

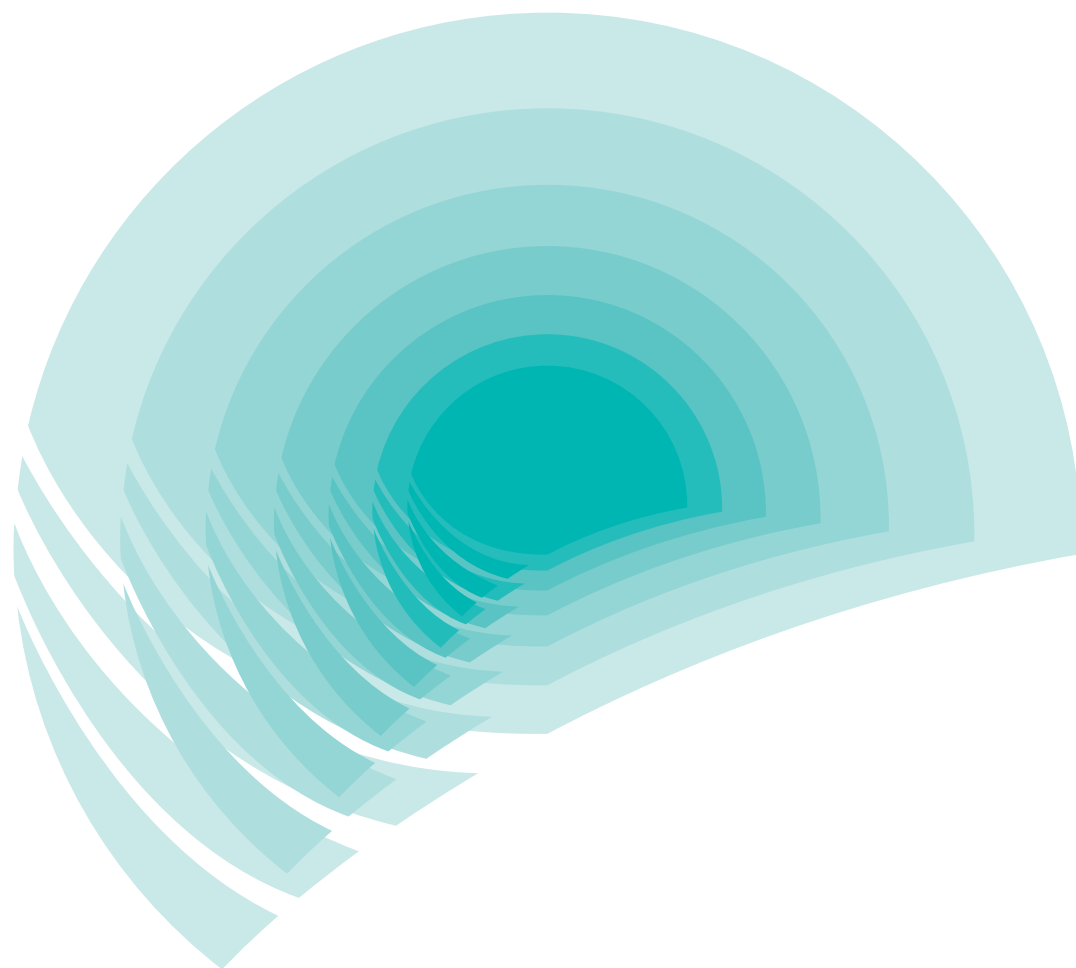
Research Report of Public Works Research Institute

ISSN 0386-4995

2015 .3 March

No.223

土木研究所報告



Copyright © (2015) by P.W.R.I.

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

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

土木研究所報告第 223 号
Research Report of PWRI No.223

第 2 期中期計画
重点プロジェクト研究特集号 (その 6)

目次
Contents

	頁
1. 大地震に備えるための道路・河川施設の耐震技術……………	1
(Development of Seismic Resistant Technologies for Road and River Facilities to Prepare for Large Earthquakes)	
2. 豪雨・地震による土砂災害に対する危険度予測と 被害軽減技術の開発……………	8 1
(Development of Technologies for Predicting or Mitigating Sediment-Related Risks Posed by Severe Rainfalls or Earthquakes)	

大地震に備えるための道路・河川施設の耐震技術

大地震に備えるための道路・河川施設の耐震技術

田村敬一¹⁾、松尾修²⁾、佐々木哲也³⁾、杉田秀樹⁴⁾、加藤俊二⁵⁾、谷本俊輔⁶⁾、高橋章浩⁷⁾、森啓年⁸⁾、水橋正典⁹⁾、榎本忠夫¹⁰⁾、佐々木隆¹¹⁾、山口嘉一¹²⁾、佐藤弘行¹³⁾、小堀俊秀¹⁴⁾、坂本博紀¹⁵⁾、切無沢徹¹⁶⁾、岩下友也¹⁷⁾、金縄健一¹⁸⁾、冨田尚樹¹⁹⁾、林直良²⁰⁾、中村洋祐²¹⁾、佐々木晋²²⁾、石橋正義²³⁾、中谷昌一²⁴⁾、西田秀明²⁵⁾、河野哲也²⁶⁾、白戸真大²⁷⁾、飯田明弘²⁸⁾、星隈順一²⁹⁾、運上茂樹³⁰⁾、堺淳一³¹⁾、杉本健³²⁾、薄井稔弘³³⁾、張広鋒³⁴⁾

Development of seismic resistant technologies for road and river facilities to prepare for large earthquakes

Keiichi TAMURA, Osamu MATSUO, Tetsuya SASAKI, Hideki SUGITA, Shunji KATO, Shunsuke TANIMOTO, Akihiro TAKAHASHI, Hirotoishi MORI, Masanori MIZUHASHI, Tadao ENOMOTO, Takashi SASAKI, Yoshikazu YAMAGUCHI, Hiroyuki SATO, Toshihide KOBORI, Hiroki SAKAMOTO, Toru KIRINASHIZAWA, Tomoya IWASHITA, Kenichi KANENAWA, Naoki TOMIDA, Naoyoshi HAYASHI, Yosuke NAKAMURA, Susumu SASAKI, Masayoshi ISHIBASHI, Shoichi NAKATANI, Hideaki NISHIDA, Tetsuya KOUNO, Masahiro SHIRATO, Akihiro IIDA, Jun-ichi HOSHIKUMA, Shigeki UNJOH, Junichi SAKAI, Takeshi SUGIMOTO, Toshihiro USUI, Guangfeng ZHANG

要旨

東海・東南海・南海地震、首都圏直下地震など、人口・資産の集積する地域における大地震発生の逼迫性が指摘されているが、大地震による人的被害・経済被害を軽減させるためには、地震後の避難路や救助・救援活動のための輸送路となる道路施設、浸水被害を防止するための河川施設等について地震被害を防除するとともに、万一、被災した場合でも迅速に機能回復を図れるようにしておくことが肝要である。そこで、本重点プロジェクト研究では、道路橋、道路盛土、ダム及び河川構造物を対象として、耐震診断技術、耐震補強技術、被災後に迅速に機能回復する技術等に関する研究開発を行った。本重点プロジェクト研究の成果については、耐震診断や耐震補強の実事業において活用しやすいように、技術基準や技術参考資料として取りまとめた。

キーワード：大規模地震対策、耐震技術、耐震診断、耐震補強、道路橋、道路盛土、ダム、河川構造物

Synopsis

Large earthquakes are expected to occur in Japan in the coming few decades. They are likely to hit the major areas where population and properties are highly accumulated, and the expected damage loss by the individual earthquake amounts to as large as some tens- to a hundred- trillion yen. In order to reduce the damage loss, seismic retrofitting of existing structures is one of the most crucial tasks. This research project aimed to develop and improve technologies to seismically assess and strengthen the existing infrastructures, including highway bridges, road embankments, dams and river facilities. To develop such technologies, the following individual researches were conducted:

- 1) Seismic retrofit strategy for existing highway bridges
- 2) Seismic performance assessment of existing highway bridge foundations

- 3) Research on the seismic retrofit of highway bridge foundations
- 4) Seismic retrofits for road embankments on mountain side
- 5) Development of rapid repair method for seismic damage of bridge structures
- 6) Development of detection/estimation method for seismic damage using advanced sensor
- 7) Research on integrity evaluation of dams
- 8) Research on rehabilitation and reinforcement of concrete dams
- 9) Evaluation of ultimate limit resistance of concrete gravity dams against large earthquakes
- 10) Seismic retrofits for river facilities considering structure ductility under strong earthquake motions
- 11) Evaluation method of earthquake-induced settlement of rockfill dams due to strong earthquake motions

Key Words: seismic resistant technologies, seismic assessment, seismic retrofit, highway bridge, road embankment, dam, river facility

- 1) 元耐震総括研究監
- 2) 元構造物メンテナンス研究センター 耐震総括研究監
- 3) 地質・地盤研究グループ土質・振動チーム 上席研究員
- 4) 地質・地盤研究グループ付
- 5) 地質・地盤研究グループ土質・振動チーム 主任研究員
- 6) 地質・地盤研究グループ土質・振動チーム 研究員
- 7) 元耐震研究グループ振動チーム 主任研究員
- 8) 元地質・地盤研究グループ土質・振動チーム 主任研究員
- 9) 元耐震研究グループ振動チーム 研究員
- 10) 元構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 研究員
- 11) 元水工研究グループ水工構造物チーム 上席研究員
- 12) 元水工研究グループ水工構造物チーム 上席研究員
- 13) 水工研究グループ水工構造物チーム 主任研究員
- 14) 水工研究グループ水工構造物チーム 研究員
- 15) 元水工研究グループ水工構造物チーム 研究員
- 16) 元水工研究グループ水工構造物チーム 研究員
- 17) 元水工研究グループダム構造物チーム 総括主任研究員
- 18) 元水工研究グループダム構造物チーム 研究員
- 19) 元水工研究グループダム構造物チーム 研究員
- 20) 元水工研究グループダム構造物チーム 研究員
- 21) 元水工研究グループダム構造物チーム 研究員
- 22) 元水工研究グループダム構造物チーム 研究員
- 23) 元水工研究グループダム構造物チーム 研究員
- 24) 地質・地盤研究グループ長
- 25) 元構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 主任研究員
- 26) 構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 研究員
- 27) 元構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 主任研究員
- 28) 元構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 主任研究員
- 29) 構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 上席研究員
- 30) 構造物メンテナンス研究センター 耐震研究監
- 31) 元構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 主任研究員

- 32) 元耐震研究グループ耐震チーム 主任研究員
- 33) 元構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 主任研究員
- 34) 元構造物メンテナンス研究センター橋梁構造研究グループ 研究員

大地震に備えるための道路・河川施設の耐震技術

目 次

1. 序論	1
2. 補強対策が困難な既設道路橋に対する耐震設計法の開発序論	2
2. 1 はじめに	2
2. 2 既設特殊橋梁の性能評価手法の高度化および耐震補強方法の検討	3
2. 3 RC 橋脚の段階的耐震補強	4
2. 4 まとめ	7
3. 既設道路橋基礎の耐震性能評価手法の開発	8
3. 1 はじめに	8
3. 2 既設橋基礎の耐震性評価と耐震性能判定方法の検討	8
3. 3 液状化簡易判定手法の検討	12
3. 4 まとめ	12
4. 橋梁基礎の耐震補強技術の開発	14
4. 1 はじめに	14
4. 2 基礎の耐震補強工法に関する検証項目	14
4. 3 既設ケーソン基礎の終局状態と変形性能	15
4. 4 フーチングの補強方法に関する実験的研究	17
4. 5 橋台の地震時の残留変位の簡易計算手法の検討	20
4. 6 まとめ	20
5. 山岳道路盛土の耐震補強技術の開発	22
5. 1 はじめに	22
5. 2 山岳道路盛土の耐震診断法の検討	22
5. 3 山岳道路盛土の耐震補強法の検討	25
5. 4 まとめ	27
6. 記憶型検知センサーを用いた地震被災度の推定手法の開発	29
6. 1 はじめに	29
6. 2 被災度判定手法	29
6. 3 被災度判定手法の開発	30
6. 4 被災度判定センサによる実橋梁における計測実験	34
6. 5 まとめ	35
7. 震災を受けた道路橋の応急復旧技術の開発	37
7. 1 はじめに	37
7. 2 RC 橋脚に対する即効性のある応急復旧工法	37

7. 3	機械式定着繊維バンド巻立て工法のせん断補強効果に関する検討	40
7. 4	まとめ	42
8.	ダムの健全性評価技術の開発	44
8. 1	はじめに	44
8. 2	GPSを用いたダム堤体の外部変形計測技術の開発	44
8. 3	まとめ	48
9.	コンクリートダムの補修・補強技術の開発	49
9. 1	はじめに	49
9. 2	検討方法	49
9. 3	検討結果	52
9. 4	まとめ	53
10.	コンクリートダムの地震時終局耐力評価技術の開発	55
10. 1	はじめに	55
10. 2	模型振動実験	55
10. 3	再現解析	57
10. 4	実ダムモデル解析	58
10. 5	地震時終局耐力の評価指標	59
10. 6	まとめ	60
11.	強震時の変形性能を考慮した河川構造物の耐震補強技術の開発	61
11. 1	はじめに	61
11. 2	堤防の耐震対策	61
11. 3	自立式特殊堤、水門・堰および樋門の耐震性能照査法	64
11. 4	まとめ	67
12.	大規模地震時におけるフィルダムの沈下量の評価方法の開発	68
12. 1	はじめに	68
12. 2	2008年岩手・宮城内陸地震によるロックフィルダムの変形挙動の再現解析	68
12. 3	まとめ	73
13.	結論	74

1. 序論

1.1 研究の背景と目的

東海・東南海・南海地震、首都圏直下地震など、人口・資産の集積する地域における大地震発生の逼迫性が指摘され、それぞれの地震による想定被害額は数 10 兆円から 110 兆円などと推定されている。平成 17 年には、政府はこれらの地震に対して、今後 10 年間で人的被害・経済被害を半減させる「地震防災戦略」を決定している（中央防災会議、平成 17 年 3 月）。

この地震防災戦略を実現するためには、地震後の避難路や救助・救援活動のための輸送路となる道路施設、浸水被害を防止するための河川施設等について地震被害を防除するとともに、万一、被災した場合でも迅速に機能回復を図れるようにしておくことが肝要である。また、わが国では耐震設計基準類の整備・改定に伴い、各種構造物の耐震性の向上が図られてきたが、膨大なストックを抱える既設構造物については、特に、古い年代に建設されたものを中心に、どの程度の耐震性を有しているかが明らかではないものも多い。以上のような背景を踏まえて、本重点プロジェクト研究は、道路・河川の主要構造物を対象に、既設構造物の耐震診断・補強技術及び被災後に迅速に機能回復する技術を開発・改良することを目的として実施したものである。

1.2 研究の達成目標と個別研究課題の構成

本重点プロジェクト研究の達成目標とそれぞれに対応する個別研究課題の構成は以下のとおりである。

- ①既設道路橋の耐震診断・補強技術の開発
 - ①-1 補強対策が困難な既設道路橋に対する耐震補強法の開発（平成 18～21 年度）
 - ①-2 既設道路橋基礎の耐震性能評価手法に関する研究（平成 18～20 年度）
 - ①-3 橋梁基礎の耐震補強技術に関する試験調査（平成 18～22 年度）
- ②山岳盛土の耐震診断・補強技術の開発
 - ②-1 山岳道路盛土の耐震補強技術に関する試験調査（平成 18～22 年度）
- ③道路橋の震後早期機能復旧技術の開発
 - ③-1 震災を受けた道路橋の応急復旧技術の開発に関する試験調査（平成 18～21 年度）
 - ③-2 記憶型検知センサーを用いた地震被災度の推定

手法（平成 15～19 年度）

- ④既設ダムの耐震診断・補修・補強技術の開発
 - ④-1 ダムの健全性評価に関する研究（平成 16～19 年度）
 - ④-2 コンクリートダムの補修・補強に関する研究（平成 17～19 年度）
 - ④-3 コンクリートダムの地震時終局耐力評価に関する研究（平成 18～22 年度）
 - ④-4 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関する研究（平成 20～22 年度）
- ⑤河川構造物の耐震診断・補強技術の開発
 - ⑤-1 強震時の変形性能を考慮した河川構造物の耐震補強技術に関する調査（平成 18～22 年度）

2. 補強対策が困難な既設道路橋に対する耐震設計法の開発序論

2.1 はじめに

大地震の発生により大きな被災が発生した場合、その直後からの救急・救援活動や緊急物資の輸送、復旧活動の支援等が円滑に実施可能とするためには、緊急輸送道路が大地震後にも速やかに供用できる状態となることが重要である。このため、緊急輸送路の路線上に架かる橋のうち、過去の震災経験から落橋等の甚大な被害を受ける可能性のある橋に対しては、橋脚補強と落橋防止対策を優先的に実施する「緊急輸送道路の橋梁耐震補強3箇年プログラム」が平成17年度から平成19年度まで実施された。この3箇年プログラムでは、対象路線にある橋のうち、昭和55年道路橋示方書よりも古い基準を適用した橋梁を対象として、落橋や倒壊等の致命的な被害を防止することを目的としており、段落し部のある鉄筋コンクリート(RC)製単柱橋脚、鋼製単柱橋脚および連続橋の段落し部のあるRC製固定橋脚に対して橋脚の補強、両端が橋台でない単純桁、ゲルバー桁および流動化の影

響を受ける可能性のある連続桁に対しては落橋防止システムの設置が行われている。しかしながら、トラス橋、アーチ橋、斜張橋、吊橋等の形式の橋梁(以下、ここでは「特殊橋梁」という)では、桁橋と比較すると地震時の応答特性が複雑であり、様々な特性の構造部材から構成されているため、橋全体としての構造特性の特殊性に応じて地震時に弱点となる部位を適切に評価するとともに、当該部位の力学特性に応じて適切に耐震補強工法を検討することが重要である。

また、3箇年プログラムにおける耐震補強は、落橋や倒壊等の致命的な被害を防止することを目的としているが、路線によっては大地震後に速やかに機能回復が可能なレベルの耐震性能が求められる場合もあり、今後は、このような一段階高い性能レベルまで耐震補強を進める場合の対策技術の開発も求められている。

このような背景を踏まえ、本研究では、既設特殊橋梁および既設RC橋脚を対象として、耐震性能評価の手法を提案するとともに、補強対策が必要とされる橋に対する耐震補強法の選定における考え方の整理、耐震補強工法の開発等を行った。

構造形式	大きな地震力が生じやすい部位	イメージ図
トラス橋	上弦材、下弦材、斜材	
	横構	
	支承部	
アーチ橋	アーチリブ、クラウン部	
	端部支柱	
	支承部	
斜張橋	主塔を支える橋脚	
	支承部	
	ケーブル	

図-2.1 特殊橋の耐震構造上の重要部位と留意すべき損傷形態

2.2 既設特殊橋梁の性能評価手法の高度化および耐震補強方法の検討

2.2.1 既設特殊橋梁の耐震構造上の重要部位

既設特殊橋梁の耐震性能の評価ならびに補強対策の検討にあたっては、既往の地震被害を分析した上で、耐震構造上の重要部位を明らかにするとともに、当該部位の現況における耐震性を適切に評価し、その耐震性の度合いに応じて地震時に必要とされる耐震性が確保できるような方策を講じることが重要である。特殊橋梁においては、過去の地震による被災事例が少ないが、本研究では、最近の地震による特殊橋梁の被災例として、1989年の米国ロマプリエータ地震、1995年兵庫県南部地震、1999年台湾集集地震、2001年芸予地震における被災事例の整理を行った¹⁷⁾。これらの地震被災例を分析し、代表的な特殊橋梁の耐震構造上の重要部位と留意すべきと考えられる損傷形態を橋梁構造別に整理した。図-2.1は、その整理した結果の一例として、特殊橋として代表的であるトラス橋、鋼アーチ橋、斜張橋における耐震構造上の重要部位を示したものである。

2.2.2 既設特殊橋梁の耐震性能照査

特殊橋梁には様々な構造形式があり、特性の異なる複数の種類の部材から構成された構造となっている。そのため、このような特殊橋梁の耐震性能の照査においては、構造条件、部材に被害が生じた場合におけるその修復の難易度等、個々の既設橋梁の条件を適切に考慮することが重要である。すなわち、耐震性能の評価における基本事項として、1) 確保すべき耐震性能に応じて、その性能を確保するために必要とされる橋全体及び各構成部材の限界状態の検討；2) 橋の構造特性や材料特性を考慮に入れた性能の評価；3) 地震後の修復の難易度等を考慮すべきである。図-2.2に、本研究で整理した既設特殊橋梁の性能評価の流れを示す。

性能の照査方法としては、一般に変位照査法とひずみ照査法が挙げられる。変位照査法とは、橋の要求性能に応じて設定された許容限界変位に対して、非線形動的解析により求められた最大応答変位を照査する方法である。変位照査法は、橋の振動モードが1つの固有振動モードで卓越する場合に適用可能であり、実務でよく用いられる方法である。一方、ひずみ照査法とは、橋の要求性能に応じて設定された部材の許容限界ひずみに対して、フ

アイバーモデル等の解析方法を用いる非線形動的解析により求められた最大応答ひずみを照査する方法である。ひずみ照査法は基本モードが卓越しない構造物においても適用可能であるが、モデル化手法が解析結果にセンシティブとなることもあるので注意が必要といった側面もある。

なお、既設橋梁の耐震性能照査では、応答値が許容値を超過するような場合に、直ちに性能が確保できないと機械的に判定するのではなく、そのような場合には、許容値の超過の程度を考慮し、当該部材の応答が許容値を超過することにより橋全体としてどのような状態となるのかを検討しながら、耐震性能の評価を行うという見方もあると考えられる。

2.2.3 既設特殊橋梁の耐震補強

特殊橋梁の場合は、それぞれ特徴的な構造特性を有するため、桁橋における単柱式のRC橋脚に対する耐震補強のようにその設計において一律的な考え方を適用することは難しい。このため、個々の橋ごとに損傷部位の特定とその部材に設定すべき限界状態の検討、並びにこれに応じた耐震対策工法の選定が必要とされる。図-2.3は、既設特殊橋梁に対する一般的な耐震対策工法の選定の流れを示したものである。耐震補強工法の選定においては、現況評価結果に基づき、地震時に弱点部となる部材・部位を特定し、その部材・部位の損傷を低減し、橋全体として地震時の安定を保つことができるような対策を選定する。耐震補強レベルとしては、当該橋梁に確保すべき性能を考慮する必要がある。また、部材補強(部材の耐力・じん性が不足する場合)を行う場合に、橋全体の剛性が高くなると、固有周期が短周期化し、これによって作用地震力が大きくなり、かえって望ましくない構造系にしてしまっている場合もあるため、剛性を向上させる補強工法を選定する場合には留意する必要がある。このため、ダンパー等よりエネルギー吸収性能をできるだけ向上させて地震時の振動を低減する対策工法を検討する場合もある。なお、特殊橋梁の場合は、部材数も多く、一部の部材補強によって補強していない別の部材に損傷を誘発させるなど相互作用が生じることも考えられるため、このような観点からもエネルギー吸収性能をできるだけ向上させて地震時の振動を低減させるような対策工法を検討することも重要である。

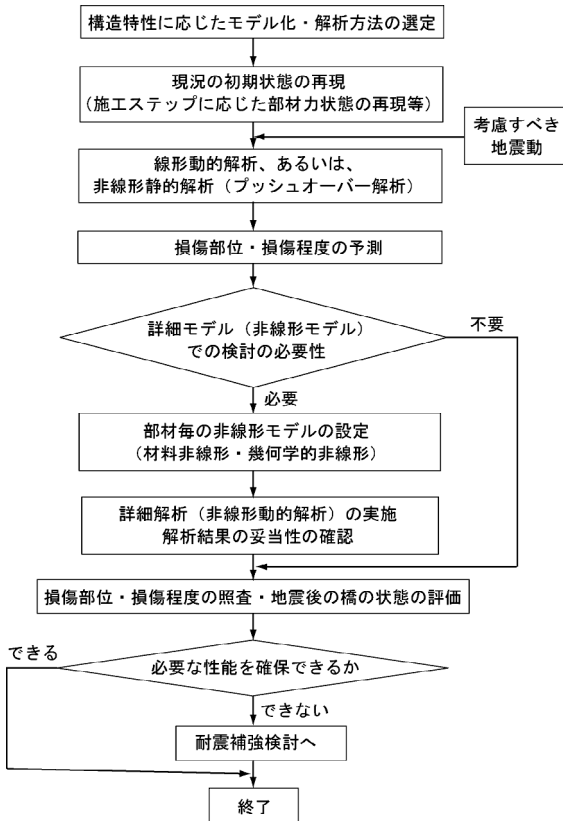


図-2.2 既設特殊橋梁の耐震性能評価の流れ

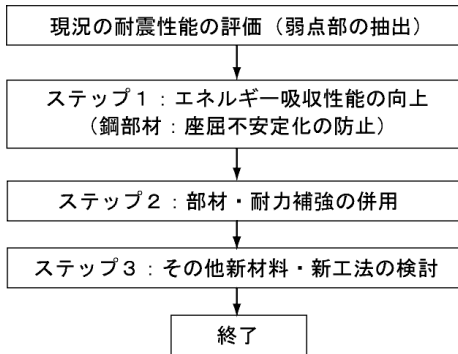


図-2.3 既設特殊橋梁に対する耐震対策法の選定の流れ

2.3 RC 橋脚の段階的耐震補強

2.3.1 RC 橋脚の段階的耐震補強の概要

3 箇年プログラムでは、落橋や倒壊等の致命的な被害を防止することを目的として、RC 橋脚に対しては主鉄筋段落し部の耐震補強が実施されたところであるが、重要度の高い橋においては落橋や倒壊等の致命的な被害を防止するだけでなく、さらに、地震によって生じる損

傷を修復が速やかに行える程度に抑えることが可能な性能が求められる。したがって、このような性能を付与させるためには、段落し部のみの耐震補強が既になされている橋脚に対して、第2段階目の補強として、柱基部の曲げ耐力の補強に伴う橋脚全体のさらなるのアップグレード耐震補強が必要となる場合がある。図-2.4 に、RC 橋脚の段階的耐震補強のイメージ図を示す。アップグレード耐震補強としては、橋脚がねばり強い構造となるようにじん性補強を優先し、じん性補強のみでは橋脚に大きな残留変位が発生する場合は、曲げ耐力の向上も必要となる。一方で、橋脚躯体の曲げ耐力を過度に向上させると、基礎構造を含めた補強が必要となることがあるため、基礎が支持できる範囲内で橋脚のじん性と曲げ耐力の向上をバランスさせることが補強設計を行う上で重要となる。

2.3.2 RC 橋脚のアップグレード耐震補強

本研究では、段落し部の耐震補強が実施された RC 橋脚のアップグレード耐震補強工法として、RC 巻立て工法および FRP シート・鋼板併用工法を考案した。

RC 巻立て工法は、RC 橋脚躯体の周囲を鉄筋コンクリートで巻立て、新旧コンクリートの付着を確保するとともに、軸方向鉄筋をフーチングに定着することによって耐力を増加させる工法である。FRP シート・鋼板併用工法は、塑性ヒンジとなる基部の補強には伸び性能の高い鋼板による巻立て工法、塑性ヒンジとならない躯体部の補強には軽量で引張強度の高い FRP を主として軸方向に巻立てる工法を適用し、鋼材と FRP のそれぞれの力学特性を適材適所に活かす併用工法である⁹⁾。ただし、ここで重要となるのが、FRP と鋼板の接着接合部における一体性の確保であるが、施工性を配慮し、樹脂を用いて FRP を鋼板に接着させている。図-2.5 は、FRP シート・鋼板併用工法の概要を示したものである。なお、不陸修正にはエポキシ系パテを用いている。

これらの工法は、それぞれ、構造上の特徴があり、適用可能な条件も異なる。RC 巻立て工法は経済的な工法であり、曲げ耐力と変形性能を向上させることができる工法であるが、橋脚断面が大きくなることや自重が増加することに対する制約がある場合には適さない。一方、FRP シート・鋼板併用工法では、断面寸法や自重の増加は最小限度に抑えられるが、FRP と鋼板の接着接合部の施工を慎重に行う必要がある。このように、補強工法の選定においては、これらの工法の特徴を把握した上、既設橋梁の構造上の特性や立地条件、さらには既実施さ

れている段落し部の耐震補強に用いられた補強工法等を配慮しながら総合的に判断する必要がある。

2.3.3 アップグレード補強工法の補強効果の検証実験

本研究で検討対象としているアップグレード耐震補強工法では、段落し部の耐震補強が既に実施された RC 橋脚を対象としているため、正負交番の地震力を受けて橋脚が変形する場合には、段落し部の既補強部と新たな補強部との間に境界面が形成されずれが生じることが予想される。本補強工法における補強効果の検討にあたっては、このずれの影響が補強効果に及ぼす影響を把握する必要がある。

このようなことを踏まえ、本研究では以下のような実験を実施した。すなわち、RC 巻立て工法におけるずれの影響を検討するためには、段落し部に対する補強が既に実施されている状態の RC 橋脚を対象として、第 2 段階目のアップグレード補強としての RC 巻き立て補強をした構造系を取り上げ、その巻立て高さを柱幅の 3 倍 (3D 供試体) および 4 倍 (4D 供試体) とした 2 ケースに対して正負交番荷重実験を行った。図-2.6 に、3D 供試体のアップグレード補強の前後の概要図を示す。ここで、供試体の断面は 600mm×600mm の正方形で、基部から荷重点までの高さは 3,010mm、せん断支間比は 5.0 である。また、FRP シート・鋼板併用工法の補強効果の検証においては、図-2.7 に示すように、段落し部の補強に FRP シート巻立て工法を用いた RC 橋脚に対して、さらにアップグレード補強として FRP シート・鋼板併用工法を適用した供試体 (FRP シート・鋼板併用供試体) を設けた。図-2.8 に正負交番荷重実験の状況を示す。実験では荷重速度は 10 mm/sec とし、各荷重ステップの繰返し回数は 3 回を基本とし、最終的に破壊して水平力が大きく低下するに至るまで荷重変位を与えた。

図-2.9 に、3D 供試体と 4D 供試体の水平荷重—水平変位の履歴曲線および荷重点の水平変位に増加に伴う RC 巻立て部—鋼板間に生じるずれの履歴曲線を示す。ここで、比較のため、過去に実施した無補強供試体の包絡線も示している。ここでの無補強供試体は、図-2.7(a) に示す供試体の鋼板巻立て補強前の供試体と同様に設計されたものであるが、基部の曲げ破壊を生じさせるために主鉄筋の段落し部を設けていない。図より、両供試体とも、 $6\delta_y$ までは、荷重変位の増加に伴ってずれも増加しているのに対し、水平荷重—水平変位履歴曲線は安定なループを示していることが分かる。これより、本実験に用いた供試体の構造条件及び補強条件の範囲では、RC

巻立て部の巻立て高さとして 3D 相当分を確保しておけば、RC 巻立て部と鋼板間や鋼板と柱間にずれが生じても、RC 巻立て部による補強効果が発揮でき、また、そのずれによる耐力や変形能の低下への悪影響は小さいと考えられる。ただし、4D 供試体と比べ、3D 供試体は、RC 巻立て部上端付近の縦ひび割れが多く発生し、RC 巻立て部と既設柱間のずれも大きく生じた。

図-2.10 に、FRP シート・鋼板併用供試体の水平荷重—水平変位の履歴曲線を示す。図に示す鋼板巻立て供試体は、主鉄筋の段落しを行っていない無補強供試体に対して柱全高さに鋼板で巻立てたもので⁹⁾、柱の基部断面や鋼板巻立て部の詳細は FRP シート・鋼板併用供試体と同様である。この図より、FRP シート・鋼板併用供試体は、無補強供試体より高い水平力や変形能を発揮し、鋼板巻立て供試体とおおむね同程度の性能を示していることが確認できる。また、各荷重ステップ終了後、FRP と鋼板の接着部、巻立て部上端面等の断面変化部を観察したが、FRP の変状や剥離等は特に認められなかった。これらの結果より、本研究で対象としている FRP・鋼板併用工法は、従来の柱全体に対する鋼板巻立て工法を適用する場合と同程度の耐震性能を発揮できると考えられる。

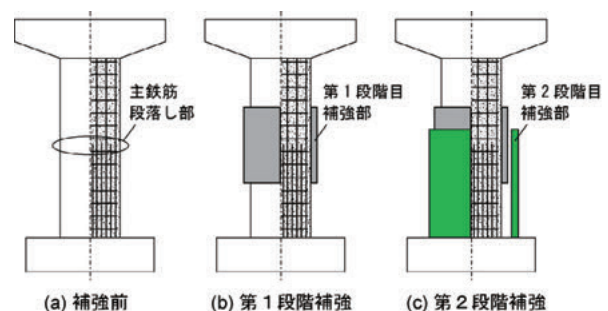


図-2.4 RC 橋脚の段階的耐震補強のイメージ図

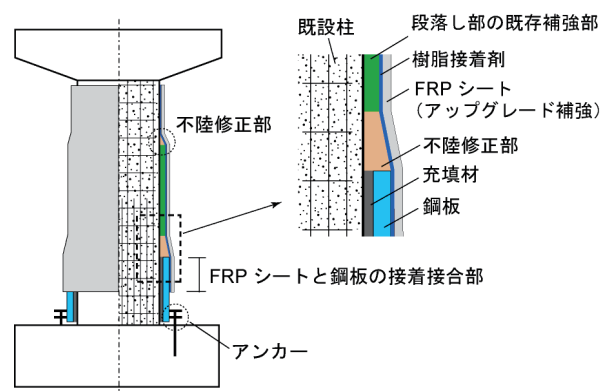


図-2.5 FRP シート・鋼板併用工法の概要

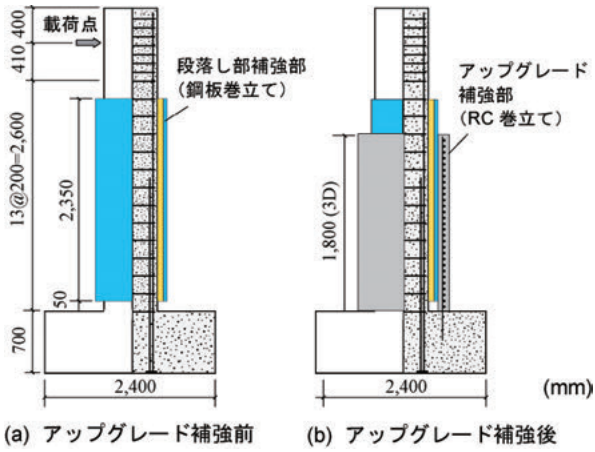


図-2.6 供試体の概要 (RC 巻立て工法, 3D 供試体)

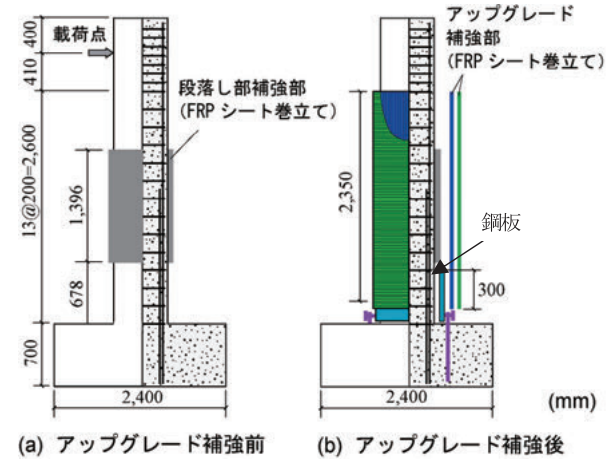


図-2.7 供試体の概要 (FRP シート・鋼板併用工法)

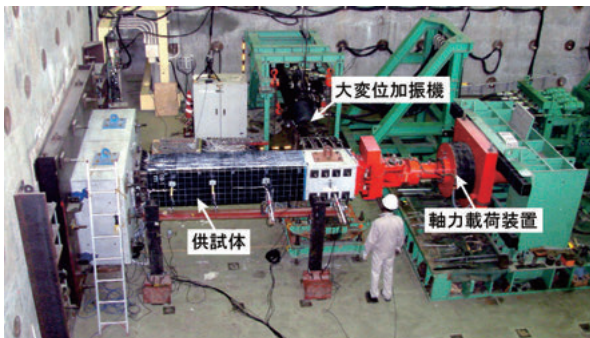
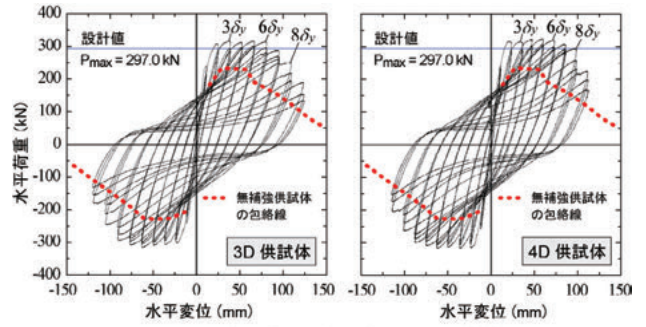
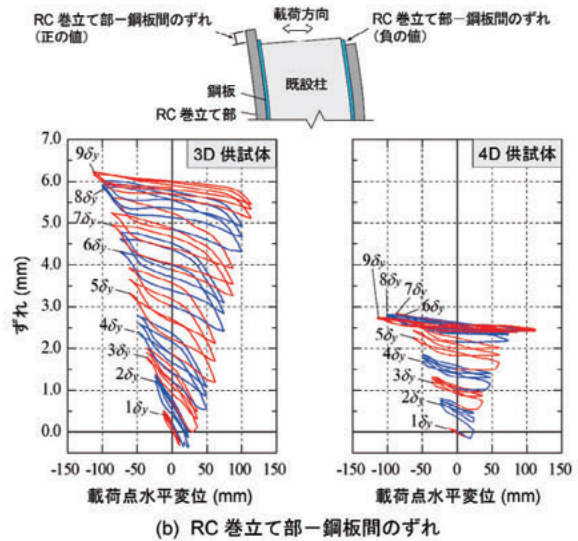


図-2.8 正負交番載荷実験の状況写真



(a) 水平荷重-水平変位の履歴曲線



(b) RC 巻立て部-鋼板間のずれ

図-2.9 3D 供試体と 4D 供試体の実験結果

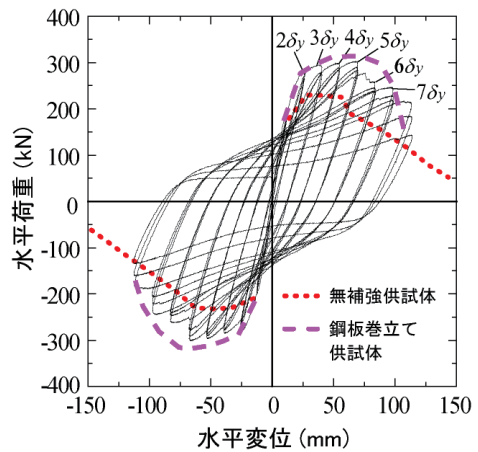


図-2.10 FRP シート・鋼板併用供試体の実験結果

2.4 まとめ

本研究では、既設特殊橋梁および既設 RC 橋脚を対象として、耐震性能評価の手法を提案するとともに、補強対策が必要とされる橋に対する耐震補強法の選定における考え方の整理、耐震補強工法の開発等を行った。本研究の成果をまとめると以下のとおりである。

①既設特殊橋梁に対する耐震性能の評価手法、ならびに、補強対策が必要とされる橋に対する耐震補強法の選定に関する考え方の整理を行った。

②段落し部の耐震補強が既に実施された RC 橋脚のアップグレードのための耐震補強工法について実験的な検証を通じて開発を行うとともに、その設計の参考として「3箇年プログラムで段落し部の対策を実施した鉄筋コンクリート橋脚のアップグレード補強マニュアル(案)」を作成した。

参考文献

- 1) 川島一彦：ロマプリータ地震による橋梁の被害、土と基礎、38-11、1990. 11
- 2) 国土庁防災局：1989 年サンフランシスコ湾岸地震（ロマプリータ地震）の記録、ぎょうせい、1990. 3
- 3) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書、

1995.12

- 4) 土木学会 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告、土木構造物の被害、橋梁、1996.12
- 5) 土木学会芸予地震被害調査団：2001 年 3 月 24 日芸予地震被害調査報告、補足：西瀬戸自動車道の状況、<http://www.jsce.or.jp/report/13/index.html>, 2001.6.
- 6) 張 広鋒、星隈順一、堺淳一：RC 橋脚の耐震補強に用いる FRP-鋼板接着接合部の付着挙動、構造工学論文集、Vol.56A、pp.432-439、2010.3
- 7) 張 広鋒、星隈順一、堺淳一、運上茂樹：炭素繊維シートと鋼板を併用した RC 橋脚の耐震補強工法とその効果、土木学会論文集 A1 (構造・地震工学)、Vol.67、No.2、pp.430-445、2011
- 8) 川島一彦、大塚久哲、中野正則、星隈順一、長屋和宏：曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法による鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強、土木研究所資料第 3444 号、1996.5

3. 既設道路橋基礎の耐震性能評価手法の開発

3.1 はじめに

道路橋は、一旦大被害を受けると迅速な復旧が困難であることから、適用した設計基準の年次や致命的な震災経験のある同種構造かどうか等の観点から優先度を評価し、その優先度に応じて順次既設道路橋の耐震補強が行われてきている。すなわち、現行の設計基準と比べて耐震性が低いと評価される橋の数は膨大であるため、鉄筋コンクリート橋脚の段落し部の巻立て補強、鋼製単柱橋脚の角部の溶接部の破断を防止する角補強、落橋防止システムの整備など兵庫県南部地震など過去の地震において多くの甚大な被害をもたらした破壊形態を防ぐ対策が先行して重点的に行われてきているところである。このような橋脚の耐震補強は上部構造の落下防止対策が一定程度進捗したのちの展開としては、基礎の形式や地盤条件によってはその修復や交通機能の回復に多大な時間を要するような被害をもたらすおそれがある道路橋基礎の耐震補強が重要になってくると考えられることから、橋梁基礎に関する耐震補強の必要性の有無やその優先度を判定する手法の整備が急務である。

本研究では、このような背景と研究ニーズから、1)地震による基礎の損傷パターンの分類整理、2)過去の被災事例の分析、3)設計基準および施工技術の変遷調査、4)既設道路橋基礎の構造特性を反映した静的荷重漸増解析モデルの提案と計算結果の解釈、5)耐震性能判定フローの作成、6)液状化の簡易判定法の整備を行った。

3.2 既設橋基礎の耐震性評価と耐震性能判定方法の検討

3.2.1 既設橋の損傷パターンと損傷度の定義

実際の基礎においては様々な地震による損傷パターンが考えられるが、「基礎の安全性」、震後の特に緊急車両の通行に着目した「震後供用性」および「短期修復性」の観点から定義した損傷度と関係づけて整理する。ここに、短期修復性とは基礎の損傷に関わらず橋の供用を短期に回復させることができる損傷度かどうかを意味する。**図-3.1**に既設道路橋基礎の耐震性能水準区分のイメージを示す。

基礎の損傷パターンは、変形性能に富む場合のほか、変形性能が乏しい場合(部材曲げ破壊からせん断破壊移行型)、変形性能がほとんどない場合(部材せん断破壊先

行型)、また、支持層の液状化に伴う過大沈下・液状化による周辺堤防土の移動に伴う基礎の過大移動の4つに分類できる。

また、損傷度は次のような5段階で定義する。

損傷度Ⅰ：基礎およびそれを構成する部材や基礎を支持する地盤がそれぞれ弾性とみなせる限界点(E点)を超えない状態と定義する。

損傷度Ⅱ：基礎を構成する一部の部材や基礎を支持する地盤抵抗に非線形化が生じるものの、基礎全体系の地震時水平力P-上部構造変位 δ 曲線で見るときには弾性とみなせる限界点(Y点)を超えない状態と定義する。地震後に緊急車両および一般車両の通行も可能で橋の供用の観点から基礎の修復は不要と想定する。

損傷度Ⅲ：基礎としての応答塑性率が許容塑性率を超えない状態と定義する。許容塑性率を満足する場合、基礎は最大強度を発揮する点(M点)を超えず、十分な安全性と残存変形性能を有する。したがって、緊急車両の供用を行うための基礎の補修は不要と想定する。ただし、基礎に残留変形が生じることから、上部構造桁端部や伸縮継手部の損傷及び路面の段差を誘発する可能性があるため、それらに対して応急復旧作業が必要である。地震後は緊急車両の通行が可能であり、交通規制により一般車両の通行も可能と想定する。

損傷度Ⅳ：基礎が終局点(U点)に達する状態までと定義する。ここに、終局点とは最大強度付近で安定していた耐力が低下し始める点とみなす。このため、基礎の損傷、残留変形が大きく、その結果、上部構造に大きな残留変位が生じることが想定される。一般車両は通行止めで、緊急車両については応急復旧が行われ交通規制がないと通行できない状態と想定する。基礎には耐荷力に著しい影響のある損傷が生じているため、それに対する応急処置(上部構造を仮受けするベント設置など)を行った後に緊急車両を通行させることを想定する。

損傷度Ⅴ：基礎の損傷により落橋あるいは倒壊・半倒壊となる状態と定義する。すなわち、たとえ緊急車両であっても橋の再供用が不能な状態を想定する。

各損傷パターンにおける荷重変位曲線(以降、 $P-\delta$ 曲線)と損傷度の模式図を**図-3.1**に加えて**図-3.2**から**図-3.4**に示す。

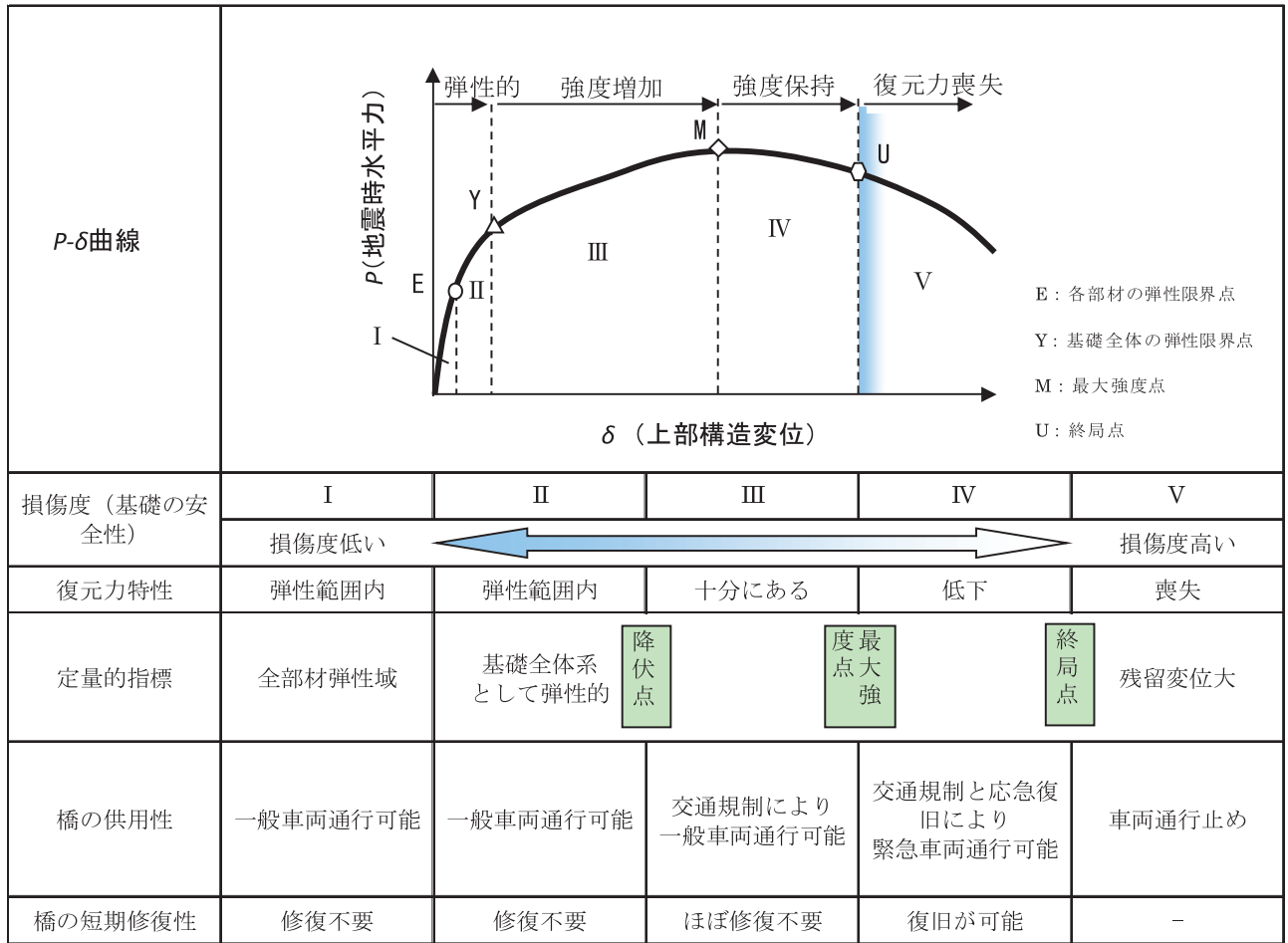


図-3.1 既設道路橋基礎の耐震性能水準区分のイメージ(変形性能に富む場合)

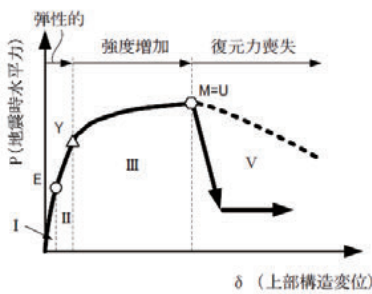


図-3.2 変形性能が乏しい場合

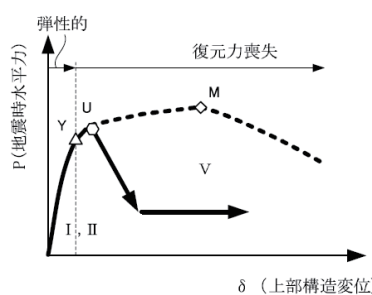


図-3.3 変形性能が考慮できない場合

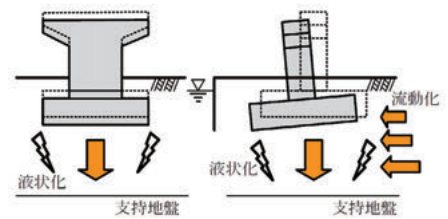


図-3.4 基礎底面地盤が沈下、液状化する場合(沈下, 流動化)

3.2.2 被災事例と基礎の設計基準および施工技術の変遷との関係

1923年の関東地震、1948年の福井地震、1964年新潟地震、1995年兵庫県南部地震等、国内で発生した大規模

な地震における基礎の被害を、設計基準や施工技術の変遷等とともに分析した結果、基礎の支持力、橋脚形式、地盤条件は耐震性判定の重要な要因であり、次のような条件を満たす基礎は、大地震に対する安全余裕度が相対的に小さいと考えられることが明らかとなった¹⁴⁾。

(a) 良質な支持層に根入れされていないなど、常時・レベル1地震時の安定計算を満足しないような基礎。これは、建設当時における基礎の施工能力に依存していると考えられる。

(b) 過去の既製コンクリート杭などに見られるように、横拘束鉄筋の量が少なく、部材のじん性およびせん断耐力が劣るもの。これは、構造細目の変遷に依存していると考えられる。

また、兵庫県南部地震において、臨海部にある杭基礎が、地盤の流動化や護岸の損傷の影響を受け、基礎に過大な残留変位が生じた事例がある。したがって、次のような条件に該当する基礎についても、耐震補強の優先順位は高くなると考えられる。

(c) 地震の影響により不安定になり、過大な残留変位が生じるような地盤にある基礎。例えば、斜面上にあり、地震時に斜面が安定しないことが想定される場合、水際線近傍にあり、液状化に伴う地盤の側方流動の影響を受ける場合など。

3.2.3 既設橋基礎の耐震性評価

実際の既設道路橋基礎が、3.2.1で整理した既設道路橋基礎の耐震性能のどの区分に評価されるか、既設道路橋基礎に対して現行の基準にしたがって静的荷重漸増解析を行い、 P - δ 関係を求めて評価した。対象とする基礎は、平成7年の兵庫県南部地震より前に建設された既設道路橋基礎28基であり、各年代および各基礎形式で任意に選定した。

さらに、場所打ち杭については設計年代および詳細に区分した液状化の程度と耐震性能との関係を把握するために、当時の設計基準に従って復元設計を行い、現行の基準に従った静的荷重漸増解析の結果から耐震性能区分を評価して上記の試算結果を補完した。設計年代は、1) 液状化に対する設計が行われていなかった昭和46年の道路橋耐震設計指針⁹⁾(以下、「耐震指針」と呼ぶ)が適用される前のもの、2) 液状化に対する設計が取り入れられた昭和46年の耐震指針が適用されたもの、3) コンクリートの許容せん断応力度が低減され、杭頭部の最小帯鉄

筋量が規定された昭和55年の道路橋示方書(以下、「道示」と呼ぶ)が適用されたものの3通りとした。また、液状化の程度は、液状化による土質定数の低減係数 D_E の値の大きさによって4つに区分した。

以下に、杭基礎のレベル2地震動に対する耐震性評価の結果を示す。

(1) 鋼管杭

計算の結果、一般に鋼管杭基礎は変形性能に富む基礎に分類され、 P - δ 曲線は図-3.1に示す曲線に分類される傾向が見られた。検討対象である平成2年の道示より前の中詰めコンクリートが無い鋼管杭基礎の許容塑性率を決定するためのデータは十分でないため、文献¹⁰⁾を参考に損傷度区分に用いる塑性率を中詰めコンクリートがある場合の1/2程度と設定することが安全側であると考え、損傷度Ⅲに対応する許容塑性率 $\mu=2$ 、損傷度Ⅳに対応する許容塑性率 $\mu=4$ とした。

どの年代においても鋼管杭基礎はレベル2地震動タイプⅠに対しては概ね損傷度Ⅰに、レベル2地震動タイプⅡにおいては損傷度ⅢかⅣと判定された。しかし、液状化の影響を受ける地盤を想定した場合では基礎の損傷度は大きくなり、杭頭部の地盤抵抗を全く見込めない条件($D_E=0$)においてはレベル2地震動タイプⅡで損傷度Ⅴとなるケースが多く見られ、昭和46年以前に建設された基礎で顕著であった。

昭和46年耐震指針から各種補正係数や固有周期に応じた設計震度を適用する修正震度法により耐震設計が行われており、平成14年の道示⁷⁾に示されるレベル1地震動に対する設計法と大きな相違がないことから、レベル1地震動に対する安全性を確保することにより、結果的にレベル2地震動タイプⅠの安全性も担保されていたものと考えられる。

(2) 場所打ち杭

計算の結果、一般に場所打ち杭基礎は変形性能に富む基礎に分類され、 P - δ 曲線は図-3.1に示す曲線に分類される傾向が見られた。ここで、設計年代に応じて杭頭部の帯鉄筋量に関する規定が異なるため、現行の基準と構造細目が同じ昭和55年の道示を基準に各年代の塑性率 μ の上限値を設定した。その関係を表-3.1に示す。

表-3.1 損傷度区分に対応する塑性率の上限値

	損傷度Ⅲ	損傷度Ⅳ
S46より前	$\mu \leq 2$	$\mu \leq 4$
S46耐震指針	$\mu \leq 3$	$\mu \leq 6$
S55道示	$\mu \leq 4$	$\mu \leq 8$

どの年代においても場所打ち杭基礎は、レベル2地震動タイプIに対して概ね損傷度Iに、レベル2地震動タイプIIに対しては損傷度IIIかIVと判定された。せん断耐力に着目すると、昭和55年より前の設計指針を適用した基礎では、レベル2地震動タイプIIにおいて、杭体の曲げ降伏に対してせん断破壊が先行する結果となった。これは、昭和55年道示⁷⁾以降、コンクリートの許容せん断応力度が低減されたこと、杭の最小帯鉄筋量が規定されたことによるものと考えられる。

次に液状化の程度と耐震性評価の関係について検討した結果を示す。

1) 昭和46年耐震指針が適用される前の基礎

曲げ降伏に先行してせん断破壊が生じないと仮定して解析を行った結果、 $D_E=0$ および $1/6$ の場合、損傷度Vと判定され、 $D_E=1/3$ および $2/3$ の場合では損傷度IV以下と判定された。一方、いずれの D_E 値においても解析では曲げ降伏に先行してせん断破壊が生ずるため、ほとんどが損傷度Vと判定された。この時代の基礎は、液状化に対する設計は行われていないものの、曲げ降伏に先行してせん断破壊が生ずる可能性を無視すれば、 D_E 値が $1/3$ 以上あれば損傷度がIV以下となる。これは、この当時の安定計算は慣用法によって行われており、慣用法では現在用いられている変位法よりも断面力が大きく算定されることによると考えられる。

2) 昭和46年耐震指針が適用された基礎

曲げ降伏に先行してせん断破壊が生じないと仮定して解析を行った結果、 $D_E=0$ および $2/3$ のいずれの場合でも損傷度IV以下と判定された。一方、いずれの D_E 値においても解析では曲げ降伏に先行してせん断破壊が生ずるため、損傷度Vと判定された。この時代の基礎は、液状化に対する設計が行われているため、曲げ降伏に先行してせん断破壊が生じることがなければ、 D_E 値に関わらず損傷度がIV以下となる。

3) 昭和55年の道示が適用された基礎

曲げ降伏に先行してせん断破壊が生じないと仮定して解析を行った結果、 $D_E=0$ および $1/3$ とともに損傷度III以下と判定された。なお、解析では曲げ降伏に先行してせん断破壊が生じない結果であった。昭和55年の道示では、コンクリートの許容せん断応力度が低減されたこと、杭頭部の最小帯鉄筋量の規定が設けられたことに加え、極限支持力の推定式における先端支持力が低減されたために必要な杭断面（杭本数もしくは杭径）がこれ以前に比べて増加している可能性が高いことによると考えられる。

以上のことから、昭和46年の耐震指針が適用される前の場所打ち杭基礎のうち、杭頭部付近において液状化による土質定数の低減係数 D_E 値が $1/6$ 以下となるような地盤中にあるものは変形性能に乏しい基礎として損傷度Vに区分する。なお、昭和55年の道示が適用される以前の基礎では、曲げ降伏に先行してせん断破壊が生じ、損傷度Vと判定されるものもあった。しかし、これまで杭頭部にせん断破壊が生じた被災事例が見受けられないことから、前述の損傷度Vに区分する条件以外では損傷度IV以下に区分する。

(3) RC杭

計算の結果、一般にRC杭基礎は杭体の曲げ耐力が小さく変形性能が乏しい基礎に分類され、 $P-\delta$ 曲線は図-3.2に分類される傾向が見られた。RC杭基礎ではレベル2地震動においては損傷度Vになる基礎が複数存在し、さらに液状化の影響を受ける地盤ではレベル2地震動タイプIIの計算ケース全てで損傷度Vと判定された。また、せん断耐力に着目すると、レベル2地震動では杭のせん断破壊が先行すると判定される計算結果が半分以上を占めており、脆性的な破壊となることが考えられる。

(4) PC杭

計算の結果、一般にPC杭基礎は杭体の曲げ耐力は比較的高いもののせん断耐力が小さく変形性能が乏しい基礎に分類され、 $P-\delta$ 曲線も図-3.2に分類される傾向がみられた。PC杭基礎はレベル2地震動タイプIにおいては損傷度I、レベル2地震動タイプIIでは損傷度IIIと判定された。しかし、液状化の影響を受ける地盤では、レベル2地震動タイプIIにおいて損傷度Vと判定された。また、せん断耐力に着目すると、レベル2地震動タイプI、タイプIIともに杭のせん断破壊が先行し損傷度Vと判定された。

(5) 単列パイルベント橋脚

計算の結果、一般に単列パイルベント橋脚は変形性能がない基礎に分類され、 $P-\delta$ 曲線は図-3.3で示すような傾向が見られた。単列パイルベント橋脚は杭体を鋼管杭及びPC杭としたケースを実施したが、いずれのケースにおいてもレベル2地震動に対して損傷度Vとなるケースが複数みられた。なお、鋼管杭ではある程度のじん性は期待できるが、設計年代からその多くは、杭頭部に中詰めコンクリートの無い鋼管杭であるため、前述の(2)鋼管杭と同様、文献8)を参考に損傷度区分に用いる許容塑性率に中詰めコンクリートがある場合の $1/2$ 程度と設定することで、安全側の仮定であると考えた。したがって、損傷度IIIに対応する許容塑性率に $\mu=2$ を、損傷度IV

に対応する許容塑性率に $\mu=4$ を用いた。計算の結果、鋼製単列パイルベント橋脚も損傷度Vに区分した。

3.2.4 耐震性能判定手法

前述までの検討結果に基づき、耐震補強の優先度検討の第1段階として限られた資料（既往のデータベース、完成図書類）を基に耐震性能が劣る可能性が高いものを簡易に抽出する際に用いることを想定してまとめた基礎の耐震性能判定フロー（案）を図-3.5に示す。なお、ここで判定できない基礎については、第2段階で詳細計算によって個別に判定を行う必要がある。

3.3 液状化簡易判定手法の検討

液状化の程度（土質低減係数 D_E 値）は橋の耐震性能に影響を及ぼすものの、特に古い年代に建設された橋では液状化の判定に必要な土質調査資料が残っていないことがあり影響の有無を判断することが困難である。しかし、このような橋の数は膨大であることから、簡易な方法による液状化判定手法について検討を行った。

平成8年度以降に設計された全国の道路橋80橋の土質調査資料から、深度、標準貫入試験の N 値および土質低減定数 D_E 値の関係を整理した結果、地域区分 (A、B、C)、深度および N 値によっておおよその D_E 値が予測可能であることが明らかとなった。例としてA地域に対する整理結果を示したものを図-3.6に示す。なお、 D_E 値を区分する境界線は、タイプI及びタイプII地震動に対して得られた回帰線に対し $+2\sigma$ の幅を持たせ、安全側に評価するように設定している。

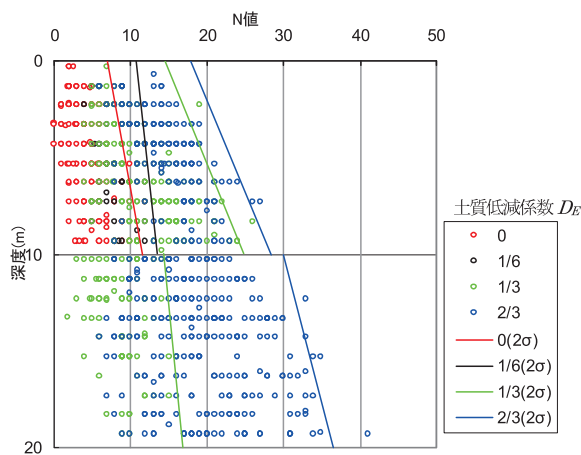


図-3.6 液状化簡易判定ノモグラム (A地域の例)

3.4 まとめ

本研究での主な成果を以下に示す。

- ① 地震による基礎の損傷パターンを分類し、橋としての性能の観点から損傷度を定義した。
- ② 過去の被災事例の原因分析と設計基準および施工技術の変遷を調査し、相対的に耐震余裕度の小ささと考えられる基礎の条件を抽出した。
- ③ 既設道路橋基礎をモデルとした静的荷重漸増解析を実施し、基礎形式別、設計年代別の損傷度を区分した。
- ④ 詳細に区分した液状化の程度と場所打ち杭基礎の耐震性能との関係を整理した。
- ⑤ 以上の結果を踏まえ、耐震性能判定フローを作成した。
- ⑥ 簡易に液状化判定を行うことのできるノモグラムを作成した。

参考文献

- 1) 多田宏行編著：橋梁技術の変遷、鹿島出版会、2000.
- 2) 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.
- 3) 日本道路協会：道路橋耐震設計指針、1972.
- 4) 建設省土木研究所：平成7年（1995年）兵庫県南部地震災害調査報告、土木研究所報告第196号、1996.
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編、昭和55年5月、1980.
- 6) 日本道路協会：既設道路橋基礎の補強に関する参考資料、2000.
- 7) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V耐震設計編、平成14年3月、2002.
- 8) 地盤工学会関西支部：杭基礎に関する最近の動向 講習会資料、1996.

4. 橋梁基礎の耐震補強技術の開発

4.1 はじめに

橋梁基礎の耐震補強は、既設基礎の有する耐震性が明確でない場合があることや、地中にあるという特性上仮設が大規模となり費用が高くなること、現場条件により適用可能な工法が限られる場合があることなどの様々な要因により、ほとんど行われていないのが実状である。したがって、基礎の耐震補強をより円滑に実施できるようにするためには、耐震性を明確にするための検証法の確立や条件に応じて適切な補強工法を選定することができるような耐震補強工法のメニューの充実が必要である。

現在、構造物基礎の耐震補強工法は数多く提案されており、その補強原理も多種多様である。しかし、性能の検証が開発者任せになっており、道路橋の設計基準や他の標準化された設計法と比較して、検証が不十分と考えられるものがみられる。このため、道路管理者は基礎の補強工法を適切に選択することができず、補強した結果が要求する耐震性能を満たすことを技術的根拠をもって示すことも容易ではないという課題がある。

本研究では、橋梁基礎の各種耐震補強技術に対して補強効果や施工の確実性を含めた品質、維持管理性、地震

後の長期的な状態までも含めた性能を評価・整理し、要求性能とその検証方法を開発者及び道路管理者に提示すること並びに補強工法選定手法を提案することを目的として実施したものである。

また、これまで耐震補強や耐震性の評価の検討があまり行われてきていない、フーチングの各種耐震補強工法の適用性、既設ケーソン基礎の耐震性評価、液状化地盤上の橋台の地震後の残留変位量の簡易評価法について、それぞれ検討を行った。

4.2 基礎の耐震補強工法に関する検証項目

4.2.1 耐震補強法の分類

基礎の耐震補強工法の課題の整理、性能検証法の開発や補強工法の選定手法の開発を行うにあたり、これまでに提案されてきている基礎の耐震補強方法を表-4.1のように分類した。

基礎の耐震補強法は、大きく構造系補強工法と地盤系補強工法の2つに分けることができる。また、補強原理に着目すると5種類の中分類に、さらに具体的な施工仕様等に基づいて小分類に分けられる。小分類は、多くの場合、多数の個別工法からなる。

表-4.1 基礎の耐震補強方法の分類

大分類	中分類	小分類 (例)
構造系 補強工法	構造部材の追加	杭の増設
		アンカーの増設
	部材の補強	拘束圧入
	仮想ケーソンの 構築	矢板
矢板 + 固化		
固化		
地盤系 補強工法	地盤強化	固化
	液状化の抑制・防 止	締固め
		せん断変形抑制
		排水
		注入固化

4.2.2 検証項目

設構造物の補強にあたっては、現場条件の制約等により自ずと適用可能な工法が限定されるなど新設構造物とは異なる制約条件も考慮する必要がある。このような点

も考慮したうえで、各工法が検証すべき項目をまとめた結果を表-4.2に示す。(A1)~(A2)は、現場条件に応じた工法の選定に関わる項目であり、施工空間や地盤条件、既設構造物への影響の観点から検証が必要な項目である。また、(B1)~(B4)は補強効果の評価に関するものであり、

補強の原理や限界状態、設計法とその適用範囲を明らかにする観点から、(C1)は補強材料の耐久性に関するものであり、供用期間に発生する地震時に荷重伝達に支障を来すことがないかという観点からそれぞれ検証が必要な項目である。

4.2.3 耐震補強工法の選定手法

既存の研究成果¹⁾を参考に、(B1)補強原理、(B2)補強された基礎の限界状態、(B3)設計法、(B4)設計法の

適用範囲の観点から、各種耐震補強工法による補強効果の有無を基礎形式別に整理するとともに、既設橋の基礎形式、地形・地盤条件、空間的制約等の現場条件に応じた各種耐震補強工法の適否を整理し、これらを耐震補強工法の選定手法として提案した。例として、各種現場条件に応じた適否を整理するに際しての観点を表-4.3に示す。

表-4.2 各種耐震補強法が検証すべき項目

検証項目	内容
(A1) 施工可能な条件	施工を行うことのできる条件が明らかであるか。
(A2) 施工後の基礎の状態	施工時の地盤の乱れ等により、基礎の荷重分担に変化を及ぼさないか、あるいはその変化を事前に評価しうるか。
(B1) 補強原理	どのような原理で補強するものであるかが明確であるか。
(B2) 限界状態	補強された基礎がどのような過程、形態で降伏あるいは破壊に至るか。
(B3) 設計法	限界状態と関連付けられる工学的指標、基準値、計算モデルがセットで提案されているか。
(B4) 設計法の適用範囲	設計計算で想定した挙動が保証されるための前提条件が明らかであるか。
(C1) 耐久性	残存供用期間において、地震時の荷重伝達に支障を生じるような経年劣化等を生じないか。

表-4.3 各種現場条件に応じた耐震補強工法の適否を整理するに際しての観点

条件	耐震補強工法の適否の観点
既設橋基礎の条件	・下部構造形式、基礎形式による適否
地形条件	・施工能力・設備等により制約の有無
施工条件	・杭頭制限、用地幅、施工ヤードなどの空間的制約 ・水上施工の可否 ・地下水の状況による制約の可否 など
補強範囲の地盤の条件	・補強範囲における地盤条件の適否
周辺環境への影響	・騒音振動対策の必要性の有無 ・地下水への影響の有無 ・既設構造物への影響の有無 など

4.3 既設ケーソン基礎の終局状態と変形性能

平成8年道路橋示方書より前に設計されたケーソン基礎は、配置鉄筋量が現行道示に基づく場合に比べて少ない。このため、道路管理者が橋に要求する耐震性を有していないことが想定されるものの、その耐震性については検証された知見が少なく明確ではない。そこで、既設ケーソン基礎の耐震性能を評価するため、土中に設置した低鉄筋のケーソン模型に対し、上部構造位置に繰返し

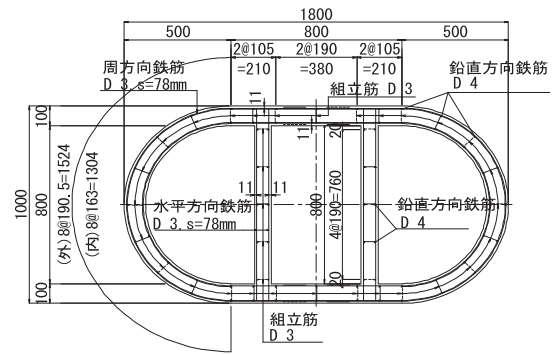
水平変位を与える載荷実験を行った。実験は、同一の諸元を有するケーソン基礎及び地盤条件に対し、橋軸方向および橋軸直角方向に載荷を行う2ケースについて行った。実験概要を図-4.1、概略配筋図を図-4.2に示す。

実験結果の例として、橋軸方向に載荷を行った場合の水平力-水平変位関係を図-4.3に示す。事前に行った解析では、ひび割れ時の水平耐力が降伏時、終局時の水平耐力を上回る結果が得られていたが、実験においても1 δ_y に至る前に荷重のピークが見られ(図-4.3、A点)、その後、若干の耐力低下が生じた。このとき、ケーソン

躯体の軟弱層(砂)と堅固な層(改良土)との土層境界付近に水平クラックが貫通し(写真-4.1)、以降は水平クラックが生じた位置で躯体が上下に分断され、上方のケーソン躯体が直接基礎のように浮上りと着地を繰り返すような挙動が確認された。このようなケーソンの挙動を図化したものを図-4.4に示す。このようになってからも急激な荷重低下を示さなかったのは、周辺地盤からの受働土圧抵抗や基礎周面摩擦力が発揮されたためと考えられる。実験終了後の状態でも、低鉄筋大断面であるため水平クラックの分散がなく、鉄筋の破断やはらみだしは確認されなかった。

また、水平荷重-水平変位関係から、履歴特性は原点指向性が強く、残留変位が生じにくいことが明らかになった。これは、低鉄筋 RC 部材においては曲げ耐力とエネルギー吸収量がともに小さいこと、周辺地盤からの受働抵抗が十分に得られたことが原因であると考えられる。周辺地盤からの受働土圧と低鉄筋断面の原点指向性により、実験後の残留変位が小さくなったものと考えられる。

以上より、低鉄筋断面であり、大地震時に脆性的な破壊が懸念される既設ケーソン基礎については、現行の設計で想定する挙動とは異なった破壊形態、支持機構に変化し、周辺地盤からの受働抵抗や基礎周面摩擦力が発揮されれば、急激な耐力低下には至らない可能性があることを明らかにした。



(単位:mm)

図-4.2 概略配筋図

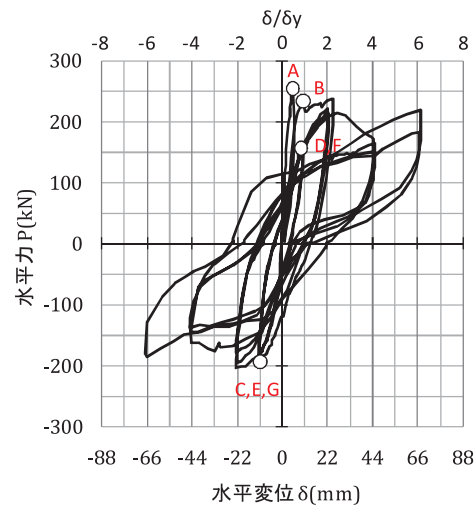
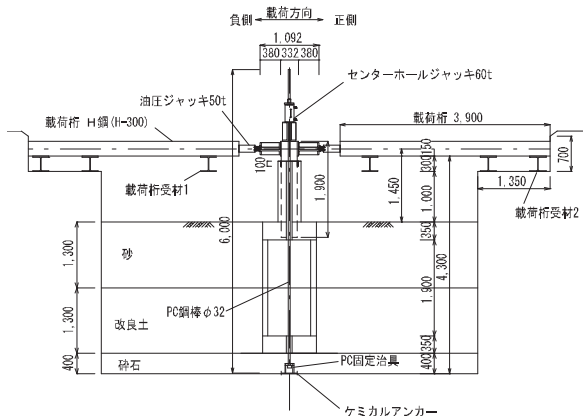


図-4.3 載荷点における水平力-水平変位関係 (橋軸方向載荷)



(単位:mm)

図-4.1 実験概要図 (橋軸方向載荷)

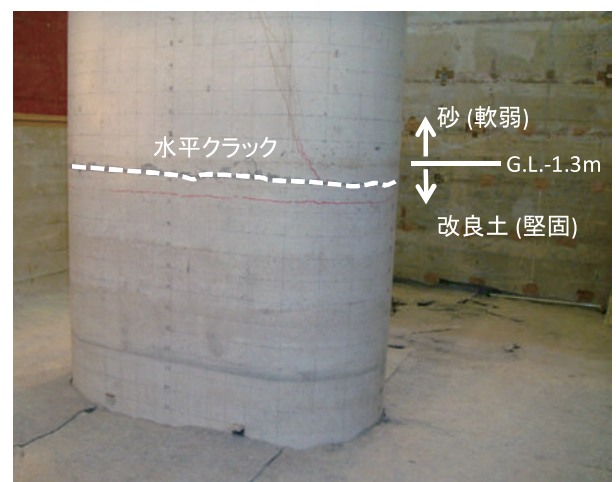


写真-4.1 実験後のケーソン模型の損傷状況 (橋軸方向載荷)

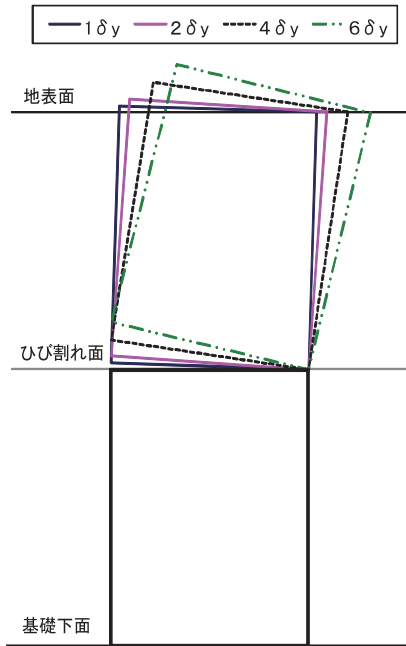


図-4.4 ひび割れ位置でのケーソンの挙動（橋軸方向荷重）

4.4 フーチングの補強方法に関する実験的研究

現在、耐震補強を行う際に、既設フーチングに対してはフーチング自身の耐力を増加させるための上面増厚や増し杭補強時の断面拡幅補強が一般的に採用されている。しかし、河川内や市街地の高架橋などでは用地の制約上、このようなフーチングの拡大を伴う補強ができない場合がある。そこで、フーチングの拡大を必要としない耐震補強法に関する基礎的な知見を得るため荷重実験を行った。ここではフーチングのせん断耐力を向上させる耐震補強法の実験のうち、鉛直方向のプレストレス導入による補強法の効果に関する実験結果を報告する。

4.4.1 実験概要

実験状況を写真-4.2に、実験概要を図-4.5に、また供試体の諸元を図-4.6に示す。供試体は4本の杭を有するフーチングであり、Case B0が無補強の供試体、Case

B1が鉛直方向にプレストレスを導入して補強した供試体である。Case B1では、フーチングのせん断耐力向上のための補強を想定し、Case B0と同様に作製したフーチング上面に掘削孔を設けてPC鋼材を挿入し、鉛直方向にプレストレスを導入した。なお、掘削からプレストレス導入までの作業は、死荷重作用下で実施した。

実験では、反力床に固定された架台上に杭下端を固定し、荷重柱のフーチング上面から1mの位置に一方向水平荷重を行った。この際、供用下における上部構造等からの死荷重を考慮するため、柱上端に死荷重相当（柱下端での軸応が1.6kN）の鉛直力（600kN）を作用させた。

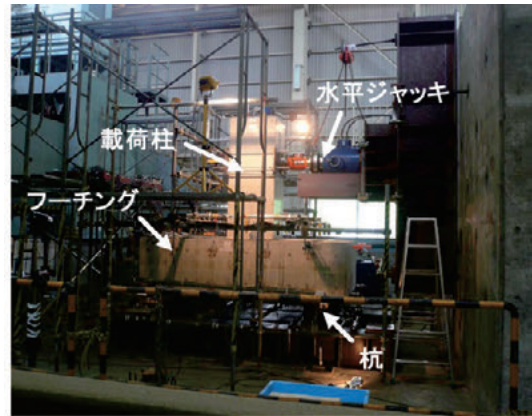
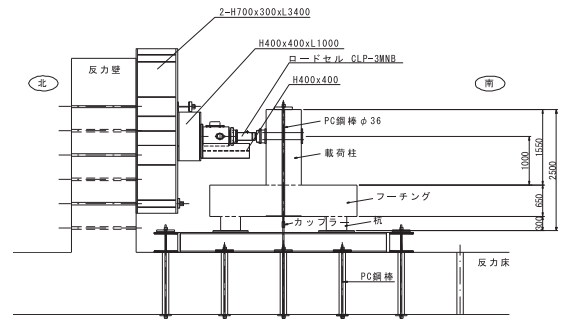
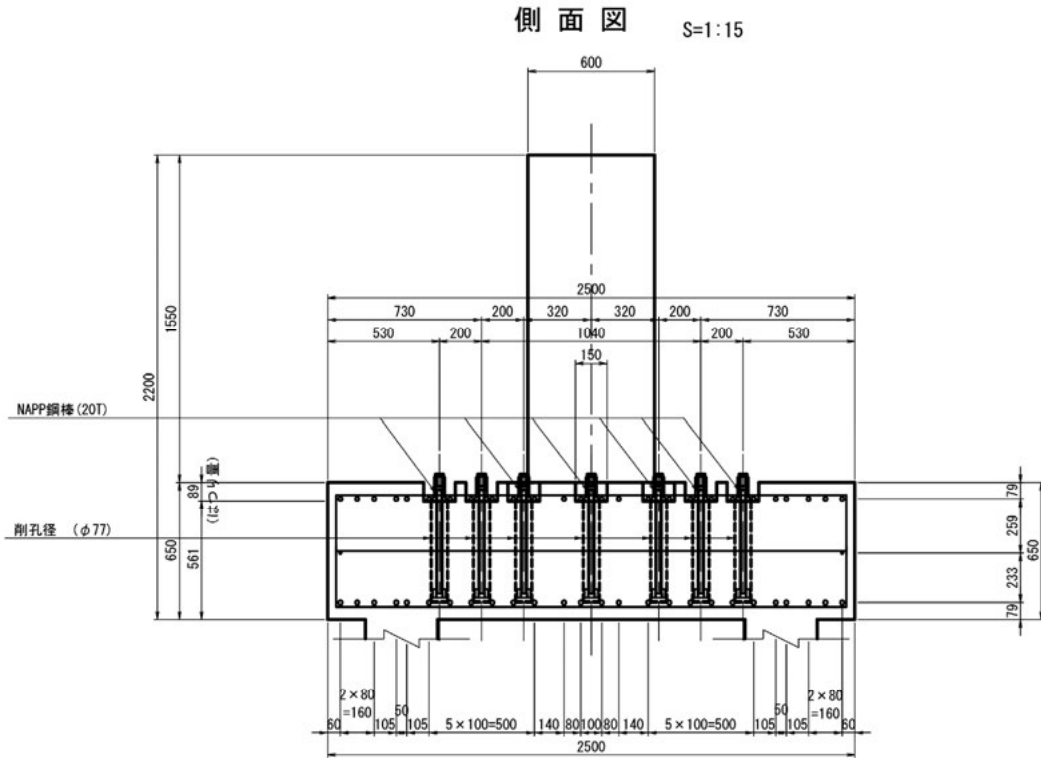


写真-4.2 実験状況



(単位:mm)

図-4.5 実験概要



(単位:mm)

図-4.6 供試体諸元 (Case B1)

4.4.2 実験結果と考察

載荷点位置での水平荷重—水平変位関係を図-4.7 に、
実験終了後の状況を写真-4.3 に示す。無補強の Case B0

は、載荷荷重が 2000kN 程度に達した時点でフーチング側面に柱付け根から杭頭に向かう斜め方向のひび割れが発生し、フーチングがせん断破壊した。なお、せん断破壊に至るまでの荷重レベルで、フーチングの上面鉄筋の一部は降伏したものの、全鉄筋が降伏するには至らなかった。このことから、Case B0 ではフーチングのせん断耐力が曲げ耐力よりも小さかったことがわかる。

一方、補強した Case B1 は Case B0 がせん断破壊した荷重程度においても Case B0 のような明確なせん断ひび割れがみられず、せん断破壊しなかった一方で、フ

ーチング上面鉄筋だけでなく下面鉄筋も含めて全ての鉄筋が降伏するという曲げ破壊型の損傷となった。すなわち、補強により破壊モードが変化した、せん断耐力が曲げ耐力を上回る結果となった。

以上から、鉛直方向プレストレスをフーチングに導入する補強法により、せん断耐力の向上に寄与する可能性があることがわかった。今後は、耐力増加のメカニズムについて分析し、設計の考え方を整理するとともに、施工上の留意点等についても検討していきたい。

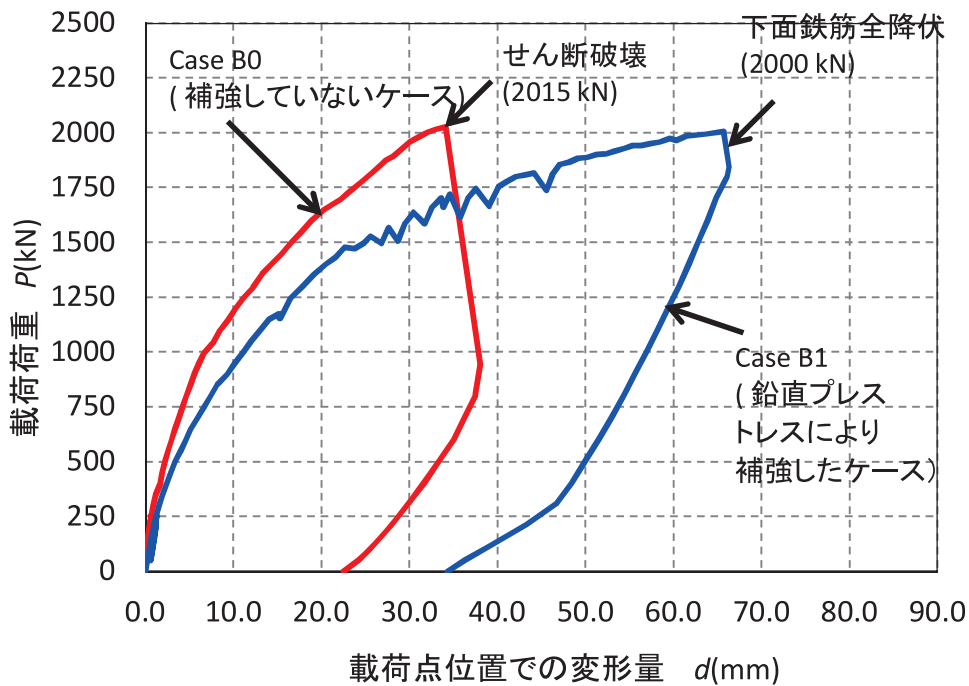
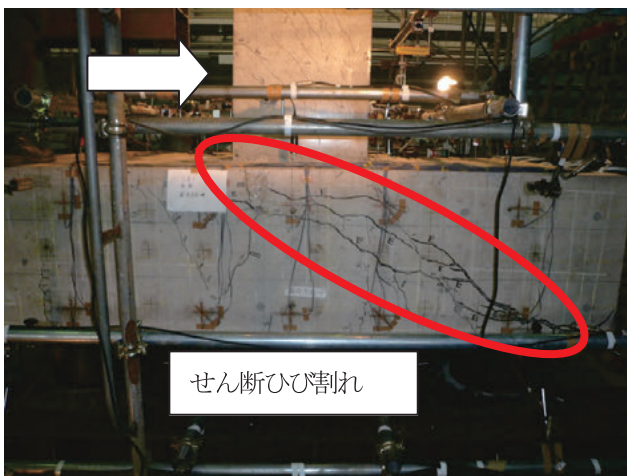
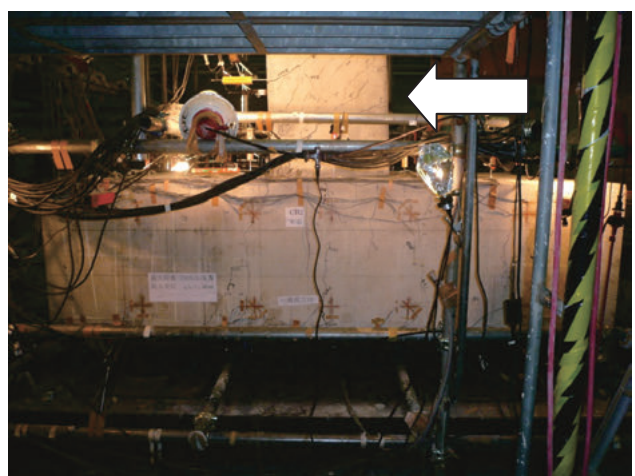


図-4.7 載荷点位置での水平荷重-水平変位関係



(a) Case B0



(b) Case B1

写真-4.3 実験終了後の状況

4.5 橋台の地震時の残留変位の簡易計算手法の検討

液状化地盤上の橋台について、遠心模型実験および数値解析を行うことで地震時挙動を把握するとともに、地震後の残留変位量を簡易に評価する手法の検討を行った。以下に直接基礎を有する橋台での検討結果を示す。

橋台とその周辺地盤の概略図を図-4.8、橋台のモデルの概略図を図-4.9に示す。橋台直下地盤のうち直接基礎からの荷重の影響を受ける範囲では、地震前より拘束圧が大きく、また、初期せん断応力の影響により地震時の繰返しせん断の作用に対しても正のダイレイタンスが發揮される傾向が強いことから、地震動の作用に対しても有効応力が低下しにくいことが想定される。検討に際しては、表面荷重を受ける有限厚さの弾性体内の応力分布に関する解析解²⁹⁾を参考に、その領域の形状を土台状として単純化し、橋台の水平変位は直下地盤の単純せん断変形により発生し、橋台の沈下は橋台の自重による直下地盤の沈下により発生すると仮定した。このような仮定に基づき、橋台の変形に寄与する荷重として、①支承反力、②橋台の自重・慣性力、③橋台背面に作用する土圧、④裏込め土の存在により橋台前後で土圧が異なることにより生じる偏載荷重、⑤基礎地盤の液状化による土圧係数の増大、の5つを考慮してモデルを構築した。このときの水平変位量 u_0 および沈下量 w_0 は式(4.1)および式(4.2)で表される。

$$u_0 = \frac{h}{2G(B+h/2)(L+h/2)}(2H+pBh) \quad \text{式(4.1)}$$

$$w_0 = \frac{h}{3G} \left\{ \frac{1}{(B+h/2)(L+h/2)} V - q \right\} \quad \text{式(4.2)}$$

ここに、 h は土台の高さ、 L は橋軸方向の橋台の底版幅、 B は橋軸直角方向の橋台底版幅、 V 、 H は躯体の慣性力等によって基礎底面から地盤に作用するそれぞれ鉛直力、水平力の総和、 G は土台のせん断剛性、 p は土台側面に作用する水平土圧、 q はフーチング下面位置（橋台前面側）の上載圧である。

これらの式を用いて、遠心模型実験結果および動的有限要素解析結果に基づいて基礎の剛性を表す G のキャリブレーションを行った。

直接基礎の橋台の場合、せん断剛性 G は、液状化層の代表初期せん断剛性 G_0 、地震動及び直接基礎直下地盤の

軟化の程度に依存すると考えられる。そこで、基盤から入力した加速度の時刻歴 $a(t)$ (t は時間) に基づく入力地震動のパラメータを Arias Intensity $I_a (= \int_0^{\infty} \{a(t)\}^2 dt)$

とし、液状化層中央における液状化強度比 R_L を地盤の軟化の程度に関するパラメータとして、正規化せん断剛性 G/G_0 を求めるための経験式として得られた結果を式(4.3)に示す。

$$\frac{G}{G_0} = \frac{1}{(1+I_a^2/50)(1+0.6/R_L^2)} \quad \text{式(4.3)}$$

液状化層厚 h により正規化した橋台変位について、式(4.1)から(4.3)より得られた予測値と遠心模型実験での実測値または FEM 解析結果とを比較した結果の例を図-4.10に示す。遠心模型実験の結果に対してやや過小評価となっているが、橋台水平変位の予測に用いる地盤反力係数は上記の式により概ね推定できるものと考えられる。

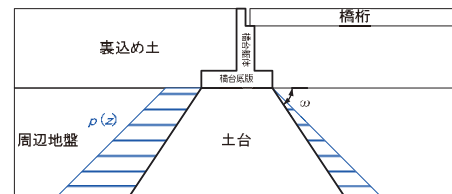


図-4.8 直接基礎橋台とその周辺地盤の概略図

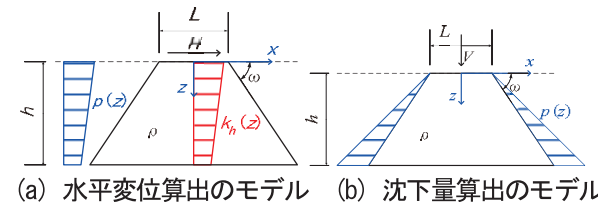


図-4.9 直接基礎橋台のモデルの概略図

4.6 まとめ

- ①各種耐震補強工法による補強効果の有無を基礎形式別に整理するとともに、既設橋の基礎形式、地形・地盤条件、空間的制約等の現場条件に応じた各種耐震補強工法の適否を整理し、これらを耐震補強工法の選定手法として提案した。
- ②現行道示と比較して設計地震力が小さく、上下面鉄筋やせん断補強筋の少ない既設フーチングを対象とし、フーチングの拡大を必要としない耐震補強法に関する

基礎的な知見を得るため載荷実験を行った。その結果、鉛直方向にプレストレスを導入する耐震補強法はフーチングのせん断耐力向上に寄与する可能性があること等、補強効果について知見を得た。

③現在の水準に比べて鉄筋量が極めて少ない既設ケーソン基礎の破壊挙動および耐震性能を評価するために載荷実験を行った。この結果、周辺地盤からの受働抵抗や基礎周面摩擦力が発揮されれば、急激な耐力低下には至らない可能性があることを明らかにした。

④地震時挙動が複雑であり、耐震性を合理的に評価することが困難な液状化地盤上の橋台について、地震時挙動を把握するための遠心模型実験および数値解析を行うとともに、地震後の残留変位量を簡易に評価するための手法について提案した。提案手法は、遠心模型実験の結果に対しては橋台の残留変位量を過小評価する傾向が見られたものの、数値解析結果に対しては概ね合理的に評価することができる。

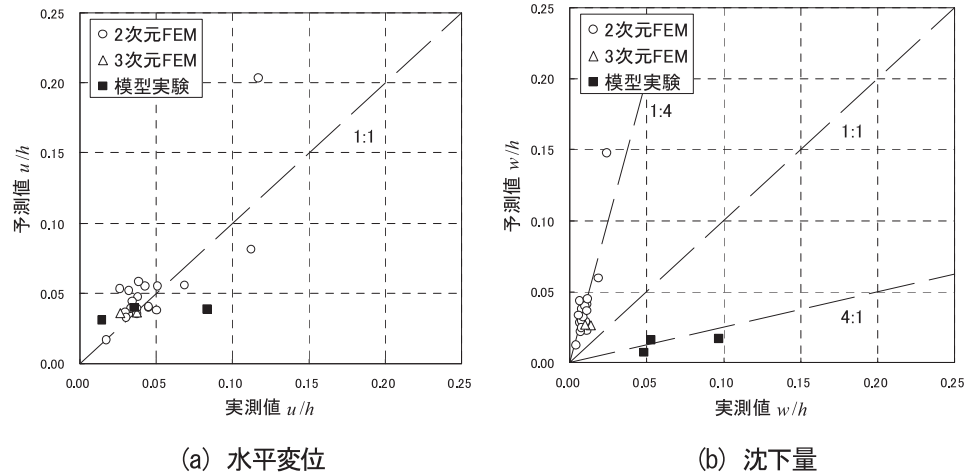


図-4.10 直接基礎橋台の予測値と実測値の比較

参考文献

- 1) 中谷昌一, 星隈順一, 白戸真大, 西田秀明, 谷本俊輔, 横幕清, 豊島孝之: 既設道路橋基礎の耐震性能簡易評価手法に関する研究, 土木研究所資料, 第4168号, 2010.
- 2) 木村孟: 二層地盤の力学性状に関する解析的研究, 土木学会論文報告集, No.162, pp.31-48, 1969.2.
- 3) 須田熈, 佐藤勝久: 複数円形等分布荷重による多層弾性体中の変位と応力の近似計算法, 港湾技術研究所資料, No.146, 1972.9.

5. 山岳道路盛土の耐震補強技術の開発

5.1 はじめに

2004年新潟県中越地震、2007年能登半島地震、2009年の駿河湾を震源とする地震等では、山岳道路盛土に多大な被害が生じ、長期間にわたり道路交通機能が失われた。このため、山岳道路盛土についても道路交通機能の低下を最小限に抑制するとともに、被災後の機能回復を迅速に行う必要があり、道路の機能および道路盛土の修復性を考慮した耐震診断技術および耐震対策技術の開発が求められている。また、道路盛土は「道路土工のり面工・斜面安定工指針」¹⁾によれば、当該盛土の重要性和復旧の難易度に応じて耐震性能を確保することとされているが、レベル2地震動に対しても土構造物である盛土に変形を一切許容しないことは合理的でないことから、新設の盛土において残留変形量により耐震性能を評価することも求められてきており、既設盛土の耐震性評価においても同様の考え方が必要である。このため、山岳道路盛土の合理的かつ経済的な耐震診断法・耐震補強法の提案を目的に、現地調査や模型実験等を通じて検討を行ってきた。

5.2 山岳道路盛土の耐震診断法の検討

膨大な数の道路盛土について、合理的かつ経済的な耐震診断を行うためには、段階的に危険箇所を絞り込むような効率的なスクリーニングを行う必要がある。ここでは、過去の地震による被害事例を分析し、効率的なスクリーニング方法および簡易な耐震診断手法の検討を行った。

5.2.1 山岳道路盛土の大規模崩壊要因分析

2004年新潟県中越地震、2007年能登半島地震等の大規模地震において被災した道路盛土の被害事例を収集・整理し、道路盛土の大規模な崩壊に与える盛土条件、地形条件を検討した。ここで、被害規模については次のように区分した。

- ・小被害：補修、修繕等の維持管理で対応可能な被害
- ・中被害：片側通行などの通行規制を実施した被害及びこれに準じた被害
- ・大被害：通行止めを実施した顕著な被害

盛土被害の傾向を整理すると以下のとおりであった。

- ① 盛土高が高いほど大きい被害を受けやすい傾向があった。(図-5.1(a))
- ② 両盛土(傾斜地部)、両盛土(溪流横過部)、片切・片盛部等の、地山から盛土内に水が浸透しやすい地形条件での被害が大きい。(図-5.1(b))
- ③ 能登有料道路における大規模崩落が生じた箇所においては、盛土のり尻付近において地下水位が高い傾向があり、盛土内水位の有無が盛土の被災規模に影響を与えた可能性が考えられる。(図-5.2)
- ④ 地山勾配について、盛土背面の勾配よりのり尻の勾配が緩い傾向が高いほど、被害の割合が高い傾向が見られた。(図-5.3)

のり先構造物が無い場合において被害の割合が高い傾向が見られ、のり先構造物は盛土のり尻の変形を抑制する効果が高い可能性が考えられる。(図-5.4)

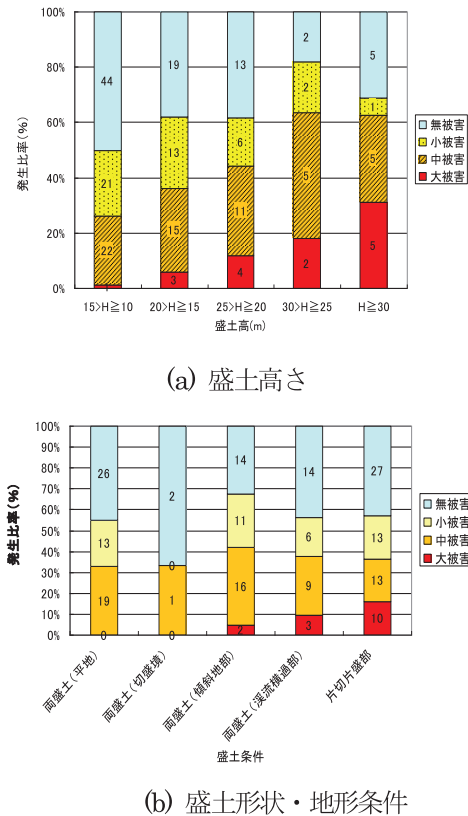


図-5.1 盛土構造と被害の関係

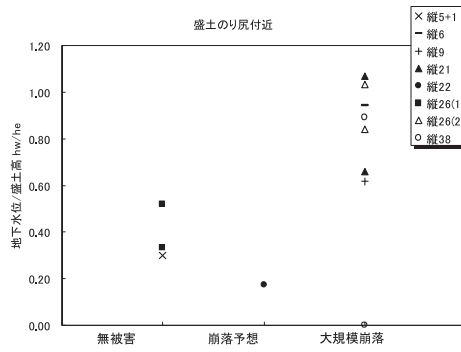


図-5.2 被害程度と地下水位との関係
(能登有料道路の例)

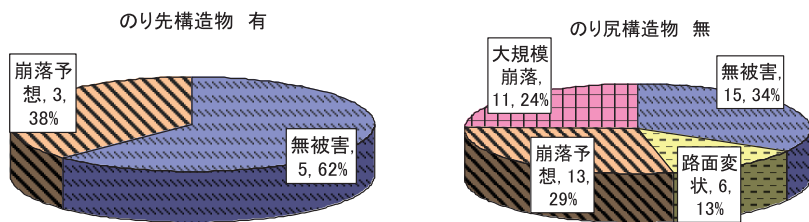


図-5.3 のり先構造物の有無による被害状況の違い

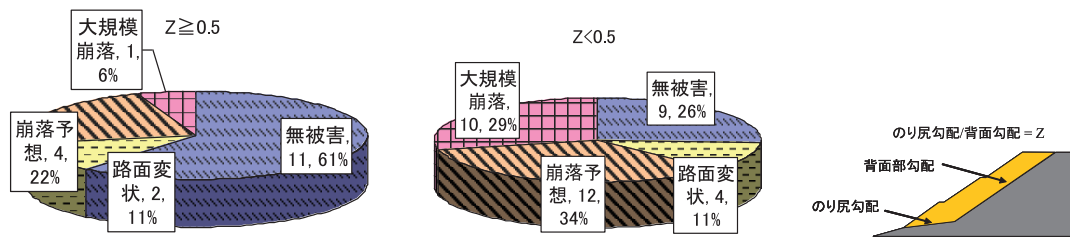


図-5.4 地山勾配による被害状況の違い

5.2.2 数量化理論による要因分析

既往の地震における被害・無被害盛土を対象として数量化理論第Ⅱ類を用いて、大規模崩落に及ぼす要因を分析するとともに、耐震診断手法の検討を行った。数量化分析の対象は、既往の地震において被害が生じた区間に存在した盛土の内、「① 集水地形上」かつ「② 盛土高 10m 以上」の条件に該当する盛土とした。

なお、盛土延長の長い箇所、1 箇所の盛土で被害・無被害に分かれる箇所については、その状況から 2~3 区間の盛土として分割している。分析に用いるアイテムは、既存資料²⁾などからデータを得やすいと考えられる盛土高、盛土区分、盛土形状、のり先勾配、地山勾配、のり尻構造物の有無を用いることにした。

ここで、盛土区分については、「平成 8 年度道路防災総点検要領 (豪雨・豪雪等)」³⁾に準じて、「片切・片盛部」、「両盛土 (溪流横過部)」、「両盛土 (傾斜地部)」の

3つのカテゴリーに分類した。盛土形状については、盛土のり面長 l 、道路延長 L 、盛土のり面の鉛直投影面積 S の関係を図-5.5 に示すフローで判断し、4つのカテゴリーに分類することとした。また、図-5.6 に示すように、地山勾配は文献 3) にならい盛土両のり尻を結んだ線の勾配として、のり尻勾配は盛土のり先部の地山勾配でそれぞれ定義した。 l 、 L 、 S は図-5.7 に示すように定義した。 l/L は、盛土形状が細長いほうが盛土側面の摩擦抵抗により壊れにくいことを表すパラメータで、この値が大きいくほど安全となる。 $S(l \cdot L)$ は、盛土のり先形状が閉じていると盛土側面の拘束により崩壊しにくいことを表すパラメータで、この値が小さいほど安全となる。

表-5.1 に、数量化解析の結果得られた、各カテゴリーのスコア、各アイテムのレンジを示す。カテゴリースコアが大きいくほど崩壊に影響を与える要因であり、レンジは各アイテムに属するカテゴリースコアの最大値と最小値の差であり、値が大きいくほどそのアイテムの崩壊に与

える影響度が高いことを示している。これより、のり先勾配、盛土高、盛土区分、盛土形状の危険度、のり先構造物の有無、地山勾配の順で崩壊に与える影響が大きいことが分かる。

図-5.8に崩落、未崩落のサンプルスコアの頻度分布を、また図-5.9に崩落・未崩落を判別する区切り位置とその時の各群的中確率を示す。これは、あるサンプルスコアを区切り位置とした場合、崩落についてはサンプルスコア以上の累積頻度を、未崩落についてはサンプルスコア以下の累積頻度を示している。これより、崩落・未崩落の閾値として1程度を用いると、崩落と未崩落的中率は85%程度となる。今後はさらに他の被災事例を加え、特に盛土材料の影響等についても検討する必要がある。

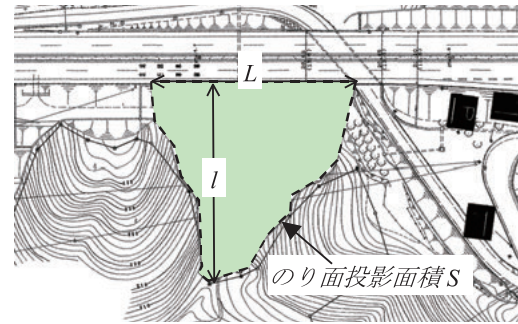


図-5.7 パラメータの定義

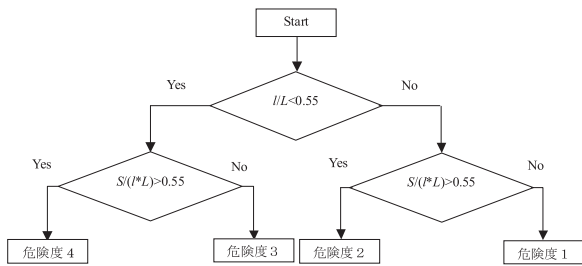


図-5.5 盛土形状の判定フロー

表-5.1 被害の有無に関する分析結果

アイテム	カテゴリー	スコア											レンジ			
		影響小	-1.25	-1.00	-0.75	-0.50	-0.25	0.00	0.25	0.50	0.75	1.00		1.25	影響大	
盛土高	15m > H ≥ 10m															1.406
	20m > H ≥ 15m															
	25m > H ≥ 20m															
	30m > H ≥ 25m															
	H ≥ 30m															
盛土区分	両盛(平地部)															1.235
	両盛(切盛境)															
	両盛(傾斜地部)															
	両盛(渓流積溜部)															
	片切盛部															
盛土形状の危険度	危険度 1															0.882
	危険度 2															
	危険度 3															
	危険度 4															
のり先勾配	φ ≥ 10°															1.608
	10° > φ ≥ 5°															
	5° > φ															
地山勾配	10° ≥ φ															0.562
	20° ≥ φ > 10°															
	φ > 20°															
のり先構造物	有															0.610
	無															

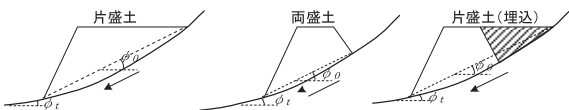


図-5.6 地山勾配 (φ₀) とのり先勾配 (φ_r) の定義

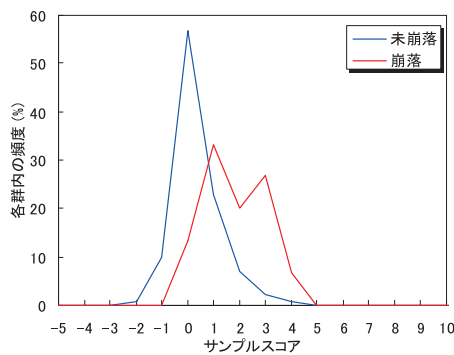


図-5.8 サンプルスコアの頻度分布

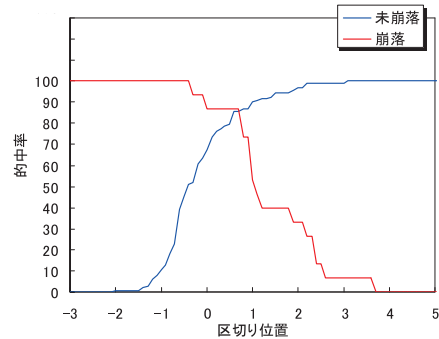


図-5.9 各群的中確率

5.2.3 既設山岳盛土の耐震診断法の提案

2009年8月に発生した駿河湾地震による東名高速道の沢埋め部の盛土崩壊を踏まえ、国土交通省では直轄国道において2009年11月より盛土の緊急点検を行っている。この緊急点検にあたり、上記の成果を踏まえて耐震診断方法を整理した点検要領を提案した。

点検は、膨大な数にのぼる山岳盛土について、効率的かつ経済的に実施する必要があるため、適切な条件を設定し段階的なスクリーニングによる絞り込みが重要な作業となる。したがって、提案した診断方法では図-5.10に示すように①現地調査箇所の抽出(机上調査)、②現地踏査、③簡易現地調査および判定の3段階で実施することとした。

机上調査での抽出条件は、前記の分析結果で得られた山岳盛土の大規模崩壊の要因および東名高速道の盛土の崩壊要因を考慮して設定して、①盛土高、②集水地形、③盛土材料の3つの条件にすべて該当するものとした。

現地踏査では、周辺から盛土内に水が供給されている可能性を推定する外観調査(排水施設の健全性、湧水の状況、親水性植物の繁茂等)を行い、湧水または湧水のおそれを確認した箇所において簡易現地調査を行うこととした。

簡易現地調査では、簡易動的コーン貫入試験等で盛土

材料の強度について調査するとともに、サウンディング孔を利用して盛土内の地下水位を確認し、図-5.11の簡易現地調査による判定の流れにしたがって、①要詳細調査、②重点監視(降雨時要水位観測)、③重点監視(定期観察)に分類することとしている。

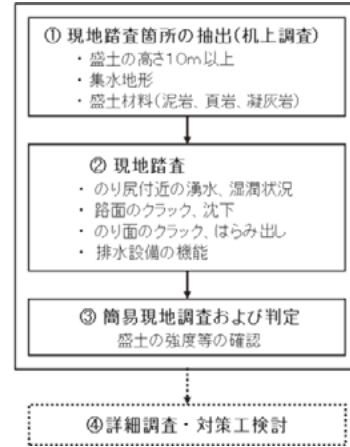
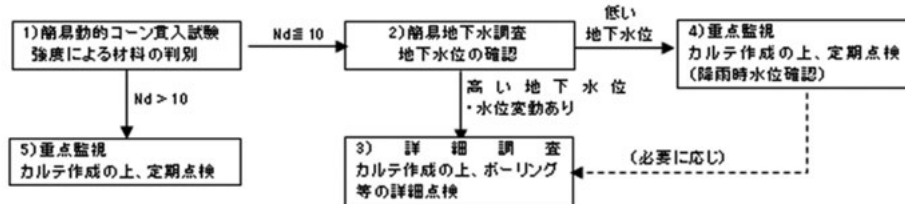


図-5.10 盛土の緊急点検の流れ



※定期点検は、梅雨時期、秋雨時期等を考慮し、年1～2回の頻度で降雨後に実施する。

図-5.11 簡易現地調査による判定の流れ

5.3 山岳道路盛土の耐震補強法の検討

新設盛土の耐震性の確保や既設盛土の耐震診断の結果を踏まえた耐震補強を行う必要がある。ここでは、被災事例における要因分析を踏まえ、遠心模型実験により崩壊に対する盛土内水位等の影響や耐震補強効果に関する検討を行った。

5.3.1 模型実験による対策検討

盛土の締固め度(Dc: 82%, 85%, 92%)、盛土内水

位(無対策について、盛土高1/3の位置での盛土厚に対する水位: 約3/4, 1/2, 1/3を目安に調整)、対策工(基盤排水層、横ボーリング、ふとんかご、押え盛土、トレンチ)をパラメータとして遠心模型実験を行い、それぞれの影響を確認した。実験模型は、試料に山砂(江戸崎砂: 湿潤密度 $\rho_s=2.732\text{g/cm}^3$, 細粒分含有率 $F_c=9.4\%$)を用いて、のり面勾配1:1.8で所定の盛土高まで作製し、高さ100mm毎に小段を設けた。地山は石膏で作製し、のり先の地山勾配は 5° とし、盛土背面の地山勾配は 30° で段切りを施して作製した。

(1) 盛土内水位の影響

図-5.12 に盛土の変形量と締固め度の関係を示す。締固め度 85%、90%では天端沈下量、水平変位量ともに限定的であるが、締固め度 82%では大規模崩壊が生じていることが分かる。

図-5.13 に、盛土の変形量と盛土内水位との関係を示す。ここでは盛土高 1/3 の位置での盛土厚に対する浸透水位の差でのり尻水位を表した。のり尻の水位を下げることで変形量を抑制できることが確認でき、盛土内水位が大きく影響していることが実験でも検証することができた。本実験で用いた盛土材は限定的ではあるが、大まかな目安としてのり尻の水位が盛土厚の 1/3 程度より低い状態であれば、大規模崩壊には至らないものと推察された。ただし、基礎地盤が液状化地盤の場合には、地盤の液状化により基礎地盤ごと大きく崩壊し、のり尻水位の低下による盛土の変形抑制効果を確認できるような結果は得られなかった。

盛土を新設する場合、適切な排水施設を設けて盛土内への浸透水による水位に対応する必要がある。図-5.14 は盛土のり肩沈下量と底面排水層敷設長との関係を示しており、底面排水層長とのり面長との比を横軸とした。図からのり面長の 1/2 程度まで底面排水層を敷設し、のり尻付近の浸透水位を低下させることで盛土の変形が抑制されていることがわかる。

以上の結果から、盛土のり尻付近の浸透水位を下げることで、より効果的に盛土の残留変位を小さくできる可能性がある。ただし、基礎地盤の液状化が生じる場合には、盛土内水位を低下させるとともに、基礎地盤の対策も必要であると考えられる。

(2) 対策効果の検討

図-5.15 にのり肩沈下量の残留値を示す。また、写真-5.1 に加振終了後の状況の例を示す。横ボーリングによる排水（以下、排水ボーリング）を行った場合は盛土内水位が抑えられ、写真に示すようにのり尻の流動や天端沈下量が小さくなった。無対策とふとんかごでは、盛土内水位はほぼ同じ条件でのり肩沈下量はほとんど同じであるが、写真に示すようにふとんかごによる押え効果により盛土のり尻の水平変位が減少し、崩壊には至っていない。実験では、ふとんかご同士を連結していないためふとんかご間で滑動が生じたが、連結すればより高い押え効果が発揮できるものと考えられる。また、ふとんかごの設置位置は、のり先に設置して裏込めを行っており盛土内水位を下げるにはあまり効果がなく、可能であればのり尻部を掘削してより盛土内部に設置する、あるいは排水ボーリングを併用することがより効果的であると考え

る。押え補強盛土単独では盛土内水位が高くなりやすいため抑止効果は小さいが、排水ボーリングを併用することで改善が図られ変形量を抑えられ、崩壊における水の影響が大きく排水ボーリングが効果的であることが分かる。この実験では、押え補強盛土の締固め度を既設盛土に合わせて 82%に設定したが、十分な締固めを行うことで対策効果が高まる可能性があると考えられる。トレンチは、のり尻部を掘削すると崩壊するおそれがある場合を想定して盛土外部に設置したが、効果は見られなかった。

上記の遠心模型実験結果について、山岳道路盛土の耐震性能評価手法としてのニューマーク法の適用性を検討した。

図-5.16 は、ニューマーク法による地震時の滑動変位量から求まるのり肩部の沈下量と実験におけるのり肩沈下量との関係を示している。全体的には、ニューマーク法によるのり肩沈下量の方が実験におけるのり肩沈下量よりも大きい傾向にあり、特に、締固め度が高い場合に顕著となる。実際の盛土は、繰返し応力による変形の累積性、軟化性などの非線形性を示すため、剛・完全塑性体を仮定するニューマーク法は厳密な方法ではない。

しかしながら、実験における盛土内水位や耐震補強工に対する地震時残留変位の違いをニューマーク法により定性的には表現できていると考えられる。

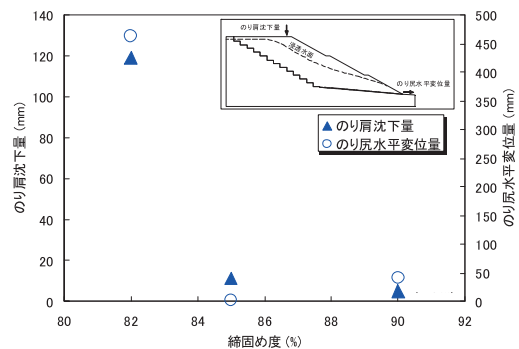


図-5.12 締固め度と盛土沈下量の関係

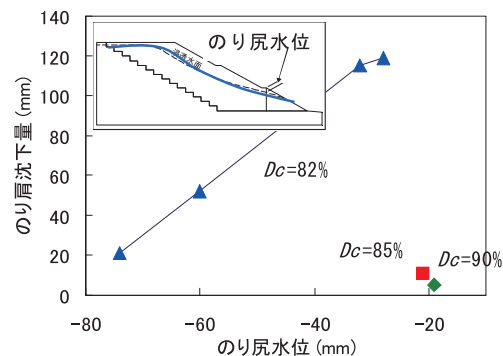


図-5.13 のり尻部の盛土内水位と盛土沈下量の関係

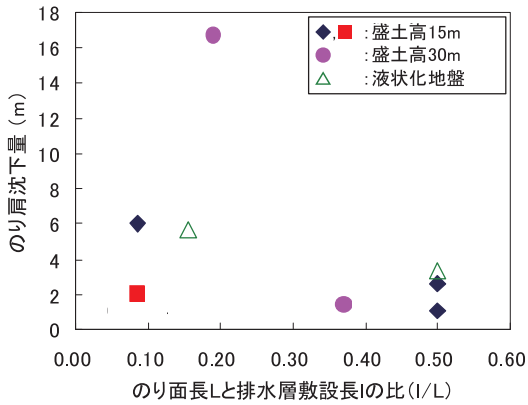


図-5.14 盛土変形量と底面排水層敷設長の関係

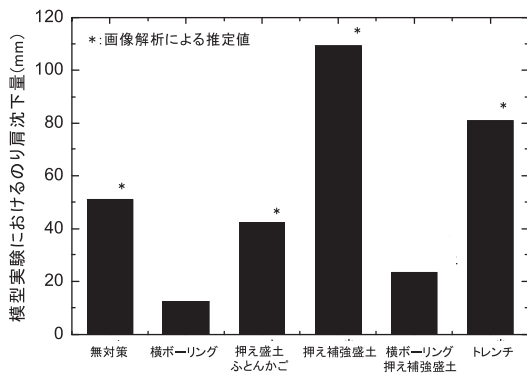


図-5.15 のり肩沈下量の残留値
(*は画像解析により推定)

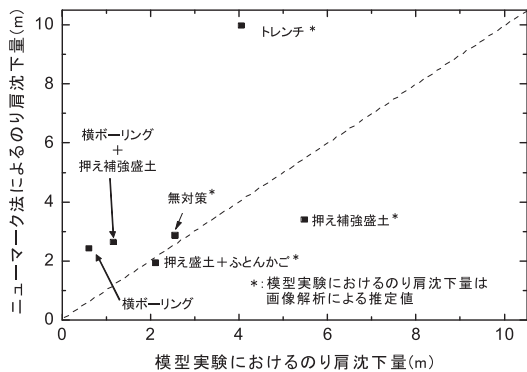
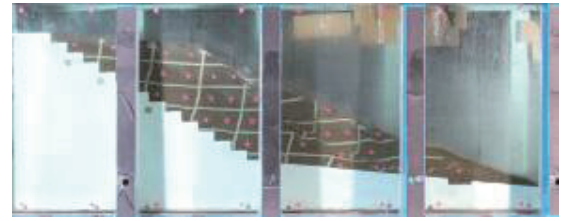


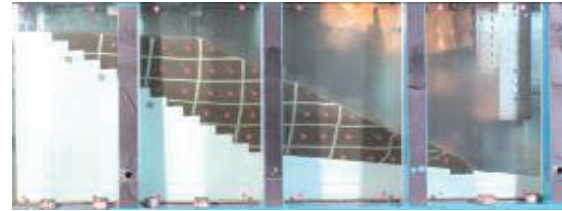
図-5.16 ニューマーク法によるのり肩沈下量と
実験におけるのり肩沈下量の関係
(* 模型実験による地下量は画像解析により推定)

5.3.2 既設山岳盛土の耐震補強法の提案

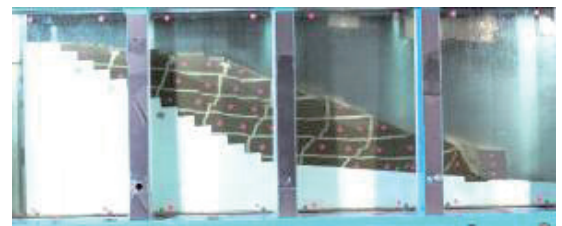
5.2.3 で述べたように、盛土の緊急点検にあたり耐震診断方法を整理した点検要領を提案したが、「要詳細調査」と判断されるものについては、現地の詳細調査を行い対策の必要性や対策方法の検討を行い、必要な補強を実施



(a)無対策



(b)排水ボーリング



(c)ふとんかご

写真-5.1 加振終了後の状況

する必要がある。このため、上記検討結果を踏まえ、「詳細調査及び耐震対策の考え方」を提案した。

詳細調査では盛土内水位を把握することを主として行い、簡易現地調査および詳細調査の結果、盛土内水位が観測位置ののり尻からの高さの 1/3 程度を目安とし、水位が高い場合には対策を実施し低い場合には「重点監視（盛土内の水位観測）」とした。対策工法としては、大規模な崩壊による甚大な被害を防止する観点から、「排水ボーリング」や排水性の高いふとんかご等の「のり尻補強工」といった排水対策を優先的に検討し、対策実施後は効果を継続的に確認するため「重点監視（盛土内の水位観測）」に位置づけ、盛土内の水位変動を継続的に確認することとした。

5.4 まとめ

過去の被災事例や模型実験を通じて、山岳道路盛土の大規模崩壊の要因分析を行った結果、盛土高、締固め、盛土内水位が大きく影響することを確認した。この結果は、本研究の期間中に発生した、2009 年の駿河湾地震での東名高速道路盛土の崩壊を受けた盛土の緊急点検における点検要領として、地形条件等によるスクリーニング手法、サウンディングおよび簡易水位観測による耐震診

断法として提案し、実務で活用されている。

また、模型実験を通じ、排水ボーリングによる水位対策やふとんかご等によるのり尻補強工の効果を確認し、上記緊急点検を踏まえた大規模崩壊を防止する観点での耐震補強法の考え方を提案し、上記緊急点検以降の対応の考え方として国土交通省において活用されている。

一方、2011年3月に東北地方太平洋沖地震が発生しており、本地震における被災地域内にも上記緊急点検の対象となっている盛土が存在している。このため、本地震を踏まえたフォローアップを行っていく必要がある。また、本研究における検討は、地下水位をベースとした検討であり、今後はさらに降雨による表面浸透の影響を踏まえた降雨・地震の複合作用を考慮した検討を進めていくことも必要である。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会:道路土工のり面・斜面安定工指針(1999)
- 2) 能登有料道路復旧工法検討委員会:平成19年3月25日能登半島地震「能登有料道路復旧工法検討委員会―土工部会―報告書」、平成20年4月
- 3) 道路保全技術センター:「平成8年度道路防災総点検要領(豪雨・豪雪等)」、1996.

6. 記憶型検知センサーを用いた地震被災度の推定手法の開発

6.1 はじめに

大規模な地震が発生した場合、道路橋などのライフラインの構造物の被災状況の把握とそれに基づく災害時道路ネットワークの確保は、地震直後の救急救命活動、被災者の避難、救援物資輸送等の震後対応において極めて重要である¹⁾。現状では、大規模地震時の構造物の被災の有無の検知や被災程度の把握、使用可能性などの判断は、専門家による外観からの目視判定に頼らざるを得ないのが現状であり、被災度の定量的な判定基準がないこと、土中・水中、夜間時等の目視が困難なケースが少なくないこと、限られた人員による状況把握には特に被災が広域的に多発した場合に多大な時間を要することなどの課題点がある。こうした背景から、大規模地震による橋梁の損傷を迅速かつ客観的に検知・判定できる技術の開発が必要とされている。

目視に頼らない損傷の検知手法としては、重錘等を用いて与えた衝撃から得られた固有振動数の変化率からその損傷度を推定する手法が提案されている²⁾ほか、常時微動を用いる手法も研究されている^{3) 4)}。また、長大橋など特殊な橋梁では、建設時より加速度計等のセンサを複数設置し、地震時の挙動を直接的にモニタリングできるようになっているものがあり、近年ではそれらのデータを地震発生時に回収・分析してリアルタイムに表示するシステムなども提案されている⁵⁾。

このような既往の技術はあるものの、本研究では、一般的な既設道路橋を対象とし、より広域的な被害を迅速に把握すること、汎用的に使うための低コスト化や設置の簡略化等をポイントとし、地震被災度を迅速かつ客観的に判定するための橋梁の地震時被災度判定手法の開発を行った。

6.2 被災度判定手法

本研究で開発する橋梁地震被災度判定システムは、道路管理者が地震発生後に実施する緊急巡視点検の際に利用することを想定している。地震による橋梁の被害としては橋脚、特に単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の被害が多いこと、また、橋脚の被害は地震後の橋梁の使用可能性に大きな影響を及ぼすことから、主として単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の被害を検知することを目的とし、

その要求性能を以下のように設定した。

- ① 地震直後に橋梁の地震被災度判定が可能である。
- ② センサが小型で設置、取り扱いが容易である。
- ③ センサの製作および設置が安価である。
- ④ 道路管理者が緊急巡視点検車から降りずに情報を収集できる。
- ⑤ 停電に対して非常用のバッテリーを備えている。

①は、本手法の目的であり、最重要な要求性能である。②および③の要求性能は、既設橋梁への設置を念頭においたシステムであることから、小型で取り扱いや設置が容易であり、かつ、安価であることとした。

④および⑤の要求性能は、センサで得られた被災情報を緊急巡視点検の際に確実にかつ簡便に把握できるようにするための性能である。一般に震後の緊急点検では、車を走行させて、往路は道路が走行可能か否かを点検するため、点検を迅速に実施するためには道路管理者が緊急巡視点検車から降りることなく情報を収集できることが要求される。また、センサは、常時は電源が供給されて駆動するが、地震後には、停電により電源の供給が絶たれる可能性がある。こうした事態が生じると、緊急巡視点検車が現地に到着した際に橋梁の被災情報が収集できないため、これに対応するために、非常用電源を備えることとしたものである。

ここで、地震被災を判定する技術の開発が重要となるが、これに関しては加速度センサに基づく手法^{6) 7)}、光ファイバ等のひずみ・変位センサに基づく手法^{8) 12)}等がある。橋梁の地震後の使用可能性等は、局所的な損傷程度よりも橋梁全体の被災程度により判断されることから、本研究では、橋脚天端に設置する加速度センサにより計測される応答加速度による手法を用いることとした。

本システムの構成を図-6.1に示す。これは、子機(被災度判定センサ)、中継器、親機からなる。図-6.2に子機の試作機を示す。子機には、センサ、センサの観測記録の変換を行うAD変換器、計測結果に基づく被災度を演算・判定するためのマイクロコンピュータ、データを収録するメモリ、無線通信機、非常用バッテリーを内蔵している。橋脚の損傷度をセンサにより検知する子機は橋脚天端に設置し、子機で得られた橋脚の損傷度を表示する親機は緊急巡視点検車の車中に設置する。中継器は、無線により子機から親機にデータを転送するために、必要に応じて用いられる。

なお、震後の緊急巡視点検は、道路を走行することにより行うことが基本となっているため、ここではそれを支援するシステムとして緊急巡視点検の際に車中において情報を収集するシステムとしたが、本システムを発展

させて、センサ情報を最寄りの道路管理事務所等へ自動的に集約、表示するシステムとすることも可能と考えられる。これについては、今後、さらなる技術開発やコスト面の検討等が必要である。

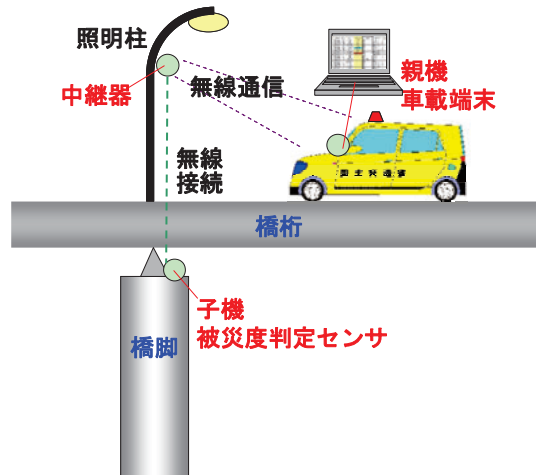
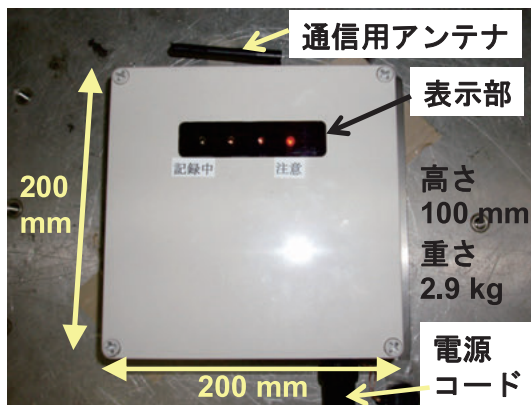
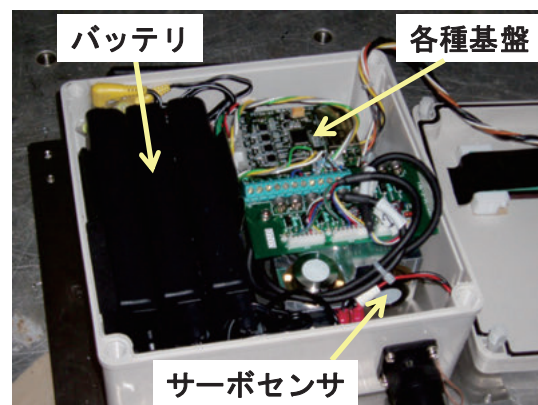


図-6.1 地震被災度判定システムの構成



(a) 外観



(b) センサ内部

図-6.2 地震被災度判定センサ（子機）の試作機

6.3 被災度判定手法の開発

被災度判定手法の開発のために、柱基部で曲げ破壊する鉄筋コンクリート（RC）橋脚模型に対して実施された振動台加震実験結果を分析した。分析対象としたのは図-6.3 に示すような実験セットアップにより加震された円形、正方形、長方形断面を有する RC 橋脚模型 9 体に対する 33 ケースの加震である¹³⁾。

図-6.4 は、RC 橋脚模型に対する振動台加震実験から得られた入力地震波、橋脚天端の応答を示した結果である。主要動によって橋脚模型に大きな応答変位が生じた後は橋脚天端の応答加速度、応答変位に固有周期が増加

する特性が見られる。こうした特性を定量的に評価するために、橋脚天端で観測された応答加速度に対する時系列的な推移を考慮した高速フーリエ変換（FFT）解析による卓越周期を橋脚の固有周期として算出し、その変化を求めることとした。この結果も図-6.4 に示している。これによれば、主要動が入力されて橋脚が大きく応答すると、固有周期は初期の値から大きく増加し、その後、応答の減衰につれて固有周期はやや低下するが、最終的な値は初期値に比べて大きくなる事が分かる。

こうした特性を定量的に評価するために、ここでは 1 質点系の振動モデルを仮定し、構造物の復元力特性に弾完全塑性型の骨格曲線を用いて、損傷前後の周期の変化と最大応答塑性率 μ_{QEEDM} の関係を次式のように与え

ることとした。

$$\mu_{QEDDM} = \frac{d_{r,\max}}{d_y} = \left(\frac{T_d}{T_0} \right)^2 \quad (6.1)$$

ここで、 $d_{r,\max}$ は最大応答変位、 d_y は降伏変位、 T_0 、 T_d はそれぞれ損傷前後の固有周期である。ただし、被災した後の固有周期 T_d は一般には橋脚の履歴特性に依存するため実際には式(6.1)とは異なる。これに関しては次式のように構造特性補正係数 α を設定し、これを実験結果に対する分析から定めることとした。

$$\mu = \alpha \cdot \mu_{QEDDM} \quad (6.2)$$

推定応答塑性率 μ は構造物の損傷度合いに密接な関係があるため、これにより構造物の被災度を推定する。

表-6.1に柱基部で曲げ破壊するタイプのRC橋脚を例に被害の程度とその損傷イメージを示す。これまでの研究によれば、昭和55年以降の基準により設計された柱基部で曲げ破壊するタイプのRC橋脚では、応答塑性率が3程度までは曲げひび割れ程度の損傷が生じ、応答塑性率が5~8程度になるとかぶりコンクリートの浮きや軽微な剥落が見られるようになり、これ以上の変形によりかぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋の座屈、帯鉄筋のゆるみ等の損傷が生じることが明らかになっている。一方、昭和55年以前の基準によるRC橋脚は、これより小さい応答塑性率で損傷が生じる。

これまでの実験データに基づき、被災度判定において被害の程度を「大」と判定する応答塑性率としては、適用基準によって図-6.5のように設定した。なお、実験データやパラメータが十分ではない点もあることから、今後、実被害とのキャリブレーション等を行うことにより、調整する必要のある値であるため、ここでは暫定提案とする。

被災度を判定するフローを図-6.6に示す。センサは常時、応答加速度を計測し、メモリ上にバッファしている。ユーザーが設定した計測開始トリガを検知すれば、そこから10秒さかのぼった点をデータ収録開始点として、それから180秒間のデータ(応答加速度)を収録する。固有周期の時系列的な変化を求めるためのFFT解析の演算時間(以下、FFT演算時間と呼ぶ)は、実験データの分析結果に基づき、5秒とした。

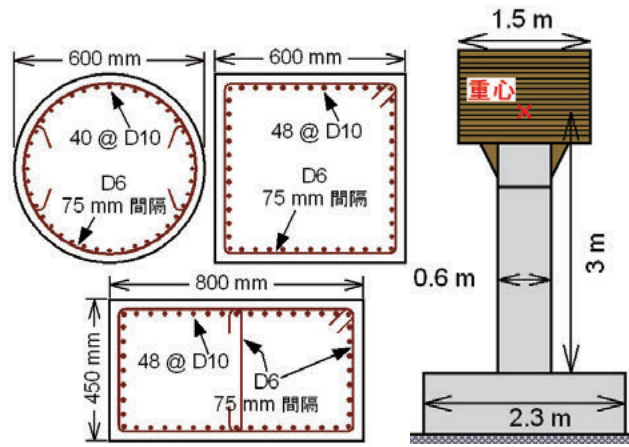
被災度判定センサでは、計測完了後、FFT解析を行い、

被災前の健全な状態の初期固有周期 T_0 と地震後の被災した状態の固有周期 T_d から式(6.2)に基づいて応答塑性率を推定し、これに基づき橋脚の被災度を判定する。

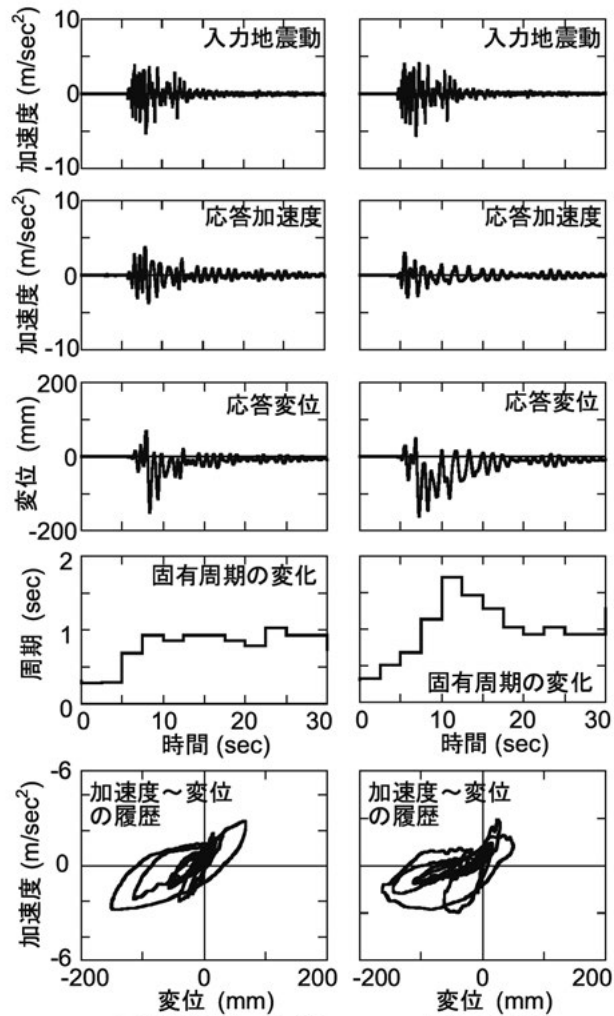
ここで、 T_0 、 T_d をどのように定義するかが重要である。本研究では、 T_0 はセンサの設置時などに常時微動や交通振動による橋脚の常時振動をあらかじめ計測した結果に基づき定めることとし、 T_d については、地震終了判定トリガを最後に下回った時刻の固有周期とした。

計測開始トリガについては、6.4に示す実橋梁における常時の交通振動に対する計測結果をもとに、片振幅で50galとした。また、地震終了判定トリガについては振動台実験結果の分析をもとに50galとした。

図-6.7は、本提案手法による応答塑性率の推定精度と式(6.2)における補正係数 α との関係を示した結果である。図中には、 $\alpha=1.5$ 、1、0.5に相当するラインを示している。このラインよりも下にあれば、本手法による応答塑性率は実際よりも大きな値を推定していることになり、安全側の評価をすることになる。図に示した実験結果の統計的分析からは $\alpha \approx 0.6$ となる。ただし、実橋脚に適用する場合には、橋梁の位置する路線の重要度等から道路管理者が当該橋梁の地震時の管理レベルを設定し、図-6.7の関係をもとに α の値を適切に定めることが望ましい。例えば、損傷を見過ごすことが許容されないような重要度の高い橋梁に対しては $\alpha=1$ とすることが考えられる。



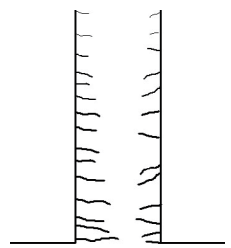
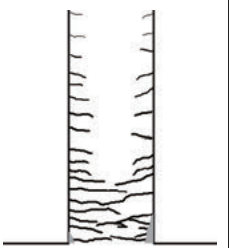
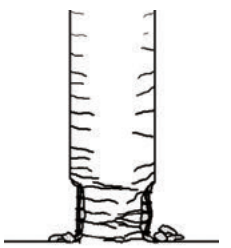
(a) 模型の断面の例 (b) 円形断面模型のセットアップの例
図-6.3 RC 橋脚模型



(a) 円形模型 (X 方向) (b) 長方形模型

図-6.4 RC 橋脚模型の地震応答と固有周期の変化

表-6.1 RC 橋脚の被害の程度と損傷イメージ (柱基部曲げ破壊タイプ)

被害の程度	小	中程度	大
損傷のイメージ			
	曲げひび割れの発生	かぶりコンクリートの浮き・軽微な剥落	かぶりコンクリートの剥落 軸方向鉄筋の座屈 帯鉄筋のゆるみ

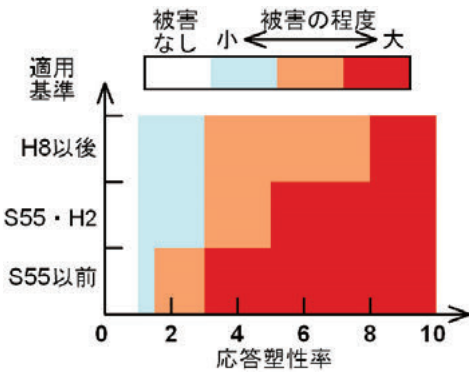


図-6.5 適用基準に応じた被災度判定法の提案

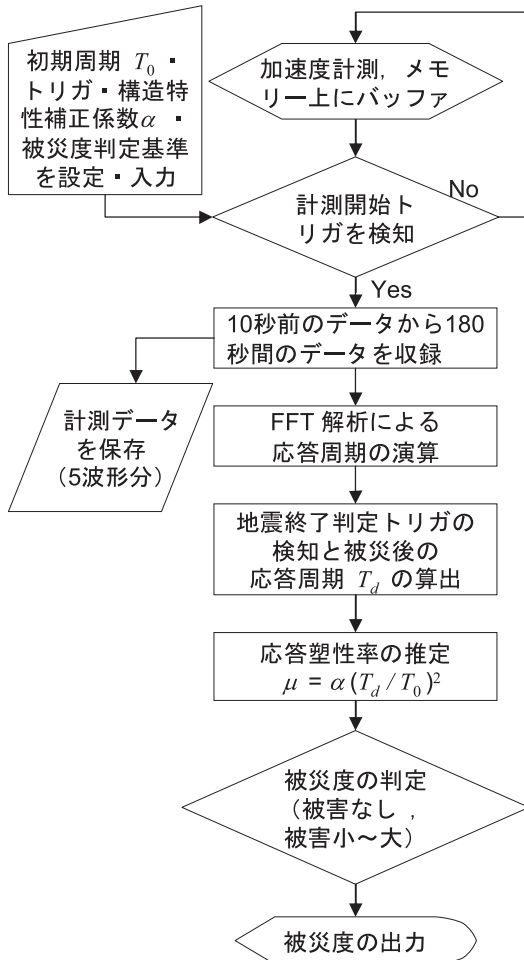


図-6.6 被災度判定フロー

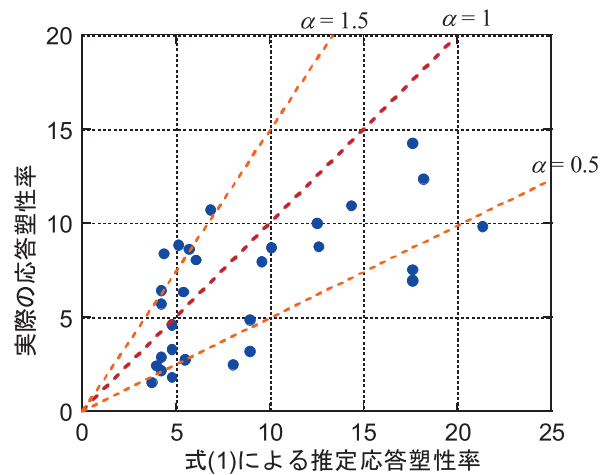


図-6.7 被災度判定手法の精度と構造特性補正係数 α

6.4 被災度判定センサによる実橋梁における計測実験

被災度判定センサの運用上の課題の抽出、計測開始トリガ、地震終了判定トリガの合理的な設定、交通振動等が本システムに及ぼす影響の把握を目的として、3 径間連続橋の固定橋脚（2 橋脚）に被災度判定センサを設置し、交通振動による橋脚の水平振動の計測を行った。計測では、橋脚天端の橋軸方向、橋軸直角方向、上下方向の 3 成分の加速度を計測した。1 回の計測時間を 120 秒とし、これを 1 橋梁に対して 40 回行った。

図-6.8 に地震被災度判定センサにより橋脚天端で計測された応答加速度の両振幅を示す。これによれば、橋脚 A では橋軸方向、橋軸直角方向に対して振幅にして 9～18 gal、6～15 gal の応答加速度が計測された。橋脚 B では、橋軸方向、橋軸直角方向に対して振幅にして 3～6 gal、2～5 gal の応答加速度が計測された。以上より、交

通振動による橋脚天端の最大水平加速度は両振幅で最大でも 20 gal 程度であると言える。

図-6.9 は、120 秒間のデータ（12000 データ）に対するフーリエ解析の結果から得られた橋脚天端の固有周期を示した結果である。これより、交通振動により橋脚の固有周期を検出できること、交通状況によっては検出された固有周期にばらつきが含まれる場合もあることが分かる。各橋脚の固有周期を 40 個のデータの中央値として求めると、橋脚 A の固有周期は橋軸 (X)、橋軸直角 (Y) 方向に対してそれぞれ 0.25 秒、0.32 秒、橋脚 B の固有周期は橋軸 (X)、橋軸直角 (Y) 方向に対してそれぞれ 0.23 秒、0.2 秒である。

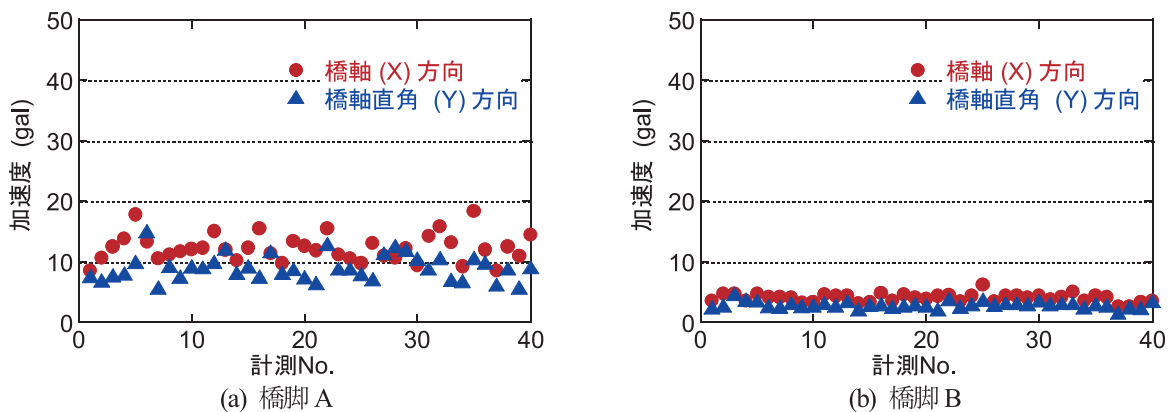


図-6.8 橋脚天端で計測された両振幅の加速度

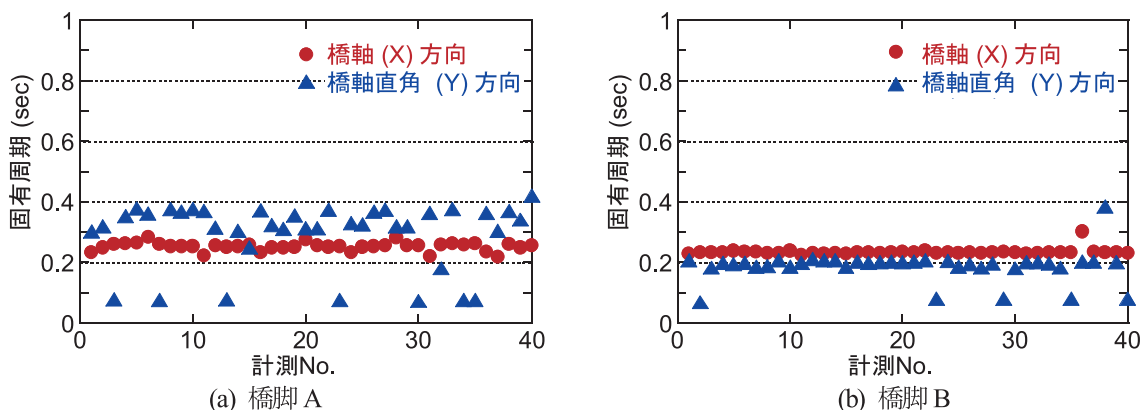


図-6.9 橋脚の初期固有周期

6.5 まとめ

本研究は橋梁の地震被災度を客観的かつ迅速に判定するための技術の開発を目標とし、単柱式鉄筋コンクリート (RC) 橋脚の被災の有無の検知、被災程度の推定を可能とする技術を開発するために、損傷による RC 橋脚の固有周期の変化に着目して、RC 橋脚模型に対する振動台実験の分析を行った。以下に、本研究から得られた成果を示す。

① RC 橋脚に対する振動台加震実験から、主要動が入力されて RC 橋脚が大きく応答するときに固有周期は増加し、最終的な値は初期値に比べて大きくなる。この特性と適用された設計基準ごとに応答塑性率と損傷の関係から、RC 橋脚の被災の有無および程度を判定する手法を開発した。

② 柱基部で曲げ破壊するタイプの RC 橋脚の振動台実験結果を本手法によって分析し、地震終了判定トリガを大きくすれば応答塑性率を大きめに推定する傾向があること、入力地震動の特性の影響は地震終了判定トリガを 50 gal 程度以下にするとほぼ無視できること、高速フーリエ変換 (FFT) 解析の演算時間 (FFT 演算時間) の影響は大きくないことを示した。これらと実橋梁の計測結果から、計測開始トリガ及び地震終了判定トリガを 50 gal とすることを提案した。FFT 演算時間は、小さく設定する方が時々刻々の変化をよく表すことができることから 5 秒とすることを提案した。

③ 柱基部で曲げ破壊するタイプの RC 橋脚に対しては、本手法では実際の応答塑性率の 2 倍程度の応答塑性率を推定するケースが多く、本研究で対象とした実験結果に基づけば、構造特性補正係数 α は 0.6 である。実際に橋梁に適用する場合には、橋梁の位置する路線の重要度等から管理者が当該橋梁の地震時の管理レベルを設定し、図-6.7 の関係をふまえて、例えば、損傷を見逃ごすことが許容されないような重要度の高い橋梁に対しては $\alpha = 1$ とする等、構造特性補正係数 α の値を設定することが出来る。

参考文献

- 1) (社) 日本道路協会：道路震災対策便覧 (震災復旧編)、2007。
- 2) 関雅樹、西村昭彦、佐野弘幸、中野聡：RC ラーメン高架橋の地震時損傷レベルの評価に関する研究、土木学会論文集、No.731/I-63、pp. 51-64、2003。
- 3) 上半文昭、目黒公郎：微動測定を利用した地震時構造物損傷度検査手法に関する実験的研究、第 11 回日本地震工学シンポジウム講演論文集、pp. 1975-1980、2002。
- 4) 上半文昭、目黒公郎：鉄道構造物の振動診断を目的とした非接触微動測定法の開発、第 27 回土木学会地震工学論文集、CD-ROM No.272、2003。
- 5) 忽那幸治、鹿野善則、芦塚憲一郎、大保直人、山野辺慎一、河野哲也：伊勢湾岸自動車道木曾川橋における地震時挙動観測とその活用、第 27 回土木学会地震工学論文集、CD-ROM No.181、2003。
- 6) 近藤益央、運上茂樹、足立幸郎：固有振動数による鉄筋コンクリート橋脚の損傷度評価、第 2 回地震時保有耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp. 287-290、1998。
- 7) 小林寛、運上茂樹、加納匠：加速度センサを用いた道路橋の地震時被災度判定手法の開発、土木学会地震工学論文集 Vol. 28、CD-ROM No.23、2005。
- 8) 倉嶋利雄、薄知規、田中郁昭、佐藤昌志：光ファイバ歪みセンサを用いた構造物歪み分布評価法、地震工学研究発表会講演論文集、Vol.24、pp. 397-400、1997。
- 9) 呉智深、高橋貴蔵：光ファイバと複合繊維を用いた混合センサによる損傷検知、コンクリート工学年次論文集、Vol.24、No.1、pp. 1647-1652、2002。
- 10) Chen, G., Mu, H., Pommerenke, D. and Drewniak, J. L.: Damage Detection of Reinforced Concrete Beams with Novel Distributed Crack/Strain Sensors, Structural Health Monitoring, Sage Publications, Vol.3 (3), pp. 225-243, 2004。
- 11) 曾根原宏一、横山功一、原田隆郎、田名部菊次郎：PVDF フィルムを用いた地震被災検知センサーに関する実験、「振動と運動の制御」シンポジウム講演論文集、(社) 日本機械学会、Vol.2005、No.9、pp. 444-448、2005。
- 12) 運上茂樹、足立幸郎：TRIP 鋼棒センサーを用いた地震被害の記憶特性、第 1 回日本地震工学研究発表・討論会梗概集、日本地震工学会、pp.236、2001。
- 13) 運上茂樹、堺淳一：鉄筋コンクリート橋脚模型に対する振動台加震実験結果の分析に基づく橋梁地震被災度判定手法の開発、土木研究所資料、第 4135 号、2009。

- 14) 土木学会 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：
阪神・淡路大震災調査報告、土木構造物の被害、橋
梁、1996.

7. 震災を受けた道路橋の応急復旧技術の開発

7.1 はじめに

6. に示したように大規模な地震が発生した場合、道路橋などのライフライン構造物の被災状況の把握とそれに基づく災害時道路ネットワークの確保は、極めて重要である。道路橋の被災が発見された後は、必要に応じて道路橋の機能を応急的に確保するために修復が行われる。

地震後の被災調査・被災診断、応急復旧や本復旧工法の選定に関しては、兵庫県南部地震の経験を含む過去の震災経験を反映した道路震災対策便覧(震災復旧編)¹⁾が活用されている。一方、平成16年10月に発生した新潟県中越地震では、主要幹線道路において橋の被災発見後、被災診断、復旧工法の選定、復旧工事の実施に約1週間を要し²⁾、この間通行止めを余儀なくされるという事例が見られ、機能回復に要する時間の重要性が再認識されたところである。また、本震発生後1週間程度の間に規模の大きな余震が頻発したため、応急復旧作業を中断せざるを得ない状況がたびたび発生した。このため、被災発見後、本復旧工事を実施するまでの間の橋の耐震性(安全性および供用性)を確保するために、即効性のある復旧工法を用いて迅速かつ合理的に橋の機能回復を図るための応急復旧技術の開発が必要とされている。

こうした背景から、本研究では、道路橋に対する迅速かつ効果的な応急復旧工法を開発することを主たる目標とし、これまでの大規模地震において被災事例の多い鉄筋コンクリート(RC)橋脚を対象に、損傷したRC橋脚を早期に応急復旧する工法に要求される事項の明確化並びに迅速かつ効果的な応急復旧工法の提案及び提案工法的设计法の構築を行った。

7.2 RC橋脚に対する即効性のある応急復旧工法

7.2.1 即効性のある応急復旧工法に求められる事項

本研究で開発する応急復旧工法による復旧は、地震により損傷したRC橋脚に対して本復旧工事を実施するまでの間の耐震性(安全性及び供用性)を確保することを目的としている。本工法で対応する損傷レベルとしては、橋脚の軸耐荷力は残存し、柱として自立しており、かつ水平耐力についても著しい低下のない段階までを想定することとした。こうした点を踏まえ、本研究で提案する応急復旧工法に対する要求事項は以下のとおりとした。

- ① 余震による脆性的な破壊を防止すること
- ② 施工管理が容易であること
- ③ 1日程度で復旧作業が完了すること
- ④ 重機等による施工を必要としないこと
- ⑤ 資材は長期間、備蓄可能なこと
- ⑥ 本復旧工事において支障とならないこと

上記の①、②は性能確保の観点からの要求事項である。①の脆性的な破壊を防止するためには、せん断破壊を防止すること、あるいは塑性変形能を確保すること、もしくはその両者を確保することが必要となる。また、②は復旧後の品質を確保するという観点から重要である。これについては、作業に特殊な技術を要しないことも要求される。③、④は応急復旧の作業において迅速、簡便であることを要求するものである。⑤は平成16年の新潟県中越地震の例では修復資材の調達にもある程度の時間を要したという報告がある³⁾ことから、震災後にすぐに利用できるように、例えば橋を管理する事務所や「道の駅」等に資材を長期間備蓄できるようにするための要求事項である。さらに、⑥は本復旧工事の段階において、応急復旧により施した処置が逆に支障になることのないようにするための要求事項である。

本研究では、特に③に着目して、以下の速乾性材料を用いた炭素繊維シート巻立て工法と機械式定着繊維バンド巻立て工法を提案した。

7.2.2 速乾性材料を用いた炭素繊維シート巻立て工法

本工法は、従来型の炭素繊維シート(CFS)巻立て工法において、使用する材料に速乾性のメチルメタクリレート(MMA)樹脂を用いて復旧に要する時間を1日以内とする工法である。一般的な工程は以下に示すとおりであり、修復された断面の概要および修復作業の様子を図-7.1に示す。

1. 損傷したコンクリートの除去、修復部の清掃
 2. 下地処理剤(プライマー)の塗布
 3. モルタル等による断面修復
 4. 不陸修正材(パテ)等による表面不陸の修正
 5. 樹脂系の含浸接着剤によるシートの貼り付け
(複数層のシートを巻く場合にはこれをくり返す)
 6. 耐候性のための表面仕上げ
- 一般には工程2～5では、材料が乾くまでそれぞれ1日程度の養生期間が必要であるため、作業完了まで3～5日程度を要するが、提案工法では、断面修復材、下地処理剤(プライマー)、不陸修正材(パテ)、含浸接着剤に

MMA 樹脂系材料を用いることにより、各工程の養生時間を1時間程度にして、全体工程を1日程度におさめる点がポイントである。

本工法では、CFS を接着剤により橋脚躯体に貼り付けるため、十分なせん断補強効果が期待できる。また、曲げ破壊するタイプにも CFS による横拘束効果による変形能向上が期待されたが、これに関しては、後述の実験により、CFS が破断するため、大きくは期待できないことが明らかになった。

断面修復には樹脂モルタルを用いる。これは、練り混ぜに用いられる水が CFS の接着性に悪影響を及ぼすことから CFS を巻立てる場合には一般にはセメント系のモルタルは適さないためである。樹脂モルタルは、粘性が高く、手でこねながら損傷断面に塗り込めることから、その充填性はそのたびの施工に依存するため、品質管理が難しいという欠点がある。材料試験によれば弾性係数、圧縮強度に大きなばらつきが生じたことも報告されており³⁾、実際の施工においても弾性係数、圧縮強度が適切に確保されるかの懸念がある。

本工法の作業は、一般の CFS 巻立て工法と変わらないため、特殊な技術は要さない。また、CFS は軽いため、施工には重機を要さない点も要求事項を満足する。ただし、一般には樹脂系の材料は品質保証期間が6ヶ月程度とされており、長期の備蓄には不向きである。

7.2.3 機械式定着繊維バンド巻立て工法

本工法は、断面修復は超速硬性無収縮モルタルにより行い、断面修復後に繊維バンドを機械式定着によって巻立てる工法である。本文ではこれを機械式定着工法と呼ぶ。一般的な工程は以下に示すとおりであり、修復された断面の概要を図-7.2に示す。

1. 損傷したコンクリートの除去、修復部の清掃
2. 下地処理剤（プライマー）の塗布
3. モルタル等による断面修復
4. 機械式定着による繊維バンドの巻立て

本工法では、繊維バンドを橋脚躯体に接着しないため、せん断耐力補強の観点からは CFS 巻立て工法よりも劣ると考えられるが、曲げ破壊する場合には、繊維バンドの横拘束効果による塑性変形能の向上が期待できる。

断面修復に用いるのはセメント系のモルタルであるため、樹脂系のモルタルに比べて施工性がよく、品質管理も比較的容易である。なお、緊急の復旧工法の観点からは重要度は高くないが、MMA 樹脂モルタルよりも廉価な点も利点として挙げられる。

繊維バンドを巻立てる作業は、簡単な作業であり特殊な技術は要さない。また、繊維バンドは、CFS と同様に軽いため、施工には重機を要さない点も要求性能を満足する。さらに、本工法で用いた材料は、用いる繊維材によっては紫外線による劣化等があるため、備蓄には紫外線を防ぐ等の対策が必要な場合もあるが、こうした対策を施せば、ある程度長期間備蓄可能な材料である。また、本復旧工事の段階においては、繊維バンドを取り外すことも可能であり、本復旧工法の選定に制約をもたらすものではない。

7.2.4 即効性のある応急復旧工法の効果

提案する応急復旧工法の効果を検証するために、柱基部に曲げ損傷が生じた橋脚模型3体に対して提案工法による応急復旧を行い、復旧された模型に対して振動台加震実験を行った。以降、本文では損傷を生じさせる実験を損傷実験、提案工法による復旧後の模型に対する実験を復旧実験と呼ぶ。

本実験に用いた3体の配筋、セットアップ、加震条件は異なるが、加震後の柱基部の曲げ破壊による損傷は同程度であり、かぶりコンクリートの剥落、軸方向鉄筋のはらみ出しが生じたが、軸方向鉄筋の破断は生じていない段階である。これらの模型のうち、速乾性材料を用いた CFS 巻立て工法を2体に、機械式定着繊維バンド巻立て工法を1体に適用した。CFS 巻き立て工法については、巻立て層数の影響を調べるために、1層巻き、2層巻きとした。ここでは、CFS を1層巻立てた模型を模型 A、2層巻立てた模型を模型 B、機械式定着繊維バンド巻立て工法を適用した模型を模型 C と呼ぶ。

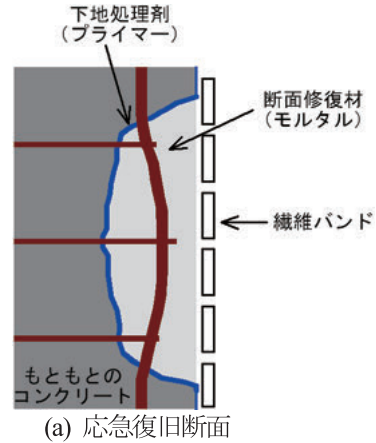
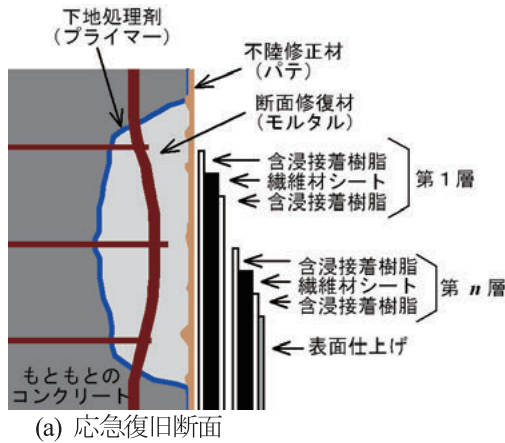
復旧実験では、弾性レベル加震として振幅を10%とした加震を行った後、2段階の非線形レベル加震を行った。非線形レベル加震では、損傷実験における最大加震の振幅を本震とし、本震の約70%レベルの加震と100%レベルの加震を行った。復旧実験後の最終損傷状況を図-7.3に示す。図-7.4には各模型の最大強度の加震の際の水平力～水平変位の履歴を示す。ここでは、同じ地震動強度を入力させた場合の損傷実験と復旧実験の履歴を比較している。

速乾性材料による CFS 巻立て工法の場合には、その巻立て層数に関わらず本震の70%強度の余震を想定した加震によってシートに軽微な破断が生じた。本震と同強度の加震では図-7.3に示すように CFS が破断し、断面修復材が圧壊、剥落した。一方、機械式定着繊維バンド巻立て工法の場合には本震の70%強度の余震により

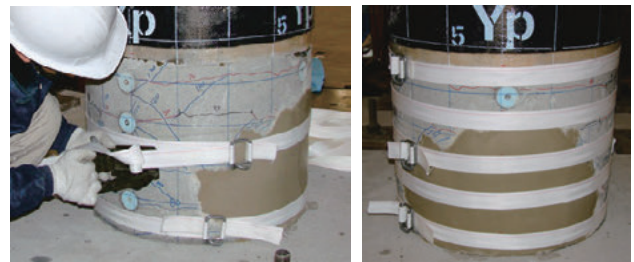
断面修復材にひび割れが生じ、繊維バンドのひずみが最大で0.01に達し、バンドがわずかにほらみだした。本震と同強度の加震では断面修復材の損傷は大きくなったが、バンドの伸び能力が高く、破断しなかったため、断面修復材は剥落しなかった。

図-7.4によれば、いずれの工法の場合にも、大きな塑性変形が生じた段階（例えば、水平変位が100 mm程度の段階）では、損傷実験と修復実験における水平力は同

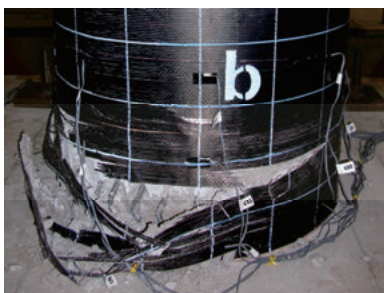
程度であるため、曲げ耐力としては健全な状態と同程度の耐力が確保されると言える。応答変位としては、損傷を生じさせた実験よりも30%程度大きくなるケースもあるが、修復された橋脚はいずれも安定した地震応答を示しており、こうした応急復旧により損傷前とほぼ同程度の耐震性を確保できたと考えられる。



(b) 修復作業の様子と復旧後の柱基部
図-7.1 速乾性材料を用いたCFS巻立て工法



(b) 修復作業の様子と復旧後の柱基部
図-7.2 機械式定着による繊維バンド巻立て工法



(a) 模型 A (CFS 1層巻き)

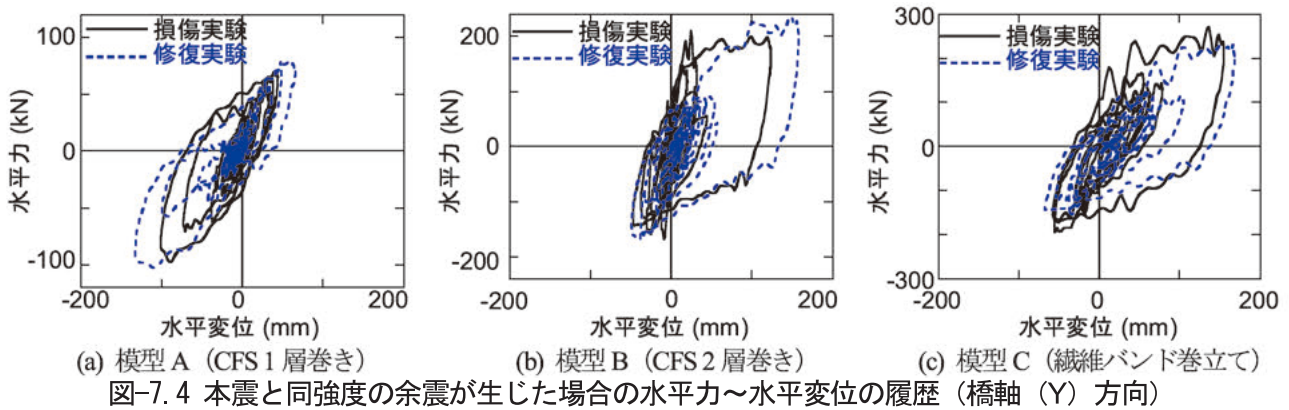


(b) 模型 B (CFS 2層巻き)



(c) 模型 C (繊維バンド巻立て)

図-7.3 復旧実験後の損傷状況



7.2.5 要求事項の観点から見た提案工法の評価

上述した要求事項の観点から実験結果をふまえて、2つの提案工法を評価した。この結果を表-7.1に示す。

余震に対する応急的な安全性の確保の観点では、せん断損傷を防止し、耐力を確保する観点では CFS 巻立て工法の方が優れていると考えられる。機械式定着工法によるせん断補強効果については、これに着目した検討を7.3に示すように別途行っており、十分な補強効果を確認した。塑性変形能を確保する観点では、CFSは本震相当の加震によって生じたレベルの大きな応答変位が生じると破断したため、機械式定着工法の方が優れている。

施工管理による品質確保の観点からは、樹脂系モルタルを用いない機械式定着工法の方が優れている。復旧時間に関しては、機械式定着工法の方が短い。重機を用いないという観点では、いずれの工法も同じである。長期間の備蓄に関しては、樹脂系の材料の品質保証期間が短いいため、樹脂系の材料を用いない機械式定着工法の方がよい。

本研究で特に注目している、損傷の発見から1日以内で応急復旧を完了するという観点からは特に③、⑤が重要であり、これらに関しては、繊維バンドの機械式定着工法の方が優れており、実用化に適していると考えられる。

7.3 機械式定着繊維バンド巻立て工法のせん断補強効果に関する検討

本研究で提案する機械式定着繊維バンド巻立て工法の実用化に向けた検討として、せん断補強効果に関する実験を行い、破壊のメカニズム、耐荷力特性を明らかにし、復旧設計法を確立することとした。

実験では、せん断破壊する RC 橋脚模型に対して正負

繰り返し載荷実験により図-7.5のようにせん断破壊を生じさせたあと、提案工法で応急復旧し、再度、実験を行った。対象としたのは、表-7.2に示す正方形断面1体と長方形断面2体の RC 模型である。ここで、バンドの補強量としては、体積比にして0.25%～1.23%の範囲で変化させて、補強量の影響を調べることとした。補修時間は8時間程度を要した場合もあったが、1日で復旧作業は完了した。なお、補修時間の約半分は断面修復に要した時間であり、この工程に要する時間を短縮できれば、より迅速に橋脚の機能回復が可能と考えられる。

繊維バンドとしては、素材としての弾性係数、破断強度がそれぞれ70.5 kN/mm²、2920 N/mm²であるアラミド繊維バンドを用いることとした。これを織ってバンドとした場合には、バンドとして織った繊維材が軸方向変形量の増加とともに締まっていくために、引張力～変位関係における徐々に接線剛性が高くなり、繊維材の引張力～変位関係は下に凸の曲線となった。破断強度は619～702 N/mm²、破断ひずみは3～4%程度であった。

本工法の効果及びバンドの補強量の影響を調べるために、損傷を受けた模型を提案工法により修復した後の模型に対して正負繰り返し載荷実験を行った。水平力～水平変位履歴の比較を図-7.6に、最終損傷状況を図-7.7にそれぞれ示す。

これらによれば、補強量に関わらず、いずれの模型も水平変位がある程度増加すると、いわゆる曲げ降伏するタイプの橋脚と同様に、その後は耐力がやや増加するかおおむね一定となり、その後、載荷点高さに対する水平変位の比（ドリフト）が4～5%になるまで耐力はおおむね維持された。その後、最終的には柱基部における曲げ破壊となった。実験後には、いずれの模型でも柱基部付近は丸みを帯びてふくらみ、軸方向鉄筋はバンドによる拘束によって特に角部で複雑に座屈し、柱基部のコンクリートは圧壊してぼろぼろになったが、このような状態になっても、バンドによる補強効果により安定した変形

能を確保できた。繊維バンド体積比 ρ_{band} が最も小さかった模型E ($\rho_{band}=0.25\%$)では、最終段階ではバンドが破断したが、この模型においてもドリフトが5%程度までは安定した曲げ破壊性状を示したことから、この程度の補強量で所要の効果が得られると考えられる。

今後、より規模の大きな模型等に対する実験データの蓄積は必要と考えられるが、ここでは、以上の検討結果をもとに、設計上の安全余裕度も考慮してバンドの必要巻立て量を暫定的に、0.5%とすることを提案する。

これによれば、たとえば、断面幅が3mの実大橋脚に対しては、厚さ1.8mmのバンドを2層のスパイラル巻きにすれば、 $\rho_{band}=0.5\%$ を確保できる。断面幅 b が4mの場合には、厚さ2.4mmのバンドが必要となるが、いずれも、現実的に対処可能な補強量であり、本工法により損傷後にも迅速に応急復旧でき、脆性的な破壊を防止できるため、所要の耐震性を確保することが可能と考えられる。

表-7.1 要求事項の観点から見た提案工法の特徴

	要求事項	速乾性材料CFS巻立て	機械式定着繊維バンド巻立て
a)	耐震性の確保 (せん断補強効果)	◎ シートを接着するため効果大	○ 7.2.4の検討により、補強効果があることを確認
	耐震性の確保 (変形能)	△ シートの破断のため大きくは期待できない	○ バンドの高い伸び能力により補強効果あり
b)	施工管理が容易 (施工性がよい)	△ 樹脂モルタルは粘性が高く充填性が悪い	○ セメント系モルタルは施工性はよい
c)	1日程度で復旧を完了	○ 7時間程度(模型)	◎ 5.5時間程度(模型)
d)	重機を要しない	○ シートは軽量	○ バンドは軽量
e)	長期の備蓄性	× 樹脂系材料は品質保証期間が6ヶ月程度	○ (紫外線対策等が必要な場合あり)



(a) 模型D



(b) 模型E



(c) 模型F

図-7.5 修復前の損傷状況

表-7.2 修復後の模型の繊維バンド補強量

	模型D	模型E	模型F
断面	600×600 mm	450×900 mm	450×900 mm
帯鉄筋の配置	D6 200 mm間隔	なし	なし
初期緊張力	あり	なし	なし
巻立て方法	ゼブラ巻き	ゼブラ巻き	スパイラル巻き
バンドの断面	1.32×43.27 mm	1.3×42.5 mm	1.3×42.5 mm
バンドの断面積	57.1 mm ²	55.3 mm ²	55.3 mm ²
巻立て層数	1層	1層	2層
バンドの配置間隔	60 mm	100 mm	40 mm
バンドの有効長	600 mm	900 mm	900 mm
バンドの体積比	0.635%	0.246%	1.228%

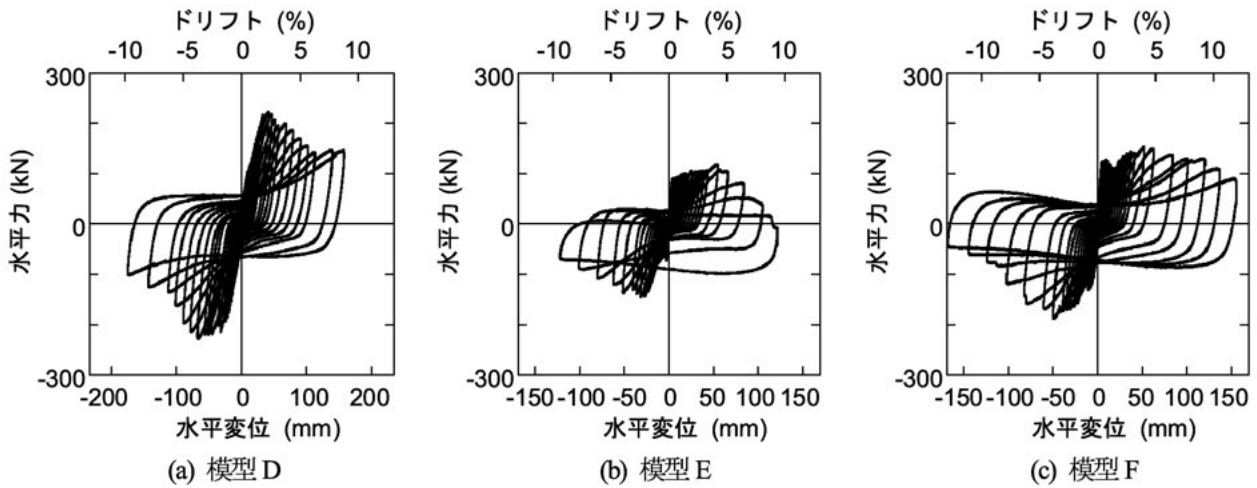


図-7.6 提案工法により修復された模型の水平力～水平変位の履歴

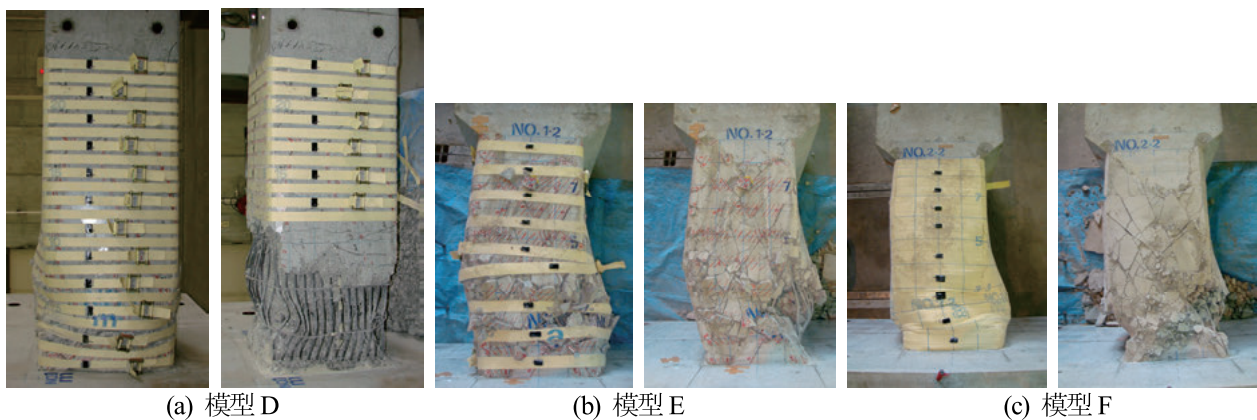


図-7.7 修復実験後の損傷状況（左：載荷終了後、右：バンド及び損傷コンクリート除去後）

7.4 まとめ

本研究では、迅速かつ効果的な応急復旧工法を開発することを主たる目標とし、RC 橋脚を対象に、損傷した RC 橋脚を早期に応急復旧する工法に要求される事項の明確化並びに迅速かつ効果的な応急復旧工法の提案及び提案工法の設計法の構築を行った。以下に、本研究で得られた成果を示す。

① 応急復旧工法に求められる事項を明確化した。要求事項は6つあり、それらは、短期的な耐震性能の確保、施工性がよいこと、1 日程度で復旧作業を完了すること、重機等による施工を必要としないこと、資材が長期備蓄可能であること、本復旧工事の支障とならないこととした。実験結果に基づき、提案する工法の評価を行い、機械式定着による繊維バンドによる応急復旧工法が実用化には適していることを示した。

② 提案する工法により、橋脚の軸耐荷力は残存し、柱として自立しており、かつ水平耐力について

も著しい低下のないレベルの損傷を受けた RC 橋脚に対しては、1 日以内に応急復旧を可能であることを実験模型に対する施工から示した。

③ せん断破壊した模型を提案工法で修復した模型に対する実験から、繊維バンドの巻立て量が体積比にして 0.25%の場合にも脆性的な破壊を防止できるため、所要の効果が得られることを示した。これより、本工法における繊維バンドの必要巻立て量としては、実験結果及び設計上の安全余裕度を考慮して 0.5%とすることを提案した。

参考文献

- 1) (社)日本道路協会:道路震災対策便覧(震災復旧編)、2007.
- 2) 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、独立行政法人建築研究所:平成 16 年(2004 年)新潟県中越地震被害に係わる現地調査概要、国土技術政策総合研究所資料、第 248 号、2005.
- 3) 堺淳一、運上茂樹:地震により曲げ破壊した鉄筋コ

ンクリート橋脚に対する研究復旧工法の提案, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.65, No.1 (地震工学論文集第 30 卷), pp.306-316, 2009.

8. ダムの健全性評価技術の開発

8.1 はじめに

ダムは大量の水を貯留する構造物であり、ダム堤体は貯水池の水圧荷重を支え、これを基礎岩盤に確実に伝達する構造物でなければならない。また、ダムの基礎岩盤はダム堤体からの荷重を確実に支持する耐力を有していなければならない。さらに、ダム堤体およびその基礎岩盤は貯水池に水を蓄えるために必要な遮水性を有し、また、貯水池からの浸透流によって引き起こされる浸透破壊に対して十分な安全性を有していなければならない¹⁾。

ダムの安全管理のための計測は、巡視とあいまってこのようなダム堤体および基礎岩盤の安全性を確実に確認できるものでなければならない。河川管理施設等構造令²⁾では、ダムの安全管理にとって必要な計測項目を規定しているが、その項目はダムの安全管理にとって必要最小限の項目、換言すれば最も重要な計測項目を示したものである。例えば、フィルダムにおいては、堤体および基礎岩盤浅部からの漏水量と外部変形が安全管理上の主要計測項目として規定されている。これは、これらの項目の計測により、特定断面に限った局所的な挙動ではなく、堤体および基礎岩盤の全体的な挙動が把握できるためである。また、これらの項目の計測のためには故障の心配がない計器が用いられている^{1),3)}。

フィルダムのうち、大規模ダムを築造する際の一般的な型式である内部土質遮水壁型ロックフィルダムの外部変形計測用標的の設置例を図-8.1に示す。具体的には、堤体の天端およびのり面に適切な間隔の測線により格子を組み、各格子点に測量用の標的（可動点）を設置し、左右岸に設けた標的（固定点）より標的（可動点）の水平および鉛直方向の変位量を光波測量および水準測量により測定する。

ダムの安全管理の期間の区分と計測、巡視の標準的な頻度を表-8.1に示す^{1),4)}。ダムの安全管理の第Ⅰ期とはダムの試験湛水中の期間をいう。また、試験湛水の終了からダムの挙動が安定した定常状態に達するまでの期間およびダムの挙動が定常状態に達した後の期間を、それぞれダムの安全管理の第Ⅱ期および第Ⅲ期という。なお、表中の変形がここでいう外部変形量にあたる。フィルダムにおける外部変形量の測定は、第Ⅰ期は1回/週、第Ⅱ期は1回/月、第Ⅲ期は1回/3月の計測を行う。フィルダムの外部変形量の測定精度について厳密な規定はないが、mm単位での精度は必要であると考えられる。なお、表

-8.1より、このフィルダムの外部変形量の計測頻度は、堤体内に埋設されたプラムラインにより計測されるコンクリートダムの変形量計測頻度よりも低いことがわかる。ここで、プラムラインとは、堤体内に設けられた鉛直の堅坑に振り子を吊り下げ、錘の変位からダム変形量を計測するものである。

光波および水準測量によるフィルダムの外部変形の計測方法については、従来から、計測や結果の整理に要する時間が比較的長く、費用もかなりかかる、地震後などの非常時において直ちに外部変形を測量する必要が生じても、計測に要す時間や費用的な負担から必ずしも迅速に対応できていない。また、変形監視上最も重要な既設ダムの上流側水没法面の変形計測が実施できないなどの課題がある。この課題を解決する手法として、GPSによるフィルダム外部変形量計測の導入についての検討を行った⁶⁾。

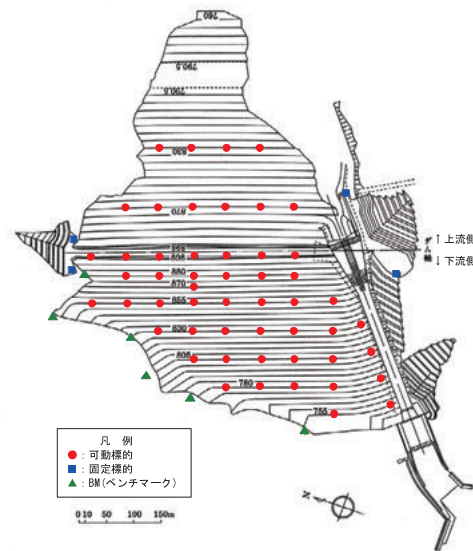


図-8.1 外部変形計測用標的の設置例(奈良俣ダム)⁵⁾

表-8.1 ダムの安全管理の期間の区分と計測、巡視の標準的な頻度^{1), 4)}

	コンクリートダム			フィルダム		
	第Ⅰ期	第Ⅱ期	第Ⅲ期	第Ⅰ期	第Ⅱ期	第Ⅲ期
漏水量	1回/日	1回/週	1回/月	1回/日	1回/週	1回/月
変形 ^{*)}	1回/日	1回/日	1回/週	1回/週	1回/月	1回/3月
揚圧力	1回/日	1回/週	1回/月			
巡視	1回/日	1回/週	1回/月	1回/日	1回/週	1回/月

^{*)}表中の変形とは外部変形に相当する。

8.2 GPSを用いたダム堤体の外部変形計測技術の開発

(1) GPSを用いた外部変形計測技術の適用性検討

本研究では、電源・通信装置、メモリーなどの装置を

通信機側に集約し、各計測地点には GPS センサのみを設置する機器構成とすることで、計測精度を劣化させずに小型・軽量化させたものを使用した。また、トレンドモデルによる誤差処理手法を用いることにより従来の測量と同等ないしはそれ以上の精度が確保できることを確認した⁷⁾。

外部可動標的の基礎に設置した GPS センサを図-8.2 に示す。GPS センサは図に示すように、フィルダム堤体法面に設置されている測量用標的の基礎に設置する。測量用標的の基礎に設置することで、GPS の計測結果と従来の測量結果のクロスチェックを行うことができる。

これまで、設置位置によっては、GPS によりフィルダムの変形挙動を正確に計測することができなかつた。特に、安全管理上最も重要な箇所である、フィルダム天端は管理用道路として利用しているため測量用の標的を堤体天端のマンホール内に設置することが多く、このような条件下で通常の GPS センサをダム天端に設置することは難しく、かつ、仮に設置できたとしてもフィルダム堤体の鉛直方向の変位を正確に計測できていないなどの課題があった。



図-8.2 外部可動標的の基礎に設置した GPS センサ

そこで、GPS センサを堤体天端の測量標的設置用のマンホール内に埋設すべく、図-8.3 に示す天端埋設型 GPS センサを作成し、マンホールの蓋を電波が透過し易い FRP (繊維強化プラスチック) 製に変更して、ダム天端計測での適用性や埋設時の計測精度について検証を行った。マンホール内に GPS アンテナを設置する場合、設置深さにより、マンホールの縁と地表面によって、電波を受信できる上空の範囲が限られる。また、マンホール壁や地表から反射される電波を受信するマルチパスが懸念される。そこで、マンホール内の GPS アンテナの設

置深さが計測結果に与える影響について検討した。実験は、FRP 製蓋と GPS アンテナのクリアランスを 15mm および 50mm として実施した。

実験の結果を図-8.4 に示す。また、計測結果の標準偏差を表-8.2 に示す。実験結果からクリアランスが 15mm の場合、標準偏差は蓋がない場合と比べて 2 倍程度である。クリアランスが 50mm の場合は、蓋のない場合の 3 倍程度となるだけでなく、基線解析によって変位が求まらない率 (欠測率) が 10% を超えた。クリアランスが 15mm の場合の欠測率が 1.0% 前後であることと比較すると、クリアランスが大きすぎると標準偏差だけでなく、欠測率も大きくなる。アンテナをマンホール内に設置する場合、設置位置が深いほど電波を受信できる下限仰角が大きくなり、受信衛星数と受信時間の制約とマルチパスの可能性も大きくなる。このことから、精度の悪化、さらには、基線解析の結果が得られず欠測する率が大きくなると考えられる。よって、実験の結果、GPS センサとマンホール蓋のクリアランスができるだけ小さくなるように留意すれば、フィルダム堤体天端のマンホール内に設置しても実用的な計測精度が確保できることが明らかになった⁸⁾。

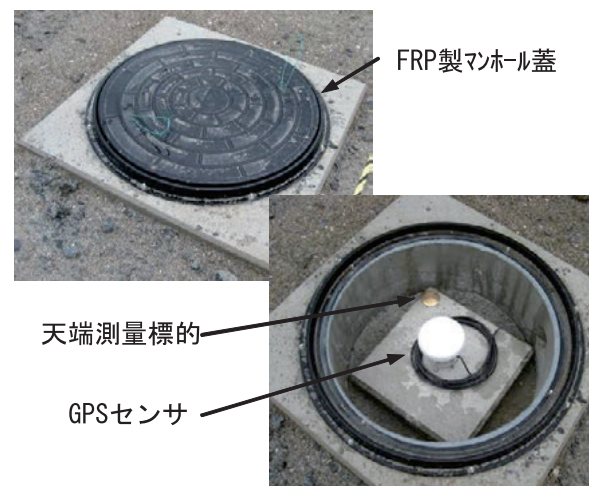


図-8.3 マンホール内に設置した GPS センサ

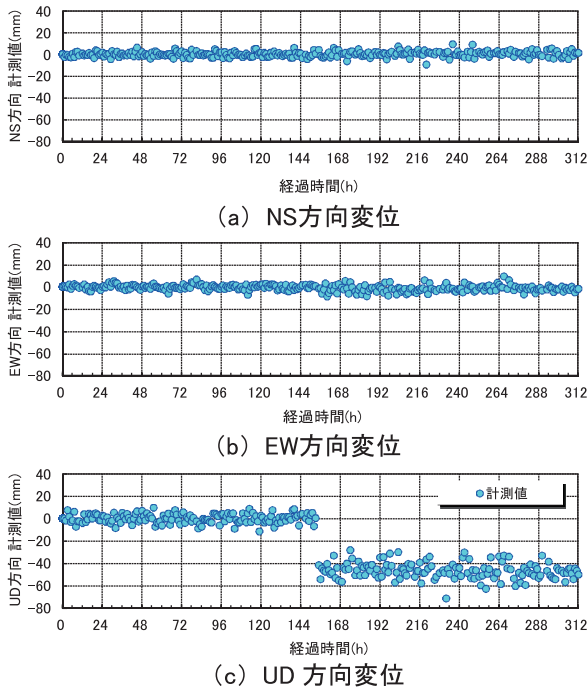


図-8.4 マンホール内に設置した GPS センサの試験計測結果

表-8.2 マンホール蓋とアンテナのクリアランスに対する変位計測結果の標準偏差

GPS	クリアランス	計測値の標準偏差 (mm)		
		NS 方向	EW 方向	UD 方向
FRP 製蓋	15mm	2.2	2.1	4.1
	50mm	2.8	3.0	7.0
蓋なし		1.0	0.8	2.3

また、この天端埋設型 GPS については、豪雪地帯に築堤された内部土質遮水壁型ロックフィルダムでの適用性の実験も行った。豪雪地帯に築堤されたフィルダムでは、冬季の安全管理のための外部変形量計測を行うにあたり、除雪等に多大な労力が必要となり、外部変形量計測の省力化が求められる⁹⁾。

実験は、図-8.5 および図-8.6 に示すように、FRP 製マンホール蓋の上に雪のブロックを重ねて置き積雪を模擬した。なお、雪のブロックは周辺積雪の比重を測定して、その値と (比重 0.40) となるよう作成した。雪の厚さは、10mm~200mm までの 6 通りとし、ひとつの雪厚につき約 6 時間の連続計測を実施した。

実験結果を図-8.7 に示す。図は、雪厚を変化させた際の NS 方向、EW 方向、UD 方向のそれぞれの計測値を示している。図より、雪厚の増加にしたがって、UD 方向の計測値は大きく変動しているが、水平方向 (NS・EW 方向) の計測値の変化は高さ方向に比べ小さく、積雪は高さ方向の計測精度に強く影響することがわかる。

また、図中に示されるように、雪厚が増加するにしたがって、ばらつきが多くなる。雪厚ごとの計測結果の平均値および標準偏差を表-8.3 に示す。標準偏差については、雪厚が増すにつれ大きくなり、積雪に伴い計測値のばらつきが大きくなることが予測される。一方、計測値の平均値は、実験中計測点は不動であるので、本来は 0 となるべきであるが、雪厚が 20mm を越えると 0 からシフトし始める。雪厚 30mm からは、特に高さ方向の平均値が 20mm を越え、計測値に大きな偏差が生まれ正確な計測ができないことが予測される。したがって、GPS アンテナをダム天端のマンホール内に設置した場合、マンホール上の雪厚が 10mm を目途として、それを超えないように除雪する必要がある¹⁰⁾。

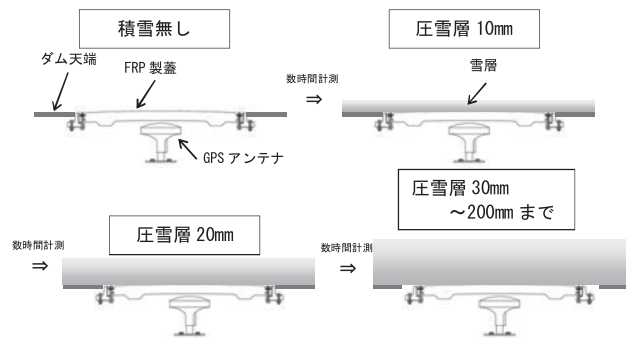
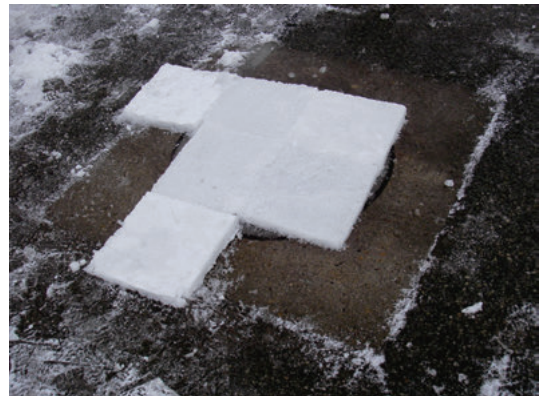


図-8.5 積雪実験の模式図



(a) マンホール内の GPS アンテナ

(b) FRP 製マンホール蓋



(c) マンホール上の圧雪設置状況

図-8.6 実験の状況

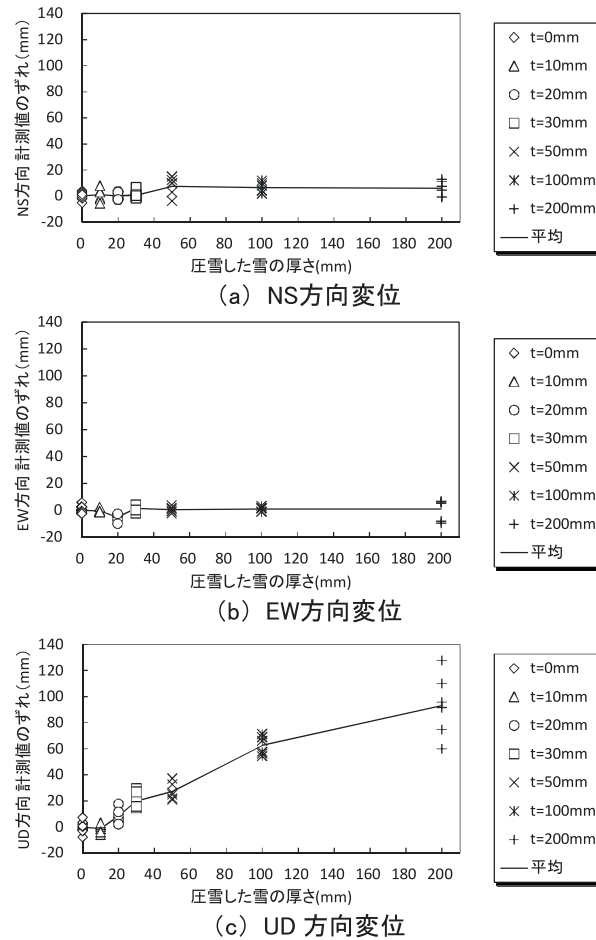


図-8.7 積雪の影響確認試験結果

表-8.3 計測結果の標準偏差

マンホール上の 雪厚 (mm)	計測値の平均 (mm)			計測値の標準偏差 (mm)		
	NS 方向	EW 方向	UD 方向	NS 方向	EW 方向	UD 方向
0	0.0	0.0	0.0	2.5	2.4	3.6
10	1.0	-0.7	-1.1	4.9	1.4	3.3
20	0.1	-5.2	8.4	2.8	2.8	5.6
30	0.9	1.2	20.2	3.0	2.0	6.4
50	7.7	0.3	27.2	6.9	2.2	6.4
100	6.7	0.8	62.4	3.8	1.7	7.2
200	5.8	0.9	93.2	5.8	7.7	24.3

(2) 検討結果のまとめ

以上のように、GPS センサの天端設置方法についても改善され実用的な計測精度が確保できるようになった。

そこで、現在では、図-8.8 に示すように、外部変形計測を従来の測量から GPS 計測主体ないしは完全移行に向けた検討を開始し、既に適用したダムも出てきている。

具体的には、築堤完了後から湛水開始までの期間、GPS 計測と従来測量を併用して、GPS 計測による十分

な精度が確保できるかどうかの検証を行い、精度が確認できれば、試験湛水中は、フィルダムの外部変形計測の方法を、光波・水準測量から GPS 計測に全面的に移行、ないしは GPS 計測を主、光波・水準測量を従とし、段階的に全面移行を図っていく流れを提案した。

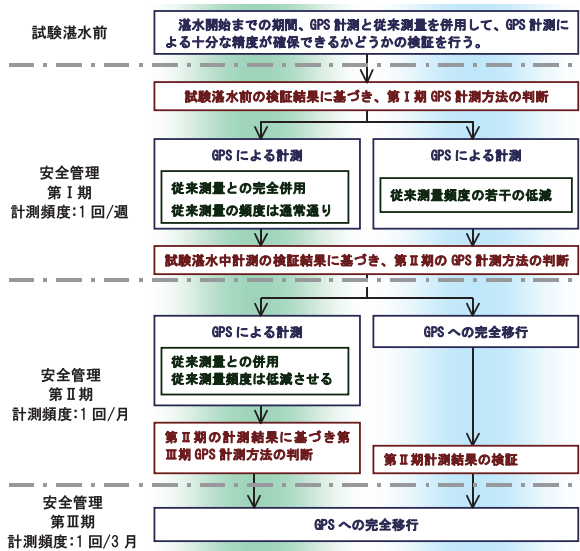


図-8.8 フィルダム外部変形のGPS計測主体ないしは完全移行に向けた検討の流れ(案)

8.3 まとめ

GPSを用いたダムの変位計測技術の開発に関するまとめを以下に示す。

①GPSを用いた計測は、従来の外部変形計測方法と同等ないしはそれ以上の精度を有する。

②GPSをフィルダム堤体天端のマンホール内に設置しても実用的な計測精度が確保できることが確認された。

③豪雪地帯のダムにおける実際の運用については、圧雪が10mm程度に達するまでの時間は適切なGPS計測の実施が期待できることが確認された。

参考文献

- ダム管理研究会編著：ダム管理の実務、(財)ダム水源地環境整備センター、pp.215-243、2000.2.
- (財)国土開発技術研究センター編：改定 解説・河川管理施設等構造令、山海堂、pp.95-97、2000.1.
- 山口嘉一、岩下友也：ロックフィルダムの計器による挙動計測、ダム技術、No.174、pp.32-43、2001.3.
- 建設省土木研究所ダム部：ダムの安全管理、建設省土木研究所資料、No.1834、1982.5.
- 水資源開発公団奈良俣ダム建設所：奈良俣ダム工事誌、p.667、1991.3.
- 山口嘉一、小堀俊秀、横森源治、大野 誠、岩崎智治：GPSを用いたフィルダム外部変形計測に関する一考察、ダム工学、Vol.15、No.2、pp.137-148、2005.6.
- 清水則一、安立 寛、小山修治：GPS変位モニタリングシステムによる斜面変位計測結果の平滑化に関

する研究、資源と素材、Vol.114、pp.397-402、1998.6.

- 横森源治、中園幸樹、山口嘉一、小堀俊秀、池澤市郎、清水公二、岩崎智治、飯島功一郎：フィルダムの安全管理のための天端埋設型GPSの適用性検討、第51回土木学会西支部技術研究発表講演集、III-107、2007.3.
- (独)土木研究所水工研究グループダム構造物チーム：寒冷地における冬季のフィルダムの外部変形量計測(Q&A)、ダム技術、No.231、pp.59-62、2005.12.
- 漆山洋治、宮崎裕之、山口嘉一、小堀俊秀、池澤市郎、岩崎智治、飯島功一郎：天端埋設型GPSを用いた豪雪地帯におけるフィルダムの安全管理に関する検討、第44回土木学会東北支部技術研究発表会、IV-33、2007.3.
- 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、独立行政法人建築研究所：平成20年(2008年)岩手・宮城内陸地震被害調査報告、国土技術政策総合研究所資料第486号、土木研究所資料第4120号、建築研究所資料第115号、2008.12.
- Yoshikazu YAMAGUCHI, Tomoya IWASHITA and Shinya MITSUISHI: Preliminary Investigation of Dams stricken by the Iwate-Miyagi Nairiku Earthquake in 2008, The 5th EADC, International Symposium on Coexistence of Environment and Dams, 2008
- 葛西敏彦、山口嘉一、小堀俊秀：大規模地震で被災したフィルダムのGPSによる地震後の変形挙動監視、ダム技術、No.276、pp.9-20、2009.9.
- 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、2011.7.

9. コンクリートダムの補修・補強技術の開発

9.1 はじめに

現在、ダムの耐震設計は、河川管理施設等構造令に基づき行われている。これにより設計されたダムは、兵庫県南部地震後の評価において、同地震により生じたと推定された最大の強さの地震動に対しても十分な耐震性を有していることが確認されている。しかし、その後の地震観測体制の整備等に伴い、これを上回る強さの地震動も観測されるようになってきた。そこで、ダム地点において現在から将来にわたって考えられる最大級の強さを持つ地震動であるレベル2地震動を設定し、それに対するダムの耐震性能について合理的に照査を行うため、大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)(以下、「ダムL2指針案」と呼ぶ)が平成17年(2005年)3月に国土交通省河川局より通知された。ダムL2指針案を適用するにあたって残された検討課題があるため、ダムL2指針案は現段階では「試行」と位置づけられている。

ダムL2指針案では、レベル2地震動に対して確保すべきダムの耐震性能として、「①貯水機能が維持されること」、「②生じた損傷が修復可能な範囲にとどまること」の2点が定められている。このうち、耐震性能①とは、「制御できない貯水の流出が生じないこと」とされており、耐震性能照査では、ダム堤体に損傷が生じたとしても、それが限定的なものにとどまることを確認することとされている。具体的には、コンクリートダムについては、「(a)上下流面間に連続する引張亀裂の発生によって堤体の分断が生じないこと」、「(b)ダム堤体の圧縮破壊やせん断破壊を生じるような応力が発生しない、もしくは発生しても局所的なものにとどまること」の2点を確認することとされている。また、耐震性能②については、レベル2地震動により損傷が生じたダムの修復可能性について、「適用可能な技術でかつ妥当な経費および期間の範囲で継続使用するための修復が可能であること」を確認することとされている。ダムは流域の治水・利水上極めて重要な機能を有する構造物であることを考えると、耐震性能②の修復可能性に関しては、単にダムの損傷状態の評価にとどまらず、その補修工事において想定される工法や経費、修復に要する期間やその間の社会的・経済的影響やその措置等について検討することが必要となり、数値解析により一定の照査が可能と考えられる耐震性能①と異なる。このため、修復可能性の具体的な照査方法については、ダムL2指針案の試行における重要な

検討課題の1つとなっている。

本研究は、修復可能性に関する検討の一環として、主に技術的な側面から損傷状態の評価を踏まえた補修対策効果について検討し、大規模地震時に受けた損傷に対して適切な補修対策の選定を行うための基本的な考え方を提案したものである。また、地震による損傷を想定して地震前にその耐震性能を向上させるために実施する補強についても補修と同様に検討した。

9.2 検討方法

9.2.1 検討フロー

解析モデル例を図-9.1に示す。解析はフィレット規模が異なる3種類のダム堤体形状と入力地震動の特性(位相、加速度振幅)をパラメータとし、堤体コンクリートの引張破壊を分布型ひび割れモデルによりモデル化した非線形動的解析により、ダム堤体に発生するクラック形態の推定を行った。解析モデルの主要諸元を表-9.1に示す。

入力地震動は、ダムの照査用下限加速度応答スペクトル ω に対し、1995年兵庫県南部地震の際にダムで観測された地震動(水平最大加速度=182gal(一庫ダム、図-9.2参照)、104gal(権現ダム、図-9.3参照))の加速度時刻歴が有する位相特性を付与した加速度時刻歴波形(以下、「下限・一庫波」および「下限・権現波」と呼ぶ)を基本として、加速度振幅を変化させて解析モデルに入力した。その結果から、代表的なクラック発生形態(堤頂部、下流面、フィレット設置部)を抽出し、本検討における補修の対象クラックとした。

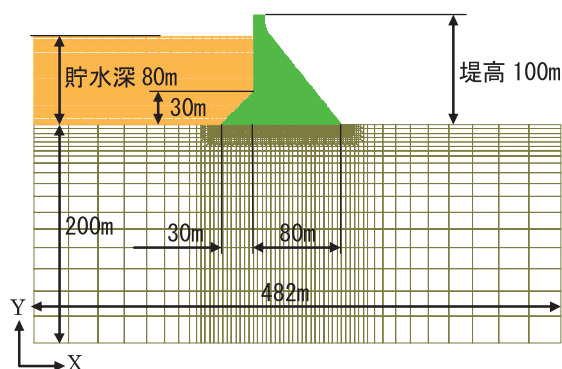


図-9.1 解析モデル(例: フィレット勾配 1:1.0)
(他にフィレット勾配 1:0.5、フィレットなしを実施)

表-9.1 解析モデルの主要諸元

項目	諸元	備考	
堤体部	堤高	100m	
	下流面勾配	1:0.80	
	上流面勾配	鉛直	
	フィレット	①無し	フィレット無しモデル
		②高さ30m、勾配1:0.5	フィレット勾配1:0.5モデル
③高さ30m、勾配1:1.0		フィレット勾配1:1.0モデル	
堤頂幅	10m		
基礎地盤部	高さ200m×幅482m	堤体底面上下流端から2H程度確保(H:堤高)	
貯水池部	貯水深80m	常時満水位程度を想定	

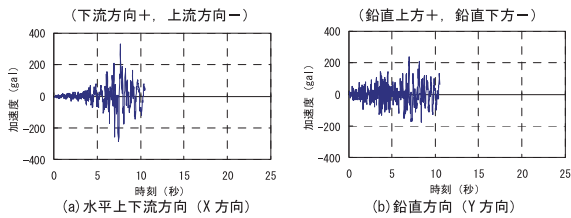


図-9.2 下限・一庫波

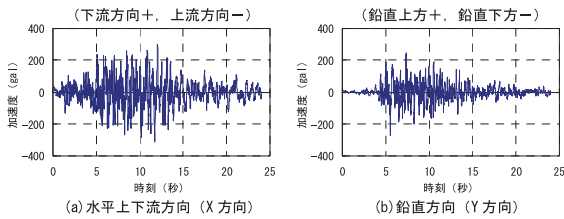


図-9.3 下限・権現波

9.2.2 材料物性値等

(1) 材料物性値

表-9.2 に解析に用いる材料物性値を示す。

表-9.2 解析に用いる材料物性値

材料物性	堤体	岩盤	貯水
単位体積質量 ρ (kg/m ³)	2,300	2,300	1,000
弾性係数 E (N/mm ²)	29,000	40,000	—
ポアソン比 ν	0.2	0.3	—
減衰定数 h (%)	5 (瞬間剛性比例型減衰)		—
引張軟化開始応力 f_t (N/mm ²)	2.8	—	—
破壊エネルギー G_f (N/m)	400	—	—
引張軟化曲線	2直線近似型	—	—

(2) コンクリートの引張軟化特性

堤体コンクリートの引張軟化曲線には、図-9.4 に示す2直線近似型のものを用いた²⁾。引張軟化開始応力 f_t は、本モデルダムと同規模の実ダムのコンクリートで得た圧縮強度 (平均値 μ - 標準偏差 $\sigma = 28\text{N/mm}^2$) の 1/10 の 2.8N/mm^2 とした。また、破壊エネルギー G_f は、粗骨材最大寸法 20~150mm のダム用コンクリートのくさび挿入型試験結果³⁾ より、粗骨材最大寸法 150mm の値である 400N/m を用いた。

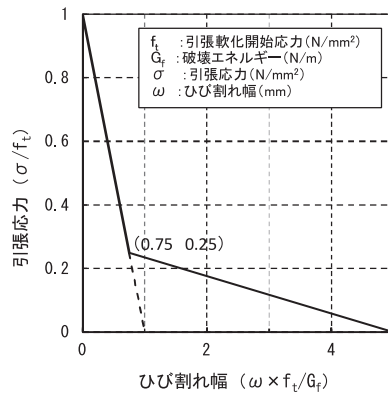


図-9.4 引張軟化曲線 (2直線近似型)²⁾

(3) 減衰特性

1) 減衰マトリックス

構造物の地震応答解析に用いられる減衰マトリックスには、次のものがある。

- ① Rayleigh 減衰 : $[C] = \alpha[M] + \beta[K]$
- ② 質量比例型減衰 : $[C] = \alpha[M]$
- ③ 剛性比例型減衰 : $[C] = \beta[K]$
- ④ 瞬間剛性比例型減衰 : $[C(\theta)] = \beta[K(\theta)]$

ここに、 $[C]$: 減衰マトリックス、 $[M]$: 質量マトリックス、 $[K]$: 剛性マトリックス、 t : 時刻、 α および β : 対象とする構造物の支配的な固有振動数に対する減衰定数を設定して定める係数である。

佐々木ら⁴⁾によると、クラックが貫通しにくい大規模な構造物の解析では Rayleigh 減衰の適用性が高いが、貫通する規模のクラックが生じるようなことまでも含む場合には瞬間剛性比例型の減衰マトリックスが優れており、クラック発生要素の分散も起こりづらいとされている。本研究では、下記 2) に示すように堤体にクラックを誘発しやすい解析条件を設定しており、規模の大きいクラックが発生することも想定されたため、「④瞬間剛性比例型の減衰マトリックス」を用いることとした。

2) 減衰定数

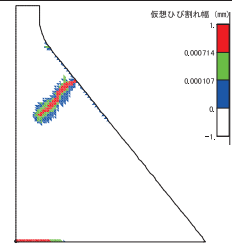
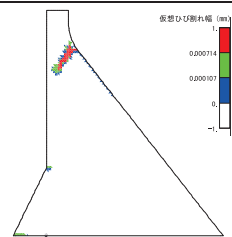
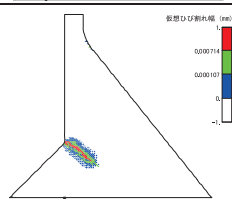
岩盤もモデル化した既往の解析実績においては、減衰定数 $h = 5 \sim 10\%$ 程度を用いている。本検討では減衰を小さくして堤体の応答を大きくすることにより、解析上クラックの発生・進展を促進させるため、減衰定数は小さめの $h = 5\%$ とした。

9.2.3 補修・補強の対象とする堤体損傷の選定

実ダムの地震被害事例⁵⁾、他の研究成果⁶⁾を参考とし、ダム堤体に発生する代表的なクラックとして、今回の解析結果から表-9.3 に示す(a)~(c)の3つのクラックを選

定し、これらを本検討における補修・補強の対象とすることとした。

表-9.3 補修・補強の対象とするクラック

	<p>(a) 下流面 フィレット無し 入力地震動：下限・権現波 S+V+ 振幅1.2倍</p>
	<p>(b) 堤頂部 フィレット勾配1:0.5 入力地震動：下限・権現波 S+V+ 振幅1.56倍</p>
	<p>(c) フィレット設置部 フィレット勾配1:1.0 入力地震動：下限・一庫波 S-V+ 振幅1.8倍</p>

【注】入力地震動の表記はその名称（図-9.2または図-9.3の名称）、入力方向（図-9.2または図-9.3の波形をそのまま用いた場合はS+V+、水平方向のみ反転した場合はS-V+）および振幅の引き伸ばし倍率を示している。

なお、堤体底面に発生すると想定されるクラックについては、次に挙げる点を考慮し、本検討の対象から外すこととした。

①本解析モデルでは基礎地盤部の非線形性（引張破壊、せん断破壊等）、ダム堤体と基礎地盤との不連続性（接合面の付着強度）を考慮していない。そのため、今回の解析により堤体底面に発生すると想定されたクラックは、(a)基礎地盤部の破壊（引張、せん断等）、(b)ダム堤体が基礎地盤部から剥離する、(c)ダム堤体底面付近の引張破壊、といった複数の現象が、単独あるいは複合的に発生する可能性を示唆するものと考えられる。

②今回の解析モデルは、前記①の複数の現象を同時に評価できるモデルではない。

また、ダム堤体に複数のクラックが発生したケースは、今回対象とする3つの代表的なクラック（堤頂部、下流面、フィレット設置部）の発生原因が複合的に作用した結果であると考えられるため、検討対象から外すこととした。

9.2.4 補修・補強工法の選定

本検討では、補修・補強工法として、①断面増厚工法

（上流面および下流面腹付け）と②アンカー工法の2工法を選定し、(a)地震後補修、(b)地震前補強による対策効果の検討を行った。(a)地震後補修では、ダム堤体モデルに既存クラック（1回目の地震でクラックが発生した範囲の引張強度=0と設定）と対策工（腹付け工、アンカー工）を設定し、1回目の地震と同じ地震動を再入力し、地震後補修を行った後に再度同じ地震動を受けた場合における既存クラックの進展防止・抑制効果を検証した。一方、(b)地震前補強では、地震前（クラック無し）のダム堤体モデルに対策工（腹付け工、アンカー工）を設定し、(a)地震後補修と同じ地震動を入力し、地震前補強によるクラック発生防止・抑制効果を定量的に評価した。なお、本所報では、研究内で実施した検討のうち、施工範囲が比較的小規模で実際のダムに適応の可能性の高いアンカーについてまとめた。

9.2.5 リガメント残存率による補修・補強効果の評価

補修・補強による対策効果の評価指標として、次式で定義する「リガメント残存率」を用いた。

$$\text{リガメント残存率} = (t - L) / t$$

ここに、 t ：クラックの進展方向に沿って測った堤体厚さ、 L ：クラック長

リガメント残存率とは、堤体厚さのうちクラック未発生部分の割合を示すものであり、リガメント残存率が大きければ、クラックが発生した場合でも堤体の分断に至る危険度が小さく、逆にリガメント残存率が小さい場合には、堤体の分断の危険性が大きいことを示すものである。

図-9.5に本検討で用いるリガメント残存率のイメージを示す。クラック進展方向は、表-9.3で選定したクラック図から直線で定め、その延長線上で堤体厚さを定義した。つまり、堤体厚さは、ダム堤体の上下流面を貫く点を結ぶものとする。なお、クラック進展方向が堤体底面と交差する場合は、ダム堤体の上流面側のクラック始端部から堤体底面との交差部までの長さとの交差部から堤体底面下流端までの長さの和を堤体厚さとした。

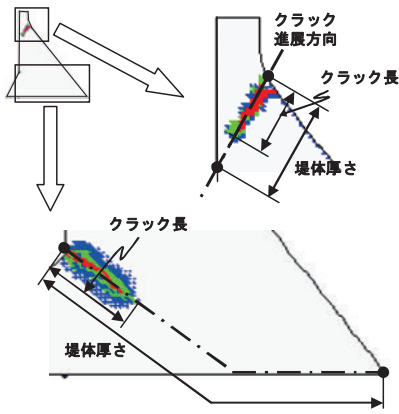


図-9.5 リガメント残存率の定義
(例：フィレット勾配 1:0.5 モデルの場合)

9.3 検討結果

9.3.1 プレストレスカ

本検討で設定するプレストレス力は、次の考え方により求めた。

①表-9.3に示す3ケースについて別途線形動的解析を実施し、クラック始端の位置に相当する箇所生じた引張側主応力 σ_t (最大値発生時刻の値) を合計し、クラック始端部に作用する総引張力とする。

②クラック始端部に作用する総引張力を打ち消すだけのプレストレス力をアンカーに導入する。

各モデルに導入したプレストレス力(アンカー1本当たり)は、次のとおりである。

- (a) フィレット無しモデル $P=2.5\text{MN/本}$
- (b) フィレット勾配 1:0.5 モデル $P=2.6\text{MN/本}$
- (c) フィレット勾配 1:1.0 モデル $P=9.8\text{MN/本}$

9.3.2 アンカー工のモデル化

アンカー工の配置は、クラックの始端・中央・先端をアンカー工で締め付けることとし、解析断面内で3列とした。また、奥行き方向のアンカー間隔を 1.5m と仮定し、解析断面の厚み(単位奥行き 1m)で割り戻したアンカー工(tendon)の物性値(断面積、単位長さ当たり質量)を設定した。アンカー工のモデル化のイメージを図-9.6に示す。アンカー工のモデル化には、簡易モデルとしてロッド要素を用いた。ロッド要素に設定した物性値を表-9.4に示す。ロッド要素とは、両端部に構造節点(本解析モデルではダム堤体の節点)に結合する拘束点を有する棒状の要素である。本検討では、ロッド要素両端の拘束点に、それぞれ互いに向かい合う方向の節点

荷重を与えることにより、ダム堤体に導入するプレストレス力をモデル化した。また、アンカーとダム堤体をグラウトにより定着させ、アンカーにかかる引張力を堤体との摩擦抵抗等によって堤体に伝達するための抵抗部分であるアンカー体の長さをモデル化するにあたり、解析上でアンカー体長の長さを表すロッド要素の拘束点を1点(アンカー体長を想定しない)、5点(アンカー体長 4m を想定)、10点(アンカー体長 9m を想定)とした場合について事前に検討を行った。プレストレス力は、各拘束点に単純平均した荷重を作用させることにより、アンカー体に沿った荷重分散効果を簡易的に表現した。その結果、ロッド要素が5点以上(アンカー体長 4m を想定)であれば、地震後補修を行った後に再地震を受けたときにロッド要素の拘束点から新たなクラックが発生しないことを確認した。そのため、一般的なアンカー体長や、ダム高に対するアンカー体長が長くなるよう考慮した上で、本検討では、ロッド要素の拘束点を5点(アンカー体長 4m を想定)とした。

なお、アンカー頭部については、受圧板を想定し、ロッド要素上端両脇のダム堤体節点(2 節点)とロッド要素上端を結合し、これら3点に単純平均したプレストレス力(節点荷重)を載荷した。

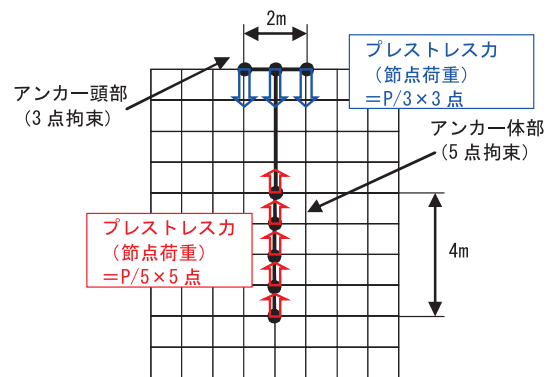


図-9.6 ロッド要素両端の条件設定のイメージ

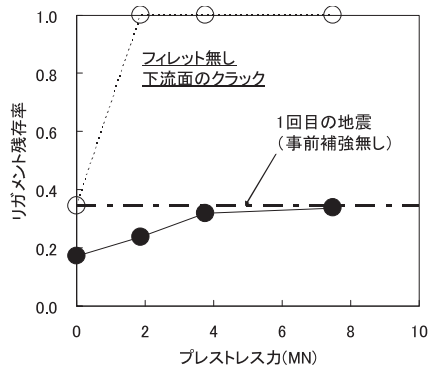
表-9.4 ロッド要素に設定した物性値

	フィレット無しモデル	フィレット勾配 1:0.5モデル	フィレット勾配 1:1.0モデル
鋼材断面積	0.0018426m ²	0.0018426m ²	0.0072388m ²
単位長さ当たり質量	14.448 kg/m	14.448 kg/m	56.772 kg/m
弾性係数	2.0 × 10 ⁶ N/mm ²		
ポアソン比	0.3		

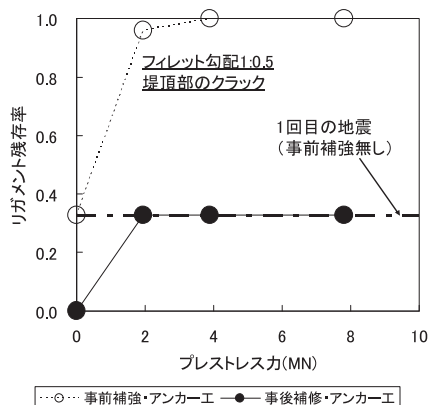
備考) 鋼材断面積は、導入するプレストレス力に応じ、KTBSシステム総合カタログ (KTBS協会) ⁵⁾を参考としてアンカー工の簡易設計を行った。

9.3.3 検討結果

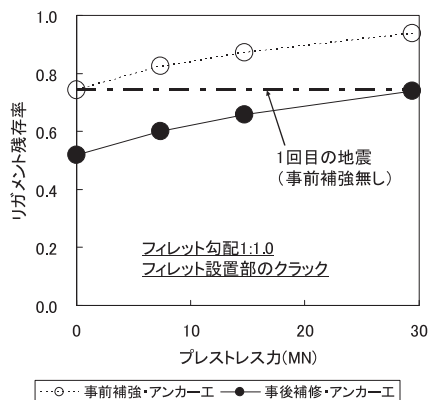
アンカー工を用いた地震前補強および地震後補修の解析結果として、プレストレス力とリガメント残存率の関係を表-9.3 に示す3つのケースについて図-9.7 (a) ~ (c) に示す。図中の白抜きプロットが地震前補強、黒塗りプロットが地震後補修を示す。なお、図中の一点鎖線は、地震前補強を行わずに1回目の地震を受けた際の状況を示すものである。



(a) フィレット無しモデル



(b) フィレット勾配1:0.5モデル



(c) フィレット勾配1:1.0モデル

図-9.7 プレストレス力とリガメント残存率の関係

図-9.7より、アンカー工を用いた場合には、適切なプレストレス力を導入すれば、地震前補強ではクラック発生をかなり縮小できる。また地震後補修では、既存クラックの進展を抑制することができる。しかし、地震後補修では、プレストレス力が小さければ既存クラックの開口により発生する振動により、アンカー頭部付近に新たなクラックが発生する場合もある。また、今回の地震前補強の解析についても、クラックの発生位置を前もって想定した上での結果である。アンカー工の補修・補強に対する効果は大きいですが、単独対策でなく、断面増厚工等の他工法との併用が望ましいといえる。

9.4 まとめ

数種類の形状の重力式コンクリートダムを対象とした大規模地震に対する補修・補強方法に関する検討の結果、以下のことがわかった。

①地震前補強について、堤体表面から想定クラックまでの距離が比較的短く、アンカー工により締め付ける範囲が比較的小〜中規模である場合には、クラックの発生規模を縮小（場合によっては完全に防止）することができる。

②地震前補強について、堤体表面から想定クラックまでの距離が長く、アンカー工により締め付ける範囲が大規模である場合には、アンカー工のみではクラック発生を防止することは難しいものの、地震前補強を行わない場合に比べると、導入するプレストレス力が大きいほど、クラック発生規模を縮小することができる。

③地震後補修について、導入するプレストレス力が大きいほど、既存クラックの開口変位を縮小し、既存クラックの進展を抑制することができる。

④堤体形状とクラック発生位置によっては、アンカー工を用いて補修したことにより、ダム堤体の振動特性が変わり、補修対象箇所が補修できても、他の部位に弱部ができることがある。

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）・同解説、2005.3
- 2) 社団法人土木学会：2002年制定 コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕、pp.27-28、2002.3
- 3) 堀井英之、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、2000.3

- 4) 佐々木隆、山口嘉一、高藤 啓：無筋コンクリートのクラック進展解析における解析パラメータに関する検討、ダム工学、Vol.16 No.4、pp.282-293、2006
- 5) M.Wieland, et.al: Earthquake Resiliency of Large Concrete Dams: Damage, Repair, and Strengthening Concepts, ICOLD 21st Congress, Vol.3, pp.131-150, 2003
- 6) 佐々木隆、金縄健一、山口嘉一、千葉淳哉：地震動強度、堤体形状が重力式コンクリートダム
のクラック損傷程度に与える影響、大ダム、No.193、pp.81-87、2005.10

10. コンクリートダム地震時終局耐力評価技術の開発

10.1 はじめに

2005年より試行されている「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)」¹⁾(以下、ダムL2指針(案))では、照査上安全側の観点から、コンクリートダムについては、亀裂が堤体を上下流に貫通し分断しないことをもって、ダムの耐震性能を評価することとしている。亀裂が貫通した後のダムの挙動には未解明な点が多く、ダムL2指針(案)策定時も、「より詳細な検討が必要な項目」であると位置付けられた。そのため、亀裂貫通後のコンクリートブロックの挙動形態を考慮した、コンクリートダムの地震時における終局的安定性を評価する方法の開発が必要となっている。

このようなことから、本研究では、堤体分断ブロックの地震時における変位挙動・メカニズムを解明することを目的として、ダム形状の分断堤体模型による振動実験を実施し、貯水による亀裂内揚圧力、動水圧の影響等を明らかにするとともに、個別要素モデルを用いた再現解析を実施し、数値解析による堤体分断ブロックの地震時挙動の再現方法を考案した。さらに、考案した解析手法を用い、レベル2地震動に相当する実地震波等を入力地震動として、亀裂貫通を想定した実ダムモデル解析を実施することにより、堤体分断ブロックの変位挙動を把握した。そして、これらの結果に基づき、堤体ブロックの分断を想定した地震応答解析により得られる変位量を基に終局状態におけるコンクリートダムの耐力評価方法を提案した。

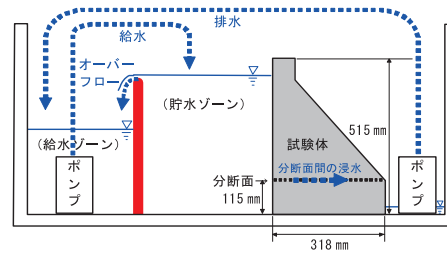


図-10.1 水槽内の試験装置の模式図

10.2 模型振動実験

10.2.1 実験装置及び模型試験体

振動実験では、3次元大型振動台の上に水槽を設置し、その中にあらかじめ水平打継ぎ面を割裂分断させたダム形状の模型試験体を設置した。試験体の上流側は貯水した状態で、ポンプ注水により水位を試験中一定に保持した(図-10.1)。ダム模型試験体は、堤高515mm×上下流方向長さ318mm×奥行厚さ300mm、上流面勾配鉛直、下流面勾配は1:0.8とした。本実験では、引張応力が集中しやすいダム上流面の低標高部から、水平打継ぎ面に沿って引張亀裂が発生し上下流方向に亀裂分断したことを想定して試験体を作製した。試験体は最大骨材寸法0.75mmのモルタルにより作製した。ここで、実ダムの物性値を相似則に基き模型スケールとしたときの値と、本実験で使用した試験体の物性値を比較したものを表-10.1に示す。本実験の試験体の強度はモルタルが脱型可能な範囲で小さくしたが、試験体の圧縮強度や弾性係数は相似則に基づく値よりも大きくなった。しかしながら、本実験において上部ブロックは振動台に固定され下部ブロックと分断されており、その挙動は剛体に近いと考えられることからこの影響は小さいと考えられる。

表-10.1 相似則と本実験で用いた試験体物性値の関係

	実ダムで想定される物性値 (堤高15~100m) (a)	相似率 ($\lambda=30\sim200$) (b)	実ダムの物性値を相似則に基き 模型スケールとしたときの値 (堤高約0.5m) (a)×(b)	本実験の試験体 (堤高約0.5m)
堤高	15~100 m	$1/\lambda$	--	約0.5 m
弾性係数	20,000~30,000 N/mm ²	$1/\lambda$	100~1,000 N/mm ²	6,675 N/mm ²
圧縮強度	20~30 N/mm ²	$1/\lambda$	0.1~1.0 N/mm ²	3.94 N/mm ²

10.2.2 実験方法

実験は、上流側からの分断面への貯水浸入による揚圧力が上部ブロックに与える影響を検討するため、試験体分断面に貯水圧が直接作用する条件 (Case-UPL) と、分断面に貯水圧が直接作用しないようにした条件 (Case-N-UPL) で実施した。Case-N-UPL については、分断面の上流面側にシートをたるませた状態で貼付け、分断面の上流面側からの貯水の浸水を極力防ぎ、分断面に貯水圧が直接的に作用しないようにした。

加振は振動数 50Hz の正弦波を入力した。振動数は、相似則に基づいて実ダム規模の大きさに換算すると 3.5～9.1Hz 程度となり、実ダムサイト岩盤で観測される地震動の振動数相当である。継続時間は 0.5 秒間で目標振幅にまで直線的に増幅させ、5 秒間の一定振幅の振動で加振した。加振はステップ加振とし、加振ステップ毎に入力波の正弦波振幅をほぼ 100gal ずつ段階的に増加させていった。

10.2.3 実験結果

(1) 各加振ステップの滑動変位

上部ブロックの滑動前と滑動後における高速度カメラの映像写真を図-10.2 に示す。各実験ケースにおける加振ステップ毎の試験体下部ブロックの入力正弦波加速度振幅と下部ブロックに対する上部ブロックの残留水平相対変位の関係を図-10.3 に示す。Case-UPL では、下部ブロック加速度振幅が 700gal～800gal 程度で、上部ブロックが下流側に大きく滑動している。一方、Case-N-UPL では、上部ブロックが大きく滑動する際の下部ブロック加速度振幅は 900gal 程度と Case-UPL に比べて若干大きい。これは、後述のとおり、Case-N-UPL では上部ブロックが下流に滑動する際に、分断面に作用する揚圧力が小さいため、上部ブロックが滑動しにくいことを示している。

(2) 上部ブロックの挙動メカニズム

Case-UPL と Case-N-UPL の変位 (水平・鉛直) の時刻歴の一例をそれぞれ図-10.4、図-10.5 に示す。上部ブロックの剛体挙動を 3 標点 DH-X、DH-Y1、DH-Y2 の高速度カメラ映像 (1000 コマ/s) の追跡解析により、下部ブロックに対する上部ブロックの相対変位として算定した。DH-X は上流側の水平相対変位 (図-10.2 a-a' 間の水平距離)、DH-Y1 は上流側の鉛直相対変位 (図-10.2 a-a' 間の鉛直距離)、DH-Y2 は下流側の鉛直相対変位 (図-10.2 b-b' 間の鉛直距離) を示す。ここで、図-10.4、

図-10.5 において DH-Y1 と DH-Y2 の大小関係から、上部ブロックが下流側に傾いたあと元に戻るまでの動きを挙動「I」、上部ブロックが上流側に傾いたあと元に戻るまでの動きを挙動「II」に分類した。上部ブロックの鉛直相対変位をみると、試験体上流側 (DH-Y1) と下流側 (DH-Y2) では位相が逆転していることから、上部ブロックが上下流に傾くロッキング挙動を起こしながら DH-X の挙動からも明らかのように少しずつ下流方向に滑動することが分かる。

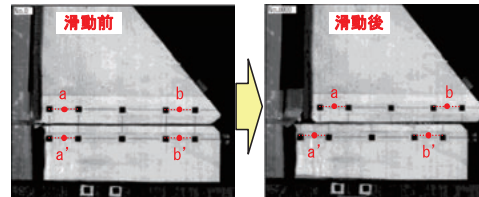


図-10.2 上部ブロックの滑動前及び滑動後の高速度カメラの映像写真

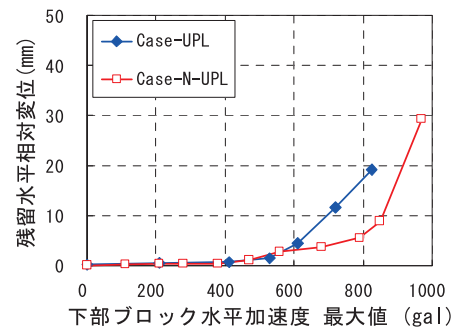


図-10.3 各加振ステップの入力水平加速度振幅と残留水平相対変位

分断面に作用する揚圧力について、Case-UPL では図-10.4 のように上部ブロックが上流側に傾いた状態 (挙動「II」) から元に戻り、分断面が閉じて、挙動「I」が開始された時に、分断面内の間隙水圧計測箇所 PB-1W (上流側)、PB-2W (中央付近) で瞬間的に 8～10kPa 程度の揚圧力が作用する。この揚圧力の作用により、分断面の摩擦抵抗が小さくなることから、上部ブロックが下流方向へ滑動しやすくなると考えられる。一方、Case-N-UPL では、分断面への浸水を完全に防ぐことはできてはいないが、図-10.5 のように上流側に傾いていた上部ブロックが元に戻る際は、貯水圧の影響を受けないため大きな揚圧力が作用せず、下流方向への滑動変位量は Case-UPL に比べて小さい。

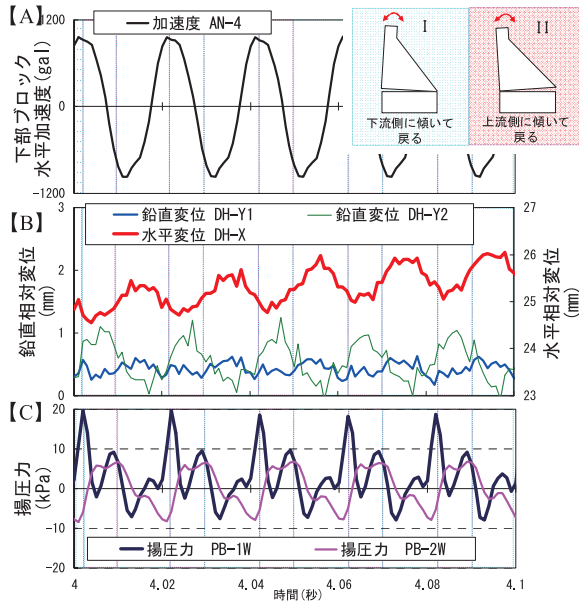


図-10.4 上部ブロック挙動の計測値の時刻歴 (Case-UPL 最終加振ステップ)

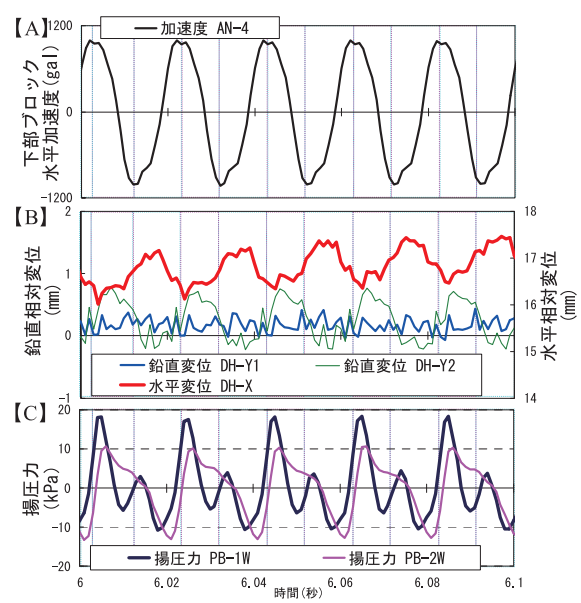


図-10.5 上部ブロック挙動の計測値の時刻歴 (Case-N-UPL 最終加振ステップ)

10.3 再現解析

10.3.1 解析方法

振動実験における上部ブロックの挙動の再現解析は、個別要素法を用いて行った。解析コードは UDEC²⁾を用いた。解析モデルを図-10.6 に、物性値を表-10.2 に示す。物性値は、実験で用いた模型試験体と同配合、同材令で作製した供試体による一軸圧縮試験及び一面せん断試験値を参考に設定した。

解析モデルにおける分断面には、インターフェース要素として垂直方向と接線方向に仮想のばねを設定している。上下ブロックが接している時、上下ブロック間に作用する垂直方向の応力 σ_n は垂直方向ばね定数 k_n を介して伝達する。垂直方向ばね定数 k_n 及び接線方向ばね定数 k_s は、供試体の弾性係数を参考に設定した。解析コード UDEC では、分断面に沿ったせん断方向にモール・クーロンすべりモデルを考慮している。せん断応力 τ_s は、粘着力 C 及びせん断摩擦係数 $\tan \phi$ から設定されるせん断強度 τ_f との関係により求まり、接線方向ばね定数 k_s を用いて下式のように算出される。

$$\tau_s < C + \sigma_n \tan \phi = \tau_f, \text{ のとき } \Delta \tau_s = -k_s \Delta u_s$$

$$\text{または、} \tau_s \geq \tau_f, \text{ のとき } \Delta \tau_s = \tau_f$$

ここに、 $\Delta \tau_s$ はせん断応力の増分、 Δu_s は水平相対変位の増分である。

減衰は、レイリー減衰及び剛性減衰力を組み合わせて用いた。レイリー減衰としては、実験時に上部ブロック

が卓越した応答となった入力振動数である 50Hz で、境界条件が剛基礎であることを考慮して 20%を設定した。剛性減衰力は、ロッキング挙動を含む上部ブロックが跳ね上がる挙動の再現に対して調整効果があり、下式で定義される。

$$f = -\beta \times k_n \times l \times \Delta v$$

ここに、 f は剛性減衰力、 β は減衰係数、 k_n は垂直方向ばね定数、 l は分断面上における上下ブロックの接触長さ、 Δv は速度変化量である。

加振入力波は、実験と同様、振動数 50Hz の正弦波とした。解析は、入力加速度 300gal からのステップ加振とした。上部ブロック上流面に作用する動水圧としては、Westergaard 式に基づく付加質量を与えた。

現時点では分断面への貯水の浸入による揚圧力の影響を適切に考慮する方法が未確立のため、分断面に揚圧力を作用させない条件の実験結果について剛性減衰係数を 0 (剛性減衰力なし)、 1.0×10^{-4} 、 2.0×10^{-4} とした再現解析を実施し、剛性減衰力の設定値の妥当性を検討した (表-10.3)。

10.3.2 解析結果

(1) ロッキング挙動

図-10.7 には、実験結果 (Case-N-UPL) と解析結果 (Case N-3) の、加振加速度振幅が 970~1000gal の時刻歴の一部を示す。解析結果 (図-10.7(2)) でも実験結果 (図-10.7(1)) 同様、鉛直相対変位、つまり分断面の

開口開きの時刻歴をみると、上流側と下流側で逆位相となっており、ロッキング挙動を再現できている。ただし、解析結果では、ロッキングによる鉛直相対変位振幅、つまり分断面の開口量は実験結果よりも1桁小さい。これは、実験では試験体の分断面には骨材の突起が存在し、それらが上部ブロックと下部ブロックとの引っ掛りとなり試験体が上下流方向に傾動するロッキングを増大させているが、解析ではモデルの分断面形状は平滑であり、突起の引っ掛り効果は接触面でのせん断抵抗だけでみていることが原因と考えられる。

(2) 水平変位

実験結果 (Case-N-UPL) と解析結果 (Case N-1~3) について、各加振ステップの残留水平相対変位の推移を図-10.8に示す。各解析結果は、加速度振幅 500~600gal で滑動を開始し、実験結果とほぼ同様となった。滑動開始後の加振ステップでは、残留水平変位の増加傾向は剛性減衰力を大きくした解析結果である Case N-3 が実験結果に最も近くなっているが、残留水平変位は解析結果が実験結果より大きくなっている。

なお、本解析では分断面内に浸入した貯水による揚圧力を考慮していない。今後、解析における揚圧力の作用方法について検討が必要である。また、インターフェース要素である剛性や強度のモデル設定についても検討が必要である。

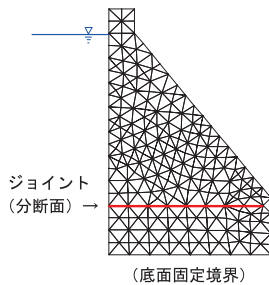


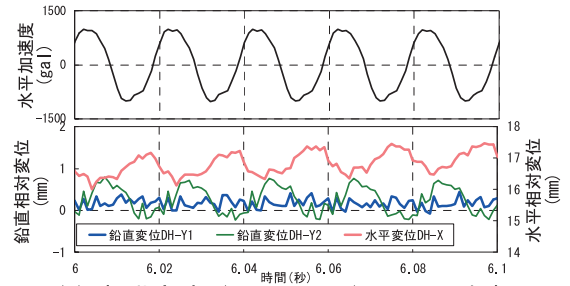
図-10.6 再現解析モデルのメッシュ図

表-10.2 再現解析モデルの物性値

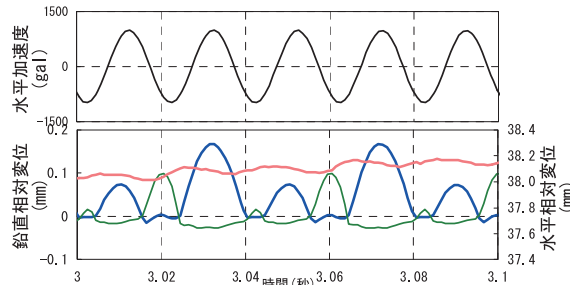
		物性値	
上部ブロック	密度 ρ	2,090 kg/m ³	
	動弾性係数 E	6,700 N/mm ²	
下部ブロック	ポアソン比 ν	0.2	
分断面	粘着力 C	0.012 N/mm ²	
	せん断摩擦係数 $\tan \phi$	0.88	
	垂直方向ばね定数 k_n	6,700 N/mm ² /mm	
	接線方向ばね定数 k_s	6,700 N/mm ² /mm	

表-10.3 解析ケース

Case	揚圧力の作用条件	レイリー減衰	剛性減衰係数
Case N-1	揚圧力なし	20%	0
Case N-2			1.0×10^{-1}
Case N-3			2.0×10^{-1}



(1) 振動実験 (Case-N-UPL) 970gal加振



(2) 再現解析 (Case N-3) 1000gal入力

図-10.7 上部ブロックの挙動時刻歴

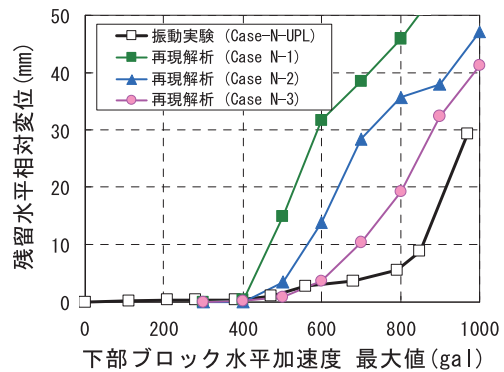


図-10.8 各加振ステップの残留水平相対変位

10.4 実ダムモデル解析

実際の重力式コンクリートダムでは、振動模型実験のように分断した堤体上部ブロックのロッキングや下流方向への滑動が確認された事例はなく、既往の照査解析でも想定される地震動以上の極端に強い地震動を考慮しなければ引張亀裂による堤体の分断は生じにくい。しかし、ここでは仮に実際のスケールのダムでこのような事象が生じた場合のダムの挙動を振動模型実験の再現解析と同様の数値解析手法により推定することを試みた。

10.4.1 解析条件

本解析で使用した解析モデルを図-10.9 に、実ダムを想定して設定した解析用の物性値を表-10.4 に示す。ダム堤敷への入力地震動は、図-10.10 に示すわが国のコンクリートダムの基礎部で観測された既往最大級の地震動（水平最大加速度約 500gal）及びその加速度振幅を 2 倍に引き伸ばした波形とした。

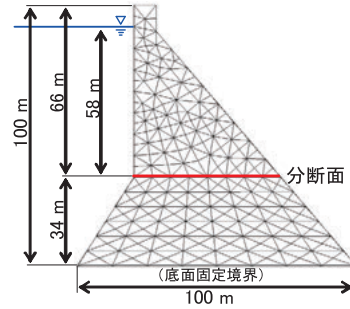


図-10.9 解析モデル（実ダム規模）

10.4.2 解析結果

前項に示した条件での解析結果（地震動による分断面の開口変位量及び上部ブロックの水平変位量（滑動量））を図-10.11 に示す。振幅 1 倍のケースでは分断面の鉛直変位及び下流側への残留変位はほとんど生じないが、振幅 2 倍のケースでは、振幅 1 倍のケースに比べ、やや大きな開口変位及び水平変位が生じる結果となり、振動模型実験と同様のロッキングや滑動が生じるものと推定される。しかし、後者のケースにおいてもロッキングによる上部ブロックの転倒は生じない。また、滑動量も小さく、ダムの構造上、制御できない貯水の放流が生じるとは考えにくい。よって、貯水機能の喪失という終局状態には至らないものと考えられる。

なお、図-10.8 に示した振動模型実験の再現解析と同様、本解析では、分断面内への貯水の浸入による揚圧力を考慮していない。そのため、図-10.3 に示した振動模型実験の結果を考慮すると、解析上この影響を考慮した場合、より滑動量が大きく算定される可能性がある。この点については、今後、振動模型実験結果の詳細な分析や分断面内への浸入水の挙動とその影響に関する理論的考察等により、適切かつ実用的な考慮方法を確立する必要がある。

表-10.4 実ダム解析モデルの物性値

物性値		
上部ブロック 下部ブロック	密度 ρ	2,300 kg/m ³
	動弾性係数 E	25,000 N/mm ²
	ポアソン比 ν	0.2
分断面	粘着力 C	0.0 N/mm ²
	せん断摩擦係数 $\tan \phi$	1.0
	垂直方向ばね定数 k_n	25,000 N/mm ² /m
	接線方向ばね定数 k_s	25,000 N/mm ² /m
	レイリー減衰	10 %
	剛性減衰係数 β	2.0×10^{-4}

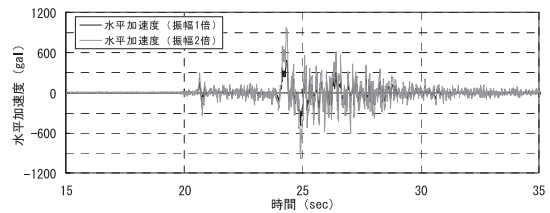


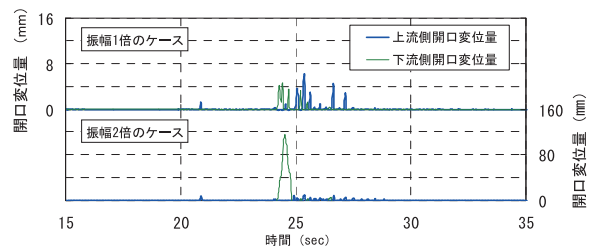
図-10.10 入力地震動

10.5 地震時終局耐力の評価指標

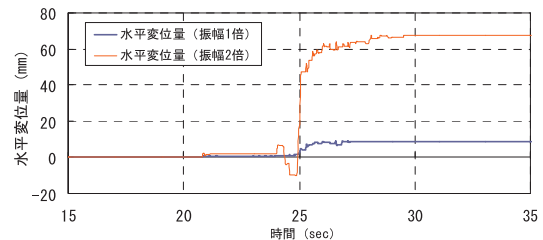
実ダムモデル解析より、亀裂貫通したダムにレベル 2 地震動に相当する地震波を入力した場合には、分離堤体ブロックが徐々に変位することが把握された。

分断ブロックの変位による上下ブロック間の水平相対変位量が上部ブロックが不安定化する程大きくなれば、制御できない貯水の流出が生じることとなる。これは、ダム L2 指針（案）において、レベル 2 地震動に対して求める耐震性能（貯水機能の維持）が確保されなくなる終局的な限界状態である。

なお、水平相対変位量は上部ブロックが不安定化する



(a) 開口変位量



(b) 水平変位量（滑動量）

図-10.11 実ダムモデル解析結果

程大きくならず、ダム貯水機能は維持される場合でも、上下ブロック間のずれにより堤体内に埋設されている止水板が損傷すれば、漏水量が大きく増加し、堤体の止水機能に支障をきたし、また、上下ブロックをアンカー工法により一体化させる対策工の実施も難しくなると考えられる。

これらのことから、本研究で着目した水平相対変位量を評価指標として、大規模地震により堤体の分断が生じる場合における重力式コンクリートダムの限界状態は、さらに、①修復可能性限界、②止水機能維持限界、③堤体の安定性限界（貯水機能維持限界）に分けて考えることができると考えられる。

10.6 まとめ

ダム形状の分離堤体模型を作製し、貯水による亀裂内揚圧力、動水圧の影響等を考慮できる形で振動実験を実施し、亀裂貫通後の堤体分離ブロックの地震時における変位挙動・メカニズムの把握を行った。また、振動実験結果の再現解析を個別要素解析モデルにより行い、堤体分離ブロックの地震時挙動の再現方法の提案を行った。

提案した解析手法を用い、レベル2地震動に相当する実地震波等を入力地震動として、亀裂貫通した実ダムモデル解析を実施することにより、堤体分離ブロックの大規模地震時における変位挙動の把握を行った。また、解析により得られた変位量を基に終局状態におけるダムの耐力評価指標の提案を行った。

以上の成果により、本研究の達成目標は達成されたと考えている。

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) Itasca Consulting Group, Inc. : Universal Distinct Element Code (UDEC) Theory and Background, 2004.

11.1 強震時の変形性能を考慮した河川構造物の耐震補強技術の開発

11.1 はじめに

河川構造物については、レベル2地震動に対する耐震診断、耐震補強が進められようとしているところであるが、河川構造物は多種多様であり、耐震補強法やその設計法等が確立されていないものもある。本研究は、そのような河川構造物の耐震補強技術、特に、強震時の変形性能を考慮した河川構造物の耐震補強技術の開発を目的として実施したものである。

本研究では、堤防の耐震点検手法および耐震対策工法設計法の提案、自立式特殊堤、水門、樋門および堰の耐震性能照査法の提案、河川構造物の地震被害事例集の作成を行った。

11.2 堤防の耐震対策

11.2.1 堤防の耐震点検手法に関する検討

本研究では、堤防の耐震点検手法を提案し^{2) 3)}、同点検手法は国土交通省河川局治水課「レベル2地震動に対する河川堤防の耐震点検マニュアル(案)・同解説」⁴⁾に取り込まれた。提案した耐震点検フローを図-11.1に示す。

耐震点検手法の検討にあたっては、河川堤防が長い延長を有する線状構造物である特性を踏まえ、河川堤防に関する既往の地震被害事例の分析に基づき、地形区分および地盤条件によるスクリーニング手法を構築した。

既往の地震被害事例の分析結果の例を示す。近年の地震により堤防に生じた沈下を微地形区分ごとに整理した結果として図-11.2が得られた。これに加え、液状化発生事例と微地形区分の関係等に基づき、表-11.1に示すように地形区分による危険度をA~Dの4ランクに区分し、危険度CおよびDについては、地震による堤防の沈下が十分に小さいと見なせるものとした。また、地形区分による危険度A、Bについて、表層非液状化層(土層分類B)と液状化が生じる可能性のある土層(土層区分A)の層厚ごとに、今回収集した地震被害事例における沈下量の最大値を集計したのが表-11.2である。から、地震による堤防の沈下が十分に小さいと見なせる範囲(表-11.2中の網掛けの範囲)を設定した。ここで、図

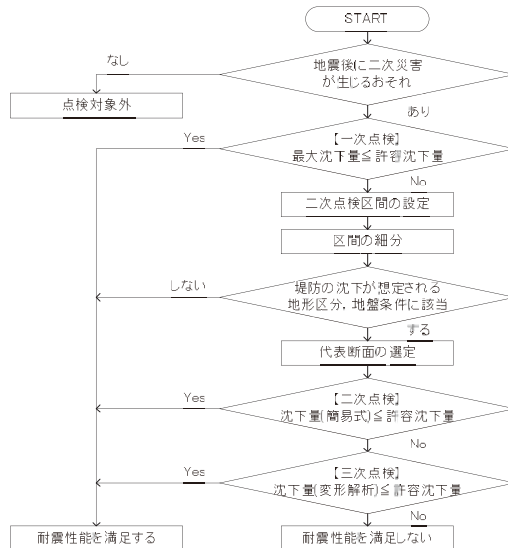


図-11.1 提案した耐震点検フロー

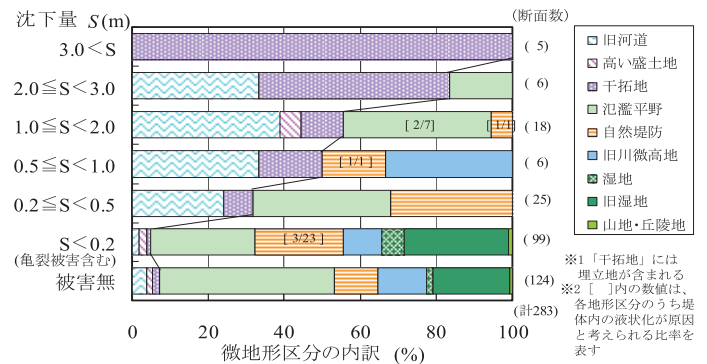


図-11.2 微地形区分による堤防の被害状況との関係

表-11.1 地形区分と堤防の液状化による地震被害の可能性

微地形区分による危険度ランク	治水地形分類図による地形区分
A (極大)	旧河道, 落掘, 旧落掘, 高い盛土地, 干拓地, 砂丘
B (大)	自然堤防, 旧川微高地, 氾濫平野, 湿地, 旧湿地
C (小)	扇状地, 浅い谷
D (なし)	山地・丘陵地, 台地, 崖

-11.3に示すように、土層分類Aの層厚はN値30未満の砂質土層または礫質土層の全層厚の和、土層分類Bの層厚は土層分類Aに該当しない土層のうち表層の層厚であり、地質縦断面図から簡易に読み取ることを想定し、地下水位との関係については考慮していない。これらの分析結果を、図-11.1の点検フローに示す堤防の沈下が想定される地形区分、地盤条件に該当するか否かの判断基準として盛り込んでいる。なお、表-11.2は既存資料に基づく簡易な判定を意図したものであり、堤防の沈下が十分に小さいと見なせる範囲については、今回の分析で集計できたデータ量を勘案しつつ、工学的判断を加味し

て安全側に設定している。

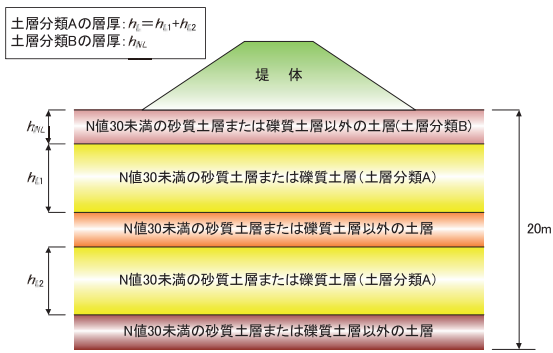


図-11.3 土層分類およびその層厚の定義

表-11.2 危険度ランク A および B の地形における最大沈下量

(1) 危険度ランク A

		土層分類 B の層厚 h_L		
		$h_L < 2m$	$2m \leq h_L < 5m$	$5m \leq h_L$
土層分類 A の層厚 h_L	$h_L < 2m$	—	—	—
	$2m < h_L \leq 5m$	1.3m	—	0m
	$5m < h_L$	3.9m	1.2m	—

(2) 危険度ランク B

		土層分類 B の層厚 h_L		
		$h_L < 2m$	$2m \leq h_L < 5m$	$5m \leq h_L$
土層分類 A の層厚 h_L	$h_L < 2m$	0.03m	0m	0m
	$2m \leq h_L < 5m$	0.29m	0.27m (1.0m)	0m
	$5m \leq h_L$	2.0m	0.41m (1.0m)	1.0m

「—」: 該当データなし (): 堤体の液状化事例を含めた場合の沈下量

11.2.2 堤防の耐震対策工法について

基礎地盤の液状化による堤防の沈下は、基礎地盤が水平方向に伸張変形し、これに伴って基礎地盤が鉛直方向に圧縮変形することで生じる。このような変形を抑制するため、のり尻部に締固め工法、固結工法、ドレーン工法、鋼材を用いた工法等による対策工を配置することで、堤防の基礎地盤の液状化対策が行われる。

これらの対策工は、従来、中規模程度の地震動に対し、堤防の全体安定(円弧すべり計算による)、対策工の外的・内的安定を満たし、対策範囲内の液状化発生を防止するように設計がなされてきた。しかし、大規模地震動(レベル 2 地震動)に対する設計を行うにあたっては、様々な課題がある。例えば、締固め工法については、締固め改良範囲外の液状化層で上昇した過剰間隙水圧が改良範囲内に伝播することが知られているが、大規模地震動に対しては、改良範囲内の過剰間隙水圧が上昇した場合でも変形抑制効果が発揮されるのであれば、これに期待して設計を行うのが合理的である。また、固結工法に

ついては、大規模地震動を受けた場合においても改良体の外的・内的安定を満足させることが困難である一方で、外的・内的安定喪失後においても堤防の変形抑制効果が得られるのであれば、これに期待して設計を行うことが合理的である。これらの点について検討を行った結果を示す。

11.2.3 締固め工法に対する水圧伝播の影響

基礎地盤の液状化対策として実施される締固め工法については、図-11.4 に示すように、地震により改良範囲外からの過剰間隙水圧が改良範囲の端部に伝播するため、改良幅を設定するにあたっては、締固め領域内であっても過剰間隙水圧比 $R_w=0.5$ を超える範囲を、過剰間隙水圧の伝播による損傷領域とみなし、改良効果を期待しないような設計方法も提案されている⁹⁾。

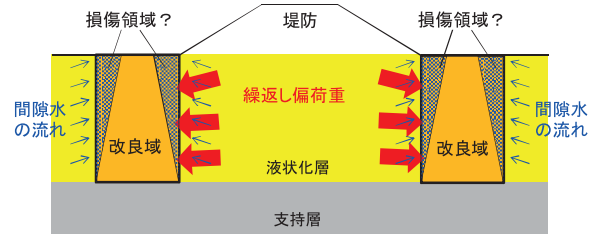


図-11.4 締固め領域への水圧伝播のイメージ

一方、締固めによって密度が高まった改良領域の変形は、過剰間隙水圧の上昇後直ちに急増することではなく、いわゆるサイクリックモビリティの状態にとどまるものと考えられる。そこで、過剰間隙水圧の伝播に伴う改良領域の変形特性を把握するために、締固め領域に過剰間隙水圧が伝播した状態を模擬した繰返し三軸試験を実施し、その変形特性を調べるとともに、大地震時の水圧伝播に対する締固め工法の設計法について検討を行った⁵⁾。

図-11.5 に示すように、改良領域は未改良域からの水圧伝播を受けて膨潤するとともに繰返しせん断を受ける。本検討ではこれを単純化し、①等方圧密応力 σ'_c を与えた後、軸応力およびセル圧(全応力)を一定に保ちつつ背圧を上昇させる(A→A')ことで水圧が伝播した状態を模擬し、その後、②非排水条件下で一定の軸差応力振幅 σ'_d の下に、せん断応力 τ を繰返し与える(A'→B)ことで地震時の繰返しせん断を受ける状態を模擬した。ここでは、A→A'における間隙水圧の増分と σ'_c の比を、便宜上、初期過剰間隙水圧比 R_{w0} と呼んでいる。

図-11.6 は、各サイクルにおける軸ひずみ両振幅 e_{DA} と過剰間隙水圧比 R_w を繰返し応力振幅比 R ごとに示したものである。同図より、①水圧伝播により、ひずみの

増加が始まるタイミングは変化するが、その後のひずみ増分には大きな影響を与えないこと、②作用する応力振幅が大きい場合ほど、水圧伝播の程度がひずみ振幅の推移に与える影響が小さくなる傾向が認められた。つまり、締め固めによって密度がある程度高まった砂の変形特性に対しては、地震動強度が大きい場合ほど水圧伝播の程度が影響しにくい傾向が確認された。このため、大地震時の設計において、締め固めによる変形抑制効果に着目することとすれば、水圧伝播を受ける領域を損傷領域として特別扱いすることの必要性は低いものと考えられる。

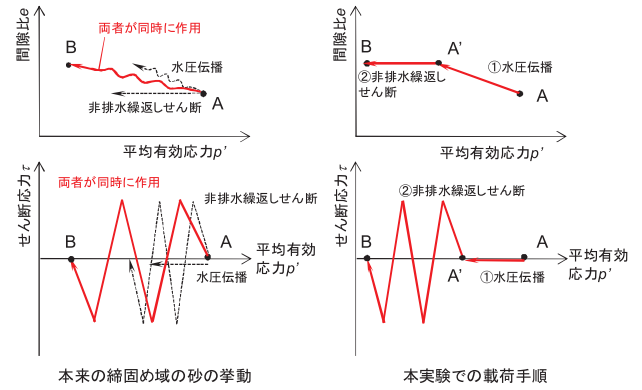


図-11.5 水圧伝播を受ける締め固め領域内の要素挙動の模式図

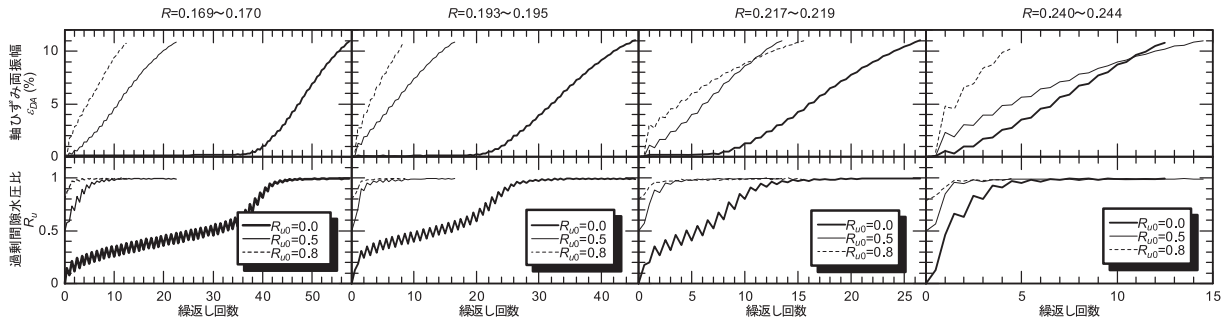


図-11.6 各サイクルにおける軸ひずみ両振幅 e_{DA} と過剰間隙水圧比 R_{v0}

11.2.4 固結工法の設計法に関する検討

固結工法の設計にあたっては、改良体による基礎地盤の側方変形の抑制という所要の対策効果を発揮させるため、改良体の内部破壊に対する検討(内的安定)も必要とされてきた。しかし、レベル2地震動に対する固結工法の設計法に関しては、基礎地盤条件や改良体の諸元が対策効果に及ぼす影響や、改良体の損傷メカニズム等に関する知見は必ずしも十分ではなかった。このため、基礎地盤条件、改良体の諸元が対策効果に及ぼす影響に着目した動的遠心模型実験^{8) 9)}に基づき、固結工法のレベル2地震動に対する設計法について検討を行った。

堤防の尻部の改良体には、図-11.7に模式的に示すように、地震時に偏荷重の繰返し作用により徐々に水平変位が累積する。このような挙動を踏まえると、繰返し荷重による変位が十分小さくなるまでに改良体に外的な安定性を確保するという設計方針が考えられる。ここでは、改良体の外的安定性を統一的に評価する指標として、限界水平震度 k_{hor} に着目した。限界水平震度とは、滑動・

転倒・支持力のいずれかで外的な安定が損なわれる(安全率が1.0となる)ときの水平震度である。

加振中に得られた計測データからも、限界水平震度に相当すると考えられる改良体の応答加速度の頭打ちが確認されている。そこで、実験により計測された限界水平震度と改良体の残留水平変位との関係を図-11.8に整理した。ここで、残留水平変位については、各ケースにおける左右の改良体の残留変位を無対策のケースにおけるり尻水平変位で正規化して示している。加振により改良体に著しい損傷が生じたケースを除けば、水平変位と限界水平震度の間には右下がりの相関関係が確認される。このことから、内的安定を満たしつつ、ある一定以上の限界水平震度を確保することで外的安定性を高め、改良体の累積水平変位を抑制するという設計方針が成り立ちうると考えられる。また、この限界水平震度を用いれば、レベル2地震動に対しても改良体の内的安定照査を合理的に行うことができる。

これを踏まえ、図-11.9に示すような改良体の限界水平震度の算定モデルを提案し、実験時に計測された限界水平震度と概ね整合することを確認した。

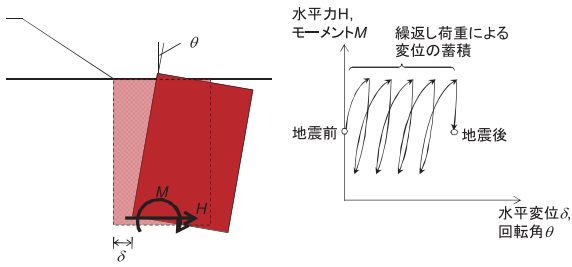


図-11.7 固化体の変位累積挙動のイメージ

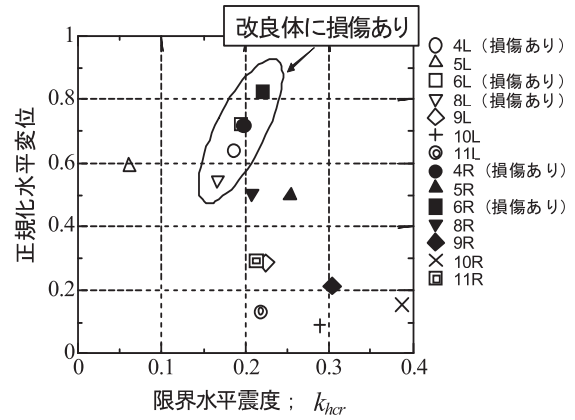


図-11.8 限界水平震度と正規化水平変位の関係

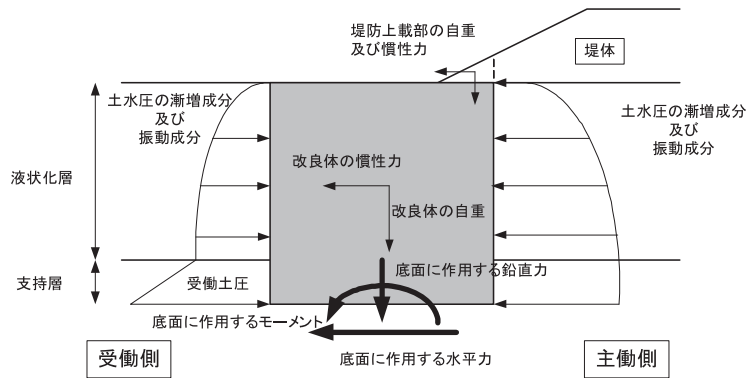


図-11.9 改良体の限界水平震度の算定モデル

11.3 自立式特殊堤、水門・堰および樋門の耐震性能照査法

本研究では、自立式特殊堤、水門、堰および樋門の耐震性能照査法を提案した。ここでは、これらの成果の代表例として、樋門函渠の耐震性能照査法について述べる。

樋門函渠については、地震後においても函渠の水密性を保持すること、修復を容易に行い得るような塑性変形にとどまることが求められる。本研究では、樋門函渠の耐震照査法の検証を行うことを目的とし、地震被害事例の再現解析を行った。解析対象としたのは、2003年十勝沖地震において被災した十勝川河口付近に位置する大津市街樋門である。同樋門の一般図を図-11.10に示す。地震後には、堤防の表のり尻付近に変状が見られ、継手A、Bに大きな開きが生じたこと、スパン3の函体に全周クラックが生じたことが確認されている。

解析では、堤防および基礎地盤の地盤変形解析と、函体及び基礎杭の応答変位法による2段階の解析を行った。

堤防の変形解析には、静的自重変形解析手法ALIDを

用いている。図-11.11にALIDによる変形解析の結果を示す。堤防天端で約70cmの沈下が生じるとともに、堤体および基礎地盤に川表側へ向かった水平変位が生じるという結果が得られた。地震前後の調査結果が得られていないため変形解析結果を定量的に評価することはできないが、被災の状況に照らすと、川表側に向かって顕著な水平変位が発生している解析結果は定性的には妥当であると考えられる。変形解析結果から函体床付け面及び各杭位置における水平変位を抽出し、以降に述べる応答変位法による解析で地盤バネに強制変位として入力する。

函体及び基礎杭に生じる変位・断面力を評価する応答変位法による解析では、図-11.12に模式的に示すように、函体及び基礎杭を梁要素としてモデル化し、函体周囲のせん断ばね、杭の水平・鉛直反力ばねに地盤の水平変位及び死荷重を入力して梁要素に生じる変位・断面力を評価する。杭及び函体の変形特性を示す曲げモーメント・曲率関係(M-φ関係)は、道路橋示方書IV編¹⁰⁾に準じてトリリニアモデルにより模擬した。なお、図-11.12に示

しているのは、図-11.10におけるスパン2付近における樋門函渠と杭頭部を拡大したものである。

継手の変位量について、解析結果と被災状況の比較を表-11.3に示す。実測変位量が小さい継手C、Dでは継手の開口量を安全側に評価する傾向があるものの、変位量の大きい継手A、Bでは実測値との良好な一致が得られている。

次に、函体を模した各はり要素の両端部における軸力と曲げモーメントの関係を図-11.13に示す。図中には、軸力に応じた終局曲げモーメント M_u の値を示した $N \cdot$

M_u 曲線も併せて示した。特にスパン3の一部では、曲げモーメントと同時に極めて大きな引張力が算出されており、図-11.14に示すスパン3において生じた函体の全周にわたるクラックが、曲げモーメントと同時に受けた軸方向引張力の影響によることを示唆している。

以上に示した解析手法を適用することで、樋門函渠の耐震性能照査にあたり、継手の開きや函体の損傷程度を評価可能なことを明らかにした。

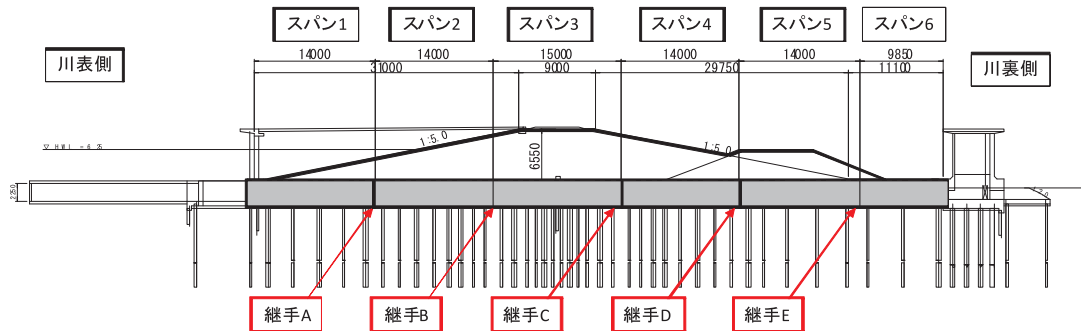


図-11.10 大津市街樋門一般図 (単位:mm)

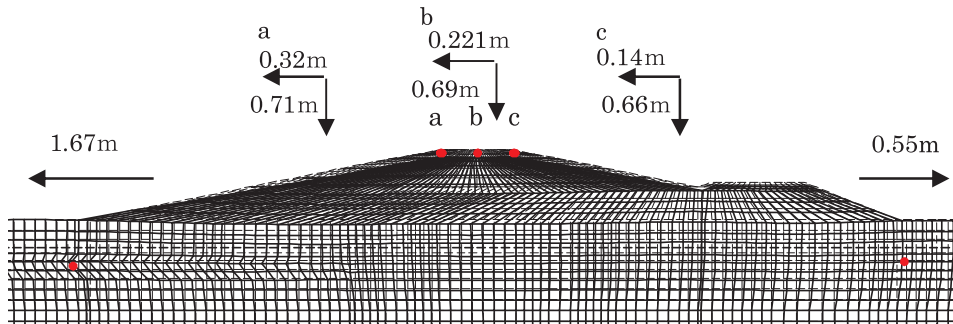


図-11.11 堤防の変形解析結果 (単位:m)

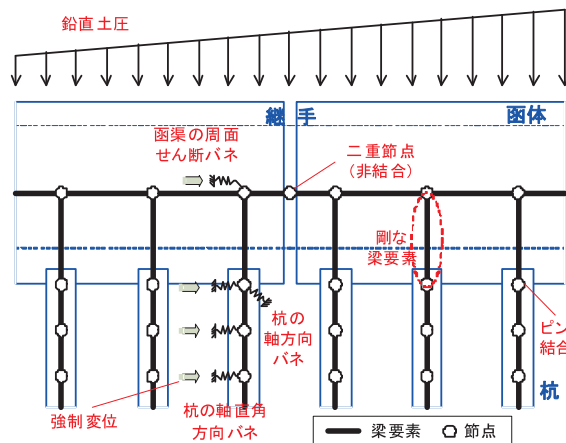


図-11.12 応答変位法の計算モデル

表-11.3 解析結果と実測値の比較（継手変位）

	継手A	継手B	継手C	継手D	継手E
実測値	30 cm	43cm	6 cm	8 cm	-1 cm
	> 20 cm	> 20cm	< 20cm	< 20cm	< 20cm
計算値	47 cm	54 cm	41 cm	18 cm	-*
	> 20 cm	> 20 cm	> 20cm	< 20cm	-*

*継手 E は応答変位法による解析範囲に入っていないので、実測値のみ記載

** は許容値20cmを上回っている事を示す

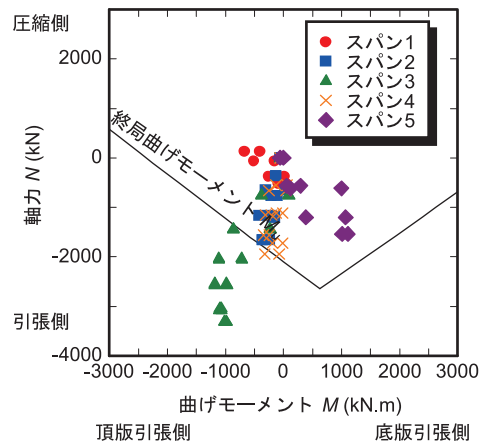


図-11.3 函体の軸力と曲げモーメントの関係



図-11.14 函体に生じたクラックの一例（スパン3）

11.4 まとめ

本研究は、河川構造物の耐震補強技術、特に、強震時の変形性能を考慮した河川構造物の耐震補強技術の開発を目的として実施したものである。本章に示した成果をまとめると以下のとおりである。

- ① 堤防の耐震点検にあたっての区間細分方法、代表断面の選定方法、スクリーニング方法等を提案した。提案手法は、「レベル 2 地震動に対する河川堤防の耐震点検マニュアル」に取り込まれた。
- ② 堤防の基礎地盤の液状化対策工法として用いられる締固め工法について、締固め領域外からの水圧伝播の影響について検討を行い、大地震時における締固め領域の過剰間隙水圧の上昇を許容することとすれば、水圧伝播を受ける領域を損傷領域として特別扱いすることの必要性は低いことを明らかにした。
- ③ 堤防の基礎地盤の液状化対策工法として用いられる固結工法について、模型実験結果に基づき、改良体の破壊形態を明らかにするとともに、限界水平震度を用いることで内的安定照査を合理化しつつ繰返し荷重による改良体の累積変位を小さなものと定めることができることを明らかにした。また、限界水平震度の算定モデルを提案した。
- ④ 被災事例の逆解析から、地盤変形解析等に基づく樋門函渠の耐震性能照査法を提案した。
また、ここでは割愛したが、本研究により以下の成果も得られている。
- ⑤ 耐震対策された堤防の模型実験に基づき、耐震対策工が洪水時の浸透特性に与える影響と留意事項を明らかにした。
- ⑥ 被災事例の逆解析から、地盤変形解析等に基づくコンクリート擁壁特殊堤、自立式矢板特殊堤の耐震性能照査法を提案した。
- ⑦ 水門及び堰の耐震診断にあたっての照査手順、主たる塑性化が生じる部材や破壊形態の判定方法、応答算定法等について整理し、計算例を作成した。
- ⑧ 断面形状が複雑な樋門門柱に関する載荷実験により、耐力・変形特性の評価手法を提案した。
- ⑨ 各種河川構造物の耐震対策における工法選定のための参考資料として、土堤、特殊堤、水門、樋門、堰、揚排水機場について、既往の地震被害事例から地震時の被災パターンを整理し、被災パターンごとに適用可能な対策工法等を技術資料としてとりまとめた。

参考文献

- 1) 国土交通省河川局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説、2007.3.
- 2) 谷本俊輔、中島進、中田芳貴、佐々木哲也：講座 土構造物の耐震性診断と対策 3. 河川堤防の耐震性診断と対策、地盤工学会誌、Vol.59、No.5、pp.46-53、2011.5.
- 3) 佐々木哲也、谷本俊輔：河川堤防における耐震点検と対策の取組み、基礎工、Vol.39、No.4、pp.38-41、2011.4.
- 4) 国土交通省河川局治水課：レベル 2 地震動に対する河川堤防の耐震点検マニュアル(案)・同解説、2010.11.
- 5) 谷本俊輔、中島進、中田芳貴、佐々木哲也：液状化対策としての締固め工法に対する水圧伝播の影響に関する一考察、第 45 回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.329-330、2010.
- 6) 井合進、小泉勝彦、倉田栄一：液状化対策としての地盤の締め固め範囲に関する基礎的検討、港湾技術資料、No.590、1987.
- 7) 谷本俊輔、杉田秀樹、高橋章浩：格子状固化改良された河川堤防の動的遠心模型実験、第 42 回地盤工学研究発表会発表講演集、pp.1729-1730、2007.7.
- 8) 中島進、中田芳貴、谷本俊輔、佐々木哲也：河川堤防の液状化対策に用いる格子状地盤改良工法に関する動的遠心模型実験(その 1~その 2)、第 45 回地盤工学研究発表会講演集、pp.1433-1436、2010.
- 9) 中田芳貴、中島進、谷本俊輔、佐々木哲也：河川堤防の液状化対策に用いる格子状地盤改良工法に関する動的遠心模型実験(その 3~4)、土木学会第 65 回年次学術講演会講演概要集、III-362,363、pp.723-726、2010.
- 10) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編、2002.

12. 大規模地震時におけるフィルダムの沈下量の評価方法の開発

12.1 はじめに

「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、ダムL2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照査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すべり変形量よりも小さい²⁾という判断に基づいている。しかし、2004年の新潟県中越地震時に被害を受けたロックフィルダムの事後調査により、すべりを伴わない比較的大きな沈下の発生した事例が明らかとなった³⁾。そのため、現在ダムL2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。

本研究では、まず、フィルダム堤体材料を用いて締固め度や飽和・不飽和条件等を変化させた動的強度試験を行い、それら諸条件が動的強度特性に与える影響を明らかにした。また、それらの結果を踏まえ、フィルダムの累積損傷解析を実施し、実際のフィルダムの大規模地震時における沈下挙動を再現することができた。これらによる成果を、大規模地震時におけるフィルダムの沈下量の評価方法として提案した。

12.2 2008年岩手・宮城内陸地震によるロックフィルダムの変形挙動の再現解析

2008年6月14日に発生した岩手・宮城内陸地震において、すべりを伴わない比較的大きな沈下の生じた建設中の中央コア型ロックフィルダム（以下、Aダムと呼ぶ）を対象に、累積損傷解析により地震時における沈下挙動の再現解析を実施した。

12.2.1 解析概要

本研究では、築堤解析により堤体内の静的応力分布を算出し、これを初期応力とした地震応答解析を行い、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。地震応答解析には複素応答法による等価線形解析を用いた。その後、累積損傷解析により、地震による残留変形

量を算出した。

12.2.2 解析モデル

解析モデルを図-12.1に示す。モデルは地震発生時におけるAダムの最大断面の形状を再現した2次元断面とした。築堤解析では堤体および基礎岩盤をモデル化し、地震応答解析では堤体のみをモデル化して底面を固定境界とした。なお、Aダムは外部ロックと内部ロックに材料区分がされているが、本論文ではロックゾーンとして1ゾーンとしてモデル化した。また、一般的には外部ロックゾーンの方が地震時の応答が大きく、地震によるすべり量や変形量が大きくなるため、予算の都合もあり、外部ロック材による室内試験値を以下の解析においてロック材の物性値として用いた。

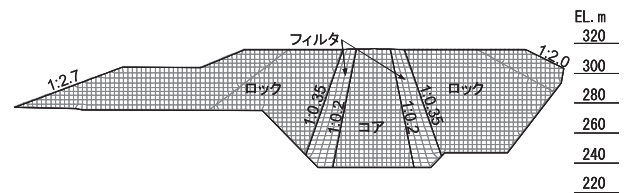


図-12.1 解析モデル

12.2.3 築堤解析

表-12.1に築堤解析に用いた物性値を示す。物性値は、Aダム材料の設計値や試験結果を基本として、築堤解析による節点鉛直変位がAダムの層別沈下計測値に合致するように調整したものをを用いた。基礎岩盤の弾性係数は、盛立中の岩盤変位計の計測値や他ダム同種岩級の値等を基に設定した。築堤解析より得られた初期せん断剛性の分布を図-12.2に示す。

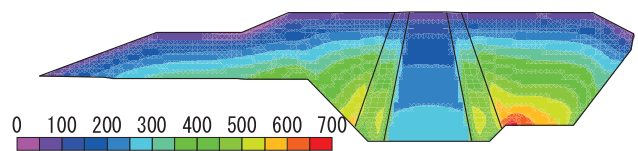


図-12.2 初期せん断剛性の分布（単位：MPa）

表-12.1 築堤解析の入力物性値

ゾーン名	密度 (g/cm ³)		弾性係数 [*]			ポアソン比 [*]			強度		
	湿潤 ρ_t	飽和 ρ_{sat}	k	n	R _t	G	F	D	c (kN/m ²)	ϕ (°)	
コア	2.07	2.10	281.6	0.564	0.785	0.342	0.100	8.30	15.2	36.0	
フィルタ	2.08	2.15	947.2	0.317	1.042	0.303	0.344	7.21	23.5	37.0	
ロック	2.01	2.11	1073.5	0.131	0.744	0.240	0.183	10.68	64.7	41.5	
基礎岩盤	-	-	4315 (MPa)			0.25			-	-	-

*弾性係数、ポアソン比の係数は、Duncan-Chang モデルの係数である。

12.2.4 入力地震動

2008年岩手・宮城内陸地震時において、建設中のAダムには地震計が設置されておらず、Aダムの地震記録は得られていない。そのため、Aダムの上流約2kmにある既設ダム右岸段丘部において観測された地震記録をもとに推定された基礎岩盤における推定加速度時刻歴⁴⁾を入力地震動として用いた。図-12.3に入力地震動を示す。

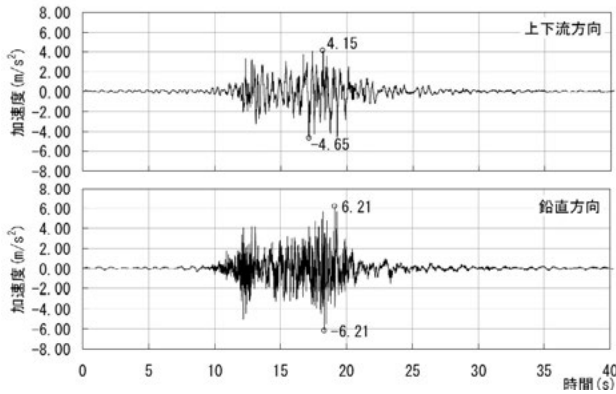
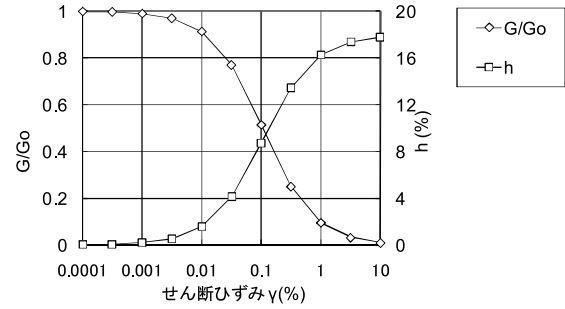


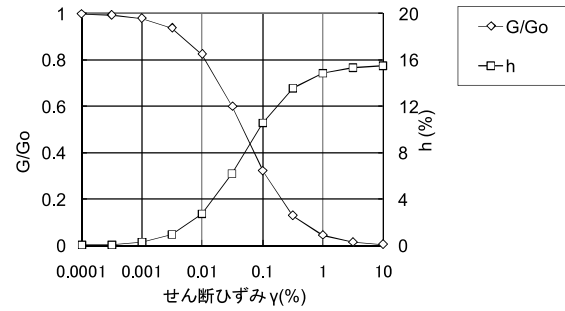
図-12.3 入力地震動⁴⁾

12.2.5 地震応答解析

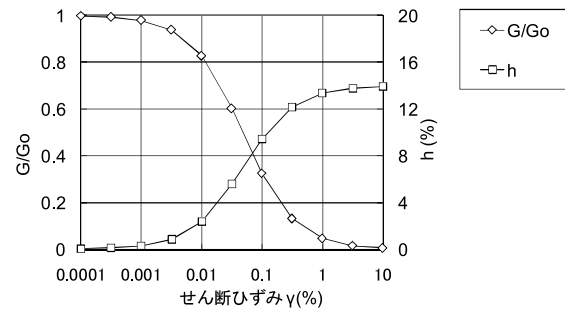
表-12.2に地震応答解析に用いた入力物性値を示す。動的変形特性はAダム材料を対象とした不飽和条件における動的変形試験結果を基に設定し、ポアソン比には沢田式を用いた。なお、本研究の等価線形化法による地震応答解析は堤体のみをモデル化しているため、基礎地盤でのエネルギー逸散として、減衰定数に一律15%を上乗せした¹⁾。図-12.4(a)~(c)に堤体材料の動的変形特性を示す。図-12.4において、G/G₀はせん断剛性低下率、hは減衰定数である。図-12.5に、地震応答解析より得られた上下流方向最大加速度の鉛直分布を示す。



(a) コア材料



(b) フィルタ材料



(c) ロック材料

図-12.4 動的変形特性

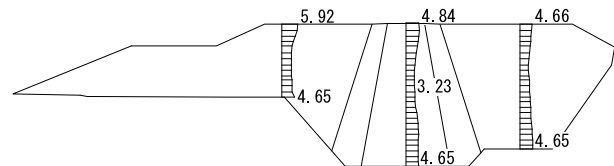


図-12.5 上下流方向の最大加速度の鉛直分布 (単位: m/s²)

表-12.2 地震応答解析の入力物性値

ゾーン名	飽和条件	初期せん断剛性 $G_0(\text{MPa})^{*1)}$	ひずみ依存特性 ^{*2)}		ポアソン比 $\nu^{*3)}$	逸散減衰 $h_0(\%)$
			γ_t	$h_{max}(\%)$		
コア	不飽和	$294.879 \sigma_m'^{0.444}$	1.06×10^{-3}	18.0	沢田式	15
フィルタ	不飽和	$628.347 \sigma_m'^{0.665}$	4.74×10^{-4}	15.6		
ロック	不飽和	$737.070 \sigma_m'^{0.680}$	4.80×10^{-4}	14.0		

*1) σ_m' : 湛水時の平均有効応力 $\sigma_m'=(1+\nu)(\sigma_1+\sigma_3)/3$

*2) $G/G_0=1/(1+\gamma/\gamma_t)$, $h=h_{max}(1-G/G_0)$

*3) $\nu=0.450-0.006Z^{0.60}$: コア材料, $\nu=0.375-0.006Z^{0.58}$: フィルタ, ロック材料, Z: 堤体表面からの深度(m)

12.2.6 累積損傷解析

累積損傷解析に必要な動的強度物性は、A ダムの堤体材料の動的強度試験を実施して求めた。図-12.6 に試験結果を示す。

累積損傷解析では、繰返し回数と繰返しせん断応力比の関係の近似式を入力物性値として設定する必要がある。本研究では、動的強度試験結果の近似式は式(1)とした。ここに、 SR_d : 繰返しせん断応力比、 N_c : 繰返し載荷回数、 $A \cdot B \cdot C$ は近似式のパラメータであり、これらを規定する係数 $a_1, a_2, b_1, b_2, c_1, c_2$ を表-12.3 に示す。近似曲線を図-12.6 にあわせて示す。

$$SR_d = A \times N_c^B + C \tag{1}$$

$$A = a_1 \times \epsilon^{a_2} \tag{2}$$

$$B = b_1 \times \epsilon^{b_2} \tag{3}$$

$$C = c_1 \times \epsilon^{c_2} \tag{4}$$

(1) SR_d の評価式の提案

累積損傷解析では、地震応答解析により得られた応力から、繰返しせん断応力比 SR_d の時刻歴を求めめる必要がある⁵⁾。本論文では、以下の2種類の方法により、 SR_d の時刻歴を求めた。

1) 従来の算出方法

従来よく用いられていた算出手法は以下の式であらわされる。

$$SR_d = \left(\frac{(\sigma_{1(s+d)} - \sigma_{3(s+d)})}{2} - \frac{(\sigma_{1s} - \sigma_{3s})}{2} \right) / \sigma_m' \tag{5}$$

ここに、 SR_d は繰返しせん断応力比、 $\sigma_{1(s+d)}$ と $\sigma_{3(s+d)}$ は地震時の最大および最小主応力、 σ_{1s} と σ_{3s} は常時の最大および最小主応力、 σ_m' は地震応答解析の初期平均有効応力である。

式(5)において、右辺の第2項は静的応力であるから地震力が作用する時間にかかわらず作用面(主応力面)は一定であるが、右辺の第1項は地震力が作用している時間に依

存して作用面(主応力面)が変化する。そのため、右辺の分子は、異なる作用面に働く応力の差分を求めていることになる。山田らは、明石海峡大橋の主塔基礎下の基礎地盤内に式(5)を適用して地震時の橋脚基礎の揺すり込み沈下量の評価を行っているが、地震時と常時の主応力面の回転が10度以下と小さいことを確認したうえで適用している⁶⁾。しかし、フィルダムにおいては、地震時と常時の主応力の方向が大きく異なる箇所が存在する⁷⁾。そのため、式(5)をフィルダムの累積損傷解析に適用すると、山田らが適用した地震時と常時の主応力面の回転角が小さいという前提条件⁶⁾には適合しない箇所が存在する可能性があると考えられる。

2) 本研究で提案する方法

地震応答解析における各要素のせん断応力では、図-12.7のように1つの卓越する作用方向を有する場合が多い。そこで本論文では、式(6)のように動的せん断応力の卓越方向を考慮した SR_d の算出方法を提案する。

$$SR_d = \{ (\sigma_{xd} - \sigma_{yd}) / 2 \sigma_m' \} \cdot \sin 2\beta + (\tau_{xyd} / 2 \sigma_m') \cdot \cos 2\beta \tag{6}$$

ここに、 σ_{xd} 、 σ_{yd} 、 τ_{xyd} : 地震応答解析による σ_x 、 σ_y 、 τ_{xy} の増分応力、 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。

(2) SR_d パルスの評価法の提案

累積損傷解析では、図-12.8(a)に示した不規則に変化する SR_d から、 SR_d パルスと呼ばれる時刻歴を求めめる必要がある。本研究では以下の2種類の方法により SR_d パルスの時刻歴を求めた。

表-12.3 近似式(1)のパラメータ(2)~(4)の値

ゾーン	飽和条件	a_1	a_2	b_1	b_2	c_1	c_2
コア	飽和部	0.23	0.6	-0.4	0.33	0.19	0.21
	不飽和部	2.15	0.9	-0.51	0.08	0.19	0.25
フィルタ	飽和部	0.22	0.87	-0.45	0.09	0.21	0.15
	不飽和部	0.44	0.07	-0.17	0.00	0.06	1.46
ロック	飽和部	0.57	2.01	-0.96	0.17	0.38	0.03
	不飽和部	0.47	0.07	-0.17	0.00	0.37	1.46

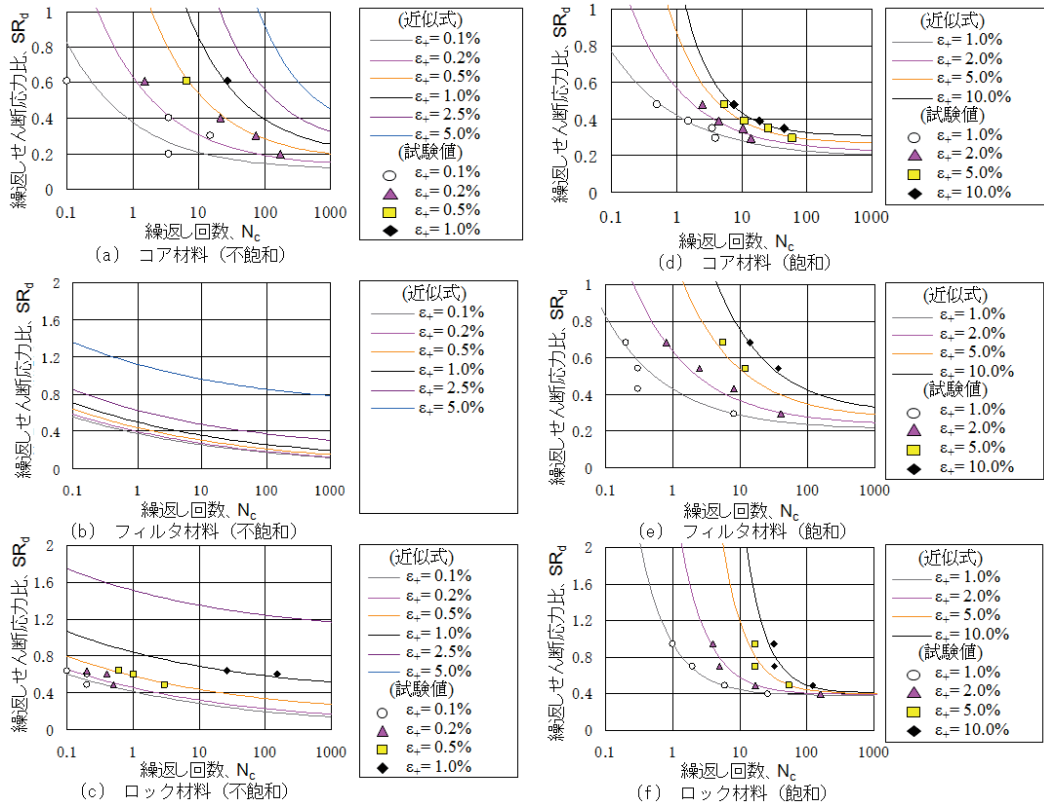


図-12.6 動的強度試験結果と近似式

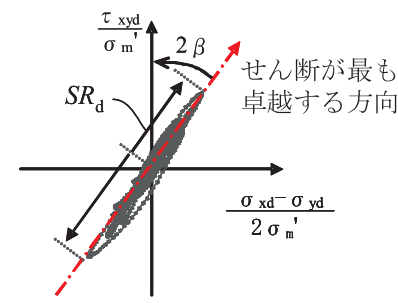


図-12.7 式(6)によるSRdの概念図

1) 従来の算出方法

連続する2つのSRdのピーク値から、それらの平均の大きさを持つ1回のパルスとして扱う方法である。図-12.8(b)に概念図を示す。本論文中では、この方法を、以下、全パルス法と呼ぶ。

2) 本研究で提案する方法

2つのSRd=0となる点(ゼロクロッシングする点)にはさまれた部分を、その部分のピーク値を有する0.5回のパルスとして扱う方法である。図-12.8(c)に概念図を示す。本論文中では、この方法を、以下、半パルス法と呼ぶ。

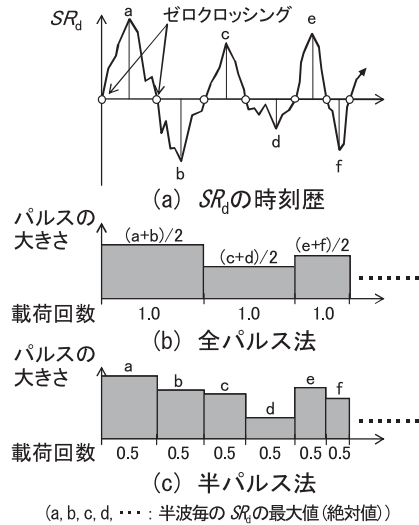


図-12.8 SRdパルス算出方法の概念図

表-12.4 解析ケース

ケース	累積ひずみ特性の飽和条件			SRd 計算式	パルスの 取り扱い
	コア	フィルタ	ロック		
1	不飽和	不飽和	不飽和	式(5)	全パルス
2	飽和	不飽和	不飽和	式(6)	
3	不飽和	不飽和	不飽和		
4	飽和	不飽和	不飽和		
5	不飽和	不飽和	不飽和	式(5)	半パルス
6	飽和	不飽和	不飽和	式(6)	
7	不飽和	不飽和	不飽和		
8	飽和	不飽和	不飽和		

(3) 解析ケース

表-12.4 に解析ケースを示す。解析ケースとしては、 SR_d 算出方法が 2 種、コア材料の累積ひずみ特性の飽和条件が 2 種、それぞれについて全パルス法、半パルス法を適用し、計 8 ケース設定した。

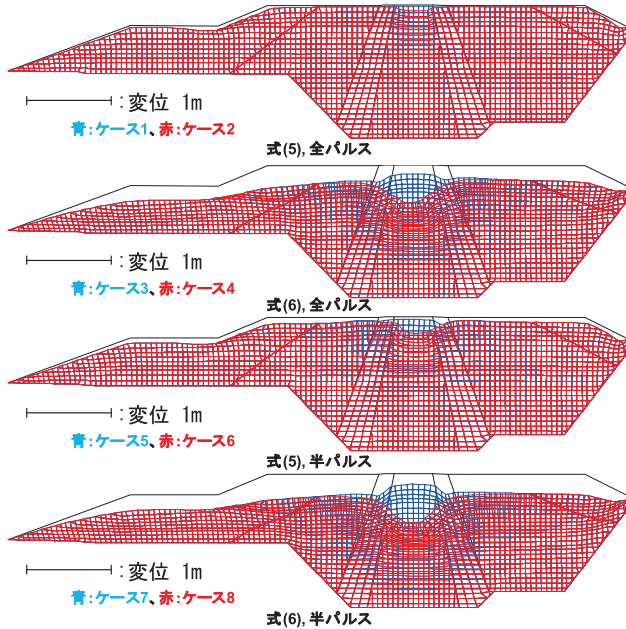


図-12.9 残留変形図

(4) 解析結果

図-12.9 に累積損傷解析による残留変形図を示す。 SR_d 算出に式(5)を用いたケース 1、2、5 および 6 は、 SR_d 算出に式(6)を用いたケース 3、4、7 および 8 に対して変形量が非常に小さい傾向が見られる。

コア材料の累積ひずみ特性に不飽和条件を用いたケース 1、3、5 および 7 においては、コアゾーンの沈下量がフィルタ、ロックゾーンの沈下量よりも小さくなった。コアゾーンの累積ひずみ特性に飽和条件を用いたケース 2、4、6 および 8 においては、コアゾーンの沈下量がロック、フィルタゾーンの沈下量よりも大きく、上下流のロック、フィルタゾーンがコア方向に傾く形状となった。半パルス法を用いたケースは、同じ条件に対して全パルス法を用いたケースに対して、変形量が大きくなる傾向が見られた。

図-12.10 に沈下量の鉛直分布の比較を示す。 SR_d 算出に式(5)を用いたケース 1、2、5 および 6 では、全てのゾーンで解析結果が実測値よりもかなり小さくなった。一方、 SR_d 算出に式(6)を用いたケース 3、4、7 および 8 では、コア材料の累積ひずみ特性に飽和条件の物性を用いたケース 4 および 8 の方が、コア材料の累積ひずみ特性に不飽和条件の物性を用いたケース 3 および 7 よりも、コアゾーンの沈下量の実測値に対する再現性が高い結果が得られた。これは、図-12.11 のように、地震時にコアゾーン中の間隙水圧が急増したため、建設中のため不飽和状態ではあったが、飽和条件の動的強度試験結果を用いた方がより実際の条件に近いとと考えられる。ここで、同一の解析条件について半パルス法と全パルス法の結果を比較すると、半パルス法を用いたケース 5~8 の方が、全パルス法を用いたケース 1~4 よりも変位量が大きくなる傾向が見られた。また、本検討条件下において、全パルス法、半パルス法それぞれにおいて沈下量実測値に対する再現性が高くなったケース 4 (全パルス法) とケース 8 (半パルス法) では、半パルス法を用いたケース 8 が、全パルス法を用いたケース 4 に比べて沈下量の実測値に近い値となった。ここで、ケース 8 の解析結果と層別沈下計測値の鉛直分布を比較すると、上流ロック部およびコア部では、解析結果と実測値の分布形状はよく一致している。下流ロック部では、層別沈下計最上段の沈下量は解析結果と実測値に近い値となったが、深部において、解析結果が実測値に比べて沈下量が小さい傾向が見られた。これは、図-12.10 の(c)のロックゾーンには実際は内部ロックが使用されているのに対し、解析における入力物性値には外部ロックの値を使用していることから、解析による沈下量がやや小さく評価され

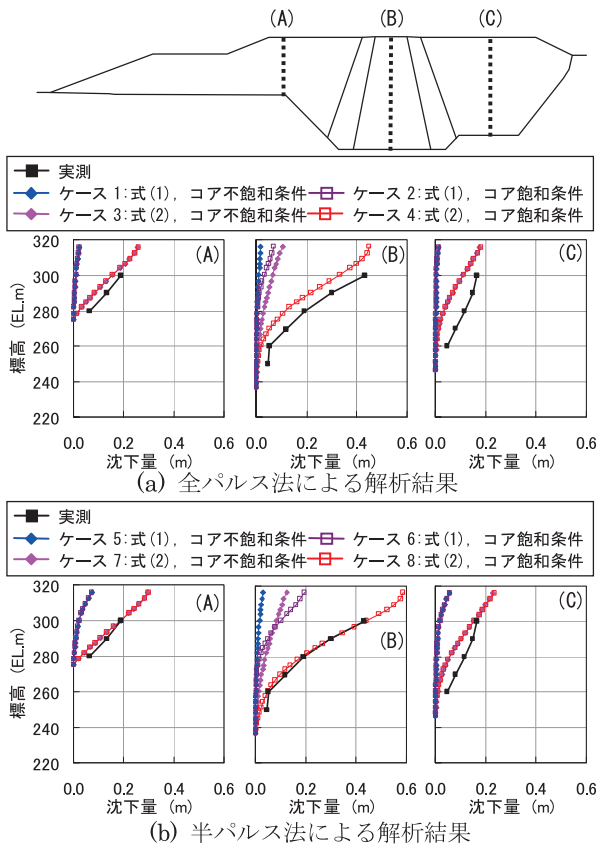


図-12.10 層別沈下計測値と解析値の比較

たものと考えている。

以上から、全体的には、A ダムの地震時の沈下を良好に再現することができた。

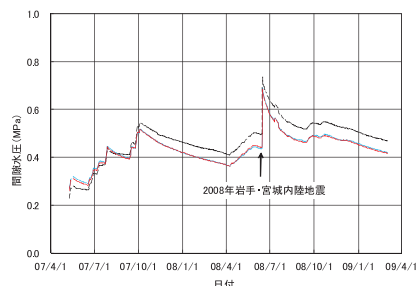


図-12.11 コアゾーンにおける間隙水圧計の計測データ⁸⁾

12.3 まとめ

①近年の大規模地震で発生しているフィルダムのすべりを伴わない揺すり込み沈下量の評価方法を主な検討項目として、また「大規模地震時におけるフィルダムの沈下量の評価方法の提案」を達成目標として、本研究を実施した。

②本研究において、2008年の岩手・宮城内陸地震により建設中に地震を受けたAダムのすべりを伴わない沈下量を精度よく再現することができた。Aダムの再現解析結果などから、地震時の揺すり込み沈下量を評価するために累積損傷解析を実施する際には、動的物性の拘束圧依存性や地震時の飽和・不飽和条件などを詳細に考慮したうえで解析を実施する必要があることなどの留意点を含めた地震によるフィルダムの沈下量の評価方法を提案した。

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) （財）ダム技術センター：フィルダム設計合理化検討分科会報告書、ダム構造・設計等検討委員会、2001.3.
- 3) 東日本旅客鉄道株式会社：信濃川発電所復旧工事技術専門委員会、委員会報告書、pp.69-101、2006.5.
- 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.
- 5) 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.

- 6) 山田勝彦、真鍋進、羽守紀幸、龍岡文夫：大型不攪乱砂礫試料の非排水繰返し三軸試験結果の解析、土の非排水繰返し試験に関するシンポジウム論文集—室内試験、原位置試験および試験結果の利用—、土質工学会、pp.175-184、1988.
- 7) 下山顕治、山口嘉一、佐藤弘行：累積損傷解析を用いた岩手・宮城内陸地震による石淵ダムの変形再現解析、第55回地盤工学シンポジウム、CD-ROM、2010.11.
- 8) 稲邊重広、榊原 純：岩手・宮城内陸地震による胆沢ダム堤体コアのクラック発生について、ダム技術、No.292、pp.54-63、2011.1.

13. 結論

13.1 研究の成果

本重点プロジェクト研究から得られた主な成果を達成目標ごとに以下に述べる。

①既設道路橋の耐震診断・補強技術の開発

- ・既に段落し部の耐震補強のみが実施された RC 橋脚の地震時保有水平耐力と塑性変形能を向上させるための耐震補強技術に着目し、RC 巻立て工法を用いる場合、連続繊維シートと鋼板を併用する場合のそれぞれの耐震補強工法の提案を行うとともに、その補強効果を実験的に検証した。さらに、設計の基本的な考え方や設計計算方法をまとめ、設計マニュアル案を作成した。
- ・基礎の建設年代、基礎形式、地盤条件等のパラメーターと基礎の脆弱度の関係を整理し、既設橋基礎の脆弱度判定(耐震補強の優先度の判定)フローを提案した。また、既設橋基礎の脆弱度判定の効率化を図るため、標準貫入試験結果のみから簡易に液状化発生の可能性、度合いを判定するための方法を提案した。
- ・現場の条件、補強の効果、施工の確実性、維持管理性、地震後の長期的な状態評価等の観点から、橋梁基礎の耐震補強において要求される性能に応じた性能検証法を提案した。また、耐震補強工法の検証があまり行われていないフーチングや、耐震性の検証が十分でないため補強優先度の判断が容易ではないケーソン基礎や液状化地盤上の橋台について、耐震性の向上を図るために必要となる基本的な性能検証項目を提案した。

②山岳盛土の耐震診断・補強技術の開発

- ・盛土のり尻付近の排水、押え盛土等ののり尻強化工法による耐震補強により、大規模な崩壊を防止し得ることを明らかにした。また、横ボーリング等で水抜きを行い、浸透水位を下げることにより、既設盛土の耐震性を向上させられることを明らかにした。
- ・山岳道路盛土に対する地震時残留変形解析手法(ニューマーク法)の適用性について、実験における浸透水位の違い及び耐震補強工の効果による地震時残留変位の違いを定性的に表現できることを示した。
- ・耐震診断法として現地踏査(机上調査を含む)及びサウンディングによる簡易調査法を提案するとともに、耐震補強法については排水工及びのり尻補強工を併用した簡易な耐震対策、地下水位による重点監視、のり枠等による追加対策の考え方を提案した。

③道路橋の震後早期機能復旧技術の開発

- ・本震で損傷した橋脚の余震に対する耐震性能に関する検討及び損傷した橋脚を早期に応急復旧する工法に要求される事項から、迅速かつ効果的な応急復旧工法として、機械式定着繊維バンド巻立てによる応急復旧工法を開発し、その設計法を提案した。

- ・RC 橋脚基部で曲げ破壊する振動台加震実験の結果の分析に基づき、地震による被害を判定する機能を有する地震被災度判定センサを開発し、これを実橋梁に適用した。

④既設ダム耐震診断・補修・補強技術の開発

- ・GPS を用いたダムの変位計測技術、大規模地震時の損傷過程を考慮したダムの地震後健全性の調査・評価方法等を提案した。
- ・コンクリートダム堤体に対する断面増厚工とアンカー工を用いた補修・補強対策の効果について、その対策の度合いとダム堤体の強度といった力学性能の回復・向上効果の関係を定量評価し、実際のダムで補修・補強対策を検討する際の工法選択手法の提案を行った。
- ・大規模地震によるコンクリートダム堤体の亀裂分断後における終局的な堤体の耐震安定性の評価手法を提案するとともに、亀裂分断時の限界状態及び評価指標を提案した。
- ・大規模地震によるフィルダムのすべりを伴わない揺すり込み沈下量の評価手法を提案するとともに、平成 20 年岩手・宮城内陸地震においてすべりを伴わない比較的大きな沈下が発生した中央コア型ロックフィルダムを対象として検証を行い、提案手法により地震時の沈下挙動を精度よく再現できることを確認した。

⑤河川構造物の耐震診断・補強技術の開発

- ・既往の地震被害事例の分析に基づき、堤防の耐震点検を行う際の区間細分方法、代表断面の選定方法、スクリーニング方法等を提案した。
- ・堤防のり尻部に適用される液状化対策工法である締固め工法、固結工法、ドレーン工法、鋼材を用いた工法を対象としてレベル 2 地震動に対する設計法の原案をとりまとめた。また、耐浸透特性の観点から、液状化対策工法の留意事項を整理した。
- ・複数の柱部材から構成される水門及び堰に対する耐震診断の照査手順、主たる塑性化が生じる部材や破壊形態の判定方法、応答算定法等を提案した。また、自立式構造の特殊堤及び樋門について、耐震診断手法を提案した。
- ・土堤、特殊堤、水門、樋門、堰及び揚排水機場について、既往の地震被害事例から地震時の被災パターンを

整理し、被災パターンごとに適用可能な対策工法等を技術資料としてとりまとめた。

13.2 成果の活用

本重点プロジェクト研究の成果は、以下のような事業・実務の場において広く活用されている。

- ・「3箇年プログラムで段落し部の対策を実施した鉄筋コンクリート橋脚のアップグレード補強マニュアル（案）」が平成21年3月に本省を通じて現場に供された。
- ・「既設道路橋基礎の耐震性能簡易評価手法」を土研資料として平成22年5月に刊行した。同資料は既設道路橋基礎の耐震性評価に活用されている。
- ・「既設ケーソン基礎の終局状態と変形性能に関する共同研究報告書」を平成23年2月に刊行した。同資料は既設ケーソン基礎の評価において参考資料として活用されている。
- ・新設盛土の設計における排水設計及び変形解析は「道路土工―盛土工指針(平成22年度版)」に反映された。
- ・地形・盛土条件による道路盛土のスクリーニング手法、サウンディング及び水位観測による簡易調査手法、並びに、既設盛土の耐震補強技術は、盛土の緊急点検(平成21年11月～)に反映された。
- ・本重点プロジェクト研究で開発した即効性の高い道路橋の応急復旧工法は「道路橋震災対策便覧(震災復旧編)」の次回改定に反映される予定である。
- ・大規模地震におけるフィルダムの沈下量の評価手法は「大規模地震に対するダム耐震性能照査指針(案)」の本格運用に反映される予定である。
- ・河川構造物の耐震補強技術は、自然災害の「犠牲者ゼロ」を目指すための総合プラン(内閣府、平成20年4月)に基づく河川構造物の耐震点検や、東北地方太平洋沖地震による被災を踏まえた河川堤防等の耐震点検・耐震対策事業に活用された。

豪雨・地震による土砂災害に対する危険度予測と被害軽減技術の開発

豪雨・地震による土砂災害に対する 危険度予測と被害軽減技術の開発

小山内 信智¹⁾ 寺田 秀樹²⁾ 石塚 忠範³⁾ 栗原 淳一⁴⁾
桜井 亘⁴⁾ 田村 圭司⁴⁾ 山越 隆雄⁵⁾ 内田 太郎⁵⁾
清水 武志⁶⁾ 酒井 直樹⁷⁾ 武澤 永純⁷⁾ 松本 直樹⁷⁾
田方 智⁸⁾ 柳町 年輝⁸⁾ 盛 伸行⁸⁾ 松岡 暁⁸⁾
伊藤 洋輔⁸⁾ 秋山 浩一⁸⁾ 藤澤 和範⁹⁾ 武士 俊也⁹⁾ 石田 孝司¹⁰⁾
藤平 大¹⁰⁾ 野呂 智之¹¹⁾ 丸山 清輝¹²⁾ ハス バートル¹³⁾
中村 明¹⁴⁾ 脇坂 安彦¹⁵⁾ 佐々木 靖人¹⁶⁾ 浅井 健一¹⁷⁾
倉橋 稔幸¹⁸⁾ 矢島 良紀¹⁹⁾ 小橋 秀俊²⁰⁾ 加藤 俊二²¹⁾

Development of Technologies for Predicting or Mitigating Sediment-Related Risks Posed by Severe Rainfalls or Earthquakes

OSANAI Nobutomo, TERADA Hideki, ISHIZUKA Tadanori, KURIHARA Jun-ichi
SAKURAI Wataru, TAMURA Keiji, YAMAKOSHI Takao, UCHIDA Taro
SHIMIZU Takeshi, SAKAI Naoki, TAKEZAWA Nagazumi, MATSUMOTO Naoki
TAGATA Satoshi, YANAGIMACHI Toshiki, MORI Nobuyuki, MATSUOKA Akira
ITO Yosuke, AKIYAMA Koichi, FUJISAWA Kazunori, TAKESHI Toshiya, ISHIDA Kouji
TOUHEI Masaru, NORO Tomoyuki, MARUYAMA Kiyoteru, HAS Baator
NAKAMURA Akira, WAKIZAKA Yasuhiko, SASAKI Yasuhito, ASAI Ken-ichi
KURAHASHI Toshiyuki, YAJIMA Yoshinori, KOHASHI Hidetoshi, KATO Syunji

要旨

豪雨や地震により多くの土砂災害が発生し、甚大な被害が生じている。2004年の中越地震では、地すべり、斜面崩壊等の多発、大量の不安定土砂の堆積、大規模河道閉塞の発生など、新たな災害形態が生じ、緊急対策の実施が迫られた。さらに、今後も集中豪雨の頻発化や発生が懸念されている大規模地震等により、土砂災害による被害の頻発、甚大化が懸念されている。

一方、ハード対策による整備水準（土砂災害危険箇所に対する整備が概成している箇所の割合）は、2009年度時点で2割程度のレベルにあるが、財政上の制約等もあり、急激な整備水準の向上は困難な状況にある。同様に、ソフト対策についても、土砂災害防止法に基づく土砂災害警戒区域等の指定は、土砂災害危険箇所52万箇所に対して7割程度に留まっている（2009年度時点）のが現状である。

こうした状況下で、土砂災害による被害を軽減するために、ハード・ソフト対策とも整備の重点化・効率化と発災後の被害拡大の防止策の確立が緊急の課題となっている。

本研究は、①豪雨に対する土砂災害の発生場所や時期を絞り込むための災害危険度の予測手法の高度化・実用化（豪雨に対する土砂災害危険度予測手法の開発）、②中越地震による地すべりの発生機構の解明とそれに基づく危険度評価手法の開発及び大規模地震後の流域からの生産・流出土砂量の変化予測手法の開発（地震に対する土砂災害危険度の予測手法の開発）、さらに③発災後の被害拡大防止のための地すべり等に対する実用的な監視手法・被害軽減手法の開発（土砂災害時の被害軽減技術の開発）を達成目標として実施したものである。

キーワード：土砂災害，危険度評価手法，道路における通行止め時間，地震による地すべり，監視モニタリング技術，応急緊急対策

Synopsis

In this Report the following studies have been executed 1) The advancement and the practical application of the risk evaluation method to predict the time and the area where rainfall-induced sediment-related disasters occur; 2) the clarification of the mechanism of landslide at the time of the Chuetsu earthquake and the development of the risk evaluation method and the development of the method to predict the temporal change in the sediment yield and discharge from the seismically-disturbed watersheds based on the clarified mechanism; 3) the development of the practical monitoring method and the emergency response method for the prevention of the secondary disasters after landslides and other hazardous phenomena.

- 1) 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ グループ長
- 2) 前 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ グループ長
- 3) 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 火山・土石流チーム 上席研究員
- 4) 前 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 火山・土石流チーム 上席研究員
- 5) 前 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 火山・土石流チーム 主任研究員
- 6) 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 火山・土石流チーム 研究員
- 7) 前 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 火山・土石流チーム 研究員
- 8) 前 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 火山・土石流チーム 交流研究員
- 9) 前 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 地すべりチーム 上席研究員
- 10) 前 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 地すべりチーム 主任研究員
- 11) 前 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 雪崩・地すべり研究センター 上席研究員
- 12) 前 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 雪崩・地すべり研究センター 総括主任研究員
- 13) 前 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 雪崩・地すべり研究センター 専門研究員
- 14) 前 独立行政法人土木研究所 土砂管理研究グループ 雪崩・地すべり研究センター 交流研究員
- 15) 前 独立行政法人土木研究所 地質・地盤研究グループ グループ長
- 16) 独立行政法人土木研究所 地質・地盤研究グループ 地質チーム 上席研究員
- 17) 独立行政法人土木研究所 地質・地盤研究グループ 地質チーム 総括主任研究員
- 18) 前 独立行政法人土木研究所 地質・地盤研究グループ 地質チーム 主任研究員
- 19) 前 独立行政法人土木研究所 地質・地盤研究グループ 地質チーム 研究員
- 20) 前 独立行政法人土木研究所 地質・地盤研究グループ 土質チーム 上席研究員
- 21) 前 独立行政法人土木研究所 地質・地盤研究グループ 土質チーム 研究員

豪雨・地震による土砂災害に対する危険土予測と被害軽減技術の開発

目 次

1. 序論	1
2. 高精度空間情報を用いた崩壊・土石流発生危険度評価手法に関する研究	2
2.1 背景と目的	2
2.2 斜面スケールの表層崩壊発生危険度評価	2
2.3 流域スケールの表層崩壊発生危険度評価	7
2.4 結論	9
3. 道路斜面災害による通行止め時間の縮減手法に関する調査	11
3.1 防災マップ等による被害想定手法の提案	11
3.2 道路斜面の体系的な管理手法の提案	18
3.3 通行止め時間を指標とした防災対策効果の評価	22
3.4 事前通行規制基準の適正化	25
4. 地震時における再滑動地すべり地の危険度評価に関する研究	31
4.1 研究目的	31
4.2 研究方法	31
4.3 研究結果	31
4.4 まとめ	41
4.5 今後の課題	42
5. 地震動による山地流域の安全度評価手法に関する研究	44
5.1 背景と目的	44
5.2 大規模地震後の流域からの生産・流出土砂量の変化予測技術の提案	44
5.3 河道閉塞の監視システムのマニュアル作成	46
5.4 砂防施設の合理的設計手法の提案	48
5.5 地震による土砂災害ハザードマップ作成に関する提案	50
6. 地すべり災害箇所の応急緊急対策支援技術の開発	54
6.1 研究目的	54
6.2 斜面遠隔監視システムの開発	54
6.3 土研式すべり面推定手法の検証と改良	56
6.4 地すべり災害時の応急緊急対策	58
6.5 まとめと今後の課題	63
7. すべり面推定手法の活用による地すべり発生後の移動形態推定手法に関する研究	65
7.1 はじめに	65
7.2 地すべりが滑落・崩落に至る危険度評価手法	65
7.3 地すべり末端部の小規模崩落が斜面安定に及ぼす影響	67
7.4 地すべり末端部の小規模崩落範囲を推定するための計測手法	69
7.5 安全率と地すべり変位速度の関係検討	73
7.6 まとめ	74
8. 結論	77

1. 序論

2004年には、豪雨・地震等により、過去最多の2,500件を超える土砂災害が発生し、甚大な被害が発生した。2005年の台風14号でも、土砂災害により多くの犠牲者が生じたが、ここでは避難勧告の遅れが問題となっている。また、2004年に中山間地で発生した中越地震では、地すべり、斜面崩壊等が多発し、不安定土砂が大量に堆積するとともに、大規模な河道閉塞が発生するなど新たな災害形態が生じ、緊急な対策の実施を迫られた。さらに、近年の集中豪雨の頻発化や発生が懸念されている大規模地震により、今後も土砂災害による被害の頻発化甚大化が懸念されている。

一方で、ハード対策による整備水準（土砂災害危険箇所に対する整備が概成している箇所の割合）は、2009年度時点で2割程度のレベルにあるが、財政上の制約等もあり、急激な整備水準の向上は困難な状況にある。同様に、ソフト対策についても、土砂災害防止法に基づく土砂災害警戒区域等の指定は、土砂災害危険箇所52万箇所に対してまだ終わっていない（2009年度時点）のが現状である。

こうした状況下で、土砂災害による被害を軽減するために、ハード・ソフト対策とも整備の重点化効率化と発災後の被害拡大の防止策の確立が緊急の課題となっている。

こうしたことを背景に、本研究は、①豪雨に対する土砂災害の発生場所や時期を絞り込むための災害危険度の予測手法の高度化・実用化（豪雨に対する土砂災害危険度予測手法の開発）、②中越地震による地すべりの発生機構の解明とそれに基づく危険度評価手法の開発及び大規模地震後の流域からの生産・流出土砂量の変化予測手法の開発（地震に対する土砂災害危険度の予測手法の開発）、さらに③発災後の被害拡大防止のための地すべり等に対する実用的な監視手法・被害軽減手法の開発（土砂災害時の被害軽減技術の開発）を達成目標として実施したものである。

なお、それぞれの達成目標は次に示すような6つの個別課題から構成される。第2章以降、それぞれの個別課題毎にその成果の概要を述べ、第8章で、研究の成果をまとめるものとする。

- (1) 高精度空間情報を用いた崩壊・土石流発生危険度評価手法に関する研究（第2章）
- (2) 道路斜面災害による通行止め時間の縮減手法に関

する調査（第3章）

- (3) 地震時における再滑動型地すべり地の危険度評価に関する調査（第4章）
- (4) 地震動による山地流域の安全度評価手法に関する研究（第5章）
- (5) 地すべり災害箇所の応急緊急対策支援技術の開発（第6章）
- (6) すべり面推定手法の活用による地すべり発生後の移動形態推定手法に関する研究（第7章）

2. 高精度空間情報を用いた崩壊・土石流発生危険度評価手法に関する研究

2.1 背景と目的

砂防事業の更なる重点化、効率化を図るために、土砂災害が発生する危険度の高い箇所からハード対策を推進していくことが有効であると考えられる。そのためには、膨大かつ広大な危険箇所の危険度を評価できる手法の構築が必要となる。しかし、これまで、土砂災害の発生の要因となる表層崩壊・深層崩壊といった斜面崩壊の危険度評価手法は確立されていない。

一般に斜面崩壊の発生場所の予測は、斜面崩壊をコントロールする場の条件である地形・地質条件（内部摩擦角、粘着力、透水係数、水分特性曲線など）や斜面崩壊の前兆現象と考えられる斜面の「変状（緩み）」を把握することによって行われる。このうち、表層崩壊の発生予測においては、斜面の「変状」は小規模であるため、広域に精度よく調査するのは困難である。一方、近年、地形条件については、レーザープロファイラなどによる詳細な測量が可能で、コンピュータを用いた解析技術が高度化されつつある。また、土層厚や風化層厚は簡易貫入試験等により、面的な分布の測定が可能になりつつある。そこで、本研究では、詳細な地形・土層厚などの空間情報を用いた表層崩壊発生予測手法の検討を行い、表層崩壊危険度評価手法の提案を行った。

2.2 斜面スケールの表層崩壊発生危険度評価

2.2.1 背景と目的

既存の表層崩壊発生予測手法は、過去の崩壊事例を統計的に解析し、崩壊に深く関連する要因を見つけ、危険度を推定する統計的手法と崩壊発生プロセスに関する物理モデルにもとづく手法に大別される。表層崩壊予測のための物理モデルとして、1980年代から、浸透流解析等の雨水流出に関するモデルと斜面安定解析を組み合わせた手法が提案されてきた¹⁷⁾。更に、近年のコンピュータ能力の向上に伴い、メッシュサイズ、計算時間刻みの細かい計算が可能となり、1990年代以降相次いで解明された地中の各種の水文プロセスが物理モデルに組み込まれつつある^{8,9)}。

しかし、物理モデルの入力条件である土層厚や土壌の物理性（透水係数、水分特性曲線、粘着力、内部摩擦角等）は空間的なばらつきが大きく¹⁰⁻¹¹⁾、斜面における分

布特性が明らかになっているとは言い難い。特に、土層厚は「1.序論」で示したように、地形量から決定論的に予測することは困難であり、計測が必要である。一方、モデルで複雑な自然現象を全て表現するようにすればするほど、モデル中のパラメータが増え、計測に多大な労力がかかるという問題も生じる。そのため、1 斜面といった小さなスケールを対象とした検討を除くと、物理モデルを用いた崩壊発生予測計算における土層厚、土壌の物理性は、代表値を用い流域内で一律の値とするか、数点の測定結果に基づく近似値を用いるかのいずれかが大半である^{例えは 2)}。すなわち、モデルの複雑さに入力条件となるデータ取得が追いついていけない状態に陥っている可能性、言い換えれば、表層崩壊の予測に関しては、モデルのパラメータの設定に係わるデータ取得が予測精度の1つの律速条件となっている可能性が指摘できる。

一般に物理モデルにおいて斜面の安全率をコントロールする場の条件としては、地形条件、土層厚、土の内部摩擦角、粘着力、透水係数、水分特性曲線などが挙げられる。このうち、地形条件については詳細な測量が可能で、コンピュータを用いた解析技術が高度化されつつある¹²⁾。また、土層厚については簡易貫入試験等により、面的な土層厚分布の測定が可能である^{例えは 8)}。さらに、斜面の透水係数については、水文観測結果に基づき、斜面の等価透水係数を求める手法が確立されてきた^{例えは 13)}。

そこで、本研究では、物理モデルの入力条件のうち、比較的測定が容易な地形、土層厚の詳細な空間情報等基本的に実測できるもののみで構成されている簡易な物理モデルを用いて表層崩壊の発生箇所の予測計算を行い、モデルの入力条件の設定方法の違いが表層崩壊発生予測精度に及ぼす影響を検討した。

2.2.2 崩壊発生プロセスに関するモデル

これまで、沖村らのモデル¹⁾、SHALSTAB³⁾、SINMAP⁵⁾などは、地下水位を定常状態（ある地点の流下する地下水流量はその上流域の集水域内に降った降雨量と等しい）と仮定した上でモデル化を行っているが、斜面崩壊の危険箇所をある程度抽出できることが報告されている。また、斜面崩壊が発生するような場合、土層が十分に湿っており土層内の含水率の時間変化は比較的小さいと考えられることから、表層崩壊の発生箇所の予測に絞った場合、定常状態を仮定したモデル化はある程度妥当であると考えられる。さらに、地中内の水文過程について非定常の状態のモデル化を行ったとしても、非定常状態を記述するために必要な数多くのパラメータの把握が困難であるという現状もあり、基本的に実測でき

るもののみで構成されている簡易な物理モデルを用いるという本研究の目的と合致しない。そこで、本研究でも、水文過程については定常状態を仮定したモデルを用いて検討した。

斜面の安全率 (F_s) は無限長斜面を仮定し、以下の式で算出する¹⁴⁾。

$$F_s(t) = \frac{c + (\gamma h \cos^2 I - u(t)) \tan \phi}{\gamma h \cos I \cdot \sin I} \quad (2.1)$$

ここで、 c は粘着力[kN/m²]、 γ は土層の単位体積重量[kN/m³]、 h は土層厚[m]、 $u(t)$ は時刻 t の間隙水圧[kN/m²]

(u は後述する式 (2.7) を参照)、 I は基岩面勾配[°]、 u は間隙水圧[kN/m²]、 ϕ は土の内部摩擦角[°]、 t は時刻とする。

土層内の水流はダルシー則に従うとすると、土層内の水深が地表面に達しない範囲で以下のように表すことができる。

$$Q(t) = K_s \frac{u(t)}{\gamma_w} \tan I \quad (2.2)$$

ここで、 $Q(t)$ は単位幅あたりの時刻 t にある地点を流下する水量[m²/s]、 K_s は飽和透水係数[m/s]、 γ_w は水の単位体積重量[kN/m³]、である。また、水に関する質量保存則から、 $Q(t)$ は、

$$Q(t) = r(t)A + \frac{dv}{dt} \quad (2.3)$$

ここで、 $r(t)$ は時刻 t の降雨強度[m/s]、 A はある地点より上流側の単位等高線長さあたりの集水面積 (斜面上のある地点における等高線の長さ 1m あたりの集水面積 (m²/m:以下では単に「m」とする))、 v はある地点より単位等高線長さあたりの集水面積内の貯留水量[m³/m]となる。ここで、定常状態 ($dv/dt=0$) を仮定すると、式 (2.2)、式 (2.3) より $u(t)$ は、

$$u(t) = \frac{r(t)A\gamma_w}{K_s \tan I} \quad (2.4)$$

と表すことができ、これを式 (2.1) に代入すると、

$$F_s(t) = \frac{c + \left(\gamma h \cos^2 I - \frac{r(t)A\gamma_w}{K_s \tan I} \right) \tan \phi}{\gamma h \cos I \cdot \sin I} \quad (2.5)$$

となる。ここで、安全率が 1 となったとき ($F_s(t)=1$) に斜面崩壊が発生しはじめると仮定する。また、飽和状態、不飽和状態の土層の単位体積重量は一樣と仮定し、 γ は

$$\gamma = \frac{\gamma_s h_s + (h - h_s) \gamma_t}{h} \quad (2.6)$$

ここで、 γ_s 、 γ_t はそれぞれ、飽和状態、不飽和状態

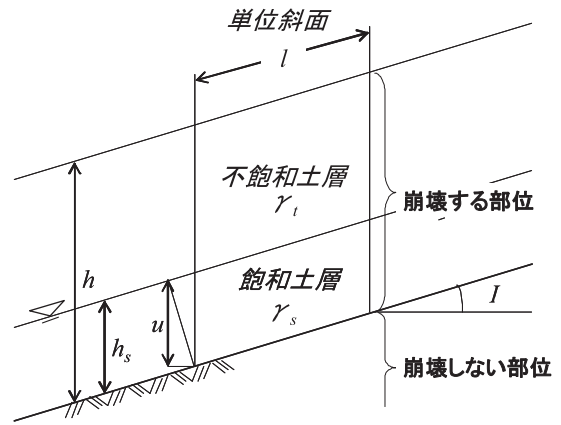


図 2.2.1 用いたモデルの断面の模式図

の土層の単位体積重量[kN/m³]とする。また、土層内の水深 h_s [m]と間隙水圧 u の関係は図 2.2.1 より、式 (2.7) の通りとなる。

$$h_s = \frac{u}{\gamma_w \cos^2 I} \quad (2.7)$$

式 (2.5) ~ (2.7) より、斜面崩壊 ($F_s=1$) に必要な定常降雨強度 (r_c) について、式 (2.8) が得られる。

$$r_c = \frac{K_s \tan I \cos I \{c - \gamma_t h \cos I (\sin I - \cos I \tan \phi)\}}{A \{ \gamma_w \cos I \tan \phi + (\gamma_s - \gamma_t) (\sin I - \cos I \tan \phi) \}} \quad (2.8)$$

式 (2.8) から、 r_c [m/s]は、任意の地点で、土層の単位体積重量、土層厚、斜面勾配、土の粘着力、土の内部摩擦角、飽和透水係数、集水面積から求まることが分かる。そこで、本研究では、 r_c を最小定常崩壊発生降雨強度とよび、 r_c を指標 (r_c が小さいほど崩れやすい) として、斜面の崩壊危険度を評価することとする。以下では、実用上多く用いられている mm/h 単位に換算し、 r_c の値を表記する。

2.2.3 検討対象流域とモデルの適用

(1) 流域の概要

本研究は、荒谷地区 (図 2.2.2 参照) を検討対象とした。1999 年 6 月には、総雨量 417mm、最大時間雨量 63mm の豪雨 (魚切ダム: 対象地区より北北西へ約 1.4km) により、荒谷川で土石流が発生し、多くの被害が発生している。本研究の対象地域内においても、流域右岸側で斜面崩壊が 4 つ発生した。なお、1999 年 6 月の豪雨時に広島で発生した土石流・斜面崩壊の発生時刻は 1 時間降雨量の最大値出現時刻と概ね一致していたことが報告されている¹⁵⁾。

また、同流域では、2003 年より、流域末端における流量観測及び斜面における土壌含水率、土壌間隙水圧の観

測が継続されている¹⁶⁾。



図 2.2.2 荒谷地区の位置と斜め写真

(2) 地形量の算出

集水面積ならびに斜面勾配は、基岩面の 5m メッシュの標高データを用いて算出した。基岩面の標高データの作成では、はじめに流域を 5m メッシュで分割し、各メッシュの地表面標高を地形測量結果より求めた。次に、メッシュ内に貫入試験の実施点がある場合は、貫入試験結果より土層厚を求め、基岩面の標高を推定した。メッシュ内に貫入試験の実施点がない場合はクリギング法により、周囲の基岩面標高データより補完した。

集水面積、斜面勾配の算出には、D-Infinity Flow Direction 法¹²⁾を用いた。なお、D-Infinity Flow Direction 法は、全方位を 0.01° 刻みで各方位の勾配を算出し、最急勾配の方位を求めることで、上流側のメッシュから下流側 2 メッシュに対して流下する流量の重み付けを行い、流下させる手法である。

(3) 土質定数の設定

粘着力、内部摩擦角、土の単位体積重量は、流域内で試料を採取し、室内試験により測定した。試料は非攪乱で採取した。試料採取箇所は崩壊地①の近傍（土層厚 175cm）で深さ 30, 60cm の 2 深度、崩壊地②の近傍（土層厚 110cm）で深さ 60, 90cm の 2 深度、崩壊地④の近傍（土層厚 167cm）で深さ 60cm の 1 深度の計 5 箇所である。

粘着力、内部摩擦角は、CD 試験（三軸圧縮試験）により求めた。しかし、斜面の見かけの粘着力・内部摩擦角は根系の影響や礫等の影響を受け、小さい土壌サンプルで用いて算定した値と乖離している可能性がある。また、実際の斜面崩壊発生時において、土壌が完全な排水状態になるかどうか不明である。さらに、土のせん断強度は含水率の影響を受け¹⁷⁾、斜面崩壊は土層内の最も弱い部位において発生すると考えられる。ここでは、少なくとも、不飽和時には、安全率が 1 以下になることはないと考え、流域内で例外的に斜面勾配が急 ($I=54^\circ$) かつ、土層厚が大きい (390cm) 1 点を除いた地点で、CD 試験で求めた内部摩擦角と各地点の実測土層厚を用いて地下水位が 0cm の状態で安全率が 1 を切らない範囲の最小の粘着力 (7.5kN/m²) を算出し、「実測土層厚及び地形から求めた値」とした。さらに、本研究では、土層厚分布測定の必要性を検討することを目的とし、実測の土層厚を平均した場合に、不飽和時には、いずれの点も安全率が 1 以下にならない範囲の最小の粘着力 (4.6kN/m²) を算出し、「平均土層厚及び地形から求めた値」とした。本研究では、CD 試験で求めた値と実測土層厚及び地形から求めた値、平均土層厚及び地形から求めた値の 3 つを用いて、最小定常崩壊発生降雨強度 r_c の算出を行った。なお、用いた値を表 2.2.1 にまとめた。

表 2.2.1 崩壊発生予測計算に用いた値

粘着力	
CD 試験	11.5 kN/m ²
実測土層厚および地形から求めた値	7.5 kN/m ²
平均土層厚および地形から求めた値	4.6 kN/m ²
内部摩擦角	36.1 °
土層の単位体積重量	
飽和状態	17.9 kN/m ³
不飽和状態	15.2 kN/m ³
等価透水係数	0.0005 m/s
水の単位体積重量	9.8 kN/m ³

湿潤単位体積重量、飽和単位体積重量については土の湿潤密度試験、土粒子の密度試験、土の含水比試験を行い、それぞれ値を算出し、5 試料の算術平均を後の計算に用いた。

豪雨時の斜面の等価飽和透水係数は、パイプ流など選択的な流れの影響を受け、小さい土壌サンプルで求めた透水係数より大きい可能性が高い¹³⁾。そこで、本研究では、豪雨時の現象の再現のため、対象流域内で継続して行っている水文観測から得られた斜面土層内の間隙水圧と流域末端の流量データをもとに、Bazemore et al. (1994)¹⁸⁾、Uchida et al. (2003)¹³⁾の手法を参考に斜面内の浸透流はダルシー則に従うと仮定し、斜面の等価

飽和透水係数を算出した。

単位幅の斜面からの流量は式 (2.2) で求まる。そこで、流路に直接もたらされた降雨が流出水量に寄与する割合は小さいと考え、斜面からの流出水量 ($q(t)$ [m^3/s]) の合計が流域からの流出水量 ($Q(t)$ [m^3/s]) と等しいと仮定すると式 (2.9) が得られる。

$$Q(t) = \frac{LK_s u_m(t) \tan I_m}{\gamma_w} \quad (2.9)$$

ここで、 L は流れの幅[m]、 $u_m(t)$ は時刻 t の斜面下端の間隙水圧の平均値[kN/m²]、 I_m は平均の斜面勾配[°]である。これより、式 (2.10) が得られる。

$$K_s = \frac{Q(t)\gamma_w}{Lu_m(t) \tan I_m} \quad (2.10)$$

そこで、本研究では、左右兩岸の斜面から流出があると仮定し、 L は流路長の 2 倍とし (332m)、平均斜面勾配は地形データより、36°とした。表 2.2.2 に 2003 年以降の観測結果で得られた降雨イベント (各年度に観測された総雨量の上位 5 番まで) を示す。流域からの流出水量と平均の間隙水圧 (u_m) は、最大の降雨イベントであり、災害時の降雨状況 (連続雨量 417mm, 最大時間雨量 63mm/h) に最も近い 2005 年 9 月 6 日 (連続雨量 236mm, 最大時間雨量 58mm/h) のデータを用いた。その結果、透水係数は、 $5.2 \times 10^{-4} \text{m/s}$ となり、対象流域周辺の土壌サンプルで変水位試験法により求めた透水係数 ($3.0 \times 10^{-5} \text{m/s}$) と比較すると 1 オーダー程度大きな値であった。

表 2.2.2 降雨イベントの一例 (月日は降雨イベントの降り始めの日を示す)

年	月日	総雨量 (mm)	時間雨量 (mm/h)
2003年	5月6日	73	21
	6月18日	95	32
	6月23日	70	11
	7月7日	71	18
	7月18日	213	46
2004年	4月27日	109	18
	5月17日	97	11
	6月26日	128	35
	8月1日	188	32
	10月20日	131	10
2005年	6月11日	67	17
	7月2日	109	28
	7月10日	58	12
	9月7日	236	43
	11月6日	53	10

(4) 計算の実施

最小定常崩壊発生降雨強度 (r_c) を算出したのは、簡

易貫入試験を行った全 182 地点のうち、谷部を除いた斜面上に位置する 169 点 (崩壊地内に 14 点) である。また、崩壊地内の点は、崩壊発生前の土層厚を推定し、計算を行った。崩壊発生前の土層厚の推定には、まず、崩壊地外の地表面から崩壊地内の地表面をクリッキング法により内挿し、崩壊発生前の地表面地形を推定した。その上で、地表面と基岩面標高差を崩壊発生前の「土層厚」とし、計算を行った。本研究では、CD 試験により求めた粘着力 (ケース 1.0) 及び実測土層厚及び地形から推定した粘着力 (ケース 1) を併用した。

さらに、本研究では土層厚の空間分布が表層崩壊発生箇所予測結果に及ぼす影響を明らかにするために、表層土層厚を流域平均値 (141cm) で一様とした場合について、最小定常崩壊発生降雨強度の算出を行った。粘着力として CD 試験により求めた値 (ケース 2.0) と平均土層厚及び地形から推定した粘着力 (ケース 2) を併用した。以上、本研究では表 2.2.3 に示す 4 ケースの計算を行った。

2.2.4 計算結果

CD 試験により求めた粘着力を用い計算した結果 (ケース 1.0)、流域内の 21 地点 (うち、6 地点は崩壊地内) を除いて土層が完全に飽和しても崩壊にいたらなかった。一方、土層厚及び地形から求めた粘着力を用いた場合 (ケース 1)、崩壊地 4 箇所全てにおいて最小定常崩壊発生降雨強度 r_c は、実際の崩壊発生降雨の最大時間雨量より小さい 30mm/h 以下を示した地点が存在した (図 2.2.3(a))。なお、崩壊地②内において、最小定常崩壊発生降雨強度 $r_c=50\text{mm/h}$ 以上を示した箇所は、土層厚が薄く、水深が地表面を超過するほどの降雨強度を与えなければ崩壊にいたらない地点であった。また、図 2.2.3(a) に示したように、ケース 1 では、 r_c が 20mm/h 以下の地点の 5 割、30mm/h 以下の地点の 4 割強が崩壊地内であったのに対し、30~100mm/h の地点では、崩壊地内の点は 3% (1 地点) のみであった。このことから、 r_c が小さいほど、斜面崩壊する可能性が高く、 r_c が斜面崩壊発生の相対的な危険度を良く表しているといえる。なお、本手法は簡易な物理モデルを用いているため、降雨が基岩面以深には浸透しない仮定を置いているが、降雨による斜面崩壊の発生場の予測において、土層-基岩間の水文プロセスを考慮する必要性が指摘されている¹⁹⁾。ケース 1 において、 $r_c=10\sim 20\text{mm/h}$ を示した評価点は崩壊地外に 6 箇所存在していたが、モデルの水文プ

表 2.2.3 計算ケース

	地形	土層厚	粘着力
ケース1	基岩面	実測(崩壊地内は推定)	基岩地形・実測土層厚より算出
ケース1.0	基岩面	実測(崩壊地内は推定)	CD試験
ケース2	基岩面	平均	基岩地形・平均土層厚より推定
ケース2.0	基岩面	平均	CD試験

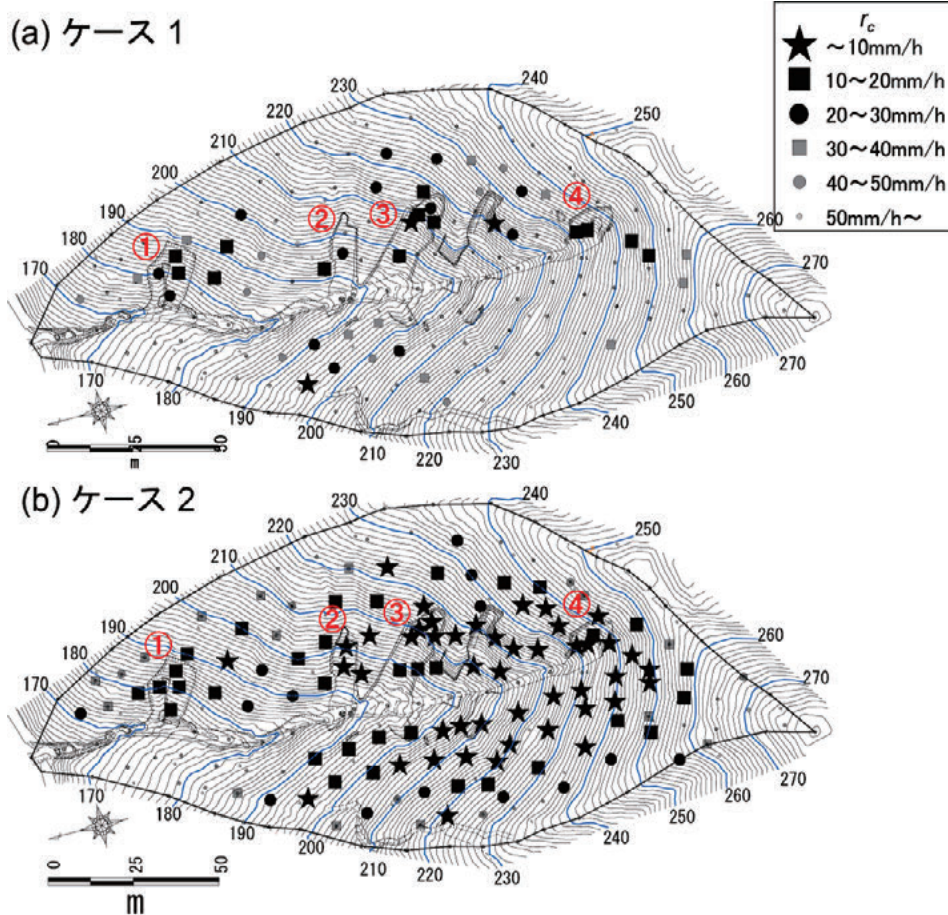


図 2.2.3 算出した最小定常崩壊発生降雨強度 (r_c) の空間分布 ((a) ケース 1 及び (b) ケース 2)
 図中の丸で示した数字は崩壊地番号

ロセスを高度化することで、評価結果の精度の向上が期待できるものとする。

また、ケース 2.0 では、全計算地点で土層が完全に飽和しても、崩壊は生じなかった。一方、ケース 2 では、全ての崩壊地で最小定常崩壊発生降雨強度 r_c は、実際の崩壊発生降雨の最大時間降雨量よりやや小さい 20mm/h 以下であった。しかし、実際には崩壊が発生していない左岸斜面など崩壊地内とほぼ同程度の最小定常崩壊発生降雨強度の地点が多数見られた (図 2.2.4 (b))。

ケース 2 では計算地点のうち、130 地点が 100mm/h 未満、114 地点が 50mm/h 未満の降雨で崩壊しうる結果となった (図 2.2.3 (b))。崩壊地内の地点が占める割合に着目すると、 r_c が 20mm/h 以下の地点の 2 割、30mm/h 以下の地点でも約 2 割弱が崩壊地内の点であり、ケース

1 に比べて小さい結果となった。

2.2.5 考察

「2.1 背景と目的」の計算の結果、簡易なモデルであっても、土層厚分布及び基岩面地形の計測、土壌の物理性に関する定数の設定を適切に行えば、概ね斜面崩壊の危険度を表すことができることが分かった。そこで、以下では、土層厚分布、土質定数の設定手法が、崩壊場所の予測精度に及ぼす影響を検討する。

本研究の結果から、土層厚の空間分布をモデルに入力せず、平均値を入力した場合、崩壊箇所を正しく再現できず (ケース 2.0)、崩壊箇所を正しく再現するためには粘着力を小さく設定する必要があった。しかし、小さい粘着力を用いて崩壊箇所を再現しようとした場合、実際

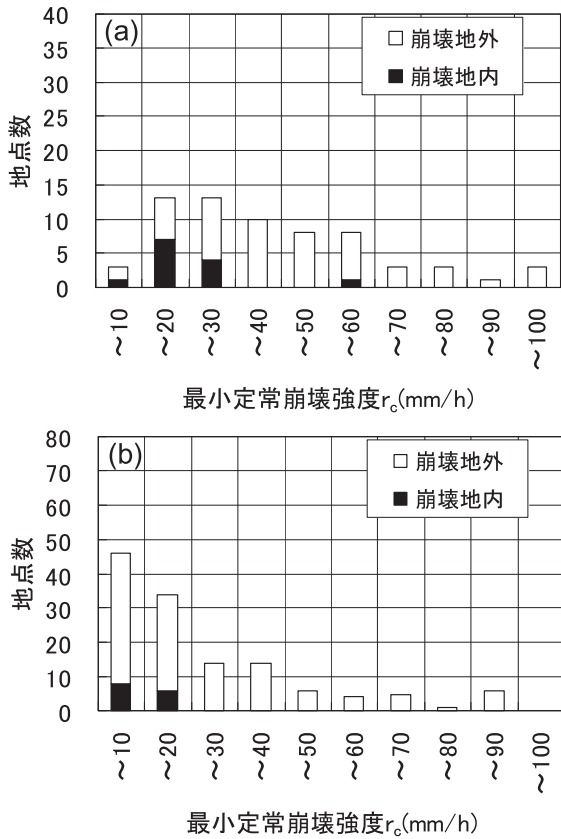


図 2.2.4 100mm/h 以下の崩壊地内及び崩壊地外の r_c の分布 (a) ケース 1, (b) ケース 2

には崩壊が発生していない多くの箇所も崩壊が発生するという計算結果となり、いわゆる空振りの多い結果となった(ケース 2)。具体的には、対象流域の左岸上流部は土層厚が 100cm 未満の箇所が多数あるが、これらの地点の土層厚を 141cm と厚く設定したことで、本来であれば崩壊危険度が低いと考えられる地点の崩壊危険度を高く評価した結果となっている。これまでの土層厚を一樣とした研究においては、水の浸透過程の非定常状態を考慮した物理モデルを用いた場合においても、実際に崩壊が発生した箇所のみならず、崩壊していない多くの箇所も崩壊が発生するという計算結果となっている場合が多い(例えば⁹⁾)。以上より、ケース 2 では、実際の崩壊発生をコントロールする土層厚の条件を一樣としたため、本来あるはずの土層厚の違いによる崩壊発生危険度の差が表現できなくなったと言える。

さらに、本研究では土層の透水係数として斜面水文観測結果から逆算により求めた値を用いたが、100cm³の土壌サンプルを用いて測定した値より約 10 倍大きかった。仮に、100cm³の土壌サンプルを用いて測定した値を用いて r_c を算出した場合、式(2.8)から分かるように、 r_c はおよそ 1/10 になる。1999 年 6 月に生じた豪雨のピ

ーク降雨強度発生時刻付近で仮に定常に達していた場合、実績より多くの斜面で崩壊が発生する計算結果となる。このことから、斜面の透水係数は、今回用いたモデルでは相対的な危険度には影響を及ぼさないものの、降雨規模と崩壊発生との関係を検討する上では、重要であることが分かる。

また、本研究では、土質強度に関しても、小さいサンプルを用いて測定した値を用いた場合、崩壊発生箇所を正しく再現することができなかった。今回は簡易に地形と土層厚より土質強度を逆推定する手法を用いたが、今後、斜面スケールの土質強度の評価・設定手法を検討していく必要があると考えられる。

2.2.6 まとめ

本研究では、地下水位を定常状態と仮定し、入力条件は基本的に実測できるもののみで構成した比較的簡易な表層崩壊危険度評価手法を作成し、1999 年広島で生じた豪雨による斜面崩壊に適用した。その結果、比較的単純な危険度評価手法であっても、土層厚の空間分布を用いるとともに、粘着力の算出に基岩面情報を用いた場合、表層崩壊の相対的な危険性を比較的精度良く表現することが可能であることが分かった。ただし、土壌の透水係数や粘着力は、小さな土壌サンプルにより測定した結果の代わりに水文観測結果や土層厚と地形などを用いて求める必要があった。さらに、土層厚の空間分布に実測値を用いず、流域内で一樣とした場合、表層崩壊の危険度評価結果の実績に対する適合度は低下した。

本章の成果から、十分な現地調査を行えば、モデルは簡易であっても、かなり高い精度で崩壊危険箇所を抽出できることが分かった。以上より、表層崩壊の予測精度の向上には、モデルの入力条件となる各種の計測・観測が極めて重要であると考えられた。

2.3流域スケールの表層崩壊発生危険度評価

2.3.1背景と目的

前章で検討した物理モデルは、降雨条件、地形情報、土層厚、土質強度(内部摩擦角、粘着力)、土の水理特性(水分特性曲線、透水係数)を入力条件として、斜面の安全率を出力するものである。入力条件のうち、降雨条件、地形情報は比較的容易に手に入るものの、土層厚、土質強度、土の水理特性は広域で面的に情報を得ることは現時点では多大な労力を必要とし、困難である場合が多い。一方、実測結果に基づき、当該地域・溪流の土層厚、土質強度、土の水理特性を確率的にでも評価できれ

ば、ある程度地下の情報を取り入れた崩壊発生確率を推定することができる。また、前章で示したように、同一の地質条件の場合は、ある流域で決定した土質定数を用いて、他の流域の表層崩壊の発生状況を説明することができた。

そこで、本研究は、確率評価した土層厚、土質強度、土の水理特性から、斜面崩壊確率を算出し、斜面崩壊確率に基づき、流域単位の表層崩壊発生危険度を評価する手法についてその有効性を検討する。

2.3.2 検討方法

安全率の算出にあたっては、前節同様、土層内の間隙水圧は定常状態に達した状態を仮定し、式(2.5)で算出した。これにより、地下の情報に関するパラメータは、土層の単位体積重量を除くと、①土層厚、②粘着力、③土の内部摩擦角、④飽和透水係数の4つとなる。また、定常状態を仮定したことにより、飽和—不飽和の浸透流解析が不要となるため、多ケースのシミュレーションが比較的短時間で可能となる。そこで、本研究では、メッシュごとに、ある降雨条件下において、土層厚、土質強度、土の水理特性を確率的に与え、当該降雨条件下において、安全率が1以下となる確率を、「崩壊確率」として算出した。

地下の情報を確率的に与えるにあたっては、以下の式を用いた。

$$C = C_m + C_d \times rd \quad (2.11)$$

ここで、 C はあるパラメータとし、 C_m はパラメータ C の平均値、 C_d はパラメータ C の標準偏差、 rd はモンテカルロシミュレーションで発生する正規乱数である。正規乱数の発生には、Box-Mullerの方法を用いた。シミュレーション回数は10000回とした。すなわち、Box-Mullerの方法と式(2.11)で求めた地下の情報を、式(2.5)に代入し安全率を算出する計算を10000回繰り返した。

2.3.3 手法の適用

(1) 検討対象地域と用いたデータ

検討対象は、前章で検討した荒谷地区を含む広島西部山系の面積 34.5km^2 の地域である(図2.3.1)。同地域は、花崗岩からなる。同地域は1999年6月の豪雨により、表層崩壊や土石流が多発し、検討対象地域内では7735個の表層崩壊が発生した。

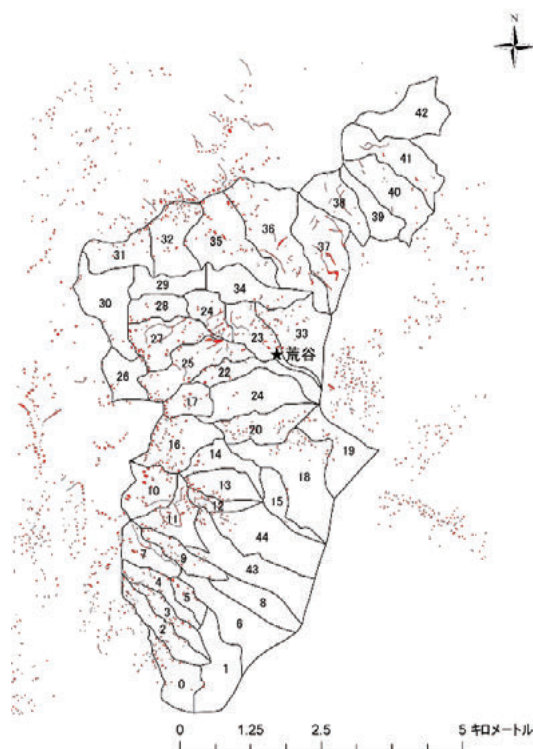


図 2.3.1 検討地域 (赤で着色した範囲は崩壊地)

(2) パラメータの設定

土層厚は2章で示した測定結果から、平均値、標準偏差を求めた。また、粘着力、土の内部摩擦角は、貫入抵抗値と粒度分布より、粘着力及び土の内部摩擦角が推定できる若月ら(2007)²⁰⁾が提案した式により、貫入試験結果と粒度分布の測定結果より平均値及び標準偏差を算出した。さらに、飽和透水係数は、ここでは、同じ花崗岩山地の六甲山地において大型サンプルを用いて測定したHendorayanto(1999)¹¹⁾のデータを参考に平均値及び標準偏差を設定した。なお、算出の結果、いずれのパラメータとも正規分布よりも、対数正規分布に近い分布形を示したため、正規乱数の発生にあたっては、対数値を用いた。

地形量の算出はレーザープロファイラによる地形データを用いて、10mメッシュで勾配、集水面積を算出した。算出には、D-Infinity Flow Direction法を用いた。

(3) 結果の整理

対象地域を図2.3.1に示すように $0.24\sim 1.76\text{km}^2$ の45の溪流に分割した。その上で、溪流ごとの危険度を表す指標として、「崩壊危険面積(a)」及び「崩壊危険面積率(a/A)」を式(2.12)、式(2.13)でそれぞれ算出した。

$$\alpha = \sum_{i=1}^n ap_i \quad (2.12)$$

$$\alpha / A = \sum_{i=1}^n ap_i / A \quad (2.13)$$

ここで、 a は各メッシュの面積（＝100m²）、 p はメッシュ i の崩壊確率（10000回の計算で安全率1以下になる確率）、 n は溪流内のメッシュ数、 A は各溪流の面積である。

2.3.4 計算結果

降雨強度を 50mm/h にした場合の溪流ごとの崩壊危険面積の算出結果と実際の崩壊地数の関係を図 2.3.2 に示した。図 2.3.2 に示したように、溪流単位で見た場合、算出された崩壊危険面積と実際の崩壊地数とは正の相関があり（ $r^2=0.42$ ）、崩壊危険面積は溪流単位の表層崩壊発生危険度を比較的好く表していると言える。また、崩壊危険面積が大きいにもかかわらず、崩壊地数が少なかった溪流はあるものの、崩壊地数が多かった溪流は、崩壊危険面積も大きく、斜面崩壊が多発する溪流は概ね抽出できていた。

また、図 2.3.3 には、崩壊危険面積率と 1km²あたりの 1999 年に発生した崩壊地数（以下、崩壊地密度）の関係を示した。ここでも崩壊危険面積率が大きいにもかかわらず、崩壊地密度が小さい溪流はあるものの、崩壊地密度が高かった溪流は、崩壊危険面積率も大きく、斜面崩壊が多発する溪流は概ね抽出できていた。さらに、崩壊地密度の低い溪流は図 2.3.1 に示す溪流番号 1, 5, 6, 8, 15 など計算対象地域の南東部に多く、降雨パターンなどが影響している可能性がある。崩壊危険面積率が大きいにもかかわらず、崩壊地密度が小さい溪流がある理由としては、比較的最近に崩壊が発生したなどで、設定した土層厚より実際の土層厚が薄かった可能性が考えられる。

2.3.5 まとめ

本章では、土層厚などが広域に面的な測定が困難であることを鑑み、広域に適用可能な溪流単位の危険度評価手法として簡易な物理モデルに、実測に基づき推定した土層厚・土質強度の確率分布を考慮した情報を入力する方法を提案した。その上で、同手法を広島西部山系に適用し、少なくとも崩壊が数多くおこるおそれの高い溪流は抽出できることを確認した。

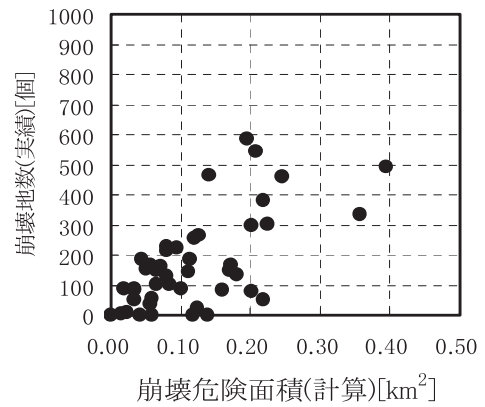


図 2.3.2 溪流単位の崩壊危険面積と崩壊地数の関係

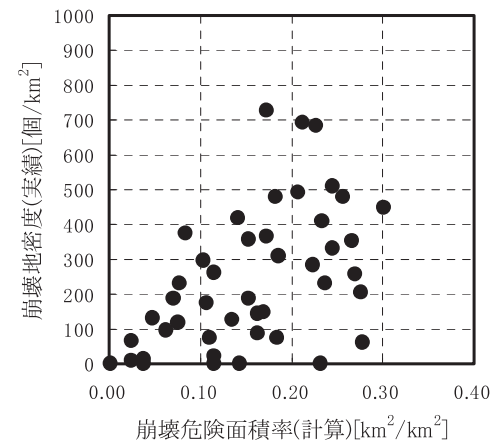


図 2.3.3 5溪流単位の崩壊危険面積率と崩壊地密度

2.4 結論

本研究では、土層のみが崩れ落ちる表層崩壊について発生危険度評価手法を検討した。第 2.2 節は、浸透流解析と斜面安定解析を組み合わせた簡易モデルを作成し、土層厚の空間分布データを用いた「斜面単位の危険度評価手法」を提案した。その上で、実際の崩壊事例に適用し、有効性を確認した。第 2.3 節では土層厚等を確率的に与えることにより、広域に適用可能な「溪流単位の危険度評価手法」を作成し、妥当性を確認した。

参考文献

- 1) 沖村 孝・市川龍平・藤井郁也：表土層内浸透水の集水モデルを用いた花崗岩表層崩壊発生位置の予知のための手法, 砂防学会誌, Vol.37, No.5, 4-13, 1985.
- 2) 平松晋也・水山高久・石川芳治：雨水の浸透・流下過程を考慮した表層崩壊発生予測手法に関する研究, 砂防学会誌, Vol.43, No.1, 5-15, 1990.
- 3) Montgomery, DR. and WE. Dietrich : A physically-based model for the topographic control on shallow landsliding, Water Resources Research, Vol. 30, 1153-1171, 1994.
- 4) Wu W. and RC. Sidle: A distributed slope stability model for steep forested basins. Water Resour. Res., 31(8), 2097-2110, 1995.
- 5) Pack, RT., DG. Tarboton and CN. Goodwin : The SINMAP Approach to Terrain Stability Mapping, Paper Submitted to 8th Congress of the International Association of Engineering Geology, Vancouver, British Columbia, Canada 1998.
- 6) 小杉賢一朗・水山高久・藤田正治：表層崩壊発生予測モデルによる地下水位の再現精度の検討, 砂防学会誌, Vol.55, No.3, 21-32, 2002.
- 7) 三隅良平・小口高・真木雅之・岩波越：分布型流出モデルを用いた表層崩壊危険域のリアルタイム予測, 自然災害科学, Vol.23, 415-432, 2004.
- 8) 内田太郎：近年における山地の土砂移動現象にかかわる斜面水文プロセス研究の進歩, 砂防学会誌, Vol.57, No.2, 58-64, 2004.
- 9) 小杉賢一朗：斜面における雨水の浸透・流出過程のモデル化, 砂防学会誌, Vol.57, No.3, 71-79, 2004.
- 10) Heimsath, AM., Dietrich, WE., Nishiizumi, K. and Finkel, RC. : Cosmogenic nuclides, topography, and the spatial variation of soil depth. Geomorphology, Vol.27, 151-172, 1999.
- 11) Hendrayanto, K. Kosugi, T. Uchida, S. Matsuda, and T. Mizuyama : Spatial variability of soil hydraulic properties in a forested hillslope, Journal of Forest Research, 4, 107-114, 1999.
- 12) Tarboton, DG. : A new method for the determination of flow directions and upslope areas in grid digital elevation models, Water Resources Research, Vol. 33, 309-319, 1997.
- 13) Uchida, T., Y. Asano, N. Ohte and T. Mizuyama : Analysis of flowpath dynamics in a steep unchannelled hollow in the Tanakami Mountains of Japan, Hydrological Processes, Vol. 17, 417-430, 2003.
- 14) 森林水文学編集委員会編：森林水文学, 森北出版株式会社, 90-91, 2007.
- 15) 岡本正男・仲野公章・秦 耕二・荒木義則・古川浩平・水山高久：局地的な集中豪雨に対する土石流警戒避難基準雨量の設定に関する研究～1999.6.29 広島災害における事例～, 砂防学会誌, Vol.55, No.1, 15-25, 2002.
- 16) 瀧口茂隆・内田太郎・盛 伸行・田村 圭司：広島西部山系における水文観測, 砂防学会誌, Vol.61, No.2, 52-56, 2008.
- 17) 笹原克夫・南哲行：粒度分布及び間隙比が異なる砂質土の不飽和せん断強度特性, 土木学会論文集 C Vol.62, 227-239, 2006.
- 18) Bazemore DE., KH. Eshleman and LJ. Hollenbeck : The role of soil water in stormflow generation in a forested headwater catchment: synthesis of natural tracer and hydrometric evidence, Journal of Hydrology, Vol. 162, 47-75, 1994.
- 19) 小杉賢一朗・木下篤彦・藤本将光・水山高久・三道義己：地形に依存した雨水流動追跡に基づく表層崩壊発生予測の問題点, 砂防学会誌, Vol.65, No.1, 27-38, 2012.
- 20) 若月強・佐々木良宜・田中幸哉・松倉公憲：簡易貫入試験値と粒度組成を用いたマサ土の単位体積重量とせん断強度定数及び透水係数の推定, 砂防学会誌, Vol.59, No.6, 38-46, 2007.

3. 道路斜面災害による通行止め時間の縮減手法に関する調査

道路ネットワークの信頼性を向上させ目標達成型の防災事業を進めるためには、「通行止め時間」を短縮することが必須条件である。「通行止め時間」は、主に次の3つの要素からなる。

- ①災害は発生していないが降雨時事前通行規制により通行止めとなるもの（規制の空振り）
- ②降雨時通行規制区間において災害が発生し通行止めとなるもの（規制区間内災害）
- ③事前通行規制区間外での見逃し災害等による通行止め（規制区間外災害）

実態調査によると①～③の延べ時間やその割合は地域や路線・降雨実態・災害実態等により大きく異なっている。ネットワークとしての信頼性を向上させるためには、これらの実態を踏まえて①～③を総合的・戦略的に縮減させる必要があり、①～③に対して効果的な対応策はそれぞれ以下の通りである。

- ①防災マップ等による見逃し災害危険箇所の面的な把握・被害想定・優先対策・斜面管理
- ②普段の維持点検管理の高度化・体系化による変状箇所や老朽化箇所の迅速な発見と対応
- ③事前通行規制基準の適正化による規制の空振り、基準値以下での見逃し災害の縮減

ここでは上記①～③に対して、① 防災マップ等による被害想定手法の提案、② 道路斜面の体系的な点検管理手法の提案、そして、③通行規制基準雨量の適正化技術の提案を達成目標として検討を実施した成果について述べる。

3.1 防災マップ等による被害想定手法の提案

3.1.1 過去の災害の分析

全国の国道指定区間（国土交通省の直轄管理区間）約2万kmにおいて1990～2004年の15年間に発生した道路災害、とりわけ道路斜面災害ならびに路面異常等、合計1,310箇所について収集したデータを用いた統計解析を実施した¹⁾。

災害数を単純に収集期間（15年間）、路線長（2万km）などで割ると、年間87件、毎年（平野部も含め）路線長約230kmに1箇所の割合で災害が発生していることになる。

収集した道路災害は、通行止め等の道路施設や通行者

への実質的な影響を伴う災害が主体である。この種の災害は発生時に国道事務所から国土交通本省等に報告され、災害統計の基礎資料等として使用されている。このほかにごく小規模な災害や変状としては路肩のみへの土砂の堆積などがあるが、このような災害・変状は日常のパトロール等において処理されることが多く、詳細な記録が残ることは少ないため、今回分析した収集データには原則として含まれていない。なお、このようなごく小規模な災害・変状の実数は今のところ不明であるが、相当数に及ぶと考えられる。

データ化した項目を表3.1.1に示す。なお、これらの項目のうち崩壊土量など、一部の情報については、情報不足から空欄となっている箇所もある。

表 3.1.1 分析に用いたデータの項目

地方整備局	担当事務所	災害位置	規制区間
災害発生日	発生時刻	被災による規制（規制・解放時刻）	
災害種別	点検種別	1996、2001年点検時評価	
雨量状況	気象現象	事前通行規制の実施時期	
対策工	到達土量	崩壊土量	備考

3.1.2 災害の特徴

3.1.2.1 全国の分布状況、災害原因及び災害種別

被災種別毎の災害の全国分布を図3.1.1に示す。また、被災種別毎の発生数を図3.1.2に、地方整備局毎の被災種別毎の発生数を図3.1.3に示す。

災害発生箇所としては、九州が最も多く突出しており、次いで北海道が多い。災害の密度で考えれば四国や中部も同様に多い。九州の災害の多くは鹿児島で発生している。

災害原因は降雨によるものが多く（全体の9割）、地震によるものは2%に過ぎない。なお、降雨量0mmとされているものもあり、原因が不明なものも7%程度ある。

災害種別は、表層崩壊が多く、全体の81%を占める。次いで落石と土石流が多いが、全体に占める割合はそれぞれ6%ずつに過ぎない。落石の発生数が予想外に少ないように思えるが、収集されたデータが主として通行止めを伴うようなものであることから、落石については通行止めを伴わない小規模なものが多いのかもしれない。なお、表層崩壊は全国で発生しているのに比べ、落石は北海道や四国などで多い傾向がある。これは海岸線の道路ないし海食崖の多い地域ということを反映しているものと考えられる。

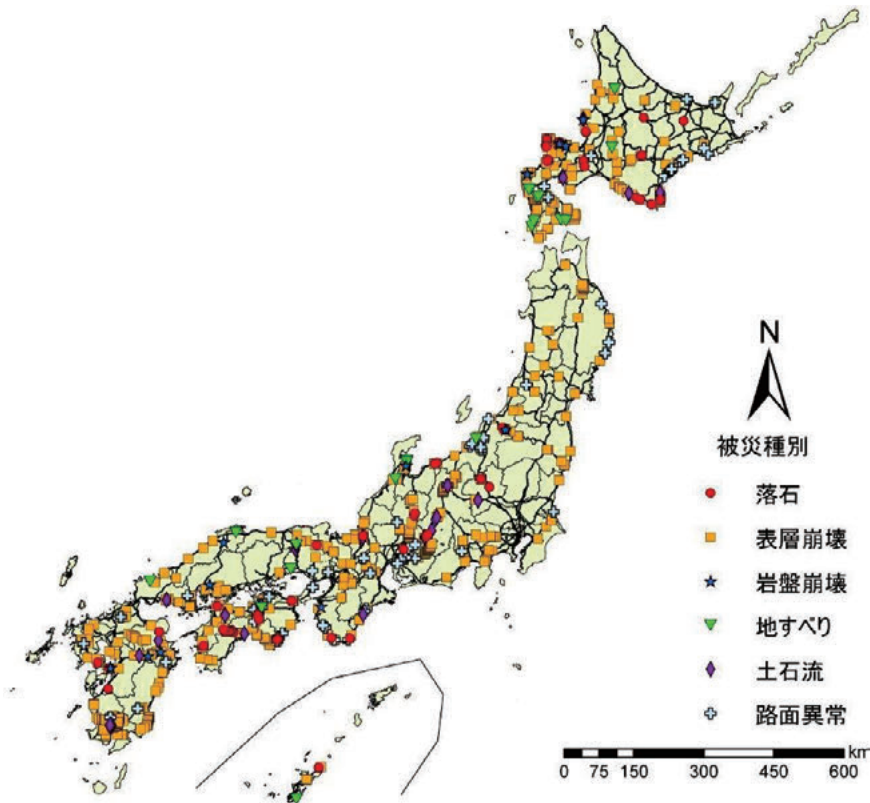


図 3.1.1 被災種別毎の災害の分布

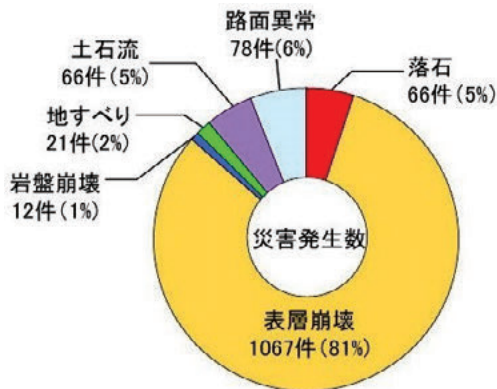


図 3.1.2 被災種別毎の災害発生

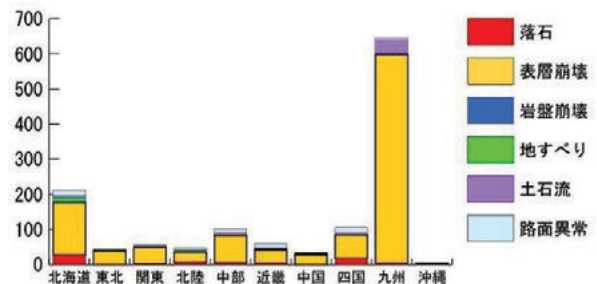


図 3.1.3 地方整備局毎の災害発生

3.1.2.2 道路への到達土量

収集したデータの中には崩壊規模が記載されている例が乏しかったため、道路への到達土量を指標として災害の規模を整理した (図 3.1.4)。地域毎の平均土量を比較すると、四国では明らかに土量が大きい傾向がある。

土量の大きい災害の形態としては、岩盤崩壊や土石流が多いが、同じ災害形態 (例えば表層崩壊) でも四国では土量が大きい傾向がある。理由としては地質の影響、斜面形状の影響、斜面と道路の位置関係の影響などが考えられるが、詳細は不明である。

3.1.2.3 通行規制区間との関係

一般に道路では降雨量等によって通行規制を行う区間 (事前通行規制区間) が設けられている。このような区間は過去にも災害が多く、一種の要注意区間とみなされている。そこで、通行規制区間の内外での災害数を比較した。

地方整備局毎及び災害種別毎の通行規制区間内と区間外での災害数の比較を図 3.1.5 及び図 3.1.6 に示す。区間外での災害が多いのは九州、北海道、中部などであるが、区間内災害に比べて区間外災害の比率が高いのは

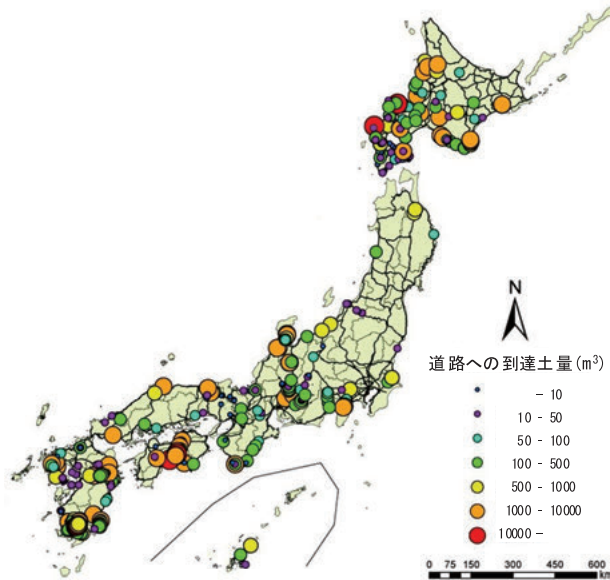


図 3.1.4 道路への到達土量

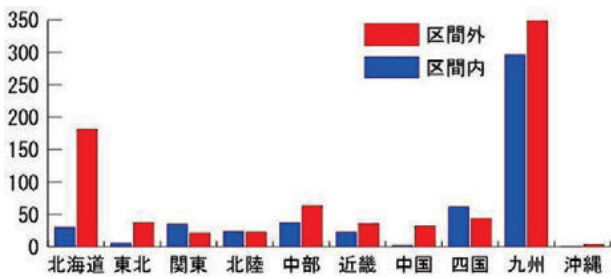


図 3.1.5 地方整備局毎の規制区間内外における被災数

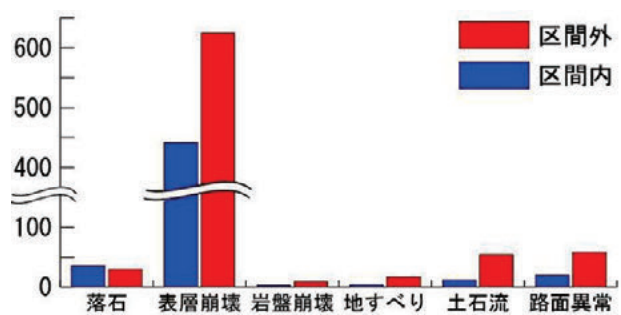


図 3.1.6 災害種別毎の規制区間内外の被災数

北海道、東北、中国である（路線長あたりではないので注意）。区間外災害の比率の多い主な災害種別は表層崩壊、次いで土石流と路面異常（北海道では岩盤崩壊も多い）であり、例えば北海道では区間内での表層崩壊は 17 件（岩盤崩壊 0 件）であるのに対し、区間外は 131 件（岩盤崩壊 4 件）、同様に東北では区間内 6 件に対し区間外 33 件、中国では区間内 1 件に対し区間外 27 件である。北海道、東北、中国等は、全路線長に占める通行規制区間長が比較的小さい地域であるので、結果的に区間外災害が多くなっているとも考えられるが、他地域では表層崩壊に対してそれほど区間外災害の比率が高くないことから、これらの地域では表層崩壊のリスクを考慮した区間設定ないし対策が重要であると考えられる。表 3.1.2 は通行規制区間における災害数上位 5 位であり、同じく表 3.1.3 は単位区間 (1km) あたりの災害密度上位 5 位である。災害数・災害密度ともに九州が多く、特に国道 220 号 162.6-165.2km の通行規制区間では 98.46 箇所/km/15 年の災害が発生している。これは 1 年間で

みると、約 150m に 1 箇所の割合で災害が発生することを意味する。ただしこの区間を除くと上位 5 位までの災害発生密度は 2.22-2.50 箇所/km/15 年程度である。災害数で見ても上位 2-5 位では 1 年に 1 回程度の災害数であり、近年の対策の進捗により通行規制区間での災害発生数は減少していると推測される。

3.1.2.4 雨量との関係

図 3.1.7 は 1mm 以上の降雨で発生した災害を抽出し、災害発生時までの連続雨量の分布を示したものである。

図 3.1.8 によると、連続雨量 25mm 以下で発生している災害が全体の 30%程度に及ぶ。すなわち、少雨が「安全」とは言い切れない。このように、少ない雨量でも災害が発生する詳細な機構は不明だが、斜面の劣化に伴う様々な安全率の斜面の存在（素因）や、連続雨量以外に、短期降雨などの降雨パターンの差異、融雪や凍結融解、降雨時の風の影響など（誘因）が複雑にかかわりあって

表 3.1.2 通行規制区間における災害数上位 5 位

順位	地方整備局	路線名	担当事務所名	担当出張所	区間	起点	終点	延長	基準連続雨量	危険内容	災害発生数	kmあたり発生率
1	九州	220	大隅河川国道	垂水国道維持出張所	鹿児島県垂水市海潟新道～牛根境	162.6	165.2	2.6	150	土砂崩落 落石	256	98.46
2	四国	55	土佐国道	奈半利国道出張所	高知県安芸郡東洋町野根字中の谷～室戸市佐喜浜町入木字猪崎	98.6	107.5	8.9	250	落石等	21	2.36
3	関東	19	長野国道	松本国道出張所・信州新町出張所	長野県東筑摩郡生坂村池沢～更級郡大岡村川口	217.0	236.9	17.7	130	土砂崩落 落石 洗堀	10	0.56
3	四国	32	徳島河川国道 土佐国道	池田国道維持出張所 南国国道維持出張所	徳島県三好郡山城町西字宇島の上～高知県長岡郡大豊町大字高須	74.7	101.0	26.3	250	落石等	10	0.38
5	九州	220	大隅河川国道	垂水国道維持出張所	鹿児島県垂水市牛根境～牛根境	174.5	178.3	3.8	200	土砂崩落 落石	9	2.37

表 3.1.3 単位区間あたりの災害密度上位 5 位

順位	地方整備局	路線名	担当事務所名	担当出張所	区間	起点	終点	延長	基準連続雨量	危険内容	発生数	kmあたり発生率
1	九州	220	大隅河川国道	垂水国道維持出張所	鹿児島県垂水市海潟新道～牛根境	162.6	165.2	2.6	150	土砂崩落 落石	256	98.46
2	九州	201	北九州国道	筑豊維持出張所	福岡県飯塚市大字八木山字重原～八木山運台寺字退出	23.6	26.0	2.4	200	落石	6	2.50
3	九州	220	大隅河川国道	垂水国道維持出張所	鹿児島県垂水市牛根境～牛根境	174.5	178.3	3.8	200	土砂崩落 落石	9	2.37
4	四国	55	土佐国道	奈半利国道出張所	高知県安芸郡東洋町野根字中の谷～室戸市佐喜浜町入木字猪崎	98.6	107.5	8.9	250	落石等	21	2.36
5	北陸	8	高田河川国道	糸魚川国道維持出張所	新潟県糸魚川市外波～外波	189.2	190.1	0.9	150	土砂崩落 地滑り 雪崩	2	2.22

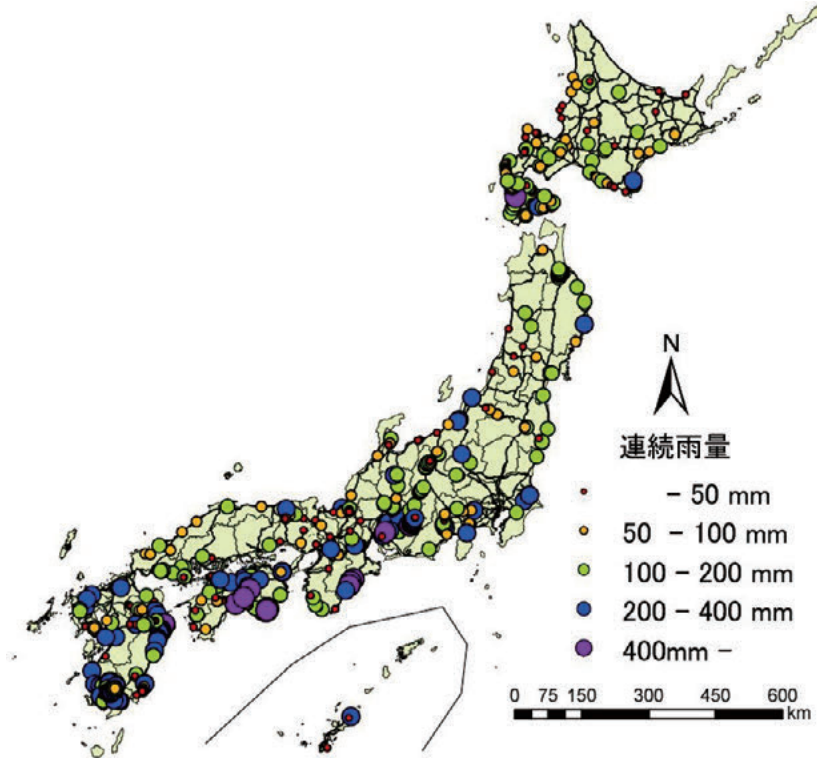


図 3.1.7 災害発生時の連続雨量の分布

いると考えられる。

なお、地方ごとのヒストグラムをみると、ヒストグラムのピークが 1-25mm ではなくある程度高い雨量域にある地方も全地方の半数程度で認められる。たとえば東北では 75mm 前後、関東では 75-100mm、中部では 100-125mm、中国では 175-200mm 付近にあり、それ

以下では災害数が減少することから、降雨に対する災害の免疫性があることが推定される。このような地域では通行規制雨量が効果を発揮しやすいと考えられる。

いずれにしてもこのように斜面災害はある意味で確率的な現象として捉えておく必要があり、雨量を指標とした通行規制基準については、今後高度化の余地がある

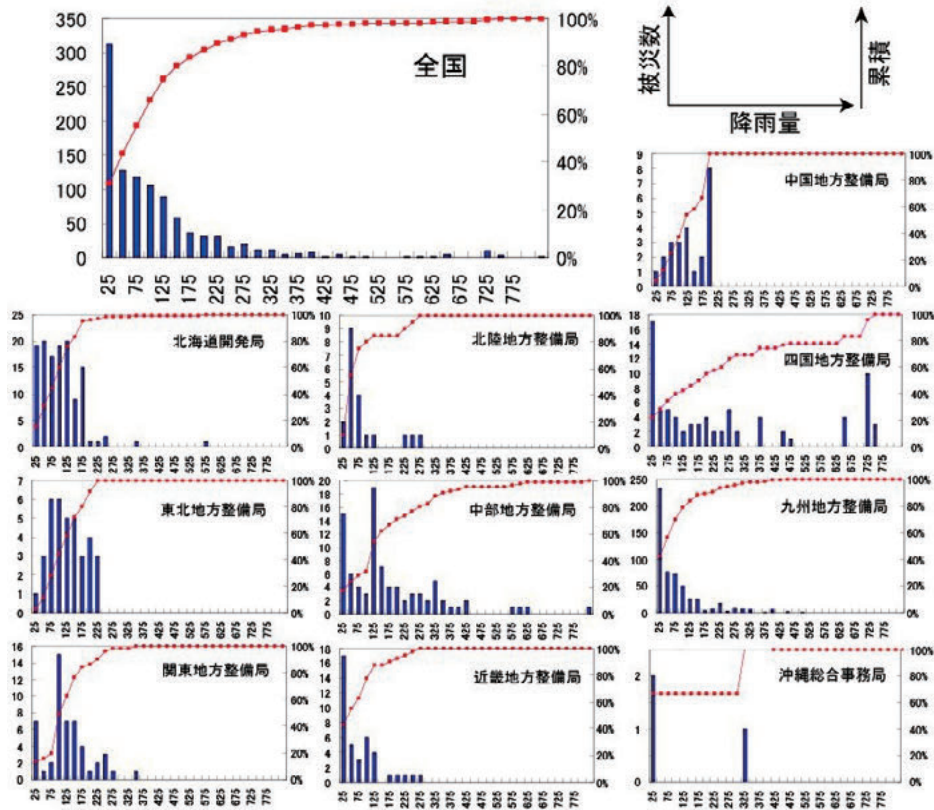


図 3.1.8 災害発生時の雨量ヒストグラム

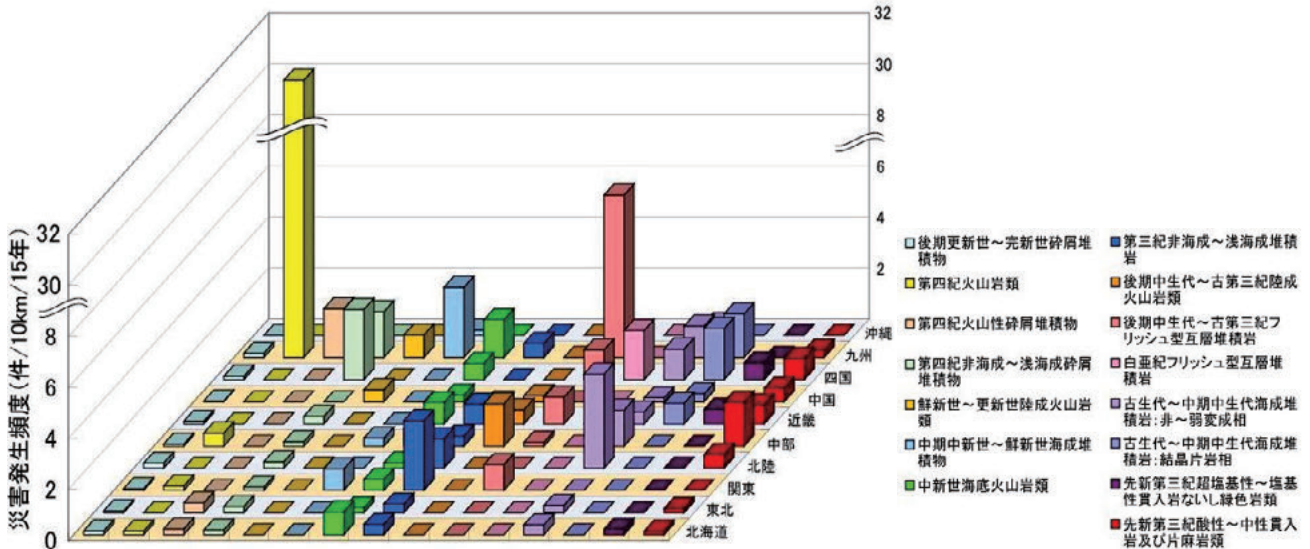


図 3.1.9 地質による被災の発生頻度

といえよう。

また、少雨で崩壊する斜面の特徴を今後詳しく分析し、この種の斜面を優先して発見・対策する技術を開発する必要がある。

3.1.2.5 地質との関係

図 3.1.9 は災害発生箇所ならびに国道が通過する区

間の地質を 1/100 万地質図より読み取り、その発生頻度を算出したものである。これによると、中期中新世～鮮新世海成堆積物、第三紀非海成～浅海成堆積岩及び中新世海底火山岩類（グリーンタフ）では全国的に発生頻度が高い。地方ごとにみると、西日本では中生代の堆積岩やその変成岩（後期中生代～古第三紀フリッシュ型互層堆積岩、白亜紀フリッシュ型互層堆積岩、古生代～中

期中生代海成堆積岩：非～弱変成相，古生代～中期中生代海成堆積岩：結晶片岩相），花崗岩類など（先新第三紀酸性～中性貫入岩及び片麻岩類）が高くなっている。また，四国では四万十帯の付加体堆積岩（後期中生代～古第三紀フレッシュ型互層堆積岩）において高く，九州では第四紀火山岩類において著しく高くなっている。今回使用した地質図は1/100万のものであったが，今後発行が予定されている1/20万シームレス数値地質図を使用することにより，より詳細な比較検討が可能になると思われる。

また，このような地質と災害発生頻度との関係进行分析することにより，道路斜面災害の頻度の予測をマクロ的に分布図として示すこともできる。図 3.1.10 は九州における黒田(1986)²⁾の地質区分毎の道路斜面災害発生率と斜面傾斜角毎の道路斜面災害発生率を掛け合わせることで「道路斜面災害発生頻度予測地図」を試作したもので，地域の潜在的な道路斜面災害の起こりやすさを示したものと見える。

3.1.3 斜面崩壊確率予測地図の作成手法に関する検討

被害想定手法として検討しているフラジリティカーブ（雨量変化に対する斜面崩壊発生確率の変化曲線）を用いた斜面崩壊確率予測地図作成手法について，災害履歴の少ない地域への適用性の検討のため，モデル地域を選定して既存のフラジリティカーブによる解析を行い，実際の災害履歴と比較した。また，フラジリティ解析と連動する崩土到達確率予測システム（SLSS）について，計算時間短縮等を目的としたシステム改良を行うとともに，1mDEMを用いた解析を試行し，10mDEMの場合との比較を行った。

3.1.3.1 被災履歴の少ない地域への適用

フラジリティカーブを用いた斜面崩壊確率予測手法の高度化に向けた検討のため，災害履歴の少ない地域へフラジリティカーブを適用し，その汎用性についての確認を行った。

(1) 研究対象地域

近畿地方の国道沿線で解析を行った。同地域は，中央をほぼ南北方向に川が流れ，国道はそれに沿って敷設されている。また両岸は急傾斜の斜面となっている。地質は北側が花崗岩であり，南側が中生代の堆積岩より構成されている。花崗岩地域は1999年広島豪雨，堆積岩地域は2004年福井豪雨における崩壊事例から作成したフラジリティカーブを使用してフラジリティマップを作成

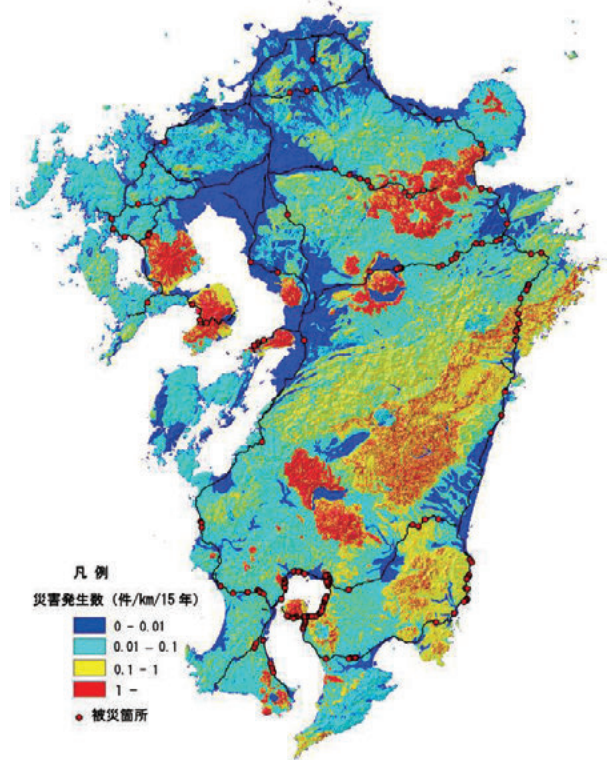


図 3.1.10 道路斜面災害発生頻度予測地図の例
(中間色の部分は何れも示した色が細かいメッシュで混在している。)

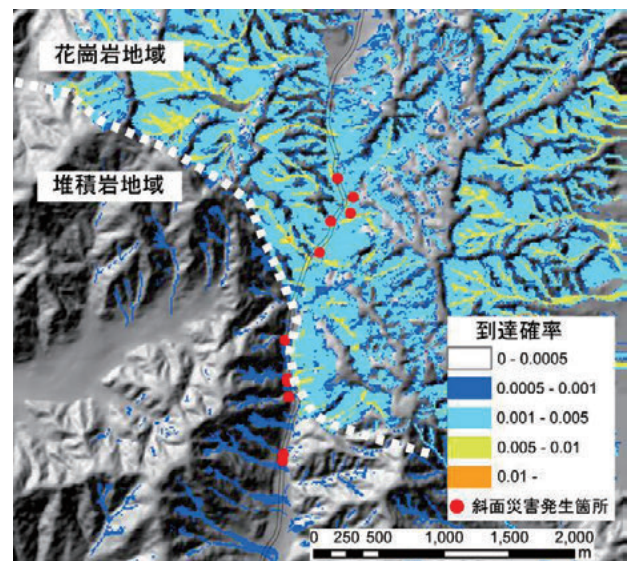


図 3.1.11 崩壊確率算出結果

し，その検証を試みた。

(2) 適用結果

雨量ごとの崩壊確率を求めた結果を図 3.1.11 に示す。フラジリティカーブの違いから花崗岩地域と堆積岩地域では同じ雨量でも崩壊確率に大きな差が生じており，圧倒的に花崗岩地域の方が高い値を示している。しかし，

現地における実際の災害履歴と比較してみると、両地質とも同程度発生しており、地質ごとの有意な差は確認できない。

この原因として、中生代の堆積岩地域で作成したフラジリティカーブは、花崗岩地域に比べ、比較的少ない崩壊源から作成しているため、精度が必ずしも高くない可能性がある。また、現在は地質ごとにフラジリティカーブを作成しているが、地質よりも、谷密度や起伏量といった地形の違いや、雨量強度など降雨の地域性が崩壊傾向に大きな影響を与えていることも考えられる。

これを解明するためには、崩壊傾向に影響を与える要素（地質、地形、降雨特性）ごとにフラジリティカーブを作成し、実際の崩壊事例と比較して、最も強く影響する要素（または組み合わせ）を決定する必要がある。

(3) 崩壊データの位置精度の影響

フラジリティカーブの精度には、崩壊データの位置座標の精度も影響すると考えられる。図 3.1.12 は解析を行ったデータにおいて、GIS 上で表示される崩壊位置が判読による実際の崩壊地の位置とずれたり、その結果として急崖地に位置しているはずの崩壊位置が尾根上の平坦地に表示される例である。ずれの程度は大きいもので 50m 程度(2 万 5 千分の 1 地形図上の 2mm 程度に相当)であるが、このデータによる数量化解析結果(予測式)は既往の広島地区の解析結果に比べてかなり精度が低くなった。ずれの原因としては、作業に用いた図面のゆがみなどの影響が考えられるが、フラジリティカーブの精度向上には崩壊位置座標の取得をかなり精度よく行う必要があると考えられる。

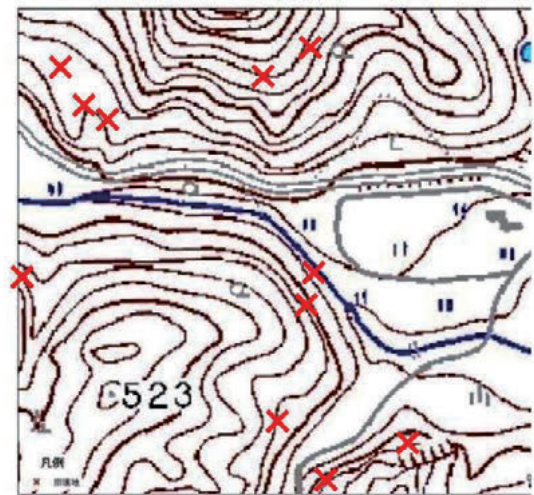
3.1.3.2 崩土到達確率予測手法の高度化

斜面崩壊が発生し、それが道路等の保全対象にまで到達した時、災害となる。そのため、崩土の到達範囲の推定もまた道路管理にとって重要である。表層崩壊による表土の到達範囲の予測手法として、土木研究所では崩土到達範囲予測システム(SLSS)の開発を行っている。予測手法の高度化のため、システムの改良、詳細 DEM の適用性検討を行った。

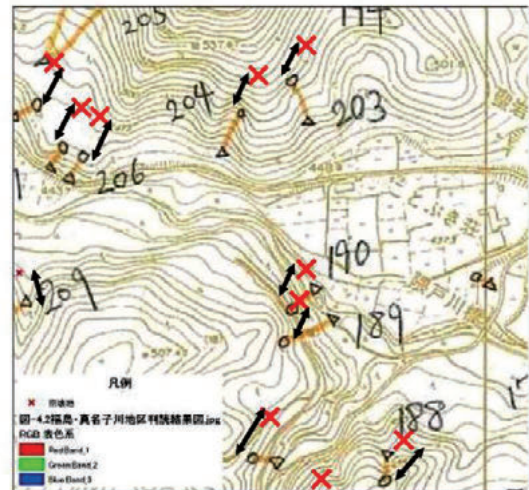
(1) システムの改良

フラジリティ解析と連携し、広範囲での崩土到達確率の計算を行うため、システムの改良を行った。改良の結果、計算時間の大幅な短縮と、広範囲の同時解析が可能となった。計算時間は、地形によっても変化するが、範囲 200 万メッシュ(10mDEM で 1/25,000 地形図 2 枚)、

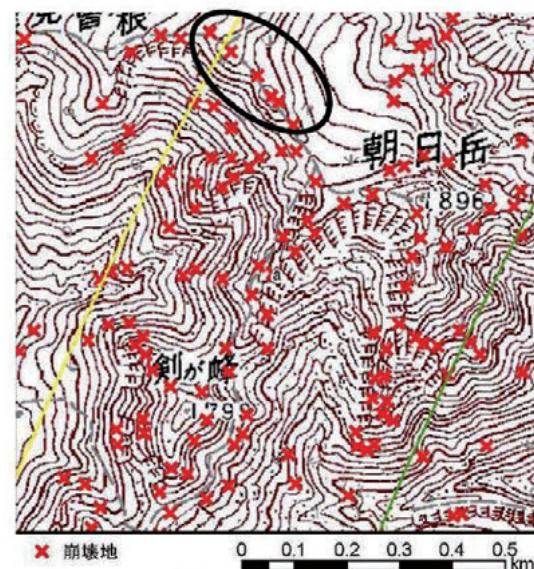
崩壊点 10 万点程度で、およそ 40 分(0.024 秒/1 箇所)であり、これまでのシステム(約 3 秒/1 箇所)に比べ



GIS上の崩壊位置(×印)



上図範囲における判読結果とのずれ(矢印)



取得座標のずれにより急崖上の崩壊地が尾根上に表示される例(楕円内)

図 3.1.12 崩壊座標位置のずれの例

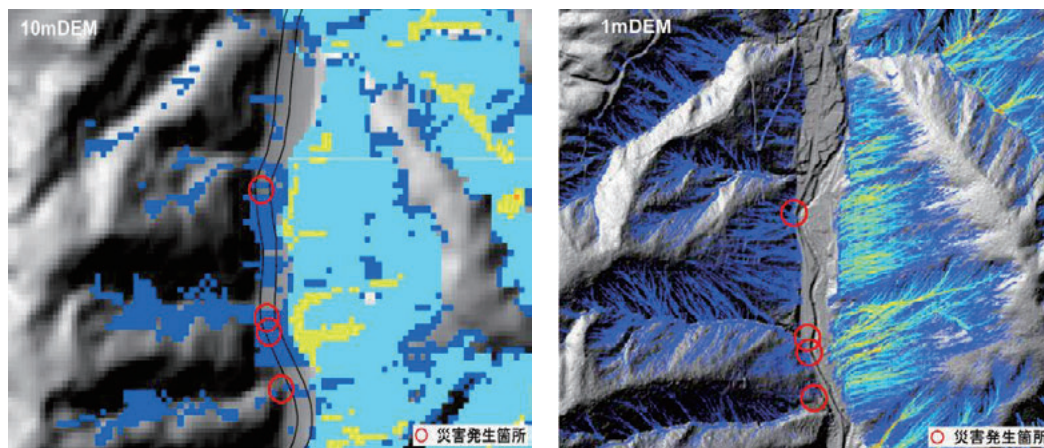


図 3.1.13 DEM サイズによる到達確率の違い (左: 10m メッシュ, 右: 1m メッシュ)

約 100 倍の高速化が図れた。

(2) 詳細 DEM の適用性検討

これまで 1/25,000 地形図より作成した 10mDEM を用いて地形量を解析していたが、現在、一部の直轄国道沿線ではレーザープロファイラーを用いた 1m 程度の DEM データが取得されることもあり、またコンピュータの性能向上により大きなデータも扱えるようになりつつある現状もふまえ、1mDEM を用いての解析も行い、その適用性についての検討を行った。

10mDEM 及び 1mDEM による解析結果を図 3.1.13 に示す。比較すると 1mDEM の方が道路脇のクリアランスなどの細かな地形までよく表現されているため、道路への到達は少ない傾向にあり、実際の崩壊箇所ともよく対応するなど、より詳細に崩壊の範囲が求められており、災害危険箇所の抽出には有効であることがわかった。

しかし、1mDEM を用いる場合、データサイズが 10mDEM の 100 倍になることもあり、計算時間が増加してしまう。そのため、予め 10mDEM で解析をした後で、要注意区間を選定し、詳細な解析を行うことが適当である。

3.2 道路斜面の体系的な管理手法の提案

道路斜面災害事例の継続的な収集・分析スキームの検討とそのための様式作成を行うとともに、併せて災害事例データをサーバに保存し検索・分析するためのプログラムを作成した。2008 年度には地方整備局等からの災害事例収集を開始した。

3.2.1 災害事例から得られる知見の例

個々の災害事例に関する資料としては、まず、災害発

生時に国道事務所から国土交通本省等に報告される災害報告の様式が挙げられる。次いで、対策工の設計・施工のための詳細調査が行われた場合に業務報告書が挙げられる。そのほか、技術指導、委員会等に係る資料がある。このような災害事例に関する資料から得られる知見の例を検討した。

図 3.2.1 は災害発生時に国道事務所から国土交通本省等に報告される災害報告に見られた落石の事例である。施工時期の異なるロックネット接合部においてその後の植生の繁茂によって隙間が生じ、その隙間から石が道路に落下した。この事例からは、同様の施工箇所におけるロックネット接合部の隙間について点検が必要であること、対策上の留意点として、ロックネットの十分な重複幅と接続金具の設置が必要であることという、今後の留意点が見られる。

図 3.2.2 は土木研究所地質チームが技術指導に関わった、吹付のり面における岩盤崩壊の事例である。前年の防災カルテ点検においてちょうどこの崩壊箇所吹付のり面に亀裂とはらみ出しが発見され、対策検討中であった。この事例からは、吹付のり面に亀裂が発見されたときははらみ出しの有無等を確認し、地山の変状によるものかどうかの検討が必要であること、特にこの事例のようにはらみ出しが認められる場合は崩壊の前兆として要注意であることが今後の留意点として得られる。

これらの事例のように、個々の災害事例を調べることで、点検、対策、発生要因などに関する様々な知見が得られることから、災害事例を収集・蓄積して分析することにより得られる知見を現場での点検、対策や指針等へ反映していくことができると考えられる。

しかしながら、国土交通省で用いられている災害報告の様式は現場の状況や対応等を迅速に報告することが目的であり、記載がなく不明な項目も多い。一方、災害報



図 3.2.1 落石の災害事例



図 3.2.2 岩盤崩壊の災害事例

告がなされる災害の中で詳細な調査が行われ業務報告書が作成される現場の割合は多くないと考えられ、また、それ以外の現場について詳細な情報を後日取得するのは困難である。したがって、災害事例を収集・分析し、その知見を現場へ反映していくためには、災害要因に関わる現場の状況や留意点等を災害直後の現場で記入できるよう、災害報告よりも詳細な様式を作成して収集する必

要があると考えられる。

3.2.2 スキーム及び様式等の検討

3.2.1 をふまえ、土木研究所地質チームでは、国土交通省道路局と協議しながら、災害事例収集のための様式及び項目の検討、及び道路斜面災害事例の継続的な収集・分析スキームの検討を行った。その結果、災害事例の収集・分析スキームについては以下の通りとした。

(1) 道路斜面災害事例は道路防災事業を戦略的に実施するための科学的な基礎データであることから、国土交通省各地方整備局等が災害事例データを収集する。

(2) 土木研究所は必要なデータの種類や様式を検討するとともに、各地方整備局等からの災害事例データの提供を受けて分析し、得られた知見等を各地方整備局等へフィードバックする。

(3) 災害事例データの土木研究所への提供・土木研究所での分析及びフィードバックは、少なくとも年1回行う（フィードバックの方法は今後要検討とする）。

以上のスキームで、2008年度から各地方整備局管内の直轄国道の斜面において発生する災害事例のデータを収集することとした。

様式については、表 3.2.1 の項目を含むものとした。この中で、特に新しい点として、今後の現場へ反映すべき留意点等を得るため、崩壊機構、既往対策工の効果、残存リスク、点検時の留意点、対策工の留意点、通行規制の留意点、指針・防災点検要領等へ反映すべき点などに関する所見を専門技術者（例えば道路防災ドクター）が記入する欄を設けた。また、斜面の風化の状況、湧水の状況、専門技術者が記入する所見などは、災害発生後早期に（災害処理によりわからなくなる前に）現場で記入する必要があることから、印刷して現場で記入できる様式とした一方で、電子ファイルでの保存を念頭に、本様式は Excel にて作成した（図 3.2.3）。また、図面・写真等は同一フォルダに別ファイルで保存し Excel のハイパーリンク機能を用いて見る方式とした。様式の作成と併せ、土木研究所での分析のため収集した災害事例データ（Excel 様式及び図面・写真等ファイル）をサーバに保存し検索・分析するためのプログラムを作成した。災害発生位置は緯度・経度を用いて地図上で表示できるようにした。表示用地図は全国表示から 2 万 5 千分の 1 地形図レベルまで拡大・縮小が可能な電子国土 Web システム³⁾を用いた（図 3.2.4）。検索は地図上の位置表示からの検索のほか、日時、災害名、災害規模等主要な情報による条件検索を行える機能を設けた（図 3.2.5）。検索された災害事例については、サーバ内に保存されて

表 3.2.1 災害事例収集様式の項目

<ul style="list-style-type: none"> ・災害名 ・路線名 ・距離標 ・所在地 ・緯度・経度 ・地整・都道府県名 ・事務所名 ・出張所名 ・管理機関コード ・災害発生日時 ・災害発見日時 ・位置案内図 ・災害箇所地形平面図(被災前・被災後) ・災害箇所地形断面図(被災前・被災後) ・災害箇所地質平面図 ・災害箇所地質断面図 ・災害箇所地形・地質・被災状況等写真、 その他関連する図面等 ・通行規制基準の有無 ・(事前通行規制の場合)基準雨量 ・(特殊通行規制の場合)規制基準 ・崩壊発生規模(最大崩壊幅、崩壊斜面長さ、崩壊高さ、最大崩壊深さ、平均勾配、発生土量) ・道路部分の堆積規模(最大堆積幅、堆積長さ、最大堆積土砂深さ、道路部分の堆積土量) ・(路肩が崩壊した場合)最大崩壊幅、崩壊長さ、最大崩壊深さ、崩壊土量 ・(落石の場合)落下距離、落下高さ、勾配、最大落石径、その他の主要落石径 ・誘因(降雨、地震、その他) ・(降雨を誘因とする場合)連続雨量および記録した時刻 ・(降雨を誘因とする場合)最大時間雨量および記録した時刻 ・(降雨を誘因とする場合)観測所名 ・(降雨を誘因とする場合)雨量グラフ ・(地震を誘因とする場合)地震発生日時 ・(地震を誘因とする場合)震央位置(緯度・経度) ・(地震を誘因とする場合)震源深さ ・(地震を誘因とする場合)マグニチュード ・(地震を誘因とする場合)震度および観測所名 ・(地震を誘因とする場合)加速度および観測所名 ・その他誘因に関するコメント ・人的被害(死者・負傷者人数) ・既往対策工の被害 ・その他の物的被害 ・間接被害 ・斜面長さ ・斜面高さ ・斜面勾配 ・斜面型(凸型・凹型等、水平断面型および垂直断面型による分類)(専門技術者記入) ・崩壊地付近の凹凸(専門技術者記入) ・岩種(専門技術者記入) ・表層地質(専門技術者記入) ・強度、風化・変質等の度合い(専門技術者記入) ・地質構造(専門技術者記入) ・すべり面の性状(専門技術者記入) ・(盛土崩壊の場合)盛土材の性状(材料の土質、締固め度等) ・湧水・含水状態(専門技術者記入) ・地下水の状況(専門技術者記入) ・道路管理者の対応(時系列で記入) ・崩壊機構に関する所見(専門技術者記入) ・既往対策工の効果に関する所見(専門技術者記入) ・残存リスクに関する所見(専門技術者記入) ・点検時の留意点に関する所見(専門技術者記入) ・対策工の留意点に関する所見(専門技術者記入) ・通行規制の留意点に関する所見(専門技術者記入) ・のり面工指針・防災点検要領等へ反映すべき所見(専門技術者記入) ・交通量(平日・休日) ・バス路線の有無 ・迂回路(有無および迂回経路) ・緊急輸送路区分(該当の有無および区分) ・孤立集落(有無および戸数) ・既往対策工(工種、施工時期、図面・写真) ・道路防災点検履歴(実施時期、点検結果、箇所別記録表・安定度調査票の写し) ・防災カルテ点検履歴(実施時期、点検結果、防災カルテの写し) ・道路パトロール実施状況(実施時期および方法) ・発生前の異常現象等の有無・状況 ・既往災害履歴(種類、誘因、発生日時、被災内容、図面・写真) ・災害後の応急対策(工種、規模、施工時期、図面・写真) ・災害後の恒久対策(工種、規模、施工時期、図面・写真) ・災害後のソフト対策(モニタリング等)(種類、時期、内容、図面・写真) ・災害報告の写し ・(詳細調査が行われた場合の)調査報告書名称・作成時期、作成者、担当者連絡先
--

別紙		整理番号: 夜1		道路斜面災害調査表(1)(災害箇所・日時・全体状況)	
災害名: 平成〇〇年〇月〇〇日一般国道〇〇号〇〇地区法面崩落災害				地質・道路断面	
路線名: 一般国道〇〇号		現道	距離標	起点: 215 - km 400 - m	上り標・下り標
所在地: 〇〇県 〇〇市 〇〇町				北緯: 〇〇° 〇' 41.9"	(世界測地系にて0.1秒単位で記入)
災害発生日時: 特定できた場合: 平成 〇〇年 〇月 〇日 〇時 〇分		推定日時: 平成 〇〇年 〇月 〇日 〇時 〇分		東経: 〇〇° 〇' 〇〇.〇〇"	
災害発見日時: 特定できた場合: 平成 〇〇年 〇月 〇日 〇時 〇分		推定日時: 平成 〇〇年 〇月 〇日 〇時 〇分			
位置案内図 (ハイパーリンクで貼り付け) 災害箇所位置図25000.jpg		災害箇所 地質平面図 (ハイパーリンクで貼り付け) 地質平面図.jpg 地形地質特徴説明.jpg		災害箇所 地質断面図 (ハイパーリンクで貼り付け) 崩壊地推定地質断面図.jpg	
災害箇所 地形平面図 (被災前) (被災後の場合は復土施工前の原地形と施工後の地形の両方がわかる図面をハイパーリンクで添付) 地形平面図.jpg		(被災後) (ハイパーリンクで貼り付け)		災害箇所 地形・地質・被災状況等写真、その他関連する図面等 (被災前) (被災後) (ハイパーリンクで貼り付け) H8防災点検状況写真.jpg H18カルテ点検状況写真-1.jpg	
災害箇所 地形断面図 (被災前) (復土前線の場合は復土施工前の原地形と施工後の地形の両方がわかる図面をハイパーリンクで添付) (被災後断面図参照)		(被災後) (ハイパーリンクで貼り付け) 崩壊地調査断面図.jpg		(ハイパーリンクで貼り付け) 災害発生前全景(災害後).jpg 災害直後正面写真.jpg 災害箇所道路状態写真見込み側から.jpg 災害箇所道路地帯写真見込み側から.jpg 落石防護柵被災後写真.jpg 復旧後正面写真.jpg 崩壊箇所断面写真見込み側.jpg	

図 3.2.3 災害事例収集様式 (部分例)



図 3.2.4 災害事例地図検索画面イメージ



図 3.2.5 災害事例項目検索画面イメージ

いる Excel 様式及び図面・写真等ファイルを開覧でき、個々の災害事例の詳細を調べることが可能である。

検討した災害事例収集スキームについては、2008年度から運用を開始した。ただし、本スキームは直轄を対象としているため、都道府県管理道路の災害については、

災害毎に個別に土木研究所からお願いすることとなる。2008年度は2008年6月14日発生の岩手・宮城内陸地震における道路斜面災害47事例を収集した。対象路線は岩手県内の国道397号、主要地方道花巻衣川線、国道342号、宮城県内の主要地方道築館栗駒高原線、国道398

表 3.2.2 岩手・宮城内陸地震における道路斜面災害事例の内訳

災害種別内訳	
崩壊	24箇所 51.1%
岩盤崩壊	6箇所 12.8%
地すべり	12箇所 25.5%
盛土の崩壊	3箇所 6.4%
落石	1箇所 2.1%
モルタル吹付の亀裂	1箇所 2.1%
斜面形状(平面型)内訳	
尾根型斜面	21箇所 44.7%
谷型斜面	22箇所 46.8%
直線型斜面	4箇所 8.5%
既往対策工内訳	
既往対策工なし	15箇所 31.9%
既往対策工あり	32箇所 68.1%
(既往対策工あり中)	
モルタル吹付	11箇所 34.4%
擁壁	8箇所 25.0%
ロックネット(ワイヤネット等含む)	7箇所 21.9%
のり枠	7箇所 21.9%
落石防護柵	6箇所 18.8%
ふとん籠	1箇所 3.1%
連続繊維補強土工	1箇所 3.1%

号で、その内訳は表 3.2.2 のとおりであり、主に崩壊、地すべり、岩盤崩壊が発生している。斜面形状(平面型)は尾根型斜面と谷型斜面がほぼ同数であり、地震時には尾根型斜面で崩壊等が発生しやすい傾向を反映していると考えられる。また、約3分の2の箇所では既往対策工があったが、表層の風化浸食等を防止するモルタル吹付や落石対策のための落石防護柵・ロックネット等が多く、ほとんどの箇所において対策工の想定外の形態・規模で災害が発生していた。

その後、2009～2010年度の直轄国道、2009年中国・九州北部豪雨、2010年奄美豪雨等の災害事例を継続的に収集しており、今後収集される災害事例を含め、後続の研究課題「道路のり面・斜面对策におけるアセットマネジメント技術に関する研究」において分析を行い、得られる結果を現場へ反映していくとともに対策緊急度判定手法の検討に用いる予定である。

3.3 通行止め時間を指標とした防災対策効果の評価

3.3.1 検討概要

防災対策効果は、個々の斜面がもつリスクが防災対策の実施により低減したリスクの減少量として表すことができる。リスクは、

(事象の起こりやすさ) × (事象の影響の大きさ)
で求められる。

斜面災害の観点では、

(事象の起こりやすさ) = (災害の起こりやすさ)
であり、災害の起こりやすさについては、災害発生の素因及び要因が個々の災害によって異なる。このため、本来は、1つ1つの斜面について災害要因に対する起こりやすさを設定する必要がある。しかしながら、全斜面に対して詳細な検討を行って設定することは、素因の不確実性を解消することが困難であり、現実的ではない。そこで、防災点検の結果を活用して、点検結果の評価と過去の災害発生履歴を用いて、簡便に災害の起こりやすさを設定する方法を検討することとした。

事象の影響の大きさについては、階層構造になっており、道路ネットワークの観点から整理すると、

○第1次因子(直接事象の大きさ)

災害規模: 想定あるいは発生土砂の量

○第2次因子(第1次因子の直接的影響)

通行止め時間: 災害による道路閉鎖時間

迂回時間: 迂回路がある場合に発生

○第3次因子(第2次因子による間接的影響)

経済活動: 事業規模・交通量に依存

救急医療: 集落の有無・人口に依存

となる。なお、防災対策費(災害復旧費及び事前対策費)を上記分類に当てはめると、災害規模に対して直接発生するものであることから第2次因子に分類され、通行止め時間の解消に要する費用として評価できる。

このため、道路斜面の防災対策効果の評価は、第2次因子である通行止め時間を用いて、道路ネットワークにおける各斜面及び区間の保有リスクと防災対策の効果を簡易に1次評価し、さらに詳細検討を行う場合に第3次因子を用いた評価を行うのが適当と考える。このため、第1次因子である土砂量と通行止め時間を調査し、関係を整理することとした。

3.3.2 防災点検ランクと災害の起こりやすさ

道路防災点検において個々の斜面の安定度評価を実施しており、想定される災害種別に「要対策箇所」、「カルテ対応箇所」、「対策不要箇所」、「点検対象外箇所」の4つのランクに分類している。そこで、災害種別の点検ランク毎に発生した災害件数と、個々の斜面には幅(道路に沿った管理長)があることからそれぞれの点検ランク毎の総管理延長を求め、次式により災害種別毎に各ランクにおける災害発生確率密度(以下、災害潜在性原単位とよぶ)を求めた。

$$\gamma = \frac{N}{n \cdot L} \quad (3.1)$$

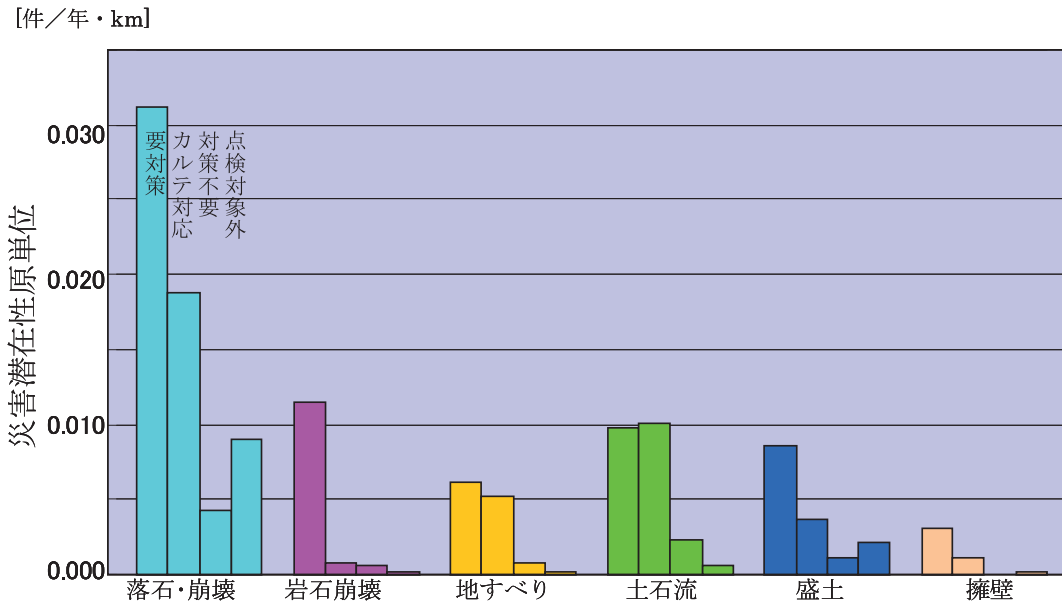


図 3.3.1 災害種別の災害潜在性原単位 (全国値)

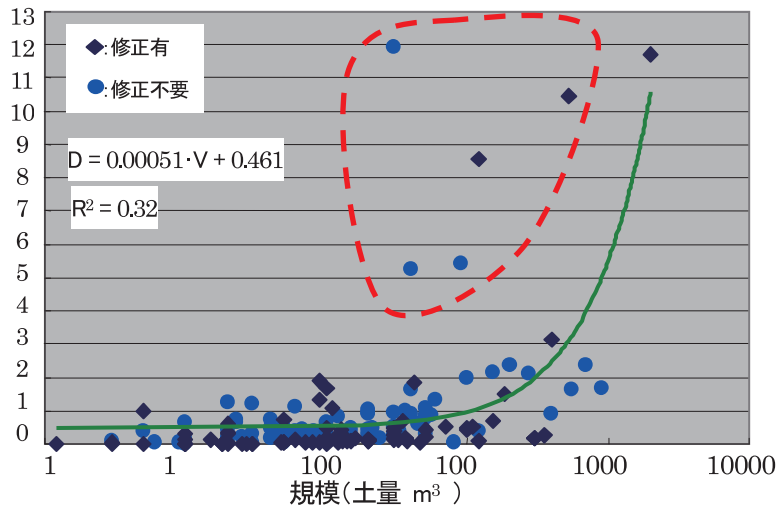


図 3.3.2 崩壊土量と復旧日数の関係

ここで、

γ : 災害潜在性原単位 [件/(年・km)]

N : 点検ランク毎の災害発生件数 [件]

n : 統計年数 [年]

L : 点検ランク毎の総管理延長 [km]

図 3.3.1 に全国ベースでの災害潜在性原単位を求めた結果を示す。点検ランクの評価と災害潜在性原単位の傾向は概ね一致しており、点検ランク毎の災害の起こりやすさの簡便値として設定することが可能であると考えられる。さらに、これは点検の評価結果が概ね妥当であったことも示している。災害潜在性原単位は、基本的に災害履歴がなければ設定することができないため、ある程度の災害履歴を有することが必要である。また、災害の地域特性についても考慮が必要であり、地方整備局単

位や可能であれば管理事務所単位での設定が望ましい。

3.3.3 災害発生規模と通行止め時間

一般国道において過去の災害で全面通行止めとなったもののうち、災害発生時刻、復旧時刻(交通開放時刻)、崩壊土砂量が報告されているものを抽出し、崩壊土砂量と災害復旧に要する時間の関係を調査した。この関係を求めるに当たっては、災害発生後に最低限の交通確保ができる状態となることを前提として、「全面通行止め災害の、復旧作業の開始から片側交通開放までの時間」として整理した。これは、災害発生の有無にかかわらず防災対策工事を実施する際には基本的に片側通行あるいは交互通行となるため、災害復旧に伴う片側通行止め時間を災害発生に対する保有リスクとすることは不相当と考え

られるためである。

また、災害の記録中には、同一路線で同時に複数の災害が密集して発生したものもあり、このようなケースでは全災害現場での交通開放時刻も同一のものとなる。このため、土砂量に応じて撤去時間を配分する修正が必要となる。図 3.3.2 に、崩壊土量と復旧日数（片側交通開放に要した時間）の関係を示す。図中の修正有は上記修正を行った同時発生災害で、修正不要は単独災害である。また、破線で囲まれた災害については、単純な土砂による道路の閉塞のみではなく、災害に伴い橋梁やトンネル坑口などの道路施設が損傷したことにより復旧が長期化したものであることを確認した。なお、このような箇所については、対策優先箇所の選定の際に考慮する必要がある。

図 3.3.2 で示すように、災害の復旧時間は崩壊土量にほぼ比例していると考えられ、災害が発生する可能性のある斜面（要対策、カルテ対応の斜面）について、崩壊時に発生すると考えられる土砂量を推定し、潜在する通行止め時間を推定することが可能と考える。

グラフの右下側に分布している災害は、到達土量の規模と比較して復旧が早いものである。これらは、規模が大きいことから注意が必要である。同じ崩壊規模であっても復旧日数が異なる要因は、斜面のロケーションによるものである。復旧の難易度は、道路の形状や排土する場所の有無に影響され、例えば開削道路のように両側が斜面に挟まれている場合には復旧時間が長く、片側に広い空き地などの土砂を撤去するスペースがある場合には復旧時間も短くなる。このような個々の状況を時間評価して復旧時間を想定することは現実的ではなく、また災害規模が大きいもののリスクが過小評価とならないようにしなければならない。図 3.3.2 によると、一般国道においては 1,000m³程度で 2 日程度、それ以上の 5,000m³以上の規模災害でも概ね 3 日以内に片側交通開放されていることがわかる。

したがって、災害によって生じると考えられる通行止め時間（潜在通行止め時間とよぶ）の推定は、上記の状況からできるだけ安全側に評価するように簡便化して、次式によって行うのが適当と考える。

推定土砂量が 1,000m³以下の場合：

$$D=0.002V \quad (3.2)$$

推定土砂量が 1,000m³より大きい場合：

$$D=0.00025(V-1000)+2 \quad (3.3)$$

ここで、

D：潜在通行止め時間〔日〕

V：推定土砂量〔m³〕

3.3.4 防災対策効果の簡易評価手法

以下に、上記の考え方をもとに整理した、通行止め時間の減少を道路ネットワークの便益とする簡易リスク評価手法について述べる。

①個別斜面の保有するリスクの算定

まず、防災点検ランクで「要対策」、 「カルテ対応」と判断された斜面を対象として個々の斜面の保有するリスク（年間潜在通行止め時間）を求めると、

$$r_d = \alpha \cdot \gamma_d \cdot D \cdot l_d / 1 \text{ 箇所} \quad (3.4)$$

ここで、

r_d ：斜面の年間潜在通行止め時間（日/年）

γ_d ：各災害種別の防災点検ランク毎の災害潜在性原単位〔件/（年・km）〕

D：潜在通行止め時間〔日〕

推定土砂量が 1,000m³以下の場合：

$$D=0.002V \quad (3.5)$$

推定土砂量が 1,000m³より大きい場合：

$$D=0.00025(V-1000)+2 \quad (3.6)$$

V：推定土砂量〔m³〕。

推定が困難な場合は、想定災害発生面積（m²）×1(m)の簡便値を用いてもよい。

l_d ：道路延長上の管理斜面幅〔km〕

α ：災害潜在性原単位の重みづけ係数。

個々の斜面の安定性を考慮しない場合：

$$\alpha = 1 \quad (3.7)$$

個々の斜面の安定性を考慮する場合：

$$\alpha = \beta_d / \beta_{\text{avg}} \quad (3.8)$$

β_d ：当該斜面の防災点検での安定度評価点

β_{avg} ：当該斜面の災害形態点検ランクの安定度評価点の地域平均値

なお、上記について対象斜面において災害履歴があり未対策の場合には $\alpha=1$ とし、災害潜在性原単位 γ_d は当該斜面のみの履歴及び管理延長で計算して与える。

②区間の保有するリスクの算定

次に、評価対象区間について上記で求めた個別斜面のリスクの総和を求めると、

$$R_d = \sum_{i=1}^n r_d(i) \quad (3.9)$$

ここで、

R_d : 区間の災害による年間潜在通行止め時間 [日/年]

ra_i (i) : 区間内の各斜面の年間潜在通行止め時間 [日/年]

対象区間に事前通行規制区間が含まれている場合には、過去の通行規制時間の統計により、事前通行規制による年間平均通行止め時間を求める。災害による通行止め時間と事前通行規制による通行止め時間の和が区間のもつリスク（時間損失）で、次式ようになる。

$$\sum R_i = R_d + hr \quad (3.10)$$

ここで、

$\sum R$: 区間リスク [日/年]

hr : 年間平均事前通行規制時間 [日/年]

③区間比較による防災対策箇所の選定

まず、対象区間に迂回路の有無を確認する。迂回路がある場合には、迂回によって生じる時間差分を減じて区間リスクの修正を行う。これは、図 3.3.3 に示すように、迂回路が無い場合には平時の通行時間と災害等により通行止めとなる時間の和が当該区間の移動時間となる。迂回路がある場合、この和が迂回時間までに軽減されれば、対象区間と迂回路との移動時間に差が無くなることから、交通開放まで待っても時間損失が等しい移動となるためである。

道路ネットワークを踏まえた対策箇所の選定に当たっては、図 3.3.4 に示すように区間リスクの比較を行い、対策の優先区間を選定する。図では区間リスクの大きい方を選択しているが、救急医療等のための移動経路の連続性を考えて先に対策をした方が効果的である場合には、区間リスクの小さい区間を優先的に対策するのがよい。次に、選定区間内の各斜面のリスクと対策費用を検討し、リスクの減少効果が高い斜面を選定し、当該斜面のリスクを区間リスクから減じて、再び区間リスクの比較をおこない、同様の検討を繰り返して対策箇所を順次選定していく。

斜面災害のリスク評価については、災害によって道路利用者が巻き込まれる確率を計算して、人身損失として計上することを考える傾向が見られる。考えられるリスクを厳密に評価することは必要かもしれないが、当然交通量が多いところが優先的に選定されることになるうえ、その金額の設定方法に根拠が乏しく客観性に欠けることから、望ましくないものとする。被災確率の大小にか

かわらず人の価値は同等であり、どの道路利用者也安全に通行できること目指して斜面の防災対策を実施しているのである。したがって、防災対策の優先度を考える際には、集落の有無と救急医療経路の確保といった単純な視点で、道路ネットワークの観点から時間による客観的な評価をすることが適当と考える。

3.4 事前通行規制基準の適正化

3.4.1 検討概要

事前通行規制基準の適正化の目的は、災害捕捉の向上と規制の空振りの減少である。道路斜面災害は、「土砂崩壊」、「落石」、「岩盤崩壊」、「地すべり」、「土石流」といった多くの災害形態がある。これらの災害発生の素因及び要因も異なり、降雨に関連するものや風化現象によるものなど多種多様である。現在の降雨による事前通行規制ではこれらの災害を同一に扱っている。このため、まず降雨による事前通行規制の目的を再確認するとともに、対象とする災害について明確にすることが必要である。これらを踏まえて、道路の管理体制も踏まえた規制方法及び基準値の考え方、災害捕捉性と規制時間を考えた効率的な規制基準値の設定方法、事前通行規制区間の解除・基準緩和の考え方について検討を行った。

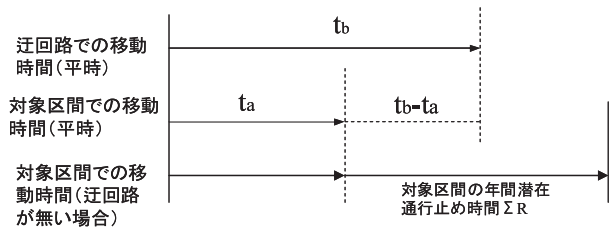


図 3.3.3 迂回路の有無による区間リスクの考え方

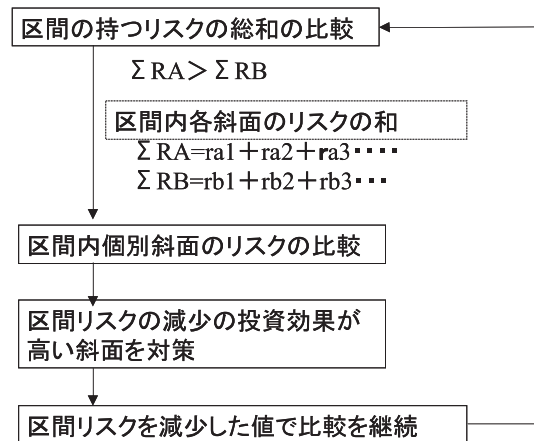


図 3.3.4 区間評価を考えた防災対策の流れ

3.4.2 事前通行規制の再確認

(1) 降雨による事前通行規制の目的の再認識

事前通行規制区間の適正化を検討するに当たって、降雨による事前通行規制区間には、通行規制区間と特殊通行規制区間の2つがあり、定義は次の通りである。

○通行規制区間：

過去の記録により危険箇所の事故発生と異常気象と間に相関関係がある場合で、異常気象による規制の基準値を定めて、これにより事前規制を実施する区間。

○特殊通行規制区間：

危険箇所の事故発生と異常気象との間に相関関係が見られない場合で、パトロール等で気象、現地の状況等により判断して危険が予想される場合に事前規制を実施する区間。

すなわち、降雨による事前通行規制区間とは、降雨により災害が発生する可能性があることを認識している箇所が存在する区間について、対策が済むまでの回避策として設定されているものである。

(2) 降雨による事前通行規制の対象災害

現在の道路における斜面防災は、道路防災点検により災害形態を分類して安定度を評価し、その結果に基づいて防災対策を実施している。事前通行規制の主旨は、前述のように降雨による自然斜面の崩壊から道路利用者を守ることにある。自然斜面の災害形態は、大きく「土砂崩壊（表層崩壊）」、「土石流」、「地すべり」、「落石」、「岩盤崩壊」に分類される。一般に、はじめの3つの災害は短期的な降雨による影響を受けて発生し、残りの2つは通常の短期的な降雨では発生せず、風化や浸食等の長期的な水の作用によって発生するものである。ただし、落石については、一端崩落した岩が斜面内にとどまり足元の土砂が降雨により浸食されて再度崩落することがあり（転石）、これについては降雨による災害として取り扱う。

なお、地すべりについては土塊の移動速度が緩やかであり、計測監視により対応することが可能であることから、落石や岩盤崩壊と合わせて別途対策を行うか監視による特殊通行規制に移行することも考えられる。

3.4.3 一般道の管理体制からの規制指標の考え方

一般国道や補助国道等においては、規制対象となる運転者と管理者が異なるうえ、常に自由通行である。さら

に、管理者は通行規制用のゲートの近傍に常駐しておらず、ゲートまでの移動時間と道路交通の制御時間を考慮してある程度の降雨状況が予測できるものを指標として、通行規制を運用できる体制を構築する必要がある。したがって、一般道においては砂防分野、鉄道、高速道路におけるような瞬間的な判断を伴う時間雨量を指標に併用することは、管理体制の面から困難であり、短時間降雨予測を活用できる累積性のある単一指標で運用することが効率的である。

この場合、災害の捕捉性の観点から前述のように連続雨量ではなく先行降雨の影響を加味した土壌雨量指数や実効雨量法等の累積・減算型の指標が望ましいが、これらを指標とする場合には、交通開放の判断方法の検討が必要であるが、現行の連続雨量のリセット条件を活用して3時間2mm以下で交通開放することを基本とし、実運用時には指標値の減少状況を見ながら短時間降雨予測を踏まえて体制を検討するのがよいと考える。

3.4.4 降雨指標及び規制基準値の設定手法

(1) 降雨指標の整理

現行の連続雨量法を含め、土壌雨量指数、実効雨量法以外で想定される累積・減算型の降雨指標の考え方を整理すると以下の通りである。

①連続雨量法

連続雨量は、降雨開始時間から交通開放のための条件（リセット条件）に達するまでの一連の雨の時間雨量を合計したもので、用いる時間雨量の個数（積算時間）は一定ではない。ある一連の雨の時間雨量の個数がk個の場合の連続雨量は、次式で表される。

$$\text{連続雨量}(R) = \sum_{i=0}^k r(i) \quad (3.11)$$

ここで、

r：時間雨量（mm）

この指標は、リセット直後に降雨が発生しても1からの累積となるため、先行降雨の影響が加味されない課題がある。

②積算雨量法

積算雨量は、ある一定時間に発生した降雨量の累計値で、気象情報でよく耳にする24時間雨量もその一つで一般的な指標である。ある積算時間tの積算雨量は、次式で表される。

$$\text{積算雨量}(\sum t) = \sum_{i=0}^{t-1} r(i) \quad (3.12)$$

この指標は、時間 t の取り方によって一連の降雨の大きさが変わるため、ある程度長い時間を設定すれば連続雨量も包含し先行降雨の影響も加味される。すなわち、積算時間だけ無降雨状態が継続すれば指標値は 0mm となり、途中で降雨があれば先行降雨の影響として累積される。指標値として用いる場合は、積算時間 t について検討が必要である。

③減算雨量法

減算雨量は、起算時刻までの経過時間に比例して各時間雨量を減算したうえでの累計したもので、ある積算時間 t の減算雨量は、次式で表される。

$$\text{減算雨量}(\Delta t) = \sum_{i=0}^{t-1} \frac{t-i}{t} r(i) \quad (3.13)$$

実効雨量法では、半減期を設定しているために初期に大きく減算し、その後徐々に 0mm に漸近するものの指標値が 0mm とならない問題がある。減算雨量は、積算期間を設定しており無降雨が継続すると指標値が 0mm となるように、実効雨量法の課題を踏まえて本研究において単純化した新たな指標である。指標として用いる場合は、積算時間 t の検討が必要である。

④表層雨量法

表層雨量は、表層部を1段タンクに見立てて時間雨量 $r(\text{mm/h})$ の流入と一定量 δ (mm/h) の流出を想定した指標値である。任意の時間における表層雨量 ($Q(i)$) は、次のように表される。

表層雨量

$$(Q(i)) = Q_{in}(i) + Q(i-1) - Q_{out}(i) \quad (3.14)$$

ここで、

Q_{in} : 流入量(mm/h)=時間雨量 r

Q_{out} : 流出量 (mm/h) で表面及び基層の流出量の合計値。一定値 δ (mm/h) を設定するが、 $Q(i-1) < \delta$ の時は $\delta = Q(i-1)$ とする。

この指標は、本研究において土壌雨量指数を単純した新たな指標である。指標値として用いる場合は、流出量を設定する必要がある。また、起算時間 t を設定して考慮する降雨時間を限定する方法（ここでは積算表層雨量法とよぶ）も考えられる。この場合は、次式のように表される。

積算表層雨量

$$(Qt) = \sum_{i=0}^{t-1} [Q_{in}(i) - Q_{out}(i)] \quad (3.15)$$

指標値として用いる場合は、積算時間 t 及び流出量 δ について検討が必要である。

(2) 降雨指標及び基準値の検討

検討に当たっては毎年法を用いた水文統計とする。以下、再現年数については特に断書きが無い場合は毎年法を指すこととする。

以下、時間雨量 (r)、連続雨量 (R)、12時間・24時間・48時間積算雨量 ($\Sigma_{12} \cdot \Sigma_{24} \cdot \Sigma_{48}$)、24時間・48時間表層雨量として時間流出量 δ が 1.5 (mm/h) の場合 ($q_{24} \cdot q_{48}$) と 3 (mm/h) の場合 ($Q_{24} \cdot Q_{48}$) について検討とした事例を用いて説明する。積算表層雨量法における流出量の値は、気象における通常の弱い雨は 3 (mm/h) 未満の雨とされており、このような日常的な雨量は災害の要因とならないと考えられること、また崩壊が発生するようなゆるい土砂斜面の透水係数のオーダーが 10^{-6} (m/s) 程度であり、これを時間当たり換算すると 3.6 (mm/h) と日常の弱い雨の時間雨量の値とほぼ等しいことから、日常の弱い雨と同等量が流出することを基本とし、さらに流出量を変化させた場合の違いを確認することを目的に半減した値としている。

まず、各指標について、再現年数毎の指標値を求め、それぞれについて求めた指標値以上の年間発生時間 $hr(T)$ を求める。表 3.4.1 に示す事例では、再現年数 $T = 1.5, 2, 3, 4, 5, 10$ [年] について実施している。この発生時間が、それぞれを規制基準値に設定した場合の年間通行止め時間となる。事例ではこの結果を用いて、指標毎に再現年数に応じた発生時間を求める回帰式も求めている。

次に、表 3.4.2 に示すように対象区間で発生した災害について災害発生時の各指標値を調べる。この値をもとに、表 3.4.1 で示した再現確率の指標値を規制基準値とした場合の災害捕捉数と規制時間に対する災害捕捉効率を求める。各指標値の再現年数毎の規制時間当たりの災害捕捉効率については、次式で表される。

$$Et(T) = \frac{D(T)}{n \cdot hr(T)} \quad (3.16)$$

ここで、

$E_i(T)$: 規制時間当たりの災害捕捉値

$D(T)$: 災害捕捉数

表 3.4.1 各指標毎の再現年数毎の指標値と年間発生時間(例)

		T	r	R	Σ_{12}	Σ_{24}	Σ_{48}	Δ_{24}	Δ_{48}	q ₂₄	q ₄₈	Q ₂₄	Q ₄₈
雨量		10	73.3	596.9	355.7	465.1	598.8	300.3	385.4	431.8	527	390.5	459.4
		5	66	471.5	298.8	393.3	498.7	256.2	333.1	356.6	431.3	318.1	369.5
		4	63.3	430.2	279.3	368.2	464.2	240.8	314.2	330.9	398.7	293.6	339.2
		3	59.5	375.4	253	333.7	417.2	219.7	287.7	296.2	354.3	260.7	298.5
		2	53.1	292.3	211.6	278.1	342.6	185.7	243.4	241.8	284.5	209.5	235.4
		1.5	47	224.3	176	228.7	277.7	155.5	202.3	195.1	224.5	166.2	182.1
発生時間 hr(T)	実測値	10	0.13	1.33	0.4	0.53	0.93	0.47	0.13	0.53	0.93	0.6	2.07
		5	0.27	3.87	1.33	4.13	6	1.47	4	4.2	6.2	4.47	7.07
		4	0.27	4.93	1.87	5.33	8.93	2.8	5.53	6.13	9.4	6.47	10
		3	0.33	6.67	3.4	7.87	13.67	4.47	7.73	8.13	13.73	8.2	14.87
		2	0.67	9.73	6.8	11.53	27.93	8	12.2	11.93	26.47	12.13	24
		1.5	1.4	14.33	11	21.33	40	12.4	22.67	21.8	39.93	21.6	38.07
	回帰式 $\alpha \cdot T \beta$	α	0.702	9.882	6.178	13.141	25.35	7.471	14.497	13.703	25.188	13.821	23.987
		β	-0.79	-0.785	-1.152	-1.158	-1.25	-1.131	-1.558	-1.159	-1.234	-1.117	-0.975

表 3.4.2 各災害発生時の降雨指標値の一覧(例)

NO.	種別	r	R	Σ_{12}	Σ_{24}	Σ_{48}	Δ_{24}	Δ_{48}	q ₂₄	q ₄₈	Q ₂₄	Q ₄₈
1	崩壊	24	156.7	162.3	183.7	265.7	153.1	179.3	161.7	197.7	139.7	139.7
2	崩壊	0.7	0.7	31	97.7	178.3	44.2	98.7	64.2	116.2	34.7	59.7
3	流出	1	414	273	416	416	286	351	390.5	390.5	368	368
4	決壊	3	19	57	187	410	84.4	192.8	152.5	339.5	118	269
5	落石	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
6	地滑	4	432	211	420	441	223.5	330.8	385.5	393	351	355
7	流出	2.5	8.7	38	97.2	202.2	45.2	98.2	62.7	131.7	32	70

表 3.4.3 各降雨指標の再現年数毎の災害捕捉数(例)

		T	r	R	Σ_{12}	Σ_{24}	Σ_{48}	Δ_{24}	Δ_{48}	q ₂₄	q ₄₈	Q ₂₄	Q ₄₈
災害捕捉数		10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		5	0	0	0	2	0	1	1	2	0	2	0
		4	0	1	0	2	0	1	2	2	0	2	2
		3	0	2	1	2	1	2	2	2	2	2	2
		2	0	2	1	2	3	2	2	2	3	2	3
		1.5	0	2	2	2	3	2	2	2	3	2	3
災害捕捉効率		10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
		5	0	0	0	0.0323	0	0.0454	0.0167	0.0317	0	0.0298	0
		4	0	0.0135	0	0.025	0	0.0238	0.0241	0.0218	0	0.0206	0.0133
		3	0	0.02	0.0196	0.0169	0.0049	0.0298	0.0172	0.0164	0.0097	0.0163	0.009
		2	0	0.0137	0.0098	0.0116	0.0072	0.0167	0.0109	0.0112	0.0076	0.011	0.0083
		1.5	0	0.0093	0.0121	0.0063	0.005	0.0108	0.0059	0.0061	0.005	0.0062	0.0053

n: 資料年数で、事例では15年間データであることから n=15 としている

表 3.4.3 に示すように災害捕捉数と災害捕捉効率を比較して規制指標及び基準値について検討する。事例の事前通行規制区間の規制基準値は、連続雨量 250mm であり、連続雨量の再現年数は 1.65 年である。現行の連続雨量法では、災害捕捉数及び災害捕捉効率の観点から、この区間の規制基準値については再現年数 3 年程度の指標値まで引き上げることが可能と判断される。また、他の指標の適用性についてみると次のように分析さ

れる。積算雨量法の災害捕捉性を見ると、24 時間積算雨量の捕捉効率が高く、再現年数 5 年程度の基準値としても現行の連続雨量法と同数の捕捉が可能である。また、48 時間積算雨量法は再現年数 2 年程度までは災害捕捉数は 3 件と捕捉数の向上は見られる。しかしながら、48 時間積算雨量では発生時間が長いことから、通行止めとなる時間も当然長くなるため、事前通行規制の指標として用いるには災害捕捉効率は低い結果となる。このような観点から、各指標について連続雨量の再現年数 3 年における災害捕捉効率と比較すると、再現年数 5 年程度の

24時間積算雨量や24時間表層雨量がこの規制区間においては効率的な規制指標値であると考えられる。

表 3.4.3 で求めた災害捕捉効率 E_t は、表 3.4.1 で示した実時間で求めたものである。表 3.4.3 で示した値でも災害捕捉効率にピーク値があることを見ることはできるが、表 3.4.1 で示した発生時間の回帰式を用いて災害捕捉効率を横軸に指標値の再現年数 T にとって表すと、図 3.4.1 に示すようなピーク値を持った曲線となる。

図に示すように、災害捕捉効率 E_t が大きいものは規制時間が減少し、再現年数 T が大きいものは規制頻度が少なくなるため空振り規制の頻度が減少することになる。同一の指標値での基準値の検討をする場合、現行の基準値よりもピーク値が右側にある場合には、降雨状況を踏まえて基準値の緩和検討が考えられる。

また、複数の指標を比較する場合には、ピーク値が図の右上にあるものが効率的な指標値となる。

〔件/(時間・年)〕

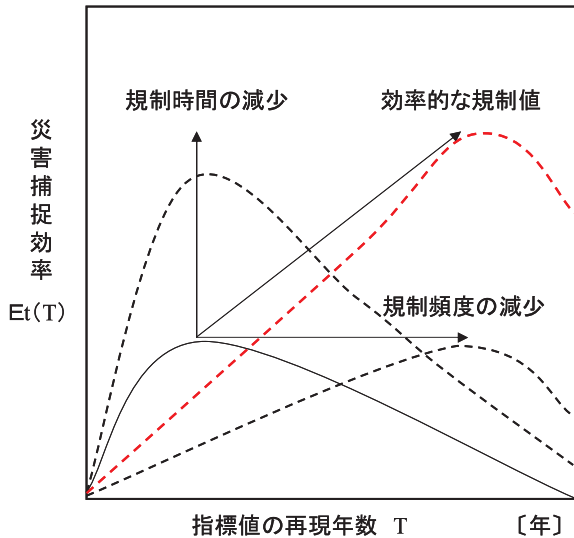


図 3.4.1 指標値の再現年数と災害捕捉効率の関係

3.4.5 事前通行規制の基準緩和・区間解除の考え方

事前通行規制区間における通行止め時間短縮の方策は、「規制基準雨量の緩和」、「災害発生源の対策と規制区間の解除」である。前者については、降雨経験に基づき上記の対象災害危険箇所が残存しているが災害が発生しなければ、その雨量まで緩和することを検討すればよいと考える。また、降雨の再現年数以上の発生時間と災害捕捉数から災害捕捉効率を求めて、基準緩和の目標値を設定するとともに、基準を緩和して得られる便益の大きさ（総規制時間の短縮）と、残存する災害危険箇所の崩壊による時間損失（潜在通行止め時間）を考慮して検討する必要がある。

後者については、これまでの規制区間の解除・緩和の

検討にあたっては、「必要な防災対策が完了後に、規制基準雨量以上の雨を経験すること」が前提となっている。この降雨経験については、防災対策工の評価と考えられている技術者が多く見受けられるが、残存する自然斜面の安定を確認するための降雨経験である。したがって、防災対策工はこれまでの経験を踏まえて、想定される災害規模に対して斜面が安定するように設計・施工されるものであり、設計思想の観点から災害形態と規模に対して適切と判断される対策が完了した時点で、想定可能な災害への対策は終了したと考えてよい。このため、対策完了以前の降雨経験も踏まえて区間解除の検討を行うことが適切と考える。

未曾有の雨で残存する自然斜面の全てで災害が起こる可能性があることは否定できないが、災害の危険性（潜在性）が認識できないものは対策不可能であり、認識できないものまで対策の対象とするならば、全ての山地部全面に対策することが必要となり、現実的ではない。このため、防災点検など現状の技術で認識している（認識可能な）土砂崩壊、土石流及び転石に対する対策が完了し、災害に対して安全であると判断し、当該道路を利用する地域住民等との合意が得られれば、規制区間を解除することが適切であると考えられる。

参考文献

- 1) 佐々木靖人・矢島良紀・倉橋稔幸：全国国道斜面災害データベースの構築と過去 15 年間の災害分布特性，日本応用地質学会平成 18 年度研究発表会講演論文集，pp.377-380，平成 18 年 11 月
- 2) 黒田和男：地すべり現象に関する日本列島の地質地帯区分，地質学論集，第 28 号，pp.13-29，昭和 61 年 10 月
- 3) 国土地理院：電子国土 Web システムを提供して，産学官民における地理空間情報の受発信を支援する，国土地理院ホームページ，<http://www.gsi.go.jp/GSI/outline/p13.html>，平成 20 年 4 月現在
- 4) 加藤俊二，小橋秀俊，古谷充史，石原寛隆：道路斜面災害の簡易リスク評価方法に関する検討，第 62 回年次学術講演会講演概要集，(社) 土木学会，3-439，2007.9
- 5) 小橋秀俊，加藤俊二，石原寛隆，古谷充史：道路斜面災害による通行止め時間の評価に関する検討，第 62 回年次学術講演会講演概要集，(社) 土木学会，3-440，2007.9
- 6) 加藤俊二，小橋秀俊，古谷充史，杉田秀樹：道路斜面災害等による通行止め時間の縮減に関する検討，第 4 回土砂災害に関するシンポジウム論文集，(社) 土木学会西部支部，p.39-44，2008.8
- 7) 加藤俊二，小橋秀俊，古谷充史：通行止め時間を考慮した事前通行規制基準雨量の設定に関する検討，第 63 回年次学術講演会講演概要集，(社) 土木学会，3-475，2008.9

4. 地震時における再滑動地すべり地の危険度評価に関する研究

4.1 研究目的

近年、2004年10月の新潟県中越地震、2007年3月の能登半島地震、同年7月の新潟県中越沖地震、2008年の岩手・宮城内陸地震などの激甚な逆断層型地震が頻発し、地震による地すべり災害が多発した。これらの地すべりは、道路及びライフラインの寸断、河道閉塞などを引き起こし、長期にわたり集落を孤立させるなど中山間地に深刻な影響をもたらした。

そこで、本研究では、前述の4つの地震の他、善光寺地震などの既往の地震により発生した地すべり災害の実態把握を行い、地震時における既存地すべりの再滑動(以後、再滑動とする)危険度評価手法を提案することを達成目標とした。

4.2 研究方法

本研究は、地すべり地形を呈する箇所で、地震時に大規模な土砂移動現象が発生する危険度を評価し、地震による地すべりのソフト・ハード対策に資することを目的とする。そのため、ここでいう地すべりとは、既存の地すべり地形内で発生する社会的影響の大きい大規模な斜面の移動と定義する。また、危険度評価は既存の地すべり地形を評価単位とした。

危険度評価手法の構築には、①危険度評価範囲の設定手法、②危険度評価要因、③危険度評価法が必要となる。

①については、新潟県中越地震、能登半島地震、新潟県中越沖地震、岩手・宮城内陸地震などの地震を対象に、震源断層と地震による地すべりの分布、規模の特徴、地すべりの分布と震度、地表最大加速度分布との関係を調査した。また、地震による地すべりは、震央と震源断層のいずれとの関連性が高いかを明らかにするため、地すべりの分布と震央、震源断層からの距離との関係を検討した。②、③については、縁辺侵食率などの要因を用いた危険度評価法について検討した。

4.3 研究結果

4.3.1 第三紀層地帯における再滑動危険所マップ作成手法

4.3.1.1 逆断層型地震による地すべり発生危険度評価範囲の設定手法

(1) 検討範囲と方法

地すべり発生危険度評価範囲は、図4.3.1に示す中越地震、中越沖地震、能登半島地震、岩手・宮城内陸地震の震源域及びその周辺地域における各地震発生直後の空中写真が撮影された範囲をもとに検討した。

地震による地すべりの分布、規模の特徴の解明については、震源断層モデルを用いて調べた。また、地震動と地すべり発生との関係解明については、地すべりが発生した範囲の包絡線と震度¹⁾、地表最大加速度²⁾との各関係、震央や震源断層と発生した地すべりの面積との関係を調べた。なお、最大加速度は三成分の合成値を用いた。また、地震による地すべりの分布図は、地震発生後の空中写真の判読と現地調査を行い作成した。なお、中越地震による地すべりの分布は、国土交通省の判読結果³⁾を用いた。また、ここで扱う「地すべり」は、移動体の層厚が比較的厚く、移動後も移動体の原型がある程度保持されているもので、縮尺1:20,000程度の空中写真で判読できるものとし、明らかな表層崩壊や土石流は調査対象外とした。

(2) 検討に用いた震源断層モデル

地すべりと震源断層との位置関係は、図4.3.2に基づいて検討した。震源断層から地すべりまでの距離は、地すべりの重心と震源断層モデル上端の地表投影線との最短距離とした。また、震源断層モデルの地表面投影範囲を断層面投影範囲とし、その内外の地すべり発生状況に

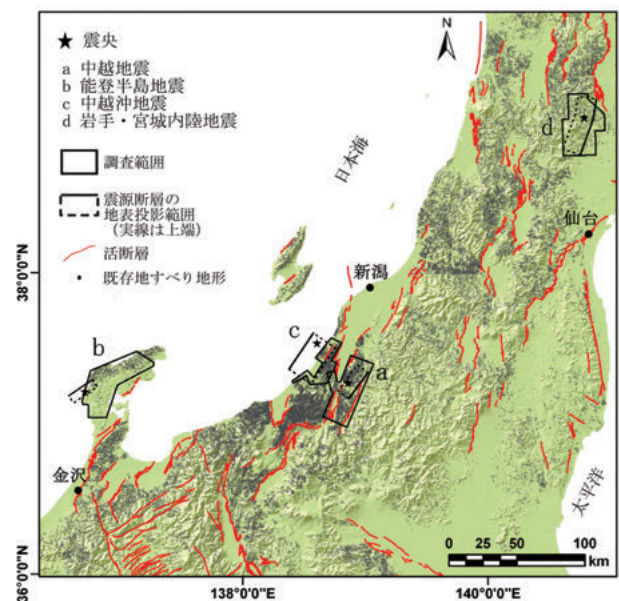


図 4.3.1 検討した範囲

についても比較した。なお、震源断層から地すべりまでの距離は、2次元での距離計算を簡単に行うことができるGISを用いて求めた。また、今回対象とした地震については公表されている断層モデルの傾斜角は一定であるため、断層面上端の地表投影線から地すべりまでの距離と断層面から地すべりまでの距離は比例関係となる。表4.3.1には、ここで用いた震源断層モデル(4,5,6,7)を示した。

(3) 震源断層と地震による地すべりの分布との関係

表 4.3.2 には各地震で発生した地すべりの判読結果を、図 4.3.3~図 4.3.5 には各地震で発生した地すべりの分布を示した。

図 4.3.3 に示した中越地震では、地すべりは 362 箇所が発生した。その中で、断層面投影範囲内で発生した地すべりは 200 箇所であり、全体の 55.2%を占めた。また、既存地すべり地形内で発生した地すべりは 180 箇所であり、全体の約 50%を占めた。断層面投影範囲外で発生した地すべりは、南西側に 41 箇所(全体の 11.3%, 図 4.3.3 中の A)、北東側に 15 箇所(全体の 4.1%, 図 4.3.3 中の B) 分布している。また、断層面投影範囲内で発生した地すべりは、北西側に 105 箇所(全体の 29.0%, 図 4.3.3 中の C) 分布している。この他、震源断層の上盤側で発生した地すべりは 350 箇所(全体の 96.7%) であるのに対し、下盤側で発生した地すべりは 12 箇所(全体の 3.3%) と少なく、地すべりは上盤側に多く分布している傾向が認められる。

図 4.3.4 に示す能登半島地震では、断層面投影範囲内で発生した地すべりは 2 箇所であり、全体の 13.3%を占めた。震源断層の大部分は海底に位置し、下盤側の海域部分の地すべり発生状況は不明である。検討した範囲内で発生した地すべりは 13 箇所が上盤側に位置し、全体の 86.7%を占めた。一方、下盤側で発生した地すべりは 2 箇所であった。また、既存地すべり地形内で発生した地すべりは 3 箇所であり、全体の 20%を占めた。

図 4.3.5 に示した中越沖地震では、断層面投影範囲内で発生した地すべりは 9 箇所であり、全体の 50.0%を占めた。断層面投影範囲外では、南西側に 7 箇所の地すべり(図 4.3.5 中の A) が分布し、全体の 38.9%を占めた。一方、北東側では、地震で発生した地すべりの分布が認められなかった。調査範囲内で発生した地すべりは、18 箇所全てが震源断層の上盤側に分布している。なお、海域となる震源断層下盤側の地すべり発生状況は不明である。また、既存地すべり地形内で発生した地すべりは 2 箇所のみであった。

図 4.3.6 に示した岩手・宮城内陸地震では、地すべり

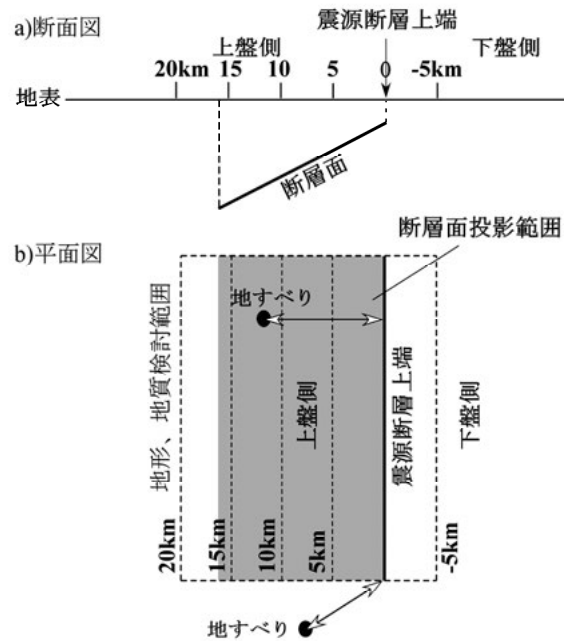


図 4.3.2 震源断層と地すべりの位置関係模式図

表 4.3.1 震源断層モデル一覧表

地震名	長さ (km)	幅 (km)	走向 (°)	傾斜 (°)	断層型	出典
中越地震	24	16	N36E	53NW	北西向き逆断層	Hikima and Koketsu(2005)
能登半島地震	21.2	13.9	N55E	63SE	南東向き逆断層	国土地理院(2007)
中越沖地震	30	18	N38E	34SE	南東向き逆断層	引間・頼輔(2008)
岩手・宮城内陸地震	42	18	N21E-N11E	41NW	北西向き逆断層	Hikima et al.,2008

表 4.3.2 地震による地すべりの判読結果

対象地震	全箇所数	断層面投影範囲内		断層面投影範囲外		断層上盤側		断層下盤側	
		箇所数	割合 (%)	箇所数	割合 (%)	箇所数	割合 (%)	箇所数	割合 (%)
中越地震	362	200	55.2	162	44.8	350	96.7	12	3.3
能登半島地震	15	2	13.3	13	86.7	13	86.7	2	13.3
中越沖地震	18	9	50.0	9	50.0	18	100	—	—
岩手・宮城内陸地震	136	121	89.0	15	11	127	93.4	9	6.6

は 136 箇所が発生した。この中で、断層面投影範囲内で発生した地すべりは 121 箇所であり、全体の 89.0%を占めた。また、面積 10,000m² 以上の地すべり(全体の 97.3%) が断層面投影範囲内に含まれた。断層面投影範囲外では、地すべりが上盤側の北西延長上に 6 箇所(全体の 4.4%) 分布している。震源断層の上盤側で発生した地すべりは、127 箇所(全体の 93.4%) であるのに対し、下盤側で発生した地すべりは 9 箇所であった。また、既存地すべり地形内で発生した地すべりは 35 箇所あり、全体の約 26%を占めた。

以上のことから、各地震による地すべりは震源断層の

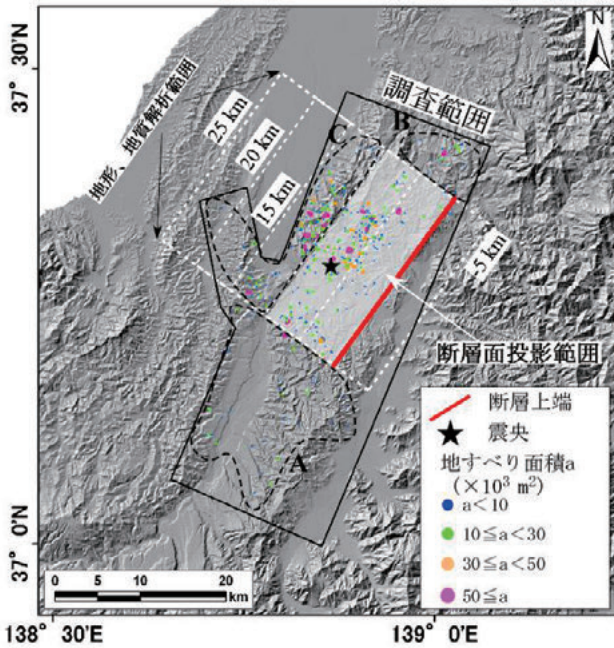


図 4.3.3 中越地震による地すべり分布

- A: 断層面投影範囲の南西延長の地すべり包絡範囲
- B: 断層面投影範囲の北東延長の地すべり包絡範囲
- C: 断層面投影範囲の北西延長の地すべり包絡範囲

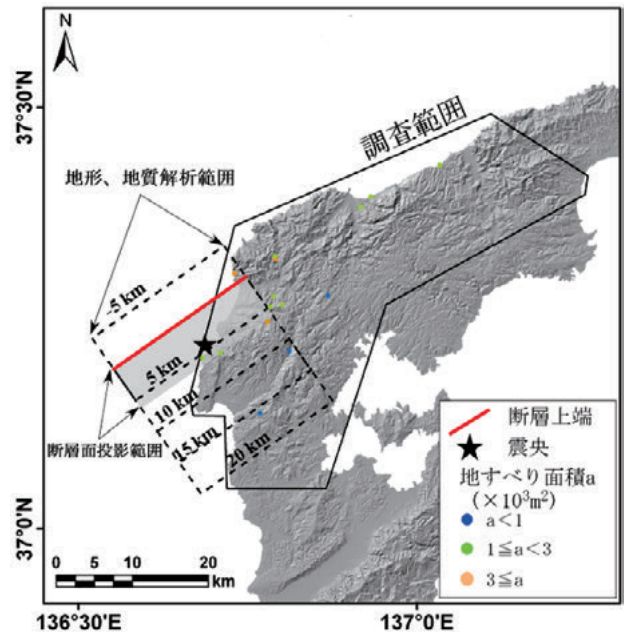


図 4.3.4 能登半島地震による地すべりの分布

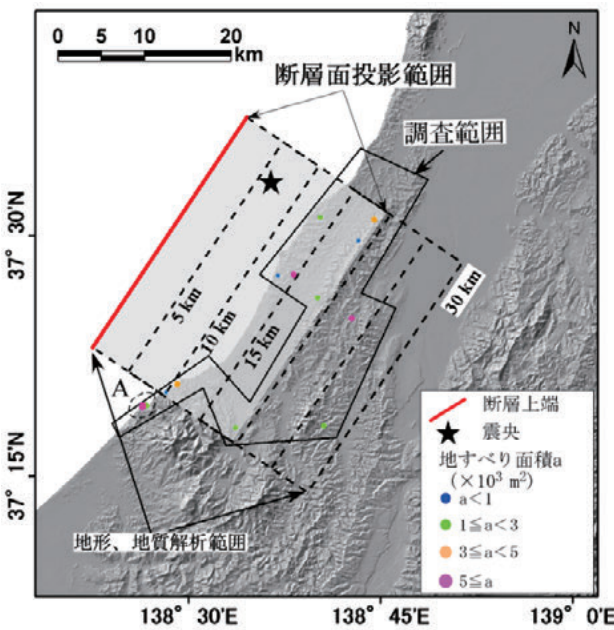


図 4.3.5 中越沖地震による地すべりの分布

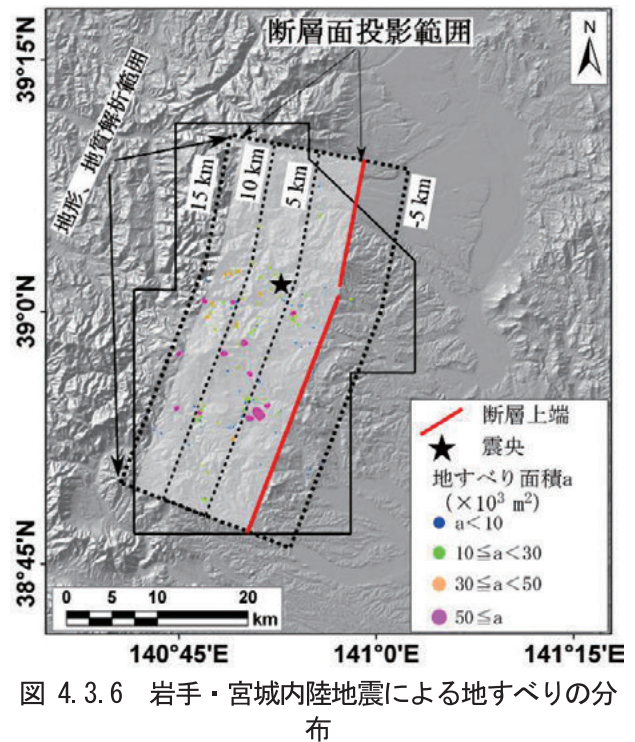


図 4.3.6 岩手・宮城内陸地震による地すべりの分布

上盤側で数多く発生し、全体の 86.7%以上を占めることが示された。また、既存地すべり地形内で発生した地すべりの箇所数の割合は、中越地震が全体の約 50%であったのに対し、その他の地震が全体の 10~25%程度であった。

(4) 地震による地すべりの規模

図 4.3.7 は、各地震による地すべりの最大長さ、最大幅の頻度分布を示したものである。中越地震と岩手・宮城内陸地震では最大長さ 100~200mの地すべりが最も多い。最大長さ 200m以下のものは中越地震が全体の 83.1%を占め、岩手・宮城内陸地震が全体の 75.0%を占

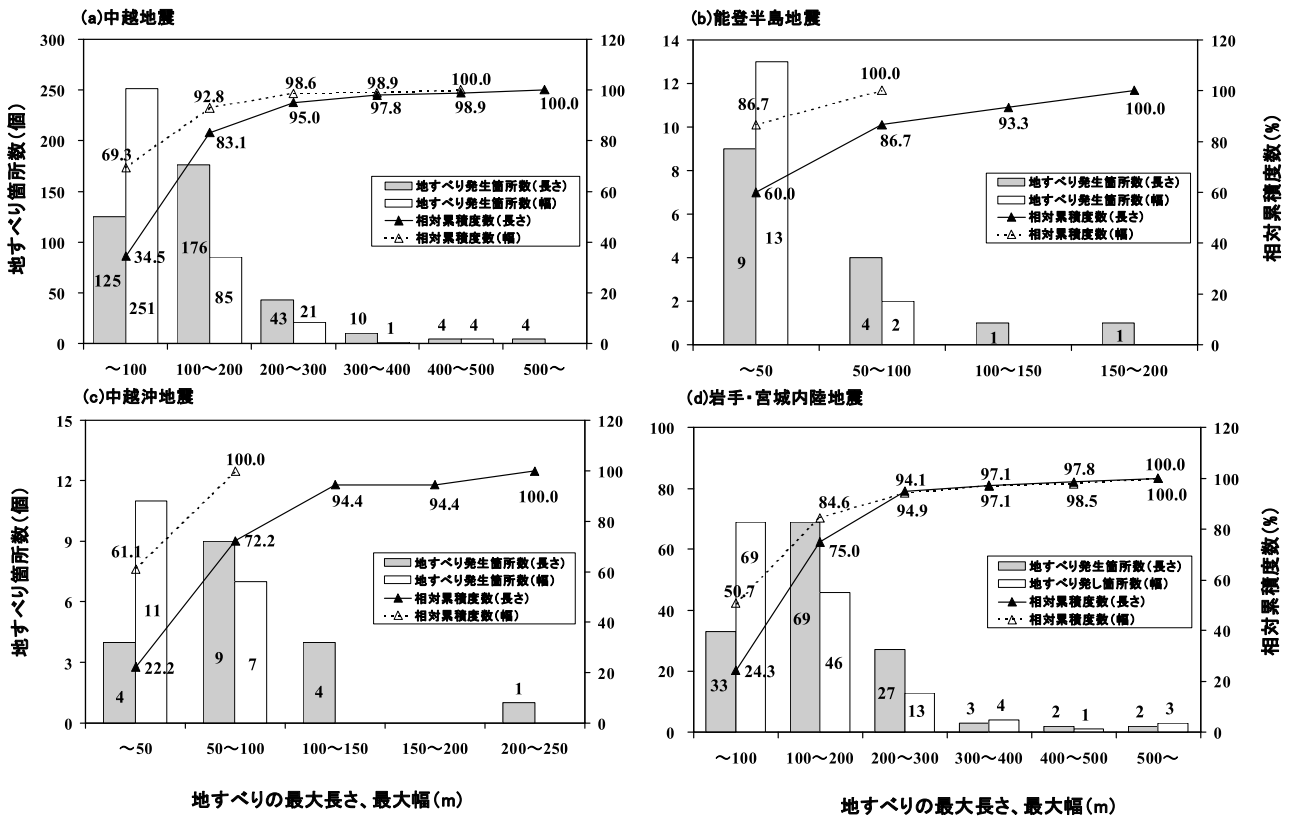


図 4.3.7 地震による地すべりの最大長さ、最大幅と発生箇所数

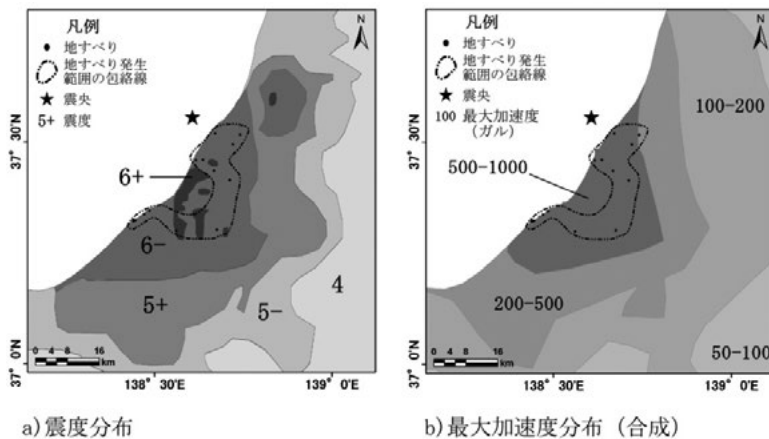


図 4.3.8 中越地震の震度、加速度と地震による地すべりの分布との関係

めた (図 4.3.7a,d)。また、最大幅については、100m 以下のものが最も多かった。一方、能登半島地震と中越沖地震では最大長さ 100m 以下の地すべりがそれぞれ全体の 86.7%、72.2% を占めた (図 4.3.7b,c)。また、最大幅については、全ての地すべりが幅 100m 以下であった。

これらのことから、中越地震と岩手・宮城内陸地震では、中越沖地震と能登半島地震と比べて、規模が大きい地すべりが発生していたことが分かった。

(5) 震度、最大加速度と地すべりの分布との関係

各地震の本震の震度、地表 3 成分合成最大加速度と発生した地すべりの分布状況を調べた結果を以下に示す。

図 4.3.8~図 4.3.11 には、震度、最大加速度分布と地すべりが発生した範囲の包絡線を示した。なお、震度は気象庁、加速度は防災科学技術研究所のデータによる。中越地震では、地すべりは震度 5 強以上の分布域 (図 4.3.8a)、最大加速度 500gal 以上の分布域 (図 4.3.8b) で発生した。能登半島地震では地すべりは震度 5 強以上の分布域で発生し (図 4.3.9a)、最大加速度 200~500gal の分布域で 1 箇所 (全体の 6.7%)、500gal 以上の分布域

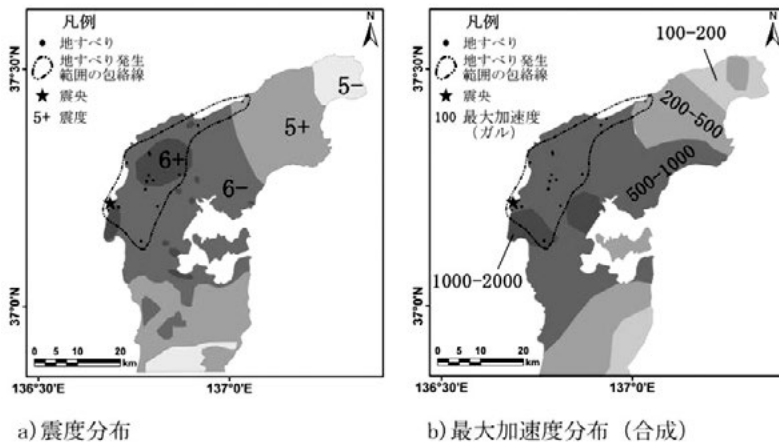


図 4.3.9 能登半島地震の震度、加速度と地震による地すべりの分布との関係

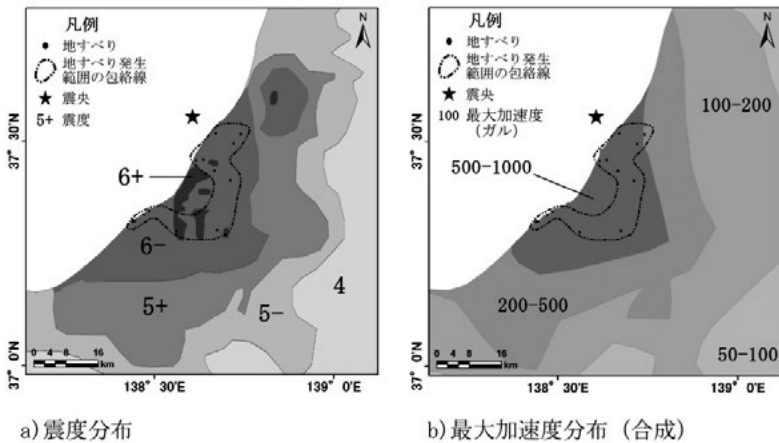


図 4.3.10 中越沖地震の震度、加速度と地震による地すべりの分布との関係

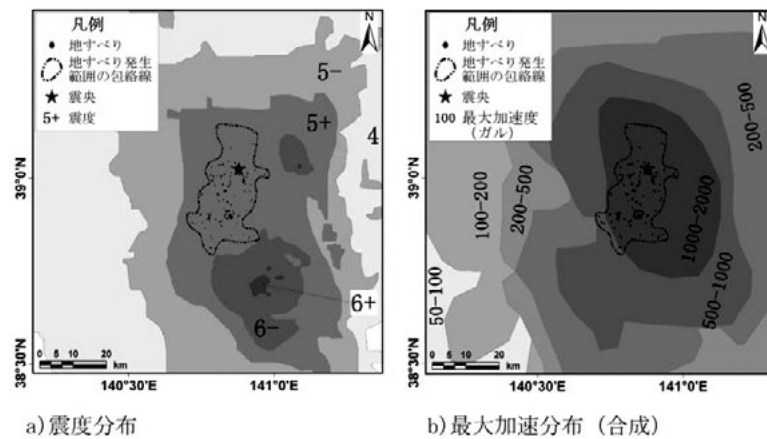


図 4.3.11 岩手・宮城内陸地震の震度、加速度と地震による地すべりの分布との関係

では14箇所(全体の93.3%)で発生した(図4.3.9b)。中越沖地震では地震による地すべりは、震度6弱以上の分布域で発生し(図4.3.10a)、図4.3.10bに示すように最大加速度200~500galの分布域において1箇所(全体の5.5%)、500gal以上の分布域において17箇所(全体の約94.5%)でそれぞれ発生した。岩手・宮城内陸地震では、全ての地すべりは震度5強の分布域で発生している(図4.3.11a)。また、地すべりは最大加速度500gal

以上の分布域で発生した(図4.3.11b)。

以上のことから、4つの地震により発生した地すべりは震度5強以上の分布域に位置し、最大加速度500gal以上の分布域に93.3%以上の地すべりが含まれることが分かった。

(6) 震央からの距離と地すべりの面積との関係

図4.3.12には、震央からの距離と地すべりの面積と

の関係を示した。中越地震については、地すべりは震央から28km以内で発生し、震央から離れるほど地すべりの規模が小さくなる傾向が認められる。岩手・宮城内陸地震については、地すべりは震央より約25km以内で発生し、震央から離れるほど地すべりの面積が小さくなる傾向が認められる。能登半島地震については、地すべりは震央から39kmの範囲で発生した。地すべりの面積は、震央から離れるほど小さくなる傾向がある。中越沖地震については、地すべりは震央から30km以内の範囲で発生し、震央から遠く離れた位置に面積の大きな地すべりが存在し、震央から離れるほど地すべりの面積が小さくなる傾向は認められない。

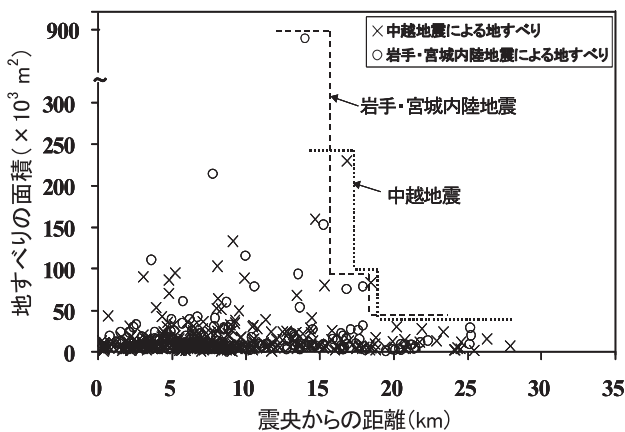
これらのことから、地すべりは震央から26~39km以内の範囲で発生するものの、地すべりの面積は地震によっては震央から離れるほど小さくなるとは言えない結果となった。

(7) 震源断層と地すべり発生位置

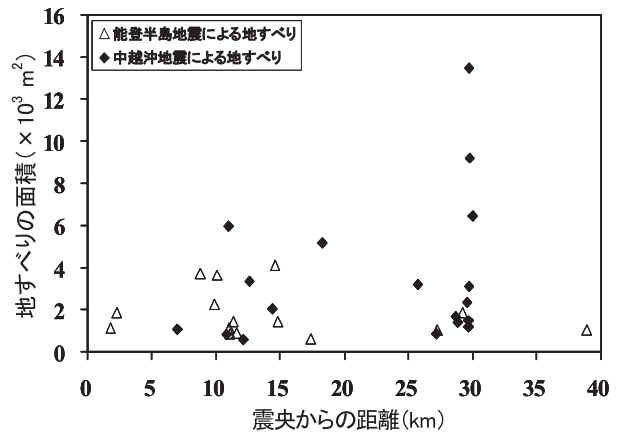
図4.3.13は、震源断層からの距離と発生した地すべ

りの面積との関係を示したものである。図4.3.13(a)に示す中越地震については、地すべりは震源断層から約22kmの範囲内で発生している。最も大きな面積の地すべりは震源断層から約6.3kmの位置で発生し、6.3km以上では震源断層から離れるほど発生した地すべり面積の最大値は小さくなる傾向がある。また、震源断層の下盤側で発生した地すべりの面積は、上盤側で発生したものに比べて小さい。

図4.3.13(a)に示す岩手・宮城内陸地震については、地すべりは震源断層から約15kmの範囲で発生している。最も大きな面積の地すべりは震源断層から3.5kmの位置で発生し、3.5km以上については震源断層から離れるほど発生した地すべりの面積の最大値は小さくなる傾向がある。また、中越地震と同様に、震源断層の下盤側で発生した地すべりの面積は、上盤側で発生したものに比べて小さい。図4.3.13(b)に示す能登半島地震については、地すべりは震源断層から30km以内の範囲で発生している。また、最も大きな面積の地すべりは、震源断層から約4.5kmの位置で発生し、4.5km以上で震源断層

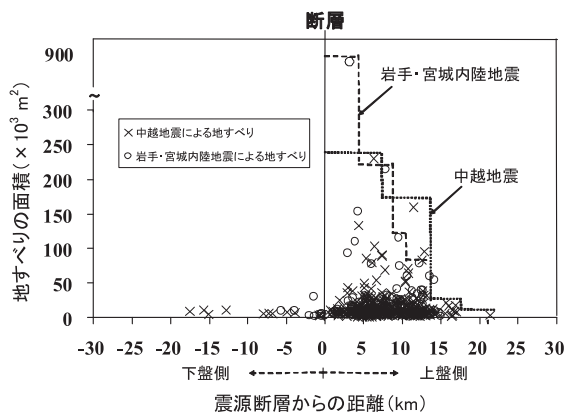


a) 中越地震、岩手・宮城内陸地震

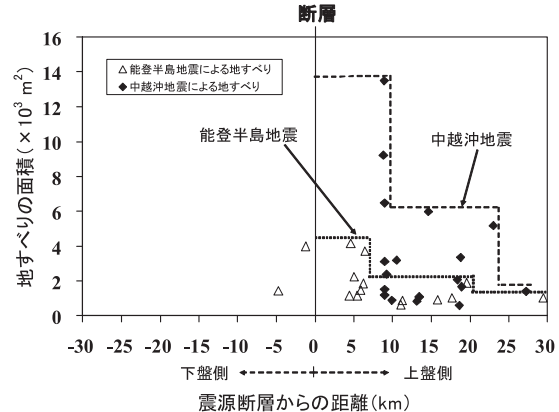


b) 能登半島地震、中越沖地震

図 4.3.12 震央からの距離と地すべり面積との関係



(a)中越地震、岩手・宮城内陸地震



(b)能登半島地震、中越沖地震

図 4.3.13 震源断層からの距離と地すべり面積との関係

から離れるほど発生した地すべりの面積の最大値が小さくなる傾向がある。また、震源断層の下盤側で発生した地すべりの面積は、上盤側で発生したものとほぼ同じである。

図 4.3.13(b) に示す中越沖地震については、地すべりは震源断層から約 28 km の範囲内で発生している。最も大きな面積の地すべりは震源断層から 8.9 km の位置で発生し、8.9 km 以上では震源断層から離れるほど発生した地すべりの面積の最大値は小さくなる傾向がある。

これらのことから、4 つの地震では、最も大きな面積の地すべりは震源断層からの距離が 3.5~9.0 km の位置で発生し、それ以遠で発生した地すべり面積の最大値は徐々に小さくなる傾向が認められた。また、地すべりは震源断層の上盤側で多発し、その面積は能登半島地震を除き、下盤側で発生したものに比べて大きい傾向が認められた。また、上記の傾向は、震央からの距離を用いて整理した場合に比べて、震源断層からの距離を用いて整理した場合の方が明確になることが分かった。

(8) 逆断層周辺における地すべり発生範囲

表 4.3.3 には、地震に関する項目と地震による地すべり発生状況との関係を示した。地震による地すべりは、震度では 5 強以上、最大加速度分布では 500gal 以上、震央からの距離 26~39km 内で発生している。また、震源断層からの距離では、20 km の範囲内に 4 つの地震で発生した地すべりの 88.9%以上の地すべりが発生してい

る。4 つの地震による地すべりの全てが震度 5 強以上、93.3%以上が最大加速度 500gal 以上の分布域で発生する結果となったことは、阿部ほか (2006) が示した新第三紀層分布域における地震による岩盤すべりが震度 5 程度から発生し、震度 6 以上で多くなることや加速度が 500gal 程度で発生していることと整合する。

地震による地すべりは震源断層の上盤側で数多く発生していることから、震源断層から上盤側方向への距離毎の地すべり発生状況を調べ、地震による地すべりの発生範囲の設定手法を検討した。

図 4.3.14 は、逆断層地震による地すべり発生範囲を示したものである。なお、図中の数値は、中越地震による地すべり箇所(割合)を示す。図 4.3.14a)に示す震源断層から上盤側の 10 km の範囲 A には、205 箇所(56.6%)の地すべりが発生し、15 km の範囲(A+B)には 299 箇所(82.6%)、20 km の範囲(A+B+C)には 303 箇所(83.7%)が発生している。また、岩手・宮城内陸地震では、上盤側の全ての地すべりが 15 km の範囲で発生していた。一方、能登半島地震では、発生した地すべりの箇所数は 20 km の範囲に全体の 33.3%、中越沖地震では 20 km の範囲に同じく 50.0%の地すべりが発生し、中越地震及び岩手・宮城内陸地震に比べて小さい値を示した。地すべりは震源断層の走向方向の延長上にも発生していることから、地すべり発生範囲は震源断層からの距離に加えて断層走向方向に適切な距離を取った範囲とする必要がある。

表 4.3.3 地震に関する項目と地震による地すべり発生状況との関係

地震に関する項目	中越地震	能登半島地震	中越沖地震	岩手・宮城内陸地震
推計震度	6弱以上で97.2%、5強以上で100%の地すべりが発生	6弱以上で93.3%、5強以上で100%の地すべりが発生	6弱以上で100%の地すべりが発生	5強の範囲で100%の地すべりが発生
加速度	500gal以上の範囲で全ての地すべりが発生	500gal以上の範囲で93.3%の地すべりが発生	500gal以上の範囲で94.4%の地すべりが発生	500gal以上の範囲で全ての地すべりが発生
震央からの距離	28km以内で発生	39km以内で発生	30km以内で発生	26km以内で発生
震源断層からの距離	20km以内に99.7%の地すべりが発生	20km以内に93.3%の地すべりが発生	20km以内に88.9%の地すべりが発生	全て15km以内に発生

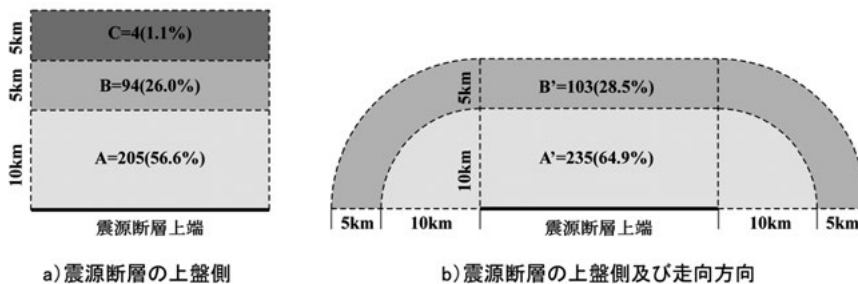


図 4.3.14 逆断層地震による地すべり発生範囲

図 4.3.14(b)には、震源断層の上盤側及び走向方向における地すべり発生範囲を示した。今回対象とした4つの地震による地すべりの分布を概観し、震源断層の走向方向に5 kmの距離を取り、中越地震を事例として試算した場合、発生した地すべりはA'+B'の範囲に全体の93.4%が含まれた。

図 4.3.14(a)に示す範囲を設定すると、面積10,000m²以上の地すべりは全体の88.1%が含まれるのに対し、図 4.3.14(b)のA'+B'のように設定すると94.8%が含まれるようになった。この方法を他の地震に適用すると、能登半島地震では60.0%、中越沖地震では66.7%、岩手・宮城内陸地震では全ての地すべりが含まれた。能登半島地震と中越沖地震の値が他の地震の値に比べて小さいのは、震源断層の位置が海域であることが影響していると考えられる。ちなみに、2011年3月12日に発生した長野県・新潟県県境付近の地震(M6.7)の被災地では、地すべりは逆断層の上盤側15km以内に多数発生しており、発生したほとんどの地すべりは図 4.3.14(b)に示したA'+B'の範囲に含まれた。

図 4.3.15には、Keefer(1984)⁹⁾による地震のマグニチュードと地震で発生した地すべりの断層からの最大距離との関係を示した。今回検討した地震はマグニチュード6.8~7.2のものであるが、地震の規模が大きくなると、その影響範囲も大きくなることが考えられる。Keefer(1984)は、地震のマグニチュードと地震により発生した地すべりの断層からの最大距離の関係を、マグニチュードが大きくなるにつれ、震源断層から発生する地すべりまでの最大距離が大きくなると述べている。したがって、地震による地すべりが多発する範囲を設定する際には、想定される地震のマグニチュードに応じ、その範囲を検討する必要がある。今後、日本で地震により発生する地すべりについても同様に検討することでマグニチュードと発生する地すべりの震源断層からの最大距離との関係を明らかにすることも可能になると考えられる。今回検討した4つの地震による地すべりは概ね15~28 kmの範囲で発生し、図 4.3.15 にプロットしたようにKeefer(1984)の包絡線の範囲に含まれる結果となった。

以上のことから、地震(M7.0前後)による逆断層周辺における地すべり発生危険度評価範囲は、震源断層上盤側における震源断層上端からの距離15kmと震源断層両端を走向方向に各々15km延長してできた範囲として設定することを提案する。

4.3.1.2 危険度評価要因及び危険度評価

ある現象が発生する確率を、その現象の出現を説明す

る変数群により求める分析法としてロジスティック回帰分析法がある。この分析法は、地震により地すべりが発生する確率を、地すべりの発生を説明する要因により求める方法に適していると考えられる。そこで、新潟県中越地震と岩手・宮城内陸地震において地すべり地形内で発生した地すべりを対象に、ロジスティック回帰分析法を用いて、危険度評価要因の選定と危険度評価法の検討を行った。なお、検討範囲は、中越地震については芋川流域とその周辺の地すべりとし、地震前(1975, 1976年撮影)と直後の空中写真と地形データ(DEM)をもとに判読できる範囲とした。また、岩手・宮城内陸地震については国土地理院技術資料D・1-No.541「平成20年(2008)岩手・宮城内陸地震 1:25,000 詳細活断層図(活断層・地形分類及び地形の変状)」¹⁰⁾に示された範囲とし、地すべり地形は資料に示されたものを用いた。

表 4.3.4には、検討に用いたデータについて示した。検討に用いた既存地すべり地形は、図 4.3.14(b)に示した逆断層地震による地すべり発生範囲内に位置する2,023箇所であり、中越地震が1,050箇所(地すべり非発生箇所数963, 地すべり発生箇所数87)、岩手・宮城

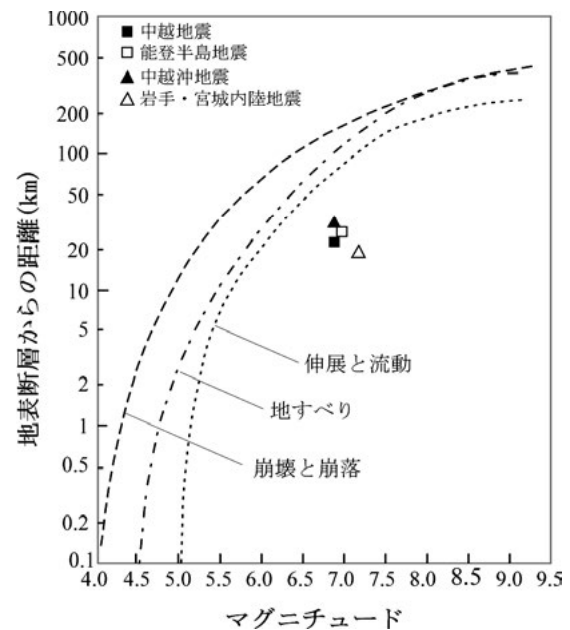


図 4.3.15 地震のマグニチュードと地震で発生した地すべりの断層からの最大距離との関係

Keefer(1984)の図に加筆 マグニチュードは7.5までがMs, ≥ 7.5 はMw

表 4.3.4 検討に用いたデータ

	地すべり非発生箇所数	地すべり発生箇所数	合計
中越地震	963	87	1,050
岩手・宮城内陸地震	944	29	973
合計	1,907	116	2,023

内陸中越地震が 973 箇所（地すべり非発生箇所数 944、地すべり発生箇所数 29）である。

(1) 危険度評価要因

地すべり発生の危険度評価要因としては、縁辺侵食率、地すべり地形の標高偏差（既存地すべり地形内地表面標高の標準偏差値）、斜面勾配、地質構造（断層、褶曲軸からの距離）、稜線からの距離、河川からの距離、既存地すべり地形から震源断層までの距離などを取りあげた。この中で、縁辺侵食率以外は、GIS ソフトによりデータを容易に作成できるものである。この他、地質要因も地すべりの危険度評価要因になると考えられるが、地域性があるため一般的な要因にはならないと考え、地形要因のみに注目した。

縁辺侵食率は、地すべり地形の縁辺長に対する侵食地形長の割合と定義し、(4.1) 式により求めた。

$$E = \ell / L \times 100 (\%) \quad (4.1)$$

ここで、

E : 縁辺侵食率(%)

ℓ : 侵食地形長(m)

L : 地すべり縁辺長(m)

である。

図 4.3.16 には、侵食地形長ℓと地すべり縁辺長 L を示した。侵食地形長ℓは、地すべり斜面末端が河川や谷に面する部分の縁辺長と、側部が侵食谷などの谷地形を呈する谷線の長さを合計したものである。なお、谷線の長さは、1 次谷の判定基準と同様に間口より奥行きの方が大きくなっている範囲とした。

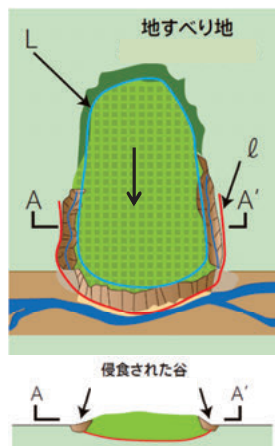


図 4.3.16 侵食地形長と縁辺長

(2) 危険度評価法

ロジスティック回帰分析による再滑動危険度評価法

の検討では、多変量解析ソフト SPSS Statistics Ver.19 (SPSS Inc.) の二項ロジスティック回帰分析を用いた。危険度評価要因の選定と地震による地すべりの発生確率を求める式の作成は、中越地震により地すべりが発生した既存地すべり地形 87 箇所とランダムに抽出した地すべり非発生既存地すべり地形 87 箇所のデータを用意し、その中から各々ランダムに 65 箇所のデータを用いて行った。なお、残り各 22 箇所のデータは、作成した式の検証に用いた。

検討の結果、地形要因（縁辺侵食率、30m メッシュで求めた地すべり地形の標高偏差、地質構造（断層、褶曲軸からの距離）、稜線からの距離、河川からの距離）の選定ではステップワイズ法により標高偏差と縁辺侵食率が選定され、この 2 つの要因が地すべりの発生に最も寄与することが分かった。なお、標高偏差は斜面勾配と地すべり地形の面積に関係し、標高偏差が大きくなるほど勾配が急になるか、または面積が大きくなることを表す。このことにより、勾配が急になるほど地震により斜面安全率の低下が起こる確率が高くなることや、面積が大きくなるほど地すべり斜面の一部が移動する確率が高くなることが考えられる。

地震による地すべり発生確率を求める式として、(4.2) 式が得られた。

$$p = 1 / [1 + \exp \{-(-0.060x_1 + 0.035x_2 - 2.630)\}] \quad (4.2)$$

ここで、p : 地震による地すべり発生確率

x₁ : 標高偏差 (m)

x₂ : 縁辺侵食率 (%)

である。

表 4.3.5 は、(4.2) 式的的中率を示したものである。なお、地すべりの発生・非発生は p > 0.50 を発生、p ≤ 0.50 を非発生としている。地すべり発生に対する的中率は 78%、地すべり非発生に対する的中率は 71%、全体の的中率は 75%であった。

表 4.3.6 は、用意したデータの残りをを用いた (4.2) 式の検証結果を示したものである。地すべり発生に対する的中率は 77%、地すべり非発生に対する的中率は 73%、全体の的中率は 75%であり、(4.2) 式の妥当性が確認された。(4.2) 式作成時のデータによる地すべり発生率と全データによる地すべり発生率が異なることから、ロジスティック回帰式の定数の調整 11) を (4.3) 式により行い、定数調整後の地すべり発生確率 p_m を求める式として (4.5) 式を得た。

$$p_m = 1 / [1 + \exp \{-(-\log q_1/q_2 + 0.060x_1 + 0.035x_2 - 2.630)\}] \quad (4.3)$$

ここで、 q_1/q_2 は調整のための係数であり、(4.4)式で表される。

$$q_1/q_2 = \{s(1-r)\} / \{r(1-s)\} \quad (4.4)$$

ここで、

r : 全データによる地すべり発生率(87/1050≒0.08)

s : 式(4.2)作成時データの地すべり発生率(65/130=0.50)

である。

$$p_m = 1 / [1 + \exp \{-(-0.060x_1 + 0.035x_2 - 5.032)\}] \quad (4.5)$$

表 4.3.7 には、(4.5)式による岩手・宮城内陸地震の地すべり発生予測の的中率を示した。なお、地すべりの発生・非発生は、(4.2)式を求めた中越地震における地すべり発生率 0.08 をもとに、 $p_m > 0.08$ を発生、 $p_m \leq 0.08$ を非発生としている。地すべり発生に対する的中率は 76%、地すべり非発生に対する的中率は 75%、全体の的中率は 75%であった。これらのことから、中越地震のデータから得られた(4.2)式により、岩手・宮城内陸地震による地すべりの発生が概ね予測できることが分かった。以上のことから、補正後のロジスティック回帰モデル(4.5)式の有効性が確認された。

図 4.3.17 には、(4.5)式により中越地震の全データについて求めた地すべり発生確率 p_m の区間毎における発生・非発生別の相対度数分布と地すべり発生率を示した。地すべり発生率は p_m の上昇にともない増大しており、 p_m が 0.40 以上では更に増大している。そこで、地震による地すべり発生の危険度は、 $p_m \leq 0.08$ を危険度低、 $0.08 < p_m < 0.40$ を危険度中、 $p_m \geq 0.40$ を危険度高とした。

以上のことから、既存の地すべり地形内における地震による地すべりの発生危険度評価法として、危険度評価要因に地すべり斜面の標高偏差と縁辺侵食率を用いたロジスティック回帰分析による方法を提案する。

4.3.2モデル地域における再滑動危険箇所マップ試案の作成

提案した既存の地すべり地形内における地震による地すべりの発生危険度評価法を用いて、新潟県上越地域における地震による既存地すべりの再滑動危険箇所マップ試案の作成を行った。

図 4.3.18 は上信越地方における活断層と地すべり地形の分布を、図 4.3.19 は高田平野の断層帯をそれぞれ

表 4.3.5 内挿データによる的中率

	データ件数	的中件数	外れ件数	的中率(%)
発生	65	51	14	78
非発生	65	46	19	71
発生+非発生	130	97	33	75

表 4.3.6 残りの外挿データによる検証結果

	データ件数	的中件数	外れ件数	的中率(%)
発生	22	17	5	77
非発生	22	16	6	73
発生+非発生	44	33	11	75

表 4.3.7 外挿データによる検証結果

	データ件数	的中件数	外れ件数	的中率(%)
発生	29	22	7	76
非発生	944	708	236	75
発生+非発生	973	730	243	75

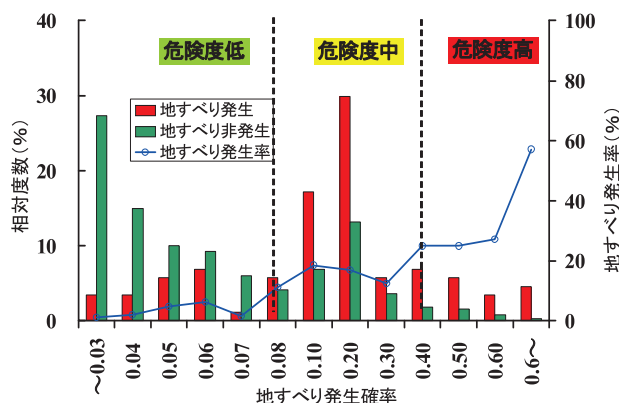


図 4.3.17 (4.5)式による地すべり発生確率に対する相対度数と地すべり発生率

示したものである。今回のマップ作成範囲は、高田平野西縁断層帯を対象にした。この断層帯は長さ約 30km の西傾斜の逆断層(今後 30 年以内の地震発生確率:ほぼ 0% 地震調査研究推進本部による)であり、断層帯の西側には数多くの地すべりが分布している。

図 4.3.20 には、マップ作成範囲と再滑動危険箇所の評価結果を示した。マップ作成範囲の南東部には火砕流堆積物が、北側には砂岩泥岩互層がそれぞれ分布している。また、マップ作成範囲内の地すべり地形は 3,718 箇所であり、北～南西側に分布する砂岩泥岩互層域に数多く分布している。歴史地震である高田地震時の災害記録(2)には、この範囲での地すべり多発の記録が残されている。この他、地すべり地形の規模は北側では比較的小規模であるが、南側では大規模なものが分布している。地

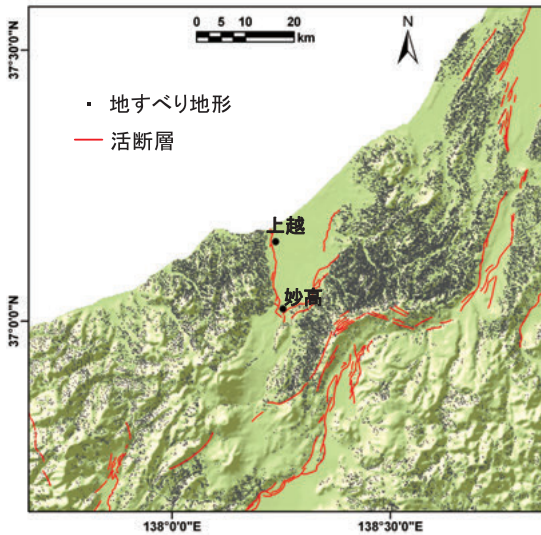


図 4.3.18 上信越地方における活断層と地すべり地形の分布（活断層：産総研 地すべり地形：防災科研）

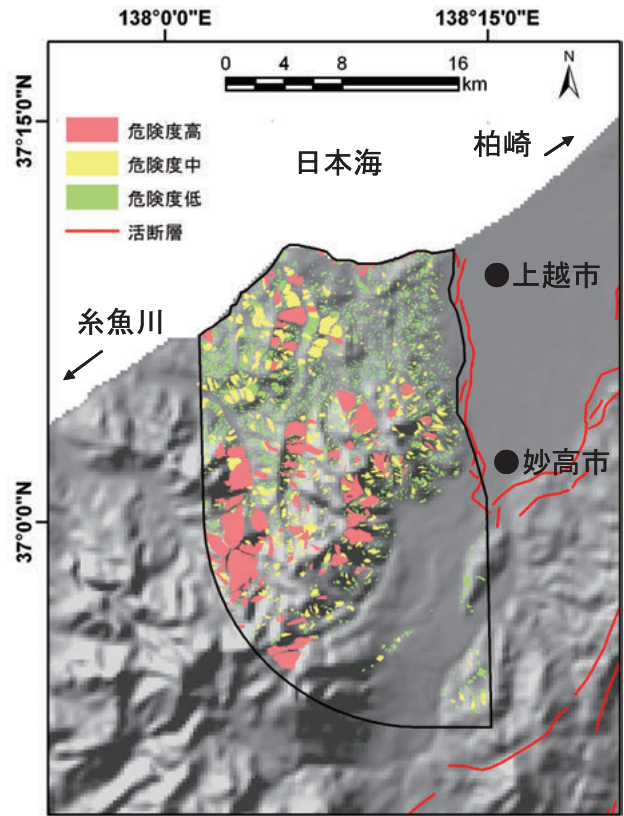


図 4.3.20 マップ作成範囲と再滑動危険箇所評価結果
地すべり地形：防災科学技術研究所のデータに加筆



図 4.3.19 高田平野の断層帯（地震調査研究推進本部）

震による再滑動危険箇所の評価結果については、地すべりの規模が小さいものに危険度低の数が多く、規模の大きいものは危険度中及び高の数が増えている。また、断層から離れた所に規模の大きな地すべりが位置しているが、これらが危険度高になっている。

図 4.3.21 は、地すべり発生確率 p_m の区間毎における相対度数分布を示したものである。危険度低の相対度数については p_m の 0.02~0.04 が一番大きく、 p_m の値が大きくなるほど小さくなる傾向がある。また、危険度中及び高の相対度数については、危険度低のものより小さくなっている。

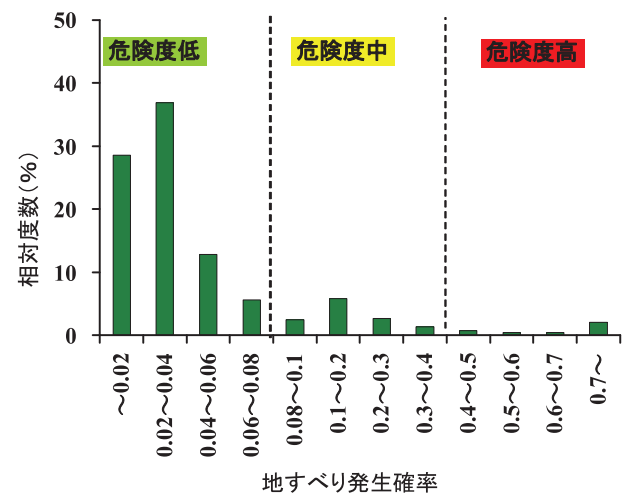


図 4.3.21 地すべり発生確率の相対度数分布

以上のことから、大部分の地すべり地形、特に小規模な地すべり地形については危険度低であることが示された。また、規模の大きな地すべり地形については数が少ないが、危険度中及び高であることが示された。

4.4まとめ

本研究では、地すべり地形を呈する箇所で、地震時に大規模な土砂移動現象が発生する危険度を評価し、地震

による地すべりのソフト・ハード対策に資することを目的として研究を進めてきた。以下に、研究結果を示す。

- (1)中越地震, 能登半島地震, 中越沖地震, 岩手・宮城内陸地震における地震による地すべり発生状況について検討した結果, 地震 (M7.0 前後) による逆断層周辺における地すべり発生危険度評価範囲は, 震源断層上盤側における震源断層上端からの距離 15km と震源断層両端を走向方向に各々15km 延長してできた範囲として設定することを提案する。
- (2)地すべり発生の危険度評価要因として, 縁辺侵食率, 地すべり地形の標高偏差, 斜面勾配, 地質構造 (断層, 褶曲軸からの距離), 稜線からの距離, 河川からの距離, 既存地すべり地形から震源断層までの距離などを取りあげ検討した結果, 標高偏差と縁辺侵食率が地すべりの発生に最も寄与することが分かった。
- (3)再滑動危険度評価手法として, 危険度評価要因に地すべり斜面の標高偏差と縁辺侵食率を用いたロジスティック回帰分析による方法を提案する。
- (4)提案した手法を用いて, 新潟県上越地域における再滑動危険箇所マップ試案の作成を行った。その結果, 大部分の地すべり地形, 特に小規模な地すべり地形については危険度低であることが示された。また, 規模の大きな地すべり地形については数が少ないが, 危険度中及び高であることが示された。

なお, 本研究の詳細は, 土木研究所資料第 4204 号に示した¹³⁾。

4.5 今後の課題

本研究により, 再滑動危険度評価法を提案することができた。しかしながら, 地震時には, 既存地すべり地形外でも数多くの地すべりが発生している。今後は, 地震による初生地すべりの発生危険度評価法についても研究を進めてゆく必要がある。

参考文献

- 1) 気象庁：地震の活動状況：
<http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/index.html#data>
(2009年8月3日閲覧), 2009
- 2) 防災科学研究所：防災科学研究所強震観測網
(K-NET, KiK-net) ホームページ：
<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/quick/>
(2009年9月28日閲覧), 2009
- 3) 国土交通省湯沢砂防事務所：平成16年(2004年)
新潟県中越地震による土砂災害と対応, 国土交通省
北陸整備局湯沢砂防事務所ホームページ：
<http://www.hrr.mlit.go.jp/yuzawa/sabo/chuetsu/pamphlet/pamphlet01.pdf>(2009年8月3日閲覧),
2005
- 4) Hikima K. and Koketsu K.: Rupture processes of
the 2004 Chuetsu (mid-Niigata prefecture)
earthquake, Japan: A series of events in a
complex fault system, GRL, Vol.32, L18303,
pp.1-5., 2005
- 5) 嶺嶺一起:2007年新潟県中越沖地震の震源断層面,
サイスマ, 12, 2, pp.6-7., 2008
- 6) 国土地理院：平成19年能登半島地震断層モデルの
概念図, 国土地理院ホームページ,
<http://www.gsi.go.jp/common/000040796.pdf>
- 7) Hikima, K., Miyazaki, S. and Koketsu,
K.:Rupture process of the 2008 Iwate-Miyagi
Nairiku earthquake(Mj7.2), Japan, inferred from
strong motion and geodetic data, Eos Trans.
AGU, 89(53), Fall Meet. Suppl., Abstract
S51D1789., 2008
- 8) 阿部真郎, 高橋明久, 荻田 茂, 小松順一, 森屋 洋,
吉松弘行:新第三紀層分布域における地震の震度と
地すべりの地形・地質的特徴, 日本地すべり学会誌,
Vol.43, No.3, pp.155-162., 2006
- 9) Keefer,D.: Landslides caused by earthquakes,
Geological Society of America Bulletin, Vol.
95,pp.406-421., 1984
- 10) 国土地理院：国土地理院技術資料 D・1-No541
(2008) 岩手・宮城内陸地震 1:25,000 詳細活断層
図(活断層・地形分類及び地形の変状)「平成 20
年」,2009.
- 11) 高田直樹：ロジスティック回帰分析結果の解釈・利
用のための新手法—信用リスク・スコアリングモデ
ルを例に—, IBM プロフェッショナル論文 3,
pp.71-77, ProVISION No53/spring 2007, 2007
- 12) 井上公夫, 今村隆正：高田地震(1751)と上越海
岸の土砂災害, 平成11年度砂防学会研究発表会概
要集, pp.290-291, 1999
- 13) 野呂智之, 丸山清輝, ハスバートル, 中村明：既存
地すべり地形における地震時地すべり発生危険度
評価手法に関する研究, 土木研究所資料第4204号,
2011年7月

5. 地震動による山地流域の安全度評価手法に関する研究

5.1 背景と目的

2004年10月の新潟県中越地震（以下、中越地震と呼ぶ）では多数の崩壊が発生し、河道内に不安定土砂が堆積するとともに、一部の砂防施設に被害が発生した。流域からは降雨、融雪により崩壊や堆積土砂の流出が続いている。これら地震による土砂移動の影響について評価を行うには、地震後の崩壊地の推移、堆積土砂の安定性、砂防施設への影響度など、地震による土砂災害に対する安全度評価の検討が必要となる。

本研究では、以下の4つを達成目標として研究を実施した。

- ①大規模地震後の流域からの生産・流出土砂量の変化予測技術の提案
- ②河道閉塞の監視システムのマニュアル作成
- ③砂防施設の合理的設計手法の提案
- ④地震による土砂災害ハザードマップ作成に関する提案

5.2 大規模地震後の流域からの生産・流出土砂量の変化予測技術の提案

5.2.1 はじめに

山間地における大規模地震は、斜面崩壊、落石、大規模崩壊など、多様かつ大規模な土砂移動現象を過去に引き起こしている。さらに地震後もその後の降雨や融雪により、新たな崩壊あるいは既崩壊地の再崩壊を引き起こす。また、地震時、または、地震後の降雨等で新たに発生した崩壊によって生産された土砂は、その後の土砂流出に長い間影響を及ぼしていることが知られている。

2004年10月に新潟県中越地震が発生し、数多くの崩壊等が発生し、その後の融雪、降雨によってさらに崩壊が発生するとともに、土砂が大量に流出した。ここでは、この中越地震後の土砂生産、流出の実態について定量的に明らかにするとともに、このような山間地における大地震後の土砂生産、流出量を予測するために必要な調査のあり方について検討した結果について述べる。

5.2.2 芋川流域における土砂流出の経年変化

2004年10月23日17時56分に、新潟県中越地方でマグニチュード6.8の地震が発生した。震源に近い川口



図 5.2.1 芋川流域の崩壊地分布図

町では、気象庁の計器観測（観測地点名：川口町川口）で初めて震度7を観測し、地震後も最大震度6以上の余震が4回観測されるなど余震活動が活発であった。

この地震により中越地方では多数の崩壊や地すべりが発生し、特に震源に近い芋川流域（図 5.2.1）では崩壊や地すべりに伴う多量の土砂が河道に堆積した。

(1) 検討方法

東竹沢地区や寺野地区では、地震時の地すべりによって河道が閉塞され、大規模な天然ダムが形成された。東竹沢地区の天然ダム湛水池内に流入・堆積する土砂量は、地震後に深浅測量が定期的（2005年9月、2006年6月、2006年10月）に実施されたため、経時的にその推移が把握されている。この土砂量は、寺野地区と東竹沢地区の天然ダム間の部分領域（14.8km²）からの流出土砂量と見なすことができる。この部分領域内には、中越地震によって特に多くの崩壊が発生した。

(2) 検討結果

図 5.2.2 に東竹沢地区の天然ダムへの堆砂データの単位面積当たりの値の累積値（累積比流出土砂量）、及び、比流出土砂量を1年間当たりの量に換算した値（年比流出土砂量）の推移を示す。残念ながら、地震前の芋川における年比流出土砂量に関する資料はないが、この地域

の貯水池の堆砂量データ等から推定される侵食速度は2-3mm/yearとされている²⁾。これは、年間比流出土砂量として示すと2000-3000m³/km²/yearであり、地震後約2年間は、この値を上回る土砂が、東竹沢地区の天然ダムへ流入していたことが分かる。しかし、3年経過した後は、ほぼ、この平均的な値に戻っていると考えられる。

ただし、この地域では、地震直後の冬及び翌年の冬に記録的な豪雪が、また2005年夏には既往最大日雨量を記録した梅雨前線豪雨が相次いでいる。また、2006～2007年にかけての冬季は、記録的な少雪であるとともに、災害後に着工した砂防施設が相次いで完成した時期にもあたることから、図5.2.2に示す傾向の解釈には注意を要する。

5.2.3 芋川における土砂流出量の内訳

(1) 検討方法

ここでは、中越地震後に計測された4時期の航空レーザーデータ及び空中写真を用いた。まず、各時期(2004年10月、2005年5月、2006年5月、2006年10月)に撮影された空中写真を用いて、崩壊地及び河道を判読し、GIS上でポリゴン化した。次に、各時期に実施された航空レーザー測量で得られた数値地形モデル(DEM)同士を差分処理し、各期間(地震直後～2005年春、2005年春～2006年春、2006年春～2006年秋)の変動量(崩壊土砂量と河床変動量)を求めた。なお、レーザー計測では、下層植生などのために、DEMには一定の計測誤差が含まれる。面的に差分を取って土砂量を求める際、もともと、崩壊等土砂移動が発生している領域が流域に占める面積割合は5%にも満たないことから、全域について単純に差分を取ると下層植生などによる計測誤差のために、土砂移動に伴う地形変化量を正確に求めることができない。そこで、変動量については、先に空中写真から判読したポリゴン内のみについて積算し、それぞれ崩壊土砂量、河床変動量とした。

(2) 検討結果

地震直後から2006年10月までの土砂収支を図5.2.3に示す。地震後2年間の流出土砂量が約64万m³、河床変動量が約42万m³(侵食)であり、この差分の土砂量(約22万m³)が地震後の融雪・降雨に伴う崩壊の土砂に由来するものと考えられる。地震後2年間の融雪・降雨に伴う崩壊土砂量は約86万m³であり、崩壊土砂量の内、流出した土砂量の割合(SDR: sediment delivery

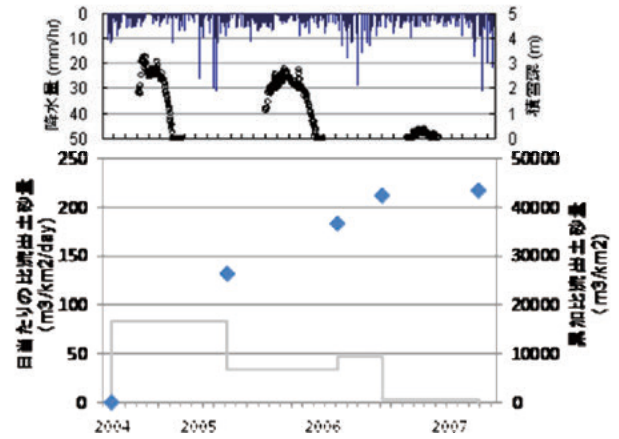


図 5.2.2 中越地震後の堆砂量と崩壊土砂量の経年変化

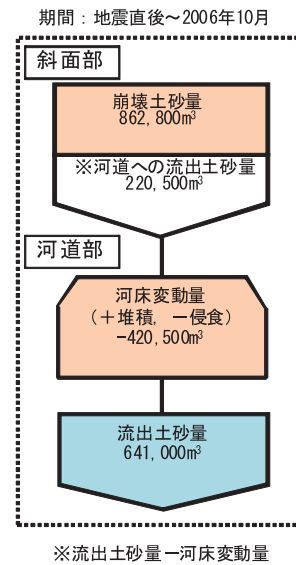


図 5.2.3 地震直後から2006年10月までの土砂収支図

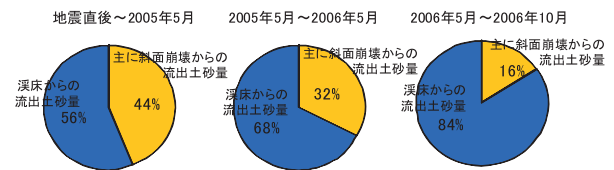


図 5.2.4 各期間の流出土砂量の内訳

ratio)はおおよそ26%を示す。また、このSDRの値と航空レーザーデータの差分結果をもとにした各期間の流出土砂量の内訳は図5.2.4の通りである。地震後、時間が経過するにつれ、溪床からの流出土砂量が流出土砂量に寄与する割合が高くなっているが、最初の半年が経過した時点の割合で見るとそれぞれ半々となり、斜面から河道、河道から下流へと流出した土砂がどれもそれぞれ無視できない量であることがわかる。したがって、地震後の流域の土砂動態においては、地震によって供給された不安定土砂が時間とともに侵食されて流出する過程と、

新たにその後の融雪・降雨で新規に発生する土砂が流出する過程の両方を考慮する必要がある。

5.2.4まとめ

本研究では、地震後に実施された複数時期の航空写真撮影やレーザー計測によって、定量的に評価を行った結果、芋川では、地震後降雨・融雪に伴う土砂流出が約3年継続したこと、芋川における地震後の降雨・融雪に伴う土砂流出において、新たな斜面崩壊の発生等に伴う土砂生産の寄与は時間的に漸減（約2年間）していくが、量的に無視できない量が下流域への土砂流出に寄与したことを明らかにした。

地震後の数年間の流出土砂量を予測するためには、調査には何年もかけるわけにはいかず、数ヶ月以内に終わって結果を出さなければならない。そこで、現地踏査に比べて実施に時間のかからない航空レーザーを駆使した調査を行うことが望ましいわけであるが、本研究において、その活用方法の一例を示すことができた。この手法によれば、たとえ、天然ダムや貯水池が無かったとしても、ある期間の流出土砂量を迅速に良い精度で推定可能であり、今後、次の大地震がどこかで発生した場合にも適用可能な手法であると考えられる。

5.3河道閉塞の監視システムのマニュアル作成

5.3.1はじめに

中越地震の際には、数多くの天然ダムが形成され、その緊急対応がなされた。建設省総合技術開発プロジェクト災害情報システムの開発報告書 第三巻 第5編 土砂災害復旧編（1992年3月）³⁾（以下、総プロ報告書と呼ぶ）に、天然ダムへの対応方法が予めまとめられており、実務的には、それが参考とされ、対応が実施された。総プロ報告書には、天然ダムへの対応フローが示されている（図5.3.1）。土木研究所では、中越地震時に残された天然ダムへの対応の技術的課題を調べた。そして、総プロ報告書に取りまとめられていた内容に加え、中越地震の結果明らかになった課題、そして、レーザー測量技術等の近年の技術的な進歩を踏まえ、天然ダム監視技術に絞って、マニュアルの作成を進めた。天然ダムへの対応は時間との闘いであることから、マニュアルは、監視体制整備に許される時間と設置に要する時間を考慮して、計測精度を犠牲にしても、早く監視体制をとることが可能な手法を選べるような内容として取りまとめた⁴⁾。また、多くの場合、車両によって現場に近づけないことが多いことから、人力でも運搬・設置が可能な手法を中心

とした。本報では、以下にその概要を紹介する。

5.3.2天然ダム監視技術マニュアルの概要

総プロ報告書や中越地震後に現場で対応した国土交通省職員へのヒアリング結果等を参考にすると、河道閉塞が形成された場合に必要とされる監視対象は、①天然ダム全般の概況把握、②湛水位の状況、③湛水部への流入水量、④閉塞部の監視、⑤閉塞部からの流出状況、⑥崩壊部の状況、⑦土石流が発生した場合の検知、の7項目であると考えられる。これら7項目の1つ1つについて、監視手法選定の考え方を、監視技術の概要とそれを用いる場合の留意点とともに取りまとめた（表5.3.1）。

(1) 天然ダム全般の概況把握

天然ダムの規模、形状、湛水部範囲等、天然ダム全般の状況を連続的に監視するために、監視員の配置または監視カメラを設置する。監視員の配置にあたっては、そ

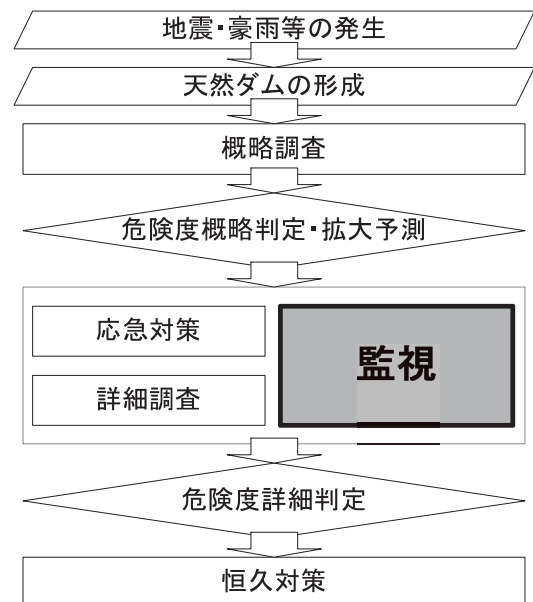


図 5.3.1 天然ダム対応フロー



図 5.3.2 手持ちレーザー計測器の活用

表 5.3.1 天然ダム形成後の監視項目と手法・観測機器

	監視の目的	監視項目	手法・観測機器
①	天然ダム全体状況の監視・把握	・閉塞部, 湛水部, 崩壊部及び周辺部	・目視判読, ヘリコプター, 監視カメラ
②	湛水位の監視	・湛水位	・ヘリコプター, 水位標, 地上測量, 水圧式水位計, 投下型水位観測ブイ
③	湛水部への流入流量の把握	・流量 ・湛水位 ・雨量	・流速計, 浮子, 監視カメラ ・ヘリコプター, 水位標, 地上測量, 水圧式水位計, 投下型水位観測ブイ ・雨量計
④	閉塞部の監視	・侵食速度・量 ・変状	・目視判読, ヘリコプター, 監視カメラ ・簡易レーザ, 地上レーザスキャ, トータルステーション ・崩壊検知センサー
⑤	閉塞部からの流出流量の把握	・流量	・流速計, 浮子, 監視カメラ ・水位標, 水位計
⑥	崩壊部及び周辺部の状況の監視	・崩壊の前兆現象 ・斜面変位	・目視判読 ・地表伸縮計, 崩壊検知センサー, 抜き板, 移動杭, GPS 測量, 地上測量
⑦	閉塞部決壊による土石流等発生監視	・土石流等の発生	・水位計, 振動センサー, 目視判読, 監視カメラ, ワイヤセンサー ・雨量計

の安全管理に万全の注意を払う必要がある。また、監視が長期に及ぶ場合には、監視カメラを設置して監視することが望ましい。その他、天然ダムが大規模で、監視所、監視カメラ設置地点から全体が見渡せない場合、又は監視カメラを設置できない場合には、現地踏査、ヘリコプターによる調査を実施して、全体状況の連続的な監視・把握に努める。

なお、監視カメラ等による監視成果は、例えば水位計が異常値を示した場合に、現場状況（「水面に波が立っている」等）や観測機器の設置状況（「水位センサーがなんらかの理由で破損している」等）を確認できる等、観測機器データと現地状況との対応を把握する補完的な役割も有する。現地踏査やヘリコプター調査時に、手持ち型のレーザ距離計(図 5.3.2)やGPSを活用することで、発見した崩壊地、天然ダムの諸元、位置を正確に計測することが可能になる。

(2) 湛水位の状況

河道が閉塞すると上流部に湛水部が形成される。湛水部の水位上昇は閉塞部の越流による決壊や上流での浸水被害をもたらす。従って湛水深、閉塞部の天端までの比高、上流の浸水範囲を把握するために湛水位及びその変動を監視する。

水位は昼夜問わず上昇するため、24 時間監視が必要で、観測間隔は1 時間間隔を基本とし、水位変動の状態により弾力的に対応する。危険なため湛水部に接近できない場合には、ヘリコプターから目視で監視することも重要

である。なお、観測した湛水位をもとに、決壊や上流部の浸水被害発生までの時間は、天然ダムの越流開始水位、もしくは、上流集落の浸水水位までの空き容量を後述する方法で得る流入流量で除して推定する。

湛水位を監視する方法には、ヘリコプターから目視で観測する方法、投下型水位観測ブイを設置して自動観測する方法、水位標を設置して地上から目視により観測す



図 5.3.3 投下型水位観測ブイとその設置状況 (国土交通省東北地方整備局提供)

る方法、測量機器を用いて基準面と水面の比高を観測する方法、水圧式水位計による自動観測等がある。

地上から湛水部への接近が困難な場合や、二次災害の危険が高い場合には、初動的対応としてヘリコプターから目視によって湛水位を観測する。その場合には、手持ち型レーザー計測機器の活用が有効である。また、投下型水位観測ブイはヘリコプターから投下するだけで安全・迅速に設置できるためこれを利用することも有効である（図 5.3.3）。

5.3.3まとめ

2008年6月14日に岩手・宮城内陸地震が発生した際には、ほぼ完成していたマニュアルを暫定版として急遽東北地方整備局に送付し、活用していただいた。岩手・宮城内陸地震で発生した天然ダムは、天然ダムの規模が中越地震時のそれと同程度である、発生位置が山間地である等、中越地震時の天然ダムとの共通点が多く、中越地震を踏まえて作成していた同マニュアル暫定版は、ほぼ問題なく適用されたとのことである。ただ、いくつかの課題は残ったことから、最終版のマニュアルは、岩手・宮城内陸地震でさらに明らかになった課題を踏まえて加筆・修正され、2009年5月に国土交通省砂防部から全国の直轄事務所、都道府県に完成版が配布された。

最後に、本検討を進めるにあたり、中越地震の事例については、北陸地方整備局湯沢砂防事務所に、岩手・宮城内陸地震については、東北地方整備局河川部及び北上川下流河川事務所から資料をいただくとともに、貴重な助言をいただいた。ここに感謝の意を表します。

5.4砂防施設の合理的設計手法の提案

5.4.1はじめに

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震では、砂防施設以外の土木構造物が大きな被害を受けたことに鑑み、「砂防設備の耐震設計に関する検討委員会」を設置して砂防施設の耐震性評価について検討がなされた。その結果、砂防設備に関する地震動の観測体制の強化、充実を図る事が課題とされ、砂防施設に地震計が設置、観測が開始され、データの蓄積が図られている⁵⁾。これは、砂防堰堤の耐震性を評価するための重要なデータである。

砂防堰堤の耐震性を評価するには堤体の地震応答特性を把握する必要がある。堤体の地震応答特性は前述の観測記録を活用して、実地震に対する応答シミュレーション解析を行うことが有効であるが、その解析の信頼度を高めるためには、物性値を適切に設定することが非常

に重要である。

例えば、砂防堰堤と形状が類似しているコンクリートが主材料の貯水ダムに関しては、地震応答解析手法における入力条件の物性値のうち、ダムの減衰定数ならびに岩盤の弾性係数と減衰定数は、ダムの地震応答解析結果に影響を大きく及ぼすものの、ダムの地震動の観測データを再現できるように調整されている⁶⁾。言い換えれば、精度良く地震応答解析を行うためには、実際の貯水ダムから得られた地震動の観測データに基づく物性値の同定が必要であると言える。

そこで、小・中地震の2つの観測記録を有する岩盤に立地した重力式コンクリート形式の砂防堰堤を対象に、物性値の外力依存性について検討を行うこととした。その上で、堤体内に発生する応力を計算し、物性値の同定手法が砂防堰堤の耐震性の評価結果に及ぼす影響について考察した。

5.4.2検討対象えん堤・地震

本研究では、重力式コンクリート形式の不透過砂防堰堤を対象とした。表 5.4.1 に本研究で対象とした砂防堰堤の諸元を示す。

本研究では2つの地震時の観測データを用いた。2つの地震のうち小規模の地震（以下、地震 A と標記）における地盤の水平最大加速度は 14gal、地盤の鉛直最大加速度は 9gal である。また、この地震において、えん堤天端の水平（上下流方向）及び鉛直方向の最大加速度はそれぞれ、23gal、12gal であった。一方、中規模の地震（以下、地震 B と標記）の地盤の水平最大加速度は 123gal、鉛直最大加速度は 63gal で、震度 4 である。また、この地震において、えん堤の水平及び鉛直方向の最大加速度はそれぞれ、204gal、199gal であった。なお、対象砂防堰堤は地震 A 及び B で顕著な損傷は生じていない。

5.4.3解析概要

表 5.4.1 砂防堰堤の諸元

形式	重力式コンクリート
竣工年	1995年
堤高	14m
堤長	144m
天端幅	2.5m
堆砂高	4m
基礎地盤	岩盤(CL)

(1) 解析手法

本研究では、地盤、堆積土砂及び砂防堰堤は、等方弾性体を想定しており、減衰はレーリー減衰を採用した。解析プログラムは動的解析ソフトウェア「Soil Plus Dynamic」を用いた。なお、本解析は2次元の平面ひずみ状態を想定している。

(2) 物性値

図 5.4.1 に本研究で用いた解析モデルのメッシュを示す。また、表 5.4.2 に解析に用いた物性値を示す。物性値は既往の調査結果等を参考に設定した⁷⁻¹⁴⁾。このうち、地盤の弾性係数・減衰定数は地震 A の観測波形から逆推定した。地震 A の水平方向（砂防堰堤上下流方向）と鉛直方向の地震動の観測データのうち、主要動が含まれている部分の 20.48 秒間を取り出した。その上で、解析範囲の底面から水平・鉛直方向の地震動を同時に入力し、地盤及び堤体の加速度出力節点における加速度についてフーリエスペクトル比を算出した。

また、地盤で観測された波形をそのまま解析モデルメッシュの底面に入力すると、砂防堰堤と地盤の動的相互作用の影響を受け、地盤の加速度出力節点の加速度波形の計算結果は実測の波形と一致しない。そこで、解析モデルの地盤の伝達関数を求めて、地盤で観測された波形を解析モデルメッシュの底面まで引き戻す作業を行った。引き戻しに際しては、有賀の方法を用いた⁹⁾。

(3) 解析ケース

同定した物性値を用いて、地震 A 及び地震 B の地震動の観測データに関する再現計算を試みた。その上で、試行錯誤で決めた地盤の弾性係数・減衰定数については、物性値の感度を分析する目的で、地盤の弾性係数については同定した $3.25 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ に加え、社団法人日本地盤工学会¹⁵⁾ に示されている岩盤 CL 級の弾性係数の最小、最大値である $1.5 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ 、 $5.0 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ のケース、地盤の減衰定数については同定した 10% に加え、ダム¹⁶⁾の動的解析に使用する減衰定数は 5~10% が目安とされていることや¹⁶⁾、減衰定数を同定した結果 20% となった事例があることから¹⁷⁾、5%、20% のケースについてそれぞれ計算を行った。

5.4.4 結果と考察

(1) 地震 A に関する計算結果

図 5.4.2 に水方向の加速度に関する地盤に対する堤

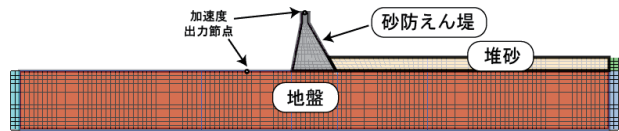


図 5.4.1 解析モデル

表 5.4.2 解析に用いたパラメータ

対象	項目	単位	物性値
堤体	弾性係数	KN/m ²	22,000,000
	単位体積重量	KN/m ³	22.56
	減衰定数	%	4
	ポアソン比	-	0.2
地盤	弾性係数	KN/m ²	?
	単位体積重量	KN/m ³	23.54
	減衰定数	%	?
	ポアソン比	-	0.3
堆砂	弾性係数	KN/m ²	1,363,986
	単位体積重量	KN/m ³	17.66
	減衰定数	%	5
	ポアソン比	-	0.3

体のフーリエスペクトル比（以下、「フーリエスペクトル比」と呼ぶ）をそれぞれ示す。図に示したように、弾性係数を $3.25 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ 、減衰係数を 10% とした場合、水平方向のフーリエスペクトル比は周波数によらず、観測結果と計算結果は良く一致している。また、地盤の弾性係数が高くなるほど、水平方向のフーリエスペクトル比がピークを示す周波数及びピーク値が大きくなることがわかる。一方、図 5.4.3 より、減衰定数が小さい場合はフーリエスペクトル比のピーク値が大きくなり、減衰定数が大きくなるに従い、フーリエスペクトル比のピーク値が小さくなった。ただし、フーリエスペクトル比がピークを示す周波数は減衰定数の影響を受けなかった。すなわち、はじめに、フーリエスペクトル比が最大となる周波数の計算値が実測値に一致するように地盤の弾性係数を調整した上で、フーリエスペクトル比の最大値の計算値が実測値に一致するように地盤の減衰係数を調整することで、比較的容易に物性値の同定は可能であった。

(2) 地震 B に関する計算結果と耐震性の評価

地震 B のフーリエスペクトル比の実測及び計算結果を図 5.4.4 に示す。図 5.4.4 より、地震 A の結果と比べて低周波数側 (8Hz あたり) で応答が多少大きくなって

いる。なお、観測波のフーリエスペクトル比のピークを示す周波数は10.4Hzであり、地震Aとほぼ同じであった。

地震Aで同定した物性値(地盤の弾性係数と減衰定数)を用いた水平方向の加速度の計算結果(フーリエスペクトル比)は、フーリエスペクトル比がピークとなる周波数は一致し、フーリエスペクトル比のピーク値が多少大きめになることがわかった。さらに、フーリエスペクトル比のピークが計算結果と観測結果で一致するよう地盤の減衰定数を同定したところ、地盤の減衰定数は11%であり、地震Aで同定した地盤の減衰定数との差は1%であった。解析結果と観測結果におけるフーリエスペクトル比のピーク値の差を算出すると、減衰定数10%は0.39であり、減衰定数11%は0.02であり、その差は0.37である。この値は、観測波形のフーリエスペクトルのピーク値(4.9)に対する割合は約7%と小さいことから、地震Aと地震Bは、同じパラメータを用いて線形弾性解析により概ね良好に再現できた。このことから、地震A、Bにおいて、実際の砂防堰堤は線形弾性体として挙動していたと考えられる。

地震Bによって堤体に発生した各応力の最大値を確認したところ、圧縮応力は 599kN/m^2 、引張応力は 77kN/m^2 、せん断応力は 201kN/m^2 であった。ここで、対象えん堤のコンクリートを設計基準強度値の 18N/mm^2 と想定し圧縮・引張・せん断強度を想定した場合、圧縮、引張、せん断応力はそれぞれの強度を越えない。よって、砂防堰堤は破壊または損傷は生じないという計算結果となり、これは実態と矛盾していないことがわかった。

5.4.5まとめ

本研究では砂防堰堤で得られた小・中規模地震の観測記録に基づいて、砂防堰堤の地震応答解析に必要な物性値の同定を行った。その結果、小規模地震の検討では、地盤の弾性係数、減衰定数が観測結果に合致するように調整することで、砂防堰堤の地震応答特性を解析上で再現することができた。また、小規模地震の観測波形から同定した物性値を用いることで、中規模地震の地震応答特性を精度良く再現することができた。そして、中規模地震の解析で得られた各応力値は、砂防堰堤は損傷しなかったという、実態と矛盾していないことがわかった。これにより、観測波形を用いて砂防堰堤の耐震性を評価できることが明らかになった。

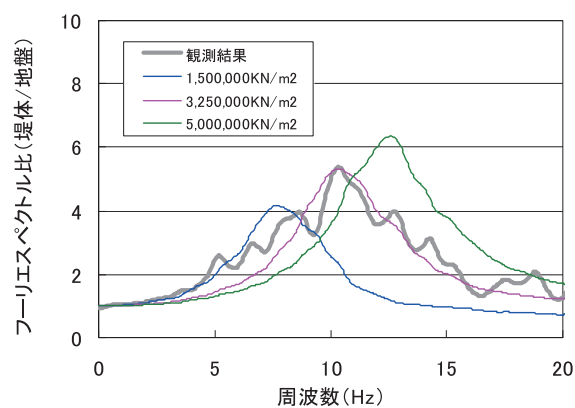


図 5.4.2 地盤に対する堤体のフーリエスペクトル比
(水平方向：弾性係数を変えたケース、減衰定数10%、地震A)

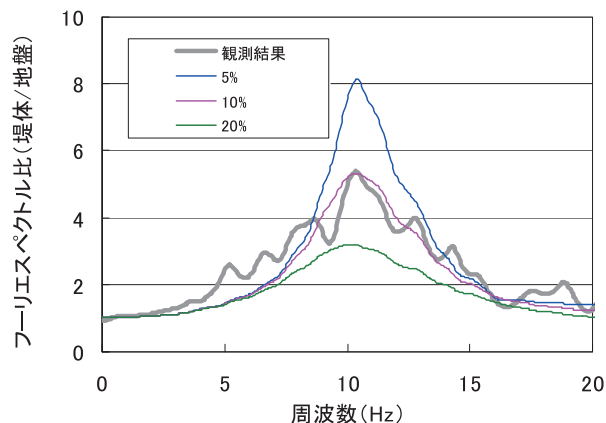


図 5.4.3 地盤に対する堤体のフーリエスペクトル比
(水平方向：減衰定数を変えたケース、弾性係数 $3.25 \times 10^6\text{kN/m}^2$ 、地震A)

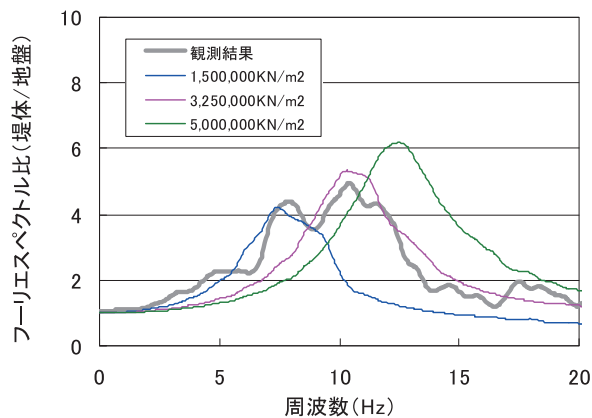


図 5.4.4 地盤に対する堤体のフーリエスペクトル比
(水平方向：弾性係数を変えたケース、減衰定数10%、地震B)

5.5地震による土砂災害ハザードマップ作成に関する提案

5.5.1はじめに

中山間地域を強震域とする地震では、山腹斜面が崩壊して被害を及ぼすことがある。特に崩壊規模が大きくな

ると、2008年岩手・宮城内陸地震のドゾウ沢等のようにしばしば土石流化することで被害が甚大になることがある。よって、大規模崩壊の発生する恐れのある斜面を予測することは、地震による土砂災害を防止・軽減する対策を立案する上で極めて重要である。

地震による大規模崩壊の発生箇所を予測するためには、誘因である地震力を精度良く評価する必要がある。これについて、既往の研究では、過去に発生した大規模な土砂崩壊地点における最大加速度を、震央からの距離減衰を考慮する Cornell の式を用いて整理している¹⁸⁾。過去の事例を用い、最大加速度と崩壊土砂量の関係性を評価することが出来れば、地震によって発生する土砂災害の予測に有用であると考えられる。なお、距離減衰に関しては、近年、震央からの距離減衰式以外に、断層面からの距離減衰式も提案されており、その代表的な式のひとつに、実務の加速度推定に良く用いられる司・翠川の式¹⁹⁾がある。

そこで、本研究では、Cornell の式と司・翠川の式を用い、過去の崩壊事例をケーススタディとして、最大加速度推定に対する両式の特性と、大規模崩壊の発生箇所における地震動について分析を行った。

5.5.2 最大加速度の距離減衰式

本研究では、上記 Cornell 式と司・翠川の式を用いて検討する。式 (5.1) に Cornell の式を示す。この式は、地震力の発生源を点震源としてモデル化し、震央からの距離を基準とした距離減衰式である¹⁸⁾。

$$\alpha = \frac{2000e^{0.8M}}{D_1^2 + H^2 + 400} \tag{5.1}$$

- α : 地盤上の最大加速度 (gal)
- M : マグニチュード (表 5.5.1 の M と同様)
- D : 震央からの距離 (km)
- H : 震源の深さ (km)

加速度推定式のひとつである司・翠川の式を式 (5.2) に示す。司らは、断層最短距離の式、等価震源距離の式の2種類を提案しているが、ここでは、断層最短距離の式を用いる。

$$\log PGA = 0.50M_w + 0.0043D + 0.61 + d - \log(X + 0.0055 \times 10^{0.50M_w}) - 0.003X \tag{5.2}$$

- PGA : 地盤上の最大加速度 (gal)
- Mw : モーメントマグニチュード
- D : 震源の深さ (km)
- X : 断層最短距離 (km) (想定断層面から)
- d : 地震の種別によるパラメータ (地殻内地震 : 0.00, プレート間地震 : 0.01, プレート内地震 : 0.22)

地震規模を表す指標として、Cornell の式ではマグニチュードが、司・翠川の式ではモーメントマグニチュードが用いられる。そこで、両式の最大加速度の比較を行うため、地震モーメントとマグニチュードの関係式 (式 (5.3)) と、地震モーメントとモーメントマグニチュードの関係式 (式 (5.4)) から、マグニチュードをモーメントマグニチュードに換算した (式 (5.5))。

表 5.5.1 対象とする地震データ

番号	地震名	種別	地震発生日	崩壊地名	マグニチュード M	モーメントマグニチュード Mw	地質	Cornellの式			司・翠川の式			崩壊土砂量 m ³
								震源深さ km	震央からの距離 km	最大加速度 gal	震源深さ km	断層最短距離 km	最大加速度 gal	
1-1	関東	海溝型	1923.09.01	白糸川上流・大洞	7.9	7.5	火山岩	1.5	18	1535	1.5	2.3	706.2	1.00E+06
1-2	関東	海溝型	1923.08.01	摺野川駅西側斜面	7.0	7.5	火山岩	1.5	15	1778	1.5	2.3	707.5	7.50E+06
1-3	関東	海溝型	1923.09.01	震生湖	7.9	7.5	第四紀層	1.5	19	1460	1.5	10.1	545.5	3.40E+05
2-1	北伊豆	直下型	1930.11.26	三島市山中新田の栄光寺右岸	7.3	6.7	火山岩	0.0	6	1577	0.0	2.2	612.8	2.00E+05
2-2	北伊豆	直下型	1930.11.26	大仁町大野旭山	7.3	6.7	火山岩	0.0	11	1320	0.0	0.3	720.3	1.50E+05
2-3	北伊豆	直下型	1930.11.26	天城湯ヶ島町奥野山	7.3	6.7	第三紀層	0.0	18	950	0.0	1.2	668.0	4.00E+05
2-4	北伊豆	直下型	1930.11.26	箱根町大明神川上流漢町山斜面	7.3	6.7	火山岩	0.0	10	1375	0.0	4.9	505.9	2.00E+05
3-1	西埼玉	直下型	1931.09.21	秩父郡太田村八人峠	6.9	6.5	中生層	0.0	24	512	1.0	18.1	229.3	2.50E+04
4-1	男鹿	直下型	1939.05.01	男鹿市北浦1	6.8	6.8	火山岩	0.0	28	389	0.0	5.8	492.8	9.10E+04
4-2	男鹿	直下型	1939.05.01	男鹿市北浦2	6.8	6.8	第三紀層	0.0	30	355	0.0	6.0	487.8	1.80E+06
4-3	男鹿	直下型	1939.05.01	男鹿市北浦3	6.8	6.8	第三紀層	0.0	30	355	0.0	6.3	480.1	4.30E+06
4-4	男鹿	直下型	1939.05.01	男鹿市船川港	6.8	6.8	第三紀層	0.0	38	250	0.0	8.8	418.3	2.80E+04
4-5	男鹿	直下型	1939.05.01	五里安田	6.8	6.8	第三紀層	0.0	33	310	0.0	8.8	417.6	5.30E+05
5-1	福井	直下型	1948.06.28	北潟村浜坂1	7.1	6.9	第四紀層	0.0	14	983	0.0	3.8	576.7	2.00E+05
5-2	福井	直下型	1948.06.28	北潟村浜坂2	7.1	6.9	第四紀層	0.0	14	983	0.0	3.7	580.6	2.70E+05
6-1	長野県西部	直下型	1984.09.14	御嶽山(伝上崩れ)	6.8	6.2	火山岩	2.0	7	1017	2.0	8.6	318.9	3.40E+07
6-2	長野県西部	直下型	1984.09.14	滝越	6.8	6.2	火山岩	2.0	9	950	2.0	3.6	482.4	5.00E+05
6-3	長野県西部	直下型	1984.09.14	松越	6.8	6.2	火山岩	2.0	3	1116	2.0	1.2	632.5	2.90E+05
7-1	兵庫県南部	直下型	1995.01.17	西宮市仁川	7.2	6.9	珪質深成岩	20.0	37	293	20.0	2.0	788.7	1.10E+05
8-1	新潟県中越	直下型	2004.10.23	長岡市中湯町	6.8	6.7	第三紀層	13.0	8.5	719	13.0	6.6	523.6	2.40E+06
8-2	新潟県中越	直下型	2004.10.23	小千谷市小栗山	6.8	6.7	第三紀層	13.0	7.4	739	13.0	5.3	566.3	1.13E+06
8-3	新潟県中越	直下型	2004.10.23	小千谷市蒲橋	6.8	6.7	第三紀層	13.0	7.4	739	13.0	6.3	533.0	2.19E+06
8-4	新潟県中越	直下型	2004.10.23	小千谷市東吉谷	6.8	6.7	第三紀層	13.0	11.9	649	13.0	8.5	469.3	6.75E+06
8-5	新潟県中越	直下型	2004.10.23	小千谷市岩沢	6.8	6.7	第三紀層	13.0	8.8	713	13.0	4.3	606.3	3.00E+06
8-6	新潟県中越	直下型	2004.10.23	小千谷市塩谷 東武沢	6.8	6.7	第三紀層	13.0	3	797	13.0	2.5	689.2	1.09E+06
8-7	新潟県中越	直下型	2004.10.23	小千谷市塩谷	6.8	6.7	第三紀層	13.0	3.1	797	13.0	2.3	697.8	5.57E+06
8-8	新潟県中越	直下型	2004.10.23	山古志村東武沢 梶金	6.8	6.7	第三紀層	13.0	3.3	795	13.0	2.3	699.1	5.50E+06
8-9	新潟県中越	直下型	2004.10.23	山古志村南原	6.8	6.7	第三紀層	13.0	6.1	760	13.0	2.2	704.1	1.25E+06
8-10	新潟県中越	直下型	2004.10.23	山古志村種芋原 寺野	6.8	6.7	第三紀層	13.0	7.3	741	13.0	2.1	709.5	1.25E+06

$$\log M_o = 1.17M + 10.72 \quad (5.3)$$

$$\log M_o = 1.5M_w + 9.1 \quad (5.4)$$

$$M_w = 0.78M + 1.08 \quad (5.5)$$

M_o : 地震モーメント

5.5.3 対象とする大規模崩壊のデータ

土木研究所の既往の研究²⁰⁾では、地震による大規模な土砂崩壊として、以下のものを対象に、37地震、105地点の事例を収集している。

- ・地震を直接及び間接の誘因として発生したもの
- ・少なくとも2万5千分の1の地形図上で、発生地点が特定できるもの

更に、本検討では、これらの中から以下の条件を追加して、精度が高いと思われる事例を絞り込んだ。

- ①大正時代(1912年)以降の地震であること
- ②崩壊土砂量が1万m³以上のもの
- ③誘因に降雨を含まないもの
- ④断層モデルが定義されており、司・翠川の式による最大加速度の推定が可能であるもの²¹⁻²²⁾

この結果、7地震19地点(表5.5.1:1-1~7-1)の土砂崩壊事例を抽出した。また、この事例に加え、新潟県中越地震によって発生した10地点の事例(表5.5.1:8-1~8-10, 国土交通省 http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha04/05/051101_2_.html)を検討対象データとした。

5.5.4 対象とする大規模崩壊のデータ

これら大規模な崩壊の発生した地点における震央からの距離とCornellの式による最大加速度を図5.5.1に、断層最短距離と司・翠川の式による最大加速度を図5.5.2に示す。それぞれ、直下型と海溝型に分けて表示している。大規模な崩壊が発生した比較的震源に近い地点において、司・翠川の式は、Cornellの式に比べ、震源深さ、マグニチュードに関わらず、距離に対して線形的であり、両式の特徴の違いが表れている。そして、これらの図から、大規模な崩壊は、震央距離で40km以下、断層最短距離では20km以下の地点で発生していることが分かる。また、これを加速度で評価すると、Cornellの式では250gal、司・翠川の式では230gal以上の最大加速度が生じると大規模な崩壊が発生していることになる。

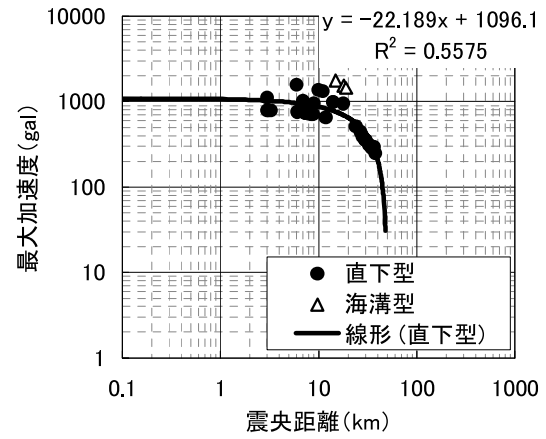


図 5.5.1 断層最短距離と最大加速度の関係 (Cornell)

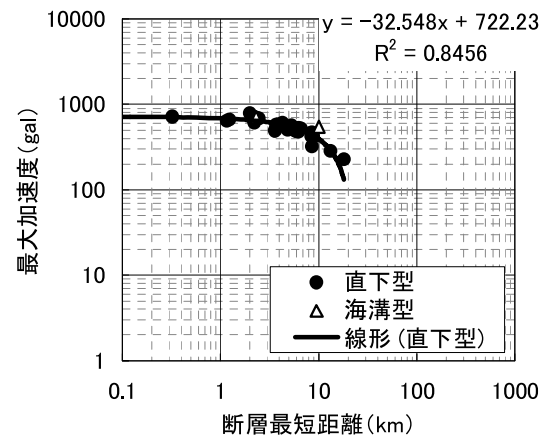


図 5.5.2 断層最短距離と最大加速度の関係 (司・翠川)

5.5.5 まとめ

本研究では地震による大規模崩壊発生箇所地震力を予測する手法について、既往の研究で用いられていたCornell式と、司・翠川式の2つを比較した。その結果、司・翠川の式は、Cornellの式に比べ、震源深さ、マグニチュードに関わらず、距離に対して線形的であり、両式の特徴の違いが表れていることがわかった。

参考文献

- 1) Koi, T., Hotta, N., Ishigaki, I., Matuzaki, N., Uchiyama Y., Suzuki M., 2008. Prolonged impact of earthquake-induced landslides on sediment yield in a mountain watershed: The Tanzawa region, Japan. *Geomorphology* 101, pp. 692-702.
- 2) 藤原 治・三箇智二・大森博雄：日本列島における侵食速度の分布. サイクル機構技報, No. 5, 85-93, 1999.
- 3) 建設省総合技術開発プロジェクト: 災害情報システムの開発報告書 (平成4年3月), 1992.
- 4) 田村圭司・山越隆雄, 松岡暁・伊藤洋輔・田方智・柳町年輝: 天然ダム監視技術マニュアル (案), 土木研究所資料第 4121 号, pp. 1-113, 2008.
- 5) 独立行政法人土木研究所土砂管理研究グループ火山・土石流チーム: 砂防えん堤に設置されている地震計の観測記録 (平成8年~18年), 土木研究所資料第 4071 号, 2007.
- 6) 塩尻弘雄, 上田稔: ダム-岩盤-貯水の連成を考慮した重力式ダムの三次元地震応答シミュレーション, 土木学会論文集 No. 640/I-50, p. 177-192, 2000.
- 7) 社団法人土木学会: 2007 年度版制定コンクリート標準示方書 設計編, p. 44, 2008.
- 8) 建設省河川局: 改定新版建設省河川砂防技術基準 (案) 同解説 設計編 [II], p. 8, 1997.
- 9) 有賀義明, 曹増延, 渡邊啓行: 再現解析による既設コンクリート重力式ダムの地震時変形特性の評価, 電力土木, No. 293, p. 99-103, 2001.
- 10) N 値の話編集委員会: 改訂 N 値の話, 理工図書, p. 43, 2004.
- 11) 社団法人日本道路協会: 道路橋示方書 (V 耐震設計編)・同解説, p. 25-26, 2002.
- 12) 西山卓, 大矢幸司, 田井中治, 伊藤孝男: 歴史的砂防施設保存に関わる安定性評価手法の一事例-日光稲荷川釜ッ沢砂防堰堤を例として-, 砂防学会誌, Vol. 60, No. 4, p. 40-49, 2007.
- 13) 大田外氣晴, 江守克彦, 河西良幸: 建築基礎 耐震・振動・制御, 共立出版, p. 18-19, 2001.
- 14) 國生剛治: 地震応答解析のための土の動的性質 2.3.2 地盤材料の減衰特性, 土と基礎, Vol. 34, No. 1, p. 75-81, 1986.
- 15) 社団法人地盤工学会: 地盤技術者のための FEM シリーズ② 弾塑性有限要素法がわかる, p. 193, 2003.
- 16) 塩尻弘雄, 上田稔: ダム-岩盤-貯水の連成を考慮した一庫重力式コンクリートダムの兵庫県南部地震応答シミュレーション解析: ダム工学, Vol. 8, No. 2, p. 85-92, 1998.
- 17) 社団法人土木学会: 動的解析と耐震設計第3巻 エネルギー施設, p. 74-76, 1989.
- 18) 中村浩之, 土屋智, 井上公夫, 石川芳治: 地震砂防, 古今書院, p. 102-106, p. 136-155, 2000.
- 19) 司宏俊・翠川三郎: 「断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式」, 日本建築学会構造系論文報告集, No. 523, p. 63-70, 1999.
- 20) 建設省土木研究所: 地震による大規模土砂移動現象と土砂災害の実態に関する研究報告書, 土木研究所資料第 3501 号, p. 65-215, 1997.
- 21) 佐藤良輔: 日本の地震断層パラメーター・ハンドブック, 鹿島出版会, p. 47-65, 1989.
- 22) 今給黎哲郎: 新潟県中越地震に関連した地殻変動観測結果 (速報), 日本地震学会ニューズレター vol. 16 No. 5, p. 29-33, 2005.

6. 地すべり災害箇所の応急緊急対策支援技術の開発

6. 1 研究目的

地すべり発生直後には災害の拡大を防止するために迅速な対応が求められるが、その際には地すべりの滑动状況の把握が不可欠であるとともに、速やかかつ効果的な応急緊急対策計画の立案と実施が必要である。従前は、地すべりが発生した際に地すべり規模を把握するための調査ボーリングを実施した後に対策工を計画する必要があるが、地すべり土塊内での作業を伴うことから安全面での問題を含んでいたほか、調査に時間を要することから迅速な対応が困難であるという問題を有していた。

これらの問題を解決するために、本研究ではまず応急緊急対応時の不安定な斜面や岩塊の崩落に伴う二次災害を防止するため、人が立ち入って計測機器を設置することが困難な不安定斜面の変位を安全かつ精度良く計測する手法の開発を行った。次に、調査ボーリングなど現場での滞在時間を極力短くして地すべりのすべり面形状を推定する手法として、地表面変位ベクトルを基にした地すべりのすべり面形状を推定する手法（以下、「土研式すべり面推定手法」と言う。）の検証と改良を行った。さらに、過去に発生した地すべり災害と地すべり発生後の応急緊急対応手法に関する事例調査を行い、地すべりの進展に応じた効果的な調査・対策手法を整理し、前記の開発手法の活用と併せて地すべり発生時の応急緊急対策を支援する手引き（素案）を作成した。

6. 2 斜面遠隔監視システムの開発

6. 2. 1 概要

地すべりブロックの末端部や境界部での小規模地すべりや崩壊が継続的に発生することは経験的事実である。この地すべり末端部や境界部の崩落土砂からなる堆積物は、背後の地すべり土塊や崩壊の拡大を抑えている可能性がある。しかしながら、人命救助や道路の通行確保等のため、応急処置として一時的でも崩落土砂を除去しなければならない場合がある。このような崩落危険斜面の変動を遠隔から精度良く計測できれば、安全性を客観的に評価しながら作業を行うことができる。

遠隔から変動量を計測する手法として、画像解析やレーザースキャナ等の利用が挙げられる。しかし、これらの方法は標的（プリズム等）を使用しないため、計測精

度は10cm程度¹⁾であり、再崩落の予兆となるような斜面の変動を捉えるには十分な精度とは言い難い。また、ノンプリズム型のトータルステーションも標的を用いることなく遠隔からmm単位の精度で計測することは可能であるが、同一点を正確に視準できていないために生ずる視準誤差の影響が機械誤差を上回る可能性が指摘されている²⁾。したがって、ノンプリズム型のトータルステーションを用いる場合においても何らかの標的が必要であり、さらに緊急時には夜間でも斜面を監視できる計測技術が必要である。

そこで、危険な斜面に立ち入ることなく標的を崩壊斜面に設置し、遠隔から変位を計測する手法を開発した。

6. 2. 2 開発目標

遠隔地点に標的を設置する場合にどの程度の距離が必要となるかを把握するため、過去に発生した地すべり末端部の崩落事例のうち、海に面しているものを除いた17事例を対象とし、斜面対岸からの標的設置と計測作業が可能と考えられる地点から崩落斜面の頭部までの水平距離を計測した。その結果は図6.2.1に示すとおり概ね50m～350mであったことから、標的を遠隔から設置する技術の開発目標として350m程度までは標的の設置と計測が可能であることとした。

6. 2. 3 計測に必要な条件と観測機器の選定

地すべり地末端の崩落斜面等において地盤変位を安全かつ精度良く計測するためには、次の①～③のような条件を考える必要がある。

①遠隔から標的の設置・計測が可能なこと

崩落現場は急峻である場合が多く、再崩落などの二次災害の危険があるため、作業員が立ち入ることができない場合が多い。このため、崩落地から離れた場所からの標的の設置と計測が可能である必要がある。

②緊急時に速やかに計測できること

地すべりや崩壊の発生場所や時刻を事前に予測する

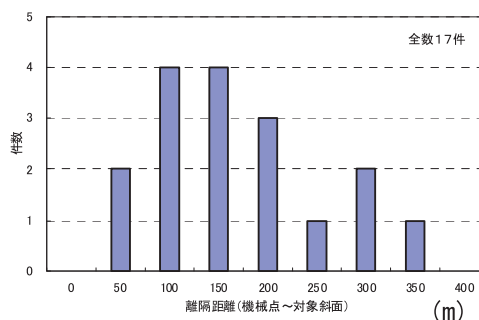


図 6. 2. 1 計測に必要な機械点から斜面までの距離

ことは困難である。また災害発生後には人命救助や被害拡大防止のため、可及的速やかな対応が必要となる。このため、観測機器は市場に流通し一般的に使用されており、直ちに手配できるものが望ましい。

③数 mm の変化を把握できること

崩落斜面では、わずかな斜面変動が再崩落の徴候として現れることがある。このため、数 mm の地盤変動を確実に捉える必要がある。

以上の条件を満たす機器を検討した結果、国土地理院登録トータルステーションの 2 級 A クラス（測距精度 2mm±2ppm）以上の機器を使用することとした。

6. 2. 4 標的及びその設置方法の開発

トータルステーションの光波及びレーザーのスポット径は、図 6. 2. 2 に示すように、距離が遠くなるにしたがって楕円形のスポットがねじれながら拡散して進む。この楕円形のスポットの拡散は、表 6. 2. 1 に示すように距離により楕円の短軸と長軸の長さが変わり、同じ距離でのスポット径は光波の方が大きい。300m 程度の離隔地点をトータルステーションで計測する場合に用いられる標的（反射鏡）は、1 素子プリズムで直径 63.5mm、反射シートで 60mm×60mm が規格化されている。このことを参考とし、設置する標的の大きさは直径 65mm 程度以上とすることとした。

標的はインクを斜面上の岩塊へ塗布することにより設置することとした。インクには、トータルステーションのレーザー光の反射率を向上させるため、再帰反射の効果を期待できる直径 50µm のガラスビーズを混入することとした。またインクの色は、約 50m 離れた地点でのレーザー光の反射率が最も高かった桃色を採用した。しかし現地で使用した結果、トータルステーションで視準する際の視認性に難があることが判明した。そのため、最大 300m の離隔におけるトータルステーションを用いた視認性試験を実施した。その結果、白色もしくは黄色が最も視認性が高く、また一定の反射強度を得られたことから、白色と黄色を追加し、現場条件に応じて使い分けることとした。

設置方法は、50～350m の離隔地点から精度よく設置でき、また特殊な技能や資格、許認可を必要とせず、応急緊急時に誰でも設置できる方法として、クロスボー（洋弓）を用いることとした。矢の先端にインクを封入したガラスカプセルを取り付け、これをクロスボーにより射出し、矢が対象に当たった際のガラスカプセルの破壊によりインクが対象に付着し標的が形成できるものとした。本手法による標的設置イメージを図 6. 2. 3 に、また観測

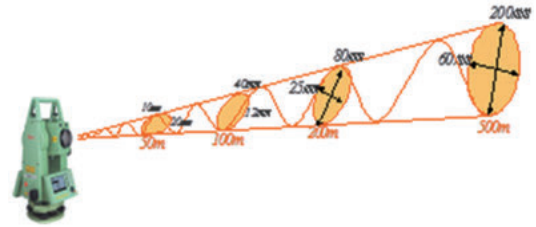


図 6. 2. 2 レーザースポット径のイメージ

表 6. 2. 1 光波及びレーザー光のスポット径

計測距離(m)	光波(mm×mm)	レーザー光(mm×mm)
10	15×26	4×7
20	29×58	7×14
50	73×145	10×20
100	145×291	12×40
200	291×582	25×80
300	437×873	38×120
500	727×1,454	60×200

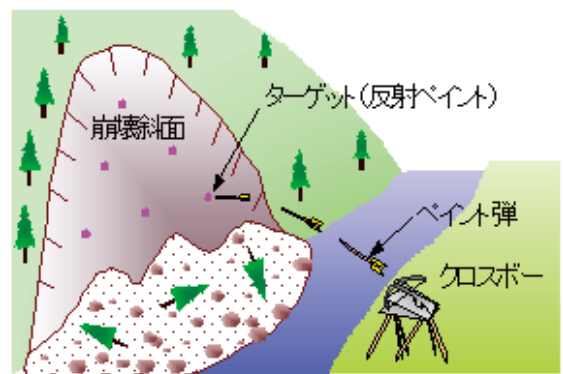


図 6. 2. 3 標的設置のイメージ

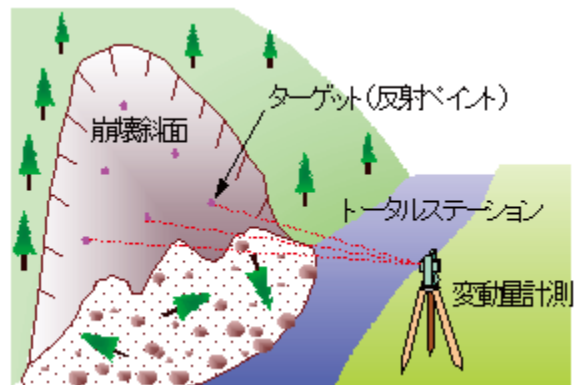


図 6. 2. 4 観測のイメージ

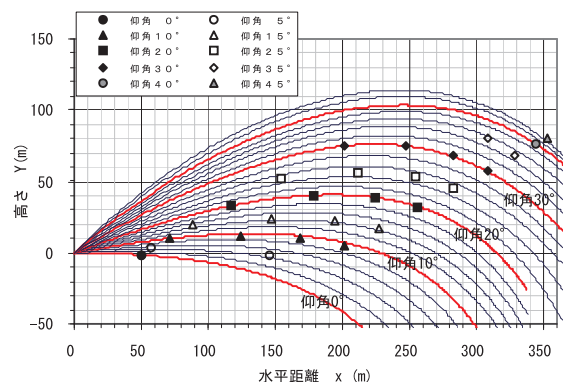


図 6. 2. 5 矢の軌道の理論曲線と実測データ

イメージを図 6.2.4 に示す。

狙った位置に標的を設置するための射出角度を設定するために、ロックフィルダムの下流リップラップを用いて、インク入りカプセルを取り付けた矢の射出試験を実施した。試験結果を図 6.2.5 に示す。図中のプロットは発射地点を水平距離 0m, 高さを 0m としたときのリップラップ上の到達点であり、曲線群は矢の軌跡を示す理論曲線である。この理論曲線は、空気抵抗が速度の 2 乗に比例すると仮定し、インク入りカプセルや矢の形状から算出した運動方程式により導いたものである。図 6.2.5 によると、矢は概ね理論曲線と一致した地点に到達しており、射出時に適切に射出仰角を設定することにより目標地点へ標的を設置できることを確認した。なお、この試験結果を基に、標的設置目標地点の見通し角と斜距離から射出仰角を求める早見表を作成した。

以上により、崩落が懸念される危険斜面に対して遠隔より安全かつ精度よく標的を設置し、ノンプリズム型トータルステーションにより斜面変位を計測する一連のシステムを開発し²⁾、また計測手法マニュアル³⁾として取りまとめた。

6.3 土研式すべり面推定手法の検証と改良

6.3.1 概要

地すべりが発生した場合、地中のすべり面形状を的確に把握することは、地すべりの規模や特性を把握する上で重要である。なぜならば、推定したすべり面形状を基にして応急緊急対策計画の立案と施工がなされ、ひいては応急緊急対策を受けての恒久対策にも繋がるからである。そのため、地すべり発生後には、地すべり素因等の把握と併せて、地すべりのすべり面形状や移動土塊の範囲を速やかに推定することが何よりも重要である。そこで、過年度の研究により開発された土研式すべり面推定手法⁴⁾の検証と改良を行い、地すべり発生後、調査ボーリング等の詳細な調査を待たずに迅速に地すべりの規模を推定できる手法を確立した。

6.3.2 土研式すべり面推定手法の概要

土研式すべり面推定手法の概要を以下に示す (図 6.3.1 参照)。

- 1) 一つ以上の計測点をもつ i ブロックにおけるすべり面形状を近似する式を (6.1) 式とする。

$$Z = a_i X^2 + b_i X + c_i \quad (6.1)$$

a_i, b_i, c_i : 係数

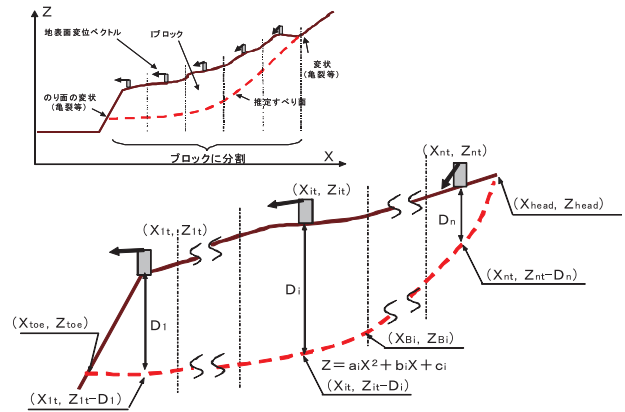


図 6.3.1 土研式すべり面推定手法の概要

- 2) 今、 i ブロックにおける計測点を一カ所とした時、計測点 i の時刻 t における座標を (X_{it}, Z_{it}) 、計測点位置でのすべり面深さを D_i 、計測誤差を V_{it} とすると、(6.1) 式は (6.2) 式ようになる。

$$V_{it} = a_i X_{it}^2 + b_i X_{it} + c_i + D_i - Z_{it} \quad (6.2)$$

X_{it} : 時刻 t における i ブロック内の計測点 i の水平座標

Z_{it} : 時刻 t における i ブロック内の計測点 i の鉛直座標

D_i : i ブロック内の計測点 i におけるすべり面深さ

V_{it} : 計測誤差

ここで、 a_i, b_i, c_i, D_i が未知数である。

- 3) また、計測点 i において時間をおいて n 回の計測をしたときの誤差を最小とするすべり面は (6.3) ~ (6.6) 式を満たす。

$$\frac{\partial \sum_{i=1}^n V_i^2}{\partial a_i} = 0 \quad (6.3)$$

$$\frac{\partial \sum_{i=1}^n V_i^2}{\partial b_i} = 0 \quad (6.4)$$

$$\frac{\partial \sum_{i=1}^n V_i^2}{\partial c_i} = 0 \quad (6.5)$$

$$\frac{\partial \sum_{i=1}^n V_i^2}{\partial D_i} = 0 \quad (6.6)$$

ここで (6.5) 式と (6.6) 式は等しくなるため解は求まらない。

- 4) そこで、ブロック $i, i+1$ のブロック境界でのすべり面高さ、傾斜は等しくなることから (6.7), (6.8) 式を導入する。

(i) 等高さ条件

$$a_i XB_i^2 + b_i XB_i + c_i = a_{(i+1)} XB_i^2 + b_{(i+1)} XB_i + c_{(i+1)} \quad (6.7)$$

XB_i : i ブロックと $i+1$ ブロックの境界線での水平方向座標

(ii) 等勾配条件

$$2a_i XB_i + b_i = 2a_{(i+1)} XB_i + b_{(i+1)} \quad (6.8)$$

なお、切土による地すべりでは地すべり頭部、末端部が明確な場合が多く、境界条件として地すべり頭部座標 (X_{head}, Z_{head})、末端部座標 (X_{toe}, Z_{toe}) が与えられるので、(6.9)、(6.10) 式が成り立つ。

$$Z_{toe} = aX_{toe}^2 + bX_{toe} + c \quad (6.9)$$

$$Z_{head} = aX_{head}^2 + bX_{head} + c \quad (6.10)$$

以上、(6.3) ~ (6.5) 式、(6.7) ~ (6.10) 式を用いて、これらの方程式を解くことにより a_i, b_i, c_i, D_i が求められる。

なお、(6.8) 式は、滑らかなすべり面を推定するための条件であり、用いなくともすべり面は推定できる。また、土研式すべり面推定法では、不自然なすべり面の生成をさけるため、(6.11)、(6.12) 式で示す α, β を設定する事により等勾配条件を緩和できるようにしている。

$$0 < \alpha_i \leq \alpha \quad (6.11)$$

$$\beta \geq 2a_{(i+1)} XB_i + b_{(i+1)} - 2a_i XB_i - b_i \quad (6.12)$$

6.3.3 土研式すべり面推定手法の検証

検証には、表 6.3.1 に示す 10 の地すべり事例のほか、FEM により構築した円弧型モデル斜面などを用いた。これらの検証結果のうち、主な事項を以下に記す。

(1) 計測時期と計測期間

地表面変位ベクトルを長期間観測した場合、地すべり滑動初期から定常的な滑動期までの変位ベクトルを取得することになる。その場合、特に地すべり頭部では、滑動初期の頭部陥没に伴う下向きベクトルとその後の定常的なベクトルとの合力として表されることから、頭部のすべり面の傾きを表す地表面変位ベクトルがやや緩傾斜となり、実際よりもやや浅いすべり面が推定される(図 6.3.2(a))。また地すべり初期の動きを捉えられない場合には、滑動初期の下向きの変位を捉えていないことから

さらに浅いすべり面が推定される(図 6.3.2(b))。そのため、精度良くすべり面形状を推定するためには、地すべり滑動初期の地表面変位ベクトルを計測することが重要であることがわかった(図 6.3.2(c))。

(2) 斜面長と地表面変位ベクトル量の比率

斜面長と、地表面変位ベクトル量(測点の平均値)の比率によって計算結果がどのように変化するかを明らかにするため、FEM により斜面モデルを構築し、これのすべり面形状と地表面変位ベクトルを用いてケーススタディを行った。なお、FEM 斜面モデルを用いるメリットは、現地での実測と異なり地表面変位ベクトルに計測誤差を含まない点にある。検証結果を図 6.3.3 に示す。なお、図中の数字は斜面長に対する変位ベクトル量の比率である。この結果、比率が小さい場合は、深く、また波打つような不安定なすべり面を推定する傾向が出た。また、比率が大きい場合には浅いすべり面を推定する傾向が出た。比率を 0.5% とすることにより、実際のすべり面形状とほぼ同じ適切な円弧状のすべり面を推定できることがわかった。そのため、計算プログラムでは各測

表 6.3.1 土研式すべり面推定手法の検証に用いた地すべり事例

地区番号	地すべり分類	断面型	規模 (L:長さ, W:幅, D:最大深(m))	計測方法	計測点数			移動量 (最大)
					頭部	中部	末端部	
A	風化岩すべり	椅子型	L:300m, W:150m, D:30m	光波	0	6	0	約1m/4年
B	崩積土すべり	椅子型	L:1300m, W:700m, D:130m	光波	2	2	0	約6m/6年
C	風化岩すべり	船底型	L:60m, W:50m, D:15m	光波	1	1	1	約80cm/月
D	風化岩すべり	階段型	L:400m, W:300m, D:50m	光波	2	6	2	約40cm/年
E	崩積土すべり	階段型	L:750m, W:240m, D:60m	GPS	1	0	1	約20cm/2年
F	崩積土すべり	船底型	L:150m, W:100m, D:20m	光波	0	3	1	約2.7m/3月
G	風化岩すべり	船底型	L:80m, W:60m, D:15m	光波	0	4	0	約2m/月
H	風化岩すべり	船底型	L:150m, W:150m, D:20m	光波	0	2	1	約4cm/1.5年
I	風化岩すべり	船底型	L:300m, W:200m, D:20m	GPS	1	0	1	約30cm/4年
J	岩盤すべり	船底型	L:70m, W:60m, D:10m	光波	1	2	1	約20cm/月

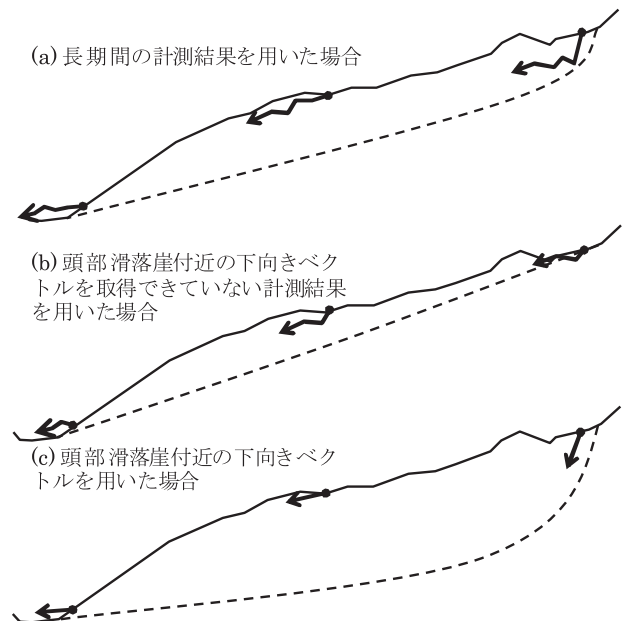


図 6.3.2 地表面変位ベクトル取得時期の違いによるすべり線推定結果の差異(イメージ)

点の変位ベクトル量を変えられるようにした。なお不自然なすべり面が推定される原因は、連立方程式を解く際の桁落ち、あるいはオーバーフローであることが判明した。

(3) ブロック区分線等の設定手法

土研式すべり面推定手法では、土塊の変位状況等に応じて地すべりブロックを分割するブロック区分線を設けることとしている。事例検証の結果、地すべりの規模にかかわらずブロック区分線が6程度以上の場合に推定すべり面が波打つ不適切な形状を推定する場合があることがわかった。これは、土研式すべり面推定手法がブロックごとの二次曲線を算出し、これらを連結してすべり面形状を表現するという構造に起因するものである。これを解決するためには、適切な位置へのブロック区分線と地中境界点の設定が必要であり、これらの望ましい設定方法を表 6.3.2 のとおり整理した。

(4) 重み係数の入力方法

本プログラムでは、ブロック区分線で分割したブロックごとに二次曲線を算出し、これらを連結してすべり面形状を表現しているが、算出された二次曲線の連結を厳格に適用した場合、ブロック区分線上で推定すべり面の傾きが大きく変化する場合がある。この不具合を解消するために重み係数 β を設けている。 β を 0 とした場合にブロック区分線上で推定すべり面の角度が不自然に変化する場合があるが、 β を 0.1 程度にすることにより推定すべり面が滑らかに連結され、実態に近い形ですべり面を推定できる場合が多い。そのため、地表踏査や地質・地質構造から予測されたすべり面形状を表現できる β の設定手法をプログラム利用マニュアルに記載することとした。

6.3.4 土研式すべり面推定プログラムの改良

6.3.2 に示した計算式をベースとし、また 6.3.3 で示した検証結果を踏まえ、過年度に開発したパーソナルコンピュータ上で動作する計算プログラム（プロトタイプ）の改良を行った。主な改良点は以下のとおりである。

- ① 斜面長に対する地表面変位ベクトルの比率を任意で変更できるようにした。
- ② 桁落ちによる解析誤差が少なくなるよう、ローカル座標系による解析手法に変更した。
- ③ 等勾配条件式に係る重み係数 B を、ブロック毎に設定できるように変更した。また、 B の入力推奨値を設定することで不適切な値の入力を防ぐこととし

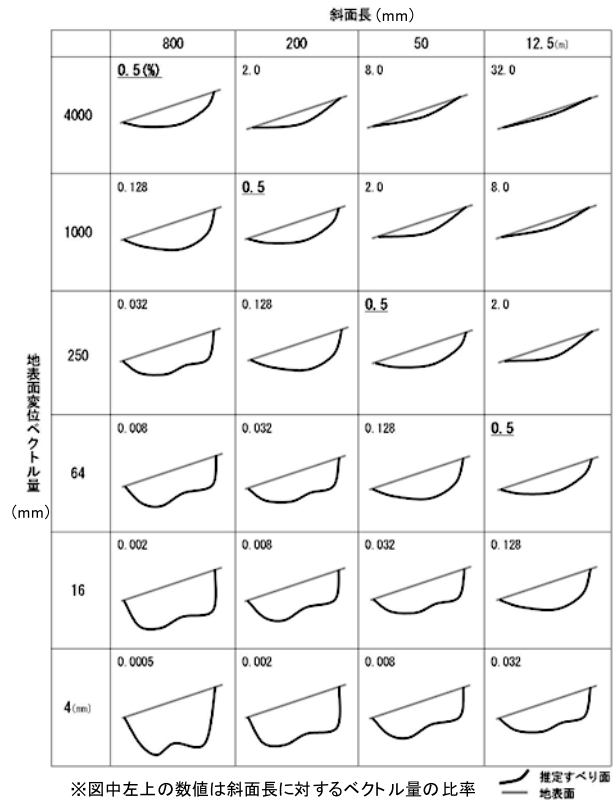


図 6.3.3 地すべり長さに対するベクトル比率を変化させた結果

表 6.3.2 ブロック区分線の望ましい設定方法

すべり面形状	ブロック区分線の位置	地中境界点
椅子型	変曲点付近に1本	変曲点付近、もしくは設定しない
船底型	変曲点付近に1本づつ	頭部滑落崖に近い変曲点付近
円弧型	中心(中腹部)付近に1~2本	設定しない

た。

- ④ 入力の手やすさを考慮し、CAD データ (DXF ファイル) から地形を読み込むことができるようにした。

6.4 地すべり災害時の応急緊急対策

6.4.1 概要

地すべり発生後の効果的な応急緊急対策手法を検討するため、過去に発生した地すべり災害を元にした事例分析を行った。地すべり災害はその規模や性状が多様であることから、地形や地質、地すべり滑動などを基にして地すべり形態を分類し、応急緊急対策工と効果の関係を整理するとともに、地すべりの進展に応じた調査・対策手法を整理した。これを踏まえ、応急緊急対策として主に用いられている工種である押え盛土工、横ボーリング工、地表水排除工の計画・施工事例を基にその効果を評価した。これらの検討結果や、6.2 及び 6.3 で

開発・改良した手法を反映させ、地すべり発生後の応急緊急対策を支援する手引き（素案）を作成した。

6.4.2地すべりのタイプ分類

地すべり発生直後には被害の拡大を防ぐために迅速な対応が必要であり、その際には現象を的確に把握し、それに適した対応を取ることが重要である。そのため、近年発生した地すべり災害の特徴を把握し、整理した。対象とした地すべりは、近年地すべりチームが地すべり災害に関して現地調査を実施した24事例である。

これまでに提案されている地すべりタイプの分類としては、地すべりの発達過程を考慮した「渡の分類」⁵⁾が代表的であり、解析や対策工の検討にも活用されている。一方で近年には、岐阜県揖斐川町で発生した東横山地すべりや、奈良県大塔村で発生した地すべりに代表される急傾斜の岩盤斜面での地すべり事例など、「渡の分類」では明確に分類できないタイプの事例や、すべり面を推定する指標として一般的に用いられている幅/層厚比において特異値を示す事例も散見される。そこで、すべり面形状の特徴、すべり面の推定しやすさ、地形、地質的な特徴に着目し、これらを併せて考慮した新たなタイプ分類として a.再滑動型、b.地質構造規制型、c.岩盤クリープ型、d.崩壊型、e.円弧すべり型の5つのタイプに分類した⁶⁾。それぞれの特徴と併せて図6.4.1に示す。

a.再滑動型

「渡の分類」でいう風化岩地すべりや崩積土地すべりに該当するものであり、地すべり地形を有する斜面において発生する。すべり面頭部には平坦面が形成され、馬蹄形状の滑落崖を有する。また主導域のすべり面は地表面傾斜と概ね一致する。

b.地質構造規制型

層理が発達した第三紀層の流れ盤斜面で発生し、すべり面は地層の走向傾斜に一致する。また、地すべり頭部のすべり面は高角度で直線的であることが多い。

c.岩盤クリープ型

地形的には凸型の斜面で河川の攻撃斜面となっている場合、地質的には中古生層の受盤斜面などゆるみ層が厚い斜面などで発生する。クリープ変形が進行してすべり面を形成することから、すべり面はゆるみ範囲に規制され、また後述する崩壊型も含むことから、すべり面形状の推定は比較的困難であるといえる。

d.崩壊型

厚い風化層が形成された斜面や崩積土が分布する

タイプ名	再滑動型	地質構造規制型	岩盤クリープ型	崩壊型	円弧すべり型
模式図					
典型例	陣ヶ峰地区、米見市平地区、R488号小崎地すべり	氷見市谷屋、安庭、国道202号府沼地区	東横山地すべり、大塔村	鶴岡市国道7号	米沢市綱木地区
すべり面タイプ	船底型から椅子型まで多様。	椅子型が多い。	椅子型が多い	円弧型が多い。	円弧型。
地形的特徴	馬蹄形状の滑落崖を有する。一般的な崩積土すべり、風化岩すべり	地質構造に規制されるため、角形を呈する。	河川の攻撃斜面で凸型斜面など、ゆるみ層が厚い斜面。採石場や、切土法面など。	地形的な特徴に乏しい。凸型斜面、切土法面などでみられる場合がある。	段丘崖や、台地の縁辺で発生しやすい。
地質的特徴	強風化岩、崩積土、過去の地すべり移動土塊。一般的な崩積土すべり、風化岩すべり	層理が発達した第三紀層の流れ盤斜面。	中古性層の受け盤構造斜面、流れ盤構造斜面など、ゆるみ層が厚く形成されている。	厚い風化層が形成された斜面や、崩積土が分布する斜面。	未固結の堆積物を移動土塊とする。
すべり面の特徴	地表面傾斜とすべり面傾斜は概ね一致。一般的なすべり面形状。地形的な特徴（傾斜など）とすべり面形状が一致することが多い。	流れ盤構造における地層の走向傾斜に一致。地質構造に規制されたすべり面といえる。横断形状も地質構造に規制される。	クリープ変形が進行し、すべり面を形成。すべり面はゆるみ範囲に規制されることが多い。崩壊形地すべりも含まれ、すべり面の推定は比較的困難といえる。	円弧状を呈し、層厚は薄い崩壊に近い形態。移動土塊は大部分崩落することが多い。	円弧。
頭部すべり面の特徴	緩斜面や平坦面が形成されている。頭部すべり面は、滑落崖の傾斜に一致することが多い。	陥没帯が形成されやすい。頭部すべり面は、高角度で直線的であることが多い。	滑落崖の傾斜に一致。頭部すべり面の占める割合が高い。	円弧状。スプーンでえぐり取ったような形状。	円弧。沈下現象がみられることが多い。
主動域すべり面の特徴	地表面傾斜と概ね一致。	地層の走向傾斜に概ね一致。	緩傾斜で直線的なことが多い。	頭部から末端まで一連の円弧状。	頭部から末端まで一連の円弧。
末端部すべり面の特徴	開放型の場合、主動域のすべり面傾斜～水平。閉鎖型の場合、水平～逆傾斜。	開放型の場合、主動域のすべり面傾斜～水平。閉鎖型の場合、水平～逆傾斜。	主動域のすべり面が連続。	頭部から末端まで一連の円弧状。	末端隆起がみられることが多い。
横断形状	対称の場合が多い。	地層の走向傾斜に規制され、非対称な	対称の場合が多い。	円弧状。	円弧状であることが多い。

図 6.4.1 地すべりのタイプ分類

斜面で発生し、移動土塊は大部分が崩落する崩壊に近い現象を崩壊型とした。

e.円弧すべり型

段丘崖や盛り土斜面で発生する 경우가多く、未固結の堆積物が移動土塊となる。

各タイプの特徴は以上のとおりであるが、我が国で発生する地すべりは、再滑動型、地質構造規制型、岩盤クリープ型に分類されるものが多く、特に先に記述した東横山地すべりや大塔村の地すべりは、岩盤クリープ型として分類した。

6.4.3地すべり現象の局面と対応

地すべりは、滑動が始まると次第に加速し、最終的には崩落に至り、甚大な被害を及ぼす場合がある。現象の進展は地すべり性状によって遅速様々であるが、被害の拡大を防止するためには、現象の進展に応じた効果的な対策を行うことが望まれる。そこで、地すべり現象の局面を、1)前兆発見段階、2)段差拡大段階、3)末端崩壊段階、4)崩落段階に区分するとともに、6.4.2 で用いた事例と同じ 24 事例を基に、それぞれの地すべり現象の局面とすべり面の推定、応急緊急対策工のポイントを整理し、図 6.4.2 に示す。

前兆発見段階においては、変状が少なくブロック範囲が不明瞭であるが、現地踏査や地形、地質等から範囲や特性を把握し、滑動が活発化する前に頭部排土工や押え

盛土工、横ボーリング工の計画と実施が望ましい。段差拡大段階においては、土塊の移動速度に留意しながら押え盛土工や横ボーリング工の計画と実施を行う。末端崩壊段階では、背後の土塊の崩落が懸念されることから、考えられる対策工としてはブロック外からの横ボーリング工程度となる。崩落段階では、滑落崖背後の拡大崩壊や地すべり土塊末端部の崩落などによる二次災害の防止に留意しながら、ブロック拡大防止や地外からの横ボーリング工が考えられる。

6.4.4応急緊急押え盛土工

地すべり土塊の滑動を受ける押え盛土の変形過程を考える時、押え盛土全体が押されるといよりはむしろ、押え盛土内部に地すべりのすべり面末端から繋がる新たなすべり面が形成されるといった内部破壊が想定される。すなわち、押え盛土全体がそのまま地すべり滑動力に対して実質的に抵抗するのではなく、地すべり滑動力に対して実質的に有効な土量があるものと考えた。そこで、押え盛土内部に形成されるすべり面より上部の盛り土量を「有効押え盛土量」として検討を行った。地すべり移動土塊量と有効押え盛土量の関係を図 6.4.3 に示す。図中、押え盛土施工後の安全率上昇量を 4 段階に分けて示した。移動土塊量に対しておよそ 2.5~30%の有効押え盛土量で施工されており、直線近似とした場合の平均は約 13%であった。

併せて、押え盛土の施工による安全率上昇量を見るため、地すべり移動土塊量と有効押え盛土量との比（以下、

		前兆発見段階	段差拡大段階	末端崩壊段階	崩落段階
各局面における重要な視点		<ul style="list-style-type: none"> 地すべり範囲 おおよその移動層厚、すべり面形状 地すべりブロックの形状・規模 移動速度 ブロック上方、下方の土地利用状況 	<ul style="list-style-type: none"> 地すべり範囲 移動速度 すべり面深度、ブロック頭部・末端部位置 応急緊急対策工の可否（ブロック内外）、特に押え盛土工の適否を検討 	<ul style="list-style-type: none"> 避難・通行止めのタイミング 地すべり範囲の拡大の有無 復旧計画（迂回路確保、河道確保） 応急緊急対策（ブロック外から） 計画の精査 	<ul style="list-style-type: none"> 警戒避難解除のタイミング 二次災害の防止 地すべり範囲の拡大の有無確認 救助、復旧（通行確保、河道確保） 計画の精査
ブロック範囲		<ul style="list-style-type: none"> 変状が少なくブロック範囲が不明瞭な場合が多い。遷急線、遷緩線、沢地形、尾根地形、段差地形等の微地形をもとに推定する。 	<ul style="list-style-type: none"> 必ず尾根部まで確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 必ず尾根部まで確認する。 	<ul style="list-style-type: none"> 必ず尾根部まで確認する。 崩土が表層を被覆し、末端部が不明瞭な場合もあるので注意が必要。
応急緊急対策工	安全性 迅速性 効果	<ul style="list-style-type: none"> 押え盛土工のスペースあり ⇒ 押え盛土工 横ボーリング工 頭部排土工（工事用道路、土砂搬出等の条件による。排土工が可能であれば、押え盛土工への流用も検討。） 	<ul style="list-style-type: none"> 押え盛土工のスペースあり ⇒ 押え盛土工 横ボーリング工 迂回路の検討 	<ul style="list-style-type: none"> 横ボーリング工（ブロック外から） 迂回路の検討 	<ul style="list-style-type: none"> 移動土塊の除去を検討 地すべりブロック拡大防止対策の検討 横ボーリング工（ブロック外から） 迂回路の検討

図 6.4.2 地すべりの進展状況別の主な留意事項と対応策

「有効押え盛土量比」という。)と安全率上昇量を整理し図 6.4.4 に示す。押え盛土を施工中の安全率上昇カーブが直線的なものと仮定すれば、押え盛土による安全率を5%上昇させるためには、地質構造規制型の1事例を除き、押え盛土量比を12%程度まで見込むことにより目標を達成できることを示しており、押え盛土材料を調達する際の目安になるものと考えられる。ただし、段階的に施工される押え盛土の量と安全率変化の関係はすべり面形状や押え盛土形状等に左右され、盛土量に比例して安全率が上昇するとは限らないことに留意が必要である⁷⁾。

対象とした個々の事例を分析し、応急緊急押え盛土を実施する場合の主な留意事項を表 6.4.1 に示す。

6.4.5 応急緊急横ボーリング工

近年発生した地すべり災害時に応急緊急対策として横ボーリング工を実施した事例または応急緊急対策と同等と扱える事例として20事例を対象とし、施工位置、施工方法等を整理することにより、応急緊急対策としての横ボーリング工の目安を提示することを試みた。

対象とした事例における横ボーリング工の施工位置(孔口位置)を見ると、地すべり地外から実施した事例が9箇所(45%)、地内と地外両方から実施した事例は5箇所(25%)、地内のみが6事例(35%)であった。ひとつの地すべり箇所複数地点より横ボーリングを施工しているため、これらを全て抽出し、その位置を図 6.4.5 に示す。なお、同じ孔口位置から角度を変えて複数削孔している場合はこれを1箇所としている。図 6.4.5 によると、多くは孔口位置を地すべり地外として施工されている。これは、地すべり土塊が不安定な状況下における地すべり地内での作業を避けたことが背景にあるものと考えられる。また、孔口位置は中腹部、次いで末端部の順に多かった。これは資機材の搬入や施工性が関係していると考えられる。

次に、横ボーリング工により排除しようとする地下水の位置をみると、地すべり地内の地下水排除を目的として計画した事例が15箇所(75%)、地すべり地内外の地下水排除を目的とした事例が5箇所(25%)であった。ここで地下水排除の効果を見込んだ位置を図 6.4.6 に示す。これによると、地すべりブロック内の頭部付近より上方の地下水排除を目的とした事例が約半数を占めている。これは、斜面上方の地下水を谷側(地すべり土塊下方)へ流下させないことを意図していることが考えられる。

地中から地表へ排出された水はT字型管(チーズ管)または導水管により集められ、また横ボーリング工の孔

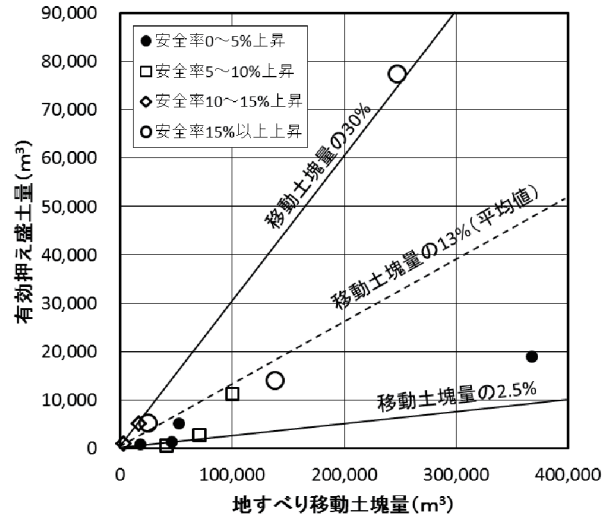


図 6.4.3 地すべり移動土塊量と有効押え盛土量

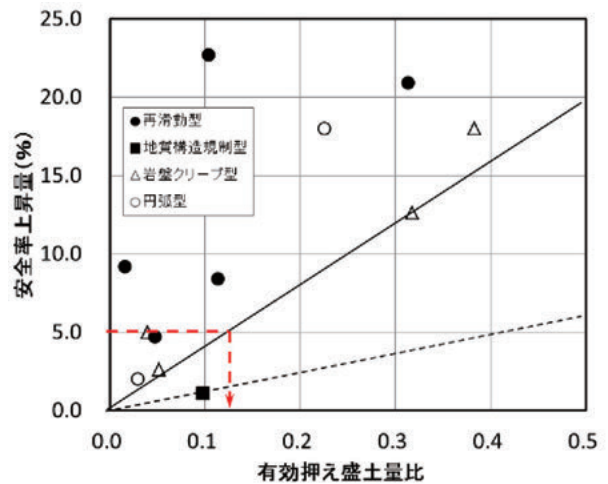


図 6.4.4 有効押え盛土量比と安全率上昇量

表 6.4.1 事例評価により得られた主な留意事項

押え盛土工による安全率の上昇分以上に地すべり滑動が沈静化した事例がある。これは斜面形状が平面的に凸型を示し、側部の滑動力が相対的に小さく、三次元的に見たときに地すべりの規模に比して盛土の効果が大きく寄与したためと考えられた。このような地形を呈する場合には、地すべり形状を主測線だけでなく、地形を評価し、地表面変位計測を行いながら盛土形状の計画修正を行うことが効果的と考えられる。

地すべりの移動速度が大きい場合には、応急押え盛土工施工後の計算上の安全率上昇分に比して、地すべり滑動が低下・停止するまでの間に時間差が生ずる場合があることを考慮する必要がある。

応急緊急的に押え盛土工を実施する必要がある場合に、土留め柵等を暫定的に押え盛土の法留に利用することが有効な場合もある。

盛土施工ヤードの道路が片切片盛で施工されている事例において、盛土エリアにかからないように応急盛土が施工されている事例がある。この事例のように道路構造についても十分に考慮の上、応急盛土を計画・施工する必要がある。

切土が地すべりの誘因となった場合には、切土高を考慮して押え盛土高さを計画・施工することが有効であり、この場合には地表面変位計測を行いながら盛土形状の計画修正を行うことが効果的と考えられる。

口処理方法は、プレキャストコンクリート、フトン籠、蛇籠による処理が多かった。地中から排水され集められた水の地すべり地外への排水処理は、水路工もしくは導水管が用いられていた。

対象とした 20 事例、及び応急緊急対策として横ボーリング工を実施しなかったいくつかの事例分析の結果、横ボーリング工を適用しやすい地すべりの種類として以下の傾向を確認できた。

- (1) どの地すべりタイプにも適用されているが、再滑動型が比較的多い。
- (2) 地すべり型分類では風化岩地すべりが多く、次いで崩積土地すべりが多い。岩盤地すべりでの適用事例はなかった。
- (3) 横ボーリング工が適用された事例の多くは、降雨や融雪などが直接的な誘因となって発生した地すべりであった。
- (4) 押え盛土工との併用で実施される場合が多い。

次に、横ボーリング工を採用しなかった理由として以下のことが挙げられる。

- (1) 横ボーリング工を施工できるヤードがない、もしくはボーリングマシンの搬入が困難な地形条件にあった。
- (2) 活発な活動を継続していることにより施工ができなかった。
- (3) 物理的には施工可能であっても、地権者からの許可が得られなかった。

6.4.6 応急緊急地表水排除工

地すべりが発生した場合には、初動対応として亀裂部へのブルーシート設置等の地表水の地下浸透防止策が講じられることが多い。しかし応急緊急対応として地表水排除工が実施された場合の計画や施工に関する資料は残されていない場合が多い。そこで、応急緊急対応として地表水排除工を実施する場合の留意事項等を、実際に対応にあたった複数の技術者より聞き取り調査を行い、整理した。

この結果の中で、重要な事項、経験則的な事項を抜粋して以下に示す。

[工種について]

- ① 応急緊急地表水排除工は迅速性と修復の容易性が求められるため、シート張工が主となる。広範囲を対象とする場合はブルーシート、溝状・線状に敷設する場合は農業用ポリエチレンシート（幅 1.35～2m）や長尺ブルーシート（幅 0.9m or 1.8m）も有効。

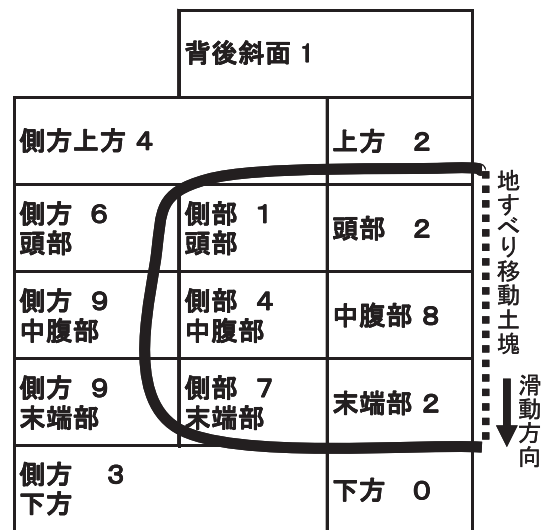


図 6.4.5 横ボーリング工の孔口設置位置

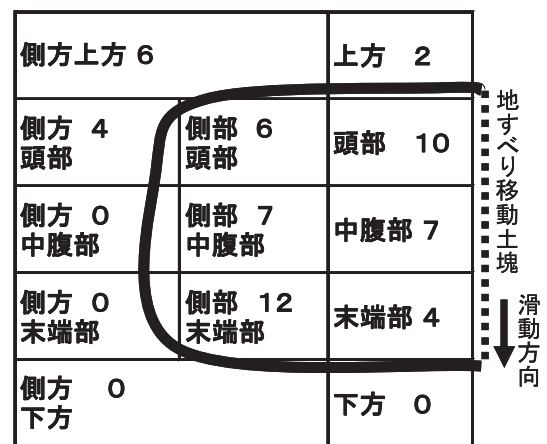


図 6.4.6 横ボーリング工で排除しようとした地下水位置

- ② 水路工、排水管、暗渠工の場合にも応急緊急対策としては速やかな施工が必要であり、掘削部にブルーシート等を施工し、排水管、フラットホース、有孔管（暗渠の場合）の敷設と砂利・碎石埋め戻しが考えられる。

[実施タイミングなどについて]

- ① 現地確認の上、変位量計測による安全管理を行いながら、次の降雨の前までに完成できることが望ましい。（地すべりの規模や活動状況にもよる。）
- ② 沢水が誘因であればフラットホース、ドレン管の敷設による沢水の地すべり地外への排水を行う。降雨水（地表水）が誘因であれば地表水が集中する位置、浸透する位置への排水管・排水路の敷設を行う。現地に合わせた適切な状況判断が重要である。
- ③ 材料をストックしておくことにより迅速な対応が可能となる。

[施工時の留意事項]

- ① 切り回した地表水の流末処理に注意が必要。また湧

水の処理を確実に行うことが必要。

- ②水路途中で滞留水が再浸透の原因となるため、最小限の地山整形を行い、排水勾配をしっかりと確保する必要がある。
- ③斜面下部での降雨時の作業、滑落崖背部域、斜面より泥流等が発生する可能性がある場合は極力作業を避ける。作業する場合にも監視体制を充実させる。

[地表水排除工を施工する範囲の目安]

- ①崩壊性の地すべり、または崩壊の場合は危険性が高いため頭部域での施工は望ましくない。
- ②流れ盤の第三紀層地すべりなどはかなりの背後地の地表水が浸透し誘因となっている場合がある。
- ③地表に亀裂が出ていなくても緩んでいる可能性があり、地表水流入・浸透が懸念される場合は頭部亀裂の延長部を対応範囲として含めることも必要。

地すべり応急緊急対策として地表水排除工を施工する際にはこれらのことに留意しながら作業を行うことが望まれる。

6.5まとめと今後の課題

本研究では、地すべり発生直後より二次災害を防止しつつ、迅速に地すべりの性状を把握した上で効果的な応急緊急対策手法を提示することを目的として進めてきた。本研究の結果は以下のとおりである。

- ①地すべり地末端の崩落斜面のような二次災害の危険のある斜面において、そこへ立ち入ることなく安全かつ高精度に遠隔から地盤変位を計測できる手法として、トータルステーションの標的を遠隔から設置する手法を開発し、計測手法マニュアルとして取りまとめた。これにより、危険斜面においてもノンプリズム型トータルステーションを用いて変位計測を行う際の視準誤差を低減させ、精度良く変位量を計測することが可能となった。
- ②地すべり事例やFEM斜面モデルを利用し、過年度に開発した土研式すべり面推定手法の検証を行い、この結果を基にしてすべり面推定プログラムの改良を行った。今後、これら一連の検討結果、すべり面推定プログラムの利用方法及びこれに先立つ現地での地すべりによる地表面の変状の見方などを取りまとめた書籍を出版済である。
- ③過去に発生した地すべり災害を基に、災害対応という観点から新たな地すべりタイプ分類を行い、また地すべりの局面毎に重要な視点や応急緊急対策工を整理した。

- ④地すべり応急緊急対応として多く用いられている押え盛土工、横ボーリング工、地表水排除工それぞれについて、施工事例の分析を行い、応急緊急対応として計画・実施する際の目安や留意点を整理した。
- ⑤①～④の結果を盛り込み、地すべり応急緊急対応を支援する手引きの素案を作成した。今後は意見照会と必要な見直しを行い、公表する予定である。

今後の課題を以下に記載する。

- ①危険な斜面に対して遠隔より計測の標的を設置する技術を確立したが、今後はさらなる普及を図るとともに、使用した結果を評価していく必要がある。
- ②土研式すべり面推定手法について検証と改良を行い、その計算プログラムを完成させた。今後は計算プログラムの普及と活用を促し、計算結果を基に検証を行う必要がある。また、すべり面推定結果を利用して二次元斜面安定計算ができるような拡張的改良についても検討を行う。
- ③地すべり応急緊急対応を支援する手引き（素案）を作成した。しかし対応手法や考慮すべき事項は、個々の地すべりによって異なる性状や現地条件によって異なり、画一的に決定し難い要素を多分に含んでいる。そのため、今後発生する地すべりに対して行った応急緊急対応手法やその考え方、施工後の効果などを継続して収集・分析することにより、手引きの内容をより充実させる必要がある。これについては、事例分析に必要と考えられる最低限の事項として、対応処置と実施日時、土塊変位量、対応処置決定理由を記録できる地すべり災害対応記録様式を作成した。今後、手引きと併せて意見照会と必要な見直しを踏まえ、全国の地すべり所管部署へ配布・回収することにより、応急緊急対策の手引きの改訂に資するよう努めていく。

参考文献

- 1) 浅野広樹, 石井靖雄, 綱木亮介:「3D レーザースキヤナーによる地すべり移動量計測の検討」, 第40回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp279-282, 2001
- 2) 樋口佳意, 藤澤和範, 藤平大, 大川滋, 下村博之, 坂田岳生:「地すべり地末端の崩壊斜面における地盤変位の計測手法の開発」, 地すべり学会誌, Vol.44, No.6, pp47-54, 2008
- 3) 藤澤和範, 石田孝司, 樋口佳意, 池田学:「地すべり地末端の崩壊斜面における地盤変位の計測手法マニュアル」, 土木研究所資料第4072号, p59, 2007
- 4) 藤澤和範, 小嶋伸一:「高精度地表面変位計測による迅速な切土地すべりの規模推定手法に関する調査(平成15年度~18年度)」, 平成18年度土木研究所成果報告書, 2007
- 5) 渡正亮, 小橋澄治:「地すべり・斜面崩壊の予知と対策」, 山海堂, 1987
- 6) 藤澤和範, 藤平大, 石田孝司, 徳永博:地すべり応急緊急対策事例の分析, 第46回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp31-34, 2007
- 7) 石田孝司, 藤澤和範, 武士俊也:地すべり応急緊急対策としての押え盛土の形状と効果, 土木技術資料, 54-3, pp10-13, 2012
- 8) 石田孝司, 藤澤和範, 徳永博, 山田知寛:応急緊急対策としての押え盛土工の形状決定に関する事例分析, 第47回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp45-48, 2008

7. すべり面推定手法の活用による地すべり発生後の移動形態推定手法に関する研究

7.1はじめに

地すべり発生後の対応を考える際には、その規模を迅速に把握し、かつ移動土塊がその後に示す挙動を推定することが必要である。本研究では、地すべりが動き出した直後の初期段階において、その地すべりが滑落・崩落に至る危険度を評価する手法の開発を目的とし、いくつかの面から検討を行ったものである。その概要を以下に示す。

(1) 地すべりが滑落・崩落に至る危険度評価手法

過去約 10 年の間に災害関連緊急地すべり対策事業が採択された地すべり事例を中心としてその調査結果を収集し、統計解析により滑落・崩落に至る地すべりの素誘因を定量化し、またその危険度を評価する手法を作成した。

(2) 地すべり末端部の小規模崩落が斜面安定に及ぼす影響

地すべりが滑落・崩落に至る前には、その末端部付近において小規模崩落が発生するケースが多い。この末端部小規模崩落が背後の地すべり全体の安定性に及ぼす影響を斜面安定計算により検討した。

(3) 地すべり末端部の小規模崩落範囲を推定するための計測手法

(2)の検討を踏まえ、地すべりが滑落・崩落に至る前兆現象としての末端部小規模崩落が地すべり安定性の影響に及ぼすこと、また小規模崩落の前の地表面変位が滑落・崩落時期の予測に繋がると考えられたことから、地上設置形 3D レーザースキャナ (以下、「地上型 LS」と言う。)を用いて地すべりのはらみだしなどの面的変位を把握する手法について検討した。

(4) 安全率と地すべり変位速度の関係検討

地すべりが滑落・崩落に至る場合には変位速度は収束することなく加速する。この変位速度を予測する時、地下水変動→安全率→変位速度→滑落予測という流れでの滑落予測を筆者らは想定している。この流れの中で、既往の研究では安全率→変位速度に関する部分の検討がなされていないため、安全率の変化が変位速度に対して

及ぼす影響を評価した。

7.2地すべりが滑落・崩落に至る危険度評価手法

7.2.1検討方法

2001年度から2009年度に発生し災害関連緊急地すべり対策事業が採択された187の地すべり事例を対象として調査報告書などの調査結果を収集した。このうち融雪や原因不明の事例を除き、降雨に起因して発生した142の事例を解析対象とした。その上で、各事例の素誘因を整理した。整理した主な項目を以下に示す。

- (1)地形要因：発生位置、縦断・横断形状、河川との関係、斜面勾配 など
- (2)地質要因：地質年代、岩相区分、地質構造、移動土塊の性状、断層の有無 など
- (3)地すべり規模：地すべり幅、長さ、層厚、移動土砂量、すべり面勾配、地すべり分類 など
- (4)誘因：連続雨量、日雨量 など

この結果を基に、滑落・崩落に至りやすい要因を定量的に評価するため、数量化Ⅱ類、及び数量化Ⅲ類を用いた多変量解析を行った。

解析に先立ち、滑落・崩落に至った地すべりの定義について検討した。対象とした地すべりの変位の程度や連続性に着目し、表 7.2.1 に示す形で地すべりの変動状態を Lev.0～Lev.5 に区分した。このうち、地すべりブロック全体が大きく変動してブロック境界沿いに連続した明瞭な変位が発生し、滑落・崩落土砂がブロック外へ流出した Lev.4 及び Lev.5 の状態に至ったものを、滑落・崩落に至った地すべりとして扱うこととした。

7.2.2数量化Ⅱ類

滑落・崩落の有無と各要因の判定を行い、滑落・崩落の有無と相関性が高い要因を選定して数量化Ⅱ類による分析を行った。ここでは、目的変数(滑落・崩落の有無)と相関が高く、かつ互いに高い相関が見られない6つの説明変数として、「横断地形」、「移動土塊の性状」、「地すべり長さ」、「すべり面形状」、「すべり面末端勾配」、「連続雨量比」(地すべり発生時の連続雨量/既往最大日雨量)について分析を実施した。その結果を図 7.2.1 に示す。

数量化Ⅱ類による分析の結果、斜面の横断地形は谷型、移動土塊の性状は粘質土、地すべり長さは 100m 以下、すべり面形状は船底型・平板、すべり面末端勾配は水平よりも下向き、連続雨量比は 0.8 以上の地すべりは、滑落・崩落に至りやすい傾向があることが認められた。

表 7.2.1 地すべりの変動状態

滑動状況	模式図	状態	現象	滑動量	滑落崖	崩落
Level 1		変動量は極めて軽微	頭部: 断崖的な開口亀裂。 中央・側部: 側部に断続的な亀裂。 末端: 変状無し。	小	開口亀裂	
Level 2		頭部が主に変動	頭部: 明瞭な滑落崖が連続。 中央・側部: 断続的な亀裂。 末端: 変状無し、または部分的な押し出し		数十cm~1.2m	
Level 3		滑動は頭部~中央・側部で明瞭であり、部分的な表層崩壊が発生	頭部: 明瞭な滑落崖が連続。滑落崖以外の段差亀裂。 中央・側部: 断続的な段差亀裂。部分的な表層崩壊。 末端: 部分的な押し出し・末端崩壊		数十cm~1.2m	
Level 4		大きな変位を伴う滑動がブロック全体に及び、部分的に崩落	頭部: 落差の大きい滑落崖が連続。滑落崖以外の連続する多数の段差亀裂。 中央・側部: 頭部滑落崖が側部まで連続。ブロックを横断する段差亀裂・多数の表層崩壊。 末端: 大きな変位を伴う押し出しや末端崩壊がブロック幅全体に及ぶ。部分的に崩壊土砂がブロック外に流れ出している。	mオーダー		↑ 本業務で崩落として扱う範囲 ↓
Level 5		地すべりブロック全体が崩落	頭部: 大きな崩落面が出現。 中央・側部: 無数の段差、開口亀裂が発達。 末端: 崩壊土砂がブロック外に流出。	大	数m以上	
Level 0 (崩壊)		・地すべり滑動を伴わない崩壊 ・河川浸食による末端部の崩壊(末端崩壊により地すべりブロックに変状が現れている場合も含む)		-	-	

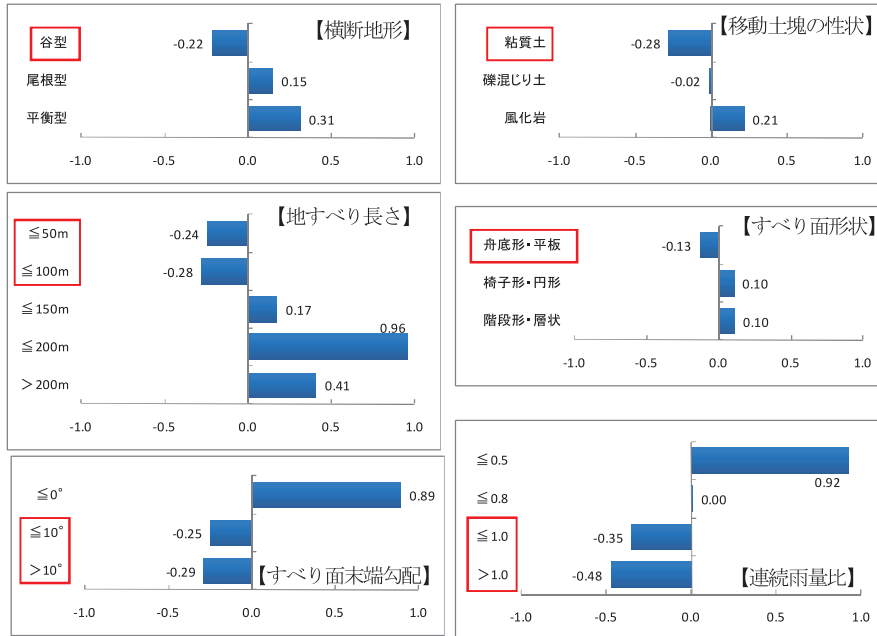


図 7.2.1 カテゴリースコアグラフ

(横軸がカテゴリースコアを示し、カテゴリースコアの値がマイナス側に示されているほど「滑落・崩落に至る」寄りに判別される)

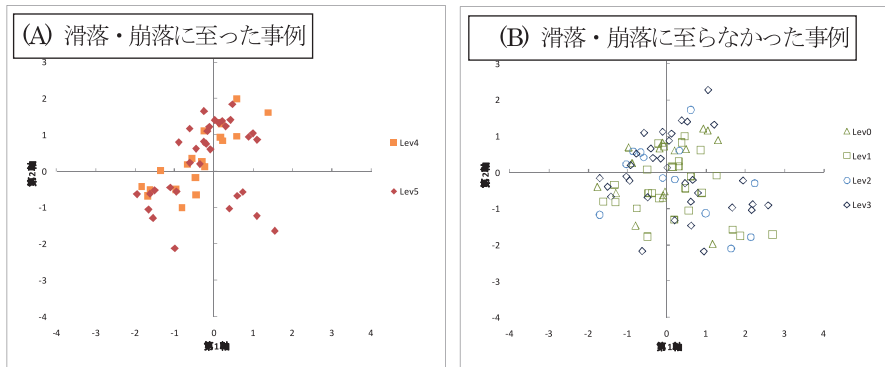


図 7.2.2 数量化Ⅲ類による分析結果 (13 要因)

解析の結果として、各項目のカテゴリスコアの加算値が-0.13より低い場合にはその地すべりは滑落・崩落に至りやすいと判断され、対象とした事例の判別率的中率は71.8%となった。今後、滑落・崩落を判別するための上記の項目と数値について検証を行う予定である。

7.2.3 数量化Ⅲ類

7.2.2で抽出された6要因には降雨に関する項目がある。しかし少ない降雨で滑落・崩落に至った地すべりと、降雨が多い時に滑落・崩落に至った地すべりとを一律に扱っているため、降雨前の地中の地下水状態を反映できなかった。そこで、降雨の要因である連続雨量比を含まない説明変数を用いて数量化Ⅲ類による分析を行い、その後、降雨の大きさ毎の散布図を作成してサンプルの分布傾向などを比較した。ただし、降雨の要因である連続雨量比を除くと主要な要因が少なくなることから、降雨に関する説明変数を除いて目的変数（滑落・崩落）と相関が見られる11項目（斜面勾配、地すべり長さ、横断地形、移動土塊の性状、すべり面形状、すべり面勾配、移動土塊層厚、移動土砂量、斜面における地すべり位置、地質、地すべり分類）を用いて数量化Ⅲ類による分析を行った。分析の結果得られた散布図を図7.2.2に示す。

滑落・崩落に至った事例（Lev.5及びLev.4）のサンプルは図7.2.2(A)に示すように図の第2象限に偏って分布しているのに対し、滑落・崩落に至らなかった事例（Lev.0～3）のサンプルは図7.2.2(B)に示すように、第4象限へ広がる傾向となった。地すべり発生時の現地調査により得られる情報に対応するカテゴリ数量から第1軸、第2軸それぞれの合計値を散布グラフにプロットすることにより、その位置から、地すべりが滑落・崩落に至る危険度の判断目安のひとつとすることが考えられる。今後、数量化Ⅱ類による判定方法と併せて、今後発生する事例分析等により検証を行っていきたい。

7.3 地すべり末端部の小規模崩落が斜面安定に及ぼす影響

7.3.1 検討方法

地すべり末端部の土塊の消失と背後の地すべり土塊の安全率への影響を把握するため、地盤伸縮計による計測データが存在した8事例を対象としてフェレニウス法による二次元斜面安定計算を行った。ここで、 c と ϕ は逆算法により求めることとした。

斜面安定計算を行う際には、一般的に地すべりの滑動状態を考慮して現状の安全率を仮定した上で、これに合

致するすべり面強度定数を逆算により決定する方法が取られる。ここでは、滑落・崩落に至る地すべりの誘因のひとつとして想定している地すべり土塊末端部の崩落土砂量と安定性の低下量をそれぞれ定量的に求めることがひとつの目的であるため、地すべり変位速度とその時の安全率の関係を求めた検討事例¹⁾を基にして地すべり移動速度と安全率の関係を近似式で表した。この関係を図7.3.1に示す。その上で、対象事例の地盤伸縮計データから得られる第2次クリープ段階の移動速度を前述の近似式に当てはめて崩落前の安全率を求めた。なお、変位速度から推定した安全率が1.0を下回るものは、変位速度と安全率の関係から外れたものとみなし、便宜上安全率を1.0とした。この検討で対象とした事例においては、地すべりが滑落・崩落する前の末端部付近の小規模崩落の形状や土砂量を確認できないものが大半であった。そこで検討に際しては、地すべり土塊末端付近が河川の攻撃斜面にあたることや急勾配斜面であることなど、各地すべりの特性や条件を考慮し、地すべり土塊末端部の侵

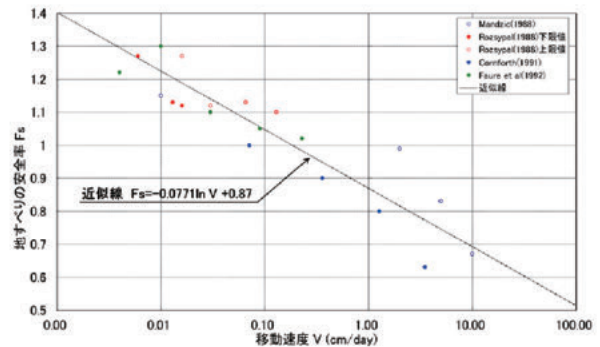


図 7.3.1 地すべりの滑動状態と安全率の関係（文献¹⁾などを基に作成）

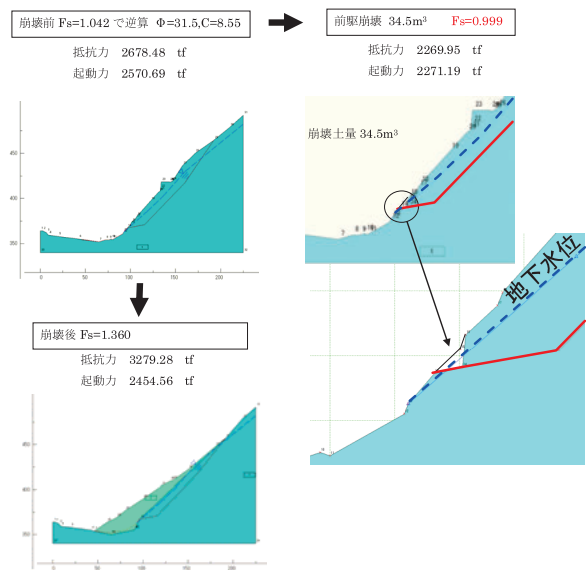


図 7.3.2 事例①の検討結果

食や表層崩壊などを想定して地すべり土塊末端部の欠損形状として与え、安全率が 1.0 を下回るまで逐次斜面安定計算を繰り返し、末端部小崩落あるいは侵食による安定限界土砂量を把握するとともに、その状態に至るまでの安全率の推移を把握することとした。

7.3.2 斜面安定計算結果

検討を実施した事例のうち、いくつかの事例を抜粋し、その結果を以下に示す。なお、図中の赤色の線はすべり面形状、青色の線は地下水位を示している。

〔事例①〕

地すべり移動速度から初期安全率を $F_s=1.042$ として計算を行った結果を図 7.3.2 に示す。地すべり末端部が $34.5m^3$ 崩落した時点で安全率は 1.0 を下回った。末端部小崩落によりすべり面長が短くなり、滑動力に比べて抵抗力が低減したことにより安全率が低下したものである。なお、すべり面が欠損しない浅い末端部小崩落の場合には、更に末端部の崩落土量が必要となる。

〔事例②〕

地すべり移動速度から初期安全率を $F_s=1.109$ とし、地すべり末端部で土塊を欠損させた時の安全率の変化を見た。図 7.3.3 には初期状態から末端部小崩落を経てオーバーハングが生ずる過程における地形と安全率変化を示した。地すべり末端部が崩落する前の初期状態 (①) から、すべり面末端部で約 $23m^3$ の小崩落が発生することにより安全率は約 5%低下した (②)。次にオーバーハングが生ずる形でこの小崩落の背面がすべり面に沿って約 $30m^3$ 欠損することにより安全率はさらに約 6%低下し、1.0 を下回った (③)。

図 7.3.4 は、③の状態からオーバーハングを解消し、さらにその後再びオーバーハングが生ずる過程における地形と安全率変化を示した。③の状態からオーバーハング部が脱落する形で約 $50m^3$ の末端部小崩落が生じたことにより逆に安全率は約 5%上昇した (④)。次にこの状態からオーバーハングが生ずる形で約 $60m^3$ が欠損することにより再び安全率は約 5%低下し安全率は 1.0 を下回った。

〔事例③〕

地すべり移動速度から初期安全率を $F_s=1.076$ とおいて地すべり末端部の侵食と表層崩壊が交互に進行する状況での限界崩壊土量を検討した。その結果を図 7.3.5 に示す。このケースでは、地すべり末端部が崩落した際に境界となった深度が地すべりのすべり面より浅い位置にあったことから、地すべり末端部の土塊の欠損による形状変化により安全率が低下したものである。

7.3.3 崩落誘因としての末端部小崩落の評価

滑落・崩落に至る地すべりの不安定化の要因は、第 2 次クリープから第 3 次クリープへ移行するきっかけを与える要素であると考えられる。その要因としては、地形形状の変化、すなわち末端部小崩落による土塊の欠損やすべり面の短絡化により地すべり土塊の斜面安定上のバランスが変化し安全率が低下する場合や、地下水位の上

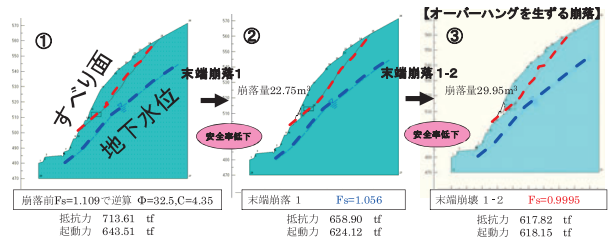


図 7.3.3 事例② (オーバーハングを生ずる過程)

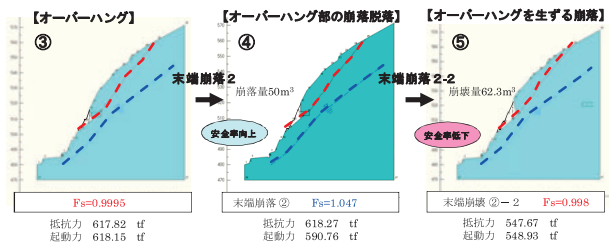


図 7.3.4 事例② (オーバーハング部欠損と再形成過程)

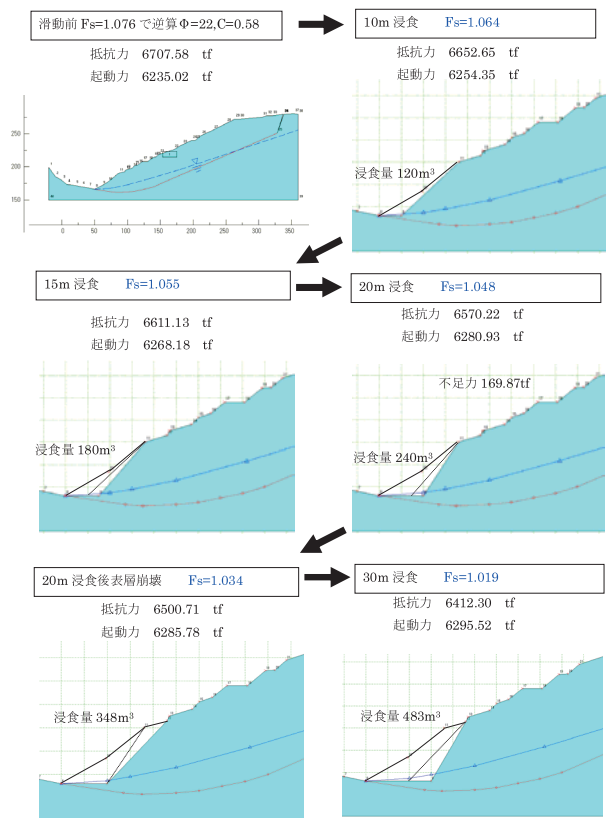


図 7.3.5 事例③ (オーバーハング部欠損と再形成過程)

昇が影響する場合などが考えられる。

今回検討対象とした事例においては、地下水位が確認されていない、もしくはすべり面以深にあるものが多かったことから、ここでは地下水位条件を固定して、土塊の形状の変化（末端部小崩落）や、小崩落に伴うすべり面の短絡化によるすべり抵抗力の変化に起因する斜面安全率の変化に関する検討を行った。その結果、地すべり末端部での小規模崩落は地すべり全体の安全率を低下させる要因となり得ることがわかった。

7.4 地すべり末端部の小規模崩落範囲を推定するための計測手法

7.4.1 検討方法

地すべりが滑動し滑落・崩落に至る前に、地すべり末端部周辺の面的な変形計測により、すべり面位置や地すべり範囲、また小規模崩落の規模を予測するために、地上設置形レーザースキャナ（以下、「地上型 LS」という。）を用いた地すべりの面的な変状計測を試みた。ここでは、土木研究所構内での地上型 LS の基本性能と計測時の留意点等を把握するための試験、及びいくつかの斜面や構造物を対象とした現地計測を通じて、地上型 LS による複数時期の取得データの差分解析による地盤変位の面的把握手法について検討した。

7.4.2 予備試験

(1) 実施内容

予備試験で確認した主な項目は以下のとおりである。

①測定可能距離の確認

測定距離と反射強度の関係を確認し、本研究における試験斜面や構造物の測定可能範囲を確認した。

②入射角度の確認

斜面を斜め方向から測定した場合には、地上型 LS からのレーザー光の反射率が低くなる。そこで、レーザー光が対象物に対して斜めに入射する場合の計測の信頼度を確認するため、同一対象物の角度を変化させての計測を行った。

③座標変換方法の検討

対象が広範囲となる場合や、機械を再設置した場合などには複数の取得データを合成する必要がある。そこで合成方法として主に用いられている機械点バック点法とタイポイント法それぞれを用いた合成を行い、座標変換方法としての適用性の検討を行った。なお、機械点バック点法は地上型 LS を固定機械点に水平に設置し、地上

型 LS の据え付け方向を決めるターゲット（バック点）を計測することにより、毎回の計測データ点群に同一の機械座標系を割り付ける手法である。またタイポイント法は、計測対象範囲内に複数のターゲット（タイポイント）を設置し、これらの位置関係から最適となる座標変換パラメータを求め、毎回の計測データ点群に同一の機械座標系を割り付ける手法である。

④対流が計測値に与える影響確認

貯水池などを挟んで計測対象斜面が存在する場合には、大気対流の影響が懸念される。そのため、対流が計測値に対してどの程度影響を与えるかについて確認するための試験を行った。試験実施日は残暑の 2010 年 9 月 1 日の炎天下、土木研究所構内の試験走路を利用し、地上型 LS と計測対象物の間を 200m とし、対象物はベニヤ板（1枚は正対、1枚は 30°傾けた状態）として、散水前、散水中及び散水直後にそれぞれ計測した。

⑤地披植生の影響確認

計測対象となる地すべりの地表面が裸地であることは希であり、多くの場合は植生で覆われていることが想定される。地上型 LS の計測に際して、植生の生育や季節変化はノイズデータとなるため一般的には排除すべきものであるが、地すべりの切迫状況などによっては植生の影響を含んだまま斜面の挙動を評価しなければならないケースが考えられる。そこで、地披植生の影響の程度を確認するための試験を実施した。試験方法は、植生が繁茂した斜面を対象とし、スキャン条件を統一した上で複数回の計測を行い、その差を比較することとした。なお、この試験は 2010 年 10 月 8 日に秩父地方にて実施した。

(2) 計測結果

研究期間を通して使用した地上型 LS は(株)トプコン製の GLS-1000（註；2010 年 4 月以降は GLS-1500 を用いた。両機器とも計測精度は同一であるが、GLS-1500 は計測速度が向上した機種。2010 年 4 月のアーチダム堤体計測に際して両機種を使用した計測を実施し、GLS-1500 を用いても GLS-1000 と同等の計測精度を有していることを確認した。）を用いた。

①測定可能距離の確認

実験は地上型 LS から測定対象のベニヤ板までの距離を変えて、100m、200m、300m、350m の 4 ケースを行った。実験結果として、計測距離に対する点群データ（座標データ）の取得点数、平均誤差、RMS（平均二乗偏差）、正規化 RMS を整理し、表 7.4.1 及び図 7.4.1 に示す。ここで、RMS はデータの散らばり具合を示す

二乗平均平方根、正規化 RMS は RMS 値を平均距離で正規化したものである。この結果、データ取得点数は計測距離が長くなるほど低下し、平均誤差や RMS 値は大きくなる傾向にあることがわかる。計測対象物までの距離が 300m を超えると急激に誤差が大きくなることから、実験で使用した機器を用いた計測を行う場合には計測対象までの距離を 300m 以内とすることが、計測点の取得率を高く保つことができ、実用上計測可能な範囲であることを確認した。

②入射角度の確認

計測距離 200m の条件において計測対象物への入射角度を 0°（正対）から 75° までの 5 ケースで行った。その結果を表 7.4.2 及び図 7.4.2 に示す。地上型 LS と正対する角度が最も計測点の取得率が高く、距離誤差も小さいことがわかった。計測角度と誤差の関係からは入射角度が 60° から 75° の間で極端に誤差が大きくなったことから、地上型 LS の設置に際しては 60° 以内程度の入射角で計測できる範囲が望ましいと考えられる。

③座標変換方法の検証

座標変換方法について比較検討を行った結果、試験条件においては機械点バック点法よりもタイポイント法の方が座標値のズレが少ないことがわかった。タイポイント法は、2 つの計測対象面の重複する部分において複数の同一点を選定し、これらの点を結合点として 2 つの画像を結合させる方法である。この結合点が全て不動点であれば最も高精度な座標変換方法となるため、各回の計測時にトータルステーション（以降、「TS」という。）によりその位置を確認する、或いは計測期間中地上型 LS を据えっぱなしにしての計測が可能であれば、この方法は最も適切であることがわかった。

しかし、地すべり斜面の計測に際しては確実に不動点となる位置を押さえることが困難な場合もあること、また地上型 LS を据えっぱなしとできない状況が想定され、これらのことに起因して計測データ点群に歪みが生じる可能性が高い。そのため、本研究を通して、前記した 2 つの方法とは異なる独自の座標変換方法を考案した。なお、本研究における差分処理方法はこの独自に考案した方法を採用した。

④対流が計測値に与える影響確認

試験の結果、正対させた場合も 30° 傾けた場合も概ね一定値を示しており、地上型 LS と計測対象物間の水蒸気やこれに伴う対流の影響はほとんど見られないことを確認した。

⑤地披植生の影響確認

試験対象とした斜面を写真 7.4.1 に示す。また、計測

表 7.4.1 誤差算出結果（計測距離との関係）

計測距離	データ取得点数 (点)		平均誤差 (cm)		RMS (cm)		正規化 RMS (cm)	
	垂直	45°	垂直	45°	垂直	45°	垂直	45°
100m	13,384	10,233	3.1	6.2	3.1	6.2	0.3	0.5
200m	12,882	9,422	3.6	9.1	3.7	9.1	0.3	0.8
300m	10,609	5,339	3.8	12.4	4.3	12.7	2.1	2.9
350m	7,549	1,322	4.4	15.2	7.0	16.7	5.4	6.9

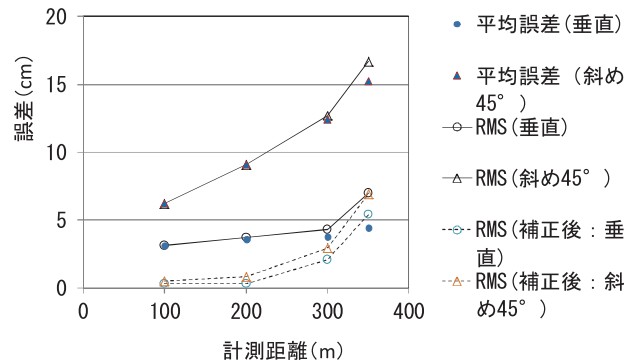


図 7.4.1 計測距離と誤差の関係

表 7.4.2 誤差算出結果（角度との関係）

角度 (°)	データ取得点数 (点)	平均誤差 (cm)	RMS (cm)	正規化 RMS (cm)
0°	12,882	3.6	3.7	0.3
30°	10,749	6.6	6.7	0.6
45°	9,422	9.1	9.1	0.8
60°	6,222	13.2	13.2	1.2
75°	1,008	26.3	26.4	2.6

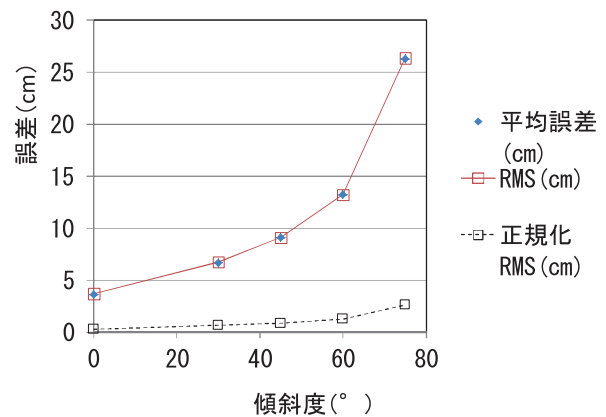


図 7.4.2 計測対象物の角度と誤差の関係

1 回目の点群データを図 7.4.3 に示す。植生を計測した点と地表面を計測した点が混在している点群データが取得されていることから、以下の手法で植生の影響を除去し、地盤面の形状を抽出することを試みた。

- 点群データを 0.5×0.5m メッシュで区分
- 各メッシュ内において高さ値が最小となる点を代表値として抽出
- 上記の処理を 1 回目計測のみで最小値を抽出、また複数計測回を重ね合わせて抽出する場合を試行

図 7.4.4 は計測 1 回目の点群データからの植生除去処理の状況を示す。メッシュ単位で最小値となる高さ値を抽出した部分を黒色で表示し、それ以外の部分を朱色で表示してある。また、図 7.4.5 には植生除去後の点群データを示した。メッシュ単位の中で最小となる高さ値を抽出することにより、植生部を完全に除去するまでには至っていないものの、地表面を計測したと見られる点が多く抽出された。この傾向は計測 2 回目以降のデータを重ね合わせてもほぼ同等の結果となり、同じ条件で計測した場合には地表面の形状を把握することの可能性が示された。

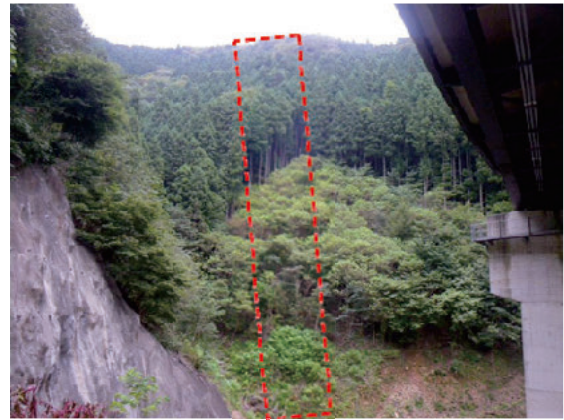


写真 7.4.1 試験対象とした斜面の状況

7.4.3 地すべり末端部周辺の変状を把握するための面的変位計測

(1) 方法

2009 年度には地すべりの動きがあると想定される自然斜面 3 箇所及び構造物（アーチ式ダム堤体）1 箇所を試験地として設定し地上型 LS を用いて 2 回の地形計測を実施した。2010 年度は春～夏にかけて第 3 回目の計測を、また秋には第 4 回目の計測を行った。解析に際しては、地上型 LS による計測と併せて実施した TS による計測値や、管理者が実施している孔内傾斜計測定値、GPS 計測値などを用いて、地上型 LS により取得した複数時期の地形データの差分解析結果との比較検証を行った。試験地のうち 2 箇所についてその結果を以下に記す。なお、この 2 箇所の計測概要を表 7.4.3 に示す。



図 7.4.3 点群データ（計測 1 回目）



図 7.4.4 植生除去処理の状況（計測 1 回目）

(2) A 地区（道路沿い斜面）

A 地区は、旧国道の路面を頭部とする地すべりであり、孔内傾斜計測定の結果、近年も年間約 10cm の沈下を含む変位が継続している。計測対象とした斜面は地すべり末端部ではないが、動きの大きな地表面変位量を地上型 LS で把握可能であることを確認する目的で、当地区を試験地のひとつとして選定した。

計測対象範囲内には 18 点の検証点を設けており、各回の計測時に地上型 LS での計測と併せて TS により各検証点の座標を取得した。TS 計測の結果、初回と第 4 回の検証点の変化量は、上下方向に約 6~10cm 沈下し、水平方向には約 2~8cm の谷側へ向かう動きであった。一方、地上型 LS により取得した地形データの差分解析結果も TS 計測結果と同程度の変位量を示した。地上型 LS による取得データの差分解析結果を図 7.4.6 に示す。また、主測線の地形変化を示す断面図を図 7.4.7 に示す。

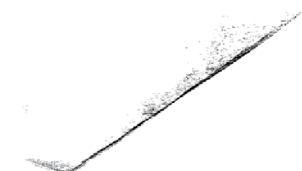


図 7.4.5 植生除去後（計測 1 回目）

表 7.4.3 試験地における計測の概要

地区	A地区（道路沿い斜面）	B地区（貯水池隣接斜面）
計測日	・ 1回目：2009/09/10 ・ 2回目：2009/11/27 ・ 3回目：2010/06/16 ・ 4回目：2010/11/25	・ 1回目：2009/09/15 ・ 2回目：2009/12/04 ・ 3回目：2010/06/15 ・ 4回目：2010/10/08
取得点間隔設定	10m先で約5cm間隔	200m先で約10cm間隔
計測対象までの距離	約10~40m	約100~200m

(3) B 地区（貯水池隣接斜面）

B 地区では貯水池の対岸より対象斜面を計測した。対象斜面内には 3 箇所の検証点を設け、A 地区と同様に各回の計測時には TS によりその座標を取得し、地上型 LS の差分処理結果との比較を行った。図 7.4.8 に初回と第

4回の差分解析結果を示す。なお、当試験地では孔内傾斜計測定及びGPSによる変位観測が実施されており、これらのデータとの比較も行った。

GPS観測の結果を見ると、2009年9月から2010年10月までの約1年にわたる試験期間中に地すべりの変位はほとんどなかった。TS計測による検証点座標の変化量が1cm未満であったことは、GPS観測結果と整合している。一方、地上型LSにより取得した地形データの差分処理結果においても大きな変位は確認されず、TS

計測と一致する結果となった。

(4) 考察

これらの計測結果より、TS計測等の精密変位観測と比較して、地上型LSによる地形計測は、機械誤差以上の変位に対してほぼ同等の精度で変位を把握することが可能であるといえる。従って、地すべり斜面の地表面の特定点における変位追跡を目的として地上型LSによる計測を適用することの可能性が示された。さらに、地表

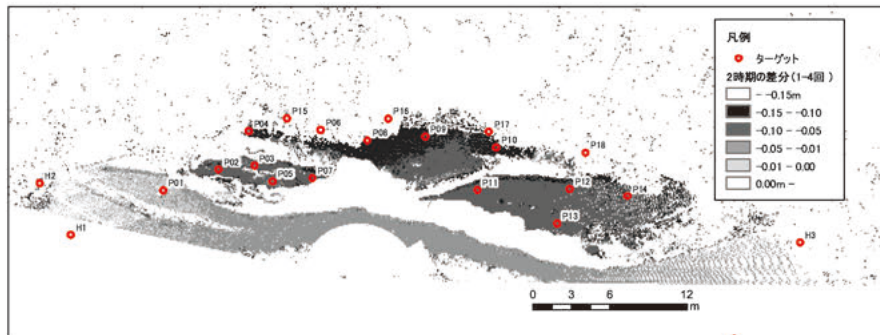


図 7.4.6 地上型LSによる取得データの差分解析結果 (A地区)

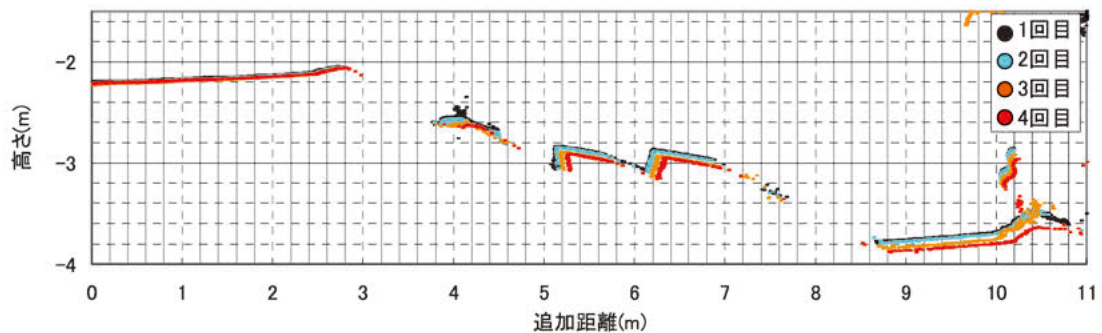


図 7.4.7 地上型LSより作成した断面図 (A地区)

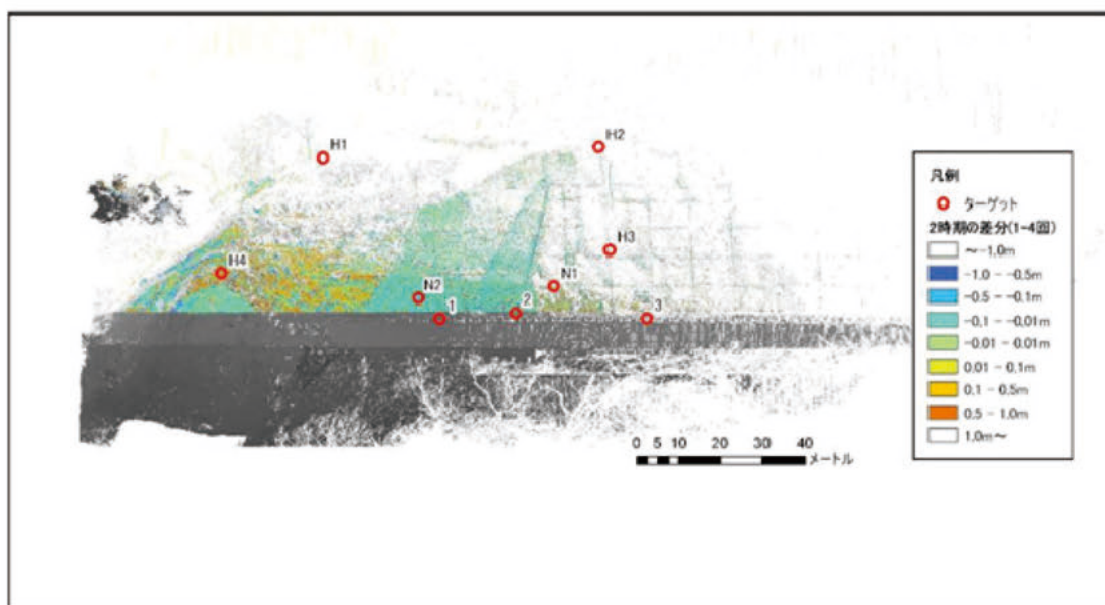


図 7.4.8 地上型LSによる取得データの差分解析結果 (B地区)

面の面的変位の傾向を把握することが可能であることから、地表面のはらみだしなど目視では確認できない程度の変状の面的な把握も可能であると考えられる^{2) 3)}。

7.5 安全率と地すべり変位速度の関係検討

7.5.1 検討目的

中村ら⁴⁾は73件の地すべりデータを基にした解析結果より、地すべりの速さが10mm/hrを越えるとはぼ滑落することを示した。しかし、地形や地すべりタイプ等により臨界速さが異なることから、速度以外の他の要因を含めて滑落予測を行うことの必要性を指摘している。本研究においては、地すべりが加速し滑落に至る危険度を判断する目安を示すことをひとつの目的としている中、地すべりの変位速度を推測する時に、地下水変動→安全率→変位速度→滑落予測という流れの中で、既往研究では検討がなされていない安全率→速度変化に関する部分に着目し、安全率の変化が変位速度に対して及ぼす影響を評価した。

7.5.2 対象とした地すべりの概要

地すべりの動きを地盤伸縮計等により観測されており、かつ主測線に沿って複数位置で地下水位観測がされている地区のうち、比較的大きな変位を示した5地区を対象として解析を行った。なお、各地区は比較的大きな変位を記録したものの、滑落・崩落に至ることなく減速し収束したものである。

〔相道寺地区(長野県)〕地すべりの規模は長さ約60m、幅約60m、最大移動層厚約8.5m、斜面勾配約20°であり、第三紀の堆積岩(砂岩、礫岩等)を基盤とし、その上部に強風化凝灰岩や凝灰質砂岩などを起源とする崩積土が載る。地すべりはこの崩積土層の中にすべり面を形成して滑動した。誘因は降雨・融雪であり、地盤伸縮計設置後に約900mmの動きが観測された。

〔中三栖地区(和歌山県)〕長さ約430m、幅約250m、最大移動層厚約26m、斜面勾配約20°であり、基盤岩は四万十累層群に属する中生層を基岩とする破碎帯地すべりである。尾根部直下に地すべりが形成され、台風による豪雨に伴い滑動が活発化した。

〔T地区〕長さ約160m、幅約100m、最大移動層厚約17m、斜面勾配約35°であり、谷頭部を頭部として比較的急勾配の斜面にて発生した。新第三紀の砂岩泥岩互層を基盤とし、梅雨前線による豪雨に伴い地すべりが発生した。約2,000mmの変位量を記録したが、滑落・崩落に至ることなく収束した。

〔N地区〕長さ約220m、幅約130m、最大移動層厚約18m、斜面勾配10°未満であり、新第三紀の軽石層、砂岩、凝灰岩を基盤としている。融雪水が誘因となって滑動した。

〔U地区〕長さ約120m、幅約80m、最大移動層厚約9m、斜面勾配約17°であり、標高300~500m程度のなだらかな段丘状の丘陵斜面側方部に形成された崩積土地すべりである。変成岩類(泥質片岩)を基盤とし、梅雨期の豪雨により地すべりが顕在化した。

7.5.3 解析方法

対象とした地すべりはそれぞれ主測線に沿って複数位置にて地下水観測がなされている。また、計測開始時期はまちまちであるが、地すべり頭部の亀裂等をまたいで地盤伸縮計による変位観測がなされている。これらの観測データを用い、安全率と変位速度の関係を比較した。安全率の算出に際しては、二次元断面でのフェレニウス法による計算を実施した。すべり面強度は粘着力を地すべり層厚から想定するとともに、地すべりが滑動する直前の安全率を1.0と仮定して逆算法により求めることとし、1時間毎に安全率を計算した。なお、解析対象期間内に応急緊急対策として押え盛土工が施工された地区もあるが、聞き取り等により設置日時とその形状を把握するなどし、極力実際の断面形状の変化が安定計算に反映されるように努めた。

7.5.4 安全率と変位速度の関係

(1) 解析結果

対象とした5地区の解析結果を図7.5.1に示す。相道寺地区を見ると、安全率の低下に伴い変位速度が上昇し〔①加速期〕、その後変位速度は大きくは低下しないが安全率が上昇する期間〔②減速期1〕を経て、安全率の上昇を伴いながら収束に向かう〔③減速期2〕という関係が示された。この傾向は中三栖地区においてもほぼ同様であった。一方、N地区、U地区では、①加速期を経た後、安全率は引き続き低下しているが変位速度は②減速期1に入り、大きな安全率低下を伴わないまま③減速期2に入り収束に向かうという関係が見られた。

(2) 安全率と変位速度の変化パターン

減速期1を経て減速期2に至る過程は、地下水位(本来はすべり面間隙水圧)の低下等に伴い安全率が低下しても、速度を有していた地すべり土塊がすぐには減速できないということを表していると考えられる。また、特

に中三栖地区では、安全率が1.0を越えても変位が継続していることから、地すべり滑動に伴いすべり面強度が低下していることを示していると考えられる。一方、N地区・U地区での変動パターンは、急速な変位を記録した間の地形変化等を反映している可能性が考えられる。

(3) 安全率が変位速度に影響する係数

変位速度が1mm/hrから10mm/hrに上昇する際に、相道寺地区（第三紀層地すべり）では約10%の安全率低下を要しているのに対し、T地区（第三紀層地すべり）は3~4%であり、斜面が急勾配であることが影響している可能性がある。また、中三栖地区及びU地区（破碎帯地すべり）では約3%である。これらのことから、すべり面の土質性状に影響を及ぼす基盤地質の違いや、地形の影響により、変位速度が安全率から受ける影響の受けやすさが異なることが示唆される。この数字の差異が今後変位速度の予測を行っていく上で重要であると考えられる⁵⁾。

7.6まとめ

地すべりが滑落・崩落に至る危険度を評価する手法の提示を目的として、いくつかの面からの検討を行った。その結果、以下のことがわかった。

- (1) 数量化Ⅱ類による解析結果から、斜面の横断地形は谷型、斜面勾配25°以上、地すべり長さは100m以

下、すべり面形状は船底型・平板、移動土塊の性状は粘質土、連続雨量比は0.8より大きい値を示す地すべりは、滑落・崩落に至りやすい傾向がある。

- (2) 各項目のカテゴリースコアの加算値から、滑落・崩落に至る地すべりを判別する手法を提示した。
- (3) 11要因を用いた数量化Ⅲ類による分析から、滑落・崩落に至る地すべりの特徴を示す散布図を作成した。11要因の傾向を基に散布図にプロットすることで、地すべりが滑落・崩落に至る可能性を判断する目安のひとつとなることがわかった。
- (4) 地すべり末端部小崩落の形状を反映させた二次元斜面安定計算の結果、地すべり末端部での小崩落は地すべり全体の安全率を低下させる要因になり得ることが示された。
- (5) 地上型LSを用いた各種試験の結果、現地条件にもよるが、地すべり斜面の地形変化量を面的に把握する手法として、地上型LSを用いることが有効であることがわかった。検討を通して、計測に際しての留意点や限界を明らかにすると共に、計測方法や取得した複数時期の地形データの差分処理を行うための独自の方法を確立した。
- (6) 地すべりの安全率と変位速度の関係から、地下水位

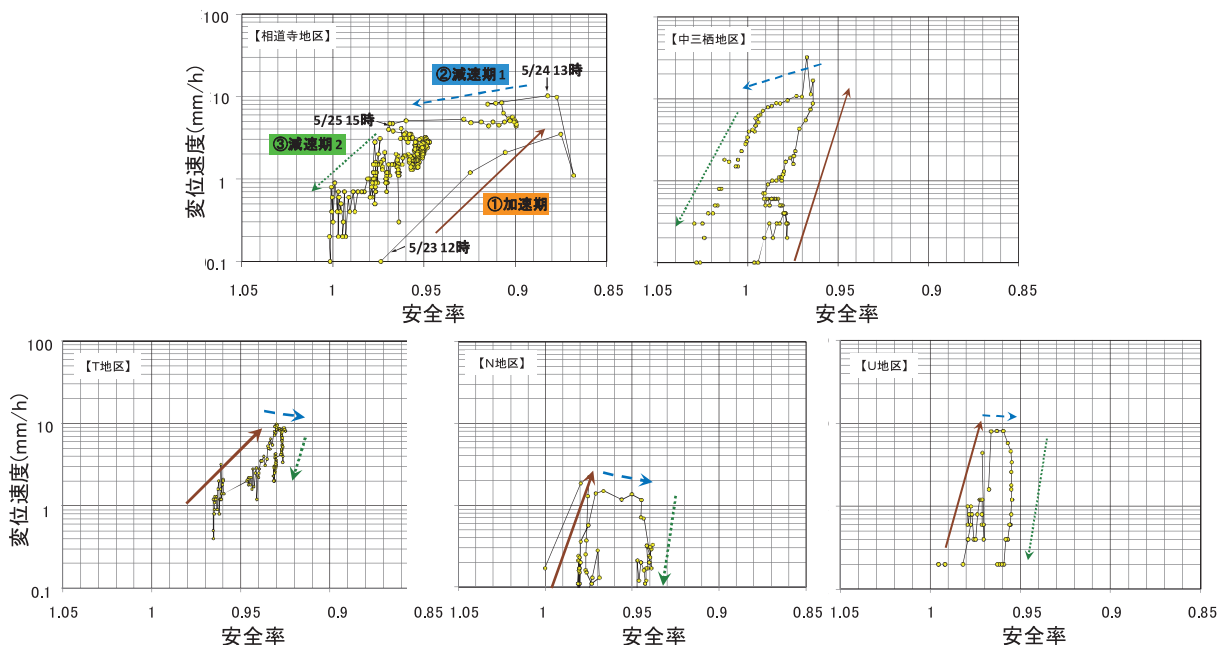


図 7.5.1 対象5地区の安全率と変位速度の関係

(本来はすべり面間隙水圧)の低下等に伴い地すべりの安全率が上昇しても、速度を有していた地すべり土塊はすぐには減速できないことを表している可能性があることを示した。

- (7) すべり面の土質性状に影響を及ぼす基盤地質の違いや地形の影響により、変位速度が安全率から受ける影響の受けやすさが異なることが示唆された。この数字の差異が今後、地すべり変位速度の予測を行う上で重要な意味を持つと考えられる。

本研究により得られた上記の成果や知見を活かし、今後は滑落・崩落に至る地すべり土塊の変形プロセスを明らかにすることで、地すべり範囲の早期の確定手法、さらには地すべりの滑落・崩落時期の予測手法への展開を図る予定である。

参考文献

- 1) e.g. Mandzic, E. : Stability of unstable final slope in deep open iron mine, Procs of 5th Int Symp. Landslides, pp455-458, 1988
- 2) 武士俊也, 石田孝司, 野田敦夫, 下村博之, 小松崎弘道, 樋口佳意, 石坂周平, 村崎充弘, 西山昭一, 児玉浩, 稲垣裕: 地上型レーザスキャナによる地すべり変動機構把握の試み, 平成 23 年度砂防学会研究発表会概要集, pp.440-441, 2011
- 3) 下村博之, 武士俊也, 石田孝司, 樋口佳意, 西山昭一, 児玉浩: 地上型レーザスキャナによる地すべり地表面変形把握の試み, 第 50 回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp222-223, 2011
- 4) 中村浩之, 小林玲子: 地すべりの滑落臨界速さ, 第 32 回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp.377-378, 1993
- 5) 石田孝司, 宇都忠和, 武士俊也, 本間宏樹: 地すべりの変位速度と安全率変化の関係に関する検討事例, 第 50 回日本地すべり学会研究発表会講演集, pp117-118, 2011

8. 結論

近年続発する豪雨・地震に伴う土砂災害による被害を軽減するためのハード・ソフト対策の整備重点化または効率化と発災後の被害拡大の防止策の確立に資することを目的として、①豪雨に対する土砂災害危険度予測手法の開発、②地震に対する土砂災害危険度の予測手法の開発、そして、③土砂災害時の被害軽減技術の開発を行った。それぞれの達成目標について、以下の通り取りまとめて結論とする。

(1) 豪雨に対する土砂災害危険度予測手法の開発

「高精度空間情報を用いた崩壊・土石流発生危険度評価手法に関する研究」では、表層崩壊による土石流を対象として、浸透流解析と斜面安定解析を組み合わせた簡易モデルを作成した。その上で、土層厚の空間分布データを用いた「斜面単位の危険度評価手法」及び土層厚の確率分布を用いた広域に適用可能な「溪流単位の危険度評価手法」を作成し、妥当性を確認した。

「道路斜面災害による通行止め時間の縮減手法に関する調査」では、①防災マップ等による被害想定手法の提案、②道路斜面の体系的な点検管理手法の提案、そして、③通行規制基準雨量の適正化技術の提案を達成目標として実施した。

達成目標①、②に関して、過去の直轄国道の災害実態に関して収集したデータの分析、道路斜面災害事例の継続的な収集・分析スキームの検討、事前通行規制区間の解除・緩和に関する課題の検討、斜面崩壊確率予測地図作成手法の検討を行い、以下の結果を得た。1)道路斜面災害事例の収集は国土交通省地方整備局が実施し、土木研究所が災害事例データの提供を受けて分析し、結果を各地方整備局等へフィードバックするスキームで実施することとなり、2008年度から運用を開始した。そのための様式を作成するとともに、併せて災害事例データをサーバに保存し検索・分析するためのプログラムを作成した。2)事前通行規制区間の解除・緩和の検討を行った地区における委員会資料及び議事録を分析し、事前通行規制の解除・緩和に関する課題を検討した。その結果、解除が進まない主な理由のうち特定の災害の種類に限定されないものとして、(1)対策完了後の降雨経験を待っている、(2)要対策箇所対策が未完了である、(3)上方斜面の調査・評価・対策が残されている、の3点が挙げられた。これらをふまえ、特に上方斜面の調査及び評価のため道路防災マップ等を活用した事前通行規制区間の調

査マニュアル(案)を作成した。3)フラジリティーカーブを用いた斜面崩壊確率予測地図作成手法について、災害履歴の少ない地域への適用の検討を行った結果、解析結果では地質の違う地域で差が出たが、実際の災害履歴では大きな差がなく、フラジリティーカーブ作成に用いた崩壊数の差による精度の違いや、谷密度や起伏量といった地形の違いが崩壊傾向に影響を与えている可能性がある。また、崩壊位置の座標精度が解析結果に与える影響も大きく、フラジリティーカーブの精度向上のためには崩壊位置座標の精度よい取得が必要である。4)崩土到達確率予測システムにおいて、1mDEMを用いた解析を試行した結果、より詳細に崩土到達の範囲が求められることが確認できた。上記3)と4)を組合せることにより降雨による崩土到達確率予測地図の作成法を開発した。

達成目標③に関して、道路ネットワークの信頼性を向上させるために必須条件である「通行止め時間」の縮減を達成目標とした目標達成型の防災事業を効率的に進めるため、防災管理方法及び防災対策効果の評価に関する技術開発を実施した。この中で、事前通行規制や防災事業の効果を判断するための指標として「通行止め時間」を用いて防災対策のあり方に関する検討を行った。防災事業効果の評価については、防災点検ランク毎の災害発生頻度及び災害発生規模と通行止め時間の関係を用いた簡易評価手法を提案した。また、事前通行規制基準の適正化については、災害捕捉と規制時間の観点から災害捕捉効率を求めて規制基準値及び降雨指標を設定する手法を提案するとともに、事前通行規制区間の解除・基準緩和の考え方についても整理した。

(2) 地震に対する土砂災害危険度の予測手法の開発

激甚な揺れを観測した2004年中越地震では、地すべりの急激な滑動によりアクセス道路及びライフラインの寸断や河道閉塞が多発した。このため、地すべり災害は、長期にわたり集落を孤立化させるなど中山間地に深刻な影響をもたらした。そこで、「地震に伴う地すべり土塊の強度変化特性に関する研究」では、2005年度より中越地震を事例として、地形・地質の調査・分析及び地震時の地すべり土塊のせん断強度特性などをもとに、地震による地すべり機構、地すべりの発生条件などについて検討し、地震による地すべりの発生危険度評価方法を作成した。

近年、新潟県中越地震などの激甚な逆断層型地震が相次いで発生し、中山間地域に大きな被害を及ぼしている。そこで、「地震時における再滑動型地すべり地の危険度評価に関する研究」では、①第三紀層地帯における地震による既存地すべりの再滑動危険箇所マップ作成手法、②

モデル地域（新潟県上越地域など）における地震による既存地すべりの再滑動危険箇所マップ試案，③地震による既存地すべりの再滑動危険箇所予測に必要な要因に関わる基礎的情報整備体制などを達成目標としている。①については，新潟県中越地震，能登半島地震など5つの激甚な地震における震源断層からの距離と地すべり発生との関係から，地震時の地すべり発生危険度評価範囲を明らかにした。また，新潟県中越地震と岩手・宮城内陸地震の事例をもとに，地震による既存地すべりの再滑動危険度評価要因を求め，危険度評価法を提案した。②については，新潟県上越地域における地震による既存地すべりの再滑動危険箇所マップ試案を作成した。なお，③については，地震による既存地すべりの再滑動危険箇所予測に必要な要因が，地形図から容易に求められる地すべり斜面の縁辺侵食率と地すべり斜面の標高偏差の2要因であることが分かり，要因を求めるための基礎的情報整備体制について提案する必要はなくなった。

1995年兵庫県南部地震や2004年新潟県中越地震によって山地流域で多数の土砂災害が発生したことから，「地震動による山地流域の安全度評価手法に関する研究」では，大規模地震後の流域からの生産・流出土砂量の変化予測技術の提案を達成目標として研究を実施した。その結果，新潟県中越地震後の芋川流域においては，地震後の降雨・融雪に伴う土砂流出量低減特性が明らかになるとともに，地震後の降雨・融雪に伴う斜面崩壊の発生特性の経年変化についても明らかになり，地震後の流域からの生産・流出土砂量の変化予測のために重要な知見が得られた。

(3) 土砂災害時の被害軽減技術の開発

地すべり発生直後には災害の拡大を防止するために迅速な対応が必要であり，そのためには二次災害の防止を図りつつ地すべりの性状を速やかに把握し，これを踏まえた効果的かつ効率的な応急緊急対策工の計画立案と実施が必要である。そこで「地すべり災害箇所の応急緊急対策支援技術の開発」では，二次災害の防止を図るため，人の立ち入りが困難な危険な斜面や不安定岩塊の変位を安全かつ精度良く計測する手法の開発を行った。また，地表面変位ベクトルからすべり面形状を推定する手法の検証と改良を行った。さらに，地すべり応急対応事例の分析により，地すべり災害直後からの効果的な応急緊急対策計画を立案し実施する手法を手引き（素案）としてとりまとめた。

亀裂や段差などの地すべりの徴候が表れた場合には，応急緊急対策や恒久対策の計画を立案し実行される。そ

の際には地すべりがその後を示す動きを的確に判断することが，二次災害防止や警戒避難の検討にあたって重要である。しかし，地すべりの滑落・崩落危険度を評価する手法として確立されたものはない。「すべり面推定手法の活用による地すべり発生後の移動形態推定手法に関する研究」では，地すべりが動き出した直後の初期段階において滑落・崩落に至る危険度を評価する手法の開発を目的とし，地すべり事例を基にした事例検討や統計分析，地すべり末端部小規模崩落が地すべりの安全率低下に及ぼす影響やすべり面形状との関係分析などの手法を適用して研究を実施した。その結果，滑落・崩落に至る地すべりの素誘因を定量化し，危険度の判断手法を提案した。また，地すべりの安全率と変位速度の関係などに関する検討により，速度変化に及ぼす安全率低下量について一定の知見を得るなどの成果を得た。

2004年新潟県中越地震や，2008年岩手・宮城内陸地震では，山地流域で多数の河道閉塞（天然ダム）が発生したことから，「地震動による山地流域の安全度評価手法に関する研究」では，河道閉塞（天然ダム）による被害軽減に資するため，天然ダムにおける湛水位監視用の投下型水位観測ブイを新たに開発するとともに，天然ダム監視技術に関するマニュアルを作成した。これらは，2008年岩手・宮城内陸地震で活用され，マニュアルは，2009年5月に国土交通省砂防部から全国直轄事務所，都道府県に配布された。

独立行政法人土木研究所

沿革

大正 10 年（1921）5 月 内務省土木局道路材料試験所 設置
大正 11 年（1922）9 月 内務省土木研究所 創立
昭和 23 年（1948）1 月 総理府建設院第一技術研究所と改称
昭和 23 年（1948）7 月 建設省土木研究所と改称
平成 13 年（2001）1 月 国土交通省土木研究所と改称
平成 13 年（2001）4 月 独立行政法人土木研究所 発足

土木研究所報告

編集委員長：研究調整監

編集委員：地質監 企画部長 技術推進本部長

研究企画課長 業務課長

事務局：企画部研究企画課研究評価・国際室

土木研究所報告は、大正 14 年（1925）3 月以来、土木研究所が発行する報告論文誌であった。

平成 13 年（2001）4 月、土木研究所を引き継ぐ形で独立行政法人土木研究所が設立され、同時に、本刊行物も独立行政法人土木研究所に引き継がれることになった。

なお、土木研究所の発行による土木研究所報告は、No.198 をもって終了している。

新しく独立行政法人土木研究所が発行する土木研究所報告は、報告論文誌であった従来から性質を改め、論文集として、定期的に発行を行うことになった。

土木研究所報告

第 223 号

平成 27 年 3 月 発行

編集兼

発行者 独立行政法人土木研究所

〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6



PWRI

土木研究所報告

Research Report of PWRI No. 223 March 2015

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

〒305-8516 茨城県つくば市南原1番地6

1-6, Minamihara, Tsukuba-shi, Ibaraki-ken, 305-8516 Japan

独立行政法人土木研究所 企画部研究企画課研究評価・国際室

Incorporated Administrative Agency

Public Works Research Institute

Planning and Research Administration Department

Planning and Management Division

Research Evaluation and International Section

TEL 029-879-6700 (代)

URL <http://www.pwri.go.jp/>

e-mail www@pwri.go.jp