ＩＳＳＮ　0386-5878
土木研究所資料　第3930号

土木研究所資料

平成14年度交流研究員報告書概要版

平成16年2月

独立行政法人土木研究所

Copyright © (2003) 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 Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事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。

土木研究所資料
第3930号　2004年2月

平成14年度交流研究員報告書概要版

独立行政法人土木研究所

要　旨

本報告書は、平成14年度に受入れた交流研究員46名の研究成果を概要版としてとりまとめたものである。

キーワード：交流研究員・受入れ・14年度

まえがき

独立行政法人土木研究所では、国内の他機関の研究者を受け入れ、相互の研究者の資質向上を図るとともにそれぞれの機関の研究活動の効率化を図ることを目的として創設した交流研究員受入れ制度により、平成１３年度の独立行政法人移行以来、当研究所の中期目標を達成するために国内の他機関の研究者を積極的に受け入れております。

平成１４年度は、民間企業から計４６名を受け入れましが、その方々の中には研究成果発表における入賞や、土木研究所での研究活動を生かして資格取得したなどの事例もあり、交流研究員受入れ制度の活用は、少なからず技術力向上に貢献しているものと考えます。

本報告書は、平成１４年度に受け入れた交流研究員の研究成果を概要版として作成したものです。
皆様方の業務のご参考となれば幸いであります。

独立行政法人土木研究所
理事長　坂本　忠彦

目　次

1．マイクロパイルによる経済的な構造物基礎の設計法に関する研究……　1
（マイクロパイルによる基礎構造の支持力特性に関する検討）
施工技術チーム　河村敏伸

2．土木分野における間伐材利用技術の開発……　5
施工技術チーム　浜口　武

3．粉じん対策技術の評価・開発……　9
施工技術チーム　眞岸　徹

4．水和熱による高温履歴を受けた高強度コンクリートの塩分浸透性に関する検討……　13
構造物マネジメント技術チーム　葛西康幸

5．ポストテンション方式ＰＣＴ桁への脱塩工法の適用に関する基礎的検討……　17
構造物マネジメント技術チーム　田中秀治

6．交流作用時の硬化コンクリートの電気的性質に関する基礎的研究……　21
構造物マネジメント技術チーム　野田一弘

7．ドリル削孔粉による簡易塩分量測定における試料採取方法および測定方法の検討……　25
構造物マネジメント技術チーム　松浦誠司

8．金属被覆による耐食性向上に関する試験調査……　29
新材料チーム　小倉義雄

9．アスファルトの品質規格及び再生利用に関する調査……　33
（カーボンブラック添加によるアスファルトの品質向上に関する検討）
新材料チーム　山口勝之

10．下水汚泥の有効利用に伴うリスク評価に関する研究……　37
リサイクルチーム　峰松　亮

11. 堤防強化対策の選定手法に関する研究…… 41
（ソイルセメント遮水壁を用いた河川堤防の浸透強化対策）
土質チーム　伊勢野　暁　彦

12. 袋詰脱水処理工法によるダイオキシン類封じ込め設計法に関する研究…… 45
（加圧ろ過実験）
土質チーム　柴　田　　靖

13. 光ファイバを用いたモニタリングデータの活用及び
斜面崩壊前兆現象の解明を目的とした土槽実験…… 49
土質チーム　室　山　拓　生

14. 低改良率フローティング式深層混合処理工法に関する模型実験…… 53
土質チーム　山　内　慶　太

15. 堤防強化対策の選定手法に関する研究…… 57
（河川堤防の土質特性と浸透安定性）
土質チーム　若　狭　　聡

16. ゆるみ岩盤の調査と評価に関する研究…… 61
地質チーム　片　山　弘　憲

17. GISによる道路斜面崩壊のリスク推定技術に関する研究…… 65
地質チーム　桑　野　　健

18. GISによる道路斜面崩壊のリスク推定技術に関する研究…… 69
地質チーム　福　田　徹　也

19. 液状化を考慮した合理的な橋梁の耐震設計に関する研究…… 73
（液状化地盤における地盤変形を考慮した模型振動実験）
振動チーム　小　野　和　行

20. 液状化地盤上の道路盛土の耐震対策技術に関する試験調査…… 77
（液状化地盤上の道路盛土の動的遠心模型実験）
振動チーム　黒　瀬　浩　公

21. 液状化及び流動化に対する橋台の耐震設計に関する研究…… 81
（橋台基礎に作用する側方流動力に着目した模型振動実験）
振動チーム　鈴木貴喜

22. 衝突免震構造・高免震構造に関する研究…… 85
耐震チーム　姫野岳彦

23. 衝突免震構造・高免震構造に関する研究…… 89
耐震チーム　矢田部浩

24. 衝突免震構造・高免震構造に関する研究…… 93
耐震チーム　小倉裕介

25. 中小河川におけるハビタットの分布・構造に関する研究…… 97
河川生態チーム　千葉武生

26. 中小河川における水際域の物理環境に関する研究…… 103
河川生態チーム　力山基

27. 水域のエコロジカルネットワークの保全・復元手法に関する研究…… 107
（エコロジカルネットワークが魚類の生活史等に及ぼす影響について）
河川生態チーム　若宮慎二

28. 手賀沼流入河川における汚濁負荷の流出特性に関する検討…… 113
水質チーム　壬生勝泰

29. 河川水中のエストロゲン様物質の濃度レベルとその由来物質の推定…… 117
水質チーム　宮本宣博

30. 環境ホルモン等汚染物質の水環境中での挙動に関する研究…… 121
水質チーム　八十島誠

31. 閉鎖性水域の底質改善手法の検討…… 125
水質チーム　和田順之輔

32. レーダー雨量計の精度評価に関する研究…… 129
水理水文チーム　清水敬生

33. 複雑な地質条件のダム基礎岩盤の力学的設計の合理化に関する調査…… 133
ダム構造物チーム　木藤賢一

34. フィルダムの嵩上げ技術に関する研究…… 137
ダム構造物チーム　澤田尚

35. 複雑な地質条件のダム基礎岩盤の力学的設計の合理化に関する調査…… 141
ダム構造物チーム　中村真

36. 土石流の市街地氾濫事例における人工構造物の影響検討…… 145
火山・土石流チーム　杉浦英二

37. 新規細粒火山灰堆積斜面における土壌水分特性曲線に関する研究…… 149
火山・土石流チーム　竹島秀大

38. 貯水池周辺地すべりにおける残留間隙水圧の設計手法に関する検討…… 153
地すべりチーム　檀上裕司

39. 岩盤崩壊モニタリング及び調査方法の研究…… 157
（地表クラック変位計計測に見られる日周期変動について）
地すべりチーム　山田達彦

40. 低騒音舗装の機能性向上に関する研究…… 161
舗装チーム　宮下知治

41. シールドトンネルの設計法の合理化に関する研究…… 165
トンネルチーム　石村勝伸

42. 鋼構造物の点検・診断技術に関する研究…… 169
橋梁構造チーム　次村英毅

43. 経済性・耐風性に優れた超長大橋の上部構造に関する調査 …… 173
橋梁構造チーム　徳橋亮治

44. 浮体橋設計技術の開発に関する研究（その２） …… 177
橋梁構造チーム　山森誠史

45. 浮体橋設計技術の開発に関する研究（その３） …… 181
橋梁構造チーム　林　雄一

46. 水中基礎に作用するサクションに関する研究 …… 185
基礎チーム　喜多直之

マイクロパイルによる経済的な構造物基礎の設計法に関する研究

（マイクロパイルによる基礎構造の支持力特性に関する検討）

（指導期間　平成14年4月～平成15年3月）

研　究　チーム　名　　施工技術チーム
氏　　名　　河　村　敏　伸

1．まえがき

擁壁などの重力構造物は、その基礎の安定性が構造物の安定に大きく寄与するため、基礎地盤が比較的軟弱で深い場合には、杭基礎や深層混合処理工法などが多く用いられている。しかし、より合理的かつ経済的な構造とするためには、構造物基礎として新たな基礎形式の適用を検討する必要があり、構造物基礎としての支持力特性や耐震性能等について確認するとともに、設計法の開発が必要である。

大型擁壁を比較的深い軟弱層上に設置する場合に杭基礎を選択することが多いが、杭径が大きい杭や根入れ長が長い杭など、経済的な設計施工が行われにくいことがある。そこで、杭基礎を小口径で既設基礎の補強工法として確立しているマイクロパイル（以下 MP と称す）工法[1)]を選択することが考えられる。この MP 工法を使用することで、擁壁の基礎を合理的かつ経済的な構造や形状とし、経済的な基礎設計を行うことができるか確認することが必要となってくる。そこで、本報告はこの MP 杭を用いた場合の構造物基礎への適用について本年度行った研究について報告するものである。

2．実験目的

MP 工法を擁壁の基礎に使用して試計算を行うと、鉛直 MP 杭で支持力不足なケースを斜杭や MP 杭と地盤改良工法による複合杭などの形状変更をすることで、支持力不足を補えることがわかる。しかし、試計算のみでは不明な点が多く、経済的な設計ができないといったことが挙げられる。これらの不明な項目を明確にすることで、合理的かつ経済的な基礎設計を行うことができると考えられる。そこで、本年度は比較的軟弱な砂質地盤における擁壁基礎として MP 杭を用いた場合の支持力確認、基礎の水平抵抗について確認することを目的として、遠心載荷装置を用いて水平載荷実験を実施した。

3．実験方法

3．1　実験概要

実験土槽および載荷装置の概要を図-1 に示す。実験に用いた模型は実物の 1／20 とし、擁壁模型は H＝4m の逆 T 型擁壁を想定したもの、表-1 に示すように基礎杭として MP のみを想定したものと、MP に地盤改良工法（浅層改

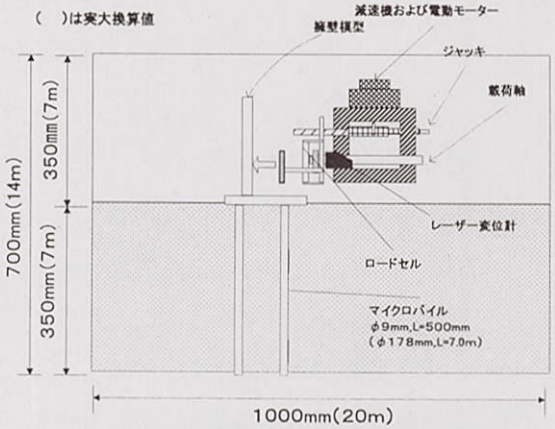


図-1　実験土槽及び載荷装置概要

良）を併用したものの2種類とした。MP模型杭の杭体には、曲げひずみを求めるために対角2方向にひずみゲージを貼付した。各杭の頭部はアルミ製の擁壁模型の底版により剛結とし、杭先端も土槽底面に固定されている。また、浅層改良地盤の模型は石こうとカオリンにより作成し、目標強度を一軸圧縮強度約500kN/m²になるように配合した。

表-1　MP杭諸元

		杭径 D(mm)	肉厚 t(mm)	ヤング率 E(kN/m²)	曲げ剛性 EI(N·m²)
1G場	MP	9	0.5	1.93E+08	2.33E+01
実大換算(20G)	MP	180	10	1.93E+08	3.74E+06

模型地盤は、あらかじめ試験杭をセットした後気乾状態の珪砂7号を空中落下法により土槽に投入し、相対密度Drが40%となるように作成した。実験は、遠心加速度 20G の条件下で擁壁模型の壁部の下端から壁高の1/3の位置に側面から変位制御（1.0㎜／min）にて水平力を載荷し、荷重－変位関係および杭体各部のひずみを計測した。

3．2　実験パターン

実験パターンは図-2 に示すような6ケースとした。なお、Case1～5はMPが直杭、Case6はMPを斜杭とした。また、浅層改良地盤として用いた石こうにカオリンを配合したものは、改良厚を1/β（=40㎜）とした。ただし、Case3については改良厚をπ/2β（=62㎜）と大きくしている。

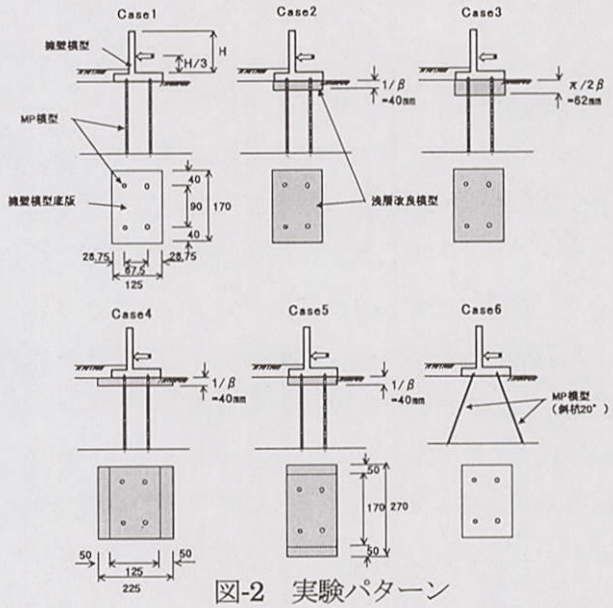


図-2　実験パターン

4．実験結果

実験結果はすべて実大換算して示す。また、水平変位は擁壁基礎の載荷軸方向の杭間隔（D=1.35m）で基準化している。

4．1　荷重－変位関係

図-3～図-4 に本実験で実施した6ケースの載荷荷重と変位の関係を示す。

図-3 より Case1 と Case2 を比較する。MP 杭に浅層改良地盤を併用させた Case2 の方が荷重強度は増大している。これより、MP 杭と浅層改良地盤による複合杭は一体となって水平抵抗の向上を図っていることが分かる。

次に、Case2 から Case5 を比較する。Case2 と Case3 では初期変位は同じような挙動を示しているが、全体的には Case3 の荷重強度の方が大きいことが分かる。Case2 と Case4 でも Case4 の方が荷重強度は大きくなっている。Case2 と Case5 では、Case3 同様初期変位こそ同じような挙動を示しているが、その後は Case5 の方が荷重強度は大きい。これより、浅層改良地盤の周面及び底面の面積増加が水平抵抗の向上に大

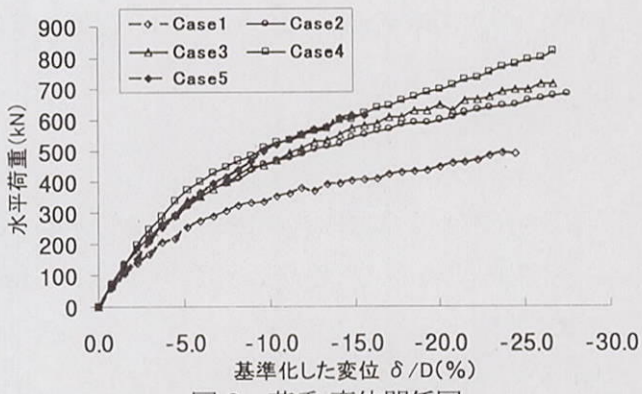


図-3　荷重-変位関係図

きく関与することがわかった。また、Case3 よりも Case4・Case5 の方が荷重強度は大きいことから、今回の実験では浅層改良地盤は改良深さよりも改良面積を増加させることが水平抵抗に有効に働いたと考えられる。しかし、実験では Case4 と Case5 で荷重強度に大きな違いは見られなかったため、浅層改良地盤において載荷方向と載荷直角方向のどちらを増加させることが有効か判断することは困難であった。

図-4 より Case1 と Case6 を比較する。Case6 の斜杭は他の直杭のケースに比べ、荷重強度は大きくなっている。これより斜杭にすることで補強効果が増大することが分かる。しかし、斜杭にすることにより杭下端部や杭頭部への過大な荷重負荷（軸力等）が発生し、直杭のケースよりも約半分の水平変位で降伏していることが分かる。実験では後列 MP 杭の上下固定端が直杭ケースの半分程の変位で破壊している。

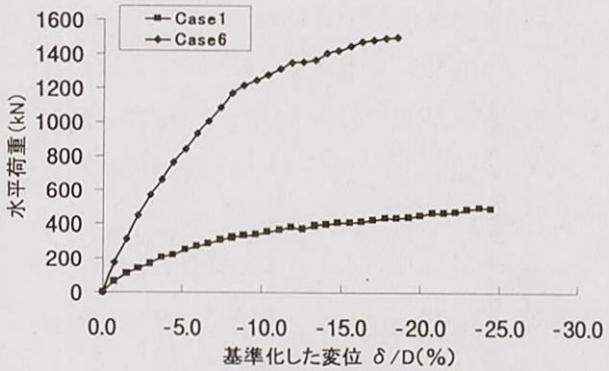


図-4　荷重-変位関係図

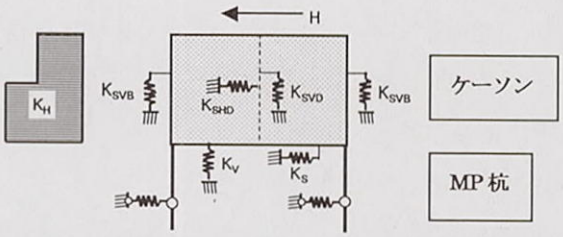
4．2　実験のまとめ

今年度実施した遠心力水平載荷実験で得られた結果より、MP 杭と浅層改良地盤による複合杭は、一体化を図ることで、水平耐力の向上という複合効果を十分に期待できることが確認された。そして、浅層改良地盤の周面及び底面の面積増加が水平抵抗の向上に大きく関与することも確認することができた。特に今回の実験では、浅層改良地盤は改良深さよりも改良面積を増加させることが水平抵抗に有効に働いたと考えられる。また、MP 杭を斜杭にすることで、水平耐力の向上はより有効になることが確認できた。

5．数値解析

5．1　解析概要

遠心力載荷実験結果に対して、簡易なはり - バネモデルによる設計手法の適応性を検討する。解析モデルは、擁壁は剛体として扱い、杭体の非線形モデルは現行設計法[2]に示される杭基礎の設計法を適用して選定することでモデル化した骨組解析とし、算出した荷重-変位関係と実験結果を比較することにした。



注）K_H：前面の水平方向地盤反力係数　　Kv：底面地盤反力係数
Ks：底面の水平方向せん断地盤反力係数　　K_{SVB}：前背面の鉛直方向せん断地盤反力係数
K_{SVD}：側面の鉛直方向せん断地盤反力係数　　K_{SHD}：側面の水平方向せん断地盤反力係数
H：水平力

図-5　浅層改良地盤と MP 杭の複合杭のモデル

解析結果と実験結果の比較に当たって、まず Case1 について現行設計法に従い載荷実験をシュミレーションし、その解析結果と実験結果を対比することで杭体の地盤バネなどを決定し、それを元に浅層改良地盤と杭の複合杭における設計法（常時）の考え方を検討することとする。

5．2　解析の考え方

浅層改良地盤の力学特性から、今回は浅層改良地盤を剛性と仮定し、そのモデル化としてケーソンと仮定して解析することとした。浅層改良地盤をケーソン基礎と仮定したことで、浅層改良地盤と MP 杭の複合杭

もケーソンと杭の複合基礎と評価することとした。そのモデル化について、浅層改良基礎の地盤抵抗要素の考え方を図-5 に示す。

5．3　解析結果

図-6 に Case2 から Case5 における実験結果と解析結果の荷重と変位の関係を示す。ここで、解析結果においては、浅層改良地盤をモデル化したケーソン部分の地盤抵抗要素全てを考慮している。

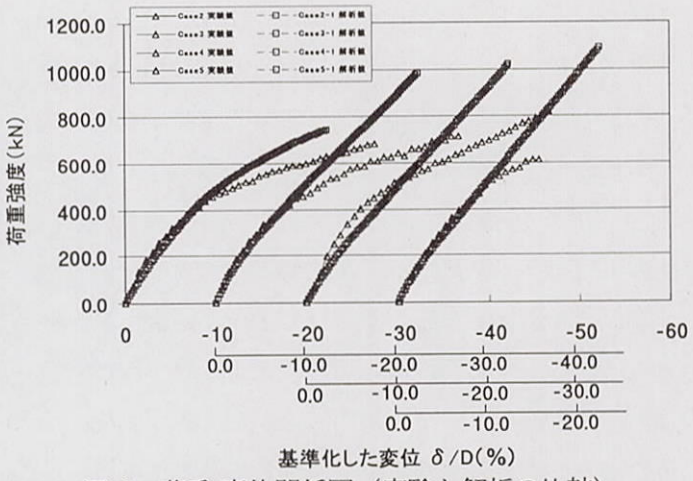


図-6　荷重-変位関係図（実験と解析の比較）

図-6 より、今回提案した MP 杭と浅層改良地盤との複合杭のモデル化において、Case4 は実験値のほうが大きくでているが、それ以外のケースは実験結果と解析結果は近似していることがわかった。これより、改良地盤部分の改良面積の増加が水平抵抗の向上に大きく関与することがわかった。特に、浅層改良地盤の前面と底面の面積増加が水平抵抗の向上に一番有効に働くことがわかった。

6．結論

本年度の実験では、MP 杭を使用した常時における擁壁基礎の水平耐力の確認を行った。実験結果より、MP 杭と浅層改良地盤による複合杭が水平抵抗の増加という複合効果を十分に発揮することが確認できた。そして、浅層改良地盤の周面及び底面の面積増加が水平抵抗の向上に大きく関与することも確認することができた。特に、浅層改良地盤は改良深さよりも改良面積を増加させることが水平抵抗に有効に働いたと考えられる。また、MP 杭を斜杭にすることで水平耐力が大きく向上することも分かった。

数値解析として、簡易なはり-バネモデルによる骨組解析を行った。その結果、浅層改良地盤を剛体と仮定した数値解析により実験結果をシュミレーションし、実験結果と解析結果は近似していることから、数値解析について有効性を確認することができた。

今後は、地震時での検討や砂地盤以外での検討、擁壁形状の合理化など、杭基礎が擁壁の新設基礎として合理的かつ経済的に活用できるための検討が必要になってくると思われる。

7．謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂いた施工技術チームの大下主席研究員、小野寺主任研究員、井谷研究員、ならびに施工技術チームの皆様に深謝の意を表します。

所属　　株式会社　フジタ

＜参考文献＞

1)独立行政法人土木研究所：既設基礎の耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書(その３)　平成 14 年 9 月

2)日本道路協会：道路橋示方書・同解説　Ⅳ下部構造編　平成 14 年 3 月

土木分野における間伐材利用技術の開発

（指導期間　平成14年4月～平成15年3月）

チーム名　施工技術チーム
氏　名　浜口　武

1．まえがき

優良な森林を育成し、CO_2固定機能を高めるとともに、防災・水涵養機能を持続させるためには、間伐材などの管理が不可欠である。しかし近年は、必要な間伐面積のうちわずか50%しか実施されず、また生産された間伐材も価格競争力の弱さなどから十分に活用されず、半数は林内に放置されている状況にある。そこで、公共事業、特に土木分野における間伐材利用技術を開発することにより、間伐材の新たなマーケット（流通経路）を拓き、良好な人工林の育成、CO_2の固定、資源循環型社会の構築、新産業の育成、エネルギー多消費型資材からの転換などに貢献することが強く求められている。

2．研究目的

本研究では、従来は間伐材などが適用されていなかった土木分野における間伐材利用技術として、短杭群による軽度の地盤改良技術に注目している。深層混合改良を行うほどの重要性は無く、また浅層改良をするのでは大掛かりな改良厚が必要になってしまうような案件を適用の対象とし、残留沈下量の低減・過度の不等沈下の防止等を目的とした軽度の地盤改良技術を開発する。

この際に、間伐材の発生様態から求められるのは、従来のような支持層に着底させた形式ではなく、近年盛んに研究の進められているフローティング型にした支持機構であり、タイ・インドネシア等でも実大実験の形で行われている。しかしながら、その特性は明らかにされてはいない。

本研究は、本課題の1年目ということで、まずは遠心模型実験でその挙動を確認し、さらに有限要素法でその挙動を再現することで、改良メカニズムの把握を目的とする。

3．研究方法

3.1　遠心模型実験

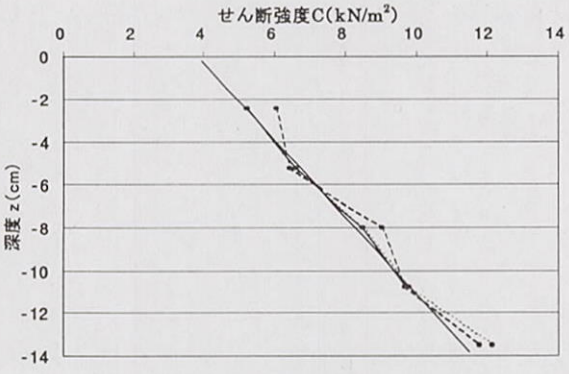
実験に用いたカオリン粘土（ASP-100）の物性値を表－1に示す。

地盤は含水比調整を行い、土槽に投入したカオリン粘土に遠心加速度70Gの遠心場で圧密荷重18kN/m^{2}をかけ、両面排水条件の下で、24時間遠心自重圧密を行ったものを用いる。この地盤は載荷後15年相当を経過した圧密度95%以上の正規圧密になっている。

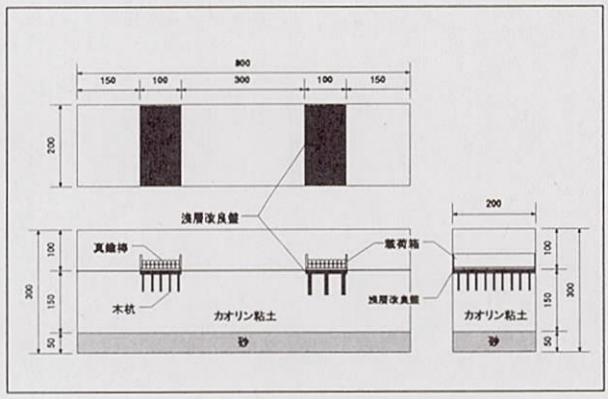
表－1　カオリン粘土物性値

名称		数値
一般	比重	2.639
	初期含水比	85%
コンシステンシー	液性限界	81.94%
	塑性限界	30.48%
	塑性指数	51.46
圧密	圧縮指数	0.65
粒度	砂分	6.78%
	シルト分	15.77%
	粘土分	77.45%

作製した模型地盤の深度方向の強度分布を図－１に、実験模型を図－２に示す。



図－１　模型地盤の強度分布



図－２　実験模型

また、間伐材に相当する短杭にはラミン材を、浅層改良に相当する浅層改良盤にはカオリン粘土にセメントを混ぜ固化させたものを用いる。

図－２の改良模型は粘土地盤作成後に、浅層改良部を掘削し、短杭を地盤の所定の位置に挿入し、浅層改良盤を設置することで作成する。なお、模型設置後は地盤のゆるみを取り除くため、再度遠心加速度 70G の遠心場に 1 時間放置した。

実験は、表－２の計 10 ケースについて、荷重を 21～70kN/m² まで段階的に増加させて行い、各段階で圧密開始後 20 日後までの地盤の変形挙動について測定を行う。なお、表中の数値は実大モデルに換算した数値を記している。

表－２　実験ケース一覧

Case	杭径 (mm)	杭長 (m)	改良率 (%)	改良盤厚 (m)
1	無	無	—	0.0
2	無	無	—	2.8
3	200	2.5	6.3	1.0
4	200	2.5	12.6	1.0
5	200	1.5	10.0	1.0
6	200	3.0	10.0	1.0
7	350	2.5	10.0	1.0
8	200	2.5	10.0	1.0
9	200	2.5	10.0	0.5
10	200	2.5	10.0	1.5

3.2　数値解析

遠心模型実験の結果の妥当性確認と実験では測定不可能な項目についての検討を目的に、数値解析を行った。その解析には、圧密を考慮できる 2 次元有限要素プログラム（DACSAR）を用いた。構成式は関口・太田モデルで、粘弾塑性解析を行った。

解析に用いた入力パラメータは、表－１の物性値をそのまま用い、塑性指数、圧縮指数をもとに決定する太田・飯塚の手法を用いた。

・静止土圧係数　$K_0 = 1 - \sin\phi'$

・限界応力比　$M = 6\sin\phi' / (3 - \sin\phi')$

・比可逆比　$\Lambda = M / 1.75$

・ダイレイタンシー係数　$D = \lambda\Lambda / (M(1 + e_0))$

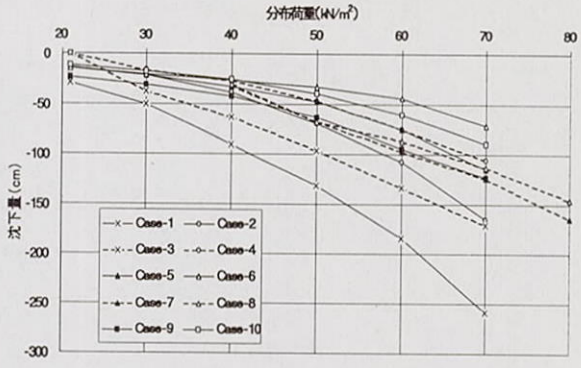
・圧縮指数　$\lambda = 0.434 C_C$

4．研究結果

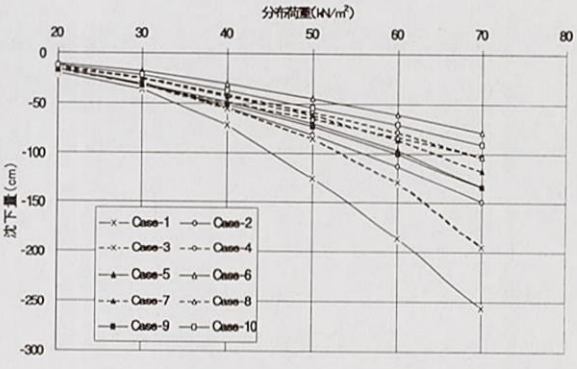
4.1　荷重－沈下量の関係

遠心模型実験で段階的に載荷した時の沈下量の計測結果を図－３に示す。但し、地盤は非常に長期的な圧密沈下を続けるため、それを計測し続けることが時間の制約上困難であったので、本実験では、各段階とも載荷後 20 日の沈下量までを計測している。図からは、無対策・浅層改良盤のみの場合に比べて、改良率が大きくなる程、杭長が長くなる程、また、杭径が細い程、更には、浅層改良盤が厚くなる程、沈下量の低減している程度が読み取れる。

本モデルを数値解析した結果を、図－４に示す。解析モデル作成の際に、2 次元化やメッシュの切り方に注意を要するが、適切に設定を行えば、沈下量を比較的良好に再現することが可能であることがわかる。



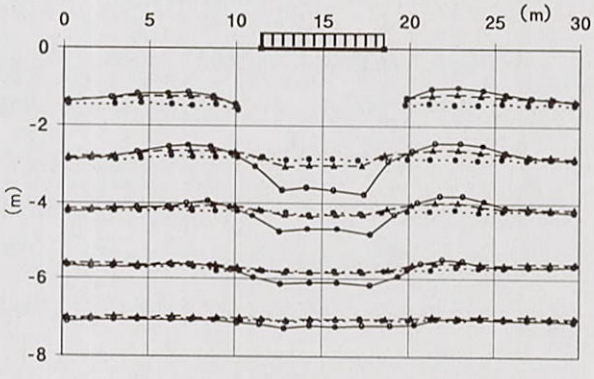
図－３　荷重－沈下量の関係



図－４　荷重－沈下量の関係（ＦＥＭ）

4.2　地盤の変形

実験時の地盤に設置してあった標点の動きを画像解析することで地盤の変形を調べた。その一例として、Case-8 の結果を図－５に示す。載荷部分の沈下や側方部の隆起の様子がわかる。また、その数値解析結果を図－６に示す。数値解析においても地盤の変形挙動を再現できており、実験の妥当性、解析の再現性を確認することができる。

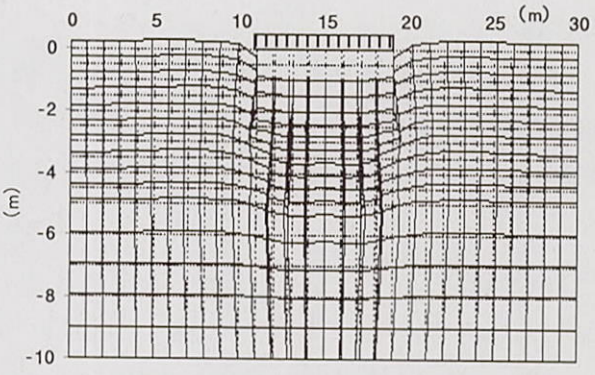


図－５　地盤の変形：Case-8

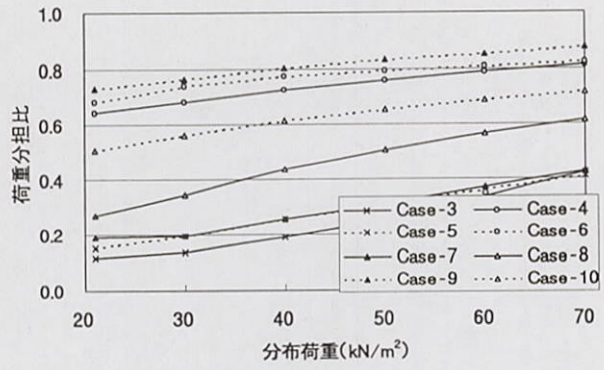
4.3　杭の荷重・応力分担比

実験で測定できなかった項目の中から、杭にかかる荷重及び応力の分担比を数値解析にて算出した。その結果を図－７、８に示す。

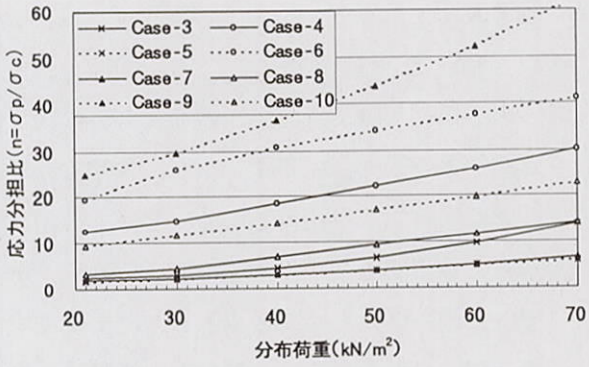
荷重分担比は改良形式により 0.1～0.9 程度までの開きがある。改良率や杭長が大きくなれば大きくなるのは当然であるにしても、同じ改良率でも杭径が小さく（杭周面積が大きく）なる程、大きくなっているのは、本モデルの支持機構が周面摩擦であることを示している。



図－６　地盤の変形：Case-8（ＦＥＭ）



図－７　杭の荷重分担比（ＦＥＭ）



図－８　杭の応力分担比（ＦＥＭ）

また応力分担比は、上載荷重が小さいうちは通常の応力分担比（10～20）程度を示しているが、荷重を大きくしていくに従い、改良形式の違いも応力分担比も大きくなっていく様子がわかる。改良率や杭長を大きくすることで応力分担比は大きくなり、着底型の支持機構に近づいていく様子もわかる。また、同じ改良率でも杭径を小さく（杭周面積を大きく）する程、応力分担比も大きくなっていることがわかる。

５．結論

本研究では、遠心模型実験・数値解析を用いることでフローティング型の杭の支持機構について検討を行った。そこで得られた結果は以下の通りである。

① 遠心模型装置で軟弱地盤改良技術としての小口径フローティング木杭による載荷実験を行い、改良率・杭長・杭径および浅層改良盤厚の大小による改良効果の違いを確認した。

② 上記実験モデルについて有限要素法による数値解析を行い、実験の妥当性を確認するとともに、2 次元モデルの数値解析であっても比較的良好に挙動を再現できることを確認した。

③ 遠心模型実験では測定できなかった杭の荷重および応力分担比について解析を行い、改良率・杭長・杭径および浅層改良盤厚の違いによる分担比率の違いを確認した。

④ この中で、同じ改良率であっても杭径を小さくし杭周面積を大きくすることや、杭長を多少でも長くすることで、荷重・応力の分担比率を大きく高めることができることがわかった。

６．謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂きました施工技術チームの大下主席研究員、宮武主任研究員、井谷研究員、堤研究員ならびに同チームの皆様方に深謝の意を表します。

＜参考文献＞

1) 大野、三木、恒岡、古本：表層安定処理を併用したフローティング式深層混合処理工法に関する実験的検討、土木技術資料 44-5(2002)

2) 大下他：深層混合処理工法に関する地盤の変状抑止効果に関する実験的検討、土木研究所資料第 3724 号 2000 年 3 月

3) 宮野：軟弱地盤の合理的な沈下すり付け対策に関する調査、独立行政法人土木研究所平成 13 年度交流研究員報告書

所属　大木建設㈱

粉じん対策技術の評価・開発

（指導期間　平成１４年４月～平成１５年３月）

研究室名　施工技術チーム

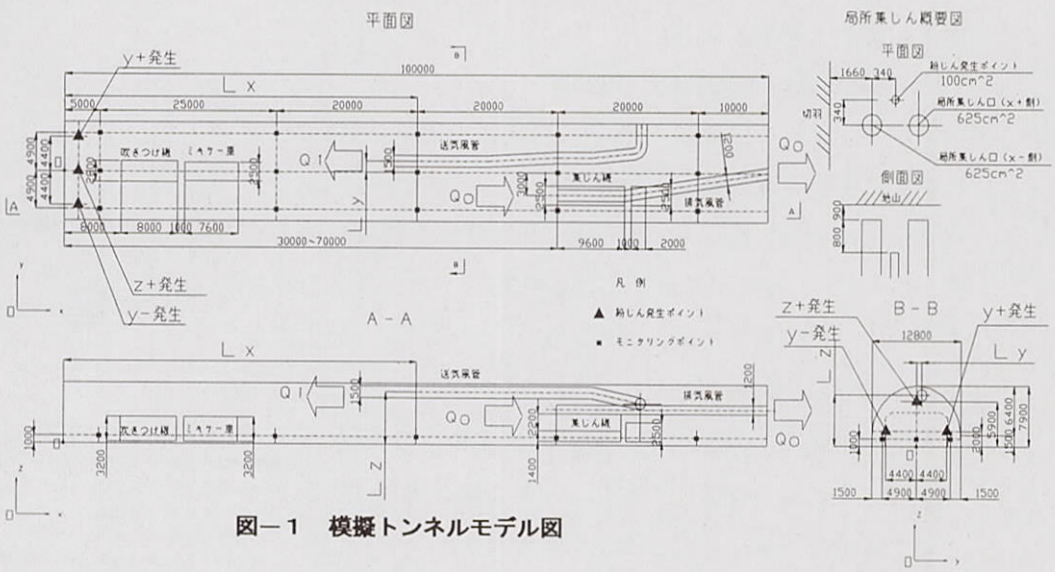
氏　　名　眞　岸　　徹

１．まえがき

トンネル工事においては、閉鎖空間の中での発破・掘削・コンクリート吹付けなどの作業に伴い多量の粉じんが発生する。粉じん対策としては発生抑制、希釈除去、吸入防止、など様々な技術が開発されている。平成１２年１２月に厚生労働省より「ずい道建設工事における粉じん対策に関するガイドライン」が施行されているが、ガイドライン自体、健康被害を完全に無くするレベルまでの規定ではなく、さらなる基準の厳格化への動きがある。また、７０年代以降に国道などのトンネル工事に従事した結果トンネルじん肺被害を被ったとして、建設会社を相手取った訴訟が全国で起こされ、原告約１５００人の大半の和解が成立しているが、平成１４年１１月２２日の報道記事によると、「トンネル工事でじん肺を患った責任は、発注者の国にもある」として元建設作業員４６人が国を相手に１人３３０万円の国家賠償を求め、東京地裁に提訴している。このような技術的な動向と社会背景を踏まえ、本研究では粉じん発生作業のうちトンネルのコンクリート吹付け作業に関する粉じん対策技術の研究を行う。

２．研究（調査・試験）目的

既往の研究では、発生抑制に関して急結剤・粉じん低減剤等のコンクリートの配合に関するもの、遠心力吹付け工法のような施工方法に関するもの等の発表論文が多数存在する。また、希釈除去に関しては論文１）２）がある。本研究では、論文１）でその妥当性が示されたｋ－ε法による乱流解析の手法を用いて、次年度以降に実施する模擬トンネル実大実験での計測結果との比較評価を前提に、シミュレーション解析を行いトンネル内部の換気方法と粉じん濃度分布との関係を把握し希釈除去による作業環境改善ついて検討する。



図－１　模擬トンネルモデル図

３．研究（調査・試験）方法

①解析方法：ｋ－ε法による３次元乱流解析、②吹き出し口における乱流エネルギーk $(\mathrm{m^2/s^2})$：$k=(I\cdot U)^2$、

[ここで、U：吹き出し風速(m/s)、I：乱れの強さ（0.1）]、③吹き出し口における乱流エネルギー消散率ε：$\varepsilon(z) \cong C_t^{3/4} \cdot k^{3/2} / l$、[ここで、$C_t$：定数0.09、$l$：吹き出し口径または吹き出し口幅の0.07倍]、④解析モデル：(図－１参照) 切羽付近の定位置で一定量の粉じんを発生させた状態で、換気・集じん条件を変えて各平面位置のGL+1.0mでの粉じん濃度のモニタリングを行う⑤解析メッシュ数：x軸方向135、y軸方向138、z軸方向87の合計1620810メッシュ、⑥粉じん発生量：60mg/sec、⑦粉じん粒径：5μm（沈降速度0.18 cm/sec）、⑧解析ステップ：以下のSTEPで解析する。(STEP１：トンネル内換気のみでの定常解析、STEP２：１０分間粉じんを発生させた状態での非定常解析）⑨解析ケース及び解析パラメータ：表－１参照。STEP２終了時の粉じん濃度を比較検討する。

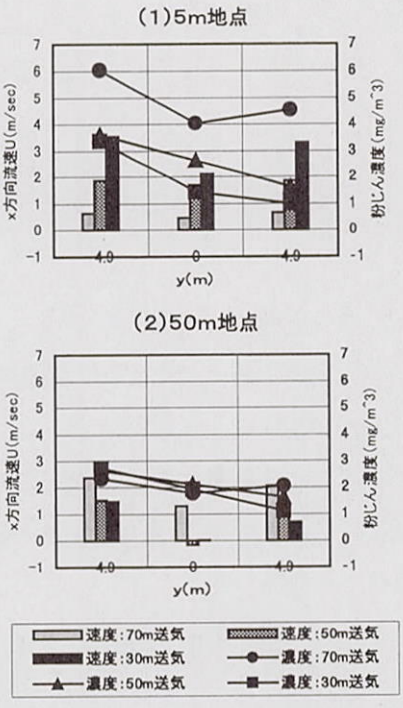
表－１解析ケース及び解析パラメータ

ケース名	検討項目	送気風管口位置			送気	集じん		粉じん	局所集じん	
		Lx	Ly	Lz	流量Qi	位置	流量Qo	発生源	発生源との	流量
		(m)			(m^3/min)	(m)	(m^3/min)	位置	相対位置	(m^3/min)
a－001	基本	50	0.75	6.7	1500	70	0	Z+発生	－	－
a－002	送気位置	70	0.75	6.7	1500	70	0	Z+発生	－	－
a－003	送気位置	30	0.75	6.7	1500	70	0	Z+発生	－	－
a－004	送気・発生位置	50	4.55	4.8	1500	70	0	Z+発生	－	－
a－005	送気・発生位置	50	0.75	6.7	1500	70	0	Y+発生	－	－
a－006	送気・発生位置	50	4.55	4.8	1500	70	0	Y+発生	－	－
a－007	送気・発生位置	50	0.75	6.7	1500	70	0	Y－発生	－	－
a－008	送気・発生位置	50	4.55	4.8	1500	70	0	Y－発生	－	－
b－001	流量	50	0.75	6.7	500	70	0	Z+発生	－	－
b－002	流量	50	0.75	6.7	1000	70	0	Z+発生	－	－
b－003	流量	50	0.75	6.7	2000	70	0	Z+発生	－	－
c－001	集じん基本	50	0.75	6.7	1500	70	1800	Z+発生	－	－
c－002	集じん流量	50	0.75	6.7	1000	70	1200	Z+発生	－	－
c－003	集じん流量	50	0.75	6.7	1500	70	1500	Z+発生	－	－
c－004	集じん流量	50	0.75	6.7	1500	70	2000	Z+発生	－	－
c－005	集じん位置	50	0.75	6.7	1500	30	1800	Z+発生	－	－
c－006	集じん位置	50	0.75	6.7	1500	50	1800	Z+発生	－	－
d－001	局所集じん	50	0.75	6.7	1500	70	0	Z+発生	x+側	100
d－002	局所集じん	50	0.75	6.7	1500	70	0	Z+発生	x－側	100

4．研究（調査・試験）結果

4.1　送気口位置（x軸方向）の影響

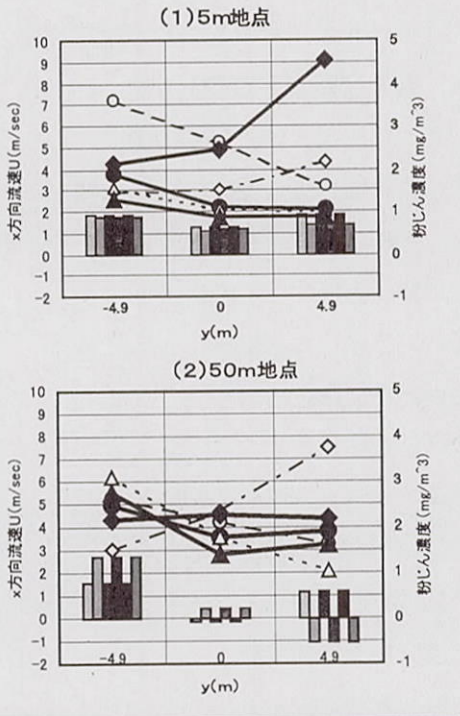
y軸方向送気口位置は固定し、x軸方向送気口位置を変化させた解析結果を図－２（１）（２）に示す。（１）より送気位置が切羽に近い方が、切羽付近の粉じん濃度は低下するが、（２）より送気位置が切羽から離れるとトンネル軸直角同一断面内の粉じん濃度が均一化され、僅かだが最大値が小さくなる傾向にある。



図－２　送気口位置（x軸方向）の影響

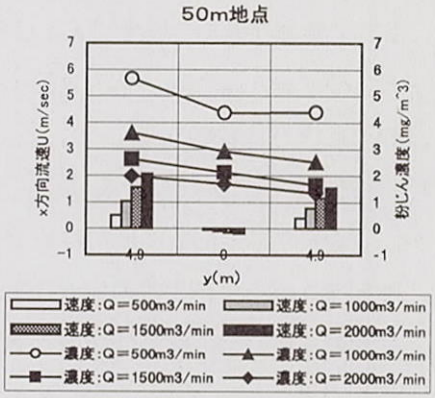
4.2　送気口位置（y軸方向）、粉じん発生位置の影響

x軸方向送気口位置は固定し、y軸方向送気口位置と粉じん発生位置を変化させた解析結果を図－３（１）（２）に示す。５m地点では、発生位置y＋、側部送気条件が最も粉じん濃度が高いが、５０m地点では、



図－３　送気口位置（y軸方向）、粉じん発生位置の影響

全ての中央送気条件で粉じん濃度が高く、側部送気条件では粉じんの分布が均等化されている。５０ｍ地点での風の向きは、中央送気の場合、トンネル側部では坑口に向かう風、中央部では施工機械がある関係で流速はほぼゼロの状態である。一方側部送気の場合には、送気風管側が切羽に向かう風、逆側は坑口に向かう風となり、トンネル中央の施工機械を避けた気流が成立している。この影響で粉じんを拡散できる幅が広がり断面内の粉じん濃度均一化の速度が速いと考えられる。



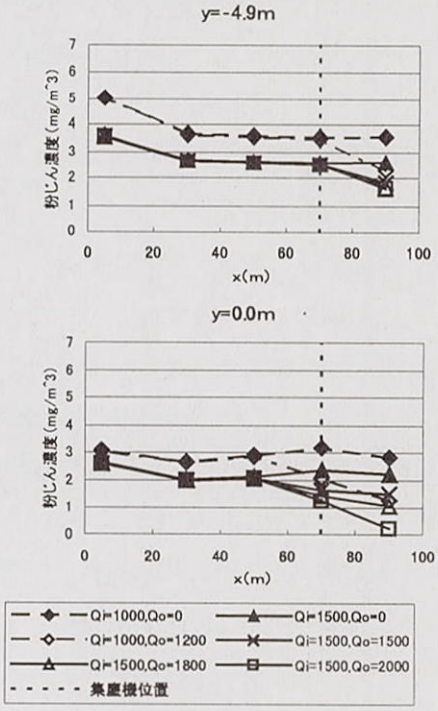
図－４　送気流量の影響

4.3　送気流量の影響

送気位置を固定し、送気量を変化させた解析結果を図－４に示す。壁際の流速は流量に比例している。流量が大きいほど粉じん濃度は低い。

4.4　集じん流量の影響

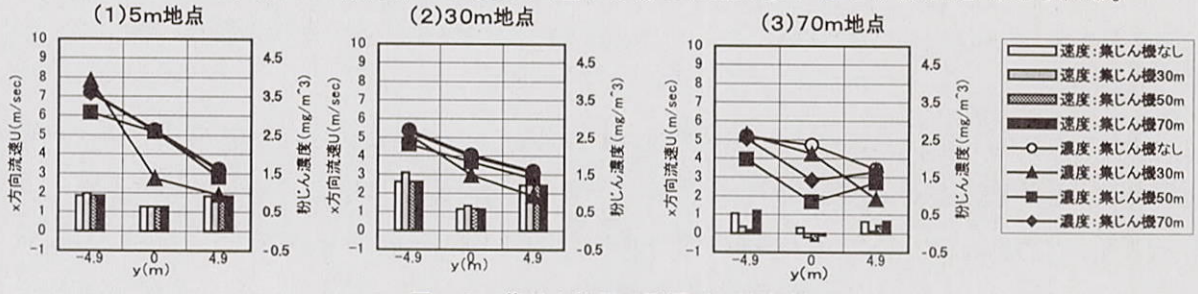
集じん位置を固定し、送気流量と集じん流量を変化させた解析結果を図－５に示す。図より、切羽側の粉じん濃度は送気流量により決定される。集じん流量の増加は、集じん位置より切羽側の環境改善にはさほど有効ではないが、集じん位置より坑口側の環境改善には効果がある。トンネル側部では集じん位置前方の環境改善効果はないが、トンネル中央部では集じん位置より２０ｍ以下の範囲で効果が確認できる。これは次項５に示すようにトンネル中央部の流速が側部に比べて小さいため、集じん流量に比べ粉じんの供給量が少ないことが原因と考えられる。



図－５　集じん流量の影響

4.5　集じん位置の影響（ｘ軸方向）

送気流量と集じん流量を固定し、集じん位置を変化させた解析結果を図－６に示す。切羽付近５ｍのピークカット、３０ｍより坑口側の粉じん濃度低減の状況から、粉じん濃度低減効果が最も顕著なのは集じん位置５０ｍの場合である。一般に集じん位置が切羽に近い方が集じん効果が高いと言われるが、本モデルでは３０ｍ地点での流速が大きく、集じん機側部から後方に逃げる粉じん量が多いことが原因と考えられる。



図－６　集じん位置の影響（ｘ軸方向）

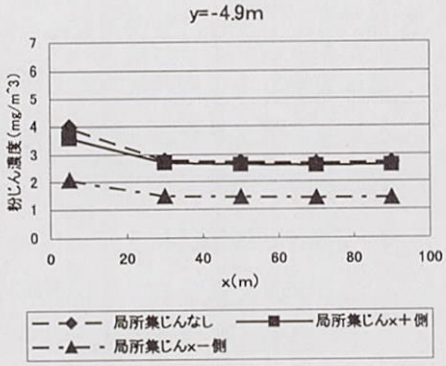
4.6　局所集じんの効果

粉じん発生源近傍に局所集じん吸い込み口を設置して、その効果について解析した結果を図－７に示す。局所集じんの吸い込み風管の位置が妥当であれば、環境改善効果が大きいことがわかる。

５．結論および今後の課題

5.1　結論

①送気位置を切羽に近づけると切羽付近の環境改善に効果がある。②中央部よりも側部からの吹き出しのほうが粉じん拡散効果が高い。③送気流量が大きいと粉じん濃度は低下する。④集じん機運転時においても切羽側の粉じん濃度は送気流量により決定される。⑤集じん機流量の増加による環境改善効果は、集じん機より切羽側では局部的であるが、坑口側では有効である。⑥流速との関係で、粉じん低減効率の高い集じん位置が存在する。⑦局所集じんは、粉じん濃度低減に有効である。



図－７　局所集じんの影響

5.2　今後の課題

平成１５年度、共同研究として模擬トンネルを使用した発生抑制工法の確認実験、局所集じんによる希釈除去の実験を予定している。本研究の解析結果を平成１５年度の模擬トンネル実大実験の結果と比較して予測解析の妥当性を検証し、より詳細な設備計画に応用できればと考える。また、解析結果からも明らかなように発生粉じん濃度は、同一地点であっても坑内換気（送排気の量と配置・障害物の配置など）・吹きつけ位置（粉じん発生位置）等の条件により大きく変化する。また、トンネルの規模・施工方法・使用材料（コンクリート構成材料）等の条件の影響も大である。過去に多くの現場での粉じん測定が実施されその結果により新技術の評価が行われているが、評価基準が曖昧な状態での評価であった。発生抑制工法の評価については換気条件を固定して、また局所集じん等の希釈除去技術の評価については粉じん発生条件を固定しての評価が必要と考える。今後、条件を固定し評価できる施設として、この模擬トンネルを利用し、各技術の認定評価を行うことを提案する。

６．謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂いた施工技術チームの大下主席研究員、石原研究員、ならびに施工技術チームの皆様に深謝の意を表します。

＜参考文献＞

1）木川田ほか：数値解析を用いた工事中トンネル切羽付近の粉じん濃度予測、土木学会第 42 回年次学術講演会　昭和 62 年 9 月

2）古内ほか：掘削中トンネルの切羽近傍の気流と粉じん濃度の解析、土木学会第 55 回年次学術講演会　平成 12 年 9 月

3）(財) 先端建設技術センター：建設工事における粉じん対策技術の検討業務　報告書　平成 13 年 3 月

4）建設業労働災害防止協会：改訂　ずい道等建設工事における換気技術指針《設計及び粉じん等の測定》　平成 14 年 3 月

所属　前田建設工業㈱

水和熱による高温履歴を受けた高強度コンクリートの塩分浸透性に関する検討

（指導期間　平成14年4月～平成15年3月）

チーム名　構造物マネジメント技術チーム
氏　　名　　葛　西　康　幸

1．まえがき

高強度コンクリートは力学的性能および耐久性に優れ、建設コストの縮減、ライフサイクルコストの低減などの観点から、今後ますます利用の増加が期待される高性能材料である。しかし、単位結合材量が多く、結合材の水和熱による高温履歴を受けやすくなり、これらの温度履歴がコンクリートの耐久性に及ぼす影響も懸念される。既往の研究において、文献1)、2)などでは水セメント比が40%以上の種々のコンクリートについて、文献3)ではひとつの配合ではあるが水結合材比が25%の高強度コンクリートについて、人為的あるいは水和熱による温度履歴を与えたコンクリートの塩分浸透性に関する評価を行っている。いずれの研究も高温履歴を受けた場合には塩分浸透抵抗性が低下することを指摘しているが、様々な配合の高強度コンクリートに対する温度履歴を変えた場合の検討は十分ではなく、高耐久性コンクリート構造物を建設する上で、高温履歴によるコンクリートの塩分浸透性への影響を把握する必要がある。

2．研究目的

本研究では、高温履歴を受けた高強度コンクリートの塩分浸透性を把握することを目的に、3 種類の結合材を用いた水結合材比が25%の高強度コンクリートに対し様々な温度履歴を与え、それらの塩分浸透性を急速塩分浸透性試験(RCPT)により評価した。

3．試験方法

3.1　概　　要

本試験では、コンクリート初期材齢時の温度履歴を人為的に与えるのではなく、水和熱を利用し、型枠種類およびコンクリートブロックの大きさを変えることで種々の温度履歴をコンクリートに与え、そのブロックから採取したコア供試体を用いて評価を行った。

3.2　コンクリートの配合

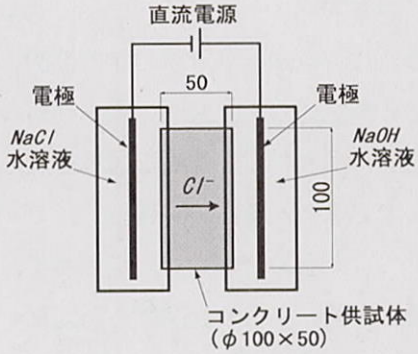
試験に用いたコンクリートの配合を**表－1**に示す。水結合材比を25%で一定とし、結合材種類を早強ポルトランドセメント(H)、早強ポルトランドセメント＋高炉スラグ微粉末6000(置換率50%)(B)、高ビーライト系セメント(L)の3種類とした。また、高温履歴を受けたコンクリートの塩分浸透性に、骨材とモルタルとの線膨張係数の違いによる骨材界面のマイクロクラックの影響が予想された[3)]ことから、早強ポルトランドセメントについては、同一の配合で粗骨材を抜いたモルタル供試体についても試験を行った。

表－１　コンクリートの配合

配合名	結合材種類	水結合材比 (%)	細骨材率 (%)	単位量(kg/m³) 水 W	結合材 B セメント C	結合材 B 高炉スラグ微粉末 BFS	細骨材 S	粗骨材 G	(B×%) 高性能AE減水剤	(B×%) AE助剤
HC	H	25	45	160	640	—	724	903	1.2	0.002
HM	H	25	※HM は HC の配合から粗骨材を抜いたモルタル							
BC	B	25	45	160	320	320	713	890	0.9	0.002
LC	L	25	45	160	640	—	728	909	1.0	0.002

3.3　塩分浸透性試験

コンクリートの塩分浸透性を評価する試験には種々の方法が提案されているが、本研究では、簡易かつ短時間で塩化物イオン拡散係数を推定できる試験方法として、文献4)に示されている急速塩分浸透性試験を用いた。本試験方法は、ASTM C 1202 や AASHTO T 277 で規定されている試験と同様の、図－１に示す試験装置を用い、塩化物イオンの移動速度から拡散係数を算定する手法である。本研究では、通電時間を6，15，30時間の3種類に設定、通電後の供試体を割裂し、割裂面に0.1N硝酸銀水溶液を噴霧、塩化物イオン浸透深さを測定し、この測定値から塩化物イオンの移動速度を算出した。なお、電位勾配は12V/cm、陰極側を5%塩化ナトリウム水溶液、陽極側を0.3N水酸化ナトリウム水溶液とした。



(単位：mm)

図－１　急速塩分浸透性試験概略図

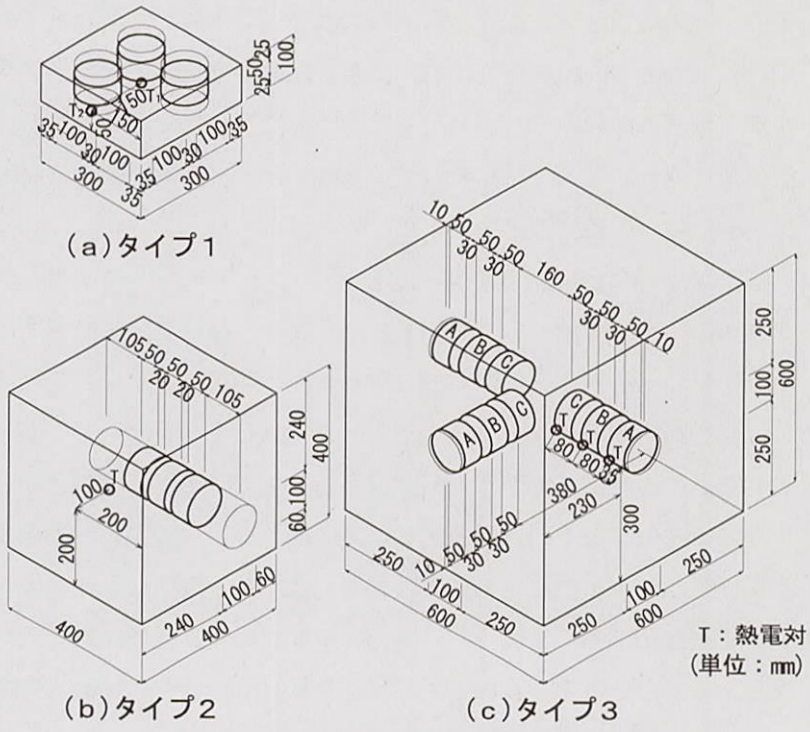
急速塩分浸透性試験に用いた供試体一覧を表－２に、供試体概略図を図－２に示す。タイプ1は極力温度上昇を抑えることおよび若干の温度上昇を許すことを目的とし、木製型枠もしくは厚さ50mmの発泡スチロールを型枠に用いて300×300×100mmの角型に成型したブロック、タイプ2は高温履歴を与えることを目的とし、厚さ200mmの発泡スチロールを型枠に用いて400×400×400mmの角型に成型したブロック、タイプ3は実構造物を想定し、供試体内に温度勾配を

表－２　急速塩分浸透性試験供試体一覧

供試体記号	配合	供試体タイプ	型枠種類	スランプ (cm)	スランプフロー (cm)	空気量 (%)	標準供試体圧縮強度(σ_{28}) (N/mm²)
HC-PM	HC	PM	プラスチック	22.5	43.7×41.3	3.5	95.4
HC-1P		1	木材(12mm厚)				
HC-1S		1	発泡(50mm厚)				
HC-2S		2	発泡(200mm厚)				
HC-3P-A		3	木材(12mm厚)	22.6	43.2×44.1	3.7	97.2
HC-3P-B							
HC-3P-C							
HM-PM	HM	PM	プラスチック	—	—	—	—
HM-1P		1	木材(12mm厚)				
HM-1S		1	発泡(50mm厚)				
HM-2S		2	発泡(200mm厚)				
BC-PM	BC	PM	プラスチック	24.1	47.4×47.0	2.9	106.8
BC-1P		1	木材(12mm厚)				
BC-1S		1	発泡(50mm厚)				
BC-2S		2	発泡(200mm厚)				
LC-PM	LC	PM	プラスチック	10.0	—	3.6	109.6
LC-1P		1	木材(12mm厚)				
LC-2S		2	発泡(200mm厚)				

※PM は内径100mmのプラスチック製円筒形型枠

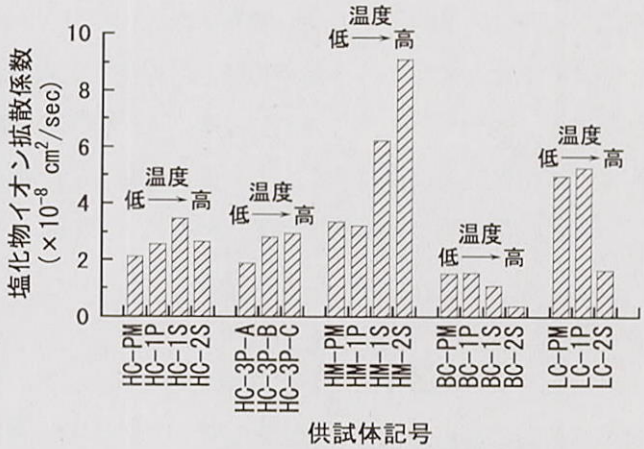
発生させ、同一ブロック内で温度履歴を変えることを目的としたブロックである。これらのブロックは、タイプ3以外はいずれの配合も同一バッチで、タイプ3については1つのブロックを3バッチに分けて練り混ぜ打設し、そのままの状態で約2週間養生した後、3種類の通電時間用にφ100×50mmのコア供試体をそれぞれ3本ずつ採取した。また、比較のため、これらと同一バッチのコンクリートをプラスチック製の円筒形型枠(供試体タイプ:PM)を用いて製作したφ100×50mmの供試体についても試験を行った。試験は材齢28日を目標に実施した。なお、練り混ぜから養生までを20℃の室内で実施し、コア採取後は気中養生とした。



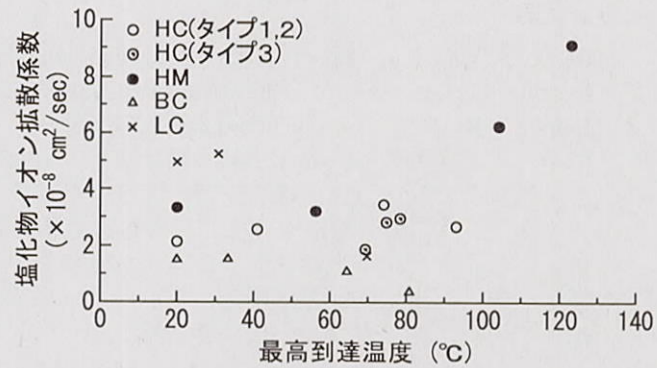
図－2　急速塩分浸透性試験供試体概略図

4．試験結果および考察

各供試体の塩化物イオン拡散係数推定結果を図－3に、熱電対により計測したコア供試体近傍の最高到達温度(タイプ1はT_1とT_2の平均値)と塩化物イオン拡散係数の関係を図－4に示す。図－3は同一バッチのコンクリートごとにまとめてあり、それぞれのグループ中で右側の供試体ほど最高到達温度が高い供試体である。これらの図から、早強ポルトランドセメントを用いた供試体HCおよびHMについては、一部例外はあるものの、最高到達温度が高くなるほど拡散係数は大きくなる傾向にあり、高温履歴により塩分浸透抵抗性が少しずつ低下する傾向が認められた。特に、図－4より、HMのように最高到達温度が100℃を超え



図－3　塩化物イオン拡散係数推定結果



図－4　供試体最高到達温度と
塩化物イオン拡散係数の関係

るような高温履歴を与えると拡散係数は著しく増加しており、このような高温履歴は耐久性の観点から避けなければならないと考えられる。また、高温履歴を受けたコンクリートだけではなく、高温履歴を受けたモルタル供試体においても塩分浸透抵抗性が低下していることから、当初予想した粗骨材とモルタルとの線膨張係数の違いによる骨材界面のマイクロクラック発生が低下の原因ではなく、高温履歴を受けたことでセメント硬化体の組織構造が変化したためと考えられる。

高炉スラグ微粉末50%置換早強ポルトランドセメントや高ビーライト系セメントを用いたコンクリート供試体BCやLCでは、HCやHMとは異なり、高い温度履歴を受けた方が拡散係数は小さくなった。これはBCとLCの最高到達温度はそれぞれ約80，70℃であり、この程度の温度上昇であれば、結合材種類が高炉スラグ微粉末50%置換早強ポルトランドセメントや高ビーライト系セメントの場合、かえって水和反応すなわち組織の緻密化が促進され、拡散係数としては小さな結果となったものと考えられる。したがって、高ビーライト系セメントなど低発熱タイプの結合材使用により、高温履歴の塩分浸透性への悪影響を低減できるといえる。なお、これらの結果は本研究に比べ水セメント比が大きなコンクリートを用いた福手ら[2)]の実験結果と同様であるが、福手らは長期材齢において高温履歴を受けた供試体はそうでない供試体に比べ拡散係数が大きくなることを指摘しており、長期材齢に対する検討も今後は必要である。

5．結　論

本研究では、早強ポルトランドセメント、高炉スラグ微粉末50%置換早強ポルトランドセメントおよび高ビーライト系セメントの3種類の結合材を用いた水結合材比25%の高強度コンクリートに対し、水和熱により高温下で養生された場合の塩分浸透性について急速塩分浸透性試験により評価した。その結果、高温履歴により塩分浸透抵抗性は低下するものの、著しい高温履歴を与えなければ抵抗性の低下は小さく、低発熱タイプの結合材使用など適切な温度低減対策の実施により、耐久性への影響を抑えることができるといえる。

6．謝　辞

本研究を遂行するにあたり、終始多大なるご指導ご協力を頂きました構造物マネジメント技術チーム河野主席研究員、渡辺主任研究員ならびに同チームの皆様に感謝の意を表します。

＜参考文献＞

1) Rachel J. Detwiler, Chris A. Fapohunda, and Jennifer Natale：Use of Supplementary Cementing Materials to Increase the Resistance to Chloride Ion Penetration of Concretes Cured at Elevated Temperatures, ACI Materials Journal, V.91, No.1, January–February, pp.63–66, 1994
2) 福手　勤，守分敦郎，鈴木康範，秋葉泰男，堀口浩司：水和熱による温度履歴がマスコンクリートの力学特性および耐久性に及ぼす影響，土木学会論文集，No.641，V–46，pp.117–132，2000.2
3) 丁　海文，渡辺博志，田中良樹，谷口秀明：高強度コンクリートの塩分浸透性に関する研究，第54回セメント技術大会講演要旨，pp.300–301，2000
4) 渡辺　豊，河野広隆，渡辺博志：コンクリートの急速塩分浸透性試験による塩化物イオン拡散係数の算定について，コンクリート工学年次論文集，Vol.24，No.1，pp.663–668，2002

所属　(株)安部工業所

ポストテンション方式PCT桁への脱塩工法の適用に関する基礎的検討

（指導期間　平成14年4月～平成15年3月）

チーム名　構造物マネジメント技術チーム

氏名　田中　秀治

1．まえがき

電気化学的防食工法の一つである脱塩工法は，コンクリート内の塩化物イオンを電気的に泳動させ取り除く工法である．また，従来から行われている断面修復工法やライニング工法と比べ構造物に影響を与えることなく，劣化因子を取り除くことができる特徴がある．平成13年には，土木学会より電気化学的防食工法設計・施工指針（案）[1]が出版され，主にRC構造物へ適用され始めている．しかし，脱塩工法は鋼材の水素脆化や付着力低下に伴う部材の耐荷力低下等の問題が懸念されており，我国ではPC部材への適用例は少なく，ポストテンション方式PC部材に適用した事例は未だない．本報は，日本海沿岸で40年間実供用され，著しい塩害による劣化のため撤去された名立大橋（上部工形式：ポストテンション方式PCT桁）（写真-1）において脱塩工法を適用した場合の脱塩効果と耐荷力に与える影響について検討した．

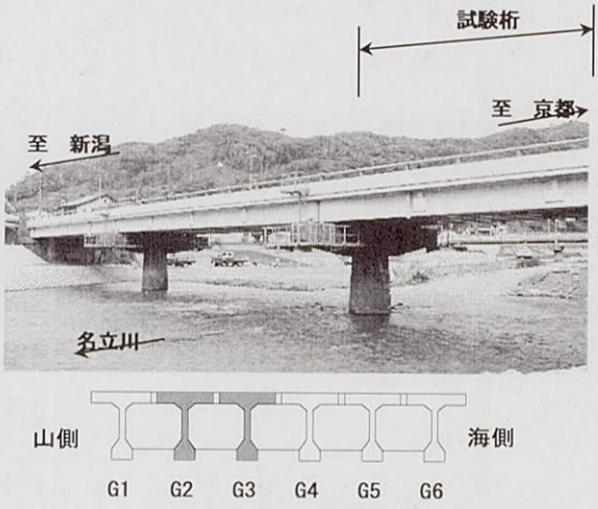


写真-1　名立大橋全景

2．橋梁諸元

名立大橋は，新潟県の西部に位置し，一般国道8号の一部をなしている．また，本橋は，海岸線から50mほど内陸の名立川の河口にある3径間単純ポステンションPCT桁橋である．供用を開始した1962年から計6回の補修・補強を繰返し，2002年に新設橋の架設に伴い撤去された．橋梁諸元を表-1に示す．

表-1　橋梁諸元

上部工形式	3径間単純ポストテンションT桁 6主桁
橋　　長	70.000m
桁　　長	23.290m+23.300m+23.290m
幅　　員	7.700m
コンクリート 設計基準強度	主　桁：40N/mm^2　(400kgf/cm^2) 現場打：30N/mm^2　(300kgf/cm^2)
PC鋼材の引張強度	1620N/mm^2　(165 kgf/mm^2)
竣工年月	1962
補修・補強履歴	1972, 1976, 1979, 1983, 1993, 1998
撤去年月	2002.08

3．研究方法

3.1　試験桁の選定

試験桁の基本断面形状を図-1に示す．試験桁は，供用中の環境条件が等しく，損傷が軽微で同程度と考えられる第3径間の第2主桁と第3主桁を選定した．第2主桁（以下，非脱塩桁と記す）は，脱塩工法を行わず載荷試験を実施し，第3主桁（以下，脱塩桁と記す）は，脱塩工法を行った後載荷試験を実施した．

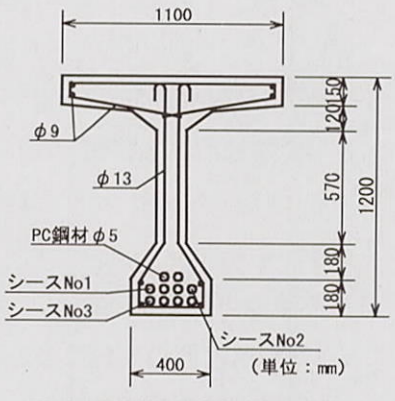


図-1　試験桁の基本断面形状

3.2 脱塩工法

脱塩は，4.4 日通電，2.6 日休止の 1 週間を 1 サイクルとして，12 サイクル（通算通電日数:52.8 日）行った．定電流直流電源（最大電圧 36V）を用いて，コンクリート表面あたりの電流密度を 1A/m² と 2A/m² とし，横桁間で変化させた．外部電極にはチタンメッシュを，電解質溶液にはホウ酸リチウム溶液（Li_3BO_3）を用いた（図-2）．パネル内の電解質溶液が一定量になるよう管理し，9 サイクル目終了後，電解質溶液を新しく入れ替えた．各サイクルで、電流密度 1A/m²，2A/m² ごとの脱塩率を、次式により算出した．なお，通電中の電流密度をモニターしたところ，電流密度を 2A/m² としたパネルでは，電源装置の電圧が最大電圧となり，電流が低下する期間があった．

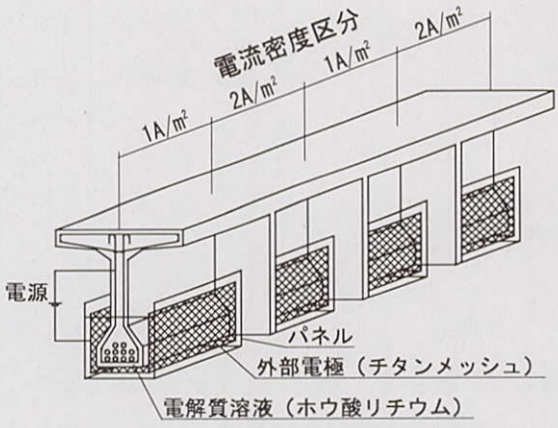


図-2 脱塩工法の概念図

$$\text{脱塩率（\%）} = \frac{\text{脱塩量}}{\text{脱塩前のコンクリート中の塩化物イオン総量}} \times 100$$

ここで，

脱塩量：各サイクルで，電位差滴定法により求めた電解質溶液中の塩化物イオン量．

脱塩前のコンクリート中の塩化物イオン総量

：（脱塩前に採取したコア（φ50mm，L=75mm）の全塩化物イオン濃度）×（脱塩処理を行う部分の供試体体積）．

3.3 塩化物イオン量の測定

塩化物イオン量の測定は，次に示す方法で行った．まず、脱塩前後に採取したコア（φ50mm,L=50mm）を深さ方向に 25mm ピッチで切断し，149μm 以下に微粉砕した．その後，JCI-SC4 の電位差滴定法に準拠して全塩化物イオン量と可溶性塩化物イオン量の測定を行った．

3.4 桁の載荷試験

載荷方法は単純支持 2 点載荷(載荷点間距離 L=2.0m)とし，支間は当初の設計と同様に 22.7m とした．載荷荷重 5KN ごとで支間中央に設置した変位計により変位を計測した．下面の曲げひび割れ発生の確認は，支間の中央部約 10m の区間に連続的に取り付けたπ型変位計で行った．

3.5 PC 鋼線の引張試験

載荷試験後，PC 桁から PC 鋼線を取り出し，引張試験を行った．

4．結果および考察

4.1 電流密度の違いによる脱塩効率の変化

通電期間と脱塩率の関係を図-3 に示す．1 サイ

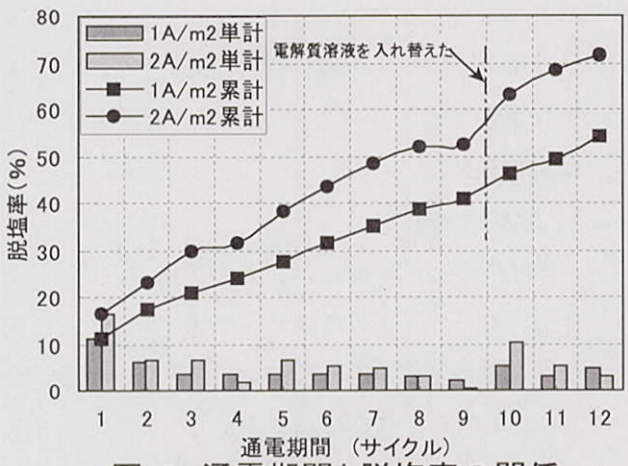


図-3 通電期間と脱塩率の関係

クルごとの脱塩率は，１サイクル目では，電流密度が 1A/m² で 11.0%，2A/m² で 16.5%であったが，通電期間が経つにつれて減少して行き，9 サイクル目では，1A/m² で 2.4%，2A/m² で 0.7%であった．既往の研究では，1 サイクルごとの塩化物イオンの脱塩率は，通電を開始した直後が最大で徐々に減少していき，4～8 サイクルで累計脱塩率は一定になる[2]との報告があるが、それと同じ傾向を示した．しかし，10 サイクル開始前に電解質溶液を新しくすると，その後の 1 サイクル目の脱塩率が 1A/m² で 5.3%，2A/m² で 10.3%に回復し，通電期間とともに脱塩率は減少した．よって，定期的に電解質溶液を入れ替えることにより低下した脱塩率を回復することができると考えられる．4 サイクル目や 9 サイクル目では，2A/m² より 1A/m² の脱塩率が多くなった．その原因として，本実験で用いた電源装置では，雨水等の混入による脱塩環境の変化に対し，安定して電流密度を 2A/m² とすることは難しく，2A/m² より低くなる傾向があったためと考えられる．また，12 サイクル後の累計脱塩率は，電流密度が 1A/m² で 54%，2A/m² で 72%であった．上田らによる脱塩率は 70%が限界との報告[3]と，電流密度が 2A/m² でほぼ等しい累計脱塩率となった．しかし，本実験は 12 サイクルで実験を終了したため，脱塩率の限界値を明確にすることができなかった．また，本実験において，12 サイクル後の 1A/m² に対する 2A/m² の脱塩率の増加割合は 33%程度であった．

4.2 塩化物イオン量の測定

脱塩前後の塩化物イオン量の変化を図-4 に示す．ここで，固定塩化物イオン量とは，全塩化物イオン量から可溶性塩化物イオン量を差し引いた値である．通電前の全塩化物イオン量は，表層部（0～2.5cm）で，約 6.0kg/m³ であり，鉄筋付近（2.5～5.0cm）で，約 4.0kg/m³ であった．脱塩後は，電流密度が 1A/m² の場合は表層部で 2.8kg/m³，鉄筋付近で 1.4kg/m³ に減少し，2A/m² の場合は表層部で 1.9kg/m³，鉄筋付近で 1.1kg/m³ に減少した．また，脱塩により固定塩化物イオン量および可溶性塩化物イオン量は共に減少した．塩化物イオン量の定量の特性上，固定塩化物イオンは全てフリーデル氏塩であるとは言えないが，脱塩工法により固定塩化物イオンも減少することが確認できた．脱塩率は，電流密度が 1 A/m² で 52%～66%（平均 59%），2A/m² は深さ方向に脱塩率が等しく 69%であり，平均値の差は，10%であった．また，コアから算出した全塩化物イオン量の脱塩率は，電解質溶液により求めた脱塩率とほぼ等しかった．

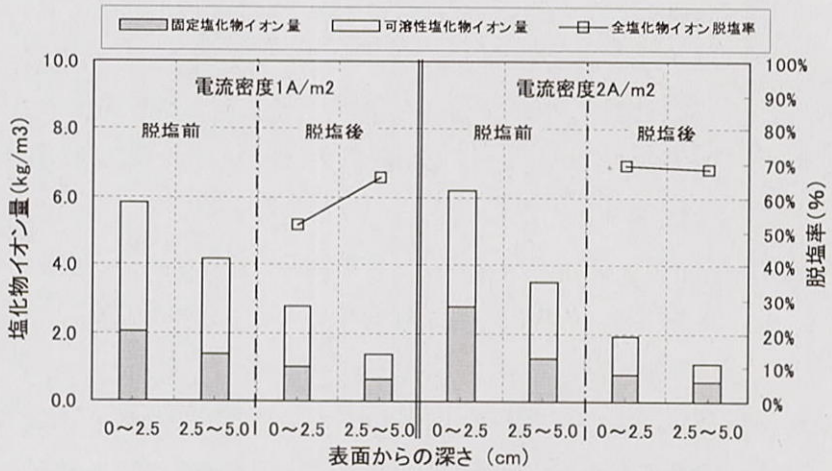


図-4 脱塩前後の塩化物イオン量の変化

4.3 耐力への影響

桁の載荷荷重と変位の関係を図-5 に示す．非脱塩桁，脱塩桁で変形挙動に顕著な相違は認められず，最大荷重および最大変位はほぼ等しかった．また，破壊形状は両桁共に上縁コンクリートの圧壊であっ

た．本実験では，脱塩による PCT 桁の耐力の低下は認められなかった．

4.4 水素脆化の影響

載荷試験後に行った PC 鋼線の引張試験の結果を表-2 に示す．引張試験は通電終了後，約 2 ヵ月後に行った．非脱塩桁と脱塩桁の PC 鋼材で，引張強度および破断時の伸びはほとんど等しく，設計強度と同等であった．しかし，PC 鋼材の水素脆化は，通電後徐々に回復することが報告されており[4]，今回の実験でも通電停止から引張試験までの期間に水素脆化が回復した可能性がある．

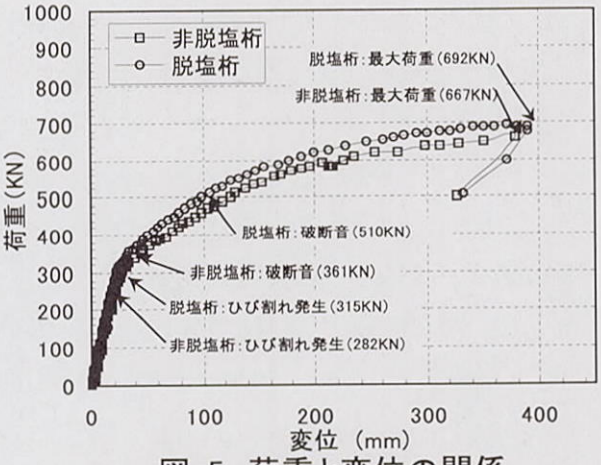


図-5 荷重と変位の関係

表-2 PC鋼線の引張試験結果

	シース No	引張強度 (N/mm^2)	破断時の伸び (%)
非脱塩	1	1689.6	4.57
	2	1718.8	4.84
	3	1704.5	5.11
脱 塩	1	1717.8	4.83
	2	1707.3	4.58
	3	1727.1	4.43

※引張強度および破断時の伸びは、同一シースより5本のPC鋼材を採取し、その試験結果の平均値を示す。

5．結論

本実験の範囲では，脱塩工法を PCT 桁に適用しても，脱塩効果が確認でき，耐荷力に与える影響は無かった．また，以下の結論が得られた．

（1） 脱塩工法により，固定塩化物イオンおよび可溶性塩化物イオンは共に減少した．

（2） 通電 12 サイクル後の累計脱塩率は，電流密度が $1A/m^2$ で 54%，$2A/m^2$ で 72%であり，$1A/m^2$ に対する $2A/m^2$ の脱塩率の増加割合は 33%程度であった．

（3） コアから求めた脱塩率は，電解質溶液から求めた脱塩率とほぼ等しかった．

（4） 非脱塩桁，脱塩桁の最大荷重および最大変位はほぼ等しく，破壊形状は，いずれもコンクリートの圧壊であった．

（5） 脱塩による PC 鋼材の引張強度の低下は認められなかった．これは，通電停止から引張試験までの期間に水素脆化が回復したことによるものと考えられる．

6．謝辞

本研究を実施するにあたり，多大なるご指導ご協力を頂きました構造物マネジメント技術チームの河野広隆主席研究員，渡辺博志主任研究員，久田真主任研究員ならびに同チームの皆様に深く感謝の意を表します．また，本実験を発注していただいた国土交通省北陸地方整備局高田工事事務所に感謝します．

所属　株式会社ウエスコ

参考文献

1) 土木学会：電気化学的脱塩工法設計施工指針（案），社団法人土木学会，平成 13 年 11 月

2) 宮川豊章ほか：コンクリート構造物へのデサリネーションおよび再アルカリ化工法の適用，コンクリート工学，vol.38，No.3，200.3

3) 上田隆ほか：デサリネーションが鉄筋の付着挙動に与える影響，土木学会論文集，No.550/V-33

4) 石井浩司ほか：PC 鋼材の水素脆化に関する実験的研究，土木学会論文集，No532,/V-30

交流作用時の硬化コンクリートの電気的性質に関する基礎的研究

（指導期間　平成１４年４月～平成１５年３月）

チーム名　　構造物マネジメント技術チーム
氏　　名　　野田　一弘

1.　まえがき

コンクリート構造物の鉄筋位置やかぶりを非破壊で測定する方法として，電磁波反射法がある。この測定では，かぶり算出の際にコンクリートの比誘電率が必要であり，適切な比誘電率を把握することがかぶりの測定の精度向上につながる。一般的に比誘電率は，コンクリートの品質や状態によって変化すると考えられているものの，その詳細については必ずしも明確であるとはいえないのが現状である。一方，比誘電率は他の分野においては，物質の品質を非破壊で評価する指標として用いられる場合がある[1)]。コンクリートにおける比誘電率の性状が明確となれば，比誘電率を測定することで非破壊でコンクリートの品質を評価する有効な手段となる可能性も考えられる。

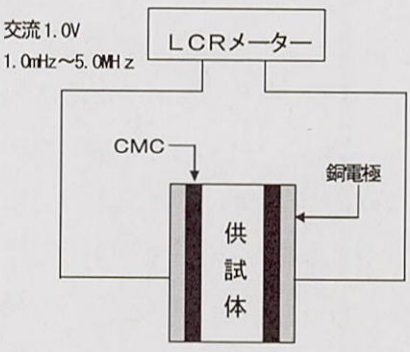
2.　研究目的

本研究は，水セメント比（以下 W/C）や空気量，混和材の使用，含水状態等の各種要因を変化させたコンクリートにおいて，交流電流を作用させて比誘電率の測定を行い，コンクリートの基本的な電気的性質の把握と比誘電率による品質評価方法の可能性について検討することを目的とした。

3.　研究方法

3.1　比誘電率の測定

比誘電率の測定は，打設後２日目に脱型し，試験材齢まで20℃の水中で養生したφ100mm×200mm のコンクリート円柱体から上下25mm を除いて３等分した厚さ約50mm の円柱体を使用して行った。比誘電率の測定方法を図－１に示す。測定においては，銅板を電極としてコンクリートを挟み込む形で測定を行った。また，コンクリート表面に均一に電流を流すために，既往の研究[2)]で用いられているカルボキシ・メチル・セルロースを塩化ナトリウム5%溶液で練混ぜてゲル状にした物質（以下 CMC）をコンクリートと電極間の媒体として用いた。測定時の電圧は1.0V，周波数は1mHz～5MHz に変化させた。比誘電率は(1)式により算出した。



CMC：カルボキシ・メチル・セルロースを5%の塩水と混ぜたもの

図－１　比誘電率の測定方法

$$\varepsilon = (Cp \cdot L) / (A \cdot \varepsilon_0) \qquad (1)$$

ここに，ε：比誘電率（単位なし），Cp：静電容量（F），L：供試体の長さ(m)

A：供試体の断面積(m²)，ε_0：真空での空気の誘電率（F/m）（0.008854×10^{-9} (F/m)）

3.2 相対含水率ならびに空隙率の算出方法

相対含水率と比誘電率の関係の検討は，供試体を乾燥程度を変化させながら比誘電率の測定を繰り返し行った。比誘電率測定時の供試体の相対含水率は，測定時の供試体質量（Wi），飽水状態の供試体の質量（W_0）と105℃で炉乾燥を行い求めた絶乾状態の供試体質量（Wd）から式（2）により算出した。

$$\text{相対含水率}(\%) = \left(\frac{Wi - Wd}{W_0 - Wd}\right) \times 100 \qquad (2)$$

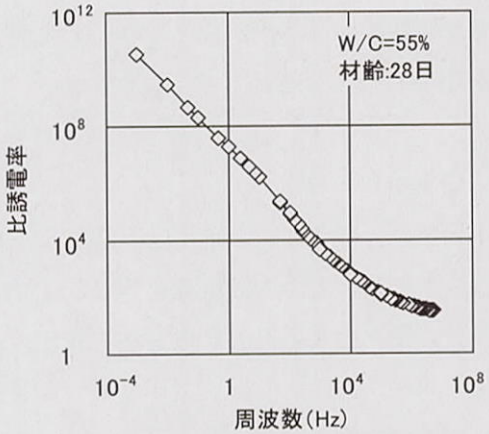
空隙率は，飽水状態（相対含水率 100%）のコンクリートでは，すべての空隙中が水で満たされていると考え，その水の量を測定することで空隙量を測定した。飽水状態の供試体の質量（W_0）と上述の条件で炉乾燥を行い求めた絶乾状態とした供試体の質量（Wd）から式(3)により算出した。

$$\text{空隙率}(\%) = \left(\frac{W_0 - Wd}{Wd}\right) \times 100 \qquad (3)$$

4. 研究結果

4.1 コンクリートの比誘電率の周波数依存性

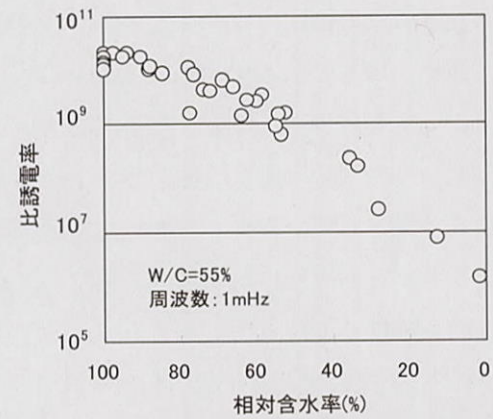
飽水状態としたコンクリートについて，周波数を 1mHz～5MHz まで変化させた場合の比誘電率の測定結果を図－２に示す。比誘電率は周波数が大きくなると小さく測定される傾向が認められた。この結果は，一般の物質に交流電流が作用した場合の周波数依存性と同様の傾向であり[1)]，高周波域での測定結果は，一般的に言われているコンクリートの比誘電率に近い値であった[3)4)]。



図－２　比誘電率の周波数依存性

4.2 コンクリートの含水状態と比誘電率の関係

コンクリートの含水状態が比誘電率に及ぼす影響について検討するため，W/Cを55%としたコンクリートで，その相対含水率を変化させながら，比誘電率の測定を繰り返し行った。測定は，測定中の材齢経過によるコンクリートの品質変化の影響を少なくするため，打設から４ヶ月程度経過した供試体で行った。測定時の周波数を１mHz とした場合の比誘電率の測定結果を図－３に示す。コンクリートの相対含水率が90%程度までは，飽水状態（相対含水率100%）の測定結果とほぼ同等の値であった。相対含水率が 90%以下の場合には，相対含水率の低下に伴い比誘電率も低下する傾向が認められ，相対含水率が 50%程度まで低下すると，比誘電率は１桁程度小さくなることが示された。以上の結果からコンクリートの含水状態は，比誘電率に非常に大きく影響を及ぼす因子であることが

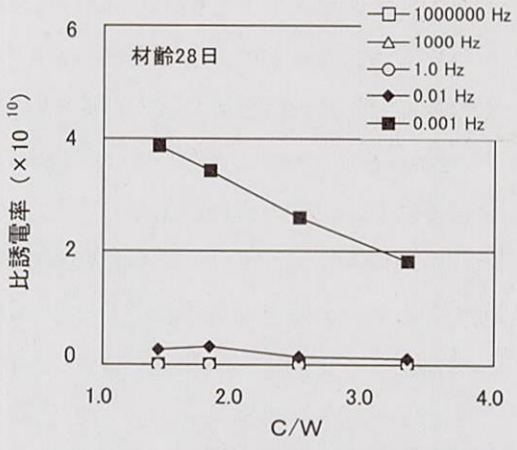


図－３　相対含水率と比誘電率の関係

認められた。このため，比誘電率を用いてコンクリートの品質を評価する場合には，含水状態を同等にしておくことが非常に重要であるといえる。よって，以降の比誘電率の測定は，飽水状態のコンクリートで行うものとする。

4.3 比誘電率とC/Wの関係

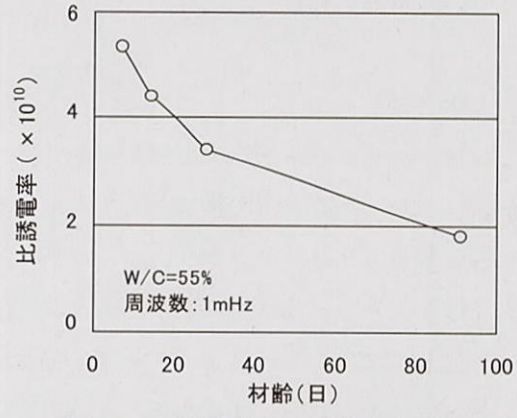
図－4は，比誘電率とセメント水比（以下, C/W）の関係を周波数ごとに示したものである。C/Wが大きいもの程，（W/Cが小さいもの程）比誘電率は小さく測定された。これは，C/Wの大きいものほど組織が緻密化しており，誘電現象が起こりにくくなったためと考えられる。また，周波数が小さいもの程，絶対値としてはC/Wの相違が明確に示されていた。以上のことから，比誘電率でコンクリートのW/Cを推定できる可能性があるといえ，より低い周波数で測定することで，W/Cの差をより明確に捉えることができると考えられる。



図－4　比誘電率とC／Wの関係

4.4 比誘電率に及ぼす材齢の影響

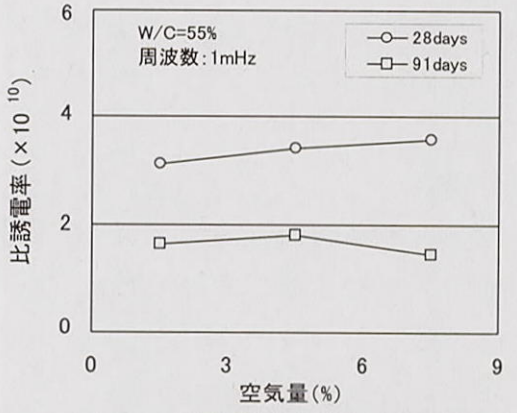
図－5は，W/Cを55%のコンクリートの材齢に伴う比誘電率の変化を1mHzで測定した結果である。これによれば，材齢に伴い比誘電率は小さくなっており，材齢に伴い組織が緻密化したためと考えられる。



図－5　比誘電率と材齢の関係

4.5 比誘電率に及ぼす空気量の影響

W/Cを55%，空気量を1.5～7.5%に変化させた場合の比誘電率を図－6に示す。図－5の結果と同様に，いずれの空気量の場合にも材齢に伴い比誘電率は小さくなってるが，空気量の変化による比誘電率の違いは確認できなかった。以上より，空気量の相違程度のコンクリートの品質の違いでは，比誘電率に及ぼす影響は小さいと考えられる。



図－6　比誘電率と空気量の関係

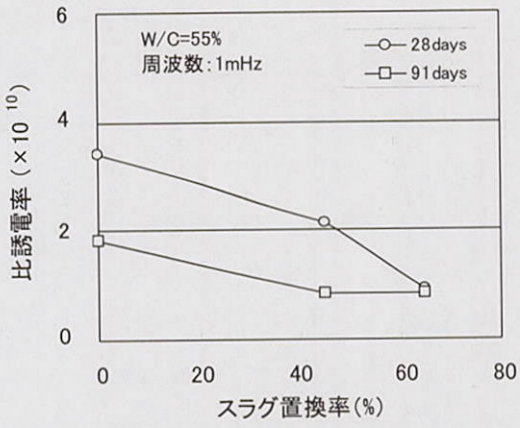
4.6 比誘電率に及ぼす混和材の影響

図－7はW/Cを55%，混和材として高炉スラグ微粉末を45%および65%置換えたコンクリートの比誘電率と置換率の関係を示したものである。高炉スラグ微粉末を混和したコンクリート（以下BF）では，無混和のコンクリート（以下，無混和）に比べ比誘電率は小さくなっており，置換率が大きいほど比誘電率は小さくなる傾向であった。材齢が進行すると置換率の違いによる比誘電率への影響は小さくなるが，無混和に比べ比誘電率が小さくなる傾向は同様であった。

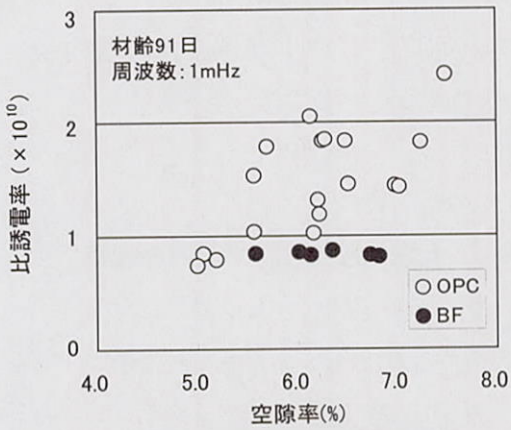
4.7 空隙率と比誘電率の関係

図－8は，前述の材齢91日における比誘電率の測定結果とコンクリートの空隙率の関係を示したもの

である。普通セメントを使用した場合（以下 OPC）は，バラツキはあるものの，空隙率が大きくなると比誘電率も大きくなる傾向が認められる。飽水状態のコンクリートの測定結果であることから，比誘電率の相違は，空隙に含まれる水分量の違いによるものと考えられる。これは，比誘電率でコンクリートの緻密さを評価できる可能性を示唆していると考えられる。一方，BF では，空隙率の大小による比誘電率の明確な違いは確認できなかった。この結果と**図－7**の結果とを併せて考えると，BF では高炉スラグ微粉末自体が，比誘電率に影響を及ぼしている可能性が考えられる。



図－7　比誘電率と置換率の関係



図－8　比誘電率と置換率の関係

5.　まとめ

コンクリートの比誘電率を測定した結果，低周波域での測定結果は，品質評価の指標として有用なデータとなる可能性がある。また，コンクリートの比誘電率に大きく影響を及ぼす因子は含水状態であり，飽水状態でのコンクリートの比誘電率により，コンクリートの品質や状態を評価できる可能性を示した。比誘電率による品質評価の信頼性を高めるためには，実構造物のようにこれらの影響因子が複合した場合の性状を明らかにする必要があり，更なるデータの蓄積が必要であると考えられる。

6.　謝辞

本研究を実施するにあたり多大なるご指導，ご協力を頂きました構造物マネジメント技術チームの河野広隆主席研究員，久田真主任研究員ならびに同チームの皆様に深く感謝の意を表します。

所　属　　八千代エンジニヤリング㈱

＜参考文献＞

1)　花井哲也：不均質構造と誘電率　－物質を壊さずに内部構造を探る－，吉岡書店，2000
2)　土木研究所:コンクリートの電気抵抗による耐久性評価の基礎的研究，土木研究所資料，第3716号，pp.5-9，平成12年3月
3)　日本コンクリート工学協会：コンクリート診断技術　'02（基礎編），pp.118
4)　森濱和正ほか：コンクリート内部の含水状態と比誘電率の関係，日本非破壊検査協会平成11年春季大会講演概要集，pp. 91-94，1999

ドリル削孔粉による簡易塩分量測定における試料採取方法および測定方法の検討

チーム名　構造物マネジメント技術チーム
氏　　名　松浦　誠司

1．まえがき

一般に，既設コンクリート構造物中の塩分量の調査は，φ100mm程度のコア試料を採取し，これを149μmのふるいを全通するまで粉砕した試料から塩化物イオンを抽出し，電位差滴定法などの分析方法で定量を行う手法[1]（以下JCI法）により行われている．この方法はコア採取により構造物に損傷を与え，鉄筋を傷つけるおそれがある．また，塩化物イオン量の抽出および定量には硝酸等の薬品や試験装置が必要であり，分析に時間と費用を要するなどの欠点もある．

このため，検査にともなうコンクリート構造物の損傷を最小限とし，試験にかかる手間と費用を低減することを目的とし，様々な手法により塩化物イオン量測定方法の簡素化が試みられている．しかし，これらの試みでは，従来の測定方法が持つ測定誤差が明確にされぬまま測定誤差の検討がなされていることが多く，試料採取方法や測定方法の違いに起因する誤差の増大とJCI法そのものの誤差を区別して検討した例は少ないのが現状である．

本研究では，コア試料によるJCI法に替わる塩化物イオン量測定方法として，ドリル削孔粉を用い，少量の粉試料から試験紙タイプの簡易塩分量測定計を用いて可溶性塩化物イオン量を測定する方法（以下試験紙法）を取り上げ，塩分濃度のばらつきが最小限になるように調整した試料の測定値とドリル削孔粉を用いた試料の測定値を比較することで，試料採取方法の測定誤差に与える影響について検討を行った．また，試験紙法とJCI法の比較を行った．

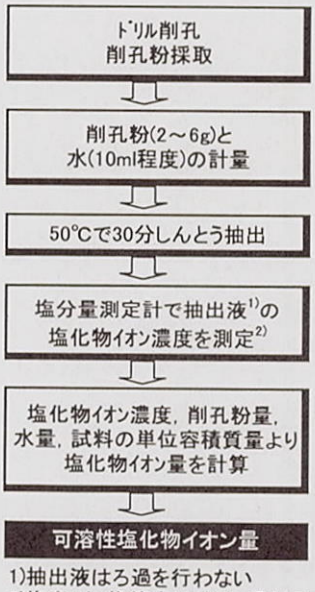
2．研究方法

2.1　ドリル削孔粉による試験紙法について

今回検討したドリル削孔粉による試験紙法は，JCI-SC4 の可溶性塩分定量方法を簡素化したものである．微粉砕を行わない採取したままのドリル削孔粉を50℃の温水で30分間しんとうし抽出した溶液を，試験紙法により塩分濃度の定量を行い，可溶性塩化物イオン量を算出する．従来の方法との比較を表－1に，試験手順を図－1に示す．

表－1　塩分量測定方法の比較

	JCI法（従来法）	ﾄﾞﾘﾙ削孔粉による試験紙法
試料採取方法	コア（φ100mm程度） 149μmを全通まで微粉砕	ﾄﾞﾘﾙ（φ15mm程度）削孔粉 微粉砕なし
塩分定量方法	電位差滴定法 吸光光度法　他	塩分量測定計（試験紙）



1)抽出液はろ過を行わない
2)塩素ｲｵﾝ換算表は溶液・骨材用を使用

図－1　ドリル削孔粉による試験紙法測定手順

ドリル削孔は，コア抜きによる方法と比べて構造物に与える損傷が少ない．また，試験紙タイプの塩分計を使うことで，特殊な装置や薬品を用いることなく比較的短時間に低コストで可溶性塩化物イオン量を求めることができる．

さらに，可溶性塩分より全塩分を推定することができれば，構造物の塩化物イオン量の一次診断に活用できるものと考えられる．

2.2 実験方法

試料の種類および採取方法を表－１に示す．練混ぜ水に所要の塩化ナトリウムを混入した供試体を作製し，ドリル削孔と従来の採取方法（切出し，コア）により試料を採取した．そして，これらの試料を JCI-SC4 に準拠した全塩化物イオン量と可溶性塩化物イオン量および試験紙法による可溶性塩化物イオン量の定量を行った．

表－２ 試料の種類および測定方法

実験No.	混入した塩化物ｲｵﾝ量 (kg/m^3)	採取方法	微粉砕	試料数	1試料の量	塩分測定方法		
						JCI法注)		試験紙法
						全	可溶性	可溶性
A	1.2	切出し	149μmを全通	3	300～800g	○	○	－
		ドリル削孔	しない	10	約10g	○	○	○
B	5.0, 1.2, 0.3	コア	149μmを全通	10	約100g	○	○	○
		ドリル削孔	しない	10	約10g	－	○	○

注)分析試料が規定量に足りない場合，試料量を規定より減らして測定

試料採取は下記の３種類の方法で行った．

1) **ドリル削孔**：φ14.5mm のビットを装着した振動ドリルを使用して削孔し，１孔で採取した削孔粉(約10g)を微粉砕することなくそのまま１試料とした．

2) **切出し**：供試体から乾式のコンクリートカッターで切り出した３片を微粉砕したものをそれぞれ１試料とした．

3) **コア**：湿式のφ100mm のコアドリルで採取したコア２本を混合して微粉砕し，十分に均一にした粉末（約 3.5kg）から約 100g ずつ分取したものを１試料とした．

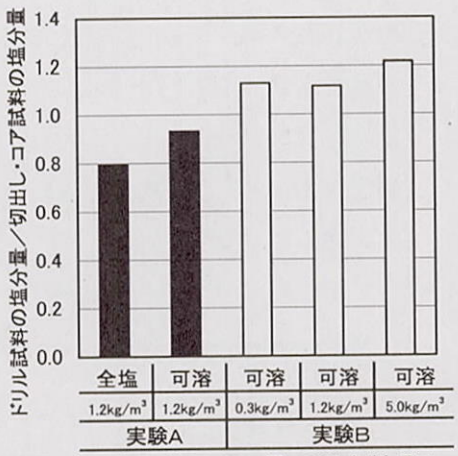
3．研究結果

実験 A および B の塩化物イオン量測定値の平均値および変動係数を表－３，４に示す．

3.1 試料採取方法の違いの検討

3.1.1 試料採取方法の違いによる塩化物イオン量の比較

塩化物イオン量測定値の切出しおよびコア試料に対するドリル試料の比（以下，切出し・コアとドリルの比）を図－１に示す．ドリル試料による塩化物イオン量の測定値と切出しおよびコア試料の測定値の差は，最大で 20%程度の範囲に収まった．塩化物イオン量の切出し・コアとドリルの比は，実験 A ではすべて１以下（ドリル試料は切出しより測定値が小さい）であるのに対して，実験 B ではすべて１以上（ドリル試料の方がコア試料よりも測定値が大きい）となり，２つの実験で異なる傾向を示した．実験 A と B では切出しとコアの違いなど，試験条件が一部異なっているが，これらのこと



図－１ 塩化物イオン量の測定結果と試料採取方法の違い

が切出し・コアとドリルの比の傾向の違いに与える影響は少ないと考えられ，本研究の範囲では実験AとBの傾向が異なった原因を明確にすることはできなかった．

3.1.2 試料採取方法の違いによる測定値の変動の比較

実験A（表－3）では，ドリル削孔粉の塩化物イオン量測定値の変動係数は，8～10%となった．

実験Bにおける測定値の標準偏差を図－2に示す．混入した塩化物イオン量が大きくなると標準偏差が大きくなる傾向があった．混入量0.3kg/m^{3}を除きドリル試料による測定値の標準偏差はコアの測定値の標準偏差よりも大きく，塩分量が大きくなるほどその差は顕著であった．

なお，混入量 0.3kg/ m^3 の場合の標準偏差は 0.014～0.024kg/m^{3}の範囲であり，JCI法に定められた塩分含有率の最小目盛（0.001%：百分率で小数点以下第3位）から計算される塩化物イオン量の最小目盛（0.023 kg/m^{3}程度）と比較すると小さい値である．したがって塩化物イオン混入量0.3 kg/m^{3}の測定値の標準偏差の大小は有意とは言いがたい．

混入した塩化物イオン量と測定値の変動係数を図－3に示す．混入量0.3 kg/m^{3}を除きドリル試料の方がコア試料よりも変動係数が大きい．この差はドリル試料の1試料当たりの試料採取量が少ないため，粗骨材成分の比率の変動等により塩分量がばらつくことに起因するものと考えられる．塩化物イオン混入量1.2 kg/m^{3}と5.0 kg/m^{3}では，コア試料の全塩化物イオン量の変動係数は約 1%，可溶性塩化物イオン量は3～4%程度であり，全塩化物イオンに対して可溶性塩化物イオンの変動係数が大きくなった．また，ドリル試料の可溶性塩化物イオン量は 9%程度であり，コア試料と比較して大きくなった．

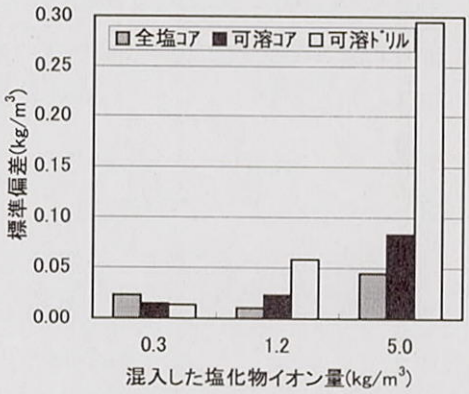
表－3 実験A 試験結果

項 目	混入した塩化物イオン量 (kg/m^3)	全	可溶性			
		切出し	ドリル	切出し	ドリル	
		JCI法	JCI法	JCI法	JCI法	試験紙法
塩化物イオン量 (kg/m^3)	1.2	1.06	0.85	0.56	0.53	0.52
塩化物イオン量の変動係数	－	－注)	6.4%	－注)	9.1%	8.4%

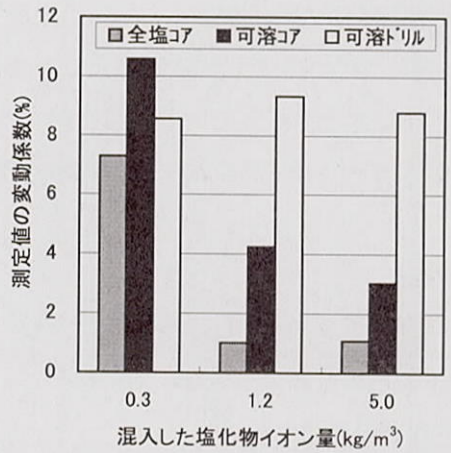
注）試料数が3と少ないため，変動係数は算出していない

表－4 実験B 試験結果

項 目	混入した塩化物イオン量 (kg/m^3)	全	可溶性			
		コア	コア		ドリル	
		JCI法	JCI法	簡易法	JCI法	試験紙法
塩化物イオン量 (kg/m^3)	5.0	4.09	2.76	2.87	3.35	2.99
	1.2	1.09	0.56	0.55	0.62	0.57
	0.3	0.32	0.15	測定不可	0.16	測定不可
塩化物イオン量の変動係数	5.0	1.1%	3.0%	3.1%	8.8%	9.6%
	1.2	1.0%	4.2%	10.8%	9.3%	11.5%
	0.3	7.3%	10.6%	－	8.6%	－



図－2 塩化物イオン量と測定値の標準偏差



図－3 塩化物イオン量と測定値の変動係数

本実験の結果から，測定値が標準偏差の 3 倍の範囲でばらつくと考えると，JCI 法での測定値は混入した塩化物イオン量が 1.2 kg/m^3 の場合，十分均一な試料を用いた場合でも全塩化物イオン量で±0.034 kg/m^3，可溶性塩化物イオン量で±0.071 kg/m^3 の誤差が生じると考えられる．これに対して 10g の試料をドリル削孔により採取して可溶性塩化物イオン量を測定すると，±0.175 kg/m^3 の誤差が生じると予想される．

3.2 試験紙法と JCI 法の比較

実験 A（表－３）では，ドリル削孔粉による塩化物イオン量および変動係数は，試験紙法と JCI 法ではほぼ同じ値となった．実験 B（表－４）では，混入した塩化物イオン量が 1.2 kg/m^3 と 5.0 kg/m^3 では試料採取方法が同じであれば，JCI 法と試験紙法の測定値はほぼ同様の値を示し，両者の差は最大で 10%程度であった．可溶性塩化物イオン量が 0.3 kg/m^3 程度以下の場合，試験紙法では試料量と水の比を 1:1.5 程度まで試料量を増やしても抽出液の濃度は試験紙の測定範囲を下回り，塩分量を測定することができなかった．また，試験紙法の測定値の変動係数は，実験 A および実験 B のいずれの場合も塩化物イオン量に関わらず 10%程度であった．

なお，実験 B の JCI 法で可溶性塩化物イオン量を測定した抽出液について試験紙を用いて塩分の定量を行ない，JCI 法と試験紙法を比較した．その結果，両者の測定値はほぼ同じ値となった．したがって，塩化物試験紙と JCI 法の測定値の差は，塩分量定量時ではなく，試料採取から抽出までの間に生じていると考えられる．

4．結論

本研究の範囲では以下の結論が得られた．

(1)ドリル試料による塩化物イオン量の測定値の平均値は，切出しやコアなどの採取量の多い試料の測定値の平均値と比較すると，±20%の範囲の値が得られた．また，ドリル試料の塩化物イオン量の測定値の変動は，大きなサンプルを砕いて十分に均一な試料を用いた測定値と比べて大きくなった．

(2)可溶性塩化物イオン量の測定において，試験紙法は JCI 法とほぼ同等の測定結果が得られたが，試験紙法では可溶性塩化物イオン量が 0.3 kg/m^3 程度以下となると試験紙の測定範囲を下回るため，塩分量を測定することができなかった．

(3) ドリル削孔粉を試験紙法で測定した場合の塩化物イオン量測定値の変動係数は 10%程度となった．

以上の結果より，ドリル削孔粉を用いた試験紙法によるコンクリートの可溶性塩分の測定は，従来の方法と比較して測定値の変動がやや大きいものの，コンクリート構造物の一次診断に活用できるものと考えられる。

5．謝辞

本研究を行うにあたり，多大なご指導ご協力を頂いた構造物マネジメント技術チームの河野広隆主席研究員，古賀裕久研究員ならびに構造物マネジメント技術チームの皆様に深く感謝の意を表します．

〈参考文献〉

1) 日本コンクリート工学協会：硬化コンクリート中に含まれる塩分の分析方法（JCI-SC4）

所　属　西松建設株式会社

金属被覆による耐食性向上に関する試験調査

(指導期間 2002/4～2003/3)

チーム名　新材料チーム
氏　　名 小 倉 義 雄

1. まえがき

塗装、金属溶射及び金属溶融めっき等は、鋼道路橋の防食方法として用いられている。塗装は、最も一般的な防食方法であるが、鋼道路橋の現場接合部や鋼材端部は、所定の塗膜厚を確保し難く、錆が生じやすい。これらの部位は、耐食性に優れた金属箔を接着することによって、長期間にわたる鋼道路橋の防食が期待できる。金属箔は、軽量かつ強靭、さらに耐食性に優れたチタン箔を用い、チタン箔の貼付けと塗装を併用した防食仕様を検討する。

2. 研究目的

チタン箔の貼付けと塗装を併用した防食仕様は、下地、チタン箔、及び塗膜などの材料同士の接着が、長期防食のために非常に重要である。本研究は、チタン箔と塗装との複合防食系の開発にあたって、各層間の接着性(付着性)を明らかにすることを目的とする。

3. 研究方法

3.1 防食仕様

図1は H 形鋼試験体とチタン箔貼付けの状況を示している。このような部位に適用される塗装とチタン箔の複合防食系を施した鋼材端部断面を以下の図 2(a)～(d)に示す。新設仕様は、鋼材に防食下地を施工した後にチタン箔を貼り付ける仕様 1-1 と、鋼材に直接チタン箔を貼り付ける仕様 1-2 を供試する。補修仕様は、下塗塗装まで施工した後にチタン箔を貼り付ける仕様 2-1 と、超厚膜形塗料の施工後にチタン箔を貼り付ける仕様 2-2 を供試する。この4通りを基本として、接着剤やチタン箔の厚さなどの条件を検討する。また、これらの防食仕様の塗装系を、表1及び表2に示す。

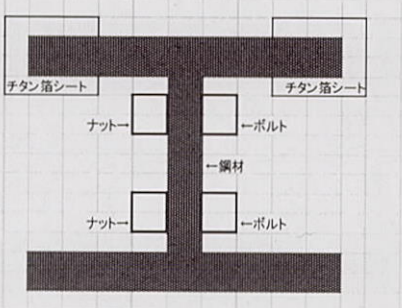


図1 H形鋼とチタン箔貼付け概略図

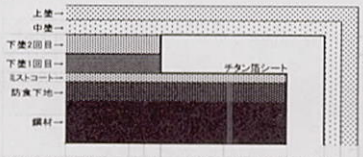


図2(a) 新設仕様1-1 (ミストコート後にチタン箔を貼付け)

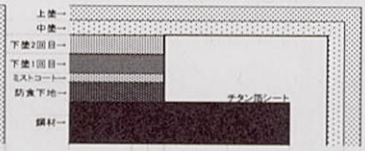


図2(b) 新設仕様1-2 (鋼材下地処理後にチタン箔を貼付け)

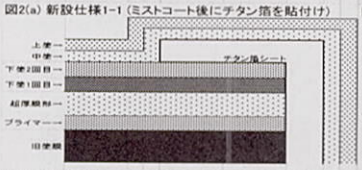


図2(c) 補修仕様2-1 (下塗仕上げ後にチタン箔を貼付け)

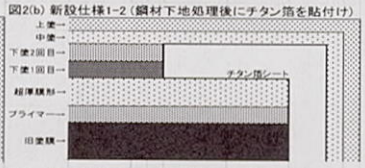


図2(d) 補修仕様2-2 (超厚膜形仕上げ後にチタン箔を貼付け

表 1 新設時の塗装系

仕様No.	試験体下地	防食下地		下塗り	下塗り	中塗り	上塗り
1-1 (図1)	ブラスト処理鋼	無機ジンクリッチペイント 700g/m², 75μm	ミストコート	エポキシ塗料下塗 300g/m², 60μm	エポキシ塗料下塗 300g/m², 60μm	ふっ素塗料用中塗 170g/m², 30μm	ふっ素塗料上塗 140g/m², 25μm
				チタン箔シート貼付け			
1-2 (図2)	ブラスト処理鋼	無機ジンクリッチペイント 700g/m², 75μm	ミストコート	エポキシ塗料下塗 300g/m², 60μm	エポキシ塗料下塗 300g/m², 60μm	ふっ素塗料用中塗 170g/m², 30μm	ふっ素塗料上塗 140g/m², 25μm
		チタン箔シート貼付け					

表 2 補修時の塗装系

仕様No.	試験体下地	プライマー		下塗り	下塗り	(チタン箔)	中塗り	上塗り
2-1 (図3)	暴露劣化塗膜 (3種ケレン)	変性エポキシ塗料下塗 240g/m²	超厚膜形エポキシ塗料 1000g/m²	変性エポキシ塗料下塗 240g/m²	変性エポキシ塗料下塗 240g/m²	チタン箔シート貼付け	ふっ素塗料用中塗 140g/m²	ふっ素塗料上塗 120g/m²
2-2 (図4)	暴露劣化塗膜 (3種ケレン)	変性エポキシ塗料下塗 240g/m²	超厚膜形エポキシ塗料 1000g/m²	変性エポキシ塗料下塗 240g/m²	変性エポキシ塗料下塗 240g/m²	−	ふっ素塗料用中塗 140g/m²	ふっ素塗料上塗 120g/m²
				チタン箔シート貼付け				

3.2 室内促進試験

室内促進試験は、浸水試験(水道水,室温)と高湿試験(30℃,湿度 90%)を行なう。試験体、防食仕様及び促進試験の条件は表3に、また供試防食仕様は表4に示す。

表 3 試験条件

	新設仕様		補修仕様
試験体の形状・寸法・数量	平板鋼 200*300*6t 22枚	H形鋼 H-200*294 L=300 2体	H形鋼 同左
防食仕様	以下の表4参照 (11仕様)	以下の表4参照 (2仕様)	以下の表4参照 (2仕様)
促進試験	浸水試験, 高湿試験 (2通り)	浸水試験, 高湿試験 (2通り)	浸水試験, 高湿試験 (2通り)

表 4 供試防食仕様

試験体番号	供試鋼材	防食仕様	接着剤種類及び厚さ	チタン箔厚さ	チタン箔表面の不織布研磨剤 (注) 処理
①	平板鋼	1-1	アクリル系テープ① (ブチルゴムシート付) 0.75mm	0.1mm	標準
②	〃	1-2	アクリル系テープ① (ブチルゴムシート付) 0.75mm	0.1mm	〃
③	〃	〃	アクリル系テープ② (不織布シート付) 0.17mm	0.1mm	〃
④	〃	〃	エポキシ系接着剤 (速乾形エポキシ) 0.2mm	0.1mm	〃
⑤	〃	〃	ウレタン系接着剤① (速乾形ウレタン) 0.2mm	0.1mm	〃
⑥	〃	〃	ウレタン系接着剤② (超速乾形ウレタン) 0.2mm	0.1mm	〃
⑦	〃	〃	アクリル系テープ① (ブチルゴムシート付) 0.75mm	0.05mm	〃
⑧	〃	〃	アクリル系テープ① (ブチルゴムシート付) 0.75mm	0.02mm	〃
⑨	〃	〃	アクリル系テープ① (ブチルゴムシート付) 0.75mm	0.1mm	軽度
⑩	〃	〃	アクリル系テープ① (ブチルゴムシート付) 0.75mm	0.1mm	処理なし
⑪	〃	〃	アクリル系テープ① (ブチルゴムシート付) 0.75mm	0.1mm	上塗なし (チタン箔仕上げ)
⑫	H形鋼	1-1	アクリル系テープ① (ブチルゴムシート付) 0.75mm	0.1mm	標準
⑬	H形鋼	1-2	アクリル系テープ① (ブチルゴムシート付) 0.75mm	0.1mm	〃
⑭	H形鋼	2-1	アクリル系テープ① (ブチルゴムシート付) 0.75mm	0.1mm	〃
⑮	H形鋼	2-2	アクリル系テープ① (ブチルゴムシート付) 0.75mm	0.1mm	〃

(注) 不織布研磨剤：表面素地研磨用の手工具、標準の不織布研磨剤処理：縦横二方向に研磨、軽度の不織布研磨剤処理：横一方向に研磨

3.3 外観調査及び付着性試験

3.3.1 外観調査

チタン箔の浮き、はがれなどの変状を経時で目視観察する。

3.3.2 付着性試験

垂直の最大引張荷重が求められる付着性試験(JIS K 5600-5-7){付着強さ試験(JIS K 5400 8.7)}を行なう。

3.3.3 外観調査及び付着性試験の実施日

外観調査と付着性試験は、初期、5、14、30、60、90、及び120日後に実施する。

4. 研究結果

4. 1 外観調査

浸水試験において、チタン箔の浮きによる、チタン箔裏面への水の浸入が、接着剤施工の試験体④、⑤及び⑥で見られた。試験体⑤では 30 日後に、また試験体④と⑥では 120 日後に水の浸入が見られた。一方、テープ施工の試験体では、いずれも外観上の変状が見られなかった。テープ施工の試験体は、接着剤施工の試験体よりも付着性に優れるといえる。

4. 2 付着性試験

4. 2. 1 防食仕様ごとの付着性比較

防食仕様 1-1 及び 1-2 の付着性を図 3 及び図 4 に示す。また防食仕様 2-1 及び 2-2 の付着性を図 5 及び図6に示す。防食仕様ごとの付着性の優劣は見られなかった。ほとんどの試験体は初期から30 日目に付着性が向上し、その後徐々に付着性が低下した。厳しい促進条件にも拘わらず、付着性の著しい低下は見られなかった。

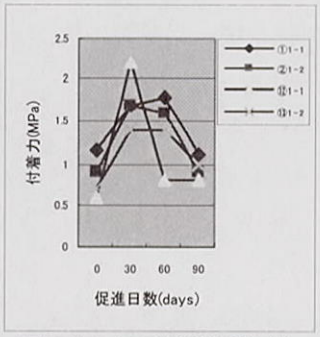


図3 1-1,1-2 付着性(浸水)

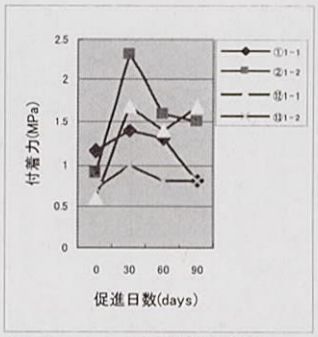


図4 1-1,1-2 付着性(高湿)

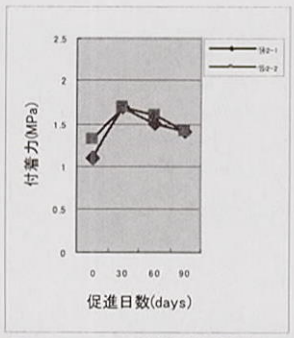


図5 2-1,2-2 付着性(浸水)

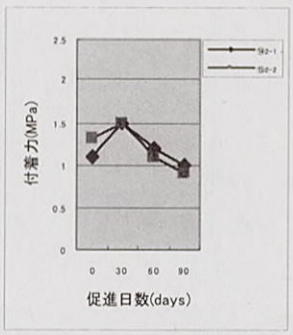


図6 2-1,2-2 付着性(高湿)

4. 2. 2 接着仕様ごとの付着性比較

接着仕様が付着性に与える影響を図 7 及び図 8 に示す。外観調査でチタン箔の浮きが見られた接着剤施工の試験体は、外観が良好な箇所の付着力を測定した。接着剤施工の試験体は、測定時期や測定箇所によって、付着力の値が大きく変動した。これは試験体の接着剤層の厚さが一定でないためと考えられる。付着性はテープ施工の試験体が接着剤施工に比べて良好といえる。アクリル系テープ①と②では、付着性はアクリル系テープ①の方が若干良好であった。

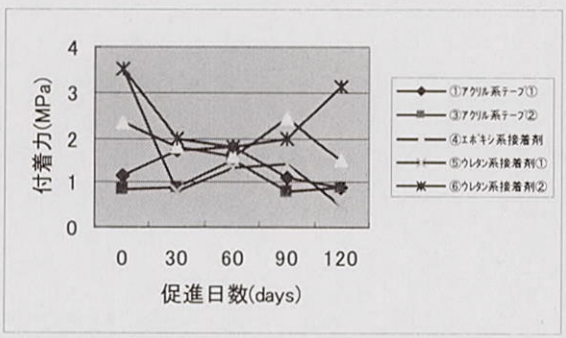


図7 接着仕様ごとの付着性比較(浸水試験)

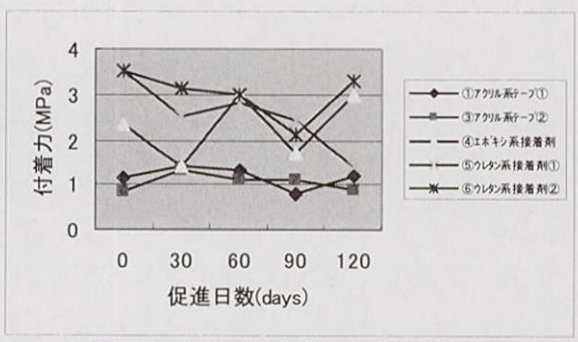


図8 接着仕様ごとの付着性比較(高湿試験)

4. 2. 3 破断位置

付着性試験の際、試験体の破断位置を調査した。破断位置の略号を図9に示す。付着性試験は全部で183回行ない、破断位置の内分けを図10に示す。大部分の試験体はチタン箔の裏面で破断した。

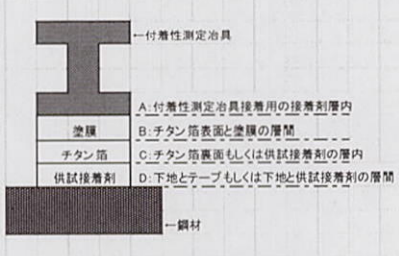


図9 破断位置と略号

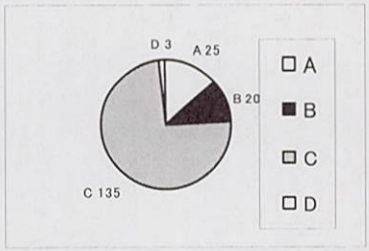


図10 付着性試験の破断位置

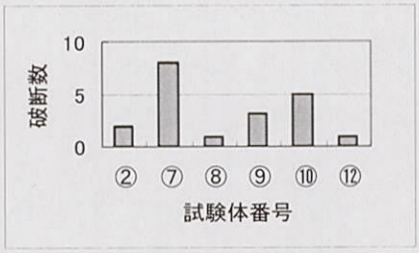


図11 破断位置Bでの破断数

4. 2. 4 チタン箔表面と塗膜との付着性

チタン箔表面と塗膜の層間での破断(破断位置B)を生じた試験体の破断数を図11に示す。試験体⑦の破断が最も多いため、0.05mmのチタン箔は0.1mm及び0.02mmのチタン箔に比べて付着性が劣るといえる。また試験体⑨と⑩の破断が多いことから、チタン箔表面の不織布研磨剤処理が、付着性向上に寄与するといえる。②、⑦～⑩及び⑫を除く他の試験体では、破断位置Bでの破断が見られなかった。

5. 結論

試験条件ごとに付着性の優劣を以下に示す。

- 防食仕様は、1-1及び1-2で差は見られなかった。2-1及び2-2も差は見られなかった。
- 接着剤はアクリル系テープ①＞アクリル系テープ②≫ウレタン系接着剤②≒エポキシ系接着剤＞ウレタン系接着剤①の順に良好であった。
- チタン箔の厚さは、0.1mm＞0.02mm≫0.05mmの順に良好であった。
- 不織布研磨剤処理は、標準＞軽度＞処理なしの順に良好であった。

アクリル系テープ①、厚さ0.1mmのチタン箔、及び不織布研磨剤処理の標準施工の組合せが良好といえる。試験体番号では、①、②及び⑪から⑮までを指す。現場での試験施工を実施し、これらの仕様の施工作業性や付着性を確認する必要がある。

6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂きました新材料チームの明嵐上席研究員、守屋主任研究員、並びに新材料チームの皆様に深く感謝の意を表します。

＜参考文献＞

1) 鋼道路橋塗装便覧(1990) 社団法人 日本道路協会 他

所属 中国塗料株式会社

指導課題名　アスファルトの品質規格及び再生利用に関する調査

カーボンブラック添加によるアスファルトの品質向上に関する検討

（指導期間 2002/4～2003/3）

研究室名　材料地盤研究グループ新材料チーム

氏　　名　　山口勝之

1. まえがき

昨年度、ストレートアスファルト（以下StAsと略称）にカーボンブラック（以下CBと略称）を添加する事により、弾性率の増加と、特に高温域における tan δ の温度依存性低減傾向が認められた事を報告したが、今年度は低温域における破壊強度特性、更にはアスファルト混合物まで拡張した性状評価を調査し、CB 添加の有効性を検証した。

2. 研究目的

舗装の耐久性向上に繋がるアスファルトの品質向上（耐わだち掘れ、耐低温ひび割れの向上、並びに供用中の劣化抑制等）を目的に、CB 添加の効果確認及びその原因究明を試みた。

3. アスファルトバインダー試験

3-1. 試料作製手順

試料作製手順は Fig.1 に示す通り、市販の StAs80/100 に CB（東海カーボン㈱製 #7350F; N_2SA=80m^2/g、DBP 吸収量=100cm^3/g）を 0～20pha（外割 wt%）添加、混合（ORG と略称）した後、室内促進劣化試験として、まず薄膜加熱試験（TFO と略称）、更に加圧劣化試験（PAV[1] と略称）あるいは紫外線劣化試験（UV と略称）を順次行い、各段階における性状評価試験を実施した。

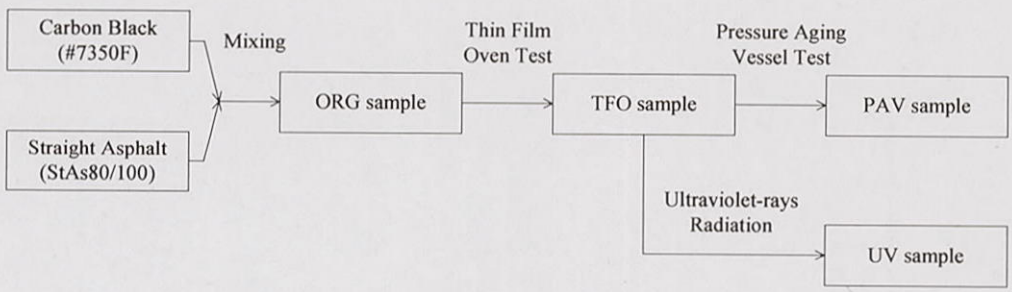


Fig.1　試験手順

3-2. バインダー評価試験

3-2-1. バインダー曲げ試験

日本改質アスファルト協会(暫定案)に準拠(供試体 2×2×12cm^{L}、スパン間距離 8cm、載荷速度 100mm/min)し、試験温度-5℃で行ったバインダー曲げ試験の結果を Fig.2 に図示した。ORG から PAV までの劣化モードにおいて、CB 添加バインダーは破断強度、歪共に大きく、耐ひび割れ性能に優れる傾向が認められる。また PAV 試料について、CB 添加量との関係を図示した Fig.3 によれば、20pha 添加までほぼ直線的に性能の向上が認められる。

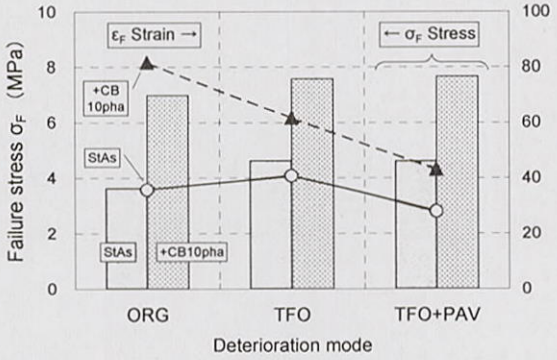


Fig.2 劣化モードと強度特性の関係

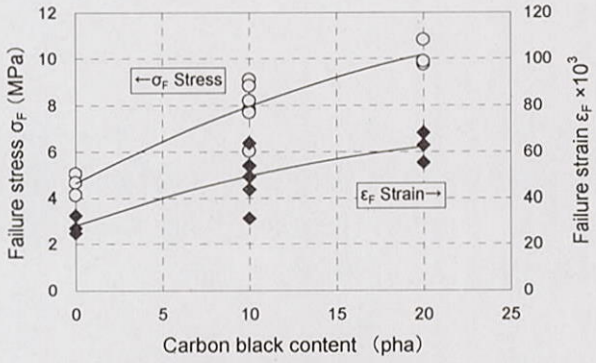


Fig.3 CB 添加量と強度特性(PAV 試料)

3-2-2. 森吉式万能曲げ試験[2] 及びフラース脆化点試験

紫外線劣化は極表面に限られ、前出の曲げ試験用試料の確保が困難なため、この劣化モードに限っては、フラース脆化点試験(FBP と略称)と同様の鋼薄板に約 0.5mm 厚試料を伸展後、直接 UV 照射(キセノンランプ放射強度 700W/m^2(300～800nm)×72hr、BST=60℃)する事で準備した供試体について、森吉らが提案している試験法(荷重及び歪を測定しながら、等温度で曲げ破壊試験を行うもの、MBT と略称)で代替した。

試験温度と破断歪の関係(Fig.4)は、ややバラツキが大きいものの、UV 劣化モードにおいても CB 添加バインダーの方が破断歪は大きい傾向にあり、また併せて実施した FBP(Fig.5)でも、より低温までひび割れが発生しない結果となった。

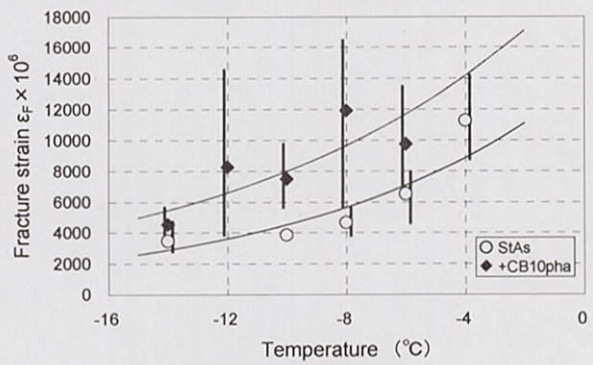


Fig.4 MBT 試験結果(温度 vs. 破断歪)

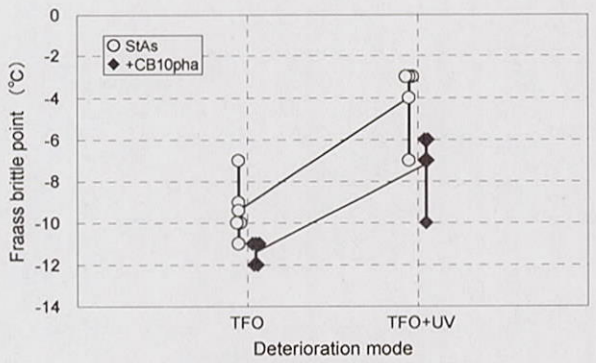


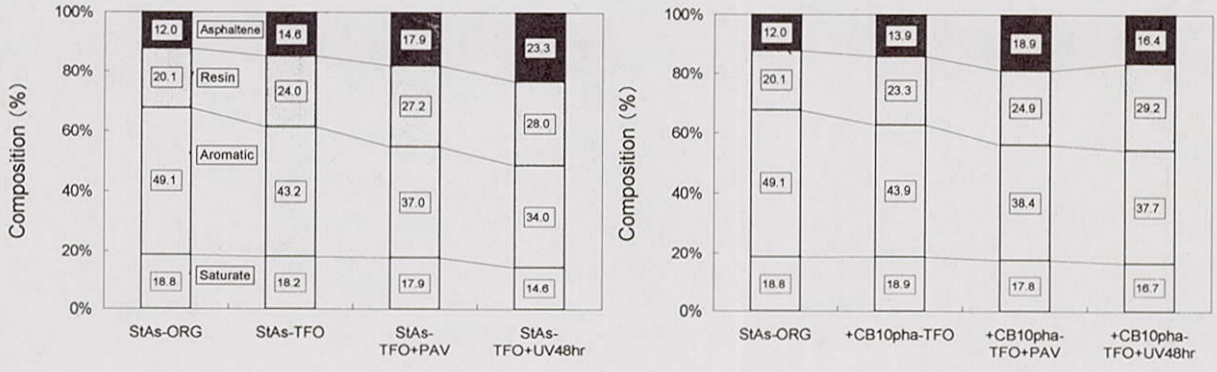
Fig.5 FBP 試験結果(劣化モード vs. FBP)

3-2-3. 組成分析試験

石油学会規格 JPI-5S-22-83 に準拠して行った組成分析試験の結果を Fig.6 に図示した。

ここで CB 添加試料は、実測アスファルテン成分から 10pha 相当重量を差し引いた補正後の%表示である。また UV 劣化条件は、試料 0.1mm 厚、48hr 照射とした以外は、上記3-2-2項通りとした。

TFO 劣化モードでは CB 添加有無間で差が見られないが、PAV と、特に UV 劣化モードにおいて、CB 添加バインダーの方が残留芳香族成分が多く、劣化と共に増加するレジン成分、アスファルテン成分の生成が抑えられている。



a) StAs80/100　　b) +CB10pha

Fig.6 組成分析試験結果

4. アスファルト混合物試験

上述の StAs 及び CB10pha 添加バインダーを用いて、マーシャル安定度試験による配合設計に基づいて作製した密粒度(13)アスファルト混合物について、以下の性状評価試験を実施した。

4-1. ホイールトラッキング試験

供試体の作製条件、性状と併せて、(社)日本道路協会「舗装試験法便覧」に準拠(供試体 300×300×50mm、ソリッドタイヤ輪荷重 70kgf、走行回数 42 回/min、試験温度 60℃)して行ったホイールトラッキング試験の結果を Table-1 に一括した。

空隙率、飽和度はほぼ同等にも関わらず、DS は約 2 倍に増加しており、耐わだち掘れ性能の向上が期待される。

Table-1 混合物供試体の作製条件、性状及びホイールトラッキング試験結果

		StAs80/100	+CB10pha
アスファルト量	%	5.50	5.75
混合温度	℃	153	165(+12)
締め固め温度	℃	140	151(+11)
かさ密度	g/cm^3	2.385	2.390
空隙率	%	3.3	3.2
飽和度	%	79.5	80.2
圧密変形量 d_0	mm	3.07	2.71
変形率 RD	mm/mm	0.081	0.042
動的安定度 DS	c/mm	520	1000

4-2. 混合物曲げ試験

(社)日本道路協会「舗装試験法便覧」に準拠(供試体 50×100×300mm、スパン間距離 200mm、載荷速度 50mm/min)して、試験温度 0℃で行った混合物曲げ試験の結果を Fig.7、8 に図示した。

バインダー曲げ試験と同様、CB 添加バインダーは混合物においても破断強度、歪共に優位にあり、耐ひび割れ性能の向上が確認された。

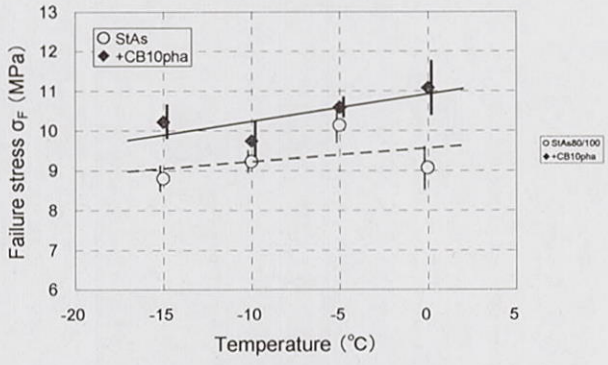


Fig.7 試験温度 vs. 破断応力

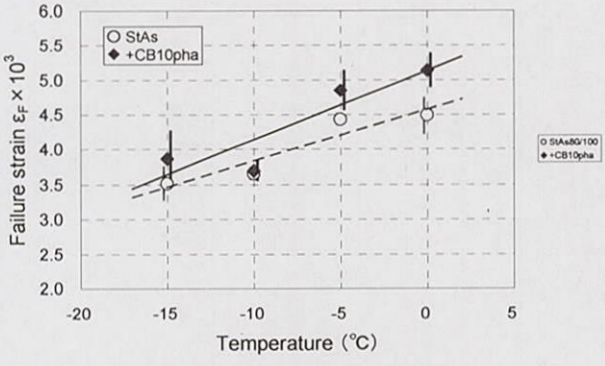


Fig.8 試験温度 vs. 破断歪

5. 結論

以上、CB 添加の影響をまとめると、

① 高温域では弾性率が増加(耐わだち掘れ性能の向上)しても、低温域では耐ひび割れ性能が向上する傾向が、バインダー単体のみならず、混合物においても検証された。またその効果は、劣化が進行しても保持される事が確認された。

② 組成分析試験では、紫外線劣化による構成成分の比率変動を抑える効果が認められ、耐久性向上に繋がるものと期待される。

6. 謝辞

本研究を実施するに当たり、多大なる御指導、御助言を頂きました新材料チームの明嵐上席研究員、佐々木研究員並びに同チームの皆様に深く感謝の意を表します。

所属 東海カーボン株式会社

＜参考文献＞

1) 片脇, 新田, 佐々木, 中村, 久保 : 土木技術資料, 35-9(1993) 他

2) 天野, 森吉, 徳光 : 第6回日加寒冷地舗装会議発表論文集, 151-173(1996) 他

以上

指導課題名　　下水汚泥の有効利用に伴うリスク評価に関する研究

（指導期間　平成１４年４月１日～平成１５年３月３１日）

チーム名　　材料地盤研究グループ　リサイクルチーム

氏　　名　　峰　松　　亮*)

1.　まえがき

下水汚泥は平成12年度において198万トン（DS）発生しており、緑農地還元や建設資材利用による有効利用の推進が求められている。一方「特定化学物質の環境への排出量の把握等及び管理の改善の促進に関する法律」（PRTR法）では、人の健康や生態系に有害な影響を及ぼす可能性のある無機化学物質として、第１種指定化学物質（１９物質）および第２種指定化学物質（３物質）の、計２２物質が指定されている。

下水道事業者の届出対象物質は、下水道法の規定に基づく水質検査の対象項目となる第一種指定化学物質の排出量で、無機物質に限定するとZn, Cd, Cr, Cr(Ⅵ), Hg, Se, Cu, Pb, As, B, Mnの１１物質のみである。届出対象外の物質も含めたこれらの物質の下水処理システムにおける挙動は明らかになっておらず、下水試料中における分析手法も未だ確立されていない。

昨年度は、下水試料中の重金属を主体とした無機物質をICP-MSにより分析するものとして前処理方法の最適化を行い、全国各地の22下水処理場より試料を取り寄せ実態調査を行った。

2.　研究目的

今年度は、某流域下水道終末処理施設にて継続的に下水試料のサンプリングを実施し、PRTR対象重金属の流入量の変動および、一次処理、二次処理、汚泥処理、汚泥焼却の各プロセスにおける挙動を明らかにすることを目的とした。

3.　研究方法

3.1　分析対象物質

分析対象は、PRTR法における第１種および第２種指定化学物質のうち重金属を主体とした無機化学物質に錫(Sn)を加えた22物質（以下、PRTR対象重金属と呼ぶ）とした。表１に分析対象物質を示す。

表１　PRTR対象重金属

名　　称	元素記号	備　考	名　　称	元素記号	備　考
亜鉛	Zn	第1種	ニッケル	Ni	第1種
アンチモン	Sb	第1種	バリウム	Ba	第1種
カドミウム	Cd	第1種	砒素	As	第1種
銀	Ag	第1種	ベリリウム	Be	第1種
クロム	Cr	第1種	ほう素	B	第1種
バナジウム	V	第1種	マンガン	Mn	第1種
コバルト	Co	第1種	モリブデン	Mo	第1種
水銀	Hg	第1種	インジウム	In	第2種
セレン	Se	第1種	タリウム	Tl	第2種
銅	Cu	第1種	テルル	Te	第2種
鉛	Pb	第1種	錫	Sn	—

3.2　分析装置および分析方法

分析装置は、多元素同時分析および微少量の定量が可能である高周波誘導結合プラズマ質量分析装置（ICP-MS）を用いるものとし、土木研究所所有のもの(横河電機製：PMS2000)を使用した。

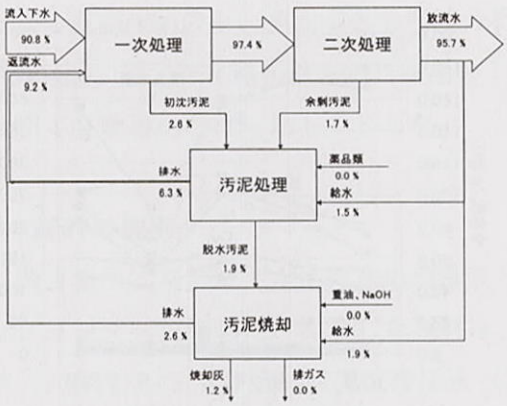


図６　B の収支図

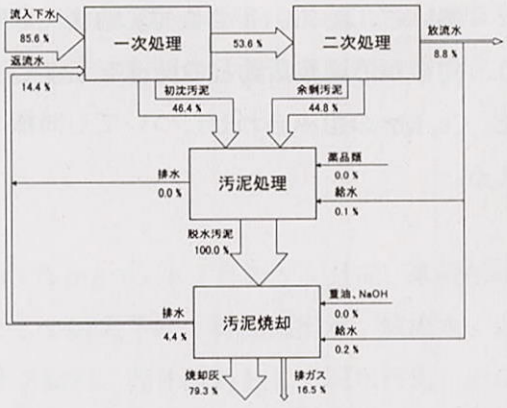


図７　Ba の収支図

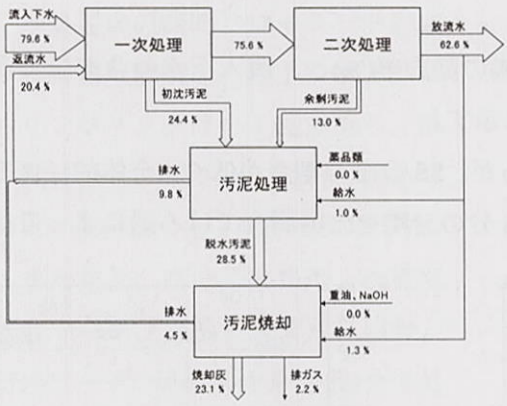


図８　Mn の収支図

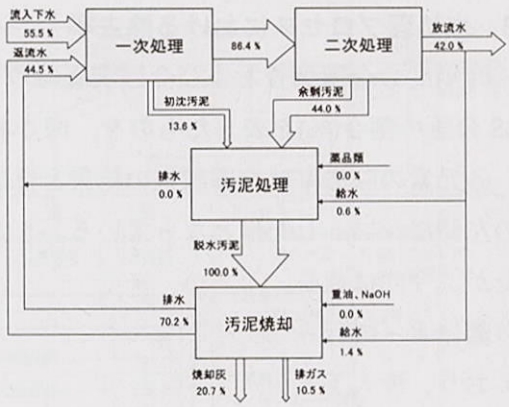


図９　Se の収支図

5.　結論

某下水処理場において 10 月～2 月の間、継続的な試料採取を行った結果、流入下水における分析値が定量下限値以下であった Be, In, Te, Tl, Hg を除き、以下の知見が得られた。

- 流入下水において、高濃度の元素の負荷変動幅は比較的大きい。
- 流入下水中の含有量の変動状況が似通った元素の組み合わせが存在する。
- 水処理プロセスにおいては、SS 分画における存在割合の高い元素ほど除去率が高い傾向がある。
- 各処理プロセスにおける挙動を検討した結果、返流水による負荷は B,Se を除いて 12.7～27.8%の範囲にあり、B, Mn, Co, Ni, As といった水処理プロセスでの除去率が比較的低い元素は、汚泥中に一旦捕捉されたものが汚泥処理プロセス排水を通して戻る割合が大きいことなどがわかった。

6.　謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導およびご助言をいただきました鈴木　穣 上席研究員および北村友一主任研究員をはじめとして、リサイクルチームの皆様には大変お世話になりました。ここに感謝の意を表します。

*)三機工業株式会社　環境システム事業部技術部設計課

堤防強化対策の選定手法に関する研究

－ソイルセメント遮水壁を用いた河川堤防の浸透強化対策－

チーム名　土質チーム
氏　　名　伊勢野　暁彦

１．まえがき

近年の異常気象と土地利用の高度化によって、河川堤防の防災構造物としての重要性が一層高まってきており、所要の安全性を保持する信頼性の高い河川堤防の整備を行うことが求められている。本研究においては、堤防の被災危険箇所について効果的かつ経済的な対策工法を確立するために、従来ほとんど用いられていないソイルセメントを用いた遮水壁工法の適用性と効果を検証した。

２．研究目的

従来工法と同様に浸透に対する強化効果が高いと考えられる止水対策工法にセンターコア型遮水壁工法がある。これは堤体内に人工材料でセンターコアを作って遮水壁とし、堤体の浸透防止能力を向上させるものでヨーロッパにおいて用いられている。遮水壁には、鋼矢板・地中壁などがあるが、中でも土砂にセメントミルクが混入されて形成されるソイルセメント地中壁は土留めとしての施工実績が多く、遮水壁として期待されるが、その止水性能について十分な検討がなされていない。本研究においては河川堤防の浸透強化対策として、ソイルセメント遮水壁における各種検討を行った。ソイルセメントは、土砂にセメントミルクが混入されて形成されるが、透水係数を下げるためベントナイトの添加が有効[1]とされている。

３．研究方法

研究方法としては、1)材料試験を実施してソイルセメントの強度・透水性などの物性値を把握した後、2)浸透実験として幅 1.9m、高さ 1.5m、厚さ 0.2mの遮水壁を模型地盤中に作製し、実際の遮水性能を検証した。さらに 3)盛土実験として幅 6.0m、高さ 3.0m、厚さ 0.4mの遮水壁を盛土模型地盤中に作製し、降雨浸透を考慮した遮水性能を検証した。

3.1　材料試験

遮水壁には、強度・低い透水性などが要求される。そこで川砂([S], $k=9.5\times10^{-3}$cm/s)と山砂([S-F],$k=6.3\times10^{-4}$cm/s)に、固化材・ベントナイト泥水の混入量を変化させてソイルセメントの試料を作製し、１）透水係数(k)、２）一軸圧縮強度(qu)といった物性を調べた。試料の作製にあたっては、ポンプ圧送性や施工性を考慮し、流動性の目安としてフロー値（日本道路公団規格・エアモルタル及びエアミルクの試験方法）で 160～200 mm 程度となるように配合した。なお、ベントナイトは国産のメッシュ 200、固化材は普通ポルトランドセメントを使用した。

3.2　遮水効果確認のための浸透実験

図 3.2 に示す模型地盤中に、幅 0.2 m の遮水壁を作製し遮水性の効果を検証した。材料試験と同じ川砂を用い、平均締固め度が 90%以上になるように締固めを行って模型地盤を３ケース作製した。水位観測孔

は遮水壁付近が密になるように12孔設置し、遮水壁上流を1.4 mの定水位に保って、遮水壁下流の水位状況を測定した。

3.3 堤体の遮水対策効果に関する盛土実験

実験は図3.3に示すのり面勾配1:2の半断面堤防内の天端に幅0.4mの遮水壁を構築して、実際の外力（河川水・降雨）条件下での遮水効果と堤防の挙動を観測した。堤体材料は材料試験と同じ川砂と山砂を、平均締固め度が90%以上になるように締固め3ケース築堤した。のり面には降雨による表面浸食を防止する目的で短繊維混合土を用いて覆土した。水位を測定するための観測孔とマノメータを各9箇所、堤体内の含水比（飽和度）を測定するためのＲＩ計測孔を9孔設置した。実験開始1.0時間後に堤外水位を計画高水位相当の2.3mに上昇させ、以降一定水位になるように設定して約24時間経過後、降雨強度15mm/hrを72時間連続して与えた後、再び堤外水位2.3m のみとした。

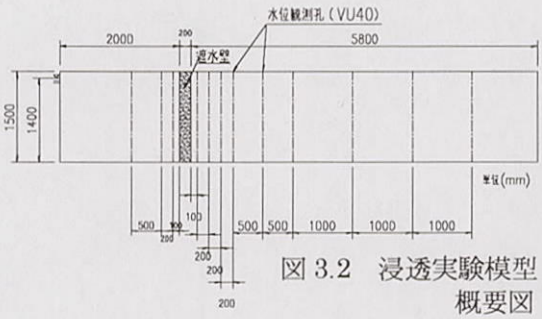


図 3.2 浸透実験模型概要図

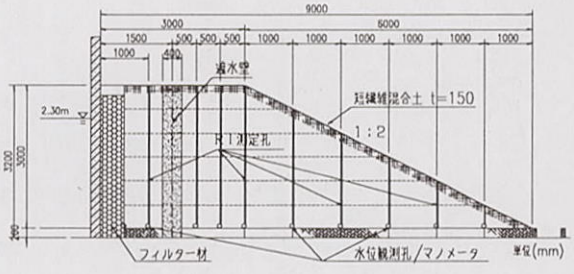


図 3.3 盛土実験模型概要図

4．研究結果

4.1 材料試験

試験結果を表4.1 に示す。試験結果より、以下が示された。

1)セメント比が増加するとquは大きくなり、ベントナイトの濃度が上がるとquは下がる（図4.1.1)。

2)セメント比・ベントナイト濃度ともに上がると透水係数が小さくなる。泥水濃度が同じままセメント比を５％上げるよりも、セメント比が同じままベントナイト濃度を５％上げた方が透水係数はより小さくなる（図4.1.2)。

表 4.1 遮水壁材料試験結果一覧表

ケース	土質	セメント比 泥水濃度	重量比 セメント(C)	ベントナイト(B)	砂	水	泥水比重	フロー値 mm	qu（7日） kN/m2	k cm/s	浸透実験ケース	盛土実験ケース
1	川砂	セメント10% 泥水５%	1	0.14	9	2.72	1.02	171	540	6.7×10^{-6}		
2		セメント５% 泥水５%	1	0.28	19	5.67	1.02	190	166	9.7×10^{-6}		
3		セメント２% 泥水５%	1	0.73	49	14.65	1.02	163	75	2.0×10^{-5}		(E)
4		セメント10% 泥水10%	1	0.46	9	4.55	1.05	179	225	1.4×10^{-6}	(B)	
5		セメント５% 泥水10%	1	0.91	19	9.10	1.05	180	106	5.2×10^{-6}	(C)	(D)
6		セメント２% 泥水10%	1	2.28	49	22.75	1.05	176	39	5.9×10^{-6}		
7	山砂	セメント10% 泥水５%	1	0.15	9	3.02	1.02	189	275	1.5×10^{-5}		
8		セメント５% 泥水５%	1	0.29	19	5.89	1.02	175	192	3.7×10^{-5}		
9		セメント10% 泥水10%	1	0.43	9	4.33	1.05	179	169	6.3×10^{-6}		
10		セメント５% 泥水10%	1	0.82	19	8.20	1.05	186	110	6.8×10^{-6}		(F)

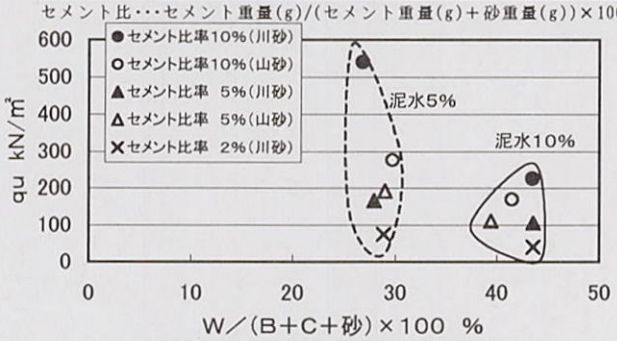


図 4.1.1 水比とｑｕの関係図

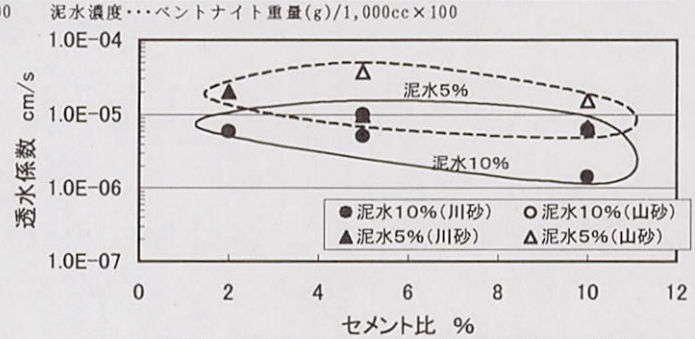


図 4.1.2 セメント比と透水係数の関係図

4.2 浸透実験

遮水壁の種類は、(A)鋼矢板（継ぎ手部止水処理なし、かみ合わせ後に埋戻し）、と表 4.1 に示す(B)と(C)の３ケースとした。

1)(A)のケース（図 4.2.1）では、実験開始約 2 時間後より鋼矢板下流に水位上昇が認められ、約 30 時間で定常状態に達した。鋼矢板最寄り部における定常水位は、0.8 m（定水位の 57%）であった。飽和・不飽和浸透流解析を行った結果、遮水壁（厚さ 20cm）の透水係数が $k=2.0\times10^{-4}$ cm/s のとき実験結果に合うようになった。2)(B)のケース（図 4.2.2）では、実験開始後約 5 時間で遮水壁上流の水位が 1.4 m の定常状態に達したのに対し、遮水壁下流は 240 時間経過しても水位の上昇は認められなかった。3)(C)のケース（図 4.2.3）は、実験開始後約 7 時間で遮水壁上流の水位が定常状態に達し、遮水壁下流の水位は 24 時間経過後から少しずつ上昇し、200 時間経過後に定常状態に達した。遮水壁最寄り部における定常水位は、0.3 m（定水位の 21%）であった。

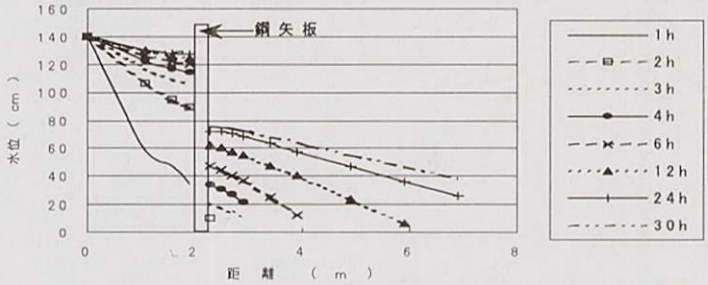


図 4.2.1 ケース(A)（鋼矢板工）

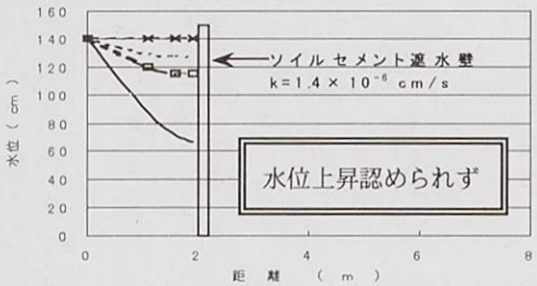


図 4.2.2 ケース(B)（セメント 10%・泥水 10%）

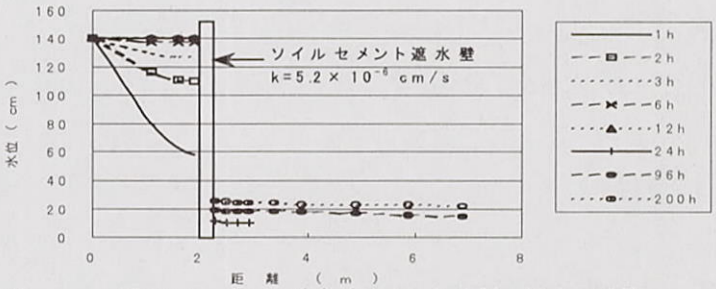


図 4.2.3 ケース(C)（セメント５%・泥水 10%）

4.3 盛土実験

遮水壁の種類は、表 4.1 に示す(D)(E)(F)の３ケースとした。各ケースの浸潤線（堤体内部の水位）の上昇過程と飽和度の経時変化を図 4.3 に示す。

1)定水位後 24 時間では、遮水壁が $k=6.8\times10^{-6}\sim1.6\times10^{-6}$cm /s のケース(D)と(F)では、ほぼ定常状態を確認し、裏のり側遮水壁最寄り部の浸潤線高さはケース(D)で 0.1m、ケース(F)では認められなかった。１オーダー高い遮水壁 $k=1.8\times10^{-5}$cm/s のケース２では、実験開始後 1.5 時間で浸潤線の上昇が認められ、24 時間後の裏のり側遮水壁最寄り部の浸潤線高さは 0.4m（堤外水位の 19%）を示した。

2)降雨条件を追加すると、(1)川砂のケース(D)・(E)では山砂のケース(F)に比べ堤体の透水性が高く、降雨がスムーズに浸透するため、降雨開始後 30 時間で浸潤線は定常状態に達し、裏のり側の遮水壁最寄り部の浸潤線高さはケース(D)で 1.2m（堤外水位の 53%）、ケース(E)で 1.4m（堤外水位の 59%）と差は小さくなった。飽和度は、浸潤線の定常段階で 50～60%に達した後、上昇が見られなくなった。

(2) 山砂のケース(F)では定常状態に達するのに降雨開始後 55 時間を要し、裏のり側の遮水壁最寄り部の浸潤線高さは 1.9m（堤外水位の 82%）と、川砂の場合よりも 0.5m以上高い結果を示した。ケース(F)では、ケース(D)・(E)と異なり浸潤線上昇過程において飽和度が全体的に上昇していく過程が観測された。浸潤線の定常段階で、不飽和部分の飽和度は 70～90%以上に達し、以降降雨終了まで 15 時間以上変化は

見られなかった。また降雨条件下では、いずれのケースも飽和度が90%以上となる箇所において、逐次のり尻部より表層崩壊が発生した。

3)72時間の連続降雨終了後に再び外力を定水位のみとすると、ケース(D)・(E)では24時間で全体の飽和度がほぼ50%未満まで下がったのに対し、ケース(F)では全体的に飽和度の高い状態が続き、特に浸潤線上部0.7m程度までは飽和度70%以上の状態が持続した。

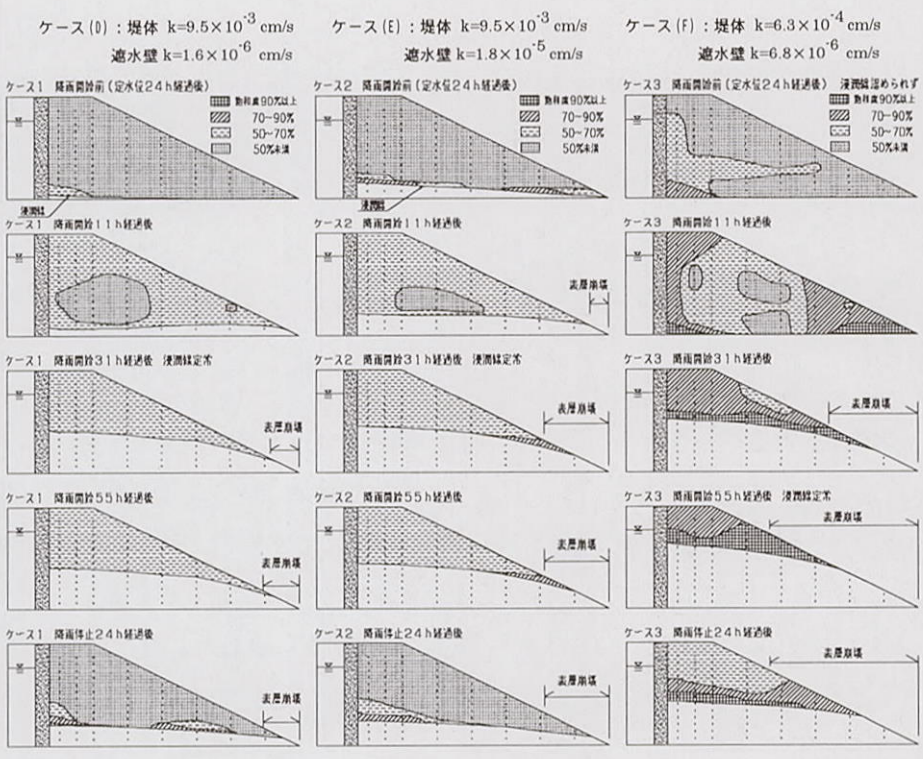


図4.3　堤体内の浸潤線上昇・飽和度経時変化図

5．結論

1)ソイルセメントを用いた遮水壁は、セメント比・ベントナイト泥水濃度等を変えることにより、強度・透水性とも任意に選択できる。強度については、セメント比が増加するとquは大きくなり、ベントナイトの濃度が上がると逆にquは下がる。透水性については、セメント比・ベントナイト濃度ともに上がると透水係数が小さくなり、特にベントナイト濃度が大きな因子となる。

2)$k=1\times10^{-2}$～6×10^{-4}cm/sの山砂・川砂で築堤された堤体の天端に、透水係数$k=7\times10^{-6}$～2×10^{-6}cm/sのソイルセメント遮水壁を設置した場合、堤外水位の裏のり側への漏水はほとんど発生せず、堤外水位（河川水）による浸潤線上昇を防ぐ効果がある。

3)長時間の降雨条件下では、堤防表面から浸透した雨水が堤体内に残留することにより、降雨条件のみによって堤防全体の飽和度が上昇する。特に$k=7\times10^{-4}$cm/s程度の土質からなる堤防については、堤防全体がほぼ完全飽和状態に至り、不安定化する。これを防ぐために堤体内に降雨を入れない被覆工法等の実施が効果的といえる。

6．謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂いた土質チームの恒岡上席研究員、古本研究員、並びに土質チームの皆様に深く感謝の意を表します。

所属　サンコーコンサルタント株式会社

＜参考文献＞

1)土弘道夫：ソイルセメントしゃ水工法，基礎工，Vol.24，No.2，pp78-82，1996

袋詰脱水処理工法によるダイオキシン類封じ込め設計法に関する研究
～加圧ろ過実験～

（指導期間　平成 14 年 4 月～平成 15 年 3 月）

チーム名　土質チーム
氏　名　柴田　靖

1. まえがき

袋詰脱水処理工法は、浚渫土など高含水の土を透水性を有するジオテキスタイル製の袋に注入して脱水を促進し、有効利用する目的で開発された[1)]。さらに、本工法に用いる袋材や凝集剤を適切に選定することにより、ダイオキシン類に汚染された底質の封じ込め効果があることも確認されている（「『高機能型』袋詰脱水処理工法」）[2)]。本報告では、袋材と凝集剤の種類および添加量を選定するための試験として加圧ろ過試験を提案し、水質のダイオキシン類濃度と相関が高いといわれる濁度と排水量を測定することにより袋材のろ過性能を検討した[3)]。さらに加圧ろ過試験を取り入れた設計法を提案した。

2. 研究目的

ダイオキシン類は、清掃工場、農薬工場などで非意図的に生成される難溶解性の有機塩素化合物である。ダイオキシン類に汚染された底質や軟弱な土壌を対象として袋詰脱水処理工法を用いた場合、土粒子に付着した懸濁態ダイオキシン類を袋内面に生成される泥膜によりろ過することで、対象土のダイオキシン類の 99.9%以上を袋内に封じ込め、排出水のダイオキシン類濃度を低下させることができる。

本研究は、設計段階で袋材と凝集剤の種類および添加量を選定するために行う加圧ろ過試験方法の確立と排水の速度および濁度の関係把握を目的とし、以下の方法で研究を行った。

3. 研究方法

3.1 実験に用いた試料土および作製した試料

実験には、茨城県霞ヶ浦で採取した浚渫土を試料土として用いた。試料土の物理的性質を表-1 に示す。試料土の加水調整により初期含水比を 400、500、600%の 3 水準とし、事前のジャーテストにおいて最も良好なろ過性能が得られたカチオン系高分子凝集剤をそれぞれについて 300～1500ppm 添加して実験に供する試料とした。作製した試料の比重とファンネル粘性の関係を図-1 に示す。

表-1　試料土の物理的性質

試験名	項　目		数 値
土粒子の密度試験	土粒子の密度 ρ_s	g/cm³	2.539
土の含水比試験	自然含水比 w_n	%	155.8
土の粒度試験	礫 分	2～75mm %	0.0
	砂 分	75μm～2mm %	2.6
	シルト分	5～75μm %	27.2
	粘土分	5μm未満 %	70.2
土の液性限界・塑性限界試験	液性限界 w_L	%	165.0
	塑性限界 w_p	%	58.2
	塑性指数 I_p		106.8
土の段階載荷による圧密試験	圧縮指数 C_c		1.04
強熱減量試験	強熱減量 L_i	%	16.1
工学的分類	分類名（分類記号）		粘土(CH)

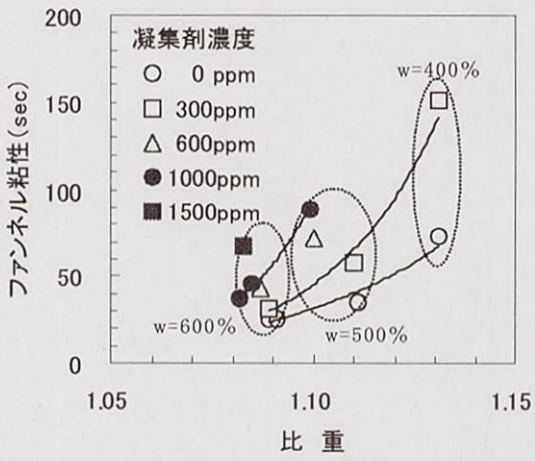


図-1　作製した試料の比重とファンネル粘性の関係

3.2 実験に用いた袋材

袋材としては、一般的な土木工事で用いられるジオテキスタイルである袋材1とろ過性能を高めるため高密度で織られたジオテキスタイルである袋材2の2種類を用いた(表-2 参照)。

表-2 袋材の特性

種類		材質	厚さ (mm)	単位重量 (g/m^2)	引張強さ (N/cm)	透水係数 (cm/s)	A.O.S. (mm)
袋材1	織布	ポリエステル	0.350	210.0	716	$1.5*10^{-3}$	0.108
袋材2	織布	ポリエステル	0.225	155.2	274	$4.3*10^{-4}$	<0.068

※A.O.S:布の開口径、ガラスビーズにより測定

3.3 実験装置および手順

加圧ろ過実験は以下の手順で行った。

①図-2 に示す加圧ろ過試験装置に上記袋材をセットする。

②上部注入口より作製した試料を 200cm^3 注入したのち、弁を閉じる。

③所定の圧力(5, 10, 40kPa)で加圧して、加圧開始後 30 秒、1 分、3 分、5 分、10 分、30 分、60 分で採水し、それぞれについて排水量およびホルマジン濁度(NTU)を測定する。

なお、施工時に袋に作用する圧力が袋内の土の自重による圧力と等しい [1]ことから、袋の幅を仮定して注入時の袋体高さより表-3 のように圧力を設定した。

次に、加圧ろ過試験で得られた排水速度と排水の濁度の関係を実際の袋材に注入した場合と比較するために、図-3 に示す実験装置により充填実験を行った。試料土の加水調整により初期含水比600%の泥土を作製し、カチオン系高分子凝集剤を2000ppm 添加・攪拌したのち、容量 200L の袋(袋材 1, 幅 84cm, 長さ 129cm)に 10L/分の圧送速度で電動ポンプにより注入した。1, 3, 5, 10, 15, 20, 30, 60, 120, 180 分, 24 時間後にその前後 30 秒から 1 分採水し、排水量とホルマジン濁度(NTU)を測定した。

加圧ろ過実験、充填実験ともに以下の式で排水開始からの時間および排水速度を計算し、排水時間と排水速度の関係、排水速度と濁度との関係から、排水性能とろ過性能を評価した。

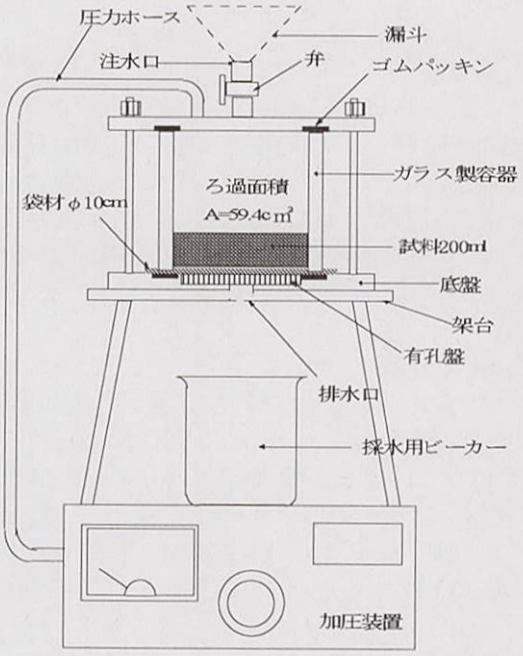


図-2 加圧ろ過試験装置

表-3 袋の幅と設定圧力

袋の幅B_0 (m)	設定圧力 (kPa)
1.2	5
2.4	10
9.6	40

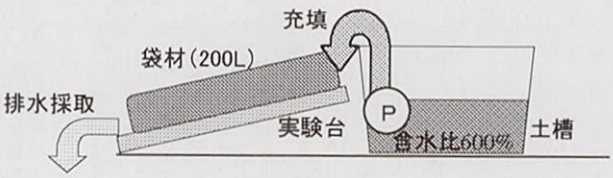


図-3 充填実験概要

$$t = t_1 + \frac{(t_2 - t_1)}{2}$$

$$v = \frac{Q}{A\ (t_2 - t_1)}$$

ここに、t :時刻 t_1から t_2までの平均的な排水時間

v :時刻 t_1から t_2までの平均的な排水速度

Q : 時刻 t_1から t_2までの排水量(cm^3)

A : ろ過面積(cm^2) 加圧ろ過試験の場合 59.4cm^2,

充填実験の場合 排水面積 $2B_0 \times L_0 = 21672\ cm^2$

B_0:袋の幅 84cm, L_0:袋の長さ 129cm

4. 研究結果

4.1 袋材の種類および圧力の影響

袋材の種類および圧力の影響について、初期含水比 600%、凝集剤濃度 1000ppm の場合の排水時間と排水速度、排水速度と濁度の関係を図-4, 5 に示す。排水速度は、袋材の透水係数、圧力に関係なく、ほぼ同様に時間の経過にしたがって低下した。一方、濁度は圧力の影響は小さいが、袋材の種類による差が認められ、排水速度 0.01cm/sec 付近の初期排水において開口径が大きい袋材1の濁度が袋材2の 10 倍以上となった。

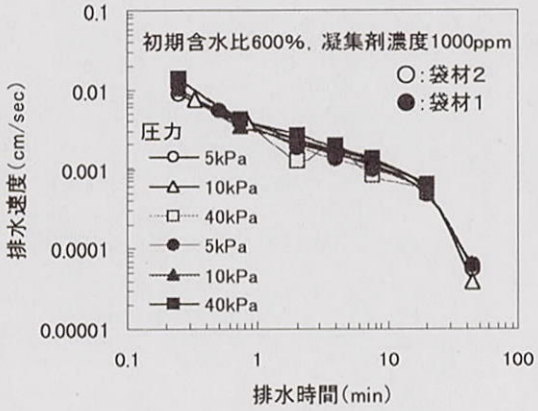


図-4 排水時間と排水速度の関係(1)

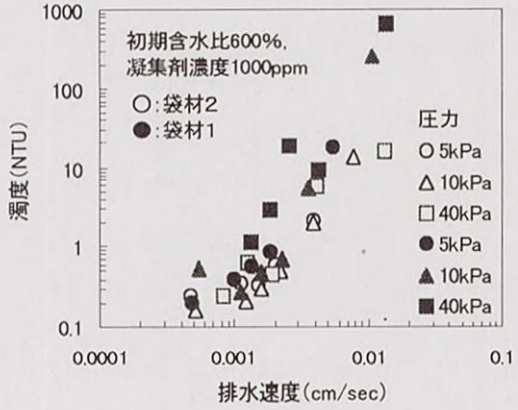


図-5 排水速度と濁度の関係(1)
(袋材および圧力の影響)

4.2 試料性状の影響

試料の含水比および凝集剤濃度の影響については、袋材2を用いた図-6, 7 に示すように試料の初期含水比および凝集剤濃度が濁度に与える影響は非常に大きい。すなわち、凝集剤添加量が同じ場合試料の含水比が大きいほど、また、試料の含水比が同じ場合凝集剤濃度が高いほど、排水速度は大きく、排水の濁度は高くなった。その結果、同じ排水速度で比較した場合、排水の濁度には 10 倍以上のばらつきが認められた。

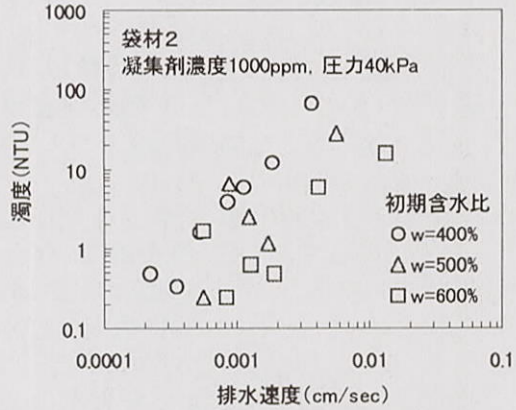


図-6 排水速度と濁度の関係(2)
(初期含水比の影響)

4.3 充填実験結果

排水時間と排水速度の関係、および、排水速度と濁度の関係を同一の袋材(袋材2)、初期含水比(600%)で実施した加圧ろ過試験結果と合わせて図-8, 9 に示す。なお、排水時間は袋への充填が始まった時点を 0 とし、充填終了後の排水時間と排水速度をプロットした。

排水速度に関しては、充填終了直後の大きな内圧が袋に作用した段階で、加圧ろ過試験に比べて 2 倍程度大きくなったが、排水の進行とともに低下し、20 分以降は加圧ろ過試験同様の傾向で漸減した。一方、濁度については加圧ろ過試験の約 5 倍の数値を示し、この傾向は排水時間 100 分まで変わらなかった。これらは、加圧ろ過試験では大きな圧力を与えても袋材には張力が作用しないのに対し、袋への注入では充填量の増加とともに発生する内圧により張力が作用し、袋材に目開きが生じたのち、

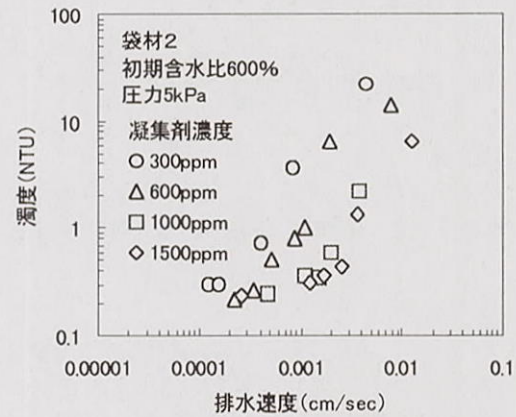


図-7 排水速度と濁度の関係(3)
(凝集剤濃度の影響)

充填試料による膜が形成されるという過程を辿るが、袋の上面では重力によりろ過される下面に比べて膜のろ過機能が十分形成されないためと考えられる。

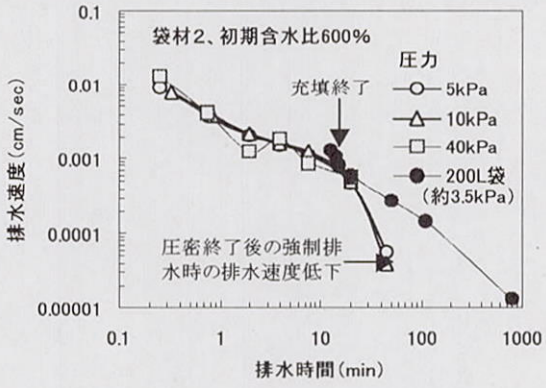


図-8 排水時間と排水速度の関係(2)

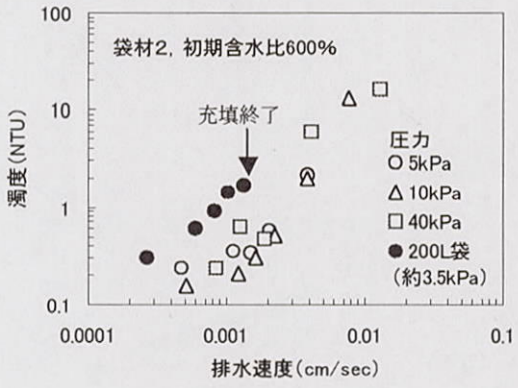


図-9 排水速度と濁度の関係(4)

5. まとめ

今回の加圧ろ過実験より以下の知見が得られた。

① 圧力(袋の幅)が排水速度、濁度に与える影響は小さい。
② 袋材の種類が排水速度に与える影響は小さいが、濁度に与える影響は大きい。
③ 排水速度、濁度ともに試料の性状による影響が大きいため、施工時には充填土の性状により最適な凝集剤を与えるシステムが必要である。
④ 実際の注入時の排水速度は加圧ろ過試験と同様であるが、濁度は高くなる。

土質チームでは、「袋詰脱水処理工法による高含水比ダイオキシン類汚染底質・土壌封じ込めマニュアル(案)」を作成中である。今回の一連の実験により袋材および凝集剤の選定手法としての加圧ろ過試験方法が確立されたため、本試験を取り入れた設計フローを図-10のように作成した。今後の実施工を通して、より確実で効率的なダイオキシン類封じ込め設計・施工法の確立を図りたいと考えている。

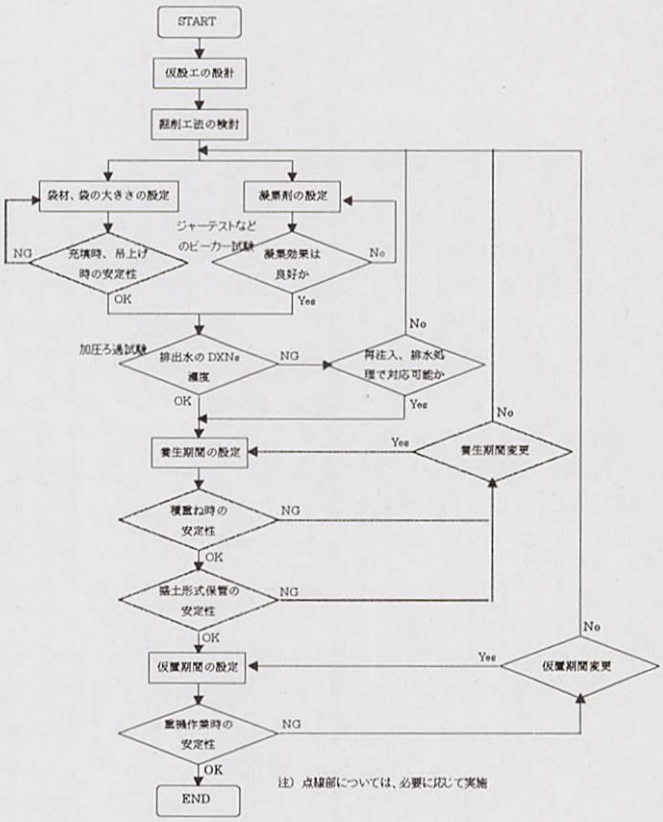


図-10 ダイオキシン類封じ込め設計フロー

6. 謝 辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂いた材料地盤研究グループ土質チームの恒岡上席研究員、桑野主任研究員、森研究員、並びに土質チームの皆様に深く感謝の意を表します。

所属 戸田建設(株)

＜参考文献＞

1) 例えば、三木ら, 浚渫土の袋詰脱水処理に関する研究(その1～その3), 第30回土質工学研究会, 1995.7
2) 森ら, ジオテキスタイル製袋を用いた高含水比汚染底質・土壌の封じ込め実験, 第38回地盤工学研究発表会, 2003.7(投稿中)
3) 柴田ら、袋詰脱水処理工法に関する加圧ろ過実験, 第38回地盤工学研究発表会, 2003.7(投稿中)

光ファイバを用いたモニタリングデータの活用及び斜面崩壊前兆現象の解明を目的とした土槽実験

チーム名　　土質チーム
氏　　名　　室山　拓生

1．まえがき

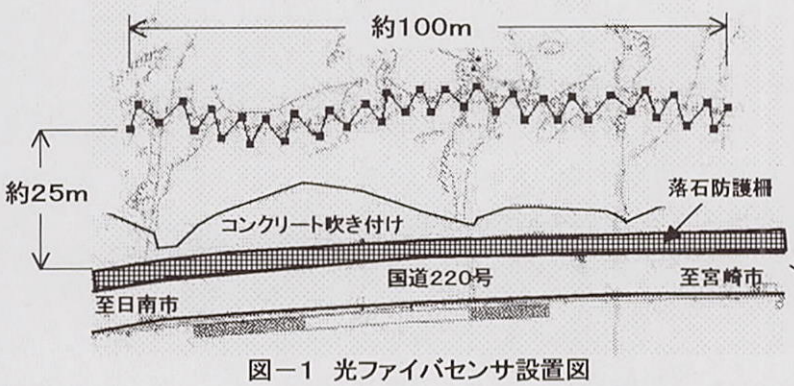
降雨に起因する土砂系の表層崩壊は、その発生個所の特定が困難であり、線的・面的観測が可能な光ファイバセンサの計測技術が注目されている。独立行政法人土木研究所では、平成11年度末から「光ファイバセンサを活用した道路斜面のモニタリング技術の開発」として、全国6箇所においてフィールド試験方式で民間14社と共同研究を行っており、これまでに光ファイバセンサの斜面モニタリングへの適用性および個別斜面における崩壊予測の可能性について報告している。

一方で、道路管理を行うに当たっては、路線全体を監視する必要があるが、斜面崩壊を予測するような高密度の設置を、路線全体に連続的に行うことはコスト面で現実的ではない。このため、地形状況を評価することで、光ファイバセンサの設置密度の低密度化を図ることが考えられる。

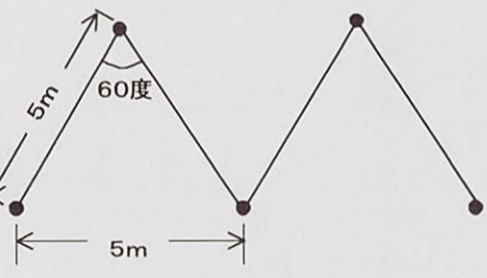
また、光ファイバセンサモニタリングによって得られた地盤ひずみデータが、崩壊に直接結びつくデータなのか判断するためには、地盤形状・地盤材料・降雨強度の影響により、崩壊の前兆現象の形態・時期がどのように変化するか把握されていなければならない。このため、前兆現象の解明を目的のひとつとして、形状（斜面傾斜）・材料・降雨強度を変えた土槽実験を行い、各要素が前兆現象に及ぼす影響をについての検討を行った。

2．試験方法

図－1に光ファイバセンサの設置図を、図－2に計測区間の長さ・間隔やセンサの開口角について示す。設置現場は幅100m×斜面高さ50m程度の斜面で、緩い尾根と谷が連続しており、表層の崖錐堆積物を竹藪が覆っている。地形・地質条件や周辺の崩壊履歴等から崖錐堆積物が直線的に崩壊すると考えられること、崩壊が遷移的に起こると考えられることから、斜面中央部の滑落崖等を跨いでW字を書くように道路延長方向に光ファイバセンサを設置し、全部で39の計測区間を設けた。開口角は縦方向の変位に主眼をおいて60度とし、計測区間についてはある程度小規模な変状も捉えられるよう5mピッチとした。また、センサ下方で発生する滑りの影響を受けないようにするために斜面下端を不動点として、上方の滑りにより生ずる圧縮ひずみから変状を捉えることとした。計測は平成14年11月より開始した。



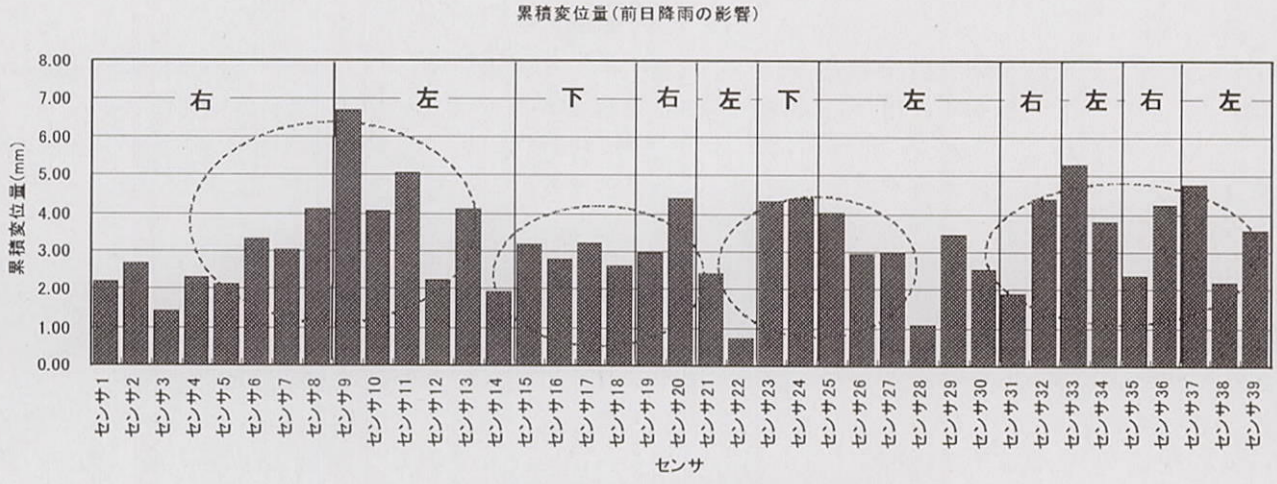
図－1　光ファイバセンサ設置図



図－2　センサ間隔

3．試験結果

図－３に、計測開始から２ヶ月間の計測結果を示す。図は、温度の影響や降雨の有無といった不確定要素をできるだけ取り除くため、降雨イベントがあった翌日深夜における前日深夜からの変位量の全降雨イベントの累積変位量で整理したものである。またセンサ番号は、日南側からナンバリングしている。



図－3 降雨イベントによる累積変位量と移動エリア

計測結果から、この区間では斜面のほぼ全域で変状が発生しているのが確認できるが、各センサの累積変位の状況から大まかに破線で囲んだ４つの山と谷が見られる。この傾向は、地形状況ではほぼ谷で挟まれたエリアと一致しており、地形的な拘束が累積変位に反映されている。移動ブロックの抽出は、センサ１と２、３と４というように２つのセンサ部は可動点が同じ位置であること、開口角を有することから、そのポイントの移動ベクトルがわかり、ある程度の崩壊規模（ブロック）および方向の推定が可能と考える。図の「右」、「下」、「左」は、斜面下方に向かってどちら側に大きく移動しているかを示したものである。

一方、降雨毎の変状の状況を見てみると、表－１に示すように計測期間中に全１７回の降雨を経験しており、比較的小規模な降雨であるが、降雨量にかかわらず変状が発生している。また、その移動ベクトルの向きおよび大きさは降雨毎に異なるので、崩壊エリアの抽出や崩壊規模及び方向の推定をするためには、ある程度の降雨を経験した累積変位で判断する必要がある。

表－1 期間中の降雨状況および変位状況

連続日数	累積雨量 (mm)	累積変位(mm)	
		センサ9	センサ10
4日	86	0.25	0.50
3日	28	1.33	0.39
2日	16	0.39	0.13
2日	41	2.29	0.64
2日	147	0.41	1.71

降雨量(mm)	回数
0～25	12
25～50	3
50～75	1
75～100	0
100～125	1

4．実験方法

降雨時の土砂系斜面崩壊、特に表層の崩壊は、降雨により斜面表層地盤の含水比が上昇し、サクションが低下することに起因する強度定数（ｃ，φ）の低下が原因であると考えられている。今回の実験においても降雨による雨水の浸透に着目し、変位計の他、ＡＤＲ式土壌水分計、水圧計を設置し浸透状況を計測している。図－５に実験に用いた土槽を示す。

今回の土槽実験は、まえがきでも述べたとおり斜面崩壊の前兆現象がいつ・どういった条件で・どのような現象（変位）が生じるのか解明することを目的のひとつとしているため、様々な条件（土質・斜面傾斜・降雨強度及び波形を変化）での実験を行なうこととした。今回は山砂を用いて、一定降雨のも

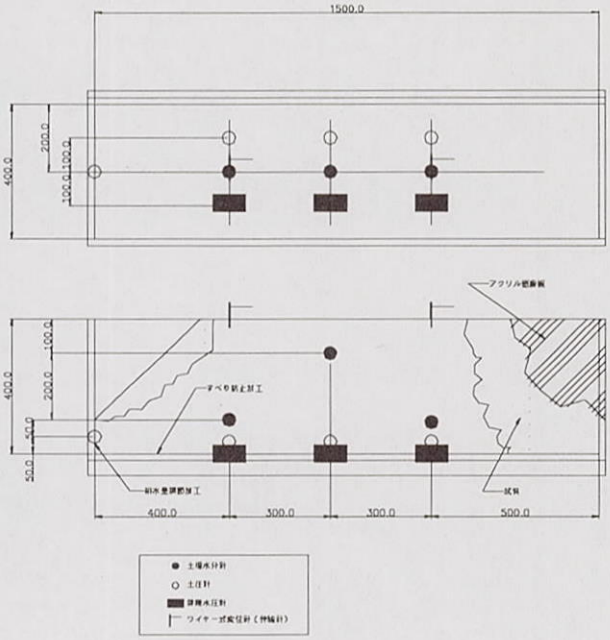
とで試料の密度・傾斜を変えた実験を行った。

実験は図－５に示すように計器を設置し、試料を充填した土槽を水平状態で作成し、計画した傾斜を与えた状態で降雨装置の下方に土槽を設置する。

計器は、表面変位を計測するワイヤー式変位計を３個所、降雨浸透（不飽和浸透）状況を計測するＡＤＲ式土壌水分計を３個所、浸透により形成されると想定される地下水位を計測する間隙水圧計を３個所、擁壁等に作用する土圧が崩壊時もしくは崩壊前に変化があるか確認するための土圧計を４個所に設置した。

計測器番号は斜面上部よりナンバリングした。

予備実験において降雨は一定降雨強度で与え、降雨開始時よりデータ計測を開始し、土槽側面に設置してあるアクリル板より浸潤面の確認を行った。



図－５　実験模型

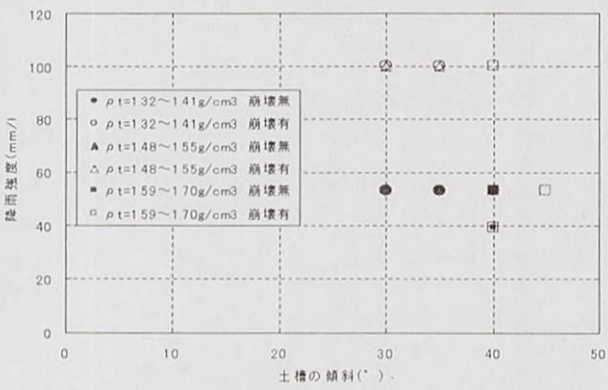
５．実験結果

実験条件と崩壊の有無に関する一例を表－２に、土槽の傾斜・降雨強度・密度と崩壊したかどうかの関係を図－６に示す。図－６から判るとおり、今回用いた試料（山砂）では、降雨強度 100mm/h、もしくは降雨強度 53mm/h 以下でも傾斜が 40 ° より大きい角度になると崩壊を起こすという結果になった。今後データ数を増やしていけば、傾斜・降雨強度・密度の関係から崩壊を引き起こす各要因の下限値の線を引き、チャートとして示すことができる可能性を示すことができた。ただし、図－６では初期湿潤密度を３段階（ρ_t=1.32 ～ 1.41、1.48 ～ 1.55、1.59 ～ 1.70）に分けて記載しているが、密度による崩壊性の差異は顕著に見られなかった。これは、緩い密度での実験では、実験土槽を傾斜を付けて設置する際に自重に耐えられずに、若干の圧縮変形による変位が生じたため、実際の密度と初期密度が異なっていることが考えられる。

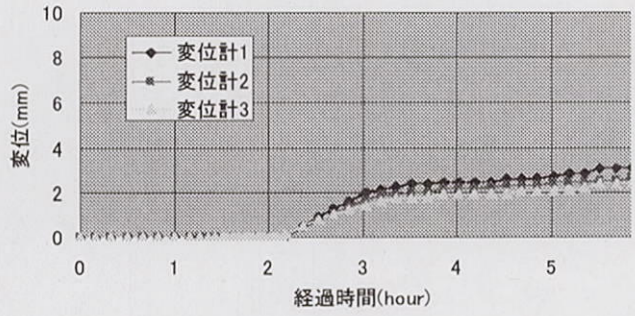
変位計より得られた地表面変位データと ADR 式土壌水分計より得られた体積含水率データの例を図－７～１０に示す。図－７～１０のデータが得られた実験は、降雨強度 53mm/h、傾斜４０° で行ったもので（YB-5A,YB-5B）、異なるのは初期湿潤密度（密度）のみである。

表－２　実験条件及び崩壊の有無の一例

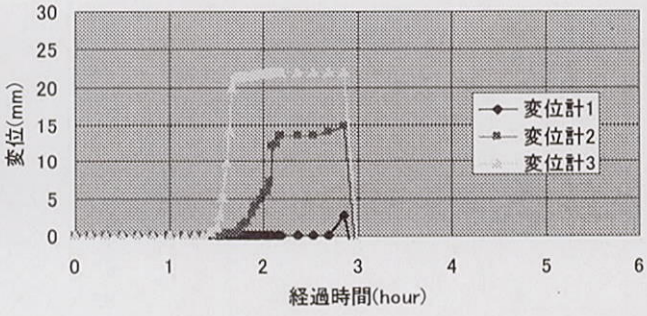
土槽							
長さ:	1500 (mm)	幅:	400 (mm)	深さ:	400 (mm)		
容積:	0.24 (m3)						
試料							
土粒子の密度:	2.734 g/cm3						
粒度特性							
砂分:	92 (%)	シルト分:	5 (%)	粘土分:	3 (%)		
試験条件							
ケース名	初期含水比 (%)	湿潤密度 (g/cm3)	傾斜 (°)	降雨強度 (mm/h)	降雨時間 (hour)		崩壊
YB-1A	13.40	1.390	35	53	23.25		無
YB-1B	13.40	1.500	35	53	23.25		無
YB-2A	15.10	1.320	35	100	1.42		有
YB-2B	15.10	1.500	35	100	1.42		有
YB-3A	13.30	1.380	30	100	1.75		有
YB-3B	13.30	1.480	30	100	1.75		有
YB-4A	13.70	1.350	30	53	9.08		無
YB-4B	13.70	1.550	30	53	9.08		無
YB-5A	16.00	1.410	40	53	6.00		無
YB-5B	16.00	1.620	40	53	6.00		有
YB-6A	14.30	1.592	40	100	1.17		有
YB-6B	14.30	1.613	40	100	1.17		有
YB-7A	15.00	1.642	40	39	9.37		無
YB-7B	15.00	1.646	40	39	9.37		有
YB-8A	14.60	1.693	45	53	1.67		有
YB-8B	14.60	1.704	45	53	1.67		有



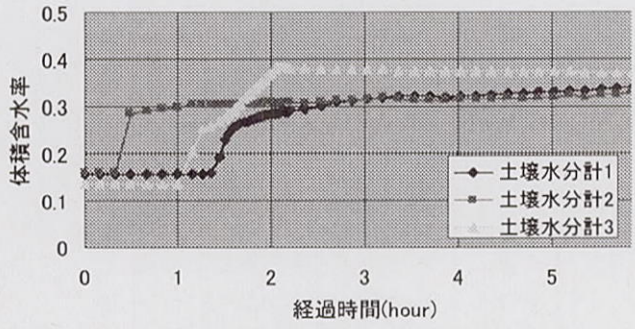
図－６　土槽傾斜と降雨強度の関係と崩壊の有無



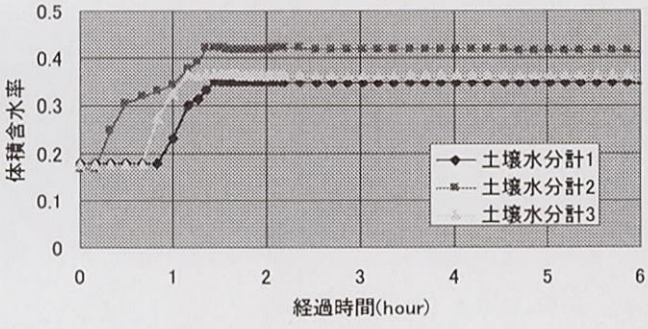
図－7　変位の経時変化（崩壊無　YB-5A）



図－8　変位の経時変化（崩壊有　YB-5B）



図－9　体積含水率の経時変化（崩壊無　YB-5A）



図－10　体積含水率の経時変化（崩壊有　YB-5B）

この実験ケースでは、懸念された無降雨時の初期圧縮変形は確認されなかった。降雨開始９０分くらいから密度の高い YB-5B の方が盤ぶくれのような形で斜面下部がふくれあがり、５～１０分程度で最下部から滑るように崩壊した。YB-5A の方では若干の変位は確認されたが崩壊には至らなかった。

実験データを比較すると YB-5A の方は、斜面上部に行くほど変位が大きく、転倒モードと思われる変形形態である。一方 YB-5B は下部に行くほど変位が大きく変位が生じた時間も下部からであることから、進行型滑り崩壊に近い形で表層崩壊が生じたと推察される。このような結果になった原因として、図－９、図－１０から、密度が比較的高い YB-5B のケースでは、透水係数が低くなり、降雨量に対して下層への浸透が追いつかず、表層付近で体積含水率が高くなったためと考えられる。また、崩壊したケースでは変位が生じた際の変位速度が大きく、崩壊しなかったケースでは変位速度は小さい。この結果から、実験ケースを増やし、変位やひずみに関して詳細な検討を行うことによって、変位もしくはひずみのモニタリングを活用した崩壊の予知が可能になると考える。

6．結論

本試験の結果、B-OTDR による崩壊危険エリアのスクリーニングおよび崩壊規模の推定が可能であることがわかった。今後は、さらに長い延長で実践的に崩壊危険エリアの抽出検討を実施し、対策工の効果を想定した設置や設置間隔の検討、個別斜面の崩壊予測のための高密度モニタリングへの移行や対策工の実施の考え方等の運用面に関する検討も実施する予定である。また、土槽実験もケース数を増やし、前兆現象の解明をするための基礎データの蓄積を行っていく。

7．謝辞

本研究を行うにあたり、丁寧にご指導いただいた恒岡上席研究員をはじめ、小橋主任研究員、加藤研究員ならびに土質研究室の皆様に感謝の意を表します。

所属　　川崎地質（株）

低改良率フローティング式深層混合処理工法に関する模型実験

（指導期間　平成１４年４月～平成１５年３月）

チーム名　土質チーム
氏　　名　山内　慶太

１．まえがき

近年、軟弱地盤対策工法として用いられはじめている低改良率フローティング式深層混合処理工法は、従来工法に比べて、コストを大幅に縮減できる工法である。しかし、その沈下低減メカニズムは明確でない点が多く、沈下量の事前推定手法などの設計法は、未だ確立されていないのが現状である。

２．研究目的

土質チームでは４年前より、その設計法を確立するため、改良率、改良柱体長及び地盤物性を変えて模型実験を行い検討してきた。その結果より、改良効果（沈下量低減効果）は改良率が 20～30%程度までは、改良率に比例して上がり、改良率が概ね 30～40%程度になると 100%改良した場合と同程度の効果が得られることが推測されている。また、改良率が同じでも改良柱体長を長くすることにより、沈下低減効果をより発揮させることが出来ることも分かった。[1)]

今年度の実験では、昨年度と改良柱体の「径」を変化させて同様な沈下実験を行い、改良柱体の「径」の沈下低減効果への影響を検証する。また、新しい沈下量推定方法を提案し、これまでの実験結果との比較検討を行い、この推定方法の適用性を検証するものである。

３．研究方法

３．１　実験方法

模型地盤には含水比を 100%に調整したカオリン粘土を用い、地盤作製時には気泡が混入しないように実験土槽に投入した。粘土投入後は、砂鉄を用いて地盤上面に $q=2.0kN/m^2$ の事前圧密荷重をかけて、圧密が終了するまで放置した。改良柱体は、塩化ビニル管を地盤作製時に配置しておき、事前圧密終了後に塩化ビニル管を抜きながらスラリーを流し込み作製した。また、表層固化盤は別型枠にスラリーを打設し、養生終了後に固化盤設置部分の地盤の掘削整形を行ったのち設置した。改良柱体及び表層固化盤のスラリー配合量は、材齢７日での一軸圧縮強度が $qu=200kN/m^2$ となるように、配合試験より設定した。

表－１　カオリン粘土物性値

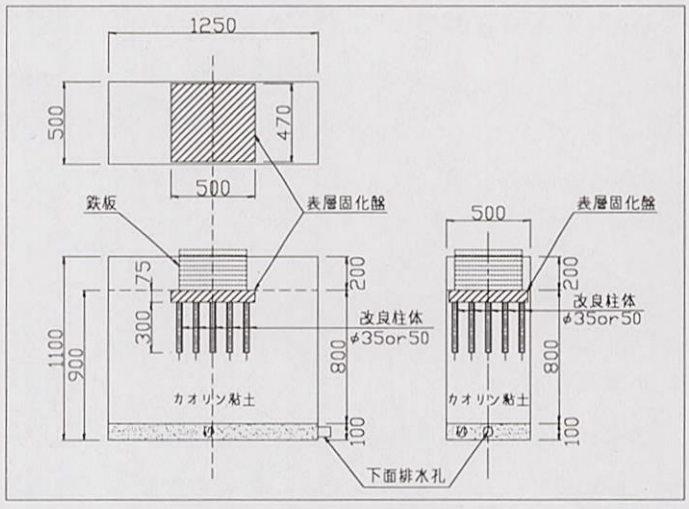
名称			記号	数値
一般	比重		Gs	2.61
	事前圧密後含水比		W	68.2%
	初期間隙比		e_0	1.39
	粘着力		C	1.1kN/m²
ｺﾝｼｽﾃﾝｼｰ	液性限界		W_L	52%
	塑性限界		W_P	36%
	塑性指数		I_P	16
圧密	圧縮指数		Cc	0.29
粒度	砂分	75μm～	-	-
	シルト分	5～75μm	-	34.6%
	粘土分	5μm未満	-	65.2%

盛土載荷は、表層固化盤と地盤とをなじませるために、表層固化盤を設置してから１日間放置したのち、８枚の鉄板を用いて合計荷重が8.8kN/m²となるように行った。

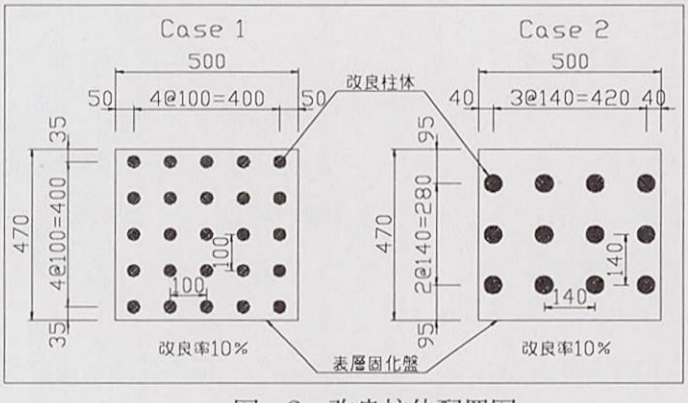
表－1 に実験に用いたカオリン粘土の物性値を示す。また、実験モデルを図－1 に示す。

３．２　実験ケース

実験ケースは、改良率を 10%として、改良柱体径を 35mm（Case1）及び 50mm（Case2）とした２ケースを行った。図－2 に改良柱体配置図を、表－2 に柱体の諸元を示す。



図－1　実験モデル



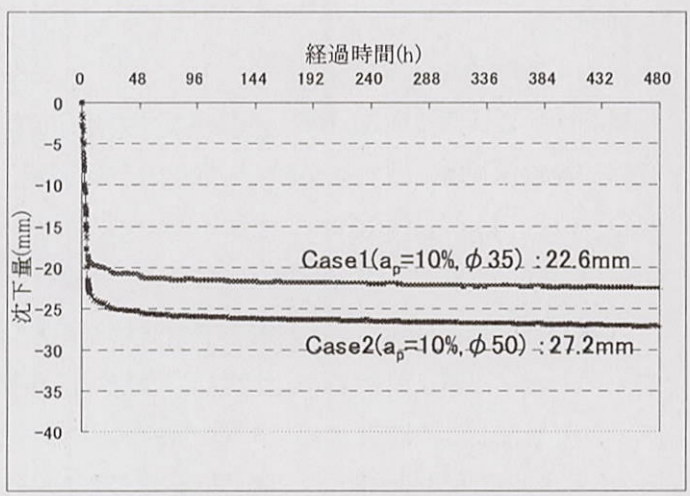
図－2　改良柱体配置図

表－2　柱体諸元

	Case1	Case2
柱体径	φ35mm	φ50mm
柱体本数	25本	12本
柱体表面積	8246.7cm²	5654.9cm²

４．実験結果及び考察

図－3 に固化盤中央部での沈下量の経時変化を示す。この図より、同じ改良率（=10%）でも、改良柱体径が小さく、柱体数の多い Case1 のほうが沈下量を減少させることが出来ると言える。これは表－2 に示されるように、Case1 では Case2 に比べて柱体表面積が大きくなり、柱体の周面摩擦力が大きくなるためと思われる。また、Case1 のほうが柱体間の距離が小さく、改良部の一体化効果がより高まるためであるとも考えられる。

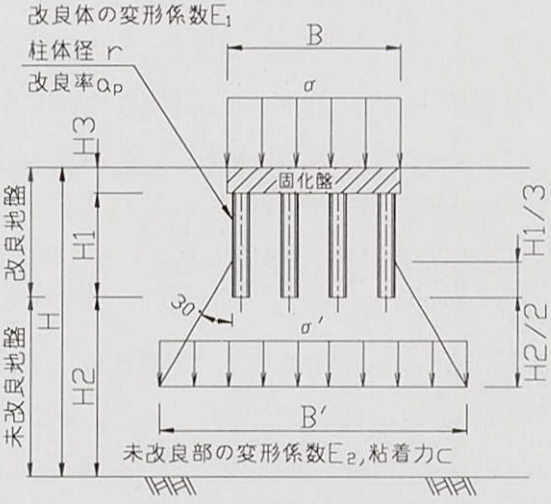


図－3　固化盤中央部沈下量の経時変化

5．沈下量推定方法の提案

5．1　沈下量推定方法

今回提案する沈下量推定方法は、図－4 に示す改良地盤と未改良地盤とに分けて、各々の沈下量を計算し、それらを足し合わせることにより推定する。



図－4　荷重分散の考え方

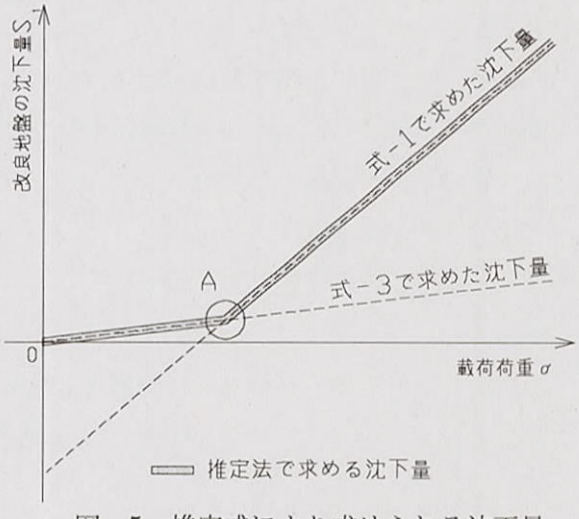
5.1.1　改良地盤の沈下量

改良地盤の沈下量S_1は、下式により求める。

$$S_1 = MAX\begin{cases} \dfrac{H1\cdot\sigma}{E_2}\beta' = \dfrac{H1\cdot\sigma}{E_2\left((n-1)\cdot a_p+1\right)} & \cdots 式-1 \\ \quad ここに、n = \dfrac{4\cdot c\cdot H1\cdot\left(1-a_p\right)}{\sigma\cdot r-4\cdot a_p\cdot c\cdot H1} & \cdots 式-2 \\ \dfrac{H1\cdot\sigma}{a_p\cdot E_1+\left(1-a_p\right)\cdot E_2} & \cdots 式-3 \end{cases}$$

上式において、式－1 は「深層混合処理マニュアル」[2]にある沈下低減係数β'を用いた沈下量推定式である。式－1 の中のn（応力分担比）は、「改良柱体に作用する荷重は、柱体の周面摩擦による極限支持力に等しい」と仮定した式－2 により算出する。また、式－3 は改良地盤を改良柱体とその間の未改良部が一体となって挙動する複合地盤と考えた沈下量推定式である。

ここで、式－1 と式－3 より求めた沈下量と、載荷荷重σとの関係を図－5 に示す。この図－5 において、A点（式－1 と式－3 の交点）は、柱体に作用する荷重が極限支持力に等しくなっている点であり、改良地盤が複合地盤として挙動できる限界を表していると考えられる。つまり、A点より小さい荷重の場合は、複合地盤と考えて式－3 により沈下量を求め、A点以上の荷重が作用する場合には、柱体の極限支持力以上の荷重は、全て未改良部に作用すると考え、式－1 により沈下量を求める。



図－5　推定式により求められる沈下量

ただし、このA点を明確に算出する方法がないので、今回提案する推定式では、式－1 で求めた沈下量と、式－3 で求めた沈下量を比較し、沈下量の大きい方をS_1とすることにした。

5.1.2　未改良地盤の沈下量

未改良地盤の沈下量S_2は、一般に用いられている慣用法（式－4）により求める。

$$S_2 = H2\frac{Cc}{1+e_0}\log_{10}\frac{\sigma_{v0}+\sigma'}{\sigma_{v0}} \quad \cdots 式-4$$

ここに、Ccは圧縮指数、e_0は初期間隙比、σ_{v0}は未改良地盤中央の深さにおける載荷前の有効土被り圧、またσ'は図－4 に示される荷重分散を考慮した載荷後の未改良地盤中央の深さにおける応力を表す。

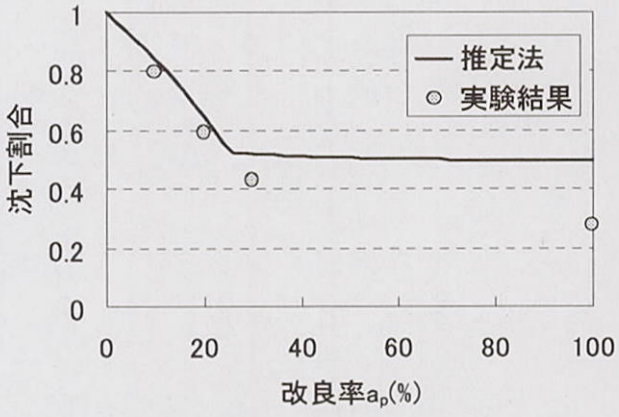
5．2　推定方法の適用性について

表－3 に本年度の実験で得られた沈下量と、今回提案した沈下量推定式により求めた沈下量を比較する。また、昨年度の実験結果 [3]（実験方法は本年度と同じ。但し、柱体径が 25mm、載荷荷重が 15.4kN/m²）及び推定法により求めた沈下割合（無改良の場合の沈下量を 1 とする）と、改良率の関係を図－6 に示す。

これらの図表をみると、今回提案した沈下量推定法は、今までの実験結果を良い精度で推定できると思われる。また、「改良効果（沈下量低減効果）は改良率が 20～30%程度までは、改良率に比例して上がり、改良率が概ね 30～40%程度になると 100%改良した場合と同程度の効果が得られること」をよく表現できている。

表－3　実験値との比較

	Case1	Case2
実験値	22.6mm	27.2mm
推定式	22.5mm	24.1mm



図－6　改良率と沈下割合

6．まとめと今後の課題

低改良率フローティング式深層混合処理工法の改良柱体径を変化させた実験を行い、同じ 10%の改良率でも改良柱体径を変化させることで、沈下量に影響を与えることが分かった。

そこで、沈下量に影響を及ぼすと考えられる、改良率、改良柱体長、改良柱体径、地盤物性及び改良体の剛性をパラメータとした沈下量推定方法を提案した。そして、この推定方法がいままでの実験結果を精度良く推定し、傾向をうまく表現できることが分かった。

今後は、実際の現場と今回提案した推定方法との比較検証を行っていきたい。

7．謝辞

本研究を行うにあたり、多大な御指導、御協力を頂いた材料地盤研究グループ土質チームの恒岡上席研究員、桑野主任研究員、古本研究員、大野研究員並びに土質チームの皆様に深く感謝の意を表します。

所属　若築建設株式会社

参考文献

1）大野、三木、恒岡、古本：表層安定処理を併用したフローティング式深層混合処理工法に関する実験的検討、土木技術資料 VOL.44 NO.5、pp.32～37、2002.5

2）（財）土木研究センター：陸上工事における深層混合処理工法設計施工マニュアル、pp.98～99、1999.6

3）宮野、恒岡、古本、大野：カオリン粘土を用いたフローティング式深層混合処理工法模型実験、第 37 回地盤工学研究発表会報告論文集、pp.1107～1108、2002.7

堤防強化対策の選定手法に関する研究

－河川堤防の土質特性と浸透安定性－

（指導期間　平成13年4月～平成14年9月）

組織名　材料地盤研究グループ　土質チーム
氏　名　若　狭　　聡

1．まえがき

近年の異常気象と土地利用の高度化によって、河川堤防の防災構造物としての重要性が一層高まってきている。従来の河川堤防は、断面形状を定め、適切な堤体材料を選定すれば、特別な場合を除いて安全性は確保できるという経験的な判断に依拠して整備されてきたことから、河川堤防の被災危険箇所を工学的な手法を用いて明確にし、堤防に求められる機能毎に適切に設定した安全性照査基準を満足するように堤防を質的に強化することによって、所定の機能を確保し、所要の安全性を保持する信頼性の高い河川堤防の整備を行うことが求められている。

2．研究目的

国土交通省では、直轄堤防の被災危険個所あるいは安全性の低い堤防を抽出するための「河川堤防総点検」を平成8年度より実施している。その内の、堤防の浸透に対する詳細点検[1]（以下堤防点検と称す）結果においても、区間毎の堤防の浸透に対する安全性が4段階で評価されている。この中で、安全性が低いと評価された堤防に対しては、その安全度を検証するとともに、効果的かつ経済的な強化対策工法を早急に検討していく必要がある。本研究では、堤防点検結果を整理して、被災危険箇所の傾向を把握するとともに、当該箇所の安定性に関す実験的、解析的検討さらには対策工法の検討を行うことによって、堤防強化対策工法の選定手法を提案するための基礎資料とすることを目的とするものである。

3．研究方法

3.1 堤防点検結果の整理

平成10年度までの浸透に対する点検の結果（全国135箇所）を対象に、河川堤防の土質特性を整理するとともに、安定性に問題があると評価された堤防被災危険箇所を抽出し、堤防構造をモデル化した。

3.2 堤防被災危険箇所に対する強化対策の効果に関する大型模型実験

堤防総点検結果を整理して抽出された災害危険箇所の浸透に対する安定性を評価し、それに対する対策工を検討するために大型模型実験を行った。実験は、図-1に示す高さ3.0m、天端幅3.0m、のり面勾配1:2の半断面堤防を用いて行った。堤体材料には山砂と川砂を用い、平均締固め度が90%以上になるように締固めを行って築堤した。堤体には、水圧を測定するためのマノメータを堤体底面に12個、ＲＩで堤体内の含水比（飽和度）を測定するための観測孔を7孔、のり面での飽和度を測定するためのテンシオメータを1個配置した。実験ケースは、表-1に示す4ケースとした。浸透対策工は、遮水シートによるのり面被覆工と、砕石を用いたのり尻ドレーン工を選定し、無対策の場合との比較を行った。遮水シートは、旧建設省規格の塩化ビニル製のシートを堤防表面から30cm内側に敷設した。なお、のり尻から10cm

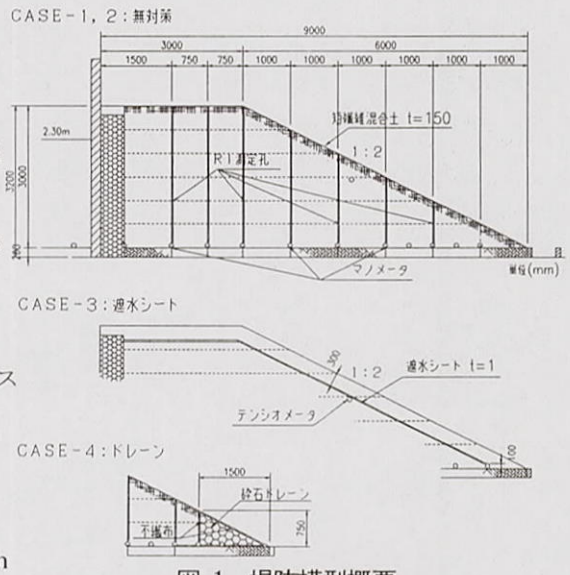


図-1　堤防模型概要

程度はシートを敷設せず、のり尻からの排水が可能となるようにした。一方ドレーンは、周囲を不織布で覆うことで、その目詰まりを防止した。実験で与えた外力は降雨と堤防外水位である。降雨強度は当該堤体材料において表面流出することなく、確実に堤体内に浸透する10mm/hr程度に設定した。一方、外水位は実験開始1.0時間後に計画高水位相当の2.3mに上昇させ、以降一定水位になるように設定した。

表-1　模型実験ケース

ケース	堤防材料	対策工
1	山砂	無対策
2	川砂	
3	山砂	のり面被覆（遮水シート）
4		のり尻ドレーン（砕石）

山砂：Gs=2.691，$k=6.4\times10^{-4}$cm/s
川砂：Gs=2.696，$k=9.0\times10^{-3}$cm/s

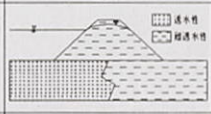
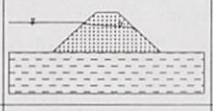
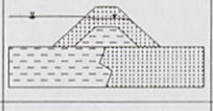
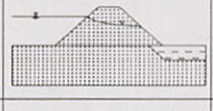
4．研究結果および考察

4.1 堤防点検結果の整理

堤体の土質分類は細粒分を含む砂[SF]が全体の30%と最も多く、次いで粘土[C]、砂[S]、シルト[M]の順であった。

堤防点検で浸透安定性に問題があると評価された堤防構造モデルは概ね表-2に示すタイプに分類された。その約7割は、堤防の土質条件によって堤体内の浸潤線が上昇することで漏水やすべり破壊が発生すると評価されたもの（タイプA～D）で、堤体材料の強度、のり面勾配等が不安定化の要因となったもの（タイプE）は3割弱であった。前者の中で特徴的なものは、従来から浸透が問題となる（河川水の浸透で堤体内浸潤線が上昇しやすい）堤防構造モデルとして挙げられていたCやDのタイプよりも、堤体への降雨浸透によって浸潤線が上昇したAやBのタイプが全体の約半数を占めていたことと、堤体材料として比較的良いとされている難透水性材料（ここでは$k=1.0\times10^{-4}$cm/sec以下と定義）の堤体のタイプAで、堤体内浸潤線が非常に高くなり、全体の約3割を占めていたことである。

表-2　浸透安定性に問題がある堤防モデル

タイプ	モデル	特　徴	比率(%)
A		・難透水性土質の堤体（基盤は特定しない）。 ・降雨浸透により、堤体内浸潤線が非常に高くなる。	32
B		・難透水性基盤と透水性土質の堤体の組み合わせ。 ・降雨浸透或いは基盤への排水不良により、堤体内浸潤線が高くなる。	23
C		・堤体全体は透水性土質からなるが、中央部あるいはのり尻部に難透水性の土質が分布する（基盤は特定しない）。 ・堤体内の難透水性の土質が浸潤線を押上げる。	10
D		・透水性基盤において裏のり尻下に難透水層が分布する、行止り地盤を形成。 ・基盤の浸透水が堤体内に上昇して浸潤面を押上げる。	8
E	――	・堤体材の強度、のり勾配が不安定化の要因。	27

※1．ここでは、透水係数$k=1.0\times10^{-4}$cm/s以下の土質を難透水性と定義した。
※2．全標本数は60断面である。

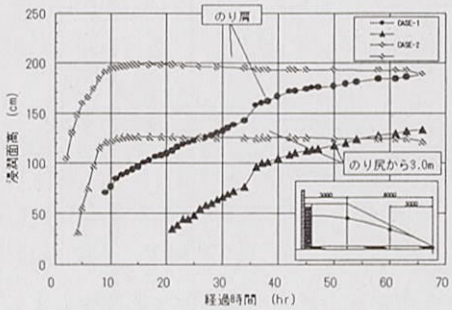


図-2　堤体内浸潤線上昇過

4.2 堤防弱点箇所に対する強化対策の効果に関する大型模型実験

難透水性である山砂のケース1と透水性の川砂のケース2のマノメータで測定された堤体内の浸潤線（堤体内部の水位）の上昇過程を図-2に示す。ケース1では定常状態に達するのに実験開始後67時間要するのに対し、堤体の透水性の高いケース2では10時間程度で定常状態に達した。しかしながら、定常状態での両者の浸潤線はほぼ同じ高さであった。一方、両ケースの飽和度の経時変化を図-3，4に示す。ケース1では降雨浸透によって堤防表面から飽和度が上昇して行く過程が観測されている。さらに、実験開始後43時間で不飽和部分の飽和度は90%以上に達し、以降実験終了まで変化は見られなかった。ケース2では堤体の透水性が高く降雨がスムーズに重力方向に浸透することから、浸潤線の近傍で飽和度が高い程度で、ケース1のように飽和度の高い箇所が全体に広がる現象は顕著には見られなかった。また、浸潤線の定常段階で

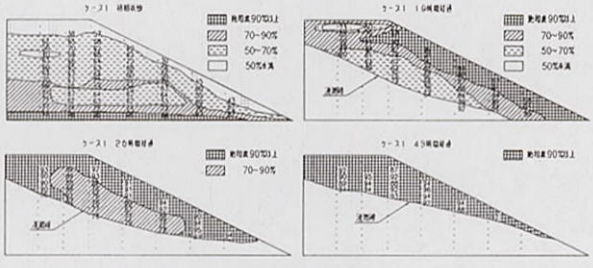


図-3　堤体内の飽和度の経時変化（ケース1）

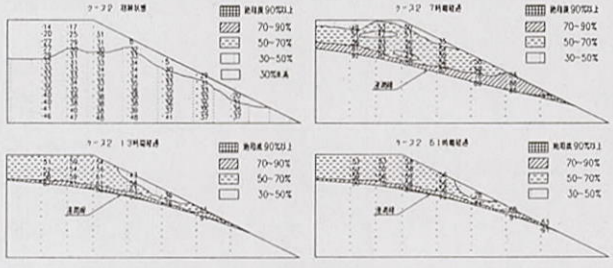


図-4　堤体内の飽和度の経時変化（ケース2）

50～60%の飽和度に達した以降は、それ以上の上昇は見られなかった。なお、実験ではマノメータで測定された堤体内浸潤線が定常になるまで実験を継続した(約60時間)が、のり面の表層すべり以外、顕著な堤防崩壊は生じなかった。

山砂を用いたケースの定常状態の浸潤線を図-5に示す。無対策のケース１に対して、ケース３の遮水シート及びケース４のドレーンで浸潤線線を下げる効果が確認できた。図中には、予備実験で堤体材料の細粒分がドレーンのり面部から流入してドレーン内で目詰まりの発生したケースの結果も併記したが、目詰まりを起こしたドレーンはその効果が殆ど消失することがわかる。

次に、定常に至る中間段階と定常状態でのケース４の浸潤線上部の飽和度分布を図-6に示す。初期飽和度は堤体中央部から上で50～60%であったが、中間段階では降雨浸透により堤防表面及び浸潤線直上で飽和度が 90%以上に発達していることが分かる。さらに、定常状態では浸潤線上部の堤体全体で完全飽和に近づた状態になることが観測された。これは、前述したように、堤防表面から流入した降雨が堤体内に残留する現象が発生したものである。以上のことから、透水係数の比較的低い難透水性の材料からなる堤体に対しては、のり尻ドレーンによって浸潤線を下げる効果は認められるものの、堤体の飽和度は高い状態であり、堤体全体の湿潤化による土の重量増と強度低下によって、堤体のすべり崩壊を起こしやすい状態のままであることになる。一方、図-7にはのり面のテンシオメータで飽和度の経時変化を測定した結果を示す。ケース１，４では初期の段階で飽和度が 90%以上に達しているのに対し、遮水シートを敷設したケース３では、シート下部の飽和度を最大でも 80%に留めていることが分かった。

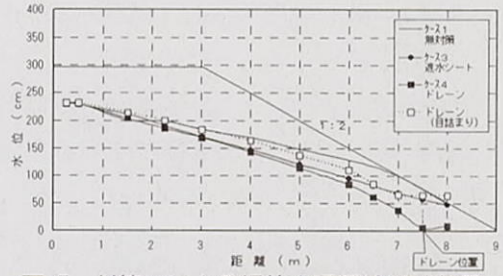


図-5　対策工による堤体内浸潤線低減効果

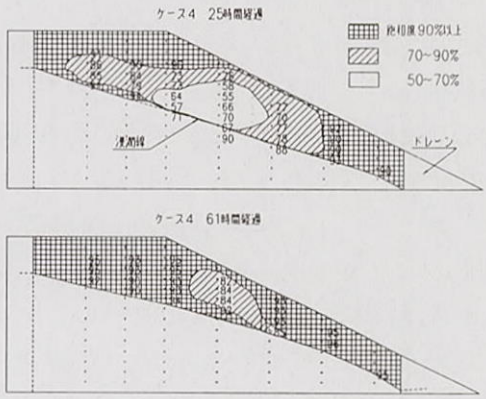


図-6 ドレーンを設けた場合の飽和度の経時変化

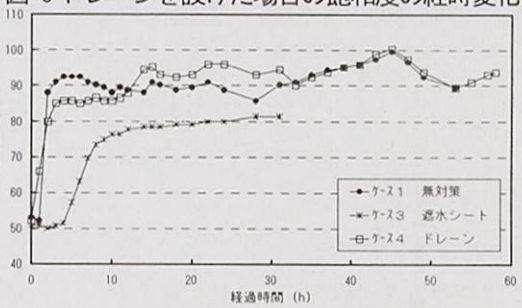


図-7　のり尻部のﾃﾝｼｵﾒｰﾀによる飽和度経時変化

５．まとめ

1) 堤防点検結果の整理により、透水性が比較的低い k=1.0×10^{-4}cm/sec オーダーの土質で築堤された堤体を有する堤防区間で、堤体の安定性に問題があるとして評価されるケースが多いことが分かった。これは、そのような堤体は、長時間の外力作用条件下では河川水が浸透しやすいとともに、降雨が堤体内に残留することにより、堤防全体がほぼ完全飽和状態に至り、すべり破壊に対する安全率が低下するためであると推察された。

2) 大型模型実験により、1)の降雨が堤体内に残留する状況を確認した。なお、実験の堤体は締固管理によって十分な強度を有していたことから、顕著な破壊は生じなかった。

4) 堤体内の水位を低下させるのり尻ドレーン工法は、河川水が安定性に大きく寄与する比較的透水係数の高い堤体については効果的であるが、今回対象としたような比較的透水係数の低い堤体に対しては、堤防全体の飽和度の高い不安定な状態を改善する効果は期待できないことが分かった。

5) 降雨浸透によって弱体化する比較的透水係数が低い堤体に対する対策は、降雨浸透を抑制する遮水シート被覆工法が効果的であることが分かった。ただし、河川からの浸透水を排除する工夫が併せて必要となる。

6．今後の河川堤防浸透強化対策工法に関する研究計画の立案

6.1 はじめに

堤防の浸透対策工法として、堤体の中央部にセメントや土の材料、もしくは矢板等の材料を下の不透水層まで貫入させる「センターコア型遮水壁工法」がある。当該工法はヨーロッパでは頻繁に用いられているものの、わが国においては以下の理由等により実績がないものと考える。1)ヨーロッパでは数ヶ月に渡る洪水継続時間があるのに対し、わが国では長くても2～3日間であることから、浸透に対する積極的な対策工法が採用されなかった。2)軟弱地盤上の築堤が多いことや、地震国であることから、変形時の土とのなじみやすさに配慮して、堤体内部への異物混入をさけた「土堤原則」となった。3)ヨーロッパの堤防に比べ、規模の小さな堤防もあることから、堤防天端での施工ヤードを確保することが困難であった。

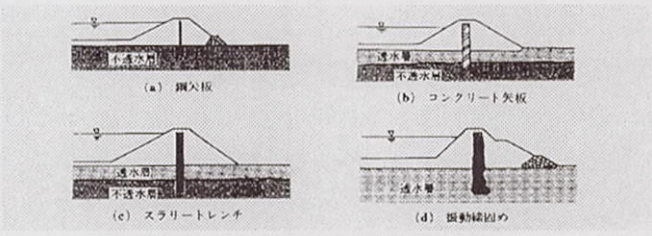


図-8 センターコア型遮水壁工法[2)]

しかしながら、わが国の既設堤防の信頼性向上を積極的に図る目的で、ここでは「センターコア型遮水壁工法」の実用化に向けての研究計画を立案する。

6.2 遮水壁工法の種類と特徴

センターコア型の遮水壁の種類には、a)鋼矢板工法、b)スラリートレンチ工法、c)コンクリート壁工法、d)グラウト工法等があるが、遮水の信頼性、施工性、適用性、経済性の観点から、スラリートレンチ工法が有効である。スラリートレンチ工法とは、地盤にトレンチを掘削し、掘削土にベントナイトとセメントを加えた混合液で埋め戻して遮水壁を造る工法である。

6.3 研究計画

研究の主体となる実験のフローを図-9に示す。

6.4 成果のイメージ

本年度の実験内容に関する成果のイメージは以下の通りである。室内試験により、遮水壁の物理特性を把握するとともに、セメント、ベントナイト含有量と透水性、強度の関係を調べる。浸透実験では、遮水性能の実態の確認、長期耐久性調査を実施するとともに、ＦＥＭ解析との同定を行なう。

6.5 課題

現時点で判明している主な課題は、①最適な遮水壁材料調査、②トレンチ掘削のための施工機械開発、③耐震性能を含む長期耐久性等である。

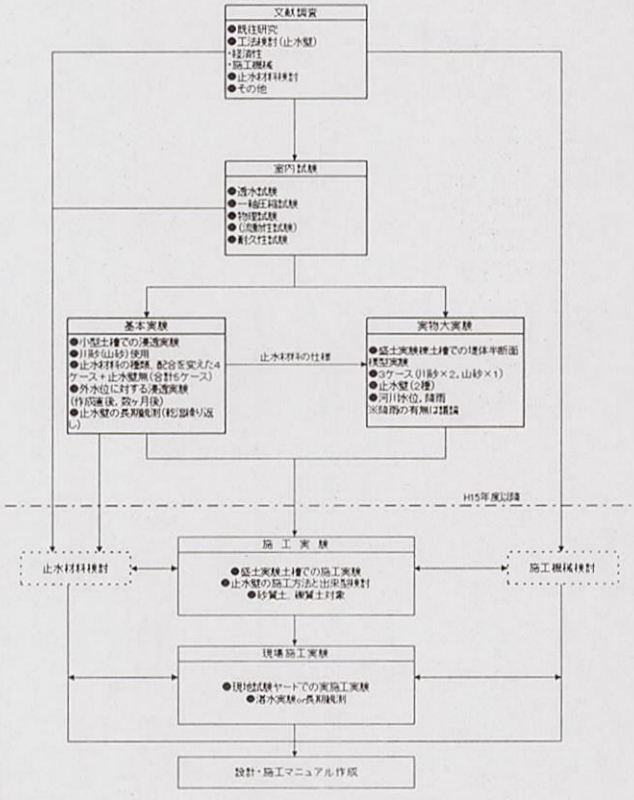


図-9 研究全体の流れ

7．謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂いた土質チームの恒岡上席研究員、古本研究員、小畑元研究員、並びに土質チームの皆様に深く感謝の意を表します。

参考文献

1. 河川局治水課：河川堤防の浸透に対する調査要領，平成9年10月.
2. 玉光他：堤防の設計と施工，土木学会編新体系土木工学74，技報堂出版.

所属　株式会社パシフィックコンサルタンツインターナショナル

ゆるみ岩盤の調査と評価に関する研究（指導期間　平成14年4月～平成15年3月）

チーム名　地質チーム
氏　　名　片山　弘憲*

1．まえがき

最近のダムにはゆるみ岩盤がしばしば見受けられる。ゆるみ岩盤は主に割れ目の開口状態に特徴づけられるため、これを充分に調査することがゆるみを評価する上で最も基本となる。しかし現状では、割れ目の調査方法および評価方法がダム毎で様々であるため、割れ目の調査・評価方法を確立し、ゆるみ岩盤をよりシステマティックに評価する方法が必要である。そこで本研究では、数ヶ所のダムについて統一した手法で割れ目調査を実施し、その結果に基づくダム毎の割れ目開口状態の実態把握、調査・評価方法の検討を行った。

2．研究目的

本研究では、各ダムで統一した手法で割れ目調査を行い、その調査結果より、①ゆるみ岩盤の割れ目開口状態の実態・特徴を把握する、②ゆるみ領域における平均的な割れ目開口量を把握し、ゆるみ領域を定量的に評価する、③割れ目調査の留意点を見出す、などを目的とし調査・解析を試みた。

3．研究方法

地質の異なる計８箇所のダムについて（表-3.1）、現地割れ目計測を実施した。調査は、ゆるみ岩盤が確認される代表的な横坑内において、割れ目の①走向・傾斜、②開口幅、③（割れ目間の）充填物の調査・計測を実施した。これらの調査項目は、ダムにおけるゆるみ評価のファクターとしてしばしば用いられている。現地計測結果で得られた割れ目の累積開口量曲線より、曲線のパターン区分を行い、同じ特徴を示す事例（特にゆるみ状態と割れ目開口状態が密接に関係している事例）を選定し、割れ目開口量とゆるみ領域、弾性波速度の関係について検討した。

表-3.1　調査事例一覧

事例	地　質	横坑長
Aダム	砂岩	100m
Bダム	砂岩泥岩互層	95m
Cダム	火山礫凝灰岩	80m
Dダム	安山岩質凝灰角礫岩	60m
Eダム	石英安山岩	170m
Fダム	溶岩	70m
Gダム	閃緑岩・花崗岩	165m
Hダム	花崗岩	140m

現地における横坑内の割れ目調査の詳細手法は次のとおりである。写真-1（塊状岩盤）に示すように、坑壁のある高さに測線を設け、その測線上に分布する割れ目について、先述した項目を調査・計測をした。また、ゆるみ領域で頻繁に確認される「石積み状岩盤」については、開口量を計測することが困難で、定量的に調査が実施される例が少ない。しかし、実際には、石積み状岩盤はゆるみの進行度が大きい範囲であるため、塊状岩盤と同様に開口量を表現することができれば、割れ目状態のより実質的な評価が可能である。よって、石積み状岩盤については、写真-1に示す塊状岩盤と調査方法を区別して、測線上に分布する岩塊の径、岩

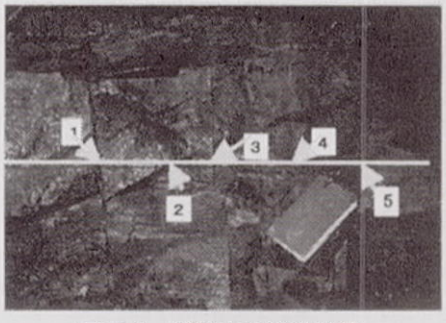


写真-1　横坑内の塊状岩盤

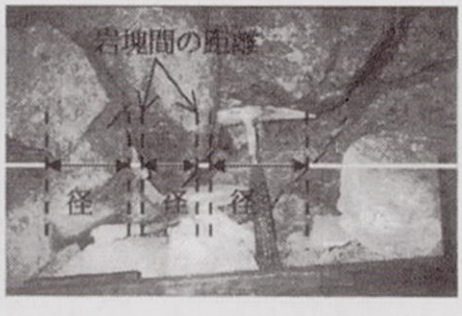


写真-2　横坑内の石積み状岩盤

塊間の距離および充填物を計測・調査した。ここで、岩塊間の距離を開口量として計上する。なお、「石積み状岩盤」とは、写真-2のように、割れ目が分離して岩塊が大きく転動し、もとの地質構造を残さず割れ目の方向が不明瞭となったものと定義している。

4．研究結果および考察

4．1　割れ目調査方法の比較

図-4.1 に、同横坑で異なる２通りの計測方法で得られた割れ目開口量の累積曲線を比較する。ここで、３章で述べた調査方法をＡ方法、ダムの既往調査で実施された調査方法をＢ方法とする。Ｂ方法では、基本的にはＡ方法と同様に一測線上に分布する割れ目を計測しているが、石積み状岩盤や測線上の割れ目がやや不明瞭な箇所については調査対象から除外し、周辺で比較的明瞭に割れ目が認識できる箇所を都度選定して計測を実施している。図-4.1 によると、Ａ方法は、石積み状部分を開口量に計上することで全体の累積量が大きくでている。また、Ａダムでは、既往調査において、ゆるみ領域を３段階(「強」、「中」、「弱」)に区分している。この区分と比較すると、Ａ方法では、ゆるみ境界における累積曲線のコントラストが、Ｂ方法に比べて明瞭である（特に「強」と「中」のゆるみ）。これより、横坑内の割れ目調査の留意点として、Ａ方法で行ったように、①石積み状岩盤も割れ目開口量として累積する、②計測地点をなるべく代表測線上からずらさずに計測を行う、という方法により、累積曲線上でゆるみのコントラストをより明瞭に表現でき、ゆるみ評価法として有効に用いることができる。

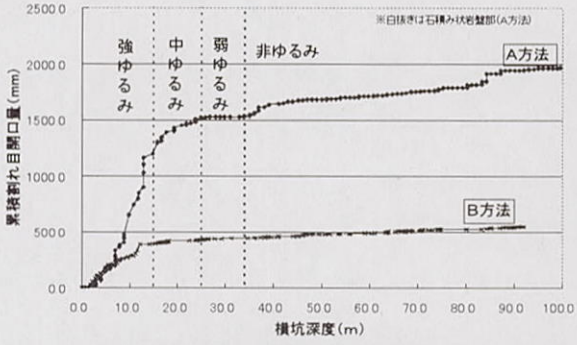


図-4.1　割れ目開口量累積曲線の比較（Ａダム）

4．2　各ダムの割れ目開口量累積曲線

横坑内の割れ目計測を実施した計８箇所のダムの累積割れ目開口曲線を図-4.2 に示した。これらの事例は、累積量の絶対値や曲線形状により大まかな区分ができる。まず、累積量の絶対値が①大きいもの（1,000mm オーダー）と②小さいもの（100mm オーダー）を大別すると、①に相当する事例は、A、B、C、D、Ｅダムである。ここで、A，B，C，Ｅダムは、岩盤の割れ目開口状態が漸移的に変化し、割れ目開口量がゆるみの程度を特徴づけるタイプである。特にＥダムは全体的に絶対値が非常に大きく、これは、他の事例よりもゆるみの進行度が大きいなどの理由が考えられる。またＤダムは、A，B，C，Ｅダムとはゆるみタイプが異なり、ある特定の不連続面が発達して、岩すべり的なゆるみタイプを示す事例である。②に相当する事例は、F、G、Hダムである。これらは累積量の絶対値が全体的に低く、割れ目開口状態の他にも風化状態などの要素がゆるみ評価に関係し、割れ目開口量とゆるみの関係が比較的薄いと考えられる。以上のことから判断して、割れ目開口状態がゆる

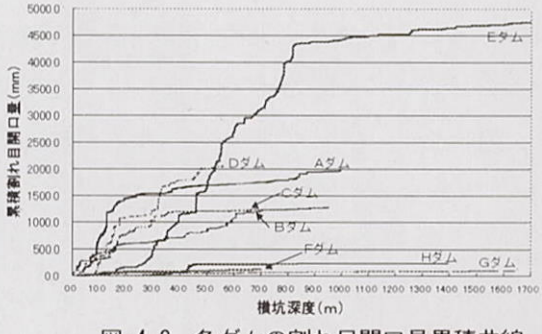


図-4.2　各ダムの割れ目開口量累積曲線

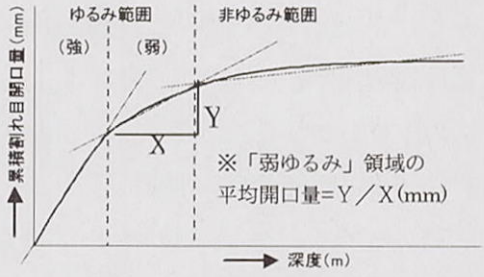
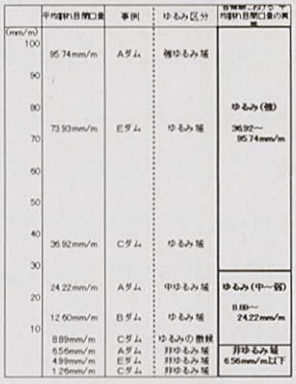


図-4.3　累積曲線勾配のとりかた

み状態に大きく関係し、漸移的な割れ目開口量の変化より直接的にゆるみの程度を把握できると考えられる事例は、A、B、C、Eダムで、これらのダム毎で定められているゆるみ区分と各ゆるみ領域における平均割れ目開口量の関係について表-4.1 に示した。ここで、平均割れ目開口量は、図-4.3 に示すように、各ゆるみ領域における曲線勾配に基づいて得た値である。なお、ダム毎のゆるみ区分を参考に、平均割れ目開口量とゆるみ領域の関係を区分すると、表-4.1 の右欄に示すとおりとなる。ゆるみ域の最小値は 8.89mm/m で、非ゆるみ域の最大値は 6.56mm/m となる。

表-4.1　平均割れ目開口量とゆるみ域の関係



4．3　平均割れ目開口量と弾性波速度

累積開口量と弾性波速度の関係グラフの一例としてAダムの事例を図-4.4 に示す。ダムで決められたゆるみ区分と弾性波速度が変化する深度で図-4.4 のように領域を区分し、各領域における累積曲線勾配より、平均割れ目開口量を求めた。同様な方法でB、Cダムについても平均割れ目開口量を求め、計３事例について、平均割れ目開口量と弾性波速度の関係を図-4.5 に示した。これらは相関関係が認められ、ここで、ダム毎に定められたゆるみ区分を参考に、図中でゆるみ域と非ゆるみ域の領域区分を行うと、非ゆるみ域の最大平均割れ目開口量は 8.60mm/m、また最小弾性波速度は 2.5km/s となる。また、同様にゆるみ域を細区分すると、中ゆるみ領域の最大平均割れ目開口量は 32.88mm/m、また最小弾性波速度は 1.4km/s に境界線が引かれる。

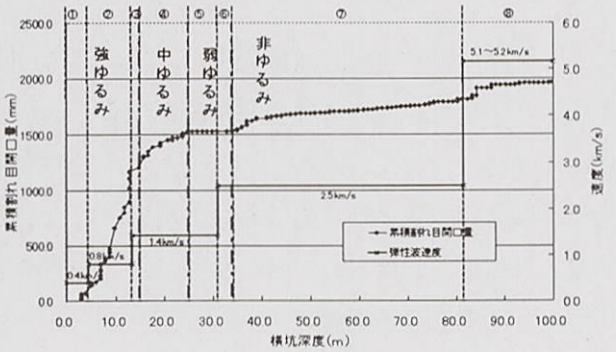


図-4.4　累積開口曲線と弾性波速度の比較（Aダム）

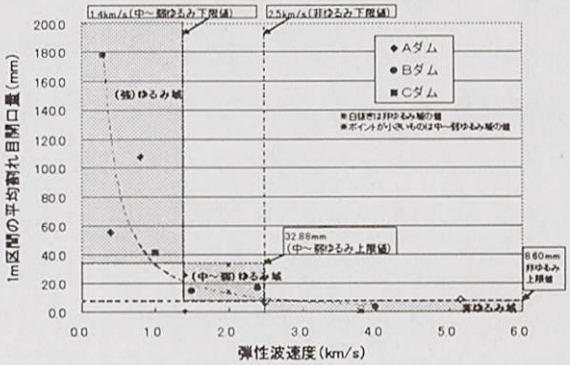


図-4.5　平均開口量（1m区間）と弾性波速度の関係

4．4　ゆるみ境界における平均割れ目開口量の目安

以上の検討結果より、実態に基づくゆるみ域の平均割れ目開口量および弾性波速度は表-4.2 の通りにまとめられる。先述の通り、非ゆるみ域における最大平均割れ目開口量は 6.56mm/m で、ゆるみ域の最小平均割れ目開口量は 8.89mm/m である（4.2 章参照）。また、弾性波速度と平均割れ目開口量の関係図より得られた非ゆるみ域の最大平均割れ目開口量は 8.60mm/m である（4.3 章参照）。以上のことから、今回検討を行った事例の中で相対的な評価を行うと、ゆるみ域と非ゆるみ域の平均割れ目開口量の境界値は、およそ 8.60mm/m 程度で、弾性波速度は 2.5km といえる。この値を指標とし、一例としてBダムのゆるみ境界の評価を試みる。ここで、Bダムにおける従来のゆるみ評価では横坑全体（L=95m）がゆるみ領域と定められているが、割れ目調査の結果からは、累積曲線が緩勾配

表-4.2　実態に基づくゆるみ域の平均割れ目開口量

	各領域における平均割れ目開口量（1m区間）の目安		
	(強)ゆるみ	(中～弱)ゆるみ	非ゆるみ
ダム毎のゆるみ区分と平均割れ目開口量の関係に基づく	36.92～95.74mm/m	8.89～24.22mm/m	6.56mm/m以下
弾性波速度と平均割れ目開口量の関係に基づく	32.88mm/m以上（弾性波速度1.4km/s以下）	8.60mm/m以上（弾性波速度1.4～2.5km/s）	8.60mm/m以下（弾性波速度2.5km/s以上）

を示す（割れ目が少ない）範囲が認められ（図-4.6）、割れ目開口量のゆるみ指標を用いてゆるみ域が区分できる可能性がある。図-4.6 に、1 m区間の平均割れ目開口量が 8.60mm/m となる勾配の直線を示し、この直線勾配よりも累積曲線が急な範囲はゆるみ域で、逆に勾配が緩い範囲では非ゆるみ域と評価することができる。これによると、深度 20～40m 付近など局所的に累積曲線が緩勾配を示すが、およそ深度 60m 以深はほぼ一定して緩勾配を示し非ゆるみ域と評価できる。次に、割れ目開口量の移動平均値を用いて、同様にゆるみ域を検討する。移動平均は、各深度における割れ目開口量を定量値として表現することができ、平均割れ目開口量の指標値からゆるみ領域の深度設定を行うことが容易である。図-4.6 に 10m 区間の移動平均グラフを示す。ここで、グラフの縦軸で割れ目開口量 86mm（1 m区間の平均開口量 8.60mm を 10m 区間で換算）の平行線を引き、その値より移動平均値が大きい範囲はゆるみ域と評価した。図-4.6 より、深度 65m 以深で全体的に 86mm 以下となり、深度 65m をゆるみ境界と判断することができる。また、弾性波速度も深度 60m 以深より 2.5km 以上となることから、実態に基づく平均割れ目開口量や弾性波速度を指標としたゆるみ評価では、およそ 60～65m 付近にゆるみ境界を設定することができる。

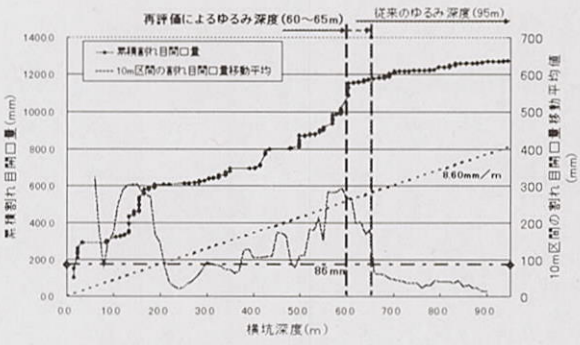


図-4.6　開口量の移動平均グラフ（Bダム）

5．結論

本研究では、開口割れ目の累積量や累積曲線形状によりゆるみ岩盤の特徴を区分できた。特に割れ目開口状態が漸移的に変化する事例については、平均割れ目開口量と弾性波速度がよい相関関係を示し、これらと実態に基づくゆるみ区分を参考に、ゆるみ境界の平均割れ目開口量と弾性波速度の指標を得ることができた。なお、割れ目開口量を定量的に評価する際、累積曲線、割れ目開口量の移動平均は有効に用いることができる。また、割れ目調査の留意点としては、①石積み状岩盤も割れ目開口量として累積すること、②計測地点をなるべく代表測線上からずらさずに計測を行うこと、により、累積曲線の勾配変化のコントラストがより明瞭となり、ゆるみ領域区分がし易くなる。

しかしながら、現段階では、調査した事例数が少ないことや、割れ目評価の際に、割れ目の方向や割れ目面の状態（流入粘土、褐色化）などの要素を考慮していないことが問題点としてあげられ、今後更に、調査事例や評価ファクターを加えてゆるみ岩盤の評価方法を確立していくことが必要であると考える。

6．謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導・ご協力を頂いた材料地盤研究グループ地質チームの脇坂上席研究員、佐々木主任研究員、倉橋主任研究員ならびに地質チームの皆様には深く感謝の意を表します。

参考文献

1）片山　弘憲・佐々木靖人・脇坂安彦(2002)：ダムにおけるゆるみ岩盤の実態－資料調査による形状，地形，地質の統計を中心に－，平成 14 年度応用地質学会講演要旨，pp.363-366.

＊）㈱荒谷建設コンサルタント

GISによる道路斜面崩壊のリスク推定技術に関する研究　（指導期間 14 年 4 月～15 年 3 月）

チーム名　　地質チーム
氏　　名　　桑野　健 *

1．まえがき

近年、道路斜面において大規模な岩盤崩壊がしばしば発生しており、その被害は豊浜トンネル [1] や越前海岸 [2] で見られるように甚大かつ深刻な影響を与えることがある。現在、このような岩盤斜面災害において効果的な防災管理技術の開発が求められており、その１つとしてハザードマップが注目されている [3]。ハザードマップは災害の発生源や発生規模だけでなく、発生後の到達範囲を表示できる点で極めて有効なリスク推定技術である。またハザードマップ作成にあたって、道路斜面は位置情報を持っていること、幾種の属性情報があること、その数が膨大であることからこれらの評価を効率的かつ高精度で行うため、地理情報システム（以下 GIS）を活用するのが効果的である。

2．研究目的

本研究では、上述のような背景を受けて GIS 技術を用いたハザードマップによる岩盤崩壊の評価技術を構築することを目的とした。今回、岩盤崩壊ハザードマップにおいて最も重要な要素の 1 つである「崩壊物質の到達範囲」に着目し、その把握を試みた。なお研究にあたっては、過去の岩盤崩壊事例から統計的傾向を把握し、定量化することを第一の目的とし、その結果を GIS 上で効果的に解析・表示することを第二の目的とした。

3．研究方法

本研究では岩盤崩壊物質の到達範囲として、その到達距離と飛散幅を取り上げ、多変量解析の一手法である数量化理論Ⅰ類を適用した。これらの統計的な解析により崩壊物質の到達範囲に影響する因子およびその寄与度合いについて検討を行うとともに、解析から求めた到達範囲の予測式を用いて、岩盤崩壊の到達距離と飛散幅について予測を行った。またこれらの定量的な到達範囲の予測から、岩盤崩壊における到達範囲の確率的予測について考察を行い、GIS 上での効果的な解析表示方法を検討した。研究の流れを図-1 に示す。

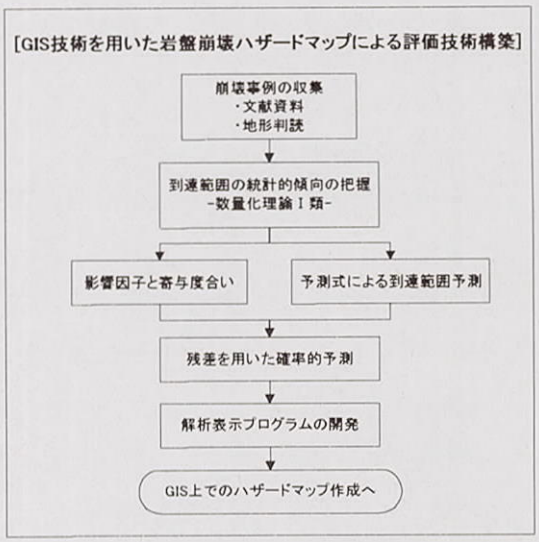


図-1　研究のフローチャート

3.1　岩盤崩壊事例の収集

岩盤斜面崩壊物質の到達範囲を解析するにあたって、

はじめに過去の岩盤崩壊事例のデータ収集を行った。岩盤崩壊は文献として残っている事例は少ないため、文献資料に加え、図-2 に示すような到達距離、崩壊高さや飛散幅などの到達範囲、その他崩壊の規模や形態等が認識できる地形判読データを用いた[4]。この結果、文献資料と地形判読による事例で到達距離を確認できた例が 124 例、飛散幅を確認できた例が 99 例となり、これらのデータを使用した。なお岩盤崩壊の規模としては崩壊量が 10^2～10^6m^3 程度のものを取り扱った。

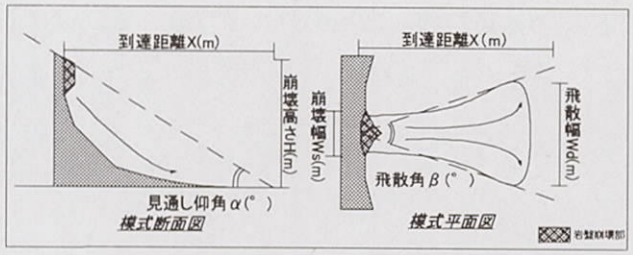


図-2　見通し仰角α、飛散角βの模式図

3.2　数量化理論Ⅰ類の適用

数量化理論Ⅰ類では、アイテム（到達範囲に影響する因子である「崩壊高さ」や「崩壊規模」など）をそれぞれいくつかのカテゴリー（ランク）に区分し、過去の崩壊事例と最も適合性の良い点数を各々のカテゴリーの点数とすることにより、目的変数である「到達範囲」への寄与度を定量的に求めることができる。また、それらの点数を基に到達範囲の予測式を求めることができる[3]。さらにこれらの予測式による到達距離と飛散幅の予測値と実測値を比較することにより、そのばらつき具合を確率的に求めることを試みた。なお、本研究では到達範囲を「見通し仰角α」[5)6)]と「飛散角β」[3]（図-2）で表現することにより、岩盤崩壊の規模に依存することなく、到達範囲における予測値のばらつきの検討を行った。

3.3　GIS 上での解析・表示

数量化理論の解析結果を GIS 上で解析表示することを目的として、VisualBasic 言語を用いて「岩盤崩壊到達範囲予測プログラム」を作成した。本プログラムは数値標高モデル（Digital Elevation Model: 以下 DEM）を用いて地形形状を画面表示し、その画面上で対話的に操作するものであり、岩盤崩壊発生位置および斜面条件（数量化理論の説明変数に相当）を入力し、数量化理論での解析結果を用いて計算することにより確率的な到達範囲を画面表示する。

4．研究結果

4.1　数量化理論による解析結果

解析結果から見通し仰角αと飛散角βのカテゴリースコアが得られた。各アイテムのカテゴリースコアのレンジと偏相関係数の一覧を表-1、2 に示す。カテゴリースコアとはアイテムの寄与度にそった係数であり、到達範囲に直接的な影響を持つ。したがって、カテゴリースコアの最大値と最小値の差によって定義されるレンジは、到達範囲への寄与度として取り扱うことができる。一方、偏相関係

表-1 見通し仰角αのカテゴリーレンジと偏相関係数

アイテム		カテゴリーレンジ		偏相関係数	
崩壊状況	崩壊高さ H	13.6433	3位	0.3733	5位
	崩壊幅 Ws	7.7717	7位	0.3771	4位
	崩壊規模 V	14.5178	1位	0.4100	3位
	崩壊形態 Ty	14.4060	2位	0.4569	2位
地形・地質	地質 Ge	10.1716	5位	0.3255	6位
	下方斜面の状況 Ls	8.4480	6位	0.2742	7位
	急崖部の斜面傾斜 D	12.8497	4位	0.4780	1位

表-2 飛散角βのカテゴリーレンジと偏相関係数

アイテム		カテゴリーレンジ		偏相関係数	
崩壊状況	崩壊高さ H	49.8522	1位	0.6156	1位
	崩壊幅 Ws	45.1076	2位	0.6067	2位
	崩壊規模 V	28.3212	4位	0.4816	3位
	崩壊形態 Ty	20.0746	5位	0.3235	6位
地形・地質	地質 Ge	11.1159	7位	0.2775	7位
	下方斜面の状況 Ls	39.6711	3位	0.4155	4位
	急崖部の斜面傾斜 D	12.9074	6位	0.3953	5位

数は要因の各アイテムと到達範囲への影響の大きさを示す 1 つの指標で、他のアイテムの影響を除外した相関係数となる。その結果、崩壊物質の見通し仰角αには「崩壊規模」、「崩壊形態」が大きく影響を与えており、「下方斜面の状況」はあまり影響を与えていないことが分かった。また飛散角βには「崩壊高さ」、「崩壊幅」の影響が大きいことが判明した。

次に数量化解析から得たカテゴリースコアを基に見通し仰角αと飛散角βそれぞれにおいて予測式を得、到達範囲の予測値を求めた。見通し仰角αおよび飛散角βにおいて、それぞれ求めた予測値の結果を図-3、4 に示す。なお、予測精度を示す決定係数はそれぞれ 0.557、0.554 であった。

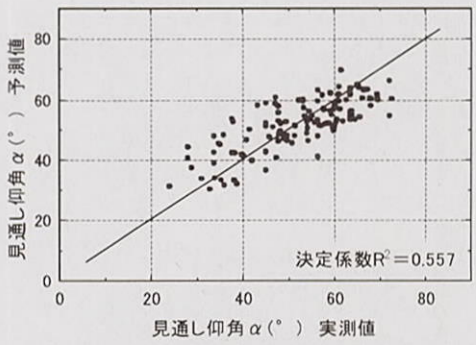


図-3 見通し仰角αの実測値と予測値

さらに実測値と予測値の差である残差から確率的な到達範囲を求めた。確率的な到達範囲を求めるためには残差のばらつき程度を定量的に把握する必要がある。残差のばらつき程度とは図-3、4 における直線からの広がり程度のことであり、その分布は検定結果から、それぞれ標準偏差 7.22、12.42 をもつ正規分布を示していることが判明した。これによりばらつき程度を確率密度で表現することができ、それぞれの残差が発生する確率が求められ、岩盤崩壊が発生した場合の崩壊物質の到達確率分布を求めることが可能となる。到達確率分布を理解しやすくするため、それぞれの残差における発生確率を累積したものが図-5 であり、本論では到達確率曲線とよぶ。これらの到達確率曲線を用いることにより到達範囲を確率的に幅を持たせて予測することができる。

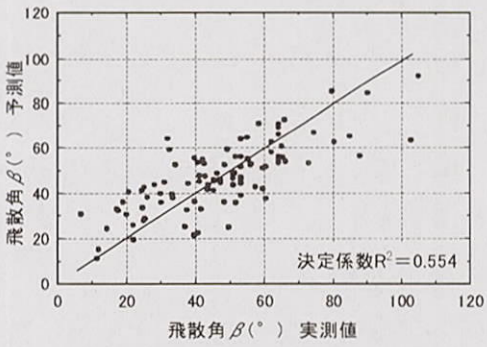


図-4 飛散角βの実測値と予測値

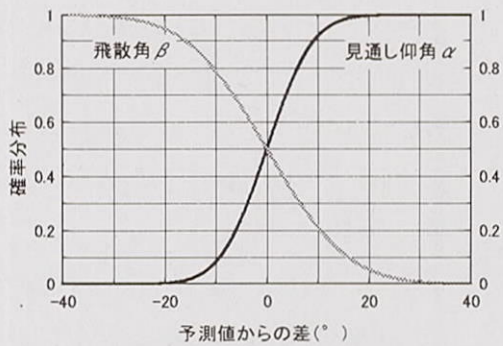
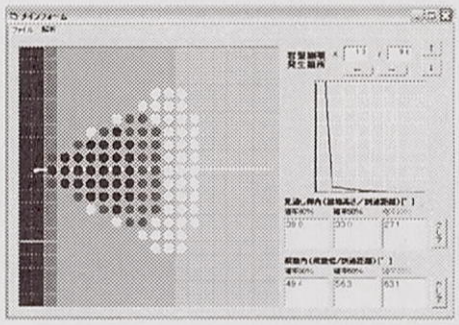


図-5 到達確率曲線

4.2 GIS による表示例

4.1 で示した数量化理論解析による岩盤崩壊の確率的到達範囲を GIS 上で表現するための手段として、VisualBasic 言語を用いてプログラムの作成を行った。図-6 に解析結果の表示例を示す。図中の左のグリッド部分は DEM から得た地形形状を示しており、右上図は左グリッド図中央の横線における横断面図を示している。例では垂直に近い急崖から岩盤崩壊が発生し、下部平坦面に飛散するときの到達範囲を示している。左グリッド図中の丸は到達位置を示しており、色が濃い部分ほど到達確率が高いことを示す。


図-6 確率的到達範囲予測プログラム表示例

5．結論

本研究における研究結果の概要をまとめる。

（1） 数量化理論Ⅰ類の適用から見通し仰角αには崩壊規模、崩壊形態の影響が大きく、飛散角βには崩壊高さおよび崩壊幅の影響が大きいことが判明した。

（2） 見通し仰角αおよび飛散角βの予測は有意なアイテム・カテゴリーの選定により決定係数がそれぞれ0.557、0.554となり、比較的良い精度での予測が可能となった。

（3） 予測式によって説明できない部分は、残差のばらつき状況から到達確率分布を用いて予測を行うことを試みた。これにより崩壊物質の到達範囲の予測を確率的に幅を持たせて行うことが可能であると考えられる。

（4） VisualBasic 言語を用いることにより、解析内容を GIS 上で表示可能な「岩盤崩壊の確率的到達範囲予測プログラム」の作成を行い、当初の目的である GIS 技術を用いた岩盤崩壊ハザードマップによる評価技術を構築することができた。

6．謝辞

本研究を行うにあたって、独立行政法人土木研究所材料地盤研究グループ地質チームの脇坂安彦上席研究員、佐々木靖人主任研究員をはじめとした研究員の方々に多くの助言をいただきお世話になった。ここに記して深く感謝いたします。

＜参考文献＞

1）豊浜トンネル崩落事故調査委員会（1996）：豊浜トンネル崩落事故調査報告書、北海道開発局、219p.

2）三浦　静（1990）：越前海岸玉川の崖崩れ災害の総括、越前海岸山崩れとその災害に関する調査研究研究成果報告書、文部省科学研究費補助金総合研究(A)(課題番号 01102043)、福井大学教育学部、pp.120-124.

3）桑野健、佐々木靖人、脇坂安彦（2003）：多変量解析による岩盤崩壊物質の到達範囲の検討、応用地質、投稿中.

4）北海道日本海沿岸における大規模岩盤崩落検討委員会（2000）：北海道日本海沿岸における大規模岩盤崩落検討報告書、北海道開発局、184p.

5）奥田節夫（1986）：斜面崩壊に伴う物質の移動過程、地質学論集、Vol.28、pp.97-106.

6）桑野健・佐々木靖人・脇坂安彦・福田徹也（2002）：統計的手法を用いた斜面崩壊物質の到達距離の解析－岩盤崩壊を例として－、日本地質学会第109年学術大会講演要旨、p.187.

*）　株式会社ドーコン　防災保全部

GISによる道路斜面崩壊のリスク推定技術に関する研究（指導期間 平成14年4月～平成15年3月）

チーム名　地質チーム
氏　　名　福田　徹也*

1．まえがき

道路斜面での災害は社会活動に多大なリスクを伴うことが多い。このようなリスクを低減するためには、道路斜面災害に対するリスク評価を適切に行うことが必要である。リスク評価の基礎資料としてハザード解析が必要不可欠であるものの、斜面崩壊予測の困難さや道路周辺の地形情報の少なさなどから必ずしも適切なハザード解析が行われていないのが現状である。そこで、本研究では、DEM（Digital Elevation Model）や地理情報システムGIS（Geographic Information System）を用いたハザード解析を試みた。

2．研究目的

本研究は、道路斜面のハザード推定の技術を確立するとともに、GIS等によるハザード解析技術を確立することを目的とし、今年度の研究では表層崩壊に伴う崩土の到達範囲を予測するシミュレーション（仮称SLSS, Sallow LandSlide Simulation System）の開発を試みた。本シミュレーションは、①広範囲に及ぶ多数の崩壊をカバーすること、②定数の設定を簡素化（モデル化）すること、③シミュレーション計算速度を高速化することなどを念頭に置き開発を試みた。

3．研究方法

崩土の到達範囲の実態を把握するために、降雨による斜面崩壊521箇所、地震による斜面崩壊503箇所の計1,024箇所におよぶ崩壊事例を空中写真判読により収集し[1) 2)]、その結果から、崩壊高と崩土の到達距離の関係を統計処理し、両者の関連性を見出した[3) 4)]。この結果を踏まえSLSSシミュレーションの検討・開発を行った。

4．研究結果および考察

一般的に崩土到達範囲などのシミュレーション手法には、崩土を粘性流体の流れと仮定しての扱い[5)]やエネルギー保存側をもとにした考え[6)]などがある。これらのシミュレーションは、個々の地すべり、崩壊による崩土の到達範囲を精度よく予測することが可能であるが、崩土の粒径、動摩擦角などの各種パラメーターの入力が必要となる上に、計算時間も長くなるため、広域に渡り崩壊が多数予測される場合の解析には不利である。シミュレーション結果に求める精度によっても捉え方が異なるが、広範囲にわたる多数の崩壊源からの崩土の到達範囲をシミュレートするためには、代入するパラメーターを可能な限り合理化して計算速度を上げる必要がある。そこで、SLSSは図－1に示すように、崩土到達距離をモンテカルロ法[7)]により確率的に導きその距離に応じたRandom Walk Modelを実行することにより、崩土到達範囲の予測精度を保ちつつ

計算速度の向上に努めている。さらに、崩壊源からの Random Walk を十分に繰り返し計算することにより点の軌跡ならびにその通過回数から崩土の到達範囲を確率的に予測することも可能とした。この SLSS における最も重要なファクターは崩土到達距離の予測と Random Walk Model の構築にある。

崩土到達距離の予測は、過去の崩壊事例から統計的に求めた崩壊高と崩土到達距離で成す角度（見通し仰角 [8]）の確率密度曲線に乱数を与えることにより確率的に求める手法を考案し、プログラム化した。具体的には崩土到達距離の予測は図－2 に示すように、以下の手順で求めている。

DEM 上に任意指定した崩壊源から最急勾配線上での点の移動距離（移動回数 Walk(n)）毎の見通し仰角 $\theta(n)$を算出し、

$$\mathrm{Walk}(n)=\theta(n)\cdots①$$

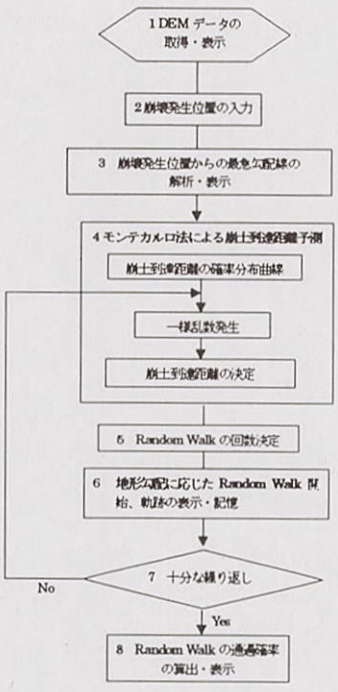
を求める。①式に過去の崩壊履歴から得た見通し仰角の確率密度曲線式、

$$\theta(n)=\Pr(n)\cdots②$$

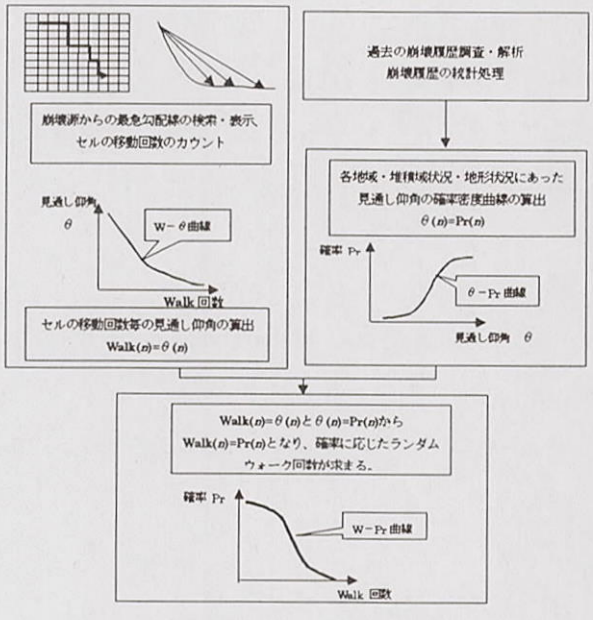
を代入すると、

$$\mathrm{Walk}(n)=\Pr(n)\cdots③$$

が求まる。上記③式の $\Pr(n)$に乱数(0～1)を与え崩壊源からの移動距離（移動回数 Walk(n)）を決定する。以上の算出手法で、崩土到達距離は、崩土到達角の最大値と最小値の間で分布確率で与えられた値を取るため、③式の算出を十分に繰り返すことによりばらつきを考慮した崩土到達距離の算出が可能となる。なお、この手法は見通し仰角の確率密度曲線の取得が必要となる。1,021 箇所の崩壊事例解析の結果、見通し仰角の確率密度曲線は崩壊の誘因、地域、地形状況、植生状況の各因子に区分することにより正規分布を示すことが判明したため [3) 4)]、本プログラムでは見通し仰角分布の平均値と分散値のみの入力で崩土到達距離が予測できることとなる。



図－1 崩土到達距離シミュレーションフローチャート

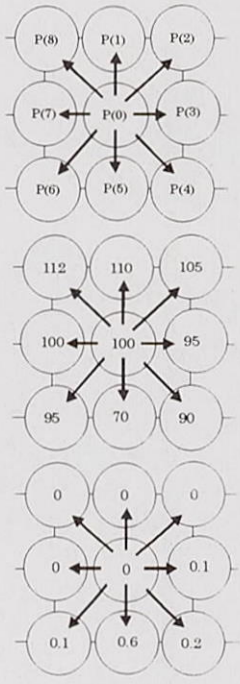


図－2 Random Walk の移動回数解析手順概念図

Random Walk Model は地形勾配に伴う点の遷移確率を求める手法をプログラム化した。この手法は、崩土の流下・堆積現象を点の移動に置き換えてシミュレートする考えのため、崩土が地形勾配に対してどのような挙動を示すのかを再現することが必要となる。しかしながら個々の崩土の挙動を簡易的に再現する手法は確立されていないため、現段階では崩土の挙動を以下のようにモデル化して算出した。

任意の点 P(0)からの移動可能方向は P(1)から P(8)までの 8 方向とする（図－4（上）参照）。ここで、P(1~8)と P(0)との比高を V(1~8)とおき、崩土は上り勾配には移動できないとして、V(1~8)＞0 のときは V(1~8)=0

と置き換える。次に V(1)から V(8)までをすべて加算した値で V(1~8)を割った値が地形勾配に伴う遷移確率とする。仮に図－4（中）のように P(0)＝100、P(1)=110…とそれぞれ値を取るときの点の移動確率は、図－4（下）に示す値を取り、P(5)へ移動する確率が最も高くなる。この Random Walk Model を基本として、比高 V(1~8)を補正した値を複数設定して、実際の崩土到達範囲との検証・検討作業を実施し、Random Walk Model の構築を行っている。



図－4　点の移動方向（上）、標高例（中）、遷移確率例（下）

一連の作業によって得られる Random Walk の軌跡は、崩土の流下・堆積状況を示すと考えられるため、任意の地点における Random Walk の通過確率が崩土到達確率を示していると言える。ここで任意の地点（X,Y）における Walk の通過確率は、Walk の繰り返し計算回数|Ω|と Random Walk の通過回数|A|から、通過確率 P は|A|／|Ω|で算出される。さらに、任意の地点（X,Y)に複数(*n*)の崩壊源からの崩土が通過した場合における崩土の通過確率は、

$$P(X,Y)=1-\{(1-P(A))\times(1-P(B))\cdots\times(1-P(n))\}$$

で算出た。

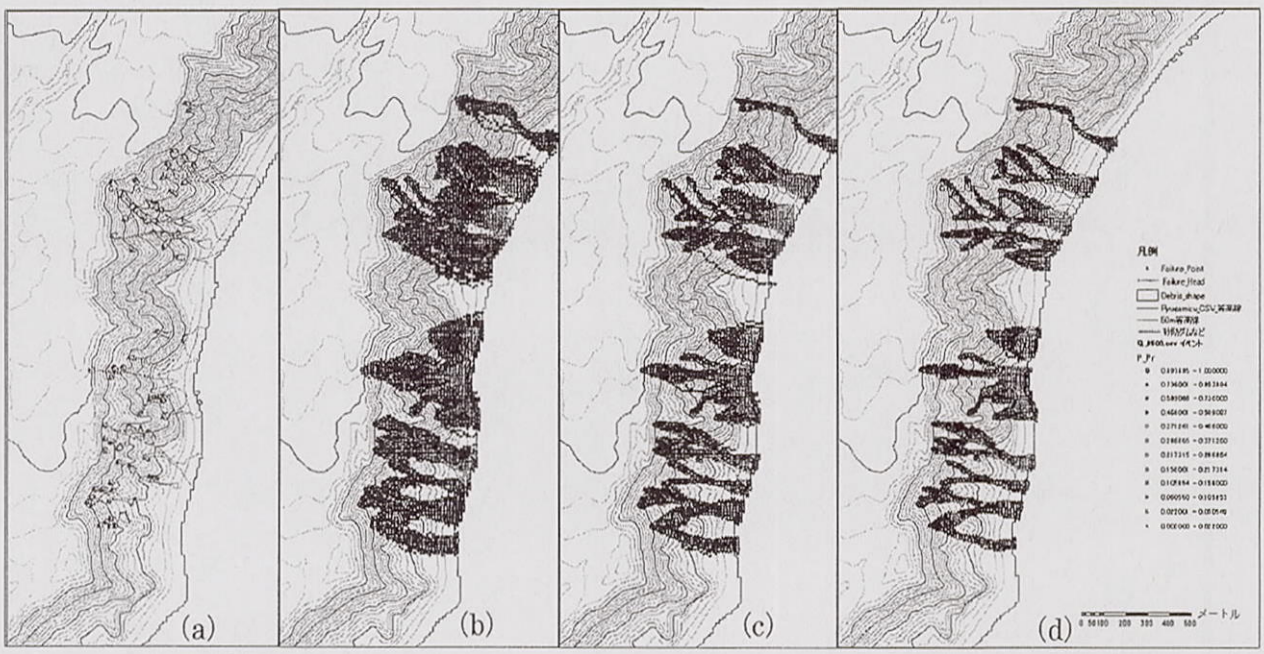
ここで、

P(X,Y)；X,Y 地点の崩土通過確率（0~１）

P(*n*)；崩壊源(*n*)からの崩土通過確率（0~１）

である。

鹿児島県竜ヶ水地区を例に SLSS による解析結果を図－5（b,c,d）に示す。地形勾配の定数は前述の地形勾配に伴う遷移確率算出の際に、比高に定数を乗じた値で補正し遷移確率を求めたものである。なお、解析を行った崩壊源は 60 箇所、一箇所あたりの崩壊での繰り返し計算は 500 回行った結果であり、計算時間は



図－5　鹿児島県竜ヶ水地区のシミュレーションの結果例、繰り返し計算 500 回（解析結果を ArcGIS にて表示）

(a),崩壊源、崩土到達範囲図、(b)地形勾配定数 1 で算出、(c)地形勾配定数 4 で算出、(d)地形勾配定数 8 で算出、凡例は(d)に一括表示。

約3分（3秒／1箇所）である。Random Walkは補正値の値が低いほど拡散する軌跡を示し、補正値の値が高いほど直線的な軌跡を示す。

5．結論

本研究の結果、崩土到達距離をモンテカルロ法により確率的に導きその距離に応じたRandom Walk Modelを実施することにより、崩土到達範囲を確率的に導くアルゴリズムを考案し、その結果を示すシミュレーション（SLSS）を開発した。SLSSの利点は、1）計算速度が速いため、複数の崩壊源からの崩土到達範囲を素早く算出できること、2）入力するパラメーターが基本的に崩壊による見通し仰角の平均値と分散値のみである。ことなどが挙げられる。しかしながら、現段階では最も適切なRandom Walk Modelを見出していないため、今後は、実際の崩土の到達範囲とシミュレーション結果を検証し、最も適切なRandom Walk Modelを検討していくことが必要であると考える。

6．謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導・ご協力を頂いた材料地盤研究グループ地質チームの脇坂上席研究員、佐々木主任研究員、ならびに地質チームの皆様には深く感謝の意を表します。

参考文献

1) 土木研究所（2001）：平成12年度 空中写真判読による斜面崩壊地形判読業務　報告書，土木研究所.

2) 土木研究所（2001）：平成12年度 地震時斜面崩壊の地形判読業務　報告書，土木研究所.

3) 福田　徹也・佐々木靖人・脇坂安彦・桑野 健(2002)：統計的手法を用いた斜面崩壊物質の到達距離の解析－土砂崩壊を例として－，日本地質学会第109年学術大会講演要旨，日本地質学会，pp.187-187 .

4) 福田　徹也・佐々木靖人・脇坂安彦(2002)：斜面崩壊規模および崩土到達距離と周辺微地形の関連性，応用地質学会講演要旨，pp.355-358.

5) 郎煜華・中村浩之（1998）：黄土地すべりのすべり面形状の特性と崩土の拡散範囲の予測、地すべり、No.34，Vol4.pp.9-18.

6) 芦田和男・江頭進治（1985）：斜面における土塊の抵抗則と移動速度、京都大学防災研究所年報、No.28，VolB-2.pp.297-307.

7) 宮武修・中山隆（1960）：モンテカルロ法，日刊工業新聞社，pp.198.

8) 奥田節夫（1986）：斜面崩壊にともなう物質の移動過程，地質学論集，No.28，pp.97～106.

＊）㈱関西総合環境センター

液状化を考慮した合理的な橋梁の耐震設計に関する研究

～液状化地盤における地盤変形を考慮した模型振動実験～

（指導期間　平成１４年４月～平成１５年３月）

研究室名　耐震研究グループ振動チーム
氏　　名　小野　和行

1．まえがき

液状化地盤中の杭基礎の被害には、上部構造物の慣性力以外に、液状化した地盤の変形により生じる土圧が影響を及ぼすものと考えられている。そのため、液状化に伴う地盤変形の影響に関する研究[1)]は種々行われているが、杭基礎に作用する土圧については未解明な点が多く残されている。

このような背景を踏まえて、別報では液状化地盤中の杭基礎を模擬し、地盤変形に着目した遠心力模型実験を実施し、液状化地盤の挙動と杭基礎に作用する土圧の発生メカニズムについて考察した[2)]。本稿では、その結果に対して、杭基礎に作用する土圧を定量的に考察した。

2．実験概要

実験では、ステンレス製のせん断土槽を用い、杭基礎を設置した飽和地盤を25Gの遠心力場で一方向に加振した。図-1に実験模型概要（実物スケール）および計測器配置を、表-1に実験ケースを示す。その他、実験の詳細は参考文献1）を参照されたい。

本稿では、液状化した地盤の変形に伴い杭基礎に作用する土圧に着目し、その評価法を検討した。すなわち、加振中、過剰間隙水圧が有効上載圧に達している時刻において、杭基礎に作用する土圧を杭加速度、相対速度および相対変位から評価することを試みた。

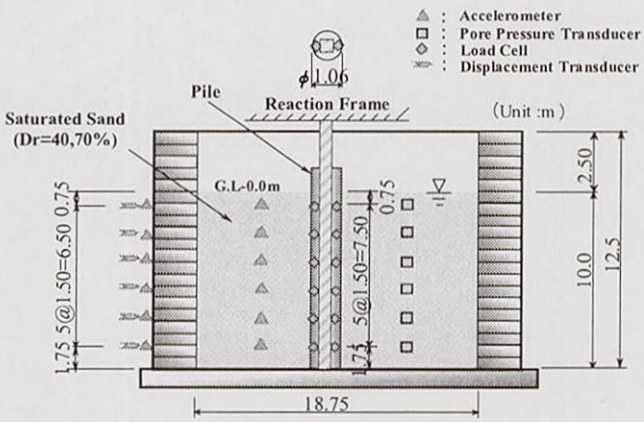


図-1　実験模型概要（実物スケール）および計測器配置

表-1　実験ケース

Case	加振Step	相対密度	間隙水	加振Level
1	2	40%	水	400gal
	3			500〃
2	2	70%	水	400〃
3	3		メトローズ	500〃

3．実験結果

3.1　杭に作用する土圧の評価

参考文献2)において、杭基礎に作用する土圧には、流体中の円柱に作用する動水圧的な圧力で、杭加速度に比例する成分があることを示した。しかし、この関係は杭基礎と流体的な挙動

を示す地盤の相対変位が、十分に小さな範囲で成り立つものである。一方、杭基礎と地盤の相対変位が大きくなると杭基礎に作用する土圧は、杭加速度に比例しなくなる。この時刻では、杭基礎と地盤の相対変位、すなわち液状化した土の杭周辺の流れによって、杭基礎に土圧が作用する。この時の土圧は、液状化した土の特性に依存する。すなわち、液状化した土が繰返しせん断変形を受ける中で、せん断変形が小さい内は剛性の極めて小さな粘性流体のような挙動を示し、せん断変形が大きくなるとサイクリックモビリティーによって土の骨格と剛性が回復する。

図-2 には、Case1-3 の G.L-2.25m において、土圧 P から杭加速度に比例する土圧成分を控除した土圧 P'〔kN/m^2〕（=P－0.051×Pile Acc.〔gal〕；履歴ループごとに 1 次関数にて近似している）を、相対速度および相対変位に対してプロットしたものである。この図の履歴ループは、相対変位が杭径の±5%程度と比較的大きな時点のものである。ここで、相対速度は、地盤加速度と杭加速度の差を 1 回積分、相対変位は 2 回積分して求めた地盤と杭基礎の相対速度および相対変位である。図-2(b)および(c)の区間①は、土圧 P'がほぼゼロ、すなわち土圧 P が杭加速度に比例している区間である。その後、相対速度の増加とともに土圧 P'が増加する区間②が見られる。粘性流体中の円柱に作用する抵抗力は流速の 2 乗に比例するが、区間②で下に凸の曲線形状となっていることはそれを裏付けるものである。さらに変位が進むと、相対速度が減少するにも関わらず土圧 P'が増加する区間③が現れる。この区間では、図-2(c)から分かるように、典型的なサイクリックモビリティーの影響が現れた土圧 P'-相対変位曲線の形状となっており、ここでは液状化した土が粘性流体ではなく、剛性が回復した土として挙動しているものと考えられる。

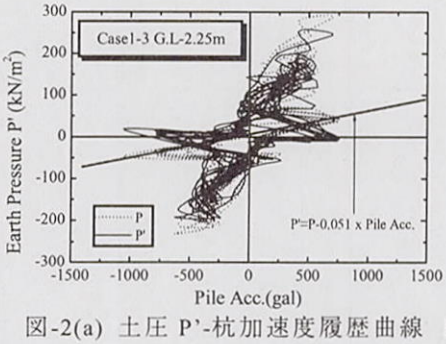


図-2(a) 土圧 P'-杭加速度履歴曲線

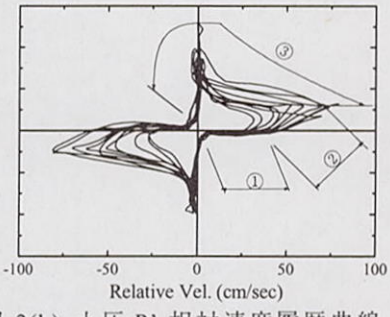


図-2(b) 土圧 P'-相対速度履歴曲線

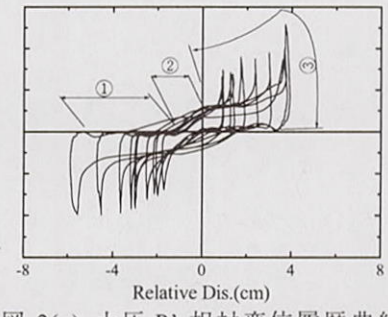


図-2(c) 土圧 P'-相対変位履歴曲線

以上のように、完全に液状化した地盤においては、杭基礎に作用する土圧は杭加速度に比例する動水圧と、杭周辺の流れによって生じるものの重ね合わせによって表すことができる。以下では、杭基礎に作用する土圧が杭加速度に比例しない区間②、③に着目し、土圧 P'-相対変位の関係について考察を行う。

3.2 土圧－相対変位の関係

図-3 に土圧 P'-相対変位履歴曲線の一例として、Case1-2、1-3 の結果を示す。この履歴曲線

から、加振が進むにしたがって相対変位は増加し、それに伴い土圧最大値も大きくなっていくことが確認できる。この履歴曲線の載荷区間における各ループの土圧 P'-相対変位関係、すなわち地盤反力係数である⊿P'/⊿D（傾き）に着目すると、Case 1 -2 ではほぼ一定の傾きで土圧および変位が増加していくことが確認できる。一方、Case1-3 での載荷区間初期においては、Case1-2 と同様の傾向が見られるが、サイクリックモビリティーの影響による急激な地盤剛性回復が生じる直前で、緩やかな傾きとなる傾向が確認できる。この傾きと土圧を関連付けることで、ある変位が生じた時に杭基礎に作用する土圧を推定することができる。そこで以下では、⊿P'/⊿D-土圧 P'関係を明らかにしていくこととする。

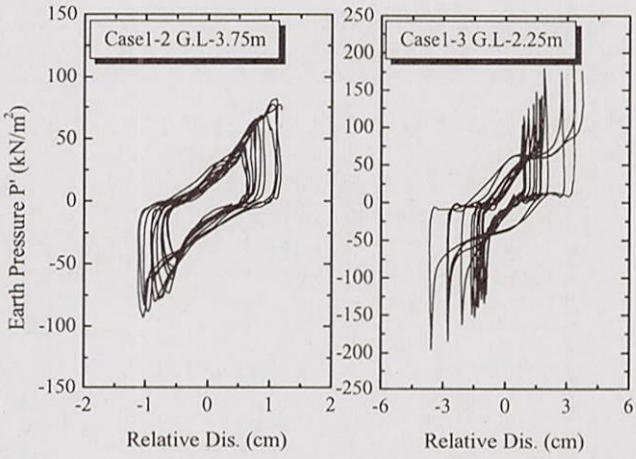


図-3　土圧 P'-相対変位履歴曲線

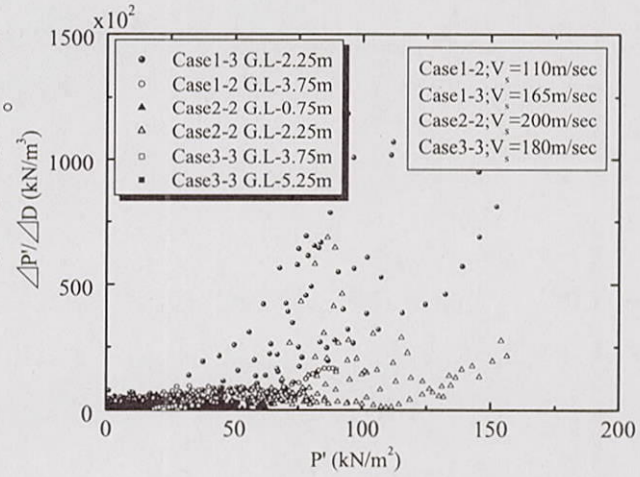


図-4　⊿P'/⊿D-土圧 P'関係

図-4 は、⊿P'/⊿D-土圧 P'関係を載荷区間において、1 ループごとにプロットしたものである。この図より、⊿P'/⊿D-土圧 P'関係には次のような傾向が確認できる。すなわち、土圧が比較的小さい場合は、どのケースとも概ね同様の⊿P'/⊿D を示しているが、土圧が 40~50kN/m^2 を上回る区間では下に凸の曲線形状を示す。これは、サイクリックモビリティーの影響による著しい地盤剛性の回復によるものと考えられる。

図-4 から分かるように、実験条件によって⊿P'/⊿D-土圧 P'関係には違いが見られることから、それに影響を及ぼすと考えられる繰返し載荷回数、深度による違い、V_s による違いに関して考察を行う。図-5(a)には Case1-3 の繰返し載荷回数の影響を示す。この図より、載荷回数が進むにつれ⊿P'/⊿D-土圧 P'の傾きは小さくなっていくことが確認できる。これは、地盤の剛性回復には一度受けたひずみより大きなひずみが必要であるという、液状化した土の応力-ひずみ関係と類似している。次に図-5(b)は、深度による違いを示したもので、有効上載圧の大きさによる影響が確認できる。さらに図-5(c)には、V_s の違いすなわち相対密度の違いによる影響を示した。ここで、V_s は各加振ステップの直前に微小加振を行って測定したものである。この図より、V_s が大きい程、⊿P'/⊿D-土圧 P'の傾きが大きくなるという傾向は確認できなかった。

これは、V_s測定の不確定さが原因と考えられ、今後さらなるデータ分析が必要である。

以上、相対変位が支配的となる区間の土圧について、⊿P'/⊿D-土圧 P'関係から繰返し載荷、深度の違いが及ぼす影響を評価したが、これらの影響を考慮できる⊿P'/⊿D-土圧 P'関係の評価方法の検討が今後の課題である。

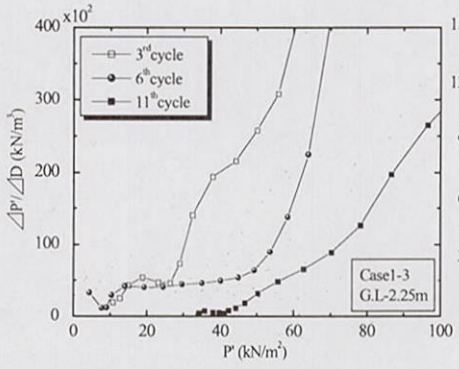


図-5(a)　⊿P'/⊿D-土圧 P'関係
＜繰返し載荷回数の影響＞

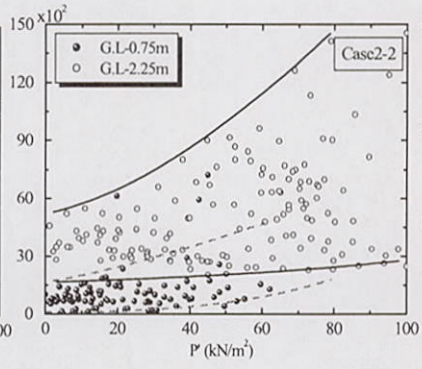


図-5(b)　⊿P'/⊿D-土圧 P'関係
＜深度による違い＞

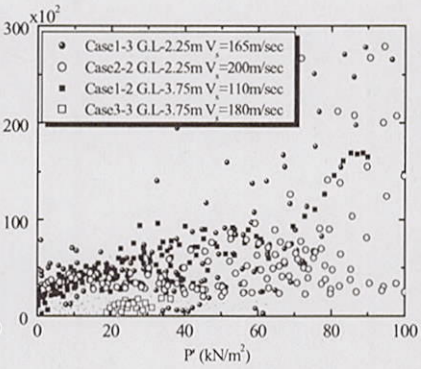


図-5(c)　⊿P'/⊿D-土圧 P'関係
＜V_sによる違い＞

4．まとめ

液状化した地盤の変形に伴い杭基礎に作用する土圧に着目し、遠心力模型実験を行った。その結果、杭基礎に作用する土圧は、杭加速度に比例した土圧を控除することで、相対速度および相対変位のそれぞれが支配的となり発生する土圧に区分でき、さらにその土圧をある程度定量的に評価することができた。

5．謝辞

本研究を行うにあたり、多大なる御指導、御協力を頂いた振動チームの田村上席研究員、岡村主任研究員、谷本研究員ならびに振動チームの皆様に感謝致します。

所　属　株式会社　共立エンジニヤ

参考文献

1)　例えば、鈴木,安達：液状化地盤における杭の地盤反力に関する実験的検討，第 36 回地盤工学研究発表会講演論文集，2001 年 6 月

2)　谷本俊輔、田村敬一、岡村未対、小野和行：液状化地盤中の杭基礎に作用する地盤変形の影響に関する遠心力模型実験(その 1)，第 38 回地盤工学研究発表会講演論文集，2003 年 7 月（投稿中）

液状化地盤上の道路盛土の耐震対策技術に関する試験調査

～液状化地盤上の道路盛土の動的遠心模型実験～

（指導期間　平成 14 年 4 月～平成 15 年 3 月）

研究室名　耐震研究グループ振動チーム

氏　　名　黒瀬　浩公

1．まえがき

兵庫県南部地震を契機として，土木構造物の耐震性向上が必要となっているが，耐震対策に多大な費用が必要なことから，より経済的な耐震対策法が求められている．このためには，盛土等の土構造物について構造系全体で耐震性を向上させる新しい耐震対策技術の開発が必要になってきている．

2．研究目的

本研究課題は，液状化地盤上の道路盛土を対象として，盛土基礎地盤と盛土本体の耐震対策を組み合わせた場合の盛土の変形メカニズム・対策効果を模型実験等で検討することにより，道路盛土の合理的で経済的な耐震対策工の設計法の提案を行うことを目的に実施するものである．

3．研究方法

3.1　無対策道路盛土の遠心模型実験

実験は遠心載荷装置を用い，振動台に盛土地盤を作成した幅 150cm，高さ 50cm，奥行き 30cm の剛土槽を設置し，50G の遠心場で実施した．実験モデルは天端幅を 25cm，法面勾配を 1:1.8 とし，液状化層厚及び盛土高をパラメータに 5 モデルを設定した．実験ケースの一覧を表-1 示す．また，図-1 にケース 1－1 の実験模型の概要及び計測器配置を示す．実験模型の作成方法は以下の通りである．(1)砕石を土槽の底面上に 1cm の厚さに締固めながら敷き詰め砕石層とした．(2)支持層は 7 号硅砂を用い相対密度 Dr=95%となるよう締固めた．(3)液状化層は含水比 w=20%の江戸崎砂を用い，締固め度約 90%となるよう締固めた．(4)模型土槽を真空容器に入れ，容器全体を真空にし，粘性が水の 50 倍であるメチルセルロース水溶液を模型土槽底部の砕石層から徐々に浸透させることにより飽和させた．(5)盛土は地下水位面を GL-2cm に設定した後，含水比 w=15%の江戸崎砂を用い，締固め度約 90%となるよう締固め，所定の盛土形状となるように成形した．なお，液状化層及び支持層の

表-1　無対策道路盛土の実験ケース

ケース	液状化層厚(mm)	盛土高(mm)
1－1	100.0	100.0
1－2	160.0	100.0
1－3	40.0	100.0
1－4	100.0	150.0
1－5	100.0	50.0

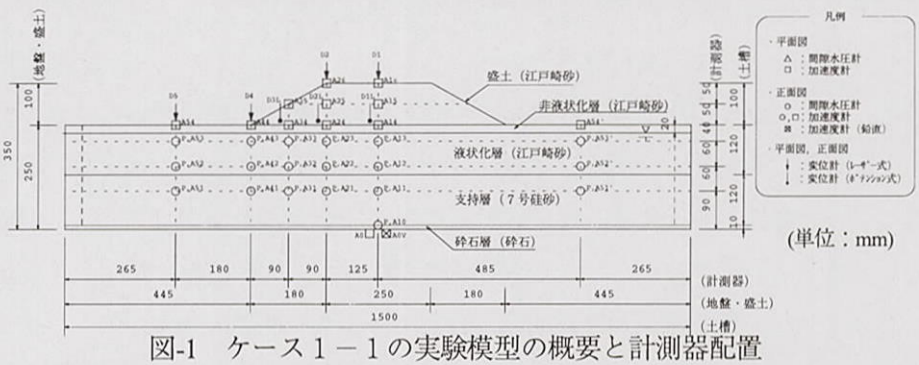


図-1　ケース 1－1 の実験模型の概要と計測器配置

液状化強度比 R_{L20} はそれぞれ 0.15，0.29 である．また，変位計測用の標点を地表面及びガラス面近くの地盤内に，着色した砂で作成したグリッドをガラス面近くの地盤内に設置した．実験では最大加速度 25G，周波数 50Hz の正弦波 11 波からなる主要動とそれに続く約 10G の後続波からなる波を入力波とした．計測器による計測は，盛土天端，盛土下端及び地盤表面の鉛直変位，盛土及び地盤内の加速度，地盤内の間隙水圧について行った．

3.2 対策道路盛土の遠心模型実験

対策盛土の実験ケースを表-2 及び図-2 に示す．盛土直下基礎地盤の対策は，締固め及び固化とし，締固め層は相対密度 Dr=100%となるよう締固めた．固化体はアクリル製の箱とし，鉛散弾と砂により単位体積重量を液状化層の飽和単位体積重量と等しくなるように調整した．ジオテキスタイル模型は板厚 0.5mm のポリカーボネイト板を図-3 に示すように，横リブ間隔 30mm，縦リブ間隔 15mm に加工して作成した．別途実施したジオテキスタイル模型の引抜試験結果から，摩擦角は約 40(deg.)であった．

表-2 対策道路盛土の実験ケース

ケース	対策箇所	
	基礎地盤	盛土本体
1－1	－	－
2－1	締固め（Dr=100%）	－
2－2	固化（支持層まで）	－
2－3	固化（液状化層中間部まで）	－
3－1	－	ジオテキスタイル（1段）
3－2	締固め（Dr=100%）	ジオテキスタイル（5段）

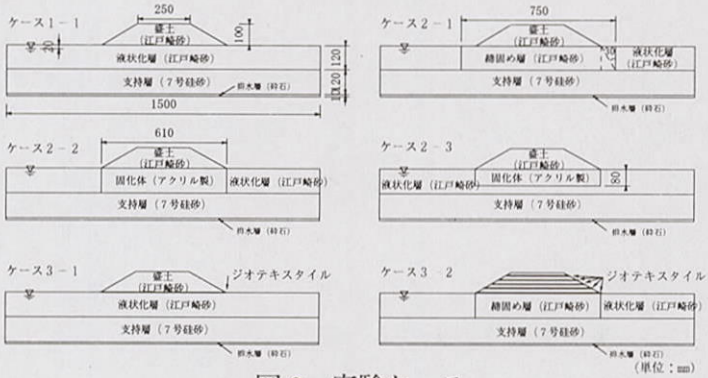
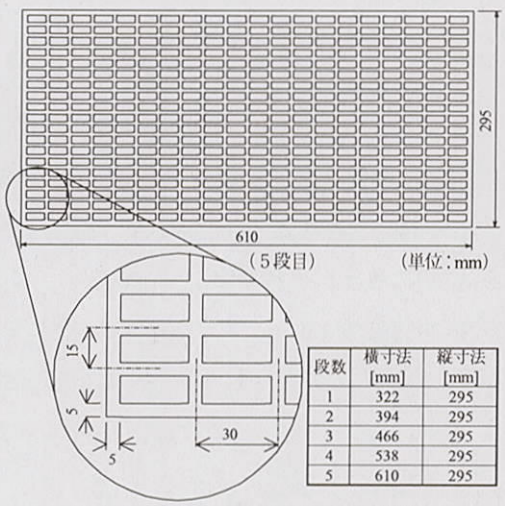


図-2 実験ケース

4．研究結果

4.1 無対策道路盛土の遠心模型実験結果

実験結果の例として，モデル 1－1 における盛土天端沈下及び水平加速度(D1, A16)，盛土直下及び自由地盤部過剰間隙水圧(P12, P52)及び土槽底面水平加速度(A10)を図-4 に示す．加振開始後，盛土直下地盤内の過剰間隙水圧(P12)が上昇し 3 波程度で最大値となっているが，有効上載圧には到達していない．一方，自由地盤部の過剰間隙水圧(P52)は有効上載圧まで上昇し液状化している．また，盛土の沈下は水圧の上昇に伴い生じ，主に主要動時に進行しているが，後続波による進行は小さい．



段数	横寸法 [mm]	縦寸法 [mm]
1	322	295
2	394	295
3	466	295
4	538	295
5	610	295

図-3 ジオテキスタイル模型

次に，盛土の沈下量及び路面に生じる縦断亀裂と相関が高いと考えられる盛土の広がり（以下，ストレッチングと呼ぶ）に着目する．盛土天端及び下端における沈下量，盛土法肩及び法尻におけるストレッチング量と液状化層厚及び盛土高との関係を図-5 及び図-6 に示す．実験結果から液状化層厚が厚いほど盛土沈下量が大きくなる傾向が認められるが，反対にストレッチング量は小さくなる傾向が認められる．一方，盛土高が大きいほど，盛土天端沈下量及びストレッチング量は大きくなるが，盛土下端の沈

下量は盛土高さによらず，ほぼ一定値となっている．

盛土沈下は(1)基礎地盤体積圧縮，(2)基礎地盤側方流動，(3)盛土ストレッチング，(4)盛土体積圧縮を要因としてより生じる[1]と考えられる．そこで，加振前後に模型側面を撮影した写真を分析することにより求めた盛土沈下の要因を図-7 に示す．液状化層厚と盛土高さにより，沈下要因の占める割合が全沈下量に対し相互に変化している．基礎地盤体積圧縮による沈下量は液状化層厚の 5~8(%)程度であり，盛土の全沈下量に占める割合は 10～20(%)程度となり小さい．基礎地盤側方流動と盛土ストレッチングを併せると全沈下量の 50～80(%)を占めており，これらを抑制する対策が効果的と考えられる．また，盛土の変形予測を行うには，上記(1)～(4)について精度よく予測することが重要と考えられる．

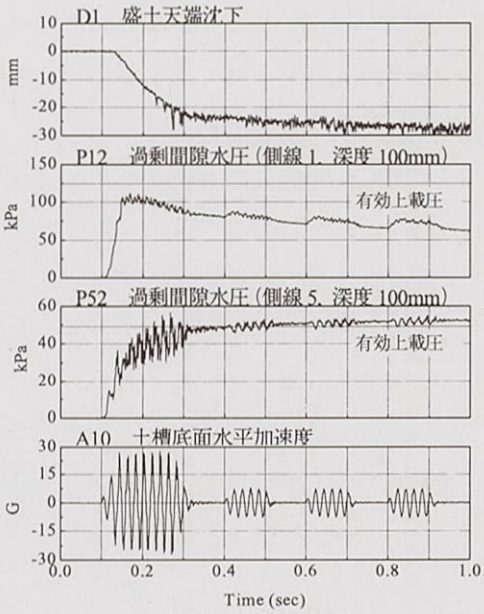


図-4 応答波形

ここで，盛土の変形のうち図-8 に示す液状化層厚(H_L)，盛土底面幅(B)，盛土下端及び天端沈下量(s_1, s_2)，法尻及び法肩のストレッチング量(h_1, h_2)の関係について検討した．図-9 に h_1 と $S_1 \cdot B/H_L$ との関係，図-10 に盛土本体沈下量(s_2-s_1)及び h_2 と h_1 との関係を示す．同図らから以下の相関が認められる．

$$h_1 \propto s_1 \cdot B / H_L \qquad (1)$$

$$(s_2 - s_1) \propto h_1 \qquad (2)$$

$$h_2 \propto h_1 \qquad (3)$$

したがって，盛土天端及び下端沈下量，法肩及び法尻のストレッチングは盛土の寸法や基礎地盤の地盤条件によって相互に関係づけることが可能と考えられる．

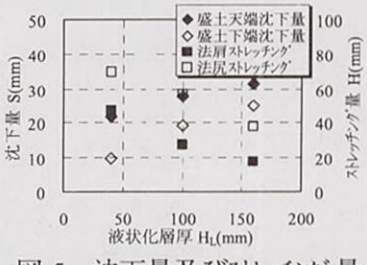


図-5 沈下量及びｽﾄﾚｯﾁﾝｸﾞ量と液状化層厚との関係

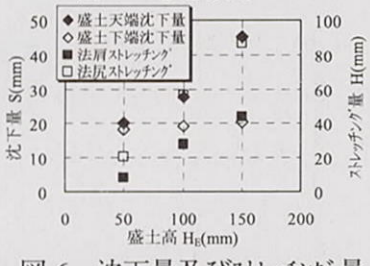


図-6 沈下量及びｽﾄﾚｯﾁﾝｸﾞ量と盛土高との関係

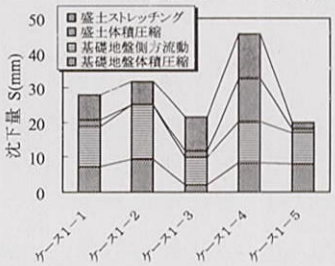


図-7 盛土沈下の要因

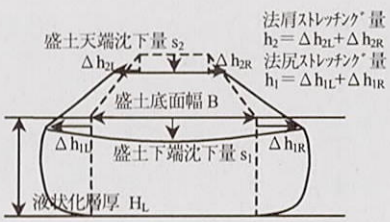


図-8 盛土の変形

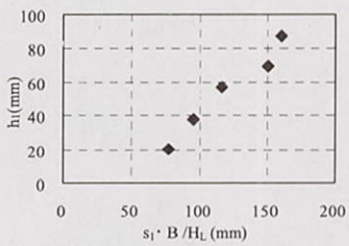


図-9 h_1 と $s_1 \cdot B/H_L$ との関係

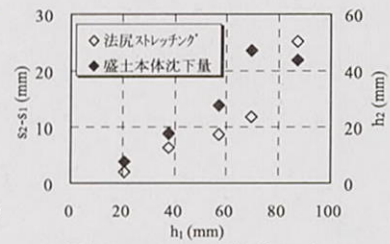


図-10 (s_2-s_1)及び h_2 と h_1 との関係

4.2 対策道路盛土の遠心模型実験結果

4.1 無対策道路盛土の遠心模型実験結果と同様に盛土沈下の要因の分析結果を図-11 に示す．対策盛土天端の沈下量は，無対策の場合に比較してその 20~60%程度になっており，対策効果が確認できる．

地震時に交通が遮断されないためには，沈下による段差を抑えることと同時に盛土本体に損傷が生じないようにする必要がある．そこで，まず，盛土天端の路面に生じる縦断亀裂と相関が高いと考えられ

る盛土のストレッチングに着目した．図-12 に法肩，法面（中央）及び法尻におけるストレッチング量を示す．盛土直下を締固めによる対策を行ったケース２－１では，ストレッチング量が大きく盛土天端に縦断亀裂が多数発生していた．したがって，液状化層の締固めによる対策のみでは不十分な可能性もあり，同時に盛土のストレッチングを抑制する対策が必要と考えられる．一方，その他の対策を行ったケースでは，盛土のストレッチング量は小さく，盛土天端には縦断亀裂はほとんど発生していなかった．

次に，前述した盛土の沈下要因のうち，盛土の体積圧縮による沈下量と盛土天端における最大加速度との関係を図-13 に示す．盛土直下に液状化層が存在するケース１－１，２－３，３－１では，盛土天端の最大加速度は 15(G)程度であり，盛土の体積圧縮による沈下量はわずかである．一方，盛土直下に液状化層が存在しないケース２－１，２－２，３－２では，盛土天端の最大加速度が 30(G)程度となり，盛土の体積圧縮による沈下量が大きくなった．これは，液状化層が存在しないため，地震動が減衰することなく盛土に伝播し，盛土に損傷が生じ易くなったことが原因と考えられる．ただし，ケース２－２は固化体により，ケース３－２はジオテキスタイルにより盛土のストレッチングを抑制したことが，盛土天端に縦断亀裂が発生していなかった原因と考えられる．

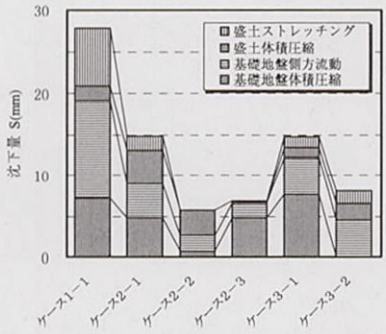


図-11　盛土の沈下要因

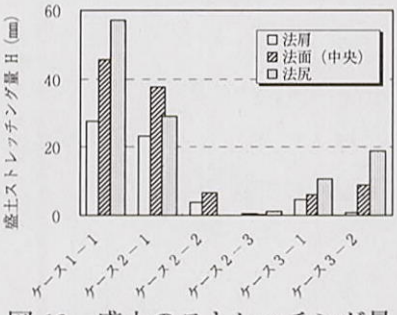


図-12　盛土のストレッチング量

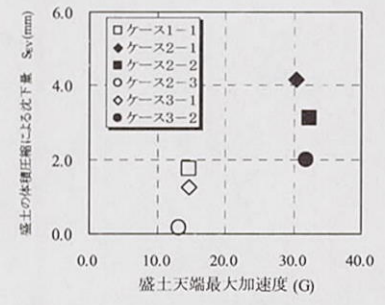


図-13　体積圧縮による沈下量と盛土天端最大加速度との関係

5．結論

無対策道路盛土の遠心模型実験結果から，盛土の沈下量は，液状化層厚，盛土高さと相関が高いこと，また，沈下の主な要因は基礎地盤の体積圧縮，基礎地盤の側方流動及び盛土のストレッチングであり，これらは盛土の寸法や基礎地盤の地盤条件によって全沈下量に占める割合が相互に変化することが分った．

対策道路盛土の遠心模型実験結果から，基礎地盤の締固め及び固化による対策，盛土本体のジオテキスタイルによる対策はいずれも盛土の沈下抑制に効果があることが確認できた．また，盛土本体の損傷を抑制するためには，盛土のストレッチング生じさせないことが重要であること分った．

6．謝辞

本研究を行うにあたり，丁寧な御指導，多大なる御協力を頂いた振動チームの田村上席研究員，佐々木研究員ならびに振動チームの皆様に謝意を表します．

所　属　東電設計株式会社

＜参考文献＞

1) 岡村他(2001): 地盤の液状化による盛土沈下対策工（締固め工法）の効果，第 36 回地盤工学研究発表会, pp.1343-1344

液状化及び流動化に対する橋台の耐震設計に関する研究

～橋台基礎に作用する側方流動力に着目した模型振動実験～

（指導期間　平成１４年４月～平成１５年３月）

研究チーム名　振動チーム

氏　　名　鈴木貴喜

１．まえがき

液状化地盤上の橋台では、地盤の液状化に伴って裏込め土が沈下し杭基礎に土圧（側方流動力）が作用することが考えられる。過去に地震被災を受けた橋台では、このような側方流動力が原因と考えられる事例が報告されている[1)]。この側方流動の発生メカニズムに関しては未解明な点が多く残されており、橋台の合理的な耐震設計には、橋台躯体や基礎に作用する側方流動力の特性を把握し、それを的確に評価する必要がある。

２．研究目的

液状化が生じた場合の橋台の地震時挙動については、橋台が偏土圧を受ける構造物であることもあり、未解明な点も多く残されている。また、既往の研究において、液状化地盤上の橋台に着目した振動実験は少ない。そこで本研究では、液状化地盤上に橋台および杭基礎を模型化し、１Ｇ場における振動台実験を行った結果を報告する。実験では、液状化地盤の相対密度と入力加速度の大きさを変化させ、基礎に作用する側方流動力の大きさや、その発生メカニズムを検討した。その結果、側方流動発生は、橋台背後地盤の液状化の程度に依存していることが分かった。

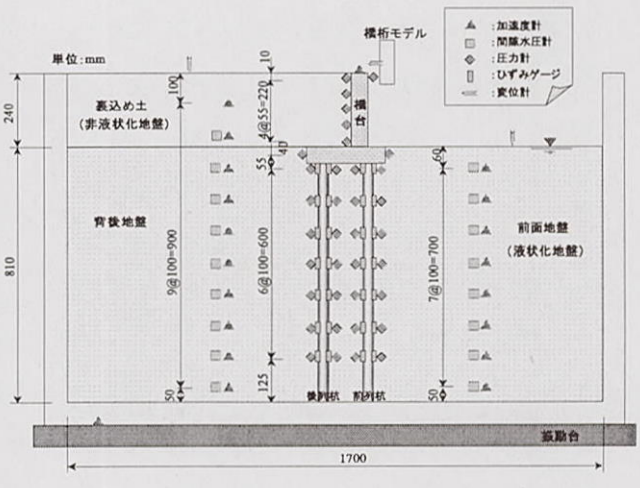


図-1　模型概要および計測器の配置

３．実験方法

３．１　概　要

実験は、独立行政法人土木研究所所有の中型振動台（テーブルサイズ 長さ 3.0m×幅 2.0m）上に、実験用土槽（内寸 長さ 1.7m×幅 0.6m×高さ 1.15m）を固定して行った。模型の概要および計測項目を図-1 に示す。実験ケースを表-1 に示す。

表-1　実験ケース

実験ケース	液状化地盤の相対密度（%）	入力加速度（gal）
Case1	４０	400
Case2	６０	
Case3	４０	200
Case4	６０	

３．２　実験模型および計測項目

橋台模型は、ＲＣ構造物の単位体積重量に合うように、厚さを調整した鋼板製とし、橋台上端部の前面側への変位を拘束するため、橋桁モデル（土槽の上端部に固定した鋼製の治具）を設置した。杭模型は、曲げ変形が卓越するように曲げ剛性を考慮したアクリル製とし、地盤材料には豊浦砂を使用した。図-1 に示す液状化地盤は、土槽底面からポンプにて水を圧入して、ボイリングさせ目標の相対密度よりゆるい飽和地盤を作成した後、予備加振により地盤を液状化させ、その後の圧密沈下により目標の相対密度（Dr=40%,60%）になるよう調整した。このように作成した支持地盤（液状化層）の上に、乾燥砂を空中落下させることにより目標の相対密度（Dr=80%）を有する橋台裏込め土（非液状化地盤）を作成した。

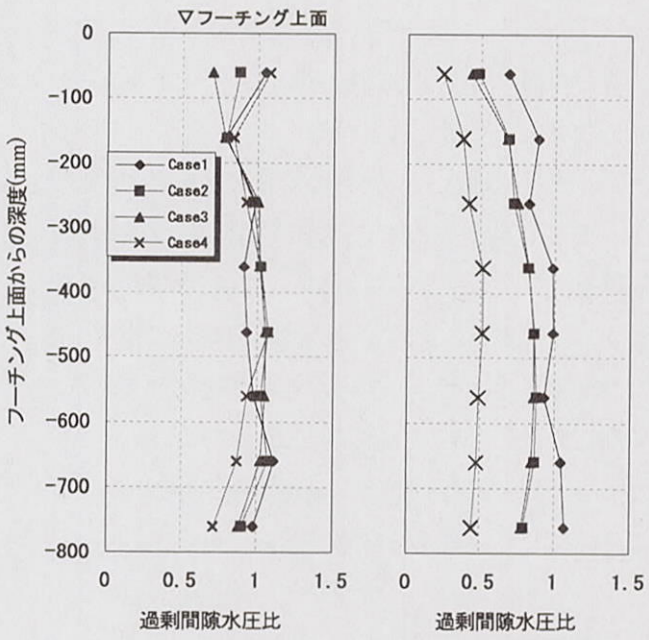
３．３　波形の作成

加振波形は、模型が共振しない振動数（5Hz）の正弦波とし、液状化の程度（過剰間隙水圧の上昇度）に違いが出るように入力加速度を設定した。また、本実験は、裏込め土沈下に伴う側方流動力に着目していることから、加振による地震時土圧などの振動成分を取り除くため橋軸直角方向（土槽長手法線方向）に加振を行った。

４．研究結果

４．１　過剰間隙水圧比の深度分布

図-2 に前面地盤と背後地盤で計測された過剰間隙水圧の最大値を有効上載圧で除した過剰間隙水圧比の最大値分布を示す。過剰間隙水圧の最大値は、加振終了時の、ほぼ地盤変形が収束した状態で計測されているため、過剰間隙水圧比の最大値を算出するために用いた有効上載圧は、地盤変形後の値を使用した。図-2(a)の前面地盤では、過剰間隙水圧比が 1.0 付近に存在し、Case4 の下層付近を除いて完全液状化していることが分かる。図-2(b)の背後地盤については、実験ケースの違いにより、過剰間隙水圧の最大値に差が見られる。過剰間隙水圧比の最大値分布の順序は、Case1,2,3,4 の順となっており、過剰間隙水圧比の最大値の平均は、それぞれ Lu=0.93,0.77,0.76,0.44 である。以上のことから、前面地盤では全ケースで完全液状化したが、背後地盤では密度と加速度レベルの違いにより、過剰間隙水圧の上昇に差が生じたと考えられる。前面地盤と背後地盤での過剰間隙水圧の上昇の違いは、有効上載圧の違いによるものであり、有効上載圧が大きくなる側（背後地盤）の過剰間隙水圧が上がりきらないことが既往の研究で報告されている[2)]。



(a)前面地盤　　(b)背後地盤

図-2　過剰間隙水圧比の最大値分布

４．２　過剰間隙水圧比と杭に作用する土圧の関係

次に、背後地盤の過剰間隙水圧比と前列および後列杭で計測された土圧の履歴曲線を図-3(a)～(d)および図-4(a)～(d)に示す。過剰間隙水圧比を算出するために用いた有効上載圧は、加振に伴う地盤変形によって、時々刻々と変化しているが、ここでは簡単のため、地盤の変形前の初期有効上載圧とした。図に示した土圧は、杭で計測した橋台背後からの側方流動土圧から前面側で計測された土圧（地盤反力）を差し引いた相対土圧であり、土圧計で土圧と同時に計測された過剰間隙水圧は除去したものである。また、履歴曲線は、加振開始から地盤の変形がほぼ収束する 10 秒間をプロットしている。Case1 と Case2 における相対密度の違いによる比較では、後列杭では過剰間隙水圧比の上昇とともに土圧も大きくなり最大土圧を計測しているが、前列

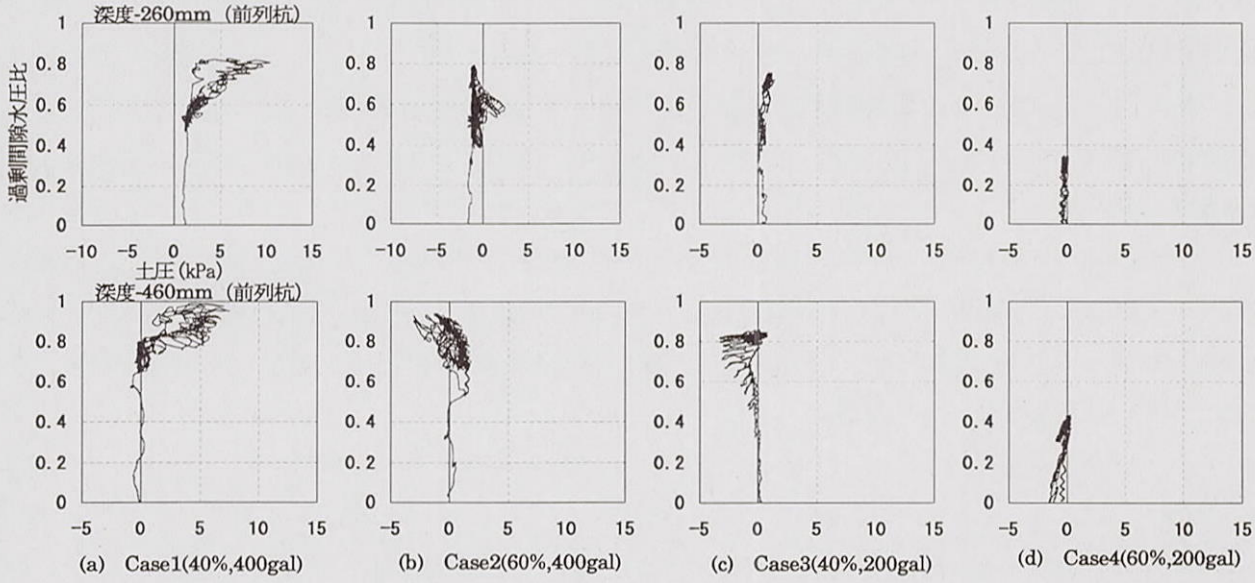


図-3　過剰間隙水圧比－土圧の履歴曲線（前列杭）

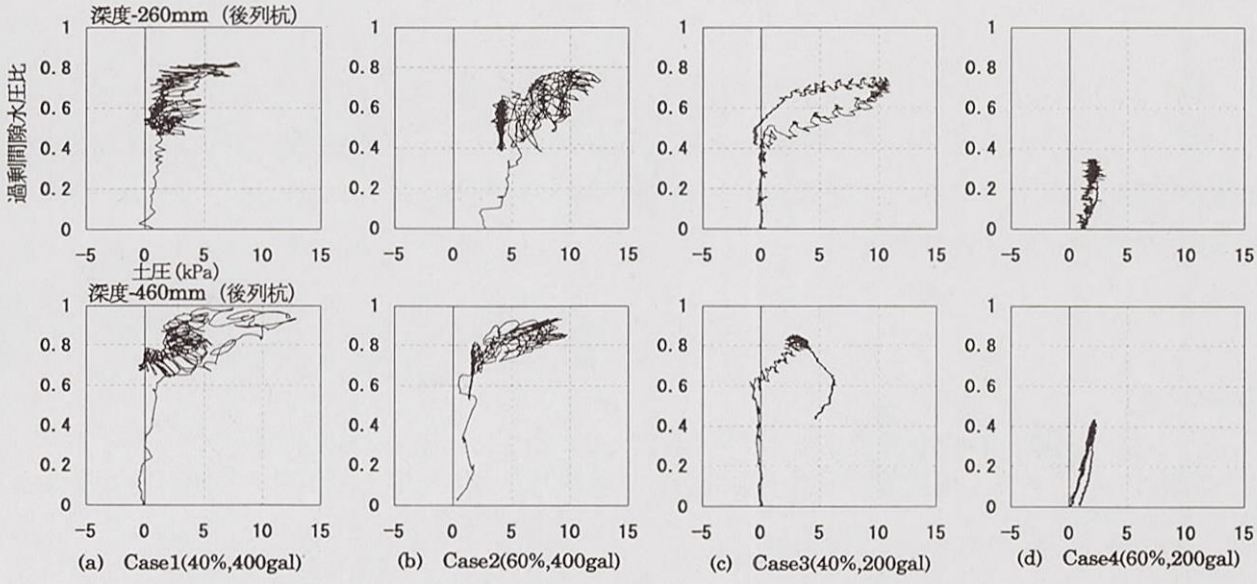


図-4　過剰間隙水圧比－土圧の履歴曲線（後列杭）

杭では、Case2 については土圧の増加は後列杭に比べて極めて小さい。一方、加振レベルと相対密度の違う、Case2 と Case3 の履歴曲線では、深度-260mm では Lu=0.4 付近、深度-460mm では Lu=0.6 付近から後列杭の土圧が大きくなり始めるという傾向が同じであり、また、前列杭では過剰間隙水圧が上昇してもあまり土圧が大きくならない。Case4 については、前後列杭とも土圧の発生がほとんど見られない。図-2(b)から、背後地盤の最大過剰間隙水圧比は、Case1＞Case2≒Case3＞Case4 という関係が成り立っており、前列杭と後列杭の土圧発生の傾向は、背後地盤の過剰間隙水圧の程度に関係している。つまり、過剰間隙水圧比が大きいと前後列杭に土圧が発生し、過剰間隙水圧が中程度だと後列杭のみに土圧が発生、過剰間隙水圧比が小さいと土圧が発生しない。以上のことから、図-2(a)より前面地盤は、全ケースにおいて完全液状化が認められるので、杭に作用する土圧（側方流動）の発生は、前面側地盤の過剰間隙水圧の上昇の影響はあまり受けず、背後地盤の過剰間隙水圧の上昇に大きく影響されていることが分かった。換言すると、背後地盤の液状化に伴い地盤が支持力（せん断剛性）を失うことにより、裏込め土が沈下し、背後側の地盤が前面側へ押し出され側方流動が発生する。今回の実験では、背後地盤の過剰間隙水圧比 Lu>0.9 で前後列杭の土圧が増加、0.9≧Lu>0.4 で後列杭のみ土圧増加、Lu≦0.4 では土圧は増加しないという結果となった（表-2）。

表-2　過剰間隙水圧比による土圧発生状況

過剰間隙水圧比	土圧の増加	
	前列杭	後列杭
Lu＞0.9	○	○
0.4＜Lu≦0.9	×	○
Lu＜0.4	×	×

5．結論

本研究では、地盤の液状化に伴う橋台基礎に作用する側方流動力に着目し、模型振動実験を行った。その結果、流動力の定量的な把握までは至らなかったが、側方流動力発生メカニズムは、前面地盤の過剰間隙水圧の上昇に相関関係は無く、背後地盤の過剰間隙水圧の上昇に大きく依存していることがわかった。

6．謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂いた耐震研究グループ振動チームの田村上席研究員、近藤主任研究員、また、実験におけるご協力を頂いた小野交流研究員、尾山実務訓練生、並びに振動チームの皆様に深く感謝の意を表します。

所 属　（株）ヒロコン

【参考文献】

1)阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告,土木構造物の被害,橋梁,1996.
2)社団法人地盤工学会：地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集,pp63-65,1998.5.

衝突免震構造・高免震構造に関する研究

耐震研究グループ　耐震チーム
姫野 岳彦

1．まえがき

本研究では，すべり系免震支承構造の耐震性能に関する研究として，支承部におけるすべり機構の摩擦特性について，その荷重載荷条件に対する依存性や経時変化による影響などの検討を行い，また，耐震設計を行う際に必要となる特性のモデル化および動的解析法に関する研究を行うことを目的としている．これらの検討のうち，まず，支承部の摩擦特性を力学的な観点から整理し，その特性を把握する際の指標となる摩擦係数などについて検証を行った．

2．研究目的

支承部におけるすべり機構を摩擦減衰性能として評価し，その免震効果を期待した設計法が検討されつつあるが，このとき，その特性の正確な把握とモデル化の手法を確立することが重要な課題となる．一般に摩擦特性を表現する手法としては，クーロンの摩擦法則が知られているが，それによると摩擦係数μの概念によって摩擦力を$F=\mu W$と表し，μは材料の面積および荷重条件等に依存しない定数をとるものとされている．しかしながら，支承部のすべり材として採用されることの多いPTFE（Polytetrafluoroethylene）を用いた場合の特性は，その実験結果などから荷重条件に依存した傾向を示すことがすでに報告されている[1)~9)]．そこで本文では，トライボロジーの分野における理論を用いて摩擦発生機構を力学的に検討し，摩擦力を求める際における理論式の提案とその面圧依存性に関する検証を行った．

3．研究方法

3．1　トライボロジー理論

摩擦力の発生機構としては，1)材料の接触面において生じる凝着部をせん断するために必要な力（凝着項：Fa），2)表面の粗さや異物の介在などにより移動方向前面にある物体を押し退けるために必要な力（掘り起こし項：Fp），3)弾性的な材料が変形する際に生じるエネルギー的な損失に起因する力（弾性ヒステリシス損失項：Fh）などが考えられている[10)]が，すべり支承の摩擦面のように表面粗さが小さく，また，ゴムのような高弾性体ではない場合にはFp，Fhによる要因は相対的に小さく無視することができる．よって，摩擦力Fは下式により近似することが可能である[11)]．

$$F = F_a + F_p + F_h \cong F_a \qquad (1)$$

3．2　ヘルツの接触理論を用いた摩擦力算出式の誘導

ここで，Faを算出するためには凝着が生じている面積を求める必要があるが，２つの材料が平面接触している場合を考えると，その表面粗さの影響などによって，見かけ上の接触面積と実際に接触が生じている面積（真実接触面積）とでは全く異なる値をとる．この接触状態を表現するために，ある曲率半

4．3　摩擦力の面圧依存性

図-4 には摩擦力としてとらえた時の面圧依存性を示すが，正比例と考えるクーロンの摩擦法則と比較して，基準とした面圧（ここでは BP.B 支承の許容面圧 σ_a=30MPa より活荷重を除く死荷重載荷状態を想定して σ=20MPa を考える）から軸力が変化するにともない，約 20%程度の差が生じることが分かる．

5．結論

提案した摩擦特性を求めるための理論式は，PTFE のすべり特性を精度良く表現することができ，また，このときの面圧依存性は高分子材料である PTFE の接触状態が弾性的であることによるものと考えることができる．

6．謝辞

本研究を行うにあたり耐震研究グループ耐震チーム運上上席研究員を始めとして，チーム内の主任研究員，研究員の方々から多くの助言をいただきました．ここに記して感謝の意を表します．

＜参考文献＞

1) 炭村透，鵜野禎史，北澤理仁：各種すべり材の摩擦特性に関する基礎的研究，第 6 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集，pp. 397-402，2003. 1.

2) 鈴木森晶，青木徹彦，森下宣明，前野裕文，鵜野禎史，森重行雄：鋼製支承と高減衰ゴムダンパーによる機能分離型支承の耐震性能実験，第 26 回地震工学研究発表会講演論文集，pp. 1097-1100，2001. 8.

3) 玉木利裕，小川一志，河東鏑，鵜野禎史，比志島康久：摩擦減衰型免震装置の摩擦特性に関する実験的検討，鋼構造年次論文報告集，第 7 巻，pp. 89-84，1999. 11.

4) 尾崎大輔，塚本敦之，松本史郎：免震橋用の摩擦型すべり支承の開発，第 21 回地震工学研究発表会論文集，pp. 533-536，1991. 7.

5) 林章二，北村佳久，猿田正明：積層ゴムとすべり支承による複合免震システムに関する研究，第 10 回日本地震工学シンポジウム，pp. 2807-21812，1998.

6) 大橋智樹，富島誠司，西山正三，澤田毅，松本史郎：複合支承方式による免震構造の設計法開発（その３．実験データによる摩擦係数の依存性検証），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 583-584，1995. 8.

7) 遠山幸太郎，浜口弘樹，沖芳郎，東野雅彦，阿部裕：低摩擦特性のすべり支承に関する研究（その１．すべり支承の選定），日本建築学会学術講演梗概集，pp. 697-698，1999. 9.

8) 市村敦史，加藤直樹，松本喜代隆，谷地畝和夫，高澤恒男，福田滋夫，舘野孝信，直原克己：弾性すべり支承の開発（その３：複合試験体の実験結果），日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 733-734，2000. 9.

9) 小原欣也，小倉一記，杉沢充：滑り支承に関する実験的研究―基本性能試験結果－，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp. 741-722，2000. 9.

10) 例えば，田中久一郎：摩擦のおはなし，日本規格協会，2002.

11) 田中寛人，高橋良和，家村浩和：滑り支承の速度・荷重依存性のモデル化と免震効果に関する研究，土木学会第 57 回年次学術講演会，pp. 905-906，2002. 9.

12) 坂口一彦，藤井輝彦：低速-高荷重下での PTFE および充てん PTFE のすべり摩擦特性，潤滑，vol. 28，No. 9，pp. 691-696，1983.

13) 例えば，テフロン実用ハンドブック，三井・デュポンフロロケミカル株式会社，2001.

14) 岡本晋，深沢泰晴，藤井俊二，尾崎大輔：すべり方式免震システムを有する橋梁の地震時挙動特性，土木学会論文集，No. 513/I-31，191-200，1995. 4.

所属　川口金属工業株式会社

指導課題名　衝突免震構造・高免震構造に関する研究　（指導機関　平成 14 年 10 月～平成 15 年 3 月）

チーム名　　耐震チーム
氏　名　　矢田部　浩*

1．はじめに

機能分離型支承など，すべり支承を鉛直支持装置およびエネルギー吸収装置とし，復元力装置を別途設けるタイプのすべり系免震支承は，従来のゴム系の免震支承とは異なるタイプの支承として適用が試みられている．

すべり系免震支承を用いた橋梁の地震応答解析を行う場合，摩擦力のモデル化を適切に行うことが必要とされる．一般に，十分に大きな初期剛性を仮定したバイリニアモデルを用いて地震応答解析を行う場合が多いが，初期剛性の設定によっては数値解析上の誤差を生じる場合があることや，初期剛性をもとに計算する減衰マトリックスの設定法によって解析結果が異なる場合があることが報告されている[1)]．本文では初期剛性と減衰モデルの違いによる応答値への影響について検討を行った結果を報告する．

2．解析条件

解析にあたり使用したモデルおよび橋脚，支承部の諸元，初期剛性ステップを含む解析条件については文献１）を参考に設定した．解析モデルを図-1 に，解析条件を表-1 に示す．動的解析ソフトとしてはTDAPⅢを使用した．

橋脚の非線形特性を表す履歴モデル（バイリニアモデル，非線形はり部材）を図-2 に示す．橋脚は鋼製橋脚を想定し，曲げ剛性は基本ケースである降伏曲げモーメント M_y=30MN･m を含めた大小 3 ケース 15，30，45MN･m を設定した．バイリニアモデルの二次剛性としては，初期剛性の 1/100 とした．降伏曲率については，ϕ_y＝0.0011（1/m）で一定とした．

支承の非線形特性を表す履歴モデル（バイリニアモデル，バネ部材）を図

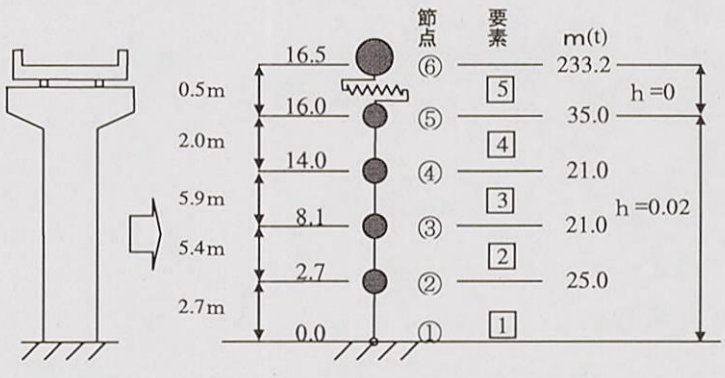


図-1　橋脚の解析モデルと諸元

表-1　解　析　条　件

構造要素	支承　……非線形せん断バネ要素（バイリニア） 橋脚（鋼製）‥非線形はり要素（バイリニア），橋脚下端固定
解析手法	時刻歴解析，直接積分法
数値積分法	Newmark-β法（δ＝0.5，β=0.25）
減衰モデル（2種類）	Rayleigh減衰 歪みエネルギー比例型減衰
入力地震動	道路橋示方書 標準加速度波形 レベル２-タイプⅡ-Ⅰ種地盤用波形No.1（Ⅱ-Ⅰ-1）

-3 に示す．初期剛性 k_0 は，橋脚の曲げ剛性と同程度の 1.5×10^{1}MN/m から 1.5×10^{6}MN/m まで10倍ずつ変化させた6ケースを設定した．降伏変形量は初期剛性が 1.5×10^{1}MN/m のとき δ_y= 0.007733m とし，降伏荷重 P_y を一定とすることから初期剛性の変化に合せて変化させた（k_0 が 10 倍のとき δ_y を 1/10）．二次剛性 k_b は復元力装置のせん断バネ定数をとり，2MN/m で一定とした．設定した橋脚剛性および支承初期剛性の組み合わせに従って固有値解析を行った結果として，1 次モードの固有周期を図-4 に示す．

減衰は Rayleigh 減衰と歪みエネルギー比例型減衰の 2 種類を用いた．Rayleigh 減衰の α，β は固有値解析の結果より，1 次モードと 2 次モードを対象に決定した．減衰定数 h は，すべり系免震支承を 0 とし，その他の部材を 0.02 とした．

入力地震動は，道路橋示方書[2] の標準加速度波形のうち，レベル2のタイプII，I種地盤用波形 No.1（II-I-1）を用いた．入力地震動の加速度波形を図-5 に示す．

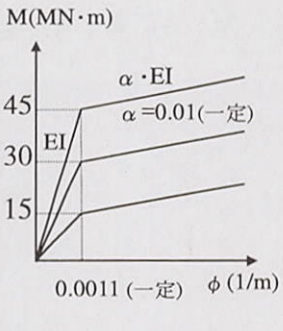


図-2　橋脚の M－φ関係
(M_y=3 ケース)

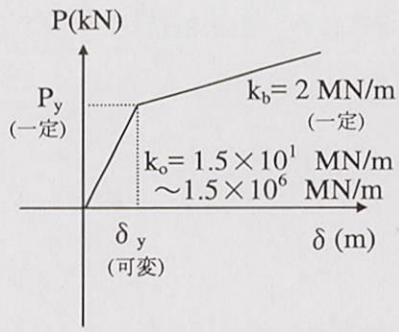


図-3　すべり系免震支承の P－δ関係
（初期剛性 ko =6 ケース）

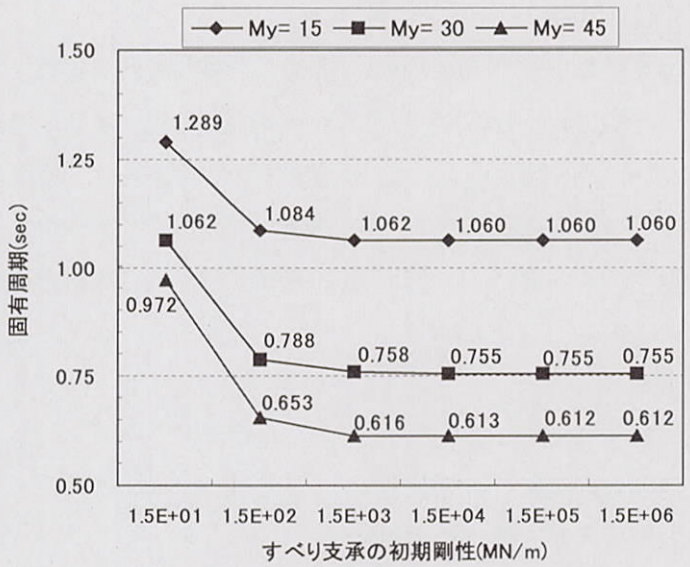


図-4　1 次モードの固有周期（全ケース）

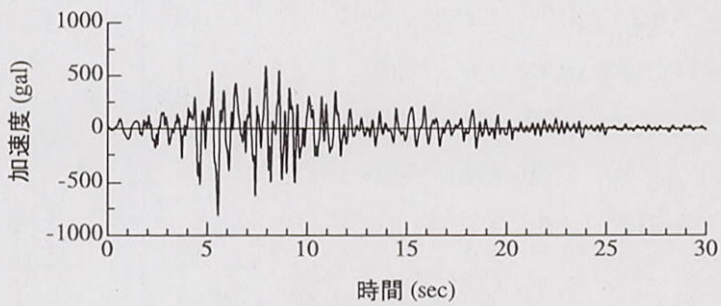
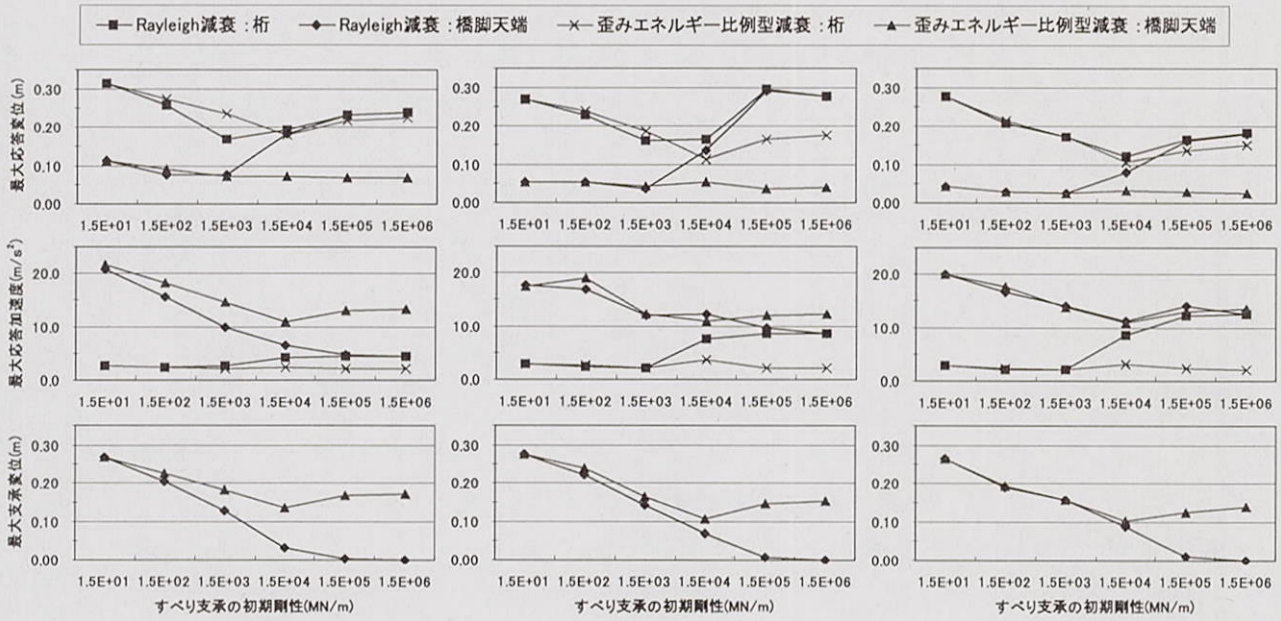


図-5　入力地震動（加速度波形 II-I-1）

3．解析結果

橋脚剛性の異なる3つの下部構造ケースについて，それぞれ支承の初期剛性および減衰モデルの違いによる地震応答値の変化を整理した．上部構造の桁位置と橋脚天端位置での最大応答変位および最大応答加速度と支承の最大変位量を図-6 に示す．

Rayleigh 減衰を用いた場合には，初期剛性が 1.5×10^{4}MN/m 以上では上部構造変位と橋脚天端変位が同じ値となり，数値解析上支承に変位が生じない状態となっている．この現象は，橋脚の剛性を半分もしくは 1.5 倍とした場合もこの傾向はほぼ同じである．



(1) My=15 MN・m　　(2) My=30 MN・m　　(3) My=45 MN・m

図-6　すべり支承の初期剛性と最大応答値（上段から変位，加速度，支承変位）

また，歪みエネルギー比例型減衰を用いた場合には，橋脚天端変位については初期剛性の値が変化してもそれぞれ一定の値を示しており，初期剛性 1.5×10^4MN/m 以上のケースから変位が大きくなる Rayleigh 減衰とは異なる．

最大応答値の傾向が異なる初期剛性前半の $k_0=1.5\times10^2$MN/m と同後半の $k_0=1.5\times10^5$MN/m について，応答変位波形を図-7.1，図-7.2 に示す．ここで $k_0=1.5\times10^2$MN/m 程度では減衰モデルによる応答の違いは見受けられないが，後半の $k_0=1.5\times10^5$MN/m 付近では，Rayleigh 減衰の場合は支承が固定状態となって上部構造と橋脚天端の波形が同調しており，歪みエネルギー比例型とは異なる応答波形であることが確認できる．

ところで，通常，実務的には，支承本体や支承部の組み立て等のはめ合い公差によるわずかな初期変位量 δ_0 を考慮して初期剛性を設定する場合もあるが，上部構造重量 100MN，初期変位量 δ_0=1mm と仮定すれば，初期剛性は 1×10^4MN/m 程度となる．実際の初期変位量を推定することは難しいが，実務設計で仮定され

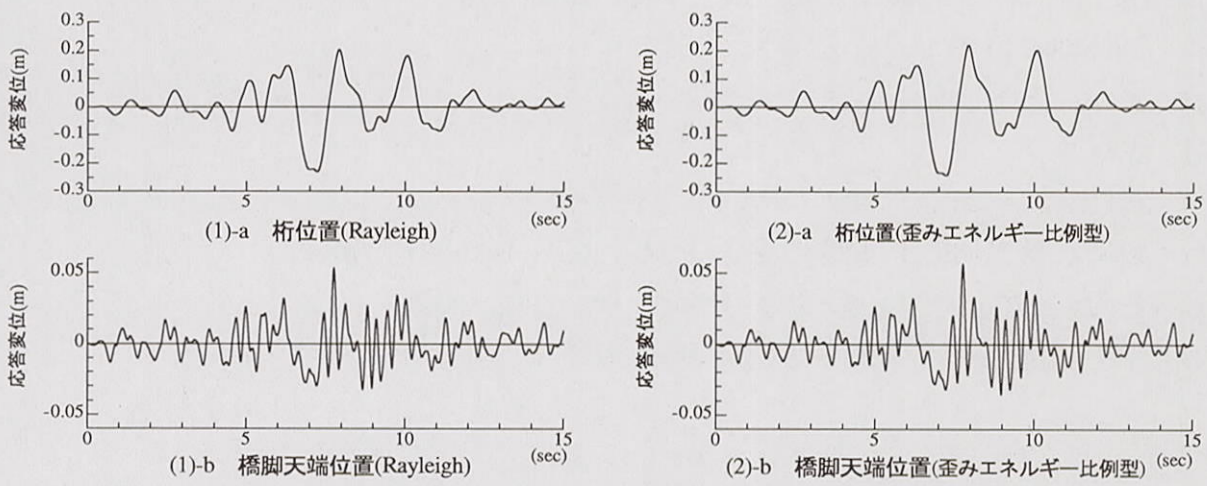


図-7.1　応答変位波形（初期剛性 1.5×10^2MN/m，M_y=30MN・m）

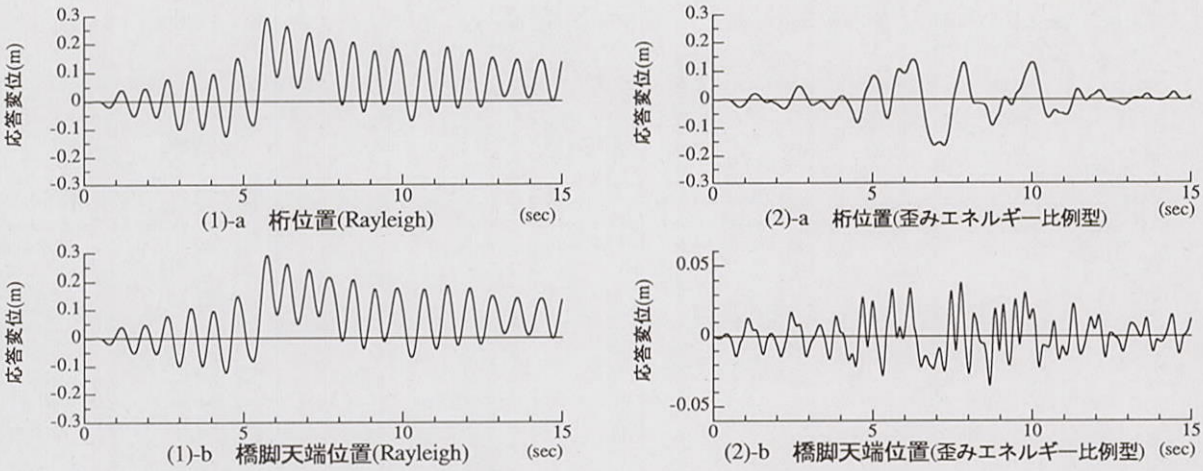


図-7.2 応答変位波形（初期剛性 1.5×10^{5}MN/m, M_y=30MN・m）

る程度の初期剛性であれば，その影響が小さい範囲となっている．

4．まとめ

すべり系免震支承の初期剛性と減衰モデルの違いによる応答値の影響について検討を行った結果，以下のような知見を得た．

(1) Rayleigh 減衰を用いた場合，1×10^{4}MN/m 以上の初期剛性を与えると解析上支承に変位が生じない現象を確認した．

(2) 実務設計で仮定される程度の初期剛性であれば，その影響が小さい範囲となっているが，初期変位量の設定を含めて更に検討を要する．

5．謝　辞

本文をまとめるにあたり，終始，御懇篤なる御指導を賜りました土木研究所耐震研究グループ耐震チーム上席研究員 運上茂樹博士に厚く感謝の意を表し，ここに，心から御礼を申し上げる次第であります．さらに，本研究の内容や研究業務全般に関して貴重な御助言，御指導をいただきました同耐震研究グループ耐震チーム 西岡勉主任研究員，星隈順一主任研究員，河藤千尋主任研究員，三上卓研究員，西田秀明研究員，塩島亮彦氏に厚く御礼申し上げます．

＜参考文献＞

1) 監崎達也・伊津野和行：すべり摩擦型免震支承のモデル化における初期剛性と減衰の与え方に関する検討，第 26 回地震工学研究発表会講演論文集，pp.1073-1076，2001.8

2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，2002.3

＊） 所属：株式会社ビービーエム 本社　技術本部設計部 第三設計グループ主任

衝突免震構造・高免震構造に関する研究

耐震研究グループ　耐震チーム
小倉裕介

1．まえがき

地震時の桁の変位が大きくなるゴム支承を採用した橋梁では、桁と桁、または桁と橋台の衝突を回避する大規模な遊間および伸縮装置を用いると、経済性や維持管理などの観点から合理的な構造とはならない場合がある。このため、常時の桁の変位を吸収できる遊間を確保し、大規模地震時においては桁を衝突させて、桁の衝突が橋の耐震性能を損なわない設計を行うことが考えられる。隣接する桁の重量比が著しく異なる桁同士の衝突では、重量の小さい桁が押し出され落橋する危険性が考えられるが、桁と橋台の衝突においては、橋台が桁の変位を拘束して橋梁全体の耐震性が向上する可能性があり、本研究では、後者の橋台と桁の衝突免震構造を検討するものである。

2．研究目的

地震時に桁と橋台が衝突する橋梁の設計を行う場合、橋梁は複雑な動的応答となるため、衝突バネを用いた非線形動的解析を用いて橋梁全体系の耐震性の検討を行う必要がある。土木研究所における検討[1)]では、両端を橋台で支持された５径間連続の地震時水平力分散構造の橋梁に対して、桁と橋台の衝突を考慮した大規模地震時の非線形動的解析を行っており、桁が橋台に衝突することによって桁および橋脚の応答変位が低減する結果が得られているが、衝突を考慮した橋梁の応答特性は、桁からの衝突力を受ける橋台の抵抗力や変形性能に影響されると考えられる。そこで本研究では、橋台および周辺地盤の詳細な非線形動的解析モデルを作成し、橋台の胸壁に桁を衝突させた動的解析を行うことによって、橋台および橋台背面地盤の衝突応答特性について解析的に検討することを目的としたものである。

3．研究方法

3.1　研究の流れ

本研究の流れ図を図-1 に示す。検討対象となる橋台モデルは、杭基礎、橋台周辺の地盤の抵抗を考慮できる非線形解析モデルとした。解析モデルは既設橋台をモデル化したものと、胸壁を補強した２つのモデルとし、桁の衝突位置を想定した胸壁上部におけるプッシュオーバー解析を行い、静的な変形特性および橋台の耐力を算定した。次に、１質点でモデル化した桁を、地震時における桁の応答速度で橋台に衝突させた非線

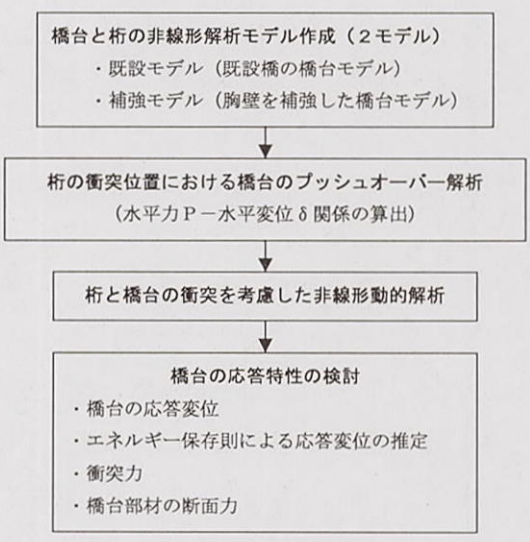
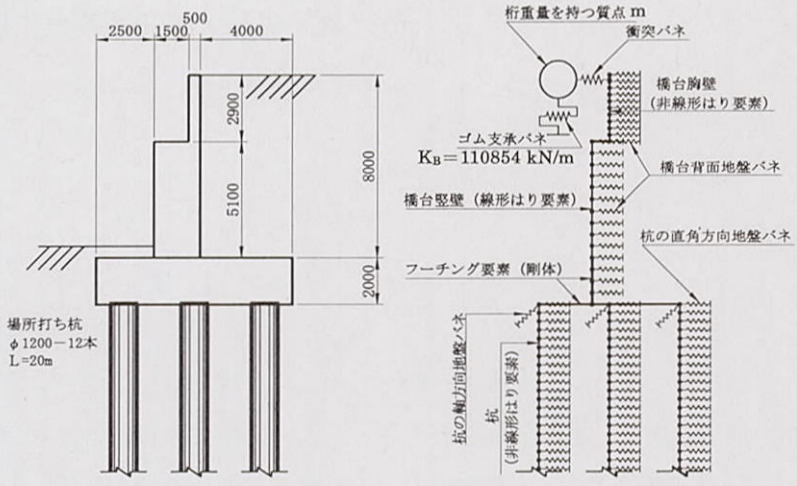


図-1 研究の流れ

形動的解析を行い、橋台の応答変位や橋台への衝突力、橋台部材の断面力について検討を行った。

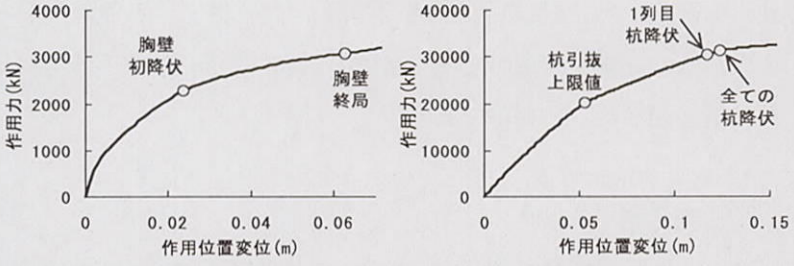
3.2 解析モデルと解析条件

図-2(a)に示す高さ 10m の既設の逆T式橋台を対象とし、図-2(b)に示す橋台単独系の非線形解析モデルを作成した。橋台背面地盤は N 値が 5 の砂質土（せん断抵抗角 ϕ=30° 単位体積重量 γ=19kN/m^3）を想定し、橋台背面には道路橋示方書に規定されるケーソン基礎に準じた完全弾塑性型の離散型非線形バネを 30～50cm 間隔で 26 個配置した。桁の衝突位置は、床版の衝突を考慮して胸壁上端から 20cm 下方とした。胸壁部材については、既設断面ではここに塑性化が想定されるため非線形はり要素としてモデル化したものと、また、胸壁を補強することを想定して竪壁と同じ剛性を有する線形はり要素としてモデル化した２つの解析モデルを作成した。ここでは、それぞれ「既設モデル」および「補強モデル」と呼ぶ。



(a)解析対象橋台　　(b)非線形解析モデル（既設モデル）

図-2　解析モデル



(a) 既設モデル　　(b) 補強モデル

図-3 衝突位置の水平力－変位関係

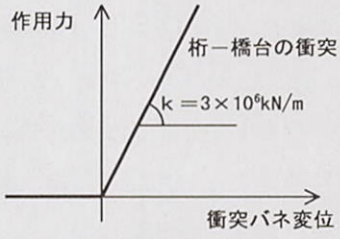


図-4 衝突バネ

表-1 各部位の減衰定数
（ひずみエネルギー比例減衰算出時）

部　位	減衰定数
橋台躯体(非線形)	2%
橋台躯体(線形)	5%
地盤バネ	0%
杭部材(非線形)	2%
支承バネ	2%

図-3 はプッシュオーバー解析により衝突位置における水平力－変位関係を求めたものである。既設モデルは胸壁下端に変形が集中し、補強モデルは基礎に塑性化が生じることがわかる。ただし、既設モデルの胸壁の断面計算には翼壁を考慮していないため、本解析では胸壁部材の耐力を小さめに評価していることに注意する必要がある。

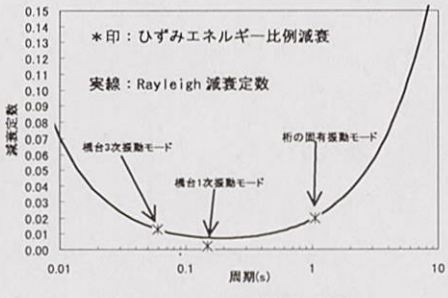


図-5 Rayleigh 減衰定数

この橋台に対して桁との衝突解析を行うために、図-2(b)に示すように桁長 200m の５径間鋼桁の質量 30772kN を、全ゴム支承の剛性で支持された１自由度振動系（固有周期 1.1 秒）としてモデル化し、図-4 に示す衝突バネを介して橋台に衝突させた。バネ剛性については文献[2]を参考に k=3×10^{6}kN/m とした。道路橋示方書に規定される地震動の周期 1.1 秒における応答速度スペクトルは、全ての地盤種別を考えると 1.6～3.1m/s であるが、本研究では衝突速度をこの範囲内で考え、衝突直前の上部構造質点の速度

が 2m/s となるよう上部構造質点に初期条件を与えて自由振動させた。また、モデルの簡略のため遊間を無視し、ゴム支承の変位が 0m の時に衝突するようにした。動的解析には Newmark β法（β=1/4）を用い、積分時間間隔は 0.0005 秒、解析時間は衝突後 0.5 秒間まで行った。減衰は主要振動モードのひずみエネルギー比例減衰定数より設定した Rayleigh 減衰を用いた。表-1 にひずみエネルギー減衰定数を算出する時の部材の減衰定数を示す。地盤の減衰は地盤バネの履歴減衰のみを考慮し 0%とした。Rayleigh 減衰係数は、桁の振動および橋台の 3 次振動の減衰定数を合わせて設定したが、これは桁と橋台の 1 次振動を合わせた場合、Rayleigh 減衰係数が負の値となり設定できなかった理由による。本解析に用いた減衰定数と周期の関係は図-5 のようになる。地盤バネの減衰が 0%であるため、橋台の 1 次振動モードのひずみエネルギー比例減衰は 0.2%であるが、Rayleigh 減衰における 1 次振動モードの減衰定数は約 1%に設定されている。

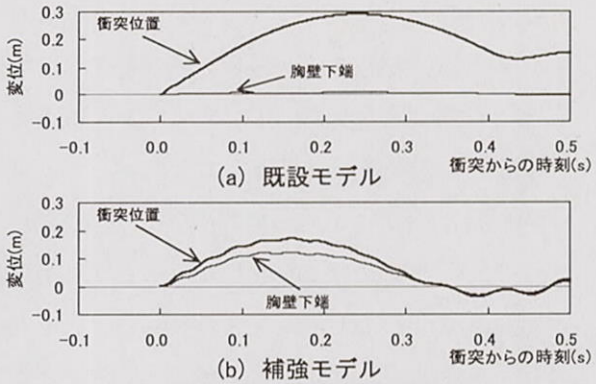


図-6 橋台の応答変位時刻歴

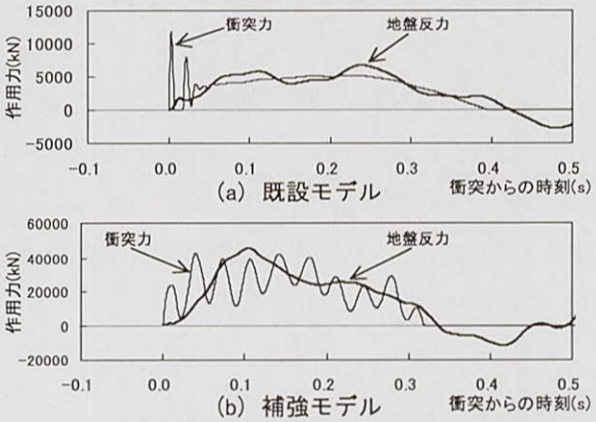


図-7 衝突力と水平方向地盤反力の時刻歴

4．研究結果

4.1 応答変位

橋台の衝突位置と胸壁下端における応答変位の時刻歴を図-6 に示す。これによれば、桁の衝突後に橋台が押し込まれ、桁と橋台が一体となって挙動する応答が得られた。既設モデルでは胸壁に変形が集中し、衝突位置の最大応答変位は 0.29m と胸壁の終局変位 0.06m を大きく上回り、約 0.15m の残留変位が発生した。補強モデルでは応答周期が既設モデルより短くなり、最大応答変位は 0.18m に減少した。杭基礎の塑性率は 1.3 程度であり、残留変位は殆ど見られなかった。

また、簡便に最大応答変位を求めるために、減衰を無視したエネルギー保存則を考えると次式のようになる。

$$E_k = E_{sB} + E_{sA} \quad \cdots(1)$$

E_k：衝突直前の桁の運動エネルギー（$=1/2 \cdot m \cdot v^2$）

E_{sB}：支承のひずみエネルギー（$=1/2 \cdot K_B \cdot \delta^2$）

E_{sA}：橋台・基礎を合計したひずみエネルギー（変位 δ の関数）

ここで、E_{sA} は図-3 より求められ、(1)式より最大応答変位 δ を計算すると、既設モデルは 0.30m、補強モデルは 0.19m となり、動的解析結果とほぼ一致した。

4.2 衝突力

衝突後、上部構造から衝突バネを介して橋台に作用する衝突力は、水平方向の地盤反力、橋台の慣性力、減衰力の合力を反力として発生する。この衝突バネの衝突力と地盤バネ抵抗力を合計した地盤反力の時刻歴を図-7 に示す。本解析では、衝突直後に大きな衝突力が発生し、その後、地盤反力に漸近していく応答が得られた。衝突直後の大きな衝突力は、主に橋台の慣性力を反力として発生していた。また、補強モデルでは、図-6 (b) に示したように胸壁だけでなく竪壁も変位することから橋台の慣性力に寄与する質量が既設モデルより増加し、また、胸壁の背面地盤のみで抵抗する既設モデルより地盤反力が増加するため、衝突直後および接触時間内における衝突力が大きくなった。

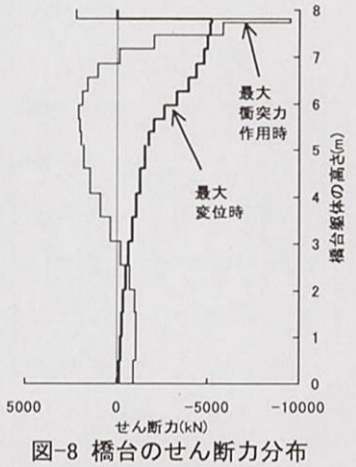


図-8 橋台のせん断力分布
(既設モデル)

次に、既設モデルの最大衝突力の発生時刻、および橋台の最大変位の発生時刻における橋台躯体のせん断力分布を図-8 に示す。最大変位時のせん断力分布は図-3 におけるプッシュオーバー解析のものとほぼ一致していたが、衝突直後には衝突の影響により、衝突部付近のせん断力が卓越して最大変位時のせん断力を上回っていた。

5. 結論

上部構造質点を橋台に衝突させた動的解析を行ない、以下の結果を得た。

1) 衝突後は桁と橋台が一体となって挙動し、既設の橋台では胸壁に損傷が集中した。また、橋台躯体を補強した場合、杭基礎は塑性化するが残留変位は小さかった。

2) 橋台の最大応答変位はエネルギー保存則からほぼ推定できた。

3) 衝突直後に大きな慣性力が橋台に発生し、その慣性力を反力として衝突バネに大きな衝突力が生じた。

4) 胸壁部材では、衝突の影響により、衝突直後の衝突部付近において最大変位時を上回るせん断力が発生した。

6. 謝辞

本研究は、独立行政法人土木研究所耐震研究グループ耐震チーム運上茂樹上席研究員のご指導の下に行ったものであり、ここに深く感謝の意を表します。

<参考文献>

1) 運上、近藤、三上：上部構造端部と橋台の衝突が橋全体の地震時挙動に及ぼす影響，土木技術資料 44-2，p.20-25，2002. 2

2) 川島一彦：動的解析における衝突のモデル化に関する一考察，土木学会論文報告集，308 号，1981. 4

所属　株式会社ワイ・テック

中小河川におけるハビタットの分布・構造に関する研究

（指導期間　平成14年4月1日～平成15年3月31日）

研究室名　水循環研究グループ（河川生態）
氏　　名　千葉　武生*

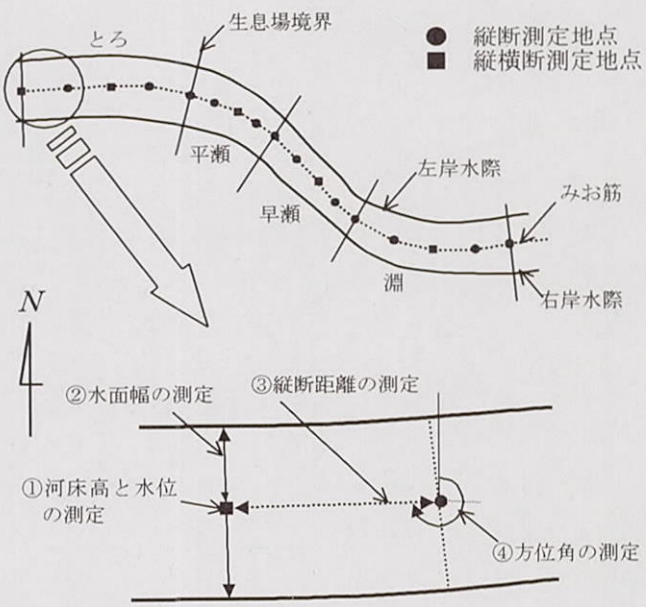
1．研究の背景・目的

河川における流水域のハビタットは一般に早瀬、平瀬、とろ、淵に分類され[1]、ハビタットとそこに生息する生物の種や量は密接な関係があると言われている。河口らは、実験河川において平瀬、早瀬、淵といった異なるハビタット毎に魚類の生息量や流速、水深等の物理量を調査し、魚類の生息量が各ハビタットで明瞭に異なり、その理由を各ハビタットが有する物理量の違いから説明している[2]。このように各ハビタットの有する流速、水深等の物理環境特性の違いが生息する生物の分布に影響を与えているものと考えられるが、実際の河川においてハビタットの構造や物理量について定量的に調査した事例はこれまでのところ少ないのが現状である。ところで、この瀬や淵がつくられるのは、洪水時に形成される中規模河床波（以下砂州とする）に起因しており、砂州の波長や砂州高、洗掘深といった形態は、その河川が持つ川幅や粒径等の河道特性とある一定の関係があることが明らかとなっている[3]。本研究で検討対象としている流水域のハビタットも砂州により形成されているものであり、河道特性と何らかの関連性を有していることが予想される。したがって、多くの河川において各ハビタットの物理量・分布量と河道特性との関係を明らかにすることができれば、将来的にはハビタットの予測評価を行うことが可能になるものと考えられる。

本研究では、まずその第一歩として各ハビタットの構造及び分布についての調査を行い、その特徴を把握し、河道特性との関連性について考察を行った。

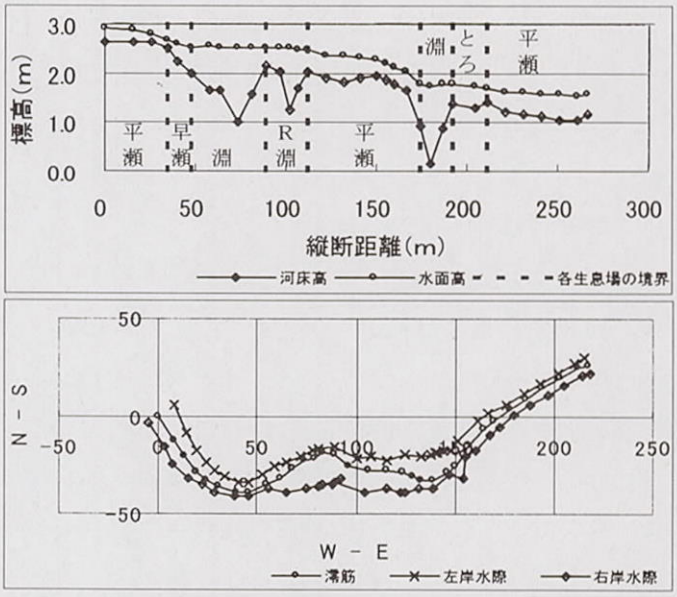
2．調査方法

ハビタットの分布・構造は縦断測量及び横断測量の組み合わせにより実施した。はじめに調査対象区間の河道を一定の物理特性を有する河道地形単位（Channel Geomorphic Units、以下、CGU）[4]に区分する。一つのCGU内の流速や水深、河床材料等の物理量は隣り合うCGU内の物理量と比較すると比較的同一であり、一つのCGUは瀬、淵、とろといったハビタットタイプのいずれかと対応していると考えられる。CGUは、その場で特定のハビタットに対応させており、今回対象としたハビタットタイプは早瀬、平瀬、とろ、淵である。縦断測量はみお



図－1　調査の概要

筋に沿って各縦断測定地点において河床高及び水位、水面幅、次の測定地点までの縦断距離、及び下流側の測定地点から見た上流側測定地点の方位角を概ね水面幅程度の間隔で測定した。みお筋に沿って縦断測量を行った場合、水面幅中央に沿って測量を行った場合と比較して、河床形状の変化が明確であること、また、最大水深の把握が可能であること等の利点があり、より実用的である[5]。横断測量は、基本的に各ハビタットの中間地点付近において実施し、1～2m程度の間隔で河床高、水深、流速を測定した。これを調査対象区間について繰り返し実施していくことにより、図－2のように対象区間の澪筋及び左右岸水際の平面形状、そして河床及び水面の縦断形状を把握することができる。また、これらの物理量と河道特性との関連性を把握するために調査地区ごとに横断測量及び河床材料の調査を実施した。河床材料の調査は Wolman のペブルカウント[6] により行った。以上の調査データをもとにリーチ単位及びハビタット単位ごとに表－1に示す指標を算出した。ここでリーチとは砂州の波長のことを指し、1リーチには通常2つの連続する瀬と淵が含まれる。なお、日本の中小河川では横断工作物により調査対象区間を1リーチとれない場合が多い。本調査においては、測定区間延長を典型的な1リーチ区間とれない場合には、リーチ単位の指標は半リーチの測定結果をもとに算出した。



図－2　調査結果のアウトプット例（上：縦断図　下：平面図）

表－1　算出項目

単位	算出項目
リーチ	砂州の波長、最大水深、平均河床勾配、平均水面勾配、低水路幅、構成比（延長、面積、体積、水位差）、代表粒径、摩擦速度、無次元掃流力
ハビタット	平均水深、平均水面幅、延長、面積、体積、水面勾配、河床勾配、流速

3．対象河川

本研究では河道内の微地形の視認性が高く、比較的調査が容易な Bb 型の河川を調査対象河川とした。対象としたのは岐阜県及び三重県を流れる牧田川、員弁川、朝明川の3河川で、それぞれ2地区ずつ設定し、合計6地区において調査を実施した。対象河川の概要を表－2に示す。調査

表－2　調査対象河川の概要

調査地区	測定区間延長	平均河床勾配	平均水面幅	代表粒径	対象区間の概要
牧田川一之瀬地区	407m	1/320	18.5m	56mm	交互砂州が形成されている。低水路幅は約60m、河道幅は約120m程度。右岸低水路にはふとん籠が設置されており、一部護床工もある。
牧田川下多良地区	266m	1/170	12.7m	49mm	一之瀬地区の上流に位置し、渓谷区間である。人為は加わっていない。右岸側は山付きになっており、形成されている淵は非常に深い。
員弁川川合地区	394m	1/267	10.7m	41mm	低水路幅は30～40m程度で、交互砂州が形成されている。左岸低水路際には崖地が形成されており、右岸は根固めが設置されている
員弁川本郷地区	175m	1/127	8.1m	26mm	川合地区の約4.2km上流、員弁川の最上流部で上下流部には床止めが設置されている。両岸ともに竹林、あるいは崖地となっている。
朝明川朝明地区	286m	1/772	12.8m	7mm	交互砂州が形成されている。河床材料は牧田川、員弁川と較べ小さく、ほとんど砂利となる。右岸側は竹林、左岸側は根固めが設置され
朝明川上条地区	391m	1/313	14.2m	20mm	朝明地区の約3.7km上流に位置し、交互砂州が形成されている。河道幅は広く河床材料は砂利が多い。右岸側の低水路際には崖地が形成されている。

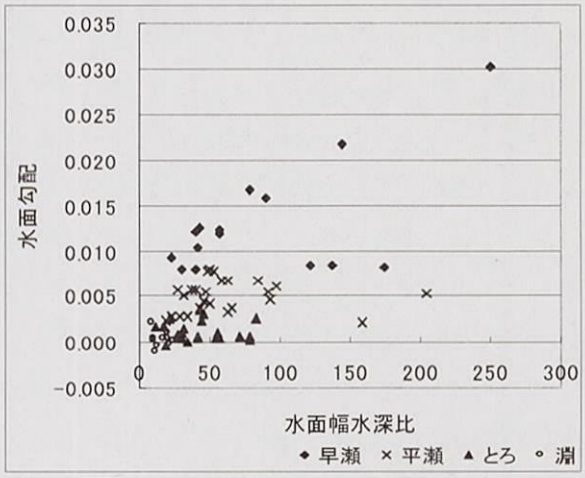
地区の平均河床勾配は 1/127～1/770、平均水面幅は 7.7m～21.2m と幅を持っている。対象河川のうち、牧田川下多良地区は渓谷区間を流れる地区であり、河川改修等の人為が加えられていないが、他の地区は護岸工、護床工、床止め等何らかの河川改修が行われている。なお、今回対象とした河川には上流域の河川も含まれているが、黒木ら[7]による中規模河床形態の形成領域区分によると全ての調査地区が交互砂州の発生領域に属している。

4．調査結果

4．1　ハビタットと幾何形状、物理特性との関係

今回対象とした6地区における全ての調査結果をもとに、ハビタットごとに幾何形状、物理特性の平均値、分布範囲をとりまとめ表―3に示した。

始めにハビタットと水面勾配、水面幅水深比との関係を見るために、その関係について全ての CGU の結果をプロットし図－3に示した。水面勾配について見ると早瀬と平瀬との境界は 0.008（1/125）程度、平瀬ととろとの境界は 0.003（1/300）程度であった。とろと淵は 0.003（1/300）からレベルまでの範囲に重なって分布しているが、特に淵に関しては 0.0017（1/600）以下の範囲に分布していた。水面幅水深比については平均値では淵＜とろ＜平瀬＜早瀬の傾向が見られる。淵ととろは水面勾配ではあまり明確に分かれなかったが水面幅水深比では約 25 程度で区分された。早瀬、平瀬の水面幅水深比はともに大きな値を示すが、特に 100 を超える大きな値を示すのは瀬の前縁線が不明瞭となり、瀬が河道法線に対して直角方向に流れるような場合であった。なお、水面勾配については、各対象地区で平均河床勾配が異なるため個々のハビタットの水面勾配を当該地区の平均水面勾配で除した相対値を算出し、比較検討を行った。その結果、水面勾配よりもハビタットごとの分布範囲が重なってしまう傾向が見られたが、基本的には先述した水面勾配の分布状況に近かった。相対値による分布の境界は、早瀬と平瀬が 2.0 付近、平瀬ととろとの境界は 0.6 付近であった。



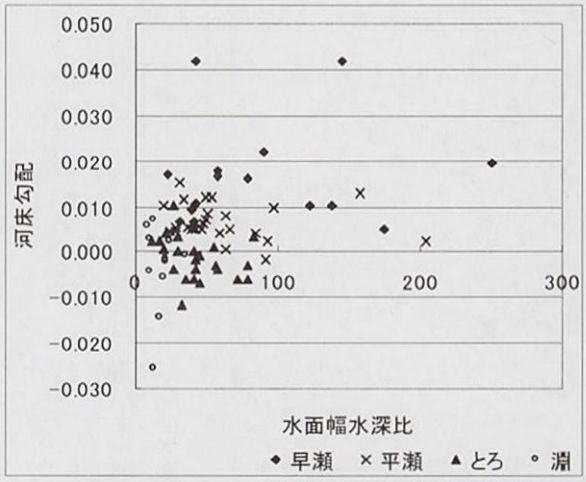
図－3　ハビタットと水面勾配、水面幅水深比との関係

河床勾配について見てみると、早瀬で値が大きくなる等の特徴が見られたが、水面勾配と比較してハビタットとの対応関係は悪くなっている（図－4参照）。これは現地におけるハビタットの特定を主に水面形状の

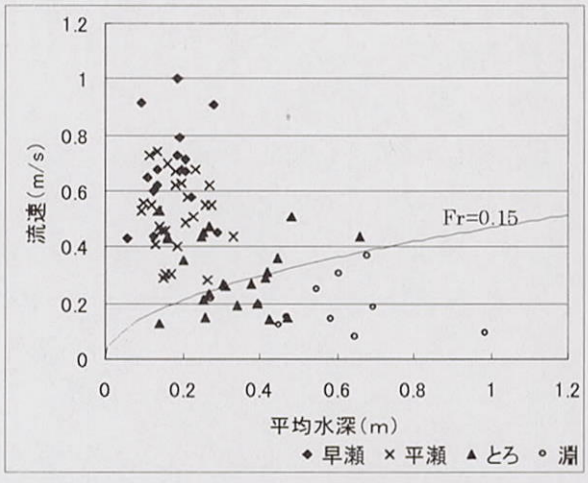
表－3　ハビタットと幾何形状、物理特性との関係（上段：平均値±標準誤差、下段：分布範囲）

ハビタット	水面勾配	相対水面勾配	河床勾配	水面幅/地区平均水面幅	水面幅変化率	水深/地区平均水深	水面幅水深比	流速 (m/s)
早瀬 (n=15)	1/77 1/125～1/33	3.73±0.57 1.8～10.1	1/60 1/202～1/24	1.12±0.11 0.71～2.14	-15.8±8.9 -67～67	0.73±0.07 0.23～1.19	88.9±16.2 23～250	0.68±0.04 0.43～1.00
平瀬 (n=25)	1/200 1/450～1/125	1.44±0.13 0.5～2.6	1/152 -1/655～1/67	0.96±0.07 0.41～2.00	-14.9±7.2 -77～57	0.75±0.05 0.29～1.32	62.3±8.3 19～204	0.52±0.03 0.28～0.74
とろ (n=24)	1/836 ﾚﾍﾞﾙ～1/286	0.31±0.04 0～0.6	-1/774 -1/85～1/98	0.96±0.05 0.45～1.38	45.5±13.2 -17～211	1.13±0.07 0.74～1.92	44.5±4.3 12～83	0.33±0.03 0.13～0.68
淵 (n=11)	1/3552 ﾚﾍﾞﾙ～1/464	0.11±0.06 0～0.4	-1/309 -1/39～1/144	0.91±0.07 0.58～1.44	19.2±9.0 -20～76	1.55±0.06 1.28～1.93	17.7±2.2 9～35	0.19±0.03 0.08～0.37

目視で行っているが、水面形状の変化点と河床形状との変化点とが一致していないことが要因と考えられる。例えば、淵の河床形状は瀬から落ち込み、河床が一旦下がって淵の最深部となり、その後淵尻に向けて河床が上がっていくというように淵の最深部を境に勾配が変化している。本調査における河床勾配、水面勾配の算出方法は各ハビタットの始点と終点における河床高、あるいは水面高の差をハビタットの延長で除して算出しているものであり、このようにハビタットの途中に河床形状に変化があっても表現されていない。特にハビタットの途中で勾配の正負が変化するような場合には、ハビタットの境界のとりかたにより河床勾配の値が大きく変化しやすく、また、算出した値もそのハビタットの特性を表しきれていないという問題もある。この点については今後の検討課題としたい。また、興味深い特徴として、とろの河床勾配の多くが負の勾配となっていることがあげられる。これは、とろが淵の下流部分に形成されているケースが多く、淵で一旦下がった河床がとろの下流部分に形成されている瀬に向けて縦断的に上昇しているためと考えられる。



図－４　ハビタットと河床勾配、水面幅水深比との関係



図―５　ハビタットと平均流速、平均水深との関係

次に流速について見てみると、表－３から分かるとおりハビタットごとに平均値としての違いがあるが、各ハビタットの流速分布範囲が広く、重なっている部分が多かった。平均水深と平均流速との関係をプロットし、図－５に示した。早瀬と平瀬は流速が速く、水深が浅い領域に、淵は流速が遅く、水深が深い領域に分布している。瀬と淵との間には境界が見られ、その境界は水深と流速との関数であるフルード数でよく区分されていた。野上ら[8]は急流な中小渓流における実測データから水面勾配及びフルード数によってハビタット区分が可能であることを示しているが、本調査結果もこれを支持するものとなっており、フルード数による瀬淵の境界値は0.15程度であった。なお、とろは瀬と淵の中間的な領域に分布しているが、調査時においても平瀬、あるいは淵との区分が難しい場合が多かった。特に調査時においては淵と区分するには流速が速すぎる、平瀬と区分するには水深が深い等のような中間的なハビタットを便宜上とろと区分しており、このような中間的なハビタットタイプを今後何らかの区分をしていくかという課題が残った。

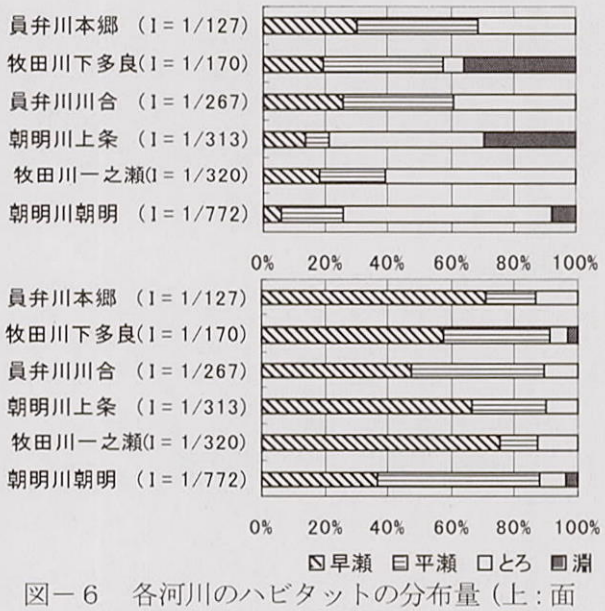
水面幅、水深については河川ごとにその規模が異なるため、それぞれを当該地区の平均水面幅、平均水深で除した相対値により比較検討を行った（表－３参照）。水面幅についてはハビタットタイプとの対応関係が認められなかった。ただし、水面幅の縦断変化率についてはハビタットタイプごとに傾向が見られ、早瀬、

平瀬では流下方向に水面幅が減少していき、とろ、淵においては流下方向に増加している。すなわち、典型的な瀬淵構造の場合には、早瀬が淵に落ち込む箇所で最も水面幅が減少し、そこから流下方向に淵、とろと水面幅が徐々に増加していき、再び平瀬、早瀬にかけて流下方向に水面幅が減少していくことが分かる。水深については、早瀬、平瀬＜とろ＜淵の傾向が見られた。一般に早瀬と平瀬の水深を考えたときに、早瀬の方が水深が浅い印象を受けるが、本調査結果では両者の水深にほとんど差が認められなかった。これは縦断的にほとんどの区間では早瀬の水深は浅くなっているものの、下流側境界付近では淵への落ち込み部となっているため水深が深くなっていることが影響しているものと考えられる。

４．２　個別河川におけるハビタットの分布特性

調査を実施した６地区の１リーチに占める各ハビタットの面積、水位差の分布量について、地区平均河床勾配順に並べて図－６に示した。

面積比率について見てみると、早瀬の占める面積比率は河床勾配が変化してもほとんど変化が見られず、全体の約20%前後を占めていた。平瀬の占める面積比率は河床勾配が急な河川の方が高い傾向が見られた。これは河床勾配が緩い場合にはとろとなっていた箇所（淵の下流部から次の瀬までの区間等）が、平均の河床勾配が急になると平瀬となる、あるいはとろの区間が短くなってしまうためと考えられる。ただし、員弁川川合地区のように河床勾配の割に瀬の面積比率が高い河川も見られるように、河床勾配との対応関係のみではないようであり、代表粒径、無次元掃流力、Ｂ／Ｈ等他の河道特性量や護岸工、護床工、床止め等の構造物等の影響も考慮する必要があるものと考えられる。また、牧田川下多良地区の淵の面積比率が非常に高くなっているが、これは山付き河川であり、淵の規模が大きくなっていること、さらに、対象区間に巨石によりＲ型の淵が形成されていたことに起因している。



図－６　各河川のハビタットの分布量（上：面積比率、下：水位差比率）

水位差の比率について見てみると、瀬の占める水位差比率が全体の80～90%を占めており、河川における水位差のほとんどを瀬でかせいでいることが分かる。この比率は河床勾配が変化してもそれほど大きな違いは認められなかった。

５．まとめ

本研究では、Ｂｂ型の河川を対象としたハビタットの構造・分布に関する調査を行い、その特徴についての検討を行った。その結果、各ハビタットタイプは特有の水面勾配、水面幅水深比を有しており、本調査で実施したような縦断形状及び横断形状の測定から、ハビタットタイプの特定が可能であることが示唆された。水面幅変化率、流速、水深等についてもハビタットタイプごとに特徴を有していることが明らかになった。

また、１リーチに占める各ハビタットの比率は、河床勾配等の河道特性と関連性を有しており、今後、様々な河道特性を有している河川において調査を実施することにより、河道特性からそこに形成されるハビタットの分布・構造を予測できる可能性が示唆された。しかし、中小河川の場合には、横断構造物、護岸工、護床工等の影響を大きく受けるため、このような影響を考慮しつつ河道特性とハビタットの特性との関連性を検討していく必要があるものと考えられる。

今後はさらに複数の河川における事例、特に様々な河道特性を有する河川における事例を増やしていき、河道特性との関連性を明らかにしていくと同時に、ハビタットと生態的機能に関する検討も進めていく必要があるものと考えられる。

６．謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂いた水循環研究グループ河川生態チームの尾澤上席研究員、萱場主任研究員、皆川研究員並びに河川生態チーム、自然共生研究センターの皆様に深く感謝の意を表します。

＜参考文献＞

１）　萱場祐一・島谷幸宏：河川におけるハビタットの概念とその分類、土木技術資料 VOL.41、NO.7、1999

２）　河口洋一・萱場祐一・水野徹・尾澤卓思：実験河川における魚類の分布と生息環境の関係、土木技術資料 VOL.44、NO.10、2002

３）　山本晃一：沖積河川学、山海堂、1994

４）　Bain, M. B. and Nathalie, J. Stevenson: Aquatic Habitat Assessment, American Fisheries, Society, 1999

５）　萱場祐一・千葉武生・力山基・河口洋一・尾澤卓思：ハビタットアセスメントにおける河道内微地形の把握手法に関する研究、河川技術論文集第８巻、2002

６）　Wolman, M.G：A　method of sampling coarse river-bed material, Transactions of American Geophysical Union 35、1954

７）　黒木幹男・岸力：中規模河床波の領域区分に関する理論的研究、土木学会論文報告集第 342 号、1984

８）　野上毅・中津川誠・渡邊康玄：渓流における河床地形の区分、応用生態工学研究会第６回研究発表会講演集、2002

＊）シーティーアイ調査設計㈱

中小河川における水際域の物理環境に関する研究

（指導期間　平成14年4月～平成15年3月）

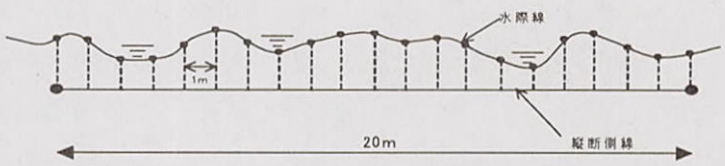
研究室名　　河川生態チーム
氏　　名　　力山　　基

1. まえがき

多自然型川づくりにおいて、生物の生育・生息にとって貴重な水際域をどのように保全するかが重要な課題となっている。水際域とは、河岸と河岸沿いに繁茂する植生の影響を受けている水面であり、流速、水深ともに小さい領域である[1)]。水際域の機能としては、魚類のカバー、落下昆虫や日陰の供給、産卵場や稚仔魚の成育場などが挙げられる。また、低流速・低水深で河岸勾配が緩やかな場所は、魚食魚からの避難場所としての機能を有している[2)]。このように、流心部と異なる環境は、水生生物の各生育段階において異なる利用環境を提供するとともに、生物多様性に寄与している。近年、生物の生息環境に配慮した護岸として、透水性の高い護岸や植物の繁茂が容易な護岸等様々なタイプのものが開発されてきた。しかし、これらは流れ方向の変化に乏しく現地に施工すると、水際線は直線的になることが多い。自然河岸における水際線は、河川の物理特性（河床勾配、水面勾配、流速、水深）の影響を大きく受け、平面的な入り組みだけではなく、水深方向にも複雑に変化している。水際の形状を最も自然に近い状態に再生するためには、自然状態の水際を計測し、その特徴を把握することが求められる。

2. 研究目的

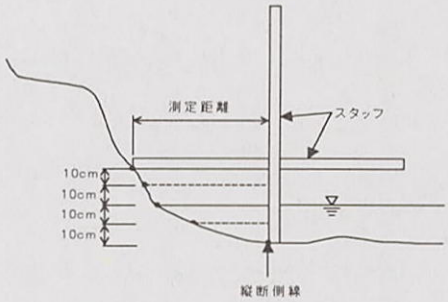
岐阜県・三重県内の中小河川において、水際の入り組み、河岸の横断形状、水深・流速等の物理特性を測定し、水際の特徴を把握するとともに、それらの傾向が水際線の位置する河道地形単位（早瀬・平瀬・とろ・淵）と関係があることを明らかにする。



図－1　縦断側線設置状況

3. 調査方法

非粘着性の自然河岸が残る中小河川において、現地で早瀬、平瀬、とろ、淵の存在を視覚的に確認し調査地点を選定した。その後、萱場らの方法[3)]により、10～15mピッチで河床高、水面勾配等の測量を実施し、河道地形単位を縦断的に区分し、位置、大きさ、配列を確認した。水際調査地点は、測定可能な各河道地形単位内に1箇所あたり延長20mを基本に設定し、河岸に沿って縦断



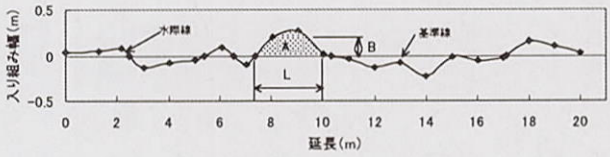
図－2　河岸形状測定方法

側線を引いた（図－1)。その後、測定箇所の河床縦断勾配と水面勾配を2mピッチで測定した。続いて図－2のように、縦断側線から河岸までの距離を縦断的に 1m間隔で計測した。計測は、水面を基準に+20、+10、0、-10、-20cm の位置について行った。それにより、水際の平面形状及び各地点の横断形状を把握した。また、調査区間を横断方向に 25ｃｍ間隔、縦断方向に1m間隔のメッシュで区切り、流速・水深を測定した。

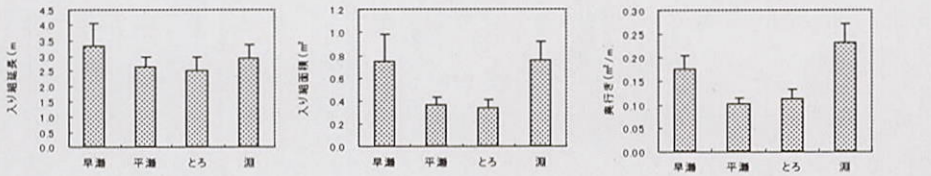
4．研究結果

4.1　水際の入り組み形状

水面と河岸の接点を結んだ線（水際線）に沿って、最小二乗法により求めた基準線を引き（図－3)、基準線と水際線の交点間の距離を入り組み長さ（L)、基準線と水際線に囲まれた部分の面積を入り組み面積（A)、入り組み面積を入り組み長さで除した値を入り組みの平均幅（B）とした。これらを、河道地形単位毎に比較した(図－4)。



図－3　水際の入り組み形状測定



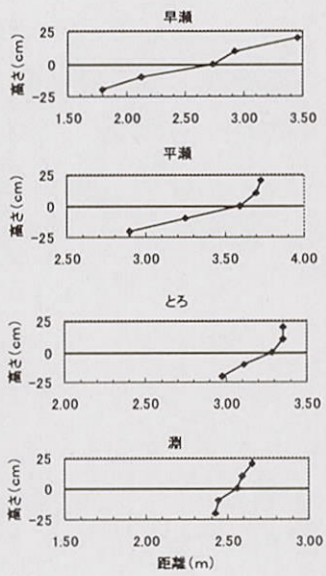
(a)　入り組み長さ（L）　(b)　入り組み面積（A）　(c)　入り組みの平均幅（B）

図－4　水際形状比較

その結果、入り組み長さは各河道地形単位で3.0(m)前後の長さであり、ほぼ同程度であった。入り組み面積においては、早瀬、淵の大きさは0.75（㎡）前後であった。また、平瀬、とろの大きさも0.35（㎡）前後となり、早瀬・淵の面積は、平瀬・とろの面積の約２倍であった。入り組みの平均幅においても、入り組み面積と同様に、早瀬・淵が平瀬・とろに比べ大きい値となった。平均幅についても、河道地形単位により特徴があった。

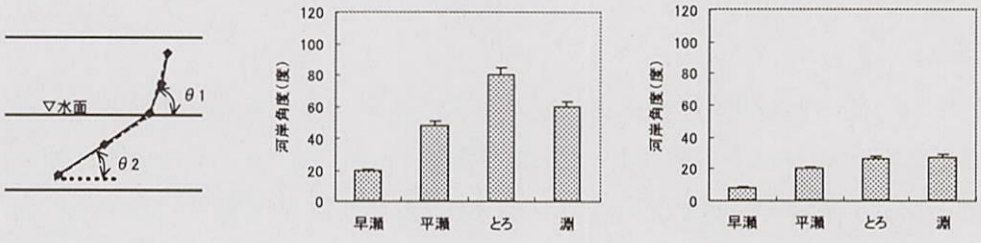
4.2　水際の横断形状

図－5 は、河岸形状測定結果から得られた、各河道地形単位の代表的な水際付近の横断形状である。これらの横断面を視覚的に比較した結果、各河道地形単位で河岸角度に特徴的な部分が見られたため、河岸法面と水平面の成す角度を、水面を境界に陸側と水中に分け、陸側の河岸法面と水面との成す角を$\theta 1$、水中の河岸法面と水平面との成す角を$\theta 2$ とし、河道地形単位毎に比較した（図－6)。その結果、河道地形単位間で河岸角度に明瞭な違いが見られた。早瀬の河岸形状は、



図－5　水際横断形状

陸側、水中ともに緩やかであった。平瀬は、陸側、水中ともに早瀬に比べ急勾配であった。とろ・淵では更に急勾配であった。また、何れの河道地形単位においても、水中の河岸角度（θ2）に比べ陸側の河岸角度（θ1）が大きく、陸側と水中でも河岸勾配に明瞭な違いが見られた。

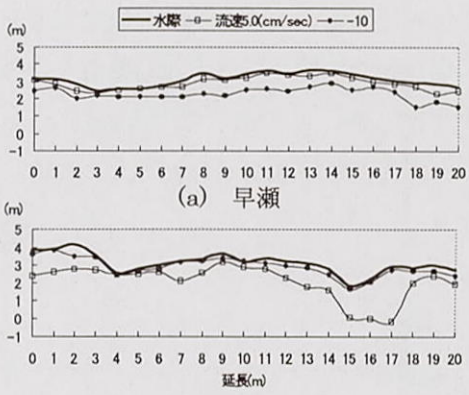


(a) 陸側（θ1）　　(b) 水中（θ2）

図－6　河岸法勾配比較

4.3　水際の流速・水深

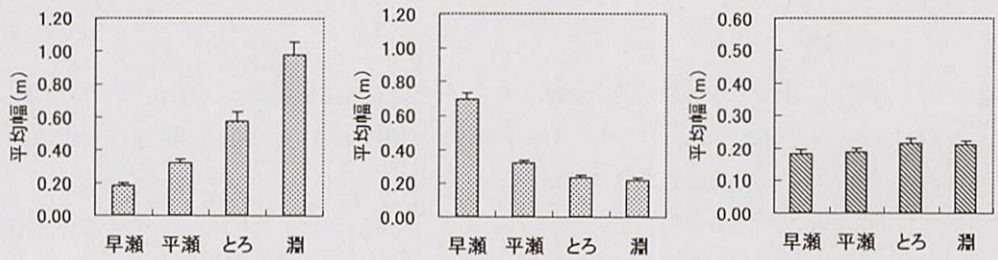
各河道地形単位の低流速域及び、低水深部の範囲を比較するため、調査地域（中部地方）で最も広く分布しているオイカワの稚仔魚にとって重要な生息場である[4]、流速 5.0（cm/sec）以下、水深 10（cm）以下の等流速線及び等水深線を引き、水際線からの平均距離を比較した。その結果、流速 5.0（cm/sec）以下の範囲は、早瀬、平瀬、とろ、淵の順に大きくなった。また、水深 10（cm）以下の範囲は、淵、とろ、平瀬、早瀬の順に大きくなった。このように、水面勾配の大きい早瀬、平瀬は低流速域範囲が小さく、水面勾配の小さいとろ、淵は低流速範囲が大きいという結果となった。また、低水深部は、各河道地形単位の中で最も水深の小さい早瀬で範囲が大きく、平瀬、とろ、淵の順に範囲が小さくなった。低水深部及び低流速の範囲は、各河道地形単位で大きさに差があるという結果となった。また、流速 5.0（cm/sec）以下、水深 10（cm）以下の両条件を満たす範囲は、全て



(a) 早瀬

(b) 淵

図－7　低流速・低水深範囲



(a) 流速 5.0(cm/sec)以下　　(b) 水深 10(cm)以下　　(c) 両条件を満たす範囲

図－8　低流速・低水深範囲比較

の河道地形単位で0.20（m）前後であり、差はなかった。

5．考察及びまとめ

本研究の結果より、以下のことが明らかになった。

① 水際の入り組み形状は、早瀬、平瀬、とろ、淵に分類された流心部の河道地形単位毎に、面積、幅（奥行き）に差があり、早瀬から淵に架けて最も大きく入り組んでおり、平瀬・とろでは、入り組みは比較的小さい。

② 河岸の法勾配は、河道地形単位毎に違いがあり、早瀬→平瀬の順に河岸角度が大きくなり、とろ・淵の河岸は更に急勾配であるという結果となった。また、どの河道地形単位においても、水中に比べ陸側が急勾配となり、水中と陸側では河岸勾配に明瞭な違いが見られた。

③ 水際の低流速域は、水面勾配の大きい早瀬で最も小さく、淵で最も大きい。低水深部は、水深の浅い早瀬が最も大きく、次に平瀬、とろ、淵の順に小さくなった。

以上より、水際域の物理特性は、それらが位置する河道地形単位により異なることが明らかになった。水際の河岸形状は、その場の水面勾配、水深・流速などの物理特性の影響を大きく受けており、早瀬から淵に架けての水面勾配が大きい部分で河岸が大きく侵食され、崩壊することにより、平瀬やとろに比べ、水際線に大きな変化が生まれるものと推測される。また、水際の流速・水深に関しても、流心部のハビタットが持つ水面勾配や水深の特徴と同様であり、早瀬の水際では低流速域が小さく、低水深部が広くなり、淵ではその反対となるように、水際の位置する河道地形単位と密接に関係している。水際付近の河岸横断形状も、その場の物理特性である水面勾配や水深の影響を大きく受けており、河道地形単位毎に大きく異なる。また、水面を境界に河岸角度に明瞭な違いがあることから、平常時の流水が、水際の極狭い範囲の横断形状に何らかの影響を及ぼしていると考えられる。今後は、河道地形単位毎に水際域の特長を更に詳しく調査する必要がある。

5．謝辞

本研究を行うにあたり、多大なご指導、ご協力を頂いた水循環研究グループ河川生態チームの尾澤上席研究員、萱場主任研究員、皆川研究員並びに河川生態チーム、自然共生研究センターの皆様に深く感謝の意を表します。

所属　共和コンクリート工業（株）

＜参考文献＞

1) 萱場祐一、島谷幸宏：河川におけるハビタットの概念とその分類、土木技術資料41-7,pp.32-37.1999.7

2) Philippe Gaudin,Philippe Sempeski:The role of river bank habitat in the early life of fish:the example of grayling ,*Thymallus thymallus*,ECOHYDROLOGY & HYDROBIOLOGY,vol.1,No 1-2,203-208,2001

3) 萱場祐一、千葉武生、力山　基、河口洋一、尾澤卓思：ハビタットアセスメントにおける河道内微地形の把握手法に関する研究、河川技術論文集、第8巻、pp.191-196、2002.6

4) 駒田格知、山田久美子、鈴木興道：オイカワ仔・稚魚の生息場と成長について、成長、Journal of Growth、33、pp.113-119、1994

水域のエコロジカルネットワークの保全・復元手法に関する研究



～エコロジカルネットワークが魚類の生活史等に及ぼす影響について～

（指導期間　平成14年4月～平成15年3月）

独立行政法人土木研究所　水循環研究グループ
河川生態チーム　　若宮慎二

1.　まえがき

単なる物理的な水のつながりだけでなく、魚類等の生物が健全な生活史を送るために移動できる生態的なつながりのことを水域のエコロジカルネットワークという。ドジョウやナマズ、コイ、フナ類などは、本来、河川だけでなく繁殖期には周辺の水路や水田などの水域を利用するなど、河川と周辺水域とのつながり、いわゆるエコロジカルネットワークの成立のもとにその生活史が成り立っている。

国土交通省では「多自然型川づくり」や「魚がのぼりやすい川づくり」、農林水産省では「環境との調和に配慮した農業農村整備」などがそれぞれ実施されてきたが、河川の流域全体をみると河川と水路の合流部に落差が存在するなど、様々な課題が残されており、河川事業と農村農業整備事業の連携のうえで河川の流域全体の健全性を図ることが求められている。

2.　研究目的

本研究は、水域におけるエコロジカルネットワークの保全・復元手法を提案することを目的としており、最終的には農林水産省と国土交通省が連携し、水域エコロジカルネットワークの調査手法や評価手法、保全・復元手法を記載した手引書（案）を作成しようとするものである。なお、今年度はその第一段階として、水域のエコロジカルネットワークが現在生息する魚類の群集やその生活史にどのような影響を与えているかを把握し、その機能や重要性を明らかにすることを目的として実施している。

3.　研究方法

3.1　調査場所

調査場所は茨城県の霞ヶ浦に流入する普通河川の川尻川と船子川の2河川である（図1参照）。川尻川はエコロジカルネットワークが確保された水域とし、その対照区として船子川は分断された水域として設定した。両河川とも霞ヶ浦の北岸に流入する小河川であり、潜在的な魚類群集も類似していると考えた。

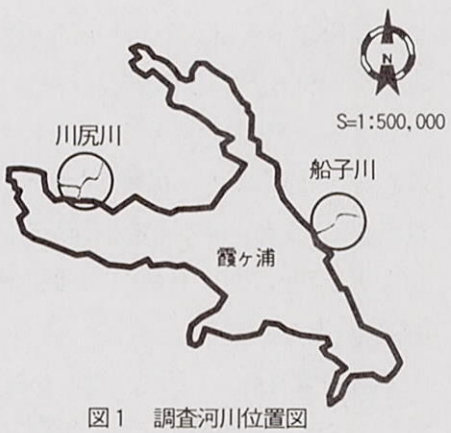


図1　調査河川位置図

川尻川の調査対照とした支川の流域面積は約 2.7k ㎡、流路延長約2.6km、平均河床勾配は1/192である。河川及び水路沿いには水田とハス田がほぼ同じ割合で広がっていおり、霞ヶ浦に近い下流域を除けば河川整備や圃場整備はされていない。このため河川及び水路の構造は大部分が土羽となり、水際にはヨシやガマ、ミゾソバ等の植物が繁茂してい

る。下流から約500mに位置する固定堰（落差約2m）を除けば、縦断方向の大きな落差は存在しない。また水路は用排水兼用となっている。一方、船子川は流域面積約3.1k m^2、流路延長約3.4km、平均河床勾配は1/220である。この地区は昭和62年に圃場整備が完了し、河川や水路は全てコンクリート擁壁やブロックとなっている。周辺は全て水田であり、各水田へは幹線水路に設置された2箇所の用水機場からパイプラインにより上流へ送水され、給水栓により配水される。水田からはパイプにより落差約1mをもって水路へ排水される。河道内には2箇所に可動堰（落差約1.3mと1.5m）が存在するほか、至る所に30cm以上の落差工が存在する。

調査地点は各河川とも6地点を設定した。（図2参照）。

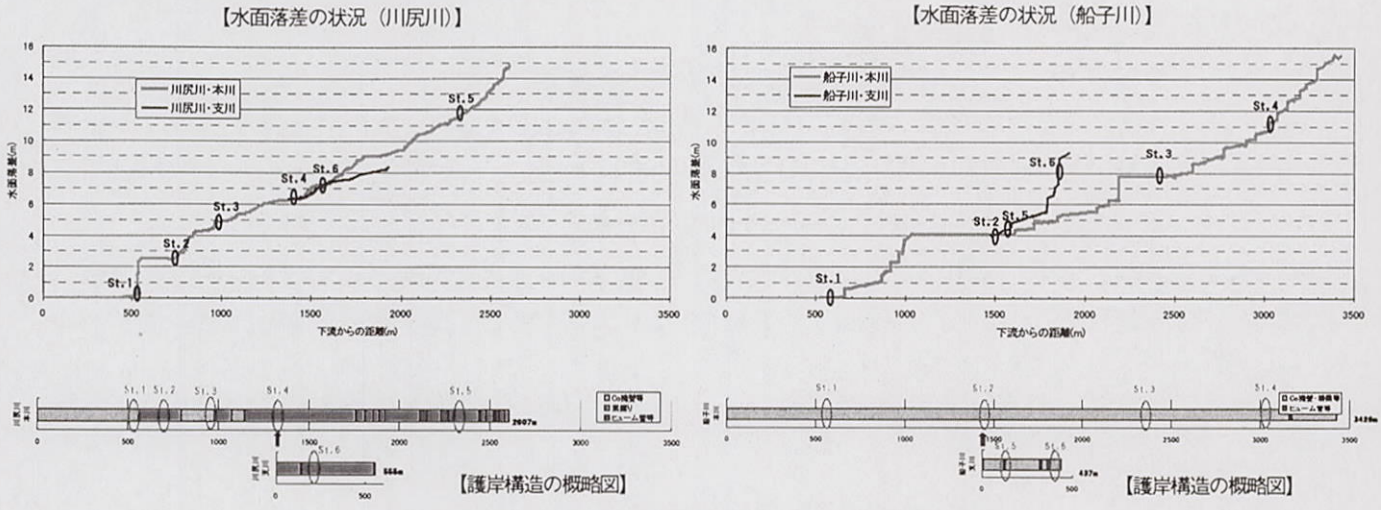


図2　調査地点と下流からの水面落差の状況及び護岸構造の概略図

3.2　調査方法及び時期

調査は魚類の生息状況を把握する魚類群集調査と、流量や縦断構造、横断構造等を把握する物理環境調査、出水状況調査を行った。

魚類群集調査は、川幅の広いSt.1とSt.2では投網（目合12mm、10投）、定置網（目合5mm、口径30cm、袖網5m）、タモ網（径30cm、2名×15分）、刺網（目合30×50mm、20m）、延縄（15針）を、川幅が狭くなるSt.3からSt.6ではタモ網、袋網（口径20cm、上流向き＋下流向き／箇所）を用いて実施した。またSt.2からSt.6の水田ではモンドリ（ペットボトル式、口径25mm、5個／箇所）による調査を実施し、川尻川ではハス田においてもモンドリによる調査を実施した。延縄、定置網、袋網、モンドリについては夕方に設置し翌朝回収した。採捕した魚類は、採捕方法毎に種の同定と体長、湿重量の測定を行い、もとの場所へ放流した。なお、種の同定が困難のものについては持ち帰り、室内で同定を行った。調査は、平成14年6月から8月の灌漑期は1ヵ月に2回、平成14年9月から平成15年1月の非灌漑期は2ヵ月に1回の頻度で計9回実施した。

物理環境調査は、流量、水質（pH、COD、DO、水温）については魚類群集調査時に実施し、河川の縦断構造、水田との横断構造、水路構造については現地測量を7月に1回実施した。

出水状況調査は、6月と7月の降雨時に現地を踏査し、両河川の流況と周辺への氾濫の状況を目視により把握した。

4. 結果と考察

4.1 魚類群集への影響

4.1.1 種数、個体数

今回の調査により確認された魚類は、川尻川で8,332個体、25種、船子川で2,008個体、16種、2河川で計10,340個体、6目10科28種である。下流の霞ヶ浦においては54種の魚類の報告[1]があり、今回の調査ではその約半数の魚種が確認されたことになる。

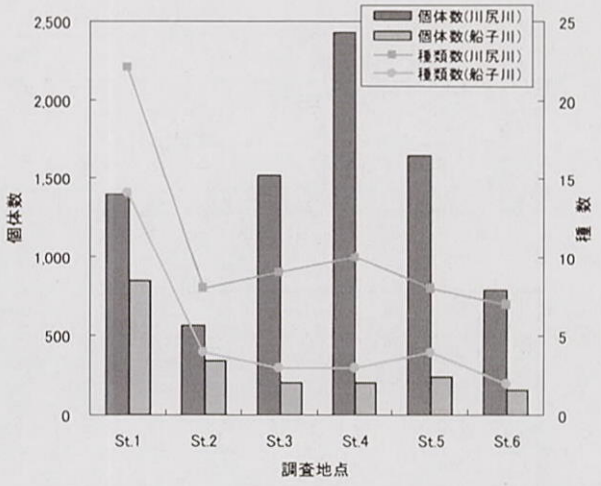


図3 川尻川・船子川で採捕された魚類の種数と個体数

各調査地点の種数と採捕個体数をみると、いずれも船子川に比べ川尻川が多くなり、特にSt.3からSt.6ではその差が著しくなっている。なお、種数は両河川とも下流の霞ヶ浦と自由に行き来できるSt.1で最も多くなっている（図3参照）。

4.1.2 魚類群集の構造

Kimoto(1967)の類似度指数C_{π}[2]を用いて、各地点の魚類群集を単純連結法によりグループ化した結果を図4に示す。また、各地点の優占種、生活型の割合、多様度指数(H')を表1に示す。

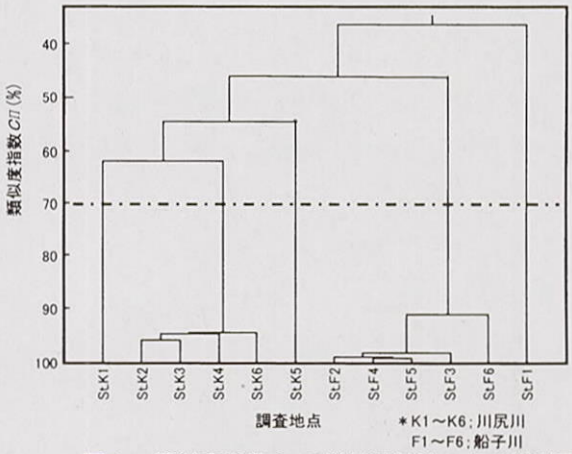


図4 類似度指数C_{π}の単純連結法による樹形図

類似度指数70%を基準にグループ化を行うと、川尻川ではSt.2、St.3、St.4、St.6で類似度94%と高い類似性を示し、St.1とSt.5とは大別される。この類似度の高い地点では、モツゴが第1優占種としてあげられ、その他タイリクバラタナゴ、ギンブナ、ドジョウなどが優占する傾向にある。これらと区分される最上流のSt.5では、下流で多く出現したタイリクバラタナゴは出現せず、メダカが第1優占種となる。また、最下流のSt.1ではブルーギルが優占しており、霞ヶ浦を主な生息域とする種を中心に上流とは群集が異なる。船子川ではドジョウとトウヨシノボリが優占種するSt.2からSt.6で類似度91%と高い類似性を示し、ウキゴリが優占するSt.1とは群集が異なる。

魚類の生活型から川尻川と船子川を比較すると、川尻川ではタイリクバラタナゴやモツゴ、ギンブナ、メダカ等により遊泳魚が71.1%～94.9%を占める。一方、船子川ではトウヨシノボリ、ドジョウ、ウキゴリ等により底生魚が91.1%～100%を占め、両河川では魚類群集の生活型が大きく異なる。

群集の豊富さを示す多様度指数（H'）をみると、各地点とも船子川が低くなり、分断等の影響を受けないと考えられたSt.1でも船子川が低い結果となった。

これらの結果より、エコロジカルネットワークが分断された船子川では種数、個体数が少なく、多様度指数も低いとともに、魚類群集は底生魚を主体とした単純な群集になると考えられた。

表１(1)　川尻川の優占種・生活型・多様度指数

	調査地点					
	St.1	St.2	St.3	St.4	St.5	St.6
第1優占種(%)	ﾀｲﾘｸﾊﾞﾗﾀﾅｺﾞ(29.2)	ﾓﾂｺﾞ(59.4)	ﾓﾂｺﾞ(54.3)	ﾓﾂｺﾞ(74.1)	ﾒﾀﾞｶ(38.9)	ﾓﾂｺﾞ(52.8)
第2優占種(%)	ﾌﾞﾙｰｷﾞﾙ(25.7)	ﾀｲﾘｸﾊﾞﾗﾀﾅｺﾞ(24.8)	ﾄﾞｼﾞｮｳ(16.8)	ｷﾞﾝﾌﾞﾅ(8.2)	ﾓﾂｺﾞ(21.9)	ﾄﾞｼﾞｮｳ(29.0)
第3優占種(%)	ﾓﾂｺﾞ(20.2)	ｷﾞﾝﾌﾞﾅ(9.0)	ﾀｲﾘｸﾊﾞﾗﾀﾅｺﾞ(15.3)	ﾀｲﾘｸﾊﾞﾗﾀﾅｺﾞ(8.2)	ﾄﾞｼﾞｮｳ(13.1)	ｷﾞﾝﾌﾞﾅ(8.7)
遊泳魚率(%)	82.7%	93.8%	81.2%	94.9%	86.2%	71.1%
底生魚率(%)	17.3%	6.2%	18.8%	5.1%	13.8%	29.0%
多様度指数(H')	1.86	1.13	1.33	0.98	1.62	1.22

＊H'；Shannon-Wienwer の多様度指数

表１(2)　船子川の優占種・生活型・多様度指数

	調査地点					
	St.1	St.2	St.3	St.4	St.5	St.6
第1優占種(%)	ｳｷｺﾞﾘ(54.4)	ﾄｳﾖｼﾉﾎﾞﾘ(49.1)	ﾄﾞｼﾞｮｳ(61.4)	ﾄﾞｼﾞｮｳ(49.3)	ﾄﾞｼﾞｮｳ(55.0)	ﾄﾞｼﾞｮｳ(87.2)
第2優占種(%)	ﾄｳﾖｼﾉﾎﾞﾘ(19.9)	ﾄﾞｼﾞｮｳ(42.0)	ﾄｳﾖｼﾉﾎﾞﾘ(34.3)	ﾄｳﾖｼﾉﾎﾞﾘ(47.9)	ﾄｳﾖｼﾉﾎﾞﾘ(44.2)	ﾄｳﾖｼﾉﾎﾞﾘ(12.8)
第3優占種(%)	ﾄﾞｼﾞｮｳ(10.0)	ﾓﾂｺﾞ(8.6)	ﾓﾂｺﾞ(4.3)	ﾓﾂｺﾞ(2.8)	ﾓﾂｺﾞ(0.4)	—
遊泳魚率(%)	8.8%	8.9%	4.3%	2.8%	0.8%	0.0%
底生魚率(%)	91.2%	91.1%	95.7%	97.2%	99.2%	100.0%
多様度指数(H')	1.46	0.94	0.80	0.80	0.74	0.38

＊H'；Shannon-Wienwer の多様度指数

4.2　魚類の生活史への影響

4.2.1　水田・ハス田の魚類

水田、ハス田における魚類の採捕結果は、図５に示すとおりである。川尻川と船子川の水田の採捕状況を比較すると、川尻川の水田では84個体のドジョウが確認されているが、船子川の水田では僅かにドジョウ２個体のみの確認であった。これらドジョウの体長を発育段階（久保田ら，1965）[3]で区分すると（図６参照）、川尻川では仔魚、稚魚、未成魚の個体が確認されたものの、船子川では成魚のみの確認であった。

また、川尻川の水田とハス田を比較すると、水田ではドジョウ84個体の確認であったが、ハス田では、モツゴ、ドジョウ、ギンブナ、フナ属の一種の４種、168個体であり、水田に比べ、年間を通して湛水されるハス田の方を多くの種が利用する結果となった。

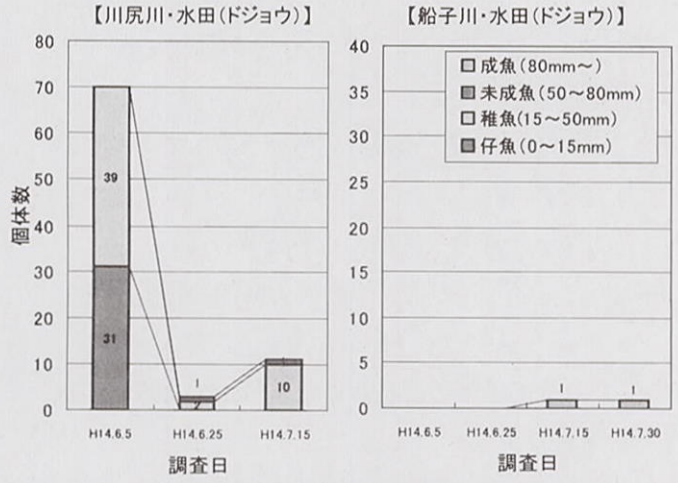


図６　水田のドジョウ発育段階区分による個体数の変化

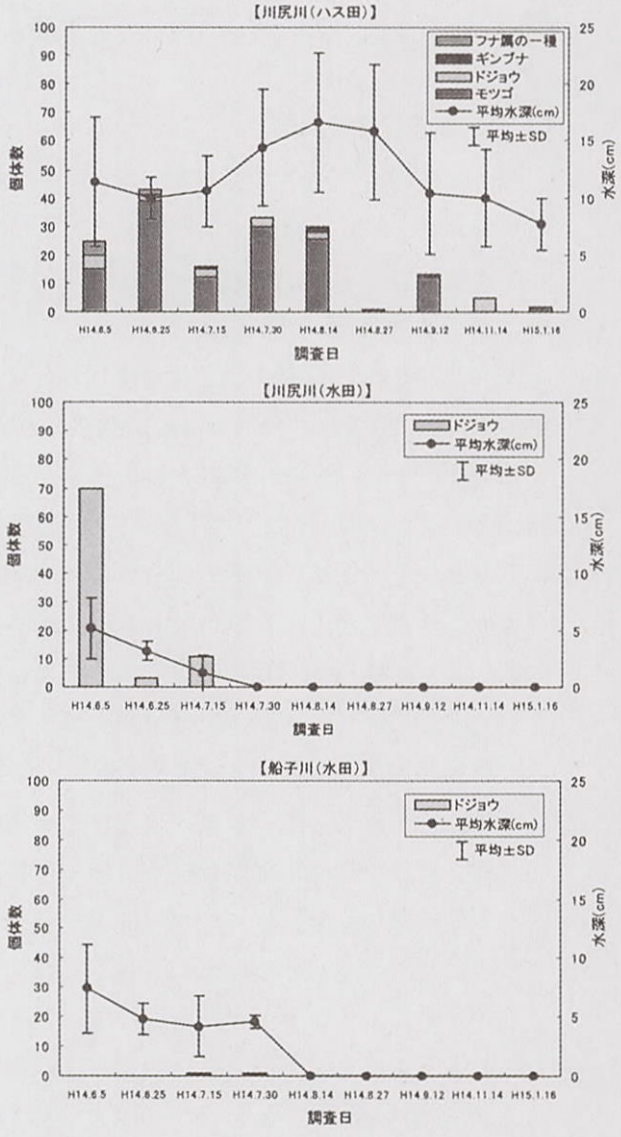


図５　水田及びハス田における採捕結果

4.2.2　水路の魚類

両河川の St.3 から St.6 については、各水路に袋網を設置し調査を行った。調査の結果、川尻川ではモツゴ、タイリクバラタナゴ、ドジョウ、ギンブナ等の 10 種 3,601 個体、船子川ではドジョウ、トウヨシノボリ、モツゴの 3 種 228 個体が確認された。このうち両河川で多くの個体が確認されたドジョウについて、発育段階による個体数の変化をみると（図 7 参照）、両河川において未成魚と成魚（50mm 以上）の個体数については有意な差はみられないのものの、仔魚と稚魚（50mm 以下）については有意な差がみられ（ｳｨﾙｺｸｿﾝ符号付順位和検定 $p<0.05$）、船子川での出現数が著しく少ないという結果となった。

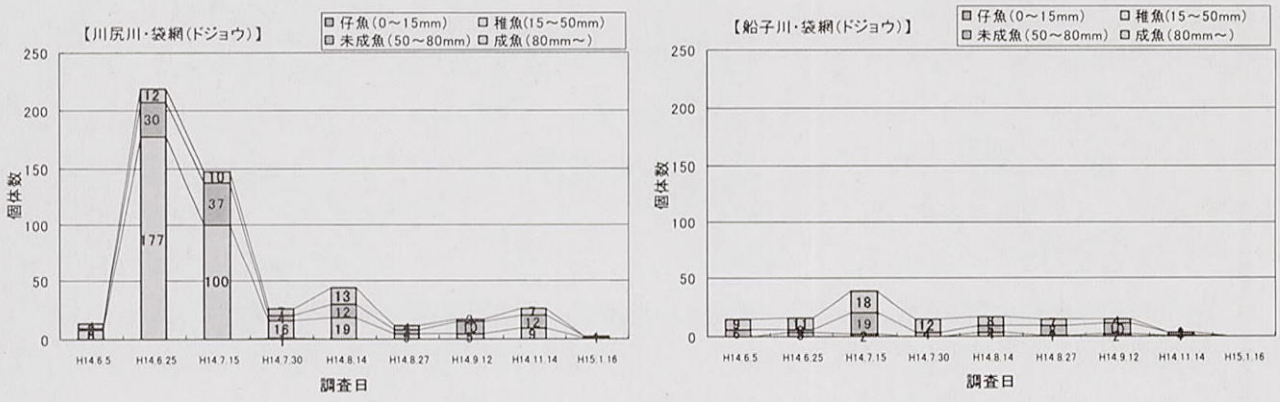


図 7　水路のドジョウ（袋網）発育段階区分による採捕個体数の変化

4.3　影響の要因

ネットワークの観点からこれらの要因を検討した場合、まずはハビタットからハビタットへの移動が可能か否かが最も重要になる。今回の調査結果から魚類群集の豊かさを示す多様度指数 H’ と河川の縦断方向の分断（30cm 以上の水面落差の累積）の関係、同じく多様度指数 H’ と横断方向の分断（水路－水田の水面落差）の関係をみた（図 8 参照）。これによると多様度指数 H’ は縦断方向の累積落差（ピアソンの相関係数検定 $r=-0.732$、$p<0.05$）と水路－水田水面落差（$r=-0.705$、$p<0.05$）にそれぞれ負の相関関係が認められた。

影響の要因については、この他ハビタットとしての場の構造やパイプラインによる配水、地下暗渠による排水等の利水形態、農薬等の水質の問題、出水の頻度等の様々な要因が考えられる。特

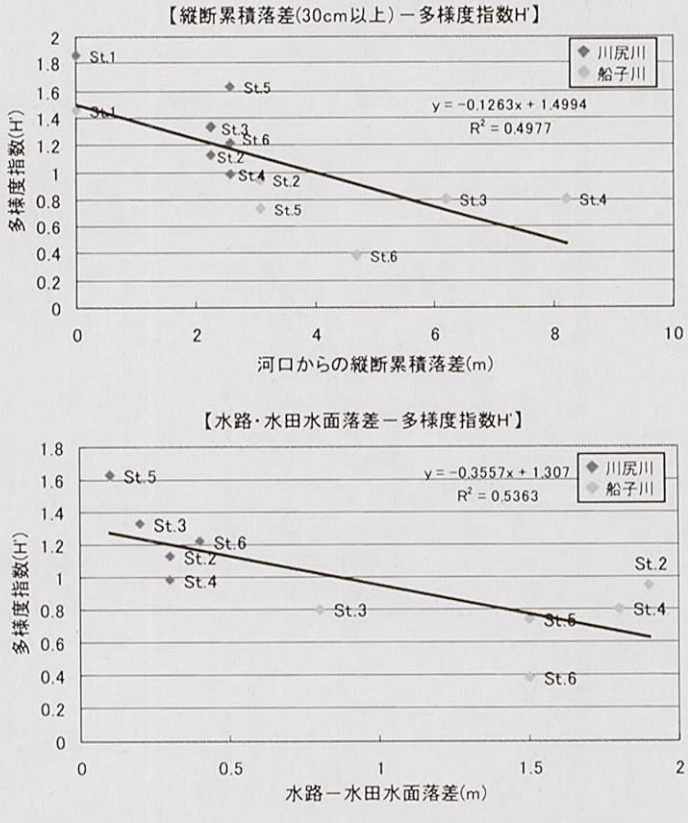


図 8　多様度指数 H’ と縦断方向及び横断方向の分断の関係

に出水については図９にみられるように、まとまった降雨があれば川尻川では周辺の水田等とつながりやすくなるなどの特性を持っており、エコロジカルネットワークの機能を支える重要な因子になっているものと考えられる。



図９　川尻川の出水の状況(H14.6.18)

5. 結　論

今回の調査により、エコロジカルネットワークが保たれた水域（川尻川）では分断された水域（船子川）に比べ、生息する魚種、個体数が豊富であり、魚類群集の多様さが確認された。分断された水域では、ドジョウについては水田へ侵入する個体は著しく少なく、水田での産卵の可能性が低いこと、水路内においても仔魚や稚魚の割合が少なく、本来の健全な生活史が成立していないことが推察された。この要因の一つとしては河川の縦断方向の分断と周辺の水田との横断的な分断が考えられ、それぞれ種の多様さを表す多様度指数とは負の相関関係が認められた。縦断方向の分断の影響がない両河川の最下流の調査地点において、船子川の多様度指数が低かったことは、エコロジカルネットワークの存在が単にその場の多様性を左右するだけでなく、下流や流域全体の多様性にも左右することが推察される（図10参照）。

このため、単に分断されているから連続性を持たせるというのではなく、流域全体の中でのネットワークの位置付けやその機能を明らかにする必要があると考えられる。このためにも今年度の調査では得られなかった魚類の繁殖期の調査を継続して実施し、個々の種の生活史の影響を解明していくとともに、エコロジカルネットワークの機能の解明を行い、その保全・復元手法を検討していく必要があると考えられる。

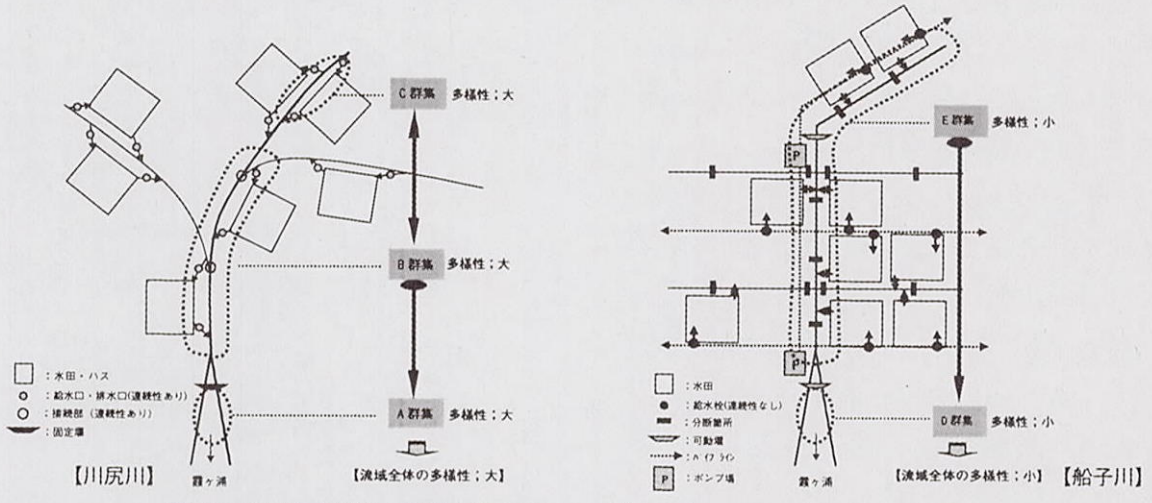


図10　流域の多様性へ影響を与えるエコロジカルネットワークのイメージ図

6. 謝　辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂いた水循環研究グループの佐合グループ長、河川生態チームの尾澤上席研究員並びに河川生態チーム、自然共生研究センターの皆様に深く感謝の意を表します。

所属：復建調査設計㈱

＜参考文献＞

1）茨城県の淡水動物研究会：1993-1997 霞ヶ浦・北浦の魚類，茨城県自然博物館第１次総合調査報告書，pp227-235(1998)
2）久保田善二郎・久我万千子・岡政　徹・前田達男：ドジョウの増殖に関する研究－Ⅶ，水産大学校研報，14:pp59-73（1965）
3）動物群集研究法Ⅰ－多様性と種類組成－：木元新作，共立出版株式会社，pp136-139（1978）

手賀沼流入河川における汚濁負荷の流出特性に関する検討

（指導期間　平成15年4月～16年3月）

研究室名　　水質チーム
氏　名　　壬生　勝泰

1. はじめに

千葉県の手賀沼は水質汚濁が著しく進んでいる湖沼として知られている。平成12年度に開始した北千葉導水事業による浄化用水の導水の効果もあって，平成13年度には手賀沼中央におけるＣＯＤ年平均値は11mg/lとなり，永年続いた湖沼ワーストワンの汚名は返上した。しかしながら，この導水事業は，水質浄化の他に内水排除や都市用水の供給を目的としており，浄化用水の注水は，利根川水量に余裕があり，都市用水が必要ない場合または都市用水を導水しても余裕がある場合に実施することとなっている。このため，利根川の流量に余裕がない渇水期などには手賀沼に浄化用水が注水できないため，流域全体としての水質保全の取り組みは引き続き必要である。

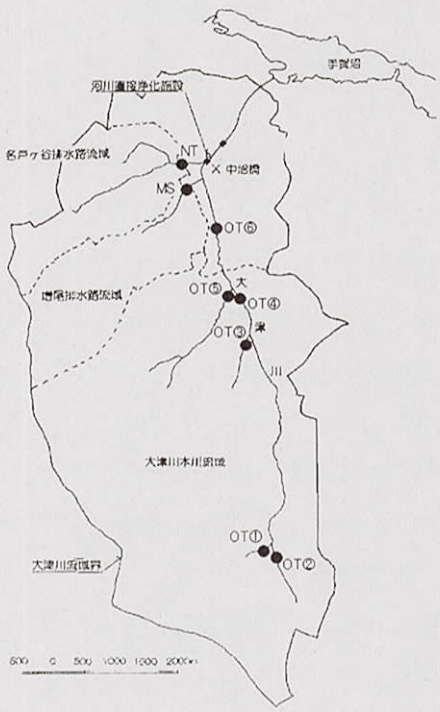
このような状況を受け，手賀沼の水質改善を目指してさまざまな対策が行われているところであるが，より効果的に水質改善を図るためには，精度の高い汚濁解析と，流入河川からの流入負荷の大きさとその流入特性を把握することが必要である。

本報告では，過年度までの晴天時及び降雨時の流出負荷量調査の結果等を踏まえつつ，新たに大腸菌群数や糞便性大腸菌群数等の項目についても実態調査を行い，流出状況について検討を行った。

2.　河川の特性及び調査方法

2.1　調査河川の特性

対象河川は，手賀沼の主要な流入河川であり，流域面積の約23%，流域人口の約41%を占める流域をもつ大津川（図－１）とした。大津川流域のフレームを表－１及び図－２に示し，表－１のフレームから原単位法により算出した排出負荷量の変化を図－３に示す。汚水処理形態別人口については，下水道整備が大幅に進んでいるものの，単独処理浄化槽利用者が依然として最も大きな比率を占めている。また，排出負荷量では，産業系負荷の大幅な増加と単独処理浄化槽からの割合の大きいことが注目される。



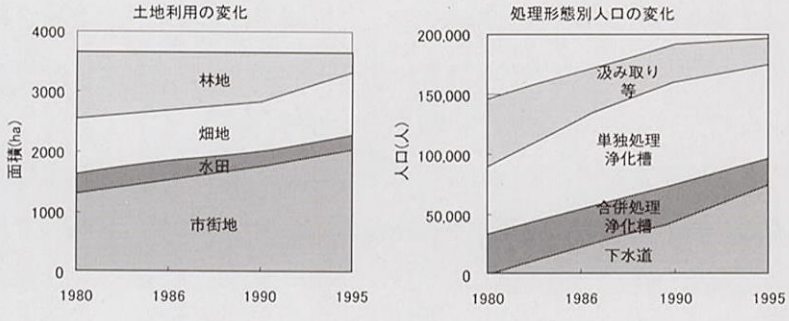
図－１　大津川流域図

表－１　大津川流域フレーム

調査年	流域面積 (ha)	土地利用(%) 市街地	水田	畑地	林地	流域人口 (人)	処理形態別人口割合(%) 下水道	合併処理浄化槽	単独処理浄化槽	汲み取り等
1980	3,669	35.6	9.1	25.2	30.1	146,650	0.0	23.3	37.7	39.0
1986	3,669	42.6	7.8	23.2	26.3	169,060	14.5	17.9	45.0	22.6
1990	3,669	48.0	6.5	22.9	22.6	191,030	23.1	16.5	44.4	16.0
1995	3,698	55.7	6.2	28.3	9.8	196,123	38.2	11.1	39.9	10.8
本調査での対象流域	3,261	54.9	4.3	30.6	10.2	171,451	31.0	12.6	44.2	12.1
大津川本川	2,400	48.1	5.7	36.5	9.7	109,537	20.1	12.5	50.8	16.6
名戸ヶ谷排水路	437	79.4	0.0	11.9	8.8	36,493	75.1	1.6	19.4	3.9
増尾排水路	424	67.9	0.8	16.5	14.9	25,421	15.1	29.0	51.4	4.5

2.2　調査地点

採水地点は１回目調査では，大津川本川下流部（0T⑥），名戸ヶ谷排水路流末（NT），増尾排水路流末（MS）の３地点とし，２回目以降の調査では，大津川本川及び支川を含め６地点（0T①～0T⑥），名戸ヶ谷排水路流末（NT），増尾排水路流末（MS）を対象とした。

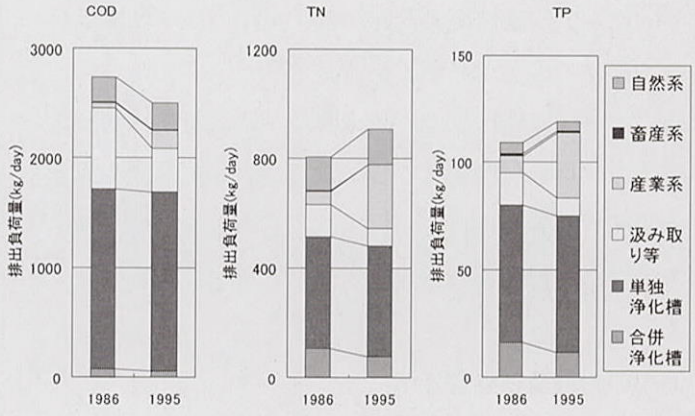


図－２　大津川全体のフレームの変遷

2.3　試料の採水と調整

試料の採水は 2002 年 11 月，2003 年１月及び２月の原則として晴天日に計３回行った。

１回目調査では，各地点とも３時間間隔で 24 時間連続採水を行い，試料をそのまま分析に供した。２回目以降では，原則として３時間間隔で 24 時間連続採水を行うが，後述する分析項目のうち，内分泌攪乱化学物質については，0T①～0T⑤の５地点は流量比例の１日コンポジット試料に調整したうえで分析に供した。



図－３　大津川流域での推定排出負荷量の変化

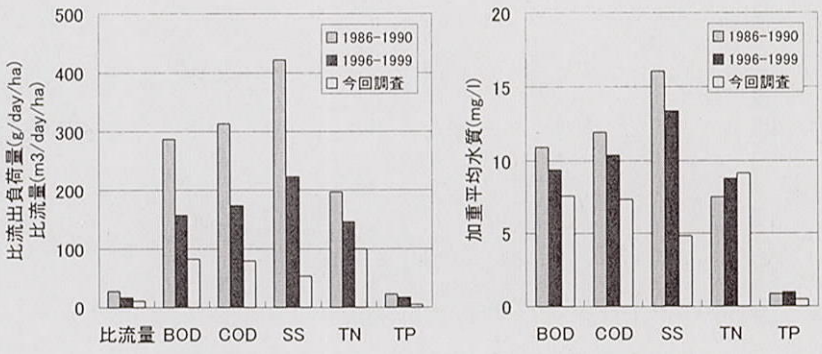
なお，２回目の調査では，途中で降雨に見まわれたため，本報告においてはこれを除いて検討を行った。

2.4　水質分析

水質分析は，浮遊物質量（ＳＳ），生物学的酸素要求量（BOD_5），過マンガン酸カリウムによる化学的酸素要求量（COD_{Mn}），各態窒素（T-N，NH_4-N，NO_2-N，NO_3-N），各態リン（T-P，PO_4-P），大腸菌群数及び糞便性大腸菌群数の各項目について，河川水質試験法（案）に基づいて行った。

3. 結果と考察

１回目調査，３回目調査の調査結果を基に算出される大津川流域における比流出負荷量を過年度の調査結果と比較して図－４に示す。

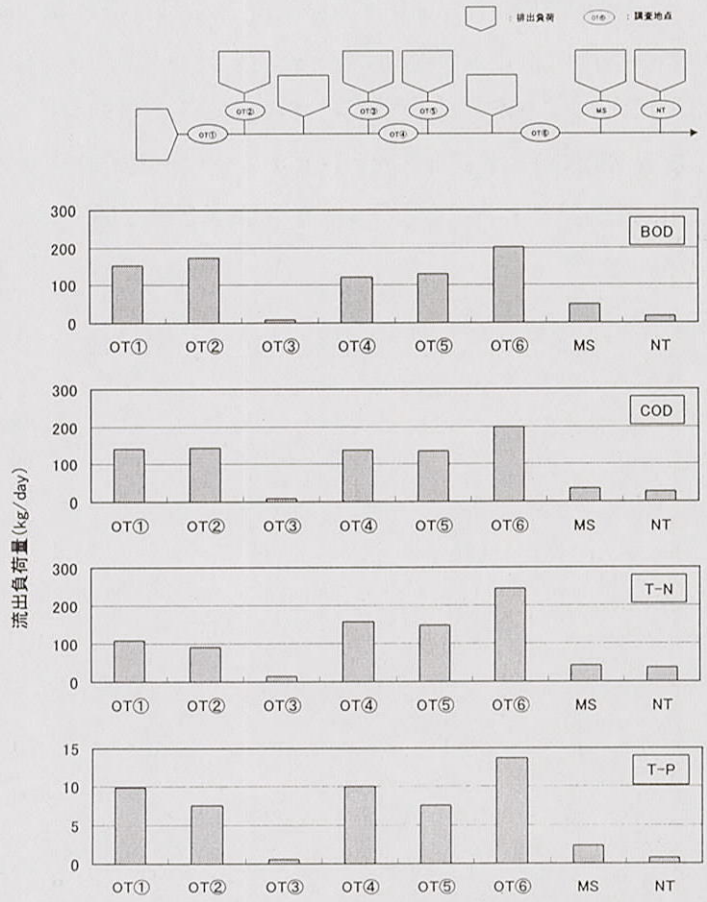


図－４　大津川の晴天時実測流量・流出負荷量・水質の変化

晴天時流出負荷量は減少しているものの，それと比較すれば水質の改善程度は小さいか，むしろ窒素については悪化している。これは，流出負荷源に占める単独処理浄化槽排水の割合が相対的に高くなり，水質改善の足かせになっているものを考えられる。

また，図－５では第３回調査結果から整理した流出負荷量を示す。

OT①，OT②，OT③，OT⑤の各地点において大津川に流入する負荷量に比して，OT⑥における流出負荷量はおよそ1/2程度となっている。河道内における負荷量変化の要因としては，沈降・吸着，溶出，藻類の増殖による取り込み，さらに付着性藻類の剥離・流下等が想定されるが，調査地点OT①からOT⑥までの河川延長は約５km程度であり，流速を１m/sと仮定すれば２時間程度で通過してしまうこと考慮すると，晴天時にはかなりの量の負荷が河道内に堆積していることが示唆される。



図－５　晴天時における流出負荷量調査結果

4. まとめと今後の課題

大津川における晴天時の流出負量調査の結果について報告したが，これにより流域負荷における単独処理浄化槽からの負荷割合の増加，河道内での負荷の堆積が示唆された。今後は流域フレーム等のデータを用いながら，河道内の河床変動を含めた流域の物質循環に関する解析を行う必要がある。

また，晴天時のみならず雨天時についても観測データを蓄積し，降雨時の流出水量や水質の変化を踏まえて，年間を通

した水量や汚濁物質の手賀沼への流出を把握する必要がある。

5. 謝辞

本研究を行なうに当たり，ご指導いただいた土木研究所水循環研究グループ水質チームの田中宏明上席研究員，ならびにお世話になった水質チームのみなさまに深く感謝致します。

〈 参考文献 〉

1) 千葉県：手賀沼水質管理計画の基礎資料，千葉県，1982.4

2) 柏市環境部環境対策課：柏市の水質保全，各年度

3) 環境庁水質保全局監修：全国公共用水域水質年鑑，各年版

4) 北千葉導水事業モニタリング委員会資料

5) 村上健，渡部春樹，小森行也：閉鎖性水域における栄養塩負荷削減の効果評価に関する調査，土木研究所資料，第2129号，pp.197-202，1984.7

6) 高島英二郎，田中宏明，中村栄一：手賀沼流入河川における汚濁負荷量の流出特性および年間負荷量の把握，水環境学会誌，Vol.18，No.4，pp.297-306，1995

7) 建設省河川局監修：河川水質試験方法（案），1997版，試験方法編，技報堂出版，1997.12

8) 千葉県東葛飾土木事務所：総合浄化対策特定河川事業検討会資料（内部資料），1996.1

9) 田中宏明，小森行也，白崎亮，竹歳健治：流域循環系に占める下水道整備効果に関する調査，平成11年度下水道関係調査研究年次報告書集，土木研究所資料，第3755号，pp.335-240，2000.10

10) 山口高志，吉川勝秀：河川の水質・汚濁負荷量に関する研究（Ⅰ），土木研究所報告，第151号，pp.28-30，1978/11

＊ 株式会社 東京設計事務所　壬生 勝泰

河川水中のエストロゲン様物質の濃度レベルとその由来物質の推定

（指導期間　平成15年4月～16年3月）

研究室名　　水質チーム
氏　名　　宮本　宣博

1．はじめに

内分泌攪乱化学物質（いわゆる環境ホルモン物質）といった、微量化学物質による環境汚染に伴う人や生態系への影響が社会的な問題になっている。国土交通省、環境省は平成10年より水環境における環境ホルモン物質の全国実態調査を実施し、女性ホルモン作用を持つ化学物質（以後、エストロゲン様物質）が、多くの河川水や都市排水に含まれていることを報告した。その結果、水環境においては環境ホルモン物質として、プラスチックの可塑剤として使用されるフタル酸エステル類、樹脂原料のビスフェノールA、界面活性剤の原料・分解生成物のノニルフェノールなどの物質が検出されたのに加え、人畜由来の女性ホルモンである17β-エストラジオール（E2）なども存在していることが確認された。これらの調査結果から水域に棲する生物だけにとどまらず、生物濃縮の過程を経ることで、水域以外の場所で人体などに直接または間接的に悪影響を及ぼす可能性も考えられ、水環境中におけるエストロゲン様物質の実態の把握が非常に重要な課題であることが認識されてきた。

しかし、実態調査において測定対象としている化学物質の種類はごく限られたものであり、これらが複合的に作用した場合の生物影響については考慮されていない。環境中には人間活動に由来する多くの化学物質が存在すると考えられており、環境ホルモン物質の生物への作用を複合的・総量的な量として把握する手法が必要とされてきた。この点で、バイオアッセイを用いた環境ホルモン物質の測定法は、対象物質を限定することなく、試料中の化学物質に由来するエストロゲン様の活性をもつ物質を包括的に把握することができる利点がある上、水域における環境ホルモン物質のモニタリングおよび管理に利用することが期待されている。

そこで本報では、遺伝子組み換え酵母法によって河川水中に存在しているエストロゲン様活性について検討を行い、一級河川のエストロゲン様物質の実態把握を行なうとともに、これらのエストロゲン様活性の寄与物質について検討を行った。

2．対象物質および試験方法

2.1 化学分析

化学分析については、国土交通省が実施した、平成13年度水環境における内分泌攪乱物質に関する実態調査[1)]（以後、全国実態調査）結果を用いた。なお17β-エストラジオールの結果については、LC/MS法によって得られた値を使用した。

2.2 遺伝子組み換え酵母法によるエストロゲン様活性の測定

遺伝子組み換え酵母は、イギリス Brunel 大学の Sumpter 教授より譲渡された株を用いた。遺伝子組み換え酵母はエストロゲンやエストロゲン様物質がエストロゲンレセプターに結合すると β-ガラクトシダーゼが発現するように組み込まれている。遺伝子組み換え酵母法によるエストロゲン様活性の測定法については矢古宇らの方法[2]に従った。

2.3 比活性値及び理論換算値

17β－エストラジオールに対する標準物質の有するエストロゲン様活性の相対的強度である比活性値は、E2 の用量反応曲線の最大発色 50%濃度を 1 とし、各物質の用量反応曲線から求めた発色 50%濃度との比較により換算した。その結果、矢古宇らの報告値[2]と明瞭な差は確認できなかったため、ここでは矢古宇らの報告値を用いた。また 4-t-オクチルフェノールについては報告値がなかったため、今回の試験で得られた値を用いた。またこれらの化学物質の検出濃度と比活性値を乗じた値を理論換算値と定義した。

表-1　各標準物質の比活性値

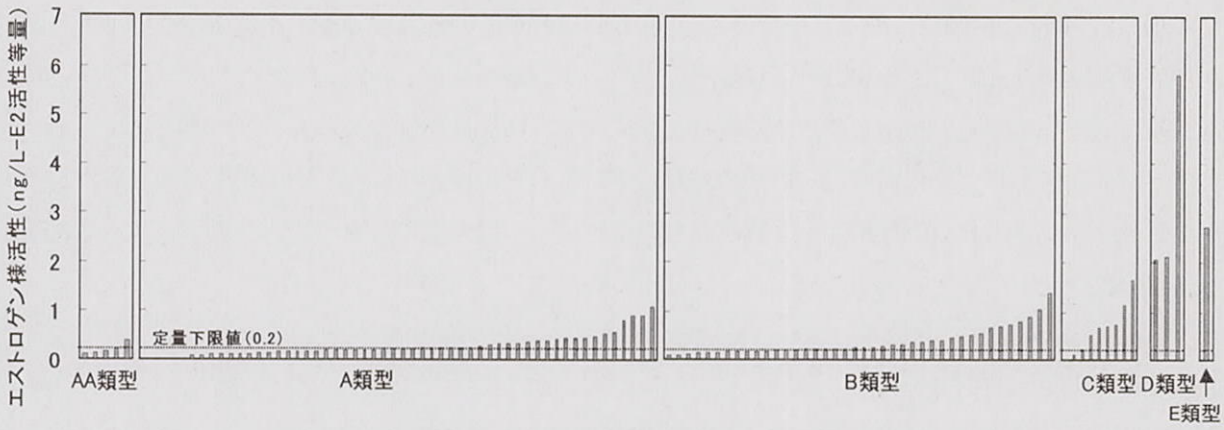
物質名	略号	比活性値
17β-ｴｽﾄﾗｼﾞｵｰﾙ	E2	1
ｴｽﾄﾛﾝ	E1	0.3
ﾉﾆﾙﾌｪﾉｰﾙ	NP	0.001
4-t-ｵｸﾁﾙﾌｪﾉｰﾙ	4tOP	0.0006
ﾋﾞｽﾌｪﾉｰﾙA	BPA	0.00006

3．結果と考察

3.1 全国一級河川の環境エストロゲン様活性

遺伝子組み換え酵母法の試料採取は、国土交通省の協力を得て、平成 13 年全国河川実態調査に併せて平成 13 年 10 月～12 月に採水を行い、エストロゲン様活性の測定を行なった。なお河川水中のエストロゲン様活性の実態については、まだ充分な資料がある状況でないため、①河川水中に見られるエストロゲン様活性の濃度レベルを明らかとすること、②これらのエストロゲン様活性の主要な由来と考えられている物質とその寄与量を明らかにすることを目的として実施した。その結果、全国 1 級河川のエストロゲン様活性の平均値は 0.8ng/L-E2 活性等量であり、平均値以下の試料が全体の 80％を占めていた。国内河川におけるエストロゲン様活性に関する報告例としては、Tamamoto らは全国の河川のエストロゲン様活性を測定した結果、平均が 1.6ng/L-E2 活性等量、秋期調査の平均値は 3.7 (1999 年), 0.4 (2000 年)ng/L-E2 活性等量であったことを報告している[3]。また岩崎らは三重県内の河川 18 地点において調査を行なった結果、平均が 1.3ng/L-E2 活性等量であったと報告している[4]。これらの結果と比較すると、今回の結果はこれらの報告例の範囲内の結果であった。

また類型毎のエストロゲン様活性の把握を行った結果を図－6 に示すが、大きな傾向としては類型の悪化に伴いエストロゲン様活性は高くなる傾向が確認され、隣接する類型間では有意差を確認できなかったが、Ａ－Ｃ類型では、有意水準 5％で t-検定による有意差が確認された。エストロゲン様活性が高かった地点を個別に見ると、これらの地点は都市部に位置し、下水処理水や事業場の排水の影響が考えられる地点であった。



図－1　　全国１級河川におけるエストロゲン様活性の類型別分布

3.2 エストロゲン様活性と寄与物質の関係

実態調査結果によって得られた各エストロゲン様物質，及びエストロゲンの検出結果から理論換算値を算出し、現在測定を行っている測定項目がエストロゲン様活性にどの程度寄与しているか評価を行った。今回測定を行った112試料の内、Ｅ１，Ｅ２，ＮＰのいずれかが検出された地点は17地点であり、残りのエストロゲン様活性が検出された地点（84%）はその活性の由来が不明という結果となった。この要因として未測定の物質や分解生成物など未知の物質の影響も考えられるが、遺伝子組み換え酵母法と化学分析法の下限値に差があることも要因として挙げられる。遺伝子組み換え酵母法では検出下限値0.1ng/Lを設定しているが、例えばＥ２，Ｅ１の検出下限値は0.5ng/Lであり、Ｅ２については0.1～0.5ng/L，Ｅ１については0.15ng/L以下の値が化学分析では評価できていないことになる。また遺伝子組み換え酵母法、化学分析ともに値が検出された17地点を抽出し、エストロゲン様活性の寄与物質とその寄与率を推定した。その結果を図-2に示すが、エストロゲン様活性の主要な寄与物質としてはエストロンの占める割合が高いことが示された。またこれら３物質の活性寄与量で説明のできないエストロゲン様活性は中央値ベースで見ると約 28%であった。また調査地点によってはエストロゲン様活性の殆どが、これらの３物質で説明できない地点も確認された。また全国実態調査で測定を実施している 4tOP，BPA についても理論換算値を算出し、相加的に作用すると仮定した条件で寄与量を推定したが、これらの物質の検出頻度は低く，またこれらの物質の理論換算値も無視できるほど低い値であった。Nissankaらは、遺伝子組み換え酵母法を用いてE2に11種類のエストロゲン様物質を混合し，複合作用の評価を行った結果、各エストロゲン様

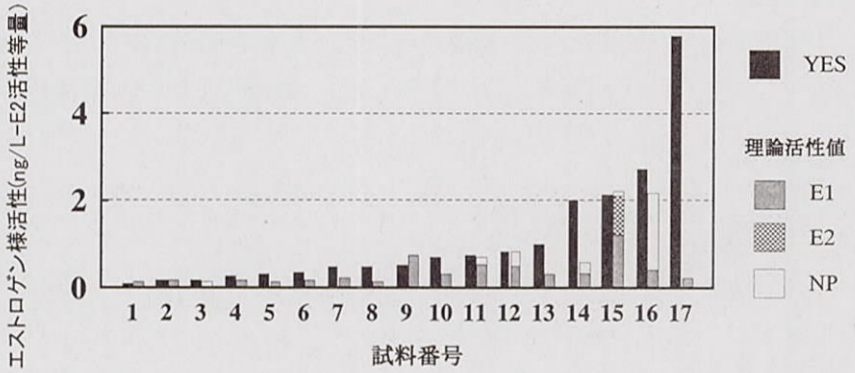


図-2　エストロゲン様活性(YES)と各物質の理論活性値の比較

物質の添加量は NOEC(No Observed Effective Concentration)を下回る濃度であるにも係わらず、エストロゲン様活性は高くなったことを報告[5]しており、これら活性ポテンシャルの弱いエストロゲン様物質の影響も無視できないとしている。このためこれらエストロゲン様活性をほとんど有さない物質によって、説明のできないエストロゲン様活性にどの程度寄与しているか今後検討を行っていく必要があるものと考えられる。また抗エストロゲン作用を示す物質についてはここでは考慮しておらず、これらを含めた評価は今後の課題である。

5.まとめ

1）全国一級河川 94 水系の 112 地点でエストロゲン様活性の一斉調査を行い、そのエストロゲン様活性のレベルを把握すると伴に、環境基準類型毎のエストロゲン様活性の特性把握を行った。その結果、全国一級河川のエストロゲン様活性の平均値は 0.8ng/L であることが確認された。また環境基準類型がC、D、Eの水質汚濁が高い河川になるとエストロゲン様活性は高くなる傾向が見られ、隣接する類型間では有意差が確認できなかったが、A－C類型についてはｔ-検定,有意水準５％の条件において有意な差が確認された。

2）今回得られた評価方法をもとに、河川水中で見られるエストロゲン様活性への主要３物質の寄与率を推定した結果、112 地点中 87%の地点でエストロゲン様活性を確認したが、Ｅ１，Ｅ２，ＮＰのいずれかが検出された地点は 17 地点であり、多くの地点ではエストロゲン様活性の由来が不明であった。

3）Ｅ１，Ｅ２，ＮＰのいずれかが検出された 17 地点について、各物質のエストロゲン様活性への寄与を推定した結果、Ｅ１の占める割合が高いケースが多く確認された。また上記３物質でエストロゲン様活性が殆ど説明できる地点も見られたが、殆どの調査地点ではこれらの３物質ではほとんど説明できず、由来の特定のできないエストロゲン様活性が多くの河川中に存在することが確認された。

6．謝 辞

本研究を行なうに当たり，ご指導いただいた土木研究所水循環研究グループ水質チームの田中宏明上席研究員，ならびにお世話になった水質チームのみなさまに深く感謝致します。

＜参考文献＞

1）国土交通省河川局　河川環境課(2002) 平成１３年度水環境における内分泌撹乱物質に関する実態調査結果

2）矢古宇靖子，高橋明宏，東谷忠，田中宏明(1999) 組み換え酵母を用いた下水中のエストロゲン活性の測定,環境工学研究論文集,Vol.36,199-204.

3）H. Tamamoto, A. Takahashi, Y. Yakou, M. Saito, T. Higashitani, H. Tanaka(2001) Using DNA recombinant yeast evaluation of estrogen-like activity of river water in Japan, IWA 2nd World Water Congress, Berlin, Germany CD-ROM (pp.279)

4）岩崎誠二，高橋正昭，加藤進，山下晃，松田知成(2000)，三重県内公共用水域におけるエストロゲン様物質の分布，三重県保健環境研究所年報，通巻第 45 号，55-59.

5）Nissanka Rajapakse,Elisabete Silva,Andreas Kortenkamp (2002)Combining Xenoestrogens at Levels below Individual No-observed-Effect Concentrations Dramati- cally Enchances Steroid Hormone Action,Environment Health Perspectives,vol.110(9),pp917-921.

＊株式会社　環境科学コーポレーション　　宮本　宣博

環境ホルモン等汚染物質の水環境中での挙動に関する研究

（指導期間　平成14年4月～平成15年3月）

研究室名　水質チーム
氏　名　八十島誠

1．はじめに

内分泌攪乱化学物質（環境ホルモン物質）は，極微量で生態系に影響を及ぼす可能性のある物質であり，近年，社会問題化している．

日常的には，5万種を超える化学物質[1]が製造・使用されていると推測されており，現時点では，このうち67物質が，内分泌攪乱化学物質としてリストアップされている[2]．全ての化学物質について生物影響等の調査は行われていないため，リストアップは，現時点での報告や研究事例を基に行われている．さまざまな化学物質の最終的な受け入れ先は環境であり，その際，水を介して物質が移動することが多い．これらの化学物質による水環境の汚染は，水環境での蓄積のほか，水域に棲息する生物に影響を及ぼす．さらには，生物濃縮を経て，人体に影響を及ぼすことも懸念される．これらの状況から，生活排水，工場排水等を受け入れ，処理後，環境へ排出している下水道の果たす役割は極めて重要であると考えられる．

エストロゲン及びノニルフェノールとその関連物質は，その存在量とエストロゲン様活性の強さを総合的に考えると，エストロゲン作用の面から下水道において注目されている物質である．下水道におけるこれらの物質の実態や挙動を把握するための分析方法は，これまで確立されていなかった．そこで本研究では，下水試料を対象としたエストロゲン及びノニルフェノール関連物質の分析法を新たに開発[3),4),5)]することを目的とした．また，開発した方法を用いて下水処理場内でのエストロゲン及びノニルフェノール関連物質の挙動を把握[5),6),7)]することを目的とした．

2．分析方法

本研究で開発したエストロゲン，ノニルフェノール関連物質の分析方法の概要は，**図-1**，**表-1** のとおりである．まず試料水をろ過し，その後固相抽出した．次いで必要に応じて精製し，試料水比で 100～1,000 倍濃縮した後にLC/MS/MS（又はMS）にて測定した．エストロゲンは，遊離のエストロゲンであるE2，エストロン（E1）および経口避妊薬（ピル）の主成分であるエチニルエストラジオール（EE2），エストリオール（E3）に併せてE1，E2，E3の硫酸抱合体（S），グルクロン酸抱合体（G）を対象とした．NPEOはEO付加モル数1～15，NPECは1～10を対象とした．



図-1　分析方法の概要

表-1 分析方法の概要

	試料 (ml)	固相Cart.	溶出溶媒	精製Cart. (A)	溶出溶媒	精製Cart. (B)	溶出溶媒	最終液量 (ml)
エストロゲン	100	Oasis HLB	MeOH	Florisil	NH_4OH/Ace.	NH_2	MeOH	1
NPEO	2000	EDS-1	DCM	LRC Silica	9 Polar solvent	−	−	1
NPEC	100	GCB	DCM/MeOH	−	−	−	−	1

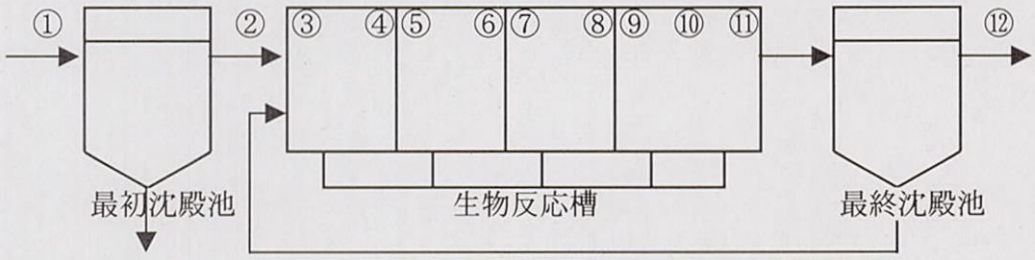
Cart.：カートリッジ

各測定対象項目の標準溶液の繰り返し測定結果から求めた検出下限値は，エストロゲンの場合，流入下水では0.7～5ng/l，二次処理水では0.35～2.5ng/l であった．同様に，NPEO は，流入下水では0.0005～0.01μg/l，NPEC は0.00055～0.002μg/l であった．NPEO，NPEC，エストロゲンの遊離体については，添加回収試験の結果，70～120%の回収率が得られたため下水試料に適用可能と考えられた．エストロゲンの抱合体については，流入下水で回収率が低く，更なる検討の必要性が示唆された．

3．下水処理過程におけるノニルフェノール関連物質濃度

3.1 調査方法

調査対象は，我が国の下水処理場で最も多く採用されている処理方式である標準活性汚泥法による運転を行っている 12 処理場とした．これらの処理場の処理水量は，17,300～168,000m^3/day であり，中規模の処理場である．本調査では，各処理場の流入下水及び二次処理水を採水した．なお，採水は処理時間等を考慮せず，各調査地点で 1 回だけ採水するスポット採水した．また，本調査の調査対象項目は，E2，E1，EE2，NP，NP1～15EO，NP1～10EC とした．調査箇所は，図-2 に示すとおりである．



①初沈流入水　　③エアレーションタンク(AT)-1～9
②初沈流出水　　④二次処理水

図-2　調査箇所

3.2 調査結果

本調査における下水処理場でのエストロゲン及び NP 関連物質の測定結果は，表-2 に示すとおりである．エストロゲンについては，下水処理を受けることにより E2 は減少し，E1 は増加していた．中央値でみると，

表-2 エストロゲン及びNP関連物質測定結果

単位：μg/l

	流入下水			二次処理水		
	最小値	中央値	最大値	最小値	中央値	最大値
E2	N.D.	0.009	0.016	N.D.	0.003	0.009
E1	0.016	0.027	0.046	N.D.	0.082	0.228
EE2	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.	N.D.
NP	0.50	1.7	20	0.10	0.20	1.0
NP1EO	0.82	2.1	17	0.04	0.26	0.49
NP2EO	0.54	2.9	11	0.16	0.30	1.5
NP3EO	1.2	4.5	14	0.07	0.14	0.81
NP4EO	3.5	9.8	21	0.60	0.98	1.7
NP5EO	2.0	7.3	23	N.D.	N.D.	0.08
NP6EO	2.4	7.8	24	N.D.	N.D.	0.14
NP7EO	2.4	7.9	23	N.D.	N.D.	0.14
NP8EO	2.8	7.5	24	N.D.	N.D.	N.D.
NP9EO	2.6	6.2	20	N.D.	N.D.	N.D.
NP10EO	2.0	5.2	18	N.D.	N.D.	N.D.
NP11EO	1.1	3.9	15	N.D.	N.D.	N.D.
NP12EO	0.73	2.7	12	N.D.	N.D.	N.D.
NP13EO	0.23	1.7	11	N.D.	N.D.	N.D.
NP14EO	0.35	1.2	6.7	N.D.	N.D.	N.D.
NP15EO	0.34	1.5	3.4	N.D.	N.D.	N.D.
NP1EC	0.085	0.15	0.78	0.35	1.2	3.4
NP2EC	0.11	0.36	4.7	1.1	3.5	10
NP3EC	0.098	0.20	2.5	0.51	1.2	4.4
NP4EC	0.086	0.14	0.99	0.13	0.52	2.5
NP5EC	0.088	0.14	0.88	0.065	0.24	1.2
NP6EC	0.11	0.14	0.48	0.009	0.049	0.62
NP7EC	0.054	0.13	0.50	0.006	0.019	0.31
NP8EC	0.052	0.12	0.53	0.005	0.028	0.27
NP9EC	0.055	0.11	0.46	N.D.	0.028	0.13
NP10EC	0.057	0.11	0.45	N.D.	0.023	0.069

N.D.：検出下限値未満

E2除去率は68%であった．E2は好気条件下での微生物分解によりE1に変化することが報告[8]されている．E2の分解速度に比べE1の分解速度が遅いことから，二次処理水中のE2濃度に比べE1濃度が高いことは理解できるが，E2の減少量とE1の増加量は一致していない．エストロゲンは，そのほとんどがホルモン作用の弱いグルクロン酸（G）や硫酸（S）抱合体として体内から排泄され，E2はE2-3-G、E1はE1-3-Sとしてその大部分が検出されるとの報告[8), 9), 10)]がある．本調査結果でE2, E1の収支が一致しない原因としては，スポットサンプリングのデータであることの他，これら抱合体の分解が関わっている可能性が示唆される．従って今後は，遊離体に併せて抱合体の挙動についても把握する必要がある．

NPEO，NPECについては，流入下水では，NP6-8EOを中心としてNP1～15EOまで分布しており，NPECは低濃度で検出された．二次処理水では，NPEOは低い濃度でしか検出されず，NPECはNP2ECを中心にNP1～4ECまで分布していた．このことから，NPEOは容易に生分解される物質であることが示唆される．またNPECは、EO付加モル数5以上のものはほとんど検出されていないことから，EO付加モル数5以上では生分解性は高いものの，EO付加モル数3以下のNPECは比較的生分解性が低いと考えられる．

4．結論

①LC/MS/MS（又はMS）によるエストロゲン，NP関連物質（NPEO，NPEC）の分析法を検討し，確立した

②確立した方法を用いて下水処理場でのエストロゲン，NP関連物質の実態を把握した

③E2は下水処理を受けることでその濃度が減少，E1は増加することが明らかとなったが，エストロゲン全体の挙動を把握するためには抱合体を含めた実態把握を行う必要性が示唆された

④NPEO，NPECのEO付加モル数5以上では，容易に生分解を受ける可能性が示唆された

5．謝辞

本研究を行うに当たり，ご指導いただいた独立行政法人土木研究所水循環研究グループ水質チームの田中宏明

上席研究員，小森行也主任研究員ならびに水質チームのみなさまに深謝致します．

〈参考文献〉

1)松井三郎，足立淳，松田知成：家庭排水中の内分泌攪乱化学物質（環境ホルモン），用水と廃水，Vol.44, No.1，pp.34-38，2002.

2)環境庁：外因性内分泌攪乱化学物質問題への環境庁の対応方針について－環境ホルモン戦略計画 SPEED'98－，1998.

3)八十島誠，小森行也，田中宏明：下水試料を対象としたノニルフェノール関連物質の測定，第 5 回日本水環境学会シンポジウム講演集，p.187，2002.

4)八十島誠，小森行也，田中宏明：下水道におけるエストロゲン及びノニルフェノール関連物質の分析技術開発，pp.B37-B40，Water Korea 2002，2002.

5)八十島誠，小森行也，田中宏明：LC／MS／MSによるエストロゲンの分析法と下水への応用，土木学会論文集，No.727，Ⅶ-26，103-111，2003.2

6)八十島誠，小森行也，田中宏明：下水処理過程におけるノニルフェノール関連物質の挙動，第 39 回下水道研究発表会，pp.95-97，2002.

7)八十島誠，小森行也，岡安祐司，田中宏明：下水道における NP 関連物質の挙動，環境ホルモン学会第 5 回研究発表会講演集，p.177，2002.

8)T. A. Ternes, P. Kreckel and J. Mueller：Behavior and occurrence of estrogens in municipal sewage treatment plants － II. Aerobic batch experiments with activated sludge, The Science of the Total Environment, 225, pp.91-99, 1999.

9)五十嵐正雄：内分泌婦人科学－生殖内分泌の基礎と臨床－，南山堂，p.17，1978.

10)松井三郎，足立淳，松田知成，滝上英孝，清水芳久：天然および人工エストロゲンの下水道と環境中での挙動，季刊化学総説－内分泌かく乱物質研究の最前線－，pp86-92，日本化学会，2001.

＊東和科学株式会社 環境計測部環境計測課 八十島誠

閉鎖性水域の底質改善手法の検討

（指導期間　平成14年4月～15年3月）

研究室名　　水質チーム
氏　名　　和田　順之輔

1．まえがき

土木研究所は重点プロジェクトの課題の一つとして「閉鎖性水域の底質改善手法の検討」を進めている。本課題は、汚濁の進んだ湖沼の富栄養対策の一つとして、適切な底質改善手法の開発が求められており、この社会的要請に応えるべく設定された。既存の底質改善手法には、汚濁の進んだ底泥を除去する浚渫、汚濁の進んだ底泥を正常な砂で覆う覆砂、薬剤や微生物の散布による底泥改善などが挙げられるが、各手法にはそれぞれ長所、短所がある。土木研究所は、既存底質改善手法の経緯を踏まえ、新しい手法である高濃度酸素水の底層散布システムの効果検討を装置の開発を行ってきた横河電機株式会社、株式会社松江土建と共同で平成14年度から開始した。本報告は、平成14年7月から9月に実施した共同研究の現地調査による、装置の効果検討結果の報告である。

2．調査の目的

平成14年年7月～9月に、三春ダム牛縊り前貯水池湖底に設置した高濃度酸素水供給装置を稼動させ、装置の効果検証を行うことを目的とした。

3．調査の方法

水質連続ﾓﾆﾀﾘﾝｸﾞと水質調査を行うことにより装置制御の効果を検証した。

3.1　装置概要

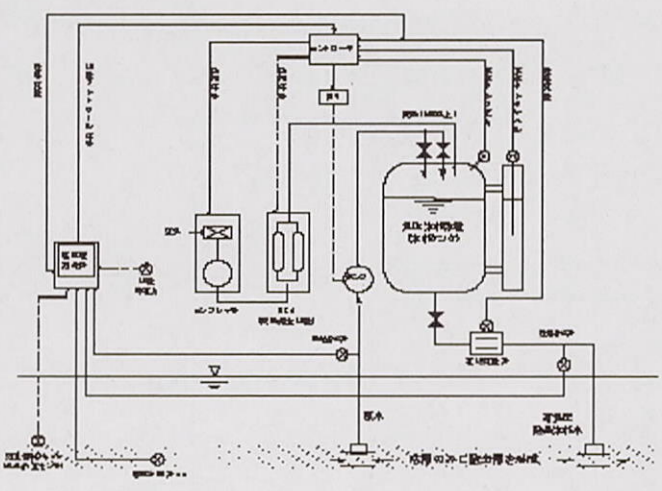


図1　気体溶解装置

気体溶解装置：気体溶解装置は図1に示す通りであり、装置能力は90m³/h×吐出DO50～70mg/Lである。

システム構成：システム構成は図2に示す通りであり、連続測定は、・水温2箇所（A,B）：白金抵抗体、14点/箇所。・溶存酸素2箇所（A,B）：隔膜電極式。・ORP水質測定2箇所（A,B）：金属電極式。・ORP底質測定1箇所（A）：金属電極式であり、手動でポータブル測定器による：温度、DO、ORP、pHの観測も実施した。

3.2 調査区域の概要



図２　三春ダム

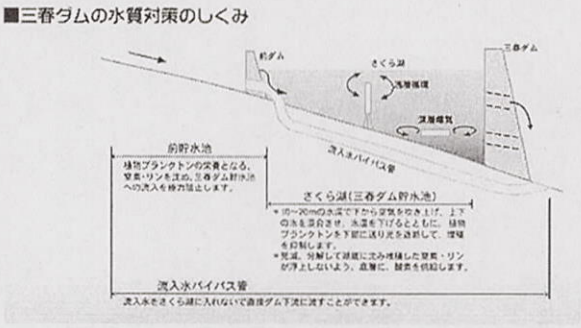


図３　牛縊り貯水池

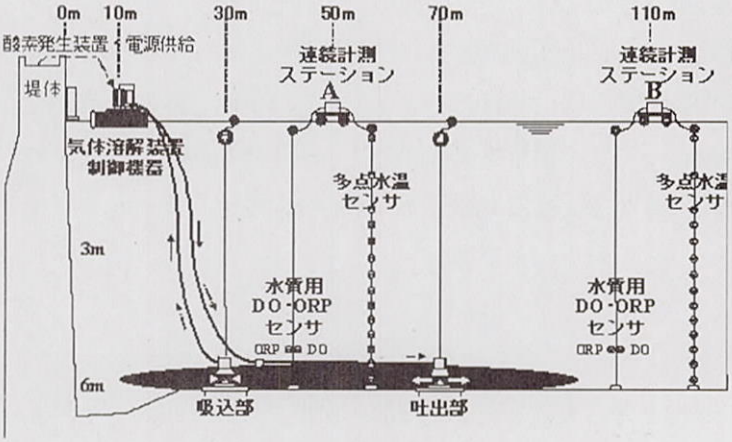


図４　システム構成図

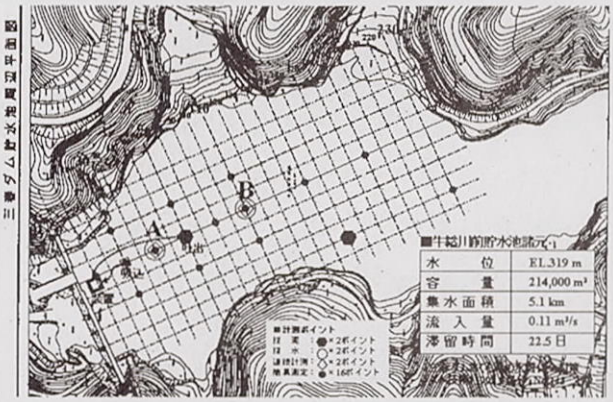


図５　調査点配置

調査点配置：調査点は、高濃度酸素水の拡散状況を把握するため、酸素供給装置の吸入口、吐出口に留意し、機器連続観測点 A、B に設定した。調査点 A は装置吸入部と装置吐出口の中間で提体から 50mの地点であり、調査点 B は吐出部より上流側へ提体から 110mの地点である。

3.3 調査期間と分析方法

調査期間：調査は酸素水供給前後の比較を目的に 2002/7/22～9/25 で 17 回採水を実施した。酸素水供給期間は、期間Ⅰ(7/31～8/12:採水 3 回)、期間Ⅱ(8/13～19:採水 3 回)、期間Ⅲ(9/3～18:採水 3 回)とし、装置の吐出速度は、期間Ⅰは 90m³/h、期間Ⅱ・Ⅲでは 30m³/h と設定した。酸素水供給前(7/22～30:採水 4 回)、期間Ⅱ停止後(8/20～9/2:採水 3 回)と期間Ⅲ停止後(9/19～25:採水 1 回)それぞれ無酸素供給期間とした。

表１　調査期間

酸素水供給の有無	期間番号	日程	水質採水回数
無	供給前	7/22 ～ 7/30	4
有 (90m³/h)	Ⅰ	7/31 ～ 8/12	3
有 (30m³/h)	Ⅱ	8/13 ～ 8/19	3
無	Ⅱ停止後	8/20 ～ 9/2	3
有 (30m³/h)	Ⅲ	9/3 ～ 9/18	3
無	Ⅲ停止後	9/19 ～ 9/25	1
合計		7/22～9/25	17

比較対象の装置休止中には 8 回採水した。および流入流出４地点を選定した。

分析方法：分析用ｻﾝﾌﾟﾙは A、B 地点においてﾊﾞﾝﾄﾞｰﾝ採水器にて鉛直方向(0.5m, 1m, 2m, 3m, 4m, 5m, 6m)

で採取し、栄養塩（NH_4-N、NOx-N、NO_2-N NH_4-N、PO_4-P、TN、DTN、TP、DTP）とDOCについてそれぞれオートアナライザー（TRACCS）とTOC計(島津5000A)を用いて分析を行った。なお、PTN=TN-DTN、DON=DTN-DIN(NH_4-N+NOx-N)、PTP=TP-DTP、DOP=DTP-DIP(PO_4-P)として計算により求めた。

表　2　分析方法等

分析項目	分析方法
栄養塩(NH4-N,NOX-N,NO2-N,PO4-P,TN,DTN,TP,DTP)	オートアナライザー(TRACCS)
DOC	TOC計(島津5000A)

計算により求めた値	
懸濁態N ＝ TN － DTN	無機態を除く溶存態N ＝ DTN － DIN(NH4-N+NOX-N)
懸濁態P ＝ TP － DTP	無機態を除く溶存態P ＝ DTP － DIP(PO4-P)

4．調査結果

連続測定結果：装置の制御並びに装置効果の検証を行う目的で配置された、各センサーの記録の１例を図４に示した。水温の記録をみると、期間Ⅰ、期間Ⅱでは、全体的な上昇、下降の変動は見られるが、装置の稼動により水温成層が壊されないことが確認できている。なお、期間Ⅲの後の休止では、湖水全体の鉛直混合が始まったようすがみられ、図５の鉛直分布にも混合の様子が見られている。

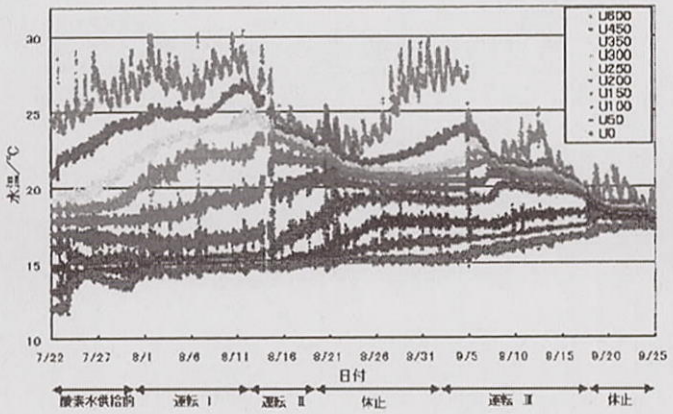


図６　St.A に設置した水温計の記録

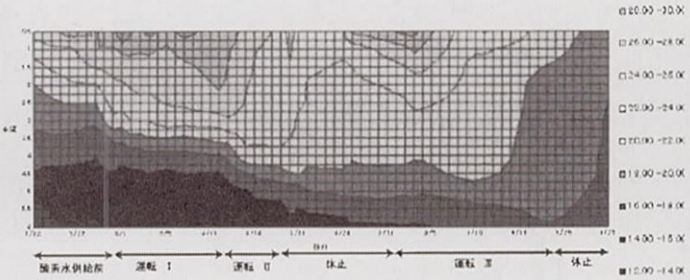


図７　St.A に設置した水温計の記録

気象データ並びに水質調査結果：図６の１段目に示したように、酸素供給前から期間Ⅰ、Ⅱの間は好天が継続し、降水量も少なかったことから、水温成層が発達する環境条件であった。、２段目に示したように酸素供給前には発達した水温成層に伴い、下層には無酸素層が形成されており、この条件のもと約50mg/lの濃度の高濃度酸素水が期間Ⅰではで$90m^3/h$、期間Ⅱ、Ⅲでは$30m^3/h$で供給された。

観測点A(5m層)における水質の経時変化を、図６の３、４段目に示した。調査期間中のNH_4-Nの顕著な減少　は、酸素水供給期間(Ⅰ,Ⅲ)に２回、期間Ⅱ停止後に１回みられ、PO_4-Pの顕著な減少は酸素水供給期間に１回みられた。期間Ⅰにみられた NH4-N の顕著な減少は、底層水中の DO 増加による硝化が原因と推察され、TNも減少していることから、脱窒によるものと思われた。同じく期間ⅠにみられたPO_4-Pの顕著な減少は、底層水が好気化することにより溶出現象の抑止効果並びに、SS成分によるPO_4-Pの吸着と沈降によるものと推察された。

図７に観測点Ａにおける酸素水供給前と期間Ｉの水質鉛直分布の比較を示す。DO が 4m 層以深で高くなっており、これに対応して、NH_4-N、PO_4-P と DOC の減少が確認された。

５．まとめ（結論）

今回の現地調査結果から、本装置は、期間Ｉ（8月上旬）にみられるような無降雨の天候と夏季の顕著な水温成層のときにこそ十全な機能を発揮することが判明した。顕著な水温成層と無酸素層がみられる期間に、高濃度酸素水を制御運転により底層へ選択的に注入すると、底泥側から、好気層、嫌気層、好気層の３段構造が形成される。この３段構造が、効率良く底層水中の栄養塩濃度を減少させる鍵と考えられる。

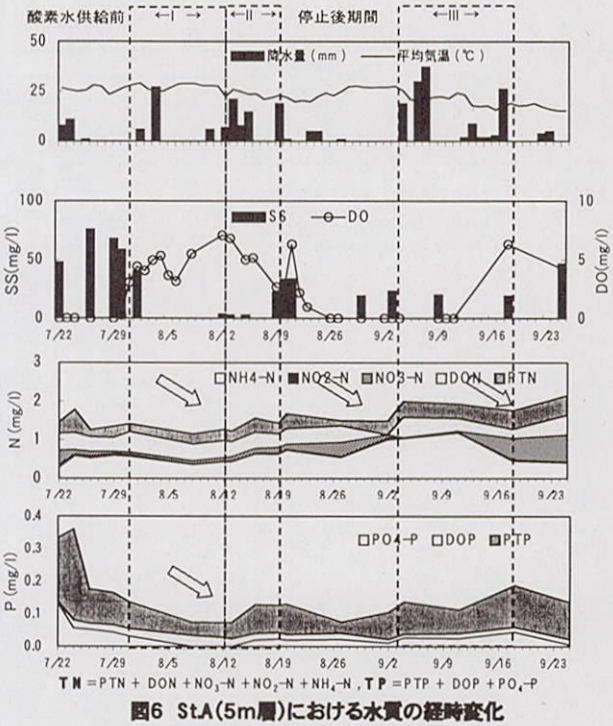


図6　St.A(5m層)における水質の経時変化

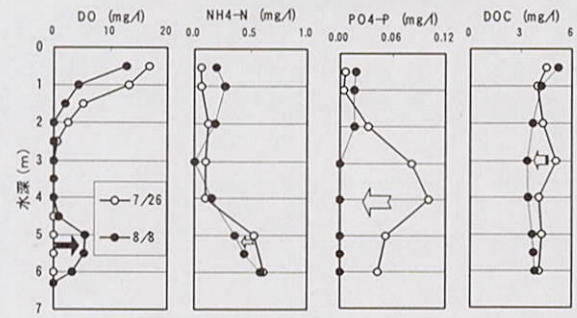


図7　St.A における酸素水供給前と期間Ⅰ の水質鉛直分布

６．謝　辞

本研究を行なうに当たり，ご指導いただいた土木研究所水循環研究グループ水質チームの田中宏明上席研究員，ならびにお世話になった水質チームのみなさまに深く感謝致します。また、共同研究の場を提供いただいた、国土交通省三春ダム管理所の伊藤尚敬所長はじめ、管理所の職員の皆様、共同研究のパートナーである、横河電機株式会社、株式会社松江土建の両社の関係諸氏にも深く感謝します。

＜参考文献＞

1)　佐々木稔　ほか、「底層環境改善のためのモニタリング技術と活用」　EICA（環境システム制御学会誌）第２号,第７巻(2002),　pp237-240

2)　岩田進午　ほか、「土の環境圏」第４編　第１章　第３節　ヘドロ（底質）対策と利用　フジ・テクノシステム(1997),　pp1041-1056

3)　浅野　孝　ほか監訳、「水環境と生態系の復元」第４章　６節　湖沼の復元技術　技報堂出版(1999),　pp121-175

4)　T.L. Krause ほか、「Handbook on Sediment　Quality 」prepared by a Treatise on Sediment Quality Task Force of the Water Enviroment Federation under the direction of the Water Quality and Ecology Subcommittee of the Technical Practice Committee. Chapter8 Sediment-Quality Modeling,　pp327-366

＊三洋テクノマリン株式会社　和田　順之輔

レーダ雨量計の精度評価に関する研究

水理水文チーム
清水敬生

1. はじめに

レーダ雨量計の観測精度はどれくらいか？このシンプルかつ究極の問いに的確に答えることは簡単では無い。答えられない根本の原因は、レーダで観測した雨量の精度を検証するための真値が得られないことにある。これがレーダ雨量情報の定量的な利用につながらないひとつの大きな原因である。

2．研究目的

このような状況に対して、レーダ雨量計の降水量観測精度を適切に評価することを試みた。すなわち、洪水予測や土砂災害避難警戒、道路・ダム管理など、利用目的によってレーダ観測に求められる性能、精度は異なるので、実際に使えるかの判断は、それぞれの要求精度・性能を満足しているか否かを、それぞれの立場に立って評価することが妥当と考え、最初に著者らは、利用目的別に観測精度の適切な評価手法・評価基準を抽出することを試みた。その評価手法に従って、流出解析や洪水予測、ダム管理利用に対するレーダ雨量の精度評価を行った。

3．研究方法

3. 1 適切な精度評価手法の抽出と提案

既往の文献や論文[1)~18)]を調査することにより、レーダの精度を評価する様々な手法について調査した。あわせて降雨分布特性に関する気象学的分析を行い、防災利用目的別のレーダ雨量の最適な精度評価手法を抽出することを試み、流出解析や洪水予測、ダム管理等に利用する際の適切な精度評価手法を提案した。

3. 2 レーダの時空間分解能が精度に及ぼす影響

3.1で提案した評価手法を適用する前に、元となるレーダ雨量計の時空間分解能が、計算された雨量値の精度に及ぼす影響を評価した。モデル流域として庄内川流域を選定し、1996～2000年の主要8降雨を対象に、国土交通省レーダにより観測・配信されたメッシュ雨量データ(最小2.5kmメッシュ、最短5分雨量)の面積平均スケールと時間平均スケールを模擬的に変化させて与え、流出モデル(貯留関数法)により計算された流出量の変化、感度を分析した。面積平均ケースは、1メッシュ×1メッシュ(A=6.25km2)から4メッシュ×4メッシュ(A=100.0km2)までの4ケース、時間平均ケースは、5、10、15、30、60分の5ケースとした。

3. 3 レーダ雨量計の精度評価

2.1で示した精度評価手法に従い、レーダの適切な精度評価を試みた。検討対象流域は庄内川流域と木津川流域とした。選定理由は、①平地部と山地部を含む流域であること、②該当レーダ雨量計の観測条件が良いこと、③山地部における地上雨量計の設置密度が比較的高いこと、である。解析に使用した地上雨量データは流域内および流域に近接する国土交通省、気象庁、自治体(庄内川のみ)のデータで、各機関のデータとも全て同等のデータとして取り扱った。また、庄内川流域においては、国土交通省レーダ情報に基づくFricsの雨域移動解析データの予測精度の評価も行った。

地上雨量データから面積雨量を算定する方法としては、ティーセン法とKriging法を比較し、ティーセン分割法により、各地上雨量計の支配区域および支配面積を計算し、該当雨量計データを加重平均することにより求めた。

4. 調査結果

4. 1　適切な精度評価手法の抽出と提案

レーダの防災利用目的としては、主に流出解析、洪水予測、土砂災害避難警戒への利用、道路・ダム管理への利用が挙げられる。本研究では、利用目的別の観測精度の評価手法として、地点雨量観測精度と面積雨量観測精度の2つを抽出し、本研究で対象とする流出解析、洪水予測、ダム管理予測への利用に対しては、洪水到達時間内の面積雨量観測精度で評価する手法を適切な手法として提案した。

4. 2 レーダの時空間分解能が精度に及ぼす影響

4. 2. 1 平均化面積が流出計算結果へ与える影響

基準となるレーダ雨量(1メッシュ×1メッシュ)を与えた場合の流出量をQs、それぞれの評価ケースのレーダ雨量を与えた場合の流出量をQとして、下記に示す計算流出量の誤差eを算出し表－1に整理した。

$$e = \frac{\sum |Qs - Q|}{\sum Q}$$

(累加は時間方向)

表－1 平均化面積の違いによる計算流出量の誤

ケース / 観測所	2メッシュ ×2メッシュ	3メッシュ ×3メッシュ	4メッシュ ×4メッシュ
瑞浪(198.7km²)	0.014	0.034	0.033
土岐(291.9 km²)	0.011	0.029	0.038
多治見(366.2 km²)	0.032	0.055	0.064
志段味(514.9 km²)	0.070	0.171	0.185
枇杷島(733.1 km²)	0.030	0.058	0.152

既往研究と同様、平均化面積が大きくなる程、eも大きくなるが、対象とした全てのデータを用いた場合に流域面積が大きくなる程eが小さくなる傾向は顕著ではなかった。これは、降雨の平面分布に境界線のようなものがある場合に、その境界線をまたぐ領域で平均化による誤差が大きくなるためと考えられる。庄内川の場合、多治見や志段味地点から上流の山地領域と下流の平地領域で降雨特性が異なるものと考えられる。また、降雨規模が小さく降雨範囲が狭い場合には地形条件に基づく境界線とは別の降雨の有無による境界があり、同様の傾向が見られることが考えられる。

4. 3 レーダ雨量計の精度評価

本研究では、Kriging法により推定される流域平均雨量とThiessen法により推定される流域平均雨量は、ほとんど差が無いことがわかった。(紙面の都合で詳細は省略)

簡便のため地上流域平均雨量の算定にはThiessen法を用いることとし、地上面積平均雨量は、各地上雨量計の支配区域および支配面積を計算し、該当雨量計データを加重平均することにより計算した。

4. 3. 1 庄内川におけるレーダ雨量精度検証結果

表－2は、両ケースを含めた各面積ケースについて、地上雨量による面積雨量を真値と仮定した場合のレーダ雨量の精度指標値を算出したものである。この表より、山地部、平地部のどの面積ケースにおいてもレーダ雨量の観測精度は高く、山地部においては平均面積が大きくなるにつれて相関係数がより高くなることがわかる。また、山地部の観測結果に関しては、面積の増大とともに総雨量比も1.0に近づく結果となった。

表－2 レーダ雨量計の面積雨量観測精度

	Case	Area (km²)	Correlation coefficient	Ration of total amount of rainfall	Root mean square error (mm/hr)
Mountainous area	1	102.6	0.95	1.06	2.48
	2	238.6	0.99	1.06	1.23
	3	400.5	0.99	1.03	0.83
	4	610.4	0.99	1.00	1.78
Flat area	5	165.3	0.99	1.04	2.14
	6	335.0	0.99	1.00	1.89
	7	435.9	0.99	0.96	2.11

4. 3. 2 レーダ雨量と流量波形の比較結果

計算により求められた、地上平均雨量とレーダ面積雨量の信頼性を確認するため、流出データとの応答を調べた。用いた流量データは、庄内川本川の国土交通省水位観測所5地点のデータである。それぞれの水位観測所で観測された流出高を、それぞれの観測所の上流域に最も近い平均化面積ケースにおいて求めた面積雨量の時系列と比較した。それぞれの面積ケースにおける降雨－流出関係は適応性がとれていることがわかる。また、他の3地点のデータからも、降雨－流出の応答性は高く、降雨量と流出高の関係も概ね妥当なものであることが確認された。これらのことから、前項で計算された地上及びレーダ雨量計による面積平均雨量の信頼性は高いものと考えら

れる。

4. 3. 3　予測値の比較結果

図－7 は、東海豪雨時の降雨予測値(Frics 雨域移動解析)を、地上実況雨量と比較したものである。この図より、降雨が強くなるときに、実況よりも大きく予測してしまうことがあるが、1時間先の予測値に関しては、比較的精度が高いと言える。表－5 は、同ケース及び山地域ケース(case4)において、Frics の予測値を精度指標値で評価したものである。1 時間先の予測値の相関係数はそれぞれ全て 0.85 以上となり、また、総雨量比も 0.94 および 0.87 となった。しかしながら、2 時間先以降の予測値に関しては、相関係数が低下する結果となった。

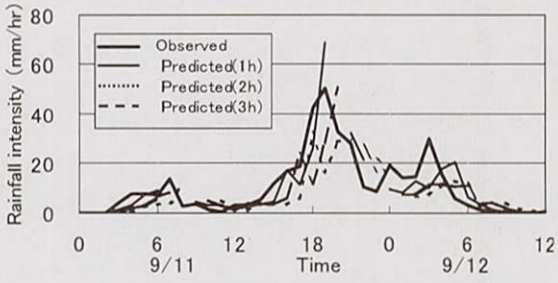


図-1　レーダ予測雨量と地上実況雨量の比較

表－3　レーダ雨量に基づく降雨予測値の精度

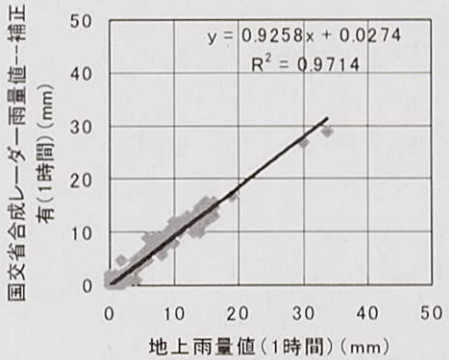
	Prediction time	Correlation coefficient	Ration of total amount of rainfall	Root mean square error (mm/hr)
Mountainous area (Case4 610.4 km^2)	1h	0.91	0.87	4.69
	2h	0.85	0.94	6.51
	3h	0.70	0.92	8.93
Flat area (Case7 435.9 km^2)	1h	0.85	0.94	7.19
	2h	0.66	0.84	9.79
	3h	0.70	0.79	9.94

4. 3. 4　木津川流域における検証結果

木津川流域の小流域番号 1～13 番ごとに、精度評価単位時間を 1 時間から 3 時間、6 時間、12 時間、24 時間雨量まで変化させた場合の、レーダと地上雨量の流域平均降雨量を比較した。図－8 より、どの時間単位においても地上雨量計とレーダ雨量計による流域平均雨量は非常に良く合っていることがわかる。また、時間単位による精度の大きな変化は見られなかった。この傾向はどの小流域においてもほぼ同様であった。

4. 3. 5 地上雨量計配置数密度の検討

木津川流域には、気象庁 AMeDAS (11 地点)および国交省テレメータ(28 地点)を合わせて 39 地点の地上雨量観測点をつかい、地上雨量計の設置密度と精度の関係を調べるために、使用する観測地点数を変化させて、流域平均雨量を算定し、それぞれの地点数密度での精度を比較した。結果は、観測所数密度が 0.015 個/km2 以上であれば総雨量比も 0.95 以上と雨量の欠損は少なく、観測所数密度が 0.015 個/km2 を下回ると、精度が急激に低下する傾向が見られる。従って、0.015 個/km2 以上、つまり約 8km 間隔(64km2)に 1 つの雨量計があれば、精度の高い地上雨量観測が可能と言える。



図－2　国土交通省レーダ雨量と地上雨量値の1時間雨量
面積雨量による比較（青蓮寺ダム流域）

5．まとめ

本研究では、各利用目的に対するレーダ雨量の正確な精度評価手法を提案するとともに、実際の降雨事例に適用して、現在配信されている各種レーダ雨量計データの適切な精度評価を試みた。本研究の結果、以下のことが明らかとなった。

1）利用目的別の観測精度の評価手法として、流出解析、洪水予測、ダム管理予測への利用に対しては、洪水到達時間内の面積雨量観測精度で評価する手法を適切な手法として提案した。

2）現状の仕様の国土交通省レーダ雨量計の空間分解能は、その時間分解能よりも流出量計算結果に及ぼす影響は大きいことがわかった。

3）)各面積ケースについて、Kriging 法と Thiessen 法により算定した地上流域平均雨量は、ほとんど差が無かった。

4）国土交通省レーダ雨量計データより算出した面積雨量は、地上雨量計により算出した面積雨量と高い

精度で一致した。

5）国土交通省レーダに基づく面積雨量の予測値は、概ね精度が高く、特に1時間先予測値までは、高精度であった。

6）木津川において地上雨量計の間引き法による検討を実施した結果、64km2に1基以上の雨量計数密度で高精度の観測が可能であることがわかった。

謝辞

研究にあたり、吉谷上席研究員、深見主任研究員また松浦研究員に貴重なご指導を賜りました。感謝の意を記します。

参考文献

1) Brandes, E. A. : “Optimizing rainfall estimates with the aid of radar”, J. Appl. Met. 14, 1339-1345, 1975.

2) 橋本健、佐藤一郎：面積雨量の精度と雨量観測所数、土木技術資料16-12、35-41、1974.

3) 橋本健:標本計画法による面積雨量の精度および信頼度の評価に関する研究、土木研究所報告、149号、1977.

4) Hara, Y., Itou, A., Ono, H., Takagi, H., Tatara, H. & Yoshida, N. (2001) Applicability of every 10-minute short-term precipitation forecast (part3)、Proc. of 2001 Annual Conf. of Erosion Control Engineering, 196-197 (in Japanese).

5) 石崎勝義、中尾宏臣、大倉博、吉野文雄、河関大祐：レーダ雨量計の降雨観測特性に関する研究、土木研究所報告、第167号、1986.

6) 気象庁予報部予報課：レーダー・アメダス解析雨量の解析手法と精度、測候時報、第62巻、第6号、1995.

7) Koschmieder, H. (1934) Method and results of definite rain measurements, Mon. Weath. Rev. 62, 5-7.

8) 川畑幸夫：水文気象学、他人書館、pp. 35、1972.

9) Matsuura, T., Fukami, K., Kaneki, M. & Yoshitani, J. (2001) Accuracy evaluation of September 2000 Tokai storm radar observation by areal-averaging, Proc. Fifth International Symp. on Hydrol. Appl. of Weath. Radar, 39-44.

10) 建設省河川局砂防部：土砂災害に関する警報の発令と避難の指示のための降雨量設定指針(案)、1984.

11) 中尾忠彦：1998年8月豪雨における建設省高鈴山レーダ雨量計の観測状況、水文水資源学会研究発表会要旨集、194-195、1999.

12) Nakano, S., Nakao, T., Gosyu, H. & Ishikawa S. (2001) Accuracy verification of radar raingauge network system in MLIT of Japan, Proc. Fifth International Symp. on Hydrol. Appl. of Weath. Radar -Radar Hydrology-, 51-56.

13) Ninomiya, K., & Akiyama, T. (1978) Objective analysis of heavy rainfalls based on radar and gauge measurements, J. Met. Society of Japan 56, 206-210.

14) Watari, M., Yamakoshi, T. & Tsunakawa, H. (2002) Applicability of MOC every 10-minute short-term 1km mesh precipitation forecast for warning and evacuation system preparing for sediment disaster, Proceedings of 2002 Annual Conf. of Erosion Control Engineering, 294-295 (in Japanese).

15) 吉野文雄：レーダ水文学、森北出版、2002.

16) 山口高志、北川明、井良沢道也、杉浦幸彦、竹森史郎：レーダ雨量を用いた土砂災害予測、河川情報研究、No. 1, pp. 71-79、1993.

17) 山口高志、北川明、小野寺直、高水克也、孝弘美：レーダ雨量計の精度向上について、河川情報研究、No. 1、河川情報センター、pp. 91-104、1993.

18) 山越隆雄、山田孝、仲野公章、渡正昭：10分間更新短時間降雨予測の土砂災害警戒避難への適用、土木技術資料43-11, pp.26-31、2001.

所属　株式会社東京建設コンサルタント

指導等課題名　複雑な地質条件のダム基礎岩盤の力学的設計の合理化に関する調査

チーム名　水工研究グループ　ダム構造物チーム
氏　　名　木藤　賢一

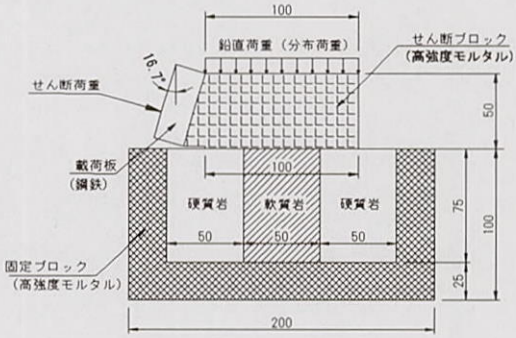
1．まえがき

コンクリートダムの基礎岩盤が、硬質岩と軟質岩が混在した硬軟複合岩盤である場合、岩級毎に設定されたせん断強度を、出現面積で加重平均することで基礎岩盤のせん断強度が設定される。しかし、岩盤の変形および強度特性の異なる岩盤が混在する場合、破壊ひずみが異なり、結果として、面積加重平均により求まるせん断強度を発揮できないことが懸念される。

2．研究目的

本研究は、ダム基礎岩盤に軟質岩が出現する場合のせん断強度評価方法を提案するための検討を実施したものである。

本研究においては、硬軟複合岩盤模型を作成し、軟質岩の出現面積や出現位置を変化させた室内せん断試験を行い、せん断強度特性を把握した。加えて、せん断破壊面にひずみ軟化する特性をもったジョイント要素を配置した非線形 FEM 解析により、岩盤模型がせん断破壊に至る過程を再現し、硬軟複合岩盤のせん断強度の特性を分析した。



図－１　試験供試体の諸元（単位：mm）

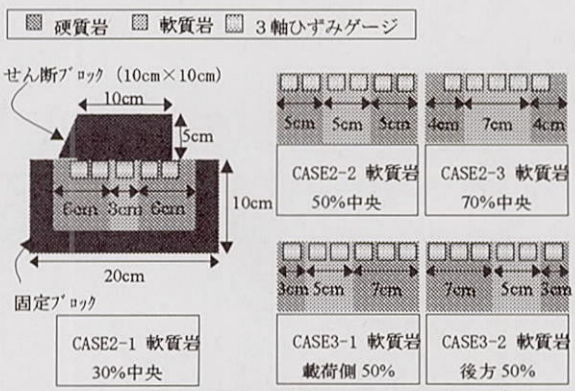
3．研究方法

3.1　岩盤模型を用いた室内せん断試験

3.1.1　岩盤模型およびせん断ブロック規模

室内せん断試験に用いる供試体は、原位置ブロックせん断試験を模擬した形状とし、岩盤模型およびせん断ブロックの規模を**図－１**の通りとした。

3.1.2　試験ケースと供試体の作製方法



図－２　硬軟複合岩盤試験ケース概要図

岩盤模型は、硬質岩および軟質岩の均一岩盤ケース（CASE1-1、1-2）と、**図－２**に示す硬軟複合岩盤 5 ケースを作製した。人工岩盤となる硬質岩、軟質岩は、早強ポルトランドセメント、硅砂、水を混合した後、セメントが固化するまで排水状態、1.0N/mm^2 の応力下で 20 時間圧密し、その後 28 日の水中養生の後、試験に供した。また、せん断試験に用いる供試体は、岩盤模型、固定ブロック、せん断ブロックの順で打設して作製した。硬軟複合岩盤境界面は、連続性を確保するためセメントペーストで接着している。それぞれの材料となる早強ポルトランドセメント、硅砂、水の配合を**表－１**に示す。

表－１　配合表

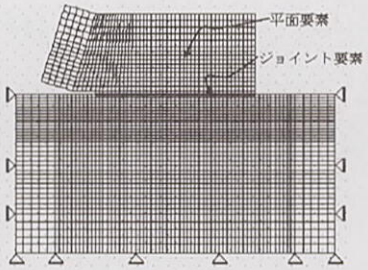
配合	水:セメント:砂（質量比）
硬質岩	1.0:1.0:4.7
軟質岩	2.6:1.0:8.4
固定ﾌﾞﾛｯｸ せん断ﾌﾞﾛｯｸ	1.0:2.0:3.2

3.1.3 試験方法

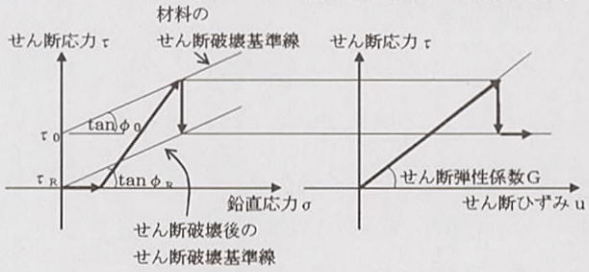
試験は、初期鉛直荷重を 4,903N（応力で 0.49N/mm^2）、9,807N（0.98N/mm^2）、14,710N（1.47N/mm^2）の3ケースを設定し、それぞれ2試験体にせん断荷重を与え破壊した。

3.2 非線形ＦＥＭ解析

解析モデルは、人工岩盤を用いたせん断試験の載荷方向の二次元断面を対象とした。また、解析は供試体を線形弾性体とした FEM としたが、せん断ブロックと岩盤部の境界に、せん断破壊後、ひずみ軟化する特性を持ったジョイント要素を配置した。解析モデルを**図－３**、ジョイント要素の強度・ひずみ特性の概念を**図－４**に示す。解析に使用した平面要素の物性値は、岩盤模型の材料試験結果より**表－２**の通り設定した。また、解析モデルでのせん断破壊の定義は、ジョイント要素が全てせん断破壊するまでとし、初期鉛直荷重を 4,903N（0.49N/mm^2）と 14,709N（1.47N/mm^2）の2ケースとして、せん断荷重（集中荷重）を増加させた解析を行い、せん断破壊荷重を算定した。ジョイント要素の特性は、せん断強度 τ_0 の初期設定値を種々変化させ、硬質岩および軟質岩の均一岩盤のケースにて、室内せん断試験における破壊荷重と解析結果が等しくなるよう、**表－３**のように設定した。



図－３　解析モデルの要素分割



ここに、τ_0：せん断破壊前のせん断強度
ϕ_0：せん断破壊前の内部摩擦角
τ_R：せん断破壊後の残留せん断強度
ϕ_R：せん断破壊後の残留内部摩擦角

図－４　ジョイント要素の強度・ひずみ特性の概念

表－２　数値解析に用いた平面要素の物性値

要素種類	物性値	記号	設定値
硬質岩	弾性係数	E	13,364N/mm^2
	ポアソン比	ν	0.2
軟質岩	弾性係数	E	5,439N/mm^2
	ポアソン比	ν	0.2
せん断および固定ブロック	弾性係数	E	23,981N/mm^2
	ポアソン比	ν	0.2

表－３　ジョイント要素の特性

岩盤種類	強度特性	記号	初期設定値→せん断破壊後の設定値
硬質岩	せん断強度	τ	7.246N/mm^2→0.000N/mm^2
	内部摩擦角	φ	30° →30°
軟質岩	せん断強度	τ	1.651N/mm^2→0.000N/mm^2
	内部摩擦角	φ	30° →30°

4．研究結果

4.1 岩盤模型を用いた室内せん断試験

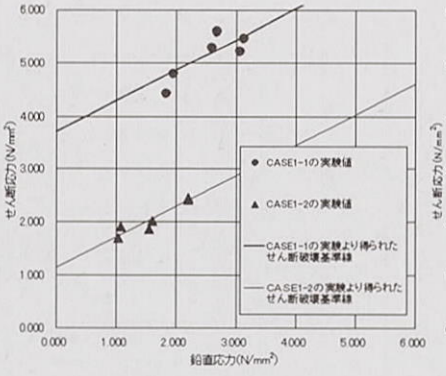
試験結果は、Mohr-Coulomb の破壊基準に従って整理するものとし、各岩盤のせん断強度は、室内せん断試験の最大せん断荷重によって評価した。また、三軸圧縮試験結果より硬質岩および軟質岩、硬軟複合岩盤の内部摩擦角 φ を 30° とし、それぞれの試験最結果から最小二乗法によって求めた各ケースのせん断強度 τ_0 の値を**表－４**に示す。また、**図－５～７**に、試験結果を示す。この図より、下記のことが言える。

① 中央部に軟質岩が位置する場合、せん断強度は面積加重平均より若干大きいが、その差は10%以下と比較的近い値となる。

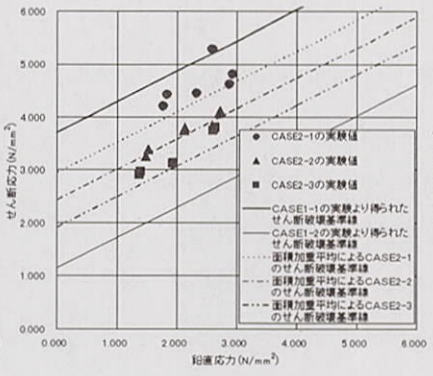
② しかし、複合岩盤の軟質岩の出現位置が中央より後側に移動すると、面積加重平均強度の値に対して約10%程度下回る。

表－４　せん断強度一覧

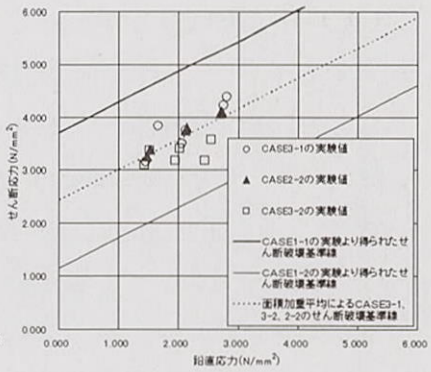
試験ケース No.	岩盤条件	τ_0 (N/mm^2)	試験値/面積加重平均(%)
CASE1-1	硬質岩	3.72	–
CASE1-2	軟質岩	1.14	–
–	面積加重平均30%	2.95	–
–	面積加重平均50%	2.43	–
–	面積加重平均70%	1.92	–
CASE2-1	軟質岩中央30%	3.12	106
CASE2-2	軟質岩中央50%	2.54	104
CASE2-3	軟質岩中央70%	2.16	113
CASE3-1	軟質岩載荷側50%	2.61	107
CASE3-2	軟質岩後側50%	2.19	90



図－５　均一岩盤の試験結果



図－６　軟質岩の面積比率を変えた試験結果

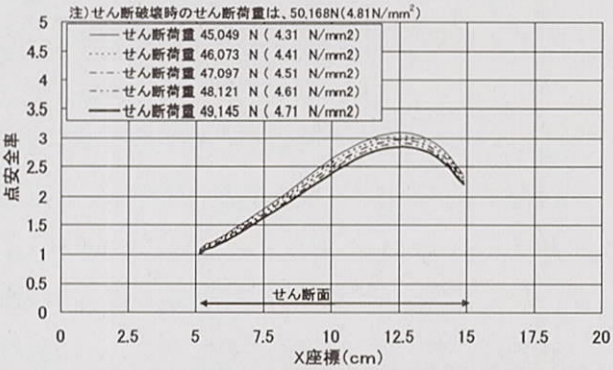


図－７　軟質岩の出現位置を変えた試験結果

4.2　非線形 FEM 解析

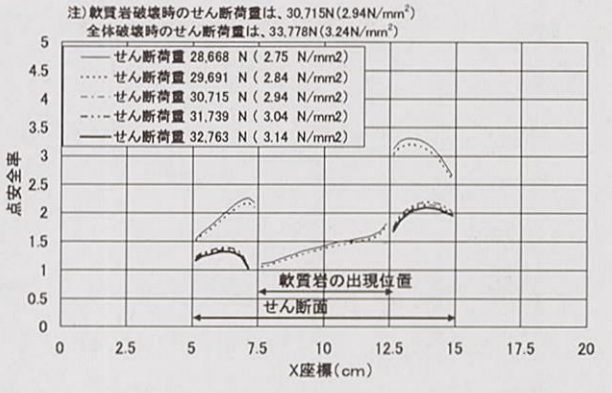
4.2.1　せん断破壊の進行状況

初期鉛直荷重 4,903N（0.49N/mm^2）の場合の、硬質岩の均一岩盤のケース（CASE1-1）でのせん断荷重の増加に伴うせん断ブロック直下の点安全率分布を**図－８**に示す。この図より、せん断破壊は、せん断荷重載荷側から発生し、その後の応力再配分により瞬時に全体破壊へ進行した。すなわち、ブロック最後方部の点安全率は 2.2 程度と大きいものの、一部にせん断破壊が発生するとその影響が一挙にせん断面全体に及ぶ。



図－８　せん断荷重の増加に伴う点安全率の変化（硬質岩の均一岩盤（CASE1-1 の場合）

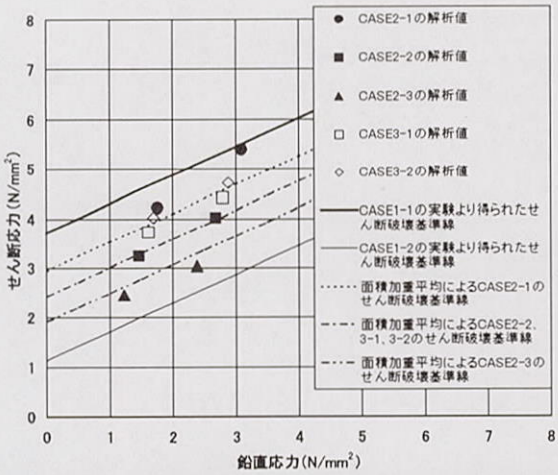
一方、軟質岩がせん断面中央部に 50%出現するケース（CASE2-2）でのせん断ブロック直下の点安全率分布を**図－９**に示す。この図によれば、軟質岩の点安全率が小さく、軟質岩において先にせん断破壊が生じることになる。しかし、全体のせん断破壊は瞬時には発生せず、軟質岩が受け持っていたせん断応力が硬質岩へ再配分され、その後せん断荷重の増加によって、硬質岩の載荷側から全体破壊へ進行する結果となった。また、硬質岩のみの点安全率分布を見ると、軟質岩せん断破壊前には、せん断荷重載荷側端部の点安全率は約 1.5、ブロック最後方部で点安全率は約 2.6 であった。しかし、軟質岩がせん断破壊した後には、軟質岩が受け持っていたせん断応力が、ブロック後方の硬質岩へより多く再配分された結果、せん断荷重載荷側端部の点安全率は約 1.2、ブロック最後方部での点安全率は約 2.0 とブロック載荷側の硬質岩の点安全率の低下が後方に比べて小さい。この結果、全体破壊時までの強度が増加したものと考えられる。



図－９　せん断荷重の増加に伴う点安全率の変化（軟質岩が中央部に 50%出現（CASE2-2 の場合）

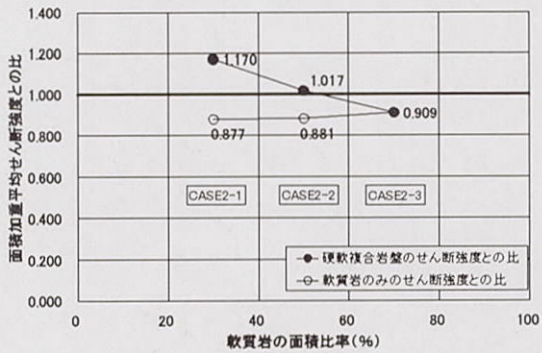
4.2.2　せん断強度の特性

解析から求まるせん断破壊荷重と、硬質岩・軟質岩の均一岩盤の試験結果（CASE1-1、1-2）の面積加重平均から求まるせん断破壊基準線の比較結果を**図－10**に示す。この図より、軟質岩の面積比率が70%の場合（CASE2-3）を除いて、解析より求まるせん断破壊荷重は面積加重平均から求まるせん断強度と同等か最大で約27%大きくなる結果となる。一方、軟質岩の面積比率が70%の場合（CASE2-3）には、面積加重平均より算定したせん断破壊荷重よりも、解析より求まるせん断破壊荷重は約10%小さくなる結果となった。



図－10　せん断破壊荷重の解析値と面積加重平均によるせん断破壊基準線の比較

このため、軟質岩の面積比率を変化させたケース（CASE2-1～3）について、解析より求まるせん断破壊荷重および軟質岩のみ破壊する際のせん断荷重を用いて、面積加重平均のせん断強度との比を算定した。算定した結果を、**図－11**に示す。この図より、CASE2-3にて、せん断強度が低下するのは、軟質岩のせん断破壊と同時に硬質岩まで一気に破壊が進行したため、硬質岩の本来もつ強度が充分発揮されなかったことも1つの原因ではないかと推測される。



図－11　軟質岩の面積比率と面積加重平均せん断強度との比

5．結論

本研究の成果として、以下のことが明らかとなった。

① 複合岩盤中央あるいは載荷側に軟質岩が出現する場合は、軟質岩の面積比率によらず、せん断強度は概ね面積加重平均強度となる。しかし、軟質岩の出現位置が中央より後側に移動すると、面積加重平均強度を下回ることがある。

② 複合岩盤の局所的なせん断破壊は、軟質岩部から生じる。

これらの成果から、硬軟複合岩盤のせん断強度は、おおむね硬質岩・軟質岩の面積加重平均のせん断強度として与えることが可能であるが、軟質岩がダム下流部に出現した場合、硬質岩と軟質岩の強度・変形性の差が大きい場合には、非線形FEM解析を用いた岩盤内の詳細な応力分析を行う必要があることを示した。

6．謝辞

本研究を進めるに当たり、多大なるご指導とご助力を頂きましたダム構造物チーム山口嘉一上席研究員に深謝を申し上げます。また、ダム構造物チーム佐々木隆主任研究員ならびに市原裕之主任研究員には、具体的な研究方法について非常に多くのご助言を頂きました。更には、ダム構造物チームの皆様には公私にわたり格別のご指導を頂きました。ここに記して感謝申し上げます。

所属　㈱シーティーアイグランドプラニング

フィルダムの嵩上げ技術に関する研究

（指導期間　平成14年4月～平成15年3月）

チーム名　ダム構造物チーム
氏　　名　澤田　尚

1．まえがき

自然環境の保全に対する社会的要請の高まりから、治水整備、水資源開発において、既設ダムの効率的な利用が求められている。このため、本研究では、フィルダムの嵩上げを採り上げ、既設堤体および基礎地盤の漏水などの探査方法と物性評価方法、嵩上げ設計方法、嵩上げダムの挙動監視方法を提案するものである。

2．研究目的

本研究では、まず、既設堤体および基礎地盤の漏水等探査と物性評価として、ボーリングやトレンチ調査を補完し、調査精度の高度化を図るために物理探査方法のうち高密度電気探査[1]に着目した。そこで、嵩上げ時に一部開削された既設アースダムの断面を対象とし、この適用可能性について検討した。次に、嵩上げ設計方法として、既往嵩上げ事例が多いアースダムに対し嵩上げ規模と断面の配置、新・旧堤体の透水性、ドレーンの構造などを変化させた浸透流解析を行い堤内浸潤線の形状を求める。その上で、すべり安定解析を実施し、アースダムの嵩上げ設計上の留意点について考察した。さらに、大規模な嵩上げ事例として、アースダムからロックフィルダムへの嵩上げに対し、すべり安定解析のほか、築堤解析を行い、嵩上げ設計上の留意点について考察した。

本報告では、後者のフィルダム嵩上げ設計の検討結果を報告する。

3．研究方法

アースダムの嵩上げ解析では、モデルダムの基礎地盤を不透水層で、かつ、すべり円弧がダムの基礎地盤にかからないものとした。解析モデルは、新規・嵩上げダムの二次元横断面とし、基本断面形状や諸物性は、表-1、図-1に示すとおり、アースダムとして標準的な値を採用した[2]。なお、貯水位は、堤高の96%とした。

新規ダムの場合、堤高は15、20、25、30m、ドレーンの配置は下流法面敷の1/3、2/3、全面の水平方向の3パターンとした。また、嵩上げダムの場合、堤高は新規ダムと同じ堤高の範囲とし、ドレーンは、新堤体に新たに配置したもののみが効果を発揮するものとし、新堤体が旧堤体の上流側に位置する上流主点では旧堤体の配置からドレーンを配置していないが、新堤体が旧堤体の下流側に位置する

表-1　アースダムの形状と諸物性

項　目			モデル条件
堤高(m)	新規ダム		15、20、25、30
	嵩上げダム	旧堤体	15、20、25
		嵩上げ高	5、10、15
上流面、下流面勾配			1:3.00、1:2.40
貯水池水位			堤高の96%
設計震度：震度法			0.15
堤体の湿潤、飽和密度(g/cm³)			1.80、1.90
堤体のせん断強度	粘着力　(kN/m²)		27.6(2.81tf/m²)
	内部摩擦角（　）		25.0
透水係数(cm/s)	新堤体(新規、嵩上げ部)		1×10^{-5}
	旧堤体(既設ダム)		1×10^{-3}、1×10^{-4}、1×10^{-5}
	ドレーン		1×10^{-2}、1×10^{-3}
ドレーンの配置	新規ダム		下流法面敷の1/3、2/3と全面（図-1参照）
	嵩上げダム		

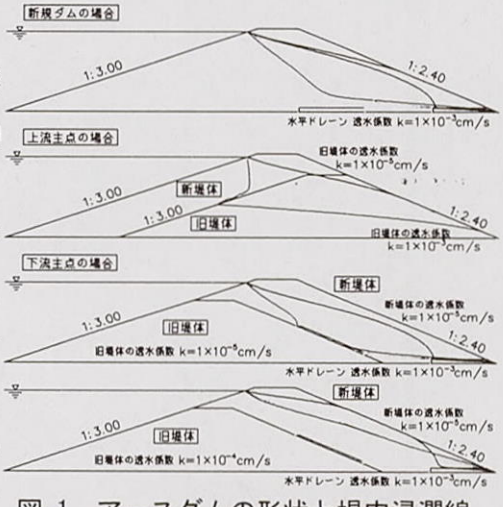


図-1　アースダムの形状と堤内浸潤線

下流主点では旧堤体の下流法面沿いに、堤敷への投影長さが新規ダムと同じとなるように配置した。なお、旧堤体の透水係数は、1×10^{-3}、1×10^{-4}、1×10^{-5}cm/s と変化させた。

また、すべり安定解析は、浸透流解析により得られた浸潤線を考慮し、設計震度 0.15 の震度法で解析を行った。なお、密度や強度は新旧堤体およびドレーンで同じとした。

一方、アースダムからロックフィルダムへの嵩上げにおけるすべり安定解析は、アースダムの嵩上げの場合と同様、基礎地盤を不透水層とし、すべり円弧がダムの基礎地盤にかからないものとして実施した。解析モデルは、表-2、図-2 に示すとおり、嵩上げダムの二次元横断面とし、基本断面形状や諸物性は、ロックフィルダムとして標準的な値を採用した[2]。ただし、旧堤体の基本断面形状や諸物性は、前述のアースダムと同様とした。堤内浸潤線の形状は、図-2 のとおり、コア内も堤高の 96%水位とし、下流側ロックとコア、またはアースダム堤体の接合面に一致させた。

また、築堤解析は、Duncan-Chang モデルを用いた非線形の二次元有限要素法により旧堤体をアースダムとした場合と、比較のために旧堤体をロックで築造した場合の解析を行った。なお、解析モデルは、旧堤体 30m、新堤体 70m の組合せとし、解析に用いる密度、弾性係数、ポアソン比などの諸物性を表-3 に示す[3]。

表-2　ロックダムの形状と諸物性

項　目			モデル条件
堤高 (m)	嵩上げダム	旧堤体	30
		嵩上げ高	10、20、30、40、50、60、70
上流面、下流面勾配		遮水ゾーン	1:0.20、1:0.20
		透水ゾーン	1:2.90、1:2.10
貯水池水位			堤高の 96%
設計震度：震度法			0.15
湿潤、飽和密度 (g/cm^3)		遮水ゾーン	2.22、2.23
		透水ゾーン	1.94、2.15
堤体のせん断強度	粘着力 (kN/m^2)	遮水ゾーン	0.0(0.00tf/m^2)
		透水ゾーン	0.0(0.00tf/m^2)
	内部摩擦角 (°)	遮水ゾーン	35.0
		透水ゾーン	42.0
旧堤体のドレーンの配置			旧堤体を透水ゾーンで覆うため、効果無とした。

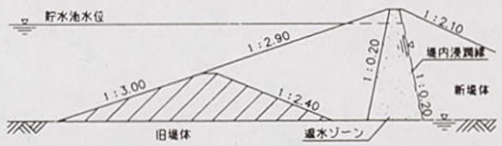


図-2　ロックダムの形状と堤内浸潤線

4．研究結果

4.1 アースダムからアースダムへの嵩上げ

浸透流解析の結果、図-1 の堤内浸潤線は、堤高が 20m の新規・嵩上げダムにおける浸透流解析の結果である。これより、上流主点では、新旧堤体で透水係数が同じ場合、堤内浸潤線が下流法面から浸出し、旧堤体の透水係数が高い場合、新旧堤体の透水性差に基づき、その境界部での水位低下効果が確認できる。また、下流主点では、新旧堤体で透水係数が同じ場合、新規ダムの場合と同様に、ドレーンの配置長さが長いほど、下流法面付近の浸潤線が低下することが確認できる[4]。

すべり安定解析の結果、新規ダムの場合、震度法により算定した最小すべり安全率を下流敷全面にドレーンを配置した場合の値で正規化し、これと堤敷全長に対するドレーン長の割合の関係を図-3 に示した。上流側の最小すべり安全率は、水平ドレーン長によってほとんど変化しないのに対し、下流側では水平ドレーン長が短くなると急激に低下することがわかる。これは、図-3 に示すようにドレーン長が短くなると堤体内下流側の浸潤線が高くなることが原因である。また、この傾向は堤高によらない。

表-3　築堤解析の諸物性

項　目	モデル条件		
材料の種類	ロック	フィルター	コア・アース
湿潤密度 γ_t (g/cm^3)	1.94	2.13	2.22
粘着力 c (kN/m^2)	0.0	0.0	0.0
内部摩擦角 ϕ (°)	42.0	36.0	35.0
弾性係数に関する係数 K	850	608	141
拘束依存性に関する係数 n	0.371	0.419	0.941
破壊比 R_f	0.387	0.998	1.039
初期ポアソン比 G	0.324	0.252	0.397
ポアソン比に関わる係数 F	0.269	0.173	0.098
ポアソン比に関わる係数 D	13.82	11.16	7.96

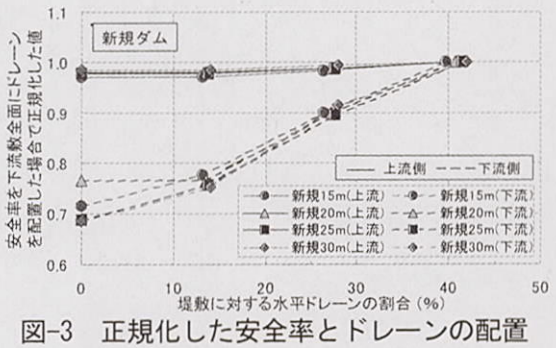


図-3　正規化した安全率とドレーンの配置

次に、嵩上げダムの場合について、図-4 に旧堤体の透水係数と最小すべり安全率の関係を示した。なお、下流主点では、ドレーンを下流法面敷の全面に配置した場合を対象とした。下流側のすべり安全率は、旧堤体の透水係数の増加に伴い、上流主点で増加し、下流主点で減少するという旧堤体の透水係数の変化による堤内浸潤線の変化の影響が明瞭に表れている。また、上流側のすべり安全率では、上・下流主点ともに嵩上げ後の堤高ごとにほぼ同程度の値となる。これは旧堤体の透水係数の変化が上流法面付近における浸潤線の形状にほとんど影響しないことによる。

一方、下流主点における下流側のすべり安全率は、上流側ほど嵩上げ後の堤高による傾向が明瞭ではない。そこで嵩上げ後の堤高が 30m となる組合せを抽出し、旧堤体の透水係数 1×10^{-5}cm/s 時のすべり安全率で正規化した（図-5 参照）。これより、旧堤 15+15m のように嵩上げ規模が 100%となると旧堤体に対する新堤体の規模が大きくなり、旧堤体の透水係数の影響が大きく減少する傾向が確認できる。また、図-6 は、下流主点で、旧堤体の透水係数 1×10^{-4}cm/s の場合、下流側のみを図-3 と同様に整理した結果である。すべり安全率を正規化した値が嵩上げ規模の順序に並び、前述の旧堤体に対する新堤体の規模がすべり安全率に与える影響度合いが大きいことが確認できる。

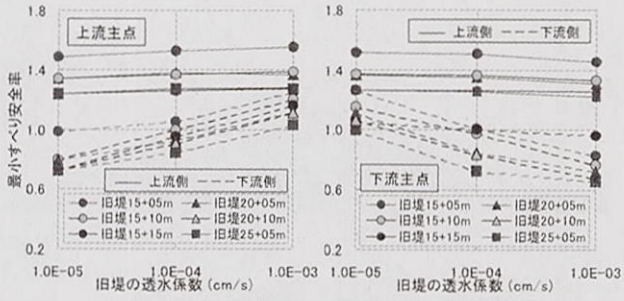


図-4　安全率と旧堤体の透水係数

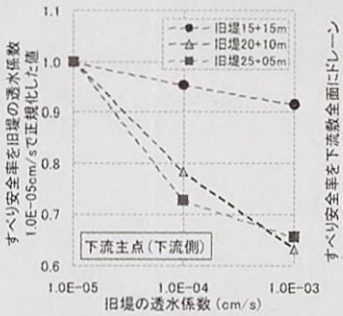


図-5 正規化した安全率と旧堤体の透水係数

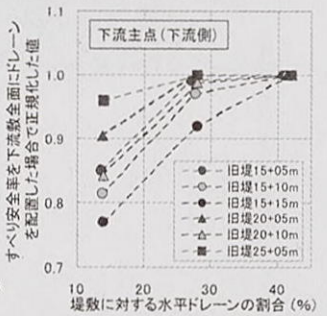


図-6 正規化した安全率とドレーンの配置

4.2 アースダムからロックフィルダムへの嵩上げ

すべり安定解析の結果、旧堤体の堤高が 30m の場合、嵩上げ高と上下流面の最小すべり安全率の関係は、嵩上げ高が 10m の場合を除くと、上下流面の最小すべり安全率はほぼ同様な値となる（図-7 参照）。これは嵩上げ高が 10m の場合、旧堤体が嵩上げ後のかなりの面積を構成し、すべり円弧が相対的に強度の小さい旧堤体部を通り、それ以外のケースでは、旧堤体が嵩上げ後の断面に含まれる割合が少ないため、すべり円弧が表層の浅い部分を通ることによる。いずれにしても、嵩上げ高 10m のように極めて特殊な断面となる場合を除くとすべり安定解析に基づく断面設計について、特段の留意点は見あたらない。

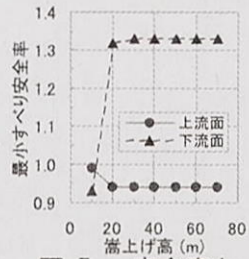


図-7　安全率と嵩上げ高

次に、築堤解析の結果、旧堤体を堤高 30m とし、新堤体を堤高 70m のロックフィルダムとした大規模な嵩上げの場合について、図-8 および図-9 に築堤解析の結果得られた新・旧堤体の変形形状と点安全率の分布を示し、水平応力の分布を図-10 に示す。なお、応力は、圧縮側を正（＋）とした。

図-8 から明らかなように、旧堤体がアースダムの場合、旧堤体が上流側に大きくはらみ出す変形が発生している。これは旧堤体がアースダムの場合、ロックフィルダムに比べて変形性が大きいことによると考えられる。さらに、この変形の影響により新堤体上流側のロック部において点安全率が大きく低下する領域が確認できる（図-9 参照）。また、鉛直応力は、アースダムからの嵩上げとロックフィルダムからの嵩

上げのどちらの場合でも、その分布形状にほとんど差が確認できないが、水平応力は、旧堤体がアースダムの場合とロックフィルダムの場合を比較すると、前者の方が後者と比べ、新堤体上流側斜面において小さくなり、旧堤体の上流側斜面において大きくなっている（図-10 参照）。このことが、上述の変形形状や点安全率の差の重要な要因になっている。



図-8　新・旧堤体の変形形状

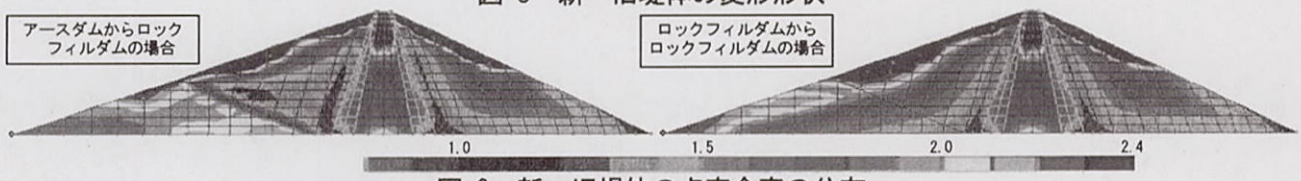


図-9　新・旧堤体の点安全率の分布

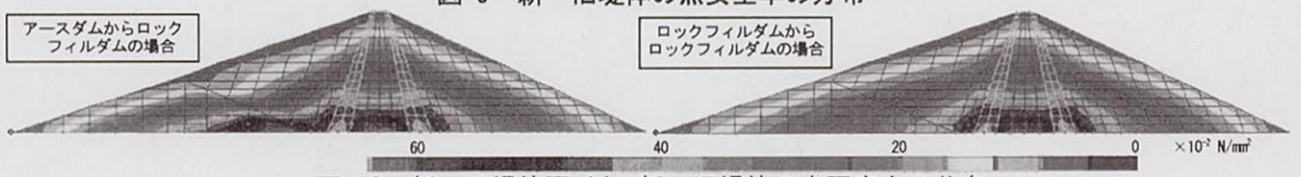


図-10　新・旧堤体図-24　新・旧堤体の水平応力の分布

5．まとめ

本研究の成果として、特に、フィルダム嵩上げ設計上の留意点について以下のことが明らかになった。

① アースダムからアースダムへの嵩上げモデルについてのすべり安定解析結果から、上流側のすべり安全率は、嵩上げ断面の設置位置（上流側、下流側）によらないが、下流側のすべり安全率は、旧堤体の透水係数の増加に伴い、嵩上げ断面の上流側設置で増加し、下流側設置で減少する。

② アースダムからロックフィルダムへの大規模嵩上げモデルについてのすべり安定解析結果から、これに基づく断面設計について、特段の留意点は見あたらない。また、築堤解析結果から、所要のすべり安定性を満たしていても、既設アースダムの変形性が大きい場合、アースダムが上流側に大きく変形し、上流側ロック内の点安全率が低下する。

③ この旧堤体であるアースダムが上流側に大きく変形し、上流側ロック内の点安全率が低下する一つの要因として、アースダムの上流側断面の水平力が上昇し、新堤体のロックフィルダムの上流側斜面のそれが低下していることを確認した。

6．謝　辞

本研究を遂行するにあたり、貴重な時間を割いて懇切丁寧なご指導をいただいた永山水工研究グループ長、ダム構造物チーム山口上席研究員、ならびにダム構造物チームの皆様に感謝の意を表します。

所 属　西日本技術開発株式会社

＜参考文献＞

1) 物理探査学会：物理探査ハンドブック，平成 11 年 3 月.
2) (社)地盤工学会：フィルダムの調査･設計から施工まで，1988 年 4 月.
3) 松本・安田ら：七ヶ宿ダムの動的解析，建設省土木研究所資料，第 2480 号，1987 年 3 月.
4) 山口・佐藤ら：嵩上げアースダムの安全性評価に関する基礎的な検討(その 1)，土木学会全国大会第 57 回年次学術講演会，第Ⅲ部門，pp. 1421-1422，2002 年 9 月.

複雑な地質条件のダム基礎岩盤の力学的設計の合理化に関する調査

チーム名　ダム構造物チーム
氏　　名　中　村　　真

1．まえがき

軟岩をフィルダムの基礎とした場合、堤体築造による基礎の沈下量やひずみを設計段階で精度良く予測する必要がある。ダム基礎は、複数の岩種･岩級で構成されることが一般的で、その変形係数は、同一サイトの同じ岩種・岩級でもばらつきをもって得られるが、現状ではそのばらつきを統計処理して設計値となる変形係数を決定する方法が確立されていない。

2．研究目的

本研究では、地質境界を有する基礎軟岩の境界位置と変形係数のばらつきが、フィルダム堤体築造による基礎表面の沈下量や伸び方向のひずみの評価に与える影響について、これまでの 1 岩種・1 岩級の岩盤の検討[1)~3)]から、複数岩種・岩級の岩盤に拡張し、所要の信頼性を確保した決定論的設計法について議論した。

3．研究方法

本解析では、基礎岩盤が線形弾性体として挙動するものと仮定し、有限要素法による 2 次元弾性応力変形解析コードを用いた。検討に用いた解析モデルを**図-1** に示す。モデルダムの堤高および掘削勾配は、軟岩を基礎とするフィルダムの一般的な値として、それぞれ 50m、1:1.5[1)~4)]とした。また、解析モデルは、左右岸対称の谷形状を想定し、解析は平面ひずみ状態で行い、境界条件としては、左右端の境界は水平方向の変位を固定し、底面は固定境界とした。また、ダム堤体部はモデル化せず、堤体荷重を基礎岩盤表面に分布荷重として与えた。なお、堤体の単位体積重量は、19.6kN/m^3 とした。基本メッシュは、一辺の長さ 2.5m の正方形とした。一辺の長さは、本研究で着目するフィルダムのカルバート式監査廊の一般的な継目間隔（スパン長）の 6m を参考に、継目の開きやズレの挙動が分析でき、かつモデル解析としての適切なメッシュの粗さという観点から決定した。

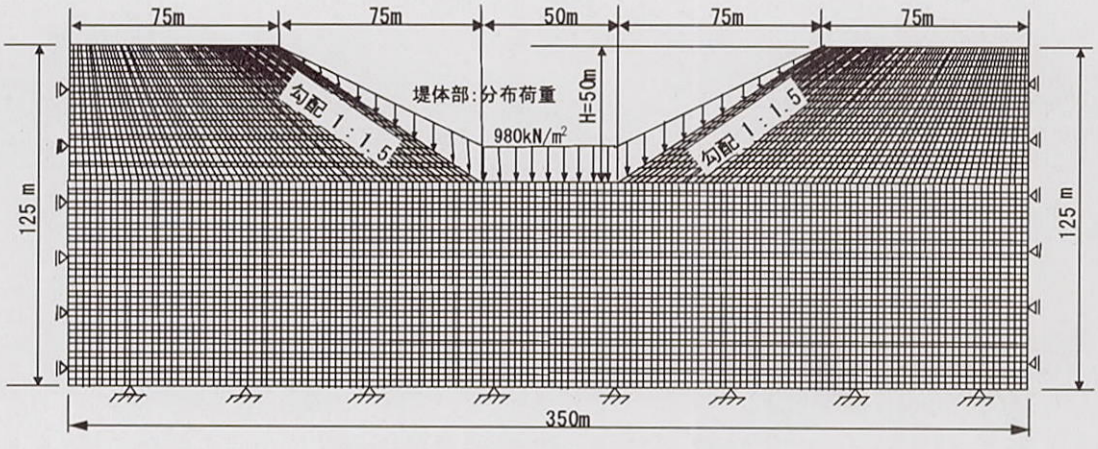


図-1　解析モデル

検討では、まず地質境界の位置と角度、ならびに2種類の軟岩の変形係数の割合をパラメータとした決定論的な感度解析を行い、それぞれの最大値発生箇所や上記パラメータの変化による感度を把握したうえで[5]、右岸側の変形係数が 100MPa、左岸側のそれが 500MPa で、地質境界が河床部中央で水平から反時計回りに 45° のモデルを基本ケースとして、両領域の変形係数を確率変数（平均値は決定論的な感度解析の値に設定）としたモンテカルロシミュレーションによる確率論的線形変形解析を行った。その結果として得られる地表面の沈下量やひずみについて、変形係数として$\mu-\alpha\sigma$（μ：平均値、σ：標準偏差、α：係数）を用いた決定論的手法の結果との相互関係を検討し、所定の信頼性を確保したうえで、決定論的手法により設計を行う際の適切な係数αを算出した。なお、モンテカルロシミュレーションにおける解析回数は、別途解析回数をそれ以上増やしても係数αに差が生じないことを確認したうえで、各ケース 100 reals（乱数により発生させた変形係数をモデルの各要素に割り付ける1回の作業を1 real と呼ぶ）とした。

4．研究結果

右岸側の変形係数が 100MPa、左岸側のそれが 500MPa で、地質境界が河床部中央で水平から反時計回りに 45° のモデルによる確率論的解析では、変形係数のばらつきを模擬するために乱数を用いた。乱数発生の際の確率密度関数は、変形係数に関する試験データ数が必ずしも十分でないため、正規分布を採用し、ばらつきの程度を示す変動係数（標準偏差σ/平均値μ）については、変形係数の変動係数の一般的な値[3]として 0.3 を用いた。なお、一方の岩盤の変形係数の変動係数を 0.3 で固定し、他方のそれを 0.1 と小さくしたケースについても別途解析を実施しているが、ここでは3つのケースのうち係数αが最も大きくなった両方の変動係数が 0.3 のケースについて議論する。

変形係数を確率密度関数が正規分布に従うとして乱数発生させた場合、極端に小さいあるいは大きい値となる場合が生じる。しかしフィルダムの実施工時においては、堤体盛立前には岩盤検査が行われ、極端に変形性の大きい箇所が掘削除去あるいはグラウチングにより改良されることが多く、実際の変形性のばらつきは小さくなると考えられる[1]。そこで、分布範囲を規定しないケースとともに分布範囲を$\pm2\sigma$と規定したケースの解析も実施した。分布範囲を規定しないケースでは変形係数が 0 以下になった場合には 0.1MPa とし、$\pm2\sigma$に規定した場合はその範囲外の値となった場合には、再度乱数を発生させた。両ケースにおけるある 1real での変形係数の頻度分布の一例を**図-2** に示す。この図から、分布範囲を規定しない場合において、σ/μ=0.3 では変形係数が 0 以下になり 0.1MPa に設定した要素はほとんどないことがわかる。

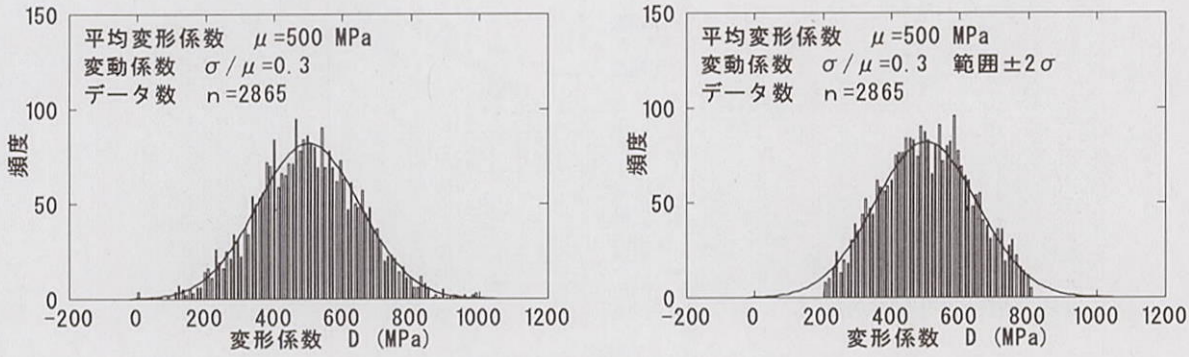
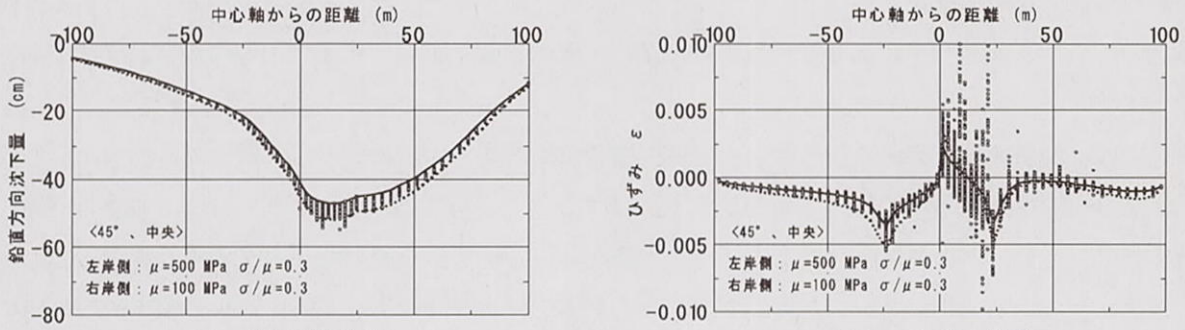


図-2　1real における変形係数の頻度分布の一例（μ=500MPa）

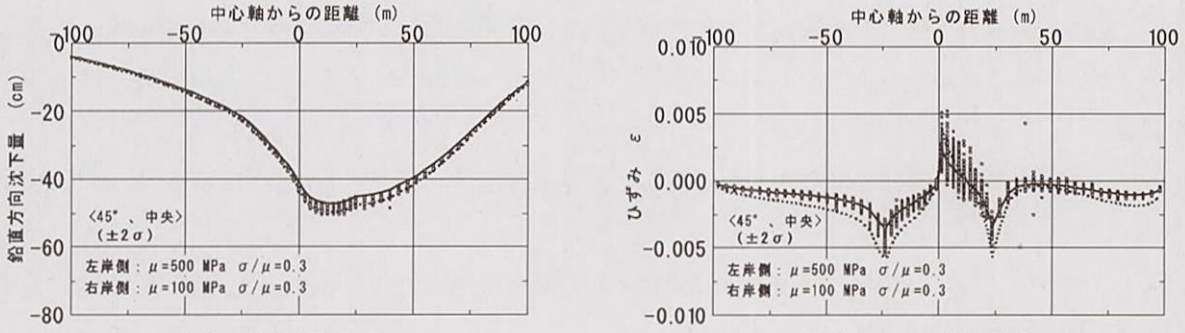
図-3 および **4** は各ケースにおける沈下量とひずみ分布である。図中の実線および点線は、それぞれ変形係数の μ および後述する $\mu-\alpha\sigma$ において非超過率 95%の α を用いた決定論的手法による結果を示している。図より、沈下量およびひずみともに最も沈下量が大きい中心軸から右岸方向 15m 付近において相対的にばらつきが大きいことがわかる。この付近では、河床中心から 25m までは河床水平部で上載荷重がもっとも大きいことに加えて、地質境界部近傍における左岸側の 500MPa の変形係数のばらつきや地形変化点の影響を強く受けていることが予想される。なお、変形係数のばらつきの範囲を現実的に $\pm 2\sigma$ の範囲に制限した方がばらつきが小さいことがわかる。

次に両ケースにおいて、変形係数の平均値を用いた決定論的手法の結果で正規化した δ/δ_μ、$\varepsilon/\varepsilon_\mu$ の非超過率を求め、式(1)、(2)により各非超過率における決定論的手法として用いる $\mu-\alpha\sigma$ の係数 α を算出した結果を**図-5** に示す。図には、設計上問題となる絶対値の大きい箇所に着目し、沈下量については最大箇所を、



(a) 沈下量分布　　(b) ひずみ分布

図-3 ばらつき検討結果（分布範囲制限なし）



(a) 沈下量分布　　(b) ひずみ分布

図-4 ばらつき検討結果（分布範囲 $\pm 2\sigma$）

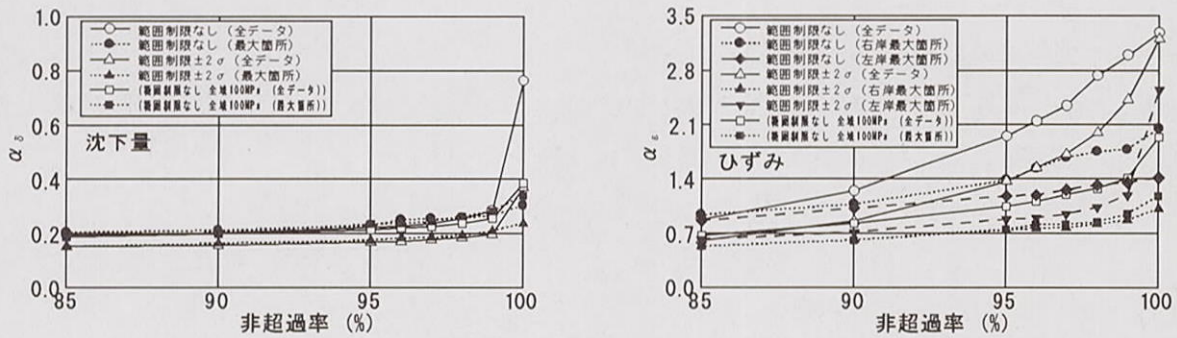


図-5 非超過率と α の関係

ひずみについては左右岸の最大箇所(偶角部)およびその両側点のデータを抽出し整理した結果も併記した。

$$\alpha_{\delta}=(1-\frac{\delta_{\mu}}{\delta})\times\frac{\mu}{\sigma} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(1) \qquad \alpha_{\varepsilon}=(1-\frac{\varepsilon_{\mu}}{\varepsilon})\times\frac{\mu}{\sigma} \quad \cdots\cdots\cdots\cdots(2)$$

図より、沈下量から求めたα_{δ}は全データ評価で行うより最大箇所で評価した方が若干小さくなるが、分布範囲の制限の有無による違いは非超過確率100%の場合を除き小さい。一方、ひずみから求めたα_{ε}は全データ評価で行うより最大箇所で評価した方が大きく減少し、さらに分布範囲を$\pm 2\sigma$で制限した場合にはさらに減少することがわかる。ただし、分布範囲の制限の有無により、左右岸のいずれの最大箇所から求めたα_{ε}が大きくなるかは、一概には言えない。また、α_{δ}は範囲制限なしで全域100MPaの場合と大きな差はないが、全データを用いてひずみで評価した場合には、α_{ε}は分布範囲を制限しても範囲制限なしで全域100MPaの場合よりかなり大きくなる。このことから、特にひずみで評価する場合、対象とする基礎岩盤の変形係数のばらつきの範囲を評価して、現実的なばらつきの範囲に把握した上でのαの設定が必要である。

5．まとめ

本研究では、地質境界を有する基礎軟岩の境界位置や角度と変形係数のばらつきが、堤体築造による基礎表面の沈下量や伸び方向のひずみの評価に与える影響について検討した。ばらつきの検討に先立ち実施した感度解析では、地質境界の位置や角度によって最大値を与える位置や挙動のモードが大きく異なることがわかった。また、確率論的手法を用いた検討では、与えた変形係数の確率密度関数に対して現実的な範囲で分布範囲に若干の制約を持たせることにより、特にひずみから算出したα_{ε}が大きく減少することがわかった。

6．謝　辞

本研究を遂行するにあたり、ご多忙にもかかわらず貴重な時間を割いて懇切丁寧なご指導を頂いた、永山水工研究グループ長、ダム構造物チーム山口上席研究員、そして研究チームの皆様に感謝の意を表します。

＜参考文献＞

1) 山口嘉一，赤松利之：変形性のばらつきを考慮したダム基礎設計，第 31 回岩盤力学シンポジウム講演論文集，pp.72-76，2001.

2) 山口嘉一，赤松利之：変形係数のばらつきと深度方向分布を考慮したダム基礎設計，第 36 回地盤工学研究発表会発表講演集，pp.1433-1434，2001.

3) 山口嘉一，赤松利之：確率論的変形解析によるダム基礎設計の基礎的検討，ダム工学，Vol.12, No.1, pp.27-45, 2002.

4) 土木学会：ダムの岩盤掘削，pp.118-122，1992.

5) 山口嘉一，赤松利之，中村　真：地質境界を有するフィルダム軟岩基礎における変形性のばらつき影響検討，第 32 回岩盤力学シンポジウム講演論文集，pp.353-358，2003.

所属　株式会社エヌイーエス

土石流の市街地氾濫事例における人工構造物の影響検討

（指導期間　平成14年4月～平成15年3月）

土砂管理研究グループ火山土石流チーム

杉浦英二

1. まえがき

火山泥流災害を防止するため、氾濫シミュレーションを実施して危険区域の予測を行った上でハザードマップを作成し、警戒避難体制の整備を進める場合が多い。

しかし、山麓部が都市化した火山地域では、火山泥流の流下・氾濫が、道路や建造物の影響を受ける結果、氾濫範囲や堆積形態の変化が予想される。

昭和５３年に発生した有珠山泥流災害時の洞爺湖温泉市街地における氾濫実績図（図-1参照）と氾濫シミュレーションによる再現計算結果（図-2参照）を比較すると、実際の氾濫は道路を介して拡大しているが、再現計算ではこのような現象は反映されていない。

このように、人工構造物が火山泥流の氾濫・堆積へ与える影響については十分解明されていないため、都市化が進展した氾濫域では氾濫範囲の推定が困難となることが予想される。

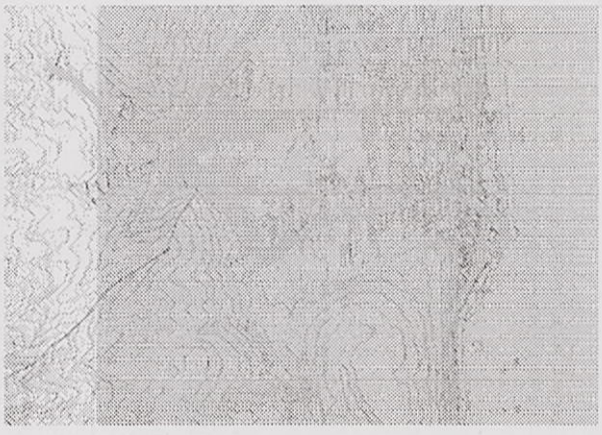


図-1　有珠山氾濫実績図

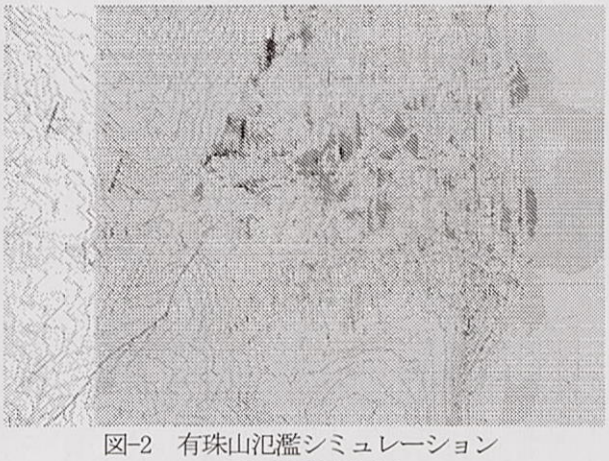


図-2　有珠山氾濫シミュレーション
再現計算結果図

2. 研究目的

そこで近年頻発している火山災害に対する対策の一環として、人工構造物が集中した氾濫域における火山泥流の氾濫・堆積特性を明らかにし、都市部における火山泥流の氾濫範囲推定精度の向上を図ることを目的として水理模型実験を行い、市街地を火山泥流が氾濫した場合の基礎的な氾濫・堆積特性を把握した。

3. 研究方法

実験装置は図－3に示すように、泥流流入部（幅10cm、長さ3.0m）と氾濫域（幅1.8m、長さ2.7m）から構成されており、氾濫域が宅地開発された地域を想定して、家屋を模したブロック（10cm立方体）を設置している。なお、縮尺は1/100相当とした。

泥流流入部から泥流を流入させ、家屋ブロック周辺の水深、土砂堆積を計測した。また、模型の河床勾配は一律に5°とした。

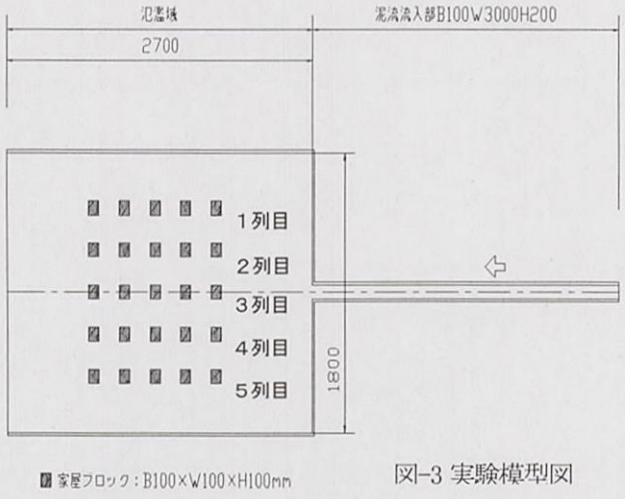


図-3 実験模型図

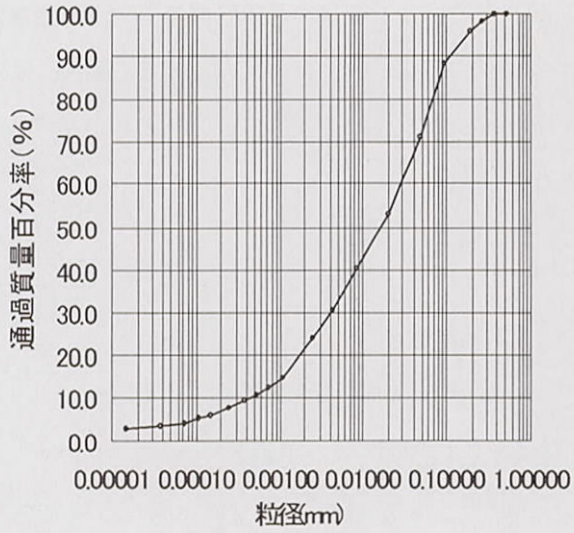


図-4 粒度分布図

実験砂は雲仙・三宅島の泥流氾濫箇所で得られた氾濫堆積物（図-4参照）の平均的な粒径を想定し、フライアッシュと硅砂の混合砂を用いて作成した。模型床にも火山灰が堆積した状態を想定し、実験砂を張り付けた。発生させた泥流は、市街地内での火山泥流の水理特性を把握するため、チューブポンプを用いて流量3.0l/sの定常流（通水時間15分）とし、その土砂濃度は40%とした。実験ケースはブロック同士の間隔を5, 10, 15cmと変えた3ケースおよびブロック無しの計4ケース行っている。

4. 研究結果

ＶＴＲから流速を計測し、ブロック範囲内外の流量について表-1のように整理した。結果はブロック間隔が狭いほど、ブロック範囲外へと流れ、氾濫域が拡大する傾向が見られる。逆に間隔が広くなればブロック群内へと流入するため、氾濫範囲はブロック無しのケースに近くなる傾向にある。

表-1 ブロック間隔・範囲内外流量の関係

ブロック間隔(cm)	ブロック範囲外平均流量 (l/s)	ブロック範囲内平均流量 (l/s)	氾濫範囲拡大率 ブロック無しを1とする
5	1.10	1.30	1.5
10	0.32	1.59	1.3
15	0.19	1.97	1.2

また、表-1からブロック間隔が狭いとブロック範囲内の流量は減少するが、図-5に示す流速の横断方向分布図から流れの主流路（ここでは図-3 で示す3列目ブロックの両側）においては、ブロック間隔の大小に関係なく同じ流速で流下することが分かる。

これは、ブロック間隔が狭くなり、ブロック範囲内の流量が減少しても流れが主流路（実際は道路部に相当する）に集中する結果、ブロック間隔に関係なく、主流路の流速

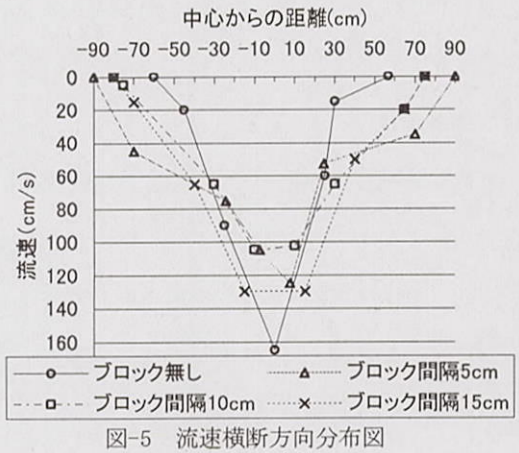


図-5 流速横断方向分布図
(150cm地点)

は低減しないためと考えられる。

表-2、図-6は、ブロック間の堆砂量について、家屋密度との関係で表したものである。なお、家屋密度はブロック群域の面積に対するブロック占有面積率として算出している。また、平均堆積深は、計測箇所（56箇所）1箇所当たりの平均堆積深を表す。プロット数は少ないが、家屋密度が大きくなると、土砂の堆積が促進される傾向が伺える。

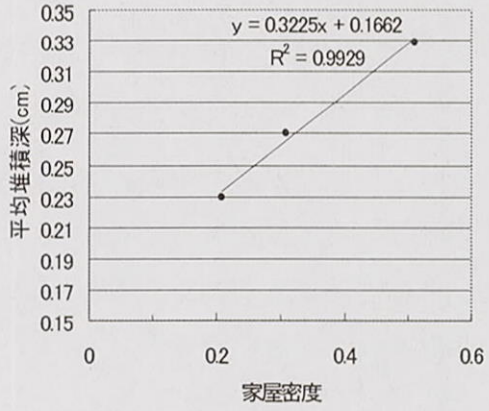


図-6　家屋密度と平均堆積深の関係

表-2　ブロック間隔と平均堆積深の関係

ブロック間隔 (cm)	家屋密度	ブロック範囲内堆積量(cm3)	堆砂範囲面積 (cm2)	平均堆積深 (cm)
5	0.51	790	2400	0.33
10	0.31	1515	5600	0.27
15	0.21	2205	9600	0.23

図-7、8は、ブロック間隔が5cmの場合におけるブロック間水深、土砂堆積深の縦断方向への変化を表すものである。なお、図中の横軸は氾濫域上流端からの距離である。図－8 で示すように３列目における土砂堆積深が他の列に比べて大きい傾向となった。これは３列目の両側は、主流路を形成し、流速がどちらも大きく、ブロックの上下流において渦流が発生し、流速がほとんど生じないことから土砂堆積が促進されたためと推測される。

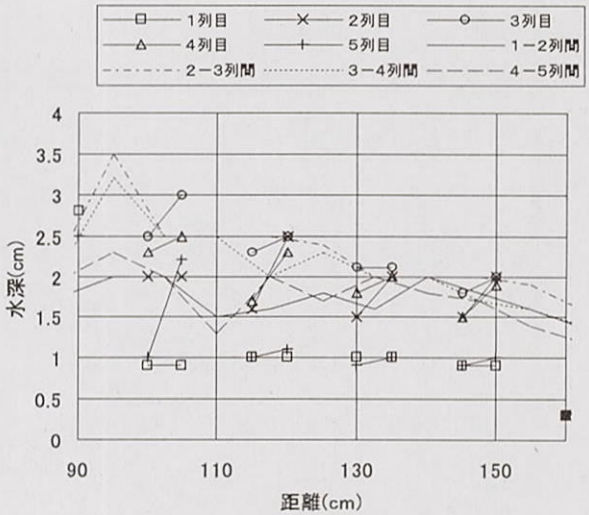


図-7　水深縦断図

5.　結論

今回の水理模型実験において以下の点が確認された。

(1) 実際の災害時に見られるように、建造物が集中した氾濫域では、道路への泥流の集中が確認できた。そのため市街地の氾濫域の予測には、このような道路の影響をより正確に再現することが必要であると考えられる。

(2) 家屋群内において、図-5, 7, 8から推測されるように、土砂の堆積は家屋の両側を流れる泥流の流速

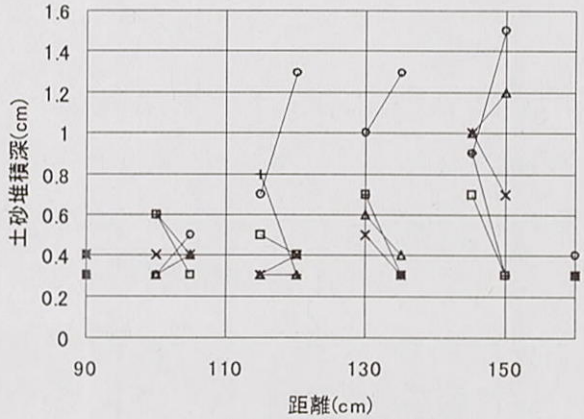


図-8　土砂堆積深縦断図

差による局所流の影響を受けると考えられる。両側の流速差がない場合は、その家屋の上下流では、渦流が発生することにより、特に堆積が促進される傾向にある。そこで市街地における泥流氾濫シミュレーションの精度向上においては、家屋周辺の局所流を取り入れた手法を検討していく必要があると思われる。

今回の実験により泥流氾濫シミュレーションの精度向上には家屋群と道路による影響および家屋群内の局所流を再現できる泥流氾濫シミュレーション手法の構築が必要であることを見いだすことができた。今後は、家屋密度と配置の違いによる局所流の発生条件や土砂堆積量の関係など、さらに水理模型実験を実施して確認する必要がある。

また、氾濫シミュレーションにおいて、堆積条件を示す堆積速度式は、高橋らの経験式（(1)式）および江頭の経験式((2)式)が主に用いられている。しかし、どちらも泥流の流速の係数倍で表現されることから、家屋群内において発生する局所流により、静水域（見かけ上流速がない）が形成される場合には、堆積しないことになり、実現象とはそぐわない結果となり得る。そこで、この点を改善する必要があると考える。

$$\frac{E}{u}=\delta'\cdot\frac{C_\infty-C}{C_*}\frac{h}{dm}\cdots(1)式$$

$$\frac{E}{u}=C_*\cdot\tan(\theta_e-\theta)\cdots(2)式$$

ここにおいて、

E:堆積速度　δ'：堆積速度の時間遅れに関する係数　C_*：河床の静止土砂体積濃度

C：流れの土砂体積濃度　C_∞：流れの平衡土砂体積濃度　M：単位幅流量（m3/s/m）M=u･h

u：流速(m/s)　h：流動深(m)　dm：平均土砂粒径(m)　σ：砂粒子の密度(kg/m3)

ρ：水の密度(kg/m3)　θe：土砂濃度Cに対応する平衡勾配

$$\theta_e=\arctan\left\{\frac{(\sigma/\rho-1)C}{(\sigma/\rho-1)C+1}\tan\phi\right\}$$

θ：河床の傾斜角　φ：砂粒子の内部摩擦角

6. 謝辞

本研究を行うにあたり多大なるご指導をいただきました土砂管理研究グループの皆様に感謝いたします。

所属　株式会社ニュージェック

＜参考文献＞

1)福岡捷二・川島幹男ら：密集市街地の氾濫シミュレーションモデルの開発と洪水被害軽減対策の研究、土木学会論文集No600/Ⅱ-44/pp. 23-36, 1998

2)中川一：洪水および土砂氾濫災害の危険度評価に関する研究、京都大学博士論文, 1989

3)火山噴火に伴う泥流災害の予測と対策に関する研究、土木研究所資料2601, 1998

4)Takahashi, T. : Debris Flow, A.A.Balkema, pp. 1-165, 1991.

5)江頭進治：土石流の停止・堆積のメカニズム(1), 新砂防, Vol.46, No.1 (186), pp. 45-49, 1993

新規細粒火山灰堆積斜面における土壌水分特性曲線に関する研究

（指導期間　平成14年4月～平成15年3月）

研究室名　　火山・土石流チーム
氏　　名　　竹　島　秀　大

1．研究の背景および研究の目的

火山噴火に伴い火山灰のような細粒火砕物が周辺流域に降下・堆積すると、地表の浸透能が低下して降雨時の表面流出が増大し、その結果、泥流（土石流）の頻発を招いたり、泥流発生時にはその規模が増大することが考えられる。そのため、火山灰堆積斜面の土壌水分特性を調べその浸透特性を明らかにすることは、泥流（土石流）の発生およびその規模の予測に資すると考えられる。

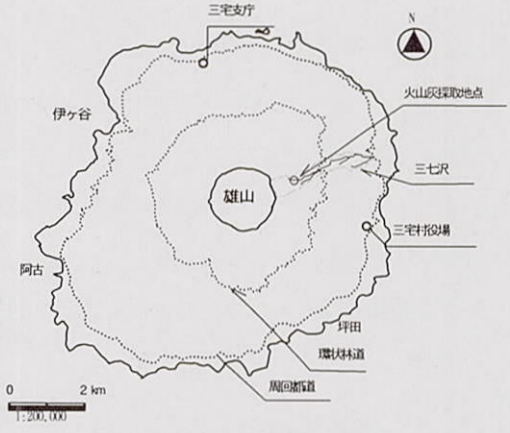
本研究では、三宅島の噴火活動により堆積した細粒火山灰堆積物の土壌水分特性を実測し、そのデータに基づいて物理的に雨水浸透過程のモデル化を行い、得られた計算結果と現地流出観測データとの比較を試みた。

2．研究方法および研究結果

2.1　新規細粒火山灰採取地の概要

三宅島の中心に位置する雄山は、2000年7月に噴火活動を開始し、その後約2ヶ月間にわたり大量の細粒火山灰を放出した。これらが周辺に堆積した結果、降雨時に周辺流域で土石流が頻発した。2003年3月31日現在も火山ガスを放出し続けており、島の住民は長期間にわたり避難を余儀なくされている。

現在、三宅島中心から東北東の方角に位置する三七沢（流域面積 0.89km^2）の流域内数カ所において雨量観測、流量観測等が2002年より実施されている。本研究に用いる火山灰は、三七沢中流部の雨量・流量等観測地点近傍(図－1参照)において採取した。



図－1　火山灰採取位置

2.2　採取方法

上記観測地点では調査の結果、火山灰は46cm堆積していた[1)]。火山灰は、直径30cm×高さ30cmの金属製の円筒を用い、地表から不攪乱の状態で採取した。

2.3 密度及び粒度分析

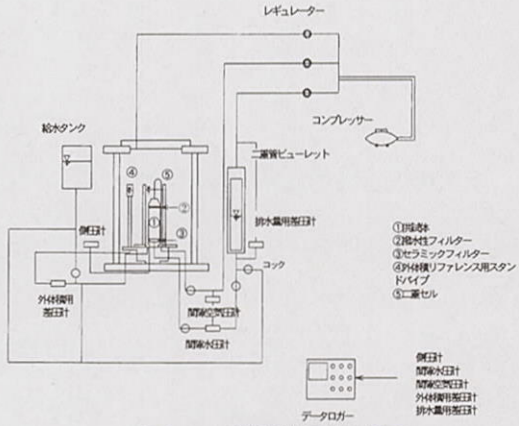
試料の粒度分布及び密度を土質試験より測定した結果、密度は 2.903g/cm^3、粒度の構成は粗粒分 60.2%（砂分 56.8%、礫分 3.4%）、細粒分 39.8%となり、土の工学的分類[2]によれば細粒分質砂 (SF)で表される。

2.4 土壌水分特性試験法

図－2 に示す実験装置により、サクションの載荷・除荷による間隙水を測定し、飽和度(Sr)とサクション(ψ)の関係を求めた[3]（本試験では、サクションの載荷が排水過程、除荷が吸引過程に該当する）。

サクションは、間隙空気圧と間隙水圧の差として定義されている。試験条件は、堆積火山灰が表層からサンプリングしたものであることから拘束圧は 9.8kN/m^2（実験装置で設定可能な最小値）とした。また、サクションの載荷・除荷は 0～78.5kN/m^2 間の 17 段階とした。

試験手順は、サンプル試料からトリミング法により供試体（直径 5cm×高さ 10cm）を成形し、三軸室にセット後、初期サクションを測定してサクションの載荷・除荷を行った。試験結果を表－1 に示した。



図－2 試験装置模式図

表－1 試験結果

	サクション Su(kN/m^2)	間隙比 e	飽和度 Sr	間隙率 n	体積含水率θ	備考
STEP1	0	0.952	0.921	48.8	0.449	毛管飽和
STEP2	2	0.938	0.845	48.4	0.409	サクション載荷
STEP3	3.9	0.931	0.742	48.2	0.358	
STEP4	5.9	0.929	0.703	48.2	0.339	
STEP5	7.8	0.928	0.682	48.1	0.328	
STEP6	9.8	0.926	0.671	48.1	0.323	
STEP7	19.6	0.921	0.643	47.9	0.308	
STEP8	39.2	0.912	0.621	47.7	0.296	
STEP9	78.5	0.902	0.592	47.4	0.281	
STEP10	39.2	0.900	0.600	47.4	0.284	サクション除荷
STEP11	19.6	0.895	0.626	47.2	0.296	
STEP12	9.8	0.891	0.645	47.1	0.304	
STEP13	7.8	0.888	0.664	47.0	0.312	
STEP14	5.9	0.885	0.682	46.9	0.320	
STEP15	3.9	0.885	0.699	46.9	0.328	
STEP16	2	0.885	0.771	46.9	0.362	
STEP17	0	0.885	0.922	46.9	0.433	

2.5 土壌水分特性曲線のモデル化

(1) 土壌水分特性曲線のモデル

一般に土壌水分特性曲線は非線形を示し、これを表現するため多くの関数モデルが提案されているが、本研究では西垣らの研究[4]により多くの土壌で適用性が確認されている van-Genuchten のモデルを用いてモデル化を試みた。van-Genuchten 式は以下の式で表される。

$$Se = \left(\frac{1}{1+(\alpha\cdot\psi)^n}\right)^{1-1/n} \qquad kr = Se^{1/2}(1-(1-Se^{1/m}))^2$$

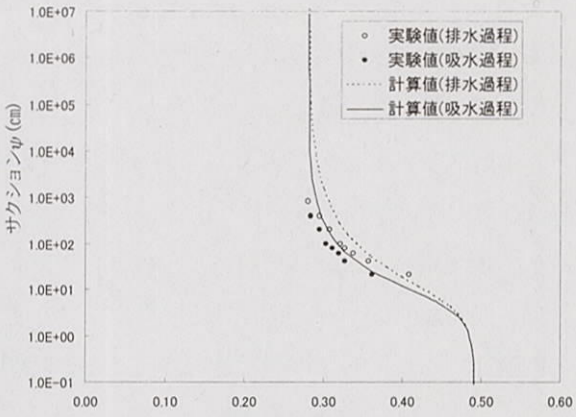
$$Se = \frac{\theta-\theta_r}{\theta_s-\theta_r} \qquad m = 1-\frac{1}{n}$$

ここに、Se：有効飽和度、ψ：サクション値(cm)、α、n：パラメータ、：ある時点での体積含水率(cm^3/cm^3)、θs：飽和体積含水率(cm^3/cm^3)、θr：最小水分容量(cm^3/cm^3)、kr：不飽和透水係数(cm/sec)である。θs、θrは実験結果よりそれぞれ 0.491、0.281 とした。

パラメータα、n を決定する際、グラフ等により主観的に決定する場合が多いが、本研究では杉井らの提案するロジスティック曲線を応用した方法を用いて回帰分析によりα、n を決定した[5]。その結果、排水過程ではα = 0.1827、n = 1.43、吸水過程ではα = 0.1835、n = 1.6 の値を得た。

(2)　モデル適用結果

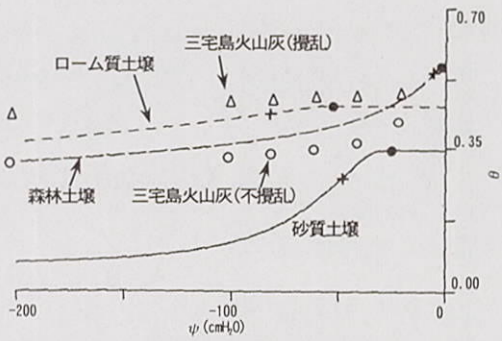
得られたα、n をもとに van-Genuchten モデルを用いて得た土壌水分特性曲線($\theta-\psi$)を図−3 に示した。杉井らの方法によってフィッティングした結果は、概ね試験結果を再現しているといえる。



図−3　土壌水分特性曲線($\theta-\psi$)

2.6　森林土壌等の土壌水分特性曲線との比較

試験結果より得られた土壌水分特性と森林土壌等の土壌水分特性との比較を行った。図−4 は、小杉の研究[6]により得られた森林土壌、ローム質土壌、砂質土壌の典型的な土壌水分特性曲線を描いたものに本研究で得た実測値を重ね合わせたものである。グラフでは本研究の実測値（○印；不撹乱試料）のほか、撹乱した三宅島火山灰の実測値（△印；2001 年に実施した不飽和三軸試験結果より）もあわせて重ね合わせた。各グラフの●点は体積含水率θ が飽和体積含水率θs より小さくなり始める値（限界毛管水頭(ψ c)）、＋点はグラフの変曲点である。一般に土壌の最大孔隙径が大きいほどψc が大きく、孔隙径分布の幅が大きいほど圧力水頭の低下に伴う含水率の減少が緩やかとなる傾向をもつ[6]。森林土壌は非常に大きな孔隙をもつためψ c が大きく、孔隙径分布の幅が大きいためψ <−30cmH_2O の範囲でも圧力水頭の低下に伴い含水率は減少し続ける特徴がある。また、ローム質土壌では最大孔隙径は小さいが孔隙分布の幅が大きいためψc は小さく、含水率はψ の減少に伴い緩やかに減少する。



図−4 土壌水分特性曲線の比較

グラフより判断すると、撹乱された三宅島の火山灰土壌はψc は−50〜80cmH_2O 程度と考えられ、含水率はψ の減少に伴い緩やかに減少することから、最大孔隙径は小さく孔隙分布の幅は大きいと予想される。一方、不撹乱の三宅島火山灰試料については、ψ <−60〜70cmH_2O の範囲で含水率がψ の減少に伴い緩やかに減少することから、孔隙分布の幅が大きいと考えられる。ψ c については、実測値より推定することはやや困難であるが、実測値最大値である−20〜30cmH_2O よりもψc は大きいことが予想され、最大孔隙径が大きい可能性が示唆される。

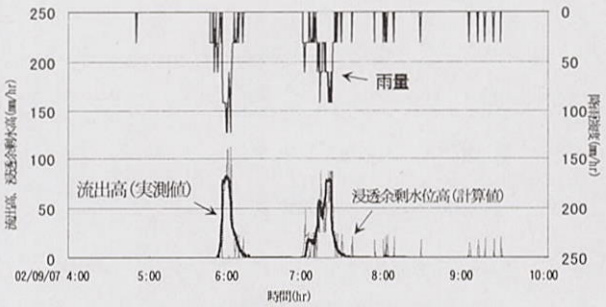
2.7　実降雨を用いた火山灰堆積斜面での浸透能の変化

火山灰を採取した箇所の近傍では、雨量観測を実施している(30 秒間隔)。ここで、観測より得られた雨量データと上記モデル化により得られた土壌水分特性を用いて一次元不飽和浸透流解析を実施した（なお、土壌水分特性モデルはヒステリシスを考慮せず吸水過程のパラメータを用いた)。

一次元不飽和浸透流解析の基礎式は以下に示す Richards の式により表される。

$$C(\theta)\cdot\frac{\partial\psi}{\partial t}=\frac{\partial}{\partial z}\{K(\theta)\cdot(\frac{\partial\psi}{\partial z}-1)\}$$

ここに、θ：体積含水率(cm^3/cm^3)、$C(\theta)$：比水分容量($=\partial\theta/\partial\psi$)、$t$：時間(sec)、$\psi$：サクション、$K(\theta)$：不飽和透水係数、$z$：鉛直方向深さ(cm)である。一例として降雨データ：2002年9月7日4時～7時の実降雨、火山灰の飽和透水係数：10^{-4}cm/s（噴火後に採取した現地試料で試験した結果）と仮定して解析を行い、（降雨強度）－（解析の結果算出された土壌の浸透能）を、土壌に浸透できなかった単位時間当たり水量（以下、浸透余剰水高とする）として図－5 に示した。このデータが得られた観測斜面の斜面長は13mと非常に短いため、ここでは、流下過程を無視できるものとして観測流出高と浸透余剰水高を直接比較している。この図によると、5:00 前後の降雨、および6:00 前頃からの継続的な降雨の初期では、浸透余剰水高の発生は確認されず、実際の流出の開始とほぼ同じ時間に発生が確認されることから、初期段階の降雨が土壌に浸透し表面流出が発生しない状況が再現できたと考えられる。また、解析の結果算出された土壌に浸透せず流出した水の総量は28.8mm となり、実測値の総流出量は28.1mm とほぼ一致した。



図－5　計算結果と観測結果の比較
(注：雨量は流出量との比較のため30秒雨量を1時間降雨強度に変換して示した)

3．まとめと今後の方針

本研究の結果をまとめると以下の通りである。　① 2000 年に噴火した三宅島・三七沢中流部で採取した火山灰は土粒子密度2.903g/cm^3で粒度分布試験結果より細粒分質砂に分類された。　② 土壌水分特性曲線として van-Genuchten モデルを適用し、概ね試験結果を再現することが出来た。本研究により得られたパラメータは、$\theta s = 0.491$、$\theta r = 0.281$、$\alpha = 0.1827$(排水過程)0.1835(吸水過程)、$n = 1.43$(排水過程)1.6(吸水過程)であった。　③ ②で得られた土壌水分特性曲線を森林土壌等の土壌水分特性曲線と比較した結果、三宅島の火山灰は孔隙分布の幅が大きく、大きな孔隙が存在する可能性が示唆された。　④ ②で得られた土壌水分特性を基に一次元不飽和浸透流解析を行い、火山灰堆積斜面における表面流出の変化が確認出来た。

今後は、本研究によって検討した土壌水分特性モデルを用いて流出解析を行い、観測された流出結果と比較してモデルの妥当性を検討していく予定である。

4．謝辞

本研究を実施するにあたり、火山・土石流チームの渡上席研究員、桜井上席研究員、山越研究員、石田研究員、土井専門研究員をはじめ、土砂管理研究グループの皆様方に終始貴重なご意見、ご助力を賜りました。ここに厚く感謝の意を表します。

所属　（株）ワイ・テック

参考文献　1)山越隆雄,土井康弘(2002)：2002 年三宅島における現地降雨流出観測結果,土木技術資料,44-12,p.2-3　2)(社)地盤工学会(2000):土質試験の方法と解説－第 1 回改訂版－,p.213-329　3)笹原克夫,海老原和重(1997):不飽和砂質土の強度特性とそれに基づく急勾配斜面崩壊機構に関する研究,砂防学会誌,Vol.50,No.2,p.5-13　4)西垣誠,楠見和紀(1987):不飽和土の浸透特性の評価に関する考察,不飽和土の工学的性質研究の現状シンポジウム発表論文集,p.179-186　5)杉井俊夫,宇野尚雄(1995):新しい土壌水分特性曲線のモデル化について,土木学会第 50 回年次学術講演会,p.131-132,1995　6)小杉賢一朗(1996)：土壌の水分特性の測定とそのモデル化,水文地形学,古今書院,p.34-43

貯水池周辺地すべりにおける残留間隙水圧の設定手法に関する検討

土砂管理研究グループ地すべりチーム
交流研究員　檀上裕司

1．まえがき

貯水池周辺斜面の地すべりについては、貯水位降下時の残留間隙水圧の発生を考慮した安定解析により対策工が設計されている。一般に、十分なデータが得られていない場合には安全側の判断として残留率を50%として対策工が設計されることが多い[1)]。しかしながら、実際の貯水位降下時の残留率は50%以下となっている実測例が多いことも指摘されており[2)]、より合理的な残留間隙水圧の設定方法が求められている。

2．研究目的

本研究では、残留間隙水圧設定の合理化を目的として、事例収集により既設ダム貯水池周辺地すべりにおける残留間隙水圧の実態を把握するとともに、現場透水試験結果を用いた浸透流解析による残留間隙水圧の評価手法について検討し、残留間隙水圧の設定方法を検討した。

3．研究方法

3.1　事例検討

残留間隙水圧の実態の把握は、過去10年程度の竣工ダムについて検討することとし、貯水池周辺地すべりにおいて地下水観測が実施されているダムを選別した。収集された事例により、実測の地下水位データを用いて実際の残留間隙水圧の残留率を算出した。また、算出した残留率と地すべり区分や地すべり土塊の層厚、貯水位降下速度等の関係を整理することにより、地すべりの性状や貯水位条件の変化による残留間隙水圧の発生状況を検討した。

3.2　浸透流解析に用いるパラメータの設定方法についての検討

3.2.1　検討概要

残留間隙水圧の推定に浸透流解析を用いる場合、透水係数等の解析パラメータを適切に設定する必要がある。本研究では、浸透流解析に用いるパラメータのうち、原位置試験結果を参考に飽和透水係数を設定する手法について検討した。原位置試験についてはトレーサー試験および揚水法を用いた単孔式現場透水試験を実施し、試験結果より透水係数を設定して浸透流解析を行った。解析結果については実測の地下水位データで検証することにより、原位置における透水試験結果の浸透流解析への適用性について検討した。

原位置試験は、石井（2002）において検討されたA地すべりにおいて、既存ボーリング孔を利用して実施した。対象地すべりの主な地質は閃緑岩および花崗岩を基盤とし、その上位を強風化花崗岩，粘土層、崩積土が覆っている。対策工として、押さえ盛土工および集水井等が施工されている。

試験は揚水法による単孔式現場透水試験と、トレーサー試験を実施した。試験方法を以下に示す。

（1）揚水法による単孔式現場透水試験　　試験は、全孔ストレーナ加工された既存ボーリング孔において

地下水を連続的に揚水し、平衡状態における水位降下量と揚水量を測定した。試験対象区間は、崩積土（20.0～22.8m）と強風化花崗岩（22.8～37m）からなる。試験結果は、以下の自由水面井戸の平衡式を適用することによって評価した。

(2) トレーサー試験　　トレーサーには塩化ナトリウムを使用した。バックグラウンド観測は投入日を含めて6日間、投入後の観測は1日目2回、2～20日間は1日1回の頻度で行った。試験結果についてはボーリング孔の距離とトレーサーの到達時間から地下水流速の実測値を算出し、次に二つのボーリング孔内の水位から動水勾配を求め、地盤の透水係数を算定した。

3.3.3 浸透流解析方法

試験結果を用いて、非定常断面2次元モデルによる飽和不飽和浸透流解析を実施した。浸透流解析コードにはUNSAF（西垣、1990）を使用した。基礎式は以下の通りである。

$$\frac{\partial}{\partial x}\left(Kx(\psi)\frac{\partial \psi}{\partial x}\right)+\frac{\partial}{\partial z}\left\{Kz(\psi)\left(\frac{\partial \psi}{\partial z}+1\right)\right\}=\frac{\partial \theta}{\partial \psi}\cdot\frac{\partial \psi}{\partial t}+R$$

ここで、Kx(ψ)：水平方向の不飽和透水係数，Kz(ψ)：鉛直方向の不飽和透水係数，ψ：圧力水頭，θ：体積含水率，R：単位長当たりの涵養量、揚水量，t：時間 である。初期条件については計算開始時の貯水位条件による定常解析を行い、得られた水面形を初期水位としてモデルに入力した。境界条件としては、斜面の水没部分を対象に貯水位変動データから算定した水頭値を与えている。また、地表面には単位長当たりの降雨涵養量を与えている。モデルの外縁部については不透水境界として設定した。解析は、貯水位降下時の貯水位データおよび降雨量データを用いて行い、実測の地下水位と水位変動状況を比較することにより、原位置試験結果から採用した透水係数の適応性を検討した。

4. 研究結果

4.1 事例検討結果

事例収集の結果、34箇所のダムを抽出した。さらに、直轄ダムについては既存の研究により事例紹介されているものが多いため、本研究では34ダムのうち表－4.1に示す5箇所の補助ダムを対象とした。これら5ダムの貯水池で残留率が算出できる地すべりは7ブロックであった。資料収集したダムの貯水池周辺地すべりの諸元と、算出した残留率を表－4.1に示す。残留率の算出期間は、各ダムの試験湛水における貯水位降下時とした。算出した残留率は全地区で50%以下となっている。さらに、これら7地区のデータを綱木(2000)の収集データに追加することにより、残留間隙水圧の発生要因について検討した。検討結果を以下に示す。

① 残留率の頻度：全39地区のうち33地区で残留率が50%以下となっている（図－4.1）。

② 地すべり区分と残留率：各地すべり区分別の事例が少ないため明瞭な傾向は把握できない（図－4.2）。

③ 貯水位降下速度と残留率：降下速度が速いほど残留率は大きくなると考えられるが、収集した事例における貯水位降下速度の範囲(0.2～1.2m/日)では、発生する残留率に差は認められない（図－4.3）。

④ 斜面勾配と残留率：斜面勾配が大きくなるほど残留率は小さくなる傾向を示しているが、斜面勾配が比較的大きくても（30度）残留率が高い事例がある（図－4.4）。

⑤ 地すべり土塊の層厚と残留率：地すべり土塊の層厚が厚いほど残留率は大きくなると考えられるが、地すべり土塊の層厚が薄くとも残留率が大きい事例があり、明瞭な傾向は認められない（図－4.5）。

表－4.1　残留率算出結果

ダム名	地すべり地区名	地すべりタイプ	斜面勾配 θa(°)	土塊の層厚 D(m)	貯水位 降下日数(day)	貯水位 降下前の水位(m)	貯水位 降下後の水位(m)	貯水位 降下量(m)	貯水位 降下速度(m/day)	残留率(%)
Aダム	①	崩積土	20	20	19	188.00	182.31	5.69	0.30	31.70
Bダム	①	風化岩	7	7.5	11	128.00	120.53	7.47	0.68	11.25
Cダム	①	風化岩	25	16	11	72.77	64.99	7.78	0.71	2.64
	②	崩積土	30	9	7	72.77	66.88	5.89	0.84	45.21
Dダム	①	崩積土	30	7	11	60.81	48.02	12.79	1.16	5.66
	②	風化岩	40	7	11	60.81	48.02	12.79	1.16	6.02
Eダム	①	崩積土	13	5	5	114.50	111.01	3.49	0.70	21.06

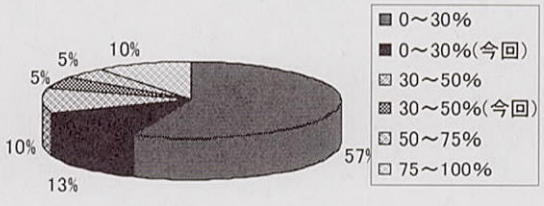


図-4.1 残留率の頻度分布

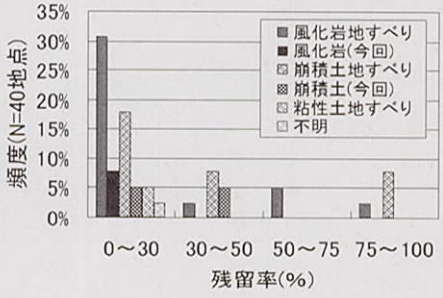


図-4.2 残留率と地すべり区

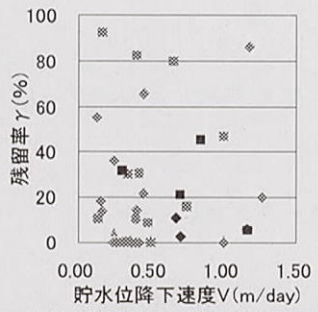


図-4.3 残留率と貯水位降下速度

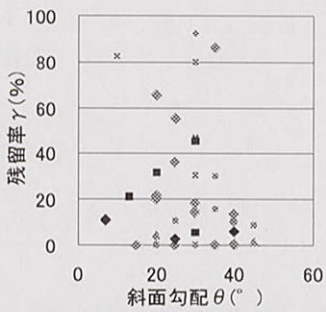


図-4.4 残留率と斜面勾配

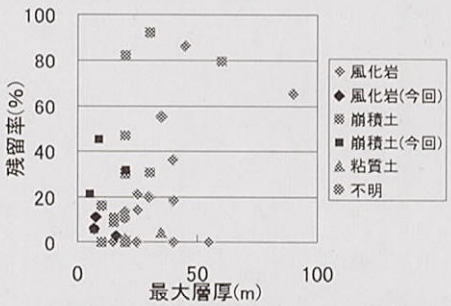


図-4.5 残留率と地すべり土塊の層

上記 5 項目の検討結果より、残留率に影響を及ぼすと考えられる因子から単純に残留率を予測することは困難であると考えられる。これは、残留率が地すべりブロックの層厚、斜面勾配等の因子の影響を個別に受けるためと考えられる。ただし、算出された残留率には、水位観測孔不足や不適切な自然地下水位の設定により残留率を正確に把握できていない事例が認められる。よって、浸透流解析による逆解析等を利用して残留率を再評価することにより、今以上に各因子との相関が確認できる可能性がある。

4.2　浸透流解析に用いる透水係数の設定方法についての検討結果

4.2.1　現場透水試験結果

揚水試験から算出された透水係数は、8.5×10^{-2}cm/sec であった。トレーサー試験結果から得られた透水係数は、4.1×10^{-2}～1.8×10^{-1}cm/sec であった。同地区における既存の単孔式透水試験と比較すると、今回の試験結果は 3～4 オーダー程度大きい値を示す。ボーリングコア観察によると、試験対象である強風化花崗岩全体が 1.0×10^{-1}cm/sec 程度の高透水性を示すとは考えがたいため、本研究で得られた試験値は水みちを選択的に流れた地下水流速を反映しているものと考えられる。

4.2.2　浸透流解析結果

石井（2002）において検討された浸透流解析結果と、本研究での原位置試験結果を考慮し、透水係数を表－4.2 に示すとおりに設定した。試験結果は、強風化花崗岩の設計水位より上位層に試験結果の平均値を採用した。本研究における浸透流解析により得られた計算値、孔内水位観測による実測値とともに、石井(2002)において単孔式透水試験結果を採用して計算された結果をあわせて図－4.6 に示す。今回の浸透流解析で地下水位変動を再現できているとは言い難いが、貯水池に近い DBW-1 孔では単孔式透水試験結果のみで算定した場合よりも再現性はよい。DBW-1 孔のような水際付近の透水性を把握するには、水みちを流れる地下水を考慮できる揚水試験およびトレーサー試験が有効である可能性がある。

表－4.2　透水係数の設定値

地質・土質区分		本研究における設定透水係数	既往研究における設定透水係数
盛　土		1×10^{-1}	1×10^{-1}
移動土塊	崩積土	1×10^{-3}	1×10^{-3}
	強風化花崗岩（設計水位線より上位層）	$\mathbf{1\times10^{-1}}$	1×10^{-3}
	強風化花崗岩（設計水位線より下位層）	1×10^{-3}	1×10^{-3}
すべり粘土		1×10^{-6}	1×10^{-6}
砂　礫		1×10^{-2}	1×10^{-2}
不動岩盤（新鮮岩）		1×10^{-5}	1×10^{-5}

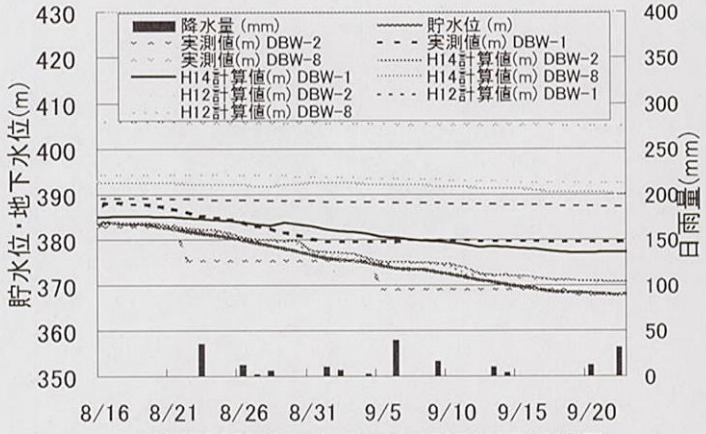


図-4.6　原位置試験結果を用いた浸透流解析結果

5．結　論

- 実測の地下水位データにより算出した残留間隙水圧は、検討事例の 90%で残留率 50%以下、検討事例の 75%で残留率 30%以下であった。
- 残留間隙水圧に影響を及ぼすと考えられる因子と残留率の関係を調べたが、単体の影響因子だけで残留率を推定することは困難である。
- 原位置での透水試験結果の浸透流解析への適応を試みた。その結果、単孔式透水試験結果に比べて、揚水試験およびトレーサー試験結果を利用したほうが再現性は良好であった。

6．謝　辞

本研究を行うにあたり、小山内上席研究員、石井主任研究員をはじめ、土砂管理研究グループの皆様には多大なるご指導を賜りました。ここに記して感謝の意を表します。

＜参考文献＞

1）(財)国土開発技術センター：貯水池周辺の地すべり調査と対策，山海堂，1995
2）石井靖雄：透水係数が浸透流解析による残留間隙水圧推定に及ぼす影響，土木技術資料，Vol.44，No.6，pp30-35，2002
3）たとえば，綱木亮介：貯水池周辺の地すべり地における残留間隙水圧の実態と解析事例，ダム工学，Vol.10，No.1，pp33-41，2000

所　属　　株式会社 水計画研究所

岩盤崩壊モニタリング及び調査方法の研究

～地表クラック変位計計測に見られる日周期変動について～

（指導期間　平成14年4月～平成15年3月）

土砂管理研究グループ地すべり
山田達彦

1 まえがき

岩盤崩壊モニタリングを実施する上で、地表クラック変位計は、安価で設置し易いため、多用されている。しかし、その観測結果にはノイズとも言える周期的な変動が存在し、この傾向を捉えるため、最低1年間の予備計測が必要とさえ言われている[1)]。しかしながら、成果が急がれる例も多く、短時間で評価できる手法の開発が求められている。

2 研究目的

周期的変動には、その周期の長さから①日周期変動と②年周期変動がある[2)]。②の変動は、微少な変位が緩慢に累積し、長期間計測して初めて認識できるオーダーであり、評価する時間が十分にある。また、この長期観測により温度補正が可能となる。しかし、①の変動は、計測開始直後から生じ、早急に評価する必要がある場合も多い。そこで、本研究では、日周期変動の幅を評価する目安を作るため、既往の観測結果から、1日の変動幅の傾向を求めることを目的の一つとした。また、日周期変動そのものを小さくすることを目的に、この変動が生じる機構について考察を行い、その対策技術について開発を行った。

3 研究方法

3.1 日周期の変動の傾向について

表-1 のモニタリングを実施している 7 地区・72 個の表面クラック変位計の観測結果について、①日変動幅，②日温度差，③1日の温度－変位勾配，④同相関係数を求め、その結果について、統計的性質を評価した。

表-1 解析対象地概要

地区名	所在地	想定崩壊形態	累積変位	崩壊規模	主要構成地質	解析対象期間	対象数	測定方式
雄冬	北海道浜益郡浜益村	崩落	なし	300 m³	安山岩冷水破砕岩	'99/1/1～'01/12/31	5ヶ	歪ゲージ
幌満	北海道様似郡様似町	すべり	あり	2000 m³	片麻岩	'99/1/1～'01/12/31	24ヶ	〃
安瀬	北海道厚田郡厚田村	崩落・すべり	なし	1800 m³	安山岩冷水破砕岩	'98/1/1～'01/12/31	6ヶ	〃
海尻	栃木県塩谷郡栗山村	すべり・崩落	あり	600 m³	安山岩熔岩	'98/1/1～'01/12/31	4ヶ	差動トランス
逢坂	石川県珠洲市	崩落・すべり	あり	450 m³	軽石混じり凝灰岩	'98/1/1～'01/12/31	9ヶ	磁歪式
赤沢	静岡県伊東市	すべり	あり	500 m³	安山岩熔岩	'98/1/1～'01/12/31	13ヶ	歪ゲージ
天瀬	大分県日田郡天瀬町	崩落	なし	2625 m³	溶結凝灰岩	'98/1/1～'01/12/31	11ヶ	〃

3.2 変動の要因となる現象について

周期的変動の主因と考えられる温度変化に伴う岩盤の膨張・収縮や計測器自体の温度ドリフト、逆に周期変動を狂わす要因としての降雨による吸水膨脹に関し、以下の実験を行った。なお、使用した変位計は、分解能 0.001mm，レンジ 0.01m の汎用型歪ゲージ式変位計で、治具には t=4mm 鋼製 L 字金具を用い、対象にはネジ止めとした。

① 岩石の熱膨張

岩盤の浅い深度に限れば、1日の気温変化が直接伝わり、その温度に応じた膨張・収縮が生じる。このおおよその大きさを知るため、岩石板（約 20cm×20cm×3cm）の両面を加熱し、長辺方向の膨脹量を計測した。

② 計測系（計測機器＋治具）の温度ドリフト

計測系のみから生じる温度ドリフトのおおよその大きさを知ることを目的として、熱膨張が 0.01mm 以下となる土

台に治具を用いて計測器を固定し、加熱・冷却に伴う、見かけ変位を計測した。

③ 岩石の吸水膨脹

降雨による岩盤の吸水膨脹量を知る目的で、岩石の表面のみから吸水させた場合の膨脹量を計測した。具体的には、岩石板の表面を水に浸し、表面垂直方向と、表面中央水平方向(5cm 間)の膨脹量を計測した。

3.3 「保温」・「恒温」することでの温度ドリフト低減効果の確認

日周期変動の大部分は計測系とその基礎となる岩盤表面の温度変化で生じると考えられる。そこで、計測系と計測系の基礎となる岩盤表面の温度変化を減少させることにより、温度ドリフトの低減を試みた。なお、②③の現地試験は、表-1 中の逢坂地区の対象岩体側方亀裂下部(圧縮領域)にて行ったものである。

① 室内実験

岩石ブロック(大谷石 90cm×30cm×12cm の2枚重ね)に同種の計測器を2カ所に設置し、一方は外気に曝し、もう一方を断熱材で覆い保温状態, もしくは温度調整器(ヒーター)を用いて恒温状態とし(以降、それぞれを「外気下」「保温」「恒温」という)、24 時間周期で外気温を人工的に変化させ、見かけ変位を計測した。

② 現地試験

亀裂の無い岩盤にて、室内試験同様、計測器を2カ所に設置し、一方は「外気下」、もう一方は「恒温」として、野外の自然な温度変化の元、見かけ変位を計測した。

③ 現地モニタリング試験

分離面となる亀裂の 2 方向×2 カ所と、亀裂を挟まない岩盤 1 カ所に「恒温」とした計器を設置し、観測を行った。

4 研究結果

4.1 周期的変動の傾向の把握

図-1に、解析結果を示す。温度－変位勾配については、絶対値をとっている。以下、その傾向について述べる。

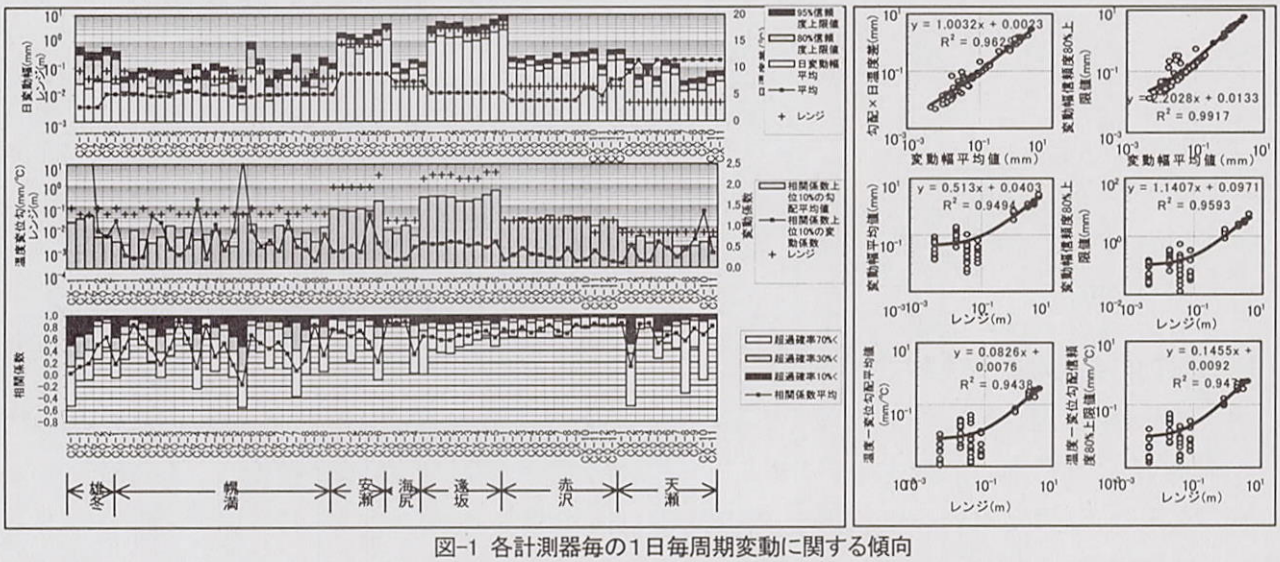


図-1 各計測器毎の1日毎周期変動に関する傾向

日変動幅: 10^{-2}mm～1mm オーダーの変動が生じている。この差異は、日温度差と相関が低く、計測器のレンジ(測定可能長さ)と相関が高い。その相関図を図-1 に示し、回帰式からの換算値と真値の比較を表-2 に示す。このように、レンジからおおよその変動幅は求められるが、その値は、真値から数分の1～数倍の範囲にばらつく。従って、これをもって、安定性を述べる材料とするのは難しい。現時点では、突発的大変位や異常値を通常の値と区別する

ための閾値の一つとして利用可能と思われる。

日温度－変位勾配：10^{-3}mm/℃～0.1mm/℃オーダーの勾配となっている。日変動幅同様、レンジと相関が良く、その関係は表-2 のとおり。日変動幅同様、突発的大変位・異常値を認識するのに利用可能と思われる。

表-2 変動幅・温度-変位勾配と変位計レンジの関係

	回帰式※1	|真値|/換算値 平均値	同左 標準偏差
変動幅の平均値	Y=0.51X+0.040	102.8%	90.5%
〃 信頼度 80%上限値	Y=1.14X+0.097	97.9%	72.3%
温度-変位勾配平均値	Y=0.083X+0.0076	103.5%	97.7%
〃 信頼度 80%上限値	Y=0.145X+0.0092	102.8%	90.2%

※1 X：レンジ(m) Y:変動幅(mm)or 温度－変位勾配(mm/℃)

温度-変位相関：相関性は地区毎に大きく異なることが認められる。しかし、その大きさが日温度差や分解能，岩盤の安定性とは必ずしも相関していない。温度変化以外の要因によっても変動しているためと考えられる。

4.2 変動の要因となる現象

① 岩石の熱膨張

実験結果を表-3 に示す。これらは岩石の一般的な線熱膨張係数 [3]に相当している。つまり、線熱膨張係数を5×10^{-6}として、岩盤表面20cmを無拘束の状態で、10℃温度差が生じるようなときに、膨脹量は 0.01mm となり、このような条件の時、初めて計測値に影響を与える大きさになると言える。

表-3 熱膨張試験結果

	4時間加熱後の膨脹量/温度差	線熱膨脹係数
砂岩(硬質)	0.020mm/17.9℃	5.5×10^{-6}/℃
粘板岩	0.012mm/17.2℃	3.4×10^{-6}/℃
凝灰岩	0.010mm/12.1℃	4.1×10^{-6}/℃
コンクリート	0.018mm/11.9℃	7.6×10^{-6}/℃

② 計測系の温度ドリフト

実験結果を図-2に示す。土台の膨張は最大でも0.003mm程度であるので、これらの変位の大部分は計測系の温度ドリフトによるものと考えられる。歪ゲージ式の変位計は正確に逆相関しているのに対し、レーザー式変位計は概して正の相関であるが不安定である。歪みゲージ式の温度－変位勾配は、-0.0025mm/℃となる。これより、仮に温度が4℃変化すると0.01mm 変動が生じ、計測値に十分影響を与える大きさになると言える。

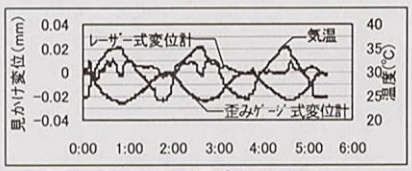


図-2 計測系の温度ドリフト

③ 岩石の吸水膨脹

膨脹量がほぼ平衡となった時点での膨脹量を表-4 に示す（泥岩は吸水によりひび割れた時までの膨脹量）。凝灰岩や泥岩は大きな膨脹量となり、それ以外の岩石の 10 倍以上の膨脹量となった。その膨脹量は 0.01～0.1mm オーダーであり、このような膨脹性の岩石が対象となる場合は、計測値に十分影響を与える大きさになると言える。

表-4 一面吸水膨脹試験

	表面鉛直方向膨脹量	表面平行 5cm 間膨脹量
砂岩(硬質)	0.008mm	0.002mm
粘板岩	0.006mm	0.001mm
凝灰岩	0.092mm	0.085mm
花崗岩	0.017mm	0.003mm
泥岩	0.319mm	0.176mm
コンクリート	0.053mm	0.223mm

4.3 「保温」・「恒温」することでの温度ドリフト低減効果の確認

① 室内試験

計測結果を図-3 に示す。「外気下」は、-0.0026 mm/℃の温度－変位勾配となっている。それに比して、「保温」は、-0.0003mm/℃と顕著に低減している。さらに、「恒温」では、ほぼ温度変化に伴う変化は無くなり、むしろ、温度変化により岩石ブロックが膨脹・収縮したと思われる正の変位が観測されている。これより、「保温」「恒温」は変動幅の低減に有効であると考えられる。

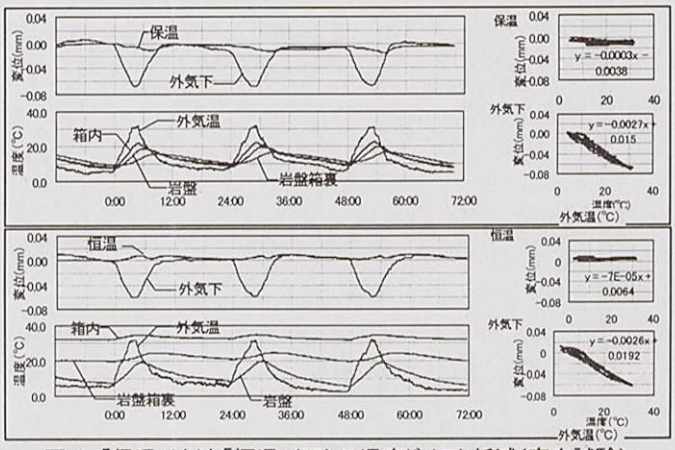


図-3「保温」(上)と「恒温」(下)の温度ドリフト低減(室内試験)

② 現地試験

計測結果を図-4 に示す。室内試験同様、「恒温」は、「外気下」に比して変動幅が小さいことが確認された。

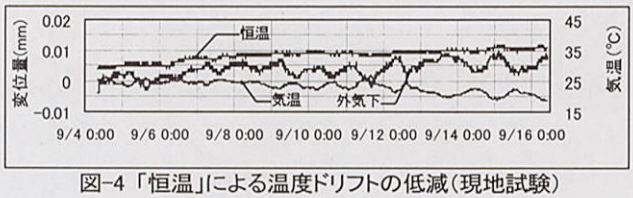


図-4「恒温」による温度ドリフトの低減(現地試験)

③ 現地モニタリング試験

観測結果を図-5 に示す。亀裂を挟んだ No.1,No.2 の計測結果では、9/1 0:00～9/2 12:00 の間に、Y 方向に負(岩体向かって左方向に移動)，Z 方向に正(岩体上昇)の 0.01mm オーダーの変位がほぼ等しい波形を描がき累積しているの確認された。それ以外は、0.001mm オーダーの変動のみであった。既往の地表クラック変位計の計測結果でも、温度補正を行う前は日周期変動で分からないが、温度補正後には、9/1 0:00～9/2 12:00 に前後に比して明らかに大きな変位認められた。両者の変位の大きさ自体は異なるが、変位の方向、タイミングは一致している。これより、恒温とすることで、温度補正無しに精密な計測が実施できることが分かった。また、この変位は岩盤が崩壊する方向とは逆の変位であった。つまり、例え変位の累積が無くとも「揺れる岩盤である」「開閉する亀裂である」という岩盤が不安定であるための必要条件を捉えたことになり、これは安定・不安定を判断する材料の一つとなりえる。

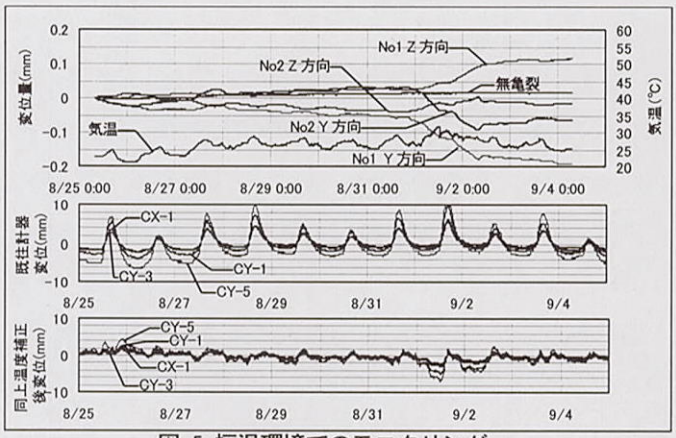


図-5 恒温環境でのモニタリング

5 結論

1) 表面クラック変位計の1日周期の変動幅・温度－変位勾配は計測器のレンジの大きさと相関がある。
2) 表面クラック変位計の1日周期の変動は、岩盤表面の熱膨張と計測系の温度ドリフトから大部分生じるものである。また、降雨による吸水膨脹も岩種によっては無視できないオーダーである。
3) 計測系とその基礎岩盤を断熱材で覆い保温する、または、温度調整器を用いて恒温状態とすることにより日周期変動は低減あるいは除去でき、温度補正無しに精密な(分解能までの数値を生かした)計測が可能となる。
4) 精密な(0.01mm オーダー以下の)計測を行うことにより、岩盤の揺れや亀裂の開閉運動を捉えることが可能となり、岩盤の安定状態を評価するための情報が入手できる。

6 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導を頂いた土砂管理研究グループ地すべりチームの小山内上席研究員,浅井主任研究員、並びに、土砂管理研究グループの皆様に感謝いたします。

所属 日本基礎技術株式会社

＜参考文献＞

1)(独)土木研究所,(財)道路保全技術センター:平成13年度岩盤崩壊モニタリング等分析および要領作成業務報告書,2002
2)高木・寺田・千田:表面クラック変位計の温度補正値の岩盤挙動評価に対する有効性検討,第 24 回日本道路会議一般論文集(B),pp12-13,2001
3)国立天文台:2001年理科年表,丸善株式会社,2001

低騒音舗装の機能性向上に関する研究

（指導期間　平成 14 年 4 月～平成 15 年 3 月）

研究室名：舗装チーム
氏　　名：宮下　知治

1. まえがき

近年、低騒音効果を期待して排水性舗装が広く施工されており、橋梁においても適用される例が増えている。通常、橋面舗装においては、コンクリート床版の場合は表層と基層に密粒度アスファルト混合物、鋼床版の場合は表層に密粒度アスファルト混合物、基層にグースアスファルトを用いており、十分な防水が行われている。しかし、排水性舗装は、表層では雨水を舗装体内に通すため、基層だけで十分な防水性を確保しなければならず、課題となっている。

これまでの検討[1)]より橋面舗装に砕石マスチックアスファルト（以下 SMA と示す）を用いる方法がよいことが分かっている。しかし、橋面上で SMA を施工する場合、放熱が早く、温度低下の影響により、所定の性状が得られない可能性がある。また、混合物の温度低下が、床版との付着力を低下させる可能性もある。

そこで、本検討では薄層化橋面舗装に用いる SMA の配合を選定し、温度低下における締固め特性と床版との付着について検討を行ったので、これを報告する。

2. 混合物配合

本検討では、目標舗装厚さを 4cm とし、骨材の最大粒径は 13mm の SMA 混合物とした。混合物の性状の目標値は、文献等[2)3)]を参考に表-1 のように定めた。

表-1　鋼床版用 SMA の目標値

項　　目	目　標　値
残留安定度	75% 以上
動的安定度	3000 回／mm 以上
破断ひずみ	6×10^{-3} 以上
透水係数	1×10^{-7} cm／s 以下

骨材配合は SAM 混合物の粗骨材比に注目し、粗骨材（6 号砕石・7 号砕石）のかみ合わせが良く、密になる配合割合を求めた。この配合割合を用いて締固まりの違いを検討するために、骨材配合の 2.36mm フルイ通過量を変えた 5 種類で試験を行った。

バインダ量を決定する場合に、防水性に重点をおいて目標空隙率を設定しなければならない。既存の文献[4)]より空隙率が 2.5～3%以下であれば、防水性を確保できることから、配合設計時の目標空隙率は 2.5%とした。これら 5 種類の SMA 混合物に対して、マーシャル安定度試験、ホイールトラッキング試験、曲げ試験、加圧透水試験を行い、混合物性状を確認した。

3. 混合物性状

SMA 混合物の混合物性状試験結果を表-2 に示す。この 5 つの配合で検討をした結果、ほぼすべての配合で目標値を満足できた。また、各配合で空隙率が 3.0%以下を満足しており、透水試験でも不透水となり、水密性を確保できた。

表-2 混合物配合及び混合物性状試験結果

2.36mmﾌﾙｲの通過量		20.0%	22.5%	25.0%	27.5%	30.0%	
アスファルト量（%）		6.9	6.6	6.4	6.3	6.2	
通過質量百分率（%）	ふるい目	合成粒度					
	19.0 mm	100.0	100.0	100.0	100.0	100.0	
	13.2	97.8	97.8	97.9	98.0	98.1	
	9.5	82.7	83.2	83.7	84.5	85.0	
	4.75	37.2	39.0	40.9	43.6	45.6	
	2.36	20.3	22.6	24.8	27.4	30.0	
	0.6	16.7	18.4	20.1	21.7	23.9	
	0.3	13.8	15.0	16.0	16.3	17.9	
	0.15	11.5	12.1	12.8	12.2	13.4	
	0.075	8.5	8.8	9.2	8.6	9.5	
	植物繊維	0.5（混合物に対して外割）					
項目		試験値					目標値
空隙率（%）		2.6	2.5	2.4	2.4	2.1	2～3
残留安定度（%）		96.4	94.6	85.5	85.4	94.9	75以上
動的安定度（回/mm）		6,300	7,800	7,000	6,300	3,900	3,000以上
透水係数（cm/sec）		不透水	不透水	不透水	不透水	不透水	1×10^{-7}以下
破断ひずみ（%）		6.2×10^{-3}	6.2×10^{-3}	5.8×10^{-3}	6.5×10^{-3}	6.2×10^{-3}	6×10^{-3}以上

4. 温度低下による締固め度の影響

SMA 混合物は密粒度アスファルト混合物より粗骨材量やアスファルト量が多いために温度の影響を受けやすいと考えられる。そこで、混合物の締固め温度の低下が締固め度にどのように影響するか、マーシャル供試体による性状の検討を行うとともに現場の締固め機構に近いジャイレトリ試験機を用いて締固め性の検討を行った。

検討を行った配合は、粒度分布の 2.36ｍｍフルイの通過量が 20.0%（配合 A）と 27.5%（配合 B）を用いた。

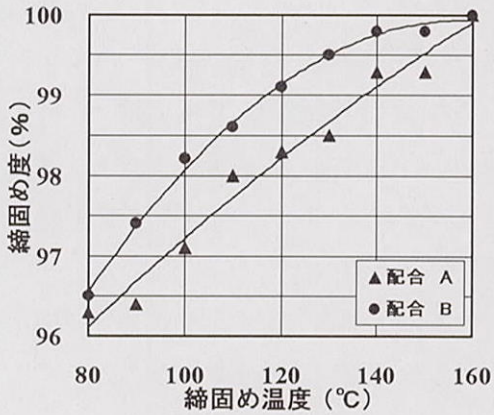


図-3 締固め温度と締固め度の関係

4. 1. マーシャル供試体による検討

配合 A と配合 B で締固め温度を変化させて、マーシャル供試体を作製し、各々の密度を測定した。最適締固め温度の160℃で締固めた時に得られた密度を基準として、各温度での締固め度を求めた。その締固め温度と締固め度および空隙率の関係を図-3, 4 に示す。

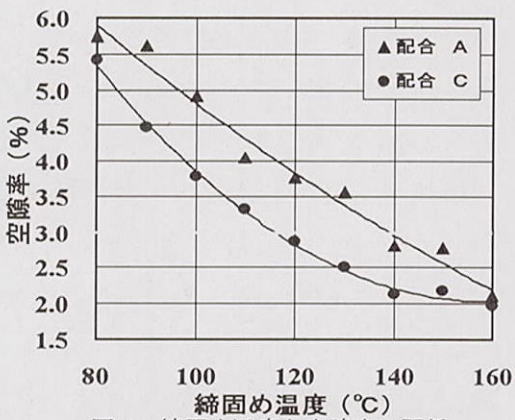


図-4 締固め温度と空隙率の関係

図-3 より、締固め温度が低下すると、締固め度も小さくなることが分かる。配合による違いを見てみると、配合 B の混合物では締固め温度が低下しても、配合 A よりも締固め度が大きく、140℃程度までの締固め度の低下が小さいことが分かる。また図-4 より、空隙率を３％としても、配合 A で 140℃以上必要であることに対して、配合 C では 120℃以上必要となり骨材配合により大きく締固め効率が異なることが分かった。

4. 2. ジャイレトリ試験による検討

配合 A と配合 B についてマーシャル供試体による検討を行ったが、マーシャルランマの打撃による締

固めでは、実際の現場の転圧に合わない可能性がある。そこで、この配合による締固め性の違いについてジャイレトリ試験機を用いて検討した。

ジャイレトリ試験機は締固め方法が回転式で、それで得られるニーディング効果が現場の締固め状態に近いと言われている。この試験機を用いて試験を行った結果を図-5 に示す。

GTM 締固め度で使用される SMA の密度は空中重量をジャイレトリ試験で得られる高さから求めた容積で除した値を用いた。

この結果、同じ転圧エネルギーを与えた場合に配合 B の締固め度が高いことから、ジャイレトリ試験でも配合 A よりも配合 B が締固めやすいことが分かった。

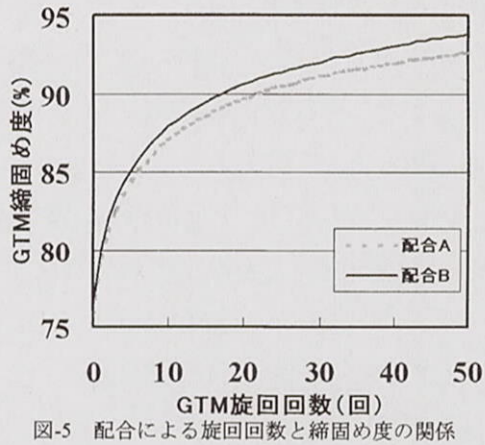


図-5　配合による旋回回数と締固め度の関係

5. 中温化による温度低下対策の検討

SMA は配合により温度影響に違いがあることが分かったが、最適締固め温度より低い温度で十分な水密性を得るためには、さらに対策が必要であった。

そこで、低温でも締固め効果が良いとされる中温化技術を用いて検討を行った。

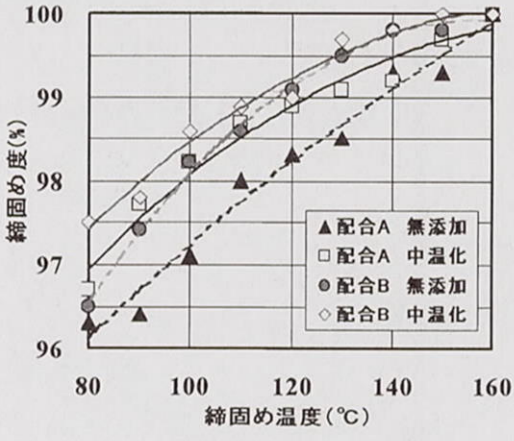


図-6　マーシャル供試体試験結果

5. 1. マーシャル試験による中温化の検討

配合 A、配合 B について中温化剤を添加したマーシャル供試体と無添加のマーシャル供試体で締固め試験を行った。その結果を図-6 に示す。配合 A については、無添加のマーシャル供試体より中温化剤を添加したほうが全体的に締固め効率が良くなっている事が分かる。

また、配合 B では、無添加状態での締固め度が高いため中温化剤の効果が現れにくいが、締固め温度が 130℃程度から締固め度の改善が見られた。

中温化を行った配合 A, B を比較すると、無添加の時より締固め度の差が小さくなっており、中温化の効果が配合 A で高くなった。

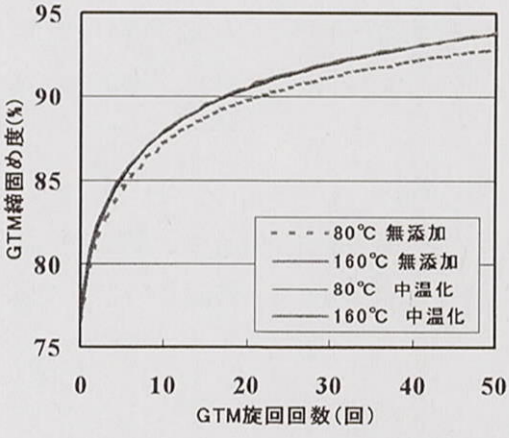


図-7　ジャイレトリ試験結果

5. 2. ジャイレトリ試験による中温化の検討

配合 B に中温化を行い、締固めを行った結果を図-7 に示す。無添加の SMA の場合は、160℃と 80℃で締固め曲線に差があるが中温化した場合は、同じ締固め曲線となり、同じ転圧エネルギーで締固められることが分かった。

6. 付着試験結果

防水工と SMA の付着力が締固め温度とどのような関係にあるかを、繰返しせん断試験（以下 RSCH 試験）を用いて検討を行った。

試験は、防水シート上に締固め温度を変化させた配合 A,B の SMA を作製し、室温 30℃の恒温室で RSCH 試験を行った。付着力は、シートと SMA が剥れた回数を破壊回数として評価した。その試験結果を図-9 に示す。

最適締固め温度付近では、配合 A,B 共に良好な付着力を有しているが、配合 B では、締固め温度が低下すると急激に付着力が失われていく。

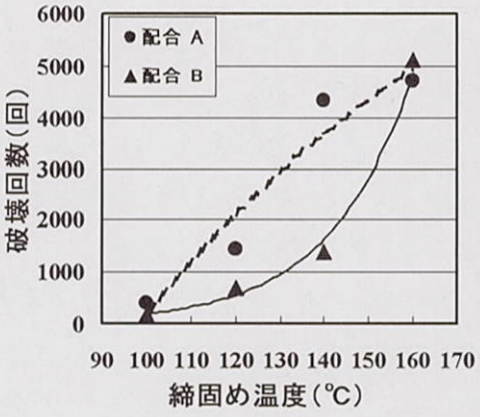


図-8 RSCH 試験結果

一方、配合 A では、締固め温度が 140℃程度でも付着力の低下が小さいことが分かった。

この結果から、SMA の付着力は配合によって変化し、締固め温度が低下すると付着力も弱くなることが分かった。

7. まとめ

本検討で得られた結果を以下に示す。

- SMA の締固め温度が低下すると、配合 A よりも配合 B の様に細骨材が多い（骨材配合の 2.36mm 通過量が多い）SMA が締固めやすい。
- SMA を中温化した場合は、低温での締固め性が向上する。
- 締固め温度低下による SMA の付着力は、配合によって変化し、粗骨材が多い（骨材配合の 2.36mm 通過量が少ない）SMA は抵抗性が大きい。

8. 謝辞

本研究を行うにあたり、多忙の中、多大なるご指導、ご支援を頂いた基礎道路技術研究グループ舗装チームの吉田上席研究員、新田主任研究員並びに舗装チームの皆様に深く感謝致します。

所属　福田道路（株）

参考文献

1) 新田ほか：鋼床版橋面舗装の薄層化技術の開発, 舗装, pp. 10～14, 2002. 5
2) 建設図書：舗装技術の質疑応答, 第 8 巻, pp. 212～218, 2001. 10
3) 本州四国連絡橋公団：橋面舗装基準, 1987. 6
4) （社）地盤工学会：土質試験の方法と解説, 1992

シールドトンネルの設計法の合理化に関する研究

（指導期間　平成 14 年 4 月～平成 15 年 3 月）

チーム名　トンネルチーム
氏　　名　石村　　勝伸

1.　まえがき

シールドトンネルはセグメント製作費のトンネル工事費全体に占める割合が大きく、このコストダウンが大きな課題となっている。その方法として合理的なセグメント構造や継手構造の開発などが考えられるが、最も重要なのは合理的な設計手法の確立である。また、今後の適用増加が予想される大深度シールドトンネルや大断面シールドトンネルは、設計断面力全体の５割～６割が組立過程の自重による断面力となり大きなウェイトを占めている。さらに、組立過程の施工時荷重の影響も大きくなることが予想され、覆工設計時の自重ならびに施工時荷重の設定方法に関する調査が急がれている。しかし、現在のシールドトンネルの覆工設計法は、ジャッキ推力や裏込め注入圧などの施工時荷重を考慮していないのが現状であり、施工時荷重を考慮した設計荷重の評価が必要である。本年度は大深度、大断面シールドの現場計測データを用いて現場計測データの分析とセグメント組立過程の挙動について検討した。

2.　調査目的

本研究は、セグメント組立過程での挙動把握を主点においた現場計測の分析により、セグメント組立時の施工時荷重による覆工応力の変動ならびに長期間にわたる覆工応力の変化を検証し、トンネルに作用する設計荷重の設定を目的としている。

3.　調査方法

3.1. 現場計測データの分析

計測トンネルの地盤条件を図-1 に、計測リングを図-2 に示す。計測はダクタイル鋳鉄と鉄筋コンクリートから構成しているセグメントの鉄筋応力、主桁応力、土圧、水圧とし、土圧計、間隙水圧計は 234 ﾘﾝｸﾞに、鉄筋応力・主桁応力計は 234 ﾘﾝｸﾞならびに 235 ﾘﾝｸﾞに設置した(坑口から 280m 付近)。また、施工時荷重のデータとしてシールドジャッキ推力、裏込め注入圧、テールグリス圧等についてデータを収集した。なお、計測箇所の地盤は硬質な洪積砂質土層(N 値 50 以上)と粘性土層(N 値 40 程度)の互層から成り立っている。

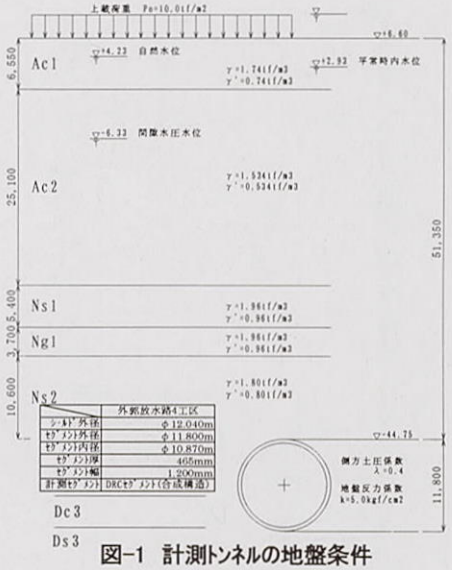
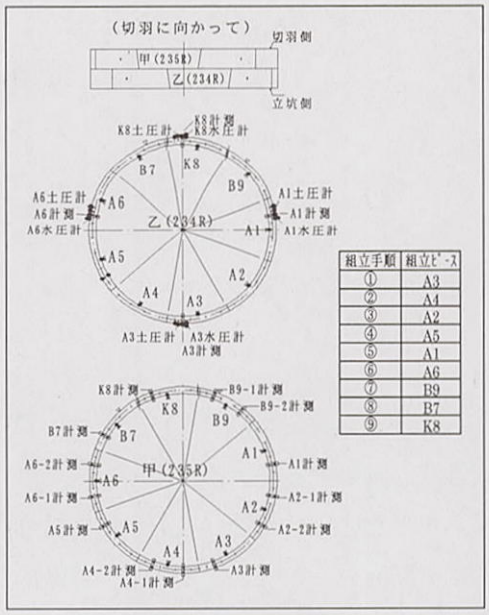


図-1　計測トンネルの地盤条件

3.2. セグメント組立過程の挙動検討

セグメント組立時の挙動検討は、組立時よりも断面力変動が大きい隣接するセグメントを対象に実施した。また、発生断面力形状については、セグメント設計に一般的に採用されている修正慣用計算法から得られる結果と現場計測結果の比較を行った。表-1 ならびに表-2 に修正慣用計算法の解析ケースを示す。自重の解析はセグメントリングの変形に対する側部の反力による影響を把握するため、水平地盤反力を考慮する場合としない場合を設定した。外圧は一般的に採用されている「Terzaghi の緩み土圧＋静水圧」、「1.5D 土圧(D:ｾｸﾞﾒﾝﾄ外径)+静水圧」とし、土圧・水圧の考え方は土水分離、水圧は静水圧分布を設定した。



組立手順	組立ﾋﾟｰｽ
①	A3
②	A4
③	A2
④	A5
⑤	A1
⑥	A6
⑦	B9
⑧	B7
⑨	K8

図-2 シールド概要図

表-1 解析ケース一覧表(自重解析)

検討ケース		ケース1J	ケース2J
解析条件	土圧条件	−	−
	自重計算時地盤ばねの有無	無し	有り

表-2 解析ケース一覧表(自重＋外圧解析)

検討ケース		ケース1G	ケース2G	ケース3G	ケース4G
解析条件	土圧条件	1.5D 土圧		緩み土圧	
	自重計算時地盤ばねの有無	無し (ケース1J)	有り (ケース2J)	無し (ケース1J)	有り (ケース2J)

4. 調査結果

4.1. 現場計測データの分析

計測リング（234R）組立時と後続リング組立時の円周方向鉄筋応力度と土圧計の計測結果を図-3 に示す。計測リング組立直後から４リング組立完了までの間が鉄筋応力の変動が大きくなっている。特に推進時の総推進力の変化と共に変動していることが分かる。この間のセグメントに作用する主な外力は、まず軸方向挿入型 K8 ピース組立時にジャッキ挿入に伴う円周方向圧縮力等が作用し、その後掘進時にテールブラシ接触圧(4 段設置)ならびにテールシールグリス充填圧の圧力を受け、さらにシールドマシン脱出時に裏込め注入圧が作用する。その後、組立が進むにつれて応力の変動は薄れていく。

円周方向鉄筋ならびに土圧計の長期間にわたる経時変化を図-4 に示す。円周方向鉄筋応力は後続リング組立の影響により、概ね 60 リング経過(10 日後)まで応力の増減を繰り返す。その後、応力は増加を続け組立完了後約８ヶ月で安定する。土圧計は５リング組立完了で安定し、計測値から求められる有効土圧の土被り高さは約 9.75m(0.8D)となった。なお、水圧計は想定間隙水位と同程度の値を示し、頂部と下部との水圧差はほぼ水深通りの水位差となった。軸方向鉄筋の長期間にわたる経年変化を図-5 に示

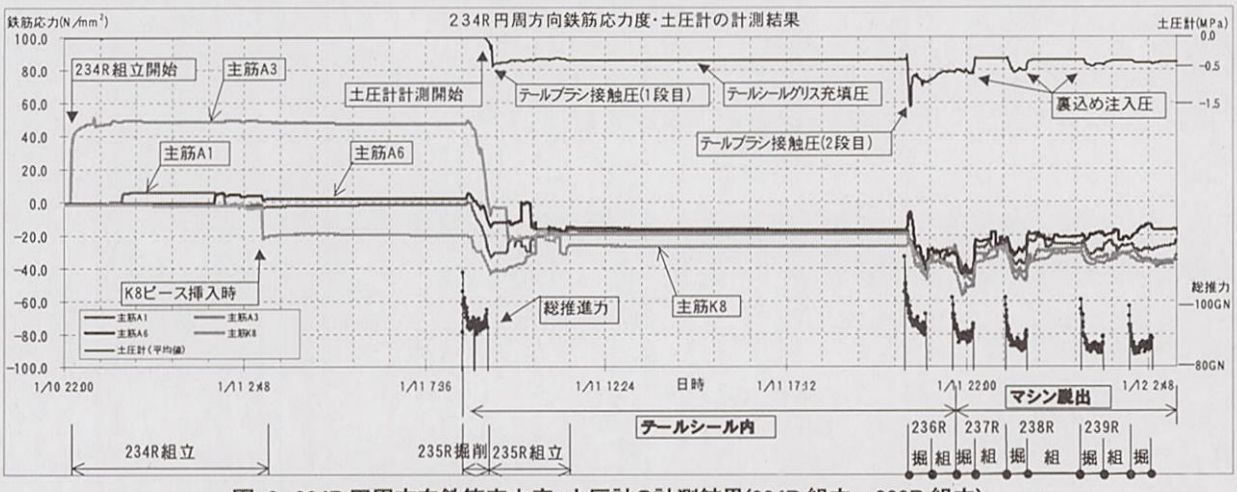


図-3 234R 円周方向鉄筋応力度・土圧計の計測結果(234R 組立～239R 組立)

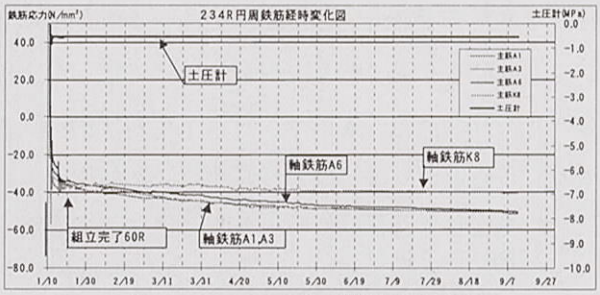


図-4 234R 円周方向鉄筋経時変化図

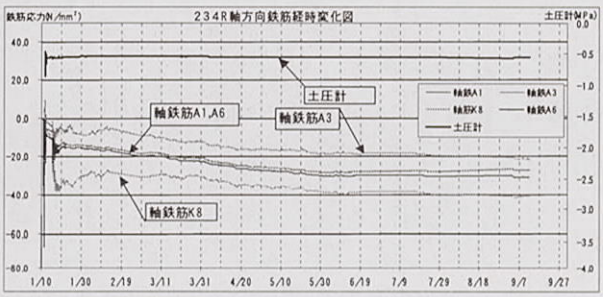


図-5 234R 軸鉄筋経年変化図

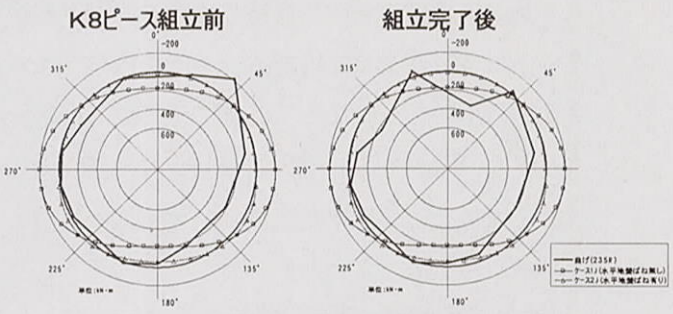


図-6 235R 計測リングの断面力分布図(自重解析)

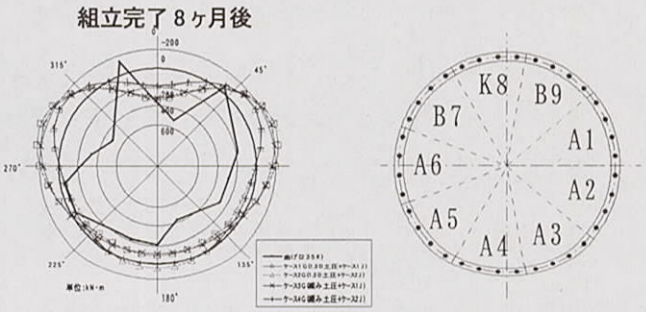


図-7 235R 計測リングの断面力分布図(自重＋外圧解析)



図-8 236R 組立時の 235R 断面力の推移(A3 組立～236R 組立完了時は差分を示す)

す。トンネル軸方向の鉄筋応力は、組立完了直後の掘進時に 60～70N/mm² の応力が発生するが、その後組立が進むにつれて応力は一時的に減少する。しかし、応力は組立完了約 30 日後から増加に転じ、組立完了後約８ヶ月で安定する。施工時荷重の影響が薄れてから組立完了後約８ヶ月まで応力が増加する要因は、円周方向、軸方向鉄筋が共に同程度の応力増加であること、土圧計の値はほぼ一定値であることを考えると、作用土圧以外の要因、例えばセグメントの乾燥収縮ならびにシール材の膨張等の影響によるものと推察される。

4.2. セグメント組立過程の挙動検討

235 ﾘﾝｸﾞの K8 ピース組立前後の発生断面力と修正慣用計算法の計算結果との比較を図-6 に、235 ﾘﾝｸﾞの組立完了後約８ヶ月の発生断面力と修正慣用計算結果との比較を図-7 に示す。図-6 から、地盤ばねを考慮しない計算結果と計測値から算出したﾓｰﾒﾝﾄの発生形状は大きな差が生じている。また、図-6,図-7 に示すように、K8 ピース組立に伴う断面力の変動が大きく、組立完了後約８ヶ月経過後もK8 ピース組立時の断面力形状を保っている。

次に円周方向鉄筋(235R 計測)の変動が顕著な後続ﾘﾝｸﾞ(236R)組立時の断面力の推移（組立時の断面力から組立前の断面力を減算）を図-8 に示す。後続リングの各ピース組立に伴う 235 リング円周方向鉄筋の変動は最大で約 300KN･m 生じている。また、236 リング組立完了時に正・負曲げﾓｰﾒﾝﾄともに約 200KN･m の曲げﾓｰﾒﾝﾄが増加していることから、組立リングの自重の一部は組立完了しているリングが負担していると推察される。

5. まとめ

現場計測データの分析およびセグメント組立過程の検討により以下のことが得られた。①軸方向挿入型K8 ピース組立後の断面力形状を組立完了後約８ヶ月経過後も保っている。②セグメント組立時、推進時の施工時荷重の影響が大きい。③自重の設計計算において、地盤ばねを考慮しない設計は現場計測結果と大きな差が生じている。④組立リングの自重の一部は組立完了しているリングが負担していると推察される。

今後の課題として、組立過程を考慮した３次元解析モデルにより計測結果を再現し、設計に反映させるべき荷重の設定を実施する必要がある。また、セグメントの乾燥収縮ならびにシール材の影響をどの程度設計に反映していくか今後の実測データの蓄積により解明して行く必要がある。

6. 謝辞

本研究を遂行するに当り、多大なるご指導とご協力を頂きましたトンネルチームの真下上席研究員、石村主任研究員ならびにトンネルチームの皆様、また本研究で用いた貴重な現場計測結果を提供していただいた各関係機関に対し深謝の意を表します。

所属　株式会社　ニュージェック

鋼構造物の点検･診断技術に関する研究

（指導期間　平成 14 年 4 月～平成 15 年 3 月）

チーム名　橋梁構造チーム
氏　　名　次村　英毅

1. まえがき

膨大な道路橋ストックに対する点検・調査等の維持管理業務の効率化、構造物の状態評価・診断における定量化・客観性の向上の観点から、これまで各種の点検・診断技術の研究・開発が行われてきている。これらの点検・診断技術の適用に当たっては、維持管理のどの場面で、どのように活用するのかといった点を検討した上で、維持管理全体の中での位置付けを整理しておくことが必要である。

2. 研究目的

本研究では、鋼道路橋を対象として既往の各種点検・診断技術の適用性について、整理・とりまとめを行うとともに、各種センサ（ひずみゲージ、変位計、光ファイバーセンサ等）を用いて鋼部材の劣化・損傷等の状態を把握するためのモニタリング技術の活用方法を提案することを目的とした。

なお、研究を進めるに当たっては、現場との連携を図り、実橋（関東地方整備局大宮国道工事事務所管内一般国道 17 号（上武道路）備前渠橋）において、各種センサによる短期及び長期モニタリングを行い基礎データの収集・分析を行った。以下に、本研究の成果概要をまとめる。

3. 研究方法及び結果

3. 1　既往の点検･診断技術の調査

3. 1. 1　モニタリング技術の適用対象の整理

モニタリングという表現は、一般的に長期・継続的な監視（例えば、長大橋の動態観測や車両重量計測等）の意味合いで使われることが多いが、本来、構造物の状態を把握し、健全度を評価するための点検・診断技術全般を指す。ここでは、既往の点検・診断技術を整理するに当たって、これらの技術の維持管理業務における適用対象の整理を試みた。

図-1 に構造物の健全度の一般的な概念図と維持管理の各場面でのモニタリング技術による支援イメージを示す。また、表-1 にモニタリング技術の適用対象と計測方法について整理する。道路橋へのモニタリング技術の適用に当たっては、以上のような適用対象やモニタリング技術に対する維持管理ニーズを整理した上で、

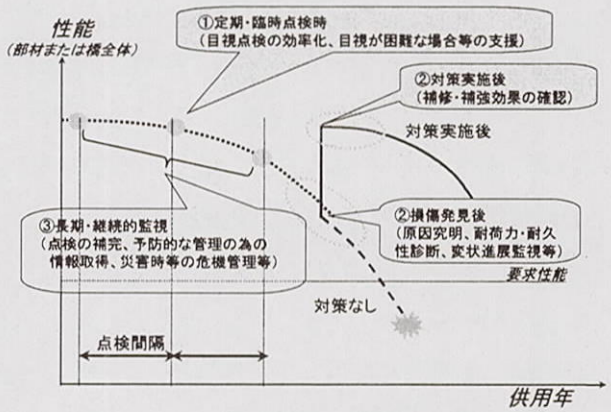


図-1　モニタリング技術による支援イメージ

表-1　モニタリングの適用対象と計測方法

適用対象＼計測方法	継続的	不連続的・一時的（時系列に計測）
事前対応（変状発生前）	・地震時等の変状監視 ・モニタリング橋 等	・目視点検の補間、点検の効率化 ・部材内部の状況把握
事後対応（損傷発見後、対策実施後）	・損傷に対する原因究明、対策検討が必要な場合 ・耐荷力、耐久性の診断が必要な場合 ・対策後の変状の進展性の監視 ・補修補強対策後の効果確認 等	

それに見合った点検・診断技術を抽出し、適用性や開
発の方向性を検討することが重要と考えられる。

3．1．2 既往の点検･診断技術の調査

鋼構造物の点検・診断等に用いられる各種モニタリング技術について、過去７年間の国内の既存技術に関する文献等約200件を収集し、技術の概要（目的、対象、方法)、特徴、実用化の状況、技術的課題を整理するとともに、３．１．１を踏まえ、適用性について検討を行った。調査対象は、主に道路橋、鉄道橋、船舶関係における腐食、疲労による損傷やその他変状（地震時の異常変位等）に対するモニタリング技術である。表-2に、調査を行った主な点検・診断技術を示す。これらの技術をモニタリング方法により分類すると、概ね表-3の通りとなる。表-3で抽出したセンサーの中で、実用面での活用を考慮すると、目視点検では見えない部分の情報を収集できる技術や、鋼部材の場合、安全性評価や疲労耐久性評価につなげられるようなひずみ（応力）計測を基本とした技術が現時点では有効性が高いと考えられる。

表-2　調査対象とした主な点検・診断技術

点検･診断技術				計測内容
目視撮影		デジタルカメラによる撮影		構造物の損傷状態(鋼材の亀裂等)
		ビデオカメラ		橋梁の状態(遠望目視)
非破壊検査	弾性波法	振動法、打音法		加速度、構造物の振動特性
		超音波法		溶接内部欠陥、亀裂等
		AE法		亀裂の発生進展等
	電磁波法	放射線法		溶接内部欠陥、亀裂等
		レーザードップラー		変位等
		赤外線サーモグラフィー		欠陥箇所の特定等(温度差の測定)
	電気化学的方法	腐食センサー		鋼材の腐食速度
	物理的方法(ひずみ・変位計測)	光ファイバー	FBG	ひずみ(点的な測定)
			BOTDR、OTDR、SOFO、OSMOS	ひずみ(線的、面的な測定)
		ひずみゲージ		ひずみ
		磁歪法		ひずみ
		ピーク記憶型ひずみセンサー(SMSゲージ)		最大変位と最大ひずみ
		レーザレベル変位計		変位(非接触型)
		インダクタンス式変位計		変位(接触型)
		疲労センサー(犠牲試験片)		累積疲労損傷度
		簡易センサー		異常変位等

表-3　計測内容別の主な点検・診断技術

計測内容	使用センサー
①腐食による板厚減少や亀裂の長さ等の劣化損傷の状況を直接捉えようとするもの	デジタルカメラ クラックゲージ等
②腐食環境や使用条件(活荷重の実態)等の劣化損傷につながる外的要因を捉えようとするもの	腐食センサー BWIM(Bridge weigh-in-motion)等
③鋼部材溶接部の内部欠陥や亀裂等からの情報を捉えようとするもの	超音波探傷 AE等
④設計に用いられるひずみ(応力)等の物理量を計測し、部材の安全性や耐久性を評価しようとするもの	ひずみゲージ 変位計 光ファイバー等

3．2 モニタリング技術の活用方法の検討

3．2．1 対象としたモニタリング技術と研究方法

本研究では、上記検討を踏まえ、鋼部材の状態を直接的に評価できる物理量であるひずみ、変位のモニタリングを対象として、以下の項目について、既往計測データの分析、試験橋・実橋計測及び FEM 解析による変状の感度分析を行い、モニタリング技術の活用方法の基礎検討を行った。

①溶接継手部の疲労耐久性評価：ひずみゲージ

②部材の安全性評価：ひずみゲージ

③劣化損傷や供用状態の変化に伴う変状の進展性の監視：ひずみゲージ、変位計

試験橋・実橋計測では、上記センサーの他、既に鉄道橋の疲労耐久性の評価に適用実績のある犠牲試験片や他分野において実績のある光ファイバーセンサの適用性についても検討した。なお、試験橋・実橋計測については、本年２月より計測を開始し現在も継続中である。以下に、結果の一部を報告する。

3．2．2 試験橋計測結果に基づくモニタリング手法に関する基礎検討

(1)検討内容

部材の安全性評価、劣化損傷に伴う変状の進展性や供用状態の変化の監視へのひずみ、変位計測の適用性の基礎検討として、土研構内の試験橋において、荷重車の静的・動的載荷試験及び温度影響の長期計測（1 ヶ月間）を行った。なお、変状が発生した場合の各部材の応力等の変化を把握するために、橋梁に変状を擬似的に与え、変状前後の計測を行った。

図-2 に試験橋（単純合成Ｉ桁橋）の一般図、表-4 に変状ケースを示す。静的・動的載荷試験では、20ton 荷重車（ダンプトラック(前軸 5.2ton,後タンデム軸 14.8ton)）を用いた。

(2)検討結果

図-3 にレーン 1 の支間中央載荷時における各変状ケースの計測結果を示す。正常時に対して、支承拘束の場合には下フランジ支間中央部①の応力が小さく、桁端部⑥⑦の応力が大きくなり、横構取外しの場合には全般的に主桁応力①④⑤が大きくなる傾向が見られる。また、横構取外しの場合、主桁下フランジ側の拘束が開放されることにより横桁取付けスチフナ上端③の応力は小さくなる傾向にある。

以上、限られた変状ケースであるが、応力の変化量は概して小さく、変状を特定した上で局部的な応力集中箇所をねらった測定を行うか、橋梁全体に網羅的にセンサーを設置しない限り、実務的には有効な変状監視のためのモニタリングは難しいと考えられる。

長期・継続的監視のためのモニタリングについては、変状監視を主目的とするのではなく、供用状態（活荷重、部材応力等）に関する基礎データを長期にわたって収集し予防的維持管理に活用することを主体に位置付けるか、あるいは何らかの変状が発見された後の特定部位に対して適用するのが適当と考えられる。

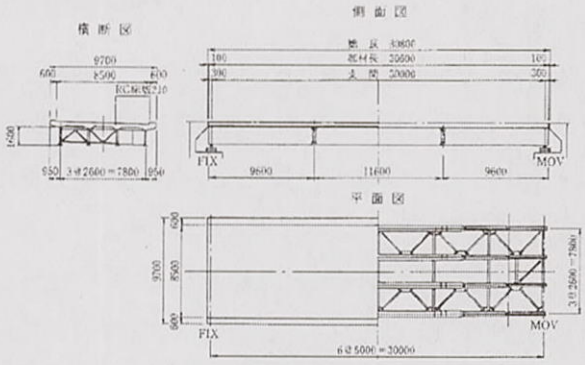


図-2　試験橋一般図

表-4　変状ケース

変状ケース	内容
変状無し	橋梁に何も手を加えないそのままの状態状態
支承拘束	支承について、腐食等による機能損失を想定し、ボルトを用いて全支承(8箇所)の回転及び移動を妨げた状態
横構開放	横構について、腐食による欠損、地震等の座屈による機能損失を想定し、G1～G2桁間全パネルの横構を拘束しているH.Tボルトを開放した状態

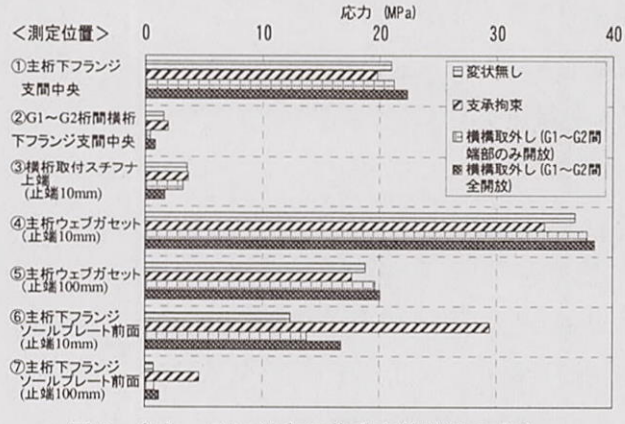


図-3　各ケースに対する荷重車載荷時の応力

なお、試験橋では確認できない他の変状ケース（例えば、亀裂の桁への進展や支点沈下等）については、FEM 解析により感度分析を行う予定であり、現在、モデル化を行い、静的載荷試験結果との比較によりモデルの妥当性を検証中である。

3．2．3　実橋計測結果に基づくモニタリング手法に関する基礎検討

(1)検討内容

供用下における活荷重や温度の変化に対する応力・変位の状態把握及び橋梁各部の疲労耐久性評価の基礎検討として、実橋において 20ton 荷重車の動的載荷試験、24 時間及び長期計測（6 ヶ月間）を実施した。

また、センサーとして、ひずみゲージ、変位計に加えて、鉄道橋等で適用実績のある犠牲試験片（疲労損傷度モニタリングセンサー）[参考文献 5] についても長期計測に用いることとした。犠牲試験片とは、予亀裂を設けた試験片であり、疲労損傷が生じる可能性のある箇所に予め貼付し、亀裂の進展度合いから、設置部位の疲労損傷度を予測しようとするものである。図-4 に対象橋梁（単純非合成Ｉ桁橋）の一般図を示す。日大型車交通量は 5,288 台/車線（平成 11 年センサス調査結果）である。

(2)検討結果

図-5 に、20ton 荷重車（ダンプトラック(前軸 5.9ton, 後タンデム軸 14.1ton)）を上り車線走行させた場合（約 60km/h）による G4 桁を中心とした各部の応力波形を示す。支間中央下フランジで最大 8.0MPa であり、他橋での静的載荷試験結果と比較して小さい。ウェブガセット位置の応力頻度分布より、50 年間疲労損傷度を計算すると、0.71（5,288 台/車線）となり、1.0 以下であった。その他の部位は、これまでに既設橋において疲労損傷が発見されている部位を対象として、溶接止端から 10mm の位置を基本に計測したが、相対的に高い応力が生じている。参考までに、計測値がホットスポット応力と仮定して、支承ソールプレート溶接部（E 等級と仮定）、スチフナ上端部（F 等級と仮定）の疲労寿命を計算すると、50 年間疲労損傷度はそれぞれ 10、11 となった。

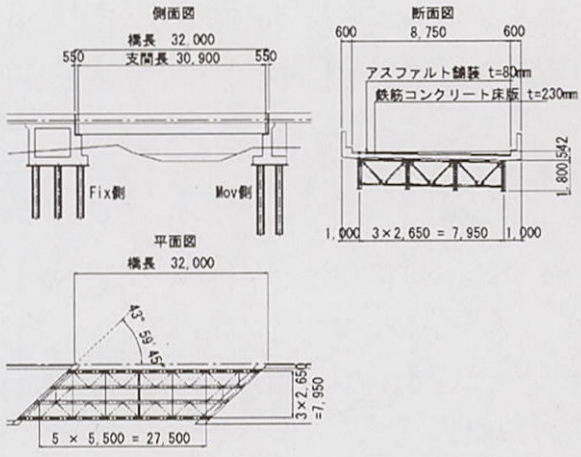


図-4　対象橋梁一般図

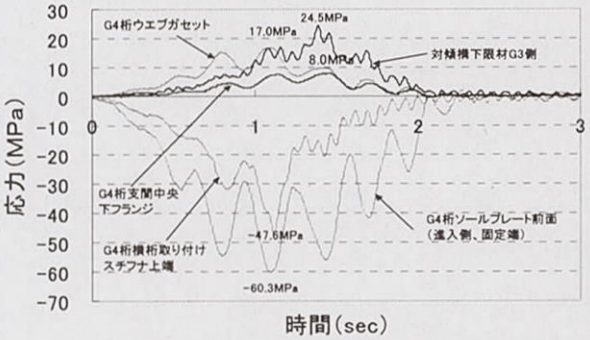


図-5　20t 荷重車走行時の応力波形

4. おわりに

以上より、既往の点検・診断技術の整理、試験橋・実橋計測結果の分析を通して、モニタリング技術の活用可能性について検討を行った。

本文３．２章の検討内容については、現在継続検討中であり、15 年度に長期計測結果の収集、分析、FEM 解析による感度分析等を詳細に行い、計測結果を基にした橋梁の状態の評価方法について検討していく予定である。今後は、更なる検討を行い、現場レベルでの点検・診断技術の有効活用手法の確立に結び付けたい。

5. 謝　辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂いた橋梁構造チームの村越上席研究員、麓主任研究員、高木研究員、ならびに橋梁構造チームの皆様に深く感謝の意を表します。

所属　（株）リテック

＜参考文献＞

1)土木学会：鋼橋における劣化現象と損傷の評価,平成 8 年　10 月
2)藤原,村越,鹿嶋：鋼プレートガーター橋における応力測定結果に関する報告,土木学会構造工学論文集,平成 3 年 3 月
3)(財)阪神高速道路管理技術センター：阪神高速道路における鋼橋の疲労対策,平成 14 年 3 月
4)日本鋼構造協会：鋼構造物の疲労設計指針・同解説,技報堂出版,平成 5 年 4 月
5)公門,阿部,成本,杉舘,三木：活荷重履歴モニタリングセンサーの開発,日本鋼構造協会鋼構造年次論文報告集 Vol.7,平成 11 年
6)建設省：既設構造物の点検・補修システムの開発[橋梁の長期監視システムの開発]報告書,官民連帯共同研究,平成 3 年 3 月
7)西川,村越,山本：実橋における長期ひずみ計測結果の分析,土木学会第 46 回年次学術講演会概要集,平成 3 年 9 月
8)西川,山本,鹿嶋：温度変化に伴う橋梁の挙動に関する計測結果の分析,土木学会第 47 回年次学術講演会概要集,平成 4 年 9 月

経済性・耐風性に優れた超長大橋の上部構造に関する調査

（指導期間　平成 14 年 4 月～平成 15 年 3 月）

チーム名　橋梁構造チーム
氏　　名　徳　橋　亮　治

1．まえがき

平成 10 年 3 月に閣議決定された全国総合開発計画「21 世紀のグランドデザイン」において、多軸型国土構造の形成には海峡を横断する新しい交通軸の調査が必要であるとされている。また、国内では各地で海峡横断道路プロジェクトが構造されており、これらの中には明石海峡大橋を超える規模の超長大橋が必要となる可能性がある。このような超長大橋においては耐風安定性の確保が最も重要な課題の一つであるほか、今までの技術に対して大幅なコスト縮減も必要となる。このような背景のもと、これまでも①ケーブルシステムに着目した研究（クロスハンガー形式、モノケーブル形式、斜めケーブル併用形式など）②桁断面に着目した研究（従来のトラス桁、箱桁に対する耐風改善案、ツインデッキ形式、ハイブリッド形式など）③アクティブ制御方式（角可変フラップ）などに大別される様々な研究が精力的に展開されてきた[1),2)]。そこで本研究では、これらより得られた知見を踏まえ、二箱桁と一箱桁を併用する補剛桁構造と、吊橋と斜張橋を融合させたケーブルシステムを持つ新しい形式を中央径間 2800m 級の超長大橋に適用した場合の構造特性、耐風安定性、経済性の把握を目的とした。また、後に行う三次元全橋大型風洞模型実験に先立ち、ばね支持試験、三分力試験、非定常空気力試験、ならびに補剛桁の静的載荷試験を実施した。

2．想定した新形式超長大橋

本研究において対象とした橋梁は、橋長 5,000m、中央径間 2,800m、サグ比 1/10 の超長大橋（以下、斜張吊橋という）である。図-1 に全体一般図を表-1 に構造諸元を示す。本橋では補剛桁の中央径間部分の空力特性が吊橋全体系のフラッター特性に支配的である点に着目し、図-2 に示す耐風安定性に優れた開口部を有する二箱桁を中央径間中央付近に配置する一方で、主塔付近に一箱桁を配置することにより主塔柱間隔を狭小化し、より一層の経済性が期待できる *W* 併用構造とした。また、ケーブルシステムは超長大化に伴う張力増大の回避と、アンカレイジの小規模化を目的として二箱桁部を鉛直吊区間、一箱桁部を斜張区間とした。断面形状の変化に対しては、道路構造令に抵触しない車線遷移区間（L=0.34km）を設けることで対応した。補剛桁は斜張吊橋化に伴い 3 径間連続構造とした。図-3 に主塔形状を示す。主塔は一箱桁区間に伴う幅員の減少により A 型形式を選定し、吊ケーブルを塔頂付近水平材に、主塔の渦励振の抑止効果も期待できる斜張ケーブルは塔柱に定着するものとした。

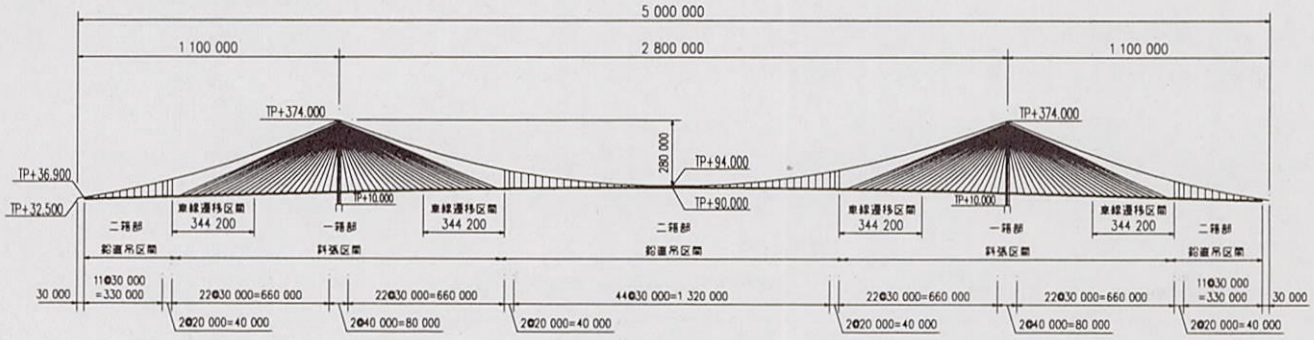


図-1 全体一般図

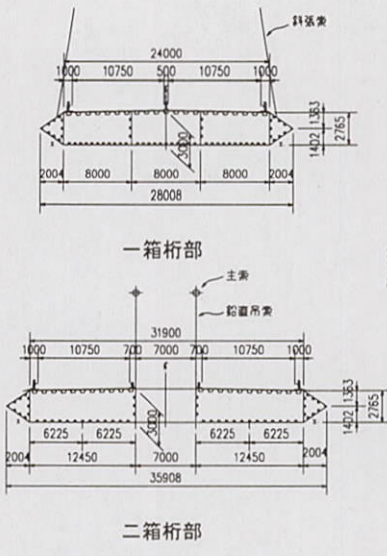


図-2 補剛桁断面図

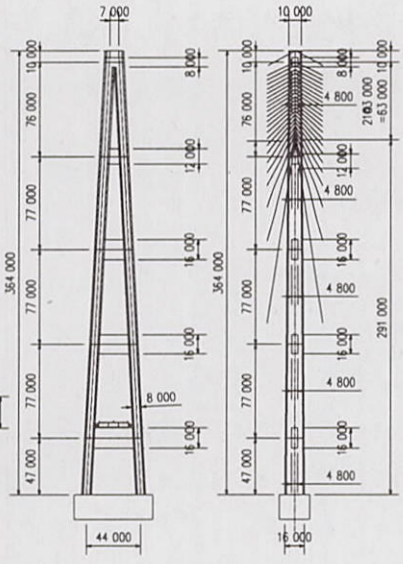


図-3 主塔形状図

表-1 構造諸元

基本諸元	形式			3径間連続斜張吊橋
	支間長	中央径間		2800 m
		側径間		1100 m
	サグ比			1/10
	縦断勾配			中央径間1.5%放物線、側径間3.0%直線
	横断勾配			2%山形勾配
	平面線形			直線＋S字反向曲線＋直線
主桁	桁高			3 m
	桁幅（総幅）			28.008 ～ 35.908 m
	二箱部	剛性	断面積	0.596 ～ 0.750 m^2/BOX
			鉛直曲げ剛度	0.883 ～ 1.202 m^4/BOX
			水平曲げ剛度	11.222 ～ 14.367 m^4/BOX
			純ねじり剛度	1.902 ～ 2.850 m^4/BOX
		慣性	質量	140.925 ～ 326.832 t/m/BOX
			極慣性	2716.782 ～ 6449.867 t/m^2/m/BOX
	一箱部	剛性	断面積	1.397 ～ 2.476 m^2/BOX
			鉛直曲げ剛度	2.149 ～ 3.135 m^4/BOX
			水平曲げ剛度	96.616 ～ 237.160 m^4/BOX
			純ねじり剛度	5.610 ～ 7.955 m^4/BOX
		慣性	質量	163.416 ～ 1159.474 t·sec^2/m^2/BOX
			極慣性	3224.933 ～ 96970.13 t·sec^2/m^2/BOX
	開口部横梁	剛性	断面積	0.8608 ～ 1.9069 m^2
			鉛直曲げ剛度	3.5860 ～ 9.1735 m^4
			水平曲げ剛度	7.6424 ～ 55.0278 m^4
			純ねじり剛度	5.7600 ～ 22.6855 m^4
	ダイアフラム間隔			(斜張部)2.5 ～(吊部) 6.0 m
索類	主索	本数		2 本
		構成素線数		127 本/St.
		1ストランド断面積		2534 mm^2
		構成ストランド数		169 本/条
		構成素線数		21463 本/条
		一般部直径		0.826 mm
		断面積		0.48282 m^2
		最大張力		39641 tf/本
	吊索	吊索径		0.119 m
		断面積		0.07197 m^2
		取付間隔		30 m
	斜張索	斜張索径		0.048 ～ 0.081 mm
		断面積		0.00720 ～ 0.02040 m^2
		最大張力		4822.35 ～ 14271.29 tf/本
主塔	剛性	塔柱	断面積	2.722 ～ 6.044 m^2
			面内曲げ剛度	31.093 ～ 154.388 m^4
			面外曲げ剛度	22.309 ～ 54.8610 m^4
			純ねじり剛度	26.146 ～ 88.571 m^4
		水平材	断面積	0.8608 ～ 1.3933 m^2
			面内曲げ剛度	7.642 ～ 37.676 m^4
			面外曲げ剛度	3.586 ～ 6.582 m^4
			純ねじり剛度	5.760 ～ 14.179 m^4

3．構造特性検証実験

3．1 静的構造特性

静的な構造特性を把握するために、立体骨組モデルを用いた弾性有限変位解析を行った。活荷重強度の組合せ及び許容応力の割増率、ならびに静的風荷重（基本風速 50m/sec）は本四基準[3]に準拠している。斜張ケーブルの弾性係数はサグ効果の影響を考慮して H.J.Ernst の等価換算係数により低減した。

図-4 に補剛桁の暴風時静的変形図、及び断面力図を示す。回転角に着目すると、斜張吊橋の捻れ変形においては、中央径間中央部では風下側桁端が下向き（頭上げ）となることがわかる。これは、通常吊橋で起こる頭下げの捻れ変形と異なり、斜張区間の桁の水平変形による鉛直軸回りの回転により、風下側の斜張索に引張力が生じ、風上側の斜張索に緩みが生じることに起因するものと考えられる。水平変形量は、斜張索の拘束効果により、側径間部においてはほとんど変形していない。また、斜張吊橋では主塔付近の補剛桁に軸力が発生すること、ならびに連続桁化による鉛直軸回りの拘束効果により、主塔付近に大きな軸力と面外曲げモーメントが発生している。

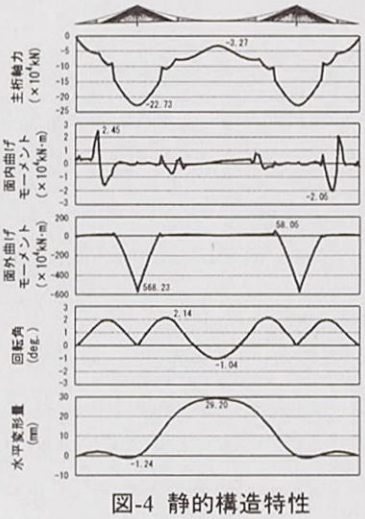


図-4 静的構造特性

3．2 固有振動特性

動的な構造特性を把握するため、立体骨組モデルを用いた実固有値解析を行った。図-5 に固有モード図を、表-2 に曲げと捻りが卓越する対称 1 次モードの等価慣性値を示す。

表-2 固有値解析結果

モード次数	固有振動数	モード形状
1	0.0304	水平対称1次
2	0.0469	水平逆対称1次
4	0.0657	鉛直逆対称1次
5	0.0668	鉛直対称1次
11	0.1238	主索逆対称1次
12	0.1388	主索対称1次
21	0.1641	捻れ対称1次
38	0.2476	捻れ逆対称1次

曲げ卓越	モード次数	5
	固有振動数	0.0688 Hz
	等価質量	263.62 kN/m
捻れ卓越	モード次数	21
	固有振動数	0.1641 Hz
	等価極慣性	282470.1 kN·m^2/m

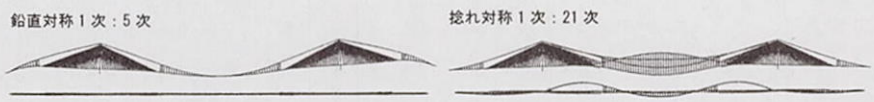


図-5 主要モード形状図

３．３　静的載荷試験

本検討は、後に行う三次元全橋風洞模型実験に先立ち、設計及び製作精度を把握することを目的とし、部分模型による静的載荷試験と設計の整合を図るものである。図-6 に示すように、部分模型は補剛桁の一部分（全長約 2.8m）の区間を形状相似（S=1/100）し、全橋模型と同様に一箱部は一本の剛性棒、二箱部は梯子形状に組み立てたものである。実験は、鉛直、水平および捻りの各方向に滑車による重錘載荷とした。

実橋模型における二箱桁の剛性棒（以下箱桁という）は薄肉閉断面であるため、断面定数のうち断面積 A 水平曲げ I_Hおよび純捻り剛度 J が実橋に相似する長方形の薄肉閉断面を求めると、板厚が極薄となり製作不可能となる。今回対象とする実橋モデルは、箱桁が横材で連結される構造となる。箱桁の断面積 A が相似できないと水平曲げ剛性 EI_H 及び全体ねじり剛性 GJ が相似できない構造となる。そこで、本検討では断面積 A が所要値の数十倍になることを許容し、水平曲げ剛性を整合させるために、箱桁は純捻り剛度 J が所要値に整合するような等辺角管のアルミ合金形材とし、横材は水平曲げ剛度 I_Hを低減しやすい燐青銅板バネとした。

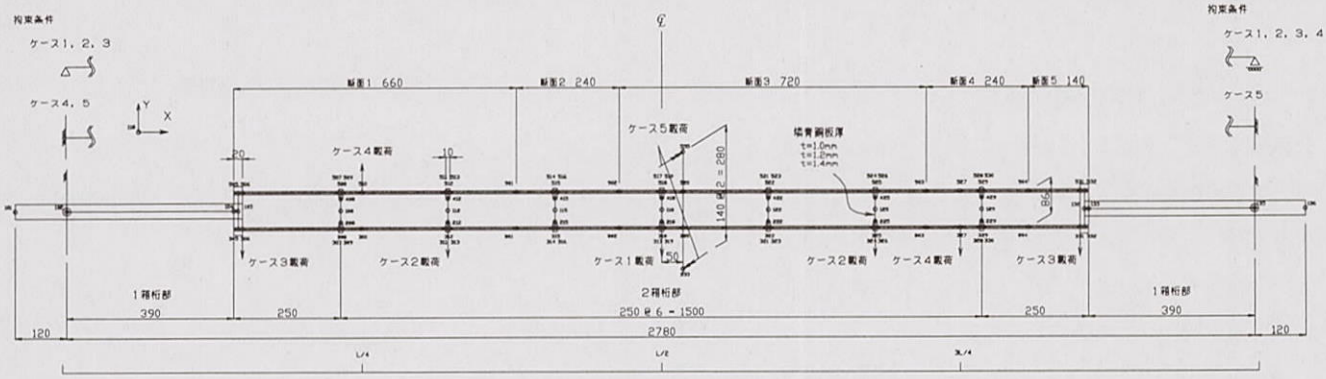


図-6 補剛桁模型　解析モデル

表-3 に実橋相似モデルである模型所要値と、実際の模型モデルとなる実現値との比較を示す。図-7 に各載荷ケースのうち水平載荷による代表的な結果比較を示す。実験計測と解析はほぼ整合しており、解析ならびに模型精度に問題がないことを確認できた。また水平載荷時に横材板厚の感度が懸念されたが、試験による影響は僅かであり、無視しうるレベルであることも判った。

表-3 所要値と模型値

断面番号	種別	A	I_V	I_H	J
①	所要値	2.9	268.1	15091.3	704.4
	模型値	34.6	243.9	243.9	349.9
		69.2	487.8	14936.3	699.7
	比　率	23.5	1.8	1.0	1.0
②	所要値	2.9	268.1	15091.3	704.4
	模型値	34.6	243.9	243.9	349.9
		69.2	487.8	13665.7	699.7
	比　率	23.5	1.8	0.9	1.0
③	所要値	2.5	242.5	11562.8	657.5
	模型値	33.1	228.9	228.9	329.1
		66.1	457.7	11892.9	658.2
	比　率	26.5	1.9	1.0	1.0
④	所要値	2.4	229.1	10861.9	612.4
	模型値	31.3	211.6	211.6	305.2
		62.5	423.2	10743.3	610.4
	比　率	26.5	1.8	1.0	1.0

※模型値上段は角管当たり断面諸元、下段は一断面換算値

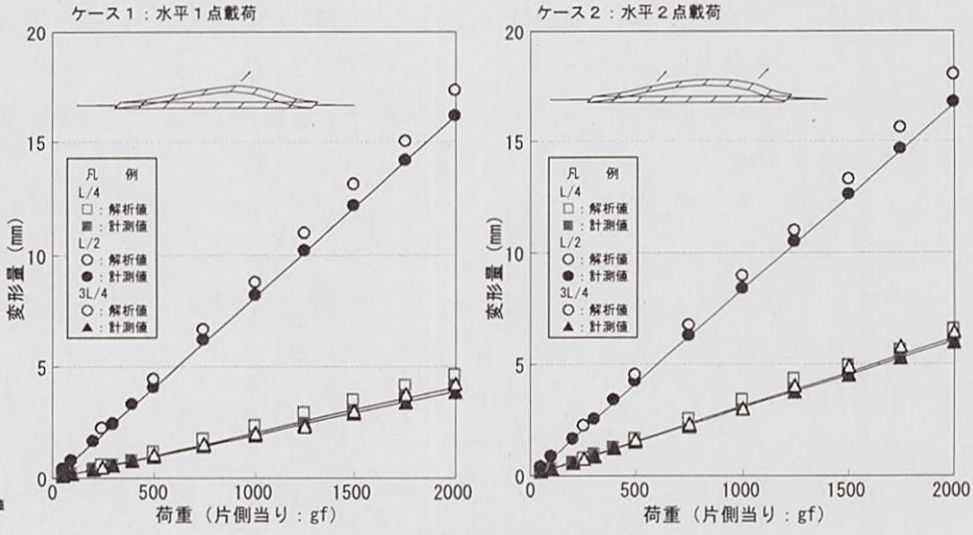


図-7 実験計測と解析結果

4．耐風性検証予備実験

4．1　静的空気力測定試験

橋梁全体系としての風荷重による静的変形特性を解析的に評価する場合、補剛桁断面の静的 3 分力特性が必要となることから、想定した断面形状に対する静的 3 分力試験を実施した。図-8 に代表的な静的 3 分力曲線（風速 10m/s、二箱桁は開口部 7m）を示す。ここでの係数は下式により定義した。

$$C_D = \frac{D_S}{\frac{1}{2}\rho V^2 A_n}, \quad C_L = \frac{L_S}{\frac{1}{2}\rho V^2 B}, \quad C_M = \frac{M_S}{\frac{1}{2}\rho V^2 B^2}$$

ここに、

C_D, C_L, C_M ：抗力係数、揚力係数、空力モーメント係数
D_S, L_S, M_S ：抗力、揚力、空力モーメント
ρ ：空気密度　　A_N ：投影面積
V ：風速　　B ：桁幅

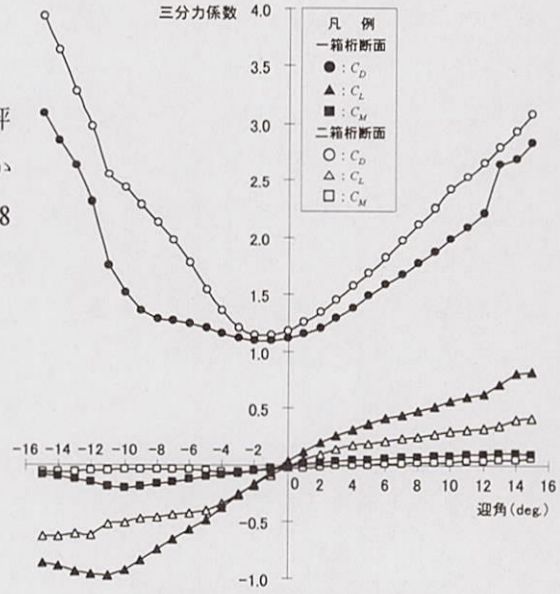


図-8 静的三分力曲線

4．2　動的空気力測定試験

振動特性を解析的に評価する場合、補剛桁断面の非定常空気力特性が必要となることから、想定した断面形状に対する非定常空気力計測ならびにバネ支持試験を実施した。断面は 3 分力試験と同形状であり、維持管理に不利となるガイドベーンを取り外し、桁先端のフェアリング形状と桁間隔を数種変化させて試験を行い、最も特性が優れる断面を採用した。図-9 にフラッター限界風速を示す。迎角+3°の空力特性が特に優れるため、斜張吊橋特有の補剛桁の頭上げに極めて有効である結果が得られた。

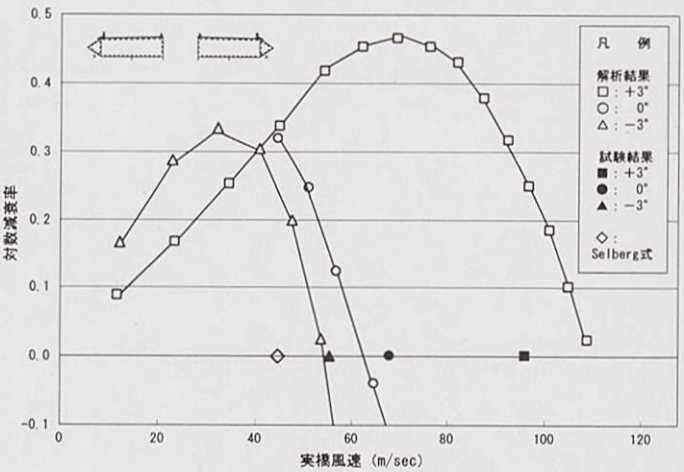


図-9 フラッター限界風速

5．あとがき

斜張吊橋は、超長大化に伴うケーブル張力増大の軽減、補剛桁の効率化、基礎構造の小規模化を可能とすることから、海峡横断道路プロジェクト橋梁への適用可能性を示唆し得る構造である。本研究で行った試設計ならびに各種試験結果が、今後予定される全橋風洞模型試験や 3 次元マルチ連成フラッター解析等の一助となれば幸いである。

6．謝　辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂いた橋梁構造チームの村越上席研究員、麓主任研究員、ならびに橋梁構造チームの皆様に深く感謝の意を表します。

所属　大日本コンサルタント㈱

＜参考文献＞

1）土木研究所：耐風性および経済性に優れた超長大橋の開発に関する共同研究報告書（その 3），共同研究報告書，1998.3
2）野村・中崎・吉村・前田・成田：斜張吊橋の構造特性に関する基礎的研究，構造工学論文集 Vol.40A，1994.3
3）本州四国連絡橋公団：上部構造設計基準・同解説，1989.4　／明石海峡大橋耐風設計要領・同解説，1990.2

浮体橋設計技術の開発に関する研究（その２）

（指導期間　平成 14 年 4 月～平成 14 年 6 月）

チーム名　橋梁構造チーム
氏　　名　山　森　誠　史

１．まえがき

海に囲まれ多数の島嶼部を有する我が国は、海により隔てられた地域が多く存在しており、これらの地域の連携と交流を促進するために橋梁等の地域間を連絡する手段の整備が必要である。この海上を横断する手段(構造物)の実現には大幅なコスト縮減を可能とする新たな技術開発が必要であることから、新道路技術五ヵ年計画の中で「地域の連携と交流を促進する新交通軸形成技術」の開発を実施し、新たな海峡横断構造物として浮体橋やトンネル等を対象にした技術調査 1)が行われている。

２．研究目的

新たな海峡横断構造物として取り上げられている浮体橋は、水の浮力を利用することにより下部構造を省略できることから大幅な経済化が期待できる構造であり、諸外国の比較的静穏な地域では既に実績のある構造である。しかし、国内では大阪において１橋の建設が進められた以外に実績はなく、浮体橋の設計方法は現時点において整備されていない状況である。このような背景のもと本研究では、浮体橋の設計方法を開発することを最終目的に、事例調査や動揺特性の把握等を通して、浮体橋の実現可能性に関する検討および技術的課題の整理を行う。図-1 に本研究の実施フローを示すが、今年度(H14 年度)は前年度の検討結果を受けて、③以降の検討を実施する。

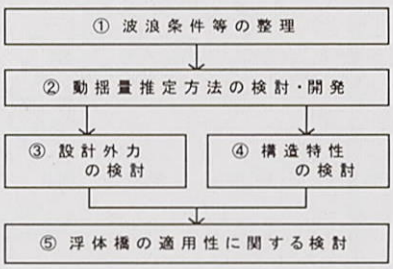


図-1 研究の実施フロー

３．研究方法

３．１ 動揺量推定手法の開発

浮体橋の動揺量推定手法として、前年度に開発した周波数応答解析プログラムの開発に引き続き、図-2 の開発フローに沿って、係留系の非線形性等を考慮した非線形時刻歴応答解析プログラムの開発を実施した。

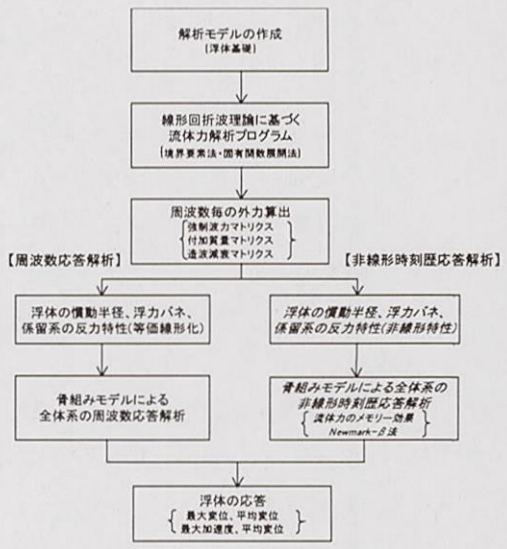


図-2 動揺量推定手法の開発フロー

３．２ 浮体橋の適用性に関する検討

将来の技術基準である性能規定型設計の観点から浮体橋の適用性を明らかにするためには、浮体橋の動揺特性や経済性等を要求性能として把握する必要がある。そこで、これら要求性能を把握することを目的とし、①本研究で開発した動揺量推定プログラムによる動揺検討、②従来橋との工費を概略比較することによる

経済性検討、③動揺量に対する係留方法の適用性検討を実施した。

4．研究結果

4．1 動揺量推定手法の開発

浮体橋の波浪応答解析を行う際に係留系の非線形復元力特性を正確に考慮するためには、時刻歴応答解析を用いる必要がある。そこで、周波数依存性を有するラディエーション流体力に関するメモリー影響を考慮した非線形運動方程式に基づき、浮体橋の時刻歴応答シミュレーションを行うプログラムとカテナリー係留における係留特性算出プログラム [2]を開発した。当プログラムは下記の非線形運動方程式にモード法を適用し、Newmark-β法(β=0.25)を組み合わせて時刻歴応答解析を行う。

$$\sum_{j=1}^{N}\left[\left\{m_{ij}+\mu_{ij}(\infty)\right\}\ddot{x}_j+B_{ij}\dot{x}_j+\int_0^t L_{ij}(\tau)\dot{x}_j(t-\tau)d\tau+C_{ij}x_j\right]+G_i(x_j)=F_j(t)$$

$$(i = 1,2,\ldots,\ N)$$

x_{ij}：接点変位，m_{ij}：質量、慣性モーメント，$\mu_{ij}(\infty)$：周波数無限大時の付加質量，
B_{ij}：線形減衰係数，$L_{ij}(\tau)$：メモリー影響関数，C_{ij}：静的復元力係数，$G_{ij}(x_j)$：非線形係留力
$F_i(t)$：外力，N：総自由度数

4．2 浮体橋の適用性に関する検討

4．2．1 動揺に着目した検討

（1）入力波浪条件の設定

まずここでは、前年度で開発した周波数応答解析プログラムを用いた検討を行い、標準的な形式の浮体橋に対して適用できる入力波浪条件(有義波 $H_{1/3}$，$T_{1/3}$)を把握する。検討の対象とする浮体橋モデルは支間を 35m+9@100m+35m、浮体基礎を分離型ポンツーン、係留システムをフェンダーおよびチェーン係留(カテナリ特性を等価線形バネとして評価)とし、このモデルに $H_{1/3}$=2.0～3.0m と $T_{1/3}$=4.0～5.0sec を組合せた有義波を入力した。なお、着目した動揺モードは、浮体橋の安定に影響を及ぼす Sway（橋軸直角方向の左右揺れ）とする。検討結果は、有義波高 $H_{1/3}$ が規則波応答に対して支配的であること、またこの浮体橋自体の卓越周期が $T_{1/3}$= 6.2sec 程度であることから、波高が小さくかつ周期が 6.2sec から離れる有義波が有利となる。さらに、この結果に対して使用限界相当の許容加速度値であるノルウェー基準(水平方向 0.6m/s²)を適用した場合には、有義波 $H_{1/3}$=2.0m，$T_{1/3}$=4.0sec が当基準を満足することから、この値を標準的な形式の浮体橋に対して適用できる入力波浪条件とみなす。(図-3)

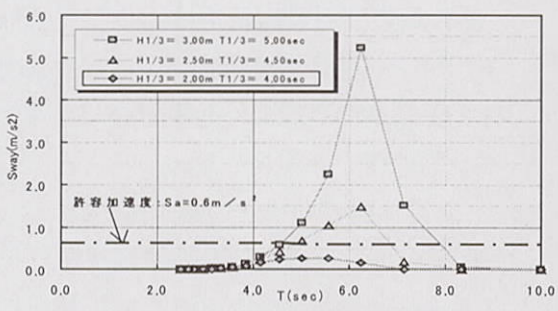


図-3 波浪応答の検討結果
(Sway：橋軸直角方向の左右揺れ)

（2）日本沿岸部における浮体橋の適用可能地域

次に、(1)の結果を受けて日本沿岸部(図-4)における浮体橋の適用可能地域を探るが、当検討は有義波高の出現確率に着目した方法を基本にして行う。この方法は、使用限界相当における有義波高($H_{1/3}$=0～2m)の出現確率が、便宜的に設定した出現確率 97.5%以上 [2]を満足する観測地点を選定する。すなわち、浮体橋の稼

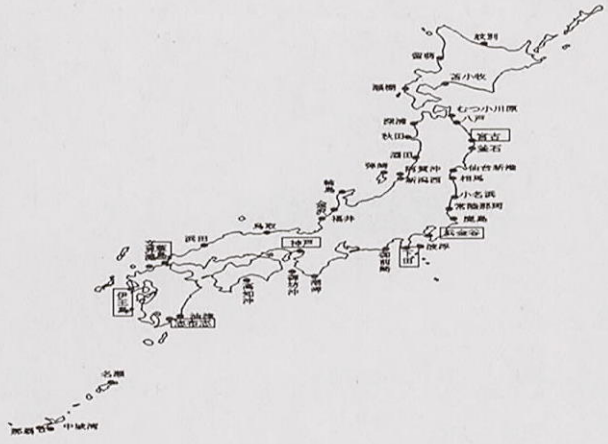


図-4 日本沿岸部の波浪観測地点

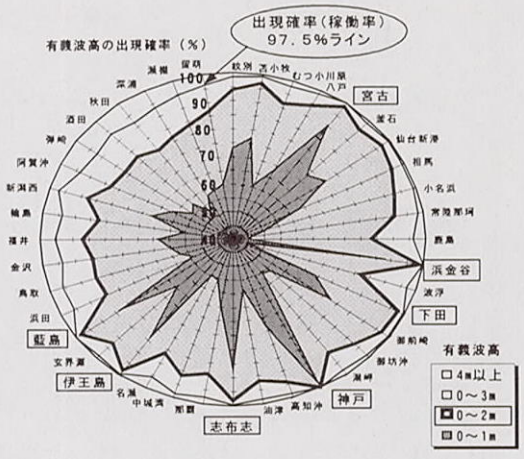


図-5 有義波高の出現確率

働率が 97.5%以上確保できる観測地点を選定することを考える。この方法をもとに検討を行うと、神戸をはじめとした宮古、浜金屋、下田、志布志、伊王島、藍島などの 7 地点が選定され、主に太平洋および瀬戸内地域で浮体橋の適用性が高いことを確認できた(図-5)。

4．2．2 経済性に着目した検討

（1）係留方法

係留方法に着目した検討は、水深 30m 程度、延長 1km、浮体橋を支間 100m の連続桁橋、従来橋を支間 500m の斜張橋と想定した。まず、有義波高が $H_{1/3}$=1m 程度の場合に適用されるチェーン係留を想定し、この条件をもとで従来橋に対する浮体橋の工費を試算すると約半分の工費になる結果が得られた。一方、有義波高が $H_{1/3}$=3m 程度の場合には、水平抵抗力の大きいテンションレグ係留の適用を想定し、この条件をもとで従来橋に対する浮体橋の工費を試算すると、約 60%程度の工費となる結果が得られた。

（2）水深

水深に着目した検討は、延長 1km、支間 100m の連続桁橋、水深 20m～40m、また一般的な港湾地域の地盤を想定した。この条件をもとに検討した結果を図-7 に示すが、概ね水深 20m 以上で浮体橋の経済的メリットが得られ、神戸港の水深が約 15m、東京湾の水深が約 20m であることを勘案すると経済的側面からも日本での適用性が確認できた。

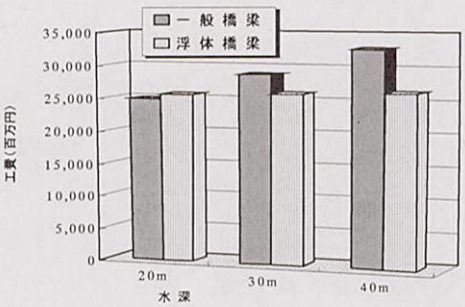
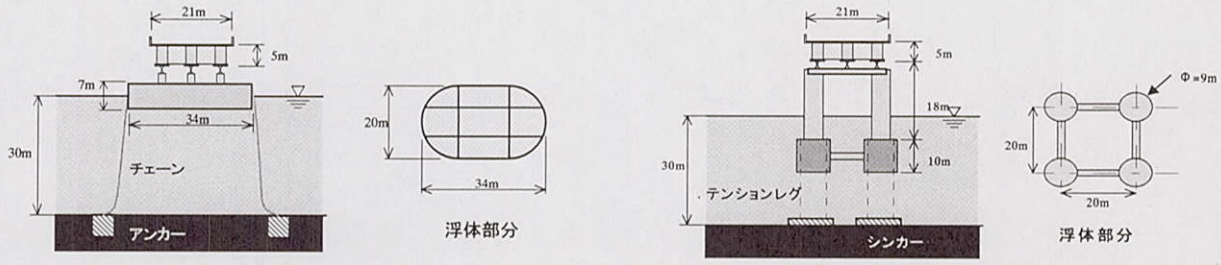


図-7 水深と工費の関係

4．2．3 係留方法に着目した検討

浮体橋の構造特性を把握する一環として、有義波高と係留方法との関係について検討を行う。浮体橋に作用する水平方向の荷重に対して抵抗する標準的な係留方法としては、図-8 に示す(a)チェーン係留、(b)テンションレグ係留が考えられ、この 2 つの係留方法に対して有義波高をパラメータとした動揺解析を行い、係留方法の特性を把握する。なお、当検討は橋梁の連続化は考慮せず浮体を取り出す形で行い、応答値は Sway(左右揺れ)に着目した。また、動揺に関する照査は、他の動揺検討と同様にノルウェー基準(許容値)を適用する。この条件をもとに検討を行うと、チェーン係留の場



(a) チェーン係留　　(b) テンションレグ係留

図-8 係留形式の概要図

合で波高が約 1m、テンションレグ係留の場合では波高が約 3m まで許容値を満足する結果が得られ、有義波高と係留方法との関係について概ねの特性が把握できた。

5．結　論

5．1 検討結果の概要

新たな海上横断構造物の対象として浮体橋に関する各種検討を行った結果、技術的課題は残るものの我が国においても浮体橋の適用性が高いことが明らかとなった。以下に検討結果の概要を示す。

(1) 動揺安定性の使用限界の要求性能を満たすという観点より、主に太平洋および瀬戸内地域で浮体橋の適用性が期待できる結果を得た。

(2) 浮体橋と従来橋との経済比較から、浮体橋の工費はチェーン係留を用いた場合で従来橋の約半分、テンションレグ係留の場合では約 60%となる。また、概ね水深 40m 以上の条件で浮体橋が経済的に有利になることが確認できた。

(3) 動揺量に対する各係留方法の検討から、チェーン係留を用いた場合では約 1m、またテンションレグ係留の場合では約 3m の有義波高を許容できる結果を得た。

(4) 浮体橋の動揺量推定手法として、係留の非線形特性と流体力のメモリー効果を考慮した非線形時刻歴応答解析プログラムを開発した。

5．2 今後の技術的課題

今回の検討は性能規定のうち動揺の使用限界に着目した検討を実施したが、今後は終局限界やその他の要求性能も含めた性能規定型の設計法で浮体橋の設計体系を整備し、さらに動揺に関してもより精度を向上させるため以下に示す検討を実施して行く予定である。

(1) 合理的な設計外力の設定

(2) 許容値の設定

(3) 合理的な係留方法の開発

6．謝　辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂いた橋梁構造チームの村越上席研究員、麓主任研究員、ならびに橋梁構造チームの皆様に深く感謝の意を表します。

所属　日本技術開発㈱

＜参考文献＞

1) 建設省：次世代海上横断構造物の建設技術の開発　報告書 平成 12 年 3 月
2) 渡邊英一，宇都宮智昭，吉沢直，平原伸幸，麓興一郎：メモリー効果を考慮した浮体の時刻歴波浪応答解析，構造工学論文集 Vol.48A　2002 年 3 月
3) 永井紀彦，菅原一晃，橋本典明：全国港湾海洋波浪観測 20 か年統計(1970-1989)，港湾技研資料　NO.744　Mar.1993
4) (社)日本港湾協会：港湾の施設の技術上の基準・同解説 1999

浮体橋設計技術の開発に関する研究（その３）

（指導期間　平成 14 年 7 月～平成 15 年 3 月）

研究室名　　橋梁構造チーム
氏　　名　　林　　雄　一

１．まえがき

浮体橋は、水の浮力を利用することで基礎構造を省力することが可能であり、コスト縮減の観点から次世代の海上を横断する構造物として大きく期待されている。しかしながら、国内においてはその実績が少なく確立した設計手法が無いのが現状である。また、波浪条件の厳しい我が国においては浮体橋の適用性の可否が問題となっている。

２．研究目的

本研究は、我が国における浮体橋の適用可能性を確認した上で、浮体橋の設計手法を開発することを目的とし、以下の課題に対して研究を行うものである。

①浮体橋の設計において最も重要となる動揺量推定手法の開発
②我が国における浮体橋の適用可能性の評価
③浮体橋の設計ガイドラインの策定

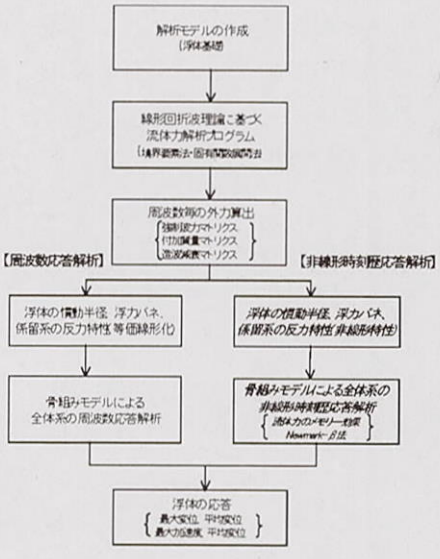
３．研究方法

３．１　動揺量推定手法の開発

浮体橋の動揺量推定手法について、前年度では周波数応答解析プログラムを開発した。本年度では、図－1 に示す開発フローにしたがって、流体力の周波数依存性や係留系の非線形復元力特性を考慮した非線形時刻歴応答解析プログラムの開発を行う。

３．２　適用可能性の検討

開発した動揺推定プログラムを用いて、我が国における浮体橋の適用可能性について検討を行う。適用可能性は、車両の走行安定性に主眼を置いた動揺量に着目した検討、および従来橋梁との経済性に着目した検討を行う。



図－1　動揺量推定フロー

３．３　性能照査型設計指針の策定

既往の性能照査型の各種設計基準[1)~3)]を参考に、浮体橋の性能照査型設計ガイドラインを策定する。策定にあたっては、浮体橋の特有の挙動である動揺にしぼって、「耐動揺編」としてとりまとめる。

４．研究結果

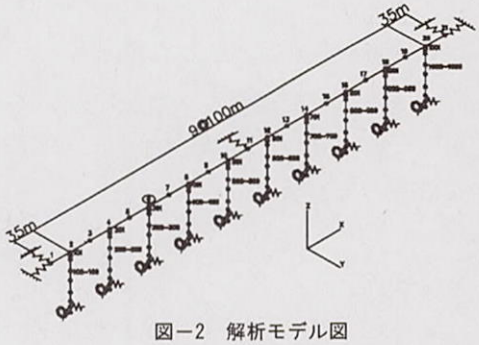
４．１　動揺量推定手法の開発

前年度に開発した周波数応答解析プログラムは、係留系の非線形復元力特性が考慮できない。精度の

高い動揺量を推定するためには係留系の非線形特性を考慮する必要がある。そこで、これを考慮することが可能な時刻歴応答解析プログラムを開発した。当プログラムは、周波数依存性を有するラディエーション流体力に関するメモリー影響と、係留系の非線形復元力特性を考慮した非線形運動方程式（式(1)）をNewmark－β法と組み合わせてモード法により解析するものである。なお、モード法は解析時間の短縮化をはかるために採用した。

$$\sum_{j=1}^{N}\left[\{m_{ij}+a_{ij}(\infty)\}\ddot{x}_j+B_{ij}\dot{x}_j+C_{ij}x_j\right]+G_i(x_i)=F_i(t)-\sum_{j=1}^{N}\int_0^t L_{ij}(\tau)\dot{x}_j(t-\tau)d\tau \cdots\cdots\cdots\cdots \text{式(1)}$$

$x_i, \dot{x}_i, \ddot{x}_i$ ：節点変位、速度、加速度ベクトル
m_{ij} ：質量マトリックス（浮体部＋上部工）
$a_{ij}(\infty)$ ：周波数無限大時の付加質量マトリックス
B_{ij} ：線形減衰マトリックス（上部工＋係留系）
C_{ij} ：剛性マトリックス（浮体復元力バネ＋上部工＋線形係留系
$G_i(x_i)$ ：非線形係留力ベクトル（非線形バネ）
$F_i(t)$ ：強制外力ベクトルの時系列
$L_{ij}(\tau)$ ：メモリー影響関数



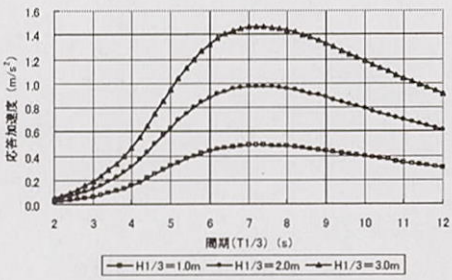
図－2　解析モデル図

4．2　適用可能性の検討

4．2．1　動揺量に着目した検討

（1）浮体橋が適用可能な有義波の検討

我が国において浮体橋の適用可能性が高い地域を絞り込み、非線形時刻歴応答解析により適用性の評価を行う。これに先立ち、浮体橋の適用性が高い波浪条件を（有義波 $T_{1/3}$、$H_{1/3}$）を把握する。検討の対象とした浮体橋モデルを図－2に示す。本橋は、浮体基礎を分離型ポンツーン、係留システムをチェーン係留およびフェンダー係留とした構造である。このモデルに対して、有義波諸元（$T_{1/3}$、$H_{1/3}$）をパラメータとした周波数応答解析を実施した。その結果を、図－3に示した。同図は、桁の水平方向支間中央位置（フェンダー間中央位置である節点6）でのSway（橋軸直角方向の左右揺れ）の応答加速度を示している。本橋の水平一次モード（橋全体の水平モード）は10.3秒、桁の水平一次モードは6.8秒である（図－4）。節点6の応答加速度のピークは、有義波高によらず桁の水平モードの固有周期にほぼ一致している。車両の走行安定性に着目した応答加速度の許容値としてノルウェーの基準（0.6m/s²）があり、ここではこれを適用する。図－3から、応答加速度の許容値を満足する有義波の限界は、（$H_{1/3}$＝2.0m、$T_{1/3}$＝5.0）、（H1/3＝3.0m、T1/3＝4.0）であることが確認できた。



図－3　波周期と応答加速度の関係（節点6）



図－4　固有モード図

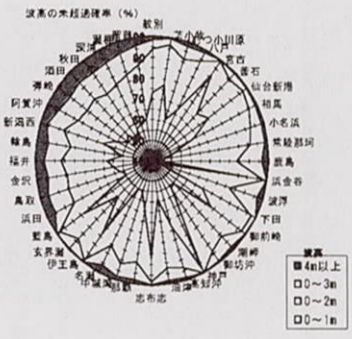
（2）日本沿岸部における適用可能地域の選定（一次選定）

（1）の結果を踏まえ、日本沿岸部における波浪観測データから、浮体橋の適用性が高い地域を絞り込む。図－5には港湾技研資料[4]からまとめた観測波高の出現率を表している。一方、本検討で想定し

ている波浪は供用時波と定義できる。そこで、車両の交通規制風速を v=23m/s に設定し、気象庁の風速観測データ[5]から v>23m/s となる日数を算出した。その結果、平均で年間 9 日、年間日数比 2% の頻度で暴風（v>23m/s）となった。そこで、（1）で設定した有義波が出現率 98%（=100−2）以上となる観測地点を選定する。その結果、（1）で設定した有義波を満足する観測地は、図−6 に示す 7 地域となり、主に太平洋沿岸および瀬戸内海で適用性が高いことが確認できた。

（3）日本沿岸部における適用可能地域の選定（二次選定）

（2）の検討で選定された 7 地点に対して、非線形時刻歴応答解析による適用性の検討を行う。適用性の評価は、（2）と同様に節点 6（上部構造フェンダー間中央位置）の応答加速度による。図−7 は、浜金谷における節点 6 の応答加速度の時刻歴を、図−8 は節点 6 および節点 308（ポンツーン位置）における応答変位の時刻歴をそれぞれ示す。図−8 から、上部構造は桁の固有周期（6.8 秒）で振動しているのに対し、ポンツーンは有義波の周期（$T_{1/3}$=5.03 秒）で振動しているのが確認できる。解析の結果を表−1 に示した。同表から、7 地点ともに節点 6 の応答加速度が許容値（0.6m/s^2）を満足し適用性を有することが確認できた。

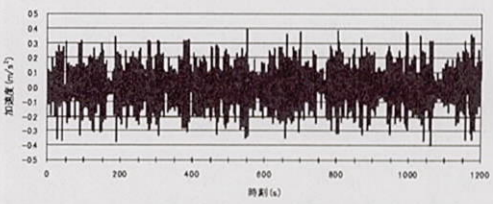




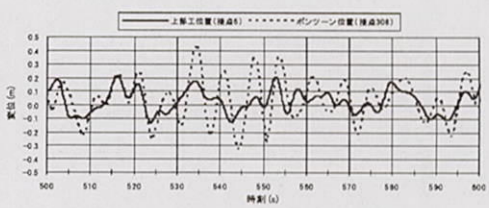
図−6　適用可能地域（一次選定）

（4）構造形式の変更による応答値の低減効果の検討

ここでは、構造形式の部分的な変更により応答値の低減効果について検討を実施する。（1）で示したモデルを基本（ケース 1）とし、これに対して反力分散支承を採用したケース（ケース 2）、およびチェーン係留の代わりにドルフィン係留を採用したケース（ケース 3）について、上部構造の応答加速度に着目した検討を行う。検討は、周波数応答解析により桁（節点 6）の応答加速度を比較することで行う。解析の結果を図−9 に示す。図−10 には、ケース 2 における主要なモード図を示す。これから、ケース 2 のピークは、桁の水平モードの固有周期に一致していることがわかる。なお、ケース 3 においてもそのピークは、桁の水平モードの固有周期に一致していた。応答のピーク値は、桁の水平モードの固有周期が、橋全体の水平モードの固有周期に近い順に大きくなっている。以上から、構造の部分的な変更により、有義周期によらず応答値を低減することが可能であることが確認できた。



図−7　応答加速度（浜金谷、節点 6）



図−8　応答変位（浜金谷）

表−1　時刻歴応答解析結果

観測地	応答値	有義波	
		波高(m)	周期(s)
宮古	0.196	1.60	4.88
浜金谷	0.229	1.70	5.03
下田	0.567	2.00	5.46
神戸	0.049	0.90	3.66
志布志	0.410	1.90	5.32
伊王島	0.410	1.90	5.32
藍島	0.410	1.90	5.32

注1）応答値の単位は、m/s^2
注2）許容値は、0.6m/s^2

4．2．2　経済性に着目した検討

浮体橋と従来橋との概算工費の比較検討を実施し、経済性の観点から適用性の評価を行う。比較検討を行う橋梁は、表−2

に示すとおりである。検討では、3 ケースの水深（20、40、60m）を設定し検討する。経済性の比較を行った結果を図－11 に示す。同図から水深 20m 以上の地域において、従来橋に比べ浮体橋が経済的となりコスト縮減の可能性があることが確認できた。

4．3　性能照査型設計指針の策定

浮体橋の基本性能と限界状態の関係を整理した結果を表－3 に示す。各限界状態に対応して、浮体橋の性能を 3 段階に分け（耐動揺性能Ⅰ、Ⅱ、Ⅲ）、各段階で浮体橋が保有すべき性能について整理し、浮体橋の性能照査型設計ガイドライン〔耐動揺編〕を策定した。なお、ガイドラインの詳細は「土木研究所資料」を参照。

5．結　論

以上の検討で得られた主な成果を以下に示す。

① 精度の高い動揺量推定手法として係留系の非線形復元力特性と、周波数依存性を有する流体力を考慮した時刻歴解析プログラムを開発した。

② 太平洋沿岸および瀬戸内海において、浮体橋の適用性が高いことを示した。

③ 水深が 20m 以上となる箇所では、従来橋と比べ経済的となる可能性があることを示した。

④ 部分的な構造の変更により応答値を低減することで比較的波浪条件の厳しい箇所においても適用の可能性があることを示した。

⑤ 性能規定に対応した設計ガイドラインを策定した。

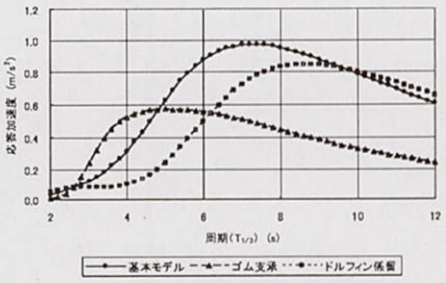
6．謝　辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導、ご協力を頂いた橋梁構造チームの村越上席研究員、麓主任研究員、ならびに橋梁構造チームの皆様に深く感謝の意を表します。

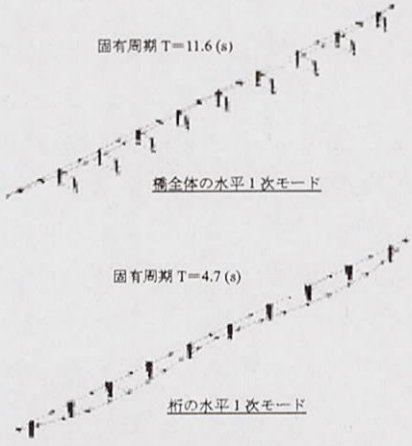
所属　日本技術開発㈱

＜参考文献＞

1）(社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説　平成 14 年
2）(社)土木学会:【2002 年制定】コンクリート標準示方書　構造性能照査編
3）(社)日本鋼構造協会：土木鋼構造物の性能設計ガイドライン　平成 13 年
4）永井紀彦、菅原一晃、橋本典明：全国港湾波浪観測 20 か年統計（1970-1989）、港湾技研資料　No744　Mar.1993
5）気象庁：気象庁電子閲覧室（http://www.data.kishou.go.jp/）



図－9　応答加速度の比較

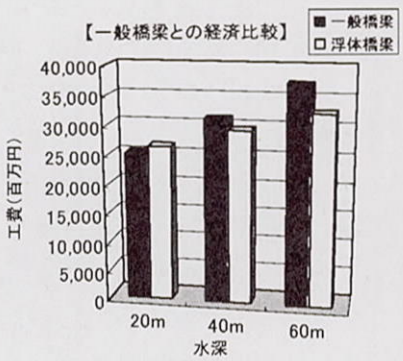


図－10　固有モード図（ケース２）

表－2　従来橋と浮体橋の橋梁諸元

	浮体橋	従来橋
上部工形式	9径間連続鋼床版箱桁橋	9径間連続鋼床版箱桁橋
下部工形式	鋼製ラーメン橋脚 (h=20m)	鋼製ラーメン橋脚 (h=45、65、85m) *
基礎工形式	—	鋼管矢板基礎
係留形式	カテナリー係留 ＋フェンダー係留	—

＊ 水深に応じて橋脚高が変わる



図－11　経済性の比較

表－3　浮体橋の基本性能と限界状態の関係

基本性能 ＼ 限界状態（要求性能）		使用限界 耐動揺性能Ⅰ	修復限界 耐動揺性能Ⅱ	終局限界 耐動揺性能Ⅲ
安全性		○	○	○
使用性	走行安定性	○		
	供用性	○		
	修復性		○	

水中基礎に作用するサクションに関する研究

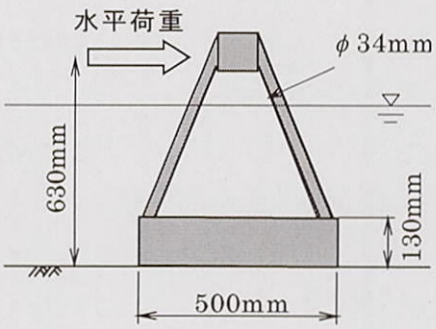
（指導期間　平成14年4月～平成15年3月）

チーム名　基礎チーム
氏　　名　喜多直之

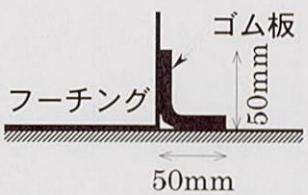
1. まえがき

現在検討が進められている新交通軸の一部を形成する超長大橋の建設に関する技術検討の中で，大水深基礎の建設技術が課題の一つに挙げられており，大水深下における基礎の設計・施工技術の合理化が不可欠となっている。これまでにも各機関によっていくつかの提案がなされ，実用段階に近づいているものもある。その一例として「スカート・サクション基礎」が挙げられる。これは、底版から下方に筒状のスカートを設けた構造からなるもので，スカート内の水をポンプで排水することにより外部（静水圧）との水圧差をつけ，生じたサクション力を利用して，海底地盤への貫入性を高める基礎形式である。海底地盤の掘削や地盤改良が不要であるなどの利点があり，架橋条件によっては有望と考えられる。

今回，橋梁基礎構造物における設計法の合理化を図る１つの方法として，水中に構築された直接基礎が地震によって浮上る場合に基礎底面下の隙間体積が増加したときに生じる水圧低下に起因して基礎底面に作用するサクション力に着目した。これまで行われてきた長大橋基礎の設計では，大規模地震時に基礎の浮上りを考慮しているが，その際，基礎底面に作用すると思われるサクション力は無視している。瞬間的な基礎の浮き上がりは，水深に相当する水圧を解放し，さらに負圧を生じさせるものと考えられる。大水深基礎においては，これらの作用が基礎の動的応答に大きく影響すると予想され，また，サクション効果を基礎の安定に有効に活用できる可能性がある。



図－1 基礎模型



図－2 止水ゴム

2. 研究目的

本研究は，室内模型実験によって基礎底面下への水の回り込みと浮上り抵抗の関係を調べることを目的とする。

3. 実験方法

L1700mm x B800mm x H700mm の水槽内に厚さ約200mm の地盤を作成した。本報告で対象とする地盤は，コンクリートブロック表面に硬度 40 のゴム板を接着した不透水性地盤を想定している。基礎模型は，図－1 に示すように L500mm x B400mm x H130mm のフーチングおよびφ34mm のパイプをトラス状に組んだ橋脚からなる構造とした。フーチング下面に

表－1 実験ケース

ケース	載荷速度	止水構造	水深
C11	0.2rad/sec	なし	250mm
C15	0.05rad/sec		500mm
C16	0.1rad/sec		
C17	0.2rad/sec		
C35	0.05rad/sec	止水ゴム	
C36	0.2rad/sec		
C38	0.2rad/sec		250mm

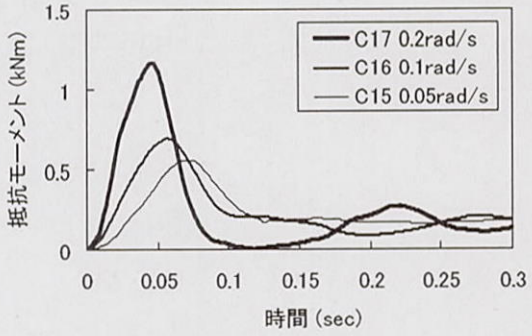
は水圧計を取り付けている。水槽内に注水した状態で基礎模型を設置し，脚頭部に変位制御による水平荷重を載荷して基礎の浮上りによって生じるサクションの影響を調べた。計測項目は，荷重，鉛直変位2ヶ所，載荷点の水平変位，フーチング下面の水圧10ヶ所とした。

実験ケースを表−1 に示す。パラメータは載荷速度(フーチング下面に対する載荷点の角速度)，止水構造，水深である。ここで，止水ゴムとは，基礎が浮上ったときにフーチング下面に生じる隙間に水が回り込むのを防止するためにフーチング下端周囲に取り付けたゴム板である(図−2 参照)。

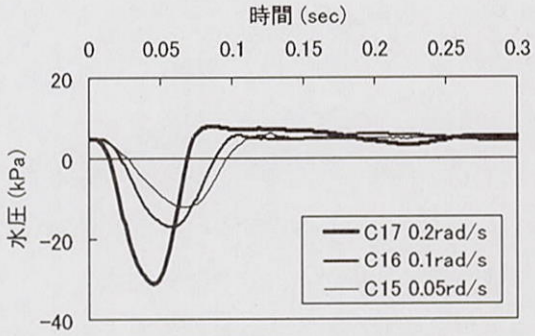
4. 実験結果

4.1 基礎底面下への水の回り込みと浮上り抵抗

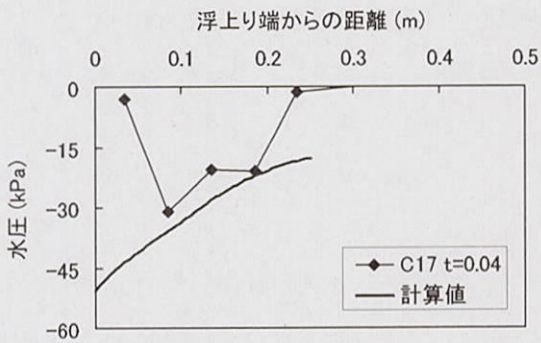
角速度が異なる C15〜C17 の抵抗モーメント(水平荷重にフーチング下面から載荷点までの高さ 630mm を乗じた値)の時刻歴を図−3 に示す。抵抗モーメントのピーク値は角速度の大きさに依存していることがわかる。この傾向を基礎底面下の水の動きから考える。図−4 に示した浮上り端から 85mm の位置における水圧の時刻歴を見ると，角速度が大きいほど水圧のピーク値(負圧)も大きくなっている。また，その値が-10〜-30kPa であることから，基礎底面下は真空状態ではなく水が充満されていると思われる。そこで，C17 の時刻 t=0.04sec における基礎底面の載荷方向の水圧分布（基礎中心線位置）を図−5 に示す。水圧の値は大気圧を基準としている。発生した負圧が小さい浮上り端部を除いて，基礎の浮上り端から接地端側に向けて負圧は三角形に近い分布となっている。図中の計算値とは，角速度と浮上りによって生じた基礎底面下の隙間の形状から想定される流入水の流速分布を用いて，ナビア･ストークスの運動方程式による2次元問題として導いた水圧の分布であり，この推定方法では負圧が大きいことは流入速度が大きいことを意味している。水圧の計測値とこの計算値が比較的よく似た傾向となっていることから，基礎底面下の水圧変動は水の流入速度に依存していると考えることができる。以上のことから，



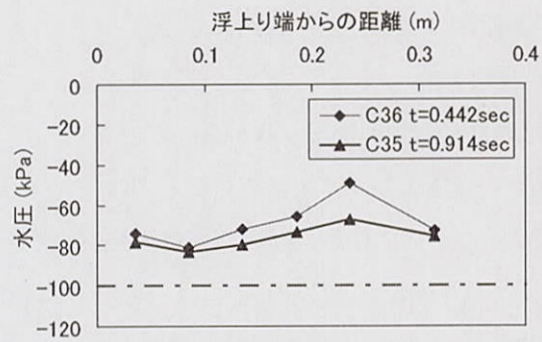
図−3 角速度の影響 (抵抗モーメント)



図−4 角速度の影響 (水圧)



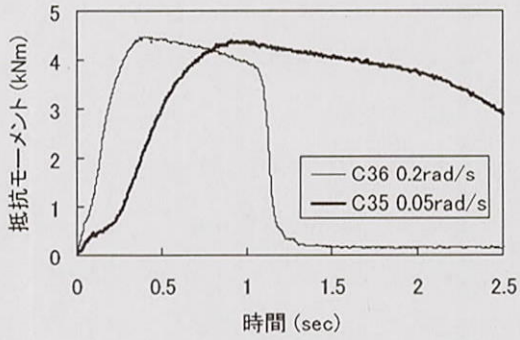
図−5 水圧分布 (C17 t=0.04sec)



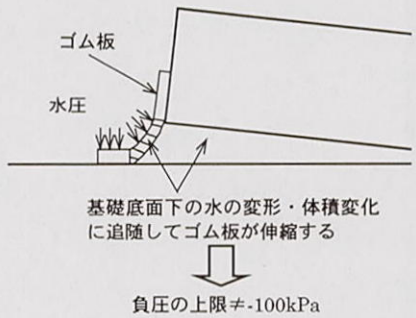
図−6 角速度の影響 (止水ゴムあり)

基礎底面下が水で充満されている場合には，基礎の角速度が大きいほど流入水の流速が大きいため，水圧変動量が大きく，抵抗モーメントも大きくなることが示された。

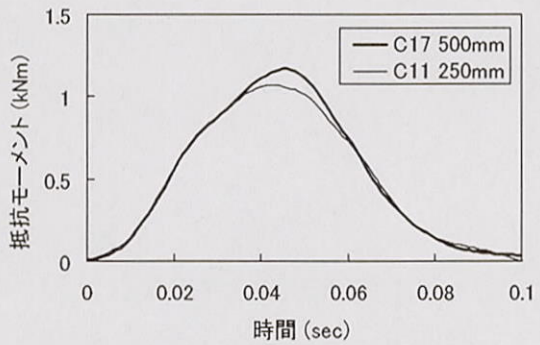
次に，基礎底面下への水の流入が遅れる場合を考える。図－6 にフーチング下端周囲にゴム板を取り付けた C35，C36 の抵抗モーメントの時刻歴を示す。これらのケースは止水ゴムにより水が遮断されていたケースであるが，角速度が大きく基礎底面下への水の流入が遅れる場合と同様の状態にあると言える。C35，C36 の抵抗モーメントは，図－3 に示した止水構造のないケースに比べるとかなり大きくなっている。ただし，この構造では完全な止水状態とはなっていないため，抵抗モーメントはピーク後に徐々に低下していくが，止水なしのケースとは異なり，抵抗モーメントが保持されることがわかる。なお，C36 の t=1.2sec 付近で急激に抵抗モーメントが低下しているのは，止水構造のゴム板が基礎底面下に巻き込まれて水が流入したためである。図－7 に示した，各ケースにおいて抵抗モーメントがピークに達した時点における基礎底面下の水圧分布を見



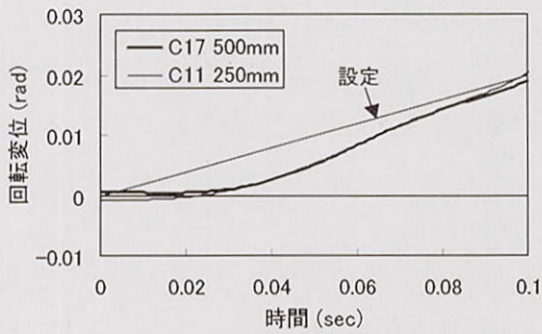
図－7 水圧分布 (止水ゴムあり)



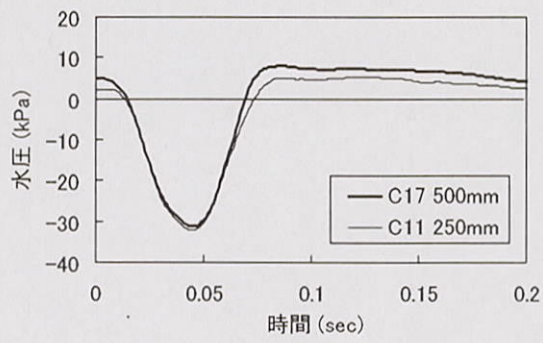
図—8 止水構造と負圧の上限



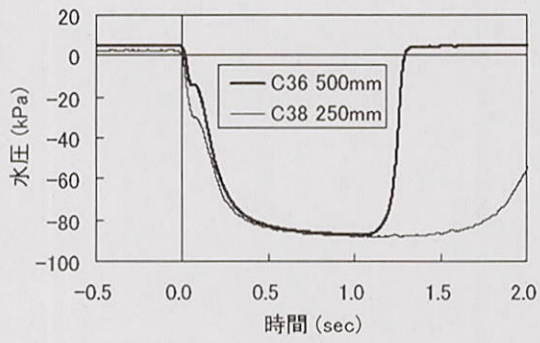
図－9 水深の影響



図－10 回転変位



図－11 水圧(止水ゴムなし)



図－12 水圧(止水ゴムあり)

ると，止水構造が剛な構造ではないため（図－8 参照），真空状態(約-100kPa)には至っていないが，角速度に関わらず，止水の効果によりいずれの計測点においても真空に近い負圧が発生しており，そのため大きな抵抗モーメントが発揮されていると言える。

4.2 水深の影響

水深の異なる C11，C17 の抵抗モーメントの時刻歴を図－9 に，基礎の回転変位の時刻歴を図－10 に示す。t =0.02sec までは回転変位がほとんど増加していないが，抵抗モーメントはこの時間帯においても増加している。これは，水の体積弾性係数が比較的大きな値($2.3\times10^3 N/mm^2$)であることから，微小時間に生じた基礎底面のごくわずかな浮上りにより，水および地盤の瞬間的な弾性変形に起因した水圧低下が起こったためであると考えられる。

抵抗モーメントのピーク値が水深の大きい C17 の方が大きくなっていることは，基礎底面下における水圧低下量の違いによるものと考えられる。図－11 に示した基礎浮上り端から 85mm の位置における両ケースの水圧の時刻歴から，上記の瞬間的な水圧低下によって，水深による初期の水圧差は低下が始まってからごく短時間に解消され，その後はほぼ同じ挙動となっていることがわかる。したがって，水深に相当する水圧差が図－9 における抵抗モーメントの差になっていると判断される。これは図－12 に示した止水構造のある C36，C38 においても同様である。

5. まとめ

不透水性の地盤条件において基礎の浮上り時におけるサクションに関する模型実験を行い，載荷速度，基礎底面下への水の流入過程，水深の影響を検討した。その結果，以下の点が明らかになった。

(1) 地震時の瞬間的な基礎の浮上りに対し，基礎底面下の隙間に水が流入して水が充満している場合には，基礎の浮上り抵抗は基礎の浮上り速度(基礎の回転による角速度)に依存し，水の流入が遅れて隙間が真空になる場合はサクションによる最大の浮上り抵抗が発揮される。

(2)水深が大きいほど大きなサクションが発揮される。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり，ご指導いただいた基礎チームの福井上席研究員，大塚主任研究員ならびに基礎チームの皆様に謝意を表します。

所　属　㈱大林組