

I S S N 0386--5878

土木研究所資料 第1415号

マイクロフィルム 第 号

第 17 回

土木研究所研究発表会資料

昭和53年10月19・20日

建設省土木研究所

目 次

1. 建設事業インパクト把握のための中 規模多地域モデル	システム課	遠 藤 玲	… 1
2. メッシュデータによる海岸特性の分 析	海岸研究室	鈴 木 善 郎	… 9
3. 旅行速度に影響をおよぼす要因の分 析	道路研究室	浦 本 良 文	…17
4. 岩石の耐久性	地質研究室	中 村 康 夫	…25
5. 地すべり粘土のせん断試験	地すべり 研 究 室	清 水 清 文	…33
6. 盛土の密度のバラツキと締固め管理	施工研究室	坂井田 美 晴	…39
7. 全巻きコンクリート管の補強効果	土質研究室	田 中 勇 一	…47
8. 多柱式基礎の構造特性	基礎研究室	千 野 啓 次	…55
9. コンクリートげたのせん断強度 — P C 鋼棒を鉛直に配置した場合 —	橋梁研究室	白 浜 浩	…63
10. 地勢因子を用いた最大日雨量の推定	水 質 源 開 発 研 究 室	長谷川 修	…71
11. 水路整備による降雨流出の変化	都 市 河 川 研 究 室	益 倉 克 成	…81
12. 低地氾濫の遊水効果	水文研究室	佐々木 健 一	…89
13. 自然風による長大橋梁の不規則応答 解析	構造研究室	湯 沢 聡	…97
14. 高圧スライドゲート戸溝の水理特性	篠崎試験所	波多野 茂 幸	…107
15. トンネル内自動車火災実験	ト ン ネ ル 研 究 室	花 岡 信 一	…115

16. 車両重量調査による交通荷重の実態 と舗装設計への利用	舗装研究室	今井 博	123
17. 改質アスファルトの粘度特性	化学研究室	吉村 栄司	131
18. ダムに設置した地震計の実態調査結果	フィルダム 研究室	豊田 光雄	139
19. 堤防の耐震性に関する調査	動土質研究室	舟見 清己	147
20. 流動化する砂層中の杭の挙動	振動研究室	吉田 精一	155
21. 沈埋トンネルの地震応答に及ばず耐 震継手の効果	耐震研究室	柴田 松雄	163
22. 活性汚泥中の微生物によるアンモニ ア性窒素の除去	下水道研究室	八木橋 一郎	171
23. アンモニア除去に用いたゼオライト の再生実験	三次処理 研究室	初山 孝一	179
24. 重金属含有汚泥を施肥した場合の農 作物に与える影響	汚泥研究室	岡沢 邦明	187
25. 超音波による車間距離測定	新交通研究室	長 健次	197
26. 車輪式トラクショベルの急旋回転倒	機械研究室	境 友昭	205
27. 空中写真による植生の判読	交通環境 研究室	田中 隆	215
28. 急勾配河川における砂礫堆の挙動	砂防研究室	伊巻 幹雄	223
29. 河道わん曲部における砂礫堆の挙動	鹿島試験所	深見 親雄	231
30. 妙高山土石流災害調査報告	新潟試験所	近藤 政司	239

1. 建設事業インパクト把握のための 中規模多地域モデル

シ ス テ ム 課

遠 藤 玲

建設事業インパクト把握のための中規模多地域モデル

システム課 遠 藤 玲

§1 研究の背景および目的

建設事業は人間生活の多様な領域に対し、多様な時間的・空間的広がりをもったインパクトを及ぼす。そのインパクトは本来、人間生活の改善を目標として計画されたものであるが、建設事業の大規模化・環境容量制約の狭小化・社会の複雑化等によって、計画時点に予期されたインパクトと異な、た現象が現われてきた。このことは、建設事業のインパクトを把握・予測する手法が、その領域の広がりにおいても、精度においても不十分であったことに帰せられる。広範な領域を扱う手法としてはモデルによるシミュレーション手法があるが、これまでのモデル開発はともすれば開発者や使用者の意図を表現するプレゼンテーション用のモデルにとどまりがちであり、モデルの内部構成の決定も十分に合理的になされているとはいえない。しかし正しい政策決定のためには正確な情報が必要であり多種事業の複合効果や現行の公共事業方式の限界等を把握できるような政策支援情報システムとして使用に耐える地域モデルの開発は急務と考えられる。

昭和55年度まで継続予定の本研究全体は、そのような地域モデル開発の際に問題となる論点を実際にケーススタディを行なうなかで整理することを目的としており、開発されるモデルはパイロットモデルの性格をもつものである。

§2 方法、全体像および初年度の目標

現在、地域モデルで普通にとられているアプローチは「問題志向型」のアプローチとでも言うべきものであるが、「建設事業が地域社会に与えるインパクト」を把握しようとする場合に焦点となるのはむしろ「潜在的な派生現象」である。そのような目的に適合する研究態度としては、事物の動きに即し、対象自体に語りしめるような禁欲的態度が必要であり、事業諸元の側から影響を網羅的に把握するアプローチが有効である。本研究では以上の方針に基づき、次のような方法をとることとした。

- (1) 事業諸元が地域社会に与えるインパクトを可能な限り価値観を離れ網羅的にリストアップする。
- (2) 地域社会内部の機能的・因果的關係を可能な限り価値観を離れ網羅的にリストアップする。
- (3) (1)(2)を要因に応じた地区スケール・時間スケールを考慮して表にまとめる。
- (4) 地域特性、地区スケール、政策目標等を考慮し、重要なインパクト波及経路を洗い出す。
- (5) 理論モデルやデータの存在状況を考慮して波及関係をモデル化する。
- (6) モデル式の代替案をデータによって推定し、選択する。
- (7) 検証および政策シミュレーション

システム課で現在開発中のモデルは地区スケールを3段階に分け、マクロ・メソ・ミクロの3種類のモデルで構成し、各モデルとも多地域を同時・整合的に扱うモデルとなっている。(地域マクロモデルは全国を対象とし、その内部を地建管轄区域単位で把握するモデル。地域メソスケールモデルは

地建管轄区域を対象とし、その内部を地方生活圏程度の単位で扱うモデル。地域ミクロモデルは地方生活圏程度の範囲をメッシュ単位で扱うモデル。)本報告の標題である中規模多地域モデルは上記のうち地域メソスケールモデルを指し、本報告ではこのモデルについて初年度の成果を報告する。中規模多地域モデルの初年度の研究の目標は(1)(2)(3)を「地方生活圏程度・1年」単位のスケールに即して行なうことである。

§3 初年度の作業の方法

§2の作業の(1)に関しては、主に道路事業のインパクト調査に基づき、そのいくつかのサンプルから要因と要因間の関係を整理した。作業の(2)に関しては、地区スケールの類似したいくつかの地域モデルに基づき、(1)と同様の整理を行なった。その結果、政策目標に照らして欠落している要因および要因間の関係を補い、取捨選択して、地方生活圏規模についての因果マトリックスを作成した。一部の因果関係については理論モデルの検討を行なった。

§4 結果

(1) 事業諸元が地域社会に与えるインパクトのリストアップ

道路事業のインパクト調査からインパクトを因果マトリックスの形に整理したのが表-1である。この段階では、直接的波及経路と迂回的波及経路が混在しており、モデル化に際しては迂回的波及は複数の直接的波及経路の連鎖に置き換える必要がある。この作業の結果、交通・経済・産業に対するインパクトに関しては、その項目も詳細でカバーされている領域も広いが、交通事故、治道障害、生活環境・生態系・社会状態・土地利用等の領域に関しては取り扱いが弱く、これらの領域を把握しようとする場合には、他の方法で要因を補足する必要がある。

(2) 地域社会の機能的・因果的關係の抽出

地域モデルの交差を統合して因果マトリックスの形に整理したものを表-2に示す。地域モデルに關しても(1)と同様、生活環境や自然環境の領域は取り上げ方が弱い、これは主に手法上の制約と把握する地区スケールの問題である。

(3) 中規模多地域モデルの因果マトリックスの作成

(1)(2)の結果を参考として中規模多地域モデルの因果マトリックスを作成する場合、地区スケール・時間スケールに応じて把握できる要因と要因間の関係は地域特性によって異なることが考えられる。以下ではまず最初に説明変数のスケールから漁獲的に導かれる結論を述べ、次いで地域特性による要因と要因間の関係の違いを実証的分析結果を使いながら述べ、最後に総体としてどのような現象が中規模多地域モデルで把握できるのかを明らかにする。

①土地利用の決定は行動科学的に見れば要素主体の条件と土地に即した条件の関数であるが商品の需要供給のように集計化した場合の主要変数がミクロな分析の変数と同じわけではない。従って、地方生活圏単位で把握する場合は行動科学的アプローチではなく、他の変数(純生産や従業員数)とリンクさせた扱いのほうがいい。

②生活環境や地価についても①と同様のことが言えるが、それに加えて、ミクロな現象を平均化し

表-1 インパクト調査の因果マトリクス

[illegible]

表-2 地域モデルの因果マトリックス

[illegible]

た指標自体に意味があるか疑問である。

③地域内の道路網は平均的にしか扱えないので内トリップに関しては内内率・平均トリップ長・内内交通量・内内平均走行速度といった集計量・平均量で把握しなければならない。

④広域的所得格差に基づく人口移動は中規模多部門モデルでは扱えない。

⑤通勤・通学は地域特性によってその扱いが変わってくる。図-1は地方生活圏間の通勤実態をまとめたものである。嶺北地方生活圏のようにコンパクトにまとまった地域では地域外への通勤は少ないが、大都市周辺では地域外への通勤が大きな比重を占めている。

⑥内外(外内)自動車トリップについても⑤と同様の実態を示している。(図-2)

⑦地域内での産業間の波及実態は表-3に示すように地域によって差がある。地域外との関係では図-3のように移輸出産業への特化がかなり見られる地域もある。定性的には、少数産業への特化は地域内での波及を減少させる。

上記の各論点を考慮したうえで、できる限り地域特性による違いをカバーする方針で因果マトリックスを作成したのが表-4である。表中の要因は地域の定量分析によって細かく具体化され、取捨選択される。①の論点に関しては、説明要因として経済や人口の集計量や平均量(密度指標)をとっている。②の生活環境に関しては、大気汚染や水質等の広域的要因や公共事業投資のような集計量によって把握している。他の論点については省略する。総体として見れば地方生活圏規模で把握の中心となるのは、純生産・従業者数・人口等の産業・経済・地域成長に関わるものであり、他の要因は現象の因果連鎖を説明するために異なったスケールで把握されるべきものを集計化或いは外生化して処理していると言える。即ち、因果連鎖自体が多様多様のスケールにまたがるものであり(点・線・面といった位相型の違いもある)、それを階層型のブレイクダウンのモデルで処理しようとすることから若干の無理は常につきまとうのである。

図-1 地方生活圏間通勤実態
(内内率および内外1,2位を100とした場合、昭和45年国勢調査結果)

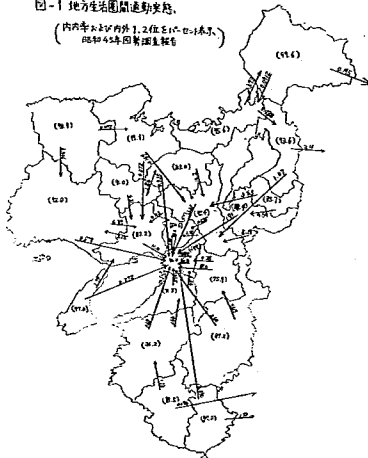


図-2 地方生活圏間交通量分布
(地域外から集計区に入ってくるODのみ、昭和45年国勢調査結果)

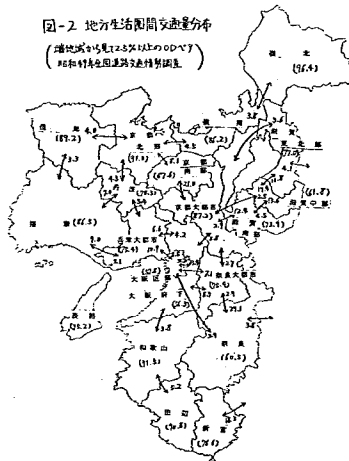


表-3 地域内で生産される中間需要の比率

地域 産業	昭和45年東京都府						昭和45年大阪府					
	A 総需要額 (100%)	B 中間需要額 (%)	C 市内生産比率 (%)	D $B \times C \div 100$ (%)	E $A \times D \div 100$ (%)	F $E \div B$ Σ E/B (%)	A 総需要額 (100%)	B 中間需要額 (%)	C 市内生産比率 (%)	D $B \times C \div 100$ (%)	E $A \times D \div 100$ (%)	F $E \div B$ Σ E/B (%)
農林水産業	163,177	63.18	39.85	22.02	35,936	3.57	504,051	72.51	11.45	8.30	418,361	0.70
鉱業	23,069	95.38	35.10	33.48	7,722	0.77	237,376	98.55	2.22	2.18	5,175	0.09
製造業	2,575,209	37.19	59.25	22.01	571,206	54.77	1,170,249	41.15	66.06	27.18	357,768	59.74
建設業	333,541	7.27	100.00	7.27	29,298	2.41	1,316,607	13.22	100.00	13.22	174,055	2.91
電気ガス水道	63,802	55.73	85.29	47.70	30,434	3.02	286,507	62.60	89.16	55.81	159,900	2.68
商業	432,520	27.98	100.00	27.98	121,036	12.03	2,974,325	29.64	94.35	23.25	575,281	9.63
運輸通信業	180,877	38.72	78.39	30.35	59,876	5.46	981,002	35.83	76.50	27.41	268,893	4.50
金融・保険・不動産業	802,931	22.26	89.92	20.02	160,647	15.97	3,300,180	38.04	93.00	35.38	1,167,603	19.55
合計	4,599,703	35.05	71.53	23.64	1,086,188	100.00	22,274,406	38.55	74.05	28.55	6,357,719	100.0

図-3 最終需要生産額と移輸入

昭和45年都府県産業連関表作成報告書(74-41)212頁

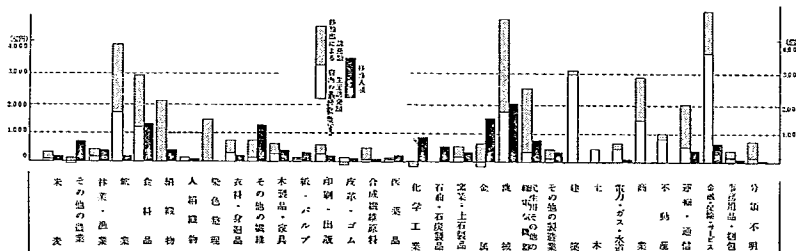


表-4 中規模地域モデルの因果マトリックス

カテゴリー 要因	カテゴリー 結果																		
	交通ネットワーク	国土利用計画	下水処理場	居住環境	地方自治体財政	最終需要	民間設備投資	投入係数行列	需要-供給差	人口	民間設備投資	生産能力	生産額	運輸時間短縮	土地利用計画	水供給能力	水利用量	労働時間短縮	住宅戸数
交通ネットワーク	○																		
国土利用計画		○																	
下水処理場			○																
居住環境				○															
地方自治体財政					○														
最終需要						○													
民間設備投資							○												
投入係数行列								○											
需要-供給差									○										
人口										○									
民間設備投資											○								
生産能力												○							
生産額													○						
運輸時間短縮														○					
土地利用計画															○				
水供給能力																○			
水利用量																	○		
労働時間短縮																		○	
住宅戸数																			○
大気汚染																			
水質																			

(4) 理論モデルの検討

初年度では生産額や生産所得を推計する手法を比較検討した。手法に対する要請として①多数地域を同時に均衡的に扱えること②ブレイクダウンのモデルに適していること③業種間・地域間の需要の波及が扱えること④操作性が良好であること、の4条件を設定し、考えられる手法を整理した(表-5)。①③の条件を最も良く満足するのは「地域間産業連関モデル」であるが、②の条件を満たすには繰り返し計算等の複雑な処理が必要であり④の条件にかなわないこと、府県間でも地域間産業連関表はほとんどつくられていないこと等の理由からバランスドE/O手法を使用することとした。ただし、バランスドE/O手法の仮定には現実と合わない点があるため、対象地域への適用の過程で修正を考慮している。

(5) ケーススタディ対象地域とサブモデル構成

本研究の対象地域としては過密・過疎の問題を共に含んでおり、地域特性が多様で政策課題の豊富な近畿地方を選定した。本研究で使用する地区区分と地区名を図-4に示す。なお、現段階で構想しているサブモデル構成を参考として図-5に示す。

§5 今後の問題点

初年度では対象地域の特殊性にとらわれることなく一般的に地区スケール毎の因果連鎖を追求したが、その過程で方法論上の検討課題が発見された。今後は作業を先に進めると同時に、本格的なモデル開発に役立たせることができるような形で方法論を整理してゆくことが必要である。

参考文献

- (1)企画部システム課「公共事業の総合的インパクトを把握するための地域モデルの開発」1975年3月
 (2) 同上 「地域計画策定手法に関する研究」 土木研究所資料第1114号 1976年3月
 (3) 同上 「地域マクロモデルに関する研究」 土木研究所資料第1240号 1977年3月
 (4)岩松幸雄・吉川陽秀「公共事業の計画策定手法に関する研究(Ⅰ)」土木研究所報告第1505、1977年11月
 (5)企画部システム課「地域メソスケールモデルの開発(第1次報告書)」 1978年3月

表-5 生産額決定手法の特徴

[illegible]

图-4 地区区分と地租率

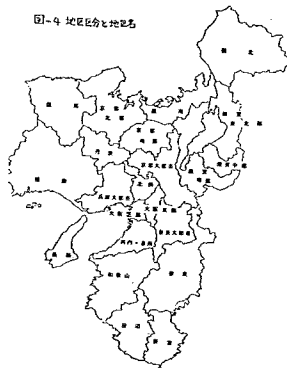
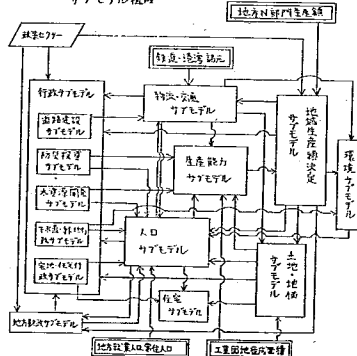


図-5 地域メトリックモデルのサブモデル構成



2. メッシュデータによる海岸特性の分析

海岸研究室

鈴木善郎

メッシュデータによる海岸特性の分析

海岸研究室 鈴木 善 郎

§1. まえがき

四方を海に囲まれ、約1万kmに及ぶ長大な海岸線を有する我が国にとって、海岸域は古来、漁業、農業等の生産の場、流通の場、生活の場として国土利用上重要な位置を占めてきた。近年、この海岸域における乱開発、環境の破壊、公害の発生等は大きな社会問題となっており、今後、この地域での適切なスペース利用が望まれている。

海岸域での理想的なスペース利用を考える上で海岸特性を十分に把握することは、今後の沿岸利用計画を策定するための基礎資料となるであろう。この特性を示すものとして自然条件や利用形態などがあげられるが、これらについてのまとまったデータとしては国土地理院が、昭和49年度に取りまとめた全国海岸域現況調査によるメッシュデータがあるのでこれを利用して海岸特性の分析を行なった。

§2. 目的

メッシュデータの中に整備されている資料として、自然条件には地形、地質、海浜性状、底質などがあり、利用形態として土地利用現況、公共施設等の有無などがある。このメッシュデータを利用して、海岸域の自然条件と利用形態の関係を明らかにし、我々が海岸域を利用する場合の制約条件は何か、各種利用に対応した適正規模というものがあるのかなどの問題を解決することができるであろう。

したがってまず、海岸域の自然条件としてどのような要素を取り上げるべきか、またこれらと利用の関係はどうなっているかを明らかにすることを試みる。

§3. 方法

全国の海岸について、その実態を比較的簡単に把握する方法としては、現在すでに存在する資料を利用して検討する方法であろう。このようなものとして、前にも述べた全国海岸域現況調査によるメッシュデータがある。

このデータは以下の規則に従ってメッシュが区画されている。

- ① 全国の地域を1度ごとの経線ならびに偶数緯線およびその間隔を1/2等分した緯度における緯線とによって分割して第1次地域区画を作る。
- (1) 第1次地域区画を経線方向および緯線方向に1/2等分して第2次地域区画を作る。
- (2) 第2次地域区画を経線方向および緯線方向に1/10等分して第3次地域区画を作り、これを基準地域メッシュとする。

この基準地域メッシュをメッシュデータと呼び、以上の方法により経線方向および緯線方向に約1/

kmに分割されることになる。対象となるメッシュは海岸線を中心陸域/km、海域/kmのメッシュより海岸線を含んでいるメッシュであり解析に用いたメッシュ数は、61,898メッシュであり、約40%が水域である。

このメッシュデータには海岸域の情報として種々のデータ項目がコード化され収められている。解析にあたっては必要と思われる項目を選びだしたが、地形、地質に関する項目として種々のものがあり、細分化されていてその特性を把握することが困難なので項目の分類を行った。

解析に使用した項目は次のようなものである。

図-1 調査区域図

1. 地形 地形分類の項目をもとに、山地、火山地、台地、丘陵、扇状地、三角洲、砂州、水域に分類し卓越表示。
2. 地質 表層地質の項目をもとに、未固結堆積物、半固結および固結堆積物、火山性岩石、凝灰岩、変成岩、水域に分類し卓越表示。
3. 海浜性状 海浜性状項目を砂、岩、サンゴ、みね、人工海岸、海浜なしに分類し卓越表示。
4. 底質 海底底質項目を泥、砂、礫、石、岩、サンゴ、その他に分類し卓越表示。
5. 土地利用 土地利用現況項目を果樹(茶・桑・果樹)、森林、畑、建物、その他、荒地、水域に分類し卓越表示。

地形において低地に分類される扇状地、三角洲、砂州を特に分けたいのは、海岸域では低地が多いと考えられ、またその特性を分けておくのが解析に便利であると考えたためである。またこれらの項目は/kmメッシュの中で、卓越しているものを表示されているために、海面が多い場合には水域という項目に分類されている。

解析方法としてクロス集計と数量化理論を用いた。クロス集計としては海浜性状と底質、海浜性状と地形、地形と底質、地形と地質、土地利用と地形について行なった。

数量化理論は外的基準のない場合の分類方法であり、同じような項目は近くに、違う項目は遠くなるようになるべく少ない次元の直交空間に各項目を配置するための手法である。したがって各項目の相互関係を明らかにしたり、グループごとにまとめることができ、また各項目を数値化することもできる。分析の対象とした項目は、地形、地質、海浜性状、底質のうち、海浜性状の「みね」、底質の「その他」には該当するデータがないのでこれを除いた項目である。

§4. 結果

クロス集計による海岸特性として以下のことが上げられる。

(a) 海浜性状と底質

両者とも大別すると岩と砂に分けられ海浜が砂の場合には海底の底質が砂、海浜が岩の場合には海底の底質が砂または岩である。(図-2)

(b) 海浜性状と地形

地形が火山地、山地、丘陵、台地の場合には岩と砂、地形が扇状地、三角洲、砂州は砂に分けられる。(図-3)

(c) 地形と底質

地形が火山地、山地、丘陵の場合には底質が岩、砂、泥、その他の地形である台地、扇状地、三角洲、砂州は砂、泥となっている。(図-4)

(d) 地形と地質

火山地の地質は火山性岩石、山地は各種の地質からなり、変成岩、深成岩、火山岩、半固結、固結堆積物から構成されている。台地は主として堆積物、低地の扇状地、三角洲、砂州は未固結堆積物から構成されている。(図-5)

以上の結果をまとめると日本全土における地形は山地と火山地を合わせると65%、一方、扇状地、三角洲、砂州を合わせた低地は35%であり、日本の地形の特徴である急峻で変化が大きいことを示している。海岸域においては山地、火山地の割合が40%に減少し、逆に低地は増加して55%程度になっている。また山地、火山地と低地の地質、海浜性状、海底底質を比較してみると、山地、火山地は岩石、

低地は砂となっている。これは、地形はその構成物質である地質等に対応しており、それが陸域から海岸域へ続いている。

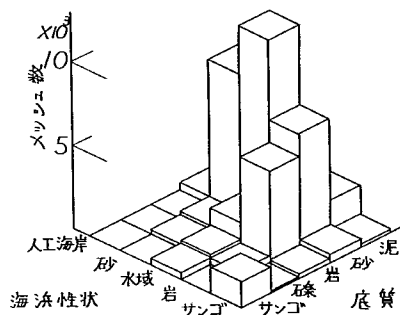


図-3 海浜性状と底質の関係

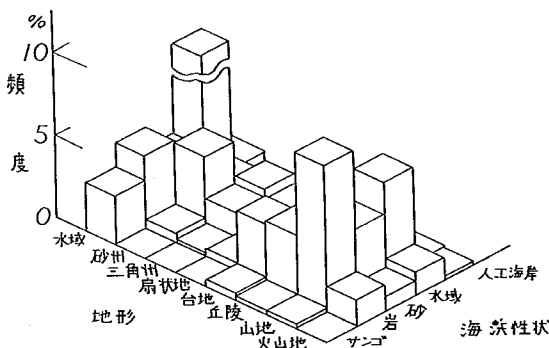


図-4 海浜性状と地形の関係

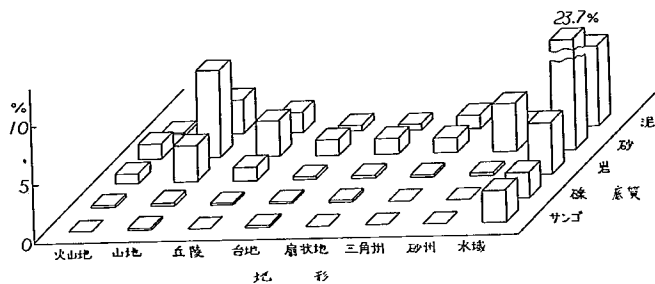


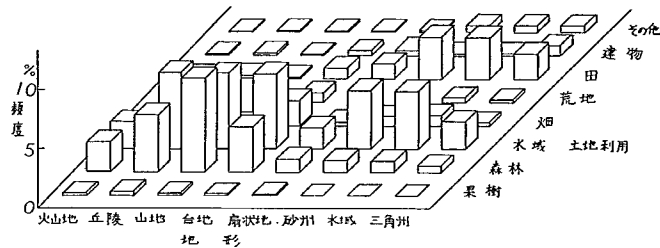
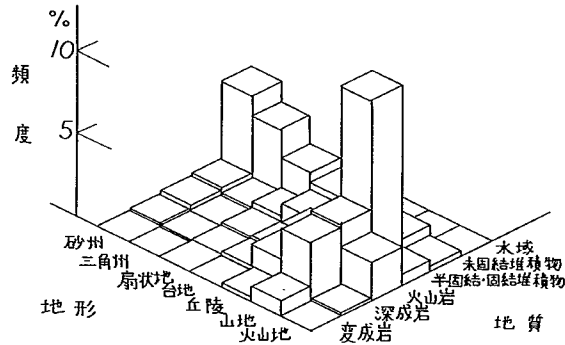
図-5 地形と底質の関係

ことも言えるであろう。

(e) 土地利用と地形

火山地、丘陵、山地は森林、台地は森林、畑、田、扇状地、砂州、三角州は森林、畑、田、建物というように地形によって土地利用が限定されている。(図-6)

地形、地質、海浜性状および底質とは相関があることが明らかになったが数量化理論Ⅱ類によってこれらの関係を調べてみた。図-7は第1成分(X軸)と第2成分(Y軸)の関係を示したもので、図-8は第1成分と第3成分(Z軸)の関係を示している。両図においてあま



りほとりレグループは認められないがサンゴという特別な項目を分離している。

第1成分は正の値として水城サンゴ等があり、他は負または同じ値であることから水城と陸域を区別する軸となっている。次に第2成分は正から負へ泥、砂、礫、石、岩となっていることから地形、地質と構成している地質の硬さ、大きさを表わす軸となっている。次に第3成分は第2成分においては同じ岩石であるために値がほぼ同じであった火山岩と変成岩は第3成分では分けられていることから岩質の特性を表わしていると思われる。

以上の結果より、海浜特性を分析する上で数量化理論Ⅱ類は異質のものを抽出するのに適しているが、似ているものを区別するにはあまり有効でないことがわかった。

5. まとめ

沿岸利用を計画するため主に海岸特性について分析を行なったが、まとめると次のとおりである。

(1) 地形条件は各種項目に分類してあるが、相互に相関が認められる。

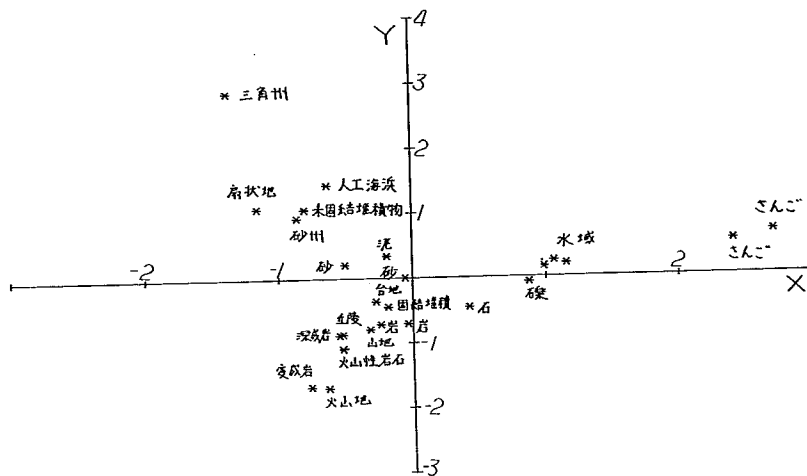
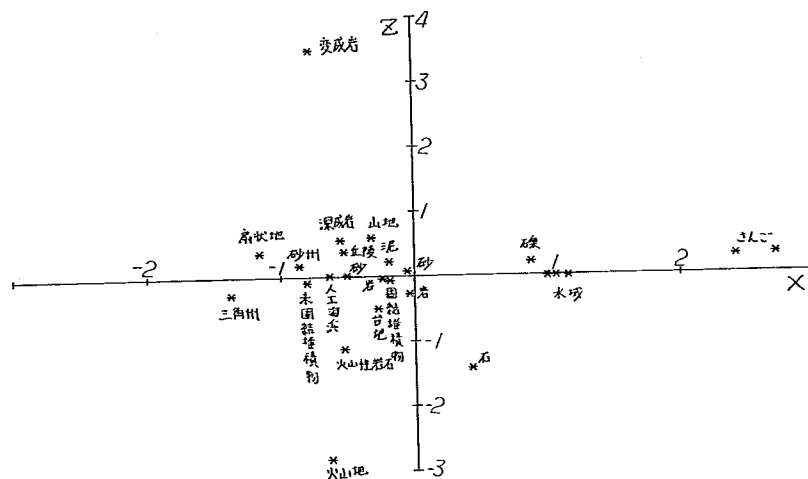


図-7 数量化理論Ⅳ類による地形条件の表示



(2) 低地に分類される扇状地、三角州、砂州においては各種の利用が競合している。

今後の課題は地形条件の利用の他に気象、海象等に関するものも必要と考えられる。またデータは全国海岸域の1kmメッシュであるため非常にデータ数が多く、またデータ項目も多いため処理を短縮する上でも、必要なデータを選別し、データを圧縮、単純化する必要があろう。今後、本報告で分析できなかった項目、クロス集計、数量化理論の類に変わる分析方法についても検討が必要であらう。

参 考 文 献

- 1). 建設省河川局：国土地理院、全国海岸域現況調査報告書、昭和50年10月。
- 2). 林知己夫・堀口伊佐夫・駒沢勉：情報処理と統計数理、昭和46年10月、産業図書。

3. 旅行速度に影響をおよぼす要因の分析

道 路 研 究 室

浦 本 良 文

道路研究室 浦本良文

道路交通は旅客交通については輸送人員でみて全輸送人員の62%、物資輸送では輸送トン数でみて87%を占めており、国家経済を支える重要な輸送施設となっている。従って道路交通の速達性を保つよう、道路を計画、設計し、運用して行くことが望まれる。すなわち計画時点では、適正な旅行速度を保つように交通需要と道路網に配合した上で、道路の種類、機能に依じた旅行速度を保障する道路の断面構成、線形等を設計する必要がある。また交通運用においては旅行速度を正確に予測して、自動車交通を円滑にするための規制、制御、或は交通情報の提供を行なうことが望まれる。現在の道路計画では交通量配分においては走行速度と交通容量に関する調査結果をもとに旅行速度を推定しているが、旅行速度に影響を与える要因としての信号による停止、沿道条件などが充分に反映されていない。また計画に用いる交通容量はあるサービス水準を維持するために最大可能な交通容量とはせずに一定比率を割り引いたものとするが、サービス水準の評価尺度としては旅行速度が適当であり旅行速度を基にした割引率を定めることが望ましい。

旅行速度は、停止時間を含めた目的地までの到着時間で距離を除いたものであり、速達性という交通サービス上の質をもっとも直接的に表わすものである。従来、走行速度と道路状況、交通状況の関係に関する調査はよくなされているが、旅行速度は、影響する要因が多く、測定に多くの労力を要するため、応用面は広いにもかかわらず充分な調査はなされていなかった。本研究では、昭和51年度に行なわれた一般国道における全国走行速度調査のデータをもとに、旅行速度に影響を及ぼす要因を分析した。

全国走行速度調査は、道路局で実施したもので、一般国道の全区間について、区間毎の旅行速度、走行速度、停止時間のほか、旅行速度に影響を与える可能性のある要因を表-1の形式で調査したものである。

リニア7号車	区間番号	区間延長	平坦の状況	道路の状況	歩道延長比	信号交差点	交差道路数	歩道幅員	起死回生率	速度割合	規制速度	追越割合	自動歩道	指定交通量	追越割合	死者数	傷者数	事故件数	事故率
		21km	0.1m		%	%	箇所	m	%	%	km/h	%	%	100%	%	人	人	件	1000件/km
1	1	1	0.6	0.1	0.0	0.4	0.7	0.1	0.3	0.5	0.6	0.7	0.4	0.5	0.8	0.1	0.2	0.3	0.4

本研究では、走行・旅行速度についての過去の調査および研究資料を参考に、従来の調査データより一般的に考えられる要因として、平均車道幅員、沿道状況、信号交差点密度、走行速度、時間交通量、混雑度等を抽出し、これらの要因と旅行速度との相関を係について、要因分析、多変量解析等を行なって、旅行速度の推計式を考察した。

(用語の定義)

平均車道幅員 : 区間内の車道幅員の平均値

沿道の状況 : 区間内の沿道の状況を示し、市街地Ⅰ(人口集中地域)、市街地Ⅱ(その他)、平地、山地の4分類になっている

信号交差点密度 : 単位区間(km)当りの信号交差点数

交差点密度 : 単位区間(km)当りの交差点数(交差点数=交差道路数+信号交差点数)

推定時間交通量 : 測定時間帯の時間交通量を、近くの交通量常時観測データで、補正して算出

混雑度 : 時間交通量を構造令に照って算出した時間交通容量で除したもの

尚、調査表では、運行速度となっているが、旅行速度の方が一般的に用いられており、本研究では旅行速度とした。

使用したデータの要因別分布の一部を表-2に示す。車道幅員についてみると、13m以下の2車線道路と思われる区間のデータが80%強を占めている。また、信号交差点密度でみると、1.5箇所/km以下に70%強、交通量では1500台/h以下に80%強、混雑度では1.5以下に90%強と、いように、全般的にデータの偏在がうかがえるが、各ラングとも解析に必要なだけのデータ量は、十分あるといえる。

表-2 要因別データ分布表

(データ数 4042)

1. 車道幅員		2. 信号交差点密度		3. 交差点密度	
車道幅員(m)	データ数	信号交差点密度(箇所/km)	データ数	交差点密度(箇所/km)	データ数
～7	2373	～0.5	1733	～1.0	1445
7～10	768	0.5～1.0	673	1.0～2.0	725
10～13	347	1.0～1.5	464	2.0～3.0	548
13～17	301	1.5～2.0	240	3.0～4.0	330
17～21	132	2.0～2.5	232	4.0～5.0	178
21～	101	2.5～3.0	150	5.0～	616
		3.0～	530		
4. 交通量		5. 混雑度		6. 旅行速度	
交通量(台/h)	データ数	混雑度	データ数	旅行速度(km/h)	データ数
～500	1398	～0.5	1859	10	14
500～1000	1087	0.5～1.0	1431	10～20	214
1000～1500	730	1.0～1.5	536	20～30	597
1500～2000	267	1.5～2.0	144	30～40	1296
2000～2500	180	2.0～2.5	34	40～50	1431
2500～3000	137	2.5～3.0	25	50～60	454
3000～3500	51	3.0～	13	60～	36
3500～4000	37				
4000～4500	25				
4500～5000	12				
5000～	18				

§4. 結果

4. 1 旅行速度に影響をおよぼす要因の抽出

旅行速度に影響をおよぼすと考えられる主な要因として、表-1からは①沿道状況、②車道幅員、③交通量、④信号交差点密度、⑤交差点密度、⑥混雑度、⑦規制速度、⑧設計速度、⑨その他(歩道の有無、勾配、大型車混入率等)があげられる。本研究では、データの散布状況からみて、影響の分析が可能と思われる要因として、①から⑦を選び、分析を行った。

まず、各要因が沿道状況によって、どのような変動を示すかを調べてみると、表-3のようになる。全般的に標準偏差の値が大きく、断定はできないが、平均値でみる限りは、沿道状況による差がみられる。また、各々の要因が旅行速度に影響をおよぼしていることが、うかがえる。

表-3 沿道状況別平均標準偏差 (データ数4,042)

沿道状況	要因	交差点密度 1箇所/km	信号交差点密度 1箇所/km	混雑度 [%]	交通量 台/h	車道幅員 m	走行速度 規制速度	旅行速度 規制速度	走行速度 km/h	旅行速度 km/h
市街地 I (1035)	平均	4.82	2.38	0.82	1644	11.9	0.88	0.74	37.2	31.4
	標準偏差	4.29	1.99	0.68	1100	6.4	0.18	0.22	8.5	10.0
	標準偏差	1.65	0.78	0.61	797	7.6	1.03	0.97	43.4	40.7
市街地 II (996)	平均	1.99	1.17	0.47	699	3.2	0.20	0.22	7.5	8.7
	標準偏差	1.01	0.41	0.49	533	6.7	1.06	1.02	46.0	44.5
	標準偏差	1.12	0.67	0.47	541	2.8	0.20	0.21	6.7	7.7
山地 (488)	平均	0.46	0.14	0.40	288	5.7	1.05	1.03	44.1	43.2
	標準偏差	0.68	0.36	0.57	462	1.7	0.22	0.22	7.8	8.0
	標準偏差									

(注: 平均値は区間距離を重みとして算出した)

次に、各々の要因の単相関係数及び沿道状況別の旅行速度との単相関係を求めたものを表-4、表-5に示す。尚、走行速度は説明変数ではないが、参考までに記載した。

表より、旅行速度と相関の高い要因をみると、まず、信号交差点密度と交差点密度があげられる。これらは、相関係数が0.81と高い値を示し、密接な関係にあると思われるので、1変数で代表させることにし、旅行速度との相関が高い信号交差点密度を説明変数として採用することにした。次に高い相関を示すのが交通量と車道幅員である。交通量と旅行速度の相関が高いのは当然であるが、交通量も旅行速度に影響を及ぼす重要な要因であり、両方の要因を含んだ混雑度の方が要因として採用することとした。車道幅員も交通量を定める重要な要素であり、混雑度のなかには要因としてすでに含まれているが、構造令の交通容量算定的方式が2車線道路と多車線道路では異なることもあり、要因としてとりあげた。

表-4 単相関係数 (データ数4042)

	車道幅員	信号交差点密度	交差点密度	規制速度	時間交通量	混雑度	時間交通量	車道幅員	走行速度	旅行速度
車道幅員	1.0000	0.5492	0.5890	0.0701	0.7078	0.0265	0.1870	-0.2189	-0.3649	
信号交差点密度	0.5492	1.0000	0.8171	-0.1444	0.5719	0.2735	-0.1112	-0.5612	-0.6736	
交差点密度	0.5890	0.8171	1.0000	-0.1493	0.5580	0.1746	-0.2244	-0.5282	-0.6334	
規制速度	0.0701	-0.1444	-0.1493	1.0000	0.0461	-0.1045	0.0149	-0.3780	0.3291	
時間交通量	0.7078	0.5719	0.5580	0.0461	1.0000	0.3836	0.7209	-0.3206	-0.4512	
混雑度	0.0265	0.2735	0.1746	-0.1045	0.3836	1.0000	0.5876	-0.3097	-0.3268	
時間交通量	0.1870	-0.1112	-0.2244	0.0149	0.7209	0.5876	1.0000	-0.2713	-0.3262	
走行速度	-0.2189	-0.5612	-0.5282	0.3780	-0.3206	-0.3097	-0.2713	1.0000	0.9291	
旅行速度	-0.3649	-0.6736	-0.6334	0.3291	-0.4512	-0.3268	-0.3262	0.9291	1.0000	

表-5では、全般的に相関係数は低い値を示しているが、市街地、平地では、信号交差点密度が高く山地では、車道幅員が高い値を示している。混雑度をみると、市街地Ⅱ、平地が、他に比べて、高くなっている。従って、沿道状況も要因としてとりあげることにした。

表-5 沿道状況別の旅行速度との相関係数 (デ-7-数4042)

	市街地Ⅰ	市街地Ⅱ	平地	山地
車道幅員	-0.1844	-0.1184	-0.0441	0.4362
信号交差点密度	-0.5787	-0.5322	-0.4801	-0.1257
交差点密度	-0.5380	-0.4564	-0.4535	-0.1095
規制速度	0.4074	0.2716	0.2487	0.2781
時間交通量	-0.2027	-0.2988	-0.2552	0.1880
混雑度(%)	-0.1526	-0.3307	-0.3088	-0.1580
時間交通量/車道幅員	-0.0729	-0.2256	-0.2656	0.1215
走行速度	0.8928	0.9229	0.9027	0.9803

4. 2 相関図の作成および回帰式の検討

抽出した要因の各々の関連性について分析し、検討した結果を以下に述べる。

(1) 旅行速度別の混雑度と信号交差点密度の関係

一般的に旅行速度は、信号交差点の数が多い程、また混雑している程低くなるものである。ここでは、混雑度と信号交差点密度によって、旅行速度がどのような分布を示すか、解析したものである。図-1は、旅行速度別に混雑度と信号交差点密度の関係をプロットしたものの一例である。プロットされたデータの範囲を概略的に示したものが図-2であり、曲線の内側にデータが分布していることを意味する。

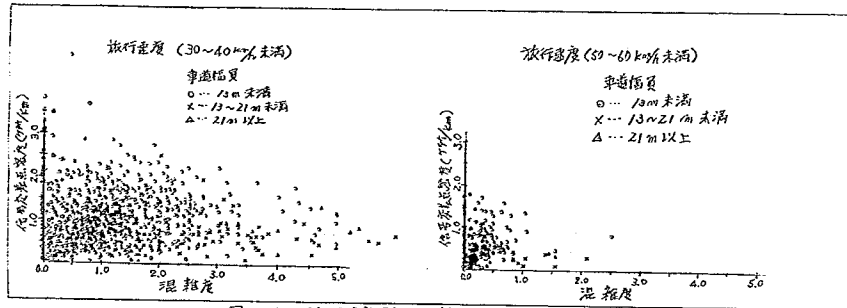


図-1 旅行速度別 混雑度-信号交差点密度図

図より、速度の低いものは、広範囲に分布し、速度が高くなるに従ってその範囲は狭くなっている。混雑度の中央附近を境に、上段の方は、混雑度、信号交差点密度共に高くなるにつれ、速度は低くなっているが、下段の方は、混雑度が低くなるにつれ、速度が低下している。これは、おそらく渋滞時のデータではないかと思われるが、現時点では、この部分のデータの判別を行なうことは、困難である。

以上の結果、概略的な傾向はつかめたが、旅行速度を推定するには至らなかった。

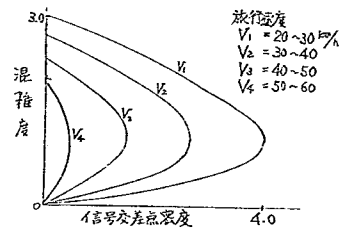


図-2 旅行速度の分布範囲

(2) 信号交差点密度別の旅行速度と混雑度の関係

信号交差点密度と混雑度の関係から、旅行速度の推定を行なうことを前提に、信号交差点密度別に旅行速度と混雑度の分布を示し、沿道状況別に回帰線を挿入したのが、図-3である。

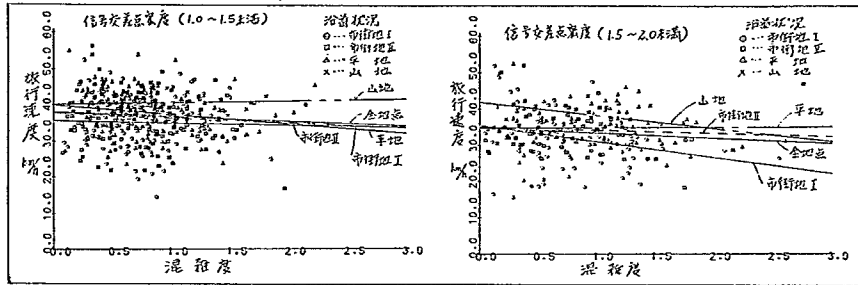


図-3 信号交差点別 混雑度-旅行速度図

求められた回帰式を沿道状況別に整理し、傾向をみた。

その結果、図-4の例の示すように、旅行速度の回帰線は、信号交差点密度別によって、171等間隔とみて差しつかえないと思われたので、更に回帰式 $y = a_1x + a_2z + a_3$ (y = 旅行速度、 x = 混雑度、 z = 信号交差点密度) を用い、沿道状況別に、各係数を求め、信号交差点密度別の回帰直線と引いたのが図-5である。ただし、信号交差点密度は、各区画の中値を代入した。図-5より、市街地Iおよび山地では、他に比べ、間隔が狭いということから信号交差点密度の影響が少なく、傾きが小さいことから混雑度の影響も少ないことがわかる。これは、市街地Iでは、交差点だけでなく、それ以外の所(商店、人家等)からの出入りや、路上駐車、車輦が多いのが原因と思われる。山地では、信号交差点密度や混雑度の分布幅が小さいので、時異データに支配され差が十分に検出されなかったものと思われる。また、道路の線形による制約も、かなり旅行速度に影響を与えているものと考えられる。

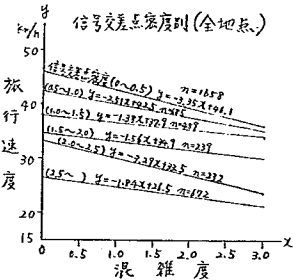
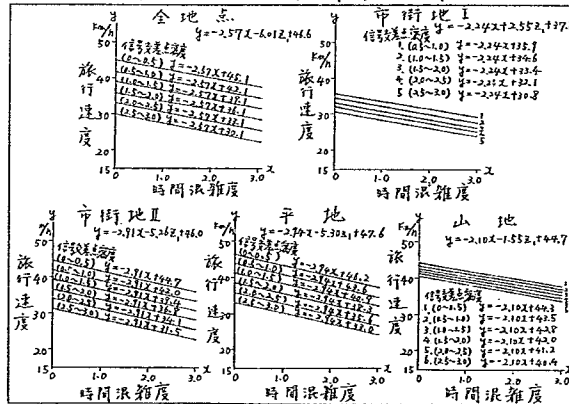


図-4 混雑度-旅行速度図

図-5 沿道状況別回帰式推計式

は、交差点だけでなく、それ以外の所(商店、人家等)からの出入りや、路上駐車、車輦が多いのが原因と思われる。山地では、信号交差点密度や混雑度の分布幅が小さいので、時異データに支配され差が十分に検出されなかったものと思われる。また、道路の線形による制約も、かなり旅行速度に影響を与えているものと考えられる。



この他に、上記と同様な方

法で、車道幅員の影響について検討したが、車道幅員別のデータを更に信号交差点密度別に分類して、解析したために、データの偏在が生じ、旅行速度に与える車道幅員による影響の差が検出できなかった。

(3) 実測値と推定値の対比

これまでの研究結果より、旅行速度を推計するための説明変数として、沿道状況と信号交差点密度及び混雑度を用いる手法が得られた。ここでは、推定値が実測値とどの程度の相関性を持っているか、解析した。図-6は全データによる推定値と実測値との対比を行なったものである。推定値の精度は、ほぼ $\pm 10 \text{ km/h}$ 程度であるが、かなりのバラツキがみられる。相関係数は0.612であった。

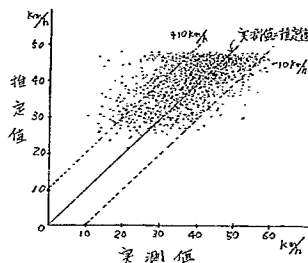


図-6 実測値と推定値の対比

§ 5. まとめ

これまでの研究結果をまとめると、旅行速度を左右する代表的な要因として信号交差点密度と混雑度及び沿道状況があげられ、これらの要因による旅行速度の推計式が得られた。しかし、全データによる検定からみればその精度は低いものであった。原因として、一つには図-2の検討から示されるように渋滞時のデータが含まれていた可能性が強く、この影響を受けただけと思われる。渋滞時のデータは実際には混雑しているにもかかわらず、みかけ上の混雑度は低い値となり、旅行速度も低いという矛盾した結果となる。特に旅行速度を計画交通量設定時に交通サービス水準の大きな要素としてとりあげる場合には、渋滞時のデータを除外しないと混雑度の影響が不当に低く評価されることになる。従って本来は渋滞時のデータは区別すべきであるが、今回は判別するためのデータがなく、区別の方法をみいだすことができなかった。他の原因としては影響要因の抽出が適当でなく、前述の3項目の他にも考慮すべき要因があるのではないかと思われる。以上より今後の問題点として次のことがあげられる。

- ① 渋滞データ判別に必要な要因の調査及び判別手法の検討を行なう。
- ② 現在の調査要因の他に信号の優先式、信号現示率等の要因も含めて考慮し影響要因の抽出を行なう必要がある。

参考文献

- 1) 日本道路協会 「道路構造令の解説と運用」 昭和45年11月
- 2) 高速道路調査会 「旅行時間の設定手法に関する研究報告書」 昭和53年3月

4. 岩石の耐久性

地 質 研 究 室

中 村 康 夫

岩石の耐久性

地質研究室 中村康夫

1. はじめに

フィルダムは現地で得られる材料を有効に利用することにより比較的低廉に建設できる利点があるが、同時に使用材料と設計法が多様化をもたらす、材料の特性把握が設計との関連において極めて重要な問題である。特にロック材の耐久性は、ダムの安全性に重大な影響を及ぼすことがあるが、その試験方法や判定基準のあいまいさ等から現状では必ずしも適切な判断が下されているとはいえない。ロック材は今後さらに低品質の岩石も使用せざるを得ない情勢になると思われるが、その調査において当面する重要課題は耐久性であると考えられる。地質研究室では岩石の耐久性の判定基準を作成するため、各種岩石について凍結融解試験を中心とした各種調査試験を実施しているが、今回はそれらのデータをふまえ、岩石の耐久性に関して考察する。

2. 岩石の劣化に関する基本的事項

2.1 風化過程

岩石の風化過程については地質学のみならず地形学、鉱物学、工環学、土木地質学等の境界領域に属するため、多岐にわたる研究がなされている。しかし風化過程は原岩の性質のみならず、気候条件や地史との関連が極めて大きいため、その本質についての究明はかなり立遅れているのが現状である。従来、風化過程に関して以下に示すような分類がなされているが、生物的风化は物理的・化学的作用を通して起こるので、ロック材等岩石の風化は基本的には物理的・化学的作用が主体となり、その相乗作用によって効果が倍加されることが考えられる。

物理的風化	除荷、日射、凍結融解、乾湿等
化学的風化	容解、酸化、水和、加水分解等
生物的风化	物質の移動と混合、酸化等

2.2 鉱物の安定性

表-1にGoldichの提唱した¹⁾鉱物の安定度系列を示す。²⁾これは一見して明らかのようにBowenの反応系列と鉱物の配列が全く同じである。このことは後述に晶出した鉱物ほど地表付近における環境下で安定であることを示している。すなわち、火成岩に一般的にこれらの鉱物の安定性は、晶出時と地表の環境条件差に支配されているといえる。しかし¹⁾鉱物の安定性を支配する要因としてはこの他、化学組成、結晶構造、粒径等が考えられる。さらに風化過程における

表-1 鉱物の安定度系列

かんらん石	Ca 斜長石	小
透輝石	Ca-Na 斜長石	
角閃石	Na-Ca 斜長石	安
黒雲母	Na 斜長石	定
K-長石		度
白雲母		
石英		大

元素の移動に注目した場合、Na, Ca, K, Mg, Si, Al, Feの順に溶脱されやすいことが明らかにされており、これらの元素の組み合わせに注目して風化度を定義している例もある。

2.3 劣化度を示す指標

劣化度を示す各種指標について総括したのが表-2である。化学的、鉱物学的指標を求めるには分析、測定に熟練と時間を要するが、物理的、力学的指標を求めるための試験は比較的簡単であり、個人差が入る余地も少ない。したがって土木地質の分野で利用できるとすれば後者の方であるし、現在KDKやASTMで採用されているのも重量減少率、超音波伝播速度に基づく量である。

表-2 劣化度を示す各種指標

化学的・鉱物学的指標	物理的・力学的指標
風化ポテンシヤル	密度、有効間隙率、吸水率等
化学的新鮮度	重量減少率
絶対的・化学的新鮮度	弾性波伝播速度、弾性係数
浸透部量	圧縮強度
発熱熱量	引張強度

2.4 劣化形式

岩石の劣化形式は以下に示す種類に大きく分類される。

A: 基質そのものは劣化せず、大きなクラックに沿って分割するもの

B: 基質そのものが劣化し、表面から徐々に剝離するもの

C: AとBの中間的タイプ

以上のタイプの模式的な重量減少率曲線を示したのが図-1である。

Aタイプはクラックを含む新鮮な岩石に認められ、重量減少率曲線はほぼ水平で、ある時点で分割を起す。このような岩石の耐久性はクラックの強度に支配されるから、最初ほとんど劣化せず時間の経過とともにクラックの強度が低下するとそれに沿って割れる。したがって重量減少率曲線は不連続な階段状となる。Bタイプは大きなクラックを含まず、比較的均一な組織をもち、ある程度風化の進んだ岩石に認められ、なめらかな重量減少率曲線であらわされる。Cタイプはクラックを含まれる程度風化を受けたい岩石に認められ、AタイプとBタイプの中間的な性質を示す。

耐久性を判断する場合、BタイプあるいはCタイプについては試験中の経時測定からある程度推定可能であるし、ロック材としての適否の判定も技術的判断となる。しかしAタイプは物理量の経時変化はほとんど起らず、B、Cタイプと同様な方法で判断することは不可能であり、何らかの確率的な考え方で評価することが必要になってくる。

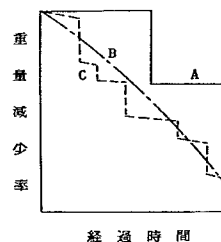


図-1 模式的重量減少率曲線

3. 岩石の耐久性を求めるための各種試験方法

岩石の風化過程は環境に着しく左右されるから、対象とする岩石を現地に曝露し、長期間測定し、耐久性を判定するのが最も確実な方法であるが、データを求めるのに時間がかかり過ぎ適切な試験法とは言えない。また岩石の成因や鉱物化学的な特性から耐久性が判断できる程には技術的経験も積まれておらず、岩種、密度、吸水率等から定性的に判断されているに過ぎない。したがって一般的に岩石の耐久性を検討するには劣化促進試験を行なう。経時的な劣化状況を調べる必要がある。現在実施されている主な劣化促進試験の概要を以下に示す。

3.1 桑衣による安定性試験

JISに規定されている方法である。 Na_2SO_4 、あるいは MgSO_4 の飽和溶液の分岐作用に対する骨材の抵抗性を求めるための試験であり、所定のくり返し回数後の重量減少率から抵抗性を判断し

ている。ゴムコンクリート用粗骨材では重量損失の限度を12%（5回くり返（後 Na_2SO_4 ））と規定している。しかし Na_2SO_4 が晶出して $Na_2SO_4 \cdot 10H_2O$ になると容積変化は82%にも達し、水が氷になるときの容積増加9%よりはるかに大きい値となり、非常に過酷な試験といえる。

3.2 湿潤乾燥試験

湿潤、乾燥を機械的にくり返す方法であり、時間的要素を別にすれば温帯における劣化環境を最も忠実に反映していると考えられる。しかし軟岩等風化しやすい岩石を除けば結果を得るまでに相当長時間を要し、耐久性の判定根拠としている重量損失についても明確な規定はない。

3.3 凍結融解試験

コンクリート供試体の場合はASTMに従って実施されているが、岩石試料については実施例も少なく、供試体の形状、大きさ等も不統一である。しかし物理的風化作用の強調された試験として新鮮な硬岩を含んだ広範囲な岩石に対して有効な試験であると考えられる。ただ現在のところ耐久性の指標としている重量減少率、動弾性係数について明確な限界値を示すに至っていない。

4. 地質研究室で実施している各種調査試験

4.1 凍結融解試験

4.1.1 試験方法

試験槽内の温度をプログラムコントロールによる凍結風化試験装置を使用し、ゴム容器中に直径5cm、長さ10cm程度の円柱状供試体を水浸状態に入れ、下記の条件下で凍結融解試験を実施している。

槽内最高（最低）温度	+15°C（-15°C）
温度上昇（下降）速度	30°/時間
最高（最低）温度保持時間	2時間
日当りサイクル	4サイクル

図-2に試験の流れ図を、表-3に測定項目を示す、原則として週単位で1シリーズの測定を行なうことにしているが、12サイクルに1回、あるいは36サイクルに1回測定を行なっている。

表-3 測定項目

初 期 測 定	経 時 測 定
供試体の記載	同 左
写真撮影	()
密度、有効間キ率、吸水率	→ 重量減少率
シヨア硬度	→
動弾性係数	→
熱伝導率	()
X線透過写真	()
(X線回折)	注) () はかならずしも毎回測定しないが何らかの問題が生じた場合に測定する項目
偏光顕微鏡観察	
点荷重試験による引張強度	
圧 縮 強 度	

4.1.2 試験結果および考察

図-4は代表的な重量減少率曲線について示したものである。供試体による劣化形式の相異を良く反映しているが、この点についてはすでに2.4で触れたのでここでは省略する。

図-5に吸水率の経時変

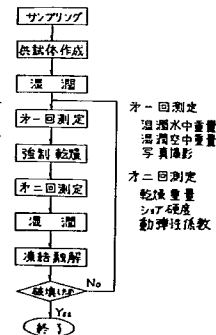


図-2 試験の流れ図

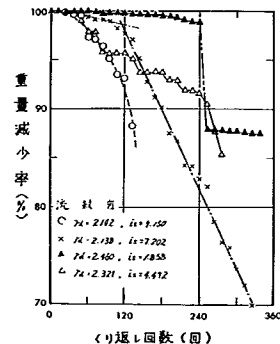


図-4 重量減少率曲線の例

化の別を示す。全体に凍結融解のくり返しとともに吸水率の増加が認められるが、その状態は各供試体によって異なり、下記の3つのグループに大別される。

- a. 低い値から漸増するタイプ、この中には最初低い値を一定に保ち、ある時点から漸増するタイプ、漸増した後再び一定値を保つものもある。
- b. 高い値を一定に保つタイプ
- c. 高い値からさらに漸増するタイプ

以上のうち、凍結融解に対して最も抵抗力のあるのはaタイプであり、重量減少率曲線はほとんど水平である。bタイプは供試体表面からの剝離が徐々に進行し、重量減少率曲線はなめらかな曲線であらわされる。cタイプは凍結融解に対して最も抵抗力が小さく、重量減少率曲線の勾配も大きい。このように吸水率の経時変化は岩石の劣化形式と密接な関係を持っており、これを測定することによって耐久性を推定することが可能である。

図-6はショア硬度の平均値の経時変化を示したものである。図-6に示されるように、ショア硬度は高い値から徐々に減少するものと低い値をほぼ一定に保ち、ほとんど変化しないものとがある。さらに両者とも標準偏差の増大するタイプとほとんど変化しないタイプに分類され、合計4つのタイプに細分される。凍結融解に対する抵抗力は、ショア硬度の高い値から徐々に減少する供試体の方が強い。このようにショア硬度の経時変化からも凍結融解に対する抵抗力はある程度判断できるが、重量減少率に比較してばらつきが大きいのが欠点である。

図-7は動弾性係数比の経時変化を示したものである。いずれも指数関数的に凍結融解のくりかえし初期に急激な減少を示している。動弾性係数比については現在測定継続中であり、データも少なく結論的なことは言えないが、供試体の凍結融解に対する抵抗力と密接な関連を持っていると考えられる。しかしコンクリート供試体と同一な限界値を設定することは困難であり、岩石独自の値を設定する必要がある。

凍結融解試験において破壊が開始される凍結融解繰返し回数(以下凍結融解寿命と呼ぶ)はかなりのばらつきのみられるものであり、確率過程と考えられる。図-7は凍結融解寿命の分布特性を示したものであるが、10数回から500回以上までかなりばらついている。これはそれぞれ対数正規分布する低密度短寿命グループと高

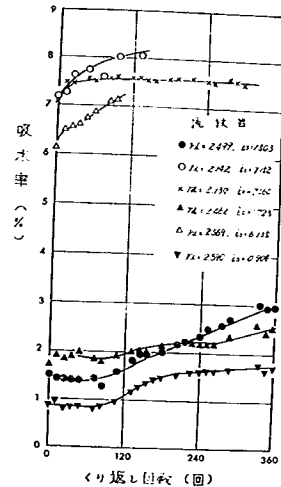


図-5 吸水率の経時変化

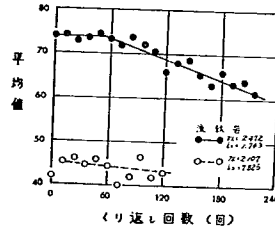


図-6 ショア硬度の経時変化

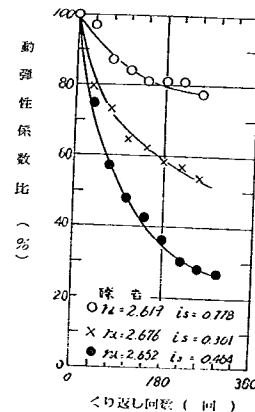


図-7 動弾性係数比の経時変化

密度長寿命グループの初で表現される。このようにそれぞれのグループに注目した場合、岩石の凍結融解寿命は金属の疲労寿命の分布特性と類似しており、岩石の疲労寿命分布特性とは異なっている。このことは岩石の凍結融解における劣化過程が金属の疲労過程と類似であるということを暗示するものであるがここでは紙数の都合上これ以上触れない。さらに凍結融解寿命の分布特性を知り、現地調査の結果を対比することによって2.4で述べたAタイプの耐久性について検討できる可能性もあるがこれについても割愛する。

4.2 曝露試験

4.2.1 試験方法

工研屋上に曝露試験台を設置し、直径5cm、長さ10cmの供試体を良好な排水条件のもとで曝露している。なお実際のダムサイトにおいても曝露試験を継続している。

4.2.2 試験結果

曝露試験を開始してから約1年経過しているが、重量減少率、吸水率には顕著な変化は見られない。動弾性係数の経時変化について示し（図-9）動弾性係数はごくわずかな劣化状況をもたらそうと考えられるが、詳細は今後得られるデータを分析しなければわからない。また実際のダムサイトにおいては数ヶ月で崩壊してしまったものも観察され、曝露試験の重要性が再認識された。

4.3 現地調査

4.3.1 調査方法

ダム下流法面に水平方向に割線を設け、目視あるいはハンマーによって劣化しているか否かを判定し、10m毎に生存確率を算出し生存確率分布図を作成した。さらに点載荷試験により引張強度（Point Load Index P.L.I.）を求めた。

4.3.2 調査結果および考察

図-10に生存確率の分布を示すが、全体的に天端付近の生存確率が最も低く、ついで吐水洪付近が低くなっている。このことは地形と気象条件の差によって説明される。すなわち、これらの部分は地形上、日照時間が長く、谷底部、地山に近い部分より大きな温度変化、より多くの凍結融解のくり返しを受けためであると考えられる。したがってロック材、リップラップ材等の配置にあたっては気象条件、地形条件を考慮することが必要である。

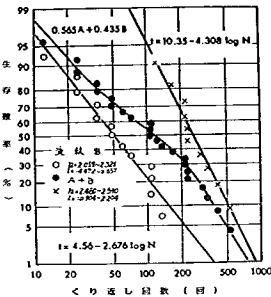


図-8 凍結融解寿命の分布特性

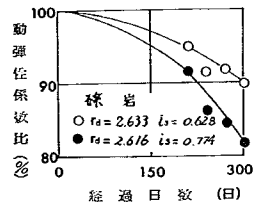


図-9 動弾性係数の経時変化（曝露試験）

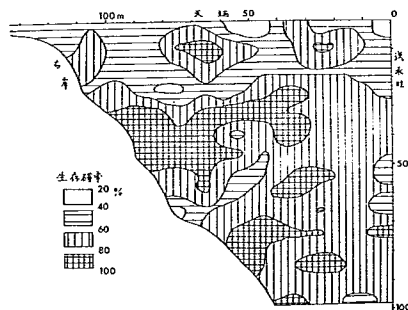


図-10 リップラップ材生存確率分布図

図-11 (a), (b) はそれぞれ劣化していないリップラップ材, 何らかの劣化を受けたリップラップ材の乾燥密度と P.L.I. の関係を示したものである。図中の A, B, C タイプの分類はスチール分類と同一である。タイプによって分布領域が限定されており A タイプは高密度, 高 P.L.I. 領域に, B タイプは低密度, 低 P.L.I. 領域に, C タイプは両者の中間領域に分布しており, 大まかな分布領域の境界を実線で示しておいた。さらに (a), (b) を比較すると A タイプは P.L.I. が 140 kg/cm^2 以上, B

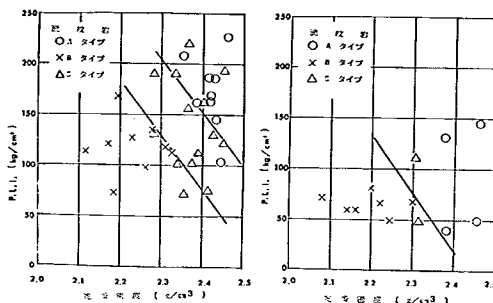


図-11 P.L.I.と乾燥密度の関係
(a)劣化していないリップラップ (b)劣化したリップラップ

タイプは 90 kg/cm^2 以上が存在していることが示され, これが両者の限界値であると考えられる。密度についてはこのような限界値を求めることは困難である。したがって流紋岩のような硬岩の劣化を示す指標としては P.L.I. のような力学的指標の方が密度等の物理的指標より優れているといえる。

4. 結論および問題点

1. 耐久性が優れているのはフラックが少なく, 高密度低吸水率と引張強度, ショア硬度が高い岩石である。これらはいずれも劣化試験実施前に測定される量であり, 現在まで経験的に言われてきた事実と一致している。さらに正確な判断を下すためには凍結融解試験等劣化促進試験を実施し, これらの量の経時変化を求め総合的に判断しなければならない。
2. 耐久性を判定する場合, その基準値をどこに選ぶかということが最大の問題となる。設計との関連もあり, ある種の技術的判断を必要とする問題であると考えられる。
3. 凍結融解試験は結果を得るのに時間がかかりすぎ, より簡便な試験法の開発が望まれる。
4. 耐久性を判断する場合, 劣化促進試験のみでなく, 曝露試験を実施することが望ましい。
5. 生存確率の概念を用いて劣化促進試験と自然条件下における劣化を対応づけることが可能である。
6. 各ダムにおいて気象条件, 地形条件を考慮したロック材, リップラップ材の配置が望ましい。
7. 凍結融解寿命は対数正規分布, 数個の対数正規分布あるいは指数分布に従う。

文献

- 1) Goldich, S. S.: A study in rock weathering, J. Geol. Vol. 46, 1938
- 2) Bowen, N. L.: The reaction principle in petrogenesis, J. Geol. Vol. xxx, 1922
- 3) 岡本隆一・中村康夫・加藤則男: ロック材耐久性判定基準作成のための岩石試験——流紋岩質岩石の例——土木技術資料, Vol. 19, No. 12, 1977
- 4) 岡本隆一・中村康夫・加藤則男: 凍結融解による岩石の破壊の統計的処理, 昭和52年度日本応用地質学会研究発表会

5. 地すべり粘土のセン断試験

地すべり研究室

清 水 清 文

地すべり粘土のせん断試験

地すべり研究室 清水清文

§ 1. まえがき

地すべり斜面の安定解析を行なう場合必要となるものは、すべり面および地表面の縦断面、すべり面に作用する間げき水圧、すべり面のせん断抵抗力、地すべり土塊の単位体積重量である。この中ですべり面のせん断抵抗力は、現在実用的には、地すべりが発生した時点の安全率を1.0にし、逆算によってせん断強度定数である C 、 ϕ のどちらか一方を適当に決めている。しかし現実の安全率を正確に求めるには、せん断試験を行なって求める必要がある。

§ 2. 試験の目的

粘土のせん断強度は、過去に受けた応力履歴によって大きく左右される。現在受けている応力より過去に受けた応力が小さい場合正規圧密粘土、大きい場合過圧密粘土と言う。この過圧密粘土の斜面で、地すべりが発生した時点の安定解析を行なう時ピーク強度を使用すると、普通考えている安全率1.0よりかなり大きな値になる場合がある。Skenptonはこの安全率の違いを説明するために、ピーク強度だけでなく、それ以後の強度も考えた。図-1は過圧密粘土の排水条件で行なった一面せん断試験結果を示したものでピーク強度 S_f に達した後試験を継続し大きな変位量を与えると、せん断強度が減少して行きその後ある一定値になる。この値を残留強度とした。この試験を垂直荷重を変化させ数個行なえば、図-1に示したピーク強度 $S_f = C + \sigma' \tan \phi$ および残留強度 $S_r = C_r + \sigma' \tan \phi_r$ が得られる。

今回の試験はこのピーク強度と残留強度を測定する事を目的とし、すべり面粘土および崩壊土(移動土層)を不攪乱、スラリー、カットプレーンと試料の状態を変え、強度の比較を行なった。又、歪制御の試験でせん断速度がせん断強度に与える影響を調べた。

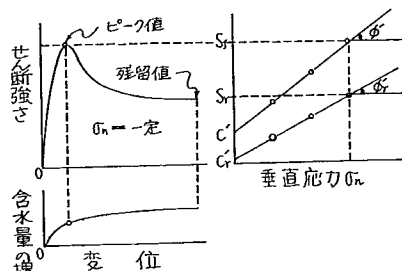


図-1. ピーク強度と残留強度

§ 3. 試験方法

試験は三軸圧縮試験機とリングせん断試験機を使って歪制御の試験を行なった。三軸圧縮試験は、圧密排水条件で間げき水圧の測定を行ない圧密を早く終了させるためにペーパードレーンを使った。

リングせん断試験機の構造は図-2に示すようにドーナツ型の一面せん断試験機で供試体の型状は外径12cm、内径6cm、厚さ3cmで上下せん断箱は、供試体の中間で挟持しておりこの所でせん断され

る。せん断応力は下部せん断箱を回転させ、上部供試体のトルクで測定される。この様な構造なのでせん断面に大変形量を与えられる。又上下せん断箱の摩擦をなくすため、すきま調節ができる。試験は排水条件で、供試体は水の中につかっている状態である。排水面は供試体上下面であるが、上下せん断箱のすきまからも水の出入りがあると考えられる。

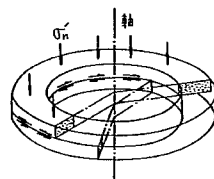


図-2 リンゲンせん断試験機

試験に使用した試料は、猿供養寺地すべりと阿部倉地すべりより採取した。両地すべりとも第三紀層泥岩の地すべりである。猿供養寺の試料は深度4.0m付近より、すべり面をはさんだ不攪乱試料とすべり面の上部20cm～30cm崩積土層から不攪乱試料を採取した。阿部倉地すべりの試料は深度2.5mの崩積土層より2種類の試料を採取した。この試料はかなり過圧密になっており圧密試験の結果から先行荷重は4 kg/cm^2 程度の値を得ている。

これらの試料を不攪乱、スラリー、カットプレーンの三つの状態で試験を行なった。スラリー試料の作成法は、採取された試料に蒸留水を加えながらへうでよく練正しを行ない、含水比は液性限界程度まで高める。それを2.0mmふるいで通過させる。この試料を使って実験する時には適度な含水比になるまで自然乾燥を行なった。カットプレーン試料の作成法は、不攪乱の試料をせん断箱にセットする時、最初からせん断面をストレートエッジで平らに仕上げておく方法である。

§4. 試験結果

最初に猿供養寺の試料を使って行なった試験結果についていくつか例を述べる。リングせん断試験機を使ってせん断速度を変化させた場合の試験結果を図-3に示す。これはすべり面粘土のスラリー試料を垂直応力0.57 kg/cm^2 で圧密を行ない正規圧密状態でせん断速度を2 mm/min 、0.2 mm/min 、0.02 mm/min 、0.002 mm/min の4段階に変化させた。(a)は横軸に変位量。(b)は横軸に経過時間、又縦軸にはせん断応力と、沈下量 δ_k を示した。(a)図のように同じ変位量では、せん断速度が速いほどせん断強度が小さい。しかし(b)図のようにせん断速度が速くとも変位量を大きくすれば最終的には、せん断強度の遅い場合とあまり変わりなく、せん断速度が0.2 mm/min ～0.002 mm/min の範囲ではせん断強度にほとんど影響を与えないと考えられる。

図-4はすべり面をはさんだ不攪乱試料のリングせん断結果で、すべり面がせん断面になるようセットし、一定の垂直応力で圧密したのち、せん断を行

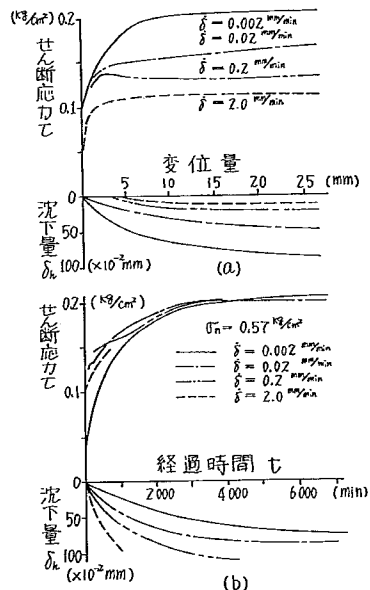


図-3 猿供養寺すべり面粘土のリングせん断試験によるせん断速度とせん断応力関係

ない。せん断応力が一定値になったならば次に大きい垂直応力にしせん断すると言うように順次垂直応力を大きくした場合の結果を示した。この結果からわかるようにピーク値がなく残留値になっていると

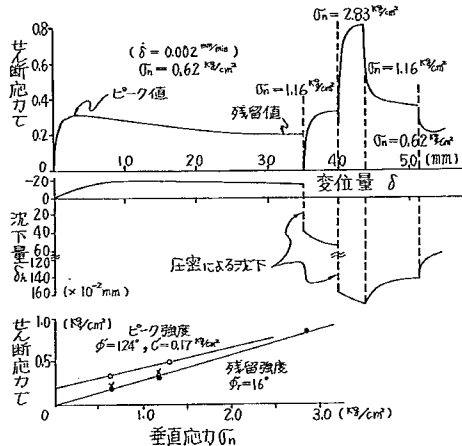


図-5 阿部倉不攪乱試料のリングせん断試験結果

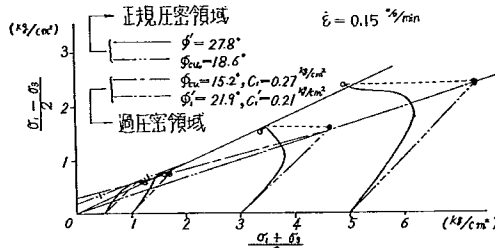


図-6 阿部倉不攪乱試料三軸試験による応力経路

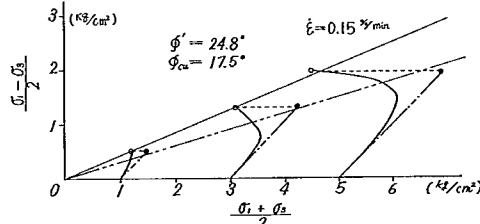


図-7 阿部倉スラー試料三軸試験による応力経路

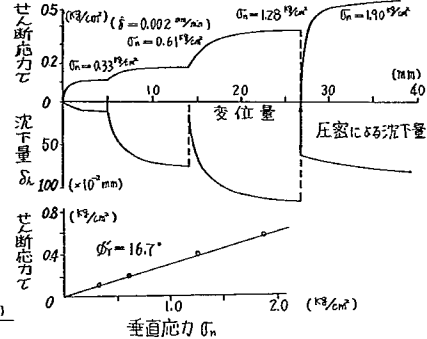


図-8 阿部倉スラー試料リングせん断試験結果

考えられこの時の値 $\phi'_r = 16.7^\circ$ を得た。

次に阿部倉地すべりの結果を述べる。

図-5は不攪乱のリングせん断試験結果で、垂直応力 $\sigma_n = 0.62 \text{ kg/cm}^2$ で圧密した後せん断を行ないピーク値が得られた後もせん断を続けると強度が減少し一定値に落ちつく。その後垂直応力を増加及び減少させることにより残留強度 $\phi'_r = 16^\circ$ を得た。又このピーク値と別の供試体を $\sigma_n = 1.23 \text{ kg/cm}^2$ でせん断した時のピーク値からピーク強度 $C' = 0.17 \text{ kg/cm}^2$ 、 $\phi' = 12.4^\circ$ を得た。

図-6は不攪乱試料、図-7はスラー試料の正規圧密状態での三軸試験結果を応力経路で示した。又図-8は同じスラー試料の正規圧密状態でのリングせん断試験結果を示した。なおこのスラー試料は、不攪乱試料の実験後の試料で作成した。この結果不攪乱試料の正規圧密領域の値、

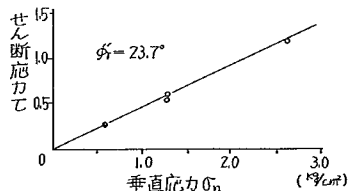


図-8 阿部倉スラー試料リングせん断試験結果

$\phi' = 27.8^\circ$ 、過圧密領域では $C' = 0.21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ 、 $\phi' = 21.9^\circ$ を得た。又スラリー試料では三軸圧縮試験の、 $\phi' = 24.8^\circ$ 、リングせん断試験の $\phi_r = 23.7^\circ$ を得た。又過圧密領域の応力経路が示しているようにピーク値後、正規圧密領域の $\phi' = 27.8^\circ$ に近づく事がわかる。

§5. まとめ

今回行った試験結果を下の表に示す。

			不攪乱試料	カットブレン試料	スラリー試料	土質特性
猿 供 養 寺	入り側粘土	リング	$\phi_r = \phi_r' = 16.7^\circ$ ($\dot{\epsilon} = 0.002 \text{ mm/min}$)		$\phi_r' = 17.2^\circ$ ($\dot{\epsilon} = 0.02 \text{ mm/min}$)	L.L. = 86% P.L. = 21%
	崩積土	リング		$\phi_r = 23.7^\circ$ ($\dot{\epsilon} = 0.002 \text{ mm/min}$ $\dot{\epsilon} = 0.2 \text{ mm/min}$ 変位させた)	$\phi_r' = 25.0^\circ$ ($\dot{\epsilon} = 0.002 \text{ mm/min}$)	L.L. = 66% P.L. = 24%
		三軸			$\phi_r = 24.3^\circ$ $\phi_{cu} = 16.9^\circ$ ($\dot{\epsilon} = 0.018 \text{ mm/min}$)	
阿 部 倉	崩積土	リング			$\phi_r = 23.7^\circ$ ($\dot{\epsilon} = 0.002 \text{ mm/min}$)	L.L. = 36% P.L. = 16%
	崩積土	三軸	過圧密領域、正規圧密領域 $\phi = 21.9^\circ, C = 0.21 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $\phi = 15.7^\circ, C = 0.27 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ $\phi = 27.8^\circ$ $\phi_{cu} = 18.6^\circ$		$\phi = 24.8^\circ$ $\phi_{cu} = 17.5^\circ$ ($\dot{\epsilon} = 0.15 \text{ mm/min}$)	
	崩積土	リング	過圧密領域 $\phi = 12.4^\circ, C = 0.17 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$ ($\dot{\epsilon} = 0.002 \text{ mm/min}$)			L.L. = 57% P.L. = 21%

今回の実験でピーク強度は、不攪乱試料のリングせん断および三軸試験で得られ、残留強度は、リングせん断試験機で、不攪乱、カットブレン、スラリーのいずれの試料を用いても、又スラリーの三軸圧縮試験からも得られることがわかった。今後 あらゆる地すべり地での試料を用いて検討していきたい。又 B. Voight は塑性指数と残留強度が密接な関係にあると報告しており、このことについても一面せん断試験機でのくり返し試験等を行ない、併せて比較検討していきたい。

参考文献

- 1) Skempton, A. W : Long-term stability of clay slope, *Geotechnique*, Vol. 14 No. 2, pp 77~102, 1964.
- 2) Bishop, et. al. : A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength, *Geotechnique*, Vol. 21, No. 4, pp 273~328
- 3) Voight, B : Correlation between Atterberg plasticity limits and residual shear strength of natural soils, *Geotechnique* Vol. 23, 1973, pp 265~267.

6. 盛土の密度のバラツキと締固め管理

施 工 研 究 室

坂井田 美 晴

盛土の密度のバラツキと締固め管理

施工研究室 坂井田 美晴

§1 まえがき

道路盛土の品質として要求されるのは、安定性、強度、変形特性の確保であるが、これらの特性を直接測定し管理する方法は開発されていない。そのため、一般にはこれらの特性と関係のある盛土の密度、含水比によって管理が行なわれている。

しかし、盛土の品質を密度、含水比によって規定し管理する方法には、種々の問題点があり、道路河川の盛土では密度管理が形骸化している。施工研究室では、このような状況を改善するため、土の密度、含水比の測定法としてラジオアイソトープ（以後RIという）の利用について研究するとともに、各施工機械の締固め性能を評価するうえで必要となる土の密度、含水量の測定精度について、改めて調査した。

§2 調査目的

土の単位体積重量の測定には、一般には砂置換法、コア・カット法あるいは水置換法が用いられている。しかし、これらの測定法は、作業が煩雑なうえ測定値のバラツキが大きく、また結果を得るまでに長時間を要する欠点がある。これらの問題を解決する方法として、施工研究室では密度、含水量をRIによって測定する方法について調査試験を行ない、その有効性を確認しているが、道路土工現場における使用については、経済性、信頼性の点ではまだ普及した方法となっていない。

そこで、現場における土の単位体積重量の測定法として多用されている砂置換法とコア・カット法及び最近、建設機械化研究部が開発した水量測定を簡便化した水置換法について、その精度を確認するとともに、道路盛土の密度及び含水比のバラツキが元来どの程度のものであるか調べ、密度管理の有効性と限界について検討することとした。

§3 調査方法

道路盛土の密度のバラツキを調査する方法として、千葉支所構内において表-1の試験条件でブルドーザ、タイヤローラを用いて試験転圧を行なった。締固め試験土は砂質ロームとし、盛土材料をダンプトラックで搬入し、幅11m、長さ45mの盛土を湿地ブルドーザで37cmに敷均した。この盛土をブルドーザ区間、タイヤローラ区間に分けてそれぞれの区間で敷均し後の密度測定をし、さらに4回及び8回転圧した後に密度測定を行なった。ブルドーザ転圧区間

表-1 試験条件

項目	要因	仕様	摘要
盛土材	1	砂質ローム(SC)	
施工厚	1	仕上り30cm	敷均し厚37cm
転圧機種	2	ブルドーザD-60S タイヤローラW P 15	(17.3t) (11.0t)
転圧回数	3	0, 4, 8回	0回は敷均し後を意味する
密度測定方法	4	RI法 砂置換法 水置換法 コア・カット法	

とタイヤローラー転圧区間の10m×10mを2mメッシュで、25区画に分割した。そのうち1区画はRI法で1点30回(30分)測定し、RI法の精度を調べた。またRI法と砂置換法、コアカッタ法、水置換法をそれぞれ対応させて測定した区画、計3区画を設け、それぞれ1区画で6点ずつ測定し各測定法の精度を調べた。ただし、RI法は1点5回(5分)測定、砂置換法はJISA 124による方法、水置換法は孔径30cmの方法、コアカッタ法は径15cmの方法を用いた。残る21区画についてはRI法各区画1点5回(5分)測定し、盛土密度のパラツキを調べた。

§4 調査結果

4.1 RI測定法の検討

(1) RI法の特徴

RI測定法の透過型密度計は、被測定物質中を透過したガンマ線を測定する。ガンマ線の質量吸収係数は元素の(原子番号/質量数)に大きく依存するが、土に含まれる主な元素ではこの値に差がなくほぼ0.5で一定とみなすことができるため、土の種類によらないとされている。図-1は密度計の校正曲線と各種の土における校正実験の結果を示したもので、土質による差異は見出せず、ガラス板と水を組合せて作成した校正曲線とよく一致している。

RI法の測定値のパラツキは、放射能の壊変に伴う統計的揺動、計器自体の安定性及び自然放射能などによる。放射能の壊変による統計的揺動は、計数値 n の平方根 $\sqrt{n}$ を標準偏差として扱うことから、多数回の繰返し測定の計数値の平均 $\bar{n}$ の平方根 $\sqrt{\bar{n}}$ と実測標準偏差を σ_n とすると、計器自体の安定性及び自然放射能に起因する標準偏差 σ_0 は $\sigma_0 = \sqrt{\sigma_n^2 - \bar{n}}$ となる。

この関係を調べるために密度計及び水分計について標準体を用い100回計測を行なった。その度数

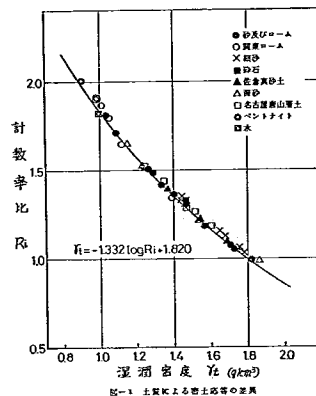


図-1 土質による密度計の差異

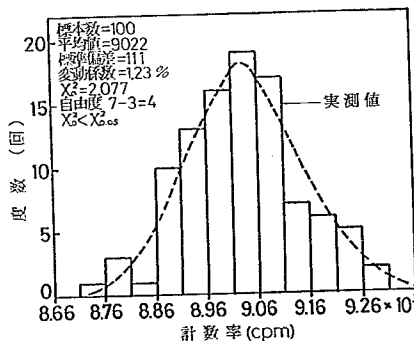


図-2 密度計の出力度数分布

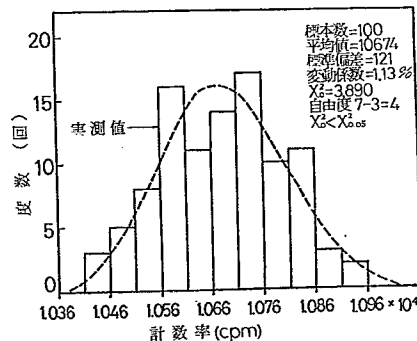


図-3 水分計の出力度数分布

分布を図-2、図-3に示した。これによ
ると密度計の場合、統計的揺動は $\sqrt{9022} \approx$
95、実測標準偏差 σ_0 は111である。従つて
安定性及び自然放射能に起因する σ_1 は
 $\sqrt{111^2 - 9022} \approx 53$ で計数率比では $53/9022$
 ≈ 0.0059 、密度に換算すると約 0.0059 g/cm^3 に
相当する。含水量の場合、統計的揺動は
 $\sqrt{10674} \approx 103$ 、安定性及び自然放射能に
起因するものは $\sqrt{121^2 - 10674} \approx 63$ で計数
率比 $63/10674 \approx 0.0059$ 、含水量に換算する
と約 0.0059 g/cm^3 に相当する。(統計的揺動
/実測標準偏差)は密度では0.86、含水量
では0.85となる。

前述のようにRI法の統計的揺動は計数
値の平方根 $\sqrt{n}$ となるが、その時の変動係
数は $1/\sqrt{n}$ すなわち $1/\sqrt{n}$ となり変動係数は
計数値を大にするほど、測定時間を大きく
するほど小さくなることを示している。

実際の計測において計数値は1分/回計
測しているが、そのデータ処理としてN回
計測の計数値 η を用いている。N回計測し
た時の η/N を $\bar{\eta}$ とすれば $\eta = \bar{\eta} \pm \sqrt{\eta}/\sqrt{N}$ となる。そこで、計数率比(計数値(c)/標準体の計数
値(sc))のバラツキを求めてみると、

$$\begin{aligned} \frac{\eta_c}{\eta_{sc}} &= \frac{\bar{\eta}_c \pm \sqrt{\bar{\eta}_c}/\sqrt{N_c}}{\bar{\eta}_{sc} \pm \sqrt{\bar{\eta}_{sc}}/\sqrt{N_{sc}}} = \frac{\bar{\eta}_c}{\bar{\eta}_{sc}} \pm \frac{\bar{\eta}_c}{\bar{\eta}_{sc}} \sqrt{\left(\frac{\sqrt{\bar{\eta}_c}/\sqrt{N_c}}{\bar{\eta}_c}\right)^2 + \left(\frac{\sqrt{\bar{\eta}_{sc}}/\sqrt{N_{sc}}}{\bar{\eta}_{sc}}\right)^2} \\ &= \frac{\bar{\eta}_c}{\bar{\eta}_{sc}} \pm \frac{\bar{\eta}_c}{\bar{\eta}_{sc}} \sqrt{\frac{1}{N_c \bar{\eta}_c} + \frac{1}{N_{sc} \bar{\eta}_{sc}}} \quad \text{----- (1)} \end{aligned}$$

となる。図-4、図-5は測定回数による計数率比のバラツキを求め、それに対応する密度又は含水
量のバラツキを求めた。なお、図-4は湿潤密度について $\eta_{sc}=8000$ 、 $\eta_c=6200$ を入れ、図-5
は含水量について $\eta_{sc}=8500$ 、 $\eta_c=2000$ を入れたものである。

(2) RI法による密度、含水比の測定精度

RI法で測定した1点1回30分測定の平均値、標準偏差、変動係数をタイヤローラ、ブルドーザの
各転圧回数ごとに湿潤密度と含水比について表-2に示す。

1点1回30分測定による密度測定値の変動係数は、0.97~1.47%平均1.28%である。また、含水比の
変動係数は1.80~2.13%平均1.94%である。今回の場合、湿潤密度の差異は転圧方法の差異というより表
-2から明らかのように敷均しの違いにより生じたものであるが、変動係数は機種及び転圧回数に関

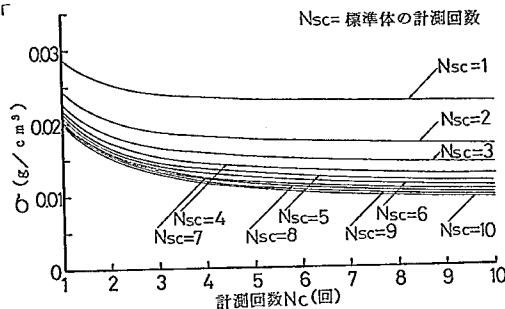


図-4 湿潤密度に関するバラツキ

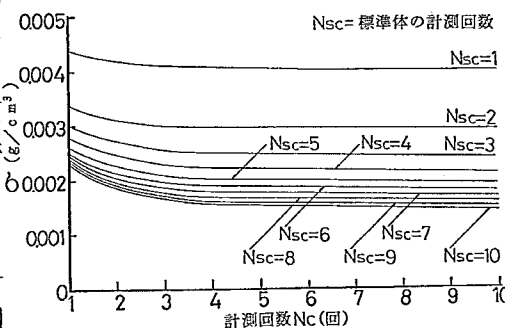


図-5 含水量に関するバラツキ

係なく同じような値となった。

(3) 盛土の密度及び含水比のバラツキ
ブルドーザ4回転圧後におけるRI法による測定範囲を正方形とし、その一辺が10m, 8m, 6m, 4m, 2m, 0.6mとした時及び1点測定の場合の密度及び含水比の変動係数を求め図-6, 図-7に示した。測定範囲の増大に伴い、混雑密度の変動係数は図-6に示すようにやや増大し、測定範囲0mで平均的には31%になっており、また、含水比の変動係数は増大し測定範囲0mで平均的には約5%になっている。

4.2 各種測定の検討

(1) 各種測定とRI測定

RI法の場合には、ガラス板などで校正した密度の校正曲線を用いて、土の密度を測定すると、その値は $0.01 \sim 0.02 \text{ g/cm}^3$ 程度過小評価するとされているが、その値は小さいので、RI法を基準として他の測定法のカテゴリを次の方法で調べた。

RI法と他の測定法を対応させてそれぞれ4条件各6点計24点測定した。このデータをもとに、砂置換法、コア-カット法、水置換法について、RI法との比較を図-8, 図-9, 図-10に示した。なおコア-カット法については、施工研究室における他の載圧実験のデータも加えている。

これらによるとRI法に比べ水置換法、コア-カット法による値は大きく出ており、砂置換法は同等

表-2 RI法による同一測定点の30回測定の平均値、標準偏差、変動係数

測定回数	項目	ブルドーザ			タイヤローラ		
		平均値	標準偏差	変動係数	平均値	標準偏差	変動係数
0	ρ_t	1.675 (g/cm^3)	0.021 (g/cm^3)	1.25 (%)	1.877 (g/cm^3)	0.021 (g/cm^3)	1.12 (%)
	W	33.06 (%)	0.70 (%)	2.13 (%)	23.55 (%)	0.43 (%)	1.81 (%)
4	ρ_t	1.700	0.024	1.41	1.859	0.027	1.45
	W	34.38	0.67	1.95	23.55	0.49	2.08
8	ρ_t	1.757	0.017	0.97	1.967	0.029	1.47
	W	31.75	0.58	1.84	22.31	0.40	1.80

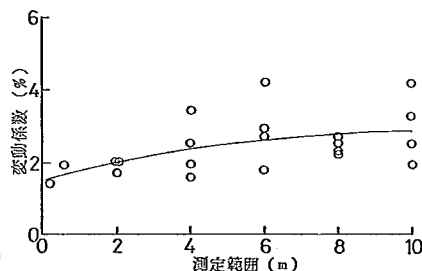


図-6 混雑密度の変動係数

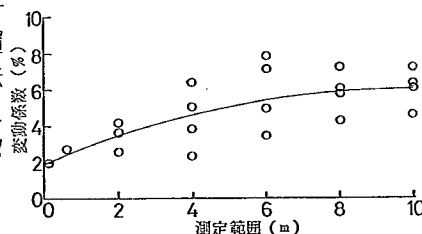


図-7 含水比の変動係数

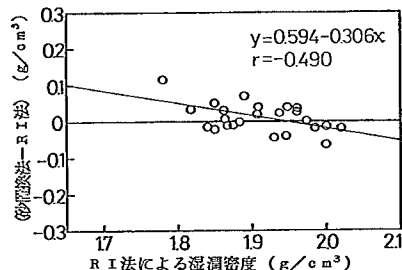


図-8 RI法と砂置換法

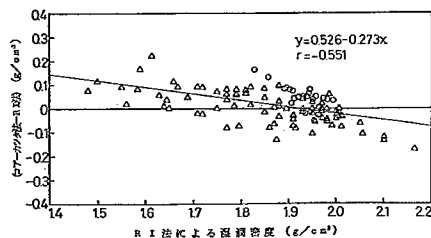


図-9 RI法とコア-カット法

な値を示した。水置換法は、ビニールシートのひだ、表面付近のビニールシートと測定孔壁の間の気泡等の影響により体積を過小に評価するため、一方、コアカッタ法は打込式を用いたこともあり、カッタ内コアが圧縮され、重量を過大に評価したため密度が大きくなったと思われる。

(2) 各種密度測定法の精度

砂置換法、コアカッタ法、水置換法による測定値の精度を検討する。これらの測定法では、同一場所を繰返し測定することができないから、その測定値に盛土自体のバラツキが入ることになる。これを消去する方法として次のような方法を用いた。各測定法には前述したカタヨリがあるが、今回測定データは、わずかに 0.2g/cm^3 の範囲であり、RI法と他の測定法では、

1:1の相関があるとしてRI測定値の平均値と各測定値の差が盛土自体のバラツキとして他の測定法の値を修正した。この修正を行なった後の各測定法の標準偏差と変動係数を表-3に示す。ただし、RI法は、1点5回、6回繰返し測定より求めたものである。RI法を除いた3測定法は、測定精度上特に差異は認められず、これらに比べRI測定法は、密度、含水比とも変動係数は小さく、計数値の精度の点でRI測定法の有効性は明らかである。

4.3 各種機械の締固め度とその変動係数の比較

施工研究室で実施した試験をもとに、湿潤密度とその変動係数との関係をブルドーザ、タイヤローラ、振動ローラについて示したのが図-11である。ただし、湿潤密度1点当りは測定点数8点である。これによると、密度上昇とともに変動係数が小さくなる。これは転圧回数の増加に伴って、密度の低いところがより締固められて密度がある程度均一化するためであり、点接地に近いタイヤローラや線接地である振動ローラではこのような効果が大きく、変動係数も小さくなっている。一方、ブルドーザは、覆帯による面接地であるため局所的な締固め機能は十分ではなく、そのため変動係数が

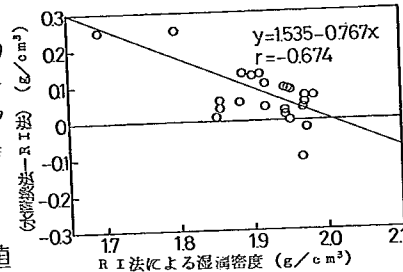


図-10 RI法と水置換法

表-3 各測定法の標準偏差及び変動係数

項目 測定法	測定 値		標準偏差		変動係数	
	$\bar{f}_t$ ($\frac{\text{g}}{\text{cm}^3}$)	W (%)	S_{tr} ($\frac{\text{g}}{\text{cm}^3}$)	S_w (%)	C_{tr} (%)	C_w (%)
RI法	1675~ 1966	22.3~ 34.3	0.011	0.23	0.609	0.834
砂置換 法	1831~ 2015	19.4~ 24.2	0.040	1.09	2.060	4.926
コアカッタ 法	1868~ 2054	21.3~ 25.9	0.036	1.08	1.798	4.778
水置換 法	1847~ 2072	19.8~ 29.8	0.049	1.06	2.468	4.419

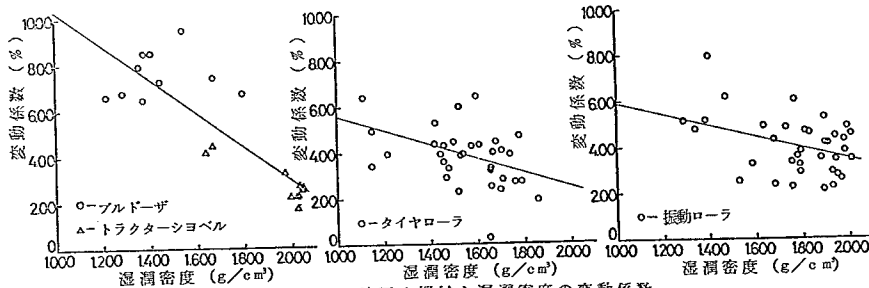


図-11 締固め機械と湿潤密度の変動係数

大きくなったと思われる。

4.4 盛土の密度管理について

これまでの調査結果をもとに、盛土の締固め管理としての密度管理について考察する。
一定の土質で均等な施工を行なった場合でも盛土自体の密度及び含水比のバラツキは大きく、その大きさを正しく把握するには、6 m以上の範囲において測定する必要があることが明らかになった。また、盛土の密度及び含水比のバラツキはRI法による測定で $\sigma(\gamma_t)=0.06\text{g/cm}^3$ 、 $\sigma(w)=1.2\%$ 程度という結果を得たがRI法による測定のバラツキは $\sigma_{RI}(\gamma_t)=0.011\text{g/cm}^3$ 、 $\sigma_{RI}(w)=0.23\%$ 程度であり盛土自体のバラツキを求めると $\sigma(\gamma_t)=0.059\text{g/cm}^3$ 、 $\sigma(w)=1.18\%$ となりRI法によるバラツキは無視してもよいと考えられる。従って盛土自体のバラツキは $\sigma(\gamma_t)=0.06\text{g/cm}^3$ 、 $\sigma(w)=1.2\%$ と考えてよい。土の湿潤密度と含水比より乾燥密度を求めると、そのバラツキは次式で求められる。

$$\bar{x}(\gamma_d) \pm \sigma(\gamma_d) = \frac{\bar{x}(\gamma_t)}{\bar{x}(1+w)} \pm \frac{\bar{x}(\gamma_t)}{\bar{x}(1+w)} \sqrt{\left(\frac{\sigma(\gamma_t)}{\bar{x}(\gamma_t)}\right)^2 + \left(\frac{\sigma(w)}{\bar{x}(1+w)}\right)^2} \text{-----}(2)$$

今、 $\bar{x}(\gamma_t)=190\text{g/cm}^3$ 、 $\sigma(\gamma_t)=190 \times 0.03=0.06\text{g/cm}^3$ 、 $\bar{x}(w)=20\%$ 、 $\sigma(w)=20 \times 0.06=1.2\%$ を代入すると $\bar{x}(\gamma_d) \pm \sigma(\gamma_d)=158 \pm 0.05\text{g/cm}^3$ となり、乾燥密度の変動係数も約3%となる。締固め度算定の分母となる最大乾燥密度(γ_{dmax})のバラツキは明らかにされていないがある程度のバラツキがあるとされている。しかし、一般的には、土質が変わらなければ γ_{dmax} は一定とされている。従って、締固め度(C)のバラツキの変動係数は乾燥密度のバラツキの変動係数と同じで変動係数で約3%となる。

盛土の密度のバラツキは正規分布になるとされており、今締固め度の不良率を1/3とすると、締固め度の平均値は規格値(例えば90%)から 0.43σ =約13%かさ上げする必要があり、不良率を1/10とすると1.28 σ =約38%かさ上げする必要があり、現在の規格値=合格判定値では問題が多い。現在密度測定法として最も多用されている砂置換法の測定精度は、変動係数で約2%であり、盛土自体のバラツキ約3%とあわせると約4%のバラツキとなる。現在の品質管理規定ではただか1日なり3点あるいは1ロット2000m³に対して5点などの少ない測定しか行なわれず、これをもとに締固め度の適否を判定することは困難である。砂置換法による密度の測定はかなり煩雑であるので、その測定回数を増やすことは難しいと考えられる。従って、盛土の締固め管理を密度管理で行なうためには、RI法のような測定の簡便な方法を採用し、測定回数を多くする必要がある。

§5 あとがき

以上実際の施工とは大幅に異なる施工法による締固め試験をもとにしたものではあるがRI測定法、水置換法、砂置換法、コアカット法の名測定法の精度、盛土自体のバラツキ、密度上昇に伴う変動係数の減少などについて明らかにした。今後は実際の現場において土質あるいは時間的な差による密度あるいは締固め度の差について調査するとともに締固め管理の適切な方法を求める予定である。

(参考文献)

- 1) 土質工学会：土工管理とラジオアイソトープ
- 2) 千田、熊谷、武田：礫混り土の盛土施工管理、土木研究所資料1040号

7. 全巻きコンクリート管の補強効果

土 質 研 究 室

田 中 勇 一

全巻きコンクリート管の補強効果

土質研究室 田中 勇一

1. まえがき

地中に埋設された管きよにおいては、土圧をはじめとする荷重の算定と基礎形式や埋設状況に応じた反力の仮定など、管きよの耐荷力の計算方法等に十分解明されていない点がある。特に、土かぶり大きい個所に使われている全巻きコンクリート管については、その補強の程度が定量的に評価されることなく施工されている現状にある。本報告は、全周を鉄筋コンクリートで補強した全巻きコンクリート管について、模型実験によりその補強効果を明らかにし、全巻きコンクリート管の設計方法について提案を行なうものである。

2. 研究目的

コンクリート管を大きな土かぶりの場所に埋設するとき、規格に定められた強度（JIS A 5303 のひび割れ荷重）では耐えられないことがあり、その対応策として下方あるいは全周をコンクリートで補強することがある。この際の応力計算（曲げモーメントの計算）の手法が確立されていないので、特に全巻きコンクリート管の耐荷力が補強しない場合に比べてどの程度増加したのか明らかでない。すなわち、通常施工されている寸法のコンクリート巻きで支持できる土かぶり高さを知ること、あるいは与えられた土かぶりに対して真に必要な巻き材の寸法を知るといった基本的な点が不明確なままに残されている。

本研究はこのような背景のもとに具体的な目標を次のように定めて模型実験および解析を行なうものである。

- 1) 補強コンクリートの寸法および鉄筋量と補強効果の定量的な関係を知る。
- 2) 管のみの場合と全巻き管の場合の破壊に至る状況の差異（管内面のひずみ、ひび割れ荷重と破壊荷重の関係など）を明らかにする。
- 3) 全巻き管の載荷試験時と埋設時の応力状態の差異を知る。
- 4) 全巻き管の変成係数を知り、設計方法の提案を行なう。

3. 室内模型実験

モデル実験として室内で補強しない管および全巻き管について、集中荷重による外圧試験および埋設載荷試験を行なった。

3.1 供試体

実験に用いた管は呼び径 300 の意心カ鉄筋コンクリート管（JIS A 5303、普通管、1種、A 型）を長さ 550 mm に切断したものである。供試体はこれを鉄筋コンクリートで全周を巻き材でたもので、水平および鉛直方向の巻き材の厚と鉄筋量を変えて 27 ケース作成した。巻き材の厚さは 75 mm から 25 mm ずつ 150 mm まで変えに組合わせて正方形もしくは縦長の長方形断面である。

鉄筋は長さ方向には全ケースについてD13の配筋鉄筋を上下に3本ずつ、水平方向にはケースにより鉄筋径(D10, 13, 16)と本数(2, 3, 4本)を変えてかぶり4cmで配筋した。また、水平方向の鉄筋はその半分を側方に折り返して配筋してある。巻きたてコンクリートは普通ポルトランドセメントを用いたレディミクストコンクリートで $\rho_{ck}=160\text{ kg/cm}^2$, $S=8\text{ cm}$, 最大粗骨材寸法 $=25\text{ mm}$ のものである。

3.2 実験方法

1) 外圧試験

試験はJIS A 5303に示されている方法に従って供試管5ケース、全巻き管27ケースについて実施した。載荷は集中荷重により30秒ごとに0.18 t/mの割合で増加させ、各荷重段階で

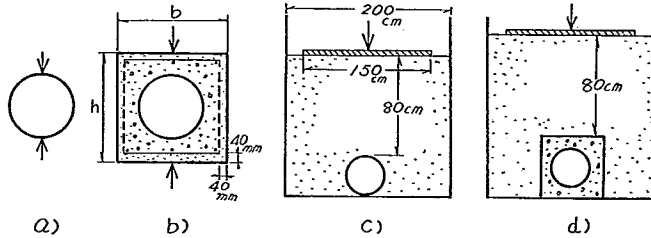


図-1. 実験の概念図

の水平および鉛直方向の変形量、管内面のひずみ(12箇所)の測定を行なうとともにひび割れ荷重および破壊荷重について測定した。試験の概念図を図-1. a), b)に示す。

2) 埋設載荷試験

試験は鋼製土槽(幅200cm×高さ150cm×奥行80cm)を用いて供試管2ケース、全巻き管3ケースについて実施した。試験の概念は図-1. c), d)に示すとおりである。試験の方法としてはまずあらかじめ土圧計およびひずみゲージを取り付けた供試体を土槽底面に設置し、その上に乾燥砂で特に締めを行なわずに80cmの土かぶりになるように埋め戻した。この砂層の上に載荷板(150cm×50cm)を置き、油圧ジャッキにより0.5tきざみで20tまで載荷した。測定は各荷重段階ごとに砂層の沈下が止まった段階で、載荷板の沈下量(砂層の沈下量)、供試体にかかる土圧(上部および側部)、および管内面のひずみ(12箇所)について実施した。

3.3 室内試験結果

1) 巻きたてコンクリートの寸法と補強効果

巻きたてコンクリートの幅(b)、高さ(h)に対して全巻き管のひび割れ荷重を整理した結果が図-2である。これから、幅と高さが増加するほど強度が増加すること、幅が同一のものについては高さにより補

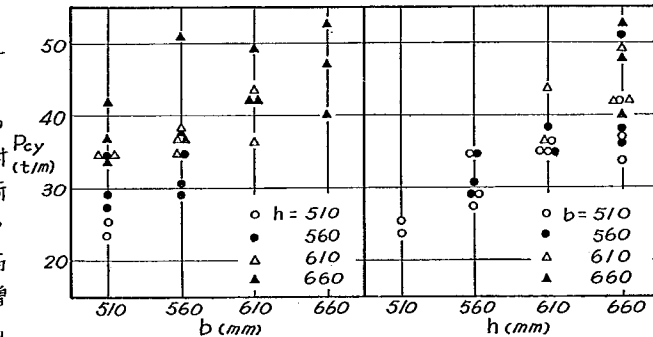


図-2 巻きたて形状とひび割れ荷重の関係

強効果にかなりの差がみられるが、高さが一定のときには幅が変わることによる補強効果の変化は小さいことがわかる。正方形断面では、寸法の増加によりひび割れ荷重は直線的に増加している。これらの強度増加は鉄筋量にも関係すると思われるので、コンクリートの寸法のみで補強効果を判断するのは妥当でないが、補強コンクリートの高さによりかなり一義的に補強効果が決まるといえる。

コンクリートの形状(寸法)と補強効果の関係をみるために、管および全巻き管の長さ方向中心軸に関する断面二次極モーメント (I_{px} ,

I_{py}) の比(巻きたての程度)と管および全巻き管のひび割れ荷重 (P_{cx} , P_{cy})、破壊荷重 (P_{Fx} , P_{Fy}) の比(補強の効果)について調べた結果が図-3である。断面二次極モーメントは次式によって表わせる。

$$I_{px} = \frac{\pi}{32} (D^4 - d^4) \quad \text{----- (1)}$$

$$I_{py} = \frac{bh(b^2 + h^2)}{12} = \frac{\pi d^4}{32} \quad \text{----- (2)}$$

ここに、 D : 管の外径 d : 管の内径

図-3において、鉄筋比による差異はあるが図中の実線のような直線が引けるものとすれば、巻きたての程度と補強効果について次のような関係が認められる。ひび割れ荷重の増加割合について

$$\frac{P_{cy}}{P_{cx}} = 4.48 + 0.24 \frac{I_{py}}{I_{px}} \quad \text{----- (3)}$$

破壊荷重について

$$\frac{P_{Fy}}{P_{Fx}} = 1.08 + 0.24 \frac{I_{py}}{I_{px}} \quad \text{----- (4)}$$

2. 鉄筋量と補強効果

図-3から鉄筋量と補強効果の関係をみると、ひび割れ荷重の増加割合は鉄筋量にはあまりないようであるが、破壊荷重の増

加割合は鉄筋比 (p)

が 2.5×10^{-3} をこえる

と、それ以下のときより

大きくなる傾向がある。

図-4は破壊荷重と

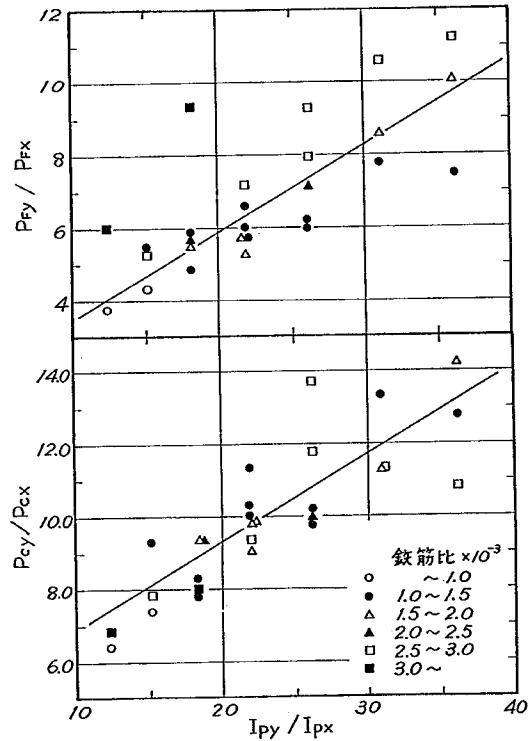
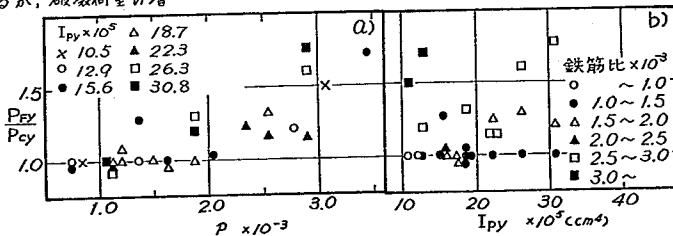


図-3. 巻きたての程度と補強効果の関係

図-4. p および I_{py} の変化と破壊荷重とひび割れ荷重の比



ひび割れ荷重の比を整理したものであるが、これによれば鉄筋比が $p = 2.5 \times 10^{-3}$ 以上であれば、断面が大きくなればなるほど破壊荷重とひび割れ荷重の比が大きくなる。

3). 全巻き管のモーメント分布

図-14に管のみおよび全巻き管のひび割れ発生直前の管内面のひずみ分布を示す。

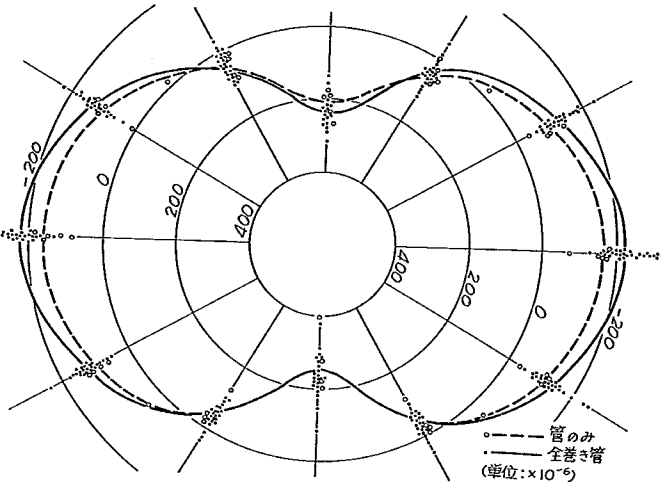


図-14. ひび割れ直前のひずみ分布

す。これによると全巻き管のひずみ分布(すなわちモーメント分布)は管のみの場合と大差ないことがわかる。これから、設計においては普通の管と同様の計算式により全巻き管の許容曲げモーメントを計算しても差しつかえないといえる。

4). 埋設載荷試験結果

表-1に土槽内での埋設載荷試験の結果を示す。管のみの場合はここに示したひずみはひび割れ直前のものであるが、全巻き管の場合にはここに示した土圧(今回の試験での最大値)ではひび割れの徴候は全くなく相当の余裕がみられる。この程度の大きさの土圧では管内面のひずみ分布は十分な測定ができなかった。

表-1. 埋設載荷試験結果

	NO	載荷重 (kg/cm ²)	土 圧 (kg/cm ²)	ひずみ ×10 ⁻⁶	応 力 (kg/cm ²)
管のみ	A	0.67	0.53	56	16.7
	B	"	0.67	76	22.6
全巻き管	1'	5.0	3.43	17	5.1
	6'	"	2.88	26	7.7
	27'	"	4.34	4	1.2

4. 全巻き管の設計について

埋設載荷試験においては十分な測定ができなかったが、外圧試験の結果をもとに従来の計算方法に沿って全巻き管の許容土かぶり高さの計算を試みることにする。

4.1 支承係数kの算定

埋設管の設計は、埋設時の最大モーメントが管の外圧試験時に規定ひびわれ荷重によって生ずる最大モーメントに等しくなるように基礎の形態を定めるのが普通で計算式は

$$k_2 \cdot Q \cdot r = 0.3/8 \cdot P \cdot r$$

である。ここに、Q: 土かぶり等による荷重 P: ひび割れ荷重

r: 管の半径 k₂: 基礎の形式により定まる係数

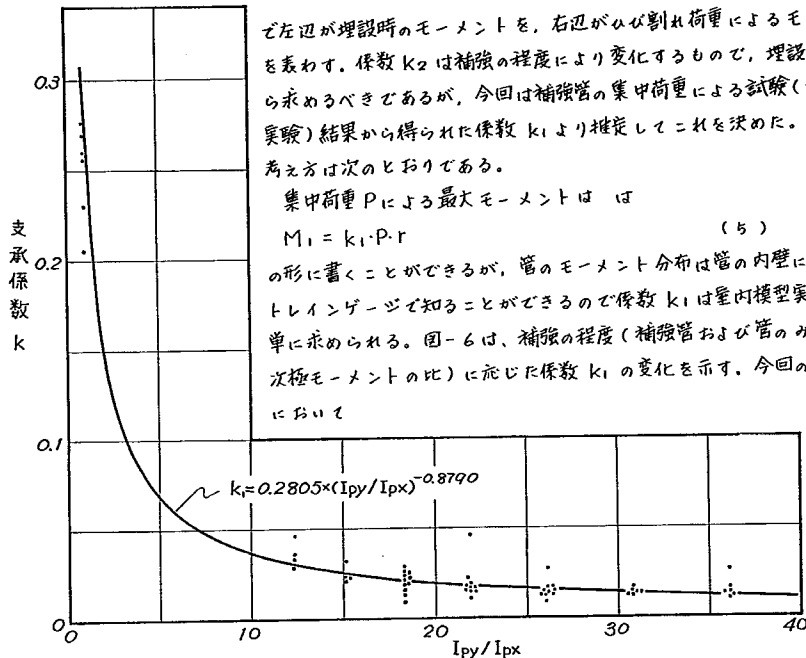


図-6. 補強の程度と支承係数の関係

$$k_i = 0.2805 \times (I_{py}/I_{px})^{-0.8790} \quad (6)$$

のような結果となっている。

次に、土かぶり荷重等による最大モーメント M_2 は

$$M_2 = k_2 \cdot Q \cdot r \quad (7)$$

の形になり、係数 k_2 は補強程度が同じであっても上記 k_1 とは異なる（荷重 P が集中荷重であるのに対して土かぶり荷重等は等分布荷重であるから）。 k_2 を求めるための埋設載荷試験を実施したが測定したモーメントが小さすぎて k_2 を正しく把握できなかったため、以前に実施したコンクリート基礎の場合の k_2 と k_1 の概略の関係式、 $k_2 = 1.1 \cdot k_1$ を用い (6) 式とあわせて

$$k_2 = 1.1 \cdot k_1 = 1.1 \left\{ 0.2805 \times (I_{py}/I_{px})^{-0.8790} \right\} \quad (8)$$

を用いることとした。たとえば、 180° コンクリート基礎では $k_2 = 0.11$ としているのに対して、ここで得られた値 k_2 はそれよりむかなり小さくなっており（すなわちモーメントが小さくなり）全巻きコンクリートにより補強されたことをあらわしている。

4.2 許容土かぶり高さの計算結果

許容土かぶり高さの計算は道路土工指針に沿って行ない、JISに規格されている普通管、1種、A型の管径について巻きだて厚を変えて行ない、計算条件として、埋設形態は突出型、埋め戻しは

砂質土によるものとし、荷重としては土かぶり荷重および活荷重について考慮し、鉄筋量については考慮に入れなかった。結果を図-7に示す。また、土木構造物標準設計の断面について計算した結果もあわせて示す。

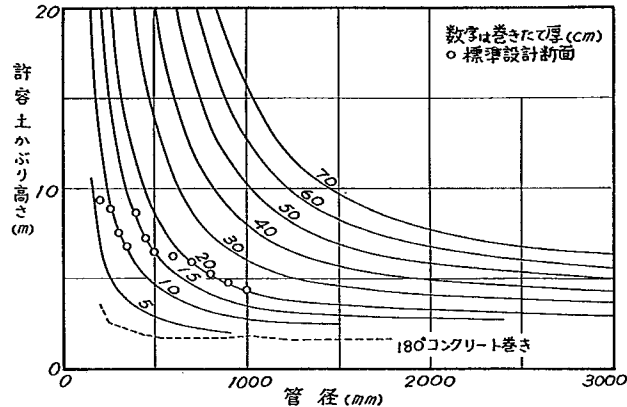


図-7. 全巻き管の許容土かぶり高さ(受出型, 砂質土)

ら、まとめ

コンクリート管の全巻き補強について次のようなことが明らかになった。

1. 全巻き管のひび割れ荷重および破壊荷重は補強管の断面二次極モーメントに依じて(3), (4)式で示されるような割合で増加する。
2. 補強コンクリートの水平方向鉄筋が鉄筋比 $P \approx 2 \times 10^{-3}$ 以下では補強管のひび割れ荷重と破壊荷重の差が小さい。すなわちひび割れ発生後の耐荷力の余裕がほとんどない。一方、鉄筋比が $P \approx 2.5 \times 10^{-3}$ を超えるとひび割れ発生後の耐荷力に余裕がみられる。
3. 水平方向の鉄筋は管に近く、側方の鉛直鉄筋は管から離して配筋することが破壊に対して効果的である。

4. 補強しない管と全巻き管のモーメント分布は同じと考えられ、全巻き管の支承係数(8式)をさらに検討することにより、全巻き管の設計は従来の方法によることが可能である。

今後の問題点として次のことがあげられよう。

1. 今回の報告はφ300の試験結果によるものであり、大口径の管について特に補強程度が相対的に小さいものについて、ひび割れ荷重の増加および支承係数について検討する必要がある。
2. 十分な埋設実験を行なうことにより支承係数および限界耐荷力について検討する必要がある。
3. 鉄筋について、鉄筋比および配筋位置を変えた実験により、その影響を検討する必要がある。

8. 多柱式基礎の構造特性

基 礎 研 究 室

千 野 啓 次

多柱式基礎の構造特性

基礎研究室 千野 啓次

§1. はじめに

近年、土木構造物は海岸沿岸部、大水深の河海、人口造成地盤など施工条件の劣悪な場所に計画されるようになった。とりわけ、海峡連絡橋や湾岸環状道路など大規模プロジェクト計画における巨大な橋梁基礎については、その立地条件から海中に建設しなければならない場合が少なくない。したがって、基礎構造物を支持地盤へ定着させるための構造形成の選定には、施工技術上の問題が大きな比重を占めてくる。この厳しい現状にこたえるための一つの基礎形式として多柱式基礎があげられる。

多柱式基礎は、くいなどの基礎部材を水面上まで立ち上げその頭部を頂版で結合させた基礎形式で他の形式に比較して施工性の面で優れている。しかし、設計法に着目してみると、道路橋下部構造設計指針¹の基礎の設計篇による方法、平面ラーメン構造解析による方法、立体ラーメン構造解析による方法など各構造物の規模と特性により適宜使い分けられていて、まだ標準化されていない。したがって、より合理的な設計をすすめるためには現在ある解析法を進展させ、一般化した技術基準をまとめることが必要である。

本文は、多柱式基礎の合理的設計法を作成するための基礎資料を得ることも目的に、頂版剛度、くい間隔、くい自由長および地盤バネ定数などの諸量に着目し、それらが構造系に与える影響について設計計算と通じた構造解析を行なったものである。

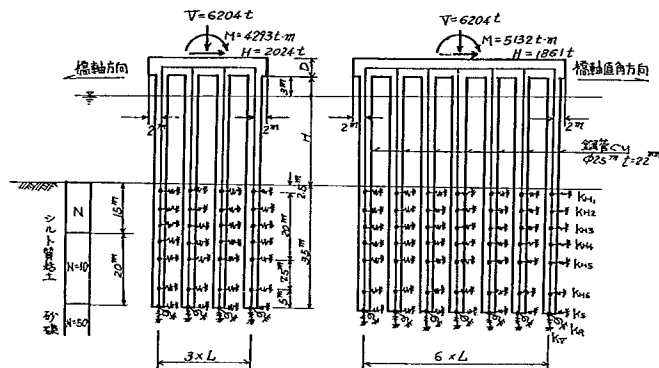
§2. 検討方法

2-1 基本条件の設定

計算モデルは東京湾横断道路において計画されている多柱式基礎、地盤、荷重条件とした。構造系は斜ぐいを含まない鉛直ぐいのみの基礎形式とした。構造物のモデル化にあたり、頂版およびぐいの各部材を部材軸線で表現される線部材に置換え、断面力分布がえがける程度の節点を配置した。なお頂版については、橋脚躯体による剛性増加の影響を無視したが、くい間隔保持のために仮想的部材として斜材を挿入し空桁構造とした。地盤バネ定数は、くい底面に作用する鉛直方向バネ定数(K_v)とせん断バネ定数(K_s)、回転バネ定数(K_R)およびぐい側面の橋軸方向、橋軸直角方向に作用する水平方向バネ定数(K_H)の5種とし、それぞれ各節点に作用するものとした。 K_v および K_H についてはぐい基礎の設計篇より求め、 K_s および K_R についてはケーソン基礎の設計篇に準じて求めた。図-1に計算モデルを示す。

2-2 計算ケースの組合せ

多柱式基礎は、仮設切りや築島の不可能な大水深、大流速の地点でも施工ができるという特長と有する反面、トップヘビーな可撓構造のため耐震性に欠ける場合がある。頂版の地震時慣性力を減少させるために頂版厚を薄くすれば耐震設計の面で有利になるが、頂版の剛性が減少し、荷重の分担割



地盤バネ強度

$$K_{H4-6} = 4.46 \times 10^8 \text{ t/m}$$

$$K_S = 1.56 \times 10^8 \text{ t/m}$$

$$K_R = 4.79 \times 10^4 \text{ t-m/rad}$$

$$K_V = 6.23 \times 10^4 \text{ t/m}$$

断面諸元

$$I_1 = 0.837 \text{ m}^4 (\text{面I}), I_2 = 0.263 \text{ m}^4$$

$$A_1 = 1.61 \text{ m}^2, A_2 = 0.17 \text{ m}^2$$

$$E = 2.1 \times 10^4 \text{ t/m}^2, G = 8.1 \times 10^4 \text{ t/m}^2$$

図-1 計算モデル

合が載荷点付近で大きくなり不合理な設計になる。また、頂版が剛体とみなせない場合、くいと頂版の剛結度、全体系のおじれ剛性などに微妙に影響を及ぼすものと考えられる。したがって、橋脚躯体から頂版、くいへの力の伝達機構を調べることは、柱状基礎の設計上重要なファクターの一つであると考えられる。そこで以上のことを念頭におき、頂版とくいの剛比、くいの自由長、くい間隔および地盤バネ定数をパラメーターとし、それらの諸量が荷重分担率、変位、断面力へ与える影響を把握するため表-1に示す組合せにより計算を行った。

表-1 計算ケース

	I	L	H	N	n	θ	
くい間隔と頂版断面二次 モーメントの変化に伴う検討	2 (0.8d)	3.75	30	5	1	0	
	2.5 (1.0d)						
	3 (1.2d)						
	2 (0.8d)	5				90	
	2.5 (1.0d)						
	3 (1.2d)						
	4 (1.6d)	6.25					
	2 (0.8d)						
	2.5 (1.0d)						
	3 (1.2d)						
くい自由長の変化に伴う検討	2.5 (1.0d)	5	25	5	1		0
	30		90				
	35						
水平地盤バネの強弱による検討	2.5 (1.0d)	5	30	3	1	0	
				5		90	
				7		90	
				9		90	
鉛直地盤バネの強弱による検討	2.5 (1.0d)	5	30	5	0.5	0	
					1	90	
					2	90	
					4		

表-1において

I: 頂版厚に対応する頂版の断面二次モーメント (I2.5→頂版厚2.5mの断面二次モーメント)

L: くい間隔 (L5→5mのくい間隔)

H: くい自由長 (H30→30mのくい自由長)

N: 標準貫入試験N値に対応する水平バネ強度 (N5→N値5による水平バネ)

n: 鉛直方向バネ定数比 (n2→基準鉛直バネ定数の2倍の値)

d: くい径 (2.5m)

θ: 地震慣性力の作用方向 (橋軸方向0, 直角90)

2-3 解析手法

立体ラーメン解析は実際の構造物の挙動に最も類似しているが、立体として扱うために節点数が多くなり計算が煩雑となる。そこで、平面ラーメン解析によって立体ラーメン解析と同様の値を得られるような手法を見出すことを目的に図-2に示す縮小モデルで比較計算を行った。なお立体ラーメン解析および平面ラーメン解析は変形法理論(概要については土研資料第1197号を参照)による任意骨組解析プログラムを使用し計算を実施した。

その結果、頂版中心に鉛直荷重が作用した場合のくい反力は図-3に示すように、橋軸方向あるいは橋軸直角方向の平面骨組で反力を求め、その反力と橋軸直角方向あるいは橋軸方向の対応する平面骨組の鉛直力とし、それぞれの平面で平面解析を行えば立体ラーメン解析で求めた値とほぼ同様の値となることがわかった。水平荷重、モーメント荷重が頂版に作用した場合の反力については、各平面骨組が荷重を等分に負担すると考えて骨組数で割った荷重を用いて平面解析を行えば立体ラーメン解析で求めた値と同様の値となることがわかった。くい慣性力、地震時動水圧、波圧および流水圧などくい体に作用する荷重についても同様の結果となった。

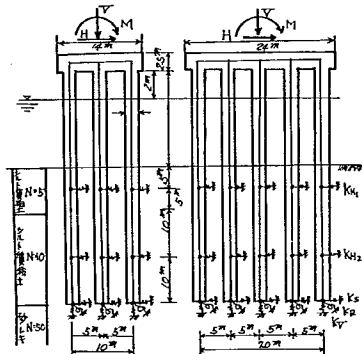


図-2 縮小モデル

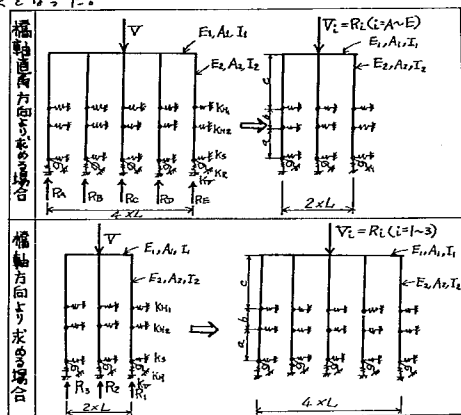


図-3 平面ラーメン解析手法

上述の立体ラーメン解析と平面ラーメン解析の対比結果より、平面ラーメン解析で十分近似できることが判明した。したがって、以下の羽柱式基礎の構造特性の検討は計算手法の簡易化のため平面ラーメン解析で行なった。なお、くい基礎の変位法による解析も平行して行ない両者の解析結果について比較した。

§3. 検討結果

鉛直力による鉛直荷重分担率 β_i ($\beta_i = R_{vi} / \bar{R}_v$, R_{vi} : くい i 本当りの鉛直反力, $\bar{R}_v$: 平均反力)と、くい間隔と頂版断面二次モーメントについて検討した結果を図-4に示す。橋軸方向、橋軸直角方向とも頂版断面二次モーメントが大きくなるほど、くい間隔が狭くなるほど β_i は頂版と剛体とした場合の $\beta_i (=1.0)$ に近づく傾向にある。くい基礎の変位法の適用限界よりくい間隔に対応する頂版剛度と

求めて μ と計算すると、剛体とした場合の $\pm 10\%$ 程度の範囲にあることがわかる。くい基礎の変位法の適用限界とは、頂版を剛体とみなして解析できる限界であり、次式で判定することができる。

$$\mu = 6EI / K_T l^2 > m^2 / 10.$$

μ : フーチングの剛性率

E : 頂版の弾性係数

I : くい1行当たりの頂版の断面二次モーメント

K_T : くい頭でのくい軸方向バネ定数

l : くい中心間隔

m : くい数列

橋軸方向と橋軸直角方向の μ と比較すると、橋軸方向の荷重分担率が良好であった。このことは、くい本数をいくら多くしても荷重の分配はそれほど良好にならず、載荷点付近のくいに荷重が集中することを示している。くい自由長、横方向地盤反力係数が変化した場合の μ についてみると、橋軸方向、橋軸直角方向ともにほとんど変化していない。図-5に横方向地盤反力係数と μ の関係を示す。鉛直地盤バネの強弱による μ の変化を図-6に示す。鉛直バネ定数比 μ ($\mu = K_T / K_{T0}$, K_{T0} :基準鉛直バネ定数)が大きくなると、 μ の分担状況が悪くなる傾向にある。このことは、バネが弱いほど分配は良くなり、バネが強いほど分配は悪く載荷点付近に反力が集中することを示している。また、くい列が少ない場合はバネの強弱による影響は小さく、くい列が多い場合はその影響が大きくなる。平面ラーメン解析による μ と弾性支点上の連続梁として解析した μ と比較すると近似した曲線を呈し、前者の方が分担状況が良くなる。それは、平面ラーメンのくい頭に生じた回転バネが μ の平均化に寄与した結果と考えられる。

水平力による水平荷重分担率 μ_H ($\mu_H = R_{H1} / \bar{R}_H$, R_{H1} : くい1本当たりの水平反力, $\bar{R}_H$: 平均反力)と、鉛直力が作用した場合と同様に頂版断面二次モーメント、くい間隔、くい自由長、横方向地盤反力係数についてそれぞれ検討した。図-7にくい間隔と頂版断面二次モーメントをパラメータとしたときの μ_H の変化状況を示す。橋軸方向、橋軸直角方向ともに頂版剛度も大きくするほど、くい間隔が近づく

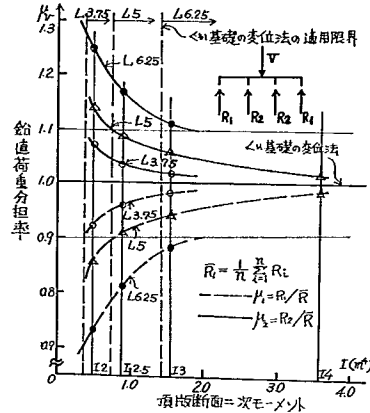


図-4 鉛直荷重分担率と頂版断面二次モーメント (H30-N5-00)

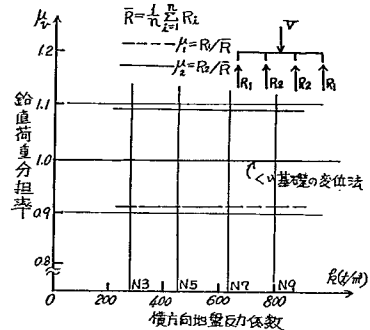


図-5 鉛直荷重分担率と横方向地盤反力係数 (L5-H30-I25-00)

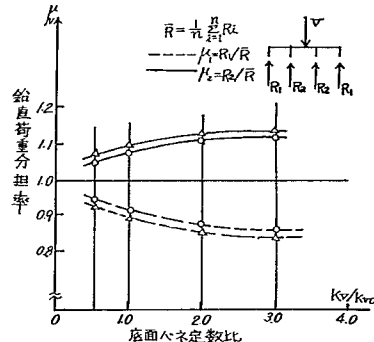


図-6 鉛直荷重分担率とバネ定数比 (L5-H30-I25-N5-00)

ほど H_1 は1.0に近づくのがわかる。くい自由長、横方向地盤反力係数が変化した場合についてみると、 H_1 の場合と同様に H_1 に変化がみられない。水平荷重は載荷点付近に多少集中する傾向にあるが、地盤の不確定要素、モデル化するときの誤差なども考慮すれば設計上無視できる程度であるといえる。

水平力により生じた水平変位、曲げモーメントをくい間隔、横方向地盤反力係数、頂版断面二次モーメントについて検討した結果を図-8~10に示す。水平変位は、くい間隔が広がるほど、横方向地盤反力係数が大きくなるほど減少する傾向にある。このことは、くい間隔が広くなると、柱基礎の構造系全体が回転変位に対して大きな剛性を持つためと思われる。また地盤バネが強くなると地表面変位が拘束されるため頂版変位が減少したと考えられる。曲げモーメントに着目すると、くい間隔が広がるほどくい頭曲げモーメント(M_1)、頂版曲げモーメント(M_3)は大きくなり、地中部曲げモーメント(M_2)は減少する傾向にある。横方向地盤反力係数についてみると、くい間隔とは逆に大きくなるほど M_1 、 M_3 は減少し M_2 は増加する傾向にある。くい基礎の変位法による解析は、平面ラーメン解析に比べ全般的に小さく値となっておりが同じ傾向を示している。頂版断面二次モーメントを変化させたときの曲げモーメントについては M_1 、 M_2 、 M_3 ともに大きな変化を示さなかった。

3.4 まとめと今後の課題点

以上の結果をまとめると次のようになる。

- 1) 立体ラーメン解析と平面ラーメン解析の対比結果より、平面骨組に作用する荷重を前述した手法により求め、平面ラーメン解析を行なえば立体ラーメン解析により求めた値に十分近似できることがわかった。ただし、頂版部材の断面力については除く。
- 2) 鉛直荷重分担率 R_H は、くい自由長、横方向地盤反力係数には依存しない。反面、頂版の断面二次モーメント、鉛直地盤バネおよびくい間隔の変化には敏感に反応する。
- 3) 水平荷重分担率 H_1 は、鉛直荷重分担率と同様にくい自

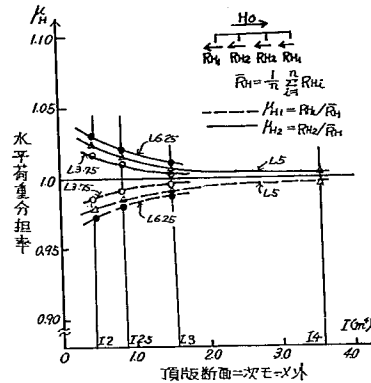


図-7 水平荷重分担率と頂版断面二次モーメント (H30-N5-90)

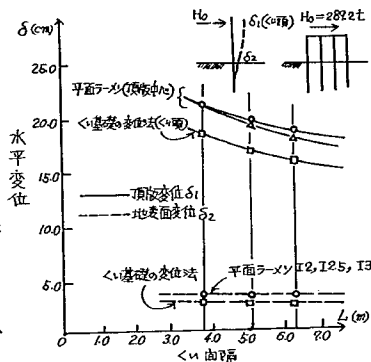


図-8 水平変位とくい間隔 (H30-N5-90)

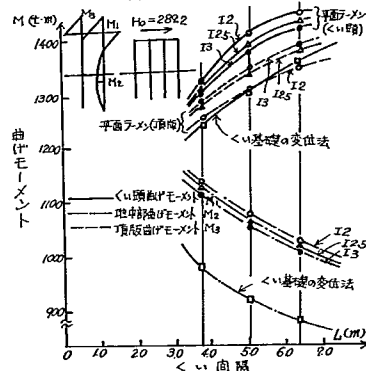


図-9 曲げモーメントとくい間隔 (H30-N5-90)

由長、横方向地盤反力係数にはあまり影響されず、くい同端および頂版断面二次モーメントに影響されるが鉛直荷重に比べ無視できる程度である。

- 4) 平面ラーメン解析による水平変位、曲げモーメントは、全般的にくい基礎の変位法による計算より大きく出ている。つまり、くい基礎の変位法によって設計計算をすると危険側の設計になる。

今後検討しなければならない問題点として

- 1) 構造物のモデル化を行なう場合、地中部の水平方向バネを適当に分割し、その中心に作用する等価な強さの集中バネにおきかえた。したがって、誤差の少ない合理的な集中バネ近似の方法を見出すことは重要な課題であるといえる。
- 2) 今回、頂版は橋脚躯体による剛性増加の影響を無視したが、頂版剛性に橋脚躯体の影響を考慮した場合の鉛直荷重分担率を把握する必要がある。
- 3) 鉛直荷重分担率より、鉛直反力は載荷点付近に集中する傾向があることがわかった。したがって、くい列数が多い円柱式基礎において合理的な設計とするためには、大きな鉛直力が作用するくいの径を上げることが考えられる。この場合の力の伝達機構を把握する必要がある。
- 4) 実際に作用する鉛直荷重は、橋脚躯体の影響を考慮した分布荷重であるため、集中荷重として扱ってより仮定条件の設定と、任意点に鉛直集中力を作用させた場合の鉛直荷重分担率について検討する必要がある。

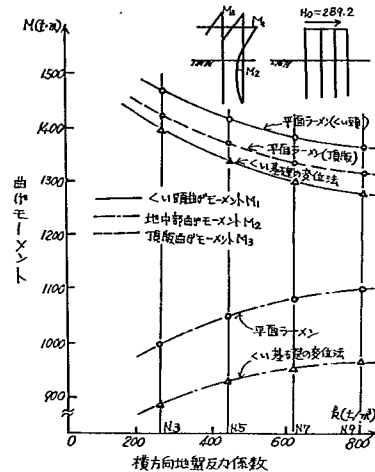


図-10 曲げモーメントと横方向地盤反力係数 (LS-H30-125-90)

9. コンクリートげたのせん断強度
—PC鋼棒を鉛直に配置した場合—

橋 梁 研 究 室

白 浜 浩

コンクリートげたのせん断強度 (PC鋼棒を鉛直に配置した場合)

橋梁研究室 白 沢 浩

§.1 まえがき

現在、橋梁の設計は許容応力度法に基づいて行なわれているが、この設計法は橋梁の限界状態を正しく評価しているとはいえず、より合理的な設計を行なうためには、部材の限界状態についての研究を進め、これに基づいた設計法を確立する必要がある。

その一つとして、コンクリートげたのせん断破壊に対する安全度の問題がある。せん断破壊は曲げ破壊と並んで代表的な破壊形式の一つであるが、せん断破壊に影響をおよぼす要素は非常に多く、また複雑であるため、せん断破壊機構なごに破壊強度は十分に解明されていない状態である。

せん断破壊強度を算定するためにいくつかのモデル化が考えられているが、斜引張鉄筋を有するけたでは、徒来、ひびわれの発生を前提として、破壊時のけたをトラスにモデル化する方法(トラス理論)が用いられることが多く、諸外国の設計基準にも多く採用されている。

しかし、近年、長径向のプレストレストコンクリート橋や、等断面の連続げん橋の支点付近のように大きなせん断力を受けるけたでは、斜引張鉄筋とともにPC鋼棒を配置してせん断補強する場合があり、このような場合にも、トラス理論に基づいてせん断破壊に対する安全度を照査することが妥当かどうか検討する必要がある。そこで、まず、PC鋼棒を鉛直に配置してせん断補強したけたについて、供試体によるせん断実験を行なった。ここでは、その結果を報告する。

§.2 実験の目的

- (1) トラス理論に基づいた斜引張鋼材(鉄筋およびPC鋼棒)の応力度算出式の妥当性
- (2) せん断力による軸方向鋼材応力度への影響
- (3) 鉛直方向のプレストレスが、ひびわれ発生荷重およびひびわれ幅に与える影響

§.3 供試体の概要と載荷方法

供試体は表-1に示すタイプA~タイプDの4種類、計4体とした。供試体の大きさは4体とも同じであり、長さ6.4m、けた高1.2m、上フランジの幅は0.3m、下フランジの幅は0.5mで、ウェブ厚は0.12mである。これらの供試体はすべて単純げたとした。(図-1参照)

タイプA、B、Cの供試体はプレストレストコンクリートげたであり、斜引張鋼材として、タイプAにはPC鋼棒のみを、タイプBにはPC鋼棒とスターラップを、タイプCにはスターラップのみを配置している。また、タイプDは鉄筋コンクリートげたである。

斜引張鋼材の量は、斜引張鋼材の降伏がけたの曲げ破壊に先行するように決めた。また、供試体のコンクリートの設計基準強度は 400 kg/cm^2 とした。

載荷は、集中荷重とし、支向中央に1点載荷とした。このため、せん断スパン比 $l/d = 2.73$ とな

っている

荷重の増加は図-2に示すように行なった。すなわち、供試体に加わるせん断力が25、50、75tonの各荷重に達した段階では各々10回の繰返し載荷を行ない、斜引張鋼材の応力度の変化を見た。また、タイプAでは、せん断力が90tonに達した段階で荷重を0に戻して残留ひびわれ幅を測定した。

載荷前に斜引張ひびわれの発生位置を推定することは困難なため、多くの斜引張鋼材について桁高中央位置でのひずみ測定を行なうとともに、数本の斜引張鋼材については鉛直方向に5箇所の位置でひずみ測定を行なった。(図-3、○印参照)

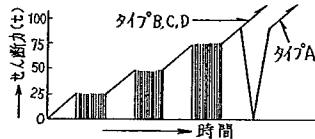


図-2 荷重の増加方法

表 1 の種類と特徴

種 別 (本数)	タイプ A	タイプ B	タイプ C	タイプ D
斜引張鋼材	PC鋼材 スターラップ	PC鋼材 スターラップ	PC鋼材 スターラップ	RC鋼材
斜引張鋼材比	0.378	0.378+0.333 1.263	1.340	1.340
斜引張用PC鋼材の 有効引張応力度 (kg/cm ²)	4,250 (0.37σ _{pu})	2,475 (0.21σ _{pu})	—	—
鉛直方向有効プレ ストレス (kg/cm ²)	16	9	—	—
軸方向鋼材	上側 下側	SBPR 95/110 2φ17 SBPR 95/110 2φ32	—	—
軸方向鋼材の 有効引張応力度 (kg/cm ²)	上側 下側	6,600 (0.56σ _{pu}) 4,600 (0.41σ _{pu})	—	—
軸方向プレ ストレス (kg/cm ²)	上側 下側	— 12.6 74.7	—	—
	上側 下側	138.2	—	—

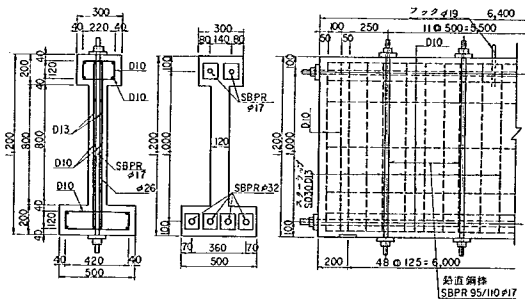


図-1 供試体の形状および寸法 (タイプB)

§4. トラス理論に基づく解析

(1) 斜引張鋼材の応力度

斜引張鋼材としてPC鋼材を配置し、プレストレスを導入した場合、ひびわれ発生後に斜引張鋼材が受け持つせん断力は、図-4に示すように部材断面に作用するせん断力Sから軸方向鋼材の有効プレストレス力の鉛直成分SP、斜引張鋼材の有効プレストレス力の鉛直成分SPV、およびコンクリートが受け持つせん断力Scを減じたものになると考えられる。

一方、斜引張鋼材 (スターラップおよびPC鋼材) を図-5のように配置した場合に、けたの斜引張ひびわれ面に含まれる斜引張鋼材は均等にせん断力を受け持ち、スター

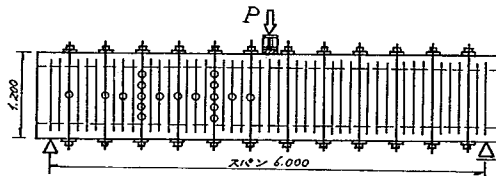


図-3 載荷方法およびひずみ測定位置 (タイプB)

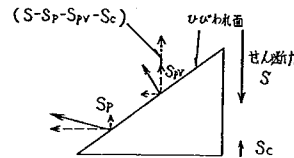


図-4 斜引張鋼材の受け持つせん断力

ラップとPC鋼棒のヤング係数は等しいと仮定し、さらに圧縮応力の合力の作用位置から引張鋼材重心までの距離を $z = d/1.15$ と近似すると、力の釣り合いから、鉛直に配置した斜引張鋼材($\alpha_s = 90^\circ, \alpha_p = 90^\circ$)の応力度は次式で表わされる。

$$\sigma = \frac{1.15(S - S_p - S_{pv} - S_c) \tan \beta}{d} \cdot \frac{1}{\frac{A_{ws}}{t_s} + \frac{A_{wp}}{t_p}} \quad \text{---(1)}$$

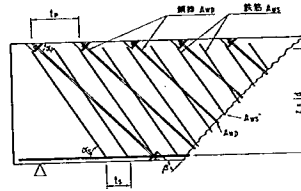


図-5 斜引張ひびわれ面での力の釣り合い

ここで、 σ : 斜引張鋼材の応力度 β : 斜引張ひびわれの角度
 A_{ws} : スターラップの断面積 A_{wp} : PC鋼棒の断面積
 t_s : スターラップの配置間隔 t_p : PC鋼棒の配置間隔
 d : けたの有効高さ

(2) 軸方向鋼材の引張力

多くのせん断実験の結果、せん断力を受ける部材の軸方向引張鋼材には曲げモーメントによるものよりもさらに大きな引張力が発生することが確認されており、その大きさを定める場合、次の2つの方法が提案されている。

a) Shift Rule

検討しようとする断面の曲げモーメントとして、曲げモーメントが増加する方向へ部材有効高さ d だけ移動した断面の曲げモーメント(シフトした曲げモーメント)を用いて、軸方向引張鋼材の応力度を照査する方法(図-6参照)

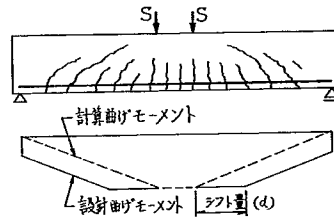


図-6 Shift Rule

b) トラスの部材軸力として算出する方法

図-7のようなトラスモデルを想定し、任意の鉛直断面において部材軸力と断面力との釣り合いを考える。このとき、圧縮斜材(コンクリート)の圧縮力(D)の合力と、斜引張鋼材の引張力(T)の合力は常に部材の重心位置に作用するものと仮定すると、この鉛直面における力の釣り合いおよび圧縮斜材に沿った面での鉛直方向の力の釣り合いから、軸方向鋼材の引張力 F_L が次式によって与えられる。

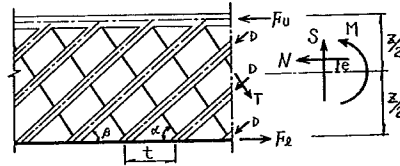


図-7 トラスモデル

$$F_L = -\frac{M}{z} - \frac{S}{2 \cdot \sin(\alpha + \beta)} (\cot \beta \cdot \sin \alpha \cdot \cos \beta - \cot \alpha \cdot \sin \beta \cdot \cos \alpha) + N \left(\frac{1}{2} - \frac{e}{z} \right) \quad \text{---(2)}$$

§ 5. 実験結果および考察

5.1. 斜引張鋼材の応力度

斜引張鋼材に生じる応力度(ひずみ)とせん断力との関係を図示すると、斜引張ひびわれに近い

点では各タイプともほぼ良く似た形状を示すため、その一般的な特徴を図-8に示す。

すなわち、せん断力（荷重）が小さく、斜引張ひびわれが生じない状態では、斜引張鋼材の応力度はほとんど変化しないが、ひびわれが発生すると応力度は急激に増加し、それ以後はせん断力にはほぼ比例して増加する。また、ひびわれ発生後に、10回の繰返し載荷を行なうと、斜引張鋼材の応力度は一般に増加する場合が多く、まれに減少することもある。

さて、実験した斜引張鋼材の応力度とせん断力の関係を図-8に示すような直線で次式のように表わすことができる。

$$\sigma = k \cdot (S - S_0) \quad (3)$$

(1)式と(3)式の係数の比較から、ひびわれ角度 β は(4)式で求めることができ、また、(3)式の S_0 は(5)式で求めるため、鉛直に配置したPC鋼橋の有効プレストレス S_{pr} の大きさについて検討することができる。

$$\tan \beta = \frac{i \cdot d}{i \cdot 15} \left(\frac{A_{ws}}{t_s} + \frac{A_{wp}}{t_p} \right) \quad (4)$$

$$S_0 = S_p + S_{py} + S_c \quad (5)$$

(1) ひびわれ角度 (β)

図-9は、(4)式によって求めた各タイプ各測点の $\tan \beta$ の値を、斜引張鋼材の最大応力度 σ_{max} との関係でプロットしたものである。

図-9を見ると、各タイプとも $\tan \beta$ はかなりばらついているが、一般に、斜引張鋼材の応力度が大きい位置では $\tan \beta$ も大きい傾向にある。このことから、(1)式を利用して斜引張鋼材を設計する場合には、けたに生じる斜引張ひびわれのうち、角度 β の大きいものを用いる必要があるといえる。

図-10は、供試体の重心位置において実験したひびわれ角度を示したものである。この図の中の主応力計算による値とは、供試体の重心位置における主引張応力度が 30 kg/cm^2 に達した時に斜引張ひびわれが発生すると仮定し、その時の主応力の傾き角を示したものである。主応力の計算式は次の通りである。

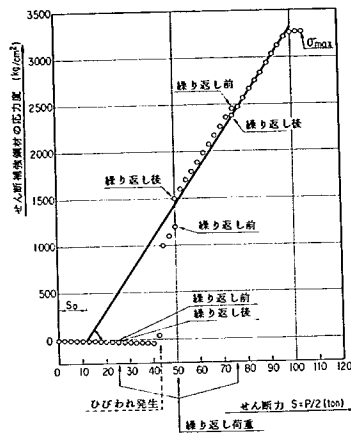


図-8 斜引張鋼材の応力度とせん断力の関係

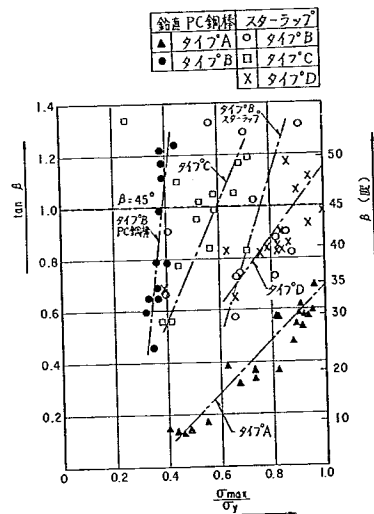


図-9 $\tan \beta$ と斜引張鋼材の応力度比

$$\sigma_T = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 - 4\tau^2}$$

$$\tan 2\beta = \frac{2\tau}{(\sigma_x - \sigma_y)}$$

ここで、 σ_T ：主引張応力度

σ_x ：軸方向プレストレス

σ_y ：鉛直方向プレストレス

なお、図-10の中で載荷点近傍のひびわれは曲げひびわれを示しており、せん断破壊には影響していない。

図-10を見ると、ひびわれ角度は、計算による主応力の傾き角に近い場合が多いが、はるつきも大きく、設計においては、従来どおり安全側の値である $\beta = 45^\circ$ を用いておけば良いと考えられる。

(2) 鉛直PC鋼材の有効プレストレス (S_{pv})

本実験の供試体は軸方向PC鋼材が水平に配置してあるため、前述の式は次のようになる。

$$S_0 = S_{pv} + S_c$$

$$= \frac{d \cdot \cot \beta}{1.15 \cdot t_p} A_{wp} \sigma_{pe} + S_c \quad \text{----- (6)}$$

さて、図-8のように実測した斜引張鋼材の応力度から求まる S_0 の値は、各タイプごとにかなりばらつきがあった。そこで、各タイプについて、 S_0 の最少値をとり、図-11に示した。また、図-11には、計算によって得られる S_{pv} および $(S_{pv} + S_c)$ の値も示してある。なお、コンクリートの受け持つせん断力 S_c の計算は、土木学会の「プレストレストコンクリート標準示方書・最終案」の規定によって行なった。

図-11において、実験より求めた S_0 と計算によって得られる $(S_{pv} + S_c)$ の値をタイプA、B、Cごとに比較すると、タイプBおよびタイプCでは比較的近い値を示している。一方、タイプAでは、実験より求めた S_0 の方がかなり大きな値となっているが、これは提案した(1)式に基づいて斜引張鋼材を設計すれば、せん断破壊に対して、十分安全であることを示している。

5.2. せん断力により軸方向鋼材に生じる応力度

タイプCおよびタイプDの供試体において、軸方向鋼材のひずみを測定し、軸方向鋼材の引張力を算出する提案方法の妥当性を検証した。軸方向鋼材のひずみの測定は、せん断力が作用する区

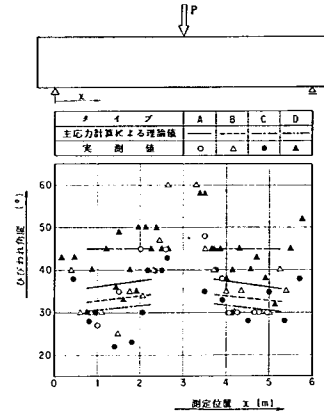


図-10 重心位置におけるひびわれ角度

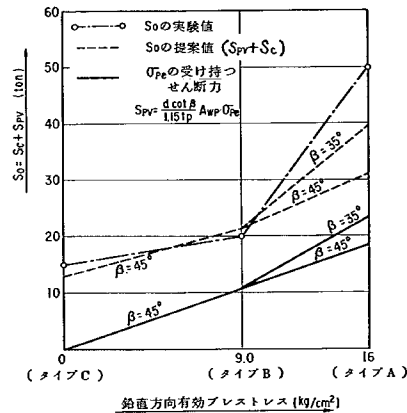
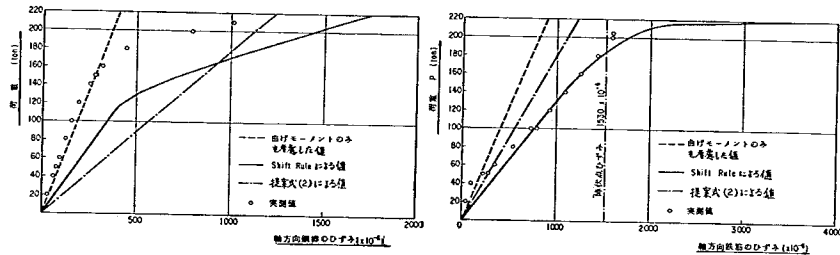


図-11 S_0 と鉛直方向有効プレストレスとの関係

間で3ヶ所所行なったが、いずれも同じような傾向を示すため、ここでは図-12に支点から1.25m離れた点の実験結果のみを示す。



(タイプ・C) PCけた

(タイプ・D) RCけた

図-12 軸方向鋼材のひずみ

図 12から次のことがいえる。

- (1) タイプC、Dとも、軸方向鋼材のひずみは曲げモーメントのみを考慮した場合のひずみよりも大きくなる。したがって、終局荷重作用時の軸方向鋼材の設計にあたっては、せん断力の影響も考慮する必要がある。
- (2) プレストレストコンクリートけた(タイプC)については、軸方向鋼材の応力度に対するせん断力の影響として、Shift Ruleあるいは提案式(2)を用いれば設計は安全となる。
- (3) 鉄筋コンクリートけた(タイプD)については、この計算をShift Ruleに基づいて行なう必要がある。

§6. まとめ

今回の実験の結果から次のようなことがわかった。

- (1) 斜引張鋼材の応力度を算出する提案式(1)は、PC鋼棒を鉛直に配置してせん断補強したけたについて使用できる。すなわち、ひびわれ水面内の鉛直PC鋼棒の有効プレストレスは、軸方向PC鋼材の有効プレストレスの鉛直成分と同様に、せん断力の一部を負担すると考えることができる。
- この場合、式の適用にあたっては、ひびわれ角度 $\beta=45^\circ$ とすると安全側の値を与える。
- (2) せん断力による軸方向鋼材の応力度は、プレレストコンクリートけたについてはShift Rule または、提案式(2)のいずれかによって安全側の値を算出することができる。また、鉄筋コンクリートけたについてはShift Ruleによって算出した方がよい。
- (3) PC鋼棒により鉛直方向にプレストレスを導入すると、斜引張ひびわれの発生荷重を大きくすることができる。ただし、PC鋼棒によって、ひびわれ幅を小さくすることは困難である。

なお、この実験の詳細内容については、土木研究所資料 才1357号を参照されたい。

10. 地勢因子を用いた最大日雨量の推定

水資源開発研究室

長谷川 修

地勢因子を用いた最大日雨量の推定

水資源開発研究室 長谷川 修

§ 1. まえがき

本報は、降雨観測資料の少ない地点あるいは降雨観測の全く行なわれていない地点において、河川・ダム計画に重要なデータとなる最大日雨量（確率日雨量および記録最大日雨量）を、地勢因子を用いて推定した結果を述べるものである。過去、地勢因子により降雨量を推定した例としては、スプリーンによる米国コロラド州西部の10月～4月の平均雨量の解析⁽¹⁾、中央気象台統計課による関東地方の季節別平均雨量・年平均雨量の解析⁽²⁾、島田による三重県の年平均雨量の解析⁽³⁾等の研究がある。当然のことながら、降雨量の大きさは地勢のみならず気象じょう乱の大きさに影響されるが、これらの研究はいずれも一定期間の平均雨量を対象としたものであるため気象じょう乱といった大気状況が相殺されるという考えから、地勢の影響のみを考えて解析を行っている。これに対し本研究では、大気状況の影響が比較的強いと思われる確率日雨量および記録最大日雨量を同様に地勢の影響のみを考え地勢因子により推定を試みた。また過去の研究例では地勢因子をあらかじめ決め共軸相関法を用いて解析を行なっているが、本研究では重相関解析法（因子増減法等）を用いて最も適当な地勢因子を探索し重回帰により最大日雨量に対する推定式を求めた。

本研究において対象とした地域は四国地方および関東地方であるが、本報では四国地方における解析を中心に述べることにする。

§ 2. 四国地方における解析結果

四国地方においては、記録最大日雨量（以後 PP_{max} と記す）および、再現期間 = 2, 10, 50, 100, 200 年の確率日雨量（以後それぞれ PP_2 , PP_{10} , PP_{50} , PP_{100} , PP_{200} と記す）について地勢因子との相関解析を行なった。

確率日雨量の算定は、石原・高瀬の方法（積率法）を用いて行なった。

2. 1. 解析対象地点の選定

重回帰による推定式を作成するためには解析対象地点は多ければ多いほどよいが、本研究の基礎資料である確率日雨量の算定には多くの年最大日雨量を必要とするため、年最大日雨量の資料年数の増減がおよぼす確率日雨量への影響を検討し、その結果より本研究に最低必要な資料年数を定め、これを基として解析対象地点を選定した。この検討に用いた手法は一種の簡引き法である。以下、簡単にその手順を説明する。まず、年最大日雨量の観測が60年以上行なわれ欠測の無い地点（12地点存在した）における確率日雨量を全資料によって算出し、これらを仮想真値とする。次に、50, 40, 30, 20, 15年と資料年数を減らして算出した確率日雨量の仮想真値に対する誤差率と各再現期間について求めた。この時、1地点において幾とおりかの誤差率を得るようにする。例えば資料年数を15年とし全資料年数が70年であった場合は、最新の資料から15年づつさかのぼってとり確率日雨量とそれぞれ算出

するから、1地点で4とおりの誤差率が得られる。以上から、誤差率1割以内の確率日雨量が8割の出現率で得られるために必要な資料年数(基準A)、誤差率1割以内の確率日雨量が9割の出現率で得られるために必要な資料年数(基準B)、誤差率2割以内の確率日雨量が9割の出現率で得られるために必要な資料年数(基準C)というように基準を設け各再現期間について整理し、縦軸に資料年数、横軸に再現期間をとって図示すると図-1のとおりとなる。この図において各再現期間の確率日雨量の算定に必要な年最大

日雨量の資料年数は、例えば基準Aによれば、2年確率日雨量では23年、10年確率日雨量では28年、50年確率日雨量では36年、100年確率日雨量では39年となっている。

以上の検討の結果と、四国地方全体に等間隔な分布でなるべく多くの雨量観測

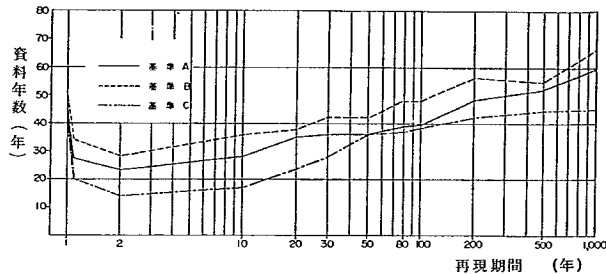


図-1 資料年数と再現期間の関係

地点を選定することを考えあわせ、解析の対象とする雨量観測地点は年最大日雨量の資料年数を30年以上有することを選定条件とした。その結果、四国地方においては102地点を選定した。なお、それら102地点の資料年数平均は58年程度であり、1地点を除いて35年以上の資料年数を有している。

2.2. 地勢因子

以下に示す地勢因子(8要素28因子)を国土地理院発行の地形図(1/20万)を用い各解析対象地点について測定した。

- ① 標高(Z)……観測地点の標高(単位m)。
- ② 陸度(L_r)……観測地点を中心とした、半径 $r=3, 5, 8, 10, 20, 30, 40$ kmの円内に陸がもめている面積の割合。
- ③ 開放度(E_r)……観測地点を中心とした、半径 $r=5, 10, 15, 20, 30, 40$ kmの円内における地形開放角度の総和で表わす(単位10度)。
- ④ 起伏度(R_r)……観測地点を中心とした半径 $r=5, 10, 15, 20$ kmの円内最高点と観測地点の標高差(単位10m)。
- ⑤ 勾配(D_r)……観測地点を中心とした半径 $r=5, 10, 15, 20$ kmの円内において観測地点から最高点までの距離を d とすると、 R_r/d で表わす。
- ⑥ 障害距離($D\bar{O}$)……観測地点から障害域(観測地点より200m高い地域)までの最短距離(単位100m)。
- ⑦ 収束(C_r)……対象地点を中心とした半径 $r=5, 10, 15, 20$ kmの円内において、障害域を横切る線分の長さが最長になるように直径軸 X を引き、それに直角な直径軸 Y を引く。 X 軸、 Y 軸の障害域を通らない部分の長さを x, y とすると収束値を y/x で表わす。
- ⑧ 海岸距離(DS)……観測地点から海岸までの最短距離(単位0.5 km)。

以上の地勢因子群の内から、単相関解析および重相関解析により各最大日雨量の推定に用いる地勢因子を選定した。結果は、 PP_2 については、 $Es \cdot Z \cdot DS$ であり、 $PP_{10} \cdot PP_{50} \cdot PP_{100} \cdot PP_{max}$

は $E_5 \cdot Z \cdot R_5$ を選定した。 PP_{200} は、上記の解析は行なわず、 PP_{100} と同じく $E_5 \cdot Z \cdot R_5$ を用いることとした。

2. 3. 推定式の作成

推定式の作成は、まず、解析対象地点を重回帰式作成用グループ（60 地点）と検証用グループ（42 地点）とに分け、前者の資料から作成した重回帰式が後者の最大日雨量に対しても適用可能であることを確かめた後、全資料を用いて重回帰式を作成しなおした。続いて推定誤差の分布を調べ、誤差分布に地域性が存在したため、適当な地域区分を行なってゾーンごとに誤差の平均値を計算し、重回帰式に補正項を加えて推定式の精度を上げることにした。

2. 3. 1 重回帰式の作成 (1)

まず、四国地方を 20 Km 毎のメッシュで区分けし、なるべく 1 区画内に 1 観測所が入るように 60 地点を前記の 102 地点の中から選び出した。そこで、選び出した 60 地点の PP_2 , PP_{10} , PP_{50} , PP_{100} , PP_{200} , PP_{max} と先に計測した当該地点の地勢因子を用いて、重回帰式を作成すると次のとおりとなった。ただし、この 60 地点の計算値については区別のため ' をつけて表わすことにする。

$$PP'_2 = 206.6 - 2.9 \cdot E_5 + 0.14 \cdot Z - 0.23 \cdot DS \dots\dots\dots (1)$$

$$PP'_{10} = 257.2 - 2.5 \cdot E_5 + 0.13 \cdot Z + 0.22 \cdot R_5 \dots\dots\dots (2)$$

$$PP'_{50} = 305.8 - 2.4 \cdot E_5 + 0.14 \cdot Z + 0.80 \cdot R_5 \dots\dots\dots (3)$$

$$PP'_{100} = 324.9 - 2.3 \cdot E_5 + 0.14 \cdot Z + 1.08 \cdot R_5 \dots\dots\dots (4)$$

$$PP'_{200} = 341.5 - 2.2 \cdot E_5 + 0.14 \cdot Z + 1.39 \cdot R_5 \dots\dots\dots (5)$$

$$PP'_{max} = 390.2 - 3.1 \cdot E_5 + 0.05 \cdot Z + 0.64 \cdot R_5 \dots\dots\dots (6)$$

2. 3. 2 独立資料による検証

前項で求めた重回帰式 (1) ~ (6) の任意地点に対する適用性について、それらの係数の決定に関与しなかった地点の独立資料によって検証してみる。

いま、重回帰式 (1) ~ (6) に 60 の対象地点の地勢因子を入れて求めたそれぞれの地点における P P'_2 , PP'_{10} , PP'_{50} , PP'_{100} , PP'_{200} , PP'_{max} の計算値と確率値（あるいは観測値）との差 E'_2 , E'_{10} , E'_{50} , E'_{100} , E'_{200} , E'_{max} を求める。

また、解析対象全地点（102 地点）より前記の 60 地点を除いた 42 地点の地勢因子を重回帰式 (1) ~ (6) に入れて、それぞれの地点における各雨量の計算値と確率値（あるいは観測値）との差 E''_2 , E''_{10} , E''_{50} , E''_{100} , E''_{200} , E''_{max} を求める。

E'_2 , E'_{10} , E'_{50} , E'_{100} , E'_{200} , E'_{max} と E''_2 , E''_{10} , E''_{50} , E''_{100} , E''_{200} , E''_{max} の出現度数を正規確率紙上にプロットし、誤差分布を比較してみると、重回帰式作成用グループの誤差分布と検証用グループの誤差分布はほぼ一致した（1 例を図-2 に示す）。したがって重回帰式 (1) ~ (6) は四国地方のいずれの地点に対しても適用可能と考えらる。

2. 3. 3 重回帰式の作成 (2)

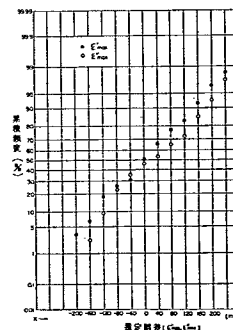


図-2 E'_{max} と E''_{max} の出現度数分布の比較

以上により、前述の地勢因子と PP_2 , PP_{10} , PP_{50} , PP_{100} , PP_{200} との重回帰式が、一応四国地方の任意地点に対して適用できることがわかった。しかし、より多数地点の資料による重回帰式の方がより適用性が良いと考えられるので、全解析対象地点（102 地点）の資料を使って、重回帰式を作成しなおすことにする。

その結果は次のようになった。

$$PP_2 = 187.6 - 2.3 \cdot E_5 + 0.13 \cdot Z - 0.11 \cdot DS \dots\dots\dots (1')$$

$$PP_{10} = 234.3 - 2.0 \cdot E_5 + 0.18 \cdot Z + 0.45 \cdot R_5 \dots\dots\dots (2')$$

$$PP_{50} = 282.3 - 1.7 \cdot E_5 + 0.23 \cdot Z + 0.94 \cdot R_5 \dots\dots\dots (3')$$

$$PP_{100} = 302.2 - 1.4 \cdot E_5 + 0.25 \cdot Z + 1.17 \cdot R_5 \dots\dots\dots (4')$$

$$PP_{200} = 320.1 - 1.1 \cdot E_5 + 0.28 \cdot Z + 1.42 \cdot R_5 \dots\dots\dots (5')$$

$$PP_{max} = 371.8 - 2.4 \cdot E_5 + 0.16 \cdot Z + 0.70 \cdot R_5 \dots\dots\dots (6')$$

2. 3. 4 地域補正値の検討

前項で決定した重回帰式 (1') ~ (6') によるそれぞれの計算値と確率値（あるいは観測値）との差 ε_2 , ε_{10} , ε_{50} , ε_{100} , ε_{200} , ε_{max} と誤差率を各地点において求め、四国地方についてまとめると、それぞれの雨量についての推定誤差標準偏差および誤差率標準偏差は表-1 のとおりである。

表-1 推定誤差標準偏差および誤差率標準偏差（四国地方）

	PP_2	PP_{10}	PP_{50}	PP_{100}	PP_{200}	PP_{max}
推定誤差標準偏差	40.4 ^{mm}	61.2	83.2	95.1	111.6	112.7
誤差率標準偏差	29.5 [%]	27.8	28.2	29.1	30.8	34.5

このままでは、推定誤差が大きすぎるので、これらの重回帰式をそのまま推定に用いることは危険である。さて、ここで (1') ~ (6') による推定誤差 (ε_2 , ε_{10} , ε_{50} , ε_{100} , ε_{200} , ε_{max}) それぞれの地理的分布を見ると ⊕ 域と ⊖ 域がかなりまとまって分布し、まだ地域性が残っていると判断される（図省略）。いま、それらを各推定誤差標準偏差の約 2 分の 1 (ε_2 では ± 20 mm, ε_{10} では ± 30 mm, ε_{50} では ± 42 mm, ε_{100} では ± 48 mm, ε_{200} , ε_{max} では ± 56 mm) を目安に、それぞれについて地域区分すると ⊕ 域と ⊖ 域およびそれらの中間に属する地域に比較的規則正しく分かれてくる。そこで、⊕ 域、⊖ 域ごとに、それぞれ ε_2 , ε_{10} , ε_{50} , ε_{100} , ε_{200} , ε_{max} の平均値を求め、これを $\bar{\varepsilon}_2$, $\bar{\varepsilon}_{10}$, $\bar{\varepsilon}_{50}$, $\bar{\varepsilon}_{100}$, $\bar{\varepsilon}_{200}$, $\bar{\varepsilon}_{max}$ と表わせば、これらの分布は図-3 (a) ~ (f) に示すとおりとなる。

このように比較的規則性のある地域区分ができるということは、(1') ~ (6') 式で示された地勢因子と定数項のみでは、地域性の再現に過不足があり、補正の可能性を示唆しているものと考えられる。

そこで確率日雨量および記録最大日雨量を、地勢因子から推定するには、(1') ~ (6') 式で得られる値に、推定しようとする地点の属する地域の $\bar{\varepsilon}_2$, $\bar{\varepsilon}_{10}$, $\bar{\varepsilon}_{50}$, $\bar{\varepsilon}_{100}$, $\bar{\varepsilon}_{200}$, $\bar{\varepsilon}_{max}$ を図-3 (a) ~ (f) から求めて、地域補正值として加えることにする。

すなわち次式が四国地方の任意地点における再現期間 2, 10, 50, 100, 200 年の確率日雨量と記

録最大日雨量の地勢因子による推定式となる。

$$PP_2 = 187.6 - 2.3 \cdot E_5 + 0.13 \cdot Z - 0.11 \cdot DS + \bar{E}_2 \dots \dots (1)^*$$

$$PP_{10} = 234.3 - 2.0 \cdot E_5 + 0.18 \cdot Z + 0.45 \cdot R_5 + \bar{E}_{10} \dots \dots (2)^*$$

$$PP_{50} = 282.3 - 1.7 \cdot E_5 + 0.23 \cdot Z + 0.94 \cdot R_5 + \bar{E}_{50} \dots \dots (3)^*$$

$$PP_{100} = 302.2 - 1.4 \cdot E_5 + 0.25 \cdot Z + 1.17 \cdot R_5 + \bar{E}_{100} \dots \dots (4)^*$$

$$PP_{200} = 320.1 - 1.1 \cdot E_5 + 0.28 \cdot Z + 1.42 \cdot R_5 + \bar{E}_{200} \dots \dots (5)^*$$

$$PP_{max} = 371.8 - 2.4 \cdot E_5 + 0.16 \cdot Z + 0.70 \cdot R_5 + \bar{E}_{max} \dots \dots (6)^*$$

(ここに $\bar{E}_2 \sim \bar{E}_{max}$ は図-2で与えられる地域補正值である。)

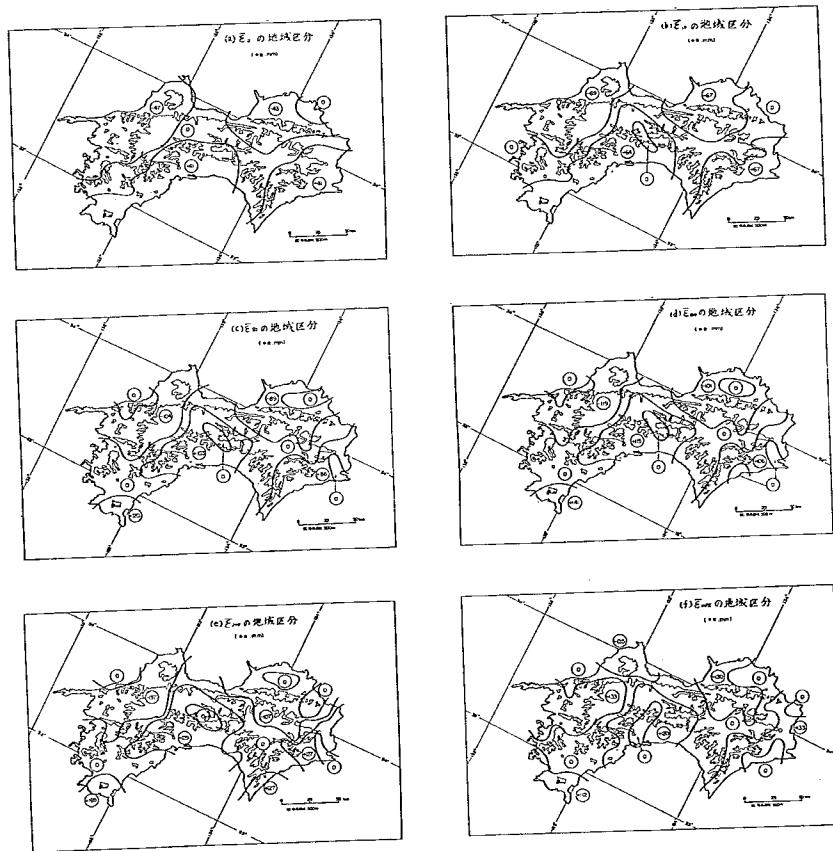


図-3 $\bar{E}_2 \sim \bar{E}_{max}$ の地域区分 (単位: mm)

(1)～(6)式の推定誤差標準偏差および誤差率標準偏差を表-2に示す。これを見ると地域補正値を加える前(表-1参照)と比べると、かなり精度が改善されることがわかる。そして、誤差率標準偏差の2倍、すなわち $\pm 25\%$ の誤差率を許容すれば、ほとんどの推定誤差はこの範囲に入るものと考えられる。

したがって、上記の推定誤差を許容限界とすれば、地勢因子と地域補正値から任意地点の雨量を推定する方法は、四国地方において実用に供し得るものとする。

表-2 補正後の推定誤差標準偏差および誤差率標準偏差(四国地方)

	PP_2	PP_{10}	PP_{50}	PP_{100}	PP_{200}	PP_{max}
推定誤差標準偏差	16.0 ^{mm}	23.3	33.2	39.2	44.8	44.1
誤差率標準偏差	11.6 [%]	11.0	11.7	12.3	12.0	12.1

2. 3. 5 推定式の適用範囲

以上の解析で決定された推定式は、四国地方の102地点の記録最大日雨量および確率日雨量とそれぞれの地点の地勢因子とがその基礎となっている。したがって、これらの推定式は、地理的条件によって限定して適用するのが無難である。

すなわち地理的な適用範囲は四国本土とし、推定式の決定にあずからなかった沿岸の島々への適用は、当然避けるべきである。また、推定式の決定に用いられた地勢因子の範囲内の因子をもつ地点に対して、適用するにとどめ、地勢因子がこの範囲外の値をもつ地点への適用は、原則として避けるべきである。

さて、得られた推定式に含まれる地勢因子のうち、まず問題となるのは標高(Z)である。そこで推定式の決定に使用した102地点における標高の頻度分布を求めてみた。結果は図-4のとおりである。

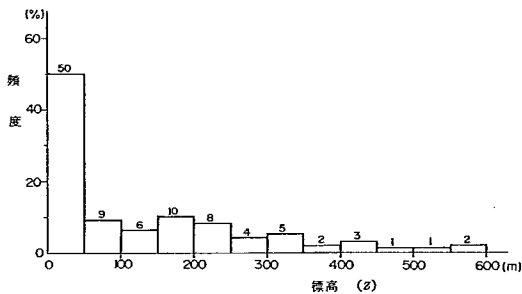


図-4 解析対象地点の標高の頻度

これを見ると、解析対象地点の標高は200m内外までが多いが、一応600mまでは連続的に存在していたことがわかる。したがって、適用限界は600mとしてよからう。

§3 関東地方における解析結果

関東地方において解析の対象とした降雨は、記録最大日雨量(PP_{max})および再現期間=2, 10, 100年の確率日雨量(それぞれ PP_2 , PP_{10} , PP_{100} とする)である。解析対象地点は、原則として50年以上の記録のある地点とし、なるべく等間隔に分布することを期し、記録最大日雨量の解析では100

地点、確率日雨量の場合では 80 地点を選定した。地勢因子については、①標高 (Z)、②海岸距離 (D_s , 北緯 35° 線から観測地点までの距離)、③海岸距離 (D_e , 東経 141° 線から観測地点までの距離)、④起伏度 (R_r , $r=3, 4, 5, 8, 10, 15 \text{ km}$)、⑤開放度 (E_r , $r=5, 10, 20 \text{ km}$) の 5 要素 12 因子から、単相関解析と重相関解析を用いて 3 つの地勢因子を選出した。その結果、選択された地勢因子は、 PP_2 , PP_{10} , PP_{100} , PP_{max} のいずれの場合も R_s , D_e , Z であった。

以上から、関東地方において任意地点の PP_2 , PP_{10} , PP_{100} , PP_{max} を地勢因子を用いて客観的に推定する推定式は次式のとおりとなった。地域補正値 $\bar{E}_2$, $\bar{E}_{10}$, $\bar{E}_{100}$, $\bar{E}_{max}$ は図-5を参照されたい。

$$PP_2 = 123.5 + 4.3 \cdot R_s - 0.304 \cdot D_s + 0.015 \cdot Z + \bar{E}_2 \quad \cdots (7)$$

$$PP_{10} = 194.0 + 7.7 \cdot R_s - 0.445 \cdot D_s + 0.038 \cdot Z + \bar{E}_{10} \quad \cdots (8)$$

$$PP_{100} = 278.4 + 10.1 \cdot R_s - 0.466 \cdot D_s + 0.074 \cdot Z + \bar{E}_{100} \quad \cdots (9)$$

$$PP_{max} = 296.3 + 8.0 \cdot R_s - 0.519 \cdot D_s + 0.053 \cdot Z + \bar{E}_{max} \quad \cdots (10)$$

(7)~(10)式の推定誤差標準偏差および誤差率標準偏差を表-3に示す。

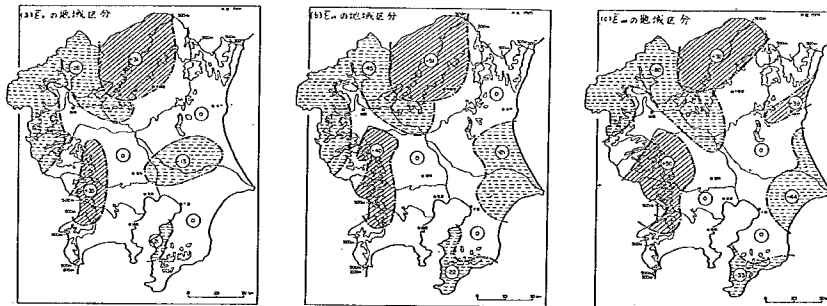
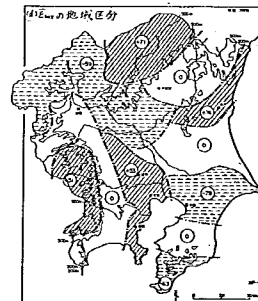


図-5 $\bar{E}_2 \sim \bar{E}_{max}$ の地域区分

表-3 地域補正後の推定誤差標準偏差
および誤差率標準偏差 (関東地方)

	PP_2	PP_{10}	PP_{100}	PP_{max}
推定誤差標準偏差	8 mm	16	29	33
誤差率標準偏差	7.9 %	9.7	12.0	13.3



§4 あとがき

本研究において推定した降雨量は、大気状況の影響が比較的強く生起的に偶然性のある最大日雨量であるが、一定期間における平均雨量を対象とした過去の研究例と比べほぼ同等の精度を得た。表-4は、筆者が、文献(2)、(3)における推定結果より推定誤差標準偏差および誤差率標準偏差を計算したものであるが、これを見ると誤差率標準偏差は5.7~12.1%である。これに対し今回求めた推定式の誤差率標準偏差は、四国地方において11.0~12.3%、関東地方において7.9~13.3%であるから、比較的良好な結果が得られたと言える。

また、誤差率標準偏差の最大値は、四国地方12%、関東地方13%程度であるから、誤差率標準偏差の2倍、すなわち、±25%を信頼限界とすれば、本研究で得た結果より、観測年数の少ない地点の最大日雨量のチェック、観測資料のない地点での最大日雨量の推定、最大日雨量の等雨量線作成等にご利用できよう。

最後に、本研究の遂行にあたっては、多くの降雨資料と地勢因子の測定等の煩雑な作業を必要としたが、降雨資料収集にあたっては四国地建の方々、多くの作業と解析には日本気象協会・正務、桂両氏の御協力を得たことを付記し、感謝の意を表するものである。

表-4 過去の研究例による推定誤差標準偏差と誤差率標準偏差

	年平均降水量 (三重県) ⁽³⁾	各季節の平均降水量 (関東北部) ⁽²⁾					
		春	梅雨	台風	秋	冬	全年
推定誤差標準偏差	256.2 ^{mm}	20.3	30.7	60.9	32.3	7.7	185.5
誤差率標準偏差	12.1 [%]	7.1	8.9	12.6	14.3	5.7	11.2
データ数	27	40	48	54	54	38	54

参考文献

- (1) Spreen, W. C.: A determination of effect of topography upon precipitation, A.G.U., 28, p. 285~290, 1947
- (2) 中央気象台統計課: 各地の降水量を地理的因子のみからグラフで推定する方法, 電力気象連絡会彙報(Ⅱ), 3, p. 141~153, 1954
- (3) 島田義一: 地形因子による三重県の降水量推定, 電力気象連絡会彙報(Ⅱ), 7, p. 23~25, 1957
- (4) 奥戸, 中村, 長谷川: 最大日雨量と地勢因子の相関解析, 土木研究所資料 1373号, 1973

11. 水路整備による降雨流出の変化

都市河川研究室

益 倉 克 成

水路整備による降雨流出の変化

都市河川研究室 益 倉 克 成

§1 はじめに

本報告は、流域の都市化による降雨の流出の変化のうち、下水道、道路側溝等の排水路の整備による流出の変化を実験的に研究したものである。図-1は、都市化による流出の変化が現れ水に 現地の

の観測データの例である。両河川は、名古屋市郊外の隣り合った流域を持ち、山崎川はほぼ全部が都市化し、香流川は自然流域である。都市化流域では、流出量が量的にも増加し、さらに尖鋭化していることがわかる。このような流域の都市化による降雨の流出の変化の原因は、1・建物の屋根、舗装面等の不透透面の増加による流出率の増大、2・舗装面による粗度の減少及び排水路の整備による洪水到達時間の減少によ、て生じるピークの尖鋭化である。2で述べたピークの尖鋭化は水理的には、洪水流速の増大と流域貯留量の減少によ、て生じる。

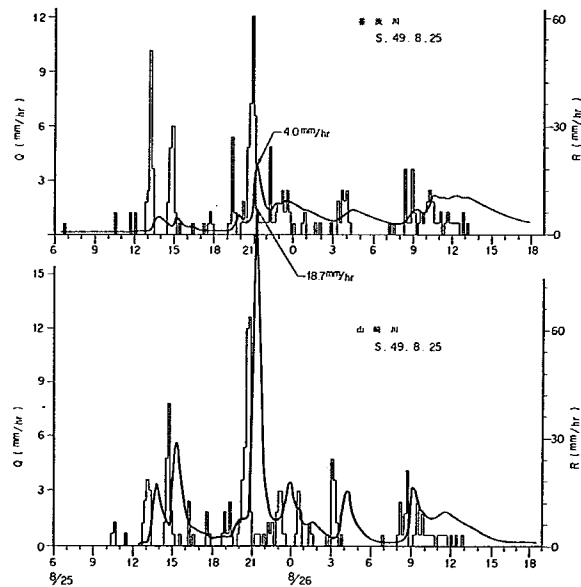


図-1

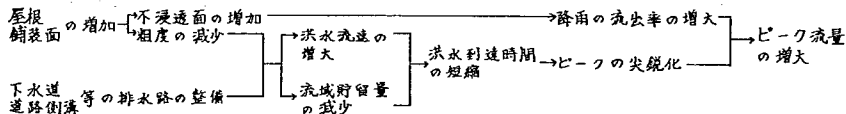


図-2 都市化による流出の変化

これらを図示すると図-2のようになるが、現在、都市化された流域での観測結果が少く、また、同一の流域で都市化前及び都市化後の流出データは得られていないため、実測データよりこれらの変

化と把握することは困難である。よって、実験を行い 前述の都市化による流出の変化のうち排水路の整備による洪水到達時間の減少について調査を行った。

また、都市の降雨流出の特徴として、下水道、道路側溝の計画容量と越えた降雨の場合は、これらから道路面への氾濫が生じることによって、流域貯留量が増え、ピークの尖鋭化がやや緩和されるといことが挙げられる。本実験では、 150 mm/hr の降雨も可能なことから このような氾濫の流出に対する影響も調査した。

§2 実験方法

筑波研究学園都市にある国立防災科学技術センターの降雨実験棟内に模型を製作し、これに実験降雨を降らし降雨強度、流出量を測定した。実験の実施は防災センターと共同で行った。

2-1 模型

模型は 図-3 のようにモルタルで製作し表面は木ゴマで仕上げた。斜面は、 5 m おきに水路を持つ約 $15\text{ m} \times 40\text{ m}$ の大きさとし、一方向に $1/1000$ の勾配をつけた。斜面上の水路の断面は 図-1 (b) のとおり複断面とし、下部の水路は道路側溝、上部は道路面と想定した。この斜面上の水路は、流域における氾濫量が流出に及ぼす影響とみるために、道路側溝の氾濫が道路面にのみ生じるタイプ A のものと、道路の部分を残し、氾濫が斜面上にも生じるタイプ B の 2 種類を設定した。さらに、このタイプ A 及びタイプ B の水路は、水路密度すなわち水路の整備状況による流出の変化とみるために、実験中に図の点線のように埋めていき、水路の本数を 8 本、2 本、0 本、と変化させた。すなわち、実験を行った模型の形状は、タイプ A 及びタイプ B の水路 8 本、タイプ A 及びタイプ B の水路 2 本、水路がない場合の 5 ケースである。いずれのケースの場合も、斜面上の水路はその直上流の斜面の降

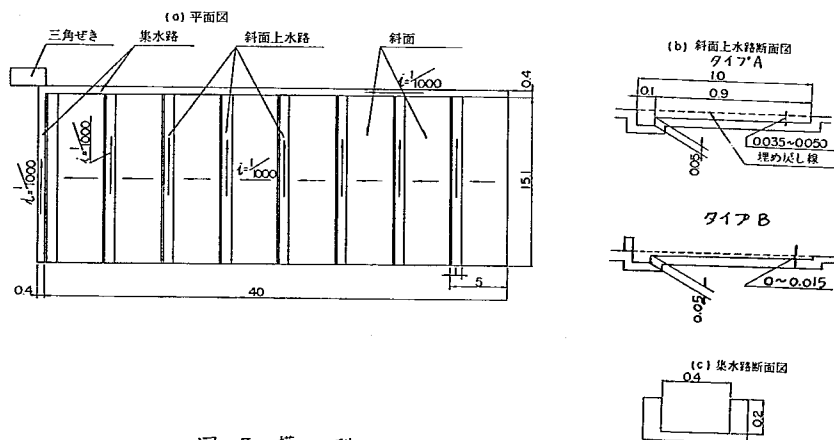


図-3 模型 (m)

雨のみを集水して集水路を流下させ、氾濫時でも降雨の流下経路には変化が生じないようにした。

この模型の水路が8本の場合、都市化が完全に進んだ状態を表わしているが、ある具体的な都市の一部と模型化したものではなく、標準的な市街地の約 $\frac{1}{5}$ の模型と考えている。現地では、道路間隔あるいは街区幅25m、道路幅員5m、道路率20%となる。また、市街地の街区と想定した斜面及び道路と想定した斜面上の水路の勾配 $\frac{1}{1000}$ は、実際とは多少異なるが、できるだけ到達時間に差を出すためこの値にした。流域面積は、15,000 m^2 となる。水路が0本の場合は、斜面上に排水施設が全くない状況であり、自然流域と考えられる。水路が2本の場合は、都市化の途上にあるものと考えられる。

2-2 降雨装置及び実験降雨

降雨装置は、上記の防災センターの降雨実験棟内の装置を用いた。この装置は降雨範囲 $4.4 \times 7.7 \text{ m}$ 、降雨能力 $20 \sim 200 \text{ mm/hr}$ の性能をもつものである。実験降雨のパターンは、図-4に示した。数字は予定の降雨強度

である。タイプ1は流出が平衡状態に達するまでの継続時間を持つ矩形降雨、タイプ2は短い継続時間を持つパ

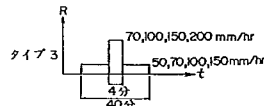
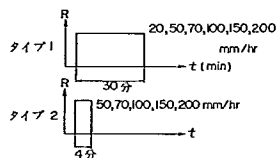


図-4 降雨パターン

ルス的な矩形降雨、タ

イプ3は、バースフローの上の短い継続時間のパルス的な矩形降雨である。

2-3 測定項目

測定した項目は、降雨強度、流出量、水路及び斜面上の水深である。降雨強度は、ろ台の取付ます形雨量計を用いて測定し、この値を14個の簡易雨量計で測定した総降雨量を用いて地域分佈の補正を行った。流出量は、図-5に示した三角堰を用い、堰の水位変化とサーボ水位計で測定した。水路の水深は、斜面上の水路のうち1本と集水路の水深は、時間変化とサーボ水位計で測定し、他の水路及び斜面上の水深は、平衡状態における値を測定した。取付ます形雨量計及びサーボ水位計の記録は、紙送り速度 cm/min のペン書きオシログラフに入力、記録した。

3 実験結果

実験より得られた流出のハイドログラフの代表的な例を図-5～図-7に示した。この例は、いずれも、矩形降雨の立ち上がりから、平衡状態に達するまでのもので、降雨強度の等しいものを降雨開始時刻を一致させて示したものである。図-5は、泥盤量の少ないタイプAの水路を持つものについて、降雨強度 50 mm/hr のときの水路本数8本、2本、0本の場合流出の変化を示したものである。水路本数（排水路の整備状況）による流出の差が

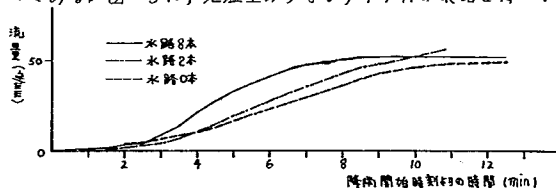


図-5

現われている。なお道路側溝の部分から道路面及び斜面への氾濫が起まる降雨強度は、タイプA、Bともに水路が2本の場合は15 mm/hr、8本の場合は70 mm/hrであった。

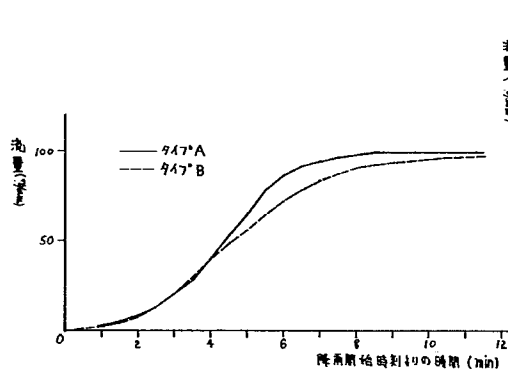


図-6

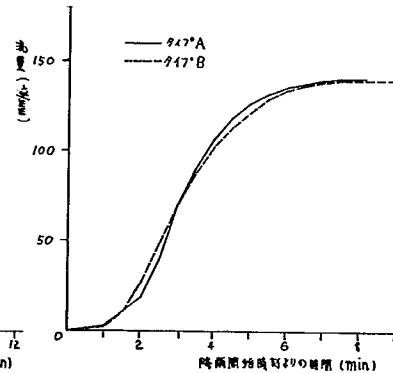


図-7

図-6は、水路本数が2本の場合の、100 mm/hrのときの氾濫量の多いタイプBの水路、少ないタイプAの水路の流出波形を示したものである。氾濫量が多いときの流出の遅れが現われている。図-7は、同じく水路本数8本の場合の140 mm/hrのときのタイプA及びBの水路の流出波形を示したものである。この場合は、後述するように氾濫量の増加がそれほど多くないためか、流出波形の差は顕著ではない。

§4 考察

4-1 水路密度及び流域氾濫による到達時間の変化

短形降雨であるタイプ

1の降雨について、降雨開始時刻から、流出が平衡に達する時刻までの時間(T_p)を有効降雨強度(I_e)との関係で整理したものが図-8～図-10である。流出が平衡になった時刻の決定は、その最高値の9割に達した時刻をもって行った。

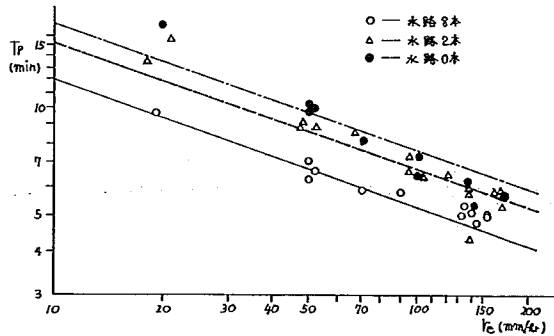


図-8 流出量(有効降雨強度) I_e と到達時間 T_p の関係

図-8は、タイプAの水路の場合の水路本数による到達時間(T_p)の変化を示したものである。この図より I_e (mm/hr)と T_p (min)との関係を示すと次のようになる。

$T_p = 26.9 i_e^{-0.35}$ (水路8本), $T_p = 34.0 i_e^{-0.35}$ (水路2本), $T_p = 38.5 i_e^{-0.35}$ (水路0本)
 これらの関係を京大防災研究所の角屋氏が提案している式(参考文献参照)

$$T_p = C \cdot A^{0.22} \cdot i_e^{-0.35}$$

T_p : 到達時間 (min), A : 流域面積 (km^2), i_e : 有効降雨強度 (mm/hr)

に模型縮尺を考慮して当てはめると表-1のようになる。

この表よりみると、この実験で求めたCの値は、都市域の標準的なモデルである水路本数8本の場合でも角屋氏の値とかなり差が生じている。これは斜面、水路の勾配が1/1000と小さいこと、および実際はブロック内の家の屋根の排水などは、パイプを通じて道路にでていることなどによるものと思われる。

図みに、丘陵山林地でCは290である。

図-9は、水路本数が2本の場合のタイプA及びBの水路の場合の到達時間の差を示したものである。

る。後述するように、タイプBでは、斜面への冠層により流域の貯留量が、タイプAに比べ約2倍(降雨強度100mm/hrの場合)になっており、これによって到達時間の差が生じているものである。前項と同様にCを求めると、タイプAの場合が25

1であるのに対してタイプBでは3/4となり、水路0本の場合より到達時間が小さくなっている。図-10は水路本数8本の場合のタイプA及びBを比較したものであるが、この場合は、流域の貯留量の増加は、大きくないため、到達時間に差がみられない。

4-2 貯留関数法による解析

図-11は斜面上に降雨が生じた時の模式図である。斜面及び水路には、流量に依りて水深が発生しており、平瀬状態では、水深は流量に対して一義的に定まる。この斜面及

表-1

水路本数	C
8本	196
2本	251
0本	285
角屋氏の値(都市域)	60~90

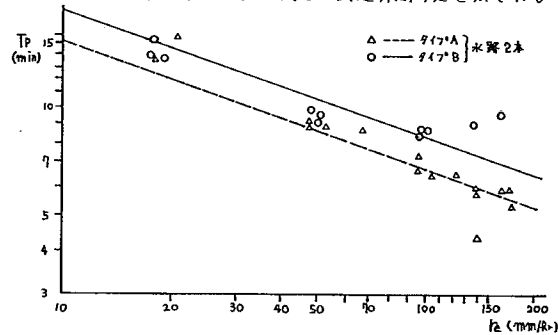


図-9 i_e と T_p の関係

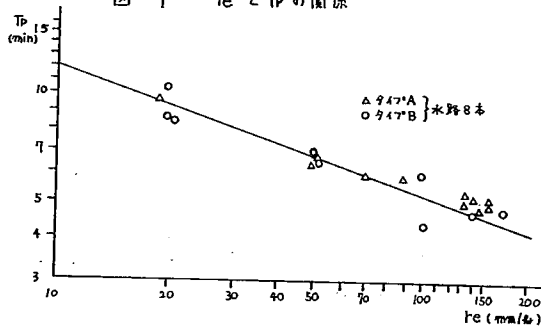


図-10 i_e と T_p の関係

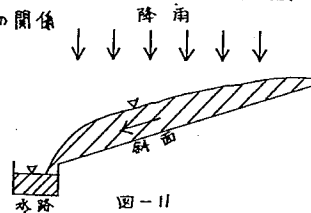


図-11

び水路の水量（図では斜線の部分）が流域貯留量と呼ばれるものである。貯留関数法ではこれをモデル化し

$$S = K \cdot q^P \quad (S: \text{流域貯留量}, q: \text{流出量}, K, P: \text{定数})$$

と表現している。この K, P は、一般的には降雨と流出のデータから求めるのであるが、この実験のような単純な流域では、斜面及び水路の不等流計算から流量と流域貯留量の関係と求め、 K, P を求めることも可能である

ここでは、実験の降雨と流出のデータから求めた、 K, P の水路本数、泥盤による変化及びこの定数と上述の不等流計算から求めた定数との関係について解析を行った。

1) 不等流計算から求めた流域貯留量

図-11は、不等流計算により求めた流出量 S (mm/hr) と流域貯留量 S (mm) の関係である。水路8本及び水路2本の場合に曲線が2本に分れているのは、上が泥盤量の多いタイプBの場合、下がタイプAの場合である。水路8本の場合は、 S に大きな差はないが、2本の場合は、100 mm/hrの時に約2倍の差となっている。タイプAの場合では、 S は水路本数、8本、2本、0本の順に大きくなっている。タイプBの場合は $S = Kq^{0.5}$ の形で表わすと、 $K = 0.55$ (8本), $K = 0.69$ (2本), $K = 0.74$ (0本)となる。

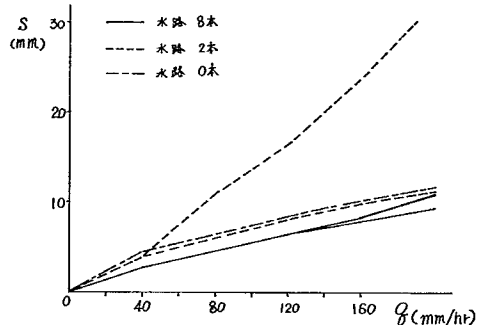


図-12

2) 貯留関数法の K, P

降雨パターンが矩形であるタイプ1のものの立ち上がり部について P を0.5として貯留関数法を用いて K と定ると表-2のようになる。水路本数のA,Bは水路のタイプを示している。水路本数、泥盤量による流出の変化は K の差として表現されている。これを、前項の不等流計算で求めた K の値(K' とする)と比較すると

$$\frac{K'}{K} = \begin{cases} 0.65 (8本) \\ 0.72 (2本) \\ 0.77 (0本) \end{cases}$$

となり、不等流計算から求めた貯留量の0.65～0.77倍の貯留量が降雨から流出を与える貯留量となっている。

§6 おわりに

以上の検討により、水路整備による流出の変化の把握及びこれの貯留関数法による表現ができたと思われる。今後、この実験の結果を現地に適用していくための調査を行いたいと考えている。

参考文献 角屋 睦 流出試験地調査全国担当者会議特別講演資料、昭和51年7月

表-2 貯留関数の定数

水路 本数	模 型			実物に模倣した場合		
	K	P	T_e	K	P	T_e
8 A	0.36	0.5	1.63	0.54	0.5	3.66
	0.36	0.5	1.80	0.54	0.5	4.03
2 A	0.50	0.5	1.73	0.75	0.5	3.88
	0.60	0.5	1.62	0.90	0.5	3.64
0	0.57	0.5	1.48	0.85	0.5	3.31

T_e の単位は分

12. 低地氾濫の遊水効果

水 文 研 究 室

佐々木 健 一

低地氾濫の治水効果

水文研究室 依々木 肇一

1. まえがき

従来、河道改修計画はほとんどの場合、計画降雨を入力とした流出計算及び不均衡計算という方式で行われてきた。この方式は、降雨現像が計画降雨よりも下まる場合には、雨水を全て河道に押し込み、安全に流下させることを目的としたものである。しかしながら、都市部においては用地買収などの問題から、この方式による改修が困難な地域が多数出現してきている。また、低平地河川ではこの方式による不必要に大規模な改修計画となり得る。このため低地河川の治水対策に関して発想の転換をせられることとなった。このような状況において、昭和49年7月に静岡県静岡清水地区で発生した巴川のいわゆる七夕災害は、中小都市河川が抱えている諸問題を浮き彫りにし、低平地河川の改修方式に関する問題に対して多くの示唆を与えた点で注目される。

静岡、清水両市を流れる巴川は典型的な低平地河川で、七夕災害時には上流都府機構低地における氾濫が著しく、甚大な被害をもたらした。しかし一方、同低地での氾濫湛水による流量低減効果もまた大きく、巴川の改修計画を立案する場合これをどのように考慮するのかが一つの問題であった。ここでは、神奈川県鶴見川、高知県殺生川を別として取り上げ、ケーススタディを行なって低地における氾濫をもたらすさまざまな効果を検討した。

2. 鶴見川の治水方式の検討

鶴見川は東京都所田市、神奈川県横浜市の川崎市を流域にもつ一般河川であり、流域面積は約235km²である。鶴見川が現在抱えている最大の問題は都市化による被害増大に関するものである。すなわち、都市化に伴う流出の増大及び被害ポテンシャルの増加、さらにこれらの相乗効果による相対的な危険度の上昇など、早急に解決をせられている問題が山積している。ここでは、まず都市化による流出がどの程度増大するかについて論じ、次に河道改修でそれに対処する場合どのような方式が有効であるかということを検討する。

2.1 都市化による流出の変化

都市化による流出の変化に関しては数年来多くの議論が行われてきた。また実際の観測結果などからもある程度の結論は得られてきている。ここではその問題に関しては詳しく触れず、土地利用による流出の変化を評価するモデルを用いて鶴見川流域の都市化が進んだときの流出形態の変化を概観するのみにとどめる。ここで用いるモデルは、有効降雨モデル、斜面モデル、河道モデルに分けられるが、それぞれはRsaモデル、準線形貯留型モデル、Kinematic wave法を用いた。これらのモデル構成に関する詳しい記述は他の文献に譲る。

鶴見川流域の概要は図-1に示す通りである。この流域は昭和33年当時、市街地の面積が30%程度であったものが昭和50年には60%となり、市街化が急速に進んでいる。また、中流部の台地には現在荒れ地ニュータウンが計画されているなど、将来は市街地が80%以上に達することが予想

されている。ここでは、市街地面積が60%、80%、さらに100%の場合に対して同一の降雨を入力として与えそれぞれの場合の流出波形状を比較した。降雨は、一時間最大降雨強度が50、70mm/hの

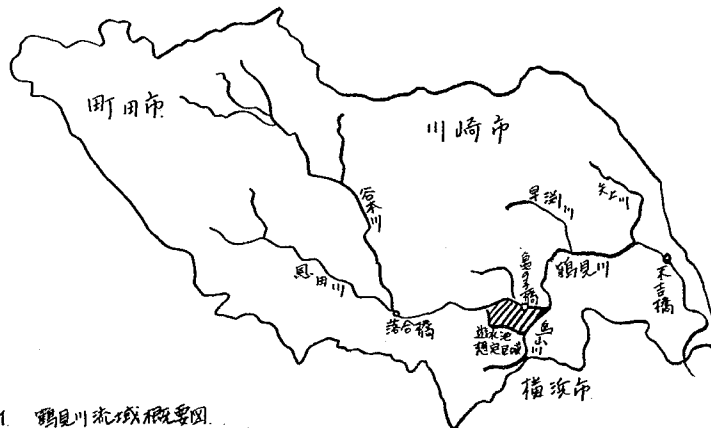


図1 鶴見川流域概要図

中央集中型を用いた。降雨継続時間は24時間とした。それぞれのモデルに含まれる定数の値は実績洪水によって調整し、表-1のような値が得られた。モデル調整に用いた洪水と計算結果を図-2

	有効降雨モデル		斜面モデル	河道モデル	
	f_1	Rsa	f_{sa}	C	
山地	0.25	150	1.0	290	河道粗度 $n=0.03$
水田	0.0	50	1.0	1,000	
畑	0.15	300	0.6	2,000	
市街(2')	0.7	55	1.0	200	
市街(4')	0.9	55	1.0	65	

(表1. 各モデルの定数)

に示す。実績値は落合橋地点での流量観測によるものである。計算値はピーク付近において実績値とのずれがあるが、減衰部では適合しており、これ以上の合致は難しいと思われるのでこのときの定数を最適値とした。

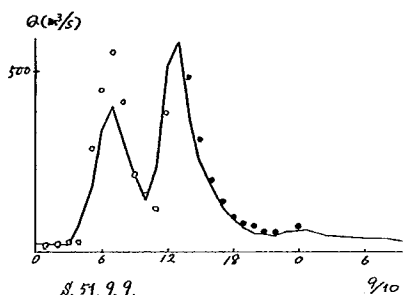
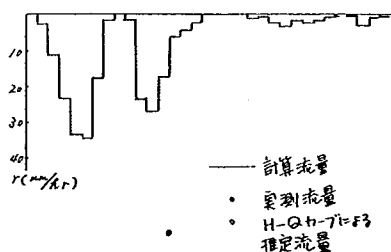
これらの値を用いて計算した結果が図-3である。この図は、流域の都市化の度

合によって同一降雨に対するピーク流量がどのように変わるかを示したものである。この図から、流域が現状よりも市街化が進めばピーク流量は著るしく増大することが予想される。また、洪水波形状は尖鋭化し、集中時間が短くなっていることがわかる。このことは、山地、水田、畑のもつ保水機能が少くなり、ほぼかつ斜面での流下速度が上昇していることを物語っている。

2. 2. 地水対策案の検討

前節では、山林ほかを市街化されることによる影響を明らかにしたが、この節では鶴見川流域の80%が市街化された場合に対して治水対策案を数案想定し、それぞれの効果を検討する。対策案としては次のようなものを考えた。

- 1.) 堤内側での氾濫を減らす。すなわち、洪水に対して所に対策を講じないで氾濫基水を許容する。
- 2.) 堤内地において氾濫基水をまじないよう、ポンプあるいは盛上げなどの対策を立てて内水は完全



(図-2) 落合橋地点の突刺及び計算流量

このモデルの適用範囲は鴨見川本川及び谷本川、恩田川とした。その他の支流については、それそれの部分流域に対して斜面モデルを適用しその結果を鴨見川本川への横流入量とした。支川自体の氾濫や河道貯留の効果はとは考えなかった。入力としての降雨は前節で用いたものと同一とした。また、下流端の境界条件は河口(20km)でのT.P.M.の一定値を与えた。なお、河道の粗度係数はKinematic wave法で求められた値($n=0.03$)を用いた。

計算結果を図-4, 5, 6に示す。図はそれぞれ落合橋、亀の子橋、末吉橋地点の流量ハイドログラフである。図-4には2ケースの計算結果を示しているが、これは落合橋より上流の河床勾配がかなり急であり、下流側の条件が変わっても流量ハイドログラフにはほとんど影響しないため、この地点では2)のケースと他の2つのケースの結果がほぼ同じになるためである。また、4)のケースで減速部に奇妙な形の現れ水があるが、これは一旦氾濫した水が河道水位の低下によって河道に流れてくるという現象が起きているためと考えられる。いずれにしても、落合橋より上流部の氾濫原は面積が少なく、勾配も多少急であるにも関わらず、かなりの流量低減効果のあることが注目される。

非常に面白いと思われたのは図-5に示したケース3)の結果である。図の遊水池内の水位と河道の水位及び流量を見ればわかることであるが、河道水位が越流を開始して一定となっているにも関わらず流量が減少している。また、遊水池が満水になっても流量は大きく増加せず、遊水池などの効果を失っていることがわかる。これは従来の遊水池の効果に関する概念とは逆行する結果であり、簡単には受け入れ難い。しかしながら、このような現象が低平地河川において

に排除する。

3.) 鳥山川合流点付近に遊水池を設け、その他の区域は2)の方式をとる。

4.) 落合橋地点より上流のみ堤内地の氾濫を考える。

なお、1)~4)の全マの場合に対して、河道は現在の形状を用いた。

ここの検討では、有効降雨モデル、斜面モデルは前節と同様とし、河道の追跡には氾濫シミュレーションモデルを用いた。これは、このモデルが低平地河川の洪水追跡に適していること、氾濫の影響を評価できるという理由による。

氾濫シミュレーションモデルについては文献2)3)で既に述べてあるのでここでは詳しく述べないが、これはいわば簡略化した不定流計算である。このモデルは、不定流の基礎式の慣性項、加速度項を省略して抵抗及び水面勾配項のみによって流量を計算している。抵抗項には通水能力の概念を採用し、氾濫原における流れも考慮している。

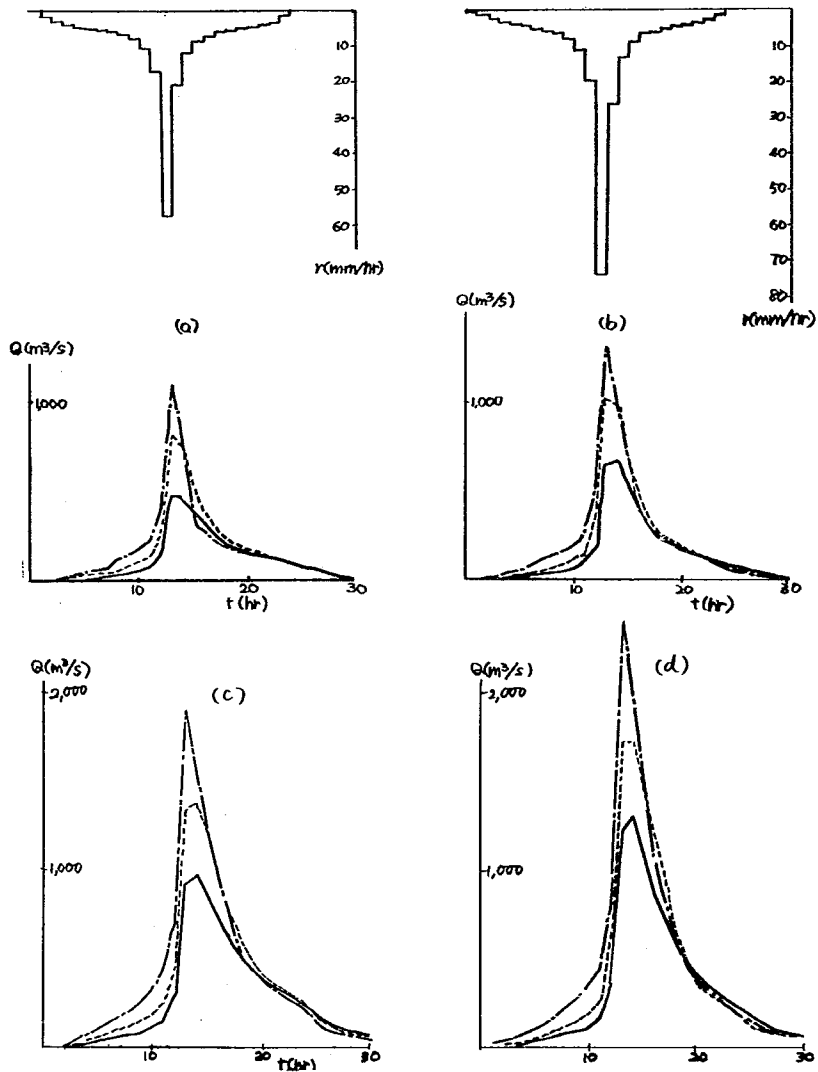
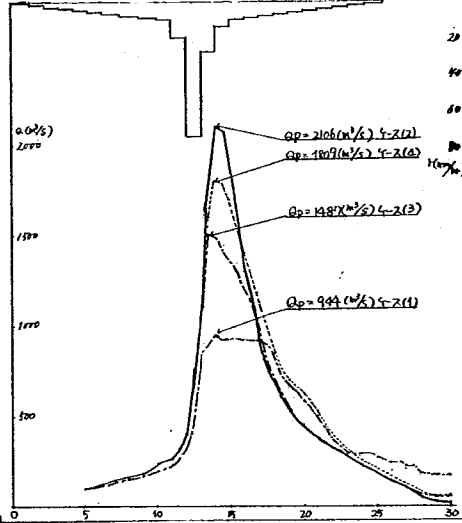
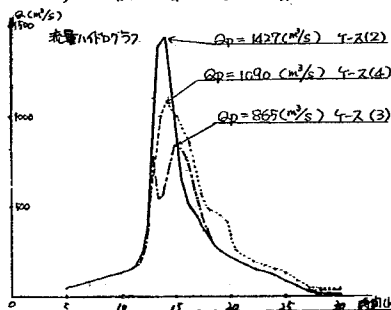
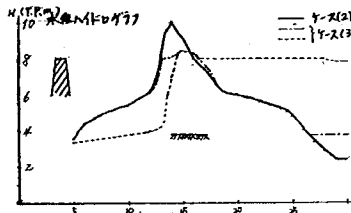
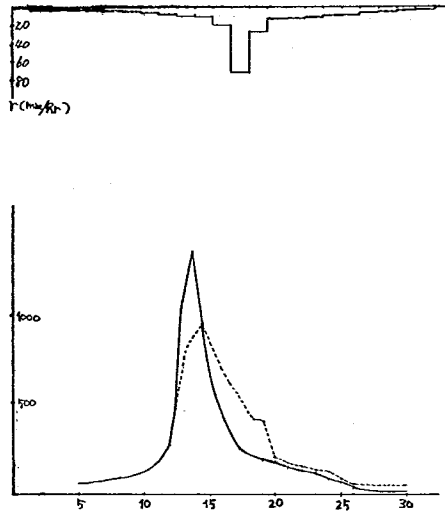


图-3

都市化による
流出の変化

地点	
(a) 舞合橋	50 mm/hr 中央集中型
(b) 舞合橋	70 mm/hr "
(c) 末台橋	50 mm/hr "
(d) 末台橋	70 mm/hr "

起り得るということは、流量が水面勾配によって大きく影響されることに着目すれば説明がつく。すなわち、河床勾配の急な河道では流量が河床勾配と水深のみによって定まると考えておけばよいが、緩勾配河川では水深と水面勾配によって流量が決まると考えなければならぬ。従ってある地点の流量は他の地点の上下流の水位に影響され、水深が大きくても2地点間の水位差が少なければ値は小さくなる。このようなことが起こったために図-5のようは結果となったように思える。具体的にいえば、遊水池地点の河道水位は池が満水に達するまで越流堤の高さで押さえられているが、その下流側では島小川の合流や残流域からの流入によって水位が上昇



するため水面勾配が小さくは、流量が減少したものと考えられる。

遊水池が満水に達した後の流量低減効果については次のように考えられる。

①河道と遊水池とが一体としてしまうため、貯留量増加による水位上昇が河道だけの場合に比較して少なくなる。

②水位上昇が抑えられるため水面勾配が大きくなる。流量の増大分が小さい。

これらの結果から判断すると、低平地においては遊水池が流量低減に関してかなりの効果がある

といえる。しかも、治水に任せても効果は残ることを考え、それほど大きな容量は必要なく、ある程度の面積を確保できれば良いので土地の高度利用が可能となり、流域の都市化に対しても柔軟な方策であるように思われる。図-6のケース1の場合、遊水池を含めた全域で氾濫を考慮した場合の結果であり、流量低減の効果は最も大きい。現実的には、島山川合流点より下流では既にかなり市街化されており氾濫を残すような治水対策は不可能であろうが、その効果だけに注目すると低平地河川の改修方式というものに対してある程度の方角づけができるように思われる。

4. あとがき

額見川の改修方式について検討し、氾濫を考慮した改修方式が流量低減という面から見ればかなり有力であるという結論が得られた。しかし、既に高度に都市化された流域では直接的な河川改修を行おうのが困難であり、洪水危険区域の住民への危険度の周知、避難体制の確立など、消極的な策を採らざるを得ない。ここに都市河川の問題があるが、流域が都市化されつつある時点で適切な対策を施しておけば後の憂いも軽減されることと逆にいえるのではまいらうか。そういう意味で、本報告で述べた氾濫の効果を利用するよう治水方式は、適切な土地利用を前提として都市化の問題にも弾力的に対処するため有力な方式であると考えられる。

治水に関する問題は唯河川のみによらず解決できる性質のものではないから、流域全体を多方面から眺め、より総合的な治水対策技術の確立することが今後に残された課題であろう。

参考文献

- 1) 橋本健、長谷川正：土地利用変化を評価する流出モデル，土木技術資料 19-5 (1977)
- 2) 石崎勝義，岡田豊：氾濫を伴う洪水の計算，土木技術資料 18-7 (1976)
- 3) 建設省土木研究所：地成総合洪水防御計画調査報告書，土研資料第1182号 (昭和52年1月)

13. 自然風による長大橋梁の不規則応答解析

構 造 研 究 室

湯 沢 聡

自然風による長大橋梁の不規則応答解析

構造研究室 湯沢 聡

§ 1 まえがき

長大橋梁は風の影響を受け易い構造物であり、その設計にあたっては、架橋地点での風の特徴を把握し、風洞実験を行ない耐風安定性の良好な設計案を得ることが必要である。この耐風設計の妥当性を確認するため、また、将来の耐風設計に資するために、いくつかの長大橋梁では長期観測システムが設置されている。

風の作用による構造物の振動としては、①自励振動：ある限界風速に至って発生しその後風速の上昇とともに振幅がしだいに増加していき、その発生が構造物の崩壊につながる危険性を有する振動、②風琴振動：限られた風速範囲において、後流渦の周期と構造物の固有周期が一致し共振する比較的振幅の小さな振動、③パフティング：吹き寄せる風の中に含まれる乱れがもたらす不規則な振動、などがある。徳島県に架設された末広大橋（斜張橋）には、上述の目的から長期観測システムが設置されており、耐風設計の結果当然ながら自励振動および風琴振動といった構造物に有害な振動は観測されていないが、微小な振幅でのパフティングが記録されている。今回はこのデータを用いて、自然風による不規則応答特性を把握し、また、理論計算によって求めた応答の推定値との比較も行なう。

§ 2 研究目的

長期観測システムにより得られた橋梁の風に対する応答データを解析し、鉛直たわみ応答およびねじれ応答の特性を明らかにするとともに、これらの応答の推定計算を行ない、パラメータ解析、実測値との比較などにより精度の高い計算方法を確立することを目的とする。

§ 3 研究方法

観測データの解析方法、応答の推定計算の方法を説明する前に、対象とした末広大橋の耐風設計および長期観測システムの概要を述べる。

3.1 末広大橋の耐風設計概要

末広大橋は国道55号線のバイパスとして、徳島県が架設した三径間連続鋼床版箱ゲタ斜張橋であり、その断面図を図-1に示す。本橋の断面決定に際しては風洞実験¹⁾により逆梯形箱ゲタ断面が、最も自励振動（フラッター）に関して良好と断定された。しかし、一般に本橋のような充腹断面では風琴振動が起りやすい。風琴振動により構造物が一挙に破壊する恐れはないが、この種

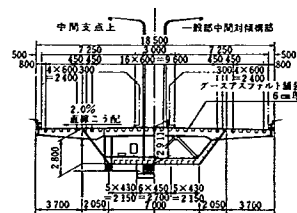


図-1 標準断面図

の振動は比較的低風速で起こり出現回数が多いので、疲労などの点で注意を払わねばならない。

風洞実験の結果、本橋ではこの風琴振動の防止策として図-2に示す端抑流板付高欄が最も有効であると判断され、取り付けられた。

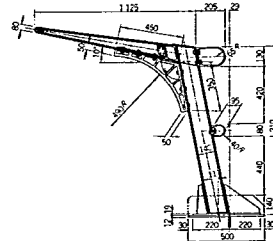
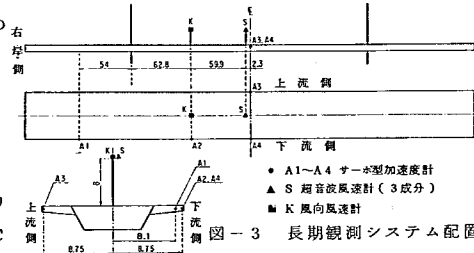


図-2 端抑流板付高欄

3.2 長期観測システムの概要

本橋に設置されたシステムは風向風速計 (KE-111 型)、超音波風速計 (PA-314-2 型)、サーボ型加速度計 (V-401BR 型)、タイム・スタンプ、自動記録装置、風速警報器などの観測機器から成り、その配置図を図-3に示す。なお、観測機器の詳細は報告書³⁾を参照されたい。



$$\ell(t) = 2\bar{L} A_u(f) \frac{u(t)}{\bar{U}} + \frac{d\bar{L}}{d\alpha} A_w(f) \frac{w(t)}{\bar{U}}, \quad \bar{L} = \frac{1}{2} \rho B \bar{U}^2 C_L(\alpha) \quad (3-2)$$

ここで、右辺の第1項は小さいとされているので省略することにし、両辺をフーリエ変換しパワースペクトルを求めれば、

$$S_{\ell\ell}(f) = \left| \frac{d\bar{L}}{d\alpha} \frac{A_w(f)}{\bar{U}} \right|^2 S_{ww}(f) \quad (3-3)$$

となる。

記号 L : 揚力 A_u : u による変動揚力に関する伝達関数 α : 迎角
 ℓ : 変動揚力 A_w : w による " " t : 時間
 ρ : 空気密度 u : 橋軸直角方向風速の変動成分 f : 振動数
 B : 幅員 w : 鉛直方向 " " C_L : 揚力係数
 $\bar{U}$: 橋軸直角方向の平均風速 S : パワースペクトル

次に変動揚力のパワースペクトルと鉛直たわみ応答のパワースペクトルの関係を求める。
運動方程式について考えれば、鉛直たわみ変位 $x(t)$ について次式が求まる。

$$m\ddot{x} + 2m\omega_0 h \dot{x} + m\omega_0^2 x = -L_a \dot{x} + \ell(t) \quad (3-4)$$

ここに、右辺の第1項は構造物の振動による空気力、すなわち非定常空気力であり第2項は変動風速による変動揚力で強制力といわれるものである。

便宜上、右辺の第1項の L_a を $2m\omega_0 h_a$ とし(3-4)式を変形すれば、

$$m\ddot{x} + 2m\omega_0(h+h_a)\dot{x} + m\omega_0^2 x = \ell(t) \quad (3-5)$$

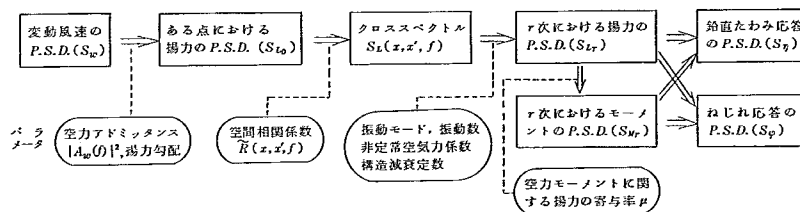
(3-5)式の両辺をフーリエ変換し、パワースペクトルを求めれば、

$$S_{xx}(f) = \frac{S_{\ell\ell}(f)}{m^2(2\pi f_0)^4 \left\{ \left(1 - \frac{f^2}{f_0^2}\right)^2 + 4(h+h_a)^2 \left(\frac{f}{f_0}\right)^2 \right\}} \quad (3-6)$$

となる。

記号 h : 構造減衰比 ω_0 : 系の固有円振動数 m : 質量
 h_a : 空力減衰比 f_0 : 系の固有振動数

自然風および構造物の三次元性を考慮すれば同様に実橋の鉛直たわみ、ねじれ応答を推定できるが、ここでは詳細は参考文献⁵⁾にゆずりその流れだけを示す。



次に上図に示された各パラメータについて説明する。

i) 空力アドミッタンス: 変動風速から変動揚力を求める際、振動数 f に応じた伝達関数 A_u

(f), $A_w(f)$ を介入させたが, この絶対値の 2 乗に相当するのが空力アドミッタンスであり, 多くの研究者によりその定式化が試みられている。

ii) 揚力勾配: 揚力係数を迎角 (橋軸に垂直な横断面内での風向) で微分して求まる値であり, 平板における揚力勾配の理論値は 2π である。

iii) 空間相関係数: 2 地点での変動揚力のクロススペクトルとある基準地点でのパワースペクトルとを関係づけるものであり, 近似的に次式を用いている。

$$\tilde{R}(x, x', f) = \exp\left(-\frac{\lambda f |x - x'|}{U}\right) \quad (3-7)$$

λ は定数であり, $\lambda = 7$ の値が多く用いられている。

iv) 非定常空気力係数: 構造物の振動に伴い生ずる空気力であり, 構造物の形状, 風速, 振動数, 振幅などにより異なる。平板の理論値としては Theodorsen 空気力係数が求まっており, また橋梁模型を強制加振させることにより風洞実験からも求まる。

v) 振動数・振動モード・構造減衰定数: これらは構造特性を示すものである。今回の計算では振動数・振動モードについては現場振動実験より求めた値²⁾を用いた。構造減衰定数としては 3.18×10^{-3} の値がよく用いられている。

vi) 空力モーメントに関する揚力の寄与率: 橋梁断面に作用する揚力の合力は必ずしも橋梁幅員の中心に作用しないため, 空力モーメントを付加する。空力モーメントと, 揚力と幅員の積との比を寄与率と定義した。

表-1 風速変化による応答

Case No.	橋軸直角方向 の平均風速 $\bar{U}$ (m/s)	橋軸直角方向の 変動風速の標準 偏差 σ_u (m/s)	鉛直方向の変動 風速の標準偏差 σ_w (m/s)	橋軸直角方向 の変動風速の 乱れ強さ	鉛直たわみ応 答の標準偏差 σ_y (cm)	ねじれ応答の 標準偏差 σ_θ ($\times 10^{-3}$ deg)
1	7.6	1.55	2.21	0.20	0.14	0.87
2	9.4	1.89	3.17	0.20	0.22	1.22
3	10.8	2.41	3.13	0.22	0.28	1.30
4	13.5	3.01	3.74	0.22	0.39	1.51

§ 4 結果および考察

4.1 応答の観測結果

(1) 卓越振動数

図-4 および図-5 に鉛直たわみ加速度, ねじれ加速度のパワースペクトルを示すが最大ピーク値 (対称 1 次の固有振動数) は, それぞれ 0.48 Hz, 1.52 Hz であり計算値²⁾ (0.47 Hz, 1.54 Hz) とよく一致している。

(2) 平均風速の影響

表-1 に平均風速の異なったケースの応答の標準偏差を示すが, 鉛直たわみおよびねじれ応答は平均風速の増加に伴い大きくなることがわかる。7 ~ 13 m/s 前後の平均風速で鉛直たわみ, ねじれ応答の標準偏差はそれぞれ 0.1 ~ 0.4 cm, $(0.9 \sim 1.5) \times 10^{-3}$ deg 程度であった。

(3) 乱れ強さの影響

平均風速 11 m/s 程度による乱れ強さの異なったケースの応答の標準偏差を表-2 に示す。各ケースの平均風

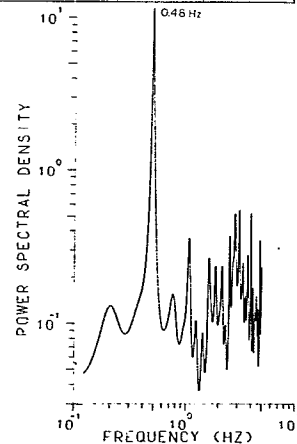


図-4 鉛直たわみ加速度のパワースペクトル

速に多少バラツキはあるが鉛直たわみ応答については、
 乱れ強さが大きくなると応答も大きくなった。しかし、
 ねじれ応答では乱れ強さより平均風速の影響が大きいこ
 とがこの結果では言える。

(4) 水平偏角の影響

水平偏角の変化による応答の標準偏差を表-3に示す
 が、平均風速および乱れ強さのバラツキにより水平偏角
 のみの違いによる応答の比較はできなかった。しかし、
 ケースNo.9の応答は鉛直たわみ、ねじれとも大きく、そ
 の原因の1つとして他のケースと違いほぼ橋軸直角方向
 に浜風を受けていることがあげられる。

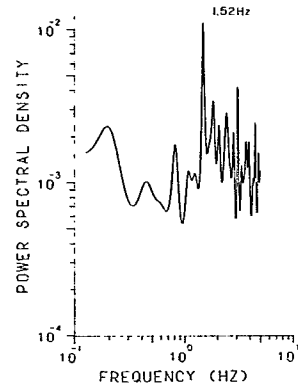


図-5 ねじれ加速度のパワースペクトル

4.2 応答の推定計算結果

(1) 各パラメータの影響

表-2 乱れ強さの変化による応答

ケースNo.1につい
 てパラメータを変化
 させて計算し、その
 影響を調べた。なお
 応答はパワ

Case No.	橋軸直角方向 の平均風速 $\bar{U}$ (m/s)	橋軸直角方向の 変動風速の標準 偏差 σ_u (m/s)	鉛直方向の変動 風速の標準偏差 σ_w (m/s)	橋軸直角方向 の変動風速の 乱れ強さ	鉛直たわみ応 答の標準偏差 σ_y (cm)	ねじれ応答の 標準偏差 σ_θ ($\times 10^{-3}$ deg)
5	10.3	1.63	2.69	0.16	0.40	1.76
6	11.6	1.99	3.48	0.17	0.46	3.26
7	11.5	2.36	3.57	0.21	0.49	2.87
8	10.9	2.58	3.62	0.24	0.50	2.46

表-3 水平偏角の変化による応答

ースペクト
 ルを積分し、
 標準偏差の
 形で示す。

Case No.	橋軸直角方向 の平均風速 $\bar{U}$ (m/s)	橋軸直角方向の 変動風速の標準 偏差 σ_u (m/s)	鉛直方向の変動 風速の標準偏差 σ_w (m/s)	橋軸直角方向 の変動風速の 乱れ強さ	鉛直たわみ応 答の標準偏差 σ_y (cm)	ねじれ応答の 標準偏差 σ_θ ($\times 10^{-3}$ deg)	水平偏角 (deg)
9	9.4	1.83	1.84	0.19	0.29	1.87	122.2
10	8.8	2.12	2.68	0.24	0.18	0.77	304.0
11	7.8	1.94	3.10	0.25	0.18	0.99	312.6
12	10.7	2.16	3.34	0.20	0.18	0.95	279.9

i) 空力アドミッタンス

図-6に各理論式による換算振動数(fB/U)と空力アドミッタンスの関係を、また表-4
 (a)に各空力アドミッタンスを用いて計算した応答を示す。準定常理論は空力アドミッタンス
 を1とおくものであり、Davenportの空力アドミッタンスは乱れの空間的変動性に基づく
 ものであり、Searsの空力アドミッタンスは正弦波動的な鉛直乱れが翼におよぼす揚力に基づく
 ものであり、Holmesの空力アドミッタンスは実験的に求めたものである。Searsの空力ア
 ドミッタンスに含まれるSears関数はかなり複雑であるので、図-6に示した近似式を計算
 に用いた。表-4によると計算結果は準定常理論が最も大きく、Davenport, Holmes,
 Sears(1), Sears(2)の順になっている。この結果は図-6の空力アドミッタンスの関係から
 説明される。

ii) 揚力勾配

表-4(b)に平板の揚力勾配(2π)および三分力実験¹⁾より求めた値(2.86)を用いて計算
 した結果を示す。これより鉛直たわみ、ねじれ応答とも揚力勾配に比例して変化することが
 わかる。

III) 空間相関係数の λ

表-4(c)に λ を変化させた場合の計算結果を示す。

鉛直たわみ、ねじれ応答ともに λ が大きくなると小さくなるが、その影響は小さい。

IV) 非定常空気力係数

平板に関する非定常空気力係数の理論値と、本断面に関する実験値を対比させ図-7(6)に示し、これらを用いて計算した結果を表-4(d)に示す。表-4(d)より鉛直たわみ応答では実験値を用いた計算結果の方が大きい、これは図-7(a)の非定常揚力で理論値が実験値より小さいこととよく対応している。

V) 構造減衰定数

表-4(e)は構造減衰定数の違いによる応答を示すが当然のことながら鉛直たわみ、ねじれ応答ともに構造減衰定数が大きくなるほど小さくなることわかる。

VI) 振動モード

振動モードは、たわみについて、対称1次、2次、3次、逆対称1次、2次、3次、また、ねじれについては対称1次、2次、3次、逆対称1次の合計10モードを用いた場合とたわみ対称1次、ねじれ対称1次の合計2モードを用いた場合との応答の比較を表-4(f)に示すが影響は小さく最低次の振動が卓越していると考えてよからう。

VII) 寄与率 μ

寄与率 μ の違いに

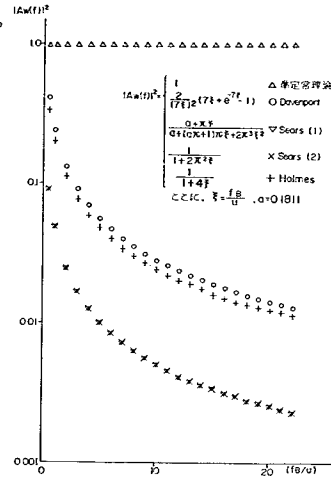


図-6 換算振動数と空力アドミタンス

表-4 計算に及ぼす影響

パラメータ	鉛直たわみ応答の標準偏差 σ_y (cm)	ねじれ応答の標準偏差 σ_ϕ ($\times 10^{-2}$ deg)
空力アドミタンス: 非定常理論 揚力勾配 : 2.86 空間相関係数(λ): 7 非定常空気力係数: 理論値 構造減衰定数 : 3.18×10^{-3} 振動モード : 合計10モード 寄与率 μ : 1	0.395	2.422
以下に上記のパラメータを変化させて計算した結果を示す。		
(a) 空力アドミタンス		
Davenport	0.207	1.155
Sears (1)	0.127	1.021
Sears (2)	0.126	1.020
Holmes	0.192	1.125
(b) 揚力勾配		
2π	0.868	5.320
(c) 空間相関係数(λ)		
10	0.393	2.417
15	0.392	2.415
20	0.391	2.414
25	0.391	2.414
30	0.391	2.414
(d) 非定常空気力係数		
実験値	0.461	2.466
(e) 構造減衰定数		
1.59×10^{-3}	0.438	2.787
6.36×10^{-3}	0.340	2.036
1.27×10^{-2}	0.283	1.700
(f) 振動モード		
合計2モード	0.387	2.395
(g) 寄与率 μ		
0.14	0.393	0.339

より応答を表-4 (g)に示す。この結果 μ が1のときのねじれ応答を見れば、かなり過大評価していることがわかる。一方、三分力実験より求めた空力モーメント係数と揚力係数との比0.14を使用した場合は実測値に近づく傾向にあった。

(2) 全ケースの推定計算

以上のパラメータの影響をふまえて、全ケースについて変動風速のパワースペクトル（実測値）より応答のパワースペクトルを推定計算し、その結果を標準偏差の形で表-5に示し、実測値との比較を図-8に示す。なお計算にあ

表-5 推定計算の一例

Case 点	鉛直たわみ応答の標準偏差 σ_y (mm)	ねじれ応答の標準偏差 σ_φ ($\times 10^{-3}$ deg)
1	0.13	1.43
2	0.22	2.01
3	0.29	2.56
4	0.45	4.55
5	0.33	3.71
6	0.49	5.63
7	0.37	3.61
8	0.48	4.66
9	0.19	1.55
10	0.26	2.46
11	0.26	2.40
12	0.50	5.45

り、各パラメータは次のように定めた。

空力アドミッタンス：Sears (2)

揚力勾配：実験値 (2.86)

空間相関係数の λ ：7

非定常空気力係数：実験値

構造減衰定数： 3.18×10^{-3}

振動モード：合計10モード

寄与率：0.14

この結果より鉛直たわみ応答についてはかな

りの精度で推定が可能であることがわかるが、ねじれ応答については、寄与率 μ に関してさらに詳細な検討が必要であるといえる。

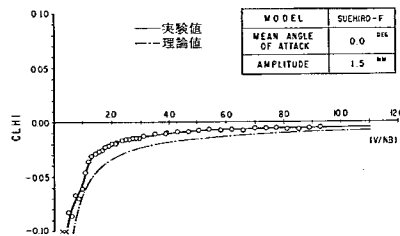


図-7 (a) 非定常空気力係数(リフト)

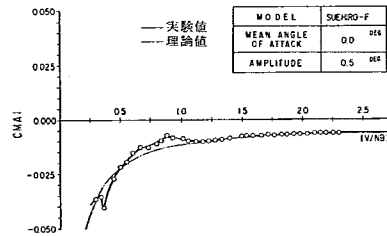


図-7 (b) 非定常空気力係数(モーメント)

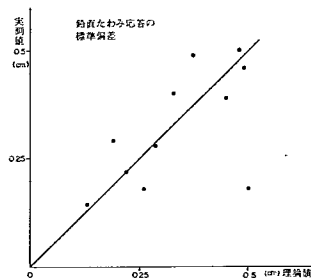


図-8 (a) 理論値と実測値

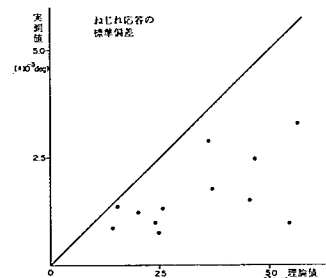


図-8 (b) 理論値と実測値

§5 まとめ

今回行なった解析により明らかとなった事項を次にまとめる。

- (1) 末広大橋の長期観測データより応答を解析した結果、平均風速 $7 \sim 13 \text{ m/s}$ 程度で鉛直たわみ応答の標準偏差は $0.14 \sim 0.50 \text{ cm}$ 、ねじれ応答の標準偏差は $(0.8 \sim 3.3) \times 10^{-3} \text{ deg}$ 程度であった。
- (2) 平均風速の増加により鉛直たわみ、ねじれ応答は増加する傾向を示し、また乱れ強さの増加により鉛直たわみ応答は増加する傾向を示したが、水平偏角の変化が鉛直たわみ、ねじれ応答に及ぼす影響および乱れ強さの変化がねじれ応答に及ぼす影響については、はっきりとした傾向がつかめず今後検討が必要と思われる。
- (3) 各パラメータを変化させ応答の推定計算に及ぼす影響を調べたが、空力アドミッタンス、揚力勾配、非定常空気力係数、構造減衰定数に比べ空間相関係数の λ 、振動モードの影響は小さかった。また、空力モーメントに関する揚力の寄与率 μ が鉛直たわみ応答に及ぼす影響は小さいが、ねじれ応答に及ぼす影響は大きい。
- (4) 各パラメータを合理的に組合わせ、全ケースについて推定計算を実施したが、鉛直たわみ応答についてはかなりの精度で推定することができるが、ねじれ応答については寄与率 μ に対して検討が必要と思われる。
- (5) 今後の課題としては、高風速における観測データの蓄積に努め、不規則応答の特性を明らかにすること、および高風速において、また、トラス補剛桁を有する長大橋梁においてもその不規則応答を推定できる計算方法を確立することがあげられる。

おわりに、本研究をまとめるにあたり、成田信之構造研究室長および佐藤弘史研究員の援助を載しましたことに対し、ここに謝意を表します。

〔参考文献〕

- 1) 建設省土木研究所：末広大橋耐風性調査報告書 土研資料 799 1973.3
- 2) " : " 振動実験報告書 " 1134 1976.3
- 3) " : " 長期観測データの解析報告書 " 1215 1977.3
- 4) " : " " (Ⅱ-1977) " 1348 1978.3
- 5) 阪神高速道路公団、財団法人防災研究協会：斜張橋断面のパフェッティング振動に関する研究調査、大阪港周辺における自然強風の耐風工学特性に関する研究調査、昭和50年度報告書、昭和51年3月
- 6) 成田信之：充腹断面橋桁を有する斜張橋の耐風設計に関する基礎的研究〔非定常空気力係数〕 1978.2

14. 高圧スライドゲート戸溝の水理特性

篠崎試験所

波多野 茂 幸

高压スライドゲート戸溝の水理特性

篠崎試験所 渡辺野 茂幸

§1. まえがき

多目的ダムの流量調節用放水設備として、高压スライドゲートがしばしば利用される。この型式は古くから使用され構造が比較的簡単で、経済的に有利とされる。図1はその既設例を示したものである。高压スライドゲートは構造上、戸溝を必要とするため種々の問題が生じてくる。とく高水頭で操作される場合は流速がきわめて早く、戸溝のような不整があると流れが急変する。したが、戸溝形状が適正なものではないと急激な圧力低下により、キャビテーションが誘発し、ゲート本体や戸溝周辺の壁面を損傷させることがある。

高水頭で操作される放水設備は万一事故を起こすと、被害は大きく、補修もひどい。うに困難とされるので、形状の選定はとくに慎重に行わねばならない。

本文では高水頭で使用されるスライドゲート戸溝の既設形状および比較形状などについて取り扱い、その水理的な特性を調査して設計上の資料としたものである。

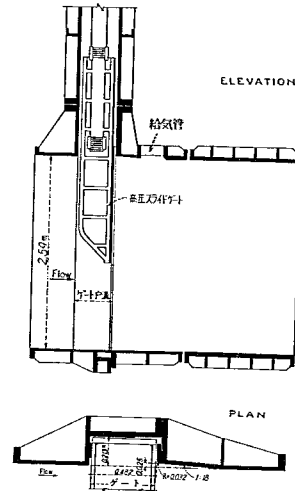


図1. 高压スライドゲートの既設例

§2. 調査方法

本調査では高速流試験装置が使用された。この装置は最大 30 m/sec 程度の流速を発生させることができ、模型によ、ては実物とほぼ同じ流速で試験を行うことも可能である。試験用模型は流量コントロールバルブ下流の鋼管に図2に示すような透明アクリル板で製作した戸溝模型を取り付けた。戸溝のような構造物の水理特性を調査する方法として、通常は圧力分布を測定する。

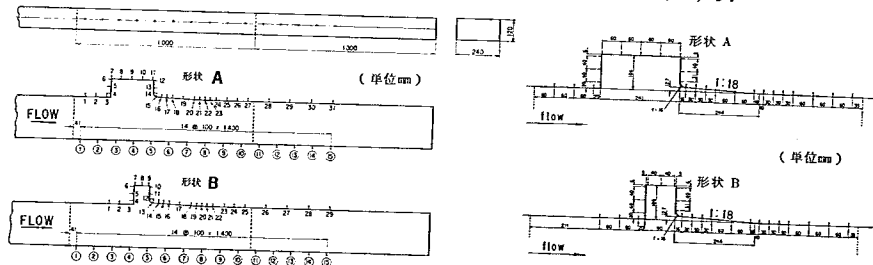
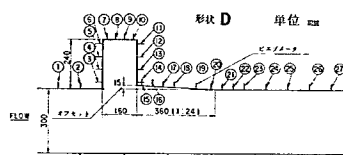
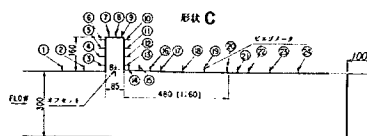


図2. 試験用模型

圧力測定の方法は戸溝周辺に配置したピエゾメータをビニールパイプで連結し、圧力変換器に接続して作用する電圧量から圧力値を換算した。

設定した流速は模型の縮尺規模を考え合わせて6~18 $\frac{m}{sec}$ (180~540 $\frac{cm}{sec}$)の範囲で行った。本試験は高速流の現象を調査するので目視による観察はむずかしい。そこでエアークンプレッサーにより、空気を混入させ流れを可視化したうえで、 $\frac{1}{1000}$ 秒、 $\frac{1}{1000}$ 秒の写真を撮影を行った。(写真I参照)



§ 3. 調査結果

3-1. 戸溝形状の説明

本調査で使用した戸溝形状は図3に示すA~Dの4つ形状について行われた。例えば形状Aは高压スライドゲートの戸溝として使用実績のあるもので、設計流速はおよそ22 $\frac{m}{sec}$ である。形状Bはその比較形状で、模型はいずれも実物の $\frac{1}{2}$ で製作された。形状Bは戸溝幅Wが深さDに比べて大きいものといえよう。戸溝下流端には0.2Dに相当するオフセットを設け、エッジには0.15Dの円弧。これより下流は1:18のこう配をもつテーパー(傾斜面)がつけられている。形状Bは戸溝深Dを形状Aを等しくし、戸溝深さWを小さくしている。オフセット、エッジ、およびテーパーは形状Aと同様である。

形状C、Dはフィルダムで計画された洪水調節用の底部放水工に設置される高压スライドゲート戸溝の設計上比較されたもので、模型は実物寸法である。両者とも戸溝下流エッジの円弧をなくし、形状Cはテーパーのこう配を1:24としているのに対し、形状Dは戸溝深さをさらに大きくとり、1:60となによりゆるやかなものになっている。

3-2. 各形状の水理特性

戸溝周辺の圧力分布は、下記に示す圧力係数Cとして無次元化表示した。

$$C = \frac{(P - P_0) w}{\rho V^2 / 2g}$$

ここで、C=圧力係数、P=各点の作用圧力($\frac{kg}{cm^2}$)、 P_0 =基準圧力(大気圧)

w =水の単位体積重量($=1\frac{kg}{cm^3}$)、 V =戸溝上流部の断面平均流速($\frac{m}{sec}$)

g =重力加速度($=98\frac{m}{sec^2}$)

$V^2/2g$ は一般に流速水頭とよばれる。

まず各点の作用圧力Pを図3示す。作用圧力は流速水頭に比例することからわかっている。各ケースごとに圧力係数を算定し、形状AとBは5ケース、形状CとDについては7ケース流量を変えて行った。図4のように圧力係数Cは各ケースとも同一測点ではほぼ一定値を示す。

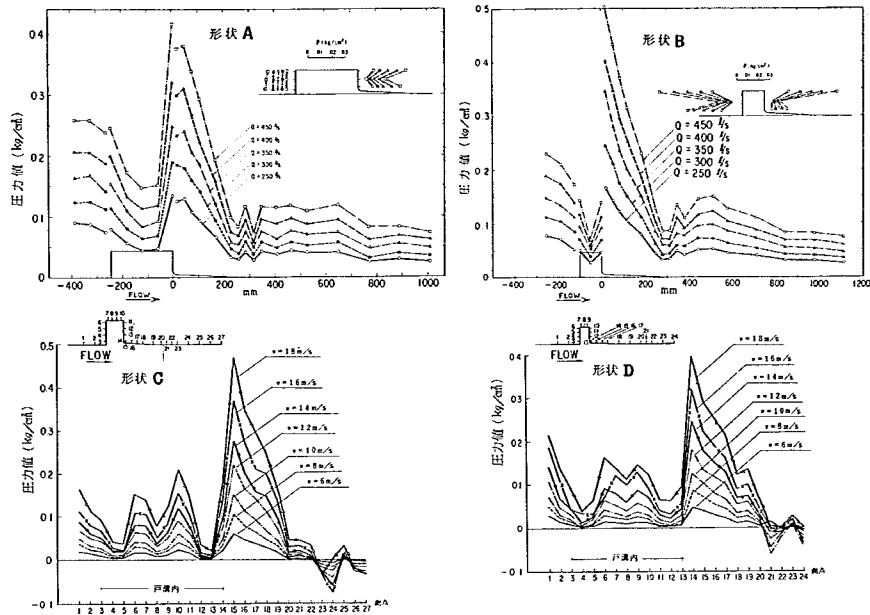


図3. 溝周辺の圧力値

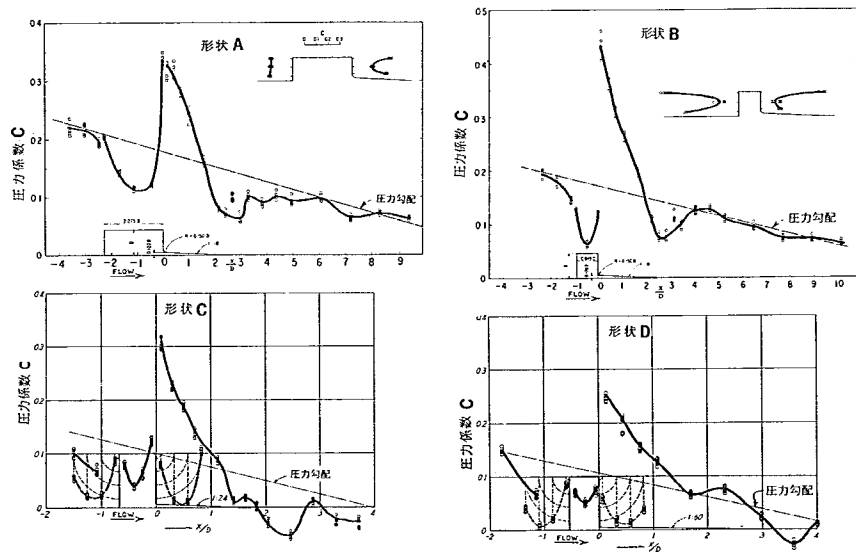


図4. 溝周辺の圧力分布(圧力係数)

図2のように二つの果は、た断面と縮尺規模をもつ模型(形状A、Bと形状C、D)の圧力分布から水理特性を比較するのはむずかしいが、何かを基準として取り扱った方がよい。そこでここで、戸溝の反対側の壁面の圧力分布を圧力係数として求めた。これは通常圧力こう配として図4のように直線で示され、これが基準の目安となる。図のように形状A、Bと形状C、Dとでは圧力こう配が異なっている。これは模型断面の違いにより圧力値が異なるためである。

以下各形状の水理的な特性について少し説明を加えてみる。

1). 形状A

戸溝内の急激な圧力降下はみられない。これは戸溝幅Wが比較的大きいため戸溝上流からの流水が拡散して戸溝内に入りこむためであろう。テーバー部では流れが衝突し圧力は周辺と比べ高くなっている。テーバーから下流は圧力が降下する傾向がみられるが急激な変化ではなく、とくに問題はなさそうである。

2). 形状B

戸溝内の圧力変動は大きく、局所的に圧力降下が増大している。これは戸溝内に生ずる渦流によるものであろう。この形状は戸溝幅Wが小さくとも水ているため、流水が戸溝内に入りこまない。このため戸溝下流のコーナーの圧力がかなり高くなっており、戸溝上流の断面急狭により拡散されて流れがコーナーに衝突していることが知られる。テーバーから下流の圧力降下は形状Aと比較してやや小さく低圧の範囲も短くなっている。

3). 形状C

この形状は戸溝幅に比べて深さが大きく、図5にみられるような渦流が生じており、現象としては形状Bとよく似ている。テーバーのこう配はこの場合1:24で形状A、Bに比べて少しゆるやかなものになっているが、テーバー下流端付近では圧力が降下する傾向がみられ降下量が比較的大きい。

4). 形状D

戸溝内は形状Cと同じような渦流を生じており、戸溝周辺の圧力分布も大体同じである。テーバー部の圧力分布は他のどの形状に比べてもゆるやかである。これは壁面に沿う流れがなめらかであることを示している。テーバー下流端で圧力降下がみられるが降下量も小さく比較的稳定しているといえる。

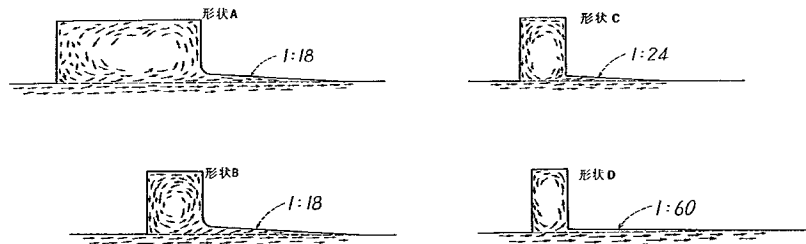


図5. 戸溝周辺の流況図

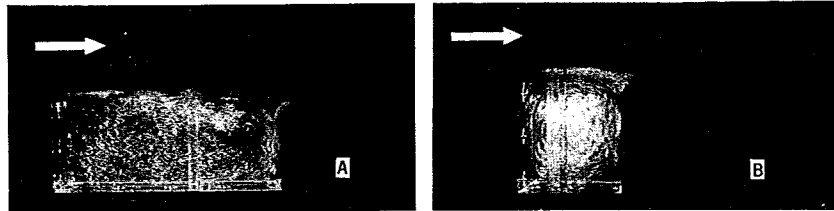


写真1. 戸溝付近の流況(形状A, 形状B)

§4. まとめ

図6は米国グレンキャニオンダム仮排水用のトンネル放水工に設置された高圧スライドゲートの戸溝で、直下流に急激な圧力降下が生じ誘発したキャビテーションによって損傷を受けたことを示している。この戸溝は $\frac{1}{2}$ "(1.3cm)のオフセットを設け平行下流壁をもつ。

オフセットがない上下流同一線上の平行壁をもつ戸溝は直下流の壁面にキャビテーションが生じ易いことが過去の調査結果から知られ、高水頭での使用はできないとされている。

放水工設備の設計上、しばしば利用される、"水門鉄管技術基準(グレンキャニオンダム仮排水用放水工)"(以下技術基準)では図7に示すような標準形状が提示されて

いる。この形状は過去の経験上および試験結果より得られたもので、オフセットは通常0.075W～0.10Wとし、テーパのこう配は1:12～1:24とする必要があるとされ、流速によってテーパのこう配を求めるような参考例も示されている。今回調査した戸溝形状と比較すると表1のとおりである。

表1. 形状別の諸元

形状	W/D	オフセット	テーパの傾	設計流速
A	2.27	0.052W	1:18	22 m/s
B	0.85	0.141W	1:18	"
C	0.53	0.094W	1:24	20 m/s
D	0.67	0.094W	1:60	"

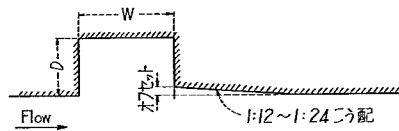


図7. ゲート戸溝の標準形状(水門鉄管技術基準)

以上述べた調査結果などから、要するに戸溝形状は圧力降下を緩和し低圧の範囲を助長させない形状とする必要があり、戸溝下流端にはオフセットを有し、下流の壁面がテーパ(傾斜面)で構成され、水に円滑に接続するような形状とすることである。このような代表的戸溝形状の水理的な特性は前述の調査結果より知れた。この調査からおおまかには傾向として次のようなことがいえるだろう。

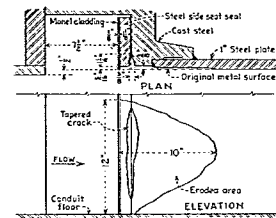


図6. 高圧スライドゲートの損傷例

- 1). 戸溝下流のテーバーのこう配は、設計流速を考慮して決定されるべきである。流速がおよそ $20\% \text{ sec}$ までは技術基準の標準値である。1:12~1:24程度が有効な値である。テーバー下流端付近に低圧を生じ形状Cと形状Dの例からわかるように1:60より1:24の方が低い。
- 2). 戸溝幅とW戸溝深さをDとしたとき W/D がおよそ0.5~2.0の範囲で戸溝内の圧力状態がとくに問題となる点はみられない。戸溝幅を大きくすると、テーバー下流の低圧を助長させる心配があり、できるだけ小さくとることが望ましい。
- 3). オフセットについては、技術基準の標準値である0.075W~0.10Wとすれば、とくに支障はないだろう。

4). 戸溝下流のエッジの処理について、今回の調査では、はきりしはいか、0.15D程度の円弧をつければテーバーから下流の圧力降下を緩和させる効果が期待できそうである。

ひとがあげられる。戸溝形状を選択する場合、水理特性のほか、使用水頭、ゲートの形状、あるいは、操作方法などを勘案せねばならない。また、製作上の考慮として、高水頭にさらされる戸溝付近の低圧の発生と戸溝形状のみによつて防ぐことは大変むずかしいことであり、キャビテーションに対して強い材料が使用されなければならない。また戸溝下流壁面の継手などは、わずかな凹凸でもキャビテーションを誘発させる危険があり、その仕上げ処理にはとくに注意を払う必要がある。

§5. あとがき

本調査はゲートを設けないいわゆる二次元的な取扱いをしている。高压スライドゲートは全開または、半開状態で操作される。ゲートが半開で操作された場合はゲート下端の形状によつて圧力特性がいくぶん果ってくるのでこのことを考慮しなければならない。また最近では放水工に設置されるゲートの種類が多くなり、広範囲な調査が必要になる。

篠崎試験所では以前からゲート戸溝形状に関する調査が行われており、ここで紹介したものはその一部である。わが国における調査例は比較的少なく、今後は調査資料を増やすとともに、さらに細かい検討を加えねばならない。

(引用および参考資料)

- 1). 川村幸司、大野為三郎、"田瀬ダム放水管ゲート半開放流の可能性に関する検討" 土木研究所資料 第380号、昭和43年3月。
- 2). "水門鉄管技術基準" 水門鉄管協会、昭和48年3月 (P151~P154, P193~P195)。
- 3). William E. Wagner, "GLEN CANYON DAM DIVERSION TUNNEL OUTLETS" Proc ASCE HY 6, NOV, 1967.
- 4). 藤本成、"洪水吐の機能設計" 土木研究所資料第977号、昭和49年11月 (P65)。
- 5). Davis, "Handbook of Applied Hydraulics" 3rd Edition (22-8~22-14, 22-73~22-75)。
- 6). J.W. Ball, "HYDRAULIC CHARACTERISTICS OF GATE SLOTS" Proc ASCE HY 10 Oct, 1959.

15. トンネル内自動車火災実験

トンネル研究室

花 岡 信 一

トンネル内自動車火災実験

トンネル研究室 花園 信一

1. まえがき

トンネルの防災に関する試験調査の中で、昭和41年度及び42年度の2ヶ年にわたり、トンネル内火災実験を行った。実験は筑波学園都市に新しく建設された実大トンネル実験施設を用いて、最初の年度には施設の汚れを防止する意味で火源をアルコールとし、白色発煙筒を用いて煙を発生させた。この実験では発熱量が小さく、しかも発煙筒による煙のため実際の火災を十分再現するまでには致らなかった。このことも踏まえて、次年度には火源をガソリンとし、乗用車ないしトラック火災を想定した規模の火災も選定実施した。

実際の火災が発生した場合、主として問題となるのは、熱及びガスを含む煙である。これらの挙動は特にトンネル内の風速により影響を受けると考えられるが、実験にあたっては基本的な状態を想定してトンネル内は無風とし、温度分布、熱気流の移動速度、煙の拡大などを測定・観察した。

2. 実験目的

昨今の社会、経済的要請から道路トンネルの延長、交通量ともに増大する傾向にある。このような情勢のもとでトンネル通行の安全性の問題が従来とは比較にならない程重大となってきている。特にトンネル内での車両火災事故は限られた空間内であることから大惨事に発展する可能性があり、これらの問題に対処すべく防災対策とともに整備する必要があるが、これらの基礎資料として火災時のトンネル内環境を十分把握しておくことが重要と考えられる。

3. 実験方法

3.1. 実験施設

図～1は実験に用いた実大トンネル実験施設である。このトンネルは筑波研究学園都市土木研究所構内に昭和41年に建設し、昭和44年度内に設備等が完成することになっている。トンネル中員は28m、フラウン高は6.9m、延長400mの鉄筋コンクリート製であり、南北方向に走っている。トンネルの南坑口から100mおいた次の100m区間の耐火構造として設計されている。

3.2. 実験ケース

車両火災を想定してアルコールおよびガソリンを火皿上で燃焼させ、人工火災を発生させた。

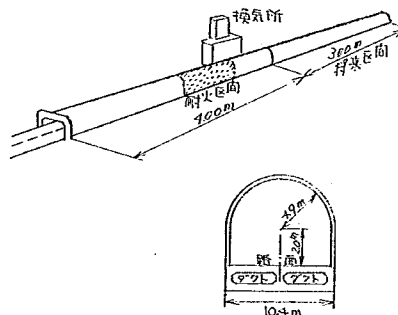


図-1 実大トンネル実験施設

このときの火災規模は表-1のとおりである。火源の発熱量から推定すると、ケースⅡが常用事程度、Ⅲがパンより少し大きい程度、Ⅳがバスより少し小さい程度である¹⁾。

表-1 実験ケース

実験年度	実験名	火 源			シャッター 開閉		目 録 燃焼時間 (分)	発熱量 (MW)
		種 類	燃料量 (g)	火皿面積 (m ²)	南 側	北 側		
S 51	AI-1	アルコール	50	2	半 開	閉	18	0.76
	AI-2							
	AI-3							
	AI-1		100	4	半 開	閉	18	1.52
	AI-2							
	AI-3							
	AII-1		150	6	閉	全 開	18	2.28
	AII-2							
	AII-3							
S 52	GI-1	ガソリン	120	2	閉	全 開	18	6
	GI-2							
	GI-3							
	GI-4		240	4	全 開	全 開	18	12
	GI-5							
	GI-6							
	GI-7		360	6	閉	全 開	18	17

3.3 測定および観測

図-2に示す地点で下記の測定を実施した。

i) 温度

熱電対温度計により火源より片側(北側)へ5m, 10m, 20m, 40m, 80m, 160mの断面で合計30~49本の温度を測定した。

ii) トンネル内風速

火災による熱気流の影響を調べるため、火源より20m~80mの地点にロビンソン風速計と微風向風速計を配置した。特に、昭和52年度の実験では200m地点にギル風速計を2台設置した。

iii) 煙の移動状況の観察および撮影

火災から発生した煙は両坑口に向かって拡大移動するが、このときの煙先端の移動速度および層厚の増加状況を目視観察し、同時に記録した。さらに2年度には3台のVTRと2台の16mmカ

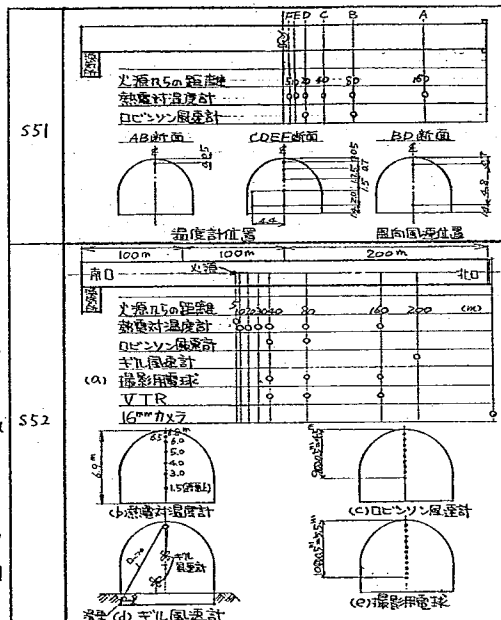


図-2 測定位置

メラを用いて撮影を実施した。

4 実験結果

4.1 トンネル内温度分布

図-3は路面上6.9mの地点で測定した熱気流のトンネル軸に沿った距離減衰の図である。

この図によると火源から20m付近に変曲点として、この点までは急激な温度減衰がみられるが、これを過ぎるとゆるやかな線形の減衰になっているのがわかる。さらに、減衰率については火災規模が大きくなる程高くなる傾向がみられ、特に、ガソリン火災においてこの傾向は顕著である。

図-4は着火10分後のトンネル内鉛直方向の温度分布を表わしている。これによると層厚1~2mの熱気流がクランプ下を這っているのがわかる。また、温度は熱気流下面から指数曲線的に減衰している。

4.2 風向風速

図-5は熱気流の風速の経時的変化を示している。これによると、最初煙風状態であったのが着火後数分で急激に風速を増し、アルコール火災では1~2m/s、ガソリン火災では3~4m/s程度の風速を保ちその後火災の衰えとともにしだいに減少する傾向を示している。風速の時間変動はアルコール火災の方が比較的滑らかであるのに比して、ガソリン火災の方が激しくなっている。これはアルコールとガソリンの燃焼状況の相違によるものと思われる。

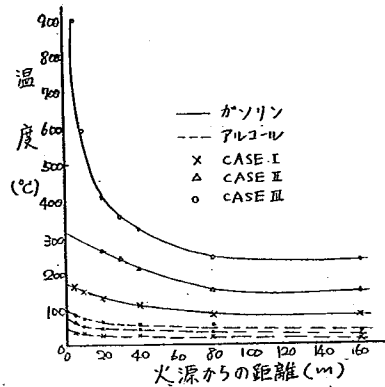


図-3 温度の距離減衰

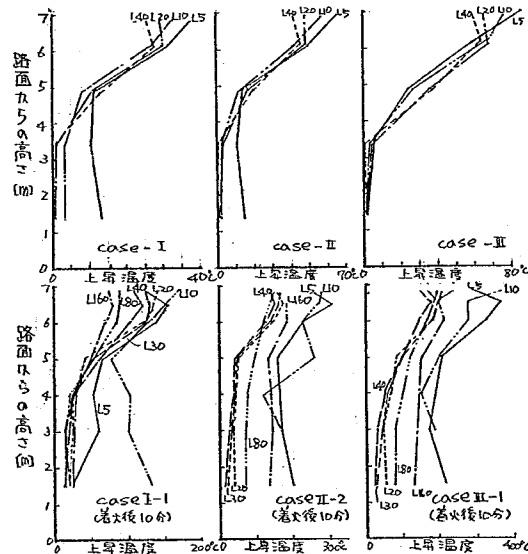


図-4 鉛直温度分布

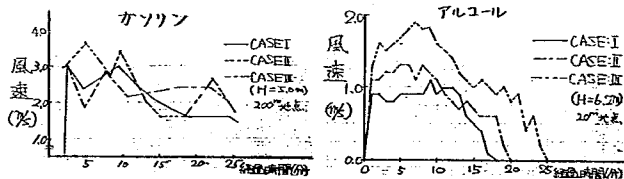


図-5 熱気流の風速

4.3 煙の挙動

図-6は煙の移動状況を示したものである。着火後煙は熱気流によってクラウドもこのトンネル坑口まで到達する。到達した煙の一部は坑口から吹き出されるが、残りはトンネル内に吹き込む風と浮力の低下により坑口に近い層からしだいに下降し始め、ついにはトンネル内全体に煙が充満する。煙の先端の移動速度は火源が大きくなる程高く、アルコール火源の場合 $0.03 \text{ m/s} \sim 23 \text{ m/s}$ 、ガソリン火源の場合 $1.3 \text{ m/s} \sim 2.2 \text{ m/s}$ であった。

また、坑口の形状による煙の挙動の差については、今回の実験結果からは明らかにできなかった。

5. 考察

5.1 熱気流の流速

250°C 以下の熱気流について Hinkley は、流速 U と $(gQ/S\rho_0 T_0 W)^{1/2}$ の間に直線関係があることも指摘している。²⁾

$$U \propto U = (gQ/S\rho_0 T_0 W)^{1/2}$$

g : 重力加速度

Q : 気流の熱量

S : 比熱 (定圧)

ρ_0 : 密度

T_0 : 周辺絶対温度

W : トンネル中

図-7は、今回の実験結果を上述の関係で表わしたものである。図中の速度についてはガソリン火災で火皿より200mm、アルコールで80mmの地点のものである。これによると Hinkley の指摘どおりには直線関係にあることがわかる。

5.2 熱気流の層厚

Hinkley によると、無次元量 d/H と $P(gH)^{1/2}/UW$ の間にはある関係が成り立つ。ここで d は層厚、 H はトンネルの高さ、 P は火源の周辺の長さ、 g は重力加速度である。

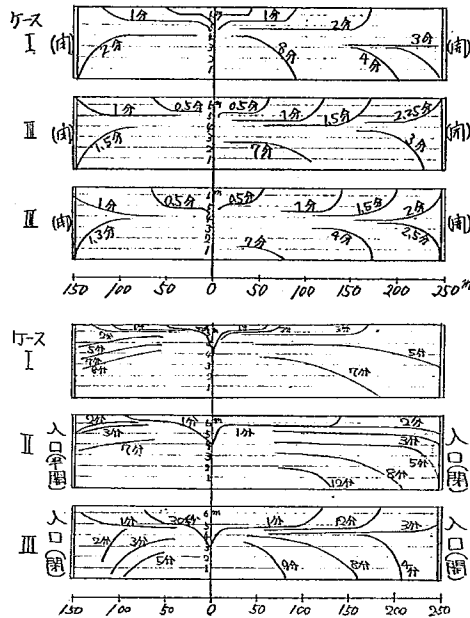


図-6 煙の移動状況

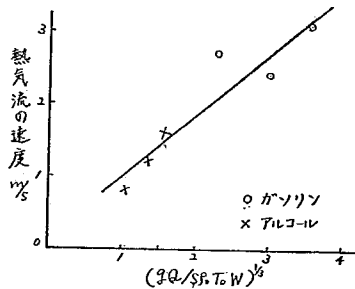


図-7 熱気流の速度

図-8は今回の実験結果を上図の曲線にあてはめたものである。これによると Hinkelley の指摘とおりほぼ直線関係になっている。

5.3 熱気流の温度分布

火源から出た熱気流はクラウン下と坑口に向って移動する間に下の空気およびクラウン壁との接触のため熱を失う。特に、下の空気との境界面では乱混合を起し、これによる熱損失はコンクリート壁での熱損失等と比較できない程大きいものとなると考えられる。Prandtl は乱混合の気体の熱伝導率が静止している気体の熱伝導率と同様の考えで処理出来ると考え、これと見かたの熱伝導率と呼んだ。³⁾

いま火源からトンネル軸に沿って、距離 x の断面と $x + \Delta x$ の断面の間の熱気流の熱収支を考えると、下式で表わせる。

$$\frac{dT_x}{dx} + \mu_1 T_x + \mu_2 = 0$$

この式を解くと下のようになる。

$$T_x = (T_f + \frac{\mu_2}{\mu_1}) e^{-\mu_1 x} = \frac{\mu_2}{\mu_1}$$

$$\mu_1 = \frac{1}{u A \rho S} \left(\frac{\lambda_a l_a}{K} + \frac{\lambda_c l_c}{t} \right)$$

$$\mu_2 = \frac{-1}{u A \rho S} \left(\frac{\lambda_a l_a}{K} T_0 + \frac{\lambda_c l_c}{t} T_c \right)$$

ここで

T_x : x 点の温度

T_f : 火源近傍の温度

u : 熱気流の速度

A : 熱気流の断面積

ρ : 熱気流の密度

λ_a : 乱流境界層の熱伝導率

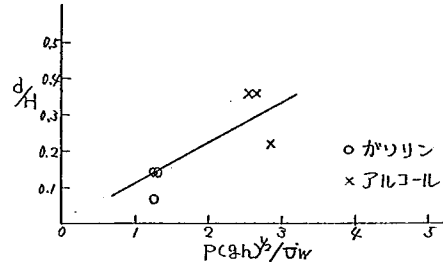


図-8 熱気流の層厚

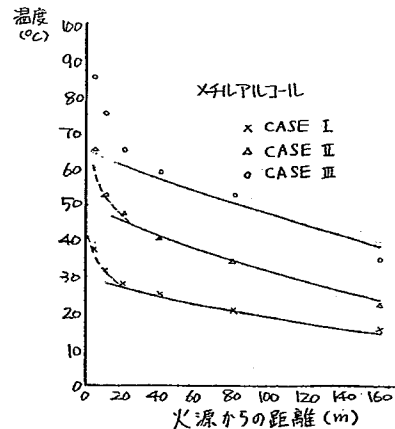
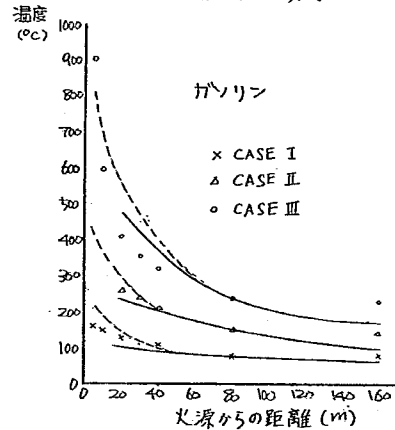


図-9 温度の距離減衰

λ_c : コンクリートの熱伝導率
 λ_a : 気流と下の空気の接触面の中
 λ_c : コンクリートの接触面の中
 S : 熱気流の比熱
 K : 乱流境界層の厚
 t : コンクリート厚
 T_o : 周辺空気の温度
 T_c : 外気の温度

表-2 熱伝導率

実験Case 熱伝導率	ポリリコ (G ₁ -S ₁ -K)			アルコール (G ₁ -S ₁ -K)		
	I	II	III	I	II	III
λ_a	1.47	11.62	29.62	4.50	9.62	9.66

上式中の入が未知数であることから、実験結果を上式に合致させるよう λ_a (表-2)を決定した。この λ_a を用いて上式から計算した温度の距離減衰を図-9に示す。図中の実線が計算値、破線は放射熱による影響を加えた値、実印が測定値である。

図-10は次元解析による無次元量 $\mu\rho S W$ と見かけの熱伝導率 λ_a との関係を示している。ここで μ , ρ , S , W は空気の熱伝導率、密度、比熱、動粘性係数、 W は気流の速度、 W は気流の層厚を等しいとして、気流断面形状を矩形に換算したトンネル中である。図中の Δ 印は昭和45年に行われたニッ小屋トンネルでの結果から求めたものである。これによると無次元量が2500を越えるあたりから λ_a は急激に増加していることがわかる。

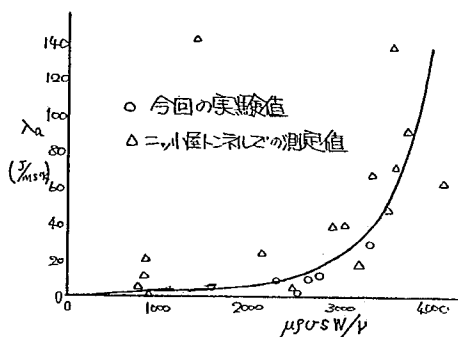


図-10 熱伝導率

6. まとめ

一方の坑口が閉じられた無風状態のトンネル内で火災が発生した場合の熱気流の挙動について実験的考察を行った。この結果熱気流の速度及び層厚が無次元量等で表わせることがわかった。さらに温度の距離減衰についても比較的簡単な式で表わせることが明らかとなった。しかし、実験量が少なく風速測定等の精度及び測定長が設備的に制限されたことから大ざっぱな結論に終った。また、より実際のトンネル内風速のある場合についてもファン等の設備が整いしだい実施する必要がある。火災の際に熱気流以上に問題となる有毒ガスの拡散についても更に研究していかねばならないことには言うに及ばない。

最後に実験にあたって御助力をいただいたトンネル研究室の方々及び、実験、整理、解析にあたって御尽力いただいた東洋大学修士課程の川端富士夫君に心から感謝するしだいであります。

参考文献

- 1) STUDIES OF FIRE AND SMOKE B.R.T.T A.J.M. Heselden Second International Symposium on A.V.D.V.T 22nd-25th March, 1976
- 2) THE FLOW OF HOT GASES A.E.S.M P.L. Hinkley FR. Note No.87 March 1970
- 3) 流体力学 Prandtl コロナ社

16. 車両重量調査による交通荷重の実態と 舗装設計への利用

舗 装 研 究 室

今 井 博

車両重量調査による交通荷重の実態と舗装設計への利用

舗装研究室 今井 博

1. まえがき

車両重量調査は直轄国道管理調査の一環として昭和40年ごろから実施されており、昭和53年4月現在、全国83ヶ所において実施されている。本調査は特に大型車等の重交通の実態を把握し、舗装構造、橋梁耐荷力などの検討に必要な資料を得ることを目的としている。今回、昭和40年から昭和51年までの12年分のデータを取りまとめ、解析を行、たので報告する。

2. 調査の方法

調査項目を表-1に示す。調査は0~1t, 1~2t, -----, 12~14t, 14t以上の13階層別に時間別通過輪数を測定する輪重調査と6車種の時間別交通量を測定する交通量調査から成る。調査は原則として6月および10月ごろの任意の1日間、連続24時間実施される。

表-1 車両重量調査の調査項目

路線名				上下線別		結核の種類		車道巾員		天 候					
調査年月日															
軸重 (t)	0~1	1~2	2	9~10	10~12	12~14	14	合 計	乗用車	バス	小型貨物	普通貨物	特殊小型	特殊大型	三車以上
0 ~ 1															
1 ~ 2															
2 ~ 3															

3. 調査結果

データの取りまとめを行、た102ヶ所の測定方法別の区分を表-2に示す。調査箇所のはほとんどが元一級国道の2車線道路である。

解析に際しては測定回数が多い箇所を除き、57ヶ所を対象として解析を行、た。輪重調査における誤差について図-1に示す。いま、車線の外側（または内側）車輪通過位置に着目すると、輪数と交通量は次式の関係にある。

$$\begin{aligned}
 \text{輪数の合計} &= 2\text{軸車} \times 2 + 3\text{軸車} \times 3 + 4\text{軸車} \times 4 + \dots \\
 &= \text{全交通量} \times 2 + 3\text{軸車} \times 1 + 4\text{軸車} \times 2 + \dots \\
 &\div \text{全交通量} \times 2 + 3\text{軸車交通量} \dots \dots \dots (1)
 \end{aligned}$$

しかし一級には測定誤差等により(1)式は成立しない。したがって人手観測による交通量のデータを正しいと見え、誤差輪数および誤差輪数の割合を(2)式および(3)式で定義した。

$$\text{誤差輪数} = W - T \dots \dots \dots (2)$$

$$\text{誤差輪数の割合} = \frac{W - T}{T} \times 100 \quad \text{----- (3)}$$

ここに W: 輪数の合計

T: (全交通量 × 2 + 3軸車交通量)

図-1より輪重調査の再測定の見断基準として次の2条件が考えられる。

(i) 誤差輪数が ±1,000輪以下であること。

(ii) 誤差輪数の割合が ±10%以下であること。

表 2 測定方法別の箇所数

	単重計の設置台数	測定方法	箇所数	元一級 国道	元二級 国道
2車線道路	1台	一方向の車両を測定	85	82	3
多車線道路	1台	対向とする車線の車両のみを測定	5	3	2
		セーフティコーン等で車線をしぼって測定	8	8	0
	2台以上	車線ごとに測定	2	2	0
合計		各車線の合計値を測定	2	2	0
合計			102	97	5

大型車混入率、3軸車混入率、大型車中の3軸車の割合の累計曲線を図-2に示す。この3つの混入率のうち、大型車混入率と3軸車混入率の関係を図-3に示す。図中の実線は4次曲線と1次直線であるが、大型車混入率が10%~50%の間にあれば両者の関係は1次直線で十分精度よく表わすことができる。図中の破線は大型車の50%が3軸車と仮定した場合の線であるが、大型車混入率が40%を越えると大型

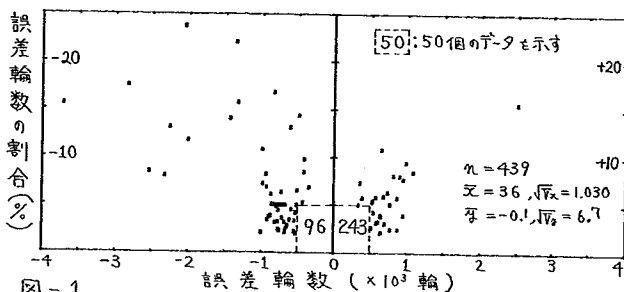


図-1

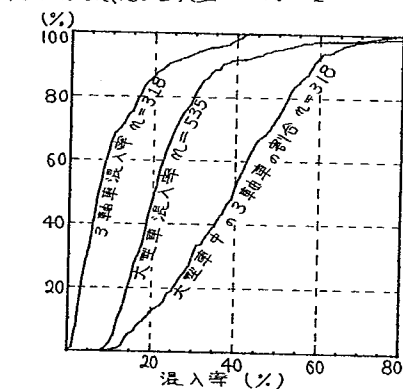


図-2 混入率の累計曲線

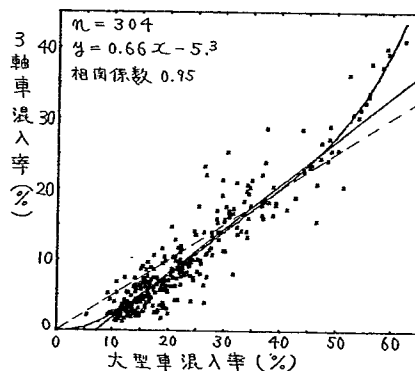


図-3

車中の3軸車の割合が50%を越えることがわかる。

大型車の軸重の大きさについて、いま大型車の軸重は他の車両のそれよりも重いと仮定し、 L_1 トン以上の軸数の合計が大型車の軸数の合計と等しいような L_1 を計算した。さらに L_1 トン以上の軸重の平均 M_1 トンも計算した。また大型車がすべて積載車と仮定し、 L_2 トン以上の軸数の合計が大型車の荷重を主に受け持つ車軸の軸数(一般に後軸の軸数、以下載荷軸数と称す)の合計と等しいような L_2 、および L_2 トン以上の軸重の平均 M_2 トンも計算した。計算した L_1 、 M_1 、 L_2 、 M_2 の累計曲線を図

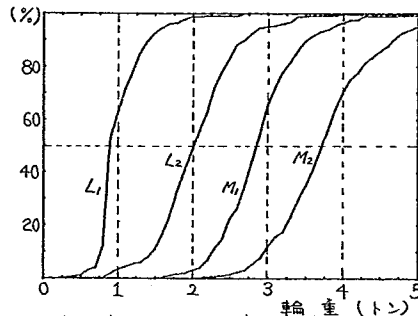


図-4 大型車および大型車の載荷軸の最低軸重と平均軸重の累計曲線

ー4に示す。すなわち L_1 は大型車の最低軸重、 M_1 は大型車の平均軸重、 L_2 は大型車の載荷軸の最低軸重、および M_2 は大型車の載荷軸の平均軸重である。図より大型車は1トン以上の軸重をもち、その平均は3トン程度であることが推察される。したがって1トン以上の軸数を大型車のそれと考え、平均以下の重さである1〜3トンの軸数と平均以上の重さである3トン以上の軸数の関係を図示したものが図-5である。図中の3つの破線 R_1 、 R_2 、 R_3 は全体の傾向を示した線であり、実線は平均軸重が

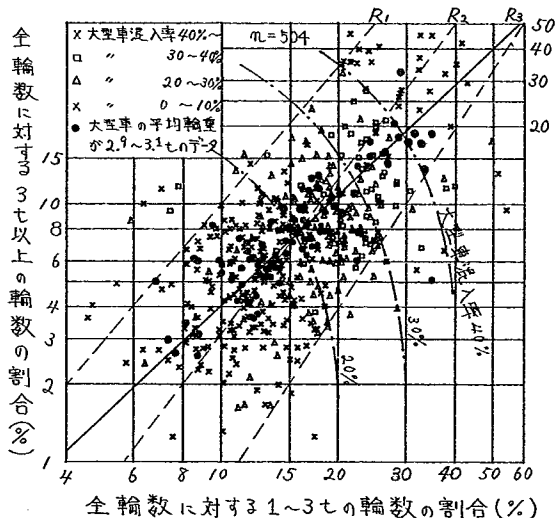


図-5

2.9〜3.1トンのデータの傾向を示した線である。全体の傾向は大型車の割合が大きくなるにしたがって平均軸重もわずかながら増加することを示している。平均以上の重さの軸数のうち、5トン以上の重さの軸数は大きさ、割合とも調査箇所によりかなり差がある。5トン以上の軸重をもつ車両は、当然 積載車でありその軸重は載荷軸に生じると考えられる。図-6に5トン以上の軸数と大型車の載荷軸数との関係を示す。5トン以上の軸数は多い場合で大型車の載荷軸数の約50%、少ない場合で約5%と両者の間には10倍の差がある。

軸荷重が舗装に与える影響を調べるには、軸荷重の舗装に対する影響がその大きさの4乗に比例することを利用して(4)式により5七換算軸数を計算し、その大きさにより判断している。図-7に5七換算軸数と大型車交通量の関係を示す。図には図-5の実線の上側のデータと下側のデータ、およ

$$5\text{七換算輪数} = \left(\frac{0.5}{5}\right)^q \cdot (0 \sim 1\text{tの輪数}) + \left(\frac{1.5}{5}\right)^q \cdot (1 \sim 2\text{tの輪数}) + \dots$$

.....(4)

び R_2 線の上側のデータと下側のデータを区別して打点した。したがって図-7の実線は図-5の実線と、図-7の中央の破線は図-5の R_2 線と対応すると考えられる。両端の破線は全体の傾向を示すと考えられる線である。図-7において実線上では大型車と5七換算輪数が1:1に対応しており、全体の傾向は大型車の増加により大型車1台当りの5七換算輪数が増えることを示している。この5七換算輪数を車種別交通量から推定することを試みた。あまりよい結果は得られなかったが、バス、普通貨物、および特殊車と5七換算輪数の相関式を(5)式に示す。

$$\begin{aligned} \log(W) = & -0.103 \log(T_1) \\ & + 0.801 \log(T_2) \\ & + 0.093 \log(T_3) \\ & + 0.771 \end{aligned} \quad \text{.....(5)}$$

ここに

W: 5七換算輪数

T_1 : バスの台数

T_2 : 普通貨物の台数

T_3 : 特殊車の台数

バスの係数がマイナスとなっているが、これは5七換算輪数のほとんどが普通貨物車によるものでバスの台数の大小と5七換算輪数の大小はあまり関係がないためと考えられる。(5)式によって推定した5七換算輪数と実際の5七換算輪数の関係を図-8に示すがバラツキの程度は(5)式に2次の項を加えた場合でも同程度である。したがって車種別交通量から5七換算交通量を推定する場合、さらに車両重量に關係する要因で区分して車種別交通量を調査する必要があると思われる。車両重量に關係

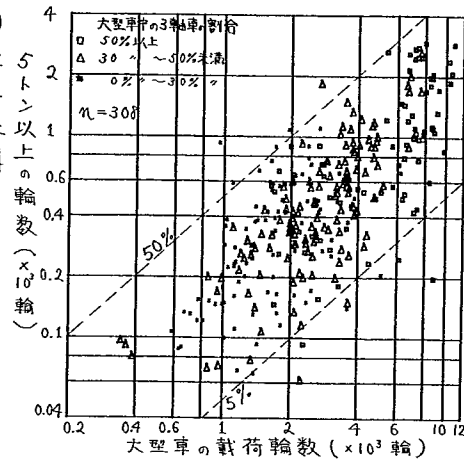


図-6

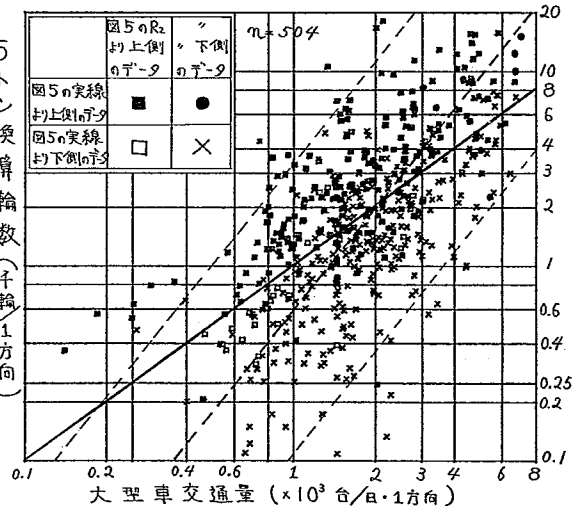


図-7

する要因とは例えば積載率の割合、普通貨物中の大型貨物の割合等である。

現行のアスルト舗装要綱では舗装の供用予定期間を10年と想定し、10年間の通過全輪荷重を5t輪荷重に換算した数と大型車交通量を表-3に示すように対応させている。表-3の10年間の5t換算輪荷重を $1/(365 \times 10)$ 倍して1日当りの平均5t換算輪荷重を求めると

L交通	-----	δ (輪/日・1方向)
A "	-----	40 "
B "	-----	280 "
C "	-----	1,900 "
D "	-----	9,600 "

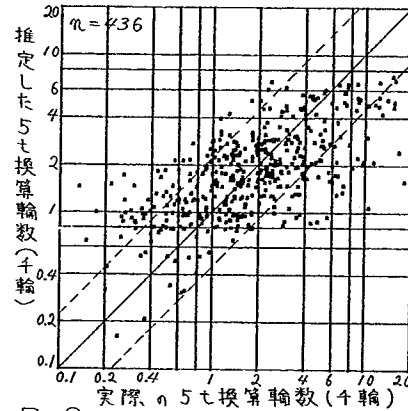


図-8

となる。図-7のデータを大型車交通量によって区分し、車種別交通量、5t換算輪荷重の平均を求め、上記の数値と比較すると表-4に示すとおりである。表-4において本調査の5t換算輪荷重と舗装要綱で想定している5t換算輪荷重とはC交通ではほぼ対応しているが、D交通では本調査による値は舗装要綱の値の約3分1となっている。B交通においては、本調査のデータは大型車交通量が600台以上のC交通に近い場合が大部分であるが、D交通の場合とは逆に約3.5倍(大型車交通量600～1,000台の場合は約4倍)となっている。したがってこれらの箇所的设计はD交通の場合はやや安全側、B交通の場合は危険側の設計となると考えられる。

各調査箇所において輪荷が未測定の場合には交通量の経年変化とその箇所の平均的な輪重分布から5t換算輪荷重を推定し、昭和44年から昭和56年までの5t換算輪荷重を求めた。そして10年間の累積5t換算輪荷重と5年後の測定された大型車交通量の関係を図示したものが図-9である。図中の破線はアスルト舗装要綱の適用

表-3 交通量の区分

	5年後の大型車交通量 (台/日・1方向)	10年間の 5t換算輪荷重 (輪/1方向)
L交通	100未満	3万
A "	100以上～250 "	15万
B "	250 " ～1000 "	100万
C "	1000 " ～3000 "	700万
D "	3000 "	3500万

表-4

	大型車交通量の 区分(台/日・1方向)	データ数	車種別交通量の平均			平均交通量 の合計	平均5t換 算輪荷重 (輪/日)	要綱の5t 換算輪荷重 (輪/日)
			バス	普通貨物	特殊			
L交通	100未満							δ
A "	100以上 250 "							40
B "	250 " 1,000 " (600 " 1,000 ")	69 (57)	110 (120)	550 (600)	230 (230)	890 (950)	1.020 (1.130)	280
C "	1000 " 3000 "	276	180	1,450	300	1,930	2.310	1,900
D "	3000 "	87	170	3,820	380	4,370	5.850	9,600

範囲である。全体的にはほぼ破線の中に収まっているがB交通では10年間の累積5七換算輪数が100万輪より多い危険側のデータが多い。本調査は直轄国道を対象とした調査であり、箇所も主要幹線道路が多いため比較的重交通の箇所が多いと思われるので即断はできないが、今後の検討が必要と思われる。

あとがき

今回の解析の結果をまとめると次のとおりである。

- (1) 輪重調査の誤差はほとんどのデータが輪数で $\pm 1,000$ 輪以下、割合で $\pm 10\%$ 以下である。
- (2) 大型車は1トン以上の輪重をもち、平均輪重は2.5～3.5トン程度である。
- (3) 大型車の平均輪重が約3トンとき、大型車交通量と5七換算輪数はほぼ1:1に対応する。
- (4) 5七以上の輪数は、大型車の載荷輪の約5%～50%の間にある。
- (5) 大型車交通量によって区分した5七換算輪数について、本調査のデータと舗装要綱の値と比較すると本調査のデータはB交通では舗装要綱の値の約 $\frac{2}{3}$ 、C交通では約1.2倍、B交通では約3.5倍である。したがってC交通に対してはやや安全側の設計となり、B交通に対しては危険側の設計となると考えられる。

最後に本調査に対して御協力、御指導をいただいた本省道路局、各地建の道路部、工事々務所、技術事務所の方々に御礼申し上げます。

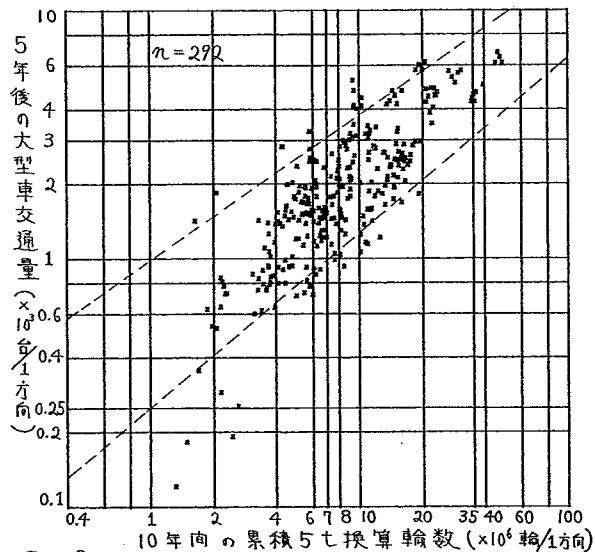


図-9

17. 改質アスファルトの粘度特性

化 学 研 究 室

吉 村 栄 司

改質アスファルトの粘度特性

化学研究室 吉村 恭司

§1. はじめに

アスファルト舗装は施工が容易で、地盤の変形に追従し易く段階施工ができること、舗装後早期に交通解放ができること、舗装後の取扱い補修が容易であることにより広く利用されてきた。しかし、近年の交通量の増大、車輦の大型化に伴ってアスファルト舗装のめだち損れ、積雪寒冷地におけるタイヤチェーンなどによる摩耗が著しく、舗装の供用性を低下させる問題が生じてきており、より性能の優れた舗装が必要とされるようになってきた。

アスファルト舗装の供用性低下の要因としては、種々の要因が考えられるが、このうちアスファルトの性状も主要な要因の一つと考えられている。そこで、アスファルトの供用性を確保するため、ゴムおよび熱可塑性樹脂と添加したアスファルトや、セミグロウアスファルトなどの各種改質アスファルトが用いられるようになってきた。しかし、現場施工での改質アスファルトの改質効果については、もうまの評價がなされているため、これら改質アスファルトの基本的物性から、その位置づけを明確にする必要がある。化学研究室では、各種改質アスファルトの基本的物性に関する研究を実施しているが、代表的な市販改質アスファルト数種についての結果が得られたので、その概要を報告する。

§2. 試験目的

改質アスファルトは、低温性状を改善すれば高温性状が悪くなるとか、あるいは高温性状を改善すれば施工性が悪くなるなど、一般的に供用性と施工性の面から見て相反する物性を有している。本研究室は供用温度—施工温度範囲における各種改質アスファルトの感温性状、すなわち粘度、およびスティーネスの変化から、それらの改質効果を明らかにすることと目的として試験を行った。

§3. 試験方法

3.1. 試料

使用したアスファルトは、改質アスファルトとしてゴム入りアスファルト（以後、ゴムアスと略す）、樹脂入りアスファルト（以後、樹脂アスと略す）、ゴム・樹脂入りアスファルト（以後、ゴム・樹脂アスと略す）、セミグロウアスファルト（以後、セミグロウアスと略す）の4試料と比較のためストレートアスファルト（以後、ストアスと略す）1試料である。

3.2. 測定法

各種アスファルトについて次の試験を行った。

1) アスファルトの一般性状

舗装要綱に準じて針入度、軟化点、伸び、およびタフネス・テナシティを測定した。

2) 定常流粘度

装置は二重円筒回転粘度計を用い、試料に回転せん断力を与え、そのトルク値より定常流粘度を求めた。

3) 動的粘弾性

装置は定常流粘度測定と同様のもの、試料に正弦振動を与え、その位相差より動的粘度、動的弾性率、動的損失率を求めた。

4) スティフネス

装置はスライディングプレートレオメータを用い、圓形試料に圧縮せん断力を与え、載荷時間と変位量の関係からスティフネスを求めた。

以上、2)、3)は主にアスファルトの高温領域の性状、4)は低温、常温領域の性状を明らかにするものである。

なお、各種の測定範囲は表-1に示す。

表-1 装置の測定範囲

	二重円筒回転粘度計	スライディングプレート
定常流粘度	測定温度(°C) 40 ~ 200 せん断速度(sec ⁻¹) 1.7×10^{-2} ~ 2.6×10^2 定常流粘度(Pa·sec) 10^{-4} ~ 10^4	
動的粘弾性	測定温度(°C) 40 ~ 200 角速度(sec ⁻¹) 3.2×10^{-2} ~ 6.3×10^2 動的粘度(Pa·sec) 10^0 ~ 10^6 動的弾性率(Pa) 10^1 ~ 10^8	
スティフネス	測定温度(°C) アスファルト(10°C)	-5 ~ 30 10^2 ~ 10^{-3}

3.4 試験結果

4.1 アスファルトの一般性状

試験結果と表-2に示す。表より明らかなように改質アスファルトはストラスに比べて針入度は小さく、軟化点は高い。伸度はゴムアス、ゴム樹脂アスは大きい。樹脂アスはストラスとあまり変わらず小さく、セミブローンアスはほとんど伸びない。また、タフネス・テナシティーはゴムアス、樹脂アス、ゴム樹脂アスは大きく、セミブローンアスは小さく、テナシティーはほとんどないといえる。

4.2 定常流粘度

1) 粘度と温度の関係

アスファルトは一般に高温、低歪速度ではニュートン流動を示すが、低温、高歪速度では非ニュートン流動となり、図-1に示すように歪速度によって粘度が異なる。一般には仕事量一定($D \times S = 10^2 \text{ erg}$)の粘度。または、一定歪速度の粘度をとり見かけの粘度として取り扱う。ここでは、全温度領域において測定可能な歪速度 $5 \times 10^{-2} \text{ sec}^{-1}$ における粘度とし、その温度変化を図-2に示した。

図-2から明らかなように、各種アスファルトの粘度は温度の上昇とともに急激に低下し、高温になるにつれ緩やかになる。また全温度域において改質アスファルトがストラスより高い粘度値を示している。供用温度領域と施工温度領域に分けて粘度を考察すると、舗装の最高温度と考えられる60°Cにおいては、ストラスが16,00Pであるのに対し、ゴムアスが3200P、樹脂アスが3,500P、ゴム樹脂アスが6,500P、セミブローンアスでは38,000Pとなり、温暖時の流動性に対する改善効果が期待できる。また、舗装をするときの加熱混合、および締め固めの粘度は、それとれ約2P

表-2 改質アスファルトの一般性状

試験項目	ストリート 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 アスファルト	セミブロー ンアス ファルト
針入度(25°C, 100g, 5秒)	85	73	64	57	52
軟化点(°C)	48.5	50.0	53.0	60.5	67.5
伸度(7°C)cm	5	37	8	20	2
タフネス(25°C)kg·cm	42	88	122	100	28
テナシティー(25°C)kg·cm	7	52	77	51	1

、約3Pが最適とされていることより、各種アスファルトの加熱混合および締め固め温度をみると、ストアスの場合155℃、145℃であるのに対し、ゴムアスが180℃、160℃、樹脂アスが190℃、170℃、ゴム樹脂アスが200℃以上、190℃、セミアロングが190℃、175℃と改質アスファルトはストアスに比べ、高温で加熱混合し、締め固めなければならぬことになり、施工性の点で問題があることが判る。すなわち改質アスファルトは、温度管理を厳密に行なわねいと締め固め不足となり、その性能を十分に発揮できなくなる可能性がある。

2) 粘度と温度の関係

高分子のレオロジーに関する研究においては、無定形高分子物質の粘弾性に対して、時間-温度換算則が適用されること確かめられている。アスファルトは分子量の高い炭化水素およびその誘導体の混合物であるから、この法則の適用が可能であることが予測される。本研究では、各種のアスファルトについて常温、高温領域を通じて得られた粘度について適合性を検討した。

換算に際しては、各試験温度についての粘度-せん断速度曲線を図-1に示すように相対教上にプロットし、次にこれらの曲線と基準温度曲線の方向に45°移動させる方法をとった。ここでは基準温度を舗装の最高温度と考えられる60℃にとっている。この操作によってすべてのアスファルトは、図-3に示すような1本の連続した合成曲線(マスターカーブ)になった。また、この時の移動量($\log aT$)を図-4に示す。この合成曲線は温度60℃とそのせん断速度範囲を $10^{-5} \sim 10^1 \text{ sec}^{-1}$ まで力

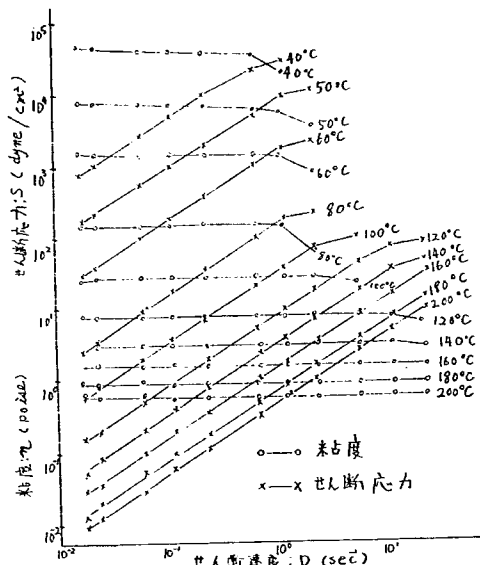


図-1 ストアスの定常流粘度とせん断応力

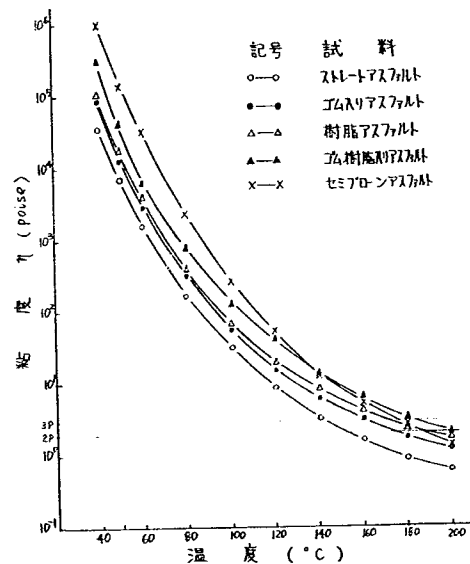


図-2 定常流粘度と温度の関係 ($D=5 \times 10^3 \text{ sec}^{-1}$)

パーしている。このように、この法則を適用することにより、各温度におけるせん断速度範囲を拡大することが可能となる。

図-3より、改質アスファルトはストアスに比べ、60℃では、各せん断速度において粘度が高く、歪速度依存性が大きい傾向にある。

4.3 動的粘弾性

図-5, 6にストアスとゴムアスの動的粘弾性 η' 、動的弾性率 G' 、動的損失率 G'' を示す。

図から明らかに、 η' は各温度で定常流粘度と同様な粘度値を示し、角速度 ω に対する依存性は G' , G'' に比べて小さい。 G' , G'' は温度の上昇によって減少するとともに、角速度 ω の低下によっても減少している。すなわち、動的弾性率、および動的損失率は角速度に対する依存性が大きいことがわかる。なお、 G'' は、高温で10%以下になると、アスファルトが流動状態になるため測定が不可能であった。また、ストアスとゴムアスの差は η' 、 G' 、 G'' ともゴムアスよりストアスよ

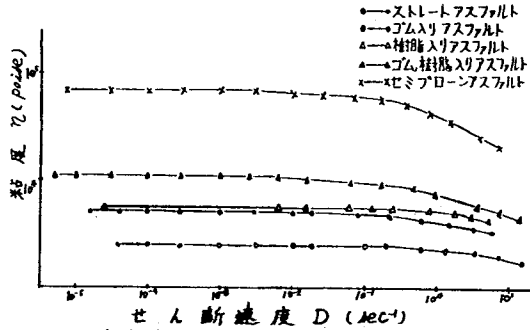


図-3 定常流粘度のマスター・P (基準温度 60℃)

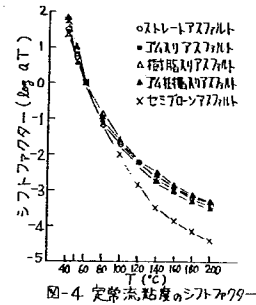


図-4 定常流粘度のシフト・P

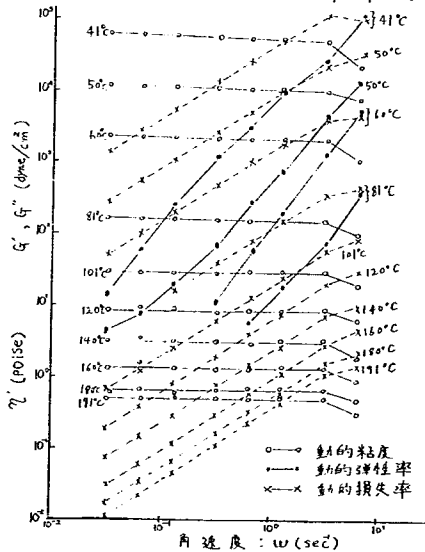


図-5 ストアスの動的粘度 η' 、動的弾性率 G' 、動的損失率 G''

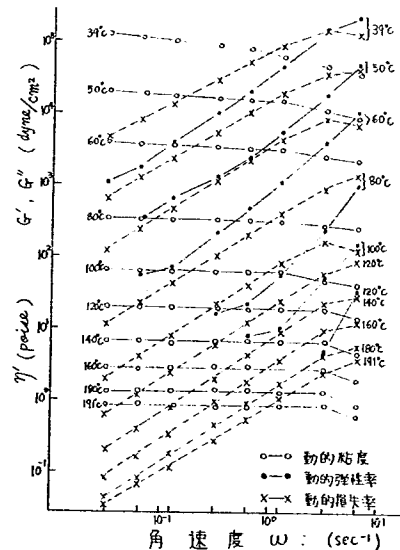


図-6 ゴムアスの動的粘度 η' 、動的弾性率 G' 、動的損失率 G''

り高い値を示している。

4.4 スティフネス

1) スティフネスと温度の関係

スティフネスの測定結果の一例を図-7に、また、各種アスファルトの載荷時間100secにおけるスティフネスと温度の関係を図-8に示す。

図-7より明らかなように、アスファルトのスティフネスは、温度の上昇および載荷時間の増加とともに減少する。また、図-8より明らかなように、改良アスファルトとストアスのスティフネスを比べると、 -5°C ではセミプローションアスが 10^4kg/cm^2 と小さく、次いでゴマアスが $1.2 \times 10^4\text{kg/cm}^2$ であり、樹脂アスとゴマ樹脂アスはストアスより大きく、温度の上昇とともにゴマアス、樹脂アスはストアスと同様な傾向で減少する。なお、セミプローションおよびゴマ樹脂アスのスティフネスは減少の傾向を示すが、その値はストアスより大きく、温度の上昇とともにその差が大きくなり、勾配が緩やかになる。

このように、低温域においてはゴマおよびセミプローションアスは、ストアスに較べてスティフネスは小さい値を得ており、低温における性状は改善されるものと思われる。これに対して、樹脂およびゴマ樹脂アスはストアスよりスティフネスは大きく、低温における性状の改善は期待できないと思われる。

2) スティフネスと載荷時間の関係

各温度のスティフネスと時間-温度換算則を適用して得られた、基準温度 -5°C ときのマスターカーブを図-9に示す。

図より明らかなように、ゴマアスは載荷時間が短いときは、ストアスよりスティフネスが若干小さく、載荷時間が長くなると若干大きくなる。樹脂アスはストアスと同様な傾向で、すべての載荷時間においてストアスより大きい。ゴマ樹脂アスはゴマアスと同様な傾向であるが、曲線の勾配は緩やかである。また、セミプローションアスは以上の4試料よりだいたい曲線の勾配が緩やかである。

このように、ゴマおよび樹脂アスは、ストアスと同様なスティフネスの載荷時間依存性が大きく、ゴマ樹脂およびセミプローションアスは小さいことがわかる。

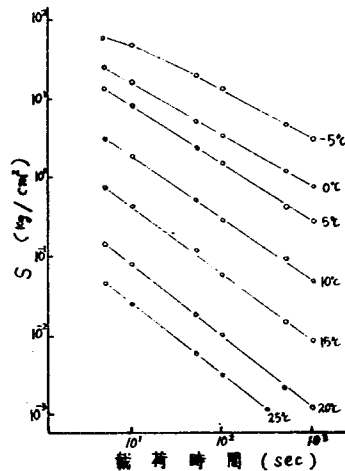


図-7 ゴマアスのスティフネス

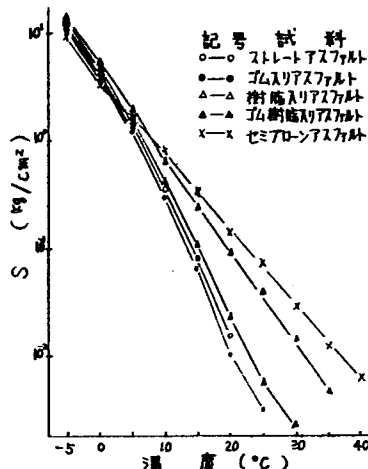


図-8 スティフネスと温度の関係(載荷時間100sec)

§5 結論

改良アスファルトの一般性状、粘度、粘弾性およびスチフネスを試験した結果をまとめれば次のとおりである。

1) アスファルトにゴムを添加すると伸びが大きくなり、同時に、クワネス・テナシティも増加する。また、樹脂を添加した場合、伸びにはあまり影響がないが、クワネス・テナシティは増加する。セミブローンアスはほとんど伸びず、クワネスも小さくなり、テナシティはほとんどなくなる。

2) 改良アスファルトは温度域40~200℃においてストアスより粘度が高く、路面流動が問題になる60℃における粘度は、ストアスに比べゴムおよび樹脂アスで2倍強、ゴム・樹脂アスで4倍強、セミブローンアスで20倍強と高くなる。しかし、添加物の種類によりそのゲル構造に違いがあるので、一概に粘度の高さだけでは論じられないが、60℃粘度と流動は密接な関係があることから、耐流動についてはかなりの期待が持てようである。反面、施工温度はストアスに比べ、ゴムアスが15~25℃、樹脂アスが25~35℃、ゴム・樹脂アスが35℃以上、セミブローンアスが30~35℃と高く、高温施工が必要となる。

3) 不定形高分子物質に適合する時間-温度換算則が、アスファルトの粘度に対しても適合できることが確認され、広範囲な歪速度の粘度が推定できる。その結果、改良アスファルトは、ストアスに比べ歪速度依存性が大きい傾向にある。

4) 動的粘度は若干の差こそあるものの定常流粘度と同じ値であった。また、動的弾性率、および動的損失率は歪速度依存性が大きい。ストアスとゴムアスの比較は、動的粘度、動的弾性率、および動的損失率とも、ゴムアスの方が若干高かった。

5) 低温域におけるスティフネスから、改良アスファルトはストアスよりスティフネスの小さいものゴムアス、セミブローンアスと大きいもの樹脂アス、ゴム・樹脂アスに分かれる。

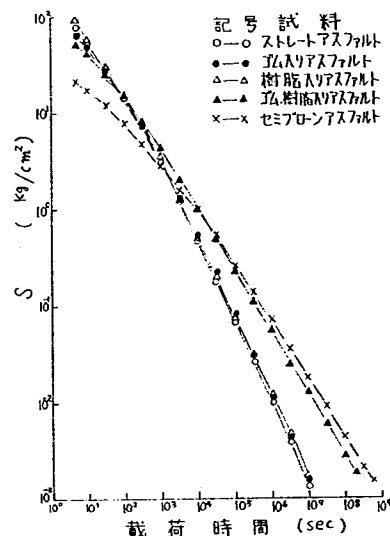


図-9 スティフネスのマスターカーブ(基準温度5℃)

§6 おわりに

改良アスファルトの試験結果から、施工性の面からは問題が残るが、使用性の面では改良の効果が期待できるものと思われる。

なお、この試験は、改良アスファルトの代表的なものしか行っていないので、今後、さらに添加剤の種類あるいは、セミブローンの製法上の違いによる改良効果などについて試験を行う必要がある。

その上で、これらの試験結果と現場施工における使用性との関係を明確にする必要がある。

18. ダムに設置した地震計の実態調査結果

フィルダム研究室

豊 田 光 雄

ダムに設置した地震計の実態調査結果

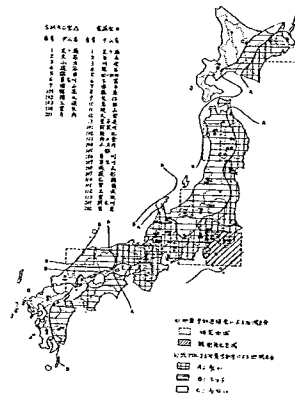
フィルダム研究室 豊田 光雄

§. 1 はじめに

地震による災害の多いわが国においては橋梁、ダム、その他大型構造物に対する安全管理、合理的な耐震設計の必要性は年々高まっており、その基本となる地震記録の収集、解析も重要となっている。

昭和52年度において、建設省所管の既設ダム（直轄、補助、公団）181ダムのうち地震計の設置ダムは35ダムで全体の1/5である。（図-1）。これらの地震計の点検及び地震記録の解析は振動研究室が中心となりフィルダム研究室が協力して行ってきた。しかし、さわめて大きい地震が発生しても、観測されなかったり、観測されても地震記録が解析に使えない状態を生じ、安全管理においても支障を来している。

このような状況から、現在ダムに設置されている地震計の実態調査を行い、ダムの安全管理の面から適切な観測体制が取れるように、また地震記録のダムの耐震設計への利用のため、現状の問題点と改善案を検討する。なお、この報告では、特別な調査研究のためのダムの地震観測ではなく、一般的な場合について述べる。



§. 2 ダムにおける地震観測の目的

ダムにおける地震観測の目的は、ダムの安全管理とダムの耐震設計等である。安全管理については昭和53年1月20日付の河川局開発課長通達で示されているように、気象庁の震度階でⅣ以上、または設計震度の $1/3$ 以上の地震のとき堤体、アバットの臨時点検を行うことが義務づけられているため最大加速度の測定が重要となる。

次に、ダムの耐震設計上から地震計の役割について説明を加えると、一般には、ダムの地震時挙動（加速度波形、最大加速度、周期等）を実測により把握し、現耐震設計法の安全性の検討および合理的な耐震設計の開発を行い、耐震設計を進歩させる。その他、岩盤での地震記録を収集、解析することによって、将来、ダムの耐震設計だけでなくその他大型構造物の耐震設計における設震地震動の貴重な資料となる。

§ 3 調査方法

各ダムにおいて、地震計の機種、配置位置、設置状況、地震記録の収集状況等を調査検討するために表-1の調査表を作成し、フィルダム研究室が、地建の河川管理課、県の河川局を通じて把握できた35ダムにアンケート調査を依頼した。その結果、1ダムを除く34ダムより回答が得られた。以下、主に実態調査結果と現在までフィルダム研究室で集めた地震計のカatalog、地震記録等を含めて、調査結果に対する問題点とその改善案について報告する。

表-1 調査表

地震計に関する調査表

1. ダム名

2. 設置場所

3. 設置時期

4. 設置者

5. 地震計の機種

6. 地震計の仕様

7. 地震計の設置状況

8. 地震記録の収集状況

9. 地震記録の保存状況

10. 地震記録の活用状況

11. 地震計の点検状況

12. 地震計の修理状況

13. 地震計の廃止状況

14. 地震計の交換状況

15. 地震計の設置費用

16. 地震計の設置場所

17. 地震計の設置高さ

18. 地震計の設置向き

19. 地震計の設置基礎

20. 地震計の設置環境

21. 地震計の設置者

22. 地震計の設置時期

23. 地震計の設置場所

24. 地震計の設置高さ

25. 地震計の設置向き

26. 地震計の設置基礎

27. 地震計の設置環境

28. 地震計の設置者

29. 地震計の設置時期

30. 地震計の設置場所

31. 地震計の設置高さ

32. 地震計の設置向き

33. 地震計の設置基礎

34. 地震計の設置環境

35. 地震計の設置者

36. 地震計の設置時期

37. 地震計の設置場所

38. 地震計の設置高さ

39. 地震計の設置向き

40. 地震計の設置基礎

41. 地震計の設置環境

42. 地震計の設置者

43. 地震計の設置時期

44. 地震計の設置場所

45. 地震計の設置高さ

46. 地震計の設置向き

47. 地震計の設置基礎

48. 地震計の設置環境

49. 地震計の設置者

50. 地震計の設置時期

51. 地震計の設置場所

52. 地震計の設置高さ

53. 地震計の設置向き

54. 地震計の設置基礎

55. 地震計の設置環境

56. 地震計の設置者

57. 地震計の設置時期

58. 地震計の設置場所

59. 地震計の設置高さ

60. 地震計の設置向き

61. 地震計の設置基礎

62. 地震計の設置環境

63. 地震計の設置者

64. 地震計の設置時期

65. 地震計の設置場所

66. 地震計の設置高さ

67. 地震計の設置向き

68. 地震計の設置基礎

69. 地震計の設置環境

70. 地震計の設置者

71. 地震計の設置時期

72. 地震計の設置場所

73. 地震計の設置高さ

74. 地震計の設置向き

75. 地震計の設置基礎

76. 地震計の設置環境

77. 地震計の設置者

78. 地震計の設置時期

79. 地震計の設置場所

80. 地震計の設置高さ

81. 地震計の設置向き

82. 地震計の設置基礎

83. 地震計の設置環境

84. 地震計の設置者

85. 地震計の設置時期

86. 地震計の設置場所

87. 地震計の設置高さ

88. 地震計の設置向き

89. 地震計の設置基礎

90. 地震計の設置環境

91. 地震計の設置者

92. 地震計の設置時期

93. 地震計の設置場所

94. 地震計の設置高さ

95. 地震計の設置向き

96. 地震計の設置基礎

97. 地震計の設置環境

98. 地震計の設置者

99. 地震計の設置時期

100. 地震計の設置場所

101. 地震計の設置高さ

102. 地震計の設置向き

103. 地震計の設置基礎

104. 地震計の設置環境

105. 地震計の設置者

106. 地震計の設置時期

107. 地震計の設置場所

108. 地震計の設置高さ

109. 地震計の設置向き

110. 地震計の設置基礎

111. 地震計の設置環境

112. 地震計の設置者

113. 地震計の設置時期

114. 地震計の設置場所

115. 地震計の設置高さ

116. 地震計の設置向き

117. 地震計の設置基礎

118. 地震計の設置環境

119. 地震計の設置者

120. 地震計の設置時期

121. 地震計の設置場所

122. 地震計の設置高さ

123. 地震計の設置向き

124. 地震計の設置基礎

125. 地震計の設置環境

126. 地震計の設置者

127. 地震計の設置時期

128. 地震計の設置場所

129. 地震計の設置高さ

130. 地震計の設置向き

131. 地震計の設置基礎

132. 地震計の設置環境

133. 地震計の設置者

134. 地震計の設置時期

135. 地震計の設置場所

136. 地震計の設置高さ

137. 地震計の設置向き

138. 地震計の設置基礎

139. 地震計の設置環境

140. 地震計の設置者

141. 地震計の設置時期

142. 地震計の設置場所

143. 地震計の設置高さ

144. 地震計の設置向き

145. 地震計の設置基礎

146. 地震計の設置環境

147. 地震計の設置者

148. 地震計の設置時期

149. 地震計の設置場所

150. 地震計の設置高さ

151. 地震計の設置向き

152. 地震計の設置基礎

153. 地震計の設置環境

154. 地震計の設置者

155. 地震計の設置時期

156. 地震計の設置場所

157. 地震計の設置高さ

158. 地震計の設置向き

159. 地震計の設置基礎

160. 地震計の設置環境

161. 地震計の設置者

162. 地震計の設置時期

163. 地震計の設置場所

164. 地震計の設置高さ

165. 地震計の設置向き

166. 地震計の設置基礎

167. 地震計の設置環境

168. 地震計の設置者

169. 地震計の設置時期

170. 地震計の設置場所

171. 地震計の設置高さ

172. 地震計の設置向き

173. 地震計の設置基礎

174. 地震計の設置環境

175. 地震計の設置者

176. 地震計の設置時期

177. 地震計の設置場所

178. 地震計の設置高さ

179. 地震計の設置向き

180. 地震計の設置基礎

181. 地震計の設置環境

182. 地震計の設置者

183. 地震計の設置時期

184. 地震計の設置場所

185. 地震計の設置高さ

186. 地震計の設置向き

187. 地震計の設置基礎

188. 地震計の設置環境

189. 地震計の設置者

190. 地震計の設置時期

191. 地震計の設置場所

192. 地震計の設置高さ

193. 地震計の設置向き

194. 地震計の設置基礎

195. 地震計の設置環境

196. 地震計の設置者

197. 地震計の設置時期

198. 地震計の設置場所

199. 地震計の設置高さ

200. 地震計の設置向き

201. 地震計の設置基礎

202. 地震計の設置環境

203. 地震計の設置者

204. 地震計の設置時期

205. 地震計の設置場所

206. 地震計の設置高さ

207. 地震計の設置向き

208. 地震計の設置基礎

209. 地震計の設置環境

210. 地震計の設置者

211. 地震計の設置時期

212. 地震計の設置場所

213. 地震計の設置高さ

214. 地震計の設置向き

215. 地震計の設置基礎

216. 地震計の設置環境

217. 地震計の設置者

218. 地震計の設置時期

219. 地震計の設置場所

220. 地震計の設置高さ

221. 地震計の設置向き

222. 地震計の設置基礎

223. 地震計の設置環境

224. 地震計の設置者

225. 地震計の設置時期

226. 地震計の設置場所

227. 地震計の設置高さ

228. 地震計の設置向き

229. 地震計の設置基礎

230. 地震計の設置環境

231. 地震計の設置者

232. 地震計の設置時期

233. 地震計の設置場所

234. 地震計の設置高さ

235. 地震計の設置向き

236. 地震計の設置基礎

237. 地震計の設置環境

238. 地震計の設置者

239. 地震計の設置時期

240. 地震計の設置場所

241. 地震計の設置高さ

242. 地震計の設置向き

243. 地震計の設置基礎

244. 地震計の設置環境

245. 地震計の設置者

246. 地震計の設置時期

247. 地震計の設置場所

248. 地震計の設置高さ

249. 地震計の設置向き

250. 地震計の設置基礎

251. 地震計の設置環境

252. 地震計の設置者

253. 地震計の設置時期

254. 地震計の設置場所

255. 地震計の設置高さ

256. 地震計の設置向き

257. 地震計の設置基礎

258. 地震計の設置環境

259. 地震計の設置者

260. 地震計の設置時期

261. 地震計の設置場所

262. 地震計の設置高さ

263. 地震計の設置向き

264. 地震計の設置基礎

265. 地震計の設置環境

266. 地震計の設置者

267. 地震計の設置時期

268. 地震計の設置場所

269. 地震計の設置高さ

270. 地震計の設置向き

271. 地震計の設置基礎

272. 地震計の設置環境

273. 地震計の設置者

274. 地震計の設置時期

275. 地震計の設置場所

276. 地震計の設置高さ

277. 地震計の設置向き

278. 地震計の設置基礎

279. 地震計の設置環境

280. 地震計の設置者

281. 地震計の設置時期

282. 地震計の設置場所

283. 地震計の設置高さ

284. 地震計の設置向き

285. 地震計の設置基礎

286. 地震計の設置環境

287. 地震計の設置者

288. 地震計の設置時期

289. 地震計の設置場所

290. 地震計の設置高さ

291. 地震計の設置向き

292. 地震計の設置基礎

293. 地震計の設置環境

294. 地震計の設置者

295. 地震計の設置時期

296. 地震計の設置場所

297. 地震計の設置高さ

298. 地震計の設置向き

299. 地震計の設置基礎

300. 地震計の設置環境

301. 地震計の設置者

302. 地震計の設置時期

303. 地震計の設置場所

304. 地震計の設置高さ

305. 地震計の設置向き

306. 地震計の設置基礎

307. 地震計の設置環境

308. 地震計の設置者

309. 地震計の設置時期

310. 地震計の設置場所

311. 地震計の設置高さ

312. 地震計の設置向き

313. 地震計の設置基礎

314. 地震計の設置環境

315. 地震計の設置者

316. 地震計の設置時期

317. 地震計の設置場所

318. 地震計の設置高さ

319. 地震計の設置向き

320. 地震計の設置基礎

321. 地震計の設置環境

322. 地震計の設置者

323. 地震計の設置時期

324. 地震計の設置場所

325. 地震計の設置高さ

326. 地震計の設置向き

327. 地震計の設置基礎

328. 地震計の設置環境

329. 地震計の設置者

330. 地震計の設置時期

331. 地震計の設置場所

332. 地震計の設置高さ

333. 地震計の設置向き

334. 地震計の設置基礎

335. 地震計の設置環境

336. 地震計の設置者

337. 地震計の設置時期

338. 地震計の設置場所

339. 地震計の設置高さ

340. 地震計の設置向き

341. 地震計の設置基礎

342. 地震計の設置環境

343. 地震計の設置者

344. 地震計の設置時期

345. 地震計の設置場所

346. 地震計の設置高さ

347. 地震計の設置向き

348. 地震計の設置基礎

349. 地震計の設置環境

350. 地震計の設置者

§ 4 調査結果と問題点、その改善案について

§ 4-1 地震計の機種

地震計は測定する物理量から分類すると加速度計、速度計、変位計がある。以下議論の都合上地震計を次のように定義し、それぞれの機種について検討を行う。

SMAC型 : SMAC型シリーズ強震計

電磁型 : SMAC型以外のすべての地震計、主に電磁型あるいはサーボ型加速度計と一部変位計

A). SMAC型

SMAC型地震計は5種類使用されている。それぞれの機種の仕様を表-2に示す。

SMACB, B₂型は、E, E₂, Q型に比べて固有振動数が低い。ダム岩盤の地震動は10 Hz以上含まれているため固有振動数の高いSMACE, E₂, Q型が適当である。そのSMACE, E, E₂, Q型の記録方式はスクラッチレコードであり、いわゆるフィルムを針でかくため振大装置がなければ読み取りが出来ず、安全管理上、即効性がなく役に立たない。

表-2 SMAC型の仕様

機種	SMAC-B	SMAC-B ₂	SMAC-E	SMAC-E ₂	SMAC-Q
振子固有振動数	10 Hz	7.14 Hz	20 Hz	20 Hz	20 Hz
感度	40mm/1000Gal	40mm/500Gal	5mm/1000Gal	5mm/500Gal	5mm/1000Gal
周波数特性	1~20Hz	1~20Hz	1~20Hz	1~20Hz	1~20Hz
記録範囲	10~1000Gal	6~500Gal	10~1000Gal	6~500Gal	5~1000Gal
記録紙	29(1/2)×41(1/2)×20(1/2)×10(1/2)	29(1/2)×41(1/2)×20(1/2)×10(1/2)	29(1/2)×41(1/2)×20(1/2)×10(1/2)	29(1/2)×41(1/2)×20(1/2)×10(1/2)	29(1/2)×41(1/2)×20(1/2)×10(1/2)
送り速度	10mm/秒	10mm/秒	25mm/秒	5mm/秒	5mm/秒
記録時間	3分間	3分間	1.5分間	1.5分間	1.5分間
スロー速度	10Gal	5Gal	10Gal	5Gal	10Gal
刻時間隔	1秒	1秒	1/2秒	1/2秒	1/2秒

従ってSMAC型の改善案を示すならば固有振動数が高く測定周波数範囲の広いSMACE, E2 Q型が適当であり、簡単な読み取り装置(ミニコーリーダー)を用いる。

b) 電磁型

電磁型は殆ど加速度計で、一部変位計である。使用されている電磁型加速度計の仕様を表-3に示す。この中で圧倒的に多く使用されているのはPK-130型であり、その周波数特性を図-2に示す。

表-3 電磁型の仕様

電磁型加速度計の問題点を調査結果から検討すると次の4点である。

a) スタータ感度の設定が低すぎる。

b) 紙送り速度が不適切である。

c) 感度の設定が適当でなくスケールアウト、記録の重複がある。

d) 記録機器が現像式である。

多くのダムでa)~d)の問題をひとつないふたつ以上 図-2 PK-130周波数特性 持っている。ダムの安全管理上およびダムの耐震設計等のためこれらの問題を解決する必要がある。従って次の理由により改善案を示す。

a) スタータの感度は加速度計で5 gal, 速度計で0.2 kineとする。

(理由) ダムの安全管理では、まず前述のように臨時点検をすべきかどうかの判断のために25 ~80 gal程度の最大加速度の地震動を記録すること。および一般には最近かなりの地震記録がとれてきているので余り小さな地震記録は必要ない。

b) 紙送り速度は5cm/sec程度とする。

(理由) 紙送り速度が速くなると低周期の基線誤差がはいりやすい。記録用紙が長くなるとデジタリ化が難しくなる。計器の周波数特性からこの位の紙送り速度で周波数の分解能上十分なデジタリ化ができる。

c) 記録感度は1mm=10galとする。

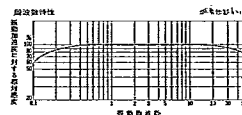
(理由) 従来の地震計では1mm=0.2~2gal程度に設定されていた。このため100gal程度の加速度に対し記録紙上で50mm~50cmとなり、感度切替え装置があっても作動しない場合や、作動してもスケールアウトしたり各成分の入り乱れがあり読み取り困難であった。

d) 記録機器は無現像式とする。

(理由) オシログラフには無現像式と現像式があり、現像式を用いているダムも多い。現像式は安全管理のうえで地震後の臨時点検のための即効性がなく、そのうえスー3のダムで現像の失敗例もある。

以上、SMAC型、電磁型の機種の問題点、改善案について検討したが、これらの機種では数枚

機種	PK130	PK130 (E2Q型)	MD-3C	SW-Q25A	AG-C	AJE	SA-150 (E2Q型)
固有周波数 Hz	3.0	3.0	3.0		75		5.0
測定可能な最大速度	200	600	1000	1000	1000	1000	
測定周波数範囲 Hz	0.3~30	0.3~30	0.3~40	0.3~50	0~50	0.1~30	0.5~35
変換方式	動電型	動電型		圧電型	圧電型	圧電型	圧電型



から最大1000ガル程度まで測定するという無理な考えがあった。しかし、SMAC型、電磁型のそれぞれの特性をより生かすといふは測定加速度の分担をする必要がある。

ダムサイトにおける地震の大きさは、今までの地震調査等をもとに、地震の頻度は東北日本で震源が比較的浅く地震数が多く、西南日本は震源が深く地震数が少ないということとを考慮すればおよそ次のようになる。

	岩盤	マニフェード	震央距離	東北日本	西南日本
地震A	30 gal	M=6.5	X=100 km	1回/5年	1回/10年
B	60 gal	M=7.0	X=100 km	1回/15年	1回/20年
C	100 gal以上	M=7.5	X=70 km	1回/30年以上	1回/30年以上

堤体では、岩盤のおよそ2~3

表-4

倍に振動が増中されることを考慮するとSMAC型、電磁型の記録は記録精度より表-4のようになる。

従って、SMAC型は地震規模の大きいB、Cの地震に、電磁型は小さいA、Bの地震に適するといえよう。

地震規模	位置	SMAC型			電磁型	
		加速度 Gal	振幅 mm	記録 時間	加速度 Gal	記録 時間
A	岩盤	30	0.15	1.2	3.0	記録
	堤体	60	0.30	2.4	6.0	・
B	岩盤	60	0.30	2.4	6.0	・
	堤体	120	0.60	4.8	12.0	・
C	岩盤	100~200	0.5~1.0	4~8	20~60	記録
	堤体	300~500	1.5~2.5	12~20	60~100	・

注) SMAC型 27-7感度10gal 感度200gal=1mm
電磁型 27-7感度5gal 感度10gal=1mm
振幅113mm 振幅100gal(10mm)

§. 4-2 地震計の配置位置と設置状況

地震計の配置状況について述べると、SMAC型は岩盤、堤体にそれぞれ10ヶ所30成分、電磁型は岩盤に25ヶ所62成分、堤体71ヶ所140成分である。

地震計はダムの安全管理上および耐震設計等のため少なくとも岩盤と堤体天端（最大断面）の2ヶ所に、ダム軸方向、上下流方向、上下動方向の3成分、計6成分が必要である。しかし、調査結果によると岩盤に設置されていないか、堤体天端への設置が欠けていたり、設置されていても最大断面に置いていないダムも多い。設置されている地震計の加速度の向きにしても、例えば、ダム軸方向で左岸側が④になるか、右岸側が④になるかはっきりせず、岩盤と堤体で統一されていない。次に、地震計の固定状況はSMAC型では固定方法が標準化されている。しかし、電磁型にいたっては固定されていないダムが多く、固定されていない場合は地震が生じた時に100gal程度以上の加速度で動く可能性がある。

ここで、配置位置、加速度方向、固定状況の改善案を示すと岩盤、堤体に最低一台ずつ設置することは必要であり、堤体の設置にあたってはダム堤体の基本設計に最大断面が採用されていることからダムの非越流部（コンクリートダムの場合）の最大断面に設置する。加速度の方向は、堤体と岩盤で一致させ、電磁型で固定されていないところは接着材でしっかり固定し、岩盤、堤体の挙動を着実に捕える。

§. 4-3 地震計の点検状況と故障について

地震計の点検は、振動研究室に登録されているダム（SMAC型11ダム、電磁型21ダム）について河川総合開発事業費で毎年1回の定期点検を実施しているが、管理事務所では2、3のダムを除いて積極的な点検を行っているところは少ない。

点検結果により地震計の故障が比較的多いと答えているところはSMAC型で18%、電磁型で20%である。地震計とダムに設置する場合、一

表-5 故障部

般に堤体内監査廊（コンクリートダムの場合）又は、地山のグラウトトンネル等に設置することが多いが、これらの場所では通常の建築物よりもはるかに湿気が多いために、湿気による故障が多い。故障の原因と思われるところを表-5に示す。

① SMAC型

特に目立つのはスターターの作動不良、湿気による部品の腐食である。

② 電磁型

電磁型はピックアップ、スターター、アンプ、オシログラフおよびこれらをつなぐリード線から構成されているため、故障部も多様である。これらのうちピックアップとスターターは測定場所に置かれるため湿気による故障が多い。その他リード線の腐食等による断線もある。

以上のように、ダムに設置する地震計については特に防湿対策に留意すべきである。このためには、まず、地震計自体の防水性、防湿性を高めることが望まれる。また、設置場所の適切な排水、防水工を行うことが望ましい。

地震観測において、記録がうまくとれるかどうかは日常の簡単な点検（電源チェック、用紙、フィルム確認）と故障した時の早期修理にある。現状では地震計の管理点検は難しいものと管理側に受け取られているので、管理点検を容易にするために簡単なマニュアルの作成と適宜の指導が必要である。

§. 4-4 地震記録の収集とデジタル化

観測記録は、振動研究室の電話連絡によって送るというシステムを取っているダムが多いが、中には管理事務所でも保存されたままの記録もある。記録のデジタル化は一部の管理事務所を除いて大部分振動研究室が行っており、振動研究室ではそのデジタル数値を橋梁、堰等の記録と共に土研資料に掲載し公開している。

地震記録はいくつかの機関の協力で得られるものなのでこの辺の連絡関係を密にすること。例えば、土研は記録が送られてきたらその場でわかったことを速報的に管理事務所に返答する等の措置が必要である。

§. 5 あとがき

故障部	
SMAC型	レコーダ部分 プレスローラ ペン用マイクロスウィッチ ペンマイハンドル用止メネジ フィルム送りローラ 時間スイッチ スターター
	刻時コイル
電磁型	ガンパインの不良 アンプ ガルバノメータの切断 トランスフォーマーの自動減衰装置 BCDコード 同期マーク
	全体の腐食 リード線の断線 スターターの腐食不良 電気系統 接点の絶縁不良 ペンホルダーの不良 測定線と動線が接触して断線

ダムにおける地震記録は、ダムの安全管理、ダムの耐震設計等に重要なことは述べてきた。しかし今回の調査結果からみると観測体制並びに機種、配置等にまだ多くの改良すべき点がある。

今回の調査結果を踏まえ、SMAC型、電磁型による測定加速度の分担、SMAC型を除く電磁型の適正仕様の確立、岩盤、堤体への最低一台の配置、電磁型の固定、点検マニュアルの作成等の改善案の検討を急ぎ、次に来る地震にそなえて観測体制を充実していかなければならない。

さらには、管理事務所はダムの安全管理を最重点におき地震計の管理を行っているので土研は、管理事務所が管理しやすい体制をとれるように協力し情報交流を深めることが重要であろう。

以上をまとめるにあたり御協力いただいたダム管理事務所、振動研究室の各位に厚く感謝いたします。

19. 堤防の耐震性に関する調査

動土質研究室

舟 見 清 己

堤防の耐震性に関する調査

動土質研究室 舟見清己

§1 まえがき

堤防(ここでは主として河川堤防を言う)が大地震時に被災した例は従来から数多く、又、本年6月の宮城県沖地震の例等も記憶に新しいものである。本来、河川堤防は洪水時の氾濫防止がその主たる目的であり、高水時の安定についてはその経験の豊富さとも合わせて、技術的な裏付けがかなりあると考えて良い。一方、被災例もかなりある地震に対する堤防の耐久力(耐震性)については技術的検討が十分行われてきたとは必ずしも言えない。これには以下の様な理由が考えられよう。(1) 堤防が地震により滑動・沈下等を示しても洪水時期に一致しなければ当面の被害は小さい。(2) 土で出来た堤防の復旧は比較的容易である。(3) (1)(2)等の理由から堤防が耐震性を有すべきであると言うコンセンサスが得られていない。(4) 堤防が耐震性を有すべきとしても、技術的検討を行なう方法が確立されていない。(5) 現在までの所、少なくとも技術基準や指針での規定は少ない。(6) 堤防は延長の長いものであるから、全延長に沿って詳細な検討を一行なう事は不可能かつ不合理である等々。このものであるから、全延長に沿って詳細な検討を一行なう事は不可能かつ不合理である等々。これらの理由の反面、南東近海、東海地方等の河川では、来たるべき地震に対する社会的要請から河川堤防の耐震性の見直しが要請されている事も事実である。当研究室では、堤防には耐震性の必要も下りがある、(例えば大都市河口部)又、少なくとも耐震性の尺度を確立する必要があると言う考えの下に、堤防の耐震性調査を行なって来ている。調査目的は、耐震設計法・耐震性判定法・補強法の確立と言う事になるが、これまでに行なう、て来た具体的な調査項目は以下の様である。(1) 堤防の動的破壊条件を実験的に見出す。これにより、設計法に対する力学的裏付けが可能になる。この為、堤防の地震時条件を近似した模型実験により、現実の地震時には得られない種々の力学的データを得る。又、この力学的データを説明し得る土の静・動的性質の試験、動的安定解析法の開発を行なう。(2) 堤防の地震時挙動(振動・破壊挙動)から、設計に用いる外力や現実の堤防の破壊条件を見出す。現実の堤防が地震破壊時にどのような様相破壊挙動を示し破壊に至るかが分れば、設計に対して有効な資料となる。しかし、現実には、堤防が被災する箇所についてその様な情報を得る事はほとんど不可能であろう。(3) 現実には、比較的小さい規模の地震に於ける堤防の振動挙動を観測し、解析を伴介として、大地震時の挙動を推定するという方法をとっている。一方、現実の堤防の被災例を調査する事により、模型実験とは異なった観点から形状、土質、履歴等の動的破壊条件が見出される。これは、判定法の大きき一助となる。(4) 現行の設計基準等に於ける問題点の抽出とその改善。以上は、当研究室で本調査を行なう、て来ている考え及び調査項目の概要であるが、以下にそれらの一部の紹介を行なう。

§2 堤防の動的破壊条件に関する実験的研究

ここでは、大型振動台を用いた模型堤防の振動実験を例として紹介する。当研究室で行なう、てきたこの種の実験模型としては、土堤、粘土版式特殊堤、コンクリート擁壁式特殊堤がある。土堤に

については、地盤密度や地下水位の高低等により安定限界が大きく影響されるが、いずれにしても、実際に観測される振動の大きさと過剰間隙水圧に伴う強度低下を考慮する事により、準静的なすべり面解析法により安定限界が求められる事が見出されている。⁹⁾ここでは、控工版矢板式特殊堤の例²⁾について概略の紹介を行なう。

(1) 実験目的

この実験の対象とした控工版式矢板構造は、港湾関係に主として多く用いられており、設計法も整備されている(港湾構造物設計基準)。河川堤防についても設計基準は港湾基準のものがそのまま準用されている。これらの構造は地震により数多くの被害を被っており、港湾関係技術者により現行設計法による事後チェックが成され、それによると、この形式の構造におけるキーポイントは控工の安全性であり、矢板の根入れについての考え方は現行設計法で十分であるとされている。この様な結果や数多くの被災例を考慮し、本実験の主要な目的を次の様に定めた。

- (i) 堤体の破壊と計算上の控工の安全率との関係を調べる。
- (ii) 控工の安全率に影響する因子を明らかにする。
- (iii) その他現行設計法と実測値との比較を行なう。

(2) 実験方法・条件

用いた振動台、土槽、実験時加振方法等は紙面の関係上省く。模型断面の概略を図-1に示す。堤体及び地盤の材料は山砂であり、模型矢板はアルミ板を用いた。タイロッドの支持条件として、土槽壁固定及び堤体内控工版固定の2通りを

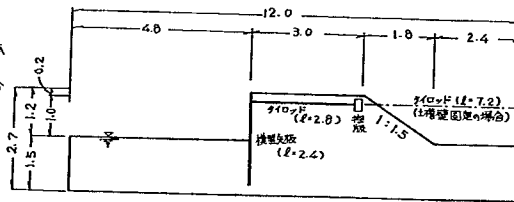


図-1 模型断面図各図

単位(-m)

採用した。前者が実験系列1、後者を実験系列2とした。加振条件は堤体の振動数応答特性を求める共振実験と破壊性状を調べる破壊実験とに分れる。根入れに対する安全率は常時1.8である。計測項目は、模型の加速度、地盤内間隙水圧、タイロッド張力、矢板歪等である。

(3) 実験結果

共振実験により得られた結果については省略する。破壊実験時の加振振動数は5Hzであり1次モードの振動である。破壊実験の場合の一般的現象の特徴(全てではないが)は、加振と共に地盤内に過剰間隙水圧が発生する事、

矢板前面の地盤が前方に移動する事、タイロッド張力、矢板歪が加振と共に移動性状を示しほぼ平均的にも増加を示す事、又、その値は加振後ほとんど全て残留1元の値に戻らない事等で

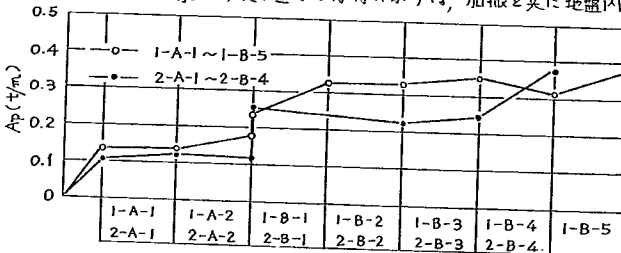


図-2 タイロッド張力(残留値)の変化

ある。タイロッド張力が各実験と共にどのような様相変化を示しているかを図-2に示す。この図によりタイロッドが、土構壁に固定されている方がタイロッド張力が大きい事、加振により一般にタイロッド張力が増加する事、又、水浸によっても増加する事が分かる。これは、水浸あるいは振動により発生した過剰間隙水圧の為に、地盤の変形性が大きくなり、裏込部が前方に移動しようとする為と考えられる。又、控え版の存在する部分が多少前方に移動する事によりタイロッド張力はやや軽減する事は当然である。次に矢板歪の実験段階ごとの残留値については、加振段階が進むとほとんど矢板頭部又はタイロッド取付点及び矢板先端を支持位置とする単純ばりに近い分布を示す。又、タイロッド張力と同じく加振と共に歪の残留値が増大している。

(4) 考 察

控え工を有する矢板壁の解析、設計法には、クーロン土圧を主としたフリーアースサポート法や受働土圧を弾性論的に取扱うロウの方法や、種々の方法を部分的に組合せた現行設計基準の方法等があるが、ここでは設計基準の方法との対比を主として行なう。

(i) タイロッド張力について

現行設計基準では、普通の砂質地盤中の矢板壁のタイロッド張力は地盤面及びタイロッド取付点を支持点とする単純ばりの支反力として求める様になっている。これは地盤面近くで矢板の曲げモーメントが零となると仮定するものであり、この他にフリーアースサポート法も用いた。この場合、受働部側の土圧分布を浅い所で受働土圧分布、ある所より深い所で一定という台形分布をするものとした。この2つの方法により求めるタイロッド張力を震度に対して求め、実験値と合わせてプロットしたものが図-3である。この図から、設計基準による値は今回の実験値に対しては過小な値を与える事、フリーアースサポート法はタイロッドを固定した場合の値に近似している事、控え版を用いた時には両計算方法の中間値となる事が分かる。

(ii) 控え版の安全率

控え版の安全率を設計基準の方法により求めた値及びタイロッド張力の実験値を用いて求めた値を図-4に示す。当然の事ながら実験値を用いた方が安全率が低い。安全率が1.21がない2-8-3に於いても矢板の変位はほとんど生じていない事は興

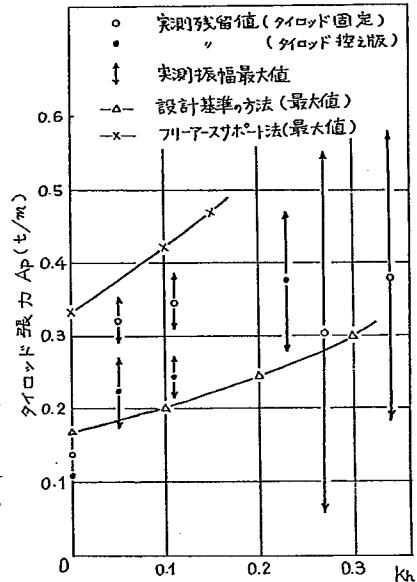


図-3 加振震度とタイロッド張力の関係

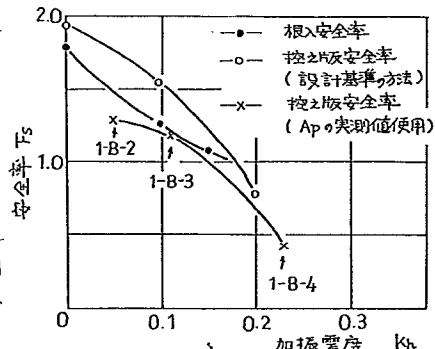


図-4 加振震度と安全率の関係

味深い。すなわち現行設計法に於ける控え版安全率の所要値(2.0)はタイロッド張力の計算法が過小は為に大きく見積られている可能性がある。タイロッド張力は砂地盤の場合、設計基準によれば、前面地盤より上の部分に作用する力の静力学的なつり合いのみから求めるので、前面地盤の特性には影響されはる事になる。しかし、タイロッド張力は、主働土圧と受働土圧の差として計算されるものであり、この受働土圧はタイロッド張力の性状からも推定した様に、前面地盤の変形性に大きく依存するものであり、これが相対的にタイロッド張力を増加させる原因である。

(iii) 堤体全体の安定性の考へ方

この様は特殊堤の安定性は、生じ得る種々の破壊パターンから見ることができ、主なものは、タイロッド取付部の前方移動と矢板根入部の抵抗力不足とが考えられる。しかし、既に述べた様に、この両者は現実には独立に生じるものではなく、根入部の抵抗力が低下し、矢板前面の土塊が前方に移動変形する事により、タイロッド張力も増加する。この場合、控え版の抵抗が十分大きければ、極端な場合は、矢板根入部のねじり様の破壊が生ずるのであろうが、現実には控え版の抵抗はそれほど大きくない為、前者の破壊パターンが見られるのである。そして、既に述べた様に、控え版の安定性に直接的に影響するタイロッド張力は、設計基準とは異なり、前面地盤の変形性に大きく影響されるから、地震による地盤の軟弱化現象が予想される様な場合にはその事をも考慮してタイロッド張力を推定する必要がある。

5.3 堤防の地震動特性に関する現地観測³⁾

(1) 観測目的

軟弱地盤上に建設された堤防の耐震性を検討する場合に、地盤の動的強度と並んで、堤体の振動挙動が如何なるものであるかは一つの重要な点である。この為に、現実の堤防に於いて地震動観測を行ない、観測データの特性を把握し、何らかの解析手法による比較検討を試みる事は意味のある事であろう。堤体の振動挙動として何に注目するかは、目的によって異なるであろうが、例えば震度法により安定解析を行はうとすると加速度の時間経過及至は最大値を知る事が必要となる。従って、ここでは主として堤体の最大加速度値と地盤表面、堤体法尻に於ける最大加速度値との比較について述べる。

(2) 観測堤防・方法

ここに紹介するデータは、東京都下荒川右岸河口付近のコンクリート法覆面張河川堤防、茨城県下流良瀬川古河付近の土堤式河川堤防に於けるものである。荒川堤防の堤高は9m、地盤は地表面から順に9mが砂質土、その下に37m厚の沖積粘土、その下に洪積砂礫という構成である。良瀬川堤防の堤高は8.5m、地盤は地表面下30mまで細砂、シルトの互層となっており、その下に土丹が見られる。観測点は、荒川に於いて、天端、堤内法尻、堤内法尻から50m離れた堤内地表面である。良瀬川に於いては、天端、法尻に近い堤内小段、堤外法尻から100m離れた高水敷地表面である。地震計は、電磁式であり、観測成分は、それぞれの点に於いて堤防法線に直角方向の水平加速度その他である。

(3) 観測データ及び考察

現在までの所、我々が観測したデータは地表面に於いて20gal以下の弱震以下に属するものであ

る。各地震に於いて、各測定の加速度最大値のみに注目して比較図を図-5、6に示す。図-5は荒

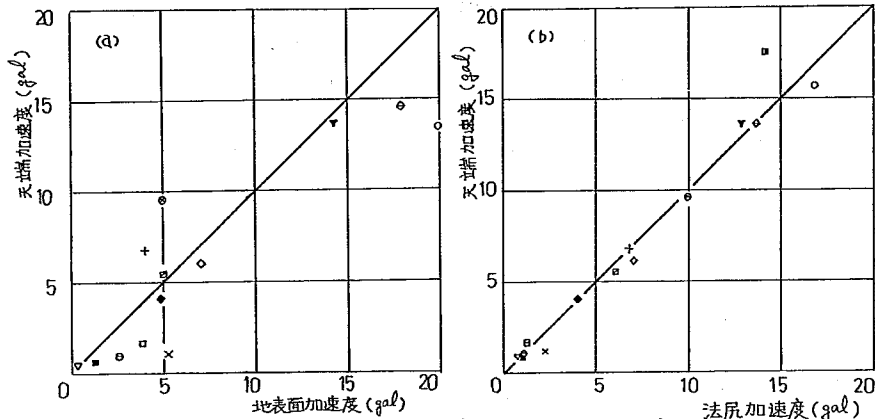


図-5 荒川堤防に於いて観測された最大加速度

川に於けるもの、
図-6は渡良瀬川
に於けるものであ
る。図-5から次
の様に見える。地
表面加速度より天
端加速度が小さい
事がある。天端加
速度と法尻加速度
はほぼ等しい。す
なわち、堤体の存

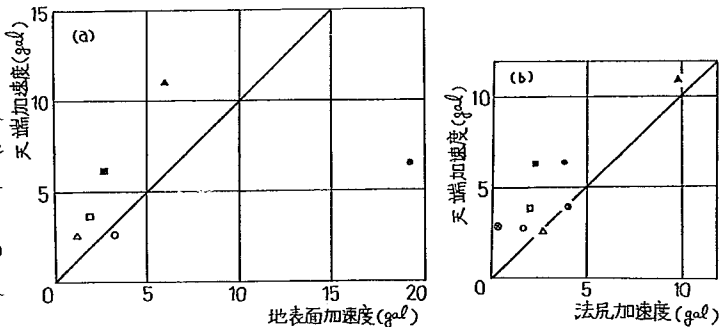


図-6 渡良瀬川堤防に於いて観測された最大加速度

在は、周辺地盤の振動に影響を与え、堤体全体の振動が周辺地盤表面の振動より小さくなる事がある。法尻と天端の加速度が余り変らないという事は、堤体での共振が生じにくい事を示している。一方、図-6からは次の様に見える。天端加速度は、地表面及び法尻加速度より大きく、堤体での増幅現象が見られる。これは、先の荒川の場合と異なる点である。この様な振動挙動の差は、入力地震動の振動数特性、地盤及び堤体の振動特性（剛性、減衰、層厚）に依存するものであり、どの様な条件下に上述した様な挙動を示すかは簡単には言えないが、堤体周辺地盤は自由地表面より振動が小さい事がある事、堤体での増幅はそれ程大きくはなさそうである事、後者の現象が荒川の場合に特に著しいのは、堤体表面の厚さ $20 \sim 40 \text{ cm}$ の法尻コンクリートの剛性の影響があると言った事が推定される。最後に述べた事から、耐震上、三面張構造が有利な事を推定させる。

なお、上述した様な堤防の振動挙動の内荒川の例について解析的に検討する為に、次の様な手法で検討を行なった。(i) 地表面加速度記録から重複反射理論により基盤の入力地震動を推定。(ii) (i)で

推定した基礎での地震動を地盤及び堤体の有限要素モデルに入力し、地盤、堤体の地震動を算定。地盤の動的性質には、付近の弾性波探査結果、同種の土に対する歪依存特性を用いて計算した。荒川の様に法覆工がある場合には、土堤だけの場合より剛性が高くなると思われるが、この評価は困難であるので堤体の剛性を数種変えて試算を行った。詳細な結果は省略するが、試算を行ったどの場合にも、法尻加速度が地表面加速度の約50~70%という結果を示し、現地の観測結果と裏付けるものとなった。但し、天端加速度は地表面加速度より小さくなる事があるが、その場合にも、法尻加速度よりは大きく、計算上では堤体での増幅がある事になる。今後、もう少し計算モデルに改良を加える必要がある。

§4 あとがき

本報告では、当研究室で実施している堤防の耐震性調査の考え方及びその中の調査項目の1,2の概要について紹介した。今後の課題としては、個々のデータの解析的フォローもさることながら、堤防の耐震性の判定法の総合に力を入れる必要があると考えている。

参考文献

- 1) 土研資料 1032号, 1975
- 2) 第12回土質工学研究発表会, 1977
- 3) 第33回土木学会年次講演会, 1978

20. 流動化する砂層中の杭の挙動

振 動 研 究 室

吉 田 精 一

流動化する砂層中の杭の挙動

振動研究室 吉田 精

§1 はじめに

地震時にゆるい砂質土盤が流動化（または液状化）して、構造物に被害を与えた例は数多く見られるが、特に昭和34年の新潟地震における新潟市の川岸町アパートの転倒、昭和46年の桑名など、近代的设计に基づく構造物が流動化にず。その元（下部工）をすくわれた事実は、「砂質土盤は強い」という史説をくつがえした。流動化現象は、新潟地震以前の地震においても現象的に知られていたが、研究が充分行なわれていたとはいえない。流動化現象は、新潟地震を機に土盤の流動化に関する調査・研究が行なわれるようになった。流動化に関する調査・研究の方法、あるいは、振動した地点の土盤の特性を調査してその土盤の特性と流動化の関係を把握する方法、あるいは、振動三軸試験機や振動台を使用して流動化現象を人為的に再現し、その発生機構・応力条件等を実験的に説明する方法等が検討されている。その結果、新潟市の流動化を生じた土盤の多くは、地下水位が10m以内と高く、均等粒径の細砂層が、 N 値10程度以下とゆるく堆積していたことが判明した。さらに文献調査によ。過去の地震においても流動化を示す噴砂・噴水現象は、震度4以上の地震動で旧河道・低埋地・埋立地などの沖積砂質土盤に数多く見られていることが明らかにされている。写真1は、1978年島根県沖地震（ $M=4$ ）で見られた流動化（噴砂）現象例である。こうした軟弱砂質土盤は日本全国に分布し、大都市の多くがその上に立地していることを考えるならば、流動化に関する諸問題の解明は構造物の耐震設計上急務である。

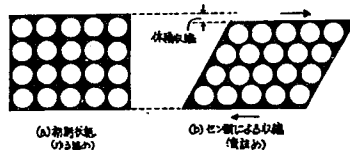
さて、土盤内の土要素の応力・釣り合い状態を考えた場合、飽和砂質土で(1)式の関係が成立している。また、土盤の強度は簡単に(2)式で定義される。両式から明らかに土盤の支持力及び強度は、有効応力(6%)に密接な関係のあることがわかる。

$$\text{土の全応力}(\sigma) = \text{土の有効応力}(\sigma') + \text{静水圧}(\sigma_w) + \text{過剰間隙水圧}(\Delta u) \cdots (1) \quad (\text{静水時には} \Delta u = 0)$$

$$\text{土のせん断抵抗力}(\tau) = 6\sigma' \tan \phi \cdots (2)$$

一般に、流動化発生メカニズムは、次のように説明される。

- ①地震振動の作用。(急激なせん断力を受ける。)
- ②ゆる詰め状態では、体積収縮を起そうとする。(図1)
- ③体積収縮に伴う排水現象を起そうとするが、すぐにどうもないので等体積変形を起す。
- ④等体積変形状態で力の釣り合いを保つために→体積を膨張させる内圧(過剰間隙水圧 Δu)が発生する。
- ⑤全応力一定から有効応力(6%)の減少→支持力の低下、図1 せん断力による体積減少
- ⑥せん断力の減少→せん断抵抗の減少
- ⑦有効応力の減少により、土の粒子が水中で浮遊した状態となる。
- ⑧時間の経過とともに排水され、過剰間隙水圧が消散し体積が収縮する。



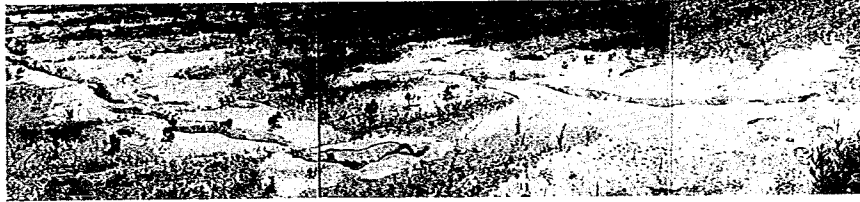


写真-1 1975年宮城県地震における噴砂例

⑤過剰間隙水圧の消散で工の残る構造体再配置する。(有効応力・セリ断応力の回復→安定)

振動研究室では、流動化の問題を次の4つの方向から検討してきた。1)文献調査による過去の(明治以降の)地震における流動化履歴の調査¹⁾ 2)既往の地盤調査結果をもとに地盤強度地図(ごくうに流動化の可能性を色分けした地図)の作成、3)不かく乱砂質試料の振動三軸試験による軸の強度試験と同試験結果をもとにした詳細な流動化の判定および流動化の簡易判定法の確立³⁾ 4)振動台上に作成した地盤モデルおよび構造物モデルに振動を行ない、地盤の軸的挙動や構造物との相互作用の解明を行なう室内模型振動実験⁴⁾ 本報告は、今年で5年目を迎えたこの室内模型振動実験の成果の概略を流動化現象の基本的事項を中心にとりまとめたいものである。

§2 実験の目的

室内模型振動実験の目的

は、次の2項目に大別される。

1)流動化する地盤の軸的挙動の解明

これは地盤のみに着目して行なう実験であり、流動化により地盤はいかなる軸的挙動を呈するかを明らかにし、入力周波数・入力加速度値・地下水位等の諸条件が流動化現象に及ぼす影響を明らかにする。

2)流動化する地盤内の構造物(杭モデル)の軸的挙動の解明

これは、杭基礎の構造物に流動化地盤内における軸的挙動現象を把握し、また、地盤の流動化が構造物に及ぼす影響を明らかにすることを目的として、これらの諸現象に及ぼす構造物の諸元【種類(単杭、群杭)、杭の固有振動数、杭下端の拘束条件(自由、固定)】及び入力諸条件(入力周波数・入力加速度値・入力波形の種類(正弦波、ランダム波))の影響を明らかにする。

これらの目的に従って実施したこれまでの実験の主要なもの、表-1に示すところである。

§3 実験装置及び実験方法

実験 No.	砂の 種類	入力 振動数 (Hz)	固有振動数		下 端 条 件	壁 面 条 件	杭本数 (本)	杭径 (cm)	杭長 (cm)	地上突出長 (cm)	杭重量 (kg)	杭材	実験 実施日 (年月日)
			空中(Hz)	水中(Hz)									
1	入間砂	12	3.8	3.8	固定	自由	9	2	70	0	4.4	アルミ	'75.11.29
2	"	10	5	5	"	"	4	"	"	"	5.3	"	'77.3.16
3	豊洲砂	"	"	4	"	"	"	"	"	"	"	"	'76.11.26
4	"	"	不明	3	自由	"	"	"	"	"	"	"	'77.3.10
5	"	"	不明	"	自由	片側固定	"	"	"	"	"	"	'77.3.7
6	"	"	10	10	固定	自由	6	"	"	"	1.8	"	'76.10.27
7	"	12	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	'77.3.3
8	"	20	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	'76.10.29
9	"	10	14	14	"	"	9	"	"	"	1.3	"	'76.11.30
10	"	5	11.75	11.75	"	"	6	"	"	"	1.8	"	'77.7.18
11	"	32	10.5	10.5	"	"	"	"	"	"	"	"	'77.11.8
12	"	45	"	"	"	"	"	"	"	"	"	"	'77.11.7
13	"	10	不明	4.2	固定	"	厚さ 5mm 鋼板 上	厚さ 5mm 鋼板 上	"	"	4.59	スチール	'77.3.18
14	"	10	不明	不明	自由	"	"	"	"	"	4.59	"	'77.3.24
15	"	ランダム	10.5	10.5	固定	"	6	2	"	"	1.8	アルミ	'72.11.29

表-1 主要室内模型振動実験の一覧

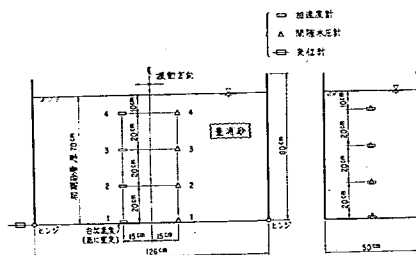


図-2 砂の地盤モデルのみ実験の計器配置

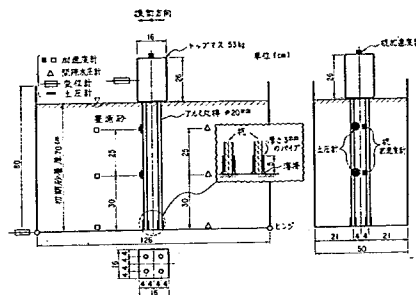


図-3 群杭モデルの実験の計器配置

図-2,3に示す砂層を水平円振動台に載せ、強圧による変位制御式加振機で加振する。砂層は、長さ126 cm、幅50 cm、深さ80 cmで、側壁は透明なクリル板で肉眼による観察が可能にあり、加振方向に垂直な壁面下側にヒンジ結合の可動壁で、上端をワイヤロープで天井と連結し、流体化を起すことに必要でセンサを計るのみで、地盤内に一様になるように工夫されている。砂は、主に豊浦標準砂 ($G_s = 2.64$, $D_{50} = 0.12 \text{ mm}$, $D_{60} = 0.16 \text{ mm}$, 吉見・陶野の⁵⁾ $e_{\max} = 0.96$, $e_{\min} = 0.64$) を用いた。飽和砂地盤は、あらかじめ砂層に水を張りホッパーを用いて一定高さから一定の落下速度で、水中に投入することにより作成した。杭モデルは単杭と群杭を使用した。計器(加速度計、間隙水圧計、土圧計、変位計)の配置は両図共に図-3に示す。杭の固有振動数、杭頭の重量を調節して変え、空中及び水中で $S_{\text{weep Test}}$ (後述する) による求めた。杭下端拘束条件、図更の場合底面の取付受けに剛結合し、自由の場合底面にそのまゝ置いた。

杭モデルのセット、砂地盤モデルの作成が終了した後には砂層と砂層中どの杭の固有振動数を求めるために $S_{\text{weep Test}}$ を行う。これは5~10 g₀程度の加速度で入力周波数を2 Hz~5 Hzまで変化させ、(3)式で定義される β の固有振動数に対する変化を捕らえ、杭固有振動

$$\text{応答加速度倍率 } \beta = \frac{\text{求めようとする部分の加速度}}{\text{振動台加速度} \sim \text{入力加速度}} \quad (3)$$

地盤の固有振動数を計測するものである。加振目標加速度レベルを上げ、一段階につき30秒間行う。そして、上昇した過剰間隙水圧が消散するのを待たせ、次の加振を行う。なお、加振の前後に砂層表面高さと荷入抵抗を測定するが、前者は砂層の間隙比・相対密度の算出に用い、後者は砂層の深さ方向の強度分布と推定するに用いる。共に砂層の締めり具合を定量的に把握するために実施するものである。

第4章 実験結果

流体化現象の概観

正弦波入力の場合の流体化の振動波形は図-4に示すところである。

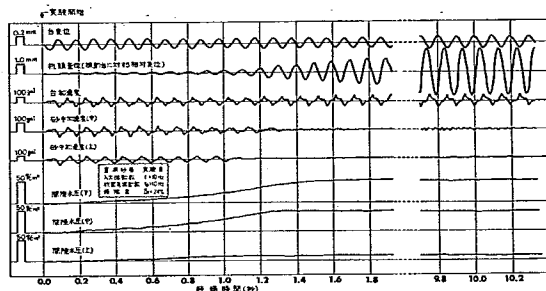


図-4 室内模型振動実験の記録波形例

すに、砂層の加速度及び間隙水圧の変化を更利記録から読み取り、グラフ化して一例が、図-5である。これらの図から流動化のメカニズム、すなわち加振時間の経過に伴って過剰間隙水圧（ αu ）が上昇を始め（不完全流動化状態）、一定値になると（完全流動化状態）地盤の加速度が零となり、砂層は絶対静止する。これは、完全流動化状態では（2）式中の初期有効応力が零となるためせん断力が零となり、砂層が流体状になるからである。過剰間隙水圧が、一定値になり、そのときその層が深い位置ほど大きいのは、深い位置ほど過剰間隙水圧に置換される初期有効応力 σ_0 が大きいからである。すなわち、一定値に達する時間的深い位置ほど早いことから、砂層の上層より流動化が始まることわかる。

2) 地盤の流動化に関する諸現象

流動化する地盤の基底の特性として、1) 流動化層の密度化および非流動化性、2) 流動化の再発性、間隙拘束圧（有効応力と同値）の増大（地下水位下）による非流動化性がある。図-6は、同一地盤モデルに対して入力加速度値を順次増加させたときの静的コーン貫入試験結果を示した一例である。すなわち、同図には各試験段階毎に砂層の平均的相対密度を記載している。静的コーン貫入試験から、砂層の深さ方向の貫入抵抗値の分布が知られる。すなわち、相対密度 $\bar{D}_r$ は砂層全体平均的密度を代表する値であり（4）式で算定するが、算定に必要の間隙比 e は、

砂層高 h のブロッツ式不飽和サンディンブロー

による単位体積重量から求め、 e_{max} ・

e_{min} の測定は吉見・岡野の方法による。

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \times 100 \quad (4) \quad \begin{array}{l} e_{max} : \text{最大間隙比} \\ e_{min} : \text{最小間隙比} \end{array}$$

に、同図から加振を受ける砂層は、加振毎段階毎に体積収縮を繰り返していき、すなわち（ $\bar{D}_r$ の増大）ことがわかる。しかし、終了より下層の工で異なる下層ほど密度化が著しく、順次上層へ伝播する現象に対応付けられる。一方、流動化現象に着目するならば2回目、3回目では全層にわたり完全流動化しているが、4回目以降では上層では完全に流動化している状態であるが、密度増大により体積収縮が難しくなり、下層では、間隙水圧の上昇が少なく不完全流動化状態となっている。これらの諸現象から、同一の砂層において一度流動化を経験した砂層であり、すなわち、入力し

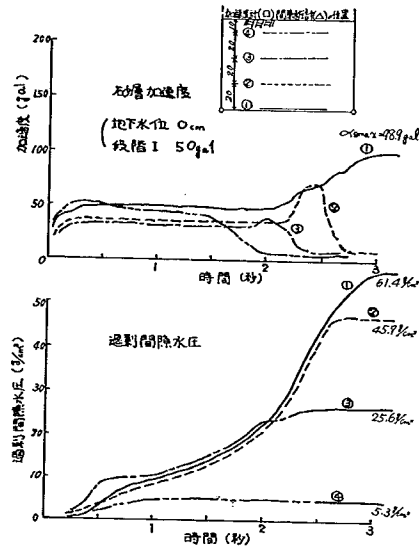


図-5 正弦波入力での流動現象のグラフ表示例

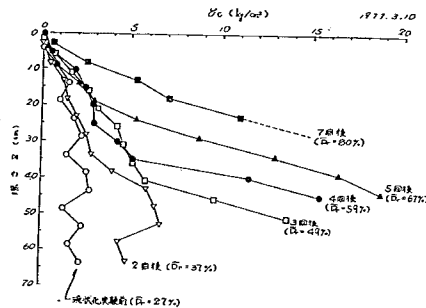


図-6 加振による静的貫入抵抗の変化例

ルに、繰返し流動化する可能性のあることがわかる。また、砂固まり度（ ρ_s あるいは N 値の増加）の高い砂層では、流動化しにくいことがわかる。

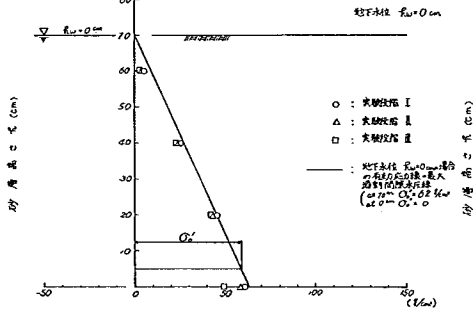


図-7 地下水位 0 cm の場合の $O'/(4U)$ の線

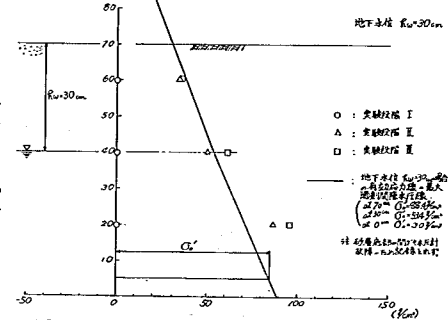


図-8 地下水位 30 cm の場合の $O'/(4U)$ の線

次に有効拘束圧の大小による地盤の流動化性について行なう。E 試験結果を示す。図-7・8 における地下水位を地表面、30 cm にした場合の過剰間隙水圧の発生量の最大値の分布例である。地下水位の変動は、(1) の有効応力（有効拘束圧）の変動に直接関係があり、地下水位が砂表面と同じ図-7 の場合より地下水位が 30 cm である図-8 の場合のほうが、有効応力が小さくなり完全流動化に至るまでの過剰間隙水圧の所要上昇量が増加する。従って、地下水位が低いと流動化に必要な加速度レベルを高くする必要がある。また、流動化に至る繰返し回数も多くなることになる。

3) 流動化砂層内の杭の動的挙動

流動化砂層内の杭の一般的動的応答特性を群杭下端固定を例にとり、まとめたい。図-9 である。

横軸は、杭の固有振動数（ f_p ）に対する入力振動数（ f_i ）の比であり、縦軸は杭頭の加速度応答倍率である。同図より次のことがわかる。

① $f_p < f_i$ の場合 3 倍、流動化するに十分な急激（ $f_i/f_p > 1$ ）に小さくなる。 f_i/f_p が大きくなるほどその傾向は大きい。 f_i/f_p が 1 に近い時は、水中共振曲線に近い応答を示す。

② $f_p = f_i$ の場合 3 倍、流動化するに十分な大きな（ $f_i/f_p = 1$ ）になり続け、完全流動化時には共振現象を示す。

③ $f_p > f_i$ の場合（ $f_i/f_p < 1$ ）

3 倍、流動化するに十分な大きな入力振動数になり続け、完全流動化に至る。

凡例
 図-9 は流動化過程の最大応答値
 □：砂層流動化前の杭頭の応答
 △：砂層不完全流動化の杭頭の応答
 ○：砂層完全流動化の杭頭の応答
 $\beta = \frac{|d\dot{p}|}{|d\dot{p}|_0} = \frac{\text{杭頭の加速度振幅}}{\text{台の加速度振幅}}$
 f_p ：杭の固有振動数
 f_i ：加振入力正弦波の周波数

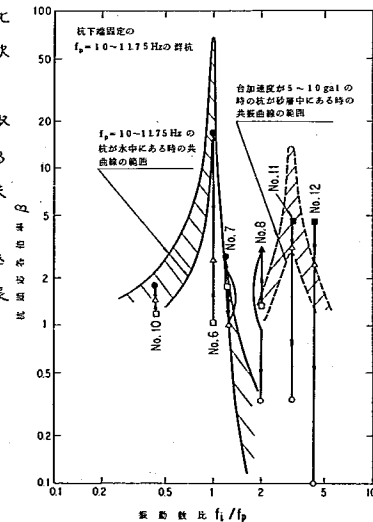


図-9 杭モデルの加速度応答特性概要—群杭、固定

以上のことより、流動化以前は砂層の挙動に左右され、完全流動化時には砂層の流動化により、杭は砂層の拘束から解放されて、水中での共振曲線に近づく挙動を示すことがわかる。この傾向は、杭の下端条件、単杭と群杭、地下水位、おぼろげな波数、砂の種類によらず成り立っている。

図-10は、ランダム波（ピンノイズ）を入力した場合の応答波形も流動化以前、不完全流動化時および完全流動化時に分類し、まとめたものである。ランダム波の場合でも正弦波の場合と同様に、流動化に伴い間隙水圧が上昇し、完全流動化時には砂層が静止し、杭が水中固有振動数に共振するようになることがわかる。

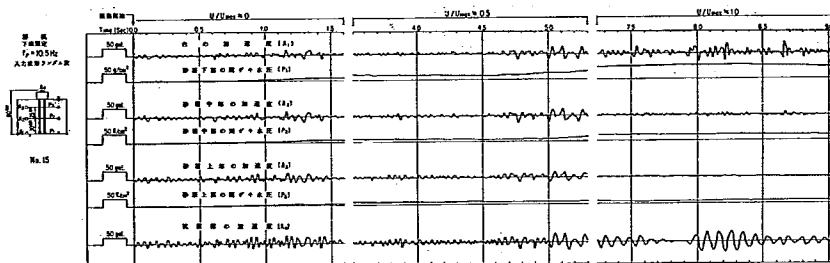


図-10 ランダム波入力の場合の流動化現象波形

5.5 まとめ

室内模型振動実験の結果、流動化に関して次の知見を得た。

- (1) 流動化により地盤の強度が増加（密度化）するが、体積収縮の余程がなければ再度過剰間隙水圧が増加し流動化に至る可能性がある。（過剰間隙水圧の上昇量と流動化程度が対応）
- (2) 地盤の流動化は、その締めり具合（例えば、 V/V_{max} 、密度で代表）あるいは初期有効拘束圧（ 6σ ）の大きさにより左右され、密度増加あるいは地下水位の低下により非流動化性が高まる。
- (3) 流動化前の杭の挙動は周辺地盤の挙動に左右されるが、完全流動化に近づくにつれて共振、下端拘束条件、地下水位、入力周波数、入力波形に拘わらずその応答特性は水中での共振曲線に近い挙動を示すようになる。

最後に、本研究の実験・解析に東京大学能岡文夫助教授、当所振動研究室常田賢一研究員の指導を得て実施したものである。また、日本大学大学院坂場義雄氏、同学部佐原泰雄氏、中央大学大学院丸山泉氏、同学部北本英氏、野間博博氏他に実験作業およびデータ整理を手伝っていただいた。深く感謝します。

5.6 参考文献

- 1) 栗林・能岡・吉田「明治以降の本邦の地盤流動化履歴」土木研究所要報第30号
- 2) 石原「土質動力学の基礎」鹿島出版会
- 3) 大橋・岩崎・能岡「砂質土の耐震性調査結果」土木研究所資料第1356号
- 4) 岩崎・能岡・吉田「砂層中の杭の動的挙動に関する模型振動実験」土木研究所資料第1152号
- 5) 吉見・岡野「砂の相対密度と信頼性」第7回土工学会研究発表会

21. 沈埋トンネルの地震応答に及ぼす 耐震継手の効果

耐震研究室

柴田松雄

沈埋トンネルの地震応答に及ぼす耐震継手の効果

耐震研究室 柴田 松雄

はじめに

沈埋トンネルにおいては、地震時に特定の断面に応力が集中することを避けるために可撓性継手を用いたエレメント間を接合する機会が多い。現在までに行なわれた調査、研究の結果によれば、地震時における沈埋トンネルの運動は周辺の地盤に主じる運動とおおむね同じといわれており、可撓性継手を設けた場合にも基本的な動的特性は変わらないと考えられる。しかしながら、耐震継手を設けた場合には、継手の直傍におけるトンネルの変位ならびに変形は継手の剛性、配置等の条件によって種々変化するものと考えられる。本小文は、可撓性継手を設けた場合の沈埋トンネルの長手方向に沿う応答特性を継手の剛さの影響に重点を置いて試算により検討した結果を報告するものである。

1. 解析モデルおよび入力地震動

解析の対象としたのは、図-1に示すような幅37.4m、高さ2.75m、長さ4131mで中央に海中換えをもつ鉄筋コンクリート方式の沈埋トンネルであり、その断面寸法は図-2のとおりである。計算に想定したトンネルの断面諸定数は表-1に示す通りである。

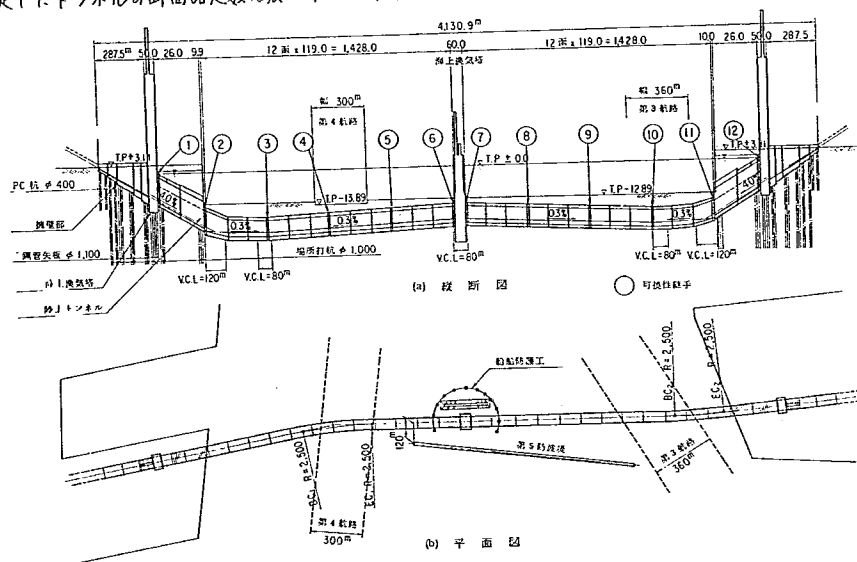


図-1 計算の対象とした沈埋トンネル一般図

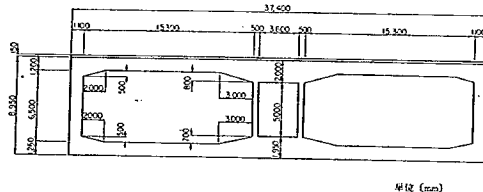


図-2 沈埋トンネル断面図

表-1 計算に用いたトンネルの断面諸定数

エレメントの弾性係数		E	$3.5 \times 10^6 \text{ t/m}^2$
断面2次モーメント	軸直方向	Iy	1,500 m^4
	鉛直方向	Iz	15,500 m^4
断面積		A	124.3 m^2
エレメントのせん断弾性係数		G	$1.52 \times 10^6 \text{ t/m}^2$

表-2 地震応答解析に用いた地震動

地震名	発生年月日	記録地	M	震央距離 (km)	継続時間 (秒)	最大加速度 (ガル)	計算に使用した最大加速度 (ガル)	備考
伊予半島沖地震	1973.6.17	静内橋 (地下40m)	7.4	305	12	45	150	
日向灘沖地震	1968.4.1	板島橋	7.5	104	40	186	150	地表面の地震動を基盤面の地震動に変換
平均応答スペクトル曲線 (建設省土木研究所 1970, 岩盤)							150	

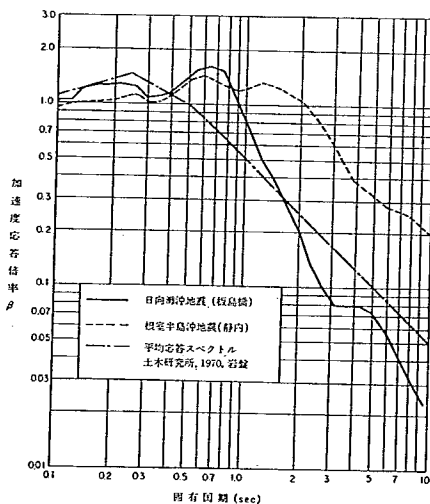


図-3 入力地震動の応答加速度スペクトル曲線 ($h=20\%$)

入力地震動の作用方向は、トンネル軸方向およびこれに直交する方向とし、それぞれ独立に基盤に作用させることにより、トンネルの応答を計算した。計算には、表-2に示す3種類の地震動を基盤での最大加速度を150 galに正規化したを用いた。

これらの地震動記録の応答スペクトル曲線は図-3に示す通りであり、静内橋地震動は比較的長周期の領域が卓越した地震動、板島橋地震動は、短周期の領域が卓越した地震動である。

表-3は、現在までの設計の事例および模型実験の結果等を参考に12定めた耐震継手のばね定数を示す。後述の応答計算では、継手ばねの剛性が沈埋トンネル

の地震応答に及ぼす影響を検討するために、この値を基本として任意に1/20倍、1/4倍、1/2倍、5倍、50倍と変化させた場合についても応答の試算を行なった。

2. 解析方法の概要

本解析で用いた地震応答解析とは、まず耐震設計上の基盤面から入力した地震動によるトン

表-3 計算に用いた可換性継手のバネ係数

	エレメント間	沈埋トンネル 軸 接 合 部
軸方向バネ係数 K_x (t/m)	2.3×10^5	1.2×10^5
	(5.3×10^{-5})	(2.8×10^{-5})
回転バネ係数 ($\text{t}\cdot\text{m/rad.}$)	水平面内 $K_{\theta x}$	3.0×10^7
	(5.5×10^{-5})	(5.5×10^{-5})
せん断バネ係数 (t/m)	鉛直面内 K_{xy}	7.5×10^5
	(1.4×10^{-4})	(5.6×10^{-5})
ねじりバネ係数 (t/m)	水平面内 K_y	2.0×10^5
	(1.1×10^{-5})	(1.1×10^{-5})
ねじりバネ係数 (t/m)	鉛直面内 K_z	2.0×10^5
	(1.1×10^{-5})	(1.1×10^{-5})
ねじりバネ係数 K_r 本体剛性と同等とする。		

()内はトンネルの剛性を1とした場合の定数

ネル周辺地盤の応答変位を求め、次にこの応答変位を弾性ばねを介し沈埋トンネルに入力することにより、沈埋トンネルの地震応答を求めよう。

沈埋トンネルを保持する周辺の地盤はせん断振動系分散型モデルによって表わし、等価線形の考え方に従いばね定数を定めた。沈埋トンネルは周辺の地盤によって弾性的に保持された棒もしくは梁より成る骨組構造物としてモデル化し、沈埋トンネルと地盤を結ぶばねに生じる力は、両者の相対変位の差に弾性的に比例するとした。

沈埋トンネルエレメント相互間および換気塔と沈埋トンネル端の取り合い部に設けられる可撓性耐震継手は、継手端の相対的な伸縮もしくは回転運動に弾性的に比例する継手ばねとしてモデル化した。

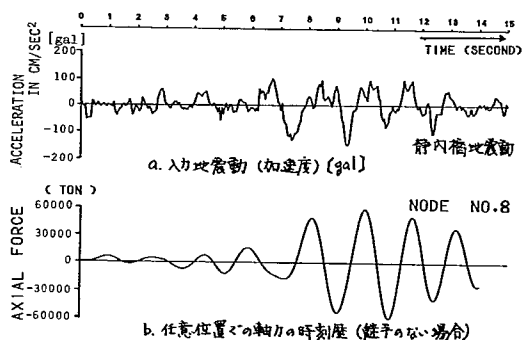


図-4 沈埋トンネルの断面力の時刻歴応答の一例

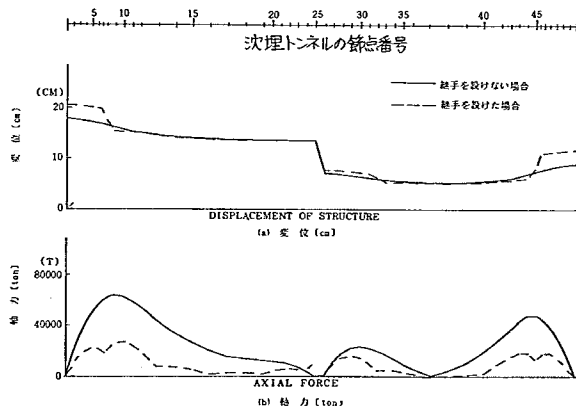


図-5 沈埋トンネルの最大変位の分布の一例

静内橋地震動を作用させた場合の応答分布図
(トンネル軸方向に加重した場合)

3. 解析結果

耐震継手を設けないで、トンネルを剛接合とした場合に比較し、表-3に示した耐震継手を設けた場合に応答がどのように変化するかを調べるために行なった試算の一例を図-4および図-5に示す。図-4は、静内橋地震動をトンネル軸方向に作用させた場合にトンネルに生じる軸力の時刻歴応答(図-1に示す継手番号④の位置における応答)を示したものである。

このような応答の最大値を変位および断面力についてまとめると図-5のようになる。同様な解析を3種類の地震動入力に対してそれぞれトンネル軸方向および軸直角方向ごとに行なった。これらの結果によれば、耐震継手を設けることによりトンネルに生じる応答変位は、継手を設けない場合に比較しほとんど変わらず、その増加量はたかだか3cm程度(軸方向の場合)のものであった。これに対し、

トンネルに生じる断面力は、継手を設けることにより一般に非常に大きく低下することが認められた。

次に、継手の剛さを変化させた場合に、トンネルに生じる断面力がどのように変化するかを調べるために、継手の剛さを種々変化させた試算を行なった。これらのうち、表-3に示した継手の剛さを基準に1と、これを任意に5倍にした場合、および1/4倍にした場合の結果を図-6に示す。

沈埋トンネルに生じる断面力は、図-6に示すようにトンネル館終端に近い斜路部および海中積気塔に近い地盤の厚さの変化部のように、一般に層厚、構成等の変化の激しい箇所が大きくなり、耐震継手の効果はこのような箇所において著しいことがわかる。また、継手を設けることにより断面力を低減させる効果は、軸力に対しては比較的その周辺にまで及ぶが、せん断力および曲げモーメントに対しては継手近傍に限られ、継手から離れた所では継手の効果は大きくない。

次に、継手の剛さを種々変化させたときの試算結果を、個々の継手位置での断面力に着目した場合と、個々の継手での断面力ではなく図-1に示したトンネル全長を通し2の最大断面力に着目した場合、の各々について整理した結果が図-7である。ここで、図の横軸および縦軸は、次のように定義

した継手の剛性比 β 、および、断面力比 γ を表わしている。

$$\gamma = \begin{cases} \frac{K_x^{ES}}{EA/\Delta L} \\ \frac{K_y^{ES}}{EI/\Delta L} \end{cases}$$

$$\beta_1 \equiv F_i^{ES} / F_i$$

$$\beta_2 \equiv F_{MAX}^{TES} / F_{MAX}^T$$

ここに、

K_x^{ES}, K_y^{ES} ; 継手の軸方向および軸直角方向のばね定数。

EA, EI ; トンネル要素の伸びおよび曲げ剛性。

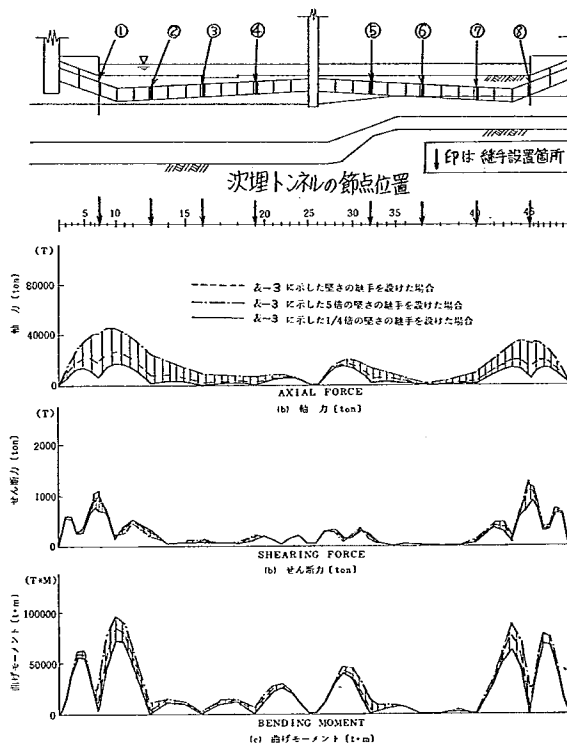
ΔL ; 耐震継手の長さ。

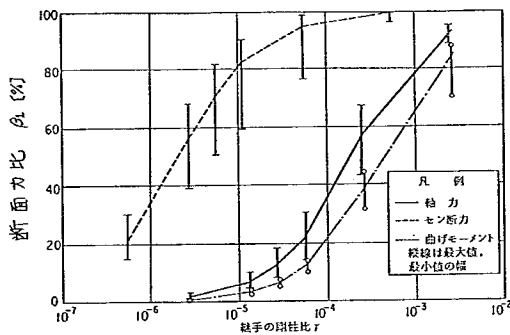
F_i^{ES} ; 耐震継手を設けた場合に注目する継手に生じる断面力。

F_{MAX}^{TES} ; 耐震継手を設けた場合、トンネル全長を通し2の断面力の最大値

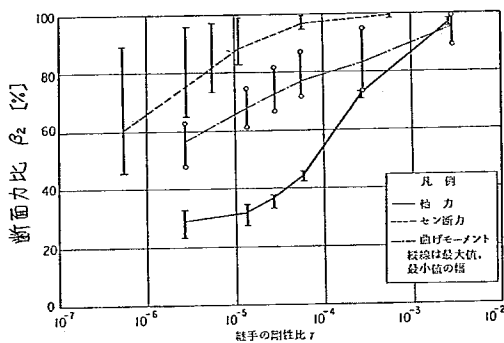
F_i ; トンネルを剛結合とした場合の注目する継手位置における断面力。

F_{MAX}^T ; トンネルを剛結合とした場合のトンネル全長を通し2の断面力の最大値。





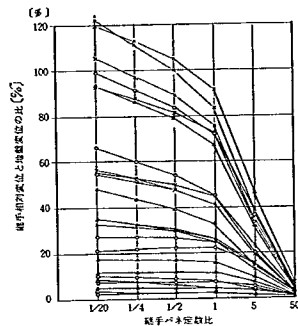
(a) 継手位置での断面力の減少の度合い



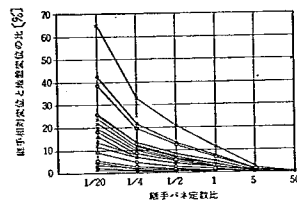
(b) 沈没トンネル区間の最大断面力の減少の度合い

注) 継手の剛性比 $\gamma \equiv \frac{\frac{K_x \cdot EJ}{EA \cdot \Delta L}}{\frac{K_y \cdot EJ}{EI \cdot \Delta L}}$

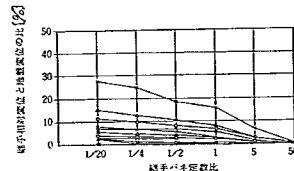
図-7 継手を設けることによる断面力の減少の度合い。



(a) 軸方向相対変位



(b) 軸方向内方向相対変位



(c) 鉛直方向相対変位

図-8 可撓性継手の相対変位と沈没トンネルの位置における地盤変位の比率

これらの結果より、個々の継手での断面力に着目すると、どの入力地震動に対しても、また、どの継手においても、継手の剛性比に応じて断面力はおおむね一様傾向で単調に減少することがわかる。

次に、トンネル全長を通した断面力の最大値に着目してみると、断面力は上述した個々の継手に着目した場合のように著しく減少しない。また、断面力の減少の度合いは、軸力におおきく著しく、曲げモーメント、せん断力の順となっている。

図-8は、耐震継手に生じる相対変位と、トンネル位置の周辺地盤の応答変位とを比較したものである。継手の剛性が高い程、耐震継手に生じる相対変位は大きくなるが、トンネル軸方向の相対変位

が地盤の応答変位を越す場合は、きわめて稀であることが判る。すなわち、一般的には、耐震継手に生じる相対変位は、その近傍の地盤の応答変位を上回らないと考えられる。

4. 結 論

以上に示した調査研究の結果から、以下の結論が得られる。

- (1) 沈埋トンネルに生じる地震時応力は、可撓性継手を設けることにより一般に減少する。減少の度合いは継手が軟かい程大きい。しかしながら、可撓性継手を設けたもほとんど断面力が低下しなかったり、あるいは継手の近傍で継手を設けなかった場合よりも大きな断面力が生じたりする場合もある。
- (2) 可撓性継手の剛さを変化した場合の断面力の変化の度合いは、もともと断面力が大きく生じる位置で著しい。表層地盤の構成が一様でどれ程大きな断面力が生じない地点では可撓性継手の剛さを多少変化させても著しい断面力の増減は生じない。
- (3) 可撓性継手を設けることによる当該継手位置での断面力の低減の割合は、地震動入力に関係なくおおむねどの継手でも同程度である。継手の剛さを軟かくすることによる断面力の低減の割合は、軸力および曲げモーメントにおいけるるしく、せん断力においけるるしくない。
- (4) 可撓性継手を設けることにより沈埋トンネル全長を通した断面力の最大値が低減される度合いは、上記(3)程著るしく可撓性継手の剛さに依存しない。また、この場合断面力は、可撓性継手を軟かくすることにより必ずしも単調に減少しない。
- (5) 可撓性継手に生じる隣接エレメント間の相対変位は一般に継手が軟かくなる程大きくなる。
- (6) 可撓性継手を設けることにより隣接エレメント間に生じる相対変位はトンネル軸方向の成分が、トンネル軸直交方向の成分よりも大きくなりやすい。これは、トンネル軸直交方向の相対変位が、地盤の箇所別な変位の差を曲げに抵抗する梁系として比較的ゆるやかに平均化して求められる値であるのに対し、トンネル軸方向の相対変位は、地盤の箇所的な変位差を伸びに抵抗する棒部材として強く平均化して求められる値であるためと考えられる。
- (7) 可撓性継手を設けた場合に隣接エレメント間に生じる軸方向の相対変位は、ほとんどの場合その地点の応答変位よりも小さい。上記(6)の結論と併せ考えると、可撓性継手に生じる相対変位は一般に地盤の応答変位より小さい。
- (8) 可撓性継手を設けた場合に隣接エレメント間の相対変位は継手ごとに異なっているが、一般に可撓性継手で区切られたエレメントの中の一着端のエレメントで大きくなる傾向にある。

参考文献

- 1) 栗林, 川島, 柴田; 沈埋トンネルの変位および断面力に対する可撓性継手の影響の解析 土木研究所資料 1272号 昭53年2月。
- 2) 栗林, 川島, 柴田; 沈埋トンネルの軸線上の断面力および変位の地震応答解析法に関する研究 土木研究所資料 1193号 昭53年3月。
- 3) 柴田, 川島, 栗林; 地震動入力の位相差が沈埋トンネルの地震時応答に与える影響 第5回土木学会防災部会研究発表会, 昭53。
- 4) 建設省; 新耐震設計法(案) 土木研究所資料 1185号 昭和53年3月。
- 5) 栗林, 川島, 柴田; 地中構造物の地震応答解析プログラム BAST-1仕様書(その1)(その2) 土木研究所資料 1312号 昭53年3月。

22. 活性汚泥中の微生物による アンモニア性窒素の除去

下水道研究室

八木橋 一郎

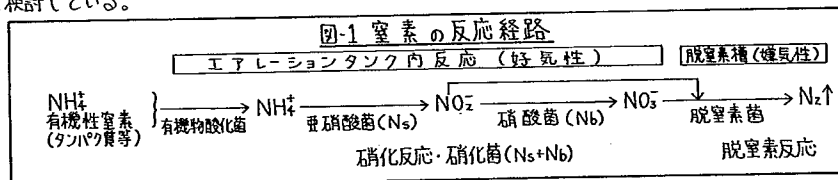
活性汚泥中の微生物によるアンモニア性窒素の除去

下水道研究室 八木橋 一郎

§1 まえがき

近年、水系の富栄養化が大きな社会問題となっており、富栄養化防止対策の一環として、放流水中の窒素除去の必要性が唱えられている。49年度の下水道統計より、指定都市の流入水および放流水中の全窒素(TN)と無機性窒素(IN; NH_4^+ , NO_2^- , NO_3^-)の平均値を調べると、流入水: TN = 28.8%, IN = 18.0%, 放流水: TN = 21.3%, IN = 17.6%であり、全窒素の25%位は、除去されているが、INは、ほとんど同量が放流されている。ここで、放流水中のINは、大部分が NH_4^+ であり、 NO_2^- , NO_3^- まで酸化されることは極めて少ない。

放流水中の NH_4^+ を除去する方法として、イオン交換法、アンモニアストリッピング法、不連続点塩素注入法等の物理化学的手法と生物学的手法の2つがあるが、著者らは、後者の生物学的手法、つまり、下記の反応経路の様に、エアレーションタンク内に生息している硝化菌により、 NH_4^+ を NO_2^- , NO_3^- に酸化し、さらに脱窒素槽内の脱窒菌により、 N_2 ガスに還元し、窒素を除去する方法について検討している。



本法の欠点は、生物反応を利用した方法であることから、色々な因子の影響を受けることである。例えば、現地調査の結果、低水温時の硝化率が悪いということが指摘されている(年報1977年度)。他に溶存酸素(DO)、pH、アルカリ度、基質と塩類濃度、阻害性物質濃度等の環境条件が複合的に影響することが知られている。

本報告では、硝化に与える影響因子および硝化を促進する微量元素の検索結果について報告する。硝化に与える影響因子の検索は、室内実験および硝化がよく起きているA下水処理場の調査より得られた硝化速度等のデータから検討した。但し、未だ実験が終了していないものについては、文献値を使用した。

硝化を促進する微量元素の検索は、下記の2つの手法で検討した。

①短時間接触法; 硝化菌の増殖による硝化速度への影響が無視できるような時間(4~5時間)内の硝化速度を測定することにより、微量元素の効果を判定する方法。つまり、酵素反応への微量元素の効果を利用した方法である。

②長時間培養法; 硝化菌量および(NO_2^- , NO_3^-)量を測定することにより、硝化菌の増殖速度への元素の効果ならびに生成した菌の硝化活性への効果を判定する方法である。

§2 実験方法

2.1 硝化菌

硝化の起きているA下水処理場の活性汚泥($CL=40\%$)を採取後、人工下水(肉エキスの有機物と $MgSO_4$ 等の無機物を混ぜ合わせたもの)に馴致させた。この汚泥中には、原生動物が生息しており、これが硝化菌を摂取するおそれがあるため、超音波処理(25W, 2.5分/10ml)し、原生動物を死滅させた。又、溶解性の金属も溶存していることから、蒸留水を用い、2〜3回遠心法により洗浄した。

2.2 硝化に与える影響因子の探索実験

①亜硝酸菌量と硝化速度との関係を求める実験：図-1の反応装置を用い、表-1のaの NH_4^+ と2.1の硝化菌を混ぜ合わせて反応させた。

② NH_4^+ 濃度と硝化速度との関係を求める実験：図-1の反応装置を用い、表-1のbの濃度で混ぜ合わせて反応させた。

2.3 硝化を促進させる微量元素の探索実験

①短時間接触法：図-1の反応装置に NH_4^+ 、2.1の硝化菌および金属溶液(表-2)を加え、反応させた。

②長時間培養法

①海水の影響：淡水性の硝化菌と海水が常時20〜40%混入している硝化菌に表-3の NH_4^+ 、人工海水(Lyman and Fleming, 1949)を加え、振盪培養法(振盪50mm, 振盪数100回/分)により、硝化速度および亜硝酸菌の増殖速度への効果を検討した。

② MoO_4^{2-} ：図-1の反応装置に NH_4^+ 、2.1の硝化菌および MoO_4^{2-} を加え、反応させた。

2.4 分析方法

NO_2^- , NO_3^- , NH_4^+ は、EPA法(1975年)により、亜硝酸菌は、MPN法により測定した。

§3 実験結果および考察

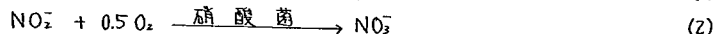
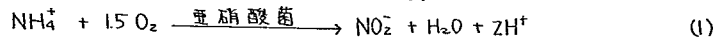
3.1 硝化におよぼす影響因子の探索

①硝化菌の活性に対するpHの影響

硝化菌の活性は、pHに大きく影響され、多くの文献によれば最適pHは、亜硝酸菌：pH 7.0〜8.6、硝酸菌：pH 7.0〜8.3とされている。それ以外のpHでは、硝化が抑制される。

②硝化反応に対し、最低必要なDOレベル

亜硝酸菌および硝酸菌による酸化反応を(1)、(2)式に示す。



これからわかるように、硝化とは、溶液中の酸素を消費し、反応するので、溶解酸素(DO)が

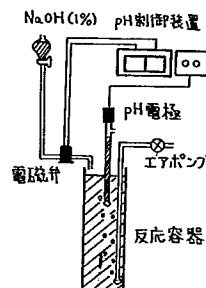


図-1 反応装置

表-1 NH_4^+ と亜硝酸菌の設定濃度

	NH_4^+ 濃度($\%$ 飽和)	亜硝酸菌量($\%$ me)
a	40	1:10:20:50:500:1000; 2000 (濃度比)
b	10, 20, 50, 100, 200, 500	1.4×10^6 1.0×10^6

表-2 各種金属溶液の設定濃度(NH_4^+ 50%)

Element	Compound	Atomic weight	Concentration (M)
Sr^{2+}	$SrCl_2$	87.62	$0.10^5, 10^4, 10^3, 10^2, 10^1$
Fe^{2+}	$FeCl_3$	55.85	$0.10^5, 10^4, 10^3, 10^2$
MoO_4^{2-}	Na_2MoO_4	159.40 Mo	$0.10^5, 10^4, 10^3, 10^2$
P	Na_2HPO_4 NaH_2PO_4	30.97 ao P	$0.5 \times 10^5, 10^4, 5 \times 10^3, 10^2, 5 \times 10^1$
Mg^{2+}	$MgSO_4$	24.31	$0.2 \times 10^5, 2 \times 10^4, 2 \times 10^3, 5 \times 10^2$

表-3 硝化菌の種類と元素の添加濃度

	Nitrifying bacteria	Concentration
Sea water	淡水性の硝化菌	0, 20, 40, 60, 80, 100%
	海水が20〜40%混入している下水処理場の硝化菌	0, 20, 40, 60, 80, 100%
Na_2MoO_4	2.1の硝化菌	$0.10^5, 10^4, 10^3, 10^2, 10^1$

但し NH_4^+ 濃度は、Sea water: 20%, Mo: 50% である。

少なければ、硝化が抑制されることわかる。少なくともDOは、1~2%以上必要とされている。

c) 水温の影響

水温に対する実験は、現在継続中であり、未だデータを
得ていないが、Dowlingらは、(3)式を提唱している。

$$Nr_t / Nr_{20} = 1.143^{(t-20)} \quad (3)$$

ただし、 Nr_t / Nr_{20} は、水温20℃の硝化速度に対する
水温tの硝化速度との比である。

d) 亜硝酸菌の硝化活性量

水温：20℃，DO：80%以上，pH：7.5~8.0に
コントロールして、亜硝酸菌量と硝化速度との関係を調べ
ると図-2に示すようになる。これより、亜硝酸菌1個当りの
硝化速度(硝化活性)は、一定であり NH_4^+ 40[mg/L]

添加した場合の関係式を(4)式に示す。

$$Nr = 245 \times 10^6 \cdot N_s \quad (4)$$

ここに、 Nr = 硝化速度(Nitrification rate) [mg/L·h]

N_s = 亜硝酸菌量(Nitrite bacteria) [MPN/mL]

e) NH_4^+ 濃度の影響

図-3からもわかるように、硝化速度は、 NH_4^+ 50[mg/L]
位までは、 NH_4^+ 濃度と共に増加し、それ以後は、零次反応
をへて減少する。ここで、零次反応領域は、菌量が多い
程、大きくなるものと考えられる。

一般の処理場で、処理しなければならぬ NH_4^+ 濃度が、10~20%であることから、ここで、向題
となるのは、50%以下の領域である。これより、 $N_{s1} = 1.0 \times 10^6$ MPN/L, $N_{s2} = 1.4 \times 10^6$ MPN/Lのときの関
係式をそれぞれ(5)、(6)式に示す。ただし、Sは、 NH_4^+ 濃度である。

$$Nr_1 = [S^{0.243}] \cdot 10^6 \quad (5), \quad Nr_2 = [S^{0.243}] \cdot 10^{0.155} \quad (6)$$

ここで、 $10^6 = 1$, $10^{0.155} = 1.4$ であることから、(5)、(6)式は、

$$Nr = [S^{0.243}] \cdot [N_s] \cdot 10^{-6} \quad (7)$$

となり、(7)式に(5)式を代入すると次の様に示すことができる。

$$Nr = [S^{0.243}] \cdot [N_s] \cdot [1.143^{(t-20)}] \cdot 10^{-6} \quad (8)$$

f) 実測値 Nr と算出値 Nr との関係

室内実験および処理場調査より得られたデータ(水温、
亜硝酸菌量および NH_4^+ 濃度)を(8)式に代入して得られた
算出値 Nr と実測値 Nr を比較すると図-4になる。これよ
り、DOおよびpHをコントロールした状態では、硝化速
度に対する影響因子は、水温、亜硝酸菌量および NH_4^+ 濃度
の3者を考慮するだけで十分であろう。

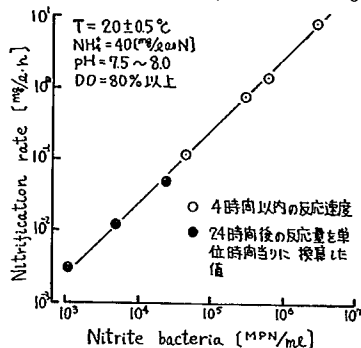


図-2 亜硝酸菌量と硝化速度との関係

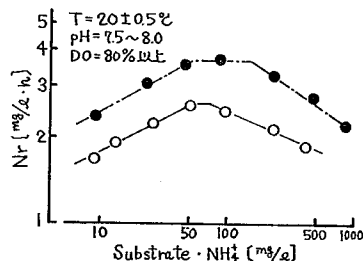


図-3 NH_4^+ 濃度と硝化速度との関係

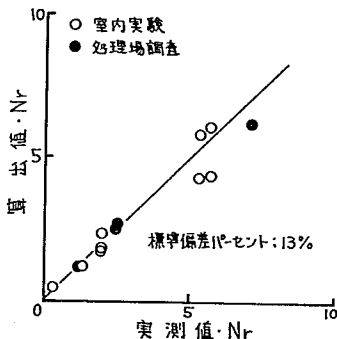


図-4 実測値 Nr と算出値 Nr との関係

3) エアレーションタンク内の亜硝酸菌量

次に エアレーションタンク内に生息可能な亜硝酸菌量を示したものが図-5である。ここで、SRTとは、活性汚泥の滞留時間のことである。これより、20℃における亜硝酸菌量は、SRTが6日で 約 10^6 [N/ml] とほぼ一定値となり、これ以上SRTを長くしても菌量の増加は、見られない。このような現象の原因として、1) 原生動物による摂取、2) 基質量による増殖制限、3) 亜硝酸菌と他の細菌との相互作用等が考えられる。なお、このときの 一般細菌は、 5×10^6 [N/ml] で一定であった。

h) 水温と亜硝酸菌との関係

SRTを十分長く(20日以上)とり、水温と亜硝酸菌量を調べると図-6のようになる。これは、硝化がよく進んでいるA下水処理場のエアレーションタンク内に生息している菌量を表わしたものである。これより、水温が14℃位まで低下しても SRTを20日以上保てば、菌量を $1.0 \sim 2.3 \times 10^6$ [N/ml] に維持できることがわかる。ここで、注意しなければならないのは、亜硝酸菌の増殖速度は、水温に影響され、水温が低い程、増殖速度も低下することから、低水温時のSRTは、大きくしなければならない。

i) 水温と誘導期との関係

図-7に示すように実際の処理場では、返送汚泥と流入下水とを混ぜ合わせても ある期間をすぎないと一次反応を示さない。この期間($t_0 \sim t_1$)を誘導期とよぶ。誘導期もまた水温の影響を受け、図-8に示すように、水温が低い程、誘導期が長くなる。この現象が現われる原因として、1) 流入下水や返送汚泥が嫌気性状態と流入するためのDO不足、2) この時、有機物酸化菌による有機物分解に伴うDO消費、3) 亜硝酸菌が、最終沈殿池から エアレーションタンク内に返送される間嫌気性状態となっている為の硝化活性の低下等が考えられる。

誘導期の存在は、処理プラントの効率を著しく低下させるので、今後、誘導期が生ずる原因ならびに誘導期を短縮する方法を究明する必要がある。

j) 低水温時の処理場のエアレーション時間

以上のことから、低水温時の硝化が問題となることがわかる。例えば、次項の条件で運転している

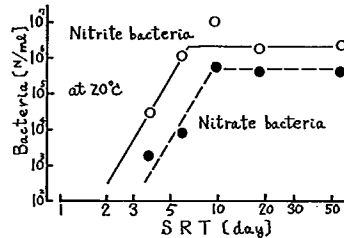


図-5 硝化菌とSRTとの関係

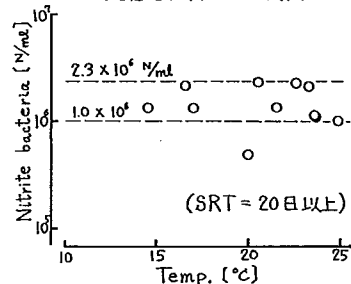


図-6 水温と亜硝酸菌量との関係

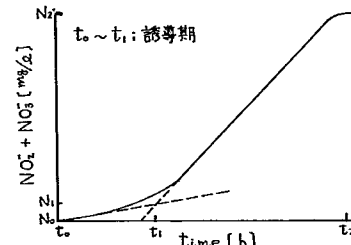


図-7 硝化反応のモデル図

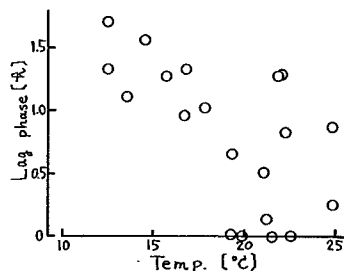


図-8 誘導期と水温との関係

処理場の必要な工アレーション時間を(8)式より 概算すると13.6時間になる。

水通：10%，流入NH₄濃度：15 mg/L，亜硝酸菌量：2.3×10⁶ 個/L

誘導期：1.6 時間（ただし、誘導期向中の硝化速度を最大硝化速度の $\frac{1}{2}$ とする）

ところが、現在使用されている大部分の処理場の工アレーション時間は、4～6時間であることから、硝化率は、25～40%位しか期待できない。

そこで、硝化速度を3～4倍促進する物質を添加すれば、低水温時でも生物学的硝化を行うことが可能である。

3.2 硝化を促進する微量元素の検索

3.2.1 短時間接触実験

a) Sr^{2+} ；細菌数、硝化速度（無添加に対する硝化速度比）および硝化活性（亜硝酸菌1個当りの硝化速度〔%N・h〕）に対する Sr^{2+} 濃度の影響を図-9に示した。これより、 Sr^{2+} は、硝化速度に対し、1 mM付近から影響し、3.4 mMで10%、24 mMで50%の阻害を示した。亜硝酸菌の生菌数も1 mM付近から影響しはじめたが硝化活性には、影響がない。

b) Fe^{3+} ；図-10より、硝化速度は、0.1 mM付近から影響を受け、0.9 mMで10%の阻害をうけた。又、亜硝酸菌は、1 mM付近から影響をうけたが、硝化活性には影響がない。

c) MoO_4^{2-} ；図-11より、 MoO_4^{2-} を10 mM添加しても、硝化速度および亜硝酸菌の生菌数には、影響がない。

d) Mg^{2+} ；図-12より、 Mg^{2+} は、50 mM（海水中の Mg 濃度）添加しても硝化速度には、影響がない。

e) Phosphate buffer；図-13より、

Phosphate bufferは、0.1 mM付近から促進効果を示し、1.3 mM付近に極大値があり、この時の硝化速度は、無添加に対し、2倍強促進された。又、1.3 mM以上添加することにより、硝化速度が急激に減少しているが、これは、亜硝酸菌の生菌数が減少したためである。

3.2.1 長時間培養法

a) 人工海水；淡水性硝化菌に対する人工海水の影響を図-14に示した。これより、硝化速度は、海水

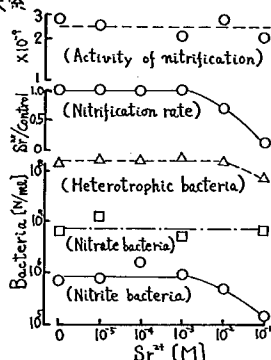


図-9 細菌、硝化速度および硝化活性に対する Sr^{2+} の影響

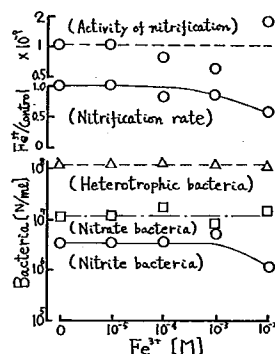


図-10 細菌、硝化速度および硝化活性に対する Fe^{3+} の影響

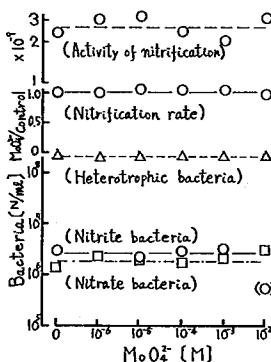


図-11 細菌、硝化速度および硝化活性に対する MoO_4^{2-} の影響

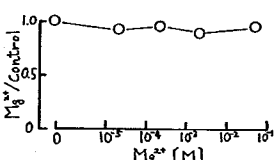


図-12 Mg^{2+} 濃度に対する硝化速度比

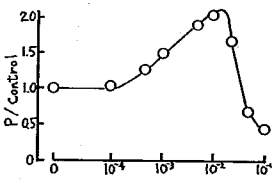


図-13 リン酸濃度に対する硝化速度比

濃度が高くなるにつれ 阻害されやすくなり、海水20%は、海水0%に比べ約1/2に減少した。しかし、Tris-bufferを添加(pHコントロール)したときの海水20%と40%の亜硝酸菌の経日変化を示したものが、図-15であるが、このときの硝化速度(mg/day)および亜硝酸菌の増殖速度($1/\text{day}$)は、それぞれ海水20%で2.38, 0.041

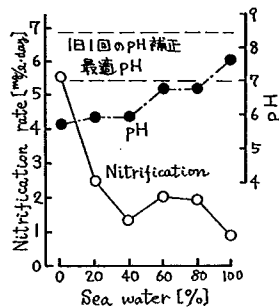


図-14 硝化速度に対する海水の影響
淡水性硝化菌($\alpha=40^\circ\text{C}$)

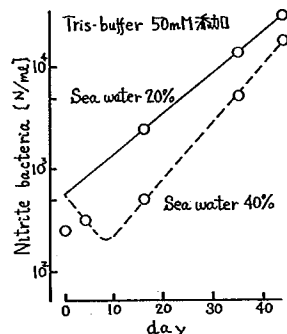


図-15 経過日数に対する亜硝酸菌

海水40%で1.21, 0.126であり、硝化速度は、図-14と同様に海水濃度が高い方が、阻害は大きい。亜硝酸菌の増殖速度に対しては、逆に海水の有効性が示された。これは、Lovelessの報告から、海水中の Mg^{2+} の為と考えられる。又、海水濃度が高くなるにつれ、硝化速度を抑制するのは、海水に硝化菌が馴致されていない為生じたものと考えられる。

次に、海水20~40%に馴致している下水処理場の活性汚泥を用いて実験を行った結果が図-16である。これより、硝化速度は、海水高濃度の方が速く、海水100%は、海水0%に比べ約3倍速の速度であった。

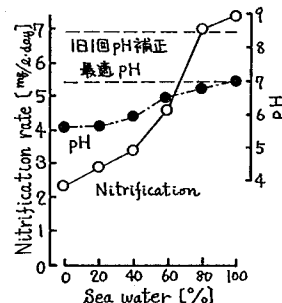


図-16 硝化速度に対する海水の影響
海水が20~40%混入している

これらのことから、亜硝酸菌の増殖を高めるのに海水を添加することは、有効であろうと思われる。

b) MnO_4^- : 硝化速度および亜硝酸菌の増殖速度に対する MnO_4^- の影響を図-17に示すが、両者とも MnO_4^- による促進効果は、見られなかった。

§3 結論および問題点

① pHおよびDOが最適状態にあれば、硝化速度(N_r)は、 $N_r = [S^{2+3}] \cdot [Ns] \cdot [1.143^{(4-20)}] \cdot 10^6$ と算出することができる。ここで、エアレーションタンク内に生息する最大亜硝酸菌量(N_s)は、 $1.0 \sim 2.3 \times 10^6$ [N/mg]である。

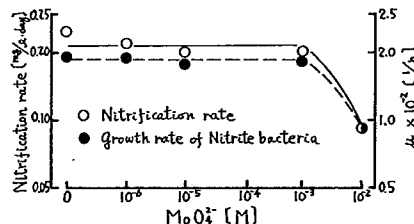


図-17 MnO_4^- 濃度に対する硝化速度、増殖速度

② 誘導期は、水温が低い程大きくなり、これは、処理プラントの機能を著しく低下させることから、生ずる原因ならびに誘導期を短縮する方法を究明する必要がある。

③ 短時間接触法において、 Sr^{2+} , Fe^{2+} , H_2O_2 , Mg^{2+} は、効果がない。栄養塩類の一つであるリン(Phosphate buffer)は、約13mM添加で2倍強の硝化促進効果を示した。

④ 長時間培養法において、海水の添加は、亜硝酸菌の増殖に対し、有効である。

§4 参考文献 ① EPA, Methods for chemical analysis of water and wastes (1975), ② Downing et al., 3rd Conference of the IAWPR (1966)

23. アンモニア除去に用いたゼオライトの 再生実験

三次処理研究室

榎 山 孝 一

アンモニア除去に用いたゼオライトの再生実験

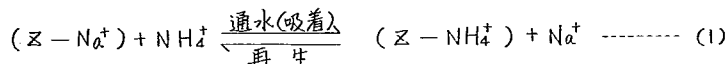
三次処理研究室 叔山 孝一

§1 はじめに

下水中の窒素の除去法として現在提案されている処理法は物理化学的処理法と生物学的処理法とに大別される。前者は下水中の窒素成分の大部分を占めるアンモニア性窒素をアンモニアストリッピング、不連続点塩素処理、選択的イオン交換などといった物理化学的手法で除去するものであり、後者は微生物を利用してアンモニア性窒素を硝酸体まで酸化させ（硝化）、必要に応じて嫌気性状態のもとで窒素ガスに分解していく（脱窒）方法である。本報告はこのうちゼオライトを用いた選択的イオン交換についての調査結果を述べるものである。

§2 ゼオライトによるアンモニア性窒素の除去

天然に存在する鉱物性のゼオライト（Zeolite）は高い陽イオン交換容量（Cation Exchange Capacity, CEC）と液中ではアンモニウムイオン（ NH_4^+ ）と選択的にイオン交換する性質を持っている。一方、二次処理水中のアンモニア性窒素は NH_4^+ の形で存在するため放式の反応が行われる。



実施設では粒状ゼオライトの充填塔の利用が一般的であり図-1にフローを示す。このプロセスの主体は次のようになっている。

〈通水〉 二次処理水はゼオライト層の目づまりを防ぐため予過処理を先行させる。ゼオライトに予過水を通すと(1)式に示すようにアンモニアは交換吸着され、代りに Na^+ が放出される。

〈再生〉 アンモニアで飽和したゼオライトを高濃度の NaCl 再生液を通液すると(1)式の反応は左側に進みゼオライト中の NH_4^+ は Na^+ と交換脱着され再生廃液中に濃縮されて出てくる。

〈再生廃液の処理およびアンモニアガスの回収〉 高濃度のアンモニアを含む再生廃液は pH を10

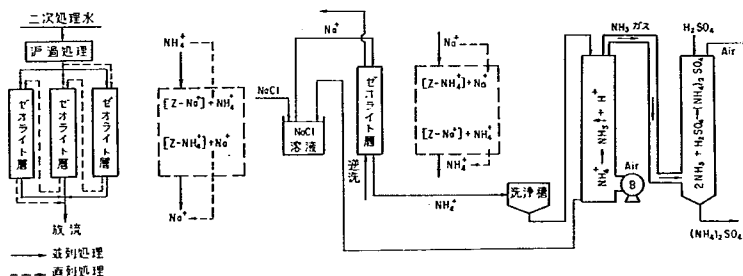


図-1 ゼオライトプロセスの基本的フロー

以上に上げてアンモニアをガス化させ空気で放散させるアンモニアストリッピングを行い、 Na^+ を補給して再使用する。アンモニアガスを含む空気が二次公害を引き起す原因となる可能性があり、硫酸に接触させ硫酸として回収することが考えられている。

§3 再生実験の目的

本法で特に問題となるのは再生である。再生が不十分であるとアンモニア除去能力は低下する。したがって十分な再生を行う必要があるが、同時にランニングコストを抑えるためできるだけ少ない塩量で短時間で効率よく再生ができ、維持管理が容易であること、廃液量が少ないことも重要となる。本実験は上記の問題点の検討のために行ったものである。

§4 再生実験結果

§4.1 再生剤の選択

再生に用いられる陽イオンとしては Na^+ 以外に K^+ 、 Ca^{2+} 、 Mg^{2+} なども考えられる。

図-2はゼオライトのイオンの選択性を表わした平衡図である。平衡図は横軸に溶液中の NH_4^+ の割合($\text{NH}_4^+ / (\text{NH}_4^+ + \text{Me})$)を、縦軸に通水平衡後のゼオライト中の NH_4^+ の割合($(\text{Z}-\text{NH}_4^+) / (\text{Z}-\text{NH}_4^+ + \text{Z}-\text{Me})$)をとったもので NH_4^+ の選択性が高いほど曲線は上に凸となる。この結果、ゼオライトのイオンの選択性は $\text{K}^+ > \text{NH}_4^+ > \text{Na}^+ > \text{Ca}^{2+} > \text{Mg}^{2+}$ の順となる。

NH_4^+ が他の陽イオンと比べて選択性が高いということとは吸着においては割合の良いことであるが、再生から見ると逆に割合が悪く、 NH_4^+ の選択性が高い場合ほど再生に必要な塩量は多量のものとなる。この結果、同一再生レベルを得るのに必要な塩量は K 塩< Na 塩< Ca 塩< Mg 塩の順となる。これにより Ca 塩、 Mg 塩では相当高濃度にする必要があるが、 Ca および Mg は難溶性の化合物をつくり易く再生剤としては問題がある。 K 塩は再生では良好な結果が得られるものと思われるが、吸着では選択性の関係上 NH_4^+ の吸着量が低いことが予想されるので問題がある。

上記の平衡図でもう一つ問題となるのは最大交換量である。平衡図を求める際にはゼオライトは NH_4^+ と比較する陽イオンで前処理を行い、交換性陽イオンを Na^+ 、 K^+ 、 Ca^{2+} 、 Mg^{2+} に変えておくが、この場合必ずしも一足ではなく Na^+ の場合が最も高い。この結果から判断すれば NH_4^+ の吸着特性が最も優れているのは交換性陽イオンが Na^+ の場合であり、吸着のうえでは Na 塩で再生した方が有利である。

以上の結果から Na 塩で再生を行うことが吸着では最も有利であり、再生でも比較的低濃度で可能であり、他の塩を用いるより問題の少ない方法といえよう。

§4.2 再生に必要な Na 濃度、 pH

再生に必要な Na 濃度および pH の検討では Na 濃度を0.05, 0.1, 0.5, 1, 5 Nの5段階、 pH

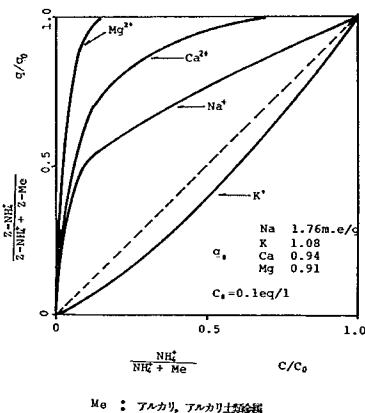
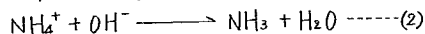


図-2 ゼオライトのイオンの選択性

を9, 10, 11, 11.5, 12の5段階の組み合わせの25種類の再生液をSV=12(ゼオライト充填量の12倍の液量を1時間に流すこと)でCV=60(充填量の60倍の液量)まで通液を行った。

図-3はNa濃度による再生率の違いを表わしたものである。同図に示すようにNa濃度が高いほど同一再生液量での再生率は高くなっている。したがってNa濃度を高くすることは再生での交換反応を早め、高い再生効果を得るうえで重要なことである。しかしながらNa濃度が1規定(N)以上ならばそれ以上濃度を高くしても再生率にはほとんど差がない。この結果から1N程度で最高の結果が得られるものと思われる。

図-4はpHによる再生率の違いを表わしたものである。同図に示すようにpHが高いほど再生率は高いものとなっている。この理由としては Na^+ と交換脱着された NH_4^+ がバールカリ側では(2)式の反応により分子態のア



モンニアとなりイオン交換の圏外から除かれるため、ゼオライト全層にわたって NH_4^+ を含まない再生液が供給されているのと同様の効果をもたらすにめと考えられる。したがって再生効果を増大させるにはNa濃度を上げてやることのほか、pHも同時に上げてやることが重要であることがわかる。

図-5は上記の25種類の再生液による再生率を表わしたものである。この結果によれば一応十分な再生率を90%とすると、これ以上の再生率を得るにはNa濃度が1N以上もしくは0.5N; pH11以上であることが必要となる。したがってこの場合、再生液の最適条件はNa濃度が0.5N, pHは11であると言えよう。なおpH11という数値は廃液処理でのアンモニアストリッピングの最適条件である¹⁾。また0.5NのNa濃度は約3%の食塩水で得られるので維持管理のうえからそれほど困難な数値ではないと思われる。

§ 4.3 通液速度と再生時間

通液速度を遅くすれば単位液量当りの接触時間は大きくなり少ない液量で高い再生率が得られるが、通液速度が

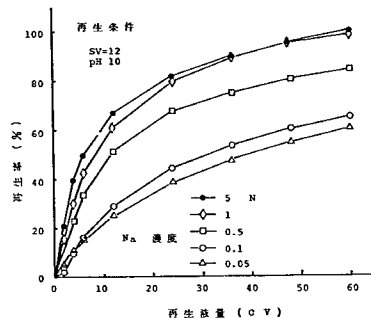


図-3 Na濃度による再生率

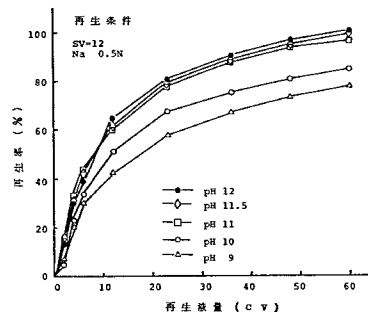


図-4 pHによる再生率

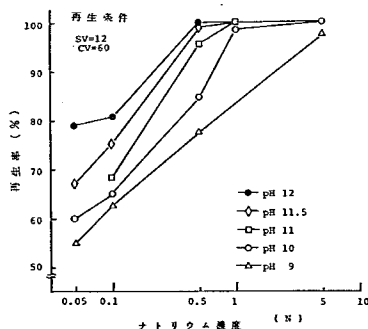


図-5 Na濃度, pHによる再生率

遅いということは同一流量を流すのに長時間要するわけであり、通液速度と再生時間との関係が問題となってくる。

図-6は通液速度を変えたときの再生率を再生時間で比較したものである。同時刻における再生率は $SV=50$ まででは SV が高くなるほど高くなる傾向はあるがその差はそれほど大きなものではない。この結果から判断すれば通液速度を上げることによって得られる再生率の上昇というメリットは再生量の増大というデメリットに比較して明らかに小さいようである。これにより通液速度は低く抑えた方が有利であろう。

図-7は通液速度によりどの程度再生量を減少させるかの検討した結果である。同図に示すように通液速度が遅いほど少ない流量で再生が可能となる。本実験において十分な再生効果を得るのに必要な流量は $SV=1$ で $CV=10$ であった。しかしながらこの場合再生に10時間要するわけであり充填塔の利用効率の面から見るとあまり好ましいことではない。再生時間を長くすることなく再生量を減少させるには $SV=2\sim4$ の範囲で行うのが良いようである。この場合の所要時間は5~6時間程度であり、流量も $CV=12\sim20$ 程度で可能と思われる。

§4.4 再生流量、廃液量の減少の可能性

再生液は廃液処理を行うまでに数回の繰り返し使用ができれば再生流量および廃液量を減少させることが可能となる。繰り返しの方法については再生を前半と後半に分け、後半の再生廃液を次回に用いることを検討した²⁾。すなわち、再生の過程において脱着するアンモニア量は時間とともに減少し後半の廃液中のアンモニア濃度は比較的低濃度となるため、これを次回の再生の前半に用いることの可能性について検討を行ったものである。

実験は通液速度を $SV=2$ および4とし、2回の繰り返し使用を前提とし、後半の廃液濃度(5

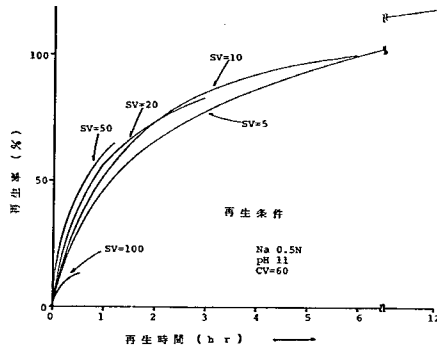


図-6 通液速度と再生時間の関係

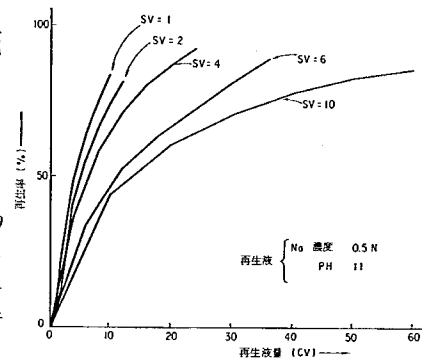


図-7 通液速度と再生流量の関係

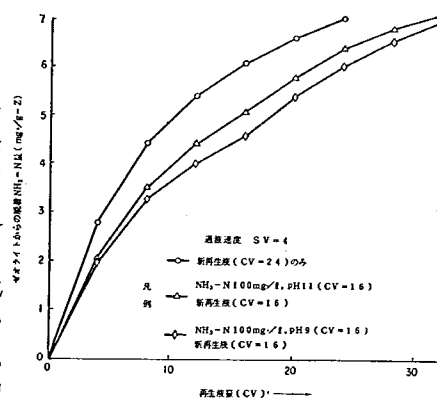


図-8 繰り返し使用時の再生能力(1)

$V=2$ で約 $300 \text{ mg} \cdot \text{N}/\ell$, $SV=4$ で約 $100 \text{ mg} \cdot \text{N}/\ell$) となるよう調整した再生液を4時間仕上げてアンモニアを含まない再生液を4時間通液して再生効果を検討した。廃液部分の pH は9および11としたが、これはこの部分の pH は9付近に低下しており、そのまま用いた場合と pH を再調整した場合を想定したものである。

結果を図-8, 9 に示す。同図に示すようにアンモニアを含む廃液部分を用いた場合、フレッシュな再生液のみの場合に較べて再生効果は劣っている。この傾向はアンモニア濃度が高いほど、また pH の低い廃液部分を用いるほど著しい。したがって通液速度が遅い場合には廃液部分の濃度が高くなるので pH を上げてやることにより再生能力の低下を防止することが重要となってくる。

本実験において廃液4時間+新液4時間の再生で新液のみの6時間分に相当する再生効果が得られた。これにより再生液量およびアンモニアストリッピングを必要とする廃液量は1/3減少するわけであり、この時の液量は $CV=8$ ($SV=2$ において), $CV=16$ ($SV=4$ において) であった。この値は繰り返し使用を2回とした場合のものであり、使用回数をふやすことによりまた減少の余地があると思われる。

§ 4.5 回復再生液の再生能力

再生廃液はアンモニアストリッピングを行った後 Na を補給して再使用するが廃液中のアンモニアは完全に除去できるわけではなく $10 \sim 200 \text{ mg} \cdot \text{N}/\ell$ の残留が予想される。このため回復処理を行った再生液についての再生能力を検討した。

図-10は再生液中に0, 20, 50, 100, 200 $\text{mg} \cdot \text{N}/\ell$ のアンモニアが残留する場合の再生能力を比較したものである。同図に示すように再生能力はアンモニア残留量が増加するにともない減少している。したがってアンモニアが残留することは好ましいことではない。しかしながら残留量が $50 \text{ mg} \cdot \text{N}/\ell$ 以下であれば再生能力の低下はわずかであり、この程度ならば Na 濃度や pH を多少上げてやるか、再生液量を多少増加させれば解決できるので実用上差しつかえないと思われる。この結果から判断するならば再生液の回復では残

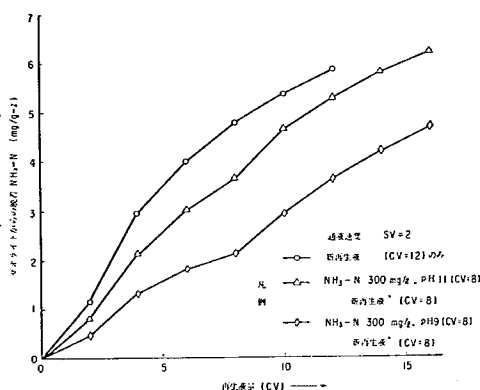


図-9 繰り返し使用時の再生能力(2)

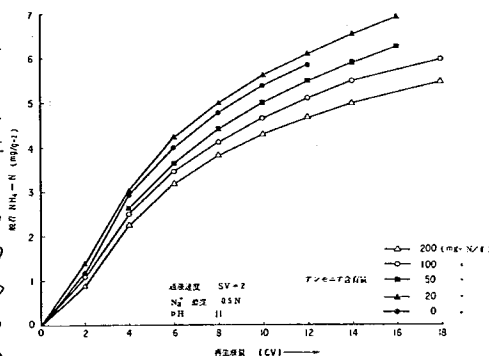


図-10 回復再生液の再生能力

留量を $50\text{mg}\cdot\text{N}/\text{l}$ 以下とすることが望ましいと思われる。

§ 4.6 再生後のアンモニア除去能力

実験は通水条件を原水濃度約 $20\text{mg}\cdot\text{N}/\text{l}$ 、 $SV=12$ 、 $CV=600$ 、再生条件を Na 濃度 0.5N 、 $\text{pH}11$ とし通水と再生を連続して12回繰り返した。

図-11は本実験における吸着開始時(再生終了時)のアンモニア残留量、吸着終了時のアンモニア全保持量および $CV=600$ までの平均除去率を示したものである。新ゼオライト(1回目)およびほぼ完全に再生されたゼオライト(6, 12回目)では除去率が70%以上であり、吸着量も $8\sim 9\text{mg}\cdot\text{N}/\text{g}$ と高い。しかしながらこの場合、再生に要する液量は $CV=50\sim 60$ ($SV=2$ において)とかなり

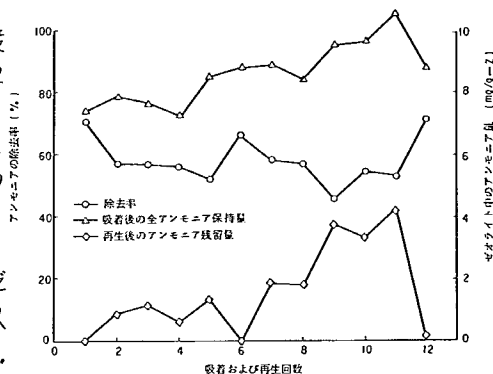


図-11 再生ゼオライトのアンモニア除去率

少量のものとなる。アンモニアが残留するゼオライトでは除去率は $50\sim 60\%$ 、吸着量は $6\sim 7\text{mg}/\text{g}$ であった。除去率は残留量が少くなるほど低下する傾向はあるが、吸着終了時の全保持量も増加するため大幅に低下することはなかった。したがって再生で残留量の増加を抑えれば除去率の低下はなくなるわけであり、 $7\text{mg}\cdot\text{N}/\text{g}$ の脱着を行えば除去率 60% ($CV=600$ までの平均値)は維持できよう。この時の再生液量は前述までの結果から判断すればそれほど少量のものではない。

§ 5 まとめ

以上、ゼオライトの再生実験の結果をまとめると次のような知見が得られた。

- (1) 再生では Na 塩を用いるのが最も問題の少ない方法である。
- (2) 再生能力を増大させるには Na 濃度を上げることのほか pH も上げてやることが重要である。
- (3) 再生液の最適 Na 濃度は 0.5N 、 pH は11であり、3%の食塩水で再生が可能である。
- (4) 再生に必要な液量は通水速度を遅くするほど少ないが、再生時間が長くなるため $SV=2\sim 4$ の範囲で行うのが良いようである。この場合の液量は $CV=12\sim 20$ 程度である。
- (5) 再生液は繰り返し使用を行うことにより再生液量および廃液量を減少させることが可能である。本実験での最小量は $CV=8$ であり、処理水量が $CV=600$ のときには廃液量は1.3%にあたる。
- (6) 回復処理を行った再生液はアンモニアの残留濃度が $50\text{mg}/\text{l}$ 以下なら実用上問題はない。したがってアンモニアストリッピングではこの数値以下とすることが望ましい。
- (7) 上記の条件で再生を行えば除去率を低下させずにゼオライトの安定した使用が可能となる。

<参考文献>

- 1) 綾, 長沢, 中村, 有藤; 廃水の高濃度浄化法, 公害対策技術同友会, 50, 3
- 2) USEPA; Process design manual for nitrogen control, Oct. 1975

24. 重金属含有汚染を施肥した場合の 農作物に与える影響

汚 泥 研 究 室

岡 沢 邦 明

重金属含有汚泥を施肥した場合の農作物に与える影響

汚泥研究室 岡澤 朝明

§1. まえがき

最近の水質汚濁の問題は下水道の普及と整備が進むとともに汚濁の進行は緩和され、一部の河川では水質の向上がみられるようになった。一方、下水処理の過程で必然的に汚泥が発生するが、下水道の普及と処理の高度化にともなって汚泥の量も急速に増えつつあり、非常に腐敗性に富んだ物質であるため、その取り扱いには困難をともなうことが多い。特に重金属を多量に含有する汚泥は「有害汚泥」として、下水道法、廃棄物処理法、海洋汚染防止法などにより処分方法がきびしく規制されている。汚泥の年間発生量は、昭和51年版¹⁾の「下水道統計」によると14,500万t/年であり、含水率が平均98%として、乾燥物重量で約300万t/年も発生している。この汚泥の最終処分方法は、同統計によると埋立処分が81%、海洋還元が7%、土壌改良剤等として緑農地還元しているものが12%となっている。現在下水道の普及率は、総人口比で25%であるが、オ4次下水道整備5年計画の完了年である昭和55年度には、総人口比で40%に達する見込みであり、汚泥発生量は乾燥物重量で約500万t/年になるがこのうちの大部分が埋立として投棄されることになる。しかし、埋立地の確保にも限度があり、汚泥の処分方法の開発が急務とされているのが今日の現状である。ところで、汚泥の腐敗性は汚泥中に含まれている有機物に基因するものであり、植物に必要な栄養素である窒素(N)、リン(P)、カリ(K)等や、微量元素(Mo, S, Fe, Ca)が多量に含まれているので、肥料や土壌改良剤として緑農地に還元することは、自然界における物質循環の立場からすれば合理的な処分方法であり、廃棄物として扱われてきた汚泥を資源化し、再利用することはこれから増え続ける汚泥の処分方法として優れた方法といえよう。しかし、汚泥中には重金属が蓄積されており、緑農地に還元した場合に植物に与える影響はどうか、という問題が残されている。最近では、各地方都市でも汚泥の緑農地還元に関する検討が行なわれつつあり、当研究室でも、ポット(植木鉢)栽培による実験を行なったのでその結果を報告する。

§2. 実験目的

本実験は、重金属含有汚泥を農作物に施肥した場合に、作物の生育及び、重金属の蓄積等についてどのような影響を与えるのが調査するために行なった。

§3. 実験方法

実験は全面ガラス張りの温室内で1/5000 Lの試験栽培用ポットを用いて、汚泥と土壌を混合したものと、土壌のみで栽培したものと比較するもので、栽培期間中の給水は蒸留水を用いた。

供試土壌は黒ぼく土壌で、汚泥はA処理場(住宅団地の排水処理)とB処理場(工場排水を含む都市下水処理)のものをを用いた。供試野菜は小松菜で1ポットに3本づつ生育させて、昭和52年11月24日から53年1月12日までの52日間栽培した。

重金属の分析項目は(As, Cd, Cu, Pb, Cr, Ni, Zn, Fe, Mn, Ca, Mg)の11元素とし、Asはカル

バミン酸塩法(Ag-DDTC法)、その他の元素は原子吸光法で測定した。

PH測定は、土壤養分分析法(サンプル10gに水25cc加えて良く攪拌して30分間放置後、再び良く攪拌して上澄液をけし濁した状態でPH電極で測定する)によった。

含水率は、風乾後105℃で6時間乾燥させ、デシケーター中で放冷後秤量して、乾燥前と乾燥後の重量差により算出した。

土壤と汚泥の混合比は下記の通りである。(混合比は風乾状態であり、乾燥状態での比は84.31に等す)

— 対照土壤 —	— A汚泥系 —	— A汚泥系PH調節 —	— B汚泥系 —
土壤のみ (PH 5.44)	5% 混合 (PH 5.44)	5% 混合 (PH 7.05)	5% 混合 (PH 7.72)
土壤のみ (PH 7.05)	10% 混合 (PH 5.44)	10% 混合 (PH 7.05)	10% 混合 (PH 7.94)
土壤 + 腐葉土 (PH 5.44)	20% 混合 (PH 5.44)	20% 混合 (PH 7.05)	20% 混合 (PH 8.26)
土壤 + 腐葉土 (PH 7.05)			

§4. 実験結果

4.1 小松菜の生長に与える影響について

発芽状況は播種後5日目に対照土壤系のものとA汚泥系の5%混合のものが発芽した、つぎに3日遅くれてA汚泥系とB汚泥系の全部が発芽した。

発芽率は対照土壤系のものは100%であり、A汚泥系は80~90%の発芽率であったが、PH調節した方の20%混合のものだけ45%の発芽率であった。B汚泥系の方は5%混合と10%混合のものは80~100%であったが、20%混合のものは45%の発芽率であった。

今回使った種子の発芽テストの表示値は80%以上であるので、今回の実験で発芽に影響すると思われる汚泥の混合比は、A、B汚泥系とも20%になると現れると考えられる。

つぎに、生育状況を写真-1~3に示した。写真は播種後47日目のものであり収穫5日前に写した。

写真-1は、A汚泥系のPH調節しないものであり、一番右にあるのが対照土壤のもので、その左が5%のもの、ついで、10%混合、20%混合の順に並べてある。対照のものと比較すると葉の色艶は汚泥を混合したものの方が良く、生長も良い。

写真-2は、同じA汚泥系のPHを調節したものであり、並べた順番は写真-1と同じであるが、対照のものよりはるかに良い生長を示している。特に5%混合と10%混合のものが良く、20%混合のものは対照のものと同程度であるが、葉の色艶は良い。

写真-3は、B汚泥系のものであり、並べた順番はA汚泥系と同じであるが生長は非常によく、特に5%と10%混合のものが良いが、20%混合のものは低調で対照土壤のものとほぼ同じ程度であ



写真-1 A汚泥系



写真-2 A汚泥系 PH調節



写真-3 B汚泥系

った。以上の生育状況の傾向は、A、B混合工場のものと5%と10%混合したものは生育が良く、肥料効果が現れているが、20%混合のものは何らかの生長阻害があるものと考えられる。

以上の傾向は収穫時に測定した葉長や重量によって示すと、表-1のようになる。

まず表-1の葉長についての傾向をみると対照の工場のものは平均44.5

cmでありA汚泥系の5%混合の方は21.9cm、10%混合の方は25.4cm、20%混合のものは19.7cmであり、対照のものと比較して5%と10%混合のものは8~12cmほど長く、20%混合のものは5cmほど長い。いずれも肥料効果があることが分った。つぎに、A汚泥系のPH調節したものと5%と10%混合のものは、27.4cmと27.0cmであり、対照のものより13cmも長い。20%混合のものはほとんど同程度であった。また、B汚泥系の5%と10%混合のものは、30.9cmと31.4cmであり対照のものより2倍以上の長さに生長しているが、20%混合のものは15.8cmで対照のものより1cmほど長い。以上は葉長についての傾向であるが、葉中も同様な傾向を示している。

つぎに、重量については1本当りの乾燥重量と比較すると、対照のものは約1.1gであるがA汚泥系の5%混合のものは1.4g、10%混合のものは2.1g、20%混合のものは1.4gである。5%と20%混合のものは対照のものより3割ほど重く、10%混合のものは約2倍の重量である。A汚泥系のPH調節したものは、5%混合したものが2.9g、10%混合のものは3.0gでそれぞれ約3倍の重量であり、20%混合のものは0.9gで対照のものより軽い。B汚泥系では、5%混合のものが4.1gで約4倍の重量で、10%混合のものは3.4gで3倍、20%混合のものは1.4gであり約3割ほど重くなっている。

以上で明らかのように、多少の欠、小の差はあるが、適当な割合で施用してやれば植物の生長には有効であることが分った。

4.2 重金属の蓄積について

汚泥を緑地還元した場合に最も心配されている問題は、有害重金属の挙動であるが、今回、小松菜を用いた実験結果から有害重金属の蓄積について検討してみる。使用した土壌及び汚泥中の重金属濃度は表-2に示した。また同表の下段の方には農林関係の一般土壌中の重金属量の範囲と、今回用いたB汚泥と同様に工場排水を含む都市下水処理場の汚泥中の重金属濃度を参考に示した。

まず、土壌中の重金属濃度を表-2に示してある農林関係の一般土壌と比較するとAが一般土壌

表-1 小松菜の生育状態

項目	葉			長	発芽	葉			市			葉 質 (乾重)			総葉重	総葉積	1本当り葉積
	最小	平均	最大	枚数	最小	平均	最大	最小	平均	最大	最小	平均	最大	(湿重)	(乾重)	(乾重)	
土壌の移置																	
土 壌	11.2	14.1	19.5	9/9	4.1	4.8	5.6	4.0	6.56	9.5	59	9.595	1.066				
土壌 (PH調整)	11.5	14.6	16.2	9/9	4.2	5.4	6.4	4.5	7.4	10.5	66.5	10.934	1.214				
土壌 + 腐葉土 (20%)	9.0	14.7	18.7	9/9	3.0	4.9	6.1	5.0	7.6	13.5	78.5	9.474	1.053				
土壌 + 腐葉土 (PH調整)	11.7	14.5	18.2	9/9	3.9	4.9	5.8	4.0	7.2	11.5	65.0	9.885	1.098				
A 土汚泥混合	5%	18.8	21.9	22.6	6/9	6.5	7.4	8.2	12.5	16.3	20.5	98.0	8.324	1.387			
	10%	20.8	25.4	30.0	8/9	5.8	7.5	9.4	16.5	23.8	33.0	190.0	16.595	2.074			
	20%	16.0	19.7	26.8	7/9	5.5	6.9	8.7	7.5	12.8	20.0	89.5	9.929	1.418			
A 土壌PH調整混合	5%	24.5	27.4	32.7	8/9	7.2	8.8	11.5	22.0	31.6	52.0	252.5	23.230	2.904			
	10%	24.0	27.0	31.1	8/9	6.3	8.3	9.5	14.0	28.9	37.0	231.5	24.174	3.022			
	20%	11.2	14.6	17.4	4/9	3.6	5.2	6.2	4.5	7.8	12.0	31.5	3.700	0.925			
B 土汚泥混合	5%	24.5	30.9	37.0	15/18	7.3	9.8	12.2	16.0	45.3	62.5	680.0	62.032	4.135			
	10%	28.0	31.4	36.4	18/18	8.0	10.5	13.0	21.0	40.2	67.0	723.5	62.228	3.457			
	20%	11.4	15.8	22.3	8/18	3.8	5.7	7.8	3.5	15.8	23.5	114.5	12.224	1.358			

より少し高い濃度を示しているほかは、一般土壌中の濃度範囲内である。つぎに、汚泥中の重金属濃度の比較であるが、住宅団地の排水のみ処理している処理場のA汚泥は、同表に参考として示した工場排水含有都市下水を処理している5処理場のものと、同じく大阪市内の汚泥中の重金属濃度の下限の濃度より、全元素とも低い濃度を示している。これは一般家庭排水のみ処理している処理場の汚泥が示す傾向ともいえる。B汚泥の方は、参考にした濃度範囲内にすべての元素が収まっている。これは工場排水を含む都市下水処理

表-2 土壌及び各汚泥と混合土壌中の重金属量

		単位 (mg/kg-dry)										
試料	元素	As	Cd	Cu	Pb	Cr	Ni	Zn	Fe	Mn	Ca	Mg
土 壌		234	3.3	31.0	24.7	26.0	12.6	273	28733	150	4905	1670.0
A 汚 泥		1.27	3.3	160.0	20.0	31.0	36.7	912	14111	93	5778	2411.0
B 汚 泥		3.40	9.3	765.7	80.0	430.0	205.8	2382	39555	358	62223	4833.0
A土汚泥混合土壌	5%	2.29	3.3	37.4	24.5	26.2	13.8	305	28000	147	4950	1707
	10%	2.22	3.3	43.9	24.2	26.5	15.0	337	27270	144	4990	1744
	20%	2.13	3.3	56.8	23.8	27.0	17.4	400	25810	138	5080	1818
B土汚泥混合土壌	5%	2.39	3.8	67.7	27.5	46.2	22.3	378	29270	161	7770	1828
	10%	2.45	4.3	104.5	30.2	66.4	31.9	484	29820	171	10640	1985
	20%	2.55	5.2	178.0	35.8	108.8	51.2	695	30900	193	16370	2303
一般土壌	1 ~ 20	0.05 ~ 2.0	10 ~ 150	20 ~ 150	20 ~ 30	20 ~ 200	10 ~ 130	10 ~ 200	—	200 ~ 700	—	—
工場排水含有汚泥	7 ~ 17	432 ~ 1802	168 ~ 326	74 ~ 3393	45 ~ 385	2200 ~ 8842	—	—	—	—	—	—
大阪市内の汚泥	1.5 ~ 21	2.8 ~ 36	432 ~ 3180	154 ~ 970	169 ~ 2200	1690 ~ 7160	—	24,000 ~ 110,000	306 ~ 1060	—	—	—
山形市内土壌	—	0 ~ 2	36 ~ 128	38 ~ 870	130 ~ 1290	4 ~ 20	109 ~ 948	17,000 ~ 23,900	451 ~ 1254	0 ~ 11800	3800 ~ 6600	—

・「土壌汚染」・公害と防止対策・環境庁土壌汚染課編・白雲京師
 ・50年度の測定値(5処理場) **土壌は10地点のもの
 ・下水道協会誌 Vol.13 No.145 1976. 6

場の汚泥の傾向であるが、有害物質の除外施設の設置義務等の法的、行政的強化により重金属の濃度はしだいに低くなっていく。

つぎに、対照土壌および、A汚泥系、B汚泥系の混合土壌で栽培した小松菜と、地上部(葉)と、地下部(根)の部分に分けて各元素を測定した結果と、葉の方は表-3に示し、根の方は表-4に示した。また、各混合土壌とそれに対応する小松菜に蓄積した重金属濃度を図-1に示した。分析項目は、土壌の混合土壌と同じく11元素としたが、ここでは、有害元素としての7項目(As, Cd, Cu, Pb, Cr, Ni, Zn)についてその傾向をみることにする。

As) Asは対照土壌で栽培したものはPHを調節したものと、腐葉土を混合させたものに蓄積がみられるが、その量はごくわずかで、葉に蓄積したものと比べると根の方の濃度が一桁高い値を示している。A汚泥系の混合土壌の方では、葉の方にはほとんど蓄積はなく、PHを調節した20%混合のものにわずかに蓄積されており、対照のものと同じ程度である。一方、根の方にはPHの調節の有無に関係なく蓄積されあり、濃度も対照のもののおよそ2倍の値となっている。

B汚泥系の方は、葉の方にわずかに蓄積しているが、対照のものと同じ程度であり根の方には蓄積はない。Asは葉より根の方にほぼ1桁高い濃度で蓄積している傾向がみられる。

Cd) Cdは葉の方には明らかな傾向はみられず、0.7~1.4ppmで対照のものと同じ程度であり、根の方は、対照のものも混合土壌のものも蓄積しているが、両者に差はほとんどなく濃度は葉のおよそ2倍で2~4.4ppm位である。

Cu) Cuは葉及び根のすべてに蓄積が認められる。まず、葉について比較すると、対照の方は、4.5~6.5ppmであり腐葉土を含んだ方が高めに蓄積している、A汚泥系の方はPH調節しない方が少

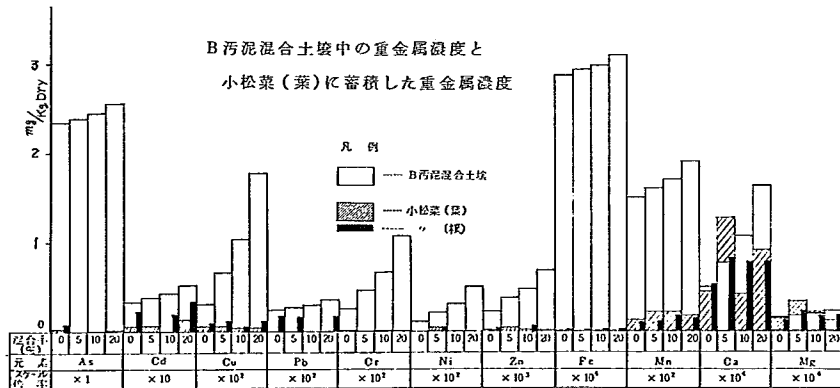
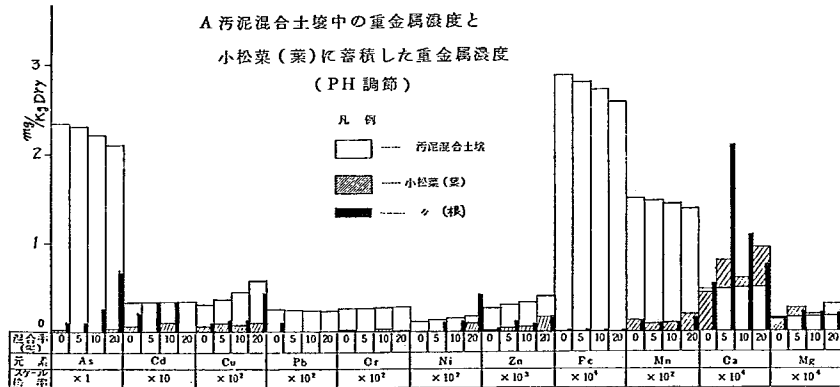
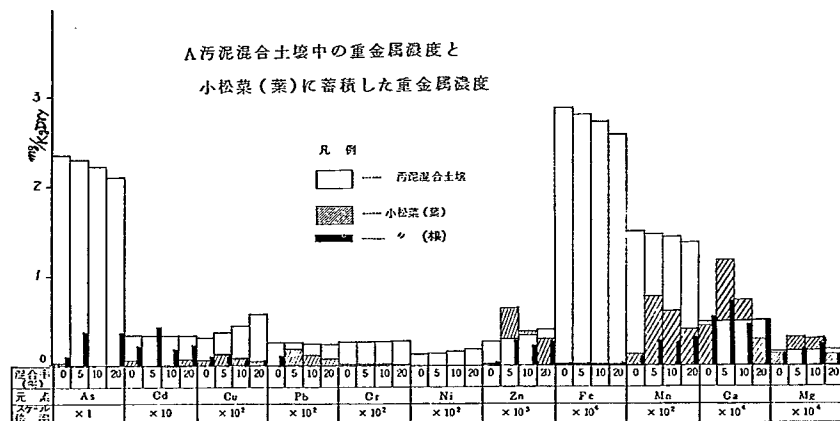


図 - 1

し高い値を示すと同時に、汚泥の混合率が低い方から12.8PPm, 8.5PPm, 5.1PPmとなり混合土壌中の濃度順位とは全く逆の順位である。PH調節した方は、汚泥の混合率の低い方から、8.5PPm, 7.8PPm, 10.3PPmとなり混合土壌中の濃度順位とはほぼ一致している。対照のものと比較すると1.5~2.5倍ほど高い値である。

B汚泥混合土壌の方は土壌中の濃度は一番高いにもかかわらず葉に蓄積した量は対照のものと同じ程度である。一方、根の方は対照のものと汚泥を混合したものもPH調節した方が高い値を示してあり、B汚泥系のもも同様に高い値を示している。PHを調節しないものは4.0~5.6PPmであるがPH調節した方は13.0PPmであり2~3倍高く、対照との濃度差はほとんどない。が、A汚泥系のPH調節した20%混合のものだけが43.3PPmと高い値を示している。

Pb). Pbは葉に蓄積が認められるのはA汚泥系のものだけでなく同じA汚泥系のPH調節したものと、B汚泥系のものには蓄積が認められなかった。濃度順位は汚泥混合率の低い方から、18.8PPm, 12.5PPm, 7.5PPmとなっており、混合土壌の順位と同じ傾向を示している。根の方は、対照の方はPH調節した方に蓄積があり、A汚泥系の方はPH調節の有無に関係なく蓄積は認められないがB汚泥系の5%と20%は蓄積があり、対照のものもB汚泥系のものも1.8PPmであった。

Cr). Crについては、根に蓄積したものは全くなく、葉の方では蓄積は認められるけれども特筆すべき特徴はない。対照の方は1.7~2.3PPmで、A, B両汚泥系の混合土壌の方は0.7~2.8PPmであり対照と同じ程度か、それ以下の蓄積量である。

Ni). Niは葉に蓄積が認められるのは、A汚泥系のPH調節した20%混合土壌と、B汚泥系の5%

表-3 小松菜の葉の重金属量 (mg/kg・Dry)

試料	元素名	As	Cd	Cu	Pb	Cr	Ni	Zn	Fe	Mn	Ca	Mg
土	検	0.00	0.0	5.1	0.0	1.8	0.0	25.0	55.7	19.8	4300	1550
土 (PH調節)	検	0.01	1.0	4.5	0.0	2.3	0.0	29.0	160.0	10.0	4000	1070
土壌+腐葉土 (20%)	検	0.03	1.4	6.5	0.0	1.7	0.0	25.1	53.5	11.8	3620	1650
土壌+腐葉土 (PH調節)	検	0.07	0.0	6.3	0.0	1.7	0.0	39.5	50.0	10.5	5900	1540
A土汚泥混合	5%	0.0	0.0	12.8	18.8	2.3	0.0	625	133.0	77.5	11800	3220
	10%	0.0	0.0	8.5	12.5	2.0	0.0	380	109.0	61.7	7330	3100
	20%	0.0	0.7	5.1	7.5	0.7	0.0	300	59.5	41.5	2900	1220
A土汚泥PH調節混合	5%	0.0	0.0	8.5	0.0	0.0	0.0	53.3	67.5	10.7	8000	2270
	10%	0.0	1.0	7.8	0.0	2.8	0.0	63.7	72.1	11.5	6050	2080
	20%	0.04	0.0	10.3	0.0	1.4	10.1	167.2	132.4	20.2	9580	3140
B土汚泥混合	5%	0.0	0.7	7.5	0.0	0.9	5.0	55.0	65.7	22.7	12700	3350
	10%	0.01	0.0	5.1	0.0	0.9	0.0	29.0	33.6	23.2	4250	2250
	20%	0.02	1.4	5.1	0.0	0.9	0.0	25.5	30.0	17.8	9000	1280

表-4 小松菜の根に吸収された重金属量 (mg/kg・Dry)

試料	元素名	As	Cd	Cu	Pb	Cr	Ni	Zn	Fe	Mn	Ca	Mg
土	検	0.00	3.5	5.0	0.0	0.0	0.0	37	200.0	13.5	53500	1300
土 (PH調節)	検	0.22	3.5	13.0	18.5	0.0	0.0	35	113.0	5.0	5900	1350
土壌+腐葉土 (20%)	検	0.0	2.0	5.0	0.0	0.0	0.0	40.0	280.0	13.0	3750	1475
土壌+腐葉土 (PH調節)	検	0.1	0.0	13.0	18.5	0.0	0.0	37.5	92.5	5.0	5900	1000
A土汚泥混合	5%	0.38	4.37	11.2	0.0	0.0	0.0	271.2	193.7	26.9	6937	1762
	10%	0.0	2.00	4.0	0.0	0.0	0.0	220.5	175.0	26.0	4550	2255
	20%	0.38	2.50	5.6	0.0	0.0	0.0	280.7	437.5	32.5	5062	1206
A土汚泥PH調節混合	5%	0.1	3.5	13.0	0.0	0.0	12.5	115.0	185.0	9.0	21000	2300
	10%	0.25	3.5	13.0	0.0	0.0	12.5	85.0	150.0	9.0	11500	2100
	20%	0.67	0.0	43.3	0.0	0.0	41.7	150.0	241.7	16.7	7500	2000
B土汚泥混合	5%	0.0	0.0	13.0	18.5	0.0	5.0	5.0	130.0	10.0	8100	2250
	10%	0.0	2.0	4.5	0.0	0.0	0.0	58.5	190.0	17.5	7610	1935
	20%	0.0	3.5	13.0	18.5	0.0	0.0	6.0	113.0	15.0	7500	1950

混合のものだけに蓄積がみられ、根の方はPH調節したA汚泥系全部とB汚泥系の5%混合のものだけ蓄積している。

Zn). まず、葉についてみると、対照土壌のものは25.0~39.5PPmであり他の元素より多く蓄積している、A汚泥系のものは、混合率の低い方から62.5PPm, 38.0PPm, 30.0PPmとなっており、対照の10~20倍の濃度である。濃度順位は混合土壌とは逆の順位である。A汚泥系のPH調節した方は混合率の低い方から53.3PPm, 63.7PPm, 167.2PPmで対照のもの2~4倍の値であり、濃度順位は混合土壌と同じ傾向を示している。B汚泥系の方は混合率の低い方から55.0PPm, 29.0PPm, 25.0PPmであり対照土壌のものとほぼ同じ程度であるが、濃度順位は混合土壌と逆の傾向を示している。

根の方は、対照土壌は35.0~40PPmで葉の値より高い値である。A汚泥系の混合率の低い方から271.2PPm, 220.5PPm, 280.7PPmとなっており、PH調節した方は115PPm, 85PPm, 150PPmで、PH調節しない方は葉より低い値で、PH調節した方は葉の値より高くなっている。B汚泥系の方は、混合率の低い方から5.0PPm, 58.5PPm, 6.0PPmであり、10%混合のものを除いて葉の値より低くなっている。以上、今回の小松菜の栽培実験の結果から有害元素のうち小松菜に蓄積しやすい元素として、CuとZnが挙げられる。条件によって蓄積するものはAsとPbとNiであるが、その傾向は同一ではない、Asの場合対照土壌とA汚泥系のPH調節した混合土壌のものは全部根に蓄積しているが、PH調節しない方の5%と10%混合土壌のものにも蓄積している、その反面、B汚泥系の方には蓄積していない。葉の方には、B汚泥系の混合土壌と対照土壌には蓄積しており、A汚泥系の方はPH調節した方の20%混合土壌のみしか蓄積していない。また、Pbは根の方には対照土壌のPH調節したものと、B汚泥系のものに蓄積がみられ、A汚泥系のものには全く蓄積していない。葉の方には、A汚泥系のPH調節していないものだけに蓄積している。これは、Asの場合とは違った傾向である。Niについてはこの場合はAsおよびPbとも違った傾向を示している。また、葉には蓄積するが、根には蓄積されにくい元素としてCrがあげられる。Cdは、根には蓄積しやすいが、葉には明確な傾向はみられなかった。ところで、野菜類に含まれる重金属の天然含有量の一例を表-5に示した。表-5は、千葉

大園芸学部園場で、慣行施肥露地栽培下における野菜類の可食部中の重金属量と測定した結果である。同表の値と今回の小松菜による実験結果を比べてみる。まず、同表中で小松菜に似た野菜はサラダ菜とレタスであるが、これらの値と比較するとAsとNiは小松菜の方が低い値であり、Cdは小松菜の方の吸収が一定していないが、0~1.6PPmであり同表の値より高い値を示したのが4ケースで、同じ程度のものが2ケース、低い値を示したのが7ケースである。ZnはA汚泥系のPH調節しないものと除けば小松菜の方が低い値である。Cuは小松菜の方が低い値を示しており、同表の平均値と比較しても同じような傾向であり、どの元素も今回の実験結果で異常蓄積したものはなかった。

4.3 施肥設計

小松菜等の野菜にはNが収獲に大きな影響を与えるので、施肥設計はNを中心に行った結果と

表-5 野菜中の重金属の天然含有量

野菜名	As	Cd	Zn	Cu	Ni	Co
サラダ菜	0.46	0.651	96.2	10.0	1.12	0.01>
キャベツ	0.30	0.211	38.8	4.4	1.50	〃
ハクサイ	0.10	0.164	50.3	6.5	1.39	〃
レタス	0.23	0.229	60.6	13.8	1.39	〃
カリフラワー	0.19	0.050	76.9	5.3	1.61	0.11
アスパラガス	0.13	0.132	72.4	20.9	3.92	0.01>
ブロッコリ	0.30	0.008	63.0	5.6	1.28	0.12
ネギ	0.46	0.104	40.3	8.7	0.54	0.01>
平均	0.27	0.193	59.8	9.4	1.59	0.04

表-6に示した。同表の上段には供試土壌および供試汚泥中のN, P, Kの含有率(%)と示してあり、次に、標準施肥量を1/5000Lのポット当りに必要なN, P, K量(%ポット)を示してある。つぎに、供試土壌の1ポット中のN, P, K量であり、つぎにA, B汚泥の混合土壌中の1ポット中のN, P, K量と5%, 10%, 20%の順に示した。ここで1ポット中に用いた土壌の量は、水分を含んだ状態で3.5kg(含水率50.6%)であり、供試汚泥も風乾状態で混合してあるので、乾燥重量比では値が少減ってくる。A汚泥の含水率は3.8%, B汚泥の含水率は26.3%であるので正確な混合比は下記のとおりであるが、分析値や測定値はすべて乾燥重量当りのものである。

A汚泥系は.....6.9%, 13.4%, 25%

B汚泥系は.....5.3%, 10.5%, 21%

5. ま と め

今回の小松菜と用いた栽培結果よりつぎのことと分かった。

- 1) 発芽には、汚泥の混合率が20%附近で発芽阻害の傾向が現われるが原因は不明である。
- 2) 生長は、A, B汚泥系とも汚泥の混合率が5%と10%のものは良い生長を示したが、20%にはると生長は悪くなる。これは、表-6に示したようにNの過剰障害と考えられる。
- 3) 重金属の蓄積では、対照土壌のものより高い蓄積量を示した元素は、CuとZnであるが、表-5に示した天然含有量以下か、または、同じ程度の蓄積量であり他の元素も同様の傾向を示しており、異常蓄積するという現象は認められなかった。また、土壌中の重金属量と小松菜に吸収される重金属量との比例関係は明確ではなく、重金属量の多いB汚泥系と、少ないA汚泥系との差も認められなかった。

今後の問題点

- 1) 今回の実験では、小松菜しか対象にできなかったが、今後は、他の葉菜や根菜類、実菜類など、より多くの作物について検討する必要がある。また、林業や園芸関係についても検討をすれば利用範囲が広くなり有利になるであろう。
- 2) 重金属が植物に吸収される機構を明らかにする基礎的研究が必要である。
- 3) 汚泥中や、土壌中の重金属の形態と植物に吸収される重金属量との相関等の調査も汚泥や土壌の重金属管理の面で重要であろう。

参考文献

- 1) 昭和51年版「下水道統計」 日本下水道協会 昭和53年7月5日発行
- 2) 長谷政夫他4名「環境汚染と農業」 博友社 昭和50年6月18日発行

表-6 供試土壌中のN, P, K含有量と施肥設計

元素 供試土壌	N	P ₂ O ₅	K ₂ O
土 壌	0.028%	0.26%	0.09%
A汚泥	0.274%	2.70%	0.21%
B汚泥	0.265%	4.74%	0.20%
標準施肥量	0.03% 5ポット	1.0% 4ポット	1.0% 5ポット
土 壌	0.59	6.24	2.09
A汚泥系	5%	1.03	10.77
10%	1.50	15.34	2.78
20%	2.42	24.44	3.48
B汚泥系	5%	0.92	12.37
10%	1.06	18.50	2.62
20%	1.94	30.74	3.15

25. 超音波による車間距離測定

新交通研究室

長 健 次

超音波による車間距離測定

新交通研究室 長 健 次

§ 1. はじめに

ガイドウェイを走行する車両の新しい走行制御システムとして、車両の走行制御を単純化し運行間隔を小さく高密度輸送に適した、しかも安全性を高水準に保つ運行制御システムの開発を行うこととした。各種条件を検討した結果、多数の車両を物理的連結を行わずに一編成として走行させ、編成単位で閉塞区間設定方式運行制御を行うシステム、すなわち各編成の先頭車はコントロールセンターにより、走行制御され、後続の車両は前方車との間隔を一定に保つ各車両単独の走行制御を行うシステムについて研究を進めるとの結論を得た。

そのため、この車間距離維持方式運行制御システム開発の第1段階として、前方車との車間距離を正確にしかも連続的に測定する装置の検討を行った。

§ 2. 車間距離測定方式の検討

車間距離を測定する媒体として、可聴音波、超音波などの音、電波、静電界、静磁界などの電磁気、赤外線、可視光線などの光が考えられる。まず音についてその伝播速度は $340m/sec$ と小さく、 $30m$ の区間を往復するだけで $176msec$ かかり、気温、湿度、気圧の変化に対し、わずかながら変化する。このうち可聴音波は使用場所により他の音（交通騒音、工場騒音などの周辺騒音と車両自身が発生する音）の影響を受けることが予想され、また、その音波自体が周辺地域への騒音公害となる恐れがある。これに比べて超音波は減衰性が大きいので、周辺への影響も、また周辺からの影響も小さいと思われる。つぎに、電波など電磁気学的現象を利用するものは、伝播速度が $3 \times 10^8 m/sec$ と非常に大きく、特に短距離の測定には高速度の信号処理を行う必要がある。このうち電波は周波数帯および変調方式が各種あり、様々な分野に利用されている。また、静電界と静磁界も近年その利用が増加している。しかし、これらも車間距離測定に用いる場合には、放送波などの外部の影響を受け、また逆に電波障害を引き起こす恐れがある。さらに、一部の周波数帯を除き、電波管理法による許可や免許が必要となる。赤外線など光学的現象を利用するものは、その使用条件により、太陽や照明の直接あるいは反射した光を受け、目標とすべき光源と見誤ることも予想され、その判別機構に十分な検討の余地がある。

以上述べてきた媒体の特性を利用して車間距離を測定する方式として以下のものが考えられる。

(1) 送受形時間差測定方式

図-1に示すように、後方車より前方車に向けて信号1を発射する。先行する車両は、後方から信号1を受信すれば直ちに後方に信号2を送り返す。後続車両は、信号1を発射した時間と、信号2を

受信した時間差により、車間距離を測定する。

1 ~ 20 m の車間距離を計測するには、媒体としては、可聴音または超音波が適している。

(2) 反射形時間差測定方式

後続車から前方車に向けて信号を放射し、この信号が前方車で反射され再び戻ってくるまでの時間を計測することにより、車間距離を計算する。

車間距離と時間差の関係および媒体について(1)と同様である。(図-2)

(3) パターン認識方式

テレビカメラまたは CCD カメラ (charge Coupled Device イメージセンサーを用いたカメラ) などにより前方車を撮影する。得られた画像より先行車のパターンを認識してその大きさから車間距離を計算する。媒体としては、可視光線・赤外線が適している。(図-3)

(4) 光源判定方式

前方車の上下端に光源を置き、後方に向けて発射する。後方車は、カマボコ形レンズで前方を撮影し、先行する車両の2つの光源の間隔を計測し、車間距離の判定を行う。車間距離と計測される光源間隔の関係は、パターン認識方式と同様である。(図-4)

(5) FM-CW方式

前方に向かって図-5に示すようなのこぎり状に周波数の変化する電波を発射する。前方車で反射して返ってきた電波は図-5に示すように車間距離に比例して遅れている。従って f_1 と f_2 の差の絶対値 (ビート周波数) により車間距離が測定できる。

(6) 位相差計測方式

前方に向けて、2つのアンテナで、それぞれ違う周波数の電波を発射する。前方のバスに反射してきた2つの電波の位相差を計測することにより、反射物までの距離を知ることができる。

以上述べた方式についてその特徴をまとめたのが表-1である。走行する2台の車両の車間距離を測定し、その値により速度制御を行うことが、この装置に与えられた条件であり、そのためには、測距可能範囲は、1 ~ 数10 m で特に近距離について高い精度と信頼性が要求される。したがって、FM-CW方式と位相差

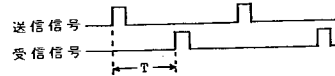
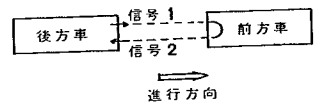


図-1 送受信時間差測定方式

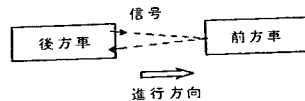


図-2 反射形時間差測定方式

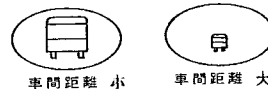
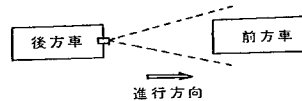


図-3 パターン認識方式

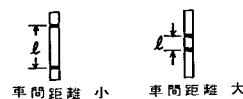
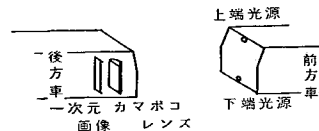
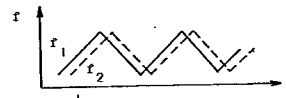


図-4 光源判定方式



$$|f_1 - f_2|$$

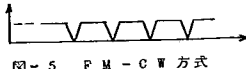


図-5 FM-CW方式

表-1 各方式の比較

方式名	送受形時間差計測方式	反射形時間差計測方式	パターン認識方式	光源判定方式	FM-CW方式	位相差計測方式
使用媒体	超音波	超音波	赤外又は可視光線	赤外又は可視光線	電波	電波
実用計測距離	約30m以内	約10m以内	約50m以内	約50m以内	約10m以上	約10m以上
昼夜の影響	なし	なし	あり	あり	なし	なし
雨の影響	なし	なし	あり	あり	なし	なし
風の影響	25m/s以下ならなし	同左	なし	なし	なし	なし
障害物と感違の可能性	なし	あり	なし	ややあり	あり	あり
法律上の問題	なし	なし	なし	なし	あり (認可・免許)	同左
保守性	なし	なし	カメラ前面の清掃	カメラ前面および光源の清掃	なし	なし
技術的難易度	中	中	大 (コンピュータ処理が必要)	中	中	中
精度	優	優	可 (近距離測定時に悪い)	同左	良	良
寸法・重量	小	小	大 (コンピュータが必要)	小	大 (パラボラアンテナなど)	同左
消費電力	小	小	大	小	大	大
コスト	小	小	大	小	大	大

計測方式は近距離の測定には不適当であり、パターン認識方式と光源判定方式は昼夜による光度の変化への対応と、他の光源との選別にに関して適用場所との関連が大きい。別の機会に検討を行うこととした。

ここでは、超音波を媒体とした送受形時間差方式を採択し、その測定原理に基づいた装置の試作と性能実験を行った。

5.3. 車間距離測定装置の概要

この装置は、測定車（後方車）前部と前方車後部にそれぞれ向かい合せて設置した2つの送信器と受信器およびその制御装置から構成されている。図-6は、測定装置をブロック単位で示したものである。この装置の作動原理を述べると、まず、測定車後方車から前方車に向かって25KHzの超音波を発信する。前方車はこれを受信してさらに20KHzの超音波を送り返す。

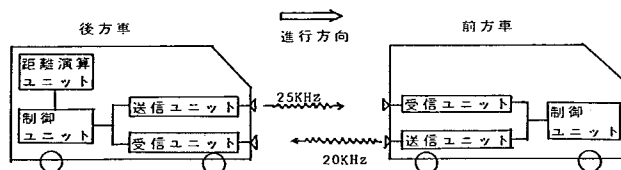


図-6 測定装置ブロック図

測定車も先行車の超音波を受信してにに次に次の超音波を発信する。すなわち、超音波は常に前方車と測定車の間を絶えず往復しており、その往復時間は車間距離の2倍だけ超音波が進むに要する時間である。したがって測定装置は、超音波の発信から次の受信までの時間を測定し、音速を掛けて2で割、て車間距離を計算する。また、測定装置は、超音波を発信してから一定の時間以内に返信がなければ前方車がなしとして次の超音波を発信する機能も備えている。

測定装置は、計算した車間距離を、測定車車載部の前面パネル上の表示管に有効数字4桁でcm単位に表示するとともに、記録装置接続用の直接デジタル信号を出力する端子とペンレコーダ等のためのD/A変換してアナログ信号を出力する端子が設けて、外部にそのデータを送出する。

§4. 実験結果

実験はまず、静止時性能実験として測定車を停車させ、先方車だけを動かしてその位置を変え、各車間距離(送波器、受波器間距離)における実距離(巻尺で測定)と測定値を記録した。つぎに、走行時性能実験として測定車と先行車をロープでつなぎ、牽引走行させて各走行速度における測定値を記録した。なお、測定装置のデータの記録は実験状況をITVカメラで撮影し、ビデオ装置に収録する時にこの数値をビデオカウンターを介して画面上に添入した。また、ペンレコーダーをアナログ信号端子に接続し、デジタル記録値のチェックに用いた。

静止時における各車間距離と測定値10回の平均と最大値、最小値との差を示したのが図-7である。誤差は車間距離1mで28cm(誤差率28%)と至近距離で大きな値を示した。しかし、この装置においてはシンクアラウンドの開ループで電気回路系と電気/音響変換系で合計15msecの遅れがあり、この遅れ時間を含めて距離換算したために約25cmだけ余分に加算されている。したがってこの遅れ時間による誤差を引けば測定誤差は±20cm以内にしかならない。各測定ごとに値がどのように変化する

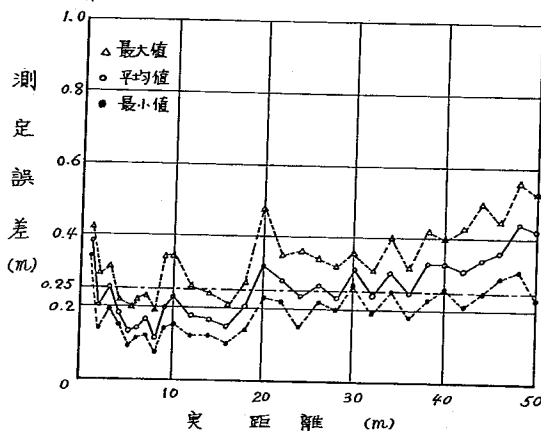


図-7 実距離と測定誤差の関係(静止時)

表-2 静止時距離データ一覧表

項目	実距離(m)	5.00	10.00	20.00	30.00	40.00
平均距離(m)		5.25	10.28	20.32	30.39	40.56
最大距離(m)		5.35	10.44	20.42	30.50	40.70
最小距離(m)		5.18	10.21	20.24	30.31	40.43
標準偏差値(m)		0.04	0.06	0.04	0.04	0.08
欠損率(%)		0.0	0.0	0.0	0.0	5.0
測定誤差(m)		0.25	0.28	0.32	0.38	0.55
最大最小距離差(m)		0.17	0.23	0.18	0.19	0.27

測定誤差 = 平均距離 - 実距離

るのを見るため20回連続して測定値を読みその平均と偏差を計算した。表-2はその結果を示したものである。標準偏差値は0.04から0.08で、距離に比例せず、ほぼ同じである。またデータの欠損(超

音波の交換が何らかの理由で行えず、測定不可能になること)も40mの時の1回だけであった。なお測定誤差の偏差が距離に比例しないことは、超音波の伝播時の問題点は、発信時、受信時に、おいて各測定時(超音波交換の1サイクル)に何らかのバラツキの原因があると思われる。

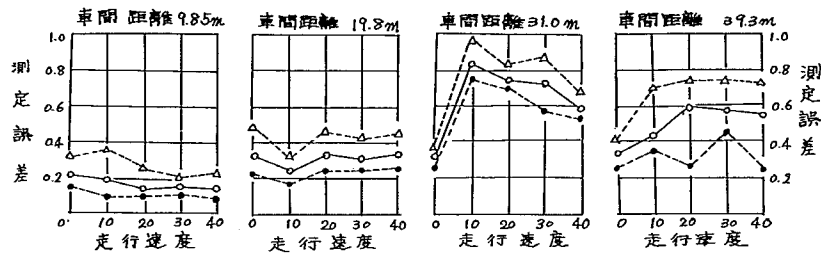


図-8 走行速度と測定誤差の関係

走行時における実距離と測定値の誤差を示したのが図-8である。図より誤差は走行速度には関係ないことがわかる。つぎに測定値とのデータについて時速20km/hと40km/hの場合で、その平均と偏差を計算したのが表-3である。

速度	項目	実距離			
		9.85	19.80	31.00	39.30
20km/h	平均距離(m)	9.99	20.11	31.75	39.91
	最大距離(m)	10.10	20.25	31.91	40.11
	最小距離(m)	9.94	20.04	31.66	39.56
	標準偏差値(m)	0.05	0.06	0.05	0.11
	欠損率(%)	0.0	5.0	15.0	0.0
	測定誤差(m)	0.14	0.31	0.75	0.61
40km/h	最大、最小距離差(m)	0.16	0.21	0.25	0.55
	平均距離(m)	10.00	20.10	31.60	39.88
	最大距離(m)	10.09	20.25	31.72	40.13
	最小距離(m)	9.93	20.01	31.53	39.54
	標準偏差値(m)	0.04	0.07	0.05	0.15
	欠損率(%)	0.0	10.0	35.0	0.0
	測定誤差(m)	0.15	0.30	0.60	0.58
	最大、最小距離差(m)	0.16	0.24	0.19	0.59

測定誤差=平均距離-実距離

表-3 走行時距離データ一覧表

静止時に比べて特に車間距離が大きくなれば欠損率が高くなることとわかる。なお、車間距離40mの時にだけ測定不能となることが予想されたため測定装置の受信感度を6dbあげて欠損率を下げる処置をとった。その結果、欠損率は0となったが、測定値ごとのバラツキ(偏差)が大きくなって、

また、走行時の測定は、後続車をナイロン系のロープで牽引して距離を一定にしたら車と止め距離を巻尺で計っても実際走行している時ではロープのたるみやのびによる誤差が生じているはずである。したがって静止時を含めて走行速度と測定誤差の関係について、

表-4 走行速度と標準偏差の関係

車間距離 走行速度	10m	20m	30m	40m
静止時	0.06	0.04	0.04	0.08
20km/h	0.05	0.06	0.05	0.11
40km/h	0.04	0.07	0.05	0.15

※は受信感度 6db 増加

では、きりとしたことはいえない。そのために、標準偏差をとり出して比較したのが表-4である。表からわかるように走行速度による測定値のバラツキの変化はないものと考えられる。

8.5. 考察

各測定値ごとのバラツキについて、この現象は音波が空気を媒体としているために生ずるものであると考えられる。すなわち、空気の乱流、密度差、断層等が起因し、超音波の伝播経路において、音

の吸収、散乱があってそれぞれの受信時において受信波の強弱が生ずる。送受形測定装置では、この受信波の強弱により、図-9に示すように超音波交換周期が変化する。これは受信波が一定値以上のレベルに達するまで超音波が届いていないと判断されるために、受信波が弱いほど測定周期が見かけ上長くなり、その分、測定値が大きくなるものと考えられる。

ところで、この測定装置は媒体に超音波を用いているため、気温、風、降雨などの自然条件から大きな影響を受けるものと考えられる。しに、今後、これらの問題について、検討実験を行う必要がある。

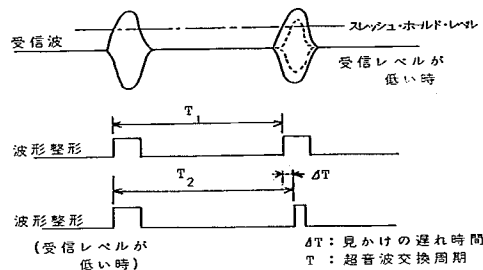


図-9 受信波と波形整形

§6. 今後の課題

これまでの結果、車間距離測定装置は十分に実用性あることがわかった。しかし、車間距離の維持制御を行うためには、さらに車両の走行制御装置との関連から検討を進める必要があると思われる。なお、今後の車間距離の維持制御装置の開発は、今までの実験でわかった問題点を整理し、その対応策を立て、改良を加えて試作された送受形測定装置を基本にし、進めて行くことを予定している。

26. 車輪式トラクタショベルの急旋回転倒

機 械 研 究 室

境 友 昭

車輪式トラクタショベルの急旋回転倒

機械研究室

境 友 昭

1. よ え が き

建設工事における安全性の確保は、近年とみにその必要性が高まっている。建設工事の事故のうち建設機械に関連したものは、建設機械が大型化、多様化し、かつその使用範囲が広がるに伴い増加の傾向にあり、その転落、転倒、まさひまれ、衝突など死亡事故に直接つながるものが多い。

建設機械の中でも、車輪式建設機械は、足廻りの推背負が履帯式と比較して安価なこと、高速作業が可能なこと、又低圧タイヤの開発によって軟弱地でも使用できるようになったことなどの理由で、最近急速に普及した。

しかし、車輪式建設機械は、その構造上、重心位置が高く、急旋回中の転倒事故例が報告されている。本論文は、車輪式建設機械のうち、センターピンアーティキュレート式のトラクタショベルを例に挙げ、その急旋回時の転倒について、静的試験、動的挙動試験、および電算機によるシミュレーション解析を行なったので、その成果を報告するものである。

2. 調査試験の目的

建設工事の機械化施工における安全性の確保を目的として、本調査試験では車輪式建設機械の施工上の動的挙動を試験・解析し、車輪式上工機械の安定性に関して、試験方法の開発、提案を行おうとするものである。

3. 調査方法

車輪が転倒に至る要因としては、車輪重量、重心位置、トレッド、慣性モーメント、タイヤの弾性係数など車輪側の要因、走行速度、旋回半径、不陸の高低など作業条件による要因、更にはタイヤと走行路面の摩擦あるいは振動等多くの要因が相互に絡み合っているものと考えられる。調査は次の手次による。

3.1. 静的試験

表-1に示す車輪式トラクタショベルを用いて、静的転倒要因の解析、静的転倒荷重試験を実施した。

3.1.1. 静的転倒要因の解析

1). タイヤのバネ係数

タイヤのバネ係数は、単位長さ(mm)当りのたわみを与えるのに必要な静荷重と定義し、タイヤの垂直方向の変形の場合を縦バネ係数、水平方向の変形の場合を横バネ係数とし、単位は kg/mm で表わされ、ここでは、縦バネ係数を測定した。

車両の左前車輪を、輪荷重計に載せ、車体を水平に保ちつ

表-1 使用車両の仕様

対応機械	バケット容量	1.15 m^3
	重 量	7,000 kg
	操縦出力	83 $\text{PS}/2,200 \text{ rpm}$
	送給係数	デジタルプロセッサ 32bit 64bit 2ch
無線操縦系	操作対象	ステアリング、ブレーキスロットル、クラッチレバー、エンジンスタート、スロットル
	アクチュエータ	油圧シリンダ

前車軸をジャッキアップし、輪荷重を0 kg、縦たねみを0 mmとする。除々にジャッキを下げているとき、この時のリム中心における垂直沈下量と、輪荷重を測定した。

2) 車輛の重心位置

車輛の重心位置の計測において、前輪中心からの水平距離をX、車軸中心からの偏位をY、重心のタイヤ接地面からの高さをZと定義し、X-Y平面での重心座標は、図-1に示す荷重分配を仮定し、次の計算によって求めた。

図-1において、重心を通り、前車軸に平行な軸廻りのモーメントの釣合条件から

$$(W_{Fr} + W_{Fl}) \cdot X - W_R \{ (L_1 - L_2 \cos \alpha) - X \} = 0$$

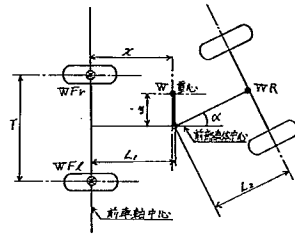
$$X = \frac{W_R \cdot (L_1 + L_2 \cos \alpha)}{W} \quad \text{----- (1)}$$

また、重心を通り車軸中心線と平行な軸廻りのモーメントの釣合条件から

$$W_{Fr} \cdot \left(\frac{T}{2} - y \right) + W_R (L_2 \sin \alpha - y) - W_{Fl} \cdot \left(\frac{T}{2} + y \right) = 0$$

$$y = \frac{(W_{Fr} - W_{Fl}) \cdot T + 2 W_R \cdot L_2 \sin \alpha}{2 W} \quad \text{----- (2)}$$

図-1 重心位置図



重心高さの計測では、図-2に示すように、後輪部を持ち上げ、この時の前後輪を結ぶ線と水平線とのなす角をθとおき、後輪接地点廻りのモーメントの釣合条件

$$W_F' \cdot B - W(B - A) = 0 \quad \text{----- (3)}$$

$$A = (X + a - b) \cos \theta$$

$$B = (L + a - c) \cos \theta$$

また

$$a = R_f \cdot \tan \theta$$

$$b = Z \cdot \tan \theta$$

$$c = R_r \cdot \tan \theta$$

又は、(1)式においてα=0とおき

$$X = \frac{(W - W_F) \cdot L}{W}$$

これより

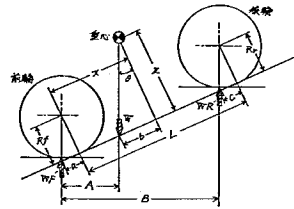
$$Z = \frac{(W_F' - W_F) \cdot L + W_F' (R_f - R_r) \cdot \tan \theta}{W \cdot \tan \theta} + R_r \quad \text{----- (4)}$$

が得られる。

3) 慣性モーメントの試験

転倒に関与する車輛の慣性モーメントとしてX軸廻り(ローリング)の慣性モーメントを求めた。測定条件は、バケットはキャリー状態で荷重0、車体屈折角は0とした。車輛は、図-3に示すように、微小振動に対しては、2個のバネ(後輪部は揺動装置があり、後輪部のタイヤは、バネとして作用しない)と剛体と構成される振動系と考えることができる。この系に、微小調和振動入力を

図-2 重心位置図



加えて、系の固有振動数で自由振動させる。系の運動方程式は、振動角を θ とし、

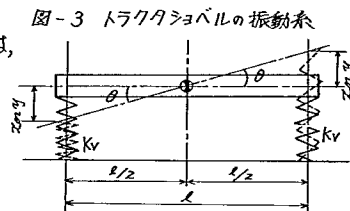
$$I_0 \frac{d^2 \theta}{dt^2} + K \cdot l \cdot x = 0 \quad \text{----- (5)}$$

θ を微小と仮定すれば、 $x = \frac{1}{2} l \cdot \theta$; 従って、(5)式は、

$$I_0 \frac{d^2 \theta}{dt^2} + \frac{1}{2} K \cdot l^2 \cdot \theta = 0 \quad \text{----- (5)'}$$

これより固有振動数は、

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K l^2}{2 I_0}} \quad \text{----- (6)}$$



与えられ、固有振動数を測定することによって、慣性モーメント I が算出される。

3.1.2. 静荷重試験

急旋回時における横方向の遠心力を想定し、ワイヤロープにロードセルを介して、ブルドーザを水平方向に引張った。なお安全のため荷重作用方向と反対側にし、アンカをワイヤを張った。測定条件は、バケットの位置を、①キャリー状態、②最大リーチ、③最大高さ、車体振動角を 0° 最大まで、およびタイヤの空気圧を①標準空気圧、②加圧 (3.5 kg/cm²)、③減圧 (1.5 kg/cm²) とした。

3.2. 動的挙動試験

試験に用いた車両は、エンジンスロットル、ブレーキ、ステアリングをラジオコントロールに改造し、通常操作と、緊急停止の2系統あり、通常操作系は、コントロールが失われた場合に車両が停止するように、フェイルセーフ機構を採用した。

1) 試験方法

試験コースには、試験速度を得るまでの直線コースと転倒のための旋回コースを設け、車両が旋回区間に入ると急速に所定の旋回半径 (旋回半径をステアリング角で調整するリミットスイッチを取付けた) で旋回させる。この時の、急旋回区間における車両の動的挙動を撮像すると共に、転倒角、側方加速度、走行速度を計測し、テレメータを介してデータレコーダへ記録した。

2) 測定項目

測定は次の項目について行った。

- ① 車両の旋回速度; 車両の左前輪に取付けたリミットスイッチによってタイヤの回転数を得た。パルスの周波数およびタイヤの回転半径から走行速度を求めた。
- ② 車両側方加速度; 車両の重に附近に取付けた10Gの加速度変換器によって計測した。
- ③ 車体側方傾斜角; 車両の重に附近に取付けたジャイロ式角度トランスジューサによって計測した。
- ④ 旋回半径; 急旋回区間における車輪の軌跡を測量して回転半径を求めた。
- ⑤ 動的挙動; 16mmシネカメラ、モータドライブ付カメラなどによって写真撮像し、これを観測、解析した。

なお、試験条件は、バケット荷重 0 ton、バケット保持の位置は運行姿勢、タイヤの空気圧は標準

空気圧とし、この条件は不変とした。

3) 実験の組合せ

急旋回試験は、静的制動荷重試験の結果を基にして、表-2に示す組合せとした。実験条件をうづに区分し、制動領域は、静的急旋回試験によって後輪制動装置がロックするに至る荷重、遷移領域は、前輪制動が浮上する荷重、非制動領域はこれらの荷重に達しない荷重、という領域区分を行った。静的荷重は、急旋回時の遠心力に換算した。

表-2 急旋回試験の実施計画

区分 旋回半径	非制動領域	遷移領域	制動領域
5 m	16 km/h	18	20
7 m	20	22	23
10 m	25	27	29
12 m	27	29	31

3.3. 電算機によるシミュレーション

急旋回時の挙動を解析的に模倣する手法として、電算機によるシミュレーションプログラムを開発し、実際の挙動と比較した。プログラムは解析的な手法によるものとし、シミュレーションでは、次の仮定条件を設けた。

- ① ステアリングを切っても、重心の絶対座標は変化しない。
- ② 旋回中、前後輪の軸荷重は変化しない。
- ③ 車両はセンターピンに対して対象な座標系を持つ。

1) 車両の平面座標系の軌跡

図-4は、車両の任意の位置における平面座標を示すものである。左前輪の接地点を T_{11} 、左前輪の接地位置を T_{12} とする。重心点の平面座標は、仮定①によって、前後輪の中心線を経る線と、車両座標系の対称軸との交点に位置する。今、任意の時刻における旋回の瞬間中心の平面座標を (x_c, y_c) とおくと、旋回中心から、前後輪軸の中心までの距離 R は、

$$R = \frac{r}{\tan(\alpha_R)} \quad (1)$$

として与えられ、各車輪の座標は

$$\begin{aligned} x_{T(ij)} &= x_c + \{R + l(3 - 2j)\} \cos \left\{ \frac{\pi}{2} - \varphi_R + \alpha_R(2i - 3) \right\} \\ y_{T(ij)} &= y_c + \{R + l(3 - 2j)\} \sin \left\{ \frac{\pi}{2} - \varphi_R + \alpha_R(2i - 3) \right\} \end{aligned} \quad (8)$$

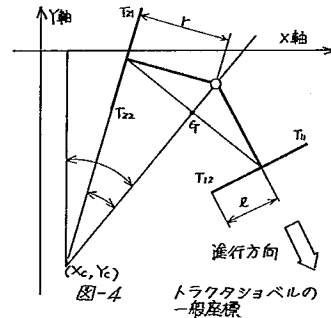
同様にして重心の座標は、

$$\begin{aligned} x_G &= x_c + R \cos \alpha_R \cdot \cos \left(\frac{\pi}{2} - \varphi_R \right) \\ y_G &= y_c + R \cos \alpha_R \cdot \sin \left(\frac{\pi}{2} - \varphi_R \right) \end{aligned} \quad (9)$$

として与えられ、 $\alpha_R, \varphi, x_c, y_c$ が経時的に与えられることによって、車両の軌跡が得られる。

今、車両の運動を、①ステアリングを $\Delta\alpha$ だけ切て、② $V\Delta t$ だけ旋回する、という解析的手法によって近似すると、数式的帰納法により、状態 $(\lambda_n + 1)$ において、

$$\lambda = \lambda_n + 1$$



$$\alpha_k = \frac{\Delta\lambda}{\lambda} \cdot (n+1)$$

$$\varphi_k = \sum_{i=1}^n v_i \cdot \Delta t / R_i \quad (10)$$

$$x_{ck} = x_{ck-2} + \left\{ R_n \cdot \cos\left(\frac{n\Delta\lambda}{\lambda}\right) - R_{n+1} \cdot \cos\left(\frac{(n+1)\Delta\lambda}{\lambda}\right) \right\} \cos\left(\frac{\pi}{2} - \varphi_k\right)$$

$$y_{ck} = y_{ck-2} + \left\{ R_n \cdot \cos\left(\frac{n\Delta\lambda}{\lambda}\right) - R_{n+1} \cdot \cos\left(\frac{(n+1)\Delta\lambda}{\lambda}\right) \right\} \sin\left(\frac{\pi}{2} - \varphi_k\right)$$

2) 車輛の垂直座標系の運動

車輛の垂直座標系を、車輛の旋回中の外輪の接地点を結ぶ直線方向をX軸とし、この線と旋回中心とセンターピンを結ぶ線の交点を原点として定められる。

後輪部は、揺動装置があるため、前輪部と後輪部とは、ローリングの状態が異なる。これを、図5に示す。重心の座標は、

$$y_G = l \cos \alpha \cdot \cos \theta - h \sin \theta \quad (11)$$

$$z_G = l \cos \alpha \cdot \sin \theta + h \cos \theta$$

前輪の内輪の座標は、

$$y_{T12} = 2l \cos \alpha \cdot \cos \theta \quad (12)$$

$$z_{T12} = 2l \cos \alpha \cdot \sin \theta$$

後輪の内輪の座標は、

① 揺動装置が動いている時 ($\theta \leq \beta$, β : フルドール角)

$$y_{T22} = 2l \cos \alpha \quad (13-1)$$

$$z_{T22} = 0$$

② 揺動装置がロックした後 ($\theta > \beta$)

$$y_{T22} = 2l \cos \alpha \cdot \cos(\theta - \beta) \quad (13-2)$$

$$z_{T22} = 2l \cos \alpha \cdot \sin(\theta - \beta)$$

として与えられる。これより、X軸廻り(ローリング)の転倒モーメントは、

$$\textcircled{1} \text{ 重力によるモーメント } M_G = -y_G \cdot W \quad (14)$$

$$\textcircled{2} \text{ 遠心力によるモーメント } M_f = W \cdot v^2 Z_G / R \quad (15)$$

$$\textcircled{3} \text{ 前輪の反力によるモーメント } M_{Tf} = -K \cdot \theta \cdot y_{T12} + \frac{W_f}{2} \cdot y_{T12} \quad (16)$$

$$\textcircled{4} \text{ 後輪の反力によるモーメント } M_{Tr} = \frac{W_r}{2} \cdot y_{T22} \quad (17)$$

として与えられる。

これより、運動方程式は、

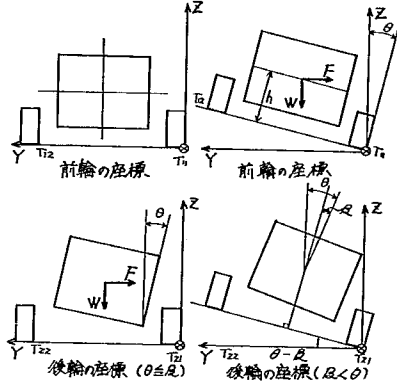
A) 四輪接地の場合 ($\theta < W_f / y_{T22} \cdot K$)

$$I_1 \ddot{\theta} = M_f + M_{Tf} + M_{Tr} + M_G \quad (18)$$

B) 前輪内輪が浮上して、フレードルがロックするまで ($W_f / y_{T22} \cdot K \leq \theta \leq \beta$)

$$I_2 \ddot{\theta} = M_f + M_{Tr} + M_G \quad (19)$$

図-5 トラクタショベルの垂直座標



c) フレードルがロックされた後 ($\beta < \theta$)

$$I_2 \ddot{\theta} = Mf + Mg \quad (20)$$

(18)式と、(19)、(20)式において、車輛の慣性モーメントが異なっているのは、次の理由による。四輪接地の状態では、車輪のローリングは、内外輪のたわみによって変えられているため、車輛の回転半径を重心高さとすることができ、前内輪が浮上することによって、タイヤのバネとしてこの作用はなくなり、回転半径が、外輪接地点から重心までの投影距離となる。従って、 m を車輛の質量として、

$$I_1 = I_0 + m h^2 \quad (21)$$

$$I_2 = I_0 + m (h^2 + l^2) \quad (22)$$

として与えられる。

4. 実験結果

4.1. 静的試験の結果

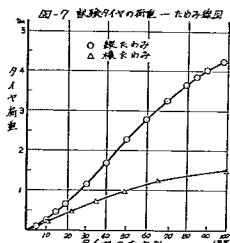
1) 重心位置

図-6は、車輛の各々の条件における重心位置の試験結果を示したものである。直線走行姿勢では、Y軸方向の偏位はなく、従って図では省略してある。

車体屈折時の重心位置は、3.3において仮定した条件(前後軸軸の中心を結ぶ線と、旋回時の瞬間中心とセンターピンを結ぶ線の交点に重心がある)を満たしている。

2) タイヤのバネ係数

図-7は、タイヤの荷重たわみ曲線を示すものである。図



より明らかとなり、荷

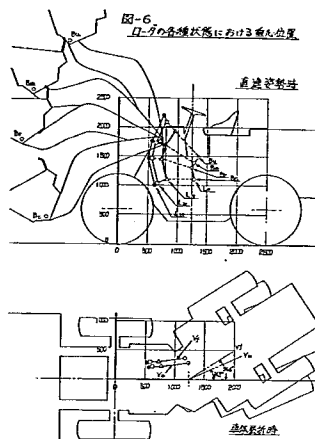
重たわみ曲線は、非線形となっており、一義的にバネ係数を定めることはできない。従って、バネ係数を、荷重の微小変化に対するたわみの微小変化 ($\Delta L_v / \Delta \delta$) と考え、車輛が直行姿勢にあり、しかも無負荷状態における輪荷重附近の値をバネ係数として採る。

$$K_v = \left(\frac{\Delta L_v}{\Delta \delta} \right)_{L=1.75} = \frac{1.7-2.0}{40-45} = 0.06 \text{ ton/mm} \\ = 60 \text{ kg/mm}$$

3) 慣性モーメント

図-8は、X軸廻りの固有振動数の測定結果を示すものである。左右輪は、ほぼ逆位相で振動し、振動の波形は、ほぼ正弦波とみなし得る。記録波形より振動する周波数を観測すると、 $f_x = 1.85 \text{ 1/sec}$ が得られ、2)で得られたタイヤのバネ係数および車輛の輪距を(6)式に代入し、慣性モーメントを求めると、

$$K = 60 \text{ kg/mm} \\ f_x = 1.85 \text{ 1/sec}$$



$$l = 1,755 \text{ mm}$$

$$I_n = \frac{k l^2}{8 \pi^2 f^2} = 684 \text{ kgm} \cdot \text{sec}^2$$

が得られる。

4) 静的転倒荷重

図-9は、車体の屈折角と静的転倒荷重の関係を示すものである。②-②線は、前輪内輪が浮上する時点の転倒荷重である。④-④線は、右後輪内輪浮上時の荷重を示している。右後輪内輪浮上後、転倒角は発散するので、この時点で、静的引張の終端とした。③-③線は、後輪浮上時のローリング角、①-①線は、前輪浮上時のローリング角を示すものである。

4.2. 動的挙動試験の結果

1) 急旋回転倒の状態

写真1へろは、急旋回時の転倒に至る経過を、連続写真撮映の結果から選んだものである。車輛は、急旋回運動には、た時、遠心力の作用により、旋回の外輪側へ荷重が移動し、外側へ傾斜する。約3°（図-9、b-b線参照）傾斜すると前輪の内輪が浮上しはじめ、後輪は、揺動装置により、面輪接地状態を保っているが、急速に傾斜角が増して揺動装置がロックされ、その後更に傾斜が進み、後輪内輪が浮上すると同時に瞬間的に転倒に至る。

車輛は、ローリング運動をしながら旋回する（図-11参照）が、内輪が浮上すると、駆動力の低下により速度が減少し、転倒に至らず復帰する場合がある。従って、転倒挙動から復帰する事例としては、前輪内輪浮上後、又は前後輪内輪浮上後の二様がある。

急旋回試験は、昭和51年度に4回、昭和52年度に14回の計18回実施し、そのうち、実際に転倒した回数とは8回、前後輪内輪浮上1回、前輪内輪浮上8回、転倒挙動を示さなかった回数7回であった。昭和52年度の14回のうち、理論上、転倒すると予測された回数は5回、遷移点3回、転倒しないと推定された回数は6回であった。

2) 急旋回試験の結果

図-10は、急旋回試験における旋回半径と走行速度およびこれから計算される遠心力の関係を示し、実際の結果を示したものである。図中の④-④線、③-③線は、図-9のそれと等しく、転倒挙動の領域を示している。実験では、④-④線をこえるデータは、転倒あるいは内輪面輪浮上となり、よく一致しているが、③-③線をこえる条件でも、転倒挙動を示さないデータもある。

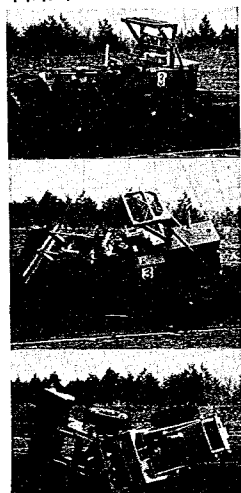
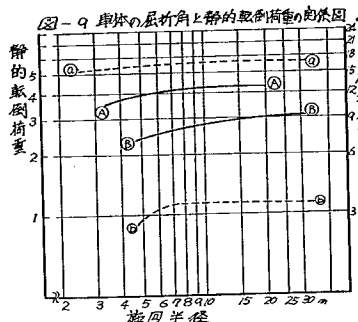
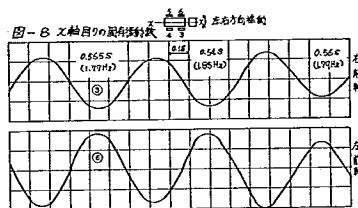
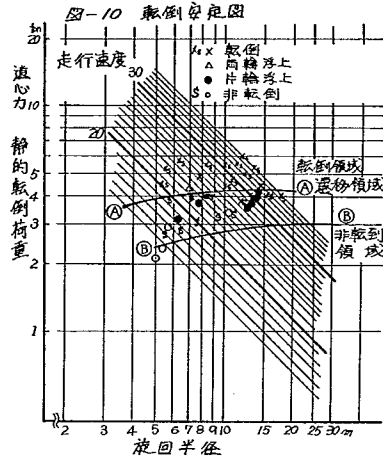


写真1へろ

4.3. シミュレーションの結果

図-10に示すS記号は、シミュレーションの結果を示すものである。旋回半径の小さいところでは、④-⑥様の領域区分によく一致するが、速度25km/hを越えようと、全て転倒に至っている。シミュレーションでは、実際の挙動とは異なり、内輪浮上による速度低下を考慮していないためと考えられ、転倒、非転倒の二様の結果しか与えられない。

図-11は、シミュレーションの結果を、旋回からの時間とローリング角の関係を示したものである。図中破線のデータは、実験値を示すものである。非転倒の場合、両者ともローリング振動をしながら進行し、又転倒は、発散的であり、ほぼ同じ傾向を示している。実際でも、ローリング角が、ある程度以上大きくなると、転倒モーメントが安定モーメントを越え、運動は発散的である。

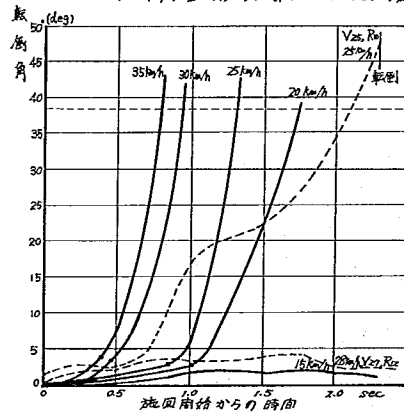


5. まとめ

車輪式建設機械の急旋回挙動は、これらの解析の結果、ほぼ静的な転倒限界と等しいことが、明らかにこれ、機械の諸元と、旋回半径、旋回速度などの施工条件によって転倒の予測は可能となった。シミュレーションプログラムは、今後更に精度を向上させる予定であり、設計段階での危険速度の判別に用いることができるであろう。又実際の車輛に対しては、その安定性を判定する上では、静的な試験で十分であろう。

本実験は、建設機械化研究所の協力を得て実施したものである。末尾ながら感謝の意を表す。

図-11 トラクタヨバルの転倒シミュレーションの結果



<参考文献>

中塚・高陵 自動車旋回の安定について(第2報)自動車技術 Vol. 21, No. 2, 1967, P.128

27. 空中写真による植生の判読

交通環境研究室

田 中 隆

空中写真による植生の判読

交通環境研究室 田中 隆

§1 はじめに

貴重な自然を有する地域における道路建設には事前に植生調査を実施することが望まれており、今後ともその必要性は増大する傾向にある。しかし一般に植生調査は現地踏査を要し、多大の時間と労力を要することが多い。そこで空中写真を利用し植生調査をより効率的に行うことが考えられよう。その精度及び利用方法に関する詳細な検討が行われたことは極めて少ない。本調査では空中写真を利用した植生調査の精度及び空中写真の利用方法を明らかにするため、航測会社の判読技術者を対象とする植生判読試験を行った。

§2 試験の方法

(1) 試験の概要

判読試験のフローチャートを図-1に示す。

試験は第1次試験と第2次試験に分けて行つた。

第1次試験は、植生の空中写真を判読者に示し、別に用意した32種類の群落名(表-1参照)のうちから該当する群落名を被験者に答えさせるという方法で行つた。なお、判読に際し、ヒントとして、表-1に示した群落名のほかに、各群落の植被率、優占種、写真に撮影されている地域の標高、写真の撮影年月日、および植生を現地で横から撮影した写真を与えた。

第2次試験では、空中写真上に問題の植生(青色で囲んだ)とは別の植生を赤色の線で囲み、その植生の種類を判読者に教え、問題の植生の中からそれと同一の種類の植生を選択させるという方法で行つた。なお、ヒントは第1次試験の場合とほぼ同様である。

試験の結果は次の3つの観点から検討を行つた。

① 植生を表-1に示したような大中小の3段階に1類し、それぞれの段階の各カテゴリーの正答率を求め、判読の精度を比較した。

② 第2次試験と第1次試験の差は「群落の空中写真の見本例が与えられて居るか、居ないか」にある。面試験の差を比較することにより、見本例を与えることによる精度の上昇を調べた。

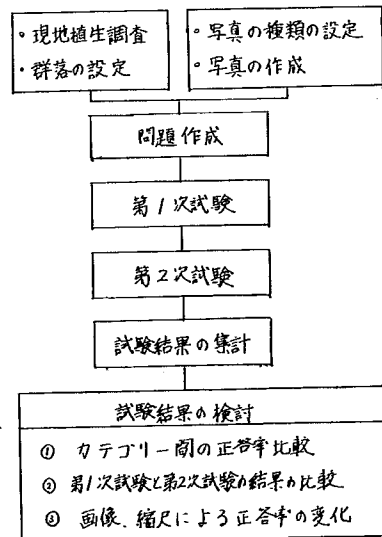


図-1 判読試験フローチャート

① 縮尺、画像の異なる6種類の写真を判読させ、縮尺、画像による各群落の正答率の変化を求め、写真の種類に適正を調べた。

(2) 群落の設定

試験の出題対象地域には国道4号(岩手県雫石町〜秋田県田沢町)周辺(海拔300〜1,600m)を選定し、現地踏査により22種類の植生を確認した。これらの写真に他地域で撮影した10種類の植生を加え出題した。

植生の把握分類方法は次の二つの方法によった。

① 植生の生活形分類(大分類、中分類)

植生の生活不良時(例えば寒期、乾期等)に耐える芽の位置を指標とするRaunkiaerの分類が代表的なものとして知られている。

② 植生の群落組成的 분류(小分類)

植生の構成^種による分類でBraun-Blanquetの提唱する植物社会学的植生調査により把握される。

(2) 写真の種類の設定

試験には、従来、植生判読に用いられて来たパンクロ写真、カラー写真に加え、植生判読者の間で判読が容易と言われている赤外カラー写真を用いた。縮尺は1/15,000と1/8,000を用いた。院付け方法は一部例外を除き密着写真とした。国道4号付近の撮影は10月(海拔1,600m付近が紅葉期にあたる頃)に行った。

§3 試験結果

第1次試験後、被験者に判読の感想を尋ねた際に、「実際判読をやってみると赤外カラーの判読が最もむずかしい」という意見が多く聞かれた。そこで結果の検討は主としてパンクロとカラーについて行った。

(1) カテゴリー間の正答率の比較

分類別、写真の種類別の正答率を表1に示す。各カテゴリーの正答率を比較すると次のことが認められる。

① 大分類の判読

1/15,000パンクロ写真では、高木林の判読は容易であるが、上面が滑らかな群落、低木林などのように樹冠の形が明らかな群落は群落高の判定がむずかしく、判読が困難である。

1/15,000カラー写真では高木林とともに草地の判読が容易である。パンクロ写真に比べ、裸地(火山性の裸地で赤色〜黒色の特殊なもの)、草地、ササ植生、鈔性低木林の正答率が上がる。これは色彩の情報が与えられることによると思われる。

1/8,000パンクロ写真では高木林、草地の判別が容易である。一方色彩の情報が与えられないことから、裸地、鈔性低木林の正答率が低い。

1/8,000カラー写真では草地、低木林、高木林の判読が容易となる。

② 中分類の判読

1/15,000パンクロ写真では耕地、針葉樹人工林のように、比較的判読する機会が多いもののみ正答

表-1 第1次試験における分類毎の正答率および第2次試験の小分類の正答率(%)

大分類	中分類				小分類				第2次小分類			
	番号	1/15,000カラー	1/8,000カラー	1/4,000カラー	番号	1/15,000カラー	1/8,000カラー	1/4,000カラー	番号	1/15,000カラー	1/8,000カラー	1/4,000カラー
A 耕地	21	75*	44	63*	1 耕地	21	75*	44	63*	42	77*	83*
B 草地	67*	86	85	76*	2 雑草	58	58	42	2 雑草	58	58	42
					3 雑草	33	69*	32	35	67*	100	67*
					4 雑草	57	68	70*	4 雑草	57	68	70*
C 水田	17	75*	54	56	5 水田	17	75*	54	56	100	100	100
D 雑木林	9	34	9	60	6 雑木林	17	75*	54	56	100	100	100
					7 雑木林	17	75*	54	56	100	100	100
E 雑木林	66*	70*	72*	82*	8 雑木林	29	29	43	67*	17	50	83*
					9 雑木林	15	28	63*	10	15	28	63*
					10 雑木林	17	38	17	40	17	38	17
F 高木林					11 雑木林	17	38	17	40	17	38	17
					12 雑木林	17	38	17	40	17	38	17
					13 雑木林	17	38	17	40	17	38	17
					14 雑木林	17	38	17	40	17	38	17
					15 雑木林	17	38	17	40	17	38	17
					16 雑木林	17	38	17	40	17	38	17
					17 雑木林	17	38	17	40	17	38	17
					18 雑木林	17	38	17	40	17	38	17
					19 雑木林	17	38	17	40	17	38	17
					20 雑木林	17	38	17	40	17	38	17
					21 雑木林	17	38	17	40	17	38	17
					22 雑木林	17	38	17	40	17	38	17
					23 雑木林	17	38	17	40	17	38	17
					24 雑木林	17	38	17	40	17	38	17
					25 雑木林	17	38	17	40	17	38	17
G 竹林	58	75*	100	100	26 竹林	58	75*	100	100	58	75*	100
					27 竹林	58	75*	100	100	58	75*	100

表中、//は80%以上の正答率に、*は60%以上の正答率に付けた。

第2次試験 出題群 について 比較	出題 群数	21	21	20	20	21	21	20	20
	正答率平均	32	46	48	54	60*	60*	66*	65*
	正答率が20%以上の群	-	-	-	-	11	16	17	7
	正答率が80%以上の群	2	1	3	2	7	14	8	9

率が高い。

1/15,000 カラー写真でも耕地、針葉樹人工林の正答率が高いが、その他特徴的な色彩や樹冠を持つ群落の正答率も比較的高い。

1/8,000 バンクロ写真では温原、耕地、針葉樹林、その他樹冠の形や個体密度に特徴のある高木林や竹林の正答率が高い。

1/8,000 カラー写真では、形態および色彩、もしくはその一方が判読因子となるカテゴリーで比較的高い正答率を得ている。

③ 小分類の判読

1/15,000パンクロ写真では正答率60%以上の群落は水田・採草地、スギ純林、カラマツ純林のように判読される機会が多く特徴の明らかな植生に限られているが、1/8,000カラー写真では広葉落葉草地、キタゴヨウ・ミヤマネズ群落、チシマザサ・タケカンハ林のように、判読される機会が少ないものでも正答率が60%以上に達することもある。しかし概して正答率は低い。

(a) 第1次試験と第2次試験の結果の比較

第1次試験と第2次試験の小分類の正答率の比較を表-1の右に示す。

この表に見られるように、第2次試験では、多くの群落で正答率が大幅に上昇しており、また正答率が60%を越える群落の数も大幅に増加している。正答率の上昇幅を大分類の 카테고리別でみると、特に「純性低木林および低木林」で著しく、また判読の機会の頻度の少ない群落と多い群落に比べてみると、判読の機会の少ない群落（一般に見かけることが少ない群落）で著しい。しかしクマギコナラ林等判読の機会の多い群落の中には、見本例を与えた効果があまう上がっていないものが見られる。

以上の結果から、写真の見本例を与える

ことは、精度を高めるために有効であると考えられる。今回の試験用に多くの箇所で撮影された写真を用意してみると、同じ種類の植生でもその撮影条件や植生の立地条件等により、色調、像の鮮明度にかんがりの差がある。このことから考えると全般的にこの植生調査にでも利用できるような写真の

表-2 草地・低木林・高木林の正答率の平均と上昇幅 (%)

写真の種類	試験	草地およびササ植生		純性低木林および低木林		高木林	
		第1次	第2次	第1次	第2次	第1次	第2次
1/15,000 パンクロ	第1次	52	+29	16	+29	34	+27
	第2次	81		45		61	
1/15,000 カラー	第1次	68	+29	33	+29	40	+27
	第2次	97		82		67	
1/8,000 パンクロ	第1次	62	+17	24	+53	56	-8
	第2次	79		77		98	
1/8,000 カラー	第1次	55	+7	44	+30	58	+10
	第2次	62		74		88	

見本例を用意することは極めてむずかしいと思われる。

今回の試験の結果、「調査地域の一部の植生を現地踏査し、その現地踏査が行われた地点の空中写真を見本として判読が行われる場合」には、かなりの精度があげられることが確認されたと言えよう。

(3) 各群落ごとの画像による正答率の変化

仮りに「パンクロよりカラーの方が、1/15,000より1/8,000の方が同一の種類の植生に関して正答率が低くなることはない」と仮定してみると、写真の種類による正答率の変化には図-2のような10種のタイプが考えられる。そこで出題された群落の小分類の正答率の変化をこれら10種のタイプに分類してみると、次のようなことがわかる。

① 低木林（ミヤマハンノキ群落を除く）純性低木林は、1/15,000、1/8,000ともにパンクロよりカラーの正答率が高い群落（図-2最左列）に属している。これらの群落の判読因子としては葉色か大きな役割を果たしている。

② キタゴヨウ・ミヤマネズ群落、ハクサンシャクナゲ・ミネカエデ群落、オオシラビソ林、チシマザサ・タケカンハ林は、パンクロ、カラーとも1/15,000より1/8,000の正答率が高い群落（図-2最上段）に属している。これら群落の判読因子としては群落や樹冠のきめ、針葉・広葉・常緑・落葉の混交の様子等が大きな役割を果たしている。

③ 必ずしも1/15,000より1/8,000の方が、あるいはパンクロよりカラーの方が正答率が高いわけ

ではない、

これらのことから、出現
が予想される植生の判読図
子により写真の種類を使い
わける必要が考えられる。

§4. 植生判読の問題点と 対策

今回の試験結果を見てみ
ると、植生の判読が困難で
ある原因にはさまざまなも
のがあることがわかる。こ
れらの原因をその対策とし
ても整理してみると次のよ
うになる。

(1) 写真に関する原因と
対策

① 空中写真の類似性：
異なる群落の写真が類似し
ているために、判読が困難に
なる場合がある。写真の縮
尺、画像（乳剤）、撮影時期
等を選んだり、類似した群
落を注意深く比較すること
により、ある程度の困難は
解決できる。

② 写真の一般性の不除：
植生の外観や撮影、処理条
件の差により、判読しよう
とする写真がその群落の標
準の写真とかなり異なったも
のとなり、そのために判定
が困難になる場合がある。
判読者はこのような写真も

判読できるように写真の変化しうる範囲について充分理解しておくことが必要である。

③ 写真に関する情報の不十分さ：写真に撮影されている場所の標高や撮影時期等に関する情報が

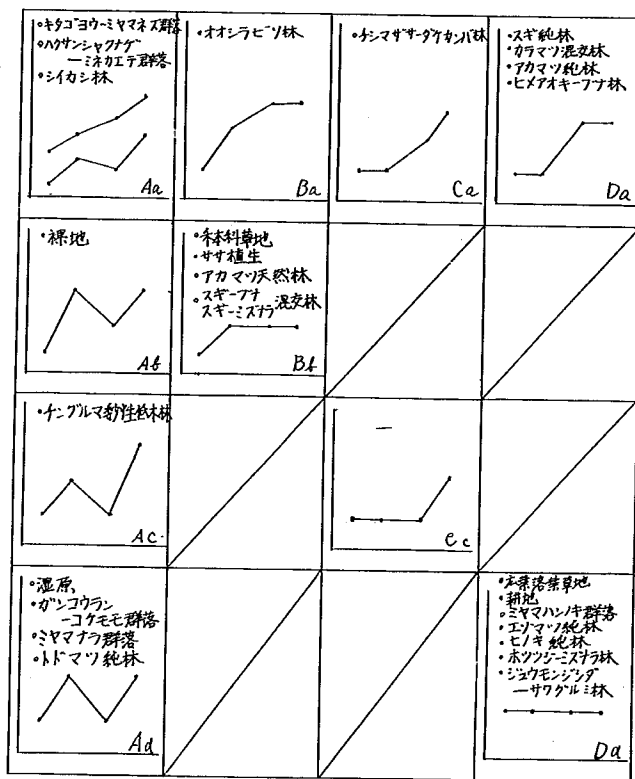


図-2 縮尺・画像による正答率の変化のタイプ

注：① P:パンクロ C:カラー

② 正答率の変化のタイプは次のように記す。

A 1/15,000はPに比べてCの正答率、1/8,000はPの正答率<Cの正答率

B " " " " " " " " " " " "

C " " " " " " " " " " " "

D " " " " " " " " " " " "

a Pは1/15,000の正答率<1/8,000の正答率。Cは1/15,000の正答率<1/8,000の正答率

b " " " " " " " " " " " "

c " " " " " " " " " " " "

d " " " " " " " " " " " "

充分整理されず与えられたために、判読が困難だった場合がある。これらの情報は充分整理して判読を行うことが必要である。

(2) 判読者の判読技術に関する問題と対策

① 空中写真から判読に必要な樹冠直径、樹高、色等に関する情報を把握し選択し、整理する技術が不足しているために判読が困難に陥る場合がある。

② 出題群落に関するセントから、判定に必要な情報を選択し整理したり、空中写真をイメージしたりする技術の不足が原因で判読が困難に陥る場合がある。

これらの技術を修取することは多くの種類の植生の判読を繰り返す訓練が必要であろう。

(3) 予備知識に関する問題と対策

判読を行うには、各種の植生の立地条件や空中写真上での見え方に関する予備知識が必要であり、これらの知識の不足が判読を困難にしている場合がある。従って予めこれらの群落についての情報を収集し整理しておくことが必要であろう。そこで、今回の試験で用いた32種類の植生の空中写真の見え方の相関点、すなわち判読因子をまとめてみると次のようになる。

- ① 分布域、② 植生が成立している立地条件、③ 植生の広がり、その地域における被覆面積の割合、④ 樹高・群落高、⑤ 樹高の均一性、⑥ 樹冠直径、⑦ 樹冠の大きさや形の均一性、⑧ 立木本数（個体の密度）、⑨ 樹冠疎密度・被度、⑩ 樹冠の境界の明瞭さ、⑪ 樹冠や群落の表面のボケ、⑫ 樹形、⑬ 写真上の植生の色調および色ムラ、⑭ 枝葉の密度、⑮ 陰影、⑯ 隣接群落、⑰ 比較対照物の有無、これらの因子に着目することにより、群落の特徴を記述することができる。

§5 まとめ

本調査では、空中写真の判読可能性とその使用方法について、次の事項に関する知見を得た。

- ① 各種の写真による植生の種類ごとの判読精度
- ② 写真の見本例の有効性とその限界
- ③ 画像・縮尺による正答率の変化とその要因
- ④ 誤答の原因とその対策

しかし、本調査は、判読技術者を対象とした多くの種類の植生に関する判読試験という形で行われているため、判読の条件、時間、サンプル数等の点で方法上の制約を受けており、充分な一般性を持った結論が出ているとは言い難い。この点については今後のデータの蓄積を期待したい。

なお、53年度においては、今回の調査結果をもとに、道路計画のための空中写真利用に関する情報の整理を行いたい。

最後に本調査に御協力をいただいた農林水産省林業試験場中島蔵先生をはじめ諸先生方、国土開発技術研究センター、航測会社、東北地方建設局道路部ならびに秋田工事事務所の関係各位には厚くお礼を申し上げる。

参考文献

- ① 金安、田中、中村：空中写真の植生調査への応用研究 土研資料1252号 昭和52年5月
- ② 足立、田中：空中写真の植生調査への応用について 土研資料1413号 昭和53年8月

28. 急勾配河川における砂礫堆の特性

砂 防 研 究 室

伊 卷 幹 雄

急勾配河川における砂礫堆の特性

研究員 伊 巻 幹 雄

1. まえがき

砂防工事の対象となる急勾配河川(河床勾配が1/100以上)においては、流路は常に変動して、河道の各所で洗掘、堆積現象を繰り返している。このような不安定な流路を安定化させ、土砂災害を防止する目的で、全国各所で砂防流路工が施工されている。しかし、砂防流路工を施工するような溪流は、河床勾配が急であり、かつ河床材料が大きいなどの緩勾配河川にない特性を有しており、加えて河床係数が大きく、土砂の流入量も多いために河床変動も著しい。

以上の理由により、流路工の設計条件も難かしくなっている。

2. 目的

前述の諸事項をふまえて、流路工を計画、施工するための基礎資料を得ることを目的として、流路工設計上問題となる河床変動のうち、中規模河床形態に属する砂礫堆に着目して水理実験ならびに現地調査より、その特性について検討した。

3. 実験方法

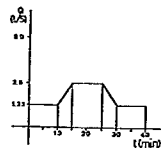
実験は、長さ $L=12m$ 、水路幅 $B=0.4m$ の直線二次元水路を使用し、表-1に示す実験ケースについて実験をおこなった。また測定項目については、表-2に示すとおりである。尚、流量は、一定流量を与えた場合と実際河川(山地河川)の特性としてあげられる洪水の継続時間が短いということを表現するために、図-1のType 1~3のような洪水波形を有する流量を与えた。

表-1 実験ケース

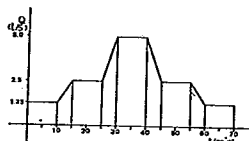
実験 番号	流 量 (l/sec)	給 砂 量 (g/s)	初期 勾配	平均粒径 (mm)	実験 回数
1	SD	流量変化に 対して、各 流量によっ て段下段 堆に流出し た土砂量を 給砂した。	1/30	0.32	1
2	"	"	"	"	1
3	"	"	"	"	1
4	Type 1	"	"	"	3
5	"	"	"	"	1
6	Type 2	"	"	"	3
7	"	"	"	"	1
8	Type 3	"	"	"	3
9	"	"	"	"	1
10	Type 1	"	"	0.19	3
11	"	"	"	"	1
12	Type 2	"	"	"	3
13	"	"	"	"	1

表-2 測定項目

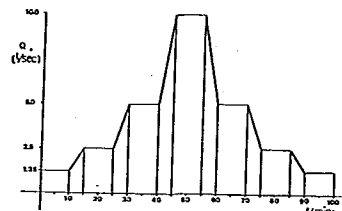
測定項目	測定場所	測定間隔	測定器具
砂 礫 堆 観 察	水 路	5分	スケッチ
平 均 流 速	水路下段より2mの中央部		プロベラ式流速計
表 面	"		発泡スチロール・ストップウォッチ
流 出 土 砂 量	水路下段端	20秒	砂回収装置
水 深	水路下段より2m、4.5m、 7m地点	5分	スケール
河 床 高	"	"	"
通水後の横断面形状	水路下段端より0.5m間隔		砂面測定器



Type 1



Type 2



Type 3

図-1 タイプ別洪水波形流量

4 研究結果ならびに考察

4-1 砂礫堆の形成条件について

中規模河床形態の形成限界についての研究は、多くの研究者によって発表されているが、いまだ確定的な結果は得られておらず、筆者がおこなった実験の結果を各領域にあてはめると適合している例がなかった。そこで、次元解析により、 τ_b , B/H を用いて整理をおこなった。

実験結果および木下氏の資料⁹⁾を用いて検討した中規模河床形態の形成条件は

$0.04 < \tau_b < 0.7$, $B/H_0 > 10$ で示された。(図-2参照)

図-2で、土研の水理実験では、 $\tau_b > 0.2$ での非形成は、流量10 l/s (Type 3のピーク時)で平坦河床になった場合であり、この時には、いまままで形成されていた単列砂礫堆すべてが消滅する。また、 $\tau_b < 0.04 \sim 0.05$ における非形成については、 τ_b の範囲であり河床材料が移動しない状態である。

ここで、流量変化に対しては、水路幅 B 、河床材料 d_m および河床勾配 I を一定とすれば、流量 Q の増加とともに水深 H が増加するために B/H_0 は小さくなる。一方、 τ_b は Q の増加すなわち H の増加により大きくなる。

よって、図-

2において、左エリの直線的関係に示される。

4-2 砂礫堆の形状について

1) 砂礫堆の平面形態

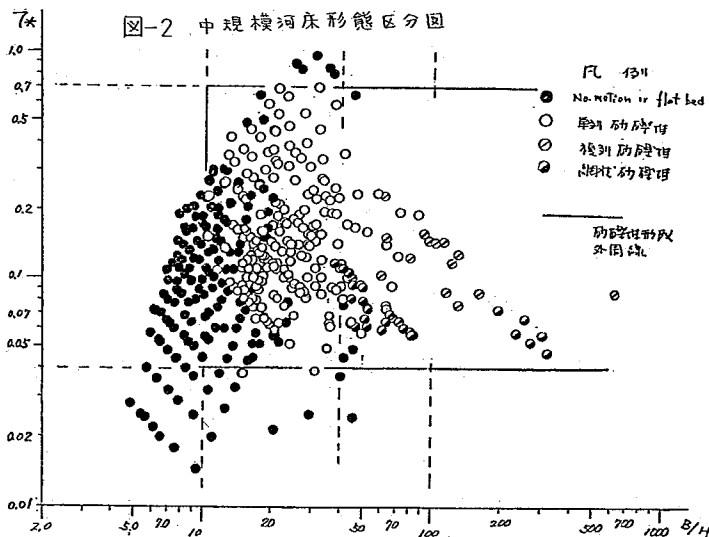
砂礫堆の平面形態は、単列、複列および網状砂礫堆に区分されるが、これらの領域区分については前述の B/H_0 の大きさで区分できた。その範囲は、次のようになる。

単列 $10 < B/H_0 < 40$, 複列・網状 $B/H_0 > 100$ と分類された。(図-2参照)

そして、両形態が共存する区域($40 < B/H_0 < 100$)が存在することが、図からいえるところである。

2) 砂礫堆の長さ l_s について

砂礫堆の長さ l_s は、1波長入の1/2をとって l_s と決め、 l_s は水路幅 B と関係するという事実が、従来の研究¹⁰⁾で明らかにされており、その関係は次のように報告されている。



$\lambda/B = 7 \sim 15$ または $l_s/B = 3.5 \sim 7.5$
 そこで筆者は、このような既知にそって、実験結果
 及び一部の現地調査をあわせて整理したところ

$l_s/B = 3 \sim 10$ という関係にあった。(図-3参照)
 ただし、この結果は、単列砂礫堆についての資料だ
 けをまとめたものである。

1) 砂礫堆の高さ h_s について

砂礫堆の高さ h_s は、長さ l_s と関係するようであり、
 実験結果を整理したところ、一定流量、洪水波形を有
 する流量に関係なく、両者がほぼ同じ領域に位置した。

さらに、同じ l_s に対しては、河床材料 d_m が大きくな
 るほど h_s が大きくなること、また増水期よりは、減水
 期の方が傾向として h_s が大きくなること認められた。

(図-4参照)

また、 h_s と B については、 H を用いて無次元化して
 整理したところ、単列砂礫堆が形成される領域までは

黒木ら²⁾ の言うような比例関係が h_s/H_m と
 B/H_m にあるように思われるが、複列、網状
 砂礫堆が形成される領域に至ると、 h_s/H_m 値
 は、推定線で示したように比較的大きくは
 ならないように思われる。(図-5参照)

4-3 砂礫堆の移動速度 V_d について

砂礫堆の移動速度 V_d は、一定流量 $Q = 5$
 l_s/B に対しては、砂礫堆の長さ l_s に反比例
 する関係が導かれている。これに対して洪
 水波形を有する流量については、図-6で
 示したように一定流量時の Q_s と V_d との関係

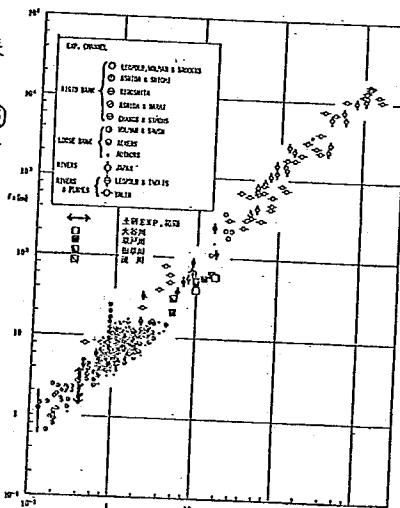


図-3 流路幅 (B) と 砂礫堆長 (l_s) の関係

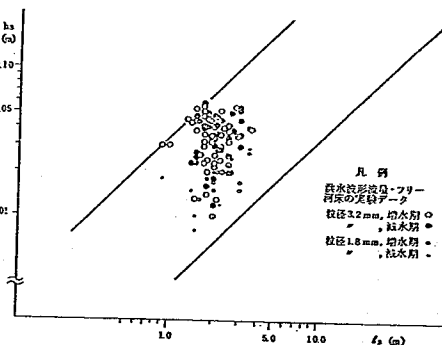


図-4 洪水波形流量における l_s と h_s の関係

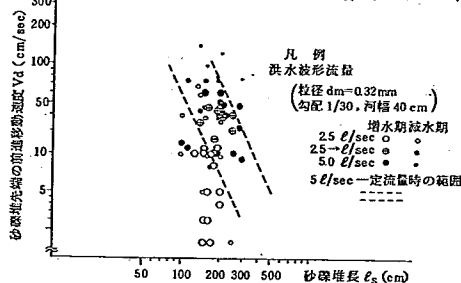


図-6 砂礫堆 l_s と 移動速度 V_d との関係

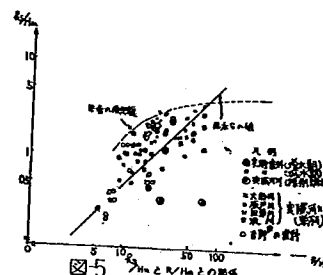


図-5 h_s と l_s/H_m との関係

(図中の破線間)とほぼ同様の傾向を示している。

また、流量変化による q_s と V_d は、 q_s は主に B によって、 V_d については、木下¹⁾の示したように摩擦速度 U_{*c} に比例して大きくなるように思われる。流量の増水期と減水期での V_d の相違は、若干ではあるが、減水期の V_d が、増水期の V_d より大きい傾向が表われた。

4-4 砂礫堆形成に伴う流砂量への影響

砂礫堆形成下で、従来の掃流砂理論を適用することが果して可能かどうかを実験資料を用いて検討をおこなった。(図-7参照)

その結果、砂礫堆が移動することにより、流砂量は時間的に極端に変化するが、平均的には図のようにほぼ互に見合った q_s (無次元化した流砂量)となっていて、砂礫堆が形成されている河道での流砂量の上限値は、従来の掃流力によって説明できそうである。また、より掃流力が大きくなって砂礫堆が消滅して河床の状態がflat (Type 3の10%)になると、土砂は全水路幅をもって移動し、流砂量ももっとも多くなり、その値もほぼ同一の値を示した。

これから、河道における流砂量を推定する場合は、まず無次元掃流力 τ_* をもとめ、その値が砂礫堆形成される領域に入るかどうかを検討し、形成領域に入る場合には、図-7の上限値を、平坦河床を有する河道においては、従来の q_s に対する q_s の値を用いればよい。

4-5 砂礫堆形成に伴う流水抵抗への影響

砂礫堆が形成された場合、河床の抵抗が変化すると考えられる。

そこで実験資料から、砂礫堆の有無による抵抗への影響について検討してみた。その表現方法としては、河床勾配 i をパラメータとして、 ϕ (ϕ は流速係数であり、 $\phi = U_0/U_{*c}$ 、 U_0 は平均流速であり、 U_{*c} は摩擦速度である)を用いて整理をした。(図-8参照)

これによると、明らかに砂礫堆形成条件である ϕ の範囲において、 ϕ の減少化傾向がうかがえる。特に急勾配になるほどその傾向がつかえる。河床勾配が1/100より緩やかになると、緩勾配河部での傾向に近似してくる。

これは、砂礫堆の形状抵抗によるものと考えられる。

また、既述文献(Manningの n 値を含む)との比較を図-9に示した。

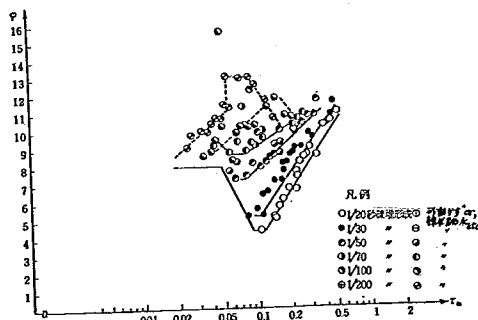
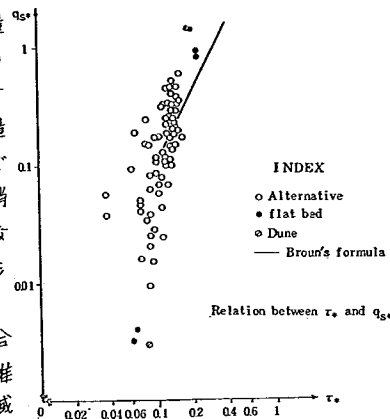


図-8 河床勾配変化と抵抗係数の変化

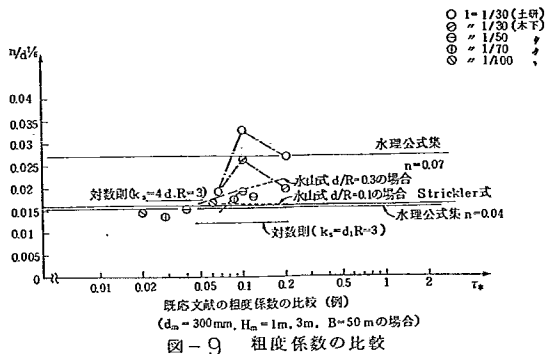
それによると、水理公式集で発表されている急勾配河川が対象として扱う粗度係数値 ($n = 0.04 \sim 0.07$) には幅があり過ぎるが、 n の上限値が中規模河床形態による粗度の増大分を考慮したものであるならば、今回の実験結果とよく適合することがわかった。

また、河床勾配が $1/100$ より緩やかな河川での粗度係数の推定は、緩勾配河川における推定法で適用が可能であると思われる。

急勾配河川における粗度係数を決定する際には、計画流量による計画水深を仮定して、無次元掃流カテをもとめ、これから図-8の流速係数 ϕ を決定して n に換算する。そして流量と決定された粗度係数から計画水深を求め、さきに仮定した計画水深に近似しているかどうか検討する。

特に中規模河床形態の影響がある

かないかが粗度係数を決定する際に大きな問題になることを充分明記すべきであり、現在の段階では砂礫堆が形成される場合に安全側 n 値を求める方法がよいと思われる。



ろ まとめ

以上、急勾配河川における砂礫堆の特性について述べたが、現地調査結果をあわせ考察すると次のようになる。

- ① 砂礫堆の形成条件およびその平面形態区分については、現地調査から $B/H_m < 10$ または $n < 0.04$ でも砂礫堆が形成されているといった水理実験と異なる結果となって、報告されたものがあつた。

この相違は、今回の調査では、流路工竣功後の最大水深を水深の代表値として用いたため調査時の砂礫堆形成に対する水深よりも大きく評価されている場合のあること、また、水深や勾配の測定精度によるバラツキであることが考えられる。以上のことから判断すると、砂礫堆の形成条件および平面形態区分としては、実験結果による範囲を適用してよいと考えられる。

- ② 砂礫堆の長さおよび高さについては、現地調査からは、それらの関係が実験結果に較べてかなり広範囲にバラツキを示した。

この相違が、床固工等工作物によるものか、また、湾曲部によるものか、それらの影響について今後検討する必要があると思われる。

- ③ 砂礫堆の移動速度および淤砂量については、現在のところ水理実験から推定するより方法がないが、この際にも現地の砂礫堆の特性が、実験から得られた特性に近似していることが、条件になるとと思われる。

参考文献

- 1) 木下良作：石狩川河道変遷調査 — 参考編 —
科学技術庁資源局資料第36号 S 36. 11
- 2) 土木学会水理委員会移動床流山の抵抗と河床形状研究小委員会：移動床流山における河床形態と粗度 土木学会論文報告集 No. 210 1973. 2
- 3) 黒木幹男, 岸 力, 板倉忠興：交互砂州の水理特性 沖積地河川における河床形態と流体抵抗の研究 S 50. 3

29. 河道わん曲部における砂礫堆の挙動

鹿 島 試 験 所

深 見 親 雄

河道わん曲部における砂礫堆の挙動

鹿島試験所 深見親雄

§1 はじめに

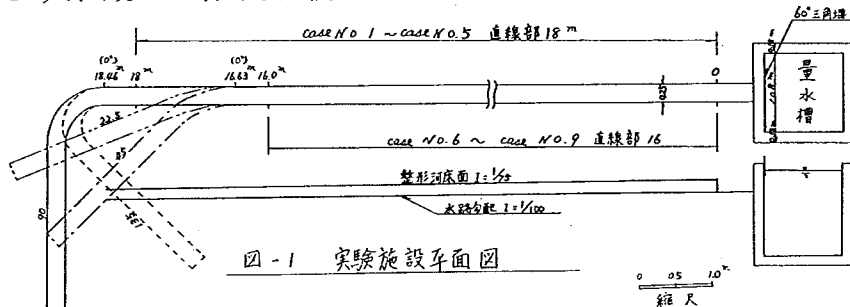
河道の水衝部における深掘れ、位置あるいは大きさを予測することは、河川工学の上から、とりわけ堤防、護岸、根固、その他構造物の設計にとって、重要な問題である。しかし、現在のところ、実河川に適用できる予測方法は、十分であるとは言えない。ここでは、ひとつの予測方法として、わが国の多くの河川のように、砂礫堆が形成される河道での、水衝部の深掘れについて、実験による検討を行った。

§2 目的

水衝部は、流れが河道内で蛇行することによって生ずるが、それには、河道がわん曲していること、河床に砂礫堆が形成されていることの、2つの要素を考えることができる。砂礫堆の形成されない河道であれば、単に河道わん曲部における流れの問題として、水衝部の深掘れをとり扱うことが可能であらう。しかし、砂礫堆が形成される場合には、たとえ河道が直線であっても、砂礫堆によって流れが蛇行し、水衝部が生じる。したがって、一般に水衝部の深掘れは、河道のわん曲とそこに形成される砂礫堆との、相互作用によって決まると考えなければならない。このような観点から、実験では、河道のわん曲と砂礫堆との組み合わせで、水衝部における深掘れの位置と大きさが、どのように変化するかを調べた。

§3 方法

実験は、図-1に示すように幅25cm、長さ16~18mの木製直線部の下流端に、曲り角の異なる4種類の透明アクリル製わん曲部をとり付けた水路を用いて行った。河床材料は、粒径0.8mmの均一に近い砂で、水路全面に1/50の勾配で敷きならし。流量は0.8 $\frac{1}{s}$ および1.32 $\frac{1}{s}$ の2種類を用いた。



上流の直線部に生じた砂礫堆は、下流へ移動し、そのままわん曲部を通過して行くので、わん曲部の両側および上方から、一定間隔で写真撮影を行い、わん曲部における砂礫堆の状態と、深掘れ的位置および大きさを測定した。また、直線部に生ずる砂礫堆の形状を測定するため、通水終了後にスケールを用いて、河床高の測定を行った。なお上流直線部が長いので、給砂は行っていない。

8.4 結果

4-1 直線部における砂礫堆の特性

各実験で、直線部にどのような砂礫堆が形成されているかを見たのが、表-1である。特に、ここで問題としている、水衝部の深掘れ量 $\Delta h'$ を見ると、平均水深 H との比 $\Delta h'/H$ の値は、流量によって異なり、0.8 ℓ/s の場合では、1.0程度、1.32 ℓ/s では1.5程度となっているのがわかる。また、砂礫堆の最高点から最低点までの高さとの比 $\Delta h'/\delta$ は、流量によらずほぼ0.8程度である。

直線部における砂礫堆は、全体的に下流へと移動するが、一例を図-4に走時曲線として示す。

図-4 砂礫堆の走時曲線

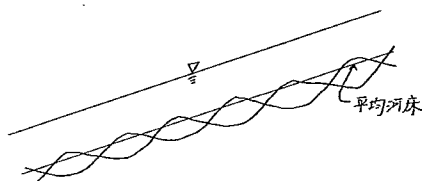
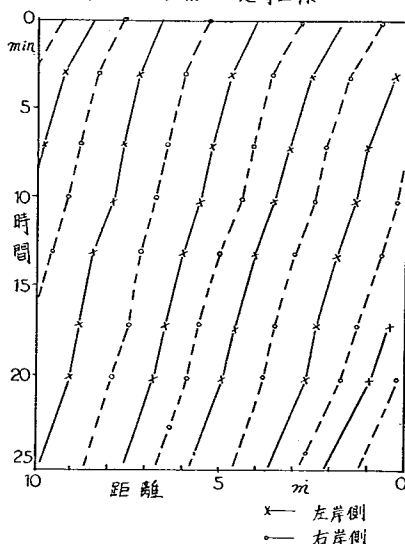


図-2 砂礫堆縦断面図



図-3 砂礫堆横断面図

下流わん曲角	$Q \ell/s$	$H \text{ m}$	$\Delta h' \text{ m}$	$\delta \text{ m}$	$ld \text{ cm}$	$\Delta h'/H$	$\Delta h'/ld$
$\theta = 135^\circ$							
$R = 45.2 \text{ m}$	0.8	11.0	16.9	20.0	120	1.53	0.0141
$\theta = 90^\circ$							
$R = 62.5 \text{ m}$	0.8	9.70	15.8	19.8	116	1.63	0.0136
$\theta = 45^\circ$							
$R = 147 \text{ m}$	0.8	10.5	14.7	19.2	127	1.40	0.0116
$\theta = 22.5^\circ$							
$R = 212.5 \text{ m}$	0.8	8.90	16.3	19.6	182	1.83	0.0090
$\theta = 135^\circ$							
$R = 45.2 \text{ m}$	1.32	14.2	14.6	18.8	105	1.03	0.0139
$\theta = 90^\circ$							
$R = 62.5 \text{ m}$	1.32	13.9	13.3	15.2	122	0.97	0.0109
$\theta = 45^\circ$							
$R = 147 \text{ m}$	1.32	11.8	11.8	15.1	108	1.00	0.0109
$\theta = 22.5^\circ$							
$R = 212.5 \text{ m}$	1.32	11.4	15.1	16.7	130	1.32	0.0116

表-1 直線部における砂礫堆の特性

記号:

Q : 流量, H : 平均水深, δ : 砂礫堆高

$\Delta h'$: 直線部の深掘れ量, ld : 砂礫堆長

θ : わん曲部のまがり角

R : わん曲部曲率半径

4-2 わん曲部における砂礫堆の流下

上流の直線部から流下してきた砂礫堆は、そのままわん曲部を通り抜けて、下流に達する。わん曲部のまがり角度が大きい場合は、凸岸側に固定砂州が形成されて、流れは常に凹岸側に沿っているため、大きな水衝部は、わん曲の凹岸側にしか現われない。このようなわん曲部に、わん曲と同方向の曲率の前縁線を有する砂礫堆が入ってくると、前縁線の下流端が固定砂州に付いたまま、しばらくは下流へ張り出さない。さらに上流からわん曲と異方向の曲率を有する砂礫堆が入ってくると、その前縁線の下流端は、凹岸沿いを速く流下し、下流の砂礫堆を押し出すようにして、わん曲部を通り抜けるのがわかる。この実験では、まがり角度 135° 、 90° の場合がそのような状態に相当する。わん曲部のまがり角度が 45° とゆるくなると、わん曲と同方向の前縁線を有する砂礫堆は、凸岸側に固定砂州をつくろうとして、若干進行がゆるくなるが、結局、ひとつの砂礫堆として下流に移動してしまう。さらに、まがり角度が 22.5° となると、どちら向きの前縁線を有する砂礫堆も、わん曲部であまり変形を受けずに流下するようになる。

4-3 わん曲部における深掘れ

わん曲部における深掘れの位置と大きさが、わん曲の度合とそこに形成される砂礫堆の配置(図-7~10に示す各タイプ)とによって、どのように異なるかを、図-5.6 および図-7~10に示した。

全体的に、わん曲角度の大きいほど、深掘れの量も大きい。その値は砂礫堆の配置によっても、かなり異なる。わん曲角度が 90° 、 135° と大きい場合は、A、A-Bタイプの場合が、比較的深くて広

い範囲の深掘れを有し、B、B-Aタイプの場合は、比較的深くて狭い深掘れを顕わす。これは、水路のわん曲によって生ずる流れの集中と砂礫堆に対応して生ずる流れの集中とが、A、A-Bタイプでは重ならず、B、B-Aタイプでは重なるということから説明される。これは流量の大きい方が顕著である。わん曲角度が 45° 、 22.5° と小さくなると、水路わん曲による流れの集中が下流に移るため、B、B-Aタイプの砂礫堆に対応する流れと打消し合うようになり、B、B-Aタイプの方がA、A-Bタイプより、深掘れが小さくなる傾向を示す(これは流量の小さい方が顕著である)。深掘れの生ずる位置も、砂礫堆の配置によって異なり、A、A-Bタイプでは、わん曲部の中央付近、B、B-Aタイプでは、わん曲部の下流に生じ、流

流 量		0.8 l/s			1.32 l/s		
θ	深掘れ Δh	Δh	$\Delta h/H$	$\Delta h/\Delta h$	Δh	$\Delta h/H$	$\Delta h/\Delta h$
		Δh	$\Delta h/H$	$\Delta h/\Delta h$	Δh	$\Delta h/H$	$\Delta h/\Delta h$
$\theta = 135^\circ$ $R = 45.8m$	A	4.2	3.82	2.48	5.9	4.15	4.04
	A-B	4.7	4.27	2.78	5.3	3.73	3.63
	B	6.7	6.09	3.96	6.9	4.86	4.72
	B-A	5.0	4.55	2.96	6.7	4.72	4.58
$\theta = 90^\circ$ $R = 62.5m$	A	3.9	4.02	2.47	3.8	2.73	2.86
	A-B	4.2	4.33	2.67	4.8	3.45	3.61
	B	4.3	4.43	2.72	7.2	5.18	5.41
	B-A	5.2	5.36	3.29	6.8	4.89	5.11
$\theta = 45^\circ$ $R = 147m$	A	2.8	2.67	1.90	3.0	2.54	2.54
	A-B	3.1	2.95	2.11	3.6	3.05	3.05
	B	3.0	2.86	2.04	4.1	3.47	3.47
	B-A	2.4	2.29	1.63	3.6	3.05	3.05
$\theta = 22.5^\circ$ $R = 212.5m$	A	2.4	2.70	1.47	2.2	1.93	1.96
	A-B	2.5	2.81	1.53	2.9	2.54	1.92
	B	2.2	2.47	1.35	2.7	2.37	1.78
	B-A	2.0	2.25	1.23	1.6	1.40	1.06

θ : わん曲部のまがり角 R : わん曲部の曲率半径
 Δh : わん曲部の深掘れ量 Δh : 直線部の深掘れ量
 H : 平均水深

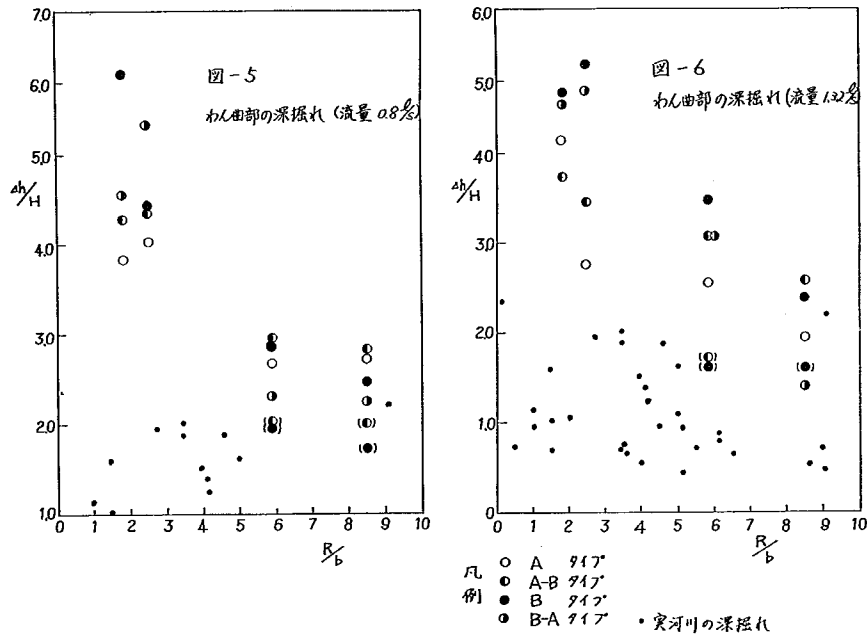
表-2 わん曲部における深掘れ

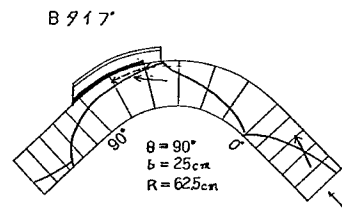
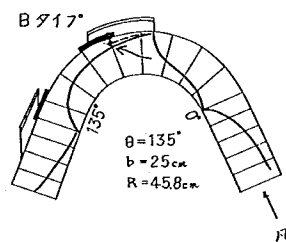
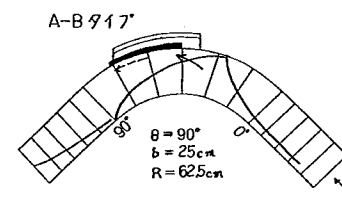
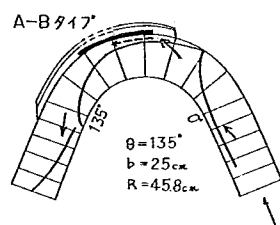
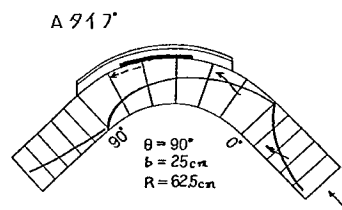
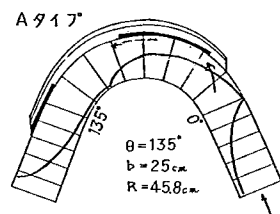
量の大きい場合の方が、深掘れの範囲は大きくなる。また、わん曲角度がゆるくなると、凸岸にも深掘れが生じるようになる。

§5 まとめ

わん曲部における深掘れは、上述のように、砂礫堆の形成された河道では、わん曲の度合だけでなく、そこに形成されている砂礫堆の配置も考えて予測しなければならない。深掘れの大きさは、わん曲の度合が支配的ではあるが、特に深掘れの生じる位置については、砂礫堆の配置によって左右されるようである。この実験結果による深掘れ量 $\Delta h/H$ と実河川の場合とを、直結する訳には行かないが、実河川におけるわん曲部の深掘れ量を、図-5、6 に記入してみると、実験値の方がそれらの上限値より大きめである。(ただし実河川のデータは、測量位置が深掘れの位置と一致しない、深掘れが既に埋めもとされているなどの理由で、必ずしも最大洗掘深を表わさない)。なお、 R/b が大になれば、 $\Delta h/H$ は直線部における深掘れ量に近づくと考えられる。まがり角度がゆるい場合のBタイプは、洗掘位置がわん曲部より下流に生ずるので、その位置に行くまでに、下流逆向きのわん曲部を設けて行けば、深掘れは、凸岸に現われる程度のもに押さえられることが考えられ、単列蛇行河道における水衝部の安定する法線を設計する場合の参考となろう。

なお、今後実河川における適切なデータを、上述のような視点で測定、整理を行えば、実際の現象により近い形で、深掘れの予測が可能となるであろう。





凡例

→ 砂礫堆に対する流れ

→ 水路わん曲による

流れの集中点

⇒ 1.32%における $\Delta h \geq 15 \Delta h'$

の範囲

— 0.8%における $\Delta h \geq 15 \Delta h'$

の範囲

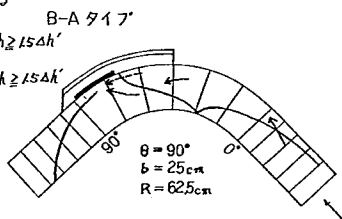
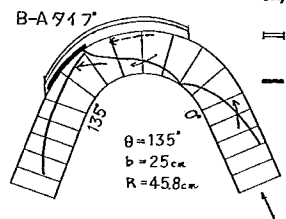
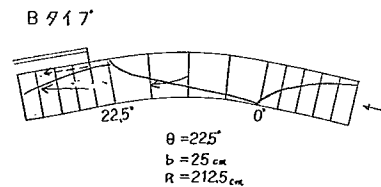
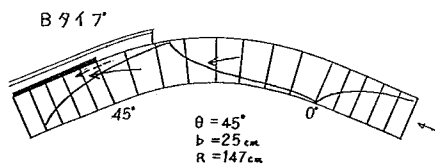
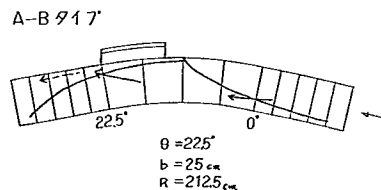
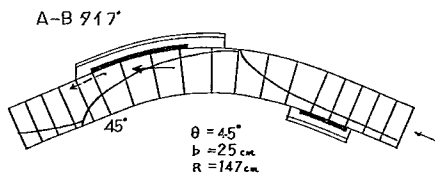
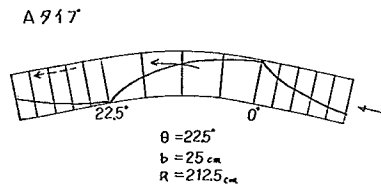
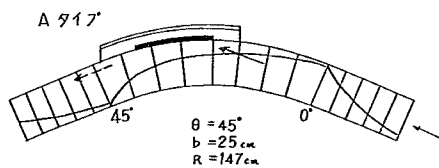


図-7 まがり角度135°の深掘れ

図-8 まがり角度90°の深掘れ



凡例

- 砂礫堆に対応する流れ
- 水路わん曲による
流れの集中心
- ≡ 1.32倍における $\Delta h \geq 1.5 \Delta h'$
の範囲
- 0.8倍における $\Delta h \geq 1.5 \Delta h'$
の範囲

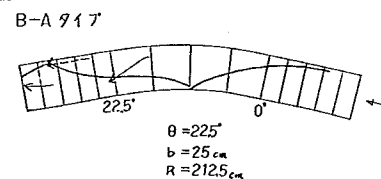
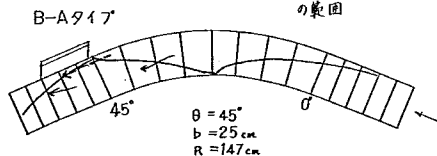


図-9 まがり角度45°の深掘れ

図-10 まがり角度22.5°の深掘れ

30. 妙高山土石流災害調査報告

新潟試験所

近藤政司

妙高山土石流災害調査報告

新潟試験所 近藤政司

1. はじめに

我が国は、もともと地質的に脆弱で崩壊しやすい地層が広く分布するうえに、台風、集中豪雨等の気象条件により土石流が極めて多発する国である。ことに最近の宅地開発、観光開発等の土地利用の高度化と相まって、近年土石流災害が大きな問題となつてきている。昭和53年5月18日午前、妙高山・外輪山。一つある赤倉山東側中腹部、斜面に突如発生した崩壊が引き金となつて、新赤倉地区に土石流を流下し、13名にも及ぶ尊い人命を一瞬のうちで飲み込み、白田河川に架る国道18号線白田橋の橋脚部を洗堰、不安定化し交通止めとしたうえ、国鉄信越線。降床を押し流し不通にする等の大災害を惹起した。特に、今回の土石流は、流出土砂量、流出速度(第1回目約20 $\frac{m}{sec}$ 、第2回目約17 $\frac{m}{sec}$)において最大級の土石流であり、その破壊力、土砂の堆積深度、洗堰深度、その範囲等、土石流の突発を把握することは今後の土石流対策並びに写真-1 新赤倉温泉を襲う土石流研究の促進にとって重要な資料となる。この土石流災害の突発に、(朝日生命管理用カメラ撮影)より概略をとりまとめ報告する。



2. 災害の発生状況¹⁾

第一次災害は、昭和53年5月18日午前6時20分頃、中頸城郡妙高村(通称御田原)地区内の赤倉山東側中腹部斜面の国有林内で発生した。(図-1参照)第二次災害は同日午後1時すぎ、第一次発生地点の隣接地で発生した。災害の発生箇所は、昭和46年に地すべりが発生した白田河川下流約600m右岸側である。当日は気温が非常に高く融雪水が多量にあり、かつと推定されている。崩壊土量は、空中写真測量による計算では約29万 m^3 と算定されており、この崩壊土砂が下流国有林内の

被害の状況	人的被害	死者 男8人、女5人、負傷者 男1人、合計 14人
	建物被害	全壊 27戸、半壊 7戸、その他 14戸、合計 48戸
	山林被害	用水路 3ヶ所、延長 5000m、倒木 3ヶ所、水田被害 0.6ha、山林土砂流入被害 2.6ha
	道路関係	交通不通 国道 1路線、県道 1路線、町道 5路線、側道狭路 房路 1ヶ所、町道 2ヶ所
	国鉄関係	信越本線田代駅附近に発生被害なし
	ガス本道関係	赤倉パイプライン破損 300%, 町営ガス本管破損 150%、75%2ヶ所、供給不能 2100戸
	水道関係	水道供給不能 50戸、農火殺破損 4基、灌漑損失 2ヶ所
	農林関係	田畑、二俣方面不通
	公社関係	新赤倉、赤倉方面不通
	その他	不能家屋 29戸
被害の状況	スキーリフト	2基
	観光引道	妙高、及び千 400m、新赤倉 2000m
	道路不能	妙高 29、及び千 81、新赤倉 60、計 170 被害の総額約55億円

表-1 被害の概況

(妙高温泉町誌53(27号))

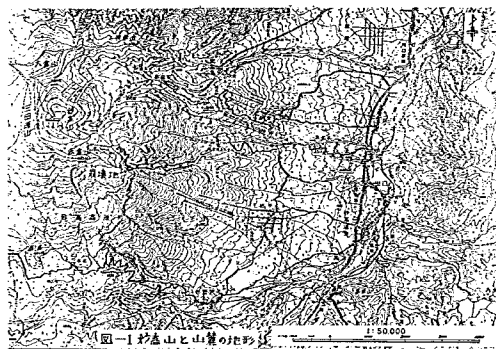
渓谷と縦横侵食し、その土量は崩壊地下流より砂防3ヶ所間で約33万 m^3 と算定された。またこの土砂が融雪水を混入しながら推定土砂量90万 m^3 の土石流となり、白田河川を急速に流下し砂防

1号ダム下流で氾濫した。(図-4参照)表-1に被害の概況を示す。土石流による被害として死者13名、重傷1名の人的被害ならびに県道橋白妙橋($l=23.4m$, $W=6.5m$)、町道橋第1白田切橋($l=23.0m$, $W=4.0m$)、及び第2白田切橋($l=9.0m$, $W=4.5m$)を流失し、また民家(主に全社寮、別荘)48戸を全半壊(全壊27戸、半壊7戸、一部損壊その他14戸)し、国道橋白田切橋($l=101.0m$, $W=8.5m$)の橋脚2基を流損し、奥河合流点付近の国鉄信越本線で一時的にせき止められた。しかし、その後の断続的な小規模の土石流により白田切橋、橋脚ロキ等が流損され、また信越本線の道床に逐次侵食する大被害となった。

3. 地形及び妙高山の生い立ちと性質²⁾

妙高山は、新潟県と長野県との県境に位置し、この妙高山火口は重茂火口で、妙高山($2,445.9m$)を中央火口丘とし、そのわりに赤倉山($2,441m$)、三田原山($2,320m$)、大倉山($2,172m$)、神奈山($1,909m$)、前山($1,935m$)などの外輪山がある。卵形の外輪山の長さは約3.5km、短さは約2.5kmで、いわゆるカルデラを形成している。これらの外輪山を破った扇状地の白田切川、北地蔵谷の大田切川は、それぞれ各地蔵谷の東端で東方に流れをまえて田代新谷及び新田で奥河川に合流している。そして扇状地を破ったV字谷を形成している。その他、小さなV字谷は多数妙高山を中心放射状に発達している。またこれらの河川のV字谷の両方には広い平坦面が発達し、幼年地形を示している。(図-1参照)

妙高山の活動開始は必ずしも明確ではないが、大量の火砕流や軽石流を噴出流下させ火山灰を降下させたのは、第四紀洪積世のリス・ウルム間氷期からと推定され表-2に示したように今から約2万5千年以前に第三紀層を破り活動を開始したものと推定される。この時期に奥河火砕流と淡江川軽石流とが流下した。その後、数回の休止期を挟んで、溶岩を噴出し、火山灰を降下させながら、ウルム氷期最盛期まで成層火山を形成した。その高さは2,700m~2,800mと推定される。その過程で溶岩流が奥河の上流をせき止めて、古谷の峰湖を出現させた。この湖は上部ローム層が降下堆積する前に消滅したものと推定される。ついで、現在より約2万年前に、大爆發が起こり山体の頂部が崩壊して、泥流Ⅰが流下し、カルデラが形成された。ひきつづいて、外輪山の北側の外壁が崩壊して、泥流Ⅱが流下した。その後、しばらく休止期が過ぎたが、やがて沖積世に入ると、カルデラ内に燕溶岩が噴出し活動がはじまった。燕溶岩の噴出後もなく、中央火口丘の旧期火砕流が流下し中央火口丘が胎動した。そして、現在より5千年ほど前に中央火口丘新期火砕流が流下して、中央火口丘が完成した。以上の過程をたどり現在の妙高山を形成したものである。(図-2参照)今回の崩壊発生地は赤倉山



溶岩を基岩として、その上に新期火砕岩が堆積し、さらに崩壊土がのっている地層構成をしている。

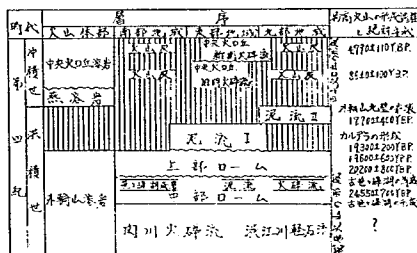


表-2 妙高山の編年表 (妙高山石研グループ, 1969)

4. 崩壊時における今年の残雪と気象条件

気象条件としては、一般に土石流災害は梅雨前線、台風等とともに集中豪雨により発生する。今回の土石流災害は融雪による土石流災害であり、事前に全く雨がなかったのが気象条件の大きな特長である。

今年はそれほど多雪の年ではなかった。例年は1月、2月に多くの降雪をみられるが、3月に多くの降雪をみたこと及び気温が低かったこともあって例年になく、4月の段階では妙高山に多くの雪が残っていた。妙高山高原雪崩防壁(標高530m)で観測された昭和49年~昭和53年の消雪日とみると、49年は4月19日、50年は4月15日、51年は4月12日、52年は4月9日、53年は4月19日となっており、49年豪雪の年以外と比較してみると、今年は4日~10日ほど消雪日が遅れている。したがって、当然例年と比較して山での残雪が多く、崩壊地標高(1,500m~1,600m)付近では、その時点で残雪がまだ残っていたと認められた。(写真-3)また、52年以前5ヶ年間の5月1日~5月18日までの日平均気温の平均値および53年5月1日~5月18日までの日平均気温を妙高山高原雪崩防壁の気象データから示したのが図-3である。この図をみると、過去5ヶ年間の日平均気温の平均値より今年の日平均気温が全般的に高く、特に災害発生前6日前は特に高温の日が続き、前日の日平均気温は22.5℃を記録している。崩壊地変と観測地変の標高差が1,000mほどあるので崩壊地変の日平均気温は16.5℃と推定される。この値から崩壊地変での融雪水量を次式から求めると

$$Y = 6.51 + 2.57X \quad Y: \text{融雪水量 (mm)}$$

X: 気温

48.9mmの融雪水量があったことになる。したがって、崩壊地変では一日数十mmの融雪が起っていたことが推定される。また、このときのデータによれば消雪日前後に地すべりが集中的に発生することが認められている。(図-4参照)このこと

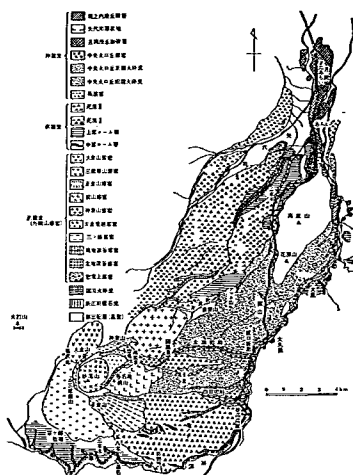


図-2 妙高山と山麓の地質図 (妙高山石研グループ)

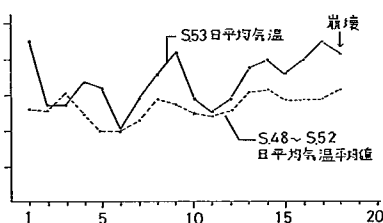


図-3 崩壊発生前の気温

からも今回の土石流発生の直接原因を7日から引きさった異常高温による融雪とすれば、発生前日17日まで11日間で換算総雨量は399.4mmにも達し、極めて大きな降雨量に匹敵する。今回の土石流発生の原因は、時期はすれの残雪と高温による融雪水といえよう。

5. 土石流の変態

5.1. 白田川の特性

白田川は、南地蔵谷を源として流域面積8.3km²、流路延長8.2kmの河川である。白田川の平面図を図-5、縦断面図を図-6に示した。この図から各区間別に概略の河床勾配及び地形の特長をみると、南地蔵谷から崩壊地までの

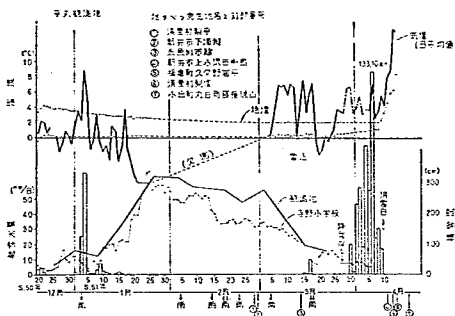
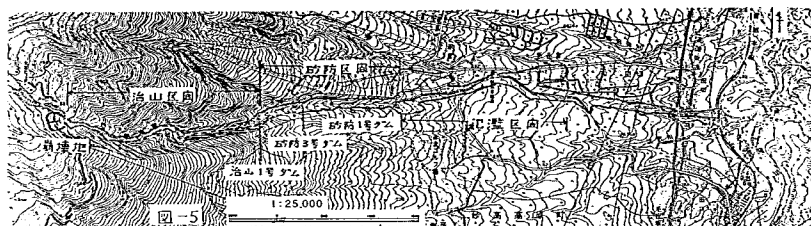
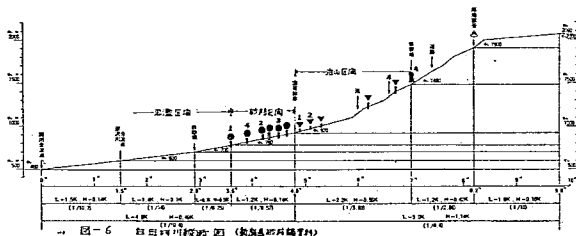


図-4 予兆現象の発生、融雪量、融雪水と土石流発生との関係



河床勾配は 2.0° 、崩壊地上流の滝から下流の滝変化までの谷山区間の河床勾配は約 2.0° 、この地

より国有林界までの谷山区間の河床勾配は約 1.0° 、国有林界から砂防1号ダム、砂防区間は約 7.0° 、砂防1号ダムから深沢川合流までの区間は約 6.5° 、深沢川合流までの区間は約 5° である。また、南地蔵谷から砂防1号ダムのやう上流までの約4.3km区間はV字谷が発達した深い谷となっており、砂防1号ダム下流に抜ける氾濫区間は、旧い土石流堆積物からなる扇状地を形成し、広い平坦面を形成している。深沢川合流から白田川合流までの流下区間は、この平坦部に前折が進み谷が発達している。



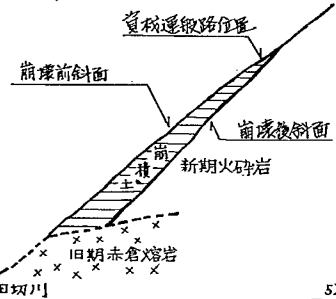
はV字谷が発達した深い谷となっており、砂防1号ダム下流に抜ける氾濫区間は、旧い土石流堆積物からなる扇状地を形成し、広い平坦面を形成している。深沢川合流から白田川合流までの流下区間は、この平坦部に前折が進み谷が発達している。

5.2. 発生源(崩壊地)

崩壊は第一次(18日6時20分頃)、第二次(同日13時40分頃)の2回に亘って発生し、崩壊地の大きさは、第一次、第二次、その他小崩壊を含めると、その面積は約3.5haで、崩壊土量は、空中写真測量の計算から29万m³と推定された。崩壊の発生した箇所は赤倉山(2,141m)

頂部から東方に延びる尾根の北斜面で、約30°の急勾配で白田川に落ち込んでいる斜面の末端である。この斜面を模式的に示すと図-7のようになり、新期火砕岩類を基岩とし、その上部に崩壊土層が厚く覆っており、ガマ凹状の地形を呈している。崩壊発生の原因としては、この凹状の地形により集められた融雪水が崩壊土層中に浸透し、下部の新期火砕岩の上面に多量に貯留し、大きな潤滑水圧を発生したことが考えられる。

これにより斜面下部が崩壊し、さらに上部斜面の大崩落を誘発したものと推定される。また、崩壊後の斜面中央部には多量の凍水(500 $\frac{1}{min}$)が認められる等、上記の推察と裏づけるものである。崩土は主として安山岩質の角礫を含む崩壊土層で、マトリックスは砂質のロームである。(写真



-2, 写真-3)

5.3 治山、砂防区域

この区域はV字谷の深い谷を形成し、土石流の流下地帯となつた区域である。両岸は安山岩質の溶岩が残り、表土層は薄



い。しかし、溪床には旧い土石流堆積物がかなり厚く見られ、部分的にはこれら堆積物の浸堀、流出が認められる。土石流が発生する前に治山ダム二基、集水中のダムも含めて砂防ダム四基が造られていたが、これらのダムはそれぞれ被害を受けた。特に右岸袖部の流出したダム(三基)が目立ち、基礎部の浸堀を受けたダムが一基あった。しかし、これらのダム機能によりダム上流部では、著しい河床低下は認められなかつたが、ダム直下流においては、砂防堰堤によると思われる深堀水現象が認められた。また、後述する氾濫区域に巨礫の分布が多いのに対して、この区域ではほとんど認められなかった。(

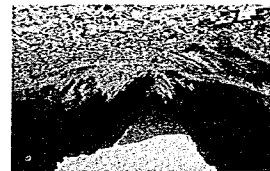


写真-4 治山1号ダムの被害状況

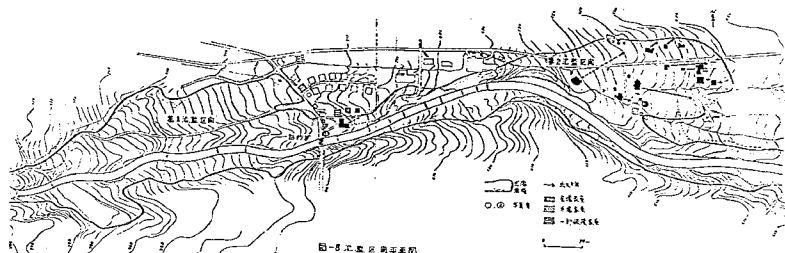
写真-5 治山2号ダム上流の状況

図-6参照、写真-4、写真-5)

5.4 氾濫区域及び深沢川合流点から関川合流点までの流下区域

図-8に示すごとく第一氾濫区域と第二氾濫区域に分けることができる。図-5に示すように、治山、砂防区域で谷地形に規制された土石流は、第一号砂防ダム下流の平坦部に至り、直進性を発揮してゴルフ場内へ氾濫(第一氾濫区域)した。巨礫の分布状況から土石流の氾濫は数度に亘って起きたことが推定される。この氾濫原の平均勾配は約5前後で、本流から分岐して後の最大流下長は約500m程度、堆積厚は最大で2m程度となっている。土石流の流下方向は極めて後

種々因子によって支配され、痕跡から見ても多方向に流下し地形が認められる。しかし、第一氾濫区間の上流端にある流路は約200mの半径でカーブしており、土石流の本流は、この曲線部で直進し新本倉温泉内(第一氾濫区間)に氾濫した。さらに、土石流の流下速度が一弱まり泥流化したものが白田内川を流下し、深沢川合流處を堰塞し、終極段が泥流の溢流により決壊した。



が、現場の目撃者等の証言により伺える。土石流の被害は、第一氾濫区間を通過後、果道橋白妙橋を流出させ、左岸の家屋2棟(図-8参照、写真-6)を半壊し、その裏手にある家屋2棟を全壊させ、他の2棟に被害を与え、さらに、流下した土石流は、前述した曲線部で直進し、崩れだす第一新本倉温泉内の別荘地と互撃した。この第一氾濫区間は建物被害が最も多く、全壊10棟、半壊2棟、一部被害3棟という被害を受けた。また、第一氾濫区間の氾濫面積は約14万㎡、第一氾濫区間の氾濫面積は26万㎡である。(写真-7、写真-8)

5.5. 内川への流出土砂

内川への影響は、合流處付近に小規模な砂礫円錐がみられるが、下流200m河床左岸に堆積している流出土砂は極めて細かい。このことから判断しても内川に流出した土砂は、浮遊土砂が大部分のように推定さ



写真-6 図-8の①半壊家屋



写真-7 第一氾濫区間上流端の流の停止状況



写真-8 第一氾濫区間のほぼ中央に位置する家屋で、鉄筋コンクリートの基礎の高い家では、被害が一部損傷



写真-9 信駒様の遺体の流出と内川合流處の砂礫円錐

れる。いい換われば土石流による内川本線の河床の上昇は極めて限られた部分であったと言える。

(写真-9)

5. おとがき

妙高山土石流災害は、新潟県、長野県、国鉄の協力により着実に復旧作業が進められており、ようやく地元にも落着きと活気が見られてきた。レカレーンでは、再度災害の防止の面から、土地利用の規制の問題、技術面では、土石流の諸性質等困難な課題が山積しているようである。土不研究所と

ても、砂防部長を中心とする新潟県砂防課の協力のもとに砂防研究室、新潟試験所が現場調査により解析に励んでおり、さらに精しい報告をまとめるつもりである。

参考文献

- 1) 5・18妙高高原地すべり災害概要 新潟県土木部砂防課 昭和53年7月
- 2) 妙高火山の形成史と山麓の水理地質 ―新潟県の第四系とそのX― 妙高国体研究グループ
新潟大学教育学部高田分校 研究紀要第14号別刊(1969・12)
- 3) 平田徳太郎：積雪の科学 旭人書館刊
- 4) 近藤政司、清水清文：積雪地帯における融雪と地すべり発生 土木技術資料 Vol.19 No.1
1977
- 5) 「昭和53年5月18日妙高高原町における土砂災害調査報告書 昭和53年7月 農林水産省、建設省