

I S S N 0386—5878

土木研究所資料第3306号

第 33 回
土木研究所研究発表会
論 文 集

平成 6 年11月24日・25日

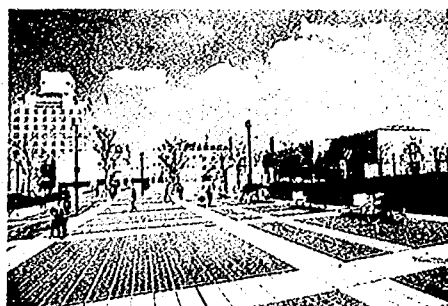
建設省土木研究所

Copyright © (1994) by P.W. R. I.

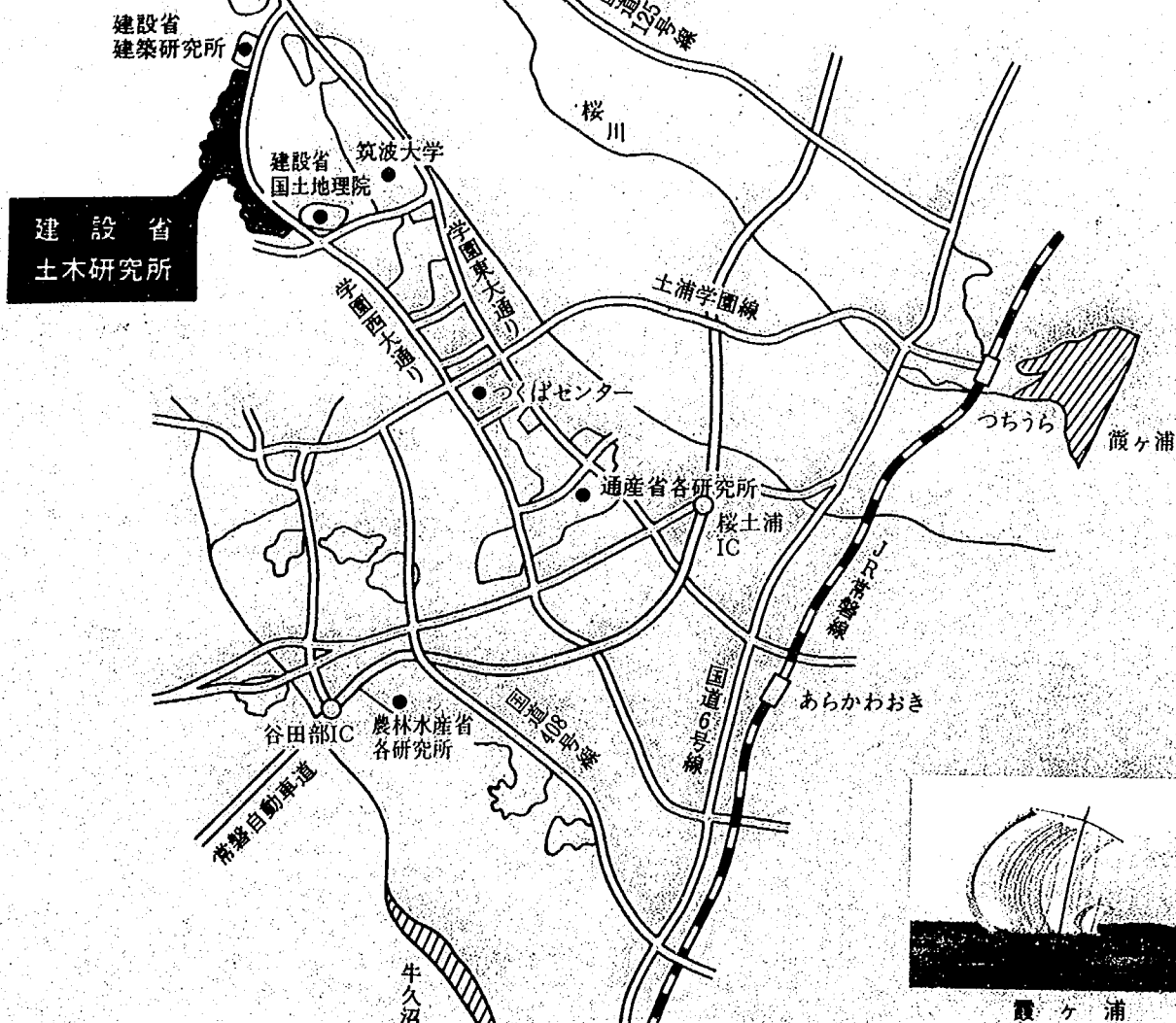
All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.W. R. I.

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、本報告書の全文又は一部の転載、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。

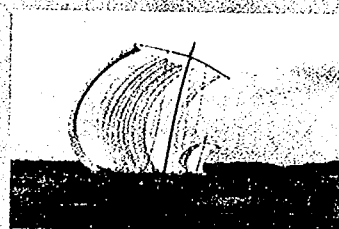
△筑波山



つくばセンタービル



つくば市

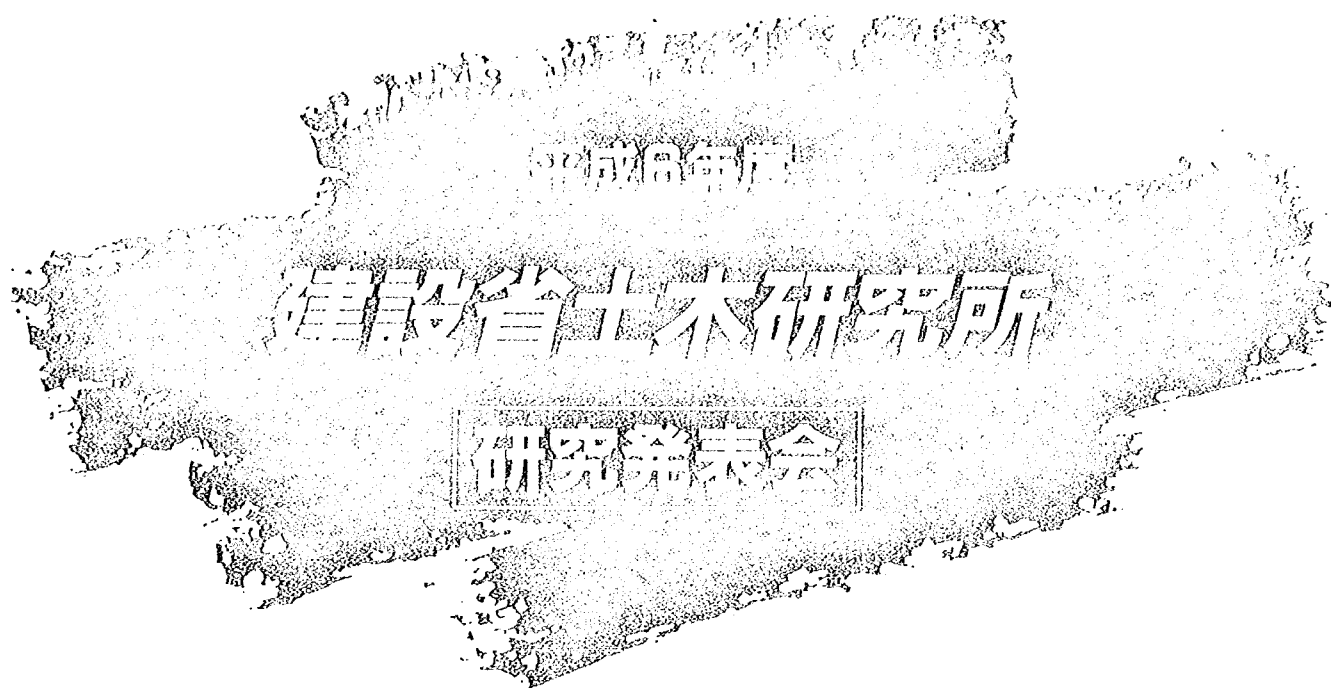


浦ヶ霞

鉄道	上野駅	荒川沖駅(東口)	
	JR常磐線 約60分	関東鉄道バス(建築研究所行) 約35分(約60分間隔)	
鉄道	上野駅	土浦駅(西口)	土木研究所
	JR常磐線 約70分	関東バス(筑波方面行) 約25分(約20分間隔) 関東バス(学園都市方面行) 約25分(約20分間隔)	上野駅
高速バス	東京駅(八重洲南口)	土浦駅(西口)	土木研究所
	学園都市(つくばセンター)行 約70分(約15分間隔)	関東バス(建築研究所行) 約10分(約60分間隔) 上野駅	土木研究所
自走車	三郷口	谷田部口又は桜・土浦口で降りる	土木研究所
	首都高速道	常磐自動車道 約30分	一般道 約20分

土木研究所

〒305 茨城県つくば市大字旭1番地 TEL.0298-64-2211(内3181、3182)



開催日／平成6年**11月24日・25日**
会 場／建設省土木研究所 8階会議室

(1日目/11月24日(木))

9:15~ 9:25	**開会の挨拶**	所長	飯島 尚
9:25~10:40	セッション1	座長 河川環境研究室長	島谷 幸宏
	土木構造物の色彩計画における色彩認知特性に関する基礎的研究	河川環境研究室	宮川 朋子
	気候メッッシュデータを用いた 地球温暖化が流出に及ぼす影響の評価手法	水文研究室	松浦 達郎
	多肉植物による乾燥地の緑化に関する研究	緑化生態研究室	田畑 正敏
10:45~12:00	セッション2	座長 交通環境研究室長	石田 龍
	下水中の微量有機化合物の測定法に関する実験	水質研究室	豊田 忠宏
	低層遮音壁の減音特性について	交通環境研究室	鉢嶺 清範
	換気設計に用いる煤煙の自動車1台 当たりの発生原単位と補正係数	トンネル研究室	富川 順一
	休 憩 (VTR上映)		
13:00~14:15	セッション3	座長 施工研究室長	苗村 正三
	フーチングを有する補強土擁壁の全体安定に関する考察	施工研究室	落合 良隆
	ステンレス鋼の腐食と強度特性に関する試験調査	機械研究室	米村 克己
	コンクリートの直接引張強度についての実験的検討	ダム構造研究室	首藤 美晴
14:20~14:50	**トピックス**		
	「天竜川治水事業における環境保全への取り組み事例」	中部地方建設局 天竜川上流工事事務所	中安 正晃
14:55~16:10	セッション4	座長 システム課長	山本 聡
	再生骨材を用いたホワイトベース コンクリートの特性について	コンクリート研究室	菊森 佳幹
	緑農地利用下水汚泥の品質について	汚泥研究室	平山 孝浩
	工事工種の体系化について	システム課	船越 義臣
16:10~16:20	**講 評**	研究調整官	中岡 智信

(2日目/11月25日(金))

9:00~10:40	セッション5	座長 総合交通安全研究官	松村 哲男
	交通需要マネジメントの効果に関する調査	施工研究室 (元:新交通研究室)	宮武 裕昭
	車内ディスプレイが運転に与える影響の評価実験について	道路研究室	村田 重雄
	交通機能の低下と事故発生について	交通安全研究室	石倉 丈士
	凍・圧雪の予知、予測手法について	新潟試験所	田中 光一
10:45~12:00	セッション6	座長 水工水資源研究室長	柏井 条介
	水の力を利用した土砂分派に関する基礎的研究	水工水資源研究室	本田 敏也
	氾濫計算における市街地粗度の推定に関する実験	都市河川研究室	小林 裕明
	震源近傍における地震動特性に関する調査	振動研究室	岩崎 秀明
	休 憩 (VTR上映)		
13:00~13:50	セッション7	座長 砂防研究室長	石川 芳治
	大分県風倒木地における土石流・流木の流出の特性	砂防研究室	石塚 忠範
	地すべり抑止杭の抑止機構に関する研究	地すべり研究室	加藤 仁志
13:55~14:25	**トピックス**		
	「開港した関西国際空港」	関西国際空港株式会社 企画課長	服部 亮二
14:30~16:10	セッション8	座長 基礎研究室長	中野 正則
	超長大橋の風による不規則振動の推定方法に関する研究	構造研究室	松野 栄明
	オーブンケーソンの自動化施工技術の開発	基礎研究室	大越 盛幸
	主鉄筋段落し部で被災した鉄筋コンクリート橋脚の耐震解析	耐震研究室	豊隈 順一
	橋脚周辺の局所洗掘とその対策工に関する研究	河川研究室	伊藤 克雄
16:10~16:20	**講 評**	企画部長	水谷 敏則
16:20~16:30	**閉会の挨拶**	次 長	田村 正秀

第 33 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33回土木研究所研究発表会」の発表内容をまとめたものである。この発表会は、土木研究所で実施している調査・研究についての成果の発表及び若手研究者の発表能力の向上を目的として年1回開催している。

キーワード：研究発表会、色、気候、緑化、下水道、防音壁、換気、フーチング、擁壁、腐食、コンクリート、再生骨材、汚泥処理、工事、交通需要、影響、事故調査、予測、土砂、氾濫解析、地震、土石流、流木、地すべり対策、超長大橋、自動化、耐震、局所洗掘

目 次

1. 土木構造物の色彩計画における 色彩認知特性に関する基礎的研究	河川環境研究室	皆川 朋子..... 1
2. 気候メッシュデータを用いた地球温暖化が 流出に及ぼす影響の評価手法	水 文 研 究 室	松浦 達郎..... 5
3. 多肉植物による乾燥地の緑化に関する研究	緑化生態研究室	田畑 正敏..... 9
4. 下水中の微量有機化合物の測定法に関する実験	水 質 研 究 室	豊田 忠宏..... 13
5. 低層遮音壁の減音特性について	交通環境研究室	鉢嶺 清範..... 17
6. 換気設計に用いる煤煙の自動車1台当たりの 発生原単位と補正係数	トンネル研究室	宮川 順一..... 21
7. フーチングを有する補強土擁壁の 全体安定に関する考察	施 工 研 究 室	落合 良隆..... 25
8. ステンレス鋼の腐食と強度特性に関する試験調査	機 械 研 究 室	米村 克己..... 29
9. コンクリートの直接引張強度についての実験的検討 ...	ダム構造研究室	首藤 美誠..... 33
10. 再生骨材を用いたホワイトベース コンクリートの特性について	コンクリート研究室	菊森 佳幹..... 37
11. 緑農地利用下水汚泥の品質について	汚 泥 研 究 室	平山 孝浩..... 41
12. 工事工種の体系化について	シ ス テ ム 課	船越 義臣..... 45
13. 交通需要マネジメントの効果に関する調査	施 工 研 究 室 (元：新交通研究室)	宮武 裕昭..... 49
14. 車内ディスプレイが運転に与える影響の 評価実験について	道 路 研 究 室	村田 重雄..... 53
15. 交通機能の低下と事故発生について	交通安全研究室	石倉 丈士..... 57

16. 凍・圧雪の予知、予測手法について	新潟試験所	田中 光一	61
17. 水の力を利用した土砂分派に関する基礎的研究	水工水資源研究室	本田 敏也	65
18. 氾濫計算における市街地粗度の推定に関する実験	都市河川研究室	小林 裕明	69
19. 震源近傍における地震動特性に関する調査	振動研究室	岩崎 秀明	73
20. 大分県風倒木地における土石流・流木の流出の特性	砂防研究室	石塚 忠範	77
21. 地すべり抑止杭の抑止機構に関する研究	地すべり研究室	加藤 仁志	81
22. 超長大橋の風による不規則振動の 推定方法に関する研究	構造研究室	松野 栄明	85
23. オープンケーソンの自動化施工技術の開発	基礎研究室	大越 盛幸	89
24. 主鉄筋段落し部で被災した 鉄筋コンクリート橋脚の耐震解析	耐震研究室	星隈 順一	93
25. 橋脚周辺の局所洗掘とその対策工に関する研究	河川研究室	伊藤 克雄	97

土木構造物の色彩計画における

色彩認知特性に関する基礎的研究

環境部河川環境研究室 皆川朋子

1. まえがき

実際に見える構造物等の色彩（以下「みかけの色」）は標準光源下での測定された色彩（以下「物体色」）と大きく異なる。これは観測者の知覚特性、光源や大気の状態、観測者と対象との関係などによる。景観を構成する要素の1つとしての土木構造物の色彩計画を立てる際、実際どう見えるか（「みかけの色」）は考慮すべき重要な項目であるが、定量的に把握した研究は少なく、ほとんど認識されていれていないのが現状である。

本研究は「みかけの色」を研究の対象に定量的把握を行ったものである。

2. 目的

本研究では、土木構造物の色彩計画を立てる際の基礎的知見を得ることを目的に、

- ①「みかけの色」の要因について整理し、
- ②観測者の視覚特性の一つで、面積が大きい土木構造物の色彩計画を立てる際考慮すべき重要な項目である面積効果（面積が変化することによる見え方の変化）による「みかけの色」の定量的把握
- ③光と構造物のデザインの関係により生じる陰・影の「みかけの色」の定量的把握を行う。

表-1 「みかけの色」の要因

①光の特性	a)光源（自然日光）の特性	太陽（色温度6280k）	直射日光
	b)大気の状態	天候 水蒸気 空気分子 塵埃などの微粒子	天空光（天空に浮かぶ雲の反射や透過などによる）
②対象物の特性		材質 光の反射特性 凹凸と粗密（テクスチャー）	
③光と対象物と観測者の位置関係		距離 陰（光の遮断、物の陰）	
④観測者の視覚特性		対比現象（色彩対比） 同化現象（色彩恒常） 面積効果	

3. 「みかけの色」の要因の整理

「みかけの色」が「物体色」と異なる要因について、既存研究¹⁾ 2) 3) 及び文献⁴⁾ からまとめると表-1、図-1のようになる。みかけの色の要因は大きく、①光の特性 a)光源の特性 b)大気の状態、②対象物の特性（光の反射特性、テクスチャー）、③光、対象物、観測者の位置関係、④観測者の自身の視覚特性に分けられる。色は光源から照射された光が、光路中の微粒子（水蒸気、空気分子、大気浮遊微粒子など）の吸収・散乱にされ、物体表面に届き、吸収さ

表-2 色彩認知特性

対比現象	ある試料のみかけの色がその試料に先行して呈示された色刺激に影響を受ける（継次対比）現象。また、並んでいる2つの色刺激がお互いに影響しあって、色刺激の客観的な性質をそのままではなく、それらを強調してみせる（同時対比）現象。
色彩恒常	照明の質や強度が変化しても、その照明下にある対象は比較的不変な色彩を呈する知覚的現象。
面積効果	面積の大きさによりみかけの色が異なって知覚される現象。

れなかった光を観察者がみることにより知覚される。観測者自身の知覚特性には対比現象、同化現象、面積効果などがある（表-2）。

本報では面積効果（面積が変化することによる見え方の変化）および陰、影による色彩変化について扱う。

4. 「見かけの色」の測定

4. 1 「みかけの色」の測色方法

物体色を測色する方法には、測色したい対象物と色票（色見本）とを観察者の目で比較して対象物の色を決定する視感比較測色方法と色彩計（光電色彩計、輝度計）による測色方法がある（JIS Z 8722、8723）。色彩計は標準光源の下で物体色を測定することを目的として開発されている。そのため色彩計を景観測色器として用いるため天候、太陽光の影響などに留意した補正等の研究⁶⁾が行われているが検討段階にある。また、カラーリバーサルフィルムを用いた測光・測色法も検討されている^{6) 7)}が実際の色を再現することは難しい。そのため、屋外の太陽光の下で「みかけの色」を測色する場合は視感測色が行なわれることが多い。本研究においても視感測色法により見かけの色を測色する（図-2）。

4. 2 面積効果による「みかけの色」の変化

面積効果が生じる原因は、網膜中心部の着色（黄斑部と呼ばれる黄色の色素を持つ部分で中心窩を中心に径 5~10° 径の範囲の楕円形状に分布）の程度が視角で約4度の範囲に相当する網膜部位とその外側では異なっていることが主な原因とされている。

色彩の面積効果についての既存の研究には渡辺の研究⁸⁾があり、面積14段階（視角1° ~56°）、色彩10種の試料色紙を被験者7名に対して室内で視感測色実験を実施した結果、色は面積により見え方が異なり、低明度、低彩度の色はほとんど変化しないが、高明度の色は面積が大になると明度・彩度とも大きく変化して高く見え、高彩度の

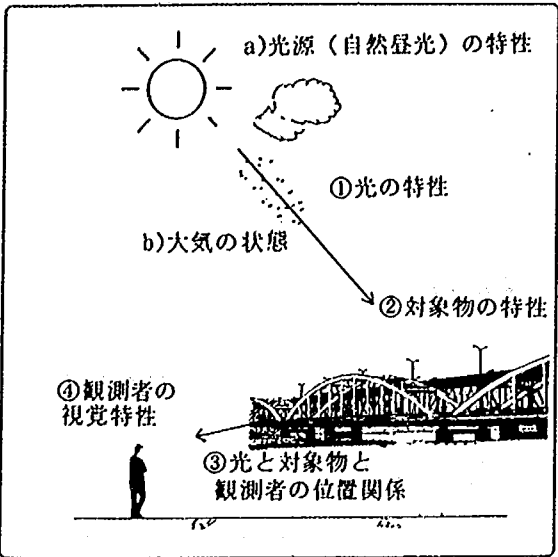


図-1 「みかけの色」の概念図

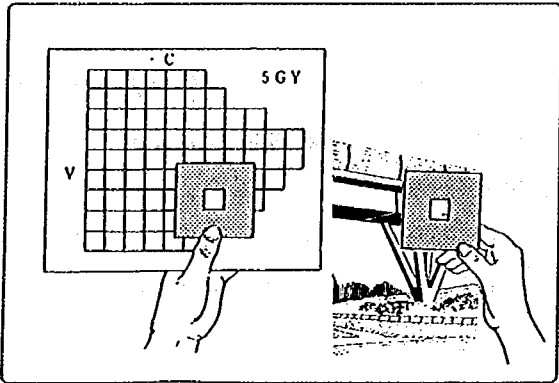


図-2 屋外における視感比較測色法

表-3 測色対象

測色対象	材 質	測定距離	物体色の測色値
①ビル、壁面	コンクリート	約 50m	5.0YR 8.3/0.6
②テニスコート	着色コンクリート	0m	8.5B 3.0/3.0
③東京ガス、ガスタンク	鉄、塗装	100m	5.0G 8.0/1.5
④岩淵水門、門扉	鉄、塗装	50m	5.0G 6.0/2.5
⑤隅田川、水神橋	鉄、塗装	50m	5.0PB 3.5/5.0
⑥案内板	鉄、塗装	0m	2.5Y 7.0/10.0
⑦ビル、シャッター	鉄、塗装	0m	7.5YR 6.3/4.9
⑧ビル、シャッター	鉄、塗装	0m	2.2Y 6.6/8.8
⑨ビル、扉	鉄、塗装	0m	3.5YG 6.5/8.0
⑩ビル、扉	鉄、塗装	0m	9.5GY 6.5/1.5
⑪東京駅駅舎、レンガ壁	レンガ	50m	10YR 3.5/5.0
⑫歩道、レンガ舗装	レンガ	0m	2.5YR 4.2/4.8
⑬皇居、石積	石材	100m	10YR 2.0/0.5
⑭ビル、壁面	タイル	0m	2.5R 4.5/1.5
⑮ビル、壁面	樹脂（ゴム）	0m	5.0R 6.1/0.7

色は彩度が高く見え、色彩により見えの変化が異なることを明らかにしている。しかしながら、土木構造物は屋外の太陽光の下に存在するため、色彩計画に役立てるためには、条件の同じ屋外での検討も必要であると考えられる。

調査対象として同一色彩をもつ大きい面での測色が可能であり、材料、色彩、テクスチャーが異なる12の構造物を選定した(表-3)。測色はJIS Z 8721 準拠 標準色票(マンセル色表系)を用いた視感比較測色法で行った。測色の視角は目から40cmの距離から1°、2°、5°、10°、30°で見ることが出来るマスクを作成し、対象構造物の色彩をマスクを通して観察し、北方日光が照射した標準色票に標準マスク(1.8×1.4cm)を用いて比較し測色した。対象物から測色地点までの距離は表-4に示す通りである。測定値には距離による色彩変化が含まれているが、同対象の面積の違いによる色彩変化の検討であるので問題にはならない。測色時間は10:00~14:00の光が安定している時間に行い、観察位置と光の方向に十分配慮した。なお、測色はあらかじめ測色訓練を行った3名で行い、協議して測色値を決定した。

測色結果を図-3に示す。対象物により色彩変化の傾向は異なるが、視角1度と広視角の色彩測色値を比較すると、明度は0~2、彩度は0~3程度の上昇がみられる。色彩変化が大きいものは⑤⑦⑪で、うち⑤⑦は鉄材に塗料が塗られており彩度が高い。比較的色彩変化が小さいものは①③⑩で、これらは物体色の彩度が0.6、1.5、0.5と低く、面の広がりにより明度は上昇するが彩度の上昇は小さい傾向にある。以上より、本研究で測色した対象物の対象面積効果による色彩変化について以下の知見が得られた。

- 1) 明度は0~2、彩度は0~3高くなる。
- 2) 彩度が高いものは色彩変化が大きい傾向にある。
- 3) 彩度が低いものは色彩変化が小さい傾向にあり、明度は上昇するが、彩度の上昇は小さい。

4. 3 陰・影の「みかけの色」

日向、陰(遮られて光の当たらないところ)、影(明暗により物の形が映し出されたもの)になるところのみかけの色を測色する。測色には視角2度のマスクを用いた。測色対象は4.2と同様で、陰、影の測色は測定場所から可能であるもののみ行った。

測色結果を図-4に示す。測色対象とした陰・影のみかけの色について以下の知見が得られた。

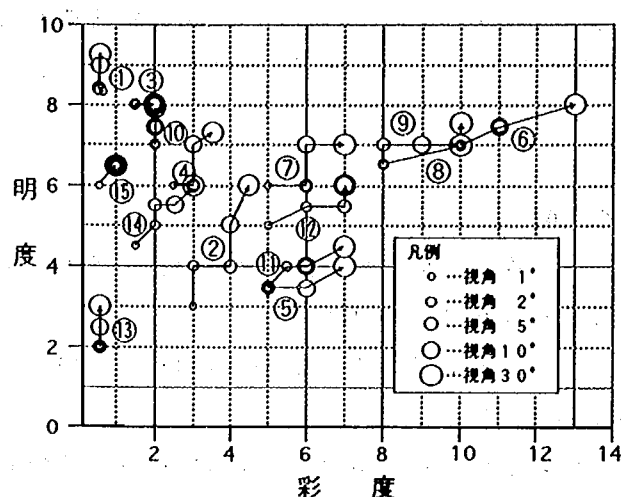


図-3 面の広がりによる「みかけの色」の変化

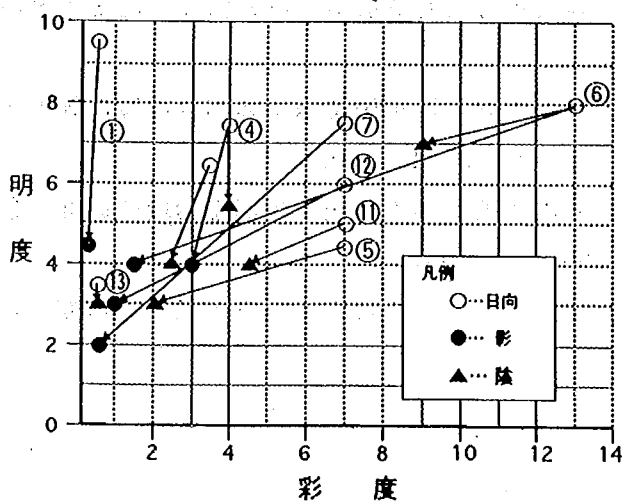


図-4 陰影による「みかけの色」の変化

- 1) 日向のみかけの色より、陰においては明度0.5~2.5、彩度0.4~3.5、影においては明度2~5、彩度2~4.5低下し、影のほうが陰より明度、彩度の低下が大きい。
- 2) 影のみかけの色は③を除くと明度1~4.5、彩度1~2の範囲にある。
- 3) 高明度、高彩度のものほど低下量が大きい傾向がある。

5. まとめ

本研究では、「みかけの色」の要因について整理し、要因の一つである面積効果及び陰・影による「みかけの色」の定量的把握を行った。面積効果により明度、彩度はそれぞれ0~2、0~3上昇するため、面が大きい土木構造物の色彩を決定する際、小面積の色見本だけで決定することは避け、大きな面積の供試体を作成し検討することが望ましいと考えられる。また、陰・影になるところは日向のみかけの色より、明度0.5~5、彩度が0.4~4.5低いため、陰・影を考慮した構造物の色彩計画や構造物の設計を行うことは、美しい土木構造物を造る上で有効な手法となると思われる。

今後の課題として、材質、テクスチャー、色相などの違いによる面積効果の定量的把握が必要である。

参考文献

- 1) 下村恭子・正木光：都市野外の見かけの色Ⅰ 天候および季節による変化、日本色彩学会誌、Vol.11 No.1、pp.12-13、1987。
- 2) 正木光・下村恭子：都外野外の見かけの色Ⅱ 混濁大気の影響、日本色彩学会誌、Vol.11 No.1、pp.15-16、1987。
- 3) 高須祐行・島谷幸宏：河川景観における色彩と陰影の操作に関する研究、土木学会講演、pp.474-475、1991。
- 4) 近藤恒夫：色彩学、理工図書、1969。
- 5) 井内正直・斉藤馨他：色彩輝度計による景観測色に関する基礎的研究、造園雑誌、pp.245-246、1988。
- 6) 小山亜紀・沢田敏美他：外部視環境の輝度・色度の測定と分析特性分析（その1）、日本建築学会講演、pp.433-434、1987。
- 7) 沢田敏美・小山亜紀：外部視環境の輝度・色度の測定と分析特性分析（その2）、日本建築学会、pp.435-436、1987。
- 8) 渡辺圭子：面積による色彩の見え方の変化に関する研究、日本建築学会講演、pp.61-62、1970。

気候メッシュデータを用いた 地球温暖化が流出に及ぼす影 響の評価手法

河川部水文研究室

松浦 達郎

1. まえがき

近年、地球温暖化や熱帯林の破壊、砂漠化、酸性雨等地球環境に関わる諸問題が国際的な関心を集めている。このうち、大気中の二酸化炭素やメタン等のいわゆる温室効果気体の濃度増加に起因する地球温暖化は、地球規模での気候の変化を引き起こし、水循環にも大きな影響を及ぼす。すなわち、地球温暖化は降雨、降雪や融雪、蒸発散等の水文諸過程への影響を通じて流域の水文循環に変化をもたらすわけである。このような温暖化による水文循環への影響を予測し、あらかじめ対処方策について検討しておくことは、今後の河川計画立案に当たって重要な課題である。

気候変化による気温や降水量の変化を流域スケールで把握する方法として、地球規模での大気大循環モデル (General Circulation Model : GCM) の出力を境界条件とした、水文-気象モデルによるシミュレーションや、気象パターンと降雨量の関係に着目した統計解析的手法等があるが、これらの結果に基づいて流出高への影響という観点からマクロな評価を行うためには、ポイントデータとして観測されている降雨や気温、湿度といった気象データを面的な情報としてとらえることが必要である。

2. 目的

本研究は、日本における気象観測データをメッシュ情報に変換することにより現況の気候メッシュデータを作成するとともに、それに気候変化シナリオを入力することにより、温暖化時における日本域での蒸発散量及び流出高の変化をマクロに把握することを目的としている。

3. 方法

3. 1 気候メッシュデータの作成

温暖化時の影響評価の基礎データとなる現況の気候値を面的に把握するため、気温、風速、日照率、相対湿度、気圧、可能蒸発散量、降水量、流出高の8項目について月単位のメッシュデータを作成した。メッシュの大きさ及び対象範囲は国土数値情報の3次メッシュ (緯度30秒、経度45秒、約1km×1km) 4つ分を1メッシュとして日本全域をカバーした。さらに、別途検討を進めている日本域を対象としたメソスケール水文-気象モデ

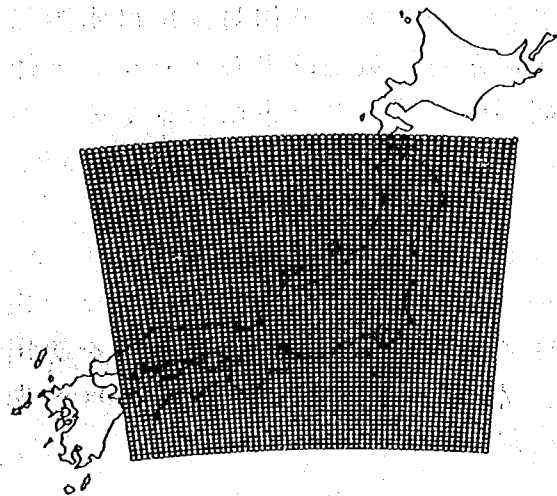


図1 今回使用したメッシュ構成と対象領域
(1メッシュ:20km×20km)

ルとのリンクを考慮し、図1に示すような範囲を対象とした20kmメッシュデータとして整理した。メッシュデータの基となる気象観測値は、気温、風速、日照率、降雨量については気象庁アメダスデータ（835地点）を、相対湿度、気圧については気象庁普通気象観測官署（153地点）のデータを、流出高については建設省の流量観測データ（78地点）を用いた。いずれのデータも1979～1990年の12年間のデータを月平均値に整理したものである。

3. 2 気温、風速、日照率のメッシュ化

気候値は、地形の影響を強く受けるため、観測された気候値を目的変数とし、国土数値情報を基に算出した地形的、地理的因子を説明変数とした重回帰モデルを作成し、未観測地点のメッシュでの値を推定することとした。

この中から重相関係数が最大となるパラメータの組み合わせを選択して重回帰式を作成した。一例として、気温の重相関係数表を表1に示す。

表1 気温の重相関係数表

項目	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
1. 平均標高 (a)												
2. 最大標高 (a)					-0.0006	-0.0007						
3. 最小標高 (a)	-0.0013	-0.0028	-0.0008							-0.0007	-0.0007	
4. 標高差 (a)	0.0009											
7. 海岸からの距離 (西 1a)						0.0026	0.0029	0.0023				0.0027
8. 海岸からの距離 (西 1a)	0.0014	0.0014	0.0014		0.0014				0.0008	0.0014	0.0016	
9. 海岸からの距離 (南 1a)	-0.0105	-0.0109	-0.0114	-0.0101	-0.0089	-0.0072	-0.0079	-0.0052	-0.0070	-0.0079	-0.0090	-0.0084
10. 海岸からの距離 (北 1a)												
11. (2R+1) × (2R+1) メッシュ内の平均標高 (m)		0.0016 R=6		0.0005 R=4	0.0011 R=20	0.0008 R=20			0.0005 R=2			-0.0009 R=12
12. (2R+1) × (2R+1) メッシュ内の標高差 (m)	0.0007 R=10	0.0003 R=10	0.0005 R=10	0.0005 R=10	0.0003 R=20	0.0011 R=2	0.0012 R=2	0.0002 R=20	0.0006 R=10	0.0005 R=10	0.0006 R=10	0.0006 R=10
13. (2R+1) × (2R+1) メッシュ内の傾度 (%)	-0.0307 R=8	-0.0169 R=8	-0.0145 R=8	-0.0130 R=20	-0.0130 R=20	-0.0087 R=20	-0.0097 R=20	-0.0056 R=6	-0.0169 R=6	-0.0273 R=8	-0.0305 R=8	-0.0305 R=8
14. (2R+1) × (2R+1) メッシュ内の傾度 (%)		0.0118 R=6	0.0114 R=6	-0.0022 R=6	R=20	R=20	R=20	R=20	R=20	-0.0116 R=8		-0.0097 R=8
15. (2R+1) × (2R+1) メッシュ内の方位傾度 (%)		0.0053 R=20	0.0068 R=20	0.0082 R=20	0.0053 R=20	0.0033 R=20	0.0053 R=20	0.0026 R=20	0.0049 R=20	0.0053 R=20		0.0053 R=20
16. (2R+1) × (2R+1) メッシュ内の方位傾度 (%)			0.0053 R=10	0.0082 R=11	0.0053 R=12	0.0053 R=12	0.0053 R=12	0.0053 R=12	0.0053 R=12	0.0053 R=12		0.0053 R=12
17. (2R+1) × (2R+1) メッシュ内の方位傾度 (%)				0.0072 R=20			0.0058 R=20					
18. (2R+1) × (2R+1) メッシュ内の方位傾度 (%)	0.0084 R=10			-0.0123 R=20	-0.0055 R=20	-0.0054 R=20	0.0030 R=20	-0.0030 R=20				-0.0084 R=20
19. (2R+1) × (2R+1) メッシュ内の方位傾度 (%)	-0.0019 R=20	-0.0022 R=20	-0.0019 R=20	-0.0012 R=20	-0.0024 R=20	0.0016 R=20	0.0054 R=20	0.0034 R=20	-0.0014 R=20	-0.0020 R=20	-0.0024 R=20	-0.0024 R=20
定数	5.8485	5.3067	8.2185	11.6678	15.6646	21.0030	24.6894	25.8947	21.4489	17.4033	13.2848	8.1765
相関係数	0.7319	0.7221	0.7194	0.6718	0.6591	0.6750	0.6764	0.6383	0.6626	0.7120	0.7268	0.7514

**傾度：平均標高が10m以上のメッシュの占める割合
**開度：中心メッシュの平均標高より8m低いメッシュ数の総メッシュ数に対する割合

3. 3 相対湿度、気圧のメッシュ化

相対湿度、気圧のデータは観測地点数が少なく、地形要素を説明変数とした重回帰解析を行うのには十分な推定精度が期待できない。そこで相対湿度は水蒸気圧と気温から、気圧は当該メッシュ近傍の4観測所のデータを距離の逆数の重みをつけた上で平均することにより求めた。

3. 4 可能蒸発散量のメッシュ化

メッシュ化した気候値（気温、風速、日照率、相対湿度、気圧）をペンマン式（式1）に代入し、月可能蒸発散量を算出した。なお、ここまでの計算フローを図2に示す。

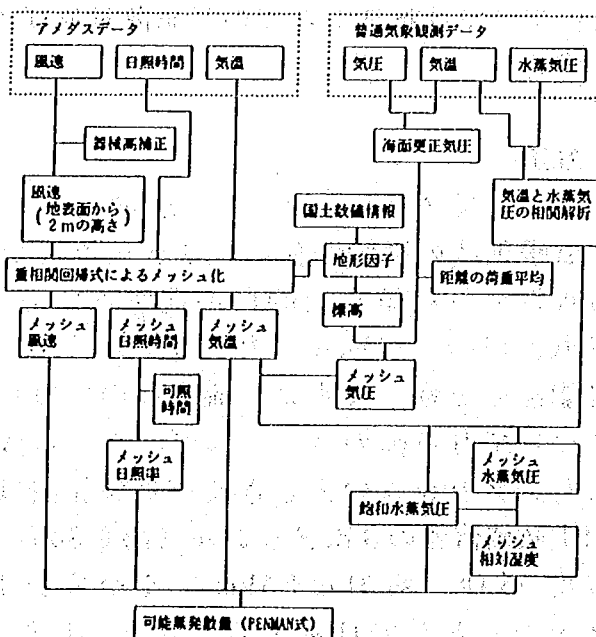


図2 気候メッシュデータ作成フロー図

$$E_{ro} = \frac{\Delta}{\Delta + \gamma} \left(\frac{Q_N - Q_G}{\lambda} \right) + \frac{\gamma}{\Delta + \gamma} f(u) (e_s(T_s) - e_a) \quad (1)$$

$$f(u) = 0.26(0.5 + 0.54u)$$

ここで	E_{ro} : ペンマン式による蒸発量 (mm)	Q_G : 地中熱流量 (W/m^2)
	T_s : 表面温度 ($^{\circ}K$)	$e_s(T_s)$: T_s に対する飽和水蒸気圧(hPa)
	Δ : T_s における飽和水蒸気圧曲線の勾配	λ : 水の気化熱 (J/kg)
	γ : 乾湿計定数	e_a : T_s での水蒸気圧(hPa)
	Q_N : 正味放射量 (W/m^2)	u : 地上2mでの風速 (m/s)

3. 5 降水量のメッシュ化

まずアメダスによる月降水量データから観測所ごとの12年間平均の月降水量を算定した。次にメッシュに含まれる観測所の平均雨量を当該メッシュの平均降水量とした。メッシュに入る観測所が無い場合は、当該メッシュの周囲8メッシュの降水量を平均し、当該メッシュの値とした。

3. 6 流出高のメッシュ化

各一級河川の流域毎に、できるだけ下流に位置しなおかつ取水等による人為的な影響が少ないと思われる流量観測所を1カ所選定し、その地点の流量を流域の代表値として流出高に変換した。次に以下の手法によりこれをメッシュデータに変換した。

- ① まず各流域に含まれるメッシュを抽出し、降水量と可能蒸発散量のメッシュデータを用いてメッシュ単位での流出高 q を求める。
- ② q から流域毎の流出高を算出し、実測流量より換算した各水系の流出高との比 α を求める。
- ③ q に α を乗じたものを各メッシュ毎の流出高とする。

以上の方法で作成したメッシュデータを用いて、日本における現在の気候の状態を表したマップを作成した。例として図3に現況の年流出高の分布図を示す。

3. 7 温暖化による可能蒸発散量及び流出高への影響予測

地球温暖化による気候変化について、以下のような6ケースのシナリオを想定し、温暖化による可能蒸発散量及び流出高への影響を推定した。なお、風速、日照率、気圧、降水量は変化しないものと仮定した。

- ① 気温が2, 3, 4 $^{\circ}C$ 上昇 (相対湿度は現状のまま)
- ② 気温が2, 3, 4 $^{\circ}C$ 上昇 (相対湿度を現状より10%増加させる)

4. 結果

気候変化シナリオによる影響評価の計算例として、14の都市域における現況の年可能蒸発散量及び年可能蒸発散量の変化量を表2に示す。また、気温4 $^{\circ}C$ 、相対湿度+10%上昇させたケースによる日本域における年可能蒸発散量の変化量を図4に示す。これによると東北地方や越後山脈、飛騨山脈といった山間部で変化量が大きい。表2の都市のなかでは秋田が最も変化量が大きく57mm/年の増加を示している。逆に最も変化量が少ないのは東京で24mm/年となっている。また、秋田や仙台、新潟では相対湿度を変化させた場合とさせない場合の変化量の差は少なく、これら寒冷な地域では他の地域と比べて気温による可能蒸発散量への影響が大きいことがわかる。

5. まとめ

気象観測値をメッシュ化したデータを用いることによって日本域における各気候値の面

的分布状態を把握した。また、気候変化シナリオを入力し、日本域における可能蒸発散量への影響についてマクロに推定した。今後は、メソスケール水文-気象モデルによるシミュレーション計算等による、温暖化時の気温・降水量変化の分布をシナリオとして入力することにより、温暖化による日本域での水文循環への影響をマクロに把握していきたい。

表2 全国の主要都市域における現況の年可能蒸発散量
と気候変化シナリオによる年可能蒸発散量の変化量

都市名	現況の年可能蒸発散量 (mm/年)	気候変化シナリオによる年可能蒸発散量の変化量 (mm/年)					
		気温: +2℃ 相対湿度: 変化なし	気温: +3℃ 相対湿度: 変化なし	気温: +4℃ 相対湿度: 変化なし	気温: +2℃ 相対湿度: +10%	気温: +3℃ 相対湿度: +10%	気温: +4℃ 相対湿度: +10%
秋田	701.5	42.7	50.2	56.2	41.1	50.2	57.4
仙台	721.9	22.6	28.7	34.0	24.7	32.0	38.3
新潟	811.3	13.6	19.1	24.2	15.2	21.9	28.0
金沢	810.6	12.2	17.7	22.7	16.0	22.4	27.7
東京	829.2	8.8	13.0	17.0	14.2	19.0	23.9
つくば	798.5	10.5	15.3	20.1	17.6	22.9	28.3
松本	839.8	13.1	18.4	23.6	21.2	27.2	32.8
静岡	833.8	10.5	15.3	20.2	19.9	24.8	30.5
名古屋	882.3	11.4	17.2	22.2	19.0	25.1	30.9
大阪	881.2	10.8	15.5	20.4	18.8	24.2	29.9
松江	834.4	11.2	16.3	21.3	15.7	21.3	26.9
広島	882.3	11.0	16.0	20.9	19.3	25.1	30.7
高松	891.0	11.4	16.7	21.6	19.4	25.3	31.0
高知	850.1	11.0	16.3	21.3	21.0	26.8	32.3

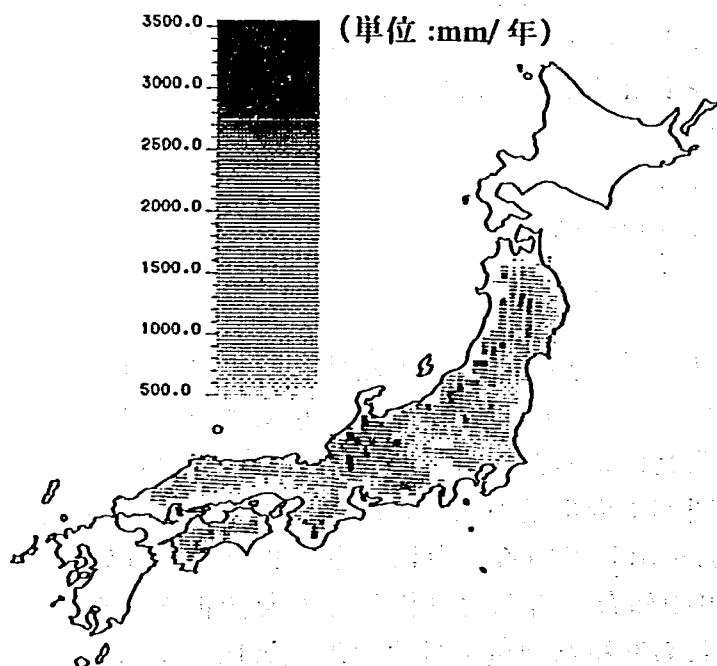


図3 現況の流出高の分布図

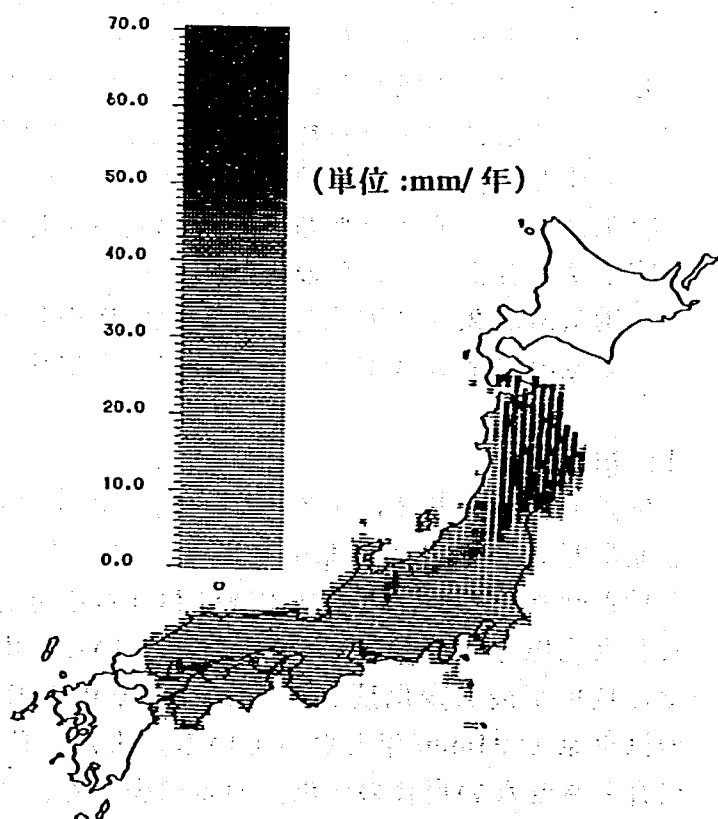


図4 気温4℃、相対湿度10%上昇時の
可能蒸発散量の増加量

多肉植物による乾燥地の緑化に関する研究

環境部 緑化生態研究室 研究員 田畑 正敏

1. まえがき

緑化の対象となる乾燥地は砂漠だけでなく、都市域の建築物の屋上、壁面等の人工地盤や高架道路上など、いわゆる特殊緑化空間も含まれる。今までの、乾燥地緑化の技術開発の傾向は、一般の緑化用植物を乾燥条件下で生育させるための技術に力点がおかれていた。その結果、植栽基盤に関する技術開発は進み、従来は植物が育たなかった場所においても緑化されるようになってきた。しかし、これらの緑化空間の創出には、人工土壌や灌水設備の設置などの植栽基盤の改良に大きな設備投資が必要不可欠である。加えて、維持管理にも手間や費用のかかる傾向が強く見受けられ、緑化を推進させる際の大きな妨げとなっている。一方で、特殊緑化空間に代表される乾燥地の緑化は、今後ますます拡大するものと考えられる。これらの緑化を普及、推進させるために、省力化、省管理型の乾燥地の緑化技術の開発が必要となっている。

2. 研究目的

本研究では、乾燥地に自生する植物を用いることで、省力化、省管理化が可能な緑化技術の開発に資することを目的としている。そこで、いわゆる多肉植物と呼ばれる、植物体に水分を貯留し、蒸発散を低く抑えることで乾燥条件に適応している植物に着目し、これを用いた緑化技術を検討しているものである。そのために、多肉植物を緑化用植物として利用するために必要な、種別の環境抵抗性などを栽培試験等を通じて解明しているものである。

3. 研究方法

種別の多肉植物の耐乾性を把握するための無灌水栽培試験と無灌水育苗、及び種別の環境抵抗性を把握するための環境抵抗性に関する栽培試験を行った。栽培試験に用いた植物は、原則として国内に自生、あるいは帰化や繁殖している種とし、また、サボテン科に属する種は除いた。

3.1 無灌水栽培試験

試験区は、多肉植物23種毎に、11~12鉢植栽した。植栽容器はワグナーポット(1/5,000アール)、土壌は川砂:ピートモス:パーク堆肥(容積比=5:4:1)で混合したものをを用いた。灌水は植え付け直後のみ飽和状態まで行い、温度調節をしない温室で約3ヶ月間栽培した。

耐乾性の評価は、成長量の比較によって行った。測定は個体数、芽・葉数、群落の高さ、群落の面積、芽の直径などを植え付け直後と3ヶ月後の2回行った。

3.2 無灌水育苗試験

最も乾燥条件に弱いと考えられる初期生育期における無灌水の育苗試験を行った。無灌水栽培試験に用いた23種を形状に合わせて、芽や茎等から4形態の切片をつくり、挿し芽等を行った。土壌は桐生砂、灌水は挿し芽の直後のみ飽和状態、温度調節をしない温室で3ヶ月間栽培した。

測定項目は、生存数、根数、芽数、根の最大長、芽の最大直径とし、植え付け直後と3ヶ月後の2回測定した。これをもとに、生存率、発根度、発芽度を算出し耐乾性の評価を行った。

3.3 環境抵抗性に関する栽培試験

多肉植物30種毎に、①野外区：野外で普通に栽培を 5鉢、②塩水区：測定の前日に1.75%の塩水を10ml散布（その他の条件は野外区と同じ）を 1鉢、③遮光区：相対照度を約 2%に遮光（その他の条件は野外区と同じ）を 5鉢、④乾燥区：永久しおれ点のpH値 4.2付近の50日間継続、及び無降霜を 5鉢、以上 4つの環境条件で栽培した。植栽容器はワグナーポット（1/5,000アール）、土壌は川砂、灌水は植え付け直後に飽和状態まで行った。

環境抵抗性の評価は、各試験区の成長量を相対的に比較し、耐潮性、耐陰性、耐乾性、耐降霜性の把握を試みた。

表-1 無灌水栽培試験における成長量

	個体数等 (脱落後)	芽数	高さ	面積	葉数
アオノイワレンゲ	165		99	105	
ツメレンゲ	132		101	102	
センペルヴィウム・モンタヌム	100		112	130	
センペルヴィウム・ドロミテカム	105		105	88	
マキギサ	95		111	76	
カゲツ	100	148	112	102	104
マツバギク・スペクタビリス	100	449	134	210	202
マツバギク（ピンク）	100	309	122	166	181
マツバギク・ムルティケプス	100	160	117	145	159
ベンケイソウ	-	863	25	24	-
オオベンケイソウ	-	179	91	410	-
キリンソウ	-	237	50	13	-
ミセバヤ	-	111	16	38	-
カラフトミセバヤ	-	300	100	139	-
ヒダカミセバヤ	-	86	56	69	-
オノマンネングサ	(158)		117	154	
メキシコマンネングサ	(224)		217	222	
コモチマンネングサ	(226)		108	196	
タイトゴメ	(182)		172	140	
オオバマルバマンネングサ	(162)		95	163	
セダム・コーラルカーペット	(128)		90	171	
コーカサスキリンソウ	(149)		82	200	
セダム・ムルティケプス	(215)		125	156	

凡例 90 : 成長率が90%以下、150 : 成長率が150%以上
50 : 成長率が50%以下、200 : 成長率が200%以上
- : 花茎等が秋・冬期による消失のため測定できなかったもの

4. 研究結果

4.1 多肉植物の耐乾性

無灌水栽培試験は表-1、無灌水育苗試験は表-2の結果を得た。

マツバギク類の 3種は、個体数を除く全ての項目で著しく成長したが、育苗試験では、他より低い活着であった。これらは、強い耐乾性を有するが育苗時期には、適切な灌水が必要であることが明らかになった。

ベンケイソウ、オオベンケイソウ、ミセバヤ類 3種のベンケイソウ亜属の著しい芽数の成長率は、夏緑性のため落葉後に越冬球が萌芽したことに起因する。

マンネングサ属のオノ・メキシコ・コモチ・オオバマルバマンネングサ、セダム・ムルティケプス、タイトゴメは、成長率、育苗試験とも良好な結果を得た。本試験の結果、マンネングサ属の種が最も耐乾性に優れると考えられ、緑化用植物として有望な属であると考えた。

カゲツも耐乾性に優れた結果を得たが、落葉、変色等の低温障害が顕著にみられた。

表-2 無灌水育苗試験の結果

植物名	生存率(左 ⁽¹⁾ 、発根度 ⁽²⁾ 、中、発芽度 ⁽³⁾ 、右)									
	株分け			芽			茎			球芽(葉) ⁽⁴⁾
	100	1.6	0.3	100	2.1	0	100	1.0	1.9	
アオノイワレンゲ	100	1.6	0.3	100	2.1	0	100	1.0	1.9	球芽1/2(葉1枚)
ツメレンゲ	100	1.0	0	67	0.7	0	0	0	0	球芽1/4(葉1/2枚)
センペルヴィウム・モンタヌム	100	1.8	0	0	0	0	0	0	0	8 : 0.1 : 0
センペルヴィウム・ドロミテカム	100	1.0	0	0	0	0	0	0	0	100 : 1.0 : 0
マキギサ	100	1.0	0	0	0	0	0	0	0	40 : 0.4 : 0
カゲツ	100	1.0	0	0	0	0	0	0	0	100 : 2.2 : 0
マツバギク・スペクタビリス	100	1.2	0	0	0	0	0	0	0	100 : 2.2 : 0
マツバギク（ピンク）	0	0	0	0	0	0	0	0	0	55 : 0.8 : 0
マツバギク・ムルティケプス	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0 : 0 : 0
ベンケイソウ				100	2.0	1.2	0	0	0	(100) (2.0) (0)
オオベンケイソウ				92	1.2	0	0	0	0	(100) (1.4) (0)
キリンソウ	80	2.0	0	17	0.3	0	0	0	0	
ミセバヤ	100	1.0	1.1	25	0.3	0	0	0	0	
カラフトミセバヤ	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
ヒダカミセバヤ	0	0	0	42	0.4	0	0	0	0	
オノマンネングサ	100	2.2	0.2	100	2.6	0	0	0	0	
メキシコマンネングサ	100	2.7	0	0	0	0	0	0	0	
コモチマンネングサ	100	1.8	6.3	100	2.3	0	100	1.2	2.4	
タイトゴメ	100	1.8	3.0	0	0	0	0	0	0	
オオバマルバマンネングサ	90	2.7	0.6	91	2.2	0	8	0.2	0	
セダム・コーラルカーペット	92	1.9	0	100	2.6	0	0	0	0	
コーカサスキリンソウ	90	2.3	3.0	93	1.8	0	21	0.2	0.4	
セダム・ムルティケプス	90	2.6	0.5	100	2.5	0	100	2.9	0	

凡例 (1) 生存率(左) : 枯死していない挿し芽の比率%
(2) 発根度(中) : 挿し芽1本につき、根が10本以上 : 3点、根が10本未満 : 2点、発根していない : 1点、枯死したもの : 0点を与えて挿し芽数で割った値。
(3) 発芽度(右) : 発芽した芽の総数を挿し芽数で割った値(挿し芽1つあたりの芽数)。

1.5 : 発根度が1.5以上のもの、1.0 : 発芽度が1.0以上のもの (注) : カゲツの()書きは、挿し芽部位が葉1枚、葉1/2であることを示す。

表-3 環境抵抗性に関する栽培試験成長量

野外区成長量													灌水区成長量																	
植物名	成長量：1回目の測定値を100とした場合の2～4回目の測定値(%)												(2)	平均成長量	(2)	耐塩性指数	成長量：1回目の測定値を100とした場合の2～4回目の測定値(%)												(21)	(22)
	個体数	芽・ロゼット数	高さ	面積													個体数	芽・ロゼット数	高さ	面積										
ツメレンゲ	100	100	90.0	226.9	235.8	10.4	169.5	109.0	7.1	156.9			100	180.0	270.0	162.7	200.0	228.4	123.4	115.1	93.9	146.9	0.9							
センペルヴィウム・モンタヌム	100	100	100	79.2	79.2	79.2	73.7	47.8	41.1	80.0			114.3	114.3	114.3	79.2	83.3	83.3	49.9	31.6	45.1	73.8	1.0							
センペルヴィウム・ドロミテカム	85.7	85.7	100	95.2	76.2	76.2	58.7	40.2	40.4	73.6			100	100	100	84.6	80.8	80.8	82.0	54.5	75.6	83.7	1.1							
マキギス	48.6	55.1	58.9	70.0	85.0	100	37.0	32.4	43.5	54.7			91.8	94.5	90.9	117.6	164.7	170.6	97.6	74.0	77.0	106.7	2.0							
カゲツ	100	100	0	101.3	99.3	0	125.6	119.5	0	107.6			41.2	47.1	47.1	97.5	93.8	99.4	127.1	136.2	163.9	90.5	0.8							
マツバギク・スペクタビリス	97.6	97.6	97.6	105.8	107.7	110.3	136.3	144.1	136.0	114.9			104.4	86.7	93.3	100.7	107.2	113.8	121.8	116.9	127.0	106.3	0.9							
マツバギク・ムルティケプス	138.9	166.7	177.8	97.8	75.6	77.8	173.4	157.9	120.8	135.1			110.0	96.7	86.7	103.6	101.8	89.1	154.6	226.7	177.6	132.2	1.0							
ベンケイソウ	81.6	0	0	100	1.6	5.5	82.3	0.4	1.3	44.3			97.1	0	0	118.4	1.6	1.5	24.1	0.3	0.3	50.3	1.1							
オオベンケイソウ	105.6	0	0	104.3	1.3	2.6	73.9	0.6	1.5	47.6			105.6	0	0	109.3	0.4	1.2	61.5	0.1	0.5	46.2	1.0							
キリンソウ	100	0	0	105.1	11.1	11.1	111.9	4.5	5.8	55.4			98.2	80.0	0	98.5	80.3	8.8	105.2	26.6	1.5	81.5	1.5							
ミセバヤ	113.0	5.6	0	95.9	40.5	8.8	82.7	6.0	2.7	57.3			104.1	53.1	0	104.3	104.3	2.9	99.1	20.1	1.8	30.8	1.4							
カラフトミセバヤ (赤花)	100	0	0	98.0	30.6	30.6	47.1	7.6	8.4	47.2			107.0	0	0	110.2	44.9	36.7	56.7	33.4	18.6	58.7	1.2							
カラフトミセバヤ (白花)	105.9	0	0	85.7	57.1	67.9	95.9	53.4	47.4	66.3			134.1	0	0	113.0	82.6	78.3	129.1	69.5	68.6	88.1	1.3							
ヒダカミセバヤ (赤花)	100	71.4	0	84.5	95.8	5.6	110.6	28.2	1.4	81.8			77.8	33.3	0	103.2	41.3	6.3	141.3	44.3	3.8	73.5	0.9							
オノマンネングサ	100	100	100	90.4	33.7	28.9	90.5	36.7	36.0	75.2			100	100	100	132.2	92.0	24.1	105.6	56.2	35.2	97.7	1.3							
メキシコマンネングサ	100	100	100	116.4	85.2	73.8	121.7	107.2	82.4	105.1			100	100	100	131.0	86.2	55.2	109.0	119.7	118.9	107.7	1.0							
タイトゴメ	100	100	100	85.4	51.2	48.3	104.2	129.4	111.2	95.0			100	100	100	88.1	64.3	64.3	86.8	84.5	80.5	87.3	0.9							
オオバマルバマンネングサ	100	100	100	61.7	36.7	31.7	128.0	62.4	56.6	81.5			100	100	100	110.9	75.1	91.3	97.2	75.6	80.1	93.3	1.1							
セダム・コーラルカーベット	100	100	100	85.7	78.6	69.0	134.6	153.3	113.3	108.7			100	100	100	97.6	82.9	73.2	140.6	164.5	144.8	114.3	1.1							
コーカサスキリンソウ	117.2	93.1	110.3	101.9	98.1	66.0	80.3	58.5	42.7	91.5			152.5	122.5	122.5	103.7	63.0	74.1	90.2	65.5	66.2	99.6	1.1							
セダム・ムルティケプス	100	100	100	62.2	67.6	59.5	58.7	53.6	68.8	73.7			100	100	100	89.7	93.1	93.1	93.1	95.0	53.9	95.2	1.3							
イワレンゲ	109.6	84.2	104.8	90.5	57.1	85.7	68.6	38.4	81.9	74.7			69.2	148.7	66.7	115.4	65.4	80.8	146.2	64.5	41.2	101.6	1.4							
タカソウ	80.0	70.0	73.3	93.8	56.3	106.3	447.1	452.9	297.1	200.0			70.6	41.2	41.2	26.7	20.0	281.3	38.8	35.0	39.8	29.8	0.4							
ツルマンネングサ	100	100	100	58.3	25.4	33.3	84.7	15.1	9.7	65.6			100	100	100	100	8.5	10.2	116.2	11.3	5.9	72.7	1.1							
メノマンネングサ	100	100	100	145.2	116.1	103.2	193.5	197.9	150.8	142.1			100	100	100	144.1	100	97.1	115.6	76.5	107.5	106.0	0.7							
タイトゴメ(小葉)	100	100	100	87.5	70.0	60.0	152.8	141.9	128.7	108.7			100	100	100	97.2	97.2	111.1	108.5	127.0	135.5	105.0	1.0							
マルバマンネングサ	100	100	100	70.0	51.7	35.0	181.1	138.8	95.6	106.9			100	100	100	90.5	46.0	42.8	164.0	165.2	141.5	111.0	1.0							
オオゴマルバマンネングサ	100	100	100	91.5	51.1	31.9	201.4	156.1	116.1	116.7			100	100	100	119.5	92.7	90.2	195.4	233.9	221.5	140.3	1.2							
オオマキギス	126.9	130.8	134.6	95.2	76.2	95.2	79.1	61.9	56.6	95.0			100	100	100	84.0	116.0	116.0	67.5	67.9	68.7	89.2	0.9							
ポーチュラカ	127.3	50.0	0	29.1	27.6	0	76.6	32.5	0	57.2			109.1	104.5	104.5	42.5	34.0	32.1	70.7	53.1	17.2	69.0	1.2							

灌光区成長量													乾燥区成長量																	
植物名	成長量：1回目の測定値を100とした場合の2～4回目の測定値(%)												(21)	(22)	平均成長量	耐塩性指数	成長量：1回目の測定値を100とした場合の2～4回目の測定値(%)												(21)	(22)
	個体数	芽・ロゼット数	高さ	面積													個体数	芽・ロゼット数	高さ	面積										
ツメレンゲ	100	80.0	0	157.1	542.9	0	151.5	60.9	0	182.1	1.2	100	50.0	50.0	229.0	35.5	18.1	192.6	24.6	13.6	105.3	0.7								
センペルヴィウム・モンタヌム	71.4	85.7	71.4	69.6	60.9	43.5	45.8	18.3	13.5	58.6	0.7	100	100	100	73.9	73.9	59.6	57.7	36.2	39.6	73.6	0.9								
センペルヴィウム・ドロミテカム	78.6	64.3	64.3	90.9	104.5	100	56.9	38.9	32.0	72.4	1.0	100	100	100	111.5	107.7	100	30.2	35.2	23.9	80.8	1.1								
マキギス	89.9	72.5	76.1	131.3	156.3	137.5	90.8	61.2	42.0	100.3	1.8	100	90.0	95.0	109.5	157.1	85.7	85.2	86.6	94.0	103.9	1.9								
カゲツ	100	100	0	232.9	242.5	0	133.0	144.4	0	158.8	1.5	100	100	100	0	103.6	95.8	0	129.6	104.8	0	105.6	1.0							
マツバギク・スペクタビリス	104.9	0	0	83.7	0	0	165.1	0	0	59.0	0.5	100	88.9	77.8	77.8	121.4	115.7	117.9	131.9	141.2	53.1	112.8	1.0							
マツバギク・ムルティケプス	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.0	0.0	100	100	100	108.1	77.4	54.8	297.5	387.1	275.2	178.4	1.3								
ベンケイソウ	97.2	0	0	110.6	3.0	8.1	111.9	1.8	4.6	54.1	1.2	100	100	0	0	115.4	3.4	7.4	61.8	0.9	3.4	46.9	1.1							
オオベンケイソウ	100	0	0	116.8	3.6	3.6	81.6	1.0	1.3	50.5	1.1	100	100	0	0	171.6	2.0	2.0	360.6	5.1	22.4	106.6	2.2							
キリンソウ	100	0	0	105.1	11.1	11.1	111.9	4.5	5.8	55.4	1.0	100	100	0	0	116.7	36.7	28.3	89.3	3.3	5.5	57.7	1.0							
ミセバヤ	100	0	0	102.8	9.9	18.9	107.3	56.5	10.5	62.8	1.1	109.1	45.5	0	0	105.8	96.2	3.8	48.9	2.3	2.3	68.0	1.2							
カラフトミセバヤ (赤花)	115.9	0	0	107.5	35.8	45.3	48.9	7.9	17.7	52.7	1.1	75.0	0	0	0	111.1	111.1	35.6	11.5	3.1	14.2	52.0	1.1							
カラフトミセバヤ (白花)	75.5	0	0	183.3	111.1	127.8	57.4	18.5	6.7	74.3	1.1	57.1	28.6	0	0	109.1	45.5	18.2	33.8	3.0	7.8	46.2	0.7							
ヒダカミセバヤ (赤花)	209.1	0	0	145.2	32.3	27.4	115.7	19.7	3.2	87.0	1.1	100	100	0	0	68.2	88.2	5.9	99.5	42.6	3.2	82.8	1.0							
オノマンネングサ	100	100	100	136.0	79.1	72.1	143.9	104.3	79.6	110.6	1.5	100	100	100	112.0	8.4	10.8	101.8	18.3	24.2	73.4	1.0								
メキシコマンネングサ	100	100	100	170.2	175.4	114.0	173.0	173.1	143.6	148.6	1.4	100	100	100	132.0	132.0	114.0	97.4	102.0	87.6	110.6	1.1								
タイトゴメ	100	100	100	137.2	125.6	95.3	118.2	62.7	77.4	107.3	1.1	100	100	100	65.1	37.2	41.9	77.8	105.4	60.4	80.9	0.9								
オオバマルバマンネングサ	100	100	100	98.3	96.6	74.6	173.9	156.3	128.0	120.9	1.5	100	100	100	76.3	45.0	61.3	98												

4.2 多肉植物の環境抵抗性

環境抵抗性に関する栽培試験の結果は、表-3である。各項目ともに、1回目の測定値を100とした2～4回目の測定値である。平均成長量には、秋～冬期の落葉期の4回目の測定値を除き、成長率を平均した。環境抵抗性に関する指数は、野外区の平均成長量を1とした指数である。ただし、一部の試験区では、カラスの食害を受け、成長率が直ちに環境抵抗性に反映しない場合がある。

4.2.1 耐潮性

耐潮性の試験は、植物体の枯死、変色部分の程度を評価の基準とした。そのため、夏緑性の種は、秋から冬期に地上部が枯れ、落葉するため評価が困難であった。また、塩水の散布は、各測定日の10日前に1度だけ行ったものであり、恒常的な耐潮性との関連は特定できなかった。

4.2.2 耐陰性

遮光区では、マンネングサ亜属の高さの成長率が著しいが、「もやし状」に徒長したためである。耐陰性が最も弱いものは、マツバギク類で、ムルティケプス、スペクタビリスの順に劣った。ロゼットを形成する種のうち、マキギヌを含むセンペルヴィウム属の3種は、他より長期間生存し、耐陰性に優れた。しかし、本来のロゼットを形成する姿とは全く異なる形状になった。

4.2.3 耐乾性

乾燥区では、一般の植物は完全に枯死する永久しおれ点(pF 4.2)を50日間、2回繰り返したが、乾燥によって全ての鉢が枯死した種はなかった。しかしながら、乾燥の期間が長くなると、なかば休眠状態になり、変色、萎縮するなど視覚的に問題が生じる種があった。

4.2.4 耐降霜性(耐寒性)

カゲツの変色、枯死が最も目立った。降霜と同時に変色が生じ、植物体が「溶けた」ような状態で最も早く枯死した。直接降霜に曝されない乾燥区でも同様であった。その他の種についても、枯死はしないが、カゲツ同様の状態になり、視覚上問題があるものがみられた。

5. ま と め

本研究の結果、定性的な解析の段階であるが、次の考察が得られた。

- ① 多肉植物の耐乾性は、一般の植物より優れる。
 - ② 降霜に曝されなくとも、低温条件に弱い種が多い。
 - ③ マンネングサ属、センペルヴィウム属の種は、各種の特殊な条件へ適応する可能性が大きい。
- また、今後の課題として、次の考察が得られた。

- ① 現在の定性的な解析を、定量化する必要がある
- ② 植物の環境抵抗性を解明するための栽培方法、及び評価に関する統一基準は存在しないため、基準づくり等を同時に検討する必要がある。

参考文献

- 1) 湯浅浩史：セダム亜科、ベンケイソウ科の植物特集，新花卉98号，日本花卉園芸協会，1978年

下水中の微量有機化合物の 測定法に関する実験

下水道部水質研究室

豊田忠宏

1. まえがき

近年、様々な産業の活動で消費される化学物質の量及び種類は、増加する一方である。これらの化学物質の中には、低濃度でも毒性が認められたり蓄積性があるものが少なからず確認されており、人間の身体に対して悪影響を与えることが危惧されている（森田, 1993）。また、これらの化学物質が誤って下水道に排出された場合、生物処理に対して影響を与える可能性があり、除去が行われない場合には公共用水域に排出される可能性もある（田中, 1994）。

このような化学物質の下水道施設での挙動を正確に知るためには、正確な分析が前提条件であり、下水中に含まれる可能性のある化学物質の測定法について検討を行うことが不可欠である。特に、水道水質基準の改正に伴い、平成5年3月に環境基準の改正が行われ、人の健康に関する基準項目が従来の9項目から、23項目となった。また25項目の要監視項目が新たに設けられた。環境基準の改正により平成5年12月には水質汚濁防止法も改正され、下水処理場からの放流水についても規制されるとともに、下水道法では工場排水の受け入れ基準も改正となった。新規基準に追加された項目は、揮発性有機化合物（VOC）が多く、パーシアントラップ法（P & T）及びヘッドスペース法（HS）を用いたガスクロマトグラフ質量分析計（GC/MS）による分析が測定法として設定されている。しかし、下水を対象とした測定法に関する検討は、十分に行われてはいないとされており（田中, 1994）、下水への適用を考慮した分析法の確立が必要である。このため本実験はP & T, HS法を前処理としたGC/MS法による、VOC測定法の下水への適用に当たっての、問題点の把握を目的として実施した。

2. 調査方法

2. 1 調査内容概要

実験では、VOCの測定法として規定されている内、P & T法, HS法を用いたGC/MSによる一斉分析について、検量線の直線性の範囲の評価、再現性の評価、及び界面活性剤による測定に対する影響の調査を行った。測定対象は、新規基準項目の中のVOCであるトリクロロエチレン、テトラクロロエチレン、四塩化炭素、ジクロロメタン、1,2-ジクロロメタン、1,1,1-トリクロロエタン、1,1,2-トリクロロエタン、1,1-ジクロロエチレン、シス-1,2-ジクロロエチレン、1,3-ジクロロプロパン(D-D)、ベンゼンの11項目と要監視項目の中のVOCであるクロロホルム、トランス-1,2-ジクロロエタン、1,2-ジクロロプロパン、p-ジクロロベンゼン、トルエン、キシレンの6項目及び、ブロムジクロロメタン、ジブロムジクロロメタン、ブロムホルムのトリハロメタン（THM）3物質を合わせた22成分である。

2. 2 分析装置の概要

本実験に使用した装置の基本原理について説明する。GC/MSとは、ガス体サンプルをカラムと呼ばれる特殊な中空ガラス管に通し、拡散・移動速度を利用して、分子毎に分離する装置であるガスクロマトグラフ（GC）に、その分離された分子の性格、量を求めるために、検出器として質量分析計（MS）を付けたものである。MSとは、サンプルの分子を電子衝撃法でフラグメントと呼ばれ

る成分にイオン化し、質量毎にフラグメントを分けることができる。壊裂のパターンは、分子により決まっているので、パターンを認識することによりサンプルの中の対象物質を定性、定量できる。

GCの前処理法であるP & T法とは、水中にとけ込んでいるVOCを、ヘリウムで曝気することで強制的に気相に追い出し、一度2,6-ジフェニル-P-フェニソホスホン酸とシリカゲル及び活性炭からなる吸着カラムで捕集する。その後再度加熱し、吸着カラムから脱着させ、GCの手前で液体窒素を利用したコールドトラップにより、-130℃で冷却、凝縮し、GC/MSに全量注入し測定を行う方法である。またHS法とは、VOCのとけ込んだ水を、バイアルビン（容量24ml）に一定量（10ml）入れ、30分程度恒温槽で60℃に保温すると、バイアルビンの中の気相と液相の間でVOCが平衡状態に近くなる。この時、その平衡となった気相部分をGC/MSにスプリットで注入し測定を行う方法である。

実験で使用した装置の機種及び組み合わせを表-1に示した。

表-1 実験に用いた分析装置

	前処理装置	GC（カラム, 内径, 長さ）	MS
Type1	P & T法（Tekmar Lsc2000）	GC-5890(AQUATIC, 0.25 μ m, 60m)	MSD-5970
Type2	HS法（YHP HP7694）	GC-5890(J&W1301, 0.25 μ m, 60m)	MSD-5972

2. 3 濃度標準液の作成法

実験に用いる濃度標準液は、原液として市販されている高濃度標準原液（GLscience社製）を純水を煮沸して、VOC成分を追い出した水で希釈調製した。希釈の際、標準原液に含まれる溶媒であるメタノールが、各濃度標準液中で一定濃度となるように注意した。また目的物質が揮発性の物質であるため、保管時にはアンプルに封入し、-15℃の冷凍庫で保存した。また使用時にも、室温での長時間の放置は避けた。

2. 4 実験方法

P & T, HSそれぞれについて下水での適用性を調査するため以下の実験を行った。

2. 4. 1 純水を用いた実験

① 検量線の直線性の調査

一般に、排水基準値は環境基準値の10倍であり、また下水中の化学物質の濃度は、広範囲にわたることが予想されるため、分析法についても広い濃度範囲への対応が要求されると考えられる。GC/MSは測定可能なダイナミックレンジが小さいとされているため（小川, 1993）、高濃度での分析値の確認する必要がある。

実験では、P & T法について0, 20, 40, 80, 100, 200, 400, 800, 1000ng/lの9種類。HS法については、P & T法よりダイナミックレンジが大きいと言われているので（小川, 1993）、100, 200, 400, 800ng/lの4種類の高濃度の標準液について、分析値の直線性の評価を行った。

② 測定値の再現性の調査

分析に際し、分析値の信頼性の指標として、再現性の確認が必要である。実験ではP & T法、濃度のVOC標準液について3回の繰り返し分析を行い、その測定値のばらつきを調査した。

2. 4. 2 界面活性剤による影響実験

一般に実下水には、界面活性剤が入っている。H S法では、静的な気液平衡を基本原理としていること、またP & T法では、曝気により発泡することから、界面活性剤は、分析に妨害を与えらるゝと考えられる。そこで、V O C標準液に市販の洗剤を添加し分析値への影響を調査した。

実験では、下水処理場の流入水及び処理水に相当するM B A S（界面活性剤濃度に相当）の洗剤溶液に対してV O C標準液を10, 100ng/lの2段階の濃度となるように添加したものを測定し、その回収率を評価した。市販の洗剤としてはA, B, C 3種類の無りん洗濯洗剤を使用した。

表-2 界面活性剤の添加量

	実測値(mg/l)	A種MBAS濃度	B種MBAS濃度	C種MBAS濃度
下水処理場流入水相当のMBAS	5~11	7.1mg/l相当	7.4mg/l相当	12.2mg/l相当
下水処理場処理水相当のMBAS	0.05~0.5	0.71mg/l相当	0.74mg/l相当	0.12mg/l相当

3. 結果

3.1 純水を用いた実験結果

P & T法とH S法での分析結果の例を、図-1に示す。今回の実験で用いた装置では100ng/l程度で直線性が失われた。特にピーク面積が大きく検出される α -ペンゼン、トルエン、*m*-*p*-キシレン、*o*-キシレン、*p*-ジクロロベンゼンについては、40~60 ng/l程度で直線性が失われた。再現性については、3回の測定で全ての物質が平均に対して5%以内の変動で収まっていた。H S法では、全ての物質が相関係数で0.9以上であった。P & T法において40ng/l程度から直線性が失われた6種類の物質についても、800ng/lまでは直線性が失われなかった。また再現性についても3回の測定で、平均に対して5%以内の変動で収まっていた。

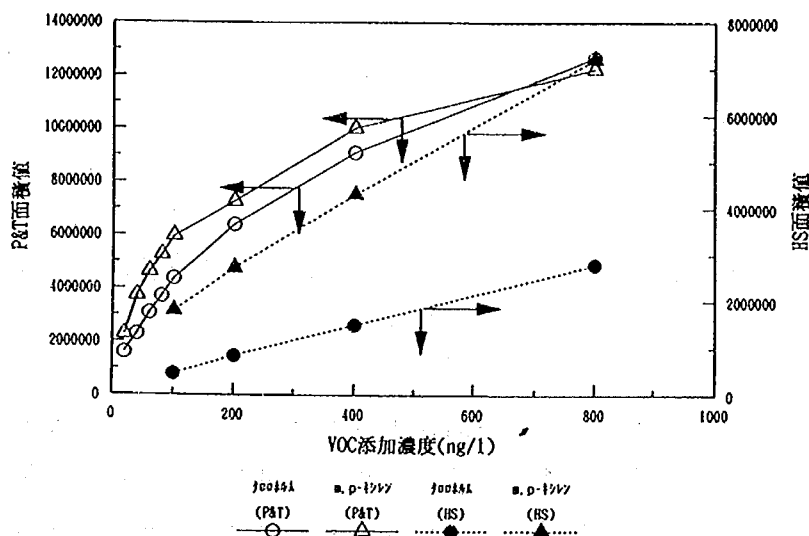


図-1 P & T法とH S法の純水実験での直線性比較グラフ

3.2 界面活性剤による

影響実験結果

P & T法で行った実験では、流入水の中の濃度に相当する洗剤の溶液の実験結果のクロマトグラムと純水での結果のものを比較し図-2に示す。洗剤溶液から得られたクロマトグラムは、ピークが形成されておらず、定性、定量ともに不可能であつた。

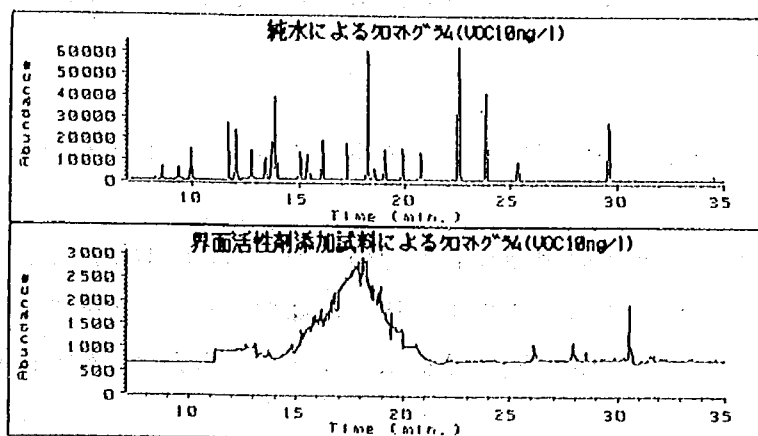


図-2 純水試料と界面活性剤添加試料でのクロマトグラム比較 (VOC標準液10ng/l)

た。通常の下水処理場での処理水中の濃度に相当する洗剤溶液を添加した試料の測定では、純水とほぼ同じ結果が得られた。

H S法では洗剤添加量にかかわらず、測定不可能な状況となることはなかった。しかし、m,p-キソリノ、o-キソリノ、p-トキソルム、p-ジクロロベンゼンについては、処理水相当の洗剤を添加した試料でのV O C回収率が80~90%に低下した。また、これらの物質の流入水相当の試料（洗剤C, V O C 100ng/l）での回収率は、30~40%にまで低下した。

4. 考察

排水基準の中では、P & T法を用いた場合に1,1,1-トリクロエタンやシス-1,2-ジクロロエチレン等の基準値の高い物質では、検量線が直線である範囲で基準値濃度の測定が行えない。しかし基準の遵守の観点からは、少なくとも下水中に排水基準濃度で存在しているかどうかを調べる必要がある。この場合には、サンプルを100~1000倍程度に希釈して測定し、V O Cが検出されるかを確認した後、適正な希釈倍率で測定を行うことが必要と考えられる。ただし希釈で用いられる水に対しては、事前に希釈水の中にV O Cの混入がないか確認を行うなどの、十分な配慮が必要である。一方、H S法の場合は、測定レンジがP & T法より広く、排水基準程度の濃度ならば、希釈無しの測定が可能であると考えられる。

界面活性剤の入った試料について、P & T法で測定を行う場合、処理水についての測定は有効であると考えられるが、流入水についてP & T法で測定を行うことは分析作業上かなり困難であると考えられる。またH S法の場合にも界面活性剤の入った試料の測定では測定値に対して濃度を過小評価する影響を与えている。従ってその影響を低下させるためには、希釈を行い界面活性剤の影響を低下させることが必要と考えられるが、測定対象物質も濃度低下が起こると考えられるので、さらに検討が必要である。

5. 結論と課題

排水基準程度のV O Cを測定する場合、P & T法では希釈を行う必要がある。また流入下水に残留する界面活性剤濃度では、測定が不可能であり、この観点からも希釈が必要である。一方、H S法では、排水基準程度ならば無希釈で測定が可能であるが、界面活性剤の存在下では、V O C濃度を過小評価する恐れがある。

今後、実下水等をP & T法、H S法で分析した場合に影響を与えられられるS Sや油などについても検討を加え、下水への適用性を考慮した分析法の整備をさらに進める必要があると考えられる。

謝辞

装置を貸与していただいたジーエルサイエンス（株）に感謝いたします。

参考文献

小川茂(1993) 水中の揮発性有機物の一斉分析, 水環境学会誌, pp16, 160-167.

田中宏明(1994) 下水道での水質測定の課題と展望, 第346回建設技術講習会テキスト, 101-108.

森田昌敏(1993) 多成分同時分析法の発達とその意義, 水環境学会誌, pp16, 160-167.

低層遮音壁の減音特性について

環境部 交通環境研究室

鉢嶺 清範

1. まえがき

現在、都市部あるいはその周辺地域の幹線道路における道路交通騒音の問題は環境基準達成率が低いなど、改善すべき緊急の課題となっている。その対策としては最も基本的な単体対策は別として、道路構造対策では、遮音壁が比較的効果大きい。しかし、遮音壁は自動車専用道路では設置が可能であるが、都市部の一般道路では沿道利用のため設置が困難な場合が多い。このため、そのような地域において、適用できる新たな種々の対策について開発、実用化を進めることが求められている。道路技術五箇年計画では、①高架裏面の吸音板、②植栽柵のような低い構造物による遮音、③排水性舗装(低騒音舗装)、④沿道建物壁面の吸音化、⑤新型遮音壁の開発などがあげられている(図-1)。

本課題では、都市部の沿道利用が行われている路線に設置可能と考えられる前述②についての減音特性を把握するため、歩車道境界に高さの低い遮音板を設置した場合の騒音減音特性を、現地実験により調査したものである。

2. 目 的

本課題では、通常遮音壁の設置が困難な、都市部の一般道路において沿道利用がなされている路線における道路交通騒音の低減を図るため、歩車道境界に高さの低い遮音板を設置した場合の騒音減音効果を現地実験により測定し、その適用可能性を把握することを目的とした。

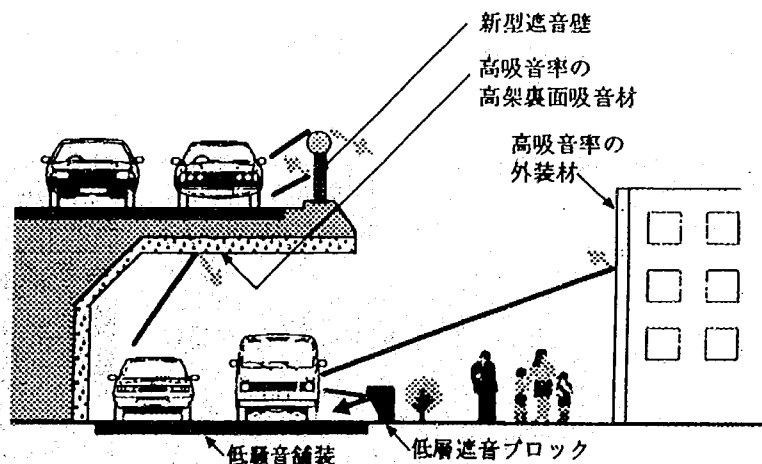


図-1 今後の騒音対策技術

3. 現地実験調査方法

調査対象道路の代表断面を図-2に示す。現地は、高架併設道路が存在し、調査対象路線は、上下各3車線の計6車線道路である。また、道路両側には背の高い建物が連続して存在している。

低層遮音壁については、図-2、写真-2のように、歩車道境界に両面が吸音性で高さ0.8mの遮音板(車道路面からの高さ1m)を、既設ガードパイプに貼り付けるように設置した。また、端部側面からの音の回り込みが無視できるよう設置延長は80mとした。設置にあたっては、道路交通の安全性を損なわないようにするため、既設ガードパイプと同等の高さになること、厚みも既設縁石の部分を残

す等現行の機能に影響を与えないことなどを考慮した。

実験方法は、遮音板を設置した場合と設置していない場合について、a)一般道路交通騒音を音源とする調査、b)定パワー移動音源によるユニットパターン調査の2種の調査項目を設定し、それぞれについて分析を行った。

測定する音源は、a)については測定時間帯に走行している車両による一般交通騒音とし、b)については搭載したスピーカにより試験用騒音を発生させた車両を1台走行させることによる定パワー移動音源とした。

騒音レベルの測定は、図-2の①～⑤の受音点位置にマイクロホンを設置し、騒音レベルの変動をデータレコーダに同時収録することにより行った。ただし、受音点①は交通条件変動を補正するための基準点とした。また、b)について、音源を移動させる位置は上下それぞれ3車線あるうちの各中央車線とした。遮音板を設置する前の状況および設置した状況を、写真-1、写真-2に示す。

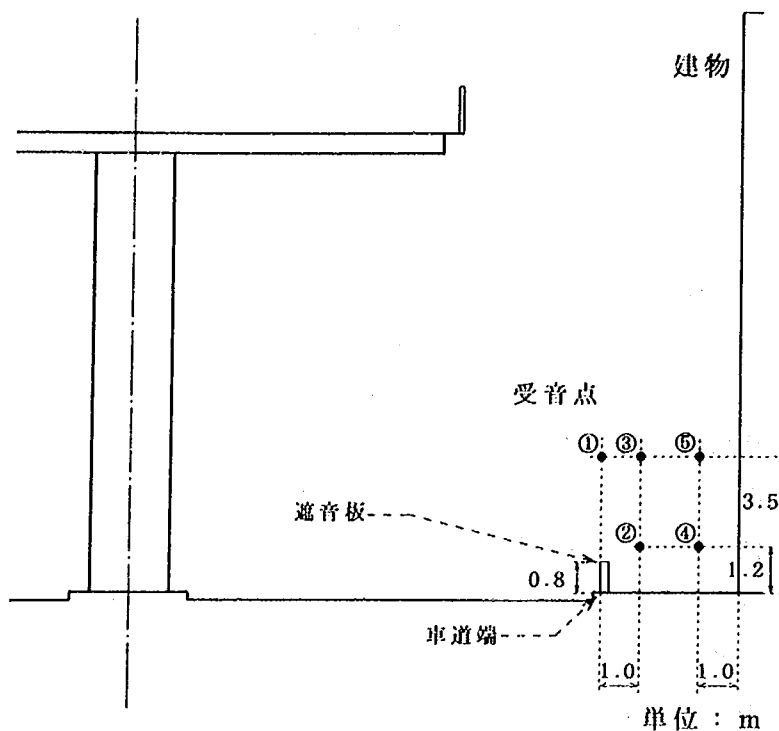


図-2 調査対象道路代表断面

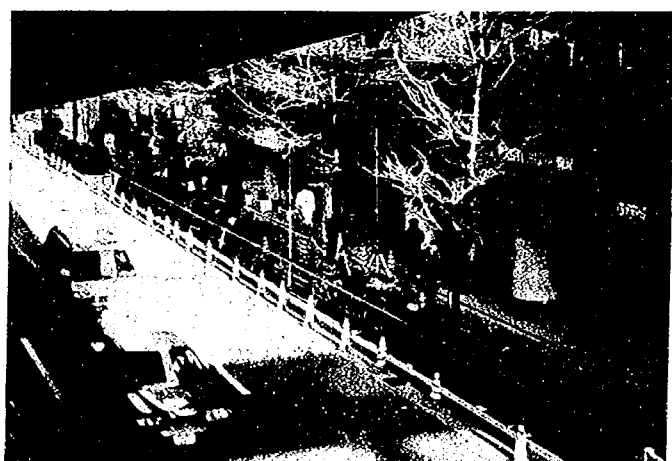


写真-1 遮音板を設置する前の状況



写真-2 遮音板を設置した状況

4. 現地実験調査結果

4.1 一般道路交通騒音による低層遮音壁設置効果

a)の一般道路交通騒音を音源とした場合において、測定条件が比較的良好だった8回の測定結果を選び、その平均値をとる。その後遮音板の影響を受けにくい受音点①を基準として、そのレ

ベル変化分を補正值とする。

その補正值を用いて、遮音板の有無時の交通条件の違いによるレベル変化分を補正し、設置効果を検討した。

平均交通条件を表-1に、

表-1 平均交通条件

	上　　り			下　　り		
	交 通 量 (台/10分)	車 速 (km/h)	大型車混 入率(%)	交 通 量 (台/10分)	車 速 (km/h)	大型車混 入率(%)
遮音壁設置後	310	50	12	290	42	18
遮音壁設置前	320	47	14	300	32	20

減音効果を表-2に示す。これによると、歩車道境界に設置した高さの低い遮音板の有無によるレベル差は、 $H=1.2\text{m}$ では $-0.1\sim-1.0\text{dB}$ 、 $H=3.5\text{m}$ では $-0.5\sim+0.7\text{dB}$ であった。これは、 $H=1.2\text{m}$ では、ある程度の効果が認められ、 $H=3.5\text{m}$ では、ほとんど効果がないようである。この結果については、測定対象区間に高架併設道路が存在する場所であり、高さの低い遮音板により、音源から直接届く音を遮っても高架裏面反射による反射音が残っているため、全体としてわずかの低減にとどまったと考えられる。

表-2 低層遮音壁の減音効果

(基準点補正あり)

単位: dB

		基 準 点		車 道 側		建 物 側	
		L50	Leq	L50	Leq	L50	Leq
$H=3.5\text{m}$	遮音壁設置後	76.7	77.8	77.9	79.8	76.9	78.8
	遮音壁設置前	77.0	79.0	78.0	79.1	77.4	78.4
	レベル差	-0.3	-1.2	-0.1	+0.7	-0.5	+0.4
$H=1.2\text{m}$	遮音壁設置後			76.0	77.9	75.6	77.5
	遮音壁設置前			77.0	78.3	76.1	77.6
	レベル差			-1.0	-0.4	-0.5	-0.1

4.2 定パワー移動音源による低層遮音壁設置効果

定パワー移動音源を対象道路上下線の各中央車線を移動させて得られたユニットパターンを図-3に示す。

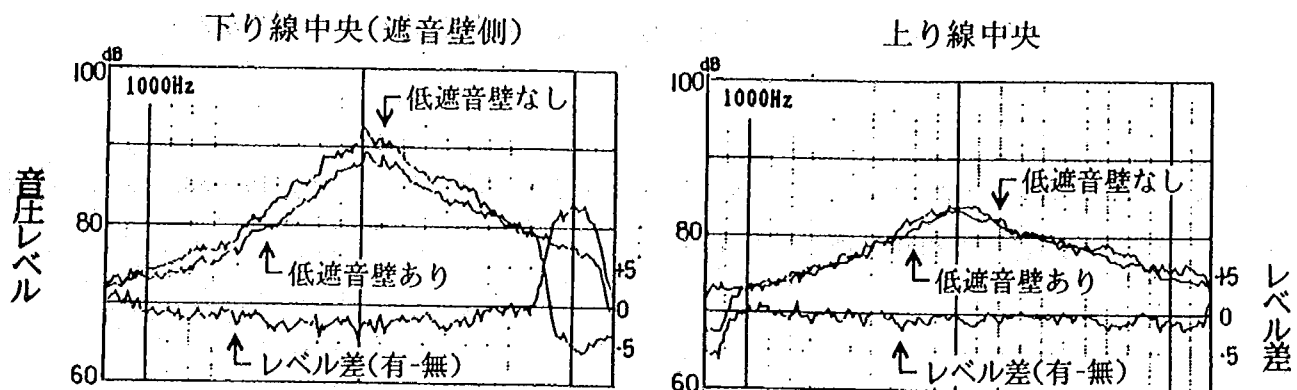


図-3 下りおよび上り線のユニットパターン

この図-3によると、遮音板に近い下り線のユニットパターンは壁の有無によるレベル差が2～3dB程度あるが、壁から遠い上り線では壁の有無によるレベル差がほとんどない。これにより、低層遮音壁は遮音板に近い音源に対して有効に作用していることが分かる。また、遠い音源に対してレベル差がほとんどないことについては、上り線の音源から発生する音が高架裏面で反射して受音点に到達する高架裏面反射音の寄与が高いために、低層遮音壁が有効に機能しなかったものと考えられる。

また、上記のユニットパターンを用い、交通条件として上下線それぞれに交通量1500台/h、速度60km/h、大型車混入率20%、重方向比率50%を与えてシミュレーション計算を行った結果とその減音効果を表-3に示す。これによると、低層遮音壁

表-3 シミュレーション計算結果による減音効果

(上下線合成・A特性重み付き)

単位: dB

		車道側		建物側	
		L50	Leq	L50	Leq
H=3.5m	遮音壁あり	85.9	88.3	85.2	87.6
	遮音壁なし	86.0	88.4	85.3	87.7
	レベル差	-0.1	-0.1	-0.1	-0.1
H=1.2m	遮音壁あり	83.9	86.5	83.4	85.8
	遮音壁なし	85.1	88.0	84.8	87.5
	レベル差	-1.2	-1.5	-1.4	-1.7

の効果は、H=1.2mにおいて車道側、建物側とも1.5dB前後であった。H=3.5mにおいては、ほとんど効果がなかった。

5. ま と め

4. 現地実験調査結果で示したように、歩車道境界に設置する高さの低い遮音板のみの効果は、実験結果およびシミュレーション計算結果を併せて考えると、受音点の高さ1.2mにおいては1.0dB前後であることが分かった。今回の現地実験調査断面においては、低層遮音壁対策以外、ほぼ無対策である。特に、高架裏面による反射の影響が大きいと考えられ、遮音壁による直達音遮へいと同時に、高架裏面反射音対策を同時に行っている場所であれば、低層遮音壁の効果は、さらに増すと考えられる。

今後の課題として、高架裏面反射音対策との同時設置の場合、高架併設道路がない現地の場合の調査を行う必要がある。また、低層遮音壁の高さ、幅、上面部の吸音化、構造等の検討を行うことによりさらに減音特性の良いものの開発、さらに景観に与える影響の検討等を行う必要がある。

参考文献

- 1) 石田, 木嶋, 上坂, 次郎丸: 都市内道路の騒音対策, 土木技術資料, 35-11, pp. 45～50, 1993年11月
- 2) 建設省道路局: 道路技術五箇年計画, 1993年6月

換気設計に用いる煤煙の自動車1台 当たりの発生原単位と補正係数

道路部トンネル研究室 宮川 順一

1. まえがき

道路トンネルの換気設備は、自動車から排出される有害ガスを希釈し安全かつ快適な視環境の確保に資する設備と位置づけられている。換気設備は、トンネル本体構造の断面形状の決定に影響しその設置に多大な費用を要し、トンネル供用後も維持費及び管理費が必要になるため換気設備の設置については事前に十分な検討が行われなければならない。換気の対象となる汚染物質である煤煙の自動車排出ガスの発生原単位は、現在の道路トンネル技術基準（換気編）・同解説に定められている排出ガスの発生原単位及び所要換気量計算時の勾配、標高の補正係数は昭和40年代前半の現地計測データをもとにしたものである。しかし、その後の自動車排ガス規制等により排ガスの発生原単位は、自動車の高性能化、排出基準の強化とともに減少傾向にあると考えられ、見直しが急務とされている。

2. 目的

自動車排出ガスの発生原単位(表-1 参照)は、昭和40年代前半の現地実態調査を基に算定したものであるため、その後の自動車の高性能化や排ガス規制等による発生原単位の減少は考慮に入られていない。そのため本研究では、一般国道や高速自動車国道のトンネルについて換気実態調

表-1 現基準による発生原単位

煤煙排出量 (m ³ /台・km)	
ディーゼル車	3. 3 6
ガソリン車	0. 1 3

査、シャーシダイナモ試験装置による台上試験を行い、現時点での現地実態調査データをもとに煤煙の自動車1台当たりの発生原単位を求めることを目的とした。また換気設備の設計は、トンネルの延長、勾配、交通条件、気象条件等を考慮して設計計算がなされ、必要に応じてトンネルが存する標高やトンネルの持つ勾配が考慮されることとなっている。本研究では、換気設計計算に用いるトンネルの勾配及び標高に関する補正係数についても把握することを目的とした。

3. 研究方法

3-1 測定方法の選定：煤煙排出量および速度勾配、標高補正係数を求めるための研究方法は、以下の3つに大別される。①供用中のトンネル内の煤煙透過率、風速、交通量等を計測し、実態調査より求める間接的な手法、②シャーシダイナモ試験装置を用いエンジンに負荷をかけテールパイプより排出ガス濃度を直接測定する台上試験による手法、③道路上を車両が実際に走行しテールパイプより排出ガス濃度を直接測定する実走行試験による手法である。ここでは自動車1台当たりの発生原単位は実態調査結果を用いて求めることとした。次に速度勾配補正係数についてであるが、ここでは速度勾配補正係数については台上試験結果を用いて求めた。最後に標高補正係数についてであるが、これについては直接測定である台上試験を用いても実験条件（大気の大気圧、温度）等を設計するのが非常に困難であることから、間接測定である実態調査結果を現状の値の妥当性を確認することとした。

3-2 実態調査：実態調査は、一般国道、高速自動車国道、市道の6トンネルにおいて、連続48時間行った。これら調査トンネルの選定にあたっては、勾配、標高の補正係数をこれらの調査結果から求めることができるように配慮した。調査トンネルの概要については表-2に示す。また日本道路公団においても同様の実態調査を2トンネルで行っている。調査項目は、トンネル車道内風速、交通量（大型、小型別）および換気対象物質としての、煤煙、COにかかわる煤煙透過率、一酸化炭素濃度とした。測定方法は、JISに測定方法が定められている場合はこれを運用した。調査結果の解析は、前記の調査項目よりそれぞれ換気対象物質について平均

表-2 調査トンネルの概要

トンネル名	標高	延長	勾配	換気方式
A	66m	844m	対面通行	立坑集中換気方式
B	822m	1,450m	上り1.15%	ジェットファン縦流
C	57m	2,200m	上り2.04%	電気集塵機式縦流
D	104m	2,201m	上り0.85%	電気集塵機式縦流
E	89m	1,125m	上り1.15%	ジェットファン縦流
F	700m	8,625m	上り1.84% 下り0.5%	電気集塵機付立坑 送排気型縦流
G	150m	1,539m	上り1.4% 下り0.5%	ジェットファン縦流
H	87m	3,032m	上り3.45%	組み合わせ換気方式

排出量 μ を求め、そのときの大型車混入率から、大型車、小型車1台当たりの排出量を求めた。

3-3 台上試験：自動車の有害ガスの排出量は走行状態に大きく左右されるため走行状態での測定が望まれる。しかし実際に走行している自動車から排出される有害ガス量を直接測定するのは困難なため、シャーシダイナモ試験装置を用いた。床下のピットに設けられたローラの回転条件は速度、積載量、勾配等の試験条件に応じて設定される。自動車からの有害物質排出量は、分析計で測定された濃度と排気ガス量より算定される。測定条件のうち、走行条件についてはすべて定速走行とした。測定は車速を40, 60, 80, 100km/hの定速とし、縦断勾配0%の4とおり、車速60km/hとし、縦断勾配を-4, -2, 0, 2, 4, 6, 8%とした7とおりについて実施した。車両についてはいずれも平成元年度時点での最新の排ガス規制適合車である。

4. 研究結果

実態調査による煤煙排出量の解析結果を表-3に示す。ただし表中の煤煙排出量は後述する速度勾配および標高の補正係数により補正し直し、勾配0%、標高0mでの排出量となっている。解析結果のうちDトンネルの値については実態調査を行ったトンネルが新設であったため、トンネル外から持ち込まれる砂、塵埃の浮遊による影響等が少なく、トンネル供用後の経年変化の影響を受けていないためその値が小さくなったものと考えられる。またHトンネルの値については、実態調査を行ったトンネルが分岐しており煤煙排出量を求めるためには、分岐直前の煤煙透過率とその地点から十分離れた地点での煤煙透過率を測定する必要があり、それぞれの測定地点ごとの誤差が累積したことや、実態調査を行った路線が都市内の放射道路で大型車があまり通行しなかったこと等により解析結果の信頼性に欠ける。その他のトンネルの値については現在の道路トンネル技術基準（換気編）・同解説の値よりかなり減少しているものと考えられた。

4-1 煤煙排出量について：煤煙排出量は実態調査結果である表-3をもとに設定する。大型車、小型車の煤煙排出量の平均値、標準偏差値についてそれぞれ平均値、標準偏差値についてそれぞれ平均値

標準偏差値を求めたものを表-4に示す。ただし表-4の平均値と標準偏差値を算定するにあたってはD、Hトンネルの値はデータの信頼性に欠けるため無視した。煤煙排出量についてはその値自体がばらつくため換気設計においても標準偏差が考慮されてあるが、今回それぞれの値（煤煙排出量の平均値、標準偏差値）を設定するに当たってもこのばらつきを考慮し、平均値に標準偏差値の2倍を加え表-5のように大型車、小型車の煤煙排出量の平均値、標準偏差値を定めた。表-5（見直し値）と表-1（基準値）の値は車種区分が違いため一概には比較できないが、大型車はそのほとんどがディーゼル車であることを考えれば煤煙排出量は大幅に減少していることがわかる。また小型車についてはそのほとんどがガソリン車であるが最近ディーゼル車の占める割合が増加していることを考えれば妥当な数字であることがわかる。

4-2 速度勾配補正係数について：速度勾配補正係数は台上試験結果を用いて求めた。一般に走行馬力は走行抵抗と車速によって定まり、走行抵抗は車両使用条件および走行条件（車速、縦断勾配）によって定まること

から、走行馬力と煤煙排出量の関係から任意の速度および縦断勾配を走行する際の煤煙排出量を計算することができる。

最近の車両の傾向としては、①大型化、②ターボ化の方向にあり、③ガソリン車については煤煙排出量が認められない傾向にある。しかし今回の調査結果から、ノンターボ車の煤煙補正係数の方がターボ車より大きくなることがわかったため、ノンターボ車の10tの資料をもとに速度勾配補正係数を求めることとした。

速度勾配の補正係数はそれぞれの速度、勾配での煤煙排出量の平均値及び標準偏差値を与え単位基準換気量を算定し求めた。なお下り勾配に対しては、一般的には車速を押さえて走行することは少ないと考えられるので車速60km/hで整理した。この結果を図-1に示す。

この図から勾配が大きくなると車速の高いほど換気量が大きくなり、小さくなると換気量が小さくことがわかる。また従来から用いられてきた煤煙の速度勾配補正係数は勾配0%においても走行速度が40～60km/hと80km/hでは値が異なっていたが、今回の試験結果では速度による違いは見られなかった。これは自動車の高性能化により常用域での速度変化では煤煙の排出量はほとんど影響を受けない

表-3 実態調査による煤煙排出量

トンネル名	大型車煤煙排出量(㎡/台・km)		小型車煤煙排出量(㎡/台・km)	
	平均値	標準偏差値	平均値	標準偏差値
A	1.935	0.769	0.145	0.078
	1.719	0.668	0.109	0.0
B	2.033	0.410	0.186	0.191
C	1.890	0.507	0.043	0.052
D	1.015	0.089	0.209	0.190
E	1.640	0.448	0.008	0.001
F	1.860	0.739	0.023	0.262
	1.850	0.971	0.148	0.254
G	2.273	—	—	—
H	0.572	0.287	0.018	0.027

表-4 実態調査結果の平均値および標準偏差

	煤煙排出量(平均値)		煤煙排出量(標準偏差)	
	平均値	標準偏差	平均値	標準偏差
大型車	1.900	0.181	0.645	0.187
小型車	0.095	0.065	0.120	0.106

単位：(㎡/台・km)

表-5 煤煙排出量の見直し値

車種	平均値 μ (㎡/台・km)	標準偏差 σ (㎡/台・km)
大型車	2.2	1.0
小型車	0.2	0.3

ものと考えられる。

4-3 標高補正係数について：標高補正係数は標高のあるトンネル（ここではBトンネル、Fトンネル）のそれぞれの煤煙排出量を速度勾配補正係数を用いて勾配のない状態の排出量に換算し直し、その値を用いて単位基準換気量を算定し求めた。この結果と従来から用いられてきた煤煙の標高補正係数を図-2に示す。この図からFトンネルの標高補正係数はおおむね現基準・同解説の値と同じであるが、Bトンネルの標高補正係数の値は若干大きくなっていることがわかる。今回の試験結果を用いて標高補正係数を新たに算定することは可能ではあるが、間接測定である実態調査の結果はばらつきが大きいことや実態調査測定点数が少ないことから現実的ではないと考えられるため、当面は現基準・同解説の値を用いることが妥当であると考えられる。

5. まとめ

5-1 煤煙排出量：煤煙排出量は、間接測定結果である換気実態調査より求めた。その結果、表-4の値を得ることができた。またその値は大型車に関しては大幅に減少しており、小型車に関しては最近のディーゼル車比率の増加傾向を表した値となっている。

5-2 速度勾配補正係数：速度勾配補正係数は、直接測定結果である台上試験結果より求めた。その結果、図-1に表す曲線を得ることが出来た。その曲線は勾配0%では速度による影響を受けず、勾配が大きくなるに従って速度勾配補正係数は大きくなることがわかった。

5-3 標高補正係数：実態調査結果より標高補正係数の妥当性を検証した。その結果、現基準・同解説の値と大差なく概ね同じ値となっていることがわかった。

6. 今後の課題点

今回の調査結果より5-1～3のような結論が得られたが、これを今後の換気設計に用いることができると考えられる。今後は一酸化炭素排出量についても同様の調査を進め換気設計をより合理的なものにする所存である。最後に実態調査を実施するにあたり各公団、トンネルの道路管理者にはご協力をいただきましたことをここに記し、深甚の謝意を表します。

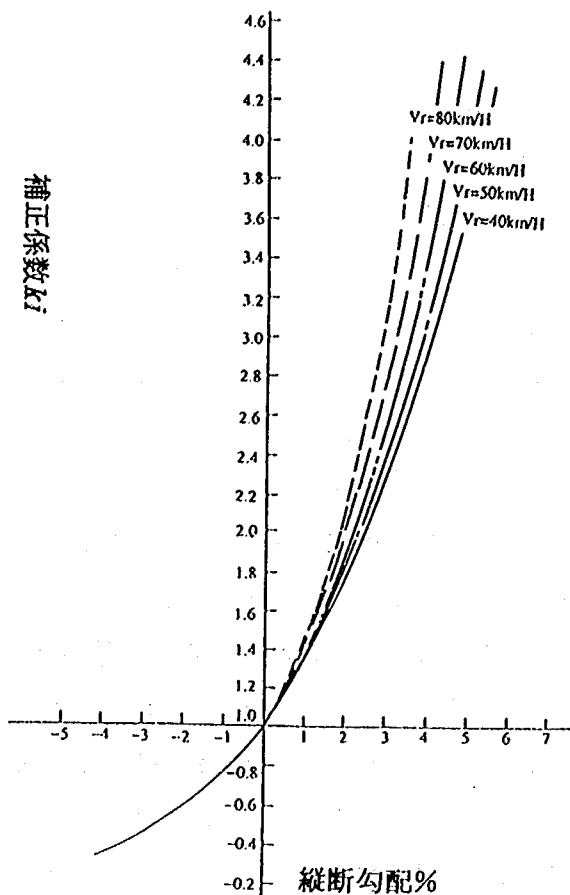


図-1 煤煙の速度勾配補正係数

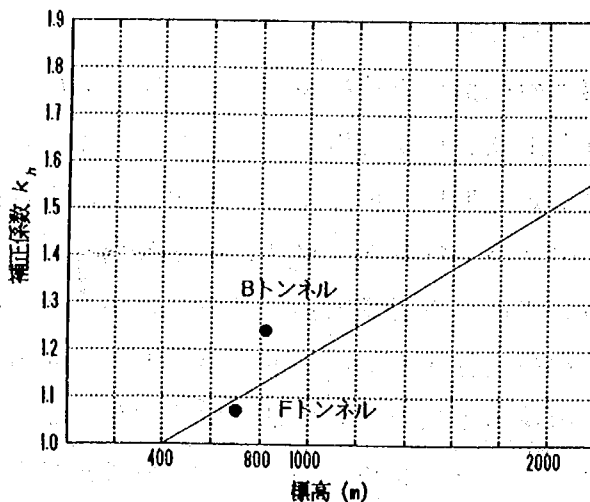


図-2 煤煙の標高補正係数

フーチングを有する補強土擁壁の 全体安定に関する考察

材料施工部施工研究室 落合 良隆

1. まえがき

近年、道路盛土等でコンクリート擁壁に代わってジオテキスタイル補強土壁やテールアルメ壁等の補強土工法を採用するケースが増加している。補強土工法とは、コンクリート擁壁など剛でマッシブな構造物を用いずに、曲げ剛性が小さい材料を盛土や地山内に配置し、土圧の低減、斜面の安定、支持力の増加など土塊の安定性を向上させる工法である。これら補強土擁壁は急峻な山岳地帯などでも施工されているが、掘削土量の削減などの目的から基礎部に重力式擁壁タイプの比較的高さの高いフーチングを設置することが多い（図-1）。しかし、このような複合構造の補強土擁壁の全体の安定、特にフーチング部への作用土圧や全体の安定への補強材の効果が明確となっておらず、合理的な設計とはなっていない。このため、基礎フーチングを有する補強土擁壁の全体安定について解明を行う必要がある。

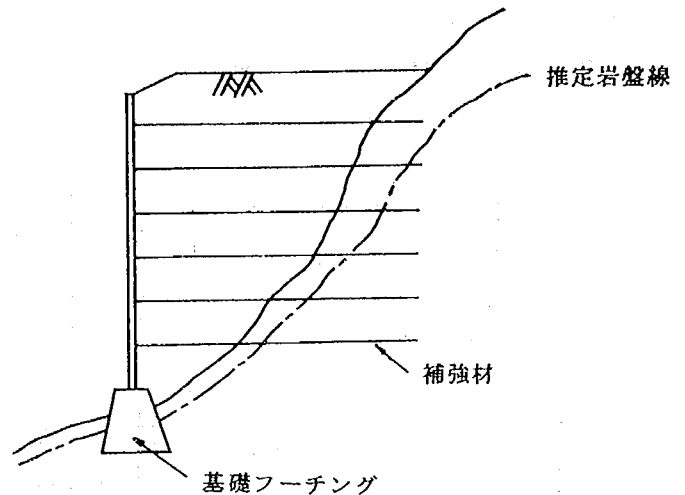


図-1 基礎フーチングを有する補強土擁壁

2. 目的

本実験は、基礎フーチングを有する補強土擁壁について、基礎フーチングへの作用土圧や全体の安定への補強材の効果などについて解明することを目的とした。

3. 実験方法

図-2に代表的な補強土擁壁であるテールアルメ壁、多数アンカー式擁壁、ジオテキスタイル補強土壁を示す。

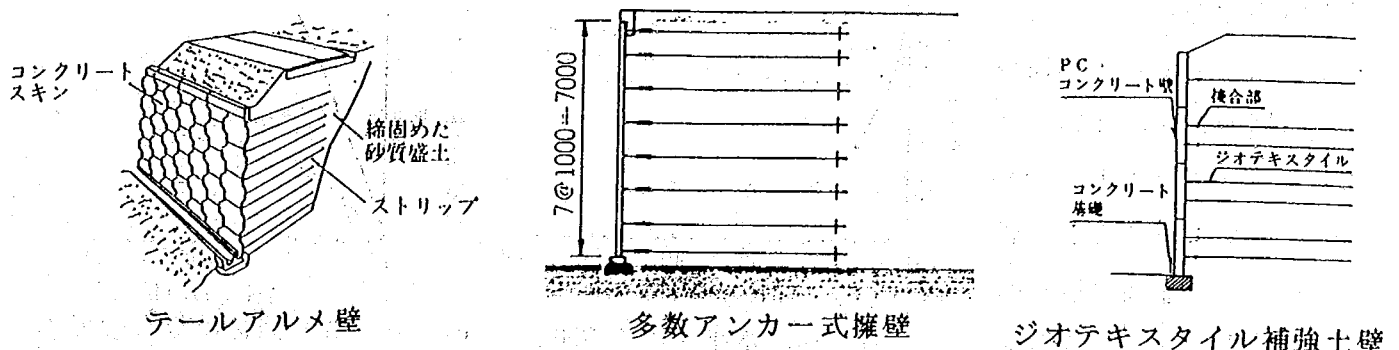


図-2 代表的な補強土擁壁

図のように、テールアルメ壁は帯鋼（ストリップ）を、ジオテキスタイル補強土壁は格子状の合成高分子のシート（ジオテキスタイル）をそれぞれ盛土内に敷設することにより、共に敷設された領域の土塊のひずみを拘束して盛土の安定を図る工法である。また、多数アンカー式擁壁は壁面部に作用する土圧を、壁面と接続されたタイロッドを介してアンカープレートにより支持する工法である。実験はこれら3種類の工法について、基礎フーチングを有する場合の基礎フーチングに作用する土圧や盛土全体の挙動について検討を行った。

実験は、基礎フーチングを模した高さ2 m、幅5 mの水平・鉛直荷重及び壁面土圧の計測が可能な可動式の実験壁を用い、図-3に示すように盛土材の川砂（ $\phi=38^\circ$ 、 $\gamma_s=1.58\text{t/m}^3$ 、 $w=3.0\%$ ）を実験壁の高さまで盛土した後、その上に4 mの補強土擁壁を構築し、高さ6 mの実物大の実験盛土を作成した。盛立終了後にジャッキを用いて実験壁を主働方向に段階的に移動させ、実験壁に作用する水平・鉛直荷重や土圧分布、盛土全体の挙動などについて計測を行った。実験ケースは、表-1に示すように補強材の種類や敷設長、敷設間隔、壁面材などを変えて合計7ケースを行った。

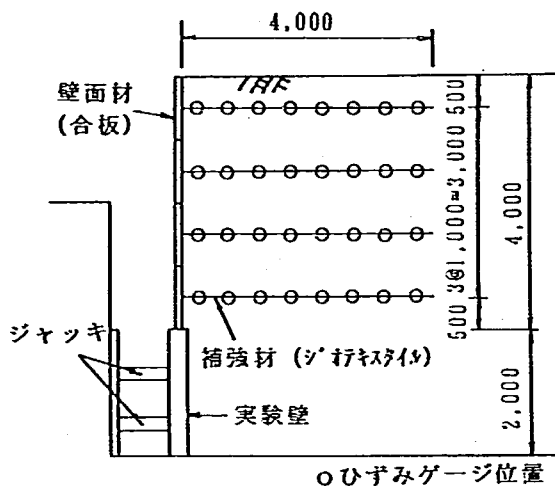


図-3 実験概要（ケースG-3）

表-1 実験ケース

ケース	工法名	敷設長 L (m)	敷設間隔 H (m)	L / H	壁面材
T-1	テールアルメ	4.0	0.5	8.0	コンクリートスチール
T-2	"	1.5~3.0	0.5	3.0~6.0	"
A-1	多数アンカー	4.0	1.0	4.0	コンクリートハネ
A-2	"	2.5	1.0	4.0	"
G-1	ジオテキスタイル	4.5	0.5	9.0	"
G-2	"	4.0	1.0	4.0	土のう
G-3	"	4.0	1.0	4.0	合板

*：テールアルメ工法での呼称

4. 実験結果

4.1 基礎フーチングへの作用土圧

図-4にテールアルメ壁のケースT-1（補強材：長）、T-2（補強材：短）の実験壁の移動時における実験壁への水平土圧の変化を示す。また、盛土完成後からの各補強材に作用する最大軸力の合計（ ΣT_{max} ）の変化を図-5に示す。図から、実験壁の移動に伴い、ケースT-1はケースT-2と比較して水平土圧が大きく低下しており、無補強の場合のクーロンの主働時における水平土圧と比較するとケースT

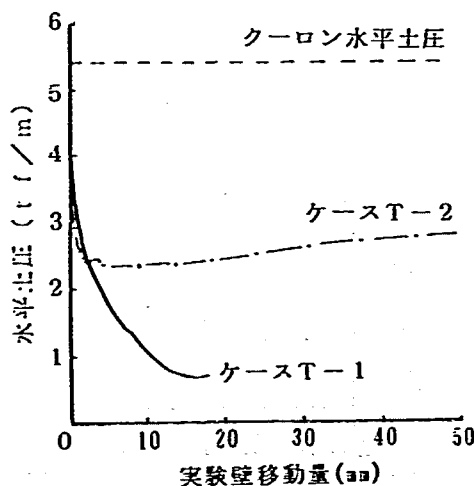


図-4 水平土圧の変化（実験壁移動時）

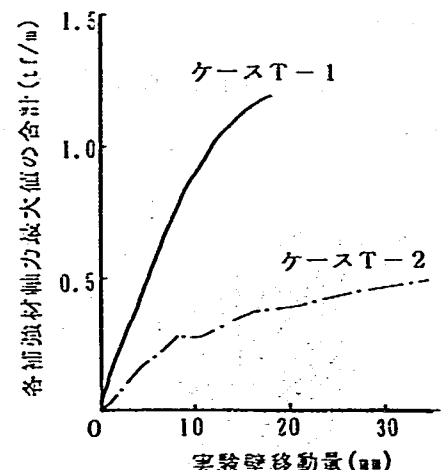


図-5 各補強材の最大軸力の合計の変化

ー1で約90%、ケースT-2で約60%低減している。またケースT-1はケースT-2に比べて各補強材に作用する軸力の最大値の合計の増加量が多い。このことから、 ΣT_{ax} と基礎フーチングに作用する水平土圧との間に密接な関係があることがわかる。

4. 2 補強材に作用する軸力

図-6にケースT-1, T-2の盛土作成時における実験壁上面に作用する鉛直荷重の変化を示す。図から、どちらのケースも盛土の形状が同一であるため、盛土に伴い実験壁上面へ作用する荷重は同様に増加しているが、盛土完成時では壁面材の自重の約2倍程度の荷重が作用している。これは後で述べているが、盛土時に補強材に引張力が作用していることから、補強土擦壁の施工時において、盛土の締固めによって発生した盛土材の沈下のため壁面材に接続された補強材及び盛土材によって下向きの引張力が作用したことによると考えられる。

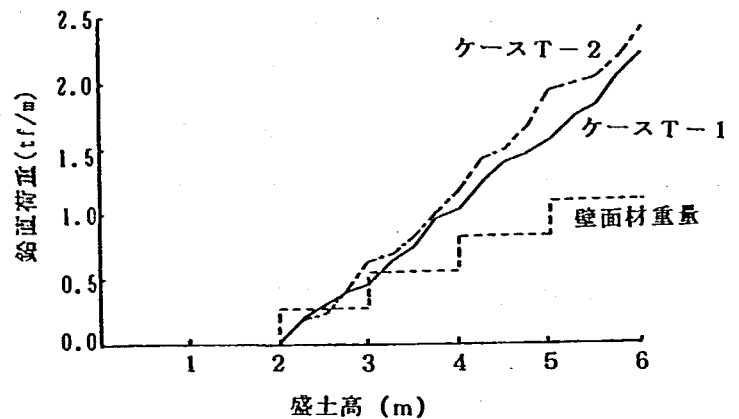


図-6 実験壁上面の鉛直荷重 (盛土時)

図-7にケースT-1, T-2の盛土完成時及び15mm移動後における各補強材に発生する軸力の分布を示す。図から、盛土完成時については、ケースT-1では下の補強材ほど軸力が多いが、ケースT-2では下の2段の補強材はケースT-1と比較すると発生した軸力は小さい。また実験壁移動時については、ケースT-1では盛土完成時に比べて全ての補強材で軸力の増加がみられ、特に最下段の補強材の軸力が多いが、ケースT-2では下の2段の補強材にほとんど変化がみられない。以上のことから、ケースT-1は敷設された補強材が長いために実験壁の移動によって発生するすべり線が補強材の敷設領域の内部を通り、補強材に大きな軸力が作用したが、ケースT-2では下段の補強材が短いために盛

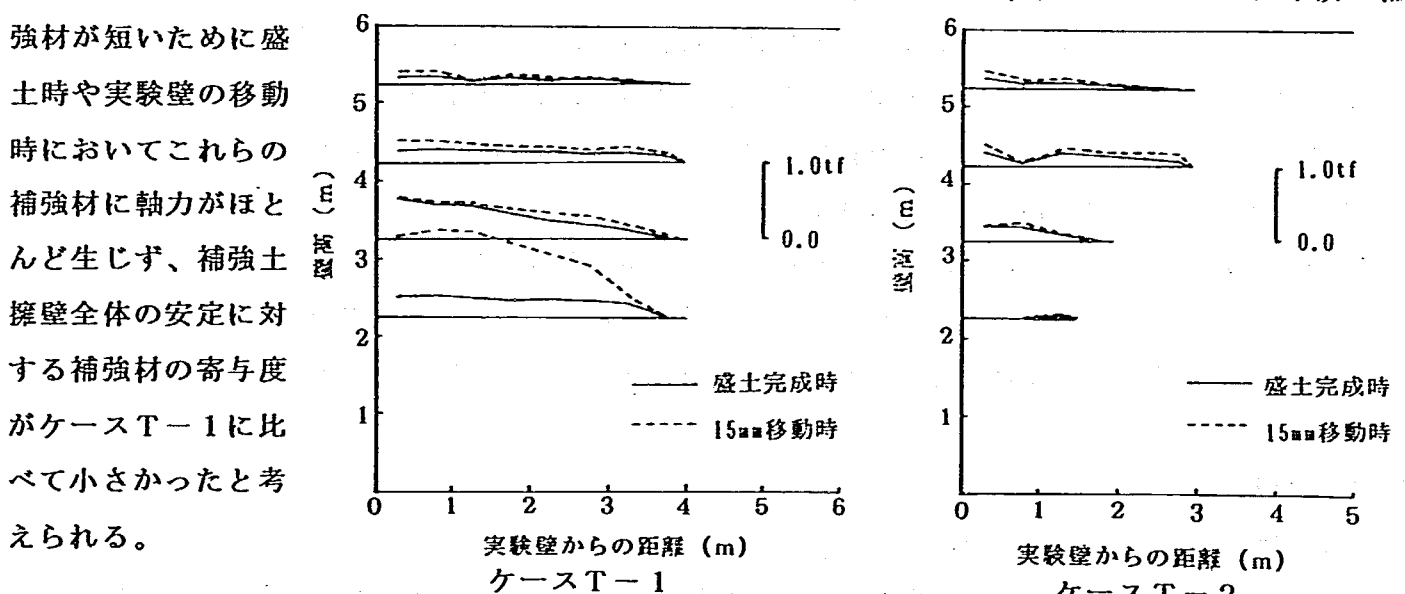


図-7 補強材軸力分布

5. 基礎フーチングの作用土圧の算定法

上部に補強土擦壁のある場合の基礎フーチングの作用土圧の算定法として、今回テールアルメ壁について、図-8に示すようなすべり線より奥に存在する補強材の引張力Tの効果を検討する場合につ

いて力の釣合いを考える。これを用いて、実験結果との比較を行った。図-9にケースT-1, T-2で実験壁が15mm移動した段階における実測値と計算値を示す。ここで、計算に用いる引張力の合計 ΣT 及び壁面摩擦角 δ は実験によって求められた値を用い、すべり角 θ は各補強材の引張力 T の最大値が得られた位置から求めた。図から、ケースT-1, T-2とも水平・鉛直土圧の実測値と計算値がほぼ等しい結果となった。このことから、テールアルメ壁の基礎フーチングの作用土圧の算定に本方法を用いることが適当であると考えられる。

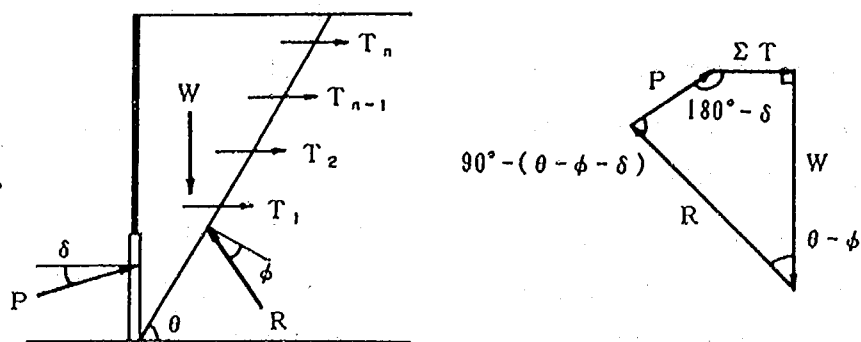


図-8 補強材の引張り力の効果を考慮した力の釣合い

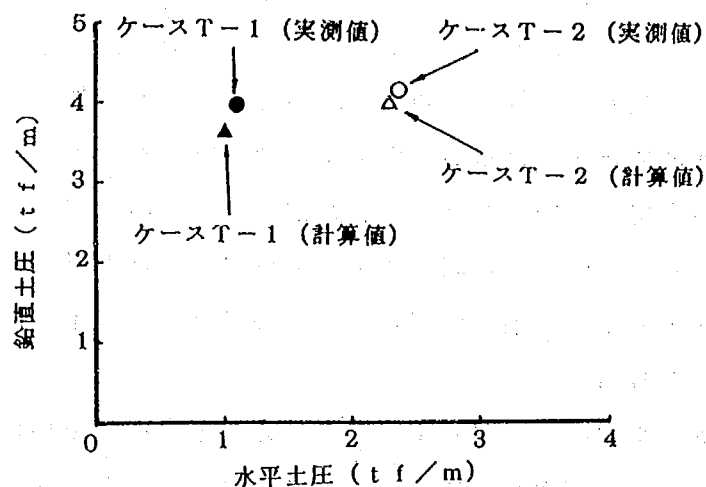


図-9 基礎フーチングへの作用土圧 (15mm移動時)

6. まとめ

以上のことをまとめると次のようになる。

- ①長い補強材を配置した場合、短い場合と比較して基礎フーチングに作用する水平土圧が低減され、また基礎フーチングを含む補強土擁壁全体の安定に対する補強材の寄与度が向上することがわかった。
- ②補強土擁壁の施工時において、基礎フーチング上面に壁面材の自重より大きい鉛直荷重が作用することがわかった。このことは、基礎フーチングの設計時における安定の検討に関し、滑動に対しては安定側に、支持力に対しては不安定側に影響を与えることが予想される。
- ③テールアルメ壁の基礎フーチングへの作用土圧は、補強材の引張力を考慮した力の釣合いによる方法を用いると実測値に近い結果が得られた。

今回はテールアルメ壁のみについて考察を行ってきたが、今後は多数アンカー式擁壁やジオテキスタイル補強土壁についても同様の考察を行い、また数値解析等を行って基礎フーチングを有する補強土擁壁のメカニズムについて定量的な把握を行い、設計法を確立していきたいと考えている。

【参考文献】

土質工学会 補強土工法、1986

(財)土木研究センター ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル、1994

テールアルメ工法研究会 実務者のためのテールアルメ工法の設計と施工、理工図書、1991

ステンレス鋼の腐食と 強度特性に関する試験調査

材料施工部機械研究室 米村 克己

1. まえがき

河川構造物等の放流設備は、洪水調節や発電等、河川水を多目的に利用・制御する重要な設備であるため、常にその機能を維持することが求められている。また、放流設備は腐食や塗装の損傷を受けやすい環境下に設置されているため、他の構造物に比べ腐食の発生頻度が高い状態にある。その対応策として比較的早くからステンレス鋼を構造部材として用いられてきたが、使用環境によっては腐食が生じているものもある。今後、増大が予想されるステンレス鋼構造物を適切に維持していく上で、腐食を帯びた状態でのステンレス鋼の強度特性を明らかにし、構造物として十分な強度を有しているかを把握し、適切な補修を行っていく必要がある。

2. 研究目的

本研究はゲート設備で一般的に用いられているオーステナイト系ステンレス鋼について腐食を帯びた状態における強度低下について実験的に検証し、ステンレス鋼を用いたゲート設備の適切な維持管理及び補修・更新に資することを目的とする。

3. 研究方法

本研究は、ステンレス鋼の腐食後における部材の強度特性を把握するために、電気化学的手法を用いた室内腐食促進試験を実施し、引張試験によって強度確認を行い、ステンレス鋼のゲート設備への適用性について検討した。

3.1 室内腐食促進試験

室内腐食促進試験は孔食深さや孔食個数をある程度コントロールし再現性よく腐食を進行させるため、孔食電位測定法 (JIS G0577) を利用した孔食促進試験を行うものとした (図-1 参照)。

試験片材質はゲート設備で最も一般的に用いられている SUS304、SUS

316 とし、試験片は同一ロットから採取するものとした。試験片形状は JIS Z2201 13B 号試験片とし、孔食促進試験時にはつかみ部等をマスキングすることにより当該箇所 (平行部中央 1 cm^2) のみ孔食を発生させるようにした。試験片形状・寸法を図-2 に示す。

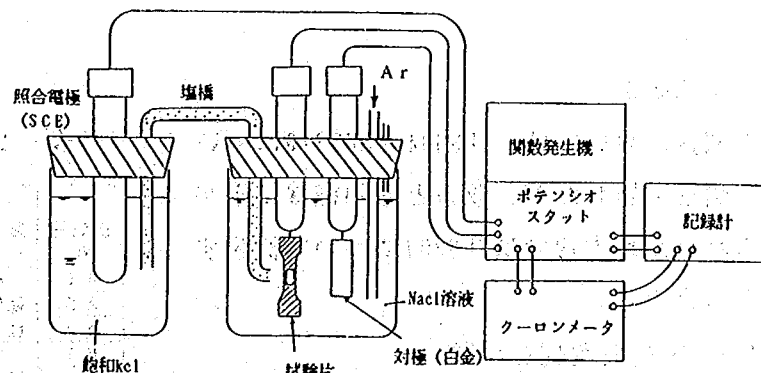


図-1 孔食促進試験装置の概要

試験条件は、電気量、電位を調節することによって設定することとした。試験の特性上、孔食の個数・深さを微妙に変化させることは困難であるため、総腐食量及び孔食個数・

深さの調節は、大、中、小の3レベルとした（表-2参照）。なお、孔食促進試験後は引張試験を行い、腐食量による強度低下の度

合いを確認することとした。

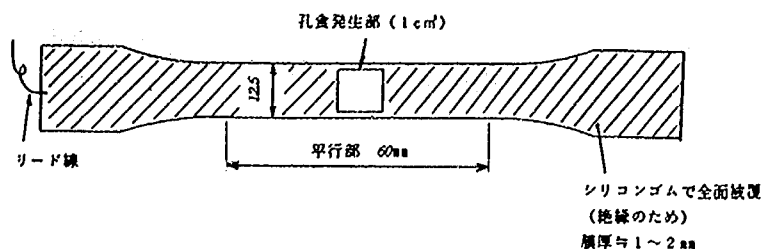


図-2 試験片の形状及び寸法

3.2 引張試験

引張試験は、JIS Z2241に従って行うものとした。試験条件は以下のとおりであり、SUS304、SUS316とも同様である。

①標点距離：50mm

②引張速度：3 mm/min（0.2%耐力まで）

30mm/min（0.2%耐力後破断まで）

③制御種別：クロスヘッド制御

3.3 疑似腐食試験

室内腐食促進試験においては孔食寸法にばらつきが生じ、かつそれらの計測が全数でなく代表部について実施することとなる。また、孔食近傍の組織変化が及ぼす強度への影響が不明確である。そこで、機械加工により疑似腐食を形成した試験片についても引張試験を行い、孔食による強度変化の傾向を把握する

こととした。試験片材質はSUS304のみとし、試験片は室内腐食促進試験と同様 JIS Z2201 13B号試験片とした。削孔位置は平行部の中央1 cm²の中で均一にばらつかせるものとした（表-1）。

表-1 疑似腐食試験条件

試験片	孔径(mm)	孔深さ(mm)	孔個数		備 考
			表	裏	
①	φ 0.5	0.80	9	0	基本パターン
②	φ 0.5	0.80	5	4	削孔量・深さ同一 表裏削孔
③	φ 0.5	0.42	9	9	削孔数同一 表裏削孔
④	φ 0.3	0.50	9	0	孔径：小

4. 研究結果

本調査においては、SUS304とSUS316について試験を実施したが、双方とも同様な結果が得られたため本報ではSUS304について概説するものとする。

4.1 室内腐食促進試験

表-2にSUS304における腐食の発生条件とその測定結果（孔食個数と孔食深さ）を示す。孔食最大深さについては、ある程度設定どおりにコントロールされてい

表-2 腐食発生条件とその測定結果

試験片 NO	腐食量	設 定 条 件		測 定 結 果	
		孔食個数 (1cm ² あたり)	最大孔深さ (μm)	孔食個数 (1cm ² あたり)	最大孔深さ (μm)
A 1	小 電気量 (200C)	10~20	350	26, 10	312, 410
A 2		50~100	200	114, 68	266, 183
A 3		約500	150	204, 235	118, 120
B 1	中 電気量 (1000C)	10~20	550	25, 17, 20	559, 540, 551
B 2		50~100	350	100, 86	342, 351
B 3		約400	250	138, 227	323, 237
C 1	大 電気量 (2000C)	10~20	700	21, 14, 23	670, 766, 664
C 2		50~100	450	84, 64	448, 499
C 3		約300	350	148, 124	352, 356

注) 試験本数はB 1, C 1が3本、その他は2本とした。

るが、孔食個数の大きな条件についてはかなりのばらつきが生じた。これは、孔食が密に発生したために周辺の孔食を同一化してしまい、数が減ってしまったものと考えられる。

4.2 引張試験

表-3 引張試験結果 (SUS304)

試験条件		0.2%耐力 [N/mm ²]	引張強さ [N/mm ²]	伸び [%]
孔食個数 少 孔食深さ 大	a	272	628	43.2
	b	273	633	44.0
	c	273	634	44.0
孔食個数 中 孔食深さ 中	a	274	635	45.2
	b	273	633	46.0
孔食個数 多 孔食深さ 小	a	274	634	48.8
	b	274	630	46.8

注) 試験条件は表-2のC群(腐食量 200C)である。

4.2.1 孔食深さと0.2%耐力の関係

孔食のない試験片の0.2%耐力は277N/mm²であり、JISの規定値である205N/mm²をかなり上回る値であった。孔食が発生した場合の強度低下を図-3に示す。若干強度は低下しているものの、孔食深さの影響が顕著に表れなかった。

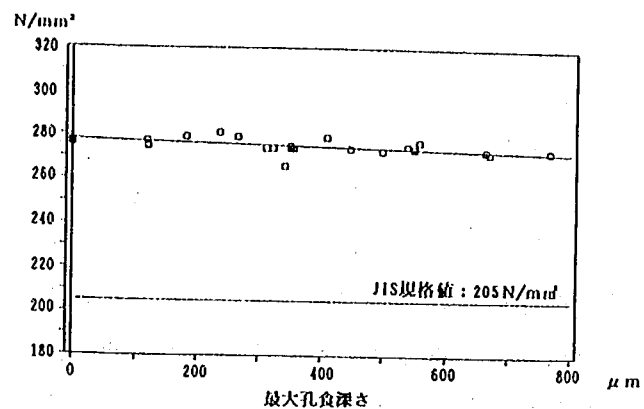


図-3 孔食深さと0.2%耐力の関係

4.2.2 孔食深さと強度強さの関係

孔食のない試験片の引張強さは650N/mm²であり、JISの規定値である580N/mm²を上回る値であった。孔食が発生した場合の強度低下を図-4に示す。板厚2mmに対して800μmの孔食が発生した場合の強度を回帰式から求めると、母材強度よりも約3%低下した630N/mm²となった。しかし、この場合においてもJISの規定値を下回るものではなく、十分な引張強さを有しているといえる。

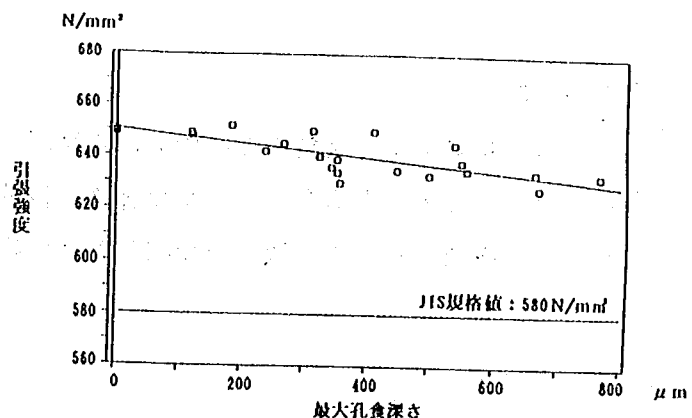


図-4 孔食深さと引張強さの関係

図-3及び図-4より、塑性変形量の大きな領域にあたる引張強さは孔食の影響を受けて強度が低下するものの、変形量の小さな領域にあたる0.2%耐力はさほど影響を受けないと推察される。

4.2.3 孔食深さと伸びの関係

孔食のない試験片の伸びは約55%であり、JIS規格値である40%を上回る値であった。孔食が

発生した場合の低下度を図-5に示す。測定結果ではJIS規格値を下回らなかったものの、回帰直線からは最大孔食深さが670 μm 程度においてJIS規格値を下回るものと推察される。このことから、破断寸前の領域にあたる伸び、絞りなどの機械特性は引張強さよりも著しく孔食の影響を受けるものと考えられる。

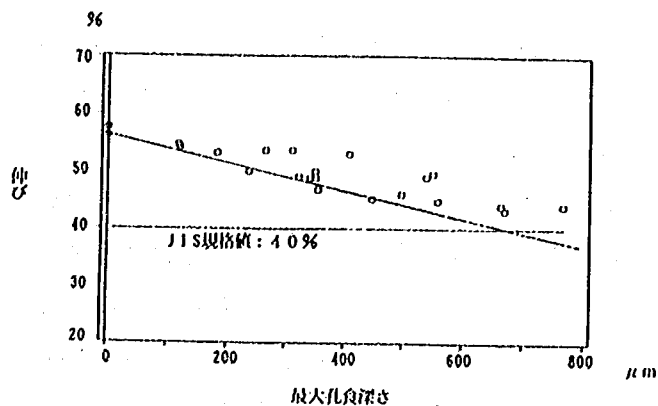


図-5 孔食深さと伸びの関係

4.2.4 疑似腐食試験

孔食まわりの強度特性を確認するために、機械加工によって疑似孔食を設けた試験片についても引張試験を実施した。その結果、機械特性は室内腐食促進試験及び疑似腐食試験を実施した両試験片とも同等な値を示した。よって、強度確認を行いたい腐食状態に機械加工し引張試験を行えば、その状態における機械特性は確認できるものと思われる。

5. まとめ

ダムにおけるステンレス鋼の強度的な使用状況を考えると、変形を起こすような要因はありえない。また、本実験から、変形量の小さな領域にあたる0.2%耐力はさほど孔食の影響を受けず、変形量の大きな領域にあたる引張強さや伸びなどは孔食の影響を受けて強度低下を示すことが確認された。よって、近年の精錬技術の向上に伴い母材強度がJIS規定値をかなり上回っていることや、ステンレス鋼の一般的な腐食速度を考えると、耐用期間において0.2%耐力がJIS規定値を下回ることとはなく十分な強度を有するものと考えられる。すなわち、強度面から考えるとステンレス鋼のゲート設備への適用及び0.2%耐力の設計基本強度への採用は妥当であると考えられる。しかし、現場毎に水質等の環境条件が異なるため、十分な調査を行った上で最も適したステンレス鋼材を選定する必要がある。

6. 今後の課題

今回の検討においては、腐食量の影響による材料としての強度低下度をテストピースレベルで評価したものである。今後は実構造物レベルの評価を目的として、使用環境と腐食速度に関する調査を行うとともに、実構造物としての機能を加味した評価指標について検討を行う必要があると考える。

コンクリートの直接引張強度 についての実験的検討

ダム構造研究室 首藤 美誠

1. まえがき

現在、重力式コンクリートダムの設計においては、堤内構造物周辺に局所的に発生する引張応力を除いて、基本的に堤体内に引張応力が発生することを認めていない。このため、コンクリートダムの設計においては、コンクリートの引張強度が設計上大きな問題になることはなかった。しかし近年、動的解析法を用いたコンクリートダムの耐震設計、RCD工法における温度ひび割れ防止のための温度応力解析において、コンクリート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わなければならない問題が生じてきており、ダム用コンクリートの引張強度の特性を正確に把握することが重要となってきた。

2. 目的

ダム用コンクリートの引張強度の特性を把握することを目的として、ダム構造研究室で開発した直接引張試験方法を用いて下記の項目について検討を加える。本論文は、その結果を報告するものである。

- 1) 供試体破断位置と直接引張強度の関係
- 2) 水セメント比と割裂強度、直接引張強度の関係
- 3) 一軸圧縮強度と直接引張強度の関係
- 4) 割裂強度と直接引張強度の関係
- 5) 荷重載荷速度と直接引張強度の関係

3. 実験方法

3.1 コンクリートの配合

水セメント比と直接引張強度の関係を求めるため、表-1に示すように水セメント比W/Cをコンクリートダムの配合事例を参考に40%~80%の範囲で変化させた。また供試体作製時の影響を除くため、各配合ともコンシステンシーを統一し、スランプは4±1cmとした。

表-1 試験に用いたコンクリートの配合

粗骨材 最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	水セメント比 (%)	細骨材率 (%)	単位量 (kg/m ³)				A E (g/cm ³)
				水	セメント	細骨材	粗骨材	
40	4 ± 1	40	36	148	370	665	1190	925
40	4 ± 1	50	38	151	302	720	1183	755
40	4 ± 1	60	40	154	257	769	1163	643
40	4 ± 1	70	42	158	225	815	1135	563
40	4 ± 1	80	44	162	202	858	1100	505

3.2 試験に用いた材料

骨材は茨城県笠間産砂岩の碎石（表乾比重：2.67g/cm³），砕砂（表乾比重：2.10g/cm³）を用いた。また，セメントは普通ポルトランドセメントを用いた。

3.3 供試体と直接引張試験方法

一軸圧縮強度，割裂強度試験では，15cm×高さ30cmの標準供試体を用いた。また，直接引張強度試験ではブリージングによるレイタンスの集中や粗骨材の影響をなるべくなくすため，標準供試体の両端部を3cm切断除去した高さ24cmの供試体を用いた。直接引張試験は供試体の両端面に載荷板をエポキシ樹脂系接着剤で固定した後，軸方向に直接載荷する方法により実施した。供試体本数は，直接引張強度試験で99本，一軸圧縮強度，割裂強度試験で33本である。

4. 実験結果

1) 供試体破断位置と直接引張強度の関係

図-1に直接引張試験における供試体の破断位置の頻度分布を示す。図より荷重載荷速度が変化しても供試体の破断位置は，供試体下端より15cm～20cm程度で最頻値となっているが，破断位置は供試体全体にばらついている。また，図-2は破断位置と直接引張強度の関係を示している。図より破断位置と直接引張強度には明確な関係は見いだされず，これにより供試体のどの位置で破断しても，直

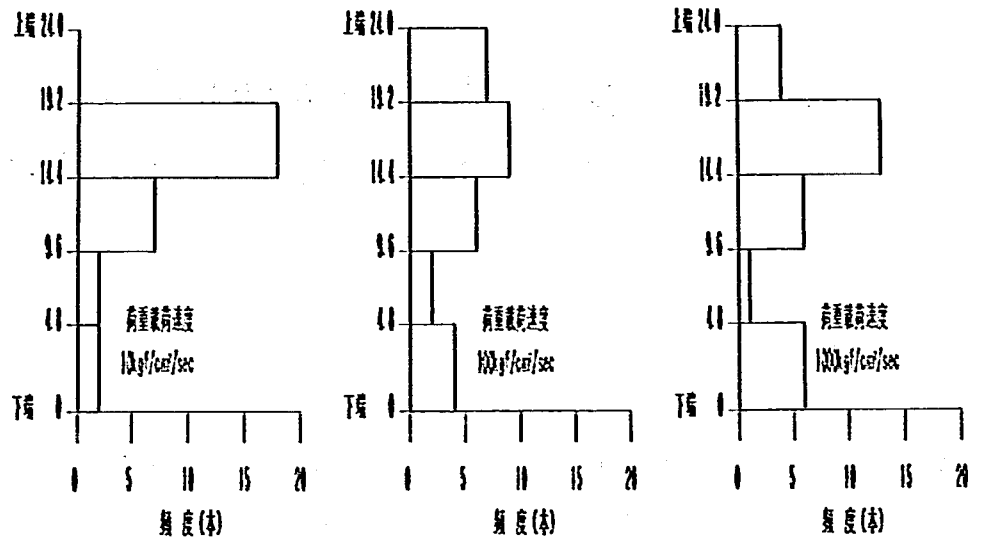


図-1 直接引張試験時の供試体破断位置分布

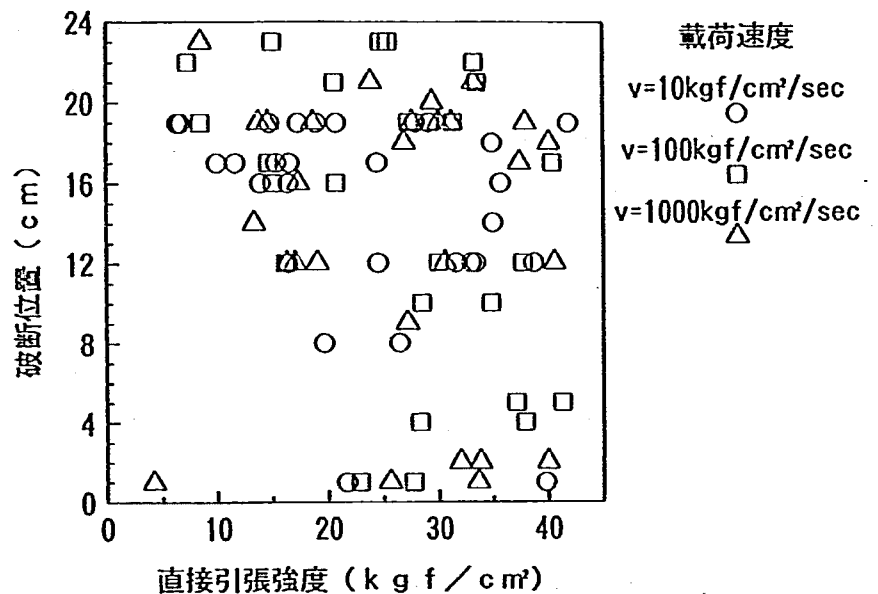


図-2 供試体破断位置と直接引張強度

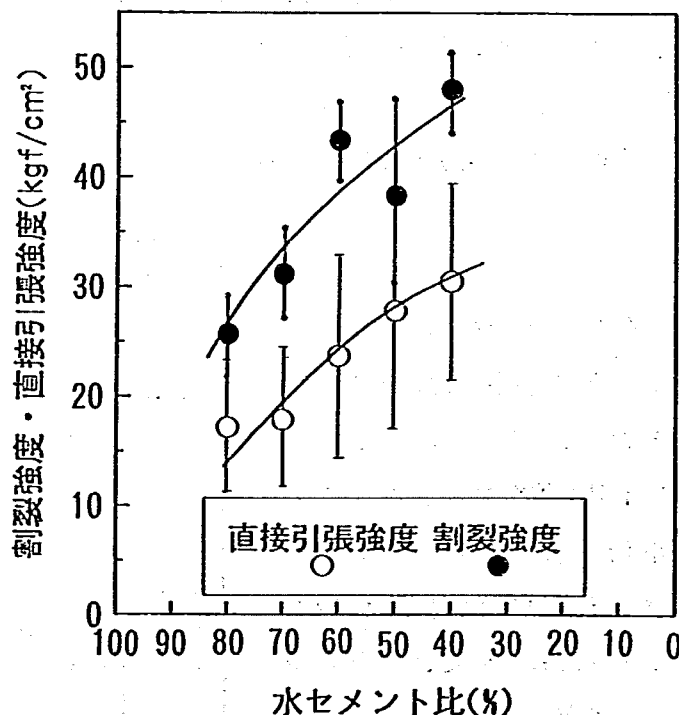


図-3 水セメント比と割裂強度，直接引張強度

接引張強度には大きな影響を及ぼさないものと考えられる。

2) 水セメント比と割裂強度、直接引張強度の関係

図-3に水セメント比と割裂強度、直接引張強度（載荷速度10kgf/cm²/sec）の関係を示す。図-3より、直接引張強度、割裂強度ともに若干のばらつきがあるが、水セメント比の減少に伴って、割裂強度、直接引張強度とも増加する傾向にある。ただし、水セメント比の値が50%より小さくなると増加傾向は鈍くなるように見える。

3) 一軸圧縮強度と直接引張強度の関係

次に図-4に一軸圧縮強度と直接引張強度の関係を示す。図によれば、水セメント比が70%~80%では直接引張強度と一軸圧縮強度の比が約1/15となっているのに対し、水セメント比が40%~60%では直接引張強度と一軸圧縮強度の比が約1/20となっている。これより、一軸圧縮強度と直接引張強度の関係は線形にならないという結果が得られた。また、

水セメント比が小さくなって一軸圧縮強度が増加しても直接引張強度は一軸圧縮強度ほど増加しないという結果が得られた。

4) 割裂強度と直接引張強度の関係

図-5に割裂強度と直接引張強度の関係を示す。図によれば、水セメント比の違いに関わらず直接引張強度は割裂強度よりも小さい値を示し、両者の関係を1次式で回帰すると

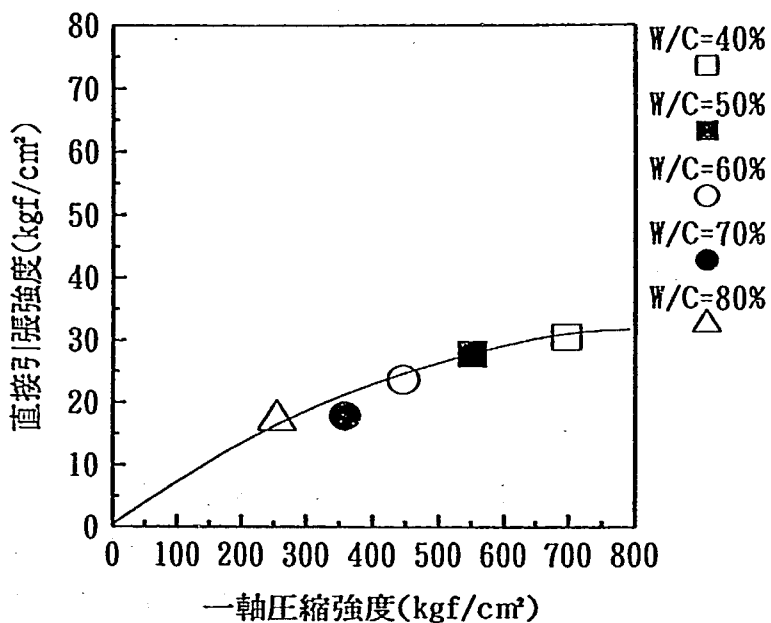


図-4 一軸圧縮強度と直接引張強度

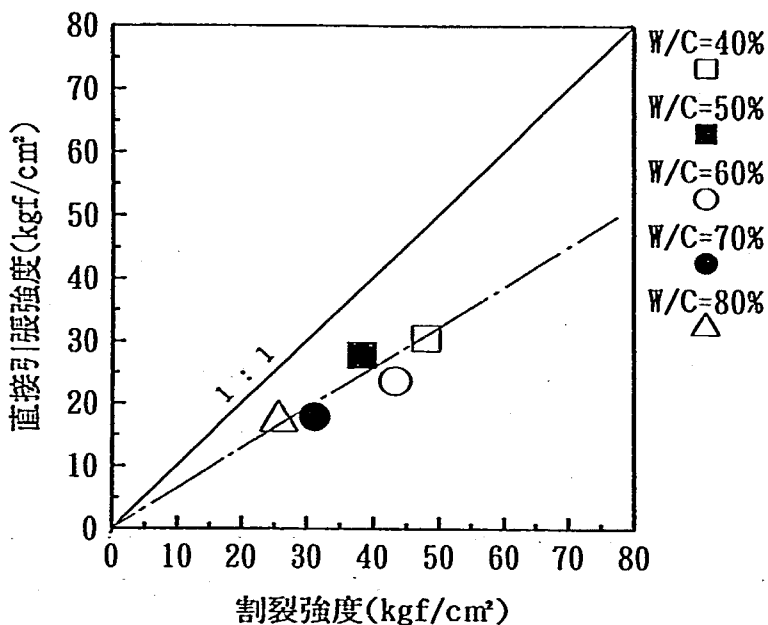


図-5 割裂強度と直接引張強度

載荷速度10kgf/cm²/secの直接引張強度に対する比率

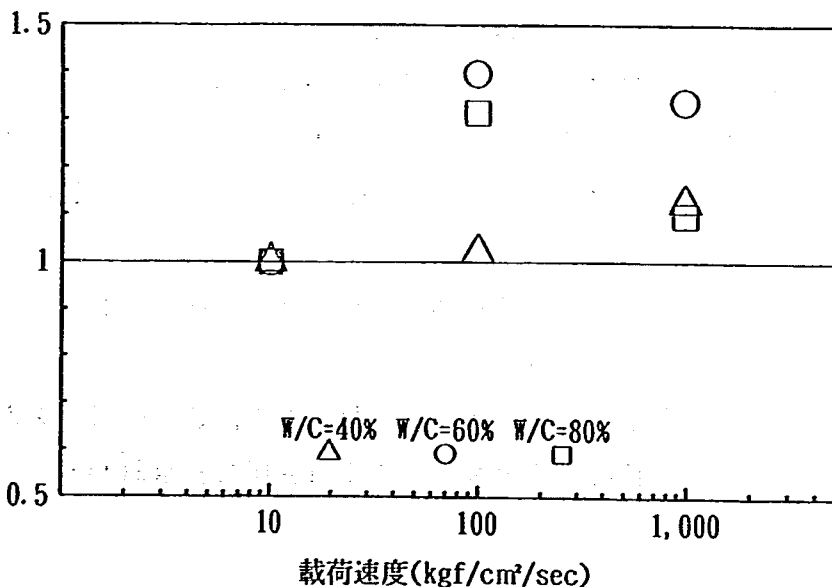


図-6 荷重載荷速度と直接引張強度の関係

$$f_{td}=0.65 \times f_{ts}$$

f_{td} : 直接引張強度

f_{ts} : 割裂強度

の関係が得られた。直接引張試験では供試体の弱部で破壊が生じるのに対し、割裂試験では破壊面が規定されているためと考えられ、引張試験値の大きさは試験方法の違いに依存するといえる。

5) 荷重速度と直接引張強度の関係

次に図-6に荷重速度と直接引張強度の関係を示す。なお、直接引張強度比は荷重速度が10kgf/cm²/secの引張強度に対する引張強度の比を表している。図より、各水セメント比とも荷重速度が速くなると直接引張強度も増加する傾向にあるが、荷重速度が100kgf/cm²/secより速くなると、増加傾向が鈍くなるようにみえる。

5. まとめ

以上、今回の試験により得られたコンクリートの引張強度特性を整理してまとめると下記のとおりとなる。

- ① 供試体破断位置と直接引張強度の間には相関関係は認められない。
- ② 水セメント比の減少に伴って、割裂、直接引張強度ともに増加する傾向にある。しかし、水セメント比が50%程度で強度の増加傾向は鈍くなる。
- ③ 水セメント比が小さくなっても、直接引張強度は一軸圧縮強度の増加率ほど増加せず、一軸圧縮強度と直接引張強度の関係は非線形となる傾向が現れている。
- ④ 直接引張強度は割裂強度よりも小さい値を示す。また、水セメント比に関わらず、直接引張強度の値は、割裂強度の値のおおよそ65%という結果が得られた。
- ⑤ 荷重速度が速くなると、直接引張強度も増加する傾向にあるが、荷重速度が100kgf/cm²/sec以上ではその増加傾向は鈍くなるようにみえる。

今回の調査試験では、コンクリートの配合の差によって生じる引張強度の影響を把握することができた。直接引張強度の値はばらつきが大きい、その原因は供試体の破断面状態に関係すると思われる。そこで今後は、供試体の破断面の状態と直接引張強度の関係について検討していく予定である。

〈参考文献〉1) 永山功, 渡辺和夫, 尾畑伸之: ダムコンクリートの直接引張強度の実験的検討, 土木研究所資料第2914号

2) 永山功, 渡辺和夫, 尾畑伸之, 首藤美誠: ダムコンクリートの直接引張強度の実験的検討(その2), 土木研究所資料第3193号

再生骨材を用いたホワイトベースコンクリートの特性について

材料施工部コンクリート研究室

菊森 佳幹

1. まえがき

コンクリート副産物は今後経済の成長に伴い発生量の増加が予想されているが、処分場の逼迫、資源の確保、環境の保全等の要求を背景にしてその再生利用は緊急の課題となっている。このため再生利用を促進するために技術的、施策的な様々な検討が求められてるが、その一環としてコンクリート用骨材、路盤材、埋め戻し材等としての「コンクリート副産物の再利用に関する用途別暫定品質基準（案）」¹⁾が通達として出されているところである。現在、その他の用途の検討を行っているところであるが、ホワイトベースコンクリートは路面に露出することがないので、耐摩耗性、凍結融解耐久性、平坦性等の条件が緩く、再生骨材の用途として有望であると考えられる。

2. 目的

ホワイトベースは必ずしも明確な定義がなされていないが、ここではアスファルトを表層に用いた転圧コンクリート舗装版を対象に考える。コンクリート再生骨材（以下再生骨材）をホワイトベースコンクリートに用いる場合、配合、強度、乾燥収縮等が問題になると思われる。本研究では再生骨材のホワイトベースコンクリートへの適応可能性を検討すべく、コンクリート再生骨材および天然骨材を用いたホワイトベースコンクリートのフレッシュ時および硬化後の特性を試験し比較・検討した。

3. 方法

3.1 使用材料

使用材料表 1 に示す。再生骨材は粗骨材 2 種類（高処理と低処理のもの）および細骨材 1 種類を用いた。骨材の高処理のものは「用

途別暫定品質基準（案）」¹⁾における凍結融解耐久性を考慮しない場合の再生粗骨材 2 種、低処理のものは 3 種に相当する。また、比較のため天然の碎石および川砂を使用した。条件を揃えるために骨材の粒度分布を調整した。この再

生骨材はコンクリート塊からつくられたものであるが、アスファルト塊や表面をアスファルトに覆われた骨材が含まれていた。粗骨材の最大粒径は 20mm とした。

コンクリートに用いた骨材の組合せを表 2 に示す。Ⅰは天然骨材のみを用いたもの、Ⅱ、Ⅲは天然の細骨材と再生粗骨材を用いたもの、Ⅳ、Ⅴは再生細骨材と再生粗骨材を用いたものである。

3.2 配合決定

単位水量の決定はまず既往のデータをもとに水セメント比を 38%、細骨材率を 42% とし、振動台コ

表-1 使用材料

セメント		普通ポルトランドセメント		
細骨材	VS-1	大井川産川砂	吸水率：1.31%	安定性：1.6%
	RS-1	再生細骨材	吸水率：10.72%	安定性：13.1%
	VG-1	笠間産砕石	吸水率：0.46%	安定性：0.4%
粗骨材	RG-1	再生粗骨材（高処理）	吸水率：4.02%	安定性：22.7%
	RG-2	再生粗骨材（低処理）	吸水率：6.07%	安定性：43.7%

表-2 使用骨材の組み合わせ

記号	使用骨材
Ⅰ	VS-1 + VG-1
Ⅱ	VS-1 + RG-1
Ⅲ	VS-1 + RG-2
Ⅳ	RS-1 + RG-1
Ⅴ	RS-1 + RG-2

ンシステンシー試験（VC試験）によりVC値が30～40秒となるように単位水量を設定した。

・細骨材率は単位水量の決定の後、細骨材率を変化させVC試験により最適細骨材率となるように設定した。

3.3 供試体の作製

・圧縮および曲げ供試体は日本道路協会の転圧コンクリート舗装技術指針（案）²⁾に従い作製した。円柱供試体φ10×20、曲げ供試体10×10×40とも振動締固め機の容量の関係で1層締固めは不可能であったので2層に分けて締固め、打継ぎ目は強度的な弱点にならないように、深さ3cmにわたって掘り返し、その上に2層目のコンクリートを打設した。供試体の目標締固め率96%とした。

3.4 硬化コンクリートの試験

・材齢3，7，28日で圧縮強度，静弾性係数，ポアソン比，曲げ強度を測定した。また気温20℃，湿度60%における乾燥開始材齢の14日から91日間の乾燥収縮の測定を行った。ここではその一部を示す。

4. 実験結果

4.1 単位水量とコンシステンシーの関係

図1に単位水量とVC試験によるコンシステンシーの関係を示す。右のグラフより単位水量とVC値の関係は細骨材の種類により傾向が異なり，粗骨材の種類にはあまり影響されないことがわかる。

再生細骨材RS-1を用いたものは天然の川砂VS-1を用いたものに比べて，同一VC値に関する単位水量が多く，単位水量の変化に対するVC値の変化も大きい。これは種々の要因が絡んでいると思われる

が，粗骨材表面のあらさが碎石，再生粗骨材ともあまり変わらず，細骨材については川砂VS-1の方が再生細骨材RS-1に比べて表面が滑らかであることも原因のひとつであろう。単位水量105kg/m³付近で全ての骨材の組合せについて所用のVC値が得られたので単位水量を105kg/m³に決定した。

4.2 細骨材率とコンシステンシーの関係

図2に細骨材率とVC値の関係を示す。実線が天然骨材のみを用いたコンクリートで，破線は再生細骨材RS-1と再生粗骨材VG-2を用いたものである。その他の骨材の組み合わせのグラフは2本の曲線の間にあると思われる。再生材を用いたコンクリートは天然骨材を用いたコンクリートよりもVC値が大きく，細骨材率の変

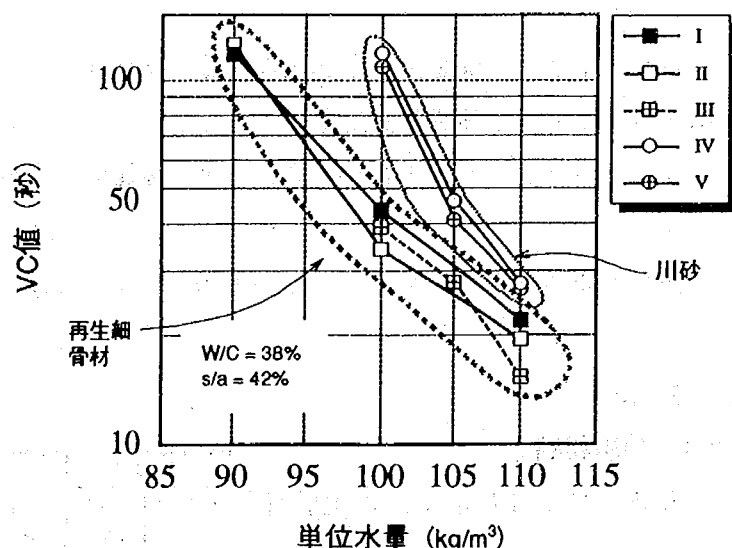


図1 単位水量とコンシステンシーの関係

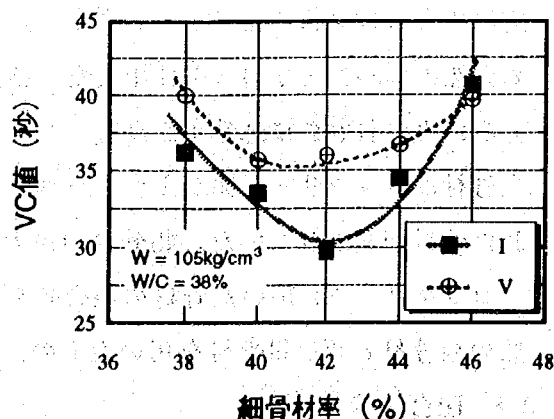


図2 細骨材率とコンシステンシーの関係

化に対するコンシステンシーの変化も小さい。最適細骨材率は両者ともほぼ42%付近であったので細骨材率は42%とした。

4.3 圧縮強度

フレッシュコンクリートの試験によりⅠ～Ⅴの骨材の組合せは同一配合にすることが可能であったので単位水量 105kg/m^3 、水セメント比38%、細骨材率42%に揃えた。図3に圧縮強度試験の結果を示す。

圧縮強度は粗骨材の品質に大きく影響され、細骨材を川砂とした場合には粗骨材の品質が低下するほど強度が低く、RG-2（再生粗骨材3種相当）を用いると碎石の場合の約半分程度になっている。また、再生細骨材RS-1を用いると粗骨材の品質にかかわらず強度が低くなる。圧縮強度は細骨材、粗骨材のどちら

らか一方でも品質が悪くなると低くなってしまいうようである。再生骨材を用いたコンクリートの強度が伸びない原因としては骨材強度が弱いことが挙げられる。

4.4 曲げ強度

図4に曲げ強度の試験結果を示す。曲げ強度も圧縮強度と同じ傾向が見られる。曲げ供試体の破壊断面は3日材齢では再生骨材のモルタル分やアスファルトで割れていたが、碎石および再生骨材中の原骨材はほとんど割れていなかった。7日材齢以降は碎石および再生粗骨材中の原骨材にも割れが見られた。このため再生骨材は骨材強度に見合うだけの付着力を有するものと思われる。天然の細骨材VS-1を用いたものは粗骨材の品質にかかわらず7日材齢で曲げ強度が 50kgf/cm^2 を越えてお

り、一般の舗装コンクリートの設計基準強度である28日材齢 45kgf/cm^2 に対して十分な強度と言える。また再生骨材を用いると、天然骨材よりも圧縮強度に対する曲げ強度の比が高いのが特徴的である。

4.5 乾燥収縮

図5に乾燥収縮ひずみの計測結果を示す。乾燥収縮は強度とは逆にⅠ～Ⅴの順に大きくなっている。材齢91日においては再生骨材を用いたコンクリート（Ⅱ～Ⅴ）の乾燥収縮ひずみは天然骨材のみを用いたⅠの1.3～2倍程度になっている。しかしながら、乾燥日数7日までは乾燥収縮ひずみに顕著な差は見られない。これは再生骨材は付着ペースト・モルタル分のため吸水率が大きく、コンクリー

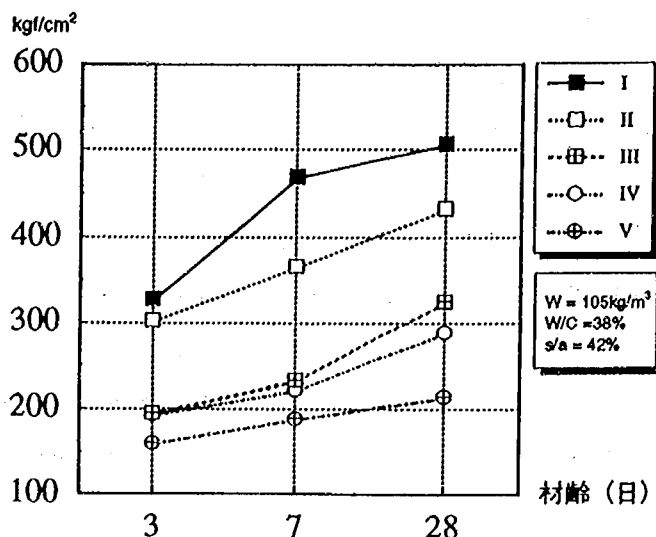


図3 圧縮強度

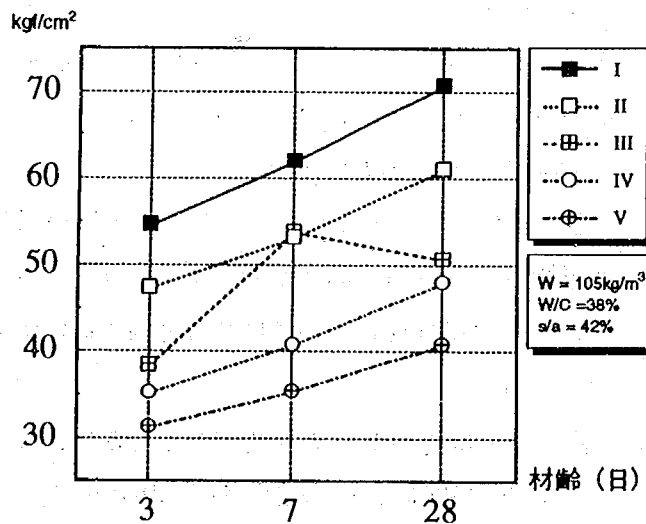


図4 曲げ強度

トの組織が乾燥するのを防いでいるためと思われる。材齢が長くなると乾燥収縮は再生骨材を用いたコンクリートの方が卓越するが、これは通常のペースト分の乾燥収縮の他に再生骨材に付着するモルタル・ペースト分が乾燥収縮し収縮量を増大させているためと考えられる。また、再生骨材は天然の骨材に比べて弾性係数が小さく、収縮ひずみの拘束が弱くなっているのも原因

の一つであろう。いずれにせよ再生骨材を用いた場合、天然骨材を用いたコンクリートよりも乾燥収縮が顕著に大きくなるので、何らかの対策が必要である。

5. まとめ

天然骨材と再生骨材を用いたホワイトベースコンクリートに関する実験を行い、以下のような結論を得た。

- ① 粗骨材に碎石と再生粗骨材を用いた転圧コンクリートのコンシステンシーの傾向は粗骨材の処理程度にはあまり依存せず、細骨材の品質に大きく影響される。再生細骨材を用いるとVC値は大きくなり、単位水量に対するコンシステンシーの変化は大きくなる。また細骨材率に対するVC値の変化は小さくなる。再生粗骨材を用いた転圧コンクリートは天然の碎石を用いたものとほとんど同じ配合でよいものと思われる。
- ② 再生骨材を用いた転圧コンクリートの圧縮強度、曲げ強度は細骨材の品質にも、粗骨材の品質にも影響され、骨材の品質が低下すると強度も低下する。再生細骨材の影響は粗骨材の影響よりも大きい。再生粗骨材については7日材齢で曲げ強度が 50kgf/cm^2 を越えており、強度的には十分使用可能である。
- ③ 乾燥収縮は再生骨材の品質が低くなるほど大きくなる。転圧コンクリートに再生骨材を用いると91日材齢で乾燥収縮が天然骨材を用いた転圧コンクリートの1.3~2倍となり、何らかの対策が必要である。
- ④ 今後は凍結融解耐久性等を含めた長期的な耐久性の検討が課題である。乾燥収縮ひずみについては収縮低減剤等の使用も含めた検討が必要である。これらの点が克服できたならば再生骨材はホワイトベースコンクリートに十分使用可能である。

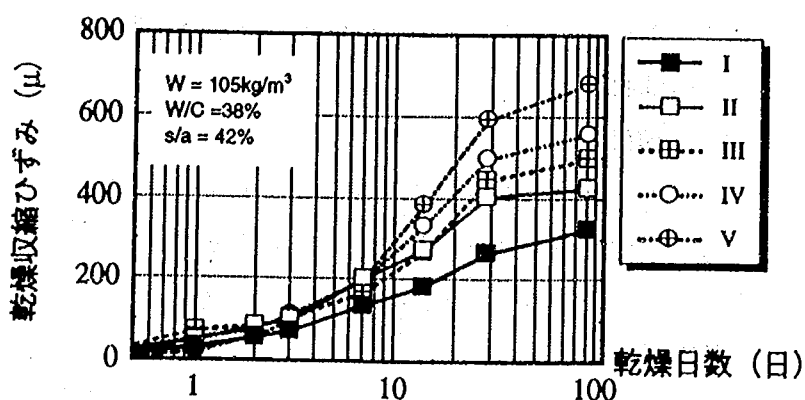


図5 乾燥収縮

参考文献

- 1) 建設省技術調査室長通達；コンクリート副産物の再利用に関する用途別暫定品質基準（案）
平成6年4月
- 2) （社）日本道路協会；転圧コンクリート舗装技術指針（案）

緑農地利用下水汚泥の品質について

下水道部汚泥研究室 平山 孝浩

1. まえがき

廃棄物の有効利用の推進が社会的な課題となってきた中で、下水汚泥もその例外ではない。下水汚泥の緑農地利用は、下水汚泥が有機質に富み、窒素やリン酸を程良く含んでいることから古くから実施されてきている。また、これからの下水道整備の中心が地方に移行していくことを考えると、背後に広大な緑農地が控えているこれらの地域では下水汚泥の緑農地利用が今までにも増して重要視されてくるものと思われる。

近年、有機農業や高付加価値農業への関心の高まりの中で、動植物を原料とするたい肥などの有機質肥料の需要が増大している¹⁾。しかし、有機質肥料として利用されている下水汚泥の量は年間に発生している下水汚泥の固形物量約150万トンの13%にすぎない。その原因として、下水汚泥を緑農地利用するにあたっての課題がいくつか指摘されているが、特に、重金属及び肥効成分含有量等に関する品質に関心が集まっている。

2. 目 的

現在、下水汚泥を特殊肥料として緑農地利用する際のその品質については、肥料取締法により効果・安全性が確保されているが、下水汚泥の効率的な緑農地利用を推進するためには、肥効成分や有害成分の含有量・腐熟度等の品質の明らかな肥料の供給を促進し、利用者と供給者の相互の信頼を高めるための客観的な推奨基準を設定する必要がある¹⁾。基準の検討には既に緑農地利用されている汚泥製品中の重金属及び肥効成分等の品質についての実態把握が必要不可欠である。

ここでは全国で緑農地利用されている下水汚泥製品中の重金属及び肥効成分等の実態把握、及びその推奨基準検討に資する基礎資料を得ることを目的とした調査結果を報告する。

3. 方 法

下水汚泥を緑農地に資している全国の自治体を対象として、各自治体が定期的に分析・試験している汚泥及び汚泥製品中の重金属(Hg, As, Cd, Zn, Cu)、肥効成分等(N, P_2O_5 , K_2O , Ca, Mg)の含有量の結果について平成3年度分の全てのデータをアンケート方式により収集した。同様に、緑農地利用汚泥の品質に関する指標として、含水率、pH、電気電導率、C/N比、アルカリ分含有量、有機物含有量の分析・試験結果をアンケート方式により収集した。また、全国の緑農地利用下水汚泥製品を収集し、重金属(Zn, Cu)・肥効成分(N, P_2O_5 , K_2O)の含有量、含水率、pH、電気電導率、C/N比、アルカリ分含有量、有機物含有量について土木研究所において分析した。

以上の収集・分析により得られたデータを処理場毎に平均し、汚泥の利用形態(脱水汚泥、乾燥汚泥、汚泥コンポスト)毎に各試験・分析項目について統計解析を行った。

4. 結 果

4.1 緑農地利用汚泥の重金属含有量

各汚泥利用形態毎に重金属含有量の平均値、標準偏差、中央値を求めた結果を表-1に示す。

わが国では下水汚泥を特殊肥料として緑農地に利用する場合には、水銀、ヒ素、カドミウムの3項目について規制値を設定している。現在設定されている規制値

は水銀が2 mg/kg・DS以下、ヒ素が50mg/kg・DS以下、カドミウムが5 mg/kg・DS以下である。水銀、ヒ素、カドミウムの平均値、中央値は規制値に比べて大幅に低く、これら3項目の規制においては全国的に規制値を満足しているといえる。

これら3項目の他に、銅及び亜鉛が土壤に高濃度蓄積されると作物の成長に影響を及ぼすおそれがあるため、土壤汚染防止の観点から肥料中の銅及び亜鉛の規制を行うべきとの議論がなされている。各汚泥利用形態毎に求めた亜鉛と銅の含有量の頻度分布を図-1、

2に示す。亜鉛の含有量は、

図-1 亜鉛含有量の頻度分布

図-2 銅含有量の頻度分布

300~1700mg/kg・DSの範囲に主に分布おり、銅の含有量は、100~600mg/kg・DSの範囲に主に分布している。亜鉛、銅の含有量がそれぞれ2000、600mg/kg・DSを超える処理場が数件あるが、これらは温泉廃水を受け入れている等の状況にある処理場である。

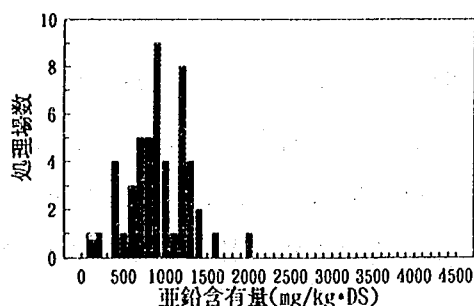
4.2 緑農地利用汚泥の肥効成分含有量及びその他の指標

各汚泥利用形態毎に肥効成分等の含有量及びその他の項目について、重金属の含有量と同様に解析した結果を表-2に示す。また、各汚泥利用形態毎の窒素含有量の頻度分布を図-3に示す。

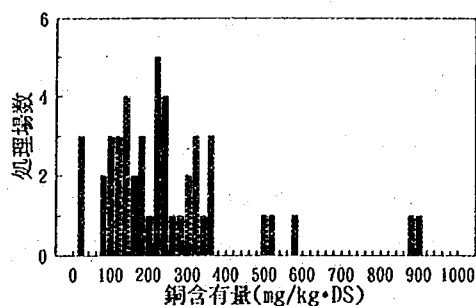
表-1 重金属含有量の解析結果

(単位 mg/kg・DS)

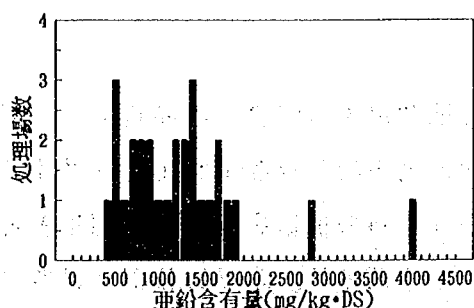
		Hg	As	Cd	Zn	Cu
脱水汚泥	有効数字件数	52	52	54	50	46
	平均値	0.88	6.44	2.09	872	240
	標準偏差	0.48	5.58	0.94	362	183
	中央値	0.80	5.10	1.90	833	209
乾燥汚泥	有効数字件数	21	21	21	28	26
	平均値	1.03	4.92	2.08	1232	308
	標準偏差	0.68	2.78	0.78	753	152
	中央値	0.84	3.57	1.94	1184	236
汚泥コンポスト	有効数字件数	38	37	38	68	67
	平均値	0.87	4.88	1.72	835	251
	標準偏差	0.34	3.47	0.87	492	154
	中央値	0.85	3.58	1.56	707	208



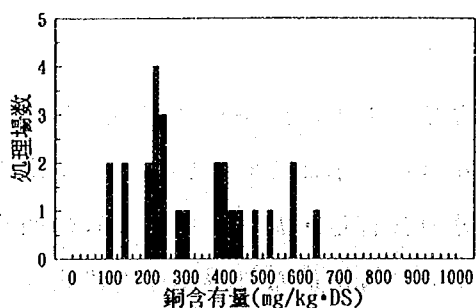
a)脱水汚泥



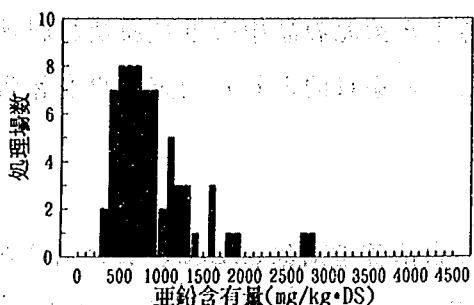
a)脱水汚泥



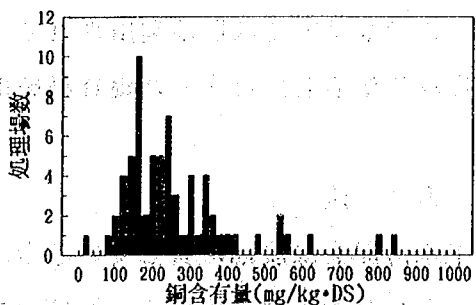
b)乾燥汚泥



b)乾燥汚泥



c)汚泥コンポスト



c)汚泥コンポスト

表-2 肥効成分含有量等の解析結果

		窒素 N (%)	リン酸 P ₂ O ₅ (%)	カリ K ₂ O (%)	含水率 (%)	pH	C/N比	アルカリ分 (%)	有機物 (%)
脱水汚泥	有効数字件数	71	41	40	33	30	21	48	29
	平均値	4.72	5.30	0.33	78.0	7.99	6.92	7.18	65.4
	最大値	8.30	13.7	1.20	87.0	12.40	13.9	31.6	97.6
	最小値	1.04	0.38	0.02	60.6	5.28	1.00	0.15	38.3
	標準偏差	1.94	3.44	0.24	6.29	2.00	2.68	8.7	15.5
乾燥汚泥	有効数字件数	47	30	30	39	31	23	27	30
	平均値	4.01	3.62	0.29	16.8	7.11	6.53	7.10	53.3
	最大値	6.97	9.94	0.65	50.3	11.20	9.46	25.2	82.8
	最小値	1.80	1.32	0.03	3.2	5.40	2.70	0.23	26.7
	標準偏差	1.47	1.67	0.15	10.5	1.41	1.45	7.54	14.1
汚泥コンポスト	有効数字件数	94	69	67	73	72	59	66	70
	平均値	2.41	3.35	0.31	30.0	7.28	9.43	11.9	45.8
	最大値	9.91	13.0	1.26	59.7	8.50	20.5	38.5	83.2
	最小値	0.72	0.96	0.07	0.56	5.10	3.20	0.74	16.3
	標準偏差	1.34	2.25	0.23	10.9	0.64	3.44	10.3	16.9
	中央値	2.25	2.81	0.23	28.1	7.48	8.95	8.40	43.3

(含有量の単位は含水率以外全て乾物当たり)

窒素の含有量は、脱水汚泥の場合には1～8%の範囲に分布し、乾燥汚泥の場合には2～7%の範囲に分布し、汚泥コンポストの場合には主に1～5%の範囲に分布している。リン酸・カリの含有量は、相対的に脱水汚泥の場合にその平均値が高く、分布範囲が広い傾向があった。pHは脱水汚泥と乾燥汚泥の場合に脱水助材の違いによって、頻度分布の範囲が明確に分かれていた。すなわち、脱水助材が高分子系の場合にpHは5～9の範囲に分布し、石灰系の場合にpH10以上であった。しかしながら、汚泥コンポストの場合には脱水助材に関わらず、pHは主に5～9の範囲に分布していた。同様に脱水汚泥と乾燥汚泥のアルカリ分含有量は、脱水助材が石灰系の場合に多く、高分子系の場合に少ない傾向があったが、汚泥コンポストの場合には分布範囲を明確に分けるほどの相違はなかった。C/N比は脱水汚泥及び乾燥汚泥の場合には5～10の範囲に主に分布し、汚泥コンポストの場合は5～15の範囲に主に分布し、20を越えるものもあった。汚泥コンポストで添加材を用いた場合にC/N比が高くなる傾向が見られた。乾燥及びコンポスト化プロセスで有機物が分解されることから、有機物含有量は脱水汚泥・乾燥汚泥・汚泥コンポストの順に低くなる傾向にあった。

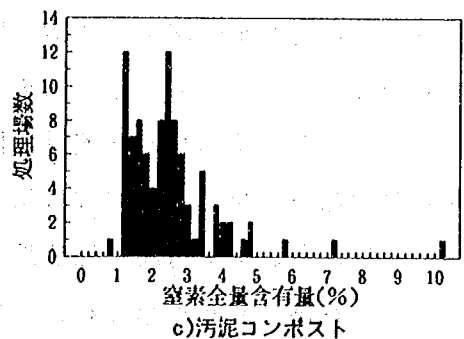
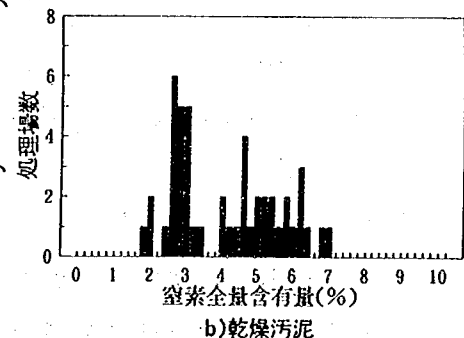
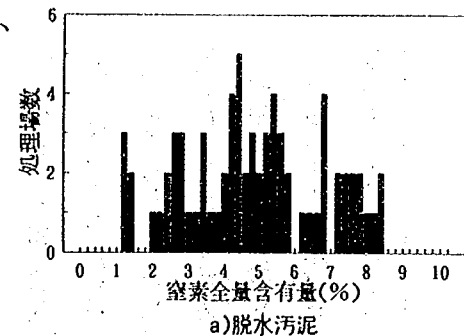


図-3 窒素含有量の頻度分布

4.3 「有機質肥料等推奨基準」の品質基準

以上の結果が検討資料の一つとして用いられ、全国農業協同組合中央会に設けられた有機質肥料等品質保全研究会において、有機質肥料等推奨基準の中の下水おでい関係の品質基準が検討された¹⁾。

表-3 有機質肥料等推奨基準に定められた下水汚泥製品に関する品質基準値

(a)共通品質基準

基準項目	基準値	備考
水銀 ヒ素 カドミウム	2 mg/kg・DS以下 50 mg/kg・DS以下 5 mg/kg・DS以下	「肥料取締法に基づく特殊肥料等の指定」に掲げる規制に適合すること
銅	600 mg/kg・DS以下	銅を300 mg/kg・DS以上又は亜鉛を900 mg/kg・DS以上含有する場合は含有量表示のほかに施用上の注意事項を表示すること
亜鉛	1,800 mg/kg・DS以下	

(b)種類別品質基準

基準項目	基準値		備考
	乾燥汚泥	汚泥コンポスト	
有機物	乾物当たり 35%以上	35%以上	品質表示を要する
炭素-窒素比(C/N比)	10以下	20以下	
窒素(N)全量	乾物当たり 2%以上	1.5以上	
りん酸(P ₂ O ₅)全量	乾物当たり 2%以上	2%以上	
アルカリ分	乾物当たり 25%以上	25%以上	品質表示を要しない
水分	現物当たり 30%以下	50%以下	
pH	現物につき -	8.5以下	

注) %は、重量/重量単位

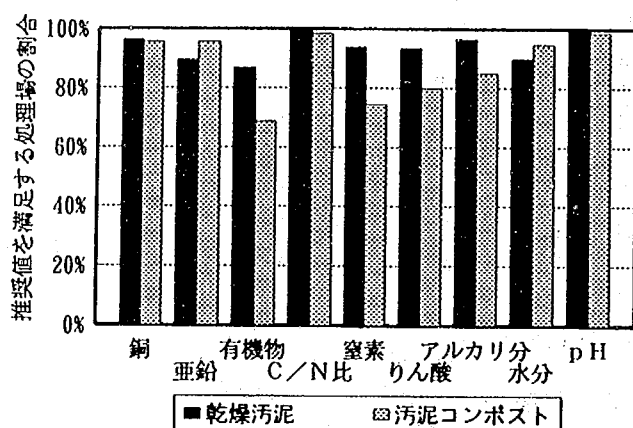


図-4 推奨値を満足する処理場の割合

5. まとめ

緑農地利用されている下水汚泥の品質について、各自治体の定期的な分析・試験結果のアンケート調査を行うとともに、独自に下水汚泥製品を収集し分析を行った。その結果、下水汚泥を特殊肥料として用いる場合の規制項目は全国的に満足されていることが分かった。さらに、各汚泥利用形態毎の肥効成分等の含有量に関する特徴が明確にされた。また、この結果が資料の一つとして用いられ、有機質肥料等推奨基準における下水汚泥を主原料とする肥料に関する品質基準が検討された。

推奨基準における品質基準値は現段階では厳しいものであるが、この基準に基づき緑農地利用下水汚泥製品の品質保全を図り的確な情報提供を行う一方、利用者がこれらの情報を活用して適正な施用を行うことにより、下水汚泥の緑農地利用の推進と利用先の生産性の維持・増進が図られるものと期待される。今後は、今回定められた推奨基準を満足するように原料となる下水汚泥だけでなく、製品化の工程も改良していく必要がある。

参考文献

- 1) 福岡 秀幸：たい肥等の推奨基準について，再生と利用，vol. 17, No. 64, pp. 39-45, 1994

工事工種の体系化について

積算技術研究センター システム課 船越義臣

まえがき

公共土木工事を取り巻く社会情勢や施工形態等は大きく変化しており、これらに対応した合理的な積算手法が求められている。土木工事は、個別に設計された多岐にわたる目的物を、多種多様な自然条件・環境条件下の現場で生産するという性格を有しており、工事発注に際しては、工事目的物の仕様、前提となる条件等の明示方法なども標準的に規定する必要がある。とりわけ、工事数量総括表の記載内容については、定められた記述方法がなく、国や地方公共団体などの各発注機関において、工事目的物などの表現方法が統一されていない状況にあり、積算業務や受注者の見積業務に支障をきたすなど様々な問題が生じている。これを受けて当センターでは、積算改善の一環として、工事工種毎の標準的な体系を構築し、積算・見積業務の合理化・簡素化、工事目的物の明確化などに取り組んでいる。本論文は、この工事工種の体系化について、その構築方法、並びに今後の体系構築上の課題などについて報告するものである。

目的

工種の体系化を進めるにあたり、以下の5つに大別される目的を持って検討を行うこととした。

- (1) 契約対象となる工事目的物の明確化
- (2) 受注者が行う見積もりの容易化
- (3) 発注者側が行う積算業務の合理化
- (4) 工事目的物の価格に対する認識を確立
- (5) 国内建設市場の国際化

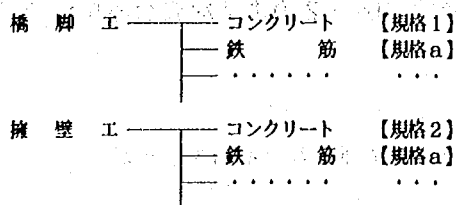
検討方法及び結果

統一的な体系を構築するため、体系構築上の様々な問題について検討し、ルールづくりを行った。以下にその概要を示す。

1. 構成方法の検討

構成方法を大別すると、日本で用いられている「① ある工事目的物からそれを構成する作業項目に細分化した体系とする方法」と、欧米などで用いられる「② 同じ作業項目で分類し、同一規格であれば、目的物が異なっても取引単位毎に集計表示した体系とする方法」との2種類に分けることができる(図-1参照)。

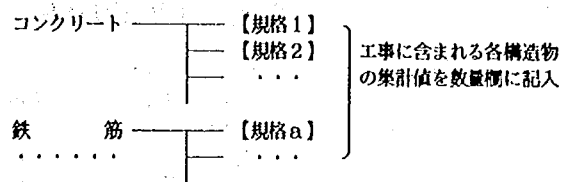
① 工事目的物毎に記述(日本)



「目的物毎に記述」のメリット

- ・目的物毎の価格が認識できる。
- ・数量算出項目に対応した構成となる。

② 取引単位別にまとめて記述(欧米)



「取引単位別にまとめて記述」のメリット

- ・取引単位が明確となり、受注者の見積もりが容易となる。
- ・集計数量表示のため、項目が目的物毎に反復されず簡素化できる。
- ・取引単位別の総数量が認識できる。

図-1 体系の構成方法(橋梁下部工及び擁壁工を例にとった場合)

以上を比較検討した結果、体系構成は、現行の工事目的物毎の構成を基本とするものの、その細

分化方法を、各工事目的物共通の法則で行うこととし、同じ作業項目であれば、別の目的物であっても同じ記述方法となる規格化された体系を目指して構築することとした。

以下に工種体系構築の基本方針を示す。

- (1) 分かりやすい簡明な体系であること
- (2) 契約対象となる工事目的物（契約単位、施工条件を含む）を明確に示すものであること
- (3) 受注者側の原価管理構造を反映したものであること
- (4) 1つの工種がそれ自体でクローズした体系を構成すること

2. 体系階層の考え方

現状の数量総括表は、1件の工事での契約上の体系を考慮して4つのレベルで構成しているが、工種体系では、事業費目から積算用の条件区分に至るまでの標準化が必要である。また、人間の情報処理量も7±2程度が心理的な限界といわれているため、表-1に示す7つのレベルで体系を構築することとした。

表示方法と構成順序については、各工事目的物をその構成要素などで細分化していく方針としているため、樹形図状のツリーで表示することにした。また新体系は、発注者が予定価格を作成する資料である積算設計書用と、契約図書であり、受注者が見積もり時に資料とする工事数量総括表用の2種類について検討することになっている。

表-1 工種体系レベルの考え方

レベル	名称（仮称）	内 容
レベル0	事業区分	予算制度上及び事業執行上の区分を中心とした事業区分。
レベル1	工事区分	工事発注ロット及び受注者を考慮した「事業区分」（レベル0）の分割。
レベル2	「工種」区分	工事区分（レベル1）を構成する要素のうちで、一定の構造を持つ部位を施工するための一連作業の総称。
レベル3	ワークグループ「種別」区分	体系全体の見通しをよくするためのワークパッケージ（レベル4）の集約。
レベル4	ワークパッケージ（単位目的物及び単位仮設物）「細別」区分	工事を構成する基本的な単位目的物及び単位仮設物であって、単位とともに契約数量を表示するレベル。
レベル5	材質・規格、契約対象条件「規格」区分	単位目的物（レベル4）を構成する材料等の客観的な材質・規格ならびに契約上明示する条件等。
レベル6	積算用条件	単位目的物及び単位仮設物（レベル4）の価格算定上の条件であって、契約上明示しないもの。

3. 契約数量単位の考え方

レベル4項目は、工事を構成する基本的な単位目的物及び単位仮設物であり、単位とともに契約数量を表示するレベルであると位置づけている。受注者にとって、この項目の数量により見積もることとなるため、基本的には取引の単位で表示することが必要となる。取引単位は、換言すれば、ある数量で工事目的物を表示できる単位であり、レベル4の設定にあたっては、これを考慮して作業している。例えば、現場打の構造物でも、擁壁と側溝では、図-2のような異なる単位での体系とすることを考えている。

（項目）	（レベル4）	（単位）	
擁壁	床掘り	m ³	擁壁延長方向で躯体及び掘削の形状が異なる。
	埋戻し	m ³	
	コンクリート	m ³	
	鉄筋	t	
側溝	U型側溝	m	延長方向で側溝及び掘削の形状が同一。

図-2 レベル4による数量単位の例

4. 任意施工の工事数量総括表での表示方法

工事数量総括表は、契約条件として受注者に示す点で、積算設計書とは異なる。工事において必

要となる仮設物などは、契約上、発注者が指定しない場合は、受注者に施工方法などの一切の手段選定が委ねられ、創意工夫ができると規定されている。一方、この2つの体系は、取引単位を同じレベル4で構成していることから、基本的には、表示単位を含めて互に対応する体系にすべきである。このため、工事数量総括表では、受注者の任意性を阻害しない範囲内で、積算設計書に準じた体系とすることとし、任意仮設のように、契約上、工事数量総括表に記述できない項目は、積算業務の容易化を考慮して、参考資料として提示し補完していくことも検討している（表－2参照）。

表－2 任意仮設の体系表示例

積 算 用 体 系					数量総括表での表示				備 考
レベル2 工種	レベル3 種別	レベル4 細別	レベル5 規格	単位	レベル3 種別	レベル4 細別	レベル5 規格	単位	
擁壁工	作業土工	土留り 埋戻し	土質区分	m ³	作業土工			式	ハッチ部は、積算用体系と数量総括表が異なる部分。 受注者の任意性に抵触するため、数量総括表では表示方法を配慮した。
	土留 仮締切工	鋼矢板 H鋼杭 切梁、假起 横矢板 アンカー	○型L=m H-○L=m H-○L=m	枚 m t m ² m	土留 仮締切工			式	
	躯体工	型枠 足場 支保	規格	m ² 掛m ² 空m ³	躯体工			式 式 式	

5. 体系ツリーの補助的な表現欄の設定

体系構築では、工事目的物などの価格を見積もる上で、同じ条件のものは1つにまとめ、簡素化を図っている。しかし、実際の工事では同じ内容の工事目的物を同一工事で複数生産する場合もあり、見積業務などを考慮した場合、箇所数及び箇所毎の施工内容が理解できる体系とすべきである。このため、積算体系レベルとは別に、レベル間に工区、箇所、工法等を示す、数量とりまとめのための補助的な表現欄を設け、発注者、受注者双方に分かりやすい数量総括表にすることを考えている（図－2参照）。

①複数の同じ内容の目的物を区分
(レベル2)

橋脚工

(P.1)

(レベル3)

作業土工
既製杭工

作業土工

②工法を示し、数量をとりまとめる場合

(レベル3)

土留・
仮締切工

(親杭横矢板方式)

(レベル4)

仮設H鋼杭
横矢板

図－2 体系ツリーの補助表現欄 記載例（～線部が補助表現）

6. 体系用語の統一

新体系では、工事項目毎にその仕様により分類することとしているため、それぞれについて含まれる内容、単位を規定するとともに、項目毎の名称（用語）についても、明確に分類する必要がある。また、今後予定している単価データベースの構築などを考慮して、同じ用語を違うレベルで使用しないこととし、使用用語を全体系で統一的に規定できる用語で構築していくこととしている。

7. 体系ツリー

以上1.～6.の検討項目を踏まえて作成した道路改良工事（擁壁工）の体系ツリー一例を表－3に示す。

今後の検討課題

今後、工事数量総括表の記述方法について、さらに詳細な検討を加えて、統一的な工種体系を構築していく予定である。ここで、現在の体系構築上の課題について、概要を述べる。

表-3 体系ツリーの例（道路改良工事・擁壁工）

レベル0 事業区分	レベル1 工事区分	レベル2 工種区分	レベル3 細別区分	レベル4 細別区分	レベル5 規格区分	単位	レベル6 積算用条件
道路新設・改良	道路改良	擁壁工	作業土工	床面埋戻し	(土質区分) 砂質土、粘性土、軟岩等	m ³	(施工方法) 人力、機械機種
				既製杭工	鋼管杭 既製コンクリート杭	本	(工法、機種)
				現場打設土工	基礎材 均しコンクリート コンクリート	m ³ m ³ m ³	(打設方法、型枠数量) (打設方法、養生方法等)
				鉄筋	(材質規格) C40~0 (コンクリート規格) 160-8-40BB 210-8-40BB	m ³	(種別、設置高)
				型枠	(鉄筋規格) SD295A D13~32	m ²	(種別、設置高)
				支保		空m ³	(種別、設置高、期間等)
				足場	目地材の種類、t=■	掛m ²	
				総目	止水板の種類	m	
				土留・仮締切工	鋼矢板 目録杭 切梁・搬起し アンカー	枚 本 t m	(機種、施工場所、期間等) (機種、施工場所、期間等) (機種、施工場所、期間等) (削孔、緊張、定着方法等)
				水替工	ポンプ排水	日	(排水量、電源等)

(1) 構成方法の違いの明確化

レベル4は取引単位で表示し、体系を合理的なものとしているが、この反面、工事目的物により、土工・仮設工を分離した構成となったり、同じレベルでも、コンクリートなどの構成要素で表示するものと、側溝のように集合体の表示となるものなど、構成の違いが判別しづらい部分がある。従って、用語名称、体系の配列順序などで構成方法の違いが明確となる手法も、さらに検討していく必要がある。

(2) 工事目的物間の整合

この体系では、工事目的物毎の細分化となっているため、工事目的物間で異なる構成になりがちである。このため、体系構築においては、コンクリート構造物など同種の目的物間での整合性を図っていく必要がある。

(3) 図面・仕様書など他の設計図書との関係の明確化

数量総括表は、見積業務時に工事内容を示すものとなるため、このベースとなる工種体系では規格や施工条件、作業項目などの違いも表示していくこととした。しかし、規格等の詳細を全て表示することは困難であり、また、図面、仕様書など、他の設計図書もあることから、設計図書の中でのそれぞれの役割範囲を明確にし、合理的な数量総括表での表示方法を検討していく必要がある。

(4) 維持修繕の体系検討

維持修繕工事は、新設工事に比べ、一件の工事に様々な工種、工事目的物が含まれており、作業内容についても、新設工事と同じ内容を小規模で行うものから、清掃・草刈りなど全く異なるものまで含まれている。また、単価契約での発注の場合もあり、個々の作業項目で数量総括表を構成している場合が多く、工事目的物毎の体系が適用しづらい性格を有している。このため、維持修繕工事の体系構築にあたっては、体系の構成方法、新設工事体系との関係について検討をしていく必要がある。

交通需要マネジメントの効果に関する調査

材料施工部施工研究室 宮武 裕昭
(元：新交通研究室)

1. まえがき

わが国では広域的に見た場合に道路整備のニーズが高く、道路ネットワークの整備が進められてきている。しかし、道路ネットワーク整備には時間を要するため、需要の時間的・空間的集中への対応が難しい。このためネットワークの整備と併せて緊急的にボトルネック対策が実施されているものの、道路混雑はますます拡大している状況にある。さらに比較的規模の大きい都市圏に着目すると、ネットワークとしての道路整備が不十分であることに加え、既に改良が行われた箇所においても道路量に対して交通需要が過大であるために慢性的な交通混雑が発生しており、混雑による旅行時間の増大によって多大な損失が生じている。こうした都市圏においては既存道路のネットワークとしての機能を最大限に活用するため、道路の整備と並行してボトルネック対策が実施されてきたが、空間不足等の理由から、都市圏における道路整備の実施は年を追うごとに困難になってきている。

建設省道路局は全国の主要渋滞ポイントの対策を立案・実施する「新渋滞対策プログラム」を平成5年11月1日に発表した。策定主体は道路管理者と公安委員会で構成された渋滞対策協議会であり、学識経験者や地元住民を加えた懇談会を開催し、広範な意見を取り入れて対策を策定している。

このプログラムの特色は従来行われてきた交通容量拡大による対策とともに、道路施設の整備段階などにおいて交通需要を望ましい量に調整する交通需要マネジメント〔TDM (Transportation Demand Management)〕を大きな柱の一つとして挙げていることである。

都市圏における混雑の発生状況を見ると、交通が特定の時間帯、特定の交通機関に集中しており、時間、経路、あるいは利用交通機関の調整により混雑の緩和をはかることが可能である。TDMは、道路交通の手段、経路、時間帯の変更により道路ネットワークの有効利用を図るものである。

一般に、交通渋滞発生時の需要量は交通容量を1割程度超えているだけであると言われており、わずかな交通需要量調整で大きな改善効果が期待できる。TDMは、欧米において道路ネットワークを有効に利用するための施策として盛んに行われている。しかし日本における歴史は浅く、各地において小規模に導入されているに過ぎない。

2. 目的

現在、新渋滞対策プログラムの枠組の中で将来の本格的導入に先立つ試行事例としていくつかのTDM施策が実施されているところであるが、実際にTDM施策の企画・運営にあたる現場からは施策の選定手法、施策の効果評価手法に関する指針の策定を望む声が多い。

本研究は、こうした背景をふまえ、新渋滞対策プログラムの中で実施が予定されているTDMによる渋滞対策事業の効果を土木研究所が所有する渋滞長予測モデルを用いて算出したものである。

3. 方法

本研究で用いた渋滞長予測モデルは都市圏規模での渋滞発生地点の分布、渋滞長の時間的变化を予測するもので、リンク数500、交差点数100、ゾーン数50程度の規模の道路ネットワークを対象とするしている。①時間帯別OD表を基にした最短時間経路分割配分法を用いている、②各リンクは渋滞区間と非渋滞区間をもつ、③交差点の方向別交通量が分析できる、といった特徴を持っている。また各リンクの通過所要時間の算出にはK V式を用いている。

ケーススタディは仙台都市圏において行った。仙台都市圏の対象道路ネットワークデータは平成3年度に渋滞長予測モデルのケーススタディで利用したものをベースとし(図. 1参照)、平成2年度道路交通センサスOD表を配分対象交通量として用いた。

TDM施策として仙台市中心部に向かう国道4

5号線坂下交差点から花京院交差点の3.0km区間において片側2車線道路の1車線をバス専用レーンに転用すると想定し(図. 2参照)、その効果を推計する。シミュレーションにあたってはバスレーン設置区間を通過するトリップを抽出し、バstriップを削除した上で設置区間の車線数を減少させてバス以外の交通のOD表を用いて配分計算を行った。

既存の車線をバスレーンとして転用する場合、設置区間においては交通容量が低下し渋滞が発生することが予想される。ただしバスレーンに限れば専用レーンを確保することによって渋滞が回避され、バスの定時性が確保されるなど利便性が向上する。しかしバスの利用者が少なければ、こうした便益を享受する利用者は限定され、所定の交通需要を満足させるために必要な全自動車の走行台時及び走行台時の削減を社会的便益と考えれば、バス以外の交通に対する渋滞の発生により社会的便益はマイナスとなることが予想される。逆にバスの利便性の向上によってバス以外の交通の利用者がバス交通に転換すれば、バスの利便性向上を享受する利用者が広がる上に、バス以外の交通量が減少して渋滞が軽減されるため、社会的便益はプラスへ転じる。つまりバ

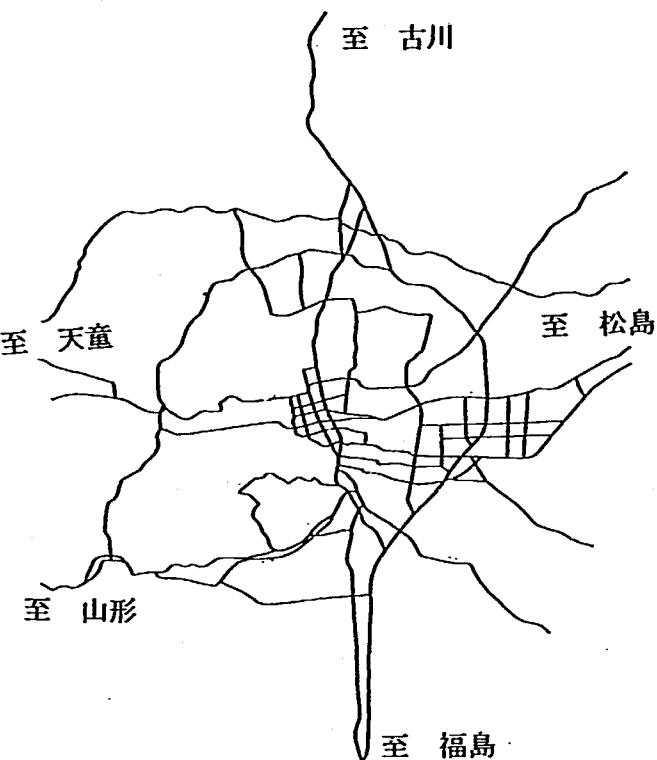


図. 1 仙台都市圏道路ネットワークデータ

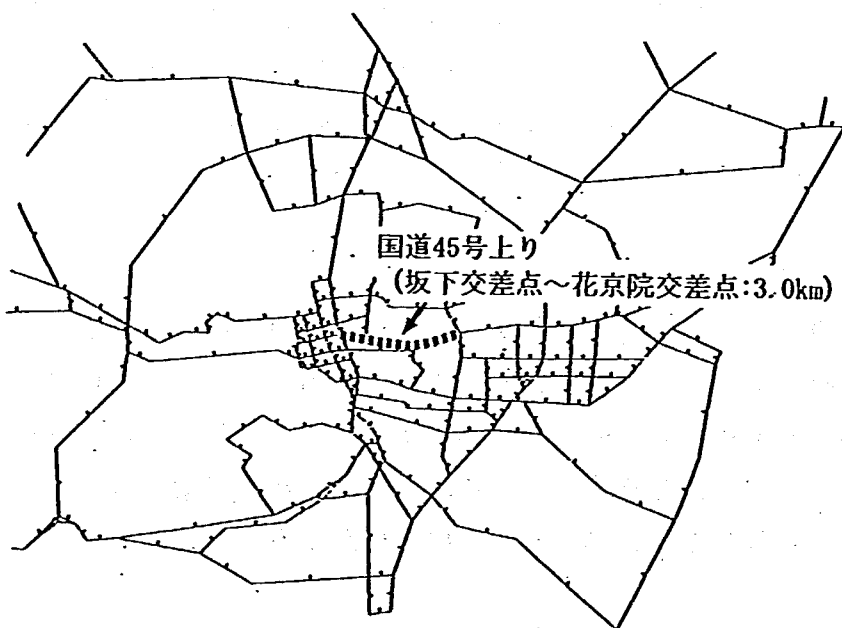


図. 2 バス専用レーン設置区間位置図

ス専用レーンの設置に際しては、バス以外の交通をバスへ転換させるような施策を併用することが不

可欠である。

本研究ではバスレーン設置区間を通過するトリップのうち、バス以外の自動車トリップの一部がバス交通へ転換するとして、バスへの転換交通量を設定した。転換交通量の設定に際しては、短距離トリップほどバス専用レーン設置時にバスへの転換率が高いと仮定し、各トリップを発着ゾーンともに市内で隣接している場合、ともに市内にあるが隣接していない場合、いずれか一方が市外にある場合の3パターンに分類して転換率を表. 1のように設定した。各ケースにおける転換交通量は1800台、3700台、5400台となった。

表. 1 交通量転換率設定表

	隣接ゾーン間	市内ゾーン間	市外ゾーン間	転換交通量
ベースケース	転換なし	転換なし	転換なし	
ケース1	転換なし	転換なし	転換なし	0台
ケース2	10%転換	5%転換	転換なし	1800台
ケース3	20%転換	10%転換	5%転換	3700台
ケース4	30%転換	20%転換	10%転換	5600台

4. 結果

既存の車線をバスレーンとして転用する場合、設置区間においては交通容量が低下し渋滞が発生するため、レーン設置前の交通量をそのまま設置後のネットワークに配分した表. 2のケース1ではバス専用レーンの設置前に比べ総走行台時・総走行台キロともに悪化している。

表. 2 バスレーン設置効果比較

	ベースケース	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
総走行台 [*] (百台 [*])	31385.2	31405.6	31328.9	31270.1	31165
総走行台時 (台時)	168005	168171	167702	167112	166404
削減交通量 (%)		0	-0.24	-0.36	-0.62
台 [*] 変動 (%)	0	0.06	-0.18	-0.37	-0.7
台時変動 (%)	0	0.1	-0.18	-0.53	-0.95
平均速度 (km/時)	18.681	18.675	18.681	18.712	18.729

ケース2ではバス専用レーン設置前のベースケースに比べて総走行台時・総走行台キロとも改善されている。いずれのケースにおいても都市圏全体での交通需要の量は変化しておらず、ただ機関分担率が変化しているだけである。従ってケース2は輸送の効率化を達成しているといえる。また、総走行台キロを総走行台時で除した平均速度を見ると、ケース2はベースケースと比べて変化していない。ケース3においては走行台時・走行台キロの減少率は交通量の削減率を上回っており、平均速度もわずかながら上昇している。

上記の各ケースでどのような現象が生じているかを確かめるために、バス専用レーン設置区間周辺の交差点における渋滞長を予測して比較を行い、渋滞の状況を検討した。表3はバスレーン設置区間周辺の交差点における渋滞長を設置前後で比較したものである。リンクaはバスレーン設置区間起点の交差点へ流入するリンク、リンクbは終点の交差点から流出するリンク、リンクcは設置区間の中間に位置するリンク、リンクdは設置路線と並行して市街中心へ向かう代替路線上のリンクである。最も影響が顕著なのは設置区間中間のリンクcである。リンクcではバスレーンの設置によって、設置前には存在しなかった渋滞が発生しているが、転換交通量がある程度増加すると渋滞長は半減している。なおリンクbでわずかながら渋滞長が減少しているのは、バス専用レーン設置路線がこのリンクの上流に位置するため、レーン設置により交差点への流入量が減少し、リンクbへの流入量も減少しているためと思われる。逆にリンクaにおいてはリンク下流の交

表. 3 バスレーン周辺の交差点の平均渋滞長 (単位: m)

	リンクa	リンクb	リンクc	リンクd
ベースケース	181	157	0	56
ケース1	179	133	145	56
ケース2	175	133	140	56
ケース3	174	129	74	56
ケース4	170	121	66	55

差点の交通容量が減少し、先詰まりが生じるために渋滞長が延びている。代替経路のリンクdでは殆ど渋滞長は変化していない。このシミュレーションでは渋滞発生により経路を変更する交通の割合を全交通量の3割と設定し、残りの7割の交通は出発時点の交通状況で最短経路を選択し、その後交通状況の変化が生じても当初選定した経路を変更しないように設定しているため、バス専用レーン設置路線が混雑してもその影響が抑えられているためであると考えられる。

現道をバス専用レーンに転用するとその区間の交通容量が減少するので、ある程度の交通需要をバスに転換させるための施策を同時に実施することが必要であるが、現行制度のもとでは交通需要マネジメントは強制力によるものではなく誘導の性格を持つ以上、施策の有効性をどれだけ多くの人に理解させるかが施策の効果に大きな影響力を持つであろう。

TDM施策の実施により都市圏全体で所定の交通需要を配分した際に総走行台時、総走行台数が減少するということは都市圏全体の輸送効率が改善しているということである。これは正の効果であるが、都市圏全体の統計をとって初めて明らかになる性質のものであり、個々の道路利用者にとっては施策の有効性が分かりにくい。またバス専用レーンの設置によって設置区間を通過するバスの走行速度は大幅に上昇するが、この効果を享受するのは削減交通量から見ても全道路利用者の1%程度に過ぎない。転換交通量によっては都市圏内の総走行台時及び台数が実施前より減少していても、平均走行速度は施策実施前より悪化しているという状態が生じる可能性もあり、その様な場合は施策が不公平を生み出している様にとらえられるおそれもある。バス専用レーン設置によるTDM施策の基本はバス利用者の便益を自家用車交通利用者の便益より大きくし、バス交通への転換を図ることにあるが、施策の実施に際しては、道路利用者の大部分を占める自家用車交通利用者の便益を施策実施前よりも改善し、実施に対する支持と協力を広い範囲から得る必要がある。今回のケーススタディにおいては、ケース3の転換交通量が施策の効果と施策の実施の見地から、必要な達成目標であると考えられる。

5. まとめ

TDM施策の効果を推計するにあたっては、目標とする交通需要の状態がどのような社会的便益をもたらすかという推計と、より具体的なレベルで選択した手段が交通現況をどのように変化させるかの2段階の推計が必要である。本研究では前者の推計だけに焦点を当て、自家用車からバスへのトリップの転換率は推計を行わず、自由に設定できるものとしたが、実際のTDM施策実施にあたっては運賃の公的補助、バス専用レーンの設置、乗継ぎ利便性の向上などにさらに多岐にわたる手法が自家用車からバスへの転換率をどのように変化させるかを予測し、最適な施策あるいは最適な施策の組み合わせを選択する必要がある。

しかしこれらの施策がバス交通への転換率にどのような影響を与えるかは、多分に心理学的、経済学的な要素に影響される。よって、今後も先進的な諸外国の事例と新渋滞対策プログラムの中で試行されるTDM施策の結果をフォローアップすることにより、具体的なメニューづくりのための指針作成を進める必要がある。また、TDM施策の実施に際しては道路利用者の幅広い協力が不可欠である。本研究であつかったバスレーンの設置などのTDM施策がどのような社会的便益を生むのかという効果をあらかじめ推計し、道路利用者にもアピールしていくこともTDM施策の円滑かつ効果的な推進には必要である。さらに種々のTDM施策がわが国において受容されるかどうかのフィージビリティスタディを中心に調査研究を進めていくことも必要である。

車内ディスプレイが運転に与える 影響の評価実験について

道路部道路研究室 村田 重雄

1. まえがき 道路交通情報通信システム等の次世代道路交通システムにおいては、自動車内にとりつけられた情報表示画面（以下、車内ディスプレイ）が重要な役割を果たす。将来、車内ディスプレイからドライバーに与える情報は多くなると考えられ、より操作しやすくわかりやすい車内ディスプレイの開発が望まれている。本研究は、そのための基礎として、車内ディスプレイを操作し視認しながら走行する際に運転に与える影響について検証したものである。

2. 目的 本研究は車内ディスプレイを操作および視認しながら運転する際に運転に与える影響を評価するとともに、車内ディスプレイに表示される情報量を定量的に評価し、提供可能な情報量の上限を知るため、土木研究所に設置されている道路走行模擬実験装置（Highway Driving Simulator）の車内に道路交通情報通信システム（VICS）の情報を表示し、被験者を用いて模擬走行実験を行ったものである。

3. 方法

3.1 実験装置 本実験に用いた土木研究所に設置されている道路走行模擬実験装置について簡単に説明する。道路走行模擬実験装置は、運転席前方に表示されたCG(Computer Graphics)画像による道路状況をもとにドライバーの行った運転操作と道路構造に応じて車両の運動計算を行い、CG画像を更新していく装置である。車両の運動性能は、2,000ccクラスの普通乗用車（オートマチック車）を想定している。また、装置の機能としては、

- ・ 模擬コースの複雑さによるが、概ね5～10kmの連続走行が可能
- ・ 車両速度は180km/hまでを再現可能
- ・ 併走あるいは対向車両を4台再現可能
- ・ 時間帯は、昼間・薄暮・夜間の3種類を再現可能
- ・ 天候は、晴・曇・雨・雪・霧を再現可能

装置には、モーションベースがなく座席固定式であるが、エンジン音やブレーキ音などの音響と走行時の振動を模擬することが可能であり、高速道路の走行などを想定し実験を行っている。本実験も次節に示すように首都高速道路上の走行を模擬したものである。

また、車内にはセンターコンソール中段に4インチのディスプレイが設置してあり、各種の情報を表示することができ、運転者に情報を提供した場合の走行を模擬することが可能である。

実験時にはドライバーの運転操作・人間生理データや自動車の走行状況・走行位置データが計測でき、評価段階ではそれら計測データと道路状況との関係から道路構造などについて評価を行うことができる。

3.2 状況設定 本実験では図-1に示すように首都高速3号線の上り線を模擬した。被験者には三軒

茶屋ランプから乗り、都心環状線を通して江戸橋ランプまでいくという場合を想定してもらう。首都高速3号線上は混雑状態であり、被験者の前には常に先行車があり、平均時速30km/h程度で加減速を繰り返す。実験は環状線入り口の谷町インターチェンジにて内回りか外回りかを選択した時点で終了する。首都高速3号線沿いには図-1に示すように3つのビーコンが設置してあり、そこからは表-1に示す道路交通情報通信システム（VICS）の情報が提供されている。

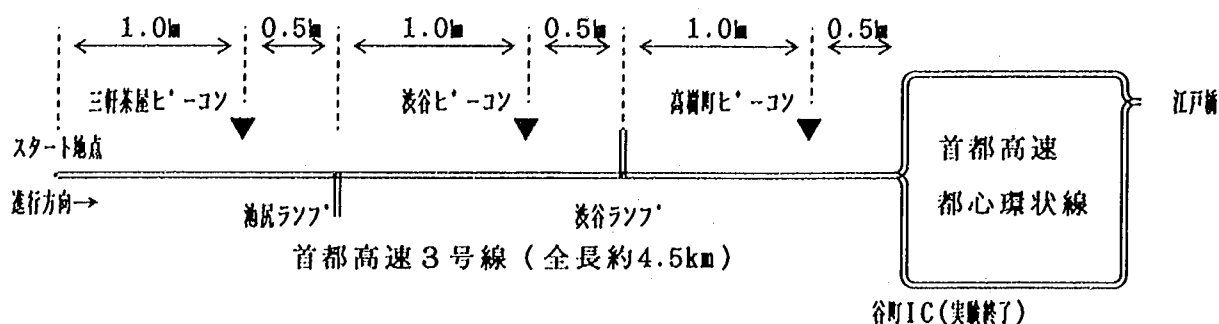
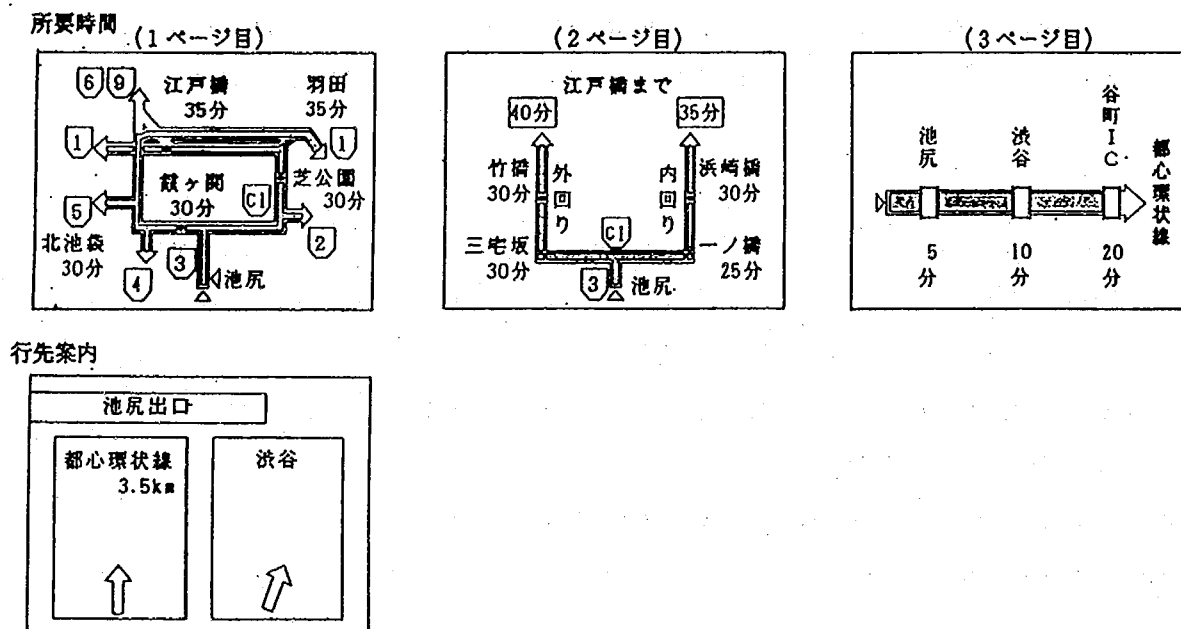


図-1 実験コース

表-1 表示した道路交通情報の例 (三軒茶屋ビーコン)



3.3実験A (車内ディスプレイの影響の定性的把握)

図-1で示したコースをまず車内ディスプレイの情報なしで走行してもらう(実験A1)。次に、表-1に示したような車内ディスプレイの情報をもとに、江戸橋ランプまでの時間を逐次読み取り、環状線の内回りと外回りでどちらが空いているかを判断し、走行してもらう(実験A2)。実験A1、A2の両方の場合において走行挙動および皮膚電気抵抗(以下GSR: Galvanic Skin Response)、心拍数の記録およびアイマークレコーダーによる被験者の注視位置を記録した。

3.4実験B (表示した情報の定量化)

今後ますます車内ディスプレイの利用頻度が増し、その情報量は増加すると思われる。車内ディスプレイに表示される情報画面の情報量を定量的に把握し、走行に支障をきたすような情報過多の状態にならないようにする必要がある。しかし、情報画面の情報量を定量的に把握する方法はまだ確立されていない。そこで、我々は定量化に対する試みとして以下

のような実験Bを実施した。

車内ディスプレイに図-2のような5桁の乱数列を表示し（10個、20個、30個の計3回それぞれ実験B1、実験B2、実験B3）、それを音読しながら実験Aと同様のコースを走行してもらう。実験Aと同様に走行挙動、GSR値、心拍数、注視位置を計測する。視認時間や走行位置・車間距離等をもとに情報画面の情報量を5桁の乱数列の個数で表現しようとするものである。

1 3 5 6 7 9	6 3 7 0 4 8
2 3 7 2 6 0	7 0 2 5 7 9
3 1 6 5 3 1	8 3 4 5 0 2
4 3 4 9 4 2	9 1 3 8 6 4
5 8 4 9 5 1	10 6 8 0 2 4

図-2 表示した文字情報（10個）

4. 結果

4.1情報提供画面の運転に与える影響の定性的考察 表-2は実験Aにおいて情報提供をした時としない時とで車間距離および走行位置（車幅方向の車両の中心位置）の平均及び標準偏差を比べたものである。車間距離および走行位置とも情報提供を行った場合の方が数値が大きくでているが、個人別に見ると情報提供を行った場合の方が数値が小さくなる被験者も存在する。心拍数については平常時からの倍数で見たが、情報提供時と非提供時では平均値がほとんどかわらなかった。GSR値を見てみると、平均値については情報提供時の方が数値が大きかったが、被験者による数値のばらつきが車間距離や走行位置に比べて大きかった。アイカメラによる視線解析の結果より、本実験において走行時間のうち平均16.9%がディスプレイ画面の視認に費やされていたことがわかった。

表-2 情報ありと情報なしにおける各指標の標準偏差および平均値

平均値	情報なし	情報あり	平均値	情報なし	情報あり
走行位置(標準偏差)	0.327	0.533	走行位置(m)	—	—
車間距離(標準偏差)	23.533	30.375	車間距離(m)	41.696	48.145
心拍数	—	—	心拍数*	1.093	1.095
GSR	—	—	GSR(H)	7.00	7.64

*心拍数は平常時に対する倍数の平均値

各被験者別の挙動を見ると、情報が提供された際に、車内ディスプレイに注意が向けられる結果、速度の調整が長周期になり、その分車間距離を大きくとる人、車間距離はあまり変わらないが速度の調節がより急になる人（急加速急減速の傾向を示す）、その両方の傾向を示す人という3つの傾向が認められる。

4.2情報提供画面の運転に与える影響の定量的考察

実験Bにおいて文字数が増加した場合の運転挙動に与える影響を視認時間で見ると、乱数列の個数が10個、20個、30個と増加するにつれてほぼ直線的に上昇する（図-3）。そこで、実験Bにおける視認時間と乱数列の個数の関係を直線で回帰し、その直線に実験Aでの視認時間を当てはめることによって実験Aで与えた情報が乱数列

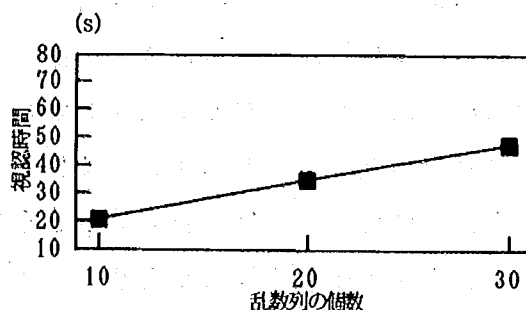


図-3 乱数列の個数と車内ディスプレイ視認時間との関係

の個数にして何個に当たるかを計算した。その結果、表-3のように約52個という値を得た。30個までの乱数列では、特に危険と思われる走行挙動を示した被験者はおらず、本実験の7分程度の走行において走行中に判読できる乱数列の個数は30個よりも多いと考えられる。今後、乱数列の個数を増やし、走行に影響を及ぼす乱数列の個数を確認する必要がある。

表-3 視認時間と推定乱数列の個数

種類	注視時間（秒）			1次回帰式	注視時間 実験A	推定 乱数列数
	実験B1	実験B2	実験B3			
全体	20.66	35.39	48.05	$Y=1.3695X+7.312$	78.32	51.8
男性	22.22	35.66	50.87	$Y=1.4328X+7.59$	85.79	54.6
女性	19.10	35.13	45.23	$Y=1.3062X+7.03$	70.84	48.9

次に車両走行位置の標準偏差（図-4）及び車間距離の標準偏差（図-5）を見てみると、乱数列の個数が増えたことによるはっきりとした傾向が見られない。そのためこれらの値を用いて情報量を定量化することはできなかった。これは被験者の本コースへの慣れが影響しているものと考えられる。これまで車内ディスプレイから情報を受け取りながら走行したことの無い被験者は、実験B1、B2、B3と進むにつれて車内ディスプレイから情報を受け取ることになってくるために、運転挙動が安定したと考えられる。ドライバーが日常運転で車内ディスプレイを利用することを考えると、ドライバーは車内ディスプレイに十分慣れていると考えられる。そこで今後は被験者の慣れを十分に考慮した実験方法を考える必要がある。

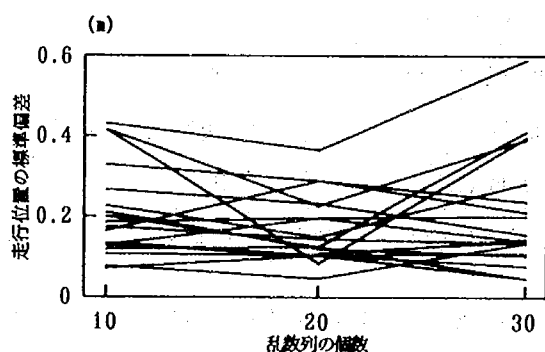


図-4 乱数列の個数と走行位置の標準偏差との関係

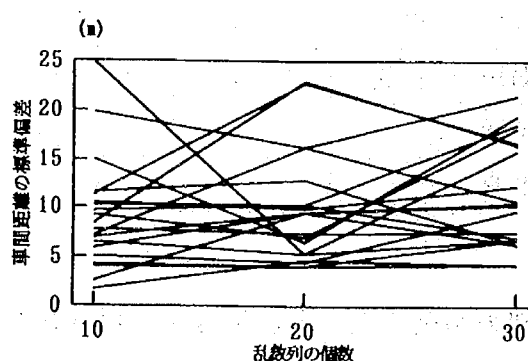


図-5 乱数列の個数と車間距離の標準偏差との関係

5.まとめ 今回の実験Bでは乱数列の個数は30個までであったが、走行挙動に悪影響を与えるにはいたらなかったので、今後は乱数列の個数を増やし走行挙動と文字数の関係をより詳しく観測し、走行に影響を及ぼしはじめる乱数列の個数を確認する必要がある。

本実験ではあくまで高速道路を想定している。一般道路に関しては交差点、歩行者や自転車の存在等、高速道路とは走行環境が大きく異なるので別途実験を行う必要がある。

本実験では特に実験Bに見られるように、被験者の実験への慣れが結果に影響していると考えられる。実験方法等に十分な考察を加えつつ、今後も道路走行模擬実験装置を用いた車内ディスプレイを操作し視認しながら走行する際の運転に与える影響を検証していくつもりである。

交通機能の低下と事故発生について

道路部交通安全研究室 石倉丈士

1. まえがき

近年の交通事故を取り巻く状況は、自動車保有台数や運転免許保有者数等の増加を背景に年間交通事故死者数が昭和63年以降連続して1万人を突破するなど、極めて憂慮すべき状況にある。

一般に交通事故の発生は、人、車、道路交通環境に関する各種要因がたまたまその時点において競合した結果生ずるものである。道路に関してみると交差点、曲がり角、カーブ、横断歩道などの特異な箇所、すなわち、ドライバーの運転操作に負担を強いるような道路構造で、道路機能と実際の道路利用状況の関係が円滑に保たれないことによって、交通機能の低下が生じているような箇所が、交通事故を引き起こすことと考えられる。こういった、交通事故に対して最も効果的な対策を行うには、まずどのような道路区間や箇所が交通安全上問題となっているのか、そこにおける事故多発の危険要因を把握しなければならない。

2. 目的

本研究は、このような背景から事故多発区間とその前後区間における交通機能の低下と事故発生の関連性を分析するため、事例調査区間を選定し、次の3つの点に注目して調査を行うこととした。

- ①どのような道路構造で交通機能が低下し事故が多発するのか
- ②交通機能が著しく低下している箇所では事故が多発しているのか
- ③道路利用者が適切な利用をしているのか（特に自動車の走行速度との関係）

この調査結果を基に、交通機能が低下することによって発生する事故との関係を明らかにし、効率的な交通事故対策選定の手がかりとするものである。

3. 調査方法

調査は大分県の国道10号（113.5kp～135.0kp）における交通事故多発区間4km（123.0kp～127.0kp）を含む21.5km（図-1、以下「調査区間」という）で以下のことについて調査を行った。

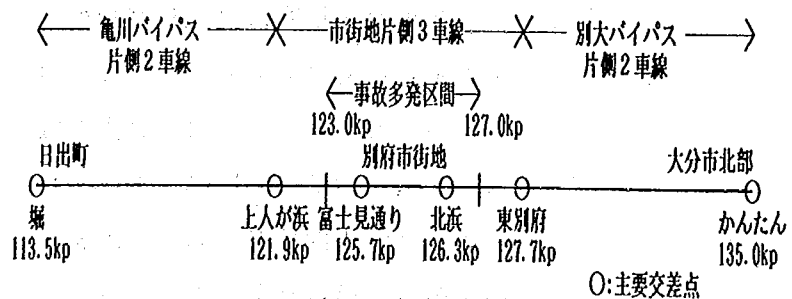


図-1 事例調査区間（国道10号）

3.1 交通事故データの収集整理

調査区間において発生した死傷事故に関して、事故類型等の事故概要とその発生位置を明らかにし、事故発生状況の整理、事故多発区間の特定を行う。

3.2 道路構造及び沿道状況調査

道路構造、沿道状況についての現況調査を行い、走行状況データ収集や解析についての視点を得る。

3.3 ビデオ定点観測による自動車走行実態調査

事故多発交差点の上下車線それぞれについて自動車の走行状況を24時間連続して観測記録する。観測データから交通量や走行速度分布等及びこれらの時間変化を求め、事故発生状況等との対比を行う。データの処理は画像処理による交通流計測システムを用いて行う。なお、今回調査の対象とした事故多発交差点は、北浜交差点(123.3kp、平成5年3月9日7:00から調査)、富士見通り交差点(125.7kp、同10日9:30から調査)の2箇所とした。

3.4 速度等計測車による走行調査

調査は交通安全研究室所有の速度等計測車を用いて、調査区間全域で追従走行調査を行い、道路環境の変化や他車の追い越し等をビデオに記録するとともに、時刻、走行速度、走行距離、ブレー

キ及びアクセルの踏みしろに関するデータを逐次、車両搭載のパーソナルコンピュータに蓄積する。調査日時は平成5年3月8日15:04、同9日13:00、17:43、21:14から調査区間内(かんたん〜堀交差点、21.5km)を各1往復、計4往復行った。

4. 調査結果

4.1 交通事故データの収集整理

図-2は昭和63年〜平成3年の4年間に発生した調査区間内での人身事故の推移を示したものである。123.0kp〜127.0kpの前後と同区間を比較すると明らかに事故発生件数が多いことが確認できる。本調査ではこの区間を事故多発区間とした。表-1は事故多発区間内で発生した事故を、事故類型別に示したものである。信号待ちなどにより、本線上に停止している車両に追突する事故が非常に多く、事故多発区間内においては73件、そのうち交差点においては28件発生していた。次に多い事故としては、右折時の事故で事故多発区間内で37件、そのうち交差点内で19件と

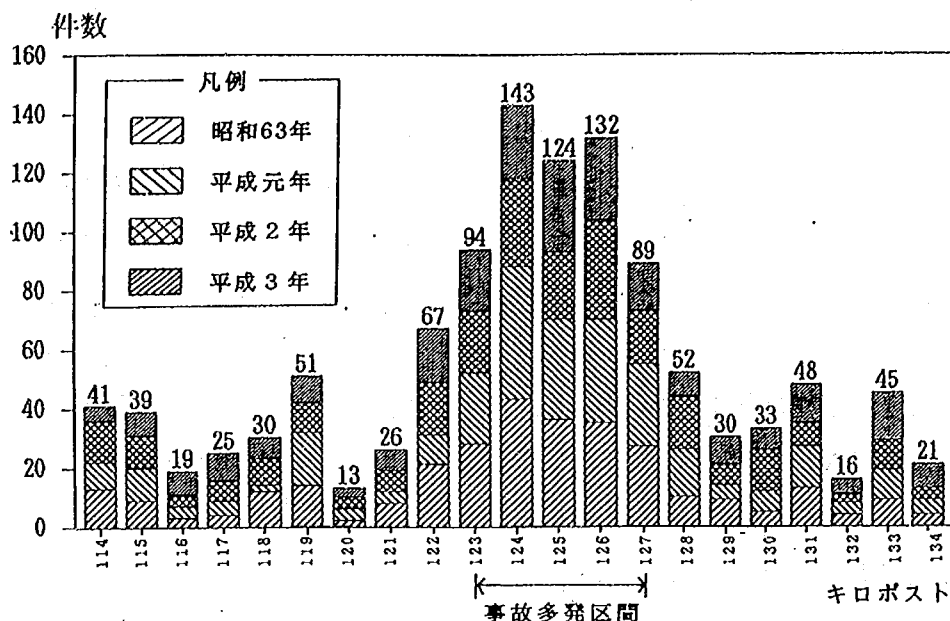


図-2 交通事故データ

表-1 事故多発区間における事故類型別事故件数

		全体事故	内交差点事故
横断中	対面通行中	2	1
	横断歩道	8	4
	その他(乱横断)	16	3
正面衝突		3	1
追突	通行中	18	4
	停車中	73	28
出会頭		26	7
追越し追抜き時		4	3
左折時		2	2
右折時		37	19
進路変更時		0	0
工作物追突		7	2
駐車車両追突		9	0
転倒		2	0
その他		4	0
計		211	74

(H2〜3事故データ)

表-2 道路構造 沿道状況

	別大バイパス	事故多発区間	亀川バイパス
車道幅員	15.3m	22.5〜22.8m	13.3m
規制速度	50km/h	50km/h	60km/h
交差点密度	1.0ヶ所/km	4.5ヶ所/km	2.2ヶ所/km
土地利用状況	平地	DID地区	市街地、平地
交通量(12H)	49,996台	48,269台	32,635台

交差点内で発生する割合が51%を占めている。

4.2 道路構造及び沿道状況調査

調査区間の道路構造、沿道状況を表-2に示す。調査区間には、中央分離帯、歩道が全線に渡って設置されている。道路照明は別府市内に設置されている。立体横断施設は、事故多発区間に複数設置されている。事故多発区間の沿道状況はDID地区となっている。また同区間は3車線であるが交差点密度が4.5ヶ所/kmと前後の区間より多く、地域内交通の混在が予想されることから出入り交通や信号制御によって急激な減速が生じ、錯綜現象を引き起こすことが予想される。道路の判読性は全体的によく、夜間においても走行に支障をきたすことはない。

4.3 ビデオ定点観測による自動車走行実態調査

表-1より事故多発区間内で発生した事故211件のうち交差点で発生した事故が74件、全体の35%を占めていることから、3.3に示した2ヶ所の交差点を対象に調査を行った。図-3は富士見通り交差点における交差点内通過(直進)車両の速度の頻度分布を示したものである。データは富士見通り交差点にて平成5年3月10日(水)AM9:30~AM11:30に撮影されたものである。交通量(サンプル数)は2時間で3858台を記録した。走行速度

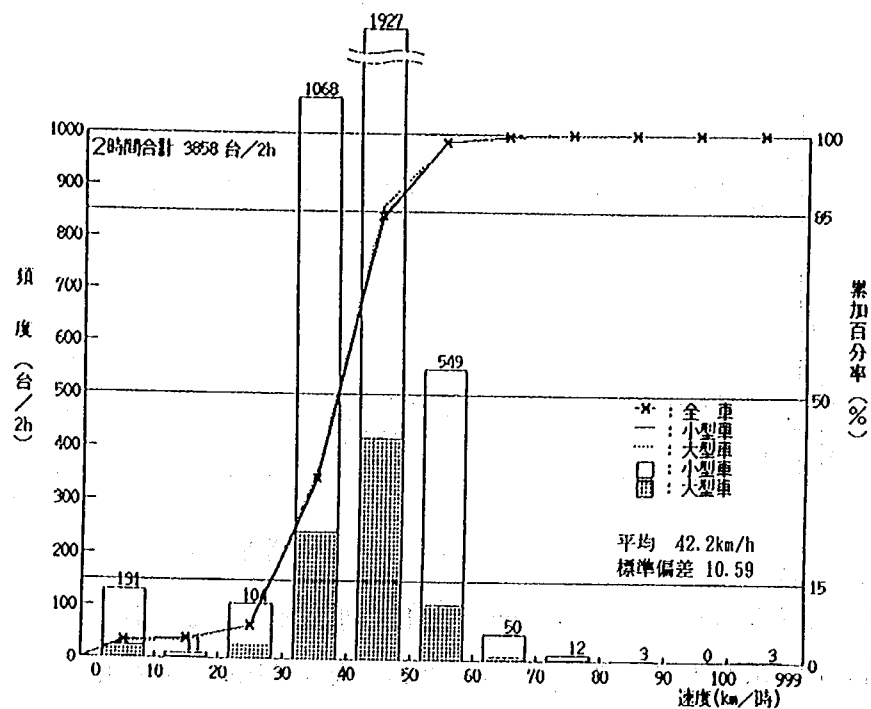


図-3 定点観測調査結果

は30~50km/hにピークがあり、規制速度50km/h以下の通行車両は3241台(84%)である。規制速度を上回る車両は、617台(16%)である。走行速度を勘案すれば出入り車両等による減速に伴って追突事故を引き起こすことが予想される。

4.4 速度等計測車による走行調査

図-4は速度等計測車による各走行の速度と旅行時間の収集データである。表-3は平均走行速度、ブレーキ回数、減速回数を表した

表-3 走行調査による平均走行速度、減速、ブレーキ頻度

	別大バイパス	事故多発区間	亀川バイパス
区間距離(km)	7.5	4.0	10.0
平均走行速度(km/h)	55.6	51.2	57.6
ブレーキ回数(回/km)	0.26	2	1
減速回数(回/km)	0.13	0.75	0.70

ものである。なおブレーキは10mm以上踏んだものを1回、減速は 1.0km/s^2 以上の出現を1回とそれぞれカウントした。事故多発区間では、平均走行速度は前後の区間と比較して4~6km/h程度低い。また減速、ブレーキの回数も前後の区間と比較して多くみられた。特にブレーキ回数は別大バイパス0.26回、亀川バイパス1回に対し、事故多発区間内では2回と頻繁なブレーキ操作による加減速

を記録した。

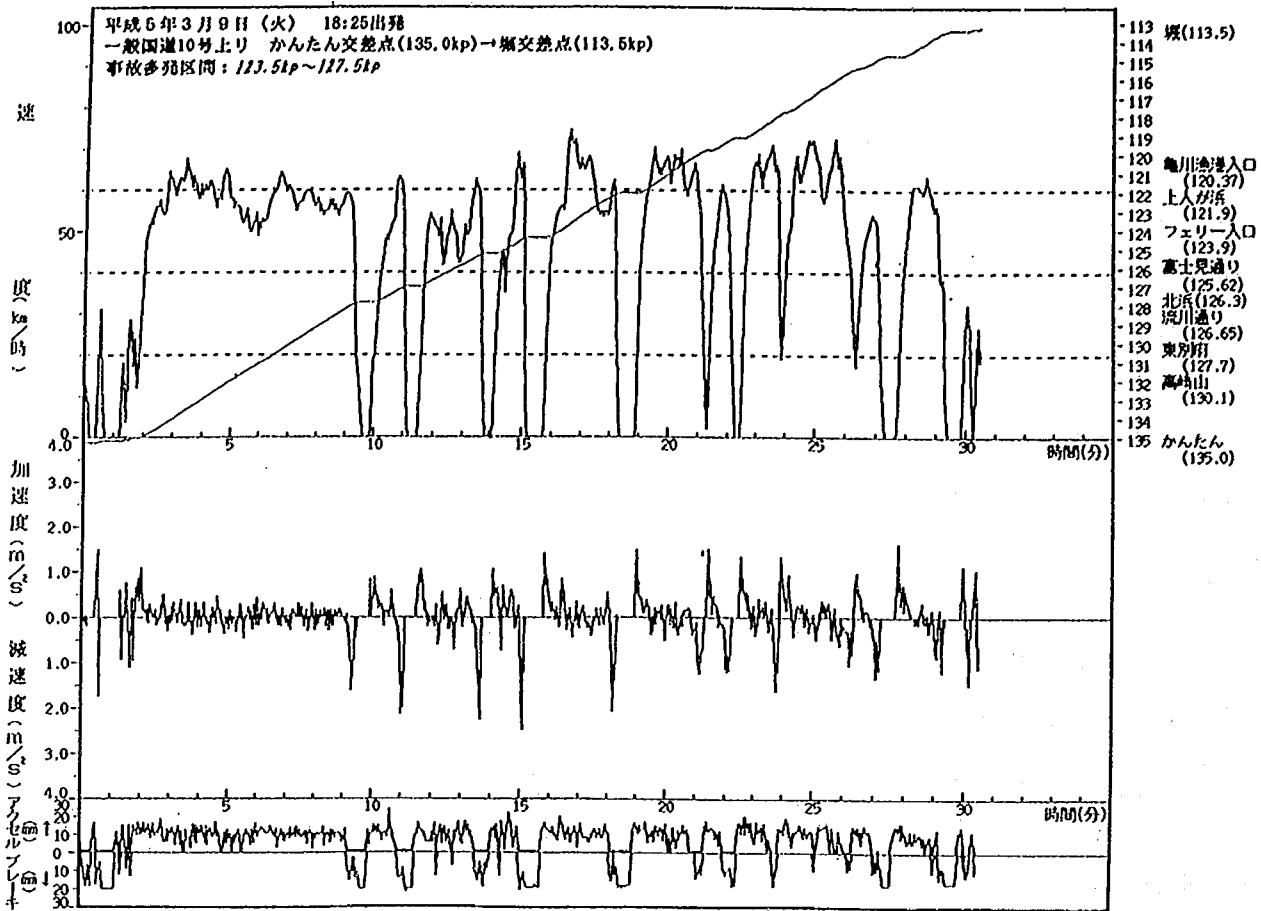


図-4 走行調査結果

5. まとめ

事故多発区間内では、追突事故、右折時の事故が多い、これは交差点密度が4.5ヶ所/kmと前後の事例調査区間と比較して2倍以上であるため、前後の区間を走行してきた車両が多発区間内に進入すると、出入り車両や信号待ち等で急激な速度の変化を頻繁に強いられるためブレーキ回数の増加、短い交差点間における急激な加減速、それに伴う平均走行速度の低下を確認した。

走行速度を比較すると事故多発区間は、その前後の亀川バイパス、別大バイパスよりも平均速度は低下しているが、定点観測を行った富士見通り交差点では規制速度の50km/hを超える通過車両が全体の16%程度あり、これらの車両に対して恒常的に速度を低下させる対策が必要である。一般に郊外部から市街部へ移る際には速度が十分に低下しなければ、事故多発の危険性が増大する恐れがあり、急激な速度の変化が頻繁に発生する環境では、追突事故が発生しやすいことが予想される。また、交差点が隣接するところでは信号制御、すなわちオフセットの工夫、検討が必要である。

6. 今後の課題

今回の調査では平均走行速度・ブレーキ回数から路線区間の安全性評価を行っており、これと道路構造を関連づけた分析は、道路診断の有用な手法のひとつであることが明らかとなった。今後は、これらの関係を定量的に評価する手法が必要であると考えている。

走行実態調査で用いた交通流計測システムは、カメラ角の設定、処理領域の設定が難しいため、未計測、2重計測車などが含まれている。精度を上げるためシステムの改良も今後の課題である。

凍・圧雪の予知、予測手法について

土木研究所 新潟試験所 田中 光一

1. はじめに

一般国道等の幹線道路は、社会的な重要性から年間を通じて安全かつ確実な交通を確保することが要請されている。しかし、積雪寒冷地域の冬期にあつては、路面の凍結や圧雪が交通障害の要因の一つとなっており、道路管理においてはこれらの障害を可能な限り除去するよう努めなければならない。

そのためには、凍結や圧雪の発生を事前に予測し、あらかじめ雪寒作業の態勢を整え得るようにする事が効果的である。そこで、本研究では現在、雪寒対策の長期予測情報として当試験所で運用している降雪予測システムを利用した凍・圧雪の予知、予測手法について、一般国道18号の新潟県妙高高原町二俣地先をモデル地点として検討したものである。

2. 解析

凍・圧雪の予知、予測手法の解析は、図-1に示すフローに沿って行った。

2. 1 データの収集

凍結、圧雪の発生の要因を検討するために収集したデータは、モデル地点において昭和56年1月より観測を行ってきた気象データやアメダスデータおよび、交通量データであり、気象データの項目は下記のとおりである。

①天候 ②気温 ③圧雪表面温度 ④風向
⑤風速 ⑥路面状態 ⑦降雪検知 ⑧日射量
⑨放射収支量

2. 2 因子分析および説明変数の選択

収集したデータの中から凍結・圧雪の発生要因として考えられる因子の内、諸機関において定常的に観測が行われており、予測の実施が可能と考えられる気温、風速、降雪量（降水量）、交通量の4因子を使用して、因子分析を行い判別式に用いる説明変数を選択した。

これら4つの因子は、1時間毎の平均値として整理されているが、凍結や圧雪の発生には、それぞれの因子が凍結、圧雪の発生時から過去に遡って影響を与えていることが考えられるため、1時間値の他、過去3時間、6時間、12時間、24時間積算値を求めた。これにより、因子分析の対象となる変数の種類は4因子×5積算値=20種類となった。

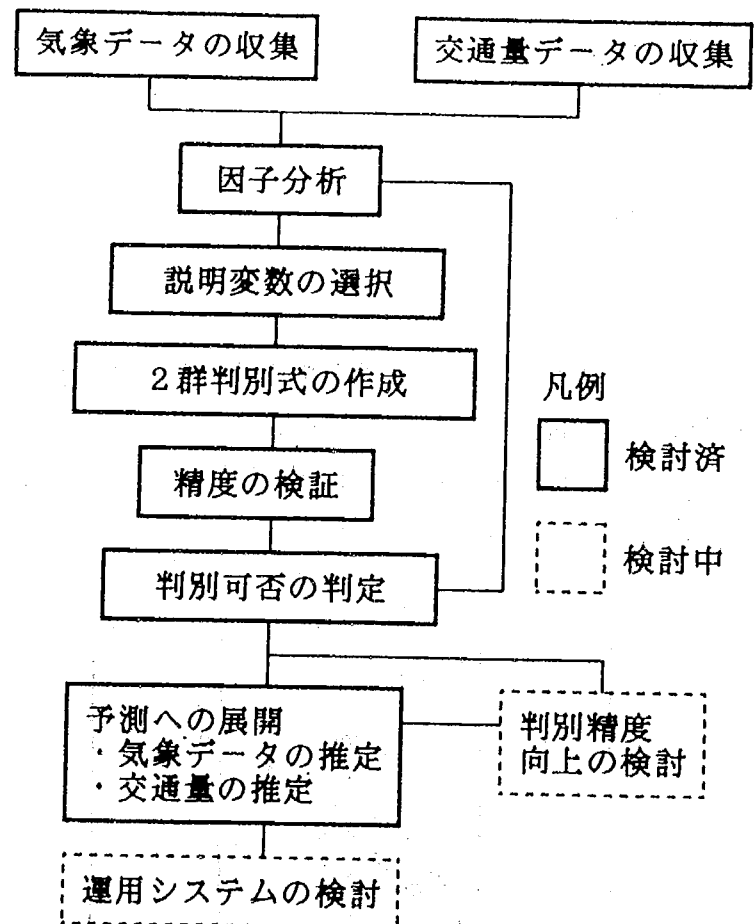


図-1 解析の流れ

この4因子5変数で構成される中で解析を行った結果、表-1に示す説明変数が得られた。

また、8ミリビデオによる路面状態の観測により、凍結、圧雪、乾燥等の判断を行い検証した。

表-1 判別式の説明変数

判別式	選択された変数
凍結／非凍結	T_3, W_3, S_1, V_1
圧雪／非圧雪	T_{12}, W_3, S_6, V_{12}
凍結／圧雪	T_3, W_6, S_{24}, V_3

2. 3 2群判別式

気象、交通量因子から凍結、圧雪の発生を判断するために、2群判別解析を行うものとした。

* T: 気温、W: 風速、S: 降雪量
V: 交通量、数字は、時間積算値を示す。

2群判別解析とは、例えば、凍結有り／凍結無しという二つの現象について、それぞれを有意に説明する共通の変数を見つけだし、以下の判別式

$$Z = \sum_{i=1}^n a_i \cdot x_i + a_0$$

ここで、Z: 判別関数値 a_i : 係数 x_i : 説明変数 a_0 : 定数項

のZ値により、現象の発生、非発生を判別しようというものである。

ここでは、凍結／非凍結、圧雪／非圧雪、凍結／圧雪を判別するため、それぞれを判別する3つの式を以下のように作成した。

$$Z(\text{凍結／非凍結}) = +1.2421000 - 0.0619354T_3 + 0.114629W_3 - 0.419654S_1 - 0.0169583V_1$$

$$Z(\text{圧雪／非圧雪}) = -0.0677575 - 0.0033237T_{12} + 0.071924W_3 + 0.223159S_6 - 8.03541E-04V_{12}$$

$$Z(\text{凍結／圧雪}) = +0.2021600 - 0.0926739T_3 + 8.38024E-03W_6 - 0.0822583S_{24} - 0.0016446V_3$$

3. 因子の予測

上記で作成された2群判別式を予測式として利用するためには、判別式に使用されている因子の予測、推定から始めなければならない。

これらの因子の予測は、それぞれが十分な検討を必要とするが、既存手法を参考に以下のような方法で因子の予測、推定を行った。

3. 1 気温と風速の予測

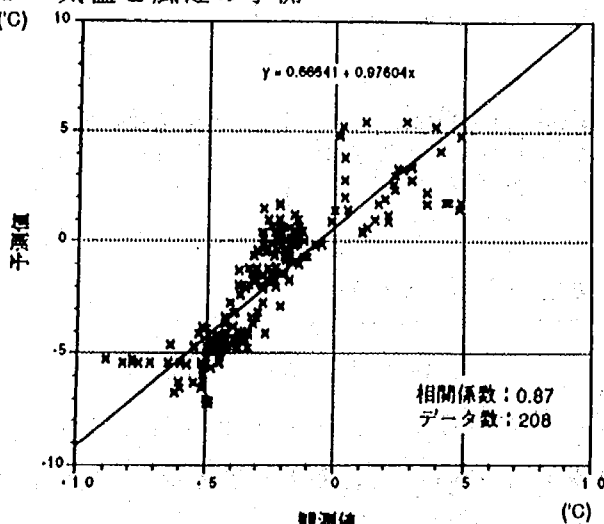


図-2 気温の相関図

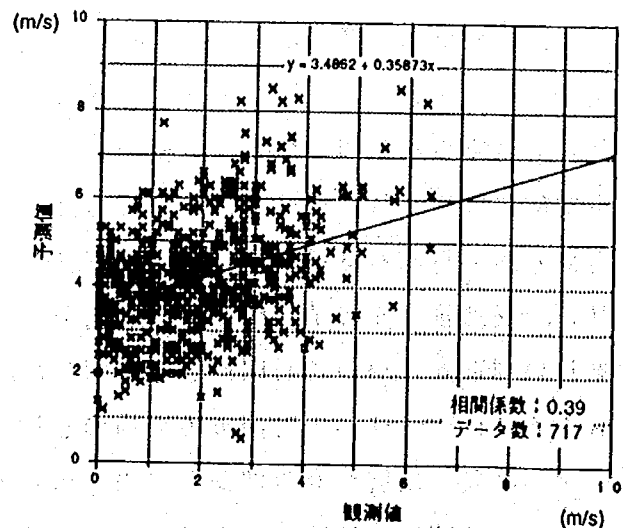


図-3 風速の相関図

気温と風速の推定については、局地気象評価予測システムを用いて行うこととした。これは気象庁のGPV（日本域モデルの計算結果）を用いて対象地域の地形の起伏や海陸の温度変化の違い等を考慮しながら風と気温の場の変化を計算するシステムである。

気温と風速の予測結果をモデル地点での観測値との相関図として図－2、図－3にそれぞれ示した。その結果、気温については実測値との相関が良く、予測値として有意なものであると判断できるが、風速については相関関係が低くあまり良い結果は得られなかった。

3. 2 降雪量の予測

降雪量の予測は、図－4に示す降雪予測システムの予測値を使用した。しかし、降雪予測システムの予測降雪量は日降雪量で出力されるためこれを時間按分等により時間降雪量に修正して使用するものとした。

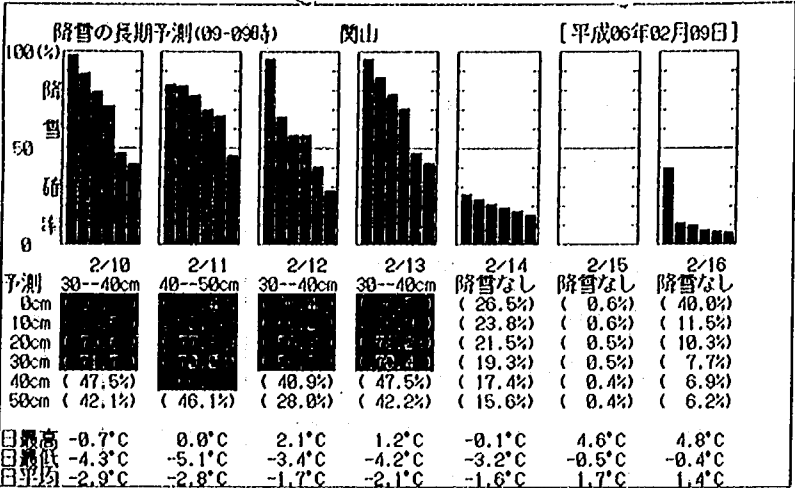
3. 3 交通量の予測

過去の冬期における曜日別、天気別の時間平均交通量を算出し、これを用いて一週間を基本周期とした交通量の予測値を算出した。なお、図－5に曜日別時間平均交通量データを示す。これは、平成2年度の冬期交通量データを使用したものである。

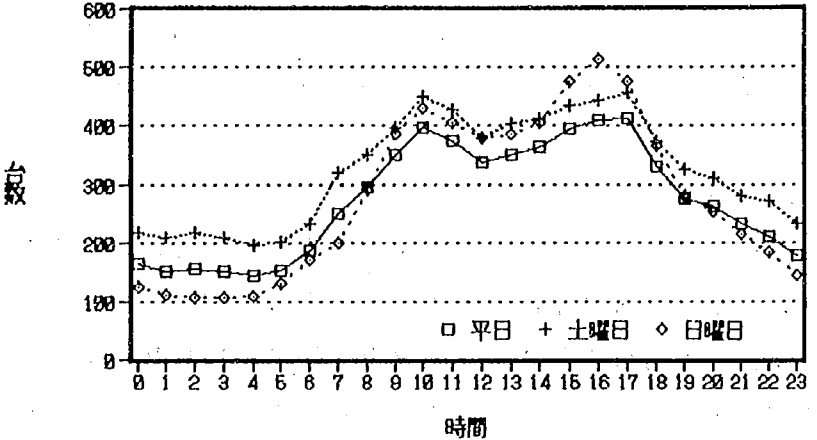
4. 予測の評価

凍結・圧雪予測の評価は、平成6年1月28日～2月28日までの1カ月間（32日、768時間）のデータを用いて行った。

なお、判別式の値には、誤差が含まれていると考えられるので、凍結・圧雪の判定に際しては、表－2に示す基準条件を設定し、表



図－4 降雪予測出力図



図－5 曜日別平均交通量

表－2 路面判別の基準条件

判別関数	基準条件	判別結果
Z (A, C) (凍/非)	0.0 ≤ Z (A, C) Z (A, C) < 0.0	凍結 非凍結
Z (B, C) (圧/非)	0.0 ≤ Z (B, C) Z (B, C) < 0.0	圧雪 非圧雪
Z (A, B) (凍/圧)	0.0 ≤ Z (A, B) Z (A, B) < 0.0	凍結 圧雪

表－3 路面の判別条件

判別結果			路面予測
(凍/非)	(圧/非)	(凍/圧)	
凍結	—	凍結	凍結
—	圧雪	圧雪	圧雪
非凍結	非圧雪	—	非発生

(注) “—”はいかなる判別関数値でも良い。

－ 3 の判別条件により路面判別を行った。

この条件に準じて予測を行い、実測の路面状況と比較した結果、表－ 4 に示すとおり適中とやや適中を合わせて 68 % の適中率が得られた。同表には、アメダスの実測値を用いた計算結果も示してあるが、実測値によるものと比較しても約 10 % 程度の開きしかないため、予測の評価としてはほぼ妥当な結果が得られた。

表－ 4 予測結果

予測結果	実測データ		予測データ	
	判別数	割合 (%)	判別数	割合 (%)
適中	472	69.5	389	56.4
やや適中	68	10.0	80	11.6
まちがい	139	20.5	221	32.0
欠測	89	—	78	—

なお、やや適中とは凍結路面を圧雪路面と判断、圧雪路面を凍結凍結と判断したものであり、欠測は因子のデータが欠落し、判別が不可能となったため計算されなかったものである。

5. まとめと今後の課題

本研究の結果から、当試験所で運用している降雪予測システムを降雪量の予測因子として利用する事により、路面の凍結・圧雪を予測する事が可能であることが判明した。

また、予測精度も 68 % と妥当な結果が得られ、本予測式によって凍結・圧雪の予測が可能であり、下記に示す課題を解決する事により、雪寒対策の情報として利用することが可能となる。

(1) 予測精度向上の検討

今回の凍結・圧雪の予測で、良好な結果は得られたが、約 30 % 程度は予測が外れているため予測精度を向上させるための検討を行う必要がある。特に、因子の予測精度の向上が重要であると考えられる。

(2) 他地域への展開

今回作成した判別式は、二俣地区をモデルとして作成したものであり、他の地域への適用についてはその対象地域の特性を考慮した発生要因等を検討する必要がある。

(3) 予測システムの構築

因子の入手方法、経路、入手時間、計算処理装置等について検討し、毎日の定常業務として予測を実施する場合の予測システムを構築する必要がある。

1. まえがき

本研究で対象とするのはバイパストンネルによる自然の水の流れを利用した対策であり、この対策は貯水池上流端に分派堰を設け、そこで所定の土砂濃度の流水を分派しバイパストンネルによりダム下流へと土砂を輸送する方法であり、経済性、省エネルギー化の観点から好ましい対策である。しかし、この自然の力を利用した対策は実用化されている例が極めて少なく水理的な研究も十分ではない。

土砂バイパス施設は、貯水池上流端の分派堰、バイパストンネル、ダム堤体下流の減勢工から構成されている（図-1）。本研究ではこの施設のうち分派堰に着目した。

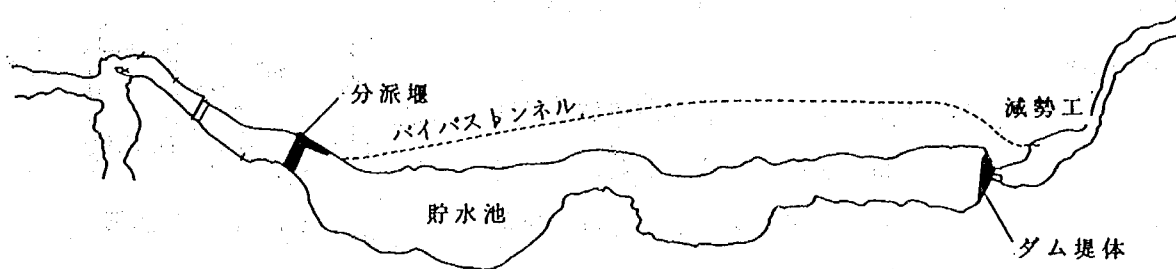


図-1 土砂バイパス施設概要図

下流河川への土砂排出は基本的には洪水時に発生するため土砂バイパス施設の運用も洪水時に洪水流を利用して行うので、分派堰は治水効果を維持した上での運用となり流量が制限されてしまう、そこで排出土砂と流量の関係を調査し、少ない流量でより多くの土砂を分派できる可能性のある掃流砂の分派のメカニズムの解明、土砂分派と流量分派の関係をモデル化することを試み、それぞれの計画に見合った効率的な土砂分派が行える分派堰形状の策定を目指すための基礎資料を得た。

2. 実験方法

実験は図-2、図-3に示す長さ10m幅1mの二次元水路を用いて表-1に示す条件で4ケースについて、水路上流より砂を給砂し続ける移動床実験を行った。水路上流端からの給砂量は掃流状態で砂を流下させるために河床勾配を水路勾配の1/2、水深を等流水深とし求めた。

また、堆砂の進行状況は本研究ではあまり重要ではないため実験時間の短縮を考慮し図-4に示すようにあらかじめ水路に分派堰上流2mまで20cmの厚さで砂を敷き均した。実験ケースは分派比を変えるため切り欠き幅 b を変化させ（Case-4は流量を変化させた）実験を行った。なお、水面形についてはポイントゲージを用いて測定し、流速については移動床実験後河床をセメントで固めることにより測定を行った。

3. 実験結果

図-5にCase-2の場合の両袖部と切り欠き部の排砂量の時間的変化を示す。実験開始後ほぼ60分後に顕著な堆砂の進行は止まり、分派堰直上流の堆砂形状は微妙に進行と後退を繰り返し、それに伴い袖部と切り欠き部の排砂は平均値付近で増減する。他のケースも同様の傾向を示すが、Case-1は左右岸の堆砂の進行と後退を著しく交互に繰

り返し排砂量の変動が大きい。なお、各ケースの排砂量は堆砂の著しい進行が停止してからの平均値（Case-2では60分以降）を採用した。

表-2に水と土砂の分派量比を示す。掃流状態で流下してきた土砂が分派堰前面でも掃流状態であれば、袖部から越流する土砂は0であるはずであるが、今回の実験では越砂している。その概要を以下に示す。

土砂バイパス施設は、洪水時に運用するため流水の分派量を性格に把握する必要がある（実験では整流後、四角堰で流量を測定）。Case-3において砂がない場合と移動床実験終了後の流水の分派率を比

較するとその差は4.6%程度である。しかし、堆砂が進行した場合水面が乱れ、短い時間スケールでは、堰上での流量が変動している可能性がある。

図-6はCase-1での右岸から25cmの断面での分派堰上流の流速分布を示す。流速は1.2秒の間隔で20個のデータの平均である。25cmの断面を見ると、上流より掃流状態で流下してきた砂は、堆砂の肩で浮遊状態となり、流れにのるような形で、一部は袖部を越流し、他は切り欠き部より排出される。分派堰の全面には、水平軸をもつ渦が存在し、この渦の影響で分派堰の上流には砂のたまらな

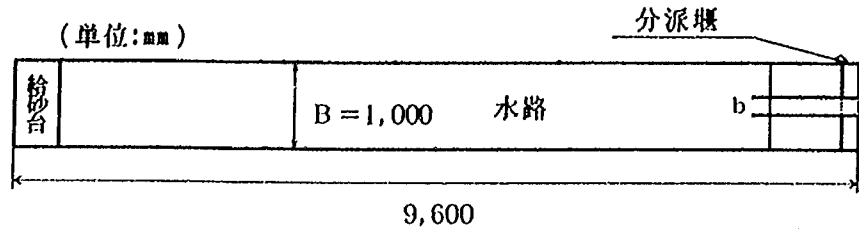


図-2 模型概要図

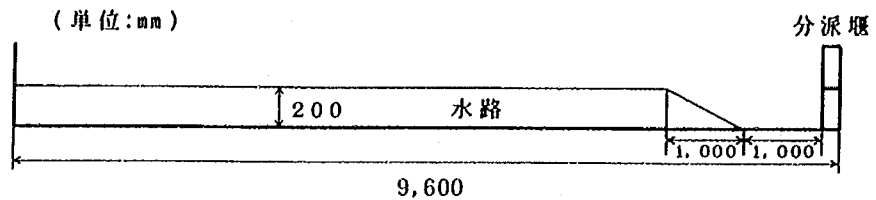


図-4 移動床実験初期河床

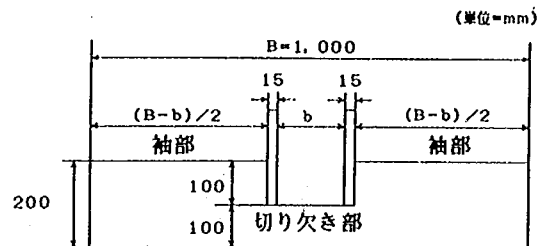


図-3 分派堰

	切り欠き幅	流量	粒径	河床勾配	給砂量
Case-1	b=7cm	40 l/s	0.1mm	1/100	192cm ³ /s
Case-2	b=13cm	40 l/s	0.1mm	1/100	192cm ³ /s
Case-3	b=17cm	40 l/s	0.1mm	1/100	192cm ³ /s
Case-4	b=17cm	20 l/s	0.1mm	1/100	92cm ³ /s

表-1 実験条件

ケース	分派比 切欠/袖	排砂量比 切欠/袖	砂無しの 分派比
Case-1	0.32	2.04	——
Case-2	0.60	6.97	——
Case-3	0.85	8.95	0.891
Case-4	2.05	19.01	——

表-2 流水と土砂の分派量比

い領域（無堆砂域）が存在する。この渦によって兩岸より、中央切り欠き部に浮遊している砂が運ばれる。また、右岸から13cmの断面とを比較するとY方向の流れが25cmの断面ではほとんど全ての領域で右岸から左岸、つまり袖部から切り欠き部に向かっているのに対し、13cmの断面では分派堰の下端で右岸に向う逆流域が存在する。これは水路を上から見たとき、上流から壁沿いに直進してきた左右岸の流れが分派堰直上流で分派堰中心方向（切り欠き方向）に引っ張られる様に流れを変え、そのため分派堰直上流の左右岸の下端の隅角部で逆流域となり25cmの断面とは異なる渦を形成する。この現象は、 b/B が大きいほど、つまり切り欠き流量が大きくなり無堆砂域が大きくなるほど顕著に表れる。

図-7に実験終了時の分派直上流における平均縦断形状を示す。Case-3とを比較すると b/B が大きいほど、つまり切り欠き流量が大きいかほど堆砂の肩は上流で止まり、分派堰前面に大きな無堆砂域が存在している。また、Case-4とを比較すると、流量が大きい方が分派堰前面の無堆砂域は大きいことがわかる。

袖部で切り欠き部へと土砂を捕捉する率、捕捉率（ r ）を図-8に示す記号を用いて

$$r = \frac{(Q_{su1} - Q_{sd1})}{Q_{su1}}$$

と定義する。

また、

$$\text{土砂の分派比 } \alpha = \frac{Q_{sd1}}{Q_{sd}}$$

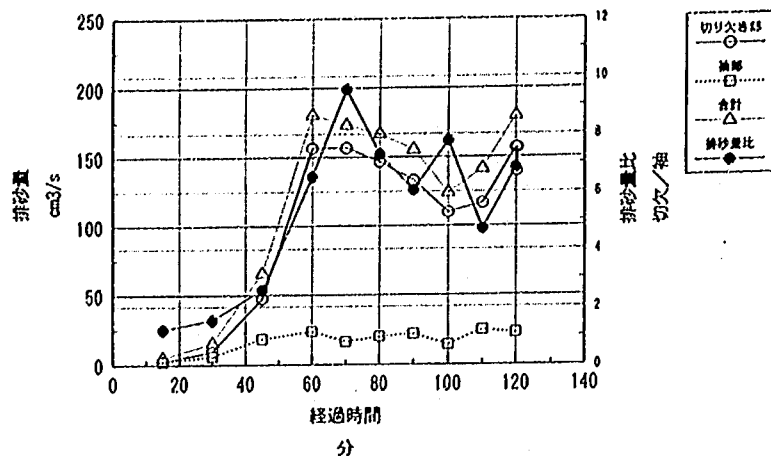


図-5 排砂量の時間的变化 (Case-2)

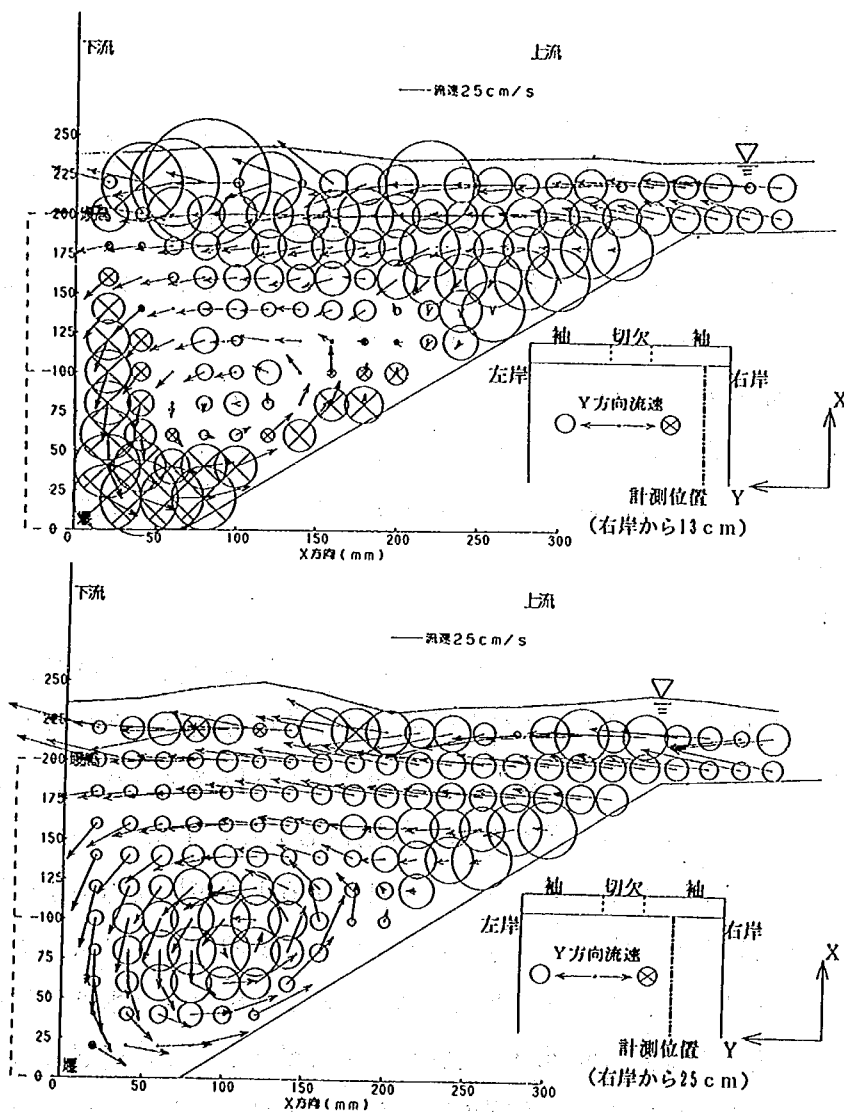


図-6 流速分布 (Case-3)

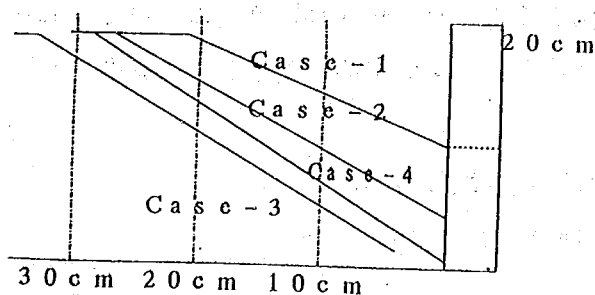


図-7 各Caseの平均堆砂形状

$$\text{堰の幅比 } \beta = \frac{b_1}{B}$$

とすると、u断面での単位幅当たり流量、流砂量は幅方向にはほぼ一定であると考えられ、

$$r = 1 - \frac{\alpha}{\beta}$$

の関係を導くことができる。この式を用いて今回の実験ケースで（r）を算出し、流量比との関係をプロットしたのが図-9である。

ここで用いた流量比は

$$\frac{(Q_{u1} - Q_{d1})}{Q_{u1}} \text{ である。}$$

切り欠きから流出する流量が大きくなるほどこの流量比は小さくなる。図中の点線は、堆砂肩で掃流砂が鉛直方向に一様に拡散しウォッシュロードの様な土砂分派をした場合であり、流水と土砂の分派率が等しくなる場合である。これに対して砂の分派率が高いこと、つまり捕捉率が高いのは堆砂の肩で浮遊状態となった場合の鉛直方向の濃度が一定ではないこと、浮遊している砂の沈降があること、図-6に示す渦の影響等が考えられる。沈降や渦の大きさ、強さには無堆砂域の大きさ堆砂肩の高さ等が関係していると考えられる。

4. まとめ

以上で述べたように今回の実験では、比較的細粒の分派堰直上流の堆砂肩で浮遊状態になる掃流砂の土砂の分派のメカニズム、流量と排砂量の大まかな関係が把握できた。平均のダムに流入する土砂は様々な粒径があり、また、ダムによっては今回対象としたような細粒分が堆砂量の多くを占める場合もある。また、バイパストンネルや下流の減勢工の維持管理（摩耗対策）等を考慮すると、対象とする土砂が比較的細粒の場合も想定される。この様な視点から掃流状態で流下すると考えられる土砂が局所的な流れによって、浮遊砂状態で流下する場合の挙動は十分検討する必要があると思われる。砂を対象とした水理模型実験は時間的にも労力的にもかなり制約を受けてしまい短期間に実験ケースを増やすことは困難である。しかし、分派堰の土砂分派の機能を把握するためには、今回の実験ケースではまだケースが少なく、また粒径が変わることによって土砂の捕捉率が変化することが予想され、流量についても異なる流量は1ケースしか行っていない。今後は今回の実験結果を踏まえ効率的に実験ケースを増やし分派堰の土砂分派機能のモデル化を試みる。

参考文献

- 1) 吉川秀夫：流砂の水理学，1985.
- 2) 土木学会：水理公式集，1980.

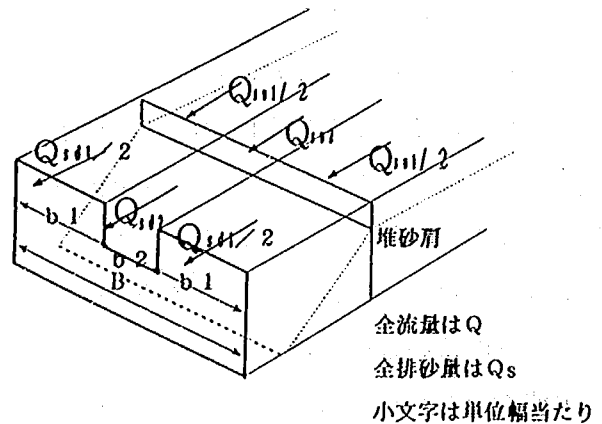


図-8 土砂収支モデル

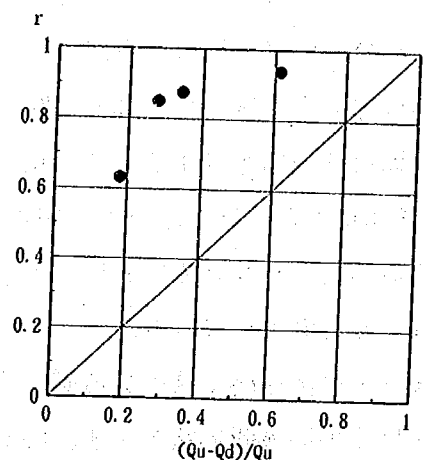


図-9 捕捉率と流量比の関係

氾濫計算における市街地粗度の推定に関する実験

河川部都市河川研究室 小林裕明

1. まえがき

近年、水害に強いまちづくりが求められ、家屋のピロティ化、氾濫流制御施設の建設、水防災拠点設置、防水壁・防水扉の設置、敷地盛土等が注目されている。これらの洪水対策を考える上で、氾濫解析によって氾濫水の挙動を把握する必要があるが、現在の氾濫解析モデルでは、都市市街地などの氾濫域について粗度係数の設定により十分なモデル化がなされていないため、このような目的で使用する際には精度の面で問題があると考えられる。

2. 目的

本研究は、市街地において最も氾濫流に影響を与える建物が粗度係数に及ぼす影響を実験で直接的に把握し、その結果を氾濫計算(2次元不定流モデル)に組み込み、昭和28年に筑後川流域の久留米市において発生した氾濫の実績と比較検証することを目的とするものである。

3. 実験方法

実験は、長さ10m、幅10m、側壁高0.5mの水路を用いて行い、水路表面はモルタル仕上げとした。水路上に、建物を想定したコンクリートブロック(縦20cm×横20cm×高さ12cm)を格子状に配置して実験をおこなった(図-1参照)。建物占有率は6, 11, 25%の3段階を設定した(建物占有率とは、ある領域の総面積に対してその中に存在する建物が占める面積の割合のことである)。測定項目は水深とし、ポイントゲージにて測定した。測点は氾濫原の上流側に3点、下流側に3点設定し、測定は各実験ケース毎に水路中央の水深が約3, 5, 7, 9cmの4段階で安定した後におこなった。

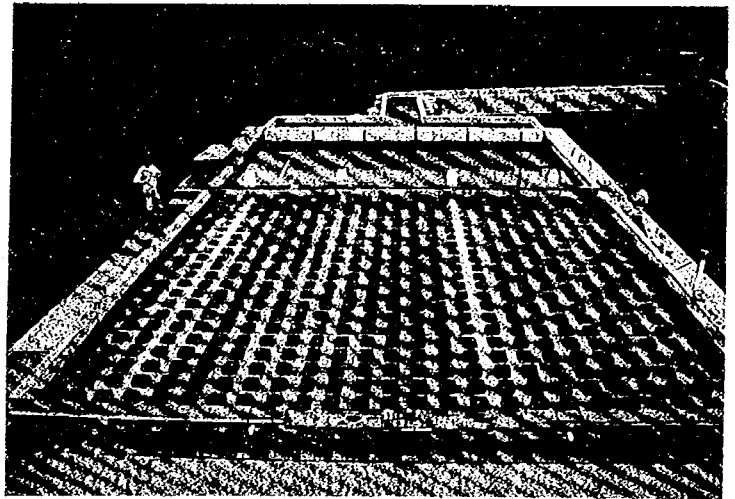


図-1 実験水路の状況

なお、粗度係数は、(1)式を用いて求めた。記号は慣例に従う。

$$\left(H_1 + \frac{v_1^2}{2g}\right) - \left(H_2 + \frac{v_2^2}{2g}\right) = \frac{n^2}{2} \left(\frac{v_1^2}{h_1^3} + \frac{v_2^2}{h_2^3}\right) \Delta X \quad \dots \dots (1)$$

4. 実験結果

実験より得られた粗度係数、建物占有率、水深の関係を図-2に示す。実験水路の底面の粗度係数 n_b は0.010であった。図-2より水深および建物占有率が増大するにつれて建物の影響まで考慮した粗度係数(以下「等価粗度係数」と称する) n も増大する傾向がわかる。

ここで、流水が建物から受ける抗力を考慮すれば、 $n \text{ (m}^{-1/3} \cdot \text{s)}$
 等価粗度係数 n は

$$n^2 = n_b^2 + \alpha h^{4/3} \quad \dots\dots (2)$$

とすることができる。なお、 α は水深の影響を受けない因子を係数にまとめたものである。

つぎに α と建物占有率 θ との関係を図-3 に示す。
 これより α を回帰的に求めると、

$$\alpha = 0.82 \cdot 10^{-2} \cdot \theta^{0.75} \quad \dots\dots (3)$$

となる。

(2)、(3) 式より、等価粗度係数 n は、

$$n = \sqrt{n_b^2 + 0.82 \cdot 10^{-2} \cdot \theta^{0.75} \cdot h^{4/3}} \quad \dots\dots (4)$$

と表現できる。

5. 検証計算

実験結果より求めた (4) 式の適応性を検証するため、昭和28年筑後川水害の久留米市における洪水氾濫を対象として、従来の粗度設定によるものとの比較検討を行った。

市街地の等価粗度係数 (N) は建物の影響がない場合の粗度係数 (地表面粗度係数: N_b) と、水深 (h) の関数として表現できる。係数 α は模型の縮尺を仮定することにより現地換算できるが、ここでは実験の水深等を考慮して $1/2.5$ とした。また、地表面粗度係数 N_b は、当時の土地利用状況を考慮し、農地、裸地の n として2次元不定流計算で一般に用いられている $N_b = 0.025$ を採用した。これにより (5) 式を得た。

$$N = \sqrt{N_b^2 + 0.33 \cdot 10^{-3} \cdot \theta^{0.75} \cdot h^{4/3}} \quad \dots\dots (5)$$

(5) 式で計算した N を、建物占有率 (6%, 11%, 25%) をパラメータとして表すと図-4 のようになる。

また、従来の粗度係数の与え方は、表-1 に示す値をベースにして、下記の式により設定している。

$$n = 0.025 + \frac{0.040 - 0.025}{100} \times \theta \quad \dots\dots (6)$$

5.1 久留米市昭和28年水害状況

筑後川左岸29.5km地点の東櫛原堤が6月26日17:30頃に決壊し、洪水が久留米市街地を襲った。この氾濫水は市街地

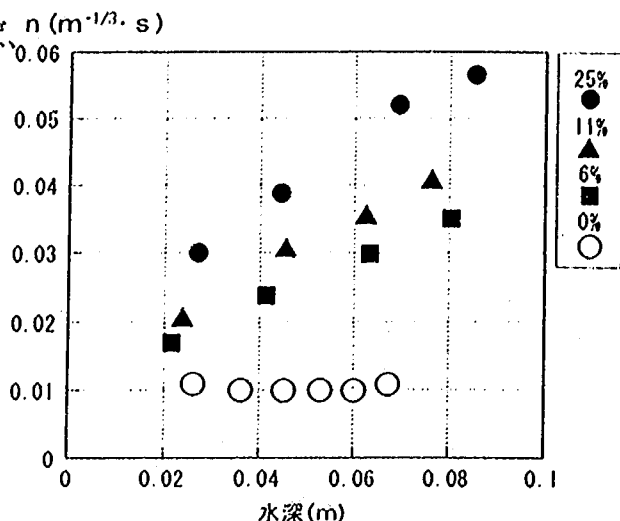


図-2 粗度係数、占有率、水深の関係

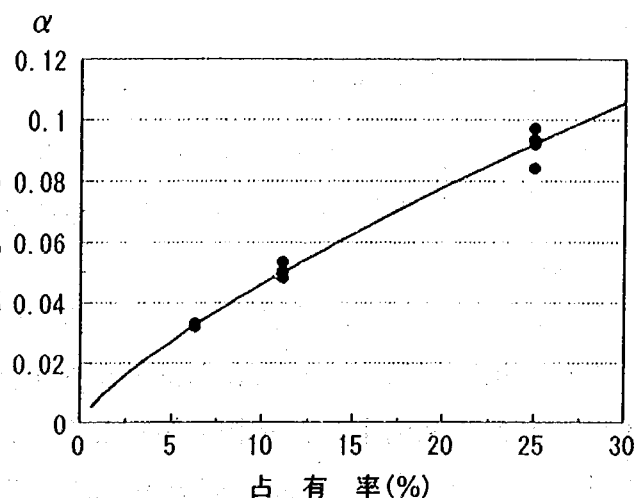


図-3 α と建物占有率の関係

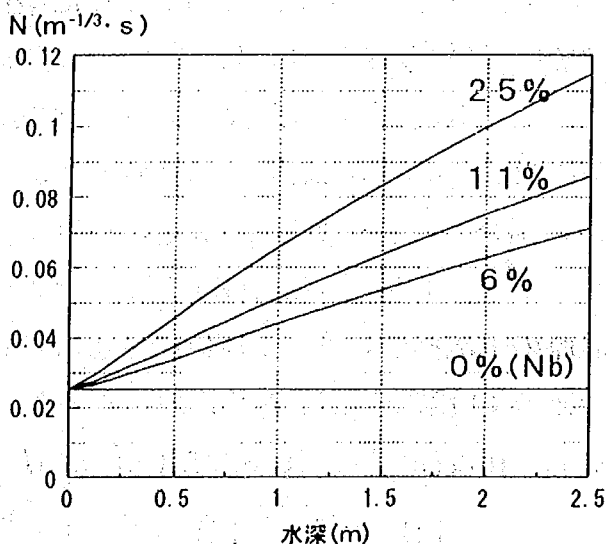


図-4 換算した等価粗度係数

表-1 地目別粗度係数

地 目	田 畑	宅 地
n	0.025	0.040

を流下した後、下流側の篠山堤(26日 18:20頃)および安武堤(26日 23:30頃)に到達し、それぞれ堤内側より堤外側へと溢水した。この溢水により堤防がそれぞれ決壊し、氾濫流が河道へ逆流入した(図-5参照)。

5.2 地点別湛水深

図-6 (1)～(4)に久留米市内の各地点における湛水深ハイドロを示す。なお、それぞれの図には、災害史により報告されている痕跡最高水深も示した。医大付近(図-6 (1))は氾濫水の主流部にあたるところで、しかも経路上に宅地がほとんどないため、従来の手法と新たな手法との結果にはあまり差が見られない。

一方、市役所(図-6 (2))、旭デパート(図-6 (3))、瀬ノ下(図-6 (4))では、新たな手法の方が約30～50cm湛水深が小さくなり、湛水深のピークも遅く現れている。これは氾濫水が市街地に入り、建物の影響により貯留されたことによるものと推測される。

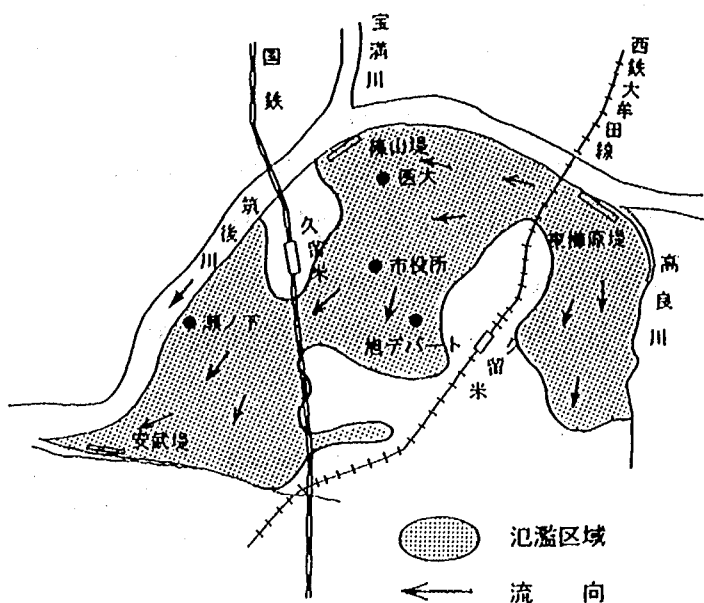


図-5 久留米市概略図

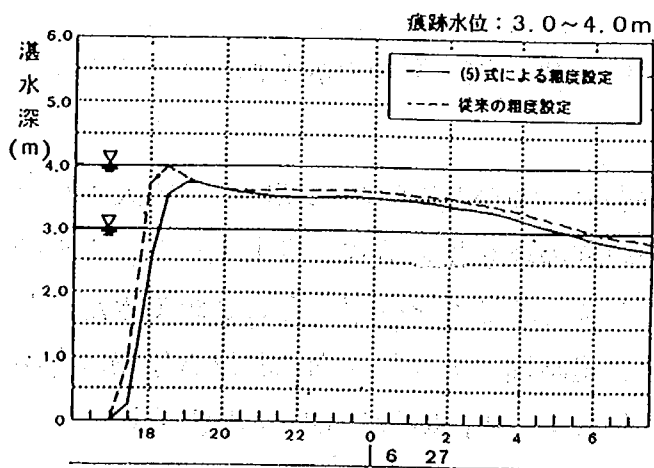


図-6 (1) 医大付近

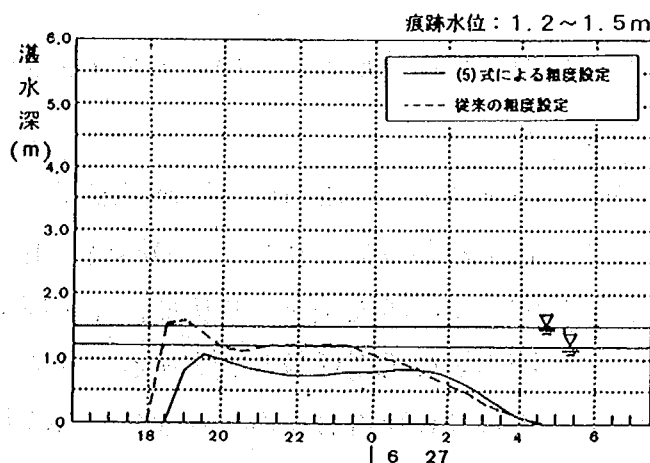


図-6 (2) 市役所付近

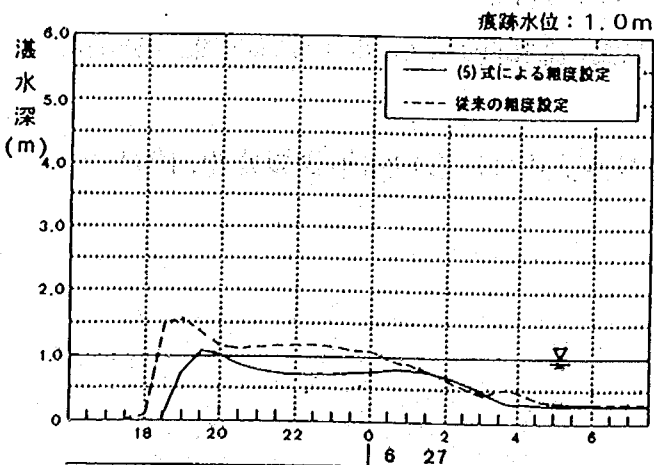


図-6 (3) 旭デパート付近

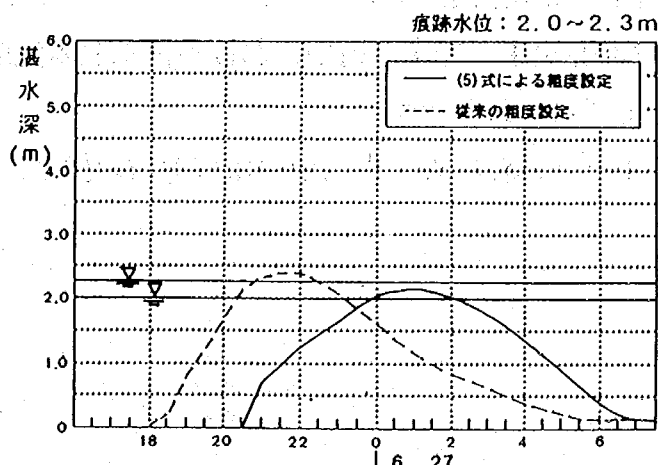


図-6 (4) 瀬ノ下付近

5.3 破堤時刻

氾濫水が河川に戻る際の溢水により河川堤防が破堤した篠山堤および安武堤地点における湛水深のハイドログラフを図-7 (1), (2)に示す。破堤時刻は、当時の記録より堤防越水直後に破堤したと報告されているので、堤内水位が堤防天端高に達した時刻をもって破堤時刻とした。篠山堤では従来の方によりと破堤が18時前に起こるのに対し、(5)式によるものは18時10分頃となり、より実績に近いのがわかる。さらに、安武堤では手法による差が顕著に見られる。従来の方は実績に比べて明らかに破堤推定時刻が早過ぎるが、(5)式によるものは20分程のずれに改善されている。

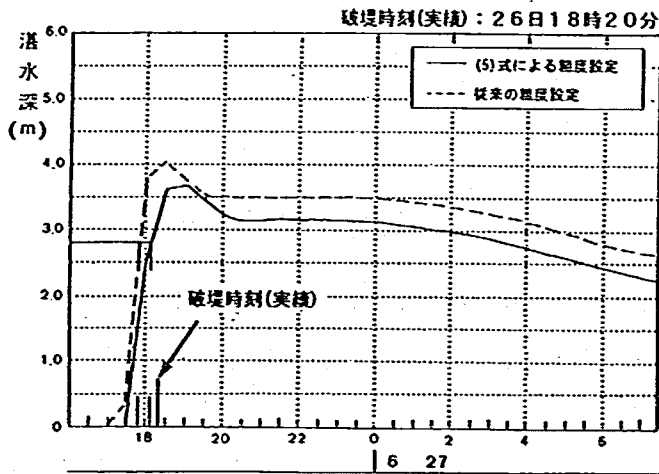


図-7 (1) 篠山堤地点湛水深ハイドログラフ

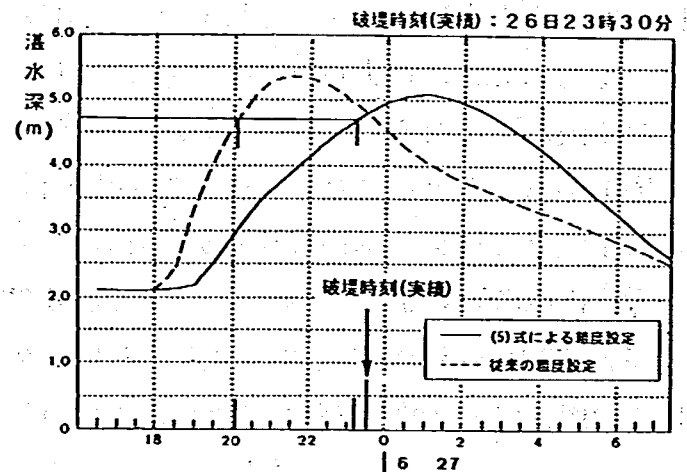


図-7 (2) 安武堤地点湛水深ハイドログラフ

6. まとめ

今回の実験により、市街地の等価粗度係数は建物占有率および氾濫流の水深によって大きく変化することがわかった。また、その結果を用いて等価粗度係数を与える式を設定すると、従来の手法と比較して氾濫実績をより精度良く表現することができることを確認することができた。しかし、今回の等価粗度係数を設定する実験においては、道路網やメッシュ内における建物占有率のばらつき及び建物占有率の大きなケースは考慮しておらず、今後検討していく必要がある。

参考文献

- 1) 山本, 末次, 桐生: 氾濫シミュレーション(2), 土木研究所資料第2175号, 1985
- 2) 福岡, 松永: 密集市街地における洪水氾濫流解析と氾濫流制御の試み, 水工学論文集 第36巻, pp. 311~316, 1992
- 3) 小林, 栗城, 坂野: 市街地の粗度係数の推定に関する実験的検討, 第49回年講概要集, 1994

震源近傍における地震動特性に関する調査

地震防災部振動研究室 岩崎 秀明

1. まえがき 一般に大規模構造物は地震時の挙動が複雑になることから、動的解析により耐震安全性を照査する。本州四国連絡橋等の事例をみると、動的解析用の入力地震動は、(1)地震の規模・発生位置を想定して、建設地点における地震動強度を推定する方法、と(2)既往の地震発生状況から確率的に地震動強度を求める方法、とを併用して決定している。いずれの方法も、当該地点の地震動強度（例えば最大加速度）と、地震の規模（マグニチュード）、発生位置（当該地点からの距離）とを定量的に関連づける式を必要とする。この関係式は距離減衰式と呼ばれ、過去の地震記録の統計解析により求められている。ところで、日本では、大規模地震は海域の比較的深い位置で発生するため、大規模地震による距離の小さい、すなわち震源近傍の地震記録は乏しい。そのため、震源近傍での距離減衰式の精度が良くなく、過去の大地震の震源近くに建設される構造物の動的解析入力地震動を決定するのには困難が伴う。

2. 目的 震源近傍での地震記録は海外、特に北米において多く得られている。筆者らは、震源近傍での地震動特性を明らかにするため、平成3年度よりそれらの収集・統計解析を実施している。本文はこれまでの検討結果のうち、水平方向最大加速度、及び水平方向加速度応答スペクトルに関する統計解析結果を報告するものである。

3. 方法 国内の地震記録に加えて、海外の地震から得られた記録も解析の対象とし、まず、水平最大加速度に関する検討を行うための地震記録データベース（以下DB1）を作成した。DB1のデータの選定基準は以下の通りである。

1)国内の地震記録 建設省土木研究所¹⁾及び運輸省港湾技術研究所²⁾で得られた加速度記録のうちマグニチュードが5以上で震央から50km以内で記録が得られている地震による記録。

2)海外の記録 Campbell³⁾の作成したデータベースに新たに得られた地震を追加。

Campbellのデータベースの選定基準：マグニチュード5～7.7で震源深さ25km以浅の地震による震源域から50km以内で得られた地盤上加速度記録。

DB1の記録を用いて、既往の研究で得られている、①震源の近傍では最大加速度は地震毎にほぼ一定で、ある距離を超えると減衰が始まる、②最大加速度一定域は地震のマグニチュードが大きいほど広い、③最大加速度一定域での最大加速度値は地震のマグニチュードが大きいほど大きい、等の定性的な傾向を確認するとともに、回帰分析により距離減衰式を求めた。解析全体を通じて最大加速度には水平2成分の大きい方を用い、観測点の地盤条件は考慮しなかった。

DB1のうち、時刻歴波形の得られている記録を抽出しDB2とした。

DB2の加速度記録から応答スペクトルを算出し、回帰分析により固有周期毎の応答加速度の距離減衰式を算出した。

表-1 DB1, DB2の内訳

		国内	国外	合計
DB1	地震数	35	65	100
	記録数	121	309	430
DB2	地震数	8	11	19
	波形数	21	428	449

DB1、DB2の内訳を表-1に示す。また、DB1の地震のマグニチュード

注) 波形は水平2成分を別々にカウント

ドに対する分布を図-1に、加速度記録の距離とマグニチュードの関係を図-2に示す。海外の地震のマグニチュードは、ローカル・マグニチュード M_L もしくは表面波マグニチュード M_s を示した。日本国内の地震には気象庁マグニチュード M_J が与えられており、これら3種類のマグニチュード・スケール間の差異も指摘されてはいるが、本研究ではスケール間の変換は行なわなかった。観測点までの距離として、国内の地震記録には震央距離が与えられていることが多いが、この場合、

震源距離 = $\{ (\text{震央距離})^2 + (\text{震源深さ})^2 \}^{1/2}$
 の関係を用いて変換した。海外の記録で用いられている断層距離は震源距離と同等であるとみなした。

4. 解析結果

4. 1 最大加速度に関する検討 DBIのデータを用いて、川島ら⁴⁾による距離減衰式と同じ形の式で回帰分析を行うと以下の式が得られる。

$$A_{\max} = 834.9 \times 10^{0.206M} (\Delta + 30)^{-1.214} \dots (1)$$

ここに、 $A_{\max}$:水平最大加速度(gal)、

M :マグニチュード、 Δ :震源(断層)距離(km)

次に、DBIの中から広い距離範囲にわたって加速度記録が得られている地震を取り上げ、最大加速度に関する検討を行った。図-3は、1989年のロマ・プリエタ地震で得られた水平最大加速度と断層距離との関係であるが、断層面からほぼ20kmの地点から加速度が低減していく傾向が見られる。地震ごとに最大加速度の包絡線を描き重ね合わせたのが図-4である。この図より最大加速度一定域の大きさと、地震のマグニチュードとの関係は図-5のようになる。図中には、表ら⁵⁾が日本の5つの地震を対象に墓石の転倒状況から推定した加速度一定域の大きさを、筆者らが読みとってプロットしたものも示したが、本研究とよく似た傾向を示している。本研究での距離範囲(○印)が上に位置するのは、距離の定義の仕方が異なる(表らは震央距離を用いている)ことによると考えられる。

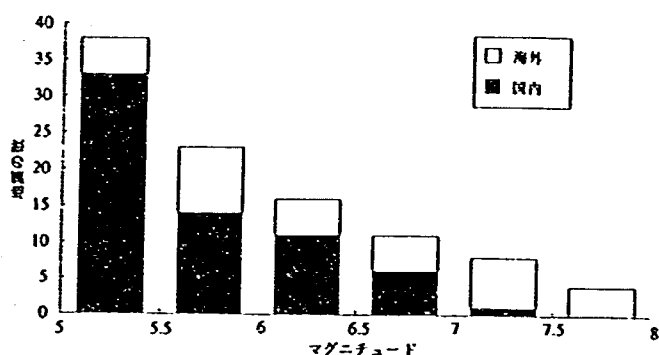


図-1 地震のマグニチュードに対する分布 (DBI)

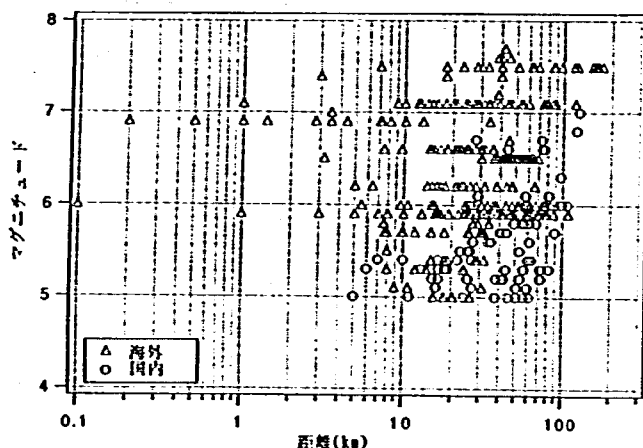


図-2 加速度記録の距離とマグニチュードの関係

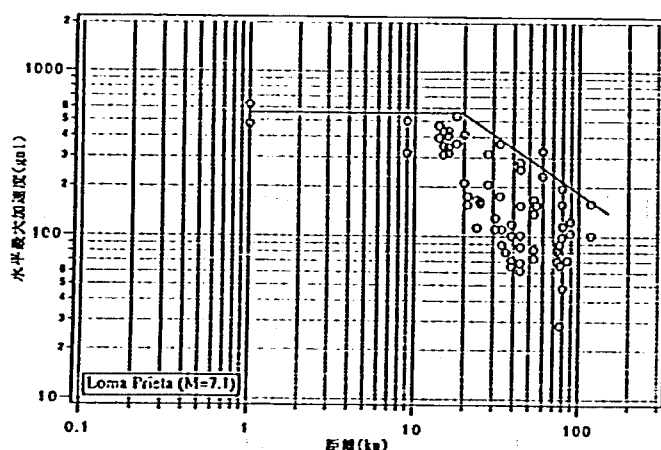


図-3 水平最大加速度と断層距離 (1989年ロマ・プリエタ地震)

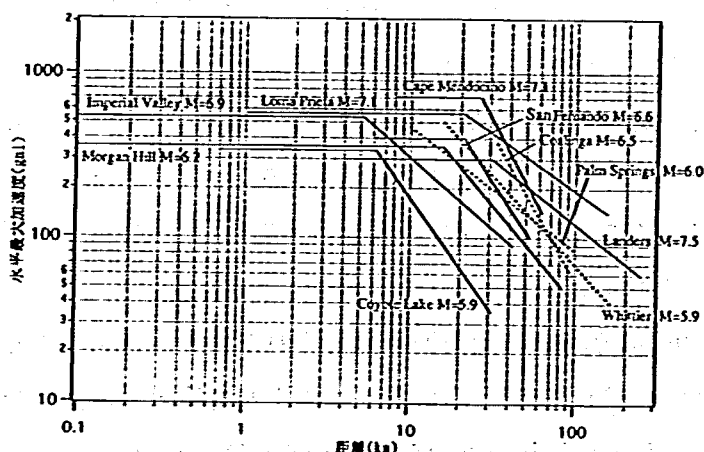


図-4 水平最大加速度の包絡線

図-5中の直線はデータの直線回帰により得たものであり、加速度一定域の平均的な大きさを与える。ただし、図-4中の包絡線の描き方が恣意的であるため、そのまま一般化することはできない。そこで、

図-5より、マグニチュード6以上の地震では、震源（断層）から10km程度までの距離範囲は常に最大加速度一定域であるとみなし、この範囲での最大加速度のマグニチュードに対する依存性を調べた。図-6に示す回帰直線（実線）は、 $A_{max} = 90.3 \times 10^{0.089M}$ で与えられる。一方、破線は式（1）において $\Delta=5\text{km}$ としたものである。実線ではマグニチュードMが大きくなっても最大加速度はあまり変化しないが、破線ではMによる最大加速度の変化が大きい。

以上より、既往の研究成果のうち、①、②については定性的に確認出来た。また、③については広い距離範囲のデータから得られた距離減衰式は、震源近傍での最大加速度のマグニチュード依存性を実際よりも大きく評価しているといえるであろう。

4. 2 加速度応答スペクトルに関する検討 道路橋示方書に示された川島ら⁴⁾による減衰定数 $h=0.05$ の応答加速度 S_A の距離減衰式（以下提案式）は、次のように求められている。

$$S_A(T, h=0.05) = a(T) \cdot 10^{b(T)M(\Delta+30)^{c(T)}} \quad \dots\dots (2)$$

DB2のデータを用い、上と同じ式を用いて回帰分析を行った。その結果得られた $b(T)$ 、 $c(T)$ の値を図-7に示す。 $c(T)$ は、提案式では一定としているが、ここでは固有周期Tに応じて変わるものとした。得られた距離減衰式による距離 $\Delta=10\text{km}$ における加速度応答スペクトルを図-8に示した。図-8には、比較のため提案式に基づく加速度応答スペクトル（Ⅱ種地盤）も示した。

DB2の記録と提案式の基になった記録とでは、地盤条件の考慮の仕方、距離の定義等が異なるため、単純な比較はできないが、以下の事項が指摘できる。

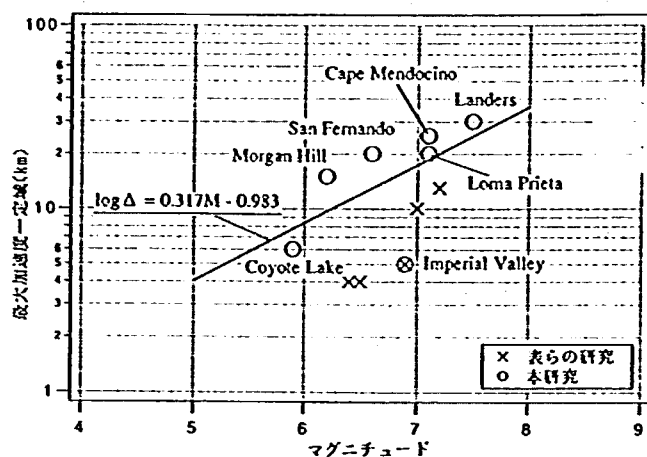


図-5 最大加速度一定域の大きさとマグニチュード

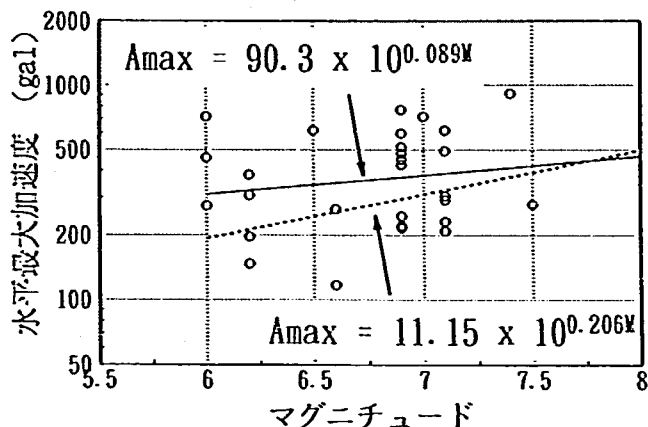
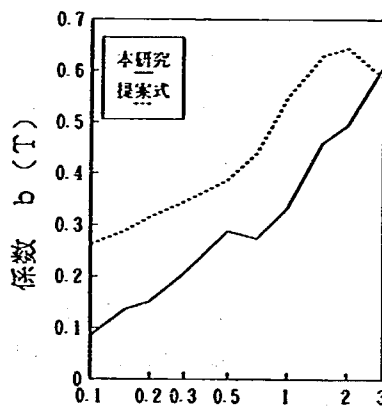
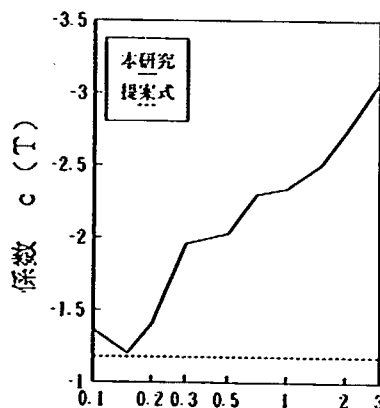


図-6 水平最大加速度とマグニチュード
($6 \leq M$, $0 \leq \Delta \leq 10$)



固有周期 T (秒) (a) $b(T)$



固有周期 T (秒) (b) $c(T)$

図-7 距離減衰式の $b(T)$ 、 $c(T)$ の値

(1)本研究では、 $b(T)$ の値が卓越周期である短周期側で小さいため、マグニチュードが大きくなるとスペクトルの形状がフラットになる。(2)提案式では一定とされている $c(T)$ が、固有周期が大きいほど小さくなる、すなわち長周期になるほど距離に対する減衰が大きい傾向が見られる。

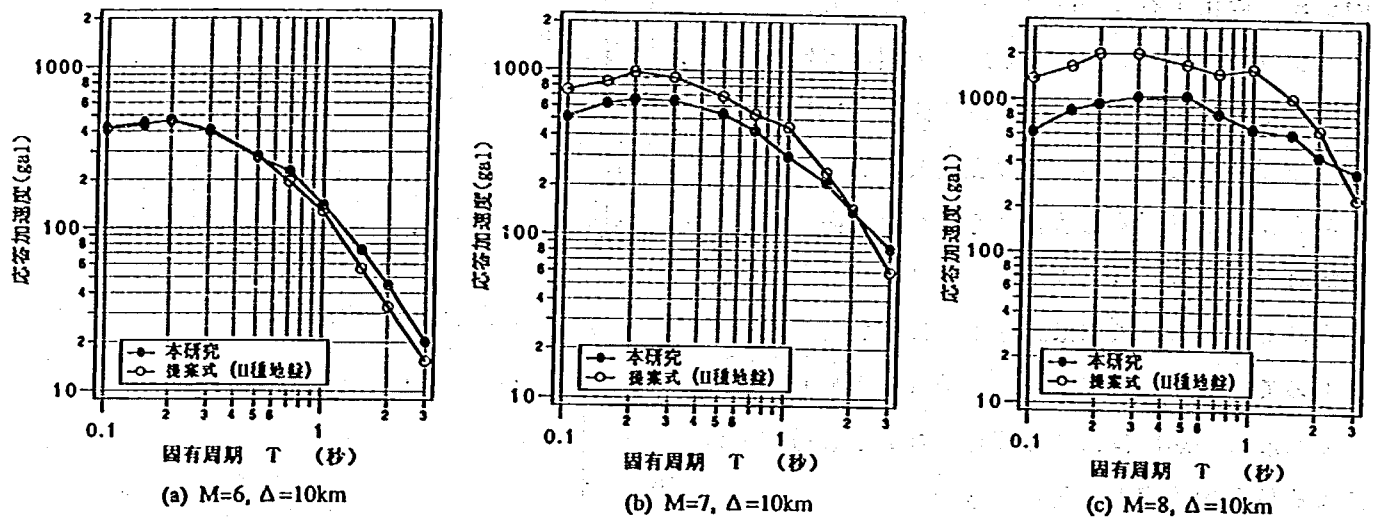


図-8 水平成分加速度応答スペクトル

5. まとめ 以上より以下の結論が得られた。

(1)広い距離帯に対して求められた距離減衰式は、震源近傍における最大加速度のマグニチュード依存性を実際よりも大きく評価している。

(2)震源近傍では、加速度応答スペクトルの距離減衰式中の係数 $b(T)$ 、 $c(T)$ は、震源から遠方と異なった固有周期依存性を示す。

ただし、以上の結論は地震発生環境の異なる国内外の記録の比較により得られたものであり、今後は日本における震源近傍の地震記録の収集・解析につとめるとともに、地震の発生機構等を考慮した理論的な見地からの検討も加えていく予定である。

参考文献

- 1)建設省土木研究所:土木構造物における加速度強震記録 (No. 1-12, 14-18)
- 2)運輸省港湾技術研究所:港湾地域強震観測年報, 1983-1989
- 3)Kenneth W. Campbell: Near-Source Attenuation of Peak Horizontal Acceleration, B.S.S.A, Vol. 71, No. 6, Dec., 1981.
- 4)川島, 相沢, 高橋: 最大地震動及び地震応答スペクトルの距離減衰式, 土木研究所報告第166号, 1985年9月
- 5)表, 三宅, 楢橋: 大地震時の震央域における地動最大加速度の推定, 地震学会予稿集, 1979 No. 1.

大分県風倒木地における土石流・流木の流出の特性

砂防部砂防研究室 石塚 忠範

1. まえがき

梅雨期や台風期など、土石流やがけ崩れをはじめとする土砂災害が、日本列島の各地で毎年のように繰り返されている。そして、「山地＝森林」である日本では、土砂の移動そのものによって引き起こされる被害に加えて、それにともない発生する流木が被害をさらに助長しており、土砂災害対策を考える際には、土砂への対策のみならず流木対策も重要であることが認識されるようになってきた。建設省ではこのような背景から、平成2年10月、「流木対策指針（案）」を作成し、これにもとづき鋭意対策を進めてきている。流木対策施設計画の立案においては、まず対象とすべき流木流出量を精度よく推定することが必要となってくるが、このためには溪流内における流木の発生や堆積などに関して、場所的、量的に的確に見積もることが必要である。しかしながら、現状ではそれについての十分な手法が確立されているとは言えず、このため、まず実際に起こった災害に対してその実態を把握するとともに、そうした資料の蓄積から一般的な傾向を抽出することが不可欠となる。

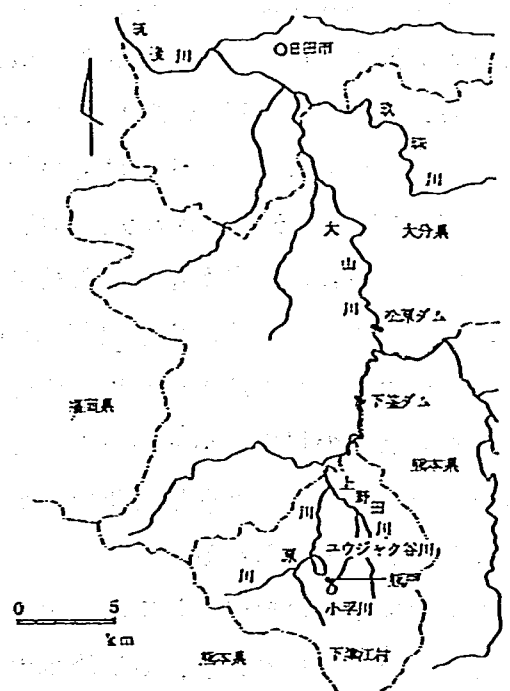
2. 調査の対象及び目的

平成3年9月の台風19号により九州地方北部に広範囲に発生した風倒木は大きな社会問題となったが、平成5年6月九州地方を襲った豪雨は、この風倒木地を中心に多数の崩壊、土石流を発生させ大きな被害をもたらした。また、筑後川水系下釜、松原両ダムには膨大な流木が流入し（下釜ダム：57,000㎃、松原ダム：32,000㎃、九州地方建設局推定値）、再び社会的な注目を集めることとなった。

本研究は、溪流における土石流及び流木の発生、流下、堆積の特性を明らかにするとともに、風倒木地における土石流・流木の流出の特性を明らかにすることを目的に、大分県下の風倒木地で発生した土石流について、現地調査、空中写真判読、解析を行ったものである。崩壊、土石流の発生ならびに流木の流出は、風倒木地全体にわたって多数に及ぶが、ここでは松原ダム上流のユウジャク谷川及び小平川（図－1）の2溪流を対象とした。

3. 調査地の概要及び方法

対象とした2溪流の流域面積はそれぞれ0.528km²（ユウジャク谷川）、0.172km²（小平川）であり、またこの地域の地



図－1 調査対象位置図

質は主に鮮新世～更新世にかけての火山噴出物（大分層群）からなる。近傍の熊戸観測所における雨量は、最大時間雨量70mm、最大24時間雨量275mmであった。

土砂、流木の発生、流下、堆積の特性を検討するため現地調査、空中写真判読を行い、その結果をもとに土砂収支、流木収支を求めた。土砂収支は崩壊面積に平均崩壊深を剰じて崩壊地からの発生土砂量を求め、河道区間では平均断面法により侵食、堆積量を求めた。流木収支は、空中写真判読から林相区分を行い、サンプル調査から得られた区分ごとの立木密度に森林破壊面積を剰じて、発生流木を求めた。堆積流木は長さ、平均直径などを全数調査した。

4. 結果

まず流木発生域の特性としては、風倒木エリアと流木発生域は完全に一致するわけではないがその多くが重複しており、風倒木地の存在がこの溪流からの流木流出に影響していることが推測される（図-2、4）。

つぎに流木収支については、ユウジャク谷川で各崩壊地、河道からの全発生本数2,833本のうち2,339本が流出しており、流出率は81%であったのに対し、小平川では対照的に発生本数277本を上回る堆積があり、本数による収支では、下流には流出がなかった結果となった。小平川では土砂流出率も24%とかなり小さく、この原因としては土砂流出の原因となった各々の崩壊の規模が小さかったこと、流域面積が小さいために土砂輸送能力が小さかったことなどが考えられる。

流木の堆積場の特徴としては、土砂の堆積区間と概ね一致しており、若干流木の堆積が上流側にある傾向が伺える。これは、支溪の合流、治山ダムなどの影響により河床勾配が

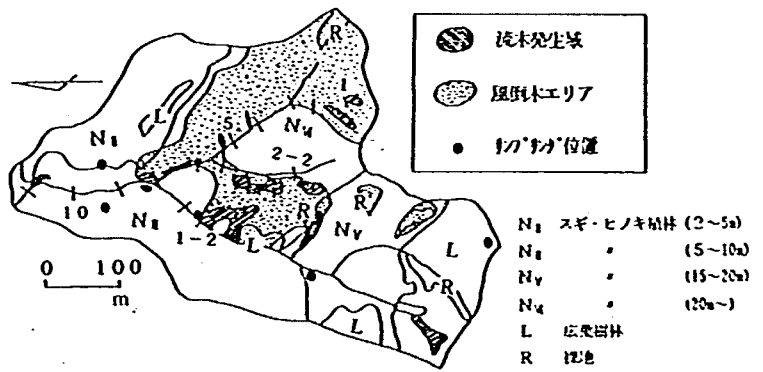


図-2 林相区分及び流木発生分布図 (小平川)

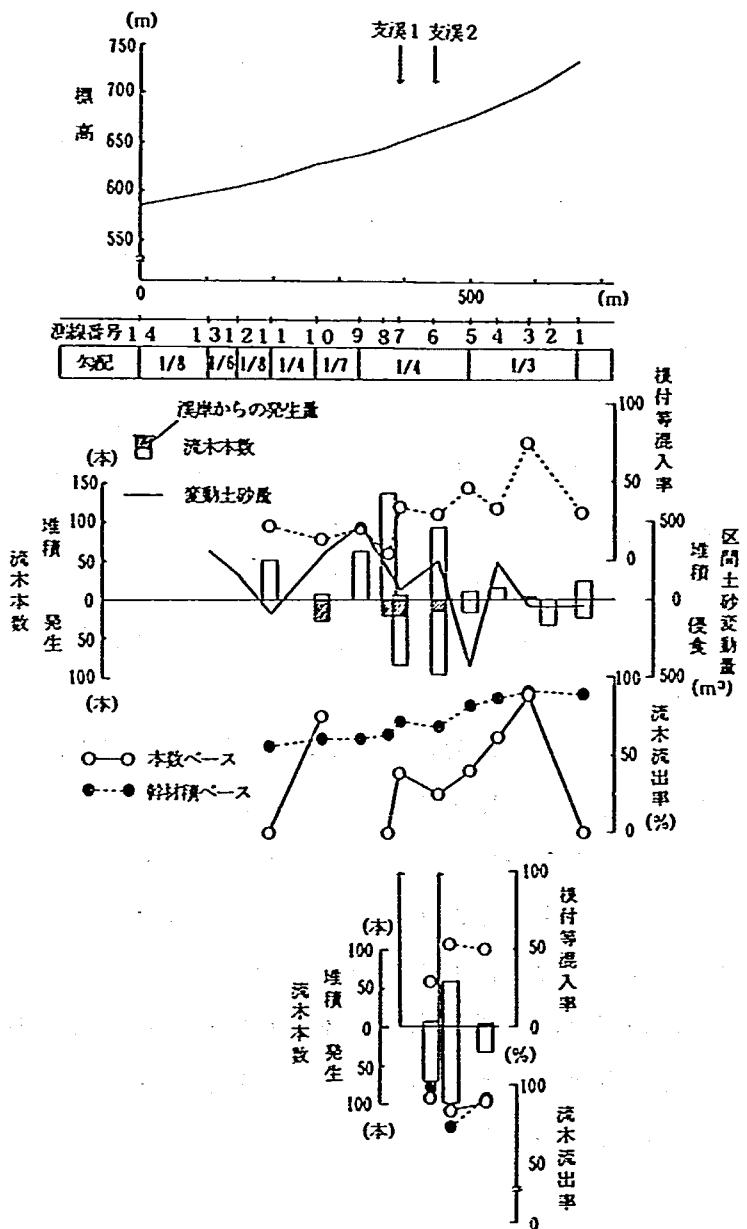


図-3 縦断図及び流木収支図 (小平川)

減少したり、河幅が増して、土砂の輸送能力が落ちるところに流木が堆積されやすいことを示すものとする。

各地点における流木の流出率は、崩壊地直下（各支溪最上流の発生源の直下）で0～100%、一次谷出口（支溪出口）で40～87%程度とかなりばらつきがある。また、小平川でマイナス収支になること、流木が発生、流下過程で折損していくことを考慮して、幹材積ベースの流出率も計算してみた。これによると崩壊地直下で52～100%、一次谷出口で65～98%となり、小平川出口での流出率は56%であった。なお、ユウジャク谷本川の流出率の縦断変化は、本数ベース、幹材積ベースとも同様の傾向を示す。

風倒木地における流木の流出が他地域のそれと比較して大きいものであったかどうかを検討するために、流域面積と発生流木本数（図-6）の関係を既往の調査成果¹⁾（平成2年熊本災害、平成元年愛知災害、昭和63年広島災害、昭和62年山形災害、昭和57年長崎災害）とともに図示した。これによると、今回の2流域からの流木発生本数は、これまでの災害と比較して特異なものではなく、上限値（N=

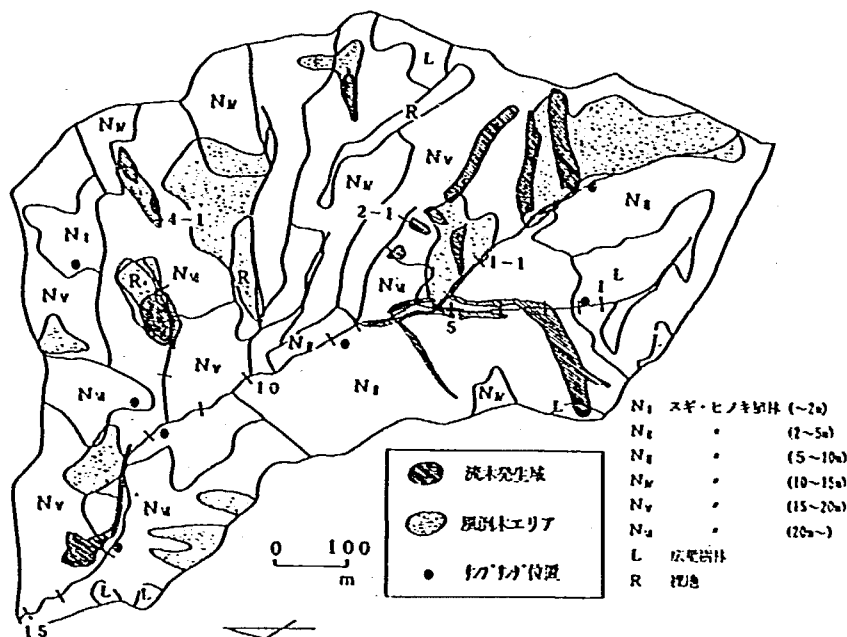


図-4 林相区分及び流木発生分布図（ユウジャク谷川）

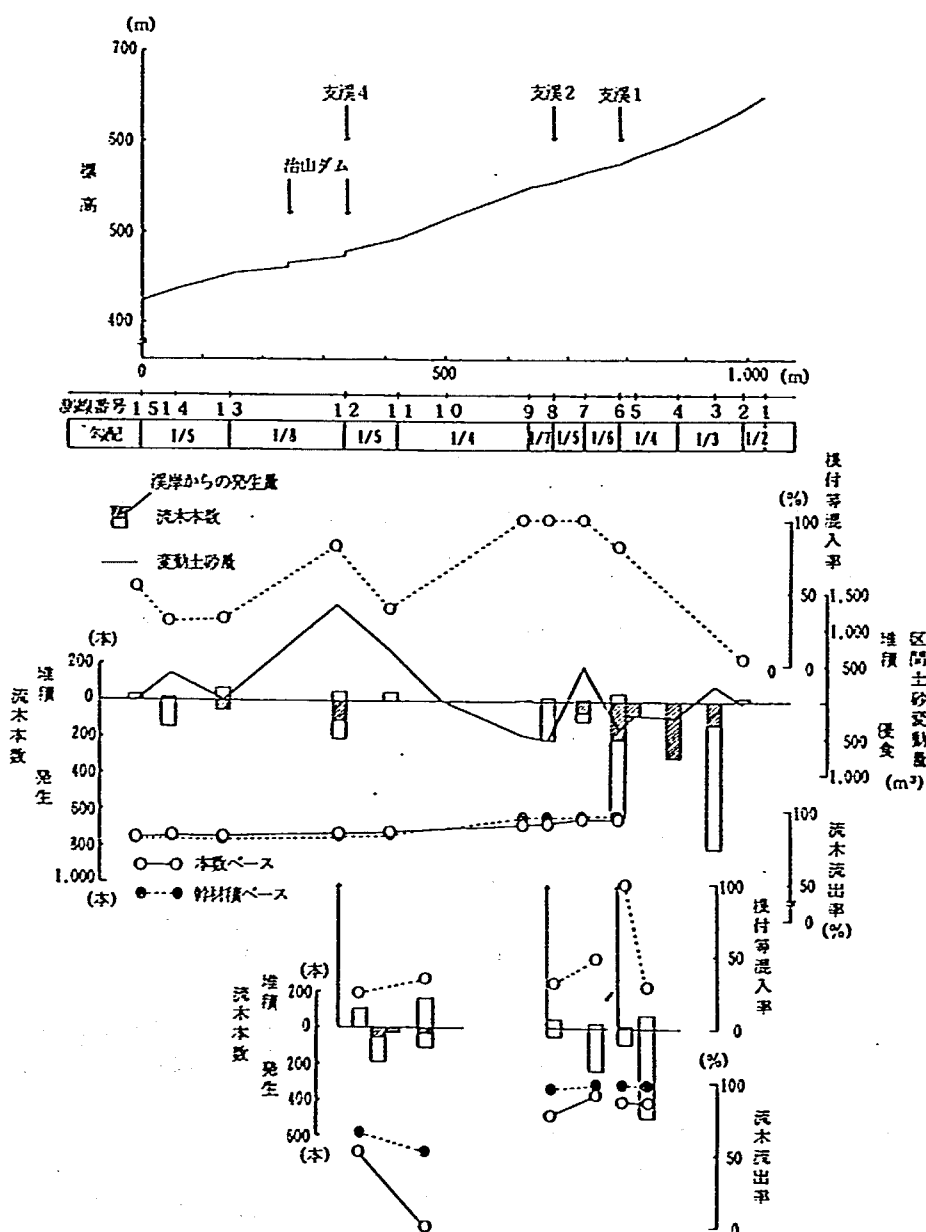


図-5 縦断図及び流木収支図（ユウジャク谷川）

5,000A) の枠内に収まっていることがわかる。

つぎに、既往災害のうち、林相区分ごとの森林破壊面積、各林相区分の面積のデータが得られる4溪流について、林相区分別の森林破壊面積率を求めた(図-7)。ここで林相区分は、樹高、樹種によるものとした(表-1)。各溪流とも林相区分別にみた森林破壊の発生は偏りが見られるものの、全体的な傾向として、風倒林地からの2溪流(ユウジャク谷川、小平川)が森林破壊面積率が高い。また、樹高と林齢には比例の関係があり、一般的に高齢林は根系の発達による緊縛力により斜面崩壊を抑止する効果を持ち、崩壊面積率は幼齡林と比較して小さくなるものと考えられる。しかしながら、風倒木溪流では樹高15m以上の林分(NV、VI)でも3~6%程度の高い面積率を示している。風倒林地では樹木根系の強度が失われ、高齢林分であっても崩壊が起こりやすくなっていることを示すと考える。

立木密度の小さい高齢林分での森林破壊が顕著であるために、風倒林地の存在は、発生本数に対してはそれを大きく変化させる要因となっていないが、流木の形態としてより径が大きく長い流木を流れの中に含む方向で影響している可能性がある。

5. まとめ

大分県下の風倒林地で発生した土石流について実態調査を行い、流木の発生、堆積について考察するとともに、溪流内における流木収支についても検討を行った。また、他地域での調査成果との比較により、風倒林地における流木の発生の特性を検討した。

流木による災害は比較的最近になって注目されるようになったこともあり、その発生、流下、堆積の機構は、現状では十分に理解できていないと言えない。今後とも資料の蓄積を積み重ねていく必要がある。

参考文献

- 1) 水山ほか; 流木の運動・堆積機構と対策工に関する研究, 土木研究所報告183, 1991

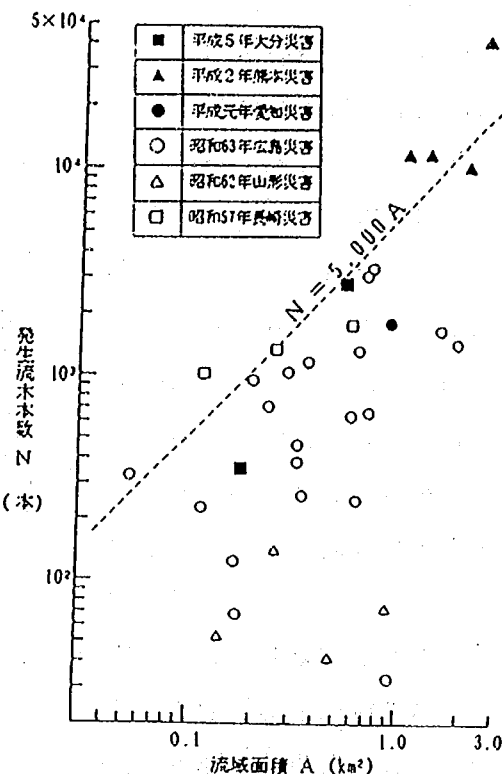


図-6 流域面積と発生流木本数

表-1 林相区分

樹種	樹高	区分
針葉樹	~ 3 m	NI
"	3~ 5 m	NIⅡ
"	5~10 m	NIⅢ
"	10~15 m	NIⅣ
"	15~20 m	NIⅤ
"	20~ m	NIⅥ
広葉樹		L

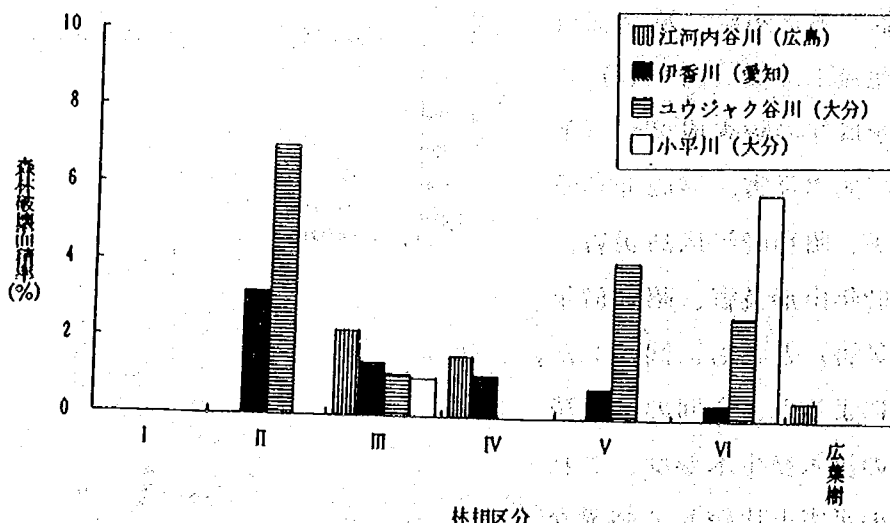


図-7 林相区分別森林破壊面積率

地すべり抑止杭の抑止機構に関する研究

砂防部地すべり研究室 加藤 仁志

1. ま え が き

地すべりの移動を防止するための工法として抑制・抑止工法があり、地すべり土塊の滑動力に対して直接、力で対抗する抑止工の中で抑止杭は古くから使用されている。しかし、現行の抑止杭の設計にあたっては、杭の打設位置、杭の直径・間隔等の配列方法の決定に関してその理論的検討が不十分で、これらはみな経験的に決定されているのが現状である。特に杭間隔については適切な設計が行われないと杭間において土塊の中抜けが生じ、このため杭による抑止効果が十分に発揮されず、地すべりの滑動を停止することが不可能となる。

2. 目的

現在、抑止杭の杭間隔は表-1¹⁾示すように決定されている。しかしこの値はみな経験的に決定されたものであり、また移動層の厚さが厚くなる程その選択範囲は広くなっており、どの値をとるか設計者の判断にゆだねられている。本研究はこれらの点を解決し、杭間隔の理論的な決定手法の確立を目的として、抑止杭周辺の土塊の応力状態を基に中抜けに関するメカニズムの検討を行い、その結果から杭間隔の決定手法について議論を行ったので、その結果を報告する。

表-1 : 標準杭間隔

標準杭間隔として次の数値を目安とする	
移動層の厚さ (m)	杭の間隔 (m)
～ 10	2.0 以下
10 ～ 20	3.0 以下
20 以上	4.0 以下

3. 方法

3. 1 中抜けについて

杭間土塊の中抜けといわれているものの、中抜けという定義に関して土質力学的観点においては明確化されていない。そこで中抜け及び杭の抑止効果に関して以下に示す解釈をした。

①杭間の土塊が中抜けをおこすのは、杭より上部の地すべり土塊の水平方向内力に杭間の土塊が押され、その力に杭間の土塊が対抗出来ない時である。

②杭間の土塊に杭を支点とする“アーチのような応力伝達の場合”が形成されれば(図-1)、上部からの水平方向応力は全て杭に伝達され、中抜けは生じない。

③つまり、土塊が中抜けしない時、抑止杭はその効果を発揮しており、地すべりの移動を止めることが可能となる。この時、アーチが形成されると考えられる杭間の土塊は破壊を生じず、安定を保つ必要がある。

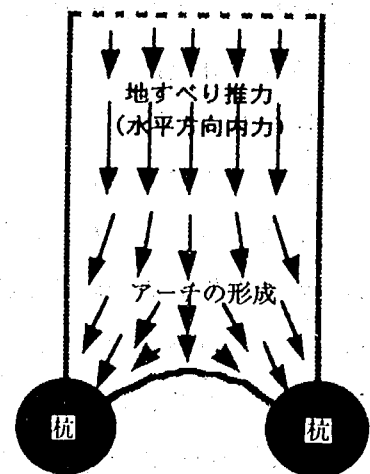


図-1 アーチの形成の概念図

以上から、杭間の土塊の破壊の有無により、中抜けの発生及び杭の抑止効果が評価できると考え、杭間の土塊が許容できる水平方向内力やその時の土塊や杭間の条件を検討することとした。

3. 2 検討モデル

杭間の土塊が杭に水平方向内力を伝達するモデルとしては伊藤・松井 (1973) ²⁾ の塑性変形理論があり、これを参考に、以下に示す仮定条件を用いて杭間土塊のモデルを検討した。

- ①地盤強度は粘着力、内部摩擦角により表される。
- ②地盤は深度ごとに平面ひずみ状態とする。なお、土の破壊に関してはクーロンの破壊基準を用いる。
- ③今回、杭は不動とする。したがって杭間に作用した荷重は全て杭が全て受け持つため、杭背面の地盤反力は考慮しない。

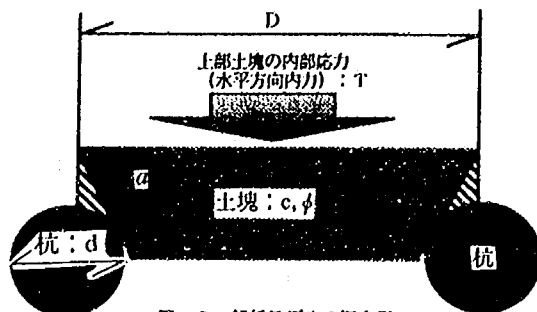


図-2 解析モデルの概念図

モデルの概念図を図-2に示す。これは、地すべりによる上部土塊の水平方向内力を杭間の土塊部分が一旦受け、その後受けた内力を、土塊が内部破壊を起こさず杭に伝達すると考えたもので、実際の解析モデルの例を図-3に示す。このモデル内の土の破壊と、水平方向内力との関係をRBSM (Rigid-Bodies-Spring-Model: 剛体-バネモデル) ³⁾ を用いて検討を行った。図中の番号はバネ番号で、RBSMでは要素間のバネによってモデルの破壊判定を行うので、このバネの破壊を土塊の破壊と解釈する。バネ番号2・47の2カ所に固定要素を設け、この部分に杭が受け持つ内力がかかるとし、上部土塊にあたる1・4・11・18・25・32・39・46の各バネに図-2における水平方向内力(解析においては上載荷重となる)を作用させた。

解析に必要なパラメータは、

- ①地すべり移動土塊の粘着力: C (tf/m^2)
- ②地すべり移動土塊の内部摩擦角: ϕ (度)
- ③杭の直径: d (m)
- ④杭間隔: D (m)
- ⑤上載荷重: T (tf/m)

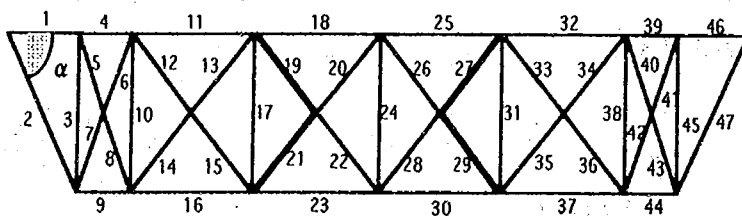


図-3: 解析モデルの例

である。ここでは地すべり移動土塊の粘着力・内部摩擦角・杭の直径・杭間隔が与えられた時に、杭間の土塊に破壊が生じない時の上載荷重値、すなわち臨界荷重値を求めることとした。なお、杭の直径と杭間隔については杭間隔/杭直径の比率が同じであればどのような杭間隔・杭直径を用いても解析結果は同じであったため、杭間隔に対する杭の直径の比率(以下杭間隔比とする)として結果を取りまとめる。土塊モデルの形状は、 ϕ の値で図-3中の α の値が変化するためパラメータ ϕ によって、また、杭間隔比によって横方向の長さが変化するので杭間隔比によって、それぞれ変化させた。

4. 解析結果

4. 1 杭間隔比に影響を与える要因

図-4に杭間隔比に対する臨界荷重値の変化について示す。図から杭間隔比に対する臨界荷重値の変化の割合は大きく、杭間隔比が大きくなるに従って臨界荷重値は極端に小さくなり中抜けを起こしやすい

い状態となることが事がわかる。例えば、 $C=30.0$ (tf/m) の杭間隔比2.5 (D/d) の時の臨界荷重値を100%とすると杭間隔比10.0 (D/d) のそれはわずか5%弱でしかない。現状の杭直径は約320~400mm、杭間隔は表-1のように2~4 mが目安とされており、その杭間隔比は5~12.5 (D/d) となる。またシャフトの標準的な杭間隔比は2~3 (D/d) である。シャフトについては比較的大きめの臨界荷重を受け持つことが期待出来るが、杭については現状の杭間隔比では、この結果から見る限りあまり大きな臨界荷重は受け持つことができないといえる。

次に、地すべり土塊の強度定数の影響について検討した。一例として杭間隔比2.5 (D/d) における強度定数の違いによる臨界荷重値の変化を図-5に示す。図-5の (a) (b) の違いは、粘着力を基準としたグラフか、内部摩擦角を基準としたグラフかの違いで、解析条件は全く同じものである。この図から明らかに、内部摩擦角の変化に対する臨界荷重値の変化はあまり大きくないが、こ

れに対して粘着力の変化に対する臨界荷重値の変化は非常に大きく、一番変化が小さい内部摩擦角が45度の時の $C=5.0$ (tf/m) と 30.0 (tf/m) の比較でも6倍以上の違いがある。したがって杭の設計にあたっては、すべり面の土質定数だけでなく地すべり移動土塊の強度定数、特に粘着力を調べる必要がある。

4. 2 地すべり縦断方向における検討条件

先に示した結果を用いて、具体的に杭の直径と間隔について検討を行う。ここで必要なパラメータとしては地盤強度(粘着力・内部摩擦角)と水平方向内力である。地盤強度については、杭の打設位置において土質試験等を実施して決定することが可能であるので、既に決定しているものとする。一般に、水平地盤における水平方向内力の鉛直方向の値変化は、 $K_p \gamma h$ (ここで、 K_p : 受動土圧係数, γ 単位堆積重量, h : 地すべり深さ) すなわち深さ方向の三角形分布として求められるが、地すべりの場合傾斜地盤であり、なおかつすべり面を境に下方へ移動する現象であるため、水平地盤とは異なった分布をするも

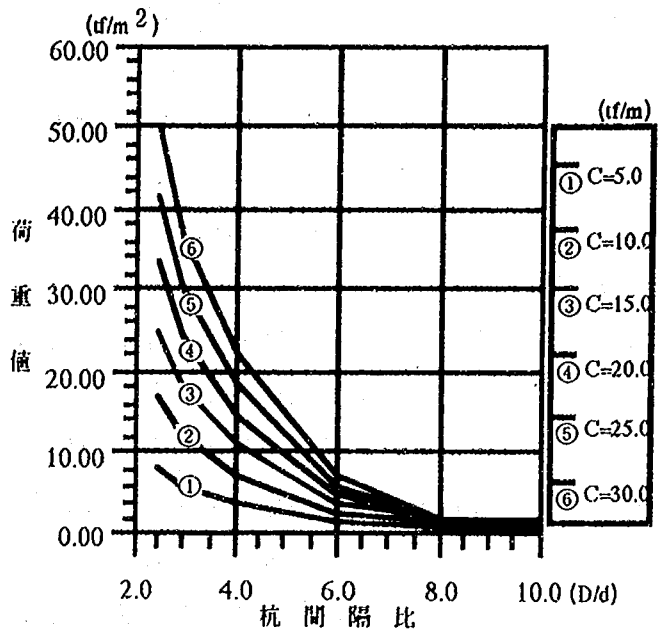


図-4 杭間隔比と臨界荷重値

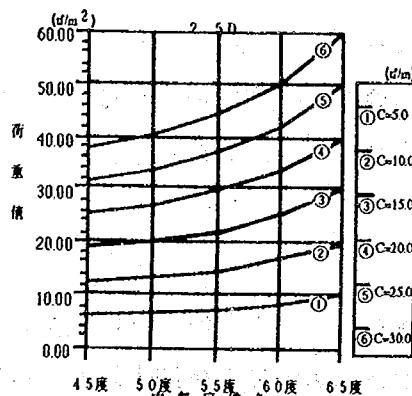


図-5 (a) 内部摩擦角の違いによる臨界荷重値の変化

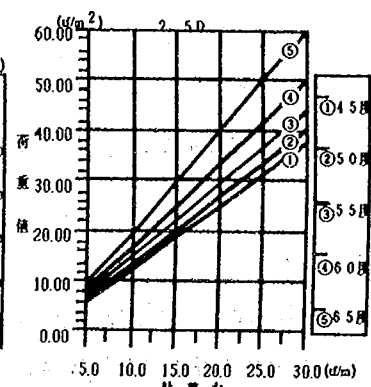


図-5 (b) 粘着力の違いによる臨界荷重値の変化

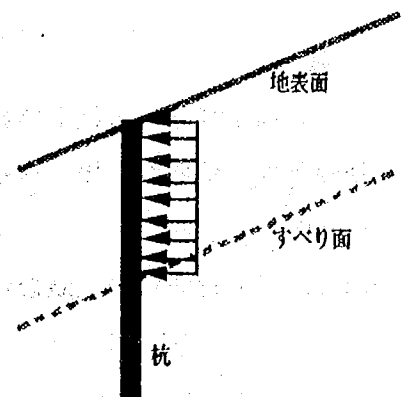


図-6 地すべり土塊内の水平応力分布

のと考えられる。このためRBSMを用いて水平方向内力分布を求めてみた。その結果によるとむしろ逆三角形分布に近い分布や、すべり面における水平方向内力が大きい箇所が見られた。したがって、正確な杭間隔を設定するためには杭打設予定位置において全ての深度における杭間隔の検討を行い、最も安全な杭間隔を設定する必要があると思われるが、ここでは図-6に示すように杭打設地点での水平方向内力は等分布に作用するとして計算を行った。

4. 3 杭間隔比検討

今回は図-7に示すモデル断面図を用いて杭間隔について検討を行った。図に示した値は各スライスの水平方向内力・スライス境界より上流側での水平方向内力の合計・その単位深さあたりの値を示している。この値と図-4から、杭打設位置や土塊の土質等によって同じ水平方向内力を受け持つことができる杭の本数等が違ってくるのが分かる。例えば上から8番目の位置のスライスで

は $c=20.0$ (tf/m) ・ $\phi=25^\circ$ の場合、杭間隔比=3.0以下であれば、杭間土塊の中抜けが生じずに設計通りの水平方向内力を杭が受け持つことができることとなる。

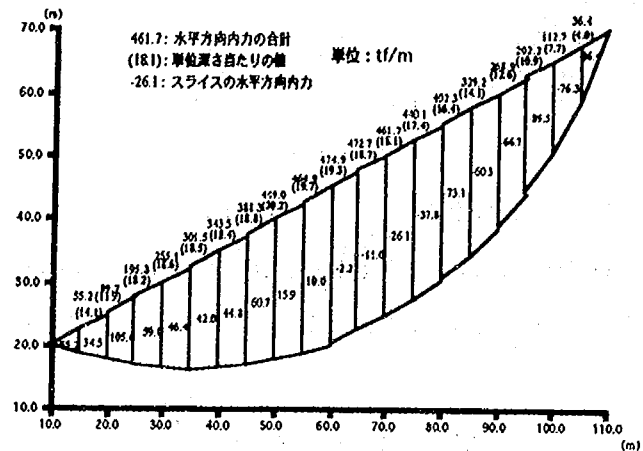


図-7 各スライス分割片における水平方向応力分布

5. まとめ

本研究で検討した結果をとりまとめると以下ようになる。

- 1) 杭間の土塊の塑性破壊の有無によって、杭間土塊の中抜け及び杭への荷重が評価可能である。
- 2) 杭の直径と杭間隔については杭間隔／杭直径の比率が同じであれば、どのような杭間隔・杭直径を用いても解析結果は同じになる。
- 3) 杭が受け持てる臨界荷重値（水平方向内力）は各パラメータの値によって変化する。特に杭間隔比と土の粘着力によって大きく左右される。したがって、すべり面だけでなく地すべり移動土塊中の土質強度特性を知ることは抑止杭での対策上重要である。
- 4) 杭の打設位置及び深さによって杭が受け持つべき水平方向内力は変化し、それによって杭の本数や杭間隔比は変化する。

参考文献

- 1) (社)地すべり対策技術協会：地すべり鋼管杭設計要領 pp18～26, 1990
- 2) 伊藤富雄・松井保：地すべり防止くいに作用する外力の算定について：第8回土質工学研究発表会 pp543～544, 1973
- 3) 川井忠彦・竹内則雄：離散化極限解析プログラミング：培風館, 1990

超長大橋の風による不規則振動の推定方法に関する研究

構造橋梁部構造研究室 松野 栄明

1. まえがき

橋梁の風荷重は、定常的な風荷重と風速変動に起因する不規則な振動（ガスト応答）を考慮して定められる。風の影響は、一般的に橋梁の規模に応じて増大するため、部材の多くが風荷重により決定する超長大橋においては、より精度の良い風荷重が求められている。

明石海峡大橋は神戸市と淡路島の間に建設されている全長3,910mの超長大吊橋であり、中央径間長1,990mは現在世界最長のハンバー橋を一举に1.5倍近く凌ぐこととなる。本橋に対し、精度の良い耐風性の検討を行うため、大型風洞において全橋模型実験が実施されたが、試験項目のうち境界層乱流による風洞実験の結果において、水平方向のガスト応答の計測値が解析による値の約1/4程度と、かなり小さいことが明らかとなった。

ガスト応答解析においては、変動風速と変動空気力は空力アドミッタンス、変動空気力と構造物の応答は、メカニカルアドミッタンスを介して結合される。空力アドミッタンスは、スパン方向の単位長さあたりの量で定義される。しかしながら、変動風速は時間的な変動のみならず、空間的にも変動しているため、スパン方向の空間的変動の影響を補正しなければならない。ここで単位長さあたりの変動空気力を構造物全体に作用する空気力に変換する伝達関数が、ジョイントアクセプタンスである。つまり、変動風速を構造物全体に作用する変動空気力に変換するための2つの伝達関数のうち、時間変動に対応する関数が「空力アドミッタンス」であり、空間変動に対応する関数が「ジョイントアクセプタンス」である。筆者らは、これらの関数のどちらか、あるいは両方を、解析において大きく見積もっているため、実験値と解析値との間に乖離が生じたものと予想した。

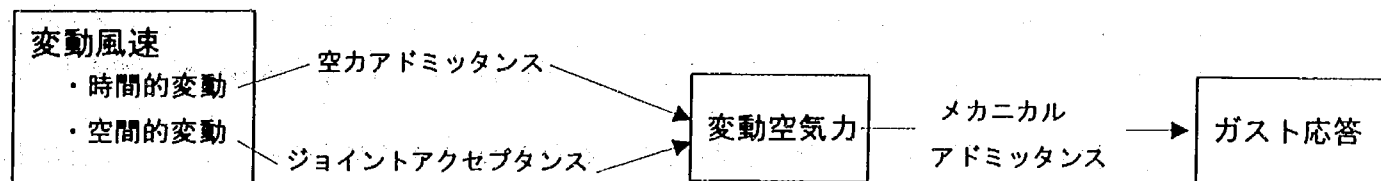


図-1 ガスト応答解析の流れ

2. 目的

本研究は、乱れスケール、乱れ強さの異なる3種類の乱流について、2次元剛体模型に作用する変動空気力および変動風速を計測し、これらの伝達関数を求めることにより、ガスト応答の実験値と解析値との乖離の原因について検討することを目的とする。

3. 方法

3.1 実験方法

変動空気力の計測は、写真-1のように、簡易支持装置に2台の3分力検出器

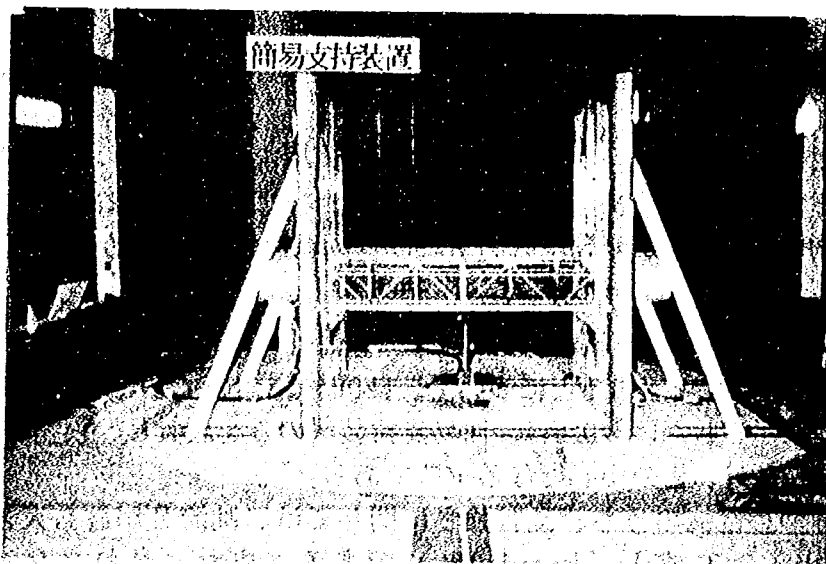


写真-1 空気力計測、模型設置状況

を設置し、補剛桁の模型をその間に挟み込むように設置して空気力（抗力、揚力、モーメント）を計測し、パワースペクトル密度関数（P. S. D. F.）を求める。

実験に使用した模型は、全橋模型風洞実験に使用された、明石海峡大橋の1/100模型の補剛桁（中央径間）の一部を2次元剛体模型に改造したものである。また、実験には乱れ強さ、乱れスケールの影響を把握するために、異なる3種類の気流（乱流1～3）を用いたが、乱流1、2は土木研究所内のフラッター風洞、乱流3は大型風洞と、2種類の異なる風洞において実験は行われた。また、乱流3については、乱れ強さ、乱れスケールなどの乱流特性および模型の設置高さについては、全橋模型試験においてガスト応答を計測したときと同じ条件である。

気流計測は模型設置位置の複数点に対し、熱線風速計により行ったが、空間的な乱流構造を把握するために、複数点において2点間距離を変えた計測を行った。

3. 2 解析方法

抗力は主流方向の変動風速、揚力、モーメントは鉛直方向の変動風速のみによって生ずると仮定する。構造物全体に作用する空気力を添字 i を用いて表すと、単位長さあたりの変動空気力のパワースペクトル密度関数（以下P. S. D. F）、構造物全体に作用する変動空気力のP. S. D. F、変動風速のP. S. D. Fの関係は、空力アドミッタンス $|X(f)|$ 、ジョイントアクセプタンス $|J(f)|$ を用いて次のように表される。

$$\begin{aligned}\frac{S_{D_i D_i}(f)}{(\bar{D}_i)^2} &= |J(f)|^2 \cdot \frac{S_{DD}(f)}{(2\bar{D})^2} = |J(f)|^2 \cdot |X_{D_i}(f)|^2 \cdot \frac{S_{uu}(f)}{U^2} \\ \frac{S_{L_i L_i}(f)}{\bar{L}_i^2} &= |J(f)|^2 \cdot \frac{S_{LL}(f)}{\bar{L}^2} = |J(f)|^2 \cdot |X_{L_i}(f)|^2 \cdot \frac{S_{vv}(f)}{U^2} \quad \dots (1) \\ \frac{S_{M_i M_i}(f)}{\bar{M}_i^2} &= |J(f)|^2 \cdot \frac{S_{MM}(f)}{\bar{M}^2} = |J(f)|^2 \cdot |X_{M_i}(f)|^2 \cdot \frac{S_{ww}(f)}{U^2}\end{aligned}$$

但し、 $\bar{D}_i = \bar{D} \cdot l$, $\bar{L}_i = \bar{L} \cdot l$, $\bar{M}_i = \bar{M} \cdot l$, l ; 模型長、

$|X_{ij}|$; j の変動による i の空力アドミッタンス、 S_{ii} ; 単位長さあたりの変動空気力のP. S. D. F、 U ; 模型位置における平均風速、 $\bar{D}$; 単位長さあたりの定常抗力、 $\bar{L}, \bar{M}$; 単位長さ単位迎角変動あたりの変動揚力、モーメント

また、 $|J(f)|$ は構造物のモード形状に依存する関数であるが、今回の実験はモード形状が全長にわたって1.0の2次元剛体模型のため、 $|J(f)|$ は以下のように示される。

$$|J(f)|^2 = \frac{1}{l^2} \int_0^l \int_0^l co-coh(f, y_1, y_2) dy_1 dy_2 \quad \dots (2)$$

但し、 $co-coh(f, y_1, y_2) = \frac{\text{Re}\{S_{u_1 u_2}(f, y_1, y_2)\}}{S_{uu}(f)}$; コ・コヒーレンス関数。

従ってジョイントアクセプタンス $|J(f)|$ は、実験より求められた変動風速のコ・コヒーレンス関数からその近似式を定め、(2) 式を計算することにより求めることができる。さらに(1) 式より、構造物全体に作用する変動空気力および変動風速のP. S. D. Fから $|X_{ij}(f)|$ を求めることができる。

4. 結果

主流方向のP. S. D. Fとについて、ESDU²⁾ において示されている標準的な値との比較を図-2に示す。ここに示されたP. S. D. Fは、簡易支持装置のみを設置し、模型を設置しない状況で計測したものである。計測位置は、桁の中心となる位置である。

3つの乱流のうち、乱れ強さに関しては、乱流2が最も大きく ($I_u = 14\%$)、ついで乱流3 ($I_u = 6.6\%$)、乱流1 ($I_u = 4.0\%$) である。また、乱れスケールに関しては、乱流1、2がほぼ等しく ($L_u^x = 0.4\text{m}$)、大型風洞により計測された乱流3が最も大きい ($L_u^x = 1.2\text{m}$)。

従来、ジョイントアクセプタンスを求めるために、式(2)に代入するco-cohとして、次式に示されるものを多く用いている。

$$co-coh(f, y_1, y_2) = \exp\left(-k \frac{f|y_1 - y_2|}{U}\right) \dots (3)$$

この式は、簡便であり、固有振動数が比較的高い構造物においては、十分実用的である。しかしながら、図-3に示すように、 $|y_1 - y_2|$ が大きい場合、 f が0に近づく場合、実際の乱流ではco-cohは1より小さい値に近づくのに対し、式(3)では $|y_1 - y_2|$ に関わらず1に漸近する。そのため、超長大橋のように固有振動数が低い構造物に対しては誤差が大きくなる(明石海峡大橋における水平1次モードの固有振動数は $f=0.0391\text{Hz}$ 、設計基準風速における無次元振動数は $fB/U=0.023$)。従って、より精度よい解析のためには、乱流の空間的変特性を考慮したジョイントアクセプタンスにより、空力アドミッタンスを計算する必要がある。

ESDU²⁾においては、Von KarmanのP.S.D.Fより等方性乱流の仮定により求められた co-cohが次のように示されている。

$$co-coh(f, y_1, y_2) = 0.994 \left\{ \eta^{\frac{1}{2}} K_{\frac{1}{2}}(\eta) - \frac{\eta^{\frac{11}{6}}}{2} K_{\frac{1}{2}}(\eta) \right\} \dots (4)$$

ここで、 $K_{\frac{1}{2}}$, $K_{\frac{11}{6}}$; 第2種の変形Bessel関数、

$$\eta = \frac{|y_1 - y_2|}{L_s} 0.747 \sqrt{1 + 70.8 \left(\frac{fL_s}{U} \right)^2}$$

この式は、複雑なため実用的ではないので、今回は簡便のため次式に示される co-cohを用いた。

$$co-coh(f, y_1, y_2) = \exp\left(-\frac{k\eta}{2\pi}\right) \dots (5)$$

この式においてパラメータとなるのは、乱れスケールに関するパラメータ L_s および k だがこれらについてはなるべく計測結果に近づくように設定した。図-4に示すように、低周波数領域における近似がかなり良くなっているのが読みとれる。

従って、コ・コヒーレンスのモデル化の精度によるジョイントアクセプタンスの差異がガスト応答の解析値と実験値との差をもたらす大きな原因であると考えられる。

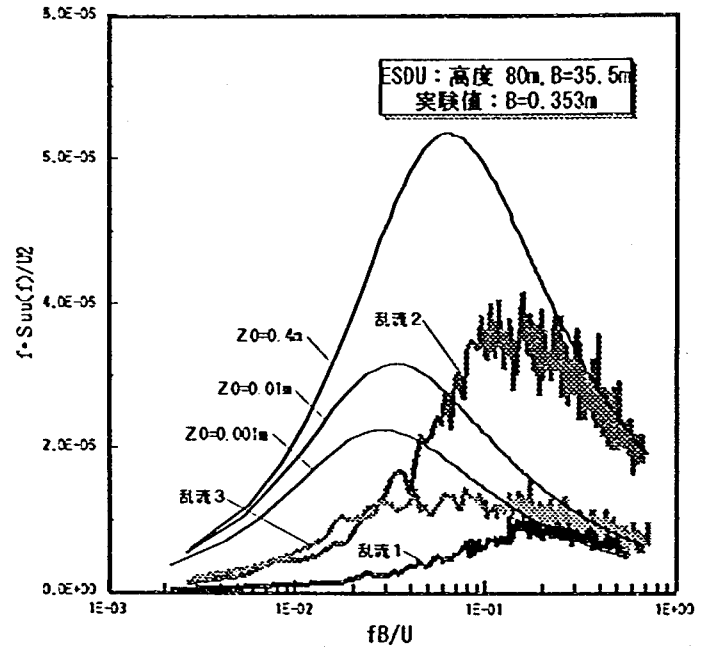


図-2 主流方向変動風速のP.S.D.F

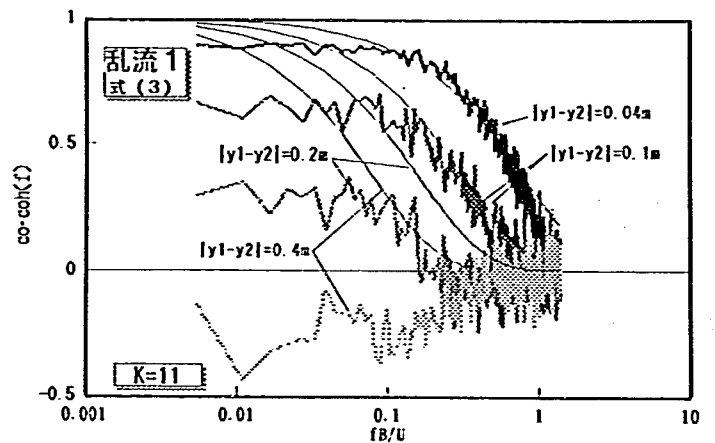


図-3 コ・コヒーレンスの比較(式3)

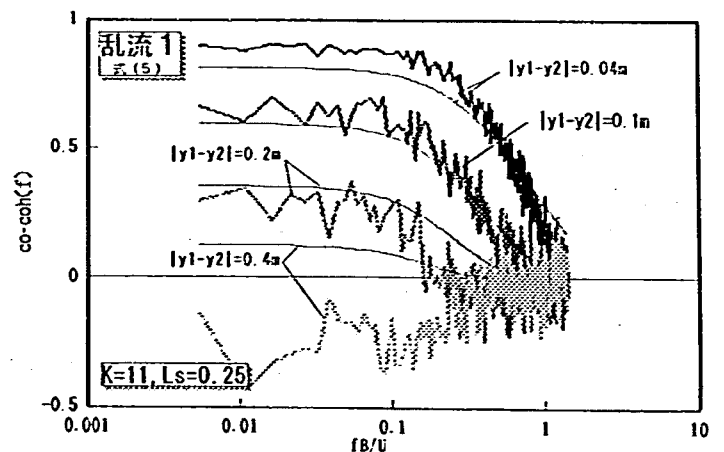


図-4 コ・コヒーレンスの比較(式5)

さらに、各乱流に対し式(5)のco-cohよりジョイントアクセプタンスを計算し、式(1)より空力アドミッタンスを求めた。抗力に関する空力アドミッタンスを図-5に示す。この図には、比較のために明石海峡大橋設計要領・同解説³⁾(以下、設計要領)に示されている空力アドミッタンスを重ね合わせてある。設計要領では、抗力に関する空力アドミッタンスは鉛直方向の空間相関を指数型のco-cohにより考慮した式を用いている。図より、乱れスケールの大きい乱流3については、抗力の空力アドミッタンスが実測値と設計要領による値とで傾向がほぼ一致することがわかる。

なお、乱流1、2に関する空力アドミッタンスが乱流3に比べて小さい。この原因としては、乱流1、2において実測されたcohでは、2点間の距離が離れると低周波数領域において負の相関を示したのに対し、式(5)ではいかなる2点間距離、周波数にお

いても常に正の相関を示すためであること、さらには乱れのスケールの影響などが考えられる。

4. まとめ

気流の空間変動特性について、コ・コヒーレンスのモデル化の精度によるジョイントアクセプタンスの差異がガスト応答の解析値と実験値との差をもたらす大きな原因であることが明らかになった。従って、長大橋のガスト応答解析においては、ジョイントアクセプタンスの精度向上が必要である。

また、抗力方向の空力アドミッタンスについては、気流の乱れスケールによる差はあるものの、比較的設計要領に近い値が得られた。従って、ガスト応答解析にあたっては、従来の考え方にに基づき推定を行って問題はないと思われる。

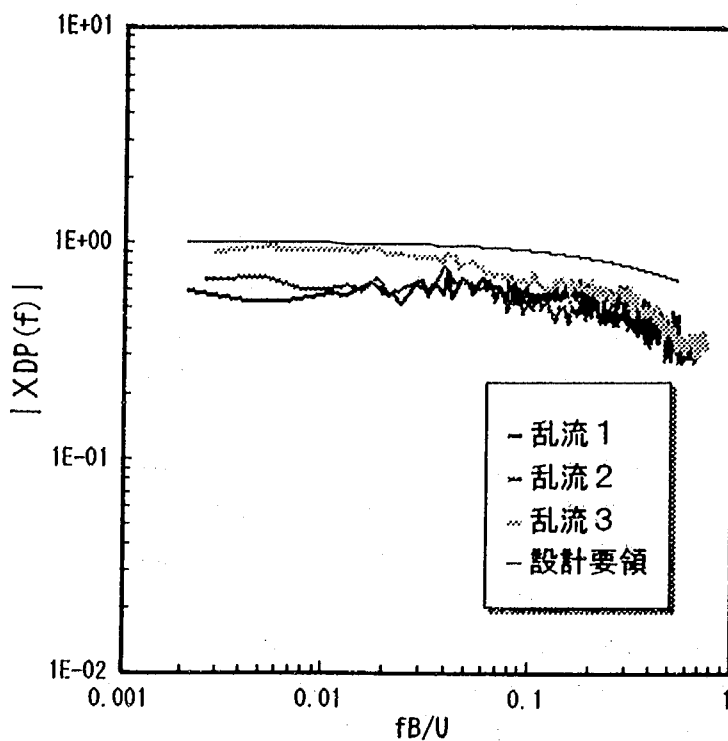


図-5 抗力に関する空力アドミッタンス

【参考文献】

- 1) 勝地、保田、鈴木、佐藤、鳥海：明石海峡大橋全橋模型風洞試験におけるガスト応答特性、土木学会年次学術講演概要集、pp. 848-849, 1993
- 2) ESDU: Characteristics of atmospheric turbulence near the ground, part1: ESDU Data Item 74030 with Amendment A, 1976
- 3) 本州四国連絡橋公団：明石海峡大橋耐風設計要領・同解説, 1990

オープンケーソンの自動化施工技術の開発

構造橋梁部 基礎研究室

大越 盛幸

1. はじめに

近年、建設事業においては、高度な品質、高い精度の施工が求められる一方で、熟練労働者の減少、就業者の高齢化等が問題とされている。このため、建設施工の省力化、高品質化を図る方策として、施工の合理化および高度化のための新技術を開発し、施工現場に普及させる必要性が高まっている。

このような情勢の中で、筆者らはケーソン基礎の大深度化に対応するとともに、大幅な省力化、省人化を図ることを目標とした自動化技術の開発に取り組んでおり、ケーソン躯体のプレキャスト化や掘削・排土、および圧入沈下作業における自動化技術の研究を行っている。

本稿は、開発を進めているこれらの技術について、実現場での適用性を把握するために行った実大規模のケーソンを用いた実証実験の概要、およびその結果について述べるものである。

2. 目的

オープンケーソン基礎は、構造物の基礎や立坑等として多く用いられているケーソン工法である。従来の施工法では、場所打ちの鉄筋コンクリートにてケーソン躯体を構築し、クラムシェルバケットによりケーソン内部土の掘削・排土を行っている。しかしながら、躯体構築においては、現場での鉄筋・型枠組立およびコンクリート打設・養生などの作業が伴うため、作業員数や工期日数などの面からは十分に合理化されているとはいえない。また、掘削・沈下においては刃口下が確実に掘削できないため、沈設精度の問題や沈下不能に陥ったりするトラブルが生じるなどの問題を抱えている。

これらの問題を改善するために、従来のオープンケーソン工法に躯体のプレキャスト化や自動化技術を導入することにより、現場作業の大幅な省力化と工期短縮を図るとともに、高い施工精度を確保する施工技術の開発を行うものである。

3. 施工

3.1 プレキャストブロックを用いた躯体

躯体の構築は、1リング（直径9m）を4分割にして製作し、現場にて接合を行った。プレキャストブロックの構築は千鳥形式で行う。これは上下のプレキャストブロックを45度づつずらして行う方法である。水平方向継手（円周方向）は、従来のPCウェルと同様に、ブロックの端面に接着剤を塗布した後にブロックを設置し、PC鋼棒を緊張して定着を行う。鉛直方向継手（上下方向）については、コンクリート接合継手、またはくさび接合継手によって接合を行った。この2

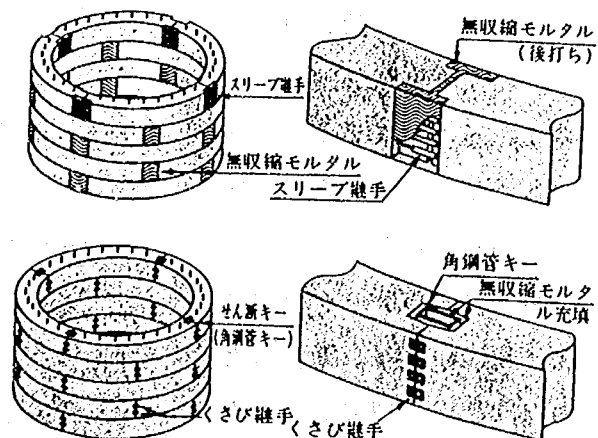


図-1 継手の概要
上：コンクリート接合継手
下：くさび接合継手

つの継手は、今回の研究にて開発した継手手法である。継手の概要を図-1に示す。

プレキャストブロックの品質は、躯体の断面の性能に大きな影響を与えるとともに、水平方向継手の接合面において隙間等があると、プレストレス導入時にブロックにひびわれ等が発生するおそれがあるため高い施工精度が要求されている。本工法では、接合面の隙間を発生させないために、マッチキャスト方式によってブロックを製作している。これはコンクリート打設面を隣接するブロックの型枠として利用する方法で、接合面には隙間が生じない。

3.2 自動化技術を用いた施工システム

3.2.1 自動掘削・排土システム

このシステムはガイドレール走行式バックホウタイプの水中自動掘削機、および掘削機の走行に連動して排土する門型クレーン式自動揚土機によって構成されている。水中自動掘削機、自動揚土機を図-2に示す。

水中自動掘削機は躯体内側下端に取り付けられているガイドレールを円形に走行しながら、刃口下を含むケーソン内部土を土質や躯体の傾斜等に応じた掘削パターンを選定して自動掘削する。主な掘削パターンを図-3に示す。

自動揚土機は、クラムシェルバケットと掘削機のアーム等とが接触しないよう、掘削機に連動して門型クレーンを円形走行させ、クラムシェルバケットによって自動排土を行う。

このシステムは、掘削深度を指定すると自動的に上記作業を開始し、予定深度に達するまで繰返し作業を行う。

3.2.2 自動沈下管理システム

自動沈下管理システムは、従来の圧入式オープンケーソン工法を改良したもので、ケーソン躯体に設置された各種センサーから計測されたデータをもとにして圧入力を自動制御し、ケーソンの沈下・姿勢制御を行うものである。システムは計測システムと制御システムとで構成されており。計測システムでは、計測器によるデータの収集・処理、図表の表示、警告などを自動的に行い、制御システムでは得られたデータをもとに演算し、各ジャッキを最も適切な圧入力にリアルタイムで調節す

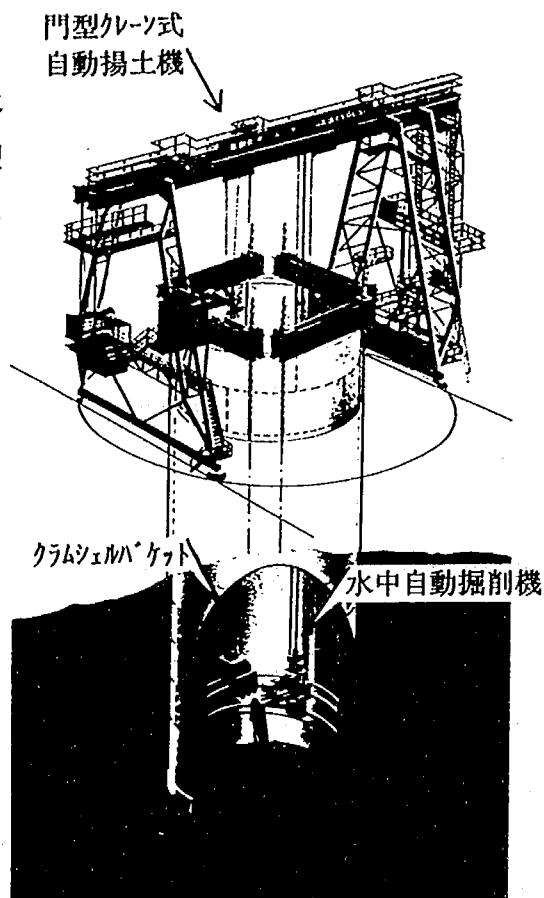


図-2 水中自動掘削機、自動揚土機

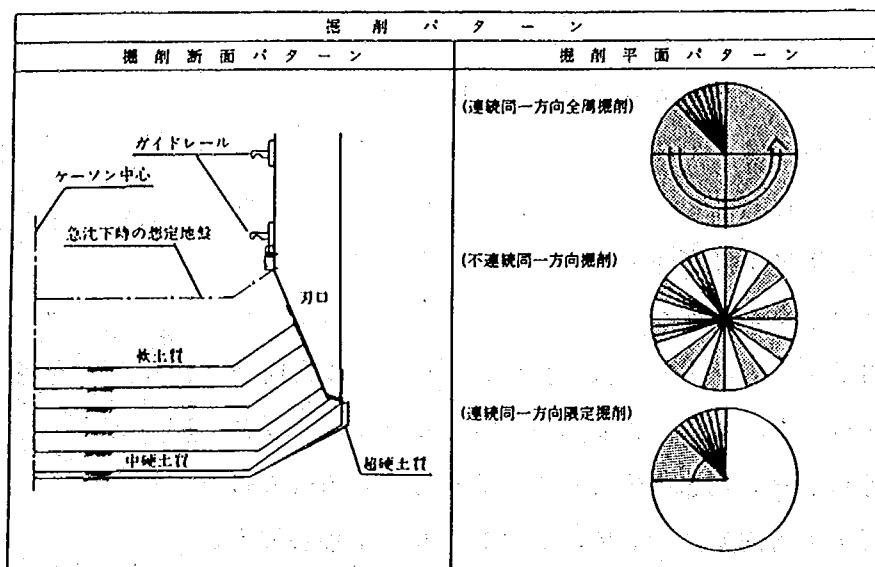


図-3 主な掘削パターン

るシステムとなっている。

4. 実証実験

本工法の施工性を確認するため、平成5年度に実大規模のケーソンを用いた実証実験を行った(写真-1)。ここではプレキャスト躯体の構築から自動掘削・排土システム、自動沈下管理システムの全てを用いて、その性能・施工性、耐久性に関する検証を行った。なお、沈設地点における地盤条件は、地盤に対する適用性を検証するため、砂質土層、粘性土層、および土丹層を想定した改良地盤としている。実証実験ケーソン構造図を図-4に示す。

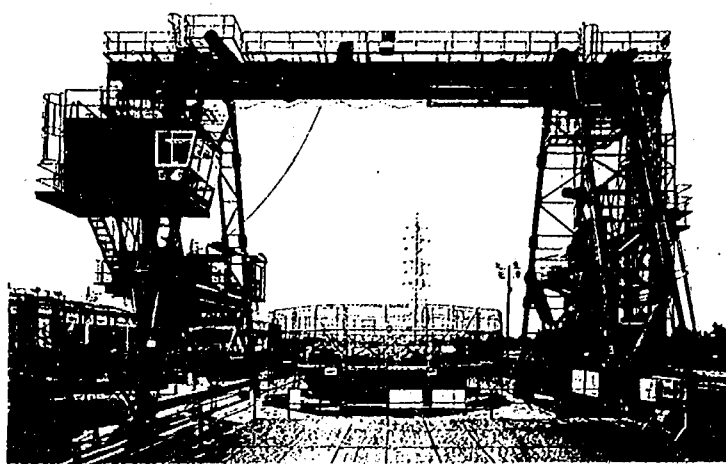


写真-1 実証実験の様子

4.1 掘削精度

図-5は土丹層および砂質土層における掘削断面精度を示したものである。これは制御システムから指示された掘削断面パターンに対して、実際に掘削機が掘削した跡の地盤形状を測定したものである。掘削の断面変化点での目標掘削断面と実掘削断面との差がやや大きい、おおむね数cm以内の精度で掘削されており、実工事を考えるとこの程度の

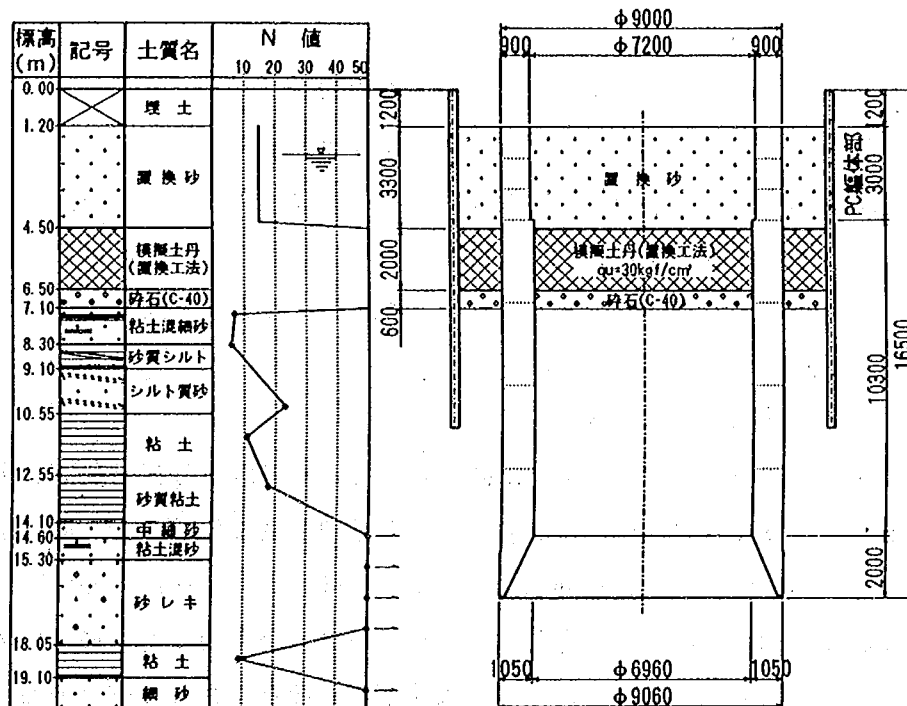


図-4 実証実験ケーソン構造図

差であれば問題ないと考えられる。

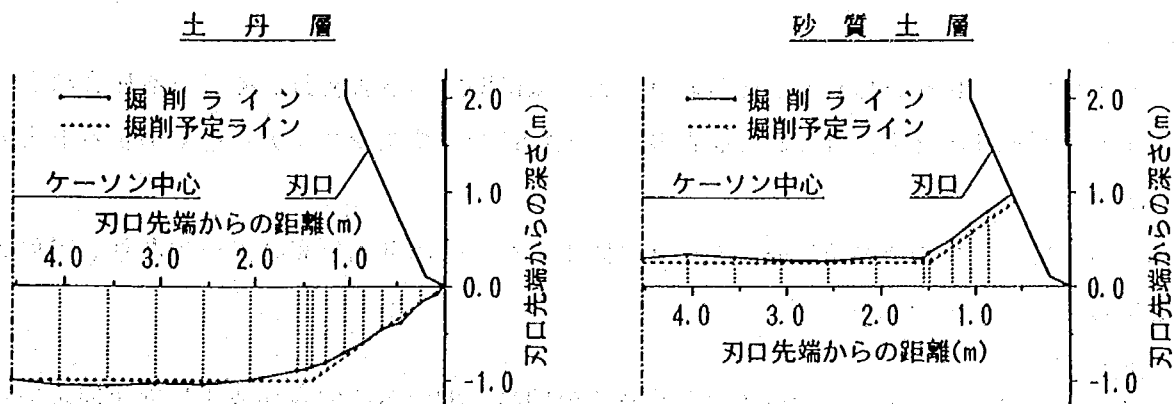


図-5 土丹層および砂質土層における掘削断面精度

4.2 沈設精度

図-6は姿勢制御の精度として、傾斜量および水平移動量を示したものである。ケーソン沈下の初期にあたる砂層・土丹層では、一時的に少し傾斜したが自動沈下管理システムにて直ちに自動修正され、各ロット沈設終了時には傾斜量および偏心量ともに管理基準値（許容値）内で極めて高い精度にて施工されている。

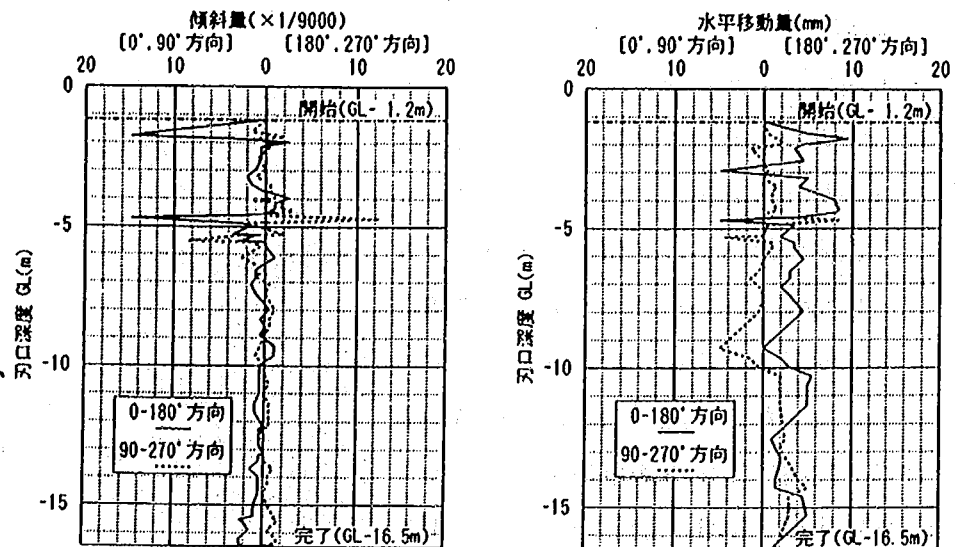


図-6 ケーソン躯体傾斜量および天端の水平移動量

5. 今後の課題

5.1 プレキャストブロック構築設備の検討

プレキャストブロックの水平継手部はマッチキャスト方式によっているため、構築においては高い精度が要求される。構築方法に誤りがあるとブロックの欠落ちやクラックが発生するといった事態に陥る。今回の実証実験においては自動化オープンケーソン(SOCS)用に開発した揚土機の門型クレーンを使用して調整を行っているが、将来的には少ない人員で確実な施工を行える構築機械設備を検討する必要があると考えられる。

5.2 計測データの活用

自動沈下管理システムの自動制御において、直接用いるデータは、沈下量、傾斜量に関するもので、側圧や周面摩擦、刃口抵抗に関するデータは制御室に表示され、異常な値に達したときは警告が示されるものの、圧入力の自動制御に直接用いてはいない。また、姿勢制御においては、コンピューターによる姿勢制御では修正しきれずにオペレーターが手動に切り替えて調整を行った方が速やかに修正できるケースもあった。これは、圧入沈下の進行とこれらの値との関係が明らかにされていないためである。今後、施工実績の蓄積から、計測データの活用やオペレーターのノウハウを制御プログラムに取り込んでいく必要があると思われる。

6. おわりに

現在、本工法の実用化を目指して、その設計・施工法に関する詳細検討、施工上不都合な点の改良を進めており、平成6年度末にはこれらを取りまとめた設計・施工マニュアルを整備する予定である。

7. 謝辞

本研究においては、先端建設技術センター（民間13社）との共同研究の成果であり、関係各位に深く感謝致します。

【参考文献】

- 1)建設省ほか：橋梁基礎の施工における自動化技術の開発に関する研究－平成4年度共同研究報告書，平成5年3月
- 2)中野ほか：自動化オープンケーソン工法(SOCS)の開発－基礎工，平成6年3月

主鉄筋段落し部で被災した鉄筋コンクリート橋脚の耐震解析

地震防災部耐震研究室 星隈 順一

1. まえがき

平成5年1月の釧路沖地震、7月の北海道南西沖地震では、道路施設にも大きな被害が生じた。特に、道路橋の被害の中で最も重要な点は、写真-1に示すように、鉄筋コンクリート橋脚の主鉄筋段落し位置において損傷が生じたことである。この種の被害は、昭和57年の浦河沖地震による静内橋の被害形態¹⁾と同じであり、その原因は、段落し鉄筋の定着長が十分でなかったためである。こうした場合、段落し部での損傷は、曲げによる損傷から脆性的なせん断破壊に移行するため、近年の震害の中では最も落橋等の致命的な被害に至りやすい被害形態である。

段落し鉄筋の定着長に関しては、昭和55年の道路橋示方書IV下部構造編において、従前よりも延長されるとともに、定着部のコ



写真-1 段落し部の被害事例

ンクリートの許容せん断応力度を一般部の2/3に低減して設計するように改訂された。したがって、昭和55年道路橋示方書以後の設計基準に準拠して設計された鉄筋コンクリート橋脚では、段落し部に損傷を生じることはないが、それ以前の設計基準で設計された鉄筋コンクリート橋脚に対しては、段落し部での耐震性が劣るものを適切に抽出し、必要に応じた補強工事を行っていくことが求められている。

2. 目的

建設省土木研究所では、鉄筋コンクリート橋脚の動的載荷実験結果を基に、主鉄筋段落し部に対する耐震性判定法の提案を行っており²⁾、その成果は平成3年に実施された道路橋耐震点検に反映されている。本文では、本耐震判定法の適用性を検討することを目的とし、釧路沖地震及び北海道南西沖地震で被災した鉄筋コンクリート橋脚を対象として本耐震判定法を用いた耐震解析を行い、解析結果と実際の被害度との関係について考察を行った。

3. 主鉄筋段落し部の耐震判定法

図-1は、主鉄筋段落し部の耐震性判定フローを示したものである。段落し部の耐震性は、損傷形態判別係数と段落し部での降伏曲げモーメントに対する安全率の組み合わせにより判定される。ここで、降伏曲げモーメントに対する安全率とは、図-2に示すように、設計水平震度相当の地震力が作用した場合に橋脚に生じる曲げモーメント M と、橋脚が保有している降伏曲げモーメント M_y の比で定義され、段落し部及び基部についてそれぞれ式(1)、(2)で与えられる。

$$F_y^r = M_y^r / M^r \quad (1)$$

$$F_y^b = M_y^b / M^b \quad (2)$$

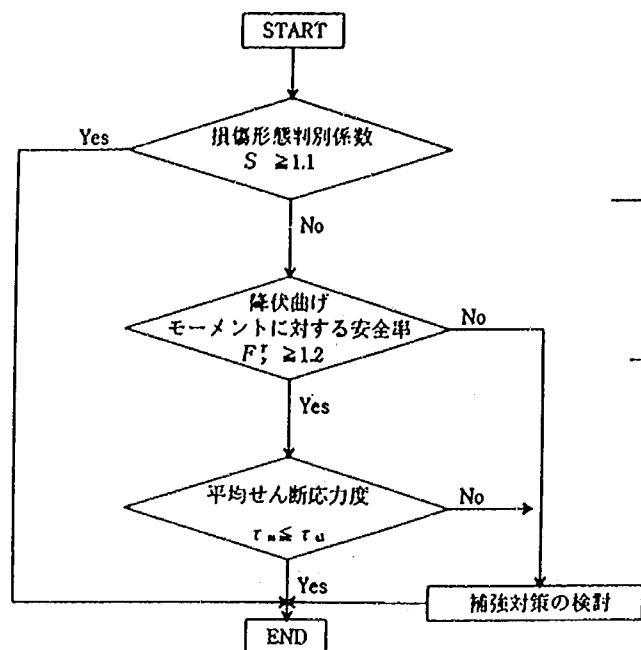


図-1 耐震判定フロー

ただし、本解析における段落し位置とは、実際に主鉄筋が段落しされた位置から現行の道路橋示方書に規定される定着長分だけ下げた位置とする。これは、現在の耐震設計レベルの観点から耐震性を判定するためである。

また、損傷形態判別係数 S は、橋脚基部と段落し部のいずれで先に損傷が生じるかを示す指標であり、橋脚基部と段落し部での降伏曲げに対する安全率 F_y^b , F_y^r の比として式(3)で定義される。

$$S = F_y^r / F_y^b \quad (3)$$

そして、これまでの土木研究所で行った模型載荷実験結果に基づき、段落し部における損傷の可能性及びその程度が表-1のように判定されている。

4. 主鉄筋段落し部の被害解析

4.1 解析対象とした鉄筋コンクリート橋脚

解析対象とした鉄筋コンクリート橋脚は、表-2に示す14基である。これらは釧路沖地震及び北海道南西沖地震で主鉄筋段落し部に被害が生じた9基と、震源域の近くに位置する無被害の5基である。この無被害の5基は、いずれも昭和55年以降に設計されたものであり、適切な定着長が確保されている。なお、設計水平震度は、各橋梁の設計当時に用いられた値を用いた。

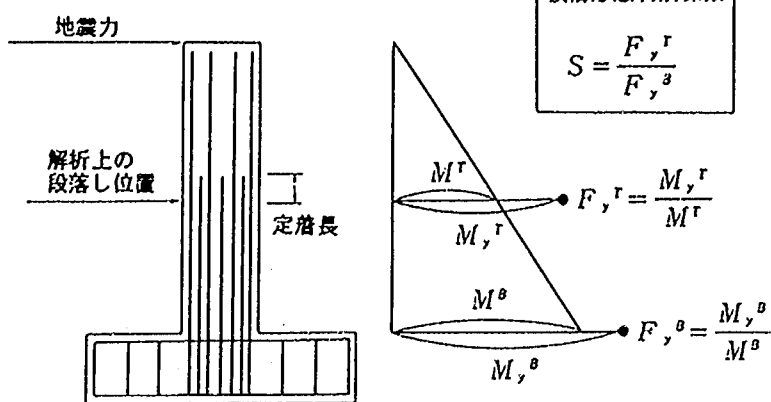


図-2 判定指標の定義

表-1 耐震判定基準

(a) 損傷形態別係数による損傷形態の判定

損傷形態判別係数	損傷モード
$S < 1.1$	段落し部で破壊が先行
$S \geq 1.1$	基部で破壊が先行

(b) 段落し部での安全率による損傷度の判定

降伏曲げモーメントに対する安全率 F_y^r	設計地震力を超える程度(5δ。相当)の地震力が作用した場合に段落し部に生じる損傷度
$F_y^r < 1.2$	主鉄筋の著しい座屈及び破断
$F_y^r \geq 1.2$	斜めひびわれの発生、かぶりコンクリートの剥離 主鉄筋の軽微な座屈

表-2 解析対象橋梁

断面形状	円形		小判型	
	被害有	被害無	被害有	被害無
釧路沖地震	①依田橋 ②松之恵橋 ③初音橋 ⑤五十石橋 ⑥阿寒川橋	⑧釧勝橋	④新多和橋	⑨高台橋 ⑩鶴見橋
北海道南西沖地震	⑪基栄橋 ⑫新知内橋(旧橋部) ⑬元瓜谷橋	—	—	⑭新知内橋(新橋部)

4.2 解析結果

図-3は、解析結果の一例として、大被害の生じた依田橋P2橋脚の降伏曲げモーメント M_y と設計地震力による曲げモーメント M の分布を比較して示したものである。これより、2箇所の段落し部いずれにおいても、設計地震力に対して曲げ耐力が不足していることがわかる。また、損傷形態判別係数を計算すると、1段目で0.70、2段目で0.60であり、判定基準値の1.1を大きく下回っている。

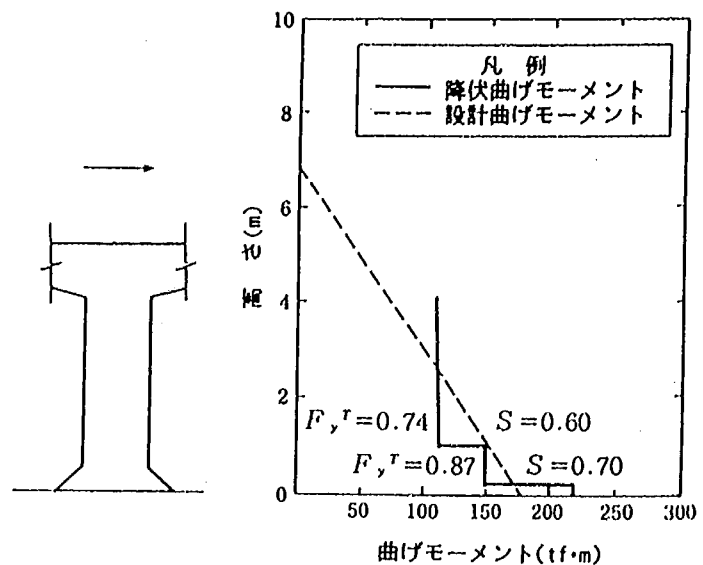


図-3 解析結果（依田橋）

図-4は、損傷形態判別係数 S と実際に生じた損傷度の関係を示したものである。ここで、実際の被害は、①主鉄筋の破断、②主鉄筋の著しい座屈、③主鉄筋の軽微な座屈、④斜めひびわれの発生、⑤水平ひびわれの発生、⑥無被害の6通りに区分した。なお、図中に示している①～⑭の番号は、表-2の橋梁番号とそれぞれ対応しており、後述の図-5、6についても同様である。これより、損傷形態判別係数が小さく評価されるにつれて、損傷度が大きくなっていることがよくわかる。また、実際に段落し部で損傷が生じた橋脚は、損傷形態判別係数がいずれも1.1未満である一方、新しい基準で設計された橋脚ではいずれも1.1以上で評価されている。これは、表-1(a)に示した損傷形態判別係数に対する判定基準値が適切であることを示している。したがって、段落し部での損傷の可能性は、損傷形態判別係数により精度よく予測できるものと考えられる。

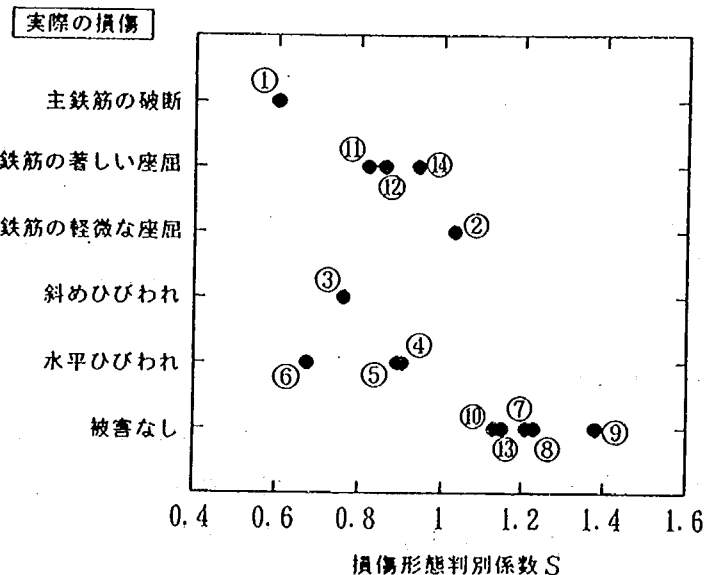


図-4 S と実際の被害度の関係

図-5は、段落し部での安全率 F_y^r と実際に生じた損傷度の関係を示したものである。これより、段落し部での安全率が小さくなるほど、損傷の程度が著しくなることがわかる。また、大被害を生じた依田橋、基栄橋、新知内橋、元瓜谷橋では、算定された F_y^r が0.74～1.02であり、著しい損傷の生じる可能性のある橋脚を抽出するために提案した F_y^r の基準値1.2よりも小

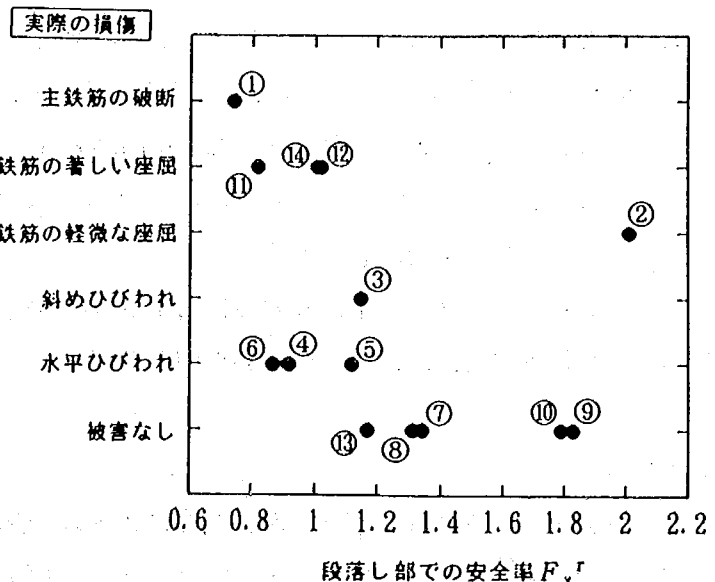


図-5 F_y^r と実際の被害度の関係

さいことがわかる。ただし、松之恵橋については
 段落し部での安全率が2.01であり、設計地震力に
 対してかなり大きな安全性を確保していたが、実
 際には無視できない程度の被害が生じた。これは、
 松之恵橋では損傷形態判別係数が1.03であり、段
 落し部での損傷が基部での損傷よりも先行するた
 め、設計で考えていた地震力よりも大きな地震力
 が橋脚に作用すれば、段落し部に被害が生じる可
 能性があることを示している。一方、斜めひびわれ
 や水平ひびわれ程度の小被害を生じた橋脚でも、
 F_y^T が1.2未満となっている。これは、橋脚に作用

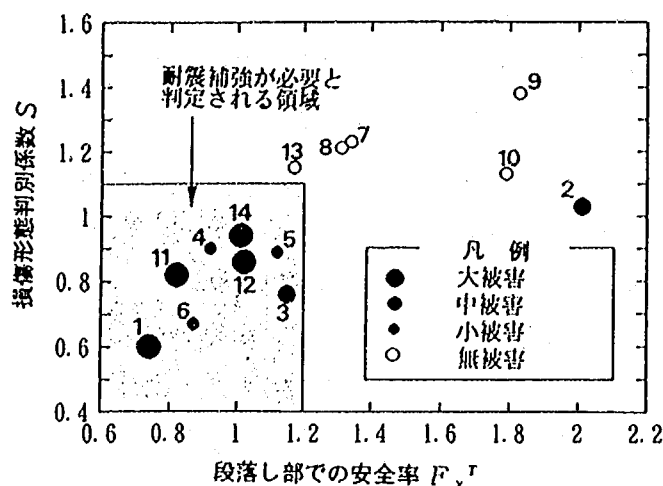


図-6 Sと F_y^T の関係

した地震力が保有水平耐力よりも小さかったためであり、それ以上の地震力が生じていれば、大被害に至
 っていた可能性が十分考えられる。

図-6は、損傷形態判別係数と段落し部での安全率の関係を示したものである。図-1に示した耐震判
 定法に従えば、段落し部で損傷した橋脚は、松之恵橋以外は全て著しい損傷が生じる可能性があり、耐震
 補強対策が必要と判定されることがわかる。また、被害のなかった昭和55年以降の新しい基準で設計され
 た橋脚では、いずれも耐震補強対策の対象となっていない。以上の考察より、本判定手法を適用すれば、
 段落し部で損傷が生じる可能性のある橋脚を的確に抽出できるものと考えられる。

5. まとめ

本文では、平成5年に発生した釧路沖地震及び北海道南西沖地震において、主鉄筋段落し部に損傷が生
 じた鉄筋コンクリート橋脚の耐震性を解析し、土木研究所が提案した耐震判定法の適用性について検討を
 行った。本研究により得られた結果をまとめると、以下の通りである。

- (1) 段落し部に損傷が生じた鉄筋コンクリート橋脚の耐震性を図-1に基づいて判定した結果、被害を受け
 た9橋の橋脚の内、松之恵橋を除く8橋で耐震補強が必要と判定された。一方、昭和55年以降に設計さ
 れ今回被害を受けなかった橋脚は、いずれも耐震補強を要しないと判定された。
- (2) 解析結果と実際の被害を比較すると、損傷形態判別係数や段落し部の曲げ降伏に対する安全率が小さく
 なるにつれて、被害の程度が大きくなる傾向がある。
- (5) 損傷形態判別係数と段落し部の曲げ降伏に対する安全率を用いた耐震判定法により、耐震性に劣る鉄筋
 コンクリート橋脚を精度よく抽出できる。

今後は、鉄筋コンクリート橋脚躯体に対する耐震補強法を確立するとともに、施工性に優れた新材料を
 活用した耐震補強技術の開発を行う必要がある。

参考文献

- 1) 建設省道路局、建設省土木研究所、北海道開発局：静内橋震災害調査報告書、昭和57年12月
- 2) 川島一彦、運上茂樹、飯田寛之：鉄筋コンクリート橋脚主鉄筋段落し部の耐震性判定法及び耐震補強法
 に関する研究、土木研究所報告第189号、平成5年9月

1. まえがき 近年、高規格道路や車線数の多い道路が計画され、橋脚長が長くまた広い橋、土地利用の制約から橋軸の方向が堤防法線と斜交する橋、橋のデザインや景観上から従来形状と大きく変わった橋脚、あるいは既設橋の近くに新たな橋が計画されるなど、従来の考え方では整理できない事例が多く見られるようになってきている。このような橋脚を河道に設置する場合、その河道に及ぼす影響や橋脚周りの局所洗掘深等を予測し、より影響の少ない橋脚配置および対策工法を明確にすることが重要である。本研究は、これまでに提案されている局所洗掘深の評価に加えて、橋脚相互の影響や橋脚設置に伴う対策工について調べた。

2. 円柱型橋脚の局所洗掘深の評価 円柱型橋脚の局所洗掘については、古くから多くの研究が行われている。しかし、これらの推定式の多くは1つまたは2つのパラメータによって表現されており、橋脚周りの洗掘深に影響する要因の全てを取り込んだ形式とはなっていない。このため、それぞれの提案者の行った実験、事例の範囲では正しくても、実際の河川の全てに適用できるものではなかった。須賀らは、橋脚周りの洗掘深を規定する3つの主要なパラメータによってこれを表現し、過去に行われた実験データを収集するとともに、不足する水理量の領域の補足および実験水理条件の拡大を行い、実際の河川で生じる水理量に応じた洗掘深を推定する方法について研究を行っている。以下にその概要を示す。まず、洗掘深に及ぼす影響因子を取り出し、それを次元解析するとともに、従来の研究を考慮して最大洗掘深を式(1)のように表現した。

$$\frac{Z}{D} = f\left(\frac{h_0}{D}, \frac{h_0}{d_m}, Fr\right) \quad \dots\dots (1)$$

ここに、 Z は橋脚周りの最大洗掘深、 D は橋脚幅、 h_0 は橋脚の影響を受けない断面における平均水深、 d_m は河床材料の平均粒径、 Fr はフルード数である。これより、すべてのデータについて式(1)の無次元量を求め、 h_0/D を一定の範囲に4分割し、 $Fr \sim h_0/d_m$ の図面上に Z/D の値をプロットし Z/D の等値線を描くことによって洗掘深推定図を作成した。この4分割した洗掘深推定図の一例($h_0/D = 0.75 \sim 1.25$)を図-1に示す。図中の $\tau_* = 0.0125$ の線および $\tau_* = 0.05$ の線は、近似的に洗掘が起こらない場合、限界掃流力以下の流れで河道内の河床が移動していない場合に橋脚の周りにのみ起こる洗掘、限界掃流力を越える流れの場で起こる洗掘を分ける線である。 Z/D の実験値は、 h_0/D の相違や実験時間(平衡状態あるいは最大洗掘深に達していないデータも含まれ

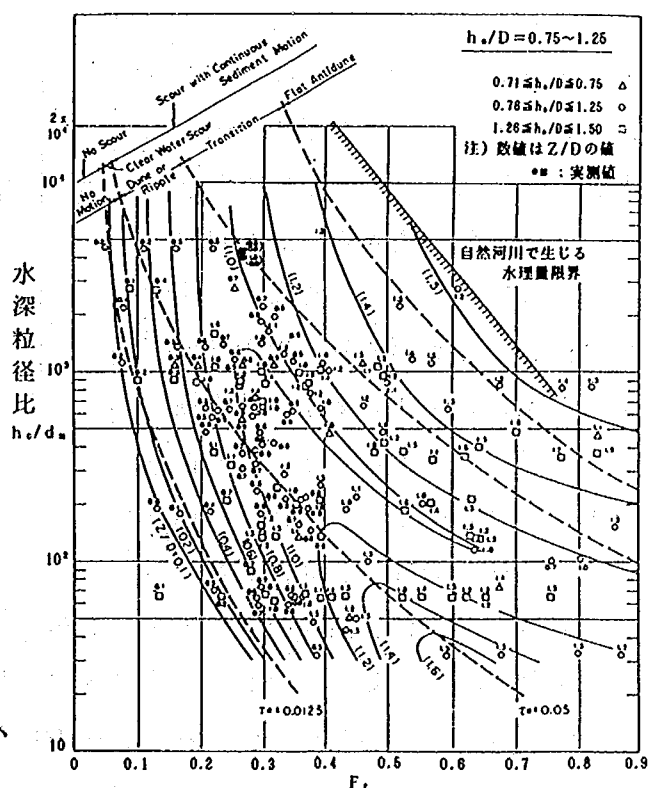


図-1 洗掘深推定図($h_0/D = 0.75 \sim 1.25$)

ている。)の問題もあってバラツキがあるが、おおむね図中の等 Z/D 曲線のごとくなる。さらに、図-1の結果より h_o/D と h_o/d_m を指標として Z/D と Fr の関係を図示したものが図-2である。これらの図によると、 h_o/d_m が1,000以下では同一 h_o/d_m 線上で Fr の増加とともに Z/D が増加し、 τ_* が0.05付近に対応する Fr のところで Z/D がピークとなり、これ以上 Fr が増加すると Z/D が多少小さくなり、一定値に近づく。 h_o/d_m が1,000以上になると、同一 h_o/d_m 線上で Fr の増加とともにピークを持たずに Z/D が増加することが明らかとなる。

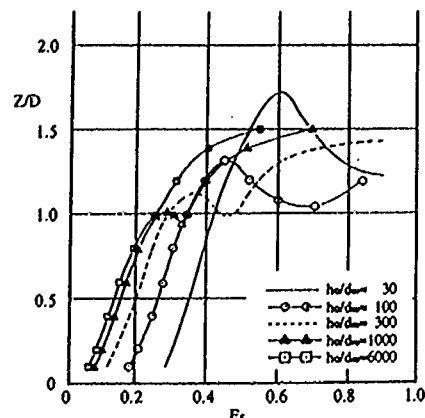


図-2 $Z/D \sim Fr$ と h_o/d_m の関係 ($h_o/D = 0.75 \sim 1.25$)

図-1の洗掘深推定図より、工学上最大の洗掘深を推定することが重要となってくる。すなわち水深粒径比 h_o/d_m が小さい場合は、限界掃流力となる付近で最大洗掘深を与えるが、 h_o/d_m が大きい場合は、その河川で実在しうる最大のフルード数を与えて最大洗掘深を求める必要がある。

3. 近接橋橋脚が河道に及ぼす影響 連続して配置される近接橋の場合、橋脚群が流れに及ぼす影響や橋脚相互の洗掘は非常に複雑である。ここではこのような複数の円柱橋脚が配置された場合の局所洗掘および配置の相違がこれに及ぼす影響について調べた。

実験は長さ30m、幅1.5m、深さ1.0mの二次元水路へ $d_m = 0.87\text{mm}$ のほぼ一様粒径の砂を25cm厚に敷き詰めて行った。実験条件は限界掃流力近傍の水理量となるように $Q = 200 \text{ l/s}$ を80分間通水し、円柱橋脚(直径 $D = 4.9\text{cm}$)の配置を種々

表-1 実験条件および実験結果一覧表

変えた検討を実施した。

実験条件および実験結果の一覧表を表-1に示す。実験の観察結果によると全ケースとも橋脚前面で水位が盛り上がり、側面で下がる傾向になるが、橋脚の間隔 ℓ が大きくなるにしたがい、橋脚間の流れの相互干渉が弱まり、単円柱のような流れを示す。2本円柱の場合、 $\ell/D = 2$ までは1本の単円柱のような流れを示し、円柱間へ巻き込む流れも少ない。洗掘深は、

	ケース	ℓ_1/D	ℓ_2/D	b/D	Z_{p1} cm	Z_{p2} cm	Z_{p3} cm	h_o cm	備 考
直線配置ケース	1				7.09			35.31	
	2	1			6.90			35.18	
	3	2			7.90			35.38	
	4	4			7.58	5.73		35.34	
	5	6			7.89	5.10		35.24	
	6	8			9.19	6.12		35.24	
	7	10			8.53	5.25		35.29	
	8	15			7.06	7.38		35.18	
不規則配置ケース	9	1		1	7.40	7.64		35.27	
	10	2		1	8.20	7.39		35.39	
	11	3		1	8.40	8.70		35.26	
	12	1		2	7.90	8.21		35.23	
	13	2		2	8.0	7.40		35.24	
直線配置(3本円柱)ケース	14	1	1		8.0			35.054	
	15	2	2		8.5	6.6	6.0	35.254	
	16	4	4		8.6	4.7	4.8	35.259	
	17	2	4		7.5	5.7	4.1	35.984	
	18	4	2		8.4	7.1	4.0	35.112	

図-3に示すように、円柱前面の先端部が最も深く、洗掘口形状は逆円錐形に近似される。しかし、橋脚の間隔が広くなるにしたがい後流域部の堆積が徐々に増加し、中心間隔の違いの影響が生じている。 $\ell/D = 4$ 以上に中心間隔が広がると、後方円柱前面も単円柱のような水位の盛り上がりを示し、洗掘口形状も後方円柱に単独の逆円錐形に近似した洗掘が生じる。ただし、上流側円柱で洗掘され、その下流に堆積しようとする砂れきが後方円柱の影響を受けて、さらに後方へ掃流されることによって、 $\ell/D = 10$ までは下流側円柱の洗掘深、範囲とも小さい。しかし、さらに間隔の広い $\ell/D = 15$ では円

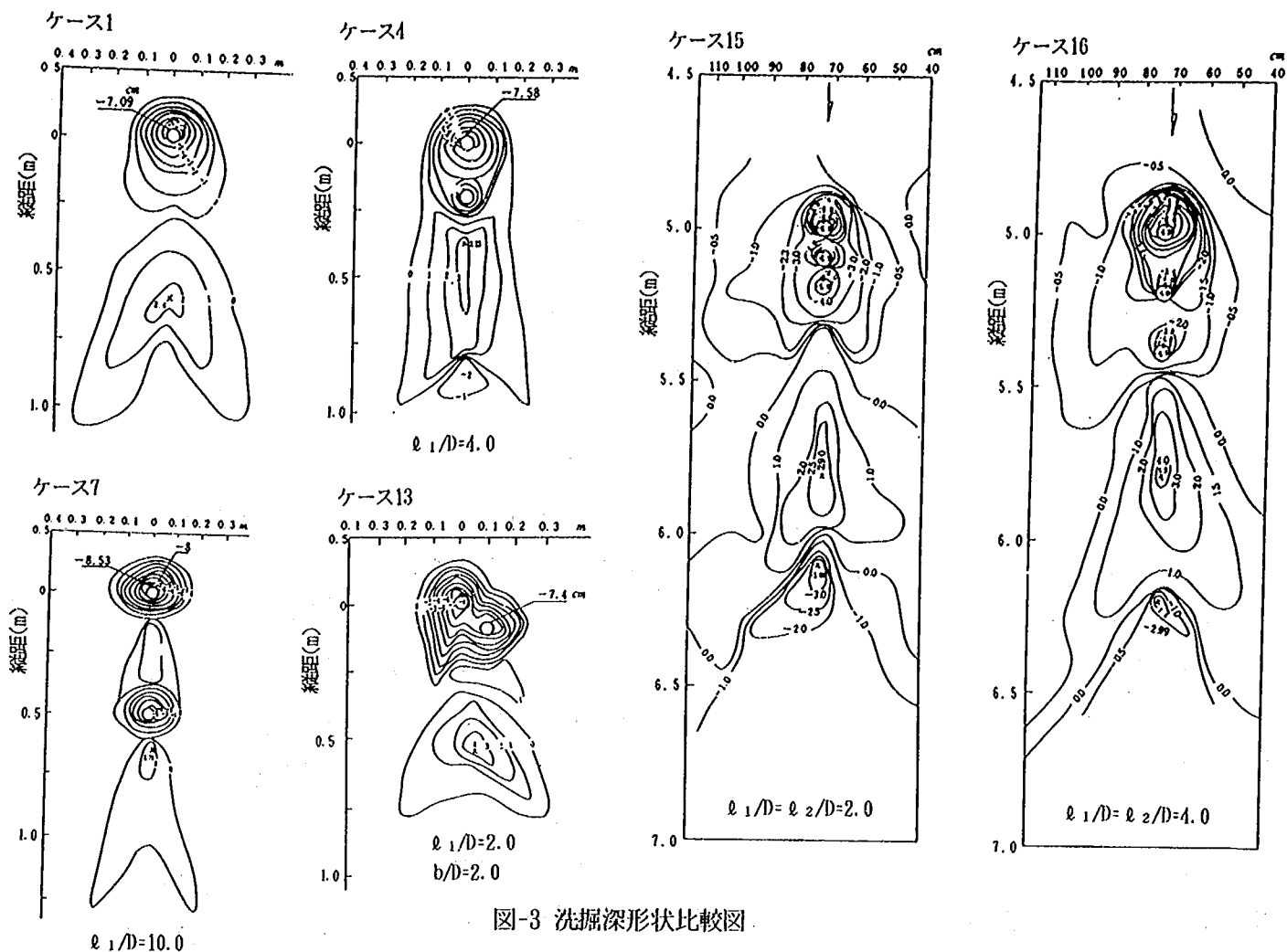


図-3 洗掘深形状比較図

柱間に堆積域が生じることによって、むしろ下流側円柱で洗掘深、範囲とも大きい結果となっている。したがって、近接橋においては、後方堆積域とその下流に橋脚を設置する場合には、洗掘深、範囲にかなりの違いが生じると考えられる。また、この実験によって得られた単円柱の場合の後流堆積域の分布から見て、橋脚相互の影響をなくすには $l/D = 30$ 以上は必要と思われる。

不規則配置の場合は、円柱間へ巻き込む流れが直線配置に比べて激しく、洗掘口形状は円柱前面でハート形に近似した逆円錐形を示す。また、円柱間もかなりの洗掘を生じ、流水に対する遮蔽幅と橋脚の相互干渉によって洗掘を助長させるというような悪影響が強い。

一方、3本の円柱を直線的に配置したケースは、橋脚間隔が狭い場合 ($l_1/D = l_2/D = 2$)、上流側第1橋脚の乱れが第2、第3橋脚によって弱められるような流れを示す。この流況の乱れを穏やかにする橋脚配置は、 $l_1/D = l_2/D = 2$ 以下が良いようである。洗掘口形状は橋脚間がある以上の間隔になると、各橋脚が単独に逆円錐形の洗掘口が生じる。しかし、2本の円柱の場合と同様に、洗掘された砂れきが後方円柱の影響を受けてさらに後方に運ばれることによって、下流側の洗掘深は小さく、 $l_1/D = l_2/D = 4$ までの結果では、3橋脚一体の領域周辺部が洗掘範囲の傾向を示している。

以上の結果より、橋梁が隣接して並列し、両橋脚軸が流れ方向と同一で直線に配置された場合、橋脚間の距離 $l/D = 10$ 以下ならば下流側橋脚は洗掘深、範囲とも上流より少なく、 l/D が小さいほど下流側橋脚の洗掘は軽減される。ただし、両橋脚の軸線と流向が一致しない場合は、反対に洗掘深、

範囲ともより助長させ、悪影響が大きくなる。実際河川では、橋脚軸と流向を並列して一致させることは河床変化等からしても非常に困難であり、これらの問題解決には、両橋脚相互に悪影響を与えない距離をとる必要がある。実験結果より円柱橋脚の場合、 $\phi \approx 30D$ 以上の距離が必要と考えられる。

4. 橋脚設置に伴う対策工 橋脚周辺の洗掘防止工としては、河床とのなじみが良く、河床変動に追従して変形する屈撓性をもつ捨石工、蛇籠工、布団籠、沈床工および異形コンクリートブロック工等による根固工が考えられる。根固工を設置する範囲については、先に述べた洗掘深推定図より橋脚周りの最大洗掘深を予測し、これと河床砂の水中安息角との関係より評価する必要がある。図-4は粒径 $d_m = 0.22\text{mm}$ の場合の洗掘深とその範囲の実験結果について示したものである。これによると、橋脚前面と側面での斜面勾配はともに約 28° と同一であり、この勾配は、河床砂の水中安息角とほぼ等しい。河床砂の水中安息角は久宝によって得られており、河床砂の粒径が大きい程水中安息角も大きく、おおむね $25 \sim 37^\circ$ である。以上より、橋脚周りの洗掘対策は想定される局所洗掘範囲について敷設する必要がある。局所洗掘範囲は推定される最大洗掘深から水中安息角を用い、図-5の模式図のようにその勾配に見合う水平距離を橋脚周囲に与え、洗掘深は橋脚前面と上流の側面で最大として、洗掘範囲の下流端で平均河床へ結ぶ形状としたものを推定される概略の洗掘範囲、形状とすれば良いと考えられる。

一方、橋脚の設置に伴って必要となる護岸は、河川管理施設構造令の第31条によって定められている。しかし、河道の湾曲する位置や河岸近くに大規模な橋脚が設置される場合は対策範囲が広範囲となる場合が多く、さらに個々の河道特性によって対策工範囲が異なるため模型実験による検討を必要とする場合が多い。これまでの検討によると、高水護岸および低水護岸とも橋梁上下流それぞれについて、低水路幅程度から低水路幅の1.5倍程度の長さを必要対策範囲としている例が多い。

5. あとがき 橋脚相互の干渉による影響および洗掘範囲を明らかにした。今後は橋脚基礎の露出による洗掘深への影響、河床材料のアーミングの影響、中小河川における流木の問題と対策についてさらに解明する必要がある。

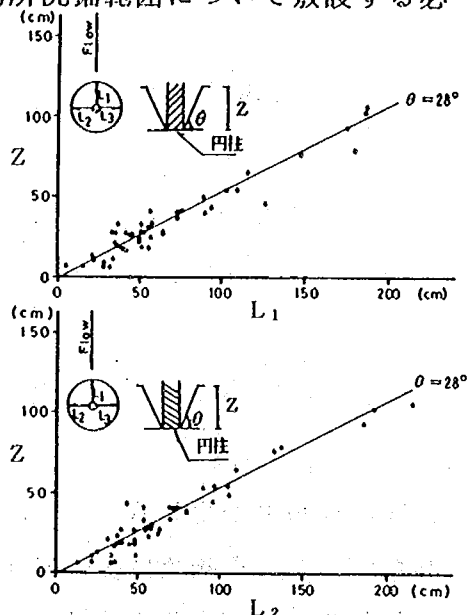


図-4 洗掘深と範囲の関係

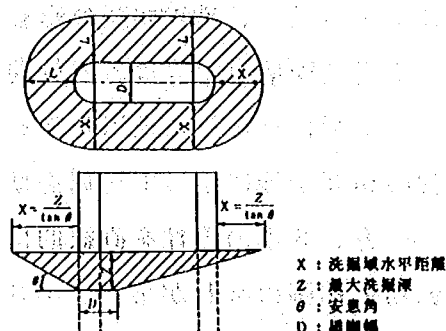


図-5 橋脚周辺の洗掘範囲と形状の推定模式図

参考文献

- 1) 須賀堯三・西田祥文・高橋 晃・坂野 章(1982): 橋脚による局所洗掘深の予測と対策に関する水理的検討, 土木研究所資料, 第1797号, 117p.
- 2) 宇多高明・高橋 晃・伊藤克雄(1993): 治水上から見た橋脚問題に関する検討, 土木研究所資料, 第3225号, 77p.
- 3) 河川管理施設等構造令研究会編(1978): 解説・河川管理施設等構造令, 日本河川協会, 404p.
- 4) 水理公式集(1985): 昭和60年改訂版, 土木学会編, pp. 272-276.

第33回 土木研究所研究発表会
論文集

ISSN 0386-5878
土木研究所資料第3306号
平成5年11月(1993)
建設省土木研究所
企画部企画課

要 旨 本資料は、「第33回土木研究所研究発表会」の発表内容をまとめたものである。この発表会は、土木研究所で実施している調査・研究についての成果の発表及び若手研究者の発表能力の向上を目的として年1回開催している。

キーワード：研究発表会、色、気候、緑化、下水道、防音壁、換気、フーチング、擁壁、腐食、コンクリート、再生骨材、汚泥処理、工事、交通需要、影響、事故調査、予測、土砂、氾濫解析、地震、土石流、流木、地すべり対策、超長大橋、自動化、耐震、局所洗掘



郵便はがき

切手をは
て下さい。

3 0 5 - □ □

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3306号 部

上記のとおり受領しました。

所 属 (住所)

氏 名 ⑩

土木研究所資料第3306号

○ 第33回土木研究所研究発表会論文集