素と磷の経時変化の一例

た。下水中の窒素及び磷に占める NH_4^+ や PO_4^{3-} の放出が起こり、その存在量は流入時点の K-N や T-P にせまるものとなる。 NH_4^+ や PO_4^{3-} の存在量はメタン生成過程に移行しても殆んど変わらず、結果的に、下水を嫌気性処理することにより窒素や磷の除去対象量を増加せしめたことになる。

4) 今後の課題

本実験から、少ないエネルギー消費量のもとで、開発の目安として処理水の BOD 30 mg/l のクリアの可能性と汚泥発生量の大幅な減少が期待できること等が示唆されたことにより、嫌気性処理は下水処理への適用が可能と思われる。一方、下水の嫌気性処理法に関しては、反応槽内の攪拌操作に留意する必要はなく(デッドスペース解消については別である。)、処理効率の向上化はメタン生成過程に左右され、そこで関与している生物群の増殖速度が遅いことから、それらの生息量を多く保持できるか否かに掛っていることが示された。また、嫌気性処理過程では窒素や磷は全くといって良い程除去されず、かえって除去対象量が増加することから、下水処理システムへの適用に際し、大きな課題を残したと言える。今後は実下水を使ってさらに調査を進めるとともに操作が簡単で、しかも窒素 リンが除去しやすいような方法を探究していく必要がある。

2. 下水処理における窒素・リン除去技術

2.1 窒素・リンの除去法とその特徴

下水処理における窒素あるいはリンを対象とした個別の除去技術については、すでに多くのものが開発されている。

2.1.1 窒素除去

下水中に含まれる窒素の除去技術は、物理化学的な手法と生物学的な手法とに大別することができる。これまで調査・検討が行われてきた物理化学的手法のうち、主な手法と考えられるアンモニア・ストリッピング、不連続点塩素処理、選択的イオン交換について表-6にそれぞれの概要、長所、間

表-6 物理化学的窒素除去方法の比較

処理法	物理対象物	反応式	処理材・薬品	制御及び影響因子	長 所	問 題 点	備 考
生物学的的手法	A 硝化 Org-N NH ₃ -N	(1) Org-N+微生物→NH ₃ (2) 2NH ₃ +3O ₂ →微生物 2NO ₂ +4H ⁺ +2H ₂ O (3) 2NO ₂ +O ₂ →微生物2NO ₃	(1) PH 調整 用アルカリ 剤	(1) 硝化菌数, (2) 水温 (3) 反応タンク内の DO (4) pH (5) 基質濃度(負荷)	(1) 既設処理施設の有効利用 がはかれる。 (2) 薬品の添加が必要としな いでかなりの除去が期待で きる。 (3) 要求水質に応じた弾力的 な運転が可能。 (4) T-Nとしての除去ができ るほか、脱窒工程をばよく ことでNH ₃ -Nの除去も行 える。 (5) 最終生成物は窒素ガスで ある。	(1) 終沈でスカムが発生するこ とがある。 (2) 環境条件の変化でプロセス が不安定となり易い。 (3) 特に水温による影響が大き く冬期に完全除去をはかるう とする場合、施設に余裕をも たせる必要がある。 (4) メタノールを用いる場合は 費用が高くなるほか、自動制 御が必要となる。	
	B 脱窒 NO ₂ NO ₃	(1) 2NO ₂ ⁻ +6H ⁺ →微生物 N ₂ +2H ₂ O+2OH ⁻ (2) 2NO ₃ ⁻ +10H ⁺ →微生物 N ₂ +4H ₂ O+2OH ⁻	(1) メタノ ール等の水素 供与体	(1) 脱窒菌数 (2) 有機炭素源 (3) 水温 (4) pH (5) 反応タンク内の DO			
物理化学的手法	C アム トリ モニ ニア フ	(1) NH ₄ ⁺ +OH ⁻ →NH ₃ +H ₂ O	(1) PH 調整 用アルカリ 剤	(1) 流入水 pH (2) 水温 (3) 気温 (4) 気液比	(1) 石灰凝集沈殿との組合せ で、処理費が安価となる。 (2) 流入水アンモニア濃度が 除去率に影響しない。	(1) 水に再溶解し易い NH ₃ ガス として大気中に放散される。 (2) 低温時にストリップングタ ワー内が凍結し処理効率低下 をもたらすことがある。 (3) 石灰処理水を受けて処理す る場合ストリップングタワー 内に炭酸カルシウムが沈積し 処理効率低下をもたらすこ とがある。	(1) 選択的イオン交換 プロセスから発生す る再生廃液中のアン モニア除去法として の利用が検討されて いる。
	D 不連続点塩素処理	(1) 2NH ₄ ⁺ +3Cl ₂ → N ₂ +6HCl+2H ⁺ または 2NH ₄ ⁺ +3NaOCl →N ₂ +NaCl+H ₂ O	(1) 塩素ある いは次亜塩 素酸ソーダ (2) 遊離、お よび結合型 塩素除去用 活性炭	(1) 反応タンク内の pH (2) Cl ₂ /N の重量比 (3) 塩素と下水の接 触方法	(1) 最終生成物は窒素ガスで ある。 (2) 任意の NH ₃ -N 除去率の 設定が可能である。 (3) 殺菌できる。 (4) 水温の影響がきわめて小 さい。	(1) 設定 Cl ₂ /N を常時維持する ための自動制御が必須となる。 (2) 有機塩素化合物が生成され る。 (3) 塩素を大量に消費する。 (4) 処理水の塩濃度が高くなる。 (5) 活性炭処理によっても残留 塩素を完全に除去できないの で、還元剤の添加を必要とす る場合がある。	
	E 選択的イオン交換	(1) (Z-Na ⁺)+NH ₄ ⁺ N除去 (Z-NH ₄ ⁺)+Na ⁺ 再生 Z:-ゼオライト	(1) ゼオライ ト (2) 再生用Na 塩 (3) pH 調整 用アルカリ 剤	(1) 再生時期の決定 (2) ゼオライトの選 択 (3) 再生液中の Na 濃度及び pH (4) 流入水中のイ オン濃度	(1) 任意の処理水濃度を得る ことができる。 (2) 間欠運転が可能である。 (3) 水晶の影響がきわめて小 さい。 (4) 我が国には高品質の天然 ゼオライトが豊富に存在す る。	(1) 流入水中のイオン組成によ っては適用できない。 (2) 再生廃液中に高濃度の NH ₄ -N が含まれているため、こ の最終処分が行わなければな らない。 (3) NH ₄ -N 除去法、再生を繰り 返すパッチ運転となる。	(1) 再生廃液中のアン モニア除去法として、 電気分解によって窒 素ガスに分解する方 法とアンモニア・ス トリッピング後、そ の排ガスを硫酸で接 触させ硫酸アンモニ ウムとして回収する 方法が検討されて いる。

表-7 リン除去用薬品の比較(※表-8参照)

カチオン		適用できる方法※					種 類	反 応 式	添加量のきめ方	汚泥発生量	汚 泥 処 理	備 考
		a	b	c	d	e						
金 属 塩	Al	○	○	○		△	Al ₂ (SO ₄) ₃ NaAlO ₂ PAC	(1) $Al^{3+} + PO_4^{3-} \rightarrow AlPO_4$ AlPO ₄ の最小溶解度は pH5で約0.01mgP/ℓ (2) $2Al^{3+} + 6HCO_3^- \rightarrow$ $2Al(OH)_3 + 6CO_2$	流入水中の溶解性 全リン[(P-D)/n] と目標処理水濃度 から定まるAl/ (P-D)/nのモル 比に必要なAl量	4Al	(1) 濃縮性、脱水 性は2次処理汚 泥に比較して悪 い。 (2) 汚泥からAl, Pを回収する方 法は確立されて いない。	
	Fe	○	○	○		△	FeCl ₃ Fe ₂ (SO ₄) ₃ FeCl ₂ FeSO ₄	(1) $Fe^{3+} + PO_4^{3-} \rightarrow FePO_4$ FePO ₄ の最小溶解度は pH5で約0.1mgP/ℓ (2) $2Fe^{3+} + 6HCO_3^- \rightarrow$ $2Fe(OH)_3 + 6CO_2$	流入水中の溶解性 全リン[(P-D)/n] と目標処理水濃度 から定まるFe/ (P-D)/nのモル 比に必要なFe量	25Fe	(1) 濃縮性、脱水 性は2次処理汚 泥に比較して悪 い。 (2) 汚泥からAl, Pを回収する方 法は確立されて いない。	
Ca		○		○	○	○	Ca(OH) ₂ CaO	(1) $5Ca^{2+} + 7OH^- + 3H_2PO_4^-$ $\rightarrow Ca_5(OH)(PO_4)_3$ $+ 6H_2O$ Ca ₅ (OH)(PO ₄) ₃ の溶解 度はPH上昇とともに対 数的に減少する。 (2) $Ca^{2+} + OH^- + HCO_3^-$ $\rightarrow CaCO_3 + H_2O$	流入水中のアルカ リ度を中和し目標 処理水濃度を得る のに必要なpHま で上昇させる Ca(OH) ₂ 量	(1~1.5) Ca(OH) ₂	(1) 濃縮性、脱水 性が優れている。 (2) 汚泥から石灰 を回収する方法 が確立している。	(1) 国産資源が 豊富である。 (2) 処理水のpH が高いためア ンモニアスト リッピングと の組合せがで きる反面、pH 調整がいる。

表-8 リン除去方法の比較

記号	処理段階	フローシート 注)	長 所	問 題 点
a	1次処理		1) 有機物、浮遊物の除去率が向上し、2次処理への負荷を軽減できる。 2) 石灰を用いる場合にはアルカリ度が補給されるため、2次処理における硝化が促進される。 3) リン除去のための施設改造が最低となる。	1) 金属塩利用の場合には、最初沈殿池汚泥よりも脱水性が悪くなる。 2) 金属塩利用の場合には、処理水のpHが低下するため、2次処理における硝化が抑制される。硝化促進にはアルカリ剤の添加が必要となる。
b	2次処理		1) 有機物除去率が向上する。 2) リン除去のための施設改造が最低となる。 3) 安価な第1鉄塩が利用できる。	1) 最終沈殿池に、通常の設計値よりも余裕が必要である。 2) 硝化を行うにはアルカリ剤の添加が必要となる。 3) 活性汚泥には金属塩が影響を及ぼす。 4) 処理水が白濁することがある。
c	3次処理 凝集沈殿法		1) 処理水のリン濃度を最低に維持できる。 2) 汚泥中の不純物の割合が低いいため、凝集剤、リンの回収が図れる。とくに石灰はその手法が確立している。 3) 有機物の除去が行われている。 4) 2次処理に影響を及ぼさない。	1) 建設費、維持管理費が最大である。 2) 石灰を用いると後段でpH調整が必要となる。
d	汚泥処理		1) 薬品費が最低となる。	1) 建設費が比較的高い。

注) - 下水, PS:最初沈殿池, PT:凝集沈殿池
 ...汚泥, AT:エアレーションタンク, PS:リン放出タンク
 ▼凝集剤, FS:最終沈殿池

題点などを総括した。この表から明らかなように、いずれの方法も対象とする窒素成分の形態がアンモニア態に限定され、また多量の薬品を必要としたり、処理に伴って生成される物質（アンモニアガス、有機塩素化合物）による二次汚染の危険性など、実際の下水処理に適用するには多くの解決すべき問題点がある。これに対し、生物学的手法は原理的には全ての形態の窒素に対応でき、物理化学的手法に比して一般に経済的であることなどから、現在では下水への適応においても最も有望視されており、実際にいくつかの下水処理場では窒素除去を目的として、この生物学的手法による運転が試みられている。

生物学の窒素除去法は下水中の NH_4^+ および有機物分解から生じた NH_4^+ を好気性菌である硝化菌（亜硝酸菌および硝酸菌）により硝化し、次にこれらを通性嫌気性菌である脱窒菌により窒素ガスに還元し除去する方法である。

したがって、本法は、有機物酸化菌、硝化菌、脱窒菌など生理的な機能の異なる微生物の働きによって成り立つ処理法であるため、それらの微生物の機能をもとにして、反応槽を有機物分解槽、硝化槽、脱窒槽からなる3段階の処理法等、数多くの変法が開発されてきている。

2.1.2 リン除去

下水中のリンの除去技術としては凝集沈殿法がほぼ確立されている。使用する凝集剤としてはAl、Feといった金属塩およびCaが一般的である。表-7にこれらのリン除去用薬品の特徴を、また凝集剤を用いたリン除去法の得失を表-8に示す。

また、新たなリン除去法として晶析反応を利用したリン除去法ならびに、リンを細胞内に蓄積する能力をもつ微生物を利用した生物脱リン法が注目を集めている。

2.2 窒素・リンの生物化学的同時除去技術

窒素、リンの同時除去技術は個々の除去技術の組合わせとしてとらえることができる。

2.2.1 凝集剤添加硝化脱窒法

1) 概要

本法は、窒素を生物学的硝化脱窒作用によって窒素ガスの形で系外に排除し、リンについては生物反応槽に添加した凝集剤によって化学的に固定し余剰汚泥とともに引き抜く方法である。凝集剤としては石灰および金属塩（Al、Fe）が使用されるが、その種類によって添加位置などを考慮する必要がある。図-20(a)に処理フローの一例を示す。

2) 調査結果

表-4は凝集剤として硫酸バンド土を用いた場合パイロットプラントでの処理結果である⁶⁾。硫酸バンド土添加と生物学的硝化脱窒法との併用法において最も大きな問題点のひとつは、硫酸バンド添加によって硝化反応に阻害作用が起こるかかどうかであるが、図-21に示された結果から判断して、添加濃度を段階的に上げていった場合（図中“○”）には $4\text{mg-Al}/\ell$ 以下では懸念されるような影響はない。

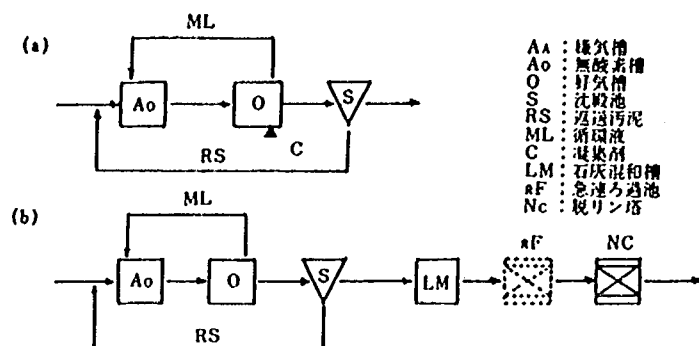


図-20 生物化学的窒素・リン同時除去法の処理フロー例

といえる。しかし、硫酸バン土添加当初から添加濃度を 4 mg-Al/l に設定して運転すると、図-21の“△”に見られるように硝化作用が抑制される危険性がある。こうしたことから、実際の運転に当たっては硝化菌等にショックとならないように添加濃度を設定値まで徐々に上げていくといった配慮が求められる。また、表-9から添加濃度によって処理水SS濃度が高くなることがあり、これに伴ってT-P、CODなどの水質項目に影響の出ることがわかる。その対策として急速ろ過池の付設が有効であると考えられるが、これまでの調査では本法の処理水のろ過性は標準活性汚泥法に比較してすぐれていることが確認されている。さらに、生物反応槽への硫酸バン土の添加は、アルカリ度消費という点で硝化反応と競合関係にあり、実用化に際してその定量的な関係を把握しておくことも重要な検討事項である。ここでの調査結果によると添加Al濃度の約5.5倍に相当する量のアルカリ度が消費され、流入水質、添加Al濃度、硝化脱窒反応の進行の程度によってはアルカリ度が不足し緩衝能がなくなるためにpHが低下するような事態の生じうることが示唆される。

一方、凝集剤の添加は必然的に汚泥発生量の増加をきたすが、本法の場合にはAl濃度の約5.5倍に相当する量の汚泥が余分に生成されることが推定される(図-22)。また、生成される汚泥の性状面では、濃縮性、脱水性に幾分問題があるものの、嫌気性消化に伴うガス発生量を見る限りAlの阻

表-9 バン土添加硝化脱窒法による処理成績⁶⁾

運 転 条 件							水 質 分 析							
	Al Dosage (mg-Al/l)	MLSS (mg/l)	BOD-SSL (kg/kg/d)	SRT (d)	Temp ($^{\circ}\text{C}$)	SVI (ml/g)	BOD ₅	COD _{Mn}	SS	K-N	NH ₄ -N	NO ₃ -N	T+P	Alkalinity
Q=300 m^3/d DT=8hrs (A ₀ :0-2:6) r ₁ -50% r ₂ -200%	0	2220	0.073	10	25.1	108	525 9.3	523 194	60.1 396	173 005	127 00	- 5.6	257 249	118 48
	2	1960	0.084	9	25.9	94	546 104	412 221	57.4 555	145 282	112 0.2	- 64	207 1.43	104 29
	4	2910	0.064	13	25.7	91	575 82	452 176	558 333	17.7 247	145 0.6	- 4.4	267 1.45	123 42
	6	3350	0.071	12	21.0	101	810 7.5	549 124	457 150	242 230	137 1.7	- 5.1	311 0.52	133 24

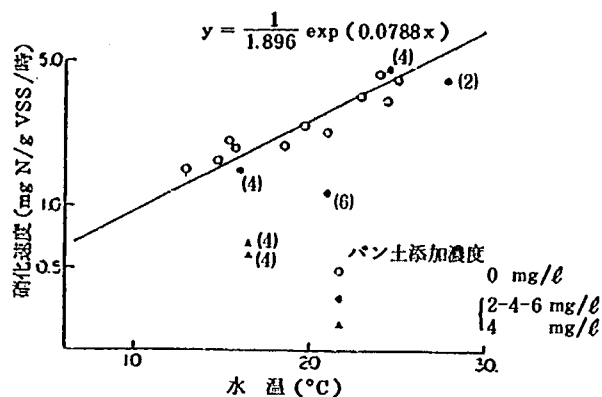


図-21 硝化速度と水温との関係⁶⁾

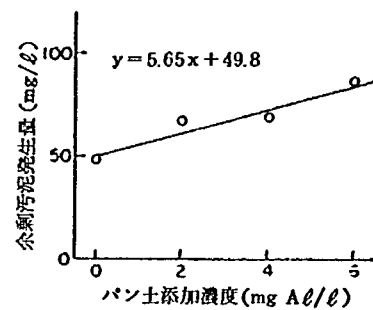


図-22 Al添加濃度と汚泥発生量との関係⁶⁾

害作用は認められず、消化による汚泥からのリンの溶出も問題となる程ではなくリンは安定した形で汚泥中に存在することが確認されている。

以上のように、汚泥処理に関しては検討の余地があるが、既存施設の活用面からは比較的軽微な改造・増設で済み、安定した処理水質を期待できるなど極めて有利な同時除去技術のひとつに位置付けることができよう。

2.2.2 生物学的硝化脱窒法と晶析脱リン法との組合わせ

1) 概 要

晶析脱リン法は、リンを含んだ原水（通常は二次処理水）のカルシウム濃度およびpHを調整し、ヒドロキシアパタイト $\text{Ca}_5(\text{OH})(\text{PO}_4)_3$ を主成分とする種晶（リン鉱石あるいは骨炭）上に同質のアパタイトを晶析させてリンを除去する方法である。調整薬剤としては石灰を用いることが多いが、 CaCl_2 と NaOH の併用、石膏の利用も検討されている。晶析脱リン法は、石灰凝集沈殿法に比較して、①所要薬品量が少なくてすむ。②晶析反応を利用するので汚泥発生量が僅少である。③施設面積が小さくてよい。などの特徴を有している。そのため、画期的なリン除去法として脚光を浴び、その下水処理への適用性についての検討が重ねられてきたが、これまで得られた結果から判断して、単なる脱リン操作だけでは高率のリン除去効率を安定して、しかも継続的に確保することは難しいようである⁷⁾。

その原因として、①本質的に厳密な条件設定を要するが、量的質的変動の比較的大きい下水の処理に当たってはその要件を必ずしも充足しがたいこと。②下水中に含まれている種々の共存イオンによる晶析反応に対する阻害作用。③現在試みられている処理実験に用いられている施設の構造上の問題などが考えられている。これらのなかで本法の処理に最も大きな影響を及ぼすものとして流入原水中の炭酸物質（あるいはM-アルカリ度）が指摘されており、実際、前処理操作として脱炭酸工程（および砂ろ過工程）を組み込むことによって長期間に亘りすぐれたリン除去性能を維持できるといわれて

いる。

晶析反応に大きな影響を及ぼすとされる流入原水のアルカリ度を低く保つ今ひとつの方法は、生物学的硝化脱窒法との組合わせである（図-20(b)）。流入水質、運転条件等により変わらうが、たとえば、流入T-N濃度20-30 mg-N/ℓ、窒素除去率60%のときの生物学的硝化脱窒法の処理水アルカリ度は、同じ下水を標準活性汚泥法で処理した場合に比較して、60-80 mg/ℓ 程度低くなることを示されている。

2) 調査結果

表-10は晶析脱リン法と生物学的硝化脱窒法とを組合わせた場合の処理結果である⁸⁾。この結果を見る限りでは流入原水（生物処理水）の低アルカリ度の効果は処理成績に反映されておらず、晶析反応速度定数の比較からも明確な関係は認められない（図-23）。

表-10 生物学的硝化脱窒法と晶析脱リン法との組合わせ⁸⁾

運 転 条 件										水 質 分 析 (生物処理水/脱リン処理水)									
生物学的硝化脱窒法					晶析脱リン法														
	MLSS (mg/ℓ)	BOD-SSL (kg/kg/d)	SRT (d)	SVI (ml/g)	Q (m ³ /d)	SV (L/hr)	設定 pH	Temp (℃)		pH	BOD ₅	SS	T-N	T-P	M-Alkali	Ca			
Q-300m ³ /d DT-8hrs (A ₀ :0-2:6) r ₁ -150% r ₂ -0	4080	0.073	13	221	90	2	90	191		7.1 85	131 —	22.1 24	8.9 —	268 1.34	54.7 812	275 377	得品：リン藍石 脱リン塔：上向流 洗浄：1回/2日 (46時間運転) 洗浄用水： 脱リン処理水		
	2490	0.093	11	149			92	230		72 90	85 —	198 1.1	9.1 —	224 103	51.9 739	250 332			
	2220	0.073	10	108			91	244		7.1 93	93 —	37.1 0.6	8.7 —	235 0.48	64.1 926	244 481			

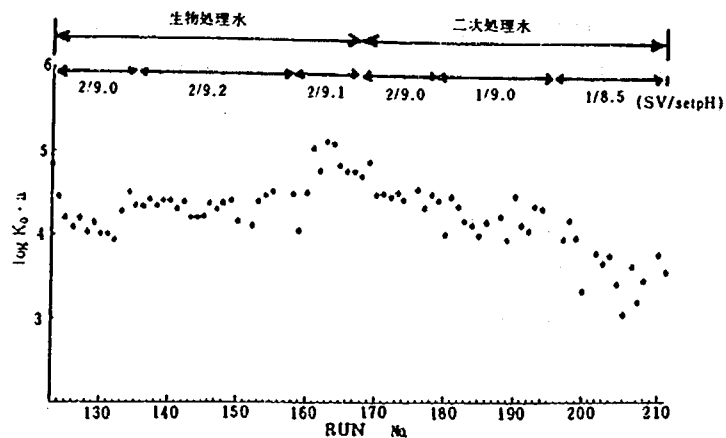


図-23 晶析反応速度定数の変化⁸⁾

晶析脱リン法においてアルカリ度を低レベルに保つことの意義は、炭酸カルシウム生成反応と晶析反応との競合、生成した炭酸カルシウムによる種晶材表面の被覆に伴う反応活性表面の減少を抑制する点にあるが、現在のところ、アルカリ度の影響についての定量的な関係は必ずしも明確にされてい

ない。また、石灰を用いる方法では、低アルカリ度時の所要石灰添加量が少なくすむ反面、供給されるカルシウム濃度が相対的に低くなるために晶析反応速度が小さくなる可能性がある。したがって、生物学的硝化脱窒法と晶析脱リン法との組合わせの下水処理への適用可能性については、晶析脱リン法の処理機構に関する今後の調査・研究に負うところが大きい。

2.3 窒素・リンの生物学的同時除去技術

1) 概 要

生物学的窒素・リン同時除去技術は、文字どおり、窒素・リンともに生物学的作用を利用して除去する方式である。

生物学的作用によって下水中からリンを除去するには、窒素の場合とは異なり、何らかの形でリンを固形物相に移し、汚泥とともに系外に引き抜くしか方法がない。したがって、リンの除去率を高めるには引き抜き汚泥量を増大させるか、汚泥のリン含率を高める必要がある。標準活性汚泥法にあっては、リンは微生物の増殖に必要な量しか除去されず、汚泥のリン含率はせいぜい1～2%であることから高率の除去は望み得ない。しかし、活性汚泥が特殊な状況にさらされると必要量以上のリンを摂取するという現象は以前から観察されており、現在注目を集めている生物脱リン法はこうした活性汚泥によるリンの過剰摂取現象を応用したものである。

この過剰摂取現象については、当初、生物学的作用によるものであるとの仮説とカルシウム等との反応に起因する化学的作用とする仮説とが示されたが、現在のところ生物学的作用であると理解されている。

生物学的に窒素・リンの除去を行うにはBOD酸化、硝化、脱窒、脱リンの各反応に関与する微生物をうまくバランスをとりながら培養する必要があり、そのために種々の処理フローが提案・検討されている。代表的な処理フローを図-24に示す。

2) 調査結果

処理フロー(a)は、流入端に設けた嫌気槽(Anaerobic)において活性汚泥から放出させたリンを無酸素槽(Anoxic)および好気槽(Aerobic)で過剰摂取現象を利用して除去し、窒素除去は硝化液循環法で行うというものであり、A₂/O法として知られている。処理フロー(b)はPhoredox法と呼ばれており、施設的には窒素除去を目的としたBardenphoプロセスの前段に嫌気槽を設置したものとなっている。

生物学的窒素・リン同時除去技術としては、この2つの方式の調査研究が最も進んでおり、下水処理における実績も多い。表-11に処理成績の一例を示す。これらの結果から窒素・リンの両方をバランスよく除去することの困難さが伺われる。実施例(i)では、低水温期においても硝化が完全に進行し、60%以上の窒素除去が確保されているもののリンについては嫌気槽を組み込んだことの効果は見られていない。一方、実施例(ii)は、リンは80%前後除去されているが、反面、窒素除去はあまり

うまくいっておらず、低水温期には硝化活性が低下することもある傾向はより顕著になる。

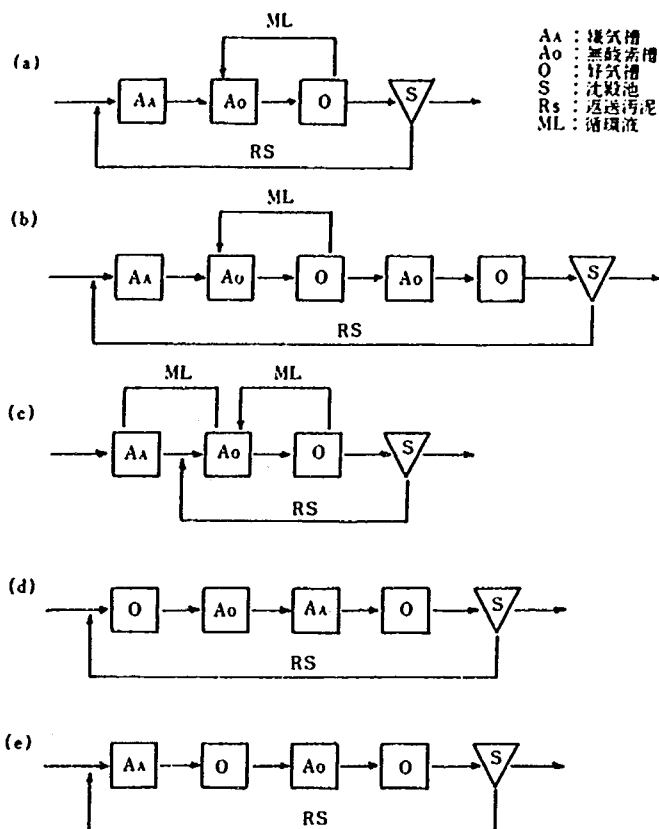


図-24 生物学的窒素・リン同時除去法の処理フロー例

表-11 生物学的同時除去法による処理成績例

処理方式	実施箇所	運転条件								水質分析							
		Q (m ³ /d)	D.T. (hr)	r (%)	MLSS (mg/l)	BOD-SSL (kg/kg/d)	SRT (d)	Temp (°C)	SVI (ml/g)	BOD ₅	COD _{Mn}	SS	K-N	NH ₄ -N	NO ₃ -N	T-P	Alkalinity
(9)	イ	600	A ₁ :A ₀ :O-1:2:5	r ₁ -50 r ₂ -200	2410	0.010	19	230	133	82/61	489/113	66/19	214/22	151/0.04	-/5.83	230/1.87	134/60
		400	A ₁ :A ₀ :O-15:30:75	r ₁ -50 r ₂ -200	2740	0.088	16	137	295	121/12	726/186	111/22	286/26	185/0.09	-/8.54	364/2.05	143/46
	(10)	7110	A ₁ :A ₀ :O-32:32:65	r ₁ -34 r ₂ -80	1950	0.06	33	224	77	60/27	302/70	55/35	(T-N) 165/83	99/0.2	-	216/0.52	123/66
		5980	A ₁ :A ₀ :O-39:39:77	r ₁ -47 r ₂ -95	4050	0.04	31	144	91	116/67	566/142	83/92	(T-N) 318/207	208/1.74	-	416/0.30	151/145
(9)	(11)	4580	A ₁ :A ₀ :O:A ₀ :O-11:31-54:25:1.1	r ₁ -100 r ₂ -400	3346	-	14-20	19-23	65	164/25	-	143/48	32/10	-	-/13	82/29	-
	(12)	75000	A ₁ :A ₀ :O:A ₀ :O-16:37:114:37:21	r ₁ -70-160 r ₂ -400	-	-	-	-	-	180/7	(COD _{Cr}) 640/48	210/16	37/68	20/47	-/35	75/14	180/110
	(12)	77000	A ₁ :A ₀ :O:A ₀ :O-22:44:146:44:24	r ₁ -70-160 r ₂ -200	-	-	-	-	-	170/13	(COD _{Cr}) 570/57	230/27	38/44	20/15	-/88	94/71	200/100

実施例(一)は、窒素除去率は90%以上の高率であるのに対し、リンの除去はそれほど高くない。その原因として流入水BOD濃度が低い(設計値270mg/l)ことが指摘されている。実施例(二)および(三)は施設規模、流入水質の似通った実処理場で得られた処理結果であるが、処理水T-P濃度に大きな相違が見られる。これは運転方式の違いによるもので、リン除去のよい(二)では硝化をある程度抑制するような運転を行っている。

以上の結果から同時除去を行う上での問題点が明らかになっている。まず、生物脱リンを行う上で最も重要な要件である嫌気状態をいかに確保・維持するかである。処理フロー(a)、(b)ともに硝化が完全に進んだ場合、返送汚泥とともに酸化態窒素が嫌気槽に循環されることは避けがたく、そのために脱窒反応によって酸化態窒素が窒素ガスに還元されるに要する時間だけ実質的に嫌気時間が短縮され、リンの放出反応自体が鈍化することも考えられる(図-25)。その対策として、返送汚泥を嫌気槽に送る前に最初沈殿池に滞留させたり、硝化反応を抑制する運転方法が採用されている。また、処理フローに工夫を凝らすことによって酸化態窒素の嫌気槽への戻りを最小限に抑えることも検討されている。図-24(c)はこうした経緯で開発された同時除去法の一つであり、返送汚泥は第2槽目の無酸素槽(脱窒槽)に送られ、嫌気槽には流入下水と無酸素槽からの循環液が入るようになっている。

今ひとつの問題点は十分なBOD源の確保である。生物脱リン、脱窒ともに有機物に対する依存性が強い反応であり、また、存在するBOD量の多寡は嫌気状態の確保とも密接な関係があるため、処理結果に直接・間接的な影響を及ぼすといえる。たとえば、降雨後に時としてリンの除去能力が低下することが経験的に知られており、これは流入下水中の酸化態窒素濃度の上昇とともにBOD濃度の低下に起因するといわれている。

処理フロー(d)は、内生脱窒反応によって窒素除去を行っていた下水処理施設において時にすぐれたリン除去が見られ、その場合に、無酸素槽後段でリンの放出、好気槽でリンの摂取現象が観察されたことに端を発して開発された処理法(非循環法)である。処理フロー(e)は、脱窒にはフロー(d)と同じく内生呼吸を利用しているが、下水中の有機物存在でリン放出を促すことによってリン除去効率の向上を目指した方式(嫌気好気-非循環法)である。

表-12は、この2つの処理方式を実際の下水処理に適用した結果を表わしている。

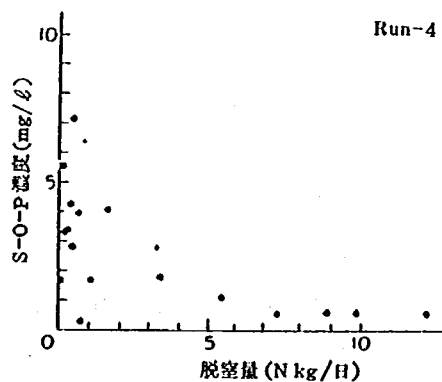


図-25 嫌気槽における脱窒とリン放出との関係¹⁰⁾

表-12 生物学的同時除去法による処理成績例

処理方式	実施箇所	運 転 条 件								水 質 分 析							
		Q (m ³ /d)	DT (hr)	r (%)	MLSS (mg/l)	BOD-SSL (kg/kg/d)	SRT (d)	Temp (°C)	SVI (ml/g)	POD ₅	COD _{Mn}	SS	T-N	NH ₄ -N	NO _x -N	T-P	Alkalinity
(d)	(13)	874	O:A ₀ :A ₁ :O- 90:90: 90:90	r-69	3440	0031	38	230	270	160 / 7.1	50 / 70	110 / 12	31 / 40	20 / 04	03 / 20	54 / 18	140 / 57
		805	O:A ₀ :A ₁ :O- 99:99: 99:99	r-75	4030	0021	112	165	240	140 / 82	53 / 73	98 / 12	34 / 62	23 / 04	04 / 40	43 / 19	140 / 53
(e)	(14)	473	A ₁ :O:A ₀ :O- 49:98: 49:49	r-76	4180	0059	44	160	227	250 / 12	59 / 80	270 / 4	31 / 69	18 / 46	05 / 13	49 / 03	120 / 69
		656	A ₁ :O:A ₀ :O- 34:68: 51:17	r-73	3590	0099	18	235	275	260 / 60	60 / 53	240 / 45	45 / 54	23 / 04	02 / 34	54 / 06	104 / 55

これらの下水処理場は、いずれも団地下水を受け入れている分流式の小規模処理場であり、その放流先は富栄養化の進行が心配されている閉鎖性水域であるため、厳しい放流水質の目標値が設定されている。

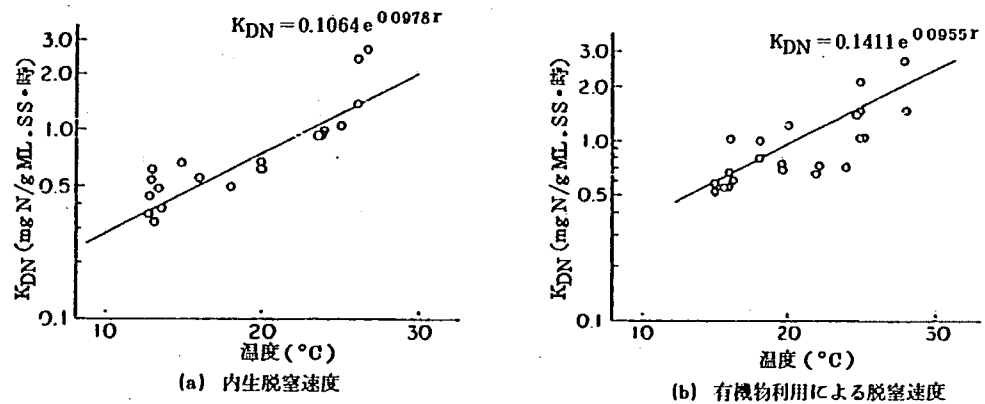


図-26 脱窒速度と水温との関係¹³⁾

これらの方式において最も懸念されるのは内生脱窒を利用していることによる窒素除去効率の低下である。図-26 は実施設の活性汚泥を用いて測定した脱窒速度を示している。ここで得られた結果はこれまで報告されている結果とは異なり、内生脱窒速度は有機物利用時と比較して、その絶対値、温度依存性ともに大きな差はなく、処理結果からも内生脱窒を利用することの不利な点はとくに認められない。

リン除去に関しては両処理方式間にかなりの相違が見られる。処理フロー(d) (実施例へ) の場合は、BOD 酸化、脱窒反応の次にリン放出の嫌気槽を設けているため、前段の脱窒反応の如何によっては嫌気状態が確保しがたいこと、リン放出を促す有機物量が少ないことから、表-12 に示されるようにそれほど高率の除去は望めないようである。一方、処理フロー(e) (実施例ト) では嫌気槽を流入端に

設置した効果があり、90%前後の除去率が得られている。

こうした処理成績を挙げたことには、流入BOD濃度が低く抑えられていることも有利に作用していたと考えられる。実施例1は、低水温期の硝化反応活性低下によるアンモニア性窒素の残留という問題点を残しているが、生物学的窒素・リン同時除去施設としては極めて良好な成果を収めている施設のひとつといえることができる。

こうした実例から、内生脱窒法は処理施設に十分な余裕が確保できる場合には一考に値する窒素除去法であることが示されている。

3) 今後の課題

窒素あるいはリンに対する個別の除去技術はかなりのところまで確立されてきているように思われるが、それに較べて同時除去に関する技術はまだまだ検討の余地が残されている。

とりわけ、生物学的な同時除去技術には生物学的硝化脱窒法と生物脱リン法との単純な重ね合わせとしては捉えきれない面があり、処理水質の向上、処理の効率化を図るには微生物レベルでの生理・代謝機構のより一層の解明が必要である。

ここでは、水処理のみに焦点を絞って話を進めてきたが、水処理に伴って発生する汚泥の処理・処分まで行われてはじめて下水の処理が完結するわけであるから、除去技術の開発に当たっては、このことも含めたトータル・システムとしての見地からの検討が重要である。殊に、生物脱リン法において発生する余剰汚泥はリンを多く含んでおり（通常、固形物当たり4%前後）、嫌氣的雰囲気などにさらされると容易にリンを放出する可能性があり、従来どおりの汚泥処理に対する考え方が必ずしもそのまま当てはまるとは限らない。

窒素・リン除去について下水処理の果たすべき役割は今後ますます大きくなっていくことは間違いない。そのときに各処理施設において、それぞれの施設を取り巻く状況や制約などに応じ、最も適した同時除去技術を選択できるようにメニューを揃えておく必要があり、今後より一層の調査、研究が要求されよう。

参 考 文 献

- 1) 星隈他、小規模処理場の処理特性に関する調査、土木研究所資料第1709号、建設省土木研究所昭和56年8
- 2) Wastewater Treatment Plant Design: a manual of practice, Water Pollution Control Federation, (1977),
- 3) A Comparison of oxidation ditch plants to competing processes for secondary and advanced treatment of municipal wastes, USEPA, (1978),
- 4) 下水道施設設計指針と解説、日本下水道協会、1972年
- 5) 遠藤他、嫌気性消化の酸生成相に及ぼす温度とpHの影響、土木学会論文報告書集第330号

1983年2月

- 6) 清水俊昭他：“バン土添加硝化脱窒法による窒素，リンの同時除去”，下水道協会誌，20（230），（1983）
- 7) 小越真佐司他：“晶析脱リン法によるリン除去”，下水道協会誌，20（230），（1983）
- 8) 小堀和夫他：“リンの除去に関する調査”，昭和57年度下水道関係調査研究年次報告書集（昭和58年7月）
- 9) 小堀和夫他：“窒素の除去に関する調査”，昭和55年度下水道関係調査研究年次報告書集（昭和56年8月）
- 10) 建設省都市局下水道部他：“琵琶湖流域下水道浄化センター高度処理実施設計のための基本調査報告書”，（昭和58年3月）
- 11) H. D. Stensel：“Performance of First U. S. Full-Scale Bardenpho Facility”，International Seminar on Control of Nutrients in Municipal Wastewater Effluents, Calif., (Sept., 1980)
- 12) A. R. Pitman：“Practical Experience with Biological Phosphorus Renoval Plants in Johannesburg”，IAWPR Post Conference Seminar on Phosphate Removal in Biological Treatment Processes., Cape Town (1982)
- 13) 原田良誠他：“実施設における窒素・リン除去に関する実証的研究”，下水道協会誌，20（230），（1983）
- 14) 清水俊昭他：“窒素・リンの同時除去技術の実際”，公害と対策（臨時増刊），19（8），（1983）

舗装をとりまく最近の話題

舗装研究室長 飯 島 尚

「舗装をとりまく最近の話題」

まえがき

道路舗装技術の進歩は他の工業の分野の進歩に比較して華々しさに欠けている様である。舗装関係の多くの技術者が種々な分野の問題に取り組んでいるが、同じ材料を用いて同じような試験方法で取り扱う訳であるから、それ程進歩していないという見方もあるのかも知れない。最近では層理論の導入やレオロジーと材料力学を組合せた変形力学の導入など、一部研究レベルでは理論的説明が図られつつあるというものの、最終的には長期間にわたる試験舗装の観測結果や、実路での供用性を踏まえて実証がなされるということから、いわば経験工学という意味ですべてが取り扱われているということなのかも知れない。

しかし道路舗装においても、ここ数年リサイクリングや新材料の開発など新しい技術が次々と開発されており、特に維持修繕に係わる技術開発が盛んに行なわれている。ここではこれらの技術開発を含めて舗装を取りまく最近の話題についてふれて見たい。

1-1. 車両重量

(1) 調査概要

舗装構造は路床の設計CBRと交通輪荷重によって決定される。そのうち路床の設計CBRは土質等によっても異なるが、水浸状態の室内試験値であることから比較的一定であるが、交通条件は供用予定期間内であっても種々の要因によってかなりの変動を示すことがある。したがって舗装の設計に際しては、交通荷重の実態を的確に把握して適切な設計荷重を適用することが肝要である。

このようなことから建設省では、全国の直轄国道において車両重量調査を実施している。調査箇所は昭和40年度には約4箇所であったが、昭和47年に直轄国道管理調査の一環として位置づけられてからは本格的に実施されるようになり、昭和57年8月には全国79箇所で開催中である。

車両重量は走行車両重量計によって測定する。走行車両重量計は、車両の軸荷重を普通走行状態のまま測定しその頻度分布を記録するもので、道路に埋設された8個のロードセルと2枚の載荷版からなる受感装置と、受感装置からの軸重信号をあらかじめ設定した重量区分に従って分類、積算して1時間ごとに出力する測定記録装置とにより構成されている。

重量区分は最大 50 t 程度まで 1 t きざみで任意に設定することができる。

また埋設個所は平坦性確保のため、延長数十 m にわたってコンクリート舗装とされる。

調査は輪荷重調査と交通量調査よりなっており、輪荷重調査においては軸荷重の 1/2 が輪荷重と考えて、0～1, 1～2, ……、9～10, 10～12, 12～14, 14 t 以上の 13 階層別に通過輪数を調査している。交通量調査も併せて行い、6 車種別交通量と 3 軸以上の車両台数を調査している。なお二輪車は調査の対象とはしていない。

調査は年間 2 回行い、原則として 6 月および 10 月の平日に連続 24 時間行う。

昭和 40 年秋期から昭和 53 年秋期までの調査結果についてとりまとめた。原則として 4～8 月に調査された結果は春期調査結果として、9～翌年 3 月までに調査された結果は秋期調査結果として取り扱った。その間に何回も調査を行っている場合にはそれらの平均値を採用した。

これらの個所における 14 年間の調査回数は 1,019 回であり、そのうち 519 回は昭和 50 年度以降に、805 回は昭和 47 年度以降に調査された結果である。

昭和 43 年度、昭和 48 年度、および昭和 53 年度の調査結果による大型車交通量の累積相対頻度分布であるが、B 交通以下の区分の個所の割合は約 15 %、C 交通は約 65 %、D 交通は約 20 %である。そして B 交通以下の区分の個所の大型車交通量はそのほとんどが 600 台/日・1 方向以上の C 交通に近いものであり、D 交通区分の個所の大型車交通量の上限は 7,000 台/日・1 方向程度である。

このように調査はその大部分が 2 車線道路の元一級国道で行われたものであり、得られた結果は比較的測定年度の新しいものが多い。

(2) 交通荷重の実態

道路法上の道路を通行する車両については、各種の法令でその大きさ、重量等について制限が設けられている。表－1 はその制限値を示したものであるが、車両重量については総重量 20 t 以下、軸重 10 t 以下、および輪荷重 5 t 以下と定められている。

さらに車両はその大きさ、形式、および用途等によって区分されており、道路運送車両法および同施行規則ではナンバープレートの頭数字によって表－2 に示すように 10 車種に区分している。そして交通量調査においてはその頭数字が 1, 2, 8, 9, および 0 の車両を大型車としているので、本文においてもそのような車両を大型車として取り扱っている。

全交通量と大型車交通量および大型車交通量と大型車混入率の関係は図－1, 2 のとおりである。2 車線道路では全交通量は 16,000 台/日・1 方向以下、大型車交通量は 5,000 台/日・1 方向以下、大型車混入率は 40 % 以下である場合が多い。そして大型車交通量が多くなるに従って大型車混入率が大きくなり、1,000 台/日・1 方向程度変化すると、大型車混入率が小さい場合は 5 % 程度変化し、大きい場合はおおむね一定の傾向にあるものと推察される。

図－3 は大型車混入率と大型車中の三軸車の割合の関係を表したものである。大型車混入率が大き

表-1 法令による通行車両の制限値

関係省庁	建設省	運輸省	警察庁
法律	道路法	道路運送車両法	道路交通法
政令	車両制限令	道路運送車両法施行令	道路交通法施行令
	その他	高速自動車国道	—
幅 (m)	車両の幅(積載物を含む)は2.5以下	同 左	自動車の幅(積載物を含まず)は2.5以下
高さ (m)	車両の高さ(積載物を含む)は3.8以下	同 左	自動車の高さ(積載物を含まず)は3.8以下
長さ (m)	車両の長さ(積載物を含む)は12以下	同 左 ただしセミトレーラ連結車は16.5以下	自動車の長さ(積載物を含まず)は12以下
重量 (t)	総重量(積載物の重量+乗車人員の重量+車両の自重)は20以下。ただしバン型、コンテナ用セミトレーラ連結車は27以下で建設省令で定める値	同 左 ただしバン型、コンテナ用セミトレーラ連結車は34以下で建設省令で定める値	総重量(最大積載量+乗車人員×55kg+車両の自重)は20以下
	軸重は10以下	同 左	同 左
	軸荷重は5以下	同 左	同 左
最小回転半径 (m)	12以下	同 左	同 左

表-2 車種区分

ナンバーの頭文字	車種区分	備 考
1	普通貨物	ダンプトラック
2	乗合自動車	バス
3	普通乗用車	
4	小型トラック	
5	小型乗用車	
6	三輪トラック	
7	三輪自動車	
8	特殊自動車	タンクローリー、消防車
9	大型特殊	0以外の車
0	大型特殊	タイヤローラ、スタビライザ

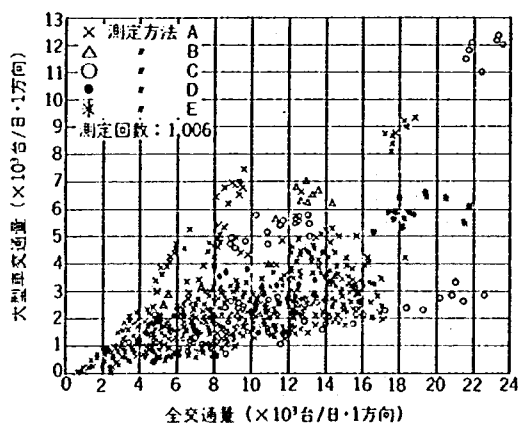


図-1 全交通量と大型車交通量の関係

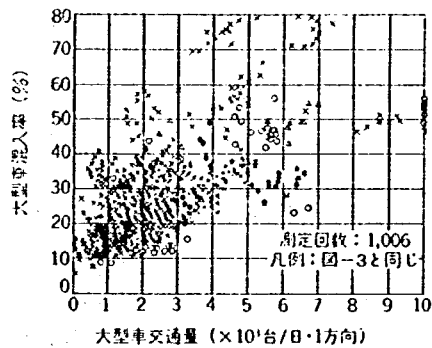


図-2 大型車交通量と大型車混入率の関係

くなるに従って大型車中の三軸車の割合も大きくなり、平均的に大型車混入率が40%を超えると大型車中の三軸車の割合は50%を超えている。

このように大型車交通量の増加に伴って大型車混入率および大型車中の三軸車の割合が増加し、車両の重量化の傾向があることが推察される。しかしその程度は調査個所によって異なっており、これは路線の性格、地域条件等の違いによるものと思われる。

表-3は調査結果を大型車交通量および調査年度によって区分し、それぞれの場合の大型車交通量、各階層の輪数等の平均値を示したものであり、図-4はそのうちの輪荷重の累積相対頻度分布を示したものである。輪数の合計値に対する1t以上の輪数の割合は調査個所によりばらついているが、おおむね15～60%

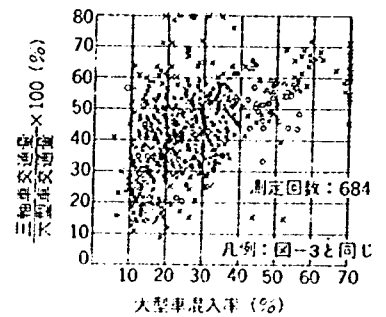


図-3 大型車混入率と大型車中の三軸車の割合の関係

表-3 平均輪荷重分布

交通区分	調査年度	測定回数	全交通量 (台/日・1方向)	大型車交通量 (台/日・1方向)	大型車混入率 (%)	輪 数 (輪) (ある輪荷重以上の輪数の割合) (%)															5 t 換算輪数 (輪)
						0-1 (t)	1-2 (t)	2-3 (t)	3-4 (t)	4-5 (t)	5-6 (t)	6-7 (t)	7-8 (t)	8-9 (t)	9-10 (t)	10-12 (t)	12-14 (t)	14 t 以上	計		
B 交 通	40-45	33	5,068	762	15.0	8,273 (100)	1,001 (18)	401 (8.6)	204 (4.6)	104 (2.6)	69 (1.59)	40 (0.91)	23 (0.51)	17 (0.29)	6.6 (0.12)	4.7 (0.055)	0.78 (0.009)	0.09 (0)	10,145	864	
	46-49	39	5,502	746	14.8	8,561 (100)	735 (16)	378 (9.2)	228 (5.5)	129 (3.29)	88 (2.03)	52 (1.17)	36 (0.67)	18 (0.31)	8.2 (0.14)	4.9 (0.058)	0.61 (0.010)	0.38 (0.004)	10,239	1,060	
	50-53	62	4,904	744	15.2	8,305 (100)	757 (17)	455 (9.8)	241 (5.2)	119 (2.83)	76 (1.64)	43 (0.89)	23 (0.46)	13 (0.23)	5.9 (0.10)	3.8 (0.042)	0.43 (0.004)	0 (0)	10,043	816	
	平均	134	4,986	749	15.0	8,371 (100)	810 (17)	420 (9.3)	229 (5.2)	119 (2.93)	79 (1.76)	45 (0.97)	27 (0.53)	15 (0.26)	6.7 (0.12)	4.3 (0.049)	0.57 (0.007)	0.13 (0.001)	10,124	879	
C 交 通	40-45	103	8,924	1,727	19.4	13,940 (100)	1,872 (22)	955 (11)	450 (6.1)	246 (3.62)	183 (2.24)	105 (1.22)	55 (0.63)	35 (0.32)	13 (0.13)	7.7 (0.052)	1.5 (0.009)	0.16 (0.001)	17,862	1,916	
	46-49	155	9,550	1,881	19.7	15,146 (100)	1,762 (23)	1,176 (14)	669 (7.8)	357 (4.4)	217 (2.60)	134 (1.50)	77 (0.81)	42 (0.42)	22 (0.21)	16 (0.094)	1.9 (0.013)	0.61 (0.003)	19,622	2,723	
	50-53	234	8,523	1,959	22.0	13,187 (100)	1,904 (26)	1,331 (15)	657 (8.0)	356 (4.3)	212 (2.29)	113 (1.10)	49 (0.47)	20 (0.19)	8.3 (0.08)	4.5 (0.033)	1.4 (0.008)	0 (0)	17,845	1,817	
	平均	492	8,930	1,889	21.2	13,934 (100)	1,855 (24)	1,210 (14)	620 (7.6)	335 (4.2)	208 (2.38)	118 (1.25)	59 (0.61)	30 (0.29)	13 (0.13)	8.5 (0.056)	1.6 (0.010)	0.21 (0.001)	18,391	2,110	
D 交 通	40-45	25	13,265	3,780	28.5	19,493 (100)	2,967 (27)	1,685 (16)	1,049 (9.9)	555 (6.0)	425 (3.88)	327 (2.29)	167 (1.07)	75 (0.45)	25 (0.17)	17 (0.076)	2.8 (0.013)	0.55 (0.002)	26,790	4,672	
	46-49	54	12,771	4,627	36.2	17,017 (100)	3,388 (39)	2,846 (26)	2,122 (16)	1,015 (8.5)	628 (4.9)	392 (2.61)	191 (1.20)	88 (0.51)	35 (0.19)	15 (0.064)	2.3 (0.010)	0.5 (0.002)	27,740	6,090	
	50-53	94	12,558	4,960	39.7	15,824 (100)	3,863 (43)	3,501 (29)	2,070 (16)	1,085 (8.8)	657 (4.9)	379 (2.51)	168 (1.14)	87 (0.54)	38 (0.22)	22 (0.084)	1.3 (0.005)	0.04 (0)	27,697	6,155	
	平均	173	12,727	4,696	36.9	16,610 (100)	3,611 (40)	3,091 (27)	1,978 (16)	1,005 (8.4)	623 (4.8)	378 (2.52)	176 (1.16)	86 (0.52)	36 (0.21)	19 (0.076)	1.8 (0.007)	0.24 (0)	27,614	5,975	
全 区 間	40-45	163	8,711	1,827	21.0	13,493 (100)	1,843 (23)	944 (12)	487 (6.8)	262 (4.0)	195 (2.55)	125 (1.43)	65 (0.72)	37 (0.35)	13 (0.13)	8.4 (0.058)	1.5 (0.010)	0.20 (0.001)	17,470	2,102	
	46-49	249	9,511	2,292	24.1	14,458 (100)	1,947 (27)	1,409 (17)	913 (10)	463 (5.6)	285 (3.25)	177 (1.81)	92 (0.92)	48 (0.44)	23 (0.20)	14 (0.082)	1.8 (0.012)	0.55 (0.003)	19,844	3,184	
	50-53	392	8,887	2,482	27.9	13,003 (100)	2,184 (31)	1,707 (20)	927 (11)	492 (5.7)	296 (3.14)	165 (1.58)	70 (0.70)	35 (0.32)	15 (0.13)	8.6 (0.052)	1.2 (0.006)	0.01 (0)	18,908	2,692	
	平均	804	9,045	2,290	25.3	13,514 (100)	2,048 (29)	1,476 (18)	843 (9.9)	441 (5.4)	275 (3.08)	161 (1.63)	79 (0.77)	39 (0.36)	17 (0.15)	10 (0.062)	1.5 (0.009)	0.20 (0.001)	18,903	2,729	

注) A交通の調査結果は測定回数が少ないため省略した。

の範囲にあって、平均的にB交通の場合には約17%, C交通の場合には約24%, D交通の場合には約40%であり、大型車混入率の程度と一致している。さらに1t以上の各階層の輪数の割合はほとんどの階層において大型車交通量の増加に伴って増加している。

5t以上の輪荷重は過積載車の車輪に生じると考えられるが、輪数の合計値に対する5t以上の輪数の割合はおおむね0.4~10%の範囲にあり、平均的にB交通で約1.8%, C交通で約2.4%, D交通で約4.7%である。

(3) 舗装設計への適用

交通荷重が舗装に与える影響は、AASHO道路試験結果等よりその大きさの4乗に比例すると考えられている。したがって以下の解析も4乗則を基本として行っている。

また設計荷重の設定に関しては、最終的には交通荷重と舗装の破壊との関係についても検討を行って設定する必要があるが、ここでは舗装の破壊についての検討は行っていない。よってここでは舗装設計の基礎である大型車交通量と交通荷重の対応関係について検討した。

舗装設計においては、5t輪荷重を標準荷重とし、種々の重さの輪荷重を5t輪荷重に換算した5t換算輪数をもって交通荷重を表している。輪荷重調査結果より5t換算輪数は式(5)によって計算される。

$$\begin{aligned}
 5t \text{ 換算輪数} = & \left(\frac{0.5}{5}\right)^4 \times (0 \sim 1t \text{ の輪数}) + \left(\frac{1.5}{5}\right)^4 \\
 & \times (1 \sim 2t \text{ の輪数}) + \cdots + \left(\frac{13}{5}\right)^4 \\
 & \times (12 \sim 14t \text{ の輪数}) + \left(\frac{15}{5}\right)^4 \cdots \cdots (1)
 \end{aligned}$$

図-5は全調査箇所についての累積5t換算輪数と大型車交通の関係を示したものであるが、D交通の30個のデータのうち10年間の累積5t換算輪数が3,500万輪を超えているデータは5個、下回っているデータは25個である。同様にC交通の109個のデータのうち700万輪を超えているデータは82個、下回っているデータは27個である。B交通では大型車交通量が500台/日・1方向以上であるデータが多いが、21個のデータのうち100万輪を超えているデータは20個、下回っているデータは1個である。

このように現行の設計荷重は本調査結果と比べると差がみられる。舗装設計においてある程度のばらつきがある要因については、その平均値ではなく標準偏差の大きさだけ安全側を考慮した値がよい

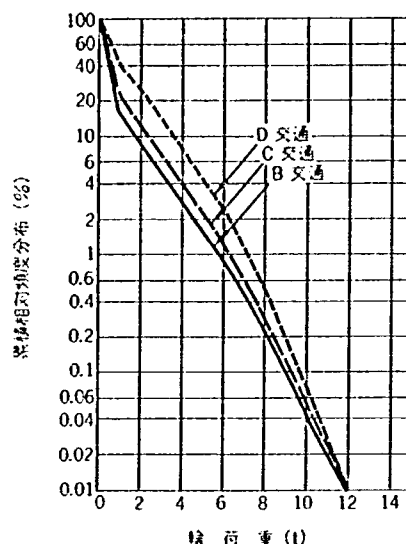


図-4 輪荷重の累積相対頻度分布

られることから、一案として以下に示すような設計荷重が考えられる。

B 交通…………… 200 万輪

C 交通…………… 1,000 万輪

D 交通…………… 3,000 万輪

A 交通以下の設計荷重については十分な調査結果が得られていないため言及することができないが、軽交通用道路においては繰返し疲労ばかりでなく最大荷重によって舗装が破壊することが考えられるので、B 交通の場合と同様に現行よりは大きな設計荷重になるものと推察される。

上記の設計荷重を適用して舗装設計を行った場合、現行の場合と比べて T_A は B 交通では約 12%，C 交通においては約 6% 大きくなり、逆に D 交通では約 2% 小さくなる。

ただしこれらの値は現行の設計法を前提として、大型車交通量と車両重量の関係だけについて検討して得られた結果である。したがって、最終的な判断は、さらにそれらと舗装構造についても検討を行う必要があろう。

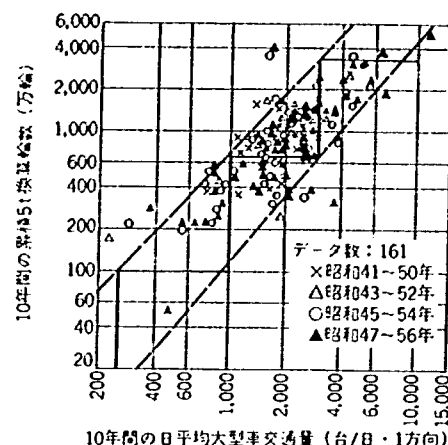


図-5 供用予定期間の大型車交通量と交通荷重の関係

1-2. 構造設計式の検討

(1) これまでの経過

現在、舗装の設計を進める場合、構造設計のうち厚さの設計は交通量と路床の CBR，および各材料の等値換算係数を基に厚さを決め、アスファルトの配合設計はマーシャル試験によっている訳であるが、この設計方法は基本的に将来とも変わらないと考えられる。

CBR による厚さの設計およびマーシャル試験が最初に取り入れられたのは昭和 36 年の要綱であった。その後昭和 37 年に AASHO 道路試験結果が発表され、等値換算係数の考え方、および供用性と構造設計の結びつきが明らかにされたこと、また当時早期にひび割れが発生する例などがあったことから、42 年に改定されることとなった。このときの考え方はひび割れ発生に対する配慮から若干アスファルトが多めになるようなことになっていたが、構造設計は CBR 法であり、基本的には 36 年要綱を引き継いだものであった。

同時に交通量区分を従来の A B C 区分に D 区分を加えて 4 区分としている。40 年代から 50 年代にかけての自動車交通の伸びはすさまじいものがあり、また陸上輸送部分におけるトラック輸送への依存が高くなったこともあり、大型車交通量の割合が一段と激しくなった。

このようなことから、わだち掘れの傾向が目立つようになり、またプラントの定置化ともあいまって、混合物の種類が多様多様のままかなり広範囲に使用されていた。

このような問題に対処するため 50 年 10 月に暫定的に改定されアルファルトの品質の改善、混合物の選定がキメ細かく行えるようになった。

要綱はその後 3 カ年の検討を経て、53 年 6 月に改定されているが、路盤の安定処理をさらに進めることが舗装の耐久性を高める有効な手段であるということから、石灰安定処理の規格化、またスラグ等の導入、およびバインダの改質によって混合物の耐久性を高めるための改質アスファルト、ゴムアスファルト、あるいはセミプロンアスファルトの規格が定められた。

交通量の区分には新たに L 交通が加えられ、それまでの設計輪荷重に代えて 5 t 輪荷重による表現に変えているが、基本となる設計式は変わっていない。これらの関係を表-4 に示す。

ところで現在の設計式の基本は竹下春見氏によって考案され、42 年の要綱に取り入れられた設計式である。これは AASHO の道路試験の結果と我が国における幾つかの現場での観測結果の比較から得られたものである。ここでこの設計法について述べると次のようである。

表-4 に示す 42 年、50 年のアスファルト舗装の構造設計式は、次に示す式に基礎がおかれていた。

$$H = \frac{58.5 P^{0.4}}{CBR^{0.6}} \dots\dots\dots (2)$$

$$T_A = \frac{12.5 P^{0.64}}{CBR^{0.3}} \dots\dots\dots (3)$$

ここで、H：舗装の総厚 (cm)

T_A ：舗装をすべて表層基層用加熱アスファルトコンクリートで設計した時の
舗装厚 (cm)

CBR：設計 CBR

さらに T_A は、各層を構成する材料の等値換算係数と、各層の厚さから次式で表わされる。

$$T_A = a_1 T_1 + a_2 T_2 + \dots\dots\dots + a_n T_n \dots\dots\dots (4)$$

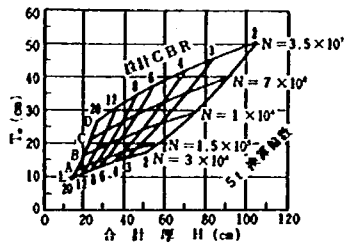
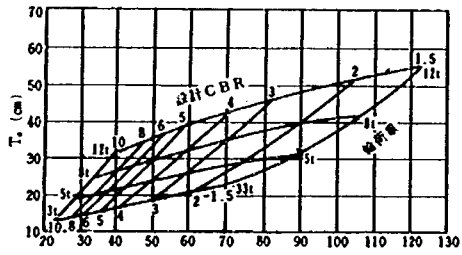
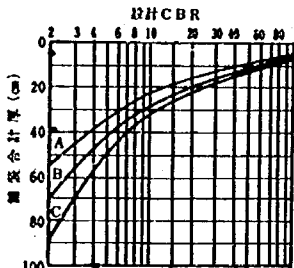
したがって合計厚を h とすれば、

$$h = T_1 + T_2 + \dots\dots\dots + T_n \dots\dots\dots (5)$$

である。

(2)式は、従来の設計曲線を新たなデータを加えずに対数紙上で整理し、数式化したものである。また(3)式は AASHO 道路試験の成果を参考にして、竹下によって求められたものである。AASHO 道路試験の成果の一つとして、サービス指数 $P = 2.5$ における舗装厚指数 (D) と輪荷重およびその通過回数との関係が示された。この関係において軸荷重通過回数 10^6 回における舗装厚指数 (D) と輪荷

表-4 アスファルト舗装技術の変遷

改訂年	項目	設計の基本的な考え方											
		区分	大型車交通量 台/日 1方向	設計式	図表								
53		L	100	$H = \frac{28.0N^{0.1}}{CBR^{0.6}}$									
		A	100~250	$T = \frac{3.84N^{0.16}}{CBR^{0.3}}$									
		B	250~1,000	$T_a = a_1T_1 + \dots + a_nT_n$									
		C	1,000~3,000	a_n : 等値換算係数									
		D	3,000以上	N: 5t換算輪数									
50		A	250未満	$H = \frac{58.5P^{0.4}}{CBR^{0.6}}$									
		B	250~1,000	$T_a = \frac{12.5P^{0.44}}{CBR^{0.3}}$									
		C	1,000~3,000	$T_a = a_1T_1 + \dots + a_nT_n$									
		D	3,000以上	a_n : 等値換算係数 P: 設計輪荷重									
42		A B C D	250 250~1,000 1,000~3,000 3,000以上	50年度に同じ	50年度に同じ								
36	単位区間自動車交通量				設計CBR								
		A	2,000台/日 >										
		B	2,000~7,500										
	C	7,500 <			<table border="1"> <tr> <th>設計曲線</th> <th>単位区間自動車交通量</th> </tr> <tr> <td>A</td> <td>2,000台/日未満</td> </tr> <tr> <td>B</td> <td>2,000~7,500台/日</td> </tr> <tr> <td>C</td> <td>7,500台/日以上</td> </tr> </table>	設計曲線	単位区間自動車交通量	A	2,000台/日未満	B	2,000~7,500台/日	C	7,500台/日以上
設計曲線	単位区間自動車交通量												
A	2,000台/日未満												
B	2,000~7,500台/日												
C	7,500台/日以上												

アスファルト舗装要綱(その1)

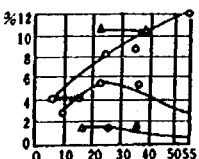
設計 C B R の 考 え 方								路 盤 材 料 (等値換算係数)				
								下 層		上 層		
① 40mmの骨材を除き→40mm以上のれきを除き…								クラッシャーラン, スラグ, 砂 修正 C B R > 30, 0.25 修正 C B R, 20 ~ 30, 0.20 セメント安定処理 $q_u(7) 10 \text{ kg/cm}^2$ 0.25 石灰安定処理 $q_u(10) 7 \text{ kg/cm}^2$ 0.25	アス安 加熱 安定度 35Q 0.80			
② 多量のれきなどの場合にJIS A 1215によるKを参考→C B R推定 C B R 2未満の場合にコンベネにより→C B R推定									常温 安定度 250, 0.55			
③ 置き換え, 安定処理の施工厚より20cm減ずる 20cmは { 置き換え→在来 C B R と同一値 安定処理→(安定+在来)/2→C B R									$q_u(7) 30 \text{ kg/cm}^2$ 0.55			
④ C B R _m , 42年①式に同じ									$q_u(10) 10 \text{ kg/cm}^2$ 0.45			
⑤ 設計 C B R, 42年②式に同じ									粒調碎石 } 修正 C B R 80, 0.35 粒調スラグ }			
C B R の 区 分								HM S. { 修正 C B R 80, 0.55 $q_u(14) 12$		浸透式 0.55		
① C B R 試験 (乱した資料, 自然含水比, 3層, 67回, 4日水浸) $\text{CBR}_m = \left\{ \frac{\sum \Delta h_n \cdot \text{CBR}_n^3}{100} \right\} \times \text{その地点の C B R}$								切込碎石, 砂利, 砂など 修正 C B R > 30, 0.25 修正 C B R, 20 ~ 30, 0.20		アス安・安定度 350 0.80 250 ~ 350 0.65		
② 設計 C B R = 各地点の C B R の平均 - $\frac{\text{C B R}_{\max} - \text{C B R}_{\min}}{d_2}$										$q_u(7) 30$ 0.55 粒 調 修正 C B R > 80 0.35 浸透式 0.55 マカダム 0.35		
C B R の 区 分												
50 年 度 に 同 じ								50 年 度 に 同 じ				
① 現場 C B R 法 砂利道上に舗装する場合 路床上の現場 C B R が測定出来る場合 設計 C B R = 現場 C B R × $\frac{\text{C B R (乱さない4日水浸)}}{\text{C B R (乱さない自然含水比)}}$								現地材料, 切込砂利など 修正 C B R, 20 ~ 40		交通区分	粘性材料の修正 C B R	ソ イ ル セ メ ン ト
② 乱した資料の C B R										A	>45	20
										B	>60	25
										C	>70	30
										$q(7)$		
突固め回数 自然含水比で5層												

表-4 アスファルト舗装技術の変遷

改訂年	項目	路 盤 材 料						
		下 層				上 層		
53	修正 C B R > 20 0.4mm Pass の P I max ϕ 50mm 安定処理する場合				修正 C B R	P I		
					粒 調	>80	<4	安定度>350(加熱)
					ア ス 安	—	<9	安定度>250(常温)
					セ メ 安	>20	<9	$q(7)$ 30kg/cm ²
					石 灰 安	>20	6~18	$q(10)$ 10kg/cm ²
50	修正 C B R > 20 0.4mm Pass の P I < 6 max ϕ 50mm C,D 交通, 修正 C B R > 30 修正 C B R が 20 以下はセメント, 石灰 等で安定処理する。 P I が 6 以上の場合も同じ。 上層に準じて配合する。	セメント 安定処理	修正 C B R	P I	q	浸透式	$q(14)$ 18kg/cm ²	
		10	9	7 日	10kg/cm ²			
		石・ 灰 安定処理	10	6~18	10 日	7kg/cm ²		
42	修正 C B R > 20 0.4mm Pass の P I < 6 max ϕ 50mm 修正 C B R が 20 以下, P I > 6 の場合, セメント, 消石灰等で安定処理する。 配合は上層に準ずる。				修正 C B R	P I		
					粒 調	>80	>4	交通量
					ア ス 安	—	>9	A・B C・D
					セ メ 安	>20	>9	250以上 350以上
					浸透式 マカダム			$q(7)$ 30kg/cm ²
36	現地材料 切込砂利等				修正 C B R	P I		
					粒 調	>80	<4	交通量
					ア ス 安		<9	A・B C・D
					セ メ 安	>20	<9	250以上 350以上
					浸透式 マカダム			$q(7)$ 30kg/cm ²
36	現地材料 切込砂利等				単位区間自動車交通量		修正 C B R	
					A 2,000 >			
					B 2,000~7,500			
					C 7,500 <			
					上層の K ₃₀ > 28 kg/cm ²			
36	現地材料 切込砂利等				砕石			
					粒度調整材料 (砂利, 砂, 細粒度)			
					切込砂利		30-C	
					セメント安定処理 $q(7)$		25-B	
							20-A	

アスファルト舗装要綱（その２）

表 層 ・ 基 層								
混 合 物 の 種 類								
		一 般		積 雪				
基 層		① 粗 粒 度 (20)		① 粗 粒 度 (20)				
表 層		② 密 粒 (20, 13)		⑤ 密 粒 (20F, 13F)				
		③ 細 粒 (13)		⑥ 細粒ギャップ(13F)				
		④ 密粒度ギャップ(13)		⑦ 細 粒 (13F)				
				⑧ 密粒ギャップ(13F)				
摩 耗 層	耐 摩 耗			⑥ 細粒ギャップ(13F)				
	すべり止	⑨ 開 粒 度 (13)		⑦ 細 粒 (13F)				
		一 般		積 雪				
基 層		① 粗 粒 (20)		① 粗 粒 (20)				
表 層		② 密 粒 (20)		⑥ 細粒ギャップ(20F)				
		③ 密 粒 (13)		⑦ 密 粒 (13F)				
		④ 細 粒 (13)		⑧ 細粒ギャップ(13F)				
		⑤* 密粒ギャップ(13)		⑨ 細 粒 (13F)				
				⑩* 密粒ギャップ(13F)				
摩 耗 層	耐 摩 耗			③**密 粒 (13)				
		①開粒(13) ⑤密粒ギ		⑧細粒ギ(13F)⑨細粒(13F)				
⑤* ⑩* すべり止を兼ねる								
③** 摩耗層を設ける場合								
		一 般		積 雪				
基 層		粗 粒		粗 粒				
表 層		密 粒 修正トベカ		密 粒 修 正 ト ベ カ				
				耐摩耗トベカ (特殊) ア ス モ ル 対 策				
		① 粗 粒 ② 密 粒 ③ 修正トベカ ④ ト ベ カ ⑤ シートアスファルト		気象、交通、路床路盤条件、 地域、経済性を考慮して選 定する。				
		①		②		③	④	⑤
用 途	表・基	基	表	表・基	表	表	表	
厚 さ	2.5/5	4/7.5	2.5/5	4/6.5	2.5/5	2.5/5	1.5/2.5	
As 量 %	4.5/7.5	同左	4.5/7.5	同左	6.0/8.5	7.0/9.5	9.5/12.0	

重 (P) の関係を求めると次式

$$D = 1.665 P^{0.619} \dots\dots\dots(6)$$

が得られる。ただしこの式は AASHO 道路試験の路床条件である CBR ≒ 3 の場合にのみ成り立つものである。

一方竹下は、大都市周辺で交通量の多い地点の舗装について調査した結果から図-6 を得た。図中の・印は交通開放後春季を2回経過して構造上の欠陥が生じなかったものであり、×印は供用後2年以内に構造上の欠陥が見られたものである。舗装の良・不良を区別する境界線が図示したとおり直線であるとすれば次式が得られる。

$$D = \frac{7.5}{CBR^{0.3}} \dots\dots\dots(7)$$

この式において C B R = 3 のとき、(6)式が成り立つとすれば、(7)式は P = 6.7 t の場合を示すことになる。

ここで輪荷重 (P) が変化した場合、(D) と C B R

の関係は(7)式に平行であり、かつ C B R = 3 のときにも(6)式を満足するとすれば、

$$D = \frac{2.2 P^{0.64}}{CBR^{0.3}} \dots\dots\dots(8)$$

が得られる。いま舗装厚指数 (D) と T_A との間には、

$$T_A = \frac{2.5 D}{0.44} = 5.68 D \dots\dots\dots(9)$$

の関係があり、(8)、(9)式から先に示した(3)式が得られる。

次に設計輪荷重 (P) と 5 t 換算輪数の間には次の関係がある。

$$N_5 = \left(\frac{P}{5} \right)^4 \times 10^6 \dots\dots\dots(10)$$

(10)式を(2)式、および(3)式に代入すると(11)、および(12)式が得られる。

$$H = \frac{28.0 N^{0.1}}{CBR^{0.6}} \dots\dots\dots(11)$$

$$T_A = \frac{3.84 N^{0.16}}{CBR^{0.3}} \dots\dots\dots(12)$$

この(11)、及び(12)式は表-4の53年要綱式となっている。つまり、構造設計式は基本的には変って

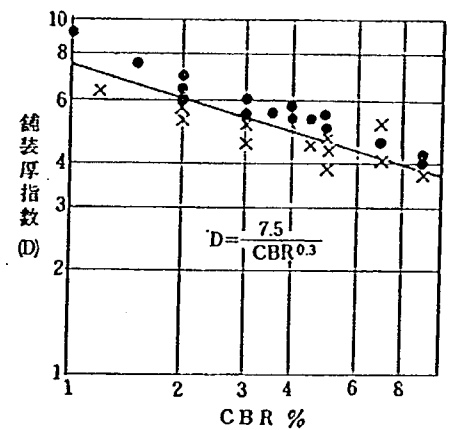


図-6 DとCBRの関係
(竹下、・良好、×不良)

いないと言える。

(2) 構造設計式の検討

このようにして整理された舗装要綱の構造設計式がその後の我々の舗装の供用性と適用しているかどうかを確かめて見たものが図-7～図-8である。

図中に記入した長破線は、ひびわれ率の分類ごとに示したデータの分布の中心を通り、舗装要綱付録に示された設計曲線に並行する曲線である。また同じく短破線は分布するデータの80%が破線の下になるように描いたものである。

また図中の実線は、舗装要綱付録の設計曲線である（大型車の平均輪荷重を5tとする）。それぞれのデータの分布を設計曲線と比較すると図-7では、CBR 3%以下のデータに対し、設計曲線=2%は、ひびわれ率が20%を超える確率が20%未満である曲線にはほぼ一致し、また図-8ではCBR 3~10%のデータに対し、設計曲線CBR=5%はひびわれ率が20%を超える確率が20%程度の曲線に相当していると考えられる。したがってこれらの個所では、大部分設計時に期待した累積大型車交通量を上回る量の車を通してることがわかる。

ひびわれ率で分類した後、CBR値をパラメータにし T_A と累積大型車交通量の関係を求めた。パラ

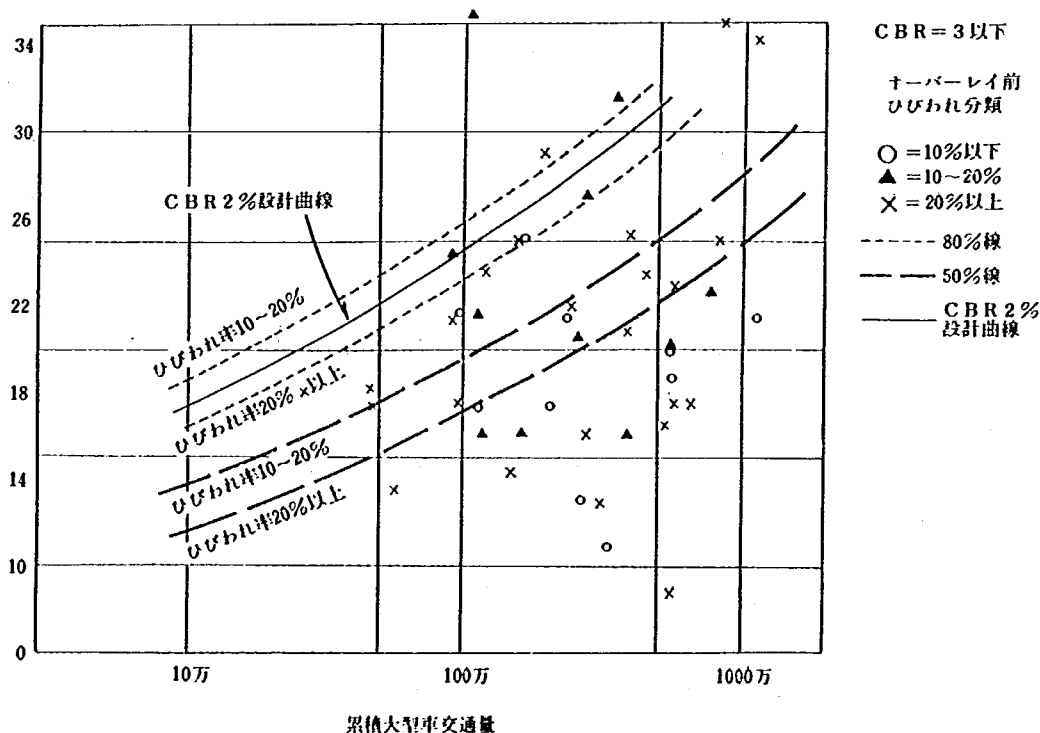


図-7 T_A と累積大型車交通量 (CBR : 3%以下)

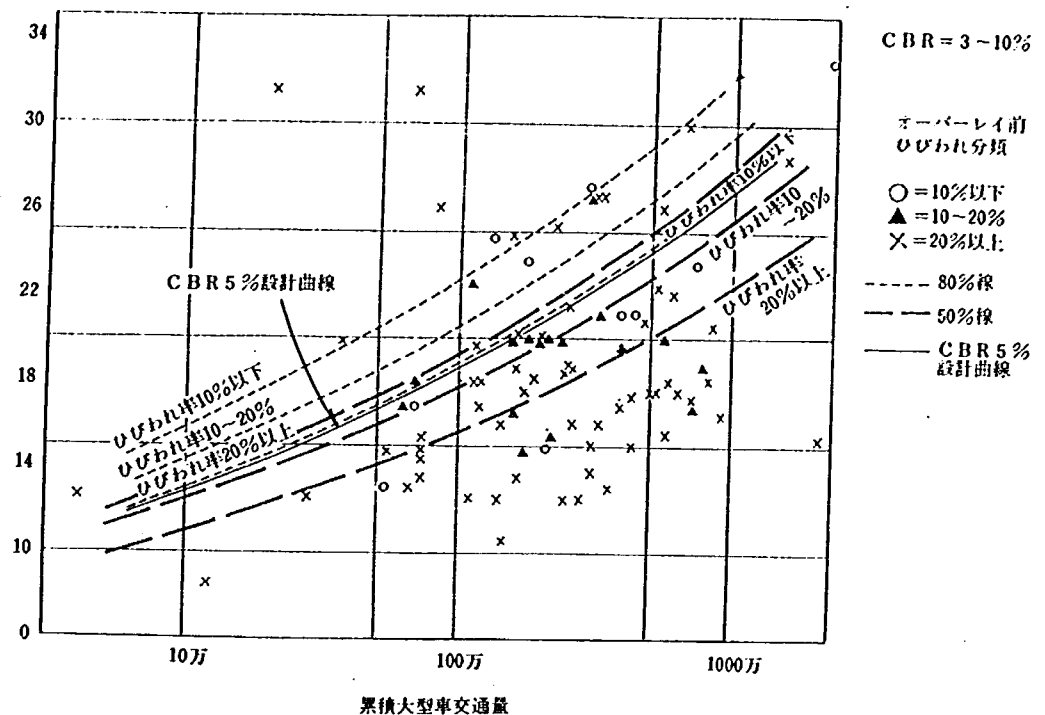


図-8 T_A と累積大型車交通量 (CBR : 3 ~ 10%)

メータに使った CBR 値が大きくなるにつれて累積大型車交通量の増加する傾向が認められる。

図-7 ~ 8 によってそれぞれの CBR 値に対し、設計曲線はひびわれ率が 20% を超える確率が約 20% である線に相当していることが確認された。このことより T_A 、大型車累積交通量、ひびわれ率の間に明確な関係があると仮定すると、現在の設計法で設計すれば、10 年または予想された交通量を通過させたときひびわれ率が 20% を超えるものは全体の 20% 程度にすぎないであろうと推定される。

次に、舗装の破壊をひびわれのみならず、わだち掘れや縦断凹凸など、その路面の総合的な供用性によって判定したものの例として式(13)(14)が得られている。

$$MCI = 9 - 65 (\log N - 5)^4 (2 - \log T_A)^8 (2 - \log CBR)^5 \quad \text{.....(13)}$$

$$MCI = 10 - 1.48 C^{0.3} - 0.29 D^{0.7} - 0.47 \sigma^{0.2} \quad \text{.....(14)}$$

つまり、式(14)によって路面の供用性が判定されるがその路面の構造は(13)式によって与えられるというものである。

これらの式は建設省技術研究会の指定課題である維持修繕の計画に関する調査研究の成果である。路面の管理水準 MCI は概ね 4 とされていることから式(13)を用いて、CBR 及び T_A を求めると図-9, 10 に示すように例えば CBR = 8%, $T_A = 20$ では概ね $N = 100$ 万となる。前述の(12)式では C

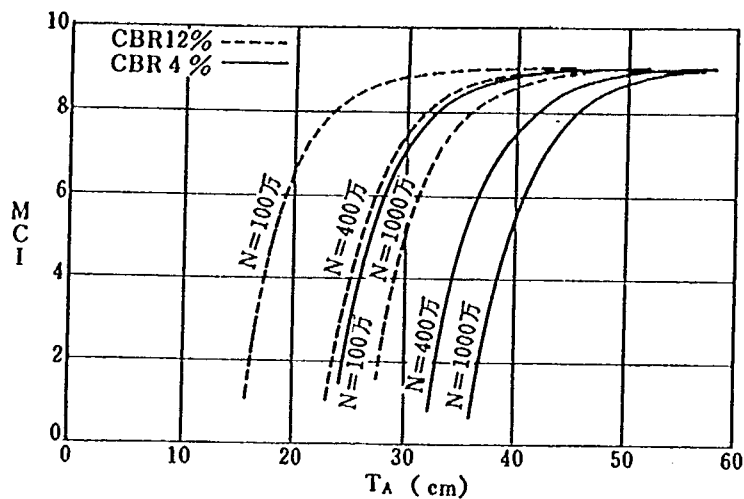


図-9 MCI と T_A の関係

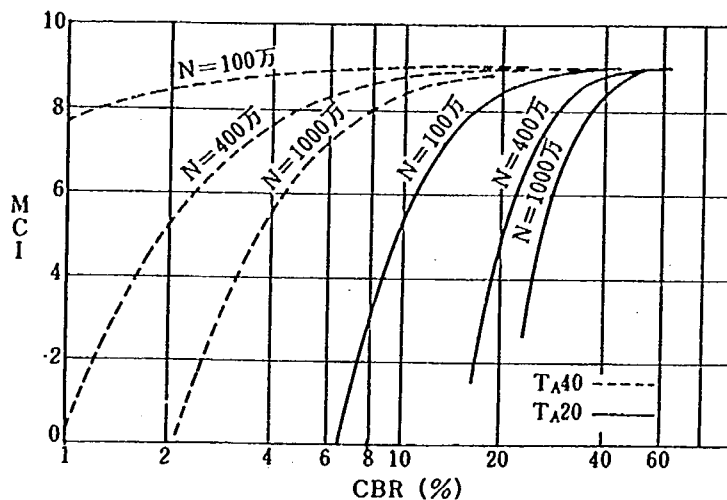


図-10 MCI と CBR の関係

BR = 8%, $N = 100$ 万では $T_A = 18.8$ となる。また、CBR = 4%, $T_A = 40$ では概ね $N = 1000$ 万となる。この場合(3)式では CBR = 4%, $N = 1000$ 万として $T_A = 42$ となる。

つまり、(3)及び(4)式を利用することによって表面性状と構造設計式の対応が可能であるということが言える。

(3) 今後の検討課題

さて、このように構造設計式の検討を振り返って見ると、主として実際の道路の破壊現象の評価（通常びわれ）と交通量の対応から必要な厚さを実証的に整理した検討式としていることが肯ける。

一方、このようないわば経験的な手法に対して舗装の破壊現象を理論的に解明しようということか

ら、当研究室においても多層弾性論等の手法を用いて解析を進めてきている。例えば、全国各地の試験舗装及び舗装走行実験場で得られたデータを用いて累積歪やたわみを求め、材料試験結果との対応から試験舗装や走行実験場のひびわれやわだち掘れなどの現象を説明しようとするものである。

構造設計に関連して、軟弱地盤上の舗装の設計が残されている。これに関して例えば、設計C B Rが2未満のいわゆる軟弱路床上の舗装構造は標準的なものが明示されておらず、過去の実施例に従って決定されることが多い。しかし、最近では前述の多層理論の厳密解や有限要素法による構造解析法が軟弱路床も含めて、特殊な場合の舗装構造の検討に利用されるようになっている。舗装の理論的取扱いにおいては、舗装体を完全な弾性体と見なして十分であるとするのが大方の意見であるが、粒状材料をはじめとする舗装材料の変形係数やポアソン比などの特性値の評価に、種々の推定値や室内実験の測定値などが用いられているものの決定的な方法の見あたらないのが問題点とされている。

軟弱路床上舗装では、路床上に直接捨てコンクリートなどにより剛性の高い層を設けるサンドウィッチ構造が施工性と支持力の向上にすぐれていることが認められている。剛性の高い、変形係数の大きい材料を用いるほど舗装表面のたわみ量を減ずるのに効果的であることは理論的にも容易に理解される。したがって、これまで上層路盤にのみ利用されてきた各種の安定処理工法が下層路盤に対しても適用されるようになっている。例えばソイルセメントや石灰安定処理などの各種の安定処理工法は舗装の耐久性を向上させるうえできわめて効果的な手段であり、材料の等値換算係数を考慮すれば安定処理材料粒調碎石などの粒状材料に比べてかえって経済的な場合が多いと認められている。このことを更に推し進めると、路盤のみならず広く一般的に路床そのものを安定処理することが考えられ、いくつかの実施例が報告されている。

これまで路体や路床の安定処理は舗装の分野というよりもどちらかという土工の分野と見られていたが、舗装としての必要性から今後大いに研究される分野であると考えられよう。

いずれにせよ、我が国の気象条件が高温多湿であり、特に粘性土の広い部分とあいまって、地盤が軟弱化しやすいことは広く知られている事柄であり、このような条件も含めて実証的及び理論的な構造設計方法の検討を続けていかなければならない。

ちなみに、全国平均では、2,000 mm近い降雨量があり、少ない所でも、例えば四国や中国地方でも1,500 mm以上であるから諸外国に比較すると非常に降雨量が高い。先進諸国のうちでも1,500 mm以上の降雨量の地域はほとんど限定された地域となっている。

舗装の耐久性が路床上の強度によって左右されることは常識的なことであり、このような降雨量の多さが我が国の舗装の供用性に重要な影響を与えていることは十分にうなずけるところである。

数年前の建設省技術研究会の調査結果によれば、排水条件指数なる指数を導入して、路面の供用性との関連を分析したところ、相関性は低いものの、ある程度の関連が得られた。

排水条件指数という指数は、気象条件のうち特に地下水の高さや、排水施設の有無、日照、降雨量などからその舗装の水に対する抵抗性の指標化を試みたものであった。分析は初歩的な段階で終わっ

ているが、よりキメ細かい舗装構造設計の確立のために、このような舗装の置かれた種々の条件のうち、特に水や温度の気象条件、あるいは土質条件などを含めて現在の構造設計式の理論的及び実証的な詳細の検討が必要であると考えられる。

その他簡易舗装等の設計にあたって、設計 C B R によって舗装厚を決定する方法のほかに、ベンケルマンたわみ量による設計曲線が用意されている。路面のたわみ量が、地盤の強度、舗装厚、累積交通量によって経時的に変化することはよく知られており、さらに温度による影響も大きい。

たわみに関する研究は構造設計との関連で今後も大いに推進されよう。特に維持修繕の工法や時期の判断にあたって、たわみ量に注目した設計法の確立が重要になっていると言える。

2. 供 用 性

2-1. 一 般 的 状 況

舗装の供用性について、現在のところわだち掘れ、ひび割れ、縦断方向の凹凸などを中心として評価が下される。特殊な場合には滑り摩擦係数を評価に加える。舗装の供用性は走行安定性、快適性を左右することになる訳で、供用性のレベルはどの程度必要であるか詳細な検討が必要である。

高速道路の 100 兆はもちろんのこと、国道や都道府県道の舗装率はほぼ 100 兆近い数字になり、未舗装の道路はなかなかお目にかかれなくなる。量の充足と同時に、当然のことながら質が議論されなくてはならない。

例えば、ひび割れ率が 30 兆以上もあるような舗装は到底整備された状態にあるとは言いがたいし、ましてわだち掘れが 30 mm 以上もあるような道路はむしろ危険すら伴う。

わだち掘れの生じた場合、まず最初に問題になるのはハイドロプレーニングやブレーキの片効きによる安全性の低下である。平滑な場合にもこれらは問題となるものであるが、わだち掘れが生じた場合の危険性は比較にならない程大きい。

次に、わだち掘れで困るのは歩道部分や隣接車への水はねである。わだち掘れの深さと降雨強度、そして車両の違いと速度によって歩道や隣接車にどの程度影響が出るのか種々な検討がなされている。

いずれにせよ、供用性のレベルがどの程度必要であるのか、またどのように供用性が低下していくのか、経時的な変化も含めて詳細な検討がなされなければならない。このような供用性の時系列的な検討は、次の段階として維持修繕の時期や工法あるいはコストを論じることにつながっていく。これはいわゆる舗装のマネジメントシステムにつながるものであり、舗装のトータル設計の基本的な考え方であるといえる。

諸外国、特にアメリカ等では数年前からこのような舗装のマネジメントシステムが盛んに研究されてきており、イニシャルコストとランニングコストおよび外部不経済も加えたトータル設計が可能だ

とされている。行政的にどの程度反映されているのか詳細は不明であるが、我が国においても効率よく、しかも道路の機能に応じて一定の供用性水準を保つためにはどのようにすればよいのか答えが求められている。

このようなことから研究室において数年前から維持修繕の研究の一環として供用性の評価に取り組んできている。ここではMCI式を中心にその概要を述べる。

2-2. MCIの作成

舗装の供用性とは抽象的、感覚的、主観的な概念であり、道路を維持管理するという立場に立った場合、車両の走行性から供用性を判断し、維持管理に反映させることは困難な面が多いと考えられる。しかし近年は道路管理延長の増大、舗装の維持修繕に対する沿道住民の要求の高まりなどによる管理水準の高度化という状況に対応するため限られた維持修繕予算をより有効に使用することが必要となっている。このような目的に沿ってより適切な維持修繕計画を作成し、舗装の合理的な維持管理を行うための実用的な路面評価手法の作成が望まれる。

舗装の供用性をひびわれ率やわだち掘れ量などの路面特性値によって定量的にあらわしたものとしてはAASHO道路試験結果から導かれたサービス指数PSI（Present Serviceability Index）が広く知られている。しかし同試験は昭和30年代に米国で行われたものであり、国情の相違、その後の車両技術の発達および社会情勢の変化等による評価者の意識の変化を考えあわせると、PSIをそのまま現在の我が国の舗装に適用することは検討の余地があるものと思われる。

我が国においても、その後各機関によって同様の検討がなされ供用性評価式が作成されているが、調査対象が限定されていること等から適用範囲が限られていた。

このようなことから、これらの点を踏まえて舗装の供用性評価についての検討を行い、4種類の供用性評価式を作成した。

調査を実施するに際しては評価者の選定および人数、調査地域と調査箇所数、調査期間および調査項目等について十分な配慮が必要である。

評価者の職業およびその構成は評価結果に大きな影響を及ぼすと考えられるし、調査地域は評価式の適用地域に、調査箇所数は評価式の正確さにかかわると考えられる。また調査期間が短い場合は評価結果がその時点の社会情勢等の影響をうけることが考えられるので、調査期間はある程度長いことが必要である。調査項目についても供用性に関係すると考えられる項目はすべて調査することが望ましく、定量的に把握することが困難な項目はその調査方法について十分な検討が必要である。

これらのことを考え合わせると供用性評価に関する新規の調査を実施するためには多大の費用、時間および労力を要することが予想されるため、既存の調査で前述の要件をおおむね満足していると考えられる路面維持調査結果を中心に解析を進め、若干の補足調査を実施した。

路面維持調査は直轄国道管理調査の一環として昭和47年度（近畿地方においては昭和44年度）よ

り沖縄地方を除く全国で実施されている調査で、基準調査と一般調査より成っている。

基準調査は合理的な維持修繕基準を作成するための基礎資料を得ることを目的として行われている調査で、舗装構成等が明らかなアスファルト舗装の区間約 300m を選定して年 1 回、ひびわれ率、わだち掘れ量、縦断凹凸量、すべり抵抗係数、および交通量等を測定し、あわせて視察による路面の総合評価を実施している。調査は昭和 55 年 3 月までに合計 138 カ所で実施されている。

一般調査は維持修繕の実施計画を作成するための資料を得ることを目的として行われている調査で、管理区間を維持修繕の単位区間（2～3 km 程度の区間）に分割し今後 1～2 年の間に維持修繕を行うと考えられる区間についてそのうちの約 200 m の区間を対象に基準調査と同様の調査を行っているものである。

路面性状を表わす特性にはひびわれ率、わだち掘れ量、縦断凹凸量、すべり抵抗係数等の特性値のほか、きめの粗さ、アスファルト混合物の均一性などがある。これらはいずれも舗装の供用性と関係の深い特性であるが、これらの特性によって舗装の供用性を評価する場合、特性の数はなるべく少なく比較的容易に定量化できる特性、あるいは特性値である方が実用的である。さらに測定が比較的容易であり、再現性のある特性であることも必要である。

舗装の供用性が低下すると維持修繕が実施される。したがって現状で維持修繕の要否の判断に用いられている特性についても考慮する必要がある。このようなことを考え合わせて、舗装の供用性を表わすための路面特性としてひびわれ率、わだち掘れ量、および縦断凹凸量の 3 特性値を取り上げた。それぞれの特性値の概要は以下のとおりである。

(1) ひびわれ率（％）

ひびわれ率は調査対象面積に対するひびわれ面積の割合である。ひびわれ面積の算出方法には、網状ひびわれの面積と線状ひびわれの長さ に 0.3 m を乗じた値の合計値をひびわれ面積とする実測法と、50 cm 四方のメッシュを想定して、網状ひびわれが生じているメッシュ数に 0.25m^2 を乗じた値と線状ひびわれが生じているメッシュ数に 0.15m^2 を乗じた値の合計値をひびわれ面積とするメッシュ法がある。一般にメッシュ法によるひびわれ率は実測法による値より大きくなる。

路面維持調査はごく一部がメッシュ法によって行われたが、大部分は実測法によって行われた。なお近年は省力化のためにメッシュ法によって行う場合が多い傾向にある。

(2) わだち掘れ量（mm）

わだち掘れ量は路面の横断形状を 3 m 横断プロフィロメータによって測定し、その最高部と最低部の差をその断面のわだち掘れ量とする。これを 20 m 間隔で行い、それらの平均値をその区間のわだち掘れ量としている。道路管理者が維持修繕の要否の判断に用いる値としては、各断面ごとに算出した値の最大値を用いる方が良いという意見があるが、最大値は特異な値に左右されやすい場合がある。および予測が困難であるという問題がある。そのため平均値とバラツキの程度をあらわす統計量 V を組合せた値をその区間のわだち掘れ量とするという意見もある。

本文では平均値でもってわだち掘れ量としている。

(3) 縦断凹凸量 (mm)

縦断凹凸量は走行車線の左車輪走行軌跡の縦断形状を3m縦断プロフィロメータによって測定し、得られた形状より1.5m間隔に値を読み取ってそれらの標準偏差を算出し縦断凹凸量としている。8mプロフィロメータ等の他の測定機によって測定した場合は換算式を用いて換算する。

路面維持調査結果より前述の3特性値が測定してあり視察による総合評価も実施している1,808組のデータを得た。視察による総合評価とは表面のきめやひびわれなど8項目についての調査事項について道路管理者が路面を視察評価し、その結果を総合して舗装の供用性を以下に示すように評価したものである。

(総合評価)

- A ……全く欠陥が認められない。(良)
- B ……いくぶん欠陥があるが、良好とみなされる。
- C ……欠陥は多いが修繕を要しない。
- D ……簡単な修繕を要する。(パッチング、部分的シールコートなど)
- E ……大規模な修繕を要する。(オーバーレイ、打替えなど)

2-3. 供用性評価式の作成

前述の1,808組のデータを利用して供用性評価式の作成について検討した。ここで供用性はカテゴリーで表わすよりは数値で表わす方がはるかに実用的であるが、そのためには総合評価結果を数値化する必要がある。そこで前述の総合評価結果をA=10, B=8 …… E=2と数値化した。これは供用性は広義的には道路のサービス水準を表わすものであるから、路面性状が悪くなるにしたがって供用性を示す値が小さくなるようにした方が理解しやすいと考えられること、およびその大きさの程度は10段階表示が適当であると判断したことによる。

供用性評価式の関数形は数多く考えられるが、あまり複雑な関数は実用的でない。AASHO道路試験結果からは式(9)で示される関数形が得られており、我が国において過去に提案された供用性評価式も式(9)を参考にして係数だけを修正したものが多い。

$$PSI = a_0 - a_1 \log \sigma - a_2 \sqrt{C} - a_3 D^2 \dots\dots\dots (15)$$

ここで、PSI : サービス指数

C : ひびわれ率(%)

D : わだち掘れ量(mm)

σ : 縦断凹凸量(mm)

a_i : 定数

しかし式(9)は約20年前に作成された式であり、表-5に示すように路面維持調査とは評価方法が異なることからそのままの関数形を用いることは検討が必要であると思われるが、著しく異なった関数形になるとは思われない。そこで、ひびわれ、わだち掘れ、縦断凹凸の実測データを指数変換

表-5 総合評価の方法

	AASHO道路試験	路面維持調査
調査期間	昭和33年～昭和35年	昭和44年～昭和54年
評価者	道路建設技術者 材料関係者 自動車製造業者等	建設省職員 (道路管理者)
調査方法	走行試験による評価	視察による評価

した場合および対数変換した場合について総合評価値との関係を分析することにした。まず3特性値のそれぞれについて0.2乗、0.4乗、……2.0乗と10種類の指数変換を行い、それらを組合せた1,000ケースについて総合評価値との重相関係数を求めた。ところで前述したように、供用性の評価は評価者の立場によって異なり、その立場は表-5に示すように道路管理者、ドライバーおよび乗客等の道路利用者、沿道住民および歩行者等の3種類に大別することができる。そして、それぞれの立場の評価者の評価結果を総合したものが最終的な供用性評価結果であると考えられる。路面維持調査による総合評価はそのうちの道路管理者の立場からみた舗装の維持修繕の要否を判断した評価であると考えられることから、その評価値を最終的な評価結果と区別する意味で維持管理指数MCI (Maintenance Control Index) と名づけた。MCIの回帰式を式(10)に示す。

$$MCI = 10 - 1.48 C^{0.3} - 0.29 D^{0.7} - 0.47 \sigma^{0.2} \dots\dots\dots (10)$$

ここに、MCI：維持管理指数

C, D, σ ：式(9)と同じ

調査は全国の種々さまざまな路面に対して行われたものであり、評価者に対して事前訓練等は全く実施していないにもかかわらず、式(10)の重相関係数が0.75程度であったことから、供用性を表わす特性として3特性値を取り上げたことおよび総合評価の数値化の方法は妥当であり、MCI式は実用に供せられるものと判断した。

それぞれの路面特性値の変化に伴うMCIの変化を図-11に示すが、MCIに対する影響はひびわれ率が最も大きく、縦断凹凸量はあまり大きくないことがわかる。なおMCI式の適用範囲は概ねひびわれ率については40%以下、わだち掘れ量については35mm以下、縦断凹凸量については5.0mm以下であると考えられる。

路面特性値の測定は現在ひびわれ率およびわだち掘れ量については写真撮影による高速測定法が確立され、大規模なデータ収集も行われている。しかし縦断凹凸量については行われていないため、ひびわれ率およびわだち掘れ量の2特性で舗装の供用性を判断せざるを得ない場合がある。さらに近年交通車両の大型化、重量化に伴いわだち掘れだけが顕著であるような区間が多く見受けられるようになった。このような区間に式(10)を適用しても他の路面特性値が少さいために妥当な評価が得られない

場合がある。このような場合には2あるいは1特性値による供用性評価式が必要であると考えられる。そこで2特性および1特性による評価式についても検討を行い、ひびわれ率とわだち掘れ量の2特性による供用性評価式として式(17)を得た。また、ひびわれ率およびわだち掘れ量による供用性評価式として式(18)、(19)を得た。

$$MCI_0 = 10 - 1.51 C^{0.3} - 0.3 D^{0.7} \dots\dots\dots(17)$$

$$MCI_1 = 10 - 2.23 C^{0.3} \dots\dots\dots(18)$$

$$MCI_2 = 10 - 0.54 D^{0.7} \dots\dots\dots(19)$$

ここに、 MCI_0 ：2特性による維持管理指数

MCI_1 ：ひびわれ率より求めた維持管理指数

MCI_2 ：わだち掘れ量より求めた維持管理指数

C, D：式(8)と同じ

なお式(17)、(18)および(19)で得られた値を前述のMCIと区別する意味で、それぞれ MCI_0 、 MCI_1 および MCI_2 とした。各路面特性値と MCI_0 、 MCI_1 および MCI_2 の関係を図-12、図-13に示す。

式(20)は道路維持修繕要綱(昭和53年版)に示されているPSI式である。各路面特性値の関数はAASHO道路試験結果より求められた関数が用いられているが、それぞれの係数は次のように修正されている。

$$PSI = 4.53 - 0.518 \log \sigma - 0.371 \sqrt{C} - 0.00174 D^2 \dots\dots\dots(20)$$

ここに、PSI：供用性指数

C, D, σ ：式(8)と同じ

MCIとPSIについて各路面特性値との関係を検討し、MCI式の特徴等に関して考察した。図-14はMCI式およびPSI式における各路面特性値の変化による評価値の変化を示したものである。

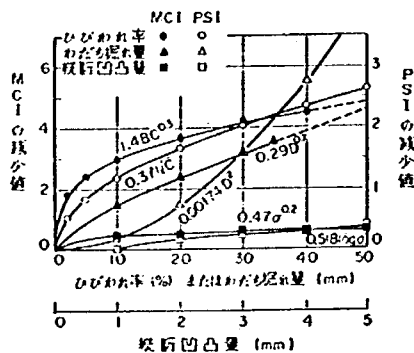


図-11 路面特性値によるMCI, PSIの変化

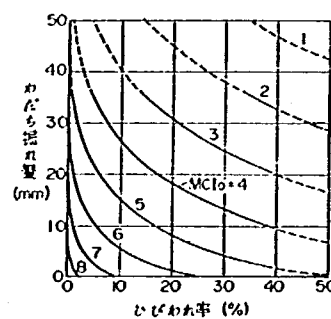


図-12 路面特性値と MCI_0 の関係

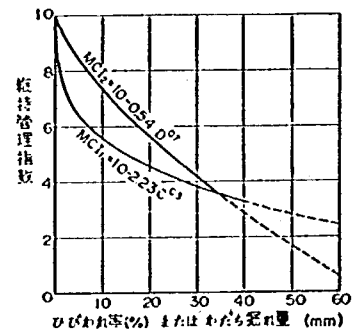


図-13 路面特性値と MCI_1 , MCI_2 の関係

MCI は 10 段階表示であり、PSI は 5 段階表示であるため尺度を合わせてあるが、図-14 の結果等より適用頻度が多いと考えられる範囲の大部分において MCI 式の各路面特性値による評価値の変化は PSI 式のそれより大きくなっている。特に路面特性値が小さい場合に变化の程度が大きく、路面特性値が大きくなるに従ってその程度は小さくなっていき、ひびわれ率、わだち掘れ量、縦断凹凸量がそれぞれ約 32%、約 30mm、約 4.0mm を超えると PSI 式による変化の方が大きくなる。このように MCI 式は PSI 式と比べて路面特性値が小さい場合を重視した式である。逆にいえば、PSI 式がわだちやひびわれがかなり発生した路面について精度よく評価できるのに対して、MCI 式はそれに至るまでの初期の段階で精度よく評価できる式となっている。

また直轄国道においてオーバーレイが実施される舗装の平均的な路面特性値はひびわれ率が約 20%、わだち掘れ量が約 20mm、縦断凹凸量が約 4.0mm であることから考えると MCI 式の方が適用性が高いと考えられる。

2-3. 舗装のデータバンクシステム

より合理的な維持修繕計画を立案し、適切な維持管理を行うためには、舗装に関するデータを効率よく収集し、使いやすい形態に保持しておくことが必要である。

当研究室では各地建と共同で膨大になりつつある道路の情報を維持修繕計画に活用するため、舗装に関するデータバンクを作成すべく、調査方法から、処理方法、活用方法に至るまで検討を重ねてきている。

まず、本データバンクに入力される情報は表-6 に示すとおりであり、大きく 4 種類に分けられるが、項目では 25 種類にもなる。路線名及び距離標を指標とし、情報の全てはこれらによって連結されている。したがって距離標は不動であることが望ましいが、除雪、事故等による破損又は沿道条件等による設置不能といったことから、必ずしも不変であるとは限らない。そのため、道路管理データの中に、キロポスト間距離という項目を設けるとともに、入力表にブレーキ欄を設け、ブレーキ箇所及びブレーキ量を明確にできるようなものとしている。

図-15 にデータバンクシステムのメインフローを示すが、道路管理データ、道路特性データ、施工・補修データについては、一部紙カードによる入力であるが、路面性状データについては、測定の自動化が進んでおり、決められたフォーマットで磁気テープに収められる。よってデータバンクには、その磁気テープによる入力が行われる。

これらのデータバンクの利用方法についても充分検討する必要があるが、現在地建等で使用してい

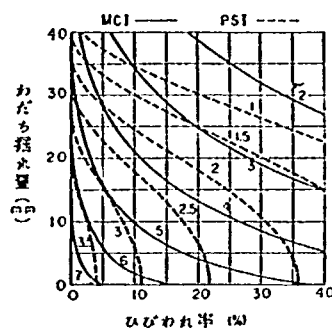


図-14 路面特性値と MCI および PSI の関係

る項目は次のとおりとなっている。まず、舗装データバンクによって出力されるデータは、予測値及び構造物等を含む路面性状データ、供用レベル図、路面性状に関する管理水準の度数分布表、及び任意に設定したガイドラインによって抽出された維持修繕区間などである。これらのデータは、本局、事務所、出張所における管理区間の現在の現況把握、工法検討の資料及び予算関係の資料としての利用が考えられている。

さらに今後、長期的に見ればよりよい舗装構造の提案も考えられ、各種データバンクとの結合から、あらゆる資料を簡単に得ることが可能となろう。そして、舗装の維持管理、補修は未来永劫続くものであり、毎年の新設とともにその量も増加している。今後は運用面が重要になってくると思われるが、この舗装データバンクシステムがしっかりと定着することで、より適確な維持管理体制が確立できるものと考ええる。

しかし、これを推進するためには問題点がない訳ではない。例えば各種測定方法の開発及び自動化である。

現在、路面性状のうち、ひびわれ、縦断凹凸、横断凹凸とも非接触タイプの測定機が開発されているが、さらに精度を上げ変速測定が可能のように改善を進めること、及び厚さや構造に関するデータの測定の問題がある。つまり舗装を開削することなく、路床路盤やアスファルト混合物の状態を把握できればよい訳であるが、技術的にはかなりの問題が伴うものと考えられている。

いずれにせよ、データバンクの整備は合理的な道路の維持管理を考えると最も重要な事項であると考えられよう。

表-6 入力情報の種類

I 道路管理データ	
1.	路線番号
2.	管理担当工事々務所・出張所
3.	都道府県・市区町村
4.	キロポスト間距離
II 道路特性データ	
1.	車線数
2.	大型車交通量による道路区分
3.	路床土のCBR
4.	T _A
5.	地域区分(その1)
6.	地域区分(その2)
7.	道路構造物
8.	舗設年月
9.	交差点の有無
III 路面性状データ	
1.	ひびわれ率
2.	わだち掘れ量
3.	縦断凹凸量
4.	路面種別
IV 施工・補修データ	
1.	施工方法
2.	施工厚
3.	施工材料
4.	舗装構成
5.	路床改良の有無
6.	路床土の実測CBR
7.	実測T _A

3. 材 料

3-1. 一般的状況

路盤を含めてアスファルト舗装の主な材料は骨材、フィラー、アスファルトであり、コンクリート

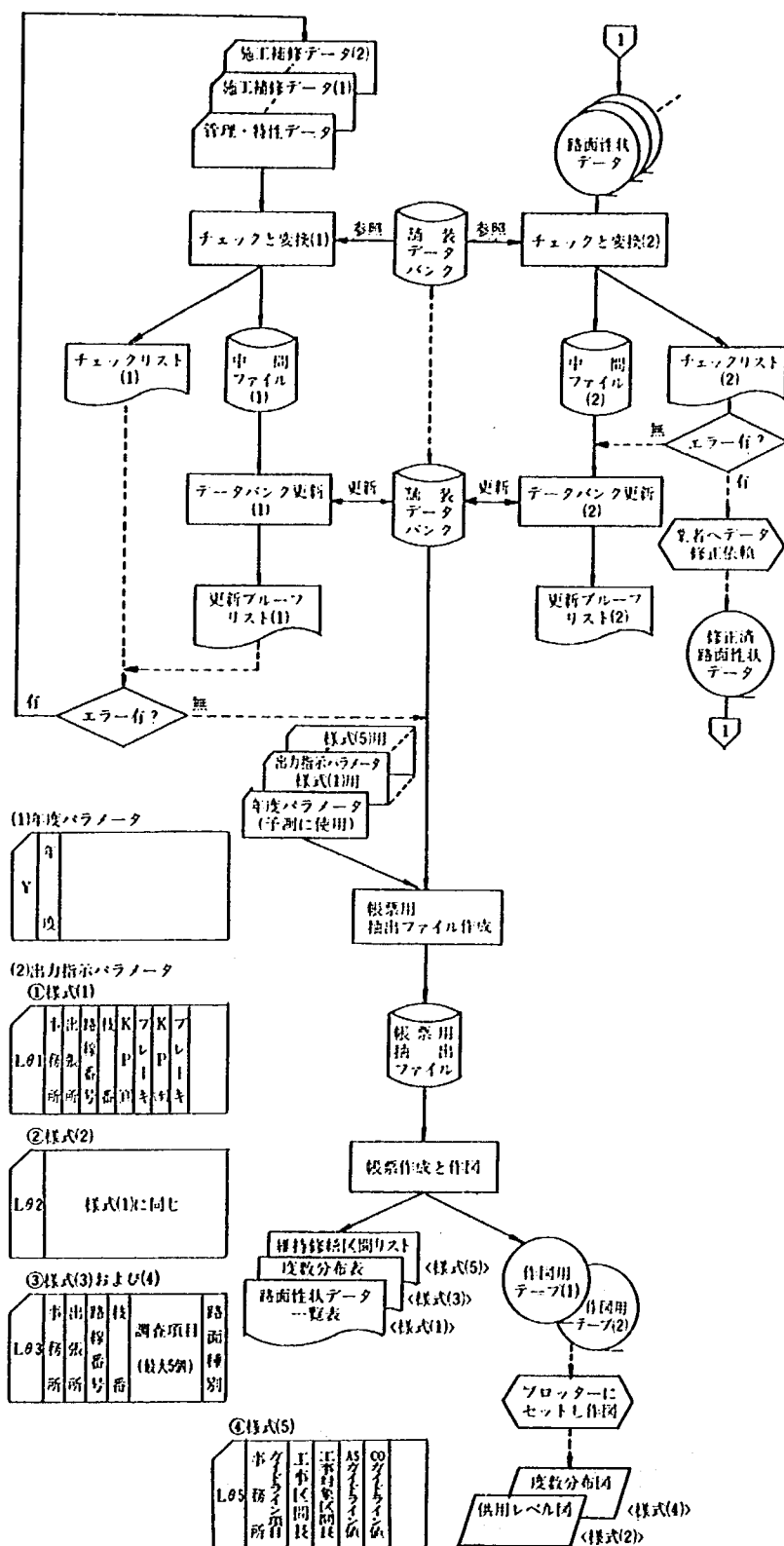


図-15 データバンクのシステムメインフローチャート

舗装の場合には骨材とセメントである。

この材料は将来とも変わらないであろうが、省資源という観点から人工骨材や低品位骨材の利用、あるいは現地産材料の利用が種々な方法で試みられている。また省資源という観点からではなく、舗装の供用性を更に高めるということから、それぞれの材料の具備すべき品質を改良していこうという努力がなされている。

これまであまり使用されていなかった現地産材料や人工骨材等を新しく使用する場合、あるいは新しく開発した材料を使用する場合、いきなり実際の道路に大規模に施工することはまれである。室内での十分な検討を実施した後、適切な試験舗装に移される。この試験舗装の意義は種々な条件を網羅したものであり、室内試験結果と実際の交通条件下での現象から、いわば理論と現象の結びつきを解明するものでなければならない。

もし、室内試験の結果から現場の供用性を適格に判断し得ることができれば、このような試験舗装を一々実施しなくてもよいということになる訳である。

例えば、室内におけるホイールトラッキング試験の結果から、かなりの精度で現地のわだち掘れ量を予測することが可能である。一方、わだち掘れを防ぐ措置の結果として、ひび割れの発生が懸念されるが、それを室内において評価する試験方法には現在のところ十分なものが開発されていない。

将来考えられる材料としては、主として次のようなものが挙げられよう。もちろん現在既に使用されているものもあり、新しい材料とばかりは言えないが、種々の組合せや改良がなされるものと思われる。

まず、歴青系バインダとしては従来のストレートアスファルトやセミブローンアスファルト、天然アスファルト、カットバックアスファルト、アスファルト乳剤などがある。その他、ゴム系バインダとしては天然ゴム、再生ゴム、スチレンブタジエンゴム、クロロプレンゴムなどを始め、ブチルゴムやポリブタジエンゴム、硫化ゴム、アルフィオンゴム、シリコンゴムなど種々の利用が考えられよう。

熱可塑性、および熱硬化性の合成樹脂系のバインダになると、考えられる素材としては種々のものがある。

手元にあるわずか 500 ページに満たないケミカルポケットブックでも、原油、石炭、石灰岩、アセチレン、空気、水、天然ガス、ナフサ、LPG、一酸化炭素、エチレン、アンモニア、尿素、酢酸、アルコール、プロパン等々を利用してほとんどすべてのものが作り出され、他の素材である骨材やガラス、鉄等の複合材料まで考えるとほとんど無限であると言ってよい。

このようなファインケミカルの技術は現代の錬金術であるとも言えそうであるが、しかし価格や環境への影響という点からこのような材料が全て舗装に使えるということにはならない。

骨材としては、碎石、砂利、砂、スラグなどが依然として大勢を占めている。これらの材料の中でも現在あまり利用されていないか、あるいは品質性状がそのままでは使えないものがあり、改善方法や他の材料との組合わせについて研究する必要があるだろう。

例えば、骨材表面に化学的、ないしは熱的な処理をすることによって品質の改善をはかろうという試みなどである。

フィラーとしては石灰石粉や火成岩石灰、消石灰、フライアッシュなどが使用されているが、このほかにセメントやアルミ粉、無機顔料、金属粉など種々なものが考えられる。更にこのような無機質のフィラーのほかに有機顔料、石炭粉、コークス粉、木粉、おが屑、ゴム粉末、プラスチック粉末や種々な繊維素材がある。

このように、骨材、バインダ、フィラーが材料の中心となる訳であるが、このほかにも剝離防止対策や、界面活性の改善などのために種々な材料が検討されている。

材料の検討のためには通常の配合設計、マーシャル試験、ホイールトラッキング試験、水浸ホイールトラッキング試験、曲げ試験などが中心になるものと考えられるが、材料の組合わせによってはこれだけでは不十分であり、更に特殊な試験法が必要となっている。

ここでホイールトラッキング試験によるDSとわだち掘れの関係例を図-16に示す。この他、DSとわだち掘れの関係については数多くのデータが得られており、すでに評価のための試験方法として定着している。

ちなみに各種材料をアスファルト混合物に用いたときの工学的評価は主としてマーシャル試験が用いられている。マーシャル試験はその特性値が必ずしも現地の供用性を表わしていない

というものの、試験法の簡便さ、データの豊富さ、これまでの数十年にわたる経験の裏付けから考えて実用上最も信頼のおけるものであり、将来とも変わらないと考えられよう。しかしこれにとどまらず混合物の実際の姿を再現し、工学的に評価しようという基礎的研究がなされつつあり、これらの研究に用いる特殊な試験方法としては表-7に示すようなものがある。このうちいくつかの試験は前述のホイールトラッキング試験のようにすでに一般化され、実用に供されているものもあるが、これらの試験方法を駆使して得られた材料の特性値を用いて、層構造を解明し、さらにはひびわれやわだち掘

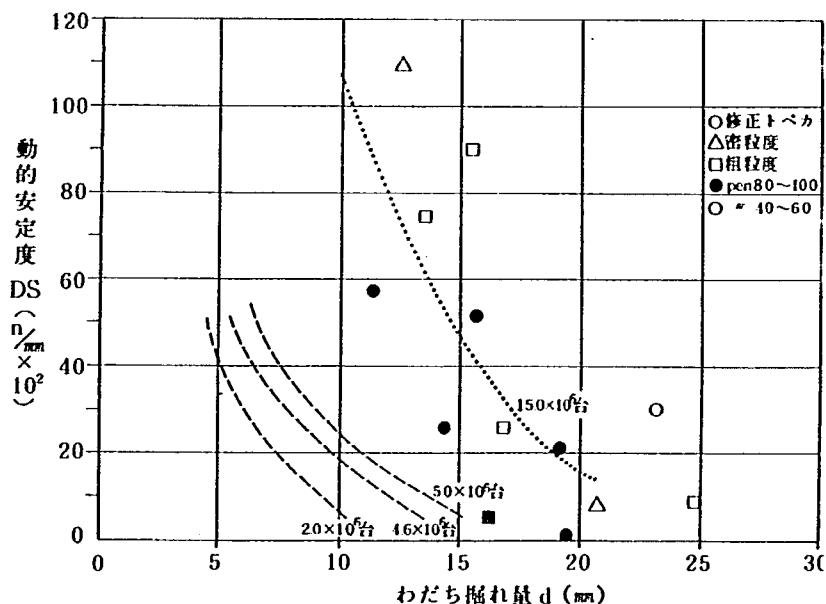


図-16 わだち掘れ量とDSの関係(幕張試験舗装)

れ現象を解明していくのが研究の方向であると考えられている。例えば、世界各地で曲げ試験や引張り試験を中心として疲労試験が行われ、ひび割れ発生に対する許容ひずみと疲労寿命の関係が得られつつある。しかし、実際の現場の供用性との対比からみるとまだ十分なものとは言えず、試験方法の開発も含めて更にこの方面の研究が必要となっている。

同時に、このような種々な特性を持った材料を検討する場合、単に工学的な面の検討のみならず、複合材料として物理化学的な検討も必要であり、例えば複合材料の界面物性や、付着性、熱的性状などについて材料力学とレオロジーを組合わせた変形力学の導入の研究などが必要となっている。

表-7 破壊現象およびそれに対応する試験法(管原)

原因	現象	荷重条件	作用	測定される力学性状	測定法
大荷重	破断	単一荷重	曲げ, 圧縮, 引張り	破壊強度 破壊時のひずみ	定ひずみ速度試験
水平荷重	ウェービング	ブレーキ力, 頻度	ずれせん断	剛性率, クリープコンプライアンス	せん断試験, せん断クリープ試験
温度応力	亀裂	温度降下による収縮	引張り	線膨張係数 緩和弾性率	温度応力測定 応力緩和試験
長時間荷	クリープ	車の重量, 頻度 タイヤ圧	曲げ, 圧縮, 引張り, ずれせん断	クリープコンプライアンス	クリープ試験
繰返し荷	亀裂	車の重量, 頻度 タイヤ圧	疲労	ステイフネス 疲労破壊回数	動的試験, 疲労試験
	わだちぼれ	車の重量, 頻度 タイヤ圧	圧縮 側方流動	動的安定度 (Pass/mm)	シミュレーション試験 (ホイールトラッキング)
衝撃荷重 摩擦力	表層の荒れ	タイヤ, スパイクなどの衝撃力, 頻度	衝撃	耐衝撃性 耐摩擦性	シミュレーション試験 (フレッティング)
	すりへり	チェーン, スパイクなどの衝撃力, 頻度	衝撃	耐衝撃性 耐摩擦性	シミュレーション試験 (ラベリング)

そのほか、ある材料中に一定の類似した形状の粒子が分散しているときの形と数、表面積、等方性、配向性などのいわゆるステオロジーが問題とされ、この面からの混合物の特性、及び配合設計手法も必要となろう。現にコンクリートやスチールファイバーコンクリートでは等方性や配向性を中心に、複合材料としての検討がかなりなされている現状であり、将来アスファルトコンクリートについても研究が進められるものと考えられる。

このようなミクロの検討は、特に混合物の表面性状を議論するときに重要なファクターとなろう。混合物の表面性状は路面の滑りや摩耗、表面輝度、表面排水、騒音等と密接な関連があり、これまであまり検討がなされていなかった分野である。電子顕微鏡やレーザー、超音波等を利用した測定技術の開発とあいまって、舗装研究の新しい分野にまで発展していくものと思われる。

3-2. 歴 青 材 料

我が国で初めて石油アスファルトが生産されたのは大正3年であるが、現在では年間約400万トン

のアスファルトが供用されており、世界でも有数のアスファルト使用国となっている。

その後昭和36年版の「アスファルト舗装要綱」に日本道路協会規格が採用された。それは、戦後の石油アスファルトが原油や製法を異にして性質がまちまちであるために、施工に便なるよう低温伸びによりA、B、Cの3つの型に分類するものであった。しかし昭和42年版ではこの分類法は失われ、代わってアスファルトの粘度温度関係に注目するようになった。昭和47年には、アスファルト舗装の各種欠陥状況とアスファルトの品質を考慮しながら検討した結果、薄膜加熱試験と蒸発後の針入度比という新たな試験項目を加えて暫定規格が判定された。この暫定規格は試験舗装や室内での共通試験など広範囲にわたる検討ののち、昭和53年版の要綱に採用された。また昭和53年版の要綱には60°C粘度に着目したアスファルトとしてのセミブロンアスファルトが採用された。これは60°C粘度を上昇させることによって、アスファルト混合物に高度の流動抵抗性を付与しようとする改質アスファルトの一種である。

セミブロンアスファルトについては、その後第1次、第2次、第3次にわたる極めて莫大な試験舗装が実施され、約10年の追跡の結果当初の規格である $14,000 \pm 4,000$ poise、粘度比6が、新たに $10,000 \pm 2,000$ poise、粘度比5以下のものが望ましい品質であるとの結論が得られている。これについては後述することとしたい。

表-8に我国の舗装用アスファルトの規格の変遷を示す。時代の要請に従がいそれぞれ何回かの改訂をへて今日に至っているが、最近では原油の供給形態、石油精製技術の著しい進歩に伴ないアスファルトの品質も変わってきているといわれる。例えば原油の重質化と製品の軽質化の相反する要求を満たすための溶剤脱歴、種々の分解技術などが進んでいるが、アスファルトの品質が真に優れたものとなっているのか、組成、規格、試験方法、供用性などについて検討を進めるべき時期に来ているといえよう。

3-3. セミブロンアスファルト

セミブロンアスファルトの開発を進めるにあたって、まず室内試験結果をふまえて、セミブロンアスファルトを用いた混合物を供用中の道路に舗設し、その適用性を検討した。試験舗装のおもな目的は、セミブロンアスファルトの耐流動効果の確認と、60°C粘度の適正値を見出すことにある。

試験舗装に先だって、セミブロンアスファルトの品質規格を表-9のように定めた(第1次規格)。なお、同表には試験舗装の成果を反映して改訂を加えた第2次、第3次規格も、比較のため載せてある。

通常の舗装用アスファルトの品質規格に比べ、この第1次規格の最も特徴とするところは、60°C粘度の項目を設け、その目標を $14,000 \pm 4,000$ poiseというきわめて高い値に規定した点にある。この値を採用したのは次のような理由による。

- ① 通常の舗装用アスファルトの60°C粘度は $1,500 \sim 4,000$ poiseであるが、このうち最も粘

表-8 舗装用アスファルト規格の変遷(関根)

年代 (昭和)	舗装要綱 (舗装用石油アスファルトの規定)	JIS K 2207 (石油アスファルトの規定)	アスファルト生産 関連主要事項
1950(25)	アスファルト・セメントの規定制定 ○針入度別等級採用(25℃, 100 g, 5 sec)。 ○引火点, 蒸発減量, 蒸発後針入度 %, 伸度 (25℃), 四塩化炭素可溶分規定。		ナフテン基原油によるアスファルト製造 ↓ セミプロリン製品製造(中間基) ↓ PDA混合アスファルトの製造 ↓ Ac 100の開発 ↓ 第1次石油ショック ↓ 第2次石油ショック
1956(31)		石油アスファルトのJIS制定(JIS-K 2207) ○針入度級採用(25℃, 100 g, 5 sec)。 ○軟化点, 伸度(10, 15, 25℃), 蒸発量, 蒸 発後針入度 %, 四塩化炭素可溶分, 引火 点規定。	
1960(35)		第1回改正 ○40~60, 60~80, 80~100, 100~120級に 対し伸度による甲, 乙区分採用。伴ない伸 度規定細分化。	
1961(36)	第1回改訂 ○伸度によるA, B, C区分採用(5, 10℃ 伸度追加, A, B, C毎に細分化規定)。 ○軟化点規定採用。 ○蒸発減量規定を厳格化。	確認	
1966(41)		確認, 改正案(石油連盟案)提示	
1967(42)	第2回改訂 ○A, B, C区分廃止, 15℃伸度は残存。 ○40~60級, 150級以上を除外。 ○針入度級毎に軟化点範囲規定。 ○針入度級毎に, 蒸発減量, 蒸発後針入度 %, 引火点等で厳格化。		
1969(44)		第2回改正(昭和41年の石油連盟案通り) ○甲, 乙区分の廃止, 15, 25℃伸度残存(但 し数値一部変更)。 ○軟化点等級別に細分化, 範囲規定。 ○蒸発量規定一部変更。	
1972(47)	暫定規格での運用開始 ○アスファルト品質一般規定の厳格化 ○60~80, 80~100級に集約。 ○蒸発後針入度比, 薄膜加熱減量, 比重, 規 定導入。 ○軟化点, 蒸発後針入度 %, 引火点, 規定厳 格化。 ○高温粘度-温度関係データ添付義務付。		
1975(50)	第3回改訂(暫定規格の正式規格化) ○100~120級, 120~150級復活, その他は 暫定規格と同じ。	確認	
1978(53)	第4回改訂 ○40~60級復活, 120~150級削除。 ○蒸発減量, 蒸発後針入度 %, 削除。 ○引火点一部(100~120級)厳格化。 ○四塩化炭素可溶分を三塩化エタン可溶分に 変更。		
1980(55)		第3回改訂 ○40~60級以上の高針入度級の軟化点, 60~ 80級伸度, 全等級引火点を厳格化。 ○比重, 薄膜加熱関連項目(質量変化率, 針 入度変化率), 蒸発後針入度比追加規定。 ○蒸発量数値一部変更, 表示方法変更。 ○四塩化炭素可溶分を三塩化エタン可溶分に 変更。 ○高温粘度データ添付義務付け。	

表-9 セミブローンアスファルトの品質規格

項 目	種 類	第 1 次 試 験		第 2 次 試 験	第 3 次 試 験
		AC-140	AC-80	AC-140	AC-100
粘 度 (60℃ poise)		14,000±4,000	8,000±2,000	14,000±1,000	10,000±2,000
粘 度 比 (TFOT後 の粘度 / 原アスファルト の粘度)		—		60以下	50以下
動 粘 度 (180℃ cSt)		200以下		200以下	200以下
薄膜加熱重量変化(%)		0.6以下		0.6以下	0.6以下
針 入 度 (25℃, 100g, 5秒)		40以上		40以上	40以上
三塩化エタン可溶分(%)		99.0以上		99.0以上	99.0以上
引 火 点 (℃)		260以上		260以上	260以上
比 重 (25℃/25℃)		1.000以上		1.000以上	1.000以上

度の高い種類である針入度 40/60 のアスファルトでも他に比べて耐流動効果があまりみられないことから、4,000 poise の 2～3 倍、すなわち 10,000 poise 程度は必要と考えられる。

- ② 従来の経験をもとに、ひびわれ発生の著しい舗装のアスファルトの性状から推定すると、60℃ 粘度を 20,000 poise 以上にするとはひびわれの危険性がある。
- ③ アスファルトの 60℃ 粘度を、ブローイング方式で 10,000 poise 以上の所定の値に調整することは初めての試みであるため、製造上の精度から判断すると± 4,000 poise の誤差はやむを得ない。

このように、14,000±4,000 という数字は、この時点で、種々の要因を総合的に判断して暫定的に定めたものである。

(1) 試験舗装の概要

試験舗装は、建設省各地方建設局、東京都建設局、神奈川県土木部、首都高速道路公団などの協力を得て、下記のとおり三次にわたり延べ約 12 万 m² を実施した。

第 1 次 昭和 52 年度 9 か所・37 工区 41,538 m²

第 2 次 昭和 53 年度 14 か所・53 工区 46,255 m²

第 3 次 昭和 56 年度 11 か所・11 工区 32,171 m²

(2) 第 1 次試験舗装

第 1 次規格を目標とするセミブローンアスファルトを製造し、これを用いて上記の規模の試験舗装を行った。なお、参考のため、8,000 poise 目標のアスファルトも供試した。混合物の種類は、表層に密粒度アスファルトコンクリートを、基層には粗粒度アスファルトコンクリートを中心とし、アスファルト量はほとんどの混合物でアスファルト舗装要綱の定める設計アスファルト量とした。

試験舗装の結果から、セミブローンアスファルトは耐流動にきわめて効果のあることがわかった。しかし、多くの箇所では早期にひびわれの発生をみたため、これらについて検討したところ、そのほとんどの場合、原アスファルト（加熱混合する前のアスファルト）の60℃粘度が規格以上に高いことが明らかとなった。また、薄膜加熱試験後の原アスファルトに対する60℃粘度の比が大きい場合に、ひびわれ発生が顕著であることが判明した。このため、粘度のみならず粘度比をも新たに規定する必要に迫られた。

(3) 第2次試験舗装

第1次試験舗装を参考にして、粘度比を6.0以下と定める（第2次規格）とともに、60℃粘度の規格を厳守することに十分配慮してセミブローンアスファルトを製造し、第2次試験舗装を実施した。その結果は、耐流動性のみならず、ひびわれ防止についてもほぼ満足できるものであった。しかし、個々のデータについて詳しくみれば、次のような傾向のあることが判明した。

- ① 粘度比が6.0以下の規格内にあっても、5.0以上の場合にはひびわれが発生した。
- ② 60℃粘度が15,000 poiseを超える箇所ではひびわれが発生した。
- ③ 60℃粘度が7,000 poiseを下回る箇所では流動が生じた。

第1次、第2次の試験舗装を通じて得られたデータを解析した結果、次のことが判明した。即ち、セミブローンアスファルトの耐流動効果は明らかであり、わだち掘れ量は市販アスファルトを使用した場合のほぼ1/2程度と推定できる。

また、60℃粘度が高くなるにつれてわだち掘れは緩やかに減少するが、60℃粘度が10,000 poiseを超えると急激にひびわれ率が増大する。すなわち、わだち掘れとひびわれを両方防止するには、60℃粘度を10,000 poise程度に調整することが望ましい。

(4) 第3次試験舗装

これまでの試験舗装の結果から、品質規格のうち60℃粘度を $10,000 \pm 2,000$ poise、粘度比を5.0以下に改訂した（第3次規格）。これは、耐流動性を重視しながら、なおかつ耐ひびわれも考慮した。60℃粘度および粘度比の適正範囲と考えられるものであるが、さらにこれを確認すべくこの規格に基づいた第3次試験舗装を実施した。これまでのところ特に問題はないので、セミブローンアスファルトはほぼ実用化されたと考えられる。

3-4 製鋼スラグ

昨今、環境保全等の観点から、骨材の採取が困難な場合が多くなっており、特に良質な骨材の入手はますます困難な状況にある。このため、道路建設において、現地産材料の有効利用、新しい骨材資源の開発等の必要性が高まってきている。

ところで、我が国における鉄鋼生産の規模は、今やアメリカ、ソ連と並び上位を占め、粗鋼生産量は1億トンに達しており、これに伴って高炉スラグ、製鋼スラグ等のスラグが約5,000万トンも生産

されている状況にある。これらのスラグのうち、高炉スラグは、品質規格がJIS化され、アスファルト舗装要綱にとり入れられたことから、かなりの規模で利用されている現状である。しかし、製鋼スラグはいわゆるフリーライム（遊離石灰）を含むという鉱物組成の違いから膨張崩壊性があり、これを改善する方策として数カ月間屋外に放置し膨張崩壊を促進させるという方法（これをエージング “Aging” という）があるものの、主として埋立て等の土地造成に利用されていることが多く、定まった方向づけがなされないまま今日に至っている。

しかし、前述のように、現地産材料の有効利用の一環として、製鋼スラグを道路用材料に利用する試みがなされ、アスファルトコンクリート用の骨材としての利用も報告されるに至っている。

このような状況を背景に、54年度から土木研究所、財団法人土木研究センターおよび鉄鋼スラグ連盟の3機関からなる共同研究として、“製鋼スラグの道路用材への利用に関する研究”をとりあげている。

なお、ここで用いている材料は次のような組合せとなっている。

- I) S + S スラグ粗骨材 + スラグスクリーニングス
- II) S + T スラグ粗骨材 + 天然スクリーニングス
- III) T + S 天然粗骨材 + スラグスクリーニングス
- IV) T + T 天然粗骨材 + 天然スクリーニングス

(1) スラグの一般的性状

今回使用した各骨材の材料試験結果から次のことが解った。

製鋼スラグの比重は、表乾比重で3.078～3.533、かさ比重で2.916～3.485、見掛け比重で3.476～3.724の範囲にあり、石灰岩に比べ見掛け比重は1.26～1.35倍となり、比重が非常に大きいことがわかった。

吸水量は、粒径による相違はあるが、1.01～5.33%と石灰岩に比べて1.53～4.24倍になった。特に比表面積の大きい細粒部分の吸水量が大きい結果になった。またスラグの観察から、(イ)ち密なものとはポーラスなものが混入している、(ロ)表面に微粉末が付着している、などが観察され、さらに、これらの微粉末は水洗いしても簡単には除去できないことが明らかになった。このような微粉末の付着が吸水量を大きくしている原因と思われた。そこでち密なもの、ポーラスなものを分級し、それぞれの比重、吸水量試験を行った結果、両者の間には、表乾比重で0.552、吸水量で1.80%の差があることが分った。このようなポーラスなものが混入する理由は、製鋼スラグの製造過程の相違があげられるので、品質を均一にするためには製造工程の管理が特に重要である。その他化学的分析によると、表面付着物としてCaCO₃が中心であり、はくり性状、PSV(61～67)、煮沸安定性等を調査した。

(2) アスファルト混合物試験

マーシャル安定度試験における配合試験結果および最適アスファルト量(OAC)におけるマーシャル性状は次のとおりである。

密度は、粗骨材と細骨材の組合せによって異なった値を示した、それぞれの組合せのOACにおける密度の平均値は $S+S=2.889$ 、 $S+T=2.813$ 、 $T+S=2.515$ となり、 $T+T$ を1とすれば、 $S+S$ は約1.2倍になる。これは当然ながら、骨材比重の違いが影響しているものといえよう。

骨材間隙率(VMA)はすべて、 $T+T$ の組合せのものより大きい値となった。混合物の安定性を確保するためにはVMAを極端に小さくしないことが望ましい。しかし、逆にVMAが大きいことは、混合物が良く締め固められていないか、あるいは締め固まらないような混合物であることを表わすので適切な範囲にあることがよい。いずれの混合物も16%前後の値を示しており、 $S+S$ が若干高い値となっている。

安定度は、骨材の組合せ別に平均すると $S+S=1,620$ 、 $S+T=1,790$ 、 $T+S=1,540$ となり $T+T$ に対して1.1～1.3倍の関係にあることから、製鋼スラグアスコンは安定度の高い混合物を期待することができそうである。また、 $S+S$ の場合は、他の組合せよりも、アスファルト量の変化に対して安定度の変化が少ないという特徴がうかがえる。

マーシャル安定度をフロー値で割った値(S/F)はマーシャルスチフネスとよばれ、混合物の硬さを示す指標として利用されている。一般地域では20～50の範囲、耐流動対策用混合物には25以上が望ましいがスラグを使用したものは、50以上となるものが多いことがわかる。しかしこれまでの経験から S/F が50以上の混合物は、ひびわれの危険性があるとされているので、製鋼スラグアスコンについて、このような面からの評価が今後の課題といえよう。

アスファルト量の重量百分率では、製鋼スラグによる混合物は、石灰岩を使用したものよりアスファルト量が少なくなる。しかし、容積百分率で表わすと、逆にアスファルト量が多く配合された結果になることが分った。これを混合物1 m^3 当りに換算すると、 $S+S$ の組合せによるアスコンは重量が約2.9tで、アスファルト量は136kgになる。一方石灰岩によるアスコンは約2.44tでアスファルト量は127kgとなり、約10kgの増加になるので製鋼スラグアスコンはアスファルト量が通常のものに比較して一般的に多くなる傾向にあるといえる。この原因には、スラグが若干ポーラスなものを含んでいることと、および、表面に付着している微粉末の影響があげられる。そこで、微粉末を除いたものと、除かないものを用いて配合試験を行った。これによれば、研磨処理を行うと、密度は約2%大きくなり、安定度が約60%低下することがわかった。安定度が低下する理由には、研磨処理中に骨材が若干丸味をおびてくること、微粉末除去によってスラグ表面が平滑になる、等があげられる。微粉末を除去すれば、混合物は締め固め易くなり、アスファルト量の少ない配合になる。今回の例では、最適アスファルト量は0.5%少ない配合になった。このように、製鋼スラグの表面付着物は、骨材の比重・吸水量に影響するばかりでなく、混合物の、アスファルト量、安定度にも大きな影響を与えていることが確かめられた。この意味から、製鋼スラグアスコンの適正な配合を行うためには、表面付着物の変動を正しく把握することが重要である。

S/F とバインダー容積は、アスファルト量が変動しても S/F の変動は比較的少ない。また $S/F=$

30 以上であり耐流動性が期待できる。

水没マーシャルによるはくり性状には特に問題がないが、しかし、IWT 試験に一部はくり率の高いものがあった。

OAC および、 $OAC \pm 0.3\%$ の範囲でアスファルト量を変化させてホイールトラッキング試験 (WT 試験) を行い、図-17 の結果を得た。石灰岩を用いた混合物は、アスファルト量を減らす配合にしても、DS 1,500 回/mm 以上を得にくい傾向にある。一方、製鋼スラグを用いた混合物では、アスファルト量が OAC より少ない場合には DS が 1,500 回/mm より低い場合もあるが、ほとんど 1,500 回/mm 以上の値が得られた。したがって、製鋼スラグをアスコンの粗骨材に使用したものは、アスファルト量の広い範囲で耐流動対策用の混合物が得られるようである。

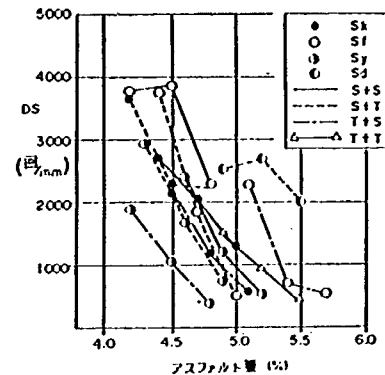


図-17 製鋼スラグアスコンの DS

(3) エージングの検討

試験はエージング期間の異なったスラグの骨材性状及びアスコンの力学試験を行いエージング効果の評価を行った。

試験材料は、膨張比の異なる転炉スラグ 3 種類 (A = 4.4%, B = 3.1%, C = 1.7%) を選定し、エージング期間は、それぞれ 0, 1, 3, 6 カ月とした。さらにこれらと比較するため石灰岩碎石を取り上げた。

エージング方法は、30~0 mm に破碎した転炉スラグ約 500 t を野外にストックし、所定のエージング期間を経た後に切り崩し、混合し、任意に 3 カ所からサンプリングを行った。

試験は、エージング期間による骨材物性の変化、および混合物性状の変化を調査するために表-10 に示す項目について行った。特に混合物については、供試体作製後一定期間屋外に放置したものの性状の変化をも調査した。

これまでの試験結果によれば、製鋼スラグはエージング処理を行えば、骨材の水没膨張比が低減する、アスコンの性状が安定化する等の変化が認められるので、エージング処理は製品管理として必要な処置といえる。そこでこのエージング期間をどのように決めるかということが次の課題

表-10 試験項目と試験方法

項	目	方 法
骨材物性	ふる分け	JISA 1104 に準拠
	比重・吸水量	JISA 1109, 1110 に準拠
骨材物性	すりへり減量	JISA 1121 に準拠
	静的はく離	アスファルト舗装要綱法
	表面粉量と物性	ワイヤーブラシによる採取, X線回折法
	水没膨脹	鉄線測定法 (案)
	鉱物組成	X線回折法
アスファルト混合物	マーシャル安定度	アスファルト舗装要綱法
	ホイールトラッキング	アスファルト舗装要綱法
	水没ホイールトラッキング	土研式
	単純曲げ	万能試験機による速度 $8.3 \times 10^{-3} \text{ sec}$ の中央 1 点載荷
	混合物経時変化	空中 (20°C), 水中 (20°C), 温水 (60°C) 屋外 (自然状態) における膨脹, 供試体観察

といえよう。このため、フケ現象の発生日数をもとに、各条件に応じて一応許容できる日数を仮定し、良・否の判定を行った。これによれば、初期膨張比の大きいもので同時にエージング期間の短いものほど評価が悪い関係が明らかである。さらに、各評価の良いものの数に応じて総合評価を与えてみた。これによれば、総合評価が悪いと判定されたものが良いと判定されるためにはやはり一定期間以上のエージングが必要であることがわかる。個々の評価で良いと判定できる数をいくつにするかは今後さらに検討する必要がある。しかし、今回の実験の範囲内で総合評価が良となるエージング期間の目安としては3～6カ月が指摘できる。

スラグのエージング期間と水浸膨張比およびアスコンのフケ現象の総合評価の関係(図-18 参照)によれば、
 相対膨張比(エージング材の膨張比/未エージング材の膨張比の比, (%))が60以下の範囲に低減したものはアスコンの総合評価が良となるものが多いことがわかる。
 したがって、エージング期間としては相対膨張比が60%以下になるまでの時期が一つの目安になると思われる。
 一方、スラグの種類によっては相対膨張比が60%に低減しないものもあるので、このような時には、水浸状態でのフケ現象を防止する対策の検討が今後の課題といえる。
 いずれにしても、アスコンのフケ現象に着目してエージング期間を探ることは、アスコン用骨材の評価には必要なことと思われる。エージングを主体とした試験調査結果をまとめると次のようになる。

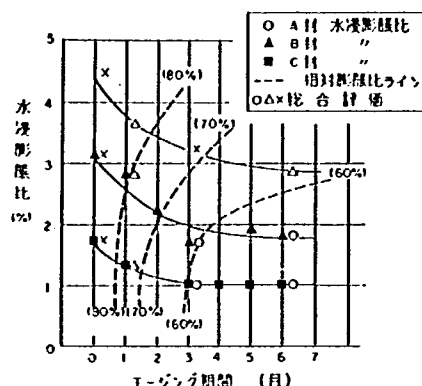


図-18 エージング期間と水浸膨張比およびアスコンのフケ現象の総合評価

- 1) 製鋼スラグはエージング処理によって表面粉量が増加し、この結果比重が小さくなり、逆に吸水量が大きくなる変化がおきる。
- 2) 水浸膨張比はエージング処理によって減少し、ある時期を過ぎれば飽和状態に達する傾向がある。さらに膨張比に差があるのはスラグの鉱物組成や製造法の差によるものである。
- 3) エージングが進むにつれてアスファルト混合物の最適アスファルト量はウェット側に变化する。この原因としてはエージング期間中に析出固着する表面粉が影響しているといえる。このような意味から適切なエージング期間が必要であるといえる。
- 4) エージング期間が長くなるとアスファルト混合物の単純曲げ性状の脆化領域での強度および歪が大きくなり、エージング効果がうかがえる。
- 5) 水浸ホイールトラッキング試験によるはく離性状は、エージング期間の長いものほど小さく、表面粉ははく離防止の効果があるようである。
- 6) アスコンによるエージング判定の試験として、水中放置におけるフケ現象が無い状態を良いとする判定法を用いれば、エージング期間としては3～6カ月となる。

7) 骨材性状によってエージング期間を判定する試験としては、水没膨張比の評価が有効である。

相対膨張比が60%程度に低減すればアスコンのフケ現象も許容できそうなので、期間の決定に役立つといえる。

4. 冬期摩耗対策

積雪寒冷地において冬期の摩耗が問題となっている。特にその原因であるスパイクタイヤの影響について関係各方面で精力的に研究が行なわれており、当研究室に於ても室内における大型回転摩耗試験機による舗装の摩耗試験、現道における摩耗の実態調査などを行なっている。舗装の摩耗被害は、単に道路維持管理という面にとどまらず、摩耗粉塵等の環境に及ぼす影響など多方面の事柄が関係しているので、その対策は急務となっている。この問題について舗装技術者が考えていくべき事項は、図-19に示すように各分野に幅広くまたがっているものと言える。このうち舗装に関するいくつかのデータについて紹介することとしたい。

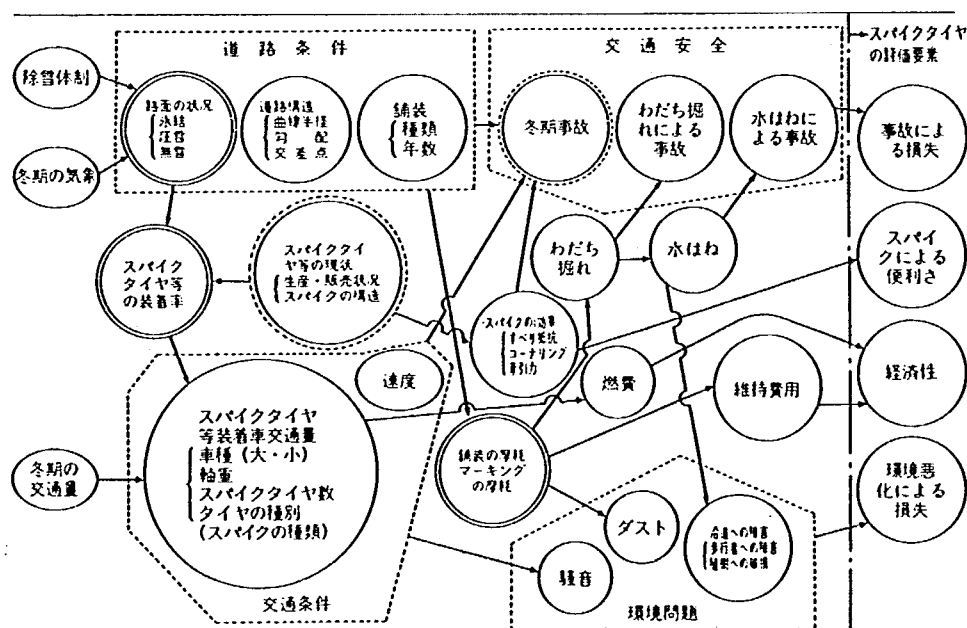


図-19 スパイクタイヤについて考えるべき事項

まず、耐摩耗用のアスファルトコンクリートとしては、気象条件、交通条件等によって差はあるが、アスファルト舗装要綱等に示されている考え方は次のようである。

① 細粒度アスコン(13F)

アスコン中のフィラー量(F)とアスファルト量(A)の比である F/A を大きくとり、安定度が

最大となる配合とする。実用上 F/A は 1.7, アスファルト量(%) は 8.0 ~ 9.5 が多い。

② 細粒度ギャップアスコン(13F)

F/A を 1.7, アスファルト量(%) を 6.5 ~ 7.5 とし, 不連続粒度とした混合物であり, 2.5 mm と 0.6 mm 通過量の差が 5 号以内になるように配合したもの。

アスファルト舗装要綱では, さらにアスコンの配合, 改質アスファルト等の検討を行うことと, ラベリング試験によってすりへり減量が 1.3 cm^2 以下の混合物を用いる方法を示している。

それぞれの地域で, 主にこのような混合物が用いられているが, さらに骨材の選定, 粒度の改善, 改質アスファルトの使用, 施工法の改善などの種々の試みがなされている現状である。

耐摩耗性舗装という観点からみると, セメントコンクリート舗装はアスファルト舗装に比べて摩耗量が小さいと言われている。一般国道 5 号森バイパスにおけるセメントコンクリート舗装の摩耗量と光珠内試験舗装におけるアスファルト舗装の摩耗量の比較によれば, 冬期間の全交通量 100 万台当たりのセメントコンクリート舗装の摩耗量は, 平均で 3.4 mm, アスファルト舗装の約 $2/3$ であったということである。

しかし, セメントコンクリート舗装は養生期間が必要なこと, およびバイパス工事などでは大規模な施工機械が必要なこと, 騒音に対する配慮など今後の研究課題にまたれる所も大きい。

さて, 通常のアスファルト混合物を用いた舗装の摩耗であるが, 表-11 に一般国道直轄管理区間におけるアスファルト舗装の摩耗調査結果(昭和 56 年度)を示す。

ここで, 摩耗量は車道の横断形状図よりプラニメータで 1 車線当たりの摩耗断面面積を求め, これを車線幅員で除した値を平均摩耗量, 施工直後の路面よりの下がりで最大値を示す値を最大摩耗量としている。

これによると, 一冬の摩耗量の平均値は 3.2 mm であり, また最大摩耗量の平均値は 6.1 mm である。各地域によってばらつきがみられるのは, 地域差や混合物の種類の相違, 交通条件や気象条件の違いなどがあるためである。

次に舗装の摩耗をスパイクタイヤの装着率や, 気象条件などによって推定する試みがなされており, この例として 52 年 ~ 54 年に行なった全国約 30 ケ所, 82 個のデータを用いた(2)式が利用できよう。なおこの式は耐摩耗を考慮していない通常のアスファルト混合物の場合に適用できる。

表-11 舗装の摩耗量

地区	工区数	路面形状								摘 要
		1 冬凹凸		1 年凹凸		2 冬凹凸		2 年凹凸		
		平均	最大	平均	最大	平均	最大	平均	最大	
北海道	30	3.0	5.1	0.8	1.1	3.2	4.8	0.8	1.1	摩耗量のみの 2 年分=3.0 +3.2=6.2mm
		3.0	5.1	3.8	6.2	7.0	11.0	7.8	12.1	
東北	103	2.9	6.2	0.7	1.2	1.4	2.9	0.6	0.9	2.9+1.4=4.3
		2.9	6.2	3.6	7.4	5.0	10.3	5.6	11.2	
北陸	27	4.3	6.8	3.7	4.6	1.7	1.7	1.6	2.3	4.3+1.7=6.0
		4.3	6.8	8.0	11.4	9.7	13.1	11.3	15.4	

- 注) 1. 建設省技術管理業務連絡会舗装部会摩耗分科会資料より。
 2. 上段は, 冬期間, 夏期間の摩耗量を示す。
 3. 下段は累積摩耗量を示す。
 4. 摘要欄は冬期間のみの摩耗量の 2 年分の合計を示す。
 5. 冬期間とはおおむね 11 月 ~ 3 月を指す。

$$Y = -37.915 + 0.082 X_1 + 8.402 \log X_2 \dots\dots\dots(2)$$

ここで、Y = 最大摩耗量 (mm)

X_1 = 積雪, 降雪期間

X_2 = 路面露出期間の累積スパイク交通量

これによれば、例えば積雪, 降雪期間が約3ヶ月、一日のスパイク交通量が10,000 台/日/1方向の個所では最大摩耗量は概ね19 mmに達するものと考えられる。

このような摩耗問題に対する解決策としては、

- (1) スパイクタイヤの改善
- (2) 使用制限, 特に使用期間の適正化
- (3) 耐摩耗性舗装の改善

などが考えられる。

このうち、特に舗装のアスファルト混合物に注目すると図-20 のような対策が挙げられる。これらはすでに現在でも実施している内容であるが、より一層の推進が望まれる。

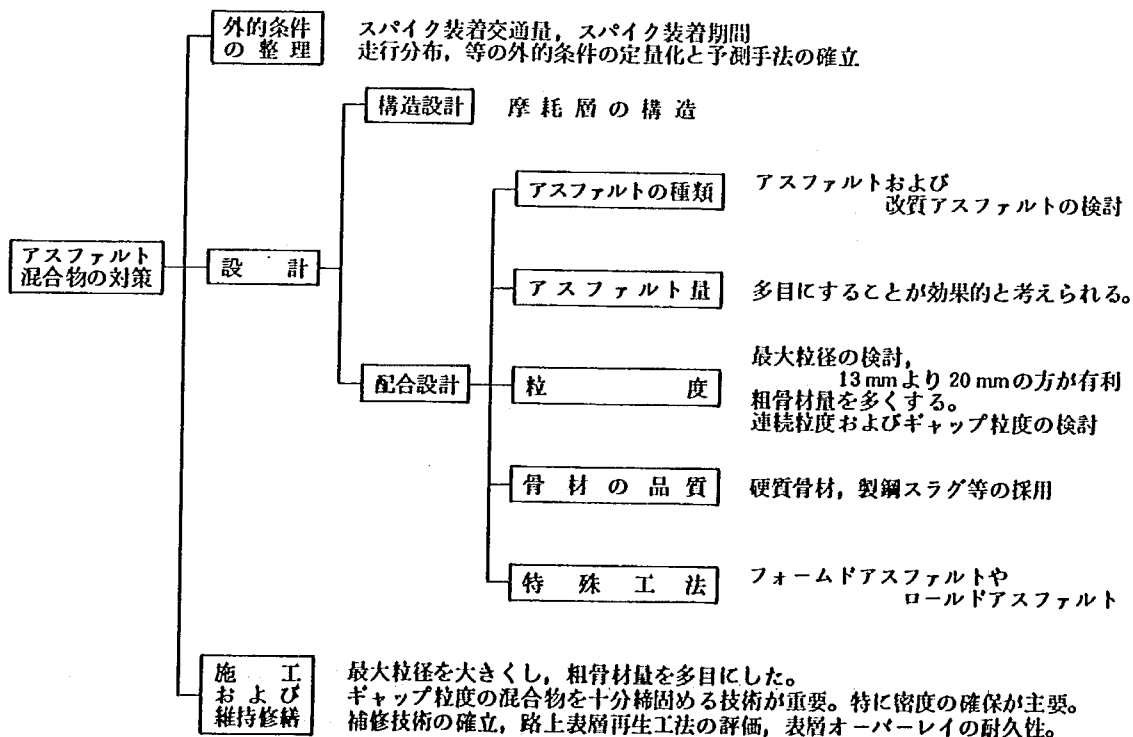


図-20 アスファルト混合物の対策

5. リサイクリング

5-1. 一般的状況

省資源、省エネルギーの努力と廃材の処分地の確保の困難さから広く実用化されつつあるのが舗装廃材の再生利用技術である。舗装廃材にはアスファルトコンクリート廃材のほかにセメントコンクリート廃材、路盤廃材などがあり、それらのすべてを包括した再生システムは未だ確立されていないが、もっとも関心をもたれているのがアスファルトコンクリート廃材の再生利用技術である。

アスファルトコンクリートを主体とする再生方法にはいくつかの方式がある。廃材をストックヤードに集積して、中央プラントで処理する中央プラント方式には特殊なあるいは在来形式のプラント、廃材の破砕設備などを必要とするが、廃材の収集と貯蔵に問題がなければ再生処理方式と用途は多様で、その汎用性は高いと見られている。

修繕すべき舗装の表層部分のみを処理の対象とする路上方式では、まずアスファルトコンクリートの表層を常温または加熱によって切削し、切削廃材には必要に応じて補足材料を加えて敷きならし転圧後、改めて新規混合物による層を舗設する。また新規混合物を切削廃材に混入し、同時に転圧して表層とすることも行われている。路面のわだち掘れなどの欠陥の修正に有効であり、多種類の機械設備を要し、一定規模以上の工事延長を確保する必要があるが、一般道路でもその導入が検討され、試験的に実施されている。

表層アスファルトコンクリートを路盤も含めて現地で粉碎混合し、安定処理材を加えて新設舗装の路盤とする再生路盤方式は、簡易舗装などの打換え工事に適用例が多く、低コスト化に有効とされている。

いずれの利用技術においても第一の関心事は再生混合物の品質である。中央プラント方式の場合には廃材が特定の舗装工事からのものもあろうが、多くは不特定多数箇所からのものである。その場合、混合物の種類、アスファルト量、アスファルトの老化の程度など多様であって再生材の品質管理、目標値の設定には細心の注意が要求される。これまでの実績から、品質の変動はかなり低い水準におさえられることがうかがわれるが、さらに検討が望まれるところである。

既設のアスファルト混合物は大気に触れる表面から次第に劣化が進み、アスファルトの組成は変化し、粘度は増大する。アスファルトの粘度の大幅な上昇は一般にアスファルト混合物の層の疲労特性を損ない寿命を低減させ、再生混合物の施工性を悪化させる。このことから、老化アスファルトの諸性状を回復させ、施工性を向上させるために再利用にあたっては種々の添加剤を用いるのが一般的となっている。しかし、これにも問題点があり、種々の添加剤によって回復された再生混合物の老化性状が原混合物と同等か否かということがあり、耐久性の確認が必ずしもなされていないことである。

さて、話題を転ずると、建設省が管理する国道の舗装率はかなりの水準で整備されてきているが、これらが十分な機能を保つために適切な維持補修を行う必要がある。このため舗装補修の時期の判定

とその工法の選択の問題が従来にも増して重要な課題となってきた。さらに、道路工事においては各種の舗装廃材が発生しており、これらは従来からの単純な処分では限界があり、前述の再生利用ということが増々重要になってきている。このため舗装廃材の再生利用工法を利用する場合、国道の機能、地域に応じた再生利用工法を明らかにし、同時に上述したような品質の問題、耐久性の確認のために、昭和57年度から3カ年の予定で建設省技術研究会の研究の一環として「舗装廃材の再生利用に関する研究」がスタートしている。

ここでは当研究会の内容についてこれまでの成果を簡単に述べることとしたい。

5-2. 舗装廃材の発生状況

8 地方建設局および北海道開発局における昭和56年度と昭和57年度（計画数量も含む）の舗装廃材の発生状況を図-21、図-22に示す。マクロ的にみると舗装廃材は年間約 $39 \times 10^4 \text{ m}^3$ 発生している。これを地建別にみると、関東地建の約 $10 \times 10^4 \text{ m}^3$ から四国地建の約 $1 \times 10^4 \text{ m}^3$ の範囲があり、地域差があることがわかる。また舗装廃材を種類別にみると、アスファルト舗装廃材が全体の85%を占め、残りはコンクリート廃材である。

廃材の処分方法は再生プラントで処分するものが約13%、新設道路および既設道路等に流用するものが約23%、自由処分が約36%、その他が約28%という比率である。再生プラントでの処分が

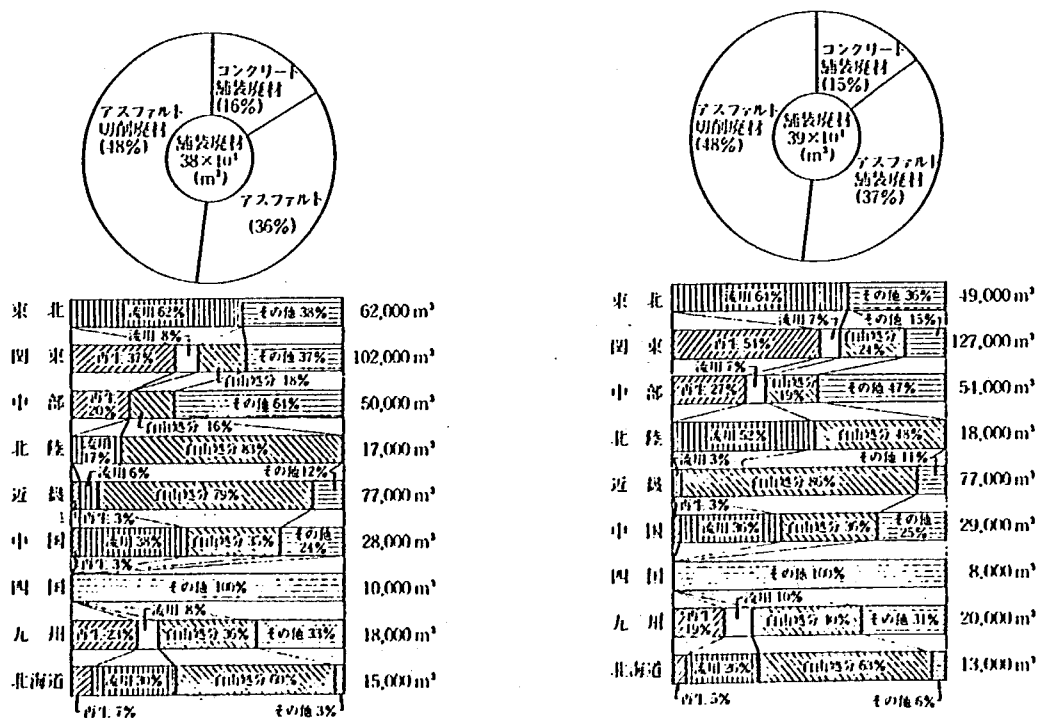


図-21 廃材の処分状況（昭和56年度）

図-22 廃材の処分状況（昭和57年度）

多い地建は関東地建，中部地建であり，次いで九州地建，近畿地建，中国地建である。このように地域によって差がある理由は，①廃材の発生量，②処分地確保の難易度，③需要に占める公共工事と民間工事の比率の差等がそれぞれに異なっていることによるものと推定できる。

流用とは，新設または既設道路の盛土材等に利用するものである。東北地建，近畿地建，中国地建および北海道開発庁ではこの例が多い。自由処分とその他の投棄なども地域差があるが，舗装廃材の処分問題は都市圏に限らず地方都市にも及びつつあることから，合理的な再生利用を図るための研究は重要といえる。一方，再生プラントの普及にはおのずと制約があると予想され，また，アスファルト切削材の再生利用は現状では発生量の約10%弱にとどまっているものの，今後の重要なテーマであるといえる。

ところで，これらの廃材はどのような工事から発生しているかということであるが，第34回建設省技術研究会報告書によれば，アスファルト舗装の維持および修繕工事における工法別の施工面積を集計して図-23，図-24の結果を示している。

これによれば，一般地域では重交通区分の道路になるに従って切削工法および切削工法を伴った表面処理工法が全体（約 $64 \times 10^4 \text{ m}^2$ ）の2/3を占める実態である。これに比較して雪寒地域は，全体的に切削を伴う表面処理工法が全体（約 $70 \times 10^4 \text{ m}^2$ ）の3/10を占めている。両地域に差がある理由は，雪寒地域ではD交通区間の補修面積率が小さいこと，および切削を伴わない表面処理工法が小さいためである。

一方，修繕工事においても，一般地域は切削オーバーレイ工事が全体（約 $175 \times 10^4 \text{ m}^2$ ）の約30%を占めている。また雪寒地域では全体（約 $101 \times 10^4 \text{ m}^2$ ）の約15%を占めている。このように維持修繕工事において切削を伴った工事が地域によって差はあるものの全体の1/3～2/3を占める水準に達してきている。また，これまでの調査から舗装廃材の発生量は最近では年間約 $40 \times 10^4 \text{ m}^3$

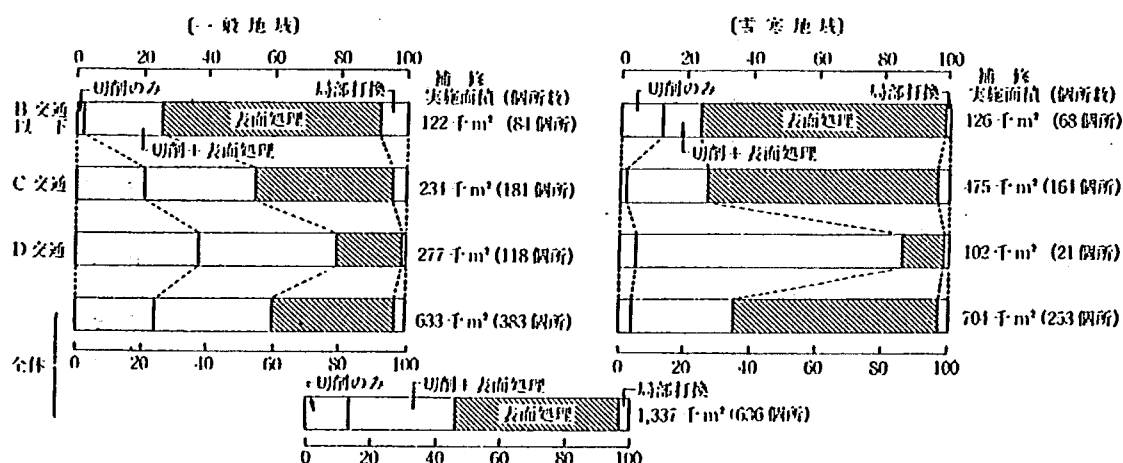


図-23 工法別面積の割合（維持工事）

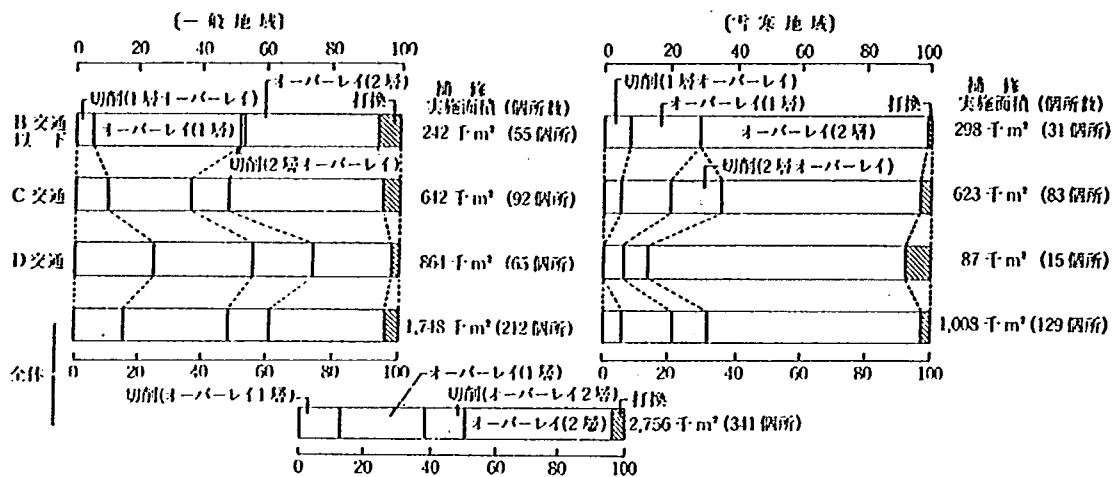


図-24 工法別面積の割合（修繕工事）

程度であり、年率2%程度の伸び率で推移する傾向にある。

5-3. 試験舗装

図-25に示す調査フロー、および表-12に示す要因と水準に従い試験舗装を実施している。

①の再生加熱における廃材の使用率は30%、50%、70%および100%のものが評価できるように配分した。再生路盤材に関する試験舗装の適用層は上層路盤と下層路盤であり、それぞれ同程度の規模で実施している。一部コンクリート廃材を用いたものが含まれている。

路上表層再生工法に関する試験舗装は、リペーブ工法（加熱、かき起し、敷きならし、新材敷きならし同時転圧）またはリフォーム工法（加熱、かき起し、敷きならし（碎石散布）、転圧）のものが大部分（約83%）である。

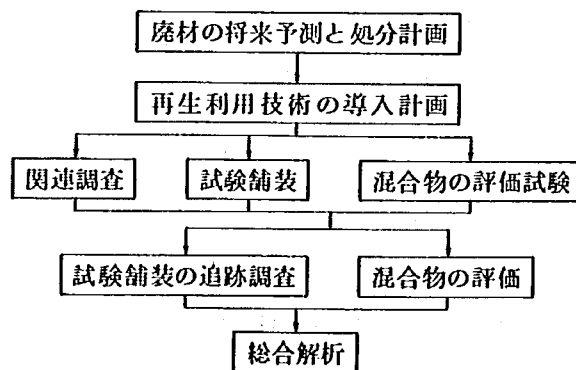


図-25 調査フロー

切削材の利用に関する試験舗装は、表層が約 78 %, 歩道が約 19 %, 他に基層および上層路盤に数%ずつである。

表-13 はこれらの試験舗装で得られた回収アスファルトの品質の一例である。これによれば、アスファルトの品質が新規のものから回数を重ねるにしたがって低下していることがうなずける。いずれにしても図-26 に示すように、リサイクルの回数には限度があるものと考えられる。これらの試験舗装に関する解析は昭和 58 年度以降に実施することにしており、成果が得られるのは若干先になるものと判断しているが、いずれにせよ、舗装廃材の再利用技術の発展には工学的な側面からの検討ばかりでなく、社会的、行政的な問題の解決も必要であり、実施可能な範囲で実績を積み上げ、トータルコストや長期的供用性状などに関する見極めをはかることが必要であると考えている。

6. コンクリート舗装

6-1. 一般的状況

大正 3 年の九州大学構内での試験舗装が最初であるといわれ、その後大正から昭和にかけて全国各地でかなり舗装された。

昭和 5 年内務省土木局においてセメントコンクリート舗装および膠石舗装に関する標準示方書が作られた。当時の版厚は交通量に応じてはば 15 ~ 20 cm の厚さで横目地はすべて膨張目地であった。

昭和 10 ~ 25 年ごろは、特に見るべき舗装がなく、戦後の 25 年ごろより再び本格化した。30 年前半までの舗装はほとんどコンクリート舗装であり、昭和 30 年には日本道路協会より道路工法叢書

表-12 要因と水準

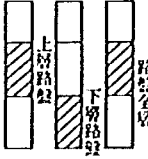
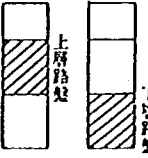
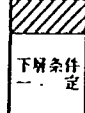
No.	項目	要因	水準	対象層
1	再生加熱アスファルト混合物	①再生添加剤の種類 (アスファルト系、石油系清油系、油質油系)	3	
		②添加量：目標針入度 50, 70 に相当する添加量	2	
		①再生骨材使用率：30, 50, 70, 100 (%)	4	
		②適用層および厚さ (上層路盤、中間層、基層および表層)	4	
2	再生路盤材	①路盤廃材の種類およびアスコン廃材の添加量 路盤廃材+切砕+アスコン廃材 路盤廃材+セメコン廃材+アスコン廃材 *アスコン廃材 (30%, 50%)	2×2 = 4	
		②安定処理：路盤廃材の安定処理 (セメントまたは石灰による安定処理) $q_s = (7 \text{ 日}) 10 \text{ kg/cm}^3$ (10日) 7 kg/cm^3 (7 日) 35 kg/cm^3 (10日) 10 kg/cm^3	4	
3	路上表層再生工法	①リベープ工法 ②リミックス工法 各々再生添加剤、新規骨材添加量(大、小)を変える	2×2 = 4	
4	切削材	①加熱アスファルト混合物への添加(大、小)	2	(LA 交通区分)  自転車道、歩道 
		②乳剤、カットバックアスファルトの添加	2×2 = 4	

表-13 回収アスファルト及び再生アスコンの性状

再生区分	地 建	回収アスファルトの性状			戻りの粘度 透過度(%)		アスコンの配合(%) (新原目付)					再生アスコン性状(本施工)				回収アスファ ルトの性状	
		アスファ ルト量 (%)	針入度 (10^{-2} cm)	軟化度 ($^{\circ}$ C)	25 mm	0.075 mm	クラッ クシオン	スクリー ニングス	アスファ ルト	軟化剤	安定度 (kg)	空隙率 (%)	S/F	D.S (10^{-2} mm)	針入度 (10^{-2} cm)	軟化点 ($^{\circ}$ C)	
①再生加 熱アス ファルト	n	23	19	14	23	23	31	7	28	25	29	33	29	32	27	20	
	実 測	433	35	55.8	39.0	65	21.8	10.6	1.4	0.25	1320	42	39	2270	47	52.8	
	o	0.79	4	1.02	10.4	1.4	12.7	5.1	0.8	0.17	150	0.8	3.6	1160	6.0	1.3	
	n	10	7	3	11	11	12	2	17	17	17	17	17	13	12	12	
	近 似	420	30	82	37.2	6.7	30.3	8.0	1.7	0.22	1310	42	43	3120	41	56.4	
	o	0.29	7	-	5.4	0.9	15.2	1.0	0.9	0.08	160	0.5	6.1	1810	6.0	5.0	
②リサイクル 材用	n	30	24	14	20	20	37	-	37	28	37	37	37	5	25	25	
	実 測	465	24	62.5	31.9	5.1	43.8	-	23	0.33	1120	4.4	3.6	4010	42	59	
	o	0.74	2	-	27.6	3.2	10.7	-	0.8	0.17	150	0.6	4.5	830	8	6.1	
③リサイクル 材用	n	25	23	22	26	26	21	6	21	-	22	21	22	12	12	12	
	全 国	64	11	55.9	59.2	9.7	46.1	12.6	4.0	-	1180	4.2	37.2	3870	45	57.1	
	o	1.0	8	3.1	10.1	2.1	5.9	3.3	0.8	-	160	0.6	8.9	2020	7	4.7	

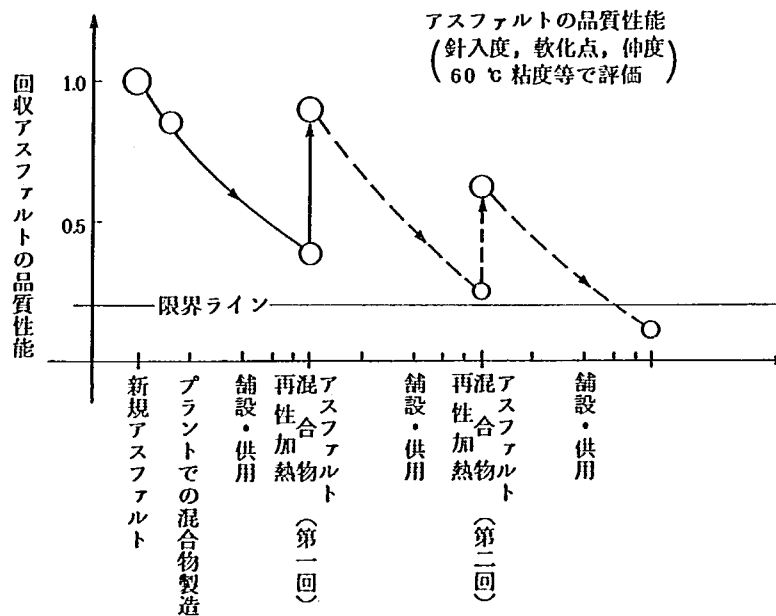


図-26 アスファルトの性状変化

の第9集として「セメントコンクリート舗装要綱」が発刊されたが、版厚の設計にはシーツの公式を取り入れ、20～23 cmの版厚が採用された。

その後、自動車交通の伸びは著しく、養生期間の長いコンクリート舗装よりも手軽にできるアスファルト舗装が採用され、30年後半にはコンクリート舗装の割合は急激に減少した。

昭和39年には第2回の要綱改訂があり、シーツの公式の代わりに荷重応力と温度応力の頻度とコンクリートの疲労曲線の比較から舗装全体の疲労抵抗を計算する設計法が採用され、版厚も23 cm、

25 cm が採用された。

その後コンクリート舗装が見直され、40年代に入ると、主として国道のバイパスにおいて施工されることが多くなった。また、施工機械も一段と大型化して施工能力が増大し、これらの事情を受けて、昭和47年には再びコンクリート舗装要綱が改訂となり、版厚も最大30 cmとなった。その後、益通量に対応した版厚の見直しを行なうべく昭和55年に改訂作業に着手し、L～D交通に対応して15～30 cmの版厚とした新しい要綱が59年2月10日に刊行されている。

コンクリート舗装の路盤厚は平板載荷試験による路床の支持力係数、あるいは路床の設計CBRをもとに設計する。

設計に用いる路盤の支持力係数K₃₀は15 kg/cm³、20 kg/cm³を標準とする。

コンクリート舗装版には、交通輪荷重、温度変化、含水量変化、路床、路盤の体積変化などによる応力が発生する。

交通輪荷重はコンクリート版に対して上下方向の圧縮応力および版の横方向の曲げ応力を生ずる。一般に、コンクリートは圧縮力に対して300 kg/cm²以上の圧縮応力度があり、輪荷重による圧縮応力がたかだか7～8 kg/cm²であるので、これによって圧縮破壊することは考えられない。

一方、コンクリート版の厚さは30 cm以下であり、その長さに比較すると極端に薄い構造物であり、版の横方向には大きな曲げ応力が発生する。したがって、コンクリート舗装版における輪荷重応力とは一般に曲げ応力を問題としている。

また、舗装版は厚さに比例して面積が大きいので、気温の変化による影響を受けやすく温度応力が発生する。

これらの温度条件によって、版内には周期的な温度応力が発生する。

実際の舗装版の温度応力を厳密に計算することはきわめて複雑である。

コンクリート舗装要綱によれば版厚は交通量に応じて15、20、25、28、30となる。また特別な場合には次式を用いて設計する。

$$\sigma_c = (1 + 0.54\mu) \cdot C \cdot \frac{P}{h^2} (\log \ell - 0.75 \log a - 0.18) \quad \text{.....(22)}$$

$$\sigma_t = 0.35 \cdot C_w \cdot \alpha \cdot E \cdot \theta' \quad \text{.....(23)}$$

ここで、 σ_c ：コンクリート版縦縁部の最大応力度 (kg/cm²)

C：縦自由縁部2.12、縦目地部1.59

P：輪荷重 (ton)

a：タイヤの接地半径 (cm)

h：コンクリート版厚 (cm)

E：コンクリートのヤング率 (kg/cm²)

μ ：コンクリートのポアソン比

$$\ell: \text{剛比半径} \sqrt[4]{\frac{Eh^3}{12(\ell-\mu^2)K}} \text{ (cm)}$$

K: 路盤の支持力係数 (kg/cm²)

σ_t : 縦縁部の温度応力度 (kg/cm²)

C_w : そりこう束係数

α : コンクリートの膨張率 (°C)

θ' : 版の温度差 (表面温度-底面温度 °C)

実際の設計に当っては $\sigma_e + \sigma_t$ の頻度とコンクリートの疲労曲線の比較から版厚を決定する。

図-27はこれらの計算式を用いて計算した版厚と大型車交通量の関係である。

コンクリート舗装に用いられる材料は路盤用材料とコンクリート版用の材料に大別できる。

路盤は下層路盤と上層路盤に分けて施工されることが多い。下層路盤には切込砂利や山砂利などが多く用いられ、上層路盤には粒調碎石、セメント安定処

理、粒調スラグなどが用いられることが多い、路盤の最上部に

アスファルト混合物による中間層を用いることもある。

コンクリートの最大寸法は40mm、曲げ強度45 kg/cm²、スランプ2.5 cmのものを使用する。

コンクリート舗装の最大の弱点は目地にあるといわれ、材料の選択、バーアセンブリの組立て、施工等充分な注意が必要である。

施工はコンクリートスプレッダ、フィニッシャ、目地切り機、表面仕上機などを用いて行ない、コンクリートの運搬はダンプトラックが小規模の場合にはアジテータトラックを用いて運搬する。

施工場所や施工規模によって機械の組み合わせが異なったものとなるので有効適切な施工法の選択が必要である。

最近の舗装はほとんどアスファルトで施工されることが多く、コンクリート舗装は数%に満たない。いわゆる白と黒の議論は耐久性や施工性、経済性等の面から議論されることが多いが、最近のエネ

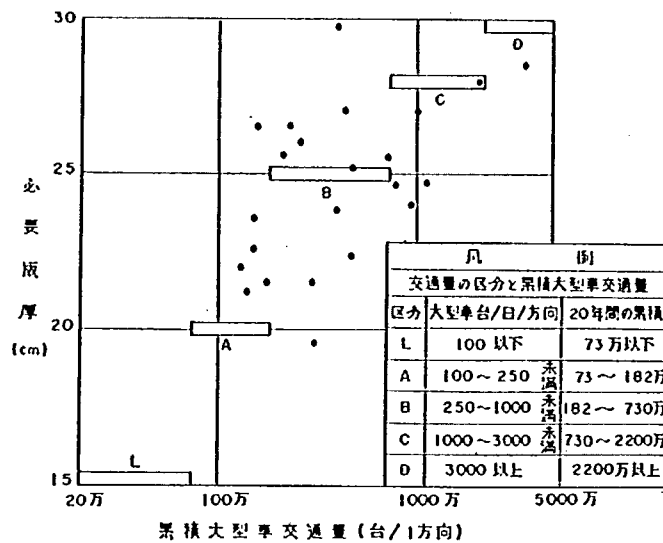


図-27 累積大型車交通量と必要版厚

ルギー節約の時代に鑑み、省エネルギーという面からの検討も必要と思われる。

6-2. 要綱の改訂の基本的考え方

新しいセメントコンクリート舗装要綱が今年2月10日に道路協会から刊行されたが、新しい要綱の考え方はおよそ次のとおりである。

(1) 舗装要綱で対象とする道路の範囲について

i) 旧要綱は交通量区分に応じ版厚は2区分であるが、交通量の荷重を考慮して版厚の区分を拡大し、L交通からD交通に対応して5段階としている。

ii) 改良済道路を対象として、広くコンクリート舗装が採用できるよう版厚や施工方法の内容を充実させている。

(2) コンクリート版の版厚と最小厚について

i) 旧要綱の最小版厚は25 cmであるが、最小厚版を下げて15 cmとしている。

ii) 旧要綱の版厚の刻みは5 cmであるが、刻み方についても検討し、新たにC交通28 cmの版厚を設けている。

(3) コンクリート版の設計基準曲げ強度について

旧要綱では 45 kg/cm^2 のみであるが、 40 kg/cm^2 とすることも可能としている。

(4) 路盤の設計法について

旧要綱の路盤の支持力は $K 30 = 20 \text{ kg/cm}^3$ と一律となっているが、 $K 30 = 15 \text{ kg/cm}^3$ との2本立てとしている。

(5) 路盤材料の規格について

新規材料を含めて、路盤材料の規格を検討し、アスファルト舗装要綱と整合をとったものとしている。

(6) データの収集について

i) 改訂案の作成にあたっては、供用中のコンクリート舗装の開削調査結果や実態調査結果等を反映させている。

ii) 使用材料や施工方法について、市場性や施工技術の現状を反映させている。

iii) 現場で使いやすくするため各章の配列、内容をわかりやすくし、目次構成を変更している。

(7) その他

i) アスファルト舗装要綱等他の要綱との整合性を図る。

ii) 頁数は旧要綱とほぼ同程度とする。

iii) 新しい試験法を採用している。

7. そ の 他

7-1. 特殊舗装による対策

舗装には材料や工法、あるいは適用する場所に応じていくつかの特殊舗装がある。表-14にそれらを示す。これらの特殊舗装は種々の分野に応用されつつあるが、適用性や技術的検討を更に進めていかなければならない。

7-2. エネルギー対策

舗装におけるエネルギー問題も、施工を含めて幅広い面からの検討が必要となる。路面性状と車両の燃費、プラントにおける燃料節約の検討や運搬方法の効率化などが挙げられるが、最終的にはこれらの検討を含めて使用材料、混合、運搬、舗設など総合的な検討を進める必要があろう。

今アスファルト舗装の表層、中間層、基層、路盤のそれぞれの材料のエネルギー原単位から計算した 1m^2 当たりの値を ${}_iE_{1\rightarrow 4}$ としよう。ここで 1, 2, 3, 4 はバインダ、フィラー、細、粗骨材の原単位から計算した i 層のエネルギー原単位である。

例えばアスファルトであれば原油の運搬から精製、ローリ運搬などをすべて含めたエネルギー原単位を計算する訳である。

同様に骨材やフィラーであれば掘削、破砕などの消費エネルギーを計算する。

次にそれらの材料を用いて加熱混合、運搬、敷きならし、転圧等の消費エネルギーを計算し、その結果を ${}_iE_m$ とすれば、ある構成を持つ 1m^2 当たりの舗装全体の消費エネルギーは① $\sum {}_i h_i \cdot {}_iE_m$ となる。

ところで、舗装を設計する場合のエネルギーの検討は同時に省資源の面から材料を少なく、最も経済的に、しかもより耐久性のあるものとしなければならないのはいうまでもない。エネルギーと同様に各層の材料や運搬、舗設など、コストを ${}_iC_m$ とすると、全体のコストは② $\sum {}_i h_i \cdot {}_iC_m$ となる。

また、省資源の面から全体厚さを少なくすることも必要である。つまり③ $\sum h_i$ を最少にする訳である。

このように考えると、省エネルギー、省資源を考えた舗装構造は、① $\rightarrow \min$, ② $\rightarrow \min$, ③ $\rightarrow \min$ となるような断面である。

しかし、ここでこのような断面の供用性が最も長持ちするものでなければならない。つまり、④ $MCI \propto f(N, CBR, T_A) \rightarrow \max$ である。

これら①~④の目的関数を同時に満足する構成が最適断面となる。

またその際、舗装構造設計に用いられる H 式、 T_A 式が制約条件となろう。

いくつかの仮定を置いてこの関係を計算すると、何らかの手段を用いて路床の安定処理を施し、路床の CBR を高めることがかなり有利になることが解った。しかし、これは理想的に考えた場合のこ

表-14 特殊舗装

工法の区別	舗装の種類	要綱での対応
特殊個所の舗装	橋面舗装	床版 { RC 舗装 { 加熱アスコン Steel 舗装 { グースアスファルト 舗装厚 6~8 cm その他防水層、接着層のとり入れ
	歩道の舗装	加熱アスファルト混合物 2.5~4 cm 透水性舗装、浸透式工法や常温工法による舗装コンクリート版 (7 cm) 歩道ブロック
	路肩の舗装	車道と同一強度の舗装を原則とする $T_A = 5 \sim 10$ の範囲の舗装
	自転車道の舗装	加熱アスファルト混合物 2.5~4 cm による舗装
特殊対策	耐流動対策	配合設計 (75回突き, $S > 750 \text{ kg}$ $S/F > 25$) 改質アスファルトの使用, $DS \geq 1500 \text{ 回/mm}$
	すべり止め舗装	混合式工法、開粒度、ギャップタイプ 散布式工法 { チッピング方式 (ロールドアス) グレーピング { ニート方式 (樹脂による薄層舗装)
	耐摩耗性舗装	加熱アスファルト混合物 (20F, 13F, ギャップ, 13F) 改質アスファルトの使用 ラベリング試験による摩耗量 $\leq 1.3 \text{ cd}$
特殊工法	グースアスファルト	グースアスファルト混合物の標準配合 混合物の基準値, 貫入量 1~4 mm リュエル粘度
	ロールドアスファルト	混合物の配合の例 (粗骨材, アスファルト, 石粉の割合) 使用アスファルト (40~60, 60~80) チップ材の量 (8~12 kg/m ²) などを規定している。
	半剛性舗装	半剛性舗装用アスコンの配合例を示している。
特殊な舗装	透水性舗装	透水性舗装の断面構造例, アスコンの配合例 マーシャル基準値等を示している。
	耐油性舗装	半剛性舗装の仕様を使うことにしている。
	明色舗装	明色骨材を使用した舗装を示している。
	着色舗装	アスコンに着色する工法, 樹脂舗装での着色工法, 半剛性舗装で着色モルタルを浸透させる工法を示している。

による対策

現 状	備 考	新しい工法
アスコン+アスコン(27%) アスコン-改良アスの使用 グース+グース(23%) グース-TLA入りアスファルト アスコン+グース(41%) steel-構造と対応した 6~9cmが多い クラックが目立つ	防水層、接着層-材料仕様の確立 舗装厚の決め方 steelの場合は局部変形を考慮した舗装が必要	スチール上の コンクリート舗装 プレハブ工法
都市部ではアスファルト舗装に対する評価が悪い	舗装厚の決め方 新しい高分子材料のとり入れ(カラー舗装も含む) インターロッキングブロックなどの採択	炉器質タイル 陶板タイル 木塊
車道と同一のアスファルト舗装やコンクリート舗装	ウエザリン(Weatherling)に対す措置	
アスファルト舗装が多いが、人力施工のため平坦 性が悪い、すりつけが悪い、水たまり	木塊舗装、カラー舗装、ブロック舗装等のとり入 れ生活環境を考慮した舗装工種のえらび方	カラー化
混合物(トップサイズ20mm 粒度ギャップ性) 改質アスファルト、ゴム入りアスファルト、樹脂入りアスファ ルト、ゴム、樹脂入りアスファルト AC-80, AC-140→AC-100	DSの目標値の見直し(一般のD区間, 特殊なD区間) 特殊なアスファルトの使用法, 使用箇所, 施工 方法の記述	SFRC ムーニー 150 SBR
混合式工法や散布式が多い ニート工法は耐久性がある グルーピング(縦, 横, 巾, 溝深さが一定でない)	すべりを考慮した骨材の選定基準(PSVなど) 樹脂の品質基準, すべりまっす係数の管理水準 グルーピング工法の施工基準(コンクリート舗装, タイングルーピング)	
スパイクタイヤの普及に伴って被害が大きくな っている粉じん公害, 騒音公害→多重公害	スパイクタイヤ対策, 摩耗粉じんの処理法, 耐摩耗性舗装の具体化	製鋼スラグ
鋼床版上の橋面舗装などに多く採用されている。 →わだち掘れがおきやすい。TLAの使用量が一定 していない。	本四舗装基準などの成果をとり入れた基準の設定	
配合設計が複雑であるが、耐摩耗、耐すべり性な どの評価が良い。	モルタルの配合法 チップ材の選定基準, 施工法の記述が必要	
バス・ターミナル, 高速道路の料金所付近などの 舗装に採用されている。	浸透シルクの使用材料の規定 曲げ強度, フロー植の基準値, SFRC等使用方法	SBRラテックス 入り
河川局の政策などのかかわりで必要になる。 東京都などで採択	アスコンの耐久性, 目詰りなどに対する措置	スィーパーの開発
耐油性舗装という使い方はほとんどない。	料金所, 空港エプロン等での積極使用	
最近では、明色効果の他に路面温度を下げて耐流 流動性を期待した使われ方がある。	道路の視認性を高めるために工法をグレードアッ プすべきである。	
交差点, バスストップ, 道路の分岐, 合流部分な ど重要部分に採択されている。 工法が多種, 多用である。	使用基準の整備	

とであって、現実には必ずしもこのとおりにはいくまいが、基本的な概念としてはこのように表しても間違いはなく、省エネルギー、省資源に対する重要な研究課題であると考えられる。

7-3. 情報活動

あらゆる分野において情報活動が重要になっている。情報活動といっても内容は幅広く、国内や国外の種々の会議、異業種間の情報交換、委員会活動、広報活動、共同研究等、実に種々な分野が関連している。

ここでは舗装に関する国際会議について簡単に述べて見たい。

道路に関する国際会議では、IRF、PIARC、OECDなどが主なものであり、この中でそれぞれ舗装は重要な部分を占めている。また、舗装単独の会議としては、ミシガン会議と称する国際アスファルト構造設計会議、あるいはベアリングキャパシティー会議、コンクリート舗装の構造設計会議などが主なものである。このうち、OECD関係の研究活動としてここ2、3年では、

- ① The Impact of Heavy goods Vehicles.
- ② Optimizing Road Surface Characteristics.
- ③ Pavement Binders and Energy Saving.

の活動を設けて来たが、現在次の2課題について活動が続けている。

- ④ Full Scale Pavement Test.
- ⑤ Second Generation Investments, Maintenance and Management of Pavements.

④は各国の持っている舗装関係の研究施設に関する資料を収集、整理し、最終的には国際共同研究をしようということでスタートしたものであるが、まず表-15のような施設を用いた各国の試験舗装の整理を行なった。その後、現在ではイタリアのナルドにおいて試験舗装を行なっている。

また⑤の研究課題は舗装のマネジメントシステムであり、各国が最も力を入れて研究を進めている内容である。

この他、57年10月にバンクーバーに於いて、第1回会議を用いた「PICA」があり、当研究室としても59年10月の第2回（筑波で開催）にむけて準備を進めているところである。

8. あとがき

舗装を取りまく最近の話題について、いくつかの事項について紹介した。この他、最近の話題として施工関係の技術革新がある。例えば、プラントや施工機械のエレクトロニクスの導入や、ロボット化、あるいはプレハブ工法の導入などがあり、非常に興味のある話題であるが、本報告では省略した。

道路、そして舗装は今日の車社会に於いて、——明日の社会に於いても——国民の生活と活動を支える最も基本的かつ重要な施設である。この駄文が舗装の技術の進歩にいくらかでも参考になれば幸甚である。

表-15 各国の実物大舗装実験装置の主なもの (OECD レポート, 1982)

	国 名	機 関 名	施 設 の 概 要
稼 動 中 の テ ス ト ピ ット	ベ ル ギ	Centre de Recherches Routières	室内テストピット, 100 m ² 現在はあまり使用していない。
	カ ナ ダ	Saskatchen Highway and Transportation	室内円型テストピット, $\phi 16$ m 41 KN, 35 km/h, 回転アーム温度調節可能。
	デ ン マ ー ク	Technical University of Denmark	30 m 直線ピット, 室内 複輪 65 KN, 30 km/h, -10°C ~ +40°C
	フ ラ ン ス	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées	円形テストピット, $\phi 35$ m 4 アーム, 150 KN, 100 km/h, シングル, タンデム, デュアル輪等, 1982年1月より開始
	ド イ ツ	Bundesanstalt für Strassenwesen	室内ピット, 100-200 m ² , 油圧によるバルス荷重, 温度可変
	"	University of Karlsruhe	円型テストピット, $\phi 20$ m 4 アーム, 30 KN, 35 km/h, ピット深 0.7 m, 温度可変
	イ タ リ ヤ	Nardo test track	4 km のテストコースに試験舗装を実施。
	日 本	建設省土木研究所	1 km 走行試験場, 自動走行荷重車 5 台。
	スウェーデン		室内テストピット, $\phi 50$ m, 6 アーム, 17 KN, 35 km/h, -20°C ~ +30°C
	ス イ ス	Federal Institute of Technology	円型テストピット, $\phi 32$ m, 3 アーム, デュアル輪, 50-80 KN, 80 km/h, ピット深 2 m, 4.5 m 幅。
計 画 中 の ピ ット	イ ギ リ ス	TRRL	円型テストピット, $\phi 30$ m, 1 アーム, 67 KN, 32 km/h, ピット幅 3 m, 深 1.6 m
	ア メ リ カ	Washington State University	円型テストピット, $\phi 25$ m, 3 アーム, 50 KN, 80 km/h
	"	Pennsylvania State Univ	1.5 km のテストコースに試験舗装を実施
	"	U.S. Army Waterways Exp	180 m の試験舗装の組合せ, 特に空港舗装の研究
	オーストラリア		室内テストピットの計画
	ア メ リ カ		2 本 $\times$ 35 m のピットに載荷試験機
	英 国		新機械, 100 KN 20°C-50°C 1981年
	ス ペ イ ン		円形テストピット
実物大試験舗装の施設の主な目的 ① 理論的設計法の確立と実物大試験 (Full Scale Test Facility) による確認。 (実物大試験のサポートによる確立) ② OECDは既存のあるいは計画中の Pavement and Vehicle test track をリコメンドしている。 AASHO テストは理想的→しかしコストがかかりすぎる。 各国が協力して実験を行なう→規格の国際化が図れる。 ③ 4 乗則 → アスファルト 3~4 乗 } この確認をする必要がある。 → コンクリート系 8-12 乗 ④ 車両の重荷化 → 維持修繕のサイクルへの影響 → 構造設計への影響 ⑤ 総重量の影響 → 軸重, 軸間隔, 軸数の影響 → 接地圧, タイヤ内圧, サスペンション構造の影響			

公共土木施設における耐震設計法
および震災復旧技術の動向

地震防災部長 佐 藤 和 夫

公共土木施設における耐震設計法および震災復旧技術の動向

はじめに

我が国は世界有数の地震国である。今年はず 1 月 1 日からその酔いをさますようにマグニチュード 7.5 の地震が東海沖に発生し、本州のかなり広い範囲で地震動を感じたが、被害が殆んどなかったことは幸いなことであった。

近年の我が国の地震被害をみると、地震の規模に比して犠牲者の少ないことが一つの特色と言えよう。種々条件が悪かったにせよ、昭和 18 年から 23 年の太平洋戦争の終戦前後、鳥取地震、東南海沖地震、三河地震、南海地震、福井地震と続けて 1,000 人から 4,000 人の死者行方不明者を出している。

しかしその後は 100 人を越す犠牲者を出したのは昭和 35 年のチリ沖地震津波と、昨年日本海中部地震のみであり、いずれも殆んどが津波による犠牲者である。このように、近年の地震において犠牲者の数が減ったのは、直下型の大規模地震が大都市を襲っていない好運とともに、各種施設、ことに家屋の耐震性の向上の影響が大きいものと考えられる。

しかし、各種施設の耐震設計法は進歩、改善が著しいものであるが、地震についてはまだ未知の部分が多く、なお完全ということとはできない。

ことに公共土木施設についてみると、近年超大型の構造物や、新しい形式の構造物が計画、あるいは建設されるようになっており、多くの点で現行の耐震設計法の見直しが求められている。

また、いかに耐震設計法が向上したとしても、大地震に際し常に土木施設が無被害ということは考えられない。被災した施設を早急かつ適切に復旧することは、地震被害の拡大を防ぎ、あるいは被災地の復旧の推進のためにきわめて重要なことである。

本発表においてはより合理的な耐震設計法の確立を目標に、土木研究所で進めている研究および最近問題になっている土木施設の被害についての研究および地震により被災した土木施設の被害程度の判定手法および復旧技術について説明する。

1. 地震動の特性の把握の実状と必要性

公共土木施設の耐震設計を合理的に行うとともに、各種の地震防災上の措置を講じるためには、建設地点で予想される地震動の強度および特性を正しく予測することが必要である。地震動の特性は、地震の規模、断層からの距離、建設地点周辺の地盤条件等により複雑に変化するとされている。地震波形の理論的なシミュレーションが難かしいことから、その特性の解明は現在までは実地震動の観測と記録の整理に委ねられてきた。しかし昭和 39 年の新潟地震以降鋭意進めてきた強震観測の結果、現在では記録数もようやく各種の解析が可能となる量に達し、地震動の基本的な特性についての推定が可能になりつつある。

一方、こうした地震動の特性に関する研究の進展に伴って、耐震設計に用いる地震力をどのように定めたら良いかに関する議論がある程度可能となり、また、具体的な関心も高まってきた。たとえば、地震応答解析を例にとると、入力地震動に何を選ぶかによって事実上解析結果が決ってしまう。入力地震動としては、昭和53年の宮城沖地震による開北橋周辺地盤上の記録等、過去の代表的な実地震による強震記録を適当に振幅修正して、当該地点の想定最大加速度に合わせて用いる事例が多い。しかしながら、数ある強震記録の中からどのような振動数特性の波形を選び、最大加速度はどのようにすればよいか等、入力地震動の選定に際して、一定の手順化された考え方が提示されていないのが現状である。こうした点は震度法における設計震度の評価についても事情は同じであり、現行の基準類に示されている震動がどのような地震に対応したものであるかに関する評価が必要である。

2. 地震動の強度および特性の推定法

地震動とは、断層の破壊に伴って生じた振動が地中を伝播する際の地盤の振動であり、これが構造物に伝わると構造物の振動を引起す。地震動強度を工学的に表わすための指標としては、最大加速度 $a_{\max}$ ($\text{cm/sec}^2 = \text{gal}$) が用いられることが多い。図-1(b)は昭和43年8月の豊後水道沖地震 ($M=6.6$) の際に、愛媛県宇和島市の板島橋近傍地盤上で観測された加速度波形 (橋軸方向) であり、最大加速度は590ガルとなっている。これは、現在までに我が国で観測された大きな加速度記録のうちの一つであり、重力の加速度 G は980ガルであるからその60%に相当する加速度が生じたことを示している。

次に地震動によって構造物はどのような振動を生じるであろうか。図-1(a)は前記の板島橋の橋脚上で得られた加速度記録を示したものである。最大加速度は340ガルで、地盤上の最大加速度の0.58倍で橋脚上の方が振動が小さい。しかし同じ板島橋でも、昭和43年4月に起った日向灘沖地震 ($M=7.5$) の場合には、地盤上の最大加速度が169ガルに対して橋脚上の最大加速度は209ガルと、橋脚

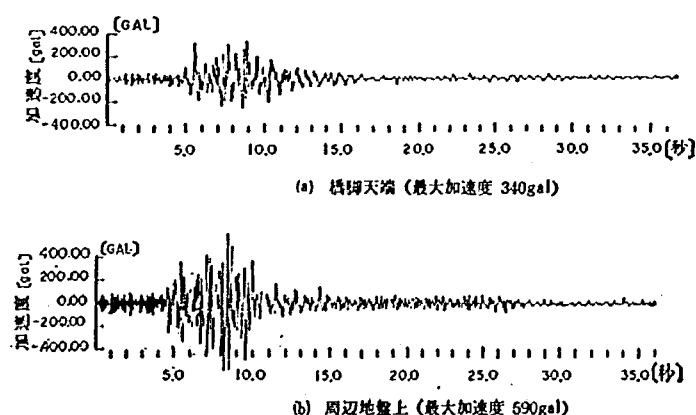


図-1. 1968年8月豊後水道沖地震による板島橋の強震記録

上の方が地盤よりも大きく振動している。このように、地盤が1.0振動したときには橋脚天端がどの程度振動するかは、地震動の特性（周期、継続時間等）および構造物の特性（固有周期、減衰定数）の両者によって変化する。

この両者の関係を最も簡単に表わすために考え出されたのが応答スペクトルである。すなわち応答スペクトルは図-2に示すように、構造物を固有周期 T （秒）、減衰定数 h の1自由度のバネ系と考え

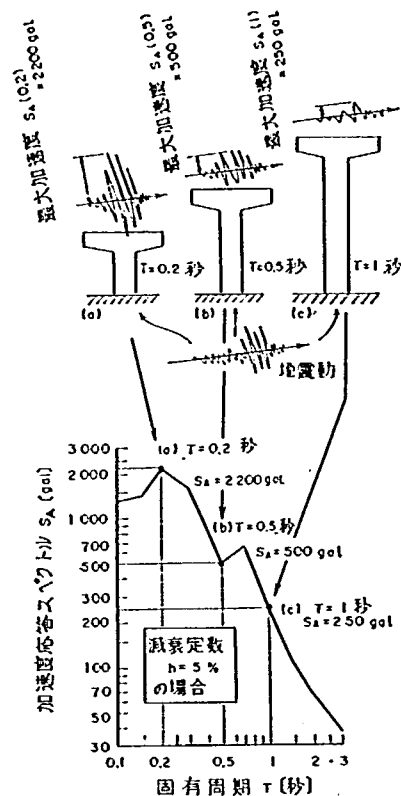


図-2. 応答スペクトルの定義（図-1(b)の波形に対する試算例）

T および h の組合せを変えて、それぞれのバネ系に対して、ある地震動が作用した場合に構造物に生じる最大加速度 S_A ガルを計算し、 h をパラメータにとって S_A および T をそれぞれ縦軸、横軸に示したものである。応答スペクトルは一つの観測地震動からは対象となる構造物とは関係なく、唯一つ定まるものであり、対象となる構造物はその固有周期と減衰定数により応答スペクトルからその最大加速度（応答値）を読みとり得るものである。たとえば、図-2は図-1(b)に示した板島橋近傍地盤上の記録の応答スペクトル S_A （減衰定数5%の結果のみを示す）であり、固有周期0.5秒および1秒の構造物（ただし、減衰定数は5%とする）には、それぞれ500ガルおよび250ガルの最大加速度が生じることを示している。

なお、この例では最大加速度の応答スペクトルについて説明したが、同様に最大速度、最大変

位の応答スペクトルも求めることができる。

以上のような地震動の最大加速度 $a_{\max}$ および加速度応答スペクトル S_A は、地震の規模（マグニチュード M ）、震央距離 d (km)、地盤種別等により複雑に変化する。我が国の既往の90回の地震により地盤上67地点で得られた合計394成分の強震記録を解析した結果によれば、 $a_{\max}$ および S_A （減衰定数5%）は地盤種別（道路橋示方書耐震設計編による）ごとに、おおよそ次のように変化することが知られている。

$$\begin{aligned} a_{\max} &= 987.4 \times 10^{0.216M} \times (d+30)^{-1.218} & (1 \text{ 種地盤}) \\ a_{\max} &= 232.5 \times 10^{0.313M} \times (d+30)^{-1.218} & (2, 3 \text{ 種地盤}) \quad \dots\dots(1) \\ a_{\max} &= 403.8 \times 10^{0.265M} \times (d+30)^{-1.218} & (4 \text{ 種地盤}) \\ S_A &= a \times 10^b M \times (d+30)^{-1.178} & \dots\dots\dots(2) \end{aligned}$$

(2)式の a 、 b はそれぞれ固有周期および地盤種別ごとに表により与えられる係数である。

図-3および図-4は、それぞれ式(1)、(2)による最大加速度および応答スペクトルを主要なマグニ

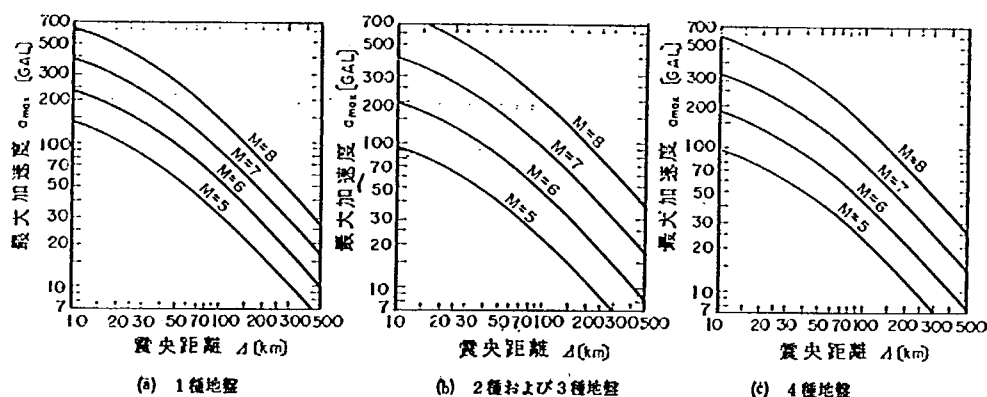


図-3. 最大加速度の距離減衰

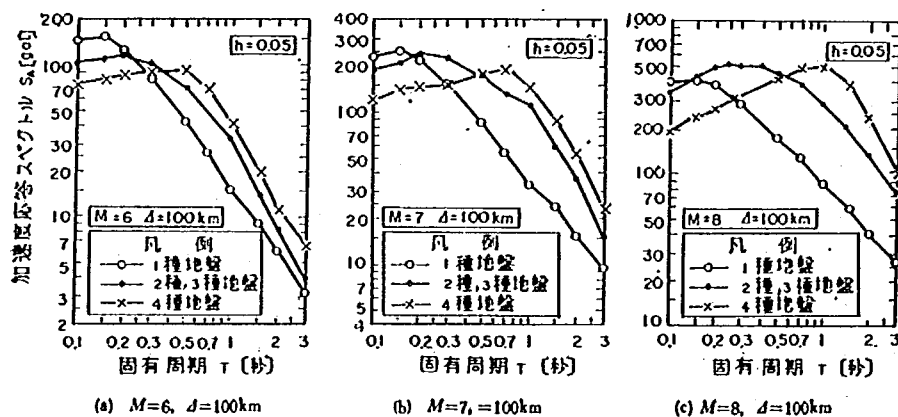


図-4. 主要な M 、 d に対する応答スペクトル S_A （減衰定数5%）

チュードおよび震央距離について示したものである。最大加速度を例にとると $M=6$ の場合には、震央距離が 30 km と比較的構造物の近くで地震が発生した場合でも、100～150 ガル程度である。これに対して同じ震央距離 30 km でも $M=8$ の場合には 400～600 ガルにも達することがわかる。

3. 震度法と修正震度法の体系化

震度という概念を用いることにより、動的な地震力を静的な力に変換することができ、また、これにより計算が簡単になるため、震度法および修正震度法による設計法が今日の耐震設計法の基本となっているのは周知のとおりである。

この“震度”という概念は、大正 5 年に当時の震災予防調査会の臨時委員であった佐野利器東京大学教授によりはじめて提案されたものである。佐野は震度を次のように定義している（原文のまま）。

余ノ茲ニ震度ト名クルモノハ加速度（殊ニ最大加速度）ノ一ノ変形ナリ。既チ地震動ノ最大加速度 α ト重力ノ加速度 G トノ比 α/G ニシテ常ニ k 又ハ k_1 ヲ以テ之ヲ表ハサントス。

Wヲ以テ物体ノ重量トセバ震力 αm ハ k W ト記サレ得ベリ。凡テノ物体ハ其重量ノ k 倍ノ力ニ依テ静止ヲ乱サレントスト云ヒ得ベシ。 k ハ一般ニ 0.1 或ハ 0.3 ト云フガ如キ小数ナリ。

この震度法では地震力は常時作用しているとみなすことになるが、実際の地震力によって生じる最大地震力は瞬時値であるから、設計震度として想定した地震による最大加速度に相当する震度をとることは、過大な地震力を考えたことになる。したがって、震度法に用いられる設計震度は、強震観測などで得られる最大加速度を重力加速度で割った値として定まる震度より小さな値とすることが一般に行われ、わが国の場合には各種の耐震規定を通じて、標準設計水平震度として 0.2 の値が広く用いられている。

さて、佐野の定義によれば、震度とは構造物に作用する最大加速度を重力の加速度 G で割ったものである。構造物に生じる最大加速度は前に示したように応答スペクトル S_A で与えられる。なお、応答スペクトル S_A は固有周期 T および減衰定数 h の関数であるが、構造物の最大加速度を求めるためにはその構造物が実際に持つ固有周期および減衰定数を用いなければならない。いま、道路橋を中心に話を進めると、多数の道路橋の強制振動実験結果から、橋の減衰定数と固有周期の間にはある一定の関係が見出されるとされており、一般橋についてこれを示すと次のようになる。

$$h = 0.02/T \quad \dots\dots\dots (3)$$

一方、式(2)は減衰定数が 5 % の場合の応答スペクトルの推定式であり、任意の減衰定数に対する応答スペクトルに変換するためには次式を用いて補正する必要がある。

$$S_A(T, h)/S_A(T, 0.05) = 1.5/(40h + 1) + 0.5 \quad \dots\dots\dots (4)$$

以上をまとめて式(2)に代入することにより、震度 $\tilde{k}(T)$ は次のようになる。

$$\tilde{k}(T) = \{a \times 10^b M \times (4 + 30)^{-1.178}\} \times \left(\frac{1.5}{0.8/T + 1} + 0.5 \right) \times 1/G \quad \dots\dots\dots (5)$$

これから主要なマグニチュード M および震央距離 d に対して $\tilde{k}(T)$ を計算した結果が図-5である。

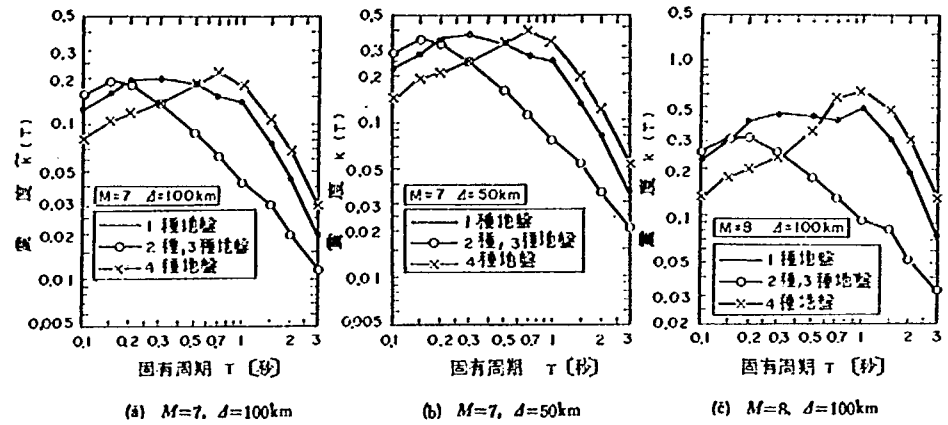


図-5. 式(5)による震度 $\tilde{k}(T)$ の試算例

一方、現行の道路橋示方書によれば、重要度補正係数および地域別補正係数を別にすれば、設計震度 $k(T)$ は標準設計震度 $k_0 (=0.2)$ をもとに次式で与えられる。

$$k(T) = \nu_{GC} \times \beta(T) \times k_0 \quad \dots\dots\dots (6)$$

ここで、 ν_{GC} 、 $\beta(T)$ はそれぞれ、地盤補正係数、修正震度法の β である。図-6は式(6)による設計震度 $k(T)$ を示したものである。図-5の結果を図-6と比較すると、 $\tilde{k}(T)$ は $M=7$ 、 $d=50\text{ km}$ 程度の場合に $k(T)$ と同程度の値をとること、また、 $\tilde{k}(T)$ は $k(T)$ に比較して、1～3種地盤ではより短周期側で大きくなることわかる。ただし、式(5)の誘導にはまだ各種の仮定があり、また前述のように最大地震力は瞬時値であることもあり、今後実測との比較照合を加えた上で適用性を検討していきたい。

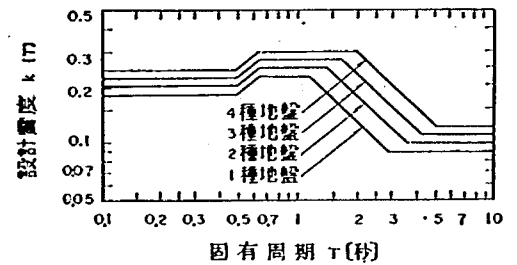


図-6. 道路橋示方書による震度 $k(T)$

4. 地震動の期待値の推定法

これまで述べてきたように地震動の最大加速度、加速度応答スペクトルの推定式が与えられるとした場合に、これらをもとに、任意の建設地点における地震動強度の期待値を求めることができる。我が国では西暦416年にさかのぼって地震資料が蓄積されており、気象庁等により地震の規模、位置、発生年月日等が整理されている。こうした資料によれば、任意地点の周辺において過去に発生した地震の規模とその発生頻度の関係は次式で与えられるとされている。

$$\log N(M) = a - bM \quad \dots\dots\dots (7)$$

ここで、 $N(M)$ はマグニチュード M 以上の地震の発生回数であり、 a 、 b は対象とした周辺ゾーンおよび期間により定まる定数である。たとえば、図-7は1885～1980年間に東京湾湾央を中心とする半径300 kmの範囲に生じた地震の位置および規模を示したものであり、これより式(7)の $N(M) \sim M$ の関係を求めると図-8のようになる。図-7,8には後述するサブゾーンに分割した場合の結果も示されているが、半径300 kmの範囲についてみると(図-8の全領域の項参照)、過去96年間に M が6以上および7以上の地震は、それぞれ276回、27回生じている。したがって、これを対象期間で割ると、この地域では M が6以上および7以上の地震が平均して、それぞれ $276/96 \div 3$ 回/年、 $27/96 \div 1/3$ 回/年 生じたことになる。

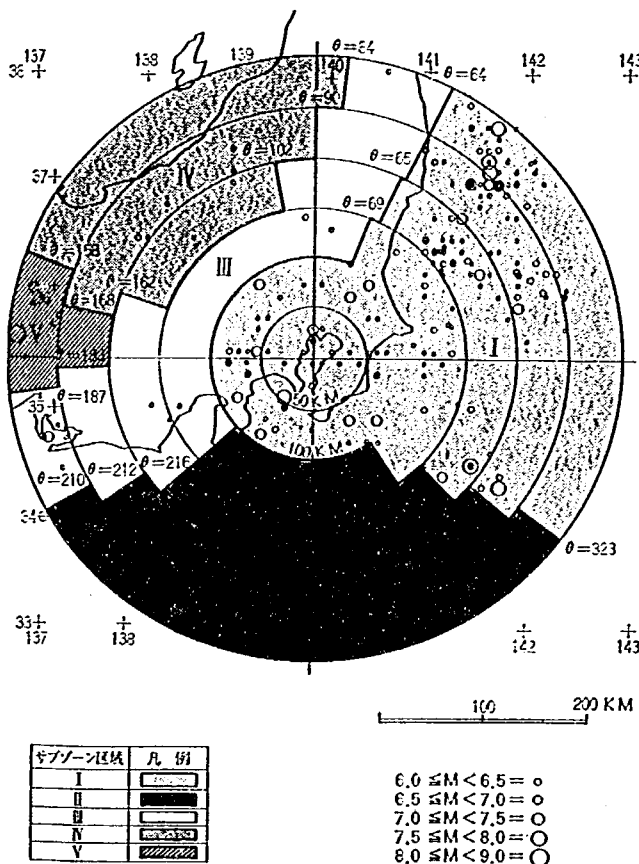


図-7. 東京湾周辺の地震発生状況とサブゾーンの分割

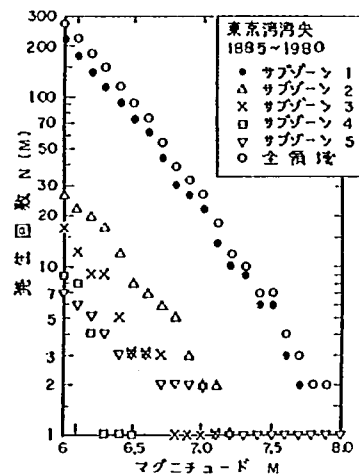


図-8. サブゾーンごとのマグニチュード $M \sim$ 発生回数 $N(M)$ の関係

また図-7に示したように、東京湾湾央部周辺の地震発生状況は一樣ではなく、相模トラフ、南海トラフ沿いの巨大地震の発生する地域、房総沖のように地震発生頻度の高い地域と丹沢のように地震発生頻度の低い地域、濃尾地震に代表される根尾谷断層系の地域等に大きく分けることができる。このように、同一規模の地震の平均発生回数および生じ得る最大の地震の規模の違いの両者を考慮して東京湾湾央地域を5つの小領域(サブゾーンと呼ぶ)に分割したのが図-7に示した結果である。

いま、このように解析対象地点の周辺を数個のサブゾーンに分割し、各サブゾーン毎に式(7)の a 、 b を定める。同一サブゾーン内においてはどの場所においても単位面積当りの各マグニチュードの地震発生確率は等しいと仮定する。次に各サブゾーン内を更に着目地点(この場合は東京湾央)からの距離によりサブサブゾーンに細分する。着目地点での地震動強度があるサブゾーンに発生する地震によりある設定値を超える1年当りの回数は、そのサブゾーン内の各サブサブゾーン毎に式(1)又は(2)に設定値 a_{max} 又は S_A および震源距離 d を入れて求めた M 以上のマグニチュードの地震の1年当りの発生回数の和となる。全ゾーンにおけるこの発生回数の総和が、着目地点での地震動強度が周辺全域に発生する地震によりある設定値を超える1年当りの回数となる。この値を $\lambda(a)$ 又は $\lambda(S_a)$ とおく。

ここで、地震の発生が空間的、時間的に独立の事象と仮定できれば、着目地点での地震動の強度がある設定値を超える地震の再現期間は、 $\lambda(a)$ 又は $\lambda(S_a)$ の逆数で与えられる。

土木研究所では、上記の手法により、既往の地震活動に基づき任意地点の地震動強度の期待値を求め得る電算プログラム RISK を開発した³⁾。RISK による計算の一例として、上記の東京湾湾央部における再現期間 $T_R = 225$ 年および 475 年に相当する応答スペクトル S_A を求めた結果が図-9である。図中には、参考のため、従来地震応答解析の入力として利用される事例の多い八戸港記録(最大加速度 100 gal の場合)および開北橋記録(最大加速度 150 gal の場合)の応答スペクトルも示している。これによれば、八戸港記録の応答スペクトルは一部に谷があるものの、固有周期 0.6 秒以上の領域においては 475 年の再現期間に対応する応答スペクトル値をかなり上廻っており、東京湾湾央部においては、最大加速度を 100 gal として八戸港記録を用いることはこの周期領域においてかなり大きな応答レベルを与えるといえることができる。

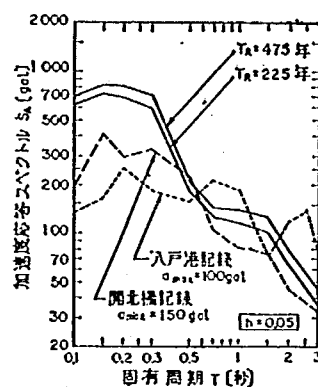


図-9. 再現期間 225年および 475年の応答スペクトルと従来動的解析の入力として利用される事例の多い八戸港記録および開北橋記録の応答スペクトル

5. 動的解析に用いる入力地震動の設定法

地震動強度が式(1)、(2)のように地震の規模 M および震央距離 d の関数として与えられるか、もしくは再現期間 T_R の関数として与えられるとした場合に、入力地震動を設定するためには $M \sim d$ 、もしくは T_R をどのように与えればよいであろうか。耐震設計とは構造物が地震の際に被害を受けないようにあらかじめ構造物を設計しておく行為全般を指す。その中で、入力地震動の設定とは外力を設定することであるが、外力の設定は耐震設計によりどの程度の安全性を構造物に付与しようとするのか(目標とする耐震性のレベル)と密接に関連した問題である。目標とする耐震性のレベルを設定するためには、単に地震動や構造物の特性に関する知識だけではなく、当該構造物の耐震性に対する社会

的、経済的評価に基づく高度な判断を必要とし、現状の設計震度の評価とも関連させたいと、今後の研究に待つ所が大きい。ここでは、このような検討を加えた一例として、東京湾地区の構造物の地震応答解析に用いる基盤入力地震動の設定のために提案された手法について紹介することとする。

入力地震動の大きさは目標とする耐震性のレベルに応じて定めることが必要とされる。土木構造物の耐震設計に当っては、原則として耐用年数内に地震により構造物が本質的な機能を損うような損傷を受けないことが要求されている。しかしながら一方では、いかなる規模の地震に対しても損傷を受けないように設計することは経済性を度外視した構造物となる可能性があるため、このような点を配慮するため、当該地点にまれに発生する大地震に対しては、構造物の最終的な崩壊を防止するというもう一つの目標を設けることが考えられる。本構造物の地震応答解析では、第1の水準に対応する入力地震動として再現期間150年に相当する地震動を、また、第2の水準に対応する入力地震動として関東地震と同程度の地震動をそれぞれ考慮することとしている。

図-10は、このような条件のもとに応答スペクトルの推定値を求め、これを主として長周期側において包絡するよう応答スペクトルを求めたものである。上記の第1水準および第2水準に対応する応答スペクトルのレベルをここではそれぞれ L_1 、 L_2 と呼んでいる。このように、入力地震動の強度レベルを L_1 、 L_2 と2段階に分け、これらに対し、それぞれ、構造物の本質的な機能の低下の防止、および構造物の最終的な崩壊の防止を図るよう耐震性を照査しようとするところに本手法の特徴がある。

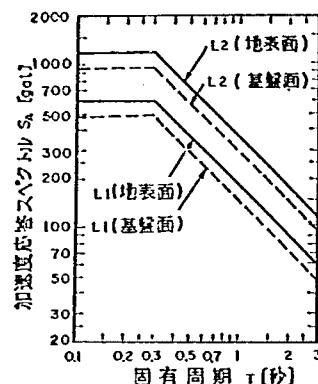


図-10 L_1 および L_2

6. 動的解析法

道路橋示方書・同解説V 耐震設計編によると「動的解析法」について、用語の定義の項で、「地震時における構造物の挙動を動学的に解析する耐震計算法」としている。

そして耐震設計の基本方針の項で「震度法もしくは応答を考慮した修正震度法による耐震計算法を用いて安全性を照査した橋のうち、大規模でかつ地震時の挙動が複雑な橋は動的解析により安全性を照査するのがよい」としている。

設計震度および設計地震入力の項では、応答スペクトル法及び時刻歴応答解析法に用いる設計地震入力について述べており、また同項の解説において動的解析によって安全性を検討する必要がある橋について述べている。しかし動的解析法の手法については何も述べられていない。以下において動的解析法について簡単に説明する。

動的解析法には時刻歴応答解析法と応答スペクトル法がある。前者は更に直接積分法とモード合成法の二つの手法がある。

直接積分法による時刻歴応答解析法は構造物の振動系の力学モデルを考え、この運動方程式に特定の地震波形を時刻を追って入力し、数値積分を行うもので現実にかかるであろう状態を数理解析的に模擬しようとするものであり、地盤、構造物の力学モデルを詳細にすることにより実際の状態に近づけることが可能である。しかし、この方法では計算に非常に大きな時間を必要とする。このため時刻歴応答解析を直接積分で行うのは構造物を構成する部材における荷重と変形の関係が非線形であると考えられる範囲を含む場合の解析にのみ用いられる。この関係が線形である範囲内の解析にあっては、直接積分法の代りにモード合成法を用いて解析をおこなうのが普通である。

振動は一般に複雑な形をとる場合が多いが、数学的な操作によって幾種類かの単純な形をもつ振動、つまり単振動に分解して考えることができる。単振動は正弦関数、すなわち $\sin$ で表わされることから正弦振動ともいい、一つのばねに一つの質点をつるしたときの質点の振動である。この分解された振動系はそれぞれに一定の振動数（固有振動数）振幅を持っている。つまり一般の振動は、振動を特徴づける要素すなわち振動数、振幅が互いに異なっている単振動の重なりとして扱える。

構造物の振動系は一般に複雑な形をとる場合が多いが、その部材における荷重と変形の関係が線形である場合には数学的な操作により単振動系に分解して考えることができるのである。この複雑な振動系を単振動系に分解し、これに特定の地震波形を時刻を追って入力しその応答を求め、これを合成させる方法をモード合成法という。

モード合成法によると単振動系に分解する数学的過程でかなりの時間を要するが、全体として直接積分法による場合よりも容易に解くことができ、更に入力地震動を変えて検討する場合には非常に有利になる。

直接積分法を用いるにせよ、モード合成法を用いるにせよ、時刻応答解析法による場合は、設定された入力地震動による構造物の応答（加速度・速度・変位）の時々刻々の値が求まるが、構造物の安全性の検討のためにはその応答の最大値が判れば良いという考え方がある。このときにはモード合成法により分解した単振動系に前述した応答スペクトルを適用し、それぞれの単振動系の最大応答を求め、それを合成する応答スペクトル法を用いる。この方法で問題があるのは最後の合成で、その手法はいくつかあるがいずれも近似解しか求まらない。しかし一般に橋梁の場合は応答スペクトル法によっても十分実用的な解が求められる。ただ、周辺地盤も同時にモデル化して、解析する場合に構造物の振動数と地盤の振動数がたまたま接近することがあると、合成の過程で誤差が出て応答を非常に過大に評価する可能性がある。

なお、この応答スペクトル法も構造物を構成する部材における荷重と変形の関係が線形であると考えられる範囲の解析にのみ適用可能である。

動的解析において重要な問題は、どのような地震波形、応答スペクトルを用いるかである。各種の耐震設計指針の中には種々の応答スペクトルが設定されているが、これらは代表的な地震の記録から算定されたものか、過去の多くの地震記録から算定された応答スペクトルに統計処理を施して得られ

たものである。しかし、地震波形、応答スペクトルはある一定の傾向を持つものではあるが、地震により、そして同一地震であっても観測地点により、それらの形は大きく変わるものであり、それが変ることにより、例えば地震波形の最大加速度は同じであっても構造物の応答は大きく変ることに留意する必要がある。

このように動的解析が地震力という高度の不確定性を伴う外力に対する解析作業であることを考えると、想定した特定の地震動に対してのみ有効である時刻歴応答解析法よりは多くの地震動の持つ情報を反映しうる応答スペクトル法の方が、その適用範囲内においては望ましい解析法であるとも言える。しかし応答スペクトル法では前述のとおり、構造物の振動数と地盤の振動数がたまたま接近することがあると過大な応答を示すことがある。このような場合にはモード合成法による時刻歴応答解析法が必要になる。

一方、構造物の大規模化が進んでいくなかで、その耐震安全性の検討がますます重要になっており、耐震解析の技術の進展により、構造物の破壊の終局状態をも考慮した設計や安全性の照査が行われるようになりつつあるので、必然的に非線形系の地震応答解析が必要となる。したがって、耐震設計における直接積分法による時刻歴応答計算の重要性が高まるものと考えられる。

いずれにせよ、動的解析法においては詳細な力学モデルの設定（諸力学定数の信頼度の向上）、地震を作用させる地層基盤の設定、入力地震波形・適用応答スペクトルの選定、計算時間の短縮、計算結果の信頼性など多くの問題があり、今後の研究の進展にまっところが多い。

7. 強震観測網の整備ならびに強震記録の解析

土木構造物ならびにその近傍地盤における強震観測網を整備、強化することにより、実地震動記録を収集し、これにより各種構造物の耐震基準の合理化を図るとともに、地震防災対策立案の基礎資料を充実し、公共事業における各種構造物の安全性・経済性の向上に資することを目的として、土木研究所は公共土木施設の強震観測を担当している。なお、建築関係の強震観測は建築研究所が担当している。昭和58年3月末現在で、公共土木施設に設置されているSMAO型強震計は151箇所306台、電磁式強震計は56箇所515成分、普及型強震計は12箇所25台である。普及型強震計は建設技術評価制度に基づき開発されたものである。これらの強震計の設置台数を構造物の種類毎に分類すると表-1のとおりである。

これらの強震計により収集した記録のうち昭和57年末まで発生した地震による約1,000成分の記録について数値化を実施し、土木研究所彙報として公開している。これには数値記録の値、応答スペクトル、波形その他の関連事項が含まれている。

これらの記録は各種の調査・研究に利用されているが、これらの記録の大部分は小さな加速度のもので、本来、耐震設計で目標とするような大地震による断層近傍の記録が極めて少ない。この原因と

表-1. 構造物ごとの強震計設置状況

昭和58年3月31日現在

昭和55年5月31日現在

区 分		S M A O 型			電 磁 式		普 及 型
		設置箇所	台 数		設置箇所	成 分 数	
			地 盤	構 造 物			
橋		99	99	112	112	111	4
ダ ム	コンクリート	13	8	14	14	187	16
	フィルダム	5	1	9	9	57	
河 川	堤 防	7	8	8	8	30	
	堰	6	7	7	7	0	3
構造物予定地点		9	7	2	2	121	
下 水 道		5	7	3	3	3	
沈 埋 ト ン ネ ル		2	2	4	4	0	
地 下 街 路		1	0	3	3	0	
そ の 他		4	2	3	3	6	2
合 計		151	141	165	56	515	
			306				

して、強震観測を本格的に実施した昭和40年代前半以降M8クラスの大規模な地震が我が国周辺で発生していないことと、比較的発生頻度の高いM6～7クラスの地震を断層直近で捕捉するには現在の観測の網の目では粗すぎることがあげられる。したがって、今後できるだけ早い時期に有効な地震記録の蓄積を図り、耐震設計法の合理化に結びつけるためには、観測網の一層の整備・拡充が必要とされる。

この外、強震観測の問題点として次のものが考えられる。

- (1) 強震観測が実施されて20年余が経ち、強震計の劣化がめだってきており、これらについては適宜オーバーホール、更新等の処置が必要である。更新に際しては普及型強震計を用いることが好ましい。
- (2) 強震観測については、現場で観測に携わっている人達に多大の協力をいただいている所であるが、一部に強震計の維持管理担当者が特定されていない場合や、機器の取り扱いに習熟していない場合があり、今後これらの点の改善が必要である。
- (3) 強震記録の有効整理を図るために、記録の得られた地点の地盤条件、構造条件に関する資料を体系的に整理し、公刊していくことが必要である。

8. 高密度強震観測網の整備

既往の強震観測記録の解析結果によると、構造物の耐震設計に重要な影響を与える地震動特性は、地震の発震機構、震源から観測地点までの伝播経路の特性および観測地点付近の局所的な(10m～1km程度の範囲)地形・地盤条件の3者に強く影響されることが明らかになっている。このうち、地震動に及ぼす局所的な地形・地盤条件の影響の解明は、既往の地震被害が地形・地盤条件の変化部に

多く発生している事実から工学的には最も重要な研究課題の一つである。しかしながら、上記要因と地震動特性との関係を把握するためには、これまでのように散在する観測点による観測では不十分であり、特定地域に多数の強震計を系統的に配置する高密度強震観測が必要とされている。

このような背景のもとに、土木研究所では図-11に示すように昭和56年度を初年度とする4箇年計画で静岡県の駿河湾に沿って4箇所の高密度強震観測場の建設を進めており、昨年度までに相良地区、焼津地区の建設を終え、観測を開始している。本年度は沼津地区に建設中であり、来年度は松崎地区を予定している。

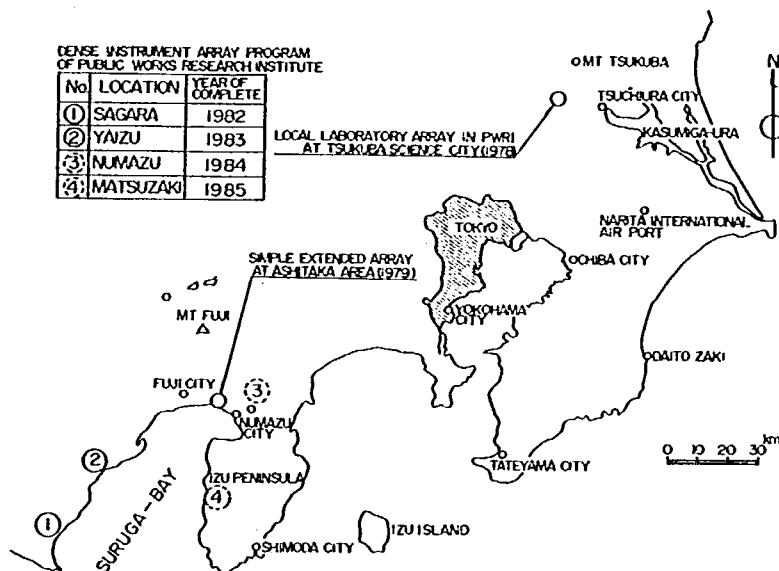


図-11 駿河湾沿岸における高密度強震観測計画

この高密度強震観測の目的は、地震動に及ぼす局所的な地形・地盤条件の影響を解明し、三次元的な地盤振動の特性を明らかにすることにより、今後、建設が予定されている吊橋、長大沈埋トンネルをはじめとし、都市施設、河川施設、道路施設等広がりを持った構造物の耐震設計の合理化に資することである。

観測方法および記録の利用方法は、近接して地上および地中に、複数の強震計を設置し、同一の時間軸を有する記録の採取を図るものである。そしてこの記録を体系的に解析することにより、水平および鉛直方向への地震動の伝播特性を把握し、地震時に地盤に生じるひずみ、地震動の相対的な空間分布を明らかにするとともに、このような特性が構造物の振動応答に及ぼす影響の解明を計画している。

観測には、一地区14台前後の同一仕様の高精度デジタル強震計から成る個別記録方式を採用した。一地区の広さは約1～2 km 四方である。強震計は、前述の普及型強震計を本観測の目的に合致するように一部仕様変更したもので、主要な特性は表-2に示すとおりである。

表-2. 強震計の主要仕様

換振部	タイプ	速度帰還型サーボタイプ加速度計
	フルスケール	± 1,000 gal
	固有振動数	5 Hz
	減衰定数	240
起動部	感振方向	上下成分
	起動加速度	5 gal (可変)
記録部	方式	ディジタル(16ビット)
	成分数	信号3, 時間1, 計4
	テープ	ディジタルカートリッジテープ
	ダイナミックレンジ	96 dB
	サンプリングタイム	1/200 秒
	記録時間	約30分
	遅延時間	5秒
タイムコード	時計精度	10^{-7}
	自動時刻校正	NHK時報により毎正時に校正

起動は上下方向加速度が5ガル(可変)となった場合にかかり、水平方向加速度の平均値が5ガル(可変)以下となり、かつ上下方向加速度が起動レベル以下になった後、15秒後に自動停止する。

個別記録方式による観測では、強震計相互間の時刻の同時性を確保することが最も重要となるので、各強震計は公称精度 10^{-7} の水晶時計を用い、さらにNHKの時報により毎正時に自動時刻校正を行い、絶対時刻との誤差を常にサンプリングタイムの1/2以下、すなわち±1/400秒以下に保持できるようにしている。この正確な時刻の記録とサンプリングタイムが1/200秒であることおよび遅延時間5秒を持つ点が、この強震計が普及型強震計と異なる点である。遅延時間5秒とは、本強震計は、前述のとおり上下方向加速度が5ガルになった時点で起動するが、その起動時点より前5秒間の地震動記録を確保できる能力である。これにより地震動を最初から記録することが可能となる。なお、これらの機能は本観測の目的に合致させるために特に付与したものであり、一般の土木構造物に設置する強震計には必ずしも必要のないものである。

観測記録としては昭和58年3月16日および11月24日に相良、焼津の両高密度強震観測所で観測した静岡県西部三ヶ日および浜松市を震源とするM5.7および5.2の地震の記録がある。ここでは記録の一例として、相良地区の数地点の記録を紹介する。両地震の震源は相良から西北西および西の方向になる。相良地区の地盤構成および強震計配置状況を図-12に示す。

観測点1は基盤の泥質岩が露頭した丘陵に、2から8は萩間川の沖積低地に、9は海岸砂丘に設置してある。

各観測点における東西、南北両成分の最大加速度の観測結果を図-13(a), (b)に示す。地形・地盤条件が似ている2から8までの記録をみてもその値には大きな変化が認められる。今後さらに記録の収

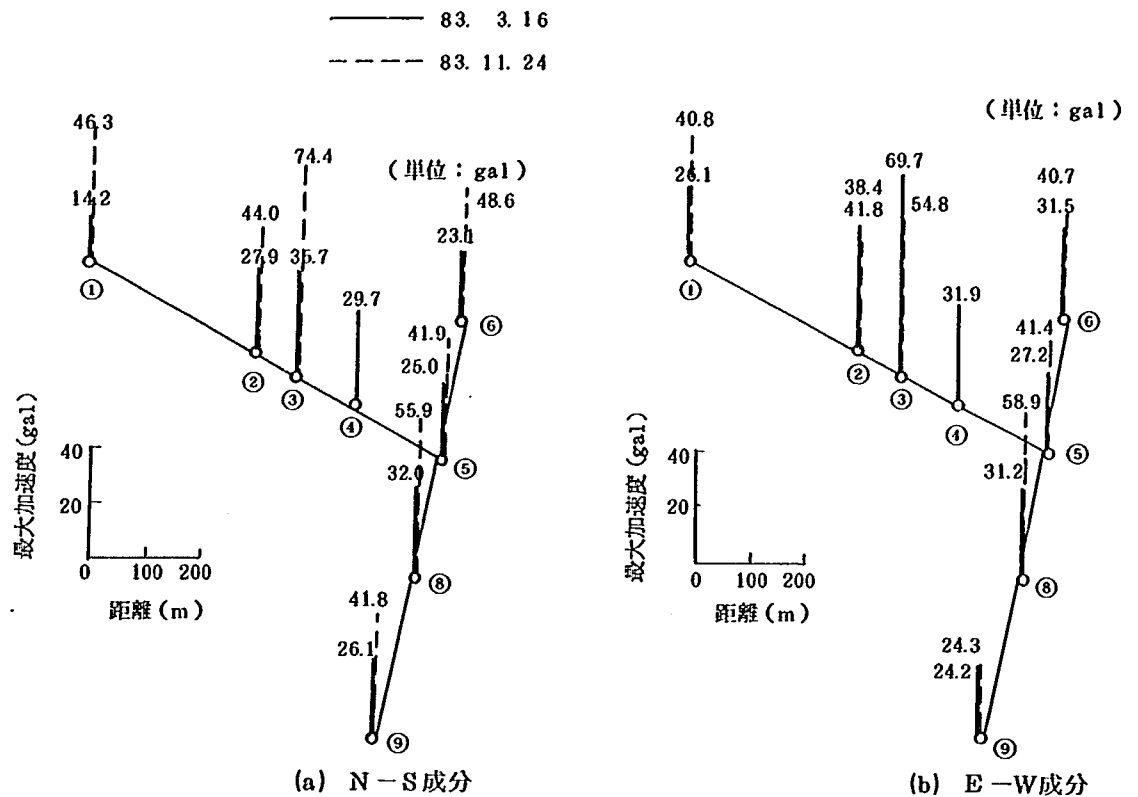


図-13 相良地区における観測結果

集を行い、地震動に及ぼす地形・地盤の影響を解明していきたい。

9. 静内橋地震災害調査

昭和57年3月21日、北海道日高郡浦河町沖でマグニチュード7.1の「1982年浦河沖地震」が発生し、浦河町、三石町、静内町の海岸沿いを中心に法面や擁壁の崩壊、橋梁取付盛土の沈下などの道路被害が生じた。この地震は、浦河町で震度6の烈震と記録されたわりには公共土木施設等の被害が小さかったなかで、一般国道235号の静内橋の橋脚の多くが被災し、またそのうちのいくつかは、今までの鉄筋コンクリート橋脚には見られなかった著しい破壊状態を呈した。このため建設省では静内橋の被災原因の究明を行い、耐震設計上貴重な成果が得られた。以下簡単に説明する。

静内橋は、二級河川静内川の河口に架けられた3径間連続鋼鈑桁3連から成る橋長406.5mの橋で、昭和47年度に完成している。下部構造はA-1橋台が杭基礎、P-1からP-7橋脚までケーソン基礎、P-8橋脚とA-2橋台は直接基礎である。橋の一般図を図-14に示す。

上部構造の被害はほとんどなかったが、下部構造の被害は著しく、一部の橋脚は柱部が完全に破壊され、鉄筋によって辛うじて崩壊を免がれたような状態であった。すなわち、P-1およびP-8橋脚と2基の橋台は全く被害がなかったが、P-4橋脚は若干のコンクリートの剝離を伴う斜めひびわ

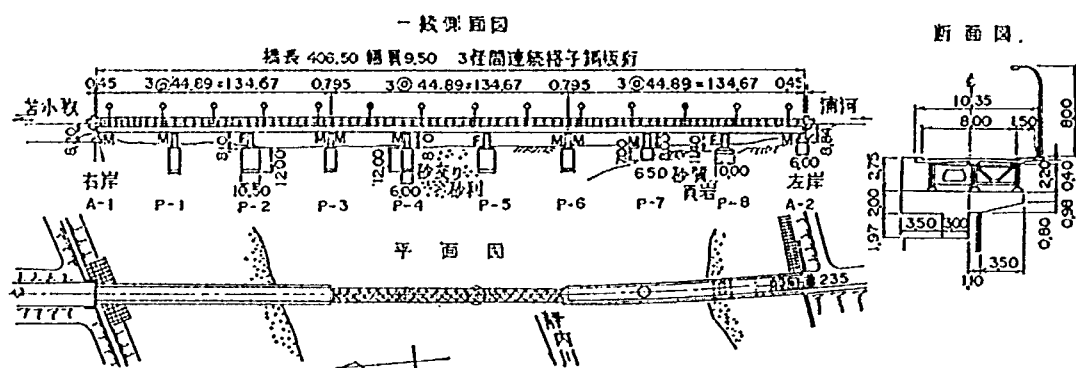
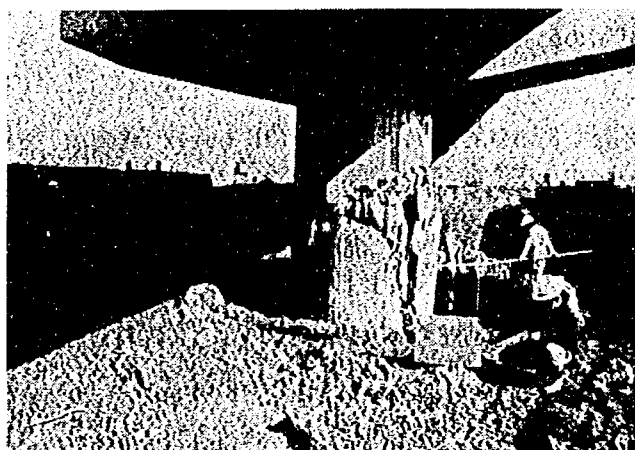
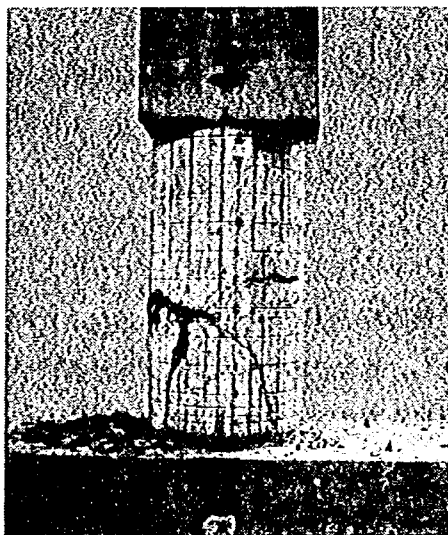


図-14 静内橋一般図

れ、P-5、P-7橋脚は曲げによる水平のひびわれを生じ、さらに残る3基はいずれも主鉄筋の座屈および比較的広範囲のコンクリートの剝離あるいは圧壊を生じた。このうちとくに被害の大きかったP-3橋脚の破損状況をみると、主鉄筋の降伏荷重を超える橋軸直角方向の力が作用して水平方向の曲げひびわれが大きくなるとともに、力が交番的に作用したため主鉄筋が座屈してその部分のコンクリートが剝離したようである。さらにこの段階で曲げひびわれが斜め方向のせん断ひびわれに進展し、最終的にこのせん断面に沿って写真-1(a)に見るような破壊に至ったものと推定される。



(a) 実物



(b) 模型実験

写真-1. P-3橋脚の破損状況の比較

静内橋架橋地点の地質縦断図は図-15に示すとおりである。なお、P-2橋脚周辺で若干の噴砂の痕跡が認められ、現地の状況と試験結果を総合すると地表から2~3mの厚さで堆積しているAg-1層の一部に若干の流動化を生じたものと判断されたが、静内橋橋脚のケーソン基礎は地表から約15m

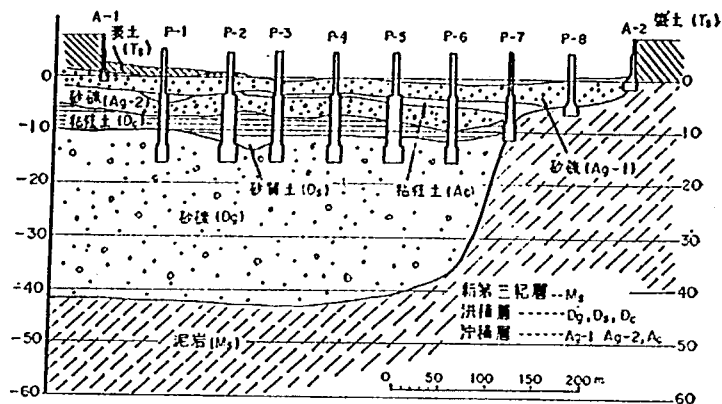


図-15 地質縦断図

の深さにある Dg 層を支持層としており、この若干の流動化は基礎の安定にはほとんど影響しなかったものと考えられる。

上述のように、静内橋橋脚の一部、とくに P-3 橋脚の破損形態が特異であったため、橋脚に使用した材料の品質が一応疑われた。その検証のため、各橋脚から合計鉄筋11本、コンクリート供試体13本を採取し試験を行った。その結果は、鉄筋、コンクリートとも十分な強度を示し、材料の品質には問題がなかった。

次に本地点における入力地震動であるが、静内橋においては強震記録はとれていないが、この地震によって得られた北海道内の19箇所の強震記録、最大加速度予測式あるいは基石の転倒率等を総合的に判断すると、静内橋周辺地盤における地震動の最大加速度は、地表面でおよそ 300ガル前後とみるのが妥当であると結論された。

一方、地震動波形に関しては当該地点と地盤条件が似ており、かつ距離的にも近い「梶満橋」で得られた地震動波形を採用し、これにより動的応答解析を行った。

動的解析は時刻歴応答解析法により行った。地層は図-14の地質縦断図にできるだけ忠実にモデル化し、地盤の応答解析には非線形解析プログラム「NON-SOIL」を用いた。このとき地震動は基盤に入力することになるので、地表面での最大加速度が前述の 300ガルとなるように、基盤面における最大加速度は若干の予備検討ののち、180ガルとした。

基礎を含む橋梁部については、78節点から成る質点系にモデル化し、橋軸直角方向に地震力が作用したときの地盤の応答解析結果を入力として、モード合成法による多点入力弾性解析プログラム「DAST-M」で解析した。

上記動的解析のほかには橋脚の模型実験も行った。これは橋脚柱、とくに P-3 橋脚が今までの橋脚の地震被害には見られない特異な形態で破壊しており、その原因の一つとして、橋脚柱の耐力や変形性能が設計で考えられているよりかなり低かったのではないかと考えられたからである。この点を確認するため、実物の 1/3 の P-3 橋脚柱模型を製作し、所定の鉛直荷重作用下で水平交番載荷実験を

行った。模型の破損状況を写真-1(b)に示す。

これらの研究の結果、静内橋に作用した橋軸直角方向の水平地震力がある特定の条件下で設計をかなり上回る大きなものになったのに加え、鉄筋コンクリート部材のせん断耐力が曲げによるひびわれの発生後に低下し、静内橋設計当時考えられていた値よりかなり低いものとなったために、破壊に至ったものと結論できた。

そして静内橋橋脚に計画を上回る大きな地震力がかかった原因としては次の2つの要因が考えられた。

1つは連続桁橋の橋脚に作用する橋軸直角方向への地震力が想定どおりになっていなかったことである。震度法あるいは修正震度法においては、橋脚天端に作用する上部構造から伝達される橋軸直角方向水平力は、各橋脚への死荷重反力に設計水平震度を乗じた値としているが、実際には連続桁の場合、桁の橋軸直角方向への弾性的な変形のために地震力の配分は必ずしもそうはなっていない。このため特定の橋脚には計算された以上の地震力の作用する可能性があり、静内橋では、連続桁端部を支えるP-3およびP-6橋脚に予想以上の地震力が作用する結果となった。

もう1つの要因は、橋脚等を支える地盤の卓越周期と、橋の固有周期がほぼ一致することにより共振現象が生じたことである。同じ静内橋にあっても卓越周期の短い(0.2秒)基盤層を支持層とする左岸側の橋脚2基と橋台の動的応答値は、他の橋脚等に比べて非常に小さいのに対し、右岸側の堆積土砂が厚く地盤の卓越周期が橋の固有周期(0.6秒)に近いP-1からP-6橋脚では動的応答値が大きくなっている。なお、静内橋に平行してそのすぐ下流側にある国鉄日高線梁退川橋梁はほとんど被害を受けなかったが、この橋の橋軸直角方向の固有周期は、道路橋示方書に従って計算すると約0.3秒であり、地盤は静内橋と同一と考えられ、その卓越周期は0.5～0.7秒である。

次に鉄筋コンクリート部材のせん断耐力については、静内橋の設計では、設計当時の規定に従って許容せん断応力度を 6.5 kg/cm^2 としており、その後改訂された現行の規定による 3.6 kg/cm^2 に比べかなり大きな値であったうえ、その橋脚断面を限界近くまで小さくしていたために、主鉄筋降伏後のせん断耐力に余裕がなく、降伏荷重をわずかに超える地震力でせん断破壊に至ったものと考えられる。

この静内橋はごく普通の3径間連続橋である。しかし、被災し、あらためて動的解析を行った結果、これまで震度法あるいは修正震度法において前提になっていた橋脚への地震力の配分に問題があることがわかった。現在この問題を含めて動的解析の成果の震度法および修正震度法へのとりこみについての検討を進めている。

10. 液状化地盤上の盛土の破壊

昨年5月26日に発生した日本海中部地震によって数多くの道路盛土あるいは河川堤防などの土構造物が大きな被害を受けた。例えば、秋田県若美町の五明光橋ではその取付盛土に著しい沈下・亀裂を

生じ、国道7号能代南バイパスではコンクリート舗装面が大きく波打つ変形を残し、道路周辺地盤に段差・亀裂が生じた。また、八郎潟干拓地を取り巻く堤防では、全延長の5割以上の区間にわたって沈下・亀裂等の被害が出たのを始め、雄物川、米代川、岩木川等の堤体に被害が発生した。

これら被害を受けた盛土は、地盤が液状化しやすいとされる旧河道上や、砂丘間低地に位置しているものが大半であり、いわゆる沖積層のゆるい砂質地盤上に設けられたものである。これらの被害は、この砂質地盤の液状化によって起きたものと考えられる。今回の日本海中部地震の特色は人命の損失の大部分は津波で、施設の被害の大部分は地震の液状化により生じたことである。

沖積層のゆるい砂質地盤上の土構造物の被災は、新潟地震(昭和39年)、十勝沖地震(同43年)あるいは宮城県沖地震(同53年)でもおきており、この耐震性確保は非常に重要と考えられる。

そのため砂質地盤上の盛土の耐震性検討の基本となる砂質地盤の締め具合、すなわち、液状化のしやすさと盛土の破壊形態との関係を明確にするために大型振動台による模型実験を行った。

実験模型は大型振動台(8m×6m)上に設置した実験土槽(長さ6m、幅3m、高さ2m)内に山砂を用いて作成した。地盤および盛土の模型は締め固めの度合いを変化させて10ケース作成した。

模型の形状および寸法は図-16に示す。模型に使用した材料は盛土・地盤ともに浅間山砂である。その平均粒径 D_{50} は0.26mm、均等係数 U_c は2.0であり、比較的粒径のそろった液状化を起しやすい砂である。

地盤模型の締め固め度はごくゆるづめ(相対密度 $D_r=20\%$)、ゆるづめ($D_r=40\%$)、やや密づめ($D_r=60\%$)、密づめ($D_r=88\%$)とし、盛土模型の締め固め度はゆるづめ($D_r=40\%$)、やや密づめ($D_r=60\%$)とした。

加振は振動数5ヘルツの正弦波で行い、加振開始後5～10秒後に振動台の目標加速度レベルにあげ、その後50秒間この値を継続することとした。目標加速度レベルとしてはまず最初に200ガルとし、それにより破壊が生じないときは400ガル、更に600ガルと順次上げていくこととした。

計測項目としては、実験時の振動性状ならびに間隙水圧の変化の把握を考え、図-16内に示すように地盤および盛土内に加速度計および間隙水圧計を配置するとともに、実験中および実験後の模型各部の変状を明らかにするために、ガラス張りの土槽側面に30cm間隔に石灰でメッシュを設けるとともに地盤および盛土内部に石灰柱を設けた。

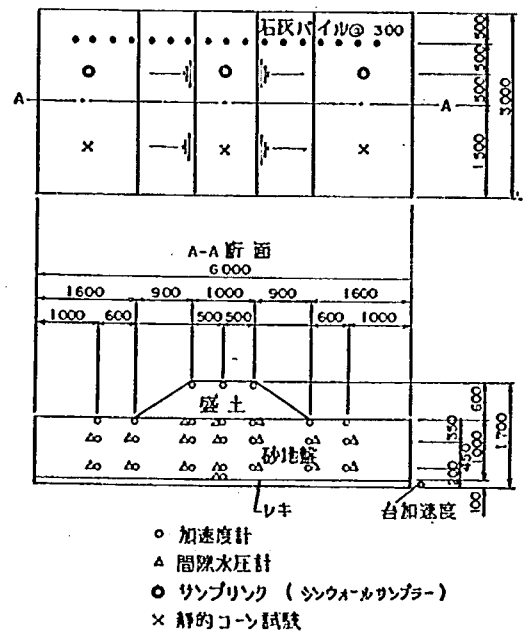


図-16 模型寸法及び計測器配置

実験の結果、盛土の破壊は加速度と地盤の締め固め度の関係によって決り、盛土の締め固め度の影響は小さいことがわかった。

地盤を密づめ、盛土をゆるづめにした場合は、振動台加速度 680 ガル、盛土天端の加速度 1,000 ガル以上でも盛土のり面の表面が滑落し、徐々に盛土天端表面に数多くの小亀裂は発生したものの、盛土の機能を失うような破壊には至らなかった。この状態において地盤部では殆んど変化がなく、過剰間隙水圧の上昇も見られなかった。

一方、地盤を極くゆるづめあるいはゆるづめにし、盛土をやや密づめとした場合は、振動台加速度 200 ガルで盛土の配壊を起している。盛土の破壊状況をみると、振動台加速度が 150～200 ガルに達した時点で盛土天端中央附近に縦亀裂が発生し、発達した。同時に盛土の沈下も進行している。盛土および地盤の変形状態は、盛土が両側方へ沈下流動して、その分だけ地盤部が押上げられ隆起した形となっている。盛土天端に一本の大きな縦亀裂が発生し、沈下を始める前から盛土周辺地盤内において過剰間隙水圧が発生・上昇を始め、引き続き盛土直下の地盤内の過剰間隙水圧が大きく上昇している。また、土槽側面の壁ぎわの地盤上で噴砂現象が発生している。

地盤をやや密づめ、盛土をゆるづめにした場合は、振動台加速度が 340 ガルに達したときに盛土天端に小さな数本の縦亀裂が発生したが、400 ガル加振後も亀裂・沈下の程度は小さかった。

加速実験により得られた地盤の相対密度と盛土破壊時の振動台加速度の関係を図-17 に示す。盛土の締め固め度はゆるづめである。

次に、地盤、盛土ともゆるづめとし、振動台の加速度を 200 ガルとし、地盤の液状化、盛土の破壊を起させたのち、地盤はそのままにし、盛土を再度ゆるづめで作くり再加振したところ、振動台加速度を 300 ガルにしても盛土にヘヤークラックを生じた程度であり、盛土、地盤ともに大きな変化は見られなかった。

以上の実験結果から明らかになったことは次のとおりである。

- (1) 盛土の基礎となる地盤の相対密度の上昇に伴って盛土を破壊させるために要する加速度が非常に大きくなる。
- (2) 盛土を十分に締め固めた場合でも、地盤が液状化すると盛土は破壊する。そして地盤の液状化の程度は地盤の締め固め度と作用する加速度によって決定する。
- (3) 土槽の中で一度液状化した地盤をそのままにし、盛土だけを再構築し、再加振した場合は、入力加速度を 5 割増しても液状化・盛土の破壊は生じなかった。八郎潟の干拓堤防では同一箇所でも既に地震により 3 回の液状化および堤防破壊の事例がある。この問題について今後研究を行う予定である。

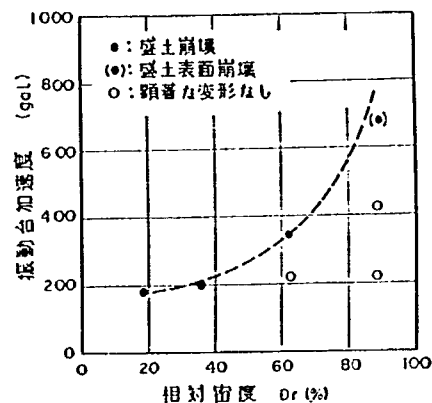


図-17 地盤の相対密度と盛土破壊時の振動台加速度の関係

また、この実験の結果、地盤の液状化が発生した場合、盛土を十分に締め固めていてもその破壊防止にあまり効果がないのに対し、地盤の締め固めの程度を上げることができれば、地盤の液状化に対する抵抗力を大幅に向上させ得ることがわかった。今後地盤の締め固め法の研究が液状化対策の一つの柱となるものと考えられる。

11. 震災構造物の復旧技術の開発

近年耐震技術の向上によって、構造物の崩壊や倒壊によって人命が奪われるといった危険は少なくなっているが、昭和53年の伊豆大島近海地震や宮城県沖地震の例にみられるように、大地震時には部分的破壊を中心とした構造物の被災が予想されるので、破損したり耐震性が低下した構造物に対する対策が今後の大きな課題となっている。このため建設省では昭和56年度から5ヶ年計画で総合技術開発プロジェクト「震災構造物の復旧技術の開発」の研究を実施している。本プロジェクトは大地震により被災した構造物や斜面等の被災度の判定手法、被災形状・程度に応じた復旧技術及び復旧順位等の総合的評価手法を開発し、これにより地震災害の復旧対策に資することを目的としている。土木研究所では主に土木構造物を対象としている。

11-1. 斜面の被災判定と復旧工法

震災復旧のための被災判定手法は、①現場技術者なら誰にでも被災規模等の状況が判断できること、②迅速に状況が判断できること、③被災規模の把握から復旧工法の選定までが一連のものとして合理的に判断できるものであること、の3点が重要となる。そのため被災後の調査、復旧作業にそって検討を行った。

斜面、切土のり面の被災判定にあたっては、道路上の崩壊土量、崩壊後の斜面の安定度を知ることが必要なため、調査項目を表-3のように整理して、これをもとに第1次段階（応急復旧対策の検討、

表-3. 斜面・切土のり面における調査項目

No	施設名	被害現象	記録内容
1	道路に面する斜面・切土のり面	はらみ出し、亀裂移動、はく離	はらみ出しの位置、量・亀裂の位置、幅、長さ、拡大傾向の有無
2	道路に面する斜面・切土のり面	落石・崩壊	崩壊面、崩壊幅、崩壊土量、落石の大きさおよび量、オーバーハング部の位置、形
3	付帯構造物	はらみ出し、亀裂ずれ傾斜、転倒	位置、量、延長、拡大傾向の有無

調査期間1～2日)として目視を主体とした現地調査、航空機からの目視あるいは空中写真かの判読による調査表を作成し、第2次段階(応急復旧の実施、調査期間1～30日)として通常のサウンディング機器による地盤調査、斜め写真からの判読および測定による調査表を作成した。(省略)

飛行機又はヘリコプター等から撮影した斜め写真は、垂直写真では死角となり状況がとらえにくい斜面等に有効であり、また鳥瞰的な映像が得られ、視覚的な判読調査に優れている。

今後斜め写真の適用が増えると考えられるので、定性面のみでなく、定量的測定がどこまで可能であるか検討中である。なお本調査は、国土地理院が担当している。

被災後の適切な復旧対策の策定と実施のために過去の実績(伊豆大島近海地震31カ所、宮城県沖地震19カ所、大分県中部地震2カ所、新潟地震4カ所)にもとづき、各種復旧工法を整理した。その結果は表-4,5のとおりである。応急復旧工法としては、道路機能が回復された時に2次災害の危険がない場合にNo1～5がよく使用される。また本復旧工法のうちNo2～6は地質によって選定されている。以上から、①復旧工法は被災箇所の地質に影響をうける。②2次災害に対する配慮が工法選定に影響を与える。③道路の場合では通行機能の回復に重点がおかれている。④地質が工法に影響しているために被害の大小と復旧工法の選定にはあまり関係がない、等のことが判明した。

表-4. 応急復旧工法事例に現われる工法等

No	工 法 等
1	車による乗り越え (崩土の少ない場合)
2	崩土除去
3	浮石除去
4	法面保護シート
5	通行止
6	H鋼による土留壁
7	仮設シェルター
8	仮設洞門

表-5. 本復旧工法事例に現われる工法

No	工 法 等
1	切り直し
2	植生工
3	モルタル吹付
4	コンクリート吹付
5	落石防止ネット
6	のり枠工
7	地表排水工・地中排水工
8	落石土砂防止柵
9	石積擁壁
10	ブロック積擁壁
11	コンクリート擁壁
12	井桁擁壁
13	アンカー工法

11-2. 盛土の被災判定と復旧工法

盛土の被災度判定のための利用可能な技術を調査の各段階ごとに整理した結果を表-6に示す。

改良型サウンディング試験機は土木研究所で開発したもので、振動式貫入試験機と試験機を運搬する装置からなっている。

振動式貫入試験機は、先端貫入抵抗、間隙水圧、周面摩擦の各測定用の検知器を取り付けたダッチコーンタイプの先端コーンとその直上部に設置したコンクリート締め固め用の電気式高周波棒状パイ

プレートからなり、液状化判定用として開発されたものである。これを土の破壊領域の把握等に用いようとするものである。

既往の地震被害の復旧にあたっては、応急復旧では表-7、本復旧では表-8のような工法が用いられている。応急復旧は道路盛土の場合、路面の平坦性の確保に、河川堤防の場合、堤防高さと止水性の確保に重点がおかれている。

11-3. 橋梁構造物の被災判定と復旧工法

道路橋の地震被害を想定し、地震発生から緊急調査、緊急措置、詳細調査、ならびに復旧工事に至るまでの流れを図-18に示す。

緊急調査は地震発生直後の一兩日中に限られた人員で、必要な緊急措置や交通規制を行うため、短時間で行う調査である。緊急措置は緊急調査に基づき損傷程度を判定し、交通規制の必要性を判断し、必要に応じて緊急な措置（交通規制、緊急工事等）をとることである。詳細調査は復旧を行う上で必要となる測量などの必要な詳細な調査である。復旧工事には応急復旧工事と本復旧工事とがある。

橋面の点検は調査員が橋梁路面上で地覆、高欄、伸縮継手部を目視点検し、橋面の平面線形と縦断線形の異常や段差を調査する。橋側方からの上下部工の点検では、調査員が橋側方の堤防上から、上下部工を目視点検（双眼鏡による点検を含む）し、橋脚の大ききれつ等の損傷を調査する。支承部の点検では、支承部および支承周辺の下部工天端の異常を調査する。図-18は標準的な流れ図を示したも

表-6. 調査段階ごとの測定方法(案)

第1段階（応急復旧・対策の実施・調査期間1日～2日）
○ 目視を主体とした現地調査
○ 航空機からの目視あるいは空中写真からの判読
第2段階（応急復旧の実施・調査期間1日～30日）
○ 改良型サウンディング試験機による測定
○ 空中写真(斜め写真)からの判読および測定
第3段階（本復旧の実施）
○ 設計のためのボーリング等の一般地質・土質調査
○ P・S 検層、常時微動等の耐震調査

表-7. 応急復旧に用いられる工法

No	応 急 復 旧 工 法
1.	舗装 アスファルト パッチング
2.	土砂でクラックを補充し、アスファルトでシールする
3.	土砂で段差をすりつけて、アスファルトでシールする
4.	路肩部分 クラックシール
5.	路肩 客土工、オーバーレイ
6.	路肩部分 H鋼による仮設土留工
7.	盛土木体への客土工
8.	迂回路

表-8. 本復旧に用いられる工法

No	本 復 旧 工 法
1.	舗装 部分的打換え
2.	舗装 再施工（路床、路盤、表層）
3.	路肩 打換え客土工
4.	路肩 H鋼による土留工
5.	安全施設・排水施設据直し
6.	盛土木体 客土工
7.	保護工・補強再施工
8.	路肩 再施工
9.	安全施設・排水施設再施工新設
10.	盛土木体 再施工
11.	保護工 再施工
12.	路線変更

のであり、実際には個々の場合により、必要のない調査や追加すべき調査が出てくる。

事例研究として宮城県沖地震で比較的重大な被害を受けた17橋について、被害概要、被害判定手法から復旧工法に至るまでの実態調査を行った。表-9に被害概要と復旧工法を示す。この調査から下記のことが得られた。

(1) 被害調査

被害の発見は、すべて目視によっている。被害の程度は、鋼構造の場合には変位、変形量を、またコンクリート構造の場合にはひびわれ量を測定することによって判断している。

なお、17橋中13橋において詳細な被害調査を行っている。

(2) 応急復旧

応急復旧は17橋中12橋で行われている。復旧工法は比較的簡単な措置（サドルによる桁受け）や木復旧と同様の方法（R〇巻立て）を採用している。

(3) 交通規制

交通規制は11橋（表-9の番号に丸印のある橋）で行われた。規制原因は、落橋、過大な桁移動、橋脚天端や躯体の重大なきれつ、鉄筋コンクリートT桁のきれつ、上弦材の破断、主桁座屈、下弦材の局部座屈、支承のピン破断等である。被害内容、被害程度に応じて規制内容は異なっている。

(4) 復旧工法

下部工躯体は8橋で復旧工事がなされている。このうち5橋で樹脂注入とR〇巻立ての併用がとられており、他の3橋はR〇巻立て、樹脂注入およびP S アンカー工により復旧されている。このように、下部工復旧では樹脂注入とR〇巻立てが中心となっている。支承および下部工天端の復旧は8橋で行われ、復旧施工時の作業空間の狭さが施工の困難度を増している。

下部工の復旧には樹脂注入を行うことが多い。このため樹脂注入による鉄筋コンクリート部材の補修効果の測定を室内実験で行った。

40 cm × 40 cm × 400 cm の形状で鉄筋量を変えた4種類のはり供試体の中央に2点載荷し、表-10の1-〇、2-〇、3-〇の供試体の欄の破壊状況に示すような損傷を与え、これをエポキシモル

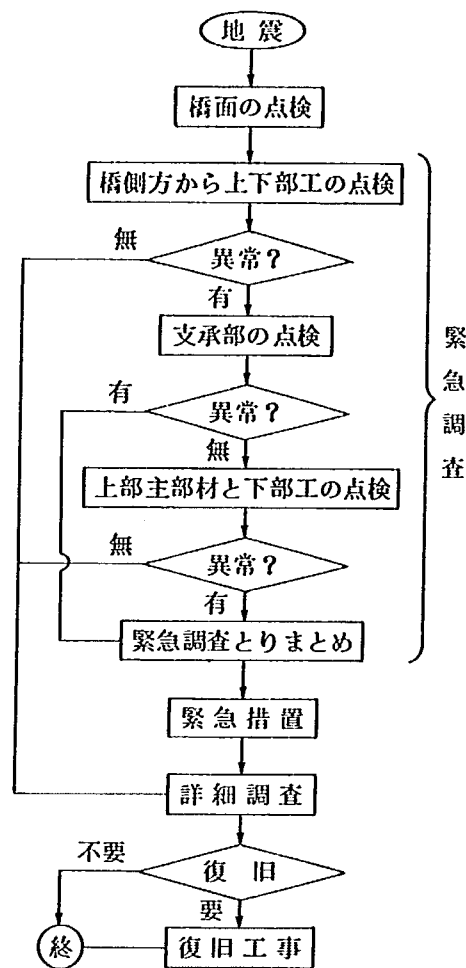


図-18 道路橋の被災調査、復旧の流れ図

表－9. 宮城県沖地震により被災した道路橋（17 橋）の被害概要と復旧工法概要

No	被 害 概 要	応 急 復 旧 概 要	本 復 旧 概 要
1	R C 橋脚のきれつ，はくり	H型鋼サドル仮受け（上部工支持），橋脚 R C 巻立て	橋脚の R C 巻立・樹脂注入（併用）
2	上部対傾構座屈，R C 橋脚きれつ	—	対傾構交換，橋脚の R C 巻立・樹脂注入（併用）
3	アンカーボルト切断，R C 橋脚きれつ	橋脚 R C 巻立て，アンカーボルト交換	橋脚の R C 巻立，樹脂注入，沓座拡幅
④	桁の水平移動（65 cm），支承破損	桁横取り修正	床版打換，桁移動修正，沓座拡幅
⑤	橋脚天端の大ききれつ	橋脚頂部周辺をワイヤーロープで緊結	R C 巻立・S R C 巻立・樹脂注入（併用）
6	桁の水平移動，支承破損	ジャッキで桁受け	支承交換，主桁位置修正
7	支承サイドブロック破損	—	支承サイドブロック製作
⑧	R C T 桁のきれつ	橋脚 R C 巻立て	上部工架替（R C T 桁→連続鋼床版桁）
⑨	落橋（1スパン），アンカーボルト抜出し	上流側に全橋について仮橋設置	側径間架替（ゲルバー桁→連続鋼鈑桁）
10	橋台躯体きれつ，支承部周辺きれつ	—	橋台に対しピーエスアンカー工法
⑪	R C 橋脚きれつ，P C T 桁きれつ	橋脚樹脂注入	支承交換，橋脚 R C 巻立，P C 桁に樹脂注入
⑫	R C 橋脚の大ききれつ	下流側に全橋に対して仮橋設置	架替
⑬	橋脚天端の大ききれつ	伸縮部段差修正，現橋上に仮桁設置	橋脚頂部沓座拡幅
⑭	トラス上弦材切断	上弦材破断部を溶接	架替
⑮	橋台との衝突により桁の局部座屈	—	架替
⑯	トラス下弦材（支承付近）変形	下弦材変形に対しスティフナー補強	弦材取替
⑰	トラス下弦材変形，支承破損	支承ピン抜出しに対しピンの仮溶接	支承交換，下弦材に鋼板接着

表-10 載 荷 実 験 結 果

供 試 体	最大荷重 (t)	R/O	破 壊 状 況
1-O	24.1	1.14	曲げ
1-R	27.5		せん断破壊
2-O	30.1	1.04	せん断（斜引張）破壊
2-R	31.2		補修面に沿ったせん断破壊
3-O	21.0	1.24	カットオフ部せん断破壊
3-R	26.1		補修していない側のカットオフ部せん断破壊
4-O	23.7	1.19	カットオフ部せん断破壊
4-R	28.3		補修していない側のカットオフ部せん断破壊

タルで断面欠損部分を修復後、ひびわれに樹脂をはりの底面より上に向けて注入した。樹脂を細かいところまで注入するため、ゴム注入工法によって長時間、圧力を 3 kg/cm^2 に保ったまま注入した。

補修供試体を最初の損傷時と同じ方法で載荷した。

各供試体の最大荷重と破壊状況を表-10に示す。Oは最初の載荷時、Rは補修後の載荷時を示す。また、各供試体の荷重と載荷点のたわみは、図-19に示すとおりである。これより以下のことが判った。

(i) 補修後の供試体は、いずれも最初の強度またはそれ以上に強度回復した。せん断破壊によって耐力の低下した供試体2～4も完全に強度回復した。補修後に耐力が増加したのは、補修後の破壊位置が補修個所でないことから、最初の載荷で損傷した部材の最弱点部分が補強されたためと考えられる。変形性能についてはほとんど変化がないが、荷重の小さいときは樹脂の弾性係数が小さく、初期剛性はやや低下する。

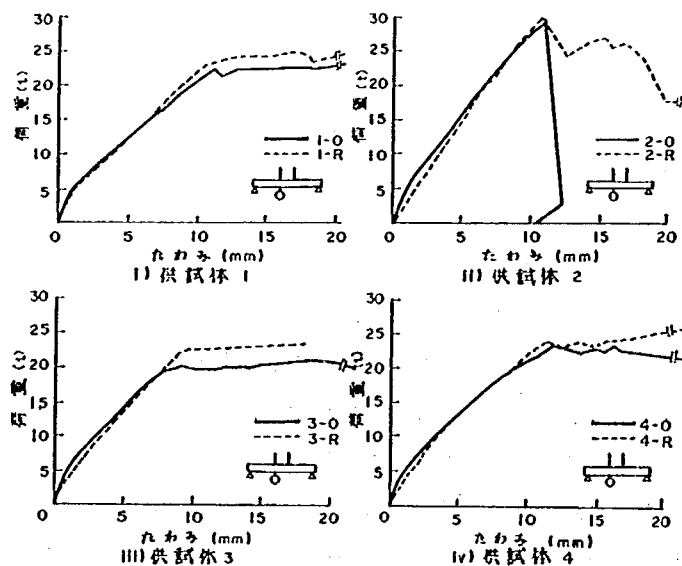


図-19 荷重—たわみ曲線

(2) 破壊後に樹脂の注入状況を観察したところ、細かいひびわれや鉄筋の周囲にまで充填されていた。このように樹脂注入の補修効果がよかったのは、低粘性の樹脂を長時間にわたって圧入したためと思われる。

11-4 地中構造物の被災判定と復旧工法

宮城県沖地震およびサンフェルナンド地震で被災した下水道施設を中心に、地震後の対応状況、被災判定および復旧工法について資料を収集、整理した。

下水道施設の被災発見、判定方法としては、初期の段階ではマンホールからの目視が主であり、状況に応じロッド探査、流量の測定などが行われている。その後の詳細な調査は、大口径管では、管内からの目視、人が入れない小口径管ではテレビカメラの使用、掘り返しなどによっている。

下水道管路の復旧工法としては、被災箇所の管径および被災程度に応じ、布設替え、コンクリート巻立て、グラウティング、シーリングなどが行われている。

樋門・樋管については、新潟地震時の阿賀野川および宮城県沖地震時の北上川を中心として被災例を調査した。阿賀野川関係で、著しい被災例として堤体基礎地盤の液状化に伴って堤体に顕著な沈下亀裂が発生し、樋管が中央部で切断され、すべり出し、沈下する被害を受けたものがあった。また、北上川関係では古い樋管で、樋管上部が破壊し、土砂で閉塞したものがあった。その後両河川とも、堤体本体には大きな異常が認められなかったにもかかわらず、樋門床版あるいは側壁等にクラックの入ったものなどがあったが、一般には被害は比較的軽微であったといえる。なお、被害は大部分が目視で点検され、特殊な方法が用いられることはなかった。

あ と が き

地震と人間のかかわりは非常に長いものである。しかし、地震について人間が知っていることは未だ不十分なものであることを常に認識しておく必要がある。

地震の予知についても然りである。東海地震については予知に成功すれば警戒宣言が出されることになっており、現場を担当する技術者としては警戒宣言を最大限に利用するための対策の事前の検討もきわめて重要であるが、同時に警戒宣言なしの発災にも備えてその対策の検討も忘れてはならない。

各種構造物の耐震設計法についても、あくまで現在の知識によるものである。現在土木構造物の大型化が進んでおり、これまでは目につかなかった事象が顕在化する可能性もある。これは周辺条件により限界に近い設計がなされた場合特に問題となろう。また、大都市の人口の増大、人口密度の高まりは急傾斜や、軟弱地盤等種々の問題のある地区の居住人口を増大させており、新しい形の地震災害の危険性を大きくしている。このため耐震設計法についてより一層の研究が望まれている。

耐震設計法改善の方向としては、一つは地震動の特性をより正確に把握し、それによる構造物の応答をより良く知ることである。一つは構造物に作用する地震動をどのように想定し、更にその想定より大きな地震動に対して構造物をいかに対応させるかである。このように大きな地震動に対しても全く被害を生じない構造物をつくることは経済的にも技術的にも土木構造物においては不可能であろう。どの程度の地震動に対してどのようなこわれ方を許容するか、今後この面の研究が重要になるものと思われる。この中には各構造物において致命的な被災にならず、かつ修理のしやすい部分を破壊させて、主要部分の大被害を避ける方法の研究等も含まれよう。

近年、重要構造物における致命的な被災事例はないが、種々の形での被災事例は決して少なくない。そして被災した土木構造物の機能回復は、二次災害の防止、地域の復興のために第一に必要となるものであるため現場技術者の機敏な活動が何よりも望まれるところである。そのためには現場技術者が地震後の混乱の中で最も適切な行動を取り得るように、各現場においては復旧技術の研究成果、被災の先例等を参考にして、地域の実状に合わせた震後計画を整備しておくことが極めて重要であると考えられる。

参 考 文 献

- 1) 川島一彦：設計地震力と耐震設計
- 2) 浅沼秀弥：静内橋地震災害調査
- 3) 荒川，木全，近藤：砂質地盤上の盛土の地震時破壊特性に関する模型振動実験
- 4) 岩崎，小林，土井，佐々木，荒川：震災構造物の復旧技術の開発（中間報告）
以上 土木技術資料 25-11，1983
- 5) 荒川，川島，相沢，高橋：土木構造物に対する強震観測 土木研究所資料 No 1734，1982
- 6) 荒川，川島，岡村，相沢，高橋：土木研究所における高密度強震観測システム——(2)焼津地区の観測システム—— 土木研究所資料 No 1994，1983
- 7) 荒川，川島：動的相互作用解析における応答スペクトル法の適用性の検討，土木研究所資料 23-6，1981