

I S S N 0386—5878

土木研究所資料第3386号

第 34 回
土木研究所研究発表会
論 文 集

平成 7 年12月 7 日・8 日

建設省土木研究所

Copyright © (1995) by P. W. R. I.

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

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

第 34 回 土木研究所研究発表会 論 文 集

企画部企画課

要 旨

本資料は、「第34回土木研究所研究発表会」の発表内容をまとめたものである。この発表会は、土木研究所で実施している調査・研究についての成果の発表及び若手研究者の発表能力の向上を目的として年1回開催している。

キーワード：研究発表会、交通事故、道路整備計画、煙、舗装、耐震、加速度、基礎、コンクリート部材、土砂堆積、魚道、CSG、下水、骨材、ジオテキスタイル、技術評価、AE、地盤探査、地下水位、藻類、下水管渠、自然環境、河川、エネルギー、植生、海岸保全

目 次

1. 事故データに基づく事故多発区間対策 に関する考察	交通安全研究室	大脇 鉄也.....	1
2. 休日交通特性に対応した道路整備計画に 関する調査	新交通研究室	西川 昌宏.....	5
3. 掘割道路における火災時の煙の挙動に 関する模型実験	トンネル研究室	鈴木 正彦.....	9
4. セメントコンクリート舗装の供用性と 構造設計法の評価	舗装研究室	小森谷一志.....	13
5. 混合擁壁の耐震安全性に関する実験と検討	動土質研究室	近藤 浩市.....	17
6. じん性を考慮した加速度低減効果の解析	耐震研究室	長屋 和宏.....	21
7. ケーソン基礎頂版の耐力に関する研究	基礎研究室	七澤 利明.....	25
8. 腐食環境下におけるコンクリート部材のひびわれ幅 と塩分量の関係に関する実験的検討	橋梁研究室	淵上 優子.....	29
9. 遊砂地における土砂堆積特性に関する実験	砂防研究室	竹崎 伸司.....	33
10. 階段式魚道におけるアユの遡上特性	水工水資源研究室	田中 和浩.....	37
11. CSGのせん断強度に関する室内試験と 現位置試験の比較	フィルダム研究室	山本 裕之.....	41
12. 中小規模の下水管路工事における 施工改善とその評価	施工研究室	森 芳徳.....	45
13. 再生骨材中のアスファルト混合物および 付着モルタルが再生コンクリートに及ぼす影響 ...	コンクリート研究室	加藤 俊二.....	49
14. ジオテキスタイル工法を用いた道路盛土の FEMによる挙動予測	土質研究室	古田 光弘.....	53
15. 建設施工技術総合評価に関する研究	システム課	新田 恭士.....	57

16. A Eを利用した斜面崩壊発生予測システム に関する検討	急傾斜地崩壊研究室	海老原和重.....	61
17. 物理探査手法を用いた新しい 地盤探査技術の開発	地 質 研 究 室	浅井 健一.....	65
18. 新潟県の地すべり地における集水井施工による 地下水位低下量の実態	新 潟 試 験 所	北島 義則.....	69
19. 藻類による下水処理水中からの 栄養塩除去について	三次処理研究室	吉澤 正宏.....	73
20. 糸状藻類を活用した植生浄化について	環境計画研究室	福渡 隆.....	77
21. 下水道管渠の流量に関する基礎的実験	下 水 道 研 究 室	深谷 涉.....	81
22. 神戸における水環境と震災時における 利用について	河川環境研究室	房前 和朋.....	85
23. 裸地面蒸発に伴う水・熱エネルギー移動機構 に関する研究	水 文 研 究 室	児玉 法彰.....	89
24. 植生の耐侵食性の評価方法	河 川 研 究 室	平舘 治.....	93
25. 下新川海岸における最適な海岸保全施設配置 の検討	海 岸 研 究 室	林 正男.....	97

事故データに基づく 事故多発区間対策に関する考察

道路部交通安全研究室 大脇鉄也

1.はじめに

自動車走行台キロが伸び続けている状況下で、交通事故の総数を減少させるためには、走行台キロあたりの事故発生確率（事故率という）を低下させるしかない。自動車の制御が人間の判断に任されている限り、過失による事故は避けられないが、それを考慮したとしても事故の集中している箇所には、何らかの非人為的要因が存在することが考えられる。

道路管理者はこうした事故集中箇所などを知るために、警察の協力により事故発生地点等に関する情報を得て、分析が可能となるよう情報を数値化した「交通事故統合データベース」を作成してきた。今回はその中から一部区間を取り出し、事故発生間隔の分布の検証を通じて、事故の集中の実態を把握し、安全面から見た道路整備の方向性について考察を加える。

2.交通事故統合データベース

交通事故分析に必要な事故データに関して、警察庁と建設省は、交通事故と道路構造・交通状況との関係について調査研究を進めるために、昭和63年より警察庁の交通事故統計データと建設省の道路交通センサスデータを結合した「交通事故統合データベース」を作成してきている。道路交通センサス区間を対象に年間約30万件の事故が捉えられ、6年度末には平成5年までの6ヶ年分が蓄積されている。これまでに、統合データベースの集計分析や重回帰分析を用いて事故発生メカニズムを把握し、重点対策の絞り込みを行ってきた。

3.平均事故密度

平成5年度の交通統計によると、平成5年に全国1,130,892kmの道路で起きた人身事故件数は724,675件にのぼり、平均して1kmあたり0.64件の事故が起きている。しかし、交通が激しいところはそうでないところより事故が多く発生するのは直感的に分かる。そこで、前出の交通事故統合データベースを用いて条件別に平均事故密度（＝1kmあたりの事故件数）を求めてみる。

1年分では区分によってデータ量が不足するため、平成2年から4年の3ヶ年分を用いた。また、交通の激しいところの条件として、平成2年道路交通センサスの調査単位区間毎に、交通量ランクのほか、交差点か単路部（交差点以外）か、沿道は市街地か非市街地かで分類を行い、調査の便宜上、管理者別に集計を行った。結果は表1のようになった。

単路部事故では交通量が多くなれば平均事故密度も高くなることが確認された。また、市街地と非市街地では、同じ交通量ランクでも平均事故密度に2倍近い開きがあることが判った。

一方、交差点事故は、交通量がかなり多いところでは1交差点当たりの発生件数が増加するが、それ以外は発生件数への影響は小さいという結果となった。統計の取り方が交差点事故は原則上位路線で数える点や、交差道路の交通量などいくつかの検討課題が考えられる。沿道状況による差もほとんどなかった。

表 1 平均事故件数

単路部平均事故密度

(単位: 件/km/3年間)

管理者	沿道状況	交通量区分										
		500~ 1000	1000~ 3000	3000~ 5000	5000~ 7500	7500~ 10000	10000~ 15000	15000~ 20000	20000~ 30000	30000~ 40000	40000~ 50000	50000~
直轄	市街地	0.0	1.6	2.7	2.7	4.1	6.9	10.3	16.4	20.3	22.2	29.5
	その他	0.3	0.5	1.0	1.9	3.1	4.5	6.2	10.9	11.4	11.7	17.2
都道府県	市街地	0.5	0.8	1.7	2.6	4.1	6.5	10.5	16.5	20.6	21.2	25.9
	その他	0.2	0.5	1.2	1.8	2.8	4.3	7.2	9.5	10.8	13.9	19.0
政令市	市街地	1.5	1.0	2.0	1.7	3.9	5.3	9.5	12.9	16.1	18.5	19.5
	その他	0.3	1.3	1.1	1.1	1.8	3.1	5.0	7.8	7.2	5.8	---

交差点平均事故件数

(単位: 件/箇所/3年間)

管理者	沿道状況	交通量区分										
		500~ 1000	1000~ 3000	3000~ 5000	5000~ 7500	7500~ 10000	10000~ 15000	15000~ 20000	20000~ 30000	30000~ 40000	40000~ 50000	50000~
直轄	市街地	0.0	2.1	1.7	1.5	2.0	2.1	2.5	3.3	4.6	5.3	6.6
	その他	1.4	1.2	1.4	1.5	1.6	1.8	2.1	2.7	3.9	4.8	6.1
都道府県	市街地	1.8	1.7	1.7	1.7	1.9	2.2	2.5	3.1	4.2	4.6	5.0
	その他	1.5	1.5	1.5	1.6	1.7	1.9	2.1	2.7	3.3	4.8	5.9
政令市	市街地	2.8	2.1	1.9	2.1	2.4	2.7	3.1	3.9	4.7	5.7	5.9
	その他	2.4	2.2	1.7	1.8	1.5	1.9	2.4	2.7	5.2	2.0	---

4. 平均事故密度と事故発生間隔の関係

前項では事故発生件数を全国集計で捉えたが、個々の区間で捉えると、発生件数は偶然性に左右される部分が大きくなるため、確率の導入が必要である。

事故のように、ある程度小さな区間で捉えたときに、同時に2件以上発生する事がないと仮定できる現象は、ポアソン確率分布を用いて、当該区間の平均的な発生件数と実際の発生件数の関係を示すことができる。

区間*i*の平均事故密度を λ_i (件/km)、区間長を L_i (km)とすると、区間*i*における平均的な事故発生件数は $\lambda_i L_i$ (件)と表される。この区間で*k*件の事故が発生する確率は、ポアソン確率分布より、

$$P(k, \lambda L) = \frac{(\lambda L)^k}{k!} \exp(-\lambda L) \quad \dots (式1)$$

である。

式1から事故発生間隔の分布を考えてみる。発生間隔が*T*であるということは区間長 $L=T$ の間に事故がない確率であり、次式で与えられる。

$$P(0, \lambda T) = \exp(-\lambda T) \quad \dots (式2)$$

また、事故発生間隔の確率密度関数を $q(T)$ と表すと $L=T$ の間に事故がない確率は事故発生間隔が*T*以上である確率と言えることから

$$\int_0^\infty q(T) dT = \exp(-\lambda T) \xrightarrow{\frac{T}{dT}} q(T) = \lambda \exp(-\lambda T) \quad \dots (式3)$$

と表され、事故発生間隔は指数分布となるといえる。

実際のデータと重ね合わせてみよう。式3より事故発生間隔の分布関数 $Q(T)$ は

$$Q(T) = \int_0^T q(t) dt = 1 - \exp(-\lambda T) \quad \dots (式4)$$

となる。これに、浜松市西部の国道1号線で平成2年から4年に起きた事故の発生間隔を累加百分率にして重ね合わせたものが図1である。なお、式4の λ には図1の区間における平均事故密度 $\lambda = 7.4$ 件/kmを設定した。

これを見る限り、実際の値は理論値より事故発生間隔が短い方へ偏った分布をしている。すなわち、偶然性を加味したとしても、事故が集中している箇所が存在することが判る。そのような箇所は、ドライバーのミスの誘因となるような、ドライバーのミスが即事故につながるような、何らかの問題点を含んでいる可能性があると言えるのではないだろうか。

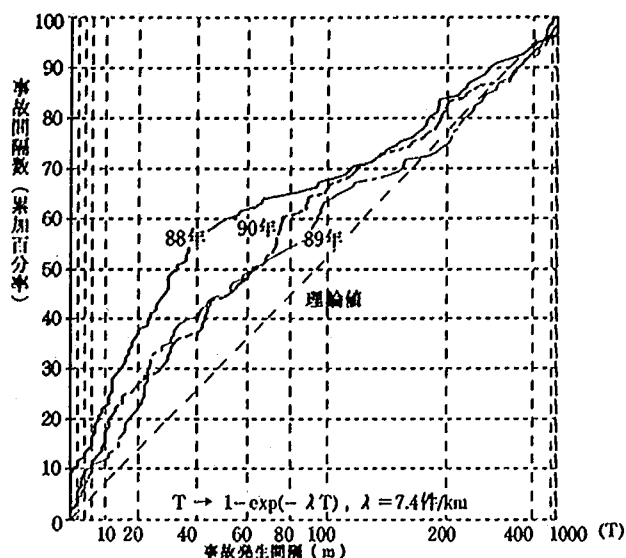


図-1 事故発生間隔の理論と実際

5. 事故多発箇所の定義と抽出

事故が集中している箇所を対策に結びつけるためには、集中箇所を個別にピックアップしなければならない。そこで、次の手順で事故多発箇所を定義した。

- (1) 平成2年から4年の交通事故統合データベースを、交差点事故と単路部(交差点以外)事故に分類する。
- (2) 単路部に関しては、事故発生間隔が当該センサス区間の条件下における全国平均より短いものが連続し、5件以上の事故を含む群となっている箇所を多発区間の候補とする。交差点は全交差点を多発箇所候補とする。
- (3) (2)で求めたそれぞれの候補区間の区間長 L を求める。交差点は $L=1$ とする。
- (4) ポアソン確率分布を仮定した際の、それぞれの区間・交差点の有意水準(1%に設定)に相当する事故件数 N を次式より求める。

$$\min(N | \sum_{k=N}^{\infty} \frac{(\lambda L)^k}{k!} \exp(-\lambda L) < \alpha (= 0.01))$$

- (5) N 件以上の事故が発生している区間・交差点を事故多発箇所とする。

この定義に沿って事故多発箇所を求めたところ、全国で36,000カ所(内、単路24,000区間、交差点12,000区間)がピックアップされた。

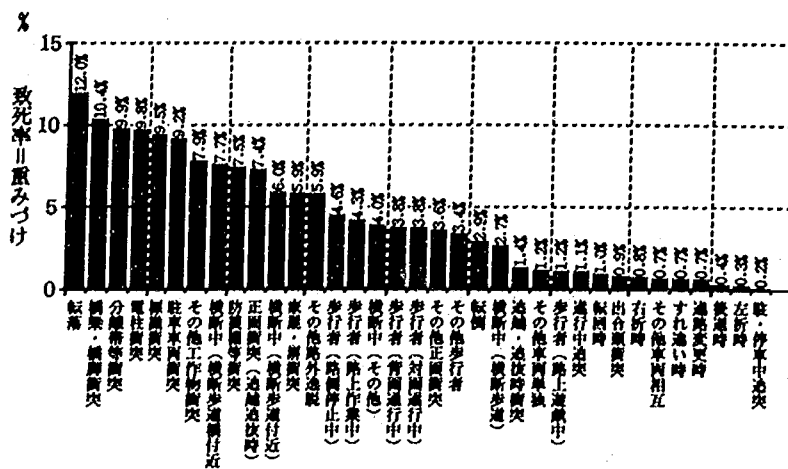
6. 事故多発箇所の評価

具体的に対策を検討するには36,000箇所は多すぎるので、多発箇所を個別に評価し、優先的に対策を検討する順位付けを行う必要がある。

順位付けの方法としては、次のようなものを試してきた

- (1) 単純に件数で比較する
- (2) 事故密度で比較する
- (3) 事故率(1億走行台キロ当たりの事故件数)で比較する
- (4) 事故件数と同一条件下の平均件数との乖離の大きさを比較する
- (5) 事故類型別致死率で重みづけした件数で比較する

事故類型別致死率



どの方法も、区間延長や交通量が極端な大きさを採るものが優先順位を上げやすく一長一短がある。それでも、(5)の致死率で重み付けする方法は、図2に示すように同じ1件の事故でも死亡事故となる確率が大きく異なる点に着目し、対策を検討する上で有効な基準となると考えられるので、他の方法と有効に組み合わせ利用して行きたい。

7. 今後の課題

事故多発区間を情報処理にて選び出すには、まだまだ情報が不足している。とりわけ、交差点に関しては、交差点の形状、方向別交通量、右折レーンの有無など、事故発生を説明するのに重要な要素が不明のままとなっている。これらについて効率的に調査を行う方法を検討し、早い段階で調査結果を取り入れた分析を行ってゆく必要がある。

また、単路部事故に関しては、今回行った方法では多発区間の始点と終点が流動的で、経年比較ができない、区間長が極端に長くなったり短くなったりするなどの問題点がある。今後は交差点を区切れの目安に、区間を固定した方法を行ってゆく必要がある。

8. おわりに

今回は、交通量と沿道状況であらかじめ区分をした中で、相対的に事故が集中している区間を多発区間として求めた。今後、事故発生に影響を与えるパラメーターが明らかになってゆけば、それらを考慮した上での多発区間の抽出も可能となるだろう。つまり、事故多発区間とは原因不明のエラーが多発しているところであると言える。道路管理者としては多発区間に対して調査を進め、原因を明らかにしてゆかねばならない。なお、現段階では全国を比較できるデータに限りがあるため、管理の現場では原因を押さえている多発区間も数多くあるであろう。

今後はさらにITSの発展をにらみ、道路管理者だけでなく、広く道路利用者に利用されることによって安全性の向上に寄与する分析を行ってゆきたい。

- 参考文献 1)建設省土木研究所：土研講演会講演集，土木研究所資料3327号，1994
2)河上省吾：土木計画学，鹿島出版会，p194，1991
3)三谷浩：道路における危険度評価に関する一手法について，交通工学，1977，vol5

休日交通特性に対応した道路整備計画に関する調査

道路部 新交通研究室

西川昌宏

1. まえがき

近年の休日の増加や余暇活動の多様化及び活発化に伴い、休日になると観光施設周辺において交通集中による著しい渋滞が見られるようになってきている。現在の道路計画は一般的に平日交通に重点を置いて立案されてきており、平日交通とは異なった特性を有する休日交通が卓越する区間においては非日常的な交通特性に対応できない場合があり、休日の激しい渋滞発生の一因になっていると考えられている。このような休日交通の交通集中に対応していくために、休日交通特性に十分配慮した道路整備計画策定手法を確立していく必要性が高まってきている。

2. 目的

本研究では、休日交通の実態及び交通特性の分析を行うことにより平日交通との違いを示し、従来の計画手法では考慮されていない交通特性を示す。さらに、休日交通特性に十分配慮した道路整備計画策定手法の確立に必要不可欠と考えられる観光交通需要の適切な推計手法について検討することを目的とする。

3. 休日交通の特性

休日交通の実態を把握するために、平成2年度の全国道路交通情勢調査データ（センサスデータ）及び平成2年度の交通量常時観測調査データ（常観データ）を用いて以下の検討を行った。

3.1 休日の混雑度

休日の道路交通の混雑状況を知るために、関東地建管内の各路線種別に、休日混雑度及び平休比の状況を図-1のように整理した。図中で休日交通が問題とされるのは、休日混雑度が1.0以上かつ平休比（＝休日交通量/平日交通量〔12時間交通量〕）が1.0以上となる区間であると考えられる。そのような区間が占める比率は、幹線道路において大きくなっている。

3.2 平均トリップ長

常観調査による群分類の中で、「幹線・観光道路」及び「観光道路」を観光系道路とし、その他の群分類を非観光系道路として、各道路の常観地点における自家用車の平均トリップ長（H2常観報告書）の状況を図-2に示す。非観光系道路に比べて観光系道路の方が自家用車のトリップ長が長いことが示されている。

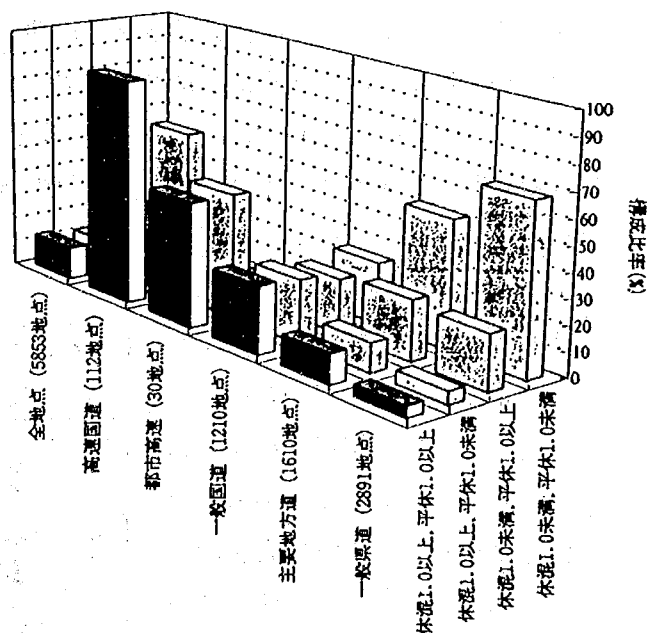


図-1 休日混雑度及び平休比

3.3 ピーク特性

現在の道路計画において設計時間交通量を求める際に用いられている K 値の分布状況を観光系と

非観光系道路で比較したものを、図-3 に示す。K 値は時間交通量の集中特性を示す指標であり、観光系道路においては一般的に時間交通量の変動が大きく、また各路線ごとに変動の程度が大きく異なることが分かる。

3.4 季節変動

観光系と非観光系道路における交通量の月間係数の平均値を図-4 に示した。観光系道路においては、季節によって大きく交通量が異なることがわ

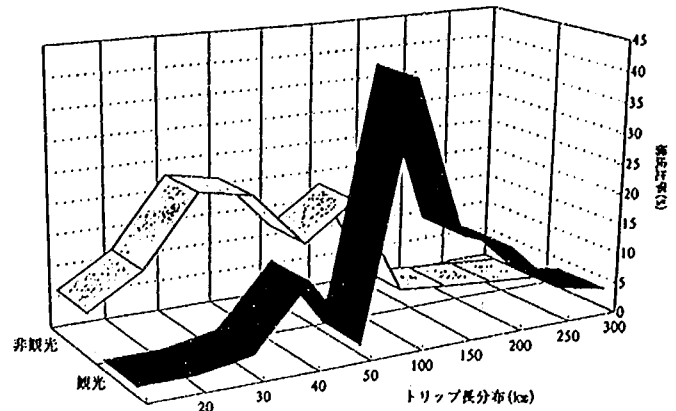


図-2 平均トリップ長（自家用車）

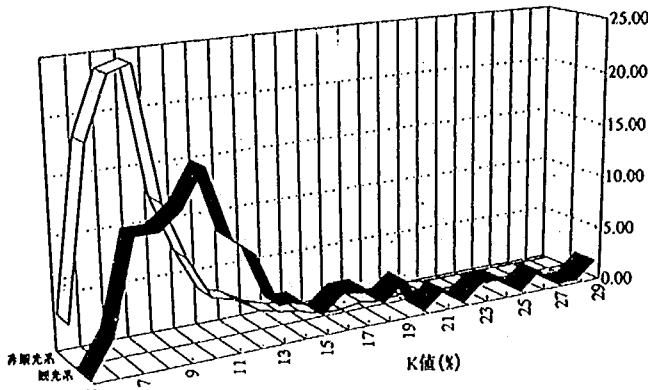


図-3 K 値の分布状況

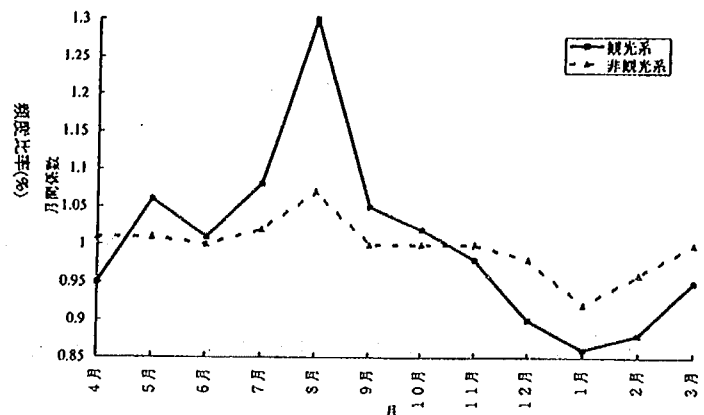


図-4 季節変動

かる。また一般的に観光地により繁忙期が異なるため、地域により季節変動の形態は大きく異なってくると考えられる。

3.5 交通調査の現状

休日交通に関する全国レベルでのデータが得られる道路交通調査としては、全国道路交通情勢調査（道路交通センサス）及び交通量常時観測調査がある。道路交通センサスで休日交通に関する調査が平日と同規模で実施されるようになったのは、平成2年度調査からである。また、常観調査は基本観測地点（平成5年度で462地点）において交通量を24時間連続して観測している。休日交通は一般的に季節変動や日変動が大きいため、調査年の秋のみに調査が行われるセンサスデータでは休日交通特性の十分な把握はできず、常観データにより分析を行う必要がある。

4. 観光交通需要推計手法の検討

休日交通の交通特性を十分に考慮した道路整備計画手法を確立するためには、休日交通のなかで大きな比重を占める観光交通の行動特性を把握し、その特性を反映できる交通需要推計手法の開発を行う必要がある。そこで、平成4年度に土木研究所が実施した「全国観光交通実態調査」で得られたデ

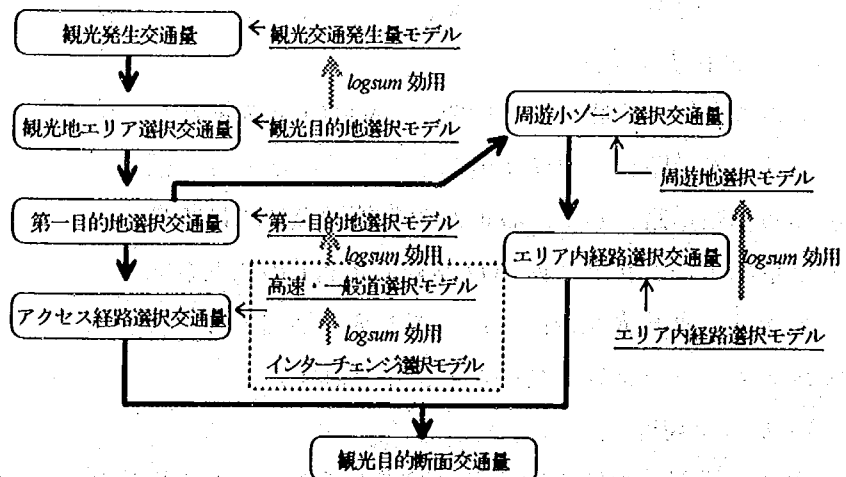


図-5 需要推計体系の概略図

ータを用いて、観光交通の行動特性を反映できる需要推計手法について検討を行った。需要推計の手法としては、図-5のように複数の推計モデルを適切に組み合わせ最終的に観光交通の需要を推計する手法を検討している。

4.1 平成4年度 全国観光交通実態調査の概要

土木研究所では、各地建の協力を得て平成4年の夏から冬にかけて全国観光交通実態調査を実施した。本調査の目的は、これまでの調査では得られなかった観光交通に特徴的な発生・目的地選択・周遊特性などを把握するためのデータを全国レベルで収集し、さらにそのデータを分析することにより観光交通特性を反映できる需要推計手法を開発することである。また本調査の特徴は、観光発生及び目的地選択特性の把握を主目的とした家庭訪問調査と、観光地における周遊特性等の把握を主目的とした観光地入り込み調査を並行して行ったことにある。本調査で得られたサンプル数は、家庭訪問調査で12,812サンプル、観光地入り込み調査で13,600サンプルである。

4.2 観光交通発生量モデルの作成

観光交通の年間の発生回数を推計するために重回帰モデルを6つの活動目的別及び宿泊/日帰り別に作成した。宿泊旅行の2つの活動目的について推計結果を表-1に示す。本モデルでは、森地、岡本ら*により提案された観光目的地選択モデルから求められる *logsum* 変数を説明変数として導入した。地域属性を東京都とした場合の個人属性による発生回数の違いを、「海レジャー」と「温泉・保養」の2つの活動区分について図-6,7に示した。図を比較することにより、活動目的により観光交通の発生構造が大きく異なることが分かる。

表-1 観光交通発生量モデル(宿泊観光旅行)

変数名		全活動	海レジャー	温泉保養
個人属性	年齢 ~29歳	—	—	—
	30~59歳	-0.154(3.39)	-0.00866(1.51)	0.0942(4.26)
	60歳~	-0.166(3.33)	-0.0649(10.3)	0.224(9.18)
家族属性	年収 ~99万円	—	—	—
	100~699万円	0.315(9.04)	0.0137(3.21)	0.100(5.72)
	700万円~	0.740(12.6)	0.0274(3.73)	0.171(5.87)
地域属性	県民所得	0.258(7.51)	0.0286(6.58)	0.109(6.02)
	自動車保有	0.460(8.45)	0.00169(0.263)	0.122(5.10)
	道路整備水準	2.69(5.25)	0.0448(0.684)	-0.125(0.569)
logsum 変数		-0.132(6.42)	0.00466(3.59)	-0.0577(4.53)
定数項		-0.796	-0.0372	-0.291
自由度調整済 R		0.810	0.804	0.726
logsum ナシ R		<0.754>	<0.787>	<0.685>

県民所得:[百万円/人],自動車保有:[万台/千人],道路整備水準:[km/km²]

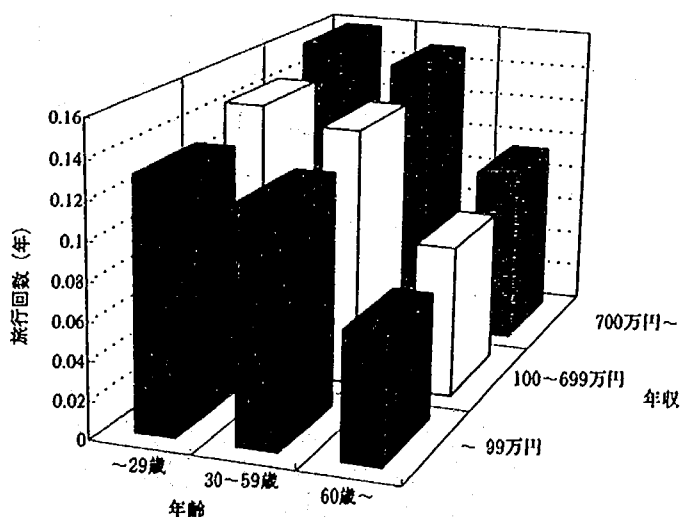


図-6 活動目的「海レジャー」の観光発生回数

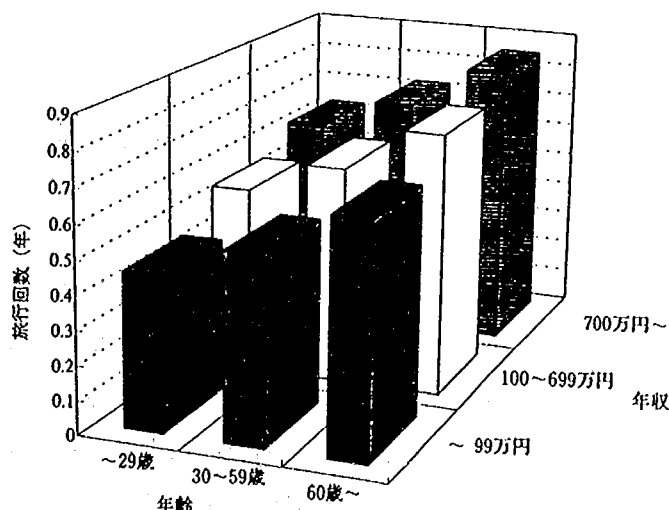


図-7 活動目的「温泉・保養」の観光発生回数

4.3 アクセス経路選択モデルの作成

代表例として、磐梯・猪苗代地域を観光目的地エリアとするアクセス経路選択モデルの作成を行った。観光地エリア内については、観光施設の立地状況や行政界等を考慮し、8ゾーンに分割してモデルの作成を行った。アクセス経路選択モデルは、非集計ロジットモデルを適用し、インターチェンジ

選択モデルと高速/一般道路選択モデルを図-8のように組み合わせて作成した。

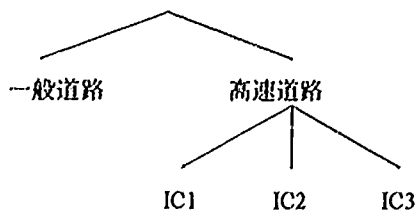


図-8 モデルの構造

(1) インターチェンジ (IC) 選択モデル

インターチェンジ選択モデルの推計結果を表2に示す。ICは観光地エリア周辺の8つを取り上げ、各々8小ゾーンに対して近接したICを3つ選択肢として選び、設定した。説明変数の中では、観光施設へのイグレス時間が説明力を持つという結果になっている。CASE-2において、3つのインターチェンジからのイグレス時間を20分/30分/60分とした場合の活動目的別の選択確率の違いを図-9に示した。

(2) 高速道路・一般道路選択モデル

(1)で作成したインターチェンジ選択モデルのCASE-2から得られる *logsum* 変数をアクセシビリティとして説明変数に導入した。アクセシビリティ変数の説明力が低くなっているが、これはインターチェンジ選択モデルの説明力が低いことによると考えられる。またCASE-1において、活動目的による選択確率の違いを図-10に示した。

5. まとめ

本研究で作成したモデルは、いずれも活動目的により交通特性が大きく異なる等の観光交通における特性を反映したものである。今後は、推計手法の体系化に向け、他のモデル（機関選択モデル、エリア内周遊モデルなど）の作成や各モデル間の整合性等について検討する必要がある。さらに将来的には、観光地での交通管理による環境負荷の低減効果の評価や、情報提供による交通集中の緩和効果の評価などに感度を有する推計モデルの作成も必要となると考えられる。

<参考文献>

◆ 森地茂、岡本直久 他：観光系道路交通施設整備の新たな視点 第4章、土木計画学研究講演集、1995

表-2 インターチェンジ選択モデル

説明変数	CASE-1		CASE-2	
	パラメータ	t 値	パラメータ	t 値
アクセス時間[見る/保養]	-0.01005	-0.617	---	---
アクセス時間[スポーツ/体験]	-0.001296	-0.0765	---	---
アクセス時間[ドライブ]	-0.005433	-0.428	---	---
イグレス時間[見る/保養]	-0.02652	-1.51	-0.01831	-1.69
イグレス時間[スポーツ/体験]	-0.04109	-2.00	-0.04384	-2.90
イグレス時間[ドライブ]	-0.03832	-3.07	-0.03465	-4.30
費用	-0.0001226	-0.428	-0.002405	-1.40
尤度比	0.0773		0.0851	
的中率	71.2		69.9	

(サンプル数:163)

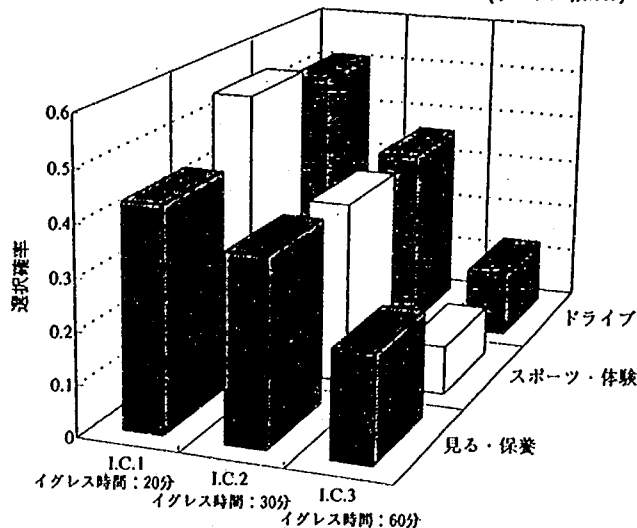


図-9 活動目的別 IC 選択確率

表-3 高速道路・一般道路選択モデル

説明変数	CASE-1		CASE-2	
	パラメータ	t 値	パラメータ	t 値
アクセシビリティ[高速道路]	0.2260	1.34	0.1256	0.713
高速道路幹線時間[高速道路]	---	---	-0.007344	-2.44
一般道路所要時間[見る/保養]	-0.02020	-7.63	-0.02363	-7.84
一般道所要時間[スポーツ/体験]	-0.01814	-6.65	-0.02137	-7.02
一般道所要時間[ドライブ]	-0.01881	-7.53	-0.02211	-7.75
定数項[高速道路]	-2.423	-5.05	-2.313	-4.78
尤度比	0.2144		0.2247	
的中率	86.9		86.9	

(サンプル数:665)

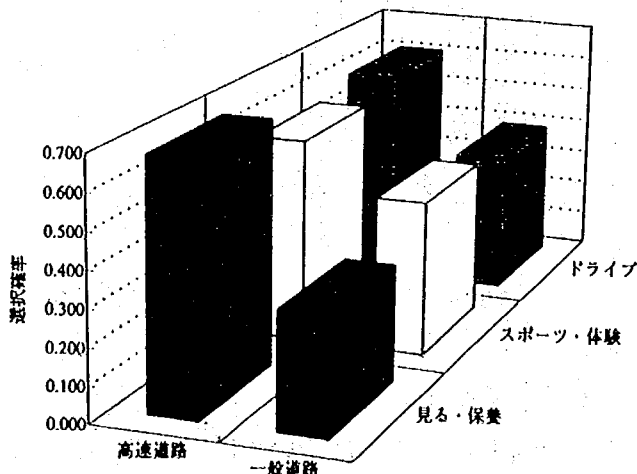


図-10 活動目的別 高速/一般道選択確率

堀割道路における火災時の煙の挙動に関する模型実験

道路部トンネル研究室 鈴木正彦

1. まえがき

都市部周辺における用地制約下での用地の有効利用を図るため堀割道路の建設が増えている。

堀割道路と一般の明かり部道路との違いは、構造上から側壁と一部天井板の覆蓋を持つことであり、火災時には煙による避難環境の悪化や避難方向の限定並びに救助・消火活動の不便さが問題となることが考えられる。しかしながら、堀割道路における火災時に発生する煙の挙動は明らかになっていない。

本研究では、堀割道路における非常用施設の在り方を検討するための基礎的資料を得ることを目的とした火災模型実験を行い、開口部の位置および開口幅が火災時に発生する煙の挙動に与える影響を調査した。

2. 実験方法

2. 1 相似則

火災模型実験の実験結果が原型と相似になるよう風速と発熱量の相似則を誘導した。

対象とする現象は火災時の実験であり、乱流域の流体の運動を扱うことになる。このため本実験での風速の相似則は慣性力と浮力の物理量に支配されるものと考え、フルード数を合わせることとした。支配的物理法則

$$\text{慣性力} \quad F_i = \rho l^2 v^2$$

$$\text{浮力} \quad F_b = \rho g l^3$$

ここに、 ρ は密度、 l は長さ、 t は時間、 v は速度、 g は重力加速度

$$\text{フルード数} \quad \frac{F_i}{F_b} = \frac{v^2}{gl} = \frac{v_m^2}{g_m l_m}$$

ここで、 $g = g_m$ であるから次式が得られる。

$$\therefore \frac{v}{v_m} = \sqrt{\frac{l}{l_m}} \quad \dots \dots \dots (1)$$

また、(1) 式に $v = \frac{l}{t}$ を代入すれば次式が求められる。

$$\frac{t}{t_m} = \sqrt{\frac{l}{l_m}} \quad \dots \dots \dots (2)$$

ここに、添字の m は模型を表す。

一方、発熱量については、発熱量を Q とすると、

$$Q = c \rho l^3 \Delta t$$

ここに、 c は空気の比熱、 Δt は上昇温度、 l は長さ、 ρ は密度

であり、同一大気下での実験であれば、 $\Delta t = \Delta t_m$ 、 $c = c_m$ 、 $\rho = \rho_m$ と考えられるから、次式が得られる。

$$\begin{aligned} \frac{Q}{Q_m} &= \frac{c \rho l^3 \Delta t}{c_m \rho_m l_m^3 \Delta t_m} = \frac{l^3}{l_m^3} \\ \therefore Q_m &= Q \times \left(\frac{l_m}{l} \right)^3 \quad \dots \dots \dots (3) \end{aligned}$$

2. 2 模型装置

実験には、図-1に示す堀割道路の1/10模型を製作し使用した。模型の全長は20m、高さ0.5m、奥行き1.0mであり、模型天井板をスライドさせることにより開口幅の調整が可能となっている。また、模型側壁部は透明アクリル板になっており煙の挙動の観察が出来るようになっている。

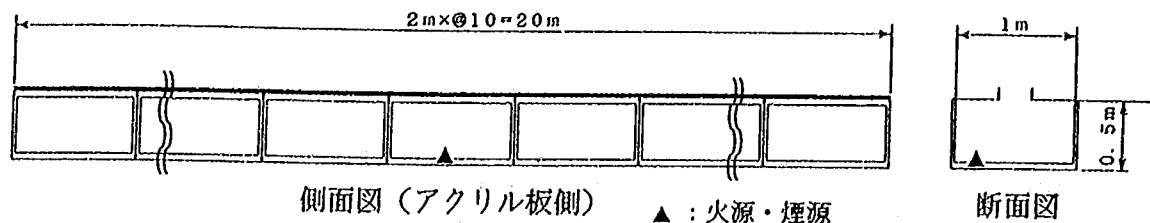


図-1 実験装置図

2. 3 実験条件

実験は、開口部の位置を模型中央および片側（図-2参照）に変化させた2通り実施した。また、火源の設置位置についても開口部の位置毎に模型片側および模型中央と変化させている。

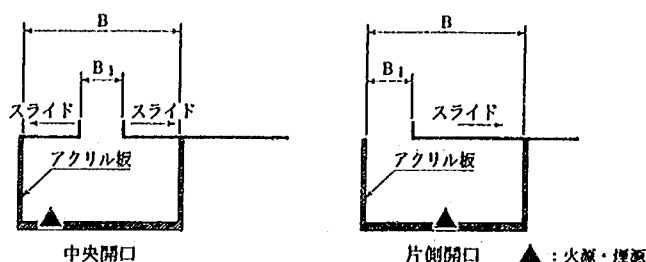


図-2 開口部位置図

開口率 ($B1/B$) は、0、10、25、50%に変化させた4通り実施した。火源にはプロパ

ンガスを用い、小型乗用車が炎上した場合に相当する熱量を上記の相似則で得られた式(3)を用いて求め、発生させた。以上の条件に対し、無風時と縦断方向の風速が2m/secの場合、縦断方向の風速が2m/secから無風になる場合について調査を実施した。なお、風速の2m/secは、相似則で得られた式(1)を用いて実物に換算すると6m/secに相当する。

煙の観察方法として、透明アクリル板側からスケッチを行った。

3. 実験結果

以下の図はアクリル板側からのスケッチである。図中の数字は実験開始からの経過時間、矢印は煙の進行方向を示している。

図-3、4、5は中央開口、図-6、7は片側開口の観察結果である。

図-3は、中央開口で無風時における煙の流れを示したものである。開口率0%の場合、煙は左右対称に模型端部まで拡がり、拡がった煙は模型路面部まで降下し火源方向へ対流した。開口率25%の場合、天井部を拡がった煙は模型路面部までは降下していない。しかしながら、天井部を拡がった煙は0%と同様に火源付近では対流している。これに対し、開口率が50%の場合、火源付近での煙の対流は認められなくなり、煙の挙動は25%から50%の間で異なることが確認された。

図-4は、中央開口で風速2m/secの時の煙の流れを示したものである。各開口率とも風上側への煙の遡上は見られず風下側全体に拡散し流出しているが、開口率50%の場合、煙は十分薄くなり濃度の減衰が認められた。また、煙の流出位置は、開口部が広がるほど火源に近づく傾向が認められた。

図-5は、中央開口で実験開始から10秒後に2m/secの風を停止させた場合の煙の流れを示したも

のである。実験開始からの10秒間は各開口率とも風上側への煙の遡上は見られず風下側全体に拡散し、開口部から流出している。一方、無風状態での煙の挙動は、火源付近での煙の対流が開口率50%で見られなくなるなど、図-3と同様な傾向が認められた。

図-6は、片側開口で風速2m/secの時の煙の流れを示したものである。煙の風上側への遡上は見られず風下側全体に拡散しながら流出し、煙の濃度の減衰が開口率50%で確認できた。さらに、煙の流出する位置は、開口率が大きくなるほど火源に近づく傾向が認められ、煙の挙動は図-4と同様な結果になることが確認された。

図-7は、片側開口で実験開始から10秒後に2m/secの風を停止させた場合の煙の挙動を示したものである。実験開始からの10秒間は、煙は風下側全体に拡散して開口部から流出している。一方、無風状態での煙の挙動は、火源付近での煙の対流が開口率50%で見られなくな

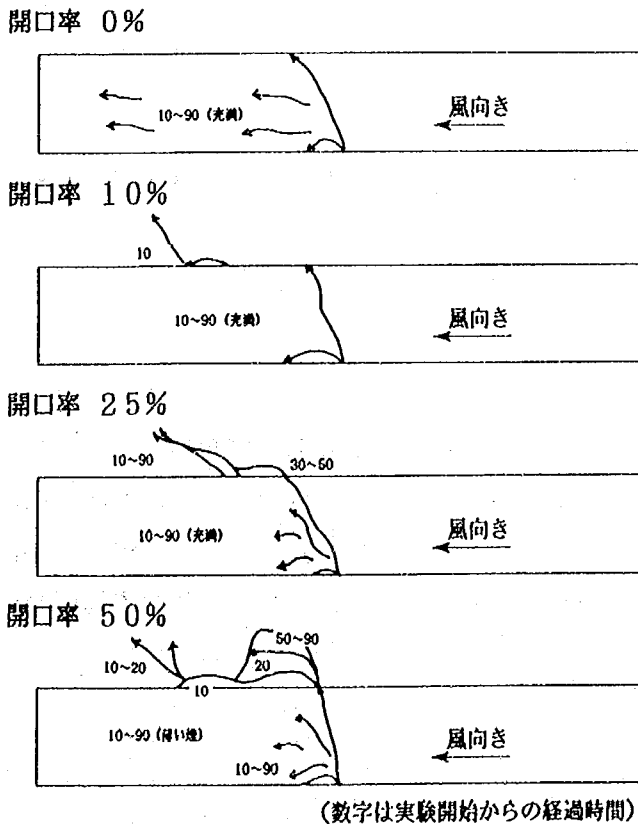


図-4 煙の流動状況（中央開口、有風時）

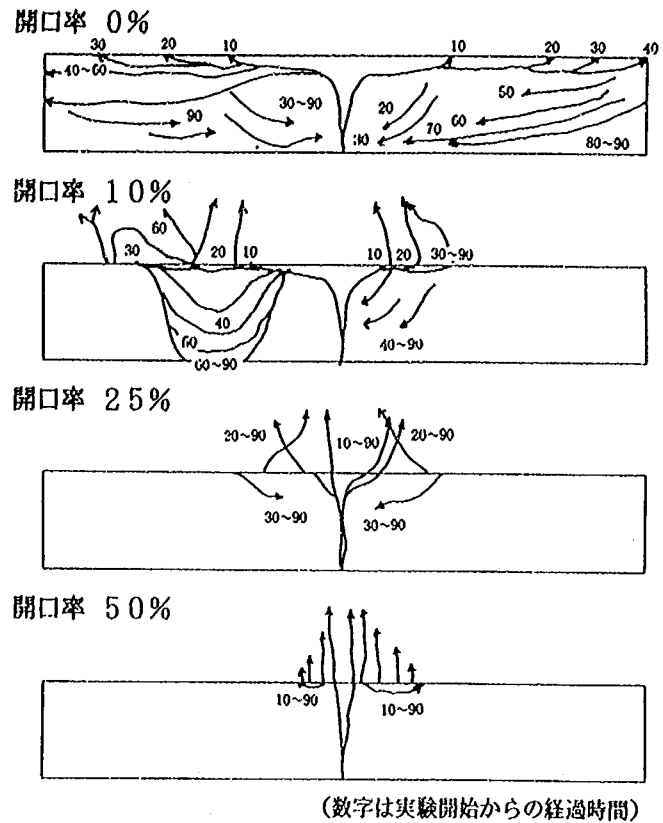


図-3 煙の流動状況（中央開口、無風時）

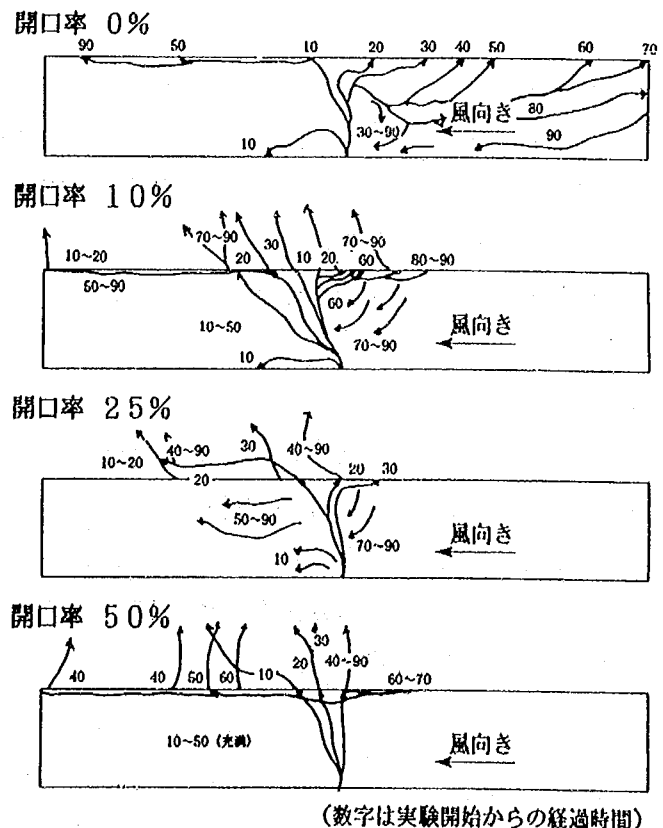
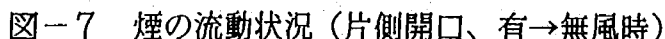
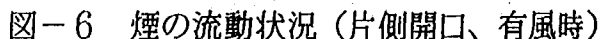


図-5 煙の流動状況（中央開口、有→無風時）

開口率 0%



以上の実験結果より以下の知見が得られた。

無風時の煙の流出に必要な開口率は25%程度以上であった。

有風時の煙の挙動は開口率、開口位置とも明確な違いは認められないが、開口率50%前後での煙の濃度低下が認められた。

有風から無風になる場合、煙の挙動は時間の経過により無風時の挙動に近づいた。

本研究において、無風時においては煙を十分排出するには25%程度以上の開口率があること、有風時には煙の挙動の明確な違いは見られないが開口率50%前後では濃度低下が認められるなど開口幅が煙に与える影響はおおむね把握することができた。しかし、現場への適用に当たっては各現場の条件に合わせた検討を行う必要があり、今後は、実際の堀割道路における車道内風速、自然風等の実態について調査を行う予定である。

セメントコンクリート舗装の 供用性と構造設計法の評価

舗装研究室 小森谷一志

1. まえがき

現在の日本の道路舗装は、大部分がアスファルト舗装である。近年の交通量の増大、車両の大型化にともない、わだち掘れ、ひびわれ等の破損が目立つようになってきた。このため、耐久性の高い長寿命化舗装が求められており、アスファルト舗装に比較して耐久性の高いコンクリート舗装の適用が期待されている。これに対応するため、供用中のセメントコンクリート舗装の供用性の調査と解析を行った。

2. 目的

平成4年度に実施した「セメントコンクリート舗装の実態調査」（以下、実態調査という）のデータを用いて、累積大型車交通量とひびわれを中心とする供用性の解析および疲労抵抗を用いた解析を行い、現行の標準版厚の妥当性を検証したものである。ここで、実態調査とは、セメントコンクリート舗装の供用性を把握するために、1971年以降に供用された直轄国道のセメントコンクリート舗装に対して行った調査である。また、疲労抵抗とは、交通荷重による影響と温度変化による影響を考慮して、コンクリート版の健全度を表す値であり、「セメントコンクリート舗装要綱」（以下、要綱という）ではコンクリート版の設計に利用されており、設計期間内で繰返し荷重によるコンクリート版の疲労抵抗が1以下となるように設計することとしている。

3. 解析方法と結果

3-1 交通量とひびわれ度

実態調査を行った箇所のデータのうち、全調査箇所の約90%を占める最も一般的な施工方法の普通コンクリート舗装（鉄網入り）について、ひびわれ状況を調査した。この普通コンクリート舗装（鉄網入り）箇所で、路面性状調査によるひびわれの記録と、供用開始から調査時点までに通過した大型車の台数である累積大型車交通量が得られている箇所について、ひびわれの発生状況と累積大型車交通量との関係を解析した。路面性状調査とは、主要な国道のひびわれ、わだち掘れ、平坦性を3年ごとに測定するものであり、測定されたデータは建設省によってデータバンク化されている。今回の検証では、コンクリート版のひびわれの評価として一般的な、ひびわれ度を用いた。ここで、ひびわれ度とは、ひびわれの全延長(cm)を調査対象のコンクリート舗装版の面積(m^2)で除した値である。

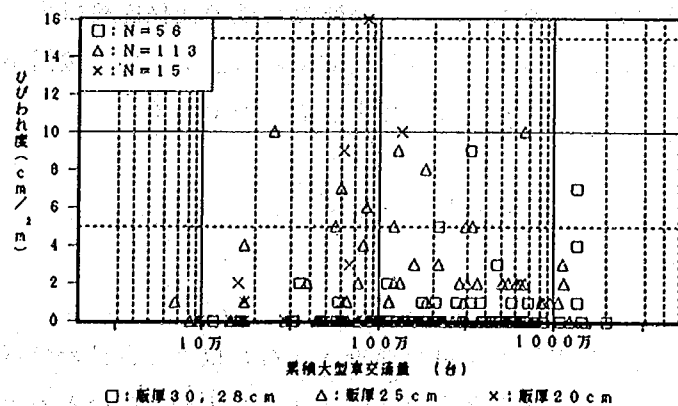


図-1 累積大型車交通量とひびわれ度（全版厚）

なお、各調査箇所のひびわれ状況は、その箇所での全施工延長の中から、破損の傾向を代表すると思われる 100m の区間を選定して、測定している。

図-1に全調査箇所の累積大型車交通量とひびわれ度の関係を示す。ひびわれ度がほぼ累積大型車交通量の増加にともなって大きくなっていることがわかる。しかし、全体的にひびわれの発生は少なく、版厚 20cm の 1 箇所を除いては全て 10 cm/m^2 以下である。

コンクリート版厚別に、累積大型車交通量とひびわれ度の関係をまとめたものが図-2～4である。なお、ここで現行の要綱で設定されている版厚 20～30 cm に対応した 20 年間の累積大型車交通量（交通量の伸びを 0 と仮定）を表-1に示す。

表-1 コンクリート版厚と設計上の交通量

交通量の区分	コンクリート版厚 (cm)	大型車交通量 (台/日・1方向)	累積大型車交通量 (千台/20年間)
L	15(20)	< 100	< 730
A	20(25)	100 ≤ < 250	730 ≤ < 1,825
B	25	250 ≤ < 1000	1,825 ≤ < 7,300
C	28	1000 ≤ < 3000	7,300 ≤ < 21,900
D	30	3000 ≤	21,900 ≤

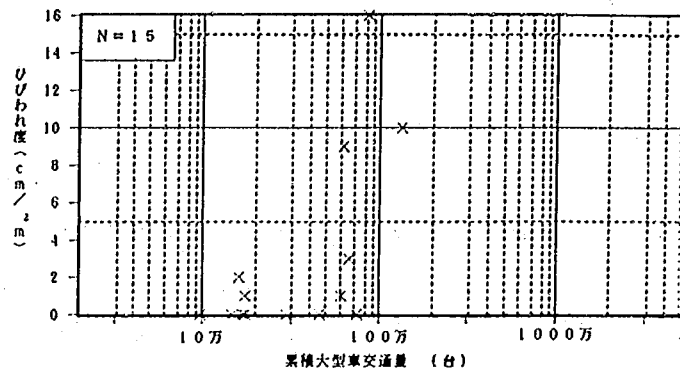


図-2 累積大型車交通量とひびわれ度（版厚 20 cm）

図-2の版厚 20cm については、データが 15 箇所と少ないが、一つのコンクリート版に横断ひびわれが 1 本入った状態であるひびわれ度 8 cm/m^2 （版厚 20cm の場合、収縮目地間隔は 8 m であるため）以上が 3 箇所、累積大型車交通量 100 万台前後で生じている。これに対して、表-1 より版厚 20cm の設計上の累積大型車交通量が 70～180 万台となっている。

3-2 破損確率による標準版厚の評価

今回行った実態調査は、設計供用年数である 20 年に達していない箇所のみを対象としているため、各箇所のひびわれ度はいずれも小さく、 10 cm/m^2 に達しているものはほとんどない。このため、標準版厚、累積大型車交通量とひびわれ度の関係を検討するために破損確率という概念を導入した。破損確率とは、ある累積大型車交通量の時点で、ある破損が舗装に発生する確率である。この破損確率は、以下のような式によって算出するものである。

$$D_{c,n} = b / (a + b)$$

$D_{c,n}$: 破損確率

a : 累積大型車交通量 n (台) 以上でひびわれ度 c (cm/m^2) 未満の箇所数

b : 累積大型車交通量 n (台) 未満でひびわれ度 c (cm/m^2) 以上の箇所数

版厚 25cm のひびわれ度 10cm/m^2 および 5cm/m^2 に対する累積大型車交通量100 万台までの破損確率を図-3 に破損確率曲線として示す（ひびわれ度 10cm/m^2 は図中、●、ひびわれ度 5cm/m^2 は図中、○）。図-3 より、以下のことが考察される。

1) コンクリート版の疲労抵抗が1を超えた場合の目安として、1つの版に横断ひびわれが0.5 ～1本入る状態とすれば、版の長さが10 m の場合、これはひびわれ度で $5\sim 10\text{cm/m}^2$ に相当する。破損確率を0.2 としたときにこのひびわれ度が生じる累積大型車交通量は270～800万台となる。同様に破損確率0.3、0.1 の時は、それぞれ500～1000万台、130～640万台程度となる。

2) 版厚25cmに対する、現行の設計上の累積大型車交通量は表-1 より約180

～730万台であり、この交通量ではコンクリート版にひびわれ度は $5\sim 10\text{cm/m}^2$ の横断ひびわれが0.2程度の確率で発生することが想定される。

図-4 の版厚 28、30cm については、データの関係からひびわれ度 5cm/m^2 についてのみ破損確率曲線を示している。この図より、以下のことが言える。

1) ひびわれの発生は全体的に少なく、ひびわれ度が 10cm/m^2 以上の箇所はない。

2) 破損確率0.2 でひびわれ度 5cm/m^2 となる累積大型車交通量は約700 万台程度であり、現要綱の28 cm の版厚の想定している累積大型車交通量の下限値にほぼ近い値である。

3) 破損確率を0.1 と小さくとれば、ひびわれ度 5cm/m^2 となる累積大型車交通量は約300 万台程度である。

3-3 疲労抵抗による標準版厚の評価

要綱では設計供用年数20 年間の累積大型車交通量として、前掲の表-1 で示したような交通量を考慮している。今回の疲労抵抗による標準版厚の評価では、実態調査の普通コンクリート舗装（鉄網あり）箇所のデータを要綱の「付録 2 コンクリート版の設計公式」（以下設計公式という）に入力することによって、各々の実態調査箇所のコンクリート版の疲労抵抗を求め、これと累積大型車交通量の関係の検討を行った。計算に際しては、交通データは最寄りの地点の交通センサスと車両重量調査、温度データは理科年表、その他のデータは実態調査のデータを使用した。

なお、車両の走行位置分布については、全箇所とも同一と仮定し、疲労曲線は（社）セメント協会で

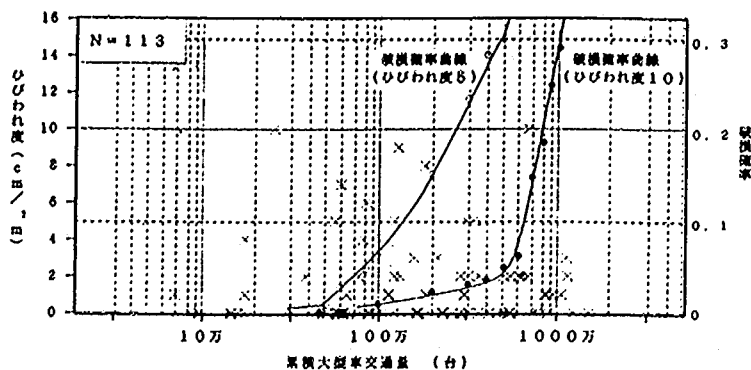


図-3 累積大型車交通量とひびわれ度（版厚25 cm）

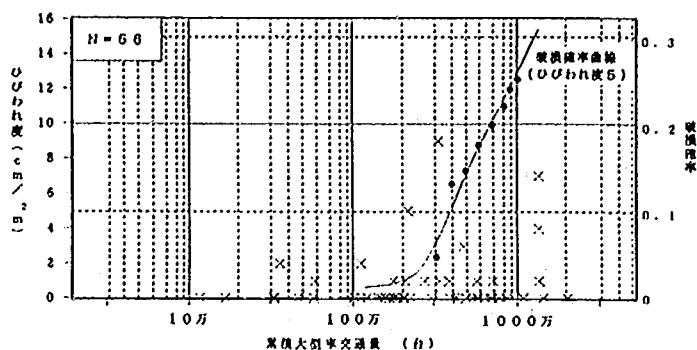


図-4 累積大型車交通量とひびわれ度（版厚30、28 cm）

の研究成果（平均値）を用いている。

図-5は実態調査箇所での累積大型車交通量と疲労抵抗の関係を表したグラフである。版厚 25 cm (B交通)、版厚 28 cm (C交通) では、設計で考えている累積大型車交通量程度で疲労抵抗が1程度となる。そして、30 cm (D交通) では設計交通量に達しても、疲労抵抗は1より小さくなることが図より推定することができる。

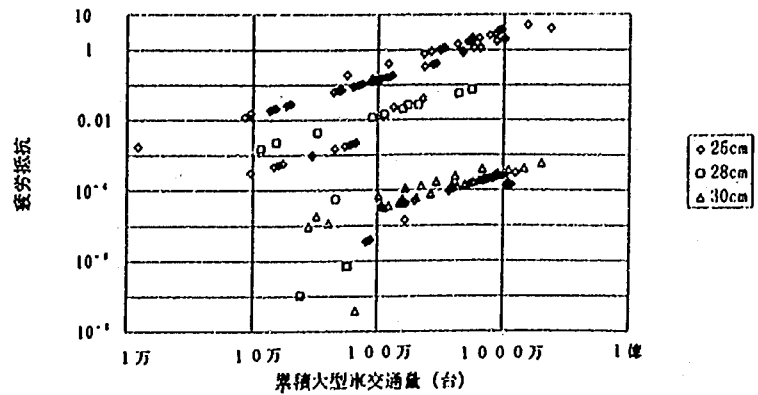


図-5 疲労抵抗と累積大型車交通量の関係（版厚別）

4 まとめ

4-1 供用性と破損確率による標準版厚の評価について

今回の、ひびわれ調査から、以下の結論が得られた。

- 1) 供用中の普通コンクリート舗装は、ほぼ全ての箇所ではひびわれ度 10cm/m^2 以下であり全体的には良好な状態である。
- 2) 版厚 20 cm のコンクリート舗装は、今回は設計で想定している累積大型車交通量を超えて供用されている例が少なかったが、累積大型車交通量 100万台付近でひびわれの発生している事例が見うけられた。
- 3) B交通、C交通の版厚 25, 28cm の舗装については、設計で考えている累積大型車交通量に対しては、破損確率 20 % 程度の供用性を示していると考えられる。
- 4) 今回導入した破損確率の概念でコンクリート舗装の破損状況はある程度説明できることが分かった。

4-2 疲労抵抗による標準版厚の評価について

要綱の設計公式により各箇所の疲労抵抗の計算をして、疲労抵抗と累積大型車交通量の関係による評価を行った結果は、以下の通りである。

- 1) B交通、C交通の版厚 25, 28 cm のコンクリート舗装は要綱の設計で考えている累積大型車交通量程度で疲労抵抗が1程度になることが分かった。
- 2) D交通の版厚 30cm については、今回の調査では若干安全側にあると予想された。

5. 今後の課題

今回は、1971年以降に供用された直轄国道でのセメントコンクリート舗装について実施された実態調査のデータを用いて、主として、現行のセメントコンクリート版の標準版厚の検討を行ったものである。ただし、供用年数が最長のものでも 20 年程度であり、全体的にひびわれの発生が少なく、解析にあたっての問題を残しているといえる。今後はさらに、供用年数の長いコンクリート舗装についてのデータの蓄積と分析が必要と思われる。

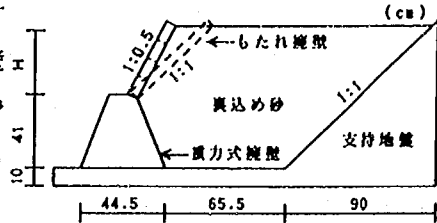
参考文献：1) 「セメントコンクリート舗装要綱」、(社)日本道路協会、1984年、2) 「道路対策専門委員会報告 R-3 コンクリートの曲げ疲労強度に関する研究」、(社)セメント協会、1985年

混合擁壁の耐震安定性に関する実験と検討

地震防災部動土質研究室 近藤 浩市

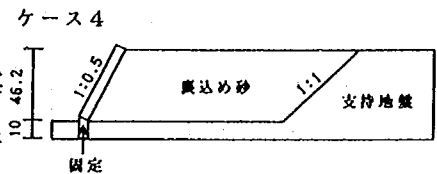
1. まえがき

山岳部において建設される道路盛土の盛土高さが高くなる場合に、通常の擁壁（重力式擁壁・L型擁壁など）を用いた場合では切盛土量が増えたり、擁壁の材料費が増えるなどのことが生じる。このため、このようなところでは下部が重力式擁壁、上部がブロック積擁壁あるいはもたれ擁壁からなる混合擁壁が用いられることがあるが、その地震時挙動や耐震設計の方法については未だ明らかになっていない。そこで、混合擁壁の模型実験を行い、耐震安定性評価法について検討を行ったので以下に報告する。



2. 目的

混合擁壁の地震時挙動を把握することを目的とし、模型振動実験を行った。また、耐震設計法を確立するために模型実験を対象とした安定計算を行った。



3. 混合擁壁の模型振動実験

3.1 実験方法

実験模型を図-1に示す。底面に含水比16%の砂質シルトを十分に突き固めて支持層と地山を作成した後、擁壁を所定の位置に据え付け、裏込めとして気乾状態の豊浦砂を盛り立てた（平均乾燥密度 $=1.41\text{g/cm}^3$ ）。下部の重力式擁壁と上部のもたれ擁壁・ブロック積擁壁はコンクリート製で、上部と下部の接触面は上部擁壁の勾配と垂直である。加振は、5Hz, 20波の正弦波を用いて段階的に行った。

ケース No.	構造条件	H (cm)	乾燥密度 (g/cm ³)
1	もたれ擁壁 (勾配1:0.5) + 重力式擁壁	41.8	1.376
2	ブロック積擁壁 (1:0.5) + 重力式擁壁	41.7	1.403
3	もたれ擁壁 (1:1) + 重力式擁壁	41.0	1.405
4	もたれ擁壁 (1:0.5)	—	1.454

図-1 実験模型

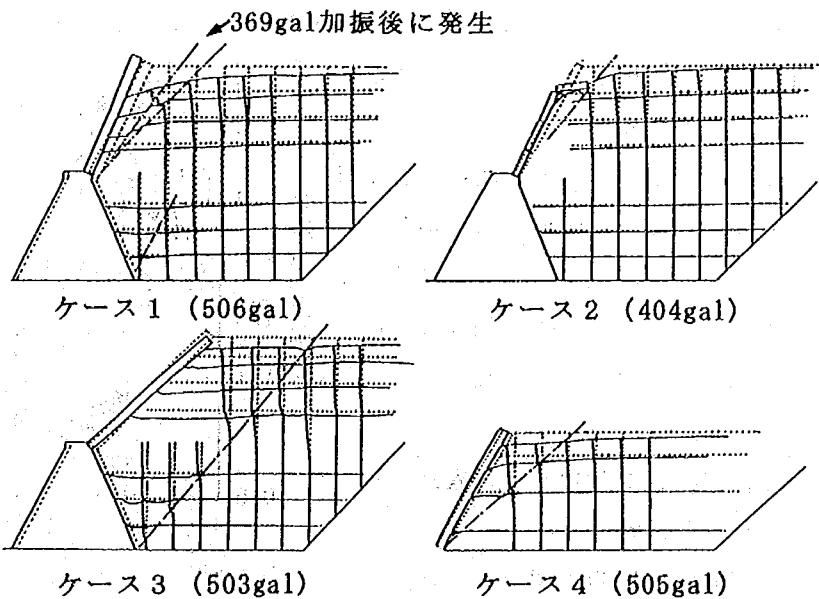


図-2 変形状況

3.2 実験結果

図-2に加振による模型の変形状況を示す。ケース1では、まず上部のもたれ擁壁が全面に滑り出し、その後の加振により下部の重力式擁壁

から全体的に滑り出すモードが発生した。これに対し、もたれ擁壁の勾配の緩いケース3では、下部から全体的に滑り出すモードが発生し、もたれ擁壁は裏込め側に落ち込んだ。上部がブロック積擁壁のケース2はケース1と同様にブロック積擁壁の背面側にすべり線が発生したが、ブロック積擁壁の最上段が崩れてしまったためそれ以上の加振を行わなかった。加振を続けていたとすると、おそらく下部から滑り出すモードが発生したと思われる。またこの時、ブロック積擁壁は中断部分がはらみ出すような変形を生じている。

次に、加振加速度と擁壁の滑動量との関係を図-3に示す。D1, D2, D5に注目してみると、ここでもケース1, 2ではもたれ擁壁が、ケース3では重力式擁壁が先に滑動していることがわかる。またD2とD5の関係をみると、ケース1, 4では、まずもたれ擁壁は前面に転倒しようとし、さらに加振加速度が大きくなるとケース1では、 $D2 > D5$ となり転倒から滑動をするモードに変化していくことがわかる。ケー

ス3の場合、重力式擁壁が滑動するとともに、もたれ擁壁が重力式擁壁の背面へ倒れ込み、その後の加振により背面に落ち込んだ。ケース2の場合、ブロック積擁壁中段の変位が大きいため、中央付近でははらみ出すようなモードになっていることがわかる。

また、模型の応答加速度については図-4に一例を示すが、擁壁が動き始めすべり線が発生するまでは増幅は小さく、上部擁壁の天端の加速度を除き、ほぼ1.0~1.2であった。

4. 模型実験を対象とした安定計算

4.1 計算方法

安定計算は次の手順で行った

(図-5 参照)。まず、もたれ擁壁の

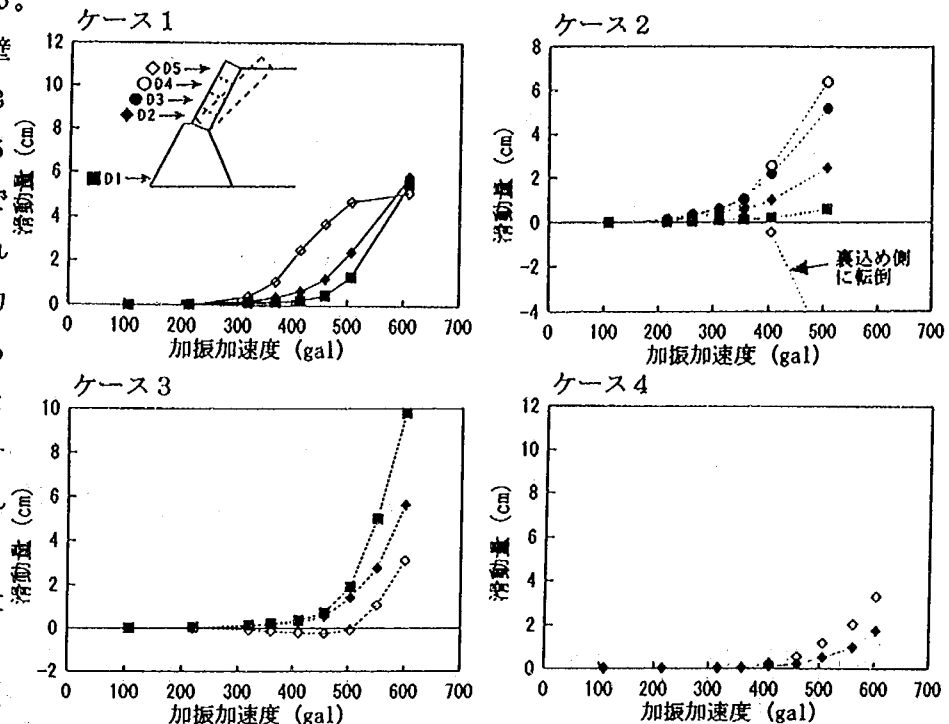


図-3 加振加速度と滑動量の関係

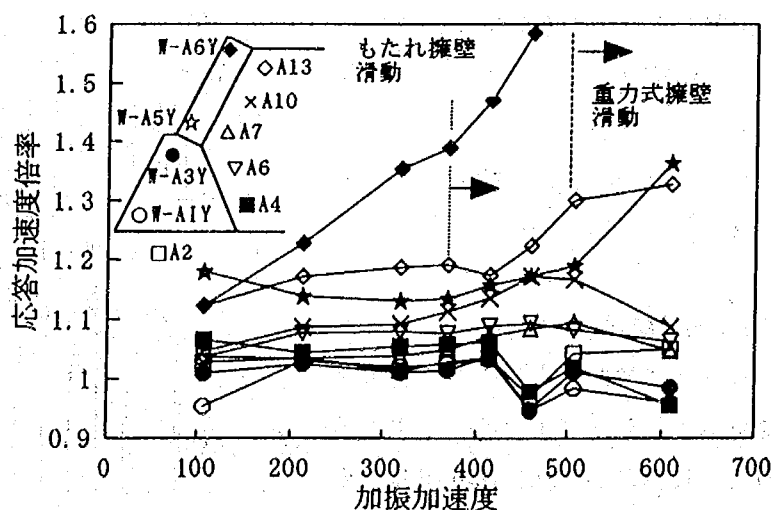


図-4 模型の応答加速度 (ケース1)

かかとを通るすべり面BCを仮定し、試行くさび法により土圧P1を求める。次に、重力式擁壁のかかとを通るすべり面DEを仮定し、くさびABDEにP1を作用させ、同様に試行くさび法により土圧P2を求める。P1、P2を用いてもたれ擁壁の滑動および転倒、重力式擁壁の滑動のそれぞれに対する安全率を計算する。擁壁および裏込砂には図-4の結果より、一様に水平方向の地震時慣性力を作用させた。ここで、裏込砂の内部摩擦角 ϕ は平面ひずみ条件での実験値を、裏込砂とコンクリートとの摩擦係数 δ は ϕ を用いた。また擁壁の底面摩擦係数(0.54)とコンクリート同士の摩擦係数(0.41)は、引張試験を行いその結果を用いている。

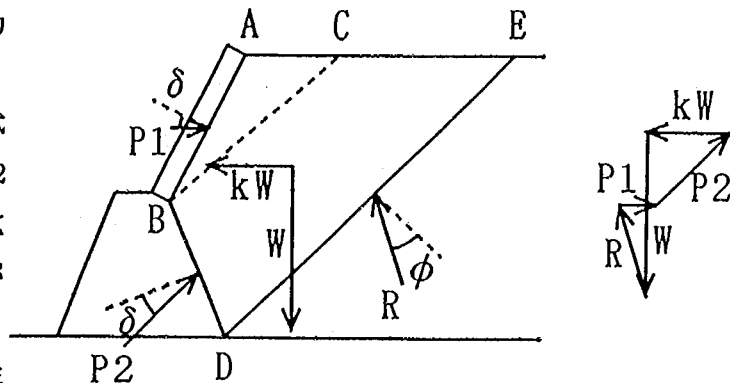


図-5 安定計算による土圧の求め方

4.2 計算結果

図-6に加振加速度と擁壁の安全率および実験による擁壁の変位量の関係を示す。図中のBC, DEは、実験において図-5に示したすべり線が発生したときの加振加速度を表している。ここで、もたれの滑動・転倒、重力式の滑動の実験による変位量は次のように定義している。

- ・もたれ擁壁の
滑動量 = $C - B$
- ・もたれ擁壁の
転倒量 = $D - C$
- ・重力式擁壁の
滑動量 = A

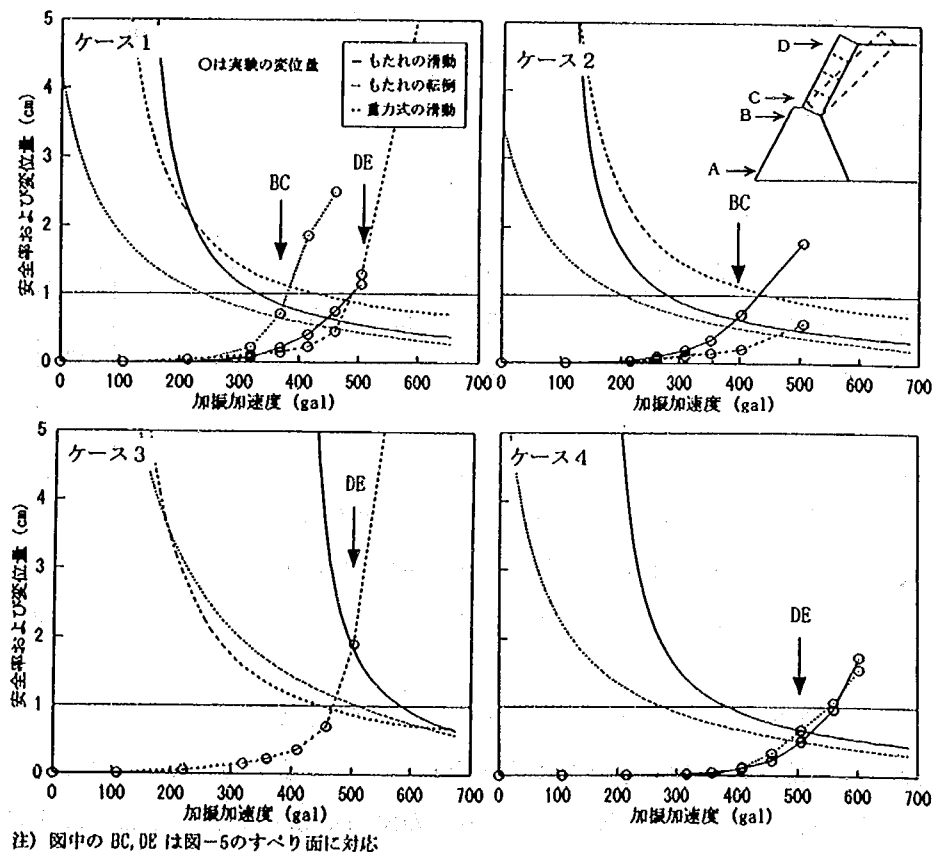


図-6 加振加速度と擁壁の安全率および変位量の関係

(A, B, C, D, は図-6を参照)

安全率が1.0を切る破壊モードの順番は、ケース1では、もたれの転倒→もたれの滑動→重力式の滑動、ケース3では、重力式の滑動→もたれの転倒→もたれの滑動、ケース4では、もたれの転倒→もたれの滑動の順となり、変位量の挙動およびすべり線の発生とほぼ一致する。ケース2については計

算と実験では整合していない。これは、実験では上部のブロック積擁壁は、はらみ出すように変形したのに対し、計算では一体物のもたれ擁壁と仮定して計算をしていることによる違いと思われる。

また、実験における破壊をすべり線の発生と仮定すると、破壊時の加振加速度はすべり線が発生したステップとその1つ前のステップの間に存在する。計算における破壊を安全率が1.0を切ったときとし、実験と計算の破壊時の加振加速度の比較を

図-7の白マークで示す。この図より、計算よりも実験の方の破壊時の加振加速度が大きくなっていることがわかる。この不一致の理由としてはいくつか考えられるが、実験時に裏込にすべり線が発生した時に、上面では図-8のようになっていたことから、模型と土槽側壁間の摩擦の影響があったと考えられる。そこで、十分な根拠はないが砂と側壁との摩擦係数 $\mu=0.5$ として安定計算を行った結果を図-7に黒マーク

で示す。これを見ると、ケース4を除いては比較的计算結果と整合していることがわかる。ケース4が整合しないことについては、今後検討を続けてゆく必要がある。

5. まとめ

(1) 混合擁壁の地震時の破壊モードは、その構造条件により異なり、上部から滑り出すものと下部から全体的に滑り出すものの2種類があることを確認した。

(2) 実験を対象とした安定計算を行ったところ、安全率が1.0を切る破壊モードの順番が、実験における変位量の挙動やすべり線の発生とほぼ一致することを確認した。

(3) 今回用いた安定計算法では、模型の壁面摩擦の影響を考慮すれば破壊加速度をほぼ評価することができた。

(4) 今後は、安定計算を更に検討して、耐震設計法として確立する予定である。

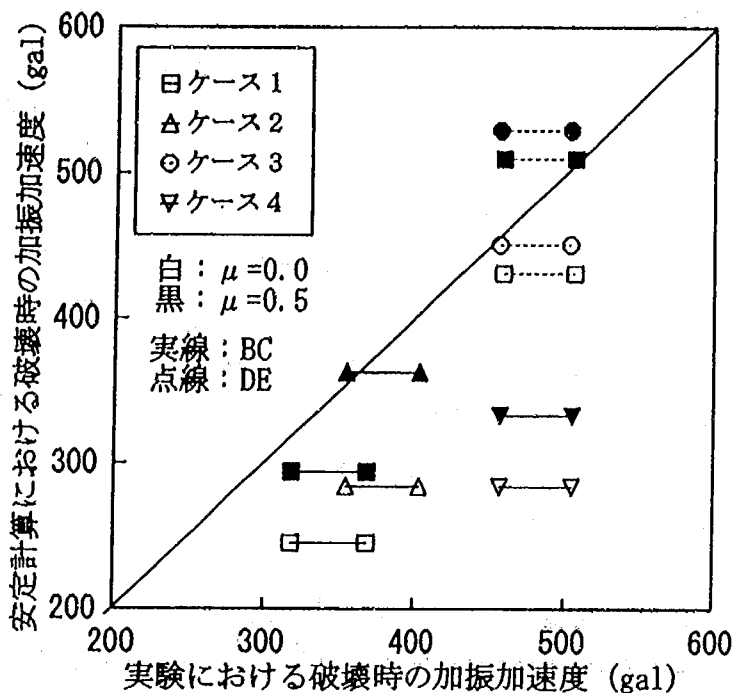


図-7 実験と計算における破壊加速度の比較

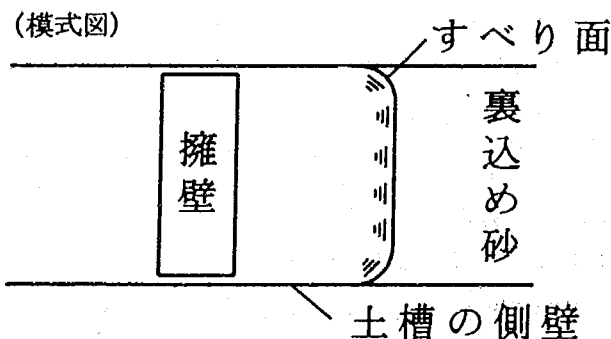


図-8 上面から見たすべり面の状況

じん性を考慮した加速度低減効果の解析

地震防災部耐震研究室 長屋和宏

1. まえがき

道路橋示方書Ⅴ耐震設計編では、平成2年の改訂で地震時保有水平耐力の規定が設けられ¹⁾、鉄筋コンクリート橋脚では、十分なじん性があればN. M. Newmarkらによって提案²⁾されたエネルギー一定則を適用し、許容じん性率に応じて水平震度を決定している。

しかし、非線形域で大きなじん性を許せば当然それだけ大きな非線形応答が生じ、地震後の残留変位が大きくなる^{3) 4)}。したがって、じん性を考慮した耐震設計でどこまで水平震度を低減してよいかを明らかにする必要がある。

本報告は、1自由度バイリニア型振動系の構造物を対象として、わが国で観測された強震記録を用いて、地震応答解析を行い、加速度低減係数を新たに定義し、じん性率や振動系の固有周期との関係について検討を行った。

2. 加速度低減係数の定義

解析モデルは、筆者らが既に報告している残留変位応答スペクトル⁵⁾と同様に構造物を図-1に示すような、1自由度振動系のバイリニア型モデルに仮定し、その基部に地震動が作用するものとする。

図-1の荷重-変位履歴特性で支配的な工学的要因は、剛性比 r およびじん性率 μ であり、これらを次のように定義する。

$$r = \frac{k_1}{k_2} \quad (1)$$

k_1 : 1次剛性(降伏剛性)

k_2 : 2次剛性(降伏後剛性)

$$\mu = \frac{u_{max}}{u_y} \quad (2)$$

u_y : 降伏変位

u_{max} : 最大変位

非線形域の応答解析では、系の降伏耐力 F_y および入力地震動の強度に応じて非線形域に達しなかったり、じん性率も異なってくる。このため本解

析では、図-2の解析フローに示すように、目標とするじん性率を定め、これに達するように降伏耐力 F_y 、 u_y を定めることにする。このためには、繰返し計算が必要であり、図-2に示すように F_y を仮定して最大応答変位 u_{max} を計算し、これから求まるじん性率 μ が目標とするじん性率と異なれば F_y を仮定

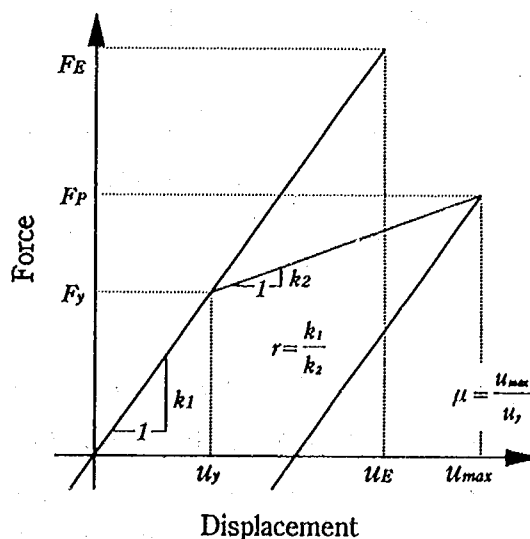


図-1 1自由度バイリニア型振動系モデル

表-1 解析に用いた構造モデルと入力地震波の条件

構造条件	減衰常数 h	5%
	固有周期 T	0.1, 0.15, 0.2, 0.3, 0.5, 0.7, 1.0, 1.5, 2.0, 3.0 (秒)
	剛性比 r	-0.15, -0.1, -0.05, 0.0, 0.05, 0.1, 0.2, 0.3
	じん性率 μ	2, 4, 6, 8, 10
入力地震波	地盤種別 GC	I 種(13記録), II 種(37記録), III 種(13記録)
	マグニチュード M	観測値 ($M \geq 6.5$ の記録)
	震央距離 Δ	観測値 ($\Delta \leq 500\text{km}$ の記録)

しなおして再度計算をやり直し、最終的に目標じん性率と計算されるじん性率が一致するまで計算を繰り返す。これは、どのような地震動に対しても指定されたじん性率が生じるよう、仮想の構造物を設定することに相当する。そして、加速度低減係数 r_a は、次のように定義する。

$$r_a = \frac{F_P}{F_E} \quad (3)$$

F_E : 弾性応答作用力

F_P : 弾塑性応答作用力

加速度低減係数 r_a を、表-1に示す全ての解析条件に対して、わが国の地盤上で得られたマグニチュード6.5以上の63成分の強震記録を用いて計算

3. 解析結果

図-3は、 r_a に及ぼす地震のマグニチュード M および震央距離 Δ との関係を $r=0$, $\mu=4$, $T=1.0$ 秒の場合について示したものである。これより、 M や Δ は r_a に対して有意な影響を及ぼさない。これは、 r , μ , T をいろいろ変化させても同じである。

図-4は、 $r=0$, $T=1.0$ 秒の時の μ と r_a の平均値との関係を示したものである。 μ が大きくなると r_a は小さくなる。また、図-5は、 T と r_a の平均値との関係を、 $r=0$, $\mu=4$ の場合に対して示したものである。固有周期が長くなるにつれて、また、地盤が良好なほど r_a は小さくなる。

図-6は、 $\mu=4$, $T=1.0$ 秒とした時の r_a の平均値に及ぼす r の影響を示したものである。 r が正の場合には、 r_a は r によらず概ね一定値となるが、負になると、 r に反比例して r_a は大きくなる。

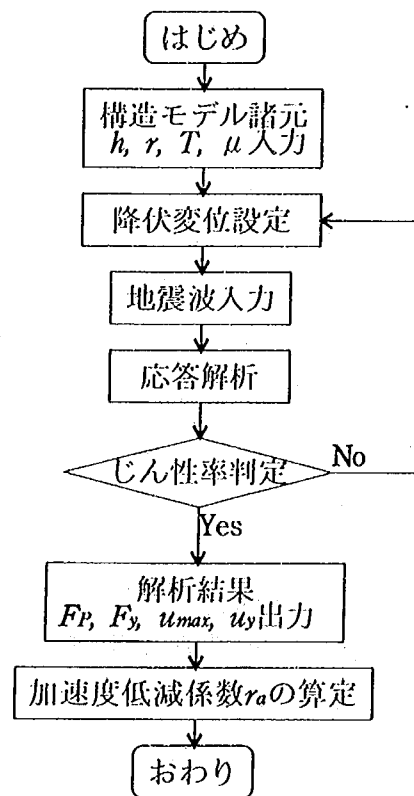


図-2 解析手順のフロー

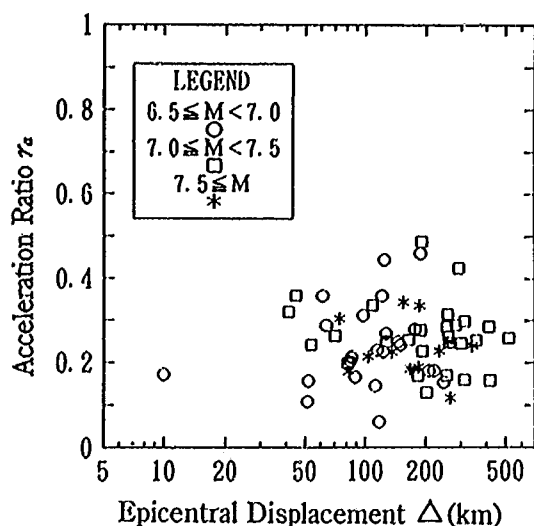


図-3 r_a と地震の M と Δ の関係

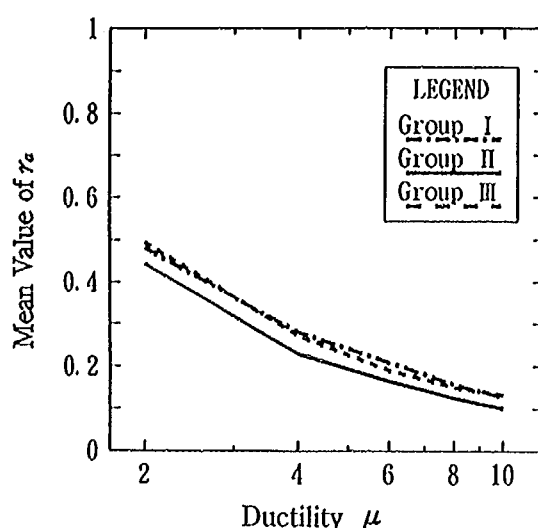


図-4 r_a の平均値と μ の関係

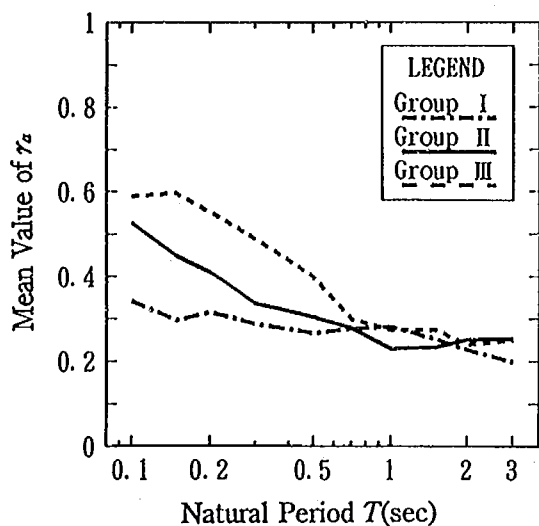


図-5 r_a の平均値と T の関係

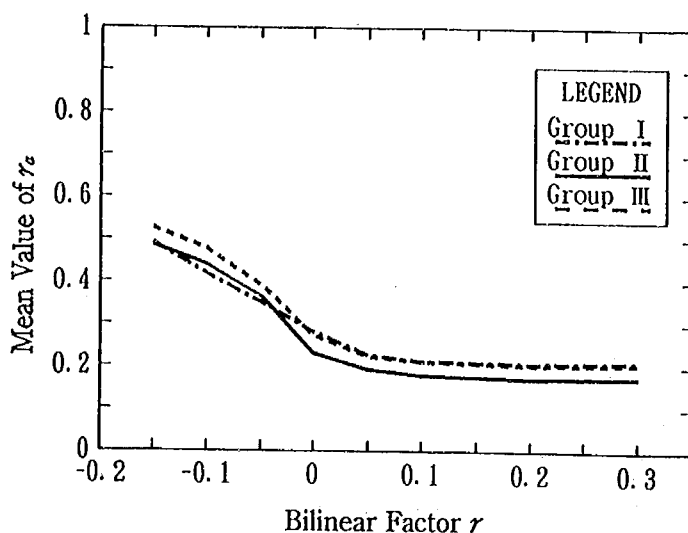


図-6 r_a の平均値と r の関係

4. 加速度低減係数の評価手法の提案

上述の解析結果から判断すると、 r_a に支配的な要因は、 r 、 μ 、 T および地盤種別と考えられる。この中で、 r については、通常の鉄筋コンクリート橋脚では0.01~0.05程度の値を示すことが一般的であり、実際の設計では変数として考慮しなくてもよいと考えられる。そこで、地盤種別毎に r_a を次式の関数を用いて重回帰分析を行った。

$$r_a(T, \mu) = a \times T^b \times \mu^c \quad (4)$$

なお、重回帰分析の基本式として式(4)を仮定したのは、図-4および図-5より、 r_a が $\log \mu$ および $\log T$ の値と線形に近い関係が認められるためである。

重回帰分析の結果を表-2に示す。重相関係数は、いずれの地盤種別においても0.7以上であり、式(4)の実用性があることを示している。式(4)を用いて推定されるII種地盤の r_a を図-7に示す。じん性率が小さいほど、 r_a は固有周期によって大きく変化する。なお、図中には、次式によるエネルギー一定則および変位一定則も比較のために示している。

表-2 重回帰分析による式(4)の係数

	係数a	係数b	係数c	重相関係数R
地盤種別Ⅰ	0.745	-0.169	-0.965	0.764
地盤種別Ⅱ	0.702	-0.325	-0.890	0.714
地盤種別Ⅲ	0.688	-0.415	-0.703	0.700

$$\text{エネルギー一定則} \quad r_a = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (5)$$

$$\text{変位一定則} \quad r_a = \frac{1}{\mu} \quad (6)$$

これより、系の固有周期が長い場合においては、さらに加速度の低減を行うことができる。しかし、系の固有周期が非常に短い場合では、注意が必要であるといえる。

5. 結論

大規模地震を受けた場合に非線形域に入る構造部材の加速度低減効果を、1自由度バイリニア型振動系の構造物を対象として、わが国で観測された63成分の強震記録を用いて、地震応答解析を行い、加速度低減係数を新たに定義し、じん性率や振動系の固有周期との関係について検討した。

その結果、加速度低減係数を固有周期、じん性率、地盤種別に応じて式(4)の関係で与えることを提案した。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編、1990年2月
- 2) Veletsos, A.S. and Newmark, N.M. : Effect of Inelastic Behavior on the Response of Simple System to Earthquake Motion, Proc. 2nd WCEE, 1960
- 3) 川島一彦、長谷川金二、小山達彦、吉田武史：等価エネルギー法による鉄筋コンクリート橋脚の非線形地震応答変位の推定精度、第7回日本地震工学シンポジウム、1986年12月
- 4) 川島一彦ほか：鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査法の開発に関する研究、土木研究所報告、第190号、平成5年9月
- 5) 川島一彦、Gregory A. MacRae、星隈順一、長屋和宏：残留変位応答スペクトルの提案とその適用、土木学会論文集、No.501/I-29、1994.10

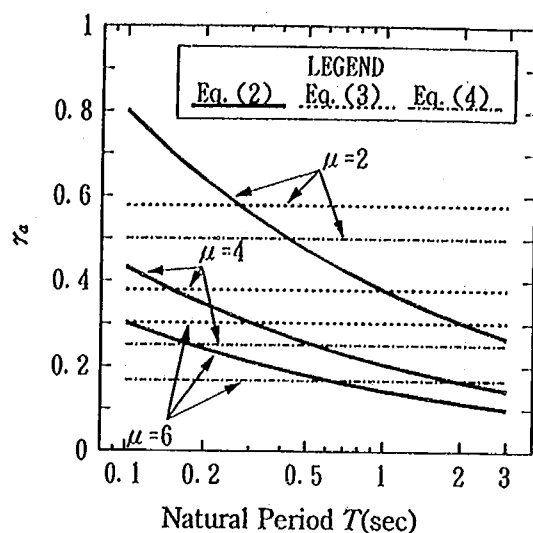


図-7 式(4)による r_a の推定値(5),(6)との比較
(Ⅱ種地盤)

ケーソン基礎頂版の耐力に関する研究

構造橋梁部基礎研究室 七澤 利明

1. まえがき

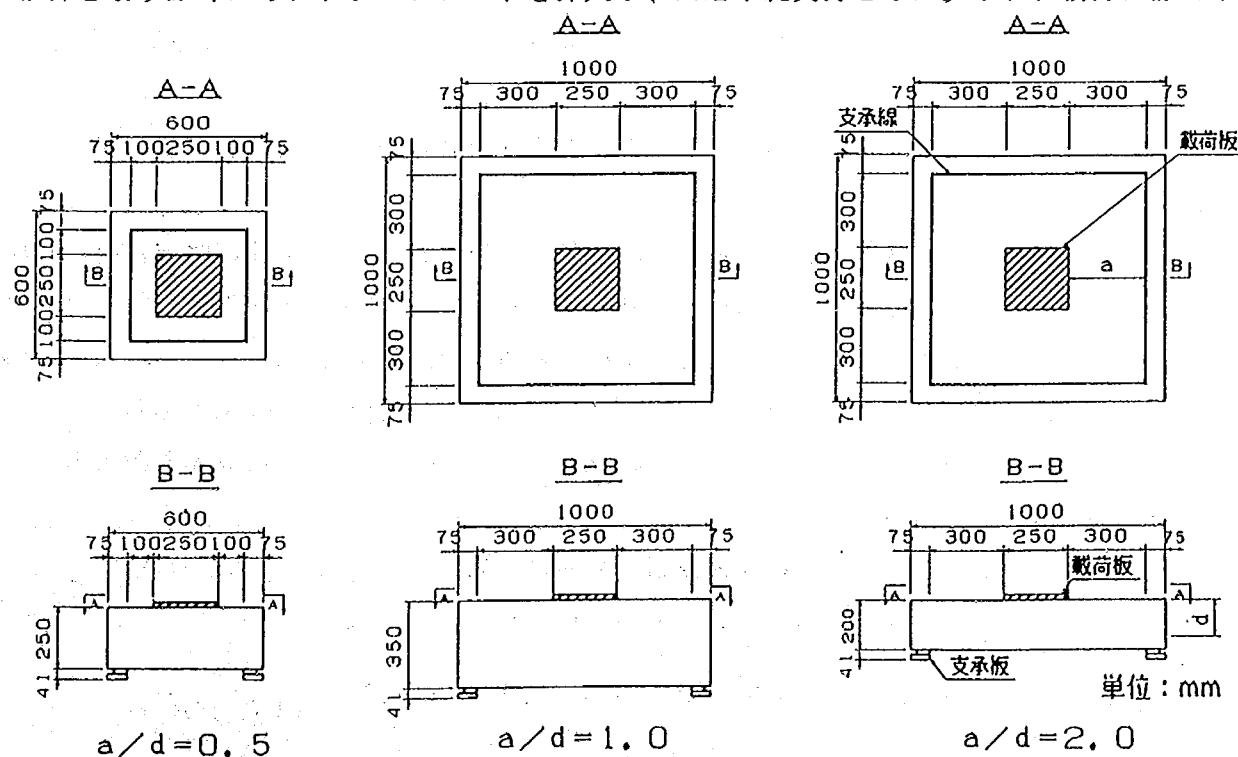
現在、ケーソン基礎の頂版は剛体として取り扱える厚さを有するように設計されており、一般に断面の大きな部材となっている。このような部材はせん断スパン比が小さく厚みのあるスラブ（ディープスラブ）という特徴があるが、現行の設計法では計算の簡便な梁部材（ディープビーム）と同様に扱っているため、スラブの持つ2方向性が設計に反映されておらず、また、ディープスラブの降伏後の挙動やせん断抵抗機構についてもほとんど研究がなされていないのが現状である。

2. 目的

本研究では、ディープスラブの2方向性およびせん断抵抗特性を考慮した合理的なケーソン基礎頂版設計法の確立を目的として、頂版をモデル化した供試体の1方向荷重実験を行い、耐力算定法を提案して検討を行った。また、実験を3次元弾塑性FEMで解析し、ディープスラブ型の破壊、とりわけせん断破壊に対する解析手法の適用性について検討した。

3. 実験方法

供試体形状および諸元を図-1および表-1に示す。供試体はケーソン頂版をモデル化したものであり、せん断スパン比 $a/d=0.5, 1.0, 2.0$ で3種類（ここに、 a ：荷重版縁から支承線までの長さ、 d ：有効高さ）、主鉄筋比 $\rho_w=0.4, 0.8, 1.2\%$ で3種類の合計9体である。鉄筋はSD345を用い、上側鉄筋量は主鉄筋量の約1/2とした。また、荷重版には $25\text{cm} \times 25\text{cm}$ の鉄板を用い、支承部には水平方向の拘束の影響を取り除くためにテフロンシートを挿入し、四辺単純支持とした。なお、荷重は静的単調荷



荷とし、供試体端部および載荷版の鉛直変位と鉄筋ひずみを計測した。

4. 実験結果

表-1 供試体諸元、実験結果および計算結果

材料試験により得られたコンクリート強度 $f'c$ と供試体載荷試験により得られた最大荷重 P_{max} を表-1に示す。試験の結果、以下のような知見が得られた。

- ・ ケース7を除くすべての供試体において、底面の支承付近に、支承にほぼ平行な斜めひびわれが観察された。

CASE	a/d	$p_w(\%)$	$f'c(kgf/cm^2)$	$P_{max}(tf)$	$P_{mu}(tf)$	$P_{vu1}(tf)$	$P_{vu2}(tf)$	$P_{cal}(tf)$
1	0.5	0.4	294.2	106.3	123.9	131.1	101.6	150.0
2		0.8	244.9	143.5	260.0	150.7	117.1	
3		1.2	282.7	164.6	381.9	183.0	142.3	190.0
4	1.0	0.4	284.3	124.2	158.1	166.2	150.5	
5		0.8	244.3	146.8	313.4	190.8	173.3	148.0
6		1.2	271.8	166.0	513.8	235.0	213.6	
7	2.0	0.4	260.5	45.3	32.4	39.3	31.8	70.0
8		0.8	226.6	49.0	60.7	44.5	36.0	
9		1.2	256.8	48.2	97.3	54.9	44.5	94.0

- ・ 供試体底面には放射状の曲げひびわれが生じており、ケース1、4、7において底面の中央付近に生じた最大曲げひびわれ幅は1mm以上であった。
- ・ すべてのケースにおいて、ひびわれは荷重増加とともに側面にも進展し、最大荷重到達時には上面の側部まで到達した。
- ・ ケース6、9では主鉄筋が降伏する前に、ケース2、3、5、8ではほぼ降伏ひずみ付近で破壊に至った。

5. ディープスラブの耐力算定法と実験結果との比較

以下の3つの手法により供試体の耐力を算定し、実験値と比較した(表-1参照)。

1) 降伏線理論を用いた曲げ耐力の算定(P_{mu})

供試体の曲げ耐力 P_{mu} は、以下の手順に従って算定される。

- ① 供試体の単位幅当たりの終局曲げモーメント M を求める。ただし、鉄筋は降伏応力度を用いる。
- ② 供試体上面全体に等分布荷重が作用したときの曲げ耐力 P_{mu}' を求める。降伏線理論より、 $P_{mu}' = 24M$ となる。
- ③ 実験時は載荷版による部分載荷であるため、②で求めた P_{mu}' よりも曲げ耐力は小さくなる。そこで、Timoshenkoらの理論¹⁾を用いて、 P_{mu}' に相当する等分布荷重が作用したときと中央部の曲げモーメントが等しくなるような部分載荷時の曲げ耐力 P_{mu} を求める。ただし、部分載荷の載荷幅は、スラブの厚みを考慮して $(l+d)$ とする。ここで l は載荷版の幅である。

2) 土木学会コンクリート標準示方書²⁾(以下、RC標準)のディープビームのせん断耐力算定式に2方向性を考慮した式(P_{vu1})

RC標準によれば、ディープビームのせん断耐力 V_{dd} は、以下の式により求められる。

$$V_{dd} = \beta_d \times \beta_p \times \beta_a \times f_{dd} \times b_w \times d / \gamma_b \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$\text{ここに、} f_{dd} = 0.6\sqrt{f'c_k} \text{、} \beta_d = \sqrt[4]{100/d} \text{、} \beta_p = \sqrt[3]{100p_w} \text{、} \beta_a = \frac{5}{1+(a/d)^2}$$

a: 荷重作用点から支承前面までの距離、d: 荷重作用点における有効高さ

p_w : 軸方向引張鉄筋断面積の腹部断面積に対する比率、 f'_{ck} : コンクリートの圧縮強度

b_w : 腹部の幅、 γ_b : 部材係数

ディープスラブのせん断耐力 P_{vu1} は、(1)式の幅 b_w を載荷版端部より $a/2$ 離れて載荷版を取り囲む周長 u に置き換え、部材係数を取り除くことにより求められる。

$$P_{vu1} = \beta_d \times \beta_p \times \beta_a \times f_{dd} \times u \times d \quad \dots\dots\dots(2)$$

3) 載荷幅を考慮して2)の a を修正したせん断耐力算定式 (P_{vu2})

載荷幅を考慮し、(2)式の a を以下のように変更した。

- ① 載荷版の分布荷重の影響を考慮し、荷重作用点を載荷版端部から $l/6$ 内側へ入った位置へ変更
- ② ディープスラブ内部の圧縮応力流の影響を考慮し、支承反力の位置を支承前面より支承中央に変更

実験値/計算値と a/d 、 p_w との関係をそれぞれ図-2、図-3に示す。図-2より、 $a/d=1.0$ のとき、いずれのせん断耐力算定式も若干過大な値を与える。また、図-3より、 $p_w \geq 0.8\%$ の供試体では曲げ耐力は非常に大きく、明らかにせん断破壊していること、 P_{vu2} が比較的妥当な結果を与えていることが分かる。

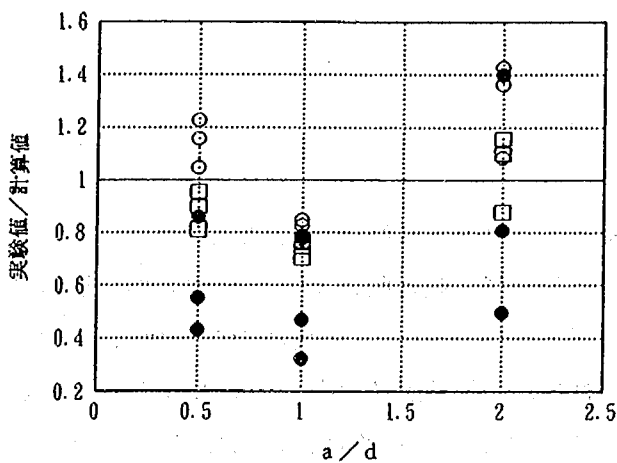


図-2 実験値/計算値と a/d の関係

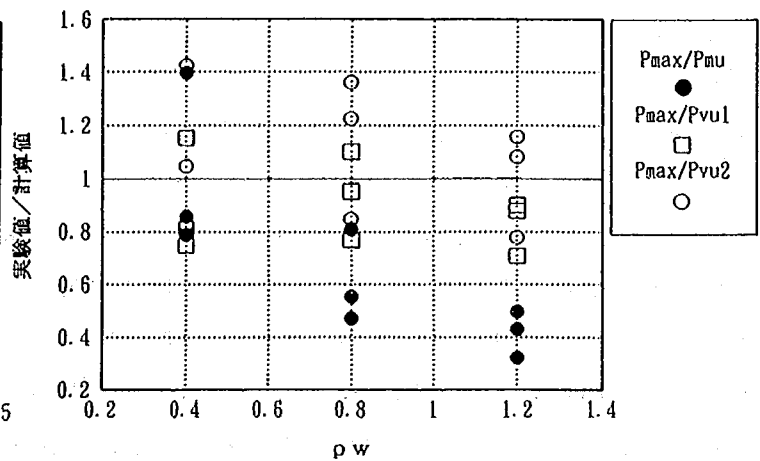


図-3 実験値/計算値と p_w の関係

6. 解析方法

以下の条件で弾塑性 FEM 解析を行った。

- ・ コンクリートは 8 節点 3 次元立体要素、鉄筋は棒要素としてモデル化。
- ・ コンクリートおよび鉄筋の材料物性値は、使用材料試験の結果を基に設定。ただし、コンクリートの圧縮強度、引張強度はそれぞれ試験結果の 85%、70% の値とした。
- ・ コンクリートの引張強度以降の応力-ひずみ関係は、 2000μ で 0 になるように直線的に低減。
- ・ コンクリートと鉄筋の降伏条件は、それぞれ Drucker-Prager と Von Mises の条件を用いる。
- ・ ひびわれモデルは分布ひびわれモデルを用い、ひび割れ発生後のせん断伝達率は 0.1 とする。
- ・ コンクリートと鉄筋は完全付着。

解析対象は表-1 の CASE1、3、5、7 および 9 とした。

7. 解析結果

解析により得られた最大荷重 P_{cal} を表-1に示す。 P_{cal} は P_{max} の1~2倍とかなり過大な値になった。3次元的な応力状態におけるコンクリートの破壊挙動については研究途上段階であり、圧縮および引張強度の設定や降伏条件等について再考する余地があると考えられる。以下では最大荷重がほぼ一致したCASE5 ($a/d=1.0$, $p_w=0.8$) の主な結果について比較・考察を行う。

1) 荷重-変位関係 (載荷版位置)

図-4のように、最大荷重はほぼ等しいが初期勾配や終局時の変位が大きく異なる。初期については支承と供試体のなじみの影響、終局時については材料の非均一性等が原因であると考えられる。

2) 荷重-ひずみ関係 (主鉄筋)

図-5は供試体中央付近での実験値と解析値を比較したものである。初期勾配についてはほぼ一致しているが、終局時のひずみは解析値が実験値を上回っている。これは鉄筋の付着の影響が原因であると考えられる。

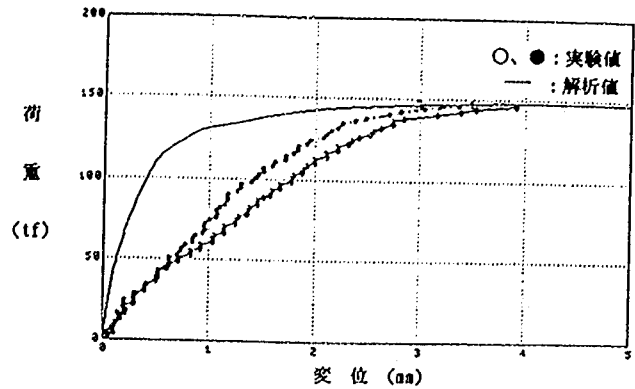


図-4 載荷版位置での荷重-変位関係

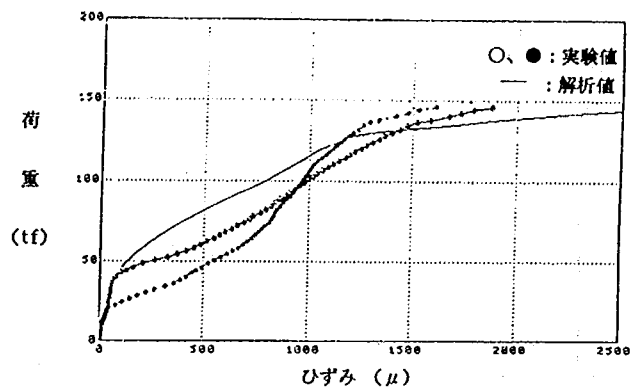


図-5 中央主鉄筋の荷重-ひずみ関係

3) コンクリートの主応力

図-6は載荷荷重100tf時の中心断面における主応力図であるが、載荷版と支承部を結ぶ形で圧縮ストラット (コンクリートの圧縮領域) が形成されている。また、ストラット中央部での引張応力がコンクリートの引張強度 (15.6 kgf/cm^2) に近い値となっており、この後斜めひびわれが発生したことがわかる。尚、40tf時の主応力図では底面の応力が引張強度に近づき、この後底面に曲げひびわれが発生したことが推測され、また、120tf以降の荷重レベルでの主応力図より、斜めひびわれ発生後に圧縮応力の流れが下向きに変化し、終局に至ったことが判明した。

8. まとめ

本研究では、ディープスラブの載荷実験を行い、提案式および弾塑性FEMの妥当性について検討した。今後の課題としては、ディープスラブの破壊機構の解明、提案式の精度の向上や妥当性の検討などが挙げられる。

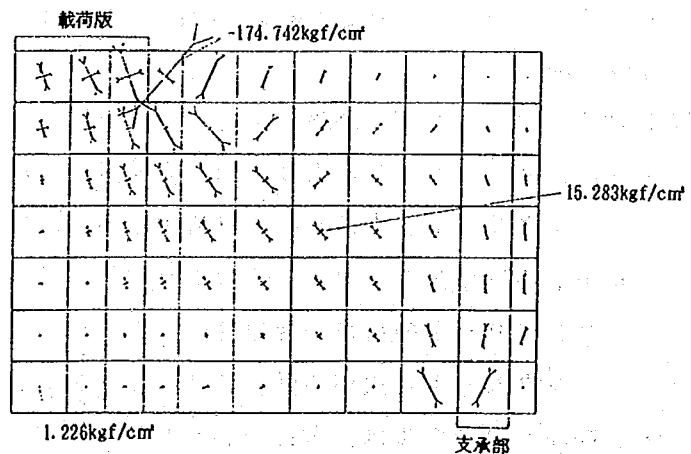


図-6 中央断面における主応力図 (載荷荷重100tf)

参考文献1) Timoshenko, S., Woinowsky-Krieger, S.: Theory of Plates and Shells, McGraw-Hill, 1959

2) 土木学会: コンクリート標準示方書 (設計編)、平成3年度版、平成3年9月

腐食環境下におけるコンクリート部材の ひびわれ幅と塩分量の関係に関する実験的検討

構造橋梁部 橋梁研究室

淵上 優子

1. まえがき

P R C部材は、R C部材にプレストレスを導入してひびわれ幅の制御を行い、R C部材の耐久性の向上を図ったものであり、P C部材と比較すると鉄筋量が多く脆性破壊が生じる危険を軽減できる。しかし、一方ではひびわれの発生を許容するためP C部材に対し耐久性の低下が予想されるため、道路橋での本格的な使用に当たっては耐久性の確認が必要である。平成4年度より行っているP R C部材の耐久性に関する一連の研究の中では、これまでに繰り返し載荷試験および腐食促進試験によって、ひびわれ幅と浸透塩分量および鉄筋腐食との関係を得てきた。

本研究では、P R C部材を含むコンクリート部材全体の耐久性を把握する有効な手がかりを得ることを目的として、コンクリート部材のひびわれ幅と浸透塩分量のみに着目して実験を行った。供試体は、浸透塩分量の測定において粗骨材の影響を排除するためにモルタルを使用した小型のR C供試体を用いた。実験ではR C供試体に所定幅の曲げひびわれを発生させ、塩水を用いて人工的に創り出した厳しい腐食環境に一定期間曝した後、ひびわれ幅と浸透塩分量との関係を調査し基礎データを得た。

2. 試験方法

2.1 供試体

図-1に供試体の形状・寸法を示す。供試体は、100mm×100mm×400mmのモルタルを使用した小型のR Cけた16体である。ここで、浸透塩分量の測定において通常のコンクリートでは粗骨材の有無や大小の影響により誤差が大きくなる

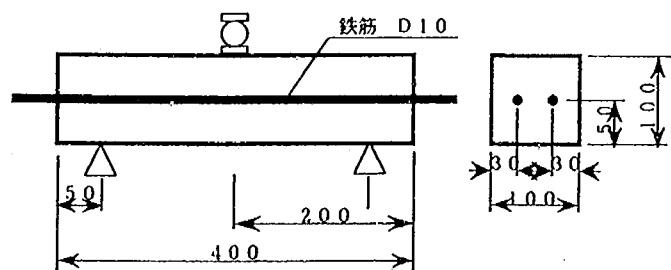
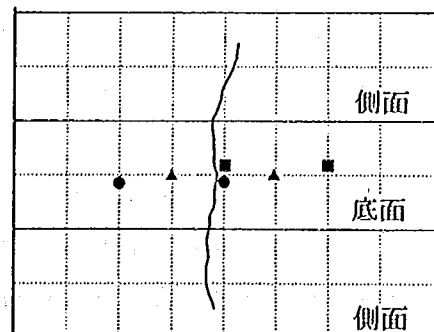


図-1 R C供試体形状・寸法

と考えられるため、モルタルを使用した。それぞれの供試体には静的載荷により0.2、0.3、0.4、0.5、1.0mmのうちいずれかを目標とした曲げひびわれを発生させ、各ひびわれ幅に対し3体ずつを製作した。ひびわれ幅の測定には π 型変位計を用いた。また、モルタル表面からの塩分浸透量を把握するためひびわれを発生させないものも1体用意した。ひびわれ図の一例を図-2に示す。

なお、供試体の製作にはC:W:S=1.0:0.5:2.5のモルタルおよびSD295A D10の鉄筋を使用した。塩分を浸透しやすくするためにモルタルの空隙を確保する必要があるため、空気量が4%程度となるようにA E剤を添加した。実測値は3.8%~4.2%であった。



目標曲げひびわれ幅 : 0.50mm
ひびわれ発生荷重 : 1.20 t
ひびわれ導入最大荷重 : 1.50 t
測定曲げひびわれ幅 : $\pi-1$ (●●) +0.490mm
 $\pi-2$ (▲▲) +0.472mm
 $\pi-3$ (■) -0.005mm

図-2 ひびわれ図

2.2 腐食試験および塩分量測定

腐食試験は、塩水を用いて人工的に創り出した腐食環境によって行った。その概念図を図-3に示す。試験は、それぞれの供試体に1時間に1分間の人工海水の噴霧および30分間の強制的な温風乾燥により腐食促進を行った。期間は14日間である。

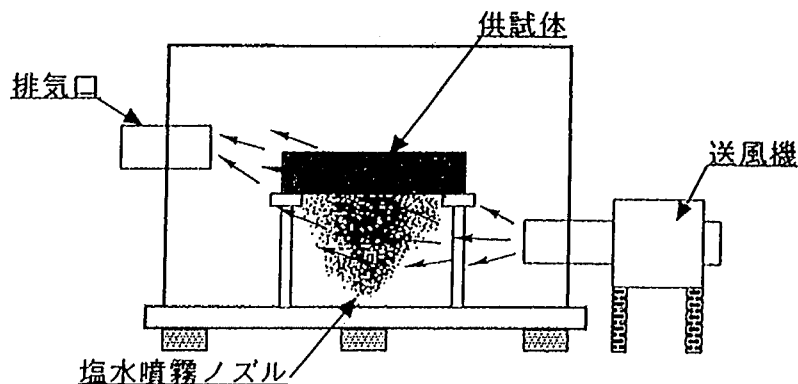


図-3 腐食試験の概念図

腐食試験後、供試体のひびわれ部分を切り出して表面からの距離方向に3

分割し、中央が表面からの距離3 cm、5 cm、7 cmとなるようにコンクリート片を採取した(図-4)。また、コンクリート片における供試体表面およびひびわれ面はカットおよび研磨を行いデータに影響しないようにした。ここで、ひびわれ内に浸入した塩分はそのまま結晶となって付着するのか、次の塩水噴霧等で流されてしまうのか不明であることから、今回はコンクリートに浸透した塩分量のみを測定することとした。

浸透塩分の抽出は、これらのコンクリート片をそれぞれ粉砕して試料とし、同量のイオン交換水

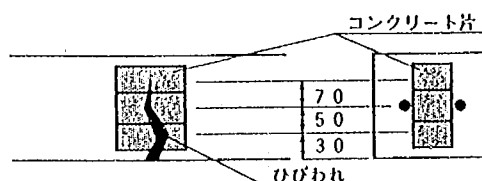


図-4 コンクリート片の採取状況

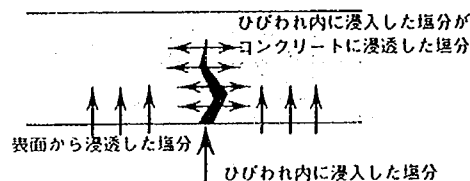


図-5 塩分浸入および浸透の概念図

と攪拌することで行った。塩分量の測定は、抽出液に対し、JIS法と同様の反応を呈する試薬が充填されている塩分検知管を用いて行った。

表-1 浸透塩分量

3. 試験結果および考察

3.1 供試体表面から浸透した塩分量

図-5に示すように、本試験では、塩水噴霧による供試体中の塩分を、ひびわれ内に浸入した塩分、ひびわれから浸透した塩分および表面から浸透した塩分に分類している。

表-1に測定した塩分量を示す。表より、ひびわれ幅0 mmの塩分量は表面からの距離に関わらず、ひびわれを発生させた供試体の塩分量に比べて打設時に測定した塩分量 $2.64 \times 10^{-3} \%$ と同様に少ない値であることから、浸透塩分量は供試体表面からの浸透による影響よりひびわれ内に浸入した塩分による影響が圧倒的に強いと考えられる。

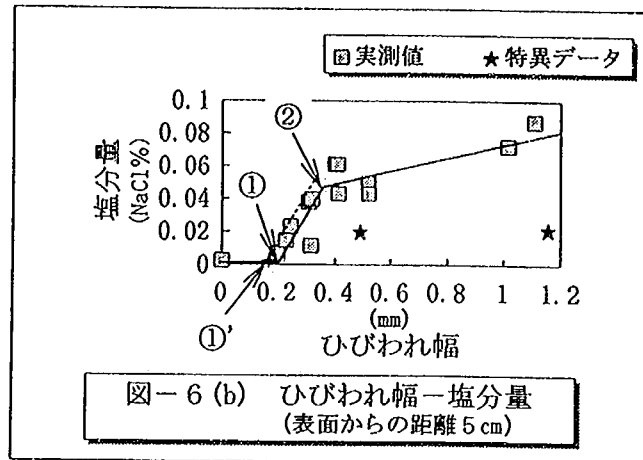
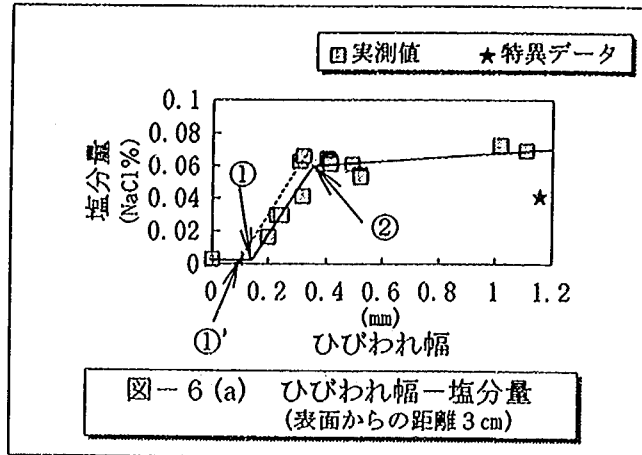
目標 ひび われ 幅 (mm)	実測 ひび われ 幅 (mm)	塩分濃度 $\times 10^{-3}$ (NaCl%)		
		表面からの距離 (cm)		
		3.0	5.0	7.0
0.0	0.000	2.97	2.47	3.30
0.2	0.199	16.48	6.59	4.94
	0.229	29.66	14.83	3.30
	0.245	29.66	23.07	9.89
0.3	0.308	62.62	37.90	6.59
	0.317	41.20	11.54	4.94
	0.319	65.92	39.55	6.59
0.4	0.401	64.27	60.98	4.94
	0.410	62.62	60.98	14.83
	0.413	60.98	42.85	4.94
0.5	0.490	60.98	19.78	6.59
	0.519	54.38	49.44	11.54
	0.522	52.74	42.85	6.59
1.0	1.017	72.51	72.51	13.18
	1.108	69.22	87.34	28.02
	1.157	41.20	21.42	4.94
打設時		2.64		

3.2 表面からの距離 3 cm および 5 cm の

ひびわれ幅と塩分量の関係

図-6 (a)～(b)に表面からの距離 3 cm および 5 cm のひびわれ幅と塩分量の関係を示す。図より、表面からの距離 3 cm および 5 cm の場合は、ひびわれ幅 0.4 mm 程度まではひびわれ幅の増加に伴い塩分量は急増しており、それ以降は漸増する傾向にある。

以上の傾向を明確に把握するために、最小二乗法を用いて実測値を 3 直線で近似した。ひびわれ幅 0～0.1 mm 程度については、塩分量がほとんど増加しないように読みとれるため 0 mm の時の実測値で水平線を引いた。それ以上の 2 直線は、特異なものを除いた実測値を用いできるだけ相関が高くなるように直線で回帰したものである。交点①の x 座標は表面からの距離 3 cm および 5 cm でそれぞれ 0.151 mm および 0.211 mm、交点②の x 座標はそれぞれ 0.360 mm および 0.367 mm であり、交点①はコンクリート中に浸透する塩分量に影響を与え始めるひびわれ幅、交点②



は影響が緩和される領域へ移行するひびわれ幅であると考えられる。表面からの距離 3 cm の交点①および②はどちらも 5 cm の交点より小さくなっており、浸透塩分量に対するひびわれ幅の影響については、表面からの距離が小さいほどひびわれ幅の小さい領域で敏感に生じると考えることができる。

表-2 に、土木学会コンクリート標準示方書（以下、標準示方書）の許容ひびわれ幅の規定により算出したひびわれ幅および上述の交点のひびわれ幅を示す。これらを比較すると、浸透塩分量に影響を及ぼし始めるひびわれ幅の交点①は、 $C = 3$ cm では一般の環境

表-2 標準示方書による許容ひびわれ幅との比較

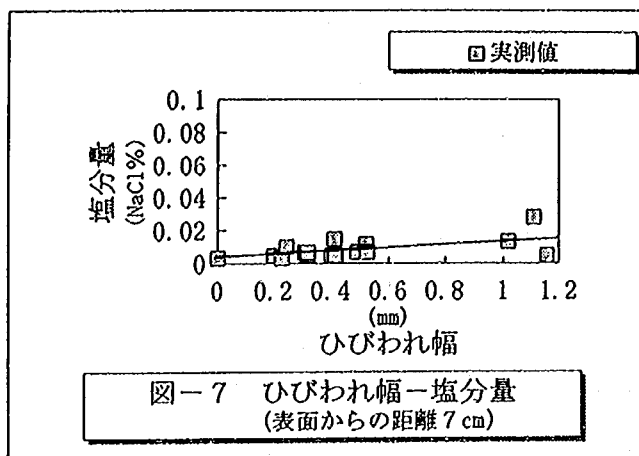
かぶり もしくは 表面からの 距離	鋼材の腐食に対する環境条件			浸透塩分量に 影響を及ぼし 始める ひびわれ幅	
	一般の 環境	腐食性 環境	特に厳しい 腐食性環境	交点①	交点①'
$c = 3$ cm	0.15mm	0.12mm	0.105mm	0.151mm	0.107mm
$c = 5$ cm	0.25mm	0.20mm	0.175mm	0.211mm	0.167mm

の許容ひびわれ幅程度、 $C = 5$ cm では腐食性環境の許容ひびわれ幅程度となっている。すなわち、交点①を用いた解析では本試験条件に対して標準示方書より求めた許容ひびわれ幅は安全側の値を示しているといえる。しかし、交点①は実測値を最小二乗法により処理して求めたものであり、安全率は見込まれていない。そこで、この近似した直線の傾きを固定しひびわれ幅に対する塩分量のバラツキを考慮して算出した標準偏差 σ を切片に加えて得た直線（図-6 (a) (b) の点線）により交点①' を求めると、表面からの距離 3 cm および 5 cm に対しそれぞれ 0.107 mm および 0.167 mm となり、これらは標準

示方書の特に厳しい腐食性環境の許容ひびわれ幅に近い値となった。以上のことから、本試験で用いた人工的な腐食環境に対しては、標準示方書の許容ひびわれ幅が一定の安全率を含んだ妥当な値を与えているといえるが、実構造物の長期間にわたる供用を考慮した上で以上のことを結論するには、種々の環境条件において同様の試験および解析を行うことが必要と考えられる。

3.3 表面からの距離 7 cm の ひびわれ幅と塩分量の関係

図-7 に表面からの距離 7 cm のひびわれ幅と塩分量の関係を示す。表面からの距離 7 cm の場合については、3 cm および 5 cm のときのような不連続点は見受けられなかったため、全ての実測値を用い 1 つの直線で近似した。塩分量も表面からの距離 3 cm および 5 cm の場合に比較して



非常に少なくなっている。このことから、表面からの距離がある程度大きくなるとひびわれ幅は塩分量に影響を及ぼさなくなると考えられる。これは、供試体のひびわれ深さが 6.42~8.50 cm となっており、表面からの距離 7 cm という測定位置はひびわれの先端付近となることから塩分量に影響がなかったものと考えられる。ただし、よりけた高の大きい供試体や実橋においてはひびわれ深さがより深くなることから、7 cm 近辺でも塩分の浸入があると考えられる。

今回の試験では、実際に内部のひびわれがどこまで達しているかを測定することが困難であったため、図-2 に示すひびわれ図における両側面のひびわれ深さの平均値を着目点のひびわれ深さとした。

4. まとめ

本試験では、ひびわれ幅と浸透塩分量との関係の基礎データを得ることを目的として、RC 供試体に予めひびわれを発生させ、塩水噴霧により人工的に創り出した腐食環境における腐食促進試験を行い、供試体内に浸透した塩分量を測定した。その結果、ひびわれ幅が塩分量に影響を及ぼし始める点および影響が緩和される領域に移行する点が存在することが理解できた。さらに、そのひびわれ幅が塩分量に影響を及ぼし始める点が土木学会コンクリート標準示方書の許容ひびわれ幅に近い値となることが確認できた。また、今回のように小型の供試体を使用した範囲ではひびわれの先端であればひびわれ幅はほとんど浸透塩分量に影響を及ぼさないということ、空気量 4 % のモルタルを使用した範囲では表面から浸透する塩分量に比べてひびわれ内に浸入した塩分がコンクリート中に浸透する影響が卓越しているということを導くことができた。

今後は、異なる環境条件での実験を行うとともに、大断面の供試体によりひびわれ深さの問題を解決し、また、側面および表面からの浸透塩分を排除してより精度の高いデータを得ることを考えている。

【参考文献】

- 1) 西川, 神田, 内田, 淵上: PRC 部材の耐食性に関する実験的検討, 土木学会第49回年次学術講演会, 平成6年9月.
- 2) 西川, 神田, 内田, 淵上: 腐食環境下におけるコンクリート部材のひびわれ幅と塩分量の関係に関する実験的検討, 土木学会第50回年次学術講演会, 平成7年9月.
- 3) コンクリート標準示方書, 設計編, (社)土木学会, 平成3年9月.

遊砂地における 土砂堆積特性に関する実験

砂防研究室 竹崎 伸司

1. まえがき

近年砂防設備においては、河道の自然の拡幅部を利用して遊砂地をつくり、これにより流下してくる土砂の捕捉や調節を行おうとする事例が増加している。

そこで掃流区間に設ける遊砂地の土砂捕捉及び調節機能に関する実験を行い、遊砂地の合理的・効果的な設計手法を検討した。

2. 実験目的

砂防河川の掃流区間では流下してくる土砂の捕捉及び調節機能を期待して遊砂地が計画される場合がある。しかし、遊砂地をもうける場合の計画、設計手法には未だ不明な点も多い。そこで土砂の捕捉・調節効果の高い遊砂地の計画、設計法を検討するために遊砂地の縦断形状及び平面形状を変化させて水理模型実験を行った。

3. 実験方法

土木研究所水理共同実験棟内にある急勾配水路の中に図-1に示すような水路長600cm、勾配1/40、水路高50cmの水路模型を製作した。水路幅は流路工部で30cm、遊砂地部で90cmとし、60cm間隔に落差工（床固工）を設置した。実験では、河床勾配と落差工の数および遊砂地の出入り口の形状を変化させた（図-1、表-1）。流量は12ℓ/s、給砂時間は遊砂地内における堆積土砂量がほぼ一定となる15分間とした。さらにその後堆積した土砂の排出機能を調べるために無給砂で5分間給水した。実験に用いた砂の平均粒径は1.8mmでほぼ均一な砂である。給砂量は水山・上原の式の急勾配固定床の流砂量式¹⁾を用いて限界流砂量を求め、予備実験により確認して用いた（表-2）。

4. 実験結果

4.1 遊砂地の掘り込み形式による堆積土砂量の変化

10分間給水及び給砂した後の各ケースの河道拡幅部内への堆積土砂量を表-2に示す。通常の

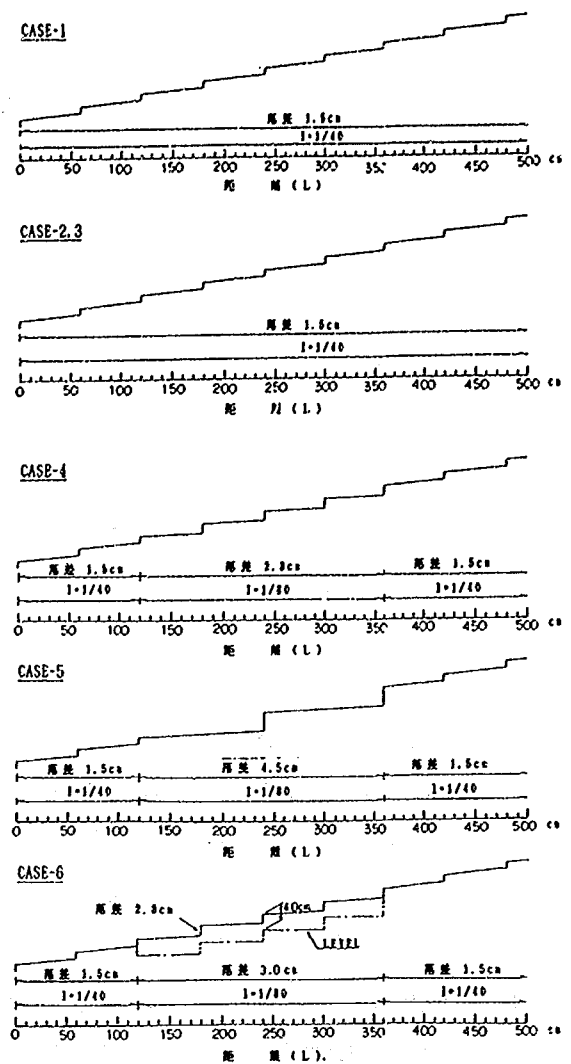
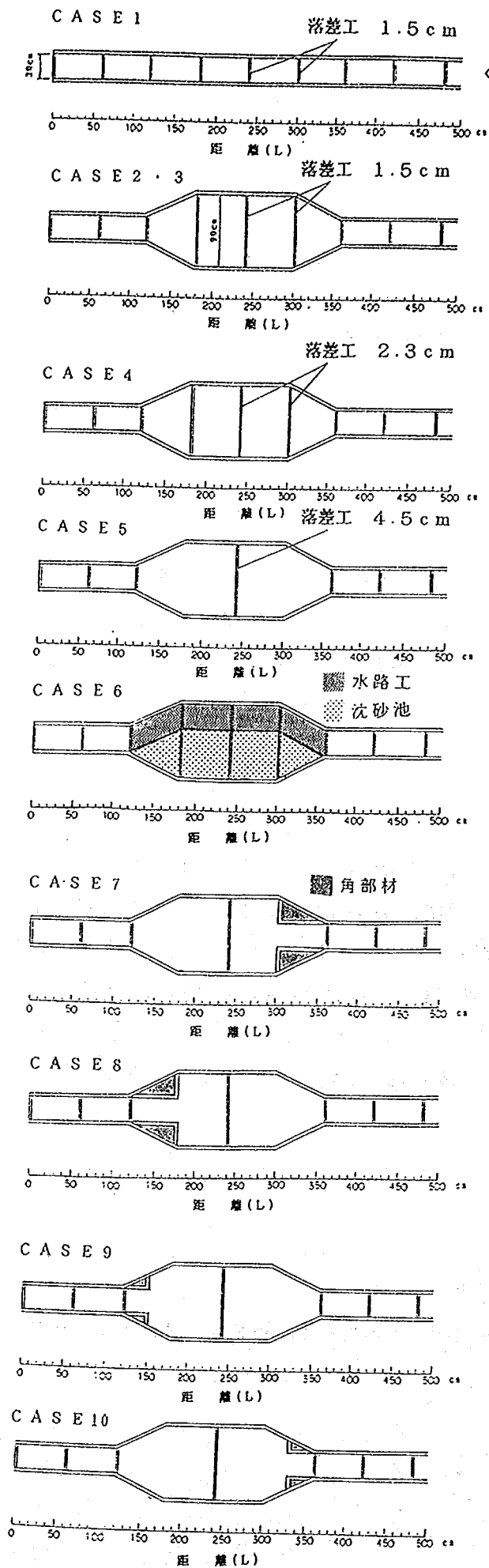


図-1 各ケースの河道平面及び縦断面図

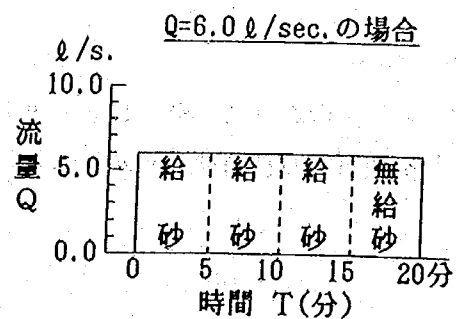
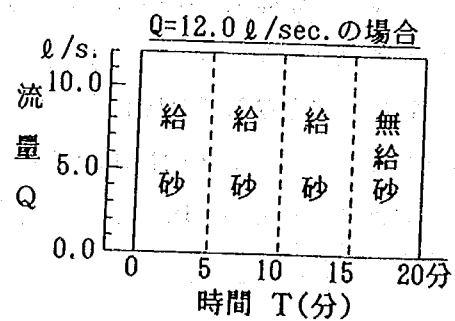


図-2 ハイドログラフ

流路工（ケース1）では、流路工内に土砂が堆積することはなかった。遊砂地内に掘り込み部を持つもの（ケース6）は、持たないもの

表-1 実験ケース及び遊砂地形状一覧表

より堆積土砂量が多かった。しかし、ケース6は無給砂時の土砂流出が少ないため、貯砂容量の確保のためには、人工的な掘削を行わなければならないと思われる。

4.2 遊砂地内の河床縦断形の影響

遊砂地内の河床勾配を1/80にして落差工を1段にしたケース5が堆積土砂量が最も多く、ついで、勾配1/80落差工3段（ケース4）、勾配1/40落差工3段（ケース2、3）の順となっている。平均土砂堆積形状を縦断方向でみると、図-3

実験 ケース	河床勾配 1		水路形状			
	上游	河道				
1		1/40	・直線水路 (B=30cm)			
2	1/40	1/40	幅	・落差工 (H=1.5cm) 3基		
3	1/40	1/40		・落差工 (H=1.5cm) 3基		
4	1/80	1/40		・落差工 (H=2.3cm) 3基		
5	1/80	1/40		・落差工 (H=4.5cm) 1基		
6	1/80	1/40		水路工+沈砂池		
7	1/80	1/40		・落差工 (H=4.5cm) 1基	角部材	上大
8	1/80	1/40		・落差工 (H=4.5cm) 1基		下大
9	1/80	1/40		・落差工 (H=4.5cm) 1基		下小
10	1/80	1/40		・落差工 (H=4.5cm) 1基		上小

に示すように元河床が変化しても土砂の注：角部材とは、遊砂地の形状を変化させるため上流部か下流部に設けた部材のことであり、「上大」や「下小」はそれぞれ「上流部に設けた大型の角部材」「下流部に設けた小型の角部材」を示している。

る。したがって河床を下げた分だけ多くの土砂が堆積したことになる。

4.3 角部材による影響

遊砂地の出入り口の形状が土砂堆積に与える影響を調べる目的で、河床勾配1/80落差工1段のケース（ケース5）を基本として上流端および下流端に大小2種類の角部材を設置した（ケース7～10）と角部材を設置しなかったケース（ケース5）の堆積土砂量を比較すると、角部材小を下流端に設置したケースを除き、角部材を設けた場合は堆積土砂量が少なくなった。これは、角部材を下流に設置した場合は堆砂面積が減少したため、角部材を上流部に設けた場合は拡幅部上段での流速の減少が少なく掃流力が減少しなかったためと

表-2 遊砂地内堆積土砂量（10分間給砂・給水時点）

ケース	流量 (l/sec)	給砂量 (cm^3)	堆積土砂量 (cm^3)	堆積土砂量の多い順番
1	12.0	108,800	0	9
2	12.0	108,800	36,700	7
3	6.0	52,000	14,900	6
4	12.0	108,800	39,300	
5	12.0	108,800	51,100	3
6	12.0	108,800	77,700	1
7	12.0	108,800	43,200	5
8	12.0	108,800	33,500	8
9	12.0	108,800	51,500	2
10	12.0	108,800	46,300	4

考えられる。角部材小を下流に設けたケース9の場合は、角部材がせき上げ水深や堆砂面積に与える影響がすくなかったために角部材を設けなかったケース5とほぼ同じ堆積土砂量が得られたと考えられる。

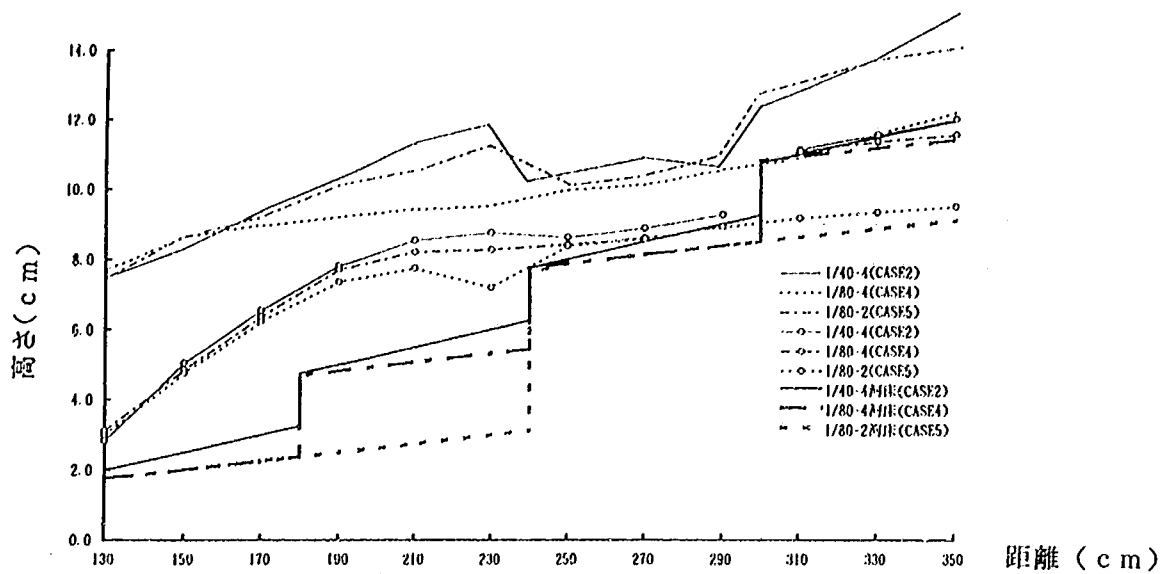


図-3 遊砂地内の堆砂及び水位縦断図 (CASE 1 ~ 5)

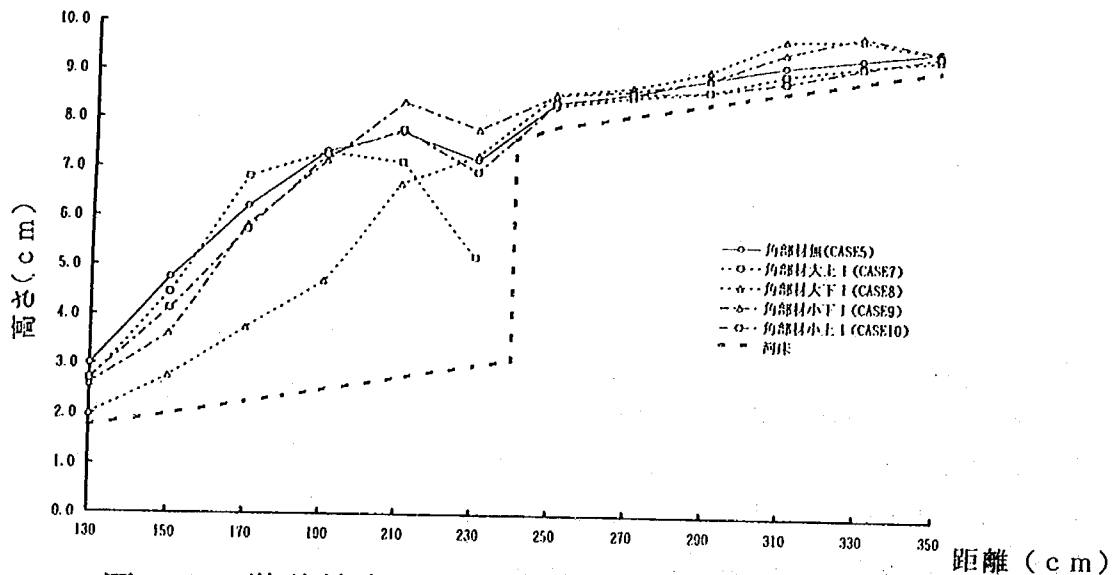


図-3 遊砂地内の堆砂縦断図 (CASE 5、7 ~ 10)

5. まとめ

遊砂地内の河床縦断形を変化させても遊砂地内の土砂堆積面形状はほとんど変化しないことから、土砂の堆積量を増加させるためには、遊砂地内の河床を掘り込むほど（河床勾配を緩くするほど）効果的であることが分かった。

各ケースの中で最も堆積土砂量が多かったのは沈砂池内を深く掘り込んだケース6であった。しかしながら実際にこのタイプの拡幅部を設ける場合は堆積土砂を人工的に除石があるので土砂流出の頻度が低い河川に適している。多量の土砂流出が頻発する河川では維持管理が容易な遊砂池内を掘り込まないタイプのものが適している。また遊砂地の出入口に角部材を設置しても土砂捕捉量は向上しなかった。

6. 今後の検討課題

今後は遊砂地の形状（幅、長さ）と土砂捕捉及び調節機能の関係を検討する必要がある。

文献：1) 水山ら：急勾配固定床水路における掃流砂量の算定方法、土木技術資料vol. 25, No8, 1983

階段式魚道におけるアユの遡上特性

ダム部水工水資源研究室 田中和浩

1. まえがき 近年、河川の生態系の保全のため上流と下流の水棲生物の通過を妨げるダム・堰等の河川横断工作物に魚道を設置する事例が増えてきている。その魚道の設計は経験的あるいは机上の推論をもとに行われており、水理的特性と魚類の遡上特性の関係については十分に把握されていないのが現状であり、魚道の水理特性、魚類の移動を含めた遡上特性を踏まえた合理的な設計方法が望まれている。そこで、本研究では我が国で最も一般的に使用されている階段式魚道について、魚道の勾配、落差、越流水深の各パラメーターを変化させて実験を行い、その遡上特性を調査したのでここに報告する。

2. 実験概要 階段式魚道は、水路横断方向に隔壁を設けてプールを作り、プール間に落差を設けてプールから越流させ流下させていく魚道である。実験模型は図-1に示す隔壁及びプール形状をした幅0.5mでプール数4段からなる階段式魚道の二次元模型で、上流端及び下流端には水槽を設けた。上流端の水槽（以下上流水槽という）は幅3.5m×長さ1.6m×深さ0.9mで上流端まで遡上した実験魚の回収に、下流端の水槽（以下下流水槽という）は幅3.5m×長さ1.0m×深さ0.9mで実験魚の放流のために使用した。下流端の隔壁と下流水槽間の水路距離は、1.0mである。

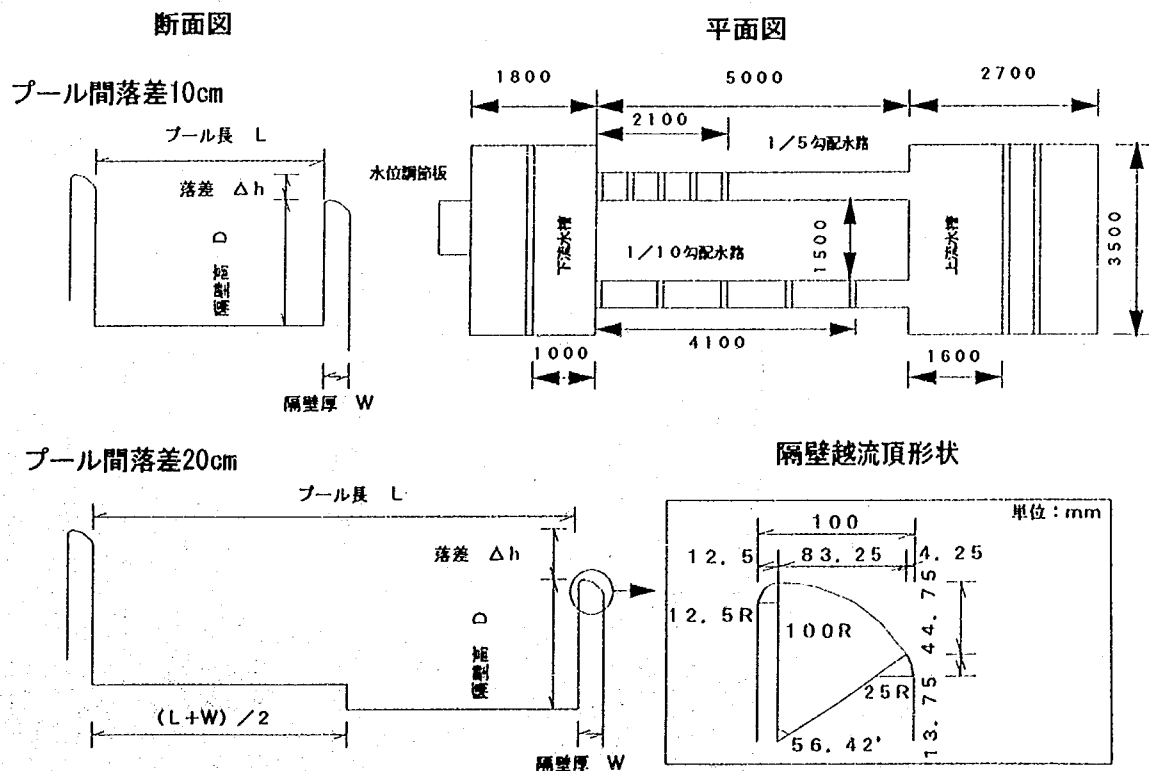


図-1 階段式魚道模型図

実験形状は表-1に示す勾配及び落差を変化させた4形状で、魚道延長は、魚道勾配1/10のケースは4.1m、1/5のケースでは2.1mである。今回の実験ケースは、表-2に示すとおり階段式魚道のパラメーター勾配及び落差、越流水深を変化させた6ケースであり、下流端隔壁と下流水槽間の落差はすべてのケースで10cmとなるよう下流水槽に設けた水位調節板により水位調節した。

実験での観測項目は、実験中の水質、水温、照度及び上流水槽の遡上魚数、各プールの遡上魚数、実験魚の体長・体高・体重、魚の遊泳状況の各項目である。

実験は、以下の方法で行った。すなわち、実験模型内と飼育水槽の環境条件の違いからくるストレスを魚に与えないために実験開始日の前日PM2:00に飼育水槽から実験模型内の下流水槽（実験当日まで遡上できないように最下流隔壁の後ろにあらかじめ取り外し可能な網を取り付けてある）へ各ケース500匹を目安に捕獲して移動し模型水槽内の条件に慣らした後、実験当日のAM9:30に網を取り外して実験を開始し、PM1:30に一度通水を停止、上流水槽内及び各プール内の遡上魚を捕獲した。次に、再びPM2:00～翌日のAM9:30まで通水した後、魚の捕獲を行った。このように2回に分けて実験を行ったのは、遡上時間帯の確認を考慮したものであり、実験終了後に実験対象魚数を確認した。なお、実験魚にかかるストレスを極力少なくするため流況観察のため設けた魚道側壁の透明アクリル壁外側に暗幕を掛けるとともに、飼育水槽内の水温は実験模型内のそれと同じになるよう設定した。遡上実験における水温は14～20℃、照度は0～2000lxであり、アユは魚体長7～13cm、体高1.2～2.6cm、体重5～25gの養殖魚である。実験は5月30日～6月23日までの間に実施した。以上の遡上実験と併せ、流況、水面形、流速の各項目により水理特性調査を実施しているが、本報告では、遡上特性を中心に報告する。

3. 実験結果

3.1 魚道内の流れ 遡上特性の報告に先立ち、ここではまずプール内流況を概観しておく。魚道内の流れは、大きく分けて写真-1、2に示すように、隔壁からの越流水脈が隔壁下流面に沿って流下してプール底面まで到達し、プール内で時計回りの流れを形成する形態と、プール表面を走ってプール内に反時計回りの流れを形成する形態に大別さ



写真-1 落下流状態

れ前者は落下流状態、後者を表面流状態と呼ばれている。今回の実験ケースのうち、実験ケース1、

表-1 実験形状

水路勾配	プール長 L	隔壁高 D	落差 Δh	隔壁厚 W
1/10	900	500	100	100
1/5	400	500	100	100
1/10	1900	500	200	100
1/5	900	500	200	100

単位: mm

表-2 実験ケース

実験NO.	水路勾配 S	越流水深 h	落差 Δh
1	1/10	10	10
2	1/10	15	10
3	1/10	20	10
4	1/10	10	20
5	1/5	10	10
6	1/5	10	20

4ではすべてのプールで落下流状態
実験ケース2、3ではすべて表面流
状態となった。また、実験ケース
5、6では上流端プールのみ落下流
状態となり、残りのプール内は表面
流となった。なお、下流端隔壁につ
いては、越流水脈は常に隔壁下流面
に沿って流下し下流水槽内ではすべ
て落下流状態と同じ流況となってい
る。また、いずれのケースでも、隔
壁No. 1, 3, 5（上流からの番号）の越
流水脈に対し、隔壁No. 2, 4では流れ

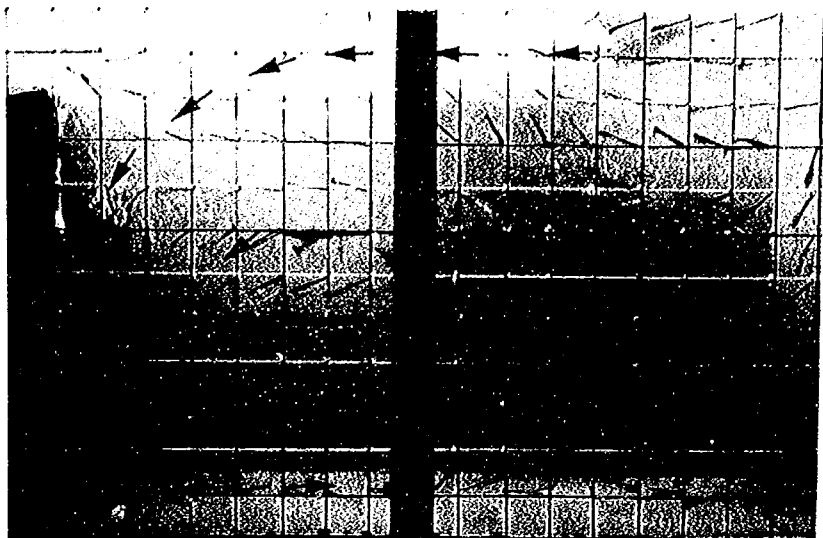


写真-2 表面流状態

の偏り、プール内からの流水の盛り上がりなどにより乱れが大きく、越流水脈の状況が1つおきに繰
り返されることが確認された。越流水脈は、越流水深が大きいほど、また勾配が大きいほど全体とし
て乱れが顕著となり、実験ケース2、3、5、6のケースでは上流水槽から越流するNo.1の越流水脈
に対しNo.3,5の越流水脈はかなり乱れた状況を呈した。なお、いずれのケースでも突入水脈がプール
内に流入すると同時に空気混入されプール長の半分位まで空気混入が生じるがその量は越流水脈の乱
れが大きいほど大きいようである。

3. 2 アユの遡上特性 表-3、4に遡上結果を示す。表には遡上特性として下流端隔壁を遡
上した割合（以下下流端遡上率という）、上流端隔壁を遡上した割合（以下上流端遡上率という）及
び下流端に対する上流端遡上率の割合を示してあるが、AM9:30~PM1:30とPM2:00~翌AM9:30まででは
いずれの遡上率も後者の遡上率が大きいことがわかる。アユの遡上行動は、4時間毎に繰り返され特
に日の出と日没時に活発であると言われているが、今回の実験でも日没（日の出については観察して
いない）に多数の遡上行動が確認されている。実験ケース1、4及び5、6では、下流端隔壁下流の
流れの状況は同様であり、下流端隔壁の遡上に関しては本来同様であるべきものである。PM2:00~翌
AM9:30の実験ではこの再現性が確認できるがAM9:30~PM1:30の結果ではあまり見られていない。これ
は、遡上した絶対数が小さか

表-3 遡上率（AM9:30~PM1:30）

ったこと及び実験開始時の網
の撤去により魚にストレスが
かかり結果を不安定なもの
としたことに原因があること
と思われ、以下ではPM2:00~翌
AM9:30の結果により説明する
こととする。

実験ケース No.	水路勾配 水深 h 差	実験個体数 (尾)	上流端隔壁遡上率 (%)	下流端隔壁遡上率 (%)	上流端隔壁 /下流端隔壁 (%)
1	1/10勾配 h=10cm 差10cm	361	3.05	7.77	39.25
2	1/10勾配 h=5cm 差10cm	504	0.00	6.75	0.00
3	1/10勾配 h=20cm 差10cm	752	0.00	16.09	0.00
4	1/10勾配 h=10cm 差20cm	458	1.75	13.10	13.36
5	1/5勾配 h=10cm 差10cm	580	0.69	1.90	36.32
6	1/5勾配 h=10cm 差20cm	460	0.00	5.22	0.00

ところで、本実験では下流水槽から遡上を行っており、下流端隔壁の遡上条件とこれより上流のそ
れでは異なる。したがって、ここでは下流端の遡上とそれ以降の遡上に分けて検討する。

1) 下流端遡上率

下流端遡上率はケース1、4が大きく60~70%程度の遡上率となっているが、その他のケースではこの半分以下となっている。流況で示したように実験ケース1、4に対し、他のケースでは越流水脈の乱れが大きく、越流後の空

表-4 遡上率 (PM2:00~翌AM9:30)

気の混入も大きい。また、ケース1、4以外は表面流の流れがそのまま越流しており越流水の流速も速くなっていることが考えられ、これらが、原因となって遡上率が低下したと思われる。

実験ケース No.	水槽勾配 水深 落差	実験個体数 (尾)	上流端遡上率 (%)	下流端遡上率 (%)	上流端遡上率 / 下流端遡上率 (%)
1	1/10勾配 h=10cm 落差10cm	333	29.43	57.66	51.04
2	1/10勾配 h=15cm 落差10cm	470	5.53	12.34	44.81
3	1/10勾配 h=20cm 落差10cm	631	9.35	22.50	41.56
4	1/10勾配 h=10cm 落差20cm	398	43.47	68.34	63.61
5	1/54勾配 h=10cm 落差10cm	569	11.95	21.44	55.74
6	1/54勾配 h=10cm 落差20cm	436	12.39	29.36	42.20

2) 上流端遡上率/下流端遡上率

下流端遡上率の大きいケース1、4では、上流端遡上率/下流端遡上率も大きい。あまり意味はないが下流端水遡上率とほぼ同様の値が得られている。一方、その他のケースでは、いずれも下流端遡上率より大きい値を示しており、40~55%とやや小さい(ケース5を除く)ものの、ケース1、4に匹敵する遡上率となっている。この原因は明らかではないがこれらのケースではプール内流況は表面流状態でかつかなり乱れており、実験魚にとって居心地の悪い流れであったことが考えられる。すなわち、居心地が悪いためやむを得ず遡上せざるを得なかったというものであり、特に勾配1/5の場合にはプールが小さく下流側からのアユの遡上によりプール内のアユの密度が高くなり、遡上の必要性を助長したことも考えられる。

以上、遡上実験結果を示した。今回の実験では、越流水深、勾配、落差をパラメーターにして行ったが、以上示されるように今回の遡上実験結果は、ケース1、4とその他の結果に分かれるようである。この違いは越流水深、勾配、落差といったパラメータというよりむしろ、落下流と表面流の違いに分類され従来から言われているように魚道として落下流が好ましいことが確認される。ただし、その影響は下流端で大きく、魚道プール間の遡上に対する影響はあまり認められなかった。下流端遡上率とそれより上流における遡上率の違いは必ずしも明らかではないが、先に示したように水槽であり、プールそのものの流れは比較的穏やかな下流端では越流水脈の乱れが遡上の阻害要因となる一方、魚道プール間では魚道プール間の居心地を悪くし、遡上意欲を高くしたことが考えられる。

4. あとがき 今回、階段式魚道の越流水深・勾配・落差という3つのパラメーターを変化させて遡上実験を行った結果、遡上数にバラツキがあるもののすべての実験ケースで遡上を確認することができた。この実験結果を踏まえて、今後の課題としては、遡上しやすさは流況により分類できるようなのであるが、実験ケースが少ないことから、さらにケース数を増やし遡上特性を確認していくことが必要であると考えられる。また、下流端の流況を今回は水槽を設けて実験を行ったがこの流況を改善していけば魚道プール間の流況は多少悪くとも遡上しうることが考えられることから、魚道の下流端の形状についても検討する必要があると思われる。

CSGのせん断強度に関する室内試験と現位置試験の比較

フィルダム研究室 山本裕之

1. はじめに

フィルダムの経済的、合理的な建設を進めるためには、ダムサイトの発生材やダム近傍に存在する材料の有効利用を図ることが重要である。CSG(Cemented Sand and Gravel)工法とは、河床砂礫等の現地発生材にセメントを添加混合することにより強度増加を図り、ダムサイト近傍に存在する材料を改良盛立材料として有効利用するものである。例えば、構造物の法勾配を急にした形状が可能であったり、土質コア型構造物に比べ工期の短縮が期待できるなどの利点を有している。現在、仮締切堤合理化施工の技術開発を当面の目標とし、各種の試験を実施するとともに試験値の評価および設計施工法について検討を行っている。

本報文はCSGのせん断強度特性を把握するために、室内で行った三軸圧縮試験と現位置のサンプリングコアを用いた三軸圧縮試験結果をもとに、室内試験と現位置試験のせん断強度について比較検討を行った結果を報告する。なお、CSGの現地コアのサンプリングは特殊な方法であるため、採取状況についても記載した。

2. 試験概要

2.1 現地コアをサンプリングした盛立ヤードの状況

CSGの現地コアをサンプリングした盛立ヤードは、砂礫材料(表乾比重 $G_b=2.44$ 、吸水率 $Q=3.7\%$)に単位セメント量 60kg/m^3 を添加混合したものである。その粒度を図-1に示す。最大粒径が 150mm 、 4.75mm 以下の通過率が 30% である。盛立ヤードの施工は、スケルトンバケットを用いて自然含水状態の河床砂礫にセメントを添加混合し、これをダンプトラックを用いて施工ヤードまで運搬し、 25cm のまき出し厚さを1層とし、これを2層まき出した後、最大起振力 21t 級の振動ローラーにより6回転圧して盛立てたものである。盛立ヤードでの単位セメント量の確認は中和滴定法により求めた。測定値は $45\sim 75\text{kg/m}^3$ の範囲にあり、平均値は 60kg/m^3 であった。試験に用いた現地コアはあとで示すサンプリング法によって採取したものを含水比が変わらないように養生し、28日に達したものを使用した。

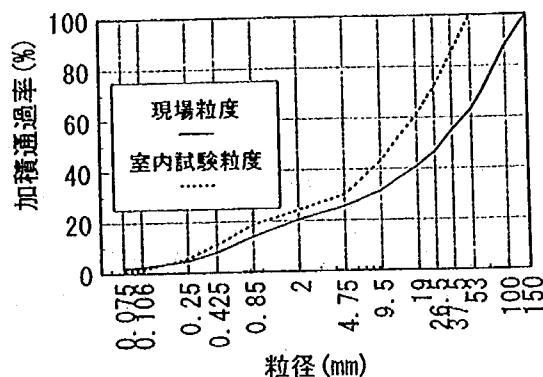


図-1 試験粒度

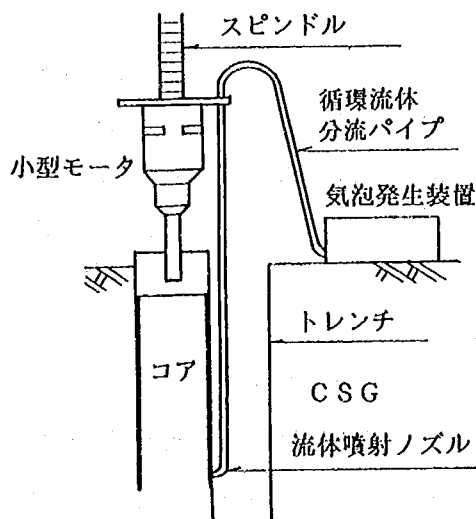


図-2 分流式コアリング工法概念図

2.2 現地コアのサンプリング方法

現地コアの供試体($\phi 300\text{mm} \times h 600\text{mm}$)は通常のコアボーリング方式では採取が困難なことから、分流式コアリング工法を用いて行った。この工法の場合、概念図を図-2に示す。本工法はコアリング箇所の前面にトレンチを設け、内径300mmのボーリングマシンを用いコ

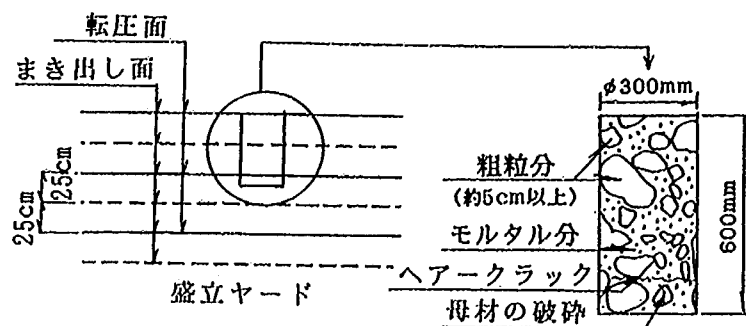


図-3 現地コアリング状況およびコア観察図

アリングする。トレンチを設ける理由は、ボーリング用水をビット面に直接吹き付けビットの冷却とスライムの排出を行うためである。このことにより、切削面以外ではボーリング用水がコアに接触しないため、コア表面の洗掘、流出が少なく、ビットとコア間の目詰まりも生じない。また、コア採取時コアの根切りを容易にするという利点もある。CSGのコア採取に用いたボーリング用水はCSGがコンクリートと比べ透水性が高いことから、浸透によるコアの損傷を考慮し、水に比べてボーリング孔からの漏出が少ない気泡を用いた。

現地コア供試体の観察結果の一例を図-3に示す。供試体側面に底面付近に水平方向のヘアークラックおよび転圧時の影響と思われる母材自体の粒子破碎がいくつか確認された。

2.3 室内試験供試体の作製方法

室内試験における供試体は、現地材料のせん頭粒度(粒径5.3mm以上カット)とし作製した。添加した単位セメント量は対象とする粒度での単位容積に対して、単位セメント量 60kg/m^3 とした。室内供試体(以下室内CSGという)の作製条件を表-1に示す。なお、CSGの母材となる河床砂礫だけの試験もCSGと比較するために行った。室内CSGの粒度は既に図-1に記載している。

2.4 試験条件

せん断強度は大型三軸圧縮試験で求めた。試験条件は気乾状態の圧密排水条件とした。せん断速度は粗粒材料に比べて排水性が悪いことから非常に遅い速度(供試体高さの0.05%/分)とし、側圧の範囲は $0.5 \sim 4.0\text{kgf/cm}^2$ で実施した。現地コアおよび室内CSGの供試体密度は、それぞれ $1.95 \sim 2.06$ 、 $2.15 \sim 2.19\text{t/m}^3$ で室内CSGの供試体密度が高い値を示している。

3. 試験結果および考察

3.1 応力ひずみ関係

図-4に側圧 0.5kgf/cm^2 時の現地コアおよび室内CSGの応力ひずみ曲線を示す。図には砂礫材料のデータを入れてCSGの応力ひずみ関係を明らかにしている。現地コア、室内CSGとも軸ひずみが約0.5%までは同じ挙動を示す。それ以降のひずみになると現地コア、室内CSGとも主応力差の大きさが異なるが砂礫材料に比べ明瞭なピークを示す。軸ひずみが5%を越えると現地コア、室内CSG

表-1 供試体作製条件

項目	砂礫材料	室内CSG
供試体寸法	$\phi 30 \times h 60\text{cm}$	
最大粒径	5.3. 0 mm	
単位セメント量 (kg/m^3)	0	60
含水比	最適含水比	
締固めエネルギー	1 E c	
養生日数	—	7 日

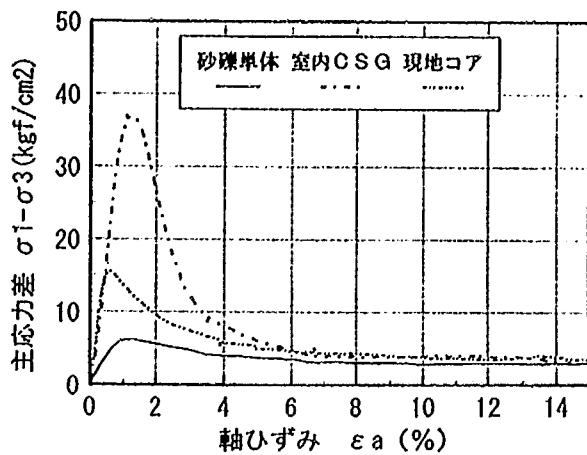


図-4 応力ひずみ曲線 (側圧0.5kgf/cm²)

Gとも砂礫材料に比べ主応力差にほとんど差が見られなくなる。側圧0.5kgf/cm²の場合にはピーク強度時の現地コアの主応力差は、室内CSGの約40%であった。図-5に示すように、現地コアのピーク強度を生じる軸ひずみは室内CSGに比べて側圧が小さいときには小さくなり、側圧が大きくなると大きくなる。

主応力差に現地コアと室内CSGでかなりの差ができることから、試験側圧範囲でこの傾向を検討した。図-6は横軸を側圧とし、縦軸を室内CSGの主応力差に対する現地コアの主応力差の比(以下強度比という)とし示したものであり、ピーク強度時と15%ひずみ時で比較する。ピーク強度時の強度比については、側圧が小さいとき($\sigma_3 = 0.5\text{kgf/cm}^2$)に約0.4倍、側圧が大きいとき($\sigma_3 = 3\text{kgf/cm}^2$)に約0.6倍となり、側圧が大きいと強度比は大きくなる傾向にある。15%ひずみ時で強度比はほぼ1を示し、側圧の大きさに影響していない。

3.2 セン断強度の比較

現地コア、室内CSGのせん断強度の大きさについて砂礫材料単体も含めて比較検討する。まず、図-7に $p \sim q$ 関係を示す。ここで $p = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$ 主応力 σ_1 と有効拘束圧 σ_3 の平均、 $q = (\sigma_1 - \sigma_3)/2$ 主応力差の1/2として定義される。試験点は多くないものの各ケースについて p

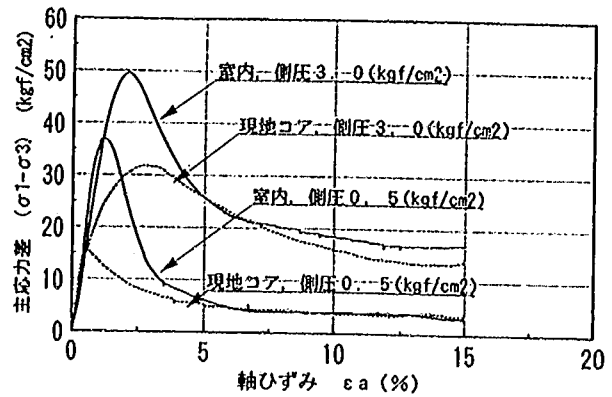


図-5 応力ひずみ曲線 (側圧0.5, 3.0kgf/cm²)

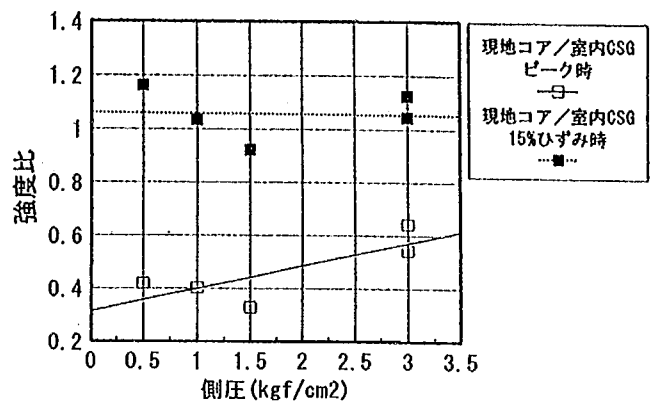


図-6 側圧と強度比の関係

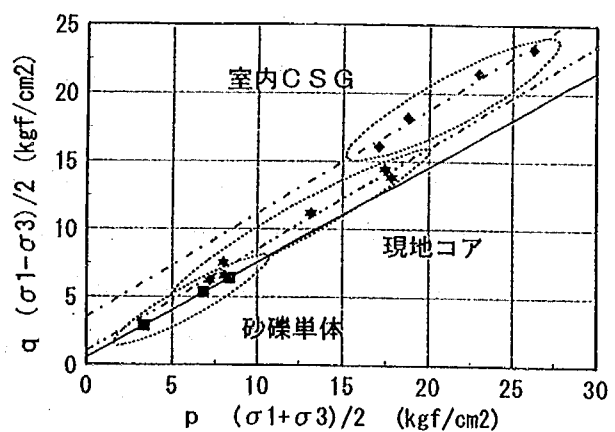


図-7 $p \sim q$ 関係図 (ピーク強度時)

表-2 粘着力と内部摩擦角

種 別	単位 kg/m³	ピーク強度時		15%ひずみ時	
		粘着力C kgf/cm²	内部摩擦角 ϕ (°)	粘着力C kgf/cm²	内部摩擦角 ϕ (°)
現地コア	60	1.46	50.8	0.20	46.9
室内CSG	60	5.20	51.8	0.16	47.4
砂礫単体	0	0.66	47.8	0.13	44.2

～ q 関係を直線近似した結果を以下に示す。

- ・ 現地コア : $q=0.750p+0.991$
- ・ 室内CSG : $q=0.766p+3.479$
- ・ 砂礫単体 : $q=0.703p+0.508$

いずれも直線上に良くのっており試験値のばらつきは少ない。また、現地コアと室内CSGの p 、 q 直線はほぼ平行な位置関係にある。

先に述べた $p \sim q$ 関係より直線近似し得られた直線の傾き m および切片 f から、クーロンの式における粘着力 C ($C=f/\text{SQRT}(1-m^2)$)、内部摩擦角 ϕ ($\phi=\sin^{-1}m$) を求めたものを表-2に示す。また、計算した C 、 ϕ を用いてせん断強度式 $\tau=C+\sigma \tan \phi$ より得られたものを図-8に示す。せん断強度は室内CSG、現地コア、砂礫単体の順に小さくなっている。表-2より、ピーク強度時の粘着力 C で現地コアと室内CSGを比較すると、室内CSGは現地コアの3.6倍となっている。ピーク強度時における内部摩擦角 ϕ について現地コア、室内CSGと比べるとほぼ同程度であり、砂礫単体に比べて3～4°大きい。これらのことから現地コアのせん断強度が小さい原因は、粘着力が小さいことによるものと考えられる。なお、15%ひずみ時には現地コアと室内CSGの C 、 ϕ はあまり差がない。

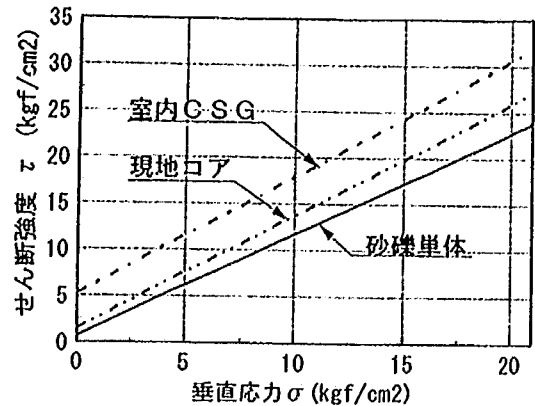


図-8 垂直応力とせん断強度の関係

せん断強度は室内CSG、現地コア、砂礫単体の順に小さくなっている。表-2より、ピーク強度時の粘着力 C で現地コアと室内CSGを比較すると、室内CSGは現地コアの3.6倍となっている。ピーク強度時における内部摩擦角 ϕ について現地コア、室内CSGと比べるとほぼ同程度であり、砂礫単体に比べて3～4°大きい。これらのことから現地コアのせん断強度が小さい原因は、粘着力が小さいことによるものと考えられる。なお、15%ひずみ時には現地コアと室内CSGの C 、 ϕ はあまり差がない。

現地コアと室内CSGのせん断強度が生じる要因には、材料の最大径、締固め機構のちがい、転圧時の砂礫材料の破碎、現地コアを採取するときに生じるヘヤークラック等が考えられる。CSGはセメントを添加混合していることから単純に密度の相関は少ないと考えられるが、一般に粗粒材料のせん断強度は密度と相関があると言われており、現地コアと室内CSGのせん断強度の差の原因について密度から検討してみると、室内CSGの密度の方が現地コアに比べ約0.2t/m³大きい。現地コアと室内CSGの密度を空隙比で評価すると、現地コアおよび室内CSGの空隙比はそれぞれ0.209と0.096となっており、室内CSGの空隙比はかなり小さいことを示している。すなわち、現地コアは室内コアに比べて相対的にゆるづめの状態になっていることが現地コアの強度低下に影響していると考えられる。また、CSGは空隙にセメントを充填するものであることから、現地コアでは空隙が大きくセメンテーションが充分発現できなかったのではないかと考えられる。

4. まとめ

今回の室内CSGと現地コアのせん断強度に関する比較より次のことがわかった。

- ① 現地コアのピーク強度を生じる軸ひずみは、室内CSGに比べて側圧が小さいときには小さくなり、側圧が大きいときには大きくなる。現地コアのピーク強度の大きさは室内CSGの0.4～0.6倍程度を示している。
- ② ピーク強度における室内CSGの垂直応力とせん断強度の関係式は、ほぼ現地コアのそれを上方に平行移動した形となっている。
- ③ CSGのせん断強度において現地コアでは粘着力が小さくなる傾向にある。

中小規模の下水管路工事における施工改善とその評価

材料施工部施工研究室 森 芳徳

1. まえがき

近年、下水道事業においては積極的に整備が推進され、整備の対象が本管から中小口径(φ150～500mm)の支管・枝管へと移行している。

中小規模の下水管路工事は開削工法で施工する事例が多いが、(写真-1参照)

(1) 現場が狭隘である。

(2) 地下埋設管が輻輳している。

などから施工性が悪い。

一般に掘削深さが1.5～3.0m程度の土留め工は、当て矢板工法が採用されるが、

(1) 作業手順が不徹底。

(2) 掘削深さが浅く、危険に対する認識が薄い。などの要因により、土砂崩壊による死亡災害が発生している。

このため本稿では、図-1に示すフローで現状の作業現場における問題点及び改善方策の具体的な改善案として分析結果を述べるとともに、考案した可動式支保工について試験施工を通じて、その効果を考察するものである。

なお、分析方法としては、製造業の生産工程の改善を図るための手段として用いられ、最近では、建設分野における作業の安全性・苦渋性の評価に対しても導入が図られているIE手法を用いた。

2. 現状分析

(1) 土砂崩壊

図-2¹⁾に過去5年間における土砂崩壊による死亡災害の推移を示す。当該工事は、土木工事全



写真-1 現場の作業状況

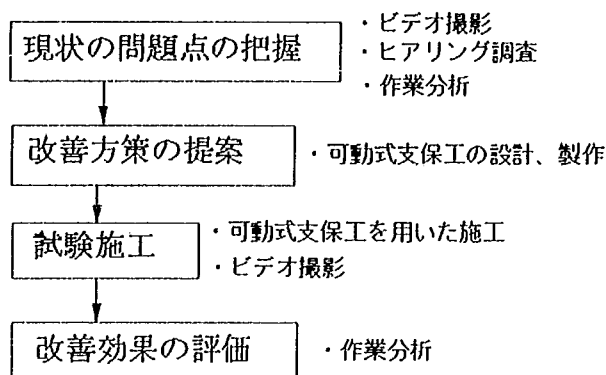


図-1 全体のフロー

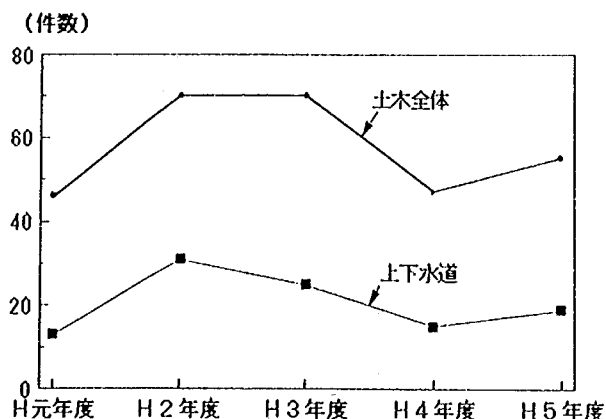


図-2 土砂崩壊による死亡災害の推移

1):建設業安全衛生年鑑

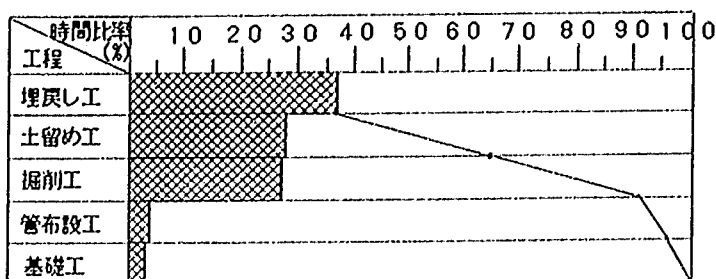
体の約3～4割程度を占めている。これらの事故の多くは、掘削深さが1.5～3mと比較的浅い現場において発生している。

（２）施工性

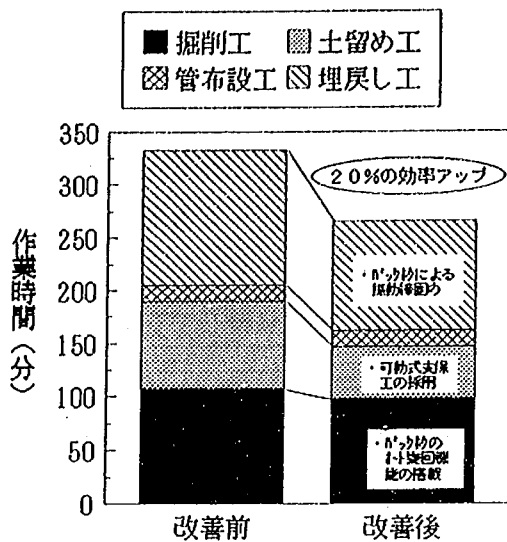
図－３に実現場における工程別の時間比率を示す。埋戻し工、土留め工、掘削工に時間を要しており、３工程で全体の９割を占めている。また、掘削・土留め工は危険性の高い工程でもあり、安全化を中心に、３工程の施工改善案を策定することが望ましいことが確認できる。

（３）改善方策の提案

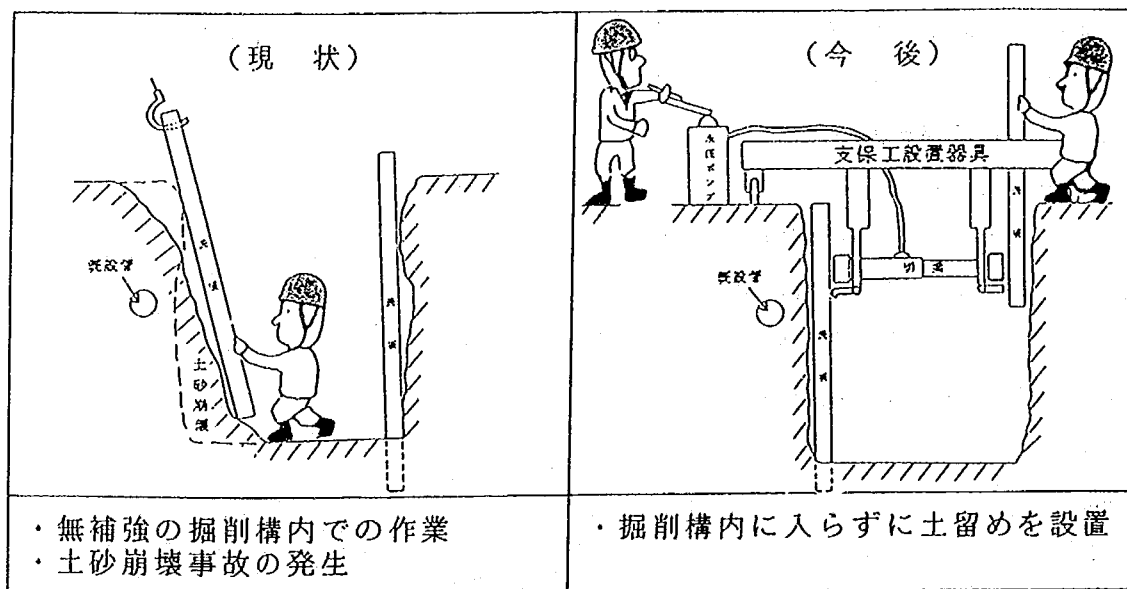
当て矢板工法における土砂崩壊事故に対応するには、作業員が掘削溝内に入らずに土留めを設置する方法が望ましい。このため、図－５に示すような器具を用いて、土留めを設置する施工法を考案した。さらに、その他の工程においても改善方策を検討し改善効果のシミュレーションを行った。図－４に各工程の施工効率に対する改善効果を示す。土留め工においては、図－５に示す器具（以下、可動式支保工と称す）を採用することにより、40%の効率アップが期待できると同時に安全化が図られる。また全工程でも、20%の効率アップが予想できる。



図－３ 工程別時間比率（A現場）



図－４ 施工効率に対する改善効果



図－５ 可動式支保工による施工イメージ

3. 試験施工

考案した可動式支保工を実際に製作し、所内の試験フィールドにおいて試験施工を行った。

(1) 可動式支保工の製作

可動式支保工の設計・製作においては、表-1の各項目を製作目標とした。写真-2に2回の改良を行った後の装置を示す。

表-1 可動式支保工の製作目標

安全性	①作業員が無補強の掘削溝内に入らない。 ②次の掘削溝への運搬は、車輪で移動。
施工性	①装置を分割して運搬が容易。 ②構造をシンプルにし、組立が簡単。 ③各部材は、軽量でコンパクト。 ④作業時間は、従来工法以下にする。

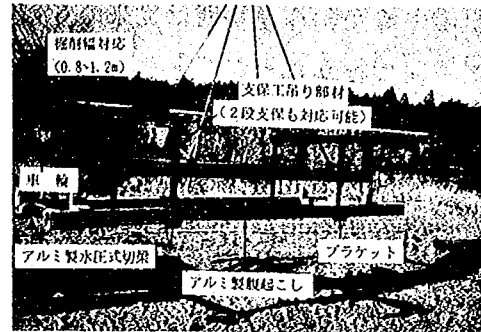


写真-2 可動式支保工

(2) 施工条件

表-2に可動式支保工を用いた施工法(5S工法: Safety & Speedy Sheetpile Supporting System)と従来の施工法の施工条件を示す。5S工法の施工条件は、従来工法と対等に比較するため、予め撮影した従来工法の施工条件に近いものとした。

表-2 施工条件

現場名	実現場	所内試験フィールド
土留め方法	従来工法	5S工法
掘削寸法	B1.1m×L4.0m×H1.5m	B0.8m×L4.0m×H1.5m
使用支保	松丸太による一段切梁	水圧式切梁・腹起しによる1段
使用矢板	軽量鋼矢板I型(H2m)18枚	軽量鋼矢板I型(H2m)18枚
作業員数	現場監督1名、作業員5名	現場監督1名、作業員4名
使用機械	バックホ1台、トラック2台	バックホ1台、トラック2台

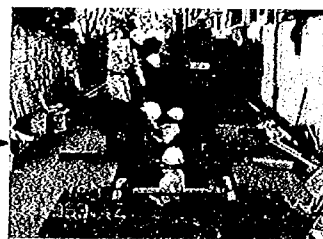
(3) 施工方法

写真-3に従来の施工法と5S工法の作業手順を示す。従来の施工法が、掘削溝内に入って作業を行っているのに対し、5S工法では、掘削溝内に全く入らずに作業を行えることが確認できる。

1) 従来工法



①矢板の設置・圧入



②支保工の設置

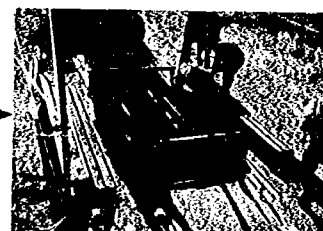


③土留め設置完了

2) 5S工法



①装置の吊り下ろし・設置



②矢板の設置・圧入



③土留め設置完了

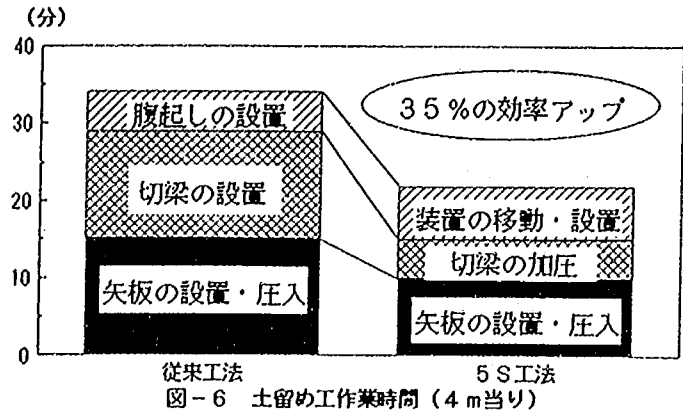
写真-3 各工法の作業手順

4. 改善効果

図-6に従来工法と5S工法の4m当りの土留め工の作業時間を比較した結果を示す。

5S工法は、従来の施工法に比べて作業工程が若干増えるが、作業時間は従来の6割程度の作業時間で行うことができた。効率アップの主な要因として以下の項目が考えられる。

- ①溝掘削時における支保工の事前組立て。
- ②矢板設置の簡素化。
- ③水压式切梁の使用。



5. まとめ

掘削溝内に入らずに土留めが設置できる5S工を考案し、試験施工を行い、従来の施工法に対する改善効果を評価した。5S工法の特徴を以下に示す。

(1) 安全性

作業員が掘削溝内に入らずに土留めを設置できる。

(2) 施工性

- ①従来の当て矢板工法に比べて作業時間が30%短縮できる。
- ②1スパン(4m)毎に土留めを設置するため、狭隘ヶ所でも容易に施工できる。
- ③重量が約110kgと軽く、車輪が付いているため移動・運搬が容易である。
- ④掘削幅は0.8~1.2m、掘削深さは1.5~3.0mまで対応できる。
- ⑤既設横断管にも対応できる。

6. 今後の課題

5S工法は試作段階であり、今後実用化を図るには、

- (1) 実現場での施工実績及び装置の改良
- (2) 採用可能な現場条件の明確化

が必要がある。

また、本研究で対象としている下水道開削工事の埋戻し工においては、

- (1) 各層毎の埋戻し、締固めの繰返し作業。
- (2) 矢板引き抜き部及び埋設管側部の緩み。

などが問題となっている。このため、合理的な施工法、施工管理法の確立も必要であり、同時に検討していく予定である。

- <参考文献> 2): 森他、中小規模の下水道工事における施工改善に関する調査: 第49回土木学会
3): 森他、当て矢板工法の改善とその評価: 第32回下水道研究発表会

1. まえがき

現在稼働している再生処理プラントの大半は、再生路盤材料の製造を目的として、アスファルトコンクリート塊（以下、アスコン塊）とコンクリート塊の混合受入処理を行っている。一方、コンクリート用骨材（以下、再生骨材）に使用することも考慮して、分別受入処理やコンクリート塊のみの単一受入処理を行う再生処理プラントも増加してきている。しかしながら、分別受入処理や単一受入処理を行っても、発生場所（例えば、道路の改修工事）でアスコン塊が混入したり、分別受入処理においてはアスコン塊と同じ施設で処理するため、その残分も混入することがある。ここ数年で、再生材中の混在物の分別技術は進歩してきているが、アスコン塊については分別は容易でない状況にある。このため再生骨材として利用する場合、アスコン塊の混入がコンクリートの品質に影響を及ぼすことが懸念されることから、その影響を把握しておく必要がある。そこで、処理程度の異なる再生骨材及びアスコン塊を用い、アスコン塊の混入がコンクリートの品質に与える影響を強度特性および凍結融解抵抗性に着目し実験的に検討を行った。

2. 試験内容

2. 1 使用材料

原コンクリート塊（アスコン塊混入率24%）に表-1に示す処理を行い、再生処理材NO.1～NO.3を得た。これらからアスコン塊を分別除去したもの（以下、再生粗骨材）に、混在物とし

て再度各々元のアスコン塊を質量比で0、5、10%混入したものを試料粗骨材とした。また、比較用として硬質砂岩碎石（以下、碎石）を用い、同様に3種類のアスコン塊の置換を行った。

2. 2 試験方法

(1) 骨材試験

骨材のふるい分け試験（JIS A 1102）、粗骨材の比重・吸水率試験（JIS A 1110）、アスコン塊混入率試験（再生処理材中のアスコン塊の質量比を求める）、モルタル付着率試験（再生粗骨材を塩酸で溶解処理を行い、5mmふるいに留まったものをものを原粗骨材、それ以外の通過したもの及び溶解したものをモルタル分として、溶解処理を行う前の試料に対するモルタル分の質量比を求める）、アスファルト付着率試験（アスコン塊を溶剤で溶解処理を行い、ろ紙に留まったものを原骨材、通過したものをアスファルト分として、溶解処理を行う前の試料に対するアスファルト分の質量比を求める）を行い、再生処理材、再生粗骨材、アスコン塊の物理的性状を確認する。

(2) コンクリート試験

試料粗骨材、天然細骨材（比重2.62、吸水率1.61%、粗粒率2.74）、普通ポルトランドセメント及

表-1 再生処理材の処理方法

種 類	処 理 方 法
再生処理材NO.1	{ジョークラッシャー+インパクトクラッシャー+軟石除去機}で処理し、吸水率3%以下に調整。(高処理)
再生処理材NO.2	{ジョークラッシャー+インパクトクラッシャー+軟石除去機}で処理し、吸水率3～5%に調整。(中処理)
再生処理材NO.3	{ジョークラッシャー}で処理し、吸水率5%以上に調整。(低処理)

びAE減水剤標準形を用い、表-2に示す配合条件（砕石のアスコン塊置換率0%の配合を基本とし、アスコン塊の置換を行ったものについては、スランブ及び空気量の調整は行わない）で練り混ぜたコンクリートについて次の試験を行う。

①フレッシュコンクリートの試験

スランブ試験（JIS A 1101）、空気量試験（JIS A 1128）を行い、アスコン塊のフレッシュ性状への影響を確認する。

②硬化コンクリートの試験

圧縮強度試験（JIS A 1101）、引張強度試験（JIS A 1113）、静弾性係数試験（JSCE-G502）を行い、アスコン塊の強度への影響を確認する。また、水セメント比55%で、ベース粗骨材に再生粗骨材NO.1及びNO.2を用いた6配合のコンクリートについて凍結融解抵抗性試験（JSCE-G501）を行い、アスコン塊の耐凍害性への影響を確認する。

3. 試験結果

3.1 骨材試験結果

表-3に再生処理材、表-4に砕石及び再生粗骨材、表-5にアスコン塊の試験結果を示す。再生処理材のアスコン塊の混入率は、高処理をすることにより減少している。これは、破碎処理により、アスコンに用いた骨材の5mm以下の細粒分が分離したためと考える。再生粗骨材は、高処理をすることによりモルタル付着率が減少し、それに伴い、吸水率も改善されている。同様にアスコン塊も、高処理をすることによりアスファルト付着率が減少し、品質が改善されている。

3.2 コンクリート試験結果

（1）フレッシュコンクリートの試験結果

フレッシュコンクリートの性状は、スランブ及び空気量のいずれも目標とした範囲内に入っていた。アスコン塊の混入により、空気量が大幅に変化することが懸念されているが、今回の試験では全く影響はなかった。これは、原アスコンが十分に劣化していたことで、コンクリート中に油分が供給されなかったためと考える。

（2）硬化コンクリートの試験結果

図-1に骨材中のアスファルト混入率と圧縮強度の関係を示す。砕石を用いたコンクリート（以下、砕石コンクリート）では、水セメント比及び材齢に関わらず、アスコン塊の混入により圧縮強度の低下が認められ、強度の低下率は骨材中のアスファルト混入率にほぼ比例している。再生コンクリート

表-2 コンクリートの配合条件

粗骨材 最大寸法 (mm)	目 標 スランブ (cm)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	目 標 空気量 (%)
20	8.0±2.5	55.65	45	4.5+1.5

表-3 再生処理材の物理的性状

	表 乾 比 重	吸水率 (%)	アスコン塊 混入率 (%)	粗粒率
再生処理材NO.1	2.59	2.82	11	6.56
再生処理材NO.2	2.55	3.59	10	6.56
再生処理材NO.3	2.44	5.27	20	6.62

表-4 砕石及び再生粗骨材の物理的性状

	表 乾 比 重	吸水率 (%)	モルタル 付着量 (%)	粗粒率
砕 石	2.67	0.40	0	6.55
再生粗骨材NO.1	2.56	3.39	24	6.53
再生粗骨材NO.2	2.52	4.32	30	6.57
再生粗骨材NO.3	2.40	6.88	40	6.58

表-5 アスコン塊の物理的性状

	表 乾 比 重	吸水率 (%)	アスファルト 付着量 (%)	粗粒率
アスコン塊NO.1	2.56	0.86	5	6.35
アスコン塊NO.2	2.54	0.94	8	6.39
アスコン塊NO.3	2.46	0.97	16	6.53

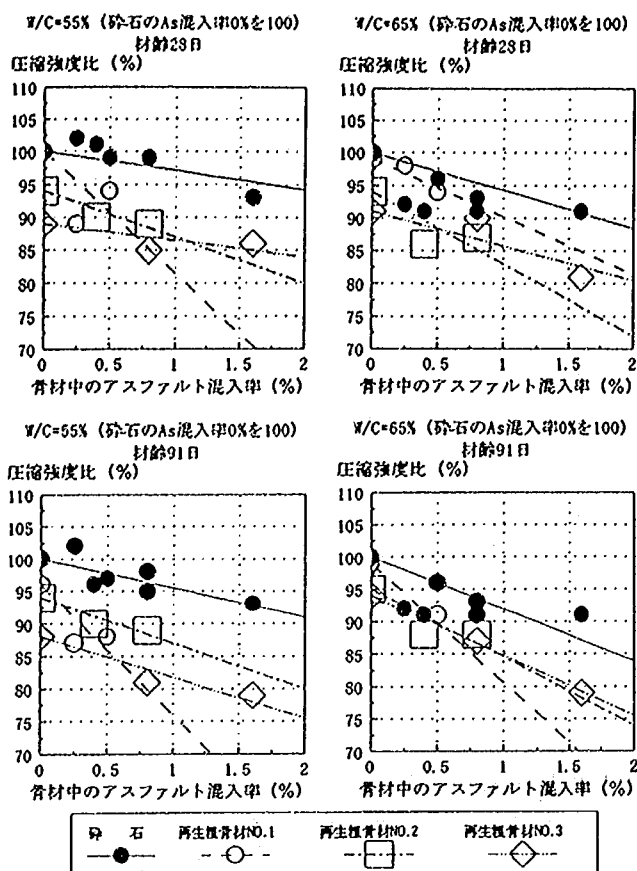


図-1 アスファルトの圧縮強度への影響

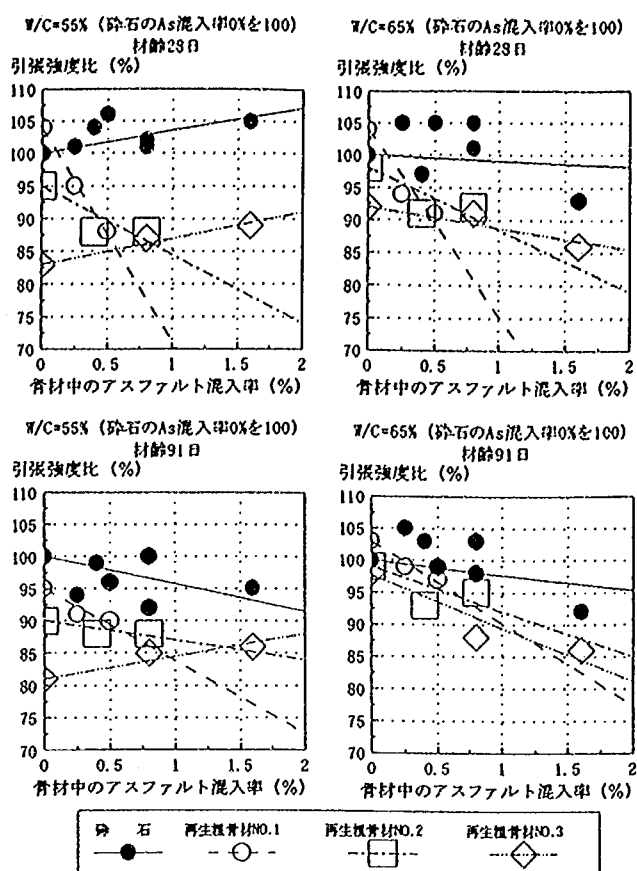


図-2 アスファルトの引張強度への影響

でも、アスコン塊の混入により強度の低下が認められたが、高処理の再生骨材を用いたものほど、アスファルト混入率に対する強度低下率が大きくなる傾向が見られる。これは、再生骨材にはモルタル分が付着しているため、再生コンクリート中の真の骨材量が減少してコンクリートの耐力が低下するが、高処理の再生骨材を用いたものは強度が高いためアスファルトの影響が顕著となり、低処理のものは強度が低いため影響も小さくなると考える。

図-2に骨材中のアスファルト混入率と引張強度の関係を示す。砕石コンクリートでは、アスコン塊を混入しても引張強度の大きな低下は認められなかった。一方、再生コンクリートでは、アスコン塊の混入率の増加に伴い強度が低下する傾向が認められ、その傾向は、圧縮強度と同様であった。

図-3に圧縮強度と引張強度の関係を示す。アスコン塊の混入による影響は認められず、一般と同様の傾向を示している。

図-4に骨材中のアスファルト混入率と静弾性係数の関係を、図-5に圧縮強度と静弾性係数の関係を示す。砕石及び再生コンクリートとも、アスコン塊の混入による静弾性係数の大きな変化は認められなかった。再生コンクリートの静弾性係数は、砕石

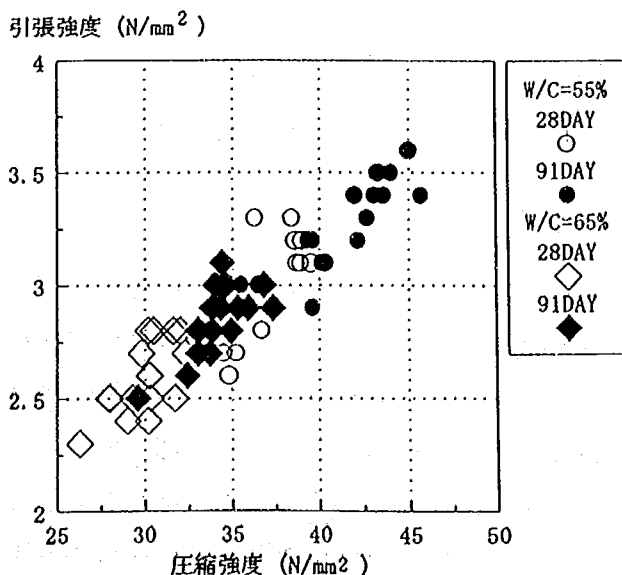


図-3 圧縮強度と引張強度の関係

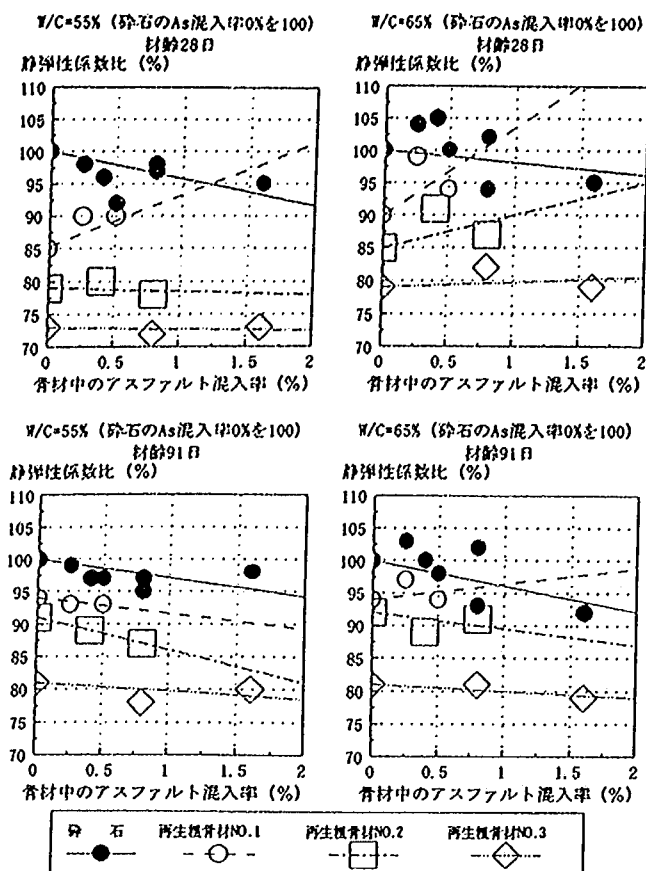


図-4 アスファルトの静弾性係数への影響

コンクリートより小さく、使用した再生骨材の品質に影響されているようで、低処理の再生骨材を用いたものほど小さくなっている。これは、再生骨材のモルタル付着率が増加するにつれ、コンクリート中の真の骨材量が減少し、コンクリートの静弾性係数がモルタルの静弾性係数に近づくためと考える。

図-6 に凍結融解抵抗性試験結果を示す。アスコン塊の有無に関わらず、いずれも耐久性指数が85%程度となり、影響は認められなかった。

4. まとめ

再生骨材中のアスコン塊は、高処理によりアスファルト付着率及び混入率が改善される。しかし、コンクリートに用いた場合、圧縮及び引張強度はアスコン塊の混入率の増加に伴い低下する傾向にあり、高処理の再生骨材を用いたものほど、骨材中のアスファルト混入率の影響を大きく受ける。一方、静弾性係数及び凍結融解抵抗性に関しては、アスコン塊の混入による影響はほとんど受けないが、総合的に見ればアスコン塊はできる限り混入しないことが望ましい。ただし、利用用途を考慮し、高い強度が要求されないコンクリートに使用する場合は、5%程度のアスコン塊が混入しても使用できる可能性があると考えられる。

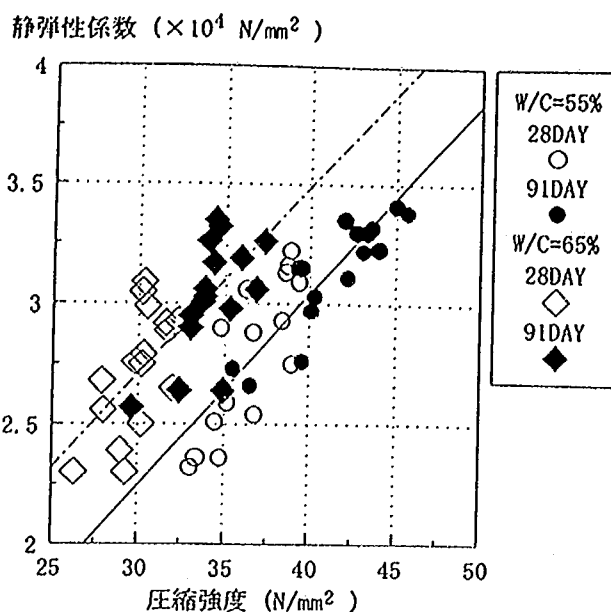


図-5 圧縮強度と静弾性係数の関係

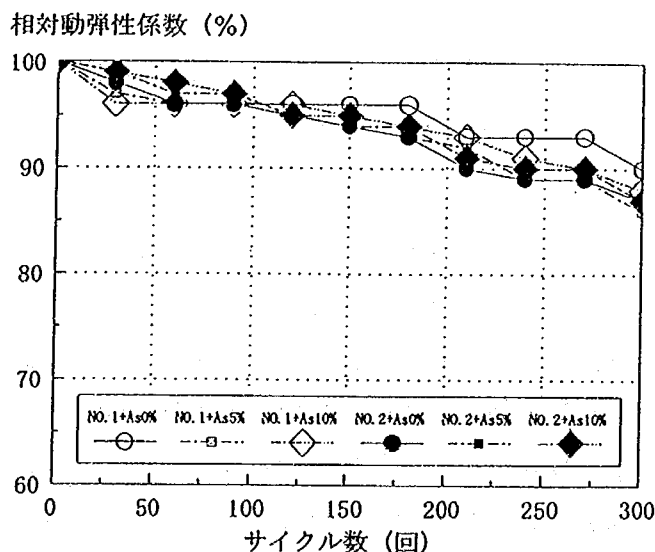


図-6 凍結融解抵抗性試験結果

ジオテキスタイル工法を用いた道路盛土のFEMによる挙動予測

材料施工部 土質研究室

古田 光弘

1. まえがき

道路の建設が望まれる場所は、堅固な地盤ばかりであるとは限らない。ときには、非常に軟弱な地盤の上に、高さ5m以上という高い盛土を築造し、道路を建設しなければならない場合もある。そのような場合、地盤が軟弱であるほど盛土の安定は確保しにくく、多大な沈下が発生しやすい。そのため、なんらかの対策工を施すことで、施工中、施工後の安定を保つ必要がある。

これら軟弱地盤対策工にはドレーン工法、固結工法など多種多様な工法があるが、工法の決定にあたっては、地盤や周囲の状態、工期や工費の制限などを十分勘案し、適切な工法を選択することが重要である。

今回、研究の対象としたジオテキスタイル工法は軟弱地盤対策工の一種で、近年脚光を浴びつつある新工法である。本工法は、対象とする軟弱地盤にジオテキスタイルと呼ばれる高分子材料でできた強靱な網を敷き、その上に盛土をするという比較的簡単かつ安価な工法であるが、盛土のすべり破壊に対する安定性向上の効果が大きい。そのため、今回、研究の対象とした新潟西バイパスの例のような高盛土で、ドレーン工法のみでは必要安全率($F_s=1.25$ 程度)の確保が難しい場合の補助工法として適用性が高いといえる。

実際にジオテキスタイル工法を安全かつ効果的に適用するためには、ジオテキスタイルに必要な長期的な引張強度を、事前に予測しておくことが肝要である。そのためには、盛土による地盤の変形挙動をまず精度よく予測したうえで、土とジオテキスタイルとの摩擦特性を適切に評価することが重要であることが、これまでの事例解析によって明らかになっている。¹⁾

本報は、ドレーン工法とジオテキスタイル工法を併用した新潟西バイパスを対象に、FEM弾塑性-圧密連成解析をおこない、ジオテキスタイルの土中での挙動を予測した事例について報告するものである。

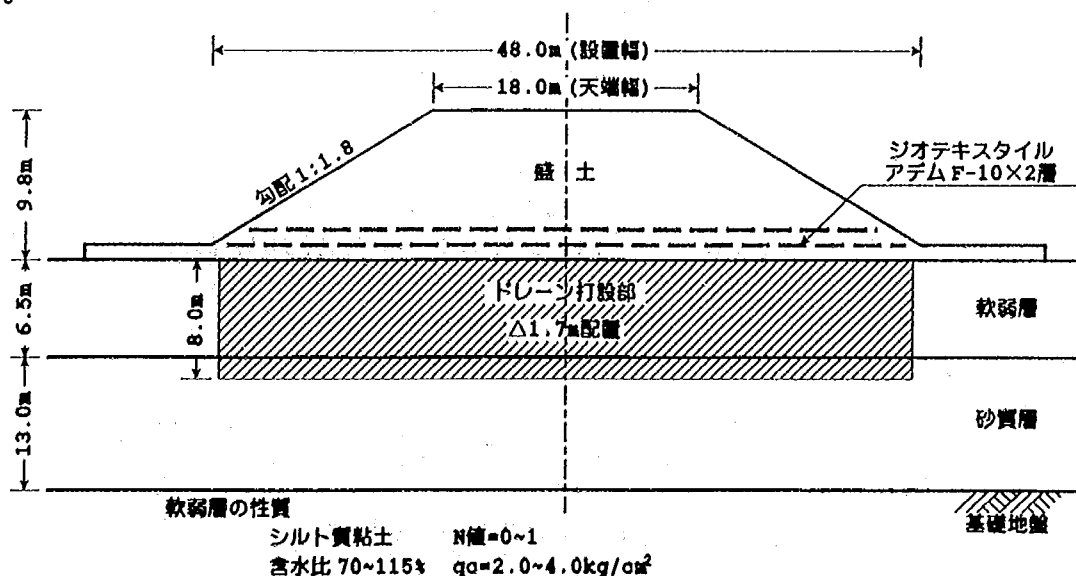


図-1 新潟西バイパス 測点No.112断面の概要

2.調査方法

2.1 盛土および原地盤の状況

新潟西バイパス測点No.112断面の地盤状況および盛土形状を図-1に示す。当地盤は深度6.5m付近までN値が0~1程度を示す超軟弱地盤で、対策工法なしで計画高まで盛土施工する場合の安定について試算した結果、安全率 $F_s=0.89$ という結果を得た。これは必要安全率 $F_s>1.25$ を大きく下回っており、このままでは施工できないため、対策工法を考慮する必要がある。そこで、ペーパードレーン工法(タフネル:正三角形1.7m配置)の施工を考慮したが、安全率 $F_s=1.19$ と、わずかに必要安全率を下回った。そこで、さらにジオテキスタイル工法(アデムF-10:長期引張強度4.95t/m $\times$ 2層)を併用し、必要安全率を確保した。

2.2 FEMによる弾塑性-圧密連成解析

解析にあたり、現地土質試験結果をもとに各土質定数を決定した(表-1)。その際、砂層についてはDrucker-Prager、粘土層についてはCam-Clayモデルを用いてその材料特性の違いをシミュレートしている。ドレーン材打設後の地盤の透水係数については、面積比を考慮のうえドレーン材と地盤との透水係数を平均換算して与えることで表現した(図-2)。また、ジオテキスタイルは引張試験結果をもとにトラス要素として表現し(表-2)、ジオテキスタイルと盛土材との摩擦特性については、後述の引抜き試験により調査しジョイント要素として表現した。

表-1 土質入力定数

地層名	構成式	弾性係数 $E(t/m^2)$	ポアソン比 ν	粘着力 $C(t/m^2)$	内部摩擦角 $\phi(deg.)$	圧縮指数 λ	膨潤指数 κ	湿潤重量 (t/m^3)	透水係数 $k(m/day)$	透水係数 $k'(m/day)$
盛土	D.P.	1000	0.263	4.0	1.0	—	—	1.70	8.64×10^{-1}	—
粘土層1	C.C.	—	0.400	—	—	0.600	0.060	1.59	2.16×10^{-4}	1.00×10^{-3}
粘土層2	C.C.	—	0.400	—	—	0.680	0.068	1.56	1.40×10^{-4}	1.00×10^{-3}
粘土層3	C.C.	—	0.336	—	—	4.800	0.480	1.35	2.16×10^{-4}	1.00×10^{-3}
砂層1	D.P.	340	0.300	0.0	35.0	—	—	2.00	8.64×10^{-3}	8.64×10^{-3}
砂層2	D.P.	820	0.300	0.0	35.0	—	—	2.00	8.64×10^{-3}	—
砂層3	D.P.	1000	0.300	0.0	35.0	—	—	2.00	8.64×10^{-3}	—
砂層4	D.P.	1600	0.300	0.0	35.0	—	—	2.00	8.64×10^{-3}	—

構成式: D.P.=Drucker-Prager, C.C.=Cam-Clay 透水係数: k =ドレーン材打設後の透水係数

表-2 敷設材入力定数

材料名	弾性係数 $E(t/m^2)$	降伏応力 (t/m)	断面積 (m^2)
アデムF-10	80000	-9.00	0.001

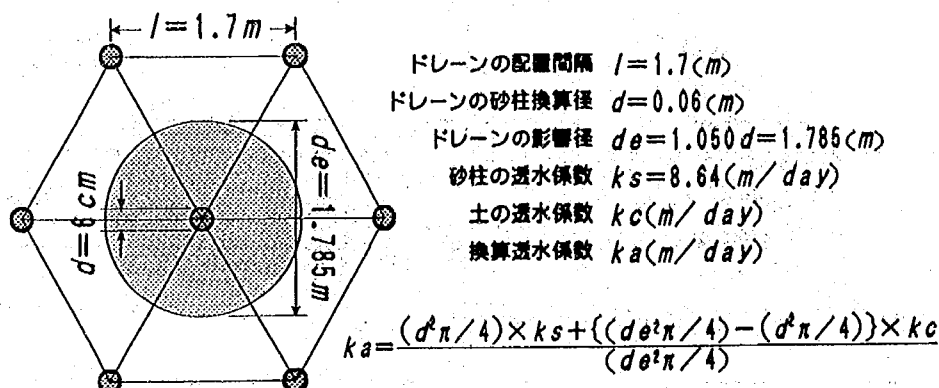


図-2 ドレーン打設地盤の透水係数の換算

3.調査結果

以上の解析結果を動態観測結果との比較で示すと、次のとおりである。

盛土中心の沈下量を図-7、盛土のり尻直下の側方流動状況を図-8、ジオテキスタイルに発生した張力分布を図-9に示す。いずれも解析結果と動態観測結果は、ほぼ一致した傾向を示しており、解析により実際の挙動をかなり精度よく再現できている。ただ、張力については観測値のばらつきが大きいため、一概に合致しているとはいえないが、解析結果の曲線は、全体的に張力のピーク付近を通過しており、十分な精度で予測できているといえる。

以上のことから、現場の挙動をFEM解析により再現することは、十分可能であることがわかった。

4.まとめ

今回の研究では、上記のように、ペーパードレイン工法にジオテキスタイル工法を併用して適用した、新潟西バイパスを対象にFEM解析をおこなった。

その結果、ドレイン材により改良された地盤の透水係数を適切に評価すること、また盛土材とジオテキスタイルとの摩擦特性をジョイント要素を用いて適切に表現することにより、盛土の沈下変形挙動をある程度精度よく再現でき、解析方法の妥当性を確認することができた。

今後は、他の現場の解析事例を増やし、解析手法の一層の精度向上を図っていきたい。

<参考文献>

1) 軟弱地盤上の盛土の補強工法に用いる敷設材の張力について、三木、小橋他、第28回土質工学研究発表会、PP.2721, 1993.7

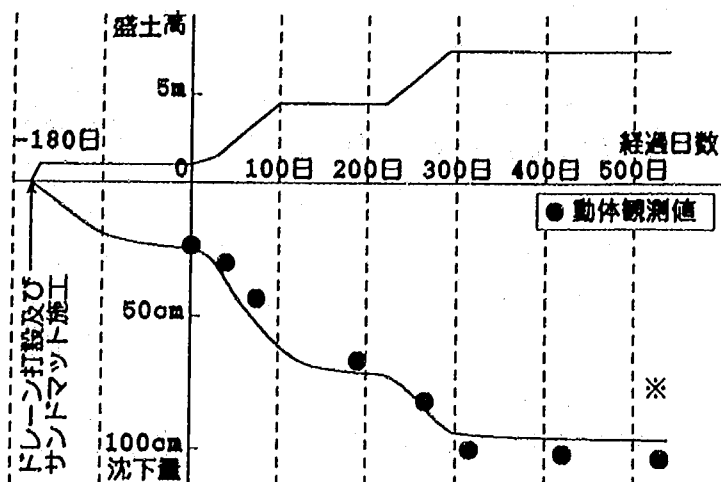


図-7 盛土中心の原地盤沈下量

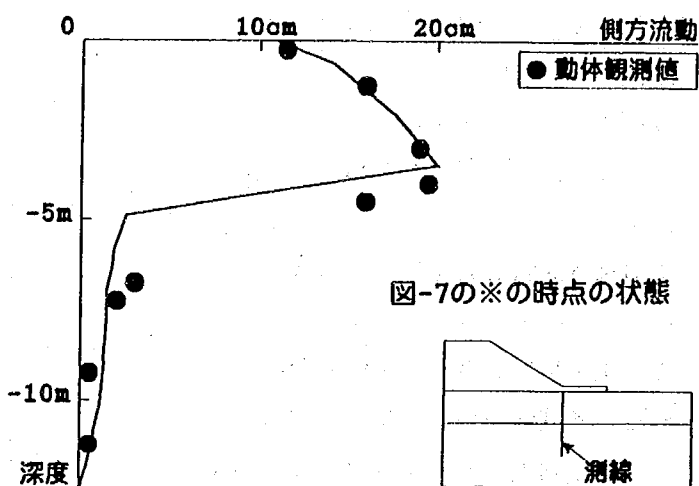


図-8 盛土のり尻直下の側方流動状況

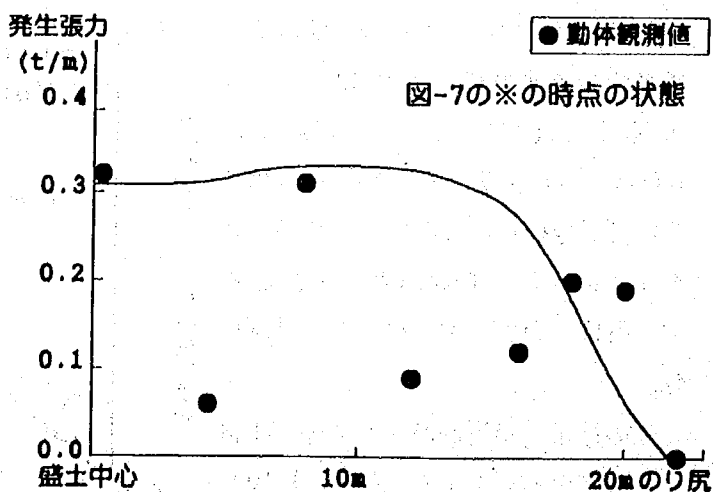


図-9 ジオテキスタイルに発生した張力分布

建設施工技術総合評価に関する研究

積算技術研究センターシステム課

新田恭士

1. まえがき

建設施工技術の高度化、建設市場の国際化等近年の公共工事をめぐる様々な動きの中、競争性を確保しながら公共工事の質を高めるためには、民間の技術開発の成果を積極的に活用していくことが必要である。建設省では現在、平成5年の中央建設業審議会の建議を受けて、公共工事において、従来の価格のみによる競争から応札者からの技術提案を加え、総合的な評価によって最も優れた落札者を決定する技術提案総合評価方式の導入について検討している。

2. 目的

現在の公共工事においては、価格競争によって落札者の決定がなされている。現行入札制度では、工事に伴う騒音の低減等、周辺環境に配慮した技術など法規制の範囲さえクリアしていれば、それ以上の技術は評価されないが、価格以外にも技術開発の著しい分野において技術の比較が望まれる技術についてはその評価手法を確立し、競争に反映させることが重要である。

本論文は、建設施工技術について入札時に価格以外の要素についても評価を行い反映させることを目的とした考察であり、実用性に重点をおいて調査を実施している。

3. 総合評価の方法

総合評価の算定式を設定するにあたっては、性能（価格以外の技術的評価項目）と価格の関係をどのように数式化するかが大きな問題である。これには土木学会の提案である性能と価格の評価を加える方法（①式）と、スーパーコンピュータの政府調達でおこなわれている、性能と価格の比率で評価する方法（②式）とが考えられる。

$$\begin{aligned} S &= \sum P_i \times W_i \quad \cdots \textcircled{1} \\ S &= \frac{Q}{P_p} \quad Q = \sum P_i W_i \quad \cdots \textcircled{2} \end{aligned}$$

S ; 総合評価
 Q ; 施工技術の評価点
 P_p ; 入札金額
 p_i ; 各評価項目の評価点（①式では価格を含む）
 w_i ; 各評価項目の重み係数

①式の性能と価格を加える方法では、両者の単位を統一する必要がある、その方法としては性能を貨幣換算する方法と、性能と価格を評点化する方法とが考えられる。性能を貨幣換算する方法の例としては、アメリカ連邦道路庁(Federal High Way Administration)が各州の道路事業実施機関に対して指導している入札契約方式で、Cost Plus Time BiddingあるいはA+B Method と呼ばれる方式がある。これは、道路工事における工期に着目し、発注者で道路の利用者が通行止め又は通行規制のために被る一日の損害額を設定し、これを入札者がそれぞれに見積もる工期に乗じて、各々の入札価格に加えた入札金額が最低となる者を落札者とするというものである。この方法は、評価値を理解しやすい。但し工期は比較的貨幣換算が容易な項目であるが、品質等の他の項目については貨幣換算が難しいものがある。

一方、性能と価格を評点化する方法の例としては、アメリカ内務省開拓局(Bureau of Reclamation)が行っているNegotiated Contractと称される入札・契約方式がある。これは入札者に技術提案と価格提案を同時に提出させ、これを評点化して両者を重み付け（技術評価70%、価格評価30%等）によって総合評価し落札者を決めるというものである。この方法は評点化された性能と価格の重み付けの考え方

が難しい。

二者の比較において、②式の性能と価格の比率で評価する方法は、性能と価格の単位を揃える必要がなく、なおかつ評価値の持つ意味が理解しやすい方法である。従来の価格のみによる競争は、この式において入札者の性能が全て等しく、 $Q=1$ とすることと同義であると考えられる。この式では、性能と価格を相対的に評価するので、性能は高いが非常に価格のかかるものを選ばれる可能性がある。しかし実際の入札においては、現行の会計法の下で行う場合、予定価格が価格の上限となる。以上の考察から、総合評価の算定式としては、評価の容易さ、わかりやすさ、従来の価格競争との継続性等を考慮すると、現時点では②式による方法が適当であると考えられる。

4. 評価の対象項目の選定

建設工事では、現場条件や工事目的が多種多様であることから施工技術の評価にあたっては工事ごとに評価の視点を変えることが必要である。例えば、交通混雑の激しい路線での工事においては、工期、交通への影響、安全性が評価項目になる。評価の対象とする項目については施工技術に求められると考えられる特性について抽出母体を作成し、実際の工事にあたってはその都度その中から評価項目を選択することとする。抽出母体は例えば(表1)のように作成する。評価項目の選定は、大小各分類につき概ね3項目以内が目安と考えられる。これは重み付けの作業の精度を考慮するため(後述)であり、必要な場合は追加して良いと考える。

(表1)

施工技術	大分類	小分類
	信頼性 工期 品質	信頼性 工期 設備・供用性 維持管理性(耐久性) 環境性
周辺地域	周辺環境への影響	騒音 振動 粉塵 悪臭 水質汚濁 地盤沈下 土壌汚染 景観 交通への影響
社会的意義	作業性	安全性(通常作業下) 安全性(危険区域内) 作業環境 労働力(省熟練作業) リサイクル 資材・燃費
	労働力 省エネルギー	

5. 重み付け

建設工事では、各工事で目的、性質、周辺の状況がそれぞれ異なるため、評価要素の重要度(重み係数)を状況に応じ決定する必要がある。重み付けは、選択した各評価項目について行い、各階層間(大項目間、小項目間)ごとに行う。(図1)

重み係数の設定は、設定の如何によっては技術評価の順位が逆転することも想定されるため、係数決定に至るプロセスは明確且つ客観的な方法で行われる必要がある。

重み係数の決定には、以下の方法等が考えられる。

1) 有識者等にアンケートを行い決定する方法

2) AHP法で用いられる一対比較を行い決定する方法。

1)の方法は、アンケートを学識経験者や住民に対して実施するもので、アンケート回答者の判断で重要度に応じ各項目に点を配分してもらう方法である。この方法は、比較的工事までに緊急を要さず十分な工事資料をアンケート回答者に提供できる場合に可能である。広く関係者の意見を反映させる場合に有効な方法である。

2)の方法はAHP法(Analytic Hierarchy Process 階層構造に基づく分析法)で用いられる一対比較法を用いる方法で、主に発注側技術者が周辺の環境や工事の性質を判断しながら重み付けを行う。各評価項目の重要度を総当たりで一対比較することで全体項目間の重み付けを行う方法である。この方法では各2項目間の重要度比較の根拠を明確にしながら行うことができる。

以下に一対比較を用いたこの方法について簡単に述べる。例えば評価項目(i)、(j)、(k)、について各評価項目の真の重要度を w_i 、 w_j 、 w_k 、とした場合、項目(i)と(j)の重要度の比を表す一対比較値 a_{ij} は、 $a_{ij}=w_i/w_j$ と表現される。他のものも同様に、 $a_{jk}=w_j/w_k$ 、 $a_{ik}=w_i/w_k$ と表現できる。

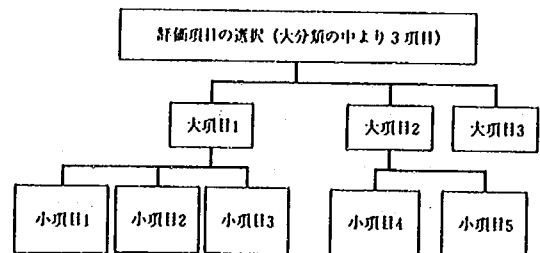


図1 階層構造図

このとき各項目の重要度は一対比較値を用いて以下のように表せる。

$$\sqrt[3]{(a_{ii} \cdot a_{ij} \cdot a_{ik})} \cdot \text{Const} = w_i$$

$$\sqrt[3]{(a_{ji} \cdot a_{jj} \cdot a_{jk})} \cdot \text{Const} = w_j$$

$$\sqrt[3]{(a_{ki} \cdot a_{kj} \cdot a_{kk})} \cdot \text{Const} = w_k$$

実際の評価は（表2）に示す一対比較表に適切な数値を記入して行う。記入する一対比較値は（表3）を参考に記入することとする。評価者にとってこの方法は比較の際、幅のある言葉を選択すれば良く評価者の負担が軽減される。また一対比較値のスケールについては、この場合、1～8（及びその逆数）を比較値としている。一対比較値自体は本来2項目間の重要度の比を表すが、感覚的表現の「若干重要」「重要」等の言葉にどのような数値（一対比較値）を対応させるかが係数決定に大きな影響を及ぼす。同じ人間が感覚的に重要度の比を数値化した場合と、「若干重要」「重要」と言った言葉で比較した場合の関係について更なる検討が必要であるが、ここでは3項目以内の範囲で選択した評価項目に対し重み付けを行う場合を想定し一対比較値を設定した。その評価項目は少なくとも1割の重み付けはなされることとし、評価項目間の重要度の比が最大になる0.1：0.1：0.8の場合を想定し一対比較値の最大値を8としている。

（表2）

	信頼性	工期	作業性	幾何平均	重み係数
信頼性	1	0.5	0.25	$\sqrt[3]{0.5 \times 0.25 \times 0.5}$	0.142
工期	2.0	1	0.5	$\sqrt[3]{2.0 \times 0.5 \times 1.0}$	0.286
作業性	4.0	2.0	1	$\sqrt[3]{4.0 \times 2.0 \times 2.0}$	0.571
			総合計	3.5	

（表3）

一対比較値	意 味
1.0	両方の項目が同じ位重要
2.0	前の項目の方が後の方より若干重要
4.0	前の項目の方が後の方より重要
6.0	前の項目の方が後の方よりかなり重要
8.0	前の項目の方が後の方より絶対的に重要
0.5	後の項目の方が前の方より若干重要
0.25	後の項目の方が前の方より重要
0.167	後の項目の方が前の方よりかなり重要
0.125	後の項目の方が前の方より絶対的に重要

6. 評点付け

施工技術の評価は、入札制度の客観性、透明性、公平性の確保を考えると、定性的・主観的评价ではなく、客観的かつ定量的な評価が望ましい。本稿では、各評価項目においてできるだけ定量的な指標に基づいて得点化をおこなう事とする。定量的な評価指標としては、工期について言えば日数があり、騒音ならば振動数d B（デシベル）などが挙げられる。しかし定量的な評価の難しい項目もある。例えば、安全性（通常作業下）などの場合、安全性を代表する唯一の定量的な尺度や評価手法は存在しない。安全性評価要素の一つ、墜落の防止を例にとっても高所作業の省人化や安全器具の開発等いろいろな角度からの総合的な評価が必要となる。従って、ここでは定量的な評価が可能な項目（工期、労働力等）と、定量的な評価が難しい項目（景観性、安全性等）に分けた評価を提案する。（以下、前者を定量評価項目、後者を比較評価項目と呼ぶ。）また、定量的な評価が難しい項目においてもできるだけ客観的且つ定量的な表現となるよう努力することが必要である。

（1）定量評価項目の評点化

定量評価は、各項目ごとに設定される尺度により行われる。具体的な評価方法を以下に例示する。その際、技術提案書に記載される評価対象データが同じ条件下で設定されるよう配慮し、技術募集にあたってはその条件の明示が必要となる。定量的な評価にあたっては、各項目間で得点配分、ばらつき等が同じになるように配慮する必要から、各項目の基準点が1.0となるよう基準技術の設定を行う。尚、今後各要素の特性を考慮した評点の補正方法の検討が必要と考えられる。

評点方法（例）

a）工期（大分類・工期）

$$T_0 / T = P_t$$

T_0 ：標準工期

T ：提案工期

P_t ：工期の評点

(2) 比較評価項目の評点化

評価項目のうち、絶対評価（定量的評価）が難しく相対評価によらざるを得ないものについては、例えば AHP 法 (Analytic Hierarchy Process 階層構造に基づく分析法) で用いられる一対比較法による評価等が考えられる。

6. 評価の実施

建設技術は、一般に多くの評価要素から構成されており、これまで述べた着目した評価項目について出した評価のみで全体の評価とすることはできない。施工技術の評価点 Q の算出は、評価項目と非評価項目に分け、評価項目と非評価項目の評点の合計で行い、両者の重み付けを $a : (1-a)$ として算出する。以下に算出方法を示すが、 A は非評価項目で B は評価項目である。前で述べたとおり各提案技術の評価の基準点は 1.0 点であるから非評価項目には各技術で差がないとして 1 点を与える。

$$A = 1 \quad B = \sum P_i \times W_i$$

$$Q = aA + (1-a)B = a \times 1 + (1-a) \sum P_i \times W_i$$

A ; 非評価項目評点 (1 点)

B ; 評価項目評点

P_i ; 各項目評点 (項目 i の評点)

W_i ; 各項目重み係数 (項目 i の重み係数)

Q ; 施工技術総合評点

P ; 入札価格

施工技術の総合評価は、施工技術の評価点 Q をその技術を提案した者の入札価格 P で除した値 S で表し、最も高い点の者を落札者とする。以下に式を示す。

$$S = \frac{Q}{P} = \frac{a + (1-a) \sum P_i \times W_i}{P}$$

7. おわりに

公共工事を国民の目から見ると、価格を最少限におさえることが必ずしも望ましいわけではない。工期、安全性、環境性等これまでの価格だけでは評価できない項目が重視されることが十分あり得る。

本研究では、建設施工技術をいくつかの評価要素から捉え、各々の項目に評価指標、評価方法を示すことで建設施工技術に定量的評価を与える方式を検討した。平成 5 年 12 月の中央建設業審議会の建議を受け、本研究ではこの技術提案総合評価方式入札制度の導入に向け、総合評価のフレームの検討を行ったにすぎず、比較評価の絶対性や本方式の実用性について課題は山積しているが、引き続き建設施工技術の各評価項目の評価尺度、比較評価項目の比較基準について、また本制度の運用に向けて更に研究を続ける予定である。

AEを利用した斜面崩壊発生予測システムに関する検討

砂防部急傾斜地崩壊研究室 海老原 和重

1. まえがき

現在、微小な変形や損傷を振動として検知するAE (Acoustic Emission) 法が地盤工学分野でも利用されている。本研究では斜面の異常変動を早い時期にとらえ、かつ崩壊時間・規模等の予測手法としてのAEの適用について検討を行うものである。

2. 目的

本研究では、AEを利用した斜面崩壊発生予測システムの開発を目的として、AEセンサーを用いて模型斜面の崩壊実験を行い、伸縮計等との比較や、斜面中の土のせん断仕事率とAEパラメーター (AE最大振幅、AE平均振幅、AE Energy Rate、m値、AE Event Rate) の関係に関する検討を行った。

今回取り上げたAEとは固体材料内部の微小な変形や破壊によって発生する弾性波動現象である¹⁾。

3. 実験方法

3. 1. AEセンサー

実験はウェーブガイド(以下WGと略す)方式AEセンサーを用いて行った。WG方式AEセンサーの構造は図-1に示すとおりである。土と共に変形しAEを発生する中詰材と、AE伝播媒体である金属製の伝達芯、そして両端に

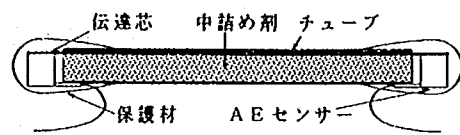


図-1 ウェーブガイドの構造図

AEセンサーという構成である。中詰材の材質については何種類かの材料の比較検討の結果、スチールウールを中詰材とした。

3. 2. 実験装置及び実験条件

崩壊実験は当研究室所有の斜面崩壊実験装置を使用して実験を行った。実験装置は長さ300cm×幅150cm×高さ70cmの崩壊箱と降雨装置からなる。崩壊箱は0～45°の範囲で可変可能であり、降雨装置は0～120mm/hの降雨を降らせることができるものである。

実験は図-2に示す斜面形状及び計測器の配置で崩壊箱を40°傾け、地表面傾斜 $\theta = 55^\circ$ で行った。降雨強度は、実験開始から120分までは降雨量10mm/h、その後は30mm/hとした。

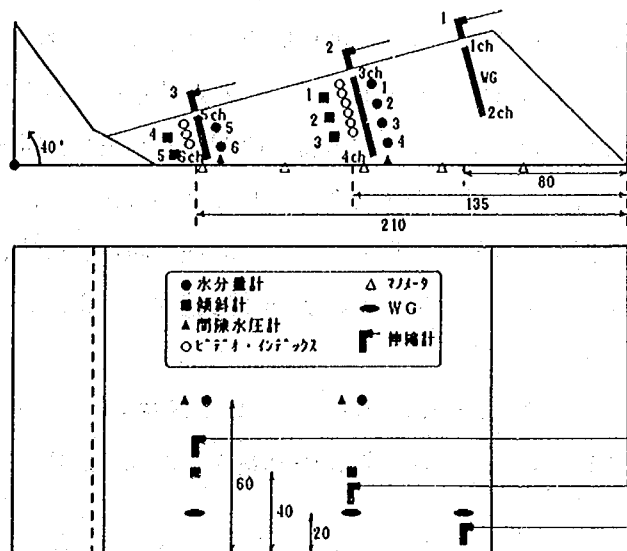


図-2 模型斜面の形状と計測器の配置

4. 実験結果

斜面上端から距離 135cm の位置での地表変位量、地中傾斜計による地中せん断ひずみと A E 累積発生数との関係を図-3 に示す。今回の実験では実験開始直後より地表変位が発生している。そして地表変位は時間の経過と共に大きくなるが変位

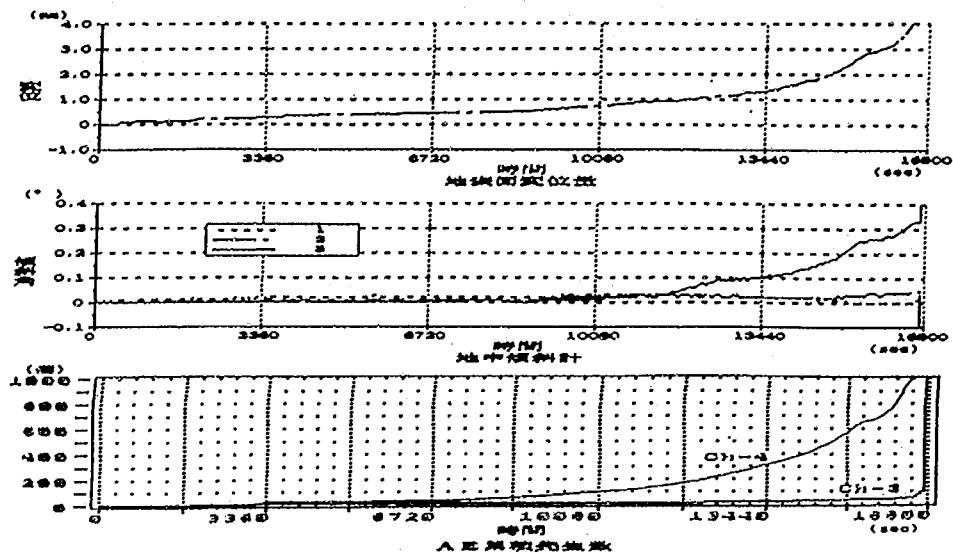


図-3 地表面変位量、地中傾斜計、A E 累積発生数 (L=135cm)

増分も時間と共に大きくなり、加速クリープ的な変位を示す。同様に A E 累積発生数も時間の経過と共に加速的に多くなる。地中傾斜計による地中せん断ひずみは一番深い位置のものが A E 発生数が急増する頃から大きくなっているが、他の 2 つは非常に小さな値を示している。

5. 考察

5. 1. 斜面の挙動を表す物理量と A E パラメーターについて

従来より一軸、三軸圧縮試験²⁾や模型斜面の実験³⁾が行われ、試料及び斜面の変位量の変化と A E 発生数、A E エネルギーなどの各 A E パラメーターの変化について検討し、崩壊発生予測への有効性を検討しているが、いずれも実験的なレベルにとどまっておらず実用化には至っていないのが現状である。この要因として、A E

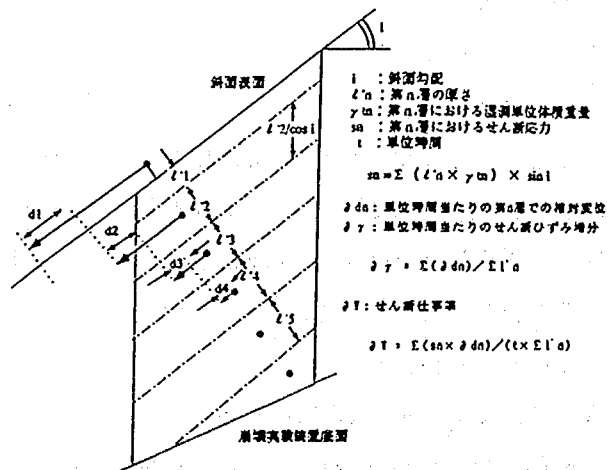


図-4 模型斜面のせん断仕事率の算定法

信号と斜面の挙動の物理的な対応がわからないということが挙げられる。そこで、今回は A E のデータと斜面の挙動を表す物理量との関係を整理し、斜面崩壊発生予測の検討を行った。本検討では、とくに斜面の挙動を表す物理量としてせん断仕事率に注目し、この物理量と A E パラメーター (A E 最大振幅、A E 平均振幅、A E Energy Rate、m 値、A E Event Rate) の関係を検討した。せん断仕事率に関しては図-4 のように定義する。また、m 値の定義は以下のとおりとした。

$$f(x) = Cx^m$$

$$f(x) : \text{A E 頻度} \quad C : \text{係数 1} \quad x : \text{振幅} \quad m : \text{係数 2}$$

実験開始から A E 頻度-振幅の分布を上記式で近似し(最小 2 乗法を用いる)、係数 2 をもとめ、m 値とした。

A E Event Rate とは、単位時間当たりの A E の発生量を示す指標であり、A E Energy Rate とは単位時間当たりの A E エネルギーを示す指標である。A E エネルギーに関しては図-5 のように

定義する。

5. 2. 解析結果

斜面上端から距離 135cmの位置のせん断ひずみ及びせん断仕事率とAEセンサー c h. 4 の各AEパラメーターとで解析を行った。

5. 2. 1. せん断仕事率とAEの最大振幅の関係

せん断仕事率とAEの最大振幅の経時的变化と比較すると(図-6)、崩壊に近づくにしたがって大きなAEが発生していることが認められる。しかし、今回の解析で用いた10秒間隔では、崩壊前数分でも以前として低い値を示しているプロットもあり、単位時間の取り方によって傾向が変わるものと考えられた。

5. 2. 2. せん断仕事率とAEの平均振幅の関係

せん断仕事率とAEの平均振幅の関係を経時变化で比較すると(図-7)、両者には明瞭な関係が認められないことが明らかである。これは、崩壊が発生・進行することによって微小なAEも多数発生するため、微小なAEに引っ張られる形で平均値が下がることによると考えられる。

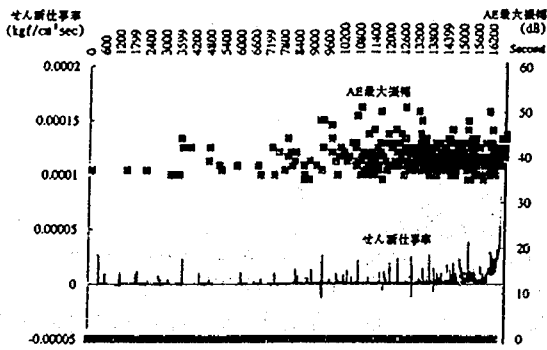


図-6 せん断仕事率とAE最大振幅の関係

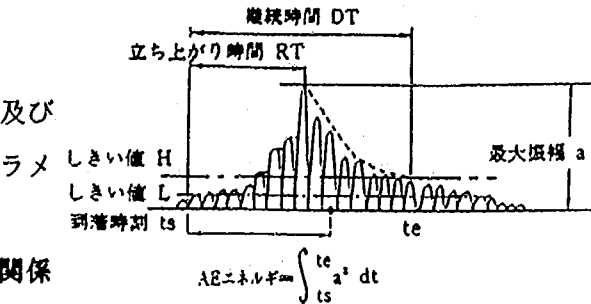


図-5 AEエネルギー

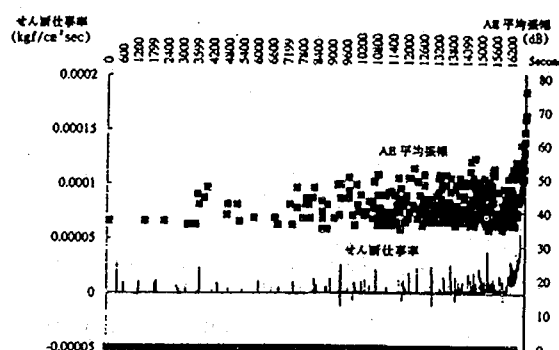


図-7 せん断仕事率とAE平均振幅の関係

5. 2. 3. せん断仕事率とAE Energy Rateの関係

せん断仕事率に対するAE Energy Rateの関係を経時的な変化で検討すると(図-8)、かなり連動した挙動を示した。

5. 2. 4. せん断仕事率とAE Event Rateの関係

せん断仕事率に対するAE Event Rateの関係を経時的な変化で検討すると(図-9)、AE Event RateはAE Energy Rateと極めて類似した挙動を示した。また、崩壊直前の加速度的な変動に

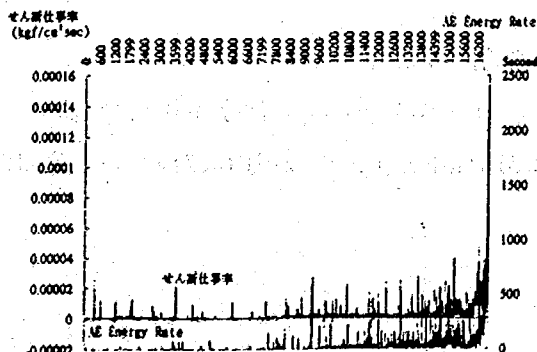


図-8 せん断仕事率とAE Energy Rateの関係

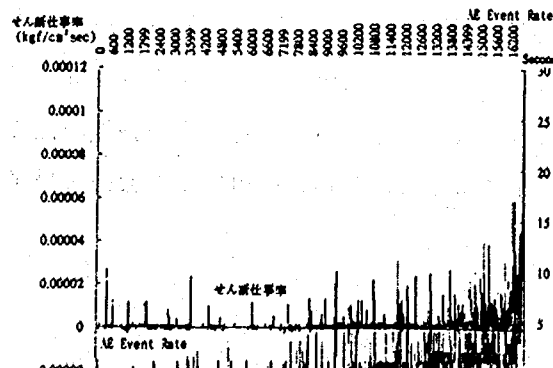


図-9 せん断仕事率とAE Event Rateの関係

は敏感に対応してゐる。

5. 2. 5. せん断仕事率とm値の関係

m値は、図-10より崩壊の発生および進行にともない、徐々に低下することが確認される。これは初生的な崩壊の進行により、規模の大きなAEが卓越してくるためであると考えられる。

5. 3. 考察

上記の解析結果よりAE Energy Rate及びAE Event Rateのふたつがせん断仕事率と連動した挙動を示した。そこで、せん断仕事率とAE Event Rateとの関係を図-11に、せん断仕事率とAE Energy Rateとの関係を図-12にプロットしてみた。これらを見ると両者には線形とみなしうる高い相関関係が見られることがわかる。

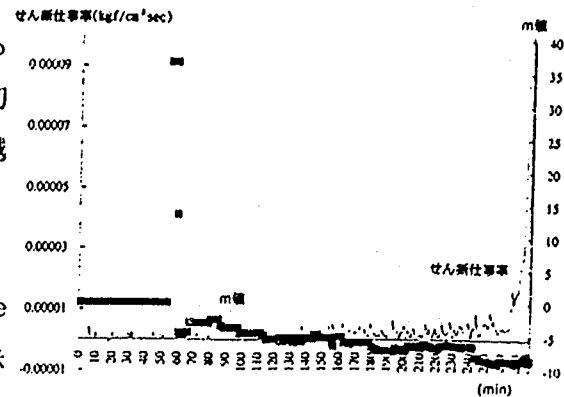


図-10 せん断仕事率とm値の関係

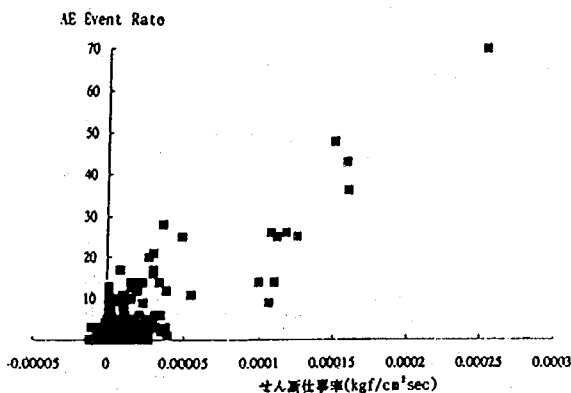


図-11 せん断仕事率とAE Event Rateの関係

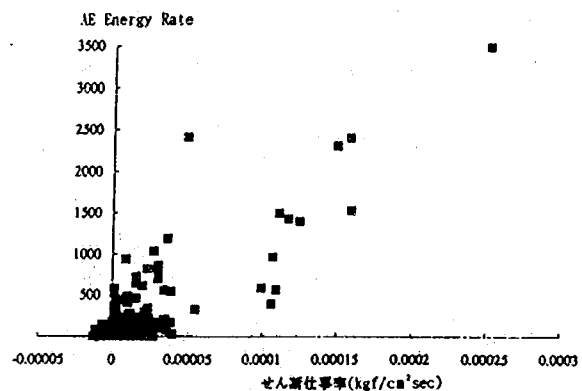


図-12 せん断仕事率とAE Energy Rateの関係

6. 結論

解析結果よりせん断ひずみ速度とAE Energy Rate及びAE Event Rateに良い線形関係が認められた。しかしながら今回はせん断応力・変位等の測定精度が良いとは言えず、上記の相関関係にもややばらつきが認められる。今後は三軸圧縮試験や中空ねじりせん断試験等で応力・ひずみが均一かつ高精度に測定できる条件のもとで上記の関係を確認する必要がある。

<参考文献>

- 1) 大津政康: アコースティック・エミッションの特性と理論, 森北出版(株)
- 2) 田中泰雄他: 砂質土の変形特性とAE特性の関係について, 土木学会第40回年次学術講演会, 1985
- 3) 秩父顕美他: AE波形特性を用いた地盤の破壊予知法, 第5回地下と土木のAE国内コンファレンス論文集, 1993

物理探査手法を用いた新しい地盤探査技術の開発

環境部地質研究室 浅井 健一

1. まえがき

近年、ダムや道路などの土木構造物は、必ずしも地盤が良好でない場所に建設される例が多くなっている。そのため地質調査に求められる情報量の増大及び情報の質の多様化が生じ、踏査やボーリング調査を主体とした従来の地質調査手法のみでは情報の質・量の両面で不足が生じつつある。

一方、地中の面的な調査を迅速に行える物理探査手法は、従来の地質調査手法を補う意味で最も有望である。しかしながら、物理探査手法は元来資源探査分野において開発された経緯があり、土木分野に適用するためには探査精度等の面で必ずしも十分でないため、探査精度の向上や利用方法の整備等を図る必要がある。

そこで建設省では、平成4～6年度にかけて、官民連帯共同研究「新地盤探査技術の開発」として、物理探査手法の適用が特に効果的と考えられる分野を抽出し、各分野のニーズに合致した手法の開発及び有効な利用技術の確立をめざして、土木研究所と民間が協力して研究を行った。本文は、その中の1分野である斜面の探査技術について報告するものである。

2. 研究目的

斜面防災のための地質調査は一般に広域にわたり、また踏査が困難な急峻地も含まれるので、不安定箇所をもれなく抽出することは難しい。また、これを補うために従来から行われている空中写真判読などの方法では地表付近の情報しか得ることができない。斜面の調査においては地下情報が重要であり、物理探査手法などを用いてこれらの情報を面的・迅速に得ることが、斜面の防災上急務である。

そこで、斜面全体を極めて迅速に探査する手法（概査手法）として空中電磁法、斜面内部の薄い弱層や層境・地下水面などを適切に探査する手法（精査手法）として電磁波反射法、斜面の経時的変化を面的に捉える手法（維持管理手法）として比抵抗法自動計測システムを選定して開発を行った。

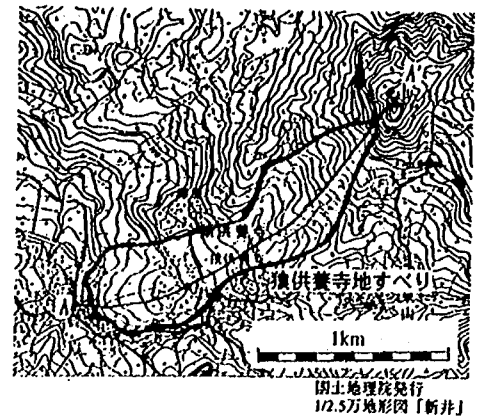
3. 研究方法及び結果

(1) 空中電磁法

電磁法とは、送信コイルから一次磁場を発信し、この一次磁場と地下の電導性物質の電磁誘導により発生した二次磁場の合成磁場を受信コイルで捉えることにより、地下の比抵抗分布を推定するものである。これをヘリコプターや航空機等を用いて空中から行うのが空中電磁法で、広範囲を迅速に探査できるため、斜面の概査技術として有望である。本手法の既存機種はいずれも金属鉱床探査を目的とした深部探査用の仕様となっているため、土木分野に用いるためには地山浅部の解像力の向上が課題としてあげられた。電磁法における探査深度は発信周波数に依存する。したがって、地山浅部の解像力の向上のため、最高発信周波数を従来（数十kHz）より高周波数の137.5kHzとした機器を開発し、

いくつかの地すべりを対象に現地探査実験を行った。

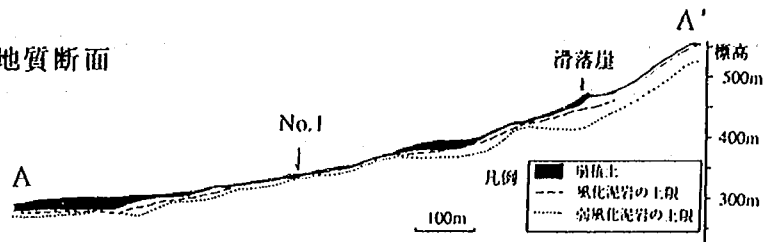
図-1に探査結果の一例を示す。本調査地は地表付近の風化した粘性土すべりで、厚さは十数m以下である。探査結果では、平面図において地すべりが低比抵抗部となっているほか、地すべり縦断面において探査結果を用いた2層構造インバージョン解析により、地すべりの深度分布を大まかに捉えることができた。また、各地での地すべり斜面での探査の結果、探査結果は基盤の岩質や崩積土の分布と大まかな相関性があること、基盤



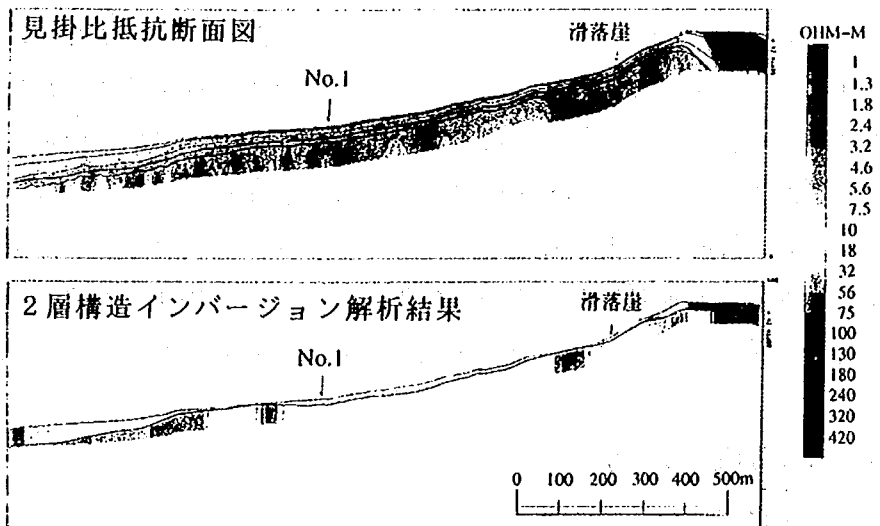
見掛比抵抗分布平面図



地質断面



見掛比抵抗断面図



2層構造インバージョン解析結果

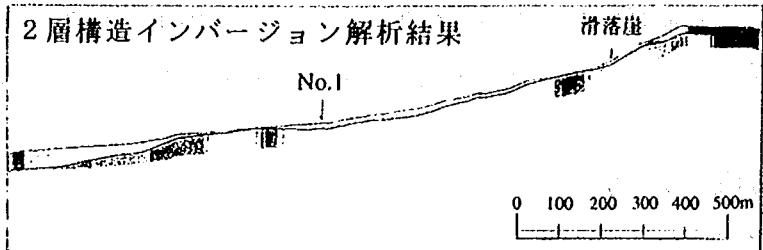


図-1 空中電磁法による地すべり斜面の探査例^{1) 2)}

に波を放射するもので、解析処理は複雑となるがパルス型に比べ探査深度が大きい。これら探査装置の特徴を生かすため、パルス型では表層崩壊や落石等の深度数m以内の微細地質構造の探査、連続波型では地すべりや岩盤崩壊等の深度10m以上の地質構造の探査を目的として機器の改良や探査実験を行った。

図-2にパルス型による表層崩壊性斜面の探査結果の一例を示す。本調査地ではオーガーボーリングで確認されているローム層と基盤のまきの境界面を捉えることができたほか、室内での誘電率測定

からまさの中の地下水面と推定される反射面を捉えることができた。また、各地での表層崩壊性斜面の探査結果から、比較的明瞭な反射波を得るためには反射面の反射係数が0.2程度以上（誘電率で1.5倍の差）あることが望ましいことがわかった。

図-3に連続波型のうち連続波に周波数変調をかけて放射するFM-CWレーダによる地すべりの斜面の探査結果の一例を示す。本調査地では、サウンディングによって推定されている地すべり面に相当すると考えられる反射面が捉えられているほか、深部の地質構造を示すと考えられる反射面が捉えられている。探査の結果、比誘電率が30程度の地すべり地で深度30m程度までの地盤構造を捉えることができた。また、データ処理方法の向上により、深い探査深度にも関わらず従来の連続波型より高分解能で反射面を捉えることができた。

図-4に連続波型のうち送信周波数をステップ状に変化させながら電磁波を放射するSFレーダによる岩盤崩壊性斜面の亀裂の探査結果の一例を示す。本調査地の岩盤には亀裂が数m間隔で分布している。探査結果では表面に見られる亀裂と整合的な反射面が見られるほか、これとほぼ共役な亀裂系や層理面などと考えられる反射面が見られる。

探査の結果、深さ数m程度までの亀裂を高分解能で探査するには200~600MHz程度の高周波数帯域が、それ以上の深い亀裂を探査するには少なくとも100MHz以下の周波数帯域が有効であることがわかった。

(3) 比抵抗法自動計測システム

比抵抗法電気探査は、大地に電流を流して電位を測定し、地下の比抵抗分布を求めるもので、一般には一度のみの探査に終わることが多い。しかし地盤の比抵抗は含水状態に依存するので、経時的に探査することにより、雨水の浸透や含水状態の変化を画像化して斜面の面的モニタリングに用いることが可能と考えられる。そこで、斜面の含水状態を経時的かつ面的に探査するための比抵抗法自動計測システムの開発を行うこととした。本システムは、リアルタイムで比抵抗分布を把握できること及び山間部においても経時的に観測できることを目的とするため、測定の自動化、測定時間の短縮及び省電力化が課題としてあげられた。これらの課題に対しては、測定電流の交流化によって1点あたり

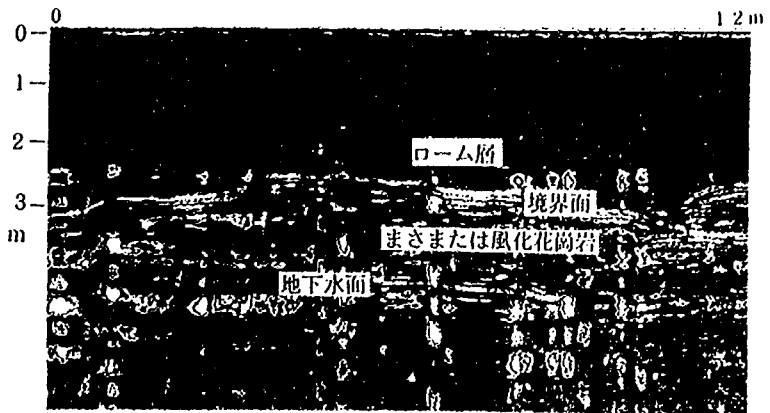


図-2 電磁波反射法による表層崩壊性斜面の探査例³⁾
(パルス型、500MHzによる。)

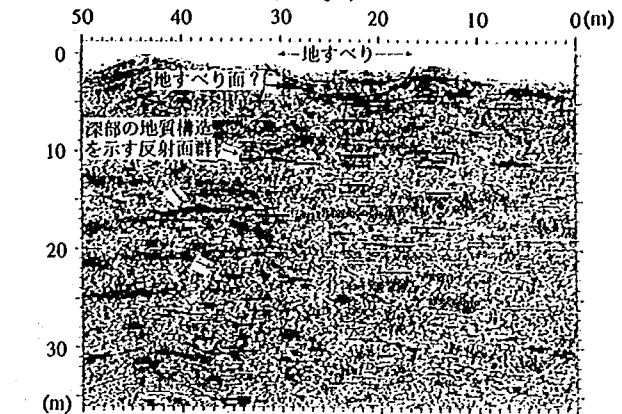


図-3 電磁波反射法による地すべり斜面の探査例³⁾
(連続波型、0.6~80MHzによる。)



図-4 電磁波反射法による岩盤崩壊性斜面の探査例³⁾
(連続波型、200~400MHzによる。)

の測定時間を短縮でき、また、同期整流方式によるノイズ電流除去によってS/N比を確保したまま測定電流を小さくできた。さらに、パソコン制御によって計測・画像化等すべて自動化し、バッテリー駆動による長期のリアルタイム自動計測が可能であるシステムを開発した。開発したシステムについては、室内実験により動作性能を確認した後、現地探査実験を行った。

図-5に現地適用実験結果の一例を示す。この実験では降雨が期待できなかったため代わりに散水を行ったが、検証用のサクション測定値と比較検討した結果、本システムにより水の浸透を低比抵抗域として捉えることができることが確認された。

4. まとめ

斜面防災のための地質調査を迅速かつ面的に行うための新しい手法と

して、空中電磁法による斜面の概査手法、電磁波反射法による斜面の精査手法、比抵抗法自動計測システムによる斜面の維持管理手法の3つの物理探査手法を選定し、土木分野への適用のためのハード等の開発、改良、現地探査実験等による適用性の検討及び探査・解析・判読技術についての整理を行い、各手法とも概ね土木分野への適用が可能となった。今後は現場での実探査事例を積み重ね、探査結果の解釈技術をさらに向上させていく必要がある。

引用文献

- 1) 中村康夫・佐々木靖人・浅井健一(1995): 空中電磁法による山岳斜面の地質概査技術, 土木技術資料, Vol. 37, No. 6, pp. 56-61.
- 2) 建設省土木研究所地質研究室ほか(1995): 斜面の探査技術の開発に関する共同研究報告書(その2) - 空中電磁法による斜面の地質概査技術 -, 共同研究報告書第113号, 建設省土木研究所.
- 3) 佐々木靖人(1995): 電磁波反射法を用いた斜面地質探査技術, 土木技術資料, Vol. 37, No. 6, pp. 4-5.
- 4) 中村康夫・浅井健一・佐々木靖人(1995): 自然斜面中の地下水浸透過程の画像化, 土木技術資料, Vol. 37, No. 7, pp. 56-61.

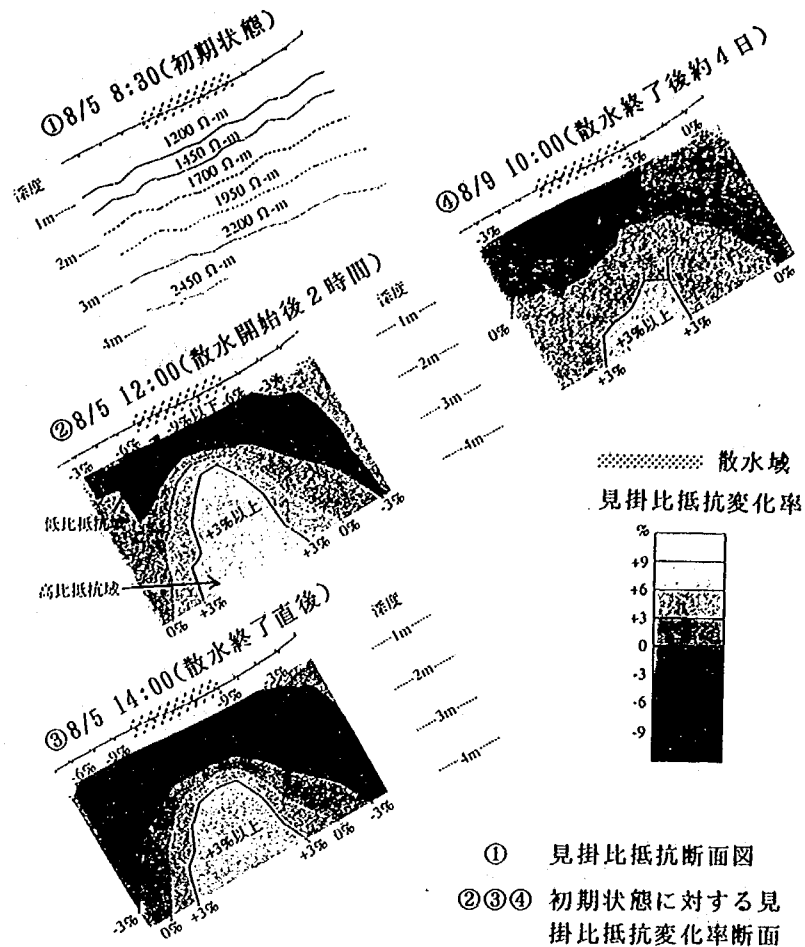


図-5 比抵抗法自動計測システムによる地下水浸透の探査例³⁾

新潟県の地すべり地における

集水井施工による地下水位低下量の実態

新潟試験所 北島 義則

1. まえがき

地すべり発生の主な原因としては、地下水の存在が挙げられる。このため、多くの地すべり地では、地下水排除を目的とした集水井工、横ボーリング工等の地下水排除施設が設置されている。しかしながら、現在、集水井工の地下水排除効果を定量的に評価する明確な手法がないため、地下水排除施設の計画は、もっぱら地すべり技術者の経験に頼っており、地下水排除施設による地下水位の計画低下量としては、地すべり移動層厚20m程度の場合、標準値として横ボーリング工3m、集水井工5m等が採用されている。1) これらの標準値は、経験的なものであり、正確な地下水位低下量は、地すべり地において調査し確認する必要がある。しかしながら、まだその事例は少ない。

2. 目的

地下水排除工である集水井工の地下水排除効果を定量的に評価する手法を見いだすことを目的としている。

3. 集水井施工による地下水排除効果

集水井施工による地下水排除効果は、地下水位の低下形状、低下量、低下範囲を指標として検討する必要がある。これまで、集水井の地下水排除効果は、集水井本体からも集水するものとして井戸の公式を用い検討されてきた。しかしながら、集水井本体は、直接、集水する機能を有しておらず、もっぱら、集水井本体から横に掘削された集水ボーリングで集水されている。したがって、今回は、集水井本体が集水するのではなく、集水ボーリングにより地下水が排除されることによって地下水位の低下が起こるものと考え検討を行った。

なお、今回の検討に用いたデータは、新潟県内の基盤岩が新第三紀の泥岩から成る地すべり地のものである。

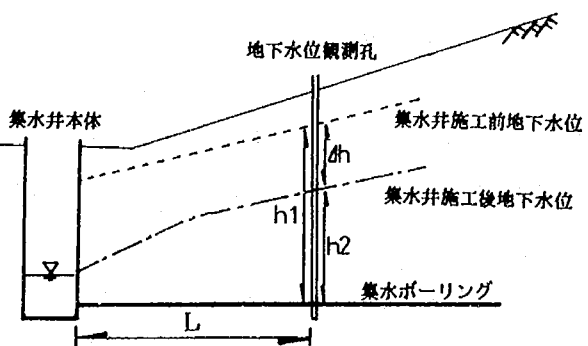


図-1 記号の定義

3. 1 地下水位の低下形状

集水井施工による地下水位の低下形状は、図-1に定義する集水ボーリングと集水井施工後の地下水位の比高差 h_2 を指標として検討を行った。なお、 h_1 、 h_2 は集水ボーリングが複数段設置されている場合、簡易揚水試験で一番揚水量があった集水ボーリングからの水位とした。

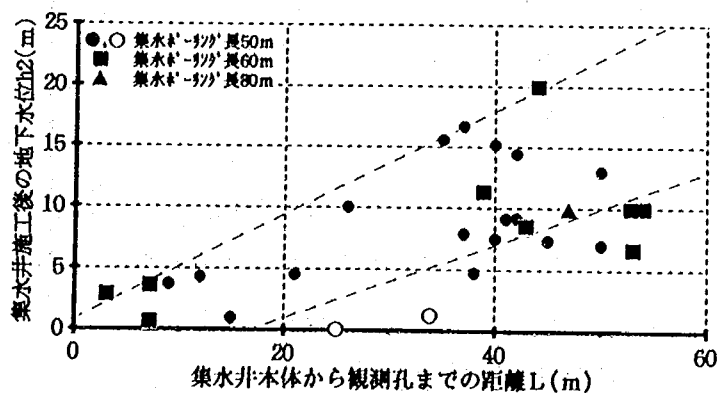


図-2 地下水位低下形状

図-2には、観測孔距離 L と集水井施工後の地下水位 h_2 との関係を示した。これらのデータは、図-3に示す集水ボーリング施工範囲内に位置するの観測孔のもので、16箇所の地すべり地における29基の集水井について示した。全体の傾向として、集水井本体付近では地下水位が低く、集水井本体からの距離が長くなるにつれ地下水位が h_2 高くなっていることが分かる。また、集水ボーリング長の違いによる L と h_2 の違いは特に認められなかった。なお、○印で示したものは集水井本体からの距離が長いにもかかわらず集水ボーリングの深度まで地下水位が下がっていることから、地下水位観測孔がたまたま集水ボーリングとつながり、地下水が抜けてしまったものと推測される。

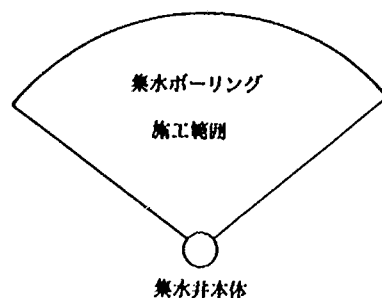


図-4には、新潟試験所の試験地である猿供養寺地すべり地における、集水井施工による間隙水圧の低下状況を地下水位に換算し示した。観測値については、集水井施工中と施工後4年経過時のものである。なお、集水井の深度は10mであり、集水ボーリングは、50mの長さのものが二段設置されている。間隙水圧の低下形状は、図-2に示した他の観測結果と同様の結果が得られた。

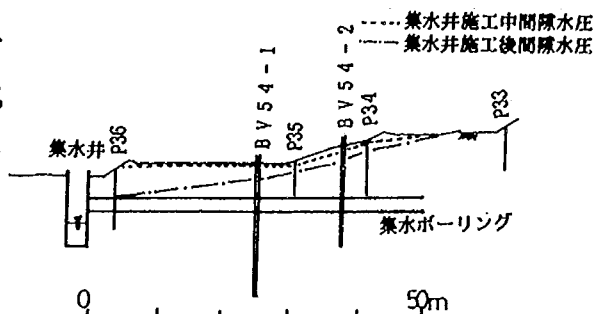


図-4 集水井施工後の間隙水圧低下状況

以上のことから、集水井施工後の地下水位の低下形状は、集水井本体の近くでは低く、集水井本体から距離が長くなるにつれ高くなることが分かった。このような形状となるのは、集水井本体付近の集水ボーリングの施工密度が先端付近より高いことによる集水能力の差と考えられる。

3. 2 地下水位低下量

集水井施工に伴う地下水位の低下量は、集水井施工前後の地下水位の差として求められる。今回の検討に用いたデータは、集水井施工前については調査ボーリング掘削時のものであり、施工後については地下水位計による連続観測データの平均値である。

集水井施工による地下水位の低下量は、集水井本体からの観測孔の距離 L により異なり、一律ではない。したがって、今回は $L=35\sim45\text{m}$ の観測孔における観測値で検討を行った。

図-5には、集水井施工前の地下水位 h_1 と地下水位低下量 Δh の関係を示した。全体の傾向として、施工前の地下水位 h_1 が高い程、地下水位低下量 Δh が大きいことが分かる。なお、○印で示したのものについては、簡易揚水試験の揚水量が、それぞれ 0.55 l/min 、 1.40 l/min となっていることから、地すべり地塊の透水性が悪いために地下水位が低下しなかったことが推測される。

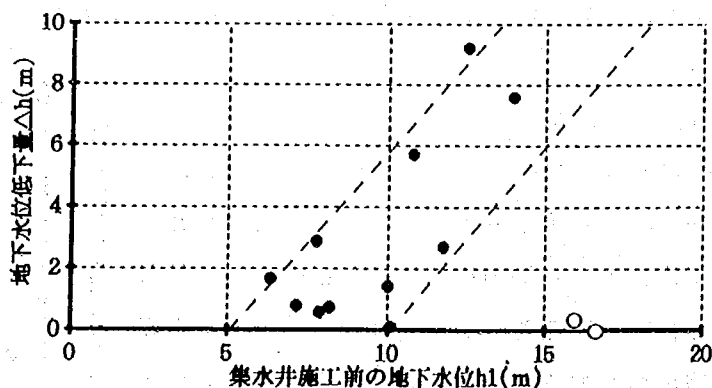


図-5 施工前地下水位 h_1 と地下水位低下量 Δh との関係

図-6には、集水ボーリング施工密度と地下水位低下量 Δh の関係を示した。ここで Δh は、集水井本

体と観測孔間の距離 L と集水井施工前地下水位 h_1 の影響を受けることから、それぞれ $L = 35 \sim 45 \text{ m}$ 、 $h_1 = 10 \sim 15 \text{ m}$ のものについて示した。また集水ボーリング施工密度は、集水ボーリングが複数段設置されている場合、集水ボーリングの総延長を施工面積が一番広い段の面積で除した値である。図-6によると地下水位低下量 Δh は、集水ボーリング施工密度の増大に伴い大きくなる傾向が見られる。しかし、その値は、ばらつきが大きい。

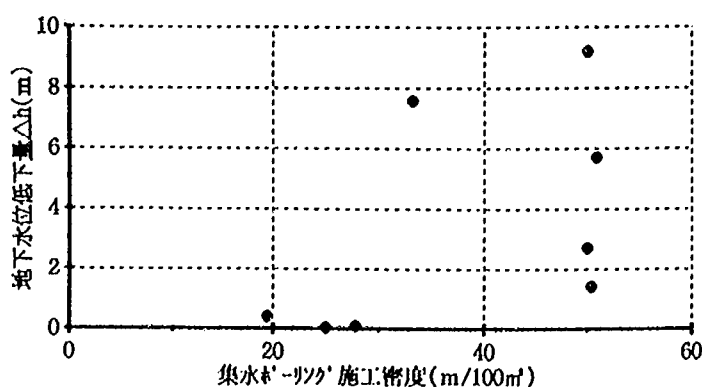


図-6 集水ボーリング施工密度と地下水位低下量との関係

図-7には、簡易揚水試験の揚水量と地下水位低下量 Δh の関係を示した。ここで Δh は、 $L = 35 \sim 45 \text{ m}$ 、 $h_1 = 10 \sim 15 \text{ m}$ のものについて示した。地下水位低下量 Δh は、簡易揚水試験の揚水量の増大に伴い大きくなる傾向がある。

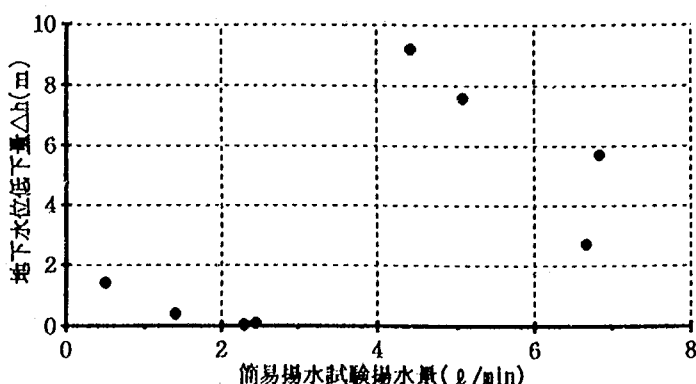


図-7 揚水量と地下水位低下量との関係

以上のことから、地下水位低下量 Δh は、集水井施工前の地下水位 h_1 が高い程大きい傾向が見られた。また、集水ボーリング施工密度の増大に伴い、地下水位低下量 Δh が大きくなる傾向が見られた。この他、簡易揚水試験の揚水量の増大に伴い、地下水位低下量 Δh が大きくなる傾向が見られた。

3.3 地下水位低下範囲

集水井施工による地下水位低下範囲は、図-8のとおりである。これは、集水ボーリングの一本の長さが50mの集水井16基、20孔の観測孔の観測値である。また L は、集水井本体から上部斜面を+、下部斜面を-としている。図-8によると、地下水位低下範囲は、上部斜面が集水ボーリングの先端付近であり、下部斜面についてはデータ数が少ないため明確にいけないが、ほとんど低下しない。

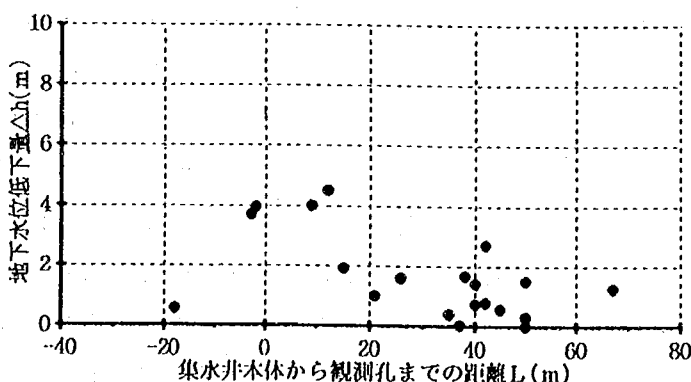


図-8 地下水位低下範囲

図-4の猿供養寺地すべり地の例では、間隙水圧が集水井本体付近では集水ボーリング付近まで低下し、集水ボーリング先端で低下量がほぼ0となっている。したがって、集水井施工による地下水位低下範囲は、上部斜面では、ほぼ集水ボーリングの先端付近までと考えられる。また、図-9のように配置された地下水位観測孔での観測結果では、①の観測孔で約2m、②の観測孔で0.5mの地下水位の低下であった。な

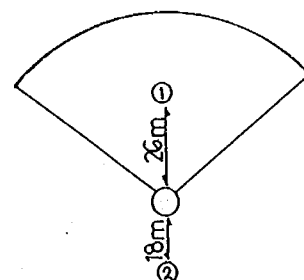


図-9 地下水位観測孔配置

図-9のように配置された地下水位観測孔での観測結果では、①の観測孔で約2m、②の観測孔で0.5mの地下水位の低下であった。な

お、集水ボーリング施工密度は、 $24.7\text{m}/100\text{m}^2$ である。また、①の簡易揚水試験の揚水量は最大で $4\text{ℓ}/\text{min}$ 、②は $0.22\text{ℓ}/\text{min}$ であった。これらを地下水位の低下形状から考察すると集水井本体の付近では、さらに地下水位が低下しているものと考えられる。したがって、②のように集水ボーリング施工範囲から外れた下部斜面では、上部斜面に比べわずかな地下水位低下にとどまっている。

以上のことから、地下水位低下範囲は、ほぼ集水ボーリング施工範囲であると考えられる。地すべり地塊の透水性が良い地盤では、集水ボーリング施工範囲より低下範囲が広がることが推測されるが、集水井の配置計画を立案の際には、地下水位低下範囲を集水ボーリングの施工範囲とするのが妥当と考える。

4. まとめ

今回、集水井の地下水排除効果を定量的に評価する手法を見いだすことを目的として、新潟県内の地すべり地で観測されたデータをもとに地下水位の低下形状、低下量、低下範囲の検討を行った結果、以下のことが分かった。

1) 集水井工による地下水位の低下形状を集水ボーリングからの比高差で検討すると、集水井本体の近くでは低く、集水井本体から距離が長くなるにつれ、高くなる傾向が見られた。

2) 地下水位低下量 Δh は、集水井施工前の地下水位 h_1 が高い程大きい傾向が見られた。

3) 集水ボーリング施工密度の増大に伴い、地下水位低下量 Δh が大きくなる傾向が見られた。

4) 簡易揚水試験の揚水量の増大に伴い、地下水位低下量 Δh が大きくなる傾向が見られた。

5) 地下水位低下範囲は、ほぼ集水ボーリングの施工されている範囲であるといえる。

最後に、今回の検討に用いたデータは、集水井施工前の地下水位の観測値が調査ボーリング掘削時に計測されたものしかなかった。今後、集水井の地下水排除効果を定量的に評価するためには、少なくとも施工前1年間の連続データを用いて、施工後の地下水位と比較する必要があるものとする。また、今回は、ボーリング孔に全面に穴のあいたパイプを挿入し、その中の水位により検討を行ったが、集水井施工により期待される効果は、すべり面に作用する間隙水圧の低下である。地すべり地での観測結果によれば、地下水位はすべり面に作用する間隙水圧と一致する場合としない場合があることが指摘されている。²⁾したがって、本来、集水井の地下水排除効果は、すべり面に作用する間隙水圧で検討すべきであるが、今回のデータで間隙水圧を計測したデータは皆無であった。今後は、間隙水圧観測を集水井施工前から十分に行い、集水井の地下水排除効果を評価していかななくてはならないと考える。

参考文献

- 1) 建設省河川局監修、社団法人日本河川協会編：建設省河川砂防技術基準（案）、山海堂
- 2) 丸山清輝、秦耕二：

赤崎地すべりにおける地下水排除施設の効果、土木技術資料、Vol.136、No.6、pp.52~57、1994年

藻類による下水処理水中からの 栄養塩除去について

下水道部三次処理研究室 吉澤 正宏

1. まえがき 自然水域の水質は、平均的には最近やや改善の兆しが見えるとはいえ、湖沼、内湾等の閉鎖性水域においては、未だ改善の方向に向かっているとは言いがたい。また、下水道などの生活系廃水処理施設の普及が進み、水系によってはこれらの処理施設から排出される栄養塩類が、主たる富栄養化の原因となる場合も考えられる。このような水域の水質汚濁は、下水、工場排水等に含まれる窒素、りんによる富栄養化がその主要因となっているものと推定されていることから、これら下・排水に含まれる窒素、りんの高度除去技術の検討が必要となっている。

下水道の分野では、各種の窒素・りん除去用高度処理法が実用化されているが、処理水中の窒素・りん濃度は 5mg/l 、 0.5mg/l 程度が実用的な除去限界となっており、湖沼に係る望ましい環境基準（類型Ⅱ）の窒素・りん濃度 0.2mg/l 、 0.01mg/l を大幅に上回っている。一方、既存の窒素除去技術で可能な限り除去を行った後に残留する窒素成分（有機態窒素が大部分）が、自然生態系に与える影響についての知見も不足している。このことから、下水処理水中の窒素について、富栄養化に対する寄与の度合いを明らかにしなければならない。また、富栄養化防止という観点から、下水処理水中からの更なる栄養塩の除去が可能となるような下水処理方法の開発が必要である。

2. 目的 本研究は、下水二次処理水中の栄養塩を藻類によって除去することにより、処理水中の栄養塩のうち藻類に利用可能なものをほぼ完全に除去することを目的としている。

3. 方法 藻類を用いた下水処理水の連続処理実験を、図-1に示すような装置及び運転条件で行った。本実験では、走光性を有する藻類を用い、その走光性により効果的な固液分離を図ることを考えた。すなわち、*Euglena gracilis* klebs NIES48を前培養したものを添加して実験を開始し、沈殿タンクには、下部にのみ光を照射し、走光性藻類を集め、固液分離を行うとともに一部を反応タンクに返送した。流入水には、林野庁・河川・湖沼の水質浄化の二次処理水を用い、Run1では、これに NaNO_3 及び KH_2PO_4 を適宜添加し、硝酸性窒素を 10mg/l 、オルト態りんを 3mg/l と、二次処理水の約2倍の濃度に調整した。Run2では、二次処理水を原則そのまま用いるものとしているが、処理状況に応じ若干の調整を行い、ほぼ硝酸性窒素 5mg/l 、オルト態りん 1.5mg/l として処理効果を調べた。

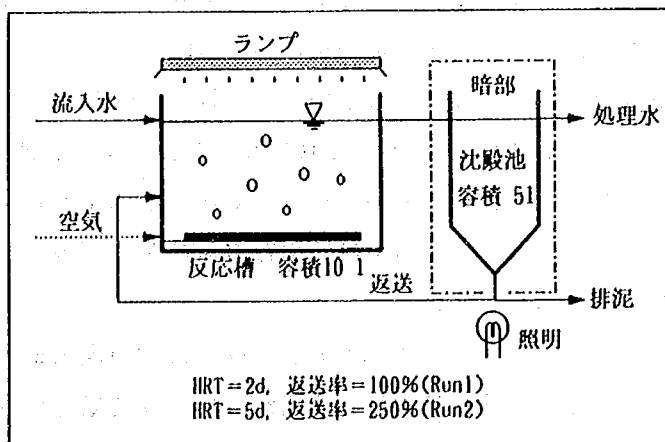


図-1 実験装置の概要及び運転条件

4. 結果

(1)連続処理実験 反応タンク内植物プランクトンの定性・定量分析結果を表-1に示す。本結果は、Run2のものであるが、顕微鏡観察ではRun1も大きな差異はなかった。これより、予め添加した走光性藻類*Euglena gracilis*は完全に消失し、替わって緑藻類の*Scenedesmus*が優占種となったことが分かる。

本実験条件の下では*Scenedesmus*が最も優位に生育することが出来るものと考えられ、*Euglena gracilis*を利用しようとする場合、その生育に適した運転条件について検討する必要があると考えられた。

表-2には処理状況を示した。ここに窒素除去率は、 $\text{NO}_x\text{-N}+\text{NH}_4\text{-N}$ の除去率として示した。Run1では、窒素・りん除去率は、16~19%にとどまったが、Run2において除去率は改善され、特に窒素除去率は90%を越えた。反応タンク内SS中の窒素・りん含有率は、それぞれ0.05~0.08mg-N/mgSS、0.018mg-P/mgSSであった。これらの値は、藻体中の窒素及びりん含有率としてほぼ妥当な値である。

表-1 植物プランクトン分析結果

出現種名	細胞数/ml	比率%
藍藻綱		
Phormidium sp.	348	0.5
珪藻綱		
Fragilaria sp.	+	0.0
Achnanthes spp.	+	0.0
緑藻綱		
Scenedesmus spp.	~66,800	99.3
Tetraspora sp.	+	0.0
Klebsormidium sp.	+	0.0
Dictyosphaerium sp.	+	0.0
Coelastrum sp.	+	0.0
微小鞭毛藻類	133	0.2
総出現細胞数/ml	67,281	100.0

+は定性分析により確認された種を示す。

表-2 運転結果

項目	原水	処理水
pH	7.0	8.4
(-)	7.2	8.8
水温 (°C)	22.6	23.1
	23.1	24.9
アルカリ度 (mg/l)	93.2	89.6
	115.9	115.5
SS (mg/l)	5.6	6.2
	4.4	4.8
$\text{NH}_4\text{-N}$ (mg/l)	2.88	0.29
	1.65	0.07
$\text{NO}_x\text{-N}$ (mg/l)	18.79	17.90
	4.52	0.45
$\text{PO}_4\text{-P}$ (mg/l)	2.98	2.41
	2.01	1.30
槽内SS (mg/l)	—	46.8
	—	36.2
窒素除去率 (%)	—	16.1
	—	91.6
りん除去率 (%)	—	19.2
	—	35.2

上段:Run1 下段:Run2

(2)回分実験 藻類の栄養塩除去の挙動の詳細を知るため、連続処理実験中の藻類 (*Scenedesmus*) を用い、回分によって栄養塩の除去実験を行った。

a. 栄養塩除去特性

下水処理水に適宜 NaNO_3 又は Kl_2PO_4 を加え、栄養塩濃度を表-3のように変化させて、藻類の栄養塩除去特性を調べた。①~③は、送気を行って藻類の増殖に必要な二酸化炭素を供給した。④は、送気を行わず増殖した藻類が沈殿しない程度にスターラーによって攪拌を行った。図-2は、③の栄養塩濃度の条件で行った送気の有無によるSS、IC及びpHの経時変化の違いを示したものである。送気有の場合ICはあまり変化しないが、送気無ではSSの増加に伴い0.22mg-C/mgSSの割合でICは減少した。また、pHは、送気有では9.12までであるが、送気無では10.8まで上昇した。この他、送気無では、溶存酸素量が過飽和になるなどの特徴を有した。

図-3及び図-4にSSと $\text{NO}_x\text{-N}$ 及び $\text{PO}_4\text{-P}$ の変化を示した。栄養塩の除去速度は、窒素については送気有の方が、りんについては送気無の方が速い。別に、送気無の条件によるりん除去特性について、採水間隔を短くして行っ

表-3 回分実験条件

番号	図-3,4 の記号	初期栄養塩濃度		備考
		$\text{NO}_x\text{-N}$	$\text{PO}_4\text{-P}$	
①	○	6.12	6.70	送気有
②	△	1.40	3.16	
③	□	10.52	0.09	
④	●	5.88	6.57	送気無

た実験結果を、図-5に示した。これより藻類によるりんの吸収速度は5.8mg/d、この間の増殖SS量当たりのりん除去量は0.13mg-P/mgSSであった。この値は、先の連続運転におけるその7倍にも達し、これまでの報告¹⁾にあるようにりんの過剰摂取が行われていることが分かる。また、同実験からは窒素はりんの摂取がほぼ終了した時点から積極的に藻類に取り込まれることが知られた。最終的に窒素の摂取はSSの増加がなくなったところで停止する(図-3)。

一方、送気有の場合、りんは、SSの増加に従って除去されていく様子が図-4より分かる。窒素が増殖制限基質になったと考えられる②では、SSの増加があまりなく、従ってりん除去もよく行われていない。増殖SS量当たりのりん除去量は、0.009~0.011mg-P/mgSSとほぼ一定であり、細胞の構成要素として必要な量が摂取されたことが分かる。すなわち、この場合、藻類によるりんの過剰摂取は行われていない。また、③では、SS中のりん含有率は連続実験の結果の1/10以下であるが、かなりのSSの増加が認められた。

b. 比増殖速度

$dX/dt = \mu X$ (X :藻類濃度)で示される藻類の比増殖速度 μ は、基質としての栄養塩濃度によって変化するが、基質濃度が十分存在すると考えられる①(0~3d)における比増殖速度、従って最大比増殖速度を図-3より求めると $\mu_{max} = 1.4d^{-1}$ となる。りん濃度の小さい②においても $1.2d^{-1}$ の比増殖速度を有している。一方、窒素濃度の小さい場合は、本図からは途中のデータが無いためはっきりとした数値は示せないが、より小さい比増殖速度を有するものと推定される。

藻類を反応タワ内に維持するのに必要なHRT又はSRTは、 $1/\mu_{max} = 0.71$ 日以上と求められる。藻類による窒素及びりんの除去可能量は、 μX

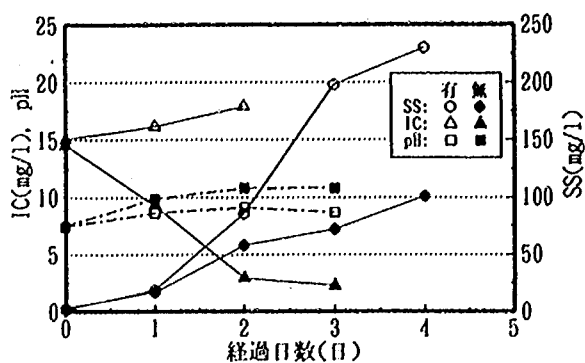


図-2 送気の有無によるIC, SS及びpHの変化

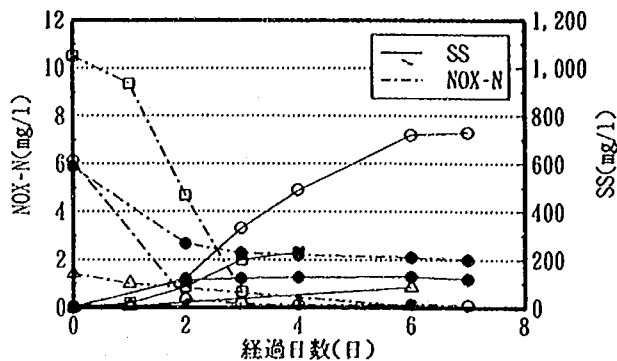


図-3 SSとNOX-Nの変化

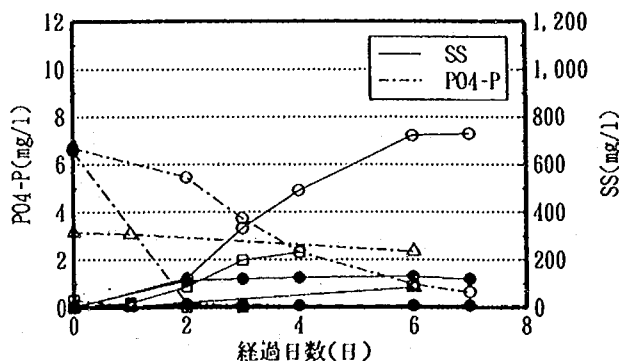


図-4 SSとPO4-Pの変化

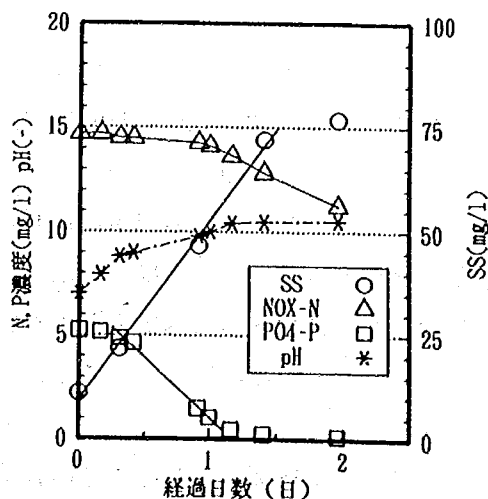


図-5 初期りん除去特性

HRT/ $Y_N(Y_F)$ で求められる。ここで $Y_N(Y_F)$ は、増加SS量当たりの窒素(りん)除去量である。回分実験結果より、 $Y_N=0.07$ $Y_F=0.01$ とすると連続実験でのRun1では窒素9.2mg/l りん1.3mg/l、Run2では、それぞれ17.7、2.5mg/l除去されるはずであるが、除去できていない。Run2は、反応槽内基質(窒素)濃度が低いことによる比増殖速度の低下も考えられるが、なお検討を要する。

c. 有機態窒素

生物学的処理法を用いている限り、下水処理水中には活性汚泥微生物によっては(通常の処理時間内では)生分解不可能な有機態窒素が、残留する。このような有機態窒素が、環境中に放出された場合に富栄養化現象を引き起こす可能性について検討を試みた。

下水高度処理(A_2O 法)水(NH_4-N 0.13mg/l NO_x-N 7.9mg/l PO_4-P 0.18mg/l $D-OrgN$ 1.0mg/l)を、藻類によって回分処理(図-6, A)し、藻類を濾別除去することより NO_x-N 0.15mg/l PO_4-P 0.01mg/lの処理水が得られた。ここに、再度藻類を植種、回分処理を行っても藻類の増殖は殆ど無く、 NO_x-N 、 PO_4-P の変化も殆どない(同B)。ここには、なお0.8mg/l程度のD-KNが残存している。これに、 PO_4-P を加え(0.45mgP/l)、りんによる増殖

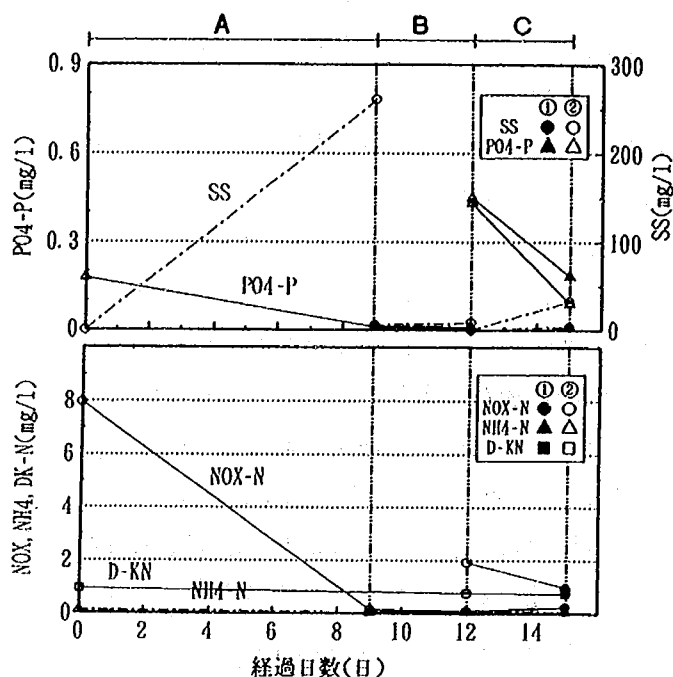


図-6 有機態窒素の藻類増殖性

制限を解いたがD-KNとして0.8mgN/lの窒素の減少、及び藻類の増加は殆ど認められなかった(同C-①)。同じ処理水に、 NO_x-N と PO_4-P の両方を加えた場合には、藻類は窒素源として NO_x-N の方を利用して増殖しており(同C-②)、藻類(*Scenedesmus*)は、下水処理水中の有機態窒素は短期的には利用できないものと考えられた。

5. まとめ 藻類による栄養塩除去特性は環境要因により異なるが、藻類を利用することによって下水処理水中の NO_x-N 、 PO_4-P をそれぞれ0.1~0.2mg/l、0.01~0.02mg/lまで低減させることが可能であった。しかし、増殖した藻類の効果的な除去法については今後の課題である。走光性藻類の利用は、その方策の一つであったが、その利用に適した運転条件について検討しなければならない。また、下水処理水中に残存する有機態窒素は、湖沼等に一般的に現れる藻類*Scenedesmus*の増殖は招かないことから、短期的な富栄養化への寄与は大きくないと考えられるが、長期的に、又種々の生物の生存する環境水中においてどの程度の影響があるかについては今後の検討課題である。

参考文献 1) 国立公害研究所: "陸水域の富栄養化に関する総合研究(II)"、pp281-291、国立公害研究所報告 第6号

糸状藻類を活用した植生浄化について

環境部環境計画研究室 福渡 隆

1 はじめに

湖沼等の閉鎖水域において、流域から河川等を介し過剰な栄養塩類が流れ込むと、その湖沼は富栄養化を来す。その結果、アオコや淡水赤潮の発生、水道水のカビ臭、魚類のへい死、親水活動の阻害など、深刻な問題を引き起こすことになり、早急な解決が望まれている。

そこで筆者らは、糸状藻類という水生生物が成長するときに吸収していく水中の栄養塩除去能力に着目した。そして、その浄化能力を活用し、流入河川水から栄養塩類を吸収除去することで、アオコや淡水赤潮の原因になる浮遊藻類の異常増殖を抑制する技術を開発した。

自然河川での糸状藻類の繁殖条件を調査し、その条件を人工的に再現した施設を製作し、糸状藻類の栄養塩類の吸収能力を測定した。その結果、生態系を活用した水質浄化技術の中でも、糸状藻類を用いた水質浄化技術は、大変有効な技術であることが確認できた。

2 水質浄化の面からみた糸状藻類の特性

海には大型の付着性藻類としての海藻が生息し、海水の浄化に寄与していることが知られている。一方淡水域においては、海藻に相当する付着性の藻類として糸状藻類が生息している。本稿で述べる糸状藻類とは、淡水中に生息する藻類（藍藻植物、鞭毛藻植物、珪藻植物、緑藻植物）のうち、肉眼レベルで毛糸や木綿糸のように糸状で確認できる藻類を指す。

この糸状藻類には、以下の特筆すべき利点を有することが確認された。

- 1) 緑藻と珪藻から構成され、富栄養化に起因するアオコや淡水赤潮、カビ臭などの異常現象の原因にはならない。
- 2) ホテイアオイ等の水生植物に比べ、原始的であることにより、増殖速度が速く、無機態の栄養塩類の吸収能力が高い。
- 3) 水生植物より低い無機態の栄養塩濃度でも生息が可能である。周囲の水が次々と入れ替わる流況であれば、かなり低い栄養塩濃度でも栄養塩を吸収できる。
- 4) 低温でも生息が可能であり、概ね通年生息可能である。
- 5) 糸状であるため、水中より分離除去（回収）が比較的容易にできる。
- 6) 糸状藻類そのものが栄養価が高く不純物が少ないことから、回収された糸状藻類は、家畜や魚類の飼料、また有機肥料として有効利用が可能である。

3 糸状藻類の生息環境

糸状藻類は、河川上流のような急流部に適する種類と、河川中流の浅瀬のような緩流部に適する種類と、浅い湖沼のようなほとんど流れのない微流部に適する種類とに分類できる。また生息に適する季節も、糸状藻類の種類によって異なる。

主な糸状藻類の生息環境を表-1に示す。

表-1 本システムに用いられる糸状藻類

適性	和名 (学術名)	綱別	流況環境					生息季節			
			急流の中で 基質に付着	緩流の中で 基質に付着	微流の中で 基質に付着	微流の中で 底面に膜状	微流の中で 水中に浮遊	春季	夏季	秋季	冬季
急流	キヌミドロ (<i>Stigeoclonium</i> sp.)	緑藻	○	△				○	○	△	△
	トゲナシツルギ (<i>Clonophora plumosa</i>)	緑藻	○	△					○	△	
	カワシオグサ (<i>Cladophora glomerata</i>)	緑藻	○	△	△			○	○	○	△
	ディアトマ (<i>Diatoma vulgare</i>)	珪藻	○	△				○	△		○
	ヒロミドロ (<i>Ulothrix zonata</i>)	緑藻	○	○				○			○
緩流	メロシラ (<i>Melosira varians</i>)	珪藻	○	○		○		○	△	○	○
	サヤミドロ (<i>Oedogonium</i> sp.)	緑藻	○	○	○		○	○	○	△	△
	アオミドロ (<i>Spirogyra</i> sp.)	緑藻	○	○	○		○	○	○	○	○
	オビケイソウ (<i>Fragilaria construens</i>)	珪藻		○		○		○	△	○	△
	ヒザオリ (<i>Hougeotia</i> sp.)	緑藻		○	○		○	○	○	○	△
微流	アオミソウ (<i>Pithophora kevensis</i>)	緑藻			○		○	○	○	○	
	アミミドロ (<i>Hydrodictyon reticulatum</i>)	緑藻		△			○	○	○	○	△

注1) ○印は活性が高い状態での生息を確認、△印は活性が低い状態での生息を確認したものである。

4 糸状藻類を用いた水質浄化システムの概要

筆者らは、高い栄養塩吸収能力のある糸状藻類を用いた水質浄化技術の開発を試みた。

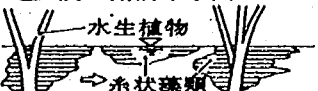
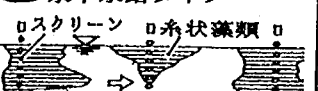
これは、糸状藻類が高密度の群体で増殖できる環境を人為的に創出し、そこで流入河川水及び湖沼表層水から PO_4 -P等の無機態の栄養塩類を除去し、藍藻類や鞭毛藻類の異常増殖を抑制する浄化技術である。

実際に糸状藻類が高密度の群体を形成して生息するには、特殊な流況環境が必要である。

本浄化技術では、その限定された流速、水深、基質など自然界での生息環境を浄化施設内に忠実に再現させ、 PO_4 -P等を吸収除去する効率を高める工夫を施した。検討の結果、次の図-1のように4タイプに大別できた。

- ① 急勾配水路タイプ……河川上流の溪流で岩石に糸状藻類が付着している状況を再現したタイプである。設備は急な水路勾配にして原水を流速30~50cm/sec程度の薄層流で流下させ、波長6cm程度の波形をした人工スレートに糸状藻類を付着させる。生長した糸状藻類は自然に滑落するため回収の作業が容易である。

- ② 緩勾配水路タイプ……糸状藻類が、河川中流の浅瀬の河床礫や、水路の側壁に付着している状況を再現したタイプである。設備は10cm/sec程度の流速となる緩い水路勾配とし、鉛直にたてた直径4～6mmのプラスチック棒に糸状藻類を付着させる。回収はプラスチック棒を底板より下降させてプラスチック棒に付着した糸状藻類をそぎ取って行く。
- ③ 水平水路タイプ……浅い湖沼や水田で水生植物に糸状藻類が付着したり、浮漂している状況を再現したタイプである。設備は勾配のほとんどない水路にして流速12cm/min程度の微流とし、間仕切のように50cm間隔に張ったプラスチックのスクリーンに糸状藻類を付着させるか、或いはスクリーン間に浮漂させる。回収はスクリーン間にかき取り器を走行させて糸状藻類を集めて行く。
- ④ 網透過タイプ……浄水場の緩速濾過池で砂面に糸状藻類が上載したり、水層部分で浮漂している状況を再現したタイプである。設備は底面に有孔床板と網目2.5mmのポリエチレンネットを敷き、透過速度18cm/hour程度の微流とし、細目のポリエチレンネット上に糸状藻類を膜状に上載あるいは、水中に浮漂させたものである。回収は水路端でポリエチレンネットを巻き取りながら糸状藻類をエッジでかき取って行く。

糸状藻類が自然界で生息している環境	適する糸状藻類	糸状藻類活用システムの浄化設備の模式図	流 況
① 河川上流の溪流 	メロシラ、ディイタマ カワシホカサ、サヤミト*ロ アオミト*ロ、ヒビミト*ロ キヌミト*ロ、トケナツルキ	① 急勾配水路タイプ 	流 速 30～50cm/sec 水 深 1cm以内 水路勾配 20～40%
② 河川中流の浅瀬や水路 	サヤミト*ロ、アオミト*ロ ヒサ*オリ、ヒビミト*ロ メロシラ、オビ*ケイソウ	② 緩勾配水路タイプ 	流 速 10cm/sec 水 深 10cm 水路勾配 0.5～1%
③ 浅い湖沼や水田 	サヤミト*ロ、ヒサ*オリ アオミト*ロ、アオミソウ アミミト*ロ	③ 水平水路タイプ 	流 速 10～20cm/min 水 深 15～30cm 水路勾配 なし
④ 浄水場の緩速濾過池 	メロシラ、オビ*ケイソウ アオミト*ロ、アミミト*ロ ヒサ*オリ、サヤミト*ロ アオミソウ	④ 網透過鉛直流タイプ 	流 速 18cm/hour 水 深 30～40cm 水路勾配 なし

図－1 糸状藻類の自然界での生息環境と浄化施設

5 糸状藻類による栄養塩類の吸収能力

原水と処理水との $PO_4\text{-P}$ の差としてリン吸収能力を算定した。現地実験の結果を図-2に示す。

水生植物の文献によるデータ¹⁾と比較すると、糸状藻類は水生植物のリン吸収能力の5～10倍程度高く、特に原水の $D\cdot PO_4\text{-P}$ 濃度が $30\text{ }\mu\text{g/l}$ 以下の場合においても、糸状藻類は高いリン吸収能力を示すことが解った。

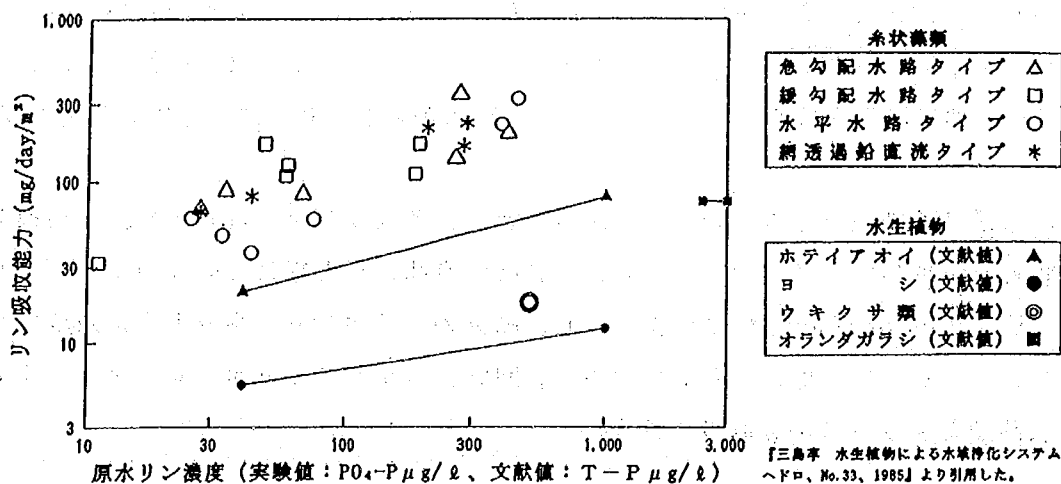


図-2 糸状藻類と水生植物との $PO_4\text{-P}$ 吸収能力の比較

6 まとめ

糸状藻類は水生植物に比べ、増殖能力が高く、低温でも生息でき、且つ回収しやすい。よって、多量の流入河川水から $PO_4\text{-P}$ を除去するのに、糸状藻類は大変有利であることが解った。

糸状藻類の $PO_4\text{-P}$ 吸収能力は、水生植物の5～10倍であることが解った。

また、糸状藻類の生息環境は4種類に大別でき、それぞれのタイプを再現した設備構造を持つシステムを用いることより、糸状藻類は十分な $PO_4\text{-P}$ 除去能力を発揮することが解った。

参考文献

- 1) 三島 亨；水生植物による水域浄化システム，ヘドロ，No33，1985

下水道管渠の流量に関する基礎的実験

下水道部下水道研究室 深谷 渉

1. まえがき

管渠の流下能力を把握することは、下水道計画の策定、下水管渠の設計、および維持管理において最も基本的な事項の1つである。特に既存管渠の更新計画において新規増補管渠の必要流量を決定する際には、既存管渠の流下能力を正確に把握することが必要不可欠である。

流下能力を把握するためには、流量を正確に測定することが必要である。しかしながら下水管渠内の流量測定は、測定機器の設置箇所が限定されており、かつ設置そのものが困難であること、下水の流量変動が大きく、変動幅の全ての測定が可能で、万能な機器が存在しないこと、下水中の固形物や油分による障害が大きく保守管理が容易でないこと等の問題を抱えている。

以上のように、流下能力把握の重要性とは裏腹に、流量測定の現状は複雑かつ困難な状況となっている。よって、より実用的な測定機器の開発、および測定方法の確立が必要となってきている。

2. 目的

本研究では、流量測定法の現状を踏まえた上で、流量把握のための主となるファクターとして流速に着目した。これは流速計が、機器本体の価格が安価で修理が容易である、検出部が小さいため流れに対する乱れを最小限に留められる、測定精度の高いものが開発されている等の利点を兼ね備えているためである。

よってここでは、管渠模型を用いた水理実験を通じて、流速計による流量測定についての検討を行う際に必要となる、管渠内における流れの諸現象についての基礎資料を得ることを目的とした。

3. 実験方法

実験は、図-1に示す実験装置を用いて行った。管渠は、直径200mm、全長12mとし、透明アクリルを用いて製作した。また勾配可変装置も設置した。管路中央部には、流速測定用の測定孔と水位測定用の測定孔を設置し、実験装置最下流に設置した量水槽では、三角堰を用いた流量測定ができるようになっている。

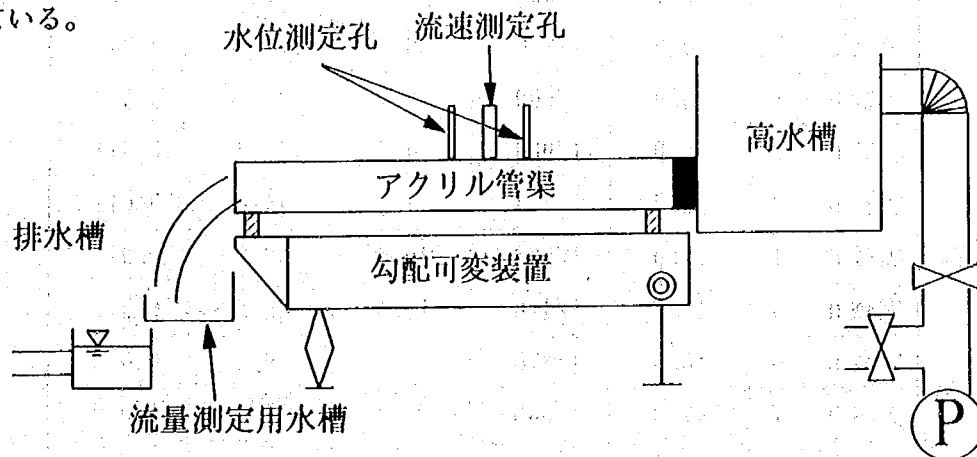


図-1 管渠模型全体図

実験は、表-1の実験ケース一覧表に示すように計15ケース行った。実験条件は、水路勾配を0/1000と1/1000の2通りとし、それぞれの水路勾配での管内水深を7~8通りに変化させることとした。

実験における測定項目は、管内水深、流速、流量、動水勾配、水温とした。管内水深は、水位測定孔においてポイントゲージを用いて計測を行った。流速は、プロペラ流速計（プロペラ径5mm）を用いて鉛直方向2cmピッチ、横断方向1~2cmピッチで計測を行った。流量は、管渠最下流に設置した三角堰の越流水深を定期的に計測することにより把握した。動水勾配は、1mおきに設置されたマノメータの水位差から求めた。また得られたデータは、流量測定法の検討のための基礎資料とした。

流速を用いた流量算出法の代表的なものとして、点流速測定法がある。点流速測定法とは、任意の位置における測定流速（点流速）を平均流速に換算し、管渠内水深を与えることにより流量を導くものである。ここでは、平均流速と点流速の比を表す点補正係数を用いて点流速測定法の妥当性について検討を行った。

表-1 実験ケース一覧表

	実験 I	実験 II
水路勾配	0/1000	1/1000
管内水深	6 cm ~ 満管 (7 ケース)	6 cm ~ 満管 (8 ケース)

4. 実験結果

表-2に、実験結果の一覧表を示す。

表-2 実験結果一覧表

実験ケース	水 深	動水勾配	流 量	平均流速	粗度係数
実験 I - 1	4.8	1/286	4.7	80.8	0.007
実験 I - 2	7.9	1/286	10.3	94.2	0.007
実験 I - 3	10.4	1/286	15.6	94.9	0.007
実験 I - 4	12.2	1/400	20.5	102.3	0.006
実験 I - 5	13.0	1/1000	22.0	101.5	0.005
実験 I - 6	16.4	1/588	26.0	94.5	0.007
実験 I - 7	20.0	1/250	36.0	114.5	0.006
実験 II - 1	5.9	1/909	2.1	27.3	0.012
実験 II - 2	8.0	1/909	4.4	37.4	0.011
実験 II - 3	10.2	1/714	7.2	44.6	0.011
実験 II - 4	12.0	1/556	10.4	52.9	0.011
実験 II - 5	13.9	1/476	15.9	68.3	0.010
実験 II - 6	16.0	1/370	17.9	66.4	0.012
実験 II - 7	17.0	1/345	20.4	71.5	0.012
実験 II - 8	20.0	1/196	34.7	110.4	0.009

(1) 水理的諸現象

i) 実験Ⅰの場合

粗度係数は、概ね0.005～0.007の値をとった。この値は、アクリルの粗度係数として一般的に知られる0.008～0.010を若干下回る結果であった。また流量別に見ると、管渠内の水位が満管に対して約6割のとき、粗度が最も小さくなった。

流速分布は、流量（水位）の変化に伴いその形態を変化させている。最大流速の発生地点を流心とすると、流量の少ない場合には流心は5割水深の位置に存在し、水面付近にも流心並の流速をもつ流れが存在した。流量が多くなると、流心は次第に水面に近づき、6割～7割水深の位置に、楕円形状の等流速線を描くように存在した。

水路が水平勾配の場合、傾斜による加速度は加わらない。よって管路内水深を確保するには、相当量の水を流す必要がある。このため、実験における通水流量は全般的に大きな値となり、結果的に流速値も大きくなった。

ii) 実験Ⅱの場合

粗度係数は、概ね0.009～0.012の値をとった。この値は、アクリルの粗度係数として一般的に知られる値とほぼ一致する。また流量別に見ると、実験Ⅰと同様に、管内の水位が満管に対して約6割のとき、粗度が最も小さくなった。

流速分布は、流量（水位）の変化に伴いその形態を変化させた。流量の少ない場合には流心は5割水深の位置に存在した。流量が多くなると、流心は若干水面に近づき、5割～6割水深の位置に同心円状の等流速線を描くように存在した。

(2) 点流速測定法の検討

点流速測定法の検討を行うにあたり、最初に測定地点の検討が必要となる。測定地点は、点流速＝断面平均流速となる位置が最も良いと考えられるが、実質それは不可能である。よって任意の位置における点流速を測定し、補正を加えることにより平均流速に変換する方法が適していると考えられる。

実験では、流心は管内水深の1/2水深付近に現れ、管内水深が大きくなると5～7割水深に流心が移動する傾向にあった。また等流速線は壁面に近づくにつれ急激に減速する傾向にあった。精度上、流速変化の激しい壁面付近での点流速測定は、大きな誤差を生ずることになるため避けた方がよい。また浮遊物が集中する流心付近も同様である。このことを考慮すると、測定地点は、管内水深の4割より下、もしくは8割水深付近となる。しかしながら8割水深では、ケースによってはこの付近に規模の小さい流心の発生が見られる、水量が少ないときには測定ができないなどの問題が懸念されるため、点流速の測定水深としては適さないと考えられる。よって、点流速を管内水深の4割以下で測定することとした。また水位変動の激しい下水管渠においては、特定の測定地点を設けることは困難であるため、ここで述べる点流速測定法では、水深が変化しても測定地点を固定させることとし、管渠口径の0.1割(0.1D)、0.2割(0.2D)、0.3割(0.3D)の3地点を測定候補地点とした。

この3点の点流速測定地点について、点流速補正係数の検討を行った。点流速補正係数(K_p)とは、断面平均流速(V_m)と点流速(V_p)の比を表したもので、 $K_p = V_m / V_p$ で表される。よって K_p が定まれば、点流速から平均流速を算出できることとなる。

各実験ケースについて、点流速測定地点を0.1D、0.2D、0.3Dとした場合で検討を行った。なお、ここで用いた平均流速は、堰流量から逆算した値とした。図-2に、各測定地点での水位／管径（H/D）とKpの関係を示す。

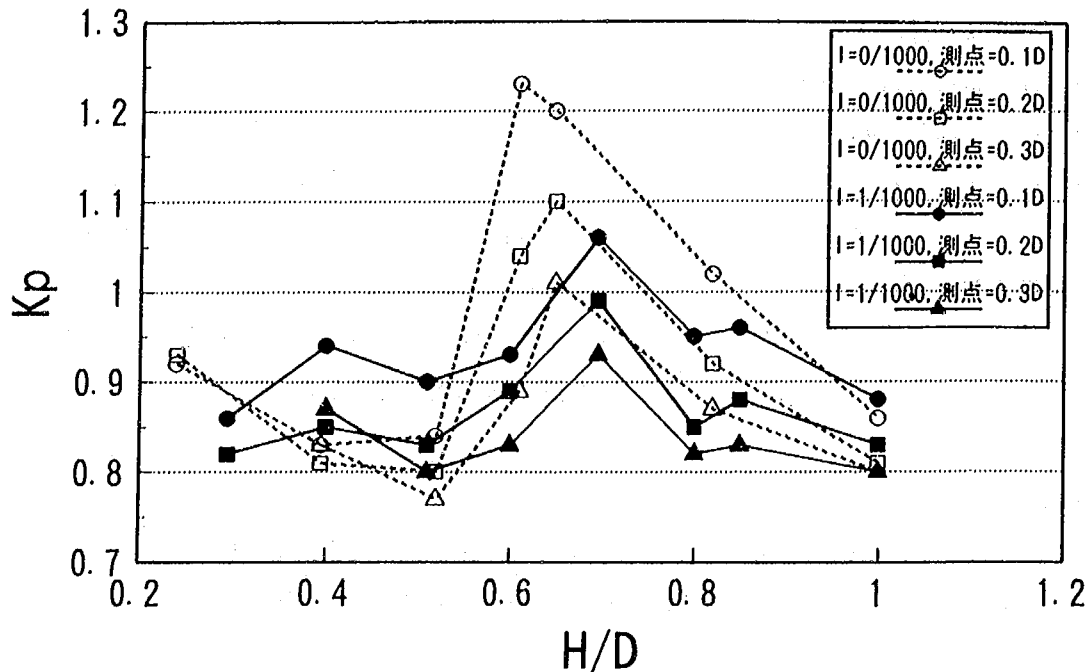


図-2 H/DとKpの関係

どの測定地点においても、ほぼ同様の波形を得た。Kpは概ね0.8～1.2の値をとり、H/Dが0.6～0.7の場合に極大となった。これは、H/D=0.6～0.7の場合に最も流下能力が高いことが起因していると考えられる。流下能力の向上は、流量の増加に繋がるが、この増加分は断面内流速に直接反映される。断面内流速が増加した場合、その増加割合は、摩擦の影響を受ける壁面近くよりも、管渠中心部の方が高い。よって測定した点流速は、比較的壁面に近いことから流速の増加割合が低く、その結果点流速補正係数Kpが突出したと考えられる。

5. まとめ

点流速測定法の実用化を考慮すると、点流速は任意の水深に固定された流速計で測定されることが望ましい。それは、維持管理や測定効率、流れの形態（流速分布等）等から明らかである。実験では、測定地点を固定し検討を行い、Kpは管内水深に応じて変化する結果を得た。よって任意の水深に固定して測定を行うには、Kpを水深の関数で表すことが必要と考えられる。しかしながら既往のデータだけでは、流量を把握するまでの測定モデルを確立することは困難である。よって今後は、より多くの条件下での実験データを収集し、さらには実際の現場に適応可能な流量測定モデルの確立を目指す。

<参考文献>

- 1) 日野幹雄：水理学, 1983.
- 2) 城居ら：下水道管渠内における流量に関する調査, 第31回下水道研究発表会

神戸における水環境と震災時における利用について

環境部河川環境研究室 房前 和朋

1. まえがき 神戸の上水道水源の大部分は、神戸市外域である淀川水系に頼っており、計画では自己水源の比率は市内全域で24%、市街地に限ると10%以下ときわめて低いのが特徴である。兵庫県南部地震では、淀川からの水供給が断たれたため深刻な断水をもたらした。また今回ほど水の問題が大きく取り上げられた災害は初めてと言って良い。しかし現在身近にある河川等の公共用水域は、水利用システムや都市空間の中に効果的に位置づけられていない。これらの公共用水域を積極的に利用することは、今後の震災対策の大きな課題となっている。

2. 目的 本研究は、①阪神地区の水利用実態調査を行い、震災時の水需要をとりまとめ、水供給に関する概念をとりまとめる。②阪神地区の河川が有する水供給能力について、水量・水質の面から、現地調査に基づき明らかにする。③緊急時にも対応しうる水利用システム、都市空間についてその基本的な考え方を示す。ことを目的とする。

3. 方法 本研究では、①消火用水、飲料水等生活用水、医療用水についてのヒアリングによる水利用実態調査、及び②阪神地区の河川が有する水供給能力についての現地調査（水量・水質）を実施した。②は地震発生後17日目の2/3より4/4まで、阪神地区の主要16河川を対象に水質・水量を調査した。調査項目は、流量、BOD、pH、大腸菌群数、電気伝導度、濁度、色度、アンモニア性窒素などである。また、飲料水に適する水かどうかについて住吉川と新湊川を対象に、環境基準、飲料水の水質基準の各項目について分析を行った（2/3のみ）。

4. 結果 防火用水の利用実態 阪神大震災では、神戸市内だけでも火災件数は176件、焼損面積は641,684m²に及んだ。地震発生後消火栓は早い時期に使用不能となった。消火用水として公設防火槽は968基存在し、地震で使用不能となったのは約50基であった。公設防火槽の貯水量は推定約36,000m³である。指定水利としては池、湧水、井戸、プール等があり、河川は指定を受けていない。初期段階の消防水利としては防火水槽の水が利用された。これを使い果たした場合や防火水槽が近隣にない場合には、プール、河川、海の水が使用され、都賀川、生田川、新湊川、妙法寺川の水を利用したとの記事がある¹⁾。1火災の焼損面積は数千m²程度が多く、大きいもので5万m²にも達する。保野らは、5,000m²の焼損面積で水使用量を2,200~2,800m³（40m³防火水槽の55~70基分）と推定している²⁾。

生活用水の利用実態 神戸市周辺に生活をしている22人に対し、震災時の生活用水について詳細なヒアリング調査を行った。図-1に生活用水等の需要に関する概念図を示す。水の入手については、始めから給水車を利用したのは1人、途中からの利用者を含めてもわずか3人にしかない。給水車を利用しない原因として、情報不足、給水時間帯、給水場所があげられる。調理用水を含む飲料水は震災直後の早い時期から全ての人が入手行動を行っている。入手方法としては、近所のコンビニエンスストアやスーパー等での購入が多かった。使用した飲料水量は1.5ℓ・人/日程度と量的には少ない。またトイレ・洗濯・風呂等については、風呂の汲み置きがなかった人は初日のトイレ用水の確保に苦労しているが、断水が1日以下の3名は「トイレ用水には困らなかった」と回答している。仮に1日3回程度水を流すとする1人1日当たりの使用水量は概ね10~15ℓ程度となる。断水期間中自宅で洗濯をした人は少なく3名であった。断水が4~5日程度の場合は、洗濯用水の需要が顕在化することはない。洗濯用水量は本ヒアリング結果では5ℓ・人/日程度である。風呂は貯水槽として使われ、断水中に自宅の風呂を利

使用水量 (l)

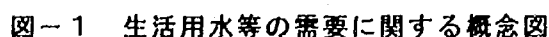


表-1 医療用水の利用実態

病院名	病床数	必要水量	震災時の最大入手量	入手方法	上水道復旧日	断水による医療活動への支障
A病院	約250	年平均120m ³ /日 年最大200m ³ /日	30-50m ³ /日	給水車 ペットボトル 独自の給水車	01/27	トイレ・調理等 消毒用水不足
B病院	約1000	夏 900m ³ /日 冬 600m ³ /日 最低200m ³ /日	50-70m ³ /日	給水車 湧き水 ペットボトル	02/09	自家発電停止 調理への影響
C病院	約300	平日160m ³ /日 土日90-100m ³ /日	数m ³ /日	給水車 ペットボトル	02/10	人工透析不能 消毒用水不足 トイレ・調理等
D病院	約120	不明	不明	給水車 ペットボトル 新川(運河)仮設水道	02/02	トイレ・調理等
E病院	約10	不明	断水で閉鎖		01/26	医療活動停止

— 86 —

湊川の4河川である。水質の良好な河川は、天井川で雑排水が流入せず、山水を直接流下させる河川で、水質は飲料水として簡易な処理で飲めるほど清冽である。住吉川では、人の健康に関する環境基準(23項目)および水道水の水質基準(46項目)のすべてを満足する。

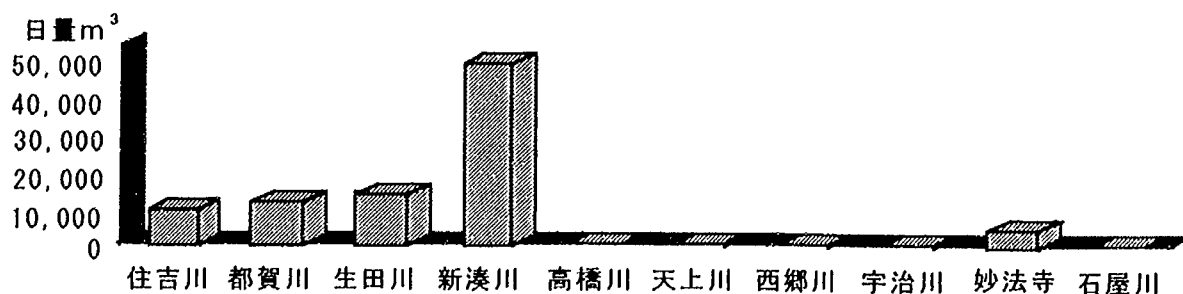


図-2 神戸市内10河川の日流量

水質の悪い河川はこれらの間を流れ、雑排水が流入する排水河川である。しかし新湊川では、環境基準、水道水基準と比較して、上回ったのは、一般細菌、大腸菌群数、鉄、マンガン、過マンガン酸カリウム消費量、色度、濁度、についてであり他の項目は満足するものだった。新湊川の水は、煮沸、ろ過、消毒等の処理によって飲料水として利用することが可能である。

これらから阪神地区の多くの河川水は、水量、水質から見て生活用水として利用できる可能性を持っている。ただし、豊富な流量を持つ河川がある一方で、全く水のない河川があり、水の質、量ともに極めて偏在している。しかし、住吉川や生田川、都賀川以外は、濁度の高い河川が多く、たとえ十分な浄化がなされたとしても、一般市民は、飲料水としては利用をためらう可能性もあろう。

5. まとめ これらの結果から、図-3に神戸の例を参考に緊急時の水使用量と供給量を示す。震災直後から大量の消火用水と医療用水が必要となり、その後、飲料水、トイレ用水、洗濯用水といった生活用水の必要性が徐々に顕在化してくる。必要となる消火用水量は火災の発生状況、特に、初期消火の如何により全く異なる。また、医療施設では1床当たり50ℓ以上の水を使用している。生活用水は飲料水で1.5ℓ、震災後1週間を経るとトイレ、洗濯用水等が必要となり風呂用水を除いても1日15~25ℓ程度の水が必要となる。尚、今回、風呂や工業用水の使用量については検討を行っていない。一方、水供給の主要な水源は消火用水として防火水槽、生活用水として給水車であった。しかし、現実には、

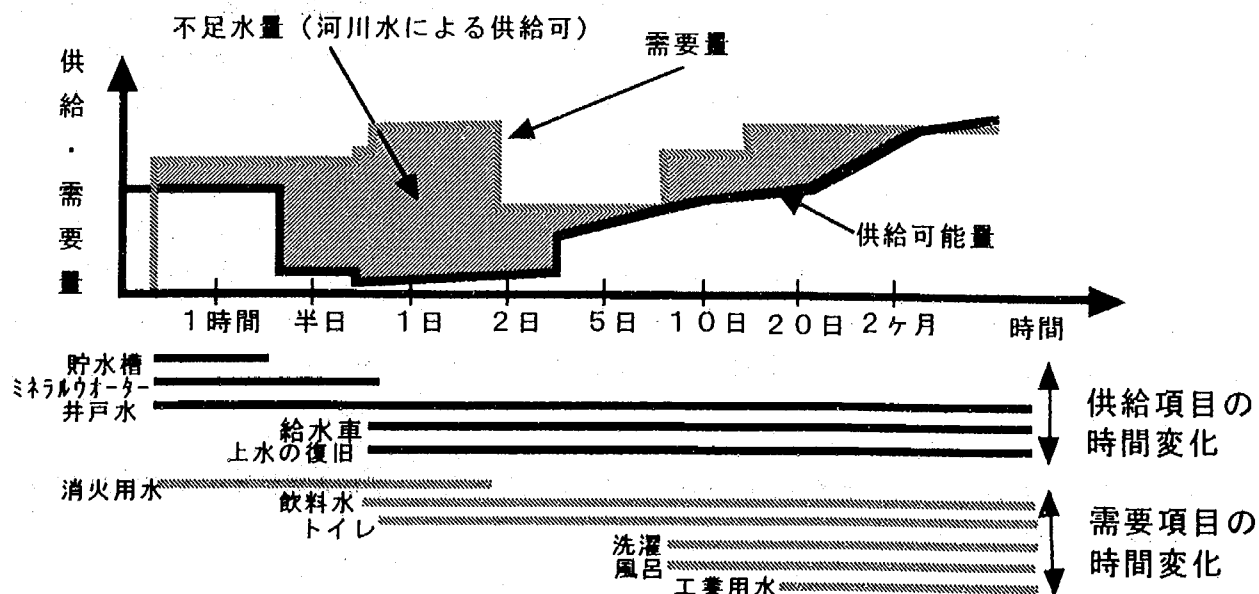


図-3 緊急時の水使用量と供給量

これらの水だけでは不足し、供給量は地震発生から数日間圧倒的に不足していた。河川水、海水、井戸水、湧水等身近にある様々な水の重要性を再認識し、緊急時においてこれらを有効に利用するシステムを構築することが緊急時水供給の一つの方策であろう。

以下に震災時の河川の緊急用水、防火用水等としての機能をまとめる。

①消火用水 神戸では、河川水が消火用水として用いられた。しかし、河川は空間的に遍在しているため、ポンプ車を数台連結しての使用もあった。また水深が小さく取水することが難しかったと伝えられている。都市に水辺を増やすことは容易ではないが貯留型の水利とは異なり、水が途切れることなく流れる河川は消防用水として大いに活用すべき水である。今後は河川の構造も含め消火水利として検討を行う必要がある。

②生活用水 給水車を中心とした水供給に対しては、どこに、いつ来るかといった情報が明確でなく利用しにくい、給水車が来る地点が遠い、頻度が少ない、時間帯があわない等の声が聞かれた。

河川は常時水が流れ、その場所が住民から認識されやすいという特徴を持つ。今回は雑用水の個別利用にとどまったが、親水公園等に浄水器を設置し給水拠点として整備し、事前に緊急時の給水地点として位置づけていれば、他の給水体制が整うまでの飲料水、雑用水の確保に力を発揮すると思われる。

③医療用水 地震等緊急時は、負傷者が多く発生するため医療施設の機能維持はことさら重要である。しかし、水不足により施設を閉鎖したケースも見られ、水の安定供給の重要性が認識できる。医療施設では大量の水を必要とする。給水車等の水を断続的に輸送する方法には限界がある。今後は、上水道の貯水だけでなく、緊急時だけの別水源を準備しておく必要があるであろう。

④避難空間 河川にはオープンスペースと水が存在する。また、神戸の場合には不可能であったが、大河川等の場合は河川を緊急輸送路として利用することも可能であろう。今後は、比較的容量の大きい貯留型併用トイレの整備や給水拠点の整備と合わせ緊急防災拠点としての検討が必要であろう。

⑤防火空間 今回の地震では、通常の消防力が同時多発的、広域的火災に対して如何に無力であるかを明らかにした。川幅が狭い中小河川であっても川沿いに樹林帯等を配することにより延焼防止が期待できる。消防水利の拡充だけでなく、緊急時に水使用量を減らすための努力を都市計画等異なる観点から検討すべきであろう。

以上をふまえ、今後の水利用システムや都市空間の構築に対する基本的考え方を以下に示す。

①河川水を水利用システムの中に取り込む 今回の震災で、水不足が深刻であったが、河川水は比較的豊富に存在していた。一部は消化用水、生活用水として利用されたが、河岸が降りられない構造だったり、近くにない、飲めるかどうかわからないなど、問題も多々ある。河川を緊急時の水供給源として位置づけ、取水、浄水設備を常備し、活用していくことが望まれる。

②水面を確保し、河川空間の活用をはかる。 今回河川水が十分利用されなかった理由の一つに、水までの距離が長かったことが挙げられる。特に阪神地区の河川は埋められたり、暗渠化したり、または常時水がなかったりした。水辺空間をより多く確保することで、水利用システムをより利用しやすくし、効果的なものにすることができる。またそうして作りだした空間は、平常時には公園やビオトープとして在り、災害時には、避難空間、防火空間としての役割を果たすことができよう。

参考文献

- 1) 神戸市消防局、阪神・淡路大震災神戸市域における消防活動の記録。
- 2) 保野、難波；市街地の特性から見た延焼危険について、神戸市消防局阪神・淡路大震災神戸市域における消防活動の記録、pp149-161, 1995。

1. まえがき

広域的な水文循環を把握し、例えば地球温暖化によるインパクトを把握していく上で、また今後一層の充実が予定される衛星リモートセンシングデータを流域水文循環モニタリングに活用していく上で、大気と土壌の境界面としての地表面における水文循環過程の解明が重要視され、その一つに、地表面での熱交換および水収支の定量的な解明が課題となっている。

2. 目的

地表面での熱交換のプロセスには、地表面上の気象条件や大気の安定度、土壌表層部の水分分布・温度分布、それに伴う地中での水分移動・熱移動、土壌の種類、またその土壌が乾燥過程であるか湿潤過程であるか等の多数の要因や複雑な現象が重なり合っている。本研究では、裸地面を対象として、蒸発に伴う地中の水分移動と熱エネルギーの移動を表現する鉛直1次元の物理的なモデルを作成し、地表面での熱・水収支について、モデルの検証を行うとともに、数値実験を通して、土壌表層の水分状態が地表面での熱交換および蒸発量に及ぼす影響を調べる。

3. シミュレーションモデルの概要

3.1 モデル理論と支配方程式

地中での水分の移動および熱の移動については、Philip, de Vries, Milly(1982)らによって定式化された運動方程式(1)(2)、および連続の式(1') (2')を用いた。

土壌中の水分(液体・水蒸気)の深さ方向の変化を表す支配方程式

$$q_{m(z)} = -\rho_l(K + D_{\psi v}) \frac{\partial \psi}{\partial z} - \rho_l(D_{Tv} + D_{Ta}) \frac{\partial T}{\partial z} - \rho_l K k \quad (1)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho_l \theta + \rho_v(n - \theta)) = -\nabla q_m \quad (1')$$

土壌中の熱の深さ方向の変化を表す支配方程式

$$q_{h(z)} = -\lambda \frac{\partial T}{\partial z} - \rho_l(LD_{\psi v} + gTD_{Ta}) \frac{\partial \psi}{\partial z} + C_l(T - T_0)q_{m(z)} \quad (2)$$

$$\frac{\partial}{\partial t}[(C_d + c_p \rho_v(n - \theta) + c_l \rho_l \theta)(T - T_0) + L_0 \rho_v(n - \theta) - \rho_l W] = -\nabla q_h \quad (2')$$

ここで、式(1)(1')において、 q_m は水分フラックス、 ρ_l は水の密度、 K は不飽和透水係数、 $D_{\psi v}$ 、 D_{Tv} はそれぞれ温度、吸引圧が一定の場合の水蒸気の拡散係数、 D_{Ta} は吸引圧が一定の場合の水の拡散係数、 T は地中温度、 ψ は土壌吸引圧、 k は重力の逆向きにとった鉛直方向の単位ベクトル、 n は土壌の間隙率、 θ は体積含水率を表す。なお、式(1)の右辺第一項は土壌中の圧力勾配による水分の輸送量、第二項は温度勾配による輸送量、第三項は重力による輸送量を示す。また式(2)(2')において、 q_h は全体の熱輸送速度、 λ はフーリエの熱伝導係数、 L は水の気化熱、 T_0 は基準温度(=20°C)、 L_0 は T_0 における気化熱、 C_d は乾燥

した土粒子の比熱、 C_p は空気の定圧比熱、 C_l は水の比熱、 g は重力加速度、 W は濡れ熱を表す。なお、式(2)の右辺第一項は土壤中の熱伝導によって、第二項は土壤中の圧力勾配で水蒸気と水が動くことによって、また第三項は水分の移動時の温度変化に伴って輸送される熱量を表している。

3.2 シミュレーションモデルの境界条件式

地表面での境界条件には、地表面における水分及び熱の収支に基づいて式(3)(4)を与えた。

$$q_m(z=0)=e \quad (3)$$

$$-G \frac{\partial T}{\partial z} = R_n + H - Le - C_l(T - T_0)e \quad (4)$$

ここで、式(3)において、 e は地表面からの蒸発速度である。式(4)において、 G は土の熱伝導率、 R_n は地表面での正味放射量、 H は顕熱輸送量、 Le は潜熱輸送量を、第四項は水蒸気によって土壌から大気中へ運ばれる顕熱の輸送量を表す。なお、大気中での水蒸気輸送は乱流によるものと仮定し、地表面からの蒸発速度を表す式として、以下に示されるバルク式の一般形を用いた。

$$e = \rho_a \frac{a^2}{N} U_a (q_{vs} - q_{va}) F_v \left(\frac{z}{z_0}, Ri_B \right) \cdot F(\theta) \quad (5)$$

式(5)において、 U_a は高さ z での風速、 a^2 は風速分布によって決まる抗力係数、 N は定数(=0.74)、 q_{vs} は地表面での比湿、 q_{va} は大気中の比湿、 F_v は大気の安定度に基づいた鉛直方向の水蒸気輸送能力を示す関数、および $F(\theta)$ は地表面の水分量が蒸発に及ぼす抵抗を示す関数である。

3.3 シミュレーションの対象領域

シミュレーションでは、地中1.2mまでを対象領域とし、その領域を地表面、1.5, 3, 5, 10, 15, 20, 25, 30, 35, 40, 45, 50, 55, 60, 65, 70, 80, 90, 100, 120cm(計21)の深さで分割した。

3.4 モデルの検証

3.4.1 モデルの検証方法と検証期間

モデルの検証のため、各深度の地中温度ならびに蒸発量の時間変化について、土木研究所構内水文観測場における実測値と計算値の比較を行った。対象期間は、晴天が続き、地中の温度変化や水分変化が比較的激しい時期と比較的穏やかな時期で、モデルの性能を検証するのに適当だと考えられたことから1994年9月3日～9月7日の5日間と11月9日～11月12日の4日間を選定した。モデルの初期条件としては、地中温度、および土壌吸引圧の鉛直分布の実測値(図.1)を用いた。なお計算に必要な地表面での放射収支量、大気中の気温・湿度、およ

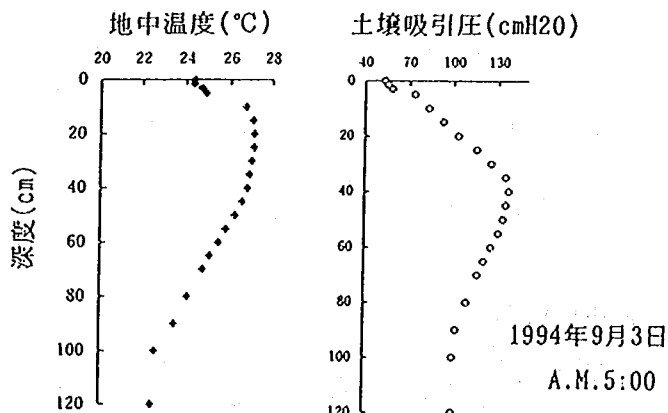


図.1 地中温度・土壌吸引圧の鉛直分布

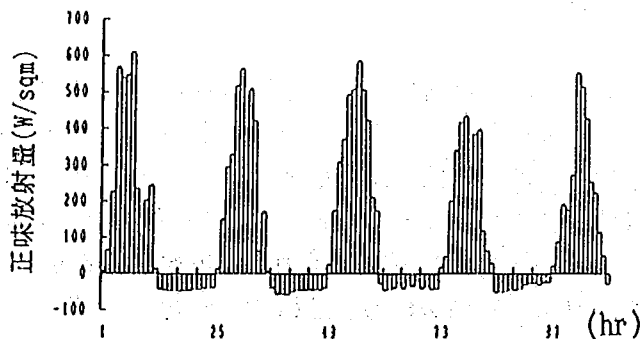


図2.1 1994年9/3～9/7の正味放射量の観測結果

び風速については観測結果（図2.1～図2.3）を用いた。

3.4.2モデルの検証結果

結果の一例として、1994年9月3日～9月7日の地中温度の変化についての計算結果と観測値の比較を図.3に示す。図から分かるように、モデルは、地中温度について、地表面付近では温度は日中にかけて増加しその後は減少する日変化や温度が最大となる時間が深度の増加に伴い遅れる傾向、1日当たりの温度差は深度の増加に伴い小さくなること、深い地点では温度の変化はほとんどなくほぼ一定値を示すこと等をよく再現できている。

図.4は1994年9月3日～9月7日の蒸発量の変化について、計算結果と実測値を比較したものである。蒸発量の実測値としては、熱収支観測結果を用いて、熱収支ボーエン比法に基づいて求めた。ここでボーエン比法とは地表面での正味放射量、地中熱流量および鉛直2地点の気温と水蒸気圧から実蒸発量を求める手法である。モデルによるシミュレーション結果は、蒸発量についても計算値と観測値がよく一致しており、蒸発量が日中にかけて増加しその後減少する日変化をよく再現できている。以上のことから、シミュレーションモデルは地表面での熱交換プロセスおよび水収支をよく再現できていると考えられる。

4 土壌水分(吸引圧)分布が地表面における熱・水収支に与える影響に関する数値実験

4.1数値実験の期間と初期入力条件

上述のモデルを用いて、検証に用いた1994年9月3日～9月7日の5日間を対象として、観測で得られた9月3日の土壌吸引圧分布と図.5に示される2種類の土壌吸引圧分布を仮定し、それらを初期条件として与え、地表面での熱収支プロセスおよび水収支に与える表層土壌水分の影響について数値実験を行った。ここで追加した2種類の土壌吸引圧分布は、土壌水分量が圃場容水量の状態にある場合、および、ほとんどの植生の生育が不可能な程乾燥した水分状態にある場合を想定したもので

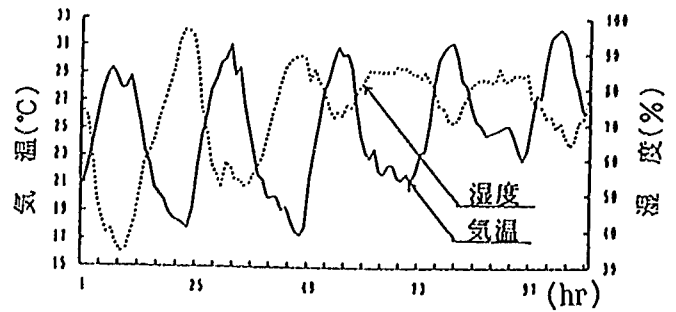


図2.2 1994年9/3～9/7の気温・湿度の観測結果

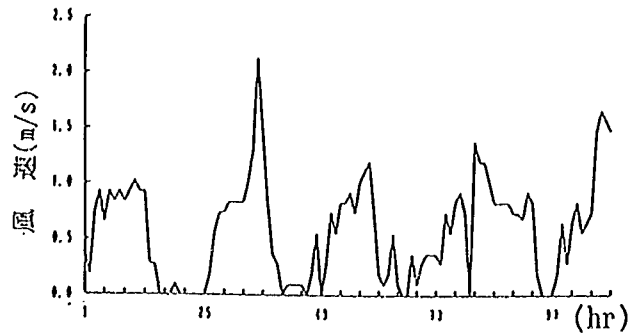


図2.3 1994年9/3～9/7の風速の観測結果

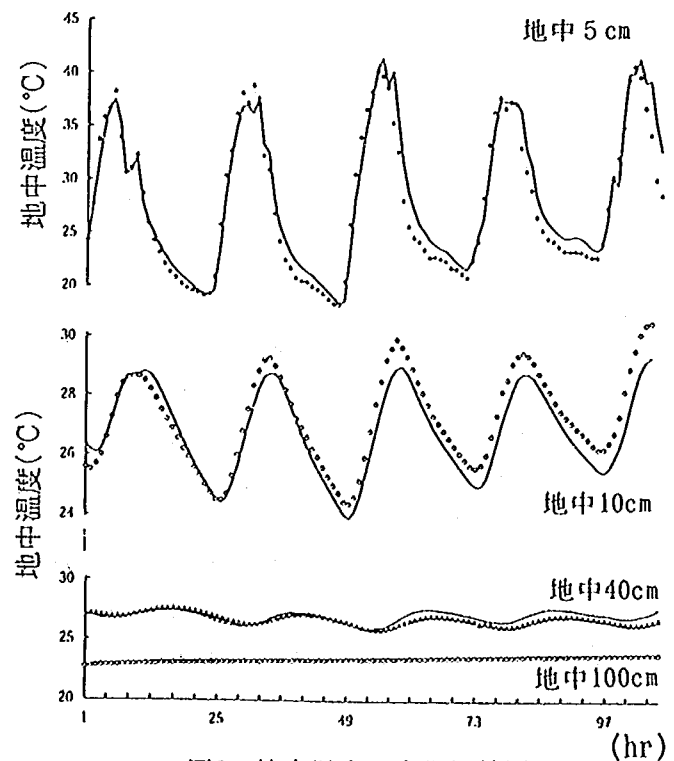


図3 地中温度の変化比較図

——: モデル計算値 ○: 観測値

ある。

4.2 数値実験の結果

図.6に蒸発量の時間変化を、図.7に地中温度の時間変化を示す。両図から分かるように、土壤の乾燥の度合いが大きくなることによって、蒸発量が減少し、かつ地表面温度が高くなっている事が分かる。これは、正味放射量のうちで蒸発に使われる潜熱が少なくなること、すなわち、正味放射量の大半が顕熱または地中熱に配分されることを示している。

5 まとめ

本研究では、地中での水と熱の移動を再現する鉛直一次元の物理モデルを作成し、土壤表層の水分量が地表面での熱交換および水収支に与える影響について調べた結果、以下の2点が明らかになった。

- ①地表面での熱交換プロセスおよび水収支には土壤表層部の熱と水分の移動が重要であること。
- ②土壤の乾燥の度合いが大きくなるにつれて、蒸発量が減少しかつ地表面温度が高くなる。すなわち土壤の水分状態により、地表面での熱配分が異なること。

6 おわりに

今後は、降雨による地表面からの水の浸透や、植生による蒸散作用等を組み込むとともに、国土数値情報や衛星リモートセンシングによる地表面情報と組み合わせることによって、流域スケールの水・熱収支の解明に役立てたい。

なお、今回の検討に用いた数値シミュレーションモデルの作成に当たり、多大なる御指導と協力をいただいた埼玉大学の浅枝隆助教授および Vu Thanh Ca 助手に厚く感謝の意を表します。

参考文献

- 1)Asaeda T & Vu T.C., The Subsurface Transport of Heat and Moisture and Its Effect on the Environment :A Numerical Model, *Boundary Layer Meteorology* 65:159-179,1993.
- 2)Louis,J.F.A., Parametric Model of Vertical Eddy Fluxes in The Atmosphere, *Boundary Layer Meteorology* 17:187-202,1979.

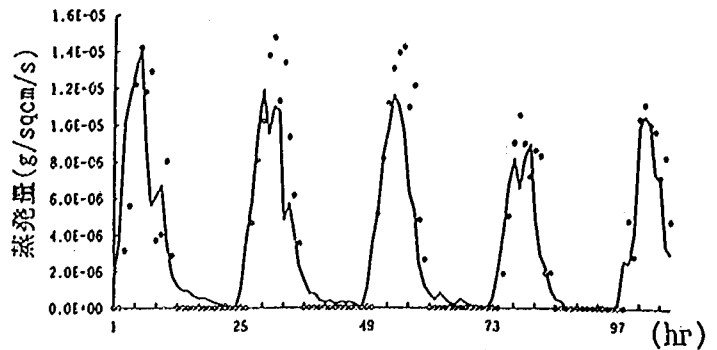


図4 蒸発量の変化比較図

——:モデル計算値 ○:観測値

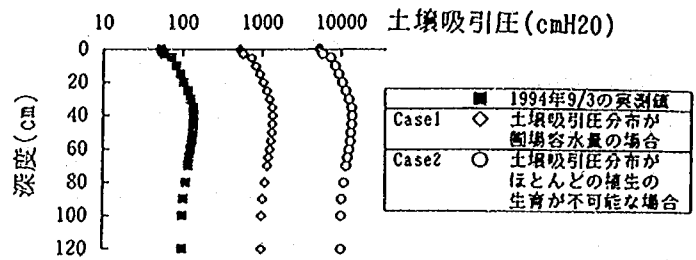


図5 土壌吸引圧の鉛直分布

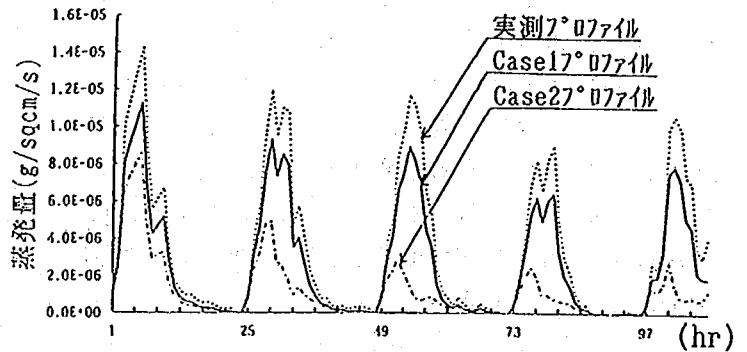


図6 蒸発量の変化比較図

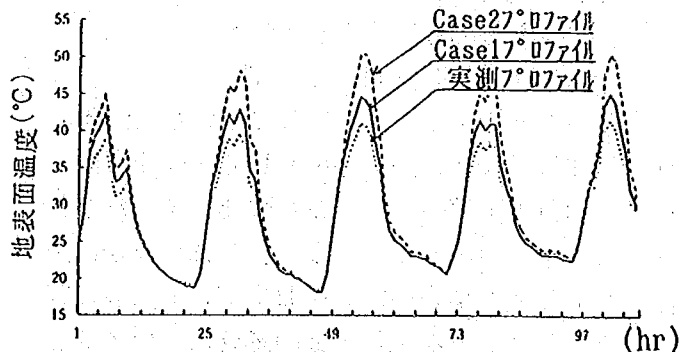


図7 地表面温度の変化比較図

植生の耐侵食性の評価方法

河川部河川研究室 平館 治

1. まえがき

堤防の耐侵食性に関する従来の技術は、経験的な知見に基づいたものであり、耐侵食性の大きな評価のみが可能である。したがって従来の評価方法では、計画高水流量規模の洪水流や越流に対して十分な耐侵食性があるか判断できないため、侵食に対して配慮が必要と思われる堤防や越流堤には、高水護岸やのり覆工が造られている。しかし、高水護岸やのり覆工は、河川の治水機能を向上させる反面、自然らしい景観の面から環境機能を損ねることが否めない。多自然型川づくりが推進されている現状も考慮すれば、治水上是非とも必要な場合以外、高水護岸や覆工の設置を避けるべきである。そのためには、十分な工学的根拠に基づいた堤防の耐侵食性の評価を行った上で、高水護岸や覆工の設置の必要性を検討できるような知見が必要とされる。そのために必要とされる情報の一つとして、植生の耐侵食性の評価があげられる。本研究では堤防の設計や維持管理に反映できる堤防の植生の耐侵食性の評価方法を検討した。

2. 研究の目的

上記の評価方法は、水工学に裏打ちされた定量的判断を可能とするものでなければならない。本研究では、堤防に繁茂する植物の種類の多様性を勘案し、植生のいずれの部分（根や地下茎からなる地中部分、または葉や茎からなる地上部分）が耐侵食性を主に発揮するのかを明らかにし、これと耐侵食性の定量的関係を明らかにすることを目的とする。

3 植生の耐侵食性の評価方法

3.1 植生の耐侵食性を発揮する部分

実験に用いた供試体は、寸法 $1.2 \times 1.4\text{m}$ で植生が繁茂する実堤防（江戸川、小貝川および利根川）ののり面から不攪乱状態で採取したものである。シバまたはチガヤが優先種である植物群落の被度は5であった。一つの供試体に対してA)堤防に繁茂している（植生の地上および地下部分がある）状態、B)地上部分を刈り取った状態の侵食実験を行った。その結果、植生の地上部分の有無によって、ある時刻における侵食深または侵食速度がほとんど変化しなかった（図-1）。なお、侵食面の観察結果によると、根および地下茎が地中から洗い出されて地表を覆っており、その被覆状況は根および地下茎の一本一本が重なり合って一体化した層のようであった。この

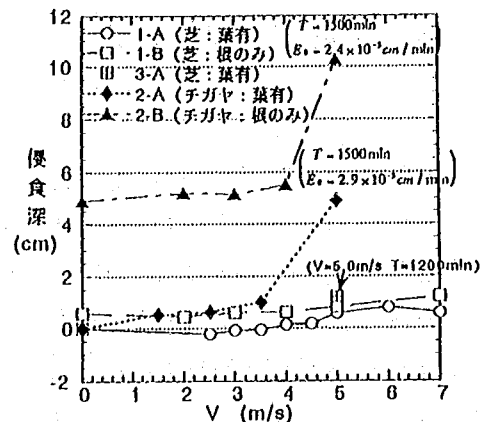


図-1 侵食深と流速の関係

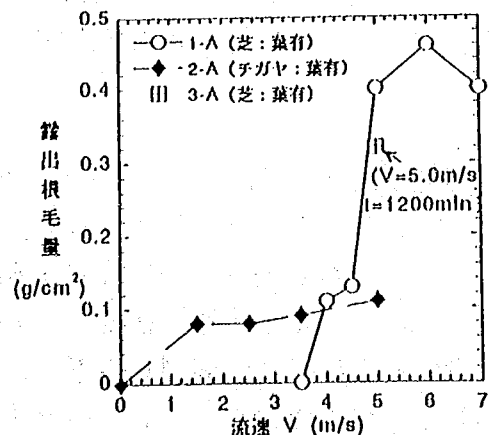


図-2 露出根毛量と流速の関係

層を根毛層と呼ぶ。

侵食に伴って単位面積あたりの侵食面上に洗い出された根毛層の重さ（以下、露出根毛量と呼ぶ）の測定結果を図-2に示す。流速5m/sにおける露出根毛量をみると、シバが優先種である1-Aおよび3-Aでは0.40g/cm²および0.32g/cm²であり、チガヤが優先種である2-Aでは0.11g/cm²であった。3-Aの通水時間が1-Aに比較して5時間短いことを勘案すると、両者の露出根毛量は同じ通水時間であればほぼ同程度になると思われる。したがって、流速5m/sにおいて侵食深の増加がほとんど測定できなくなるほど侵食速度が遅くなるには、露出根毛量が約0.40g/cm²は必要と判断される。チガヤは根毛量が少なかったために露出根毛量が0.40g/cm²に達しないので、侵食が進行し続けたと考えられる。

以上より、地表が根毛層によって被覆することにより耐侵食性が発揮されること、また根毛層が厚いほど耐侵食性が優れていることが分かった。

3.2 侵食深の経時変化と許容する侵食深

侵食深の経時変化の一例を図-3に示す。各流速ごとにみると時間経過とともに侵食速度が遅くなる傾向が見られる。それに対して通水時間が750~900minにおいて、それ以前に比較して急激に侵食速度が速くなった。これは根毛層の破壊により植生の耐侵食性が弱まったのが原因と考えられる。以上のような侵食深の経時変化の特徴は、今回の実験範囲内では共通してみられた。

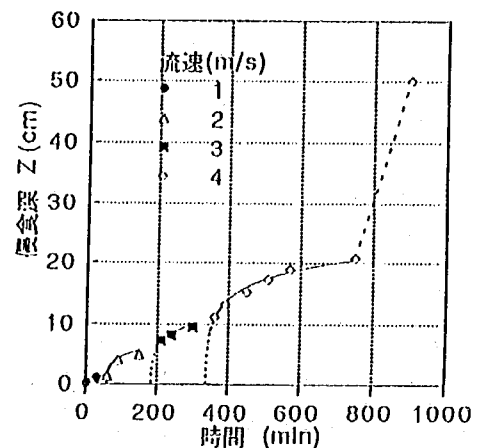


図-3 侵食深の経時変化

実堤防の設計に立ち返って考えると、仮に植生の耐侵食性が失われた場合を想定すると堤防は侵食に対して無防備になるため、計画においては許容する侵食深を十分に安全側に設定しなければならない。したがって、上記のように侵食速度が急激に大きくなって侵食が進行する現象は、計画上好ましくない。そこで、その現象が生じないと確信できる最大の侵食深を計画で許容する侵食深とするのが妥当と考えられる。今回の実験範囲から安全側に判断した結果、許容できる侵食深を3cmに定める。この値は、今後の研究の進展によって、または植生の管理などの他の計画上考慮すべき事項を踏まえたより深い検討により最終的に決定されるべきである。

3.3 植生の耐侵食性を表すパラメータとその簡易測定装置

3.1, 3.2に示した考察に加え、根毛量が大きい領域が地表から3~5cmの範囲であることを踏まえると、優れた耐侵食性が期待できるのは表層から3~5cmの範囲に限られると考えられる。以上より、ある一定の流速（掃流力）下における侵食深の増加量が時間とともに減少する侵食特性を示す場合に対し、表層から下方3cmの範囲における根毛量の平均値（以下では平均根毛量と呼ぶ）を植生の耐侵食性を表すパラメータとする。

平均根毛量は、のり面に塩化ビニール管を深さ3cmまで打ち込んで採取した堤体土から洗い出した根および地下茎の重量を採取した堤体土の体積で除することによって測定できる。しかし、管理の対象となる堤防のり面の面積は広大であるため、このような方法では労力が大きい

と考えられる。そこで現場への適用性を高めるために、より簡易な測定方法の開発した。測定装置の概観を写真-1に示す。この装置は中心軸に対して同心円上に配置された金属棒を堤体土中に差し込み、さらに回転したときに作用するトルクを測定する仕組みになっている。測定方法は、耐侵食性を評価する対象として選んだのり面に上記の装置を写真-1に示すように設置し、ねじ回しながらトルク計の指針を読みとるもので、現地での試験に適している。実験により、イネ科の植物が優先群落であり、シルト混じり砂質～砂質土壌の場合であれば、写真-1に示した装置によってトルクMを測定する方法が平均根毛量の簡易測定方法として利用できることが分かった。なお、トルクMと平均根毛量 σ の関係を図-4に示す。



写真-1 平均根毛量の簡易計測装置

3.4 耐侵食性の評価方法

設計値として定めた掃流力とそれが作用する時間を定めたとき、その条件下で必要とされる耐侵食性が発揮されるために最低限必要な平均根毛量もしくはトルクMの予測を可能にする植生の耐侵食性の評価方法について以下に示す。なお、以下に示す評価方法を考案する上で、福岡ほか1),2)が用いた解析手法を参考にした。

侵食深 z (cm)は、時間 t (min)と式(1)の関係があることが、図-3に代表される一連の実験結果から確かめられた。

$$z \propto \log t \quad (1)$$

式(1)の関係を整理した結果、植生の耐侵食性を考慮する堤防の計画において定めた掃流力の経時変化 $u_*(t)$ が与えられれば、式(2)によって計画上生じると考えられる侵食深が計算できることが分かった。

$$z = \alpha (\sigma \text{ or } M) \cdot u_*(t) \cdot \log t \quad (2)$$

ここで、 α は植生の侵食されにくさを表す変数であり、平均根毛量 σ またはトルクMの関数である。 α とトルクMの関係を図-5に示す。トルクM(平均根毛量)が大きいほど α が小さい、すなわち耐侵食性が優れていることが分かる。今後の研究・実験の更なる進展によりトルクM(平均根毛量)と α の関数形が定まる。そして、②で定めた計画上許容される侵食深を3cmより、式(2)に $Z=3\text{cm}$ を代入すると計画上必要とされる平均根毛量 σ またはトルクMが計算できる。

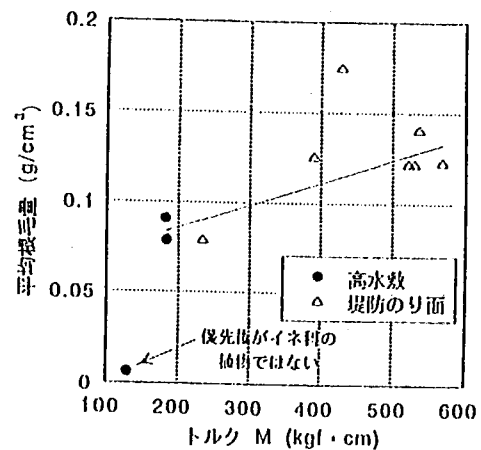


図-4 平均根毛量とトルクMの関係

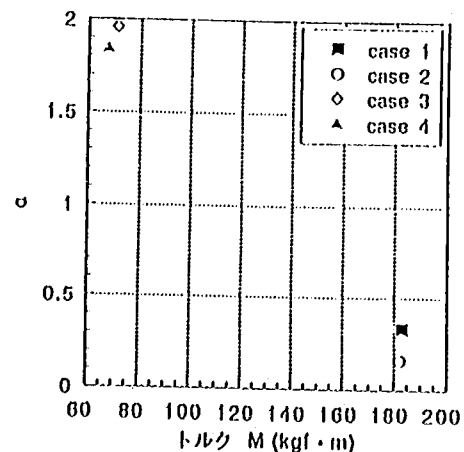


図-5 α とトルクMの関係

4. まとめ

以上の実験結果から、植生の耐侵食性について以下の知見が得られた。

- ①植生の耐侵食性は、根および地下茎からなる植生の地中部分により発揮される。
- ②侵食深の経時変化の特性および根毛量（単位体積あたりの堤体土に含まれる根および地下茎の重量）の分布（図-2参照）を考慮すると、表層から3cmの範囲における根毛量の平均値と定義した平均根毛量が植生の耐侵食性を表すパラメータとして適切である。
- ③写真-1に示した装置によって簡便に測定できるトルクMは、のり面の構成材料がシルト混じり砂質土～砂質土であり、かつ植物群落の優先種がイネ科である場合において、平均根毛量と同じく耐侵食性を表すパラメータとして用いることができる。
- ④植生の耐侵食性を考慮した計画において許容される侵食深について、侵食深の経時変化の特性（福岡ほか²⁾の報告）に基づいて考察した。その結果、侵食深を3cmまで許容することを提案した（3.3参照）。
- ⑤侵食深の経時変化を福岡ほか²⁾の方法を用いて表す場合、 α は平均根毛量（もしくはトルクM）の関数となる可能性が高いことがわかった（図-5参照）。
- ⑥上記の①～⑤の知見を総合すると、式(2)によって耐侵食性の定量的評価が可能となる。

以上の知見を用いて、堤防の耐侵食性の評価方法を開発するためには、まず実験Ⅲと同様な実験および解析を行い、図-5に示した α は平均根毛量（もしくはトルクM）の関数形を導くことが急務となる。さらに、その関係の土砂水理学による理論的背景を構築することが、より普遍的な評価方法の開発のために重要である。上記の段階を踏まえ、次に高水敷および覆土上に繁茂する植生に対しても、⑥に述べた方法によって耐侵食性が評価できるようにする。これによって、高水敷や覆土の多自然型川づくりの理念に沿った利用および設計がより進歩するものと考えられる。

参考文献

- 1)福岡捷二・渡辺和足・柿沼孝治:堤防芝の流水に対する侵食抵抗,土木学会論文集, No.491, II-27, pp.31~40, 1994.
- 2)福岡捷二・藤田光一:堤防法面張芝の侵食限界,水工学論文集, 第34巻, pp.319~324, 1990.

下新川海岸における最適な海岸保全施設配置の検討

河川部海岸研究室

林 正男

1. はじめに

近年、下新川海岸では黒部川からの流出土砂量の減少等に伴い著しい海岸侵食が生じている。現在は堤防・護岸、離岸堤によって汀線の後退は抑制されているものの、海岸全域にわたって前浜は非常に狭くなっており、早急な侵食対策を施す必要が生じてきている。しかし、下新川海岸では海底勾配が急であるとともに、近くにいくつかの海底谷（洋谷）が存在する特殊な地形を呈しており、波浪が大きく変形するとともに特徴的な海浜流が形成されることが予測される。このため、このような特殊な地形から形成される海浜流場を模型実験と数値実験により明らかにするとともに、海岸侵食に対して最適な施設配置計画（案）を検討するものとした。

2. 検討の方法

検討は、洋谷が最も発達し海浜に近づいている吉原洋谷を対象とし、自然海浜での流況を水理模型実験で検討し、得られた流況と数値実験で計算した海浜流場を比較して数値実験の精度の確認を行った。その後、施設配置による海浜流場を数値実験で検討して最適な配置案を求め、模型実験で確認するというフローで行った。図-1に下新川海岸概要図を、図-2に模型の概

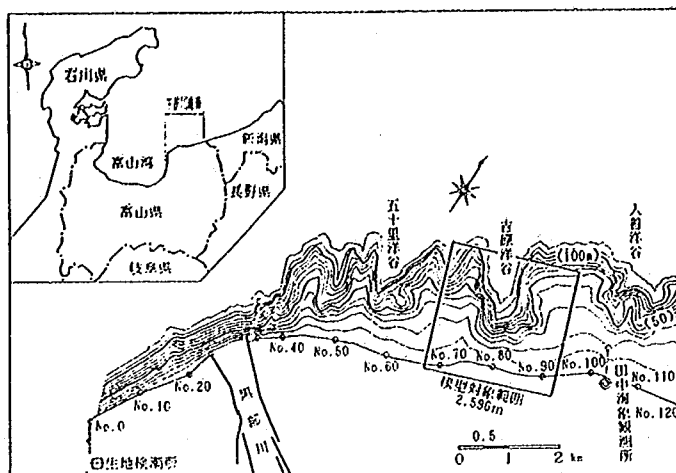


図-1 下新川海岸概要図

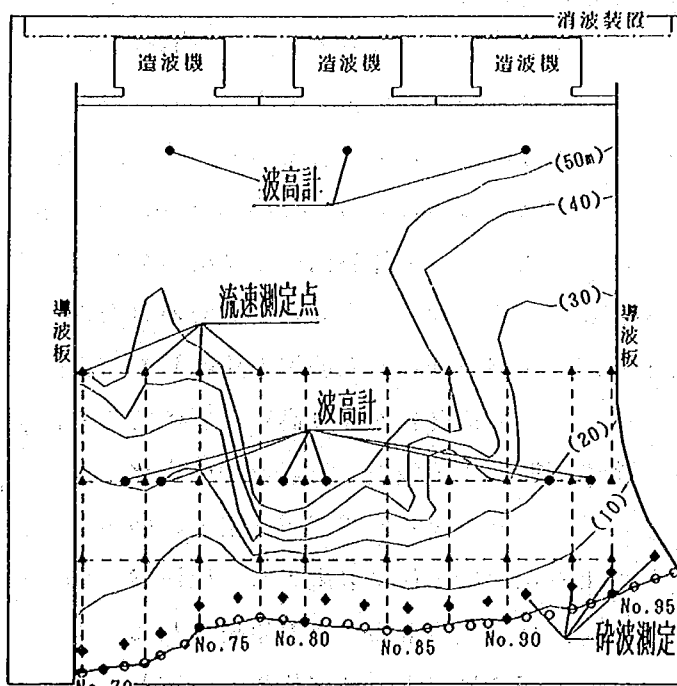


図-2 模型概要図

要図を示す。模型は、吉原洋谷の両側に張り出した海脚の中心線を含む約 2.6km の範囲を水平、鉛直とも縮尺 1/108 の無歪みで、水深 50m までを再現した。なお、模型は計画波浪の入射波向きである NNW を Y 軸として製作した。実験では計画波浪 $H_0 = 6.4\text{m}$ 、周期 $T = 12.2\text{sec}$ をフルードの相似則に基づいて換算した波浪 $H_0 = 5.9\text{cm}$ 、周期 $T = 1.17\text{sec}$ を造波機で与えた。

数値実験では、非定常緩勾配方程式に基づいて波の計算を行った後に、計算で得られた波高分布より radiation stress を求め、海浜流場の計算を行った。計算では地形を 200×200 メッシュでデータ化して与えた。計算法の詳細は堀川（1985）を参照した。

3. 自然海岸における波浪・海浜流場

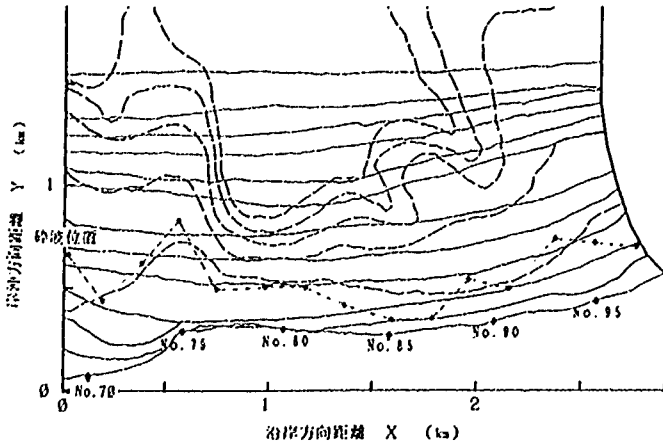


図-3 波峯線図

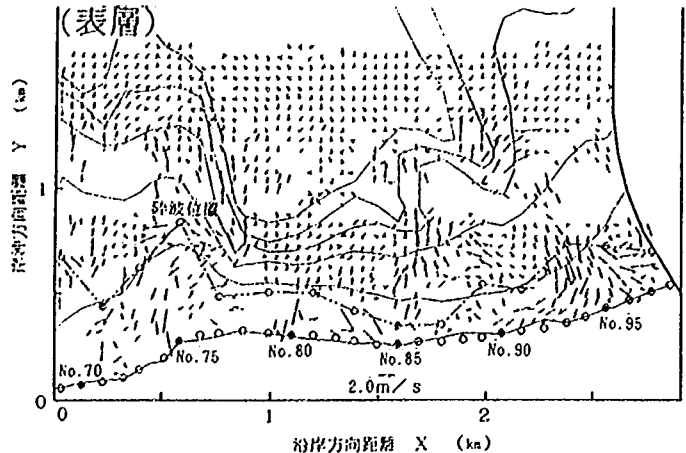


図-4 自然海岸の海浜流（模型実験）

本論文では、すべてフルードの相似則により現地スケールに換算した表記を用いることにする。

図-3に模型実験で得られた波峯線図を、図-4に流況図を示す。洋谷、海脚の発達する地形では波浪は海脚の方に屈折し、波浪の集中する点を形成する。波の砕波位置は水深10m付近であり、海脚付近では沖側に張り出している。砕波点を境に沖側を沖合、岸側を砕波帯と呼び、土砂移動がもっとも活発に生じると予想される範囲が砕波帯である。砕波帯では海脚上のNo.74付近とNo.95付近、そして洋谷のほぼ中央 No.80付近で岸向きの流れ（向岸流）が生じ、No.77付近とNo.85～90付近に沖向きの流れ（離岸流）が形成されている。流速計で測定した向岸流の平均流速は約1.4～2.0m/sである。また、離岸流の流速はNo.77付近で0.81m/s、No.87付近では2.11m/sにも達した。このことから、土砂は離岸流によって洋谷内へと流出していると考えられる。

図-5に数値実験で得られた海浜流の分布図を示すが、実験で得られた流況と比較してシミュレーションの精度はかなり高いと評価できる。

4. 施設配置による波浪・海浜流場の変化

4.1 数値実験による施設配置（案）の検討

このような海岸の保全計画としては洋谷へ向かう離岸流を低減させることが重要となる。本検討では、保全施設として離岸堤を想定し、その最適な配置案について数値実験により検討した。離岸堤の諸元としては、現在現地で施工されている新型離岸堤の諸元を参考に、設置水深を10m程度、1基の長さを150mとした。

(1) 離岸流の生じている箇所に配置した場合

離岸流が卓越しているNo.77付近とNo.90付近に離岸堤を配置した条件での海浜流場のシミュレーション結果を図-6に示す。離岸堤の設置により離岸流の洋谷への流れは抑えられ、離岸堤に沿った流れが形成されることが分かった。しかし、砕波帯内での海浜流分布は自然海岸時とほとんど変わらず、離岸流の流速もほとんど低減されていない。

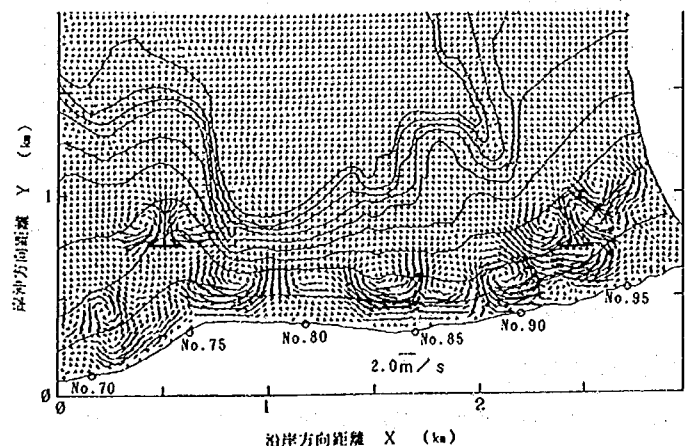


図-5 自然海岸の海浜流（数値実験）

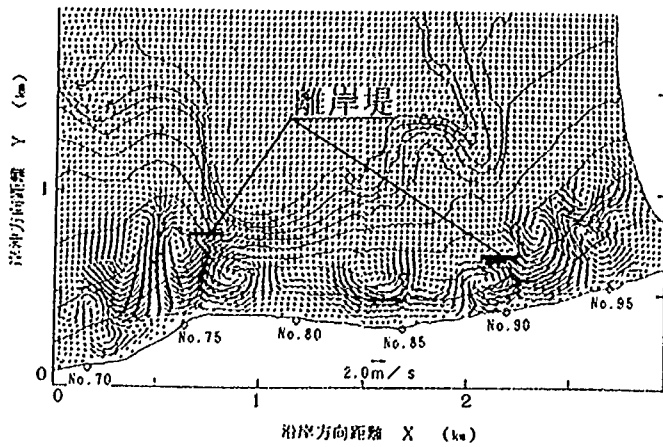


図-6 離岸堤設置後の海浜流（数値実験）

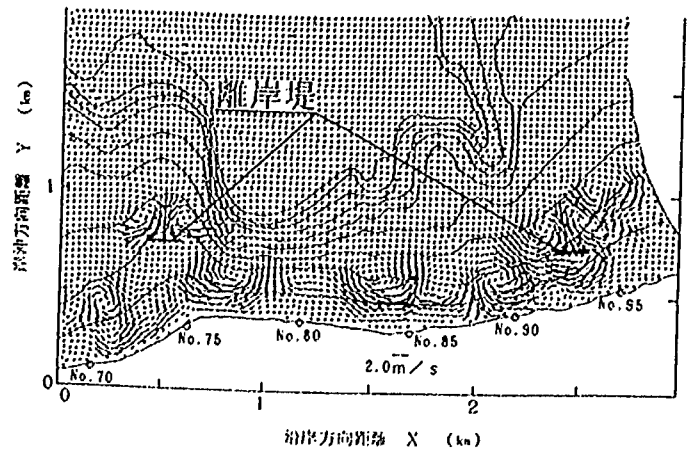


図-7 離岸堤設置後の海浜流（数値実験）

(2) 向岸流が生じている箇所に配置した場合
次に、向岸流が生じているNo.73付近とNo.93付近に離岸堤を設置した条件で海浜流場のシミュレーションを行った。向岸流が生じている箇所は、波の集中する箇所ともいえ、このような箇所に離岸堤を設置すると、波浪制御効果のみならず、岸向きの流れの制御を介して離岸流を低減させる効果が期待できる。得られた海浜流分布図を図-7に示す。No.73付近では離岸堤により岸向きの流れが阻止されたことで、その

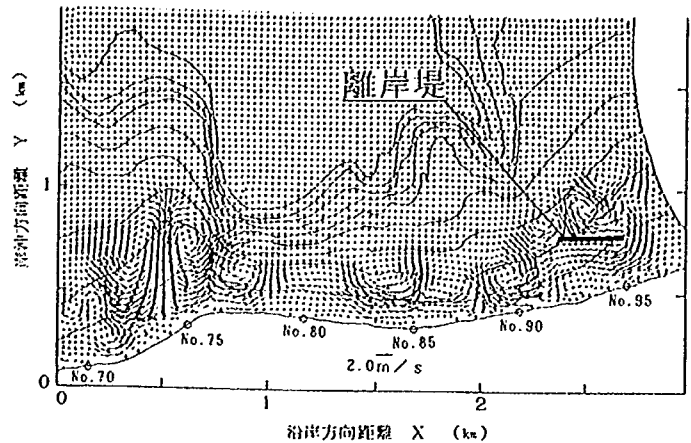


図-8 離岸堤設置後の海浜流（数値実験）

背後がほとんど静穏域となり、離岸流も大幅に弱められていることが分かる。No.93付近では離岸堤の右端から離岸堤背後に廻り込む流れが生じ、離岸堤の左端から離岸流が発達している。しかし、離岸流の流速は自然海岸の場合と比べると小さい。次に、No.93付近に配置する離岸堤の長さを倍の300mとした場合の海浜流場のシミュレーション結果を図-8に示す。離岸堤の延長を長くしたことにより、向岸流の阻止率が高まり、離岸堤の左端に形成される離岸流もさらに軽減されている。

4.2 水理模型実験による検証

数値実験の結果を受けて、向岸流の発達するNo.73付近とNo.93付近に離岸堤を配置したケースと、No.93付近に大規模な離岸堤を配置したケースについて、模型実験により検証を行った。図-9、図-10にそれぞれの流況図を示す。実験では離岸堤を透過型としたことから、No.73付近に見られるように離岸堤背後に浸透流による流れが生じる結果となった。自然海岸との比較では離岸堤により向岸流が阻止され、No.77付近に発達する離岸流も低減されており、測定された流速値も 0.69 m/s と小さい。一方、No.93付近では離岸堤の右端から廻り込む流れとNo.85付近からの沿岸流が離岸堤の左端付近で合流し、数値実験で得られた海浜流分布よりも強い離岸流が発達した。No.90測線上で測定された流速も 2.76 m/s と大きい。ただし、離岸堤の延長を長くすることにより、図-10に示すように離岸堤背後に廻り込んだ流れが沿岸方向に流れるようになり、離岸流の発生箇所もNo.85付近に移動

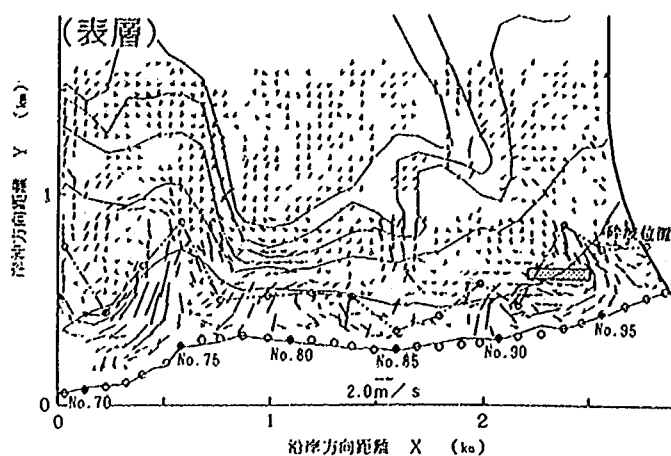
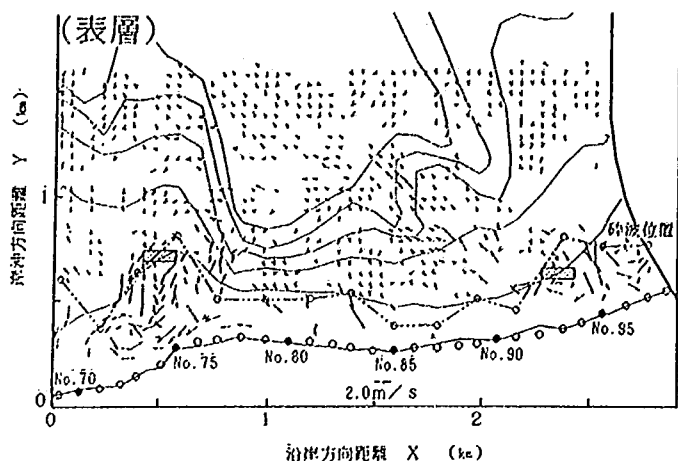


図-9 離岸堤設置後の海浜流（模型実験）

図-10 離岸堤設置後の海浜流（模型実験）

する。No.84で測定した離岸流の流速も 0.91 m/s とかなり小さくなった。このことから、離岸堤を適正に設置することにより流況が穏やかとなり、離岸流が低減されることが明らかとなった。

5. 施設計画（案）の提案

海底谷や海脚が交互に現れるような特徴的な地形を有する下新川海岸では、地形により波浪が屈折し海脚上に集中する点を形成する。その地点から強い岸向きの流れが生じ、沿岸流場に影響して離岸流を発達させることが分かった。このような特徴的な海浜流を制御するためには、保全施設を離岸流の発生する箇所に配置するのではなく、波の集中する箇所である向岸流の発達箇所に配置し、波浪場と海浜流場を同時に制御することにより海浜の保全を図る方が有利であることが明らかとなった。

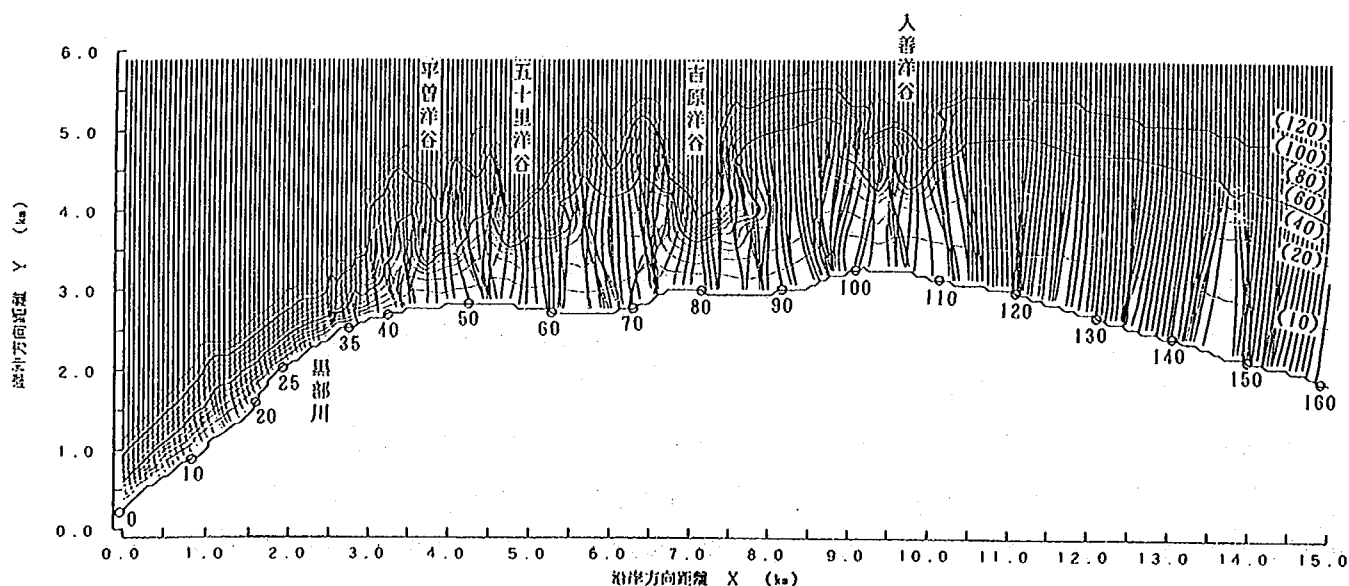


図-11 下新川海岸波向き線図（計画波浪 $H_0=6.4\text{ m}$, $T=12.2\text{ sec}$, 波向き NNW）

図-11は下新川海岸（No.0～No.160）に計画波浪が作用した場合の波向き線を計算した結果である。波向き線の集中する箇所が波浪の集中する箇所であり、離岸堤等海岸保全施設を配置するのに有利な箇所である。図より、下新川海岸において波の集中する箇所は No.41付近とNo.51付近、No.75付近とNo.87付近、No.90付近、そしてNo.98付近、No.105付近、No.120付近、No.132付近、No.141付近、No.150 付近であることが分かる。これらの箇所を中心として海岸保全施設の配置を検討すれば良いと考えられる。

第34回 土木研究所研究発表会
論文集

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第3386号
平成7年12月(1995)
建設省土木研究所
企画部企画課

要旨 本資料は、「第34回土木研究所研究発表会」の発表内容をまとめたものである。この発表会は、土木研究所で実施している調査・研究についての成果の発表及び若手研究者の発表能力の向上を目的として年1回開催している。

キーワード：研究発表会、交通事故、道路整備計画、煙、舗装、耐震、加速度、基礎、コンクリート部材、土砂堆積、魚道、CSG、下水、骨材、ジオテキスタイル、技術評価、AE、地盤探査、地下水位、藻類、下水管渠、自然環境、河川、エネルギー、植生、海岸保全



郵便はがき

50円切手
をはって
下さい

305-□□

建設省土木研究所

企画部企画課
御中

茨城県つくば市大字旭一番地

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所





土木研究所資料第 3386 号 部
(平成7年土木研究所発表会)

上記のとおり受領しました。

所 属(住所)

氏 名 印

土木研究所資料第 号



第34回土木研究所研究発表会論文集