

I S S N 0 3 8 6 - 5 8 7 8

土木研究所資料 第4270号

土木研究所資料

平成24年度交流研究員報告書概要版

平成25年10月

独立行政法人土木研究所

Copyright © (2013) 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。

平成24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24年度に受け入れた交流研究員51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、平成24年度

まえがき

独立行政法人土木研究所では、国内における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24年度は、年間を通じて、地方自治体、独立行政法人、公益法人及び民間企業から51名の研究者を受け入れました。受入れ期間中において、研究成果発表における入賞や技術士等の資格を取得する方々がおられましたことを考えますと、技術力向上という目的がある程度達成できたのではないかと思います。

また、交流研究員からは「基準改定作業に携わり、過去の経緯や基準としてあるべき姿（意図・目的）等に関する知識を得ることができ、非常に有益である」、「行政が抱える技術的な問題を解決し、国民の為となる最先端の研究に携わる事ができた」等の感想が寄せられております。他機関の研究者を受け入れることは、土木研究所としても現場や民間のニーズを直接把握することができ、より現場と密接した研究開発が行えると考えております。

本報告書は、平成24年度に受け入れた交流研究員51名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す。

独立行政法人土木研究所
理事長 魚本 健人

目 次

1. 構造用繊維強化プラスチックに関する研究	1
新材料チーム	永田 晃
2. 低環境負荷土木材料に関する研究	7
新材料チーム	新井田 良一
3. 非定常・電気泳動試験の塩化物イオンの浸透に関する実験的研究	11
基礎材料チーム	鈴木 聡
4. 打込み高さを大きくしたコンクリートの物性に与える検討	15
基礎材料チーム	渡邊 健治
5. 各種粗骨材を用いた舗装コンクリートの配合に関する検討	19
基礎材料チーム	勝畑 敏幸
6. ゆるみ岩盤の安定性解析モデル構築手法に関する研究	23
地質チーム	江口 貴弘
7. 道路斜面災害事例の教訓分析に関する研究	29
地質チーム	宮本 浩二
8. 細粒分を含む砂の液状化強度に関する研究	33
土質・振動チーム	鷺見 浩司
9. 河川堤防の信頼性向上に関する研究	37
土質・振動チーム	川井 正彦
10. 東日本大震災における堤体の液状化による河川堤防の被害事例解析	43
土質・振動チーム	脇中 康太
11. 大規模な土砂災害に対応した新しい災害応急復旧技術に関する研究	47
施工技術チーム	久保 哲也
12. 河道内樹林の効率的な管理に向けた伐採後の萌芽再生抑制方法に関する研究	51
河川生態チーム	田屋 祐樹
13. 中小河川における積み護岸の明度に対する定量的評価手法の確立	57
自然共生研究センター	櫻井 玄紀

14. テレメトリーを用いた濁度上昇に対するアユの忌避行動の解明	61	自然共生研究センター	加藤 康充
15. フィルダム設計・耐震性能照査の合理化・高度化に関する研究	65	水工構造物チーム	青井 克志
16. ロックフィルダム設計・耐震性能照査の合理化・高度化に関する研究	71	水工構造物チーム	吉田 諭司
17. ダムの長寿命化に関する研究～常時微動計測のダム健全性評価への利用～	75	水工構造物チーム	加嶋 武志
18. CSG の引張強度及び破壊特性に関する実験的検討	79	水工構造物チーム	小林 雅幸
19. 再開発重力式コンクリートダムの耐震性能照査技術に関する研究	83	水工構造物チーム	志田 孝之
20. 流水型ダム用ゲートの水理特性に関する研究	87	水理チーム	坂上 幸謙
21. 天然ダム侵食抑止対策工の水路実験	93	火山・土石流チーム	梶 昭仁
22. 桜島における短期的降灰量と土石流発生降雨量の関係	97	火山・土石流チーム	木佐 洋志
23. 航空レーザ計測データを用いた天然ダム堆積勾配に関する研究	101	火山・土石流チーム	秋山 怜子
24. 地下水や粘土鉱物が岩盤の比抵抗に与える影響に関する研究	105	火山・土石流チーム	一色 弘充
25. 紀伊山地における「深層崩壊の発生の恐れのある溪流抽出」の実態に関する研究	109	火山・土石流チーム	磯貝 尚弘
26. 土石流断面計測の精度向上に向けたセンサーの開発	113	火山・土石流チーム	能和 幸範
27. 河道閉塞の湛水に起因する土石流による被害範囲推定技術の高度化に関する研究	117	火山・土石流チーム	松澤 真

28. 地形特性が崩壊土砂の挙動に与える影響……………121
火山・土石流チーム 吉永 子規
29. 道路の崩落危険斜面における危機管理手法の研究ー流量指標を用いた土砂災害発生ポテンシャル評価の試みー……………125
地すべりチーム 坂野 弘太郎
30. 地すべりの3次元構造と地すべりの安定度の評価に関する研究……………129
地すべりチーム 樽角 晃
31. 流動化する地すべりのメカニズムに関する研究……………133
地すべりチーム 中野 英樹
32. 地震時における地すべり抑止工の効果に関する研究……………137
地すべりチーム 野田 稔久
33. 国川地すべりの発生と運動の特徴に関する研究……………141
雪崩・地すべり研究センター 畠田 和弘
34. コンクリート舗装の維持管理方法に関する調査研究……………147
舗装チーム 上田 宣人
35. 誤差特性を有する広域雨量分布観測データの洪水流出解析への利活用に関する研究……………151
水災害研究グループ 藤岡 奨
36. 短時間急激増水に対応できる洪水予測に関する研究……………157
水災害研究グループ 建部 祐哉
37. 杭の軸方向ばね定数 K_v の推定精度の向上に関する研究……………161
橋梁構造研究グループ 北浦 光章
38. 軸方向鉄筋のはらみ出し挙動に着目した変形能評価式のRCラーメン橋脚への適用性……………165
橋梁構造研究グループ 坂柳 皓文
39. 鋼箱形断面圧縮部材の耐荷力に関する検討……………171
橋梁構造研究グループ 有村 健太郎
40. 既製RC杭を有する道路橋基礎の動的解析による耐震性評価に関する検討……………175
橋梁構造研究グループ 安藤 滋芳

41. 道路橋桁端部における腐食対策に関する研究	181
	橋梁構造研究グループ 飯塚 拓英
42. 橋梁のリスク評価に関する研究	185
	橋梁構造研究グループ 関 慎一郎
43. コンクリート道路橋の部分係数設計法におけるウェブ圧壊耐力の検討	189
	橋梁構造研究グループ 高橋 敏樹
44. 甚大な損傷を受けた PC 橋の振動性状	193
	橋梁構造研究グループ 松沢 政和
45. 免震支承の履歴特性のモデル化の違いが地震応答に及ぼす影響に関する一検討	197
	橋梁構造研究グループ 横川 英彰
46. 軸方向ひびわれが生じたプレテンション PC 撤去桁の載荷試験	203
	橋梁構造研究グループ 青柳 聖
47. 鋼橋における部分係数設計法に関する検討	207
	橋梁構造研究グループ 赤松 伸祐
48. 地盤の変状の影響を受ける斜面上の基礎の安定性に関する試算検討	211
	橋梁構造研究グループ 遠藤 繁人
49. 長期間塩害環境下に曝された RC 橋脚の縁端拡幅部の耐荷特性に関する研究	215
	橋梁構造研究グループ 榎本 武雄
50. 津波によって橋に生じる作用に対する鋼製支承の抵抗特性に関する実験的検討	219
	橋梁構造研究グループ 炭村 透
51. アーチカルバートと橋台の地震時相互影響に関する検討	223
	橋梁構造研究グループ 藤原 慎八

構造用繊維強化プラスチックに関する研究

チーム名等 新材料チーム

氏 名 永 田 晃

1. まえがき

耐久性に優れ、高強度、軽量などの特長を有する繊維強化プラスチック (FRP) は、土木構造用材料としても近年実用化が進みつつある。FRP の効率的、効果的な活用をさらに進めるためには、以下のような課題について解決していく必要がある。①一般的な土木構造用 FRP 部材の厚さは、現在の JIS のプラスチックの引張試験方法で規定されている寸法を超える場合が多いため、JIS の試験方法をそのまま適用可能であるかを検討する必要がある。②FRP 部材の接合に、従来よりも簡易で合理的な方法を提案することにより、施工の簡略化や維持管理コスト削減が図れるものと期待される。③土木分野においても環境に配慮した資材の活用などの取り組みが進んでおり、土木用 FRP においても環境性能の向上の検討が必要と考えられる。

2. 研究項目

本研究では上述の課題をふまえ、以下の 3 項目について研究を行った。

- ① ガラス繊維強化プラスチック (GFRP) の引張特性に及ぼす板厚の影響に関する検討
- ② GFRP の蟻継ぎによる接合方法に関する検討
- ③ 天然繊維を用いたバイオマス FRP の引張特性に関する検討

3. GFRP の引張特性に及ぼす板厚の影響に関する検討

3.1 概 要

土木構造部材に用いられている FRP の厚さは、現在の JIS の引張試験方法⁽¹⁾⁽²⁾で規定されている厚さの適用範囲を超える場合が多く、規格外の試験片に対して適用可能であるかは定かではない。そこで、JIS 規格値内および JIS 規格値外の異なる板厚の GFRP を用いて引張特性の比較を行った。

3.2 実験方法

3.2.1 試験片

板厚の引張特性への影響を比較しやすくするため、本研究では単層あたり、すなわち補強材(平織クロス)1枚に対する板厚を全ての試験片において一定(0.8mm/層)となるよ

うに目標設定した。表-1に本研究に用いたFRPの目標板厚と積層数を示す。目標板厚は、JIS K 7164⁽¹⁾の規格値2~10mm内の2.4mm、8.0mm、規格値を超える12.0mm、16.0mmの4種類とした。マトリックスは不飽和ポリエステル樹脂、補強材は目付量800g/m²のガラス繊維平織クロスを使用し、ハンドレイアップ成形法によりおよそ500mm四方の平板を積層した。試験片は高速精密切断機を用い、積層板より幅25mm×長さ250mm(JIS K 7164⁽¹⁾のタイプ2)の寸法で切り出すことにより作製した。各板厚とも、積層板の縦方向(0°)、横方向(90°)にそれぞれ5本ずつ採取し試験に用いた。積層板の縦横方法は任意である。予備試験の結果、つかみ具からの試験片の滑りや、つかみ具内での試験片の破壊が見られなかったため、試験片にはタブを取り付けずに試験を行った。

表-1 板厚・積層数

目標板厚 (mm)	積層数 (層)
2.4	3
8.0	10
12.0	15
16.0	20

3.2.2 引張試験

引張特性の試験は、JIS K 7161⁽²⁾およびJIS K 7164⁽¹⁾に準拠した。試験機は100kN万能試験機を用いた。試験片片面の中央部に汎用箔ひずみゲージを1枚貼付し、試験片軸方向のひずみを計測した。試験速度は1.0mm/minとした。引張弾性率は、ひずみ $\varepsilon_1=0.0005$ 、 $\varepsilon_2=0.0025$ において測定された引張応力(MPa)をもとに、2点間の曲線の線形回帰により算出した。

3.2.3 ガラス繊維含有率の測定

各積層板のガラス繊維の体積含有率(V_f)は、JIS K 7052⁽³⁾の方法Aに準拠して求めた。各積層板より25mm四方の試験片を2個ずつ切り出し、マッフル炉で焼成する前後の試験片の質量変化から算定した。

3.3 試験結果

表-2にGFRP 試験片の各目標板厚に対する引張試験結果(5本の平均値)を示す。2.4mmを1とした場合の各種層板の目標板厚比は1.0 : 3.3 : 5.0 : 6.7となる一方で、それぞれに対応する最大引張荷重の比はおよそ1.0 : 3.5 : 5.1 : 6.2となり、板厚にほぼ比例して最大引張荷重は増加した。引張強さを図-1に、その変動係数を図-2に示す。引張強さの板厚への影響は、試験した範囲では認められなかった。変動係数は、板厚が厚い方が小さくなる傾向が認められた。引張弾性率を図-3に、その変動係数を図-4に示す。引張弾性率は板厚に影響なく同程度の値であることが確認された。引張弾性率の変動係数では、引張強さの変動係数で認められた変化の傾向は、明確に認められなかった。この理由については、今のところ明確ではない。

なお、GFRP試験片の V_f は、41.4~41.9%の範囲とほぼ一定であった。

表-2 引張試験の結果

目標板厚 (mm)	繊維 方向	実測板厚 (5本の平均値) (mm)	板厚比 (2.4mmを 1とした)	V_f (n=2の平均値) (%)	最大引 張荷重 (kN)	変位 (最大荷重時) (mm)	引張強さ		引張弾性率	
							(MPa)	変動係数 (%)	(GPa)	変動係数 (%)
2.4	0°	2.44	1.0	41.7	12.5	4.4	204.9	10.04	18.4	2.70
	90°	2.33			13.8	4.9	237.6	7.05	19.4	2.23
8.0	0°	7.33	3.3	41.9	41.0	7.5	225.7	6.13	18.8	1.32
	90°	7.38			51.8	8.9	282.2	4.79	19.3	1.42
12.0	0°	11.60	5.0	41.4	66.6	9.0	228.9	3.32	19.2	1.67
	90°	11.49			67.2	9.1	232.8	1.60	19.7	2.22
16.0	0°	15.24	6.7	41.4	81.9	10.7	214.7	4.04	19.7	2.41
	90°	15.32			80.8	10.3	210.7	3.75	19.7	2.04

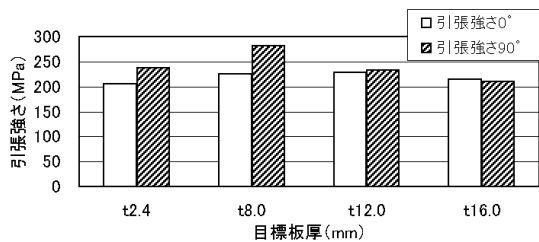


図-1 引張強さ

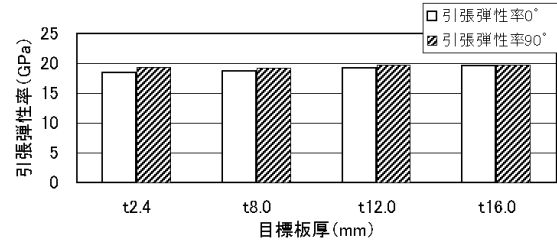


図-3 引張弾性率

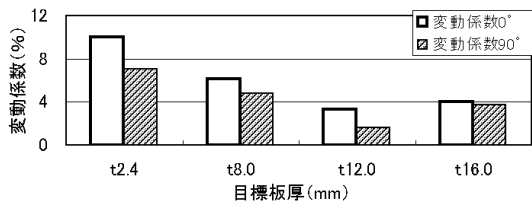


図-2 引張強さの変動係数

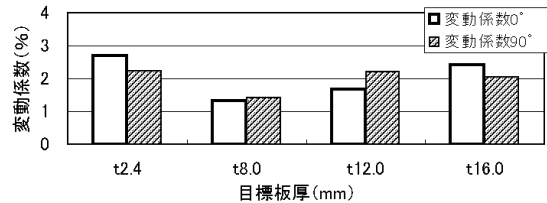


図-4 引張弾性率の変動係数

3.4 「GFRPの引張特性に及ぼす板厚の影響に関する検討」のまとめ

JIS規格値内外の板厚(2.4~16mmの範囲)としたGFRPの引張試験を実施し、以下の結果を得た。

- (1) 引張強さおよび引張弾性率は、全ての板厚において同程度の値が得られた。このことから、JISの引張試験法における厚さの上限(10mm)を多少超える場合(16mm)であっても、試験実施上は特に問題なく、良好な結果が得られることが確認された。
- (2) 引張強さの変動係数は、板厚が厚くなるにつれ低下する傾向が認められた。この理由については、今後、詳細に検討する必要がある。

4. GFRP の蟻継ぎによる接合方法に関する検討

4.1 概要

GFRP の接合方法には、ボルトやリベットを用いた機械接合や、接着剤や二次積層による接着接合、およびこれらを組み合わせた接合方法が用いられているが、金属部材の腐食や接着剤の耐久性などに懸念がある。また、現場接合が必要な場合には、それらの作業にかかる手間や時間の軽減も求められる。そこで、より簡易的な接合方法として主に建築分野で木材の接合方法として古くから用いられている「蟻継ぎ」に着目し、これを FRP の接合へ適用することを試みた。蟻継ぎとは、一方の部材に台形状の切欠きを作り、もう一方にはそれと同じ形状・寸法の突起部を設け、その組合せにより接合する方法である。FRP の蟻継ぎ接合における継手形状を検討するための第一段階として、引張試験による性能評価を行った。

4.2 実験方法

4.2.1 試験片

マトリックス樹脂には不飽和ポリエステル樹脂を用い、補強材は目付量 800g/m²、600g/m²、200g/m² のガラス繊維平

織ロービングクロス、およびガラス繊維チョップドストランドマットを使用し、ハンドレイアップ成形法により 500×550×8mm の平板を積層した。積層構成を表-3 に示す。この平板から高速精密切断機を用いて、幅 75mm×長さ 260mm の寸法で切り出したものを標準試験片とした。また、2 枚の標準試験片を継手により接合したものを接合試験片とした。接合試験片では、2 枚の標準試験片の片端にそれぞれ凹形、凸形の継手を切削加工し、これらをはめ合わせることでより一体化させた。接合試験片および接合部(継手)の形状および寸法を図-5 および図-6 にそれぞれ示す。また、継手各部の寸法を表-4 に示す。4 種類の接合試験片について引張特性を比較した。試験片の数は、継手形状毎に 3 個とした。また、接合がない場合のおおよその材料強度を把握するために、標準試験片 2 個についても試験を行った。

表-3 試験片の積層構成

平板材	目標板厚 (mm)	積層順序(層目)						
		1	2	3	4-10	11	12	13
		積層数(層)						
8	GSM	RC200	RC600	RC800	RC600	RC200	GSM	
	1	1	1	7	1	1	1	

表-4 試験片の寸法

継手形状	角度(°)	接合部の寸法(mm)			
	θ	W_1	W_2	W_3	W_4
1	88	17.5	20.0	35.0	40.0
2	86	16.3	21.3	32.5	42.5
3	84	15.0	22.5	30.0	45.0
4	82	13.8	23.8	27.5	47.5

各部の寸法は以下の範囲で設定した。
 W_1 : 試験片幅の 1/6~1/4、 W_2 : 試験片幅の 1/4~1/3
 W_3 : 試験片幅の 1/3~1/2、 W_4 : 試験片幅の 1/2~2/3

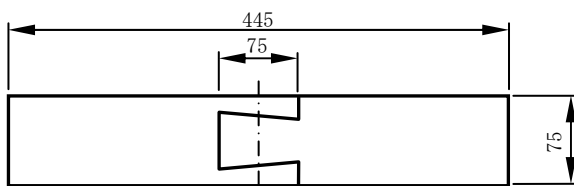


図-5 接合試験片形状と寸法 (単位:mm)

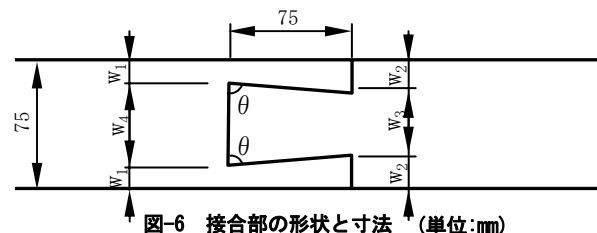


図-6 接合部の形状と寸法 (単位:mm)

4.2.2 引張試験

引張試験には万能試験機(載荷能力:500kN)を用いた。試験速度は、接合試験片の場合は 5.0mm/min、標準

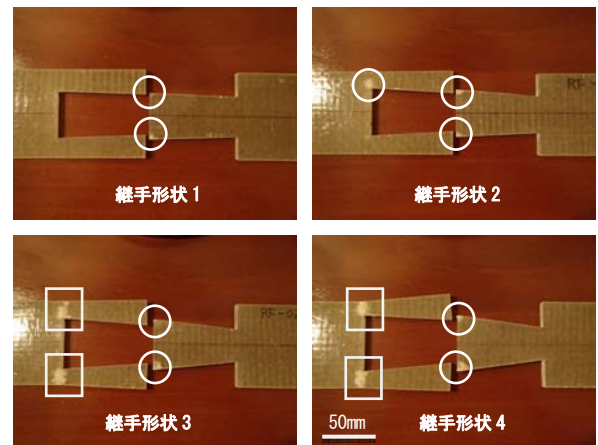
試験片は2.0mm/minとした。また、つかみ具間の距離は245mmとなるよう、試験片をセットした。なお、接合試験片については、継手のかみ合わせが板厚方向へずれるのを防ぐために、図-7に示すように接合部を両側から透明なアクリル板ではさみ込み、緩やかに固定した。



図-7 セットアップ状況

4.3 試験結果

いずれの試験片も引張荷重の増加に伴い接合面(勾配部)にすべりが生じるとともに、凹形継手先端が試験片幅方向に外側へ広がるように変形した。接合試験片の破壊の状況を図-8に、接合試験片の荷重-変位線図(n=3の平均)を図-9に示す。凸形継手先端の角度 θ (図-6)が大きい継手形状1、2の試験片では、引張荷重が最大値に達した時点で試験片に著しい破壊は起きず、その後、荷重は緩やかに減少した。継手形状1の試験片は明らかな外観異状は認められなかった。継手形状2の試験片は凹形継手片側の付根(図-8 □の範囲)に部分的なき裂が確認された。継手形状3および4の試験片では最大荷重時に、凹形継手両側の付根が破断し、同時に引張荷重は急激に低下した。標準試験片および接合試験片の引張試験結果を表-5に示す。標準試験片を1とした場合、接合試験片の最大引張荷重は継手形状1~4でそれぞれ0.011、0.019、0.027、0.026と大幅に低い値となった。この理由として、継手形状1および2の試験片では、凸形継手先端の角度 θ が大きい、すなわち荷重方向に



※ ○: 白化現象箇所 □: 破断箇所

図-8 破壊の状況

対する継手の勾配が小さいために継手の接合面で相互に荷重の伝達がなされず、引張力のほとんどが摩擦熱として失われたものと考えられる。逆に、 θ が小さい継手形状3および4の試験片では、継手の接合面で荷重の伝達が生じ凹形継手に曲げモーメントが発生するが、凹形継手の付根部分の強度が不十分だったため、低い荷重レベルで破壊に至ったものと考えられる。最大引張荷重は凸形継手先端の角度 θ が小さい継手形状4の試験片が最も大きく、 θ が大きくなるほど低下し、逆に最大引張荷重の変位量は θ が大きくなるほど増加する傾向が

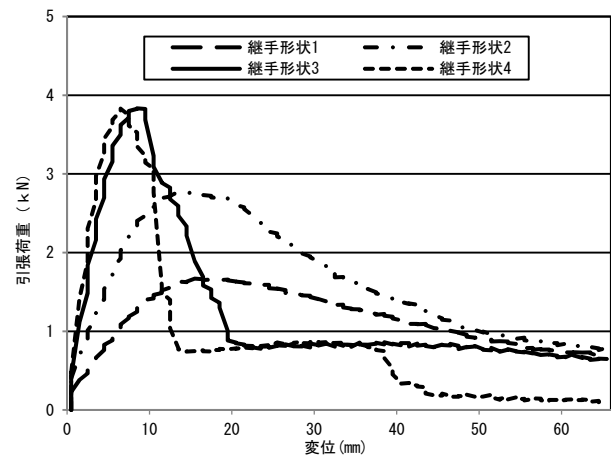


図-9 荷重-変位線図(接合試験片)

示された。

4.4 「GFRPの蟻継ぎによる接合方法に関する検討」のまとめ

GFRPの蟻継ぎによる接合試験片の

表-5 引張試験結果

試験片	標準試験片	接合試験片							
		継手形状1		継手形状2		継手形状3		継手形状4	
	最大引張荷重(kN)	最大引張荷重(kN)	変位量(mm)	最大引張荷重(kN)	変位量(mm)	最大引張荷重(kN)	変位量(mm)	最大引張荷重(kN)	変位量(mm)
1	150.4	1.6	16.2	2.9	13.4	3.9	12.6	3.8	6.4
2	147.4	1.7	15.5	2.6	17.5	3.9	8.6	4.0	6.5
3	—	1.8	15.6	3.1	11.4	4.2	7.6	3.9	5.9
平均値	148.9	1.7	15.8	2.9	14.1	4.0	9.6	3.9	6.3
最大荷重比	1.000	0.011		0.019		0.027		0.026	

引張試験を実施した結果、接合試験片の最大荷重は標準試験片の2%程度と非常に低い値となった。凸形継手先端の角度 θ が一定以上に大きい場合、接合部での荷重の伝達はほとんどなく、逆に θ が小さい場合には、凹形継手付根部分に曲げ破壊が生じる場合があることが分かった。今後は凸形継手先端の角度 θ や継手各部の寸法の最適値を明らかにするため、さらにデータを蓄積していくとともに、凹形継手付根部分の補強方法や添接材との併用効果、型材の接合への応用などについても検討したい。

5. 天然素材を用いたバイオマス FRP の引張特性に関する検討

5.1 概要

環境に配慮した新しい土木用資材の創生を目的とし、天然由来の素材を用いたバイオマス FRP を試作し、その引張特性について評価した。

5.2 実験方法

5.2.1 積層構成と成形方法

FRP に用いる強化繊維は、ガラス繊維1種類と、植物繊維であるマニラ麻、ジュート、ラミーの計4種類とした。ガラス繊維は、目付量 $800\text{g}/\text{m}^2$ の平織ガラス繊維ロービングクロスを使用した。一方、マニラ麻およびジュートは市販の糸を、ラミーは市販の織物を用いた。マニラ麻については経糸1本に緯糸(木綿糸)1本を、ジュートは経糸2本に緯糸1本を織って使用した。マトリックス樹脂は、熱可塑性樹脂のポリ乳酸 (PLA) 樹脂を使用した。表-6 に積層構成を示す。各 FRP とも、目標板厚 8mm に達するよう繊維の積層数を設定した。図-10 に成形方法を示す。マトリックス樹脂は、あらかじめペレット状 PLA 樹脂を加熱・軟化させ、攪拌後シート状に成形しておき、これらと各種繊維クロスとを交互に重ね合わせ、プレス機で加熱(成形温度 185°C) しつつ加圧(加圧時間 20 分)した後、冷却し FRP 平板を成形した。なお、各 FRP について JIS K 7112⁽⁴⁾ A 法(水中置換法)に準拠し密度を求めた結果、GFRP が $1.8\text{g}/\text{cm}^3$ であったのに対し、バイオマス FRP は $1.2\text{g}/\text{cm}^3$ 程度となった。

表-6 積層構成

目標板厚 (mm)	繊維		樹脂板	FRP 密度 (g/cm^3)
	種類	積層数 (層)	積層数 (層)	
8	ガラス繊維	11	7	1.82
	マニラ麻	16	17	1.13
	ジュート	7	8	1.25
	ラミー	24	13	1.31

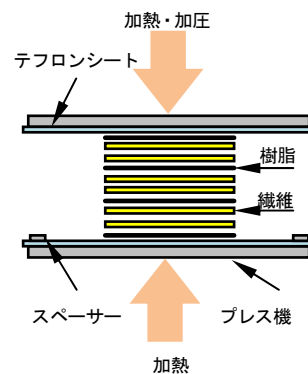


図-10 成形方法

5.2.2 試験片

成形した FRP 平板からガラス繊維、マニラ麻およびジュートは 25mm (幅) \times 250mm (全長) (JIS K 7164⁽²⁾ のタイプ 2) を 3 種類 \times 5 (n) の計 15 本、ラミーは、 10mm (幅) \times 150mm (全長) の 1 種類 \times 5 (n) の計 5 本、合計 20 本の短冊形試験片を切出し試験片を製作した。

5.2.3 引張試験

各 FRP の引張強さおよび引張弾性率は、研究 1「3・2・2引張試験」と同様の方法で求めた。なお、ラミーについてはひずみゲージによるひずみの測定は行わなかった。

5.3 試験結果

表-7に引張試験結果(5本の平均値)を示す。引張強さを図-11に、引張弾性率を図-12に示す。バイオマス FRP の引張強さは、3種類とも同程度の値を示し GFRP の 20~30% の値となった。引張弾性率は、マニラ麻、ジュートの2種類

表-7 引張試験結果

繊維の種類	最大引張荷重 (kN)	変位 (最大荷重時) (mm)	呼びひずみ [※] (最大荷重時) (%)	引張強さ (MPa)	引張弾性率 (GPa)
ガラス繊維	37.6	7.7	3.08	186.8	14.4
マニラ麻	8.2	2.5	1.00	40.3	8.8
ジュート	10.6	2.9	1.16	55.2	8.4
ラミー [※]	3.4	4.3	2.87	46.2	—

※ 試験片寸法が異なる

※※ 最大荷重時のつかみ具の変位量から求めた

のFRPともGFRPの60%程度の値となった。GFRPおよびラミーのFRPは層間剥離により破壊に至ったのに対し、マニラ麻とジュートのFRPは、試験片の中央部付近で破断した。今回の試験結果から、バイオマスFRPはGFRPに比べて、強度や弾性率が大幅に低いことが明らかになった。この原因としては、素材そのものの力学性能の違いや繊維束への樹脂の含浸不良などが考えられる。バイオマスFRPは現状では高い強度が求められる用途への適用は困難であるが、GFRPより軽量であるという利点を活かし、埋設型枠や防根材・防竹材などの用途に利用できる可能性があるものと期待される。

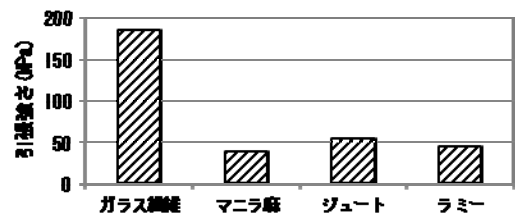


図-11 GFRPとバイオマスFRPの引張強さ

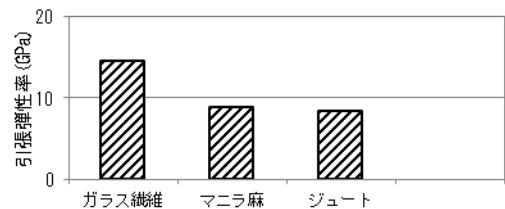


図-12 GFRPとバイオマスFRPの引張弾性率

5.4 「天然素材を用いたバイオマスFRPの引張特性に関する検討」のまとめ

天然由来の素材を用いたバイオマスFRPの引張特性を評価し以下の結果を得た。

- (1) 試作したバイオマスFRPの引張強さは40～60MPaであり、GFRPと比較すると小さい。植物繊維への樹脂の含浸を良好にし強度を向上させるために、積層構成や方法についてさらに検討を重ねる必要がある。
- (2) バイオマスFRPの密度は1.2g/cm³程度であり、GFRPに比べて30%程度軽量である。この特性を活かし、埋設型枠や防根材・防竹材などへ適用できる可能性があるものと期待される。

6. まとめ

本研究では、構造用繊維強化プラスチックに関する研究として①GFRPの引張特性に及ぼす板厚の影響に関する検討、②GFRPの蟻継ぎによる接合方法に関する検討、③天然繊維を用いたバイオマスFRPの引張特性に関する検討を行った。今後、本研究で明らかとなった課題点の解決を図り、FRPの土木構造用途での、効果的な利用の促進に貢献していきたい。

7. 謝辞

本研究を進めるに当たり、西崎上席研究員、富山主任研究員、新田主任研究員並びに新材料チームの皆様には色々ご指導ご鞭撻を頂きました。紙面を拝借いたしまして、ここに感謝の意を表します。

所属 株式会社 ヒビ

<参考文献>

- (1) JIS K 7161:1994 プラスチックー引張特性の試験方法ー第1部：通則
- (2) JIS K 7164:2005 プラスチックー引張特性の試験方法ー第4部：等方性及び直交異方性繊維強化プラスチックの試験条件
- (3) JIS K 7052:1999 ガラス長繊維強化プラスチックープリプレグ、成形材料及び成形品ーガラス長繊維及び無機充填材含有率の求め方ー焼成法
- (4) JIS K 7112:1999 プラスチックー非発泡プラスチックの密度及び比重の測定方法
- (5) 日本バイオプラスチック協会、「バイオプラスチック材料のすべて」、日刊工業新聞社、p.258、2008年10月
- (6) 松原弘一、関 範雄、佐藤幸泰、野村貴徳、杉野秀明、遠藤浩一郎、「製紙技術を活用したバイオマス複合材料の開発(第1報)」、岐阜県産業技術センター研究報告、第5号、pp. 54-57、2012年1月
- (7) 松原弘一、河瀬 剛、佐藤幸泰、野村貴徳、杉野秀明、遠藤浩一郎、「製紙技術を活用したバイオマス複合材料の開発(第2報)」、岐阜県産業技術センター研究報告、第6号、pp. 40-43、2012年7月
- (8) 邊 吾一、木原裕一、「生分解性樹脂とケナフ繊維からなるグリーンコンポジットの開発と機械的特性」、FRP シンポジウム講演論文集、第35巻、pp. 138-141、2006年
- (9) 邊 吾一、松田 匠、上野 雄太、「引抜成形法によるケナフ繊維グリーンコンポジットの開発と機械的特性」、日本複合材料学会誌、第36巻、第2号、pp. 41-47、2010年3月

低環境負荷土木材料に関する研究

チーム名等 新材料チーム
氏 名 新井田 良一

1. まえがき

資源循環型社会が推進される中，土木分野においても低環境負荷であるリサイクル材の利用が進んでいる．建築解体等から発生するセメントコンクリート発生材も図-1¹⁾に示すようにリサイクルが進んでいるものの一つであり，その多くは路盤材や構造物の基礎などに使用されている．

一方，コンクリート再生骨材からは微量の六価クロムが溶出することがあり，舗装再生便覧(平成 22 年度版)では，溶出の程度の確認が推奨されるようになっていいる．これに対し，還元物質を添加混合することにより六価クロムを三価クロムに還元処理する溶出抑制技術も開発され，対応も進んでいる．

六価クロムを分析する場合は，通常は表-1 のように「JIS K 0102：2008 工場排水試験方法」の 65.2 に定められているいくつかの方法の中の一つで行う．この中のジフェニルカルバジド吸光光度法（以下，DC 法という）は六価クロムを選択的に測定することができ，感度も優れているため現在は環境試料の分析に広く用いられている．しかし，65.2.1 備考 9.によると DC 法では「試料が着色している場合，酸性にしたとき，六価クロムを還元する物質が共存する場合は，定量が困難である．ただし，三価クロムが含まれていない試料は 65.1 によって定量する．」と記されており，還元物質の共存下では DC 法による六価クロムの定量は出来ない．

表-1 JIS K 0102：2008 のクロムの分析方法

65.クロム(Cr)				
65.1 全クロム [Cr]				
65.2 クロム(VI) [Cr(VI)]				
65.2.1	65.2.2	65.2.3	65.2.4	65.2.5
ジフェニルカルバジド吸光光度法	フレーム原子吸光法	電気加熱原子吸光法	ICP 発光分光分析法	ICP 質量分析法

JIS K 0102:2008 65.2 の他の方法としては，フレーム原子吸光法・電気加熱原子吸光法・ICP 発光分光分析法・ICP 質量分析法がある．これらは六価クロムと三価クロムを同じクロム（全クロム）としてしか測定できないので，六価クロムのみを測定したい場合は，共沈操作により三価クロムを除去した後に測定するこ

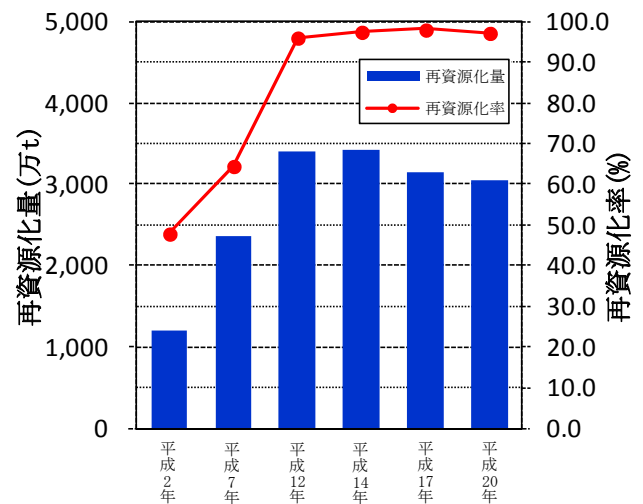


図-1 コンクリート塊の再資源化量と再資源率¹⁾

となる。しかし、共沈剤である硫酸アンモニウム鉄（Ⅲ）は酸性溶液であり、その操作中に還元が起こり溶出時点での六価クロム定量値よりも小さくなるので、還元物質共存下では共沈により三価クロムを除去する方法は困難であると考えられる。

このように、現状では還元物質共存下で六価クロムを分析する定まった方法はなく、セメントコンクリート再生骨材の六価クロム溶出抑制技術を評価するために、還元物質共存下における六価クロム分析技術の確立が求められている。

2. 研究目的

本研究は、これまで困難であった還元物質共存下での六価クロム溶出濃度の定量を可能とする新しい分析方法の開発を目的として行った。

3. 研究方法

(1) 検討内容

六価クロムの測定方法はいくつかあり、その中で測定操作が比較的容易であり、六価クロムを選択的に測定することができるという点よりジフェニルカルバジド(以下、DC という)を使用する方法に着目し、DC を用いた還元物質共存下での六価クロム測定方法を検討した。

検討した測定操作を、表-2 に示す。JIS 公定方法の溶出検液を硫酸で酸性にした後に DC 溶液を添加する方法(表-2 のⅠ)、その逆操作である、DC 溶液を先に添加した後に硫酸で酸性にする方法(表-2 のⅡ)と、予めその両方を混合しておいた溶液(以下、DC+硫酸混合溶液という)を添加する方法(表-2 のⅢ)、さらに市販のジフェニルカルバジド系の調整済み試薬法(表-2 のⅣ)の4種の方法により測定が可能であるかどうか検討を行った。

表-2 各操作方法一覧

候補操作法	Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	Ⅳ
操作手順	硫酸→DC	DC→硫酸	DC+硫酸混合溶液	市販調整済み試薬

(2) サンプル

サンプルは、表-3,4 のように、コンクリート破砕材および、還元物質として高炉徐冷スラグを使用した。コンクリート破砕材は粒度により六価クロム溶出量が異なり、粒度が細かいほど溶出量が多くなる。そこで今回は、検討の際に溶出濃度にばらつきが生じないようにふるいでそれぞれの粒度に調整したものを使用した。

また、当検討に使用した高炉徐冷スラグは製鉄過程で発生した副産物であり、還元力はロットにより異なる。ここでは、そのスラグ自体の還元能力を過マンガン酸カリウムによる酸化還元滴定により確認して用いた。

表-3 コンクリート破砕材

試料名称	調整粒度	Cr ⁶⁺ 溶出量 (mg/L)
A	1.18~300 μm	0.01

表-4 高炉徐冷スラグ

試料名称	還元力(ml) (KMnO ₄ (N/100)消費量)	調整粒度
slag	5	2mm以下

(3) 検液

検液の作製は、コンクリート破砕材 A に slag を 3% 混合し、簡易法²⁾により溶出させたものに六価クロム標準溶液を添加し 0.20mg/L 増加するように調製した検液を使用した。したがって、検液内の六価クロム含有量(添加量)は 0.21mg/L となる。

(4) 試薬・測定機器

DC 溶液は DC1g をアセトン 100ml に溶かしたものをを使用した。酸は硫酸 (1+9) をを使用した。操作法 I ~ III では溶出検液を 10ml 分取したものに対し、硫酸(1+9)0.75ml, DC 溶液 0.5ml の割合で添加し、操作法IVでは市販の調製済試薬を添加した。発色した検液は分光光度計により吸光度を測定した。

4. 研究結果

(1) 分析操作途上での還元を防ぐ方法の検討

DC 法での発色条件は、検液が酸性で DC を添加する事によって六価クロムと反応し赤紫色に呈色するものである。しかし、それと同時に、酸性の液性は還元物質共存下では六価クロムを三価クロムに還元してしまうため、分析操作中の還元をいかにして起こらないようにするかが課題である。

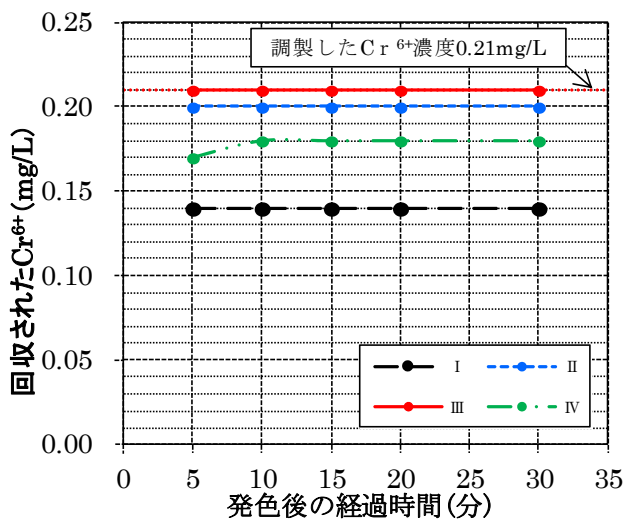


図-2 発色の経時変化と安定性

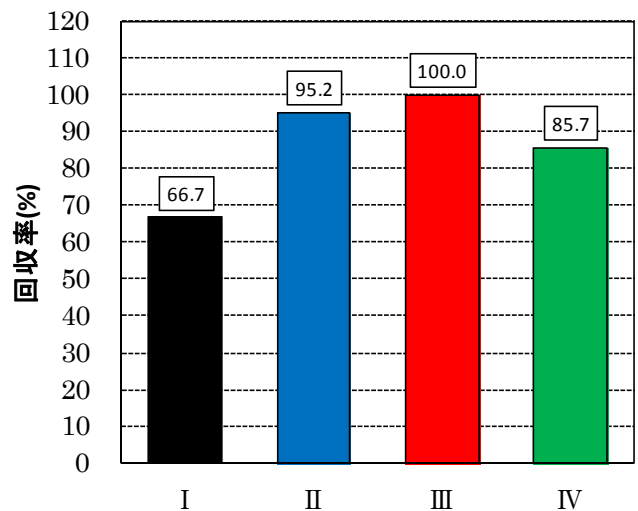


図-3 操作法別回収率(%)

図-2 に示すように、発色は全操作方法ともに 30 分後までは安定していた。また、図-3 に示すように、操作法 III. DC+硫酸混合溶液法は他操作方法より回収率が良好であった。

次に、その発色させた溶液を図-4 のようにその発色が正常なものであるかどうか操作方法別の吸収スペクトルを測定し、吸光度を測定する波長である吸収極大波長に異常がないか確認した。

どの操作法においても吸収極大波長は、542 nm で一致し DC による発色が正常なものであった。

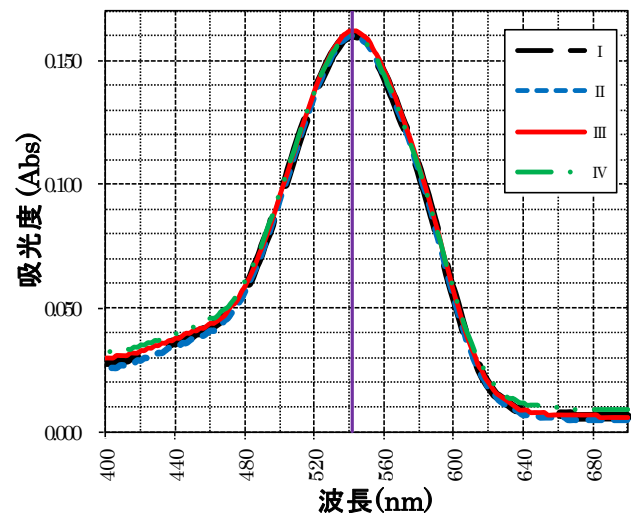


図-4 操作法別の吸収スペクトル

以上の結果より、一番良好な結果であったⅢ. DC+硫酸混合溶液による測定方法についてさらに条件を変えてこの測定操作の妥当性について検討することにした。

(2) 還元物質の量の影響の確認

混合するスラグの量によって、六価クロム添加回収試験の結果に違いが出ないかを確認するため、混合するスラグの量を段階的に変更して測定を行った。

検液の作製は、コンクリート破砕材Aにslag量を段階的に混合した試料を簡易法により溶出させたものに、六価クロム標準溶液を段階的に添加した検液を使用した。

図-5に示すように、スラグ混合量が10%を超えると回収値が悪くなった。しかし、コンクリート破砕材の六価クロム溶出量は一般的に多くても0.10mg/L程度であることや、スラグ混入率が上がるほどコンクリート破砕材の量が減り六価クロム含有量は減少するため、その範囲では回収結果に大きく影響を与えるものではないと考えられた。

したがって、還元物質の量による測定結果はⅢ. DC+硫酸混合溶液法で測定する上で問題のない結果になった。

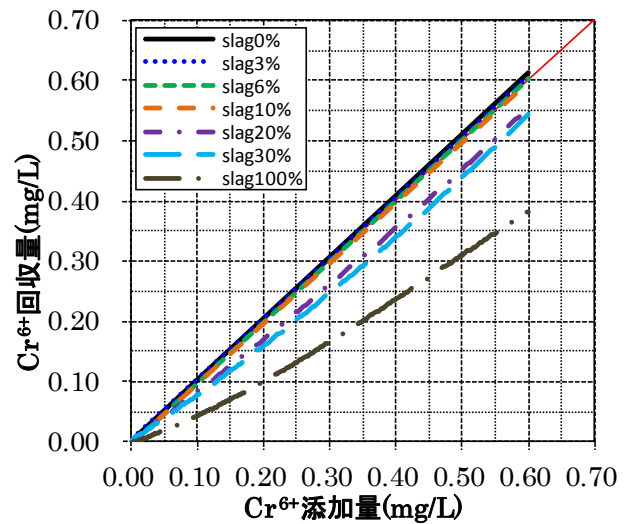


図-5 スラグ量の違いによる添加回収結果

5. 結論

- ①還元物質が共存している溶出検液の六価クロムの測定は、ジフェニルカルバジドと硫酸を混合させた後に、検液に添加することにより定量出来ることがわかった。
- ②開発した分析法は、還元物質の量が多いと影響を受けるが、コンクリート破砕材の通常の利用範囲では問題はないと考えられた。

6. 謝辞

当研究を進めるに当たり、土木研究所新材料チームの新田弘之主任研究員をはじめ皆様にご指導頂きました。ここに記し、感謝いたします。

(所属 前田道路株式会社技術研究所)

〈参考文献〉

- 1) 国土交通省：「平成20年度建設副産物実態調査結果」, HPより
- 2) 新田弘之, 西崎到：「再生路盤材からの六価クロム溶出評価に関する検討」, 舗装47-4, P. 8-12, 2012年4月

非定常・電気泳動試験の塩化物イオンの浸透に関する実験的研究

チーム名等 基礎材料チーム
氏 名 鈴木 聡

1. まえがき

コンクリートの塩化物イオン浸透抵抗性を迅速に得るための方法として、非定常・電気泳動試験が提案されている。非定常・電気泳動試験は電氣的に塩化物イオンをコンクリート中に浸透させ、塩化物イオン浸透速度からコンクリートの拡散係数を求める。これまでの研究¹⁾では、異なる印加電圧で試験を行い、印加電圧が非定常・電気泳動試験で得られる拡散係数に与える影響について検討した。その結果、印加電圧が高すぎる場合、電流と陰極側溶液の温度が増加し、塩化物イオン浸透速度が大きくなり、得られる拡散係数も大きくなった。しかしながら、印加電圧が低い場合であっても、塩化物イオン浸透深さと通電時間の関係より得られた回帰線はy軸切片が生じ、通電中の塩化物イオンの浸透速度が変動している恐れがあった。

2. 研究目的

塩化物イオンの浸透速度が変化する原因として、電流と温度の増加に加えて、既往研究²⁾では、陰極側電極で発生する水酸化物イオンの影響が報告されている。本研究では、普通セメント、高炉スラグ微粉末、フライアッシュを使用したモルタル供試体を用い、陰極側電極で発生する水酸化物イオンが、非定常・電気泳動試験の塩化物イオン浸透速度に与える影響について検討することを目的とした。

3. 研究方法

3.1 非定常・電気泳動試験の実施手順

非定常・電気泳動試験の概要図を図-1に示す。今回の実験では、 $\phi 100 \times 100$ の供試体を製作し、所定の水中養生後に、厚さ50mmに切断した中央部分を使用した。切断後、供試体の円周面にエポキシ樹脂を塗布して真空飽水処理を行い、供試体を電気泳動セル容器内に設置した。セル容器の陽極側に0.3mol/lのNaOH水溶液、陰極側に10%のNaCl水溶液を充填し、供試体に直流電流を通電した。通電直後の供試体を割裂し、割裂面に0.1mol/lの硝酸銀水溶液を噴霧して塩化物イオンの浸透深さを測定した。同様の手順で5体の供試体に異なる通電時間で通電を行い、通電時間と塩化物イオン浸透深さの関係から塩化物イオン浸透速度(k)を算出した(図-2)。非定常・電気泳動試験で、拡散係数を算出する場合、kの値を式(1)に代入して、塩化物イオンの拡散係数Dを算出する。

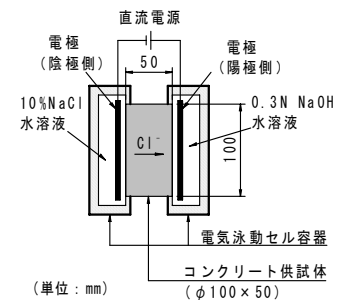


図-1 非定常・電気泳動試験の概略図

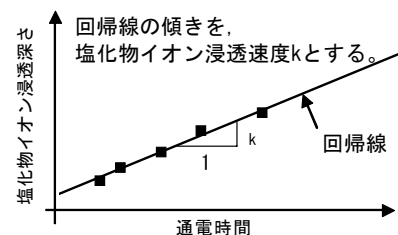


図-2 塩化物イオン浸透速度 k の算出

$$D = k \cdot \frac{RT}{zF} \cdot \frac{L}{\Delta\phi} \quad (1)$$

ここに、R：気体定数(=8.31J/mol/K)、T：絶対温度(K)、z：塩化物イオンの電荷の絶対値(=1)、F：ファラデー定数(96485.3 C/mol)、L：供試体の厚さ(=50mm)、 $\Delta\phi$ ：陰極側と陽極側の溶液間電位差(V)とする。

塩化物イオンの浸透が通電時間に依りて比例的に増加しない場合には、式(1)の塩化物イオン浸透速度(k)が、通電条件によって変化してしまい、得られる拡散係数も変動することになる。これまでの研究では、電流や温度の増加がない場合であっても、通電時間と塩化物イオン浸透深さの回帰直線にy軸切片が生じ、試験中の塩化物イオンの浸透速度が変動している恐れがあった。この原因として、陰極側電極で水が電気分解され生成される水酸化物イオンの影響が考えられた。そのため、陰極側溶液の水酸化物イオン量と観察する目的で、試験終了時に、陰極側溶液を採取してpHを測定した。

3.2 モルタルの配合および養生条件

実験に使用したモルタルの配合と基本物性の結果を表-1に示す。セメントは普通ポルトランドセメント(OPC)を使用し、混和材は高炉スラグ微粉末(BS)とフライアッシュ(FA)を使用した。水結合材比(W/B)は50%、砂結合材比(S/B)は2.5とした。混和材を用いた配合は、セメント質量に対して各種混和材で置換した。高炉スラグ微粉末を用いた配合ではセメント質量の50%、85%を、フライアッシュを用いた配合ではセメント質量の20%、40%を各種混和材で置換した。

表-1 モルタル配合およびモルタルのフレッシュ性状と圧縮強度

配合	W/B	混和材置換率		S/B	単位量 (kg/m ³)					フロー (mm)	空気量 (%)	圧縮強度 (N/mm ²)	
		BS	FA		W	B			S			材齢28日	材齢91日
						C	BS	FA					
N50	50%	—	—	2.5	280	559	—	—	1398	186×182	1.6	54.7	58.6
B50		50%	—		277	277	277	—	1387	187×191	2.6	46.6	59.5
B85		85%	—		276	83	469	—	1378	172×176	2.6	28.7	34.1
F20		—	20%		276	441	—	110	1379	157×159	2.8	48.7	53.5
F40		—	40%		272	327	—	218	1362	188×187	1.6	33.1	40.3

※BS (比表面積4210cm²/g, 密度2.89g/cm³)、FA (比表面積:4280cm²/g, 密度:2.30g/cm³)

3.3 実験方法

本研究の実験パラメータを表-2に示す。水中養生を材齢91日まで行ったモルタル供試体を用いて、非常・電気泳動試験を行った。通電時間は塩化物イオンが供試体を貫通しないように、各5水準で設定した。なお、試験は水中養生終了直後の供試体を用いて、室温が約20℃に管理された実験室内で実施した。また、通電終了後に、陰極側の溶液を採取しpH複合電極でpHを測定した。

表-2 実験パラメータ

配合	印加電圧	通電時間 (5水準)				
		1h	3h	6h	15h	24h
N50	30V	1h	3h	6h	15h	24h
N50以外		6h	15h	30h	45h	60h

4. 実験結果

4.1 コンクリート中への塩化物イオンの浸透

通電時間と塩化物イオン浸透深さ (Cl⁻浸透深さ) の関係を図-3に示す。実線は、Cl⁻浸透深さの回帰直線である。いずれの配合でも、Cl⁻浸透深さは回帰直線から乖離するデータはなかったが、Cl⁻浸透深さと通電時

間の関係から得られた回帰直線に y 軸切片が生じていた。非定常・電気泳動法では、直線回帰を行って塩化物イオン浸透速度を算出するが、厳密には通電中の塩化物イオン浸透速度が変化していると考えられた。

次に、通電時間と Cl 浸透深さ 1 点から算出した塩化物イオン浸透速度 (Cl 浸透速度) の関係を図-4 に示す。いずれの配合でも、通電時間が長くなると Cl 浸透速度は小さくなった。しかしながら、塩化物イオン浸透深さ 1 点から算出した Cl 浸透速度は、複数点の回帰直線から算出した Cl 浸透速度に近づき収束する傾向にあった。このように、Cl 浸透速度は通電中に変化するが、通電時間が長くなれば、複数点の回帰直線から算出した Cl 浸透速度に収束すると考えられる。Cl 浸透速度が変動する原因としては、外気温、電流や陰極側溶液の温度が変化していたことが予想されたが、今回の実験では外気温、電流と陰極側溶液の温度は概ね一定であったため、外気温、電流や陰極側溶液の温度は塩化物イオン浸透の変動の原因では無いと判断した。

4.2 試験中の陰極側溶液の pH と塩化物イオンの浸透の推移

通電終了後に測定した陰極側溶液の pH と Cl 浸透速度の関係を図-5 に示す。積算通過電荷量は、通電中に流れた電流 (A) と時間 (秒) の積分値である。なお、通電前に測定した陰極側溶液の pH は、7.84~9.01 であった。また、無通電で 24 時間静置した供試体の陰極側溶液の pH は、10.44~11.15 であった。

配合の違いにかかわらず、陰極側溶液の pH は、積算通過電荷量の増加に伴い大きくなり、積算通過電荷量が同じであれば、陰極側溶液の pH は同程度であった。陰極側の電極では、水の電気分解により水酸化物イオンが生成され、生成される水酸化物イオンの量は通過した電荷の量と比例するため、通過電荷量に応じて、pH の変化が生じたものと考えられる。

次に、pH の推移と Cl 浸透速度の推移を比較すると、通電初期の pH の低い時は Cl 浸透速度が大きく、通電時間が経過し、pH が高くなると Cl 浸透速度が小さくなった。その後、pH が概ね一定となった時には Cl 浸透速度も概ね一定となっ

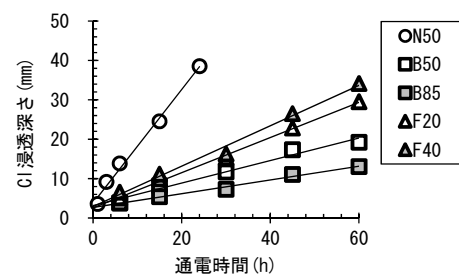
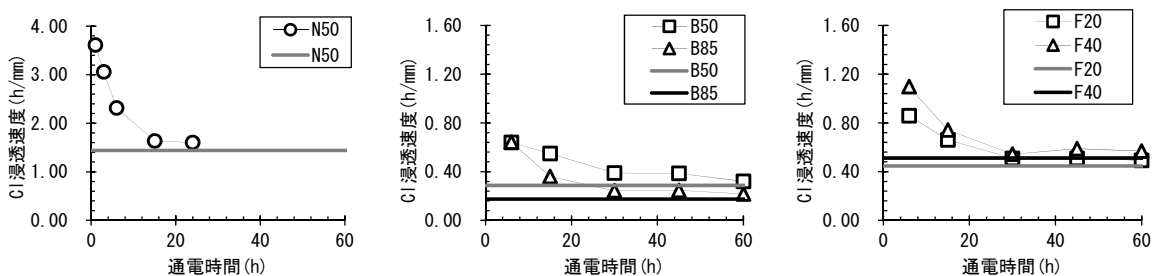


図-3 通電時間と塩化物イオン浸透深さの関係



※プロットは、図-3 の塩化物イオン浸透深さの 1 点が原点を通る直線として算出した塩化物イオン浸透速度である。

※実線は、図-3 の複数の塩化物イオン浸透深さの回帰直線から算出した塩化物イオン浸透速度である。

a) 普通セメント単味

b) BS 配合

c) FA 配合

図-4 通電時間と塩化物イオン浸透速度の関係

た。このことから、通電初期は、Cl 浸透速度は大きいですが、水酸化物イオン量の増加とともに Cl 浸透速度が減少し、その後水酸化物イオン量が概ね一定となると、Cl 浸透速度も概ね一定になると考えられる。この原因としては、水酸化物イオンは塩化物イオンに比べ、コンクリートの細孔溶液中を移動し易いため²⁾、塩化物イオンよりも水酸化物イオンが優先的にコンクリート中に移動するものと考えられる。また、配合毎で Cl 浸透速度が一定となる pH が異なり、Cl 浸透速度が小さいほど、小さな pH で Cl 浸透速度が一定となった。

このように、非定常・電気泳動試験では、陰極側の水酸化物イオン量の影響により Cl 浸透速度が変化するが、水酸化物イオン量が一定となると Cl 浸透速度も一定になる。通電時間を 1 水準とした場合には、配合によっては通電時間が短いと Cl 浸透速度を大きく見積もり、拡散係数も過大に算出する可能性がある。そのため、適切な通電時間が明確でない場合には、複数の通電時間の結果を使用することが望ましいと考えられる。

5. まとめ

本研究で得られた知見を以下にまとめる。

1. 非定常・電気泳動試験では、陰極側溶液中の水酸化物イオンの影響を受けて、通電中の塩化物イオン浸透速度が変化する。
2. 非定常・電気泳動試験では、通電中に塩化物イオン浸透速度が変化するため、複数の通電時間で通電した供試体の塩化物イオン浸透深さの回帰直線から塩化物イオン浸透速度を算出する事が望ましい。

6. 謝辞

本研究を進めるに当たり、渡辺博志上席研究員並びに基礎材料チームの皆様には色々ご指導ご鞭撻を頂きました。紙面を拝借いたしまして、ここに感謝の意を表します。

所属：川田建設株式会社

<参考文献>

- 1) 鈴木聡 中村英佑 渡辺博志, 「各種モルタル供試体を用いた非定常・電気泳動試験に関する実験的研究」, 第 21 回プレレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集, 2012
- 2) 大畑公嗣 杉山隆文 辻幸和 Supratic Gupta, 「コンクリート中の電気伝導現象における塩化物イオンの役割」, コンクリート工学年次論文集, Vol.23, No.2, 2001

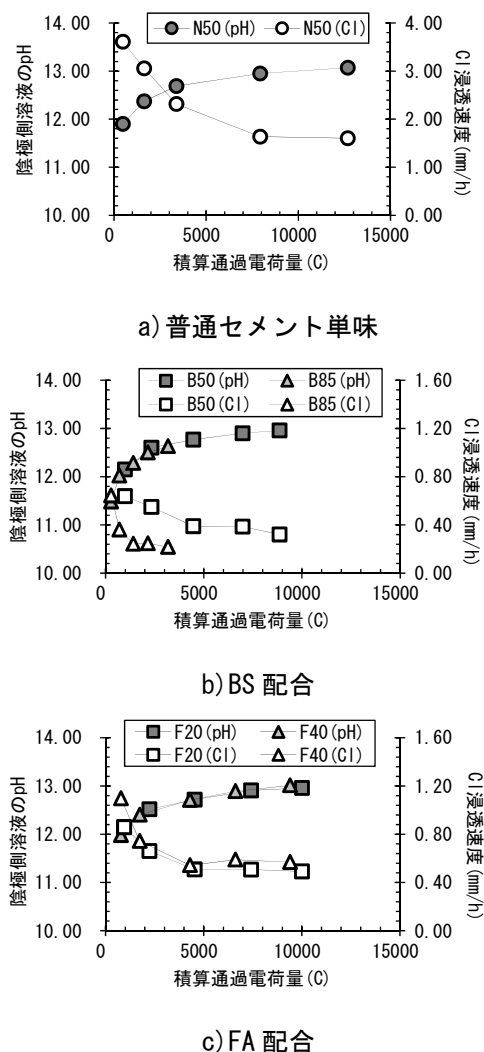


図-5 塩化物イオン浸透速度と陰極側溶液の pH の関係

打込み高さを大きくしたコンクリートの物性に与える検討

チーム名等 基礎材料チーム
氏 名 渡邊 健治

1. まえがき

一般的な土木構造物では、従来、スランプ 8cm のコンクリートが多く用いられてきたが、最近では、配筋量の増加や部材形状、施工条件などを総合的に考慮して、スランプを柔軟に定めることが提唱されている¹⁾。しかし、スランプを大きくすると、ブリーディングが増大したり、骨材分離が生じやすくなることなどが懸念される。

これまでに、高さ 1m の供試体作成などでそれら諸物性に関する検討をしたが、コンクリートの物性へ与える影響は小さかった²⁾。しかし、実構造物の施工は、実験室での供試体作成と比較すると、材料分離などの性状に関して、より過酷な状況になることも否定できない。そこで、本実験では、あえて標準的な施工方法をとらず、材料分離しやすい条件で施工した壁状供試体を作成し検討した。

2. 研究目的

コンクリートの打込み高さを大きくすると、材料分離が生じやすくなることが懸念されており、2012年制定 コンクリート標準示方書〔施行編〕では、コンクリート吐出口と打込み面までの高さは 1.5m 以下が標準とされている。本研究では材料分離の影響を明確にすることを目的に、打込み高さを最大 4.0m と大きくとり、さらに打込んだコンクリートを横流しするように締め固めた供試体を作成して、配合による材料分離抵抗性の違いや、硬化後の圧縮強度への影響を検討した。

3. 研究方法

3.1 コンクリートの配合

コンクリートの配合とフレッシュ時の試験結果等を表 1 に示す。土木用コンクリートを想定した配合 1 に

表 1 コンクリートの配合と試験結果

配合	目標スランプ°	W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				(C×%)		スランプ (cm)	空気量 (%)	コンクリート温度(°C)	σ ₂₈ (N/mm ²)
				W	C	S	G	AD	AE				
1	8cm	55.0	46.0	175	318	800	980	—	0.007	11.0	5.0	22.0	35.2
2	18cm		46.0	175	318	800	980	0.35	0.003	19.5	4.2	20.5	37.7
3	18cm		44.7	185	336	759	980	—	0.006	14.0	3.5	21.4	36.0
4	18cm		46.0	175	318	800	980	0.35	0.003	18.0	4.5	21.0	37.4
C: 普通ポルトランドセメント				S: 掛川産山砂(密度2.57g/cm ³ , 吸水率1.0)									
G: 笠間産碎石(密度2.67g/cm ³ , 吸水率0.46)													
AD: AE減水剤(リグニンスルホン酸系)				AE: AE剤(変成ロジン酸化合物系)									

対し、配合 2 は AE 減水剤を用いてスランプを増大させた。配合 3 は単位水量を 10kg/m³ 大きくしてスランプを増大させた。配合 4 は配合 2 に対し、細骨材を 0.3mm ふるいで微粒分の一部を除去し、ブリーディングを増大させることを狙った。また、各配合のブリーディング試験を JIS A 1123 により行った。



写真1 300L バケツ



写真2 4m からの打込み状況

3.2 打込み方法

壁状供試体の寸法は1.8×0.33×1.0mとした。コンクリートの打込みは、2層打ちとし、1層分を300Lのバケツを用いて一度に打込んだ。写真1に300Lバケツを、写真2に打込み時の状況を示す。コンクリートの打込みの落下高さは（以降は打込み高さとする）最大4.0mを標準とし、配合3のみ比較のため打込み高さ1.5mとした壁状供試体も作成した。壁状供試体へ高さ4.0mからコンクリートを打込み、その後、打込み位置に近い箇所から順にコンクリートを横流しするよう棒状バイブレータで締め固めた。締め固め状況のイメージを図1に示す。コンクリートの打重ねの際、1層目（厚さ50cm）の上面に集まったブリーディング水は除去しなかった。1層目打込み後から2層目終了までの時間は、およそ45分程度であった。なお、20℃の恒温室内で練混ぜたコンクリートを恒温室内の外に運搬して打設を実施したが、各供試体打設中の気温は、概ね11℃～15℃で、供試体の環境条件に大きな違いはなかったものと考えた。

3.3 各種試験方法

壁状供試体のブリーディング状況を把握するため、打設終了後に供試体の上面に集まったブリーディング水を回収し、その量を測定した。測定は、打設終了後1時間、2時間、3時間に行った。

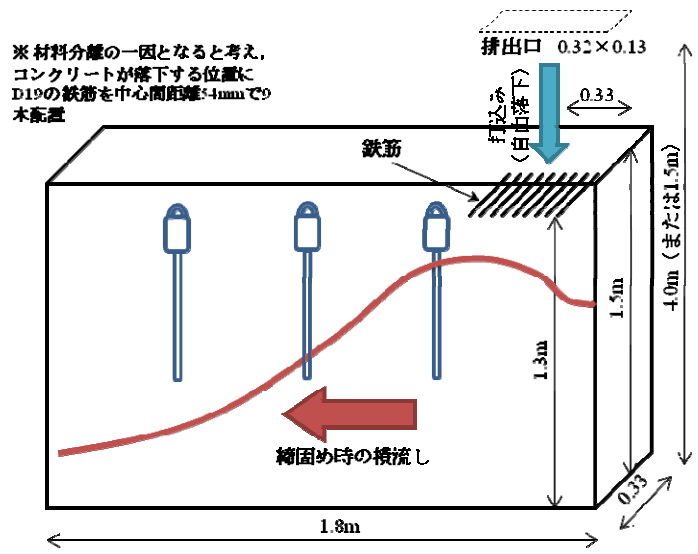


図1 壁状供試体の打設状況

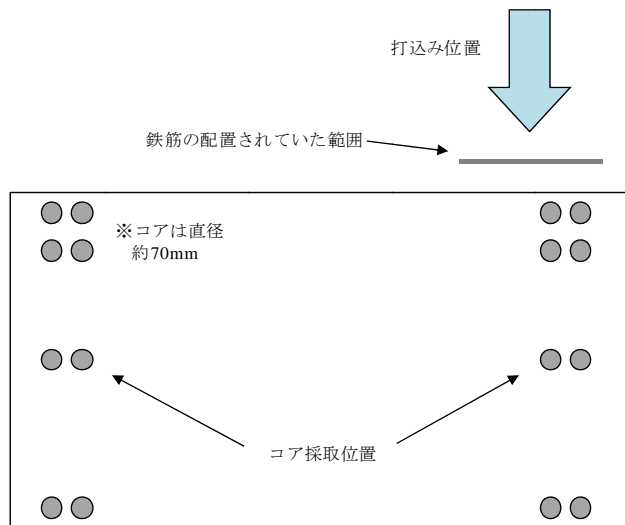


図2 コア採取位置

壁状供試体のブリーディング率の測定は、打設後 3 時間で打ち切っている。これは、各配合によるブリーディング性状の違いは 3 時間で概ね把握できているものと考えたためである。壁状供試体のブリーディング状況を写真 3 に示す。ブリーディング水は、測定毎に壁状供試体上面へ戻し、除去しなかった。

打設後、材齢 7 日で脱型し、材齢 14 日以降に、図 2 の位置で直径約 70mm のコアを採取した。採取したコア供試体を整形し、材齢 28 日で圧縮強度試験を行った。別途、打設時に製作した標準養生供試体の圧縮強度も測定した。



写真 3 ブリーディング状況 (配合 No.1)

4. 実験結果および考察

4.1 ブリーディング性状

図 3 にブリーディング試験結果を示す。JIS 法では、配合 1 から配合 3 のブリーディング量が、水平面での凍害が想定される場合 $0.3\text{cm}^3/\text{cm}^2$ 以下とする JASS 5 の規定と同程度であったが、配合 4 は、ブリーディング量測定直後から大きな値となっていた。

また、細骨材の微粒分を除去したために、練り上がり直後から水の分離が顕著になったものと考えられる。分離傾向が強い配合 4 については、JIS 法、壁状供試体ともブリーディング量が他の配合と比べて著しく大きくなっていた。すなわち、JIS 法によってブリーディングが大きくなることが判断出来た。これに対し、配合 1~3 では JIS 法のブリーディング量に大きな差が生じていないが、壁状供試体のブリーディング量に差が生じていた。また、配合 3 において打込み高さの影響を調べたが、打込み高さの影響も認められた。ここで、打込み高さが異なる場合の配合 3 に着目すると、ブリーディング量の違いは打込み後 1 時間までに生じており、打込み後 1 時

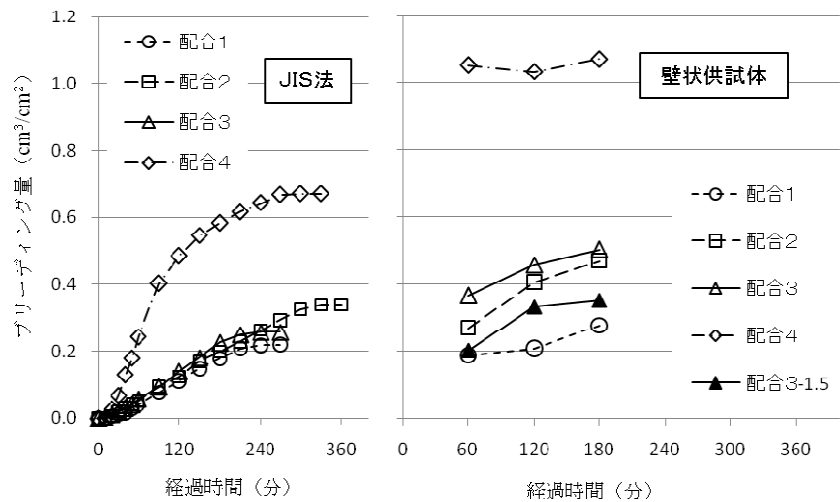


図 3 ブリーディング試験結果

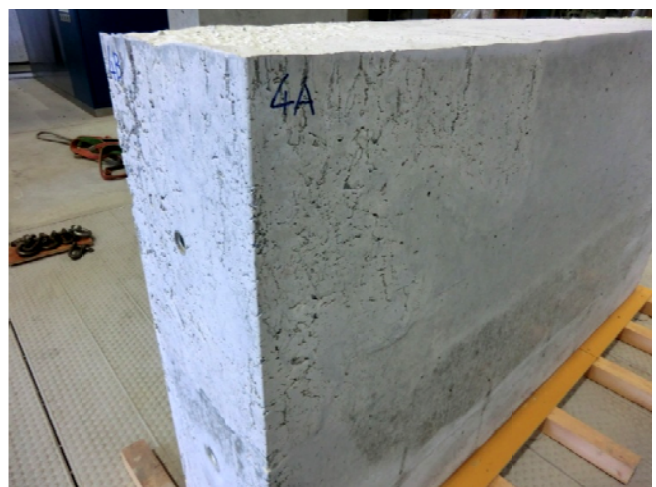


写真 4 脱型後の配合 4 壁状供試体

間を越え 3 時間までのブリーディング量の増加には違いが認められなかった。すなわち、打込み時の衝撃によって水の分離が誘発されたことにより、打込み高さ最大 4.0m の壁状供試体ではブリーディング量が大きくなった可能性が考えられる。配合 3、配合 4 で JIS 法との差が大きくなったのは、コンクリートの粘性の差による違いが影響した可能性が考えられる。なお、脱型後の壁状供試体の表面を観察したところ、特に配合 4 の表面（写真 4）には、2 層目に顕著な砂すじの発生が認められ、1 層目表面のブリーディング水が移動したものと推察された。

4.2 圧縮強度試験結果

図 4 に、標準養生供試体の圧縮強度に対するコアの圧縮強度比を示す。壁状供試体から採取したコアの圧縮強度は、壁状供試体から抜き取ったコアの水平方向の平均値である。どの配合も最上部の強度が小さく、下部ほど強度が大きくなる傾向を示した。これは下部ほどコンクリートが圧密された影響と思われる。高さ方向の圧縮強度の違いについて、過去に行った同種の供試体（図 5）と比較すると、打ち込み高さを本実験で大きくしたが、その傾向は大きく変わらなかった。なお、本実験の配合 3 でも、高さ方向の圧縮強度の違いは、打ち込み高さに関わらず同程度であった。配合 4 では、壁状供試体の圧縮強度が標準養生供試体を上回っていた。この理由として、打ち込み時に早期に水が分離し、余剰水が上面に排出され、壁状供試体の大部分においては、実際の水セメント比を低下させるような効果があった可能性が考えられる。

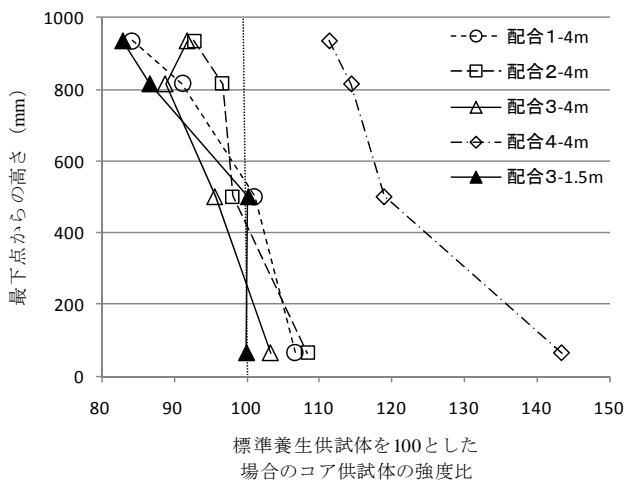


図 4 壁状供試体の圧縮強度の分布向

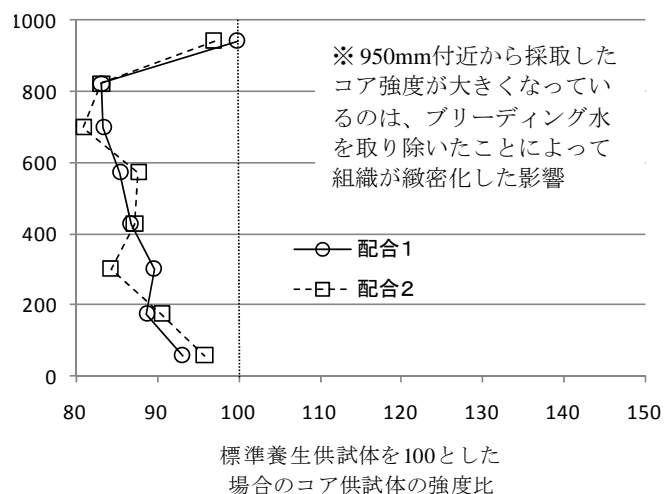


図 5 過去の壁状供試体の圧縮強度分布²⁾

5. まとめ

コンクリートの打込み高さを、最大 4.0m と大きくとり、壁状供試体により実験的な打込みを実施した結果、打込み時の衝撃により、JIS 法と比べ壁状供試体のブリーディング量は大きくなった。また、細骨材の微粒分を除去した配合 4 の場合には、ブリーディング量は打設終了直後から大きくなり、圧縮強度も大きくなった。

所属：住友大阪セメント株式会社

<参考文献>

- 1) 施工性能にもとづくコンクリートの配合設計・施工指針（案）、土木学会コンクリートライブラリー126(2007)
- 2) 松本健一ほか、スランプが異なるコンクリートの材料分離と強度特性、第 65 回セメント技術大会講演要旨、pp.254-255(2011)

各種粗骨材を用いた舗装コンクリートの配合に関する検討

チーム名等 基礎材料チーム
氏 名 勝畑 敏幸

1. まえがき

コンクリート舗装は、アスファルト舗装と比べ、初期建設投資が高いものの、耐久性が高いことからライフサイクルコストを低減できること、走行抵抗が小さいため、特に大型車の燃費を向上できること等の長所があり、道路構造物の長寿命化、ライフサイクルコスト並びに二酸化炭素排出量の縮減に貢献できるものと期待される。しかしながら、舗装道におけるコンクリート舗装の割合は5%程度であり、有効に活用されているとは言い難い。

コンクリート舗装の割合が低い要因を材料面から考えると、適用されるコンクリートの特殊性が一因として挙げられる。舗装には、最大寸法40mmの粗骨材を用いたスランプ2.5cmの硬練りコンクリートが一般に適用されている。レディーミクストコンクリート工場では、最大寸法40mmの粗骨材を常時使用していない場合もあり、使用にあたり種々の準備が必要となることもある。更に、スランプ2.5cmの硬練りコンクリートは、トラックアジテータでは運搬できないため、ダンプトラックでの運搬となり、出荷に際して、特別な手配や配慮が必要となる。

一方、コンクリートの主要材料である骨材については、環境保護の観点から、良質な天然骨材の入手が困難となっており、碎石および砕砂の使用割合が高まっている。その中で、石灰石骨材は、コンクリートの乾燥収縮を低減できるという優位性から、近年需要が増している。又、天然資源の節約、並びに、環境負荷低減を目的に、各種スラグ骨材の有効利用も模索されている。このような状況から、レディーミクストコンクリート工場で使用される骨材の種類は、地域や要求されるコンクリートの性能によって多様化されてきている。

今後のコンクリート舗装の活用において、トラックアジテータで運搬でき、且つ、多様化されてきている粗骨材を用いたコンクリートの適用性が明らかになれば、更なる活用の推進に資するものと考えられる。

2. 研究目的

本研究では、舗装コンクリートの要求性能に及ぼす粗骨材の品質特性の影響を明らかにすることを目的に、各種粗骨材の物性試験、コンクリートの配合選定および曲げ強度試験を行い、舗装コンクリートの諸物性に及ぼす粗骨材の影響について検討する。

3. 研究方法

3.1 使用材料

粗骨材として砂利を1種類、碎石を3種類、石灰碎石を4種類およびスラグ骨材を4種類用いた。試験に用いた粗骨材の物性試験結果を表1に示す。セメントとして普通ポルトランドセメント（密度 3.15g/cm^3 、比表面積 $3380\text{cm}^2/\text{g}$ ）を、細骨材として川砂（絶対密度 2.57g/cm^3 、吸水率 2.04% ）を、混和剤としてAE減水剤標準形（I種）の高機能タイプのものを使用した。

3.2 配合選定試験

配合選定試験では、単位水量、混和剤量および単位粗骨材かさ容積（以下、かさ容積）を変化させ、スランプ、振動台式コンシステンシー試験による沈下度および空気量を測定した。本研究における目標スランプはトラックアジテータでの運搬を想定して 5.0 ± 1.5cm、目標空気量を 4.0~5.5%とした。はじめに、スランプが 5.0cm となるよう単位水量と混和剤量を決定した。次に、かさ容積を 4 水準変化させ、スランプおよび沈下度に及ぼすかさ容積の影響を確認した。

3.3 曲げ強度試験

配合選定試験において、粗骨材ごとにスランプが 5.0cm となる単位水量および沈下度が最小となる最適なかさ容積を確認したが、曲げ強度試験では、コンクリートの強度性状に及ぼす粗骨材の影響をより明確にするため、単位水量は可能な範囲内で同一とし、これに伴うスランプの変化は混和剤で調整した。又、かさ容積は 0.72（砂利のみ 0.75）とした。

4. 試験結果

4.1 フレッシュ性状に及ぼす粗骨材の影響

図 1 および 2 に混和剤量 (C×1%) およびかさ容積を 0.72m³/m³ (砂利のみ 0.75m³/m³) の条件で、スランプ 2.5cm および 5.0cm を得るのに必要な単位水量を示す。粗骨材の最大寸法 20mm、或いは、25mm（以下 Gmax20, 25mm）を用いたコンクリートでは、LB を除けば、スランプの大きさによらず、砂利、碎石および石灰石を用いた場合の単位水量は、ほぼ同程度であった。LB を用い場合の単位水量は、スランプの大きさによらず、10kg/m³ 程度小さくなった。LB の実績率および粗粒率が他の粗骨材と比べて大きい傾向にあることがその一因であると推察された。スラグ骨材を用いた場合の単位水量は、骨材の種類およびスランプの大きさによらず、碎石および石灰石を用いた場合と比べて 7~15kg/m³ 程度大きくなった。

粗骨材の最大寸法 40mm（以下、Gmax40mm）を用いたコンクリートの単位水量は、スランプの大きさにかかわらず、

表1 粗骨材の物性

記号および種類	最大寸法 (mm)	絶乾密度 (g/cm ³)	吸水率 (%)	単位容積質量 (kg/l)	実績率 (%)	粗粒率	微粒分率 (%)	すりへり減量 (%)	損失質量分率 (%)	破砕試験 400kN 破砕値
G: 砂利	25	2.605	1.32	1.59	61.2	6.83	0.1	14.6	4.9	11.1
	40	2.606	1.20	1.65	63.2	7.41	0.2	17.6	5.9	10.5
A: 砂岩碎石	20	2.665	0.42	1.61	60.4	6.62	1.1	12.9	0.1	7.7
	40	2.672	0.37	1.62	60.6	7.26	1.2	13.1	0.6	8.4
B: 砂岩碎石	20	2.629	0.70	1.65	62.8	6.70	0.5	16.0	1.3	9.7
	40	2.639	0.58	1.65	62.7	7.35	0.6	16.6	1.9	8.6
C: 安山岩碎石	20	2.567	2.38	1.55	60.5	6.68	0.1	16.1	6.7	12.3
	40	2.586	1.88	1.54	59.7	7.30	0.3	17.7	3.5	10.4
LA: 石灰碎石	20	2.688	0.41	1.57	58.5	6.63	2.0	24.1	0.7	22.9
	40	2.693	0.34	1.65	61.2	7.29	0.9	28.5	1.9	20.1
LB: 石灰碎石	20	2.703	0.23	1.68	62.3	7.16	2.3	23.4	0.6	20.7
	40	2.705	0.21	1.64	60.5	7.37	1.1	27.7	0.6	18.9
LC: 石灰碎石	20	2.694	0.35	1.56	58.0	6.80	0.9	24.3	1.3	22.3
	40	2.696	0.31	1.59	59.1	7.14	0.3	27.8	0.6	17.9
LD: 石灰碎石	20	2.677	0.54	1.56	58.3	6.70	1.2	23.6	0.8	22.9
	40	2.683	0.51	1.60	59.7	7.36	0.3	27.2	0.9	21.3
SA: 高炉スラグL	20	2.421	4.76	1.40	57.7	6.88	1.6	26.4	2.7	25.5
SB: 高炉スラグN	20	2.725	1.35	1.66	60.9	6.67	0.7	17.0	0.3	12.9
SC: 高炉スラグN	20	2.537	3.86	1.50	59.0	6.52	1.0	32.5	1.7	27.5
SD: 電気炉酸化スラグN	20	3.698	1.00	2.11	57.2	6.86	0.3	14.7	1.3	15.0

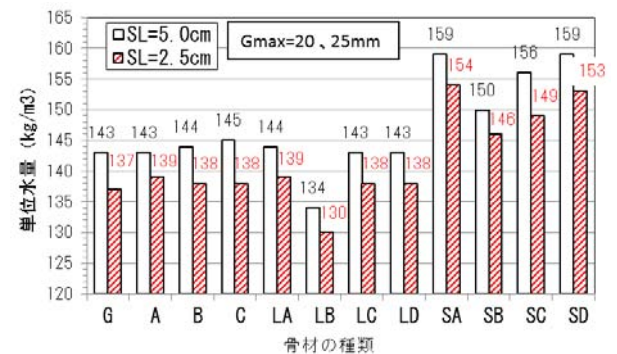


図1 スランプ2.5および5.0cmを得るのに必要な単位水量

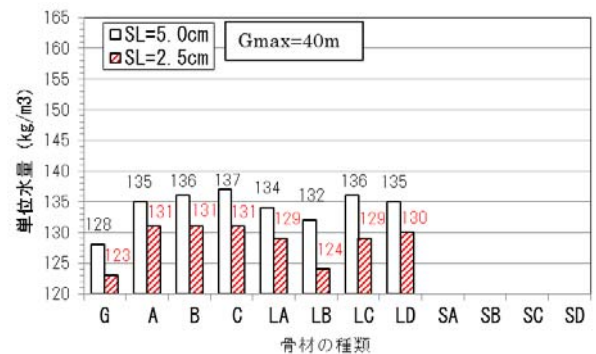


図2 スランプ2.5および5.0cmを得るのに必要な単位水量

Gを用いた場合が最小となり、次いでLBとなり、それ以外の碎石と石灰石を用いた場合は、ほぼ同程度であった。

スランプの設定を2.5cmから5.0cmに変更する場合は、粗骨材の最大寸法にかかわらず、単位水量を6kg/m³程度大きくする必要があり、更に、Gmax40mmの骨材を使用したスランプ2.5cmの舗装コンクリートをGmax20, 25mmで、且つ、スランプ5.0cmに設定を変更する場合は、単位水量を10~15kg/m³程度大きくする必要があった。

4.2 スランプおよび沈下度に及ぼすかさ容積の影響

図3から図6に各種粗骨材を用いたコンクリートのスランプとかさ容積の関係および沈下度とかさ容積の関係を示す。

かさ容積の変化に対するスランプの変動は、骨材の種類によって傾向が異なることが認められた。粗骨材の最大寸法にかかわらず、砂利、碎石およびスラグ骨材を用いた場合は、概ね、かさ容積の増加に対して、あるかさ容積で最大となるスランプを与え、上に凸の傾向となったが、スランプが最大となるかさ容積は、骨材の種類によって異なった。石灰石を用いた場合は、粗骨材の最大寸法および種類にかかわらず、かさ容積の増加に伴って、スランプが大きくなった。

沈下度に及ぼすかさ容積の影響は、骨材の種類および最大寸法により異なることが認められた。砂利は粗骨材の最大寸法にかかわらず、かさ容積の増加に伴って緩やかな下に凹の傾向であり、その傾向はGmax40mmの方が大きかった。Gmax20mmの碎石を用いた場合は、かさ容積の増加に伴って、沈下度が緩やかに減少、或いは、緩やかに下に凹の傾向であった。Gmax40mmの碎石を用いた場合は、骨材の種類によって、それぞれ傾向が異なった。石灰石碎石を用いた場合は、粗骨材の最大寸法およびその種類にかかわらず、かさ容積の増加に伴って沈下度が小さくなる傾向となった。

4.3 曲げ強度試験結果

図7および図8にセメント水比とコンクリートの曲げ強度の関係を示す。砂利を用いた場合の曲げ強度は、粗骨材の最大寸法にかかわらず、セメント水比の増加に伴って増大する傾向を示し、セメント水比の増加に伴う強度の増加割合および同一セメント水比における曲げ強度は、Gmax=40mmよりもGmax25mmの方が大きかった。碎石および石灰石を用いた場合の曲げ強度は、粗骨材の最大寸法によらず、砂利を用いたものよりも大きく、その差は

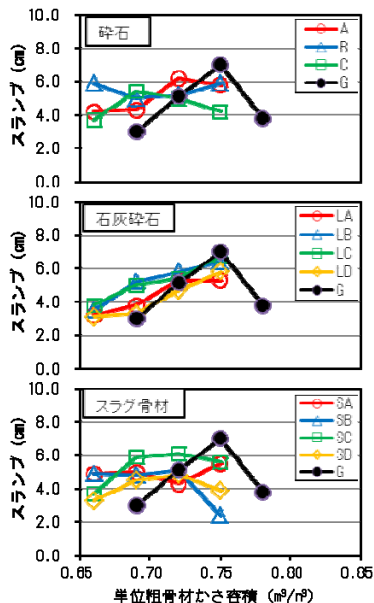


図3 単位粗骨材かさ容積とスランプの関係 Gmax=20および25mm

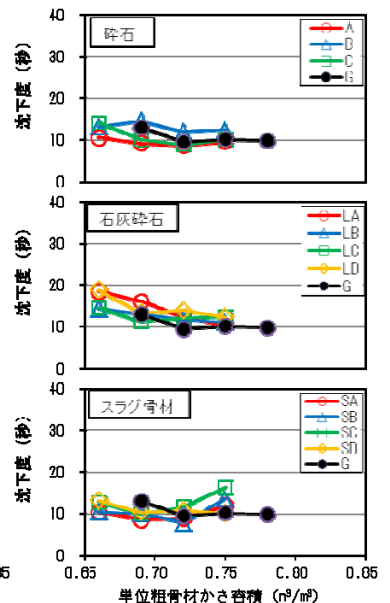


図4 単位粗骨材かさ容積と沈下度の関係 Gmax=20および25mm

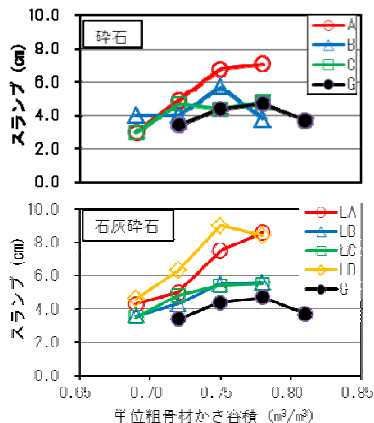


図5 単位粗骨材かさ容積とスランプの関係 Gmax=40mm

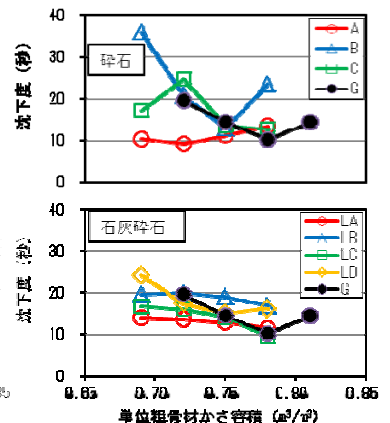


図6 単位粗骨材かさ容積と沈下度の関係 Gmax=40mm

Gmax40mm を用いた場合の方が大きかった。スラグ骨材を用いた場合は、その種類により異なり、SC および SD を用いた場合は、砂利を用いた場合よりも大きい、SA および SB を用いた場合は、砂利と同程度か、或いは、それよりも小さい傾向であった。骨材の表面積が大きい砕石を用いた方がコンクリートの強度が大きくなることが知られているが、砂利よりも表面積の大きい SA および SB を用いたコンクリートの曲げ強度が小さい傾向を示す理由として、骨材の品質特性に起因するものと推察されたが、本試験で実施した粗骨材の各種物性試験結果との関連性は見出せなかった。

図9に Gmax=20, 25mm と Gmax=40mm を用いたコンクリートの曲げ強度の関係を示す。Gmax20, 25mm を用いたものの曲げ強度は、Gmax=40mm を用いたものよりも若干大きい傾向が認められた。

5. まとめ

本研究で得られた結果を以下にまとめる。

- (1) 一般に適用されている舗装コンクリートの配合 (Gmax=40mm を用いたスランプ 2.5cm) を Gmax=20, 25mm を用いたスランプ 5.0cm のコンクリートに変更する場合、単位水量を 10~15kg/m³ 程度大きくする必要がある。
- (2) 同一スランプで比較した場合、石灰石を用いた場合の単位水量は、砕石を用いた場合とほぼ同等であるが、スラグ骨材を用いる場合は、7~15kg/m³ 程度大きくする必要がある。
- (3) 各種粗骨材を用いたコンクリートの曲げ強度は、骨材の種類によって異なり、更に、セメント水比の増加に伴う強度の増加割合も異なる。Gmax20, 25mm を用いたコンクリートの方が、Gmax40mm を用いたものよりも曲げ強度が大きくなる傾向がある。

6. 謝辞

本研究を進めるにあたり、多大なる御指導、御協力を賜りました渡边上席研究員、森濱総括主任研究員ならびに基礎材料チームの皆様に深く感謝の意を表します。

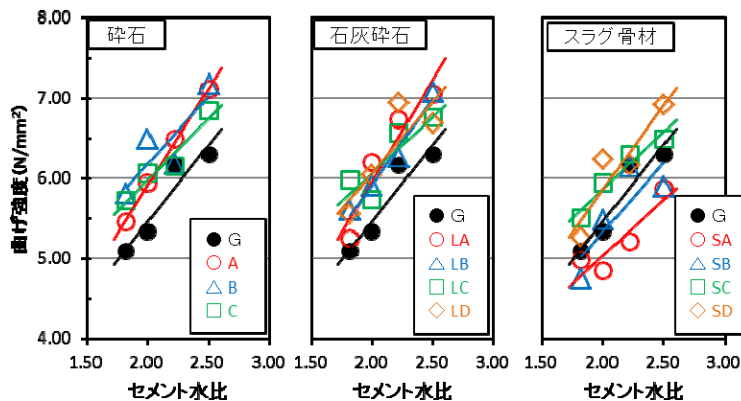


図7 セメント水比と曲げ強度の関係 Gmax=20, 25mm

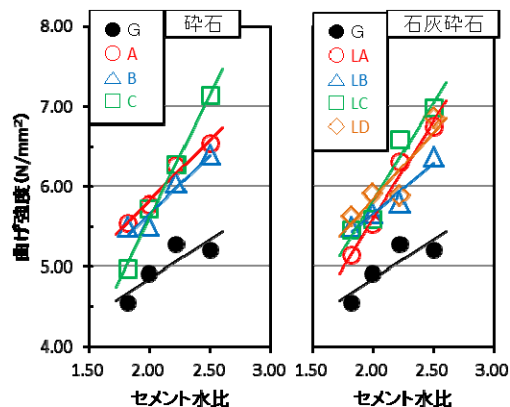


図8 セメント水比と曲げ強度の関係 Gmax=40mm

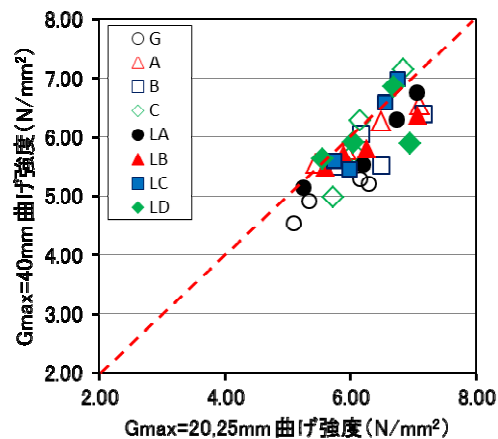


図9 曲げ強度に及ぼす粗骨材の最大寸法の影響

ゆるみ岩盤の安定性解析モデル構築手法に関する研究

チーム名等 地質チーム
氏 名 江口 貴弘

1. まえがき

昨今のダム建設においては、地質条件の良好なサイトが減ってきている。そのため、ダムの基礎岩盤として適した岩盤を探すため調査量が増加した例や、適した岩盤を出現させるための掘削量などが増加している例がみられる。

このようなダムの基礎に適さない岩盤の一つとして、「ゆるみ岩盤」が挙げられる。ゆるみ岩盤は、風化や応力解放などの影響で、岩盤の亀裂の開口や亀裂に流入粘土が充填する現象等が発生し、岩盤としての状態は保っているものの変形しやすい状態となったものである（佐々木ほか(2005) ¹⁾）。このゆるみ岩盤は、そのままでは基礎岩盤としての耐荷性が低くダムの安定性に影響するほか、高透水性を示すことが多い。さらに掘削や湛水時における斜面の安定性においても懸念材料として挙げられ、ダム建設における地質リスクとしては規模が大きいものである。

そのため、このようなダムのサイトでは、ゆるみの性状や範囲を正確に把握する必要があり、このための入念な調査が実施されている。また、必要に応じて、ゆるみ岩盤を避けるためダムの座取りを変更する、ゆるみ岩盤を掘削除去する、ある程度のゆるみは残置させるものの特殊基礎処理工の実施や止水対策を入念に行う、斜面安定のための対策工を実施するといった対策工が実施されている。

2. 研究目的

ゆるみ岩盤は、サイト固有の地形地質条件によりゆるみの程度や分布する範囲が異なる。よって、その把握のために一般の基礎岩盤調査と比較してボーリングや横坑などの調査量が増加する傾向にある。また、対策工を実施する必要が生じることでさらにそのための調査や施工数量が増加する傾向にある。このように、ダム建設においてゆるみ岩盤の存在は、調査・建設コストが増加する要因となっている。本研究では、ゆるみ岩盤の調査・対策を効率化し、コストを縮減するための方法を提案することを目的とする。

3. 研究方法

3.1 事例収集

本研究では、直轄・補助・水資源機構・電力のダム現場において、ゆるみ岩盤が建設において特に問題となるダムサイト、貯水池周辺斜面、原石山での事例を対象とした。また、ゆるみのメカニズムや分布が推定できるほどの十分な調査・評価を行っているものを対象とした。収集した資料は、ゆるみ岩盤に関する調査結果のまとめり程度を勘案し、主に基本設計会議資料、土研打合せ資料とした。

これらの観点から収集した事例数は50か所となった。

また、ゆるみゾーン区分の整理については、ゆるみ岩盤内においてゆるみの程度を2種類以上分類した事例を収集した。事例数は15となった。

3.2 岩盤のゆるみパターンの整理

ゆるみ岩盤の調査では、地形・地質状況やゆるみ岩盤の分布に基づき、ゆるみのメカニズムを推定する。そして、推定されたメカニズムに基づき、ゆるみの範囲が推定される。これまで、ゆるみの範囲の推定については、各現場における地形・地質状況や構造物との位置関係などが異なることから、それぞれ現場で独自に整理されている。しかし、それらを地質条件、ゆるみ岩盤の分布、推定されたメカニズムなどの観点から体系的に取りまとめたものはなかった。ここで、これらが体系的に取りまとめられたもの（以降ゆるみパターンと称する）がある場合、今後調査されるゆるみ岩盤は、体系化された事例の中から地質条件やメカニズムなどの観点から類似の事例を選択し、それに基づきゆるみの範囲を確認するための適切な調査位置や方法を選択することができる。

それぞれ個別に推定されてきたゆるみ岩盤の範囲について、ゆるみ岩盤の調査や設計に役立てるための体系的な取りまとめ方法として、ゆるみの形成過程別に調査・対策における必要項目で細分する階層構造的な分類を行った。

ゆるみ岩盤を調査し、対策を考える上では、「ゆるみ範囲と非ゆるみ範囲を分ける境界」「ゆるみ範囲内におけるゆるみの性状」（以下必要項目と略す）を把握することが必要であり、これらを早く正確に確認することがより効率的で適切な調査・対策につながる。そのため、調査時に必要項目を識別することのできる特徴的な地質や地質構造等の有無や種類を用いて分類した。また、このような特徴的な地質や地質構造等は、亀裂の開口要因となっている斜面の変動様式によって、必要項目に対する影響の現れ方が異なると推定される。そのため、区分の方法として、まず斜面の変動様式で区分を行い、その区分ごとに必要項目に対して特徴的な地質や地質構造等の有無や種類を抽出した。

3.3 ゆるみゾーン区分の整理

ゆるみゾーン区分とは、ゆるみの程度を複数ランクにわけ、その広がりを示したものである。ゆるみの程度は、それぞれのサイトで、亀裂開口量や流入粘土などのゆるみの性状で定性的に区分され、その性状に応じて構造物設計における対策方法を対応付けている。一例として、ゆるみゾーン区分を行いダム掘削形状に反映させた事例の模式図を図-1に示す。

ゆるみゾーン区分について体系的に取りまとめられたものがある場合、類似の事例から、対象となるゆるみ岩盤の構造物の基礎としての適用の可否や、適用のための方法を参照することができ、これを設計へ反映させることができる。このように区分事例を他の現場でも適用できるような共通の観点で整理するため、以下の手順で検討した。

まず、ゆるみ区分の事例を整理し、ゆるみ区分設定の傾向を確認した。次に、それぞれの区分設定時に着目した区分要素について整理した。そして、これらの整理結果とゆるみパターンとの関連を考察した。

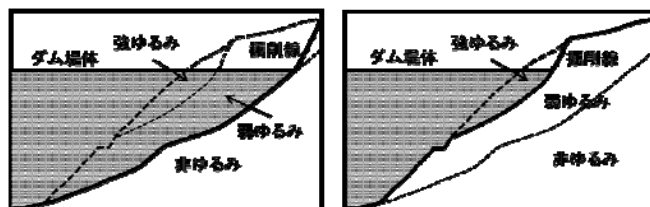


図-1 ゆるみ岩盤区分と掘削形状の変化概念図

(左：弱以上のゆるみを除去 右：強以上のゆるみを除去)

4. 研究結果

4.1 岩盤のゆるみパターンの分類

ゆるみの分類は、まず、岩盤における亀裂の開口原因である斜面の変動様式の違いに基づいて分類を行い、①ト

ップリング(10例)、②層面沿いのすべり変形(6例)、③応力解放によるマスとしての変形(11例)、④変形の少ない亀裂の開口主体(10例)、⑤地すべりによる亀裂の開口(4例)の5区分とした(図-2に示す)。なお、このような分類に当てはめられない「その他」の区分が10例存在した。

①の変動様式では、「ゆるみ域」と「非ゆるみ域」を区別する境界部(以下ゆるみの境界と略す)が断層によって形成される事例が2例(タイプA)、ゆるみの境界がゆるみの下部で形成される事例が1例(タイプB)、ゆるみの境界は形成されないが、地質の違いによってゆるみの程度が変わるものが1例(タイプC)、ゆるみの境界は形成されず、ゆるみの程度が地質や地質構造とは関係がないものが6例あった(タイプD)。

②の変動様式では、ゆるみの境界がくさび形状であるものが1例(タイプE)、ゆるみの境界が低角度断層沿いであるものが1例(タイプF)、ゆるみの境界が風化により劣化した低角度層沿いであるものが2例(タイプG)、風化により劣化した低角度層沿いのすべり変形は見られるが、境界全体は不明瞭であるものが2例あった(タイプH)。

③の変動様式では、ゆるみ範囲内において、前後でゆるみの程度を区分する弱層の連結がみられ、これがゆるみ範囲内の変形程度の違いを表す境界となっているものが5例あった(タイプI)。また、弱層の連結が見られないものは6例あった(タイプJ)。

弱層の連結とは、明瞭な一つの面を形成しているのではなく、元の不連続面や新たに開口・流入粘土が充填した個所をつなぎながら、ゆるみ域内のある程度の範囲で連続したものである。事例ではこの連結した弱層より前面(川側)の方がよりゆるみが強いという傾向がみられ、ゆるみ域内におけるゆるみ程度の区分を行う上で手がかりになる現象であると考えられる。

④の変動様式では、ゆるみの程度を規制する地質構造として、高角度断層沿いに亀裂が開口しているものが1例(タイプK)、地質・地質構造に基づいた亀裂開口要因として、風化花崗岩の直下の花崗岩が3例(タイプL)、地質・地質構造に基づいた亀裂開口要因として、層理面沿いが1例(タイプM)、地質・地質構造に基づいた亀裂開口要因が不明なもの5例あった(タイプN)。

⑤の変動様式では、ゆるみ岩盤が地すべり土塊内に存在したものが4例あった(タイプP)。ゆるみが地すべり

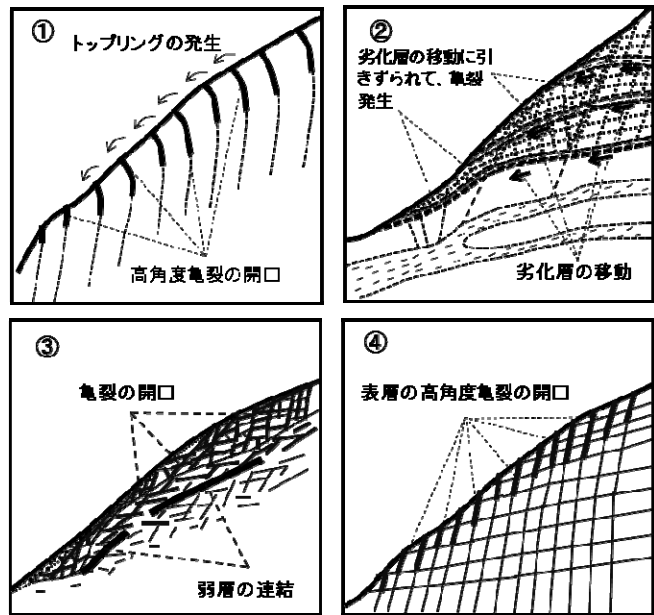


図-2 ゆるみの分類において着目した斜面の変動様式²⁾

(図-2の解説)

①トッピング：地質構造や卓越した亀裂系が高角度で分布し、これらが川側へ倒れ込むように変形し、亀裂の開口等の現象がみられるもの。

②層面沿いのすべり変形：断層や地層面等が低角度流れ盤で分布し、その層ですべり変形が発生し、上盤に亀裂の開口等がみられるもの。

③応力解放によるマスとしての変形：斜面の地質構造上は、トッピングやすべり変形の元となる構造は見られないが、応力解放によって深部まで亀裂の開口や岩片・岩塊の微小移動や変形がみられる現象。

④変形の少ない亀裂の開口主体：①～③には当てはまらない、主に表層部や特定の地質・地質構造沿いに高角度亀裂が開口するもの。

⑤地すべり(図省略)：地すべりの移動により、地すべり土塊内あるいは地すべり周辺で岩盤の亀裂が開口するもの。

土塊外に存在するもの（タイプ0）は確認されなかった。

パターン分類の結果をフロー図として整理したものを図-3に示す。

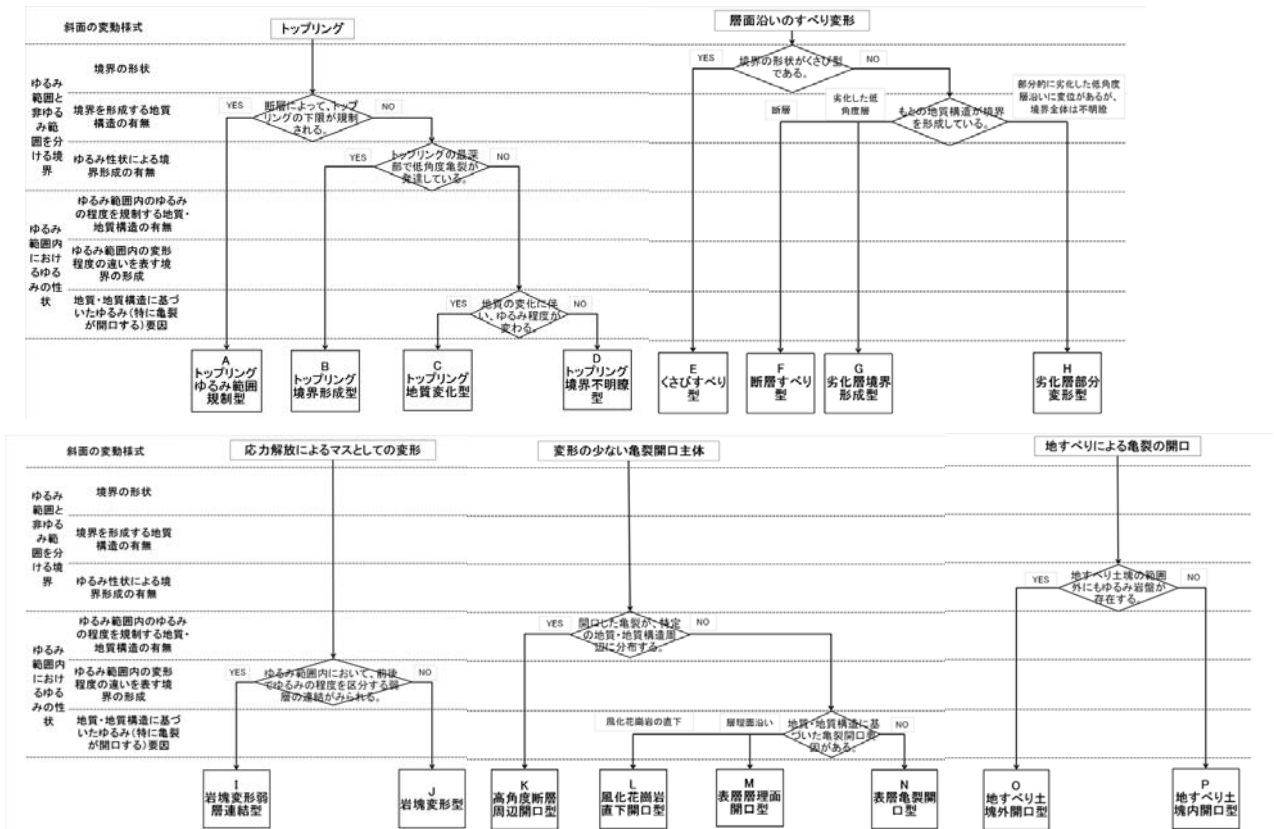


図-3 ゆるみ岩盤パターン分類フロー²⁾に事例を追加して修正

4.2 岩盤のゆるみゾーン区分

ゆるみゾーン区分の事例を確認した結果、①ほとんどの事例でゆるみでない堅岩にゾーン区分を設定している、②ゆるみ範囲内においては、a. 概ね数 mm 程度の開口で、流入粘土の付着や亀裂面の風化はまちまちで、構造物基礎としての適用の判断が検討できる弱い程度のゆるみ、b. 数 cm オーダーの開口で、空洞・石積み状構造等ゆるみが強く明らかに構造物基礎として適用できない強い程度のゆるみ、に区分される例が多い、③事例によっては上記 a. b. 2 者の中間にあたる区分を設定している、④ゆるみ範囲とゆるみでない堅岩の境界設定を意識して、境界となりうる特徴や分布について示した区分を設定している例がいくつかある、といった傾向を確認した。

これらの傾向を踏まえ、事例におけるそれぞれのゾーン区分を以下の 5 つのゆるみの強さに分けて整理した。

1. 堅岩部：おおむね新鮮な岩盤で、亀裂の開口はほとんど見られない。構造物基礎として問題なく適用可能。
2. 境界部：ゆるみと非ゆるみの間に特徴的な性状が見られた際に設定される区分。対策は一般的に掘削除去。
3. 弱ゆるみ：開口量は概ね mm オーダーであるが、流入粘土や亀裂沿いの風化の状況はサイトによってまちまちである。性状や構造物の設計条件などにより、構造物基礎としての適用が検討できる区分。
4. 中ゆるみ：開口量は mm オーダー～1cm 程度で、概ね流入粘土の流入や亀裂沿いの酸化などがみられる。対策としては一般的に掘削除去が検討される区分。
5. 強ゆるみ：開口量は 1cm 以上で、岩塊の移動・変形や、非常に強い風化などがみられる区分。対策としては

掘削除去が検討される。

また、それぞれのゆるみゾーン区分事例の特徴を整理するため、区分に用いられている要素（以下区分要素と略す）に着目した。事例で用いられている区分要素は以下のとおりである。

- a. 亀裂の開口頻度：範囲内の亀裂開口状況の大まかな傾向を示したものの。
- b. 亀裂の最大開口量：範囲内における開口量の最大値を示したものの。
- c. 累積開口量：範囲内の亀裂の開口量を積算したものの。
- d. 流入粘土：亀裂への流入粘土の存在状況を示したものの。
- e. 亀裂・岩片の風化：亀裂面やその周辺の岩盤の風化状況を示したものの。
- f. コア形状：ボーリングによって採取されたコア形状を示したものの。
- g. 岩塊の変形：岩盤の中で変形の影響を受けたとみられる構造。岩塊の移動、石積み状構造、空洞の形成等。

ゆるみゾーン区分事例と区分要素を整理し、4.1で実施したゆるみパターン分類と比較した一覧を表-1に示す。

ゆるみ区分設定の傾向とゆるみパターンとの関連は以下のとおりである。

- ・ゆるみゾーン区分を行っているゆるみタイプは、D、I、その他が多い。
- ・タイプDでは、a.～c.の亀裂の開口に関する要素（種類についてはサイトにより違いあり）を基本的に用いて区分が行われているが、弱ゆるみでは流入粘土、強ゆるみでは岩塊の変形に着目している事例が多い。また、中ゆるみでは着目している項目がサイトによってまちまちである。
- ・タイプIでは、累積開口量を基本的に用いて区分が行われているが、それ以外の区分要素の適用はサイトによりまちまちである。また、タイプIの特徴である「ゆるみの程度を区分する弱層の連結」は、境界部として設定（Mダム,0ダム）、IVゾーン（中ゆるみ）の設定時に適用（Lダム）されており、構造物の設計を行う際に大きな影響がある。
- ・その他のタイプでは、採用されている区分要素がサイトによってまちまちである。このようなタイプでゆるみゾーン区分を設定する際は、サイトごとのゆるみの性状や地質の特徴を考慮し、調査・評価を行う必要があることを示している。

5. 適用にあたっての注意

本研究では、ゆるみ岩盤の調査・対策を効率化しコストを縮減するための方法として、ダム建設におけるゆるみ岩盤の調査・設計事例を基に、ゆるみ岩盤のパターン分類を行った。また、ゆるみゾーン区分事例を整理し、ゆるみ岩盤のタイプとの比較を行った。

ただし、これらを適用するにあたっては以下の点に注意が必要である。

- ①ゆるみ岩盤の調査事例を追加収集することにより、さらなるパターン分類が設定されることが考えられる。
- ②現時点では、複雑なゆるみメカニズムを持つ斜面については、このパターン分類に対応していない。このような複雑なゆるみメカニズムの斜面に対しては、調査の考え方などを別途考えていく必要がある。
- ③ゆるみゾーン区分の傾向とパターン分類との比較については、今後ゾーン区分の事例が増えることで、比較結果に変化が出る可能性がある。また、ゆるみ区分事例を強さに分けて整理したが、物性値との対応はできていない。今後、ゾーン区分を基にゆるみ岩盤を設計値に反映させる場合や、ゆるみの進展を数値解析で表現する場合は、物

性値との対応あるいはゆるみ程度の変化と物性値変化との対応を整理する必要があると考えている。

表-1 ゆるみゾーン区分の共通化整理結果

タイプ	D			H			I				J			K			その他		
	Aダム	Eダム	1ダム	Dダム	Fダム	Jダム	Lダム	Mダム	Oダム	Bダム	Hダム	Nダム	Cダム	Gダム	Kダム	1	Aゾーン	Bゾーン	
堅岩	亀裂の開口頻度	○			○				○										
	亀裂の最大開口幅	○			○	○						○							
	累積開口量				○		○												
	流入粘土	○														○			
	亀裂・岩片の酸化			○	○	○	○					○	○	○		○	○	○	
	コア形状						○									○	○	○	
境界部	境界部の性状		主ゆるみ岩盤 粘土化層	クリープゾーン 褐色化した破砕部 層間除去					R1d 連続性のよい弱層 層間除去			1ゾーン	連続性のよい弱層			ゆるみ岩盤ゾーン シーティンダグジョイント 層間除去	3 粘土層	3~4 破砕粘土	Dゾーン 亀裂の密着 層間除去
	コア形状																		
弱ゆるみ	亀裂の開口頻度	○	○	○					○										
	亀裂の最大開口幅	○	○	○					○										
	累積開口量																		
	流入粘土	○	○	○												○			
	亀裂・岩片の酸化	○	○	○	○	○	○					○	○	○		○	○	○	
	コア形状																		
中ゆるみ	亀裂の開口頻度	○	○	○					○										
	亀裂の最大開口幅	○	○	○					○										
	累積開口量																		
	流入粘土	○	○	○												○			
	亀裂・岩片の酸化	○	○	○	○	○	○					○	○	○		○	○	○	
	コア形状	○	○	○															
強ゆるみ	亀裂の開口頻度	○	○	○					○										
	亀裂の最大開口幅	○	○	○					○										
	累積開口量																		
	流入粘土	○	○	○												○			
	亀裂・岩片の酸化	○	○	○	○	○	○					○	○	○		○	○	○	
	コア形状	○	○	○															

※1：正式名称は「相対的に開口量の小さい開口割れ目分布領域」、※2：正式名称は「相対的に開口量の大きい開口割れ目分布領域」

表中の○は、そのゆるみ区分で採用されている要素を示す。境界部の性状は、境界部で確認されるゆるみの性状を記載。表中の矢印は、これより下のゆるみ区分で行われているダム基礎への対策工を示している。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、地質・地盤研究グループ地質チーム佐々木首席研究員、浅井総括主任研究員、品川主任研究員、日外研究員、宮本交流研究員および脇坂地質監、阿南特命首席研究員をはじめ多くの方々にご指導頂きました。ここに末筆ながら謝意を表します。

所属：独立行政法人 水資源機構

<参考文献>

- 1) 佐々木靖人・片山弘憲・倉橋稔幸：ダムにおけるゆるみ岩盤の実態と分類試案，ダム技術，No. 228，pp. 9-21，2005.
- 2) 江口貴弘・日外勝仁・佐々木靖人：ダム建設事例におけるゆるみ岩盤のパターン分類，日本応用地質学会平成 25 年度研究発表会講演論文集，pp. 85-86，2012.

道路斜面災害事例の教訓分析に関する研究

チーム名等 地質チーム
氏 名 宮本 浩二

1. まえがき

頻発する集中豪雨や大規模地震に対し、道路ネットワークの安全性の確保が社会的な重要課題となっている。このような状況の中、限られた事業予算の中で道路斜面对策を効果的・効率的に行うには、災害弱点箇所の的確な抽出と対策優先度の判定手法が必要であり、そのためには、災害事例の収集、分析を体系的に行うことが不可欠である。そこで、土木研究所では平成20年度から道路斜面災害事例を継続的に収集・分析し、現場へフィードバックする枠組みを構築し¹⁾、運用を開始している。

2. 研究目的

本研究は、これらの背景を踏まえ、近年発生した豪雨、地震等による道路斜面災害事例について収集、分析し、災害事例から得た教訓や課題について体系的にとりまとめ、道路点検や維持管理、対策手法等へ反映することを目的としている。

3. 研究方法

研究対象とする災害は、平成23年東北地方太平洋沖地震で被災した県管理道路の事例（宮城県53箇所、福島県39箇所）と平成23年度に主に降雨で発生した直轄国道の災害事例（計42箇所）である。対象とする災害規模は、主に通行規制が実施された場合や災害査定で復旧を行った場合とした。また、資料の収集、分析に際しては、土木研究所が作成した「道路斜面災害調査表」に基づき詳細にとりまとめ、現地調査を実施した上で災害の特徴や道路防災上の留意点、教訓について整理を行った。

4. 研究結果

4.1 東北地方太平洋沖地震（宮城、福島）の災害の特徴

地震で発生した災害形態は、岩盤崩壊と路肩・盛土崩壊が全体の約9割近くを占め、地すべり、土砂崩壊、落石は少数である（図4-1）。岩盤崩壊、路肩・盛土崩壊、地すべりの代表的な災害事例を写真4-1に示す。被災箇所近傍で観測された震度は、震度5弱以上であり、震度6弱の箇所がもっとも多い。また、道路防災点検に関しては、被災箇所のほとんどは点検対象の選定基準に該当していたものの、点検対象外となっていた。

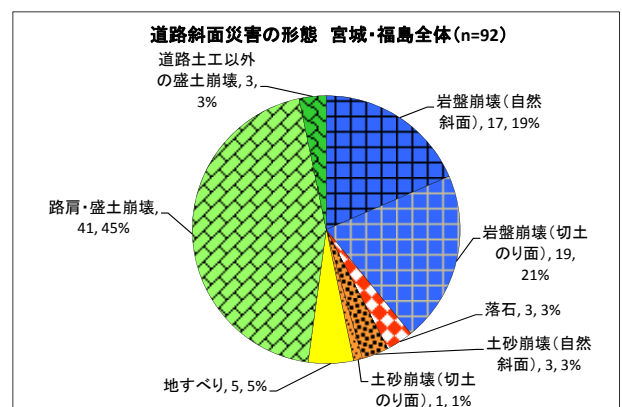


図4-1 宮城・福島両県の道路斜面災害の発生形態



写真 4-1 宮城県、福島県の道路斜面災害の代表事例

4.1.1 岩盤崩壊の特徴

岩盤崩壊は計 36 事例発生しており、発生箇所は、福島県いわき市周辺の結晶片岩分布域と宮城県の牡鹿半島周辺の中生代～古生代の堆積岩（砂岩，頁岩，粘板岩）分布域，および第四紀火山岩の分布域にまともっている。

岩盤崩壊箇所の地形・地質の特徴を図 4-2 に示す。図 4-2 に示すように事例の 7 割近くは尾根地形で発生しており，このうち，流れ盤や受け盤構造，キャップロック構造を有する場合が多い。また，尾根地形で流れ盤や受け盤構造の場合，崩壊規模が大きくなる傾向が認められた（図 4-3）。特に，尾根地形で流れ盤の場合，発生土量は単なる尾根地形の約 40 倍（平均値比較の場合）と規模が大きく，重点的な点検が必要である。なお，岩盤崩壊箇所には，既設の落石防護網工や落石防護柵，吹付モルタル工等が実施されていたが，多くの箇所で設計条件を上回る規模の崩壊が発生し，防護効果が十分に発揮されるものではなかった。

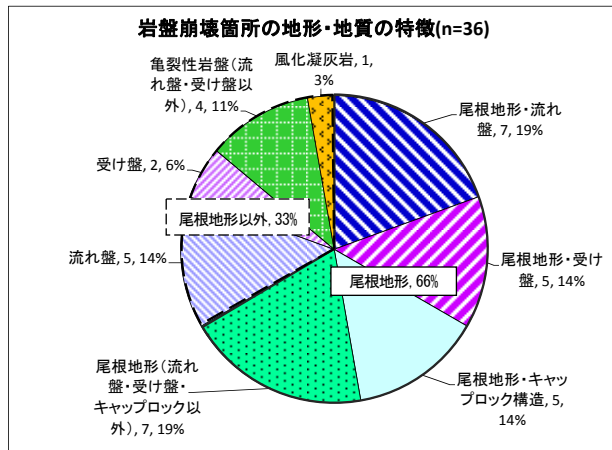


図 4-2 岩盤崩壊の地形・地質の特徴

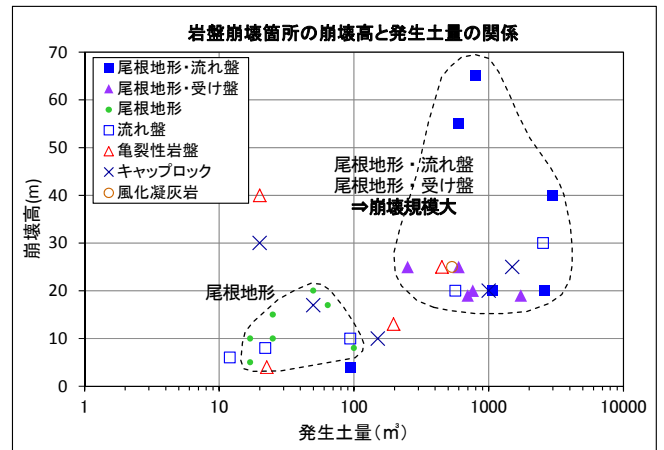


図 4-3 岩盤崩壊箇所の崩壊高と発生土量の関係

4.1.2 路肩・盛土崩壊の特徴

路肩・盛土崩壊は計 43 事例発生しており，図 4-4 に示すように，「谷埋め盛土（8 事例）」や「背後に集水地形のある盛土でのり尻が軟弱地盤（9 事例）」，「腹付け盛土（5 事例）」等で被災が多い。谷埋め盛土は盛土高 10m 以上の高盛土が被災している場合が多く（図 4-5），一方，背後に集水地形がある盛土でのり尻が軟弱地盤の場合では，盛土高が 10m 以下でも被災している。また，崖錐斜面上の擁壁（重力式擁壁，ブロック積み擁壁，混合擁壁）が被災している事例も多く（図 4-4），特に混合擁壁では道路土工指針の標準的なのり高（全高 8m）を上回るものが被災している。

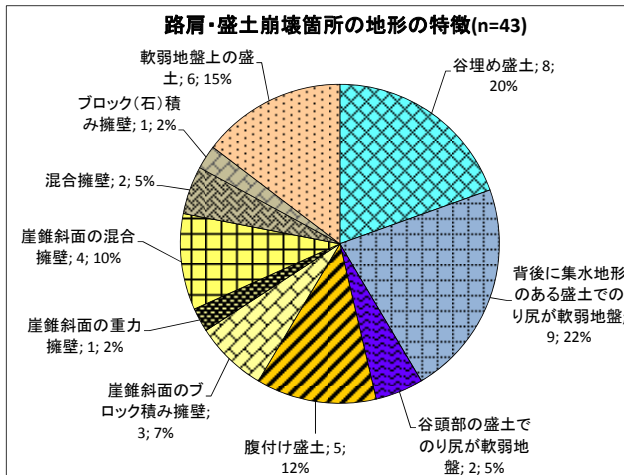


図 4-4 路肩・盛土崩壊の地形の特徴

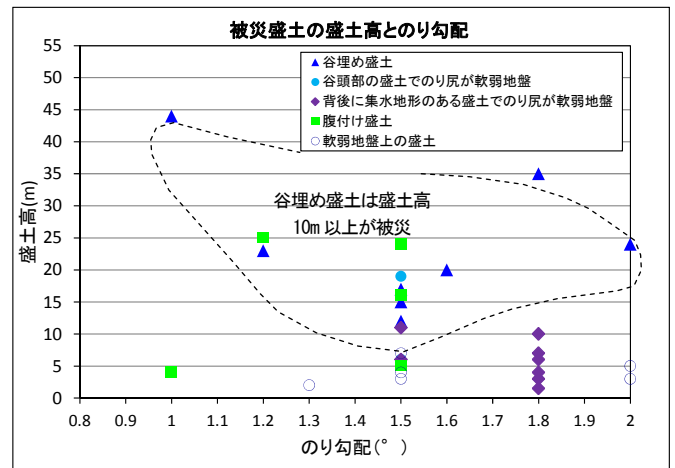


図 4-5 被災盛土の盛土高とのり勾配

4.1.3 道路土工以外の盛土崩壊の特徴

道路土工以外の盛土崩壊事例（3 事例）のうち、特徴的なものとして「人為的埋め土斜面」の崩壊があげられる。この事例は、山間部の緩傾斜の放牧地で地すべり性の崩壊が生じ、崩壊土砂が道路に達したもので、過去の空中写真判読から、人為的に浅い谷が埋め立てられていたことが判明した。このように崩壊の危険性のある地形改変部が自然地形と見分けがつきにくい事例があることから、地形改変履歴に着目した地形判読が必要である。

4.1.4 地すべりの特徴

地すべりの発生件数は 5 事例と少ないものの、災害規模が大きいため道路防災上留意すべき災害である。地すべり事例は、要因的特徴から「低角度流れ盤の層理面をすべり面とする地すべり（2 事例）」、「既存地すべり末端の地すべり（2 事例）」、「崩積土の地すべり（1 事例）」に分類される。このうち、「低角度流れ盤の層理面をすべり面」とする地すべりは、新第三紀の堆積岩分布域で発生したもので、新潟県中越地震をはじめ、内陸で発生した過去の大規模地震でも同様の事例が報告されている²⁾。

4.1.5 土砂崩壊の特徴

土砂崩壊の事例は 4 事例と少ないものの、要因的特徴から、「旧崩壊跡地形に隣接する斜面」の崩壊、「地すべり末端部」の崩壊、「切土のり面上の旧谷頭部」の崩壊、「地震後の降雨」による崩壊に分類される。これらの特徴のある地形では地震時に不安定化する可能性があり、注意すべき地形要素といえる。

4.2 平成 23 年度直轄国道斜面災害の特徴

平成 23 年度の直轄国道の斜面災害（主に降雨災害）は計 42 件発生している。災害事例の分析中のため、ここでは災害事例の概要を述べるにとどめるものとする。道路斜面災害は、自然斜面崩壊、切土のり面崩壊、路肩・盛土崩壊がそれぞれ全体の 4 分の 1 程度発生しており（図 4-6）、災害の誘因となった気象は、図 4-7 に示すように台風 12 号をはじめとする台風の接近通過に伴う災害が全体の 4 分の 3 近くを占めている。

事例分析、現地調査をもとに災害要因について検討した結果、代表的な例として、自然斜面崩壊では、「0 次谷

地形の崩壊 (5 事例)」、「背後に集水地形のある崖錐斜面の崩壊 (3 事例)」、「崩壊跡地の隣接斜面の崩壊 (2 事例)」等が挙げられる。また、切土のり面では、「被災履歴のあるのり面の崩壊 (3 事例)」、「湧水のあるのり面の崩壊 (2 事例)」、「背後の谷地形からの集水による崩壊 (1 事例)」等があげられる。路肩・盛土崩壊では、「浸透水・表流水の集中による崩壊 (4 事例)」、「道路自体が集水し盛土が崩壊 (3 事例)」、「進行性の変状履歴のある盛土の崩壊 (1 事例)」等が代表的な事例としてあげられる。

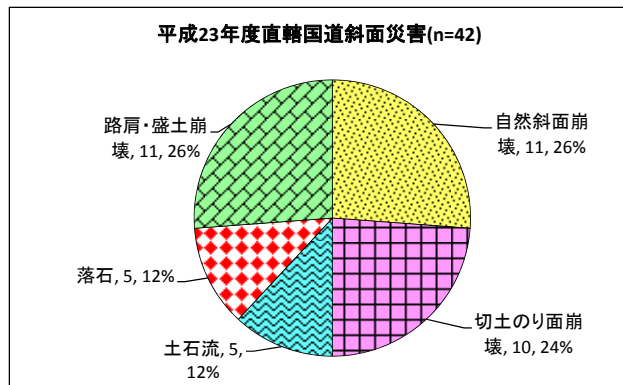


図 4-6 平成 23 年度直轄国道斜面災害の状況

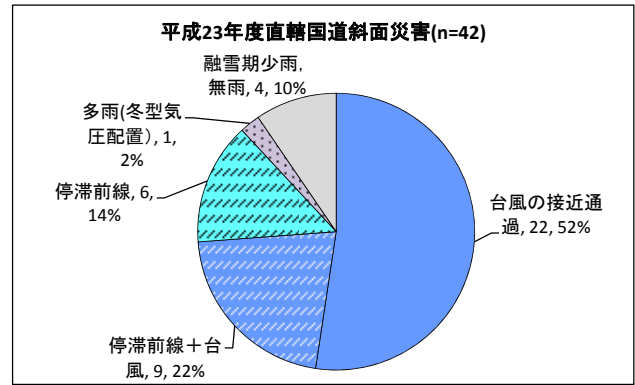


図 4-7 平成 23 年度直轄国道斜面災害の誘因

5. 結 論

東北地方太平洋沖地震による道路斜面災害の事例を分析した結果、岩盤崩壊は急傾斜面や尾根地形で多く発生しており、路肩・盛土崩壊は、谷埋め盛土（特に高盛土）や集水地形の盛土で崩壊が発生していることが確認された。これらの特徴は、これまでの大規模地震による災害事例と共通するものである。また今回の事例分析から、岩盤崩壊は尾根地形で流れ盤構造をなす場合に崩壊規模が大きくなること、山間部での人為的埋め土斜面の崩壊事例など、新たな知見が得られた。平成 23 年度直轄国道災害については、災害発生数、発生形態とも平成 22 年度とほぼ同様な傾向がみられた。

降雨や地震に起因する道路斜面災害は、地形地質の素因的特性や誘因となる地震動や降雨特性の違いを反映し、地域毎に災害の形態や規模が異なる。今回、事例分析を行った東北地方太平洋沖地震のような海溝型巨大地震による道路斜面災害に関する報告事例は少なく、研究を行う意義は大きい。今後も降雨や地震による道路斜面災害の事例を継続して収集・分析し、教訓としてまとめ、道路点検や維持管理等の方策に反映することが重要である。

6.謝 辞

地質・地盤研究グループ地質チームの佐々木靖人上席研究員、浅井健一統括主任研究員をはじめ、チームの方々からご指導をいただいた。ここに記して感謝申し上げます。

所属：応用地質株式会社

<参考文献>

- 1) 佐々木靖人・浅井健一・矢島良紀, 道路斜面災害等による通行止め時間の縮減手法に関する調査(1), 独立行政法人土木研究所, 平成 20 年重点プロジェクト研究報告書 4.1, 2009.
- 2) (社)日本地すべり学会, 地震地すべり-地震地すべりプロジェクト特別委員会の統括編一, 2012.

細粒分を含む砂の液状化強度に関する研究

チーム名等 土質・振動チーム
氏 名 鷲見 浩司

1. 研究目的

兵庫県南部地震後、凍結サンプリングを基にした液状化試験データが数多く蓄積され、レベル2地震動に対応可能な液状化強度評価式が提案された。しかし、当時の調査は密な砂、砂れきの液状化強度の評価に主眼が置かれていたため、細粒分を含む砂に関するデータが少なく、液状化特性に及ぼす細粒分の影響の評価方法は課題として残されている¹⁾。今回、関東地方の沖積平野14地点(図-1)において原位置調査、室内土質試験を実施し、様々な土質(砂質土～粘性土)を対象にその液状化特性の把握を試みるとともに、既往の液状化強度評価式について再検討した。その際、液状化試験に先立ち、ボーリングコアやサウンディングデータを基に対象地盤の深さ方向の不均質性をその素因である形成環境とあわせて検討した。

2. 研究方法

各地点において、表-1に示す項目の調査・試験を実施した。

ここで、液状化試験に用いる4体程度の供試体を選定する際には、チューブから取り出した試料を観察し、それぞれが類似した土質となるよう留意した。ただし、チューブ運搬時に凍結させた試料はその表面が観察しがたい状態であることが多く、この時点で全供試体を十分に選定できたわけではない。物理試験は、標準貫入試験の採取試料と、液状化試験の全供試体を対象に実施した。標準貫入試験の1試料中において土質が変化する場合は、その試験区間において代表的な土質のみを選択的に採取し物理試験に用いた。

3. 研究結果

3.1 細粒分含有率FCと形成環境の関係

液状化試験供試体と、これに対比される標準貫入試験試料の細粒分含有率FCの関係を図-2に示す。同図には、対象地点のコア観察に加えて、地層の空間的分布から推定した各試料の形成環境ごとに区別してプロットした。その際、自然地盤(沖積層)に対しては「内湾」、「デルタ」、「河道および自然堤防」、「後背湿地」に、また、人工地盤に対してはサンドポンプによる埋め立て土を「浚渫土」、それ以外の施工方法(主に人力)による埋め立て土を「埋土」、河川堤防や道路盛土を「盛土」に区分した。なお、「デルタ」は、デルタ平野とデルタフロントを総称するものとした。この結果、液状化試験の供試体ごとにFCのばらつきが

表-1 調査項目

調査項目	仕様
機械ボーリング	φ86 SPTと併用 一部地点はオールコアを追加
標準貫入試験(SPT)	深さ1mおき、半自動型
PS検層	サスペンション方式
電気式静的コーン貫入試験(CPT)	三成分測定(先端抵抗, 周面抵抗, 間隙水圧)
乱れの少ない試料の採取	固定ピストン式またはロータリー式三重管
液状化試験	繰返し非排水三軸試験
物理試験	粒度, 土粒子密度, 液性限界, 塑性限界

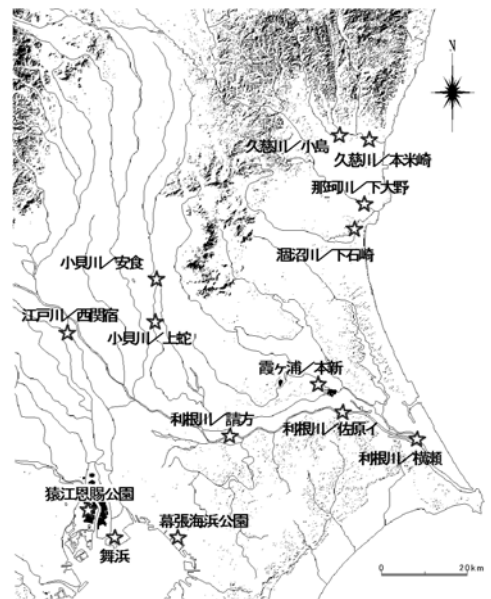


図-1 調査位置

(国土地理院電子国土地図に加筆)

あり、さらに、人工地盤の浚渫土や自然地盤の特にデルタ堆積物は、液状化試験供試体と標準貫入試験試料にFCの差異が生じていることが認められた。

3.2 深さ方向の土質の不均質性

オールコア試料を半裁し観察することにより、深さ方向の層相変化をcmオーダーで把握した。その結果の例を粒度試験結果および電気式静的コーン貫入試験結果(FCは推定値²⁾)とあわせて図-3に示す。浚渫土およびデルタ堆積物は数cm~数10cmオーダーで層相が変化しており、それに対し、標準貫入試験試料はおよそ30cm、また、液状化試験供試体は高さ10cmであるため、これらのFCにばらつきが生じるのは明らかである。

標準貫入試験の試験間隔は標準的には1mで行われており、それに対し、この例のように数cm~数10cmオーダーで層相が変化する場合、調査方法自体に精度上の課題が内在している。細粒分を含む砂はこのように深さ方向に土質が大きく変化する区間に分布することが多いと考えられるため、液状化試験の前に供試体を観察することにより類似した土質のみを選別し、さらに、液状化試験後も全供試体に対して物理試験(特に粒度試験)を行うことにより、土質の異なる供試体の試験値は除外し、液状化試験の信憑性を担保しておく必要がある。

3.3 原位置と室内での物理・力学特性のばらつき

本研究で収集したデータから液状化強度とN値、粒度の相関関係を検討するにあたり、まずは、原位置と室内でのばらつきと採取試料の品質を評価する必要がある。ここでは、粒度を代表するものとして細粒分含有率FC、密度を代表するものとして乾燥密度 ρ_d 、微視構造を代表するものとして初期せん断剛性 G_0 を指標とする。以下、これらの記号への添え字Fは原位置、Lは室内を示す。

原位置と液状化試験供試体のFC、 ρ_d および G_0 を図-4に比較する。同図には、松尾³⁾による凍結試料の試験データのうち、洪積土、改良土および礫質土を除いたデータをあわせて示している。原位置と室内を比べると、 ρ_d および G_0 のばらつきもさることながら、FCのばらつきが特に顕著である。ここで、地盤工学会基準⁴⁾(JGS0541-2009)では土の繰返し非排水三軸試験の結果として圧密後の乾燥密度を報告することとされており、 ρ_d の相対的な違いを指標に試料の品質を評価(異常値の除外)することはよく行われる。そこで、同図では $|\rho_{dF} - \rho_{dL}| \leq 0.2\text{g/cm}^3$ の供試体とそれ以外の供試体で分けてプロットしてみた。 ρ_{dF} と ρ_{dL} の差が大きなデータを除外した場合、 FC_F と FC_L の差が大きなデータの一部は取り除かれるが、それでもFCには大きなばらつきが残る。また、 G_{0F} と G_{0L} のばらつきはさほど改善されず、 ρ_d との相関はほとんどなさそうである。したがって、 ρ_d は指標の一

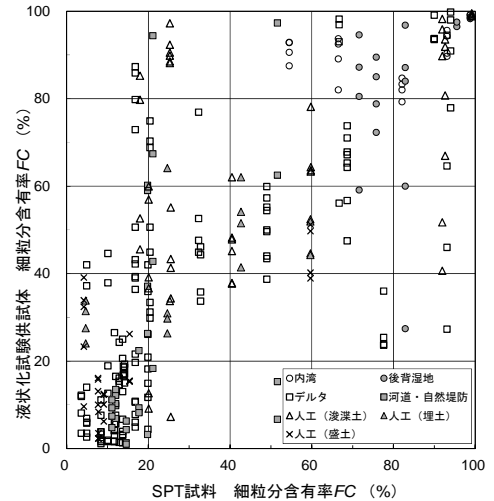


図-2 SPT 試料と液状化試験供試体の細粒分含有率FCの比較

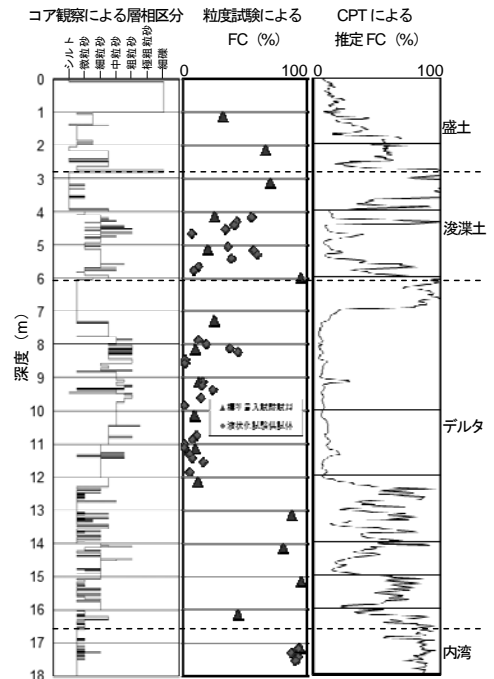


図-3 深さ方向の層相変化(舞浜)

つとなりうるものの、これだけでは粒度や微視構造の違いを十分に把握することができず、試料の品質評価としては不十分であると考えられる。

3.4 R_L の評価方法

液状化試験は繰返し非排水三軸試験により行った。各供試体が $DA = 5\%$ に達したときの繰返し応力比 R ・繰返し回数 N_c の関係を、次式で近似することで繰返し三軸強度比 R_L を求めた。

$$R = R_L (N_c / 20)^b \quad (1)$$

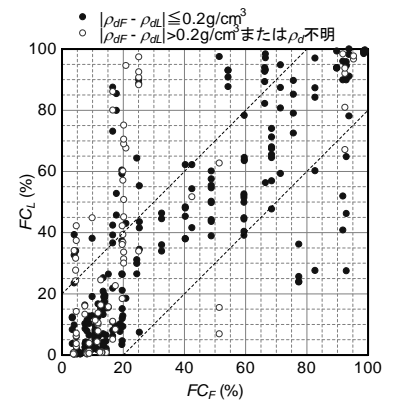
ここに、 b は液状化強度曲線の勾配を表すパラメータである。

原位置と室内におけるばらつきと供試体の品質を評価するにあたり、ここでは、原位置に対して液状化試験供試体の FC が $\pm 20\%$ 、 ρ_d が $\pm 0.2 \text{ g/cm}^3$ 、 G_0 が $0.5 \sim 1.5$ 倍の範囲 (図-4(a)~(c)の破線) を超えるデータを除外することとした。この範囲内にある比較的ばらつきが小さい供試体を、ここではグループ A と呼ぶ。このようなばらつき・品質の評価方法の妥当性を確認するため、全データから原位置に対して液状化試験供試体の ρ_d が $\pm 0.2 \text{ g/cm}^3$ を超えるもののみを除外したグループ B、ばらつきの大小によらない全てのデータをグループ C として分類した。個々の試料について、グループ A~C における R_L を求めるにあたっては、 $R \cdot N_c$ 関係にばらつきが認められる場合でも主観的に異常値を選定・排除することせず、各グループの条件に合致する全ての供試体の $R \cdot N_c$ 関係に対して最小二乗法により式(1) で近似した。

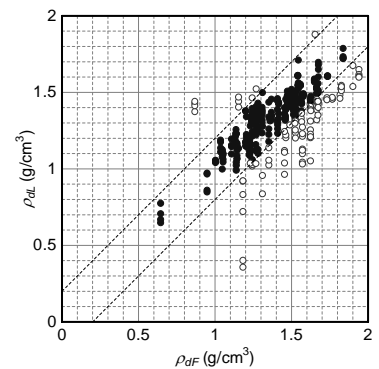
3.5 $R_L \cdot N_1$ 関係

得られた繰返し三軸強度比 R_L と、有効上載圧 $\sigma_v' = 100 \text{ kN/m}^2$ 相当に換算した N 値 N_1 の関係を、ペネ試料の細粒分含有率 FC 、塑性指数 IP ごとに区分して図-5 に示す。 IP により区分したのは、細粒分の量 (FC) だけでなく質も液状化強度に影響を与える可能性が考えられるためである。なお、液状化判定を行う必要がある土質の範囲を超える粘性土であっても、非排水条件下で大きな繰返しせん断履歴を与えると試験上は繰返し軟化により $DA = 5\%$ に達する。同図には、このような材料に対する試験結果も含めて示したが、これらの扱いについては液状化発生の工学的定義も含めて今後検討していく必要がある。

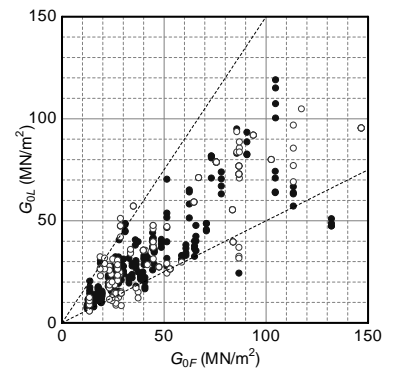
原位置と室内でのばらつきが小さなデータに絞り込んでいくと、データ数は少なくなるが、 FC に応じて R_L が増加する傾向がより明瞭となる様子が見て取れる。特に、グループ A に着目すると、 IP に応じて R_L が大きくなる傾向があるように見える。この状況から、原位置と室内での物理・力学特性のばらつき・品質の評価方法は一定の妥当性を有していたものと考えられる。グループ A のうち、 $FC = 0 \sim 15\%$ 、 $R_L < 0.2$ の範囲のデータは全てチューブサンプリング試料であるが、凍結サンプリング試料のデータから回帰された $FC = 0 \sim 10\%$ の $R_L \cdot N_1$ 曲線 (以下、基本曲線と呼ぶ) に比べて R_L が非常に小さいものがあり、試料採取時の微視構造の乱れが影響した可能性が



(a) 細粒分含有率 FC



(b) 乾燥密度 ρ_d



(c) 初期剛性 G_0

図-4 原位置と液状化試験供試体の比較

考えられる。細粒分の少ない砂については、チューブ試料の品質評価をより厳しい条件で行うか、凍結サンプリング等のより高品質なデータのみを使うことが必要であると考えられる。

同図にあわせて示す既往の液状化強度式¹⁾は特にFCが35%以上の領域で R_L を小さめに評価しており、改善の余地があることが分かる。

既往の液状化強度式は、基本曲線をFCに応じて補正することで、細粒分の影響を考慮するものであるが、基本曲線は N_1 が小さくなり0付近に近づくとも R_L が急激に減少する特性を有するため、 N_1 が小さな場合に R_L を過小評価しやすく、FCが大きくても R_L が大きくなりにくい。この点を改善するため、基本曲線自体についても見直しを行うことが、今後の改良の方向性の一つとして考えられる。

4. 結論

本研究では、数多くの原位置調査・土質試験を行い、細粒分を含む砂の液状化強度について検討した。初めに、細粒分を含む砂については液状化試験データとN値の相関関係を分析していく上で原位置と室内での物理・力学特性のばらつきをよく吟味することの必要性和、不均質性の高い地盤においては原位置調査手法に課題があることを示した。本研究では、このばらつきを吟味することにより、FCに応じて液状化強度が増加する傾向が明瞭となり、IPに応じて液状化強度が増加する傾向も見られた。既往の液状化強度式ではFCが大きい場合に液状化強度を小さめに評価していることから、改善の余地があることを明らかにした。なお、本研究では液状化判定を行う必要のある土質の範囲を超えた粘性土も含めて検討したが、今後、液状化発生の工学的定義も含めた検討が必要である。

5. 謝辞

本研究にあたり、土質・振動チームの佐々木哲也上席研究員、石原主任研究員、谷本研究員、ならびに地質・地盤グループの稲崎特命上席研究員にご指導頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

所属：八千代エンジニアリング株式会社

<参考文献>

- 1) 松尾修「道路橋示方書における地盤の液状化判定法の現状と今後の課題」土木学会論文集, 757(III-66), pp.1-20, 2004.
- 2) Robertson, P.K. and C.E. Wride, "Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test" *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), pp.442-459, 1998.
- 3) 松尾修・東拓生「液状化の判定法」土木技術資料, 39(2), pp.20-25, 1997.
- 4) (社)地盤工学会「地盤材料試験の方法と解説」2009.

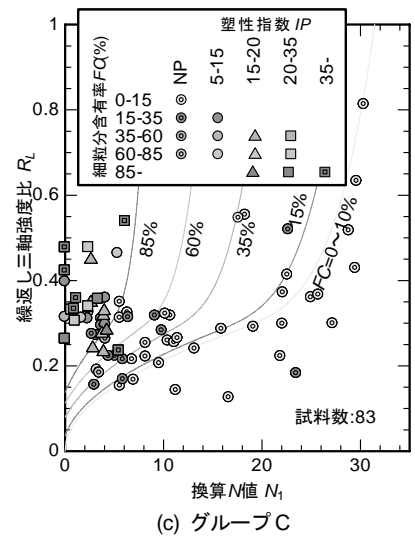
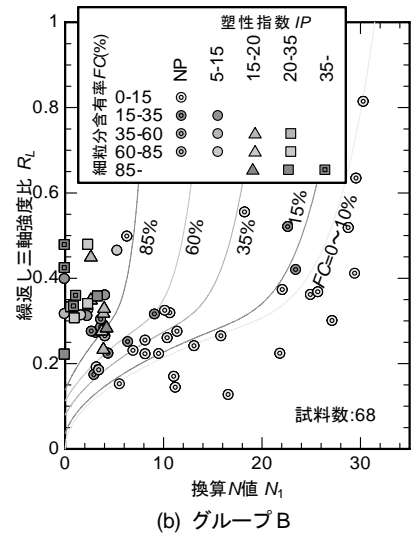
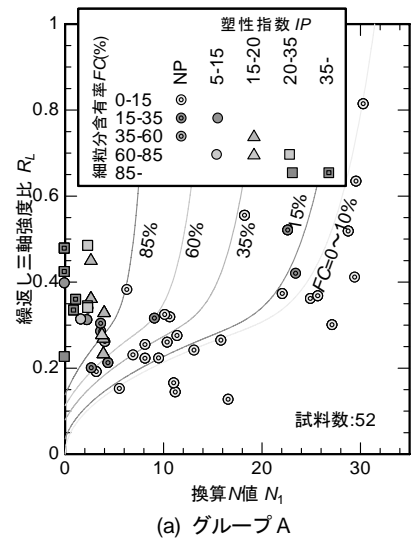


図-5 細粒分を含む砂の $R_L \cdot N_1$ 関係と松尾¹⁾の液状化強度式

河川堤防の信頼性向上に関する研究

チーム名等 土質・振動チーム
氏 名 川井 正彦

1. まえがき

我が国の人口の約 50%、資産の約 75%は国土面積の約 1 割にすぎない洪水氾濫区域に集中¹⁾しており、このため河川堤防は極めて重要な役割を担う構造物であるといえる。また、近年顕在化しつつある気候変動に伴う集中豪雨の増加や海水面の上昇などを鑑みると、河川堤防に求められる機能はより厳しい外力条件下で所要の機能を満足することが求められることとなるものと考えられる。

しかしながら、長い年月をかけて築造されてきた河川堤防はそれぞれの時代の施工方法や基準によって構築されているため、極めて複雑な土質構造であることが多く、また、膨大な延長を有するため詳細な土質調査にもとづく工学的な評価が困難な状況にある。このため、重要な構造物でありながら河川堤防の機能は経験的な評価に留まることが多いが、近年の質的整備のための調査をはじめとして詳細な調査資料が蓄積される状況となり、工学的知見にもとづく評価や研究が進められる環境が整いつつある。

2. 研究目的

本研究は、大型模型実験の結果や実際に被災を生じた箇所の現地調査をもとに、河川堤防（堤防横断構造物である樋門・樋管周辺の堤防を含む）における変状発生メカニズムについて工学的な評価・検討を加え、河川堤防の信頼性の向上を図るために参考となる知見を得ることを目的として実施したものである。

3. 研究方法

3.1 河川堤防の内部侵食に対する大型模型実験

3.1.1 実験の概要

河川堤防の浸透に対する安全性評価においては、河川水位や降雨といった外力を与えた非定常浸透流解析を実施し、得られた浸潤線をもとに円弧すべり計算を行うほか、局所動水勾配によってパイピングや盤ぶくれの評価を行うこととなっている。一方、実際の河川堤防の被災事例をみるとこれら円弧すべりやパイピングといった被災だけでなく、のり尻の比較的浅い部分が崩壊した後、のり面上部に進行する、いわゆる内部侵食による変状発生事例もみられることが把握されている。

この内部侵食による変状は上記のように発生当初は表層部分に留まるものの、時間の経過とともに進行・拡大する変状であり、最悪の場合、堤防決壊といった大規模な被災につながる恐れを有していると考えられる。しかしながら、内部侵食の発生条件や発生メカニズムについては未だ不明な点が多く、その評価手法は現時点では確立されていない状況にある。上記の状況を踏まえ、河川堤防の内部侵食に関する大型模型実験は平成 21 年度より継続して実施おり、今年度（平成 24 年度）はこれまで使用してきた山砂を主体とする模型材料と異なる材料を用い実施したものである。

実験模型の形状を図 3. 1. 1 に示すとともに、実験ケースを表 3. 1. 1 に整理して示した。

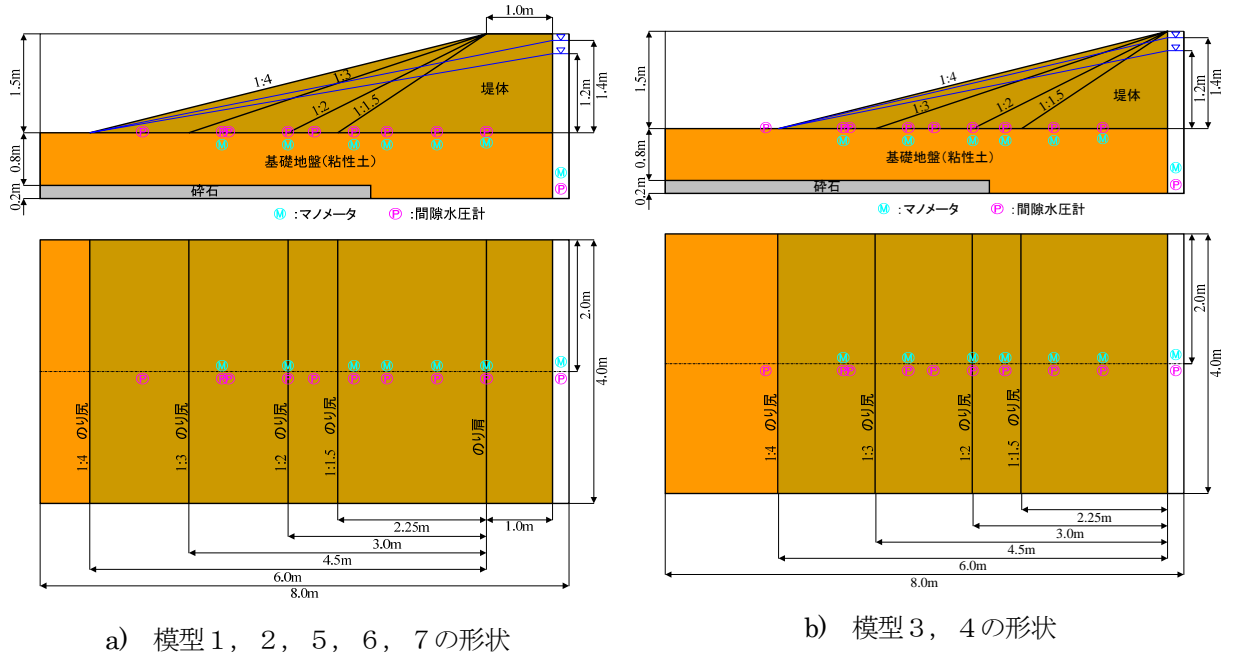


図 3. 1. 1 実験模型の形状

表 3. 1. 1 内部侵食に関する大型模型実験ケース一覧 (平成 24 年度実施)

模型名	使用材料	細粒分含有率	締固め度	のり勾配	天端幅	実験ケース名
模型 1	砂質土 1	13.9%	90%	1:4~1:1.5	1m	CASE1~CASE4
模型 2	砂質土 2	31.5%	90%	1:4~1:1.5	1m	CASE5~CASE8
模型 3	砂質土 3	28.5%	90%	1:4~1:2.0	0m	CASE9~CASE11
模型 4	砂質土 4	20.9%	90%	1:4~1:1.5	0m	CASE13~CASE16
模型 5	砂質土 5		90%	1:4~1:1.5	1m	CASE17~CASE20
模型 6			85%	1:4~1:1.5	1m	CASE21~CASE24
模型 7			80%	1:4~1:1.5	1m	CASE25~CASE28

3. 1. 2 実験結果

実験の結果、CASE4 (模型 1 1:1.5), CASE14~CASE16 (模型 4 1:3~1:1.5), CASE24 (模型 6 1:1.5) 及び CASE28 (模型 7 1:1.5) において内部侵食が発生した。

これら発生ケースのうち、締固め度が等しいCASE4, CASE14におけるマンメータ間の動水勾配の経時変化を図 3. 1. 2、図 3. 1. 3 に示したが、勾配の急 (1:1.5) なCASE4 では動水勾配が 0.45 を超えた後に内部侵食が発生しているのに対し、勾配の緩い (1:3) CASE14 では動水勾配 0.3 程度で内部侵食が発生しており、内部侵食の発生がのり面の勾配や動水勾配に加え、土質材料の違いに大きく作用されることをうかがわせている。

また、内部侵食による変状の進行挙動をとらえることを目的に実施した三次元レーザースキャナによる計測結果によると、表 3. 1. 2 に示すようにのり尻部の表層部から徐々にのり肩に向かって崩壊部が進行していく変状の進行をとらえることができた。

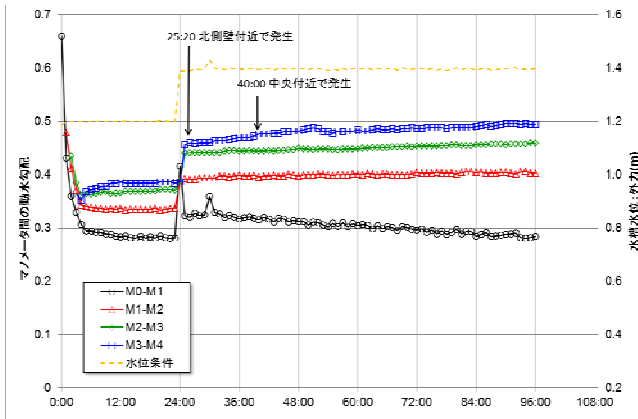


図 3.1.2 マノメータ間の動水勾配の経時変化 (CASE4: 模型1 のり勾配 1:1.5)

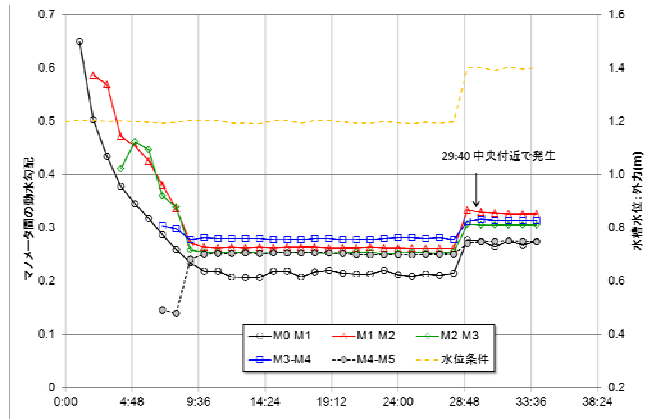


図 3.1.3 マノメータ間の動水勾配の経時変化 (CASE14: 模型4 のり勾配 1:3)

表 3.1.2 三次元レーザースキャナによって計測した内部侵食の発達過程 (CASE16)

計測時間	三次元画像	計測時間	三次元画像
09:48 実験開始 10:00 初期 (変状無)		14:35 変状開始後 155分	
12:55 変状開始後 55分		14:55 変状開始後 175分	
13:35 変状開始後 95分		15:15 変状開始後 195分	
13:55 変状開始後 115分		15:35 変状開始後 215分	
14:15 変状開始後 135分		15:57 変状開始後 237分 決壊	

3.1.3 考察

赤井²⁾によるとのり面の浸出点における限界動水勾配 i_c^* は、

$$i_c^* = \cos \theta (\tan \phi_s - \tan \theta)$$

によって表されるとしている。そこで、三軸圧縮試験 (CUB) より得られた内部摩擦角 ϕ' とマノメータ間の動水勾配の関係をみると図 3.1.4 に示すとおりであり、概ね提案されている限界動水勾配以上の動水勾配で内部侵食が発生しているものの、内部侵食が発生していない場合でも提案されている限界動水勾配を上回っていることがわかる。

一方、粒度組成に着目し細粒分含有率と動水勾配、60%粒径と動水勾配の関係を整理すると、図 3.1.5 及び図 3.1.6 に示すとおりであり、細粒分含有率については内部侵食の発生との関係が不明瞭であるものの、60%粒径に着目すると $D_{60}=0.1\text{mm}$ 程度までは粒径が小さくなるほど低い動水勾配で内部侵食が発生する傾向があるものと考えられる（さらに細粒の場合には粘性土としての特性を持つこととなるため、変状は内部侵食ではなくすべりに移行するものと考えられる）。

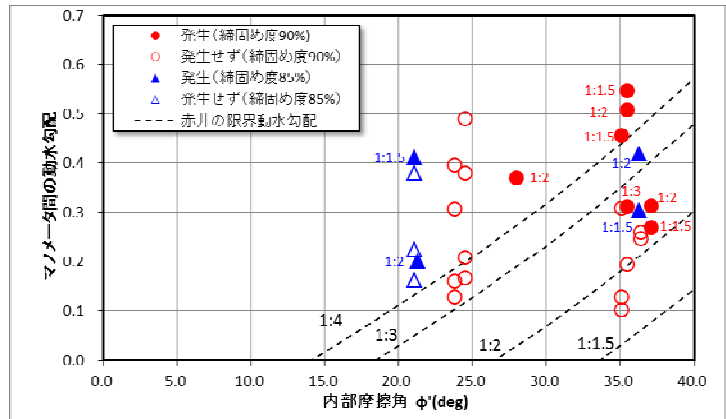


図 3.1.4 内部摩擦角と動水勾配の関係

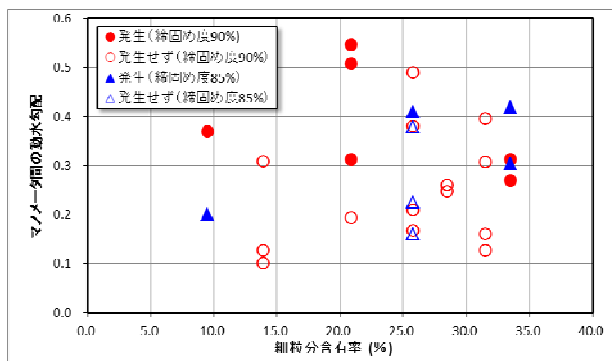


図 3.1.5 細粒分含有率と動水勾配の関係

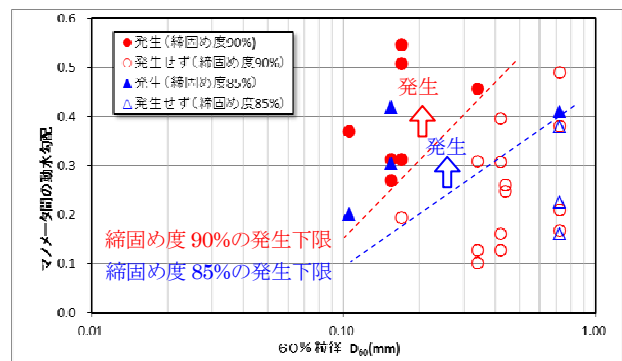


図 3.1.6 60%粒径と動水勾配の関係

3.1.4 今後の課題

模型実験により内部侵食発生の有無は堤体の締固め度に応じ、動水勾配と粒度組成（特に 60%粒径）により決定される可能性が示唆された。しかしながら、現段階において山砂以外の材料における内部侵食の発生ケースは多くなく、今後も引き続き模型実験を行いデータの蓄積を図るとともに、得られた結果について多様な角度から分析・評価を加えていきたい。

3.2 樋門・樋管周辺堤防の陥没発生機構に関する調査・研究

3.2.1 被災の概要

平成 23 年 9 月 21 日に上陸した台風 15 号は、強い勢力を保ったまま東海地方から関東地方、そして東北地方を北東に進み、東日本大震災の復旧工事が進む東北地方に記録的な大雨をもたらした。この大雨により鳴瀬川支川吉田川の大和町・落合水位観測所では氾濫危険水位を上回る観測史上 3 番目の洪水となった。吉田川右岸 KP13.7 に設置されている不来内排水樋管では、吐出水槽脇及びのり尻部から大量の漏水が発生するとともに、吐出水槽周辺及び裏のり肩付近に大規模な陥没（写真 3.2.1 参照）が確認された。



写真 3.2.1 裏のり肩付近の陥没（東北地方整備局提供）

3.2.2 不來内排水樋管の概要

不來内排水樋管は昭和45年に完成した鶴田川沿岸土地改良区が管理する許可工作物で、長さ17mの鋼管杭で支持された構造物である（表3.2.1参照）。

樋管直下の地盤構成は、図3.2.1に示すとおりであり、樋管直下にN値2～12程度の緩い砂質土が10m近い層厚で分布しており、その直下にN値3～6程度と比較的硬質な粘性土が分布している状況にある。また、吐口側（門柱の川表側）、門柱直下、ウナギ止め直下及び吐出水槽前の継手付近の合計4か所に矢板、裏のり中央付近と裏のり先（吐出水槽の川表側）の2箇所継手が設置されている。

この樋管では平成15年及び東日本大震災後の平成23年に樋管点検が実施されており、これら点検結果によると、吐

口から約31mに位置する裏のり直下の継手が平成15年（最大開き3cm）に比べて震災後に20cm以上開いた（最大開き25cm）と考えられるのに対し、吐出水槽川表側の継手では平成15年と同じ開き量（最大開き2cm）となっている。また、震災後に実施した床版下の空洞調査では、6～23cm空洞を削孔及び探査によって確認している。

3.2.3 被災メカニズムの検討

上記の点検結果から考えて、平成23年9月の出水時に発生した堤防の陥没には継手部からの漏水が関与している可能性が高いと考えられた。そこで、継手からの漏水を模擬した浸透流解析を実施し、漏水や陥没につながる堤体内の浸透現象を推測することとした。なお、解析は①空洞が無かった場合、②空洞部の透水係数を $1 \times 10^{-1} \text{cm/sec}$ とした場合、③空洞部の透水係数を $1 \times 10^0 \text{cm/sec}$ とした場合、④堤内側矢板の機能が喪失し、吐出水槽裏側まで漏水経路が形成された場合の4ケースについて実施した。

計算結果は図3.2.2に示すとおりであり、外水位と同じ水位条件を与えた継手部（止水板の破断を模擬）で局所的な圧力水頭の高まりが得られているほか、空洞が無い場合（Case1）に比べ空洞が形成されている場合には裏のり直下の圧力水頭が上昇する結果が得られた。また、ウナギ止め直下の矢板及び堤内側の矢板の川表側・川裏側の圧力水

表3.2.1 不來内排水樋管の概要

管理者	鶴田川沿岸土地改良区
完成年	昭和45年（1970年）
基礎形式	函体部：鋼管杭 φ457.2mm、L=17m 吐出水槽：RC杭 φ400mm、L=15m 吐口部：RC杭 φ300mm、L=7m
函体寸法	H2.1m×W2.1m×L55.7m

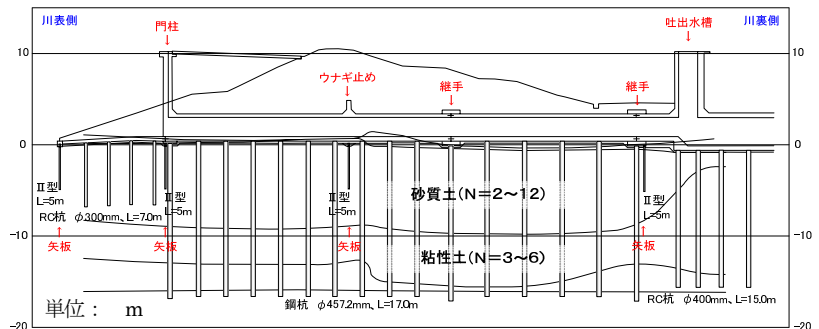


図3.2.1 不來内排水樋管直下の地盤構造と樋管各部の位置関係

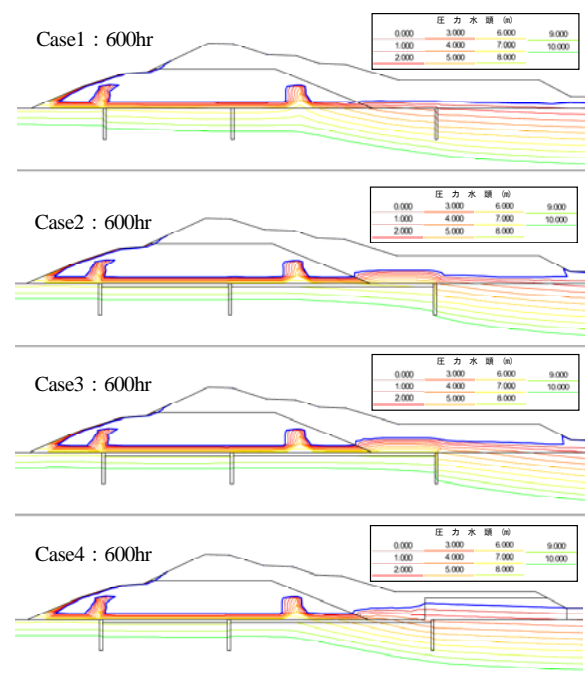


図3.2.2 等圧力水頭線図

頭差をみると、図 3.2.3、図 3.2.4 に示すとおりであり、堤内側の矢板では空洞が存在することで矢板を挟む圧力水頭の差が 3m 程度まで発生したと考えられるほか、ウナギ止め直下の矢板においては洪水のピークまでは川裏側の圧力水頭が川表側に比べ 1m 以上高かったものの、ピーク後は逆転し、矢板川表側で圧力水頭値が高くなる結果が得られた。

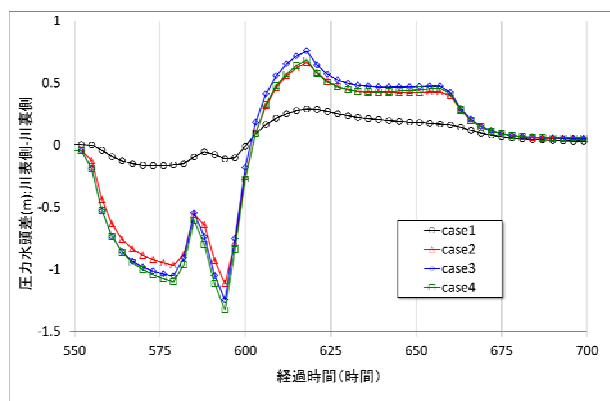


図 3.2.3 ウナギ止め矢板前後の圧力水頭差

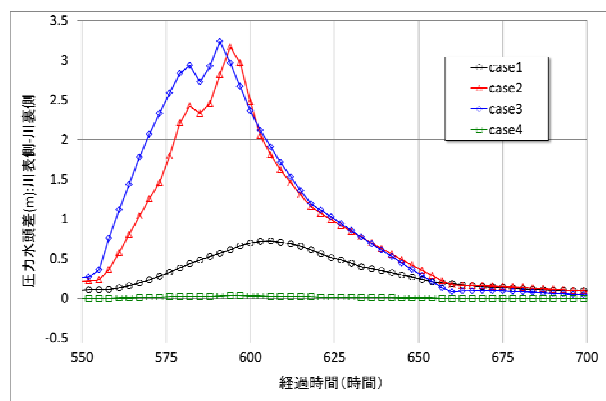


図 3.2.4 堤内側矢板前後の圧力水頭差

3.2.4 まとめ

以上の解析結果より、樋管継手部から漏水することに加え、床版下に空洞が形成されている場合には、止水矢板を挟んで大きな圧力水頭差が生じ、止水矢板近傍やのり尻部からの漏水へとつながる懸念のあることが推測できる。このため、樋管・樋門の点検にあたっては継手の開きの有無や止水板の損傷の有無について特に留意して把握することが重要と考える。

なお、樋管下の空洞形成については一般には軟弱地盤の圧密沈下によることが多いが、不來内排水樋管の基礎地盤には圧密沈下を生じるような粘性土は分布していないため、樋管直下の緩い砂質土の液化に伴う体積変化によって空洞を形成した可能性もある。

4. 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土質・振動チームの佐々木上席研究員、石原主任研究員、齋藤主任研究員ならびに土質・振動チームの皆様に深謝の意を表します。

所属：応用地質株式会社

<参考文献>

- 1) 国土交通省河川事業概要 2007, 国土交通省 WEB ページ.
- 2) 赤井：浸透水流による盛土裏法面の局部破壊について，土木学会論文集，No. 36，pp. 44-48，1956.
- 3) 齋藤他：堤防の内部侵食に関する小型模型実験，第 46 回地盤工学研究発表会発表講演集，2011.
- 4) 石原他：不來内排水樋管周辺堤防の漏水に及ぼす函体周りの空洞の影響，2013（投稿中）
- 5) 北上川・鳴瀬川水系堤防土質調査業務 報告書，2013

東日本大震災における堤体の液状化による河川堤防の被害事例解析

チーム名等 土質・振動チーム
氏名 脇中 康太

1. まえがき

2011年3月11日に発生した東日本大震災では、東北・関東の河川堤防が広範囲にわたって液状化による被害を受け、なかには堤防機能を失う大規模な被害も生じた。従来から被害の形態として想定されている基礎地盤の液状化を原因とするものが多数発生した他、これまで地震による堤防の被害として主眼が置かれていなかった堤体の液状化による被害が多数発生した。現状では、堤体の液状化に関する解析手法が確立されていない。このため、堤体の液状化の照査手法を確立することを目的として、東日本大震災の影響を受けた河川堤防を対象に被害事例の再現解析を実施した。

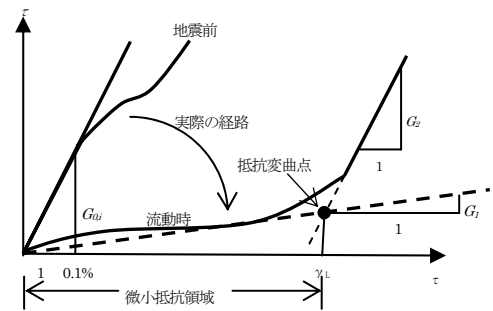
2. 解析手法

検討に用いた解析手法は、液状化時には液状化層の剛性を低下させ自重による地震時残留変形を求める有限要素法である安田らの方法¹⁾である。解析は初期応力解析、液状化による剛性低下を考慮した自重解析、過剰間隙水圧消散に伴う沈下解析の順に行い、液状化による自重解析と過剰間隙水圧消散に伴う沈下解析による変形を足し合わせて変形量を求めた。

液状化による自重解析は応力解放法¹⁾により行った。この時、液状化時の応力-ひずみ関係は図-1に示す下に凸なバイリニアモデルで表現され、微小抵抗領域のせん断剛性 G_1 は液状化強度比 R_L と液状化安全率 F_L から図-2に示すチャートにより設定した。このチャートは安田・稲垣の式²⁾を元に作成された³⁾ものである。なお、微小抵抗領域のせん断剛性 G_1 には解析精度を担保するため、解析プログラム上は下限値(0.098kN/m²) が設定されている。微小抵抗領域ひずみ γ_L は式(1)のような G_1 の関数となっているため、 γ_L には上限値が設定されることになる。

$$\gamma_L(\%) = \left(\frac{1300}{G_1} \right)^{0.5587} \dots (1)$$

堤体の液状化の解析においては、基礎地盤の液状化に比べ、土破りが浅く有効拘束圧 σ'_c が小さいため、 G_1 の値が下限値に達しやすい状況にある。また、液状化層より上の非液状化層



G1: 微小抵抗領域のせん断剛性
G2: 回復せん断剛性
 γ_L : 微小抵抗領域ひずみ
 G_0, i : 液状化する前のせん断ひずみ
0.1%に対応するせん断剛性

図-1 せん断応力-せん断ひずみのモデル化

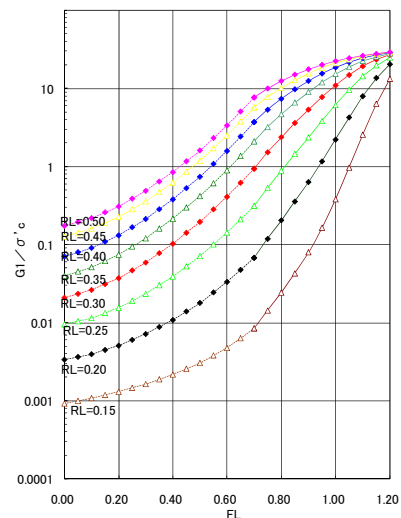


図-2 液状化層の剛性を設定するチャート

については、簡易弾塑性モデルを用いた。簡易弾塑性モデルにおいては引張りとせん断の両方の破壊基準を考慮することができ、どちらか一方の弾塑性モデルに比べ、より実際の変形挙動に近い解析結果を得ることができると考えられる。弾塑性モデルを用いることから、築堤履歴に応じた初期応力解析を実施した。

解析に必要な地層構成や地層の入力パラメータ等は、地震後の地盤調査結果(標準貫入試験と物理試験結果)より決定した。地下水位についてはボーリング調査時の初期水位にて確認された水位を基本に解析を実施した。なお、液状化の判定については、標準貫入試験と物理試験をもとに河川構造物の耐震性能照査指針⁴⁾に準じて実施した。

3. 解析対象断面

解析対象は、東日本大震災の影響を受けて、地盤調査を実施した中から表-1に示す9断面を抽出した。抽出に際しては地盤調査の充実した断面の中から、被災メカニズム、堤防高さ、推定加速度、被災程度などの観点から様々な断面が選ばれるように抽出した。

いずれの断面も堤体直下に粘性土層が堆積しており、築堤により圧密沈下し堤体下部に飽和領域が形成され、地震動により堤体が液状化して被災したケースである。堤防の被害は、堤防周辺の地盤変形や噴砂等の状況から堤体のみ液状化によるものと判断された断面であるが、被災後の地盤調査結果に基づく液状化判定では基礎地盤にも液状化層が存在すると判定された断面が幾つかある。No.4・No.5・No.7・No.8・No.9がこれに該当し、深部に分布する砂質土層も液状化層として取り扱って解析を行った。解析モデルの代表としてNo.5のモデルを図-3に示す。

表-1 解析対象断面一覧

被災分類	No.	河川名	地先名	堤防高さ (m)	実測沈下量 (m)	推定加速度 (gal)	繰り返し三軸強度比 R_L
堤体液状化	No.1	阿武隈川	坂津田	4.8	2.4	460	0.160
	No.2	阿武隈川	枝野	5.6	2.1	532	0.146
	No.3	久慈	本米崎	4.5	1.6	795	0.166
	No.4	江合川	上谷地	3.5	1.2	439	0.124
	No.5	阿武隈川	小斉	4.7	1.1	575	0.175
	No.6	久慈	本米崎	4.7	0.4	795	0.176
	No.7	新江合川	楡木	5.9	1.5	503	0.200
	No.8	阿武隈川	小斉	5.4	0	593	0.186
	No.9	江戸	西関宿	9.8	0	221	0.195

No.5のモデルを図-3に示す。

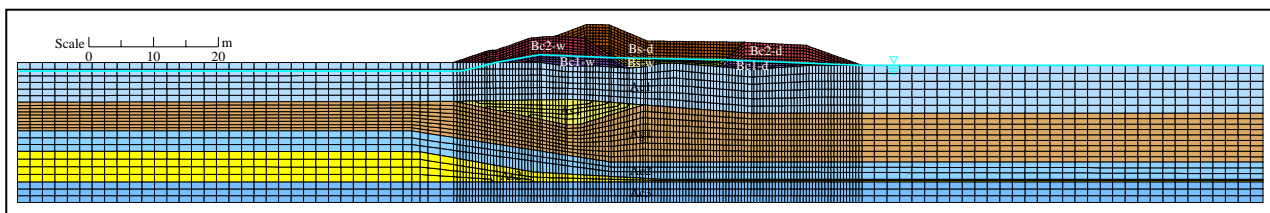


図-3 解析モデル(No.5)

4. 解析結果

解析結果は天端沈下量に着目して取りまとめを行った。解析天端沈下量は法肩と天端中央の沈下量を平均して算出した。表-2に解析結果の一覧を、図-4(a)に実測沈下量と計算沈下量の関係を示す。解析結果は、図の上下にばらついて分布している。解析結果が実測沈下量と比較して大きくなった断面は5断面あり、これらの断面は全て前述した液状化判定上基礎地盤も液状

表-2 解析結果一覧表

No.	天端沈下量(m)				
	実測値	解析結果	基礎地盤非液状化層	γ L上限無し	水位上昇
No.1	2.4	1.11	1.11	1.53	2.86
No.2	2.1	0.88	0.88	0.86	2.22
No.3	1.6	0.62	0.62	0.75	2.13
No.4	1.2	1.34	0.19	0.28	1.21
No.5	1.1	1.63	0.35	0.57	1.00
No.6	0.4	0.09	0.09	0.12	1.27
No.7	1.5	4.71	1.79	1.79	2.31
No.8	0	2.61	0.003	0.003	0.007
No.9	0	0.46	0.23	0.30	0.37

化すると判定された断面である。基礎地盤の液状化層の変形が大きく結果的に実測沈下量に比べかなり大きな沈下量となった。

基礎地盤の液状化層は、実態を考慮して全て非液状化層として解析を実施した。その結果を図-4(b)に示す。解析結果は、概ね図の下方にプロットされており実被害よりも小さな変形量となる傾向にある。これらの解析では、

前述した微小抵抗領域のせん断剛性 G_I の値が下限値に達し、 γ_L が上限値に達するケースが多数見られ、その結果、解析による変形量が小さくなっている。そこで、解析の精度を担保するために G_I の下限値を外すことは難しいが、下限値を考慮する前の G_I の値を用いて γ_L を設定(γ_L 上限なし)した解析を実施した。その結果の実測沈下量と計算沈下量の関係を図-4(c)に示す。

γ_L の上限を外すことにより計算沈下量が若干大きくなったものの、依然として図の下方にプロットされている。

次に解析に用いた地下水位に着目し、ボーリング確認水位より全体的に 50cm 上昇させた解析を行った。図-4(d)に実測沈下量と計算沈下量の関係を示す。概ね図の中央にプロットされており実態に近い変形量となった。

地下水位の上昇は全ての断面で一律の条件で上昇させて解析を行ったが、変形量が著しく大きく得られた断面や大きくは変わらない断面がある。堤体の液状化解析は法尻部の地下水位が解析結果へ与える感度に敏感であるため、沈下量の増加の違いはこれに起因すると考える。そのため、No.4 の断面を代表断面として地下水位上昇の感度分析を行った。その結果を図-5に示す。地下水位の上昇を 20cm, 50cm, 100cm の 3 パターンで解析を行った。地下水位を 20cm 上昇させた時点では、水位は法尻以深にあり法尻の

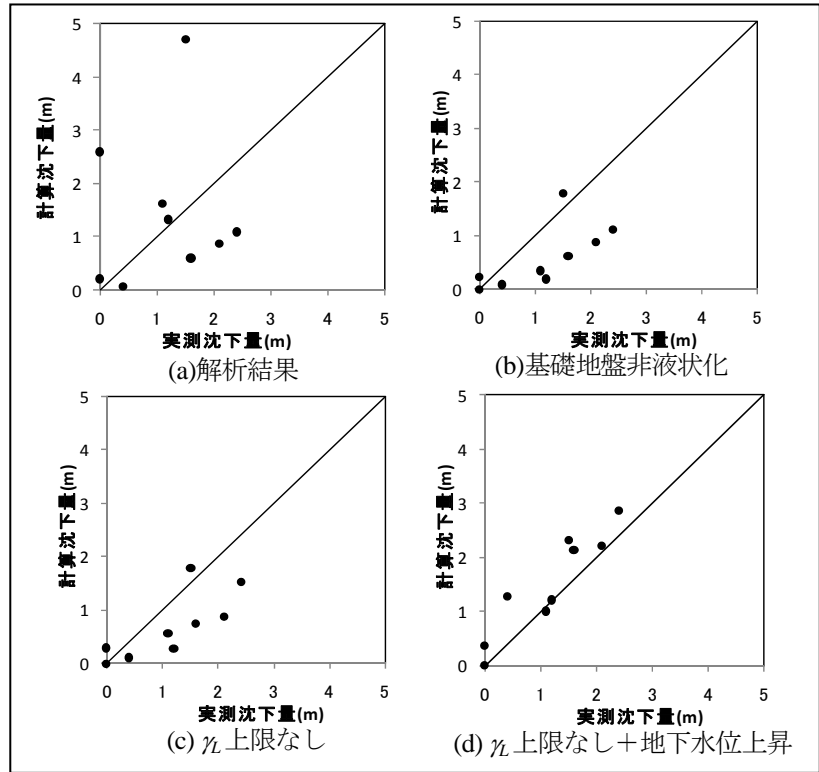


図-4 計算沈下量と実測沈下量の関係

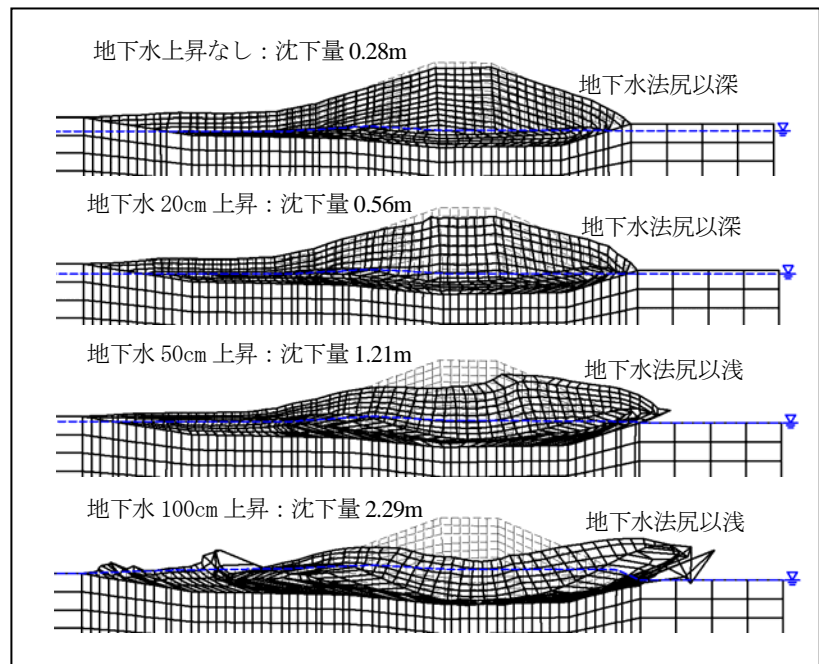


図-5 水位上昇感度分析

不飽和土に変形を押し込まれるような形で沈下が抑制されている。地下水位を 50cm 上昇させると水位は法尻以浅にあり、法尻部から流動するように変形し大きな沈下量となった。地下水位を 100cm 上昇させるとさらに大きな変形となった。これにより、解析結果は法尻部の地下水位の感度に敏感であることがわかる。そのため、調査時には法尻部の水位を適切に評価する必要がある。

解析に用いた地下水位はボーリングによるもので地震後の春から夏にかけての調査結果であり、必ずしも地震時の地下水位の高さと一致するものではない。一般に雪解け時期は基礎地盤の地下水位が上昇しやすいことから、地震時の堤体内水位はボーリング孔内水位よりも高かった可能性がある。また、堤体土の透水係数によって孔内水位が安定するまでに要する時間が異なるが、全てのボーリングで安定した水位を記録できているか確認する術がない。さらに、地下水位よりも上のある一定の範囲の堤体土についてはサクションにより地震前から飽和度が高い状態にあったことに加え、液状化層からの水圧伝播により堤防の変形に何らかの形で寄与したと考えられる。したがって、解析上地下水位を 50cm 上昇させると、これら諸々の影響を総括すれば概ね妥当な結果であると考えられる。

5. 考察

被災直後に堤防周辺の地盤変形や噴砂等の状況から堤体みの液状化による被害と判断された断面で、地震後に液状化判定を行うと基礎地盤も液状化すると判定された断面が幾つか見られた。実際に液状化が生じた可能性も否定できないが、堤防の変状にはほとんど寄与しなかったと考えられる。この原因としては、地震応答や水圧伝播、液状化層より上の非液状化層の取扱い、堆積年代等の様々な影響が考えられる。しかし、解析上は、基礎地盤の液状化層の変形が非常に大きく、結果的に実測沈下量に比べかなり大きな沈下量となった。そこで本来は各種原因に着目し液状化判定法の見直しも含め検討すべきところではあるが、当面、基礎地盤の液状化層の剛性を拘束圧あるいは液状化強度比に応じて上昇させるなどの比較的簡便な方法により、実測沈下量の再現性を高めることも有効であると考えられる。

堤体の液状化は東日本大震災の被害事例再現解析では、沈下量が小さくなる傾向が見られた。そこでわずか 50cm 地下水位を上昇することにより解析結果を大きく改善することができた。逆の見方をすると、堤体の液状化による解析は地下水位(特に法尻付近の水位)に非常に敏感であることを示唆するものである。地下水位は天候や季節変動によって異なるため、実務においては地下水位を適切に設定することが重要であり、解析方法だけでなく地下水位の調査・設定方法を一对として検討することが必要である。

6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、土質・振動チームの佐々木上席、石原主任研究員、谷本研究員ならびに土質・振動チームの皆様にも多大なるご指導、ご協力を頂いた。ここに深く感謝の意を表する。

所属：川崎地質株式会社

<参考文献>

- 1) 安田ら他 5 名：「液状化に伴う流動の簡易評価法」, 土木学会論文集, No.638/III-49, pp.71-89, 1999.
- 2) 安田ら他 4 名：「液状化を含む繰返し軟化時における種々の土の変形特性」, 第 40 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp.525-526, 2005.
- 3) 豊田・石原：「自重解析による河川堤防の地震被害事例の解析」, 土木学会第 60 回年次学術講演会講演概要集, pp.309-310, 2005.
- 4) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：「河川構造物の耐震性能照査指針・解説 I. 共通編」, pp.25-28, 2012.

大規模な土砂災害に対応した新しい災害応急復旧技術に関する研究

チーム名等 施工技術チーム
氏 名 久保 哲也

1. まえがき

近年、豪雨、長雨または大規模な地震等が多発しており、土工構造物が甚大な被災を受ける場合が増加している。被災した土工構造物は早期の復旧が望まれ、被災現場の状況に応じて迅速な復旧工法の選定が必要とされている。特に応急復旧では、速やかな交通機能の確保が求められており交通機能を迅速に回復することが重要である。

既往の文献調査¹⁾より、応急復旧工法の選定時に考慮された条件は、「施工に関する条件」、「交通機能に関する条件（迂回路設定可否）」が多く挙げられ、これらの条件が厳しいと思われる河川沿いや山地部では、平地に比べて大型土のうが多く採用されていることを確認した。これらの調査結果より、大型土のうは締固めが容易で、且つ急速施工が可能であるため速やかな応急復旧に有効であると考えられる。しかし、大型土のうは、豪雨や余震等に対する安定性については十分に検証されていない仮設構造物であるため、本復旧の際には撤去が必要となり、交通機能の確保や本復旧の妨げとなる。そこで、被災した土工構造物を効率的に本復旧するためには、大型土のうを用いた応急復旧を、そのまま本復旧に活用することができれば工期の短縮に有効であると考えられる。しかし、大型土のうを用いた応急復旧をそのまま本復旧に活用するためには、本設資材または工法としての耐久性や安定性についての検証並びに本復旧の際に手戻りおよび応急復旧に支障を来さない構造の検討が必要である。

2. 研究目的

本研究では、大規模な土砂災害で被災した土工構造物を効率的に本復旧するために以下の手順による本復旧の構造体をイメージした。イメージした構造体を図-1に示す。

- ① 大型土のうを用いた応急復旧により交通機能を速やかに確保する（図中の応急復旧までの構造体）。その際、大型土のうの安定性の向上を図るために補強材（ジオテキスタイル）を敷設する。
- ② 本復旧の際には、大型土のうを存置した状態で大型土のうの前面に盛土を腹付けする。その際、本復旧の安定性を向上させるために、腹付け盛土には補強材を敷設し、応急復旧で敷設した補強材と連結する（図中の本復旧までの構造体）。

本研究では、イメージした本復旧の適用を検討するために、大型土のうの安定性能、高盛土の安定性の向上を図る目的で使用する補強材の補強効果、構造物の安定に影響を及ぼす可能性のある大型土のうの中詰材の密度の違いによる影響および本復旧の変形挙動等について確認する。

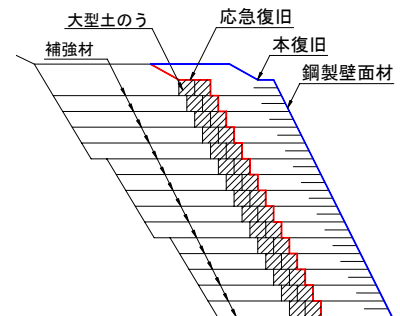


図-1 本復旧へのイメージ

表-1 盛土材の物性

項目	江戸崎砂	
土粒子の密度	2.707	
粒度分布	礫分 (%)	-
	砂分 (%)	87.2
	シルト分 (%)	9.9
	粘土分 (%)	2.9
均等係数 U	4.05	
平均粒径 D_{50}	0.17	
最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.634	
最適含水比 (%)	17.5	
粘着力 c	13.8	
せん断抵抗角 ϕ (°)	33.5	

3. 研究方法

3.1 実験装置および材料

本実験では、最大遠心加速度が 100G（動的实验）まで対応可能なビーム型の遠心力模型実験装置を用いた。模型は実際のスケールの 1/50 とし、高さ 300mm（実際のスケールで 15m 相当）、幅 200mm、壁面勾配 1:0.5 の模型を作製した。模型寸法および計測器の配置を図-2 に示す。各 CASE の詳細については次項で示す。大型土のうは不織布を用いて縦 20×横 20×高 20mm（実際のスケールで縦 1.0×横 1.0×高 1.0m 相当）の立方体に作製し、大型土のうの中詰材には 7 号砕石とジリコンサンドを混合した材料（密詰め状態： $\rho=1.90\text{g/cm}^3$ ）と、豊浦砂のみ（ゆる詰め状態： $\rho=1.65\text{g/cm}^3$ ）の 2 種類を用いた。大型土のうは高さ方向に 15 段、奥行き方向に 2 列で積み重ねた。また、補強材は実際のスケールにおいて必要となる引張剛性 $E \cdot t$ （ E ：弾性係数， t ：厚さ）が、動的遠心载荷模型実験の相似則に合うようなポリエチレン製のジオテキスタイル（ $E \cdot t=36.0\text{kN/m}$ ）を使用した。補強材の敷設長および引張剛性は、ジオテキスタイルを用いた設計・施工マニュアル²⁾に準じて算出した。腹付け盛土（CASE-4、CASE-5）および補強土壁（CASE-6）の土留めには高さ 10mm のステンレス製の L 型アングルを使用した。盛土材には江戸崎砂を用い、締め

度 85% の条件で盛土を作製した。本実験で使用した盛土材の物性を表-1 に示す。また、盛土の基盤排水層は、珪砂 3 号を 10mm の厚さで盛土の底盤に設置した。

3.2 実験条件

本実験では、遠心加速度を 50G まで上昇させ、模型の状態が安定した後最大加速度 150, 250, 350 および 500gal の正弦波を 20 波ずつ段階的に载荷した。実験は全部で 6 CASE の条件で行った。各

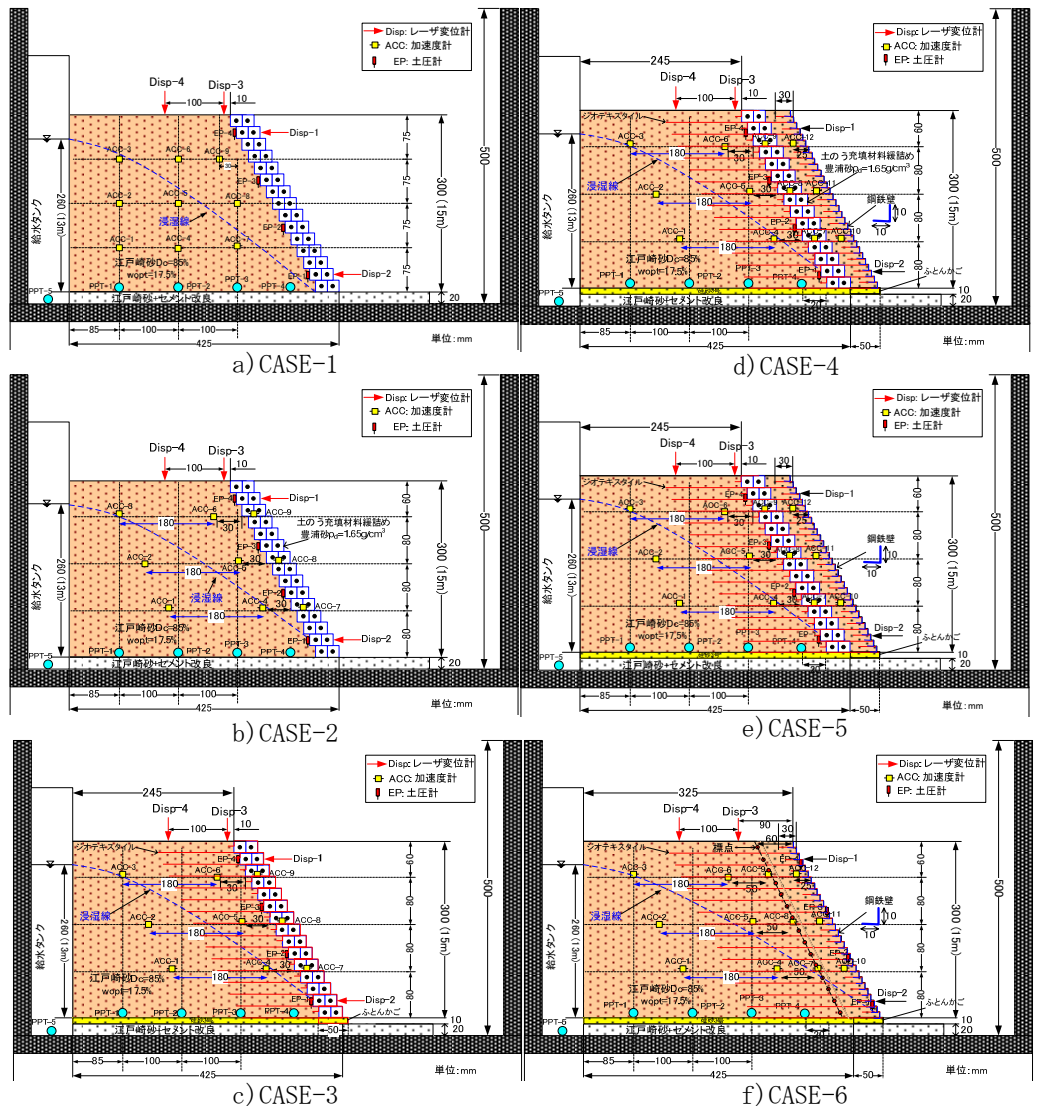


図-2 各実験 CASE における断面図

実験 CASE の一覧を表-2 に示す。CASE-1 は大型土のうを用いた応急復旧を、CASE-2 は CASE-1 と同様な構造で大型土のうの中詰材の密度がゆるい状態を想定したものである。CASE-3 は、大型土のうを用いた応急復旧に補強材を敷設したものである。CASE-4、CASE-5 については、図-1 に示した本復旧の構造体を模擬したものであり、CASE-4 は大型土のうの中詰材の密度がゆるい状態を、CASE-5 は密な状態を想定したものである。CASE-6 は本設構造物で適用されている補強土壁であり、本復旧の構造体と相対比較することにより本復旧の適用性を確認する。実験は、全ての CASE において水位を設けた。計測の項目は、壁面部（大型土のう）の変位、沈下、盛土の土圧および応答加速度である。

4. 研究結果

各地震動の载荷時における大型土のうに設置した標点または大型土のうと同位置に設置した標点（CASE-6）から求めた残留水平変位を図-3 に、最大水平変位と加速度の関係を図-4 に示す。壁面の残留水平変位は、補強材が敷設されていない無補強タイプ（CASE-1、CASE-2）と補強材が敷設されている補強タイプ（CASE-3~6）では進展モードが異なる。無補強タイプの残留水平変位の進展モードは、盛土高の 1/3~1/2 の高さで水平変位が著しく増加する傾向を示す。大型土のうの中詰材の密度の影響については、CASE-1 と CASE-2 では加速度の増加に伴い残留水平変位の差も増加する。CASE-4 と CASE-5 においては残留水平変位の差が僅少である。CASE-1 と CASE-2 の残留水平変位に差が生じた要因は、CASE-1 に与えた水位が CASE-2 より高い位置に浸潤線が生じていたため、水による影響が考えられる。大型土のうの最大水平変位は、150gal 载荷以降で無補強タイプと補強タイプでその差は乖離する。

レーザー変位計 (Disp-3) で計測した各加震時における盛土天端の沈下量を図-5 に示す。各 CASE とも 150gal の载荷時までは沈下量に大差はないが、250gal 以降では無補強タイプと補強タイプの沈下量が乖離し 500gal では 2 倍程度以上の差が生じている。補強タイプの

表-2 実験 CASE の条件

CASE	大型土のうの設置	壁面部材	大型土のうの充填材密度	補強材	盛土体の構成
CASE-1	○	大型土のう	密	×	大型土のう盛土
CASE-2	○	大型土のう	ゆるい	×	大型土のう盛土
CASE-3	○	大型土のう	密	○	大型土のう補強土
CASE-4	○	鋼製枠	ゆるい	○	腹付け盛土-大型土のう補強土
CASE-5	○	鋼製枠	密	○	腹付け盛土-大型土のう補強土
CASE-6	×	鋼製枠	—	○	補強土

○：あり，×：なし

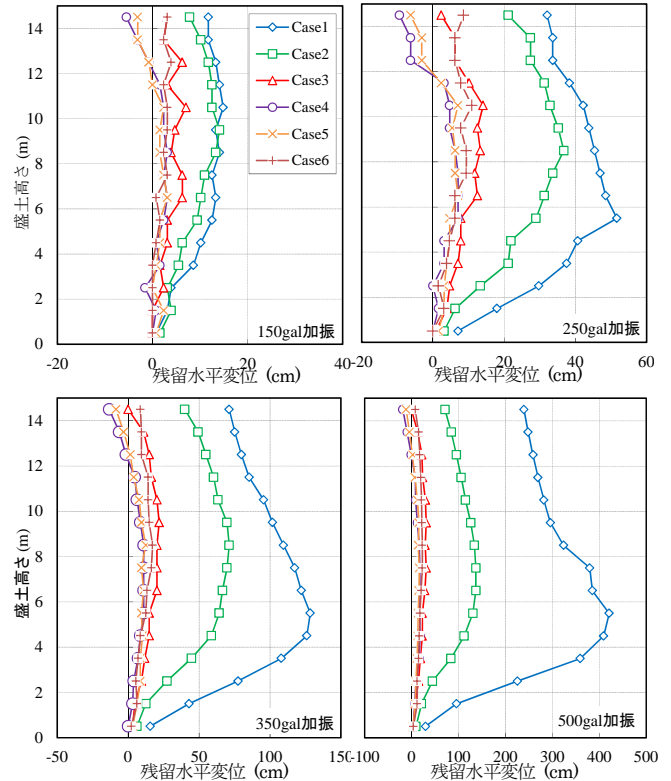


図-3 壁面（大型土のう設置箇所）の残留水平変位

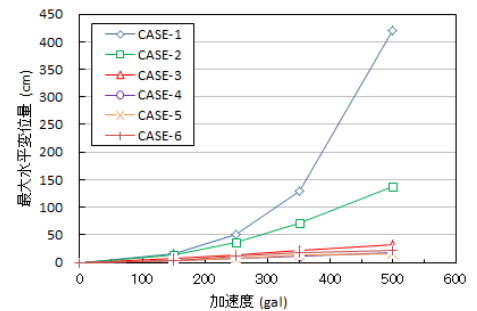


図-4 最大水平変位

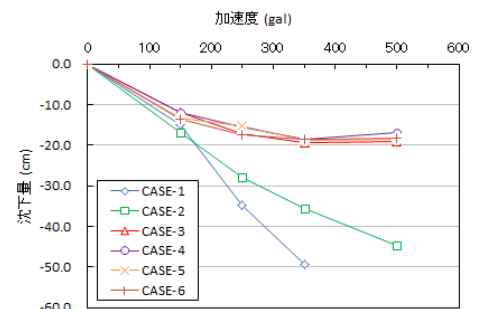
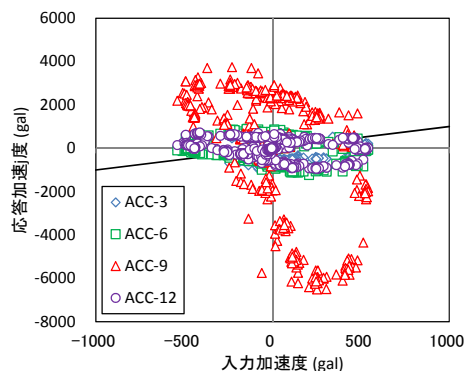


図-5 沈下量

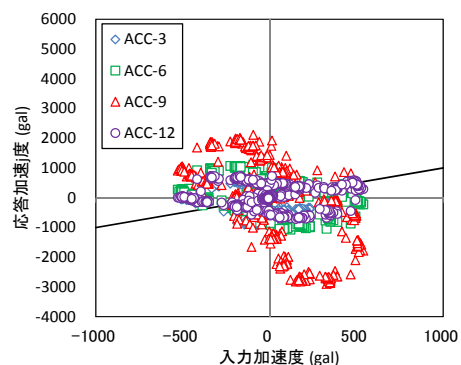
沈下量については、各 CASE ともその差は僅少である。

構造物の水平変位や沈下は、主に補強材の敷設の有無に影響することを確認した。CASE-5、CASE-6 においても、構造物の変状は補強材の敷設による影響が大きいものと考えられ、各々同様な変形挙動を示すことから補強材を敷設することで本復旧への適用性が伺える。

加震時における入力加速度と盛土内の応答加速度の関係を図-6 に示す。ここで、図中に示す応答加速度は盛土の天端付近（上段）で計測されたデータである。大型土のうを存置した CASE-5 では、大型土のうの設置箇所における応答加速度（ACC-9）が他の箇所で計測された応答加速度と異なる挙動を示している。但し、実験後の目視において、大型土のうの前後（天端面）でクラック等は確認されなかった。図示していないが、中段および下段で計測された応答加速度は全て同様な挙動を示しており、中段以下の盛土では一体的に挙動しているものと推察される。補強土壁を想定した CASE-6 は、応答加速度の大小は異なるが CASE-5 と同様な挙動を示した。



a)CASE-5（上段）



b)CASE-6（上段）

図-6 入力加速度と応答加速度

5. まとめ

本研究で得られた知見を以下に示す。

- ・無補強の大型土のうは、地震動を受けると水平変位および沈下が多く発生し、250gal以上の加速度を受けると変状が急激に進展する。
- ・大型土のうに補強材を付加することで、水平変位および沈下を大幅に抑制することができ、高盛土の本復旧においては盛土の安定性能の向上に有効な手段であることを確認した。
- ・大型土のうの中詰材の密度の違いは、本実験の条件設定では明確に確認することができなかった。
- ・本研究でイメージした本復旧の構造は、補強材を敷設することで安定性の向上が図れ本設構造物としての適用への可能性を得た。しかし、天端付近の大型土のうは盛土と一体化した挙動を示さないことから不同沈下等による段差の発生が懸念されるため構造の再検討が必要である。

6. 謝辞

本研究において、宮武上席、小橋前上席（現国土技術政策総合研究所 建設マネジメント研究官）、藪前総括主任研究員（現国土技術政策総合研究所 道路空間高度化研究室長）には貴重なご意見とご指導を頂きました。また、藤田研究員、宮川研究員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。

所属：前田工織株式会社

<参考文献>

- 1) 災害による盛土崩壊の復旧工事のプロセスに関する調査・整理業務報告書、2010年
- 2) 土木研究センター：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル、2000年

河道内樹林の効率的な管理に向けた伐採後の萌芽再生抑制方法に関する研究

チーム名等 河川生態チーム
氏名 田屋 祐樹

1. はじめに

河川の維持管理では、流下能力を維持するために、樹木伐採や河道掘削が実施されている¹⁾。この内、本研究では、樹木伐採に着目する。これまでに、河道内樹林の効率的な維持管理のために、多くの取り組みが試行錯誤されながら実施されてきた^{2),3),4)}。しかし、全国を俯瞰してみれば、樹林化の進行は歯止めがかかっていない状況にある^{5),6)}。これを解消するための切り口として、主に次の2つが考えられる。ひとつは、これまでに試行されている伐採後の萌芽再生を抑制する方法とその効果について、河川管理者間の情報共有を進め、技術改善に結びつけることである。もうひとつは、対象とする樹種に対してどの方法を用いれば効率的な管理が可能であるか、河川管理の現場で判断できるようにすることである。これらのためには、各河川で個別に検討された複数の方法について、その効果を比較検討し、定量化することが必要である。

このような観点から、田屋ほか(2012)⁷⁾では、全国の河川で主要な管理対象樹種となっているヤナギ、ハリエンジュ、マダケを対象に、師部を破壊し枯死させる「環状剥皮」、休眠芽を樹皮ごと取り除く「樹皮剥皮」、土を被せて光の供給を遮断する「覆土」、根系を含む上層土と下層土を入れ替える「天地返し」、根系を土壌ごと取り除く「土砂掘削」などの処理を組み合わせる伐採を行い、各処理方法の萌芽再生抑制効果を検証している。その結果、ヤナギに対しては、環状剥皮、樹皮剥皮、覆土の各処理が伐採後に地上に残された株(以下「伐採株」という。)からの萌芽再生抑制に有効であることが示された。しかし、伐採株以外に、伐採作業時に折れて現場に取り残された枝からも萌芽再生が起こることが確認され、この対策がヤナギの課題となっている。ハリエンジュとマダケに対しては、伐採後除根を行っても残った細かい根から再生するため、地下部への対応が必要不可欠であることが明らかとなっている。

本研究は、これらの課題を解決して伐採後の萌芽再生抑制方法を確立し、河川管理に資することを目的としている。ヤナギに対しては、環状剥皮による伐採後の枝からの萌芽再生抑制効果、ハリエンジュ及びマダケについては、伐採後に萌芽した個体を再び伐採する「再伐採」による萌芽再生抑制効果を検証した(図-1a)。また、伐採効果の持続性を把握するため、環状剥皮、除根、天地返し、土砂掘削の各処理について、伐採後2年目の萌芽再生状況を調査した。環状剥皮については、伐採後の萌芽再生抑制効果に加え、伐採前の立ち枯らし効果も検証した(図-1b)。

2. 方法

2.1 ヤナギ林

現地実験は、九頭竜川の河口から約21km(福井県福井市)に位置するヤナギ林で行った。

2.1.1 環状剥皮による枝への萌芽再生抑制処理

環状剥皮による伐採後の枝からの萌芽再生抑制効果を検証するため、環状剥皮を実施した処理区と、環状剥皮を

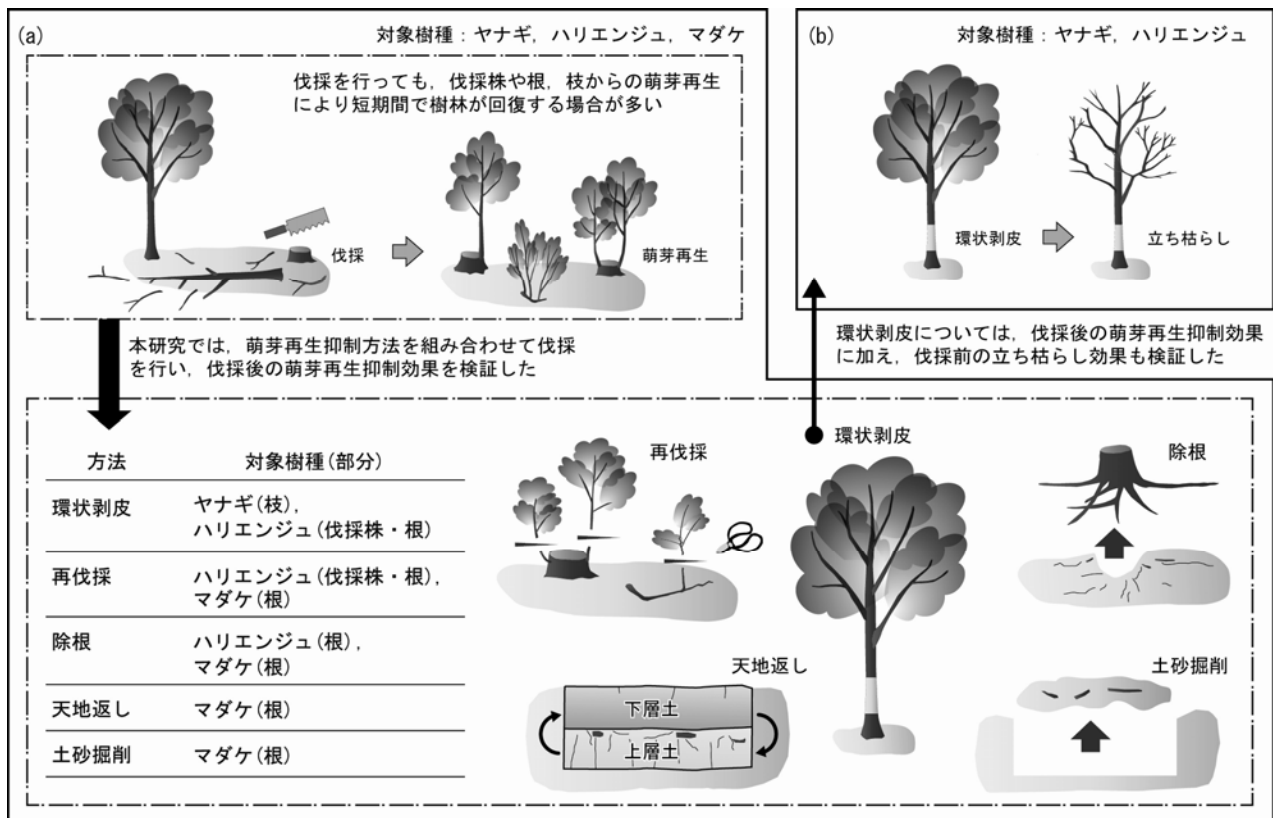


図-1 本研究で行った伐採後の萌芽再生抑制方法(a), 環状剥皮による立ち枯らし(b)

実施しない対照区を設置した。環状剥皮は、2010年9月に、地面から1mの高さで50cm間隔に鉋で深さ1cm程度の切り込みを入れ、パールを用いて樹皮を剥ぎ取った。剥皮後20ヵ月経過した2012年5月に、処理区と対照区から10本/個体の枝を採取し、30cm程度の長さに切断してプランターに挿し木した。2ヵ月経過した2012年7月に、枝からの萌芽再生の有無を調査した。

2.1.2 環状剥皮による立ち枯らし

伐採前に環状剥皮処理効果を検証するため、28個体を対象にした。2011年5月に環状剥皮を実施し、2012年5月に剥皮部より上部の落葉状況と剥皮部より下部からの萌芽再生状況を調査した。

2.2 ハリエンジュ林

現地実験は、天竜川の河口から約182km(長野県駒ヶ根市)に位置するハリエンジュ林で行った。

2.2.1 伐採後の萌芽再生抑制処理

複数の方法による伐採後の萌芽再生抑制効果を検証するため、伐採に、環状剥皮、環状剥皮と除根、除根、再伐採の各処理を組み合わせた処理区A~D(それぞれ28.125 m²×4区)と、伐採のみを実施した対照区(28.125 m²×4区)を設置した。環状剥皮は、ヤナギ林と同様の方法で2010年7月に実施した。伐採と除根は2011年2月に、再伐採は2011年7月に実施した。2012年6月に、伐採株から発生した萌芽(以下「株萌芽」という。)と、水平根から発生した萌芽(以下「根萌芽」という。)に区分して、萌芽数を測定した。なお、種子からの発芽は確認されていない。

2.2.2 環状剥皮による立ち枯らし

伐採前に環状剥皮処理効果を検証するため、33個体を対象にした。2011年8月に環状剥皮を実施し、2012年6月に剥皮部より上部の落葉状況と、剥皮部より下部からの萌芽再生状況を調査した。

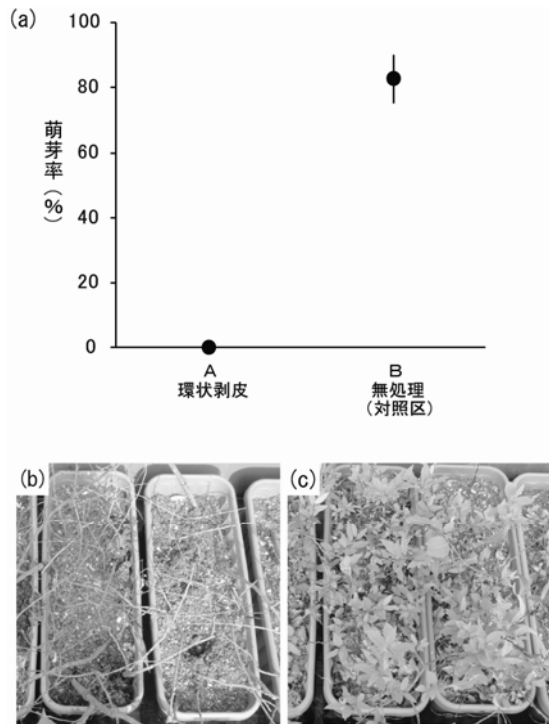


図-2 ヤナギ林環状剥皮後の枝からの萌芽再生結果 (a) 萌芽率 (値は平均値, エラーバーは標準誤差を示す), (b) 環状剥皮を実施した処理区の枝の枯死状況, (c) 環状剥皮を実施していない対照区の枝の萌芽再生状況

表-1 環状剥皮による立ち枯らし結果 (a) 落葉率, (b) 萌芽率, (c) 萌芽数, (d) 萌芽長 (値は平均値±標準誤差を示す)

樹種	ヤナギ	ハリエンジュ
サンプル数 (本)	28	33
環状剥皮処理日	2011. 05. 26	2011. 08. 05
調査日	2012. 05. 16	2012. 06. 29
剥皮部より上部の落葉状況		
(a) 落葉率 (%)	100	88
全て落葉	75	79
半分以上落葉	25	9
剥皮部より下部の萌芽状況		
(b) 萌芽率 (%)	0	91
(c) 萌芽数 (本)	0	4.8±0.4
(d) 萌芽長 (cm)	0	152.5±8.2

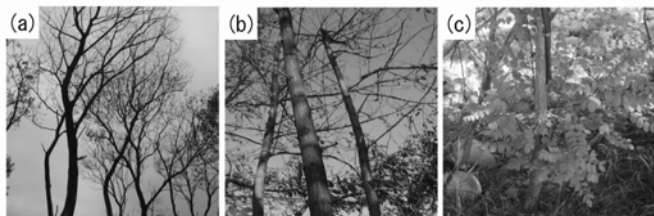


図-3 環状剥皮後の状況 (a) ヤナギ上部の落葉状況, (b) ハリエンジュ上部の落葉状況, (c) ハリエンジュ下部の萌芽再生状況

2.3 マダケ林

現地実験は、那珂川の河口から約 35km (茨城県城里町) に位置するマダケ林で行った。

2.3.1 伐採後の萌芽再生抑制処理

複数の方法による伐採後の萌芽再生抑制効果を検証するため、伐採に、除根と天地返し、除根と掘削 80cm、除根と掘削 40cm、除根、再伐採の各処理を組み合わせさせた処理区 A~E (それぞれ 112.5 m²) と、伐採のみを実施した対照区 (112.5 m²) を設置した。天地返しは、地下茎を含む上層土 (0~40cm) を下層土 (40~80cm) と入れ替えた。掘削は、上層土の除去 (0~40cm) と下層土までの除去 (0~80cm) を実施した。これらの深さはマダケの地下茎の深さ⁸⁾ を参考にした。伐採、除根、天地返し、掘削は 2011 年 2 月に、再伐採は 2011 年 7 月に実施した。根萌芽数の測定は、2012 年 5 月に実施した。

2.4 統計処理

各実験区間の萌芽株率、株萌芽数、根萌芽数の違いを一元配置分散分析 (ANOVA) により検定した。有意な結果が得られた場合は、Tukey の HSD 検定を用いて事後検定を行った。有意水準は $\alpha=0.05$ とした。

3. 結果

3.1 ヤナギ林

3.1.1 環状剥皮による枝への萌芽再生抑制処理

プランターで行った枝の萌芽実験では、環状剥皮を実施していない対照区では 83±7% (平均±標準誤差) の枝で萌

芽が発生した(図-2a, c). 一方で, 環状剥皮を実施した処理区では全く萌芽せず, 完全に抑制できていた(図-2a, b).

3.1.2 環状剥皮による立ち枯らし

環状剥皮後のヤナギ林では, 時間の経過とともに立ち枯れが進行していた. 完全に落葉した個体の割合は, 剥皮後5ヶ月目で61%, 12ヶ月目で75%となった(表-1a, 図-3a). 残り25%の個体も半分以上の葉が落ち衰弱していた. 17ヶ月目には全ての個体が完全に葉を着けなかった. 剥皮後, 剥皮部より下部の幹から一時的に萌芽が発生したが, その後, 萌芽枝は伸長せず全て枯死した(表-1b).

3.2 ハリエンジュ林

3.2.1 伐採後の萌芽再生抑制処理

萌芽株率は, 対照区では $92 \pm 8\%$ であったのに対し, 伐採前に環状剥皮を実施したA区では $86 \pm 9\%$, 伐採後に再伐採を実施したD区では $69 \pm 13\%$ と, 処理区(A区とD区)の方が低くなる傾向を示したが(図-4a), 各実験区間に有意差はなかった.

萌芽株あたりの萌芽数は, 対照区では 5.4 ± 0.9 本であったのに対し, 伐採前に環状剥皮を実施したA区では 4.3 ± 0.4 本, 伐採後に再伐採を実施したD区では 3.5 ± 0.9 本/ m^2 と, 処理区(A区とD区)の方が低くなる傾向を示したが(図-4a), 各実験区間に有意差はなかった.

水平根から萌芽した数は, 各実験区間に有意差が検出された(ANOVA, $P=0.003$, $F_{4, 19}=6.41$). 事後検定の結果, 対照区と他の処理区(A区とB区とC区とD区)との間に有意差はなく, 処理効果は検出されなかった(図-4b).

3.2.2 環状剥皮による立ち枯らし

剥皮部より上部では, 79%の個体が完全に葉が落ち枯死していた(表-1a, 図-3b). 剥皮部より下部では, 91%の個体で萌芽し, 萌芽枝は 152.5 ± 8.2 cmにまで成長していた(表-1b, 図-3c).

3.3 マダケ林

3.3.1 伐採後の萌芽再生抑制処理

伐採のみを実施した対照区では平均で 3.24 本/ m^2 の萌芽が発生したのに対し, 伐採後に再伐採を実施したE区では 1.28 本/ m^2 と, 萌芽数は再伐採の処理を加えることによって60%減少した(図-5). 伐採後に除根を実施したD区

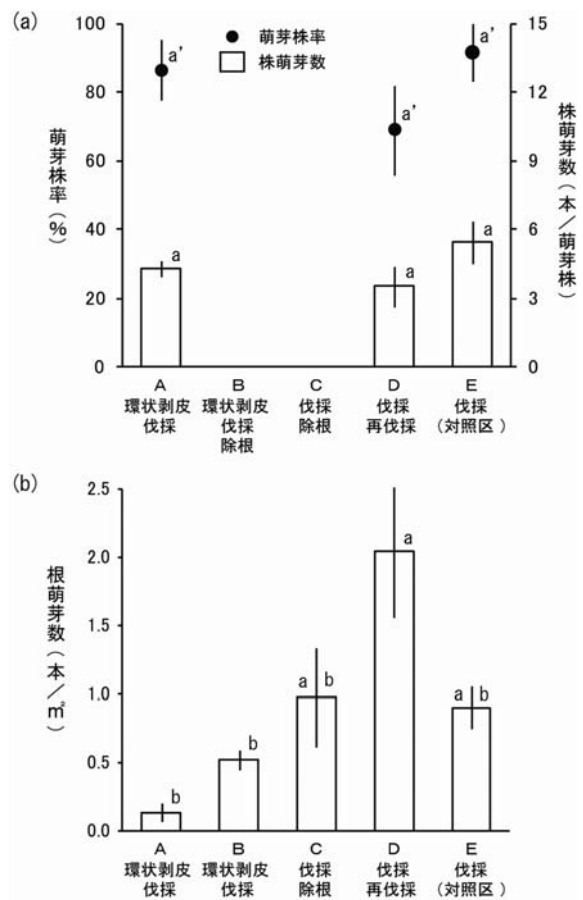


図-4 ハリエンジュ林伐採後の萌芽再生結果 (a) 萌芽株率と株萌芽数, (b) 根萌芽数(値は平均値, エラーバーは標準誤差, 異なる英数字はグループ間で有意差があることを示す(TukeyHSD, $P < 0.05$))

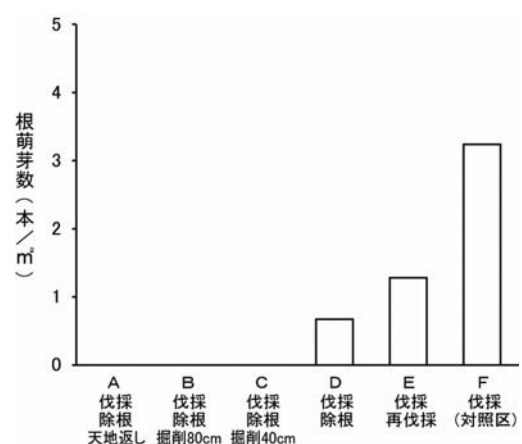


図-5 マダケ林伐採後の根萌芽数

では対照区に対して79%減少した。伐採と除根後にさらに天地返しを実施したA区、伐採と除根後に土砂掘削を実施したB区とC区では萌芽が確認されず、完全に抑制できていた。

4. 考察

4.1 ヤナギ林

伐採前に環状剥皮を実施することにより、枝からの萌芽再生を完全に抑制することに成功した。一方で、環状剥皮を実施していない対照区では、83%の枝で萌芽が発生した。伐採作業時に折れて現場に取り残された枝は、伐採地の再樹林化のみならず、増水で流されることにより分布拡大に寄与している恐れがある⁹⁾。このため、ヤナギの萌芽再生抑制対策は、樹皮剥皮や覆土、除根といった伐採株への処理だけでなく枝への対処も必要である。環状剥皮による伐採処理は、伐採後の株と枝からの萌芽再生を同時に抑制できるため、ヤナギの萌芽再生抑制に有効である。

環状剥皮の処理効果を最大限引き出すためには、地下部の養分を使って展葉した直後の春から初夏に剥皮作業を実施するのが望ましい。展葉後は、樹皮の含水率が高く樹皮が剥ぎやすいため、展葉後の剥皮は、冬期に比べて作業時間の短縮化や剥ぎ残しの防止にもつながる。剥皮してから伐採までの期間を長くすることにより、環状剥皮の処理効果が高まる一方で、立ち枯らし後も存置を続けると倒木の危険性が高まってしまう。実際に、本研究では剥皮してから2年目で根元から倒れたヤナギを確認している。処理効果だけでなく、倒木の危険性や、実際の樹木伐採は出水期を避けた冬期に行われる事例が多いことを考慮すると、環状剥皮による伐採処理は、展葉後に剥皮作業を実施し、その年の冬期に伐採する計画が理想だろう。

4.2 ハリエンジュ林

本研究で実施した全ての処理において、萌芽再生抑制効果が認められず、密度に着目すると伐採前より全ての処理区で状況が悪化した。特に、水平根からの萌芽は凄まじく、根萌芽の密度は、伐採前の株密度に対して、一度だけ伐採した対照区では3.5倍、再伐採をした処理区では7.8倍となるなど、伐採処理により増加した。伐採処理は、生育密度を高める懸念がある。

環状剥皮と組み合わせて伐採を実施しても、対照区に対して、伐採株及び水平根からの萌芽の発生数を減らすことができず、生育密度の抑制に効果が認められなかった。剥皮した下部の幹や根からは、伐採前にも萌芽再生が確認され、萌芽枝は短期間で伸長していた。環状剥皮は、剥皮部より上部を枯らす効果が認められた一方で、剥皮部より下部に対しては効果が低く、地下部を枯らすことが困難であることが示唆された。

伐採後に除根を加えても、取り除けなかった根から萌芽再生してしまい、生育密度の抑制効果はみられなかった。伐採や除根は、一度実施するだけでは結果的に萌芽の発生を助長する形となる。ハリエンジュは、水平根からの萌芽により分布域を広げる性質をもっている¹⁰⁾。また、萌芽した後は窒素固定を行い速やかに成長する¹¹⁾。このため、一度萌芽してしまうと数年で元どおりとなる可能性が高い。ハリエンジュ林に対しては、地下部の完全枯死または完全除去が困難である以上、毎年刈り取りを行うなど、継続的な管理が必要だろう。

4.3 マダケ林

伐採(2月)後に再伐採(7月)を実施することにより、一度だけ伐採した対照区(2月のみ伐採)に対して、生育密度を60%減少でき、密度抑制に効果が認められた。マダケは、伸長時に地下茎に貯えられた養分を使うため、伸長

最盛期の初夏に地下茎の養分を著しく減らすことが報告されている¹²⁾。本研究では7月に再伐採を実施しており、初夏の伐採がマダケの再萌芽の低下に貢献したものと推察される。再伐採後の萌芽の発生数は、初回伐採後の15.04本/m²⁷⁾に比べて91%減少し、1.28本/m²と少なかった。これを再び伐採することにより、その後の萌芽をさらに減らせる可能性がある。この点については、検証する必要がある。

伐採及び除根後に天地返しや土砂掘削を実施することにより、伐採後2年目の萌芽再生を完全抑制することに成功した。伐採直後に萌芽した個体も伸長せず全て枯死していた。天地返しや土砂掘削によって、伐採後3年目以降も伐採効果を持続できるだろう。

マダケ林伐採後の萌芽再生を短期で抑制する方法としては、天地返しや土砂掘削が有効である。これに対して、再伐採は、複数年で計画を立てる必要があるが、地上部のみの対処であり費用も少なく済む。河川管理の現場では、状況に応じて方法を選択する必要がある。

5. 結論

本研究により、ヤナギの萌芽再生抑制には環状剥皮が、マダケの萌芽再生抑制には再伐採、天地返し及び土砂掘削が有効であることが実証された。ハリエンジュに対しては、伐採後の萌芽再生抑制は困難であるため、毎年刈り取りを行うなど、違う視点での検討が必要になることが示唆された。

6. 謝辞

本研究を進めるにあたり、国土交通省近畿地方整備局福井河川国道事務所、中部地方整備局天竜川上流河川事務所、関東地方整備局常陸河川国道事務所の各担当者の方々には、多大なご協力を頂いた。また、適切なご指導を頂きました河川生態チームの萱場上席研究員、槇島研究員、赤松研究員、中西研究員ならびに河川生態チームの皆様には深く感謝し、ここに謝意を表します。

所属：株式会社 国土開発センター

<参考文献>

- 1) 国土交通省河川局長通達、「国土交通省河川砂防技術基準維持管理編(河川編)」, 2011(http://www.mlit.go.jp/river/shishin_guideline/gijutsu/gijutsukijunn/ijikanri/index.html 2013年3月27日確認).
- 2) (独) 土木研究所, 「河道内樹木の萌芽再生抑制方法事例集」, 土木研究所資料, 第4253号, 2013.
- 3) 伊木千絵美 他, 「樹皮剥皮による河道内樹林管理手法の提案」, 北海道開発土木研究所月報, No. 622号, pp. 39-44, 2005.
- 4) 丹野幸太 他, 「ハリエンジュの萌芽抑制の試験施工とその効果分析」, リバーフロント研究所報告, 第19号, pp. 104-111, 2008.
- 5) 佐貫方城 他, 「全国一級河川における河道内樹林化と樹木管理の現状に関する考察」, 河川技術論文集, 第16巻, pp. 241-246, 2010.
- 6) 楯慎一郎 他, 「物理環境からみた全国河川の状況」, リバーフロント研究所報告, 第19号, pp. 87-95, 2008.
- 7) 田屋祐樹 他, 「河道内樹林における萌芽再生抑制方法の検討」, 河川技術論文集, 第18巻, pp. 59-64, 2012.
- 8) 藤原正季 他, 「地下茎の伸展と周辺環境の変化に着目したマダケ林の拡大機構」, 河川技術論文集, 第15巻, pp. 141-146, 2009.
- 9) 渡辺敏 他, 「旭川におけるヤナギ林の拡大機構とその抑制管理のあり方に関する検討」, 河川技術論文集, 第11巻, pp. 77-82, 2005.
- 10) 玉泉幸一郎 他, 「海岸クロマツ林内に生育するニセアカシアの根萌芽の分布とその形態的特徴」, 九州大学農学部演習林報告, 64, pp. 13-28, 1991.
- 11) 崎尾均(編), 「ニセアカシアの生態学」, 文一総合出版, 2009.
- 12) 上田弘一郎, 「有用竹と筍一栽培の新技术」, 博友社, 1963.

中小河川における積み護岸の明度に対する定量的評価手法の確立

チーム名等 自然共生研究センター
氏 名 櫻井 玄紀

1. まえがき

中小河川では一般に大河川と比較して川幅が狭いことから、河岸や水際部が河川空間に占める割合が相対的に高く、河川環境に与える影響も大きい。一方で、中小河川改修は、周辺の土地利用等の制約を受ける事が多いため、狭い川幅で流下能力を確保するために、断面の基本形として単断面を採用し、河岸を急勾配にして、河岸を防護するための護岸を設置する事が多くなり、本来様々な環境機能が期待される河岸・水際部が人工的な護岸に置換される改修が多く行われてきた。

これらを踏まえ、「中小河川に関する河道計画の技術基準」¹⁾では、河岸や水際部が河川環境に与える影響の大きい中小河川においては、適切に護岸を設置する事が重要であることを述べた上で、護岸設置の必要性の判定に関しての考え方を明示している。すなわち、護岸は河岸・水際部の計画・設計を行う際の手段の1つであり、治水上の観点から河岸防護が必要な場合に限り適切に活用する事が基本であると述べられている。

技術基準の解説書である「多自然川づくりポイントブックⅢ」²⁾(以下、PB3)には、護岸の設置にあたって以下の5つの留意点が示されている。①自然的な河岸・水際部を形成する。②護岸のり肩、水際に植生を持つ。③護岸は直接人の目に触れる部分を極力小さくする。④護岸は周囲の景観と調和させる(明度、彩度、テクスチャー、護岸の形、サイズ、積み方)。⑤護岸は生物の生息・生育空間、移動経路を確保させる。

③は、護岸を設置する場合には、なるべく護岸を控えて配置し、護岸の前面に自然素材の河岸を形成して、自然な河岸・水際の機能を発揮させるとともに、護岸の露出面積を小さくしようとするものであり、設計段階で配慮すべき事項である。一方、④、⑤は護岸が露出せざるを得ない場合に重視されるべき事項であり、護岸製品側が備えるべき機能と考えられる。しかしながら、④に示されている内容の多くは定性的な表現に留まっており、護岸製品に対して具体的な性能規定の閾値を明示しているのは明度だけである。そのため、技術基準が明示されてからもなお、PB3に適応した護岸の開発・選定が進まず、前進が見られないのが現状である。今後、留意点に則した護岸製品の開発、選定が行われるように、より具体的な評価基準を示す必要があると考える。

そこで、本研究では、PB3に示されている河川景観の具体的な性能評価手法を確立することを目的とし、河川護岸の素材として利用されている護岸ブロックを対象として、明度に関する調査研究の取り組みと得られた結果について報告する。

2. 研究目的

PB3には「護岸の明度は6以下を目安とする」と記載があるが、そもそも護岸の明度がどのような要因から構成され決定されているかが不明であり、具体的にどのように計測を行うかも述べられていない。そのため、現状では護岸ブロック製品の開発者が、明度を調整しようとする際に、参考となる情報が少ない。また、計測者ごとに計測手法と条

件が異なるために、明度の計測結果にばらつきが出る事が予想される。そこで、本研究では、護岸の明度の決定要因を検討し、各要因が明度に影響する程度を明らかにするとともに、明度計測手法についても適用性の検討を行った。

護岸ブロックの明度計測手法は、計測者によらず、同じ結果が得られる必要があり、その方法は出来る限り容易であることが望ましい。そのため、本研究ではデジタルカメラで護岸ブロックを撮影し、明度解析ソフトによって護岸ブロックの平均明度を画像データから算出する方法を試行した。さらに、護岸ブロックの明度に影響を与えている要因について、各要因がそれぞれの程度の明度の幅を生じるかを確認した。

3. 研究方法

護岸ブロックの明度に関する研究は島谷³⁾や水谷⁴⁾らによるものがあるものの、その数は多くはない。さらに護岸の明度の決定要因に関する研究も少ない。そこで、まず護岸ブロックの明度に影響を与えている要因について検討を行った。その結果、明度に影響を与えている要因は「ブロック要因」「外部要因」「調査・解析時要因」の3つから構成されていると考えられた(図-1)。

「ブロック要因」は素材の色、製造工程、ブロックの形状の3つの要素から構成されており、ブロックの外観を左右する要素である。素材の色とは、碎石、砂、セメント、混和剤、水などのブロックの原材料によるものである。製造工程とはブロックの蒸気養生時の温度や時間、ブロックの型枠に散布する剥離剤の量など、製造を行う工場毎の工程を差す。「ブロック形状」とはブロックのテクスチャー(質感、肌理)や形そのものを指す。

「外部要因」は光源、照度、入射角の3つの要素から構成されており、照明に関する要素である。

また、「ブロック要因」と「外部要因」両方に起因する要素として、エイジング(経年変化)、湿潤状態の2つの要素が抽出された。

「調査・解析時要因」は主に使用機材による要因で、撮影機材の特性、撮影準備・条件、解析アプリケーション、の3つの要素から構成されており、計測手法そのものによって生じる明度計測値のばらつきに関係する要素である。以上の要因が明度に対してどの程度影響を与えているかについて、予備調査を元に、影響が大きいと考えられた要因から優先的に確認を行った。

明度計測手法の解析アプリケーションは、外壁材メーカーや自治体の景観調査に導入されている「面積・色彩計測システム～景観版～」を使用した。予備調査の結果、明度に対する影響が高いと判断された「テクスチャー」「湿潤状態」「経年変化」について検証を行った。

「テクスチャー」の要因の検証を行う為に、同一の護岸ブロックで異なる表面処理を行い、テクスチャーを3パターン(滑面、はつり、洗い出し)変化させた護岸ブロックを用意し、各護岸ブロックの明度を計測した。なお、はつりブロックは滑面ブロック製造後、その表面をはつり処理を行い、モルタルを落とし作成した。洗い出しブロックは滑面ブロック製造時に型枠のブロック表面部分にモルタル硬化遅延剤を添加し、コンクリート打設後、硬化が遅れているモルタルを洗い流し作成した。(図-2)。

「湿潤状態」の要因を検証するために、滑面ブロックの明度を計測した後に、護岸天端より放水し、湿潤状態で滑面ブロックの明度計測を行った(図-3)。

「経年変化」の要因を検証する為に、施工年度の確認出来る4カ所の実河川において、明度計測を行った。

4. 研究結果

a) テクスチャー

3種のブロックの明度計測結果を図-2に示す。表面処理を行わない滑面ブロックの明度は7.0であった。次に、滑面ブロックの表面をはつり処理を行ったはつりブロックの明度は6.0であった。滑面ブロックの表面を洗い出し処理を行った洗い出しブロックの明度は4.0であった。

b) 湿潤状態

滑面ブロックを湿潤状態にし、明度を計測した結果、乾燥状態の滑面ブロックの明度7.0に対して湿潤状態の滑面ブロックの明度は4.0であった。(図-3)。

c) 経年変化

全4河川において、過年度施工分の護岸ブロックの明度は、製造直後のものと比べて低下していた。その明度低下量は平均で0.3明度/年程度であった。ここで、製造直後(0年)の値は、各河川に施工されているブロックと同製品について、製造後数週間程度のブロックの明度を計測した値を示している(図-4)。

5. 研究結果

「テクスチャー」による明度への影響量は最大で3.0であった。はつりブロックの明度は滑面ブロックの明度より1.0明度低下した。また、洗い出しブロックは滑面ブロックの明度より3.0明度低下した。このことはブロック表面のテクスチャーを工夫することで、効果的に護岸ブロックの明度を下げることができる事を意味し、今後のブロック開発への知見として活用すべきと考える。

「湿潤状態」の滑面ブロックの明度は「乾燥状態」の滑面ブロックの明度に比べて3.0明度低下した。「湿潤状態」ではブロックが濡れることにより、乱反射が抑えられ、明度が大きく低下したものであると考えられる。したがって、「湿潤状態」ではブロックの明度に対して大きく影響を与えると示唆される為、明度計測時には乾燥状態で計測を行う事が望ましい。

「経年変化」により護岸ブロックの明度は0.3明度/年程低下した。中には10年で明度4.0まで低下している河川もあった。ブロックは時間経過と共に、降雨や排気ガスなどの汚れなどによって黒ずみ、明度が低下したと考えられる。経年変化による明度低下量には多少のばらつきはあるものの、護岸ブロックの明度は、風雨にさらされる環境下では、基本的には低下するものと考えられる。

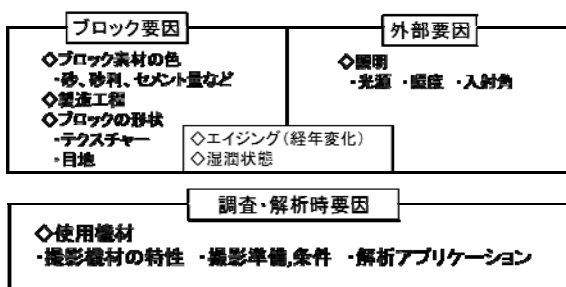


図-1 護岸ブロック明度決定要因

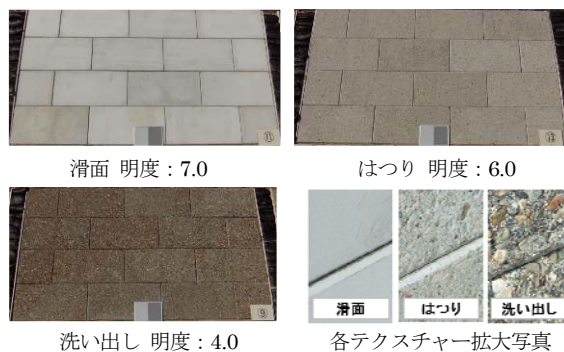


図-2 テクスチャーの違いによる明度差

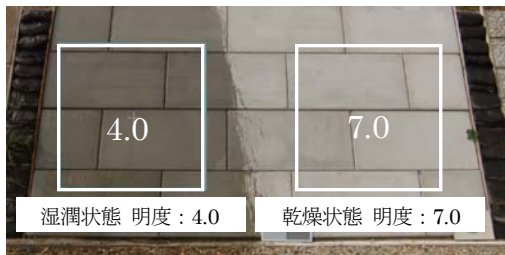


図-3 湿潤状態と乾燥状態の護岸ブロック

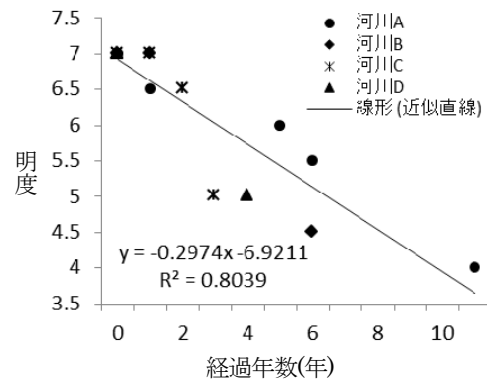


図-4 時間経過と明度低下の関係

以上、優先的に検証を行った3要因について、各要因が明度に与える影響量を示した。今後、相対的に影響量の低い要因に関しても調査を進め、明度に影響を与える要因を整理し、開発者への情報提供と出来るだけ容易な計測方法の開発につなげたい。より具体的な評価基準を示す必要があると考える。今後の課題として、計測手法の確立を目的とし、使用する材料や機材、計測条件の具体的な設定を行うべきであろう。

6. 謝辞

本研究を行うに当たり、萱場上席研究員、原田専門研究員、森専門研究員をはじめ、自然共生研究センターの皆様には多大なご指導、御協力を頂きました。ここに感謝の意を表します。また、ブロックの提供をしていただいた、全国土木コンクリートブロック協会の皆様、化粧型枠を提供して下さったビュープランニングの松並様に感謝の意を表しますW

所属：共和コンクリート工業(株)

参考文献

- 1) 国土交通省河川局「中小河川に関する河道計画の技術基準について」, 2010.
- 2) 財団法人リバーフロント整備センター編・多自然川づくり研究会、国土交通省水管理国土保全局編集協力「多自然川づくりポイントブックⅢ」公益社団法人日本河川協会:, 2011.
- 3) 島谷幸宏「河川風景デザイン」, 1994.
- 4) 水山高久, 阿部宗平, 矢島重美, 磯田統: 自然環境を考慮したコンクリート表面の処理, 砂防学会誌(新砂防) 44(1), pp.3-11, 1991

テレメトリーを用いた濁度上昇に対するアユの忌避行動の解明

チーム名等 自然共生研究センター
氏名 加藤 康充

1. まえがき

既往の研究から、濁りは魚類に対して、致死的影响、また、死に至らなくても、忌避や成長の減少、ストレスの上昇に伴う病気の発現等の影響が報告されている¹⁾²⁾³⁾。河川の濁りに対する規制としては、日本の水産用水基準⁴⁾があるが、どの程度の濃度でどの程度の時間暴露した場合、魚の行動がどう変化するか研究された事例は少ない。また、日本における河川管理上、特に注目される魚種は、重要な水産魚種であるアユ(*Plecoglossus altivelis*)であるが、濁りに対するアユへの影響は、室内では実施されているが⁵⁾⁶⁾⁷⁾、現地での忌避行動に関する研究はほとんどない。そのため、濁りに対する魚への影響を把握することは、河川管理上重要であり、そこで、本研究では濁りによるアユへの影響を明らかにすることを目的とした。

2. 研究目的

本研究では、短時間での濁度上昇がアユの行動へ及ぼす影響について、野外環境下で明らかにすることを目的とした。

3. 研究方法

3.1 調査地

実験は流量制御が可能な実験河川(自然共生研究センター内)を用いて行った(図1)。実験河川(延長約800m, 川幅約2.5m)を流れる水は、木曾川水系の新境川から取水され、自然流下で3本の実験河川を流下した後、再び新境川に合流する(図1)。この実験河川の第1終末池から約700mの区間において、1河川を実験区(濁水発生)、もう1河川を対照区として2河川で実験を行った(図1)。

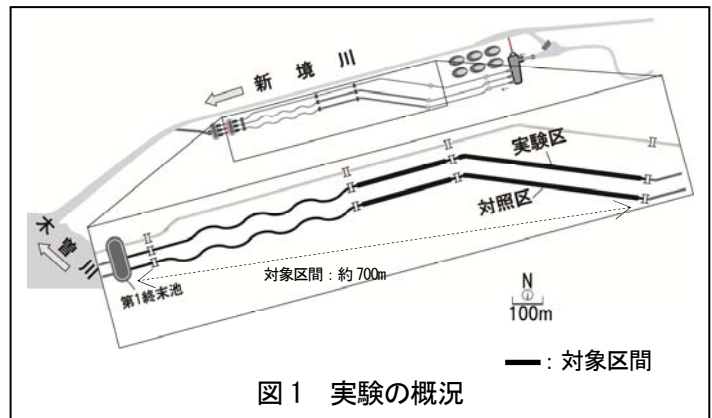


図1 実験の概況

なお、実験期間の流量は $0.2\text{m}^3/\text{s}$ であり、実験期間中の水温は2河川とも平均で約 22°C であった。

3.2 テレメトリー

アユの位置特定のために、連続受信設備による連続観測と、踏査により10mごとに電波を受信し、最も電波が強い地点から位置を特定する定点観測を行った。連続受信設備として受信機(LOTEK社製 SRX-400A)及び指向性アンテナ(Hアンテナ:LOTEK社製 AN-ADHLotec)を、実験区と対照区の最下流部に設置した。また、指向性アンテナを上流方向(河川方向)と下流方向(終末池方向)に固定することで、河川間の移動を検出することが可能である。

本実験では27個体のアユに発信機(LOTEK Wireless Inc. 製 NanoTag Series モデル名 NTQ-2:発信約10秒間隔)

を装着した。なお、死亡等のため実験に用いることができた個体は14個体であった。

3.3 濁水の発生・計測

濁水発生は2012年10月3日の14時30分～17時の2時間30分間行った。濁水は実験区の上流において投入した土砂を、ユンボで攪拌し発生させた。

濁りの計測は、実験区の上流、下流、対照区の上流と下流の4箇所において濁水発生前に採水し、室内において懸濁物質濃度(Suspended sediment、以下SS濃度)を計測した。また、実験区の上流、下流、対照区の上流、下流に濁度計(JFEアドバンテック株式会社:ACLW-USB、ATU75W-USB)を設置し、濁度(FTU)を10秒間隔で連続観測した。なお、各濁度計の計測値は同時刻に採水したサンプルのSS濃度との関係式からSS濃度に変換し用いた。

4. 研究結果

4.1 濁水の発生状況

土砂投入後、上流ではすぐにSS濃度が上がったが、下流では2時間程度経ってからSS濃度が上昇した(図2)。濁水発生により、実験区の上流ではSS濃度の上昇が14時30分から17時10分の間に見られ、その最大濃度は168.2mg/l、平均濃度は76.4mg/lであった。また、実験区の下流では、SS濃度の増加が15時40分から18時40分の間に見られ、最大SS濃度は27.2mg/l、平均SS濃度は18.9mg/lであった(図2)。両地点とも最大SS濃度は水産用水基準の25mg/l⁷⁾より高かった。濁水を発生させていないときは、実験区、対照区とも約3～4mg/lであり、期間中大きな変化はなかった。

4.2 連続観測

調査期間中に5個体が確認できた。その内の3個体は実験区のみで確認され、対照区への移動はみられなかった。また、残りの2個体(ID2、9)については、実験区と対照区との行き来が確認された(図3)。ID2は濁水発生前後に実験区と対照区の下流端を頻繁に行き来し、その後対照区の下流端に留まった。また、ID9は濁水発生前に頻繁に実験区下流部と対照区下流部を行き来したが、濁水発生後は実験区下流端に主に留まった。そして、実験区下流の濁度が上がると一時的に対照区下流へと移動したが、また、すぐに実験区下流端に移動し、その後は実験区下流端で継続的に確認された。

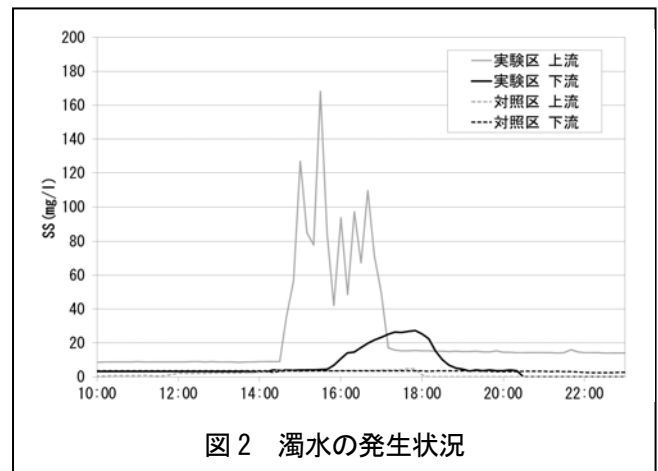


図2 濁水の発生状況

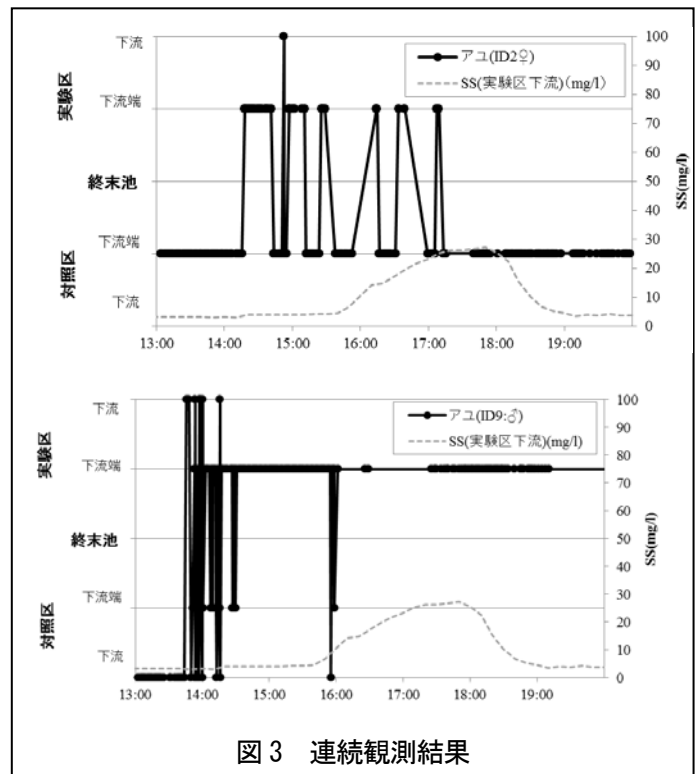


図3 連続観測結果

4.3 定点観測

実験期間中、事前調査から2回以上確認できたアユは12個体であった(図4)。そのうち、2個体(ID2、3)は実験区下流～池、5個体(ID1、5～7)は実験区内、5個体(ID8～12)は対照区で継続的に確認された。濁度発生により、実験区から対照区に移動した個体はいなかった。また、実験区で確認された7個体のうち、濁水発生後 ID4 の1個体は、280m 下流に下ったが、3個体(ID5、6、7)は逆に遡上し、3個体(ID1、ID2、ID3)は同じ場所で確認された。

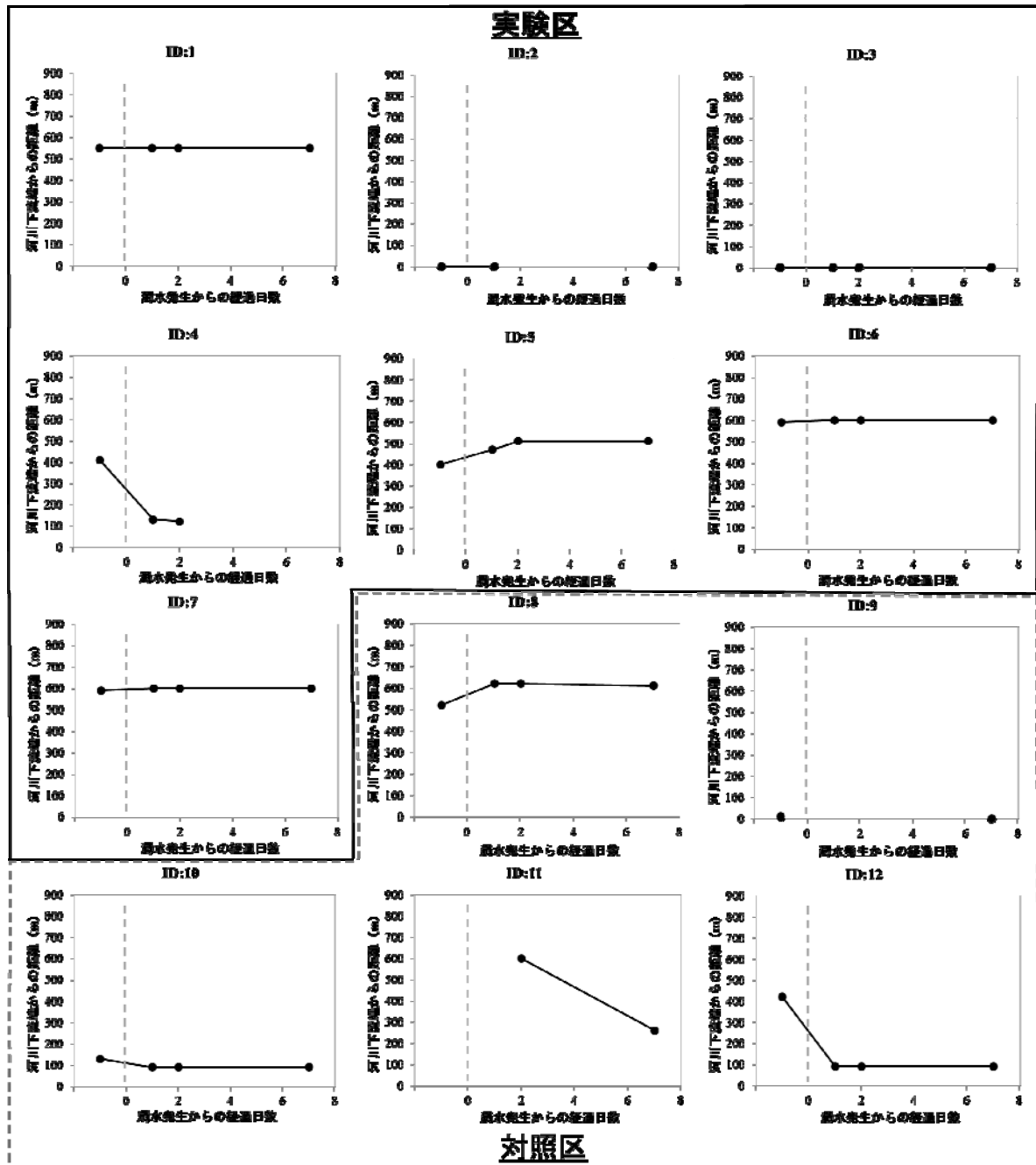


図4 定点観測結果

□: 実験区、[]: 対照区

5. 考察

今回の実験により、濁りによるアユの忌避行動の程度(反応時間、移動距離、戻ってくる時間)を把握することが可能である。しかし、定点観測によると、濁水前後でアユの移動は少なく(図4)、また、連続観測でも、上流から

下流に下る個体は2個体しかみられなかった(図3)。このことから、今回の濁り(SS濃度)による忌避行動が起こったとは考えにくい。定点観測で、濁水後に、濁水前と比較して約300m下流で確認された個体(ID4)や、連続観測で、実験区と対照区を行き来する忌避ともとれる行動がみられたが、全体に対する割合としては小さく、また、濁水前にもID2、9とも同様な行動をとっていることから、濁りによる忌避行動ではないと考えられる。また、連続観測から、実験区の下流のSS濃度が25mg/lを超えたところで、ID2のアユが一時的に忌避しているようにみえるが、ID9のアユでは同様な行動は確認されず、ID2の行動が濁りによる忌避行動かは不明である。

生物への濁りの影響は、その濃度、暴露時間、粒径、成分等によることが報告されている¹⁾³⁾⁸⁾。既往の研究によれば、アユはSS濃度100mg/lで3時間という低濃度かつ短時間の濁りであれば、濁りがストレスにならないことが報告されている⁵⁾。本研究での濁水のSS濃度は、土砂攪拌後にSS濃度が100mg/lを超える場合もあったが、実験区の下流では最大でSS濃度は27.2mg/lにとどまっていた(図2)。このように、濁りの濃度、継続時間からもアユへの影響は小さく、今回の実験における濁りでは、アユの忌避行動の誘発には至らなかったと考えられる。

6. 結論

今回の実験により、テレメトリーが濁りに対する影響を把握するうえで、有用であること、また、最大168.2mg/l、平均76.4mg/lのSS濃度が2時間30分程度継続しても、既往の室内実験の報告⁵⁾のとおり、野外でもストレスによる忌避行動への影響は小さいことが示唆された。しかし今回のデータが得られたアユの数が少ないため、今後もデータを蓄積する必要がある。今後、濁りによるアユへの影響を把握するためには、実験時期、暴露時間、濁りの濃度の条件を変え、濁りに対するアユへの総合的な影響を明らかにすることが必要である。また、濁りの発生時、どのような場所に逃げているのか解明することも必要と考えられる。

7. 謝辞

本研究の実施に際し、萱場上席研究員、森専門研究員、小野田専門研究員をはじめ、自然共生研究センターの皆様には多大なご指導、ご協力を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

所属：株式会社 建設環境研究所

<参考文献>

- 1) Newcombe C.P. & MacDonald D.D. "Effects of suspended sediments on aquatic ecosystems." North American Journal of Fisheries Management, 11, pp.72-82, 1991
- 2) Newcombe C.P. & Jensen J.O.T. "Channel Suspended Sediment and Fisheries:A Synthesis for Quantitative Assessment of Risk and Impact", North American Journal of Fisheries Management, 16, pp. 693-727, 1996
- 3) Waters T.F. "SEDIMENT IN STREAMS・Sources, Biological Effects, and Control," American Fisheries Society Monograph7, pp. 81-85, 1995
- 4) 日本水産資源保護協会 「水産用水基準(2005年版)」、2006
- 5) 安房田智司・武島弘彦・鶴田哲也・矢田崇・井口恵一郎「短時間・長時間の濁りに対するアユのストレス応答」,水産増殖 58(3), pp. 425-427, 2010
- 6) Awata S., Tsuruta T., Yada T. & Iguchi K. "Effects of suspended sediment on cortisol levels in wild and cultured strains of ayu *Plecoglossus altivelis*." Aquaculture 314, 1-4, 4:pp. 115-121, 2011
- 7) 村岡 敬子, 天野 邦彦, 土居 隆秀・久保田仁志・三輪準二「高濃度濁水におけるアユの生存率と懸濁物質の粒度組成の関係」魚類学雑誌 58(2):141-151, 2011
- 8) Berry W., Rubinstein N., Melzian B. & Hill B. "The biological effects of suspended and bedded sediment (SABS) in aquatic systems: a review." United States Environmental Protection Agency, Internal Report, 2003

フィルダムの設計・耐震性能照査の合理化・高度化に関する研究

チーム名等 水工構造物チーム
氏 名 青井 克志

1. まえがき

近年、ロックフィルダムの建設において、設計施工の合理化やコスト縮減が強く求められている。ロックフィルダムの断面設計法の合理化においては、拘束圧依存性を考慮したロック材料の強度評価と修正震度法に用いる震力係数の設定および信頼性設計に基づく設計の合理化等が必要となる。

本研究においては、ロックフィルダムの合理的設計法に関する検討として、昨年度までに提案した震力係数について、東北地方太平洋沖地震における地震動についても適用可能か検討を行った。その内容を以下に示す。

2. 研究目的

1991年6月、「フィルダムの耐震設計指針(案)」¹⁾(以下、「指針(案)」という)が策定された。この指針(案)では、堤高100m程度以下のフィルダムを対象に、地震時の堤体の応答が堤高方向に一様でないことを考慮するため、すべり土塊に作用させる地震力について、天端からすべり面の堤体内最下点までの深さを y とし、堤高 H で無次元化した y/H に応じて図-1のように変化させて規定する震力係数が導入された修正震度法が提案されている。また、修正震度法は新設ダムの設計・照査法としてだけでなく、今後の既設ダムの簡便な耐震性能照査法としても有用なものと考えられる。

指針(案)¹⁾における震力係数は、1980年代以前にダムサイトにおいて観測された8波のみの地震動記録を用いた検討結果等に基づいて定められている。しかし、指針(案)策定後には、1995年の兵庫県南部地震をはじめとする大規模な地震が頻発し、ダムサイトにおいて加速度の大きい多くの地震動記録が観測されている。また、指針(案)において設定された震力係数は、堤高100m程度以下のフィルダムを対象としており、堤高100m以上のフィルダムについては「高さが100m以上となると堤体の固有周期が長くなり、岩盤における地震動の周波数特性を考慮すると本指針(案)で示した地震力を減ずることができる可能性がある」¹⁾と記述されているものの、堤高100m以上のフィルダムを対象とした震力係数の提示までには至っておらず、(財)ダム技術センターが主催した、「ダム構造・設計委員会 フィルダム設計合理化検討分科会(以下、「検討分科会」)」の成果²⁾である、堤高110mのフィルダムを対象とした震力係数の例示にとどまっている。

このような状況に鑑み、近年のダムサイトにおいて観測された地震動記録を用いた修正震度法における震力係数の見直しの検討が必要と考えられた。水工構造物チームにおける既往の研究においては^{3), 4)},

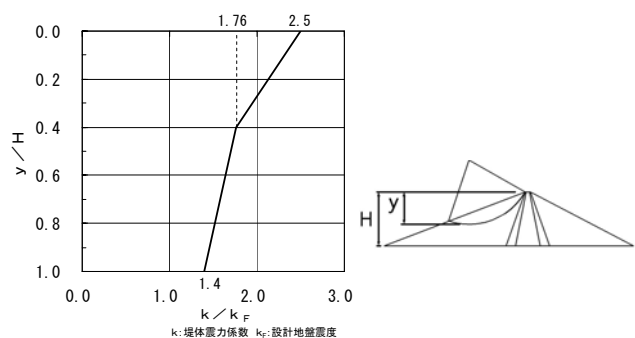


図-1 指針(案)の震力係数

1966年から2008年にダムサイトにおいて観測された地震動記録から選定した地震動を用い、堤高100m以上のフィルダムも含めた震力係数の検討を行った。また、震力係数の検討にあたっては、堤高だけでなく、上流面と下流面の違い、および斜面勾配が震力係数に与える影響についても検討を行っている。その結果、堤高Hと震力係数の関係については、図-2のとおり、 $y/H=0.0, 0.4, 1.0$ いずれの場合においても、高い相関が得られており、堤高が高くなるにつれて震力係数は直線的に低下することを示した。また、上流側すべり、下流側すべりの違い、通常考えられるロックフィルダムの範囲において、斜面勾配の違いによる震力係数への影響もほとんどないことから、表-1のとおり、堤高100m以上のフィルダムにも適用可能な震力係数を、堤高のみの一次関数として提案を行っている。

その後、2011年3月に連動型の巨大地震である東北地方太平洋沖地震が発生し、多くのダムサイトで地震動記録が収集された。そのため、追加的検討として、既往研究で示した新たな震力係数の、東北地方太平洋沖地震のような連動型の巨大地震への適用性について検証を行った。検証の方法は、1966年から2008年に観測された48地震動（以下、「既往の48地震動」という）を用いた震力係数と、既往の48地震動に東北地方太平洋沖地震の地震動記録を含めて算出した震力係数を比較し、それらの差異について分析を行った。

3. 研究方法

3.1 解析方法

ロックフィルダムの解析モデルに対して複素応答法による等価線形解析を行い、入力地震動に対する堤体の応答加速度の時刻歴を求めた。そのうえで、図-3に示すように設定した上流側の20円弧を対象とし⁵⁾、それぞれの円弧土塊の平均応答加速度の時刻歴を求め、その最大値を入力地震動の最大加速度で除することにより、震力係数 k/k_F を求めた。ここで、 k ：堤体震力係数、 k_F ：入力地震動の最大加速度に相当する震度である。設定した各円弧群においては、 y/H が0.2, 0.4, 0.6, 0.8および1.0となるように5個の円弧を設定している。

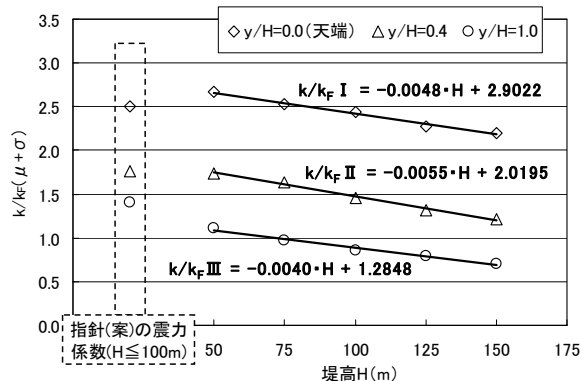


図-2 堤高と震力係数 $k/k_F (\mu + \sigma)$ の関係

表-1 堤高と震力係数の相関近似式

y/H	震力係数の近似式
0.0 (天端)	$k/k_F \text{ I} = -0.0048 \cdot H + 2.9022$
0.4	$k/k_F \text{ II} = -0.0055 \cdot H + 2.0195$
1.0	$k/k_F \text{ III} = -0.0040 \cdot H + 1.2848$

ここで、 k ：堤体震力係数
 k_F ：設計地盤震度
 H ：堤高 (m)
 ※震力係数 k/k_F は、小数点第3位以下を切り上げる

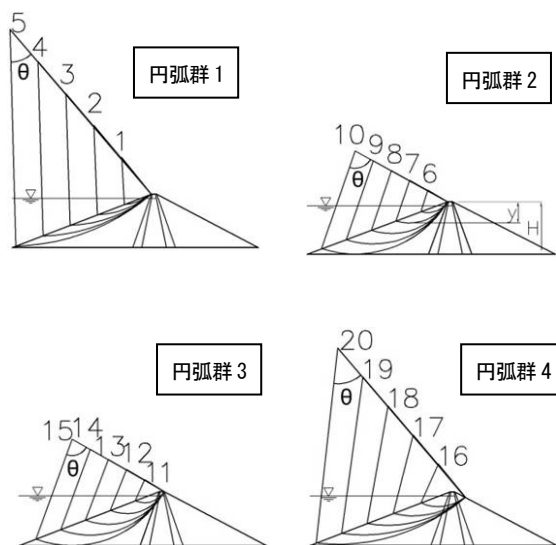


図-3 解析の対象とした上流側想定すべり円弧

3.2 解析モデルと物性値

解析対象は、堤高 50m, 100m, 150m の 3 つの中央土質遮水壁型ロックフィルダムで、堤体のみを有限要素にてモデル化した。ロックゾーンの上流斜面勾配は、現行の設計法である震度法によるすべり安定解析により決定した。この際、設計震度には 0.15 (強震帯における下限値) を与え、貯水位を堤高 H の 92% (0.92H) (常時満水位相当)、浸潤線は上流側ロックゾーンからコアゾーンまで水平で、下流側のロックゾーンとの境界に沿ってダム底部まで低下するという条件で解析を実施し、最小すべり安全率が 1.2 以上になる勾配⁶⁾として、図-4 の上流側 1 : 2.6、下流側 1 : 1.9 からなる堤高 100m の基本解析モデルを決定した。断面決定に用いた堤体材料の物性値を表-2 に示す。これらの物性値の他、後述する繰返しせん断特性などを含めて、わが国のロックフィルダムの標準的な堤体材料と判断した七ヶ宿ダムの設計値や物性値を基本として設定した⁷⁾。等価線形解析に用いた堤高 100m モデルの要素分割を図-5 に示す。堤高 50m、150m モデルの堤体形状や貯水位条件および解析モデルの有限要素寸法は、堤高 100m モデルの堤高比例の相似形とした。堤高比例した場合、各ダムモデルの天端幅は、概ね実事例⁸⁾と対応している。

等価線形解析の物性値のうち湿潤密度、飽和密度および初期せん断剛性を表-3 に示す。また、図-6 に等価線形解析に用いた堤体材料のせん断剛性率および減衰率とせん断ひずみとの関係 (繰返しせん断特性) を示す。本研究の等価線形解析は堤体のみをモデル化した

表-3 等価線形解析に用いた物性値 (一部)

材料	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	飽和密度 ρ_{sat} (g/cm ³)	初期せん断剛性 G_0 (MPa) ^{**}
コア	2.22	2.23	$299 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot \sigma_m'^{-0.7}$
フィルタ	2.13	2.24	
ロック	1.94	2.15	$367 \cdot \frac{(2.17 - e)^2}{1 + e} \cdot \sigma_m'^{-0.6}$

**e: 間隙比, σ_m' : 平均有効主応力 $\sigma_m' = \frac{1+2K}{3} \cdot \rho \cdot g \cdot D$

K: 主応力比 (0.5), ρ : 密度 (g/cm³), g : 重力加速度 (=9.8m/s²)
D: 地表からの深さ (m)

表-2 堤体断面決定に用いた物性値

材料	湿潤密度 ρ_t (g/cm ³)	飽和密度 ρ_{sat} (g/cm ³)	粘着力 (kN/m ²)	内部摩擦角 (°)
コア	2.22	2.23	0	35
フィルタ	2.13	2.24	0	36
ロック	1.94	2.15	0	42

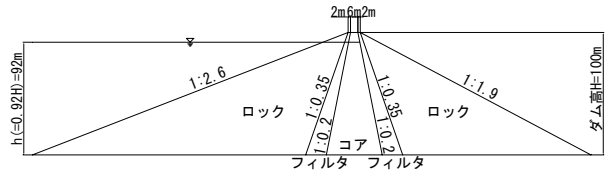


図-4 解析モデル (上流面 1 : 2.6, 下流面 1 : 1.9)

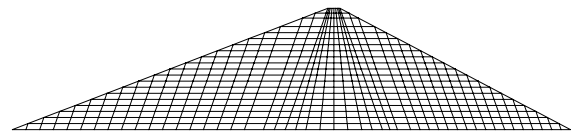


図-5 解析モデルの有限要素分割

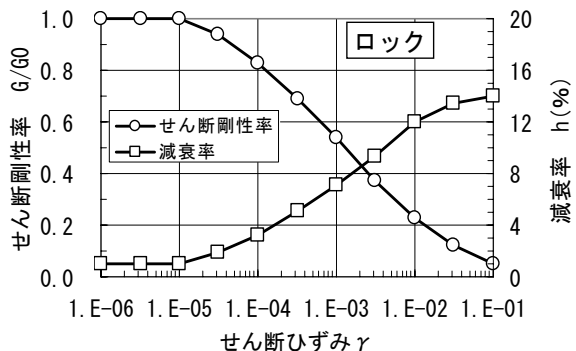
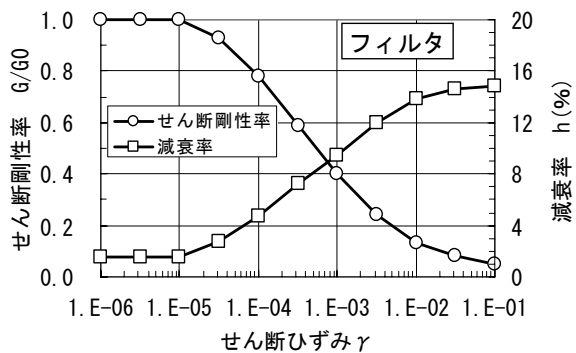
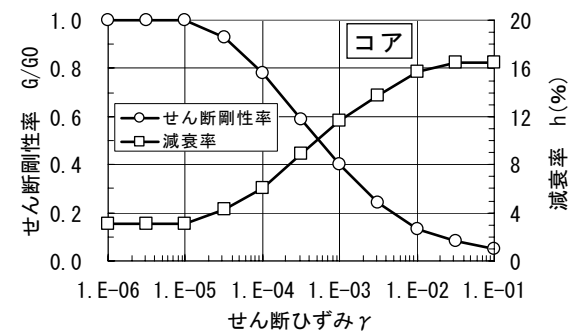


図-6 せん断剛性率および減衰率とせん断ひずみの関係

表-4 東北地方太平洋沖地震で観測された地震動（上下流方向・100gal以上）

No.	発震年月日	ダム名	形式	堤高(m)	検出器設置箇所	最大水平加速度 α_{xmax} (gal) ※1	最大鉛直加速度 α_{ymax} (gal) ※2	$ \alpha_{ymax} / \alpha_{xmax} $	地震名
No.1	2011.03.11	釜房	G	45.5	右岸リムグラウトトンネル	125.42	91.99	0.733	東北地方太平洋沖
No.2	2011.03.11	三春	G	65.0	堤体基礎	194.80	146.90	0.754	東北地方太平洋沖
No.3	2011.03.11	惣の関	GF	23.5	監査廊中央部	290.73	145.62	0.501	東北地方太平洋沖
No.4	2011.03.11	南川	G	46.0	監査廊	270.85	145.40	0.537	東北地方太平洋沖
No.5	2011.03.11	高柴	G	59.5	監査廊	151.03	107.44	0.711	東北地方太平洋沖
No.6	2011.03.11	四時	R	83.5	監査廊	109.81	100.94	0.919	東北地方太平洋沖
No.7	2011.03.11	荒砥沢	R	74.4	監査廊	102.25	65.34	0.639	東北地方太平洋沖

ことから、基礎地盤でのエネルギー逸散は等価逸散減衰率として材料減衰率に一律 15% 上乘せして考慮した。

3.3 入力地震動

東北地方太平洋沖地震では、収集した地震動記録⁹⁾のうち、既往の 48 地震動と同じく、ダムサイト岩盤またはダム堤体監査廊で観測された上下流方向の最大水平加速度が 100gal 以上の条件で、表-4 に示す 7 地震動を選定した。なお、解析では同時に観測された鉛直地震動も考慮した。また、選定した入力地震動は、最大水平加速度が 196gal (0.2G) となるように振幅調整した。鉛直地震動は、水平地震動と同じ比率を乗じて振幅調整した。

ここで、既往 48 地震動と東北地方太平洋沖地震 7 地震動の加速度応答スペクトルを比較したものを図-7 に示す。同図には堤高 50m, 100m, 150m におけるダムモデルの固有周期を併記した。東北地方太平洋沖地震では、長周期側で既往地震を超える加速度応答スペクトルが見られる。しかし、ダムモデルの堤高 50m, 100m, 150m における固有周期付近では、既往 48 地震動の分布範囲にほぼ含まれている。

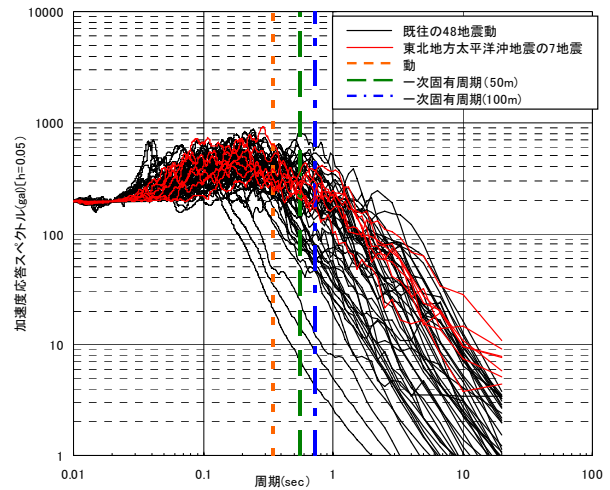


図-7 加速度応答スペクトル

4. 研究結果

堤高 50m, 100m, 150m モデルの解析結果を、それぞれ図-8 に示す。4 個の円弧群の解析結果に大きな差異はなかったため、ここでは 4 個の円弧群のうちほぼ最大の震力係数を示した円弧群 3 の結果を例示する。

堤高 150m の低標高部において既往の 48 地震動の震力係数 k/k_F を一部超える場合があるものの、東北地方太平洋沖地震における 7 地震動の震力係数 k/k_F は、既往の 48 地震動における震力係数 k/k_F 分布にほぼ含まれている。

図-9 は、図-2 の既往の 48 地震動による震力係数 k/k_F の平均値+標準偏差 ($\mu + \sigma$) の検討結果に、東北地方太平洋沖地震においてダムサイトで観測された 7 地震動を加えた全 55 地震動による震力係数 k/k_F の平均値+標準偏差 ($\mu + \sigma$) の結果を図示したものである。両者を比較すると、わずかな差がみられるものの、いずれの堤高においてもほぼ同様の値であることがわかる。

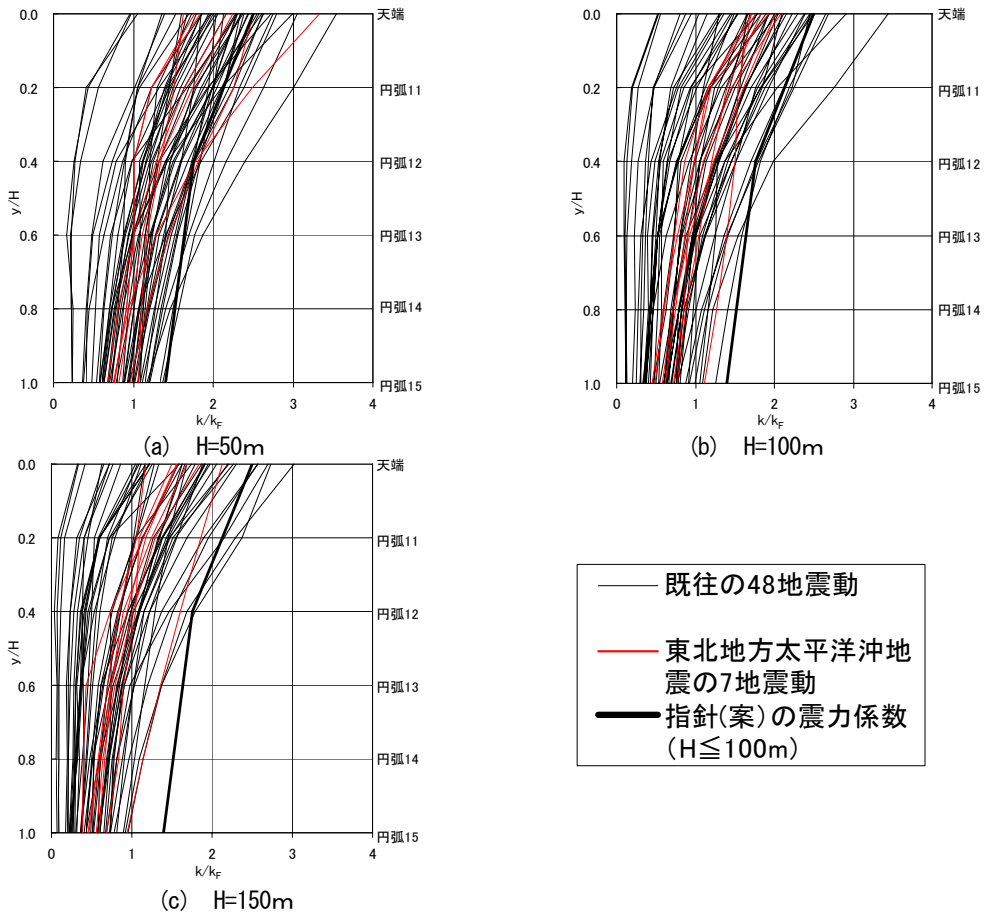


図-8 y/H と k/k_F の関係 (全解析結果, 円弧群 3)

5. 研究成果

東北地方太平洋沖地震においてダムサイトで観測された 7 地震動を含め、堤高の影響について基本的な堤体断面を対象とした震力係数 k/k_F の検討を行ったが、既往の 48 地震動による検討結果と同等の値であった。したがって、表-1 で提案した震力係数と堤高の関係式について、東北地方太平洋沖地震の地震動を含めて提案可能な震力係数であると考えられる。

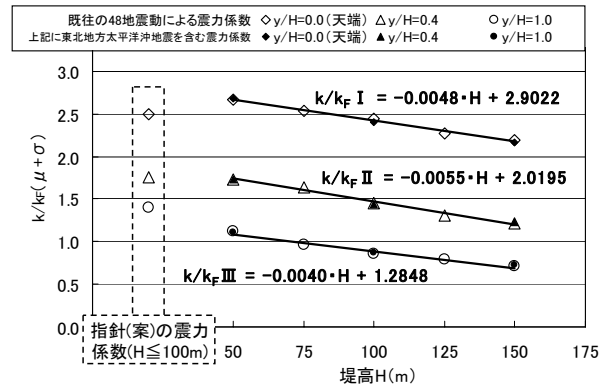


図-9 堤高と震力係数 $k/k_F (\mu + \sigma)$ の関係 (東北地方太平洋沖地震の 7 地震動を加えた結果を図示)

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導をいただいた水工構造物チーム佐々木上席研究員ならびに水工構造物チームの皆様へ感謝の意を表します。

所属：西技測量設計（株）

<参考文献>

- 1)建設省河川局開発課監修：「フィルダムの耐震設計指針(案)」，(財) 国土開発技術研究センター，1991年6月.
- 2) (財) ダム技術センター：「ダム構造・設計等検討委員会 フィルダム設計合理化検討分科会 報告書」，2001年3月.
- 3)山口嘉一，佐藤弘行，坂本博紀：「修正震度法によるロックフィルダムの設計合理化に関する研究」,平成22年度土木研究所重点プロジェクト研究報告書(戦略研究) ,2011年4月.
- 4)山口嘉一，佐藤弘行，坂本博紀：「修正震度法によるロックフィルダムの設計合理化に関する研究」,平成23年度土木研究所重点プロジェクト研究報告書(戦略研究) ，2012年4月.
- 5)山口嘉一，富田尚樹，水原道法：「大規模地震時のロックフィルダムの最大すべり変形量を与える円弧の検討」，ダム技術，No.229，pp.13-23，2005年10月
- 6)山口嘉一，富田尚樹，水原道法：「ロックフィルダムの地震時すべり変形量の影響分析と簡易推定方法」，土木研究所報告，No.212， pp.1-31，2009年3月
- 7)松本徳久，安田成夫，大久保雅彦，境野典夫：「七ヶ宿ダムの動的解析」，建設省土木研究所資料，No.2480，1987
- 8)財団法人ダム技術センター：「多目的ダムの建設 - 平成17年版」，第4巻，設計I編，p.90，2005
- 9)国土交通省国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所：「平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震土木施設災害調査速報」，国土技術政策総合研究所資料第646号，土木研究所資料第4202号，pp.342-366,2011年7月.

ロックフィルダム設計・耐震性能照査の合理化・高度化に関する研究

チーム名等 水工構造物チーム
氏 名 吉田 諭司

1. まえがき

「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）（2005年3月、国土交通省河川局）¹⁾」（以下、指針（案）と呼ぶ）では、フィルダムの耐震性能はすべり変形量をもとに評価することを基本としている。これは、大規模地震時の揺すり込み沈下量は圧密沈下量の先取り程度であり²⁾、すべり変形量よりも小さいという判断に基づいている。しかし、2008年6月14日に発生した岩手・宮城内陸地震では、地震発生時に盛立段階であった中央土質遮水壁型ロックフィル型式のAダムでは、すべりを伴わない比較的大きな沈下が発生した事例が明らかになった。そのため、現在指針（案）で基本としているすべり変形解析以外の揺すり込み沈下解析などについても、その入力物性の設定や解析方法について検討を行い、より精度の高いフィルダムの耐震性能照査手法を確立する必要がある。

2. 研究目的

本研究目的は累積損傷解析を用いて、将来的に実際の他のダムの大規模地震時における沈下挙動再現への適用性を評価することで、大規模地震時におけるフィルダムの沈下量の評価方法について提案を行うことである。前年度は、盛立途中であった堤高132m、堤頂長723mのAダムを対象に岩手・宮城内陸地震で沈下挙動の再現解析を行い、高い再現性が得られた。しかしながら、前年度の再現解析では、Aダムが岩手・宮城内陸地震時に盛立途中であったため、盛立途中段階でのモデルでもって解析した。今年度は盛立完了後の貯水状態としたモデルで前年度の再現性の高い物性値を用いて解析し、岩手宮城内陸地震での沈下量を求めた。また、同モデル形状で、他ダムの動的変形特性を用いて同様に解析し、これらの物性値の差での沈下量への影響を考察する。

3. 研究方法

すべりを伴わない沈下解析については、当チームにおいて、一昨年はモデルダムにおいてせん断応力比の算出方法を変化させて累積損傷解析の適用性について検討した。また、昨年度は実在するAダムの岩手・宮城内陸地震の際の盛立途中段階における沈下挙動の再現解析を行い、累積ひずみ特性のパラメータを飽和・不飽和条件で変化させ、再現解析を行うことによって、累積ひずみ特性の違いにおける沈下挙動の変化を考察し、実測沈下量と対比することにより妥当性を評価した。本年度は、昨年度の物性値を用いて完成後のAダムでの沈下量を算出した。さらに、同モデル形状において、他ダム(Bダム)の物性値を用いて同様に解析し沈下量の違いについて考察した。

3.1 解析方法

解析方法は、築堤解析および湛水解析により堤体内の静的応力分布を求め、これを初期応力とした動的解析を行い、地震時の堤体応答を求めた。築堤解析はDuncan-Changモデルによる盛立過程を考慮した非線形弾性解析とした。湛水解析はコアゾーンにおける浸透流解析を実施し、そこから得られた浸透力を作用させた。動的解析には複素応答法による等価線形解析を用いた。累積損傷解析は、地震によるフィルダムの永久変位が、繰返し応力により発生する築堤材料の残留ひずみに起因するという考え方に基づいている³⁾。なお、累積損傷解析における繰返しせ

せん断応力比 SR_d の算出方法は、地震時の増分応力における τ_{xyd}/σ_m' と $(\sigma_{xd}-\sigma_{yd})/2\sigma_m'$ の比に着目し、せん断応力が最も卓越する軸を要素ごとに設定する (図-1 参照)。

$$SR_d = \left\{ (\sigma_{xd}-\sigma_{yd})/2\sigma_m' \right\} \cdot \sin 2\beta + (\tau_{xyd}/2\sigma_m') \cdot \cos 2\beta \quad (1)$$

ここに、 σ_{xd} 、 σ_{yd} 、 τ_{xyd} ：動的増分応力、 β ：せん断が最も卓越する軸と鉛直方向 (y 軸) のなす角である。

3.2 解析モデルおよび物性値

(1) 解析モデル

解析モデルは図-1 に示す A ダムの最大断面の形状を再現した 2 次元断面とし、堤体のみをモデル化して底面を固定境界とした。貯水位条件については A ダムの常時満水位とした。図-2 に解析モデルを示す。

(2) 解析物性値

築堤解析および湛水解析に用いる物性値は、昨年度と同様とした A ダムの堤体材料の試験結果を基本として設定した。湛水解析における浸透流解析の物性値は A ダムの設計値として透水係数 $k=1.0 \times 10^{-3} \text{cm/s}$ 、間隙比 $e=0.51$ とした。また、不飽和浸透特性は A ダムで試験を実施していないため、高瀬ダムの試験値を用いた。

動的変形特性は A ダムと B ダムの試験値の両者を各ケースに分けて用いた。等価線形化法による動的解析に用いた物性値は表-1 に示すとおりである。また、ひずみ依存特性を図-3 に示す。なお、本研究では、動的解析は堤体のみをモデル化しているため、基礎地盤でのエネルギー逸散を等価逸散減衰率として、材料減衰率に一律 15% を

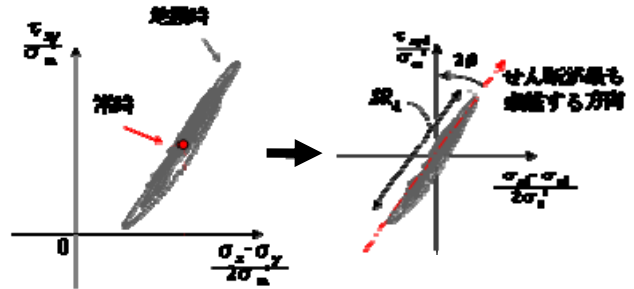


図-1 SRd 算出の考え方

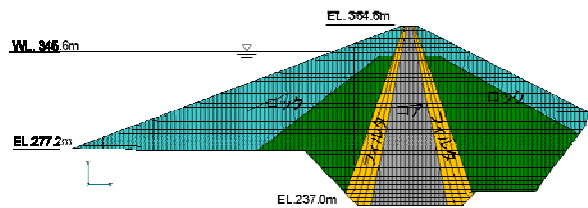


図-2 解析モデル

表-1 動的解析に用いた物性値

名称	初期剛性 G_0 (N/mm^2)		ポアソン比	逸散減衰	
	Aダム	Bダム			
コア	飽和部	$335 \sigma_m^{0.496}$	$(299(2.17 \cdot e)^2 / (1+e)) \sigma_m^{0.7}$	澤田式	15%
	不飽和部	$295 \sigma_m^{0.444}$			
フィルタ	飽和部	$523 \sigma_m^{0.580}$	$(299(2.17 \cdot e)^2 / (1+e)) \sigma_m^{0.7}$		
	不飽和部	$628 \sigma_m^{0.605}$			
ロック	飽和部	$474 \sigma_m^{0.479}$	$(367(2.17 \cdot e)^2 / (1+e)) \sigma_m^{0.6}$		
	不飽和部	$737 \sigma_m^{0.680}$			

σ_m ：湛水時平均主応力
 間隙比 e ：コア $e=0.345$ フィルタ $e=0.164$ ロック $e=0.284$
 ポアソン比 (澤田式)：
 ロック材 (湛水面以浅) $\nu=0.375-0.0062^{0.58}$
 ロック材 (湛水面以深) $\nu=0.490-0.0012^{0.95}$
 コア材 $\nu=0.450-0.0062^{0.60}$
 ポアソン比および逸散減衰は A ダム、B ダム共通

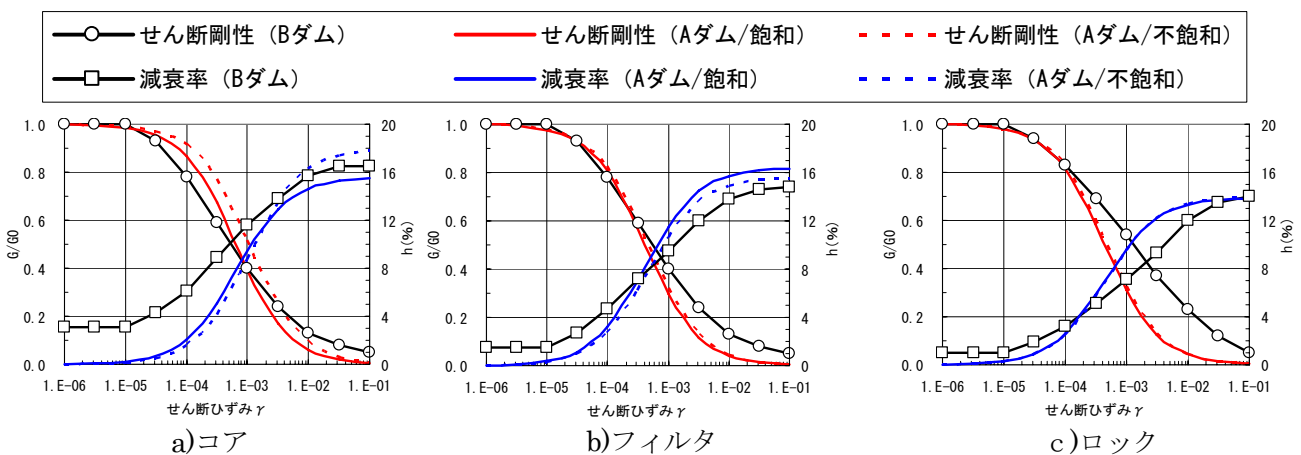


図-3 ひずみ依存特性

表-2 累積ひずみ特性

ゾーン名	飽和条件	SRd~Nc関係式
コア	不飽和	$SR_d = 2.15 \epsilon^{0.90} \cdot N_c^{(-0.51 \epsilon^{0.08})} + 0.19 \epsilon^{0.25}$
	飽和	$SR_d = 0.23 \epsilon^{0.60} \cdot N_c^{(-0.40 \epsilon^{0.33})} + 0.19 \epsilon^{0.21}$
フィルタ	不飽和	$SR_d = 0.44 \epsilon^{0.07} \cdot N_c^{0.17} + 0.06 \epsilon^{1.46}$
	飽和	$SR_d = 0.22 \epsilon^{0.87} \cdot N_c^{(-0.45 \epsilon^{0.09})} + 0.21 \epsilon^{0.15}$
ロック	不飽和	$SR_d = 0.47 \epsilon^{0.07} \cdot N_c^{0.17} + 0.37 \epsilon^{1.46}$
	飽和	$SR_d = 0.57 \epsilon^{2.01} \cdot N_c^{(-0.96 \epsilon^{0.17})} + 0.38 \epsilon^{0.03}$

*) SRd: 繰返しせん断応力比, Nc: 繰返し回数, ε: 累積軸ひずみ(%)

上乗せした。累積ひずみ特性については、A ダムの堤体材

料に対して実施した繰返し三軸試験結果より作成したものをを用いた。表-2 に累積ひずみ特性を示す。

(3)入力地震動

入力地震動は、岩手・宮城内陸地震時における A ダム基礎部において推定されたものを用いるものとした。図-4 に入力地震動を示す。

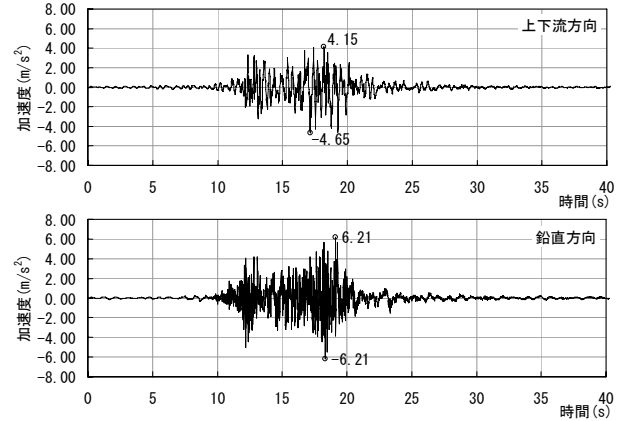


図-4 入力地震動(下流, 上方が正)³⁾

表-3 解析ケース

	初期せん断剛性 G ₀	γ ~ G/G ₀ , γ ~ h	累積ひずみ特性
ケース 1	A ダム	A ダム	A ダム
ケース 2	A ダム	B ダム	
ケース 3	B ダム	A ダム	
ケース 4	B ダム	B ダム	

3.2 解析ケース

解析ケースは初期せん断剛性とひずみ依存特性変えて組み合わせた表-3 に示す計 4 ケースを設定した。

4. 研究結果

4.1 動的解析結果

図-5 に初期せん断剛性 G₀ を示す。G₀ は堤体表面からの深度に応じて大きくなる。初期せん断剛性に A ダムの物性を用いたケース 1, 2 は B ダムの物性を用いたケース 3, 4 より、全体的に初期せん断剛性は小さくなる。とくに不飽和状態のロックゾーンでは B ダムの初期せん断剛性の方が顕著に大きい。天端での最大応答加速度は表-4 より、B ダムのひずみ依存特性の物性値を用いたケース 2, 4 で大きくなる。B ダムのせん断ひずみが大きい領域でのロックゾーンにおける減衰率が A ダムに比べて小さいためと考えられる。また、ケース 4 は初期せん断剛性が大きく、さらにひずみ依存特性の減衰率が小さいため他のケースにくらべて非常に大きな堤体応答加速度となっている。

4.2 累積損傷解析結果

図-6 に累積損傷解析より得られた地震後のせん断剛性低下率(G_d/G₀)を示す。これによると、ケース 1 でせん断剛性値の低下率が小さい。これは、動的せん断応力が SRd 算出に大きく寄与しているからであり、ケース 2, 4 ではケース 1, 3 よりも動的せん断応力が大きくなるため、SRd が大きくなり、せん断剛性の低下も大きくなったためと考えられる。ケース 3 は A ダムのひずみ依存特性を用いているが、本検討で用いた地震動と累積ひずみ特性では、比較的動的せん断応力が大きくなることから、剛性低下算出に用いられるひずみ量も大きくなり、地震後のせん断剛性残存値はケース 2 とほぼ同定度となる。よって、結果的に初期せん断剛性値が大きいケース 3 のせん断剛性低下率としては大きくなる。表-4 に示す天端沈下量は、せん断剛性低下率の大きさに比例し、ケース 1 で最も小さく、ケース 2,3,4 はケース 1 の約 2~3 倍以上となっている。沈下量は地震前と地震後のそれぞれのせん断剛

表-4 天端応答加速度および天端沈下量

	動的物性		天端応答加速度 (gal)		天端沈下量 (cm)
	初期せん断剛性	ひずみ依存特性	水平	鉛直	
ケース1	Aダム	Aダム	324	482	46
ケース2	Aダム	Bダム	999	1352	110
ケース3	Bダム	Aダム	751	768	129
ケース4	Bダム	Bダム	1668	1146	138

性値を用いた自重解析結果の差分値より算出しているため、初期せん断剛性が大きく、せん断剛性低下率が大きいと沈下量も大きくなる。ケース3がBダムの物性値を用いたケース2, 4で沈下量に大きな違いが生じなかった要因はこのためであると考えられる。よって、動的変形特性の違いによる沈下量は、初期せん断剛性とひずみ依存特性との関係に依存するところが大きいと言える。

5. まとめ

実在する A ダムをモデルとして、初期せん断剛性の違いおよびひずみ依存特性を変化させて、累積損傷解析を用いて沈下量を解析した。結果、堤体応答加速度はひずみ依存特性の影響を大きく受け、累積損傷解析による沈下量算出には、せん断剛性の低下は初期せん断剛性とひずみ依存特性との関係するところが大きく、両者の物性値のバランスに影響にすることがわかった。

6. 謝辞

研究を遂行するにあたり、水工構造物チーム、佐々木上席、ならびに研究チームの皆様にご指導を頂きました。ここに深く感謝の意を表します。

所属：株式会社エヌイーエス

<参考文献>

- 1) 国土交通省河川局：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案），2005.3.
- 2) ダム構造・設計等検討委員会：フィルダム設計合理化検討分科会報告書，（財）ダム技術センター，2001.3.
- 3) 島本和仁，山口嘉一，佐藤弘行，安田成夫，佐野貴之：「フィルダムの累積損傷に伴う変形予測手法」，ダム技術，No.244，pp.15-31，2007.1.
- 4) 三石真也，大谷知樹，末久正樹，山口嘉一，岩下友也，林直良，佐々木晋：平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震被害調査報告，土木研究所資料，第4120号，pp.90-137，2008.12.

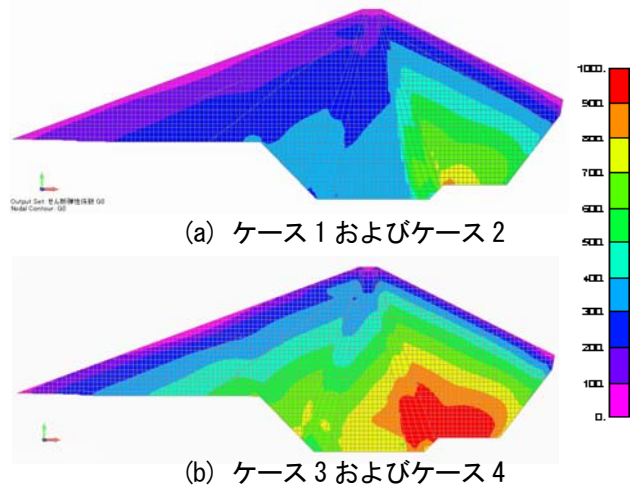


図-5 初期せん断剛性分布 (単位：MPa)

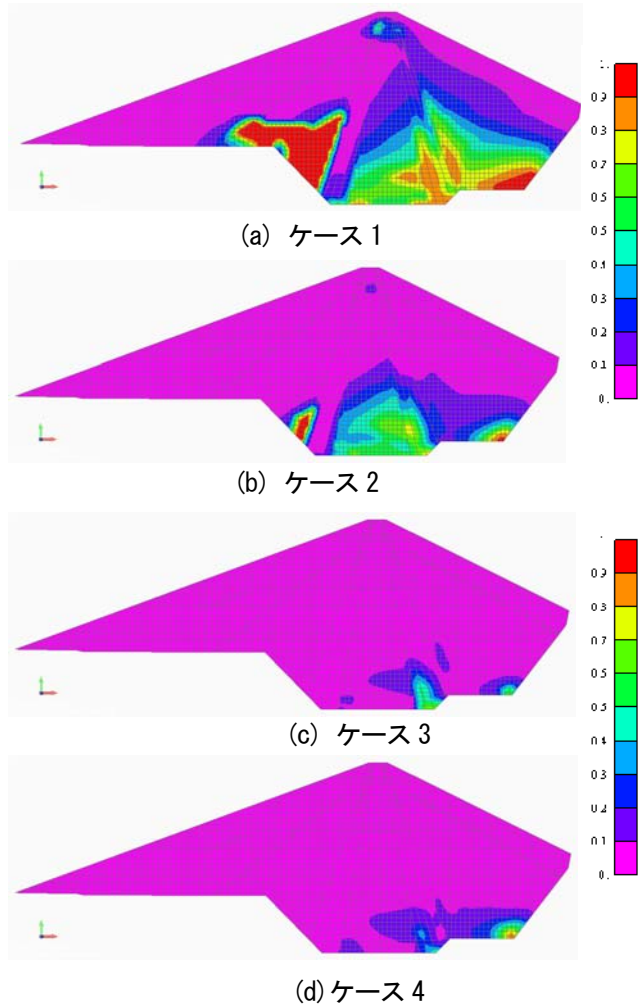


図-6 せん断剛性低下率 (G_0/G_0)

ダムの長寿命化に関する研究 ～常時微動計測のダム健全性評価への利用～

チーム名等 水工構造物チーム
氏 名 加嶋 武志

1. まえがき

定期的あるいは地震等の事後におけるダム堤体点検においては、劣化・損傷箇所の有無、つまり健全度を迅速に判断するための手法の開発が望まれる。本研究は、重力式コンクリートダムにおける上記の課題を解決する一つの方法として、ダムの常時微動を計測することにより、その剛性の低下に伴う振動特性の変化をもとにしたダム堤体の健全度診断の可能性について検討を行うものである。

2. 研究目的

常時微動計測によりダム堤体の健全度診断を行うためには、堤体内の劣化・損傷の進行によってダムの振動特性（固有振動数 等）がどのように変化するかを把握しておく必要がある。またダムの劣化・損傷以外の要因がダムの振動特性に与える影響を可能な限り分離し、排除する必要がある。これまで、重力式コンクリートダムを対象に、その経年的な劣化や損傷の発生による健全性の変化をダム堤体の振動特性の変化から実際に捉えた例は見当たらず、実ダムにおける長期的な常時微動計測のデータの蓄積がない。そのためここでは、ダムの劣化・損傷事象の中でも健全性に重大な影響を及ぼすものと考えられる「水平クラック」について着目し、水平クラックの進展によってダムの振動特性がどのように変化するか数値解析により分析した。また、劣化・損傷以外のダムの振動特性に与える要因として、貯水位、気温に着目し、実ダムでの常時微動計測によってその影響を分析した。

3. 劣化・損傷が振動特性に与える影響の数値解析的検討

固有値解析用モデルはダム高 100m の解析モデルを用いた。ただし、堤体部の振動特性に着目するため、ここでは堤体のみをモデル化し、岩盤は考慮していない。堤敷面の境界条件は、水平方向及び鉛直方向ともに固定とした。貯水位はダム高の 90%とし、貯水は非圧縮性流体としてモデル化した。堤体底面の標高を EL. 0m とし、堤体内の水平クラックは EL. 30m、EL. 60m、EL. 90m の 3 標高のいずれかにその任意の範囲をクラックとして想定した。図-1 に解析モデルと想定する水平クラックの設定標高を示す。堤体コンクリー

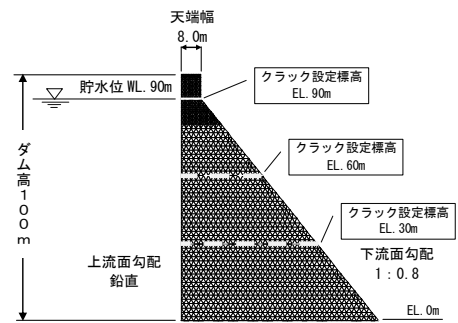


図-1 解析モデル

表-1 堤体コンクリート部の物性値

	項目	設定値
堤体	弾性係数 E (N/mm ²)	29,000
	ポアソン比 ν	0.2
	単位体積質量 (kg/m ³)	2,300
クラック 〔ジョイント〕 要素	軸剛性 kn (N/mm ²)	2,900
	せん断剛性 ks (N/mm ²)	1,200

ト部及び水平クラック部の物性値は表-1に示すとおり設定した。堤体コンクリート部の物性値は、既設の重力式コンクリートダムに使用されている一般的な値を設定した。水平クラックによる影響については、本検討ではジョイント要素部の軸剛性 K_n を堤体コンクリートの弾性係数 E の $1/10$ 相当に低下させることによって考慮することとし、せん断剛性 K_s はこの K_n の値から弾性理論によって求まる値とした。解析ケースは水平クラックの想定位置・形態、標高、深さの組合せにより、表-2に示すとおり設定した。

各ケースの固有値解析結果から得られた上下流方向振動の卓越モードである一次モード、二次モード、及び四次モードの固有振動数をそれぞれ図-2に示す。水平クラックによる堤体固有振動数への影響は、この3つの振動モードで異なり、低標高部にクラックを想定した場合にはより低次のモードにおいて、高標高部にクラックを想定した場合にはより高次のモードにおいて、その影響（固有振動数の減少）が相対的に顕著になる傾向がみられる。すなわち、低標高部にあるクラックは、重力式コンクリートダムの上下流方向振動モードとして一般的に卓越する一次モードの固有振動数の変化により捉えられる可能性が高いため、他の振動モードとの分離は比較的容易と考えられる。しかし、高標高部のクラックはより高次の振動モードのうち特定の振動モードの固有振動数を同定して、その変化を検知する必要があることになる。

また、ミシン目状の断続的なクラックがある場合は、合計長さが同じ連続したクラックがある場合よりやや固有振動数の減少量が小さくなり、断続的な水平クラックの間隔が短くなれば、その影響はさらに小さくなることもわかる。これより、常時微動計測により捉えることのできる堤体内部のクラックはある程度連続したものに限定されると考えられる。

4. 実ダムにおける常時微動計測

本研究における常時微動計測とその結果分析の流れは、図-3に示すとおりであり、①常時微動計測、②フーリエスペクトル算出、③周波数応答関数の算出、④固有振動数の同定の手順で行

表-2 解析ケース（水平クラック進展）

ケース番号	クラック想定位置・形態	クラック想定標高	クラック深さ () : クラック想定標高における堤体幅
1	上流面のみ	EL. 30m	0m~51m (56m)
		EL. 60m	0m~29m (32m)
		EL. 90m	0m~7m (8m)
	下流面のみ	EL. 30m	0m~52m (56m)
		EL. 60m	0m~30m (32m)
		EL. 90m	0m~7m (8m)
2	上・下流面	EL. 30m	0m~51m [*] (56m)
		EL. 60m	0m~31m [*] (32m)
		EL. 90m	0m~7m [*] (8m)
3	断続 (ミシン目状)	EL. 30m	2m, 4m, 8m 間隔 (56m)
			2m, 4m, 8m 間隔 (32m)
		EL. 60m	1m, 2m 間隔 (8m)
			1m, 2m 間隔 (8m)
		EL. 90m	1m, 2m 間隔 (8m)
			1m, 2m 間隔 (8m)

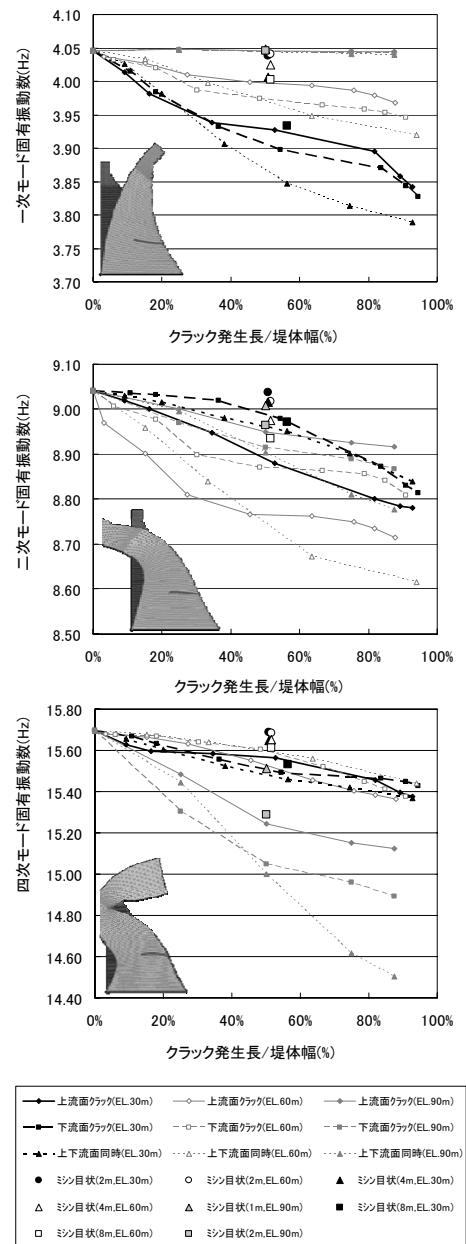
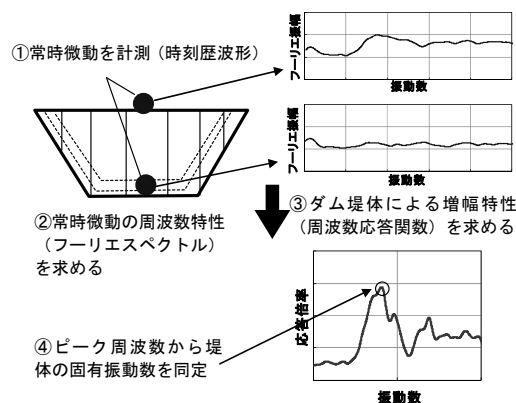


図-2 水平クラックに伴う固有振動数の変化

った。

試験湛水中のAダム（ダム高 119m）では、貯水位が空虚の状態から最高水位まで連続的に変化することを利用して、貯水位の変動に伴うダムの固有振動数の変化を分析した。

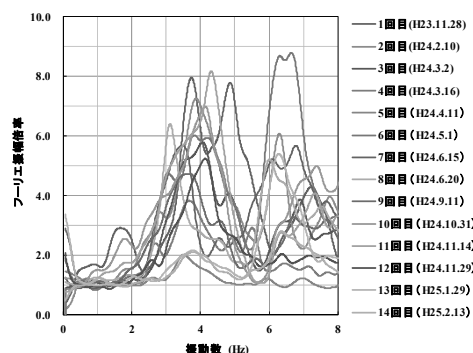
年間の貯水位変動が比較的小さいBダム（供用後約 45年、ダム高 33.7m）においては、年間の気温・水温変化に伴う堤体コンクリートの体積変化が継目の挙動に影響を及ぼすことを想定し、温度変化がダムの固有振動数に及ぼす影響を調査した。



図－ 3 常時微動計測と結果分析の流れ

4.1 貯水位変動が及ぼす影響の検討（Aダム）

Aダムにおいてこれまでに実施した計 14 回の計測結果で得られた最大断面（BL. 11）についての周波数応答関数（天端/基礎、重力式コンクリートダムの振動のうち卓越すると考えられる上下流方向成分の振動に対するもの）を図－ 4 に、現地計測結果より推定した 1 次固有振動数と計測時の貯水位の関係を図－ 5 示す。図中には参考として、数値解析（Aダムと同形状の 2 次元有限要素モデルによる固有値解析）による推定結果も示している。計測で得られた固有振動数にはばらつきがみられるものの、解析で得られた傾向とよく一致しており、貯水位が貯水位比 50%程度より上昇すると固有振動数比が次第に減少する傾向が見られる。なお、計測による推定値には貯水位変動以外の各計測時の計測条件の違いによる影響も含まれているため、貯水位と 1 次固有振動数は、解析結果に比べてばらつきが見られるものの、貯水位変動による影響を全体的にはあらわしていると考えられる。



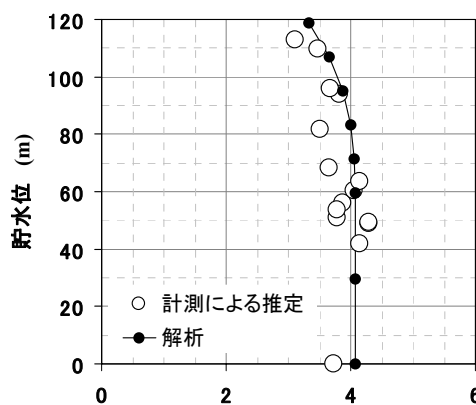
図－ 4 周波数応答関数
(Aダム 最大断面 上下流方向振動成分)

4.2 季節変動が及ぼす影響の検討（Bダム）

これまでのBダムでの計測結果より得られた上下流方向の周波数応答関数（天端/基礎）を図－ 6 に示す。いずれの計測結果についても、15Hz 付近に 1 次固有振動数と推定される振動数のピークがみられる。なお、図－ 6 より 1 次固有振動数と推定される卓越振動数を時系列で整理した（図－ 7）。図中（b）の破線は、年間の温度（気温）変化をサインカーブと仮定し、振動数を温度と対応すると考えて最小二乗法によって得た以下に示す近似曲線である。

$$\text{振動数 : } \text{Fre.} = 0.76 \sin(2\pi t / 365 - 1.63) + 15.49$$

計測回数が限られているものの、常時微動計測から推定される上下流方向の一次固有振動数は、夏季



図－ 5 貯水位と 1 次固有振動数の関係
(Aダム)

では高く 15.8Hz (11/09/02)、冬季は 15.0Hz (12/02/17) まで低下し両者で 0.8Hz の差が生じている。図-7 (b) に示した近似式によれば、1 次固有振動数は年間最大で、1.5 Hz 程度変化している可能性がある。

なお、常時微動計測からの推定値には、貯水位変化の影響が含まれている可能性がある。このため、B ダムと同形状の 2 次元要素モデルを用いた数値解析 (固有値解析) を行い、夏季と冬季の水位差による影響を調べると、夏季から冬季にかけての貯水位 2.21m の上昇に伴う 1 次固有振動数の変化は -0.4Hz (低下) となった。この夏季から冬季への水位上昇による固有振動数の減少量 (0.4 Hz) に比較して、計測での減少量 (約 0.8 Hz) は大きいことから、貯水位変動以外の影響が含まれると考えられる。気温低下に伴って堤体コンクリートが収縮することにより、堤体ブロック間の継目が固有振動数に影響した可能性が考えられる。

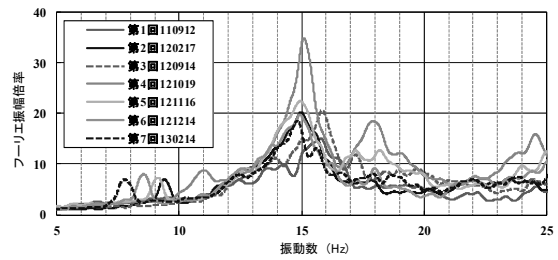


図-6 周波数応答関数 (Bダム 最大断面 上下流方向振動成分)

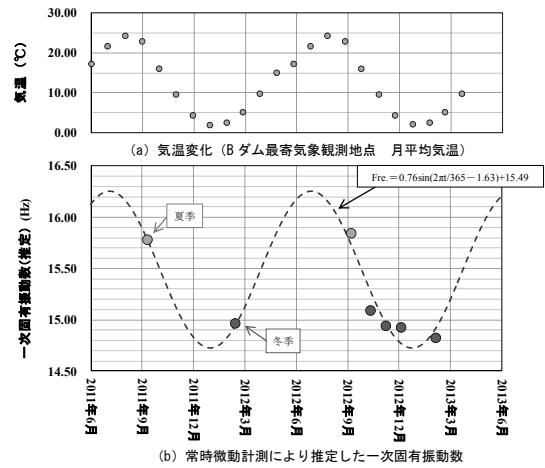


図-7 気温・固有振動数の変化 (Bダム)

5. まとめ

固有値解析を用いた予備検討より、クラックの進展によるダム堤体の固有振動数の変化の傾向の把握ができた。また、実ダムにおける常時微動計測により、劣化・損傷以外のダム堤体の固有振動数へ影響を与える要因 (貯水位、温度) の影響による固有振動数の変動が概ね明らかになってきた。それら固有振動数の変化を各ダムにおいて、あらかじめ 1~2 年程度の予備計測により把握した上で、常時微動計測により得られる固有振動数の変化傾向を評価することで、ダム堤体の劣化・損傷の有無を判断することが可能になると考えられる。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、適切なお指導いただきました、佐々木 隆、金銅 将史、小堀 俊秀、加嶋 武志、大館 渉:「重力式コンクリートダム堤体の健全度診断における常時微動計測の活用に関する検討」、ダム技術、No. 313、2012. 10

所属：株式会社 エル・コーエイ

<参考文献>

1) 佐々木 隆、金銅 将史、小堀 俊秀、加嶋 武志、大館 渉:「重力式コンクリートダム堤体の健全度診断における常時微動計測の活用に関する検討」、ダム技術、No. 313、2012. 10

CSG の引張強度及び破壊特性に関する実験的検討

チーム名等 水工構造物チーム
氏名 小林 雅幸

1. まえがき

ダム事業において、経済性や環境配慮の着目点から、現地発生材を基本的に分級せず、簡易な施設でセメントと水を混合した CSG (Cemented Sand and Gravel) を堤体材料とした新形式のダム (台形 CSG ダム) が建設されている。本検討は、台形 CSG ダムの合理的な耐震性能照査法を確立するために必要な大規模地震時に想定される CSG の損傷形態やそれを規定する CSG の物性を明らかにする目的で、CSG の引張強度及び破壊特性の把握のために大きな荷重速度 (急速荷重) も含めた動的条件下における、引張強度試験 (直接一軸引張強度試験、割裂引張強度試験) と破壊エネルギー試験を実施した結果を報告する。

2. 研究目的

大規模地震時における台形 CSG ダムの損傷形態を推定するためには CSG の強度、破壊特性等を各種強度試験等により把握することが必要である。CSG は圧縮領域よりも引張領域における強度が小さいことから、本検討は、特に引張応力作用下での強度特性や破壊特性の把握に重点を置いて実施した。

3. 供試体作製

本研究に使用した CSG 材 (表-1) は、実際のダムで使用された材料で、施工時の粒度分布と同等となるように調整した (図-1)。図中の破線は施工時の管理幅を示しており、実線は調整後の粒度分布を示している。CSG は表-2 に示す配合で混合し、ウェットスクリーニングにより最大粒径 40 mm 以下として、供試体を作製した。

試験内容と作製した供試体の形状を表-3 に示す。直接引張試験において、通常の円柱供試体では供試体作製 (10cm×3 層締固め) 時の締固め境界面が荷重方向に対して直交しているため潜在的弱面となる可能性がある¹⁾。このため、円柱供試体のほか、供試体作製時の締固め境界面を荷重方向に平行とした角柱供試体も作製した。破壊エネルギー試験用の供試体は「切欠きはりを用いたコンクリートの破壊エネルギー試験方法 (JCI-S-001- 2003)」²⁾ に準拠して作製した。なお、供試体は恒温室で封かん養生し、材齢 91 日程度で各種試験を実施した。

表-1 CSG 材物性値・質量百分率

粒径	表乾密度 (g/cm ³)	絶乾密度 (g/cm ³)	吸水率 (%)
80mm-40mm	2.52	2.46	2.44
40mm-20mm	2.52	2.45	2.62
20mm-10mm	2.52	2.45	2.78
10mm-5mm	2.52	2.44	3.25
-5mm	2.57	2.49	3.01

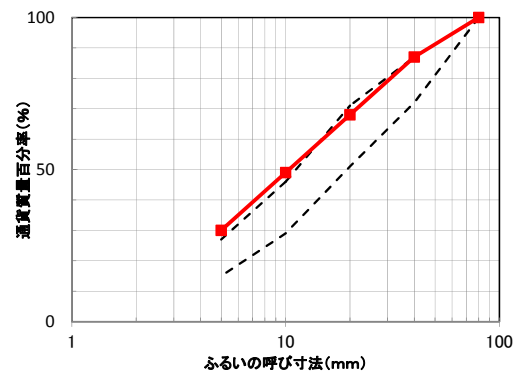


図-1 粒度分布 (調整後)

表-2 配合条件

単位セメント量 (kg/m ³)	単位水量 (kg/m ³)	CSG 材量 (kg/m ³)
80	110	2064

表-3 試験内容と供試体形状

試験内容	供試体形状
直接引張	円柱 (φ150mm×H240mm) 角柱 (□150mm×H240mm)
割裂引張	円柱 (φ150mm×H240mm)
破壊エネルギー	角柱 (□150mm×H530mm)
圧縮	円柱 (φ150mm×H300)

4. 引張強度試験（直接引張試験、割裂引張試験）

4.1 試験方法

試験時の荷重速度は JIS A 1113 「コンクリートの割裂引張試験」を参考に設定した荷重速度（以下、静的荷重という）及び、台形 CSG ダムの地震応答解析から推定した大規模地震時における荷重速度¹⁾（以下、急速荷重という）で実施した。急速荷重での試験はサーボ制御式急速荷重試験装置（防衛大学校所有）³⁾を使用した。

供試体の両端面は、直接引張試験用の鋼製治具を固定する、あるいは割裂引張試験用のひずみゲージを貼付するため、平滑となるように 3cm ずつ切除した（図-2）。直接引張試験は、鋼製治具にエポキシ系接着剤で固定した供試体を、偏心の影響を軽減するためユニバーサルジョイントを介して設置し、軸方向に引張荷重を加える方法で実施した（写真-1）。割裂引張試験（急速）についても同様の急速荷重試験機を使用し、鋼製の荷重板を取り付けて実施した（写真-2）。その他、両引張試験に用いた CSG の基本的な物性を把握するため、静的荷重条件下における圧縮強度試験を実施した。

4.2 試験結果および考察

引張試験の結果を表-4に示す。各試験ともに引張強度は最大荷重時の応力（ピーク強度）の荷重速度毎の平均値を示すとともに、静的荷重速度時を基準とした増加率を示した。急速条件における荷重速度としては、各試験とも2グループに分け、引張強度はそれらグループとしての平均値としている。

直接引張試験では円柱供試体に比べ角柱供試体の引張強度は1.4倍程度の大きな値を示した。なお、円柱供試体の多くが締固め境界面から破断しているのに対して、角柱供試体は全て鋼製治具の基部で破断した。円柱供試体では潜在的な弱面となりやすい締固め境界面が荷重方向に対して直交しているのに対し、角柱供試体は平行であったためと考えられる。また、急速荷重時の強度増加率は円柱、角柱供試体ともほぼ同程度の1.4~1.8倍となり、破断位置の相

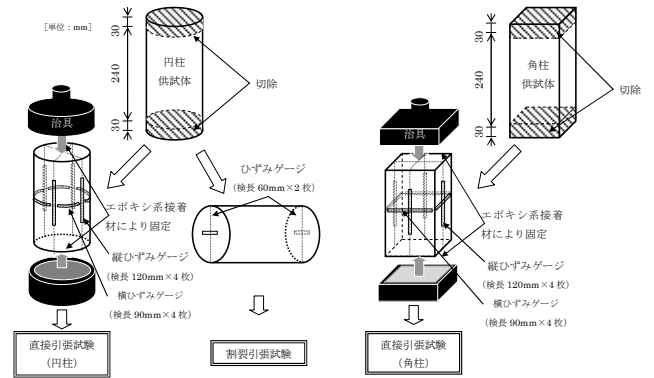


図-2 供試体仕様



写真-1 直接引張試験状況



写真-2 割裂引張試験状況

表-4 引張試験結果一覧表

試験	供試体形状	荷重条件	荷重速度 (N/mm ² /s)	試験回数	引張強度 (ピーク強度) 平均値 (N/mm ²)	強度増加率 (静的荷重=1)
直接引張	円柱	静的	0.002	4	0.41	1
		急速	15~45	5	0.63	1.5
	角柱	静的	0.004	1	0.59	1
		急速	1~17	4	0.84	1.4
割裂引張	円柱	急速	133	1	1.07	1.8
		急速	123~154	2	1.11	1.4
	円柱	静的	0.001~0.02	6	0.77	1
圧縮強度	円柱	急速	5~75	5	0.92	1.2
		急速	123~154	2	1.11	1.4

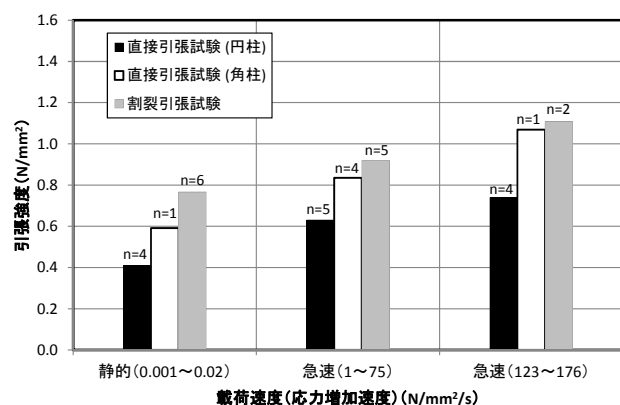


図-3 試験方法、供試体の形状と引張強度の関係

違による大きな差は見られなかった。

次に、直接引張試験と割裂引張試験から得られた
 載荷速度条件毎の引張強度を図-3に示す。最も引
 張強度が低い直接引張試験（円柱）に対し、割裂試
 験から得られた引張強度は、静的条件下で1.9倍、
 急速条件下で1.5倍程度となった。直接引張試験で
 は供試体の最も弱面となる位置で破壊が生じるのに
 対し、割裂試験では破壊面が規定されているためと
 考えられる。また、静的載荷時を基準とした引張強
 度の増加率は、直接引張試験よりも小さく（1.2～1.4
 倍）なった。

載荷速度と引張強度増加率の関係を図-4に示す。大規模地震時
 を想定した速度条件では明らかに引張強度の増加が見られた。

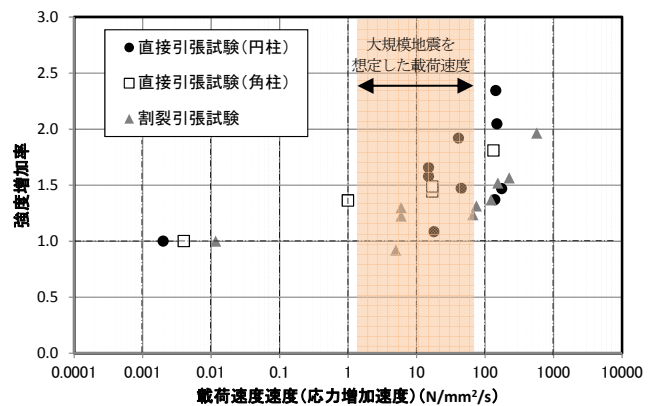


図-4 載荷速度と引張強度増加率の関係



写真-3 破壊エネルギー試験

5. 破壊エネルギー試験

5.1 試験方法

破壊エネルギー試験は、日本コンクリート工学協会 JCI 基準試
 験である「切欠きはりを用いたコンクリートの破壊エネルギー試
 験方法」²⁾（以下、JCI 基準という）に準じた（写真-
 3）。試験は JCI 基準の CMOD 速度で実施するほか、大規
 模地震における急速な破壊を想定し、載荷速度を 100
 倍、1000 倍とした条件で実施した。

5.2 試験結果および考察

CMOD 速度を変化させ試験から得られた破壊エネルギー
 を表-5に、荷重-CMOD 曲線を図-5に示す。

載荷速度（CMOD 速度）が大きくなるとピーク荷重が
 増加し、ピークを過ぎた後、同一ひび割れ開口幅での
 残存荷重が大きく（同一荷重時のひび割れ開口が大き
 く）なる方向に変化している。ピーク荷重の増加は、載
 荷速度の増加に伴う CSG の引張軟化応力の増加であり、
 引張強度の増大に対応すると考えられる。また、基準速
 度の場合の平均値を基準（=1）とした破壊エネルギーの
 増加率は、基準速度の 100 倍では 1.3 倍程度、基準速
 度の 1000 倍では 1.6 倍程度増加していることから、載荷速度

表-5 破壊エネルギー試験結果一覧表

CMOD 速度	最大荷重 (kN)	最大荷重 時 CMOD (mm)	破断時 CMOD (mm)	破壊エネルギー Gf (N/mm ²)		強度増加率 (CMOD 基準 速度=1)
				試験値	平均	
JCI 基準 ×1	2.30	0.044	4.42	0.115	0.105	1
	2.48	0.033	5.05	0.121		
	2.60	0.042	2.90	0.079		
JCI 基準 ×100	3.17	0.063	4.62	0.134	0.140	1.3
	3.29	0.056	4.37	0.145		
JCI 基準 ×1000	3.61	0.193	4.06	0.167	0.167	1.6

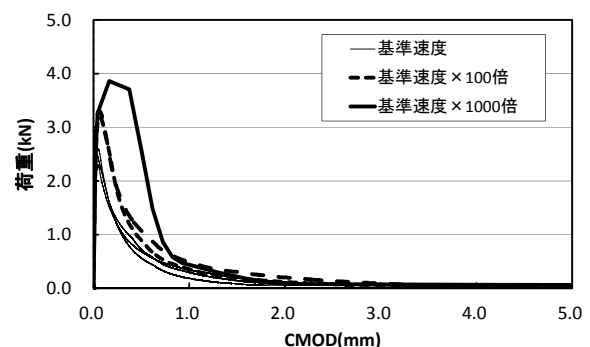


図-5 荷重-CMOD 曲線

の依存性があると考えられる。

一般のコンクリートと最大骨材粒径が大きいダムコンクリートを想定した破壊エネルギーに関する既往研究⁴⁾⁵⁾によると、破壊エネルギーと圧縮強度及び最大骨材粒径との間には表-6に示すように、一般的なコンクリートについては(1)式、ダムコンクリートについては(2)式の関係式が報告されている。これらの(1)(2)式を用いてCSGの圧縮強度から推定した破壊エネルギーは、試験から求まる値よりも小さくなった。よってコンクリート用の既往関係式を用いた場合、CSGでは破壊エネルギーを過小評価する可能性が高いといえる。この点も、大規模地震を想定した台形CSGダムの耐震性能照査において注意すべきと考えられる。

表-6 破壊エネルギーの関係式 (CMOD 基準速度)

破壊エネルギー算出方法	試験結果から	コンクリート用算出式	ダムコンクリート用算出式
		(1) 式	(2) 式
圧縮強度と粗骨材最大寸法から求まる関係式	-	$G_F = 10(d_{\max})^{\frac{1}{3}} \cdot (f'_{ck})^{\frac{1}{3}}$	$G_F = (0.79d_{\max} + 80) \times \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.7}$
破壊エネルギー-G f (N/m)	105	62	77

Gf : 破壊エネルギー(N/m)
d_{max} : 粗骨材最大寸法(mm)
f'_{ck}, f_{cm} : 圧縮強度(N/mm²)

6. まとめ

大規模地震を想定した動的条件下(急速載荷条件)におけるCSGの引張強度及び破壊特性について、以下の知見を得た。

- ・ 供試体試験で得られるCSGの引張強度及びその静的載荷時に対する急速載荷時の増加率は、供試体作製方法及び試験方法(直接引張、割裂引張)の影響を受ける。
- ・ 供試体試験で得られるCSGの引張強度及び破壊エネルギーは、載荷速度が大きな範囲で増大することが確認された。
- ・ 供試体試験で得られるCSGの破壊エネルギーは、コンクリート用の関係式を適用した場合に過小評価となる。

7. 謝辞

本研究を実施するにあたり、水工構造チームの佐々木上席研究員、金銅総括主任研究員、切無沢研究員ならびに水工構造チームの皆様方に御指導、御助力を頂きました。ここに記して感謝の意を表します。

所属：大成建設株式会社

<参考文献>

- 1) 切無沢徹、金銅将史、小島裕之、山口嘉一：「CSGの引張破壊特性に関する検討」、公益社団法人土木学会第67回年次学術講演会、V-415、2012年9月
- 2) (社)日本コンクリート工学協会：「切欠きはりをを用いたコンクリートの破壊エネルギー試験方法」、JCI-S-001-2003
- 3) 江田智、別府万寿博、大野友則、藤掛一典、佐藤紘志：「引張試験法および試験体寸法の相違がコンクリートの動的引張試験強度に及ぼす影響」、構造工学論文集、Vol. 49A、2003年3月
- 4) (社)土木学会：「2007年制定コンクリート標準示方書[設計編]」、pp. 42-43、2008. 3
- 5) 堀井秀之、内田善久、柏柳正之、木全宏之、岡田武二：「コンクリートダムの耐力評価のための引張軟化特性の検討」、電力土木、No. 286、pp. 113-119、2003

再開発重力式コンクリートダムの耐震性能照査技術に関する研究

チーム名等 水工構造物チーム
氏 名 志田 孝之

1. まえがき

既存ストックを有効利用しつつ、治水・利水需要の変化に対応するため、嵩上げ等によるダムの再開発が実施されている。一方で、大規模地震に対する土木構造物の安全性に対する社会的関心の高まりを受け、当該ダム地点で考えられる最大級の地震動を想定したダムの耐震性能照査¹⁾の試行が始まっている。再開発ダムの設計は新設ダムと同等の構造安定性が確保²⁾されるよう行われるものの、大規模地震に対して堤体内の構造的特徴、および貯水池を運用しながらの施工となること等の施工条件による影響を考慮した耐震性能照査の方法は確立されていない。

2. 研究目的

本研究では、再開発ダムの耐震性能照査手法の確立に向け、再開発での施工過程を考慮した静的応力解析、大規模地震を想定した地震応答解析を実施し、再開発ダムの損傷形態について検討した。本稿では、嵩上げ高さおよび新旧堤体物性による嵩上げダムの耐震性への影響を把握するため、①既設堤体高さを同一として嵩上げ高さを変更した条件、②新設の嵩上げ堤体の物性値(弾性係数および引張強度)を変更した条件で行った解析結果を報告する。

3. 研究方法と結果

3.1 嵩上げ高さの違いによる堤体内応力・大規模地震時の損傷形態への影響

3.1.1 解析条件

本解析では、施工過程を考慮した常時(非地震時)の応力、および嵩上げダムの運用開始後に大規模地震を受けた場合に生じる地震時応力(常時応力と地震動による発生する動的応力の合成値)解析を、2次元有限要素モデルを用いた動的解析により実施し、嵩上げ高さの違いによる影響について検討した。検討で用いた解析モデルの形状を図-1に、物性値をそれぞれ表-1に示す。

常時の応力解析では既設堤体に施工時の水圧が作用している状態を踏まえ、図-2に示す手順で線形動的解析を実施した。また、大規模地震を想定した入力地震動は、1995年の兵庫県南部地震の際に、震源近傍のダム基礎部で観測された加速度時刻歴波形を、大規模地震に対するダムの耐震性能照査で考慮されている照査用下限加速度応答スペクトル³⁾(図-3)に適合するように調整した波形(図-4、最大水平加速度341gal)を用いた。

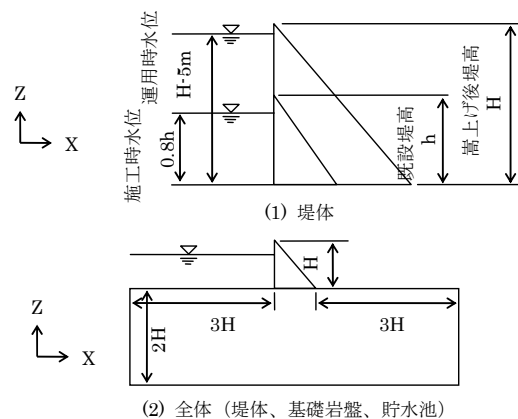


図-1 解析モデル形状

表-1 解析モデル物性値(基本値)

モデル	密度 (kg/m^3)	弾性係数 (N/mm^2)	ポアソン比
堤体 (新旧)	2,300	25,000	0.2
岩盤	2,300	25,000	0.3

ダムの堤高については、既設ダム堤高 70m に対し嵩上げ後堤高が 80m、90m (以下、「基本ケース」とする。)、100m の 3 条件を設定した。嵩上げダムの下流面勾配については、実際の断面設計を想定して垣谷の式²⁾により上流端に鉛直方向の引張が発生しない最小断面 (それぞれ 1 : 0.82、1 : 0.86、1 : 0.87) とした。基本ケースについては比較のため、嵩上げ後の断面が同形状での新設のダム (以下、「新設ダム」とする。)) についても解析を実施した。なお、施工時水位条件 (=既設堤高 $h \times 0.8$)、嵩上げ後の運用時水位条件 (=嵩上げ後堤高 $H - 5m$) は全ケースで同じとする。

また、線形解析と同じ解析モデルおよび解析条件で、嵩上げダムの損傷形態について堤体コンクリートの引張軟化による損傷過程を考慮した非線形動的解析を実施した。引張軟化特性に関する条件を図-5 に示す。なお、設定した破壊エネルギーの値は、既往研究⁴⁾のダムコンクリートによる破壊エネルギー試験から得られた推定式より算出した。また、引張軟化曲線形状は 2 直線近似⁵⁾とし、破壊エネルギーが一致するよう、破断時仮想ひび割れ幅を調整した。非線形解析については、損傷形態がより明確となるよう、図-4 に示す入力地震動の加速度振幅を 2 倍にした条件で解析を行った。

3.1.2 解析結果および考察

基本ケースの地震時の最大主応力 (全時刻最大値)、および最小主応力 (全時刻最小値) を図-6 に示す。また、嵩上げ高さの違いによる地震時の最大主応力の最大値・最小主応力の最小値の変化を図-7 に示す。

同じ断面形状のダムでは、嵩上げダムの方が新設ダムに比べて上流端および下流端の引張応力が大きくなっている。また、嵩上げダム上流端の引張応力は嵩上げ高さによる差が小さいが、一般的なダムコンクリートの引張強度を超える値となり、引張亀裂が生じる可能性がある。一方、地震応答によって発生する応力は堤体の上下流端に集中するが、コンクリートの圧縮強度に比べ十分に小さい値である。

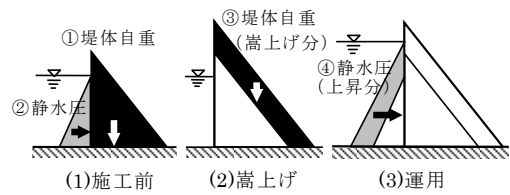


図-2 嵩上げダム常時応力解析手順 (各段階で考慮する荷重)

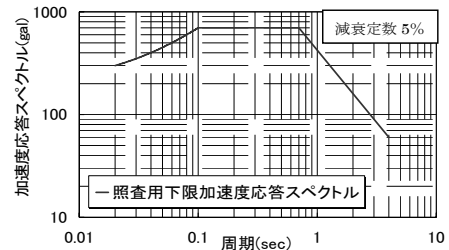


図-3 照査用下限加速度応答スペクトル³⁾

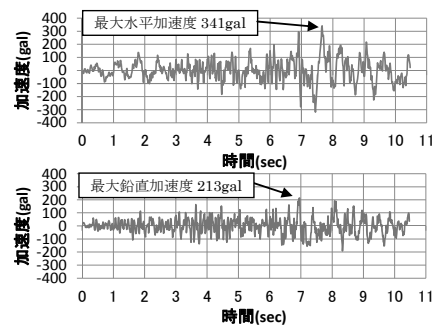


図-4 入力地震動 (上: 水平方向、下: 鉛直方向)

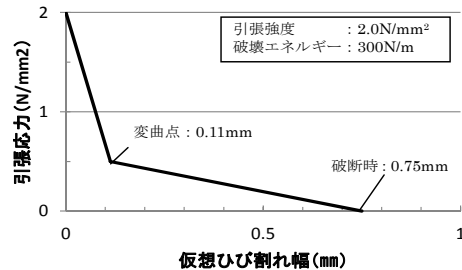


図-5 引張軟化曲線形状 (2 直線近似⁵⁾)

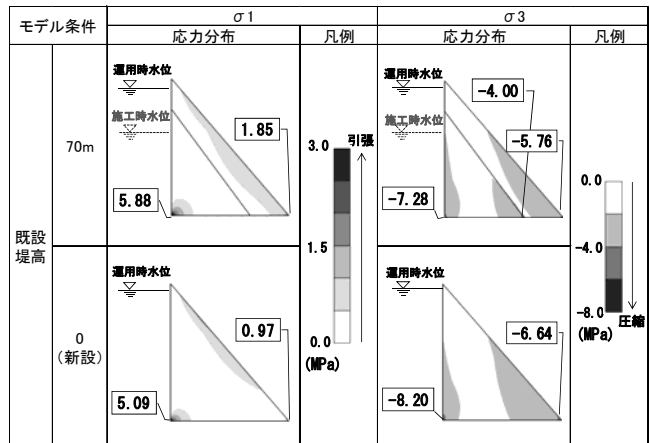


図-6 線形解析による大規模地震時の最大応力分布 (入力地震動最大水平加速度 341gal)

次に嵩上げダムの非線形動的解析結果を図-8に示す。図中の凡例のしきい値は、引張軟化曲線(図-5)の変曲点および破断時の仮想ひび割れ幅である(以下、同様とする)。同じ断面形状では、嵩上げダムの方が新設ダムよりも上下流端堤敷に沿った亀裂の進展長が長くなっている。また、上下流端とも端部からの亀裂の進展長は嵩上げ高さが高くなるほど長くなっている。嵩上げ高さが低い条件ほど引張亀裂が新旧堤体接合部の広い範囲に達する可能性があるが、いずれの条件においても下流端部と同様に既設堤体内への亀裂の進展は生じにくいことがわかる。

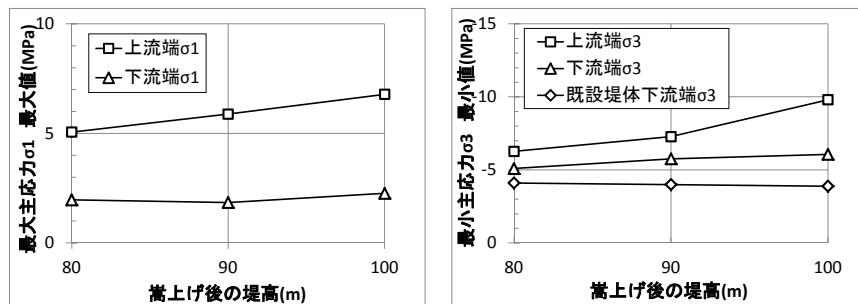


図-7 嵩上げ高さの違いによる大規模地震時の堤体内応力の変化(入力地震動最大水平加速度 341gal)

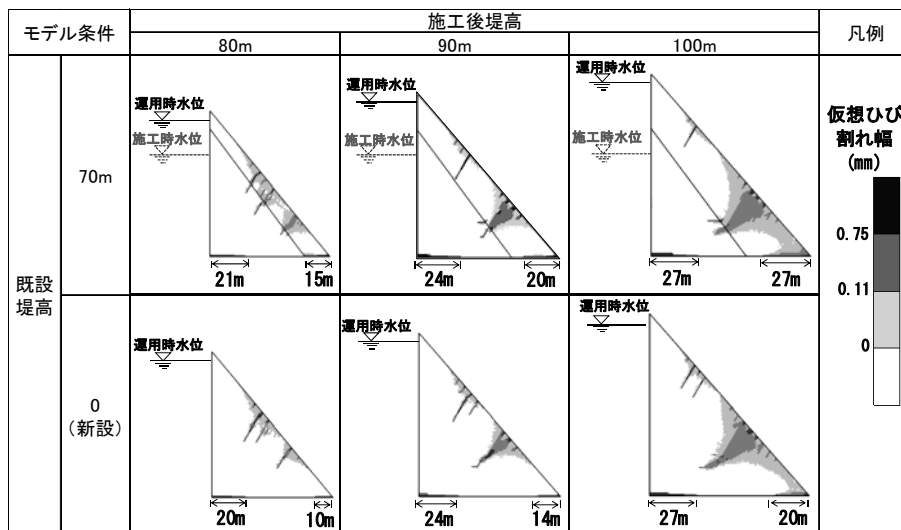


図-8 非線形解析による大規模地震時の引張軟化領域(嵩上げ高さの違いによる比較、入力地震動最大水平加速度 682gal)

3.2 新旧堤体物性値の違いによる堤体内応力・大規模地震時の損傷形態への影響

3.2.1 解析条件

本解析では、前述の検討の解析条件を基本とし、嵩上げ堤体部のコンクリートの物性値(弾性係数および引張強度)を変更した条件で解析を実施した。なお、解析は基本ケースの解析モデルについてのみ実施することとした。新旧堤体の弾性係数については、表-2に示す値を設定した。

3.2.2 解析結果および考察

線形動的解析結果より、新設の嵩上げ堤体の物性値の違いによる大規模地震時の最大主応力の最大値・最小主応力の最小値の変化を図-9に示す。既設堤体に比べ嵩上げ堤体の弾性係数が小さくなることで堤体上流端に発生する最大引張応力はや

表-2 堤体弾性係数による影響検討ケース

ケース	弾性係数 E_c (N/mm^2)	引張強度 f_t (N/mm^2)	破壊エネルギー ギ- G_F (N/m)	
0	既設	25,000	2.0	300
	嵩上げ	25,000 (既設×1)	2.0 (既設×1)	300
1	既設	25,000	2.0	300
	嵩上げ	22,000 (既設×0.88)	1.5 (既設×0.75)	250
2	既設	25,000	2.0	300
	嵩上げ	28,000 (既設×1.12)	2.5 (既設×1.25)	350

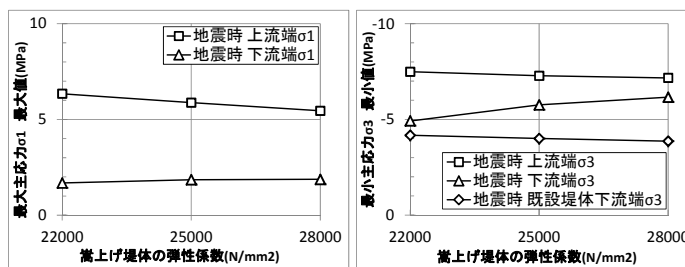


図-9 新旧堤体物性値の違いによる大規模地震時の堤体内応力の変化(入力地震動最大水平加速度 341gal)

や増大する。次に、非線形動的解析結果（コンクリートの引張軟化による損傷領域）を図-10に示す。入力地震動は前節と同様、図-4に示す入力地震動の加速度振幅を2倍とした時刻歴波形である。上流

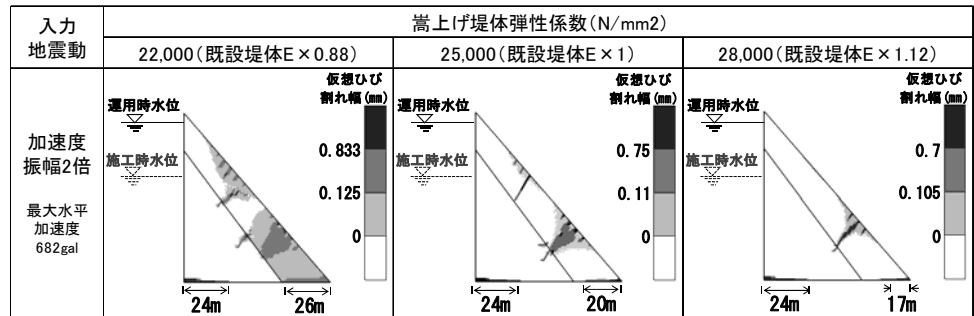


図-10 非線形解析による大規模地震時の引張軟化領域
(新旧堤体物性値の違いによる比較、入力地震動最大水平加速度)

側から堤敷沿いに生じる引張亀裂の進展長は新旧堤体の弾性係数の大小による違いは小さい。しかし、嵩上げ堤体下流面に生じる引張軟化領域は、既設堤体より嵩上げ堤体の弾性係数が小さい場合の方が広くなる。一方、亀裂開口領域については、既設堤体より嵩上げ堤体の方が弾性係数の大きい場合の方が明瞭である。以上より、前者では下流面において広範囲に微細な亀裂、後者では集中した深い亀裂の発生が想定される。

4. まとめ

嵩上げダムでの大規模地震時の損傷形態の特徴としては、①嵩上げ後の断面が同形状の新設ダムよりも上下流端の引張応力が大きくなり、堤敷沿いの亀裂損傷が生じやすいこと、②特に嵩上げ高さが低く、嵩上げ堤体部の厚さが薄いほど下流面からの亀裂が新旧堤体の接合面に達し易くなるが、嵩上げ高さによらず接合面より既設堤体側内部への進展は生じにくいことがあげられる。

また、大規模地震動により堤体下流面にコンクリートの引張強度を超える引張応力が生じるとき、既設堤体より嵩上げ堤体の弾性係数・強度が小さい場合は、下流面の広範囲に微細な亀裂、既設堤体より嵩上げ堤体の方が弾性係数・強度が大きい場合は集中した深い亀裂の発生が想定される。

下流面側から嵩上げ堤体に亀裂が生じて、直ちに大規模地震に対する耐震性能として求められるダムの貯水機能を損なうことにはならないと考えられるが、新旧堤体の接合部の一体化について設計・施工上十分な配慮がなされていない場合には、構造上の弱部となる可能性がある。このため、嵩上げダムの耐震性能照査では、堤体内に亀裂損傷が想定される場合、当該亀裂が新旧堤体接合面に達するものとなるかどうかに着目点の一つと考えられる。

5. 謝辞

本研究を進めるにあたり、ご指導とご助力を頂きました水工構造物チーム佐々木隆上席研究員ならびに、金銅将史総括主任研究員、さらには水工構造物チームの皆様へ深謝申し上げます。

所属：(株) CTI アウラ

<参考文献>

- 1) 国土交通省河川局：大規模地震に対するダム耐震性能照査指針（案）、2005.3
- 2) 垣谷正道：「嵩上げ堰堤の安定計算について」、日本放送電工、第1202号、1946.
- 3) 三石真也、島本和仁：「大規模地震に対するダムの耐震性能照査について」、ダム技術、No.274、p.14、2009.
- 4) 堀井秀之、内田善久、柏柳正之、木全宏之、岡田武二：「コンクリートダムの耐力評価のための引張軟化特性の検討」、電力土木、No.286、pp.113-119、2003
- 5) 土木学会：2012年制定コンクリート標準示方書〔設計編〕、pp.37-38、2013.3

流水型ダム用ゲートの水理特性に関する研究

チーム名等 水理チーム
氏 名 坂上 幸謙

1. まえがき

近年、ダムによる環境影響の懸念等から、治水専用の流水型ダムの計画・建設事例が増加してきている。この流水型ダムは、常時は貯留せず、洪水時にのみ一時的に貯留し、河床付近に設置した放流設備により洪水調節するものであり、ダムにおける土砂や生物の移動を考慮した河川の連続性確保への期待が高まってきている。現在計画されている流水型ダムは開口幅が小さく、ゲートが設置されない洪水吐きにより洪水調節が行われているが、常時の河川の連続性の観点からは開口幅は大きい方が望ましい。しかしながら、洪水時には洪水調節に必要な規模まで開口断面を狭めなければならず、従来ゲートレス洪水吐きによる洪水調節では、河川の連続性を十分に確保することは困難である。そのため、従来とは違った放流設備の配置計画手法や設計手法が求められている。

本研究は、河川の連続性を確保するために流水型ダムに必要となる、ゲート設備を設けた放流設備の開発、計画・設計技術について検討するものである。

2. 研究目的

流水型ダム用ゲートには、常時は洪水調節を行わず開水路で流下させ、洪水時にはある流量にピークカットする機能が求められる。また、流木、土砂の堆積に対しても確実に動作する必要がある。そこで本研究では、ダム堤体上流側にゲート設備を設置し、洪水時のゲート挙動、放流能力、放流状況、流木・土砂のゲート設備への影響等の基礎的現象について水理模型実験により把握するとともに、ゲート設備やスクリーンの形式・形状の設計手法、配置計画手法について検討を行うことを目的とした。

なお、本研究では、管理の簡素化を念頭に、洪水時の管理者の負担軽減を目的として、洪水時の水位変動に追従して自動開閉するゲートについて水理模型実験を行った。

3. 研究方法

3.1 実験模型

実験は、貯水槽、ゲート、スクリーン及び下流側水路から構成された、縮尺 1/100 の模型を用いて行った(図-1, 2、写真-1, 2)。また設定した諸元を表-1 に示す。

対象ダムは、中小の補助ダムを想定した、ダム高 50m、流域面積 50km² とし、ダム空洞部強度より開口幅 10m¹⁾、洪水調節時のゲート下端からの放流水脈の流況を測定するために開口高 5m とした。またダム地点での河道断面は底面 25m、左右岸の勾配を

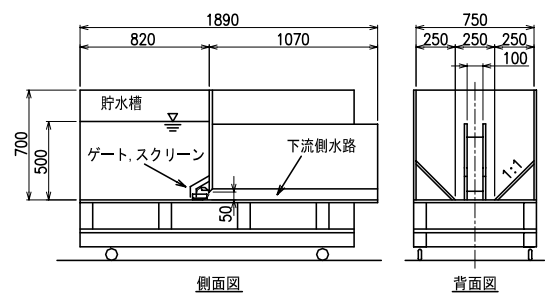


図-1 実験模型 (単位:mm)

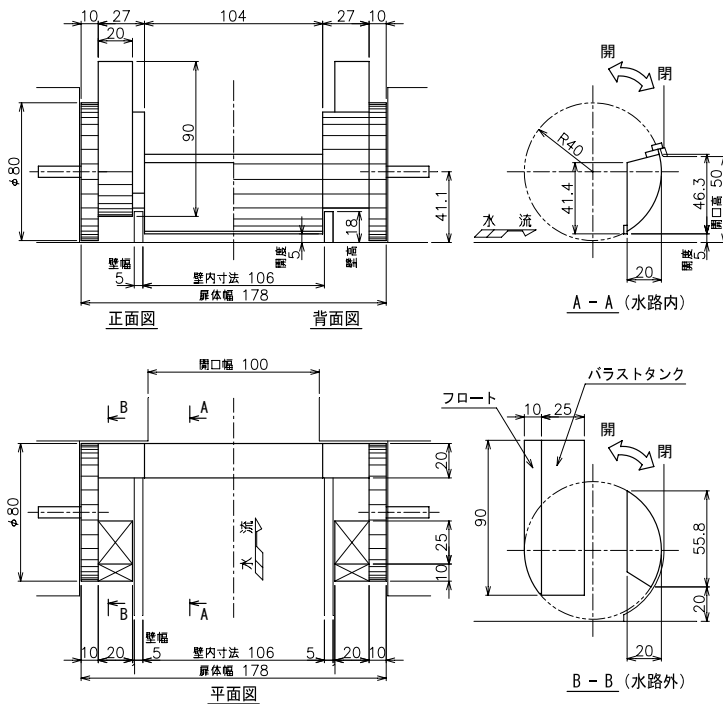


図-2 ゲート模型（洪水調節時）（単位:mm）

1:1の台形断面とし、河床勾配を1/50とした。常時の対象流量には平均年最大流量を選定し、流域面積200km²以下の山地河川における既存11ダムの流域面積と平均年最大流量との回帰式より60.2m³/sとした。粗度係数は流水型ダムが設置される山地河川での値であり、開水路での水のみによる予備実験により0.050、ゲート操作水深は開水路で平均年最大流量を流れる水深としてマンニングの式より1.8m、洪水調節開度は1/100年確率洪水の基本高水流量560m³/sを110m³/sに調整するために0.5mとした。

ゲートは、常時（H<1.8m）は開水路流で平均年最大流量までは全開状態であり、平均年最大流量を超えた洪水調節時（H≥1.8m）はゲート閉動作により開度0.5mで洪水調節を行う必要がある。また、流木、土砂の堆積に対しても確実に開閉動作する必要がある。

そのため、ゲート形式は流木、土砂の戸溝部への影響を少なくするため、ダム天端付近まで戸当りを有する鉛直式ではなく、可動域の小さい回転式であるライジングセクタ形式とした。また、水位に追従した開閉動作を行うため、フロートおよびバラストタンクを配置し、洪水調節時にはナイフエッジ形状となるようにした。常時は全開状態とし、水位が操作水深1.8mを超えた場合には、フロートの浮力でゲートが閉方向に回転するにつれ、ゲート自重モーメントが増加し、開度0.5mまで回転することで洪水調節を行う。また水位が操作水深1.8mより下がった場合には、バラストタンクに充水されたバラスト水重量モーメントがゲート



常時



洪水調節時

写真-1 ゲート模型

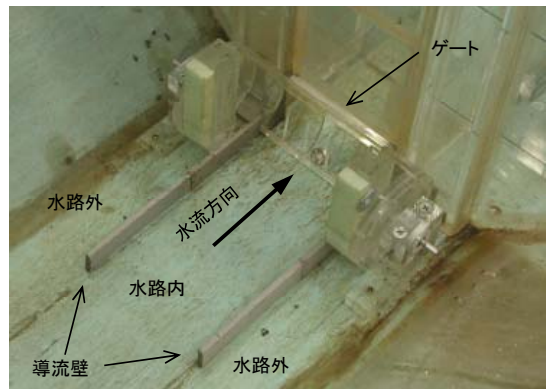


写真-2 ゲート設置状況（洪水調節時）

表-1 設定諸元

項目	設定値	備考
ダム		
ダム高	50 m	中小ダム
流域面積	50 km ²	中小ダム
河床勾配	1/50	
堤体開口幅	10 m	空洞部強度より決定
堤体開口高	5 m	
流量	60.2 m ³ /s	平均年最大流量
粗度係数	0.050	山地河川 (水のみによる予備実験により決定)
ゲート		
形式	ライジングセクタゲート	
開口寸法	幅10m × 高5m	
扉体半径	4 m	
設計水深	50 m	
操作水深	1.8 m	平均年最大流量を開水路で流す水深
操作方式	自動(水位連動)	閉操作:フロート浮力 開操作:バラスト水重量
洪水調節開度	0.5 m	基本高水流量550m ³ /sを110m ³ /sにカットした場合

自重モーメントより大きくなることで開方向に回転し、全開になる。なおフロートおよびバラストタンクが水流の影響を受けないように通水部の外側に配置し、更に水路部に導流壁を設けた。

スクリーンは、水路外はフロート、バラストタンク、扉体端部を全面覆うスクリーンを設置し、水路内についてはゲートの可動域を避けた形状とした。なお開水路で平均年最大流量が流れる水深が 1.8m であることから、前面スクリーン下端位置は河床より 1.8m の位置とした。

3.2 実験方法

実験では、まず水位上昇時・低下時のハイドロの違いによるゲートの開閉時の挙動を確認後、貯水位 50m までの放流能力、放流状況の調査を行った。次に、流木実験では、スクリーンを設置せず、流木を貯水面に浮かべた状態から水位低下させた際のゲート周辺への流木の堆積状況を確認後、問題となる状況を回避するために必要なスクリーンを設置して調査した。土砂実験では、土砂を導流壁上流端から安息角 30° で堆砂させた状態から水位低下させた際のゲート周辺への影響を調査した。

表-2 実験条件

ハイドロ		上昇速度 (m/min)	低下速度 (m/min)
	ハイドロ 1	0.47	0.84
	ハイドロ 2	1.10	1.21
	ハイドロ 3	1.20	1.29
	ハイドロ 4	1.29	—
	ハイドロ 5	2.23	—

水位上昇時のハイドロ1は平均年最大流量を少し上回るハイドロ。
水位低下時のハイドロ1は自然流出、ハイドロ2,3は自然流出+バスポンプによる吐出し。

流木	径0.4m、長さ5m、本数1000本
土砂	3, 4, 5号珪砂

4. 研究結果

4.1 ゲート挙動

各ハイドロにおけるゲートの開閉動作時の水深を表-3 に示す。水位低下時は低下速度の違いによる動作水深の変化はなかったが、水位上昇時は水深 0.5m 程度でフロートの浮力によりゲートが動き出し、ハイドロ 2 から 4 の間で水位上昇が速くなるほど低い水深で閉動作していることが確認された。実際の洪水ではこれほど早い水位上昇は考えられないが、ゲートが低い水深で閉動作することは洪水調節時には安全側である。但し、平均年最大流量以下の流量でゲートが閉動作しないように、常時のフロートの位置を高く配置する必要がある。また大きな水面の変動に対してゲートが閉動作しないように、シリンダ、緊定装置等でゲート動作に対する信頼性向上を図る必要もあると考える。

表-3 動作水深

	ハイドロ名	始動水深(m)	動作水深(m)
水位 上昇時	ハイドロ 1	0.5	1.8
	ハイドロ 2	0.5	1.8
	ハイドロ 3	0.5	1.5
	ハイドロ 4	0.4	0.8
	ハイドロ 5	0.4	0.8
水位 低下時	ハイドロ 1	/	1.7
	ハイドロ 2		1.8
	ハイドロ 3		1.8

4.2 放流能力

放流能力の調査結果を図-3 に示す。図中のプロットは実験値、曲線は下記の推定値を表す。放流能力調査結果から、管路流については C^2 と D/H が直線で、開水路流については C と H/D が直線で表され、以下に放流機能曲線式を示す。

$$Q = CA(2gH)^{0.5}$$

管路流（洪水調節時）： $C^2 = 0.0058(D/H) + 0.0063$

開水路流（常時）： $C = 0.355(H/D) + 0.078$

ここに、 Q ：放流量(m^3/s)、 C ：流量係数、 A ：吐口断面積、 D ：開口高=5m、 B ：開口幅=10m、 H ：貯水頭(m)

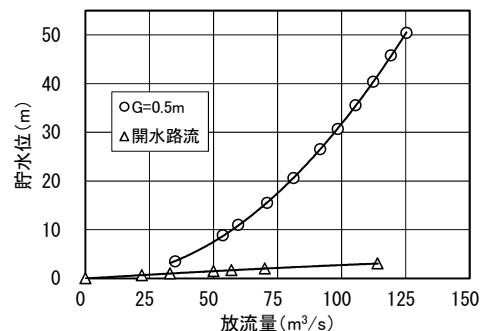


図-3 放流能力

図-4より、実験値と上式から得られた推定値との誤差は小さいことが分かる。また貯水位50mでの放流量 $125\text{m}^3/\text{s}$ は、想定している洪水調節時の基本高水流量のピークカット流量 $110\text{m}^3/\text{s}$ と概ね等しく、設計条件としてのゲートの必要機能を満足していると考える。

4.3 放流水脈

貯水位50mにおける洪水調節時のゲートからの放流状況を写真-3に示す。ゲート下端からの放流水脈の噴き上がり高さは1.5m程度である。また、この高さは貯水位と比例関係が見られることから、堤体内の開口高は1.5mに若干の余裕を確保した規模に縮小することが可能であると考える。

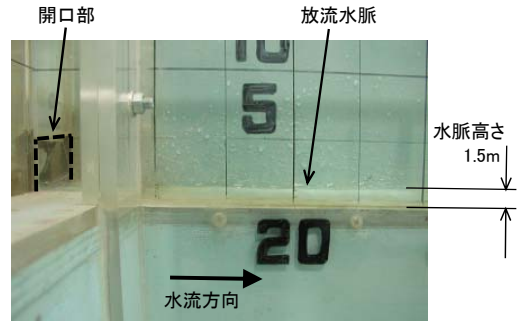


写真-3 放流水脈 (貯水位 50m) (単位:m)

4.4 流木のゲート設備への影響

流木実験では、まずスクリーンの無い状態で水位低下した場合、流木が扉体端部の回転部周辺や上部に堆積し、ゲートの開閉動作に支障を来すことが確認された。

そこで、これらに対応するため、水路外には扉体端部の回転部周辺を全面覆うスクリーンを設置し、水路内についてはゲート上方に傾斜角 30° の天井スクリーン(形状①)を設置することにした。形状①では、天井スクリーン下端位置より水位が低下すると、

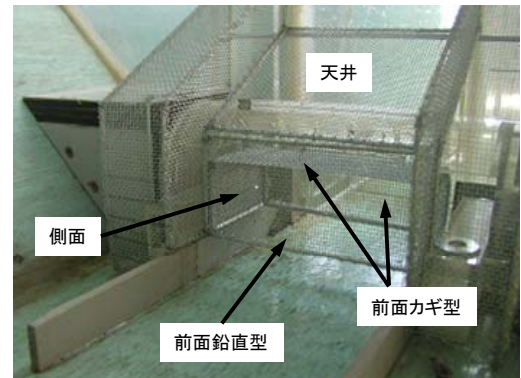


写真-4 スクリーン設置状況 (形状④)

表-4 流木実験結果

		形状②	形状③	形状④
概略図 (導流壁部断面を示す)				
状況	水位低下時	水位低下によりゲートは開く。スクリーン内への流木の侵入はない。	水位が5mより低下すると、前面(範囲A)に流木が溜まり始める。水位が1.8mまで低下し、ゲートが開くと流木は流出する。	水位低下によりゲートは開く。スクリーン間(範囲A)への流木の侵入はない。
	水位上昇時	水位上昇によりゲートは閉じる。スクリーン内に流木侵入。	大量に流れ込んだ流木が前面を閉塞し、詰まり気味に流出する。ゲートは閉まるが、ゲート下端での流木の噛み込みにより、固定開度にならないため水位上昇が遅く、流木がスクリーン内に侵入してくる。	水位上昇によりゲートは閉じる。スクリーン間(範囲A)に流木侵入。
	水位再低下時	侵入した流木により、ゲートが開かない。	水位低下によりゲートは開くが、スクリーン内に溜まった流木は排出せず堆積する。	スクリーン間(範囲A)に流木は残るが、ゲートは開く。
流木侵入本数		15本	110本	10本

流木がスクリーン内に流入しゲート前面にもたれかかるように堆積することでゲート開動作に支障を来す状況が確認された。

このため、これを解消するため、天井スクリーン下端からゲート操作水深 1.8m の範囲までスクリーンを追加した。追加スクリーンは3形状 (②前面鉛直型+側面、③前面カギ型+側面、④前面鉛直型+カギ型+側面 (写真-4)) である。各スクリーン形状における実験結果を表-4 に示す。実験結果より、各形状について整理すると以下の通りである。

形状②：形状は最も単純。しかし前面スクリーンとゲートの隙間が大きく、流木が水路外の回転部周辺へ侵入しやすい。

形状③：前面がカギ型のため、水位上昇時に流れ込んだ流木がカギ型部に溜まりやすく、前面を閉塞してしまう。また、流木が大量に流れ込むことで、詰まり気味に流出するため、ゲートが閉まる際、流木を噛み込んでしまう。この流木の噛み込みによりゲートが固定開度にならないため、水位上昇が遅くなり、スクリーン内へ流木が侵入しやすい。

形状④：最も流木の捕捉効果があり、ゲート動作への影響が小さい。

これらの形状では、形状④が比較的有効であった。但し、前面スクリーンの形状や二重配置、ゲート可動域に合わせてスクリーン規模も大型になっていることから、形状見直し、小型化等の検討が必要と考える。



写真-5 土砂実験結果 (3号)

4.5 土砂のゲート設備への影響

土砂実験では、貯水池満砂時を想定して、導流壁上流端から安息角 30° で堆積させた状態から水位低下した場合の土砂の流出状況を調査した。水位低下方法は、洪水調節時に管路流で貯水位 1.8m での放流量が $26\text{m}^3/\text{s}$ であることから、貯水位を 1.8m 以下とするために、ここでは $20\text{m}^3/\text{s}$ を一定流量として上流より流入する条件で実施した。また使用した土砂粒径は、無次元掃流力 $\tau_* = 0.1$ (低水路河川において 2~3 年に 1 回砂州が攪乱される指標) から求めた粒径 0.160m に対して 3 号珪砂 (1.56mm) を選定したほか、4 号珪砂 (0.95mm)、5 号珪砂 (0.51mm) についても同様に実験を行った。

実験結果を写真-5, 6, 7 に示す。写真は、水位が操作水深 1.8m より下がり、ゲートが開いた直後の状況を示す。実験結果より、水位低下までは土砂は水路外も水路内も一様の速度で崩れていき、水深 1.8m でゲートが開いた瞬間、水路内の土砂がゲート開口より掃き出されることが確認された。また粒径が小さくなるに従い、水位低下に伴って堆積土砂が早く崩壊することも確認された。そ



写真-6 土砂実験結果 (4号)



写真-7 土砂実験結果 (5号)

のため、5号珪砂では水深が1.8mまで低下する前にスクリーンに土砂が到達し、スクリーン内に侵入してしまう。また大量の土砂が流れ込んできているため、ゲートが開いても水深が浅く、掃流力が働かないまま、ゲート前が閉塞してしまったと考えられる。逆に、3号珪砂では粒径が大きいことから、無次元掃流力が小さくなり、土砂の崩壊が遅く、ゲートが開いた直後は開口部まで土砂が到達しなかったと考えられる。

5. 結論

本研究で得られた知見をまとめると以下の通りである。

- 1) 本実験では、水位上昇時に0.5mで始動するため、平均年最大流量よりも小さい流量でゲートが閉まらないようにフロートの配置を見直す必要がある。また実際の現象では、それほど大きな水面変動は考えられないが、ある程度のゲート動作に対する信頼性向上は必要である。
 - 2) 放流能力として、比較的精度のよい回帰式を求めることができた。今後は、他の洪水調節開度の放流能力についても調査して個別ダム洪水調節に対応できるようにすることが必要である。
 - 3) 放流水脈の噴き上がりが開口高0.5mで最高1.5mと約3倍となっており、開口高や貯水位の違いによる噴き上がり高さの関係を調査して、適切な堤体内開口高を設定する必要がある。
 - 4) スクリーンは、ゲートとの隙間が大きいと流木が回転部周りへ侵入しやすいため、ゲート可動域を小さくし、ゲートとの隙間を小さくする必要がある。またゲート可動域に合わせてスクリーン規模も大型になることから、ゲート可動域を操作水深から洪水調節開度までの範囲に見直し、それに伴ってスクリーン規模を小型化することが必要である。
 - 5) 土砂の流入によってゲート開閉に影響が生じないように、導流壁やゲートの形状変更が必要である。
- 最後に、上記の知見をもとに、形状、寸法の再検討を行ったゲートを図-4に示す。今後、この再検討したゲートにおいて、模型縮尺を大きくし、実験を行うことが望まれる。

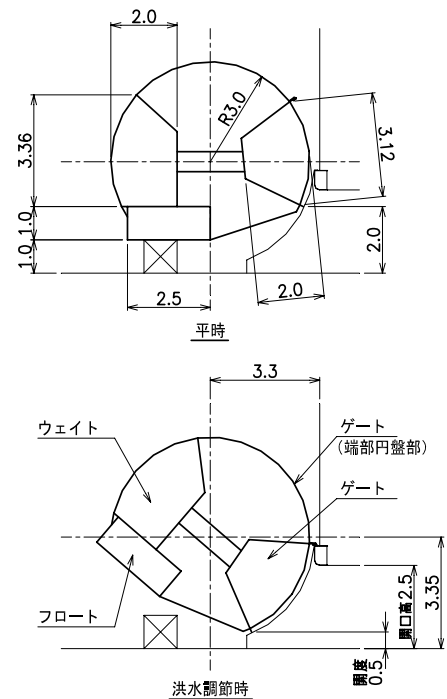


図-4 新形状ゲート断面 (単位:m)

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水理チームの箱石上席研究員、宮脇主任研究員、ならびに同チームの皆様方には貴重かつ有意義なご意見を頂きました。ここに記して感謝申し上げます。

所属：日立造船株式会社

<参考文献>

- 1) 山口嘉一、岩下友也、佐々木晋、切無沢徹ら：洪水調節専用（流水型）ダムの空洞部規模に関する構造解析，土木研究所資料，第4173号，2010.1

天然ダム侵食抑止対策工の水路実験

チーム名等 火山・土石流チーム
氏 名 梶 昭仁

1. まえがき

平成 23 年の台風 12 号による豪雨では紀伊半島で 17 箇所天然ダムが形成された¹⁾。日本では天然ダムが同時期に複数箇所形成された主な事例として、明治 22 年の明治十津川水害、昭和 28 年の有田川水害や、近年では平成 16 年の中越地震、平成 20 年の岩手・宮城内陸地震等がある²⁾。また、海外においても、例えば平成 20 年に発生した中国・四川大地震においても発災後に 30 を超す天然ダムが形成されている³⁾。

天然ダム対策として、日本での平成 16 年、平成 20 年、平成 23 年の災害時においては、まず発災後から 1 年程度の緊急的な対策として、越流水を安全に流す仮排水路の設置やポンプ排水による対策が実施されている。これら事例のような大規模な土砂災害では、天然ダム周辺の交通網が寸断されることで、対策に必要な十分な人員や資材、重機等を搬入することが困難であること、さらに、天然ダム自体の規模が大きく複数発生していることのため、恒久的なハード対策である天然ダム本体の撤去や下流での砂防施設の新設等により緊急的に対応を行うことは困難と考えられる。

過去の天然ダムの決壊原因のほとんどは、天然ダム上流の湛水が堆積した土塊上を越流することである⁴⁾。このため、天然ダムによる被害を防止、軽減するためには、越流の発生を防ぐこと、また、越流しても下流への決壊時ピーク流量が大きくなるように土塊の急激な侵食を発生させないことが重要である。

天然ダム決壊の水路実験を行った小田ら⁵⁾は天然ダムの形状や構成材料の違いによる決壊時流量の比較を行い、天然ダム下流法勾配が緩いほど実験水路下流端での最大流量が小さくなることを確認している。その基礎実験の結果から、下流法勾配を緩くすること、侵食速度を遅くする対策が有効であると提案している。水野ら⁶⁾は天然ダム表面にブロックを積むことによる侵食抑止効果を確認しており、天然ダム本体へのハード対策が天然ダム下流へのリスク軽減となることを報告している。ブロックの部分的な設置範囲についても比較検討しており、下流法尻部よりも越流部に配置した場合の方が流量と土砂容積濃度が最大となる時間が遅くなることを報告している。

2. 研究目的

既往の実験では、ブロックで表面を覆う方法を限定的に選択しており、これ以外の侵食抑止工等の効果を対象としていない。本研究では天然ダム形成後の緊急的な対応案を検討するにあたり、対策案を数ケース設定し水路実験を行った。一部ケースについては既往実験同様に対策案の設置範囲の違いによる効果の比較を行った。評価については、土砂容積濃度、残存土砂量等が考えられるが、ここでは越流決壊時に下流に急激に水と土砂が流出することの抑止効果を把握するため、越流決壊時の湛水池から流出する最大流量を評価することとした。

3. 研究方法

3.1 水路実験の概要

本研究では、大小2種類の大きさの実験水路(表-1)を用いて、それぞれの水路内に土砂を台形状に整形し、上流側に給水することで、天然ダムの湛水から越流決壊までの現象を発生させることとした。まず、予備実験として、小水路を用いて、6 ケースの実験(表-2)を行った。その中で最も決壊時最大流量の低減効果が高いと判断された対策案を対象に大水路を用いて効果検証の本実験を行った。

表-1 実験水路諸元等一覧

	小水路	大水路
水路勾配(°)	約16°	5°
水路形状(m) (高×幅×長)	0.3×0.2×5.0	1.0×1.0×7.5
底面粗度	2~3cmの玉石	合板
高さ(m)	0.205	0.500
満水容量(千cm ³)	約9	1210
天端幅(m)	0.08	0.13
天端勾配(°)	約16°	5°
上流法勾配	1:2	
下流法勾配	1:2	
平均粒径(mm)	2.30(混合土砂)	2.32(混合土砂)
越流部	切り欠きの深さ2cm	
止水対策	上流法面にベントナイト貼付	
給水量(千cm ³ /s)	0.10	0.33

表-2 予備実験ケース一覧

case	対策内容	期待する効果
1	なし	基本ケース
2	土砂を掘削して排水路(幅6cm×高さ2cm)を天端部と下流側全面に設置	越流開始水位の低下
3	ブロック模型(1個のサイズ縦2cm×幅2cm×高さ1cm、連結なし)を上部(天端部+下流側上部1/3区間)に設置	越流部の侵食抑止(ブロックタイプ)
4	布団かご模型(1個のサイズ縦2cm×幅1cm×高さ1cm、連結なし)を使って排水路(幅4cm×高さ1cm)を上部(天端部+下流側上部1/6区間)に設置	越流部の侵食抑止(布団かごタイプ)
5	case4と同様の排水路模型を下部(下流側下部1/6区間)に設置	法尻部の侵食抑止、設置範囲の違い
6	目の大きさが95%粒径程度のネット素材を下流側全面及び上流側湛水池内に敷設	下流側の侵食抑止(ネットタイプ)、土砂の捕捉

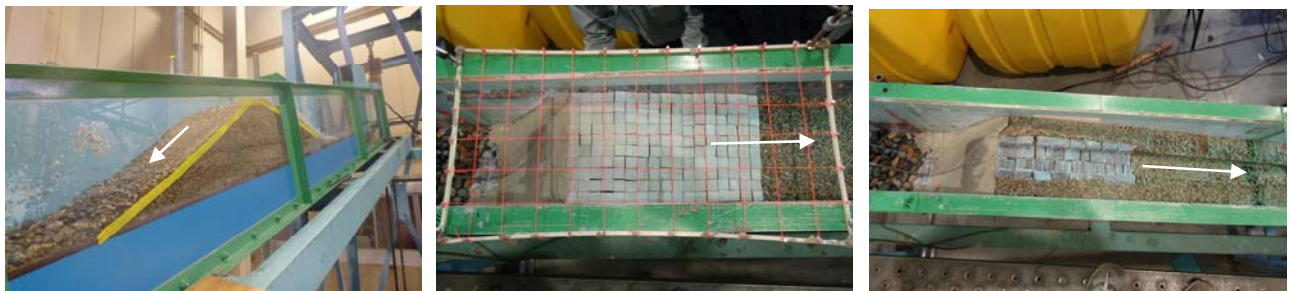


写真-1 予備実験ケース例(左: case1 対策なし、中央: case3 ブロック模型、右: case4 布団かご模型)

3.2 観測方法

実験の状況は、ビデオカメラ(側面、上面)と高速度カメラ(正面)で撮影した。また、水位計により天然ダム湛水位を測定し、天然ダム上流側の湛水位-容量関係式と流入量を用いて越流量の時間変化を算出した。

4. 研究結果と考察

4.1 予備実験

予備実験での決壊時における対策施設の効果を整理すると表-3 のとおりであった。

表-3 決壊時における対策施設の効果

case	対策施設の効果
1	越流部より侵食、堆積が繰り返し下流へ進行し決壊に至る
2	越流部より侵食、堆積が繰り返し下流へ進行し決壊に至る。初期の侵食、堆積は排水路内で進む。
3	ブロック下部から侵食が始まり、ブロックがはがれるとその部分から急激に侵食が進む。
4	布団かご下部から侵食が始まり、布団かごがはがれるとその部分から急激に侵食が進む。
5	越流部より侵食、堆積が繰り返し下流へ進行し決壊に至る。初期の侵食、堆積は排水路内で進む。
6	対策なし同様に侵食、堆積が進むが、侵食された土砂をネットがほとんど捕捉する。

予備実験での最大流量を表-4 にまとめた。何も対策を施していない case1 に比べ下流法面に排水路を掘削した case2 が最も決壊時最大流量の低減している。次に効果があったのは case5 で効果量が case2 に比べて小さかったのは排水路の高さが case2 に比べて小さかったためと推察する。一方、ブロックと布団かごの模型を上部のみに設置した case3 と case4 は case1 より最大流量が増大した。この理由としては、天然ダムの越流部となる上部を保護したことで、上部の侵食が進行せず、上流湛水位が高いままの状態天然ダム下流法面下部の侵食が進行した。その結果、ブロックの崩壊とその後の全体の急激な侵食が発生する状況で下流法勾配が case1 に比べ急勾配になっていたため、ピーク流量が増大したと推察する。

表-4 予備実験結果

case	最大流量 (cm^3/s)	case1との比
1	631	—
2	509	0.81
3	860	1.36
4	869	1.38
5	587	0.93
6	750	1.19

ネットを全面前面及び上流側湛水池内に敷いた case6 については case 1 ~ case5 までの土砂が越流開始後に実験水路下端まで流出するのに比べ、侵食された土砂の流出がネットにほとんど捕捉され流出しなかった。しかし、対策を施していない case1 に比べ case6 はピーク流量が約 1.2 倍に増大した (表-4)。この理由としては、流出した土砂によってネットが下流側へ引っ張られ、天然ダムの土塊も引っ張られたことにより急激に土塊が崩壊し、ピーク流量が大きくなったと推察する。

4.2 本実験

予備実験の結果を踏まえて、本実験は排水路を設けた対策案を採用し、排水路なしケースと排水路ありケースの 2 ケースを対象に本実験を行った。本実験での排水路は深さ 5cm×幅 20cm で天端部から下流法尻までに形成した。

排水路なしケースは中央部から越流後、侵食された土砂が直下の法面上に堆積し、それが再侵食されることを繰り返しながら徐々に下流へ進行していった。侵食された土砂の先端部が法尻まで進行する前に実験水路幅全体で下流法尻の崩壊が発生した。その後、越流部の急激な侵食が発生した。排水路ありケースは排水路で越流後、侵食された土砂が排水路内で堆積、侵食を繰り返し、法尻まで進行した後、急激な侵食が発生した。

越流部の最低高をダム高として、越流開始時点からの時間変化を水位、決壊時流量とともに図-1 にまとめた。本実験の条件では、排水路なしケースに比べ排水路ありケースの決壊時最大流量が約 4 割低減した。田畑ら⁷⁾によると、天然ダム決壊

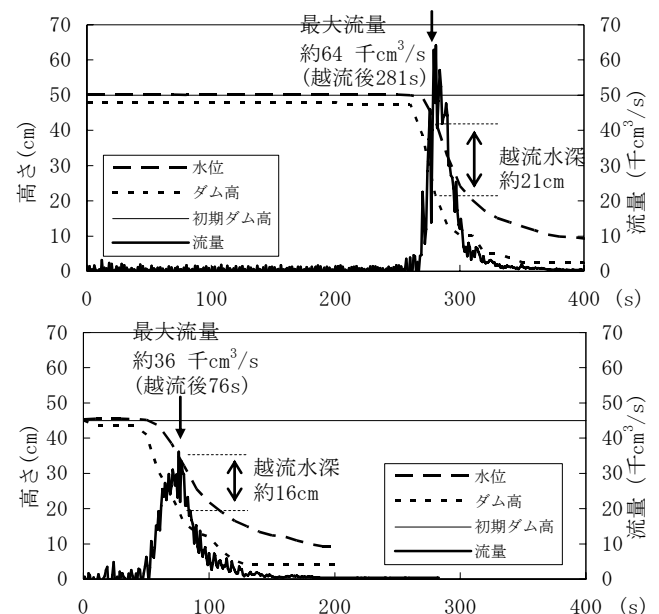


図-1 湛水池の水位、ダム高、流量の時間変化 (上：排水路なし、下：排水路あり)

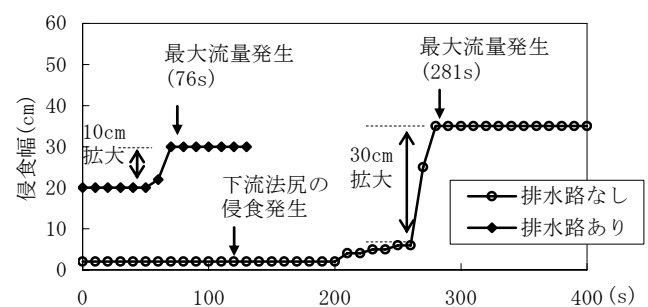


図-2 侵食幅の時間変化

時のピーク流量は天然ダム高に比例することから、土砂を掘削して排水路を設けることで越流開始高が下がりピーク流量が低減したと推察する。ピーク流量発生時の水位や越流水深（ダム高最低部－水位）についても流量同様に排水路なしケースに比べ排水路ありケースの方が小さくなっていることがわかる。

越流部の侵食幅の時間変化を図-2 にまとめた。排水路あり・なしの両ケース共に侵食幅は初期状態から最終状態まで徐々に広がるのではなく、急激に拡大していることがわかる。ピーク流量が発生したのは侵食幅が急激に広がった直後であり、排水路なしケースの方が拡大した幅が広がった。このため、ピーク流量を抑えるためには侵食幅の急激な拡大を抑える必要があると考えられる。また、排水路なしケースは、越流部の急激な侵食前に法尻部で崩壊が発生したことから、越流部の急激な侵食が発生する前に天然ダムを形成する土砂全体が飽和に近い状態になっており、一度、越流部の侵食が始まると、侵食が急激に全体に広がったと推察する。排水路あり案は侵食の開始が早く、土砂全体が飽和に近い状態になる前に、排水路内で侵食が進行したため、侵食幅の拡大が狭かったと推察する。

5. 結論

予備実験においては対策工によって、越流決壊時のピーク流量を増加させる可能性があることを確認した。また、排水路を設けて、越流開始時の水位を下げることによって越流決壊時のピーク流量を軽減できることを確認した。本実験においては、天然ダムに排水路を設けることの効果や侵食幅の急激な拡大を抑えることで決壊時のピーク流量を軽減できる可能性があることを確認した。今回の実験条件が限られた条件のみであることから、今後は水路勾配、排水路の掘削範囲、流入量の違い、ブロックや布団かごの模型の連結有無等のケースを追加し、最適な天然ダム侵食抑止対策手法を検討していく必要がある。

6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、土砂管理研究グループ火山・土石流チームの皆様には多大なるご指導、ご助力を賜りました。また、天然ダムの水路実験を実施するにあたり、株式会社東京建設コンサルタントの方々にご協力を頂きました。ここに厚く感謝の意を表します。

所 属 株式会社 東建エンジニアリング

<参考文献>

- 1) 森山裕二ほか：2011年台風12号による紀伊半島における土砂災害の速報、土木技術資料、Vol. 53(12)、pp. 4-7、2011
- 2) 田畑茂清、水山高久、井上公夫：天然ダムと災害、古今書院、pp. 50-62、2002
- 3) 大規模な河道閉塞（天然ダム）の危機管理に関する検討委員会：大規模な河道閉塞（天然ダム）の危機管理のあり方について（提言）、国土交通省HP、2009
- 4) 田畑茂清、水山高久、井上公夫：天然ダムと災害、古今書院、pp. 50-62、2002
- 5) 小田晃、水山高久、長谷川祐治：天然ダム決壊の模型実験、砂防学会誌、Vol. 60(2)、pp. 33-38、2007
- 6) 水野秀明、小山内信智：河道閉塞（天然ダム）の形成による土砂災害リスクの低減対策に関する研究、砂防学会誌、Vol. 62(6)、pp. 24-29、2010
- 7) 田畑茂清、水山高久、井上公夫：天然ダムと災害、古今書院、pp. 143-162、2002

桜島における短期的降灰量と土石流発生降雨量の関係

チーム名等 火山・土石流チーム
氏 名 木佐 洋志

1. まえがき

活発な火山活動に伴う噴火により降灰が続く流域においては、降灰が多くなると累加雨量や降雨強度が小さい降雨でも土石流が発生しやすくなることが指摘されている^{1),2),3)}。そのため、短期的な降灰量と土石流発生降雨量の関係を明らかにすることは、活火山流域における土石流の発生時期や発生規模を精度良く推定するための重要な課題のひとつと言える。

2. 研究目的

本研究では、土石流の発生に影響すると考えられる斜面からの表面流量の観測を桜島の火山灰堆積斜面において行った。観測斜面における表面流出が発生する降雨と土石流発生降雨との関連性を調査するとともに、それを踏まえて短期的な降灰量の違いが土石流発生降雨量に与える影響について把握することを目的とした。

3. 研究方法

観測斜面は2006年以降、噴火活動が活発化している昭和火口の概ね南～南東側に位置する有村川流域（流域面積3.88km²）内の昭和溶岩上の集水面積約1.8m²、傾斜は約12°の火山灰堆積斜面である（図1、写真1）。

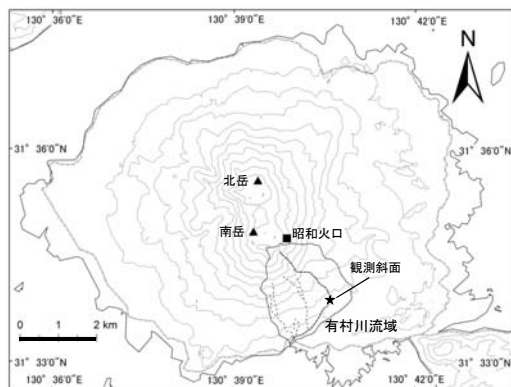


図1 観測斜面位置図



写真1 観測斜面（2012/2/15撮影）

観測システムの概要を図2に示す。斜面下流側に表面流水および流出土砂を捕捉するための容器（ドラム缶、内径56.7cm、水平断面積2524.5cm²）があり、容器内に設置された水位計（計測誤差±1mm）により、容器内の水位が計測される。また、容器はロードセル3基によりその全体を支持されており、容器内の水と土砂の合計重量が計測される。土粒子密度を仮定することで式(1)、(2)により容器内の土砂と水の量が求まる。

$$W_s = (W - S \cdot D \cdot \rho_w) / (1 - \rho_w / \rho_s) \quad \dots(1)$$

$$W_w = W - W_s \quad \dots(2)$$

ここで、 W_s :土砂量 (g)、 W :火山灰と水の合計重量 (g)、 S :容器の有効断面積(=2524.5cm²)、 D :水位 (cm)、 ρ_w :水の密度(=1.0g/cm³)、 ρ_s :火山灰の密度(2.703g/cm³)、である。式(1)、(2)の成立は容器内の土砂が水面から露出していないことが必要条件である。水位と重量の計測間隔は10分で、計測値はデータロガーに記録される。降雨時に発生する表面流量(水と土砂の合計体積)が10分間隔の水位計の計測値の増加分により計測される。また、前述の式(1)、(2)により表面流量、流出土砂量が求まる。観測斜面脇の転倒マス式雨量計により降雨が60分間観測されない場合は降雨終了とみなされ、所定の水位になるまで自動排水される仕組みとなっており、連続計測が可能である。容器内に堆積した土砂は定期的に全量を回収し、その炉乾燥質量を求めた。

4. 研究結果

4.1 有村川における降灰量と土石流発生状況

同観測斜面付近に自動降灰量・降雨量計(大隅河川国道事務所所管)では2012年2月中旬から5月末までの期間(①)に約27kg/m²、6月から9月下旬までの期間(②)には約3kg/m²の降灰量が観測されている。それぞれ日当たりで換算すると約0.35kg/m²/日、約0.03kg/m²/日となり、本検討では①の期間を降灰が多い期間、②の期間を降灰が少ない期間とした。また、同事務所の報告⁴⁾によると有村川1号堰堤に設置しているワイヤセンサーにより、2012年3月23日、4月3日、4月11日、6月15日、6月21日、7月7日、7月12日、8月1日、8月23日に土石流の発生が検知されている。

4.2 表面流の観測結果

対象期間中に観測斜面より南東900mに位置する有村川テレメータ雨量計(大隅河川国道事務所所管)により観測された降雨(60分間無降雨でリセット)において、表面流の発生が観測された降雨は23事例あった。表面流の発生は水位上昇が1mm(約250cm³に相当)以上あった場合と定義した。表面流量と流出土砂量の観測結果の一例を図3に示す。また、図4に各降雨イベントの総雨量と観測された表面流量(水・土砂合計)の累積値、流出土砂量の累積値、土石流発生降雨を示す。なお、残念ながら本報告の観測対象期間を通じて一部のロードセルが計測異常を生じたため、水と土砂の合計重量 W の正確な計測ができなかった。今回は、式(1)、(2)に与える重量 W として正常なロードセル1基の計測重量に係数を乗じた値を用いている。この係数は、土砂回収直前における正常なロードセルの計測値に乗じて計算される土砂量 W_s が回収土砂の炉乾燥質量と一致するように逆算しており、土砂回収で区切られた期間毎に異なる係数を与えている。

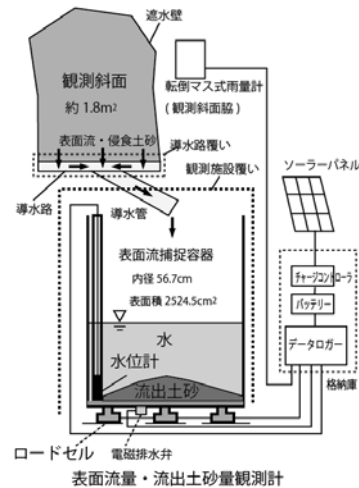


図2 観測システムの概要

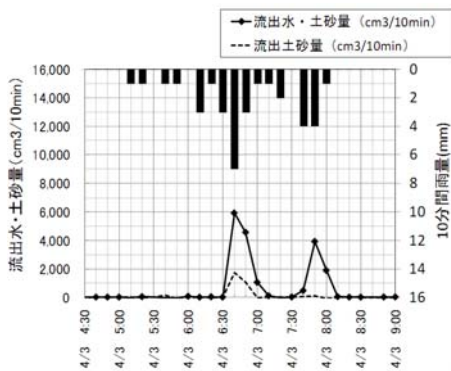


図3 表面流量の観測結果の例

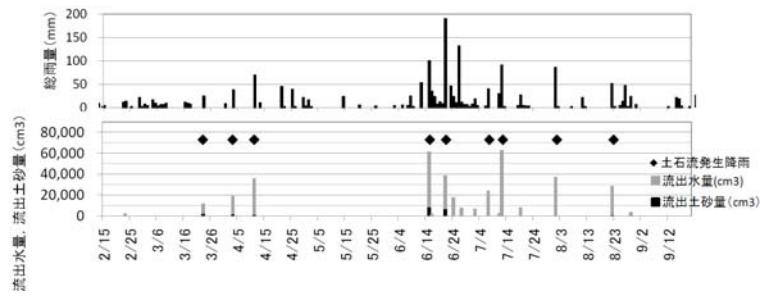


図4 観測斜面における表面流発生状況

5. 考察

5.1 観測斜面における表面流の発生と土石流の発生との関係

有村川において土石流の発生が検知された降雨事例全てにおいて、観測斜面で表面流の発生が観測されている(図4)。また、いずれの事例も表面流の発生量が比較的大きいものであった。観測斜面が有村川の流域斜面を代表しているわけではないが、この結果から有村川での土石流の発生には流域斜面からの表面流の発生が強く影響していた可能性が示唆される。

5.2 短期的降灰量と表面流が発生する降雨強度

今回観測した期間における短期的な降灰量の違いが斜面で表面流が発生する降雨強度の違いがあるかを確認した。図5に表面流が発生した降雨イベントにおける表面流発生時の10分雨量を“○”で示す。一連の降雨イベント中に表面流の発生・停止が複数回観測された場合は、再発生時点の10分雨量も表示している。また、表面流が発生しなかった降雨について、その降雨イベント中の最大の10分雨量を“×”で示す。

降灰が多い期間では、最大10分雨量が3mm以下の降雨では表面流の発生が観測されておらず、表面流が発生したのは全て10分雨量が4mm以上の降雨であった。一方、降灰が少ない期間においても10分雨量が3mm以下の降雨では一部の降雨を除き表面流の発生が観測されていない。また、表面流の発生はほとんどが10分雨量4mm以上の場合であった。2012年2月から9月の観測期間における、降灰の多い期間と少ない期間とで明瞭な差は認められなかった(図6)。

5.3 短期的降灰量と斜面のみかけの浸透能

表面流が発生した降雨イベントについて、斜面のみかけの浸透能 I (mm/hr) を算出した。

$$I = (Q_R - Q_w) / A_e / T \cdot 10 \quad \dots (3)$$

ここで、 Q_R : 表面流発生時間帯に斜面に降った雨の総量 (cm³)、 Q_w : 表面流出量 (水・土砂合計) から流出土砂量を差し引いた表面流出水量、 A_e : 浸透可能面積 (斜面部面積から岩塊等の分布する不透水面積を引いた面積) (cm²)、 T : 表面流が継続した時間 (hr) である。

土石流が発生した降雨イベントでは、斜面のみかけの浸透能の下限値は、降灰が多い時期では11.1~14.7mm/hrであり、降灰が少ない時期では14.7~24.9mm/hrであり、降灰の少ない時期の方がやや大きい値を示した。降灰の多い期間と少ない期間とでは降雨規模や波形が異なり、降灰の少ない期間の梅雨期から台風期の降雨強度が大き

いことが影響している可能性はあるものの、斜面の浸透能として短期的な降灰量が少ない時期で浸透能が高くなった可能性が考えられる。

なお、前述 5.2 で述べたように表面流が発生する降雨強度には目立った変化がないにも関わらずみかけの浸透能に差が認められた理由としては、降灰の少ない期間においては、降雨において観測斜面内にリルや小規模なガリが発達したことがみかけの浸透能の増加に影響している可能性が考えられる。すなわち、表面流が発生する降雨強度は透水性が比較的低いリル間地によって決まっているため顕著な違いがみられないが、透水性の高いリルが形成されたことで、斜面全体としてはみかけの浸透能が高くなったと考えれば説明がつく。

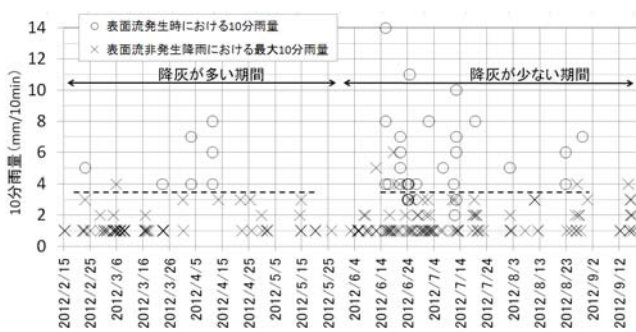


図5 表面流発生時の10分雨量と非発生降雨における最大10分雨量

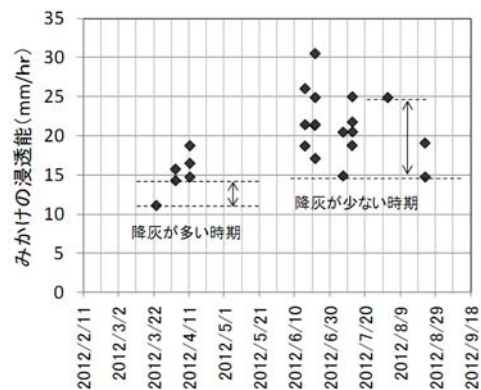


図6 斜面のみかけの浸透能

6. まとめ

今回の観測期間においては、有村川において土石流が発生した降雨イベントにおいては全て、観測斜面における表面流の発生が観測されたことから、斜面における表面流の発生降雨量と土石流の発生降雨量は関係性があると考えられた。そこで、観測斜面における表面流の発生降雨量を調査したところ、今回の観測期間における短期的降灰量では表面流が発生する雨量強度に明瞭な差は認められなかったが、斜面のみかけの浸透能については短期的降灰量が少なくなった時期の方がやや高いという結果が得られた。

短期的降灰量がさらに増大するような場合には表面流発生降雨量が変動する可能性があり、今後も引き続き研究が必要と考えられる。

7. 謝辞

本研究を実施するにあたり、小山内土砂管理研究グループ長、石塚上席研究員、山越主任研究員をはじめ、土砂管理研究グループの皆様方にはご指導、ご助力を賜りました。また、本研究に使用した雨量計および降灰量データは大隅河川国道事務所よりご提供いただきました。ここに厚く感謝の意を表します。

所属：株式会社 エル・コーエイ

<参考文献>

- 1) 國友 優 (2011)：桜島における土石流観測体制の現状と課題，土木技術資料，Vol.53，No.5，pp.42-45
- 2) 地頭菌隆ほか (1991)：桜島における火山活動が土石流・泥流の発生や流出に及ぼす影響，砂防学会誌，Vol.43，No.6，pp.9-15
- 3) 国土交通省 九州地方整備局 大隅河川国道事務所 (2007)：桜島火山砂防調査研究成果集，pp.51-54
- 4) 国土交通省 九州地方整備局 大隅河川国道事務所 (2012)：平成24年度土石流調査情報（桜島地域）第35報

航空レーザー計測データを用いた天然ダム堆積勾配に関する研究

チーム名等 火山・土石流チーム
氏 名 秋山 怜子

1. まえがき

近年まで、地震及び豪雨による天然ダム形成は、突発的に発生する稀な土砂移動現象と考えられてきた。しかし、2006年(平成16年)新潟県中越地震以降、天然ダム形成を伴う土砂移動現象が相次いで発生した。大規模な天然ダムの場合、決壊時には下流の広い範囲へ洪水氾濫被害をもたらす恐れがある。その際、天然ダムの高さと共に天然ダム下流堆積勾配が決壊時のピーク流量と関連が大きいことが実験的にも示されている¹⁾。そのため、数値計算により決壊時の被害範囲を把握する場合、堆積勾配を含む天然ダム縦断形状の推定が重要となる。天然ダムの規模、形状に関する研究は、事例資料収集を中心にこれまでも広く実施されてきた^{2),3)}が、従来の天然ダムに関する事例資料は、天然ダムを形成する土塊量の把握を主眼としたものが多く、高さ、幅、長さに着目しており、天然ダムの縦断形状について整理されたものはほとんどない。今後の天然ダム検討の基礎資料とするため、計測方法が明らかにされた精度よい資料の蓄積が必要とされている。

2. 研究目的

本研究の目的は、被害予測において特に重要な天然ダムの下流側堆積勾配に着目し、天然ダムの下流堆積勾配分布について推定することである。近年のLPデータから天然ダム73事例について堆積勾配を計測し、過去の天然ダム事例と比較した。

3. 研究方法

3.1 LP計測データを用いた天然ダム堆積勾配の把握方法

3.1.1 使用データ

本研究で使用したLPデータを表—1に示す。使用する等高線図は、このLPデータから作成された1m間隔の等高線図とした。

表—1 使用したLPデータ

	対象箇所	撮影時期
1	2006年 新潟県中越地震(芋川流域)	2006年10月28日計測(1mグリッド標高)
2	2008年 岩手・宮城内陸地震	2008年6月計測 (1mグリッド標高)
3	2011年台風12号 紀伊半島	2011年9月6日・7日 (1mグリッド標高; 赤谷・長殿) 2011年9月23、24日 (1mグリッド標高; 栗平・赤谷) 2012年10月5日(1mグリッド標高; 栗平)

3.1.2 天然ダム計測の課題

LPを用いた天然ダムの計測は、吉野ら⁴⁾にその手順が示されている。側岸線を設定したのちに、河道中心線を設定する方法である。その際、河道中心線の設定により河道中心が大きく影響を受ける点と、天然ダム土塊の堆積範囲において、河道中心線が一意的に設定できない点が問題であった（図-1）。

そこで、時系列の天然ダム堆積勾配の変化が把握できるよう、天然ダムを有する区間の河川中心線の設定方法について明確化した。設定方法が必要とする条件は、天然ダム区間では水筋が越流侵食のたびに变化する場合もあるため、計測時の水筋は最深河床高に依存しないことと、また、今後湛水範囲内へも展開しやすい方法であること、さらに作業への依存が少なく再現性の高い方法であることの3点とした。

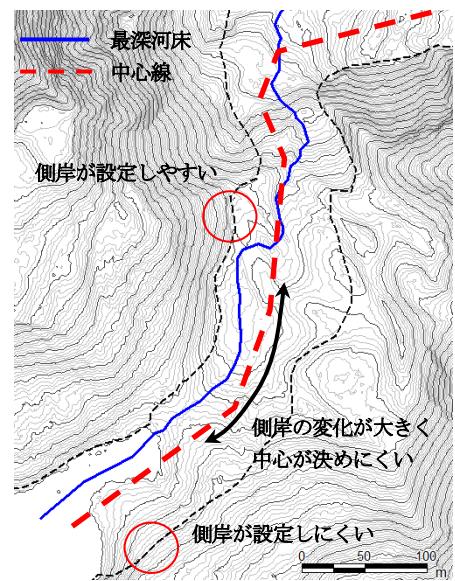


図-1 河道中心線設定例

3.1.3 LP 計測データを用いた天然ダム形状の計測方法

ここでは、図-2に示す方法で、中心線を設定した。最初に斜面勾配の変化点を参考に側岸を設定する(①)。次に、計曲線と側岸線の交点と、河道を挟んで同じ標高をもつ交点を結ぶ測線を設定する(②)。この測線の midpoint を縦断方向につないだ線を中心線とし、中心線に沿って横断測線を設定する(③、④)。この方法では、片岸に著しく土砂が堆積しているような区間では、②の測線が設定されず、区間上下流の交点から midpoint が設定されるため、土砂堆積により地形が不連続で複雑な範囲についても、側岸の地形変化水筋の影響を受けにくい。本検討の下流側堆積勾配は、越流開始点と下流側末端の2点間の標高差を比高とし、比高と2点の水平距離から下流側堆積勾配を求めた。

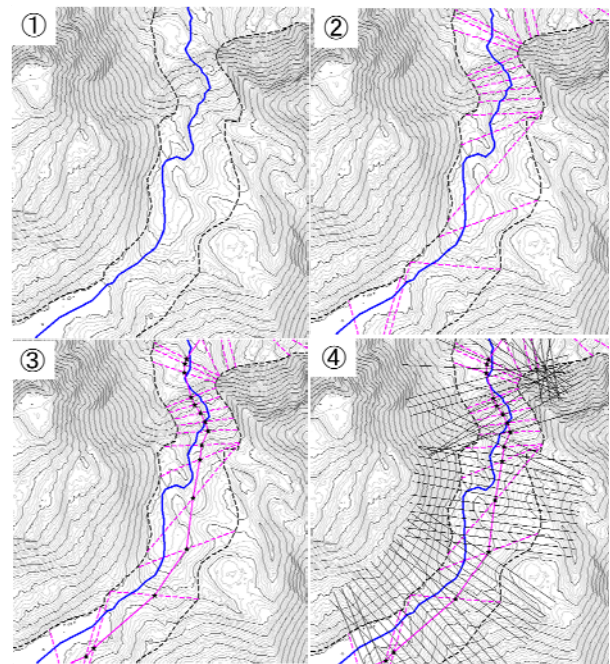


図-2 中心線設定方法

3.2 既存資料による天然ダム堆積勾配の把握方法

3.2.1 使用データ

既往の研究の中で収集された天然ダム形状から堆積勾配の分布範囲を推定した。使用したデータは、表-2に示すとおりである。

表-2 使用した既往の天然ダム資料

	対象箇所	有効件数	備考
1	日本の天然ダムの対応策 (水山ほか, 2011) ²⁾	168 件 (142 件)	
2	Documented historical landslide dams from around the world (J.E.Costa, 1991) ³⁾	463 件 (168 件)	うち日本の事例 78 件 (60 件)

3.2.2 天然ダム堆積勾配の推定方法

これまで資料として整理されている天然ダム諸元の多くは図-3 に示す天然ダムの堰止め高 (H1)、堰止め幅 (D)、堰止め長 (L) の3点である。資料の多くは、当時の地形図、空中写真、住民ヒアリング等から推定したものであり、堰止め長に越流開始点から下流側の堆積範囲をどの程度含むかは事例により異なることが予想される。そのため、堰止め長に対する下流堆積範囲を図-4 に示す CASE 1 ~ CASE 3 で想定して、感度分析的に下流側堆積勾配を算出した。CASE 1 は、越流開始点が下流末端から堰止め長の3分の1の位置にあるとし、同様に CASE 2 は2分の1、CASE 3 は3分の2とした。

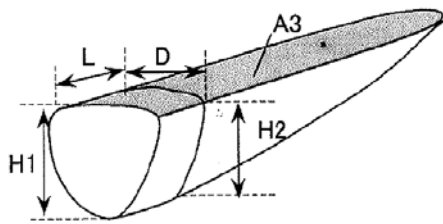


図-3 天然ダムの計測諸元の例

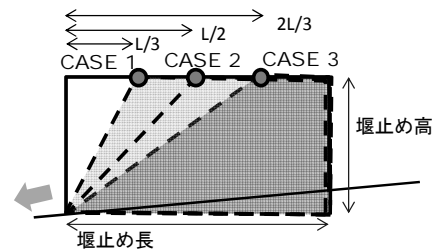
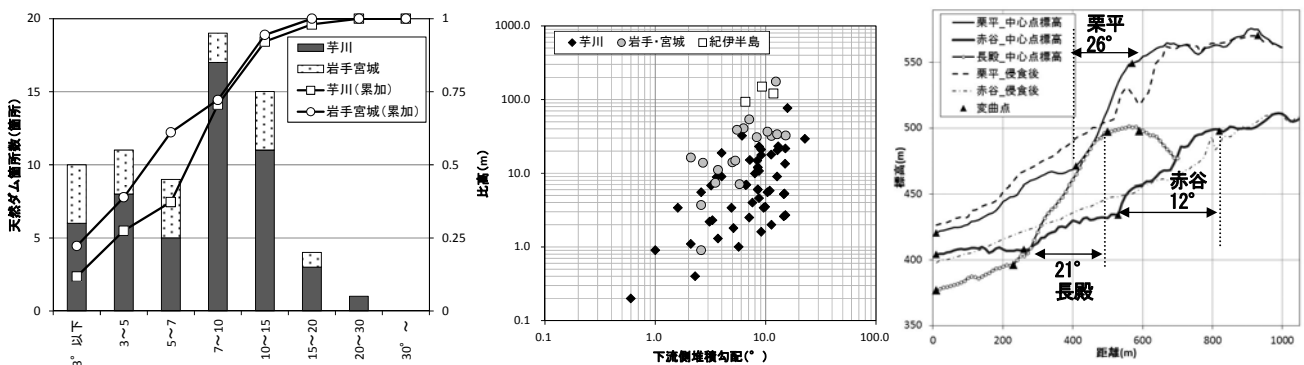


図-4 本研究における堆積勾配推定ケース

4. 研究結果

4.1 LP 計測データを用いた天然ダムの堆積勾配

3. で示す方法で設定した中心線に沿って、天然ダム堆積勾配を計測した (図-5)。対象とした天然ダムは、2006 年新潟県中越地震に発生した天然ダム 51 件、岩手・宮城内陸地震による天然ダム 18 件、平成 23 年台風 12 号による天然ダム 3 件である。対象とした天然ダムは比高 1m 未満から 100m 以上の事例を含む。その結果、すべての天然ダムにおいて、下流側堆積勾配は 25° 以下で、概ね全体の 75% 程度が 10° 以下であった。また、紀伊半島で形成された大規模な天然ダム (栗平、赤谷、長殿) についても形成直後、越流侵食後を通して $10\sim 30^\circ$ 程度であった。



(a) 下流側堆積勾配の分布 (芋川・岩手宮城)

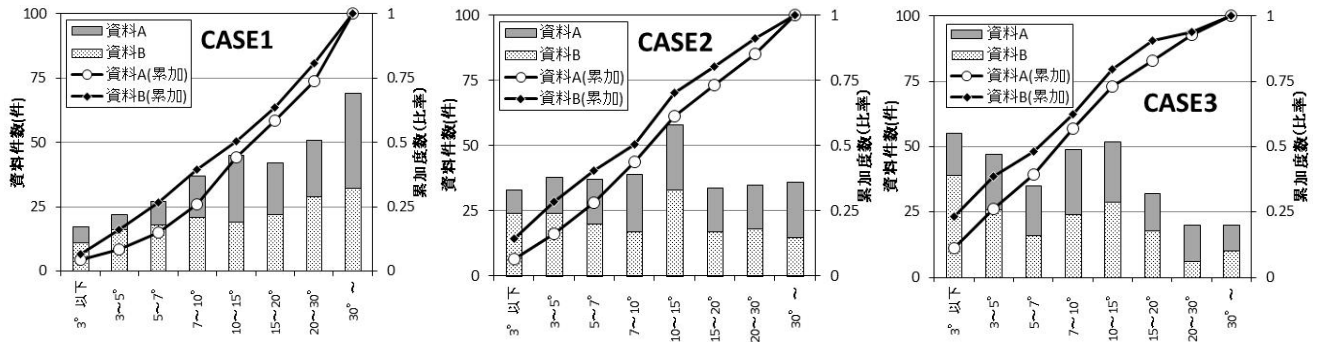
(b) 比高・下流側堆積勾配の関係

(c) 縦断面図及び最急勾配 (紀伊半島)

図-5 近年の天然ダム形成事例における計測結果

4.2 既往文献との比較による天然ダム堆積勾配

既往文献に示された天然ダム諸元（堰止め高、堰止め長）から、3 ケースに分けて天然ダム堆積勾配を推定した（図—6）。その結果、より急な状態での堆積を想定した CASE1 においても全体のほぼ 75%以上が 30° 以下となった。同様に CASE2 では、20° 以下、CASE3 では 15° 以下であった。これまで、天然ダムの堆積勾配は、土塊の構成材料によるものの、土の内部摩擦角（30～35° 程度）と考えられることも多かったが、既存の資料から計算すると、大部分は概ね 20° 以下であることが考えられる。



図—6 近年の天然ダム形成事例における計測結果

5. 結論

本研究では、LPデータを用いて70箇所天然ダムの下流堆積勾配を計測したところ、一般的な土砂の安息勾配より小さく、概ね 20° 以下に分布していることが確認できた。また、既往研究成果に記載された堰止め高、堰止め長から推定した天然ダム堆積勾配についても同様に、大部分が 20° 以下であることが予想された。今後、本研究では十分に検討できていない天然ダム上流末端から下流末端までの堆積形状の把握方法の検討と、天然ダム越流決壊時の侵食勾配の支配要因等についても検討したいと考える。

6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、土砂管理研究グループ火山・土石流チームの皆様には多大なるご指導、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：株式会社プライムプラン

<参考文献>

- 1) 小田晃・水山高久・長谷川祐治 (2007) : 天然ダム決壊の模型実験, 砂防学会誌, 60(2), pp. 33-38
- 2) J. E. Costa, R. L. Schuster (1991) : Documented historical landslide dams from around the world, U. S. Geological Survey Open-File Report 91-239, 486p.
- 3) 水山高久・森俊勇・坂口哲夫・井上公夫 (2011) : 「日本の天然ダムと対応策」, 古今書院, p202.
- 4) 吉野弘祐・内田太郎・田村圭司・小竹利明 (2010) : 天然ダム越流による侵食と土砂流出の実態：レーザープロファイラを用いた解析, 砂防学会誌, 62(5), pp. 27-35

地下水や粘土鉱物が岩盤の比抵抗に与える影響に関する研究

チーム名等 火山・土石流チーム
氏 名 一色 弘充

1. まえがき

深層崩壊の発生の恐れのある斜面の絞り込みに対して、これまで空中写真判読や数値標高モデルから抽出する手法、レーザープロファイラー地形図を用いた評価手法などが研究されている。しかし、これらの手法は表層部の地形解析に限られており、深層崩壊の発生に影響があると考えられる地下構造を推定する方法については、今のところ広範囲に深度方向の情報を得る空中電磁探査のほかにはない。よって、空中電磁探査によって得られる比抵抗分布から、深層崩壊の発生する恐れのある斜面の絞り込みや風化土層深の把握を行うことが最終目的である。

2. 研究目的

空中電磁探査により得られた岩盤の比抵抗は、地質の種類や水飽和度、空隙率、粘土鉱物の含有によって変化する値である。深層崩壊の発生する恐れのある斜面は、風化土層深が厚いと考えられることから、本研究では、空中電磁探査によって得られる比抵抗値と、飽和度や空隙率、粘土鉱物の含有状況との関係を把握することを目的とした。

3. 研究方法

調査ボーリングおよび孔内試験結果（地下水検層、中性子検層）から得られた岩盤の物性値から、以下に述べるアーチーの経験式¹⁾によって岩盤の比抵抗値の算出を行い、空中電磁探査から得られた比抵抗値と比較することで、岩盤の状態を推定した。

4. 研究結果

4.1 岩盤の比抵抗分布の解釈法

比抵抗法電気探査や電磁探査は、これまで主に資源探査や土地地質調査等で用いられてきた。測定結果から得られた比抵抗分布の解釈として、地表地質図やボーリング調査結果、孔内試験結果と対比して定性的に行われるのが一般的である。しかし、比抵抗値の解釈は各種試験結果と併せて定量的に行われるべきであり、比抵抗構造の定量的な解釈には、次に示すアーチーの式が使用されることが多い。

$$Rt = F \cdot Sw^n \cdot Rw, \quad F = a \cdot \varphi^m$$

ここで、
 Rt : 岩石の真の比抵抗 ($\Omega \cdot m$)
 a : 地層に関連した定数
 φ : 空隙率
 m : 膠結係数 (岩石固有の値)
 Sw : 水飽和度
 n : 地層係数の飽和指標
 Rw : 地層水の比抵抗 ($\Omega \cdot m$)

しかし、アーチーの式は間隙率が10~40%の砂岩を対象として適用された経験式であり、間隙水の比抵抗が海水程度に低い条件に基づいて得られたものである。陸地の地下水の比抵抗は数 $10\Omega\cdot\text{m}$ ~数 $100\Omega\cdot\text{m}$ の大きい値をとることが多いため、アーチーの計算式では乖離する結果となる。このため間隙水による部分と、間隙水によらない修正された並列回路式が提唱されている^{2),3)}。

4.2 空中電磁探査

本研究では、姫川流域のうち特に深層崩壊の恐れの高い浦川上流域を対象として空中電磁探査を行い、三次元比抵抗分布の把握を行った。図4-1に微地形判読結果を、図4-2に地表付近の比抵抗分布図を示した。

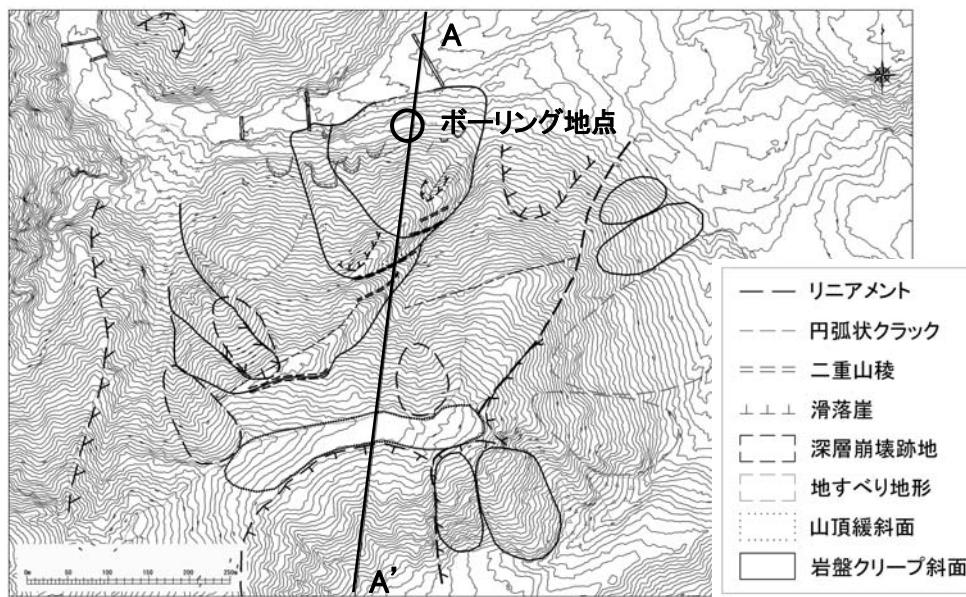


図4-1 調査地の微地形判読結果図

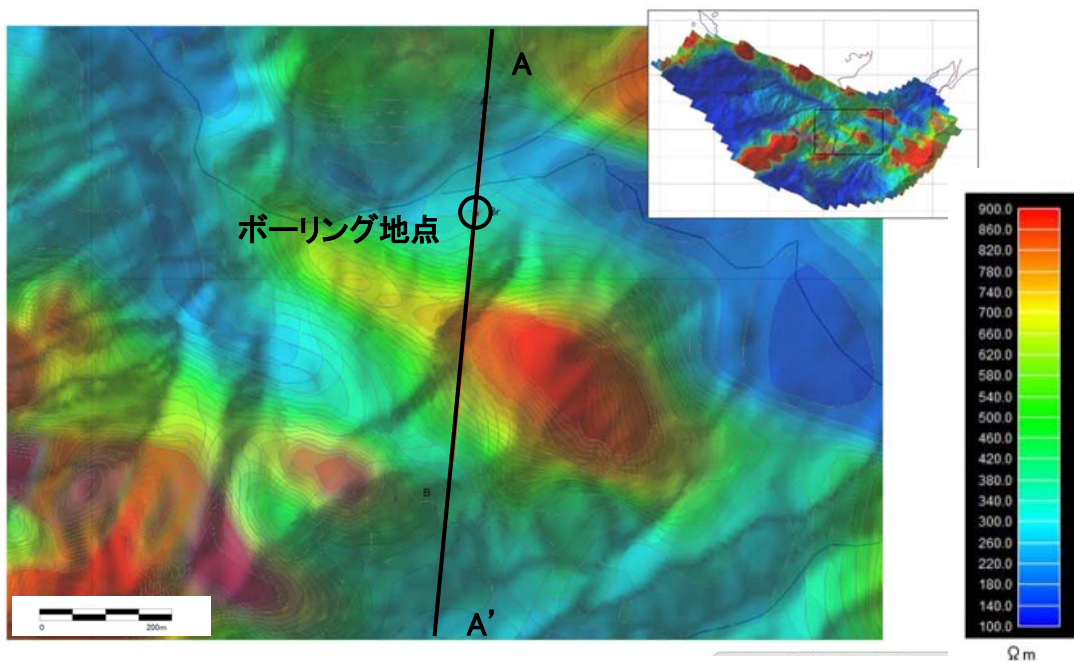


図4-2 空中電磁探査による地表付近の比抵抗分布図

対象斜面は、勾配 40° 程度の北傾斜の斜面である。微地形判読結果から、対象斜面の上部には尾根を横断する小崖地形や段差地形がみられており、クリープ変形斜面と判断される。そのほか、斜面山頂の緩斜面下には大規模崩壊跡地や、対象斜面の東側には断層と考えられるリニアメントと地すべり地形が認められる。

4.3 ボーリング調査

ボーリング調査は、斜面末端部において、φ66mmオールコアボーリングを行った。掘進後、ボアホールカメラ観察、電気検層、地下水検層、中性子検層を実施した。

ボーリング調査の結果、表層から順に風化珪長岩、破碎変質珪長岩、貫入玄武岩、珪長岩が確認された(図4-4)。貫入玄武岩の上部に変質破碎帯が見られるが、全体的に風化程度の低い比較的均質な珪長岩であった。ボアホールカメラ観察では、現地で見られるものと同じトレンドである流れ盤方向の開口亀裂の発達と、開口部には流入粘土の狭在が確認された。

図4-3の空中電磁探査断面によると、対象斜面の比抵抗はボーリング箇所では600~750Ω・m、斜面上方では750~1,300Ω・mである。ボーリング孔内の地下水はGL-36.3mと低い位置にあったことから、変位斜面は全体に不飽和であり、河床部と比較して岩盤の比抵抗値は高い結果となっている。

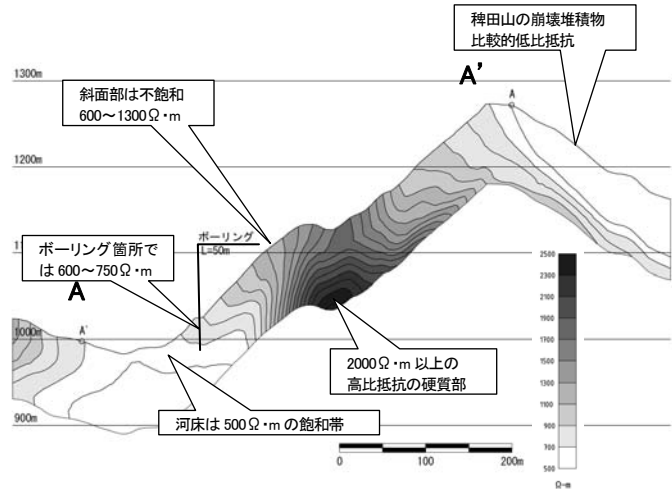


図4-3 A-A' 測線の比抵抗分布断面図

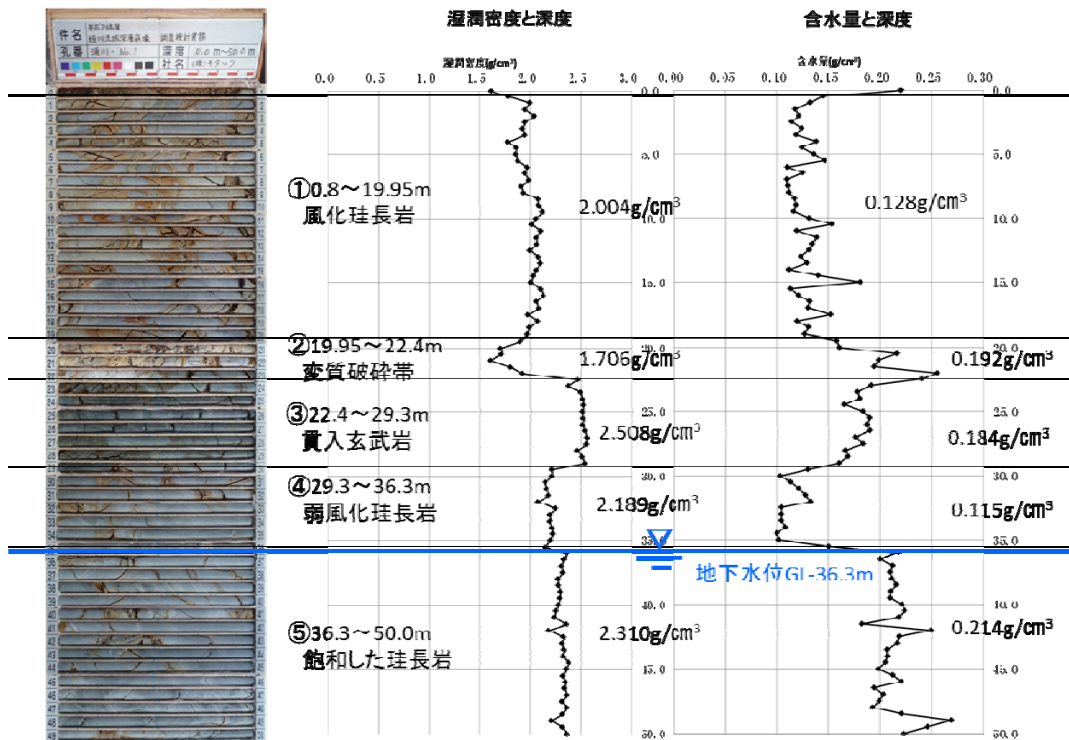


図4-4 ボーリング調査および中性子検層結果

4.4 計算値と空中電磁探査測定値の比較

中性子検層から得られた湿潤密度と含水率から間隙率、飽和度を算出し、アーチーの式より岩種ごとの比抵抗値を算出した(表 4-1)。地下水の比抵抗は、地下水検層および周辺の湧水の計測結果から $60 \Omega \cdot m$ とした。空中電磁探査による実測値と比較した結果、図 4-5 に示すように実測値は計算値より低い値となった。岩盤に粘土鉱物が含有する場合、比抵抗値が低下することが知られており⁵⁾、本ボーリングでも粘土鉱物の含有を示唆していると考えられ、亀裂内に流入粘土が見られることと整合する結果となった。

5. 結論

深層崩壊の発生する恐れのある斜面は、風化土層深が厚いと考えられるため、地山の風化度合と、飽和度や空隙率、粘土鉱物の含有状況の関係を把握することが重要である。今後の課題として、ボーリングデータおよび原位置試験から得られた岩盤の物性値から岩盤の比抵抗値を算出し、空中電磁探査実測値と比較することで、地山の状態を推定する可能性について検討する必要がある。

6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、小山内土砂管理研究グループ長、石塚上席研究員、山越主任研究員、森田主任研究員をはじめ、土砂管理研究グループの皆様方にはご指導、ご助力を賜りました。また、本研究に使用した現地調査データの多くは、国土交通省北陸地方整備局 松本砂防事務所よりご提供頂きました。ここに厚く感謝の意を表します。

所 属 株式会社 宏栄コンサルタント

<参考文献>

- 1) Archie, G. E. (1942) : The electrical resistivity log as an aid in determining some reservoir characteristics, Trans. A. I. M. E., 146, pp.54-67.
- 2) Patnode, H. W., and Wyllie, M. R. J. (1950) : The presence of conductive solids in reservoir rocks as a factor in electric log interpretation, Trans. A. I. M. E., 189, pp.47-52.
- 3) 西田ほか (2000) : 間隙水の比抵抗が岩石の比抵抗特性に及ぼす影響と並列回路モデルを用いた検討, 物理探査, 53 (2), pp.167-181.
- 4) 鈴木ほか (2009) : 深層崩壊発生斜面の特定に向けた地盤構造調査法, 土木技術資料, 51 (7), pp.8-13.
- 5) 高倉 (2009) : 粘土鉱物を含有する岩石の比抵抗-間隙水の塩分濃度と温度が及ぼす影響-, 物理探査, 62 (4), pp.385-396.

表 4-1 各岩種の比抵抗値を算出結果一覧表

	岩種	深度(m)	含水率(%)	湿潤密度 (g/cm ³)	比重	間隙率 ϕ (%)	飽和度 Sw(%)	比抵抗 Rt ($\Omega \cdot m$)
①	風化珪長岩	0.8-19.95	0.128	2.004	2.667	29.7	0.43	1,854
②	破碎変質珪長岩	19.95-22.4	0.192	1.706	2.667	43.2	0.44	1,018
③	玄武岩	22.4-29.3	0.184	2.508	3.200	27.4	0.67	858
④	不飽和珪長岩	29.3-36.3	0.115	2.189	2.667	22.2	0.52	1,954
⑤	飽和珪長岩	36.3-50.0	0.214	2.31	2.667	21.4	1.00	553

アーチーの式による計算値

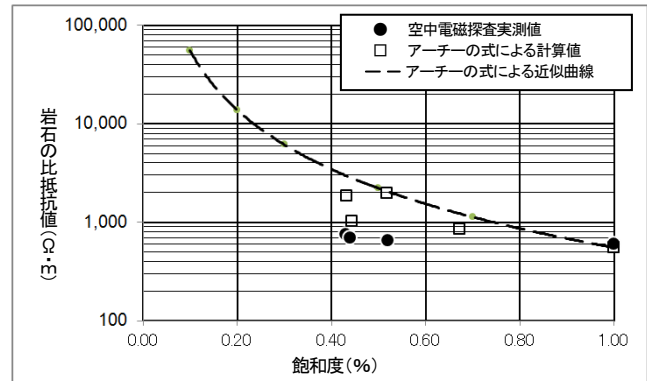


図 4-5 岩盤の比抵抗値の計算値と実測値の比較

紀伊山地における「深層崩壊の発生の恐れのある溪流抽出」の実態に関する研究

チーム名等 火山・土石流チーム
氏 名 磯貝 尚弘

1. まえがき

2011年9月、紀伊半島では台風12号の襲来により、広い範囲で総降水量が1,000mmを超える豪雨となり、奈良県上北山村上北山では最大72時間降水量が1650.5mmと、1976年からの統計開始以来の国内観測史上一位となった。奈良県・和歌山県・三重県の3県で3千箇所を越える崩壊が発生し、中でも、斜面の一部が表土層のみならずその下の基岩を含んで崩壊する「深層崩壊」が多く発生するとともに、崩壊土砂による河道閉塞が17箇所が発生した。

当チームでは、2008年11月「深層崩壊の発生の恐れのある溪流抽出マニュアル(案)」(以下「マニュアル」と呼ぶ)を策定するとともに、過去の深層崩壊事例を基に関連のある「地質」と「第四紀隆起量」から「深層崩壊推定頻度マップ」を作成し、2010年8月11日公表した。国土交通省はこの推定頻度マップの内、推定頻度が特に高い地域を中心にマニュアルに基づく溪流レベル調査を進めており、2012年9月10日より調査結果について公表を開始した。

2. 研究目的

紀伊山地におけるマニュアルに基づく溪流レベル調査は、台風12号の襲来以前のデータによる結果であることから、溪流レベル調査結果を2011年9月に発生した深層崩壊地を用いて検証するとともに、深層崩壊跡地と関連の高い地質構造及び微地形要素が、台風12号によって発生した深層崩壊と関連が高いかを調査し、マニュアルの危険溪流抽出手法は妥当であったかを検証する。

また、溪流レベル調査に用いられた深層崩壊跡地、地質構造及び微地形要素の内、2011年9月に発生した深層崩壊の発生斜面と関連の高い要素は何であったかを検証し、深層崩壊の発生する可能性の高い斜面とその規模を推定する手法の研究に反映させる事を目的とする。

3. 研究方法と結果

3.1 深層崩壊の判読

2012年6月28日時点で入手・閲覧可能な空中写真および衛星写真により、深層崩壊と考えられる崩壊規模が大きい事例(崩壊面積が1ha以上)を抽出した。台風12号以前に発生した崩壊地は除外し、台風12号によって拡大崩壊したものは抽出した。¹⁾

判読結果は2012年8月31日に、火山・土石流チームのホームページにて「平成23年台風12号により発生した深層崩壊について」で公表した。公表の内容は、発生地点、規模、崩壊地判読資料、発生日時および資料である。

3.2 マニュアルに基づく危険溪流抽出結果の検証

3.2.1 検証方法

溪流レベル調査実施範囲内で発生した深層崩壊 51 箇所について、発生した渓流数を地質帯別・危険度別に数え、溪流単位で発生率を算出した。

3.2.2 検証結果

51 箇の深層崩壊は、2 箇発生した溪流が 5 溪流、3 箇発生した溪流が 1 溪流あり、計 44 の溪流に発生した。地質帯別に危険度別渓流数、深層崩壊発生渓流数、発生率を表.1 及び図.1 に示す。地質帯別の発生内訳は、三波川帯：1 箇所 1 溪流・発生率=0.8%、秩父帯：8 箇所 8 溪流・発生率=1.9%、四万十帯：42 箇所 35 溪流・発生率=2.5%であり、地質帯別の深層崩壊発生率は大きな差があるものの、相対的な危険度が高くなるほど深層崩壊の発生率は高くなり、折れ線グラフが右上がりの傾向を示している。

表.1 地質帯別危険度別渓流数と台風 12 号による深層崩壊発生渓流数および発生率

地質	渓流数	危険度別渓流数				崩壊発生渓流数	崩壊発生渓流数				深層崩壊発生率:%			
		危険度極めて小	危険度小	危険度中	危険度大		危険度極めて小	危険度小	危険度中	危険度大	危険度極めて小	危険度小	危険度中	危険度大
三波川帯	121	24	34	35	28	1	0	0	0	1	0.00%	0.00%	0.00%	3.60%
秩父帯	411	133	147	101	30	8	2	2	3	1	1.50%	1.40%	3.00%	3.30%
四万十帯	1381	584	494	230	73	35	6	9	10	10	1.00%	1.80%	4.30%	13.70%
計	1913	741	675	366	131	44	8	11	13	12	—	—	—	—

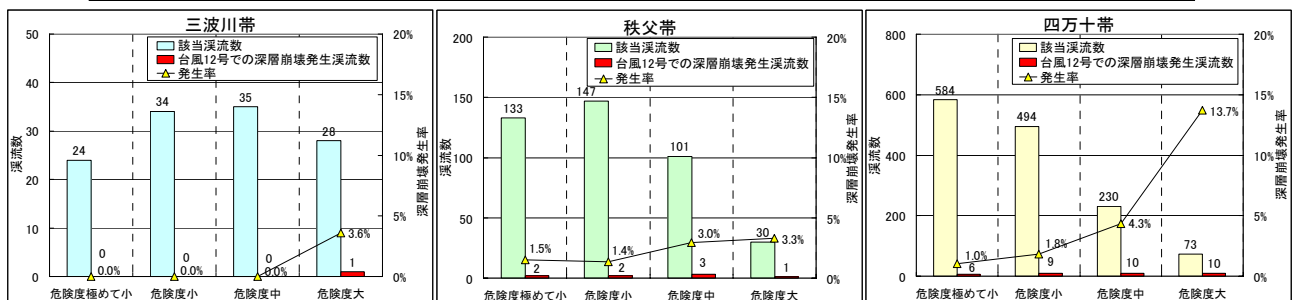


図.1 地質帯別危険度別渓流数と台風 12 号による深層崩壊発生渓流数および発生率

3.3 マニュアルに基づく調査手法の検証

3.3.1 検証方法

各地質帯別に、深層崩壊の発生した溪流を単位として、深層崩壊跡地、地質構造及び微地形要素、地形量について、以下の項目を算出した。

- ・ 発生率=各要素を有する台風 12 号深層崩壊発生渓流数/各要素を有する渓流数
- ・ カバー率=各要素を有する台風 12 号深層崩壊発生渓流数/台風 12 号深層崩壊発生渓流数
- ・ 発生率比=発生率/(台風 12 号深層崩壊発生渓流数/全渓流数)

3.3.2 検証結果

地質帯別の深層崩壊跡地、地質構造及び微地形要素、地形量のカバー率と発生率比を表.2 及び図.2 に示す。

三波川帯では深層崩壊が発生した溪流は 1 箇所のため検証は困難である。秩父帯では地すべり地形と二重（多重）山稜・線状凹地・小崖地形（以下二重山稜等）との関連が高く、岩盤クリープ斜面はカバー率が高い。四万十帯では岩盤クリープ斜面と深層崩壊跡地との関連が高く、山頂緩斜面はカバー率が 88.6%と非常に高い。溪流レベル調査時に選定された地質・微地形抽出指標は以下のとおりである。

- ・ 三波川帯：地すべり地形、二重山稜等
- ・ 秩父帯：二重山稜等、岩盤クリープ斜面
- ・ 四万十帯：岩盤クリープ斜面、山頂緩斜面

選定された地質・微地形抽出指標は、両地質帯において発生した深層崩壊と関連の高い、すなわち発生率比及びカバー率とも高い微地形要素、及びカバー率の高い要素と一致している。

表.2 地質帯別 地質構造及び微地形要素等別のカバー率・発生率比

地質帯	項目	発生実績 深層崩壊 跡地	地質構造		微地形要素					地形量
			活断層	明瞭なリニアメント	山頂緩斜面	二重山稜等	円弧状クラック	岩盤クリープ斜面	地すべり地形	地形量
三波川帯	発生率	1.5%	0.0%	0.0%	1.3%	1.9%	6.3%	1.4%	0.0%	1.9%
	カバー率	100.0%	0.0%	0.0%	100.0%	100.0%	100.0%	100.0%	0.0%	100.0%
	発生率比	1.83	0.00	0.00	1.61	2.24	7.56	1.73	0.00	2.28
秩父帯	発生率	1.2%	0.0%	1.4%	1.5%	3.8%	3.4%	2.1%	4.3%	2.5%
	カバー率	25.0%	0.0%	25.0%	50.0%	62.5%	25.0%	62.5%	50.0%	50.0%
	発生率比	0.63	0.00	0.71	0.78	1.98	1.74	1.09	2.19	1.28
四万十帯	発生率	5.0%	0.0%	2.4%	3.4%	3.3%	3.7%	5.4%	4.1%	3.7%
	カバー率	60.0%	0.0%	22.9%	88.6%	17.1%	20.0%	74.3%	25.7%	42.9%
	発生率比	1.95	0.00	0.95	1.36	1.30	1.48	2.12	1.60	1.45

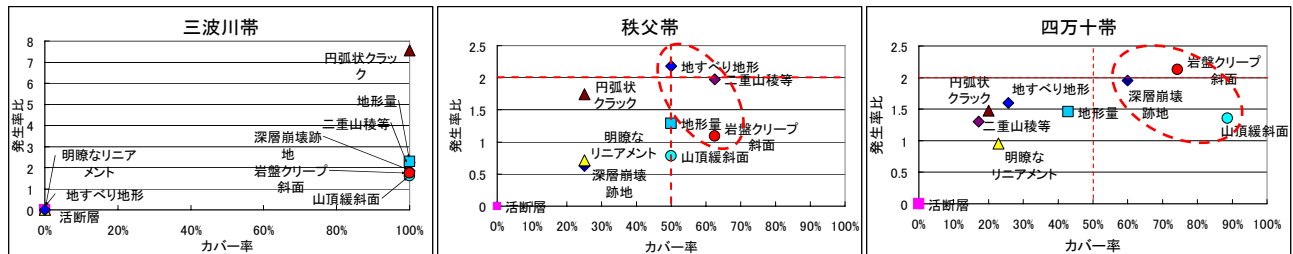


図.2 地質帯別 深層崩壊跡地、地質構造及び微地形要素、地形量のカバー率と発生率比

3.4 深層崩壊が発生した斜面で判読されていた地質・微地形要素との関連

3.4.1 検証方法

溪流レベル調査範囲内に発生した 51 箇所の深層崩壊地について、深層崩壊跡地と地質・微地形要素の判読位置が発生した深層崩壊の範囲と「一致」するものと、「一部一致」するものに分類し集計した。「一致」と「一部一致」の判定は以下のとおりである。ちなみに、活断層、明瞭なリニアメント、円弧状クラックは深層崩壊地およびその上部斜面に分布するものはなかった。

- ・ a：深層崩壊跡地、g：岩盤クリープ斜面、h：地すべり地形では深層崩壊地幅の 1/2 以上一致するもの = 「一致」、1/2 未満のもの = 「一部一致」
- ・ d：山頂緩斜面、e：二重山稜等では、深層崩壊地頭部に分布していたもの = 「一致」、崩壊上部斜面に分布していたもの = 「一部一致」

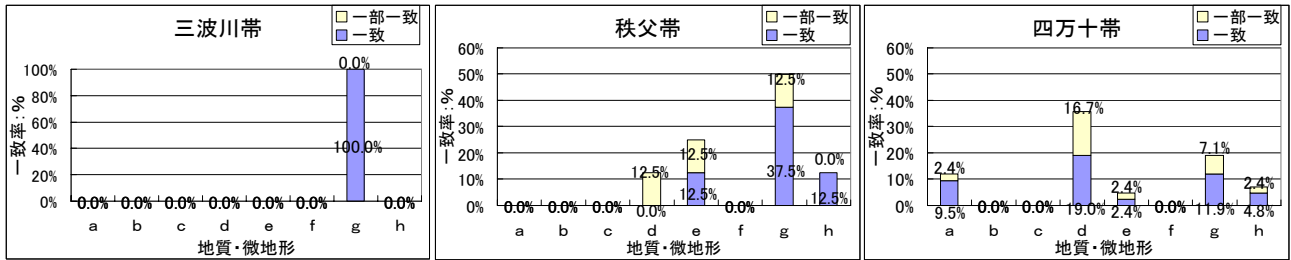
3.4.2 検証結果

地質帯別の集計結果を表.3 及び図.3 に示す。

三波川帯では 1 箇所であるが g：岩盤クリープ斜面と一致していた。秩父帯では g：岩盤クリープ斜面の一致率が特に高い。四万十帯では d：山頂緩斜面の一致率が高く、g：岩盤クリープ斜面、a：深層崩壊跡地と続いている。全地質帯において一致率の高い要素は g：岩盤クリープ斜面であり、四万十帯のみ d：山頂緩斜面の一致率が高い。

表.3 地質帯別 地質構造及び微地形要素等別の一致崩壊地数・一致率

地質帯	項目	分類	深層崩壊跡地	活断層	明瞭なリニアメント	山頂緩斜面	二重山稜等	円弧状クラック	リープ斜面	地すべり地形	全崩壊地数	要素一箇所当たりの一致率
			a	b	c	d	e	f	g	h		
三波川帯	一致崩壊地数	一致	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1/1=
		一部一致	0	0	0	0	0	0	0	0		
	一致率	一致	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	100.0%	0.0%	100.0%
秩父帯	一致崩壊地数	一致	0	0	0	0	1	0	3	1	8	1/8=
		一部一致	0	0	0	1	1	0	1	0		
	一致率	一致	0.0%	0.0%	0.0%	0.0%	12.5%	0.0%	37.5%	12.5%	0.0%	12.5%
四万十帯	一致崩壊地数	一致	4	0	0	8	1	0	5	2	42	1/42=
		一部一致	1	0	0	7	1	0	3	1		
	一致率	一致	9.5%	0.0%	0.0%	19.0%	2.4%	0.0%	11.9%	4.8%	0.0%	2.4%



a:深層崩壊跡地, b:活断層, c:明瞭なリニアメント, d:山頂緩斜面, e:二重山稜等, f:円弧状クラック, g:岩盤クリープ斜面, h:地すべり地形

図.3 地質帯別 深層崩壊地の位置と一致する地質構造及び微地形要素との一致率

4. 結論

マニュアルによって危険渓流を抽出した結果は、各地質帯で危険度が高い渓流ほど台風 12 号による深層崩壊発生の生率が高くなる傾向を示すことから、概ね妥当であったと考えられる。

また、渓流レベル調査時に深層崩壊跡地との関連により抽出指標として選定されていた地質構造及び微地形要素が、台風 12 号によって発生した深層崩壊を用いた解析においても、同様に高い発生率比と高いカバー率となった。このことから、深層崩壊跡地を用いるマニュアルの手法は有用であったと判断する。

台風 12 号により深層崩壊が発生した斜面に数多く分布していた地質構造及び微地形要素は、全地質帯において岩盤クリープ斜面であった。岩盤クリープ斜面は深層崩壊の発生の恐れのある斜面を推定する場合の有力な指標になると考えられる。

5. 謝辞

本研究を実施するにあたり、火山・土石流チームの皆様には多大なるご指導、ご助力を賜りました。また、本研究に使用したデータの多くは、国土交通省近畿地方整備局よりご提供頂きました。ここに厚く感謝の意を表します。

所属：サンスイエンジニアリング (株)

<参考文献>

- 1) (独)土木研究所火山・土石流チーム、「平成 23 年台風 12 号により発生した深層崩壊について」、2012.8.31、http://www.pwri.go.jp/team/volcano/deep_seated_landslides/deep_seated_landslides_Typhoon12_2011.htm
- 2) 中小河川計画検討会、「中小河川計画の手引き (案)～洪水防衛計画を中心として～」、(財)国土開発技術センター、pp.47-54、1999.9

土石流断面計測の精度向上に向けたセンサーの開発

チーム名等 火山・土石流チーム
氏 名 能和 幸範

1. まえがき

火山地域における降灰後の土石流や不安定土砂が多く堆積している土石流危険溪流等においては、これまでも土石流の監視・観測技術の向上が行われ、新技術開発が進められてきたが、観測システムの低減化とそれに伴う技術向上、付帯設備工事を含めたコンパクト化が必要とされている。一方で気象変動により災害発生時における被害も増加している状況の中、防災、減災に対するソフト対策も重要視され、コスト削減を行いつつ観測技術の向上および防災対策に有意義な情報を取得するため、計測精度の向上と多目的な新技術開発が期待されている。



写真-1 測域センサー

2. 目的

本研究開発では、土石流の水位および流量を算出するための情報を取得するセンサーの開発を行った。土石流断面の計測は、これまで非接触水位計（超音波式・電波式等）による平均水位とドップラー式流速計（超音波式・電波式等）のデータを演算して土石流断面および流量換算を行う自動計測と、監視カメラの画像判読による解析技術が活用されてきた。しかし自動計測をしている水位計および流速計は計測対象範囲が狭く、溪流横断面を網羅して観測をすることが出来ずに、誤差や欠測が発生する可能性も懸念されてきた。

そこで、土石流をリアルタイムに自動計測を行い、かつ流路の断面形状を精度良く把握する観測技術を開発することを目的とし、可能な限り安価な設備投資にてコンパクトなシステムが稼働するように配慮して、土石流波高計測システム（仮称）の開発を進めた。



写真-2 実験状況

3. センサーの概要

本研究で用いる計測機器（以下、測域センサーと記述）を写真-1に示す。測域センサーは、30mまでの距離が計測可能であり、距離精度は5cm以内である。赤外線レーザー光を0.25度ステップで発射して760個（190度走査）の距離データを取得し1断面を計測する。このレーザー距離計測は高速で行われ、1秒間に20断面の計測が可能である。

従来のレーザー光は、気象（降雨、霧等）による影響を受けやすく屋外の観測では受信強度が弱く計測が出来ない場合が多かったが、近年のセンサー技術の向上（出力方式・受信回路等）により、出力機能および受信レベルの向上が可能となった。また、これまでレーザー光における水面の計測は、レーザーの反射が強い、センサー部の真下（垂直部のスポット）の計測により水位を1地点にて計測する水位計が開発されてきているが、測域センサーのような斜距離計測が行なえるレーザー光の計測は行われたことはなく、水に光が潜る現象や表面乱反射にて反射波（受信波）が微弱となり計測が難しいと思われていたが、土石流の場合は土砂濃度が多く濁度が非常に高くなることから表面反射が強くなることに着目するとともに近年の技術進歩によるセンサー性能が向上していること等から土石流表面計測の可能性について最新のセンサーを利用して実験および観測を行った。

4. 研究方法

土石流波高計測システムの性能を確認するために、（独）土木研究所砂防工学実験室において、レーザー反射強度の性能確認実験を行った。また、土石流観測への適用可能性を確認するために、桜島有村川にて現地観測を行い、土石流の水位計測を実施した。

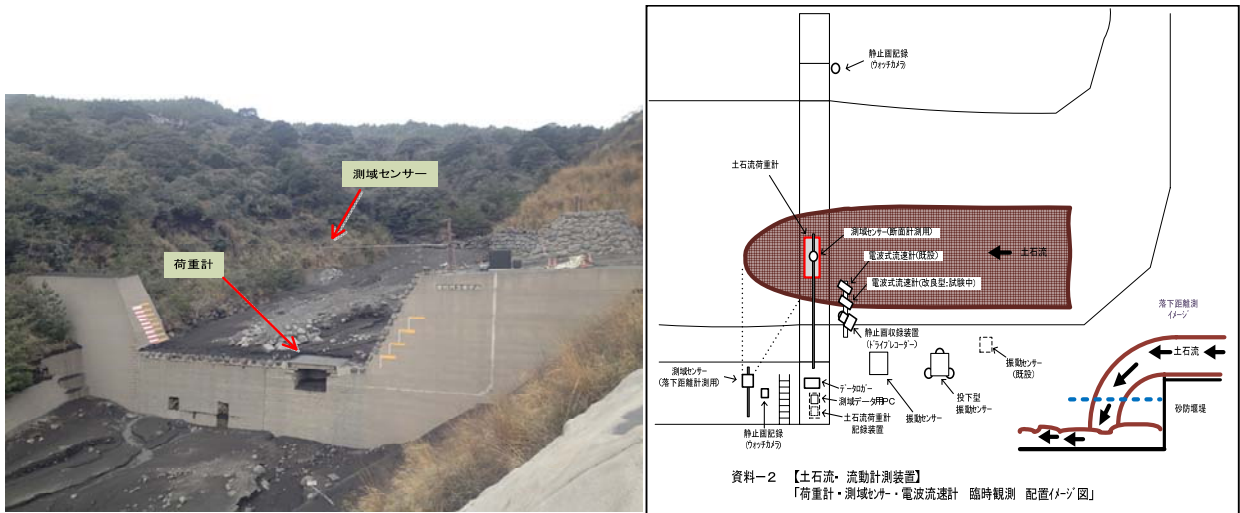


図-1 観測施設の設置状況（左）と土石流観測の概念図（右）

(1) レーザー反射強度の性能確認実験

測域センサーは、原理的にレーザー光を距離計測対象面に照射して、瞬時に反射してきた反射波の強さ（反射強度）が強いレベルで受信され送信したパルス信号と受信したパルス信号の時間を計測できることが最も重要である。更に、連続して反射強度が強くなければ精度の良い安定した距離データが取得できないため、安定した反射強度であり、距離演算を行った結果の距離データとしての精度も大切である。一方、水面をレーザーにて計測する場合、レーザー光の特性として濁度が小さい水面や反射対象面角度により反射強度の劣化が著しく、不安定な距離データとなり誤差が大きくなるかまたは計測不能になることが想定される。

①材質に対するレーザー反射強度確認実験

レーザーを反射させる材質が反射強度に与える影響を確認するために、段ボール、プラスチック板、砂利、火山灰に対して測域センサーから発出されるレーザーの反射強度を計測した。

②濁度に対するレーザー反射強度確認実験

水槽内の水位を測域センサー（水槽上から高さ2mの位置）で計測し、その時の反射強度や距離誤差を計測した。計測方法はセンサーの直下に水槽を設置したケース（垂直計測）と測域センサーから斜角で27.5度ずらした位置に水槽を設置した場合（斜め計測）の2パターンを実施した。その際、水槽内の水に火山灰を投入して濁度を変化させた実験も合わせて行った。

なお、この反射強度は一般的に、通常は保守的な目安の数値として、安定した受信強度があるかを確認するために演算されている。距離データが不安定な時や計測不能時の対処法や原因究明のために使用される。各製造メーカーによりまた機種毎にも表現（数値）範囲は違うことから、反射強度が強く安定する反射面の場合と比較したい状況との相対値により判断される。本実験では、この反射強度の数値を利用して、反射強度が安定する物質（反射面）の反射強度と濁度変化をさせた水面の反射強度の強さと安定性について検証する。

(2) 現地における土石流観測の実施

現地の写真と観測の概念図を図-1に示す。観測サイトは、国土交通省九州地方整備局大隅河川国道事務所管内、桜島有村川3号堰堤である。砂防堰堤左岸袖部にポールとアームを設置して、張り出したポールに測域センサーを設置して、土石流の水位計測を行った。

5. 研究結果

(1) レーザー反射強度の性能確認実験

①材質に対するレーザー反射強度確認実験

材料の違いによる反射強度のデータを図-2に示す。本研究で採用した材質によって反射面の違いがあるものの、図-2より、レーザー光の反射強度特性として安定した計測が行われている場合の反射強度は平均値に対して変動幅を考慮すると1000程度以上が計測された。

②水槽濁度実験

濁度の変化による水面のレーザー反射強度の安定性を確認するために、垂直計測の結果を図-3に、斜め計測の結果を図-4に示す。

垂直計測では、水面が透明の場合に光の潜りや乱反射により計測誤差が生じると考えられる。図-3 より、濁度 200NTU（濁度の単位：Nephelometric Turbidity Units）程度以上に濃くなると、距離誤差は、機器の距離精度である 5cm 以下になる。また、反射強度も、前項の安定した計測の基準とした反射強度である 1,000 程度に対し変動幅を考慮しても確保できている。なお、濁度 600NTU 以上になると、距離誤差は 1cm 未満になり、より小さくなる。

斜め計測も、垂直計測と同様に水面が透明の場合に光の潜りや乱反射により計測誤差が生じると考えられる。図-4 より、濁度 25NTU 程度から距離データは、機器の精度である 5cm 以内の誤差範囲に入るが、受信強度が少なく安定領域には達していない。反射強度は、垂直計測と比較するとそれほど強くはないが、変動幅は小さい。距離誤差は小さくなる。また、距離誤差が 1cm 未満と極めて良くなるのは、垂直計測時と同様に濁度 600NTU 程度以上と思われる。

本実験の結果、透明な水面ではレーザー光の反射強度は小さく計測誤差も多く、不安定な観測となるが、濁度 600NTU を超えると安定した計測が可能と考えられる。濁度 600NTU の値は、実験にて使用した水槽（水：250ℓ）に火山灰 6kg の量を混ぜた濁度である。また大雨による河川の洪水時等においても 1,000~1,200NTU 程度の濁度が観測されている²⁾。現地観測を行う桜島の土石流は遥かに大きな濁度が想定されることから土石流の断面（表面）計測が十分に可能であると考えられる。

また、斜め計測は垂直計測と比較して、光の乱反射が大きくなることを想定していたが、濁度に対する反射強度は垂直計測よりも小さくなるものの、濁度に対する距離誤差は垂直計測よりも小さくなった。本研究において、その原因を解明することはできなかったものの、距離の計測精度は測域センサーと対象物との位置関係には依存しないと考えられる。

(2) 桜島有村川による現地観測結果

平成 24 年において 6 月 21 日に有村川で土石流が発生した。そのときの土石流の断面計測結果を図-5 に示す。灰色の線は土石流が発生していない非出水時に計測した結果を示す。これより、横軸の -22000~-19000mm、2000~5000mm において、有村川 3 号堰堤の水通し部の袖小口の形状が読み取れる。また、砂防堰堤水通し面の形状に凹凸がみられるが、これは水通し上に堆積している土砂の形状を計測している。赤色の線は 12:55 における計測結果を示す。これより、横軸が約 -3000~2000mm において、水通しから高さ最大約 1700mm の凸上の事象を計測している。一方、写真-3 に土石流流下時の写真を示す。写真計測時は図-5 計測時と必ずしも一致していないが、有村川で発生した土石流は左岸側に沿って流下しており、図-5 の観測結果と符合する。これにより、測域センサーは、土石流の断面を計測することが可能であると考えられる。

6. 結論

本研究の基礎実験データによって、最新のレーザー距離計測技術の活用における水面（横断面）計測は、濁度 NTU 値が 600 程度以上であれば、

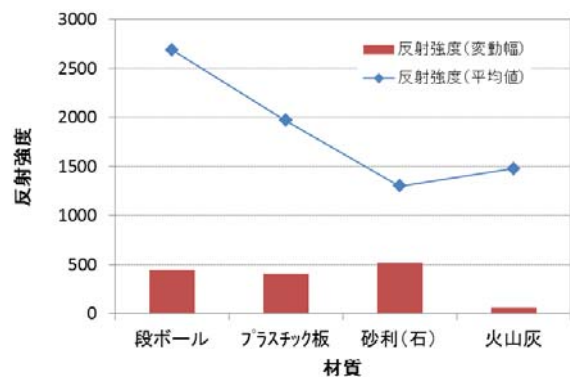


図-2 材料の違いによる反射強度の確認

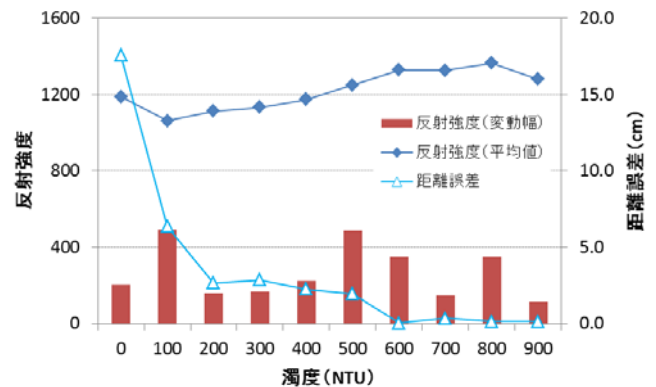


図-3 垂直計測において濁度が反射強度・計測誤差に与える影響

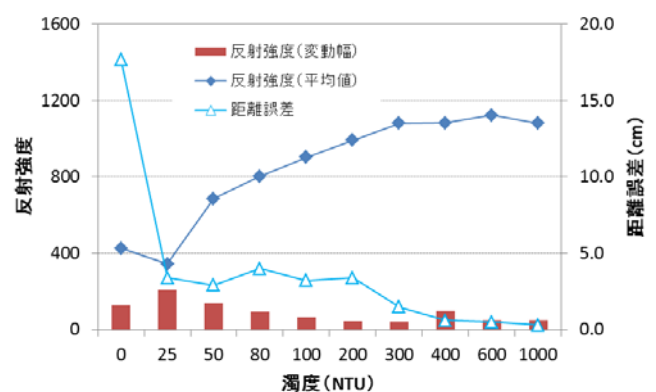


図-4 斜め計測において濁度が反射強度・計測誤差に与える影響

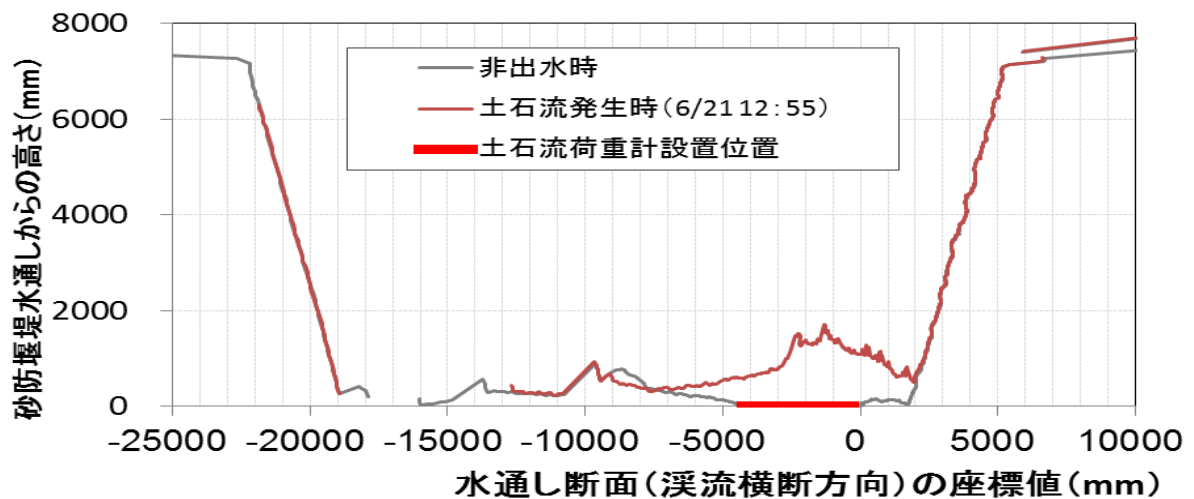


図-5 測域センサーによる観測結果

計測できる可能性が高いと考えられる。また、桜島有村川にて初めて最新のレーザー距離計測技術を活用して、高精度な土石流の断面計測にも成功した。

土石流の断面連続計測のデータ取得（記録）にも成功し、この技術を活用すれば、土石流のリアルタイムな時系列データの取得が可能になることも明らかになった。

今後は、更なるデータの収集、蓄積、解析を進めることにより、土石流断面計測の更なる精度向上が期待される。さらに、処理、機能等のシステム開発を進めることにより、リアルタイムに精度良く土石流の断面および平均水位、流量等の水位・流量演算機能を追加した土石流計測システムとしての開発が技術的に可能になると考えられる。

平成24年度に桜島有村川3号堰堤では、国内初の観測となる荷重計とのセットにより土石流の高精度観測が開始された。今後も更なる土石流観測の精度向上が行われることを期待したい。

最後に、国土交通省九州地方整備局大隅河川国道事務所をはじめ、桜島砂防出張所の皆様には現地作業のご支援、ご指導を頂きました。ここに記して感謝申し上げます。

<参考文献>

- 1) 大坂剛、高橋英一、國友優、山越隆雄、能和幸範、木佐洋志、石塚忠範、宇都宮玲、横山康二、水山高久、下河敏彦、稲垣秀輝、小坂英輝、鶴沢貴文：桜島における土石流荷重計による単位体積重量測定、砂防学会誌、Vol.65、No.6、pp.46-50、2013.
- 2) 国土交通省中部地方整備局浜松河川国道事務所：天竜川ダム再編事業環境検討委員会、天竜川中下流部における環境の現況分析（物理環境）、http://www.cbr.mlit.go.jp/hamamatsu/gaiyo_dam/tenryu.html



写真-3 土石流流下時の写真

河道閉塞の湛水に起因する土石流による被害範囲推定技術の高度化に関する研究

チーム名等 火山・土石流チーム
氏 名 松澤 真

1. まえがき

豪雨時に山腹の崩壊などにより河道閉塞堆積土塊が発生した場合、河道閉塞堆積土塊は脆弱な土層のため、豪雨に伴う流水により急激に浸食され、土石流が発生することがある。土石流が発生した場合、下流へ甚大な被害が生じる恐れがあることから、土石流の挙動を追跡する数値計算技術と、それに基づき被害が想定される範囲を推定される技術の開発が望まれている。現状、これらの技術は、河道閉塞箇所が事前に特定出来れば数値計算により比較的精度良く推定することが可能となってきた。しかし、河道閉塞箇所の予測、言い換えれば、山腹の崩壊箇所を事前に予測する技術は開発されておらず、山腹の崩壊箇所の予測技術の開発が望まれている。

2. 研究目的

豪雨時に山腹で発生する崩壊の多くは表層崩壊であり、表層崩壊は群発して発生する傾向がある。そのため、崩壊土塊が山腹の狭窄部に集約し、河道閉塞を発生させることが報告されている。豪雨により発生する表層崩壊は、特定の地質の地域に多発することが知られており、特に花崗岩地域では、表層崩壊が多発した事例が多数報告されている。花崗岩地域で表層崩壊が多発した山口県防府市の事例では、災害後に詳細な現地調査を行った若月¹⁾により、表層崩壊は発生場所及び土層構造により崩壊形態が異なることが報告されているが、崩壊形態を規制する要因についての詳細は明らかになっていない。崩壊形態が異なれば、当然、河道閉塞を発生させやすい崩壊、発生しにくい崩壊があるため、事前にどのような地区にどのような形態の崩壊が発生するかを明らかにしておくことは防災上重要である。そこで、筆者らは、崩壊形態及び崩壊要因が規制される要因を明らかにするため、2009年に土砂災害が発生した山口県防府市の災害箇所にて山地の開析状態及び土層構造に注目した調査を行った。

3. 研究方法

研究は、以下の流れに沿って行った。まず航空レーザスキャナデータを用い、1 mメッシュのDEMを作成し、それから地形図や傾斜図などを作成した。次に、山地の開析の進行状態に注目し調査地域の地形区分を行い、各領域内において崩壊地の詳細現地調査を行った。これらに基づいて、崩壊形態、崩壊要因及び山地の開析状態との関係を検討した。さらに、異なる崩壊形態をもつ調査地域の崩壊発生危険度を適切に評価できるか、簡易なパラメータにより広域の表層崩壊発生危険度を評価出来る C-SLIDER 法²⁾により、検討を行った。

4. 調査地域の概要

山口県防府市では、平成 21 年 7 月 20～21 日の総雨量 331mm(アメダス観測地点「防府」)の豪雨により表層崩壊が多発し、それにより土石流被害が発生した。本研究では、この災害により土石流が発生した剣川および阿部谷川

流域を対象として検討を行った(図1)。

両溪流の地質は、中粒花崗岩を主体とする白亜系の防府花崗岩体を主体とし、一部に細粒花崗岩がレンズ状に貫入している³⁾。両者の岩相は不均質かつ優白色と類似しており、粒度以外に明瞭な差は認められない。

5. 研究結果

5.1. 山地の開析状態と崩壊形態との関係

山地の開析の進行状態に注目し調査地域の地形を区分すると、3領域に区分出来る。また、図1の破線の枠内において崩壊地の土層構造に注目した現地踏査を行った結果、山地の開析状態により多発する崩壊形態が異なっていることが明らかとなった。図2および以下に、各領域の地形および崩壊地の特徴を示す。

I. 山頂緩斜面領域

開析作用がまだ直接及んでいないため、形成時期の古い平坦面からなる山頂領域であり、阿部谷川の上流部に分布する。深層風化が進んでおり、風化層が厚く、土層も厚いことが特徴である。崩壊は、0次谷などの凹地形で多く発生していた。

II. 開析斜面(上部)領域

現在、活発に開析作用が進行中の開析斜面領域であり、剣川の大部分及び阿部谷川の一部に分布する。崩壊が多発している領域であり、崩壊は、集水地形で多く発生していた。

III. 開析斜面(下部)領域

既に開析が進行した領域であり、やせ尾根や尖峰が分布し、斜面には露岩が点在する。阿部谷川の下流及び剣川の下流の一部に分布する。崩壊は、土層厚が薄く、急斜面で発生していた。

斜面傾斜の分布を調べた結果、山頂緩斜面、開析斜面(上部)、開析斜面(下部)の斜面傾斜のピークは、それぞれ、20~30、30~40、35~45°であった(図3)。これは、斜面の開析により緩傾斜部が徐々に削剥されたことを意味しており、調査地の地形発達史を反映している。

以上のように、調査地域では、山地の開析状態により崩壊形態が異なることが分かった。また、崩壊密度にも明瞭な差が認められ、開析斜面(上部)が最も高く、山頂緩斜面が次に高いことが明らかとなった(図2)。

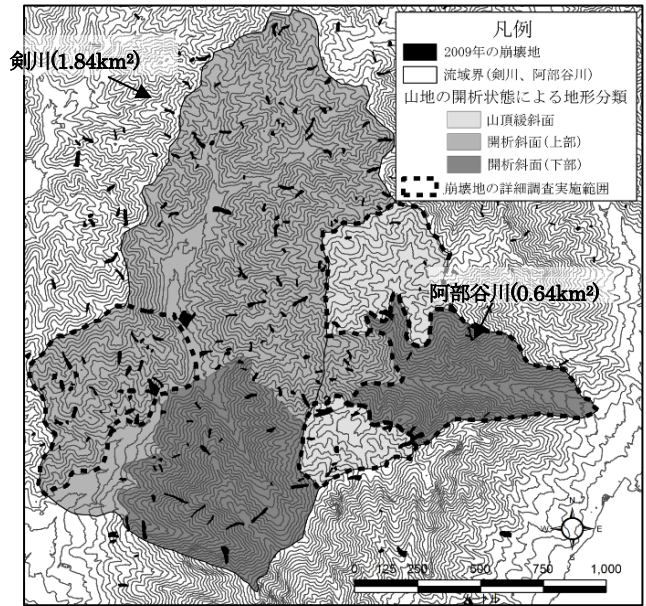


図1 調査地域周辺の地形図
(崩壊地の分布は山口豪雨災害土砂堆積実態調査より。溪岸崩壊は除外。)

山地の開析状態	山頂緩斜面	開析斜面(上部)	開析斜面(下部)
斜面勾配のピーク	20~30°	30~40°	35~45°
崩壊地の特徴			
崩壊土層	風化残積土主体	崩積土及び風化残積土	崩積土主体
土層厚	厚い	中間	薄い
崩壊密度 (個/km²)	66.3	151.3	21.8
コメント	崩壊土砂の下に強風化した岩石がとどころに露出し、土層下底の岩盤表面付近で崩壊が発生したと推定される。	崩壊面には、主に崩積土が分布し、一部では風化残積土が認められた。崩壊は、土層内または土層と岩盤の境界部で発生したと推定される。	崩壊面には、礫の含有率が多い崩積土が分布する。土層が厚く堆積している箇所にて、土層と岩盤の境界に沿って崩壊が発生したと推定される。

図2 調査地域で発生した崩壊タイプ(案)

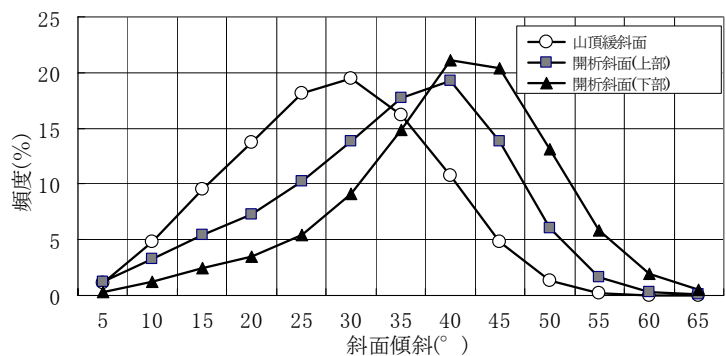


図3 各地域の斜面勾配ヒストグラム

5. 2. 崩壊形態と斜面上の位置(尾根-河道)との関係

次に、崩壊発生位置の地形的特徴を明らかにするため ArcGIS を用いて崩壊地の頭部から尾根までの距離および頭部から河道までの距離を測定した(図 4)。なお、ここでの河道は集水面積 5000m²以上とした。図 4 より、開析斜面(下部)で発生した崩壊は、尾根からの距離が 12m 以下かつ河道からの距離が 30m 以上離れた箇所が発生していた

ことが分かった。次に開析斜面(上部)で発生した崩壊は、バラツキが大きいですが、尾根からの距離が 10m 以上かつ河道からの距離が 60m 以下の河道に近い箇所に集中して発生していたことが分かった。山頂緩斜面で発生した崩壊は、バラツキが大きく、明瞭な多発地点が認められなかった。この傾向は、平均値にも現れており、開析斜面(下部)は尾根付近、開析斜面(上部)は河道付近、山頂緩斜面はその中間地点で崩壊が発生していることが分かる。河道からの距離が近ければ、当然、集水面積が大きくなることから、開析斜面(上部)は開析斜面(下部)に比較し、集水面積が大きい箇所でも崩壊が発生したと言える。

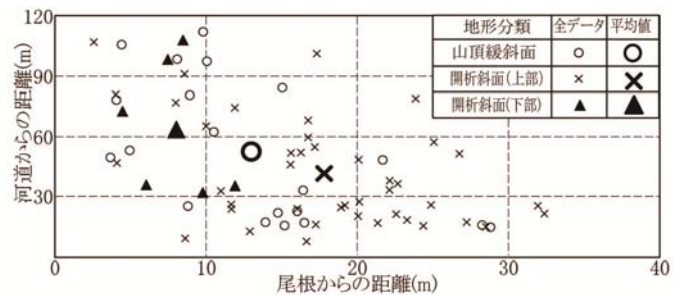


図 4 崩壊頭部と尾根・河道との位置関係

5. 3. 山地の開析状態と崩壊発生要因との関係

以上の結果から考察される山地の開析状態別の崩壊発生要因を以下に示す。

まず、開析斜面(上部)領域では、山地の大部分に崩積土及び風化残積土が比較的厚く堆積しており、特に集水地形である河道付近には土砂が供給され、厚く堆積している。そのため、土層が厚く、地下水が集中する河道付近で崩壊が多発したと考えられる。

開析斜面(下部)領域では、既に開析が進んだ急傾斜斜面のため土層は非常に薄く、河道付近への土砂の供給を少ないと想定される。そのため、河道付近では、崩壊が発生するほどの土層が堆積しておらず、崩壊は発生しにくい。一方、尾根付近では、局所的な凹地に落ち残りの土砂が比較的厚く分布しており、その土砂が抜け落ちることにより崩壊が発生したと推定される。

山頂緩斜面領域は、山頂付近に位置するため他領域に比較し集水面積は小さいが、深層風化により土層が厚く形成されているため、0次谷などの集水地形で崩壊が発生したと考えられる。花崗岩の風化残積土であるマサ土は脆弱な土層のため、開析斜面(上部)より小さい集水面積でも崩壊が多発したと推定される。

以上のように、開析斜面(上部)および山頂緩斜面では、地下水の影響により発生する「地下水集中型」の崩壊が発生していたと考えられる。一方、開析斜面(下部)領域では地下水の影響が少ない「土砂の抜け落ち型」の崩壊が発生したと想定される。この崩壊要因の違いが、豪雨時の崩壊密度の差に繋がったと推定される。

5. 4. 崩壊形態により異なる崩壊発生評価手法の適用性

異なる崩壊形態をもつ調査地域の崩壊発生危険度を適切に評価できるか、簡易なパラメーターにより広域の表

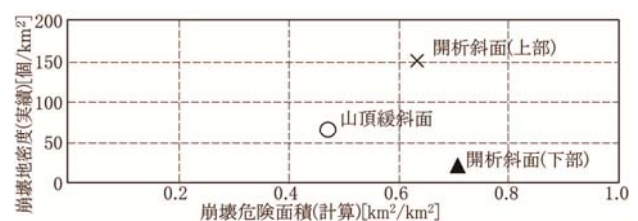


図 5 表層崩壊危険度評価手法の適用結果

層崩壊発生危険度を評価出来る C-SLIDER 法²⁾により、検討を行った。検討には、地形情報として崩壊発生前の LP データ、土層厚は簡易貫入試験を基にした回帰式から算出したデータ、土質定数は土質試験結果を用いた。雨量強度は災害時の最大時間雨量である 72.5mm/hr を適用した。解析結果を図 5 に示す。

計算結果では、開析斜面(下部)が最も危険性が高く、続いて、開析斜面(上部)、山頂緩斜面と評価された。この結果は、崩壊実績とは一致しておらず、特に開析斜面(下部)が実績よりも危険度が高いと評価された。この理由は、前章で述べたように、崩壊要因が異なることが理由と考えられる。つまり、開析斜面(上部)、山頂緩斜面で発生した崩壊のような「地下水集中型」は危険度を評価できるが、開析斜面(下部)のような「土砂の抜け落ち型」は危険度を適切に評価出来なかったことが原因と考えられる。

6. 結論

2009 年に土砂災害が発生した山口県防府市を対象として、崩壊形態と山地の開析状態との関係を明らかにした。崩壊形態は、斜面の開析状態に規制されており、山頂緩斜面及び開析斜面(上部)領域では集水地形において「地下水集中型」の崩壊が発生しており、開析斜面では尾根部付近において「土砂の抜け落ち型」の崩壊が発生していたことを明らかにした。また、この崩壊要因の違いが、崩壊密度に影響を与えていたことを示した。さらに、表層崩壊危険度評価手法(C-SLIDER 法)を適用した結果、崩壊の危険度は、開析斜面(下部)、開析斜面(上部)、山頂緩斜面の順に高く評価され、開析斜面(下部)領域は実際より危険側に評価された。これは、土層構造及び崩壊メカニズムが異なる斜面では同一の危険度評価手法が適用できないことを示している。今後、表層崩壊の危険度評価手法及び、その適用範囲条件について、さらに検討を行い、河道閉塞の湛水に起因する土石流による被害範囲推定技術の高度化技術の開発に貢献する予定である。

7. 謝辞

本研究を実施するにあたり、小山内土砂管理研究グループ長、石塚上席研究員、山越主任研究員、森田主任研究員、武澤研究員、清水研究員をはじめ、土砂管理研究グループの皆様方にはご指導、ご助力を賜りました。また、航空レーザデータ及び山口豪雨災害土砂移動実績調査データを提供して頂いた国土交通省中国地方整備局にお礼申し上げます。ここに厚く感謝の意を表します。

所属：パシフィックコンサルタンツ株式会社

<参考文献>

- 1) 若月 強・石澤岳昂・植竹政樹・川田真也：2009 年 7 月防府市・山口市豪雨災害に置いて花崗岩斜面に発生した土石流と斜面崩壊の特徴、防災科学技術研究所主要災害調査、Vol.44、pp.39-50、2010.9
- 2) 山本慎一・今岡照喜・金丸龍夫・田結庄良昭：山口県中南部、白亜紀防府花崗岩バソリスの岩石学的特徴と帯磁率異方性：貫入・定置機構の解明に向けて、地球科学、Vol.40、pp.415-429、2006.
- 3) 田村圭司・内田太郎・秋山浩一・盛 伸行・寺田秀樹：表層崩壊に起因する土石流の発生危険度評価、土木研究所資料、Vol4129、pp1-34、2009.1

地形特性が崩壊土砂の挙動に与える影響

チーム名等 火山・土石流チーム
氏 名 吉永 子規

1. まえがき

崩壊に起因して発生する土砂災害の形態は、崩壊土砂が崩壊地直下に堆積するか、または土石流化し下流へ流下するかによって異なる。例えば、前者では天然ダムの形成・決壊等による被害が想定され、後者では流下した土石流による直接的な被害が想定される。したがって、今後対策を講じていく上で崩壊土砂の挙動を想定することは重要である。

これまで、崩壊後の土石流化について、地形要因に着目した研究には石川(1999)¹⁾や山田ら(2000)²⁾がある。石川(1999)や山田ら(2000)は、崩壊土砂の河道への流入角度や崩壊土砂流入部での河床勾配が、土石流化する崩壊地との関係が大きいことを明らかにした。また、林ら(2011)³⁾は、天然ダムの発生場の特徴について、崩壊規模と河道地形の曲率(河道の広狭)を整理し、これらが天然ダムの発生場を特徴づけるとしている。

しかしながら、既往の研究で検討されている地形要因は、崩壊規模に影響を受けるものと考えられるが、それに関しては評価されていない。例えば、図-1 のように同様の河道地形においても、左図のように、河道における崩壊土砂を流下させる能力に対し崩壊土砂が大きいものは、崩壊土砂が崩壊地直下に堆積し、天然ダムを形成する「堆積型」になりやすく、逆に右図のように、崩壊土砂が小さいものは崩壊土砂が土石流となる「流下型」になりやすいと考えられる。

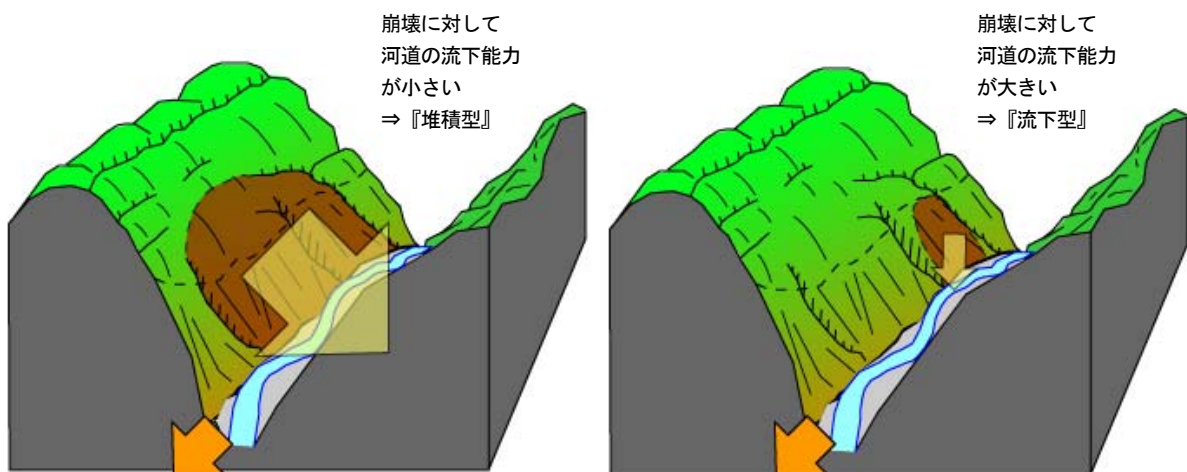


図-1 崩壊規模と崩壊地直下の地形条件の概念図

2. 研究目的

本検討では、崩壊地から河道への供給条件と崩壊規模を考慮した崩壊地直下の河道の地形条件に着目し、それらが崩壊土砂の挙動（堆積型・流下型）に与える影響について明らかにすることを目的に、分析を行った。

3. 研究方法

本検討では、崩壊土砂の挙動は、河道の地形条件に対する崩壊地からの供給条件の大きさに、影響を受けているものと考えた。この時、崩壊地からの供給条件は、土木研究所(2012)⁴⁾におけるハイドログラフの設定手法を参考に算出したピーク流量をもって評価した。また、河道の地形条件は、最大崩壊深と同等の水深を想定した河道断面が流しうる流量を Manning 式より算出し評価した。

3.1 対象事例

対象とした崩壊地は、平成23年8月の台風12号により奈良県五條市および十津川村で発生した崩壊地6箇所と、平成23年7月の台風6号により高知県北川村で発生した崩壊地3箇所の計9箇所である。

崩壊前後の航空レーザー測量データ（以下、LPと標記）およびオルソ画像を元に崩壊地ポリゴンを作成し、崩壊地と崩壊地直下の河道部において、各メッシュの差分量を計測した。このとき、差分量は崩壊後と崩壊前の標高差とメッシュの面積の積とした。このうち、差分量が0未満のメッシュの範囲を崩壊部とし、差分量の総和を崩壊量、0以上のメッシュの範囲を堆積部とし、差分量の総和を堆積量とした。算出した崩壊量と堆積量を用いて、崩壊量・堆積量比を算出した（表-1）。

表-1 対象崩壊地一覧

崩壊地名	発生箇所	災害名	崩壊量・堆積量比
辻堂	奈良県五條市	平成23年台風12号	44%
宇井	奈良県五條市	平成23年台風12号	58%
川原樋	奈良県五條市	平成23年台風12号	56%
赤谷	奈良県五條市	平成23年台風12号	81%
長殿	奈良県十津川村	平成23年台風12号	109%
テラ谷	奈良県十津川村	平成23年台風12号	14%
平鍋	高知県北川村	平成23年台風6号	1%
小島	高知県北川村	平成23年台風6号	0%
和田	高知県北川村	平成23年台風6号	47%

3.2 崩壊地からの供給条件の算出

崩壊地からの供給条件は、上記で作成した崩壊地ポリゴンと崩壊前後のLPの差分量から崩壊規模を計測し算出した。崩壊土砂量は上記で算出した崩壊量とした。また、崩壊部において斜面最頂部を起点に斜面方向に崩壊中心線を作成し、崩壊中心線上の崩壊部の距離を崩壊長、崩壊中心線に直行する横断線のうち、崩壊幅が最大となる距離を崩壊幅とした（図-2）。また、崩壊後のLPより崩壊部の斜面勾配を計測した。その他のパラメーターは、土木研究所(2012)⁴⁾に記載されている値を参照し、崩壊地からの供給条件を算出した。

3.3 河道の地形条件の算出

河道の地形条件は、崩壊前のLPを用いて作成した河道断面を用いて算出した。まず、崩壊前のLPより5mコンターの等高線図を作成し、これを参考に河道ラインを設定した。次に、河道ラインに直行する横断図を、河道ラインと崩壊中心線とが交わる点を基点に上流100m、下流300mの区間において50m間隔で作成した(図-3)。作成した横断図において、崩壊前後のLPの差分より求めた最大崩壊深と同等の水深を想定し、断面積と潤辺を計測した。また、各断面について上流100m区間における河床勾配を計測した。以上の計測結果を元に、河道の地形条件を算出した。

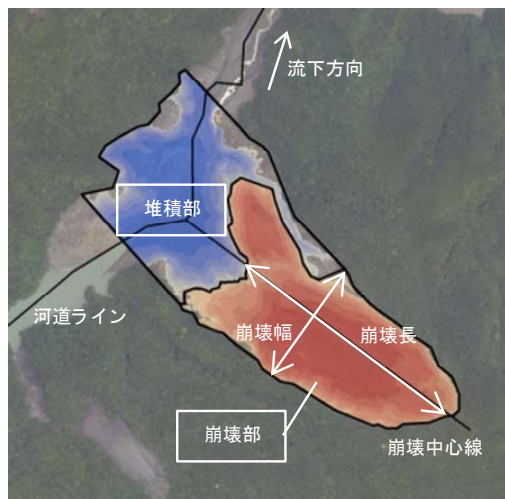


図-2 崩壊規模計測の概念図(赤谷の事例)

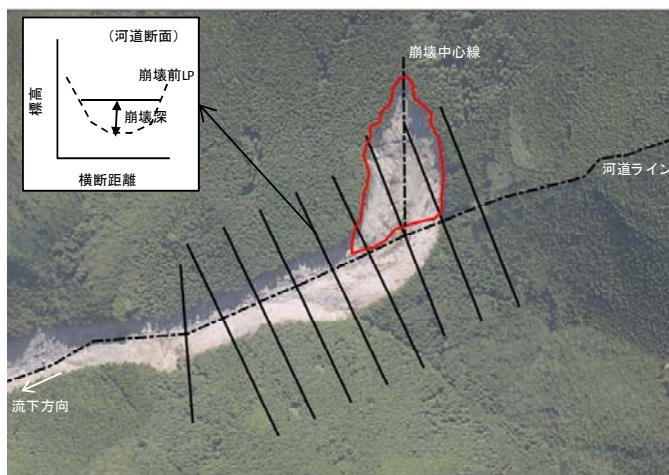


図-3 河道断面計測の概念図(平鍋の事例)

4. 研究結果

崩壊地からの供給条件と河道の地形条件を算出した結果の一例として、赤谷の事例を図-4に示す。赤谷での崩壊地からの入力条件は約 $2.0 \times 10^7 \text{ m}^3/\text{s}$ であった。それに対し、河道の地形条件は、崩壊地直下で比較的大きく約 $3.0 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{s}$ であるが、その上下流河道では $5 \times 10^5 \text{ m}^3/\text{s}$ 程度であり、河道の地形条件に対し崩壊地からの供給条件は40倍程度であった。

図-5に、対象事例での算出結果を示す。図中の実線は崩壊地からの供給条件と河道の地形条件の大きさが等しい関係を示す。本検討で対象とした崩壊地は、崩壊地からの供給条件と河道の地形条件で、比較的実線から離れた地点にプロットされるAグループと、実線に近い地点にプロットされるBグループの2つのグループに区別することができた。つまり、AグループはBグループに比べ、河道の地形条件に対する崩壊地からの供給条件が大きいことがわかった。また、Aグループは表-1に示した崩壊量と堆積量の比がすべての崩壊地で50%以上であり、崩壊地直下に堆積する崩壊土砂の割合が大きく、堆積型になりやすいと考えられる。

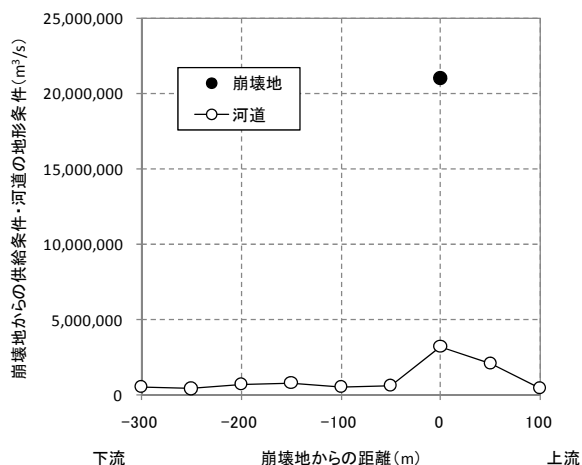


図-4 供給条件と地形条件の算出結果(赤谷の事例)

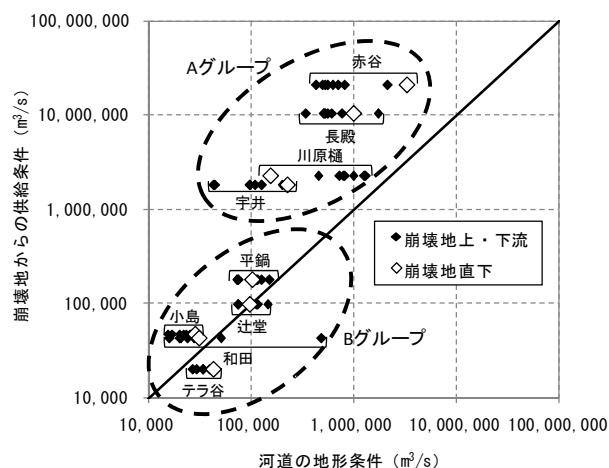


図-5 供給条件と地形条件の比較

5. 結論

本検討では既往の崩壊地について、崩壊地から河道への供給条件と崩壊地直下の河道の地形条件に着目し、それらが崩壊土砂の挙動に与える影響を分析した。その結果、崩壊土砂の挙動は、河道の地形条件に対する崩壊地からの供給条件の大きさに、影響を受けているものと考えられた。しかしながら、本検討に用いた事例は9箇所のみであり、他の崩壊地においても同様な傾向が確認できるかについては、引き続き検討が必要である。

6. 謝辞

本研究を実施するにあたり、土砂管理研究グループ火山・土石流チームの皆様には多大なるご指導、ご助力を賜りました。また、国土交通省近畿地方整備局および国土交通省四国地方整備局四国山地砂防事務所には、LPおよびオルソ画像を提供して頂きました。ここに厚く感謝の意を表します。

所属：株式会社 インボックス

<参考文献>

- 1) 石川芳治、「地震による土石流の発生に係わる地形、地質条件」、砂防学会誌、Vol. 51、No. 5、p. 35-42、1999
- 2) 山田孝・南哲行・菊池英明・三浦郁人、「複合型土石流の発生に関与する地形要因についての統計的解析」、砂防学会誌、Vol. 53、No. 4、p. 23-29、2000
- 3) 林一成・田中頼博・阿部真郎・若井明彦、「地震時における天然ダム発生場の特徴について」、第60回平成23年度砂防学会研究発表会概要集、p. 154-155、2011
- 4) 土木研究所、「深層崩壊に起因する土石流の流下・氾濫計算マニュアル(案)」、土木研究所資料第4240号、2012

道路の崩落危険斜面における危機管理手法の研究 ー流量指標を用いた土砂災害発生ポテンシャル評価の試みー

チーム名等 地すべりチーム
氏 名 坂野 弘太郎

1. はじめに

近年豪雨により地すべり・深層崩壊等の大規模土砂災害が頻繁に発生しており、警戒避難の対応をとる上でこれらの発生ポテンシャルを把握することは非常に重要である。地下水を誘因とする斜面災害における災害発生ポテンシャルが高い状態とは、斜面の地下水位（圧）が特に高い状態と考えられる。しかし、地下水の観測は限られた個々の地点のみで行われていることから広域の災害発生ポテンシャル評価には向いていない。本稿では中谷ら¹⁾²⁾³⁾によって北陸地方で広域水文指標として検討がなされたダム流入量を指標として、平成23年台風12号で発生した大規模土砂災害発生ポテンシャル評価を試みた結果について報告する。

2. 調査方法

2.1 対象範囲及び収集データ

対象とする範囲は、平成23年台風12号によって大規模な土砂災害が集中した奈良県南西部（五條市南部、野迫川村、十津川村）を対象とした。

1) 災害データ

国土交通省の土砂災害データより、平成23年台風12号によって発生した地すべりのうち発生時刻の登録のあるもの、及び奈良県深層崩壊対策室のホームページに公表されている資料から、同じく台風12号によって発生した深層崩壊のうち発生時刻の記載のあるものを使用した（表-1）。

2) 水文データ

・ダム流入量

人為的な影響を排除するため最上流に位置するAダムを選定し、1時間毎のダム平均流入量（ m^3/s ）を使用した。

・降水量

Aダムに最も近い気象庁の風屋観測所の時間降水量（ mm/h ）を使用した。

・地下水位

折立地区地すべりの1時間毎の観測水位（ m ）を使用した。

各データの位置を図-1に示す。

表-1 対象とする土砂災害

	発生場所	地区名	経度	緯度	崩壊発生日時
地すべり	吉野郡十津川村今西	今西地区	135.746	33.996	2011/9/4 12:00
	吉野郡十津川村宇宮原	宇宮原地区	135.769	34.120	2011/9/4 11:00
	吉野郡十津川村折立	折立地区	135.801	33.967	2011/9/4 9:00
	吉野郡十津川村小井	小井地区	135.800	34.015	2011/9/4 10:00
深層崩壊	五條市大塔町清水	宇井地区	135.742	34.155	2011/9/4 7:07
	五條市大塔町清水	清水地区	135.741	34.136	2011/9/3 19:00
	吉野郡野迫川村北股	北股地区(岩谷)	135.644	34.145	2011/9/4 10:10
	吉野郡十津川村宇宮原、旭	長殿地区(濁谷川)	135.772	34.128	2011/9/4 3:00
	吉野郡十津川村宇宮原	長殿地区	135.773	34.121	2011/9/4 3:00
	吉野郡十津川村野尻	野尻地区	135.802	34.037	2011/9/3 18:38



図-1 災害発生箇所、ダム、観測所位置図

2.2 解析手法

1 時間毎のダム平均流入量及び時間降水量の 10 年分 (2002.1.1～2011.12.31) の観測結果を母数とし、各時間のデータについて式 1 を用いて正規化した偏差を作成した。台風 12 号接近中の 2011 年 9 月 1 日からの 4 日間の偏差の推移と地すべり・深層崩壊の発生タイミングの関係について分析を行った。また流入量及び降水量の偏差と地下水位の推移についても比較を行った。1 時間毎の値に加えて 3,6,12,24,48,72 時間積算の流入量及び降水量の値についても同様に正規化した偏差を作成し分析を実施した

正規化による偏差の定義式

$$E(x) = \frac{x - \mu}{\sigma} \quad (\text{式 1})$$

E(X): Xの偏差
 X: 実測値
 μ : 平均値
 σ : 標準偏差

3. 調査結果

3.1 災害発生タイミングとダム流入量偏差、降水量偏差の推移状況

図-2 は 9 月 1 日～4 日までの流入量偏差、降水量偏差、地すべり・深層崩壊発生時期及び地下水位を示したものである。24 時間積算の流入量偏差と降水量偏差のピークを比較すると、流入量偏差のピークは 9 月 4 日 2:00 に 37、降水量偏差のピークは 9 月 4 日の 5:00 に 27 となっており、流入量偏差の方がピークの値が

大きい。また、降水量偏差は期間を通してなだらかなピークを描く傾向があり流入量偏差の方がピークが鋭く表れている。

地すべり・深層崩壊は9月3日19:00~9月4日12:00に集中して発生しており、24時間積算ダム流入量偏差が概ね30以上となる期間と一致しているが、降水量偏差についてはこの期間を一定の偏差以上という形で捉えることは難しい。

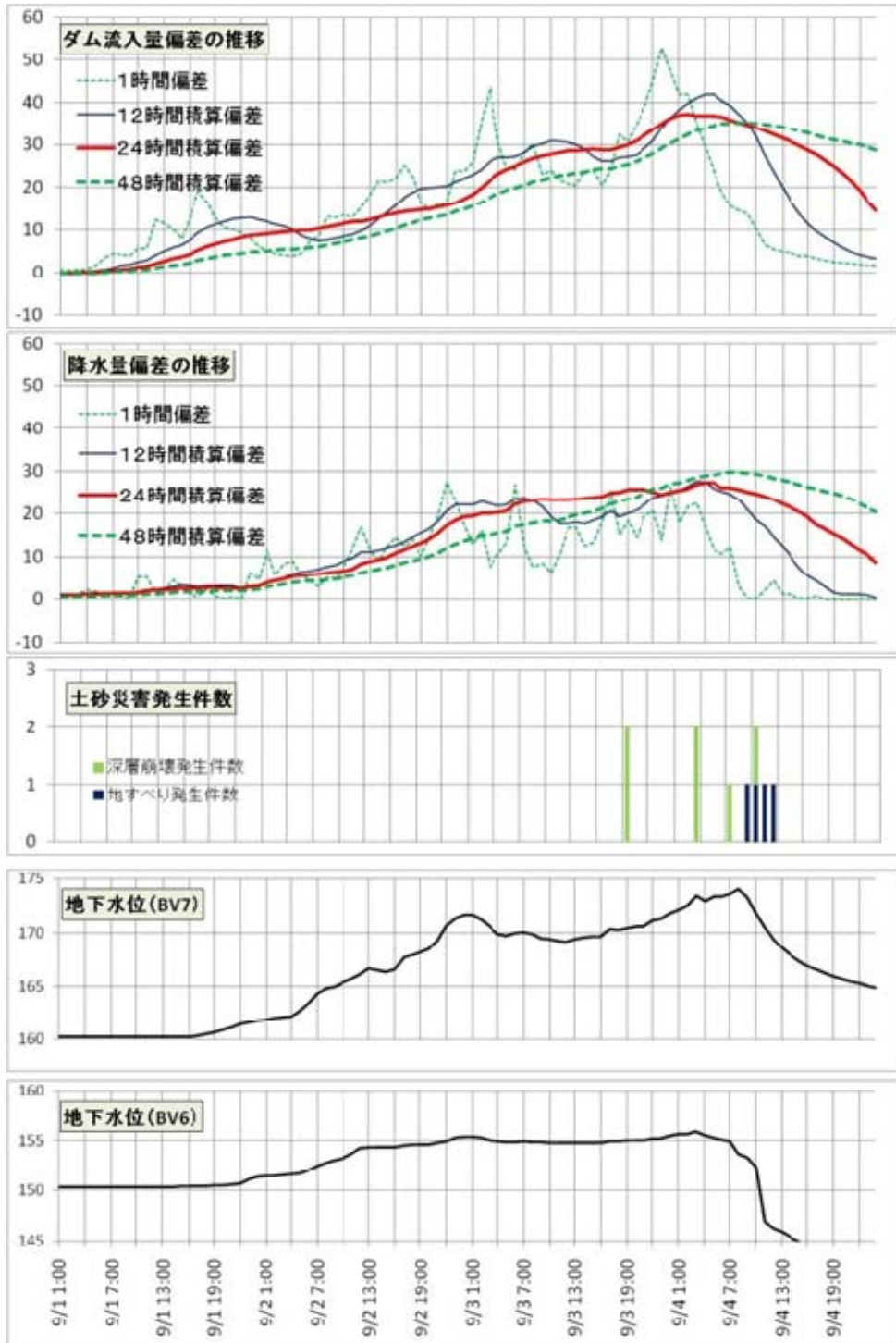


図-2 ダム流入量偏差、降水量偏差の推移と土砂災害発生件数、地下水位観測結果

3.2 地下水位とダム流入量偏差と降水量偏差の推移状況

折立地区地すべりの観測孔の中で、地表の地盤伸縮計の動きと連動性のよい BV6,BV7 の地下水位と流入量偏差、降水量偏差の比較を行った (図-2)。

BV6,BV7 の水位変化のグラフ形状は、同じ地すべり地内ではあってもグラフの形状はよく似ていない。しかし、ピーク時間や大きさに相違はあるもののピークが2つある点や全体のカーブの形については同じ特徴を有していると言える。また、一方これは12時間流入量偏差のグラフ形状もそのレベルでは同じ程度で似ていると言えそうである。

4. 考察

ダム流入量偏差は降水量偏差に比べてピークが鋭く表れていることから、ポテンシャル評価を行う指標として用いた際には空振りを含む超過日数を少なくできることが期待され、雨量指標に比べると優れている可能性がある。また、今回の検討事例では24時間積算流入量偏差は土砂災害発生期間を偏差30以上で捉えており、発生の始まりと終わりを同じ基準(偏差)で表すことができ、ポテンシャルを評価する上で明解な指標となりうる可能性がある。最後に、ダムへの流入量は流域からの流出量をダイレクトに観測しており、土砂災害に対する警戒を解除する際には機械的に計算される雨量指標よりも流入量指標の低下が直感的に理解できることから有用な指標と考えられる。

5. おわりに

本試みは大規模な土砂災害事例として、2011年の台風12号によって奈良県で発生した災害を対象としたが、豪雨によって同時多発的に発生した他の事例についても調査を実施しデータの蓄積を進めることで精度をあげていく必要がある。また、流入量指標については観測点の数を増やすことを目的として、ダム流入量以外に河川水位等の活用についての調査も実施していく予定である

6. 謝辞

本研究を行うにあたり多大なるご指導を賜りました土砂管理研究グループ地すべりチームの武士上席研究員、三輪主任研究員、杉本主任研究員ならびに同チームの皆様記して深く感謝の意を表します。

所属：奈良県

<参考文献>

- 1) 中谷洋明ほか(2008)：北陸地方における地すべり発生に関する広域水文指標の検討，日本地すべり学会誌, Vol.44, No.5, pp.22-32
- 2) 北陸地方地すべり注意基準案検討委員会(2008)：北信越地方地すべり注意基準案検討報告書
- 3) 中谷洋明ほか(2005)：甚之助谷地すべりの挙動と手取川ダム流入量の関係，日本地すべり学会誌, Vol.42, No.1, pp.74-79

地すべりの3次元構造と地すべりの安定度の評価に関する研究

チーム名等 地すべりチーム

氏 名 樽角 晃

1. まえがき

地すべりの安定度を精度良く評価するには三次元的に評価することが望ましい。本研究では、樹脂固定法等によるすべり面の三次元構造調査手法や地すべりの安定度評価手法等について検討を行う。

2. 研究目的

地すべり対策技術の高度化を図るため地すべり土塊の側面抵抗を考慮したすべり面強度定数の設定手法の開発を行い、これらを考慮した三次元解析による地すべりの安定性評価手法を提案するものである。

3. 研究方法

すべり面の各部分のすべり面の構造や土質強度の調査を行う。具体的には、深礎工や高品質なボーリング調査により、すべり面の各部分（頭部、末端部、底部、側部等）のすべり面の構造（すべり面粘土の形成状態、基岩の破碎状態等）や土質強度を調査する。また、すべり面樹脂固定すべり面標本試料を収集し、微細構造観察を行ってすべり面等を認定するための項目の抽出と整理を行い、地すべりの各部分のすべり面の認定手法の検討を行う。

4. すべり面の観察事例の紹介

樹脂固定法による標本試料を用いた観察事例として、石川県南部の甚之助谷地すべり及び奈良県と大阪府の県境に位置する亀の瀬地すべりで採取されたコアのすべり面近傍の基盤の剪断構造の観察結果を紹介する。

4.1 甚之助谷地すべり

4.1.1 甚之助谷地すべりの概要

甚之助谷地すべりにおいて最大の地すべり地形をなす中間尾根ブロックは、別当谷、甚之助谷に挟まれた幅約300m、延長1km以上の尾根地形をなす。基盤岩は砂岩および砂岩頁岩互層からなる白亜紀の手取層群で、層理面は南～南東傾斜である。

4.1.2 動態観測結果

地表の観測では、全ての観測地点で中間尾根ブロックの長軸方向にほぼ平行な水平変位が観測されている²⁾。鉛

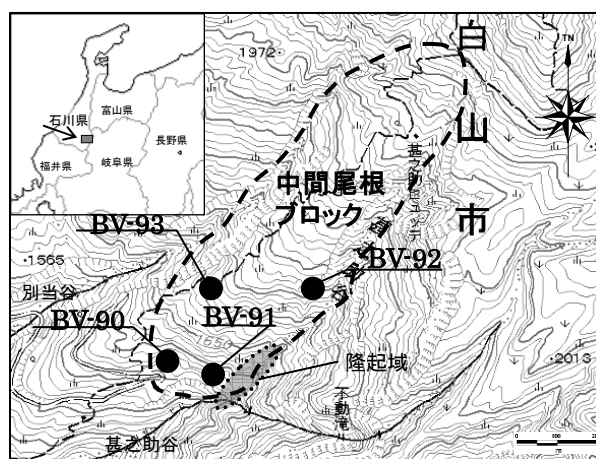


図-1 ボーリング位置図

直変位は多くの地点で沈下が観測されているが、甚之助谷の地すべり末端の一部では隆起が観測されている。H22年10月～H23年6月間の孔内傾斜計では、BV-90孔は深度31mで挿入不能となり、BV-91孔では深度31m及び深度33m付近に比較的大きなせん断変位が確認された。

4.1.3 樹脂固定すべり面標本の観察結果

樹脂固定すべり面標本は、図-3に示す範囲を4孔のボーリングコアを用いて作製した。図-3では、すべり面を挟んで上位には、礫の岩種、粒径、長軸の向き、色調に違いによる「縞状の構造」が認められる部分や逆に礫の配列等が認められない部分や亀裂の発達した岩盤等が観察された。また、すべり面の下位には、すべり面と斜交する小亀裂が密に発達したダメージゾーンが観察され、その亀裂はさらに下位に行くにつれて少なくなっていく様子が観察された。

図-4のBV-90孔深度31mの主すべり面は、連続性がよく、傾斜は約25°で順傾斜である。基盤の細粒砂岩には、主すべり面と平行または低角度に斜交する剪断面がみられる。図-4のBV-91孔深度33m付近では、主すべり面は約20°の逆傾斜である。基盤の砂岩泥岩互層には主すべり面に斜交した剪断面がみられる²⁾。また、すべり面直上の移動体には、流紋岩礫が含まれ、礫の周囲にはさらに破碎され細くなった礫がたなびくように分布する。図-4のBV-92孔の亀裂の発達した岩盤の上面には、連続性の良い剪断面が発達し、さらにこの上位には礫の配列等の構造が不明瞭の部分分布するなどBV-90、91のすべり面周辺と似た構造が見られる。また、図-5のBV-91深度31m付近では、流紋岩、砂岩、泥岩が各々の同種の礫を含むゾーンとして分布し、それぞれの礫とさらに破碎され細粒となった礫が数珠つなぎのように連なりながら引き伸ばされ右上がりに分布する。

次に、既往調査結果から地すべり移動体に相当するBV-93孔深度75m付近にて、樹脂固定標本を地すべり移動方向とこれに直行する方向の2方向で観察した。図-6のすべり面方向での切断面では、泥岩に挟まれた流紋岩は、細礫を含みながら幅数mmの薄層として観察されるが、これに直行する方向で切断した面での

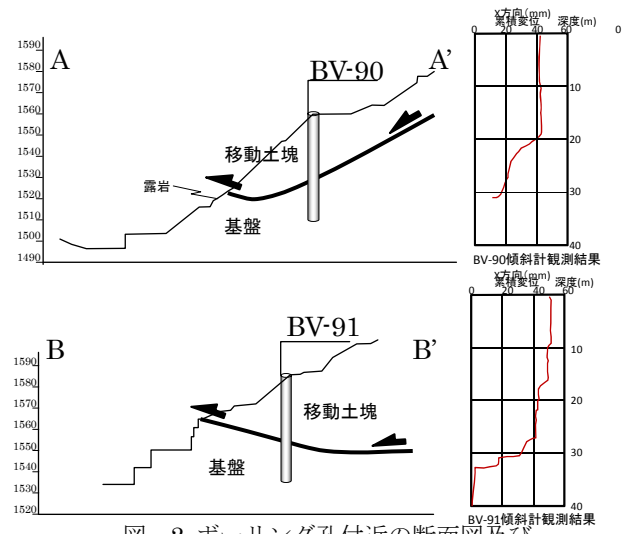


図-2 ボーリング孔付近の断面図及び孔内傾斜計観測結果

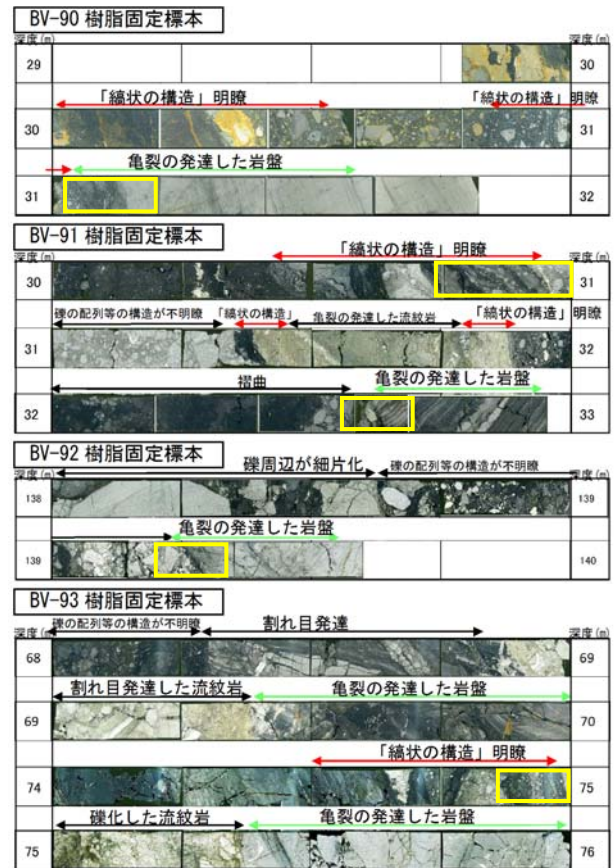


図-3 樹脂固定すべり面標本と観察結果概要(四角で囲われた範囲は、図-4~6の位置を示す)

流紋岩を含む層は、幅数 cm と膨らみ、レンズ状となる。

4.1.4 変位区間の地質構造(脆性破壊と延性変形)

孔内傾斜計により変位が観測される BV-90 深度 31m 付近の基盤岩には、剪断面が発達し、変位に伴って基盤岩に脆性的な破壊が生じたことが認められた。BV-91 孔の変位が観測された最下端の深度 33m 付近の基盤には、BV-90 と同様に亀裂が発達した脆性的な破壊が認められるが、すべり面直上には、同種の細片を伴う礫が引き伸ばされたような延性的な変形が認められた。また、地すべり土塊中の深度 31m の変位区間には、同種の細片を伴う礫が引き伸ばされた変形組織が折り重なって、「縞状の構造」を形成していると考えられた。つまり、地すべり変位により延性的に変形したことで、この区間には、「縞状の構造」が形成されたと考えられた。

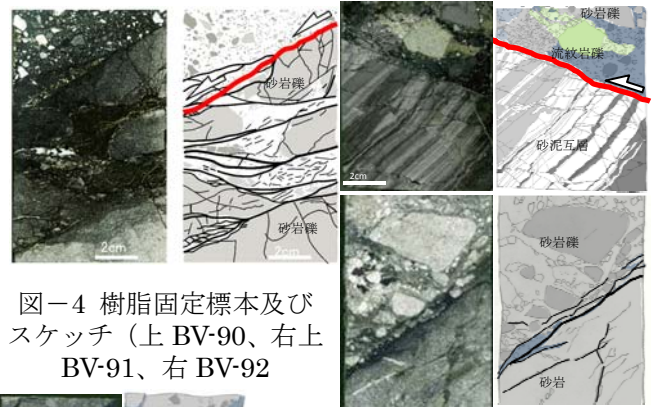


図-4 樹脂固定標本及びスケッチ(上 BV-90、右上 BV-91、右 BV-92)

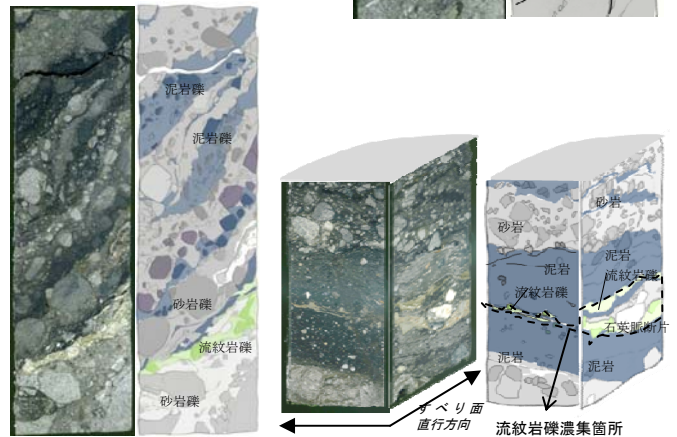


図-5 BV-91 観察結果

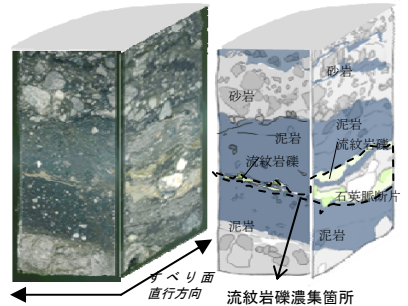


図-6 BV-93 観察結果

4.2 亀の瀬地すべりの事例

4.2.1 亀の瀬地すべりの概要

亀の瀬地すべりは大阪府と奈良県境に位置する幅約 1km 長さ約 1.1km、最大深さ約 70m、推定移動土塊量 1,500 万 m³ の大規模な地すべりである(図-7、8)。調査地の地質は、新生代新第三紀の堆積岩類を主体とし、下位より定ヶ城累層の旧期ドロコロ溶岩、亀の瀬礫層、新期ドロコロ溶岩が分布しており、亀の瀬礫層と新期ドロコロ溶岩の境界付近にすべり面が形成されている。



図-7 地すべり平面図

4.2.2 樹脂固定標本観察結果

樹脂固定標本は、図-7 の Bor.1 地点において、すべり面を挟んだ 12m 区間の孔径 86mm コアを対象に作製した。図-9 に樹脂固定標本のスキャン画像と観察結果を示す。

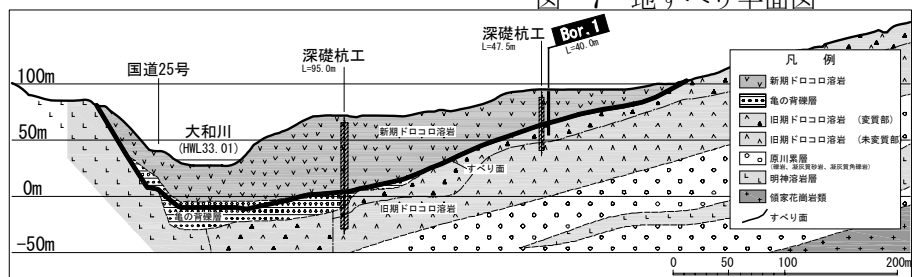


図-8 地すべり断面図

新期ドロコロ溶岩(移動土塊)は、φ10~100mmの角礫と礫間を充填する細礫~砂状の破碎部からなる。この区間では、礫内の初生的

な流理構造の姿勢が保存され乱れずに角礫化がおきている区間と、礫ごとに流理構造の姿勢が異なる区間に分類される。亀の瀬礫層は下位より①基底礫層、②赤色砂岩層、③縞状の暗灰色粘土層（拡大写真c）、④安山岩、花崗岩の円磨礫を含む砂質粘土層で構成されている。③では、粒径、岩種（安山岩や花崗岩）、風化度の異なる礫が数 mm～数 cm のバンドをなし、微褶曲や小断層により変形した構造、礫の摩耗や引き延ばされた構造や、②上面では傾斜

30° 程度の雁行状の構造が観察される。Bor.1 地点では主すべり面は③で、②上面と④は地すべり活動により変形した区間と考えられる。この地点では、③の破碎粘土区間で繰り返し地すべり変形していると考えられる。

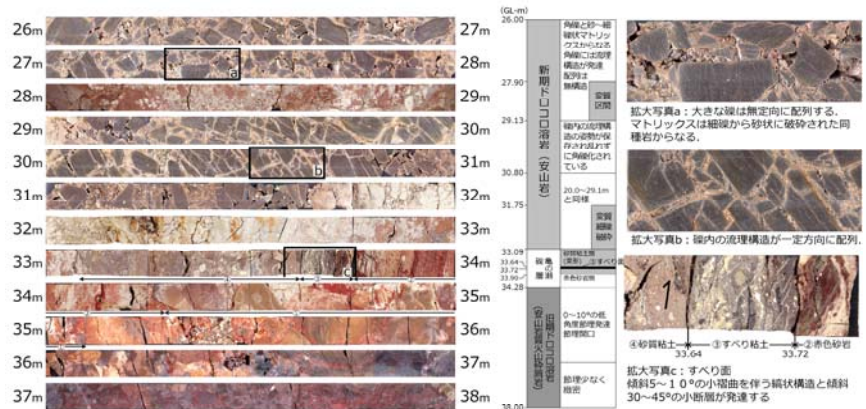


図-9 樹脂固定標本のスキャン画像と観察結果

5. 今後の研究方針

樹脂固定法による研磨標本の分析によって、従来手法に付加して、詳細にすべり面等の微細構造が把握できることがわかった。今後も、すべり面や基盤の弱部等、様々な種類について、樹脂固定法による試料作製、観察を行い、すべり面の破碎構造、地すべりの各部分でのすべり面の構造、土質強度の調査を積み重ねて、すべり面の三次元構造を把握する基礎資料を得る方針である。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導を賜りました武士上席研究員、杉本主任研究員、土砂管理研究グループ地すべりチームの皆様、ならびに試料採取及び分析にご協力いただきました関係各位に深く感謝申し上げます。

所 属 東北ボーリング株式会社

<参考文献>

- 1) 武士ほか (2012) : 樹脂固定法によるすべり面標本の作成マニュアル (案)、土木研究所資料 4227 号。
- 2) 武士ほか (2011) : ボーリングコアの研磨片の観察によるすべり面の基盤の剪断構造について、日本地すべり学会第 50 回研究発表会概要集
- 3) 狩野謙一・村田明広(1998) : 構造地質学、朝倉書店、298p
- 4) 田中ほか (2003) : 亀の瀬地すべりにおける排水トンネルの水文地質的位置付け、日本地すべり学会誌、Vol.40、No.3、pp.224-232

(引用文献)

- 1) 武士ほか (2012) : 樹脂固定すべり面標本の観察によるすべり面の地質構造と動態観測結果の比較―甚之助谷地すべりの事例―、平成 24 年度研究発表会、応用地質学会
- 2) 武士ほか (2012) : 樹脂固定すべり面の標本の観察による地すべり土塊の鉛直微細構造について―亀の瀬地すべりの例―、平成 24 年度研究発表会、応用地質学会

流動化する地すべりのメカニズムに関する研究

チーム名等 地すべりチーム
氏 名 中野 英樹

1. まえがき

地すべりの中には、長距離を流動して被災範囲が広範囲におよび、大きな災害になるものが少なからず存在する。近年では2011年東北地方太平洋沖地震にて震度6強の揺れを観測した福島県白河周辺の丘陵地で土砂災害が多発し、その中でも白河市葉ノ木平地区では比較的長距離を流動した地すべりが発生し、死者13名の大災害となった。

このような被害を防止するためには、警戒避難を的確に実施する体制の整備が急務であり、流動化する地すべりの発生箇所・到達範囲の予測手法の開発が必要と考えられることから、流動化する地すべりの発生メカニズムの解明のための調査の結果について報告する。

2. 研究目的

本研究では流動化する地すべりのうち、地震が発生誘因となった火山噴出物堆積地域における長距離を流動した初生地すべりのメカニズムの解明を行い、発生箇所及び到達範囲の予測手法の開発につなげることを目的とする。

3. 研究方法

調査対象としたのは、1968年十勝沖地震、1978年伊豆大島近海地震、2011年東北地方太平洋沖地震などの地震を誘因とし、火山噴出物堆積地域で長距離を流動した地すべり（崩壊）発生地域である。

葉ノ木平などについては被災直後から調査が行われ、発生箇所の特徴や発生機構について検討されてきた^{1) 2)}。

その結果、下部谷壁斜面の拡大によって脚部が侵食されて不安定化した頂部斜面から上部谷壁斜面が地震により揺さぶられたことで、硬軟境界部に応力が集中し、流れ盤による連続した弱層（風化テフラ層）がすべり面となって地すべりが発生したと考えられている。また、頂部斜面から上部谷壁斜面には埋積谷があり、そこに堆積していたテフラ層は風化が進行して、弱層が形成されていたと考えられている。

今回、葉ノ木平などと同様の調査手法を用いて、比較のために1968年十勝沖地震（八戸周辺）、1978年伊豆大島近海地震（河津町見高入谷）で調査を行った。地すべりが発生した斜面の地形的な特徴を把握するために、地震発生前後の空中写真の実体視判読および地震発生後のレーザープロファイラー（LP）によるDEMから作成した地形図、傾斜分布図の判読によって斜面微地形分類図を作成した。作成に当たっては田村（1987）³⁾の丘陵地の微地形分類手法を参考にした。

また、地すべり発生斜面の地質については、地すべり地の滑落崖・側方崖・すべり面において、すべり面となった付近を中心に地質の観察を行った。また、地質を観察した断面において山中式土壌硬度計による硬度の測定を行った。

4. 調査結果

4.1 1978年伊豆大島近海地震による斜面変動調査（静岡県賀茂郡河津町）

4.1.1 斜面微地形分類

図1に斜面微地形分類図を示す。この地域は大池、小池などの火山噴火口が残存し、火山噴出物・泥流を構成物とする火山起源の堆積面が緩斜面の原面である。崩壊発生域と微地形分類の関係から見ると、上部谷壁斜面と下部谷壁斜面の境の遷急線付近から上部谷壁斜面が崩壊するタイプが多い。規模が大きい七廻、大池、大池東は、東に向けた尾根の先端に上部谷壁斜面が広く広がるという共通の特徴があり、これらの上部谷壁斜面は直線型（縦断形、横断形）の斜面形である。

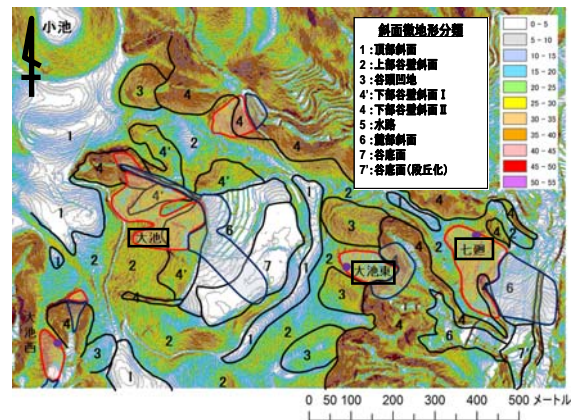


図1. 斜面微地形分類図

4.1.2 現地における断面調査結果

図2に現地調査で得られた断面プロファイルを示す。大池東では、上位から褐色ローム、黄褐色スコリア、砂質火山灰、スコリア混じり褐色ローム、褐色ロームの層順が観察された。砂質火山灰層は上下の層に比較して硬度が高く、下位のスコリア混じり褐色ローム層は硬度が低い結果となり七廻や大池西と類似した硬度プロファイルが得られた。また、当箇所は地すべりブロック側壁の落ち残りであることが周辺地形から推定され、スコリア混じり褐色ローム中に擦痕が観察されたことから、スコリア混じり褐色ロームがすべり層と推定された。

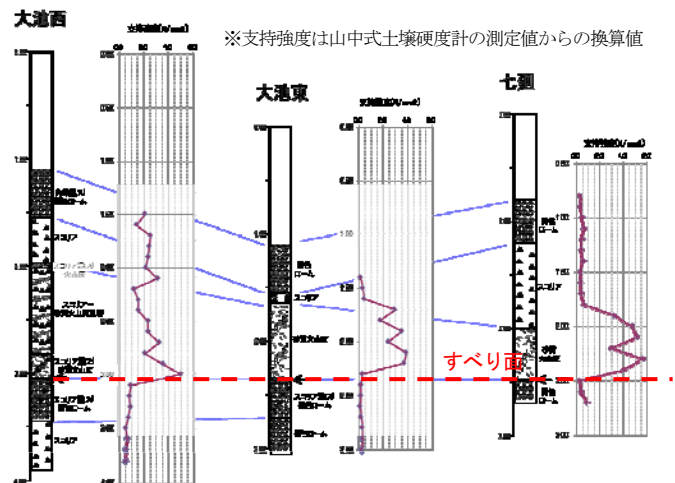


図2. 断面プロファイル

4.1.3 地すべり発生箇所の特徴と発生機構

地すべりの発生箇所の特徴と発生機構を図3にまとめる。

上部谷壁斜面と下部谷壁斜面の境の遷急線付近から上部谷壁斜面が崩壊するタイプが多く、下部谷壁斜面の拡大によって脚部が侵食されて不安定化が進行していた上部谷壁斜面が地震により揺さぶられたことで、硬軟境界部に応力が集中し、流れ盤による連続した弱層（古土壤や褐色ローム）がすべり面となって地すべりが発生したと考えられる。

また、尾根先端であったことにより地震動が増幅したことも要因のひとつと考えられる。

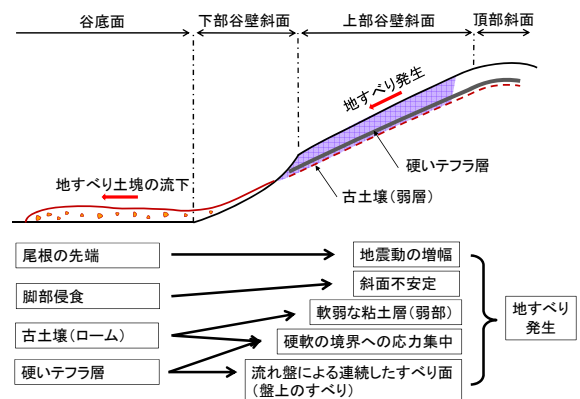


図3. 崩壊発生機構と発生要因の模式図

4.2 1968年十勝沖地震による斜面変動調査（青森県八戸市ほか）

4.2.1 斜面微地形分類

図4に斜面微地形分類図を示す。崩壊発生域と地形分類の関係を見ると、①比較的小規模な谷頭凹地全体を発生域とするタイプ、②上部谷壁斜面と下部谷壁斜面の境の遷急線付近から平滑な上部谷壁斜面が崩壊するタイプの2タイプに分けられた。これらは、堀田ら（1968）による崩壊形態の区分によれば、①は丸のみ状崩壊に、②は板状崩壊に相当する。丸のみ状崩壊の発生域となっている谷頭凹地は地下水が集まりやすく、貯まりやすい地形環境であると考えられる。また、谷頭凹地が比較的深い形状であることは、火山灰降灰直後の風や降雨による二次移動が生じやすく、崩壊物質の堆積と関係している可能性が考えられる。

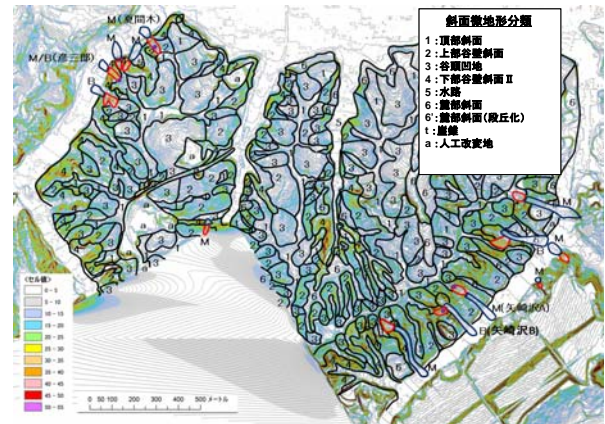


図4. 斜面微地形分類図

4.2.2 現地における断面調査結果

図5に現地調査で得られた断面プロフィールを示す。中筒Aを除き、黄褐色火山灰層とHP（八戸軽石）層の間の「砂質火山灰と軽石混じり火山灰」（吉田・千木良、2012）⁴⁾に相当する層準付近がすべり面となっていた。側方崖で連続的な表層地質が観察できた彦三郎（丸のみ状崩壊）では、すべり面と考えられる「砂質火山灰と軽石混じり火山灰」は、軽石質火山灰層、砂質火山灰層、軽石混じりシルト質火山灰層と変化し、

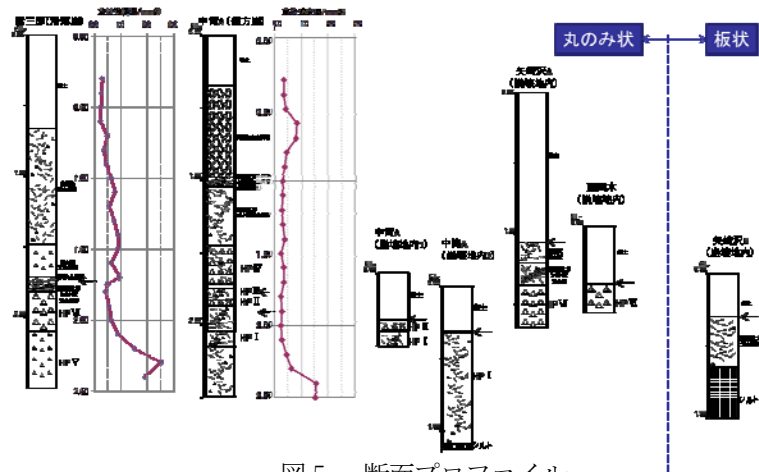


図5. 断面プロフィール

硬度が不均一な箇所であり、軽石質火山灰層と軽石混じりシルト質火山灰層は比較的強度が弱い層となっている。また、すべり面付近の軽石混じりシルト質火山灰層から上位は褐色風化しており、その上部で風化がより進行していることから、シルト質火山灰層が不透水層となっていると考えられる。

4.2.3 地すべり発生箇所の特徴と発生機構

地すべりの発生箇所の特徴と発生機構を図6にまとめる。

谷頭凹地を発生域とする比較的小規模の崩壊は、谷壁上部の浅い凹所の末端で緩斜面から中・下部の急斜面の境で発生している。横断形、縦断形ともに凹型で水が集まりやすい形状のため風化が進行し、崩壊発生前の多量の先行降雨によりシルト質火山灰層（不透水層）上に高い地下水位が形成されていたと考えられる。この状態で地震動を受けたことで液状化が発生し、流動性が高く長距離移動したと考えられる。

5. 火山噴出物堆積地域における発生要因の比較

4.1~4.2の要素を表1に整理した。

その結果、2011年東北地方太平洋沖地震の白河の事例と1978年伊豆大島近海地震の見高入谷の事例は、発生斜面は上部谷壁斜面（または頂部斜面～上部谷壁斜面）であること、上部谷壁斜面は脚部侵食（下部谷壁斜面）を受けていること、硬いテフラ層の下位に弱層が存在（硬軟境界）することなど共通点が多く、類似事例（上部谷壁斜面タイプ）と考えられる。一方で、1968年十勝沖地震は谷頭凹地で発生していることをはじめとして発生機構が異なり、別のタイプ（谷頭凹地タイプ）の現象と考えられる。

6. まとめ

今後の発生危険度評価を行うに際しては、「上部谷壁斜面タイプ」は、①上部谷壁斜面（または頂部斜面～上部谷壁斜面）の分布、②上部谷壁斜面の脚部侵食（下部谷壁斜面）の発達、③硬いテフラ層の下位に弱層が存在（硬軟境界）などの斜面要素を調査することで、発生箇所の予測につながるものと考えられる。

また、発生箇所の予測を行うにあたり、地形調査についてはLP地形図判読、空中写真判読による微地形分類図を作成することが有効である。地質・土質調査については地表踏査、ボーリング調査等が考えられるが、既往の調査結果等をふまえて効率的に実施する必要があると考えられる。

7. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導を賜りました武土上席研究員、杉本主任研究員、土砂管理研究グループ地すべりチームの皆様へ深く感謝申し上げます。

所属：株式会社エイト日本技術開発

<参考文献>

- 1) 杉本宏之、宇都忠和、本間宏樹、武士俊也：東北地方太平洋沖地震により白河丘陵で発生した地すべりの発生斜面の地形・地質的特徴、土木技術資料、Vol. 54、No. 10、2012。
- 2) 杉本宏之、宇都忠和、本間宏樹、武士俊也：東北地方・太平洋沖地震によって白河丘陵で発生した地すべりの発生箇所の特徴について、平成24年度砂防学会研究発表会講演論文集、pp. 246-247、2012
- 3) 田村俊和：湿潤温帯丘陵地の地形と土壌ペドロジスト、Vol. 31、No. 2、pp. 135-146、1987。
- 4) 吉田昌弘・千木良雅弘：1968年十勝沖地震によって降下火砕物層に発生した崩壊と風化との関連について、応用地質、第52巻、第6号、pp. 213-221、2012。

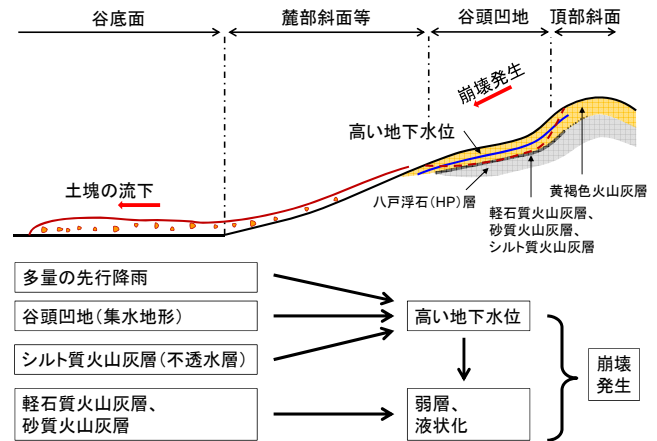


図6. 崩壊発生機構と発生要因の模式図

表1. 火山噴出物堆積地域における発生要因の比較

	1968年十勝沖地震 (八戸：丸のみ状崩壊)	1978年伊豆大島 近海地震(見高入谷)	2011年東北地方 太平洋沖地震(白河)
地形	発生斜面	谷頭凹地	頂部斜面 上部谷壁斜面
	地震動の増幅	—	尾根の末端斜面
	斜面不安定	—	脚部侵食 (下部谷壁斜面)
水文	地下水形成	多量の先行降雨、 谷頭凹地(集水地形)、 火山灰層(不透水層)	—
	軟弱層の存在	—	古土壌(ローム)
地質・土質	液状化(強度低下)	軽石質火山灰層? 砂質火山灰層?	?
	硬軟境界への 応力集中	—	硬いテフラ層
	連続したすべり面 の形成	—	斜面に厚く堆積したテ フラ(盤上のすべり)
			風化テフラ 埋積谷

地震時における地すべり抑止工の効果に関する研究

チーム名等 地すべりチーム
氏 名 野田 稔久

1. まえがき

地すべり対策工として抑止工を検討する時、地震力を作用させた場合の必要抑止力は考慮されていない。これはこれまで地震で地すべり抑止工が破壊され、大規模な地すべりを誘発するような事例がほとんどなく、通常の地下水位の影響のみを考慮した設計手法にて検討された安全率で地震時の安定を保てると考えられているためである。しかしながら、近年発生している平成 19 年能登半島沖地震・平成 20 年岩手宮城内陸地震・平成 23 年東北地方太平洋沖地震などの大規模地震では、地すべり抑止工の破損事例が一部報告されており、大規模地震時における地すべり抑止工の効果の検証が求められている。

2. 研究目的

本研究の目的は、地すべり対策として設置された抑止工のうちグラウンドアンカー工（以下、「アンカー工」という）を対象に、大規模地震時の耐震性について、その効果の検証をすることとする。

そこで、本研究では地すべり抑止工であるグラウンドアンカー工（以下、「アンカー工」という）の地震前後の各種計測データや現場調査結果を分析し、自由長の長さや土塊滑動の違いによるアンカー工の状況の違いについて検討し考察をおこなった。

3. 研究方法

3.1 事例分析

地震前後の各種計測データとアンカー荷重との関係を分析し、自由長による違いや地すべり土塊の移動の有無について考察を行なった。

事例分析にあたり、多段式傾斜計・地下水位計・パイプひずみ計・アンカー荷重計・地盤伸縮計・地盤傾斜計のデータおよび岩手宮城内陸地震後の直後に実施されたクラック調査結果を使用した。

3.2 対象地区と計測状況

対象地区は 2008 年 6 月 14 日 8:43 に発生した岩手・宮城内陸地震によって近傍観測点で震度 6 弱、2011 年 3 月 11 日 14:46 に発生した東北地方太平洋沖地震により近傍観測点で震度 4 を記録した。その中からアンカー工の変形や損傷の度合、調査観測結果の充実度、地震規模、対策工の規模等を鑑みて D、D'、E、(図 1) を対象地区とし検討をおこなった。

3.3 アンカー工の諸元

各工区にて設置されていたアンカー工の諸元を表 1 に示した。各ブロックにおける対策工はアンカー工のみである。初期緊張力は設計アンカー力に対して 80% である。使用されたアンカー工は EHD 工法、5-3~5-5 の形式の

もので、鋼線のタイプはPC鋼より線、定着方法はくさび定着となっている。アンカー工の効果としてはいずれも締め付け効果と待ち受け効果を期待して設計検討されている。

表 1 アンカー工諸元表

ブロック名称	設計アンカー力 d (kN/本)	アンカーの水平間隔 B (m)	アンカー段数 N (段)	アンカー自由長 lf (m)				アンカー体長 la (m)	削孔径 ds (mm)	本数 (本)	傾角 ($^{\circ}$)	アンカー工法名(形式)	定着時緊張力 (%)	アンカー効果
				最小値	~	最大値	中間値							
D	512	2.8	4	32.2	~	42.7	37.45	9	135	75	36	EHD5-5	410(80%)	締め付け+待ち受け効果
D'	420	2.8	2	35.2	~	38.2	36.7	7.5	135	41	36	EHD5-4	336(80%)	締め付け+待ち受け効果
E	395	2.8	4	35.2	~	45.2	40.2	7	135	50	36	EHD5-3	316(80%)	締め付け+待ち受け効果

4. 事例分析結果

4.1 地震前後のアンカー工の挙動

図 1 は岩手・宮城内陸地震後のアンカー工の残存引張力と現地調査でのアンカー工被災状況の結果についてまとめたものである。

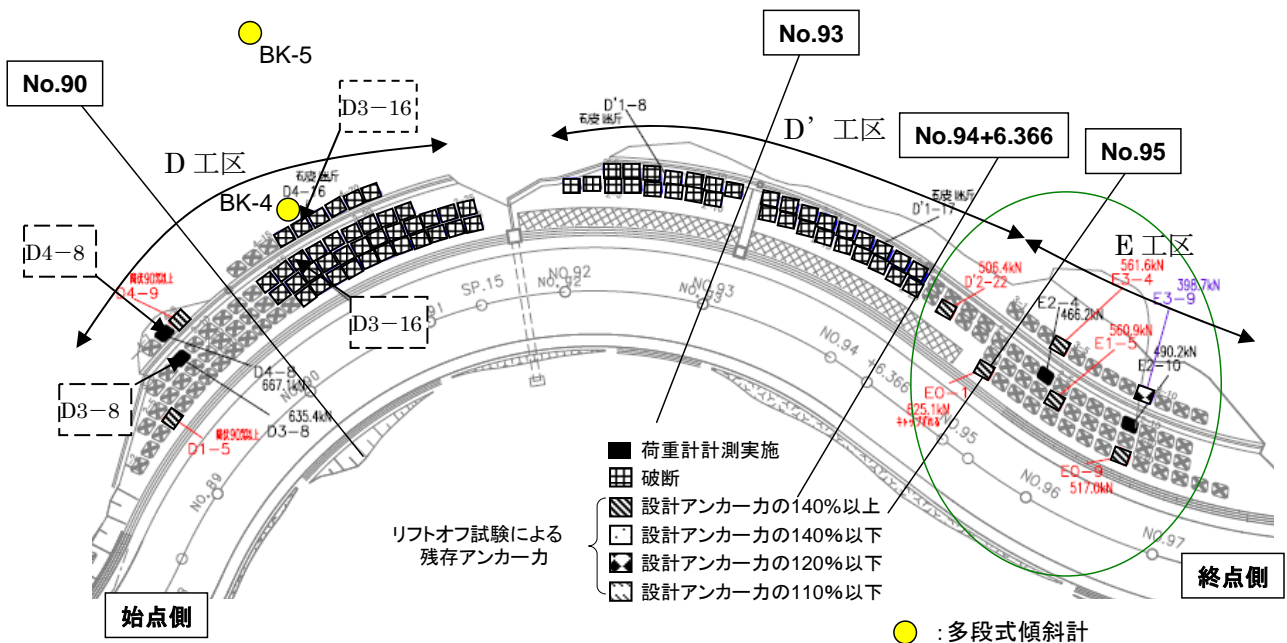


図 1 平成 20 年 6 月 14 日岩手・宮城内陸地震後のアンカー残存引張力・破断状況図 (D~E 工区)

アンカー工が破断している箇所は、No. 90~No. 94+6.336 に集中していた。アンカー工の引き抜け形態は、テンドンがアンカーキャップを突き破って飛び出している状況が多く見られ、自由長部の深い位置でテンドンが破断したものと考えられた。始点~No. 90 にかけて残置しているアンカーに対しリフトオフ試験を実施した結果、テンドン降伏荷重の 90%以上の残存引張力が確認され、ほぼ破断寸前であった。これに対して、No. 94+6.336m 付近より終点側のアンカーに対するリフトオフ試験の結果、残存引張力はいずれも許容引張力以内ではあったが、荷重に

対する弾性変位量が極端に短い試験結果を示した。これは、自由長部の浅い部分にすべり面が存在し移動土塊が大きく変位したものであるか、もしくはある深度以浅の土塊が大きく変形し、 tendon が自由長部の浅い部分で折れまがり（以下、「変曲」という）、荷重がシーソとの摩擦によって失われたことにより、荷重がアンカー体まで伝わらなかったことによるものだと考えられた。

破断したアンカーが多数あった対象地区において、アンカー自由長の延長別に破断しているものの割合を抽出し分類した（図 2）。その結果、自由長が長いアンカーほど破断したものの割合が少ない傾向がみられた。

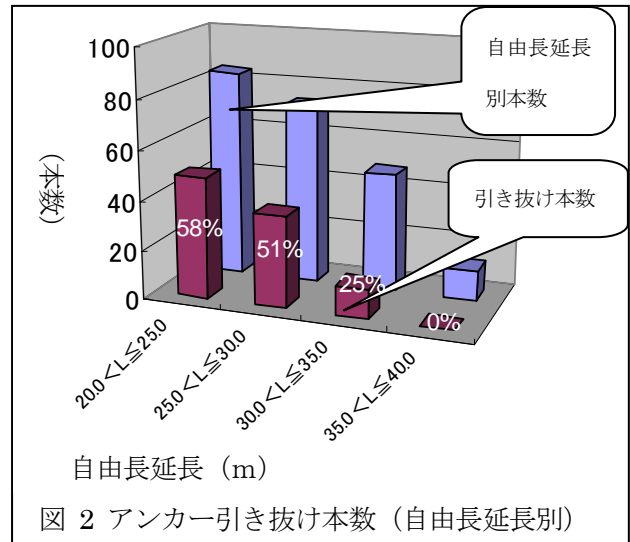


図 2 アンカー引き抜け本数（自由長延長別）

4.2 各種計測機器による挙動観測

4.2.1 アンカー荷重計（D工区）

図 3 は D 工区におけるアンカー荷重計の観測結果である。岩手・宮城内陸地震時にはほぼ全てのアンカーで破断がおきていた No. 90～終点側に設置していた D4-16、D3-16 では地震直後に荷重が 0kN となっており、周辺のアンカーと同様破断していた。一方、D4-8・D3-8 の荷重計では地震直後に引張力が 317kN、271kN とそれぞれ地震直前の値に比べて増加していたが、東北地方太平洋沖地震前後では荷重の増加は認められなかった。

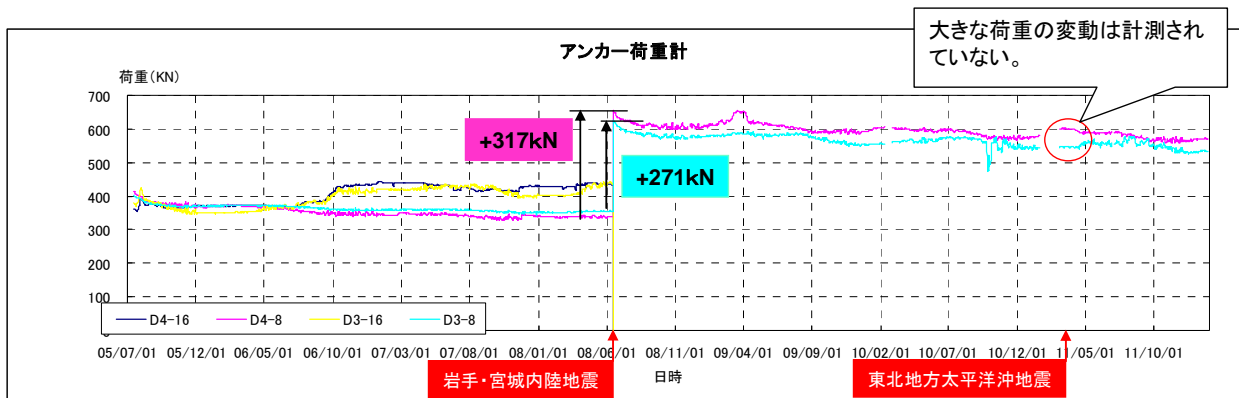


図 3 アンカー荷重計計測データ（D工区）

4.2.2 多段式傾斜計（D工区）

多段式傾斜計の地震前後における変化量を深度別に示す（図 4）。多段式傾斜計は岩手・宮城内陸地震の後に設置されており、計測された変位量は東北地方太平洋沖地震前後の変位量である。

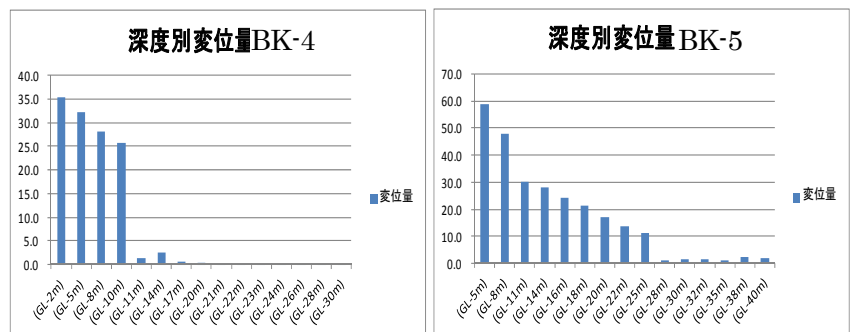


図 4 深度別変位量グラフ

No. 90 の頭部に設置された BK-4 では深度 2～10mでの顕著な変位と深度 14m付近における、やや突出した変位が認められ、さらに頭部方向に設置されている BK-5 においても深度 5～25mで顕著な変位が認められた。また、変位量の特徴として表層に近くなるほど変位量が大きくなる傾向がみられた。

5. 結論

リフトオフ試験や各種計測結果により、地震前後のアンカーの挙動に着目し検討を行なった結果以下の傾向がみられた。①アンカーの破断は自由長が長いほど少ない傾向がみられる。アンカーは元々、自由長が長いほど定着している構造物が変位しても残存引張力を保持する緩衝材としての機能を持っており、地震時における土塊変位に対する効果の一つであると考えられる。②D' 工区と E 工区で、アンカーの残存引張力と弾性変位量を調べた結果、荷重に対する弾性変位量が極端に少ない傾向がみられた。これは、No. 94+6. 366 より終点側にすべり面が自由長部の浅い部分に存在するブロックが存在するのか、もしくは表層部分での顕著な土塊変位によるものに起因すると考えられる。③東北太平洋沖地震前後の多段式傾斜計での計測で表層付近に顕著な変位が認められたが、近傍のアンカー荷重計で荷重の増加は認められなかった。これは傾斜計が設置された下方の斜面に設置されていたアンカーが岩手・宮城内陸地震時ほぼ破断した結果、表層土塊の移動が発生したのに対して、アンカーが残っている斜面ではこれらの変位を抑止したものと考えられる。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり多大なるご指導を賜りました土砂管理研究グループ地すべりチームの武士上席研究員、千田総括主任研究員、阿部研究員ならびに同チームの皆様記して深く感謝の意を表します。

所属：日特建設株式会社

<参考文献>

- 1) (社) 地盤工学会：グラウンドアンカー設計・施工基準、同解説、(社) 地盤工学会、2012.

国川地すべりの発生と運動の特徴に関する研究

チーム名等 雪崩・地すべり研究センター
氏 名 畠田 和弘

1. はじめに

平成 23 年 5 月の土砂災害防止法改正により、都道府県が地すべりの緊急調査を行うことになった。土砂ダムの決壊による土石流や降灰後の土石流については、国がシミュレーションプログラムを用いて危険な土地の範囲を計算し、緊急情報として公表するが、地すべりについては、現在そのような手法は開発されていない。土砂災害警戒区域等における土砂災害防止対策の推進に関する法律施行令では、地すべり移動土塊の到達範囲(警戒区域の範囲)を、地すべり区域下端から地すべり地塊の長さに相当する距離(250m を超える場合は、250m)としているが、新潟県上越市板倉区国川^{こくがわ}で平成 24 年 3 月の融雪期に発生した地すべり(以下、国川地すべり)では、積雪のある扇状地を移動した地すべり土塊の到達距離が約 250m と法令での上限に達していたほか、地すべり土塊の移動方向が変化するなどの特徴が認められた。

地すべりの緊急調査において、都道府県が精度良く危険範囲を予測するためには、長距離移動する地すべりの移動の特徴、移動機構について理解しておくことが極めて重要である。

国川地すべりは、長距離移動する地すべりの移動機構について調査するための貴重な研究データであると言える。

2. 研究目的

本研究の目的は、国川地すべりを対象地として、長距離移動する地すべりの移動の特徴、移動機構に関する知見、検討資料を得ることとともに、国川地すべりの発生・移動機構を解明することにある。

調査対象箇所である国川地すべりの位置を図-1 に示す。

平成 24 年(2012 年)3 月 7 日に新潟県上越市板倉区国川地区で発生した国川地すべりは、民家など 11 棟を全半壊する被害を及ぼした。

国川地すべりの特徴は、地すべり土塊が沖積扇状地の緩傾斜面へ到達した後の移動状況にあり、顕著な現象は次の 3 点であった。

- ① 緩傾斜面へ到達後も土塊の移動が継続し、最終的な末端部の水平移動量は元地形から約 250m に達した。
- ② 地すべり土塊が拡散せずに移動した。
- ③ 地すべり移動方向が沖積扇状地の最大傾斜方向へ変化した。

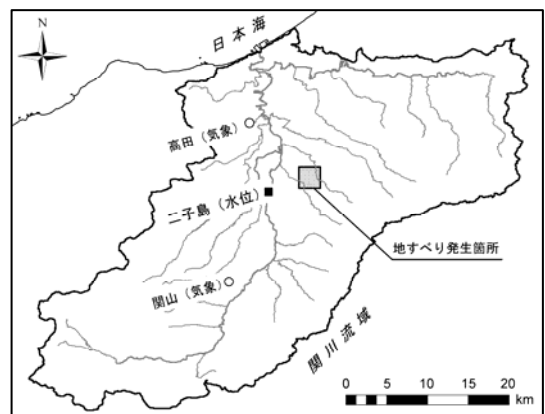


図-1 国川地すべりの位置

3. 研究方法

国川地すべりの発生・移動機構の素因、誘因を明らかにすることを目的として、次の調査を行った。

- ① 現地踏査・基礎データの整理.....現地踏査、気象・水文データ、地形・地質データの整理
- ② 地すべり履歴調査空中写真判読、文献調査
- ③ 移動土塊の地質調査トレンチ調査
- ④ 移送堆積域でのすべり位置の確認.....現地調査、新潟県地すべり調査・工事資料の整理
- ⑤ 本体ブロック頭部の小ブロック調査.....現地調査、新潟県地すべり調査の整理
- ⑥ 周辺地域の地すべり分布の把握.....空中写真判読、現地踏査

このうち①～③については既に報告を行っている¹⁾。⑥については現在、調査を継続中である。

4. 研究結果

4.1 国川地すべりの規模・移動量

国川地すべりのブロック範囲を写真-1 に示す。国川地すべりの規模は、幅約 150m、長さ約 500m、崩壊土砂量約 750,000³と推定される。沖積扇状地面での移動距離は約 250m である。

地すべり到達距離の指標となる地すべりの頂部から移動体の移動先端部までの水平距離(L)と比高(H)との比で示される等価摩擦係数(H/L)について、国川地すべりでは H=115m、L=750m より 0.15 と見積もられる。臼杵ら²⁾が日本国内で降雨や融雪によって発生した地すべり 109 箇所の移動距離を調べた結果によれば、移動距離が 200m を超えたものは全体の 20%に満たない。また、Crominas³⁾が示した崩壊土砂量と H/L との関係式では、750,000³の地すべりの H/L は 0.24 となる。これらの値と比較すると国川地すべりは相対的に移動距離の長い地すべりであったと言える。発生から移動土塊がおおむね停止するまでの状況と末端部の移動速度を表-1 に示す。土塊の移動速度は、ピーク時では毎時約 10～15m に達していたと推定される。

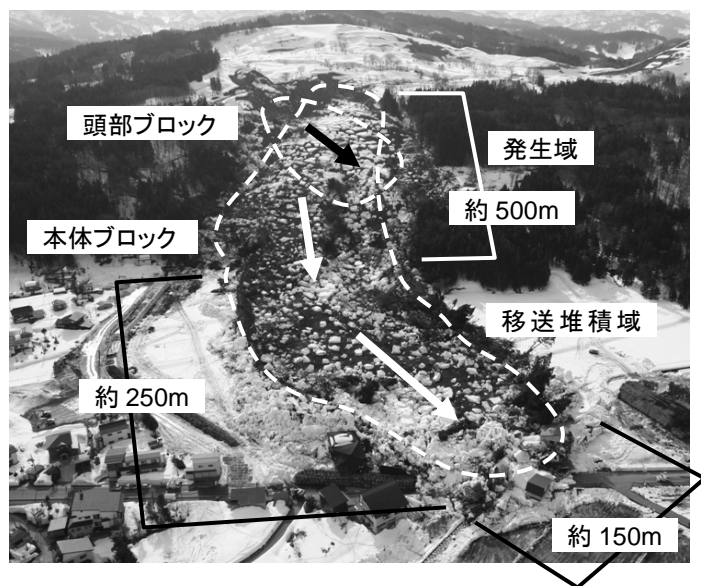


写真-1 国川地すべりの範囲 (3月16日8時頃撮影)

表-1 地すべり土塊末端部の移動状況

期間	移動状況	推定移動速度	計測手法
3月7日	地すべり頭部の滑落	—	—
3月8日午後～9日	地すべり土塊が斜面から水田へと移動	10～15 m/時	現地確認
3月10～12日	末端部が家屋に到達、家屋を壊しながら移動	5～20 m/日	移動杭観測
3月13～15日	末端部が全壊家屋とともに県道に到達	2～7 m/日	移動杭観測
3月16～19日	移動は継続するも、日ごとに減速する	36～756 mm/日	GPS
3月20日～31日	末端部の移動がほぼ停止	0.2～1.8 mm/日	GPS

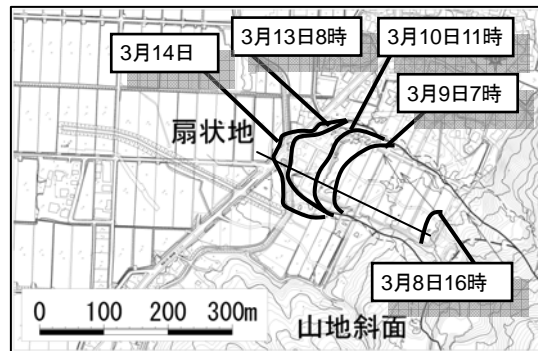


図-2 地すべり土塊末端位置の推移

4.2 地すべり履歴調査

国川地すべり周辺の地すべり履歴を検討するため、周辺地形について空中写真判読を行い、地すべり地形等を抽出した。なお、使用した空中写真は昭和50年9月撮影であり、国川地すべり斜面上部での採石が開始されていない時期の写真である。図-3に空中写真判読結果を示す。

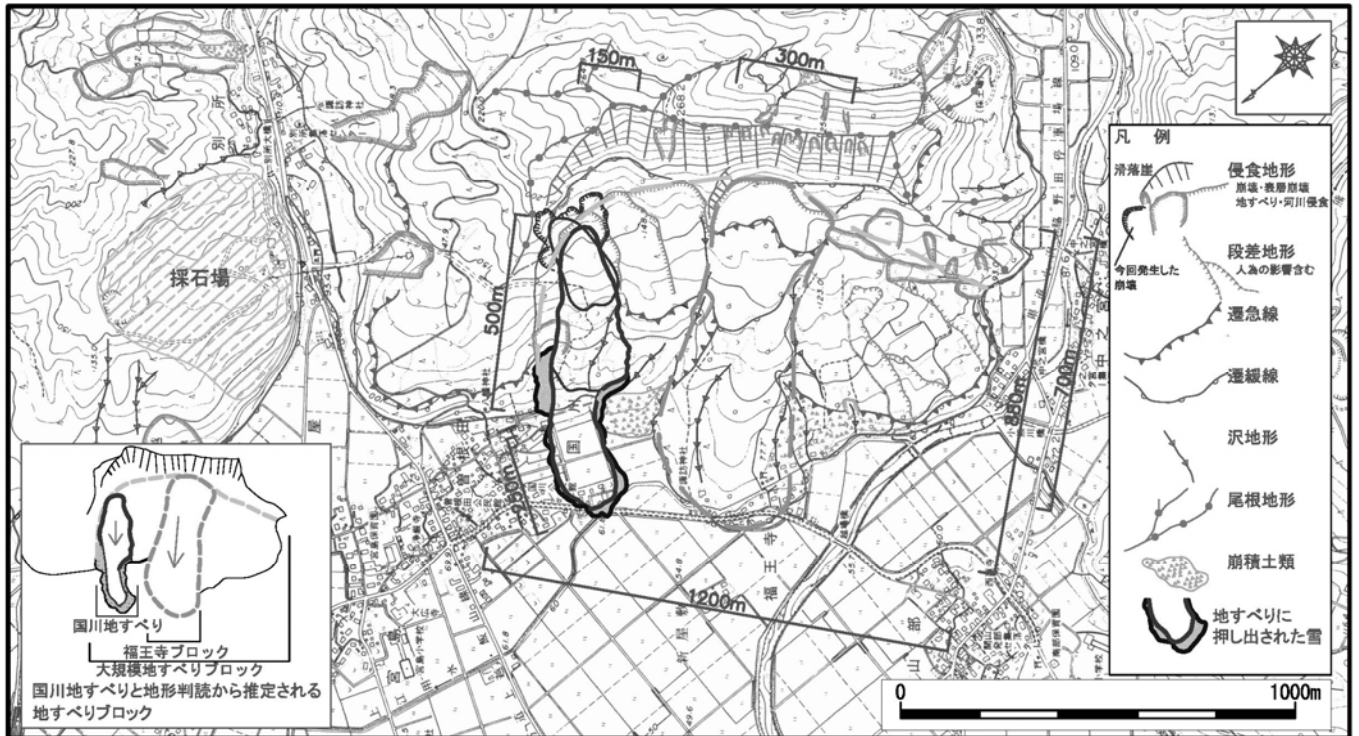


図-3 空中写真判読結果図

判読結果では、国川地すべりは古い大規模地すべりブロックの北側側部に位置すると推定される。大規模地すべりブロックの規模は、幅約1,200m、奥行き約700mであり、中央部の福王寺地区集落の上位斜面には、規模が幅約300m、奥行き約880mの地すべり地形(以下、福王寺ブロック)が認められる。福王寺ブロック末端部の扇状地への張り出し部の長さは、国川地すべりと同規模と推定される。大規模地すべりの南側側部では、地すべりブロックの分化は不明瞭であり侵食が進んでいる。

今回の国川地すべりを除き、最も新しい地すべり地形は、ブロック末端部が扇状地上に残る福王寺ブロックである。その滑動時期は、上越市の資料⁴⁾に地すべり災害の記録がないことから、現地に建てられていた庚申塔建立(1662年)以前の17世紀以前と推定される。福王寺ブロックも国川地すべりと同規模の扇状地面への押し出し地形が認められることから、今回と同様な滑動形態で発生したことが示唆される。なお、大規模地すべりブロック、国川地すべりの前回の滑動時期については、末端部が侵食され扇状地面に残されていないことから、扇状地形の形成時期にまでさかのぼると推察される。小規模な地すべり活動については不明である。

5. 地すべり末端土塊の観察結果

5.1 移動土塊側部

地すべり末端部が移動した水田上には、地すべりが発生した3月7日時点で約2mの積雪が残っていた。地すべりの移動状況からは、水田上の積雪を周囲に押し出すように移動する様子が確認されている。

地すべり末端部の積雪と移動土塊の性状を確認するため、水田への張り出し部北東側斜面の排水用トレンチ掘削箇所にて断面観察を実施した。観察位置を図-4に、トレンチNo.2の状況を写真-2に示す。観察結果は次のとおりである。

- (1) 移動土塊は周囲の積雪に支えられて形状を保持しているが、側壁となる積雪(高さ約3m、幅約3m)を掘削すると自立できず崩壊し、極めて脆弱であることが確認された。
- (2) 自然斜面の植生である笹が、すべり面付近から側壁の積雪と地表の間に挟まる形で認められ、土塊の移動中に側方へ広がろうとする動きがあったことが推察された。
- (3) 移動土塊と積雪との境界で大量の融雪水や泥水の流出が認められ、積雪が移動土塊側方からの排水を著しく阻害していることが確認された。
- (4) 地すべり末端には、地すべり土塊によってはぎ取られた水田の粘性土が押し出されている。

積雪による土塊の拘束が地すべり移動に与える影響を図-5と図-6に模式図で示す。地すべり移動で地すべりを囲うように押し出され締め固められた積雪が、軟弱な移動土塊の拡散を妨げるとともに、移動土塊からの地下水の排水を阻害していたと考えられる。その結果、流動性に富みながらも拡散できない移動土塊は、滑落時の運動エネルギーを分散させず、軟弱な粘性土壌を剥ぎ取り、滑らかな沖積扇状地面の最大傾斜方向へ移動したと推定される。

5.2 移動土塊中央部

移送堆積域中央付近でのすべり面と地すべり発生前地形との位置関係を確認するため、図-4に示す水路工事掘削箇所において現地調査を行った。損壊した旧水路付近の縦断面図と切土

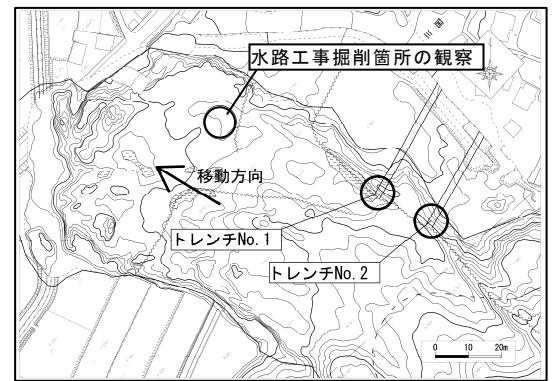


図-4 末端土塊観察位置



写真-2 掘削状況(トレンチ No. 2)
移動土塊は掘削中に崩壊を繰り返し、極めて軟質かつ緩んでいる

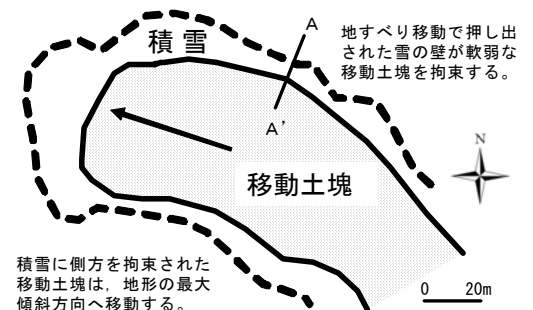


図-5 積雪の土塊の拘束と地すべり移動
(模式平面図)

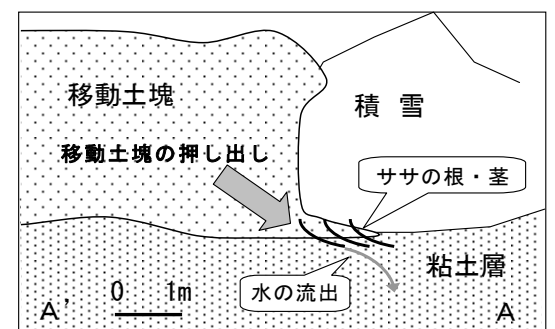


図-6 積雪の土塊の拘束と地すべり移動
(A-A'測線の模式横断面図)

面の写真を図-7に、縦断図上の水路位置を図-8に示す。図-7に示す旧水路の側壁が損壊していたのに対し、水路よりも地すべり末端よりにある市道付近(図-8参照)では家屋の基礎が残存していた。このことから、移動土塊は、水路付近までは地表を削剥していたのに対し、市道付近では地表面を滑走していたと推定される。

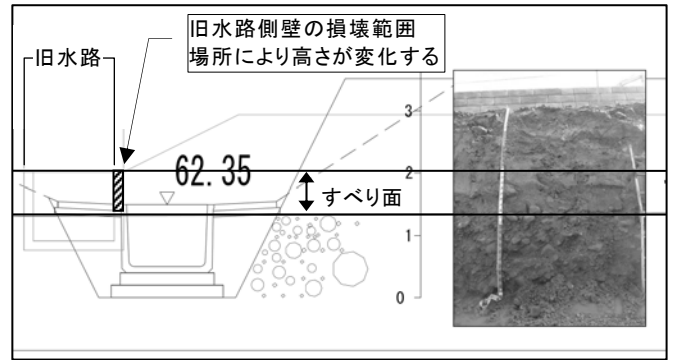


図-7 すべり面縦断図と切土断面写真

地すべり発生前後(2011年9月8日と2012年4月19日)の地形の縦断図と推定すべり面を図-8に示す。移送堆積域での地すべり発生前の地形勾配は、地すべり末端から旧水路付近までの地表を削剥する区間では勾配約1.5度、旧水路から市道を経て末端部に至る地すべりが地表面を滑走した区間では勾配はほぼ水平である。このことは、移動土塊は地すべり本体と連動して滑動したこと、末端での抵抗が小さかったことを示している。

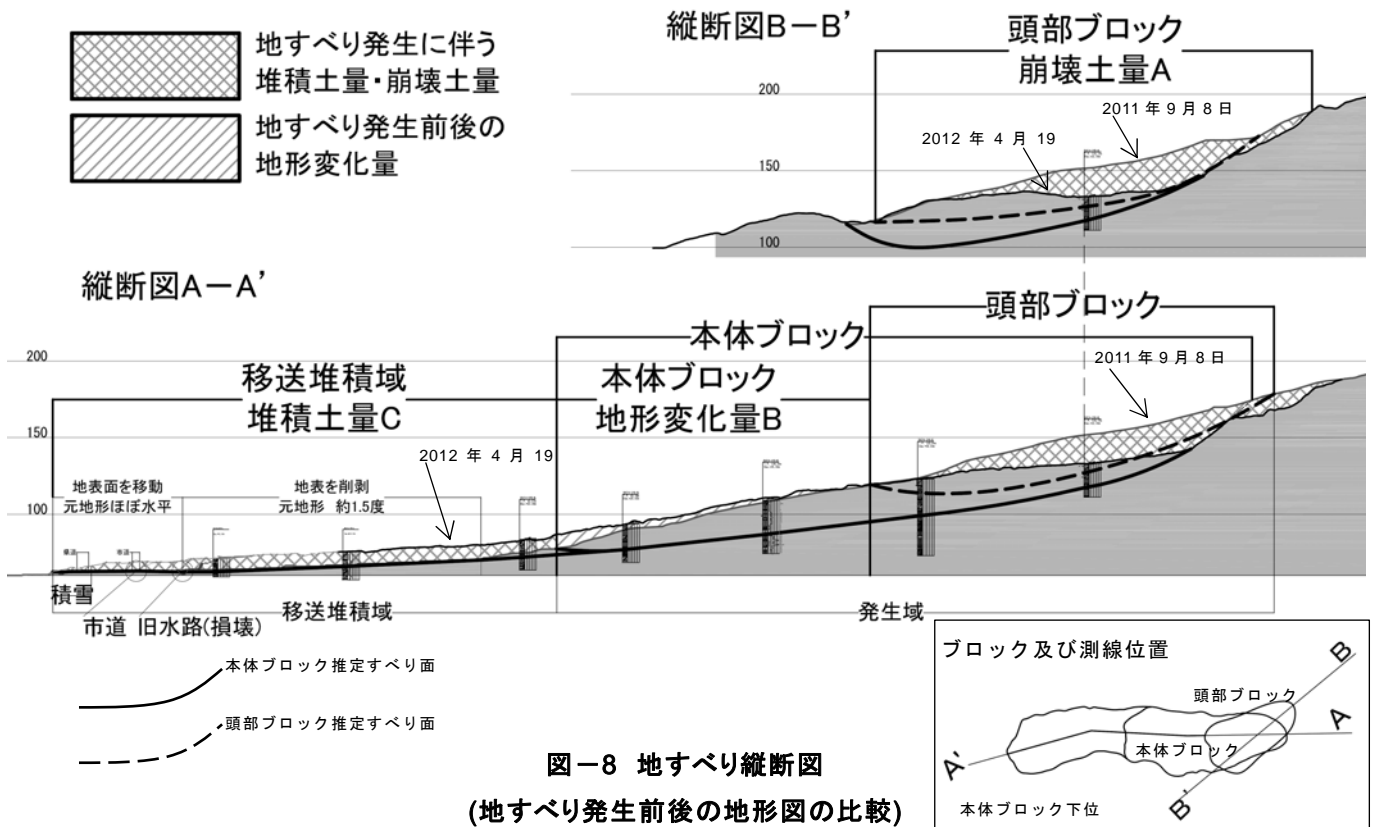


図-8 地すべり縦断図
(地すべり発生前後の地形図の比較)

6. 地すべり滑動に伴う土塊の移動量

地すべり発生前後の地形測量結果を元に、地すべり滑動に伴う土塊の移動量について検討を行った。移動量の推定は、図-8に示す、A-A'、B-B'の縦断図、ブロック区分による。なお、ここでの発生域、移送堆積域の区分は、地すべり発生直後に隆起が始まった位置をブロック末端として区分している。

頭部ブロック崩壊土量と本体ブロックの地形変化量、移送堆積域の堆積土量について推定土量を算出した結果を表-2に示す。算出方法は、断面積を奥行き(水平距離)で除した平均深と平面積の積とした。国川地すべりの崩壊土砂量は約750,000m³と推定されており、頭部ブロックの崩壊土砂量313,000m³は、ブロック

全体の約 40%に達している。頭部ブロックの滑動が地すべり移動の推力に寄与した結果、頭部ブロック崩壊土量にほぼ等しい土量が、移送堆積域に移動したと推定される。

表-2 移動土量の推定

	発生域		移送堆積域
	頭部ブロック崩壊土量 (A)	本体ブロック地形変化量 (B)	本体ブロック下位堆積土量 (C)
推定土量 (m ³)	313,000	117,000	322,000
断面積 (m ²)	2,980	738	2,406
水平距離 (m)	247	204	310
平面積 (m ²)	25,884	32,471	41,277
平均深 (m)	12.1	3.6	7.8

7. まとめ

以上の調査結果から、国川地すべりの発生と長距離移動の機構を表-3に整理した。

表-3 国川地すべりの発生・長距離移動機構

素因	<ul style="list-style-type: none"> 大規模地すべり地形 風化した泥岩層の分布 断層による地盤の破碎
誘因	<ul style="list-style-type: none"> 融雪量の急激な増加 例年より多い積雪が気温の上昇に伴い融雪 上位斜面及びブロック内の積雪による地下水の供給 地すべり頭部ブロックの崩壊に伴う本体ブロック頭部での荷重の増加
長距離移動の要因	<ul style="list-style-type: none"> 頭部ブロックの滑動 地すべり頭部ブロックの崩壊に伴う本体ブロック頭部での荷重の増加 頭部ブロック崩壊土量にほぼ等しい土量が移動・堆積 移動土塊周囲の積雪 押し出されて締め固められた積雪が、扇状地での土塊の拡散を抑制 積雪が遮水壁となり融雪水が移動土塊に滞留し高水位を維持 平滑な扇状地 平滑な扇状地の最大傾斜方向に沿って移動 2度未満の勾配で表層を削削しながら滑動し、ほぼ水平勾配の地表面を滑動した後、停止 強度が小さい水田の粘性土層の存在

国川地すべりでの移動機構の解明には、国川地すべりの調査だけでなく、同様の条件で発生した地すべりとの比較が重要である。国川地すべり周辺地域の高田平野東縁には複数の地すべり地形が認められ、この中には扇状地面に移動土塊が堆積したとみられる地形が認められる。今後、周辺部の地すべり地形についても移動距離の推定を行い、長距離移動のメカニズムを究明することを計画している。

謝辞

本報告を執筆するにあたって、新潟県砂防課には、地形図、災害写真、空中写真、地質調査データ、観測データ、工事資料等、多くの資料を提供していただきました。また、雪崩・地すべり研究センター、地すべりチームの皆様には、調査に参加していただくとともに多くのご教授、ご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。

所属：日本工営株式会社

<参考文献>

- 1) 畠田和弘、木村 誇、丸山清輝、野呂智之、中村 明(2012)：平成 24 年 3 月 7 日新潟県上越市板倉区国川地区で発生した融雪地すべり、日本地すべり学会誌、第 49 巻、第 6 号、pp.24-29.
- 2) 白杵伸浩、田中義成、水山高久 (2005)：移動距離の長い地すべりの実態、砂防学会誌、第 57 巻、第 5 号、pp.47-52.
- 3) Crominas, J. (1996)：The angle of reach as a mobility index for small and large landslides, Canadian Geotechnical Journal, Vol.33, No.2, pp.260-271.
- 4) 板倉町誌 (2003)：(別巻 集落誌)pp.331、348、(自然・通史編)pp.712 (通史編)pp.557.

コンクリート舗装の維持管理方法に関する調査研究

チーム名等 舗装チーム
氏 名 上田 宣人

1. まえがき

我が国では、高度経済成長時代以降に建設されたインフラの老朽化が進行する一方で、厳しい財政制約などの困難に直面している。このような背景の中、社会資本整備審議会道路分科会中間とりまとめ（平成24年6月）では、ライフサイクルコスト最小化と品質確保の観点から、道路構造物・付属施設について予防保全の概念を導入し、高耐久性が期待されるコンクリート舗装の積極的活用することなどによりライフサイクルコスト最小化の視点をより重視した総合的なコスト縮減を推進すべきことが提案された。

一方、我が国におけるコンクリート舗装は、第一次高度成長期の1950年代から1960年頃は舗装された道路全体に占める割合が30%程度であった。しかし、コンクリート舗装の採用割合が年々減少し、近年では5%程度と施工実績が乏しく、コンクリート舗装に携わった道路管理者や技術者は減少の一途を辿っている。コンクリート舗装の採用が敬遠されてきた理由のひとつとして、破損した場合の補修が困難との認識が定着していることが挙げられる。しかし、供用後50年を経ても大規模な補修を実施せずに健全性を保っているコンクリート舗装も実在していることも事実であり、コンクリート舗装に適した条件下で活用して、更に、大規模な補修が必要となる前までの段階での変状を把握した上で、予防保全の観点から計画的に維持修繕を実施することが肝要だと考えられる。

2. 研究目的

効率的・効果的にコンクリート舗装を活用していく上では、コンクリート舗装が適している現場・環境条件を明確化するとともに、既設の舗装の延命化も含めて適切な維持管理方法を明確化することが求められている。そこで、本研究では、適切な維持管理方法を構築するために、コンクリート舗装に関する維持管理の実態を道路管理者にアンケート調査を実施し、管理実態を把握した上で、点検時に着目すべき箇所を整理することを目的とした。

3. 維持管理実態調査

3.1. 調査方法

国土交通省及び内閣府沖縄総合事務局が管理する一般道路を対象として、各地方整備局、北海道開発局及び沖縄総合事務局に対して調査を依頼し、現在供用中であるコンクリート舗装を管理している全ての事務所及び出張所から回答頂いた。表-1に主な調査項目を示す。調査項目は、大別すると、管理担当者の感覚、点検実態及び土工部（トンネル及び橋梁は除く）における維持管理実態である。補修内容として、損傷状況の写真（遠景及び近景）及び補修後の写真を提示頂くとともに土工種類、損傷の分類、損傷の原因、補修工法について調査した。なお、調査対象となる出張所数は201、回答者数は586であった。

3.2. 調査結果

3.2.1. 管理担当者の感覚

図-1 にコンクリート舗装の維持管理に対する管理担当者の感覚を示す。全体的に概ね、容易と困難が同等の結果であった。容易と回答した理由としては、ほとんどが、損傷していないためであり、その他、わだち掘れやひび割れが生じにくく、耐久性が高いという舗装の性能によるものがあった。一方、困難と回答した理由としては、図-2 に示すとおり、維持補修に関するものが多数を占めていた。中でも、健全時はほとんど処置が不要であるが、一旦損傷すると交通規制の伴う大規模な補修を要するという意見がほとんどであった。また、舗装の性能上の理由としては、騒音に関するものが4割程度と最も多く、その他、版のたつきによる振動など、長期供用時の損傷と思われるものやすべりに関するものがあった。

表-1 主な調査項目

管理担当者の感覚	コンクリート舗装の維持管理の容易性	
	困難と回答した理由	
	容易と回答した理由	
点検実態	通常点検	点検の頻度
		点検時の着目点
	定期点検	点検の有無
		点検項目
土工部における維持管理実態	補修実績の有無	
	損傷形態	発生頻度
		補修内容

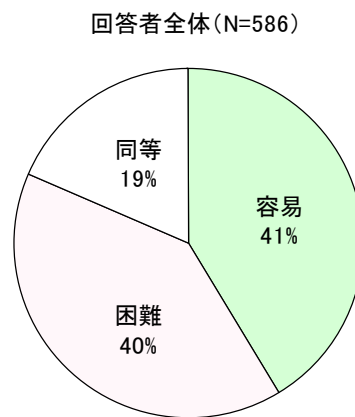


図-1 管理担当者の感覚

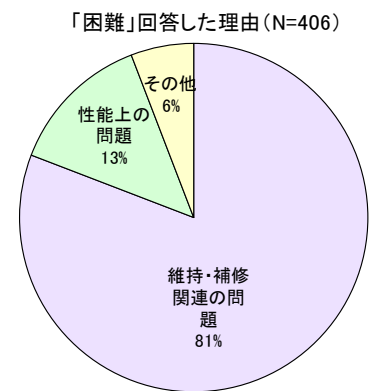


図-2 困難と回答した理由

3.2.2. 点検実態

通常点検の頻度は、図-3 に示すとおり、3~4回/週がほとんどであった。これは、国が管理する一般国道及び高速自動車国道の維持管理基準(案)に定める通常巡回の頻度である1回/2日に合致しており、通常巡回に併せて車上からの目視点検を実施しているものと思われる。

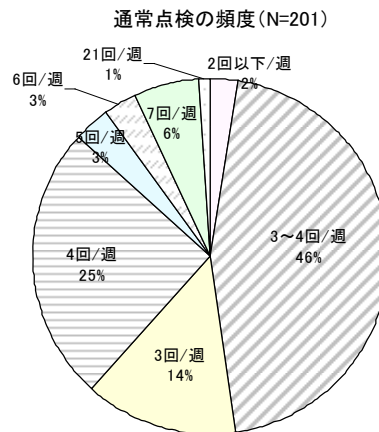


図-3 通常点検の頻度

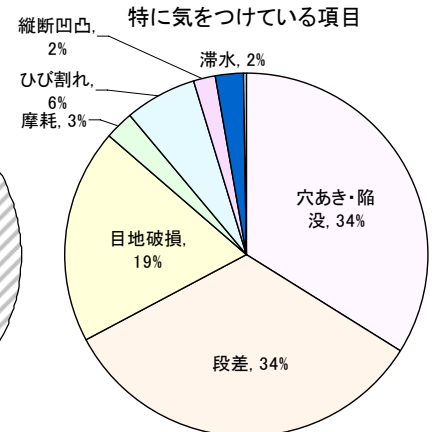


図-4 特に留意している項目

点検時に着目している点は、全ての変状を対象としている出張所から点検項目を限定している出張所まで離散的であった。図-4 に着目点のうち、特に留意している点検項目を示す。穴あき・陥没および段差がそれぞれ3割程度で最も多く、目地破損が次につづく。最多項目である穴あき・陥没および段差は、走行安全性に関連する項目であり、変状を把握することより、道路利用者の通行安全性を確保する観点から設定されているものと思われる。

定期点検について、実施している出張所は全体の3割程度であった。図-5 に実施している出張所における点検

頻度を示す（1回/年未満の頻度を対象）。約5割が1回/年となっており、定期巡回及びトンネル内では定期清掃に併せて徒歩にて近接目視による点検を実施している。その他、わだち掘れ、ひび割れ及び平坦性に着目した路面性状調査を1回/3年の頻度で実施、道路トンネル定期点検要領（案）や橋梁定期点検要領（案）に準拠して1回/2～5年の頻度で近接目視による点検を実施している。また、目地部損傷が散見される出張所において、6回/年の頻度で目地部に着目して変状を目視確認している事例も認められた。本事例に関しては、当該調査では詳細まで把握できていないため、破損状況や補修方法等の詳細調査を実施する必要があると考えられる。

定期点検の頻度 (66出張所)

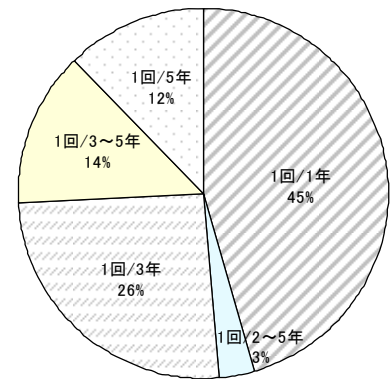


図-5 定期点検の頻度

3.2.3. 土工部における維持管理実態

補修を実施している出張所は全体の約5割であった。補修を実施している出張所数を整備局別に整理すると、コンクリート舗装の延長距離が最も長い東北地方整備局が全体の約6割を占めていた。補修を実施している出張所数を土工種類で整理すると、盛土が全体の約7割を占めていた。コンクリート舗装は剛性舗装であり、十分な路盤支持力を有していなければならない。当該調査では、土工種類により不同沈下の程度が異なり、路盤支持力の低下が舗装構造に及ぼした影響は不明であるが、コンクリート舗装が不適となる現場・環境条件を明確化する上でも、土工種別に着目した詳細調査が必要である。

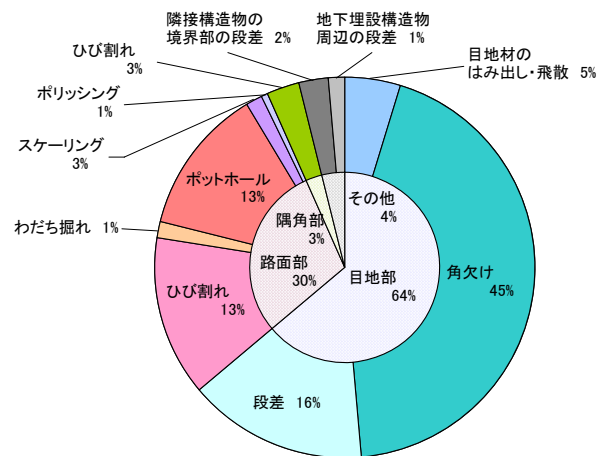


図-6 損傷の分類

図-6に補修を実施した箇所の損傷の分類を示す。損傷箇所は目地部が全体の約6割を占めており、損傷の形態は角欠けが全体の約4割を占めていた。

その他、不明 (56出張所)

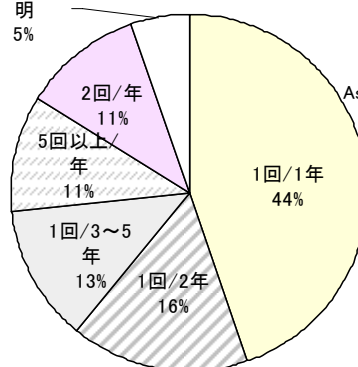


図-7 角欠けの発生頻度

樹脂系補修材 (56出張所)

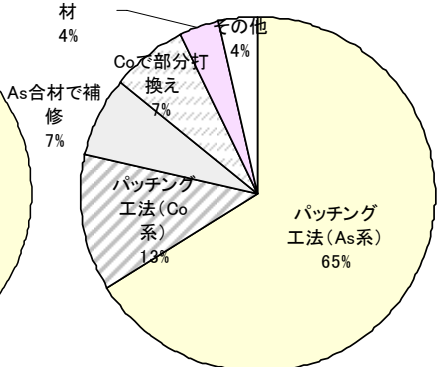


図-8 角欠けの補修内容

図-7および図-8にそれぞれ角欠けの発生頻度および補修内容を示す。1回/年の発生頻度が全体の約4割を占めており、中には年に複数回発生している事例も見受けられた。補修内容は、アスファルト混合物によるパッチング補修が約7割を占めていた。交通規制時間の制約から応急処置として補修工法を選定しているものと考えられるが、損傷の進展を抑制できておらず、繰り返し補修を実施している実態が明らかとなった。

図-9および図-10にそれぞれ段差の発生頻度および補修内容を示す。1回/3年以上の発生頻度が全体の約8割を

占めており、中には年に複数回発生している事例も見受けられた。補修はアスファルト混合物による摺付けが大半であった。目地部が機能不全となり生じたバックリングに伴う段差の場合でも、アスファルト混合物による摺付けがほとんどであり、目地部の部分打換えの場合でもアスファルト混合物により補修を実施していた。

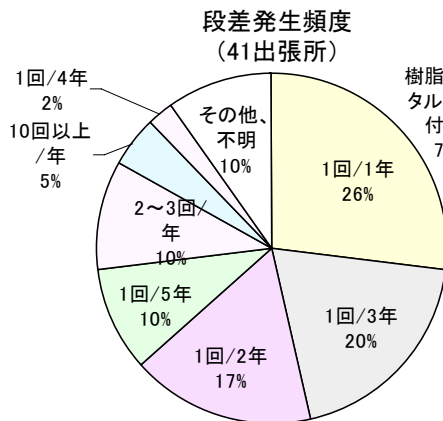


図-9 段差の発生頻度

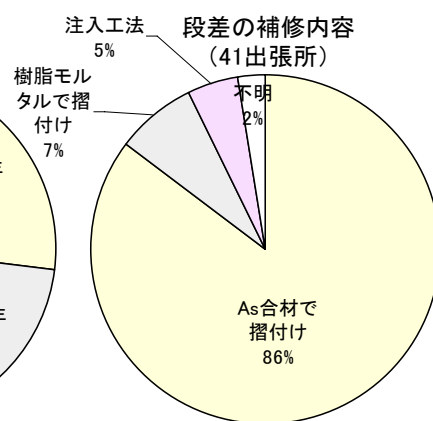


図-10 段差の補修内容

目地部における段差に至るまでの進展過程は次のとおりである。目地材が消失した目地部から水の浸入により路盤支持力が低下する。交通荷重が目地部に作用することでポンピングが生じ、水とともに路盤表層の細粒分が目地部を通じて路面に噴出する。交通荷重による版のたわみ差の増大および繰返し作用によりポンピングが促進され、退出側の版直下に空洞が形成されるとともに、版の沈下により段差が生じる。

目地部の角欠けや段差は、この進展過程の末期に生じる損傷形態であり、構造的破壊に繋がりやすい。また、段差が生じてからの補修は今回の実態調査からも分るように困難である。したがって、進展過程の早期に変状を発見することが肝要である。変状としては、通行時の版のたわみ差やポンピングにより目地部付近からの泥分や細粒分の流出した痕跡等が考えられる。

今回の実態調査より、ほとんどの損傷が、繰返し発生することにより発生頻度が多くなっており、適切な補修工法を選択しているとは言いがたい。今後は、各補修工法の耐用年数を明確化して、その損傷が生じた現場・環境条件に適した補修工法を選定できる体制の構築が必要である。

4. まとめ

適切な維持管理方法の構築に向けてコンクリート舗装に関する維持管理の実態を調査した。その結果、コンクリート舗装は維持管理が困難であると認識している管理者が多く、特に、損傷が進展してから補修する際に交通規制が制約となり、苦慮されていることがわかった。損傷形態を分類すれば、目地部の損傷が約6割を占めていた。通常点検は3、4回/週の頻度で実施していることがほとんどであり、特に目地部において角欠けや段差に進展する前段階で通常点検時に変状を把握して、計画的な維持管理が重要であると考えられる。

今後は、維持修繕工法別の定量的な耐用年数評価、コンクリート舗装が適している現場・環境条件の明確化がコンクリート舗装の適所活用を推進していく上で必要であると考えられる。

5. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なご指導、ご協力を頂きました舗装チームの久保上席研究員、堀内研究員ならびに舗装チームの皆様、また本研究で調査に協力頂きました各関係機関の皆様に深く感謝の意を表します。

所属：太平洋セメント株式会社

誤差特性を有する広域雨量分布観測データの洪水流出解析への利活用に関する研究

チーム名等 水災害研究グループ
氏 名 藤岡 奨

1. はじめに

洪水予警報を発出するための基礎情報である降雨観測記録等の水文情報の乏しい地域では、衛星による降雨推定情報の利用が一つの対応策として期待されている。衛星による降雨推定情報を洪水予警報発出のために利活用するための課題を大きく3つに分けて考えた。

一つ目の課題は衛星推定雨量そのものの精度向上である。衛星推定雨量データ利用者側としての研究であるので、衛星雨量作成に関わるアルゴリズムについての検討は行わず、利用者としての衛星雨量補正方法について検討した上で、インドネシア国ソロ川流域においてリアルタイム洪水予警報システムの導入を行った(鍋坂ら, 2013)。システムの流出解析エンジンは土研分布型モデルを利用した IFAS (Integrated Flood Analysis System) を用い、入力用雨データは現地の観測所から一時間毎に自動で送信されてくる地上観測雨量と衛星雨量 (GSMaP_NRT) を選択できる仕様とした。

衛星雨量を選択した場合には、衛星雨量補正方法の適用が可能であり、補正式のパラメータも現地で修正可能である。取得した最新の雨データを利用して流出解析を実施し、一定の条件を満たした際にはアラートメールを発出する。

二つ目の課題は、観測において得られた降雨情報を洪水予警報に活かすための流出解析の精度向上である。流出解析に土研分布型モデルを用いる場合、キャリブレーションの際のパラメータ設定は経験に頼る部分も多い作業となっている。一流域内で複数

地点でのパラメータ調整を行う場合には、地点間でパラメータの感度が異なる等、ある程度経験を積んでいても適切なパラメータ調整が難しい場合がある。

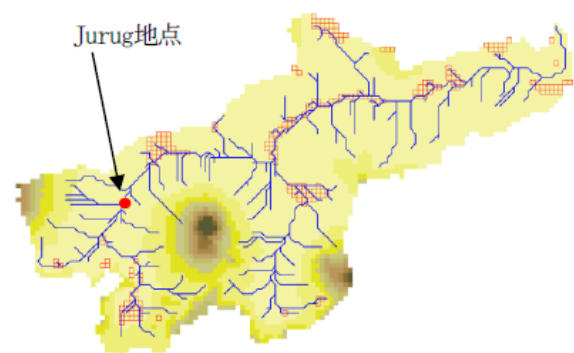


図1 IFASで構築したソロ川流出解析モデルの流域平面図

本研究では、流域内で複数地点でのキャリブレーションを行う場合に対応するために各流量観測点を下流端とする小流域を設定し、小流域毎にパラメータ調整を行うことによって複数地点のパラメータ調整を単一地点のパラメータ調整に縮退させた。このことにより、パラメータ調整作業が簡略化されるとともに、各地点における洪水波形の整合性が向上した。

更に、堰の放流量データをモデル内に境界条件として与えることで放流地点下流の堰での流量予測精度を向上させた。特に、インダス川の上流域は地上雨量計が設置されていない上、標高が高いため衛星観測も欠測扱いとなる期間が多いため、降水・降雪量の定量的把握が極めて困難な地域である。このため、これらの流域からの流出量をインダス川最上流

の堰からの放流量で置き換えることはやむを得ないことと考えられる。当該手法を用いてパキスタン国インダス川を対象とした流出モデルを 5km メッシュにて構築し、既往 3 洪水（1988, 1997, 2010）にてパラメータ調整を行った。流出解析のエンジンは、ソロ川の事例と同様 IFAS を利用した。

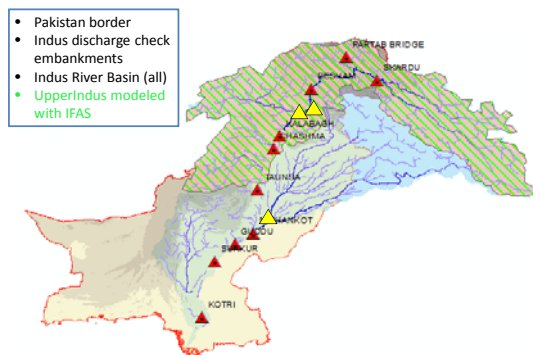


図2 インダス川流域・パキスタン国境・および IFAS 対象流域（△印は堰の位置）

調整パラメーターの妥当性を検証するために更に 3 洪水（1992, 1994, 2012）にて流出解析を行った結果、流域内の 7 観測点において Nash-Sutcliffe 係数が 0.8 を超える結果を得た（Sugiura A. et. al., 2013）。これらの流出解析に関わる精度向上の工夫と併せて、衛星推定雨量データの効果的な補正方法についても検討した。ソロ川およびインダス川における取り組みは、水文情報が極端に乏しい流域における洪水予警報システムの構築に関する研究として位置づけられる。

三つ目の課題として、精度において課題を抱える衛星雨量の観測精度が流出解析結果に及ぼす影響を定量的に把握するための手法について検討した（藤岡ら, 2013）。既往研究に示されるように衛星推定雨量は、種々の制約条件により誤差を完全に除去することが難しい状況である。誤差を含んでいる衛星推定雨量を洪水予警報システムの入力データとして有効に利用するためには、入力した降雨データの誤

差が洪水予警報システムが予測する流量あるいは水位のデータにどのような影響を及ぼすか定量的に把握しておくことが重要である。言い換えれば、雨量の観測誤差が流出解析結果に及ぼす影響を定量的に把握することによって、流出解析結果の信頼性を把握することができるとともに、流出解析結果の要求精度から要求される観測雨量の精度を把握することも可能となる。

本研究は上記手法の構築から開始したため、入力データとして当初から衛星雨量を用いるのではなく、高空間分解能・高時間分解能で地上観測データと比較可能なデータ量が豊富である日本国内の X バンドレーダおよび C バンドレーダ（以下、レーダ雨量）およびアメダスデータを使用した。

当該手法は、真値とするデータ（ここでは地上雨量）と誤差を含んでいると仮定する観測データのデータセットをあらかじめ解析することによって誤差の時空間分布特性を明らかにした上でモデル化する。この上で、新たに観測値が得られた場合に経験的に得られた誤差の時空間分布を加味した上で真値の予測値を作成することができるとともに、予測値を多数生成することによって、真値の確からしさおよびばらつき具合を定量的に把握することが可能である。

本報告書においては、これらの中から特に観測誤差の誤差成分が流出計算に及ぼす影響の定量的把握手法に関する研究について記述する。

2. 誤差成分統計解析の理論的背景

2.1 レーダ雨量に含まれる誤差成分の統計解析

地上雨量を真値としてレーダ雨量と比較することにより、レーダ雨量の誤差成分を統計的に解析する。誤差成分の統計指標として、誤差の平均（バイアス）・分散・空間相関・自己相関に着目する。ただし、降雨の推定誤差は降雨強度に依存しており、かつ、決定論的成分とランダム誤差成分とに分けて取り扱うことが

望ましいので、その傾向を反映した誤差モデル(Ciach et al., 2007)をもとに、同モデルのパラメータを決定する。以下に、誤差モデルの概要を示す。

本研究では、真値である地上雨量はレーダ雨量の関数である決定論的成分 $h(R_r)$ とランダム誤差成分 $e(R_r)$ との積で表現できるものとし式(1)のようにモデル化する。ランダム誤差成分は、地上雨量に対するレーダ雨量の相対誤差として解釈できる。

$$R_g = h(R_r) \cdot e(R_r) \quad (1)$$

ここに、 R_g は地上雨量であり R_r は地上雨量に対応する地点・時刻のレーダ雨量である。式(1)では、ランダム誤差成分として相対誤差を用いているが、これは立川らの研究にあるように地上雨量に対するレーダ雨量の誤差が相対誤差でよく表現できることによる。ランダム誤差成分 $e(R_r)$ の確率分布は、式(2)のように平均1の正規分布を仮定する。

$$e(R_r) = N(1, \sigma_e [R_r]) \quad (2)$$

立川らはランダム誤差成分の分布は正規分布の他に対数正規分布で表現できる可能性を指摘しているが、本研究では(Ciach et al., 2007)に従ってまず正規分布を仮定することとした。なお、 σ_e はランダム誤差成分 e の標準偏差であり、式(3)に示すとおりレーダ雨量 R_r の関数でモデル化した。

$$\sigma_e [R_r] = c_e + a_e R_r^{b_e} \quad (3)$$

ただし、 a_e, b_e, c_e はモデルパラメータである。一方、決定論的成分 $h(R_r)$ は式(4)によってモデル化した。

$$h(R_r) = a_h R_r^{b_h} \quad (4)$$

ここに、 a_h, b_h は決定論的成分のモデルパラメータである。Ciach et al. (2007)においては、ランダム誤差成分は局所的にはランダムであっても、時空間的には互いに相関を持っていると考えられており、後述のランダム誤差成分の生成においては、ランダム誤差成分の空間相関を反映させる。本研究では誤差の空間相関を表現するために、ランダム誤差成分の空間相関を観測点間距離の関数として式(5)の指数分布関数でモデル化した。ここに、 $\rho_s(\Delta s)$ は観測点間距離 Δs によって決まる空間相関係数である。また、 a_s, b_s はモ

デルパラメータである。

$$\rho_s(\Delta s) = \exp \left[- \left(\frac{\Delta s}{a_s} \right)^{b_s} \right] \quad (5)$$

空間相関と同様に、誤差の自己相関を表現するためにランダム誤差成分の自己相関を観測時刻間隔の関数として式(6)の指数分布関数でモデル化した。ここに、 $\rho_t(\Delta t)$ は観測時刻間隔 Δt によって決まる自己相関係数であり、 a_t, b_t はモデルパラメータである。

$$\rho_t(\Delta t) = \exp \left[- \left(\frac{\Delta t}{a_t} \right)^{b_t} \right] \quad (6)$$

2.2 誤差を考慮した降雨確率場の生成

2.1にて記述した誤差モデルに基づき、不確実性を考慮した降雨場を生成する方法について記述する。具体的には観測レーダ雨量 R_r を用いて式(1)から決定論的成分 $h(R_r)$ を求めたうえで、式(2)に従う標準偏差を持ちながら式(3)で与えられる空間相関を保持したランダム誤差成分を生成し、これらの積によって、地点($j = 1, \dots, n$)の推定降雨量 $R_{a,j}$ を式(6)を用いて求める。ここに、 n はレーダ雨量の1時刻当たりの雨量データの個数(グリッドセル数)を示す。

$$R_{a,j} = h(R_{r,j}) \cdot e(R_{r,j}) \quad (6)$$

ランダム誤差成分は、時空間相関を保持した確率変数である。時空間特性を保持した確率場の生成法については多数の提案があるが、本研究では既往研究¹⁾に従い、行列分解法を基に時空間相関を保持した正規確率場を生成する。

時空間相関を考慮した誤差モデルの構築には多変量解析においてよく使用される1次の自己回帰モデル(多変量ARモデル, (Matalas, 1967))を用いた。1次の自己回帰モデルは式(7)に示される。ここに、 $Z(t)$ は時刻 t におけるランダム誤差成分の平均値からずれであり、 A は自己相関係数、 L は発生する誤差の標準偏差であり、ノイズの標準偏差に相当する。 η は乱数

によって発生するノイズである。

$$Z(t) = AZ(t-1) + L\eta(t) \quad (7)$$

式(7)によって、ランダム誤差成分が自己相関を保持しながら時間発展する様子をモデル化している。式(7)にそれぞれ $Z(t)$, $Z(t-1)$ を乗じてその期待値を求めると、ランダム誤差成分の自乗和の期待値 M_0 および時間差 1 のランダム誤差成分の積和の期待値 M_1 が求められる。

$$M_0 = AM_1^T + LL^T \quad (8)$$

$$M_1 = AM_0 \quad (9)$$

また、定義より M_0 はランダム誤差成分の共分散行列、 M_1 は時間差 1 の共分散行列に相当するため、空間相関を加味した上で次式で表現できる。

$$M_0 = \begin{bmatrix} \sigma_1^2 & \sigma_1\sigma_2\rho_s(s_{1,2}) & \dots & \sigma_1\sigma_n\rho_s(s_{1,n}) \\ \sigma_2\sigma_1\rho_s(s_{2,1}) & \sigma_2^2 & \dots & \sigma_2\sigma_n\rho_s(s_{2,n}) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \sigma_n\sigma_1\rho_s(s_{n,1}) & \sigma_n\sigma_2\rho_s(s_{n,2}) & \dots & \sigma_n^2 \end{bmatrix} \quad (10)$$

$$M_1 = \begin{bmatrix} \sigma_1^2\rho^1_s(s_{1,1}) & \sigma_1\sigma_2\rho^1_s(s_{1,2}) & \dots & \sigma_1\sigma_n\rho^1_s(s_{1,n}) \\ \sigma_2\sigma_1\rho^1_s(s_{2,1}) & \sigma_2^2\rho^1_s(s_{2,2}) & \dots & \sigma_2\sigma_n\rho^1_s(s_{2,n}) \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ \sigma_n\sigma_1\rho^1_s(s_{n,1}) & \sigma_n\sigma_2\rho^1_s(s_{n,2}) & \dots & \sigma_n^2\rho^1_s(s_{n,n}) \end{bmatrix} \quad (11)$$

式(8)-(11)により、未知の行列 A および L をそれぞれ式(12), (13)によって求めることができるため、式(7)によって次の時刻のランダム誤差成分の平均からのずれを求めることができる。

$$A = M_1M_0^{-1} \quad (12)$$

$$LL^T = M_0 - M_1M_0^{-1}M_1^T \quad (13)$$

L を求めるための解法としてはコレスキー分解を利用した。コレスキー分解の詳細については、多数の参考書・数値計算ライブラリが存在するので、ここでは省略する。このようにして得られた L および A からランダム誤差成分 e は以下のように生成できる。

$$e = \bar{e} + Z(t) \quad (14)$$

ここに、 \bar{e} は平均値を示すベクトルであり、ここでは全ての要素が 1 の n 次元ベクトルである。このようにランダム誤差成分が求められた後、式(15)を利用してランダム誤差成分と決定論的成分から推定降

雨を求める。

$$R_{a,j} = h(R_{r,j}) \cdot e(R_{r,j}) \quad (15)$$

3. 誤差の統計的特性を反映した降雨場の生成

以下の研究に使用したデータは、2010年7月から2012年9月までの期間の X バンド MP レーダ雨量データおよび C バンドレーダ雨量データおよびアメダス観測雨量である。パラメータを同定した誤差の統計モデルを用いて、誤差を考慮した降雨確率場の生成を行う。

本研究では2011年の台風12号と台風15号時の千種川流域（流域面積730km²、図3参照）を対象に誤差を考慮した降雨場の生成を行う。それぞれ8/31 0:00 から9/9 0:00、9/16 0:00 から9/24 0:00 を対象期間とした。

確率降雨場の生成は以下タイプA～タイプDの計算負荷の異なる各手法で100通りの降雨場を生成し、手法の違いによる生成降雨場の性質の違いについて検討した。

表1 降雨場生成手法一覧

	自己相関	空間誤差特性
タイプA	$M_1=CM_0$	非一様
タイプB	$A=M_1M_0^{-1}$	一様
タイプC	$A=M_1M_0^{-1}$	非一様
タイプD	考慮なし	非一様

4. 流出計算結果の不確実性評価

台風12号を対象に流出計算した結果を図4に示す。図4に示したタイプCによるピーク流量の変動係数(cv)はタイプDよりも大きい。この違いは降雨場を生成する際にランダム誤差成分の自己相関を考慮するかどうか起因している。自己相関を考慮しないタイプDでは、時間ステップ毎にランダム誤差が独立して生成されるため、降雨のばらつきを流出過程で打ち消しあい、結果としてピーク流量等のばらつ

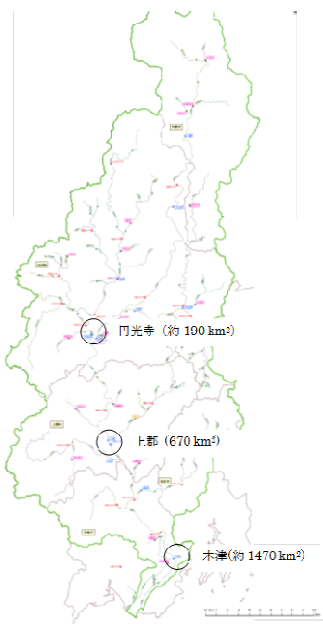


図3 千種川流域と流量観測点位置図

きが小さくなる。同様の傾向は、台風15号を対象に分析した結果からも確認できた。ただし、両者の差は顕著ではなく、千種川流域のスケールで60分雨量を用いた出水時の計算を行うに当たっては、必ずしもランダム誤差成分の自己相関を考慮することが必須とは言えない。

5. ランダム誤差成分の標準偏差が降雨生成・流出計算におよぼす影響

本検討の最終的な目標は、実務上必要とされる流出計算の精度を確保するために必要な降雨計測精度を評価することにある。前節までの検討では、降雨計測の精度が流出計算の精度に及ぼす影響を評価しているため、降雨計測誤差の値を変化させながら降雨場生成と流出計算を繰り返すことで、降雨計測精度と流出計算精度の関係性を調べる事が可能である。

このため、降雨計測におけるランダム誤差成分の標準偏差(σ)を時空間的に一定と仮定し、その σ を0.1から0.5にまで0.1刻みで変更し、上記と同様

に降雨場を生成、流出量を計算し結果を図4に整理した。この降雨場生成手法は表1のタイプBに相当する。

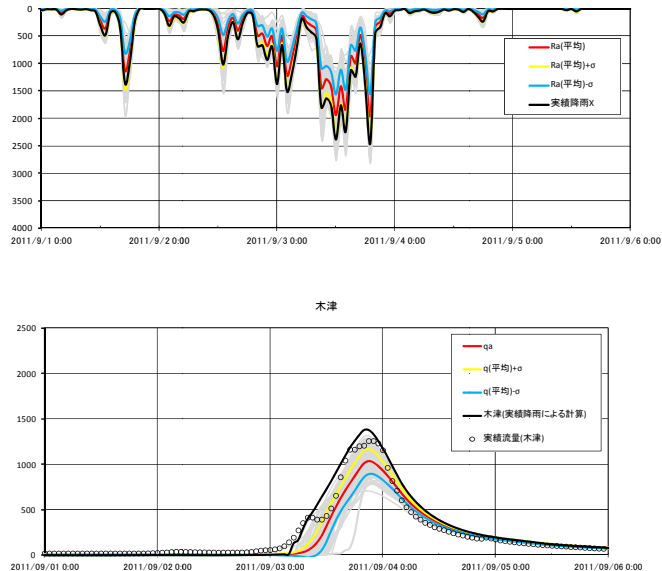


図4 流出解析結果[m³/s] (タイプC 台風12号)

また、ピーク流量の変動係数およびピーク水位の標準偏差について結果を図5および図6に示す。水位については流域によって結果が異なり、流域面積の小さい円光寺地点(約190 km²)では標準偏差が他の地点に比べて大きくなる。

ランダム誤差成分の標準偏差を0.4から0.5程度以下の降雨推定精度を確保しておけば、流出計算の観点から $\sigma = 50$ cm程度の精度が確保されることが分かった。

本研究では一事例の解析にとどまったが、今後は解析事例を積み重ね、降雨観測精度と水位上昇速度等の防災実務上必要とされる情報の精度の関係性について更に議論を深める必要がある。また、今後は本手法を衛星雨量に対して適用し、手法の有効性を確認するとともに、衛星雨量に求められる観測精度の定量的把握を行う必要がある。

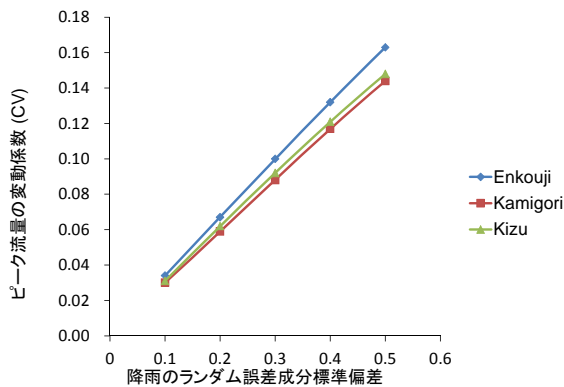


図5 降雨場のランダム誤差標準偏差とピーク流量変動係数

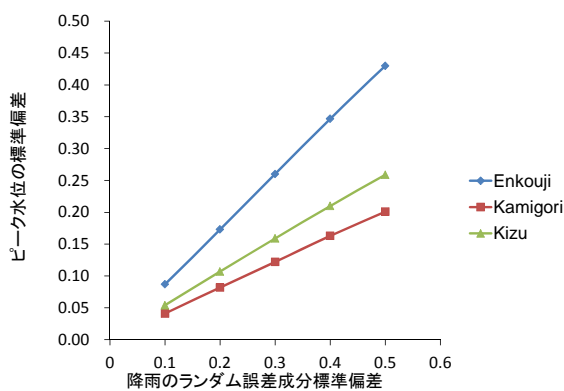


図6 降雨場のランダム誤差標準偏差とピーク水位変動係数

6. 謝辞

本研究遂行に当たり、ご指導頂きました田中茂信グループ長様、深見和彦上席研究員様、鍋坂誠志研究員様、杉浦愛研究員様、佐山敬洋研究員様、データ整理等にご協力頂きました(株)いであ三浦裕司様、越田智喜様にこの場をお借りいたしまして深くお礼申し上げます。

所属：独立行政法人水資源機構

<参考文献>

- 1) Ciach et, al. Product-Error-Driven Uncertainty Model for Probabilistic Quantitative Precipitation Estimation with NEXRAD Data J. Hydrom et., 2007, pp.1325-1347
- 2) Villarini et, al. Product-error-driven generator of probable rainfall conditioned on WSR-88D precipitation estimates, WATER RESOURCES RESEARCH, VOL. 45, W01404, 2009
- 3) A. Sugiura, S. Nabesaka, S. Fujioka, T. Sayama, K. Fukami, S. Tanaka and K. Takeuchi, Challenges on modeling large river basin with scarce data availability: case study of Indus upper catchment. International Congress on Modelling and Simulation (MODSIM) submitted to.
- 4) 鍋坂誠志, 藤岡奨, 宮本守, 杉浦愛, 岡積敏雄, 田中茂信, 深見和彦: インドネシア国ソロ川流域におけるリアルタイム洪水予警報システムの構築, 河川技術論文集, 第19巻, 2013年
- 5) 藤岡 奨, 佐山敬洋, 三浦祐司, 越田智喜, 深見和彦: レーダ雨量の不確実性を反映した降雨場の生成に関する研究, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol. 69, No. 4, I_319-I_324, 2013.

短時間急激増水に対応できる洪水予測に関する研究

チーム名等 水災害研究グループ
氏 名 建部 祐哉

1. はじめに

本研究の平成 23 年度の研究成果として、ソロ川における物理的ダウンスケーリングによる降雨推定、ならびにチャオプラヤ川における RRI モデルを用いた 2011 年洪水の洪水予測、洪水再現、さらに洪水対策後の洪水対策効果を検討した。平成 24 年度は、RRI モデルを用いた洪水予測だけでなく、洪水リスクマッピングや、気候変動の影響による洪水被害の将来予測などを視野に入れた検討を行った。

上記の目的を達成するためには、まず RRI モデルを長期間にわたって実行し、河川流量や洪水氾濫の動態を連続的に再現できることを確認する必要がある。これまでの RRI モデルの適用研究は、数日から数カ月の洪水イベントを対象としており、長期解析の実績がない。また RRI モデルに限らず、長期にわたる広域の氾濫を解析した事例は非常に限られており、その検証と長期計算に適するモデル構造の提案が、上記の洪水リスク管理に関する研究の第一歩と言える。

以上の背景より、本研究では、チャオプラヤ川全流域を対象にした長期の降雨流出氾濫解析を行う。RRI モデルの外力として、大気陸面モデル(LSM)によって推定された実蒸発散量と観測降雨を入力し 1980 年から 2004 年までの連続計算を実施する。研究の手順として、まず 2011 年の洪水を対象に同定したパラメータ²⁾を用いて連続計算し、そこで明らかになるモデルの問題点を改良する。

また長期の氾濫解析の応用例として、降雨と流域氾濫量の関係性を分析した結果、および流域全体の氾濫頻度マップの作成事例を示す。

2 既往モデルによる長期解析

2.1 計算条件

チャオプラヤ川全流域を対象にした長期の降雨流出氾濫解析を行うにあたり、標高、流下方向、集水面積データを HydroSHEDS から抽出し、60sec 格子で整備した。図-1 右に示す山地森林域には、中間流・表面流モデルの流量流積関

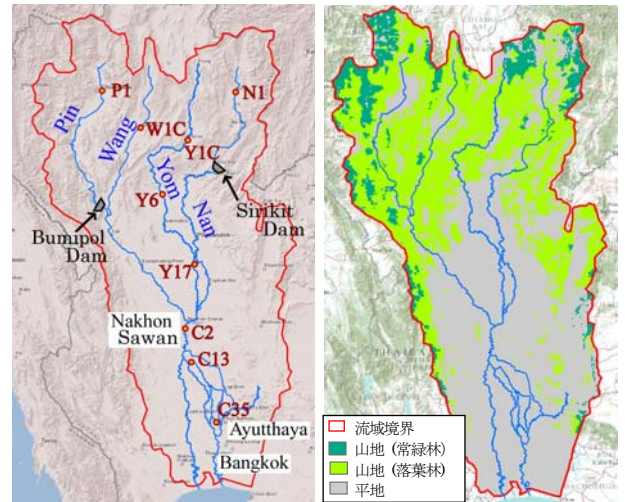


図-1 チャオプラヤ川流域図(左)と土地分類図(右)

表-1 計算条件一覧表

計算期間	1980 年 ~ 2004 年	
計算時間間隔	河道 : 60sec, 斜面 : 600sec を最大とし, 数値誤差に応じて時間間隔を自動調整	
計算格子間隔	60sec (1,776 × 1,844m)	
入力降水量	SiBUC モデル雨量	
蒸発散量	SiBUC モデル蒸発量	
下流端境界条件	動水勾配=河床勾配として設定	
河道断面	断面情報をもとに設定	
パラメータ	山地	平野
n [$m^{-1/3}s$]	0.35	0.35
n_{river} [$m^{-1/3}s$]	0.03	0.03
d [m]	0.3	-
k [m/s]	0.1	-
k_v [cm/h]	-	0.06
ϕ	-	0.475
S_f	-	0.316
F_{limit} [m]	-	0.4

※ n (n_{river}) : 斜面 (河道) の粗度係数

※ k_v , ϕ , S_f は Green Ampt モデルのパラメータであり, 上記の値は Clay に相当. F_{limit} : 積算鉛直浸透量の最大値.

係式³⁾を適用した。

$$q_x = \begin{cases} -kh \frac{\partial H}{\partial x}, (h \leq d) \\ -\frac{1}{n} (h-d)^{5/3} \sqrt{\left| \frac{\partial H}{\partial x} \right|} \operatorname{sgn} \left[\frac{\partial H}{\partial x} \right] - k(h-d) \frac{\partial H}{\partial x}, (d < h) \end{cases} \quad (1)$$

(q_x : x 方向の流量フラックス, h : 水深, H : 基準面からの水位, k : 側方の飽和透水係数, d : 土層厚×有効空隙率, n : 粗度係数)

図-1 に示す平地部においては、鉛直方向の浸透による損失が重要であると考え、Green-Ampt モデルを適用した。

RRI モデルの入力情報となる降雨は、小槻ら⁴⁾が、大気陸面モデルである SiBUC モデル⁵⁾をチャオプラヤ川全流域で実行する際に整備した地上観測雨量のデータセットを利用した。また、蒸発散については SiBUC の実蒸発散量の推定値を利用し、RRI モデル上の各グリッド毎に存在する水分量を差し引いた。2011 年の洪水を対象に同定したパラメータを表-1 に示す。なお、ダムの影響を受けるナコンサワン地点は、観測流量からダムの影響を差し引いたダム戻し流量を計算結果と比較した。本論では既往モデルによる長期解析を Case1、後述する山地土壌の不飽和層を考慮した長期解析を Case2 とする。

2.2 計算結果

各流量観測地点における観測流量と RRI モデルの計算流量の月平均値の比較を図-2 に示す。同図の赤線は観測流量を示し、緑線が Case1 の計算流量を示す。同図より、多くの地点で月平均流量を過大に評価している。この過大評価の原因として、乾季である 11 月から 4 月にかけて、与えた蒸発散量より 1mm/day 程度ほど小さい値をとっていたことにある。これは、雨季に降った降雨が過大に流出し、乾季には蒸発すべき水が流域内に存在していないことが考えられる。また、土壌中の水分量が不足する空間的な位置は山地森林域に集中していた。よって、山地森林域の土壌中により多くの水分量を保持させる必要があるため、山地森林域の流量流積関係式とその流域パラメータを変更することを試行した。

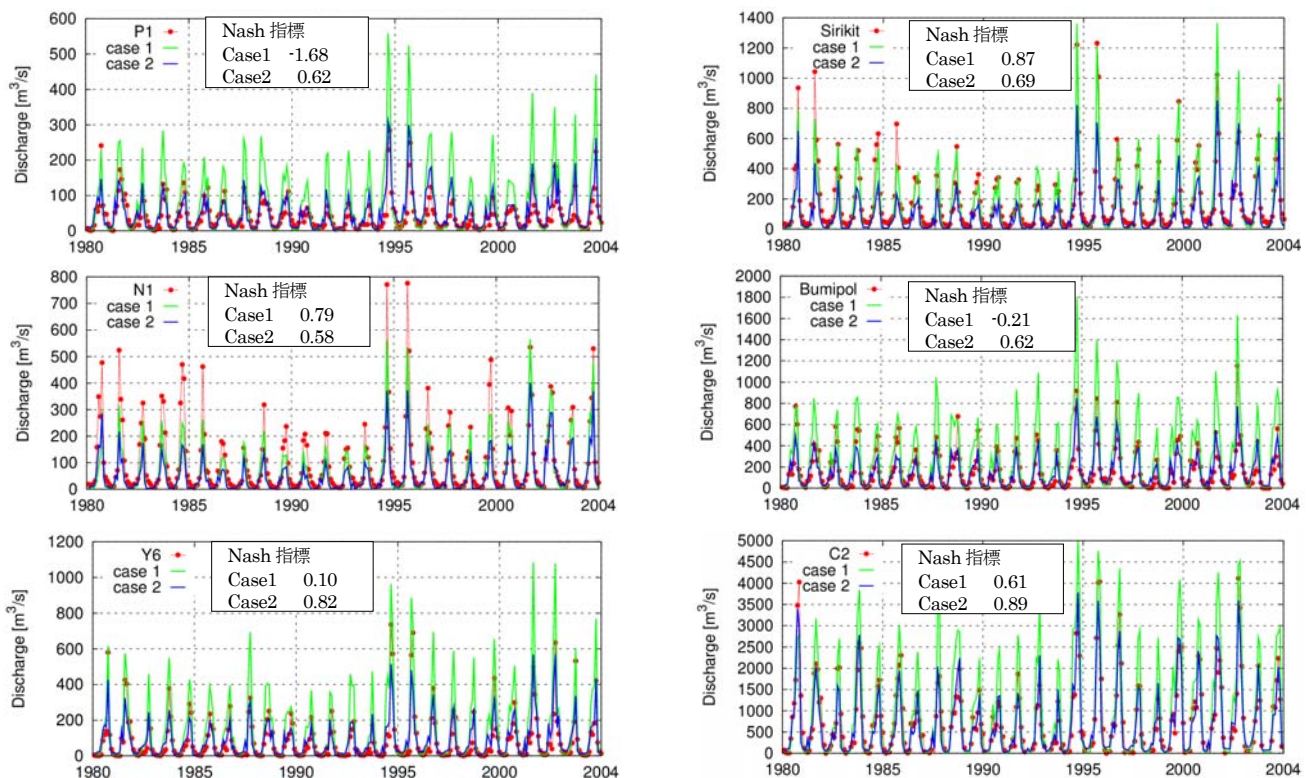


図-2 各観測地点における月平均流量比較図

3. 山地土壌の不飽和層を考慮した長期解析

3.1 計算条件

ここでは山地森林域の不飽和層を考慮した長期解析を実施する。(1)式で示した表面流・中間流の流量流積関係式を、飽和・不飽和流れを反映する以下の式(2)に変更した。また、設定した流域パラメータを表-2に示す。ここでは、山地土壌中に水分量を保持させるため、主に土層厚を大きく設定した。

$$q_x = \begin{cases} -k_c \frac{\partial H}{\partial x} d_c \left(\frac{h}{d_c}\right)^\beta, (0 \leq h \leq d_c) \\ -k_c \frac{\partial H}{\partial x} d_c - k_a \frac{\partial H}{\partial x} (h - d_c), (d_c \leq h \leq d_a) \\ -k_c \frac{\partial H}{\partial x} d_c - k_a \frac{\partial H}{\partial x} (h - d_c) \\ -\frac{\sqrt{\frac{\partial H}{\partial x}}}{n} \operatorname{sgn}\left(\frac{\partial H}{\partial x}\right) (h - d_a)^{5/3}, (d_a < h) \end{cases} \quad (2)$$

(β : k_a / k_c , k_a : 大空隙部の飽和透水係数, k_c : マトリクス部の飽和透水係数, d_a : 土壌中の最大水分量に対応する水深高さ, d_c : マトリクス部の最大水分量に対応する水深高さ)

表-2 流域パラメータ

パラメータ	山地
n [$m^{-1/3}s$]	0.35
n_{river} [$m^{-1/3}s$]	0.03
d_c [m]	1.5
d_a [m]	3.0
k_a [m/s]	0.01
β	8.0

3.2 計算結果

計算結果として、まず蒸発散量の結果を確認したところ、RRIモデルで計算されている実蒸発散量は、モデル外力として与えているSiBUCの実蒸発散量にほぼ等しくなっていた。つまり、土壌中の水分量を保持することにより、SiBUCが推定した蒸発散量をRRIモデルから適切に差し引くことができた。

次に、各観測地点における月平均流量の再現性を確認する(図-2)。N1地点、Sirikit地点を除く地点において、観測流量を概ね再現できているといえる。また、月平均流量ハイドログラフの再現性を評価する指標として、Nash-Sutcliffe指標を算出した結果、多くの地点においてモデル精度の向上が見られた。

4. 長期解析による応用事例

4.1 流域平均雨量と洪水氾濫量の関係

RRIモデルの長期解析結果から流域内の洪水氾濫量を算出する。洪水氾濫有無の閾値は0.5mとし、0.5m以上の浸水が発生するセルの氾濫量の合計値を算出し、各年の最大氾濫量を求めた。この氾濫量と最も相関が高かった期間流域平均雨量は5ヶ月流域平均雨量であった。5ヶ月間の流域平均雨量と氾濫量をプロットしたものが図-3である。流域平均雨量と氾濫量の近似式の傾きに注目すると、5ヶ月間の流域平均降雨が1,100mm(1980年から2004年の最大値)が約1.1倍になると、洪水氾濫量は約1.4倍となることがわかる。このような関係式は雨量から氾濫量を簡易的に予測するうえで有効となる。特に気候変動による雨量の増加が予測された場合に、洪水氾濫量がどれほど増加するかを簡単に推定するうえで有効であろう。

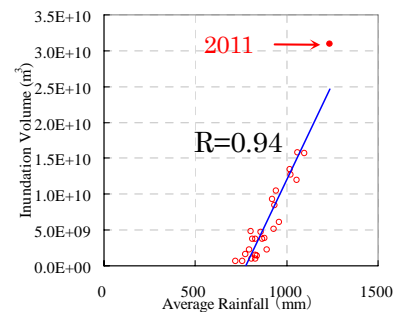


図-3 流域平均雨量と氾濫量の関係

4.2 流域スケールの氾濫頻度マッピング

長期氾濫解析結果を用いて、チャオプラヤ川流域における氾濫頻度マップを作成する。1980年から2004年、

および 2011 年の計 26 年間の解析を行い、26 年間で何回浸水したかを計算する。1 年間で複数回浸水する場合でも 1 回のカウントとした。このように計算した氾濫頻度マップを図-4 に示す。同図より、スコタイ周辺やナコンサワン周辺、アユタヤ周辺の氾濫頻度が 80%以上となり特に氾濫頻度が高い。また、ナコンサワンより下流部では低平デルタ地帯が広がることによって氾濫頻度も非常に高い。このような氾濫頻度マップは、流域の地形条件だけでなく、気象、土地利用、河道等の条件を反映したものである。急速に開発が進む途上国等において、洪水に対する脆弱な地域を事前に明らかにすることで、リスク管理にも応用できる。

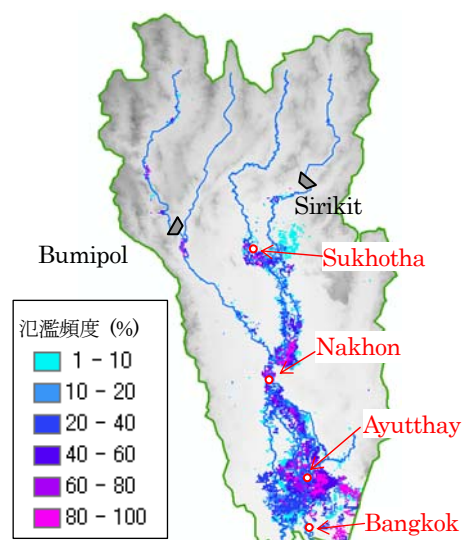


図-4 チャオプラヤ川流域における氾濫頻度マップ

5. まとめ

タイ・チャオプラヤ川流域において、降雨流出氾濫モデルの長期解析を実施した。2011 年の洪水再現パラメータを用いて長期解析を行った結果、乾季における土壌水分量が足りないことが原因で、蒸発散量が過小に見積もられ、多くの地点で流量が過大に評価された。上記の問題を解決するため、乾季における土壌水分量を RRI モデル上で確保するよう飽和・不飽和流れを考慮したモデルを山地森林域に適用した。その結果、乾季の蒸発散量は大気陸面モデルが推定した値と一致し、流量の計算結果が観測結果をよく再現できることが分かった。

長期解析の結果を応用し、流域全体の氾濫量と降雨量との関係を分析した。チャオプラヤ川全流域では 5 カ月の流域平均雨量と氾濫量との間に 0.94 という高い相関がみられた。このような関係式は降雨量から簡易的に氾濫量を算出することを可能にしており、気候変動が洪水氾濫に対する影響を簡易的に予測するうえでも有効なものと考えられる。また長期解析の結果を応用し、チャオプラヤ川全流域の氾濫頻度マップを作成した。急速に開発が進む途上国等において、洪水に対する脆弱な地域を事前に明らかにすることで、リスク管理にも応用できる。

6. 謝辞

本研究を進めるにあたり、多くの助言や示唆を与えて頂いた佐山研究員に深謝致します。また、日常の議論を通じて多くのコメントを頂いた田中グループ長、深見上席研究員、牛山研究員、藤岡交流研究員をはじめとする水災害研究グループの皆様に感謝いたします。

所属: (株) CTI グランドプランニング

<参考文献>

- 1) 佐山敬洋, 藤岡奨, 牛山朋来, 建部祐哉, 深見和彦: インダス川全流域を対象とした 2010 年パキスタン洪水の降雨流出氾濫解析, 土木学会論文集 B1(水工学), Vol. 68, No.4, I493-I498, 2012.
- 2) 佐山敬洋: 2011 年タイ洪水を対象にした緊急対応の降雨流出氾濫予測, 土木学会論文集, 2012. (投稿中)
- 3) 高棹琢馬・椎葉充晴: Kinematic Wave 法への集水効果の導入, 京都大学防災研究所年報, 第 24 号, B-2, pp.159-170, 1981.
- 4) 小槻峻司, 田中賢治, 小尻利治, 浜口俊雄: 灌漑を考慮した陸域水循環モデルの構築, 水工学論文集, 第 55 巻, pp. 553-558, 2011.
- 5) 田中賢治, 池淵周一: 都市域・水体をも考慮した蒸発散モデルの構築とその琵琶湖流域への適用, 京都大学防災研究所年報, 第 37 号, B-2, pp.299-313, 1994.
- 6) 立川康人, 永谷 言, 宝 馨: 飽和・不飽和流れの機構を導入した流量流積関係式の開発, 水工学論文集, 第 48 巻, pp. 7-12, 2004.

杭の軸方向ばね定数 K_v の推定精度の向上に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 北浦 光章

1. まえがき

道路橋示方書下部構造編¹⁾ (以下、道示と呼ぶ) では、杭の鉛直方向に関する安定性の担保は許容支持力に対して照査し、所定の条件を満たすことを確認することによって行われている。しかし、性能規定型の設計基準への移行に伴い、安全率の根拠や設計法の合理化がますます重要になってきていることから、荷重や抵抗特性の確率的評価に基づく照査体系の構築や部分係数の設定が課題として挙げられている。

2. 研究目的

道路橋の杭基礎は、一般にフーチングに作用する外力に対し、杭の軸方向ばねと杭軸直角方向ばねで支持された弾性床土上の梁モデル又はラーメンモデルからなる構造物として設計されている。このうち、杭の軸方向ばねについて、道示では杭頭に設定するばね定数 (以下、杭の軸方向ばね定数 K_v と呼ぶ) として杭施工法別に杭体の軸剛性ばねと根入れ比の関係に着目した推定式が示されている。本式は比較的簡易に K_v を評価できるものの、杭先端地盤や周面地盤の影響が大きくなる場合には推定精度が低くなる傾向がある。そこで、地盤の影響が相対的に大きい場合にも一定の推定精度を確保することを目的として、地盤の影響を直接的に考慮することができる K_v の推定式を提案した。

3. 研究方法

3.1 本研究で対象とした载荷試験データ

本研究で対象としたデータは、打撃工法、バイブロハンマ工法、場所打ち杭工法、中掘り杭工法、プレボーリング杭工法、鋼管ソイルセメント杭工法および回転杭工法を対象とする。なお、中掘り杭工法はセメントミルク噴出攪拌方式のみを対象とする。

データの採用条件は、既往の研究²⁾ に倣い、载荷荷重・変位、杭寸法および地盤条件等の基本情報が整っているもののうち、Weibull 分布曲線上の、杭頭変位が杭径の 10% に達する時の杭頭反力を実測値 P_{ou} とみなす観点において十分な载荷がなされたと考えることのできる条件として、①杭頭における実測最大荷重 P_{omax} が、Weibull 分布関数にあてはめた結果得られる降伏荷重 $P_{oy} \doteq 0.63 P_{ou}$ の 1.2 倍以上であるもの (なお、この場合に採用する降伏支持力は、ワイブル分布曲線から求めた降伏支持力 P_{oy} とする) とした。

さらに本研究では、②降伏支持力時の杭先端伝達荷重が実測されたもの、③杭体に周面摩擦力を低減させる処置 (例えば S L 剤塗布) を施していないもの、を条件として追加した。特に、杭体に周面摩擦力を低減させる処置を施している場合は、杭頭沈下量のうち杭体変形が占める割合が大きくなり、杭の周面摩擦力を評価した杭の軸方向ばね定数を正確に把握できないため、それらの杭を対象外とした。

3.2 杭の軸方向ばね定数推定式の提案

道示における推定式は式(1)の通りである。

$$K_V = aE_p A_p / L \quad (1)$$

ここに、 K_V ：杭の軸方向ばね定数(kN/m)、 E_p ：杭のヤング係数(kN/mm²)、 A_p ：杭の純断面積(mm²)、 L ：杭長(m)、 a ：補正係数で杭施工法別に根入れ比との関数で与えられたもの、である。

式(1)における補正係数 a は、杭の鉛直載荷試験における杭頭荷重－杭頭沈下量から施工法ごとに評価した実測 K_V に合うように逆算されたものである。すなわち、杭先端地盤の影響は式(1)中に1つの項として明確には示されていないものの、鉛直載荷試験に基づいて逆算された補正係数 a に含まれていると考えられる。しかし、杭先端地盤が K_V に与える影響は、杭長や杭の軸剛性によって変化するために厳密に言えば補正係数 a は一律ではないため、場合によっては推定精度が低くなると考えられる。この課題を解決するため、中谷らは杭体と杭先端の寄与分を分離し、当該地盤の杭先端地盤の影響を考慮した K_V の評価式(式(2))を提案している²⁾。式(2)は、弾性係数および断面積が深度方向に一定である長さの杭の杭頭に荷重が作用するとき生じる杭頭変位の理論式から求められたものである。

$$K_V = 1 / \left\{ \frac{L}{2E_p A_p} (1 + \gamma_y) + \xi \frac{4\gamma_y}{\pi D_p^2 k_V} \right\} \quad (2)$$

ここに、 D_p ：杭先端の径(m)、 k_V ：杭先端における鉛直方向地盤反力係数(kN/m³)、 ξ ：杭先端変位量算出のための補正係数、 γ_y ：杭頭降伏時の先端伝達率であり、本式の分母の第1項が杭体変形 ΔL 、第2項が杭先端変位 S_{py} にそれぞれ該当する。ここで、杭頭降伏時の先端伝達率 γ_y とは、杭頭に作用する荷重とその荷重によって生じる杭頭変位の関係から降伏と判定される点(杭頭降伏時)において杭先端に作用している荷重 P_{py} と杭頭に作用している荷重 P_{oy} の比(P_{py}/P_{oy})のことであり、杭頭降伏時における先端支持力への依存度を示す指標である。 γ_y は杭の鉛直載荷試験を実施すれば求めることができるが、中谷らは、杭頭変位が杭径の10%に達した時の先端伝達率から得られた実測 γ_y を、道示に示される支持力推定式を用いて得られる杭頭変位レベルが杭径の10%となるとき先端伝達率 γ_{10} から推定するための回帰式(線形関数)として式(3)を提案している。

$$\gamma_y = X(R_{pd}/R_{ud}) + Y \quad (3)$$

ここに、 R_{pd} ：支持力推定式から求めた先端支持力(kN)、 R_{ud} ：支持力推定式から求めた極限支持力(kN)、 X, Y ：補正係数である。

この式(2)の特徴として、周面摩擦力が深度方向に一定に分布するという仮定が含まれる。しかし、実際には層により周面摩擦力が異なると考えられる。そこで本研究は、式(2)を基本としつつ、新たに杭体変形に対する補正を行う式(4)を提案する。以降、式(4)を提案式と呼ぶ。

$$K_V = 1 / \left\{ \frac{L}{2E_p A_p} (1 + \gamma_y - \zeta) + \xi \frac{4\gamma_y}{\pi D_p^2 k_V} \right\} \quad (4)$$

ここに、 ζ ：杭体収縮量算出のための補正係数、 ξ ：杭先端変位量算出のための補正係数である。

4. 研究結果

補正係数 X , ζ および ξ を表-1 に示す。 ζ および ξ の補正係数は、杭体変形量および杭先端変位量のそれぞれについて、杭の鉛直載荷試験から得られた杭頭荷重-杭頭変位関係より評価した実測値に対する推定値の比の幾何平均が 1.0 となるように求めた。また、式(2)と同様、杭頭降伏時の先端伝達率についても式(3)に含まれているが、この推定式は式(3)における補正係数 Y を零とした回帰式から導出することとし、回帰式の傾きを補正係数 X とした。

図-1～図-9 に、道示に記載されている 7 工法について、杭の載荷実験により得られた実測 K_v と道示における推定式(1)および提案式(4)から求めた計算値を比較したものを示す。また、載荷実験から求められる K_v と道示式(1)、提案式(4)による K_v の比(モデル誤差)に関するバイアスと変動係数を表-2 に示す。図-1～図-9 および表-2 より、提案式により求めた場合は道示式(1)よりもバイアスが 1 に近づいており、杭体収縮量を考慮したことにより、平均的な値を推定できるようになったことが分かる。特に、プレボーリング杭工法および回転杭工法のバイアスの推定精度が大きく向上している。また、変動係数を見てみると、数が少なく評価の信頼性が相対的に低いバイブロハンマ工法又は回転杭工法を除けば、提案式(4)は道示式(1)よりもやや小さくなっている。その中でも鋼管ソイルセメント杭工法の変動係数は非常に小さくなっているが、これは周面摩擦力を低減させる処置を施した杭のデータを対象外としたによる効果だと考えられる。以上から、提案式(4)により推定精度が向上したといえる。

表-1 補正係数 X , ζ および ξ

杭工法	X	ζ	ξ	
			砂質土	粘性土
打撃工法	0.89	0.08	0.22	0.42
バイブロハンマ工法	0.98	0.23	0.46	
場所打ち杭工法	0.62	0.19	0.63	0.47
中掘り杭工法	0.76	0.09	0.30	
プレボーリング杭工法	0.69	0.02	0.20	
鋼管ソイルセメント杭工法	0.72	0.38	0.31	
回転杭工法	0.78	0.28	0.40	

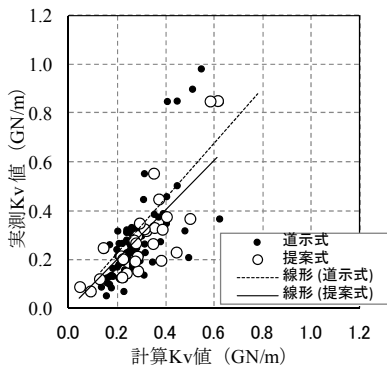


図-1 打撃工法

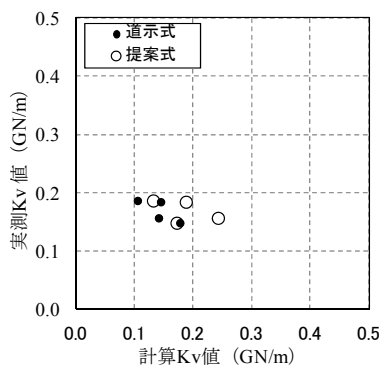


図-2 バイブロハンマ工法

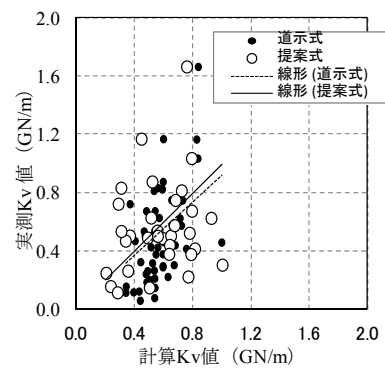


図-3 場所打ち杭工法

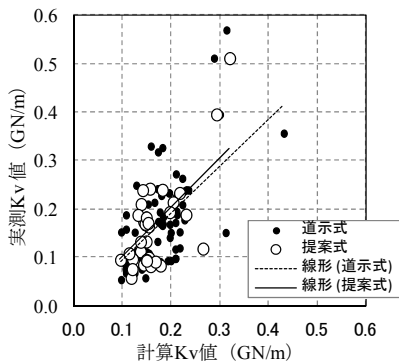


図-4 中掘り杭工法

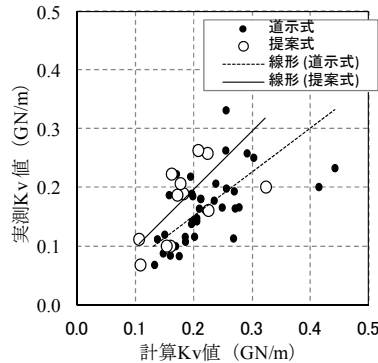


図-5 プレボーリング杭工法

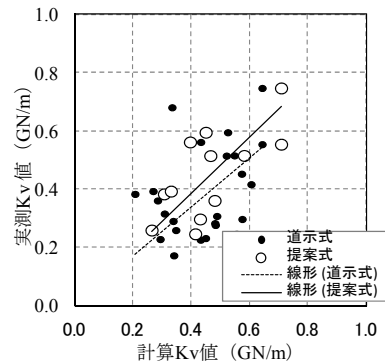


図-6 鋼管ソイルセメント杭工法

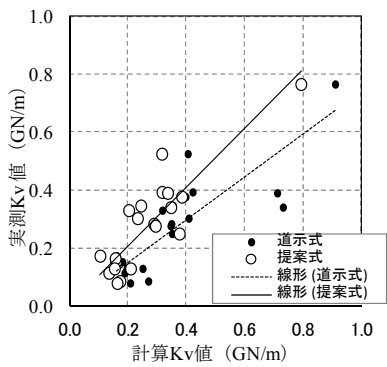


図-7 回転杭工法

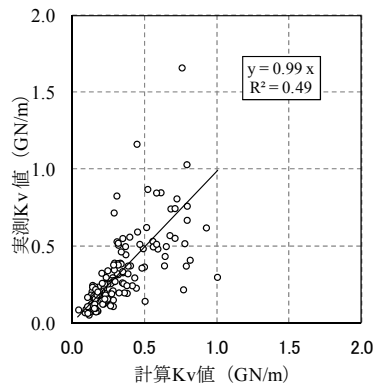


図-8 提案式 (全工法)

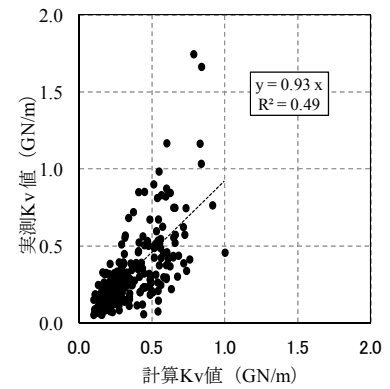


図-9 道示式 (全工法)

表-2 道示式と提案式の統計量

		打撃工法	バイプロ工法	場所打ち杭工法	中掘り杭工法	フレボーリング杭工法	鋼管ソイルセメント杭工法	回転杭工法
道示式	データ数	90	4	59	87	39	24	20
	バイアス	0.98	1.24	0.88	0.95	0.77	0.93	0.77
	変動係数	0.39	0.32	0.61	0.41	0.30	0.46	0.33
提案式	データ数	29	4	33	33	13	12	20
	バイアス	0.99	0.97	1.14	0.97	0.98	1.00	1.03
	変動係数	0.37	0.33	0.60	0.37	0.30	0.26	0.34

しかし、場所打ち杭については、提案式(4)を用いた場合の変動係数は0.60であり、他工法に比べると推定精度は低い。これは、場所打ち杭工法は、杭頭降伏時の杭先端変位量 S_{py} が杭体変位量 ΔL よりも大きい為、杭先端変位量のばらつきの大きさが影響しているものと考えられる(図-10参照)。その一方で、他工法(例として中掘り杭工法を示す)は杭先端変位量の割合が場所打ち杭工法より小さい為、杭先端変位量のばらつきの大きさの影響が小さくなっていると考えられる。

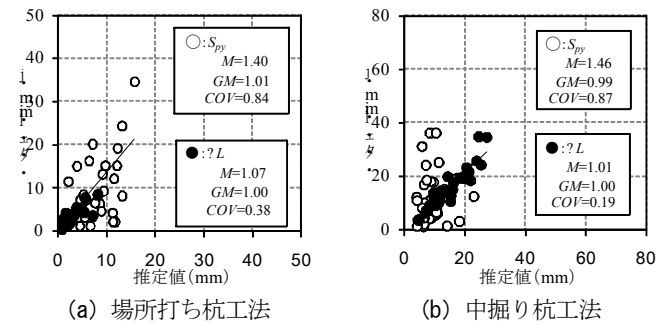


図-10 杭頭降伏時の杭先端変位量 S_{py} および杭体変形量 ΔL の推定値と実測値の関係

5. 結論

道路橋杭基礎の設計に用いる軸方向ばね定数 K_v について、杭体変形と杭先端変位を考慮した推定式(4)を提案するとともに、式(1)に比べて推定精度が向上することを検証した。

6. 謝辞

本研究を進めるに当たり、ご指導を頂いた石田上席研究員、七澤上席研究員、西田主任研究員、河野研究員、並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様にご感謝の意を表します。

所属：一般社団法人 コンクリートパイル建設技術協会

<参考文献>

- 1) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編，2012.3.
- 2) 中谷昌一，白戸真大，横幕清：杭の軸方向の変形特性に関する研究，土木研究所資料第4139号，2009.3.

軸方向鉄筋のはらみ出し挙動に着目した変形能評価式の RC ラーメン橋脚への適用性

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏名 坂柳 皓文

1. まえがき

正負交番荷重を受ける単柱式の RC 橋脚に対する塑性変形能の評価式として、塑性ヒンジの形成メカニズムに関する研究成果を踏まえ、小森らは軸方向鉄筋のはらみ出し挙動に着目した方法を提案している¹⁾。平成 14 年の道路橋示方書²⁾（以下、H14 道示と呼ぶ）においては、耐震性能ごとの RC 橋脚の限界状態に相当する変位は、終局変位から安全係数で割り戻す形で算出されていたため、限界状態の変位と橋脚の損傷状態や抵抗特性の関係が直接的に関連付けられてはなかったが、小森らの提案する手法（以下、提案手法と呼ぶ）では、表-1 に示すようにこれらの関係を明確にした上で、限界状態に相当する変位を直接的に算出する方法としている。提案手法のポイントは、塑性ヒンジ長の算出式を軸方向鉄筋のはらみ出し挙動に関連づけた点と、H14 道示で終局限界を定義する指標としていたコンクリートの限界圧縮ひずみに加え、軸方向鉄筋の引張ひずみも限界状態を定義する指標とした点にある。

提案手法は、単柱式の RC 橋脚模型に対する実験結果を基に、塑性ヒンジ長と軸方向鉄筋の引張ひずみのそれぞれの算出式を導出している。したがって、この方法を他の構造形式の橋脚に適用する場合には、その適用性を検証する必要がある。本研究では、RC ラーメン橋脚の面内方向の塑性変形能の評価に対する提案手法の適用性に着目して、過去に行われた正負交番繰返載荷実験の結果との比較をもとに検討した。

2. 検討に用いた RC ラーメン橋脚模型の載荷実験の概要

2.1 橋脚模型

本研究では、寺山らが実施した RC ラーメン橋脚模型の面内方向に対する正負交番繰返載荷実験³⁾の 3 供試体内、柱の曲げ破壊が起こった 2 体を対象に、提案手法の適用性を検討することにした。残りの 1 体は載荷治具が取り付けられた梁から破壊しており、曲げ破壊型の損傷とは言えないモードであったため本検討での対象から外した。ここで、対象とした 2 体を本研究ではそれぞれケース 1、ケース 2 と称する。

図-1 は、ケース 1 の橋脚模型を示したものである。柱は載荷方向に 350 mm、載荷直角方向に 480 mm の長方形であり、はりはその高さが 370 mm、幅が 480 mm の長方形である。ケース 1 とケース 2 の諸元を表-2 に示す。断面寸法や配筋は同じで、柱の高さがケース 1 では 1.67m、ケー

表-1 RC橋脚の限界状態

	耐震性能2	耐震性能3
耐震橋脚性の性能	地震による損傷が限定的なものに留まり、橋としての機能の回復が速やかにい行得る性能	地震による損傷が橋として致命的とまらない性能
限界状態の R C 橋脚の	水平力の低下がほとんどなく、エネルギー吸収が安定して期待できる状態	地震時保有水平耐力を保持できる限界の状態

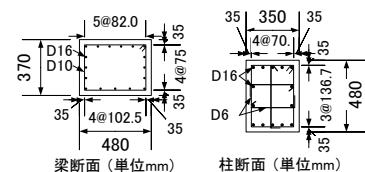
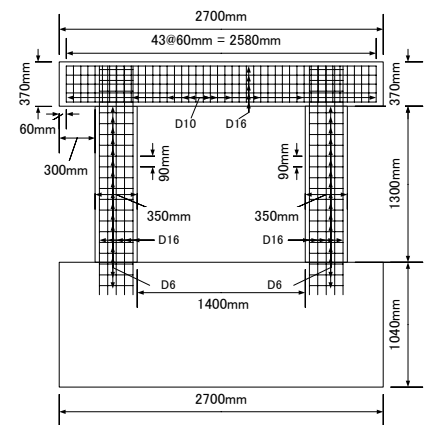


図-1 橋脚模型概要図（ケース1）

ス2では2.17mである点が両者の違いである。柱の軸方向鉄筋比は1.7%、横拘束鉄筋比は1.0%である。柱断面の中間帯鉄筋は、片側が鋭角フック、もう一端が直角フックとして定着されている。

荷重は、はりに荷重治具を取付け、両柱の基部で約1 N/mm²の軸応力が作用するようにこの荷重治具を介して鉛直力を与えながら、正負交番の水平力をこの荷重治具に変位制御で与えている。荷重変位は、降伏変位を基準変位として、これを漸増させることとし、一定振幅の繰返し回数は3回としている。

表-2 供試体諸元

供試体	ケース1	ケース2
柱基部からはり天端の高さ	1.67m	2.17m
柱断面	350mm×480mm	
柱軸方向鉄筋	D16×14本	
柱帯鉄筋	D6@90mm	
はり断面	370mm×480mm	
はり軸方向鉄筋	D16×17本	
はり帯鉄筋	D10@60mm	
鉄筋材質	SD295	

2.2 実験結果

ケース1、ケース2ともに表-3、図-2に示すように4 δ_0 の荷重において柱基部においてかぶりコンクリートの剥落が観察されている。その後、ケース1では7 δ_0 の荷重において、ケース2では8 δ_0 の荷重において、かぶりコンクリートの剥落の進展に伴い軸方向鉄筋の露出が観察されている。さらに、ケース1では9 δ_0 の荷重において、ケース2では10 δ_0 の荷重において、軸方向鉄筋のはらみ出しが観察されている。

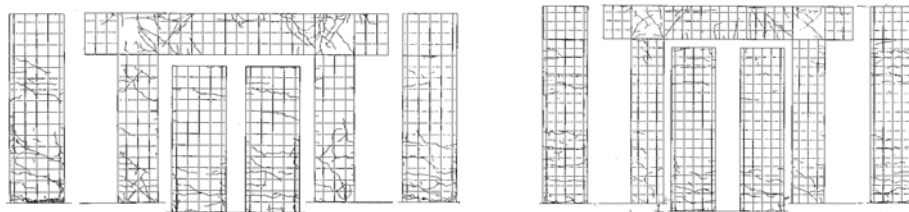
図-3に、実験で得られた水平力-水平変位の履歴曲線を示す。いずれのケースでも、かぶりコンクリートの剥落が確認された段階付近で水平力が最大となっており、その後、水平力は緩やかに低下する。軸方向鉄筋の露出が確認された段階では、最大水平力から水平力がケース1では15%、ケース2では22%低下していた。軸方向鉄筋のはらみ出しが確認された段階では、最大水平力から水平力がケース1では40%、ケース2では31%低下していた。

単柱式RC橋脚に対しては、耐震性能2に対する限界状態においては、表-1に示したように、安定したエネルギー吸収が確保できる状態にあることが求められており、この目安として、同一振幅における3回の正負交番繰返し荷重において、3回目の荷重における水平力の最大値が1回目の荷重における水平力の最大値の85%を下回らないことと、2回目と3回目の荷重におけるエネルギー吸収量を比較して、エネルギー吸収量の低下が10%程度以下であることとされている⁴⁾。図-4は、こうした観点で、RCラーメン橋脚模型の実験結果を評価した結果である。なお、図-4の評価は塑性応答となる2 δ_0 以降に対して示している。図-4によれば、ケース1では8 δ_0 程度まで、ケース2では11 δ_0 程度まで、上記の条件を満足することが分かる。これは、RCラーメン橋脚の場合では4箇所の塑性ヒンジにおいてエネルギー吸収をすること等による効果と考えられる。一方で、これらの段階では、図-3に示したように最大水平力からは20%以上低下していること、図-2に示したように軸方向鉄筋のはらみ出しが確認されるような段階であることから、水平力の低下度合いや損傷状態の観点からは耐震性能2の限界状態を満たす状態とは言い難い。このため、RCラーメン橋脚に対しては、骨格曲線における水平力の低下度合いと損傷状態も考慮し、確実に軸方向鉄筋のはらみ出しが起きておらず、損傷の修復が速やかに行える段階として軸方向鉄筋の露出が確認された段階の1つ前の荷重ステップを耐震性能2の限界状態に相当する変位とすることとした。この結果、ケース1については6 δ_0 、ケース2については7 δ_0 がこれに相当する変位となり、この段階では、最大水平力からの低下はケース1では12%程度、ケース2では19%程度となっている。

また、耐震性能3に対する限界状態は、単柱式RC橋脚に対しては、地震時保有水平耐力を保持できる限界の状態としており、これはおおむね軸方向鉄筋のはらみ出しが生じ始める段階に相当する。本実験におけるRCラーメン橋脚においては、ケース1では7 δ_0 において軸方向鉄筋の露出が生じた後に9 δ_0 においてははらみだし変形が確認される間の8 δ_0 の荷重ステップにおいて水平力の大きな低下が確認されている。一方、ケース2では、このよ

表-3 実験時の供試体の損傷状況

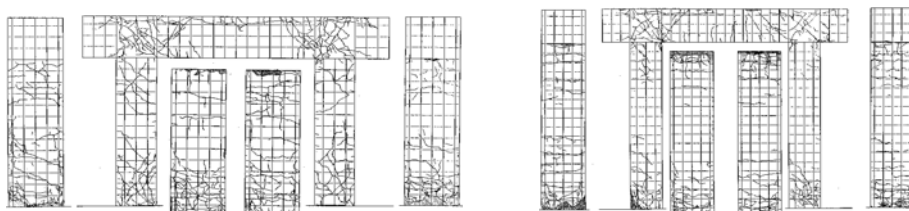
載荷順序	ケース1	ケース2
軸力載荷	梁部に曲げひび割れが発生。	梁にひび割れが発生。梁-柱接合部にひび割れが発生。
予備載荷	反加振機側の柱基部及び梁-柱接合部にひび割れ発生。	柱基部にもひび割れ発生。梁-柱接合部にもひび割れ発生。隅角部にもひび割れ発生。
1 δ_0	柱及び梁に曲げによるひび割れが発生。	柱にひび割れが増える。
2 δ_0	柱及び梁のひび割れが進展。隅角部にひび割れが発生。	柱基部及び隅角部にひび割れが増える。
3 δ_0	柱基部にひび割れが集中する。梁-柱接合部も増加。	柱基部及び隅角部に新たにひび割れが増える。
4 δ_0	柱基部のコンクリートが剥離。柱基部に軸方向にひび割れが発生。反加振機側の隅角部のひび割れが亀甲状になる。	柱基部のひび割れが進展。コンクリートの剥落が始まる。
5 δ_0	柱基部のコンクリートの剥落が進む。梁-柱接合部の剥離も進展。加振機側の隅角部のひび割れが亀甲状になる。	柱基部の剥落する範囲が大きくなってきた。隅角部はひび割れが多くなってきた。
6 δ_0	柱基部のコンクリートの剥離が広がる。	柱基部のコンクリートの剥離は、さらに進む。梁-柱接合部のコンクリートの剥落が始まる。隅角部のひび割れが密になる。
7 δ_0	柱基部のコンクリートの剥離が広がる。梁-柱接合部のコンクリートの剥離が進んだために、軸方向鉄筋、帯鉄筋が露出。柱基部のコンクリートに剥落が進んだために、軸方向鉄筋が露出。隅角部のひび割れが亀甲状に広がる。	柱基部のコンクリートの剥離はさらに進む。梁-柱接合部のコンクリートの剥落が始まる。隅角部のひび割れが密になる。
8 δ_0	柱基部のコンクリートに剥落が進む。軸方向鉄筋の座屈。梁-柱接合部の剥離もかなり進む。	柱基部、梁-柱接合部の各所において、コンクリートの剥落にともない、鉄筋の露出が始まる。
9 δ_0	柱基部の軸方向鉄筋の座屈が大きい。コンクリートの損傷がコアコンクリートまで至り、空隙が生じていた。梁-柱接合部のコンクリートの剥離している範囲が広がる。荷重が降伏荷重を下回ったため、実験終了。	各部分での鉄筋の露出本数が多くなってきた。
10 δ_0		柱基部で、軸方向鉄筋の変形が生じてきた。
11 δ_0		反加振機側の柱基部の軸方向鉄筋破断。コンクリートの剥落は各部分で依然続く。
12 δ_0		加振機側の柱基部の軸方向鉄筋が5本破断。反加振機側の柱基部の軸方向鉄筋が3本破断。損傷の進行が基部に集中。
13 δ_0		さらに柱基部の軸方向鉄筋が破断。(加振機側柱で4本、反加振機側柱で3本)荷重が降伏荷重を下回ったため、実験終了。



ケース1 (4 δ_0)

ケース2 (4 δ_0)

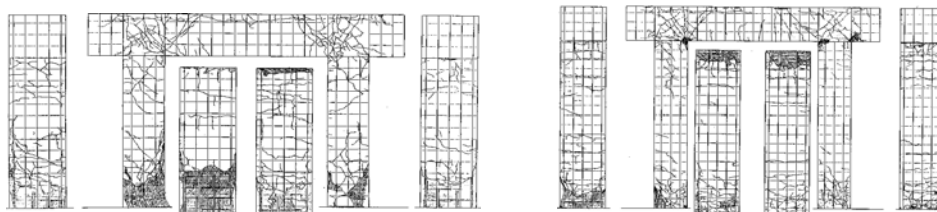
(a) かぶりコンクリートの剥落



ケース1 (7 δ_0)

ケース2 (8 δ_0)

(b) 軸方向鉄筋の露出



ケース1 (9 δ_0)

ケース2 (10 δ_0)

(c) 軸方向鉄筋のはらみ出し

図-2 供試体の損傷状況

うな水平力の大きな低下はなく、荷重振幅の増加に伴い、徐々に水平力が低下している。このため、RC ラーメン橋脚においては変位が増大することによる水平力の急激な低下が必ずしも発生するわけではないが、RC 橋脚の破壊順序としてはかぶりコンクリートの剥落の後に軸方向鉄筋のはらみ出しが生じることから、本実験における RC ラーメン橋脚においては、軸方向鉄筋の露出が確認された段階の次のステップを耐震性能 3 の限界状態に相当する変位とすることとした。この結果、ケース 1 については $8\delta_0$ 、ケース 2 については $9\delta_0$ がこれに相当する変位となる。なお、この段階では、最大水平力からの低下はいずれのケースも 30%程度となっている。

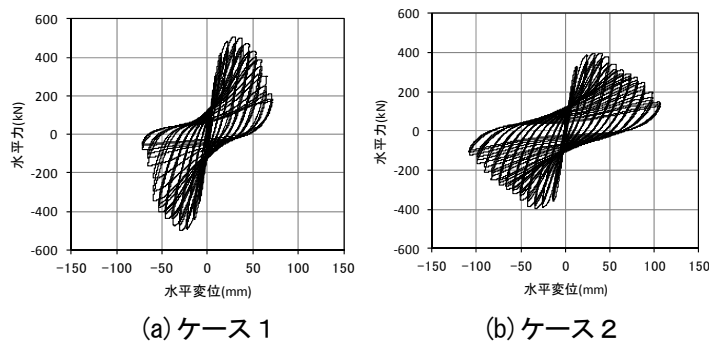
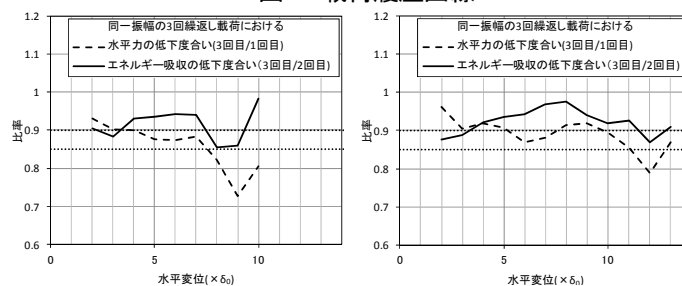


図-3 荷重履歴曲線



(a) ケース 1 (b) ケース 2

図-4 吸収エネルギー及び保持耐力の比率

3. RC ラーメン橋脚の塑性変形能の推定精度

3.1 解析方法

RC ラーメン橋脚の水平力-水平変位関係の骨格曲線を解析により求める際には、H14 道示に示される方法に従った。すなわち、RC ラーメン橋脚を塑性ヒンジが形成される箇所については要素長を塑性ヒンジ長とした軸力変動を考慮できる非線形梁要素とし、梁-柱の接合部については剛性が十分に大きな要素とした骨組みモデルに置換した。また、荷重治具については鉛直方向変位を剛体変位とするため、鉛直方向に剛性が大きな要素を配置し、その上に荷重治具の梁の曲げ剛性を有する要素を配置した。モデルの概要図を図-5 に示す。解析に用いる実験模型の材料強度は、実験に際して行われた材料試験のデータに基づくのが一般的であるが、本実験に用いられた鉄筋は、鉄筋の種類が SD295 であるにもかかわらず、材料試験に基づく鉄筋の降伏強度が 423 N/mm^2 と非常に大きかったことが報告されている。一方、鉄筋の材料特性のばらつきを分析した調査結果⁵⁾によると、SD295 の降伏強度は平均して公称値の 1.22 倍程度の値となり、その標準偏差は 0.03 程度であることを踏まえると、材料試験の結果は一般的な値ではないと考えられる。そのため、鉄筋の強度については、公称値、実測強度及び公称値の 1.22 倍の 3 ケースに対して解析することとした。また、公称値の 1.22 倍を用いる場合には、鉄筋強度のばらつきを考慮して検討することとした。なお、本検討で主として着目しているのは塑性変形能の推定精度であり、後述のように塑性変形能の推定精度には軸方向鉄筋の降伏強度は大きな影響を及ぼさない。

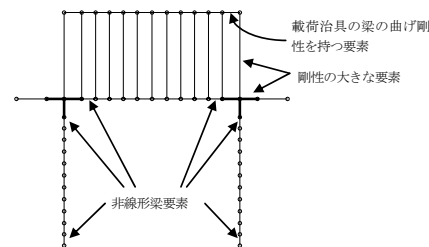


図-5 解析モデル概要図

解析においては、RC ラーメン橋脚の限界状態である、複数箇所に形成される塑性ヒンジが全て耐震性能 2 (又は 3) の限界状態に達する点に着目することとした。なお、参考までに、軸方向鉄筋の引張りずみの限界状態を設定せず、コンクリートの限界圧縮ひずみのみにより限界状態を評価する場合の結果もあわせて計算した。これは、

H14 道示²⁾ の手法に準じた手法である。

表-4 に、対象とする実験模型の各断面の塑性ヒンジ長や軸方向鉄筋の許容引張ひずみ、コンクリートの限界圧縮ひずみ等を示す。なお、表-4 に示したのは鉄筋の降伏強度を公称値の 1.22 倍としたケースである。ここで、柱部の中間帯鉄筋は片側が鋭角フック、もう一方の端部が直角フックであるため、塑性ヒンジ長や軸方向鉄筋の許容引張ひずみを算出する際における横拘束鉄筋の抵抗を評価する場合及びコンクリートに対する横拘束効果を評価する場合において、有効長を相隣る横拘束鉄筋の実際の配置間隔の 1.5 倍として評価した⁴⁾。

表-4 各ケースの計算パラメーター

部位	柱		梁上側		梁下側	
	ケース1	ケース2	ケース1	ケース2	ケース1	ケース2
コンクリート強度	24N/mm ²		24N/mm ²		24N/mm ²	
鉄筋の降伏強度	360N/mm ²		360N/mm ²		360N/mm ²	
コンクリートのヤング率	2.5 × 10 ⁴ N/mm ²		2.5 × 10 ⁴ N/mm ²		2.5 × 10 ⁴ N/mm ²	
鉄筋のヤング率	2.0 × 10 ⁵ N/mm ²		2.0 × 10 ⁵ N/mm ²		2.0 × 10 ⁵ N/mm ²	
有効長 d	205mm		410mm		410mm	
圧縮側軸方向鉄筋の本数 n _s	3本		6本		5本	
β_{cs}	0.271		0.271		0.271	
β_s	2.633		1.253		1.504	
β_n	2.904		1.524		1.774	
塑性ヒンジ長 L _p	111mm		149mm		131mm	
軸方向鉄筋の許容引張ひずみ	耐震性能2 ϵ_{st2}	0.0305	0.0318	0.0269	0.0279	
コンクリートの限界圧縮ひずみ ϵ_{cd}	耐震性能3 ϵ_{st3}	0.0426	0.0446	0.0377	0.0391	
		0.008316	0.013090	0.013090	0.013090	

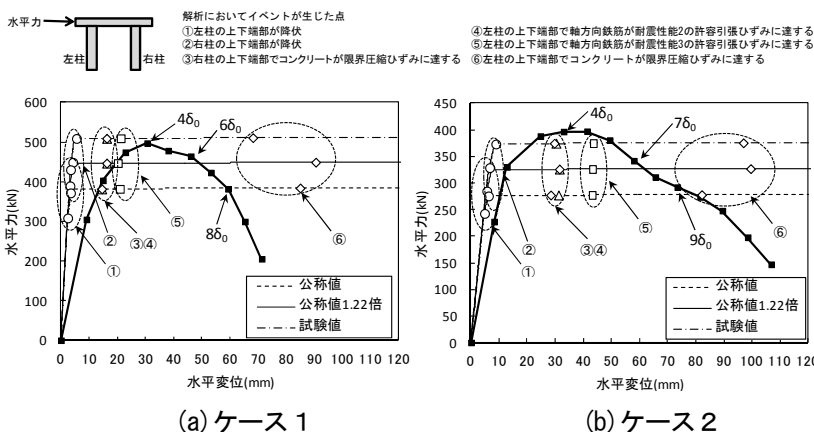


図-6 実験結果と解析の初期剛性の違い

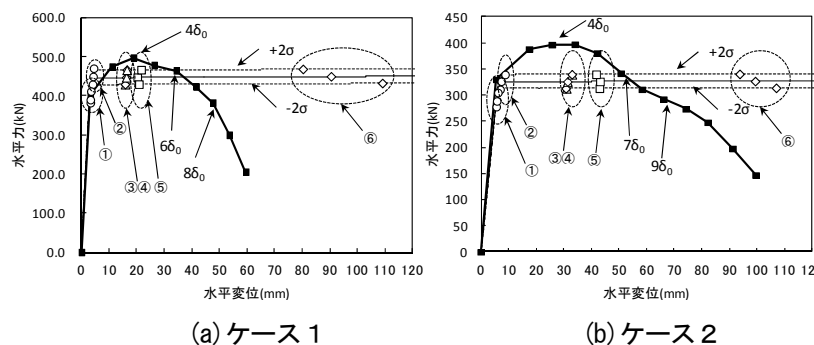


図-7 実験結果と解析値の比較

3.2 解析結果

図-6 に実験による骨格曲線と解析結果の比較を示す。実験による骨格曲線は正負で傾向が変わらないため、以降は正側のみを示す。図-6 より塑性変形能の推定精度には解析で仮定した軸方向鉄筋の強度は大きな影響を及ぼさないことが分かる。そこで、以降は、公称値の 1.22 倍のケースの結果を示す。

また、図-6 によれば、実験と解析では初期剛性に大きな差があり、実験の方がケース 1 では 70%、ケース 2 では 45%剛性が小さい。これは、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出しの影響等によるものと考えられる。この結果、解析における初降伏点に相当する水平力に達した段階では、水平変位にしてケース 1 では 11mm、ケース 2 では 5mm の差が生じている。本研究では、塑性変形能の推定精度に着目していることから、この初期剛性の違いを補正することとした。ここでは、解析における初降伏点に相当する水平力は実験における $2\delta_0$ の変位に相当することから、実験の $2\delta_0$ における水平変位を初降伏点の変位と一致させることにした。

この補正を行った結果を骨格曲線の比較として示したものが、図-7 である。ここで、解析値は軸方向鉄筋の強度のばらつき ($\pm 2\sigma$) も示している。これによれば、水平力を受けた際に、まず塑性ヒンジが形成される部位 (4 か所) の軸方向鉄筋が降伏し (図中①, ②)、その後、水平変位が増加すると圧縮軸力が増加する側の柱 (右柱) の上下端部がコンクリートの限界圧縮ひずみに関する限界状態に達する (図中の③) とほぼ同時に圧縮軸力が小さ

くなる側の柱（左柱）の上下端部が軸方向鉄筋の耐震性能2の許容引張ひずみに関する限界状態に達する（図中の④）。さらに変位が増加すると圧縮軸力が小さくなる側の柱（左柱）の上下端部が耐震性能3の軸方向鉄筋の許容引張ひずみに関する限界状態に達する（図中の⑤）。結果、この④および⑤の点が、それぞれ提案手法における耐震性能2および耐震性能3の限界状態に相当する点となる。こうして求められた変位は、その推定精度はまだ改善の余地はあると考えられるが、安全側の評価になっていることが図-7からは分かる。

なお、H14 道示では複数個所に形成される塑性ヒンジがすべて RC 橋脚の終局限界に達する状態に加えて塑性ヒンジ断面に生じる曲率が当該断面の終局曲率の2倍に達する状態によっても限界状態を定義していた。これは H14 道示ではコンクリートの圧縮ひずみによる限界状態のみが設定されており、圧縮軸力が減少する側の柱では、構造条件や配筋によっては軸力の減少により水平変位が増加してもコンクリートの圧縮ひずみが終局ひずみに容易には達しない場合があり、複数個所に形成される塑性ヒンジが全て RC 橋脚の終局限界に達する状態という条件だけでは RC ラーメン橋脚の終局変位を過大評価する可能性があったためである（図中の⑥）。このことから、提案手法において軸方向鉄筋の引張ひずみとコンクリートの圧縮ひずみの両方に対して限界状態を設定していることは、RC ラーメン橋脚の塑性変形能を適切に評価する上でも有効であると言える。

4. 結論

本研究では、小森ら¹⁾が単柱式 RC 橋脚用として提案している塑性変形能の評価方法について、その RC ラーメン橋脚の面内方向の塑性変形能の評価への適用性に関して、過去に行われた正負交番繰返し載荷実験の結果との比較を基に検討した。また、RC ラーメン橋脚における地震時の限界状態の考え方についても検討した。本研究で得られた結論は以下の通りである。

- (1) RC ラーメン橋脚の場合には、4箇所塑性ヒンジにおいてエネルギー吸収をすること等の効果により、単柱式 RC 橋脚よりも、載荷の繰返しに対して水平力やエネルギー吸収が安定して確保出来る傾向にある。ただし、水平力が最大値に達したあとは、水平変位の増大に伴って、水平力は低下するため、RC ラーメン橋脚の限界状態の設定においては、この水平力の低下を考慮する必要がある。
- (2) 提案手法による RC ラーメン橋脚の耐震性能2及び3の限界状態に達する点の水平変位の推定値は、実験値の46%~65%と、推定精度としては高くないが、いずれも実験結果を安全側に評価できる。

謝辞：本研究に際し、構造物メンテナンス研究センターの星隈順一 上席研究員、堺淳一 主任研究員には丁寧かつ熱心なご指導をいただきました。ここに記して謝意を表します。

所属：株式会社エル・コーエイ

<参考文献>

- 1) 小森暢行, 星隈順一, 堺淳一: RC 橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究, 第 14 回 性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp. 329-336, 2011.
- 2) 社団法人 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V, (社) 日本道路協会, 2002.
- 3) 寺山徹, 大塚久哲, 長屋和宏, 佐藤貴志, 田崎賢治: 地震時保有水平耐力法による鉄筋コンクリートラーメン橋脚の耐震設計, 土木技術資料, 第 39 巻, 第 2 号, pp44-49, 1997.
- 4) 社団法人 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V, (社) 日本道路協会, 2012
- 5) 独立行政法人土木研究所: 鋼材料・鋼部材の強度等に関する統計データの調査, 土木研究所資料, 第 4090 号, 2008.

鋼箱形断面圧縮部材の耐荷力に関する検討

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏名 有村 健太郎

1. まえがき

鋼橋の圧縮部材の耐荷力に関しては、海外の設計基準等では初期不整や断面形状等の条件に応じて区分された複数の耐荷力曲線が与えられている。一方、旧道路橋示方書（以下、H14 道示）における基準耐荷力曲線は、設計の煩雑さの回避から、各種条件下の耐荷力曲線に対する下限値（圧縮側の残留応力（以下、残留応力）を $0.4\sigma_y$ （ σ_y ：鋼材の降伏点）、初期たわみを $L/1000$ （ L ：部材長）と仮定した I 形鋼の弱軸に関する耐荷力曲線）を基本に設定されたものであり、既往の研究成果や複数耐荷力曲線が採用されている海外基準を踏まえると、耐荷力に影響を与える断面形状や初期不整に応じて強度分類することにより、耐荷力曲線を合理的に設定できる余地がある。

2. 研究目的

本研究は、設計の合理化の観点から、圧縮部材として適用頻度の高い溶接箱形断面部材を対象として、初期不整や断面形状等が耐荷力に与える影響を解析的に検討するとともに、既往の実験結果を含む研究成果の分析を行い、溶接箱形断面部材の設計に適用するための基準耐荷力曲線を提案するものである。

3. 研究方法および研究結果

3.1 弾塑性有限変位解析による溶接箱形断面部材の耐荷力に関する検討

3.1.1 検討概要

H8 道示または H14 道示で設計された鋼アーチ橋のうち、アーチリブに溶接箱形断面部材を用いた鋼アーチ橋を想定して、溶接箱形断面部材の柱としての耐荷力を弾塑性有限変位解析により求め、残留応力や初期不整などを変化させた場合の解析結果を用いて、各種のパラメータが耐荷力に与える影響について検討した。具体的には、鋼アーチ橋の実績に基づいて溶接箱形断面として 4 断面を設定し、鋼材の材質や初期たわみ等をパラメータ（表-1）とした弾塑性有限変位解析を行い、それらの因子が耐荷力に与える影響を解析的に検討した。解析モデルはシェル要素とし、対象部材および解析条件の対称性から 1/2 モデルとした（図-1）。

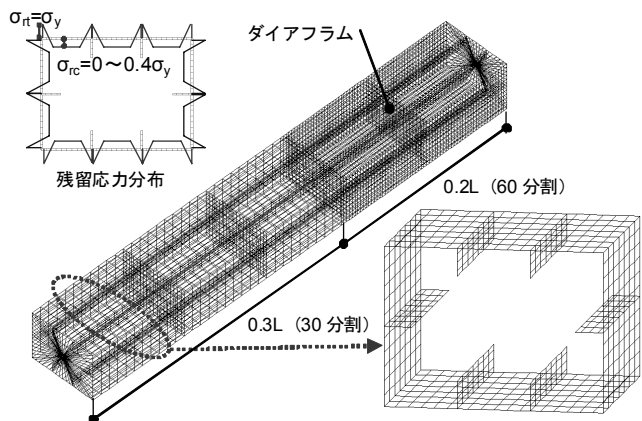
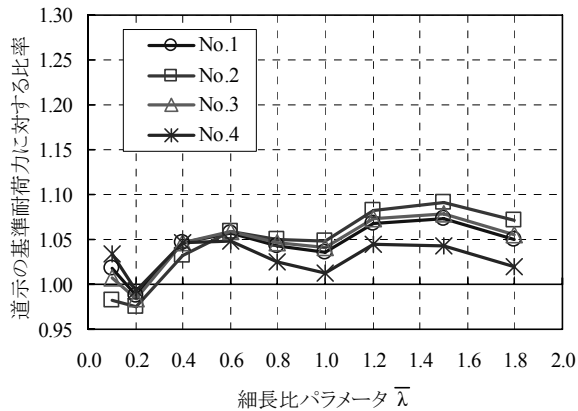


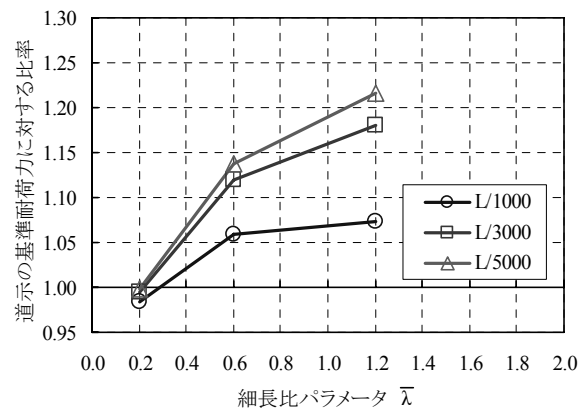
図-1 解析モデル

表-1 解析パラメータ

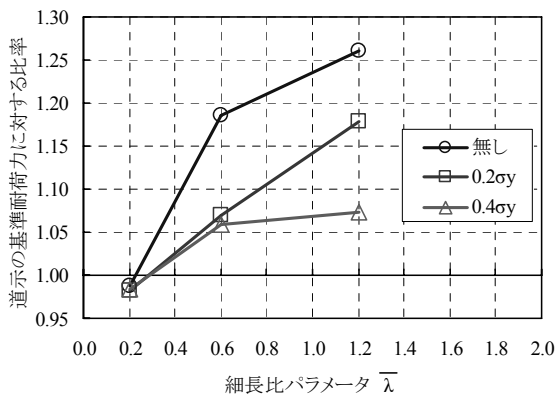
因子	解析パラメータ			
	No.1	No.2	No.3	No.4
断面形状 (mm)	$R_R=0.44$ 800x1100	$R_R=0.47$ 1800x2400	$R_R=0.49$ 1100x1500	$R_R=0.24$ 1100x1500
	鋼材の材質 SM400、SM490Y			
初期たわみ	L/1000、L/3000、L/5000			
残留応力	無し、 $0.2\sigma_y$ 、 $0.4\sigma_y$			



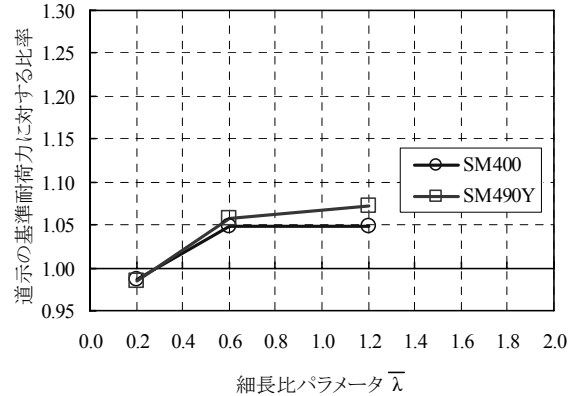
(a) 断面寸法別の H14 道示の基準耐力に対する比率



(b) 初期たわみ別の H14 道示の基準耐力に対する比率



(c) 残留応力別の H14 道示の基準耐力に対する比率



(d) 鋼種別の H14 道示の基準耐力に対する比率

図-2 各種パラメータの解析結果

3.1.2 解析結果

図-2 に解析結果を示す。図は H14 道示における基準耐力に対する比率として整理している。断面寸法の違いについて、幅厚比パラメータ R_R をほぼ一定とした断面 No.1~No.3 までは差異が 1%程度、 R_R を変化させた No.3 および No.4 を比較するとその差異は 3%程度であり、いずれも有意な差は見られない。鋼種の違いについても、その差異は 1~2%程度である。初期不整（残留応力および初期たわみ）については、残留応力の場合、細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ が 0.6 の場合に最大で 13%程度、 $\bar{\lambda}$ が 1.2 の場合は最大で 18%程度の差が生じ、耐力に及ぼす影響が大きい。初期たわみについても同様に最大で 14%程度の差が生じ、耐力に及ぼす影響が大きい。これらの初期不整の影響が大きいことは、既往の研究成果と同様の結果である。

3.2 溶接箱形断面部材の耐力曲線に関する検討

3.2.1 検討概要

既往の研究成果や前節で示した解析結果を参考に、溶接箱形断面部材の設計に適用する耐力曲線について検討した。具体的には、既往の研究成果で示されている部材形状および初期不整をパラメータとした耐力曲線の推定式に関して、既往の耐力実験結果と前節の解析結果を用いて、耐力曲線式の妥当性を確認した。さらに、初期不整に関して、残留応力の大きさに関する既往の研究成果の整理を行い、溶接箱形断面部材に生じる残留応力の大きさを把握するとともに、耐力曲線の推定式を用いて、溶接箱形断面部材固有の耐力曲線について検討した。

3.2.2 既往の研究成果の分析

耐荷力に与える影響が大きい初期不整を考慮した耐荷力推定式に関する研究成果¹⁾による耐荷力曲線と前節の解析結果を比較した結果を図-3に示す。これらのうち、曲線A²⁾および曲線Bは、残留応力および初期たわみをパラメータとした耐荷力推定式によるものであるが、解析結果と比較的良く一致していることがわかる。また、残留応力は、様々な材質を用いた矩形断面の4隅を溶接接合した溶接箱形断面材の残留応力を計測したものを対象とした研究成果によると、概ね $0.25\sigma_y$ 以下である¹⁾。

3.2.3 耐荷力推定式による耐荷力曲線の提案

図-4に文献2)の耐荷力推定式による耐荷力の算定結果と解析結果の関係を示す。初期たわみがL/5000またはL/3000と小さい場合、耐荷力推定式の算定値は解析結果に比べ若干の安全側の評価を与えるものの、L/1000においては、残留応力の大きさに関わらず、両者は良く一致している。また、図-5に、既往の実験結果のうち、残留応力の大きさが明らかな結果を抽出し、残留応力および初期たわみの実測値を代入した耐荷力推定式の算定値と実験結果の関係を示すが、両者は良く一致していることがわかる。以上の比較結果から、文献2)における耐荷力推定式は、溶接箱形断面材の耐荷力を精度良く推定しているものと考えられる。

文献2)の耐荷力推定式の残留応力を既往の計測結果を踏まえて $0.25\sigma_y$ とし、初期たわみをH14道示の規定値であるL/1000とした場合の耐荷力曲線とH14道示における基準耐荷力曲線を図-6に示す。併せて、初期たわみがL/1000以下で、局部座屈が生じない溶接箱形断面を対象とした既往の耐荷力の実験データを示す。この図から、推定式による耐荷力曲線は、概ね既往の実験値の下限側に対応していることがわかる。また、図-7には既往の研究成果¹⁾で整理された既往の実験データと耐荷力曲線を比較して示す。実験データ数は、溶接箱形断面31体を含む圧延H形断面を中心とした958体である。この図から、推定式による耐荷力曲線は、既往の溶接箱形断面材の概ね下限値を示していることがわかる。

以上の検討結果を踏まえて、溶接箱形断面材の設計に用い

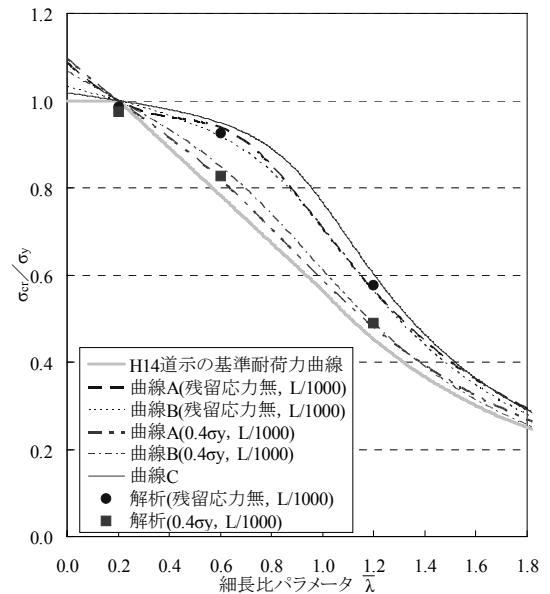


図-3 耐荷力曲線の比較

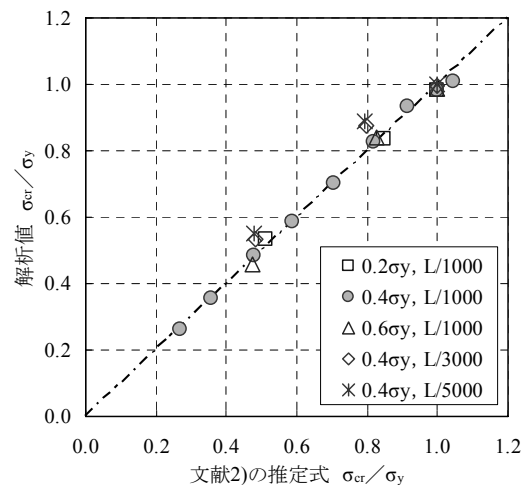


図-4 既往の推定式と解析値の相関図

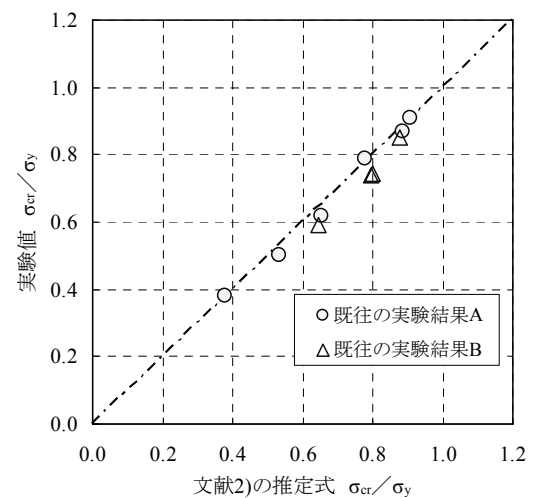


図-5 既往の推定式と実験値の相関図

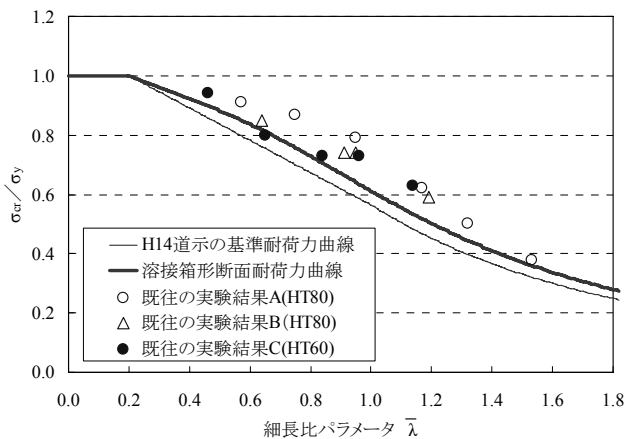


図-6 溶接箱形断面耐荷力曲線と実験値との比較(1)

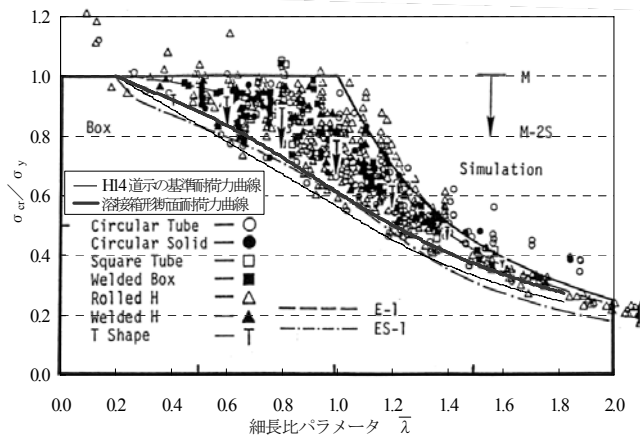


図-7 溶接箱形断面耐荷力曲線と実験値との比較(2)

る耐荷力曲線として、残留応力を $0.25\sigma_y$ 、初期たわみを $L/1000$ とした場合の文献 2) の推定式による耐荷力曲線を、簡易な 2 次式で近似的に表現し、基準耐荷力曲線として提案する (図-8)。

4. 結論

溶接箱形断面を対象とした種々のパラメータを用いた FEM 解析により、耐荷力に与える影響が最も大きい因子としては、初期たわみや残留応力といった初期不整であることを確認した。また、既往の実験結果を整理するとともに、耐荷力に影響をおよぼす因子である初期不整を変数とした信頼性の高い耐荷力の推定式を用いて、既往の残留応力の計測結果を参考にして、溶接箱形断面部材(残留応力: $0.25\sigma_y$ 、初期たわみ: $L/1000$) の設計に用いる基準耐荷力曲線式を提案した。

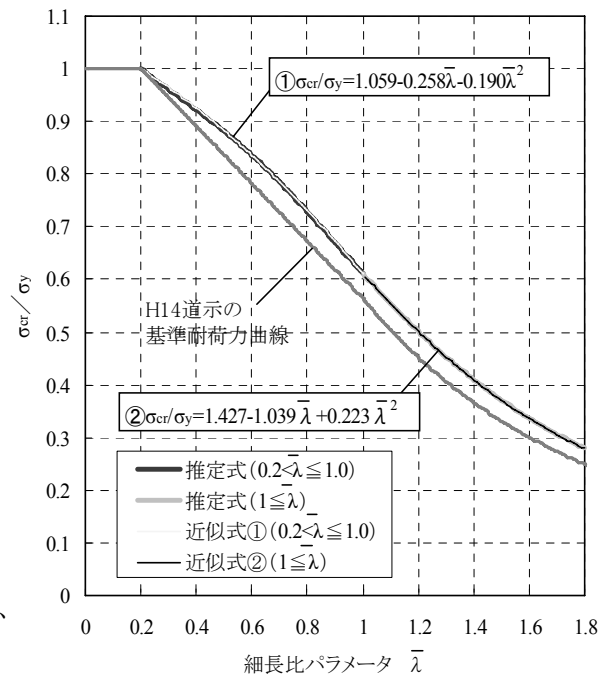


図-8 耐荷力曲線と推定式の関係

5. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導頂きました村越上席研究員、遠山主任研究員、澤田研究員ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様には謝意を表します。

所属：株式会社アサノ大成基礎エンジニアリング

<参考文献>

- 1) 独立行政法人土木研究所：鋼箱形断面圧縮部材の耐荷力に関する検討、土木研究所資料第 4221 号、2012.3.
- 2) 西村宣男、青木徹彦、西井学、福本嘯士：鋼柱部材の基本強度の統一評価、土木学会論文集、第 410 号/I-12、pp.325-333、1989.10.

既製 RC 杭を有する道路橋基礎の動的解析による耐震性評価に関する検討

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 安藤 滋芳

1. まえがき

建設年次の古い道路橋の中には、現行基準^{1),2)}の要求性能を満足できない基礎も存在しており、地震時にこれらの基礎が損傷して橋に致命的な被害が生じる可能性もある。しかしながら、一般に基礎の補強には橋脚の補強よりも多数のコストがかかることから、効率的な耐震補強を進めていくためにも、基礎の耐震性をより精度良く評価し、耐震補強の優先度を詳細に判定する手法の開発が望まれている。道路橋基礎の耐震性を詳細に評価するためのツールの一つとして、地震時における周辺地盤の変位の影響や、上部構造・橋脚等の慣性力による作用を同時に考慮できる動的解析の活用が期待されている。ただし、このような解析は非常に複雑であり、設計・照査手法として確立するには、入力地震動の設定方法、構造物や地盤抵抗のモデル化、耐震性に対する限界点や照査項目等について明確に示していく必要がある。

2. 検討目的

現行道示^{1),2)}において、レベル2地震動に対する道路橋基礎の設計は、慣性力を荷重として作用させる静的な設計法となっており、基本的に基礎の副次的な塑性化までに留めるため、上部構造位置での水平変位が急増する点を基礎の降伏点として照査している。この目安として、杭基礎であれば「全ての杭において杭体が塑性化する」あるいは「一列の杭頭反力が押し込み支持力の上限值に達する」状態が挙げられるが、これらは地震時保有水平耐力法に基づくプッシュオーバー解析等により検討された結果を踏まえて設定されたものである。基礎の耐震性評価に動的解析を適用する場合であっても、上部構造位置における変位が急増しない範囲に基礎の挙動を留めておくことが望ましいと考えられるものの、基礎の動的解析において変位急増点がどのような事象により表れるか具体的に検証した事例は無い。そこで本研究では、杭配置や支持力に対する余裕度の異なる基礎を対象として動的解析を行い、基礎の耐震性を評価する際の照査指標について検討を行った。

3. 検討方法

本研究では、杭頭付近の地盤が弱い条件下に設置されている既製 RC 杭基礎を対象として動的解析を行った。得られた荷重 - 変位関係に対して、杭基礎の降伏とされる変位急増点がどのような事象により現れるかを確認するとともに、押し込み支持力が不足する杭基礎や杭体の損傷が先行する杭基礎の動的挙動の特徴から、杭基礎の耐震性に影響を及ぼす要因について考察した。

3.1 動的解析モデルの概要

本研究で用いた動的解析モデルは、図-1 に示すように、上部構造-橋脚-杭基礎-地盤抵抗-周辺地盤から構成される。ここでの動的解析モデルは、群杭基礎-地盤系の動的挙動に関する実験に対して検証された杭-地

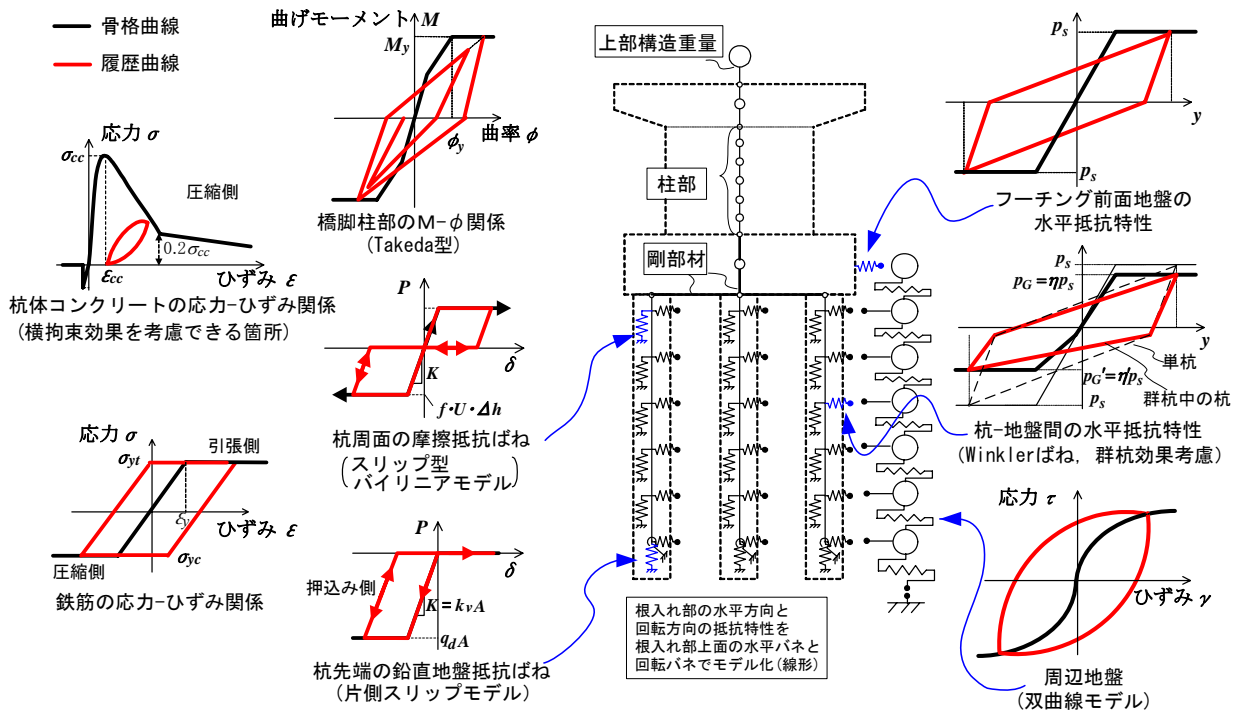


図-1 動的解析モデル概要

盤間の動的な水平抵抗特性³⁾や、地盤の動的挙動に関する動的遠心実験に対して検証された自由地盤モデル⁴⁾等、過去に土木研究所にて行われた研究⁵⁾に基づいたものを使用した。RC 橋脚の非線形性は $M-\phi$ 関係でモデル化し、フーチングは剛体とした。杭体は軸力変動による剛性変化が適切に考慮できるようにファイバー要素によりモデル化した。杭-地盤間の水平抵抗は、白戸らの提案する地盤反力度 $p-y$ 基礎と地盤間の相対変位 y の関係を与えたバネ⁶⁾を用い、その上限値は道示IVの杭基礎における水平地盤反力度の上限値に準じて設定した。杭-地盤間の鉛直抵抗は、杭周面の摩擦抵抗と杭先端の地盤抵抗をそれぞれモデル化し、周面のすべりや押し込みによる沈下を考慮できるようにスリップ型の履歴モデルとした。その上限値は杭基礎の施工方法に応じて、道示IV¹⁾の杭の最大周面摩擦力度と杭先端地盤の極限支持力度に基づき設定した。周辺地盤は多層系のせん断土柱モデルとし、せん断応力 τ -せん断ひずみ γ 関係の骨格曲線には双曲線モデル、履歴則には Masing 則を用いた。土層境界においてひずみの変化が局所化する影響を少なくするため、土のせん断剛性は同一土層内であっても拘束圧に応じて算出した。また周辺地盤は、構造物の影響を受けないようフーチング平面積の 100 倍の範囲を考慮した。

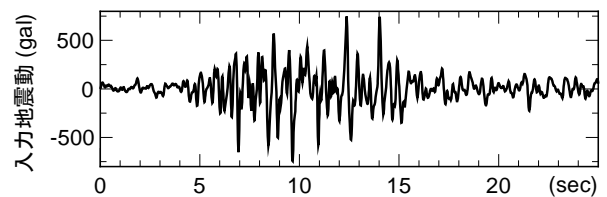


図-2 入力地震動

3.2 解析条件及び入力地震動

粘性減衰は、全体系に対する Rayleigh 型減衰マトリックスで考慮した。ここで、各ケースで与える減衰の違いが解析結果に与える影響を小さくするため、固有周期で 0.2 秒付近から構造物主体の振動モードまでの減衰定数 h が 5%程度となるように統一して設定した。また、動的解析の積分時間間隔は 0.001 秒とした。

入力地震動 (図-2) は、道示V²⁾に示されるレベル 2 地震動タイプ II の I 種地盤の加速度応答スペクトルに合うように振幅調整を行った加速度波形とし、これを基盤面に入力した。

表-1 既製 RC 杭基礎に対する検討ケース

Case	橋脚			基礎		
	L1地震に対する照査	L2地震に対する照査	備考	L1地震に対する照査	L2地震に対する照査	備考
1	満たす	満たす	RC巻立て (アンカー定着D35ctc250)	満たす	満たす (塑性化する)	直角方向に塑性化を許容したケース
2	〃	〃	〃	満たさない	満たさない	強制的に杭本数を減じたケース
3	〃	〃	〃	満たす	満たす (塑性化しない)	塑性化しないように増杭補強したケース

表-2 地盤条件 (II種地盤相当)

	地盤の種類	層厚 (m)	平均 N値	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (度)	単位体積重量 (kN/m ³)	
						γ	γ'
第1層	砂質土	2.0	5	0	28	17	8
		2.5	5	0	28	17	8
第2層	砂質土	2.2	15	0	33	17	8
第3層	粘性土	5.0	5	30	0	17	8
第4層	砂質土	4.2	20	0	35	19	10
第5層	砂れき	1.0	25	0	37	19	10

表-3 荷重条件

鉛直力	死荷重 R_D (KN)	5700	
	活荷重 R_L (KN)	1300	
上部構造分担重量	L1,L2地震時 W_u (KN)	5700	
S39指針	水平力	L1地震時 R_H (KN)	1140
H14道示	水平力	L1地震時 R_H (KN)	1430

3.3 検討ケース

検討ケースを表-1 に示す。橋脚の柱部は耐震補強が行われていることを想定しており、解析は橋脚耐力が大きい橋軸直角方向について行った。対象とした RC 杭基礎は昭和 30~40 年代に多く採用されているため、当時の道路橋基礎の設計基準 η に基づいて下部構造を試設計した。地盤条件 (表-2) は II 種地盤を想定しており、杭頭付近の $1/\beta$ の範囲には比較的弱い砂質土層を有している。上部構造は PC 単純ポステン T 桁橋を想定して設定した。これらの荷重条件を表-3 に示す。

以上の条件を基に試設計した Case1 の基礎は、現行の設計法においても常時及びレベル 1 地震時の照査を満足している。なお、レベル 2 地震時に対する基礎の照査を保耐法に基づいて行った結果、全ての杭体が降伏に達し、基礎として降伏に至る結果となった。

比較対象として、押し込み支持力が不足する場合と、押し込み支持力に十分余裕があり杭体が確実に先行して損傷する場合を設定した。押し込み支持力が不足する場合として設定した Case2 は、Case1 の基礎から強制的に杭列を 2 列分減じた基礎とした。なお Case2 の基礎は、強制的に杭列を減じたものであるため、現行の設計法で照査した場合には、許容応力度法による常時の押し込み支持に

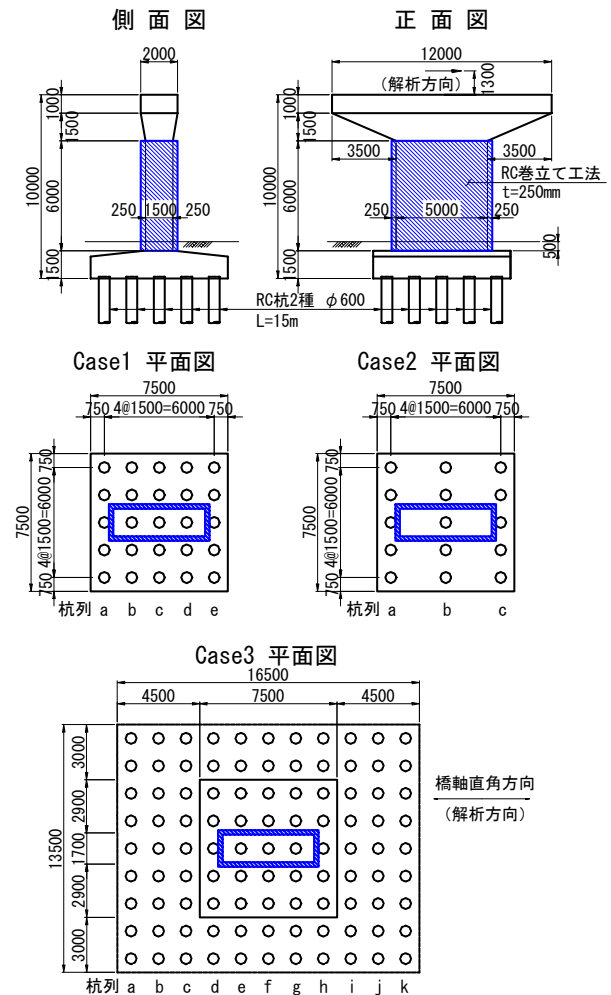


図-3 検討対象の概要図 (既製 RC 杭基礎)

に対しては、許容応力度法による常時の押し込み支持に

対する照査も満足していないことを断っておく。一方、押し込み支持力に十分余裕がある場合として設定した Case3 は、保耐法により照査を行った場合に、基礎に塑性化が生じないように増杭補強を行った基礎とした。この際、増杭の諸元は、Case1 との比較を簡易にするため、杭体の断面性能や杭 1 本あたりの支持力を変化させないものとし、既設 RC 杭と同じものとした。これら下部構造の概要図を図-3 に示す。

4. 検討結果

4.1 時刻歴応答変位の比較

各ケースの上部構造位置やフーチング位置における相対水平変位、フーチング下面位置における周辺地盤の水平変位、フーチングの回転角を図-4 に示す。解析方向である橋軸直角方向には、橋脚は降伏していない。上部構造位置やフーチングの相対水平変位は、フーチング下面位置における地盤変位の影響を除いたものである。フーチング下面位置における周辺地盤は、各ケースを比較してもほとんど変わらないことから、周辺地盤の挙動は構造物の影響をあまり受けていないことがわかる。

上部構造位置での相対水平変位をみると、増杭補強を行った Case3 の応答が Case1, 2 に比べて小さくなっている。Case1 と Case2 は 8 秒付近まで同様な変位となっているが、それ以降の変位は異なっており、全体的には Case2 の方が大きくなる傾向を示している。フーチングの相対水平変位は、上部構造位置での相対水平変位に比べるといずれのケースも小さく、フーチングは概ね周辺地盤の挙動に追随していると考えられる。フーチングの回転角は、Case3 の応答が Case1, 2 に比べて小さくなっており、上部構造位置での相対水平変位と同様の傾向を示している。これらの結果を踏まえると、上部構造位置での相対水平変位が Case1, 2 と、Case3 で傾向が異なる理由としては、フーチングの回転挙動による影響が大きいものと考えられる。Case3 でフーチングの回転角が小さい理由は、増杭補強により杭配置が広がったこと、杭本数の増加により杭の鉛直抵抗が増えたことで、基礎の回転挙動への抵抗が大きくなったためである。また後述するように Case1 及び 2 では最外縁の杭が押し込み支持力の上限に達していることも回転挙動が増加した一因と考えられる。

4.2 荷重 - 変位関係に基づく耐震性の評価

基礎天端に作用する荷重と上部構造位置の相対変位に着目して、変位急増点すなわち杭基礎の降伏の目安となる点について検証する。図-5 から図-7 に動的解析の結果得られた荷重 - 変位関係を示す。グラフの横軸は地盤変位の影響を除いた上部構造位置での相対変位である。また杭列の名称は図-3 に示したとおりである。なお、杭体の降伏は、杭体の降伏曲げモーメントが軸力の変動に伴い変化することを考慮し、ファイバー要素でモデル

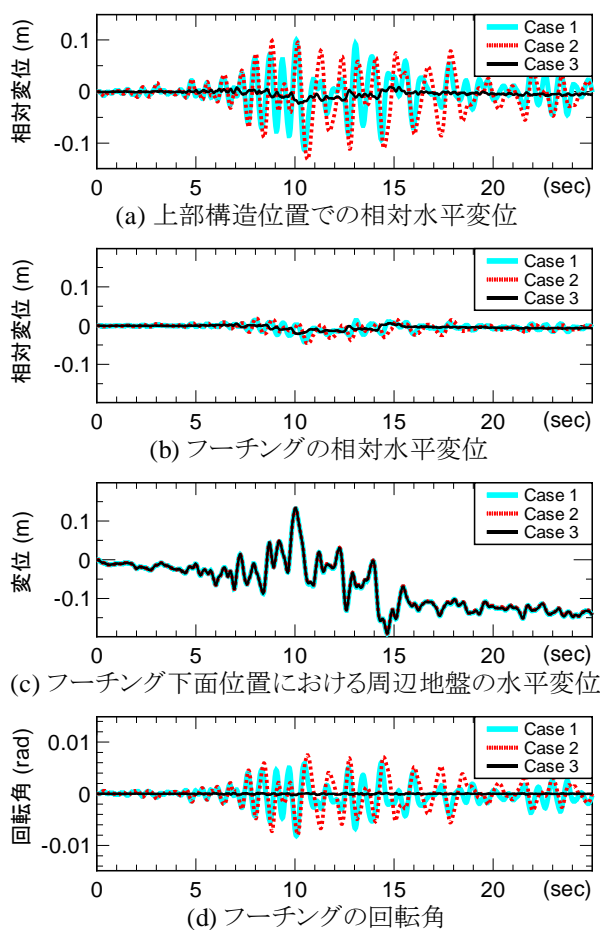


図-4 各位置の時刻歴変位

化した杭体内の最外縁鉄筋が降伏ひずみに達した点で判定した。

Case1 の荷重 - 変位関係を図-5 に示す。2 列分の杭体が降伏した後に押し込み支持力の上限に達している (事象 4)。さらに反対側の最外列の杭も押し込み支持力の上限值に達した (事象 7) 後、全ての杭が降伏 (事象 8) に至っている。荷重 - 変位関係の変曲点は、それぞれ正負の押し込み支持力の上限に達した付近で見られる。ただし、全ての杭が降伏に至った点については、動的解析での応答がその点を大きく超えておらず、明確な変位急増点とは言い難い。

次に、杭を強制的に減じた Case2 の荷重 - 変位関係を図-6 に示す。Case2 の結果は、Case1 とは異なり全杭降伏には至らなかった一方で、最外列の杭はいずれも押し込み支持力の上限值に達している。Case2 で全杭降伏に至らなかった理由は、押し込み支持力の上限值に達することで支持力破壊が先行し、杭体に大きな荷重が作用しなかったためと考えられる。荷重 - 変位曲線を見ると、押し込み支持力の上限值に達した点 (事象 1, 事象 4) において、上部構造位置の変位が急増しており、Case1 の結果と比較すると、明らかに剛性低下及び変位の急増が確認できる。なお、荷重 - 変位関係の履歴についてみると、Case1 や 2 のように押し込み支持力の上限に達するような場合にはスリップ型の履歴特性を示しており、杭周面のすべりや押し込みによる沈下に伴う抵抗特性の変化がよく表れていると言える。

Case1, 2 ではともに押し込み支持力の上限值に達しているにもかかわらず、Case2 の方が剛性低下が大きい要因として、押し込み支持力の上限值に達した杭列数の割合に着目する。Case1, 2 とともに上限値に達した杭列数は最外縁の 2 列である。Case1 では全 5 列のうち上限値に達した杭列は 40%である一方、Case2 では荷重作用方向に杭列数が 3 列と少ないため、全杭列のうち 66%の杭列が上限値に達したことになる。最外列の杭が押し込み支持力の上限に達した時刻は、Case1 ではそれぞれ 8.72 秒と 10.41 秒、Case2 ではそれぞれ 7.62 秒と 7.98 秒である。先の図-4(a) の上部構造位置における相対水平変位の時刻歴波形においては、8 秒付近から Case1 と Case2 の水平変位に差が生じ始めており、最大値をとる 10.5 秒付近では、どちらの

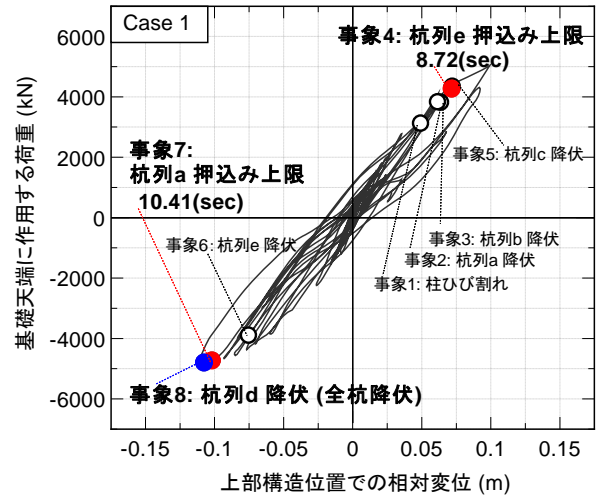


図-5 荷重 - 変位関係 (Case1)

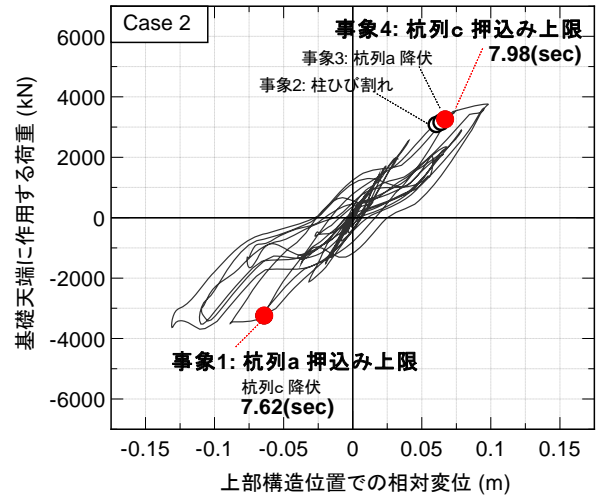


図-6 荷重 - 変位関係 (Case2)

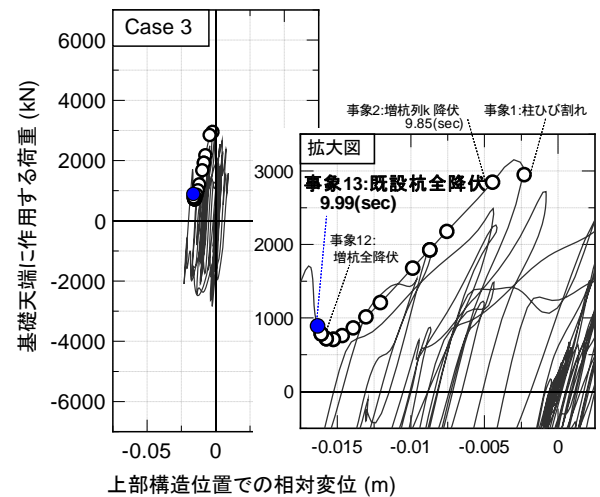


図-7 荷重 - 変位関係 (Case3)

ケースも両最外列の杭が押し込み支持力の上限に達していることとなる。最大相対水平変位は、Case2 では 0.13 m と、Case1 の 0.11 m に対して 1.2 倍程度大きくなっている。これらのことから、動的解析を行った場合には、押し込み支持力の上限值に達した杭列数の割合が変曲点以降の基礎の挙動に影響を与えていると考えられる。

増杭補強を行った Case3 の荷重 - 変位関係を図-7 に示す。押し込み支持力についてはいずれの杭も上限には達していない。その一方で、増杭及び既設杭ともに全て降伏に至っている。なお、杭体が降伏する時刻は 9.85~9.99 秒と集中している。基礎天端に作用する荷重は減少している一方、この時刻は図-4 (c) に示した周辺地盤の水平変位が大きくなっている時刻であることから、地盤変位の影響を大きく受けている。ただし、Case1 と同様に全杭降伏に至ったとしても、荷重 - 変位曲線に明確な変曲点は見られない。

5. 結論

本検討の結果、動的解析においても押し込み支持力の上限に達する点が基礎の降伏の目安となり得ることが明らかとなった。また、両最外列の杭が押し込み支持力の上限に達した場合、押し込み支持力を保持できる杭列数が少ない場合は、上部構造位置における水平変位がより大きくなることも確認された。これらのことから、杭基礎の耐震性を相対的に評価する上で、杭列数にも着目する必要がある。特に、押し込み支持力に余裕が少ないが故に基礎の降伏に達する可能性が高い杭基礎で、かつ杭列数が少ない場合は、基礎の降伏に至った後に変位が急増するといった不安定な挙動が生じやすい。

一方、押し込み支持力に十分余裕がある場合では、地盤変位の影響により杭体が降伏する可能性が大きい。このような場合、荷重 - 変位関係には全杭が降伏に達する点に変曲点として現れてこないため、この点を変位急増点の目安として扱うことは難しい。このような場合には、地盤変位の絶対的な変位量が橋梁に与える影響や、杭体が損傷した後にも常時・レベル 1 地震時に対する性能を確保しているか、更なるレベル 2 地震時に対しても同程度の応答に留まることができるかといった観点についても整理した上で基礎の耐震性を判断する必要があると考えられる。また、基礎の変形によって上部構造位置に生じる変位が橋梁全体系の耐震性に与える影響に対して、解析的な検討だけでなく、実験的な検討や実橋梁の被災分析などを行い、更に研究していく必要がある。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導頂きました星隈上席研究員、西田主任研究員、河野研究員、谷本研究員、並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様に深く感謝致します。

所属：株式会社 耐震解析研究所

<参考文献>

- 1) (社)日本道路協会：「道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編」，2012.
- 2) (社)日本道路協会：「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編」，2012.
- 3) 福井ら：「群杭基礎の大型振動台実験」，土木研究所資料，第 4015 号，2006.
- 4) 谷本ら：「大地震時の地盤の動的挙動に関する動的遠心模型実験とその動的解析」，第 13 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.275-282，2010.
- 5) 中谷ら：「杭基礎に関する動的照査法の適用について」，土木研究所資料，第 4083 号，2007.
- 6) 白戸ら：「軟弱粘性土上の高架構造物・基礎・地盤系の地震時挙動予測への Winkler 型非線形相互作用パネの適用」，構造工学論文集 Vol.51A，pp.739-750，2005.
- 7) (社)日本道路協会：「道路橋下部構造設計指針 くい基礎の設計篇」，1964.

道路橋桁端部における腐食対策に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 飯塚 拓英

1. まえがき

道路橋に見られる主要な劣化現象として、鋼部材、コンクリート部材ともに腐食(塩害)が挙げられる。特に、桁端部は、狭隘なため湿気がこもりやすい上に、凍結防止剤による塩化物の混入した水が伸縮装置から漏水すること等により、局部的に腐食しやすい部位である¹⁾。図-1に、道路橋桁端部の腐食環境の概念図を示す。道路橋の安全確保と維持管理の負担を軽減するためには、鋼橋、コンクリート橋を問わず、桁端部における適切な腐食対策が必要である。このことから、土木研究所の研究課題「道路橋桁端部における腐食対策に関する研究(平成23～27年度)」では、a) 桁端部の腐食環境を迅速に改善するための腐食環境改善方法の提示、b) 安全に配慮したPC橋桁端部の調査、補修方法の提示、c) 施工性に優れた鋼橋桁端部の補修方法の提示を目的としている。そのうち、本報告では、a)、c)に関連して実施した、鋼道路橋桁端部の腐食断面欠損に対する当て板補強の試験施工、並びに、桁端部の腐食環境改善方法の検討を目的としたコンクリート道路橋桁端部の現地調査について報告する。

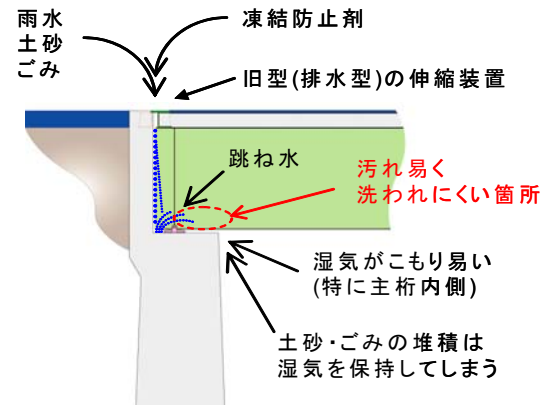


図-1 道路橋桁端部の腐食環境(概念図)

2. 研究目的

2.1 鋼道路橋桁端部の腐食断面欠損に対する当て板補強の試験施工

鋼道路橋の桁端部で腐食による断面欠損が生じた場合、所要の強度や剛性を確保するため部材交換や当て板補強等が必要となる¹⁾。これまで行った断面欠損部を有する鋼桁の載荷試験では、当て板補強をすることで、断面欠損部の応力集中が大きく改善されることを確認した¹⁾。引き続き、桁端部における応急対策としての当て板補強の施工性を確認するため、桁端部が腐食している鋼道路橋で試験施工を行った。

2.2 コンクリート道路橋桁端部の現地調査

鋼道路橋において、桁端部の腐食環境を改善する手法の一つとして簡易排水装置の活用を提案している¹⁾。コンクリート道路橋でも、今日、凍結防止剤の散布に起因した塩害事例の報告が徐々に増加しつつある状況²⁾であり、桁端部の腐食環境の改善が必要とされる。その改善策の一つとして、コンクリート道路橋の桁端部用排水装置の開発を検討する中で、試験施工を行う橋梁を選定するための現地調査を行った。

3. 鋼道路橋桁端部の腐食断面欠損に対する当て板補強の試験施工³⁾

3.1 試験概要

本試験における対象橋梁は、日本海の海岸線から4.7kmに位置し、1970年に架設された単純鋼合成鈹桁橋(7径

間×支間長 32.1m)である。1998年に塗装の塗替えが行われたが、その後の塗装の劣化、腐食が著しく、特に、桁端部ではウェブ及び下フランジに孔が開く状況に至っていた(写真-1)。本試験施工にあわせて、当て板の効果を確認するため、当て板の施工前後に大型車による走行載荷試験及び24時間応力頻度測定を実施した。

3.2 当て板補強の施工

写真-1のとおり、対象とした桁端部は、上流側(写真に示す側)の腐食が著しく、特に、下フランジでは上流側の半分近くの断面が欠損していた。また、ウェブには下フランジ及び補剛材に沿うように断面を貫通する腐食が見られた。図-2、3に、当て板補強の概要、当て板補強の施工フローをそれぞれ示す。腐食による凹凸が著しいことから、当て板と鋼板の隙間にエポキシ樹脂系パテ材(低温用、以下、樹脂という)を充填して、ボルト接着継手⁴⁾とした。また、ウェブの当て板は、樹脂の接着効果を期待して、高力ボルトの本数を4本とした。接合面は、腐食再発を防止するため、また、所要の接着強度を得るため、グリットブラ

スト及び電動たがねにより錆の除去を行った。現場で支承との取り合いを確認した上で、当て板の切欠き等の部分加工を行った。鋼板を貫通する断面欠損部は、応力集中を軽減させるため、耐力低下に影響しない範囲で、ホールソー、グラインダを用いて整形した。樹脂は、充填不足を防ぐため、主桁側及び当て板側の両接合面に塗布した。当て板は、接合面に樹脂が行きわたるように仮ボルトと高力クランプ(仮設用挟締金具)で軽く押えた上で、ずれないように仮止めして、24時間以上(この施工では36時間)の養生を行った。樹脂の引張せん断接着強度(JIS K6850)は、22.1MPa(20℃、7日養生)であった。当て板の周囲及びボルト孔にはみ出た樹脂は、塗装の弱点や軸力導入の妨げとならないように硬化前に除去した。なお、接着及び養生時の気温は、0.2~6.2℃であった。樹脂の硬化後、ウェブ面は高力ボルトを用いて、下フランジ面及び補剛材面は高力クランプを用いて、目標導入軸力に相当するトルクで締め付けて、当て板を固定した(1回目60%の二度締め)。写真-2に、当て板補強の作業状況を示す。

3.3 試験方法

図-4に、桁端部におけるひずみ測定位置を示す。L形に切り欠いた断面欠損部は、縁の応力集中が生じる箇所

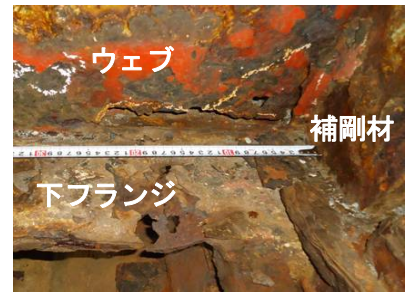


写真-1 桁端部の腐食状況

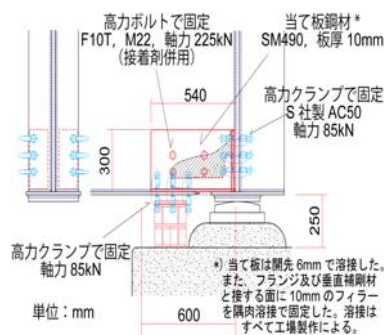


図-2 断面欠損部の当て板補強

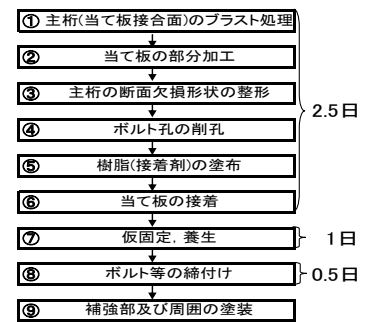


図-3 当て板補強の施工フロー



(a) 当て板設置前



(b) 当て板設置後

写真-2 当て板補強の作業状況(上流側から撮影)

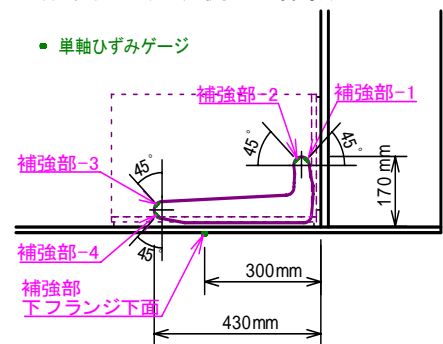


図-4 桁端部におけるひずみ測定位置

ひずみゲージを貼り付けた。比較のために、当て板補強した主桁 G3 の支承から支間 1/4 点の下フランジ下面のひずみも計測した(図-5)。当て板の施工前と施工後で、荷重車(総重量 20t のダンプ車, 中後軸の合計重量 13.6t)による走行載荷試験を実施し、G3 桁端部を中心に各部のひずみを測定した。また、当て板の施工前、施工後ともに、走行載荷試験後、24 時間応力頻度測定を行った。

3.4 試験結果

表-1 に、走行載荷試験におけるひずみ測定結果を示す。補強部-1~4 のひずみは、当て板施工後に大幅に減少しており、当て板を施工することによる補強の効果が明確に見られた。支間 1/4 点のひずみは、施工前後での増減がほとんどなく、荷重車の走行位置の影響は軽微であったと考えられる。

表-2 に、24 時間応力頻度測定における最大ひずみ範囲(ラインフロー法)を示す。応力頻度測定でも、走行載荷試験の結果と同様に、補強部-1~4 のひずみが、ともに顕著に減少していた。各部のひずみは、走行載荷試験時の値より 2 倍程度大きくなった。これは、トレーラ等の荷重車の重量を超える大型車両の走行によるものと考えられる。

なお、補強部下フランジ下面のひずみは、走行載荷試験では当て板施工前後の差が見られなかったが、24 時間応力頻度測定では半分以下に減少した。その理由については現時点では特定できていない。

4. コンクリート道路橋桁端部の現地調査

4.1 調査方法

現地調査は、遊間長の測定と桁端部における外観観察(漏水の有無、伸縮装置の形式と状態等)を行った。なお、対象橋梁は、跨線橋及び跨道橋を除く、遊間長が 50~200mm のコンクリート道路橋を選定した。

4.2 調査結果

写真-3 に、コンクリート道路橋桁端部の状況を、表-3 に、コンクリート道路橋桁端部の調査結果一覧表を示す。

伸縮装置の構造に関係なく、ほとんどの橋梁で伸縮装置からと考えられる漏水が見られ、支承部周辺には土砂などが堆積していた。非排水型の伸縮装置であっても漏水した原因として、歩車道境界部の伸縮装置の不連続や除雪時による損傷などの可能性があると考えられる。遊間長については、調査橋梁の多くが概ね設計値どおりであったが、橋台の傾斜や側方移動などから、設計値よりも極端に小さい橋が一部に見られた。

調査した橋梁の多くは、遊間に横桁打設時の型枠として使用されたと考えられる発泡スチロールが設置されて

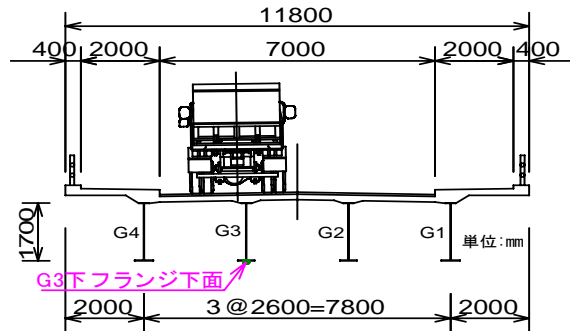


図-5 対象橋の断面図と荷重車の走行位置(支間 1/4 点)

表-1 走行載荷試験における各部のひずみ

	補強部-1 (μ)	補強部-2 (μ)	補強部-3 (μ)	補強部-4 (μ)	補強部 下フランジ下面 (μ)	G3支間1/4点 下フランジ下面 (μ)	鋼板温度 ($^{\circ}\text{C}$)
当て板 設置前	-705	93	368	-113	-35	64	2.7
当て板 設置後	-52	-29	24	20	-33	61	6.8

※(+)は引張、(-)は圧縮 ※試験車両のみ載荷した、計測3回の平均ひずみ

表-2 24 時間応力頻度測定による最大ひずみ範囲

	補強部-1 (μ)	補強部-2 (μ)	補強部-3 (μ)	補強部-4 (μ)	補強部 下フランジ下面 (μ)	G3支間1/4点 下フランジ下面 (μ)	鋼板温度 ($^{\circ}\text{C}$)
当て板 設置前	1350	225	675	550	180	135	2.0~8.1
当て板 設置後	90	95	90	55	70	140	4.5~8.8



写真-3 コンクリート道路橋桁端部の状況

表-3 コンクリート道路橋桁端部における調査結果一覧表

橋梁番号	構造形式	架設年	橋長(m)	幅員(m)	有効幅員(m)	調査時状況			遊間(mm) ^{※2}	桁端部の外観調査								伸縮装置	ライフライン	
						調査日時間	天候	気温(℃) ^{※1}		漏水	滞水	堆積物	遊離石灰	ひび割れ	PC定着部の異常	鉄筋の露出	鉄筋のさび汁			遊間の状況
1	3径間連続PCボスステン桁	H14	78.0	15.8	15.0	2012/7/17 12:45	晴	32.8	100 76	○	○	○	○	○	-	-	○	発泡スチロール設置	非排水型	
2	3径間連続PC橋桁	H11	113.1	15.3	14.5	2012/7/17 14:10	晴	32.7	150 133	○	○	○	○	○	-	-	-	発泡スチロール設置	非排水型	○
3	2径間単節PCボスステン桁	S59	50.5	11.0	10.0	2012/7/17 15:40	晴	31.8	50 44	○	-	○	○	○	-	-	-	発泡スチロール設置	旧型	
4	2径間連続PCボスステン桁	H12	64.0	15.8	15.0	2012/7/17 17:20	晴	30.9	100 99	○	-	○	-	○	-	-	-	発泡スチロール設置	非排水型	○
5	2径間単節PCボスステン桁	H11	61.0	12.0	11.0	2012/7/18 9:10	晴	32.6	50 51	○	-	○	○	○	-	-	-	発泡スチロール設置	非排水型	○
6	2径間単節PCボスステン桁	S60	52.9	11.0	10.0	2012/7/18 10:20	晴	36.2	50 31	-	-	○	-	-	-	-	-	埋設物なし	非排水型	○
7	2径間単節PCボスステン桁	H13	69.0	11.0	10.0	2012/7/18 10:30	晴	34.7	150 136	○	-	○	-	-	-	-	-	埋設物なし	非排水型	○
8 ^{※3}	単径間PCプレテン桁	H2	36.4	22.3	21.5	2012/7/18 11:30	晴	34.4	30 32	○	○	○	-	-	-	-	-	発泡スチロール設置	非排水型	○
9	4径間連続PCボスステン中空床版	H8	125.5	12.7	11.5	2012/7/24 13:20	曇り	27.3	150 147	○	-	○	-	○	-	-	○	スポンジ設置	非排水型	
10	3径間連続PCボスステン中空床版	H7	73.0	6.7	5.5	2012/7/24 13:50	曇り	26.3	150 141	○	-	-	-	-	-	-	○	スポンジ設置	非排水型	
11	単径間PCプレテンホロー桁	S54	18.8	9.2	8.0	2012/7/24 15:00	曇り	26.2	70 54	○	-	○	○	-	-	-	○	発泡スチロール設置	旧型	
12	2径間単節PCボスステン桁	S45	38.2	7.3	6.3	2012/7/24 15:30	曇り	27.4	65 51	○	-	-	○	○	-	-	○	発泡スチロール設置	旧型	○
13	単径間PCプレテン桁	S52	17.8	8.0	7.0	2012/7/24 16:30	曇り	26.3	65 57	○	-	○	○	-	-	-	-	発泡スチロール設置	旧型	
14	4径間連続PCボスステン中空床版	H13	114.6	7.2	6.2	2012/7/25 9:10	曇り	25.0	290 216	○	○	○	-	-	-	-	-	埋設物なし	旧型	○
15	3径間連続PCボスステン桁	S58	135.1	10.8	9.8	2012/7/25 10:30	雨	25.4	125 87	○	○	○	○	○	-	-	-	発泡スチロール設置	旧型	
16	2径間連続PCボスステン中空床版	H15	53.3	23.0	22.2	2012/7/25 11:40	雨	25.8	150 144	○	○	○	-	-	-	-	○	埋設物なし	非排水型	
17	2径間連続PCボスステン中空床版	H12	57.0	20.8	20.0	2012/7/25 13:10	雨	24.3	100 77	○	○	○	○	○	-	-	-	発泡スチロール設置	旧型	○

※1 測定時の平均気温 ※2 上段:設計値、下段:測定時の平均値 ※3 現地において追加調査

いた。桁端部の腐食環境改善のための排水装置を設置する上で、この発泡スチロールの適切な除去方法の検討が必要となる。さらに、遊間を跨いで、電気、ガス、通信、水道などのライフラインが配置されている事例が多く見られ、施工に際しては、これらライフラインに対しても細心の注意を払う必要がある。

5. 結論

鋼道路橋桁端部の当て板補強の試験施工では、当て板施工後の断面欠損部のひずみが、施工前に比べ、走行載荷試験、24時間応力頻度測定ともに大幅に減少する結果となり、比較的ボルト本数が少なく、仮設用の高力ランプを併用した当て板固定であっても、活荷重に対する補強効果が見られた。試験施工した当て板補強は、経過観察を行うとともに、地震時の水平荷重に対する効果について室内試験により確認する必要がある。

桁端部用排水装置設置のためのコンクリート道路橋現地調査では、多くの橋梁において、遊間に発泡スチロールが設置されており、排水装置の設置には、発泡スチロールの適切な除去方法が必要であることを確認した。

謝辞

本研究の実施にあたり、ご指導頂きました村越上席研究員、田中主任研究員ならびに構造物メンテナンス研究会センターの皆様へ深く感謝致します。また、秋田県をはじめ本研究にご協力頂いた関係各位に御礼申し上げます。

所属：島根県

〈参考文献〉

- 1) 村越, 田中, 船木: 鋼橋桁端部の腐食対策に関する研究, 土木研究所資料, 4142号, 2010.3.
- 2) 例えば, 長谷, 野島, 竈本: これからの維持管理について—高速道路のPC橋における保全技術—, プレストレストコンクリート, 51-2, pp.93-99, 2009.
- 3) 飯塚, 村越, 田中: 鋼道路橋桁端部の腐食断面欠損に対する当て板補強の試験施工, 土木学会第68回年次学術講演会, pp.703-704, 2013.9.
- 4) 村越, 田中, 船木: 接合面にエポキシ樹脂を塗布したボルト継手の力学的挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, No.54A, pp.563-574, 2008.3.

橋梁のリスク評価に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 関 慎一郎

1. まえがき

近年、諸外国で橋梁の老朽化を原因とする重大な損傷発生が問題となっているが、日本の橋梁においても高度成長期に建設された多数の橋梁が供用 50 年を迎える老朽化の領域に入ってくる。国および地方自治体において道路橋の計画的な維持管理により、長寿命化、トータルコスト縮減・平準化、および、道路の安全性の確保を目的とした、道路橋のアセットマネジメントが作成されている。しかし、道路管理者によっては計画的な補修のための予算確保ができていないこともあり、損傷発生頻度が高い部材（以下、「高リスク部材」）の抽出することがより効率的な補修に寄与するものである。

2. 目的

道路橋を構成する部材の損傷リスクを相対的・定量的に評価する手法およびリスク発生による人命や社会への影響について検討の一環として、技術基準の変遷、橋梁の部材ごとの損傷事例を比較・整理し損傷要因の分析を行い、また、潜在リスクをとりまとめる。

3. 研究方法

技術基準の変遷、橋梁の部材ごとの損傷事例を比較・整理し損傷要因の分析を行うため国の 8 つの地方整備局が管理する約 21,000 の道路橋の定期点検データのマクロ分析に基づき高リスク部材の抽出を試みた。さらに、技術基準の変遷と損傷の傾向の比較整理により、技術基準の改定により損傷の発生数が減少している傾向が見られるにもかかわらず、損傷している橋梁を選定し、損傷の潜在リスクをとりまとめた。

4. 研究結果

4. 1 技術基準の変遷、橋梁の部材ごとの損傷事例を比較・整理

橋梁定期点検要領（案）¹⁾に基づいて実施された点検のデータ、および橋梁管理カルテデータを分析に用いた。本検討では、鋼部材の亀裂、コンクリートのひび割れなど主要な損傷（表-1）を対象に分析し、部材（図-1）ごとの損傷の程度、対策区分の判定（表-2）と技術基準の変遷などとの関連性の分析を行った。

ここでは、主要な損傷のうち鈹桁の疲労亀裂についての結果を述べる。鈹桁のたわみ許容値に着目した技術基準の変遷を表-3 に示す。この変遷と損傷発生頻度の関係を図-2 に示す。損傷発生頻度は、対策区分 C において、年代 3 は年代 2 (0.6%) の約 3 倍の 1.8% となり、年代 4 になると 0.8% に減少する。たわみの許容値が大きい年代 3 (1964-1971) の設計基準の部材が高リスクであることが分かる。大型車交通量と疲労亀裂の対策区分 C の相関図（図-3）をみると、大型車交通量が大きくなるほど、基準が新しくなるほど、損傷が増加する関係には明確になっていないことが分かる。

4. 2 鈹桁のたわみ制限が厳しくされた後に設計され疲労亀裂が発生している橋梁

たわみ制限が厳しくされた S47 年道路橋示方書以降の基準に基づいて設計されているにも関わらず、疲労亀裂が発生している橋梁がある。ここでは S55 年道路橋示方書に基づいて設計した 1981 年に架設竣工した

橋の事例について述べる。

この橋は、多種類の上部工形式からなる 27 径間の高架橋である。単純合成 H 桁の側面図 (図-4)・横断面図 (図-5) に示す。大型交通量は 6336 台/日である。

2012 年度の点検で主桁 (第 1・3・4・5・6・7・21・23・24 径間) の G1・G6 主桁 (耳桁) の分配横桁 (支間中央) 取付部の垂直補剛材上端溶接部に塗膜割れが見つかり、磁粉探傷試験の結果、亀裂であることが確認された。亀裂の全体的特徴は以下である。

- ・単純合成 H 桁の径間のみで発生している。
- ・耳桁で分配横桁が取付く垂直補剛材のみで発生している。

鋼桁で疲労亀裂が多く発生している箇所として、荷重分配横桁あるいは対傾構を主桁に取り付けるための接合部が 1986 年に報告されている (図-7) 2)。本橋の分配横桁の構造は (a) である。亀裂は耳桁の垂直補剛材のみに発生しており、亀裂のパターンは A 型である。

本橋の主桁間隔 3.1m と大きく、主桁間隔が大きいほど、床版の変形、主桁のたわみ差も大きくなる。これらの 2 つの作用により、耳桁の垂直補剛材で亀裂が発生したと考えられる。

主桁 (Mg)					
P1					P2
	0101	0102	0103	0104	0105
	0201	0202	0203	0204	0205
部材	0301	0302	0303	0304	0305
	0401	0402	0403	0404	0405
要素	0501	0502	0503	0504	0505

径間

図-1 径間と部材・要素

表-1 分析した損傷

部材	損傷	原因
鋳桁	亀裂	疲労
鋼床版	亀裂	疲労
RC 床版	ひびわれ	疲労
上部工 (RC+PC)	ひびわれ, 鉄筋露出	塩害
下部工 (RC)	ひびわれ, 鉄筋露出	塩害
下部工 (RC)	ひびわれ, 鉄筋露出	ASR
ポステン PCT 桁	ひびわれ, 鉄筋露出	グラウト不良

表-2 定期点検要領 (案) における
損傷程度、対策区分

定期点検要領(案)					
損傷程度の評価					
・連続的かつ客観的な損傷データ					
・損傷の種類毎の評価区分					
評価区分	a	b	c	d	e
損傷の程度	小	大
対策区分の判定					
・対策の必要性を提示					
判定区分	判定の内容				
A	損傷がないか、軽微で補修の必要なし				
B	状況に応じた補修が必要				
C	速やかな補修等が必要				
E1	橋梁構造の安全性の観点から、緊急対策が必要				
E2	その他、緊急対応が必要				
M	維持工事での対応が必要				
S	詳細調査が必要				

表-3 鈑桁のたわみ許容値の変遷

年代区分 (西暦年度)	道示、橋の等級	活荷重	桁のたわみ	リベット構造
1 (1955 以前)	S14 鋼道示 国道一等橋 府県道二等橋	12t, 8t, 6t	プレートガーダー : L/600(死+活に対して)	
2 (1956~1963)	S31 鋼道示	TL20, TL14	プレートガーダー : L/600(活に対して)	
3 (1964~1971)	S39 鋼道示	—	プレートガーダー : L/500(活に対して)	リベット構造 の減少
4 (1972~1993)	S47 道示	TT-43	RC 床版を有する支間 10~40m のプレ ートガーダー : L/(20,000/L) (活に対して)	
5 (1994 以降)	H6 道示	B 活荷重, A 活荷重	同上	

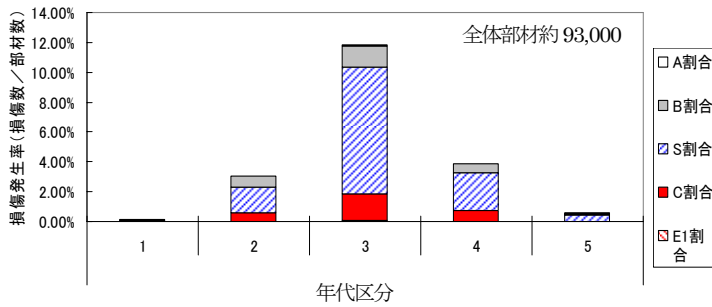


図-2 鈑桁の疲労亀裂発生頻度

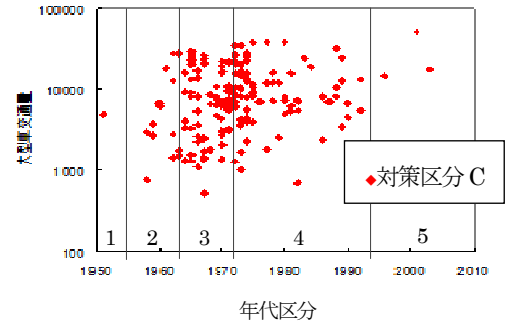


図-3 大型交通量と鈑桁のひび割れ発生

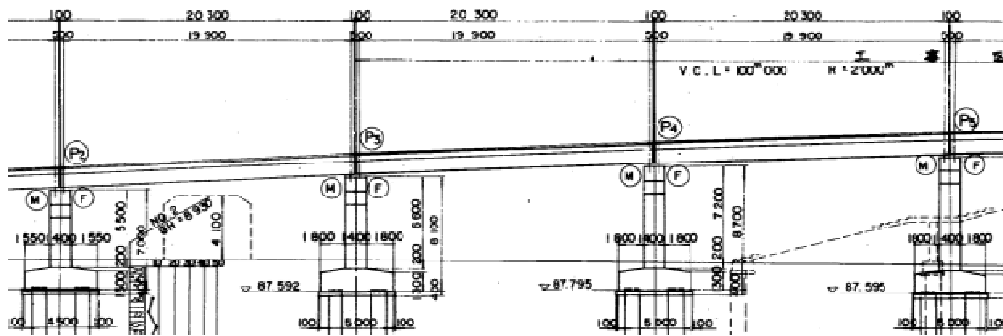


図-4 側面図

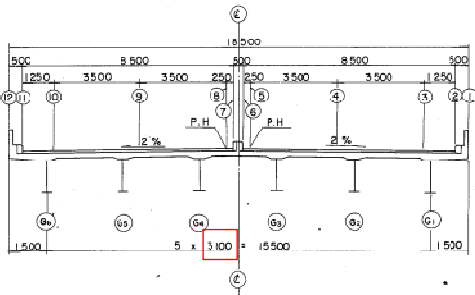
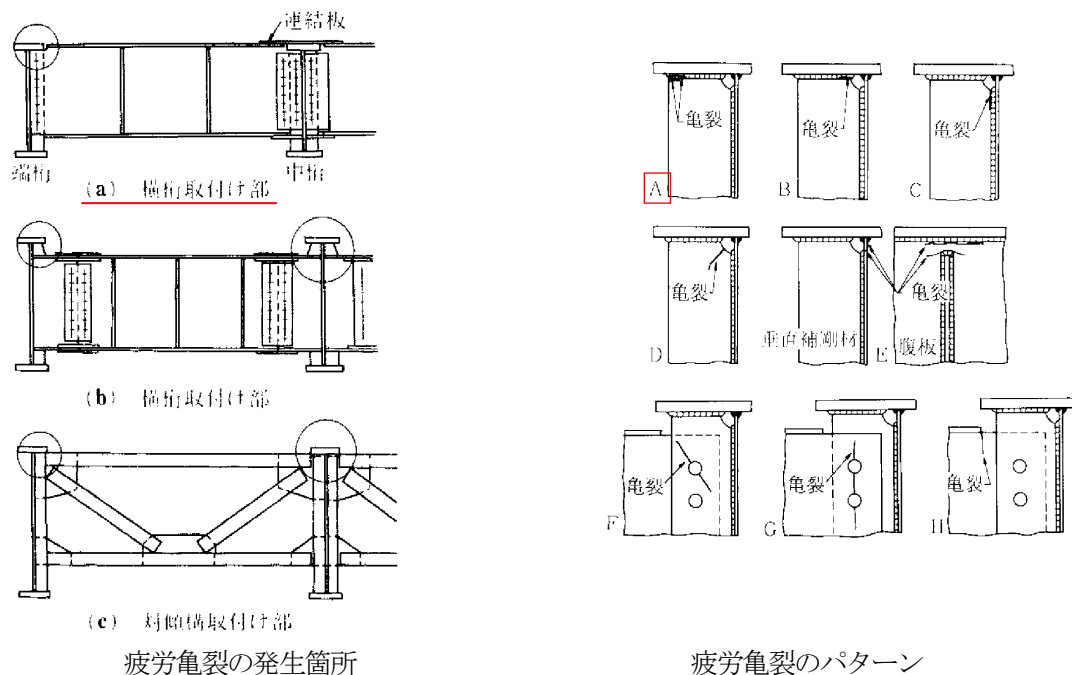


図-5 横断面図



図-6 主桁 G1 垂直補剛材上端のき裂



図ー7 疲労亀裂が多く発生している箇所

5 結論

直轄橋梁の点検データおよび橋梁管理カルテデータの統計分析により、技術基準、建設年次、および路線特性が部材の損傷発生率に影響を与えていることがわかった。

たとえば、鋼主桁の疲労亀裂については S39 道路橋示方書に準拠して設計された橋の損傷率が高い傾向がはっきりと見られる。しかし、その後の技術基準改定により損傷率は抑えられているが、個々の橋梁の構造形式により特徴ある損傷がみられている橋梁もある。

現在、各自治体において橋梁長寿命化修繕計画を策定しているところであるが、損傷進行については劣化曲線を用いた予測であり、高リスク部材の抽出は、部分的な部材補修等コスト縮減につながる可能性がある。

6 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導いただきました石田雅博上席研究員、加藤隆雄主任研究員ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様に謝意を表します。

所属：茨城県庁

〈参考文献〉

- 1) 国土交通省道路局：橋梁定期点検要領（案）、2004.
- 2) 土木学会鋼構造委員会疲労変状調査小委員会：鋼橋の疲労変状調査、土木学会論文集、第 368 号／I-5、pp.1-12、1986
- 3) 加藤ほか：道路橋の点検データに基づく部材の損傷発生頻度のマクロ分析事例、土木学会全国大会第 68 回年次学術講演会、2013.9

コンクリート道路橋の部分係数設計法におけるウェブ圧壊耐力の検討

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 高橋 敏樹

1. まえがき

道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編の次期改定で導入が予定されている部分係数設計法では、破壊抵抗曲げモーメントおよび斜引張破壊耐力の照査の部分係数書式化が検討されてきた。通常のコンクリート上部構造では、ウェブ圧壊耐力は断面の決定ケースとなることが少ないため、現在の部分係数版示方書（案）（以下「新道示（案）」と略記）では、曲げモーメントに関する現行道路橋示方書（以下「現行道示」と略記）による終局荷重時断面力と、新道示（案）に示される変動作用が支配的な設計状況（以下「変動作用時」と略記）による断面力の比率で1.0を除した値を暫定的にウェブ圧壊耐力に関する抵抗係数としていた。しかしながら、ウェブ厚が薄い場合など一部の形式ではウェブ圧壊耐力が断面の決定ケースとなる場合があるため、ウェブ圧壊に対する適切な安全性確保を目的として、材料と部材寸法のばらつきを考慮したモンテカルロシミュレーションを実施し、ウェブ圧壊耐力に関する抵抗係数の試算を行った。

2. 研究目的

部分係数設計法の変動作用時において、現行道示に基づいて設計された構造と同等の構造安全性を有するようなウェブ圧壊耐力を確保するための部分係数の算出を本研究の目的とする。

3. 研究方法

3.1 検討の概要

現行道示に従い、ウェブ圧壊耐力の照査で決まる断面を設計し、材料と部材寸法のばらつきを考慮したモンテカルロシミュレーションにより、現行設計が持つ信頼性指標 β を算出する。この β を目標信頼性指標として、2012年10月時点の新道示（案）に示される荷重組合せ（以下「新荷重組合せ」と略記）を用いた場合に現行と同等の安全余裕を確保するための抵抗係数の試算を行った。

3.2 試算対象橋梁

一般の設計ではウェブ圧壊耐力が決定ケースとなることは少ないが、表-1 示す箱桁橋に関して、ウェブ圧壊耐力が決定ケースとなるようにウェブ厚を絞った断面を設計し、試算対象橋梁とした。中空床版橋とT桁橋に関しては、ウェブ圧壊耐力で決まる断面までウェブ厚を絞ることが構造細目等から現実的でないため、試算の対象としていない。照査位置に関しては、全橋梁とも、端支点部、側径間1/4点（中間支点から側径間側へ側径間長の1/4だけ移動させた位置）、中間支点部とした。

表-1 試算を行った橋梁形式（記号は橋梁モデル名称）

形式	中央径間長（m）			
	20	40	80	120
(f) PC3 径間連続箱桁橋	—	f40	f80	f120
(g) PC3 径間連続ラーメン箱桁橋	—	—	g80	g120

3.3 荷重組合せ

試算には新荷重組合せのうち、コンクリート上部構造に支配的となる表-2の荷重組合せを用いた。なお、活荷重、クリープ乾燥収縮の荷重係数は1.0とした。

表-2 試算に用いた新荷重組合せ

設計状況	略称	荷重組合せ
永続作用時	死荷重時	1.0D
変動作用時	設計荷重時	1.0D+1.0L
	温度時	1.0D+1.0T
		1.0D+1.0L+0.8T
	地震時	1.0D+0.85EQ
1.0D+0.5T+0.85EQ		

3.4 耐力算定式と変動要因

D：死荷重，L：活荷重，T：温度変化の影響，EQ：地震の影響

ウェブ圧壊耐力の算定式は、現行道示に基づき、以下の式とした。また、ウェブ圧壊耐力の変動要因として、表-4に示す材料および部材寸法のばらつきを考慮した。

$$S_{uc} = \tau_{max} \cdot b_w \cdot d + S_p$$

ここで、
 S_{uc} : ウェブコンクリートの圧壊に対する耐力 (N)
 τ_{max} : コンクリートの平均せん断応力度の最大値で、表-3による
 b_w : 部材断面のウェブ厚 (mm)
 d : 部材断面の有効高 (mm)
 S_p : PC鋼材の引張力のせん断力作用方向の分力 (N)

表-3 コンクリートの平均せん断応力度の最大値 (N/mm²)

設計基準強度	21	24	27	30	40	50	60
コンクリートの平均せん断応力度の最大値	2.8	3.2	3.6	4.0	5.3	6.0	6.0

表-4 ウェブ圧壊耐力の変動要因

項目	平均値	変動係数
コンクリートの圧縮強度	設計基準強度の1.2倍	15%
部材寸法の影響 (有効高)	設計値	±10mm
クリープ乾燥収縮	設計値	17%

耐力の算定において、ばらついたコンクリート圧縮強度に対応して τ_{max} を変動させるが、表-3に示す通り τ_{max} はコンクリート設計基準強度に比例しておらず、強度が高い場合は τ_{max} が頭打ちとなる。そのため、表-3の τ_{max} によりモンテカルロシミュレーションを行うと、ウェブ圧壊耐力が正規分布とならず、平均値が分布の中央値よりも小さく算出される。また、算出される標準偏差はコンクリート強度が低いレンジのばらつきを過小に評価する。

そのため、ウェブ圧壊耐力の平均値は、表-4の変動要因が平均値となった場合の値とし、標準偏差は τ_{max} の頭打ちを無視し、コンクリート強度21~27N/mm²の比例関係に従うと仮定した τ_{max} を用いて算出することとした。なお、表-3に示される τ_{max} の値自体の実験値との違いといったバイアスは考慮しておらず、これは今後の検討課題と言える。また、有効高は、PC鋼材と鉄筋の両方を引張鋼材として算出した値を採用した。

4. 研究結果

4.1 修正係数および信頼性指標

現行終局荷重時と新荷重組合せのせん断力を比較した修正係数および、修正係数と余裕量を考慮した信頼性指標 β を図-1、図-2に示す。f80の端支点のみ修正係数がやや大きくなっているが、概ね1.60程度の修正係数となった。修正係数と余裕量を考慮した信頼性指標も、f80端支点以外では概ね0.60程度の値となっている。これは、

ウェブ圧壊耐力の変動要因のうち、コンクリート強度に起因する τ_{max} が支配的となっており、このばらつきを考慮したウェブ圧壊に対する実耐力が、現行断面力に対してほぼ一定程度の余裕量を持っているためと考えられる。

信頼性指標が 0.60 というのは破壊確率が高いように見えるが、これは修正係数、余裕量を考慮した値のためであり、破壊に対する安全度は現行設計でも十分確保されている。上記より、抵抗係数の試算に用いる修正係数と目標信頼性指標を、特異値である f80 の端支点を除く平均値として、表-5 のように設定した。

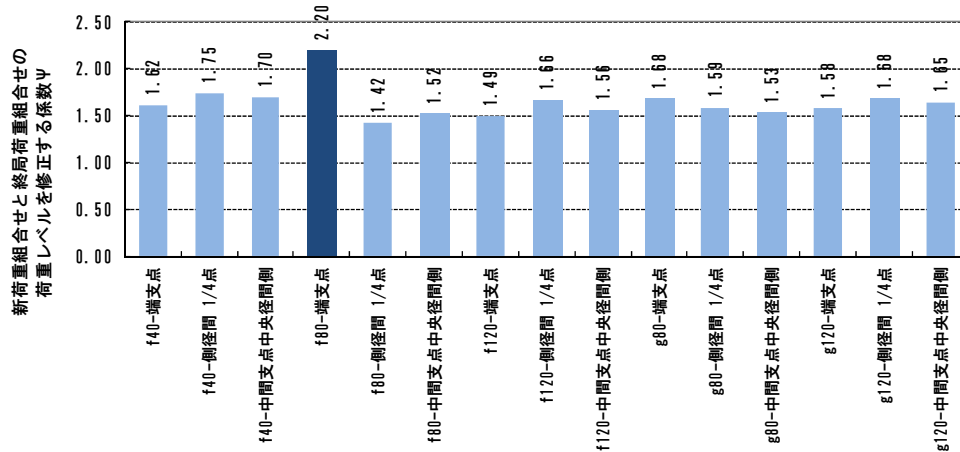


図-1 修正係数

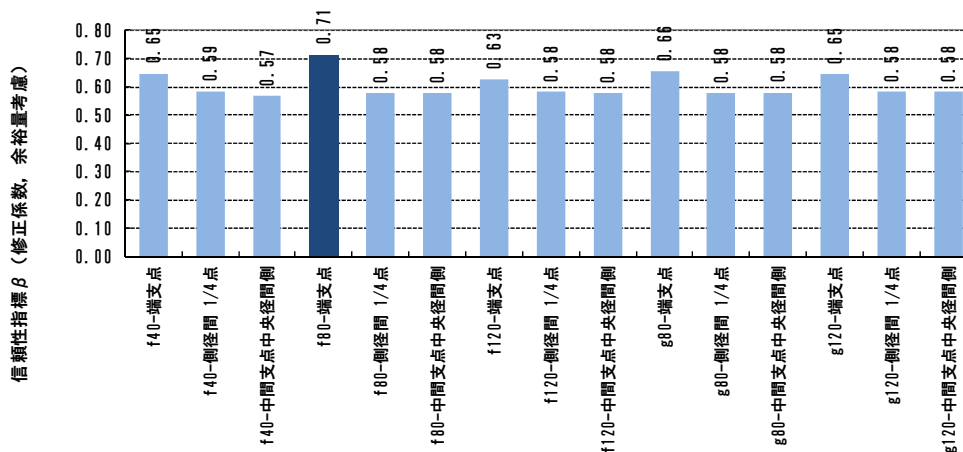


図-2 修正係数、余裕量を考慮した信頼性指標 β

4.2 抵抗係数

抵抗係数の算出は、ウェブ圧壊耐力のうち τ_{max} に関する項の抵抗係数を ϕ_c 、プレストレス分力の項 (S_p) の抵抗係数を ϕ_p として算出した。得られた修正係数を考慮しない抵抗係数を図-3、図-4、表-6 に示す。なお、f80 端支点は特異値として除き、f40 中間支点中央径間側と f80 側径間 1/4 点はプレストレス分力がゼロのため ϕ_p を除外している。

修正係数を考慮しない抵抗係数は、 ϕ_c 、 ϕ_p ともに全ての橋種、部位で 1.0 となった。これは、各橋種、部位が持つ現行での信頼性指標にばらつきが少なく、目標信頼性指標とほぼ同一のため、修正係数を考慮しない場合には、抵抗係数 1.0、つまり現行終局荷重時の断面力を満たす耐力を有していれば、現行設計と同等の信頼性を有することになるためである。

新荷重での抵抗係数は、上記の抵抗係数を修正係数で除することにより表-7 のように算出された。

表-5 修正係数および目標信頼性指標

項目	記号	値	備考
修正係数	Ψ	1.60	f80 端支点を除く平均値
目標信頼性指標	β_r	0.60	f80 端支点を除く平均値

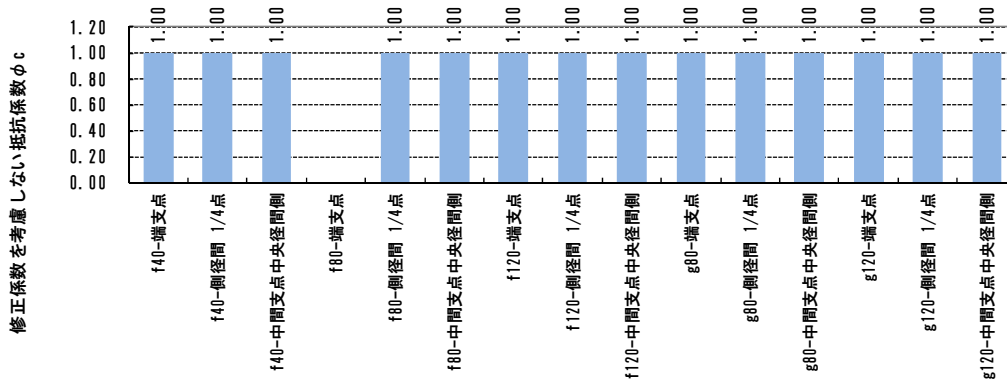


図-3 修正係数を考慮しない τ_{max} 項の抵抗係数 ϕ_c

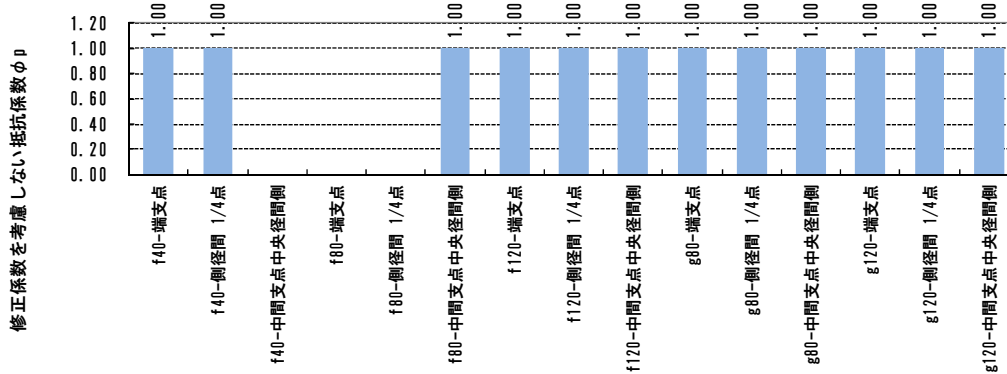


図-4 修正係数を考慮しないプレストレス分力項の抵抗係数 ϕ_p

表-6 修正係数を考慮しない抵抗係数

記号	値	備考
ϕ_c	1.00	f80 端支点以外の下限值
ϕ_p	1.00	f80 端支点以外の下限值

表-7 修正係数を考慮した抵抗係数

記号	値	備考
ϕ_c	0.62	修正係数=1.60
ϕ_p	0.62	修正係数=1.60

5. 結論

試算の結果から、ウェブ圧壊耐力に関する抵抗係数は、 τ_{max} に関する項の抵抗係数、プレストレス分力の項の抵抗係数ともに有効数字を考慮すると 0.62 となった。現在の新道示（案）では、ウェブ圧壊耐力に関する抵抗係数は暫定的にそれぞれ 0.65 と設定されていたが、現行と同等の安全余裕を確保するためには、抵抗係数をより小さくし、設計限界値をより厳しく設定する必要があることが確認された。本抵抗係数を用いることにより、新道示（案）で設計された構造は、現行道示と同等のウェブ圧壊に対する安全性を確保することができると考えられる。

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導頂きました木村上席研究員、花井主任研究員、本間主任研究員、和田主任研究員、宮田研究員ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆さまに深く感謝致します。

所属：株式会社大林組

<参考文献>

- 1) 村越潤，梁取直樹 他：鋼道路橋の部分係数設計法に関する検討，土木研究所資料第 4141 号，2009.3
- 2) 星谷勝，石井清：構造物の信頼性設計法，鹿島出版会，1986

甚大な損傷を受けた PC 橋の振動性状

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 松沢 政和

1. まえがき

高度経済成長期に建設された膨大な道路橋の高齢化が急速に進行していく中、コンクリート橋において、多種多様な劣化要因による損傷事例が報告されている。このような劣化損傷が重篤化し、落橋に至るような致命的な損傷につながるおそれがあるため、損傷部材の性能を適切に評価するとともに、供用可否や通行規制の判断、補修・補強の要否を判断する必要があるが、損傷を受けたコンクリート橋における耐荷性能を評価する手法が確立されていないのが実状である。そこで、耐荷力評価手法の提案や非破壊検査手法の調査・開発を目的とした臨床研究を行っている。

2. 研究目的

構造物の損傷検知に関する非破壊検査手法として、材料劣化やひび割れ等による剛性低下に起因する構造物の振動性状の変化に着目した研究が行われており、実橋を対象とした載荷試験において損傷の進行とともに固有振動数が低下し、破壊直前の振動数は8割程度に低下するという報告もある¹⁾。本研究では、構造物の損傷検知に関する非破壊検査手法の確立を目的として、東北地方太平洋沖地震で発生した津波によって甚大な損傷を受け一部が落橋した普代水門管理橋を対象に、構造物の損傷度を振動性状の差異によって評価する手法を検証した。

3. 対象橋梁

3.1 橋梁概要

本橋は岩手県下閉伊郡普代村に位置する普代水門の管理橋である。本橋の主な橋梁諸元を表-1に示す。本橋は、写真-1および図-1に示すとおり3主桁から構成される4連の単純ポストテンション PCT 桁橋であるが、津波により左岸側の2径間が落橋した。



写真-1 橋梁全景 (被災直後)

表-1 対象橋梁諸元

橋梁名	普代水門管理橋
架橋位置	岩手県下閉伊郡普代村
橋長	100.05m (支間: 22.0m×4)
橋梁形式	単純ポストテンション PCT 桁橋×4連
竣工年	普代水門: 1984年3月 (27年経過)

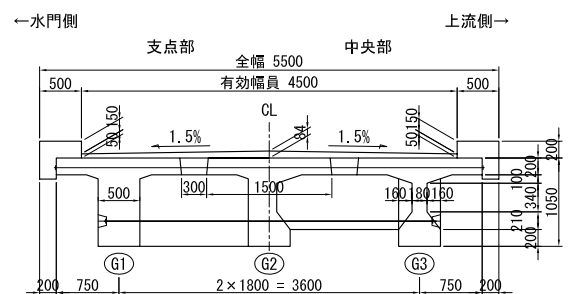


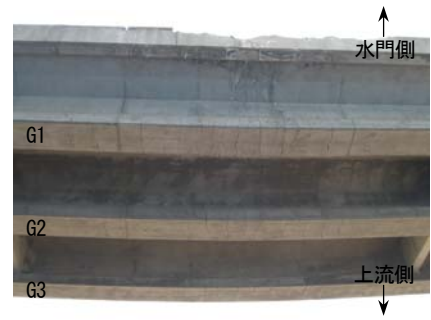
図-1 標準断面図

3.2 損傷概要

落橋を免れた右岸側の 2 径間も多数の曲げひび割れや地覆部の圧壊などの損傷が生じており、特に第 3 径間の損傷が顕著であった（写真-2）。図-2 に第 3 径間の支間中央部付近において各桁下面から撮影した写真を加工したものを示すが、桁下面に軸方向ひび割れが生じているとともに、曲げひび割れが床版まで達していた（図中の矢印）。



(a) 地覆部の圧壊



(b) 主桁に多数の曲げひび割れ

写真-2 第 3 径間の損傷状況

また、第 3 径間の G1 桁のみ両桁端の橋座部が損傷しており（写真-3）、津波により一時的に変形したのち、PC の復元力によりたわみが戻ったことが推察される。図-2 や写真-3 から第 3 径間の主桁のうち、水門側の G1 桁が最も損傷が大きいことがわかる。

図-3 にそれぞれの径間における各主桁の残留たわみの計測結果を示す。なお、本計測は桁下面から光波測量により行った。第 4 径間の残留たわみが約 8cm に対して第 3 径間は約 30cm の残留たわみが生じていた。さらに、第 3 径間においては、3 主桁のうち水門側の G1 桁のたわみが最も大きく、この計測結果からも各桁において津波による作用力の差異があったことが窺える。

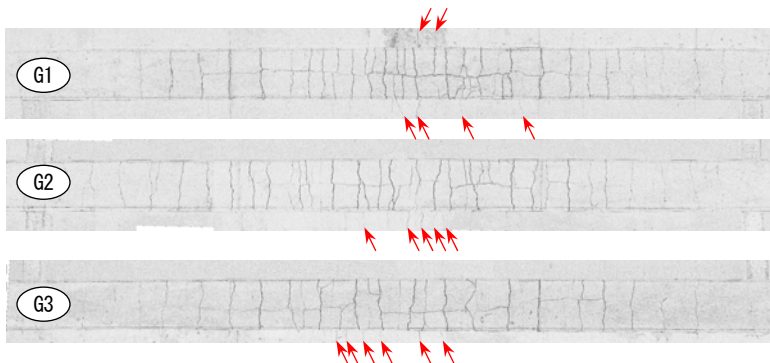
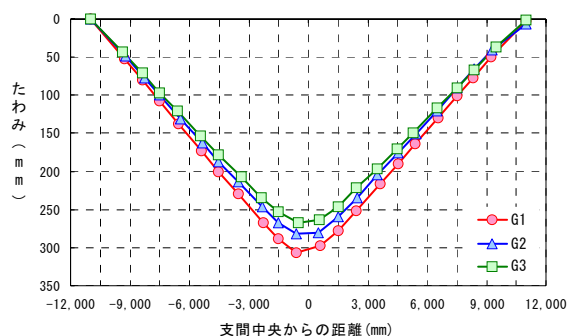


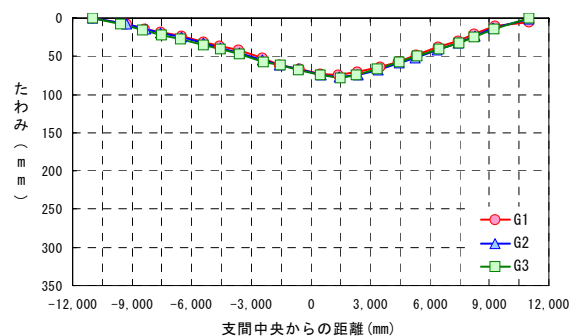
図-2 桁下面のひび割れ状況（第 3 径間の支間中央部付近）



写真-3 橋座部の損傷状況（第 3 径間）



(a) 第 3 径間



(b) 第 4 径間

図-3 残留たわみの計測結果

4. 損傷要因の推定

前述のとおり、一連の橋において落橋の有無や損傷程度の相違が確認されているため、その要因について分析した。まず、落橋の要因分析として、越流した水量を算出し、その全越流量が橋梁全体に分布荷重にて作用するものとして、桁の耐荷力との比較を行った。その概念図

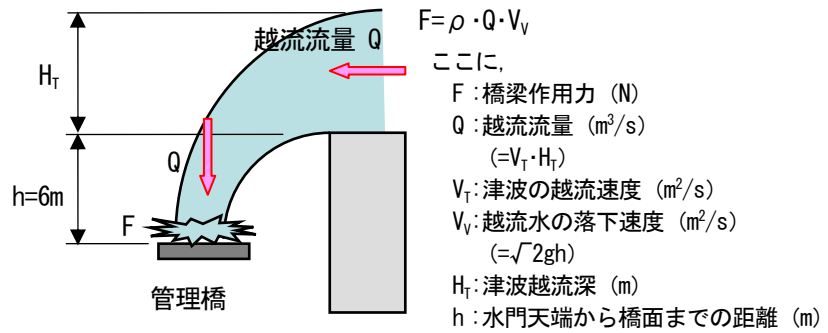


図-4 橋梁作用力の概念図

を図-4に示す。なお、越流量の算出に際しては、既往の調査報告²⁾、³⁾やシミュレーション⁴⁾を参考に越流深 H_T を 2~7m、津波越流速度 V_T を 10m/s (36km/h) 以上とした。上記の前提から橋梁に作用する外力と橋梁の耐荷力との比較を図-5に示す。この図より橋梁の耐荷力以上の外力が作用したことにより、落橋したことがわかる。また、落橋を免れた径間について、簡易的な手法として、図-3の残留たわみから曲率を算出し、PC 構造の非線形復元力モデル⁵⁾を用いて橋梁に生じた最大曲げモーメントを推定した。なお、残留曲率は各径間における最大たわみを用い、曲げ耐力は振動計測後に採取したコアにて計測した材料試験結果を用いて算出した。図-6に各径間の推定作用モーメントを示すが、損傷の著しい第3径間は道路橋示方書にて算出される曲げ破壊耐力を大幅に上回っており、落橋に至っていてもおかしくない荷重が作用したことがわかる。第4径間においても曲げ破壊耐力相当の荷重が作用したことが推察される。

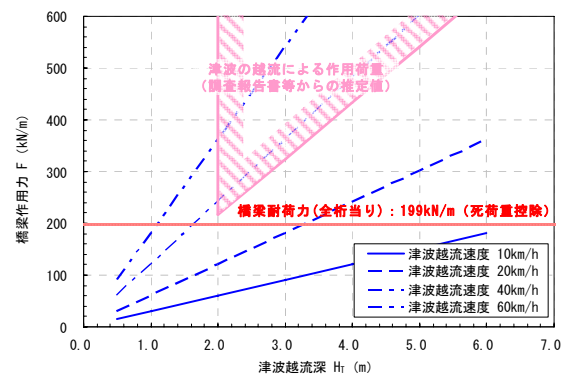


図-5 橋梁耐荷力と橋梁作用力の関係

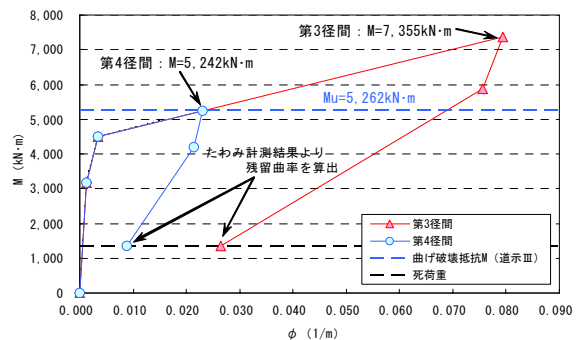


図-6 残留たわみによる橋梁作用荷重の推定

上記に対し第3径間および第4径間が落橋しなかった要因としては、地形や周辺の構造物の影響により越流量が異なったことなどが考えられる。写真-4に当該橋梁周辺の航空写真を示すが、下流側の右岸側に窪地があることや、右岸側の交差道路のためにBOXカルバートが設けられていることにより、越流量等が軽減されたと推察される。その軽減の度合いは右岸側に近いほど大きく、第3径間より第4径間の損傷が軽微であったと考えられる。

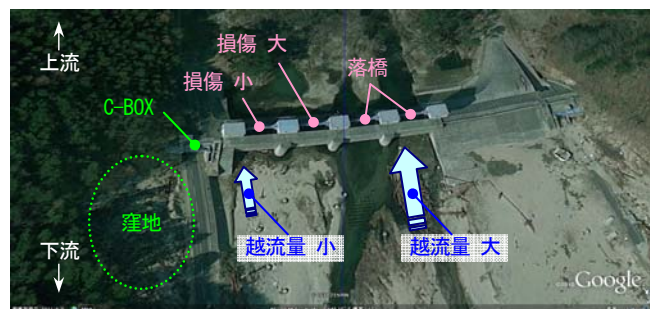


写真-4 橋梁周辺の上空写真

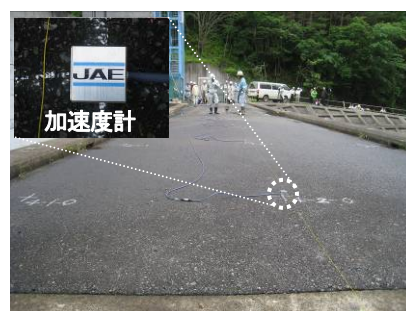
5. 振動計測

5.1 振動計測方法

振動計測は、主桁上の支間 8 等分点に加速度計を設置し、橋面上にて重錘落下法により加振して振動数の計測を実施した（写真-5）。なお、計測は各主桁上に加速度計を設置して、それぞれの桁の固有振動数を計測した。



(a) 重錘落下法による加振



(b) 加速度計配置状況

写真-5 振動計測状況

5.2 振動計測結果

図-7 に健全時の解析値（梁モデル）に対する計測値の比率を示す。なお、解析値における弾性係数は材料試験用に採取したコアにて計測した動弾性係数を用いた。第 3 径間にて 2~3 割程度、第 4 径間にて 1~2 割程度の振動数の低下が確認された。ここで、第 3 径間の曲げ 2 次の低下度が曲げ 1 次および 3 次に比べ小さいのは、損傷位置が振動モードの節に該当するためと推測される。また、第 4 径間においては、高次の振動数の低下が顕著であった。さらに、各主桁上の振動数にて若干差異が確認され、概ね残留たわみの大小関係との相関を確認できた。

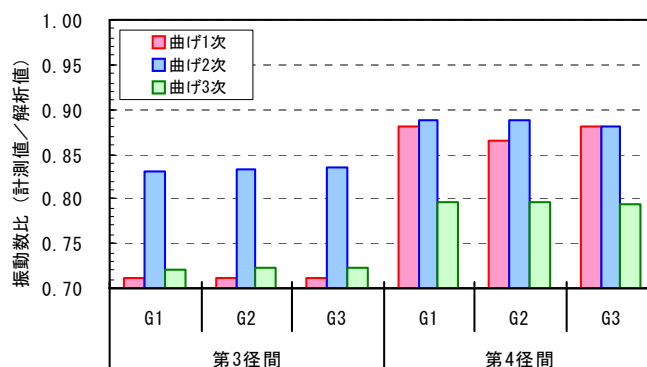


図-7 健全時の解析値に対する固有振動数比

（解析値（梁モデル）：1 次 4.31Hz、2 次 17.24Hz、3 次 38.78Hz）

6. 謝辞

本調査にあたり、計測を快諾頂いた岩手県の関係各位や計測にご協力頂いた皆様をはじめ、ご指導頂きました木村嘉富上席研究員、花井拓主任研究員、本間英貴主任研究員ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様へ深く感謝の意を表します。

所属：株式会社アサノ大成基礎エンジニアリング

<参考文献>

- 1) 加藤雅史、高木保志、島田静雄：PC 橋梁の破壊に伴う振動性状の変化に関する実験的研究、土木学会論文集、第 341 号、pp. 113-118、1984. 1
- 2) 土井宣夫、越谷信、土谷信高、佐野剛空地中写真判読による 2011 年東北地方太平洋沖地震津波の浸水域図の作成と津波被害、岩手の地学、第 41 号、pp. 4-25、2011. 6
- 3) 内閣府中央防災会議東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会：東北地方太平洋沖地震を教訓とした地震・津波対策に関する専門調査会報告参考図集、中央防災会議、2011. 9
- 4) 岩手県津波防災技術専門委員会：【資料 No4】津波再現シミュレーション結果等、第 2 回岩手県津波防災技術専門委員会、2011. 5
- 5) (社)プレストレストコンクリート技術協会：プレストレストコンクリート橋脚の耐震設計ガイドライン、1999. 11

免震支承の履歴特性のモデル化の違いが地震応答に及ぼす影響に関する一検討

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏名 横川 英彰

1. まえがき

免震支承の特性として、同一振幅で繰り返し繰り返し荷すると水平力が低下していく特性がある。同一振幅で繰り返し荷した場合には、加振1回目の荷（初期荷）時の水平力が特に大きく、2回目の荷以降は、緩やかに水平力が低下していく¹⁾が、このような免震支承の特性は、道路橋の耐震設計では具体的には考慮されていない。初期荷において水平力が大きいと、結果的に免震支承の変位応答が低減し、エネルギー吸収量も減少することが想定され、これにより免震設計において期待されるエネルギー吸収が発揮されず、免震設計の耐震性能に影響を及ぼす可能性が懸念される。そこで、本研究では、免震支承の初期荷時の履歴に着目し、その履歴特性の違いが地震応答解析結果に及ぼす影響について検討した。

2. 解析モデルと解析条件

解析モデルは、免震支承のみを対象とした1質点系モデルとした。検討の第1ステップとして、その力学特性を道路橋示方書の標準加速度応答スペクトル（以下、設計スペクトル）に合うように調整した地震動（以下、道示標準波²⁾）に対して、免震支承の応答せん断ひずみが220%~250%程度になるような形状を設定した免震支承に対して検討を行うこととした。このように設定した結果、I種地盤の条件に対しては600mm×600mmの平面形状、II・III種地盤の条件に対しては1000mm×1000mmの平面形状となった。ここで、支承の2次形状係数は5と設定している。なお、対象とした免震支承は鉛プラグ入り積層ゴム支承とし、免震支承のモデル化に際しては、支承便覧³⁾に記載されている設計式に基づき、せん断ひずみ250%で設定されるバイリニアモデルを設定した（以下、基準モデルとする）。これを図-1に示す。図-2に、このモデルに基づく設計スペクトルと固有周期の対応を示す。支承の初期剛性に基づく固有周期はI種地盤で0.82秒、II・III種地盤で0.64秒となる。また、基準モデルのせん断ひずみ175%における等価剛性で算出した周期は、I種地盤で1.8秒、II・III種地盤で1.4秒、250%における等価剛性で算出した固有周期はI種地盤で1.9秒、II・III種地盤で1.46秒となった。なお、基準モデルに

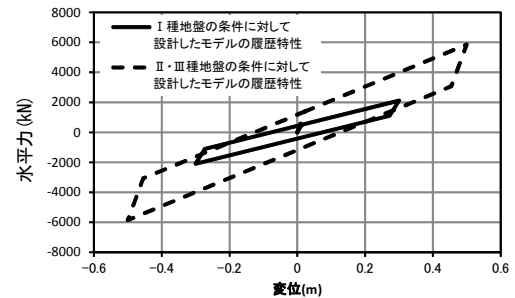
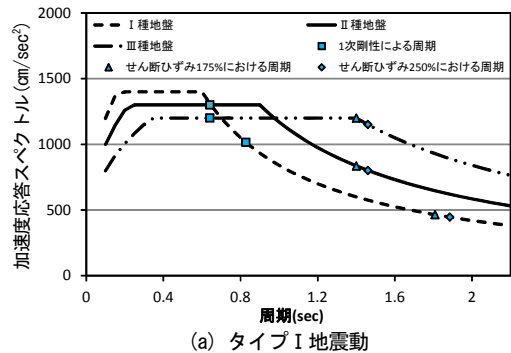
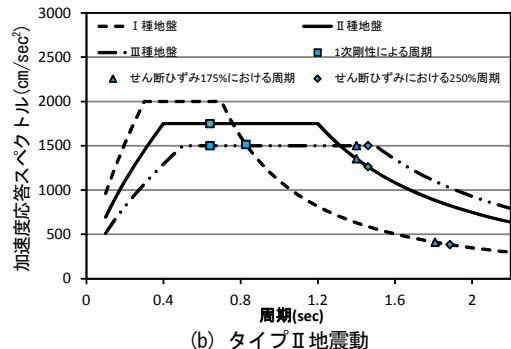


図-1 解析で対象とした免震支承のせん断ひずみ250%までの履歴特性



(a) タイプI地震動



(b) タイプII地震動

図-2 免震支承の1次剛性による周期とせん断ひずみ175%、250%における等価剛性による周期

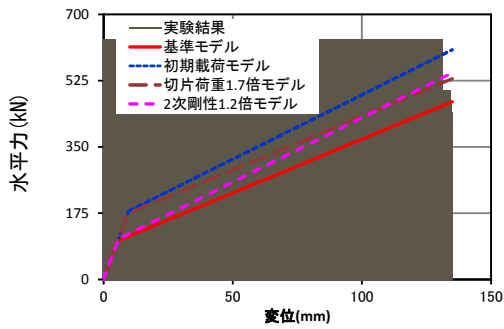


図-3 履歴モデルと実験結果の比較

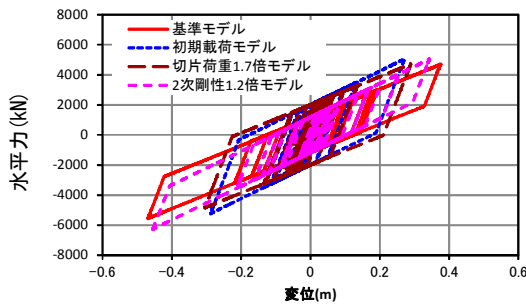


図-5 履歴応答の一例

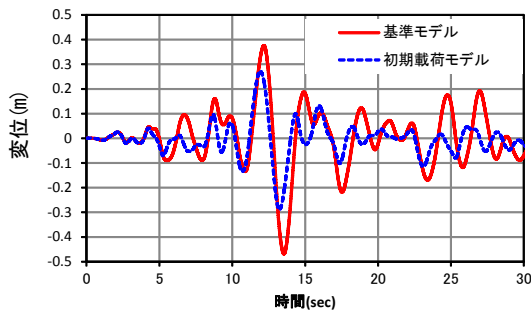
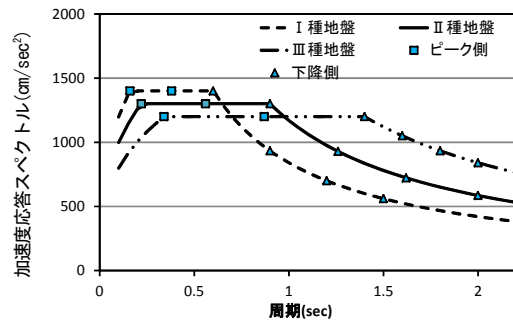
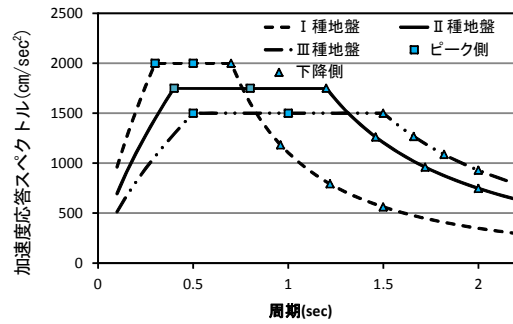


図-6 変位応答の一例



a) タイプ I 地震動



(b) タイプ II 地震動

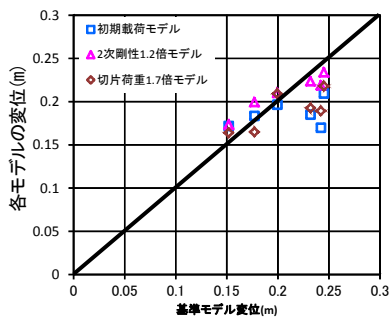
図-4 1次剛性周期の設定と設計スペクトル

おける切片荷重と質点の重量の比(以下 Q/W とする)は、I種地盤では0.068、II種地盤では0.20となる。2次剛性は1次剛性に対して $1/6.5$ となるように設定した。

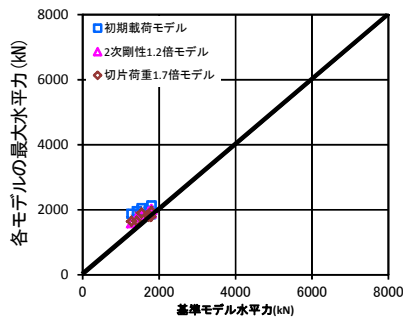
解析では、初期載荷時の履歴特性の影響を検討するために、基準モデルのほかにこれらを図-3に示すような3つのモデルを設定した。まず、初期載荷の影響を考慮したモデルとして、初期載荷時の履歴と合うように、基準モデルに対して切片荷重を1.7倍とし2次剛性を1.2倍

としたバイリニアモデル(以下、初期載荷モデル)を設定した。本来、このような特性を示すのは初期載荷時だけであるが、本検討での地震応答解析では、切片荷重、2次剛性ともに地震応答中の履歴特性は変化させていない。このほか、基準モデルに対して切片荷重を1.7倍とし、2次剛性を基準モデルと同じとした場合(以下、切片荷重1.7倍モデル)、基準モデルに対して2次剛性を1.2倍とし切片荷重を基準モデルと同じとした場合のモデル(以下、2次剛性1.2倍モデル)を検討対象とした。解析では、地盤種別ごとのモデルに対して、道示標準波の地震動のタイプごとの3波を入力した。なお、ここで行った解析における粘性減衰の設定は、せん断ひずみ250%の等価剛性に対して1%を仮定した。

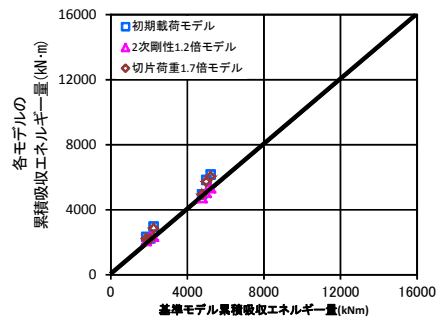
詳細は後述するが、このようなモデルに対して解析を行った結果、切片荷重を大きくした場合でも、基準モデルと比較して応答が大きくなる応答特性が得られたケースがあった。この理由を検討するために、1次剛性の固有周期を変化させたパラメトリック解析を行った。図-4に示すような設計スペクトルの形状との関係を調べるために、この1次剛性を設計スペクトルのピーク領域にあうように設定した場合(ピーク側の設定)とピークから下がる領域にあうように設定した場合(下降側の設定)に対してそれぞれ2ケース程度ずつを設定した。なお、切片荷重と



(a) 最大応答変位

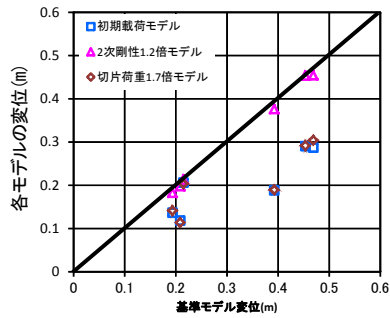


(b) 最大応答水平力

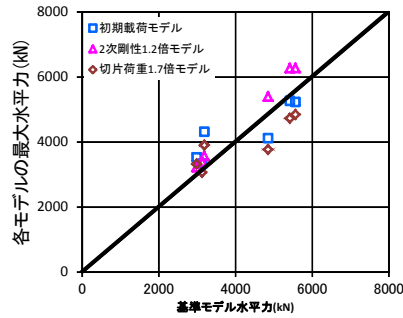


(c) 累積吸収エネルギー量

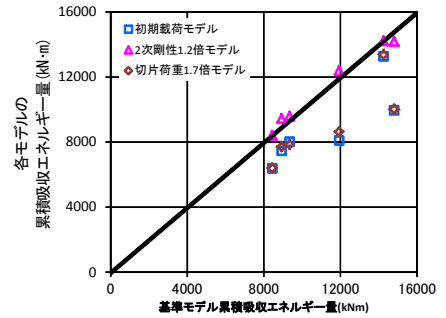
(1) I種地盤の条件に対して設計したモデルの応答



(a) 最大応答変位

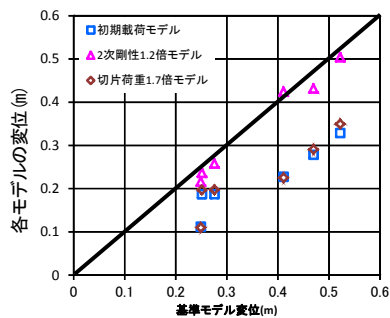


(b) 最大応答水平力

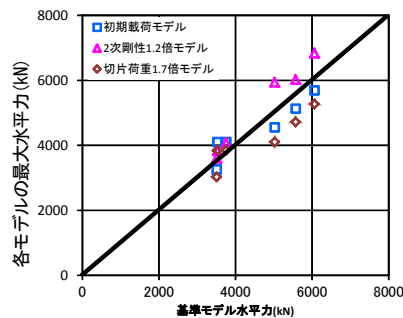


(c) 累積吸収エネルギー量

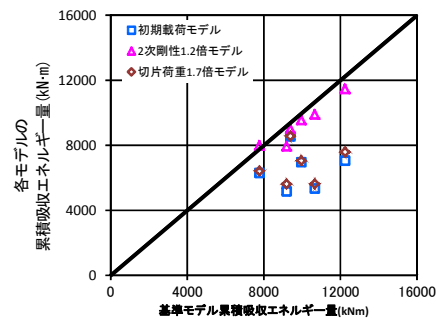
(2) II種地盤の条件に対して設計したモデルの応答



(a) 最大応答変位



(b) 最大応答水平力



(c) 累積吸収エネルギー量

(3) III種地盤の条件に対して設計したモデルの応答

図-7 応答解析結果からの傾向

2次剛性の設定方法は基準モデルの場合と同じとした。

3. 道示標準波に対して設計した支承の応答特性

時刻歴応答解析における履歴応答及び、変位応答の例を図-5、図-6に示す。これはタイプII地震動、I種地盤の2波目を入力した結果である。これらの図より、基準モデルと2次剛性1.2倍モデルでは、2次剛性1.2倍モデルの方が、最大変位応答時の水平力の方がやや大きい、ほぼ同程度の変位となっている。また、初期荷重モデルと切片荷重1.7倍モデルでは、初期荷重モデルの最大応答変位時の水平力が大きくなっているが、ほぼ同程度の応答変位の傾向となっている。一方で、切片荷重が1.7倍異なる場合には、最大応答変位にして約65%の違いが生じている。すなわち、地震応答特性への影響という観点からは、2次剛性よりも切片荷重の方が地震応答にあたる影響が大きく、切片荷重が大きくなると応答変位が小さくなる事が分かる。

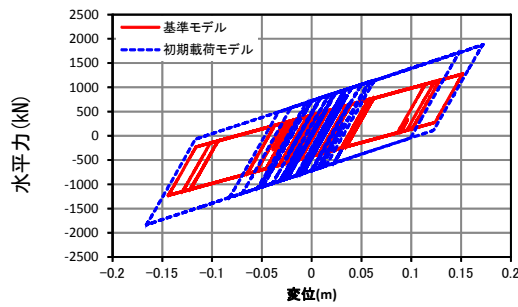


図-8 基準モデルと初期载荷モデルの履歴の比較

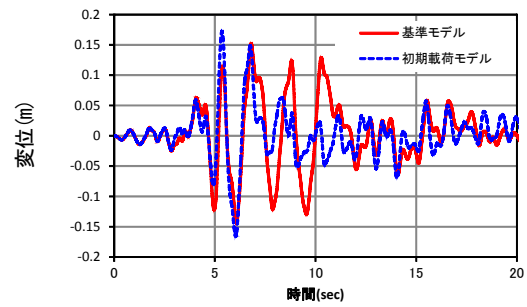


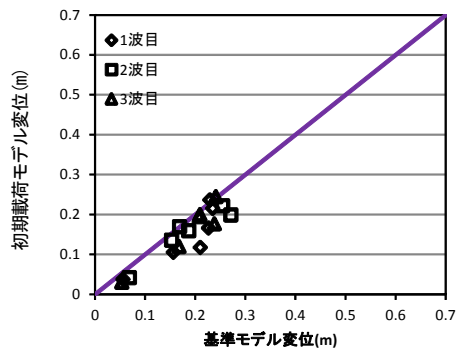
図-9 基準モデルと初期载荷モデルの変位時刻歴の比較

こうした解析を全ての解析ケースで行い、最大応答変位、最大水平力、累積吸収エネルギー量を比較した結果を図-7に示す。ここから、2次剛性1.2倍モデルは、全ての地震動で基準モデルと概ね同程度の結果となった。一方、切片荷重1.7倍モデルや初期载荷モデルでは、I種地盤のモデルに対する結果とII・III種地盤のモデルに対する結果で傾向が異なることが分かる。II・III種地盤のモデルでは、基準モデルに対して応答が小さくなる傾向があり、解析ケースにより半分程度になる場合がある。この結果、累積吸収エネルギー量では、基準モデルと比較して小さくなる傾向にある。また、最大水平力も基準モデルと比較して小さくなる傾向にある。切片荷重が大きくなれば、最大水平力も、大きくなると想定されるが、図-5からも分かるように降伏する水平力が大きくても、応答変位が小さいと結果として水平力が大きくならないため、このような結果になったと考えられる。

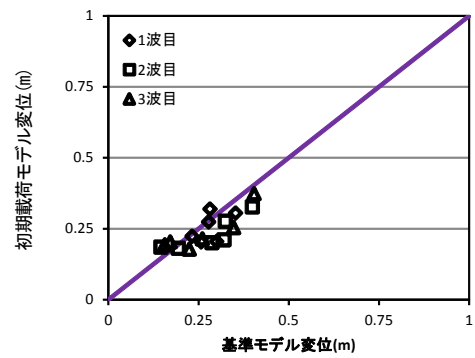
一方、I種地盤のモデルについては、切片荷重1.7倍モデルや初期载荷モデルの場合にも、基準モデルのケースと最大応答変位が同程度となり、その結果、累積吸収エネルギーがむしろ大きくなる傾向を示す場合がある。この場合、当然ながら、最大水平力も基準モデルより大きい。これに該当するケースの応答履歴と応答変位を示した結果がそれぞれ図-8、図-9である。この結果はI種地盤、タイプII地震動の2波目を入力した場合の結果である。変位時刻歴から、初期载荷モデルでは、6秒付近の応答が最大となっており、初期段階の応答の違いが最大応答値に影響を及ぼしていると考えられる。図-2に示したように、I種地盤のモデルでは、1次剛性に対する固有周期が長く、入力地震動の加速度応答スペクトルの下降域にあるため、基準モデルにおいて相対的に低い降伏点で降伏し、みかけの固有周期がのびた後には地震力の影響が小さくなって応答変位が大きくならなかったことが一因と考えられる。

4. 1次剛性の固有周期を変化させたパラメトリック解析の結果と考察

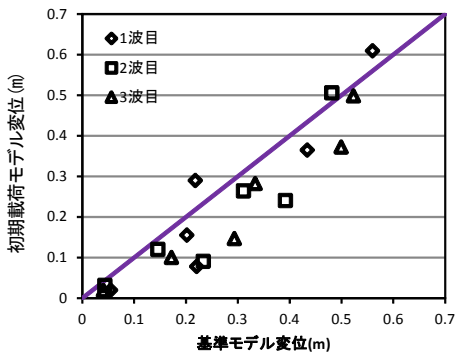
3章に示したように、切片荷重が大きくなる場合でも最大応答変位や累積エネルギー吸収量が小さくならない場合があるが、これには免震支承の固有周期と設計スペクトルの形状が関係していることが考えられる。そこで、図-4に示したように設計スペクトルのピーク領域が主たる応答となる場合（ピーク側の設定）と、下降域が主たる応答となる場合（下降側の設定）において、応答特性の違いを調べることを目的に、1次剛性の固有周期を変化させてパラメトリック解析を行った。解析結果を図-10に示す。全体的な傾向として、1次剛性の固有周期が設計スペクトルのピーク領域にあり、主たる応答も概ねピーク領域にある場合（ピーク側の設定）には、初期载荷モデルの場合には基準モデルの場合に比べて、応答変位は小さくなるという、切片荷重を大きくすることによる特徴的な傾向を示す。一方、1次剛性の固有周期が設計スペクトルの下降域にあり、主たる応答も下降域にある場合（下降側の設定）には、初期载荷モデルの場合にも基準モデルの場合に比べて、ばらつきはあるものの応答変位は概ね同



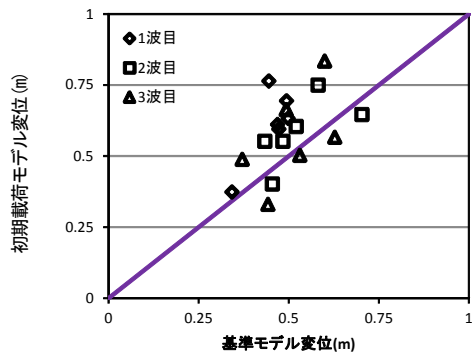
(a) I種地盤（ピーク側の設定）



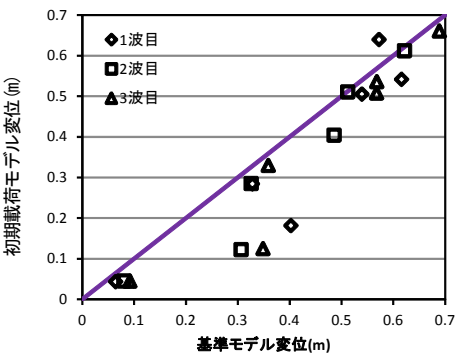
(b) I種地盤（下降側の設定）



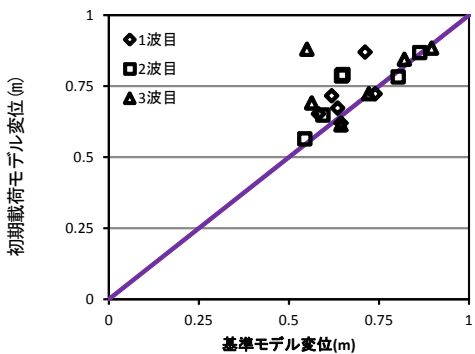
(c) II種地盤（ピーク側の設定）



(d) II種地盤（下降側の設定）



(e) III種地盤（ピーク側の設定）



(f) III種地盤（下降側の設定）

図-10 1次剛性のパラメトリック解析から得た最大変位応答

程度となる傾向にある。これは、主たる応答が概ね設計スペクトルのピーク領域にある場合には、基準モデルの場合に初期载荷モデルに比べて早い段階で降伏し、みかけの固有周期がのびた後も地震力の影響は同程度であるので、応答変位が増大し、結果として、初期载荷モデルよりも切片荷重が小さい分だけ応答変位が大きくなったことが考えられる。一方、主たる応答が設計スペクトルの下降域にある場合には、基準モデルの場合に相対的に早い段階で降伏すると、みかけの固有周期がのびたことにより、地震力の影響が小さくなるため、その結果、応答変位が大きくなり、初期载荷モデルの場合には1次剛性による応答の影響が相対的に大きくなって、その分、応答変位が大きくなったことが要因のひとつであると考えられる。

5. 結論

本研究では、免震支承における履歴特性の違いが地震応答特性に及ぼす影響について検討した。本検討で得られた結論は次のとおりである。

- 1) 免震支承の2次剛性の変化が、最大応答変位、累積吸収エネルギー量、最大水平力に及ぼす影響は大きくはない。
- 2) 免震支承の切片荷重の変化は、地震応答解析結果に有意な影響を及ぼす。特に、主たる応答が概ねピーク領域にある場合には、初期荷重により切片荷重が増加すると応答変位が小さくなり、その結果、設計で免震支承に期待したエネルギー吸収が発揮されない可能性がある。一方、初期荷重による切片荷重の増加がある場合にも、主たる応答が設計スペクトルの下降域にある場合には、応答変位が著しく小さくなることはなく、その結果、設計で期待したエネルギー吸収が概ね発揮できると考えられる。
- 3) 免震設計においては、I種地盤の場合には、一般には1次剛性の固有周期が設計スペクトルの下降域にある場合が多く、この場合には初期荷重の履歴特性の影響は小さいと考えられるが、1次剛性の固有周期が設計スペクトルのピーク領域にある場合には、初期荷重時の履歴特性が免震橋の耐震性能に影響を及ぼす可能性がある。

6. 謝辞

構造物メンテナンス研究センターの星隈上席研究員、堺主任研究員には本研究を遂行する際に多大なるご指導を頂きました。ここに謝意を示します。

所属：オイレス工業株式会社

<参考文献>

- 1) (財) 土木研究センター：道路橋の免震・制震設計法マニュアル（案），pp. III-1-III-20, 2011. 12.
- 2) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V 耐震設計編, 2012. 4.
- 3) (社) 日本道路協会：道路橋支承便覧, 2004.

軸方向ひびわれが生じたプレテンションPC撤去桁の載荷試験

チーム名等 橋梁構造研究チーム
氏 名 青柳 聖

1. はじめに

維持管理が重要視されるなかで、プレストレストコンクリート橋（以下、PC橋と記す）においても、橋梁点検等にて、さまざまなひび割れ損傷が報告されはじめている。このため、ひび割れが発生した要因や発生状況を分析し、構造性能への影響を考慮した対応が必要である。

本研究では、特にプレテンション方式にて架設されたPC橋梁において、本来ひび割れが発生しえない構造であるにもかかわらず、軸方向ひび割れが発生した事例が散見されはじめたことに着目し、軸方向ひび割れが発生した撤去桁を用いて、ひび割れ性状による耐荷性能への影響の把握やひび割れ発生原因の調査を実施した。

また、載荷試験では、非破壊検査技術の検証の場として、振動計測や画像解析も合わせて実施した。

表-1 橋梁概要

橋 梁 名	中川橋側道橋
路 線 名	国道8号
橋 梁 形 式	単純PCプレテン床版橋（3連）
橋長・支間長	33.54m (9.57+9.57+13.0m)
竣 工 年	昭和52年（竣工後33年経過）
適 用 基 準	JISA5319-1963（竣工図面）

2. 研究目的

本報告では、PC橋に発生したひび割れ損傷のなかで、プレテンション方式にて架設された桁で軸方向に発生したひび割れによる耐荷性能への影響の把握を目的とし、PC桁下面で軸方向に発生したひび割れが多い桁と比較的少ない桁2本の撤去桁を用いて、曲げ載荷試験による耐荷力の比較検討を実施した。

また、載荷試験後には、桁下面で軸方向に発生したひび割れ性状の調査を目的とし、ひび割れ深さ、中性化深さ、PC鋼材状況の腐食および破断を目視による解体調査、コア採取による材料試験として、圧縮強度試験、ASR調査を実施した。



図-1 橋梁位置図

3. 対象橋梁の概要

橋梁概要を表-1に、橋梁位置図を図-1に、橋梁全景を図-2に示す。橋梁形式は単純PCプレテン床版橋の3連で、竣工図面より架設された桁はJIS(JISA5319-1963)桁で、竣工後33年が経過し河川改修にともなう架替により撤去に至った橋梁である。

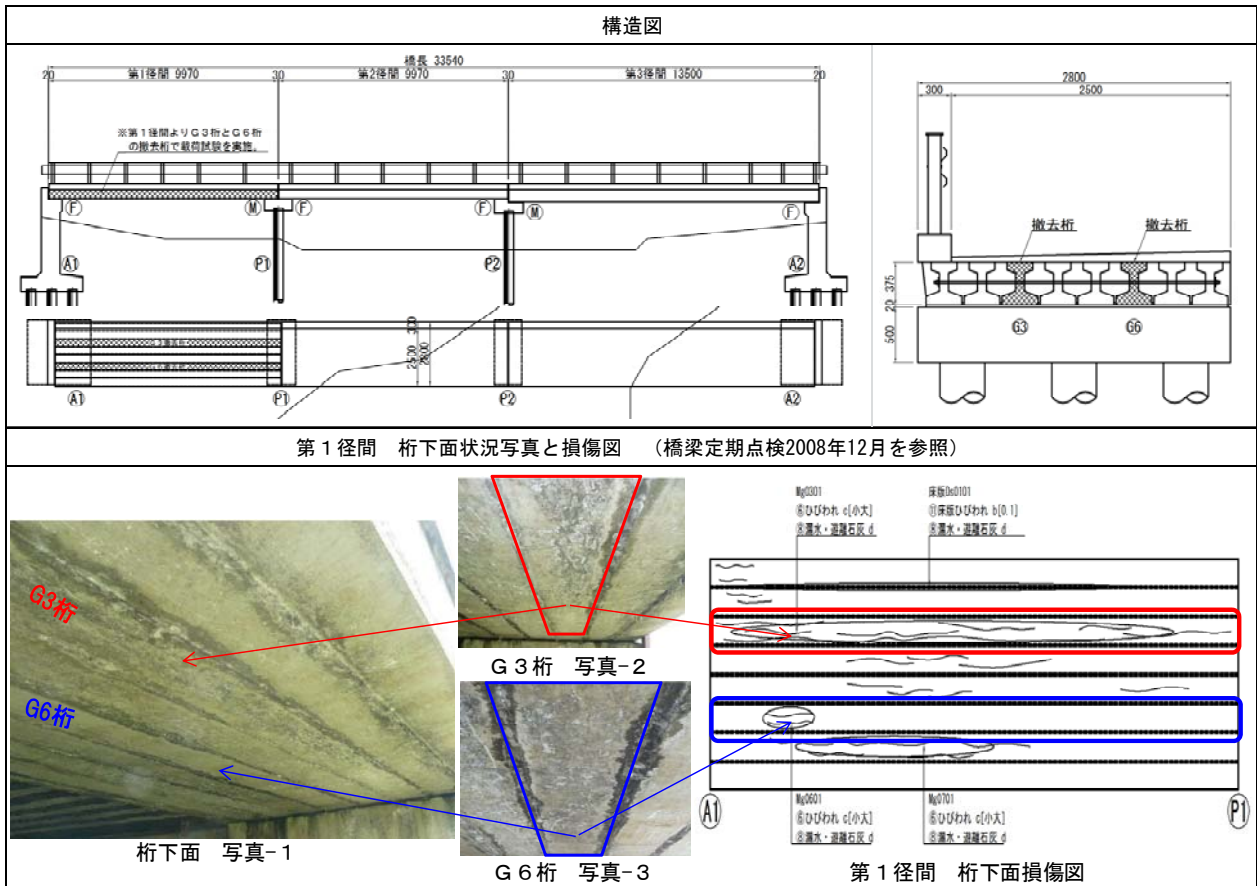
平成20年度の橋梁定期点検においては、各径間ともに桁下面



図-2 橋梁全景

で桁に沿った軸方向のひび割れや橋面から雨水等の進入が疑われる漏水・遊離石灰等の損傷が報告されている。今回載荷試験では、第1径間よりひび割れの少ないG6桁とひび割れが多いG3桁の2本の撤去桁を用いるとした。表-2に橋梁状況として、構造図、橋梁点検時の損傷図および損傷状況写真(写真1~3)を示す。

表-2 橋梁状況



4. 載荷試験

載荷試験の概要を図-3に示す。載荷試験方法は、JISに示された載荷試験方法を参考に、支間9mで2点支持2点載荷曲げ試験とした。

載荷試験体は、桁下面で比較的ひび割れが少ないG6桁をNO.1、ひび割れが多いG3桁をNO.2とした。それぞれの試験体に関する荷重-変位曲線を図-4に示す。

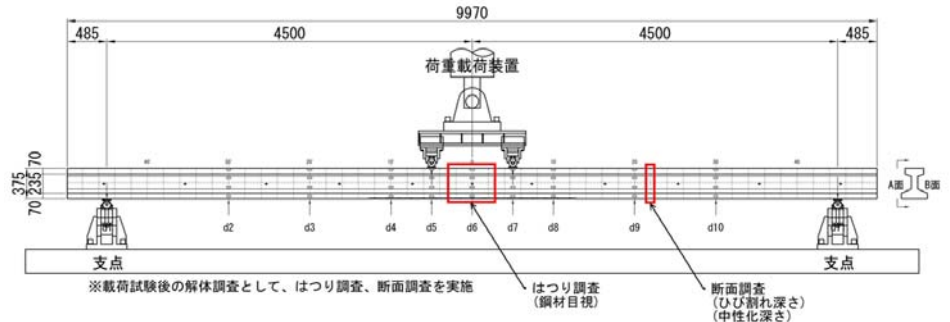


図-3 載荷試験概要

NO.1、NO.2それぞれの載荷試験の結果から、軸方向ひび割れ状況によるひび割れ発生荷重および曲げ破壊荷重に大きな違いは認められなかった。また、JIS A5319-1963におけるひび割れ発生荷重(42kN)および曲げ破壊荷重(80kN)に対して、NO.1、NO.2ともに2割程度大きい結果となった。

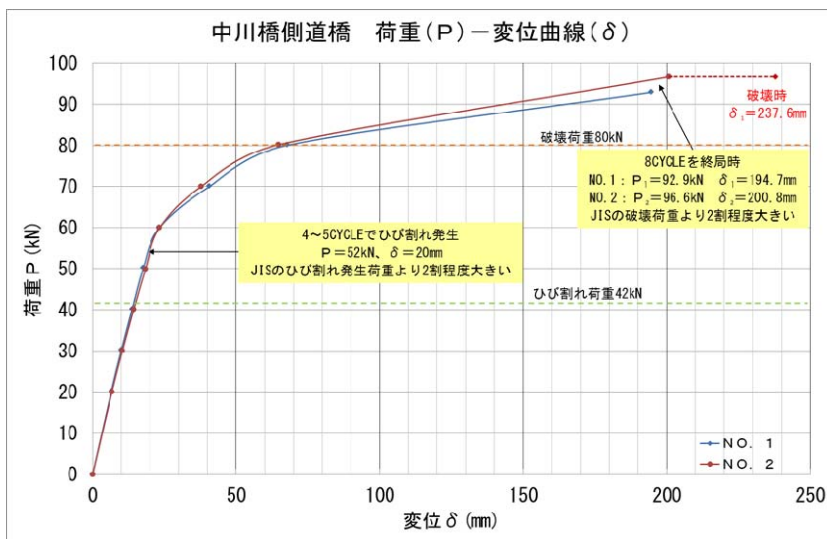


図-5 曲げ載荷試験結果 (荷重-変位)



図-4 ひび割れ発生時 (幅0.08mm)

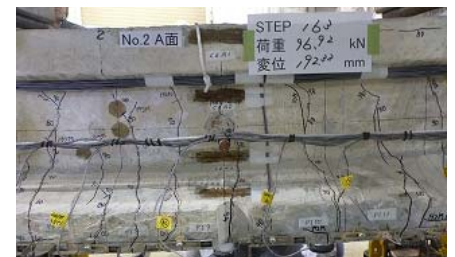


図 6 終局時 (幅1.5mm)

5. 解体調査・材料試験

5.1 ひび割れ深さ・中性化深さ

載荷試験後に撤去桁の解体調査およびコア採取による材料試験を行った。ひび割れ深さおよび中性化深さの調査では、NO.1 および NO.2 撤去桁ともに PC 鋼材位置までは達しておらず、最大ひび割れ深さ (20mm) および中性化深さ (23mm) の NO.2-22 切断面状況を図-7 に示す。ひび割れが集中した箇所にて中性化の進行が伺える。

5.2 鋼材目視調査・引張試験

桁切断面の状況からは、PC 鋼材とコンクリートとの付着切れを示すような空隙等は認められなかった。最も引張力が作用する曲げ載荷位置での PC 鋼材の目視調査の状況 (図-8) からは、PC 鋼材の一部分に表面的な錆が認められる程度で、腐食による断面欠損や鋼材破断にいたる損傷は認められなかった。また、鋼材引張試験からは、いずれもの試験片においても引張耐力の低下は認められなかった。

5.3 圧縮強度試験

コンクリート圧縮強度および弾性係数試験の結果を図-9 に示す。設計当所のコンクリート圧縮強度 50N/mm^2 に対して、 70N/mm^2 以上と十分な圧縮強度を有しており、アルカリ骨材反応で劣化したコンクリートの弾性係数は低下するとの報告もあるが、今回のコア採取からは、弾性係数についても圧縮強度に対して大きな低下は認められなかった。

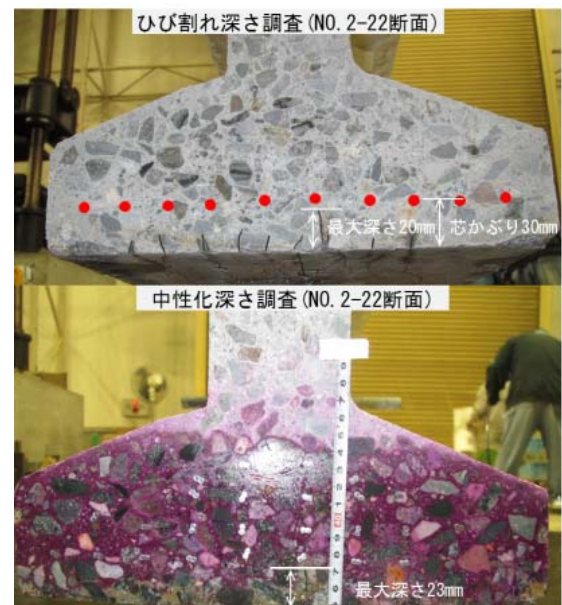


図-7 切断面状況



図-8 鋼材状況

5.4 促進養生試験

撤去桁のウェブからコアφ50mmにて試料を採取した。促進養生試験としては、JCI-DD2法、カナダ法、デンマーク法の3試験の結果を表-3に示す。

促進養生試験の結果、いずれの判定基準に対しても無害または膨張性なしとの判定結果より、現時点においては、アルカリ骨材反応は収束しているものと考えられる。

6. 結論

今回の載荷試験および解体調査ならびに材料調査より、以下の結果を得られた。

- ・ 桁下面に発生したひび割れ深さおよび中性化深さは、鋼材位置までは達していなかった。
- ・ 桁切断面においては、鋼材の付着切れは認められなかった。
- ・ 解体調査においては、鋼材の腐食による断面欠損および破断等の損傷は認められなかった。
- ・ コンクリート圧縮強度は設計基準よりも十分強度を有し、弾性係数の大きな低下は認められなかった。
- ・ 促進養生試験からは、いずれの試験でも微量な膨張程度で有害と考えられる膨張までは至らなかった。
- ・ 鋼材の引張試験からは、規定以上の引張耐力を有していた。

以上より、今回のケースのような桁下面で軸方向に発生したひび割れ程度では、鋼材腐食等による耐力低下の要因にはならず、材料試験からアルカリ骨材反応も収束傾向にあると考えられることから、桁の耐荷性能への影響は生じないことが確認された。

7. 謝辞

本研究を行うにあたり、多大なるご指導を頂きました木村上席研究員、花井主任研究員（現 本州四国連絡高速道路株式会社長大橋技術センター総括・防食グループ）、和田主任研究員、本間主任研究員、ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様へ深く感謝の意を表します。また、試験体として撤去桁を提供して頂きました国土交通省北陸地方整備局の関係各位におかれましてはここに深く感謝致します。 所属：株式会社 ワイ・テック

<参考文献>

- 1) JIS A 5319-1963 軽荷重スラブ橋用プレストレストコンクリート橋桁 昭和38年3月1日制定
- 2) 富山ら：ASR 劣化したプレテンション PC 桁の岩石学的検討に基づく ASR 診断および耐荷性能の評価、土木学会論文集 E2 Vol. 67, No. 4, pp. 578-595, 2011
- 3) 小野里ら：アルカリ骨材反応により劣化を生じたプレストレストコンクリート部材の耐荷特性、プレストレストコンクリート技術協会、第15回プレストレストコンクリート発展に関するシンポジウム論文集、pp. 97-100, 2006. 10
- 4) 宮川ら：ASR 対策検討委員会 報告書、プレストレスト・コンクリート建設業協会、2009. 3
- 5) プレストレスト・コンクリート建設業協会：PC 技術の変遷、2003. 11
- 6) 青柳ら：軸方向ひび割れが生じたプレストレストコンクリート橋の調査、第21回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム、2012. 10

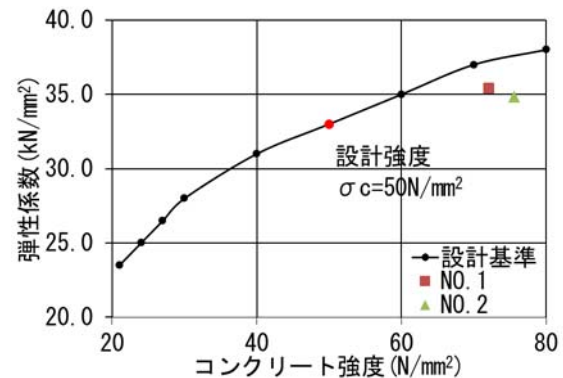


図-9 圧縮強度と弾性係数

表-3 促進養生試験

促進養生試験	試料名	測定材齢	膨張率	判定
JSI-DD2	NO. 1-2	13週	0.004%	0.05%未満：無害
	NO. 2-1	13週	0.003%	0.05%未満：無害
カナダ法	NO. 1-5	14日	0.018%	0.1%以下：無害
	NO. 2-3	14日	0.025%	0.1%以下：無害
デンマーク法	NO. 1-6	13週	0.052%	0.1%未満：膨張性なし
	NO. 2-6	13週	0.022%	0.1%未満：膨張性なし

鋼橋における部分係数設計法に関する検討

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 赤松 伸祐

1. まえがき

土木・建築分野の各種構造物の設計に係わる技術基準については、「土木・建築にかかる設計の基本」(国土交通省, 2002年)¹⁾の考え方に沿って, 検討・改訂を進めていくこととされており, この中で要求性能を満たすことの検証方法として信頼性設計の考え方を基礎とする限界状態設計法の導入が求められている。現在, 道路橋に関する技術基準である道路橋示方書²⁾(以下, 道示)については, 要求性能の明確化, 充実化及びみなし仕様の充実化に向けた次期改訂のための調査検討が行われており, 要求性能の検証方法として部分係数設計法の導入検討が進められている。本研究では, 部分係数設計法の導入に向けて, 鋼道路橋上部構造を対象に, 現行設計法との整合性の確保を基本方針として, 鋼部材としての限界状態, 要求性能及び抵抗側の部分係数の設定方法に関する検討を行った。

2. 研究内容

これまで現行基準で設計された鋼道路橋の信頼性レベルや鋼部材の抵抗側部分係数(以下, 抵抗係数)に関して, 過去には多くの調査研究が行われてきている^{3)~6)}。ただし, これらの信頼性を考慮した設計法の実務への適用に関しては, 現行の許容応力度設計法との整合性の確保を含め照査書式や部分係数の設定方法等検討すべき課題も多く, 現行設計基準が有する信頼性を評価し, 抵抗係数を具体的に提示するという, 実用化に重点をおいた系統立てた検討が必ずしも行われてきているわけではない。

土木研究所では過年度までに鋼道路橋の大半を占める鋼桁橋を対象として, 現行設計法の信頼性評価や, 抵抗係数の設定に関する検討を行ってきた⁷⁾。これらの検討結果を元に, 照査書式について現行設計との整合性の観点から検討を行った。具体的には, 鋼橋上部構造に要求される性能を満たすことを検証するために必要な限界状態及び工学的な評価指標を定義し, それぞれの限界状態に対する抵抗係数の設定方法を検討した上で, 新たに提示された荷重係数に対する抵抗係数の設定を行った。

3. 部材等の限界状態の整理と照査

鋼橋上部構造を構成する部材等の限界状態に関しては, 橋全体系の性能を満足する部材等の組合せは複数想定され, 各組合せ全てを網羅して橋の限界状態を設定するのは困難であると考えられる。このため, 部材等の限界状態を設定し, これを適切に組み合わせて, 橋全体系の性能を代表させることとした。なお, 部材等の限界状態は, 材料・構造によらない普遍的な表現として, 使用性, 修復性, 安全性の観点から, 表-3.1に示すとおり耐荷性能に対して, 3段階の限界状態を設定した。

表-3.1 耐荷性能に関する鋼橋の部材等の限界状態

使用限界状態	部材等の応答が可逆性を有し, かつ, 有害な変位, 変形又は振動が生じないとみなせる限界の状態
修復限界状態	部材等の損傷の程度を限定的とし, 修復が容易に行いうる範囲に留まるとみなせる限界の状態
終局限界状態	部材等の強度に低下が生じないとみなせる限界の状態

また、図-3.1 に耐荷性能における部材等の限界状態を例示する。引張部材の場合には、降伏強度が使用限界状態に、引張強度が終局限界状態に対応する。圧縮部材の場合にも、同様に使用・終局限界状態に対応する点を概念的には図中に示すことができるが、使用限界状態を工学的指標により設定するための十分な知見が必ずしも得られているわけではない。このため、圧縮部材に対しては、終局限界状態に対応する最大強度のみを設定して圧縮部材の限界状態を代表させることになる。また、曲げを受ける鋼桁の場合には、最大強度は、桁を構成する板部材や桁断面もしくは桁全体の降伏や座屈強度により表されることになる。

部分係数設計法書式における設計限界値は、部材強度の特性値に抵抗係数を乗じた値として求められる。図-3.2 に、引張部材及び圧縮部材（座屈の生じる場合）の設計限界値の例を示す。引張部材においては、使用限界状態に対して一定の安全余裕を確保するとともに、最大耐力である終局限界状態に対しては、十分な安全余裕を確保する観点での照査もあわせて行うこととしている。使用限界状態に対しては、降伏強度 P_y に抵抗係数 ϕ_{Ry} を乗じた点、終局限界状態に対しては、引張強度 P_t に抵抗係数 ϕ_{Rt} を乗じた点が設計限界値となる。圧縮部材においては、前述の理由により、現時点では使用限界状態及び終局限界状態の両者に対する照査ではなく、最大強度である終局限界状態に対してのみ、十分な安全余裕が確保できているかを照査することとしている。よって設計限界値は、終局限界状態である座屈強度 P_{cr} に抵抗係数 ϕ_{Rcr} を乗じた点となる。

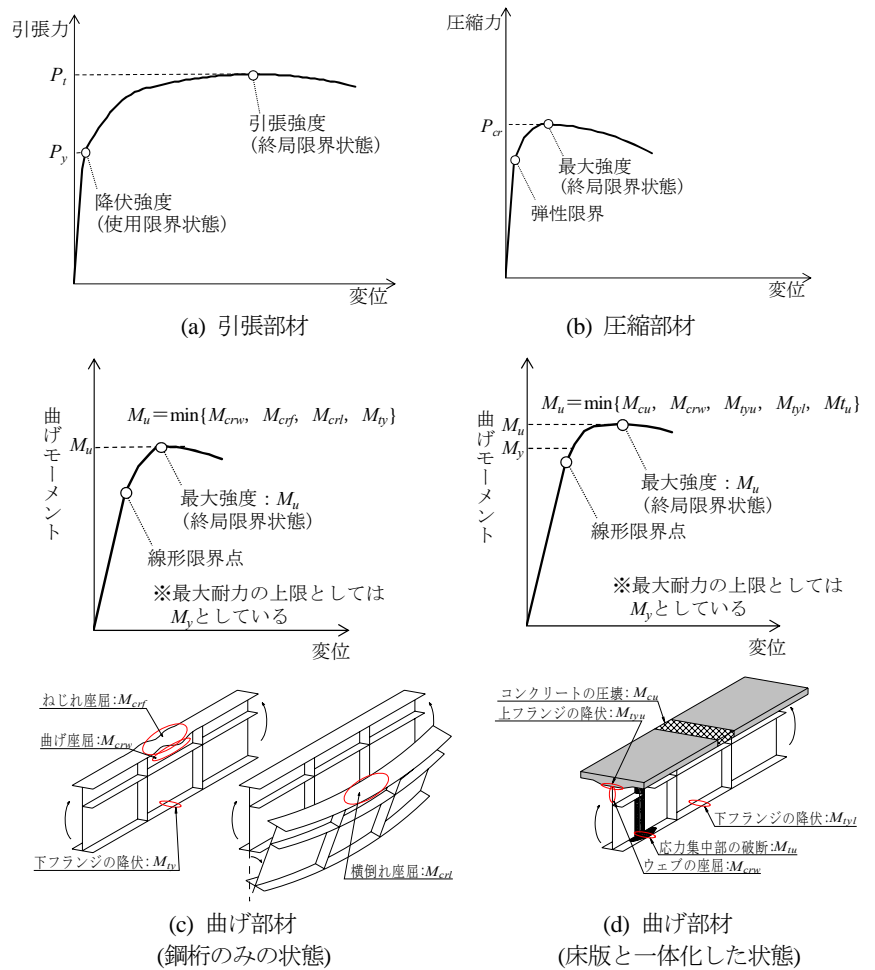


図-3.1 耐荷性能における部材等の限界状態の例

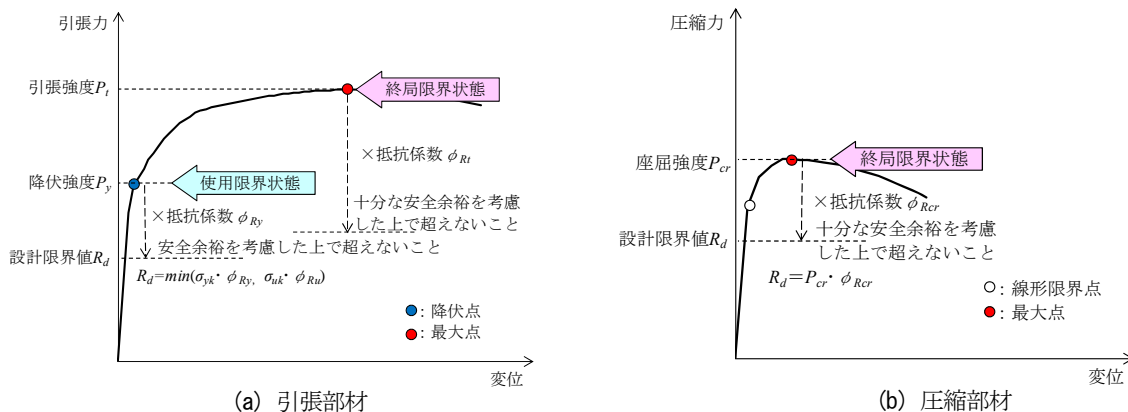


図-3.2 各限界状態に対する設計限界値

4. 抵抗係数の設定方法に関する検討

4.1 抵抗係数に含まれる安全余裕の内訳

抵抗係数 ϕ_R は、鋼材料や鋼部材の強度特性等に関する統計データを基に、信頼性設計の考え方も踏まえつつ設定した。具体的には、荷重係数と抵抗係数の組合せにより得られる安全余裕が、現行設計と大きく乖離しないように、現行基準の信頼性指標 β を評価し、抵抗係数を調整、設定した。設計限界値は次式で与えられる。

$$R_d = \phi_R \cdot R_k \quad \dots\dots\dots (式 4.1)$$

ここに、 R_d ：設計限界値、 ϕ_R ：抵抗係数、 R_k ：部材等の抵抗強度の特性値(強度の下限值を基本に設定)

抵抗係数については、次式及び表-4.1 のとおり、その内訳の分類・整理を行い、係数設定の考え方を提案した。

$$\phi_R = \phi_M \cdot \phi_n \cdot \psi \quad \dots\dots\dots (式 4.2)$$

ここに、 ϕ_M ：抵抗強度に対する係数、 ϕ_n ：部材等の重要度や破壊の影響度を考慮するための係数、 ψ ： ϕ_M 、 ϕ_n 及び荷重側の安全余裕とは別に確保しておくべき安全余裕を考慮するための係数

4.2 抵抗強度に対する係数： ϕ_M

強度特性値を統計データの下限值相当(平均値-2×標準偏差)とした上で、抵抗強度に対する部分係数 $\phi_M = 1.0$ とした。表-4.2 に抵抗強度に対する信頼性指標 β の試算結果を示すが、 β は概ね 2~3 程度の値となっており、強度照査項目間でも整合性が概ね確保されることになる。

4.3 部材等の重要度や破壊の影響度を考慮するための係数： ϕ_n

係数 ϕ_n については、各限界状態に至るまでの挙動及びそれ以降の強度・変形特性を考慮して安全余裕を設定した。引張部材に関しては、限界状態以降の強度特性を考慮して、使用限界状態(降伏強度)より終局限界状態(引張強度)に対して、道示における SM570 材の許容応力度の安全率を基本に、両者の安全余裕を設定した。圧縮部材に関しては、前述のとおり基準耐荷力曲線の中に、安全率 1.7 とは別に安全余裕が考慮されている照査項目があり、必ずしも安全率が一律に設定されているわけではない。例えば、自由突出板においては、座屈パラメータに対して最大 5 程度の安全余裕が確保されている。この安全余裕を ϕ_n で考慮し、今後、基準耐荷力曲線の見直しと合わせて、統一的な ϕ_n の設定を検討する予定である。

4.4 ϕ_M 、 ϕ_n 及び荷重側の安全余裕とは別に確保しておくべき安全余裕を考慮するための係数： ψ

現行設計の安全余裕は過去の様々な経緯から設定されており、大きな過不足があるとは考えにくい。当面現行設計と同程度となるように設定することを基本としている。部分係数設計法書式により設計した場合に、現行設計法と乖離が生じる場合には、この係数により調整することも検討する。ただし、今後、この係数により確保されている安全余裕を分析し、さらに細分化することで、安全余裕を見直すことも考えられる。

表-4.1 鋼部材における安全余裕の内訳(案)

係数	安全余裕	設定方法
ϕ_M	材料強度、部材耐力に応じた安全余裕	材料、モデル、及び幾何学的な不確実性(材料強度の特性値からの望ましくない方向への変動、部材耐力の算定上の不確実性、部材寸法のばらつきの影響等)を考慮して設定
ϕ_n	限界状態に応じた安全余裕	部材等の終局限界状態以降の強度特性を考慮して設定
ψ	ϕ_M 、 ϕ_n 及び荷重側の安全余裕とは別に確保しておくべき安全余裕	橋全体系として確保しておくべき安全余裕や上記部分係数には含まれない不確実要因を考慮して設定

表-4.2 抵抗側の強度特性値に対する信頼性指標

項目		β	
引張部材	引張降伏	2.3	
	引張強度	3.0	
圧縮部材	全体座屈	圧縮柱	2.5
		横倒れ座屈	2.6
	局部座屈	自由突出板	3.1
		両縁支持板	2.6
		補剛板	2.8

5. 荷重（案）に対する抵抗係数の設定

新たに提示された荷重（案）に対して、現行設計法に基づいて設計された鋼桁橋における照査項目・部位ごとの信頼性指標を算出し、目標信頼性指標 β_T を設定した場合の抵抗係数の試算を行った。

5. 1 信頼性指標 β の検討

鈑桁、箱桁、鋼床版桁などモデル橋 13 橋の主桁フランジを対象として、信頼性指標 β の試算を行った。取り扱った照査項目は、曲げに対するフランジの降伏・座屈（自由突出板座屈、補剛板座屈）・桁の横倒れ座屈とし、照査部位は、断面設計でクリティカルとなる部位とした。死荷重の特性値に公称値、活荷重の特性値に道示における設計活荷重強度を用い、死荷重係数 $\gamma_D=1.0$ 、活荷重係数 $\gamma_L=1.0$ を用いた。また、抵抗側の各種パラメータの統計データについては、文献 8) に基づき設定した。信頼性指標 β の解析手法については、レベル 2 の信頼性設計法を対象として、FORM 法によることとし、信頼性指標 β について検討した。

5. 2 目標信頼性指標 β_T に対する抵抗係数の設定

表-5.1 に、目標信頼性指標 β_T および抵抗係数 ϕ_R を示す。目標信頼性指標 β_T は、現行設計と同等の安全余裕を有するように、各強度照査項目について信頼性解析により得られた信頼性指標の下限値相当となるように設定した。また、荷重係数が $\gamma_D=1.0$ 、 $\gamma_L=1.0$ であるため、抵抗係数は、必然的に許容応力度設計法における強度安全率としての約 0.60 (=1/1.67) とほぼ同じ値となる。

表-5.1 目標信頼性指標および設定した抵抗係数

強度照査項目	目標信頼性指標 β_T	抵抗係数 ϕ_R
曲げを受けるフランジの引張・圧縮降伏強度	6.5	0.60(1/1.67)
圧縮力を受けるフランジの自由突出板座屈強度	6.5	0.60(1/1.67)
圧縮力を受けるフランジの補剛板座屈強度	5.6	0.60(1/1.67)
曲げ圧縮を受ける桁の横倒れ座屈強度	4.8	0.60(1/1.67)

6. まとめ

本検討では、共通編に示す要求性能に対応して、鋼部材及び鋼上部構造の照査の基準となる限界状態を定義し、現行基準に示す照査の位置づけ、照査項目、工学的指標を整理し明確にしたうえで、設計限界値と設計応答値との比較による照査体系への考え方を示した。また、抵抗係数の設定においては、従来より考慮されていた安全余裕の確保を基本としつつ、鋼材料や鋼部材の強度特性等に関する統計データを踏まえ、信頼性設計の考え方にに基づき係数の設定を行うとともに、考慮する安全余裕に応じた抵抗係数の内訳の分類・整理を行い、係数設定の考え方を示した。さらに、新たに提案された荷重係数に対して、信頼性指標 β の評価と抵抗係数の設定について検討を行った。

7. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導頂きました村越上席研究員、遠山主任研究員並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様へ深く感謝いたします。

所属：新日本技研株式会社

<参考文献>

- 1) 国土交通省：土木・建築にかかる設計の基本，2002.3.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，I～V編，2012.3.
- 3) 土木学会：構造物の安全性・信頼性，1976.10.
- 4) 東海鋼構造研究グループ：鋼構造部材の抵抗強度の評価と信頼性設計への適用（上）（下），橋梁と基礎，1980.11-12.
- 5) 土木学会：鋼構造物設計指針 PART A 一般構造物，1997.5.
- 6) 日本鋼構造協会：土木鋼構造物の性能設計ガイドライン，2001.10.
- 7) 土木研究所：鋼道路橋の部分係数設計法に関する検討，土木研究所資料，第 4141 号，2009.3.
- 8) 土木研究所：鋼材料・鋼部材の強度等に関する統計データの調査，土木研究所資料，第 4090 号，2008.3.

地盤の変状の影響を受ける斜面上の基礎の安定性に関する試算検討

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏名 遠藤 繁人

1. まえがき

平成 20 年岩手・宮城内陸地震を始めとした近年の地震による道路橋の被害の特徴の一つとして、斜面の変状を原因とした落橋や下部構造の移動、段差の発生などがあり、このような被害が生じると安全性はもとより地震後の復旧、復興活動にも支障をきたす。このため、あらかじめ十分な調査を行い、大きな斜面変状が生じるような箇所を避けて架橋することが基本であるが、条件によっては地盤変状を生じうる箇所に架橋せざるを得ない場合もある。しかしながら、このような場合に地震時に大きな地盤変状を受ける道路橋の耐震安全性をどのように確保すればよいかについて、例えば、基礎の耐力の増加などの構造的な対処で対応可能であるのかどうか、そもそも当該箇所に架橋することができるのか、などを判断する手法については確立されていないのが現状である。本検討は、判断手法の提案を行うために、斜面の変状が生じる状況に対してどのような要因が道路橋基礎の安全余裕に影響し得るのかについての基礎的検討を行ったものである。

2. 地震による斜面地盤変状パターン

地震による斜面崩壊は、これまでも数多く確認されている。中でも、岩手・宮城内陸地震、新潟中越地震、東北地方太平洋沖地震等において、地震による斜面地盤変状が発生している。このような変状が生じるパターンの特徴について、土木研究所では地震による斜面地盤変状の 42 事例を収集・分析しており¹⁾、変状パターンを 5 種類に分類している。分類された変状パターン模式図を図-1 に示す。

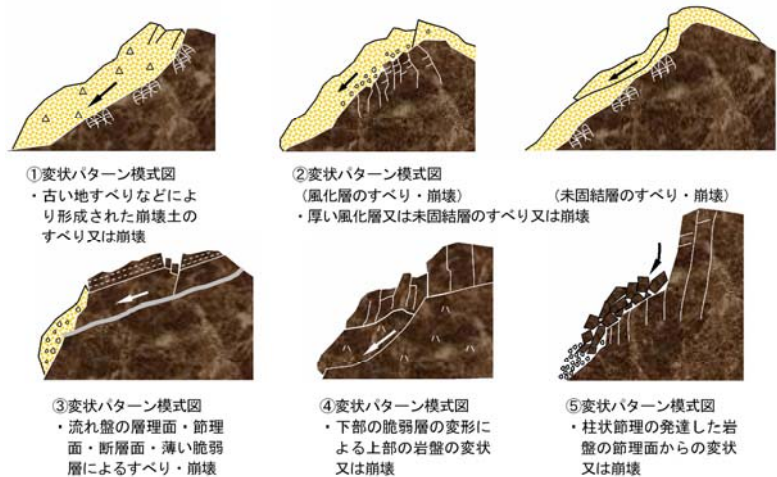


図-1 変状パターン模式図

このうち、①、②は崩壊土や風化層などの堆積土のすべり又は崩壊に起因する変状パターンである。また、③、④、⑤は岩盤の脆弱層に起因する変状パターンであり、脆弱層の状況によって多種多様な変状パターンが発生すると考えられる。本検討では、このうち①、②に相当する斜面崩壊に伴い基礎に外力(すべり力)が作用する状況を対象とした検討を行った。

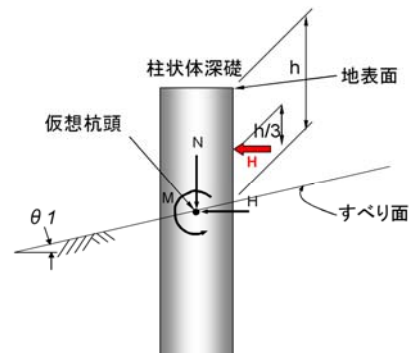


図-2 試算モデルに作用させる斜面崩壊力

3. 研究方法

3.1 基礎の安定性に関する試算

本試算は、地すべりを生じる可能性を有する斜面上に設置された道路橋の柱状体深礎基礎を対象とし、地層構成、斜面の傾斜角及びすべり層の地盤定数が変化した場合の基礎の安定性（部材耐力、支持力）に関する安全余裕を試算した。すべり面は想定する斜面モデルに対して、フィレニウス法にて安定解析を実施して設定した。基礎の安定性に関する試算は、図-2に示すように、すべりの発生に伴い基礎に作用するすべり面より上側の地層は、すべり面の上方 $h/3$ （ h は地表面からすべり面までの深度）に作用する集中荷重として試算した。

試算モデルとした道路橋基礎は、図-3に示す平成24年道路橋示方書に基づいて設計した斜面上に設置する柱状体深礎基礎とした^{2),3)}。表-1に試算モデルの設計条件を示す。この諸元を固定したうえで、斜面条件や設計地震力を変更し前述の解析を行うこととした。

3.2 解析パラメータ

3.2.1 基本検討

本試算における解析パラメータを表-2に示す。地層構成は、すべりが生じ得る層（崖錐層と未固結層部分）が薄い場合（表-2のC1）と厚い場合（表-2のC2）を想定した。傾斜角は、斜面上に設置される基礎の設計実績⁴⁾として地盤傾斜が $20^\circ \sim 40^\circ$ が全体の50%程度を占めることを考慮して、 10° （表-2のA1）と 30° （表-2のA2）を想定した。すべり層の地盤定数（崖錐層における粘着力）は、すべり層である崖錐 dt 層の地盤定数の影響を把握するために、粘着力 c を 5kN/m^2 と 15kN/m^2 を想定した。また、フィレニウス法による安定解析から求められるすべり面を設定するための設計水平震度としては、道路土工指針⁵⁾におけるレベル2地震時の設計水平震度（0.16）、道路橋示方書⁶⁾におけるレベル2地震時（タイプII）の設計水平震度（0.80）及びその半分（0.40）の3ケースを想定した。

3.2.2 載荷幅影響検討

地すべりによる基礎への作用幅が基礎径の何倍程度となるかは必ずしも明確ではなく、実現象に即した作用荷重

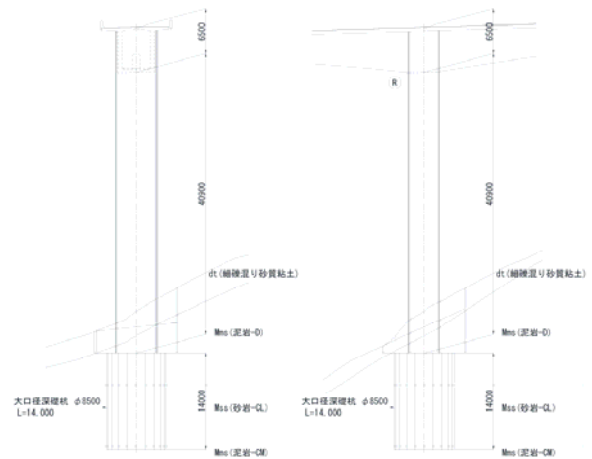


図-3 試算対象とした柱状体深礎基礎構造図

表-1 試算モデルの設計条件

(1)上部構造	形式	4径間連続PCラーメン橋																															
	支間割	55.300m+97.500m+97.500m+63.200m																															
	幅員	全幅員10.150m																															
	活荷重	B活荷重																															
(2)下部構造	橋脚	柱式橋脚																															
	基礎	柱状体深礎基礎（土留め構造：ライナープレート補強リング+吹付けコンクリート及びロックボルト） 公称径=8.500m、設計径=8.500m																															
	使用材料	$\sigma_c=24\text{N/mm}^2$, SD345（基礎）																															
(3)鉛直荷重及び水平荷重	鉛直荷重及び水平荷重は下表の通り。																																
		<table border="1"> <tr> <td colspan="2"></td> <td colspan="2">レベル地震時</td> </tr> <tr> <td>鉛直荷重 (kN)</td> <td></td> <td>28,500</td> <td></td> </tr> <tr> <td>水平荷重 (kN)</td> <td></td> <td>4,600</td> <td></td> </tr> </table>				レベル地震時		鉛直荷重 (kN)		28,500		水平荷重 (kN)		4,600																			
		レベル地震時																															
鉛直荷重 (kN)		28,500																															
水平荷重 (kN)		4,600																															
※試算設計方向は、斜面の傾斜が橋軸方向であることから、橋軸方向とする。																																	
(4)重要度の区分	B種の橋																																
(5)地域区分	A2地域（地域別補正係数 $c_d=c_{1L}=c_{1R}=1.0$ ）																																
(6)地盤条件	地盤条件は下表の通り。																																
		<table border="1"> <thead> <tr> <th>地盤の種類</th> <th>層厚 (m)</th> <th>粘着力 $c(\text{kN/m}^2)$</th> <th>せん断抵抗角 $\phi(^{\circ})$</th> <th>単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$</th> <th>変形係数 $E_s(\text{kN/m}^2)$</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>1層 崖錐 dt</td> <td>3.2</td> <td>15</td> <td>0</td> <td>16</td> <td>4,200</td> </tr> <tr> <td>2層 軟岩 D</td> <td>5.2</td> <td>70</td> <td>20</td> <td>19</td> <td>51,000</td> </tr> <tr> <td>3層 軟岩 CL</td> <td>8.9</td> <td>90</td> <td>40</td> <td>20</td> <td>65,900</td> </tr> <tr> <td>4層 硬岩 CM</td> <td>20.0</td> <td>250</td> <td>40</td> <td>23</td> <td>1,558,000</td> </tr> </tbody> </table>		地盤の種類	層厚 (m)	粘着力 $c(\text{kN/m}^2)$	せん断抵抗角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	変形係数 $E_s(\text{kN/m}^2)$	1層 崖錐 dt	3.2	15	0	16	4,200	2層 軟岩 D	5.2	70	20	19	51,000	3層 軟岩 CL	8.9	90	40	20	65,900	4層 硬岩 CM	20.0	250	40	23	1,558,000
地盤の種類	層厚 (m)	粘着力 $c(\text{kN/m}^2)$	せん断抵抗角 $\phi(^{\circ})$	単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	変形係数 $E_s(\text{kN/m}^2)$																												
1層 崖錐 dt	3.2	15	0	16	4,200																												
2層 軟岩 D	5.2	70	20	19	51,000																												
3層 軟岩 CL	8.9	90	40	20	65,900																												
4層 硬岩 CM	20.0	250	40	23	1,558,000																												
(7)橋脚の設計水平震度	設計水平震度は下表の通り。																																
		<table border="1"> <thead> <tr> <th>レベル</th> <th>地震時</th> <th>タイプ</th> <th>k_h (=$C_h k_a$)</th> <th>橋軸方向</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>レベル1</td> <td>地震時</td> <td>タイプI</td> <td>k_{h1}</td> <td>0.20</td> </tr> <tr> <td>レベル2</td> <td>地震時</td> <td>タイプII</td> <td>k_{h2}</td> <td>0.48</td> </tr> <tr> <td>レベル2</td> <td>地震時</td> <td>タイプII</td> <td>k_{h3}</td> <td>0.63</td> </tr> </tbody> </table>		レベル	地震時	タイプ	k_h (= $C_h k_a$)	橋軸方向	レベル1	地震時	タイプI	k_{h1}	0.20	レベル2	地震時	タイプII	k_{h2}	0.48	レベル2	地震時	タイプII	k_{h3}	0.63										
レベル	地震時	タイプ	k_h (= $C_h k_a$)	橋軸方向																													
レベル1	地震時	タイプI	k_{h1}	0.20																													
レベル2	地震時	タイプII	k_{h2}	0.48																													
レベル2	地震時	タイプII	k_{h3}	0.63																													
(8)橋脚の終局耐力時の設計水平震度	橋脚の終局耐力時の設計水平震度は下表の通り。																																
		<table border="1"> <thead> <tr> <th rowspan="2">単位</th> <th colspan="2">橋軸方向</th> </tr> <tr> <th>タイプI</th> <th>タイプII</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>橋脚が終局状態に達した際の橋脚基部の曲げモーメント</td> <td>kN・m</td> <td>476,700</td> <td>488,600</td> </tr> <tr> <td>終局耐力時の設計水平震度</td> <td>—</td> <td>0.82</td> <td>0.85</td> </tr> </tbody> </table>		単位	橋軸方向		タイプI	タイプII	橋脚が終局状態に達した際の橋脚基部の曲げモーメント	kN・m	476,700	488,600	終局耐力時の設計水平震度	—	0.82	0.85																	
単位	橋軸方向																																
	タイプI	タイプII																															
橋脚が終局状態に達した際の橋脚基部の曲げモーメント	kN・m	476,700	488,600																														
終局耐力時の設計水平震度	—	0.82	0.85																														

表-2 本試算における解析パラメータ

パラメータ	概要
(1) 地層構成（すべり層部）	C1) 崖錐 dt 層 5.0m C2) 崖錐 dt 層+未固結 D 級層 3.0m
(2) 傾斜角	A1) 10° A2) 30°
(3) すべり層の地盤定数 c （崖錐層における粘着力）	G1) $5(\text{kN/m}^2)$ G2) $15(\text{kN/m}^2)$
(4) すべり面（設計水平震度 k_h ）	S1) 0.16 S2) 0.40 S3) 0.80

を与える作用幅を設定することが課題である。したがって、本検討では、基礎径相当の作用幅を考慮したケースを基本とし、基礎への作用荷重を基礎径の3倍としたケースを検討することにより、その影響度合いを評価することとした。

3.2.3 すべり面の受働土圧抵抗影響検討

地すべり抑止杭の考え方によれば、すべり面の受働側地盤抵抗は、すべり面の中間付近に位置する場合には、基礎背面土砂もすべり落ちてしまうため、受働土圧抵抗を考慮しないものとして設計を行うのが一般的であるが、すべり面の末端部付近に位置する場合には、崩壊土砂が堆積し少なからず受働土圧抵抗が期待できる状況になると考えられる(図-4参照)。したがって、本検討では、受働土圧抵抗を考慮しないケースを基本とし、受働土圧抵抗を考慮したケースを検討することにより、その影響度合いを評価することとした。

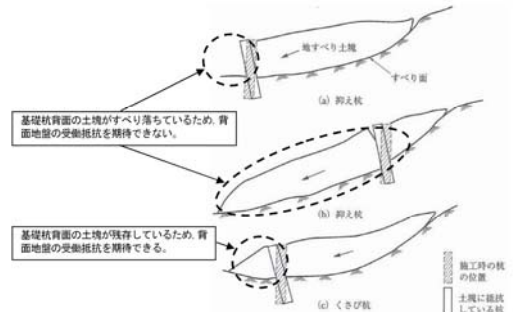


図-4 剛体杭の抑止効果における受働抵抗⁷⁾

4. 試算結果

4.1 基本検討

図-5 に基礎の降伏水平耐力に着目した安全率 n とすべり力 PH (kN) の関係を示す。ここで、安全率 n は、基礎の降伏水平耐力 P_y をすべり力 PH で除して求めた。設計水平震度 kh やすべり層厚が大きく、すべり層である崖錐層の粘着性が低いほど安全率は低い。しかしながら、傾斜角については、 $kh=0.16$ のケースでは大きい方が、逆に、 $kh=0.80$ のケースでは小さい方がそれぞれ安全率が小さくなっている。設計水平震度が大きい場合に傾斜角の小さい方が安全率が低くなっているのは、すべり力に関するすべり土塊の重量が傾斜角の小さい方が大きく評価されることが要因と考えられる。したがって、傾斜角が小さくても一度すべりが生じると基礎

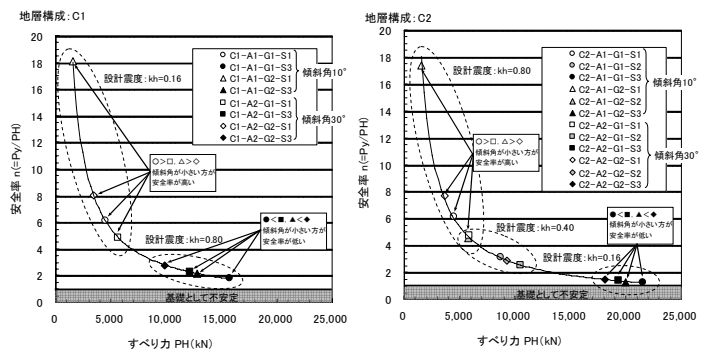


図-5 基礎の降伏水平耐力に着目した安全性の評価

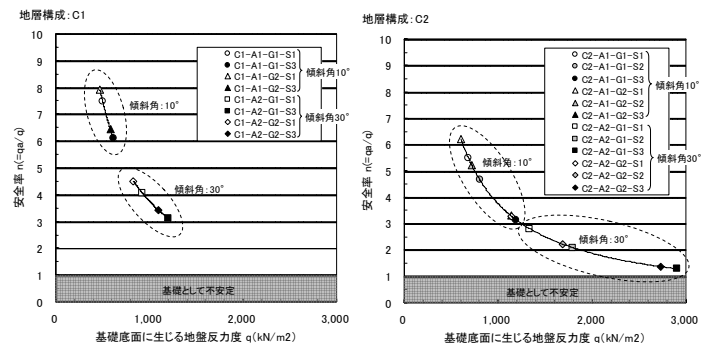


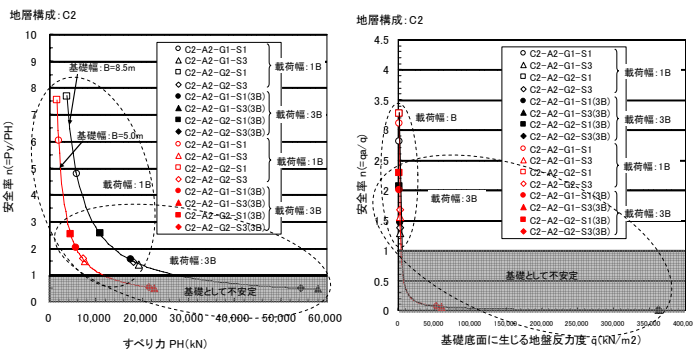
図-6 基礎底面の鉛直地盤反力度に着目した安全性の評価

の安全性へ与える影響が大きくなる可能性があることがわかる。図-6 に基礎底面の鉛直地盤反力度に着目した安全率 n と基礎底面に生じる地盤反力度 q (kN/m²) の関係を示す。ここで、安全率 n は、レベル 1 地震時の地盤反力度の上限値 q_a をすべり力作用時に基礎底面に生じる地盤反力度 q で除して求めた。鉛直地盤反力度に対する安全率は、設計水平震度によらず傾斜角が小さい方が大きく、また、すべり層部が厚い方が同一の設計水平震度で見た場合に安全率が小さくなった。以上より、斜面のすべりに対する基礎の安全性は、設計水平震度を同一とした場合、基礎が設置されている斜面の傾斜角だけではなく、基礎本体耐力と鉛直地盤反力度のどちらが先に限界状態

に至るかやすべり層厚などにより異なることがわかる。

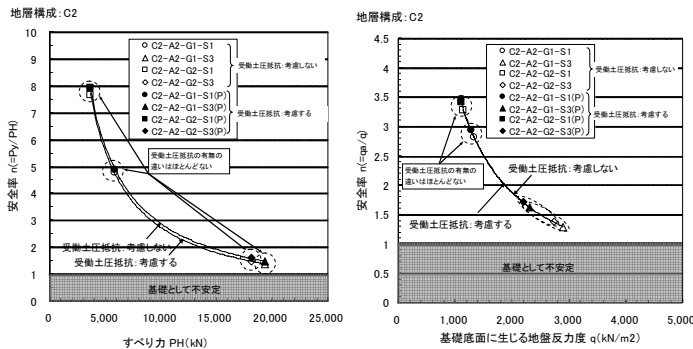
4.2 載荷幅影響検討

載荷幅影響検討は、相対的に安全余裕度が小さい地層構成 C2 に対して行った。また、基礎形状の違いによる影響を把握するために、図-3 で示したモデルに加えて、基礎径 5000mm のモデルについても試算を行った。図-7 (a) に載荷幅 1B と載荷幅 3B の場合における基礎の降伏水平耐力に着目した安全率 n とすべり力 PH (kN) の関係を、図-7 (b) に載荷幅 1B と載荷幅 3B の場合における基礎底面の鉛直地盤反力度に着目した安全率 n と基礎底面に生じる地盤反力度 q (kN/m²) の関係を示す。基礎幅 3B で設計水平震度 $kh=0.80$ のケースでは、基礎の水平耐力及び鉛直地盤反力ともに安全率が 1.0 を下回る結果となり、載荷幅が基礎の安全性に与える影響が顕著であることがわかる。



(a) 基礎の降伏水平耐力 (b) 基礎底面の鉛直地盤反力度
図-7 載荷幅影響検討における安全性の評価

図-7 (a) に載荷幅 1B と載荷幅 3B の場合における基礎の降伏水平耐力に着目した安全率 n とすべり力 PH (kN) の関係を、図-7 (b) に載荷幅 1B と載荷幅 3B の場合における基礎底面の鉛直地盤反力度に着目した安全率 n と基礎底面に生じる地盤反力度 q (kN/m²) の関係を示す。基礎幅 3B で設計水平震度 $kh=0.80$ のケースでは、基礎の水平耐力及び鉛直地盤反力ともに安全率が 1.0 を下回る結果となり、載荷幅が基礎の安全性に与える影響が顕著であることがわかる。



(a) 基礎の降伏水平耐力 (b) 基礎底面の鉛直地盤反力度
図-8 すべり面の受働土圧抵抗影響検討における安全性の評価

4.3 すべり面の受働土圧抵抗影響検討

すべり面の受働土圧抵抗の有無による影響検討は、相対的に安全余裕度が小さい地層構成 C2 に対して行った。図-8 (a) にすべり面の受働土圧抵抗の有無における基礎の降伏耐力に着目した安全率 n とすべり力 PH (kN) の関係を、図-8 (b) にすべり面の受働土圧抵抗の有無における基礎底面の鉛直地盤反力度に着目した安全率 n と基礎底面に生じる地盤反力度 q (kN/m²) の関係を示す。基礎の水平耐力及び鉛直地盤反力ともに受働土圧抵抗の有無の違いによる差はほとんどないことがわかる。

5. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導頂きました石田上席研究員、西田主任研究員並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様に深く感謝いたします。

所属：日本インフラマネジメント(株)

<参考文献>

- 1) 独立行政法人土木研究所：地盤変状の影響を受ける道路橋の耐震安全対策技術に関する研究，土木研究所プロジェクト研究報告書，2012
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅳ 下部構造編，2012.3
- 3) (社)日本道路協会：斜面上の深礎基礎設計施工便覧，2012.4
- 4) 独立行政法人土木研究所：橋梁基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料第 4037 号，2007
- 5) (社)日本道路協会：道路土工一切土工・斜面安定工指針，2009.6
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ 耐震設計編，2012.3
- 7) 中村浩之：抑止工による地すべり防止対策，山海堂、2005.9

長期間塩害環境下に曝された RC 橋脚の縁端拡幅部の耐荷特性に関する研究

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 榎本 武雄

1. まえがき

道路橋の落橋防止対策は、1971年刊行の道路橋耐震設計指針で初めて規定され、以降、縁端拡幅などの耐震補強工事が行われてきた。初期に落橋防止対策が講じられた道路橋の中には、対策の実施後30年以上が経過しているものもある。このような道路橋の耐震補強部材に対して、今後有効かつ適切な補修・補強を実施していくためには、これまでに実施されてきた補修・補強工法に対するその効果の長期持続性の評価も重要となってくるが、残存耐荷力および補強工法の効果に関する技術的な検討をされた例は非常に少ない。こうした中、塩害環境に位置し、耐震補強としてRC橋脚頂部の縁端拡幅された橋が架け替えにより撤去されることとなった事例があったため、本研究では当該橋の縁端拡幅部などの補強部位を部分的に用いて、長期間塩害環境下に曝された当該部の耐震補強効果の持続性を実験的に検証した。

2. 検討対象として橋梁の概要と試験部位

2.1 橋梁の概要

対象橋梁は、日本海に面して架橋された単純PCポステンT桁橋(5連)の道路橋である(図-1, 写真-1)。1966年の完成で供用後44年が経過した後、架替えのため2010年に撤去されている。本橋では、耐震補強対策として、1978年に縁端拡幅工事が行われており、撤去時点で当該対策の実施から32年が経過している。

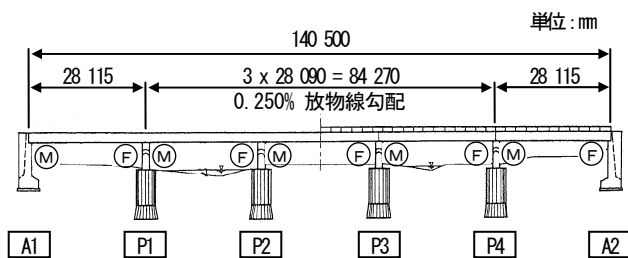


図-1 橋梁一般図



写真-1 橋梁全景 (A2側から撮影)

2.2 試験対象の部位

試験対象は、本研究の目的に照らし、塩害による損傷が認められたP4橋脚の縁端拡幅部とし、写真-2に示す部分を採取し、これを供試体とした。



写真-2 P4橋脚 (A2側)

3. 調査および試験の方法

載荷試験に先立ち、構造性能への影響、健全度の評価検討のため、表-1 に示す調査および試験を実施した。

表-1 調査・試験内容

調査・試験項目	確認方法
外観調査	目視と計測
鉄筋強度	JIS Z 2241 : 2011
コンクリート強度	JIS A 1107 : 2012
塩化物イオン含有量	JCI SC-4 電位差滴定法
載荷試験	ジャッキによる 静的載荷試験

3.1 外観調査、鉄筋強度およびコンクリート強度

縁端拡幅部におけるひびわれ状況の把握、鉄筋およびコンクリートの健全性評価のため、外観調査、鉄筋引張強度試験およびコンクリート圧縮強度試験を実施した。なお、鉄筋引張強度試験における試料は、載荷試験の対象部位隣りのアンカー鉄筋からコア抜きにより採取した。

3.2 塩化物イオン含有量

縁端拡幅部コンクリートの塩化物イオン量の分布を評価するため、塩化物イオン含有量試験を実施した。試料は、縁端拡幅部前面および橋脚と縁端拡幅部の打継部からコアスライスにより採取した(図-2)。

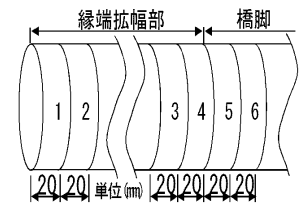


図-2 試料採取位置図

3.3 縁端拡幅部に対する静的載荷試験

縁端拡幅部の耐荷力を評価するため、縁端拡幅部に鉛直荷重を静的に載荷する試験を実施した(図-3)。試験対象部位は、アンカー鉄筋2列を含んだ600mm幅とし、この部分のみが荷重負担するよう、縁端拡幅部の左右をカッターで切込みを入れて縁を切った。なお、本橋脚におけるアンカー鉄筋は、エポキシ樹脂の充填性を向上させるため、15°の傾斜を有していた。地震により支承部が破壊して桁が移動し縁端拡幅部で支持された状態を想定するとともに、かぶりコンクリートのはく落が先行しないようにするため、載荷位置は縁端拡幅部の先端から75mmとし、かぶりコンクリートよりも内側の位置とした。

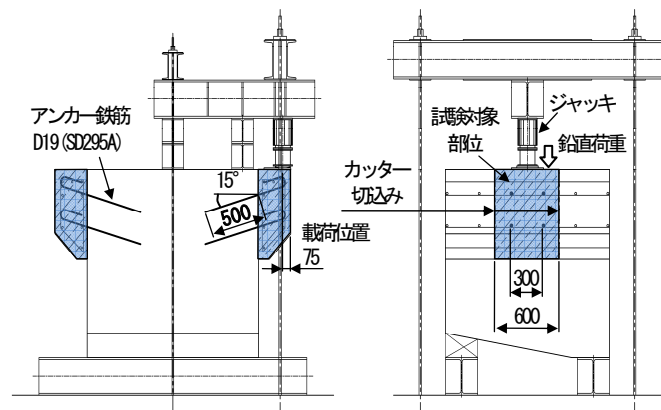


図-3 静的載荷試験要領図

4. 調査および試験の結果

4.1 外観調査、鉄筋強度およびコンクリート強度

外観調査の結果を図-4 に示す。P3 側は、最大 2.0mm 幅のひびわれが発生していたが、概ね状態は良好であった。一方、A2 側は、最大 7.0mm 幅の水平ひびわれが発生しており、一部コンクリートの浮きも確認された。さらに打継部下面からは、錆汁の析出が認められた。これより、縁端拡幅部内部の鉄筋は腐食しているものと推定される。また、縁端拡幅部上面には、橋脚との打継部にシール処理(ポリサルファイド系)が施され、水分や塩分などの侵入防止対策が講じられていた(写真-3)。シール処理の状態は、部分的に剥離した箇所もなく概ね健全な状態であり、打継部への塩害対策として効果的であったと考えられる。

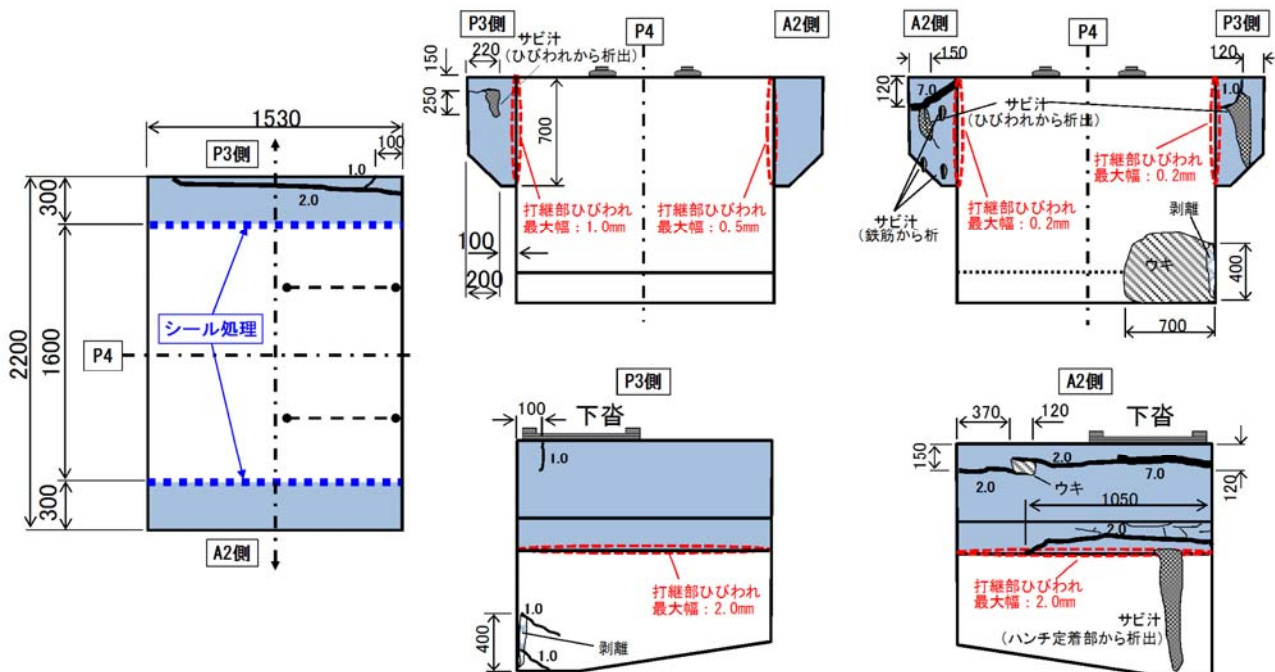


図-4 外観調査結果

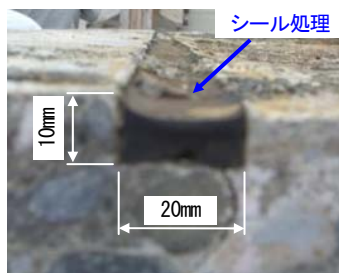


写真-3 シール処理状況

表-2 鉄筋引張強度試験結果

	D19(SD295A)		
	降伏点 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
P3側	351	511	26
A2側	352	510	24
規格値	295以上	440~600	16以上

鉄筋引張強度においては、P3側、A2側ともに機械的性質を満足していた(表-2)。

コンクリート圧縮強度においては、P3側が29.7N/mm²、A2側が28.1N/mm²となり、ともに当初の設計基準強度(21N/mm²)が確保されていた。

4.2 塩化物イオン含有量

塩化物イオン含有量試験の結果を図-5に示す。P3側に比してA2側の塩化物イオン含有量が多く検出された。A2側は大きなひびわれが発生していることから、内部まで塩化物イオンが進展している可能性が考えられる。また、縁端拡幅部前面においては、内部へ10mm入った位置より30mm入った位置のほうが、塩化物イオン含有量が多く検出された。これは、縁端拡幅部前面が雨水により洗い流されていた可能性が考えられる。また、橋脚と縁端拡幅部の打継部においては、

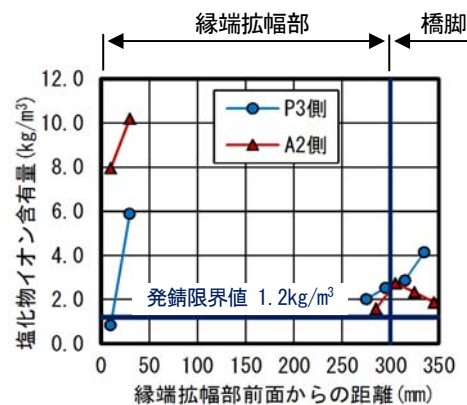


図-5 塩化物イオン含有量試験結果

塩化物イオンが既設橋脚から縁端拡幅部へ拡散されている傾向がみられた。

4.3 縁端拡幅部に対する静的載荷試験

載荷荷重および鉛直変位の関係を図-6に示す。最大荷重は、P3側が384kN、A2側が447kNとなり、鉄筋の引張強度試験結果による降伏点をもとに算出したアンカー鉄筋のせん断降伏耐力(231kN)を大きく上回った。P3側は、最大荷重到達直後から徐々に変位が増大し、縁端拡幅部形状を維持しながら最大44mmまで鉛直変位した(写真-4)。鉄筋のせん断降伏耐力付近まで耐力は低下したものの、急激な耐力低下は認められなかった。一方、A2側は、最大荷重到達時に縁端拡幅部前面のかぶりコンクリートがはく落し、急激な耐力低下が認められた(写真-4)。はく落部分では、鉄筋が腐食している状況が確認された。

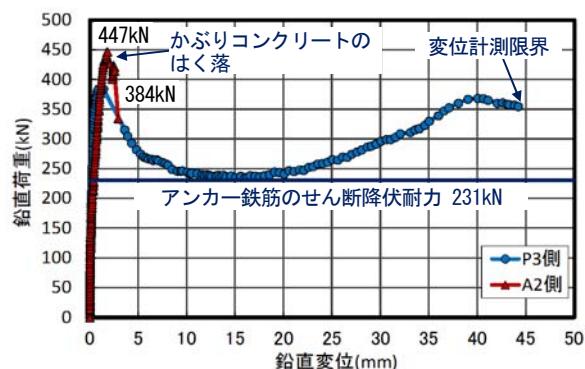


図-6 荷重-変位関係図

5. 結論

本研究の結果、得られた知見は以下のとおりである。

- 本供試体の縁端拡幅部は、P3側、A2側とも所定の耐荷力を有しており、厳しい塩害環境下でも桁縁端拡幅部が、落橋防止対策としての機能が保持されている状態であることが確認された。
- P3側では、最終的にかぶりコンクリートのはく落を起因とする急激な耐力低下が生じたが、A2側との比較から縁端拡幅部に配置された鉄筋の腐食に伴うコンクリートのひびわれの影響によるものと考えられる。
- 既設橋脚から縁端拡幅部への塩化物イオンへの拡散傾向がみられた。

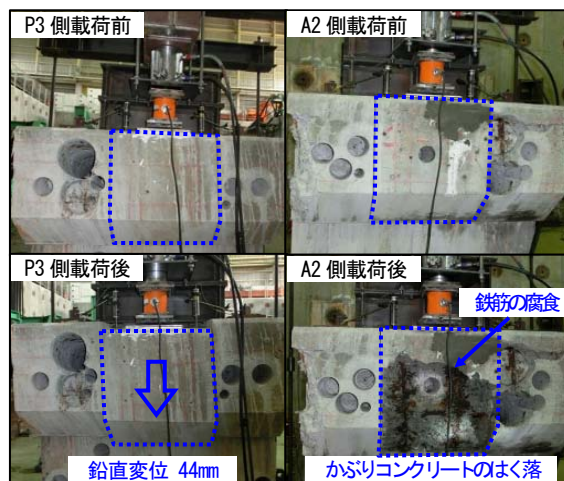


写真-4 静的載荷試験状況

6. 謝辞

本研究を行うにあたり、ご指導頂きました星隈上席研究員、堺主任研究員、篠原主任研究員ならびに構造物メンテナンス研究センターの皆様に深く感謝の意を表します。また、撤去部材の提供に際し、国土交通省北陸地方整備局の関係各位にご協力頂きましたことに深く感謝いたします。

所属：株式会社 ビービーエム

津波によって橋に生じる作用に対する鋼製支承の抵抗特性に関する実験的検討

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 炭村 透

1. まえがき

2011年3月11日に発生した東北地方太平洋沖地震では、津波による橋梁の被害が多数発生した¹⁾。被害の中には、支承部が破壊して上部構造が流出し、緊急輸送路としての機能が速やかに回復できなかつた事例もあった。今後発生が予想されている、東海、東南海、南海地震においても、大規模な津波が襲来する可能性が指摘されており、津波によって橋梁が受ける影響とその対策について、研究が急がれている。本研究では、東日本大震災における橋の流出モードを踏まえ、橋梁の部材の中でも、上下部構造を連結する支承部の抵抗特性に着目することとした。

2. 研究の目的

津波が橋梁に作用する時の支承部の抵抗特性について検証するには、橋脚上の複数の支承に同時に荷重が作用する状態での検証が必要になるが、これまでにこのような研究事例はない。したがって、本研究では、上部構造の流出被害が生じた実橋梁を対象に、上下部構造および支承を模した大型供試体を製作し、上部構造に津波によって生じる作用を模した荷重を載荷する実験を行い、津波の影響を受ける時の支承の破壊形態と、上下部構造を含めた全体系の終局耐力を把握することを目的とした。

3. 実験の概要

3.1 検討対象橋梁

本研究では、実験供試体の設定にあたって、東北地方太平洋沖地震による津波により、実際に上部構造の流出被害が生じた国道45号線の小泉大橋を対象とした。小泉大橋の一般図を図-1に示す。小泉大橋は2連の3径間連続非合成鋼鈹桁橋で、主桁本数は4本、支間長は30.1mであるが、津波により支承が破損し、上部構造が2連とも上流側に流出した。また、掛け違いのP3橋脚も上部構造同様に流出している。

3.2 供試体

本研究では、支承、支承取付部および橋脚全体系に対し、津波による力を受けた際の下部構造への影響も検証で

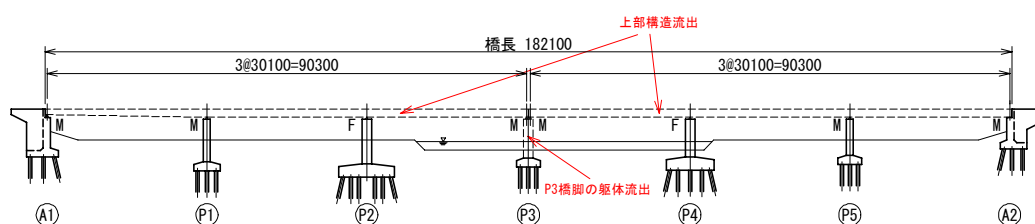


図-1 小泉大橋の一般図

きるようにするために、下部構造の供試体は、小泉大橋の P2、P4 固定橋脚を配筋も含めて 1/2 にできる限り忠実に縮小したものを採用することとした。上部構造は詳細にモデル化せず、高さ 440mm、幅 300mm の H 形鋼を用いて、十分な剛性を持たせた。供試体の全景写真を写真-1 に示す。

支承には、小泉大橋で実際に用いられていた図-2 に示す密閉ゴム支承板支承（BPB 支承）を用いた。本実験においては、日本道路協会の道路橋支承標準設計²⁾に定められている全反力 400kN タイプの固定支承を新たに製作した。なお、実際の橋梁では、津波が到達する前の地震動による損傷や、腐食による経年劣化等により、本来有する終局耐力を下回った状態となっていることも十分考えられるが、本実験は、あくまで支承が健全であるという仮定に基づいて検討を行ったものである。

3.3 荷重・計測方法

津波が橋に作用することによって生じる複雑な力を、単純な静的な荷重に置き換えるためには様々な仮定が必要であるが、本研究では、別途実施された橋梁模型に対する水理実験の結果³⁾を参考に、上部構造に作用させる静的な荷重の向きを決めることとした。すなわち、図-3 に示すように上部構造の張出し部に荷重点を設け、上部構造梁とジャッキの軸線を 60°と設定して、支承が破壊するまで実験を行うこととした。

計測項目は、荷重ジャッキの荷重と変位、上部構造梁の水平、鉛直変位、支承の反力と変位とした。ジャッキの荷重はロードセルにて、変位はジャッキの両側に設けた変位計を用いて計測した。上部構造梁の水平、鉛直変位は、図-3 に示す位置において変位計を用いて計測した。支承部の反力は、支承と上部構造梁の間に三分力計を設置し、鉛直、水平（橋軸、橋軸直角方向）方向の反力を計測した。

4. 実験結果

4.1 支承の抵抗特性

図-4 に支承 1 付近の鉛直変位と、支承 1~4 の三分力計で測定した鉛直反力の関係を示す。なお、鉛直反力を示すグラフの縦軸は、+が上向きである。グラフからは、鉛直変位の増加に伴い、支承 1 から 3 の順に徐々に上向き力が発生していることが確認できる。いずれも約 250kN でピークに達した後には破断して、荷重の低下が見られるが、破壊部位は写真-2 に示すように全てサイドブロック取付ボルトであった。なお、荷重点から最も遠い位置に



写真-1 供試体全景

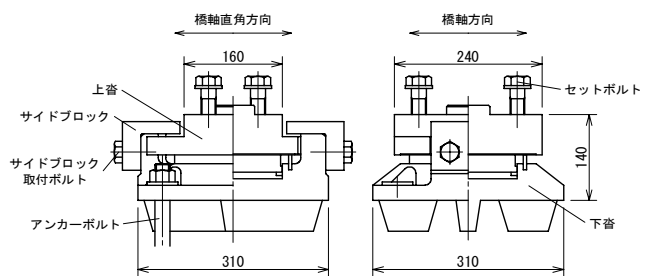


図-2 供試体 (BPB 支承)

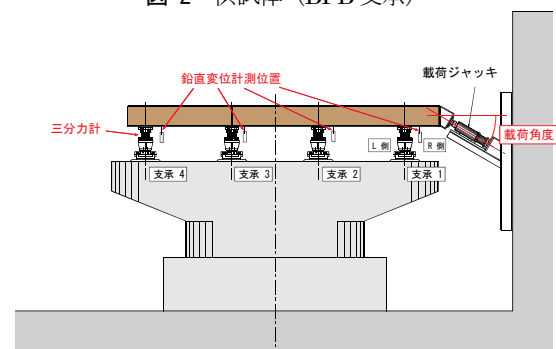


図-3 荷重状況

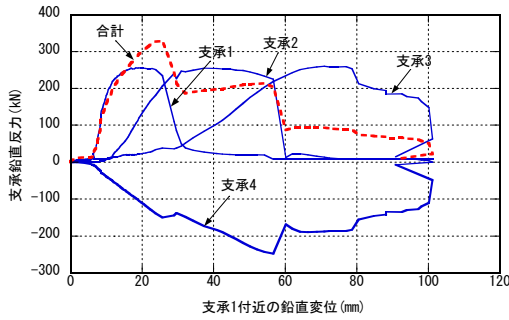


図-4 支保鉛直反力と支保1付近の鉛直変位の関係

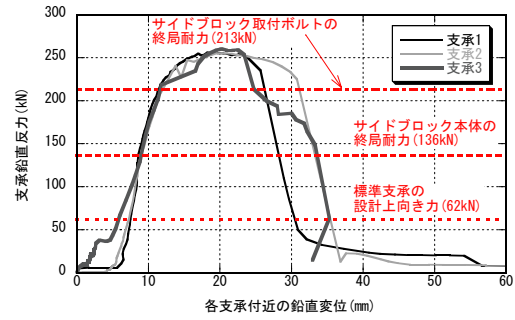


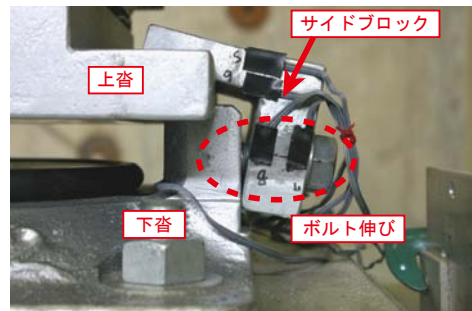
図-5 支保鉛直反力と各支保付近の鉛直変位の関係

ある支保 4 は、下向き力のみが発生している。図-4 には、支保 1~4 の各反力値を合計した値も赤線で示している。合計反力値は、支保 1 破壊時が約 330kN で最大となり、支保単体が破壊する時の鉛直反力の約 250kN の 1.3 倍程度であった。

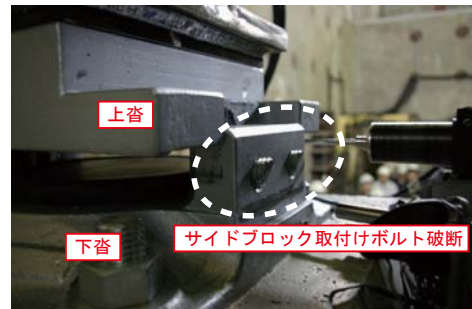
図-5 に各支保付近の鉛直変位と、3 分力計で測定した鉛直反力の関係を示す。実験において、支保 1~3 が上向き力で破壊したが、いずれも 250kN 程度の同等の最大耐力を示しており、最大耐力付近に達した後の変形性能には若干の違いはあるものの、荷重-変位関係はほぼ同じような挙動を示している。

4.2 支保の耐力評価

図-5 には、文献 2) に記載されている設計手法に基づき算出したサイドブロック本体の終局耐力を破線で、サイドブロック取付ボルトの終局耐力を一点鎖線で、供試体として使用した BPB 支保の標準設計に基づく設計上向き力を点線で示している。一般に支保の設計で用いられている応力計算式から算出した終局耐力は、サイドブロック本体の方が小さい。しかし、実験による破壊部位はサイドブロック取付ボルトであり、また、実際の終局耐力は、サイドブロック取付ボルトの計算終局耐力に近いことが確認できた。



(a) 破断直前



(b) 破断後

写真-2 サイドブロック取付ボルトの損傷状況

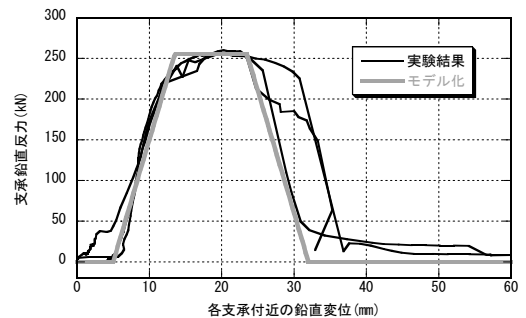


図-6 支保のモデル化

5. 支保部の抵抗特性の評価

5.1 上部構造を含めた梁ばねモデルと支保のモデル化

4 基の支保により支持された上部構造に対し、前述のような荷重を与えると、載荷点に近い支保から順次反力が発生して破壊に至ることになるが、ここでは、上部構造を含めた簡易な梁ばねモデルを用い、本実験における上部構造や支保の挙動について解析的に再現することが可能かどうかの検討を行った。解析は TDAP-III を用いて行い、支保部および上部構造をモデル化することとした。上部構造は剛なはり、支保部は水平および鉛直のばねを用いて

モデル化した。鉛直方向のばねには、実験結果を元に図-6に示すような非線形特性を与えた。図-7に解析モデルを示す。載荷位置は上部構造の張出し位置とし、載荷実験と同様に60°上向きに強制変位を与えた。

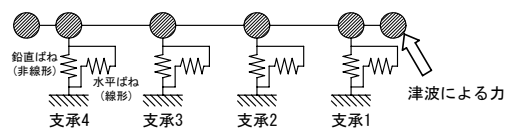


図-7 解析モデル

5.2 解析結果と実験結果の比較

解析結果を図-8に示す。実験結果と比較すると、最も重要となる最大荷重は、実験結果と解析結果でほとんど差はないことが確認される。図-6に示した支承のモデル化では、塑性変形による伸びを過小評価していることもあり、最大荷重に到達した後の荷重-変位関係はやや差異が生じるが、支承が段階的に破壊していく過程をよく表現できていると考えられる。

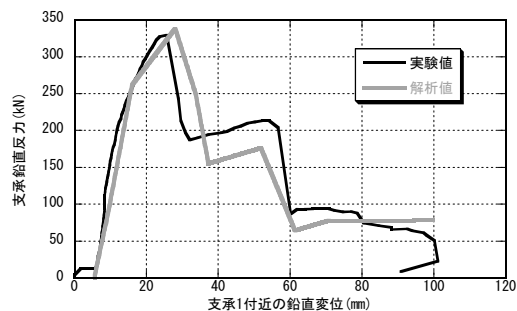


図-8 解析結果

6. まとめ

本研究では、津波により流出被害の生じた実橋梁を対象に、上下部構造および支承を模した供試体を製作し、上部構造に段波状の津波が作用した時の状況を表した荷重を静的に載荷して、津波の影響を受けた際の支承の破壊形態と、一支承線全体系としての終局耐力の把握を目的とした載荷実験を行った。得られた知見は以下の通りである。

- (1) 上部構造に段波状の津波が作用した時を想定した荷重を載荷させると、支承部は上向き力によって破壊に至るが、その部位は全てサイドブロック取付ボルトであった。
- (2) 支承の標準設計の考え方に基づく計算上の最弱部位はサイドブロック本体となることが多いが、実験による上向き力に対する破壊部位はサイドブロック取付けボルトであった。また、実際の終局耐力は、サイドブロック取付ボルトの計算終局耐力に近いことが確認できた。
- (3) 実験から得られた支承の上向き力に対する荷重-変位特性をモデル化し、上部構造を含めた簡易な梁ばねモデルによる解析にて、一支承線上の支承全体系としての耐力を精度よく評価することが可能である。

7. 謝辞

本研究を進めるに当たり、ご指導を頂いた星限上席研究員、張研究員（現合肥工業大学教授）、中尾専門研究員、並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様にご感謝の意を表します。

所属：株式会社川金コアテック

<参考文献>

- 1) 平成23年(2011年)東北地方太平洋沖地震 土木施設災害調査速報、国総研資料 第646号、土研資料 第4202号、2011.7
- 2) (社)日本道路協会：道路橋支承標準設計（すべり支承編）、1993.
- 3) 張広鋒、中尾尚史、星限順一：津波の影響を受ける橋の挙動に及ぼす上部構造の構造特性の影響に関する水路実験、第15回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp.97-102、2012.

アーチカルバートと橋台の地震時相互影響に関する検討

チーム名等 橋梁構造研究グループ
氏 名 藤原 慎八

1. まえがき

近年、道路構造物に関する技術基準の性能規定化に伴い、コスト縮減等の観点から連続カルバート等の橋梁構造と土工構造の境界的な構造や、橋梁構造等と土工構造の境界部等に人工材料を用いた構造体を有するものなど新しい形式の道路構造物が多く提案されてきており、今後も増加することが想定される。しかし、このような道路構造物に対して、要求性能に基づき設計・照査する手法は確立されていないことから、本来構造物に必要とされる要求性能が適切に確保されているのか必ずしも明確ではない可能性がある。そこで、連続カルバート構造に多く使用されているヒンジ接合を有するアーチカルバートや、橋台背面に多く使用されている EPS 盛土を対象に、従来の道路構造物と同様の観点から担保される安全性や供用性等の統一的な評価を可能にするための性能検証法の提案を目標とした研究を行っている。

2. 研究目的

頂版部がアーチ形状をしたアーチカルバートは、土圧を軸力として利用することで曲げに抵抗しており、条件によっては矩形のボックスカルバートに比べ合理的な断面を作ることが出来る抗土圧構造である。その一方で、地震時外力のような偏荷重を受ける場合においては周辺の地盤条件の影響を受けやすい構造であり、この傾向は特に部材間をヒンジ接合としたヒンジ式アーチカルバートで顕著である。また、アーチカルバートが設置される盛土区間に隣接する橋梁区間の橋台にアーチカルバートが近い場合、それぞれの構造が地震時にどのような影響を及ぼすのかについては不明な点も多い。そこで、本検討ではアーチカルバートと橋台の離隔の違いが地震時に相互に与える影響を検証することを目的とし、地震時応答解析により検討を行った。

3. 研究方法

本検討では図-1 に示すように盛土中にアーチカルバートと橋台を隣接させ、橋台とアーチカルバートの離隔を B 、アーチカルバートの幅を D としたときの離隔の割合 B/D をパラメータとし応答震度法により地震時解析を行った。解析の境界条件としては、底面を固定、側方境界を水平ローラーとし、アーチカルバートの側面からモデルの側方境界までを、表層厚（盛土+

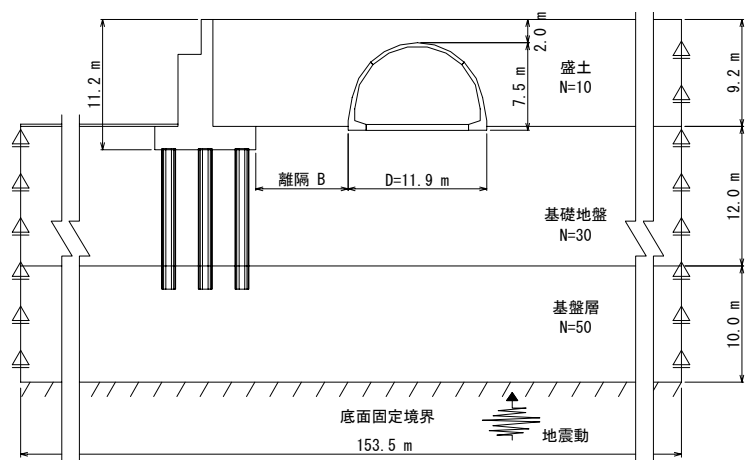


図-1 解析モデル図

基礎地盤=21.2m) に対して 3 倍以上の距離を確保した。対象とする橋台は杭基礎形式の逆 T 型構造とし、アーチカルバートは施工実績の多い 2 ヒンジ式のプレキャストアーチカルバートとした。橋台およびアーチカルバートはそれぞれ個別に構造計算を行い図-2 に示すように構造寸法を決定した。橋台についてはソリッド要素、アーチカルバートについてはファイバー要素としてモデル化し、各構造物と地盤の間には滑り及び剥離を考慮するためジョイント要素を設定した。

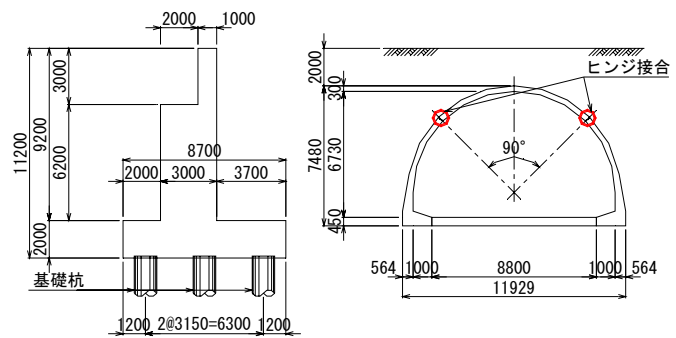


図-2 構造寸法図 (単位: mm)

表-1 地盤条件

地層名称	土質	層厚 (m)	単位体積重量 γ (kN/m ³)	N値	せん断弾性波速度 V_s (m/s)	初期せん断剛性率 G_0 (kN/m ²)	ポアソン比 ν
盛土	砂質土	9.20	19.0	10	172	57,593	0.450
基礎地盤	砂質土	12.00	20.0	30	249	126,102	0.450
基礎層	礫質土	10.00	20.0	50	295	177,263	0.450

地盤条件については、図-1 に示すように基礎地盤が N=30、盛土は N=10 の砂質土とし、基礎地盤の下層に N=50 の基礎層を設け、この基礎層下層から地震動を与えた。入力地震動は、道路橋示方書 V 編 2) に示されるレベル 2 地震動のうち、図-3 に示す I 種地盤のタイプ II 地震動 (II-I-1) を用いた。表-1 に地盤条件を示す。

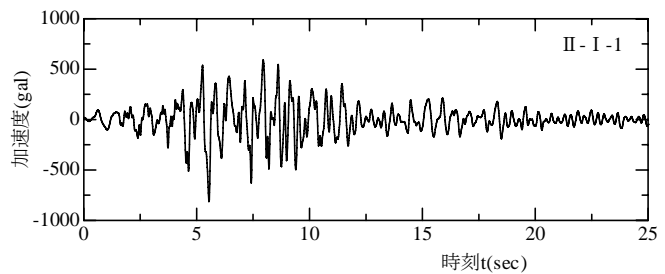


図-3 入力地震動 (II-I-1)

地盤の剛性については、非線形性を考慮するため表-1 に示した初期せん断剛性率を用いて一次元地盤応答解析を行い、収束せん断剛性率を算出した。検討ケースは表-2 に示すように、アーチカルバートと橋台の離隔をパラメータとした 4 ケースを設定した。アーチカルバートと橋台の離隔は、離隔の度合い B/D とした場合、B/D=

表-2 検討ケース

解析ケース	B/D
case-1	0.3
case-2	1.0
case-3	3.0
case-4	∞ (橋台無し)

0.3, 1.0, 3.0 とし、比較のために橋台を設けないケース (B/D= ∞) についても解析を実施した。また、case-1 ~ case-3 は解析モデルが左右非対称であることから、応答加速度による慣性力を作用させる方向によって異なる結果となる可能性があるため、慣性力の作用方向を橋台前面方向 (以降、橋台方向) および橋台背面方向 (以降、アーチ方向) の 2 方向として解析を行った。

4. 研究結果

一次元地盤応答解析によって算出した慣性力を、先に示した FEM モデルに作用させ地震時解析を行った。アーチカルバートと橋台の離隔の度合い B/D が変化することで、アーチカルバートおよび橋台の断面力がどのように変化するかを確認するため、それぞれの断面力を橋台なし (アーチなし) の条件での値で除したものの (断面力比) と B/D の関係について整理する。図-4、図-5 に L2 地震時におけるアーチカルバートの最大曲率比および最大せん断力比と B/D の関係を示す。いずれのケースにおいても橋台なしのケースに比べ、発生曲率やせん断力が小さくなっており、曲率比およびせん断力比ともに 1.0 を下回った。また、B/D が小さくなるにつれて曲率比およびせん断力比は概ね小さくなっており、この傾向は特に橋台方向作用時の曲率比において顕著であった。これは、橋台

とアーチカルバートが近づくことで、その間の盛土の地震時せん断変形が拘束され、それによりアーチカルバートの変形も小さくなり、最大曲率比が小さくなったものと考えられる。図-6、図-7 に L2地震時における橋台基部および基礎杭の最大曲げモーメント比および最大せん断力比と B/D の関係を示す。これらの算出の際にはアーチ部材は線形部材とし、アーチカルバートの無い橋台のみのケースについても追加した。いずれのケースにおいてもアーチなしのケースに比べ小さい発生断面力となっており、B/D が小さいほど最大断面力比が概ね小さくなる傾向が見られた。これは、アーチカルバートが盛土よりも剛性が高く、盛土の地震時せん断変形を低減しているものと考えられる。ここで、アーチカルバートと橋台の間の盛土の地震時挙動を確認するため、図-8 に地盤の L2地震時水平応力分布を示す。水平応力は引張側を (+)、圧縮側を (-) で示している。慣性力を橋台方向に作用させた場合においては、B/D=0.3, 1.0 の2ケースでアーチカルバートと橋台の間の盛土が全体に圧縮状態にあるのに対し、B/D=3.0 および橋台なしの2ケースでは、アーチカルバート天端上方の地表面部の水平応力に引張応力が生じている。また、底板下に生じる引張力も離隔が小さいほど小さくなる事が分かる。これは、アーチカルバートと橋台の離隔が大きい場合には、アーチカルバートが盛土に比べて変形が小さいことから、盛土とアーチカルバートが離れる挙動としてアーチカルバート上面に引張力を示すのに対し、アーチカルバートと橋台の離隔が小さくなると、剛性の高い橋台の影響でアーチカルバートと橋台の間の盛土の変形が拘束されることで全体に圧縮力が生じたものと考えられる。慣性力をアーチ方向に作用させた場合においては B/D による違いは少なく、全てのケ

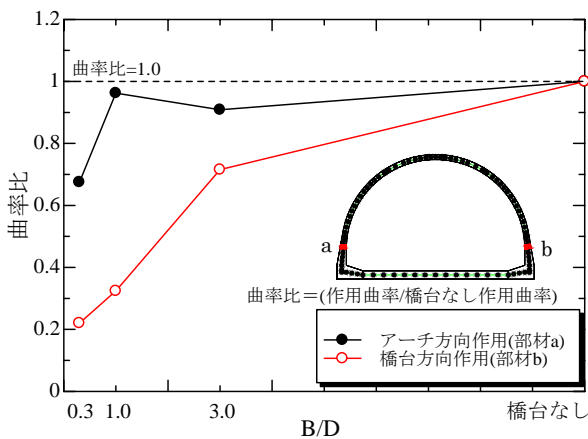


図-4 アーチカルバート曲率比

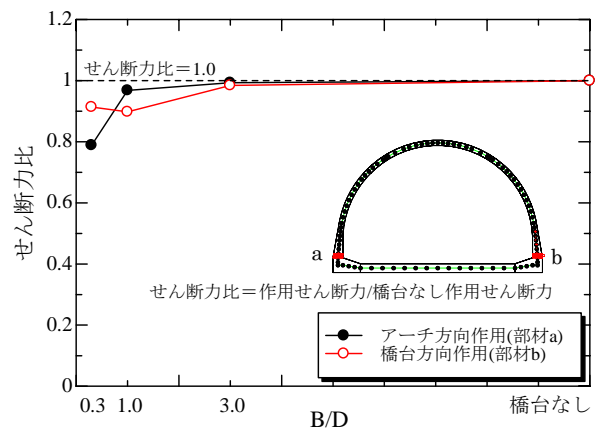


図-5 アーチカルバートせん断力比

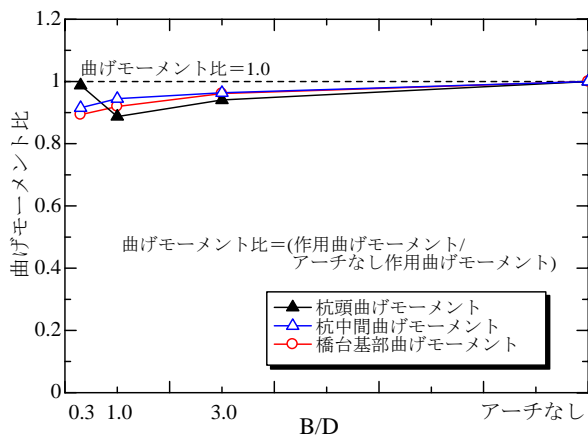


図-6 橋台・基礎曲げモーメント比

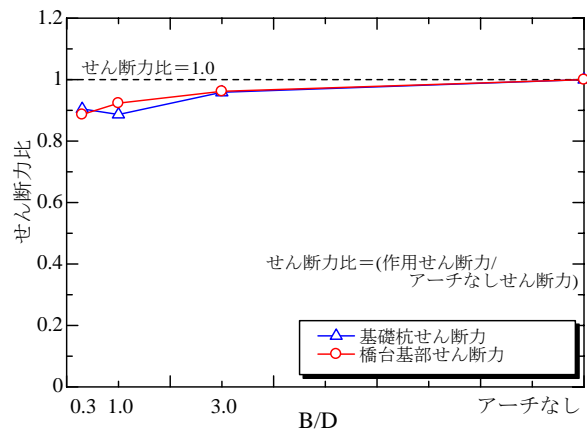
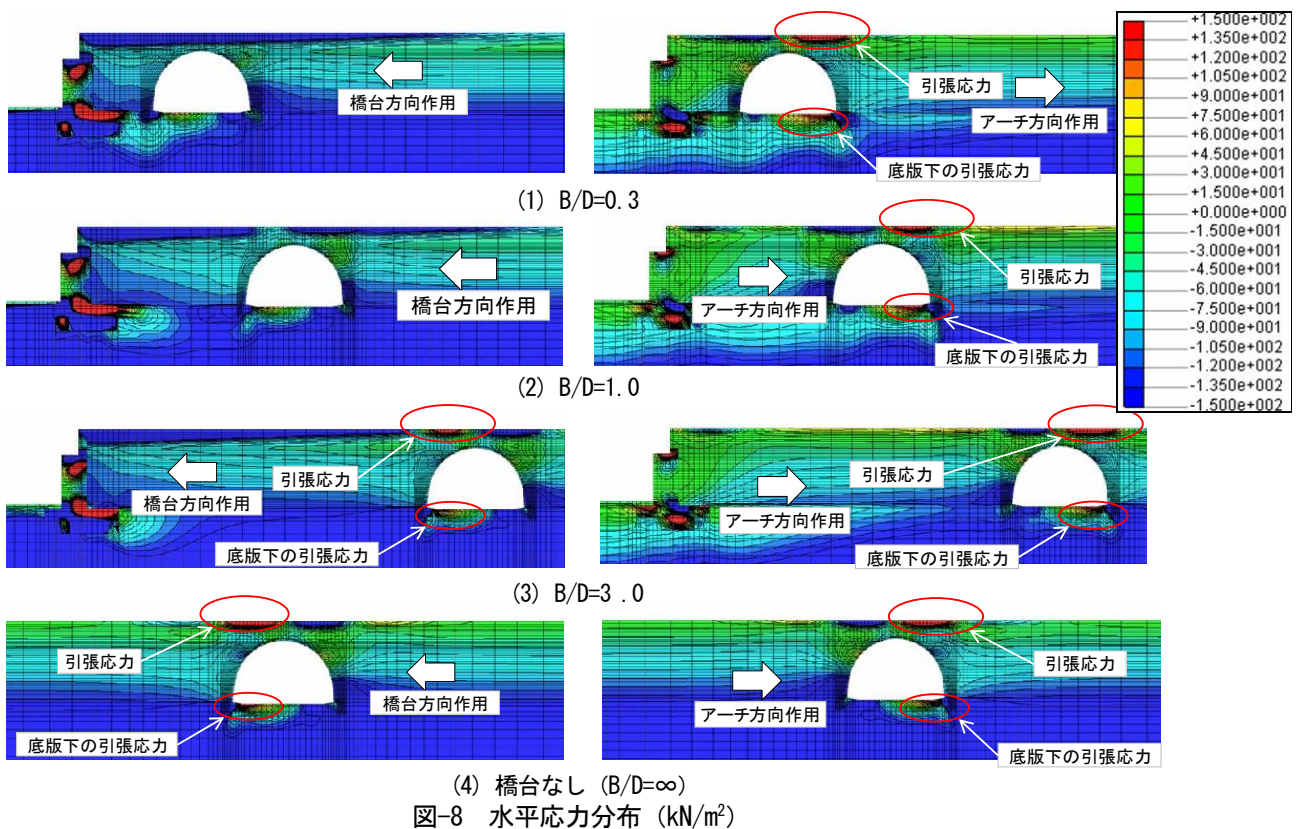


図-7 橋台・基礎せん断力比



ースにおいてアーチカルバート天端上方の地表面付近で右側が引張、左側が圧縮、底版仮面右側が引張の水平力分布を示している。これは、橋台と盛土との間に剥離が生じたため、橋台による影響がほとんど生じなかったことによるものと考えられる。

5. まとめ

本検討では、隣接設置されたアーチカルバートと橋台の離隔の度合いをパラメータとし、アーチカルバートおよび橋台の地震時応答を確認した。いずれの構造体においても、離隔が小さい場合にアーチカルバートと橋台間の地盤の変形が拘束されることで、アーチカルバート部材や橋台および基礎杭の発生断面力が概ね小さくなる傾向となった。従って、本検討の条件範囲内では、隣接設置されたアーチカルバートおよび橋台は、それぞれ単独で設計を実施しても安全側の設計となることが分った。

6. 謝辞

本研究を進めるに当たり、石田雅博上席研究員、西田秀明主任研究員、篠原主任研究員並びに構造物メンテナンス研究センターの皆様にはご指導を頂きました。紙面を拝借いたしました。ここに感謝の意を表します。

所属 ジオスター株式会社

<参考文献>

- 1) 谷口ほか：アーチカルバートにおける構造形式の違いが地盤変状時の挙動に及ぼす影響，土木学会第 66 回年次学術講演会概要集，Ⅲ-119，pp. 237-238，平成 23 年 9 月
- 2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編，平成 24 年 3 月

土木研究所資料
TECHNICAL NOTE of PWRI
No.4270 October 2013

編集・発行 ©独立行政法人土木研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは

独立行政法人土木研究所 企画部 業務課
〒305-8516 茨城県つくば市南原1-6 電話029-879-6754