

第 36 回
土木研究所研究発表会
論 文 集

平成9年12月10日

建設省土木研究所

Copyright ©1997 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 36 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36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・研究を紹介するため、土木研究所において年1回開催している。

キーワード：景観シミュレーション、ろ紙吸光法、防災樹林帯、海底谷、通性ラグーン、汚濁負荷、載荷速度、フィルダム、溪流中流域、斜面崩壊、市街地景観、地山、ライフサイクルコスト、深層混合処理、エキスパートシステム、ロックシェッド、不整形地盤、連続免震橋、情報システム、標高依存特性



目 次

1. 機械設備のライフサイクルコストに関する検討……………	機械研究室	小林 誠………… 1
2. 情報システムのユーザ・インタフェース 評価方法に関する考察……………	建設システム課	杉浦 政裕………… 5
3. 橋梁基礎形式選定エキスパートシステムの開発……………	基礎研究室	芦達 拓哉………… 9
4. 回転貫入サウンディングによる 深層混合処理地盤の強度測定と品質評価……………	施工研究室	光橋 尚司…………13
5. 載荷速度がダム用コンクリートの引張強度に 与える影響についての研究……………	ダム構造研究室	波多野政博…………17
6. フィルダム遮水材料の浸透破壊抵抗性と 限界フィルタに関する実験的検討……………	フィルダム研究室	今林 豊…………21
7. PCロックシェットの耐衝撃特性について ……………	構造研究室	間瀬 利明…………25
8. 切羽前方の地山の挙動について……………	トンネル研究室	池口 正晃…………29
9. 不整形地盤における地震動増幅特性の評価手法……………	振動研究室	千葉 光…………33
10. 超多径間連続免震橋の地震応答特性と耐震設計法……………	耐震研究室	大住 道生…………37
11. 地震による斜面崩壊の特徴の検討……………	急傾斜地崩壊研究室	小嶋 伸一…………41
12. 積雪層内に形成される弱層の標高依存特性について……………	新潟試験所	石田 孝司…………45
13. 防災樹林帯による氾濫流制御……………	都市河川研究室	舘 健一郎…………49
14. 溪流中流域における流木の流下過程と 堆積特性に関する研究……………	砂防研究室	石田 哲也…………53
15. 海底谷を有する現地海岸における波、流れ、 土砂移動機構について……………	海岸研究室	笠井 雅広…………57
16. 通性ラグーンによる下水処理方法の検討……………	三次処理研究室	与儀 和史…………61
17. 山地からの汚濁負荷流出に関する調査……………	水質研究室	竹歳 健治…………65

18. ろ紙吸光法による総合水質指標に関する研究……………河川環境研究室 中村 圭吾……69
19. 建設省版景観シミュレーションシステムの開発……………環境計画研究室 小栗ひとみ……73
20. 良好な市街地景観の成立条件に関する研究……………道路研究室 田中 良寛……77

機械設備のライフサイクルコストに関する検討

機械研究室 小林 誠

1. まえがき

機械設備を設置する際に、従来、経済性といった視点から検討を行う場合、初期投資費用（製作、据付）に重点が置かれてきた。しかし、設備を供用するには多くの費用（点検・整備、補修、塗装等）が必要になることから、供用に必要な費用の総額、ライフサイクルコスト（Life Cycle Cost）によって検討することが重要となってきた。そこで、代表的な機械設備として、ダム用ゲート設備、河川ポンプ設備、トンネル換気設備を取り上げ、LCCの試算を行い、LCCの算定方法及びその適用に関して検討した。この試算を通じて、当該設備に投資された累積費用と経過年数の関係について報告するとともに、データを分類・整理するポイントについて整理を行った。

2. 検討目的

LCCによって企画・計画案を評価する時期は、図2-1に示すとおり、早い段階で行うほどコスト低減の可能性が高く、また、別の企画・計画案への評価へフィードバックすることによって効果的に反映させることができるといわれている。

そこで、本研究では、管理されている設備のデータを用いてLCC評価を行うことにより、以下の点について考察することを目的とする。

- (1) LCCの試算を行い、どのような傾向が示されるか検討する。
- (2) LCCを試算するために必要な項目・内訳を抽出し、今後、記録するデータとして反映するよう提案する。

3. 調査方法

LCCによる評価手法は、米国規格協会の標準基準書である“建築及び建築システムに関する投資評価のための経済分析選択手法”に沿って行われる事例が圧倒的に多く、この基準書によると「一定期間内の初期投資費、更新・取替え費、運営費（光熱費を含む）及びメンテナンス経費と修繕費の合計額の投資の決定を現在価値、あるいは年間価値による経済上の観点から評価する手法」と定義されている。

そこで、まず最初に設備に投資された費用を調査し、それぞれ初期投資費、更新費、塗装費、点検・整備費に分類した。次に、平成7年度の価値基準を1とし、各年度に対する比を求め、調査した値

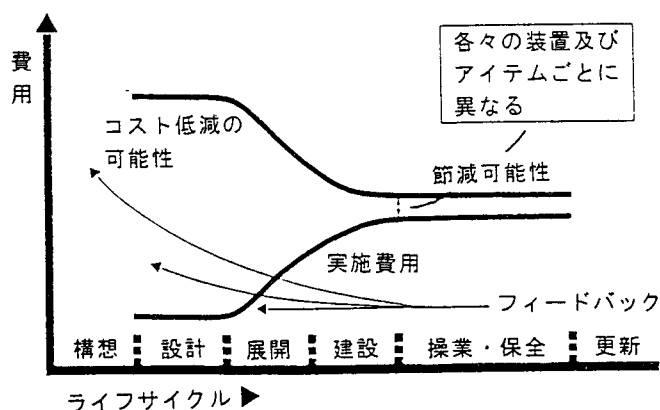


図2-1 導入時期の段階別コスト低減効果¹⁾

にその比を掛け合わせることによって換算を行い、最後に換算したデータを用いて現時点におけるLCCを試算した。

使用したデータは、直轄で管理されている施設の保守管理データを分類・整理し、とりまとめを行った。対象とした設備の概要は、表3-1の通りである。

4. 結 果

ダム用ゲート設備、河川ポンプ設備は、その多くが非常時に稼働する設備であり、通常は待機状態となっている。加えて、供用年数が大変に長いという特徴を持っている。両設備の保守管理データを調査したところ、昭和50年前後までのデータは、機器・項目別に記載さ

れずにひとまとめにされることが多く、どの機器・項目に対して、どれだけ費用をかけたか分類することが極めて困難であった。そのため、可能な範囲で各費用の分類を行ったが、詳細なことについては判断できなかった。

トンネル換気設備は、ジェットファンと送排風機の2つに大別でき、前者の方が一般的であることからジェットファンを対象とした。前述した2設備と比べ稼働頻度が高いことから、この設備は常用系と言える。また、主要構成機器（本体）の更新を唯一行っている。

表4-1の供用年数は、ダム用ゲート設備、河川ポンプ設備の場合、開閉装置、ポンプ等の主要機器について、トンネル換気設備の場合は、ジェットファン本体に関して記述している。

(1) 各設備のLCC

それぞれの設備に対して、各費用の累計を縦軸に、供用年数を横軸にグラフを作成すると図4-1のようになった。3本の曲線は、上から順にダム用ゲート設備、河川ポンプ設備、トンネル換気設備となっている。

グラフについて簡単な説明を加えると、縦軸の累積費用（初期投資費、維持管理費、更新費）は、本来、支払われた年度が異なると、その価値も異なる。そこで、平成7年度の価値を100とし、それぞれの年度の価値を表している指数（ここでは、事業費デフレータを使用）を基に換

表3-1

設 備 名	概 要
ダム用ゲート	常用洪水吐ゲート：4門 クレストゲート：2門 材 質：普通鋼 設置年度：昭和37年
河 川 ポ ン プ	排 水 量：5 m ³ /sec×2 設置年度：昭和55年
トンネル換気 (ジェットファン)	口 径：1,030mm 設置台数：4台 設置年度：昭和48年

表4-1

設 備 名	性 格	想定供用年数
ダム用ゲート	非常用系	大(数十年以上)
河 川 ポ ン プ	非常用系	中(30～40年程度)
トンネル換気	常 用 系	小(実績より20年程度)

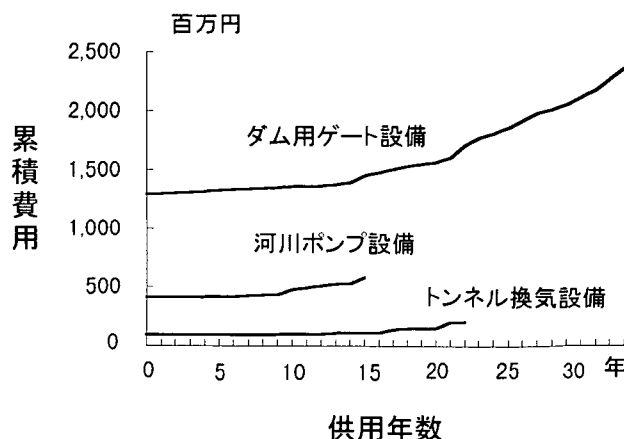


図4-1 各設備のLCCの傾向

算を行うことにより修正し、平成7年度時点の価値と同等にしている。

(2) 供用年数と累積費用の関係について

ここでは、各設備に投資された累積費用と供用年数との関係を簡単な式となる回帰関数で表すこととした。これは、機器の故障というものが、図4-2に示すように、初期段階では機器の製造品質等によって故障が発生し、次にある一定レベルとなる偶発故障期間となり、劣化・摩耗等により摩耗故障期へ移行し再び故障が増加していく。そして、保全費用とは、機器の故障や劣化等を回復するために支払われることから、供用期間が長くなるほど、その機械にかかる保全費用が、逡増していく。そのため、保全費用の累積は単純増加することが予想される。

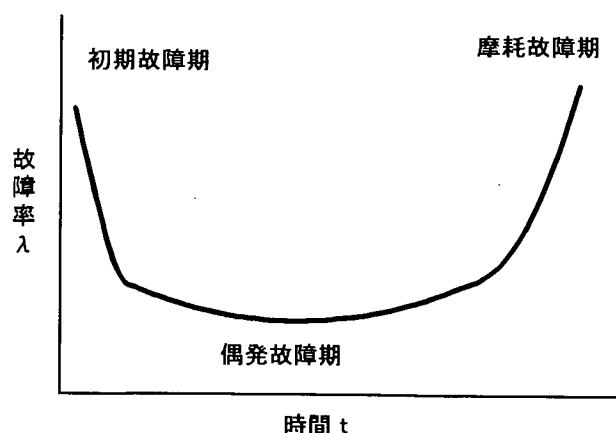


図4-2 故障率の時間的变化

(3) 回帰関数に関する考察

ダム用ゲート設備の例について、供用年数とその期間の累積総費用の関係を回帰関数によって近似し、グラフを作成した(図4-3)。今回は、回帰関数を求める際に、指数関数(実線)と多項関数(今回は三次関数、点線)を用いた。この両関数は、図示する範囲内で実績値を近似している。ただし、実績以降については、設備を構成する主な機器の更新が終了すると初期状態の段階へと回復すると推測し、それ

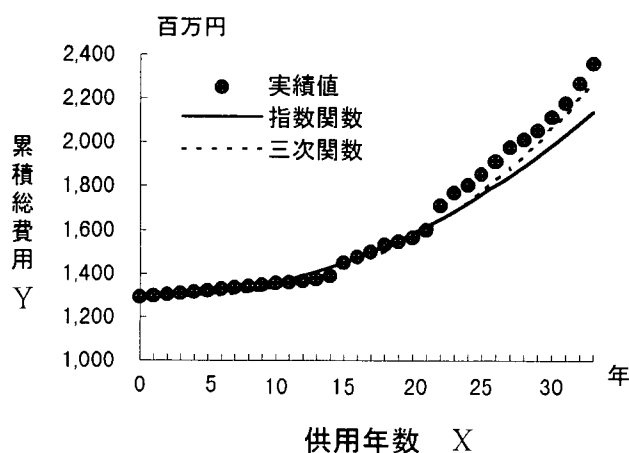


図4-3

に伴い回帰関数も初期の状態へ戻るといったサイクルを繰り返すと考えた。両関数の妥当性については、どちらの曲線も実績値(丸印)を近似しているが、 $X=50$ では、指数関数 $Y_1=3,354$ 、三次関数 $Y_2=4,222$ となり、 X の値を大きくすると、この差がさらに広がる(Y の単位は百万円)。そのため現状では、近似した関数を用いてシミュレーションを行う場合、実際のコスト縮減効果や供用年数が何年以降からコスト縮減効果があると判断することは難しいが、判断材料として一応の目安になると考える。

(4) 機械設備のLCC

(3)の考察結果に沿って、特に更新を行っているトンネル換気設備に対して図4-4を以下の条件で作成した。そのため、更新後の設備に対する累積費用と供用年数の関係が設置当初の性能と同等に回復すると仮定し、そのまま更新せずに供用し続けた場合と更新した場合を比較した。また、比較を

行う回帰関数として、図4-3で三次関数のほうが実績値をより近似しているため、三次関数を回帰関数としている。

図中の実線で示している曲線は、20年で更新を行った場合（式4-1）、点線で示している曲線は、更新以前の傾向がその後も継続した場合（式4-2）を表している。また、Yを累積費用（単位：百万円）、Xを供用年数（単位：年）としている。また、Xの最大値は、40としている（2周期分）。

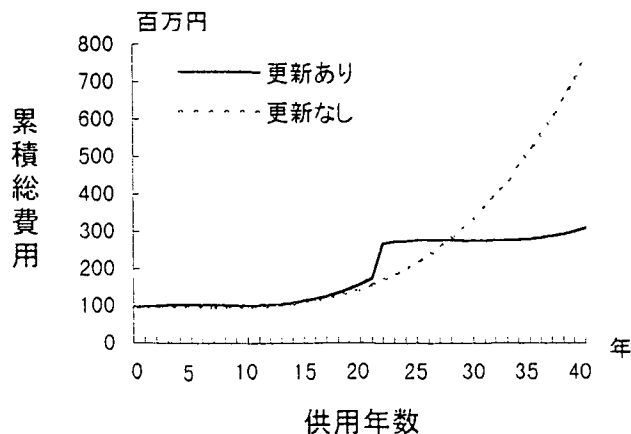


図4-4 トンネル換気設備のLCC

図中では、供用年数が約30年のところで両線が交差している。縦軸は投資する累積費用であるから、Yの値が小さいほど経済的であるため、交差した時点より長く供用する場合、更新した方が経済的であると言える。

$$Y = \begin{cases} 0.0307X^3 - 0.664X^2 + 4.2078X + 94.1 & (X \leq 20) \\ 0.0307(X-21)^3 - 0.664(X-21)^2 + 4.2078(X-21) + 94.1 \\ \quad + 0.0307 \times 20^3 - 0.664 \times 20^2 + 4.2078 \times 20 + 94.1 & (20 < X) \end{cases} \quad \dots (4-1)$$

$$Y = 0.0154X^3 - 0.2197X^2 + 0.7473X + 94.1 \quad \dots (4-2)$$

(5) 保全データについて

施設の耐用年数は、土木構造物の方が、設置される機械設備より長い。そのため、その機械設備を構成する主要機器に関して供用年数・更新時期を考える必要がある。機械設備のLCCを試算する場合、当該施設の供用期間内に主要機器を、更新する回数を何回に、その更新時期（周期）をいつ行えば、全体のLCCを低減することができるか、評価するためである。そのため保全データは、更新する機器単位で整理し、必要な形で参照できるように保存することが望ましい。

保全には、予防保全と事後保全とがある。非常用系の設備では、その性格上、事後保全は望ましくない。そこで、予防保全を行うために、図4-2で示した故障率の時間的变化でいう摩耗故障期では、状態監視によって故障を迎える直前が判断できれば、それだけ長く供用可能となる。このことから、故障の発生状況を正確に把握できるように、時系列で整理したデータ項目及び記録が必要になる。

5. まとめ

現在のデータを用いて、各対象設備のLCCを試算・評価することができた。

LCCの試算を念頭に記録項目が作成されていないため、LCCを試算するにはデータの整理に労力を要する。今後は、故障率、構成機器にかかる費用、について明確になるようデータを記録することでLCCの試算及び評価が容易になると考える。

引用文献

- 1) 千住鎮雄訳，建物のライフサイクル・コスト分析，鹿島出版会（1987）

1. まえがき

情報・通信ネットワークの技術面と利用面の進展により、情報システム開発の方法も柔軟性を求められている。また、情報システムは、コンピュータの高性能化、低価格化により分散処理、集中処理等の環境で現場に深く入り込み、専門的な教育を受けた人間だけではなく、誰もが抵抗なく扱えることが必要とされはじめている。このようにユーザは、コンピュータの普及にともない、人間とコンピュータを結ぶ、使いやすいユーザ・インタフェースを今まで以上に必要としている。

現在、建設省内においても河川情報システム、道路情報システムをはじめ種々の情報システムが運用されている。これらの情報システムには、土木工学系の専門家が河川や道路管理を行うために最適な意思決定を迅速に行うことを支援することが求められている。したがって、「情報システムを使っている」という意識をなくし、直面している「仕事」に全神経を集中させることを要求される。つまり、情報システムには、それを使っていることを忘れさせる操作性が必要とされるのである。

一方、情報システムの開発者は、Fig. 1 に示すプロセスで開発を行い、それに要する費用、時間、人材のトレードオフを検討し、開発を行うことを要求される。使いやすい情報システム（ユーザ・インタフェース）を構築するためには、ユーザ・インタフェースの評価実験、結果分析、プロトタイプ作成を繰り返し、開発者とユーザの考え方を近づけることが必要である。しかし、それに費やす費用、時間、人材は、繰り返し数に比例する。ここで開発者は、ジレンマに陥るのである。

本研究では開発者の視点から、このジレンマを緩和させるユーザ・インタフェースの評価方法である、ユーザを使わないユーザ・テスト（「開発者テスト」）の適用性を、開発中の情報システム（被災度把握システム）を用いて実験により考察する。このシステムは、被災直後にヘリコプターにより上空から、直轄区域を撮影し、その映像をリアルタイムで工事事務所へ伝送し、情報の提供・蓄積を行い、その情報から工事事務所職員が迅速に初動態勢を整えることを支援するシステムである。

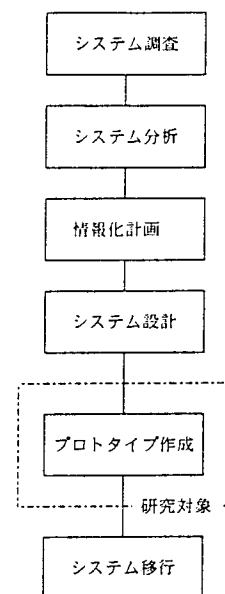


Fig. 1 被災度把握システムの開発プロセス

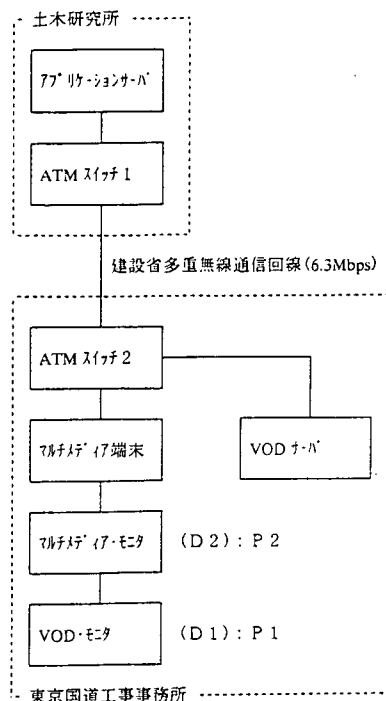


Fig. 2 実験装置

評価項目	必要度		適応度 (5-[U-D])/5
	ユーザ評価 (U)	開発者評価 (D)	
フィードバック機能	5	5	1.0
UNDO機能	5	5	1.0
ショートカット機能	3	3	1.0
エラーメッセージ表示機能	5	4	0.8
ヘルプ機能と取り扱い説明書	4	3	0.8
簡単で自然な対話	4	4	1.0
誤りを防ぐ設計	4	5	0.8
ユーザの記憶付加を最小にする設計	4	4	1.0
言葉の統一性	3	4	0.8
言葉の理解度	4	5	0.8

必要度の区分

5: 是非必要

4: どちらかといえば必要

3: どちらでもよい

2: どちらかといえば必要でない

1: 全く必要ない

※ 評価項目は、Heuristic Evaluation¹⁾ に基づくものである。

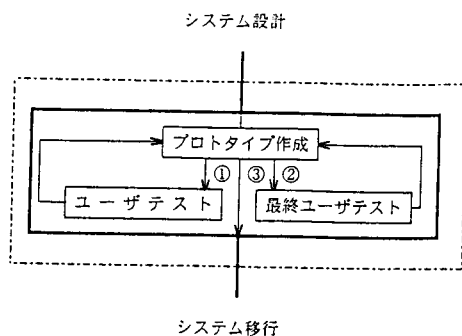
Table. 1 実験結果

2. 実験方法

2. 1 評価対象

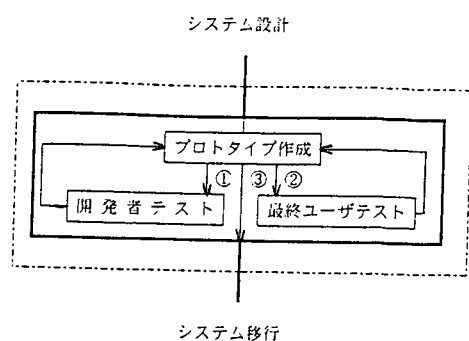
実験に用いた評価対象システムは、2人 (P1、P2) 一組で2台 (D1、D2) のディスプレイを用いて、被災地図、被災データベースを作成するシステムである。操作概略: ① P1 は、ヘリコプターから送られてくる被災映像をリアルタイムで D1 上で見て、被災物 (橋梁、道路等)、被災位置 (緯経度)、被災度 (大、中、小) を認識し、口頭で P2 へ告げる。② P2 は、告げられた情報を D2 上で表形式の入力表に入力する。①、②を繰り返せば、被災地図、被災データベースが自動的に出来上がるシステムである。

今回の実験では、前述したシステムの上で、事前に被災映像として時速 50km で飛行するヘリコプターにより国道 6 号を言問橋から新葛飾橋まで約 9.2km を撮影し、VODサーバに登録した映像を用い、被災物として横断歩道を用い、操作者として被験者を用いて実験を行った。すなわち、被災現場を横断歩道に置き換え、ユーザ対象となる被験者により評価対象の操作を行い、被災地図作成、被災データベース作成を模擬した。



※ ①→②→③の順にプロトタイプの作成を行う

Fig. 3 ユーザによるプロトタイプ評価



※ ①→②→③の順にプロトタイプの作成を行う

Fig. 4 開発者によるプロトタイプ評価

2. 2 評価実験方法

以下に評価実験手順を示す

- ① 開発者側（3人）が、評価対象を操作後、評価の専門家の経験から得られた使い易さの10個の原則（Heuristic Evaluation）¹⁾に基づいた討論を行い、評価（5段階評価）をする。これを開発者評価とする。
- ② ①の評価に基づきアンケート表を作成する。
- ③ 被験者4名（2人1組で2組）が、評価対象を操作後、評価（5段階評価）を②で作成されたアンケート用紙に記入する。各被験者による評価の平均値をユーザ評価とする。尚、被験者には、実験前に評価対象と操作方法の説明を行い、操作練習を1回行った。
- ④ ①の結果と②の結果を比較考察する。

2. 3 実験装置

実験で用いた実験装置の概略を Fig. 2 に示す。ATMスイッチ1および2には ATOMIS5（日本電気（株）製）、アプリケーションサーバには EWS4800/360PX II（日本電気（株）製）、マルチメディア端末には EWS4800/320PX（日本電気（株）製）、VODサーバには UP4800/610（日本電気（株）製）、マルチメディアモニタには NV832-29（日本電気（株）製）、VODモニタには PMV-20NIJ（ソニー（株）製）を用いた。

2. 4 「ユーザテスト」の実験環境

評価室温25℃、湿度60%、照度470 lx±10%、被験者4人。

母集団(78人)は、標本(被験者)が少人数でユーザ評価を代表できるように①対象システムのユーザとなることが予想されかつ、②建設省関東地方建設局東京国道工事事務所技官の集団とした。被験者の抽出は、単純任意抽出法による抽出が基本であるが、被験者の事情により実験を実施できない場合は、①、②の条件を満たす者を代理として被験者とした。

2. 5 実験結果

Table. 1 に示すように、ユーザと開発者の間で問題発見の差が接近した結果が得られた。

3. 考察・結論

プロトタイプ時に行うユーザ・インタフェースの評価は、ユーザによる評価と開発者による評価に分けることができる (Fig. 3、Fig. 4)。前者は、典型的なユーザが評価対象を操作した後、アンケート、インタビューを行い評価データを収集する方法である。後者は、ユーザに依存することなく開発者だけで評価する方法である。本研究では、前述した開発者のジレンマを緩和させるために、後者の評価方法の適用性を考察するための実験を行っている。

Table. 1 の実験結果により、「開発者テスト」は、「ユーザテスト」を行うことと同等の効果が得られることを確認した。この結果は、Heuristic Evaluation による評価は開発者による問題点発見とユーザによる問題点発見を近づけることができることを実証している。実験結果で適応度 0.8 の各項目について、ユーザと開発者の間に評価の差が現れた要因は、情報システムとして何%のユーザが満足するシステムを開発するかという認識の差によるものと考えられる。極端な表現をすれば一人残らず満足するシステムを目指すか、50 %のユーザが満足するシステムを目指すかということである。つまり、この評価方法は、何%のユーザが満足すればよいかをあらかじめ定めることにより、ユーザと開発者の認識の差は、一層、接近すると考えられる。

したがって、この評価方法を Fig. 1 に示すシステム開発プロセスに導入することにより、「使いやすさ」の評価を簡易に行うことが可能となり、ユーザ・テスト時の多大な費用、時間、人材を節約できる可能性が高いことが言える。

4. 今後の問題点

本研究のようにユーザ・インタフェースの評価技術をシステム開発プロセスに導入することで、より効率的なシステム開発を進めることが期待できるが、以下のような問題点がある。従来のユーザによる「ユーザテスト」と比較して、ユーザが評価する機会が減少するため、「開発者テスト」に依存しすぎると開発者の先入観の排除が妨げられる可能性がある。また、情報システムの視点から見れば、ユーザ層が専門家から非専門家へ、用途が専門的計算から一般業務支援へと移ってくると、品質にかかわる見易さ・使い易さ、インタラクティブ性をはじめ多数のヒューマンファクタがシステムに充分取り入れられているかどうかを、評価する方法の開発も今後の課題としてあげられる。

参 考 文 献

- 1) Nielsen, J., Usability Engineering, Academic Press, Inc., 1993

橋梁基礎形式選定エキスパートシステムの開発

基礎研究室 芦達 拓哉

1. まえがき

安全性、経済性、美観等のバランスのとれた構造物を設計する作業は、設計計算式を計算するだけの単純作業ではなく、設計技術者の知識・経験に裏付けされた創造作業である。特に、橋梁基礎は地盤条件・荷重条件等の制約条件が多く、設計業務の中でも、各制約条件を満たす最適な基礎形式の選定には、より高度な専門技術者の知識と経験が必要となる。

しかし、熟練した専門技術者は不足する傾向にある。さらに、公共工事のコスト縮減が強く叫ばれるようになり、設計業務も省力化・効率化を図る必要が生じている。

このため、基礎研究室では、専門家の知識や経験の埋込が可能なエキスパートシステムを橋梁基礎形式の選定に活用し、設計業務の省力化・効率化を図るための研究を行った。

2. エキスパートシステムの開発概要

2. 1 エキスパートシステムの開発手法調査

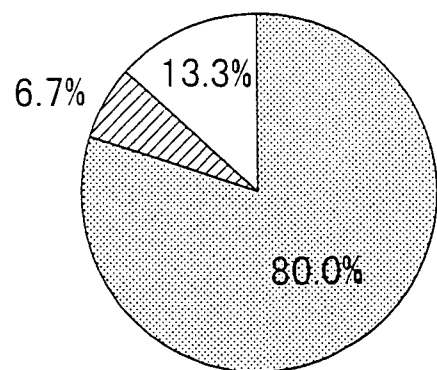
システム開発を行うに当たり、開発目的および開発手法の設定が必要である。そこで、土木分野に関するエキスパートシステムの開発環境について、文献調査およびアンケート調査を行った。

開発目的は、設計技術者の負担軽減と回答したものが大半を占め、その中で「若手技術者の教育」と「エキスパートシステムの調査研究」のいずれかを合わせて回答しているものが半数を占めていた。

システムの開発手法の調査結果を図-1 に示す。図より、システム開発は、システムの概略仕様を定めた後、試作品（プロトタイプ版システム）を作成し、利用者の要望や確認を取り入れながら最終システムを作成する「プロトタイプ手法」を単独あるいは他の手法と併用している事例が大半であるのがわかる。

そこで、橋梁基礎形式選定エキスパートシステムの開発は、「若手技術者の教育」と「エキスパートシステムの調査研究」を目的に、プロトタイプ手法を用いて、実際の設計現場での選定作業に即したシステム開発を行った。

以下、プロトタイプ版のシステムをプロトタイプ、最終的なシステムのことを本システムと呼ぶ。



■ プロトタイプ手法
▨ プロトタイプ手法+ウォーターホール型
□ 回答なし

2. 2 システム構成

本システムの基本構成を図-2 に示す。実際の設計現

図-1 エキスパートシステムの開発手法

場では基礎形式選定は、道路橋示方書等の基礎形式選定表を基に行う場合と過去の設計事例を基に選定する場合がある。そのため、本システムは、基礎形式選定表を格納するデータベース（以下、知識ベースと呼ぶ）と過去の設計事例を格納するデータベース（以下、事例ベースと呼ぶ）で構成した。

機能は、実現場での使用性を考慮し、基礎形式選定・類似事例検索・事例検索の3種類を設定した。

2. 3 データベースについて

プロトタイプの場合、道路橋示方書IV下部構造編（平成2年度版）¹⁾と杭基礎設計便覧（1986.1）²⁾等の基礎形式選定表を基に作成した。本システムでは、道路橋示方書IV下部構造編（平成8年度版）³⁾の基礎形式選定表を使用した。

事例ベースは、プロトタイプの場合、構造物基礎形式の選定手法調査（1988.1）⁴⁾の調査データのうち、橋梁基礎分（3525件）のデータを格納した。本システムの場合、事例ベースは最

新の設計事例である橋梁基礎形式の選定手法調査（1997）⁵⁾の調査データ（4995件）を格納した。

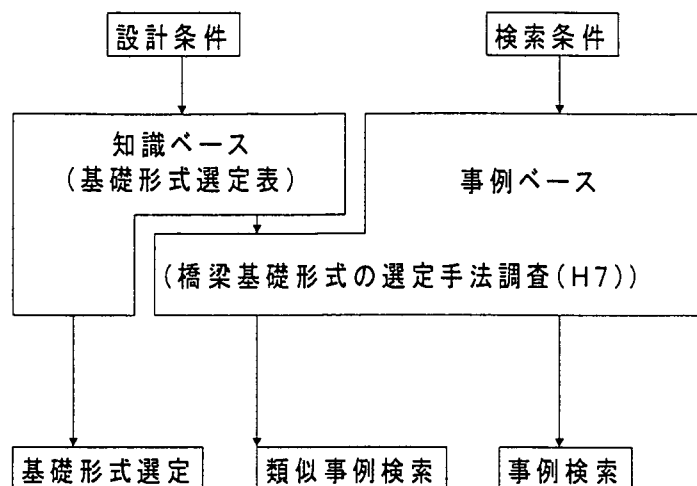


図-2 本システムの構成

2. 3. 1 基礎形式選定方法

実際の設計では、直接基礎、杭基礎、井筒型基礎（ケーソン基礎等）の基礎形式について概略レベルでの選定を行った後に、杭種や施工方法といった詳細な形式選定を行う場合が多い。そこで、本システムでも、推論方法に実務者の思考過程に沿ったこの2段階選定を行う検索方法を採用し、合わせてシステムの処理速度向上も図った。

第1評価段階では地盤条件・荷重条件・施工条件から、第2評価段階ではさらに詳細な設計条件から、最適な基礎形式を選定する。

その評価方法は、設計条件と選定要因の適合性が一致するかを判定している。基礎形式選定表の選定要因の適合性（記号）を点数化し、これと入力された設計条件とを比較する。その結果、設計条件と一致する選定要因のみに加算的処理を行い、この合計値の大きい基礎形式を適合度が高いと判定する。なお、数値入力する要因（支持地盤の深さ等）は、適合性を点数化できないため、連続しない複数の関数を一つの関数として評価できるメンバーシップ関数を用いて表現した。

メンバーシップ関数の作成例として、直接基礎の支持地盤の深さに関するものを図-3に示す。作成方法は、数値化した各範囲ごとの適合性を

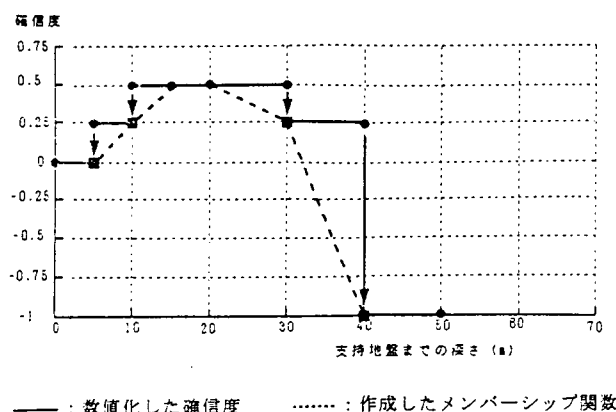


図-3 メンバーシップ関数の作成

グラフに表し（図-3 中の実線）、各範囲の境界は小さい値とを結ぶ（図-3 中の点線）。これにより、境界付近の評価も安全側に判定することができる。

2. 3. 2 類似事例検索

類似事例検索は、過去の設計事例をもとにした、基礎形式の選定作業をサポートするための機能である。設計条件が類似する過去の設計事例を事例ベースの中から検索し、類似の度合いが高い上位 100 件中を検索し、100 件中での各基礎形式が占める割合を表示する。また、類似度の高い事例 100 件の詳細なデータの出力の可能なものにした。

2. 3. 3 事例検索

事例検索とは、直接検索条件を入力することで、過去の設計事例が検索ができるデータベース機能を指す。検索キーには、基礎形式を選定する上で重要と思われる 13 項目を設定した。検索キーの組み合わせは、最大 3 種類まで可能である。検索結果は、基礎形式選定手法調査³⁾の調査項目全てを出力する。

2. 3. 4 その他

上記機能の他、基礎構造物を施工する際、既設構造物の近傍を掘削する場合がある。このような場合には、掘削および構築時に周辺地盤や構造物に与える影響を予測し、必要な場合には、対策を立てる必要がある。そのため、本システムには近接施工の影響範囲を判定する機能をつけた。

また、若手技術者育成のために、図-4 のような各基礎形式の概要を記した解説機能を付加した。

2. 4 システム環境

本システムは、データの一元管理とシステム利用のオープン化を可能にするため、インターネット・イントラネットの普及で一般的になった Web ブラウザ上で稼働するようにした。そのため、ネットワーク環境下にあるパソコンであれば、機種による制約を受けることなく使用することができ、また、データを一元管理しているので、データ更新も容易となる。

3. システムの検証

本システムの基礎形式選定機能の妥当性を評価するため、事例ベースのデータを用いた検証試験を行った。検証方法は、事例ベースのデータから、基礎形式ごとに 3 件を選び、これを設計条件として本システムに入力する。基礎形式選定では、設計条件と同じ基礎形式が選出するかを確認した。類似

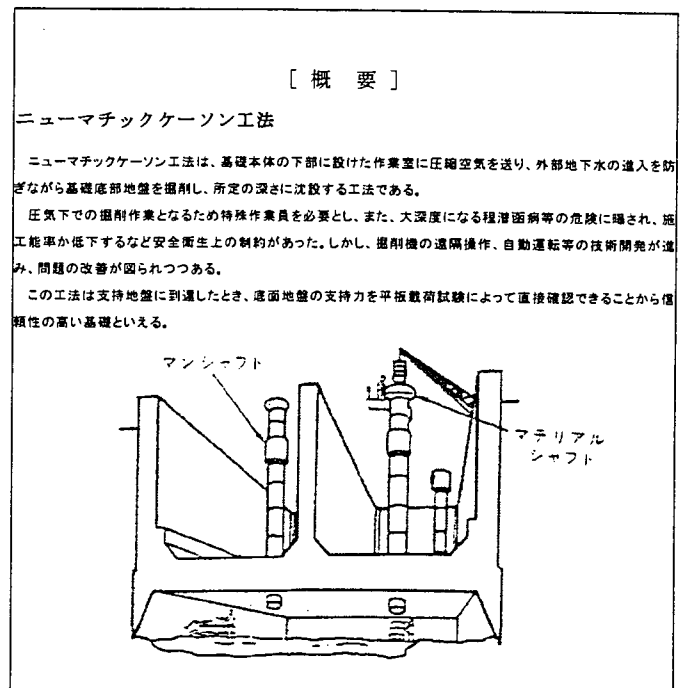


図-4 基礎形式解説画面（一例）

事例検索では、入力した基礎形式と同じ基礎形式が、類似度の高い上位 100 件中最も多く検索できるかを確認する方法をとった。

検索結果の一例として、深礎杭の事例を示す。第 1 評価段階では、3 例とも杭基礎の適合度が最も高い値を示した。第 2 評価段階の基礎形式選定は、図-5 のような結果を得た。3 件とも深礎杭が適合すると判定している。類似事例検索の検証結果を図-6 に示す。なお、図中で A は、類似度の高い上位 100 件中での基礎形式の割合、B は事例データベース中での基礎形式の割合を示す。図-6 より、この設計条件の場合、類似度上位 100 件中での深礎杭の割合が多いことが分かる。

また、その他の基礎についても、良好な結果が得られている。
これらより、本システムの基礎形式判定の妥当性が説明できる。

4. 結果

業務の省力化・効率化の一助として、橋梁基礎形式選定にエキスパートシステムの技術を活用するための研究を行った。今回推論機能・情報検索機能を有し、また、インターネット・イントラネット上で稼働できるシステムを開発することができた。今後は、ネットワークを利用した、より実用性の高いシステムを構築していく考えである。

推論結果表示

			適合度
直接基礎			○
杭基礎	打込み杭	鋼管	○
		PHC	○
	中掘り杭	最終打撃	○
		鋼管 セメントミルク噴出掘削	×
		コンクリート打設	○
		最終打撃	○
		PHC セメントミルク噴出掘削	×
		コンクリート打設	○
	場所打ち杭	オールケーシング	○
		アースドリル	○
		リバース	○
	深礎杭		○
井筒型基礎	ケーソン基礎	オープン	×
		ニューマチック	×
	鋼管矢板基礎		×
	地中連続壁基礎		×

図-5 基礎形式選定結果（第 2 評価段階）

事例における各基礎形式の割合

			A (%)	B (%)	
直接基礎			7.00	37.42	
杭基礎[93.00/58.04]	打込み杭[1.00/5.55]	鋼管	1.00	5.35	
		PHC	0.00	0.20	
	中掘り杭[3.00/8.07]	最終打撃	2.00	1.36	
		鋼管[2.00/6.09]	セメントミルク噴出掘削	0.00	4.52
			コンクリート打設	0.00	0.20
		最終打撃	1.00	0.22	
		PHC[1.00/1.98]	セメントミルク噴出掘削	0.00	1.32
			コンクリート打設	0.00	0.44
	場所打ち杭[2.00/34.71]	オールケーシング	2.00	31.07	
		アースドリル	0.00	0.12	
		リバース	0.00	3.52	
	深礎杭		87.00	9.71	
井筒型基礎[0.00/2.88]	ケーソン基礎[0.00/1.58]	オープン	0.00	1.00	
		ニューマチック	0.00	0.58	
	鋼管矢板基礎		0.00	1.18	
	地中連続壁基礎		0.00	0.12	

図-6 類似事例検索結果

参考文献)

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅳ下部構造編、1990 年 2 月
- 2) 日本道路協会：杭基礎設計便覧、1986 年 1 月
- 3) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅳ下部構造編、1996 年 1 月
- 4) 建設省土木研究所：構造物基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料第 2528 号，1988 年 1 月
- 5) 建設省土木研究所：橋梁基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料第 3500 号，1997 年 1 月

1. まえがき

深層混合処理工法や浅層混合処理工法などの軟弱地盤改良工法は、施工機械の改良開発に伴って実用範囲が広がるとともに、近年スーパー堤防などの大規模な工事にも多く使用されるようになった。改良地盤の品質評価には一般的にはボーリングコアによる一軸圧縮試験が採用されているが、特に大規模工事では改良体全体の強度を連続的に測定できる地盤調査手法が求められている。

2. 研究方法

改良地盤に適した信頼性の高い地盤強度の判定方法として回転貫入サウンディングがあるが、その一手法としてロータリーサウンディングを開発し、その適用性を検討してきた¹⁾²⁾。本研究では、まず実用機による室内及び現場実験により本手法の適用性を検証した。次に、現場実験の結果をもとに深層混合処理地盤の強度分布を整理し、改良地盤の品質評価手法を提案した。

3. ロータリーサウンディングのシステムと計測手順

石油井戸の掘削では、削孔能率（削孔速度）とビットの消耗度を予測するために、ボーリングの運転条件と地盤強度を関係づける削孔速度式がいくつか提案されている。ロータリーサウンディングはこの原理を利用しており、削孔条件（削孔速度、回転数）を一定にしたときに先端ビットに生じる削孔抵抗（推力、トルク）と水圧を計測ロッドによって連続的に測定記録し、これらのデータから地盤強度を判定するシステムである。実用機を図-1に示す。

一般的な計測手順を図-2に示す。まず一軸圧縮試験とロータリーサウンディングを実施し、一軸圧縮強さと同深度のロータリーサウンディングでの各パラメータ計測値の組み合わせ係数を重回帰分析により決定する。次に他の深度の計測値を代入することによって、改良地盤の深度方向の連続的な強度を算出する。

4. モデル地盤による室内実験

原地盤の土質の違いがロータリーサウンディングの削

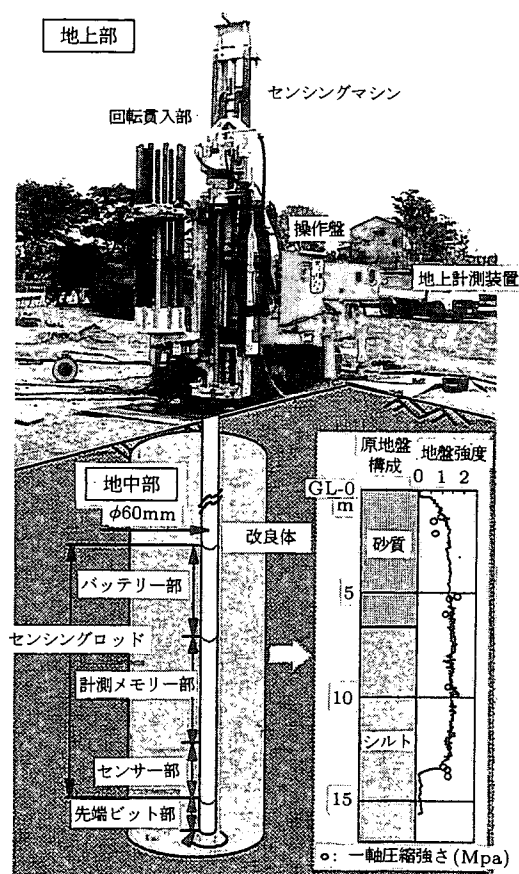


図-1 ロータリーサウンディング実用機

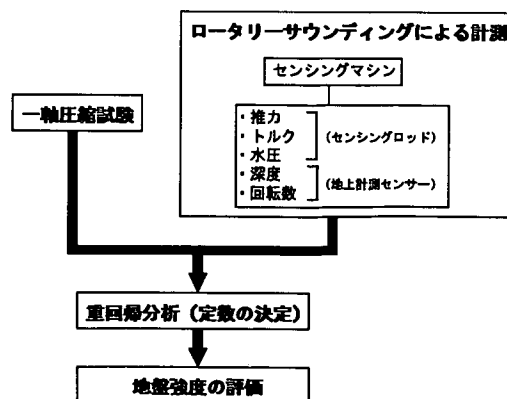


図-2 調査の手順

孔抵抗に与える影響を調査するため、カオリンクレイ及び川砂にセメントを配合した改良モデル地盤を作成し、ビット形状を変化させてロータリーサウンディングを行った。

改良モデル地盤は直径1 m、長さ2 mの円柱体で、28日間養生した後、コアサンプリングとロータリーサウンディングを実施した。試験条件を表-1に示す。図-3は、カオリンクレイ供試体にツーコーンビットを適用した場合の削孔速度R、推力W、トルクTの平均値の相互関係を、作成した供試体別に両対数軸で示したものである。

削孔速度と推力、トルクの相互間では、供試体の強度毎に図中の近似曲線で表される関係がある。一方、推力とトルクの間には、供試体の強度に関わらず一本の近似曲線で示される関係が見られる。すなわち、各パラメータ間の関係は、次式で表すことができる。

$$W = R^{\alpha} \cdot T^{\beta} \cdot T = W^k \dots (1)$$

(α 、 β は供試体の強度に伴って変化する定数。 k は定数)

供試体が川砂の場合やビット形状を変化させた場合も同様の傾向が見られた。次に削孔速度、回転数、推力、トルク、水圧の各パラメータから、サンプリングされたコアの一軸圧縮強さとの相関の寄与率が高いパラメータを重相関分析によって抽出した結果、以下の式が得られた。

$$q_u' = K \cdot R^a \cdot n^b \cdot W^c \cdot T^d \dots (2)$$

q_u' ：換算一軸圧縮強さ(MPa)、 K ：地盤やビット形状に応じて変化する定数、 R ：削孔速度(cm/s)、 n ：回転数(rpm)、 W ：推力(kN)、 T ：トルク(N·cm)、 a, b, c, d ：定数

式(2)の両辺の対数を取り、それぞれの場合について重回帰分析により K 、 a 、 b 、 c 、 d の値を求めた。ただし、推力 W とトルク T の間には、比例関係が成り立つので、 $d=0$ としている。他の供試体、ビットのケースも同様の手法で地盤強度関係式を求めた。また、一軸圧縮強さとの相関係数も求めた。それらをまとめて表-2に示す。

図-4に、ビット形状がツーコーンビットの場合の換算一軸圧縮強さと、一軸圧縮強さの相関を示す。一軸圧縮強さが1MPa程度以下では、換算一軸圧縮強さとの相関は良好で、ほぼ45°線上にある。しかし、一軸圧縮強さがそれ以上になると、一軸圧縮強さに比べて換算一軸圧縮強さが小さくなる傾向が見られる。

表-1 室内実験試験条件

供試体	項目	条件数	条件範囲
カオリンクレイ	一軸圧縮強さ	8	0.056~1.7MPa
	削孔速度	4	0.3~0.7cm/s
	回転数	4	40~100rpm
	送水量	1	50 l/min
川砂	一軸圧縮強さ	8	0.069~3.0MPa
	削孔速度	3~5	0.3~1.5cm/s
	回転数	3~4	40~100rpm
	送水量	1	60 l/min

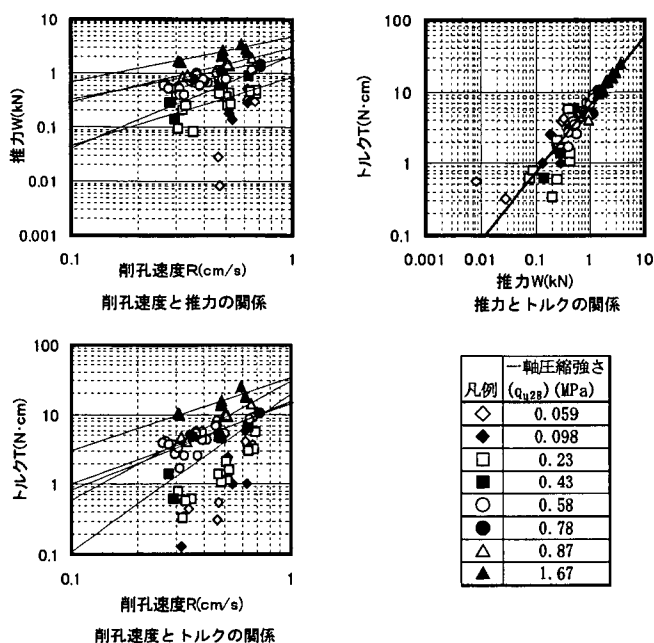


図-3 測定各パラメータ間の相互関係

表-2 地盤強度推定式

供試体	ビット形状	地盤強度推定式	相関係数
カオリンクレイ	ドラッグ	$q_u' = 1.01 \times 10^{-1} \cdot R^{-0.663} \cdot n^{0.530} \cdot W^{0.390}$	0.813
	ツーコーン	$q_u' = 2.21 \times 10^{-2} \cdot R^{-0.812} \cdot n^{0.680} \cdot W^{0.688}$	0.872
川砂	ドラッグ	$q_u' = 2.73 \times 10^{-3} \cdot R^{-1.363} \cdot n^{1.538} \cdot W^{1.004}$	0.867
	ツーコーン	$q_u' = 8.49 \times 10^{-4} \cdot R^{-1.587} \cdot n^{1.433} \cdot W^{1.103}$	0.936

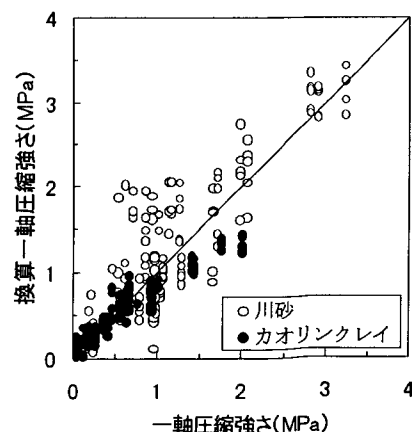


図-4 q_u と q_u' の相関

5. 深層混合処理地盤での現場実験

スーパー堤防の法尻部にあたる河川敷を深層混合処理工法で地盤改良した施工現場で、ロータリーサウンディングによる調査を行い、本手法の適用性を検討した。原地盤の地層は図-5に示すように、地表面から順に沖積世砂質土、沖積世粘性土、洪積世腐植土、洪積世粘性土で構成されている。地盤改良の範囲は、上流側（A地区）が地表面から1.0～30.5m、下流側（B地区）が1.0～27.5mである。施工から28日経過後にコアサンプリングを行い、次に同じ改良柱体を3本含む11本の改良体にツーコーンビットを用いてロータリーサウンディングを行った。実施本数はA地区で4本、B地区で7本である。掘削時には、原則的にロッドの削孔速度を0.50cm/s、回転数を60rpmに保ち、削孔速度、回転数、推力、トルクを5秒毎に測定した。

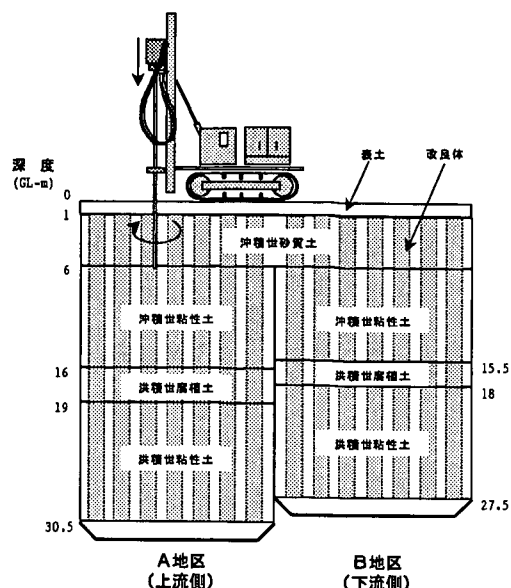


図-5 原地盤の地層構成

表-2の原地盤が川砂の供試体に対して先端にツーコーンビットを用いた場合の地盤強度推定式に測定値を代入し、 q_u' を算出した結果を図-6に示す。各測定値が地盤の性状に対応してほぼ連続的に得られるので、換算一軸圧縮強さ q_u' も連続的に算出される。図中右端の連続した実線が q_u' である。一軸圧縮強さ q_u は通常品質管理の手順で求められた値で、深度1m毎の代表値として表されている。前述の室内試験と比較して

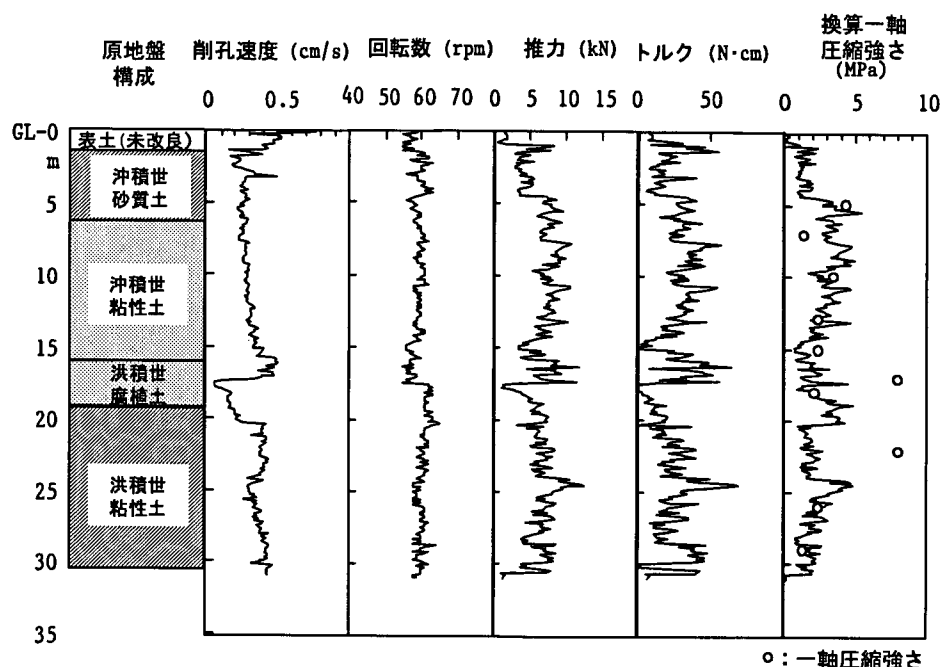


図-6 現場実験の測定結果

q_u' と q_u の相関は高くないが、 q_u' が連続的に得られるため、コアボーリングによるサンプリングが困難な低強度の部分の地盤強度を知ることができる。

6. 深層混合処理地盤の強度分布³⁾

現在の深層混合処理工法をはじめとする固結工の品質管理はコアボーリングを前提としており、原地盤の地層毎の一軸圧縮強さの平均値と設定強度の比較で品質管理を行っている。しかし、評価が可能なほどのサンプリング数であるかどうか、土の採取位置の試料をもとに評価すべきかについては現場実務者の判断にゆだねられているため、個人差が生じるおそれがある。そこで、5の測定結果を用いて、深層混合処理工法による改良地盤の強度分布を調べ、より客観的な品質管理の可能性を調べた。

ロータリーサウンディングを実施して得られた換算一軸圧縮強さ q_u' を原地盤の地層毎に分類し、地盤強度0.5MPa毎にヒストグラムを作成したものを図-7に示す。

換算一軸圧縮強さの平均値は洪積世腐植土がもっとも大きくなっており、洪積世粘性土が最も小さい。しかし、洪積世腐食土では強度のばらつきも大きく、設計強度以下に分布する確率は平均値の大きさでは評価できない。ばらつきの大きさを表す指標として標準偏差 σ を導入してみる。

いくつかの深層混合処理工法の設計・施工指針の品質管理基準の考え方は、次式で示される⁴⁾。

$$q_{uck} = q_{uf}' - k \cdot \sigma \quad \cdots (3) \quad \text{ここに、} q_{uck} : \text{設計基準強度、} q_{uf}' : \text{現場平均強度}$$

この現場での設計一軸圧縮強さは 0.59MPa である。原地盤別に換算一軸圧縮強さ平均値と標準偏差を(3)式に代入すると、沖積世砂質土、沖積世粘性土、洪積世腐植土、洪積世粘性土の順に k はそれぞれ 1.15、1.33、1.49、1.30 と、原地盤の地層に関わらずほぼ一定であることが分かる。これは $q_{uf}' \leq q_{uck}$ となる確率が 6.8～12.5%であることを示し、連続的に改良地盤の品質評価を行う場合の一つの目安になると考えられる。

7. あとがき

深層混合処理地盤の品質管理手法としてロータリーサウンディングの室内及び現場実験を行った。その結果、地盤強度を連続的に測定することができ、一軸圧縮強さとの相関も比較的良好であり、ロータリーサウンディングによって改良体の品質を垂直方向に連続的に管理できる可能性があることが分かった。一方、改良地盤の地層別の強度分布をロータリーサウンディングの測定結果を用いて調べた結果、確率を考慮した品質管理の可能性をある程度示すことができたが、品質評価の評価基準をどの範囲に設定するかといった今後解決すべき問題点もあった。また、現場への本格的な導入にあたっては、システムの小型化により操作性を向上させることが不可欠である。

今後は、様々な土質について実験を行って本手法の適用地盤範囲を明確にするとともに、原地盤に応じた地盤強度推定式を使い分けることで改良地盤強度を概略的に把握し、詳細には逆解析によって把握できるようにする方針である。

参考文献

- 1) 千田昌平：大口径削孔機械の削孔性に関する研究、土木研究所資料、第 1310 号、1978.3
- 2) 光橋尚司、塚田幸広、千田昌平、照井信之：ロータリーサウンディングによる深層混合処理地盤の品質評価、セメント系安定処理土に関するシンポジウム発表論文集、pp.121-126、1996.2
- 3) 塚田幸広、光橋尚司：ロータリーサウンディングの現場実験と深層混合処理地盤の強度分布の検討、第 32 回地盤工学研究発表会、pp.189-190、1997.7
- 4) 細谷芳巳ほか：セメント改良材による現場改良土の品質評価、セメント系安定処理土に関するシンポジウム発表論文集、pp.42-56、1996.2

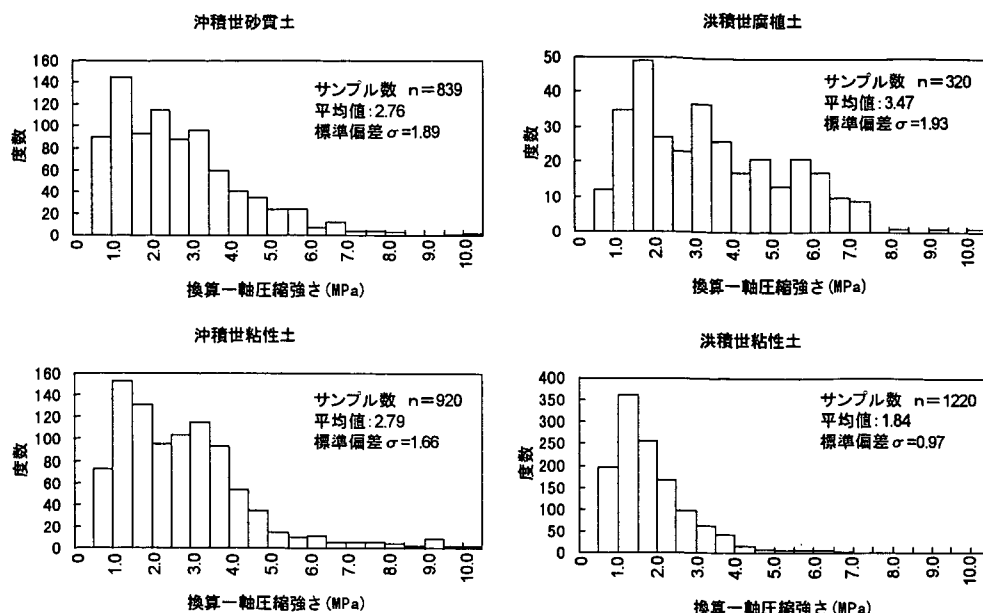


図-7 深層混合処理地盤の換算一軸圧縮強さ分布

載荷速度がダム用コンクリートの引張強度に与える影響についての研究

ダム部 ダム構造研究室 波多野政博

1. まえがき

現行の設計基準においては、重力式コンクリートダムの堤体内に設けられる通廊周辺などのように鉄筋で補強される局所的な部位の引張応力を除いて、基本的に堤体内に引張応力が生じることを認めていない。このため、コンクリートの引張強度が設計上問題となることはきわめてまれであった。しかし、近年、ダムの耐震性を動的解析法によって検討する事例が増え、堤体内に発生する引張応力とコンクリートの引張強度の関係を詳細に取り扱うことが必要となってきた。

2. 調査目的

既往の関連研究によるとコンクリートの強度には強度試験時の載荷速度が影響するとされている。ダムの地震時安定性を評価するためには、急速な載荷時にどの程度強度を期待できるかを明確にしておく必要がある。そこで本研究は、ダムの耐震性を評価するために、コンクリートの引張強度の載荷速度依存性を明らかにすることを目的として行ったものである。また、あわせてコンクリートの引張強度に与える供試体寸法の影響も検討した。

3. 試験方法

3. 1 概要

コンクリートの引張強度の試験法としては、直接引張強度試験法と間接引張強度試験法がある。直接引張強度試験法は、供試体に直接一軸引張力を与える方法であり、引張強度を直接求められるが試験値のばらつきが大きいという問題がある。そこで、今回は直接引張試験法に比べてばらつきが小さいといわれている間接引張試験法、割裂試験を用いて検討を行うこととした。

割裂試験は、JIS A 1113-1976「コンクリートの引張強度試験法」に規定されている試験法であり、円柱供試体を割裂破壊させて間接的に引張強度を求めるものである。載荷速度は供試体中央において $0.067 \sim 0.083 \text{ kgf/cm}^2/\text{s}$ が標準（JIS A 1113-1976）とされているが、本調査においては、1、10、100、 $1000 \text{ kgf/cm}^2/\text{s}$ の 4 種類とし、各載荷速度、後述する各供試体寸法毎にそれぞれ 20 本の試験を行った。

3. 2 供試体諸元

(1) 供試体寸法

割裂試験用円柱供試体の寸法は、直径 d を 5、10、19cm の 3 種類に設定し、長さ H はそれぞれの直径と同じとした。配合のところで述べているように骨材の最大寸法は 10mm であるので、直径は、骨材最大寸法の 5、10、19 倍となっている。

(2) 材令および養生方法

供試体は、目標試験材令 91 日（実際には 86～98 日）の 2 日前まで水中養生を行い、試験日の 1

日前から気中養生とした。

(3) 配合

表－1 にコンクリートの配合を、表－2 に使用材料を示す。セメントには中庸熱ポルトランドセメント、骨材には笠間産砂岩の碎石を用いた。また、混和剤として遅延型 AE 剤ポゾリス No.8 を用いた。なお、全ての供試体に対してコンクリートの配合は同一とした。

表－1 試験配合

骨材最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)	細骨材率 (%)	水セメント比 (%)	単位量 (kg/m ³)				
					水	セメント	細骨材	粗骨材	AE 剤
10	4±1	8±1	53.0	60.0	183	305	896	803	0.107

(4) 供試体作成方法

供試体作成は、JIS A 1132-1976 に準拠して行った。
詳細については表－3 に示す。なお締め固めは突き固め棒で行った。

表－2 使用材料

使用材料	種類
セメント	中庸熱ポルトランドセメント
粗骨材	砂岩碎石（笠間産）
細骨材	砂岩砕砂（笠間産）

3. 3 測定項目

(1) 載荷重

載荷重は供試体と載荷板の間に設置したロードセルにより測定した。供試体の応力は、載荷重 P から次式を用いて求めた。

$$\sigma = \frac{2P}{\pi dH}$$

表－3 コンクリート供試体作成方法

供試体寸法	打設層数	キャッピング
d5cm× H5cm	1 層	無
d10cm× H10cm	1 層	"
d19cm× H19cm	2 層	"

(2) 計測装置

データ収録に使用した動ひずみ測定器は、各チャンネルで独立しており、それぞれのチャンネルに A/D 変換器を内蔵している。このため、全チャンネル同時にサンプリングすることが可能となっている。表－4 に動ひずみ

表－4 動ひずみ計測器の仕様諸元

項目	機能
構成チャンネル数	10 チャンネル
変換部機能	A/D および D/A 変換が可能 分解能 12bit データメモリ 16k ワード／チャンネル
サンプリング速度	最小 0.5msec、最大 100msec (0.5msec 及び、1msec～100msec まで 1msec 単位で設定可能) 全チャンネル同時サンプリング
付属その他	AC カップリング機能付、トリガー機能付 パーソナルコンピュータから I/F (GP-IB) を介して制御・データ収集を行う

測定装置の仕様を示す。なお、載荷荷重用データの動的引張圧縮試験装置への入力および試験データの収録は動ひずみ計測器を通してパーソナルコンピュータで処理した。載荷重の計測時間間隔は、載荷速度が 1kgf/cm²/s 時には 100msec、10kgf/cm²/s 時には 10msec、1000kgf/cm²/s 時には 1msec とした。

4. 調査結果

4. 1 供試体寸法と割裂強度の関係

各载荷速度毎に、供試体の直径と割裂強度の関係を図-1に示す。図上で■は平均値、◆は標準偏差を、棒グラフは有効データ（载荷曲線、破断形状から適切な試験結果が得られたと判断したデータ）数を表している。全载荷速度において、供試体の寸法が大きくなるほど、引張強度は減少している。引張強度のばらつき（標準偏差）は、供試体寸法が小さくなるにつれて大きくなる傾向が見られる。なお、载荷速度 $10\text{kgf/cm}^2/\text{s}$ 、供試体寸法 5cm の時のばらつきはその傾向からはずれているが、これは有効データ数が他に比較して少ないことが影響していると思われる。

また、各载荷速度における割裂引張強度の平均値を比較したものが図-2（a）である。また、図-2（b）は、供試体直径 19cm の割裂引張強度を基準

として各ケースの割裂引張強度を正規化したものである。载荷速度の違いが供試体寸法効果に及ぼす影響について明確な傾向は見られないが、引張強度と供試体直径の関係をべき乗回帰すると引張強度は供試体直径の約 $1/16 \sim 1/5$ 乗に反比例する結果となった。

4. 2 载荷速度と割裂引張強度の関係

各供試体寸法毎に载荷速度毎と割裂引張強度の関係を整理して図-3（a）に示す。また、各供試体寸法毎に载荷速度 $1\text{kgf/cm}^2/\text{s}$ 時の割裂引張強度を基準として正規化した割裂引張強度比を図-3（b）に示す。図によれば、いずれの供試体についても载荷速度が大きくなると割裂引張強度が大きくなる傾向が見られる。なお、図-1に示したように、試験結果のばらつきが大きいため断定することは難しいが、供試体の直径が 5cm の時と他の直径の時とは異なる傾向を示している。

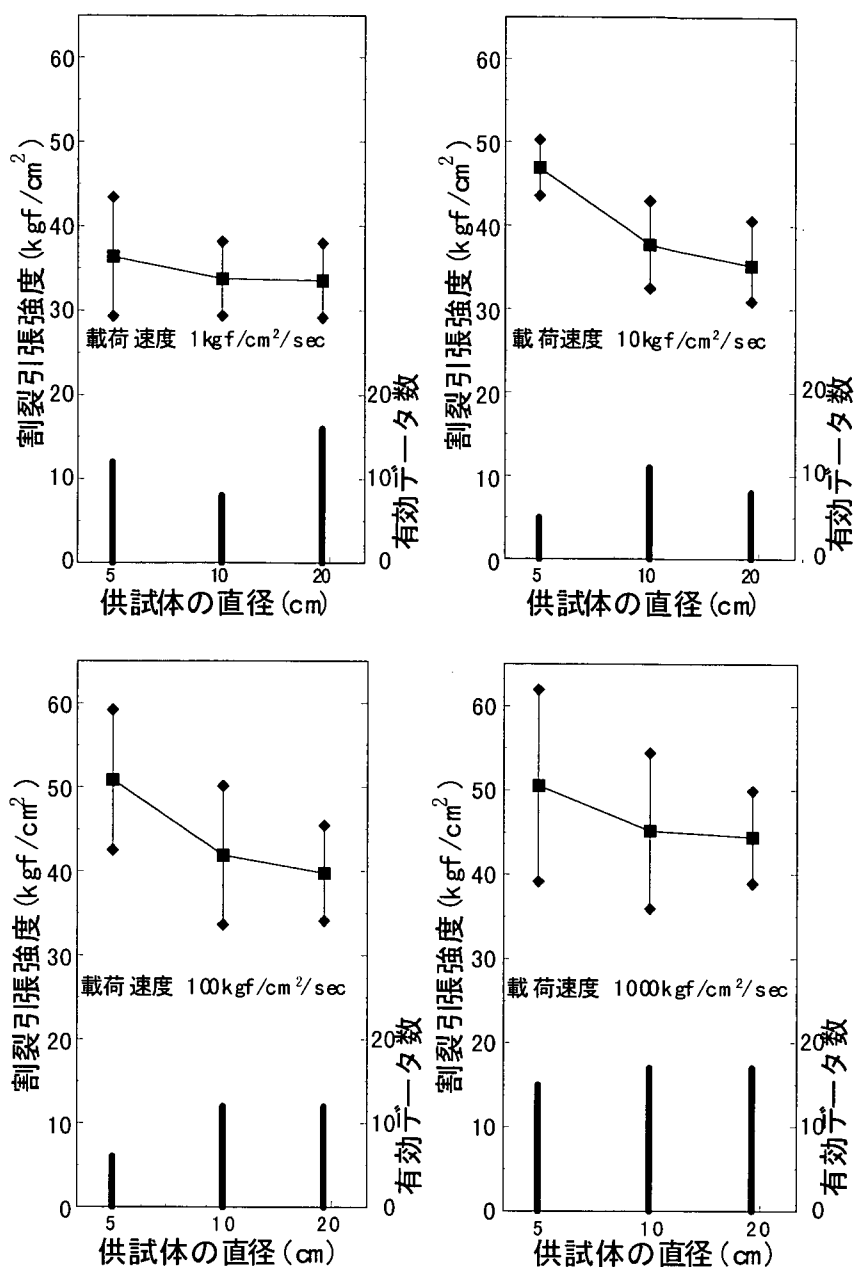


図-1 各载荷速度別割裂引張強度

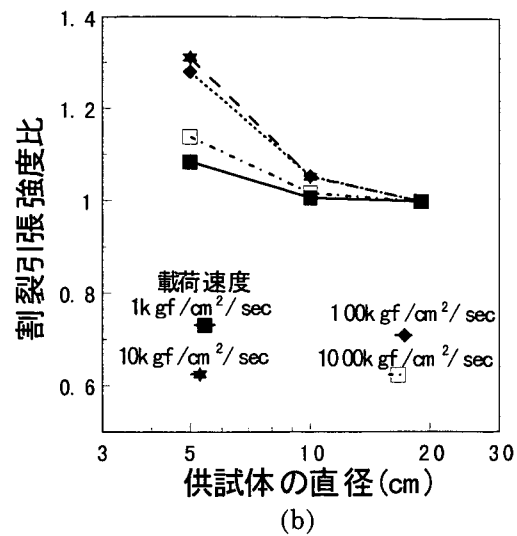
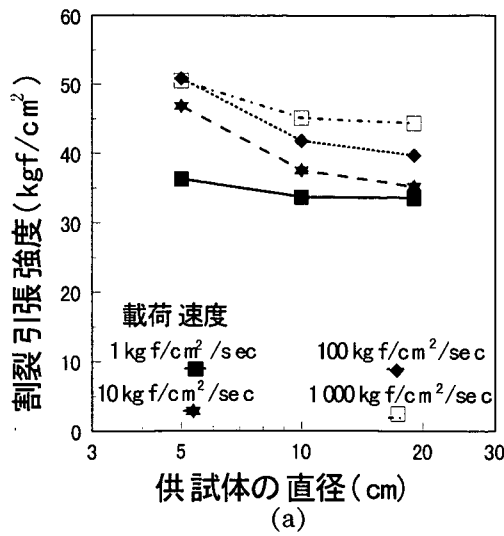


図-2 供試体の直径と割裂引張強度の関係

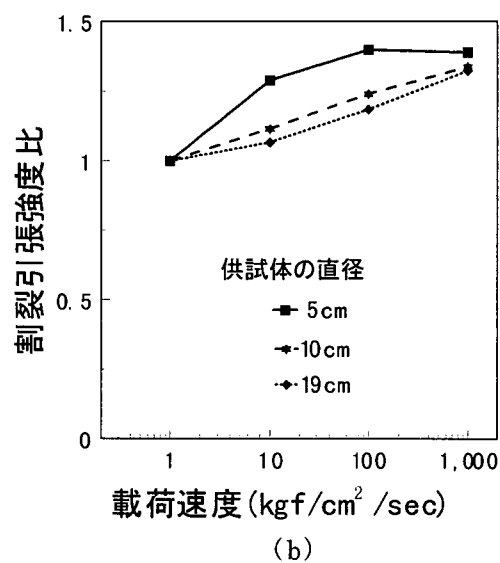
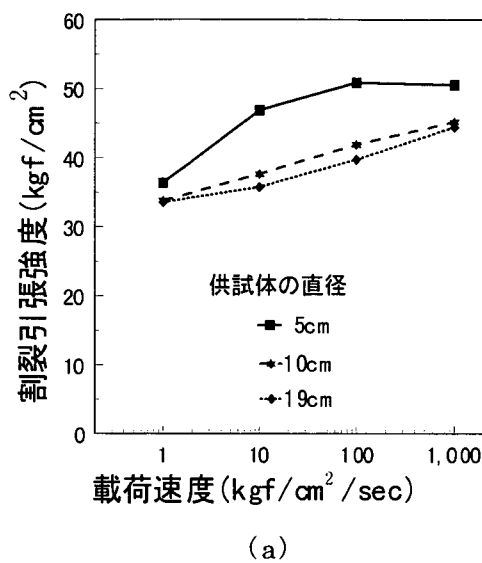


図-3 載荷速度と割裂引張強度の関係

5. まとめ

本研究の結果をとりまとめると次のようになる。

- ① コンクリートの割裂引張強度は、載荷速度が大きいほど大きくなった。
- ② ①の傾向は、供試体の寸法により異なったものになった。
- ③ コンクリートの割裂引張強度は、供試体寸法が大きくなるほど小さくなる。

今後は、割裂試験時に供試体内に発生するひずみを測定、分析する事により、引張強度の載荷速度依存性についてさらに詳細な検討を進めていく予定である。

1. まえがき

フィルダムの遮水ゾーンには大きな浸透力が作用するため、遮水材料の浸透破壊抵抗性を正確に把握し、発生する浸透力に対して十分な安全性を有するように遮水ゾーンを設計する必要がある。さらに、浸透破壊、地震等により遮水ゾーンに万一亀裂が形成され集中的な浸透が発生するという極限状態においても、遮水材料の流失防止に有効に作用するフィルタの粒度を明らかにする必要がある。本研究では、締め固めた遮水材料に対して室内パイピング試験を実施して浸透破壊抵抗性を評価した後、Sherard ら¹⁾が提案した NEF 試験 (No Erosion Filter Test) を実施して、遮水ゾーンに集中浸透が発生した場合にも有効に働くフィルタの粒度について検討した。

2. 試料

室内パイピング試験で用いた試料は風化千枚岩 (最大粒径 19mm) で、粒度分布を図-1 に示す。この試料を Standard Procter 1Ec のエネルギーで締め固めて透水試験を行った結果、最大乾燥密度 $\rho_d=1.758\text{g/cm}^3$ 、最適含水比 $w_{opt}=17.5\%$ 、最小透水係数 $k_{min}=4.7\times 10^{-7}\text{cm/s}$ (含水比 $w_{kmin}=18.8\%$) であり、一般的なフィルダムの遮水材料と同様な性質を有している。

NEF 試験の試料として、コア材料に相当するベース材とそれを保護するフィルタ材の 2 種類を準備した。ベース材は室内パイピング試験用の試料の粒径 4.75mm 以上の部分を除去したもので、粒度分布を図-1 に示す。また、フィルタ材には清浄な砂および礫を図-2 に示すように粒度調整したもの (18 種類) を用いた。

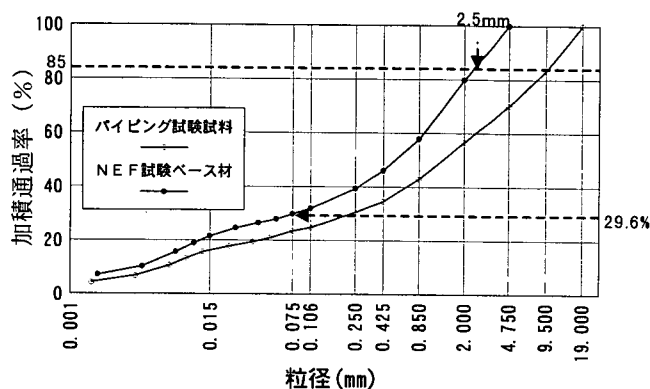


図-1 パイピング試験試料および NEF 試験ベース材の粒度

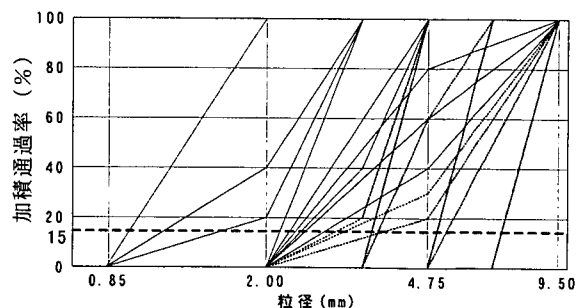


図-2 フィルタ材の粒度

3. 試験方法

3.1 室内パイピング試験

室内パイピング試験は動水勾配を段階的に上昇させる段階圧試験と動水勾配を一定圧とする一定圧試験を行った。

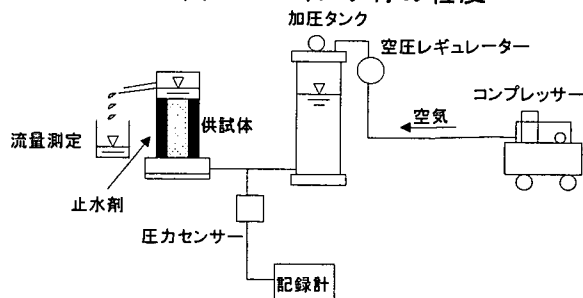


図-3 パイピング試験装置

a) 段階圧試験

段階圧試験の供試体は、内径 100mm、高さ 127mm の標準モールド内で含水比を $w_{opt}-3\%$ 、 w_{opt} 、 $w_{opt}+3\%$ に調整した試料を 1Ec のエネルギーで突き固めて作製した。その供試体を内径 125mm のパイピング試験容器中央部に設置した後、供試体と内壁の間にエポキシ樹脂系の接着剤を充填して周面止水を施した。供試体は動水勾配 1 または 2 で脱気水を底部から浸透させて飽和させた。供試体本数は各含水比 3 本とした。

飽和させた供試体を 20℃ の恒温室内の試験装置（図-3 参照）に設置し、動水勾配を段階的に上昇させて脱気水を通水した。第 1, 2 段階の動水勾配はそれぞれ 1, 2 で、その後動水勾配が 20 までは 2 ずつ、20 以上は試験状況により 2 または 4 ずつ増加させた。原則として 1 日 2 動水勾配とし、1 動水勾配段階で 8 時間以上通水継続させ、その後の 1 時間で通水量を測定するとともに、透過水の濁りや供試体の変化等を目視観察した。パイピング抵抗性の指標である限界動水勾配として、供試体表面で噴砂等の変状が発生した時の動水勾配 i_u 、動水勾配と流量の比例限界点での動水勾配 i_b 、全体破壊に至った時の動水勾配 i_f の 3 つを求めた。

b) 一定圧試験

一定圧試験の供試体の作製方法は段階圧試験と同様である。一定圧試験の動水勾配の値は段階圧試験における i_f の 50% と 80% とした。試料含水比は w_{opt} と $w_{opt}+3\%$ の 2 種類であり、これらの i_f はそれぞれ 163 と 42 である。

一定動水勾配までは、1 日 1 動水勾配ずつ上昇させた。第 1, 2 段階の動水勾配はそれぞれ 2, 4 で以後は 4 ずつ、所定の動水勾配に達するまで昇圧した。所定圧に達してからは 1 週間に 3~4 日間、1 日 1 回 1 時間の通水量を測定し変状等を観察した。試験は圧力上昇期間を含めて 80 日間とした。供試体本数は各条件で 3 本とした。

3.2 NEF 試験

図-4 に NEF 試験用供試体の構成を示す。内径 150mm のモールド内にフィルタ材を設置した後、 w_{opt} に調整したコア材に相当するベース材を投入し、1Ec のエネルギーで層厚 50mm になるよう締め固め、中央に直径 2mm のピンホールを作製した。

試験モールド上部から 392kPa の圧力水を送水し、フィルタ材を通過した水量と濁度を測定した。試験は 10 分間継続し、原則として通水開始後 2 分までは 30 秒間ずつ、それ以降は 1 分間ずつ通過水量と濁度を測定した。10 分間通水した後、ピンホール周辺を目視観察し、ピンホールの侵食が認められない場合に、フィルタを有効と判定した。

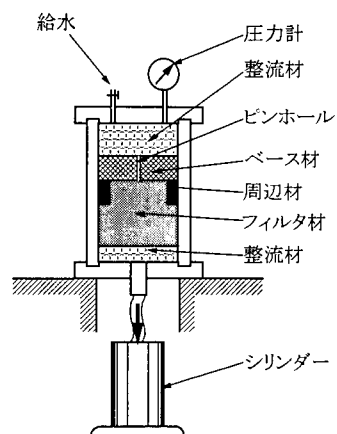


図-4 NEF 試験用供試体の構成

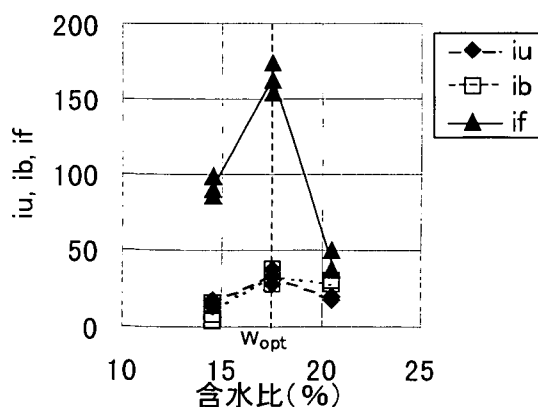


図-5 締め固め含水比と限界動水勾配の関係

4. 試験結果

4.1 段階圧条件下での室内パイピング試験

iu, ib, if と締め固め含水比の関係を図-5 に示す。この図から、各含水比ごとの試験結果のばらつきは小さいこと、iu と ib はほぼ同程度の値を示すこと、3 種類の限界動水勾配は w_{opt} で最大値をとり、特に if にその傾向が強いことがわかる。また、 $w_{opt}+3\%$ では動水勾配が ib ($\approx$ iu) を超えた後、比較的小さい動水勾配の上昇で if に達し全体的な破壊に至るのに対し、 $w_{opt}-3\%$, w_{opt} ではその後かなりの動水勾配の上昇に対しても耐えられることがわかる。

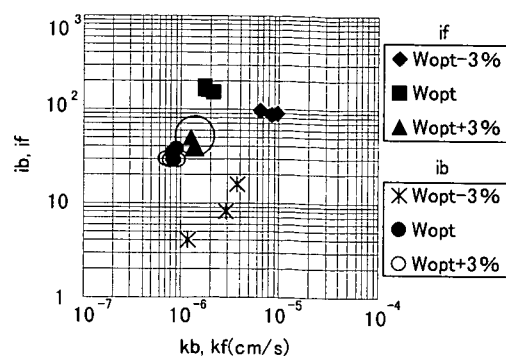


図-6 透水係数と限界動水勾配の関係

図-6 に ib, if とそれぞれの動水勾配時の透水係数 kb, kf の関係を示す。一般に両者には負の相関がある²⁾が、この図によれば、 $w_{opt}+3\%$ で透水係数 kf が最小になるにもかかわらず、if は 3 種類の含水比の中で最も小さい値を示している。一般に遮水材料の施工含水比は、透水係数が最小となる w_{opt} よりやや湿潤側で設定されるが、この結果によれば、その含水比での if は w_{opt} 時に比べてかなり小さい値となる。このことは、どの限界動水勾配にて浸透破壊抵抗性を評価するのかと併せて、設計上、非常に重要な点である。

4.2 一定圧条件下での室内パイピング試験

80 日間の通水において完全な破壊に至った供試体はなく、各条件下 3 本の供試体の試験結果のば

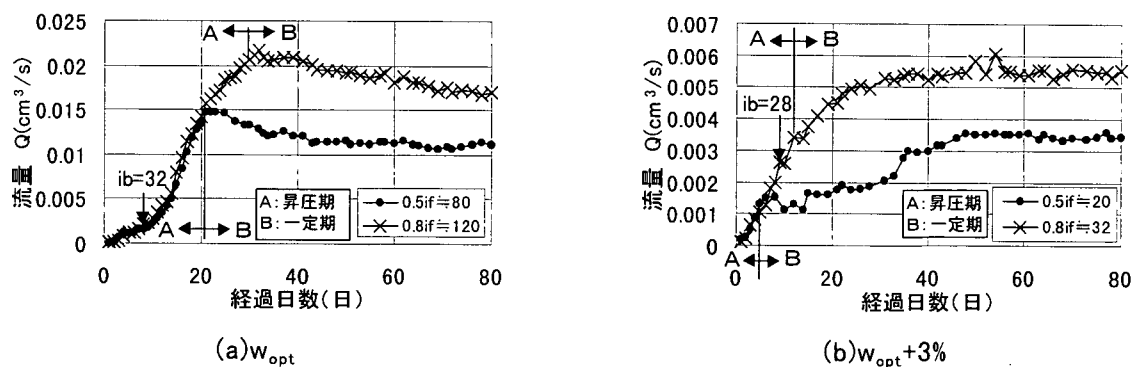


図-7 経過日数と流量の関係

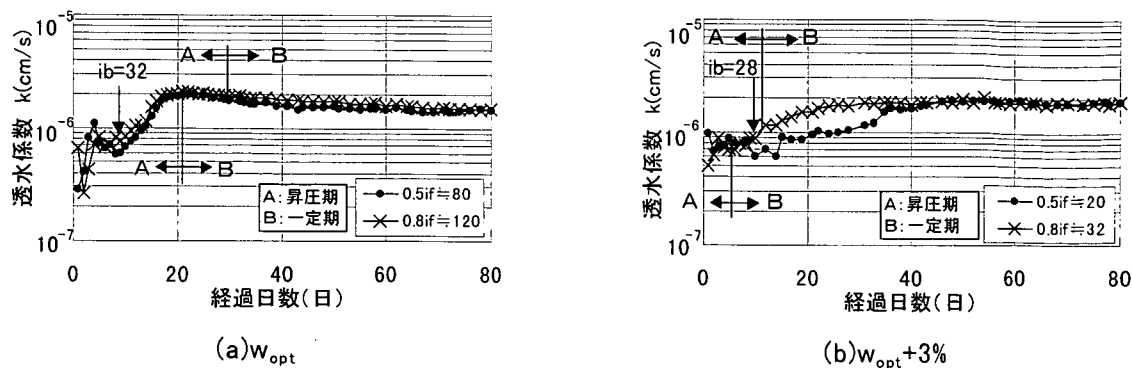


図-8 経過日数と透水係数の関係

らつきは極めて小さかった。また、昇圧期の結果から求めた i_u , i_b およびそれぞれの動水勾配時の透水係数 k_u , k_b の値は段階圧試験のそれらとほぼ同値であった。

試験経過日数と流量および透水係数の関係をそれぞれ図-7, 8 に示す。各条件での結果にばらつきがほとんどなかったため、各条件とも 1 本の供試体の結果のみ示している。これらの図から、 w_{opt} の供試体については、所定の一定動水勾配が i_b よりも大きいため昇圧期に透水性の増加傾向が見られるが、一定動水勾配期に入ると透水性の増加傾向は止まり、透水性は徐々に低下し安定値に漸近することがわかる。また、 $w_{opt}+3\%$ の供試体については、一定動水勾配が i_b と同等あるいはそれよりも小さいにもかかわらず、一定動水勾配期に入ってから透水性が増加している。この結果から、長期的な浸透破壊抵抗性についても、 $w_{opt}+3\%$ の方が w_{opt} よりも小さいことが伺える。ただし、その後透水性が一定となり全体的な破壊には至っていない。

4.3 NEF 試験

表-1 は NEF 試験結果に基づいた Sherard から¹⁾のフィルタ基準である。今回の試験で使った試料は、29.6%という細粒分含有率からグループ④に入る。 D_{15} とはフィルタ材の15%通過粒径で、 d_{85} とはベース材の85%通過粒径である。

図-10 は、通水開始から 10 分後までの加積侵食指数 $\Sigma E_{(t=10)}$ を D_{15} に対してプロットしたものである。加積侵食指数とは、フィルタを通過した浸透水量と濁度の積を累加したものであり、通水によって侵食されフィルタを通過したベース材の土量を間接的に表現していると考えられる。図中には、現行³⁾および Sherard から¹⁾のフィルタ基準に基づく D_{15} の最大値を記入している。この図から現行の基準³⁾によるフィルタ材の D_{15} の最大値は Sherard の基準によるそれよりかなり大きいことがわかる。これは現行の基準では集中的な浸透の発生という極限状態を想定していないためである。なお、Sherard の基準と今回の試験結果に基づく有効性の境界の D_{15} の差はあまり大きくない。また、加積侵食指数 ($\Sigma E_{(t=10)}$) は、非有効なフィルタの領域で、 D_{15} の増加に対して著しく増加しており、 $\Sigma E_{(t=10)}$ の急増点とフィルタの有効性の境界は良い対応を示すことから、フィルタの有効性判定の客観的な指標になりうるようになった。

参考文献

- 1) Sherard, J.L., and Dunnigan, L.P. : Critical Filters for Impervious Soils, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.115, No.7, pp927~942, 1989.
- 2) 松本徳久・山口嘉一：低塑性築堤材料のパイピング抵抗性，建設省土木研究所資料，第 2917 号，1990 年 12 月。
- 3) 建設省河川局監修：建設省河川砂防技術基準（案），設計編 I，（社）日本河川協会編，山海堂，1985 年 10 月。

表-1 Sherard から¹⁾のフィルタ基準

グループ	細粒分含有率 ¹⁾ A(%)	設計基準 (適切な安全率を加味してある)
①	85~100	$D_{15}/d_{85} \leq 9$
②	40~85	$D_{15} \leq 0.7(\text{mm})$
③	0~15	$D_{15}/d_{85} \leq 4$
④	15~40	$D_{15} \leq 0.7 + (40-A)(4 \times d_{85} - 0.7)/25(\text{mm})$

D_{15} : フィルタの15%通過粒径、 d_{85} : ベース材の85%通過粒径

1) 4.76mmふるいを通過する部分の細粒分(<0.074mm)含有率

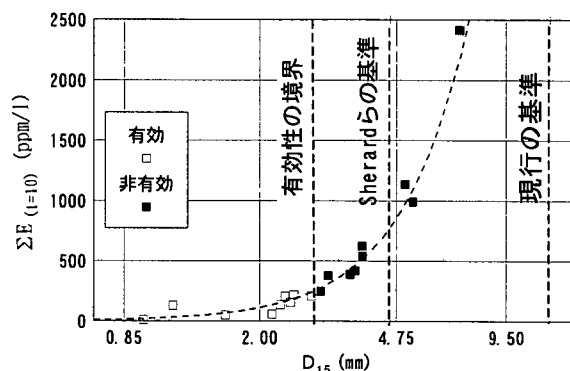


図-10 $\Sigma E_{(t=10)}$ と D_{15} の関係

1. まえがき

わが国の大部分は急峻な地形が連なっているため、そのような条件下で道路の安全性を確保することは重要である。道路防災対策の中において、落石対策には石が落下しないように安定化させる落石予防工と、落石の直撃から道路などを保護する落石防護工がある。防護工には防止網、防止柵、防止擁壁、ロックシェッドなどがある。ロックシェッドは、道路を鋼材やコンクリートで覆い落石が路面に直接落下するのを防ぐ構造物である。ロックシェッドにはRC製、PC製や鋼製があるが、落石荷重が比較的大きい場合にはRC製またはPC製とすることが多い。RC製は破壊に対する靱性は優れているが施工性にやや難がある。一方、PC製は施工性に優れているが靱性にやや難がある。そこでRC製およびPC製ロックシェッドの両者の長所を兼ね備えたロックシェッドの開発を目的として、PC製に鉄筋を併用し、靱性を高めたPC製ロックシェッドを設計し、静的及び衝撃载荷実験を行った¹⁾。

実験では、ロックシェッドの主梁断面と接合部構造が、耐衝撃性に及ぼす影響を調べるために、主梁の鋼材比率（＝PC鋼材量／（鉄筋量＋PC鋼材量））と各接合部の構造形式を変化させた全体系模型を製作し、重錘落下による単発载荷衝撃実験（同一の供試体に繰り返し载荷を行わない）と静的载荷試験を行い、ロックシェッドの耐衝撃挙動の検討を行った。

2. 供試体の設計

供試体は、主梁部材、山側擁壁および柱部材よりなる門形の構造に底版を設けたもので、道路軸方向は桁1本分を対象とした断面の全体系模型である。主梁の鋼材比率を44～75%に、構造形式は主梁・山側擁壁部、主梁・柱部および柱・底版部を剛接あるいはヒンジ構造とする接合方法を組み合わせた3タイプとした。

・C-1 供試体：1 剛接 2 ヒンジ逆L形（主梁・柱部を剛接にした基本構造タイプ）

・C-1K供試体：1 剛接 2 ヒンジ逆L形（C-1の主梁の鉄筋量を増加し、擁壁パラペットを補強したもの）

・C-4K供試体：3 剛接 0 ヒンジ門形（接合部全てを剛接し、接合部を鉄筋で補強したものの）

供試体の設計は、設計落石荷重：6.4tf（集中荷重）とし、各供試体の設計時安全率が3供試体とも、ほぼ同じ程度になるようにした。

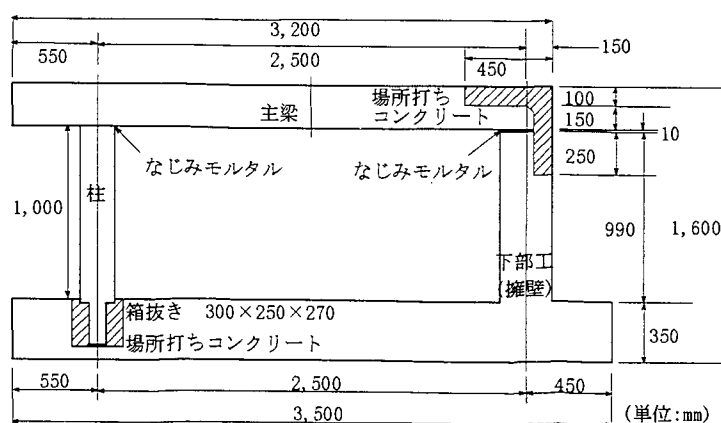


図-1 供試体形状寸法 (C-4K)

図-1に供試体の形状寸法(C-4K)を、図-2に主梁断面の配筋図を示す。

3. 静的載荷実験

静的載荷実験は、主梁中央断面に衝撃載荷実験での載荷面積と等しくなるように幅200mmの鋼製載荷板を設置し、集中荷重として変位制御方式によって破壊に至るまで漸次増加荷重を加えた。

図-3は3種類の供試体の荷重と主梁中央変位の関係を示したものであり、最大荷重を示した後は、たわみのみが増加する状態となり曲げ引張的な破壊となる、ほぼ同様な挙動を示している。

C-1は、 $P=2.5\text{tf}$ のとき初期ひび割れが発生した。その後荷重増加に伴い新たなひび割れが発生し、これらのひび割れは鉛直方向の伸展とともにひび割れ幅が増加した。

また、主梁上縁のコンクリートが剥離し始めると荷重が増加しにくくなり、最大荷重 18.4tf を示した後は、たわみのみが増加する状態となり、変位量 156mm で曲げ引張的な破壊を確認し載荷を終了した。

C-1Kは、 $P=2.9\text{tf}$ のとき初期ひび割れが発生し、最大荷重は 16.4tf であった。供試体の耐力低下は、主梁の中央断面付近における引張側鉄筋が2本破断し、同時にコンクリートの圧壊が進んだ時点で起こり、変位量 121mm で曲げ引張的な破壊を示した。

C-4Kは、 $P=5.0\text{tf}$ のとき初期ひび割れが発生した。また、 $P=7.0\text{tf}$ で主梁部材と擁壁部の接合部における打継ぎ面にひび割れが発生し、荷重の増加と共に斜めひび割れが増加した。最大荷重は 17.5tf 以降はたわみのみが増加する状態となり、供試体の耐力低下は主梁中央断面付近の引張側鉄筋が1本破断し、その後PC鋼材が1本破断した時点で起こり、変位量 128mm で曲げ破壊を示した。

4. 衝撃載荷実験

4.1 実験概要 衝撃載荷実験は当所所有の衝撃載荷試験装置を用い、重量 1tf の平底重錘を所定の高さから主梁中央部に自由落下させて載荷している。この際、主梁の中央に単位体積重量 30kgf/m^3 、厚さ 25cm の発泡スチロール(EPS)を緩衝材として設置し、衝撃荷重の作用時間を緩和している。衝撃荷重の載荷面積は $20\text{cm} \times 20\text{cm}$ である。実験は、各供試体とも3体ずつ用意し、繰り返し載荷実験の結果を参考にして落下高を決定した。計測は、重錘および主梁の加速度、供試体各部の変位、コンクリートのひずみをサンプリング周波数 2kHz でデジタルデータレコーダに収録した。

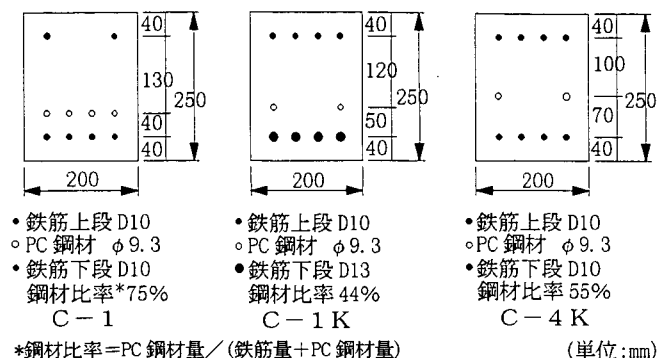


図-2 主梁断面の配筋図

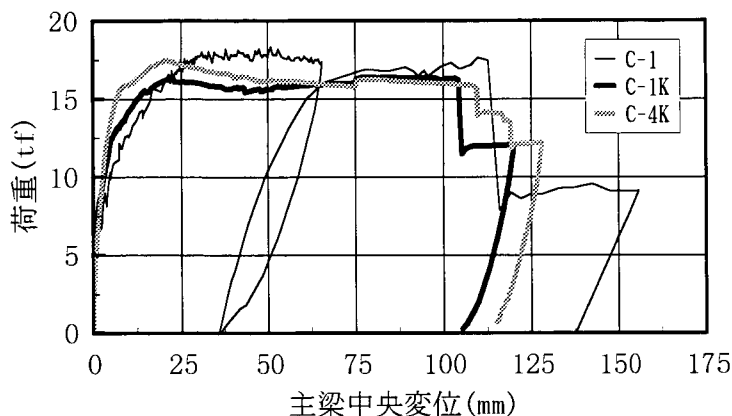


図-3 静的載荷実験結果(荷重-変位関係)

4.2 実験結果 単発載荷実験における重錘衝撃力と落下高の関係を図-4に示す。ここで、重錘衝撃力は、重錘質量に重錘の最大加速度を乗じたものである。重錘衝撃力は、落下高の増加に伴い比例的に増加しており、実験値に直線をあてはめると、供試体の設計荷重である6.4tfが発生する落下高は、25cm程度であることがわかる。供試体別の傾向をみると、同じ落下高では、逆L形式のC-1、門型形式のC-4K、逆L形式のC-1Kの順に重錘衝撃力大きい。落下高3.5mでこの傾向が逆転しているのはC-1Kの引張側鉄筋量が他と比較して多く、鉄筋の降伏による影響が大きいためと考えられる。

衝撃載荷実験の重錘衝撃力と主梁中央変位の関係を図-5に示す。静的載荷実験では荷重15tf以降から荷重増加が少なくなり変位のみが進行するようになるが(図-3)、衝撃載荷実験では、C-1が約30tf、C-1Kが約50tf、C-4Kでは約55tfまで重錘衝撃力は落下高に比例して増加している。また、主梁中央の変位に着目すると、静的実験のC1およびC4Kでは、中央変位が110mm程度になった時点で引っ張り側鋼材が破断し(図-3)、衝撃実験では最大応答変位170mm程度で破断している。

各実験の重錘の位置エネルギーと主梁中央変位の関係を図-6に示す。設計荷重相当の重錘衝撃力が発生した実験の位置エネルギー0.25tf・mを基準とすると、C-1は2.25tf・m(設計条件の9倍)、C-4Kは3tf・m(設計条件の12倍)、C-1Kは3.5tf・m

(設計条件の14倍)程度まで主梁の鋼材が破断せずに応答した。また、C-1の2.25tf・mを基準とするとC-1KはC-1の1.6倍、C-4Kは1.3倍の位置エネルギーに抵抗できる結果となった。これはC1-Kの場合、鉄筋量を増加させたことにより、鉄筋の降伏が進むことで強度は増加しないが変形が大きくなるため、より大きな位置エネルギーに抵抗していると考えられる。またC-4Kの場合、接合部を剛接にしたことで、コンクリートの圧壊による塑性ヒンジが発生するまでの間、位置エネルギーに抵抗できるためと考えられる。

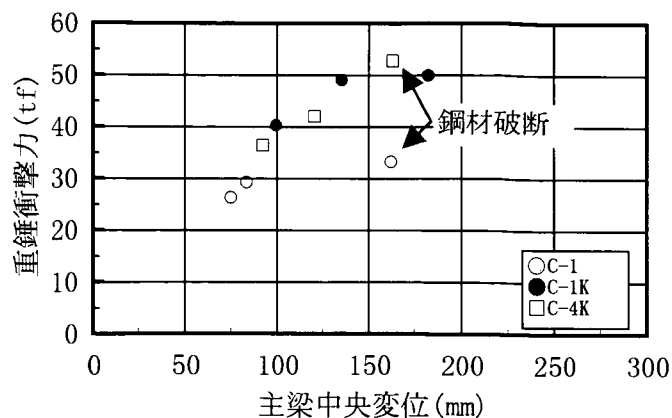


図-4 重錘衝撃力と主梁中央変位の関係

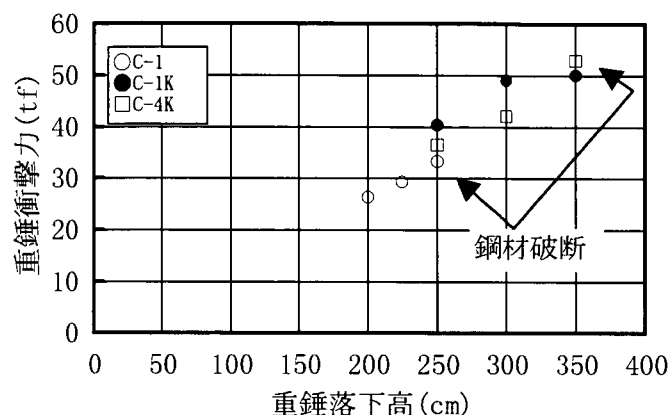


図-5 重錘衝撃力と落下高の関係

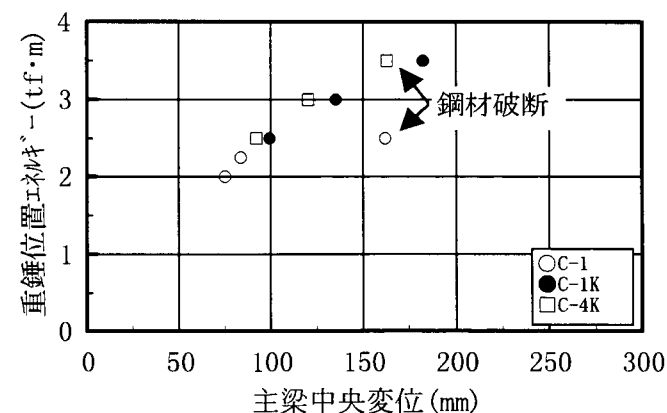


図-6 重錘位置エネルギーと主梁中央変位の関係

5. エネルギーの観点から考察

現在提案されているエネルギー原理に基づく主梁の終局曲げ強度に対する評価方法によれば、落石が衝突によってロックシェッドの主梁に与えるエネルギーは $E_s = \alpha WH + (MG + W) \delta_u$ で表現され、破壊状態までの変形エネルギーは $E_u = P_u (\delta_u - 1/2 \delta_y)$ となり、 $E_s \geq E_u$ の時に破壊する。ここで W : 落石重量、 G : 重力加速度、 M : 等価質量、 δ_y : 弾性たわみ、 δ_u : 許容最大たわみ、 α : エネルギー伝達率（落石とロックシェッドの完全塑性衝突を仮定すると $\alpha = 1 / (1 + MG/W)$ で表される。）静的実験の最大荷重と最大たわみから破壊時の位置エネルギー WH を推定すると表-1 のようになり、衝撃実験結果と比較すると安全側の評価となった。衝撃実験の最大たわみを用いて推定すると比較的良い結果が得られており、衝撃耐力の推定には破壊時の最大たわみの推定が重要である。

表-1 エネルギー評価

供試体	静的実験		衝撃実験			静的実験の最大 たわみから推定	衝撃実験の最大 たわみから推定
	荷重	たわみ	高さ	たわみ	エネルギー		
	P_u	δ_u	H	δ_u'	WH	エネルギー WH'	エネルギー WH''
C-1	18.4tf	11.2cm	2.5m	16.2cm	2.5tf・m	2.29tf・m	3.31tf・m
C-1K	16.4tf	10.5cm	3.5m	18.2cm	3.5tf・m	1.89tf・m	3.29tf・m
C-4K	17.5tf	10.8cm	3.5m	16.3cm	3.5tf・m	2.09tf・m	3.15tf・m

6. まとめ

(1) C-1に対して、主梁の鉄筋量を増加したC-1Kやヒンジ部を剛接したC-4Kの方が重錘の位置エネルギーでそれぞれ1.6倍、1.3倍の落石に抵抗できる結果となった。主梁中央部に落石外力が作用する場合には、主梁の鉄筋量を増加する、あるいは接合部を剛接とすることで、耐衝撃性を高めることができると思われる。

(2) エネルギーによる破壊の評価に当たっては破壊時の最大たわみの推定が重要である。

今回の実験では、荷重は主梁スパン中央に鉛直载荷して行ったが、今後は载荷位置（主梁支点部、谷側柱直上等）や载荷方向（载荷角度）の影響について調査する必要がある。なお、実験は（社）プレストレスト・コンクリート建設業協会との共同研究の一環として行われたものである。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：P R C製ロックシェッドの設計法に関する共同研究報告書、共同研究報告書第148号、平成8年3月
- 2) 佐藤弘史、今野久志、長尾彰洋：P C鋼材量および鉄筋量の割合を変化させたP R C梁の衝撃実験について、土木学会第49回年次学術講演会、平成6年9月
- 3) 佐藤弘史、今野久志、長尾彰洋：ロックシェッドの接合部に関する衝撃载荷実験、土木学会第50回年次学術講演会、平成7年9月

切羽前方の地山の挙動について

道路部トンネル研究室

池口 正晃

1. 研究背景

道路利用者のニーズの多様化に伴い、道路トンネルの建設は増加の一途をたどっており、その需要は今後も増え続けていくと思われる。しかし今後の都市部等の軟弱地盤での建設の増加、およびトンネルの長大化・大断面化によって、従来にも増して不安定な地山の設計・施工が多くなることが想定される。道路トンネル建設の要求に応えるには、少しでもその建設に要するコストを抑えることが必要であり、地山の特性に応じた支保パターンや、切羽が自立しない場合に実施する補助工法の効果を把握し、設計・施工の合理化を図ることが重要である。

2. 研究目的

切羽の自立は、対策工と地山とが一体になって達成されるので、適切に対策工の設計を行うには、まず掘削直後の切羽周辺地山の挙動（すなわち変位や応力の推移）を把握することが重要である。本研究では、実際のトンネル現場で、掘削によって発生する、切羽前方に位置する地山の変位および土圧変化の計測を実施して、地山挙動の実態を把握するとともに、トンネルの掘削を想定した FEM による 3 次元の数値解析を実施し、得られた結果と計測結果とを比較することによって地山挙動の特性を考察した。

3. 研究方法

計測は表-1 に示す 2 トンネルで実施した。両方とも一般国道の 2 車線道路であるが、粟井坂トンネルは 3.0m の歩道を抱えていることから、従来の標準的な規模のトンネル断面よりもやや大きく、一般的な道路トンネルの非常駐車帯部の断面積程度を有している。また両者とも切羽の安定性が悪く、切羽天端部の安定対策のための注入式長尺鋼管先受け（AGF）や、切羽面の安定対策のための長尺鏡ボルトが実施されている。

表-1 2 トンネルの概要

	粟井坂トンネル (国道 196 号)	北小谷トンネル (国道 148 号)
地 質	強風化の 花崗閃緑岩	粘土状、角礫 状蛇紋岩
掘削方法	ショット・パンチ	ミニベンチ（ベンチ 長 20m）
一軸圧縮強度(kgf/cm ²)	13	8.6
比 重 γ	1.9	2.5
土被り H(m)	No.1 で 4m No.8 で 14m	No.1 で 51m No.3 で 53m
上半掘削高さ D(m)	6.0	5.4

計測の概要を図-1 に示すが、粟井坂トンネルの掘削方法は、一方向のみから行われる「片押し」なので、切羽到達側の坑口が建設される予定の斜面から、掘進方向と逆方向にボーリングを実施し、そこに 8 箇所の計測点で縦断方向の変位が計測できる、8 点式の地中変位計をトンネル断面のセンターライン状に 2 基設置し、切羽が到達側の坑口へたどり着く直前の、切羽前方地山のトンネル縦断方向の変位を計測した。北小谷トンネルは「迎えばり」なので、一方の切羽をある地点で止めて、そこ

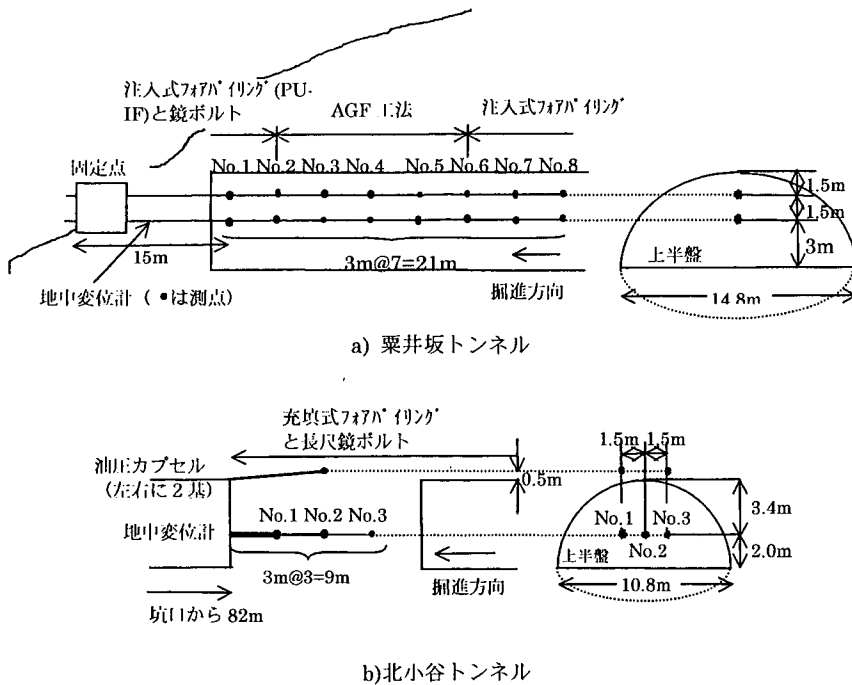


図-1 計測概要

の定性的な応力変化を見ることができるようにしたものである。

4. 研究結果

粟井坂トンネルにおける、切羽から測点までの計測距離と縦断方向の変位量の関係を表したグラフを図-2に示す。なお、図中の凡例は図-1の測点名と対応している。この図によると粟井坂トンネルは、最終変位量は上部および下部の変位計ともおよそ40mm発生している。また上部および下部とも、ある切羽位置から急激に押し出しが発生し、その位置は上部の変位計については0.5~1.0D、下部については1.0D~1.2Dであった。また上部の変位計に、押し出す前の2.5D~1Dの区間で、押し出しと逆方向に変位が発生する現象がみられた。しかし下部にはその現象がみられなかった。

一方、図-3にFEMの数値解析による、上部の変位計が設置されたポイントの切羽前方地山の縦断方向変位量分布を示す。解析モデルは弾性で、断面形状と土被りは粟井坂トンネルの条件と同じにした(図-4)。なお弾性係数は $E=100\text{kgf/cm}^2$ と設定したが、ここでは切羽挙動の定性的な変化を見ることを目的としているので、横軸の絶対量にとくに意味は持たせていない。また図中の凡例の記

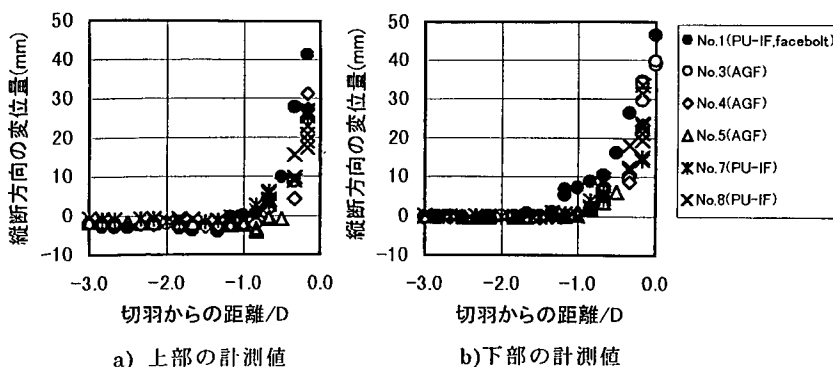


図-2 粟井坂トンネルの切羽距離と縦断方向の変位量との関係

からもう一方で掘削している断面の切羽へ向かってボーリングを実施し、1点式の地中変位計を3基設置した。また周辺土圧の定性的な鉛直土圧の変化を見るために、油圧カプセルを2基設置した。油圧カプセルとは、フラットジャッキ(扁平なステンレス製油圧カプセル)を加圧板で挟み込んだ機構のもので、地山に穿孔したボーリング孔にそれを挿入し、設置の際にはフラットジャッキを加圧して孔壁と密着させておき、設置後の油圧変化を読むことで、周辺土圧

号は側圧係数を表し、添字のxはトンネル断面水平方向、zはトンネル縦断方向を表す。図-2の計測値を図-3の解析値と比較すると、図-2は図-3の $k_x=k_z=1.0$ の挙動に近く、計値の挙動は弾性モデルに比較的類似している。また計測結果に、押し出す前の2.5D

～1D の区間で、押し出しと逆方向に変位が発生する現象がみられたことは既に述べたが、図-3 についても、側圧係数によってはその現象が見られる場合や、見られない場合があることから、切羽前方地山の挙動は、側圧係数に影響を受けることがわかった。ちなみに、下部の変位計が設置されたポイントの切羽前方地山の縦断方向変位量分布については、切羽距離が 1.5D に近づくまで上部変位計の変位量の挙動とほとんど変わっておらず、計測点の場所の相違が、切羽前方地山の押し出し開始時期にあまり影響を与えないことが見受けられた。また 1.5D 以降の押し出し変位量は上部変位計と比較して 10 ～20mm 大きくなった。

また計測が坑口付近で土被りも浅かったため、押し出し量の挙動は周辺の地形条件にも影響を受けたことが考えられることから、土被り一定(9m)の条件で数

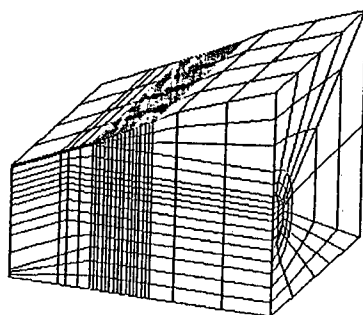


図-4 メッシュ図

値解析を行った。その解析結果を図-5 に示すが、図-3 と比較すると、一部の側圧係数のケースに見られる、内空へ押し出す前に一旦地山側へ押し出しの逆方向の変位が発生する現象が幾分弱いことから、周辺の地形条件によっても押し出しの挙動が変化することが考えられる。

北小谷トンネルにおける、切羽から測点までの計測距離と縦断方向の変位量の関係を表したグラフを図-6 に示す。ただし、このトンネルでは鏡ボルトが実施されているので、掘削に伴う地山挙動の影響のみを見る場合は、ボルトが地山挙動に作用する測点が切羽に近い地点での挙動データの数値を、直接参考にすることができない。この図によると、北小谷トンネルでは約 6D の距離から押し出しが発生しており、栗井坂トンネルと比べて遠くの切羽位置から押し出しが始まっていることがわかる。その原因については、表-1 にも示すように、土被り等の地形条件が影響していると推定されるが、地山条件の

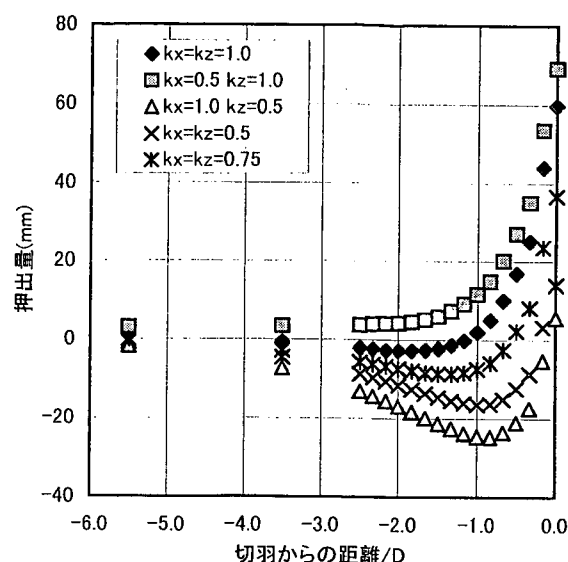


図-3 解析による栗井坂 T の切羽距離と縦断方向変位量

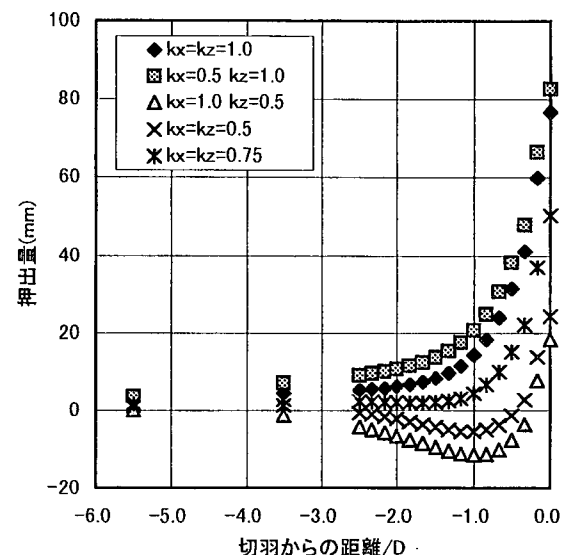


図-5 解析による土被り一定のときの縦断方向変位量

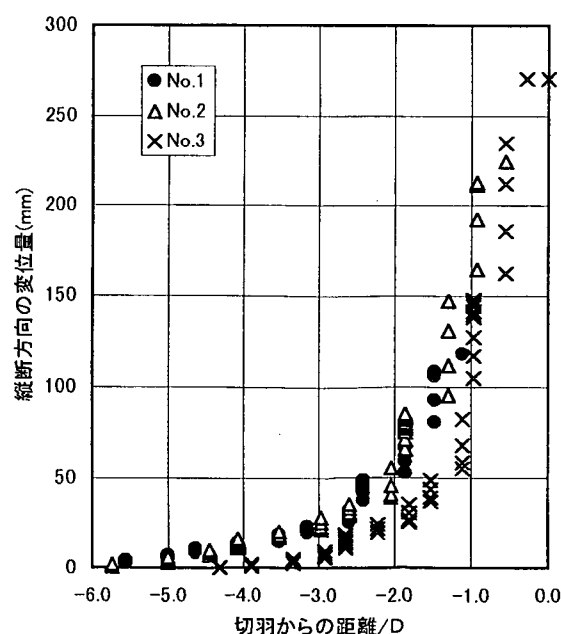


図-6 北小谷トンネルの切羽距離と縦断方向変位量の関係

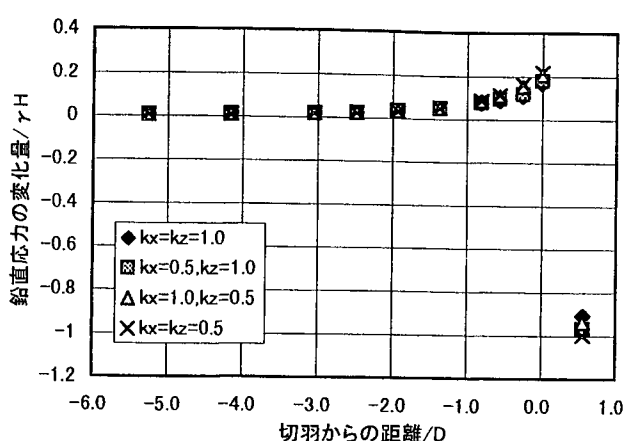
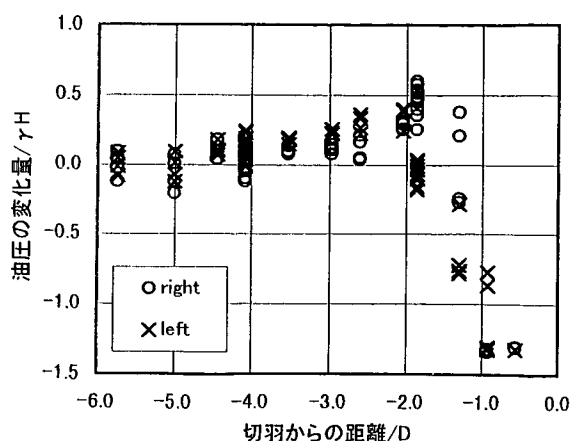


図-7 北小谷トンネルの切羽距離と油圧カプセルの油圧変化量 図-8 解析による北小谷Tの切羽距離と鉛直土圧変化量
パラメータを変えた解析で、今後さらに解明する必要がある。

北小谷トンネルにおける切羽位置と土圧の定性的変化との関係を図-7に示すが、切羽前方の約5Dから2Dぐらいまで土圧が増加し、その後急激に土圧が減少する傾向がみられた。一方図-8に、解析モデルによる切羽前方の鉛直土圧分布を示すが、切羽の進行に伴う土圧増加が起こり、現場計測と同様の傾向が見られたが、現場計測に見られたような切羽に近づいたときに発生する急激な土圧減少は見ることはできなかった。土圧が増加することについては、掘削に伴う切羽前方の新たなアーチ効果のために、トンネル半径方向に土圧を発生させていることが原因として、また計測結果で切羽に近づいたときに発生した急激な土圧減少については、切羽面の緩みが弾性体モデルでは十分に表わせないことが原因として推察される。

5. まとめ

本研究により、以下のことがわかった。

- ・切羽が進行することによって変化する、切羽前方地山のトンネル縦断方向の変位、すなわち押し出し量を計測することができた。押し出し量は2現場で計測結果が異なったことから、地山条件によって切羽前方地山の縦断方向の変位が始まるときの切羽距離や最終押し出し量が異なること、また内空へ地山が押し出す前に、いったん地山側への押し出しと逆方向の変位が発生する現象が起こる場合があることがわかった。
- ・数値解析の結果から、側圧係数によって、縦断方向の変位が始まるときの切羽距離が変化したり、内空へ地山が押し出す前に、いったん地山側への押し出しと逆方向の変位が発生する現象が見られる場合があることがわかった。また、土被りの一定な場合と土被りが変化する場合でも、切羽進行に伴う、切羽前方地山の押し出し変位の挙動が異なり、土被り等の地形条件によっても変化することがわかった。
- ・切羽が進行することによって変化する、定性的な鉛直方向の土圧変化を把握することができた。計測結果によると、切羽に近づく6D~2Dの切羽距離のときに土圧が増加し、切羽が2Dに近づいたときに急激な減少が見られることがわかった。

2つのトンネルにおいて、切羽前方地山の変位および土圧計測を実施し、弾性体による数値解析を行ったが、今後は、補助工法が地山に作用する効果についても検討を行っていく予定である。

1. まえがき

合理的な耐震設計や正確な地震被害の想定を行うためには、地震動の特性を正確に把握することが重要である。地震動の特性については未解明な問題も多く、そのような問題の1つに、不整形地盤での地震動の増幅特性が挙げられる。不整形地盤とは、地形や基盤の深さ、土質定数等の地形及び地盤条件が急激に変化する地盤のことである。このような地盤においては局所的な地震動の増幅を生じることが過去の被害事例の検討や強震記録の解析等から指摘されており、従来から不整形地盤に関する研究が数多く行われている。しかしながら、不整形地盤における地震動増幅のメカニズムは多くの要因が影響し複雑であるため、正確な増幅特性の把握は困難となっている。

このような背景から、本研究では、不整形地盤における地震動の増幅特性を簡便に評価するための手法を検討し、提案した。

2. 検討手法

本研究では、まずはじめに、種々の不整形地盤をモデル化して地震応答解析を行い、地震動増幅を算出した。そして、その結果に基づき不整形地盤における地震動増幅と相関の高い指標を抽出し、その評価手法について検討を行った。

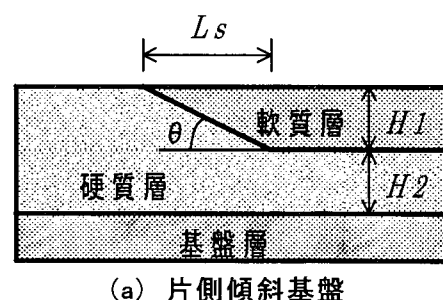
2.1 地盤モデルの設定

解析に用いた基本的な地盤モデルは、関東地域の平均的な地形・地質条件を想定して、洪積砂土層(せん断弾性波速度 $V_s=270\text{m/sec}$)相当の硬質層の上に軟弱な沖積粘土層($V_s=100 \sim 200\text{m/sec}$)相当の軟質層が分布するモデルとした。また、基盤層は江戸川層相当層($V_s=500\text{m/sec}$)とし、基盤までの層厚は全て 60m とした。

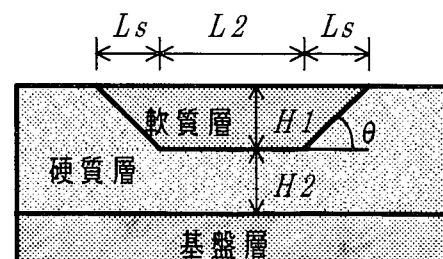
地盤モデルは、硬質層の形状から大きく分けて片側傾斜基盤と両側傾斜基盤(図-1(a)(b))の2種類とし、それぞれについてパラメータを変化させて、片側傾斜基盤は40ケース、両側傾斜基盤については30ケースを設定した。ケース設定に用いた主なパラメータとその設定範囲は①軟質層の厚さ $H1$ ($10 \sim 40\text{m}$)、②基盤の傾斜区間の長さ Ls ($20 \sim 1440\text{m}$)、③両側傾斜基盤の軟質層底辺の長さ $L2$ ($50 \sim 600\text{m}$)、④軟質層のせん断弾性波速度($100 \sim 200\text{m/sec}$)及び硬質層のせん断弾性波速度($180 \sim 405\text{m/sec}$)、等である。

2.2 解析手法

解析手法としては、土の非線形性を等価線形化手法で考慮し、地盤の不整形性を考慮した二次元解



(a) 片側傾斜基盤



(b) 両側傾斜基盤

図-1 地盤モデル

析を有限要素法プログラム FLUSH¹⁾で行い、地盤の不整形性を考慮しない一次元解析は重複反射理論に基づく SHAKE²⁾により行った。なお、入力波形は、茨城県南部の地震(1983 年)の際に土木研究所(Ⅱ種地盤)で観測された強震記録と、宮城県沖地震(1978 年)の際に開北橋(Ⅰ種地盤)で観測された強震記録の2波形を、地表での最大加速度が 200 ～ 300gal 程度の加速度となるように、最大加速度を 100gal に調整して用いた。

2.3 地盤の不整形性による地震動増幅程度の評価指標

地盤の不整形性による増幅程度を評価するため、その指標として $R_{max}(Sa)$ を次のとおり定義する。まず、地盤モデル地表上のある任意の地点において、二次元解析及び一次元解析により求められる地震動の加速度応答スペクトル(減衰定数 5%)を $Sa(T)_{2D}$ 、 $Sa(T)_{1D}$ とし、両者の比を $r(Sa(T))$ とする。

$$r(Sa(T)) = Sa(T)_{2D} / Sa(T)_{1D}$$

次に、 $r(Sa(T))$ の固有周期 $T = \{0.1 \sim 5\text{sec}\}$ における最大値を増幅率 $R(Sa)$ とする。なお、 $R(Sa)$ は、2.2 で示した2種類の入力波形から算出される値の平均値とした。

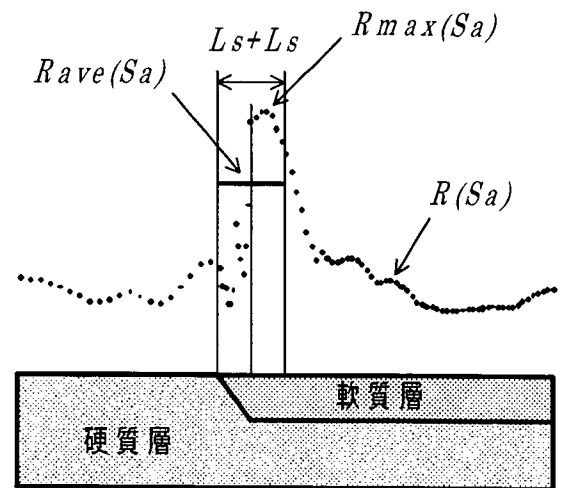
以上より、地盤モデル上の全ての地点において定義される $R(Sa)$ のうち、最大値を $R_{max}(Sa)$ と定義する。

なお、基盤の形状により増幅率 $R(Sa)$ の分布形状(図-2 参照。)が複雑に変化する等の理由から、上記で定義した $R_{max}(Sa)$ は、耐震設計で考慮すべき地震動の増幅程度を評価する指標としては、必ずしも適切でない可能性も考えられる。そこで、増幅率が大きくなる区間での $R(Sa)$ の平均値($R_{ave}(Sa)$ とする。)を増幅程度の評価値とする検討も行った。平均を取る区間は、片側傾斜基盤については基盤が傾斜している区間を軟質層側に L_s だけ延長した区間(図-2 (a)の $L_s + L_s$ の区間)とし、両側傾斜基盤については地表上での軟質層の区間(図-2 (b)の $L_s + L_2 + L_s$ の区間)とした。

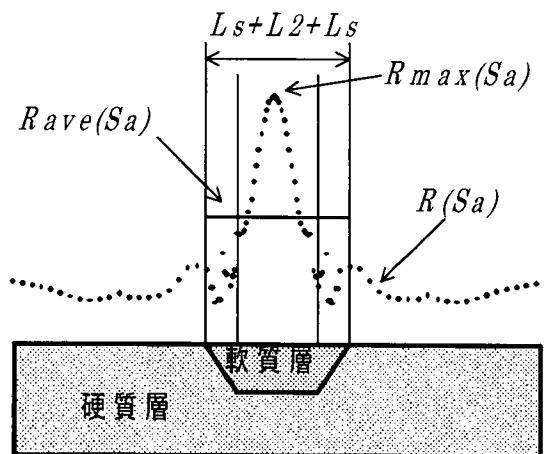
3. 検討結果

3.1 地震動増幅に影響を与えるパラメータ

2.3 で定義した $R_{max}(Sa)$ について、片側傾斜基盤の軟質層の厚さ、傾斜区間の長さ、土質定数等のパラメータを変化させたときの影響について検討を行った。その結果を図-3 及び図-4 に示す。図-3 は、 $R_{max}(Sa)$ と軟質層の厚さの関係を示しており、軟質層が厚くなるほど $R_{max}(Sa)$ が大きくなっている。また、図中の V_s は軟質層の平均せん断弾性波速度を示しており、軟質層が軟らかい(V_s が小さい)ほど $R_{max}(Sa)$ が大きいことがわかる。図-4 は、基盤の傾斜角度と $R_{max}(Sa)$ の関係を



(a) 片側傾斜基盤



(b) 両側傾斜基盤

図-2 評価指標の考え方

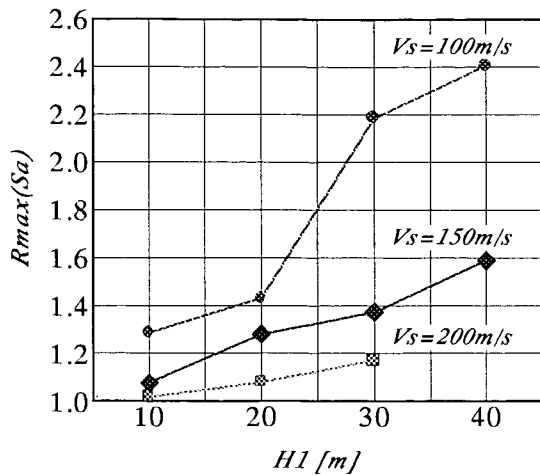


図-3 軟質層厚と $R_{max}(Sa)$ の関係

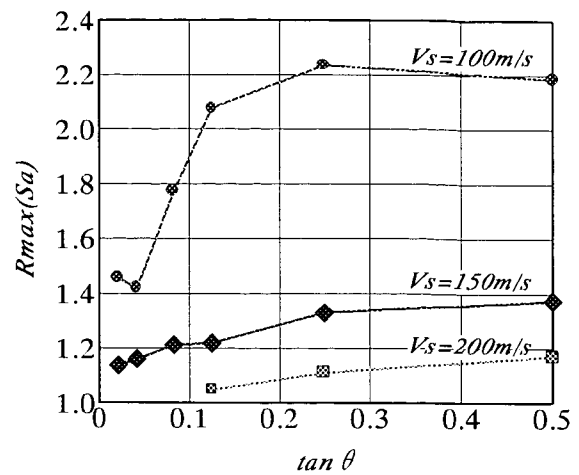


図-4 傾斜角度と $R_{max}(Sa)$ の関係

示しており、傾斜角度 $\tan \theta < 1/8$ では、 $V_s=100\text{m/sec}$ のモデルで増幅率が急激に低下しているが、 $\tan \theta \geq 1/8$ ではどのモデルも $\tan \theta$ に依らず増幅率はほぼ一定である。以上より、片側傾斜基盤の地震動増幅に影響を与えるパラメータとして、軟質層厚 ($H1$) と土の物性 (V_s) の影響が大きいことがわかった。

この結果に基づいて、地盤の不整形程度を表す ΔT_G [sec] と片側傾斜基盤の地震動増幅との関係について検討した結果、両者の相関が良いことがわかった。なお、 ΔT_G は地盤の特性値を示す T_G [sec]³⁾ を用いて、次の通り定義される。

$$\Delta T_G = T_G^{\max} - T_G^{\min}$$

ここで、 T_G は層厚 [m] 及び地層のせん断弾性波速度 [m/sec] により算出され、 $T_G^{\max}$ は軟質層が最も厚い部分の T_G 、 $T_G^{\min}$ は軟質層が最も薄い部分の T_G である。

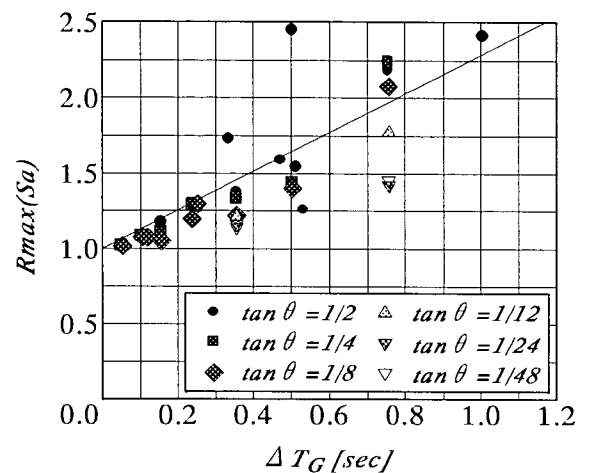
3.2 不整形地盤における増幅程度の定式化

片側傾斜基盤について、増幅率と ΔT_G との関係を図-5に示す。また、片側傾斜基盤の評価式として次式を得た。なお、 $\tan \theta < 1/8$ では増幅率が著しく低下するため、 $\tan \theta \geq 1/8$ のケースのみで回帰分析を行った。

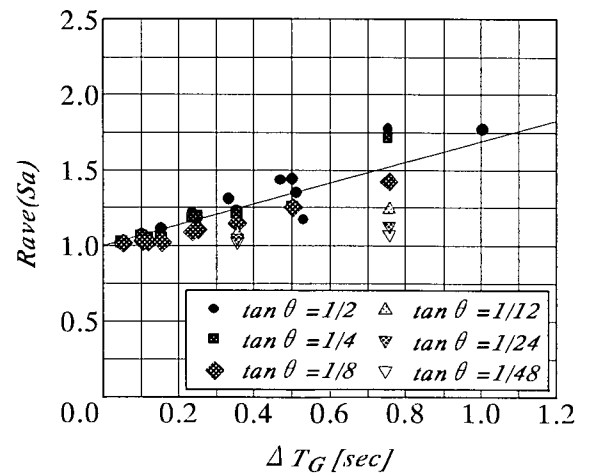
$$R_{max}(Sa) = 1.29\Delta T_G + 1.0$$

$$R_{ave}(Sa) = 0.69\Delta T_G + 1.0$$

両側傾斜基盤についても同様に、増幅率と ΔT_G との相関を調べ、図-6の結果を得た。ここで、片側傾斜基盤の検討結果より、傾斜角度の影響は比較的小さいため、両側傾斜基盤では、傾斜角度を $\tan \theta = 1/2$ として、軟質層底辺長 $L2$ についてまとめた。なお、 $L2$ による増幅率の変化は小さかった



(a) $R_{max}(Sa)$ と ΔT_G の関係



(b) $R_{ave}(Sa)$ と ΔT_G の関係

図-5 片側傾斜基盤の評価式

ため、全てのケースについて回帰分析を行い、両側傾斜基盤の評価式として次式を得た。

$$Rmax(Sa)=2.31\Delta T_G+1.0$$

$$Rave(Sa)=0.99\Delta T_G+1.0$$

ΔT_G と $Rmax(Sa)$ 及び $Rave(Sa)$ との関係を比べると、片側傾斜基盤及び両側傾斜基盤の両方とも、 $Rave(Sa)$ の方がデータにばらつきが少なく、 ΔT_G と良い相関を示している。

3.3 増幅が大きくなる周期帯

地盤の不整形性に起因する地震動の増幅が大きくなる周期帯について検討を行った。なお、いずれの地盤モデルにおいても増幅が大きくなる周期帯は地点に依らず、ほぼ一定であったので、本検討では、 $Rmax(Sa)$ が出現する地点の増幅特性を対象とし、その評価指標としては以下を考えた。

- ①軟質層から算定される地盤の特性値 $T_G^{AC}[\text{sec}]$
- ②レーリー波の群速度が最小となる周期 $T_s[\text{sec}]$

上記指標の妥当性を確認するために、増幅特性を評価する上で有意と考えられる $Rmax(Sa) > 1.2$ のケースについて、 $Rmax(Sa)$ を与える固有周期 T と T_G^{AC} 及び T_s の関係を検討した。その結果、図-7に示されるように、 T_s は長周期帯で乖離が見られるが、 T_G^{AC} は広い周期帯で T と良く一致することがわかった。

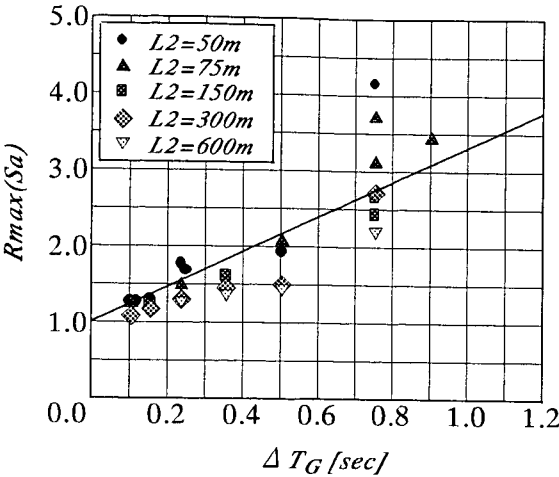
4. まとめ

本研究では、片側傾斜基盤及び両側傾斜基盤の増幅程度 $Rmax(Sa)$ 及び $Rave(Sa)$ を ΔT_G で良く評価できることを示し、その評価式を提案した。また、増幅が最大となる周期は、簡単に算出が可能な軟質層の特性値 T_G^{AC} により概ね評価できる可能性を示した。

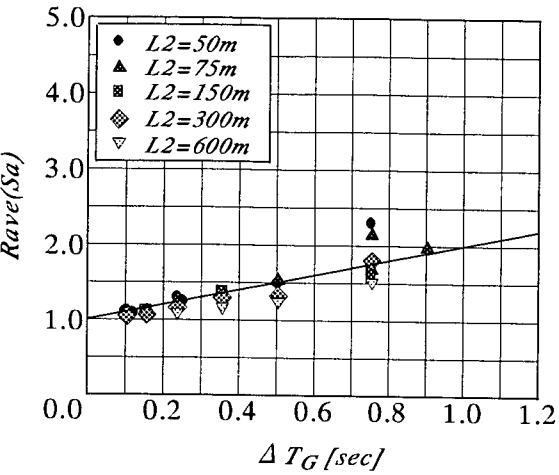
今後は、より複雑な不整形地盤での地震動増幅特性の検討を行う予定である。

【参考文献】

- 1) J.Lysmer, et al. : FLUSH, A Computer Program for Approximate 3-D Analysis of Soil-Structure Interaction Problems, EERC Report No.75-30, UC, Berkeley, Nov.,1975
- 2) P.B.Schnabel, et al. : SHAKE, A Computer Program for Earthquake Response Analyses of Horizontally Layered Sites, EERC Report No.72-12, UC, Berkeley, Dec., 1972
- 3) 道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、(社)道路協会、平成8年12月



(a) $Rmax(Sa)$ と ΔT_G の関係



(b) $Rave(Sa)$ と ΔT_G の関係

図-6 両側傾斜基盤の評価式

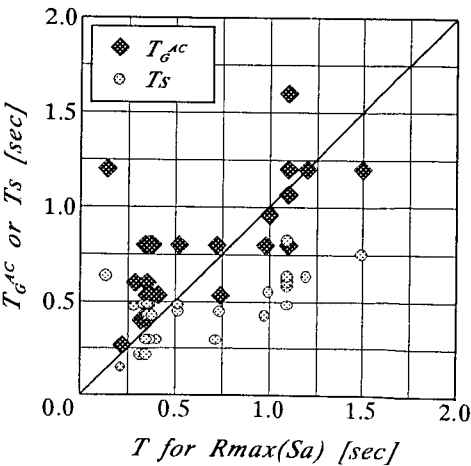


図-7 $Rmax(Sa)$ を与える固有周期 T と T_G^{AC} 及び T_s の関係

超多径間連続免震橋の地震応答特性と耐震設計法

耐震技術研究センター 耐震研究室 大住 道生

1. はじめに

多径間連続免震橋は、下部構造に与える地震力を軽減するとともに、桁の連続化により伸縮装置の減少を可能とし、走行時の快適性の向上、交通振動・騒音の低減、維持管理の合理化などの利点がある。現在我が国において一般的な橋梁形式での最長連続長は静岡県の大仁高架橋（25m×29 支間=725m）である¹⁾。今後さらなる多径間連続化を図る場合に、どこまで連続化が可能か、また、橋長の増加により連続した1橋梁の中で地盤条件が変化する場合や地震動の場所的な違いの影響を考慮する必要が生じる場合もあると考えられ、多径間連続化に伴う課題について検討する必要がある。

以上のような背景のもとで、本報告では連続長 2400m までの3種類の桁の連続免震橋を対象に、限界連続長について検討するとともに、地盤条件の変化の影響や地震動の入力位相差の影響について動的解析により検討した。さらに、以上の結果をもとに、超多径間連続免震橋の設計において留意すべき点を整理し、耐震設計法としてとりまとめた。

2. 限界連続長の検討

2.1 解析条件

限界連続長の解析対象とした橋梁の諸元は表-1に示すとおりであり、平面線形としては温度応力時の支承のせん断ひずみや桁端部変位が厳しい条件となる直線橋を考えることにした。都市内高架橋を念頭に置き、上部構造としては鋼I桁、鋼箱桁、PC箱桁の3種類について検討した。

支間長は一般的に採用されることが多いそれぞれ 35m, 60m, 40m とし、下部構造は張出し式RC橋脚（矩形断面）、I種地盤を想定して基礎は直接基礎、免震装置としては高減衰積層ゴム支承を用いた。設計は平成8年の道路橋示方書に従って行った。温度変化の影響および地震の影響、それぞれの荷重の組合せから支承の設計および橋脚の設計を行い、支承の特性や橋脚の断面を定めた。解析ケースとしては、支間長を一定とし、径間数を 20, 30, 40（PC桁は 24, 32, 40）に変化させた。

2.2 解析結果

(1) 支承の変位量

① 支承の体積を最小とした場合

支承の体積が最小となる条件で計算した場合の温度変化による支承の最大変位、地震時保有水平耐力法による設計での支承の最大変位を図-1に示す。この図から分かるように、径間数の増加とともにそれぞれの変位は増加するが、地震時の変位の方が温度変化による変位よりも大きくなっており、温度変化による変位はこの条件では設計上支配的となっていない。しかし道路橋示方書に規定されるけたかかり長の制約から端橋脚の必要天端幅を求めると、例えば鋼箱桁の場合、20径間連続の場合で 3.4m、40径間連続の場合では 4.3m となり、地震時の変位が大きいために、橋脚の必要天端幅が大きな値となってくる。

② 支承の剛性を変化させて橋の固有周期比を変えた場合

表-1 解析対象とした橋梁条件

平面線形	直線橋
上部構造形式	鋼I桁、鋼箱桁、PC箱桁
支間長	35 m, 60 m, 40 m
下部構造	張出し式橋脚（矩形断面） 高さ：12m
基礎構造形式	I種地盤：直接基礎 II種地盤：杭基礎
免震装置	高減衰積層ゴム支承（2方向免震）

支承の体積最小の条件により設計した場合には支承の最大変位量が非常に大きくなることから、支承の変位を小さくするために、支承の体積を最小化する条件から橋の固有周期比をコントロールする条件に変えて、鋼箱桁の場合を対象に同様の計算を行った。

図-2は、固有周期比を変化させた場合の径間数と地震力による支承の最大変位の関係を示したものである。これによれば橋の固有周期を短くすれば支承の変位を小さくすることが可能である。ただし、固有周期比を $2T$ にした場合には、支承の剛性を高めるために平面形状を大きくする必要が生じ、体積で最小寸法の場合の1.8~2倍に増大することとなる。

また、図-3は、固有周期比を変化させた場合の径間数と温度変化による支承の最大変位の関係を示したものである。これによると、温度変化による支承の最大変位は径間数の増加に従って増加し、橋の固有周期比にはほとんどよらないことが分かる。この結果を図-2と比較してみると、固有周期比 $2T$ 、40径間の場合には支承の最大変位は温度変化の影響によって決まることが分かる。このように、さらに多径間化した場合にはより温度変化の影響が大きくなることが予想される。

(2) 温度変化により主桁に生じる軸力

鋼桁の場合に温度変化により主桁に生じる軸力を、桁の死荷重・活荷重に対して設計された常時の耐力と比較したのが図-4である。ただし、このときの支承剛性は支承体積を最小としたものであり、主桁の断面は下フランジとウェブの3分の1が軸力に対する有効断面と仮定した。この図から、径間数を長くするほど軸力が増加するが、この値は多少の補強により対処できるレベルであることを確認した。

3. 地盤条件変化の影響の検討

3.1 解析条件

解析対象とした橋梁の諸元は表-1に示したPC箱桁橋である。解析では多質点系の骨組構造モデルを用いた。ここで、地盤条件の違いにより、基礎の地盤バネが変化することが考えられるが、ここでは基礎の地盤バネはすべて等しいと仮定した。また、橋脚の剛性については基部は降伏剛性、上部は弾性剛性とし、免震支承の剛性としては等価剛性を用いた。解析では、地盤種別（Ⅰ種、Ⅱ種、Ⅰ種とⅡ種の混合）、径間数（6.24.40径間）、をパラメータとして変化させた。入力地震動としては、道路橋示方書耐震設計

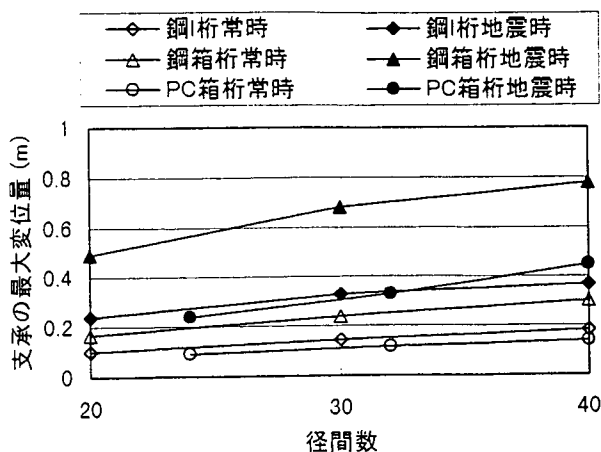


図-1 径間数と支承の最大変位量の関係

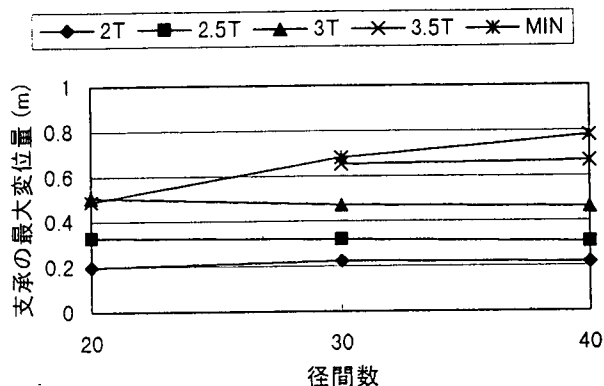


図-2 固有周期比と支承の地震時最大変位量の関係

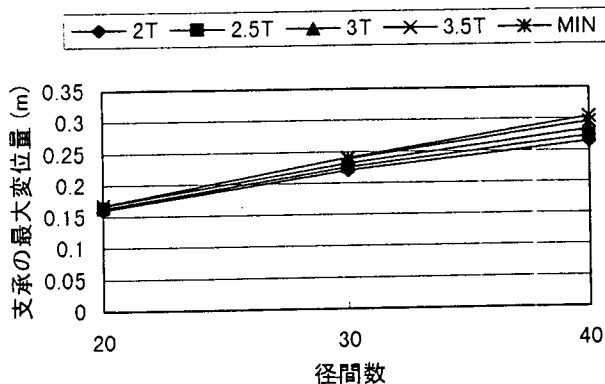


図-3 固有周期比と温度変化による
支承の最大変位量の関係

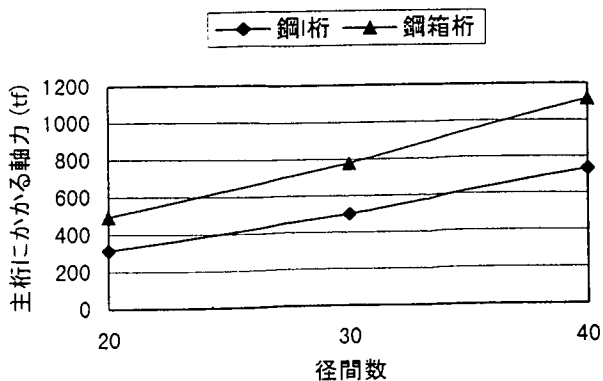


図-4 連続径間数と主桁軸力の関係

編に規定されるⅠ種地盤、Ⅱ種地盤の地震時保有水平耐力法に用いるタイプⅡの標準波を用いることとし、地盤条件に応じてそれぞれ入力した。

3.2 地盤条件変化部の影響の検討

図-5は、固有周期比約3Tで、40径間連続免震橋(連続長960m)の連続区間の中間に地盤条件変化部がある場合の橋軸方向入力に対する免震支承の最大変位を示したものである。ここで、橋脚番号1から20までがⅠ種地盤内にあり、橋脚番号21から41はⅡ種地盤内にある。なお、ここには、それぞれ地盤条件がⅠ種の場合、Ⅱ種の場合についても比較のため示している。

免震支承の最大変位は地盤条件変化部においても顕著な差は見られず、ほぼ一定という結果となっている。これは、地盤条件の違いがあっても橋全体としては一体となって振動するためと考えられる。そしてその値は、橋梁全体がⅠ種地盤内にある免震支承の最大変位、および橋梁全体がⅡ種地盤内にある免震支承の最大変位の間に入っている。免震支承の変位は橋脚にかかる水平力に影響するため、橋脚の曲げモーメントについても同様の傾向になる。

このときに、主桁に生じる最大軸力を計算してみると図-6のようになる。これによると、地盤条件が均一である場合には主桁にはほとんど軸力は作用していないが、地盤条件が変化する場合は、地盤条件の変化点で主桁の軸力は最も大きく、本ケースでは主桁軸力は最大約5500(tf)となる。

同様に、径間数が24径間の場合について解析を行うと、免震支承の最大変位は40径間の場合とほぼ等しい値となるが、主桁の軸力は最大約3100(tf)であった。これらの値が主桁の軸力として設計上の許容値内に収まっているのかどうか照査を行った。主桁に作用する力として、桁の自重、橋面荷重、活荷重、PC線による有効プレストレス、そして地震時の支承から作用する水平力を考慮した結果、径間数24(連続長960m)の場合は、中間支点および支間中央の桁上縁で引張軸力が耐力を越えるが、補強により対処できる範囲内であり、その他の点では地震荷重作用時の断面力が断面耐力を越えないことが分かった。

しかし、径間数40(連続長1600m)の場合は、補強のみで対処するには少し大きい軸力となる。このため、免震支承の剛性を変化させて橋の固有周期を変化させた場合の支承の最大変位を図-7に、主桁

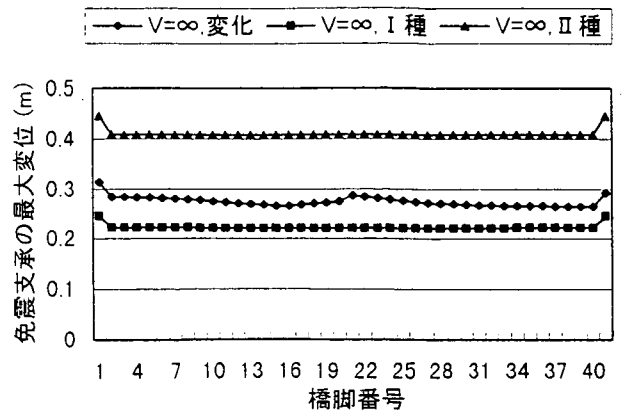


図-5 地盤条件の変化による支承の最大変位

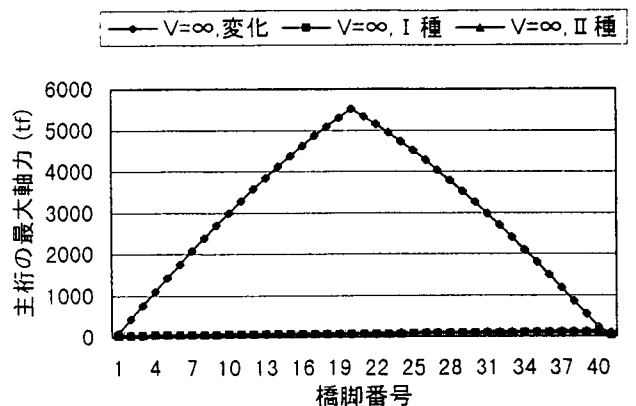


図-6 地盤条件の変化による主桁の最大軸力

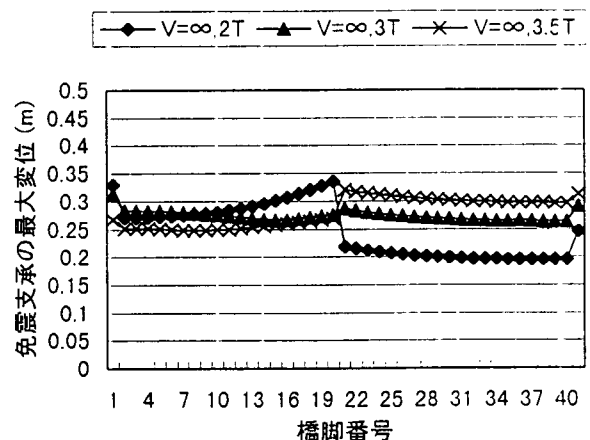


図-7 固有周期比と支承の最大変位の関係

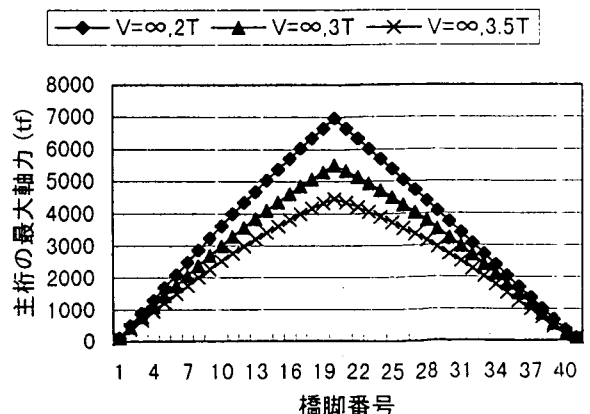


図-8 固有周期比と主桁の最大軸力の関係

の最大軸力を図－8に示す。これによれば、橋軸方向加振の場合、橋の固有周期を変化させても支承の最大変位はあまり影響を受けないが、主桁の最大軸力は長周期化により低減できることが分かる。

4. 検討結果のまとめと耐震設計上の留意事項

超多径間連続免震橋の限界長の決定要因および地震力が作用する場合の地盤条件の変化の影響を動的解析により検討した。検討結果をまとめると、以下の通りである。

4.1 限界連続長の検討

- (1)連続径間数の増大に伴い、必要支承体積は増加する。
- (2)支承の最大変位は、支承の等価剛性が大きく連続長が長い場合に温度変化により決定されるが、一般的には地震時保有水平耐力法による設計法で支配的となる。
- (3)支承の等価剛性を上げることにより、温度変化による主桁の軸力が大きくなる。
- (4)今回の試算では連続長 2400m の多径間連続免震橋は設計可能であることが明らかになったが、けたかかり長等が大きくなる場合もあり、固有周期の設定法等、設計上の配慮が必要とされる。

4.2 地盤条件変化部の影響の検討

- (1)橋軸方向加振では地盤条件の変化部のある場合の支承の最大変位は全体がそれぞれの地盤内にある場合の中間的な値となり、最大変位はどの橋脚上もほぼ一定である。この傾向は連続径間数が増加しても同様である。
- (2)橋軸方向加振では地盤条件変化部を中心に主桁の軸力が増加し、連続長の増加とともに増大するが、長周期化により主桁軸力は低減できる。

4.3 超多径間連続免震橋の耐震設計上の留意事項

以上の検討結果をもとに、超多径間連続免震橋の耐震設計上の留意事項をまとめると以下のようになる。

(1)固有周期の設定法

多径間化するほど、温度変化の影響や地震の影響により支承の変位が大きくなる。道路橋示方書では、固有周期比を2程度以上とするように規定されているが、支承の相対変位を支承本体の設計や橋脚天端の縁端距離、桁端部の設計の観点から合理的な範囲に設計するためには、固有周期を適切に設定する必要がある。

(2)地盤条件の変化や地震動の箇所別の違いの影響

免震橋の場合には、橋桁を相対的に剛性の低い免震支承で支持しているため、地盤条件の変化や地震動の箇所別の違いが、橋の地震応答や橋脚の断面力等に与える影響は小さい。このため、地震時の全体系の挙動を把握した上で、それぞれの地盤条件に応じて設計することが可能である。

(3)軸力に対する上部構造の設計

温度変化の影響や地盤条件の変化がある場合には、多径間化するほど主桁に生じる軸力が大きくなる。主桁の軸力は、固有周期比を大きくすることにより緩和することが可能であり、上記(1)の条件と同時に配慮する必要がある。

参考文献

- 1) 増本秀二、原広司、山下幹夫：大仁高架橋の計画（超多径間連続免震橋梁）、土木技術、Vol.48, No.8、1993年8月
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書Ⅴ耐震設計編、1996年
- 3) 建設省：道路橋の免震設計法マニュアル(案)、1992年
- 4) 大住道生、運上茂樹：地盤条件の変化が多径間連続免震橋の地震応答に及ぼす影響、第24回地震工学研究発表会、1997年7月
- 5) 大住道生、運上茂樹：多径間連続免震橋の限界橋長に関する研究、土木学会第52回年次講演会、1997年9月

地震による斜面崩壊の特徴の検討

建設省土木研究所 急傾斜地崩壊研究室 小嶋 伸一

1. まえがき

1995年1月17日の兵庫県南部地震の仁川百合の町の斜面崩壊や、1997年3～5月の鹿児島県北西部地震により発生したがけ崩れ災害等、平成5年以降のだけでも表-1に示すように多くの地震が発生し、これにより引き起こされたがけ崩れのために、多数の死傷者や家屋被害が生じている。

また、兵庫県南部地震では、地震後の降雨による斜面崩壊の発生や拡大等による2次災害の

危険性が注目され、緊急点検等が実施されているが、地震動の影響が大きかったと思われる範囲の急傾斜地崩壊危険箇所等の全箇所(1,101箇所)に対する点検であり、危険度の判定も点検者の判断にゆだねられ、調査範囲や点検箇所・点検要領など系統だった手法が確立されていない。

表-1 斜面災害を引き起こした主な地震(1993～)

発 生 日	地 震 名	規 模	斜 面 災 害
平成5年1月15日	釧路沖地震	7.8	釧路市を中心に住宅・道路等の盛土地盤で多数の崩壊が発生した
平成5年2月7日	能登半島沖地震	6.6	崖崩れ7
平成5年7月12日	北海道南西沖地震	7.8	奥尻島、渡島半島を中心に多数の崩壊が発生、奥尻地区では崩壊により洋々荘で死者31名
平成6年10月4日	北海道東方沖地震	8.1	崖崩れ3
平成6年12月28日	三陸はるか沖地震	7.5	崖崩れ2
平成7年1月17日	兵庫県南部地震	7.2	六甲山系南東部を中心に多数の崩壊が発生し、仁川百合野町地区、玉生ヶ丘地区等の斜面災害で死者37名
平成9年3月26日 ～5月13日	鹿児島県北西部地震	6.3	一連の地震によるがけ崩れにより家屋半壊3戸、一部破損34戸

2. 目的

このような地震による斜面崩壊に対する適切な対策や、2次災害防止のための緊急調査を効果的に実施するためには、地震により影響を強く受ける範囲や崩壊の発生しやすい箇所を抽出することが重要である。そこで、既往の文献調査や兵庫県南部地震等の現地調査結果をもとに、地震により斜面崩壊が発生しやすい範囲や地形について検討を実施した。

3. 方法と結果

推定される又は発生した地震に対して、効果的に対策を実施するためには、以下の項目を明らかにする必要がある。

- ①どのくらいの範囲で崩壊が発生する恐れがあるのか(調査範囲の設定)
- ②どのような地形で崩壊が発生しやすいのか(調査箇所の決定)
- ③その斜面の危険度はどの程度なのか(危険度の判定)

今回は、この内の①、②について検討を実施したので報告する。

3. 1. 調査範囲の設定手法の検討

地震による斜面崩壊の発生範囲は地震の規模が大きいくほど広く、文献3)では、最大加速度が200galを超えた範囲で崩壊が顕著に発生する、文献4)では、最遠崩壊地での最大加速度は平均100gal(最小50gal)となっている。

そこで、既往の文献等1)～8)等をもとに、地震の規模と崩壊発生範囲について整理し、結果をD. K. KEEFERによる地震規模と崩壊発生範囲に加筆した(図-1)。

3. 2. 調査箇所の決定手法の検討

地震による過去の崩壊事例等から、地震時には尾根型の斜面で崩壊が発生しやすい傾向がある^{9), 10)}。また、遷急線の有無も崩壊発生に関わるは重要な要因である。¹¹⁾。このような尾根地形や突出した地形は、一つの単位として振動し、地震動が増幅される。そこで、兵庫県南部地震による崩壊事例をもとに、崩壊発生率と遷急線の影響、震央と尾根の向き、尾根に対する崩壊地の部位や崩壊地の標高等の地形要因を整理した。

今回の検討に用いた解析区域を図-2に示す。解析区域は、崩壊地数、尾根方向、震央距離等を考慮して震央から、須磨地区、灘・東灘地区、宝塚地区(A, B)とした。

地形要因は、1/10,000地形図から求めたが、解析地内の地震によって発生したと推定される288箇所の崩壊地については、現地踏査を行っている。また、解析地域内における地震による崩壊の形態は風化花崗岩節理面に沿った緩みにより発生した崩壊厚さの薄い崩壊が大部分を占め、崩壊幅は5～10m未満、厚さは2m未満の、比較的小規模な崩壊が多かった。

1) 遷急線と崩壊発生率

今回の地震による崩壊地は、遷急線を挟むものが大部分を占めている。そこで、崩壊発生率(遷急線1km当りのに対する崩壊箇所数)と遷急線の影響について整理を実施した。

用語の定義については図-3

を参照されたい。整理結果を、

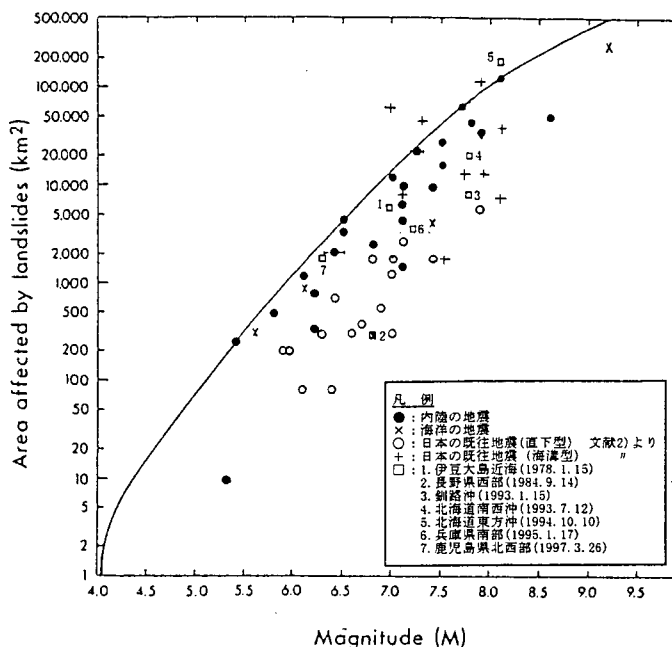


図-1 地震規模と崩壊発生範囲(文献1)より加筆)

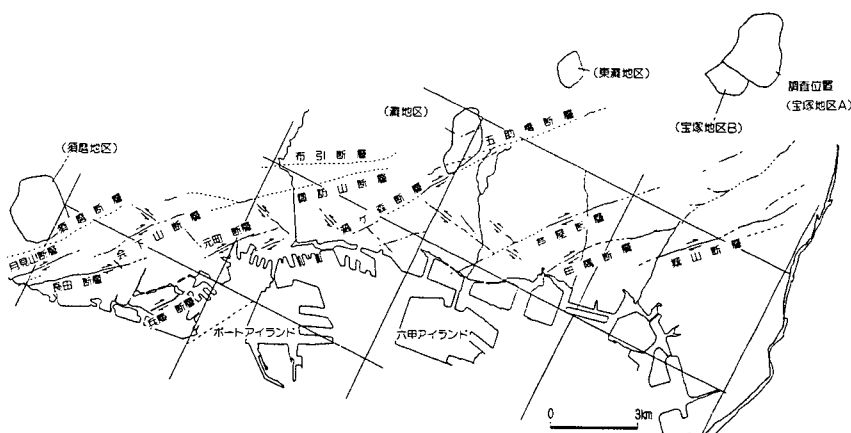


図-2 解析範囲位置図(兵庫県南部地震, 1995)

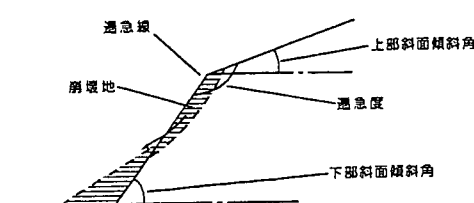


図-3 遷急線と用語の定義

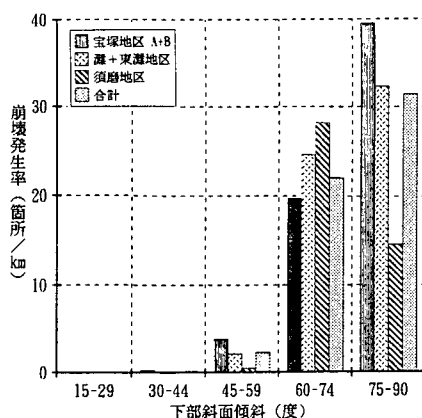


図-4 下部斜面傾斜度との関係

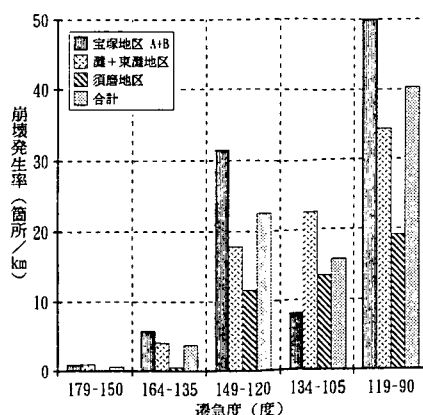


図-5 遷急度との関係

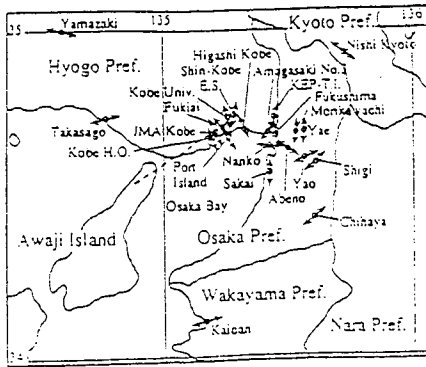
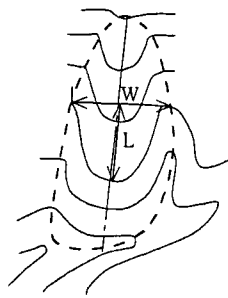


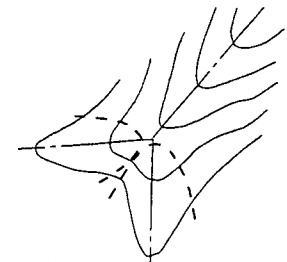
図-6 地震動の主軸方向¹³⁾



尾根抽出の基本
 $L \geq W/2$
 $W \geq 70 \sim 100 \text{ m}$

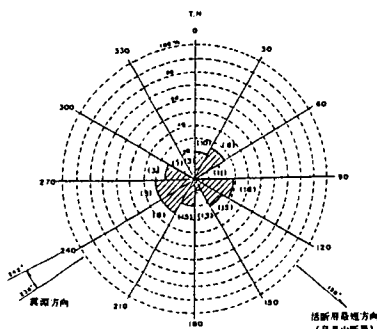


尾根の屈曲による細分
 $\alpha \geq 20^\circ$

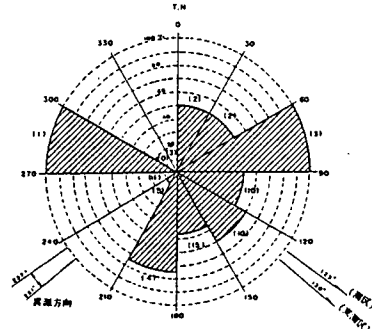


尾根の張り出しによる細分

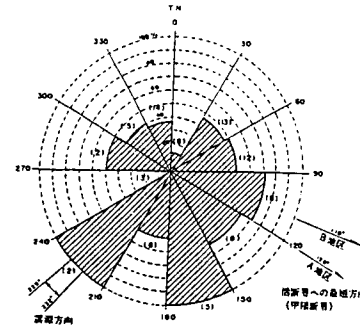
図-7 尾根地形の抽出法



(a) 須磨地区



(b) 東灘・灘地区



(c) 宝塚地区A+B

図-8 尾根ののび方向と崩壊発生率

図-4、図-5に示す。崩壊発生率は、図からわかるように、下部斜面傾斜 60° を境に急激が増えている。また、遷急度が小さい程、崩壊しやすくなる傾向が認められる。

2) 震央方向と尾根ののび方向による崩壊発生率

震央方向と振動単位と考えられる尾根の方向について検討した。地震動の主軸方向は、図-6に示すように震央に対してほぼ直角である。また、尾根の抽出方法やのび方向は、図-7に従った。

崩壊発生率を崩壊地を含む尾根の数/尾根の数と定義し、解析範囲内に分布する尾根ののび方向 30° 毎に、崩壊発生率を整理し、解析地域に対する震央方向を記載した。整理結果を図-8(a)~(c)に示す。崩壊地を含む尾根は、須磨地区、東灘・灘地区では震央方向に直交方向で頻度・崩壊発生率が大きい傾向がある。同様に宝塚地区においても震央方向に直交方向で崩壊発生率が大きい、頻度としては震源方向に反対側で大きくな

っている。

3) 尾根方向と崩壊発生位置

次に、図-9に示すように、尾根に対する崩壊地の部位を検討する。部位による崩壊発生頻度は図-10

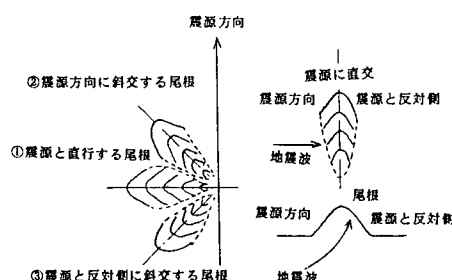


図-11 地震動入力の方

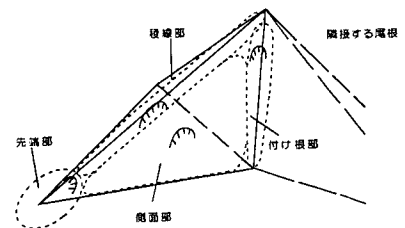


図-9 崩壊地の部位

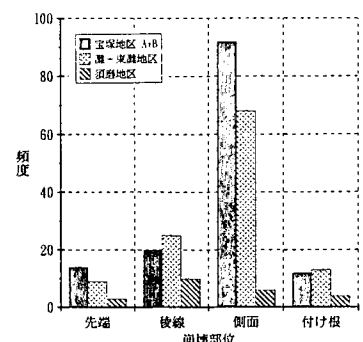


図-10 崩壊発生部位

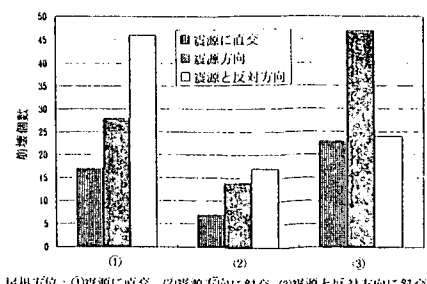


図-12 入力方向と崩壊発生率

に示すように側面で最も多い。今、地震動の入力経路を図-11のように考えると、地震エネルギーは震央と反対側の斜面で最も大きくなる。そこで尾根ののび方向を震源に対して、震央側、直行、反対側と分け、崩壊が発生しやすさを整理した。結果を図-12に示す。震源に対し直交する尾根では反対方向の斜面で崩壊が多く発生しているが、他の方向にのびる尾根では明瞭な傾向が認められない。

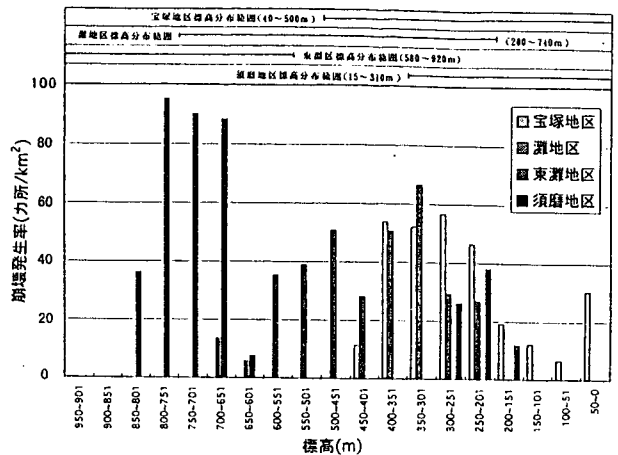


図-13 標高別崩壊発生率

4) 崩壊地の高さと崩壊のしやすさの検討

最後に、山体も卓越周波数を持っており、斜面崩壊がある周波数において発生しやすくなると仮定すると、卓越周波数の一致した高さで斜面が崩壊しやすくなると考えられる。そこで、崩壊地頭部の標高と崩壊発生率について整理した。崩壊発生率は、斜面の標高を50m毎に分け水平方向の投影した面積でその範囲に崩壊頭部をもつ崩壊地の数を除した値とした。

図-13に結果を示す。図を見ると解析地区標高分布範囲の中央部付近をピークに崩壊が発生している傾向が認められる。

4. まとめ

今回、地震による斜面崩壊発生範囲と、発生率と遷急線、尾根の向きや崩壊地の部位、崩壊地の高さ等の地形要因を整理した結果以下のことがわかった。

- ①地震による斜面崩壊は地震の規模が大きくなるほど崩壊発生範囲は広くなり、その崩壊が発生する最大範囲がわかった。
- ②下部斜面傾斜が大きいほど、崩壊発生率は大きくなる。また、遷急度が小さいほど崩壊発生率は大きくなる。
- ③震央方向に直交した尾根で、崩壊地を含む尾根が多い。
- ④崩壊は、尾根に対して側部の多く発生し、震央の反対側の斜面が崩壊が発生しやすい傾向がある。
- ⑤標高分布範囲の中央付近で、崩壊発生率が多くなっている。

なお、今後はこれらの要因を複合して崩壊への影響を評価するとともに、震央距離による崩壊の特徴や、地震動の主要動方向、初動の方向について整理していく必要がある。

参考文献・引用文献

- 1) DAVID K. KEEFER: Landslide caused by earthquakes, Geological Society of America Bulletin, Vol.95, pp.406-421, April 1984
- 2) 田村俊和: 地震により表層滑落型崩壊が発生する範囲について、地理学評論 51-8 pp.662~672, 1978
- 3) 高橋博 他3: 斜面災害の予知と防災、白亜書房(1986)
- 4) 安田進、杉谷俊明: 地震時斜面崩壊履歴の調査、土質工学研究発表会講演集 第23回 No.2-1, 1988
- 5) 土隆一、村井勇: 伊豆半島における地震災害とその特徴、自然災害科学 2-2 pp.33-44, 1983
- 6) 地震による斜面災害-1993~1994年北海道三大地震から、地すべり学会北陸支部編、北海道大学図書刊行会
- 7) 地震と土砂災害、監修: 建設省河川局砂防部
- 8) 小山内信智、金子正則: 鹿児島県において平成9年3月地震で発生した斜面崩壊現地調査報告(速報)、砂防学会誌 Vol.50 No.1 pp.84-85, 1997.5
- 9) 安江朝江・仲野公章: 地震に対する急傾斜地の危険度評価、土木技術資料 Vol.34 No.8 pp.68~74, 1979
- 10) 吉見精太郎・常田賢一・二宮嘉朗: 斜面の動的応答特性に関する模型振動実験、土木学会第47回年次学術講演会, pp.832~833, 1992
- 11) 網木亮介・藤原潤一: 平成5年(1993)北海道南西沖地震調査報告 第9編 斜面の被害、土木研究所報告 194号, pp.167~180, 1994
- 12) 平野 他: 神戸市市街地西部の断層の活動と変位地形、シンポジウム「阪神・淡路大震災と地質環境」論文集、日本地質学会環境地質委員会, 1995
- 13) Ejiri, J., Sawada, S., Goto, Y. and Toki, K.: "Peak ground motion characteristics" Special Issue of Soils and Foundations, pp.7-13, 1996

積雪層内に形成される弱層の標高依存特性について

新潟試験所 石田 孝司

1. まえがき

我が国には集落を保全対象とした雪崩の危険箇所が約15,000箇所あり、ハード対策として全国で順次雪崩対策事業による対策構造物の計画・施工が進められているところであるが、対策工の整備率は未だ1%に満たないのが現状である。そのため、雪崩危険区域を設定し、発生危険度の高まった段階で事前に避難を行うためのソフト的手法による対策の確立が一方で強く望まれている。

これまでの研究により、雪崩発生危険斜面の設定手法やその危険度判定手法に関して、さらに、発生した雪崩の到達範囲に関する各種の知見が得られてきたが、今後は雪崩の発生時期を予測するための手法の確立が必要であるといえる。過年度には、既往の雪崩発生事例を基にした統計的な手法による発生時期予測のための調査研究が行われ、一定の知見が得られてきた。そして現在建設省の総合雪崩対策モデル事業の一環としてD I、積雪深、3日間降雪量の各要因を基にして雪崩発生危険度を判定するための発生予測精度の検証が行われているが、実用化のレベルには至っていないのが現状である。この理由として、対象とする特定斜面内の積雪変態等の物理過程が取り込まれていないこと、また、気象要素を予測に用いているが、既設の観測点数が少ない他、観測点は標高の低い平地に位置する場合がほとんどであり、山間部や雪崩発生域斜面の気象とは異なることなどが考えられる。そのため今後は、統計的発生予測手法に積雪層の物理的観点からの調査結果を組み合わせるなどして、予測モデルの精度向上を図る必要がある。

2. 目的

雪崩発生予測モデルの精度向上は、全層雪崩と比較して到達範囲や速度が大きく、発生時には大規模な災害を引き起こす可能性の高い表層雪崩（乾雪雪崩）を対象とし、地域防災計画に基づく避難勧告の発令および解除を支援する技術的な根拠の提示を最終的な目的としている。そこで表層雪崩の発生時期予測の精度向上に関して、積雪層中に形成される弱層の発達と消失、周辺での雪崩発生実態を把握し、物理的機構に基づく表層雪崩発生予測モデルの作成を行うための基礎的調査として、表層雪崩の発生原因である積雪層中の弱層とその形成条件に関して、標高による差違という観点から検討を行った。

3. 方法

調査対象地は、新潟県新井市の西方に位置する大毛無山（標高1,429m）とした。本山東側に開設されているスキー場を利用し、コース外でほぼ東向き斜面となるよう、標高1,190m（山頂観測点）、930m（膳棚観測点）、480m（中間観測点）、340m（山麓観測点）の4地点を選定し、1月24日から3月19日にかけて2回／週程度の間隔で4地点同日に合計12日、延べ48回の積雪断面観測を行った。観測手法は日

本雪氷学会北海道支部編「雪氷調査法」に基づき、観測時の気温・湿度、積雪深・層構造、各層の雪温・粒度・雪質・密度・硬度・含水量、ラム硬度、弱層テストとシアーフレームによるせん断抵抗力計測を行った。また、弱層形成条件を気象要因から検討するために、各積雪断面観測点と標高的に対応するよう、1,280m（山頂）、980m（膳棚）、480m（中間）、350m（山麓）の各地点で気象観測を行った。観測項目は積雪深、降雪量の他、中間観測点を除いて気温、風向、風速、さらに山頂と山麓では日射量、放射収支である。降雪量は前日から当日までの24時間積雪量を毎日定時に積雪板に積もった値を記録した。積雪深は、山頂および膳棚観測点においては超音波式積雪深計による毎時の記録、中間および山麓観測点においては毎日定時の積雪尺による観測である。気温、日射量、風向・風速、放射収支は、毎時の瞬間値を記録した。

4. 結果

4. 1 気象・積雪深の標高変化について

図-1は調査期間を通しての各観測地点における気象観測結果のうち、降雪量、積雪深、気温・日平均気温（中間観測点データを除く）の変化、日射量の日積算値の山頂と山麓での変化を表したものである。なお図中の矢印は、調査を行ったスキー場外周辺の斜面における雪崩の発生（自然発生を確認した日である）。

気温の標高差に着目した。観測期間中の日平均気温でみた時、山頂は山麓と比較して（標高差930m）平均値で6.13℃低く、膳棚観測点は山麓観測点と比較して（標高差630m）平均値で3.78℃低い。対流圏においては0.5～0.6℃/100mの温度減率があるとされており¹⁾、これは一定の標高差に対して一定の気温差を示すことになるが、観測期間中の山麓の気温を基準にした温度減率は図-2に示すように山麓気温の低下に伴い温度減率が大きくなる傾向にあり、一般的に言われる値より2～3℃/100m程度上回るという結果を得た。このことは、高標高部においては後述する雪崩発生条件をより形成しやすい気象条件にあると考えることができる。

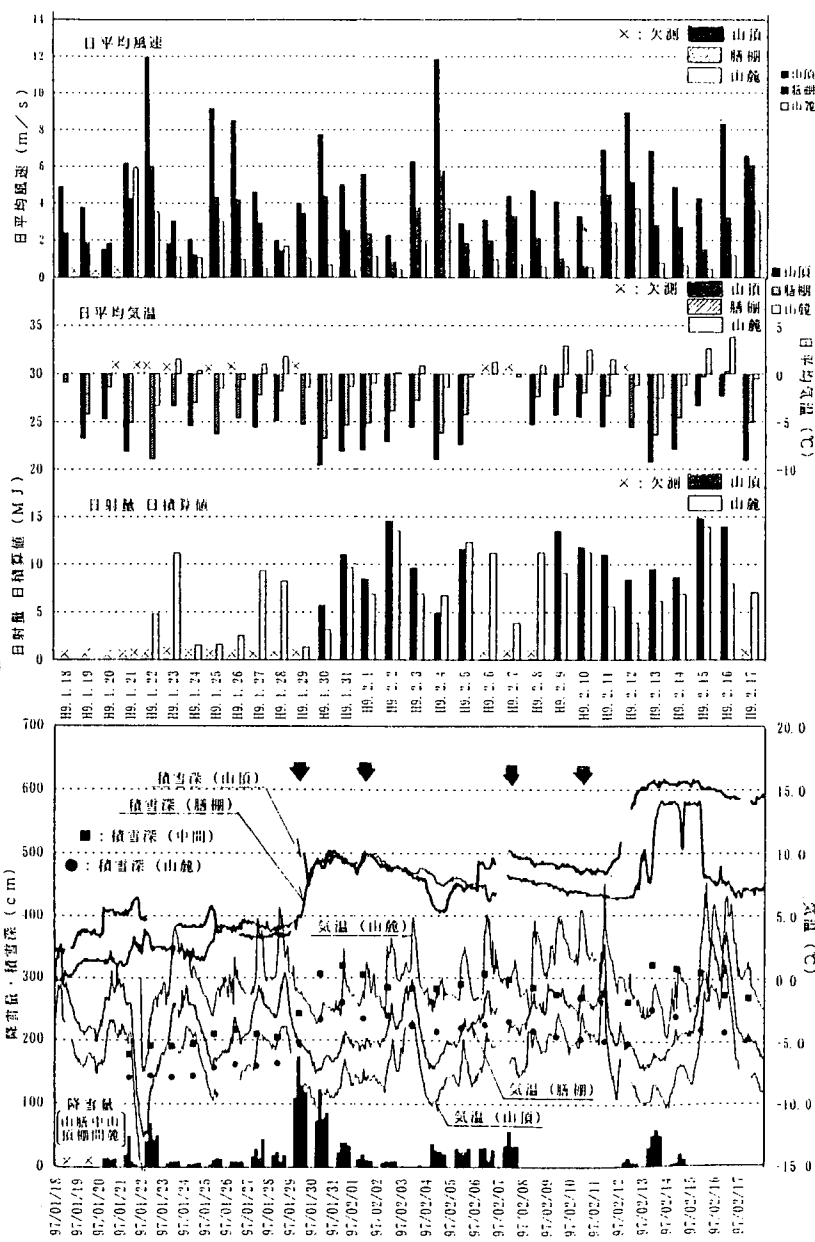


図-1 気象変化図

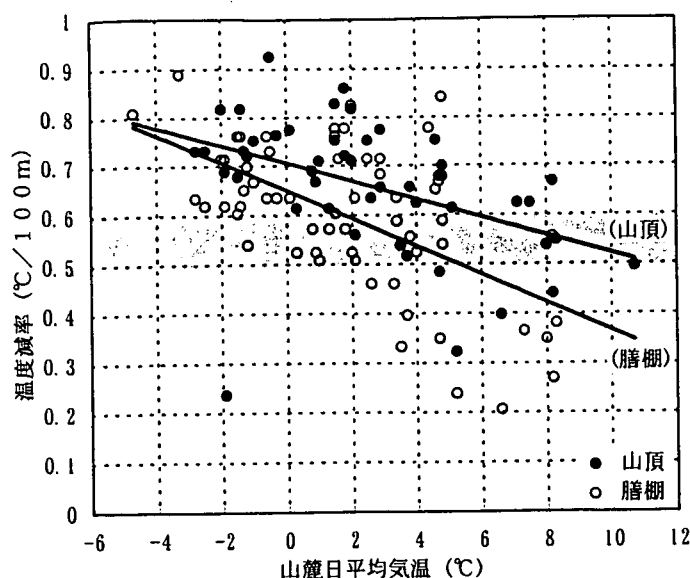


図-2 山頂・山麓の高度差による温度減率

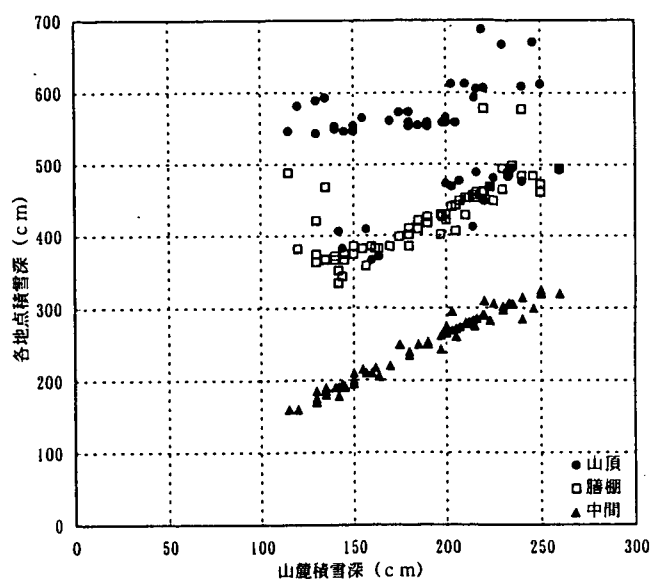


図-3 積雪深比較図

表-1 積算降雪量

(1月20日～3月26日)

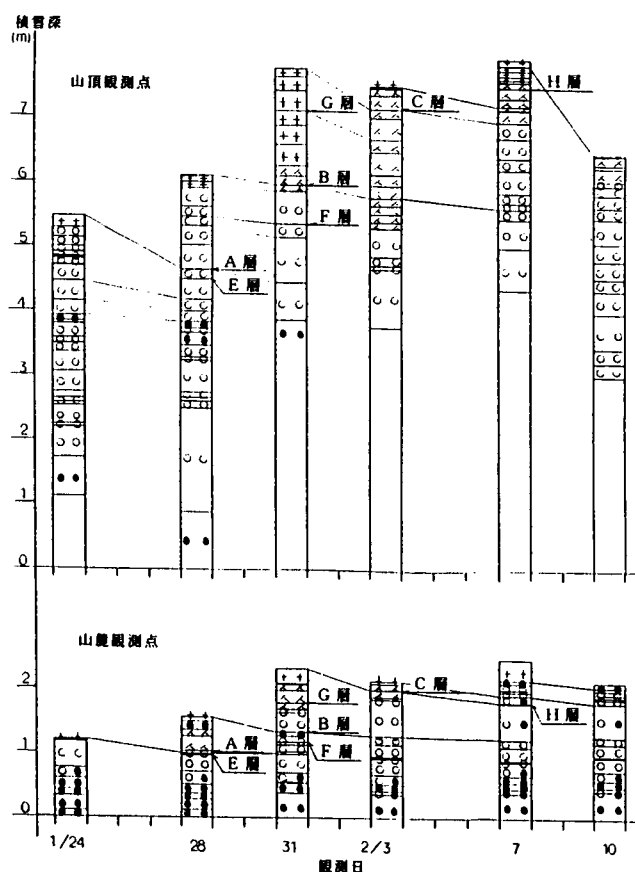
観測場所	降雪量 (cm)
山 頂	6 7 7
山 麓	1, 0 0 6
中 間	7 7 9
山 麓	8 1 1

積雪深に関して、図-3に観測期間中の山麓を基準とした他の気象観測点との比較図を示した。山麓と比較して標高の高い地点ほど積雪深は大きく、積雪深が増加するに従いその差が開いている傾向があることがわかる。なお、観測期間中の総降雪量を表-1に示した。微地形等による積雪条件の差があるにしても積雪深に表れるような差はないため、標高の違いによる積雪深の差は降雪量ではなく融雪量の差等に起因すると考えられる。

図-4は1月24日から2月7日までに計5回行った積雪断面観測のうち、山麓および山頂での結果を模式的に示したものである。山頂では山麓と比較して乾雪・しまり雪の層が多く現れ、層構成に多様性がみられる傾向にある。

4. 2 積雪層内の弱層の標高特性について

4地点各12回の積雪断面観測により、薄層としてぬれざらめ、乾きざらめ、アラレの各層、境界層としてクラストおよびしまり雪層間の雪質不連続面が、積雪層中の弱層として多数確認され、高標高部においてはしまり雪層間の境界層が、また、低標高部においてはザラメ雪層が弱層となっている例が多い傾向にあった。さらに、特徴的な事例として、各観測点でアラレが弱層となっている例、高標高部ではクラストが弱層となっている例が確認された。



十: 新雪 人: こしまり雪 O: しまり雪 ●: ざらめ雪
図-4 積雪断面観測結果

これらの弱層の中から、弱層形成時期が同一であると
考えられる層を各観測点からA～Iに示す9事例抽出し
(図-4参照)、図-5に標高とSFI値(シアーフレ
ームテストによるせん断抵抗力値)との関係および各弱
層の雪質を示した。山麓・中間・膳棚観測点においては
ざらめ雪層として、山頂観測点ではしまり雪の層境界と
して確認された例、あるいは山頂観測点ではクラストと
して確認された例などがあり、同一時期に形成された層
であっても標高によりその雪質が異なっている例が示さ
れた。また大きな傾向として、SFI値は弱層形成後3
～7日の結果において、高標高部では比較的小さな値を
示している。

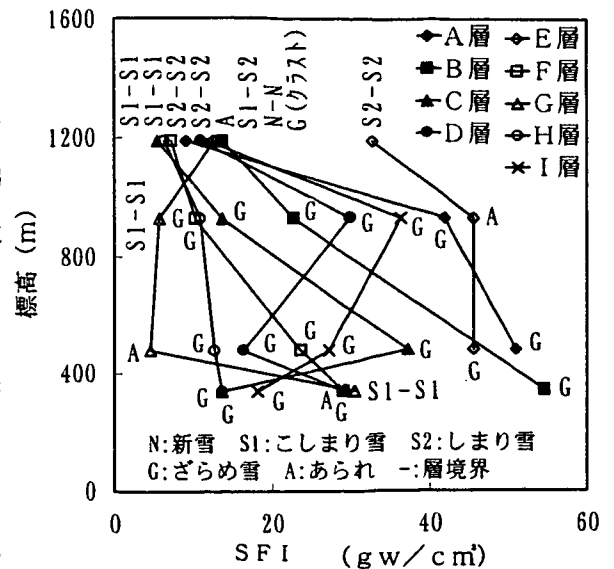


図-5 SFIの弱層別標高変化

A層は1月24日観測時に大気と接していた層であり、当日の日射量は比較的小さな値であったが、
気温は比較的高く、山頂においては -4°C 、膳棚では 0°C 近くまで上昇した。その後25日にかけて急激
に気温が下降し、観測を行った28日にかけて断続的な降雪を記録している。この間にA層が積雪層中
に取り込まれた。山麓・中間地点においては、比較的气温が上昇した24日に積雪表面の変態が進み、
ざらめ雪化した。また、膳棚・山頂地点においてはざらめ化する程度までは変態が進まず、その後の
降雪によりしまり雪に変態したという形成過程が推定できる。なお、B・C・D各層についても基本
的な形成過程は同一であると考えられるが、B層については27～28日に比較的高い気温や日射等積雪
表面の変態に関わる条件が続いたため、山頂付近においても積雪表面が融解し、その後の急激な気温
低下によりこの層がクラストに変化したとともに、降雪と低い気温の継続により積雪層中に保存され
たものと考えられることができる。

5. まとめ

同一時期に形成された弱層であっても標高によって層の性質が異なることが定性的に明らかとなっ
た。このことは各地点の気象条件の差違に起因すると考えられる。特に気温は雪質とその変態の決定
要因として重要な要素のひとつであるが、今回の観測結果からは気温の低下に伴い温度減率が増加す
る傾向が確認され、このことは今後雪崩発生予測を物理的観点から検討する上で考慮すべき事項であ
ると考える。また、積雪層・弱層の性質は時間とともに変化するものであるため、観測間隔を密にし、
日変化をも考慮に入れた検討を行う必要がある。

今回の観測結果の分析はまだ十分とは言えないため、今後の観測結果も含めて各種条件下で形成さ
れた弱層の形成と推移に関して、各気象因子の寄与度をある程度定量化し、また上載荷重と圧密とを
考慮に入れた検討を行うことにより、雪崩発生予測の精度向上に役立てたいと考える。

(参考文献)

- 1) 根本順吉他：気象(地球科学講座第3巻)、共立出版、pp. 58, 1979

1. まえがき

近代の治水手法は、計画洪水を設定し、築堤などにより洪水を河道内に閉じこめるというものが主であった。しかし、近年は河道への流出を抑制するための総合治水や計画規模以上の洪水で氾濫した場合に被害を軽減するための氾濫原管理、あるいは氾濫流制御など、従来とは違った理念に基づく手法が取り入れられるようになってきている。

近代治水の発達以前の浸水常襲地帯では、地域や住民により様々な水害対策が行われていた。大井川下流域の扇状地には、舟型（三角）屋敷と呼ばれる独特の家屋群が存在する。これらの屋敷の敷地は頂点が大井川上流側を向いた三角形や舟型をしており、先端部には土盛りされ樹木が密に植えられている。洪水氾濫時には先端部が氾濫水を二分するとともに、樹木群により水勢を弱めることで家屋、人命、財産を流失から守る工夫である。これらはいわば個人や地域共同体が主体となった氾濫原管理であり、現在の河川事業に氾濫原管理を導入するにあたって学ぶべき知恵が含まれていると考えられる。

2. 目的

本研究では、氾濫原の一区域を局所的に防御するため、集落の上流側に数十から数百メートルの帯状の樹林帯を設置することを想定する。これは上述の舟型屋敷と同様の手法であるが、その規模を拡大して集落単位での防御を目指すものである。対象とするのは扇状地のような急勾配な氾濫原（勾配 1/300 程度）であり、樹林の抵抗により氾濫流速を低減させ、氾濫流の流向をそらし、土砂等を堆積させることで、家屋流失などの激甚な被害を軽減することが出来ると考えられる。

本論文では、防災樹林帯の水理効果を把握するために行った模型実験について報告する。

3. 実験

3. 1 実験条件

実験は、流下方向長さ 16m、幅 5.2m の氾濫流実験水路で行った（図-1）。氾濫原勾配は 1/300、水路床の粗度係数 n はボルトを貼り付けて約 0.020~0.022 に調整し、水路中心部に樹林帯模型を設置した。そこに横断方向に一律な単位幅流量 $0.0558\text{m}^2/\text{s}$ （流量条件Ⅰ）、 $0.0212\text{m}^2/\text{s}$ （流量条件Ⅱ）の二通りの氾濫流を流下させた。それぞれの場合の等流流速、水深は、 0.59m/s 、 0.095m （流量条件Ⅰ）及び 0.38m/s 、 0.056m （流量条件Ⅱ）となり、フルード則による模型縮尺を 1/30 と想定すると、氾濫原勾配 1/300、底面粗度 $n=0.035\sim0.039$ の扇状地における流速 3.3m/s 、水深 2.8m （流量条件Ⅰ）及び流速 2.1m/s 、水深 1.7m （流量条件Ⅱ）の非常に激しい氾濫流に相当する。

測定項目は、水深（ポイントゲージ）、河床から水深の 6 割の高さでの x 、 y 方向流速（2次元電磁流速計）の平面分布である。

測定点は、樹林帯幅中心縦断線（ $y=0\text{m}$ ）に

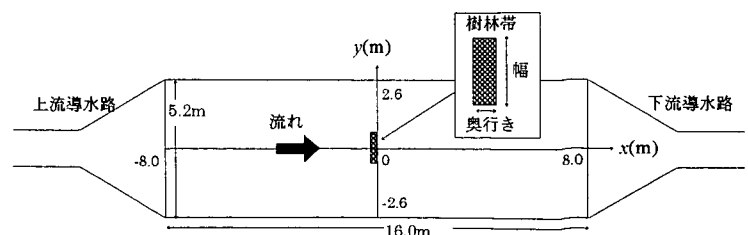


図-1 氾濫流実験水路概略図と座標系

において $x=-3.0\sim 4.0\text{m}$ 、 $y=0.5, 1.0, 1.5\text{m}$ において $x=-1.5\sim 3.0\text{m}$ 、それぞれ縦断方向に 0.5m 刻みで設定した（1 ケース当たり 45 点）。また、主要なケースについては樹林帯周辺をより詳細に測定した。さらに、写真、ビデオによる流況観察を行った。サーボ式水位計による水面変動の計測も行ったが、樹林帯周辺での周期的な変動は把握できなかった。

3. 2 樹林帯模型

樹木模型として、直径 7mm の円柱に人工芝で作成した枝を付けたもの（枝あり模型、図-2）、直径 7mm の円柱だけのもの（枝なし模型）を用いた。その樹木模型を、樹木間隔 7cm 、 8cm 、 9cm の3通り、横断方向の本数は 22 本、16 本、12 本の3通り、流下方向の本数は 3 本、4 本、5 本の3通りで格子状の配列で水路中央に設置して樹林帯とした。

模型と実現象の相似則を成り立たせるためには、樹木の密度（流水の障害の大きさ）、抵抗係数や投影面積等の関係が相似則を満たさなければならない。枝なし模型（樹木間隔 8cm ）は、抵抗係数 C_D が変わらないとすると、実寸法で直径 0.21m の円柱状樹木が 1m^2 あたり約 0.17 本生えている樹林に相当すると考えられる。図-3 は樹林による抵抗を透過係数 K （樹木抵抗の指標で大きいほど流れ易い、単位 m/s ）¹⁾ で表した場合の K と水深 h の関係である（樹木間隔 8cm ）が、枝あり模型は鉛直方向に不均一に枝がついているため水深により K は変化し、水深 10cm では約 1.3m/s （模型縮尺 $1/30$ の実寸法では約 7.1m/s ）である。この値は抵抗係数 $C_D=1.0$ とした場合の直径 0.2m の円柱状樹木が 1m^2 あたりの 1.94 本生えている樹林相当である。

3. 3 樹林帯の被害軽減効果の指標

氾濫流による家屋への被害は、氾濫流の流体力 u^2h （流体の運動量束）に関係するという報告^{2),3)}があり、1986 年 8 月の吉田川の氾濫の際の調査²⁾では、 u^2h が $1.5\text{m}^3/\text{s}^2$ を越えると家屋に何らかの被害を生じ、 $2.5\text{m}^3/\text{s}^2$ を越えると居住不可能となる家屋が出現すると報告している。また、1983 年 7 月山陰豪雨による三隅川の氾濫の際の調査³⁾では、氾濫流の u^2h は最大 $35\text{m}^3/\text{s}^2$ 程度に及び、流失家屋の方が、全壊家屋よりも流体力の平均値が大きかったと述べている。

実際の洪水氾濫時の被害程度には家屋の構造や築後年数、流下物の影響など様々な要因が関係しているが、純粋に流れが家屋に与える力を考えるならば、指標として u^2h を用いるのは妥当と考えられる。今回設定した 2 つの流量条件を $1/30$ 縮尺で現地換算すると、樹林帯のない等流状態では $u^2h=29.8\text{m}^3/\text{s}^2$ （流量条件 I）、 $u^2h=7.3\text{m}^3/\text{s}^2$ （流量条件 II）となる。

3. 4 実験結果（枝あり模型）

図-4(a)、図-4(b)、図-4(c) はそれぞれ流量条件 I、枝あり模型、樹木間隔 8cm 、樹林帯の幅 16 本、奥行き 4 本の水深コンター図、流速ベクトル図、コンター図である。

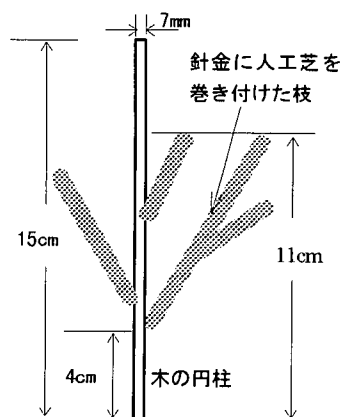


図-2 枝あり樹木模型

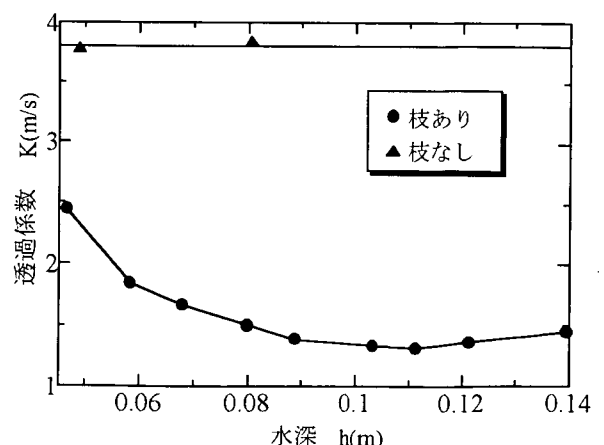


図-3 樹林帯模型透過係数 K （樹木間隔 8cm ）

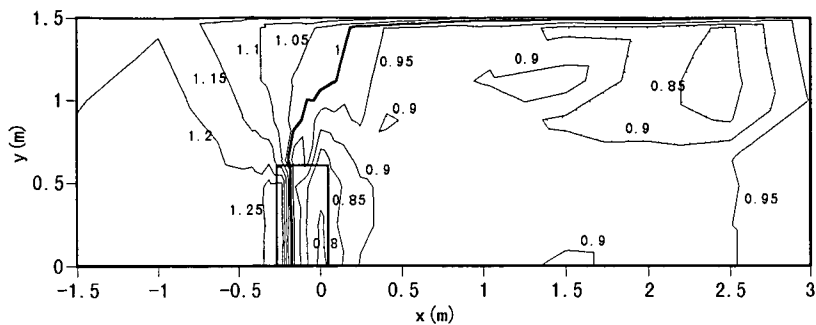


図-4(a) 無次元水深 h/h_0 コンター図 (枝あり模型、□ は樹林帯部)

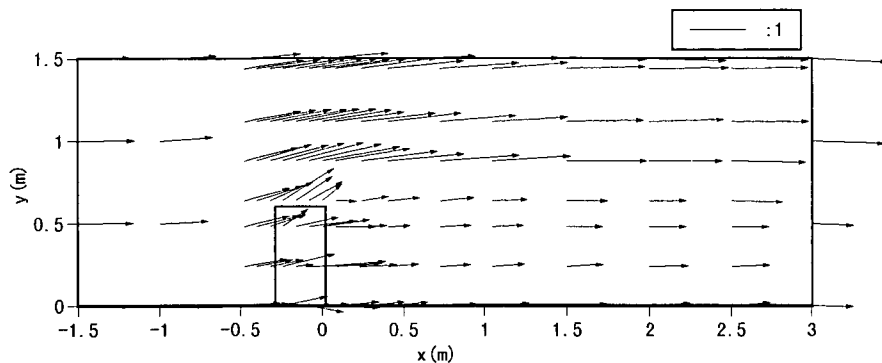


図-4(b) 無次元流速 u/u_0 ベクトル図 (枝あり模型)

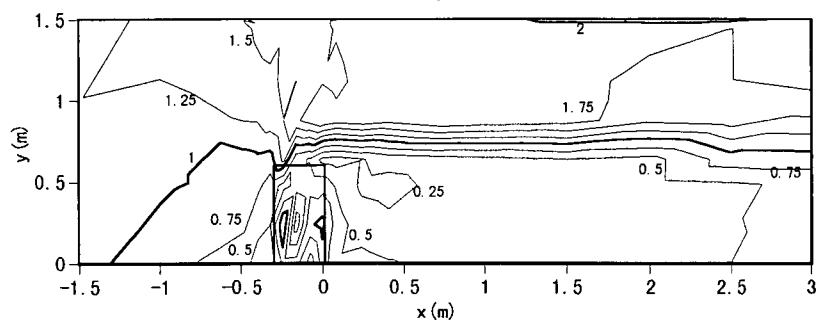


図-4(c) 無次元流体力 $u^2 h / u_0^2 h_0$ コンター図 (枝あり模型)

これらの図の値は樹林帯がない場合の同流量での等流の値で無次元化しており、水路横断方向に半分の領域だけ表示している。

図-4(a)の水深分布に着目すると、樹林帯より上流側では樹林帯の流下阻害による堰上げにより等流水深（樹林帯がない場合の）以上となっており、樹林帯より下流側では等流水深以下となり流下とともに低下して平面水路下流端（段落ち）に漸近している。樹林帯幅よりも内側の水深の縦断変化は、樹林帯直上流で極大値をとり樹林帯内で急激に低下して樹林帯直下流で極小値となり、その後少し回復するような変化を示している。樹林帯直下流での水深の極小値は、急激な水深変化による縮流の効果であると

考えられる。一方、樹林帯幅より外側では、樹林帯上流側の堰上げられた水深から樹林帯後方の低水深へと滑らかに変化している。

図-4(b)の流速ベクトルより、樹林帯後流部（樹林帯幅の内側）では流速が減少しており、反対に樹林帯幅の外側では流速が増加しているのが分かる。流下に伴い樹林帯幅内外の流速差は減少している。また、樹林帯上流部では堰上げから外側へと向かう強い流れがみられる。

図-4(c)の流体力分布から分かるとおり、樹林帯による流体力の低減域（すなわち家屋被災の危険性低下域）が樹林帯上流部から樹林帯背後にかけて広がっている。しかし、樹林帯幅の外側では堰上げから外に向かう流れにより流体力が増大しており、かえって被災危険性が高くなる結果となった。ただし、今回実験を行った水路は横断方向幅が 5.2m であり、樹林帯の外側での流体力の上昇が大きく出ていることを考慮する必要がある。なお、流体力の最小値は樹林帯左右端の樹林帯よりやや下流側で生じているが、これは樹林帯からの剥離による死水域である。

3. 5 実験結果（枝なし模型）

図-5 は、図-4 と同条件で樹木模型のみを枝なし模型に変えた場合の結果である。枝あり模型を用いた場合よりも透過係数 K が大きく、流れの阻害が小さい樹林帯と考えることができる。

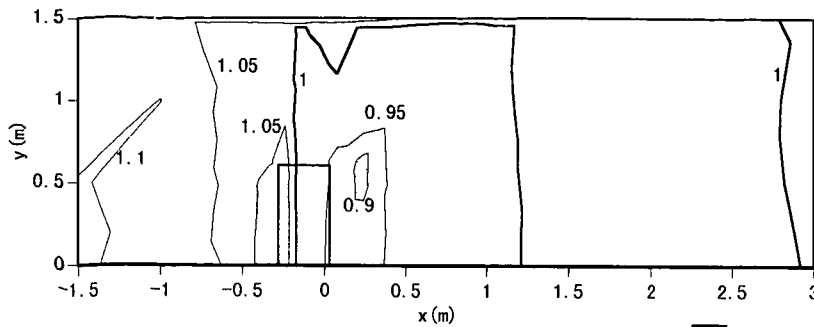


図-5(a) 無次元水深 h/h_0 コンター図 (枝なし模型、□ は樹林帯部)

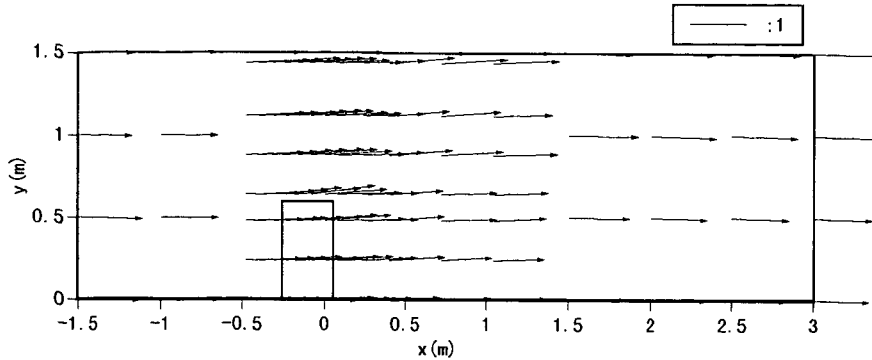


図-5(b) 無次元流速 u/u_0 ベクトル図 (枝なし模型)

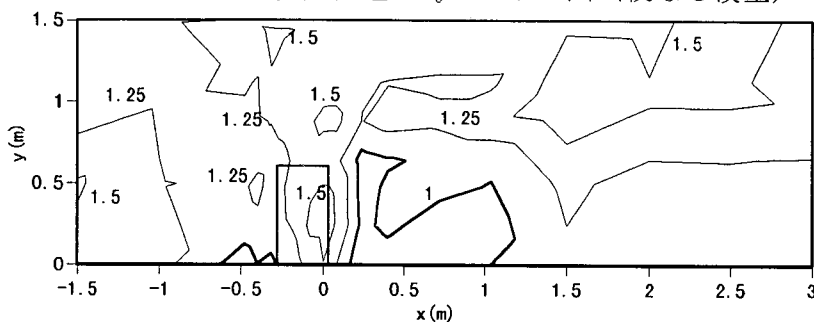


図-5(c) 無次元流体力 $u^2 h / u_0^2 h_0$ コンター図 (枝なし模型)

図-5(a) の水深分布をみると、図-4(a) の枝ありの場合と比較して樹林帯上流側での堰上げが小さく、樹林帯下流側での水深の回復が早くなっている。

図-5(b) の流速ベクトルを図-4(b) の枝ありの場合と比較すると、枝なしの場合には堰上げから樹林帯外側へと向かう流れが弱く、樹林帯下流側での樹林帯幅内外の流速差も小さくなっている。

図-5(c) の流体力コンターを図-4(c) の枝ありの場合と比較すると、樹林帯背後の流体力低減域の面積が非常に小さくなっているとともに、低下の度合いも小さくなっている。また、樹林帯幅よりも外側での流体力の増大も小さい。この結果は、枝なし模型樹林は流れの障害が小さい(透過係数 K が大きい)

ために樹林帯の抵抗による運動量損失が小さいことだけでなく、氾濫流の障害により生じる外向きの流れが弱いため、樹林帯幅の外側へと運動量を運ぶ効果が小さいことを表している。

4. まとめ

以上のように、防災樹林帯による効果(樹林帯背後での流体力の低減面積、低減の度合い)には樹林帯の流れに対する障害の大きさによる違いがみられた。樹林帯による効果には樹林帯の抵抗により運動量が失われることによるものと、樹林帯の障害による外向きの流れにより外向きに運動量が運ばれることによるものがある。両者は樹林帯の流れの障害の大きさ(透過係数 K)、奥行き、幅、氾濫外力等に応じて変化すると考えられ、防災樹林帯を氾濫流制御に適用するためには、それらによる効果の違いを定量的に把握する必要がある。

参考文献

- 1) 福岡・藤田・平林・坂野, 「樹木群の流水抵抗について」, 第31回水理講演会論文集, pp.335-340, 1987.2.
- 2) 佐藤・今村・首藤, 「洪水氾濫の数値計算および家屋被害について—8610号台風による吉田川の場合—」, 第33回水理講演会論文集, pp.331-336, 1989.2.
- 3) 河田・中川, 「三隅川の洪水災害—洪水氾濫と家屋の被害—」, 京大防災研年報 27B-2, pp.179-196, 1984.4.

1. はじめに

土石流等で溪流内を移動する流木による災害を防止・軽減するための対策が現在、「流木対策指針（案）」（平成 2 年 10 月 建設省砂防課）（以下指針（案）という）に基づき、全国レベルで展開されている。但し、これまでの流木捕捉工による流木の捕捉状況から判断すると、指針（案）により計画・設計される施設の規模は大きすぎる場合がある。

流木は、発生してから一気に下流までの保全対象近傍に流下するのではなく、実際はその流下の過程で溪流の微地形（例えば中規模河床形態としての砂礫堆地形）に大きく影響され、堆積と移動を繰り返しながら流下する場合が多いものと思われる。しかし、溪流内の、特に砂礫堆が発達した区域での流木の運動・堆積のプロセスに関する現地での詳細なモニタリングや実験的な研究、理論的な解析はほとんど成されておらず、そのメカニズムについて未知な点が山積みしている。それを物理的に明らかにすることによって、より効率的な流木対策施設の計画・設計に反映させることができ、ひいては施設のローコスト化、生態系に優しい施設の開発に発展させることが可能となるとと思われる。

そこで、模型実験により溪流内の代表的な河床形態である交互砂礫堆が発達した区間での流木の運動・堆積状況を観察し、それらの特性について考察した。

2. 流木堤防の形成及び流出に関する模型実験

2. 1. 実験条件と方法

図-1 に実験装置を示す。幅 0.4m、長さ 9m の直線流路を溪流本川、幅 0.4m、長さ 2m の直線流路を溪流支川とみなして、支川が直角に本川に合流する場合を想定した。溪流本川、溪流支川の勾配は各々、 2.5° 、 17° である。溪流本川には、7cm の厚さで砂と礫からなる河床材料を敷き詰めた。その粒度分布は、 D_{16} 、 D_{50} 、 D_{90} が各々、0.32mm、0.9mm、12mm である。

流木模型は木製の丸棒としその諸元は、表-1 に示す通りである。また、流木模型が単体で清水上で浮遊するのに必要な水位（以下浮遊限界水位という）は実験によれば表-2 に示すとおりである。本川の流量は $2000\text{cm}^3/\text{sec}$ （一定）とした。ちなみに、この流量条件では、給水直後の本川水位は 1.3cm、フルード数は 1.1、摩擦速度は $7.5\text{cm}/\text{sec}$ 、無次元掃流力は 0.043 である。流路幅 B に対する水深 h の比は 30.8 であり、池谷ら⁹⁾が示した単列砂礫堆の形成条件 $10 \leq B/h \leq 40$ の領域に含まれている。実際、給水後、約 10 分後には、明瞭な交互砂礫堆が形成される。また、今回は、一度形成された砂礫堆ができるだけ再移動しないように上流端から適当な量の砂を給砂した。

支川の上端からは本川と同一の河床材料からなる土砂と水（土砂： 6.400cm^3 、水： 9.600cm^3 、土砂濃度 40%）と下記の流木模型を一緒に流して本川との合流部に流入させる。ちなみに今回の実験では、土石流が本川に流入することによって本川の閉塞が生じないように土砂量を設定した。

実験は、表-1 に示す 4 種類の流木モデルを流す場合を 4 ケース、流木が溪流本川内に堆積しなかったケ

ースのみ同一条件で実験を再度行ったため、全部で6ケース行った。本川での流木の運動・堆積プロセスをVTR撮影し、その堆積分布を調べた。また、通水前、通水中、通水後において河床縦横断測量を行うと共に、任意の複数点で水深、流速を計測した。

表-1 実験ケース

	本川		土石流		流木模型（木製の丸棒）			本数 (本)	備考 流木堆積○ 流木流出×
	流量 (cm ³ /sec)	給砂 (cm ³ /min)	水量 (cm ³)	土砂量 (cm ³)	長さ (cm)	径 (cm)	密度 (g/sec)		
RUN-1	2,000	500	9,600	6,400	20	0.4	0.7	22	○
RUN-2A	2,000	500	9,600	6,400	30	0.8	0.7	22	×
RUN-2B	2,000	500	9,600	6,400	30	0.8	0.7	22	○
RUN-3	2,000	500	9,600	6,400	30	1.2	0.7	22	○
RUN-4A	2,000	500	9,600	6,400	30	1.5	0.7	22	×
RUN-4B	2,000	500	9,600	6,400	30	1.5	0.7	22	○

*Aは流木が溪流本川に堆積しなかったもの、BはAと同一条件で流木が溪流本川に堆積したもの。

表-2 浮遊限界水位

流木模型直径(cm)	0.4	0.8	1.0	1.5
浮遊限界水深(cm)	0.35	0.65	0.7	1.1

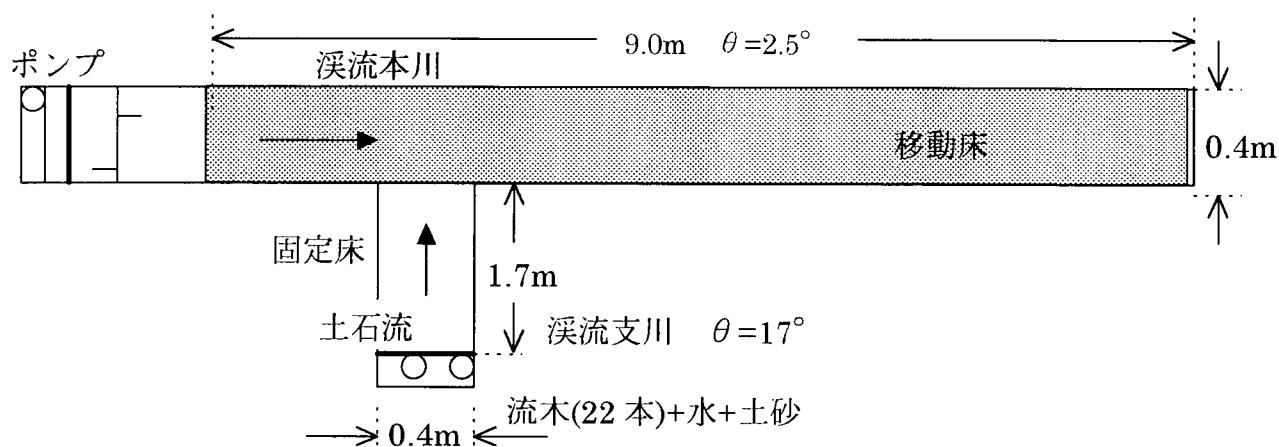
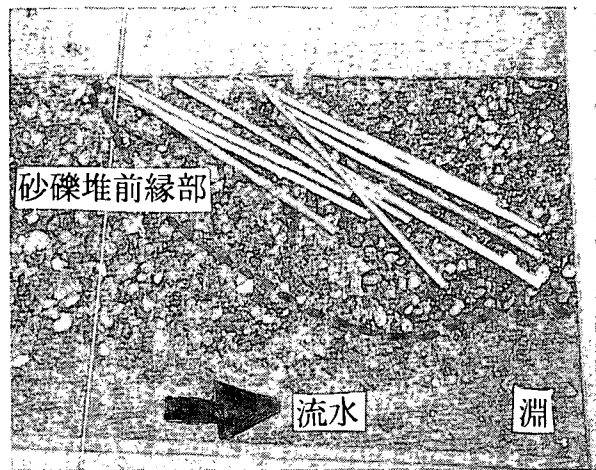


図-1 実験装置の概要

写真-1にRUN-2Bでの流木の堆積状況を示す。流木は砂礫堆前縁部において砂礫堆前縁部の縁辺にほぼ平行に並んで堆積している。他の実験ケースにおいてもほぼ同じような傾向が認められた。ちなみに、このような流木の堆積形態は実際の溪流でもしばしば観察することが出来る。

次に流木の運動プロセスを VTR 画像から判読すると、淵では流水の流れとほぼ同一方向に完全な浮遊状態で、かつ淵部を閉塞することなく流下している。このことから、淵部での流木の運動は、流水の流体力が支配的なパラメータであるように思われる。また、流木が淵から瀬に相当する砂礫堆前縁部に流入してきたとき、その場所における水深が浮遊限界水位以下であれば流木は直ちに堆積するように観察される。即ち、砂礫堆前縁部近傍



のように流水の速度が遅い領域では、流木の浮遊限界水位が流木の堆積現象に大きく関与するものと思われる。但し、流木の流水中での浮遊限界水位は、流木に働く流体力や回転力による揚力あるいは、流木相互の衝突等の影響により、静水中でのそれよりも小さくなるものと思われるが、今回の実験ではそれらの影響を無視している。さらに、流木が河床に接触する領域では、浮遊限界水深比以外にも、流水による流体力と抵抗力とのバランスも考慮すべき条件であると考えられるが、今回の実験では砂礫堆前縁部近傍では速度が極めて小さく、また流木の砂礫堆前縁部での移動距離が極めて短いのでその影響は考えていない。

以上のことから、今回の限られた実験条件の範囲内での流木の運動・堆積に影響を与えるファクターとして、流れの強さを表すフルード数 Fr 、無次元掃流力 τ^* と流木モデルの浮遊限界水位 h_c と実験での水深との比（以下浮遊限界水位比という） h/h_c に着目した。

流木の堆積条件としての Fr と h/h_c との関係（図-2）については、 Fr 値が 0.4~1.6、 h/h_c 値が 0.5~2.0 程度となっている。

τ^* と h/h_c との関係（図-3）については、 τ^* 値が 0.018~0.06、 h/h_c 値が 0.5~2.0 程度の場合流木は堆積し、 τ^* 値が 0.06 以上の場合は流木は流出している。

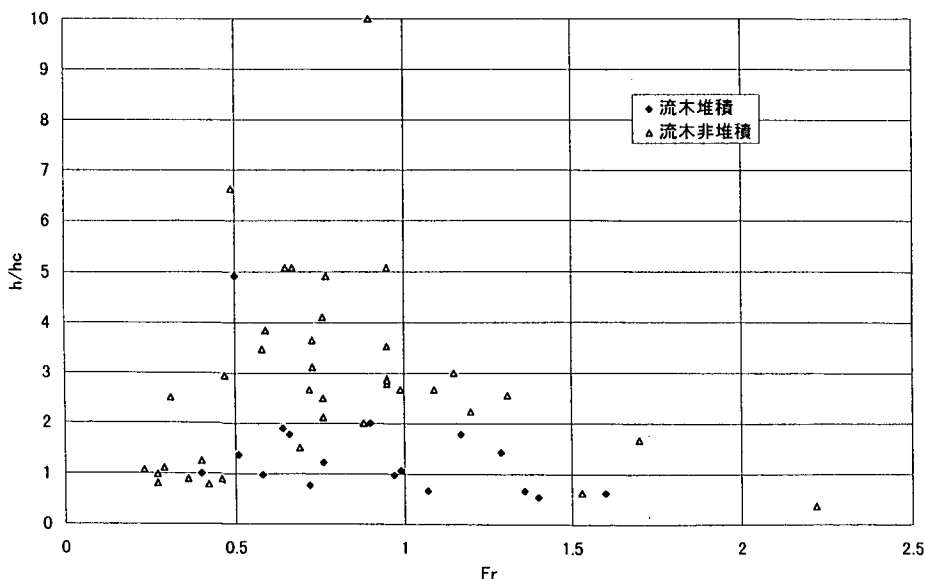


図-2 Fr と h/h_c による流木の堆積・非堆積区分

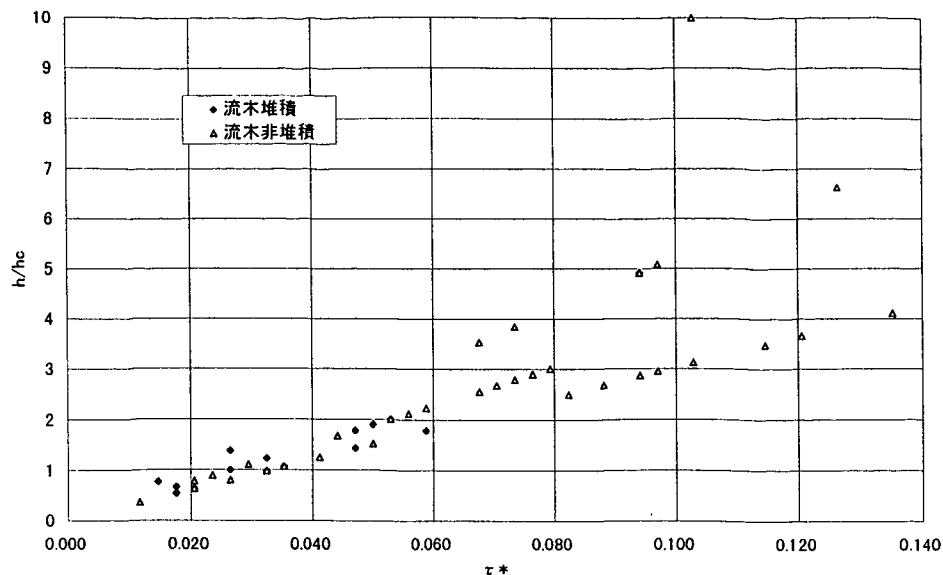


図-3 τ^* と h/hc による流木の堆積・非堆積区分

ここで、RUN-2A、2B、RUN-4A、4B において同一の実験条件でありながら流木が一方では堆積し、他方では堆積しなかった原因について考えてみる。流木が堆積した RUN-2B の河床横断面は流木が堆積しなかった RUN-2A より浮遊限界水位以下の領域（横断面積）がかなり大きくなっており、流木がより堆積しやすい地形条件であったと思われる（RUN-4A、4B についても同様である）。このことから、浮遊限界水位以下の領域が大きくなることにより、流木がより多く堆積すると考えられる。

3. まとめ

今回の実験で解ったことを整理すると以下のようである。

- ①実験では流木は砂礫堆前縁部に形成される。この傾向はいくつかの実現象に調和する。
- ②流木砂礫堆前縁部での堆積に関与するパラメータとして、フルード数、無次元掃流力、浮遊限界水位比が挙げられる。
- ③今回の限られた実験条件での流木の堆積条件は以下のようであった。

$$0.5 \leq h/hc \leq 2.0$$

$$0.4 \leq Fr \leq 1.6$$

$$0.018 \leq \tau^* \leq 0.06$$

4. 今後の課題

今回の実験は極めて限定された水理・地形条件での結果である。流木長、流木径、流路勾配、流量、流量ハイドロ、砂礫堆の形成、砂礫堆の移動速度等のパラメータを変化させた場合の実験を行うことによって、流木が堆積・流出する水理条件より詳細に検討する必要がある。また、砂礫堆に堆積している流木の再移動条件についても模型実験等によって検討していきたいと考えている。

5. 参考文献

- 1) 池谷浩、伊巻幹雄(1978)：流路工に関する研究(4) 土木技術資料第 1408 号 p12

海底谷を有する現地海岸における波，流れ，土砂移動機構について

河川部海岸研究室 笠井 雅広

1. まえがき

近年、駿河湾沿岸のいくつかの海岸では、主要河川からの供給土砂の減少や、大規模な海岸構造物の建設による沿岸漂砂の遮断等起因する海岸侵食が深刻な問題となっている。村田ら¹⁾は、図-1に示す駿河湾西部に位置する駿河海岸における海岸侵食の実態について次のように述べている。同海岸は元来、大井川より供給される土砂が、北向きの沿岸漂砂となって維持されてきた。しかし、1967年まで行われた河道内の砂利採取による供給土砂の減少、1963年頃から始まった大井川港の防波堤や放水路の建設による沿岸漂砂の遮断、1978年まで行われた海浜での砂利採取の影響など複合原因により海岸侵食が著しく進んできており、侵食域は最初大井川港の隣にある吉永地先で発生し、時間経過と共に北側へと広がり、1988年には駿河海岸の北端部にまで達した。和田鼻沖には海底谷があり、沿岸漂砂はこの海底谷を經由して深海へと流出している。1970～1982年までの経年的な等深線変化図や汀線変化図などから、平均的な沿岸漂砂量を算出した結果、大井川港の北約6km地点で約 $8 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{年}$ である。さらに1985～1990年では、図-2に示すように $(6 \sim 6.5) \times 10^4 \text{ m}^3/\text{年}$ の割合でサンドバイパスによる土砂投入が行われているため、土砂投入点付近では土砂量が増加しているものの、北端部の和田鼻付近ではなお侵食傾向にあり、 $4.3 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{年}$ の土砂が海底谷を經由して流出していると述べている。駿河海岸の地形的な特徴として、水深5m以浅では海底勾配が1/5～1/10の急勾配で底質はレキ、水深5m以深では海底勾配1/100の緩勾配で底質は砂である。村田らの見積もった土砂移動量はこのうちのレキの部分のものであるといえる。

駿河湾は湾央での水深が非常に深く、東西に50kmの広い湾口を有する開放性の湾である。湾内の流れの要

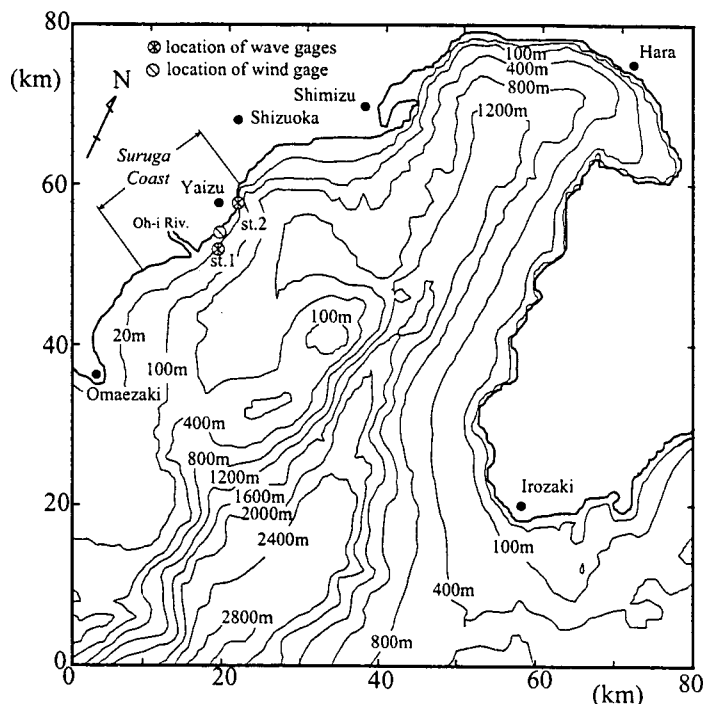


図-1 駿河湾の水深分布と観測地点

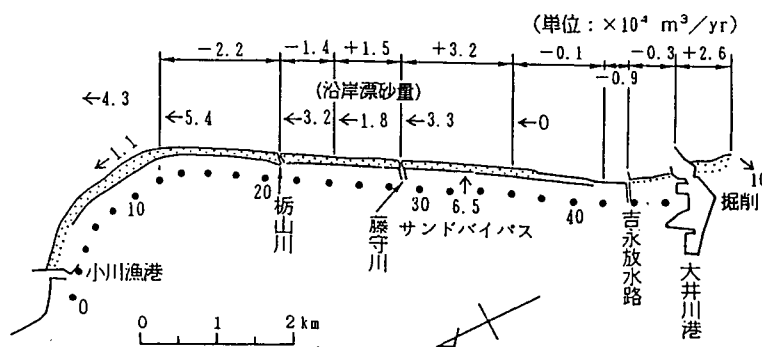


図-2 駿河海岸の土砂収支模式図 (村田ら¹⁾)

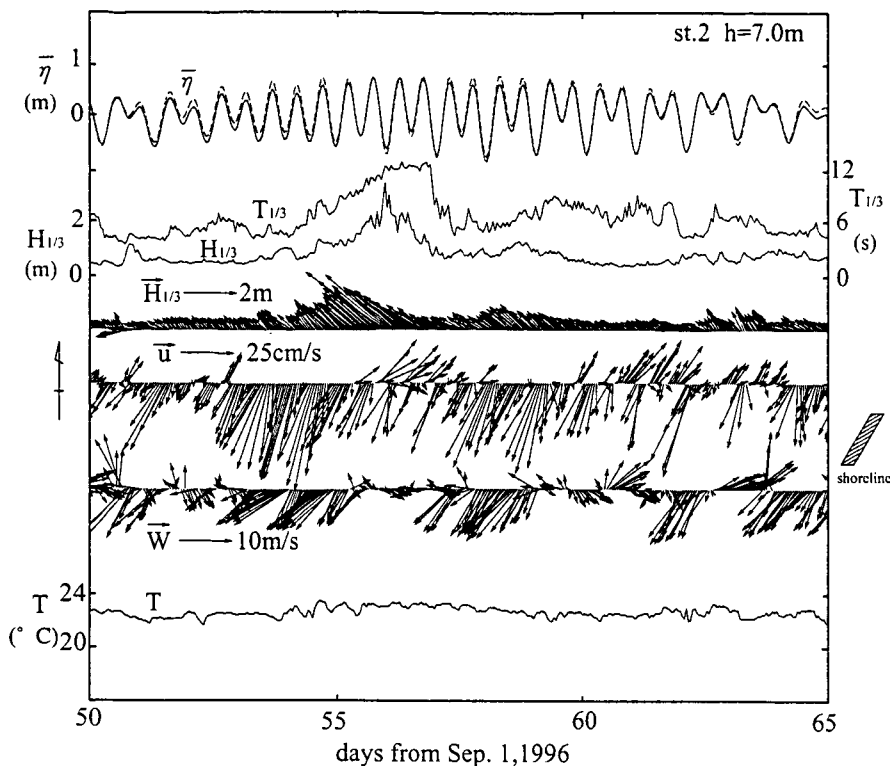


図-3 平均水位，波，流れ，風および水温の経時変化

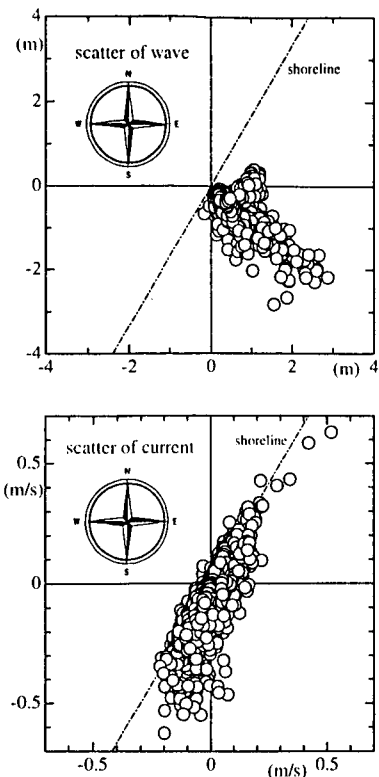


図-4 波向，流向の散布図

因としては、潮汐のほか、台風や低気圧の通過に伴う風や気圧変動、黒潮の差し込みなどが考えられる。暖候期にはさらに密度成層が発達するため、場合によっては内部波に起因する傾圧的な流れが支配的になる可能性も指摘されており^{2),3)}、その流動は非常に複雑である。稲葉⁴⁾は、湾奥の数測点(水面下10m)において、数年間にわたる断続的な観測から同海域の潮汐流の特性について考察している。その結果同海域の流動特性として、1)流れは沿岸に沿う反時計回り環流が卓越すること、2)水位変動の卓越分潮は半日周潮が卓越するが、潮流変動の卓越分潮は日周潮であること、3)1日周期の潮流振幅は季節的な密度成層の発達に伴って増大する傾向にあることなどが指摘されている。

2. 目的

本研究は、村田らが示した経年的な深浅測量データや航空写真などによる駿河海岸の海岸侵食の実態を前提に、海岸構造物を設置する際の設置水深になるような沖合での土砂移動に目を向け、それらを見積もる際に重要となる波、流れ等の海象特性について解析することを目的とした。解析では、1996年9月から1997年12月までの4ヵ月間に駿河海岸で連続観測された現地データを使用し、まず潮汐に起因する流れについて解析し、稲葉が行った湾奥での観測結果と比較検討を行った。さらに風と流れの関係についても調べ、駿河海岸での流れの特性および支配要因について検討した。

3. 現地観測データの概要

図-1に、駿河湾の水深分布と本研究で解析したデータの観測点を示した。大井川地先の観測点(以下、st.1)は水深25m、焼津地先の観測点(以下、st.2)は水深7mである。観測期間は1996年9月7日から1997年1月7日である。両観測点ともデータは時間間隔0.5sで記録されている。波浪流速計は海底上約1mの位置に設置されており、観測項目は1)水圧、2)超音波水位計による水位変動、3)成分流速、4)水温である。さらに、st.1-

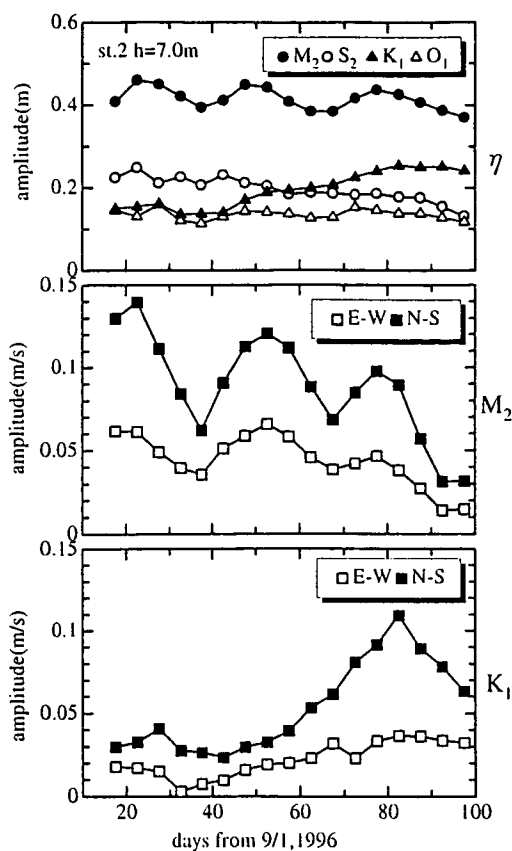


図-5 平均水位，流速の振幅の経時変化

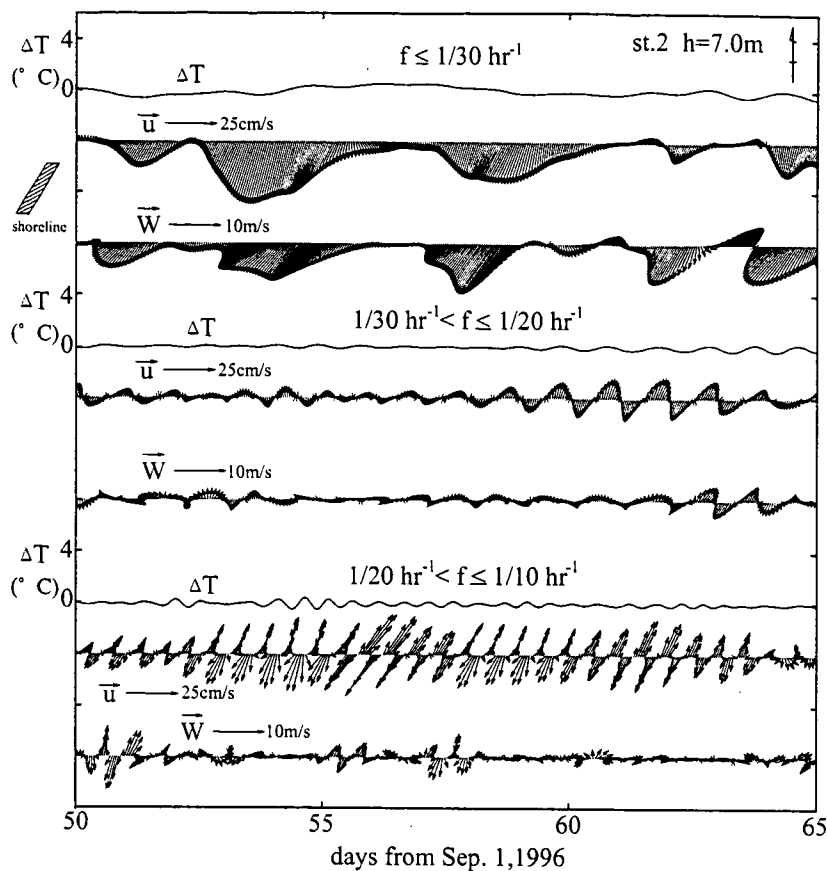


図-6 流速，風速および水温の周期別の変動成分

st.2間の海面上T.P.+18mに設置した風向風速計により，同期間連続的な風のデータを取得した。

4. 現地観測データの解析

4.1 波，流れの概略特性 図-3は観測期間中のst.2のデータから求めた，毎正時前後20分間の平均水位 $\bar{\eta}$ ，有義波高 $H_{1/3}$ ，有義波周期 $T_{1/3}$ ，平均波向，平均流速 $\bar{u}$ ，平均風速 $\bar{W}$ ，平均水温 T の経時変化の一部である。流れに注目すると，この期間は24時間周期で変動し，汀線に沿って南向きの流れが卓越していることがわかる。南向きの最強流時の流速は30～40cm/sである。

図-4はst.2における波向，流向の散布図である。波は汀線と直角方向よりやや南寄りから入射している。それに対して流れの分布は，汀線と平行方向に南向きの流れが卓越していることがわかる。st.1についても同様の傾向である。また，st.2において南向きに40cm/sの速い流れが発生する場合は，汀線に平行方向よりやや沖に向く傾向にある。さらに頻度は低いが北向きの汀線に平行方向に40cm/s以上の速い流れが出現する事があるが，この場合は波との相関が高いようである。

主要4分潮による駿河湾内の順圧的な流れを検討するため，図-1に示した80km四方の領域に対して，浅水長波方程式による2次元流れの数値計算を行った。境界条件として湾口部を開境界とし，そこで潮汐にともなう水位変動を遅角を考慮して与えた。その結果主要4分潮すべてについて，水位変動と同周期で汀線に沿った往復流が見られた。流速変動の振幅は M_2 ， S_2 の半日周潮の場合1cm/s程度なのに対して， K_1 ， O_1 の日周潮の場合約5cm/sであり，水位変動としては半日周潮の振幅の方が日周潮の振幅より大きいにも関わらず，流速変動の振幅は日周潮の方が大きくなった。観測結果と比べると，計算で得られた流速は1オーダー小さい

値である。また卓越した南向き流れも計算では再現できなかった。

4.2 流速と水位の関係 図-5は、図-3に示した毎正時の平均水位と平均流速の時系列データを主要4分潮について調和分析した結果である。分析は5日ごとにその前後15日間のデータを用いて最小自乗法で行い、得られた振幅を時系列で示した。その結果水位変動の振幅は半日周潮である M_2 潮が最も大きい。半日周潮の振幅は秋から冬にかけて減少する傾向にあり、日周潮の振幅は増加する傾向にある。それに対応して流速変動の振幅も半日周潮は減少傾向にあり、日周潮は増加傾向にある。この結果、密度成層の発達する暖候期には半日周潮のうち特に M_2 の流速変動が卓越し、成層が発達しない寒候期には日周潮である K_1 潮の流速変動が卓越する。このことは稲葉⁴⁾が指摘した、湾奥における観測結果と異なり、発達する流れのモードが、今回の観測点付近と湾奥では必ずしも一致しないことを示している。

4.3 流速と風速の関係 図-6は、図-3に示した毎正時の平均流速、平均風速および水温の時系列データから数値フィルタにより、30時間以上、20時間以上30時間未満、10時間以上20時間未満の変動成分をそれぞれ抽出したものである。まず注目されるのは、30時間以上の変動成分において、汀線に沿って南向きの流れが大きく卓越していることである。他周期の流れの変動成分は南向き、北向き共に同程度の強さが現れている。さらに30時間以上の変動成分においては、北東風つまり汀線を右手に見る方向へ吹く風が非常に卓越しており、風と流れの経時的な変動の形はよく似ているように見える。そこで30時間以上の変動成分について、観測期間を前半と後半の2つに分け、それぞれについて流れと風の相互相関関係を求めたところ、前半期間については、6時間の時間遅れで最も相関がよく、相関係数は0.7程度であった。同様にして後半期間の相関係数は0.4程度であった。したがって前半期間における長周期の強い南向き流れは、1日以上吹き続けた北寄りの強風が支配要因の1つであるといえる。後半期間についても長周期の強い南向き流れが観測されたが、風との相関が低いことから長周期的な他の外力を考える必要がある。

5. まとめ

以上をまとめると次のようになる。1) 水位変動は半日周潮が卓越する。2) 流速変動は暖候期には半日周期が卓越するが、寒候期には1日周期が卓越する。このことは湾奥における稲葉⁴⁾の観測結果とは異なる。3) 駿河海岸沿岸では南向きの流れが卓越し、最強時には30～40cm/sの流速が観測される。4) 暖候期における卓越した南向き流れは1日以上吹き続ける北寄りの強風が要因の一つである。5) 風に対する流れの時間遅れは約6時間である。

謝 辞 本研究の遂行に当たり、建設省中部地方建設局静岡河川工事事務所に現地データを提供していただきました。ここに記して謝意を表します。

<参考文献>

- 1) 村田守・宇多高明・片山賢一・大石英雄・山本幸次(1991): 駿河海岸の海浜変形と土砂収支, 海岸工学論文集, 第38巻, pp. 281-285.
- 2) 佐藤慎司(1997): 台風9617号による駿河湾の波浪と密度成層の挙動, 土木学会論文集投稿中.
- 3) Matsuyama, M. (1985): Numerical experiments of internal tides in Suruga bay, J.O.S.J., Vol. 41, pp. 145-156.
- 4) Inaba, H. (1981): Circulation pattern and current variations with respect to tidal frequency in the sea near the head of Suruga bay, J.O.S.J., Vol. 37, pp. 149-159.
- 5) 佐藤慎司(1996): 現地海岸における波・流れと漂砂機構, 1996年度水工学に関する夏期研修会講義集, B-4.
- 6) 宇多高明(1997): 日本の海岸侵食, 山海堂, pp. 218-234.

通性ラグーンによる下水処理方法の検討

下水道部 三次处理研究室 与儀 和史

1. まえがき

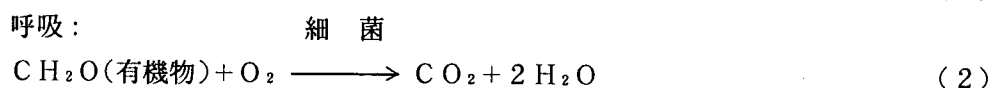
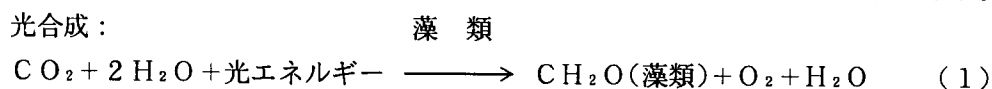
政府開発援助(ODA)の増大に伴って、熱帯・亜熱帯に属する開発途上国への下水道施設の計画・建設に関する援助も増大している。わが国の下水道技術は世界的にも最先端の水準にあるが、これをそのままこれらの開発途上国に適用することは、自然条件、社会条件等からみて、必ずしも最適とはならない場合が多い。熱帯・亜熱帯地域に属する開発途上国の生活環境を改善するためには、途上国の条件に適した下水道技術を確立することが必要であると考えられる。

上記のような開発途上国では電力の安定供給が十分ではない¹⁾一方で、高水温のため生物反応速度が速い特徴がある。このような条件に適した処理法として、処理のための酸素供給を藻類の光合成作用で行う通性ラグーンがある。しかし、この方法では、処理時間を長くとる必要があるといった問題がある。この点を改善すべく通性ラグーンについて実験的検討を行ったので、以下に報告する。

2. 通性ラグーンの処理機構

通性ラグーンとは数日から数十日といった長い滞留時間を持つ池で、水面に近い表層部で好気的環境、底層部で嫌気的環境のものをいい、池内の藻類と細菌の共生作用により浄化が進む。

通性ラグーンにおける光合成および呼吸に関する単純化した生物化学反応を次に示す。



池内の細菌は、光合成作用によってもたらされた酸素を用いて有機物を分解するが、この際生じる炭酸ガスは藻類の光合成作用に利用される。その共生作用は、図-1のように表すことができる。

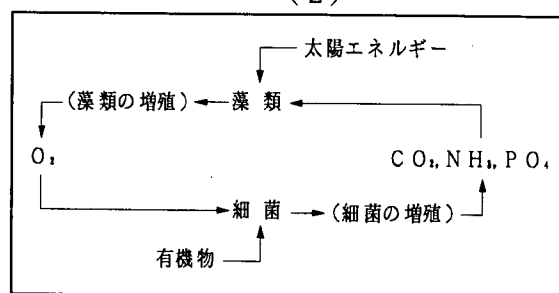


図-1 藻類と細菌の共生作用

3. 実験方法および実験結果

本研究において2つのRun実験を行った。まず、Run 1に

図-1 藻類と細菌の共生作用

においては、通性ラグーンの基本的な処理特性を把握するため水理学的滞留時間(HRT)をかえた処理実験を行い、処理水質および槽内の混合状態について検討した。Run 2においては、藻類の流出防止および酸素の有効供給の観点から、槽内に阻流板を設置し、槽内全体への酸素供給効果、D-BODの除去特性について検討した。なお、Run 1は平成8年7～11月に、Run 2は平成9年7～8月にかけて実施した。

3. 1 HRTに対する処理特性(Run 1)

3. 1. 1 実験方法

Run 1 は水面積15.0m²、水深0.9mの水槽(図-2)を4つ用い、生下水を流入水として、各槽のHRTをそれ

それぞれ5、15、30、45日に設定し、流出口をオーバーフロー式として実験を行った。①から④は槽内の水質調査時におけるサンプリングの位置を示しており、その位置で上層(水面)、中層(水面下40cm)、下層(水面下80cm)の水質を調査した。

実験は、7月末から通水し始め、槽内の安定した9月から水質分析を行った。また、データの解析は処理状況の良好な9～10月のデータを用いた。

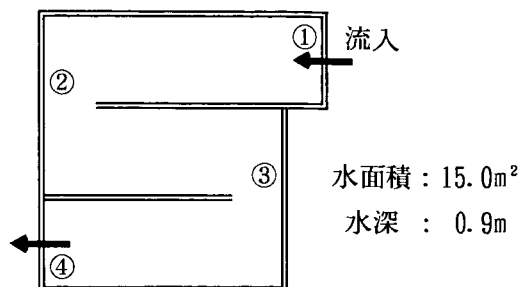


図-2 実験水槽の概略図(平面図)

3. 1. 2 実験結果

(1) 除去特性

各水質項目の実験結果を表-1に示す。SS除去については、処理水のSSは80～111mg/ℓと高濃度であり、流入水のSSより1～5割程度増加し流出した。これは多量の藻類の発生のためであり、処理水は緑色を呈し、クロフィルaは340～730μg/ℓであった。有機物はHRTが長いほど良好に除去されたが、藻類等のSSが除去されることなく流出したため、T-BODの除去率はD-BODより3割程度低い値となった。大腸菌群の除去については、標準活性汚泥法による処理水の大腸菌群数は、浄化機能が良好であれば、3000個/ml未満であると言われているが、その値に対して20～120倍程度の値になった。

表-1 各水質項目の実験結果(平成8年9月～10月の平均値)

水質項目	流入水	処理水			
		HRT 5 d HRT4.9d	HRT 15 d HRT14.7d	HRT 30 d HRT28.7d	HRT 45 d HRT42.2d
T-BOD [mg/ℓ]	103	74(28)	51(50)	41(60)	51(50)
D-BOD [mg/ℓ]	57	23(60)	11(81)	8(86)	9(84)
NH ₄ -N [mg/ℓ]	22	15(32)	8(64)	4(82)	3(86)
PO ₄ -P [mg/ℓ]	1.51	0.78(48)	0.29(81)	0.31(79)	0.06(96)
SS [mg/ℓ]	74	91	111	84	80
大腸菌群数[個/ml]	1.1×10 ⁶	3.5×10 ⁵ (67)	2.1×10 ⁵ (81)	7.6×10 ⁴ (93)	6.7×10 ⁴ (94)

注) HRTの上段は設定値、下段は実測値。()の数値は除去率(%)である。

(2) 槽内における挙動

槽内の水温分布を図-3に示す。中層および下層に比べ上層の水温は約4℃高いことから、鉛直方向に密度差が生じ、混合の起きにくい条件となっていることが考えられる。

槽内のNH₄-Nの濃度分布を図-4に示す。流入NH₄-N22mg/Lが入り口付近で6mg/Lになっていることから、流入当初にある程度混合は起きていると考えられるが、その後は、上層のみで水質の変化が見られており、上層の水平方向の流れの中で浄化が起きていると考えられる。

槽内のDOの濃度分布を図-5に示す。上層が過飽和、中層および下層がDOが存在しない状態で、上層と中

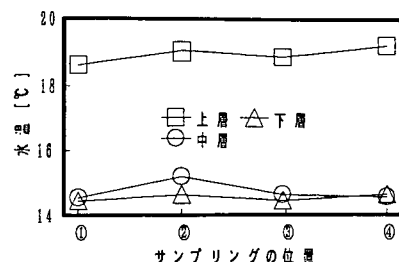


図-3 槽内の水温(気温:18.7℃, HRT=30d)

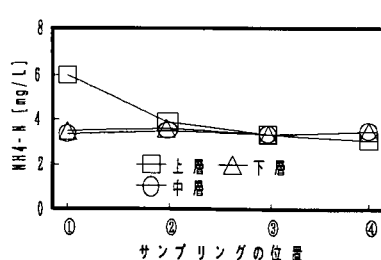


図-4 槽内のNH₄-N(HRT=30d)

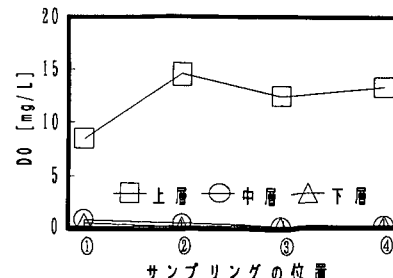


図-5 槽内のDO(HRT=5d)

下層では10mg/ℓ程度もDO濃度の違いがあり、上層で生成されたDOが下方へ、十分には供給されていないと考えられる。

以上のことから槽内の混合状態は不十分で、浄化に関して槽内全体が十分に利用されているとは言えず、改善の余地があると考えられる。

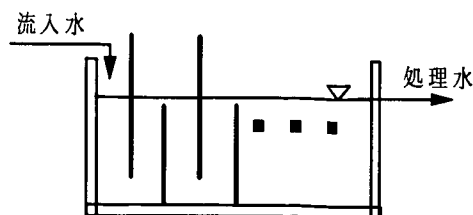


図-6 Run 2の粗流板設置

3. 2 阻流板による処理効果に関する検討(Run 2)

Run 1 から、槽内の混合状態は不十分で、表層の藻類から発生した酸素は十分に利用されずに流出していくことがわかった。このため、改善策として槽内に阻流板を設置し、通性ラグーンの改良を試みた(Run 2)。

表-2 Run 2の実験条件

Run 2	case 1	case 2	case 3
HRT [d]	4.5	4.5	4.5
う回の回数	6	5	4
セルの数	12	10	8

3. 2. 1 実験方法

Run 2における槽内の阻流板設置の概略を図-6に示すように槽内に阻流板を下部が開口、つぎに上部が開口になるように繰り返すかたちで設置し、下部が開口の時には下向流、上部が開口の時には上向流と上下う回のフローにした。Run 2の実験条件を表-2に示す。上下う回の回数による影響をみるため、各caseでう回の回数を変えている。ここでセルとは、阻流板によって区切られた部分をいう。

3. 2. 2 実験結果

(1) 槽内全体への酸素供給効果について

Run 2におけるDOの鉛直分布を図-7に示す。case 1は槽内全体にわたって嫌気状態、case 2はセル4(流下方向HRT2dの後半)からDOの生成、case 3はセル3(流下方向HRT2d程度)からDOの生成がみられることから、槽割りが少ないほどDOは生成され、槽割りによって生成されるDOは強く影響を受けていることがわかる。これは、上下う回の流れにおける下方からの酸発酵による低pH水の供給による影響²⁾の可能性、または、各セルの有光層(光の当たる表層部)における滞留時間不足によって藻類の増殖が抑制されたものと考えられる。

表層で生成されたDOは下向流によって下方に導かれるが、下向途中で消費され、つぎのセルの上向流では嫌気状態の水が上昇してくる。このことから、比較的下向流のセルは好氣的に、上向流のセルは嫌氣的になった。嫌気部分は、有機物の酸化分解にとっては不利な条件となるため、上向流のセルの水面積は小さく

し、その分、下向流のセルの水面積を大きくした方が効果的だと考えられた。

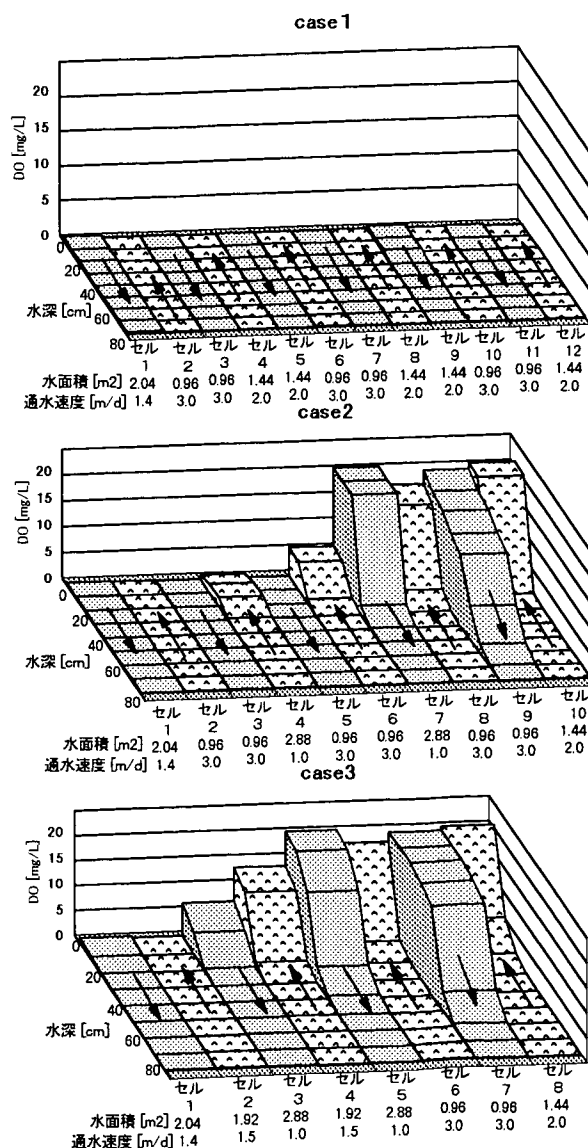


図-7 Run 2におけるDOの鉛直分布

比較的高負荷の実験条件であったため、明確な酸素供給効果の向上はみられなかったが、case 2・3では流下方向HRT 4 d程度で40cmの地点までDOは十分にあり、負荷を低減させることによってDOを下層まで導ける可能性があると考えられる。

(2) D-BODの除去特性

槽内のDO量とD-BOD除去率の関係を図-8に示す。D-BODの除去率はcase 1、2、3においてそれぞれ、34、50、54%となり好気部分の大きいcaseほど、除去率は高かった。Run 1のHRT4.9dのD-BODの除去率は60%であり、case 3と同程度の除去率であった。今後さらに、上向流のセル面積を小さくし、また前段のセル1の水面積を大きくし、阻流板の設置の適切化を図ることにより、阻流板を設置していないRun 1よりも処理性の向上が期待できるものと考えられる。

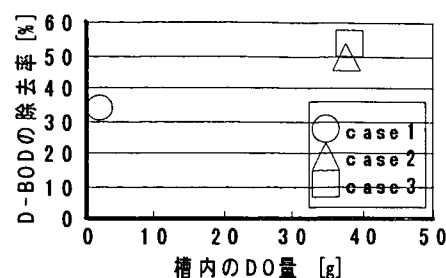


図-8 DOとD-BOD除去率の関係

4. 結論と今後の課題

通性ラグーンによる下水処理方法について実験的検討を行い、以下のことが明らかとなった。

- (1) 滞留時間に対する処理特性を明らかにした。
- (2) 槽内の状況把握により、槽内が温度躍層により不十分な混合状態となり、上層における水平方向の流れの中で浄化が起きていることが推察された。
- (3) 粗流板を設置し上下う回の流れとすることにより、下向流のセルにおいて好気部分を拡大することができた。

今後さらに処理の効率化のためには、阻流板の適切な設置に関する検討、処理水SSの低濃度化に関する検討、適正負荷の検討が必要である。

参考文献

- 1) 建設省、(社)国際建設技術協会：開発途上国における都市排水・汚水処理技術適用指針(案)、平成5年3月
- 2) Thomas D. Brock 著、関文威・柳沢嘉一郎 訳：微生物概論(上)、共立出版、pp183~185、1977

山地からの汚濁負荷流出に関する調査

下水道部水質研究室 竹歳 健治

1. はじめに

河川や湖沼等の公共用水域において水質の保全や改善を図るためには、下水道などの水質保全施設の整備が必要であるが、それらの施設が処理の対象としているのは、主に生活系排水や工場排水といった点源からの負荷であり、山林や農耕地等の面源からの負荷についてはほとんど対策がなされていない。特に湖沼や内湾といった閉鎖性水域においては、点源をすべて対策したとしても、対策を講じにくい面源からの負荷により十分な水質保全が図れない場合も考えられるため、このような水域では下水道施設の整備等の点源対策だけでなく、面源負荷についての対策も考慮する必要がある。しかしながら、面源負荷については調査が困難であることが多く、調査事例が非常に少ないのが現状である。そこで土木研究所では、面源の中で特に調査事例が少ないにもかかわらず、国土に占める割合が高いため、負荷量として無視し得ない山林からの汚濁負荷について、基礎的な調査を行った。ここではその調査結果を報告する。

2. 調査の概要

(1) 調査の内容

調査は①定期的な定点調査、②出水時における定点調査、③平水時における多地点調査の3つの形態で行った。定期的な定点調査については週1回の間隔で、平水時における多地点調査は各地点ごとに年1回程度、出水時の調査は出水時に適宜行った。

(2) 調査対象河川

山林からの汚濁負荷について調査を行うため、土地利用形態が主に森林で、人家のほとんどない流域を選定した。平水時における多地点調査の対象として選定した河川は茨城県内が主で、一部栃木県及び福島県の河川もふくまれている。また定期及び出水時における調査については、土木研究所から比較的近く、また当研究所が設置した流量観測所がある筑波山麓の山口川を調査対象とした。

(3) 調査方法

1) 調査対象流域の面積及び土地利用比率については、2万5千分の1の地形図及び土地利用図を使用し、プラニメータにより計測した。

2) 流量観測は流速計を使用して行い、測点の位置や流量の算出に関しては河川砂防技術基準(案)に従って行った。ただし、定期及び出水時調査を行っている筑波山麓の山口川については、観測所にて連続観測されている水位データから堰の公式を用いて流量を算出した。

3) 採水は流心の2割水深において、ポリピンを直接沈めて行った。溶解性試料については採水後、現場で直ちにろ過を行い、窒素、リンに関する試料は保存のため硫酸を少量添加して、アイスボックスに低温保存した。それ以外の一般項目用試料については低温保存のみ行った。ただし、出水時にお

ける一部の調査ではオートサンプラー（ISCO 社 6700 型）を用いて採水した。

4) 現場測定は水温、pH、電気伝導度の項目について実施した。

5) 水質分析は試料を持ち帰り、室内にて行った。分析項目は各態窒素、リン、TOC、アルカリ土類金属（Na, Mg, K, Ca）、塩化物イオン、硫酸イオン及び BOD、COD とした。なお分析は河川水質試験方法（案）に基づいて実施した。

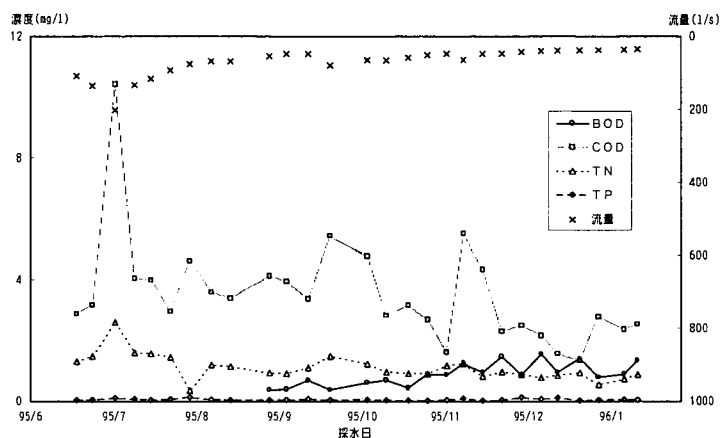
3. 調査結果

(1) 調査対象流域の土地利用形態

平水時における多地点調査の調査地点での河川の流域面積は $0.6 \sim 59.3\text{km}^2$ であり、総面積に占める森林の割合はすべての流域において 90% 以上である。また、山口川における定期及び出水時調査地点の流域面積は 3.20km^2 となっている。

(2) 水質分析の結果

山口川での定期調査の結果を図－1 に示す。流量が増加すると、ほとんどの水質項目の濃度が上昇している。特に COD と TN に関してはその傾向が強いが、BOD についてはそのような傾向が認められず、むしろ逆相関となっている。また、観測期間における降雨量が夏期に多く、冬期は少ない傾向を反映して、定期調査時の流量も同様な傾向を示した。また、



図－1 定期調査の結果

各調査形態における水質の濃度範囲を表－1 に示す。山口川及び晴天時調査の対象となった河川の平水時の BOD は $0.5 \sim 1.5\text{mg/l}$ 程度であり、非常にきれいな河川といえる。しかしながら TN, TP の最大値では富栄養化レベルに達しており、一部

表－1 各調査における水質の濃度範囲

の山地河川では平水時でも窒素、リンが高濃度に流出していることがわかる。また、出水時には BOD, COD, TN, TP, NOx-N の項目が平水時に比べ高濃度に流出しており、特に COD や TP は平水時の 10 ～ 20 倍もの高濃度を記録している。それ以外の項目については若干濃度が高いか、平水時と同等であるが、出水時の流量は平水時の数倍から数十倍となるので、負荷量ベースでは平水時と比較して非常に増加していることがわかる。

項 目	(単位: mg/l)					
	山口川定期調査		山口川出水時調査		晴天時多地点調査	
	最大値	最小値	最大値	最小値	最大値	最小値
流域面積(km^2)					59.3	0.6
森林面積比率(%)					100.0	91.6
流量(l/s)	203.6	36.4	540.2	36.4	1150.0	3.8
比流量(l/s/km^2)	63.63	11.38	168.80	11.38	52.89	0.38
BOD	1.54	0.37	7.78	0.48	1.42	0.56
COD	10.41	1.33	186.53	2.42	3.19	0.56
TOC	4.66	0.48	8.13	1.04	7.00	0.60
TN	2.59	0.35	10.55	0.88	0.80	0.40
NH ₄ -N	0.18	0.00	0.24	0.00	0.65	0.01
NO _x -N	1.36	0.11	3.05	0.59	0.74	0.14
TP	0.12	0.01	1.53	0.01	0.12	0.01
PO ₄ -P	0.12	0.00	0.06	0.00	0.12	0.00
Ca	5.76	2.62	4.83	1.03	10.25	0.17
Mg	1.72	0.49	3.00	0.05	3.07	0.06
K	2.00	0.66	3.25	0.01	2.34	0.52
Na	9.91	4.01	10.20	3.18	9.26	2.47
Cl	5.93	3.14	8.24	2.55	9.76	2.32
SO ₄	5.10	2.32	4.26	2.49	21.44	1.97

(3)比流量と比流出負荷量の関係

山口川における定期調査、出水時調査、茨城県等の河川における平水時における多地点調査の結果を3つの調査形態別に比流量(Q/A)と比流出負荷量(L/A)の関係を検討し、比流量と比流出負荷量の関係を次の近似式で仮定した。

$$L/A = a(Q/A)^b \quad (a, b: \text{定数}) \quad \dots \dots (1)$$

ここで比流量と比流出負荷量の形式にしたのは、流域面積の差にとらわれず様々な地点で適用できるようにするためである。この(1)式の対数を取り線形化した場合を回帰分析し、定数a, bを決定した。この定数a, b

表-2 比流量と比流出負荷量の関係

水質項目	定期調査				出水時調査				晴天時多地点調査			
	a	b	R ²	n	a	b	R ²	n	a	b	R ²	n
BOD	2154	-0.097	0.003	19	0.020	1.559	0.699	123	0.726	1.051	0.960	13
COD	0.043	1.576	0.787	28	0.004	1.994	0.613	148	0.297	1.255	0.900	13
TN	0.013	1.590	0.878	28	0.054	1.424	0.702	148	0.293	1.092	0.974	13
TP	0.006	1.269	0.496	28	0.000	1.732	0.457	148	0.022	1.038	0.674	50
TOC	0.331	1.192	0.521	28	0.080	1.443	0.825	148	0.629	1.196	0.781	51
NH ₄ -N	0.083	0.894	0.225	23	0.051	0.944	0.153	146	0.042	1.032	0.601	51
NO _x -N	0.025	1.463	0.675	28	0.354	1.133	0.805	148	0.397	0.967	0.850	51
PO ₄ -P	0.228	0.753	0.165	26	0.013	1.042	0.428	141	0.030	0.966	0.543	37
Ca	11.316	0.856	0.724	28	18.200	0.750	0.507	148	0.979	1.160	0.527	51
Mg	0.173	1.227	0.741	28	0.450	1.103	0.364	148	0.451	1.120	0.625	51
K	0.782	1.065	0.744	28	0.079	1.335	0.496	148	0.921	1.036	0.913	51
Na	14.707	0.890	0.835	28	17.711	0.861	0.784	148	4.596	1.000	0.925	51
Cl	6.082	0.960	0.875	28	2.289	1.081	0.892	148	6.526	0.885	0.919	51
SO ₄	0.983	1.151	0.911	28	0.0002	2.092	0.573	148	19.072	0.809	0.778	51

Na, Cl、晴天時多地点調査のBOD, COD, TOC, TN, NO_x-N, K, Na, Cl, SO₄であった。しかしTP, PO₄-P, NH₄-Nの項目は3つの調査とも、相関が低かった。

(4)流出負荷量の算出

山口川における定期及び出水時の調査結果より算出した流出負荷量を、これまでに公表されている数値とともに表-3に示す。流出負荷量の算出法は①定期調査の測定値の平均から算出する方法、②定期調査の結果よりL-Q式を作成し、それに定期調査での平均流量を代入して求める方法、③定期及び出水時調査の結果より出水時も含めたL-Q式を作成し、流量の連続観測データより算出した平均流量を代入して求める方法の3通りで行った。なお表中の番号が文中の算出法の番号に対応している。

本調査で得られた値は各項目とも公表値の範囲内に収まっているが、若干平均より高めの結果になった。また、過去に茨城県内で観測された結果と比較するとほとんどの場合でTNが高く、またTPは同様なレベルとなっている。流出負荷量の算出法の違いについては①、③の方法に比べ、②の方法は低い値が出ている。また③の算出法によるCODの値が、①、②の方法に比べ、2倍程度高くなっている。

4. まとめ

各調査形態における水質分析結果より出水時における流出負荷量は数倍から数十倍にも達することが明らかになった。また流出負荷量は特に流量と関係が深いことが回帰分析の結果より明らかになったが、TPやNH₄-N等、物質によっては流量との相関性が必ずしも高くなく、土壤中での挙動や調査地域の特性等にも影響されることが示唆された。次に年間流出負荷量の算出法の検討を行った結果、

TN, TP に関しては週 1 回程度の定期調査結果の平均から算出した負荷量と、出水時の調査結果や流量の連続観測データ等を用いて精密に算出した負荷量とが大差ない結果となった。しかしながら COD については、精密に算出した負荷量が平均から算出した負荷量の 2 倍程度の値となった。今回の定期調査結果では出水時のデータが適度に含まれていたため、算出方法による差が小さくなったと思われるが、先述したように出水時の流出負荷量は平水時に比べ非常に増加するため、出水時についても調査を行って実態を把握すべきである。また流出負荷量の表し方については、流出負荷量は流量との関連性が高いため、流量の変動で流出負荷量が大きく変化してしまうので、いわゆる原単位形式で表すよりも L-Q 式

表-3 山林からの流出負荷量^{1) 2)}

(単位: mg/l)					
TN	TP	COD	調査地域	調査期間	調査機関
9.01	0.389	28.9	茨城県真壁町山口川	1995~1996	本調査結果より算出 ^①
7.67	0.321	23.7			" (算出法 ^②)
9.25	0.343	48.4			" (算出法 ^③)
	0.12		京大演習林	1962	岩坪他
	0.51	15.2	滋賀県大津市	1968~1969	西村
	0.51		大津	1968~1969	
6.94	0.183			1970	土木学会
2.57	0.135			1973	土木学会
2.44	0.215			1973	霞ヶ浦水質現況調査報告書
3.5	0.40	31.4	茨城県恋瀬川	1975	
4.5	0.37	16.4	茨城県恋瀬川	1975	
5.5	0.47	27.7	茨城県恋瀬川	1975	
1.83	0.13		滋賀県若女	1976~1983	堤ら
4.05	0.135			1978	滋賀県
2.7			群馬県渡良瀬川	1978~1979	生原、相場
2.66	0.55		滋賀県朽木	1979~1980	堤ら
4.45	0.095	10.7	滋賀県三田川	1979~1980	國松
3.58	0.113	13.9	滋賀県和述川	1979~1980	國松
3.58	0.117			1979	霞ヶ浦富栄養化対策調査報告書
14			群馬県渡良瀬川	1980~1982	相場他
3.1	0.07	9.3		1980~1981	建設省中国地方建設局
2.0	0.01	4.9		1980~1981	建設省中国地方建設局
3.5	0.13	26.6	香川県土器用水系平川	1980~1982	建設省四国地方建設局
3.2	0.25	25.3	香川県土器用水系平川	1980~1982	建設省四国地方建設局
3.7	0.17	26.7	香川県土器用水系平川	1980~1982	建設省四国地方建設局
3.65	0.219			1981	茨城県
4.20	0.23		滋賀県竜王	1982~1983	堤ら
8.8	0.35			1982	電力中央研究所
12.7	0.060		茨城県筑波山	1985~1987	村岡ら
3.4	0.32		茨城県筑波		建設省
	0.33		長野県上川		沖野
3.6	0.12		長野県宮川		渡辺
2.5	0.14		滋賀県		岩井
2.32	0.123		滋賀県愛知川		國松
0.36	0.104		滋賀県安貫川		國松
0.31	1.27		滋賀県大戸川		國松
7.5	0.38	66	山口県山口市		浮田他
2.8	0.10	3.9			土木学会
14	1.27	66	最大値		
0.31	0.01	3.9	最小値		
4.58	0.263	23.7	平均値		

の形式で表した方がよいと思われる。しかし、L-Q 式の形で表した調査結果は少なく、L-Q 式の定数についての定義付けが十分になされていないため、解析した河川でしか L-Q 式が適用できないことが多い。これからの課題として、L-Q 式と地域特性や流出機構との関連性を検討するとともに、さらに調査データを蓄積し適用性を評価していく必要がある。

参考文献

- 1) 國松、村岡「河川汚濁のモデル解析」、技報堂出版、1989
- 2) 「流域別下水道整備総合計画調査指針と解説(平成5年)」、日本下水道協会、1993

ろ紙吸光法による総合水質指標に関する研究

河川環境研究室 中村圭吾

1. まえがき

水辺は、美しい景観や豊かな生態系、リクレーションの場として高い価値を持っており、水質は水辺の環境価値を決める重要な要素である。しかしながら、これまで水質指標として使用されてきた BOD などの指標は人間が感じる水質と必ずしも一致しないという問題点があり、環境価値を評価する指標としては必ずしも適当とはいえない。人間が、河川水の水質を感覚的に判断するとき基本的な要素は水自体の色と川底の様子といわれており、水自体の色は彩度や透明感と関係が深い（保持ら 1995）。しかしながら、これまで水の色は定性的に評価されることが多く、定量的な指標として扱われることはあまりなかった。そこで当初は色や透明感を定量的に評価する方法として、ろ紙吸光法を考案した。ろ紙吸光法は、河川の懸濁物をろ過し、そのろ過残留物の色（吸光度分布）を分光光度計を用い評価する方法である。他の水質指標が 1 つの値で表されるのに対し、ろ紙吸光法では、吸光度分布全体が指標と考えられ、河川水の懸濁物質全体を表しているのが特徴である。本方法は、研究を進めていく間に、単に色を定量的に評価するだけでなく、河川水質の様々な水質を総合的に示す指標として利用できることが明らかになってきた。本方法は、比較的簡単、迅速に測定できる上、流域的な水質変化が視覚的にわかりやすい。また、ろ過量を増加させることにより、清流と呼ばれる、きれいな河川においてもその微妙な水質変化を追跡でき、その保全のための指標として応用が可能である。本論文では、ろ紙吸光法と他の既存の水質指標の関係について調査した結果と今後の課題について述べる。

2. 研究方法

2.1 ろ紙吸光法

一般的に吸光度といえば透過吸光度を意味し、それは以下の Lambert-Beer の法則の従うとされている。（図 1）

$$E = \log(I_0/I) = \epsilon \cdot c \cdot l = k \cdot l \quad (1)$$

ここで、 I_0 : 入射光光度、 I : 光路長 l だけ進行したときの透過光光度、 ϵ : 吸光係数、 c : 物質濃度、 l : 光路長、 k : 消散係数である。

一般に吸光度測定に用いられるセルは、光路長 10mm ～ 100mm である。通常、吸光度法と呼ばれる方法は、河川水に化学物質を加え、発色させて測定する。我々は、河川水を全体の色から評価しようと試み、当初河川水の透過吸光度を直接液体のまま測定した。しかしながら、液体のままでは、10mm セルでは一般的に濃度が薄すぎ、100mm セルを用いるとセルのなかでの散乱が多いためか、平坦でピークの小さい分布となる。

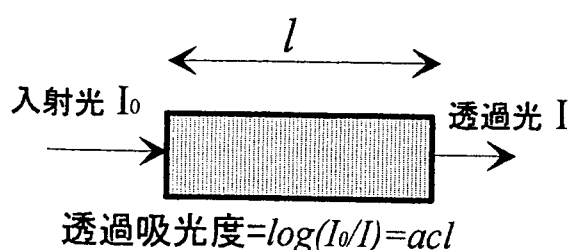


図-1 透過吸光度

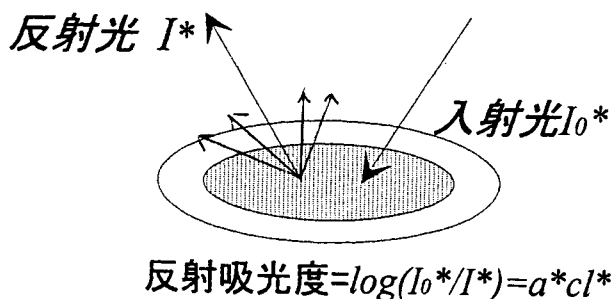


図-2 ろ紙吸光法

ろ紙吸光法は、河川水をろ過したろ紙上のろ過残留物に光をあて、その拡散反射光を積分球を用いて測定する方法である。すなわち集められた拡散反射光を(1)式における I として便宜上ろ紙の吸光度とする(図-2)。この方法は、ろ紙上で汚れが確認でき、汚濁物質のピークもわかりやすく測定される。

ろ紙吸光法は以下のような手順である。

- イ. 河川水を一定量吸引ろ過する。ろ紙はガラス繊維ろ紙(ワットマン GF/B、ポアサイズ $1 \mu m$)を使用。ろ過量は、汚れによって変化させる(100ml ~ 1000ml 程度)。
- ロ. ろ紙を $105 \sim 110^\circ C$ 程度で2時間乾燥させる。
- ハ. 蒸留水をろ過した後、同じように乾燥させたろ紙を標準としてベ-スライン補正した後、乾燥させたろ紙を粉体用セルに取り付け、積分球付き分光光度計(UV-2200A)で測定する。このとき波長範囲:220nm ~ 850nm、スリット幅:5nm、スキャン速度:高速、波長測定間隔:0.5nm である。

2.2 ろ紙吸光法と藻類量、濁りとの関係

ろ紙吸光法から得られる吸光度分布と既存の水質指標と比較するため、関東近辺の7河川・1湖沼、計27地点において吸光度分布及び表-1に示す水質項目を測定した。ここで、既存の水質指標と比較するため、吸光度分布より2つの指標を定義した。1つは河川全体の濁り(見た目の汚れ)を表す指標として、吸光度分布の可視光部分(400nm ~ 800nm)の積分値である総吸光度(図-3)を定義した。2つめは藻類の現存量の指標として、藻類のピークをしめす670nmの値からこれまでの研究でほぼ藻類の吸光が無いといわれている750nmの値を引いた藻類指標(図-3)を定義した。この調査のろ過量は400nmである。

表-1 調査項目

測定項目	
T-P	D-BOD
PO4-P	P-BOD
T-N	CODcr
NO3-N	濁度
chl.a,b,c	透視度

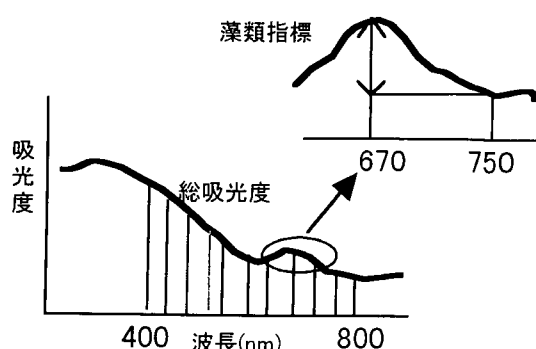


図-3 総吸光度と藻類指標

2.3 紫外部と有機物の関係

液体の紫外部吸光度と有機物（COD、TOC 等）の関係については、これまでも多く研究されている（例えば小倉ら 1980）。これはある種の有機物が紫外線を吸収する性質を利用したものである。ろ紙吸光法においても有機物が多く含まれると考えられる地点（例えば下水の処理水等）で 270nm 付近の紫外部にピークが検出された。そこで、下水道処理水や都市下水が入りこむ 8 河川において、調査を行った。採水は、処理水放流口とその上下流の 3 地点で行った。調査した水質項目は表-2 のとおりである。ここでのろ過量はすべて 100ml とした。処理水の吸光度分布は、240nm 付近に極小値、270nm 付近に極大値を持ち、300nm 付近から長波長側になだらかな曲線となる。形状としては、270nm に極大を持つカーブが長波長側になだらかなに減衰するカーブに重なっているように見える。そこで、有機物の量を表す指標として、240nm と 300nm の吸光度を結んだ直線とその間の吸光度分布で囲まれる面積を紫外吸光指数として定義した（図-4）。

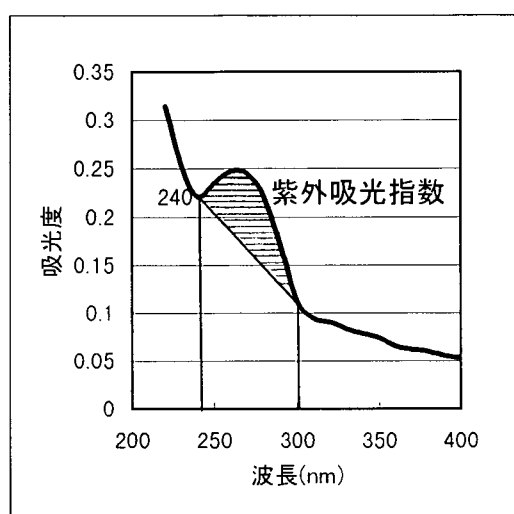


表-2 調査項目

測定項目	
BOD	CODcr
溶解性CODcr	粒子性CODcr
SS	VSS
濁度	T-N
溶解性T-N	粒子性T-N
NH4-N	NO2-N
NO3-N	有機体窒素
T-P	PO4-P

図-4 有機物の多い河川の吸光度分布と紫外吸光指数

3. 結果

3.1 ろ紙吸光法と藻類量、濁りとの関係

総吸光度と濁度($r=0.946$)及び藻類指標とクロロフィル a($r=0.979$)は相関が非常に高い。その他では総吸光度と SS、COD(クロム法)（それぞれ $r=0.874, 0.736$ ）が比較的高い相関を示した。

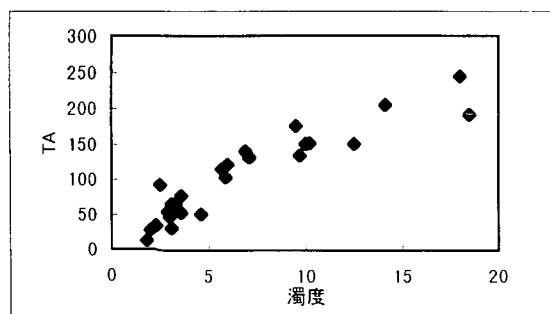


図-5 総吸光度(TA)と濁度

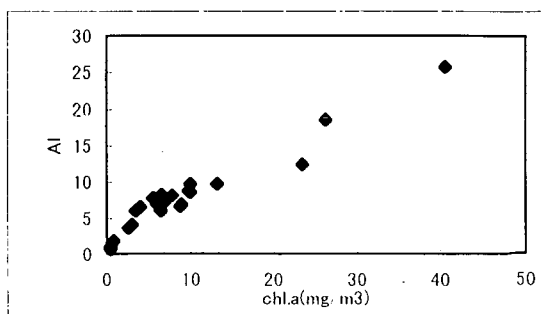


図-6 藻類指標(AI)とクロロフィル a(chl. a)

3.2 紫外外部と有機物の関係

調査したすべての水質項目と紫外吸光指数の相関係数を表-3 に示す。ただしこれらは両対数紙上での相関係数である。全体的に見て、必ずしも高い相関ではない。その中で相関が高かったものは、溶解性 COD_{Cr}($r=0.739$)、全リン($r=0.711$)である。この理由はよくわからない。また、COD_{Cr}の相関が高いのは、溶解性 COD_{Cr}の相関が高いためと考えられるが、比較的相関があるものとして、粒子性窒素($r=0.689$)、有機体窒素($r=0.702$)があり、懸濁態の指標であるろ紙吸光法にもっとも関係のある指標と考えられる。

表-3 紫外吸光指数との相関係数

項目	相関係数	項目	相関係数
BOD	0.629	D-N	0.545
COD _{Cr}	0.688	P-N	0.689
D-COD _{Cr}	0.739	NH ₄ -N	0.612
P-COD _{Cr}	0.419	NO ₂ -N	0.474
SS	0.255	NO ₃ -N	-0.012
VSS	0.649	有機体-N	0.702
濁度	0.327	T-P	0.711
T-N	0.583	PO ₄ -P	0.604

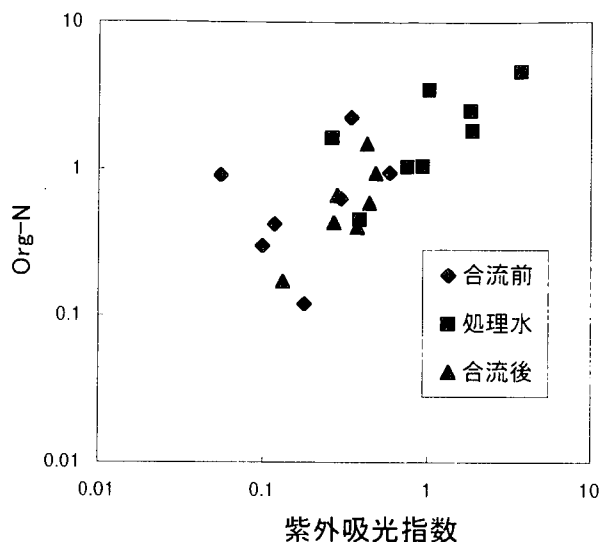


図-7 紫外吸光指数と有機体窒素との関係

4. まとめ

ろ紙吸光法により、河川全体の見た目の汚れ、藻類量の変化、懸濁態だけではあるが有機物量の変化が視覚的によく分かることが明らかとなった。また、測定された吸光度と濁度、クロフィルaの量は、相関係数が0.9以上であり、かなりの精度よく測定できることがわかった。懸濁態の有機物量と吸光度とは傾向的には、明らかに関係があるが、精度の点では今後課題を残した。吸光度分布の指標の作り方に問題があると考えられる。今後は、有機物と吸光度の関係をいっそう明らかにしていくとともに、吸光度分布から河川の透明感をよりわかりやすい指標で表す方法を検討していく。また、清流の保全指標として清流と呼ばれる河川水の評価も今後、おこなっていく予定である。

参考文献

- 1) 日本化学会編:実験化学講座 11、固体の吸収スペクトル、p265-271、1956
- 2) 小倉紀雄:有機汚濁の指標としての紫外吸光度法、水処理技術、Vol.21、No.7、1980
- 3) Keigo Nakamura, Yukihiko Shimatani: A BASIC STUDY ON COMPREHENSIVE WATER INDICES USING GLASS FIBER FILTERS AND A SPECTROPHOTOMETER, Water, Science, Technology, Vol.34, No.7, p.1-p.7, 1996
- 4) 島谷幸宏、中村圭吾、西岡昌秋: 反射吸光度を用いた新しい水質指標、第31回日本水環境学会年会講演集、p76、1997
- 5) 保持尚志、中村圭吾、島谷幸宏: ろ過残留物と分光光度計を用いた水質評価に関する一考察、河道の水理と河川環境シミュレーション論文集、p121-p126、1995

建設省版景観シミュレーションシステムの開発

環境計画研究室 小栗ひとみ

1. はじめに

土木施設の計画・設計・施工にあたり、景観への配慮は重要事項の一つである。そのため、施設の建設に際しては、事業の各段階において周辺環境との調和を視覚的に予測・評価する必要がある。

景観シミュレーションを行う場合、変更が容易で代替案が作成しやすいことや、様々な視点から対象物を眺めることができることなどから、コンピュータグラフィックス（CG）の利用が有効である。しかし、市販されているCGソフトは高機能ではあるが操作が難しく、コンピュータ経験の少ないユーザーにとって簡単に使えないという難点がある。一方、地建事務所における景観設計では、図面・パースを複数案作成して比較検討を行っているが、これら作業は外注で実施されることがほとんどであり、時間および費用の制約から試行錯誤を伴う検討が必ずしも十分できない現状にある。現場で簡単に操作できるシミュレーションシステムが整備されれば、景観検討のための比較案を自由に作成することが可能になるとともに、住民や事業関係者との合意形成プロセスにも有効活用することが期待される。

そこで、総合技術開発プロジェクト「美しい景観の創造技術の開発」（平成5－8年度）の一環として、地建事務所等の職員が手軽に使える「建設省版景観シミュレーションシステム」を開発した。本システムは、パソコンで動く景観シミュレータと、各種構造物や景観材料など画像の部品を揃えた景観データベースから構成されている。土木分野・建築分野共通に利用可能なシステムをめざして、土木研究所と建築研究所が共同で開発にあたった。本稿では、開発したシステムの機能概要を紹介するとともに、今後の展望について述べることにしたい。

2. 開発の基本方針

既存ソフトのカスタマイズによりシステム構築を行う場合、機種が限定されることや、導入に際しての負担コストが高いこと、また、独自の機能の付加や不要な機能の削除が難しいといった問題がある。そこで、本プロジェクトでは、「機種を特定しないシステムの開発」（マルチプラットフォーム）および「内部データ形式やソースリストの公開」（フリーウェア）を開発の基本方針として定め、独自ソフトの開発を行うこととした。操作性・実用性の観点から、専用マシンではなく、日常的に使用している汎用パソコン上で動作することを目標に据えた。また、ユーザーや民間からの自由な機能拡張の提案を可能とし、システムの持続的な発展を期待する観点から、成果をフリーウェアとして広く提供することを念頭に置いた。さらに、メモリ上のデータ形式および外部ファイル形式についても、色やテキストチャなど表面仕上げに関する記述ができることや、現場に合わせて形状を変形できるようなパラメトリックな部品も記述できる必要があること等から、独自形式を定めた（LSS形式）。プログラム言語は、ANSI-Cを使用している。

開発を進めるにあたっては、機能ごとの年次的な開発目標を定め、初年度にシステムのプロトタイプを作成して、順次機能の追加・改良を行う方法をとることとした。また、早い段階から現場事務所への試行導入を行い、そこで得られた改善意見をシステムの改良に反映させるようにした。

3. 主な機能

本システムの主な機能は次のとおりである。

①背景写真と3次元構造物の合成表示

写真の撮影位置やカメラアングルを復元する機能により、位置合わせの作業を容易にした。合成した後は、構造物の形状を入れ替えたり、色やテクスチャを変更して、周辺環境との調和を検討することができる。色彩は、RGBや $L^*a^*b^*$ などの数値入力により自由に設定できるほか、仕様設定を容易にするため日本塗料工業会の色見本の選択入力もできるようにした。

②景観の時間変化シミュレーション

塗料の退色や、樹木の季節変化など、材料の時間的な変化や、都市計画条件の変更に伴う街並みの変化をシミュレーションすることができる。また、検討場所の緯度経度および月日・時刻を指定すると、太陽方位を計算し自動的に光源を生成する機能も有している。

③任意の視点からの景観の表示

地形や周辺の建物を含めて、すべてのデータを3次元化することにより、任意の位置・角度から、自由に視点を移動しながら景観を表示したり、構造物が見える範囲の解析を行うことができる。なお、3次元地形データは、国土地理院の建設技術評価により技術認定された空中写真からの自動標高解析結果を取り込むことにより、従来に比べて利用が容易になっている。

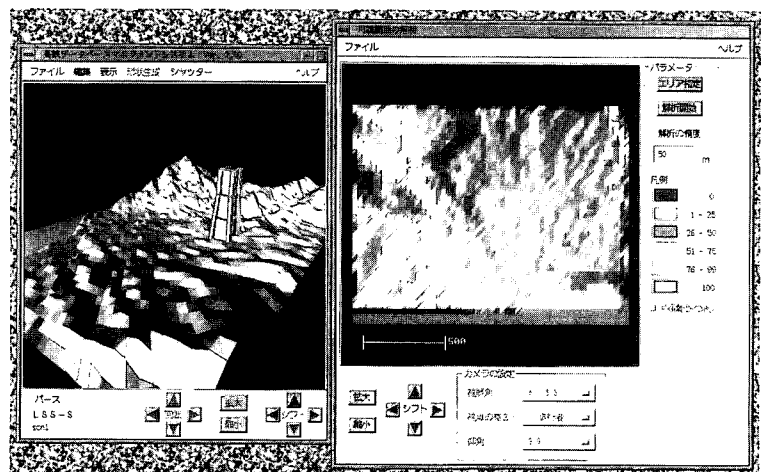


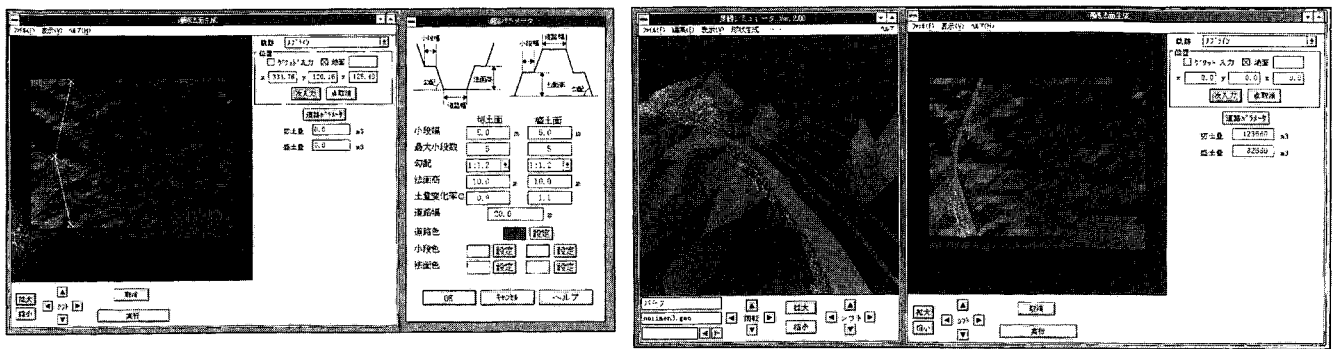
図-1 可視範囲の解析例



図-2 視点移動シミュレーション例

④道路のり面の自動生成

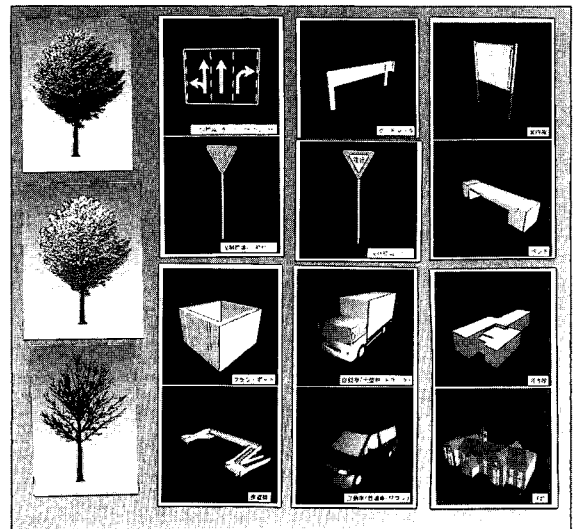
地形平面図上で道路位置を指定すると、自動的に切土・盛土のり面を生成し、景観上問題となる長大切土のり面の発生を予測するとともに、概略の土工量を表示することができる。



図－３ 道路のり面自動生成例（左：入力画面、右：計算結果）

⑤ 景観データベース

景観データベースは、扱うデータの特性に応じて、「優良景観事例データベース」（景観に配慮した構造物の設計事例を集めたデータベース）、「景観構成要素データベース」（周辺の建物、樹木、人や車といったありふれた部品を集めたデータベース）および「景観材料データベース」（景観材料として供給される各種製品を集めたデータベース）がある。いずれも、分類の選択、範囲や名称の指定、キーワードの選択および文字列の指定により、必要なデータを検索することができる。これらにより検索された部品



図－４ 景観構成要素データ例

は、配置機能を使って容易に画像に置くことが可能である。また、収集したデータは、入力専用エディタを使ってユーザー自身が容易にデータベースに登録することができる。

⑥ ネットワーク機能

ネットワークでのシステムの運用を想定して、画像転送、リモートデータベースアクセス、リモートデモおよびヒストリーの各機能を用意した。これらの機能により、事務所間または事務所一本局間で同じ画面を見ながら対話的に景観検討を行ったり、他事務所のデータベースを検索して、必要なデータを利用することが可能である。

⑦ その他の機能

本システムでは、構造物の３次元形状データの作成は、既存のＣＡＤやモデリングソフトを用いることにしているが、簡易形状生成機能として、直方体、球などの基本図形を組み合わせる形状を作成する機能や、道路などを現場に合わせて自動的に生成する機能を用意している。また、ＤＸＦ等一般的に普及しているいくつかのデータ形式については、コンバータを用意してシステムでの利用を可能とした。ただし、背景画像やテクスチャの修正など２次元画像の編集については、別途市販のペイントソフトを用いて行うこととしている。

4. システムの普及・活用

本システムは、先述のように、当初からの基本方針にしたがって、フリーソフトウェアとして公開している。土木研究所および建築研究所のホームページを通じて、関連情報の提供を行うとともに、地建事務所における説明会の開催や、見学者への対応を行っているほか、様々な媒体を通じてシステムの普及に努めている。これまでに、福島工事事務所、三陸国道工事事務所など建設省の機関をはじめ、地方自治体、学校、法人・団体、民間企業など300以上のユーザーに対し、プログラムを収録したCD-ROMの配布を行った。既に、地建事務所においては、人道橋の景観設計やジャンクションの形状検討などの実務において、システムの活用が始まっている。

現在、システムの本格的な運用に向けて、景観データベースの保守・管理体制および現場事務所等におけるシステムの有効活用を支援するためのサポート体制について検討を進めているところである。

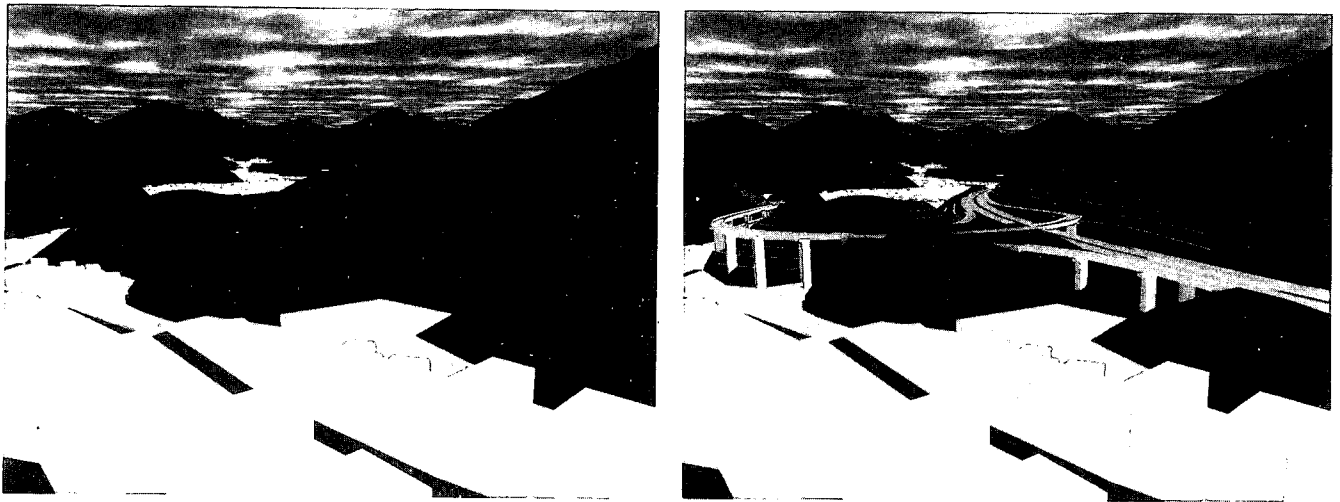


図-5 システムを活用した景観シミュレーション例（左：現況、右：ジャンクション建設後）

5. まとめ

平成8年度までの開発を通じて、当初計画した基本的な機能については、実用化が図られたと考えている。今後、実際の景観検討業務に活用していく中で、各ユーザーのニーズに応じて機能の改良や追加が行われ、バージョンアップが行われていくことを期待している。環境計画研究室においては、道路走行時の景観変化のシミュレーションや、その評価に資するため、以下のような機能の追加および改良を進めることとしている。

- ①地上で撮影したステレオ写真などをもとに、地形の3次元データを簡易に作成する機能の追加。
- ②ビデオ画像と3次元の構造物の連続合成機能や、車の走行速度に応じた3次元CGアニメーション画像を用いたドライビングシミュレーター機能。
- ③脳波解析等の応用による景観評価手法の開発および景観評価エキスパートシステムの開発。

本システムの普及によって、工事事務所等の日常業務における視覚的な景観検討作業が容易となり、周辺環境と調和した質の高い社会資本整備の推進に役立つとともに、地域住民を含む関係者間の合意形成プロセスに役立つことを期待している。

良好な市街地景観の成立条件に関する研究

道路研究室 田中良寛

1. まえがき

社会資本整備に対する国民の要請は、高度化かつ多様化しており、市街地においても地域特性に配慮したうるおいのある生活空間の創出に対するニーズが高くなってきている。このような生活空間の創出に求められる要素の1つとして、良好な市街地景観の形成が考えられる。本研究は、良好な市街地景観を形成するための景観構成要素の要件を求め、沿道建築物と道路施設との調和に関する基礎資料を得ることを目的とする。市街地景観を規定する景観イメージとして「開放感」、「整然さ」、「特徴」及び「緑」を設定し、それぞれのイメージを形成する景観構成要素のレベル値に基づいた良好な市街地景観の成立条件を、写真を用いた評価実験により検証した。

2. 方法

本研究では、以下に示す手順に従って、良好な市街地空間像の分析を行った。①43市街地の写真事例を用いて、形容詞対に基づくイメージ評価実験を行った。②評価実験に基づいて、市街地景観の良否に影響を与える4つの代表イメージ要素を抽出した。③代表イメージ要素に基づく市街地景観の評価方法について分析を行い、良好な市街地景観の成立条件を設定した。④良好な市街地景観の成立条件に基づいた既存市街地の改善案を作成し、イメージ評価実験により③で設定した成立条件を検証した。

3. 結果

3.1 イメージ評価実験及びイメージ要素の抽出

3.1.1 評価実験の実施

実験は、被験者（57名）に43市街地の写真事例を見せ、景観イメージを規定する要因に関係すると考えられる形容詞対を、歩行者及び自動車運転者の視点で、それぞれ5段階の尺度で回答してもらう意味微分法（SD法：Semantic Differential Technique）を用いた。形容詞対としては、表-1に示すように、総合評価の他に、①開放感のある、②統一的な、③整然とした、④特徴のある、⑤緑のある、⑥質の高い、⑦賑やかな、⑧見通しの良いの8つのイメージ要素の評価を取り上げた。

なお、実験結果については、形容詞対に対する評価を数値化（例えば、総合評価の場合は、「非常に良い」を5点、「やや良い」を4点、「普通」を3点、「やや悪い」を2点、「非常に悪い」を1点と数値化）して分析を行っている。

今回の分析では、43市街地の写真事例に対する、被験者の評価には形容詞対間のばらつきがあまり

表-1 イメージ評価実験に用いた形容詞対

形容詞対	形容詞対の意味
① 開放感のある ⇄ 圧迫感のある	街路の空間に開放的なイメージを受ける
② 統一的な ⇄ 不統一な	建物の形状や配置等が規則的でまとまりが感じられる
③ 整然とした ⇄ 雑然とした	占用物や付属物などの路上施設や広告物から得られる景観に整然さが感じられる
④ 特徴のある ⇄ 特徴のない	街路が地域の特徴・雰囲気演出している
⑤ 緑のある ⇄ 緑のない	街路樹が豊富で、緑豊かな印象を受ける
⑥ 質の高い ⇄ 質の低い	沿道建物、付属物及び占用物、舗装材のデザインが優れている
⑦ 賑やかな ⇄ 静かな	沿道建物及び広告物、又はそれらの色等に対して賑やかな印象を受ける
⑧ 見通しの良い ⇄ 見通しの悪い	視界を妨げる物が少なく、視認性が良い
良い ⇄ 悪い	街路全体に対する総合的な評価

見られなかった。また、車道の総合評価値と歩道の総合評価値の相関係数は0.652であり、車道と歩道の評価が必ずしも同じ傾向にないことが分かった。このため、評価方法の分析は、車道と歩道とに分類して行うこととした。

3.1.2 代表イメージ要素の抽出

評価実験の結果を用いて、被験者が景観を評価する場合のイメージ構造を分析した。ここで、市街地景観を構成する各イメージ要素は、完全には独立でなく、互いに相関を持っていると想定されるので、主成分分析により、互いに相関のある要素を集約した。

主成分分析を行った結果、車道評価・歩道評価とも、第4主成分までで総合評価値に対する累積寄与率が約0.8となっており、概ね第4主成分まででイメージ構造が記述できると判断される。また、各主成分に関係するイメージ要素は、車道評価と歩道評価との間に若干差異はあるものの、ほぼ同様の傾向を示していた。

そこで、車道及び歩道の双方に関係する代表的なイメージ要素として、各主成分に対して、最も大きな影響を及ぼしているイメージ要素を抽出し、代表イメージ要素として、「開放感」、「整然さ」、「特徴」、「緑」の4つのイメージ要素を設定した。

3.2 良好な市街地景観の成立条件の算出

3.2.1 総合評価値の評価水準

市街地景観の評価については、代表イメージ要素の評価値を複数のレベルに分割し、総合的に評価する方法を検討した。

分析に用いた43事例の評価結果は幅広く分布しており、概ね正規分布していると考えられる。そこで、四分位法により、総合評価を説明する代表イメージ要素を3つのレベルに分割した。分割にあたっては、中位50%（レベル2）を基礎水準、上位25%（レベル3）を誘導水準とした（表-2）。正規分布を仮定すると、基礎水準は $-\sigma \sim +\sigma$ （ σ ：標準偏差）の範囲に、誘導水準は $+\sigma$ 以上の範囲に位置する。

3.2.2 代表イメージ要素による良好な市街地景観の成立条件に関する検討

ここでは、総合評価のレベル値に基づいた良好な市街地景観事例を抽出するとともに、良好な市街地景観として総合的に評価されるための条件について検討した。

表-3は良好な市街地景観事例（総合評価がレベル3以上）の代表イメージ要素のレベル値を示したものである。良好な市街地景観事例は、車道評価、

表-2 総合評価値及び代表イメージ要素の目標レベルとの関係

	総合評価	代表イメージ要素			
		開放感	整然さ	特徴	緑
レベル3	3.70	4.05	誘導水準 4.02	3.39	4.02
レベル2	2.90	2.54	基礎水準 2.88	2.70	2.51
レベル1					

(a) 車道評価

	総合評価	代表イメージ要素			
		開放感	整然さ	特徴	緑
レベル3	3.64	3.77	誘導水準 3.64	3.63	3.81
レベル2	3.07	2.83	基礎水準 2.87	2.97	2.52
レベル1					

(b) 歩道評価

注) 表中の数値は各レベルの境界値

表-3 良好な市街地景観事例の代表イメージ要素のレベル値

評価区分	路線名	開放感	整然さ	特徴	緑
車道	宮城野通り（仙台市）	3	3	3	2
	定禅寺通り（仙台市）	2	3	2	3
	平和通り（日上市）	2	2	2	3
	学園東大通り（つくば市）	3	3	2	3
	前橋駅北口通り（前橋市）	3	3	2	3
	絵画館前通り（東京都港区）	2	3	3	3
	国立駅前通り（国立市）	3	2	2	3
	四日市中央線（四日市市）	3	2	2	2
歩道	フェニックス通り（津市）	3	3	3	3
	御堂筋（大阪市）	3	3	2	3
	札幌大通り（札幌市）	3	3	2	2
	宮城野通り（仙台市）	3	3	3	2
	定禅寺通り（仙台市）	3	3	2	3
	前橋駅北口通り（前橋市）	3	3	2	3
	絵画館前通り（東京都港区）	2	3	3	3
	丸の内（東京都中央区）	2	3	2	3
評価	国立駅前通り（国立市）	2	2	2	3
	久屋大通り（名古屋市）	3	3	2	2
	御堂筋（大阪市）	3	3	2	2
	京町筋（神戸市）	2	3	2	2
	年木谷通り（佐賀県有田町）	2	2	3	3

歩道評価とも、全ての代表イメージ要素のレベル値が2以上で構成されており、かつレベル値が3以上の要素を必ず含んでいることが分かる。また、4つの代表イメージ要素のうち、一つでも低い評価（レベル1）を有する市街地は、良好な市街地景観として評価されていない。

各代表イメージ要素をクロス分析したところ、良好な市街地景観として総合的に評価されるためには、車道評価、歩道評価とも、「開放感」、「整然さ」、「特徴」及び「緑」の全ての要素が基礎水準（レベル2）以上で、かつ4つの代表的イメージ要素のうち少なくとも1つの要素が誘導水準（レベル3）であることが必要であることが確認された。ただし、歩行者からの視点における「開放感」と「緑」の組合せについては、両者が必ずしも高いレベルにある必要が無く、一方の要素が高い水準であれば良好な市街地景観を形成している。これは、歩道幅員によっては、緑量が大きくなると開放感が損なわれるためと考えられる。

3.2.3 代表イメージ要素を規定する景観構成要素のレベル値の設定

良好な市街地景観の成立条件を明らかにするため、代表イメージ要素のレベル値を基礎水準及び誘導水準とする景観構成要素（表-4）のレベル値について分析を行った。

まず、代表イメージ要素と景観構成要素との関係を把握するため、相関係数行列に基づき、相関が比較的高い景観構成要素を表-5のように代表イメージ要素別に抽出した。さらに、抽出された景観構成要素を四分位法により3つのレベルに分割すると共に、2つの景観構成要素を組み合わせで作成したマトリックスへ表-3に示す良好な市街地景観事例を該当する箇所にも列挙した。代表イメージ要素のレベルを規定する景観構成要素と、その景観構成要素のレベル値の設定は、景観構成要素を組合せた分析（クロス分析）により行った。

3.3 市街地景観改善案に対する検証実験

3.3.1 検証実験の実施

評価実験で用いた事例の中から、車道及び歩道評価ともに、代表イメージ要素と総合評価が全て悪い（レベル1）事例を1事例選定し、景観を改善した事例に対する検証実験を行った。改善案の作成手法はレタッチ（写真合成）とし、各代表イメージ要素毎に基礎水準及び誘導水準を設定した。実験は、被験者（54名）に改善案（27パターン、表-6）を見

表-4 レベル設定に用いた景観構成要素

要素名	最小値	最大値	平均値	標準偏差
街路（調査）延長（m）	91.00	400.00	252.00	79.08
建物				
沿道建物高（m）	0.00	40.00	17.37	9.14
開口平均（m）	5.50	81.60	16.91	16.12
横断構成				
総幅員（m）	3.80	108.95	30.03	21.89
歩道幅員（m）	3.40	21.00	9.10	3.82
車道幅員（m）	0.00	26.00	12.47	7.46
中高木				
本数（本）	0	558	50.79	83.44
樹高（m）	0.00	16.00	8.39	4.04
枝張（m）	0.00	15.00	4.91	3.34
合成指標				
D/H	0.35	4.65	1.68	1.08
Ds/D	0.11	1.00	0.41	0.25
D/Ht	1.31	15.63	3.84	3.43
高木密度	0.00	2.13	0.19	0.31
写真からの読みとりデータ				
付属物（個）				
車道	0	24	4.07	3.96
歩道	0	17	4.09	3.20
占用物（個）				
車道	0	15	2.88	3.37
歩道	0	10	3.56	2.92
広告面積率（%）				
車道	0.00	7.30	1.40	1.89
歩道	0.00	44.00	3.45	10.16
植樹高木（%）				
車道	0.00	32.85	13.24	7.83
歩道	0.00	44.60	9.02	7.69
植樹低木（%）				
車道	0.00	6.05	1.07	1.52
歩道	0.00	10.20	1.62	2.68
緑視率（%）				
車道	0.00	32.85	16.52	9.22
歩道	0.00	54.50	13.16	10.02

注）D/H：道路幅員／沿道建物高 Ds/D：歩道幅員／道路幅員
D/Ht：道路幅員／樹高 高木密度：樹高／道路延長
付属物：写真内の付属物の数 占用物：写真内の占用物の数
広告面積率：写真の面積に占める広告物の割合（%）
植樹高木：写真の面積に占める植樹帯の中高木の面積の割合（%）
植樹低木：写真の面積に占める植樹帯の低木の面積の割合（%）
緑視率：写真の面積に占める緑の面積の割合（%）

表-5 代表イメージ要素別の景観構成要素

視点	景観構成要素
開放感	車道 車道幅員、D/H、D/Ht、枝張、樹高、高木密度、天空率
	歩道 歩道幅員、D/H、D/Ht、建物高、枝張、樹高、高木密度、天空率
整然さ	車道 建物高、広告面積率、枝張、樹高、付属物数、占用物数、車道幅員
	歩道 歩道幅員、広告面積率、壁面広告率、張出広告率、枝張、樹高、付属物数、占用物数
特徴	車道 歩道幅員、Ds/D、広告面積率、植樹低木、緑視率、付属物数、占用物数、車道幅員
	歩道 歩道幅員、Ds/D、広告面積率、植樹低木、緑視率、付属物数、占用物数
緑	車道 枝張、樹高、植樹高木、植樹低木、緑視率、D/Ht、車道幅
	歩道 枝張、樹高、植樹高木、植樹低木、緑視率、D/Ht、歩道幅

せ、4つの代表イメージ要素及び総合評価（良い、悪い）について、歩行者及び自動車運転者の視点でそれぞれ5段階の尺度で回答してもらう方法を用いた。

3.3.2 各代表イメージ要素のレベル値の検証

評価実験と検証実験は被験者が一部異なる為、評価値をそのまま単純比較することはできない。

そこで、評価実験における選定写真事例に対する評価値と、検証実験における改善前の選定写真事例に対する評価値との差を、検証実験で得られた全ての評価値に加算して、評価値の補正を行っている。

各代表イメージ要素のレベル値を検証したところ、歩道評価、車道評価とも、ほとんどの改善案で各イメージ要素の評価値が所定のレベルに到達していた。

各代表イメージ要素と総合評価値の関係について見ると、「整然さ」を改善した場合と「緑」を改善した場合に、総合評価値がほとんど同じになった。これは、「整然さ」と「緑」の両方の景観構成要素に、樹木等に関する指標が含まれており、結果的に改善案の写真が同じようになってしまったことが原因と考えられる。

総合評価値について見ると、各代表イメージ要素を誘導水準に設定した改善案に対しても総合評価値が誘導水準を越えなかった。これは、これまで設定してきた景観構成要素以外に別の指標が必要であることを示唆している。評価実験で用いた市街地事例を定性的に比較したところ、良好な市街地景観事例は、選定写真事例に比べて、自動車や放置自転車の量が少ない傾向を示していた。このため、指標に、「自動車数」、「放置自転車数」を付帯事項として付け加えておくことが必要と考えられる。

各代表イメージ要素に対する景観構成要素のレベル値について、上記の考察を加えて整理した結果は表-7のように例示される。

4. まとめ

表-7に示した各イメージ要素に対する景観構成要素のレベル値は、改善案を作成した街路（商業地域）の評価値に基づいている。今後、用途・横断構成等で市街地景観を分類（タイプ分け）し、改善案作成に用いた街路と異なったタイプ（例えば住居地域等）について、今回設定した景観構成要素のレベル値を検証することが課題である。

表-6 改善案の作成パターン

	車道からの視点					歩道からの視点					パターン数
		開放感	整然さ	特徴	緑		開放感	整然さ	特徴	緑	
各イメージ要素のレベル値の検証	1	△				8	△				14パターン
	2	○				9	○				
	3		△			10		△			
	4		○			11		○			
	12-2 5			△		12-2 12			△		
				○					○		
	6				△	13				△	
7				○	14				○		
各イメージ要素の組合せによる成立条件の検証	15	○	△	△	△	22	○	△	△	△	13パターン
	16	△	○	△	△	23	△	○	△	△	
	17	△	△	○	△	24	△	△	○	△	
	18	△	△	△	○	25	△	△	△	○	
	19	○	○	△	△	26	○	○	△	△	
	20	△	○	△	○	27	△	○	△	○	
	21	○	△	△	○						
パターン数	14パターン					13パターン					27パターン

注1) ○：誘導水準、△：基礎水準
注2) 「特徴」については、基礎水準を設定できなかったため、改善案は誘導水準のみとした。

表-7 良好な市街地景観形成のための景観構成要素のレベルの例（開放感・車道からの視点）

景観構成要素	基礎水準	誘導水準
車道幅員 (m)	6.00m以上	9.00m以上
建物高 (m)	総幅員の1.19倍以下	総幅員の0.66倍以下
広告面積率 (%)		1.15%程度
緑視率 (%)		21.75%程度
枝張 (m)		5.65m程度
樹高 (m)	総幅員の0.47倍以下	総幅員の0.26倍以下
植樹高木 (%)		11.50%程度
間口平均 (m)		16.53m程度
動的要素	放置自転車(台)	0台
	自動車数(台)	4台未満

第36回 土木研究所研究発表会
論文集

ISSN 386-5878
土木研究所資料第3527号
平成9年12月(1997)

建設省土木研究所
企画部企画課

要 旨

本資料は、「第36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・研究を紹介するため、土木研
究所において年1回開催している。

キーワード：景観シミュレーション、ろ紙吸光法、防災樹林帯、海底谷、通性ラ
グーン、汚濁負荷、載荷速度、フィルダム、渓流中流域、斜面崩壊、
市街地景観、地山、ライフサイクルコスト、深層混合処理、エクス
パートシステム、ロックシェッド、不整形地盤、連続免震橋、情報
システム、標高依存特性



郵便はがき

50円切手
をはって
下さい

305-□□

茨城県つくば市大字旭一番地

建設省土木研究所

企画部企画課 御中

No. _____

No. _____

配布先氏名

配布先住所



土木研究所資料第3527号 部
(平成9年度土木研究所研究発表会)

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3527号

第36回土木研究所研究発表会論文集