

科学研究費基盤研究(A)報告書
平成26年度～28年度

南海トラフの巨大地震・津波に対する社会 基盤施設の安全性評価と効果的な対策法の構築

平成29年3月

研究代表者 清野 純史
(京都大学地球環境学堂)

目 次

はじめに (清野純史)	i
第 1 章 南海トラフの巨大地震・津波の概要 (清野純史・奥村与志弘)	
1.1 はじめに	1
1.2 建造物の固有周期と地震動	1
1.3 南海トラフ巨大地震の地震動	2
1.4 内陸型地震との比較	5
1.5 南海トラフの巨大地震津波	6
1.5 まとめ	8
第 2 章 社会基盤施設の総合的な安全性評価のための強震動予測に関する検討 (野津 厚)	
2.1 はじめに	9
2.2 対象とする震源モデルと比較の条件	9
2.3 速度波形 (0.2-1Hz) の計算結果	13
2.4 各種の指標による観測記録との適合性の評価結果	15
2.5 各種の指標による観測記録との適合性の評価結果	15
第 3 章 強震動下の地すべりに対する解析的評価手法の検討 (酒井久和・小野祐輔)	
3.1 はじめに	19
3.2 研究方法	19
3.3 現地踏査と力学試験	21
3.4 プログラム改良および高速化	23
3.5 数値シミュレーション	23
3.6 まとめ	27
第 4 章 地震時流動地盤中の管路に作用する荷重の Smoothed Particle Hydrodynamics 法 による評価 (小野祐輔)	
4.1 はじめに	29
4.2 解析方法	29
4.3 解析ケース	33
4.4 解析結果	33
4.5 まとめ	38
第 5 章 道路盛土の地震時安全性評価 (古川愛子)	
5.1 はじめに	40
5.2 現行の道路盛土の地震時安全性照査手法	41
5.3 Newmark 法による滑動量の簡易推定手法	43
5.4 1 自由度モデルを用いた等価加速度の簡易推定手法の提案	43
5.5 提案する堤体の地震応答を考慮した盛土の地震時安全性簡易評価手法	49

第 6 章	熊本地震における上水道空気弁類の被害分析（宮島昌克）	
6.1	はじめに	50
6.2	上水道空気弁類の被害に関するアンケート調査	50
6.3	熊本市における上水道空気弁類の被害分析	54
6.4	まとめ	58
第 7 章	通信基盤設備の耐震評価技術（鈴木崇伸）	
7.1	はじめに	59
7.2	通信基盤設備の耐震性を評価するための基礎研究	60
7.3	防護コンクリートの摺動実験	64
7.4	管路被害の傾向分析	65
7.5	まとめ	67
第 8 章	地中ライフライン施設の液状化による地震時損傷メカニズムの解明と耐震補強法の開発（飛田哲男）	
8.1	はじめに	68
8.2	遠心模型実験の方法	68
8.3	遠心模型実験結果	72
8.4	管路の断面形状を変化させたときの引抜き抵抗と管路周辺地盤の変形挙動	73
8.5	まとめ	77
第 9 章	海溝型・内陸型の二地震の被害分析に基づく配水管路脆弱性評価（鍬田泰子）	
9.1	はじめに	78
9.2	いわき市の水道と地震被害・対応の概要	79
9.3	水道の被害データベースと基礎分析	79
9.4	いわき市の管路脆弱性評価	83
9.5	まとめ	87
第 10 章	津波による地盤の液状化解析（奥村与志弘）	
10.1	はじめに	89
10.2	杭基礎 RC 建物の津波転倒メカニズムの検討	89
10.3	杭基礎建物の津波転倒メカニズム検討のための三次元津波氾濫解析	93
10.4	杭基礎建物の津波転倒メカニズムに対する周辺建物群の影響	96
10.5	まとめ	98
第 11 章	アースダムの地震時安全性評価（Bhuddarak Charatpangoon・清野純史）	
11.1	はじめに	99
11.2	対象地点および入力条件	99
11.3	堤体のモデル化	100
11.4	結果と考察	101
11.5	まとめ	104

はじめに

清野純史^{*1}

公共性の高い社会基盤施設に対しては、地震あるいは津波に対する高度な強靱さ・頑強さが要求されることは必然である。1995年の兵庫県南部地震以降の近年の地震に限っても、電気・ガス・上下水道・通信や道路・鉄道・港湾・空港、河川/海岸堤防などの社会基盤施設に多数の被害が発生している。このような、我々の生活に欠かせないライフラインに代表される社会基盤施設は、施設単体だけではなくネットワークを構成したり、あるいは線的・面的に地域住民を災害から守る重要な役割を担っている。しかし、ひとたび被害を受けると、そのネットワーク機能が阻害され、2次被害・3次被害へと続く災害連鎖を引き起こす。電力被害が、カスケード的な連鎖被害を他のライフライン施設に及ぼす事実は論を俟たないが、河川堤防などの盛土構造物が、長周期・長継続時間による液状化で沈下すれば、最悪の場合、計画設計水位を維持できなくなるような事態や、遡上する津波が容易に越流する事態も生じかねない。一方、東日本大震災時の宮城県沿岸の高速道路が津波避難に役立った例もあることから、施設の安全性さえ担保されれば、津波が想定される地域の道路を有効利用することも可能となる。

2011年東日本大震災の経験からもわかるように、南海トラフの巨大地震は、長周期の揺れを長時間の震動が継続すること、その揺れの大きさのみならず大津波を伴うこと、それが広域な災害をもたらすことが特徴である。このような地震・津波災害は、国外では1960年のチリ地震や2004年のスマトラ沖地震がその代表格である。しかし周期・継続時間等の地震動特性や社会基盤システムとしての脆弱性、超広域災害としての対応などが、事前・事後に考慮された訳ではない。

一方、我国の対応としては東日本大震災の教訓を踏まえて、内閣府の「南海トラフの巨大地震モデル検討会」による震度分布・津波高を基に、人的・物的被害や経済被害等の推計及び被害シナリオによって包括的な検討がなされている。しかし、特にライフラインに代表されるようなインフラ施設に対して、長周期・長継続時間地震動に対する耐震安全性や巨大津波に対する配慮は十分かどうか、どこが最大の弱点となってその影響が波及していくのか、巨大地震津波に対する要求性能は明示されているのか、要求性能を満足する対策法は提示されているのか、など今後検討すべき課題は依然として残されたままである。

本研究では、来るべき南海トラフの巨大地震・津波に対して、現状の社会基盤施設が有する性能を明らかにし、要求性能を満足する対策法を提示することを目的としている。海溝型である南海トラフの巨大地震は、強震動発生域が陸域に位置する直下型地震となる可能性もあり、東日本大震災の延長線上としての考え方は成り立たない。そのため、過去の事例の徹底した調査・分析・解析のみならず、起こりうる可能性のある事象を網羅的に検討していくことが極めて重要である。ここでは、公共性の高いライフラインを中心とした社会基盤施設が、南海トラフの巨大地震・津波に対してあるべき姿を、主に以下の3点に念頭に置いて検討を行った。

(1) 社会基盤施設の評価に適した入力地震動の合理的な設定

海溝型巨大地震による強震動パルスを含む、より現実的な波動を新たに生成するに際して、基盤施設に最も厳しい入力とはどのようなものなのか。

(2) 単体あるいは広域な相互依存ネットワークとしての構造的・機能的性能の評価

現行の鉄道・道路や上下水道・通信・電気・ガス、河川・海岸堤防等の社会基盤施設が、どの程度の耐震/耐津波性能を保有しているのか。

(3) 保有性能に対する社会的要請を踏まえた安全性の評価と被害最小化のために取るべき対策

その施設が保有する耐力に対して、来るべき長周期・長継続時間地震外力や津波外力がその耐力を越えるのか超えないのか、もし超えるような場合にはどのような対策が有効なのか。

^{*1} 研究代表者 京都大学大学院地球環境学 平成29年4月より工学研究科 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: kiyono.junji.5x@kyoto-u.ac.jp

結果として、これまでの被害関数を用いた建築物中心の広域かつ甚大な被害推定ではなく、相互に関連する社会基盤施設の詳細な耐震/耐津波性能が明示されることになる。また、本研究で取扱う南海トラフの巨大地震の詳細な入力情報と組み合わせれば、被害最小化のための方策も明らかとなる。社会基盤施設を対象とした具体的な耐震/耐津波対策を提案しようとする本研究の意義は極めて大きく、南海トラフの巨大地震に対する社会基盤施設の総合的な安全性が飛躍的に向上するものと考えられる。

以上より、本研究では、地震動が長周期・長継続時間であること、強い揺れの後に時を待たずして大津波が来襲すること、そしてその被害が複数の府県を跨る広域災害になり得ること、などの特徴を備えた南海トラフの巨大地震に対して、現状の社会基盤施設が有する耐震・耐津波性能を明らかにし、要求性能を満足する対策法を提示することを目標に研究を進めた。

本報告がその目的通り、南海トラフの巨大地震・津波に対する公共性の高いライフラインを中心とした社会基盤施設のあるべき姿を考える上での一助となることを願ってやまない。

本研究の研究代表者および研究分担者の所属と主な研究内容は以下の通りである。

研究代表者	清野 純史	京都大学地球環境学堂	南海トラフの巨大地震の概要と総括
研究分担者	宮島 昌克	金沢大学環境デザイン学系	水循環システムの巨大地震対策
	鈴木 崇伸	東洋大学理工学部	通信基盤設備の耐震評価技術
	酒井 久和	法政大学デザイン工学部	強震動下の地盤災害の解析的評価手法の開発
	野津 厚	(独)港湾航空技術研究所	社会基盤施設の安全性評価のための強震動予測
	飛田 哲男	関西大学工学部	地中ライフラインの液状化損傷メカニズムと補強法
	小野 祐輔	鳥取大学工学部	地震時流動地盤中の管路挙動解析
	鎌田 泰子	神戸大学工学研究科	被害分析に基づく配水管路脆弱性評価
	古川 愛子	京都大学地球環境学堂	道路盛土の地震時安全性評価
	奥村与志弘	京都大学地球環境学堂	津波による地盤への影響評価
	Bhuddarak Charatpangoon	(2年目以降 Chiang Mai University へ転任) 京都大学工学研究科	アースダムの地震時安全性評価

本研究は、平成26年度～28年度の3年間にわたり、文部科学省・科学研究費基盤研究(A)の補助金の下に執り行われたものです。ここに記して感謝の意を表する次第です。

1. 南海トラフの巨大地震・津波の概要

清野 純史*¹, 奥村 与志弘*¹

1.1 はじめに

公共性の高い社会基盤施設に対しては、地震あるいは津波に対する高度な強靭さ・頑強さが要求されることは必然である。2011年東日本大震災の経験からもわかるように、南海トラフの巨大地震は、長周期の揺れを長時間の震動が継続すること、その揺れの大きさのみならず大津波を伴うこと、それが広域な災害をもたらすことが特徴である。このような地震・津波災害は、国外では1960年のチリ地震や2004年のスマトラ沖地震がその代表格である。しかし周期・継続時間等の地震動特性や社会基盤システムとしての脆弱性、超広域災害としての対応などが、事前・事後に考慮された訳ではない。

本研究では、来るべき南海トラフの巨大地震・津波に対して、現状の社会基盤施設が有する性能を明らかにし、要求性能を満足する対策法を提示することを目的としている。海溝型である南海トラフの大地震は、強震動発生域が陸域に位置する直下型地震となる可能性もあり、東日本大震災の延長線上としての考え方は成り立たない。そのため、過去の事例の徹底した調査・分析・解析のみならず、起こりうる可能性のある事象を網羅的に検討していくことが極めて重要である。

南海トラフ巨大地震では継続時間が長く、かつ揺れの大きな地震動と大津波が予想され、あらゆる土木構造物へ甚大な被害を及ぼす事が懸念される。ここではまず、土構造物を主とする様々な土木構造物が、南海トラフ巨大地震時に想定される地震動や津波がどのような挙動を示すのかを提示する。

1.2 構造物の固有周期と地震動

図1.1は、各種構造物の周期を示したものである。戦前の構造物は主に低層の一般建物が中心であったが、戦後は様々な土木構造物や高層建物などの影響で、その固有周期は長周期側に拡大し続けている。

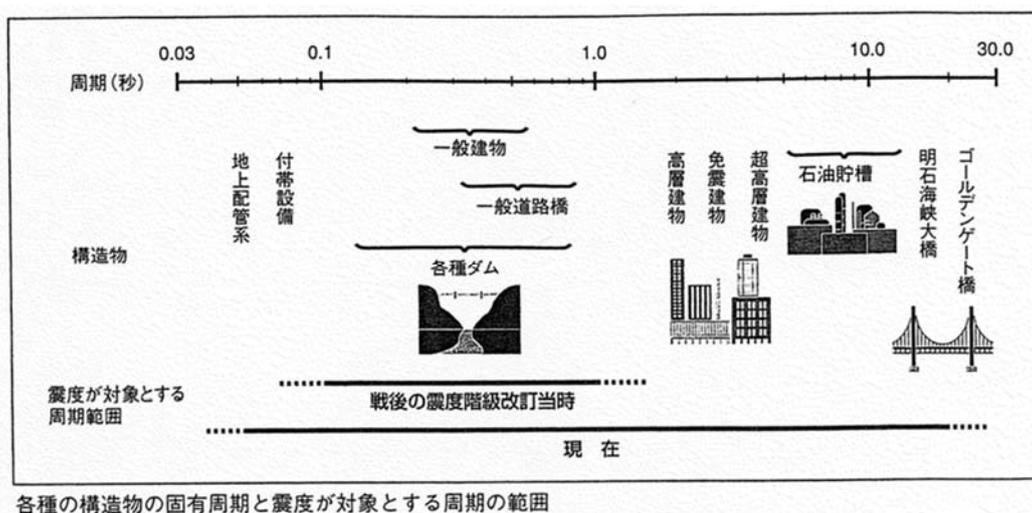


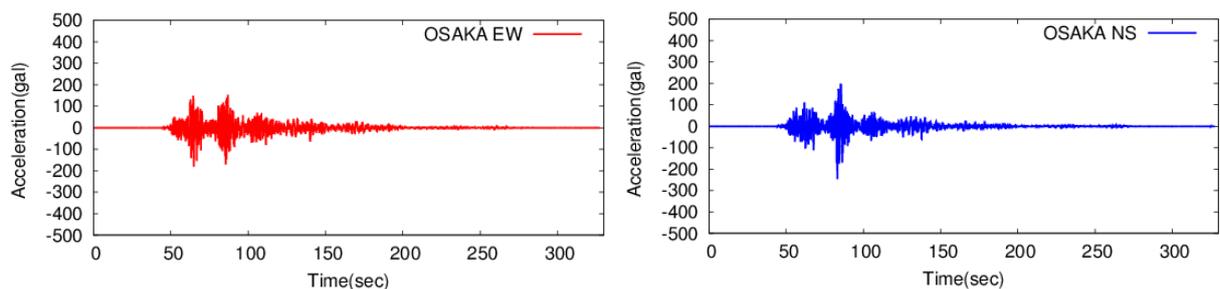
図 1.1 各種構造物の周期特性

*¹ 京都大学工学研究科都市社会工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京大大学桂)
E-mail: kiyono.junji.5x@kyoto-u.ac.jp

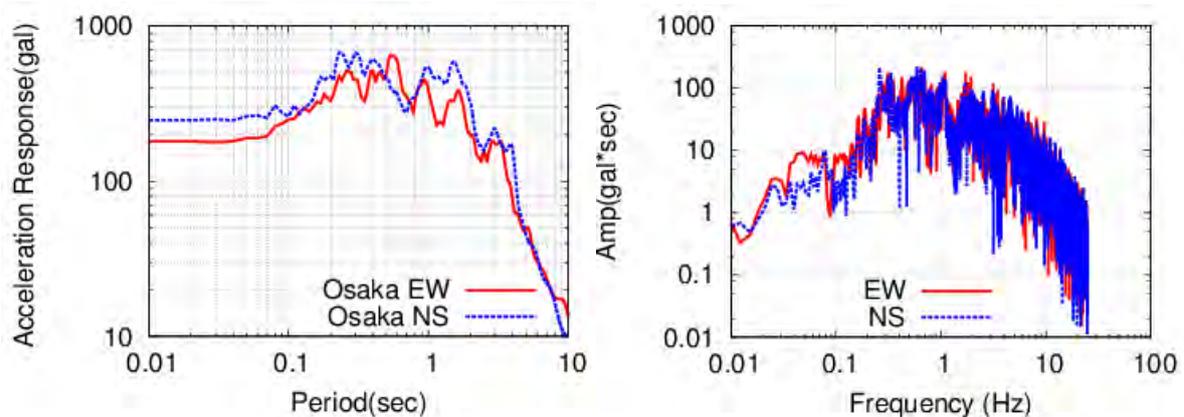
南海トラフの大地震のように、マグニチュードが9クラスになると、その揺れの大きさもさることながら、長周期・長継続時間の揺れが都市を襲うことになる。このような地震による長大橋梁やライフラインを始めとする土木構造物、沿岸に集積する産業施設などのリスクを考える上では、まずどのような入力想定し、その地震時応答がどのようなものになるのかを把握しなければならない。本章はこの点に力点を置いて取りまとめを行った。

1.3 南海トラフ巨大地震の地震動

南海トラフは、西南日本沖の四国南岸から駿河湾沖に至る長軸の長さが約 700km の細長い海盆であり、西南日本弧が位置する大陸プレートに海洋プレートであるフィリピン海プレートが沈み込んでおり、その境界面がずぶることにより、これまでに繰り返し大地震が発生してきた。近年では 1944 年に昭和東南海地震、1946 年に昭和南海地震が発生し、地震動や津波により甚大な被害が生じた。これらの地震発生から既に 70 年近くが経過し、南海トラフにおける次の大地震発生の可能性が高まっている。図 1.2 から図 1.7 に、関西地域の代表地点に関して、巨大地震モデル検討会¹⁾において検討された、南海トラフ巨大地震の工学的基盤面の地震動とそのフーリエスペクトル、加速度応答スペクトルを示す。

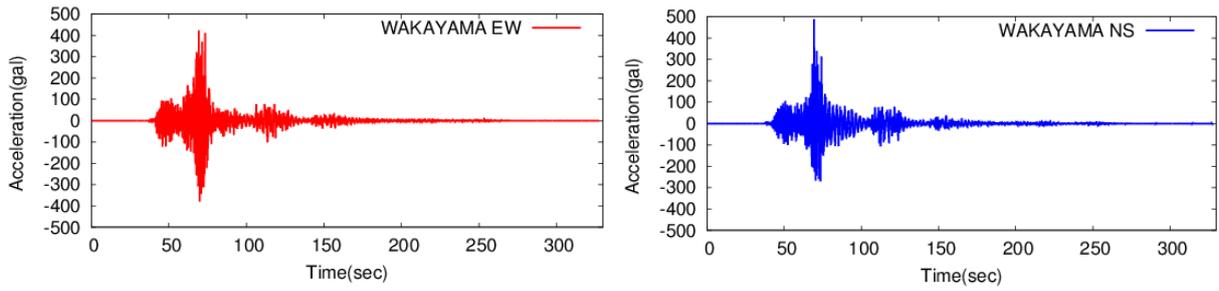


(a) 加速度時刻歴波形(左：EW, 右：NS)

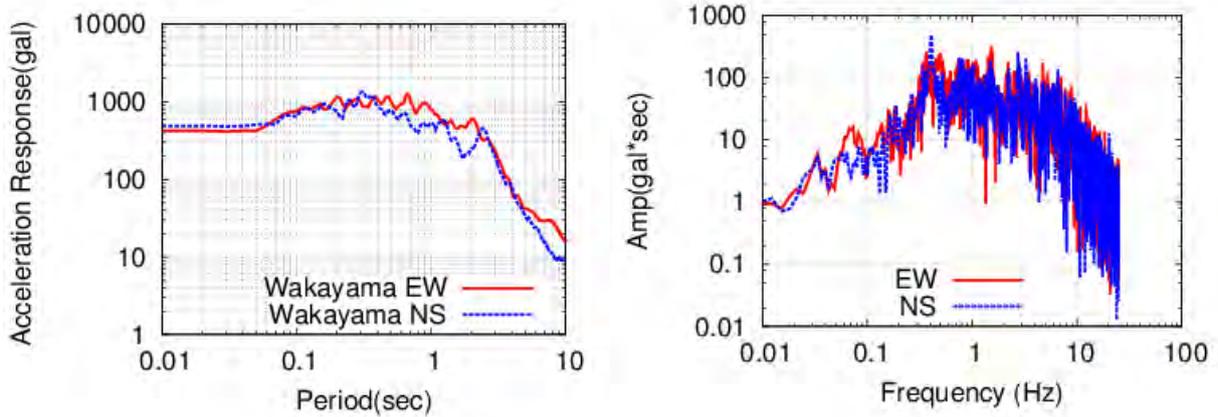


(b) 加速度応答スペクトル(左)とフーリエスペクトル(右)

図 1.2 南海トラフ巨大地震の加速度波形とスペクトル (大阪：大阪城)

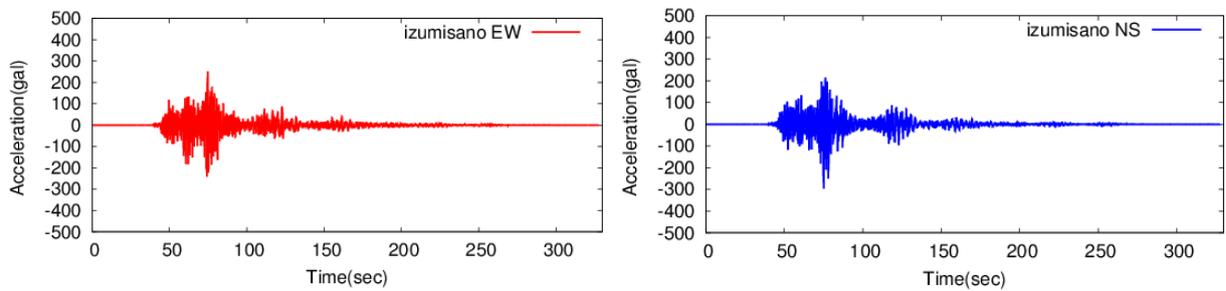


(a) 加速度時刻歴波形(左：EW, 右：NS)

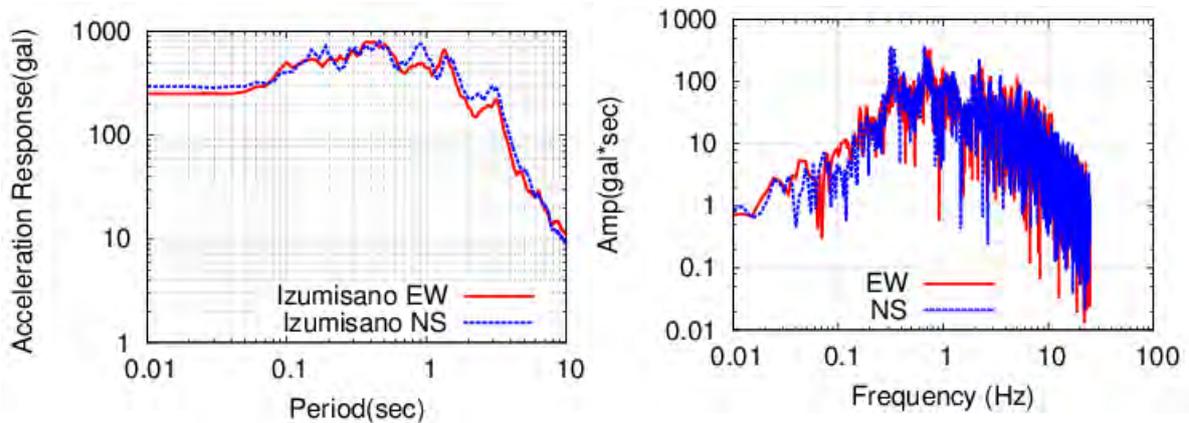


(b) 加速度応答スペクトル(左)とフーリエスペクトル(右)

図 1.3 南海トラフ巨大地震の加速度波形とスペクトル (和歌山：和歌山県庁)

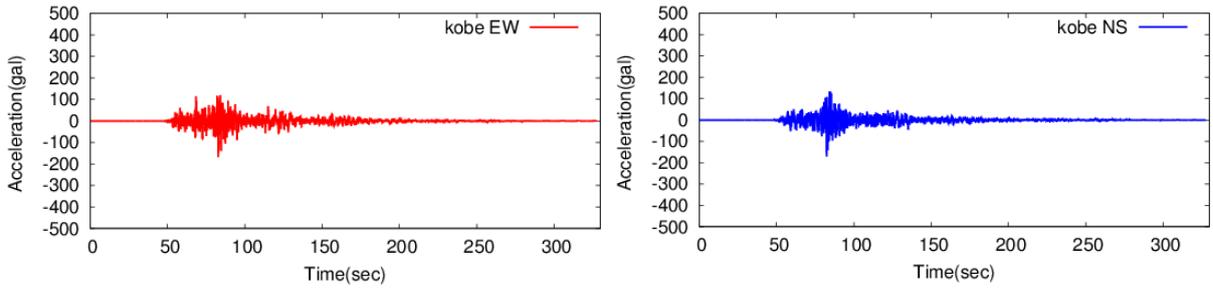


(a) 加速度時刻歴波形(左：EW, 右：NS)

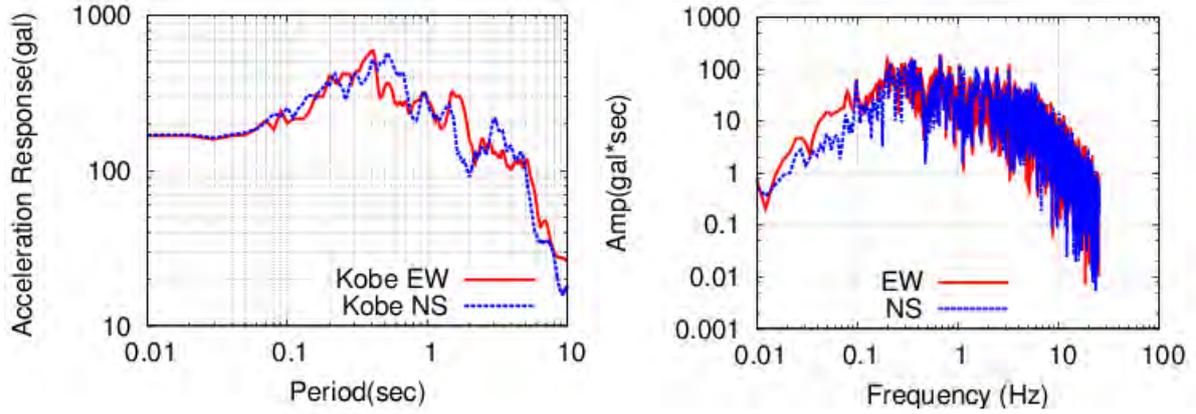


(b) 加速度応答スペクトル(左)とフーリエスペクトル(右)

図 1.4 南海トラフ巨大地震の加速度波形とスペクトル (泉佐野：関空連絡橋りんくう側)

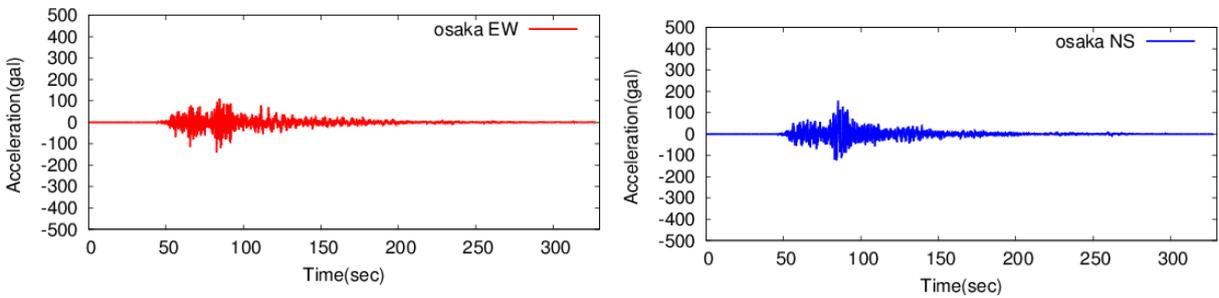


(a) 加速度時刻歴波形(左: EW, 右: NS)

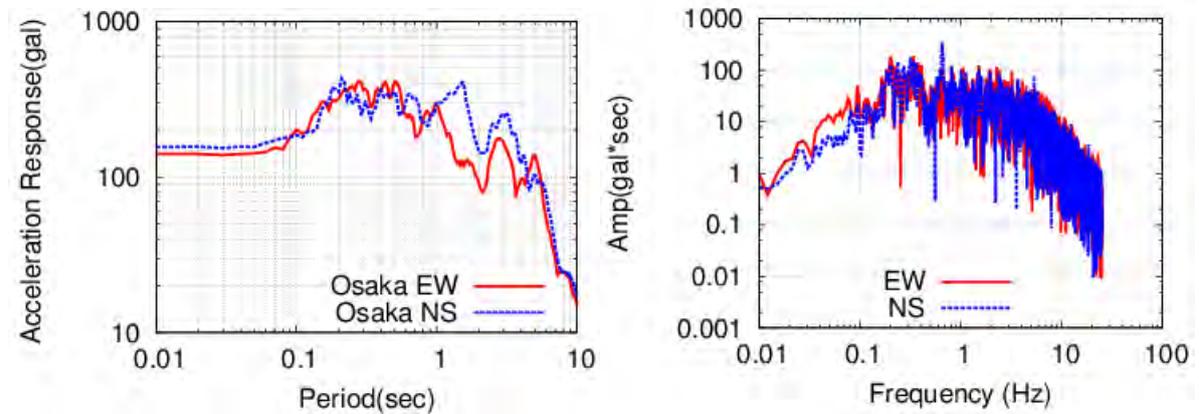


(b) 加速度応答スペクトル(左)とフーリエスペクトル(右)

図 1.5 南海トラフ巨大地震の加速度波形とスペクトル (神戸: ポートライナー市民病院駅)

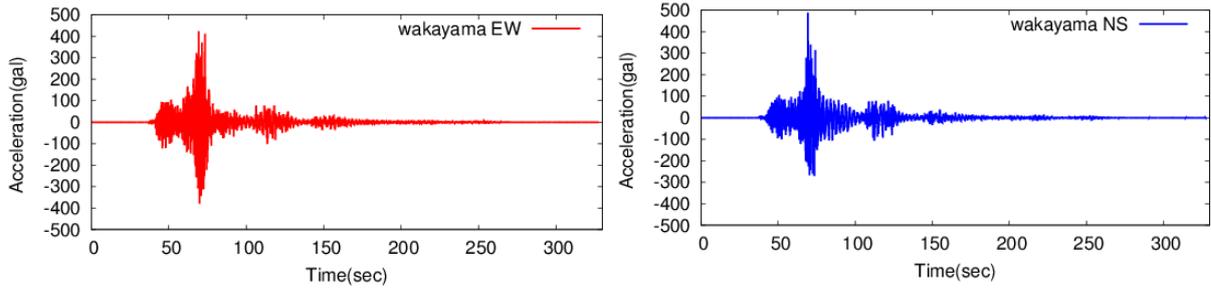


(a) 加速度時刻歴波形(左: EW, 右: NS)

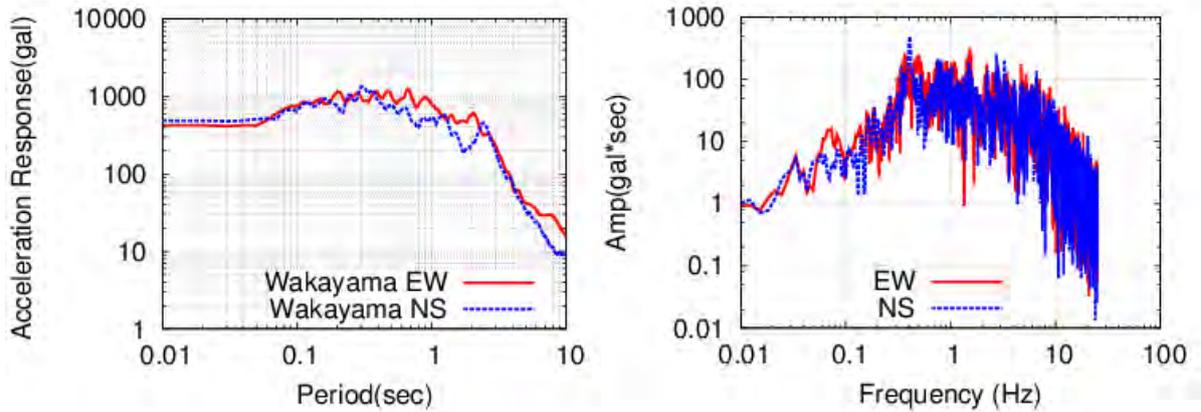


(b) 加速度応答スペクトル(左)とフーリエスペクトル(右)

図 1.6 南海トラフ巨大地震の加速度波形とスペクトル (大阪: 地下鉄中央線大阪港駅)



(a) 加速度時刻歴波形(左 : EW, 右 : NS)

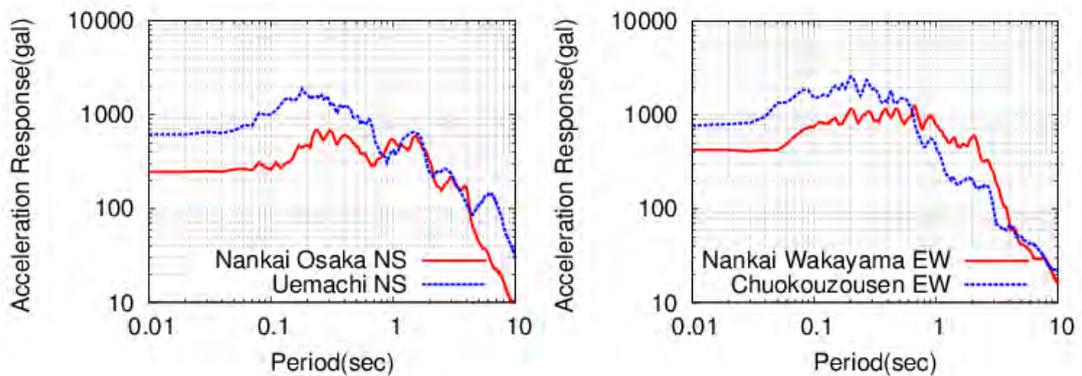


(b) 加速度応答スペクトル(左)とフーリエスペクトル(右)

図 1.7 南海トラフ巨大地震の加速度波形とスペクトル (和歌山 : 福島 38)

1.4 内陸型地震との比較

比較のため、海溝型の地震動である南海トラフ巨大地震の大阪城の加速度応答スペクトルと比較的近い地点である上町断層のスペクトルを図 1.8(a), 同様に和歌山市(県庁)と中央構造線のもの进行比较した図 1.8(b)を以下に示す。海溝型の南海トラフは周期 1 秒付近から数秒までの長周期成分が相対的に卓越していることが分かる。



(a) 南海トラフ(大阪)と上町断層

(b) 南海トラフ(和歌山)と中央構造線

図 1.8 海溝型地震動と直下型地震動の加速度応答スペクトルの比較

内陸活断層による地震動と南海トラフ巨大地震動の比較では、最大加速度レベルでは内陸活断層による地震の振幅が大きくなるが、卓越する周波数成分は南海トラフ巨大地震の方が長周期側まで延びる傾向がある。南海トラフ巨大地震の継続時間は、内陸活断層地震の数倍にも及ぶ。また、海溝型の南海トラフ地震は内陸型の地震動に比べ長周期成分が卓越し、その周期帯域は大阪から和歌山というようにトラフ軸に近づくにつれて広がる。和歌山県のような直下に想定南海トラフ地震の震源域を有する地域では、短周期が卓越する内陸活断層への備えとは異なる、周期1秒から数秒までの周期帯域への対応も必要となる。

1.5 南海トラフの巨大地震津波

南海トラフ沿いで発生する津波への備えは、阪神・淡路大震災（平成7年）のあと、政府の中央防災会議「東南海・南海地震等に関する専門調査会（平成13年10月～平成15年12月）²⁾」が実施した被害想定に基づいて決定された対策推進地域を中心に各地で本格化していた。しかし、東日本大震災（平成23年）によって、それまで用いられていた想定（「過去数百年間に発生した最大規模」²⁾の津波を再現）では多くの人命が失われる可能性があることが露呈し、発災後直ちに政府は想定の見直し作業に着手した。

1.5.1 津波の大きさ

中央防災会議「南海トラフの巨大地震モデル検討会（平成23年8月～平成25年9月）³⁾」が公表した新しい想定は「あらゆる可能性を考慮した最大クラス」²⁾の津波（以下、南海トラフ巨大地震による津波と呼ぶ）であり、その高さは多くの地域で従来の想定の上2倍以上となった（図1.9）。とりわけ、愛媛、宮崎、大分、鹿児島県の4県は従来の想定の上約3倍に達する。その結果、千葉、東京（島嶼部）、神奈川、静岡、愛知、三重、和歌山、徳島、高知、愛媛、大分、宮崎、鹿児島県の13都県が最大で10m超の津波を想定するようになり、徳島と高知の2県のみだった従来の想定と比較して、想定される被害の広域性と巨大性が大きく増大する事態が想定されるようになったと言える。

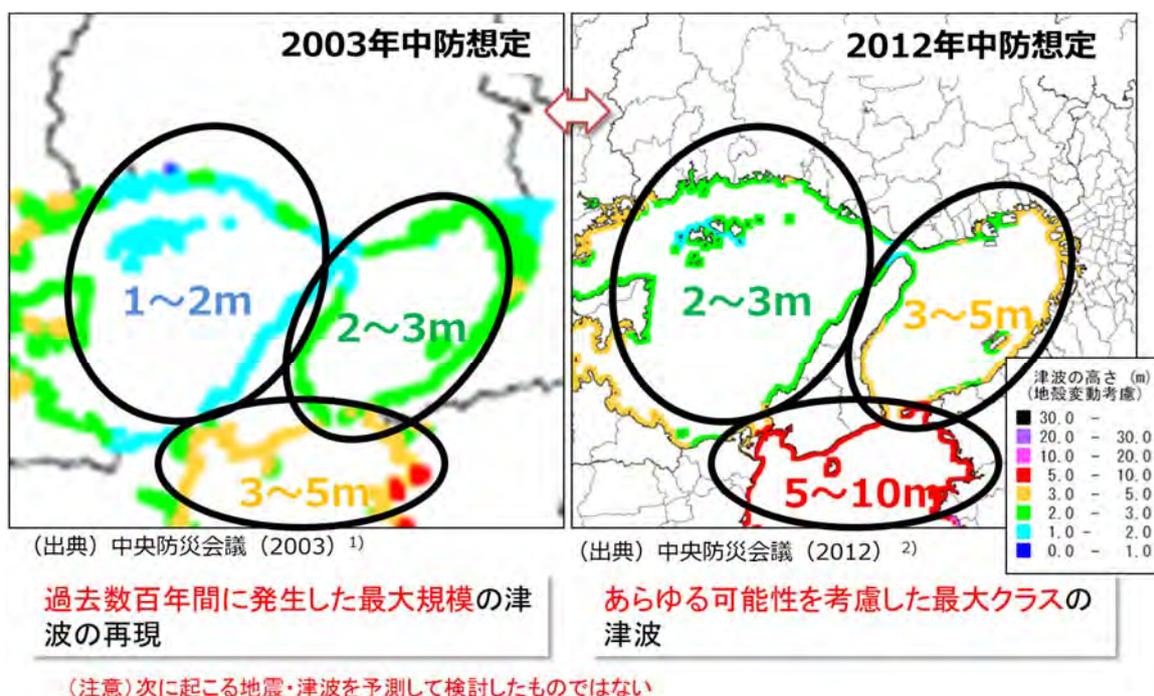


図 1.9 大阪湾周辺における想定津波の新旧比較

1.5.2 波源モデルの特徴

波源モデルの観点から、南海トラフ巨大地震による津波の高さが従来の想定よりも大きくなった主な要因は、(1) 波源域が豊後水道付近や海溝軸付近で拡大したこと(図 1.10)、(2) 大すべり域や超大すべり域という新たな考え方のもとで断層のすべり量が大きくなったこと(図 1.11)の2点である。

大すべり域は、「津波断層の平均すべり量の2倍以上のすべり量」³⁾となる津波断層面上の領域と定義された。経験的に同領域は「全体面積の20%程度で、その数は1~2箇所」³⁾とされる。一方、超大すべり域は、「津波断層の平均すべり量の4倍程度のすべり量」²⁾となる津波断層面上の領域と定義され、「2011年東北地方太平洋沖地震では全体面積の約5%」²⁾であった。

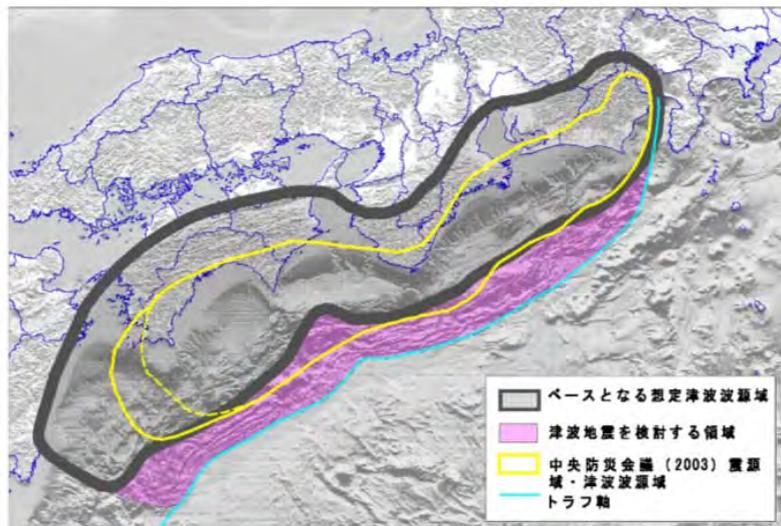


図 1.10 想定津波波源域の新旧比較。(出典)中央防災会議 南海トラフの巨大地震モデル検討会(2012)³⁾

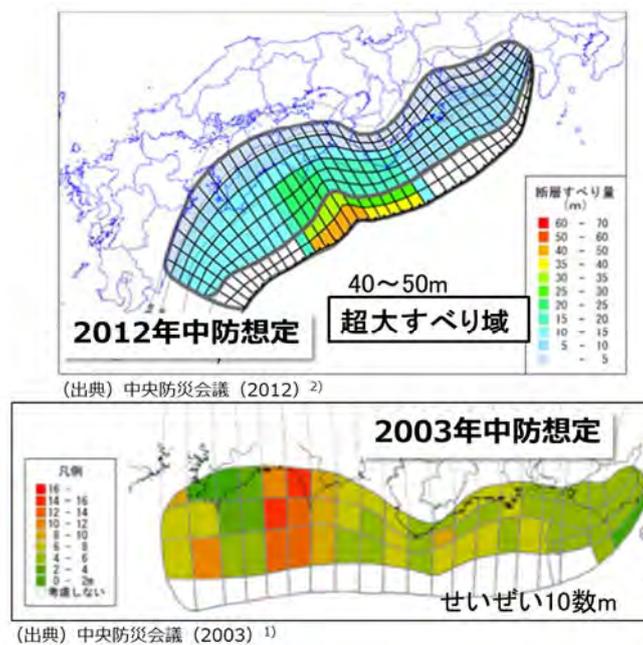


図 1.11 想定津波波源モデルにおけるすべり量の新旧比較

1.6 まとめ

地震動の予測技術は、これまで蓄積された知見や技術を基に様々が検討を行われており、技術的に大きな発展を遂げている。このようなシミュレーション技術の進展と並行して、深部地盤構造までの地盤データの蓄積やそのに基づく地盤構造のモデル化、特に大都市およびその近傍の社会基盤施設の地震リスクを評価する上では、ローカルな地盤構造の詳細に把握することが重要となる。今後高い発生確率で起こるとされている南海トラフの巨大地震は、卓越周期が長周期側まで延びる傾向があると同時に、その継続時間は、内陸活断層地震の数倍にも及ぶ。

内陸活断層による地震が発生した際には、極く短周期側で現在の道路橋示方書の設計基準より大きなスペクトルを持つ地震波が観測される可能性があるものの、海溝型の南海トラフ地震を含め、概してそれを包絡する形に収まる。しかし、例えば南海トラフの強震動発生域が陸側の場合はその地震動は海溝型地震の性質のみならず、内陸直下の地震の特徴をも有することになるため、内陸・海溝型地震に対して、それぞれ独立した形で社会インフラの性能や機能を検討するのではなく、地震の型に依存しない包括的な耐震安全性の検討への対応も今後必要となってくるであろう。

一方、東日本大震災のあと、政府が公表した南海トラフ巨大地震による津波の大きさが従来の想定を大きく上回るものであったことを受けて、関係地域ではそれまでに実施されていた備えでは不十分だと判断されるケースが相次ぎ、対策の見直しや新規の対策が計画されるなど、大きな影響を受けている。時に、諦めムードが蔓延し、従来以上の対策を促すことを目指して公表された新想定が、皮肉にも、逆に対策を遅らせる要因となることが懸念される事態も発生しており、新想定を活用方法や向き合い方が問題となっている。新想定は、防災・減災レベルを高めるための一つの目標設定のようなものであり、次におこる津波を予測したものではないことを肝に銘じ、できることから少しずつ持続的に対策を実施していくことが求められている。

参考文献

- 1) 内閣府南海トラフの巨大地震モデル検討会：南海トラフの巨大地震の強震断層モデル，2012.10
- 2) 中央防災会議 東南海・南海地震等に関する専門調査会（2003）：東南海・南海地震対策，http://www.bousai.go.jp/jishin/tonankai_nankai/index.html，2017-04-25 参照.
- 3) 中央防災会議 南海トラフの巨大地震モデル検討会（2012）：南海トラフの巨大地震に関する津波高、浸水域、被害想定公表について，http://www.bousai.go.jp/jishin/nankai/nankaitrough_info.html，2017-04-25 参照.

2. 社会基盤施設の総合的な安全性評価のための強震動予測に関する検討

野津 厚*¹

2.1 はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震(Mw9.0)は、今日のような密な強震観測網¹⁾²⁾が構築されて以来、初めて発生したM9クラスの巨大地震である。この地震の発生により我々はM9クラスの巨大地震による強震動の実態を初めて知ることになったと言える。今後、他の地域を対象として、同程度の規模の地震を想定した強震動評価を行う機会が増えるものと考えられるが、その際の震源のモデル化においては、東北地方太平洋沖地震の強震記録から得られる知見を反映させることが極めて重要と考えられる。その際、強震動予測の目的が構造物の耐震検討である場合には、対象とする構造物に影響を及ぼしやすい周波数帯域の地震動を正確に計算できる震源モデルが求められる。これまで、東北地方太平洋沖地震の強震動を対象として複数の震源モデル³⁾⁴⁾⁵⁾⁶⁾⁷⁾⁸⁾⁹⁾が提案されているが、それらの震源モデルのパフォーマンスを包括的に比較・検討することはこれまで行われていない。本研究では、今後の強震動予測に用いる震源モデルの選択に資することを目的とし、各々の震源モデルから計算される地震動と、実際に観測された地震動との誤差を、構造物への影響が大きい帯域を中心に定量的に評価し、震源モデルのパフォーマンスに関する定量的な比較を行った。

ここで、このような検討を行う上で考慮する必要がある、1995年兵庫県南部地震以降の土木構造物の耐震設計の潮流について述べる。兵庫県南部地震以降、土木構造物の耐震設計においては、それ以前に考慮されていたレベル1地震動に加え、構造物に弾性範囲を超える応答をもたらすようなレベル2地震動を考え、レベル2地震動に対しては構造物の損傷過程に立ち入って耐震検討を行うことが求められるようになった¹⁰⁾。港湾構造物の場合には、主に地盤-構造物系の非線形時刻歴応答解析(有限要素法など)により照査が行われる。この場合に用いられる地震動は、単に線形応答スペクトルの観点から適切というだけでは不十分であり、経時特性の観点からも適切な地震動である必要がある。例えば、大振幅の波を一波含む地震動か、小振幅の波を多数含む地震動かによって、構造物の応答は変わってくる。このことを考慮し、本研究では、構造物への影響が大きい帯域における時刻歴波形の再現性に特に着目して、震源モデルのパフォーマンスの比較を行う。

港湾の分野では、岸壁に対して最も影響を及ぼしやすい周波数帯域は0.3-1Hzであることが指摘されている¹¹⁾。建築の分野では周期1-2秒程度の地震動が建物の被害に大きく影響することが境ほか¹²⁾¹³⁾により指摘されている(対象は低層住宅および中低層RC建物)。これらに加え、多くの高層建物の固有周波数が0.2-1Hzの範囲に存在することを考えると、0.2-1Hzの周波数帯域は、工学上極めて重要性の高い周波数帯域であると言える¹⁴⁾。東北地方太平洋沖地震をはじめとする海溝型巨大地震においては、この帯域における波形を特徴付けるものとして強震動パルス⁴⁾の生成が確認されている(図1.1に例を示す)。そこで、以下においては、震源モデルのパフォーマンスの比較を行う際、特にこの帯域における地震動(強震動パルスなど)の再現性に着目することとし、次いで、高周波を含む地震動の再現性についても見ていく。

2.2 対象とする震源モデルと比較の条件

本研究で対象とした震源モデル(表2.1)は、SPGAモデル(=スーパーアスペリティモデル)³⁾⁴⁾、疑似点震源モデル⁵⁾、およびSMGAモデル⁶⁾⁷⁾⁸⁾である。SPGAモデルとは、東北地方太平洋沖地震をはじめとする海溝型巨大地震において特徴的な強震動パルスのパルス幅と調和的なサイズのサブイベント(SPGA)から構

*¹ 国立研究開発法人 海上・港湾・航空技術研究所 港湾空港技術研究所 (〒239-0826 横須賀市長瀬 3-1-1)
E-mail: nozu@pari.go.jp

成される震源モデルであり、サブイベントのサイズは対象地震の場合一辺が数 km 程度である（表 2.2）。一方、SMGA モデルは、より広い領域（対象地震の場合、一辺が数十 km 程度）からまんべんなく強震動が生成されるとする震源モデルである。これらはいずれも特性化震源モデルの範疇に属するもので、グリーン関数の重ね合わせにより地震動が計算される。東北地方太平洋沖地震を対象とした場合の SPGA モデルと SMGA モデルの比較を図 2.2 に示す。断層面上においてサブイベントが位置する場所については、細部はともかくとして、SPGA モデルと SMGA モデルとの間に類似性が見られる。SPGA モデルと SMGA モデルとの本質的な違いはサブイベントのサイズである。

一方、疑似点震源モデルは、特性化震源モデルよりもさらに単純化された震源モデルであり、各サブイベントに起因する地震動のフーリエ振幅だけが規定される。東北地方太平洋沖地震を対象とする疑似点震源モデル⁵⁾のサブイベントの位置は SPGA モデル³⁾⁴⁾をもとに設定されている。

なお、本地震に対して提案されている SMGA モデルのうち Kurahashi and Irikura(2013)⁹⁾のものについては本研究では対象としなかった。その理由は、Kurahashi and Irikura の震源モデルにおいては、2005/8/16 宮城県沖の地震（Mw7.2）の記録の後半部分がグリーン関数として用いられているが、一部の観測点では、記録を前半部分と後半部分に分けることが、本研究の著者にとっては困難であったためである。

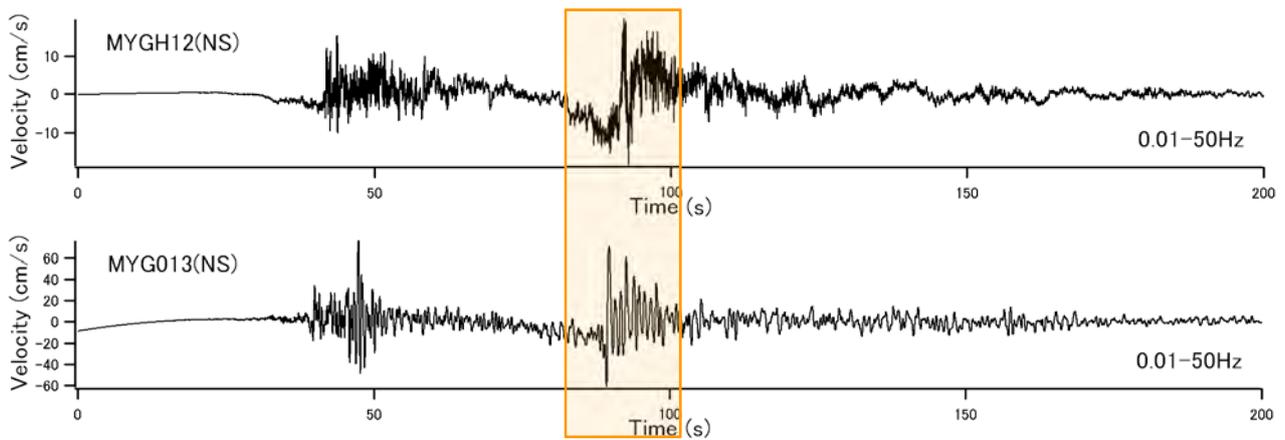
地震動の計算には、基本的に、各々の震源モデルの構築に用いられたのと同様の計算手法を用いた。すなわち、佐藤⁶⁾の SMGA モデルについては壇・佐藤の経験的グリーン関数法¹⁵⁾を用い、Asano and Iwata⁷⁾、川辺・釜江⁸⁾による SMGA モデルについては入倉他の経験的グリーン関数法¹⁶⁾を用いた。グリーン関数イベントとして用いた中小地震も、個々の文献に示されたものと同様である。SPGA モデルについては、経験的サイト増幅・位相特性を考慮した統計的グリーン関数法¹⁷⁾¹⁸⁾を用いた。疑似点震源モデルに関しては文献⁵⁾に記載されている疑似点震源モデル独自の計算方法を用いた。対象地点については、①サブイベントが存在する宮城県から茨城県までの範囲をカバーすること、②地盤の非線形挙動の影響が大きいサイトを避けること、③各々の文献で用いられた中小地震記録が漏れなく観測されていること、を念頭に置き、図 2.2 の 10 地点を選定した。

表 2.1 本研究で対象とする震源モデル

著者	震源モデル	強震波形計算手法
野津他(2012) ³⁾⁴⁾	SPGAモデル	経験的サイト増幅・位相特性を考慮した統計的グリーン関数法（古和田他，1998；野津他，2009） ¹⁷⁾¹⁸⁾
佐藤(2012) ⁶⁾	SMGAモデル	経験的グリーン関数法（壇・佐藤，1998） ¹⁵⁾
Asano and Iwata (2012) ⁷⁾	〃	経験的グリーン関数法（入倉他，1997） ¹⁶⁾
川辺・釜江(2013) ⁸⁾	〃	〃
Kurahashi and Irikura (2013) ⁹⁾	〃	〃
野津(2012) ⁵⁾	疑似点震源モデル	疑似点震源モデル独自の計算方法

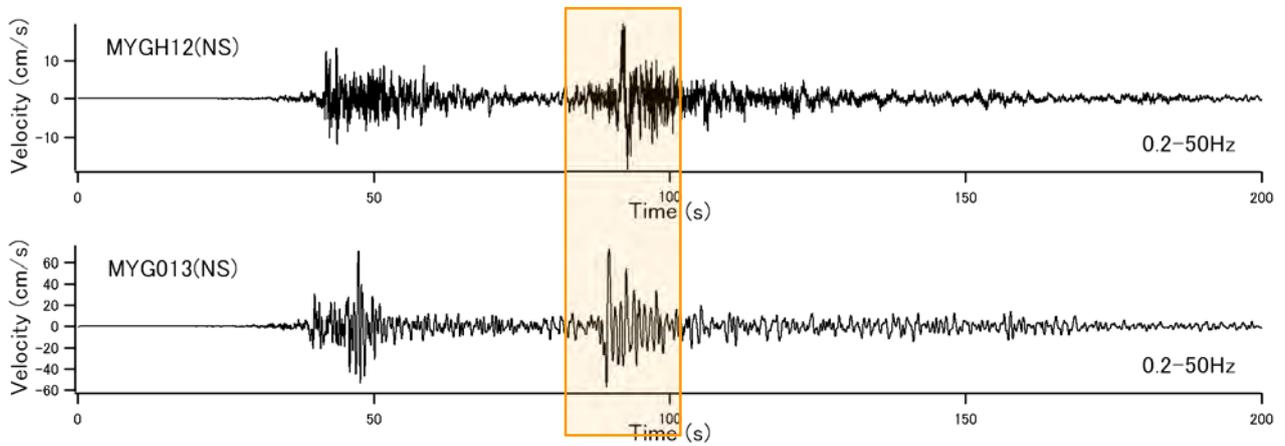
※Kurahashi and Irikuraの震源モデルにおいては、2005/8/16宮城県沖の地震（Mw7.2）の記録の後半部分がグリーン関数として用いられているが、一部の観測点では、記録を前半部分と後半部分に分けることが、本論文の著者にとっては困難であったため、今回は対象外とした。

0.01-50 Hz (broadband)



↓ remove low frequency components lower than 0.2Hz

0.2-50 Hz



↓ remove high frequency components higher than 1Hz

0.2-1Hz

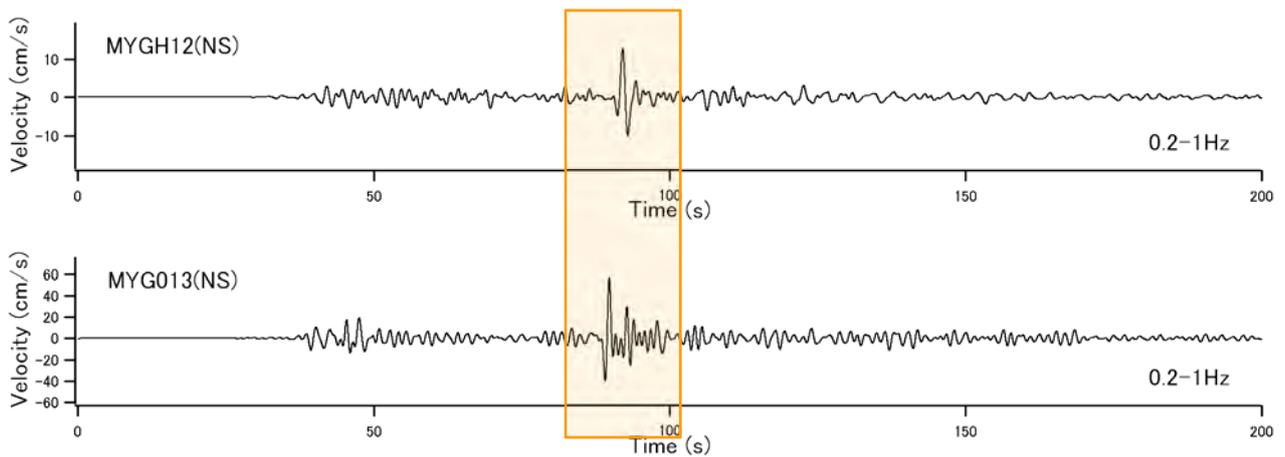


図 2.1 2011 年東北地方太平洋沖地震の際に観測された強震動パルスの例

SPGAモデル

東北地方太平洋沖地震をはじめとする海溝型巨大地震において特徴的な強震動パルスのパルス幅と調和的なサイズのサブイベント(SPGA)から構成される震源モデルであり、サブイベントのサイズは対象地震の場合一辺が数km程度。

SMGAモデル

より広い領域(対象地震の場合、一辺が数十km程度)からまんべんなく強震動が生成されるとする震源モデル。

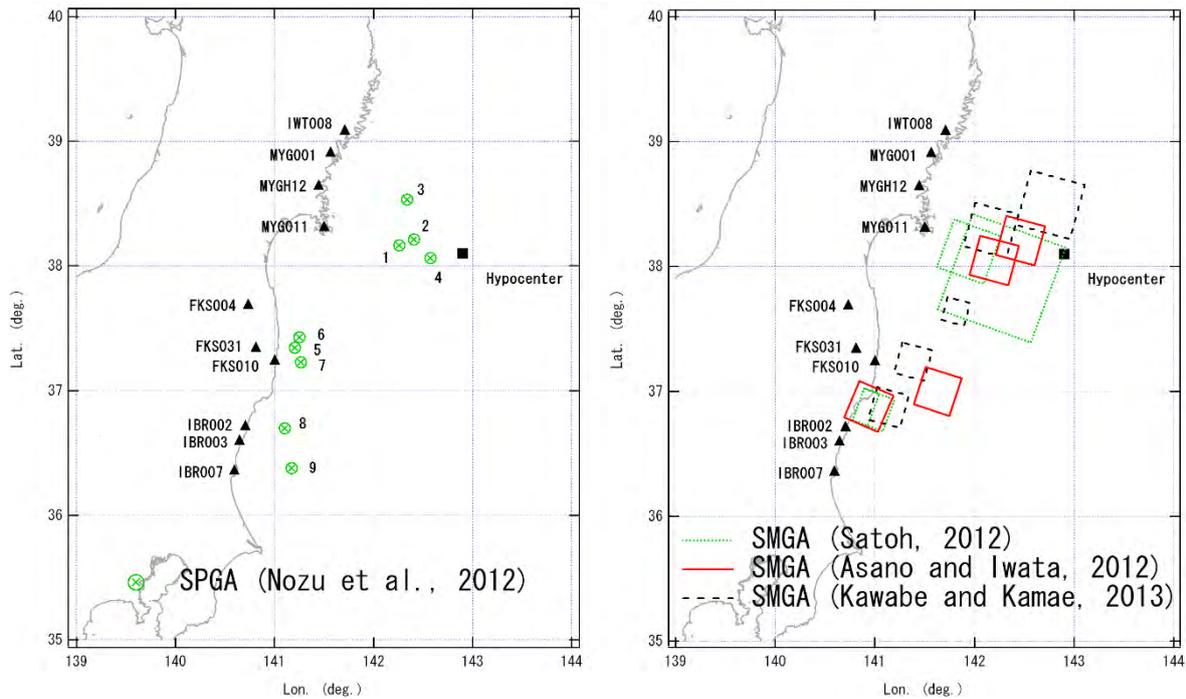


図 2.2 2011 年東北地方太平洋沖地震を対象とした SPGA モデルと SMGA モデルの比較

表 2.2 2011 年東北地方太平洋沖地震を対象とした SPGA モデルのパラメーター

	Rupture time (h:m:s)	Length (km)	Width (km)	Area (km ²)	M ₀ (Nm)	Rise time (s)
SPGA1	14:46:43.5	3.0	2.0	6.0	8.00E+18	0.17
SPGA2	14:46:46.9	4.0	3.0	12.0	8.00E+18	0.25
SPGA3	14:47:33.4	4.0	2.0	8.0	4.00E+18	0.17
SPGA4	14:47:26.3	3.5	3.0	10.5	2.10E+19	0.25
SPGA5	14:47:57.1	3.0	4.0	12.0	3.00E+18	0.33
SPGA6	14:48:04.4	3.0	4.0	12.0	3.00E+18	0.33
SPGA7	14:48:15.0	6.0	2.0	12.0	5.00E+18	0.17
SPGA8	14:48:25.8	8.0	3.0	24.0	9.00E+18	0.25
SPGA9	14:48:30.9	7.0	7.0	49.0	2.00E+19	0.58

2.3 速度波形 (0.2-1Hz) の計算結果

図 2.3 および図 2.4 に、MYGH12 および IBR007 における観測波形 (0.2-1Hz) と、各震源モデルによる計算結果との比較を示す。図 2.3 および図 2.4 では、観測波形には強震動パルスが明瞭に表れており、SPGA モデルではそれを再現できているが、SMGA モデルでは残念ながらそれを全く再現できていない。Asano and Iwata と川辺・釜江のモデルでは、強震動パルスに該当する部分が過小評価となっている。佐藤のモデルでは、過小評価とはなっていないが、計算結果はランダムな波形となっており、観測された波形とは特性が全く異なっている。

ここに示している帯域は、はじめに述べたように、岸壁や建物など多くの構造物にとって極めて重要性の高い周波数帯域である。従って、この帯域が正確に計算できないということは、構造物の耐震検討に用いる入力地震動を策定するための震源モデルとして見た場合には、SMGA モデルの致命的な問題点であると言わざるを得ない。

SMGA モデルでは強震動パルスが再現できず、SPGA モデルではそれが再現できる理由は極めて単純である。もともと、SMGA モデルや SPGA モデルの構築に用いられている入倉他の波形合成法¹⁶⁾では、低周波側では要素波がコヒーレントに重なり合ってパルスを生成し、高周波側では要素波がランダムに重なり合う

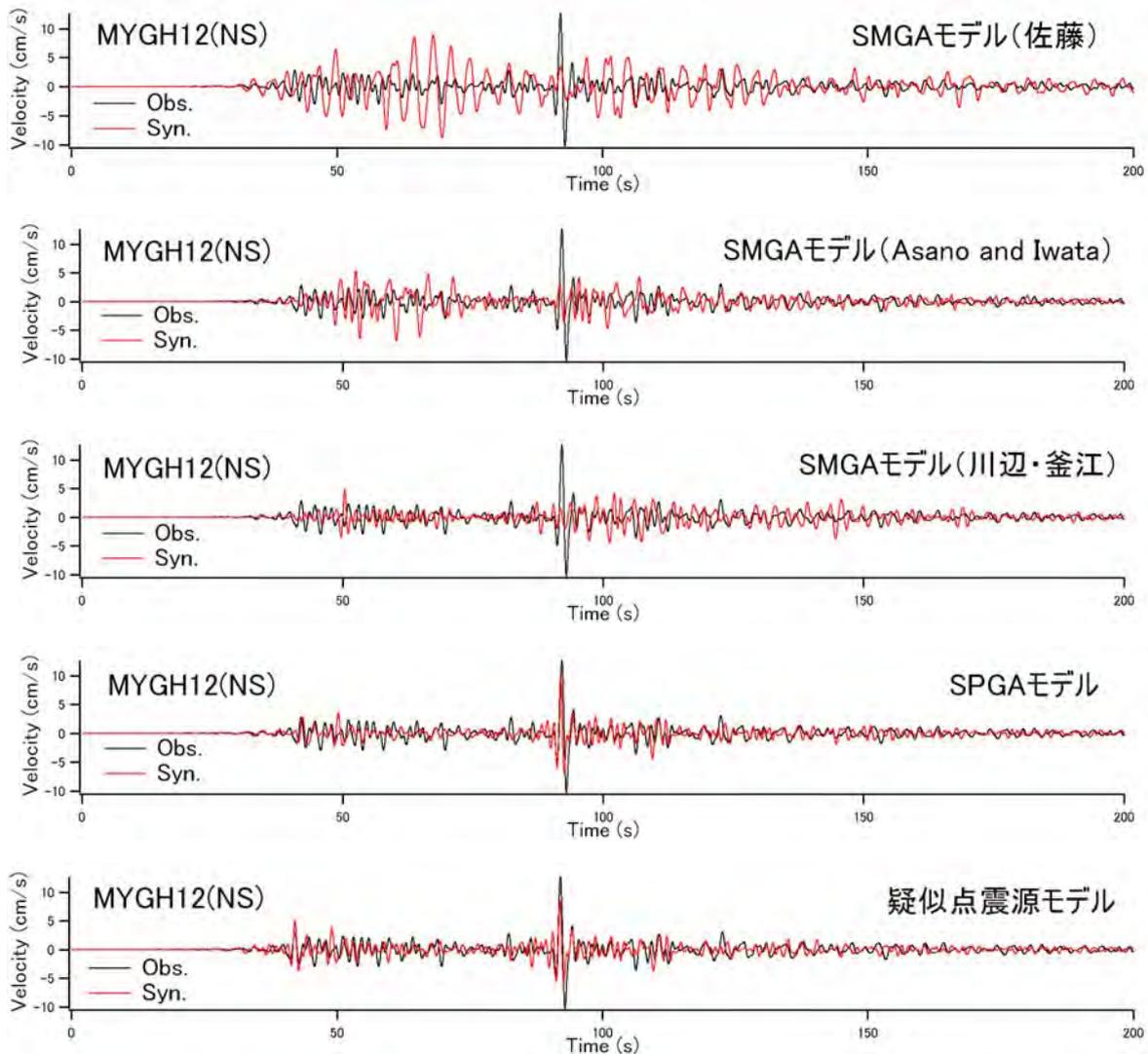


図 2.3 MYGH12 における速度波形 (0.2-1Hz) の観測結果と各震源モデルによる計算結果

ように工夫されている（壇・佐藤の波形合成法¹⁵⁾も同様）．ただし，ここで言う「低周波」「高周波」がどの程度「低周波」「高周波」なのかが問題である．

入倉他の方法で生成されるコヒーレントなパルスは，サブイベントのサイズに起因した時間幅を持っている．この時間幅に対応したコーナー周波数（patch corner frequency と呼ばれる）よりも高周波側では，入倉他の方法では，ランダムな波形が生成される．サイズの大きい SMGA モデルにおいては，patch corner frequency は 0.1Hz 程度あるいはそれよりも低周波側となるので，0.2-1Hz 程度の帯域はランダムな波形にしかならず，この帯域にコヒーレントなパルスを生成することは不可能である．一方，SPGA モデルでは，観測されたパルスの時間幅と調和的なサイズのサブイベントを導入しているため，パルスを再現することができる．

以上のように，0.2-1Hz の帯域のパルスを SMGA モデルで再現できないのは本質的な理由によるものであり，既存の SMGA モデルの枠組みを維持したまま，パラメータの修正のみで 0.2-1Hz の帯域での波形の計算精度を向上させることは困難であると考えられる．

さて，図 2.3 および図 2.4 には疑似点震源モデルによる計算結果も示しているが，疑似点震源モデルによるこの帯域の強震動の計算結果は，SPGA モデルと同程度に良好である．これは，疑似点震源モデルにお

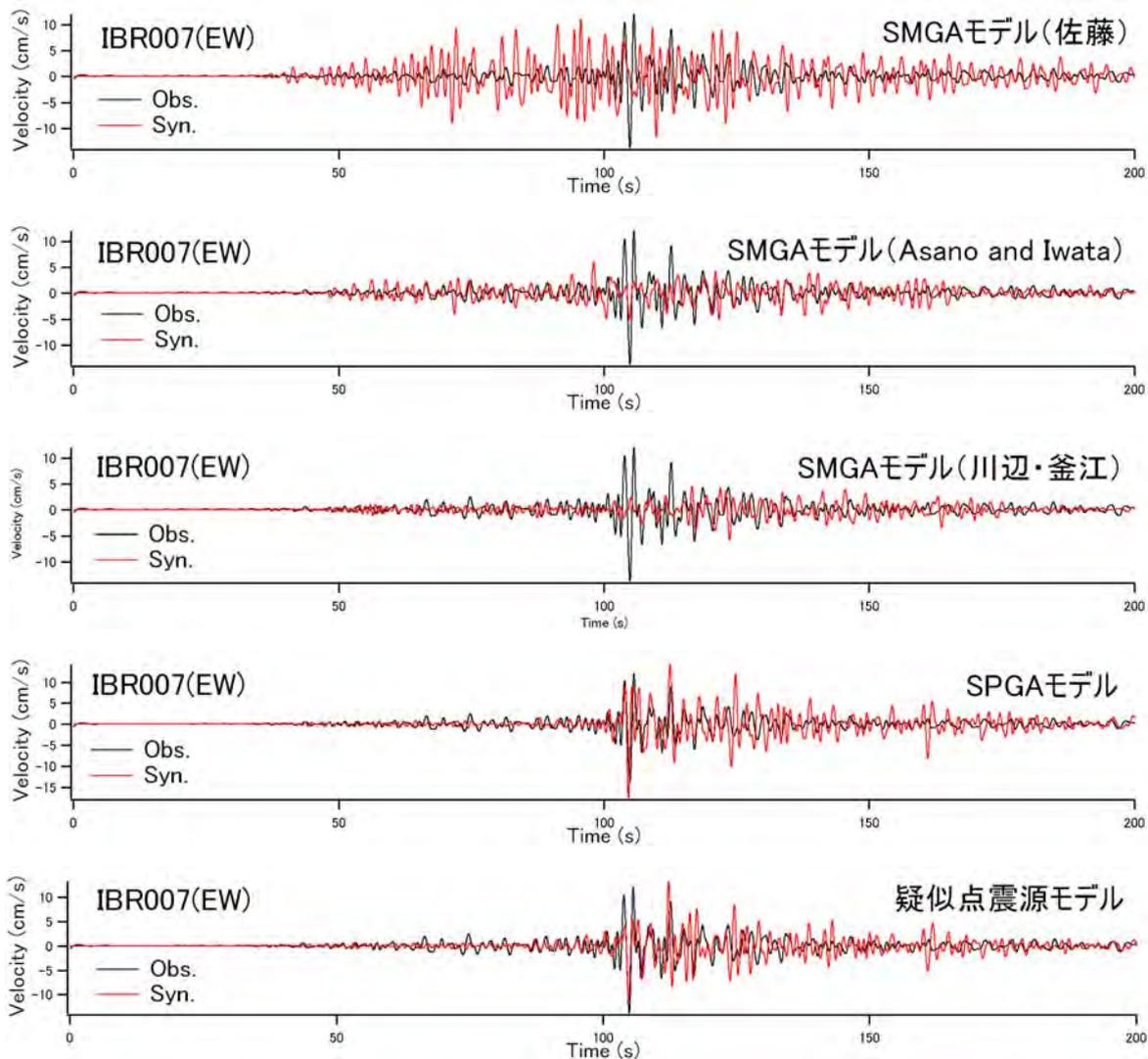


図 2.4 IBR007 における速度波形 (0.2-1Hz) の観測結果と各震源モデルによる計算結果

いては各々のサブイベントのサイズを陽には規定していないものの、サブイベントの有限性と関連のあるパラメータであるコーナー周波数を導入しており、コーナー周波数を SPGA のサイズと整合するように設定しているため⁵⁾、パルスの時間幅を制御できるためであると考えられる。

2.4 各種の指標による観測記録との適合性の評価結果

ここまで、0.2-1Hz の帯域の波形の再現性に着目して震源モデルのパフォーマンスに関する議論を行ってきたが、以下においては、各種の誤差指標を用い、より短周期側も含め、震源モデルのパフォーマンスを総合的に検討する。ここでは文献⁵⁾と同様の誤差指標を用い、速度波形 (0.2-1Hz)、速度 envelope (0.2-10Hz) およびフーリエスペクトル (0.2-10Hz) に関する誤差評価を行った。結果を図 2.5 および表 2.3 に示す。図 2.5 では、SPGA モデルおよび疑似点震源モデルの結果に SMGA モデルによる結果を重ねている。もともと図 2.3 および図 2.4 に示すように佐藤の SMGA モデルは安全側に設定されている印象があるが、それに対応して図 2.5 では、佐藤の SMGA モデルは大きい誤差を与える傾向がある。一方、Asano and Iwata の SMGA モデルは福島県で誤差が大きくなる傾向がある。SMGA モデルの中では、川辺・釜江のものが、速度波形、速度 envelope、フーリエスペクトルのいずれの指標で見ても、最も誤差が小さい (表 2.3)。しかし、SPGA モデルおよび疑似点震源モデルと比較すると誤差が大きい (表 2.3)。0.2-1Hz の帯域だけでなく、0.2-10Hz の広帯域で見ても、SPGA モデルおよび疑似点震源モデルによる誤差は SMGA モデルによる誤差よりも小さいという結果であった。

最後に、建物被害と対応の良い指標として境ほか¹³⁾により提案されている「1-2 秒震度」の計算を行った。観測波による「1-2 秒震度」と合成波によるそれとの比較を図 2.6 に示す。この図から、SPGA モデルは観測波の「1-2 秒震度」を概ね再現できており、疑似点震源モデルもそれに次ぐ精度を示すのに対し、SMGA モデルは観測波の「1-2 秒震度」を再現できていないことがわかる。「1-2 秒震度」の誤差を全地点に対して平均したものを表 1.3 に示す。SMGA モデルでは SPGA モデルに対して 2.2 倍～3.8 倍程度の誤差が生じている。

2.5 各種の指標による観測記録との適合性の評価結果

本研究では、巨大地震を対象とした強震動予測に用いる震源モデルの選択に資することを目的とし、2011 年東北地方太平洋沖地震の強震動を対象に提案されている複数の震源モデルに関して、各々の震源モデルから計算される地震動と、実際に観測された地震動との誤差を、構造物への影響が大きい帯域を中心に定量的に評価し、震源モデルのパフォーマンスに関する定量的な比較を行った。対象とした震源モデルは、SPGA モデル、SMGA モデル、および疑似点震源モデルである。

まず、港湾構造物をはじめとする多くの構造物にとって重要性の高い 0.2-1Hz の帯域の速度波形については、観測波形に明瞭に表れている強震動パルスを再現できるのは SPGA モデルと疑似点震源モデルであり、SMGA モデルではこの帯域の波形を正確には計算できないことを示した。また、その原因は明確であり、既存の SMGA モデルの枠組みを維持したまま、パラメータの修正のみでこの帯域の波形の計算精度を向上させることは困難であることを指摘した。

次に、各種の誤差指標を用いた震源モデルのパフォーマンスの総合的な検討では、速度波形 (0.2-1Hz)、速度 envelope (0.2-10Hz) およびフーリエスペクトル (0.2-10Hz) のいずれに関しても、SPGA モデルおよび疑似点震源モデルによる誤差は SMGA モデルによる誤差よりも小さい結果となることを示した。建物被害と対応の良い指標である「1-2 秒震度」についても、観測との対応がよいのは SPGA モデルおよび疑似点震源モデルであった。

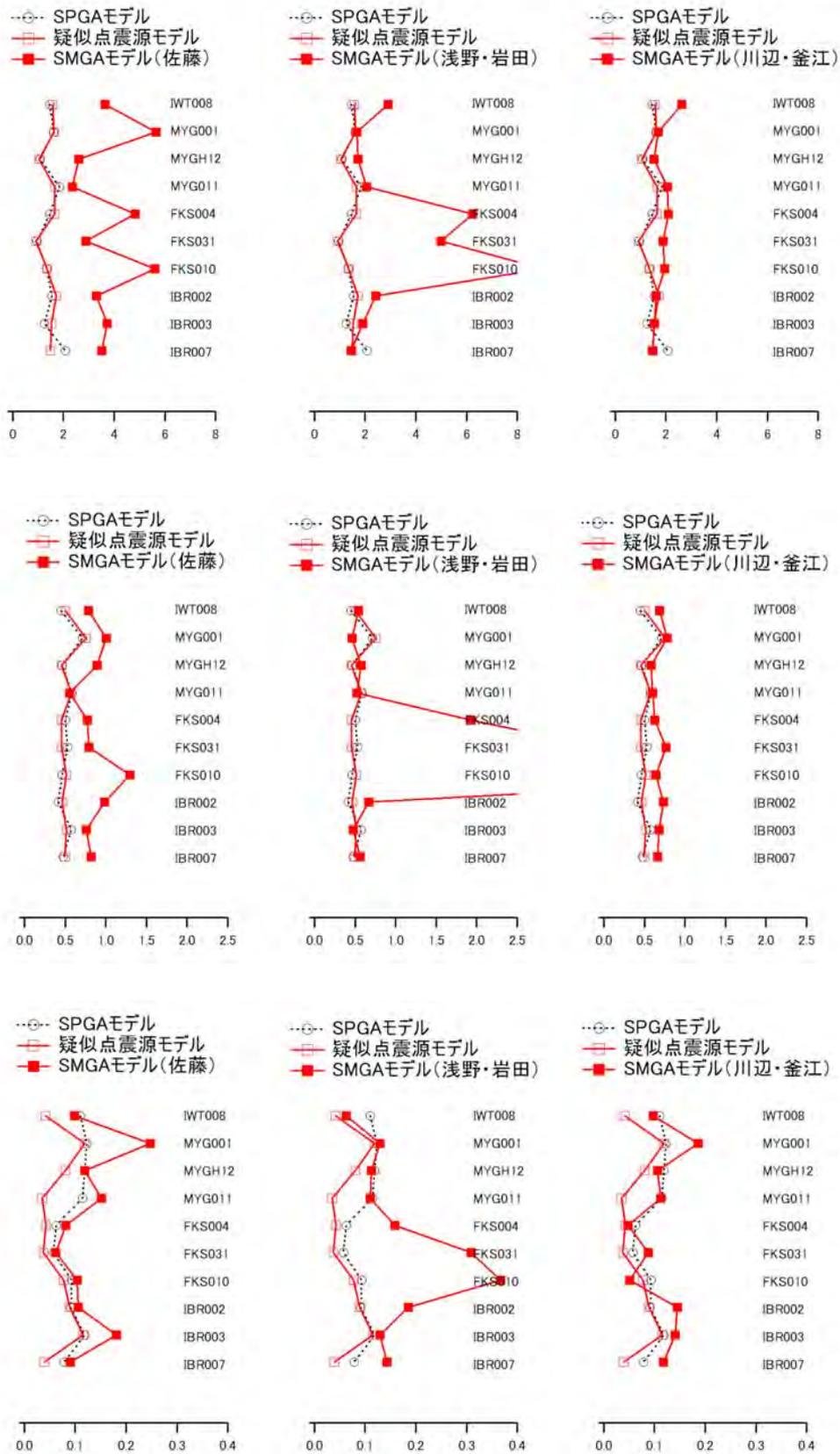


図 2.5 速度波形 (0.2-1Hz) (上), 速度エンベロープ (0.2-10Hz) (中) およびフーリエスペクトル (0.2-10Hz) (下) を対象とした場合の各種震源モデルによる計算誤差の評価結果

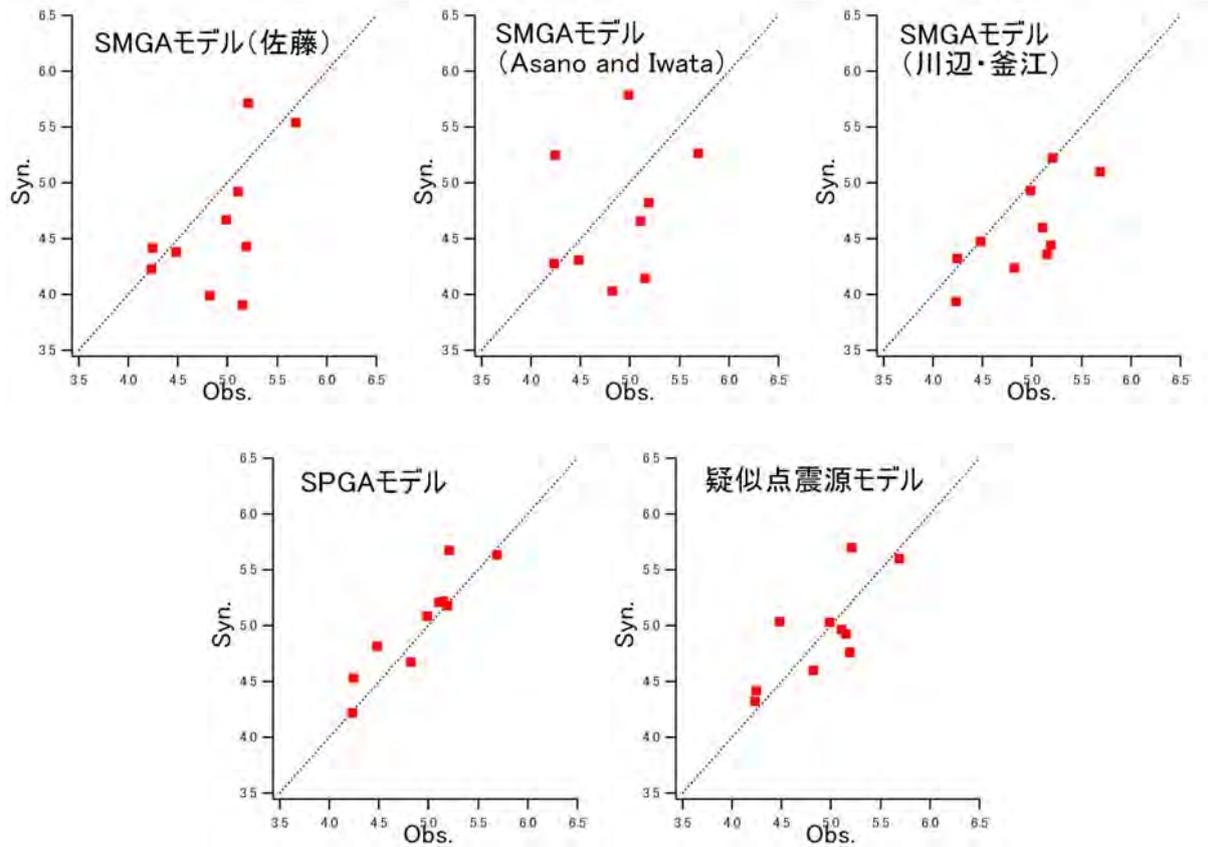


図 2.6 「1-2 秒震度」13)の観測値と計算値の比較

表 2.3 各種の誤差の全地点における平均（赤字は当該指標に関する誤差の最小値）

	速度波形 0.2-1Hz	速度envelope 0.2-10Hz	フーリエスペクトル 0.2-10Hz	1-2秒震度
SPGAモデル	1.46	0.52	0.096	0.21
疑似点震源モデル	1.45	0.52	0.067	0.30
SMGAモデル（佐藤）	3.81	0.87	0.124	0.57
SMGAモデル（浅野・岩田）	3.43	1.61	0.171	0.80
SMGAモデル（川辺・釜江）	1.84	0.68	0.109	0.47

以上のことから、巨大地震に対する構造物の耐震検討に用いる入力地震動を策定するための震源モデルとしては、SPGAモデルまたは疑似点震源モデルが適していると考えられる。

謝 辞

本研究では（独）防災科学技術研究所の K-NET, KiK-net の強震記録を使用しています。ここに記して謝意を表します。

参考文献

- 1) Kinoshita, S.: Kyoshin Net (K-net), *Seism. Res. Lett.*, Vol. 69, pp.309-332, 1998.
- 2) Aoi, S., T. Kunugi and H. Fujiwara: Strong-motion seismograph network operated by NIED: K-NET and KiK-net, *J. Japan Assoc. Earthq. Eng.*, Vol.4, pp.65-74, 2004.
- 3) 野津厚：2011年東北地方太平洋沖地震を対象としたスーパーアスペリティモデルの提案，日本地震工学会論文集，Vol.12，pp.21-40，2012.
- 4) 野津厚，山田雅行，長尾毅，入倉孝次郎：海溝型巨大地震における強震動パルスの生成とその生成域のスケーリング，日本地震工学会論文集，Vol.12，pp.209-228，2012.
- 5) 野津厚：強震動を対象とした海溝型巨大地震の震源モデルをより単純化する試みー疑似点震源モデルによる2011年東北地方太平洋沖地震の強震動シミュレーションー，地震2，Vol.65，pp.45-68，2012.
- 6) 佐藤智美：経験的グリーン関数法に基づく2011年東北地方太平洋沖地震の震源モデループレート境界地震の短周期レベルに着目してー，日本建築学会構造系論文集，No.675，pp.695-704，2012.
- 7) Asano, K. and Iwata, T.: Source model for strong motion prediction in 0.1-10 Hz during the 2011 Tohoku earthquake, *Earth Planets Space*, Vol.64, pp.1111-1123, 2012.
- 8) 川辺秀憲，釜江克宏：2011年東北地方太平洋沖地震の震源のモデル化，日本地震工学会論文集，Vol.13，pp.75-87，2013.
- 9) Kurahashi, S. and Irikura, K.: Short-period source model of the 2011 Mw9.0 off the Pacific coast of Tohoku earthquake, *Bull. Seism. Soc. Am.*, Vol.103, pp.1373-1393, 2013.
- 10) 土木学会，土木構造物の耐震設計法等に関する第3次提言と解説，2000，<http://www.jsce.or.jp/committee/earth/propo3>.
- 11) 野津厚，井合進，一井康二，沼田淳紀：ケーソン式岸壁の変形に寄与する地震動の周波数成分，レベル2地震に対する土構造物の耐震設計シンポジウムおよび講習会テキスト，pp.311-318，2000.
- 12) 境有紀，瀨瀨一起，神野達夫：建物被害率の予測を目的とした地震動の破壊力指標の提案，日本建築学会構造系論文集，No.555，pp.85-91，2002.
- 13) 境有紀，神野達夫，瀨瀨一起：建物被害と人体感覚を考慮した震度算定方法の提案，第11回日本地震工学シンポジウム，pp.17-22，2002.
- 14) 野津厚：海溝型巨大地震による周期1-5秒の帯域の地震動の予測手法について，日本地震学会講演予稿集，B12-04，2010.
- 15) 壇一男，佐藤俊明：断層の非一様すべり破壊を考慮した半経験的波形合成法による強震動予測，日本建築学会構造系論文集，No. 509，pp.49-60，1998.
- 16) 入倉孝次郎，香川敬生，関口春子：経験的グリーン関数を用いた強震動予測方法の改良，日本地震学会講演予稿集，No.2，B25，1997.
- 17) 古和田明，田居優，岩崎好規，入倉孝次郎：経験的サイト増幅・位相特性を用いた水平動および上下動の強震動評価，日本建築学会構造系論文集，No.514，pp.97-104，1998.
- 18) 野津厚，長尾毅，山田雅行：経験的サイト増幅・位相特性を考慮した強震動評価手法の改良ー因果性を満足する地震波の生成ー，土木学会論文集 A，Vol.65，pp.808-813，2009.

3. 強震動下の地すべりに対する解析的評価手法の検討

酒井 久和*¹, 小野 祐輔*²

3.1 はじめに

我が国は国土の7割が山地であり、かつ、マグニチュード6以上の地震回数は世界全体の約20%に及ぶ。そのため、中山間地を経由する緊急輸送道路が多数存在し、地震による地すべりや斜面崩壊によって不通となる道路が少なくない。近年の被害地震においても、2004年新潟県中越地震(M6.8)、2008年岩手・宮城内陸地震(M7.2)、2011年東北地方太平洋沖地震(M9.0)などで地すべりや斜面崩壊が多発し、道路ネットワークの途絶により孤立地域が発生している。2004年新潟地震では、山古志村で甚大な地すべりや斜面災害により道路ネットワークが寸断され、孤立した住人が約2年半にわたって集団避難を余儀なくされた。一方、2011年東北地方太平洋沖地震においては、中山間地を経由する道路を早期復旧させることで、被災した沿岸の幹線道路の代替経路を確保し、津波で甚大な被害を受けた地域に対して緊急物資の輸送や復旧等の活動を可能とした。いわゆる、“櫛の歯作戦”であり、国土交通省ではこの成功事例をもとに、来るべき南海トラフの巨大地震に対して、事前の地震対策を進めている。

南海トラフの巨大地震においては、広域にわたり震度6強以上の強震動を受けると予測されている。それらの地域には四国山地、紀伊山地などが横たわっており、緊急輸送道路の途絶の要因となり得る斜面は膨大な数に上る。これらの斜面が新潟地震のように復旧に長期間を要するのか、東北地方太平洋沖地震のように短期の復旧が可能であるのかは、崩土の土量、流動量に依存する。したがって、本研究では、地震時の崩土の流動量、土量を評価する手法の確立を目的として、粒子法の一つであるSmoothed Particle Hydrodynamic (SPH)法を用いて地すべりの崩壊シミュレーションを実施し、プログラムの改良を行った。

3.2 研究方法

解析対象を2008年岩手・宮城内陸地震における荒砥沢地すべりとし、現地で採取した岩石および土質試料の物理・強度試験結果に基づいて地盤パラメータを設定する。3次元のSPH法による自重解析および地震応答解析を実施し、被害状況と比較することで、プログラムの改良や解析手法の問題点を抽出する。

3.2.1 荒砥沢地すべりの概要

荒砥沢地すべりは、2008年岩手・宮城内陸地震により発生した地すべりで、幅約900m、長さ約1300m、主滑落崖最大高さ約150m、不安定土砂発生量は約6,700万m³に達する山地災害のうち最大規模の地すべりである¹⁾(写真3.1参照)。最も崩壊領域が大きな側線に対する地震発生前後の断面図を図3.1に示す。

すべり面は図中の砂岩・シルト岩互層で形成されており、すべり面の深度は最大127m、傾角は0~2°であった²⁾。この地震による斜面被害では、地形・地質的観点から特徴が見られる。浅層崩壊と表層崩壊は急傾斜した谷壁に集中し、崩壊の上流部には溶結凝灰岩が分布する。また、軟質な軽石凝灰岩の上部に硬質な溶結凝灰岩が分布するキャップロック構造となっており、規模の大きな地すべりが発生する傾向にあった²⁾。図3.1の地震後の断面図によると、上流側で高さ約100mのすべり面を伴って、ブロック状に崩壊し、溶結凝灰岩、軽石凝灰岩、砂岩・シルト岩の3層が、最大で約300m移動しているのが分かる。この非常に大きなすべりについては、中央部に位置する旧陥没帯内堆積物が震動後に、約200m下流側に開いたことも、大

*¹ 法政大学デザイン工学部都市環境デザイン工学科 (〒162-0843 東京都新宿区市谷田町2-33)

E-mail: hisakai@hosei.ac.jp

*² 鳥取大学鳥取大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻 (〒680-8552 鳥取市湖山町南4-101)

E-mail: ysk@cv.tottori-u.ac.jp



写真 3.1 被害直後の空撮写真¹⁾

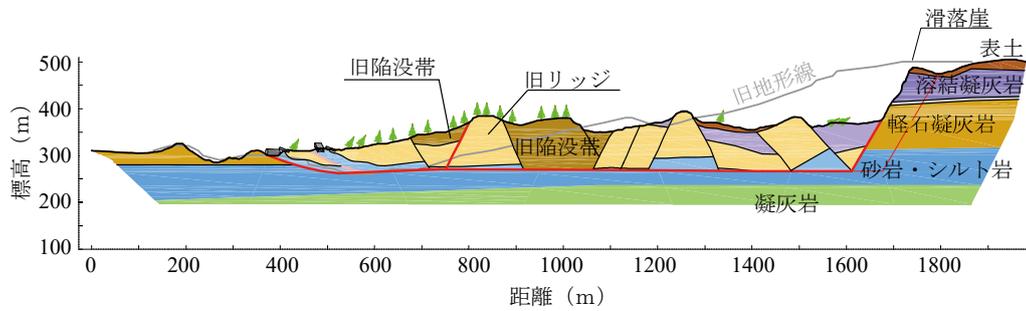


図 3.1 被災前後の断面図 (文献 1)に加筆)

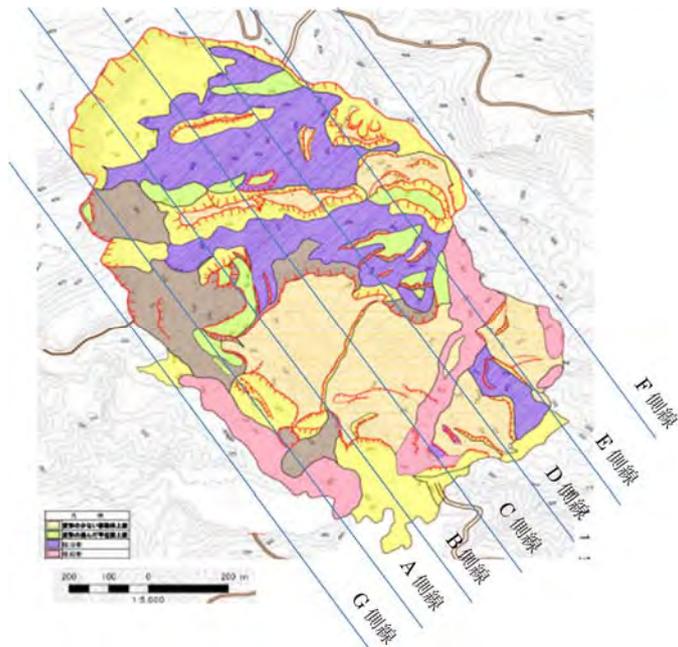


図 3.2 解析モデル作成時の側線 (文献 1)に加筆)

変形の要因の一つであると考え、そして、移動により地震後の断面図は、全体的に傾斜のない平坦な断面図になっている。

3.2.2 解析モデル

東北森林管理局の資料 1)に示された地すべりの流動方向に沿った 5 つの側線（図 3.2 側線 A～E）に対する断面図に加えて、さらにその両側に F, G の側線を設定し、空中写真判読図より標高を読み取り地すべり発生前の地形を作成する。3.3 節で示す現地踏査において地層の状況を確認し、3 次元の解析モデルを構築した。流動方向長さ 1,800m, 幅 880m の底面を持つモデルである。作成した解析モデルの俯瞰図および土塊の最大流動を起こした A-A'軸の断面図を図 3.3 に示す。

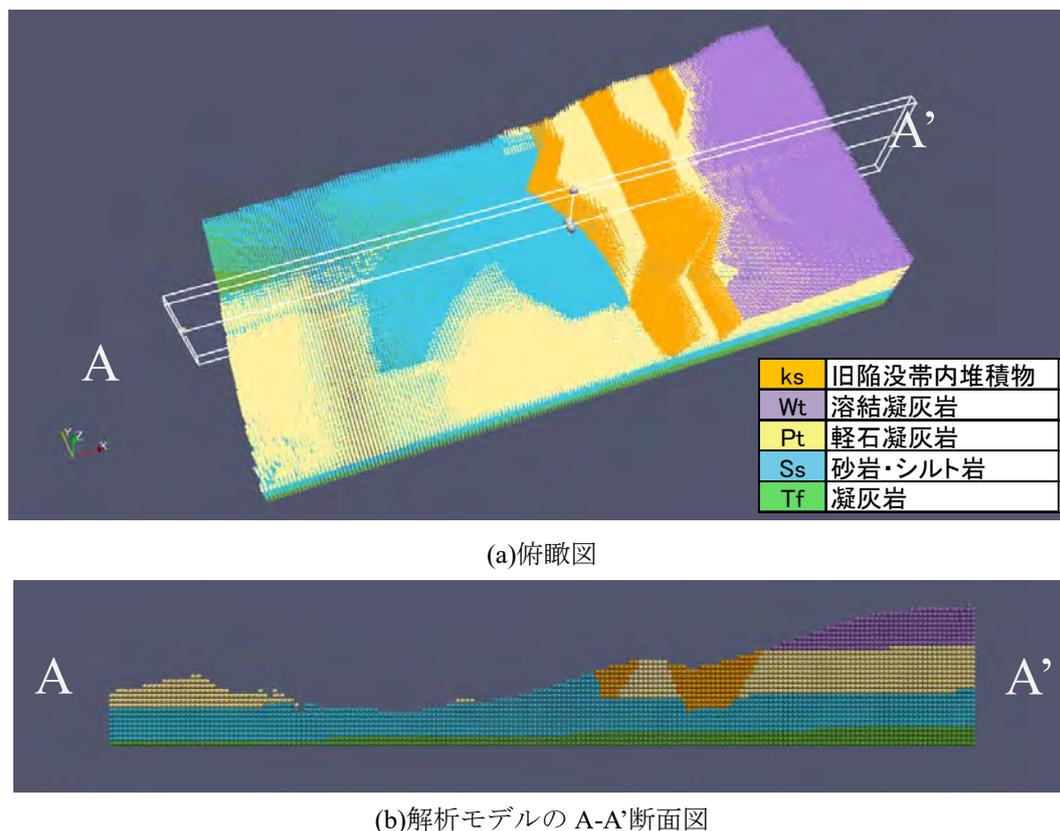


図 3.3 荒砥沢地すべりの 3 次元解析モデル

3.3 現地踏査と力学試験

2014 年 11 月 28 日～29 日, 2015 年 9 月 11 日～12 日に現地踏査を実施し, 解析モデル作成にあたり, 文献調査の補足調査を行った。また, 解析用の地盤パラメータ設定のために土質試料, 岩石の採取を行った。採取地点を写真 3.2 に示す。

3.3.1 岩石の強度試験

荒砥沢地すべりの地震時の崩壊解析を行うにあたり, 岩石に対する試験設備を保有する鳥取大学で地盤定数特定のための力学試験を行った。現地調査で採取した試料のうち, 砂岩・シルト岩に対して圧裂引張試験, 点載荷強さ試験を, 採取した試料が少なかった溶結凝灰岩については点載荷強さ試験により強度定数である粘着力 c および内部摩擦角 ϕ を求めた。この際, 地すべり発生時の自然含水比や地下水位による飽和不飽和状態等が不明なため, 乾燥状態, 湿潤状態に分けて測定する。また, 砂岩・シルト岩については層状になっており, 載荷方向によって強度が異なることから層理面に対し垂直方向と平行方向に載荷した。

岩手・宮城内陸地震に係る山地災害対策検討会報告書 1) によると砂岩・シルト岩は概ね地下水面下にある。よって地震時の砂岩・シルト岩の含水状態は湿潤状態であると考えられる。また, 地震時に水平方向のすべり面が砂岩・シルト岩を含む地層に生じており, 層理面に対して水平方向の力が加わったと考えられる



写真 3.2 試料採取地点 (文献1に加筆)

ため、平行載荷における試験結果を用いる。ここで、本解析では、点載荷強さ試験よりも精度が高いと考えられる圧裂引張試験の結果を採用する。

砂岩・シルト岩の湿潤状態・平行載荷での試験結果は、粘着力 $c=374\sim 769\text{ kN/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi=30.2\sim 56.0^\circ$ の範囲であり、平均値は粘着力 $c=554\text{ kN/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi=42.6^\circ$ である。

同様に岩手・宮城内陸地震に係る山地災害対策検討会報告書によると溶結凝灰岩も概ね地下水面下にある。湿潤状態での試験結果は、粘着力 $c=1,080\sim 1,828\text{ kN/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi=49.0\sim 57.04^\circ$ の範囲であり、平均値は粘着力 $c=1,282\text{ kN/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi=52.8^\circ$ である。また、砂岩シルト岩の湿潤密度の平均値は 1.61 g/cm^3 であった。

3.3.2 土質の強度試験

軽石凝灰岩については、2箇所採取した。傾斜地で採取した軽石凝灰岩 a は、試料をシンウォールチューブから取り出した際に崩れてしまい円柱形のまま保存することができなかつたため、締固め法を用いて試料を作製した。よって軽石凝灰岩 a の供試体は乱した試料となる。平坦地で採取した軽石凝灰岩 b は、試料をシンウォールチューブから取り出した際に自立したことから、トリミング法を用いて供試体を作製した。よって軽石凝灰岩 b の供試体は乱さない試料となる。なお、軽石凝灰岩 b は供試体成形中の崩壊を防ぐため、試料を凍結しトリミングした。作製する供試体の形状は円柱であり、寸法は直径 5cm、高さ 10cm とする。

地下水位（間隙水圧）を考慮した飽和状態の土を見立てたパラメータを得るため、非圧密非排水の三軸圧縮試験を行った。試験の結果、軽石凝灰岩 a の粘着力 $c=40.1\text{ kN/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi=8.91^\circ$ であったが、軽石凝灰岩 b については 3 本の供試体のうち、1 本が飽和時に塑性化させてしまったために強度定数を特定できなかった。

また、旧陥没帯堆積物については強度定数が $c=28.09\text{ kN/m}^2$ 、内部摩擦角 $\phi=15.73^\circ$ 、湿潤密度の平均値は、 1.76 g/cm^3 であった。

3.4 プログラム改良および高速化

3.4.1 プログラム改良

解析モデルに対して、室内実験等によって求められた地盤パラメータを用いて解析を行ったところ、地震応答解析前の自重解析において、地盤の崩壊現象が発生した。この原因として2つの要因が考えられる。

①地盤の強度が拘束圧依存性を持っており、自重解析の初期段階において拘束圧がない状態から自重が作用するため、非常に小さなせん断耐力しか有しておらず、地盤が塑性状態に達し易い。

②SPH法では荷重が作用したときに粒子が微小震動を起し、それによってさらに地盤が塑性状態に達し易い。

表3.1に示すように、特に砂岩シルト岩に対して地盤の残留強度をピーク強度と比較して非常に小さな値を採用している。これは、東北地方管理局の報告³⁾、大野らの研究²⁾で、砂岩シルト岩において地震震動中の間隙水圧の上昇によりせん断強度が大幅に低下したと想定されていること、本研究においても塑性後のせん断強度の大幅な低下が無ければ実被害を再現できなかったことによる。また、地盤は一度塑性状態にあると判定されると残留強度を持つようにプログラミングされていることから、地盤の塑性化の有無が解析結果に大きく影響を及ぼすことになる。一方、②の現象は小野の研究⁴⁾でも指摘されている。そのため、粒子の微小震動を抑制し、解の安定化を目的として、数値積分法のオイラー法からHHT法へ改良を行った。また、①の自重解析初期時に耐力が過小評価されていることに対しては、初期応力解析初期段階において、ピークの粘着力を増大させて、一時的に塑性化を防ぐ。

3.4.2 並列化

数値計算プログラムを高速化させる方法は主に計算量を減らす、メモリアクセスのジャンプを低減させる、並列化の3つのアプローチが挙げられる⁵⁾。本研究ではSPH法を用いた3次元地震応答解析プログラムを並列実行することで高速化を目指す。

並列化はOpenMPと呼ばれると呼ばれるAPI(Application Programming Interface)を用いる。この手法は既存のFortranプログラムに指示文を追加することで並列化を行うことができるプログラミンモデルである。

本研究では、プロファイリング手法に基づき、プログラムの並列可能で計算コストの大きなサブルーチンの特定、並列化を行った。また、前年度から開発環境を変え、OSはLinuxのCentOS7を使用した。結果、荒砥沢のモデルで300秒の解析を行い、昨年度の計算時間に比べ、8倍の高速化を実現した。同じ解析環境の下では最高で4倍を超える高速化を実現した。

3.5 数値シミュレーション

3.5.1 解析条件

すべての材料の密度 ρ 、ポアソン比 ν 、ヤング率 E については、大野らの研究²⁾及び、嶋岡らの研究⁶⁾をもとに値を設定した。ダイレイタンシー角 ψ は、ひずみが小さい範囲において有効であり、地すべりのような大変形問題では過剰な体積膨張を引き起こすと考えられることから0度と設定した。その他、地盤の強度定数については、既往の研究成果^{1),2),7),8)}。および3.3節の強度試験結果に基づいてパラメータの決定を行った。解析に使用したパラメータを表3.1、表3.2に示す。ただし、解析ではせん断破壊に対してMohr-Coulombの破壊基準に従った弾塑性モデルを使用している。

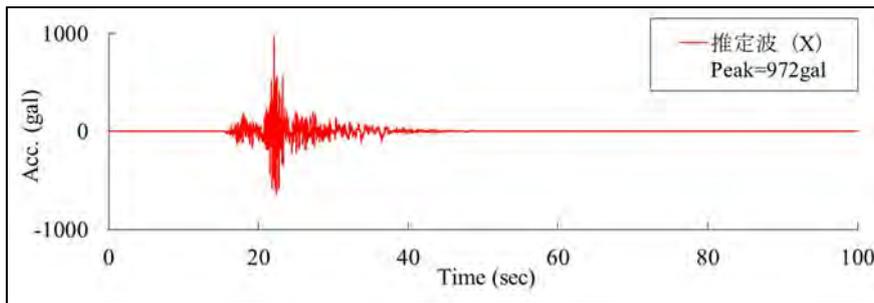
一方、入力地震動は、秦ら⁹⁾により再現された加速度波形を使用する。地震動の推定には経験的サイト増幅・位相特性を考慮した強震動評価手法が用いられている。秦らの再現地震動はNS成分とEW成分が推定されているが、解析モデルのX軸はNS方向から約36.5度傾いた地すべりの滑動方向を基準としているため、解析モデルのX軸、Y軸方向の波形に変換した。入力地震動を図3.4に示す。

表 3.1 物性値と強度定数

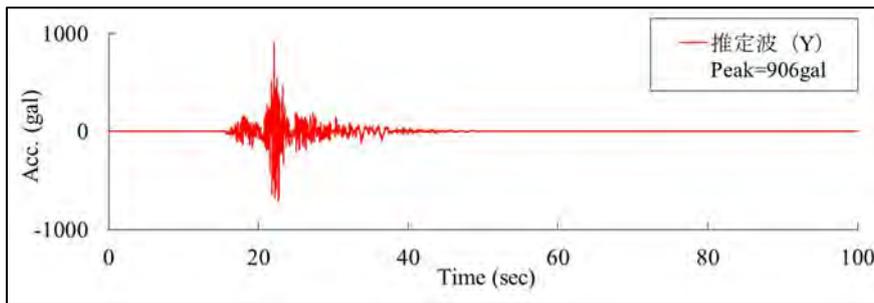
	密度 (g/cm ³)	ヤング率 (kN/m ²)	ポアソン比	ピーク粘着 力(kN/m ²)	ピーク内部 摩擦角(°)	残留粘着力 (kN/m ²)	残留摩擦力 (°)
旧陥没帯内堆積物	1.76	80,000	0.40	28.09	15.73	0.00	10.00
溶結凝灰岩	1.90	1,000,000	0.35	1,282.00	52.08	0.00	40.00
軽石凝灰岩	1.65	80,000	0.40	200.00	35.00	0.80	27.80
砂岩・シルト岩	1.61	700,000	0.35	650.00	50.00	0.00	5.00
凝灰岩	2.25	1,000,000	0.30	230.00	20.00	0.98	7.80

表 3.2 解析パラメータ

粒子数	254,351 個
Step 数	300,000 step
時間積分間隔	0.0001 秒
出力時間間隔	0.1 秒
解析継続時間	300 秒
粒子間隔	10 m
影響半径	13 m



(a) X 方向の入力地震動



(b) Y 方向の入力地震動

図 3.4 入力地震動波形

3.5.1 初期応力解析

前述のように SPH 法では、重力加速度を作用させた際に生じる震動により粒子が塑性化することがあり⁴⁾、また、一度塑性化するとピーク強度よりも小さな残留強度に基づいて弾塑性挙動が再現される。本解析では、土の強度が拘束圧に依存することから、まず、自重解析の初期段階において、ピーク粘着力を増大させた(本来の数値の数千倍)状態で自重解析を 60 秒間行った。ここで、初期応力状態が安定していることを確認するために、50 秒時点で粒子の速度がほぼ 0 になっていることを確認した。

つぎに、上記の初期応力状態から粘着力を本来の値に戻し、地震動を入力しない自重のみ作用する状態でさらに 60 秒の解析を行った。図 3.3 に 60~100 秒における 10 秒毎の変形過程を示す。

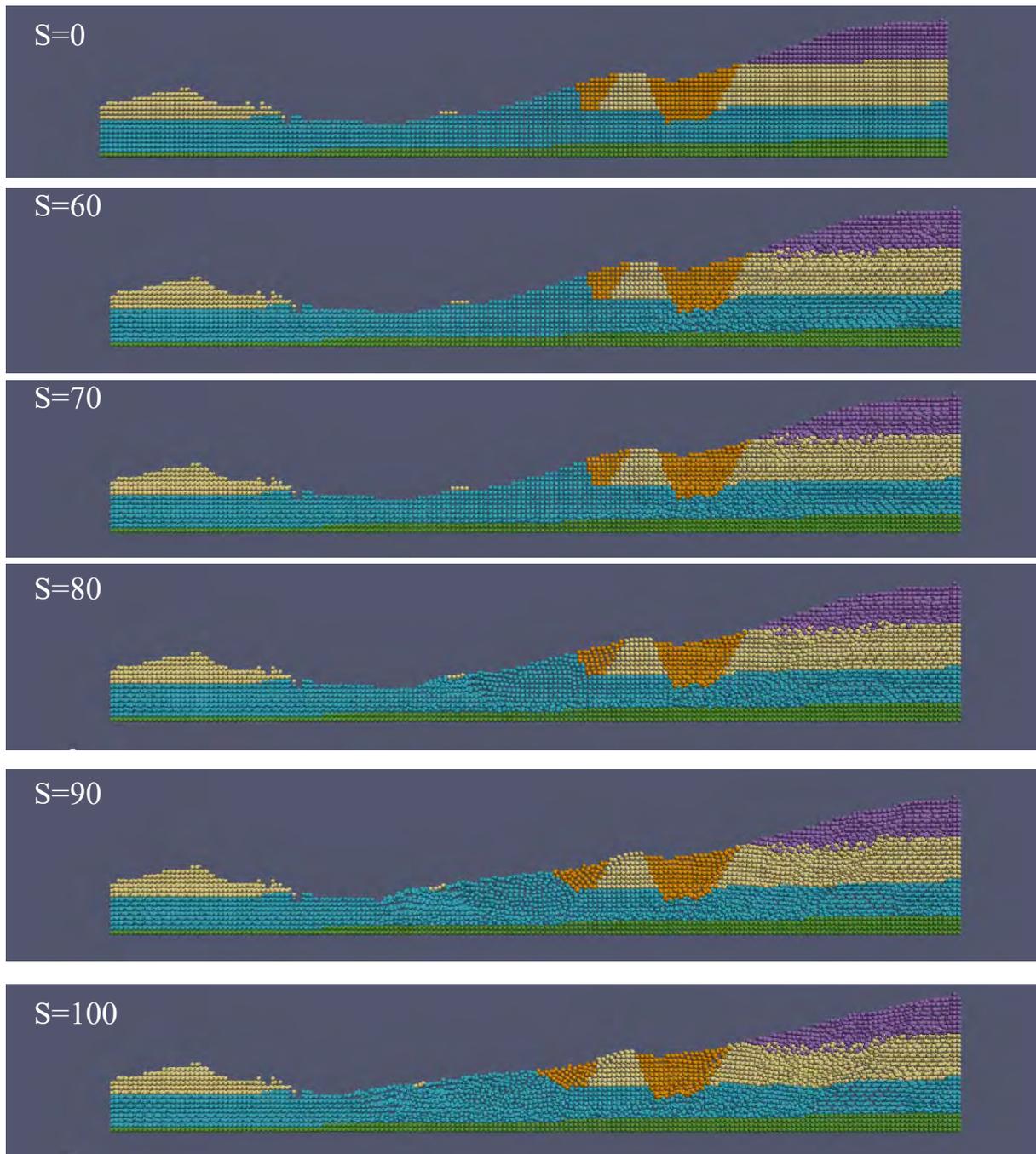
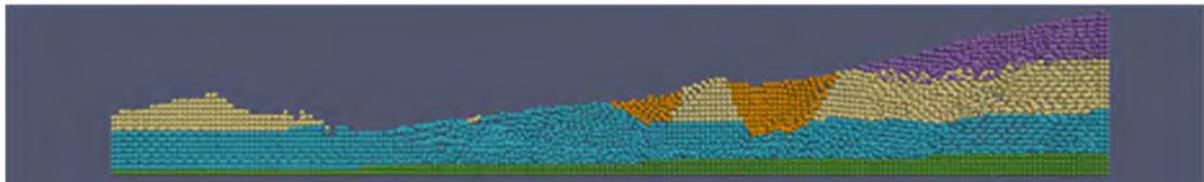


図 3.5 自重解析における 60~100 秒の変形過程

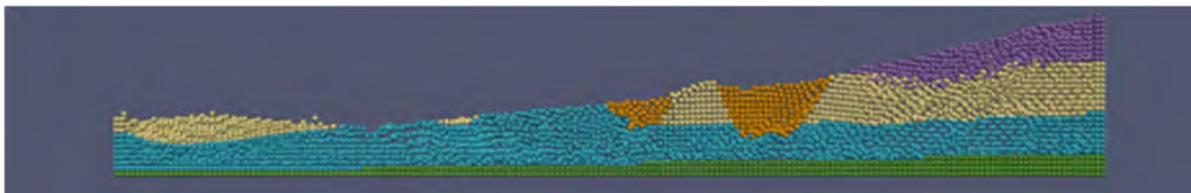
図 3.5 より，地盤の粘着力をもとの設定値に戻すことにより，地盤の塑性化が断面右側で生じ，数十秒かけて破壊が左側に伝播していく様子が確認できる．すなわち今回の初期応力解析においても自重のみで地盤の大きな流動が生じた．粒子に乱れが生じ，変形が進行していることが分かる．ただし，3.4 節のプログラム改良や粘着力を増大させた初期応力解析を事前に行わない解析に比べて，塑性化に至っている範囲は小さく，大幅に地盤の変形は抑制されている．

3.5.2 地震応答解析

3.5.1 項で土質試験等に基づく地盤パラメータを用いた初期応力解析において，既に大きな流動が起きていることを示したが，地震応答解析と自重解析では破壊状態に差異が生じるか確認するために，地震応答解析を行った．解析は粘着力を増大させた初期応力状態を引継ぎ，図 3.4 の地震動を水平 2 方向に作用させたものである．図 3.6 に 3.5.1 項の初期応力解析と本節の地震応答解析における 100 秒後の残留変形状態を示す．



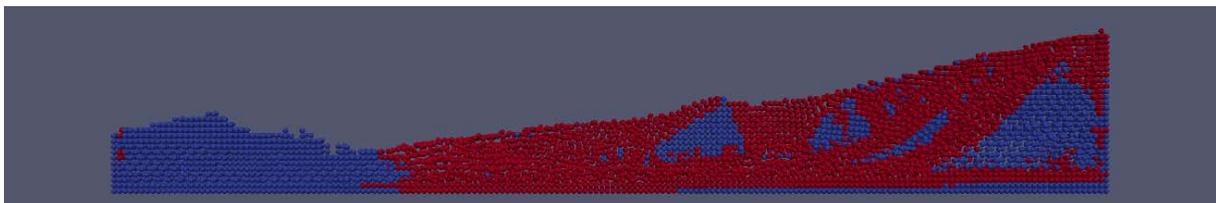
(a) 自重解析



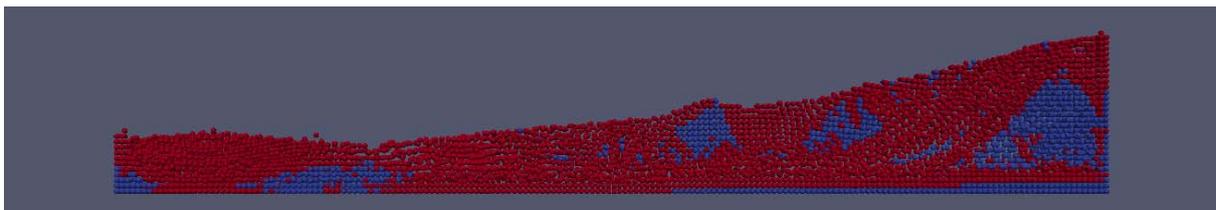
(b) 地震応答解析

図 3.6 解析 100 秒後の残留変形状態

図 3.6 より，自重解析と地震応答解析では，自重解析における地すべり末端部の土塊は安定しており差異が確認できるが，旧リッジ部の水平移動量もほぼ同じで地盤の流動量は同等であることが分かる．解析結果の差異を塑性状態の有無で比較したものが図 3.7 である．



(a) 自重解析



(b) 地震応答解析

図 3.7 解析 100 秒時点での弾塑性状態

図 3.7 より、自重解析、地震応答解析とも、地すべり上部の下層では斜めの線状に破壊が生じており、やや実現象に比べると角度は緩やかだが、すべり面の再現ができたものだと考えられる。また、地すべりの中部に存在する旧リッジが弾性状態のまま存在することから、軽石凝灰岩は土塊のまま流動しており、実現象と同様の特徴が確認できる。自重解析による塑性化の範囲が地震応答解析よりも小さいことが分かる。

本地点が地すべり地帯であり、過去に地すべりが多発したことが地層状態からも確認できることから、自重状態ですべりに対する安全率が 1 に近かったと想定される。土質試験に基づいた地盤パラメータを使用した、試料採取時には試料を少なからず乱されるため、地盤強度を過小評価していることが考えられる。

しかしながら、自重解析において、本来、地盤は安定的であるべきものである。今後は、更なる自重解析の安定化が必要とされる。重力の作用により粒子が震動し、塑性化する可能性があるため、対策として重力加速度の漸増を行うステップを追加することや、解析パラメータ、モデルの見直しなどが挙げられる。また、本解析で行った初期応力の設定は 60 秒として物理量の引き継ぎを行ったが、より継続時間の長い解析を行い、さらに安定した初期応力状態を作成できるかどうかや、安定するまでの時間について検討を行う必要がある。

3.6 まとめ

本研究ではプログラムの並列化と、改良したプログラムで地震応答解析を行った。それらの結果と課題を述べる。

並列化に関しては、OpenMP を用いた並列化で十分な効果を得られた。従前約 22 日かかる解析を本研究で開発したプログラムであれば、2 日半ほどで同様の条件の解析が行えるようになった。また、1 スレッドと複数スレッドでの計算結果を比較しても計算結果に差異は見られず、妥当な計算であることが確認できた。プロセッサの性能を考慮し、同じ条件でスレッド数度との高速倍率を算出すると、最大で 4 倍の高速化が確認できた。しかし、16 スレッド程で効果倍率は頭打ちとなることから、コア数の増加による高速化はこれが限界であると考えられる。

高速化を実現することで、自重解析の安定しない問題に対し、粒子が塑性化する現象を発見し改善した。その結果、解析プログラムの精度向上に貢献することができた。

自重解析の安定化に関して、解析開始直後に全粒子が塑性状態になる問題を解決し、初期応力状態を設定してから地震応答解析、自重解析を行った。これにより、自重解析の完全な安定化までは至らなかったが、従前の自重解析に比べると安定性が向上した結果が得られた。また、地震応答解析でも同様に、初期応力状態を設定した状態から解析し、弾塑性の判断が正しい解析を行った。これにより、地すべり下部における実被害である 200m の滑動を再現することができ、断面における変形状態と弾塑性の状態から、地すべり中央部における旧リッジの流動の再現を確認した。地すべり上部の下層においてすべり面の再現ができたが、150m の滑落崖や中部～上部の滑動量の再現には至らなかった。これは従前の間隙水圧を考慮した砂岩・シルト岩の見かけの内部摩擦角の低下として設定した 5° をそのまま使用したためであると考えられる。大野ら²⁾によると、DDA 解析では 0° に近い値に設定することで 300m の滑動量を再現している。

一方、課題として下記の事項が挙げられる。

1. 他の並列化手法への発展

本研究で使用した並列化手法である OpenMP は比較的適応させることが簡単であるが、期待できる高速化倍率はあまり高くない。越塚ら¹⁰⁾は粒子法の一つである、MPS 法を用いた水柱崩壊実験の解析において、CUDA や MPI を用いて 40 倍近い高速化倍率を挙げている。計算内容は SPH 法に似ているため、更なる高速化が期待できる。OpenMP は他の並列化手法と併用できるため、これを第一段階として CUDA や OpenACC、MPS といった手法への発展が望まれる。

2. 自重解析の完全な安定

本研究で全粒子が塑性化していた問題を改善することで、自重解析の安定性が向上した。しかし、粘着力を本来の値に戻した後の自重解析では、一部の粒子が重力のみで塑性化しているため重力加速度の漸増を行うステップを追加することや、解析パラメータの検討を行い、自重解析の更なる安定化が必要である。

3. 間隙水圧の考慮

本解析では昨年度の物性値を使用している。これらの値は間隙水圧を考慮し、小さな値を使っているため、斜面の安定性や崩土到達距離を予測するには、実験から得られた値を用いて再現できる必要がある。このプログラムは地下水位を反映させることができないので、その手法の検討の必要がある。

4. 他の検討対象地での解析

荒砥沢地すべりと異なる特徴を持つ地すべりを検討・解析を行うことで、現在のプログラムの問題点や、実際に予測が行える点などが確認できる可能性があるため、他の事例を対象に解析を行うべきである。

謝辞

本研究は、法政大学元大学院生嶋中貴史氏、元学部生竹澤麻衣氏、奥宮彩乃氏、岡本遼太氏、石川大地氏が修士・卒業研究の一環として実施したものである。大阪大学秦吉弥助教には共同の現地調査と入力地震動の提供を頂いた。鳥取大学河野勝宣助教にも共同の現地調査と岩石の力学試験の指導を頂いた。検討対象地における現地調査、試料採取に際して、林野庁東北森林管理局宮城県北部森林管理署宮城山地災害復旧対策室飯島康夫前室長、金子守男室長には、危険箇所における調査、試料採取に同行して頂き、現場において丁寧な説明を頂いた。川崎地質株式会社橋本保氏には三軸圧縮試験機に関する指導を賜った。法政大学教育技術嘱託池田勇司氏には本研究を実施するにあたり学生指導等の様々なサポートを頂いた。ここに関係各位に謝意を表する。

参考文献

- 1) 東北森林管理局：岩手・宮城内陸地震に係る山地災害対策検討会 分科会資料（荒砥沢地すべり），2010.3.
- 2) 大野亮一，山科真一，山崎考成，小山倫史，江坂文寿，笠井史宏：地震時大規模地すべり発生機構—荒砥沢地すべりを例として—，日本地すべり学会，第47巻，第2号，pp.10-14，2010.
- 3) 東北森林管理局：平成21年度岩手・宮城内陸地震に係る地形・景観の活用に関する検討会（第1回）資料2，http://www.rinya.maff.go.jp/tohoku/koho/saigaijoho/kyoku/kentokai/pdf/090804_kentou1_siryoy2.pdf，2009.10.（2013.11閲覧）
- 4) 小野祐輔：SPH法による斜面の地震応答と破壊挙動の解析，土木学会論文集A1（構造・地震工学），Vol.69, No.4（地震工学論文集第32巻），I_650-660, 2013.
- 5) 高速化プログラミング <http://fast-programming.aglk.net/intro.php>（2017.1閲覧）
- 6) 嶋岡計亮，小山倫史，西山哲，入江敬，大西有三：不連続変形法の地震起因の地すべりへの適用に関する研究，土木学会，第39巻，364-368，2010.
- 7) 地盤工学会 2008年岩手・宮城内陸地震災害調査委員会：平成20年（2008年）岩手・宮城内陸地震災害調査報告書，p80，2010.6.
- 8) 東北森林管理局：平成21年度岩手・宮城内陸地震に係る地形・景観の活用に関する検討会（第2回）資料3，pp2，http://www.rinya.maff.go.jp/tohoku/koho/saigaijoho/kyoku/kentokai/pdf/siryoy_1mokuji_gaiyo_2_kai.pdf，2009.10.（2014.12閲覧）
- 9) 秦吉弥，大角恒雄，野津厚，釜井俊孝：経験的サイト増幅・位相特性を考慮した強震動評価手法に基づく2008年岩手・宮城内陸地震における荒砥沢地すべり地での地震動の推定，日本地すべり学会誌，Vol.47, No.5, pp.247-254，2010.
- 10) 越塚誠一，柴田和也，室谷浩平：粒子法入門，丸善出版，2014.

4. 地震時流動地盤中の管路に作用する荷重の Smoothed Particle Hydrodynamics 法による評価

小野 祐輔*¹

4.1 はじめに

地震時には斜面崩壊や液状化によって地盤が流動化し大きく変形することがある。このような流動化し大きく変形した地盤中に上水道や下水道、あるいは都市ガス等の管路が埋設されていた場合、大きな被害が生じる恐れがある。そのため、古くからこの問題に対する研究が行われてきた。代表的なものとして、Trautmann ら¹⁾による実験が挙げられる。彼らの実験では、埋設管の埋設深さ、土の特性を変えることにより 30 ケースの検討を行い、埋設管が受ける荷重や降伏変位等の傾向を表している。また、安藤ら²⁾は、Trautmann らよりも径の大きな埋設管を用いた実験を実施し、Trautmann らの結果を検証した。

ところで、流動地盤中の埋設管に作用する荷重を数値解析で評価しようとする場合、大きな困難に直面する。現在、土構造物の地震時挙動の解析には有限要素法が広く用いられている。しかし、有限要素法はメッシュに依存した解析法であるがゆえの欠点を有している。例えば、解析対象が大きく破壊されてしまうような外力を受けた場合、有限要素法では計算の続行が不可能になってしまう。この欠点は、斜面崩壊など大きな変形が重要な問題となる土構造物の地震時挙動解析にとって大きな制約となっている。実際、前述の安藤らの研究では実験では、変位が 25 cm となるまで埋設管を変位させているのにも関わらず、解析では 5cm までの変位に対する検討にとどまっている。その他、吉崎ら³⁾の研究でも、解析では 5 cm までの変位となっている。

そこで、本研究では、流体力学の分野で用いられている Smoothed Particle Hydrodynamics 法（以下、SPH 法）に着目し、この問題への適用性を検討することにした。SPH 法は連続体を多数の粒子として考え、その粒子挙動を運動方程式によって求めるという手法であり、連続体の大変形問題の取り扱いに優れている。また、SPH 法ではメッシュ作成が不要であるという利点もある。SPH 法は、1970 年代後半に Lucy⁴⁾や Monaghan⁵⁾によって提案され、元々は星間物質のダイナミクスや惑星衝突の解析といった宇宙物理学に関する諸問題の解析に用いられてきた。

本研究では、先に述べたように流動地盤により埋設管に作用する荷重の評価への粒子法解析の適用性を検討する。数値解析では、Trautmann ら¹⁾や安藤ら²⁾の実験を参考に、地盤中の埋設管を強制的に移動することより生じる地盤反力を荷重として評価する。具体的には、管路に作用する荷重に対して、管路の埋設深さ、管路の移動速度、および SPH 法において用いられる人工粘性の影響について検討する。

4.2 解析方法

4.2.1 Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) 法の基本理論

SPH法では、連続体を対象として、多数の粒子の集合とみなした近似的な計算を行う。SPH法においては、カーネル近似と粒子近似という二種類の近似計算が行われる。カーネル近似は次式で与えられる。

$$f(\mathbf{x}) = \int f(\mathbf{x}') W(|\mathbf{x} - \mathbf{x}'|, h) d\mathbf{x}' \quad (4.1)$$

*¹ 鳥取大学大学院工学研究科社会基盤工学専攻（〒680-8552 鳥取市湖山町南 4-101）
E-mail: ysk@cv.tottori-u.ac.jp

ここで W はカーネル関数と呼ばれる重み関数であり、 \mathbf{x} は座標値を表す。 h は粒子間の相互作用を特徴づけるパラメータであり、平滑化距離と呼ばれる。式(4.1)において関数 W をディラックのデルタ関数に置き換えたものは、デルタ関数の合積に関する恒等式であり、カーネル近似はこの恒等式を近似したものと解釈することができる。

次に、式(4.1)の積分を次式のように粒子近似と呼ばれる手法で離散化する。

$$f(\mathbf{x}^i) = \sum_{j=1}^N \frac{m^j}{\rho^j} f(\mathbf{x}^j) W(|\mathbf{x}^j - \mathbf{x}^i|, h) \quad (4.2)$$

ここで離散化された点 \mathbf{x}^i を SPH 粒子と呼ぶ。 N は $f(\mathbf{x}^i)$ の計算に含まれる粒子の数である。 SPH 粒子は、質量 m^i 、密度 ρ^i 、受け持つ体積 m^i/ρ^i 、その座標値 \mathbf{x}^i での関数の値 $f(\mathbf{x}^i)$ を有しているが、明確な形状は持たない。すなわち、SPH 法における粒子とは、有限要素法におけるガウス点と節点を合わせたものに相当する概念であり、個別要素法における粒子とは全く異なるものである。

実際に SPH 法を弾性体や弾塑性体の解析に適用する際には、関数 $f(\mathbf{x}^i)$ そのものではなく、その微分形 $\partial f(\mathbf{x}^i)/\partial x_\alpha$ が必要になる。その SPH 近似は次式で与えられる。

$$\frac{\partial f(\mathbf{x}^i)}{\partial x_\alpha} = - \sum_{j=1}^N \frac{m^j}{\rho^j} f(\mathbf{x}^j) \frac{\partial W^{ij}}{\partial x_\alpha} \quad (4.3)$$

あるいは、これと数学的に等価な

$$\frac{\partial f(\mathbf{x}^i)}{\partial x_\alpha} = \frac{1}{\rho^i} \sum_{j=1}^N m^j \{ f(\mathbf{x}^j) - f(\mathbf{x}^i) \} \frac{\partial W^{ij}}{\partial x_\alpha} \quad (4.4)$$

または、

$$\frac{\partial f(\mathbf{x}^i)}{\partial x_\alpha} = \rho^i \sum_{j=1}^N m^j \left\{ \frac{f(\mathbf{x}^j)}{(\rho^j)^2} + \frac{f(\mathbf{x}^i)}{(\rho^i)^2} \right\} \frac{\partial W^{ij}}{\partial x_\alpha} \quad (4.5)$$

が用いられる。ここで、

$$W^{ij} = W(|\mathbf{x}^j - \mathbf{x}^i|, h) \quad (4.6)$$

である。

カーネル関数 W^{ij} として、これまで様々なものが提案されているが、本研究では、適用例の多い 3 次スプライン関数によるものを用いる。この場合、着目した点から平滑距離 h 以内でカーネル関数は非零となり、それ以外では零となる。すなわち、図 4.1 の中央の黒い粒子について、ある物理量 f を評価する場合、この粒子から一定の距離内にある粒子（図中の青い粒子）の持つ値の重み付き平均を、カーネル関数の値を重みとして求めることに相当する。水色の粒子の位置では、カーネル関数の値が零であり、計算に含まれない。

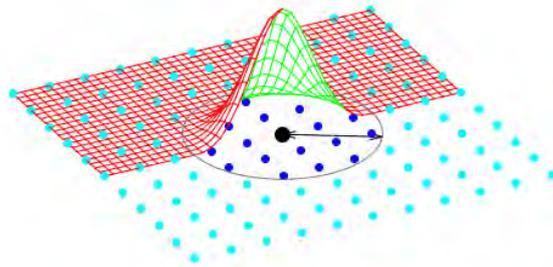


図 4.1 SPH 粒子とカーネル関数

4.2.2 運動方程式の離散化

弾性体や弾塑性体の運動方程式は次式で表される。

$$a_\alpha = \frac{1}{\rho} \frac{\partial \sigma_{\alpha\beta}}{\partial x_\beta} + b_\alpha \quad (4.7)$$

ここで a_α は加速度, $\sigma_{\alpha\beta}$ は応力テンソル, b_α は物体力を表す. この式に対して式(4.5)を用いることにより, 次式を得る.

$$a_\alpha^i = \sum_{j=1}^N m^j \left\{ \frac{\sigma_{\alpha\beta}^i}{(\rho^i)^2} + \frac{\sigma_{\alpha\beta}^j}{(\rho^j)^2} \right\} \frac{\partial W^{ij}}{\partial x_\beta} + b_\alpha \quad (4.8)$$

ここで, 式(4.3)や(4.4)ではなく式(4.5)を用いるのは, 数値解析上の安定性に優れているためである.

4.2.3 弾塑性構成式による応力増分の計算

SPH法における弾塑性解析では, 有限要素法において応力増分を求める一般的な方法である弾塑性マトリクス法が適用できる.

ひずみ速度テンソルは, 速度の勾配から次のように求められる.

$$\dot{\varepsilon}_{\alpha\beta} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial v_\alpha}{\partial x_\beta} + \frac{\partial v_\beta}{\partial x_\alpha} \right) \quad (4.9)$$

ひずみ速度に1ステップの時間 dt をかけることでひずみ増分を求める.

$$d\varepsilon_{\alpha\beta} = \dot{\varepsilon}_{\alpha\beta} dt \quad (4.10)$$

ひずみ増分 $d\varepsilon_{\alpha\beta}$ と応力増分 $d\sigma_{\alpha\beta}$ の関係は,

$$d\sigma_{\alpha\beta} = D_{\alpha\beta\gamma\eta}^{ep} d\varepsilon_{\gamma\eta} \quad (4.11)$$

と与えられる. $D_{\alpha\beta\gamma\eta}^{ep}$ は弾塑性マトリクスである

4.2.3 運動方程式の時間積分

SPH法では, タイムステップ毎に運動方程式(9)により粒子の加速度を求め, 速度, 粒子座標を更新していく. 時刻 t における粒子の加速度を $a_\alpha(t)$, 速度を $v_\alpha(t)$, 座標を $u_\alpha(t)$ と表したとき, 次の時刻ステップ $t+\Delta t$ における粒子速度 $v_\alpha(t+\Delta t)$, 粒子位置 $u_\alpha(t+\Delta t)$ を次のように計算する.

$$v_\alpha(t+\Delta t) = v_\alpha(t) + a_\alpha \cdot (t+\Delta t) dt \quad (4.12)$$

$$u_\alpha(t+\Delta t) = u_\alpha(t) + v_\alpha \cdot (t+\Delta t) dt \quad (4.13)$$

4.2.4 人工粘性項の導入

SPH法では, 引張応力状態において隣り合う粒子が過剰に接近し, 解析精度が低下する現象(tensile instability)が知られている. この現象を抑制するために, 人工粘性と呼ばれる項を式(4.8)に追加する. この時, (4.8)は次のように書き改められる.

$$a_{\alpha}^i = \sum_{j=1}^N m^j \left\{ \frac{\sigma_{\alpha\beta}^i}{(\rho^i)^2} + \frac{\sigma_{\alpha\beta}^j}{(\rho^j)^2} + \Pi_{\alpha\beta} \right\} \frac{\partial W^{ij}}{\partial x_{\beta}} + b_{\alpha} \quad (4.14)$$

ここで,

$$\Pi_{\alpha\beta} = \frac{\mu_{\alpha\beta} (\alpha C_{\alpha\beta} + \beta \sqrt{\mu_{\alpha\beta}})}{\rho_{\alpha\beta}} \quad (4.15)$$

$$\rho_{\alpha\beta} = \frac{\rho_{\alpha} + \rho_{\beta}}{2} \quad (4.16)$$

$$C_{\alpha\beta} = \frac{V_{\alpha} + V_{\beta}}{2} \quad (4.17)$$

$$\mu_{\alpha\beta} = \frac{h \left[(v_{\beta}^i - v_{\alpha}^i)(x_{\beta}^i - x_{\alpha}^i) \right]}{d^2 + \varepsilon h^2} \quad (4.18)$$

である。ただし、 V_p は P 波速度である。

4.2.5 埋設管と地盤との相互作用の解析モデル

SPH 法はあくまでも一つの連続体を対象とした解析手法であり、本研究の対象とする埋設管と地盤との相互作用を取り扱うためには、特別な解析モデルの設定が必要となる。そこで、本研究では、埋設管を円形の剛体粒子の集合体として表現する (図 4.2)。SPH 法で解析される地盤との相互作用、すなわち力のやり取りは、SPH 粒子に剛体粒子と同等の半径を仮想的に与え、個別要素法で用いられる接触モデルを適用する。つまり、管路と地盤の相互作用においては、管路の剛体粒子と地盤の SPH 粒子との間に接触バネを導入する (図 4.3)。

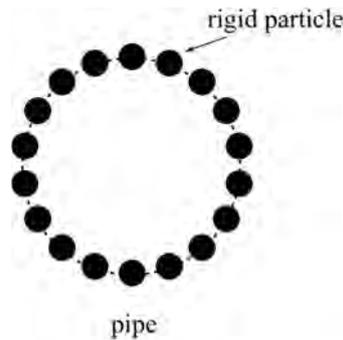


図 4.2 剛体粒子による埋設管の解析モデル

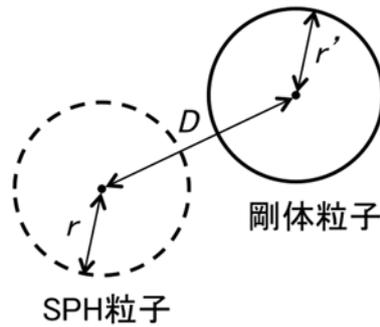


図 4.3 剛体粒子（管路）と SPH 粒子（地盤）の接触モデル

4.3 解析ケース

解析モデルは、安藤ら²⁾が実験で使用した実験装置を参考に図 4.4 のように設定した。幅 20m、縦 8m のサイズで地盤を設置した。土槽は SPH 粒子を固定する（速度を常にゼロとする）ことで作成した。図 4.4 に示す地盤を SPH 粒子、埋設管を剛体粒子で作成した。埋設管に対して右向きに速度を与える。埋設管に作用する荷重は、埋設管を構成する剛体粒子が地盤の SPH 粒子から受ける反力の総和として算定する。結果の整理においては、以後、 F は埋設管に作用した荷重(N)、 γ は単位体積重量(kgf/m³)、 H は管路の埋設深さ(m)、 D は管路の外径(m)、 L は奥行き(m)を表わす。また、本解析で用いる地盤材料のパラメータは安藤ら²⁾を参考とし表-1 の通り設定した。



図 4.4 解析モデル

表-1 地盤材料

密度 ρ	1.73E ³ kg/m ³
ヤング係数 E	42826000 N/m ²
ポアソン比 μ	0.38
内部摩擦角 ϕ	45.8 deg.
粘着力 C	0.05 N/m ²

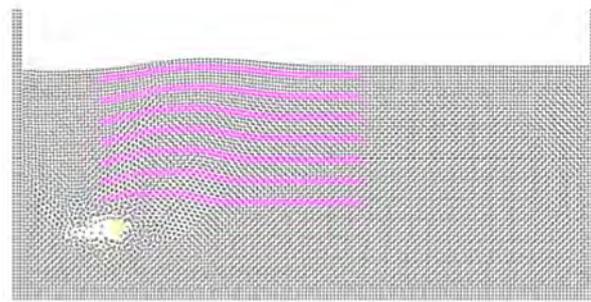
4.4 解析結果

4.4.1 人工粘性の影響

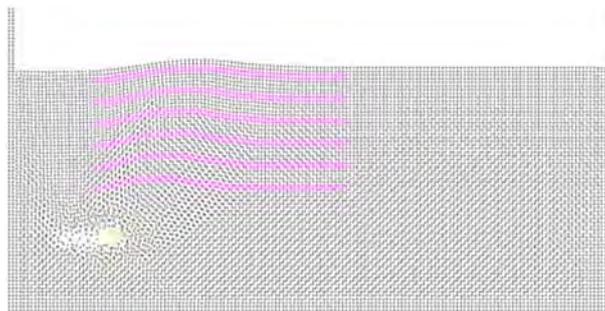
先に述べたように、SPH 法では引張状態で粒子が過剰に近接し、解析精度が低下する問題（tensile instability）を抑制するために人工粘性を与える必要がある。しかしながら、人工粘性を与えることで、解

析結果が影響を受けることが予想される．ここでは，その効果を確認することを目的として， $\alpha_{\Pi} = \beta_{\Pi} = 8, 10, 12$ の3ケースについて解析を行い，結果を比較する．

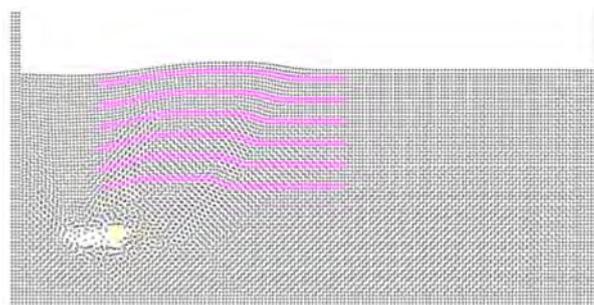
図4.5に管路を右向きに25cm移動させた時点でのSPH粒子の分布の様子を示す．人工粘性の強さを表わすパラメータ α_{Π} と β_{Π} が大きくなるに従い，管路進行方向前方における2つの粒子が引きつけ合うような挙動が抑制されていることが確認できる．次に，図4.6に管路に作用する荷重の比較を示す．人工粘性がゼロの場合（赤線）に比べて，人工粘性を与えたケースでは管路に作用する荷重が大きくなっている．しかしながら，人工粘性強さを表わすパラメータ α_{Π} と β_{Π} に対しての変化は少ない．すなわち，管路に作用する荷重に対して人工粘性は影響を及ぼすものの，その感度は小さいことが確認される．



(a) $\alpha_{\Pi} = \beta_{\Pi} = 8$



(b) $\alpha_{\Pi} = \beta_{\Pi} = 10$



(c) $\alpha_{\Pi} = \beta_{\Pi} = 12$

図4.5 人工粘性の違いによるSPH粒子挙動の比較

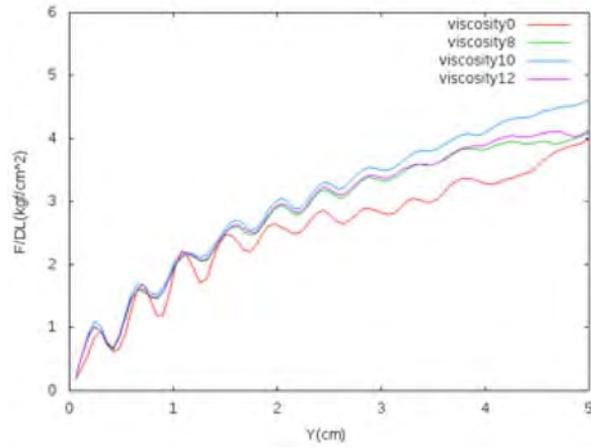
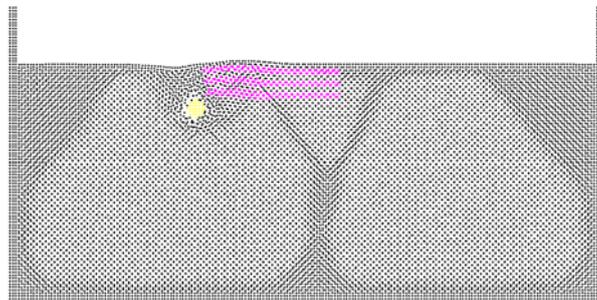


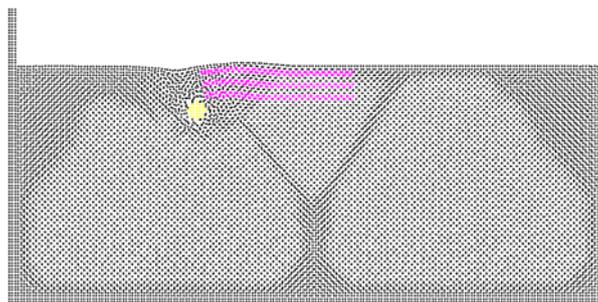
図 4.6 人工粘性の違いによる管路に作用する荷重の比較

4.4.2 管路の移動速度の影響

埋設管の移動速度の影響を検証するために 0.003, 0.01, 0.015, 0.03 m/s の 4 ケースの解析を行った。埋設管の管径 D は 60.96 cm, 埋設深さ H は 1.5 m である。図 4.7 はそれぞれの速度で管路が 25 cm 変位した時の SPH 粒子の分布の様子である。この図によると、いずれの移動速度によっても SPH 粒子の分布に大きな違いは見られない。次に、移動速度の違いによる埋設管に作用する荷重の変化を検討する。

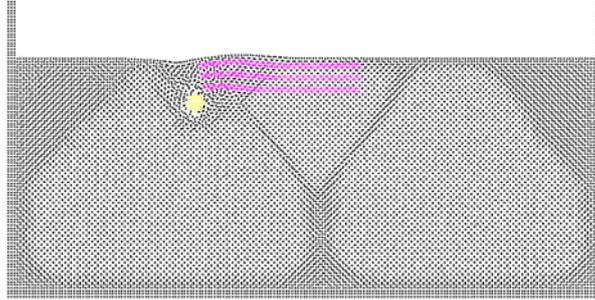


(a) 0.003 m/s

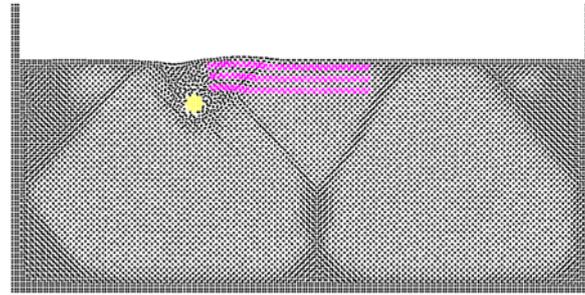


(b) 0.01 m/s

図 4.7 管路の移動速度の違いによる SPH 粒子の分布の比較



(c) 0.015 m/s



(d) 0.03 m/s

図 4.7 管路の移動速度の違いによる SPH 粒子の分布の比較 (続き)

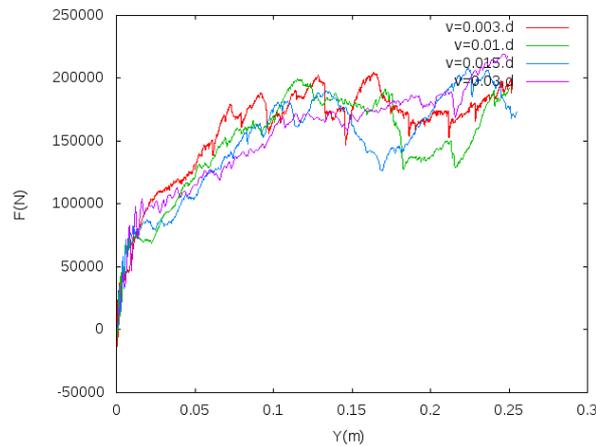


図 4.8 管路の移動速度の違いによる埋設管に作用する荷重の比較

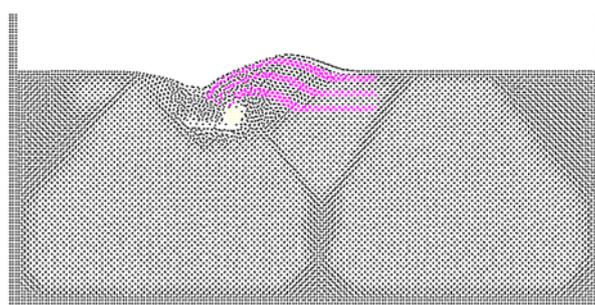
図 4.8 は埋設管に作用する水平荷重と埋設管の変位の関係を表したものである。縦軸は水平荷重 F 、横軸は変位 Y である。埋設管を移動させる速度を 0.003 から 0.03 m/s まで最大で 10 倍変化させているのに対し、荷重の変化はほとんど見られない。ただし、変位が 15 cm を越えたあたりからそれぞれの荷重のばらつきが大きくなっている。この結果から、管路の移動速度の影響は、管路の移動量が小さい範囲では小さく、管路の移動距離が大きくなった際に現れることが分かる。

4.4.3 管路の埋設深さの影響

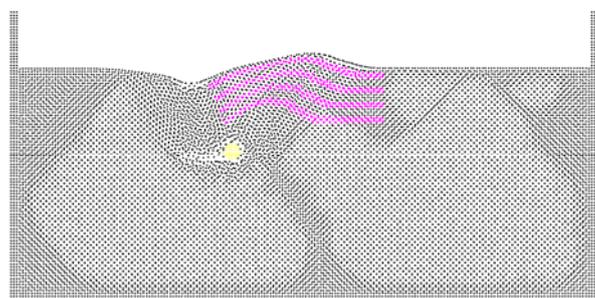
埋設深さ H と管径 D の比 H/D が 2.5, 4.7, 9.1 の 3 ケースについて解析を行った。管径 D は 60.96 cm, 埋設深さ H は 1.5, 2.865, 5.547 m の 3 通りである。図 4.9 に 50s 後の地盤の変形状態である。埋設深さを変えることで、地表面の変化の様子が異なる様子が見られる。埋設深さが小さい場合には、管路進行方向前方に位置する地表面が狭い範囲で大きく盛り上がるのに対して、埋設深さが大きい場合には、広い範囲で管路進行方向前方の地表面が隆起している。また、地盤中に生じるすべり線の角度は、いずれの埋設深さのケースに対しても約 45 度とほぼ一定になっている。

次に、図 4.10 には、管路の移動距離と作用する荷重について、埋設深さ H/D による比較を示している。ただし、管路の移動距離と作用する荷重をそれぞれ Y/D , $F/\gamma HDL$ と無次元化した値を用いている。ここで、 γ は地盤の単位体積重量、 L は土槽の奥行きである。この図によると、埋設深さ H/D が大きくなることで、管路に作用する荷重の最大値が増加することが分かる。また、いずれの埋設深さ H/D に対しても、管路の移動距離が大きくなると、管路に作用する荷重が一定となっている。

一方、Trautmann ら¹⁾の実験結果では、管路に作用する荷重は一旦最大値に達した後にやや減少し、その後一定となることが示されている。このような管路に作用する荷重がピーク値を示す挙動は、安藤ら²⁾の実験でも同様に報告されており、最初に管路の近傍で発生したすべり線が、管路の移動と共に徐々に管路の進行方向前方の地表面に向かって徐々に発展し、地表面に到達する過程によって生じると推定されている。このことから、本研究における SPH 法による解析では、すべり線の発達する過程の再現が不十分であることが推察される。

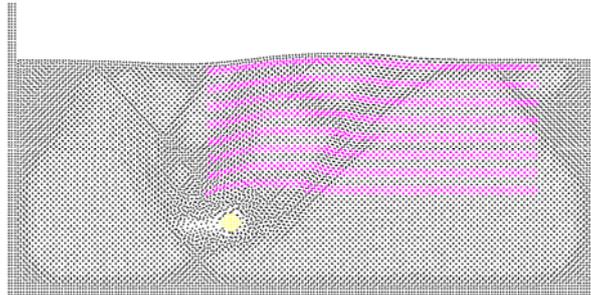


(a) $H/D=2.5$



(b) $H/D=4.7$

図 4.9 埋設深さによる SPH 粒子の挙動の比較



(c) $H/D=9.1$

図 4.9 埋設深さによる SPH 粒子の挙動の比較 (続き)

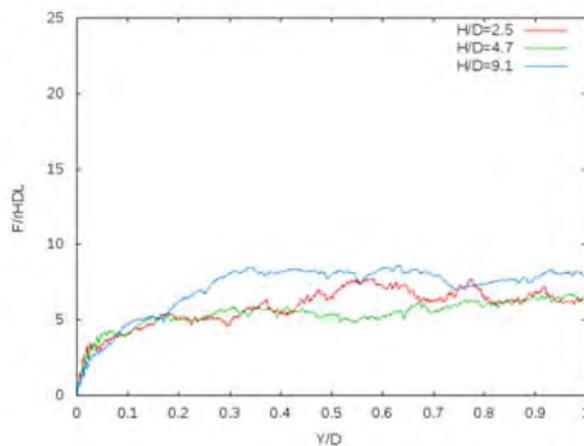


図 4.10 埋設深さによる管路に作用する荷重の変化

4.5 まとめ

本研究では、流動地盤中の埋設管に作用する荷重の評価のための数値解析手法を確立することを目的として、Smoothed Particle Hydrodynamics (SPH) 法の適用を試みた。SPH 法は、本来単一の連続体を対象とした数値解析法であるため、埋設管と地盤との相互作用を考慮した解析を行うためには、特別な解析モデルの設定が必要となる。そこで、本研究では、埋設管を円形の剛体粒子の集合で表現するとともに、SPH 粒子を円形とみなし、個別要素法と同様に接触ばねを導入した解析モデルを設定した。この解析モデルにおいては、管路に地盤から作用する力は、管路の剛体粒子と地盤の SPH 粒子の間のばねに作用する力の合力として算定することができる。

以上の解析手法により、安藤ら²⁾の実験を参考に解析ケースを設定し、流動地盤中の埋設管に作用する荷重の評価を行った。解析により得られた結果は次の通りである。

- 1) 粒子同士が過度に接近してしまう現象(tensile instability)を抑制するための人工粘性を導入した場合、埋設管に作用する荷重の評価に対する影響は小さい。
- 2) 埋設管に作用する荷重の評価において、埋設管の移動速度の影響は小さい。
- 3) 埋設深さが小さい場合には、管路進行方向前方に位置する地表面が狭い範囲で大きく盛り上がる。一方、埋設深さが大きい場合には、広い範囲で管路進行方向前方の地表面が隆起する。また、地盤中に生じるすべり線の角度は、埋設深さによらず約 45 度で一定であった。
- 4) 埋設深さ H/D が大きくなることで、管路に作用する荷重の最大値が増加する。

5) 管路の移動距離が大きくなると、管路に作用する荷重は一定の値に収束する。

また、本研究を通じて明らかになった問題として、既往の実験で示されている管路に作用する荷重が一旦最大値に達した後やや減少し、その後一定となる挙動が再現できなかったことが挙げられる。これは、最初に管路の近傍で発生したすべり線が、管路の移動と共に徐々に管路の進行方向前方の地表面に向かって徐々に発展し、地表面に到達する過程の再現が不十分であることが原因であると推察される。

参考文献

- 1) Trautmann, C.H, O'Rourke, T.D: Lateral force-displacement response of buried pipe, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.111, No.9, pp.1077-1092, 1985.
- 2) 安藤広和, 小林実央, 小口憲武: 地震時地盤の側方変位により埋設管に作用する拘束力の検討, 地震工学研究発表会公園概要, Vol.23, pp.409-412, 1995.
- 3) 吉崎浩司, 坂上貴士: 深層部に埋設されるパイプラインに作用する軸直角方向地盤拘束力に関する解析的検討, 土木学会第 58 回年次学術講演会, 平成 15 年 9 月, pp.335-336, 2003 年.
- 4) Lucy, L.B.: A numerical approach to the testing of the fission hypothesis, *The Astronomical Journal*, Vol.82, No.12, pp.1013-1024, 1977.
- 5) Gingold, R.A. and Monaghan, J.J.: Smoothed particle hydrodynamics: theory and application to nonspherical stars, *Monthly Notes of Royal Astronomical Society*, Vol.181, pp.375-389, 1977.
- 6) 小野祐輔, 西田真悟, 清野純史: SPH 法による土構造物の弾塑性解析, 応用力学論文集, Vol.9, pp.717-723, 2006 年.

5. 道路盛土の地震時安全性評価

古川 愛子*¹

5.1 はじめに

南海トラフの巨大地震に備え、道路盛土の耐震性照査は喫緊の課題である。道路盛土のような線状構造物の場合、1 箇所の損傷が路線全体の性能に影響を及ぼす可能性があるため、路線全体に対して地震時安全性を照査する必要がある。したがって、照査対象となる盛土の箇所数が膨大となるため、簡易な方法によって安全性の十分でない箇所を抽出するスクリーニングを行い、抽出された箇所に対して詳細な検討を実施するのが効率的であると考えられる。

さらに、古い時代に造成された盛土などでは、照査に必要な土質定数が不明な場合も多く、どの盛土から優先的に土質調査をすればよいかを決定するためのスクリーニングも必要となってくる。

盛土の地震時安全性の照査には、円弧すべりを仮定した Newmark 法¹⁾が一般的に用いられており、Newmark 法によって得られた滑動量が、要求性能に応じた許容値以内に収まるかどうかで安全性が照査されている。堤体の地震応答を考慮しない Newmark 法が一般的である。

筆者らはこれまで、堤体の地震応答を考慮しない場合を対象として、Newmark 法の滑動量を簡易に評価する手法に関する研究を行ってきた。水平で堅固な基礎地盤上に築かれた、台形で均質な盛土を対象とし、Newmark 法における滑動量の運動方程式を構築する 2 つの変数（滑動係数と降伏震度）の推定式を提案した²⁾。

しかし、堤体の地震応答の影響が大きい場合は、これを考慮することが重要となる。道路の設計要領³⁾や鉄道の設計標準等⁴⁾には、堤体の地震応答を考慮した Newmark 法が明記されている。設計要領³⁾には、有限要素解析によってすべり土塊上の各節点の応答加速度を求め、質量による重み付き平均をとることによって照査用加速度（等価加速度）を算出し、等価加速度を Newmark 法に入力して滑動量を算定する方法が記載されている。この方法では、有限要素解析が必要であるため、全国の盛土を照査するには膨大な計算時間が必要になる。

以上のことから、等価加速度を簡易に算出することが可能となれば、大変有用であると考えられる。本研究では、有限要素解析により算定される等価加速度を、等価な 1 自由度モデルの応答加速度によって表現する方法を提案する。具体的には、水平で堅固な基礎地盤上に築かれた、台形で均質な盛土を対象とし、等価 1 自由度モデルの固有周期と減衰定数の推定式を提案する。これと、Newmark 法における滑動量の運動方程式を構築する滑動係数と降伏係数の推定式²⁾を組み合わせることで、堤体の地震応答を考慮した Newmark 法による滑動量を簡易に推定することが可能となる。

等価加速度を簡易に評価する手法に関する既往の研究としては、有限要素法によりすべり土塊の重心位置における応答加速度を求め、これを Newmark 法に入力する手法⁵⁾が提案されている。堤体内で応答加速度の重み付き平均を計算する手間が省けるため、設計要領で規定されている手法よりは簡便であるが、有限要素解析の実施が必要である。

有限要素法と Newmark 法の解析を行わずに、堤体の地震応答を考慮した滑動量を評価する手法としては、堤体を増幅特性が等価な 1 自由度モデルで表現し、すべり土塊を平面すべりを仮定した完全弾塑性 1 自由度モデルで表現する方法がある⁶⁾が、有限要素法と Newmark 法を組み合わせた解析手法との精緻な一致を目的としたものではない。本研究は、設計要領³⁾に規定されている有限要素法と Newmark 法を組み合わせた解析

*¹ 京都大学工学研究科都市社会工学専攻（〒615-8540 京都市西京区京大大学桂）
E-mail: furukawa.aiko.3w@kyoto-u.ac.jp

手法による滑動量と等価な滑動量を算定することに主眼を置いており、有限要素解析による等価加速度と1自由度モデルの応答加速度が等価となるような等価1自由度モデルを構築し、円弧すべりを仮定したNewmark法と等価な運動方程式ですべり土塊をモデル化する点において、既往研究と異なる。

既往研究としては他に、すべり破壊でなく、基礎地盤の液状化に起因する地盤変形を扱ったもの⁷⁾がある。本研究では、液状化の可能性のある地盤上の盛土は、スクリーニングをせずに優先的に詳細検討をする必要があると考え、滑動変形に限定して検討を行うこととする。また、「道路震災対策便覧（震前対策編）」⁸⁾では、集水地形など基礎地盤が軟弱である場合を考慮した耐震調査法例が挙げられており、このような場合も耐震性が低いと考える必要がある。このことから、堅固な基礎地盤上に築かれた盛土を対象として手法の構築を行った。

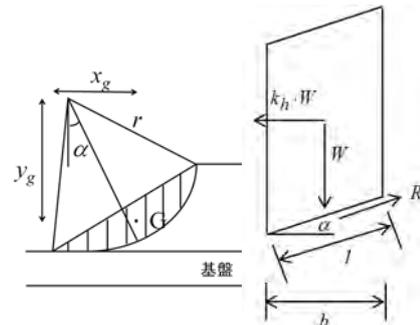


図-5-1 円弧すべりを仮定したすべり土塊モデル（左）と土塊の分割片に作用する力（右）

5.2 現行の道路盛土の地震時安全性照査手法

5.2.1 概要

道路土工の盛土工指針⁹⁾によると、現行の盛土の地震時安全性の照査方法は、レベル1地震動、レベル2地震動ともに、以下に述べる2段階の照査となっている。

第1段階は震度法による照査である。円弧すべり面を仮定した安定解析によって、設計水平震度に対する安全率を算定し、安全率が1.0以上であれば安全性を満たすと判断する。安全率が1.0を下回る場合は、第2段階の照査を行う。第2段階は滑動量による照査である。円弧すべりを仮定したNewmark法に基づき盛土の滑動量を算定する。得られた滑動量が要求性能に応じた変形量の許容値以内に収まるかどうかで照査を行う。

5.2.2 現行の道路盛土の地震時安全性照査手法

a) 第1段階の照査：震度法による安定解析

震度法を用いた安定計算は、図-5.1左に示すような円弧すべり面を仮定した簡便分割法を用いて行う。 r はすべり円の半径、 G は各分割片の重心、 x_g は各分割片の重心とすべり円の中心との水平距離、 y_g は各分割片の重心とすべり円の中心との鉛直距離、 α は各分割片で切り取られたすべり面の中点とすべり円弧の中心を結ぶ直線と鉛直方向とのなす角である。

すべり面上の土塊をいくつかの分割片に分割し、各分割片の重心に自重 W と地震力 $k_h W$ (k_h は水平震度)を静的に作用させ、また円弧すべり面上に滑動に抵抗する向きにせん断抵抗力 R を与える。土塊の分割片に作用する力を図-5.1右に示す。 l は分割片で切り取られたすべり面の弧長、 b は分割片の幅である。また、 c を粘着力、 ϕ をせん断抵抗角、 u は間隙水圧とすると、土塊に作用する円弧中心まわりのモーメントは次式のように表される。

$$M_{DW} = \sum W x_g, \quad M_{DK} = \sum W y_g, \quad M_{RC} = r \sum c l, \quad M_{RW} = r \tan \phi \sum (W - ub) \cos \alpha, \quad M_{RK} = r \tan \phi \sum W \sin \alpha \quad (5.1)$$

ここで、 M_{DW} は自重による滑動モーメント、 M_{DK} は震度 $1g$ による地震慣性力が作用した場合の滑動モーメント、 M_{RC} は粘着力による抵抗モーメント、 M_{RW} は自重による抵抗モーメント、 M_{RK} は震度 $1g$ による地震慣性力が作用した場合の抵抗モーメント、 g は重力加速度である。

すべり安全率 F_s は、すべての分割片に作用する滑動モーメントと抵抗モーメントの比である。

$$F_s = (M_{RW} + M_{RC} - k_h M_{RK}) / (M_{DW} + k_h M_{DK}) \quad (5.2)$$

土塊が滑動する直前で釣り合っているとすれば、 $F_s = 1$ 、 $k_h = k_y$ (降伏震度)として式(5.2)より次式が得られる。

$$k_y = (M_{RW} + M_{RC} - M_{DW}) / (M_{RK} + M_{DK}) \quad (5.3)$$

安全率が 1.0 を下回るかどうかの判定は、照査用地震動の最大地動加速度 PGA を重力加速度 g で除した震度が降伏震度 k_y を上回るかどうかを判定することと等価である。第 1 段階の照査で安全率が 1.0 以下の場合は、第 2 段階の照査へと進む。

b) 第2段階の照査：Newmark法による滑動量解析

土塊に作用する時間 t における加速度を $a(t)$ 、これを震度に換算したものを $k_h(t)=a(t)/g$ とする。円弧の角運動量に対する運動方程式を立てると、次のようになる。

$$\ddot{\varphi}(t) = (k_h(t) - k_y)(M_{RK} + M_{DK})/J \quad (5.4)$$

ここで、 $\ddot{\varphi}(t)$ は時間 t における円弧の中心角の角加速度、 J は土塊の慣性モーメントである。角加速度を積分して角速度 $\dot{\varphi}(t)$ を算出し、土塊が斜面を登らないという仮定から、角速度が 0 を上回る時間帯だけ積分して回転角 $\varphi(t)$ を算定する。最後に、回転角に円弧の半径 r を乗じることで滑動量 $\delta(t)$ が得られる³⁾。

$$\delta(t) = r \cdot \varphi(t) \quad (5.5)$$

以上のようにして算出される滑動量が許容値以内に収まるかどうかで地震時安全性を照査する。

5.2.3 土塊に入力する加速度について

a) 概要

Newmark法では、すべり土塊の慣性力を考慮するため、すべり土塊の応答加速度を入力するのが厳密である。しかし、不整形地盤上の盛土や高盛土など特殊なケースを除いて、Newmark法を行うために地震応答解析を実施し盛土の応答加速度を算出することは、Newmark法の計算が比較的簡便であるという利点を失うことになり、必ずしも実務的な方法とは言えないとされている³⁾。

道路盛土の設計要領³⁾では、高さ30m程度までの盛土の残留変位量は、地表面波形を用いたときと応答加速度を用いた場合とが同等であることが試算により確認されたため、地表面加速度を入力してよい、としている。高さ30m程度以上の高盛土や不整形地盤上の盛土などにおいては、盛土や地盤の地震時挙動が複雑となり、応答加速度の局所的な増幅や、法肩や法尻で応答加速度が大きく異なる場合があるため、盛土底面に地表面波形を入力した地震応答解析を行い、または、耐震設計上の基盤面に基盤波を入力した地震応答解析を行い、盛土各部の応答加速度を読み取り等価加速度を算出し、これをNewmark法の入力とする方法が明記されている。

b) 等価加速度の算定手法

設計要領³⁾によると、等価加速度は次の手順に従って算定することとなっている。

まず、盛土底面に地表面波形を入力した地震応答解析、または、耐震設計上の基盤面に基盤波を入力した地震応答解析を行い、すべり土塊に含まれる節点での応答加速度を抽出する。次に、抽出した応答加速度を時刻毎に次式に代入し、等価加速度 $a_{eq}(t)$ を算出する。

$$a_{eq}(t) = \sum(M_i \times Acc_i(t)) / \sum M_i \quad (5.6)$$

ここで、 M_i はすべり土塊に含まれる節点 i の質量、 $Acc_i(t)$ はすべり土塊に含まれる節点 i の応答加速度である。質量による応答加速度の重み付き平均となっている。

c) 堤体における地震応答の影響

前述のように、設計要領³⁾では、高さ30m程度までの盛土であれば、堤体の地震応答の影響を無視してよいことになっている。しかし、4章で述べるように、高さ30m程度までの盛土であっても、地表面加速度を入力した場合と、堤体の地震応答を考慮に入れた等価加速度を入力した場合とで、滑動量に大きな差が生じることを確認した。従って、地震応答を考慮に入れた評価が望ましいと考えられる。等価加速度を簡易に算定する手法を提案できれば、Newmark法が簡便であるという利点を失わずに済むので、大変有用であると考えられる。

5.3 Newmark 法による滑動量の簡易推定手法

5.3.1 Newmark 法の運動方程式

Newmark 法による滑動量の運動方程式は、式(5.4), (5.5)より、次のように書くことができる。

$$\ddot{\delta}(t) = p \cdot (k_h(t) - k_y) \quad (5.7)$$

ここで、 $\ddot{\delta}(t)$ は滑動量の加速度、 $k_h(t)$ は時間 t における入力加速度を震度に換算したもの、 k_y は降伏震度で式(3)より得られ、 p は次式より得られ、滑動係数と定義する。

$$p = r \cdot (M_{RK} + M_{DK}) / J \quad (5.8)$$

以上より、Newmark 法の運動方程式は、

- ① 降伏震度 k_y (式(5.3))
- ② 滑動係数 p (式(5.8))
- ③ 入力加速度を震度に換算した $k_h(t)$ (堤体の地震応答を考慮する場合は等価加速度を震度に換算)

によって構築されることがわかる。この3つのパラメータを簡易に推定することができれば、式(5.7)に示す微分方程式を解くだけで滑動量を推定することができる。

筆者らは、次項で述べるように、①降伏震度 k_y と②滑動係数 p について、盛土の諸元を変数とした推定式を提案している²⁾。堤体の地震応答を考慮した③等価加速度の簡易推定手法を提案することが、本研究の目的である。

5.3.2 降伏震度と滑動係数の推定手法²⁾

a) 解析条件

推定式の構築にあたっては、水平で堅固な基礎地盤上に築かれた、台形で均質な盛土を対象とした。盛土の諸元は、道路盛土の設計要領³⁾に基づき、広範な盛土をカバーできるように設定した。図-5.2 に示すように、盛土高は 2-35m の間の 18 通り、盛土勾配は 1:1.5, 1:1.8, 1:2.0 の 3 通りとした。盛土の物性値は表-5.1 に示す通りとし、計 1620 通りのモデルに対して降伏震度 k_y と滑動係数 p を算出した。地下水位の影響は考慮していない。

表層付近のすべりを無視して、車道に影響を与える円弧すべり面を用いるのがよいと考え、法肩を含む臨界すべり面を採用した。臨界すべり面とは、最小の震度に対して安全率が 1.0 となる円弧すべり面のことである。

各モデルに対して、式(5.3), (5.8)より降伏震度 k_y と滑動係数 p を計算した。盛土高を H 、盛土勾配を θ 、せん断抵抗角を ϕ 、粘着力を c とし、これらの関数として表した。

b) 降伏震度と滑動係数の推定式

降伏震度 k_{yr} の推定式は次式の通り提案した。

$$k_y = 0.823 \tan \phi - 0.652 \tan \theta - 0.0761 + (0.153 \tan \phi - 0.241)c / H^2 \quad (5.9)$$

滑動係数 p の推定式は次式の通り提案した。

$$p = 6.79 \tan \theta \tan \phi + 1.09 \tan \phi - 3.18 \tan \theta + 10.5 + (0.135 \tan \theta / \tan \phi - 0.0567)c / H \quad (5.10)$$

5.4 1 自由度モデルを用いた等価加速度の簡易推定手法の提案

5.4.1 概要

本研究では、有限要素解析によって求まる等価加速度を、等価な1自由度モデルの応答加速度によって表現する。1自由度モデルを構築する固有周期と減衰定数の推定式を提案する。多数の盛土モデル及び入力地

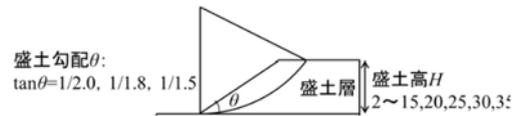


図-5.2 Newmark 法の解析モデル

表-5.1 盛土の諸元

土質区分	単位体積重量 γ (kN/m ³)	せん断抵抗角 ϕ (°)	粘着力 c (kN/m ²)
土質1	20	40	0,3,5,10,15
土質2	20	35	0,3,5,10,15
土質3	19	30	0,3,5,10,15
土質4	19	25	0,3,5,10,15
土質5	18	20	0,3,5,10,15
土質6	18	15	0,3,5,10,15

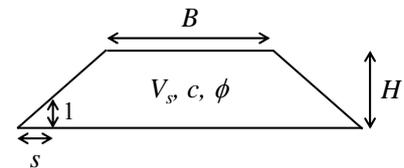


図-3 有限要素法の解析モデル

震動の組み合わせに対して、有限要素解析により等価加速度を算定する。1自由度モデルの応答加速度が等価加速度に一致する固有周期と減衰定数を、最小二乗法により決定する。最後に、固有周期と減衰定数の推定式を提案する。

5.4.2 有限要素解析の概要

a) 盛土のモデルケース

解析モデルは、図-5.3 に示すように堤体のみをモデル化し、底面を固定とした。四角形の平面ひずみ要素とし、要素の1辺が約1mとなるように要素分割を行った。

盛土のモデル一覧を表-5.2 に示す。せん断波速度 V_s は 50, 100, 150, 200, 250m/s の 5 通り、天端幅 B は 12, 18, 24, 30m の 4 通り、盛土高 H は 5, 10, 15, 20, 25, 30m の 6 通り、盛土勾配 s は 1.5, 1.8, 2.0 の 3 通り、粘着

表-5.2 盛土のモデル一覧

ケース	せん断波速度 V_s (m/s)	天端幅 B (m)	盛土高 H (m)	盛土勾配 1:s	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 Φ (°)	備考
1	150	24	10	1:1.8	10	30	基本ケース
2	50	24	10	1:1.8	10	30	剛性変化
3	100	24	10	1:1.8	10	30	
4	200	24	10	1:1.8	10	30	
5	250	24	10	1:1.8	10	30	
6	150	12	10	1:1.8	10	30	
7	150	18	10	1:1.8	10	30	
8	150	30	10	1:1.8	10	30	
9	150	24	5	1:1.8	10	30	盛土高変化
10	150	24	15	1:1.8	10	30	
11	150	24	20	1:1.8	10	30	
12	150	24	25	1:1.8	10	30	
13	150	24	30	1:1.8	10	30	
14	150	24	10	1:1.5	10	30	勾配変化
15	150	24	10	1:2.0	10	30	
16	150	24	10	1:1.8	0	30	粘着力変化
17	150	24	10	1:1.8	15	30	
18	150	24	10	1:1.8	10	25	せん断抵抗角 変化
19	150	24	10	1:1.8	10	40	

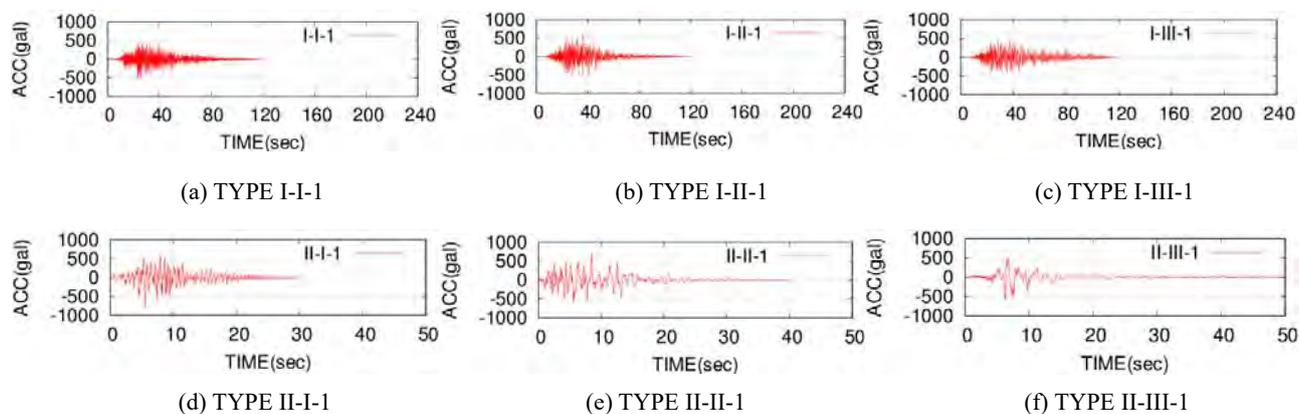


図-5.4 道路橋示方書のレベル2地震動の加速度波形

力 c は 0, 10, 15kN/m² の 3 通り, せん断抵抗角 ϕ は 25, 30, 40° の 3 通りとし, 単位体積重量 17kN/m³ とポアソン比 0.333 は各モデルで同じとした. いずれも, 盛土高が 30m 以下のモデルである. 減衰は, モデル毎に固有値解析を実施し, 水平方向の振動が卓越する 1 次と 3 次モードの減衰定数が 10% となる Rayleigh 減衰とした. これら計 19 通りのモデルに対して有限要素解析により等価加速度を算定した.

なお, 簡易手法の構築を目的としているため, 地盤の非線形性はモデル化していない. 線形解析ではあるが, 軟化による剛性低下および減衰増加を考慮した物性値を入力することを想定している. 非線形性を考慮に入れた物性値の設定方法は, 今後の検討課題としたい.

計算時間間隔は 0.001sec とした.

b) 入力地震動

入力地震動は, 道路橋示方書・耐震設計編¹⁰⁾のレベル2地震動から TYPE I-I-1, I-II-1, I-III-1, II-I-1, II-II-1, II-III-1 の 6 波形を用いた (図-5.4). 本研究ではこれらを地表面加速度と呼び等価加速度と区別する.

5.4.3 堤体の地震応答の考慮の有無が滑動量に及ぼす影響

地表面加速度 (TYPE II-I-1) をケース 1 の解析モデルに入力したときの等価加速度 (EQACC) の算定結果を図-5.5(a)に示す. 比較のため, 地表面加速度 (II-I-1) の時刻歴も併せて示す. 堤体での地震応答を考慮することによって, 地表面より振幅が大きくなっていることが確認できる. 図は省略するが, フーリエスペクトルの比較から, 解析モデルの固有振動数付近で増幅しているのが確認できた. また, 等価加速度と地表面加速度を Newmark 法に入力したときの滑動量の時刻歴を図-5.5(b)に示す. 等価加速度と地表面加速度を入力したときの滑動量は約 40cm 程度の差 (3.7 倍) となり, 盛土高が 10m であっても増幅の影響が無視できないことがわかる.

最後に, 全ての解析モデルと入力地震動の組み合わせ (19×6=114 ケース) に対して, 横軸に地表面加速度を Newmark 法に入力したときの残留滑動量 δ_{imp} , 縦軸に等価加速度を Newmark 法に入力したときの残留滑動量 δ_{FEM} をプロットしたものを図-5.6 に示す. 残留滑動量とは, 地震動の入力が終了したときの滑動量のことである. 滑動量の許容値を 1m と仮定した場合, 許容値を超えるのは地表面加速度を入力した場合は 14 ケースであるが, 等価加速度を入力する場合は 36 ケースとなった. また, すべてのケースで等価加速度を入力した方が滑動量が大きくなっており, 盛土高が 30m 以下でも, 堤体の地震応答を考慮する場合としない場合とで滑動量の推定値が大きく異なり, 増幅の影響が無視できないことがわかる.

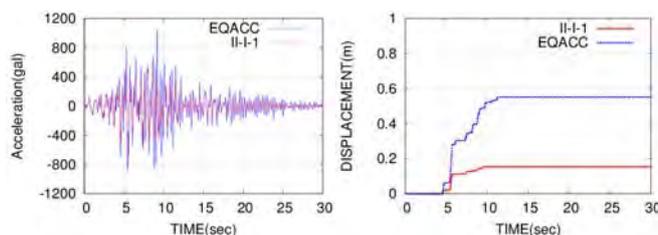
5.4.4 等価1自由度モデルの推定手法

本研究では, 堤体の地震応答を考慮した Newmark 法に入力する等価加速度を, 1 自由度モデルの応答加速度として表現し, 等価な 1 自由度モデルの固有周期と減衰定数を推定する.

固有周期が T , 減衰定数が h である 1 自由度モデルの運動方程式は次式で表される.

$$\ddot{x}(t, T, h) + 2h(2\pi/T) \cdot \dot{x}(t, T, h) + (2\pi/T)^2 \cdot x(t, T, h) = -\ddot{z}(t) \quad (5.11)$$

ここで, t は時間, $\ddot{z}(t)$ は入力加速度である. $\ddot{x}(t, T, h)$ は相対応答加速度, $\dot{x}(t, T, h)$ は相対応答速度, $x(t, T, h)$ は相対応答変位であり, 固有周期 T と減衰定数 h の関数であることを明示している.



(a) 加速度時刻歴

(b) 滑動量時刻歴

図-5.5 等価加速度 (EQACC) と地表面加速度 (II-I-1) の比較

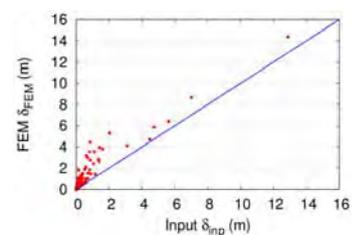


図-5.6 Newmark法による残留滑動量の比較(横軸: 地表面加速度入力時, 縦軸: 等価加速度入力時)

1 自由度モデルの絶対応答加速度 $\ddot{x}_{obs}(t, T, h)$ は次式となる.

$$\ddot{x}_{obs}(t, T, h) = \ddot{x}(t, T, h) + \ddot{z}(t) \quad (5.12)$$

有限要素解析により得られた等価加速度を $\ddot{x}_{eq}(t)$ と、1 自由度モデルの絶対応答加速度 $\ddot{x}_{obs}(t, T, h)$ との残差平方和を最小とする 1 自由度モデルの固有周期 T 及び減衰定数 h を、非線形最小二乗法によって推定し、それぞれ等価固有周期 T_{eq} 及び等価減衰定数 h_{eq} と定義する.

5.4.5 等価1自由度モデルの適用性検証

推定された等価固有周期 T_{eq} 及び等価減衰定数 h_{eq} により構築される等価 1 自由度モデルの応答加速度 (等価 1 自由度モデルによる等価加速度) と有限要素解析による等価加速度を比較することで、等価 1 自由度モデルの適用性を検証する.

ケース 1 の盛土モデル (有限要素解析による 1 次固有周期 0.239 秒, 減衰 0.1) に入力地震動 TYPE II-I-1 を入力した際の等価加速度を、1 自由度モデルで近似したところ、推定された等価固有周期 T_{eq} は 0.239 秒, 等価減衰定数 h_{eq} は 0.153 となった. 等価固有周期は有限要素モデルの 1 次モードの固有周期に一致し, 等価減衰定数は有限要素モデルの 1 次の減衰定数より大きな値となった. 等価減衰定数が有限要素モデルの減衰定数より大きな値となった理由は、後述する.

まず、有限要素解析による等価加速度 (EQACC) と等価 1 自由度モデルによる等価加速度 (SDOF) の加速度時刻歴の比較を図-5.7(a)に示す. 相関係数は 0.988 であり, 良好な精度で一致していることを確認した. フーリエスペクトルの比較 (図-5.7(b)) より, 等価 1 自由度モデルによる等価加速度は, 1 次の固有振動数 (4.18Hz) の付近では僅かに過大評価となることが確認される.

次に、等価 1 自由度モデルと有限要素解析による等価加速度をそれぞれ Newmark 法に入力したときの滑動量時刻歴を図-5.7(c)に示す. 残留滑動量は、等価 1 自由度モデルによる等価加速度 (SDOF) を入力したときが 66.6cm, 有限要素解析による等価加速度 (EQACC) を入力したときが 55.2cm となった. 1 次固有振動数における振幅は、等価 1 自由度モデルの方が僅かに大きいので、等価 1 自由度モデルの方が滑動量も大きな値となり、等価 1 自由度モデルは滑動量を安全側に評価することがわかった.

図-5.8 は、全ての盛土モデルと地震動の組み合わせに対して、横軸に有限要素解析による残留滑動量 δ_{FEM} を、縦軸に等価 1 自由度モデルによる残留滑動量 δ_{eq} をプロットしたものである. δ_{FEM} と δ_{eq} の相関係数は 0.998 であった. 青線は、両者が一致するときの直線である.

青線より上側にある点は、等価1自由度モデルによる滑動量が有限要素解析による滑動量より大きく、安全側の照査となる点である. 本研究において検討した範囲では、全てのケースに対して、等価1自由度モデルによる滑動量が有限要素解析による滑動量を上回る結果となったが、その比は最大で1.17倍であり、過大評価し過ぎていることもなく、良好な精度で一致している.

以上のことから、等価1自由度モデルにより、有限要素解析による等価加速度および滑動量を良好な精度で推定であることがわかり、等価1自由度モデルの適用性を検証することができた.

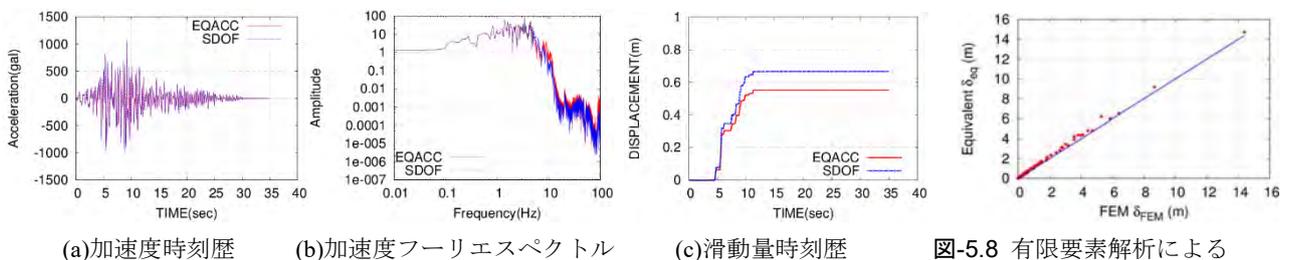
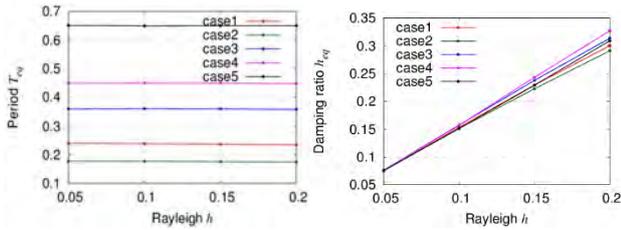


図-5.7 有限要素解析による等価加速度および滑動量 (EQACC) と等価1自由度モデルによる等価加速度および滑動量 (SDOF) の比較 (解析ケース 1, II-I-1)

図-5.8 有限要素解析による残留滑動量 δ_{FEM} と1自由度モデルによる残留滑動量 δ_{eq} の比較

表-5.3 盛土のモデル一覧（減衰定数の影響の検討用）

ケース	せん断波速度 Vs(m/s)	天端幅 B(m)	盛土高 H(m)	盛土勾配 1:s	粘着力 c(kN/m ²)	せん断抵抗角 Φ(°)	備考
1	150	24	10	1:1.8	10	30	基本ケース
2	100	24	10	1:1.8	10	30	剛性変化
3	200	24	10	1:1.8	10	30	
4	150	24	20	1:1.8	10	30	盛土高変化
5	150	24	30	1:1.8	10	30	



(a)等価固有周期

(b)等価減衰定数

図-5.9 有限要素モデルの減衰定数と等価固有周期および等価減衰定数の関係（入力地震動 TYPE II-I-1）

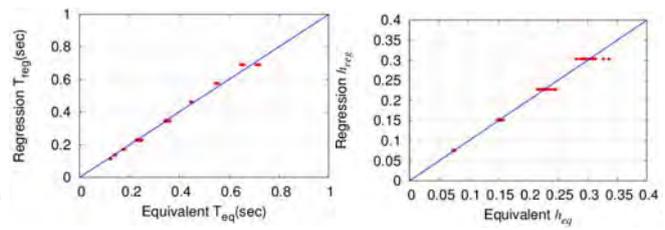


図-5.10 等価固有周期 T_{eq} と

図-5.11 等価減衰定数 h_{eq} と

推定等価固有周期 T_{reg} の関係

推定等価減衰定数 h_{reg} の関係

5.4.6 有限要素モデルの減衰定数の設定値が等価固有周期及び等価減衰定数に及ぼす影響

a) 概要

これまでの、有限要素モデルの1次および3次の減衰定数を0.1の1通りで検討を行ってきた。次に、有限要素モデルの1次と3次の減衰定数を0.05, 0.1, 0.15, 0.2の4通りでばらつかせ、減衰定数の設定値が等価固有周期 T_{eq} 及び等価減衰定数 h_{eq} に及ぼす影響を調べた。

b) 解析条件

盛土モデルのケース一覧を表-5.3に示す。前述の検討において、等価固有周期に影響を及ぼすことがわかったせん断波速度と盛土高を変動させることとし、せん断波速度 V_s は100, 150, 200m/sの3通り、盛土高 H は10, 20, 30mの3通りの計5ケースとした。単位体積重量 17kN/m^3 とポアソン比 0.333 は各モデルで同じとした。

以上の5つの盛土モデルに対して、4通りの減衰定数（0.05, 0.1, 0.15, 0.2）を考慮し、入力地震動はTYPE II-I-1, TYPE II-II-1, TYPE II-III-1の3波形を用いて等価加速度を算定した。そして、有限要素解析による等価加速度と1自由度モデルの応答加速度の最小二乗誤差が最も小さくなるような等価1自由度モデルの固有周期と減衰定数を算定した。

c) 有限要素モデルの減衰定数と等価固有周期および等価減衰定数の関係

有限要素モデルの減衰定数と、等価固有周期 T_{eq} 及び等価減衰定数 h_{eq} の関係を図-5.9に示す。

同図(a)より、有限要素モデルの減衰定数に関係なく、等価固有周期 T_{eq} は一定であることが確認される。以上から、等価固有周期の推定式の構築において、減衰定数の影響は考慮しないてよいことがわかる。

同図(b)より、有限要素モデルの減衰定数の増加に対して、等価減衰定数は比例的に増加すること、減衰定数が大きいほど推定値のばらつきは大きくなる傾向が見てとれる。

5.4.7 等価固有周期および等価減衰定数の推定式

a) 概要

本節では、等価固有周期 T_{eq} 及び等価減衰定数 h_{eq} の推定式を構築する。これまでの検討から、等価固有周期 T_{eq} はせん断波速度 V_s 及び盛土高 H に対して変化し、有限要素モデルの 1 次固有周期に位置することが確認された。また、等価減衰定数 h_{eq} は有限要素モデルの減衰定数と概ね比例関係にあることが確認された。これらの検討結果を踏まえて、等価固有周期及び等価減衰定数の推定式を構築する。

b) 等価固有周期の推定式

まず、等価固有周期の推定式を構築する。等価固有周期 T_{eq} はせん断波速度 V_s に対して反比例的、盛土高 H に対して比例的に変化することから、等価固有周期 T_{eq} の推定式を次式の形で提案する。

$$T_{reg} = \alpha \cdot H / V_s \quad (5.13)$$

ここで、 T_{reg} は推定式から算出される等価固有周期であり、推定等価固有周期と呼ぶこととする。 H は盛土高、 V_s はせん断波速度、 α は係数である。最小二乗法による近似を行った結果、 $\alpha=3.451$ となり、推定式として次式が得られた。

$$T_{reg} = 3.451H / V_s \quad (5.14)$$

成層地盤の固有周期の算定に用いられる 4 分の 1 波長則 ($T=4H/V_s$) に比べて係数が小さく、剛性と深さ (高さ) が同じ様な成層地盤よりも固有周期が短いことがわかる。この理由は、盛土は高いほど幅が狭くなり、質量が減少する影響が表れているものと考えられる。

次に、等価固有周期の推定式の精度について検討する。横軸に等価固有周期 T_{eq} 、縦軸に推定等価固有周期 T_{reg} をプロットしたものを図-5.10 に示す。相関係数は 0.9969 となった。青線は、両者が一致するときの直線である。全体的に良好な精度で一致している。誤差が最大となったのは、 T_{eq} が 0.6462 秒に対して T_{reg} が 0.6902 秒と、僅か 0.044 秒の差である。

c) 等価減衰定数の推定式

続いて、等価減衰定数の推定式を構築する。有限要素解析モデルの減衰定数と等価減衰定数は概ね比例関係にあることから、等価減衰定数の推定式を次式の形で表す。

$$h_{reg} = \beta \cdot h_{FEM} \quad (5.15)$$

ここで、 h_{reg} は推定式から算出される等価減衰定数であり、推定等価減衰定数と呼ぶこととする。 h_{FEM} は有限要素モデルの減衰定数、 β は係数である。最小二乗法による近似を行った結果、 $\beta=1.52$ となり、等価減衰定数の推定式として次式が得られた。

$$h_{reg} = 1.52 \cdot h_{FEM} \quad (5.16)$$

有限要素モデルの減衰定数が 0.1 のときの等価減衰定数の平均値は 0.157 であったため、この場合は係数が 1.57 となるが、減衰定数の範囲を広げることで係数は 1.52 となった。

次に、等価減衰定数の推定式の精度について検討する。横軸に等価減衰定数 h_{eq} 、縦軸に推定等価減衰定数 h_{reg} をプロットしたものを図-5.11 に示す。青線は、両者が一致するときの直線である。有限要素モデルの減衰定数が 0.05 のときはばらつきは小さく、推定式により良好な精度で推定できている。有限要素モデルの減衰定数が大きくなるにつれて、推定等価減衰定数のばらつきも大きくなる。減衰定数が小さいほど応答加速度は大きく、滑動量も大きくなるため、滑動量が大きくなるケースの減衰定数のばらつきが小さいのは、良い傾向だと考えられる。

推定等価減衰定数 h_{reg} が等価減衰定数 h_{eq} を過大評価する場合、盛土の滑動量を過小評価することになるので、危険側の照査となる。本研究において検討した範囲では、最大で 0.02 程度、等価減衰定数 h_{eq} を過大評価するケースがあることがわかった。

5.5 提案する堤体の地震応答を考慮した盛土の地震時安全性簡易評価手法

5.5.1 概要

Newmark 法の運動方程式(式(5.7))に必要なパラメータは以下の3つである。

- ① 降伏震度 k_y (式(5.3)により推定できる)
- ② 滑動係数 p (式(5.8)により推定できる)
- ③ 入力加速度を震度に換算した $k_h(t)$

このうち③は、式(5.14)、(5.16)から推定等価1自由度モデル構築し、地震動を入力したときの応答加速度を等価加速度と見なし、等価加速度を重力加速度で除したものを等価震度 $k_h(t)$ として用いることとする。

5.5.2 地震時安全性評価手順

本研究が提案する、堤体の地震応答を考慮した盛土の地震時安全性簡易評価手法の手順は、以下の通りである。

手順1：式(5.16)、(5.18)から、推定等価固有周期 T_{reg} 、推定等価減衰定数 h_{reg} を算出し、推定等価1自由度モデルを構築する。地表面地震動に対する応答加速度を算出し、等価加速度を推定する。等価加速度を重力加速度で除すことで、等価震度 $k_h(t)$ を推定する。

手順2：式(5.3)から降伏震度 k_y を算出する。等価震度 $k_h(t)$ の最大値が降伏震度 k_y を下回るとき、安全であると照査する。降伏震度 k_y を上回るとき、滑動量を推定する。

手順3：式(5.8)から滑動係数 p を算出する。 k_y と p と $k_h(t)$ を式(5.7)で表される Newmark 法の運動方程式に適用して、滑動量を算定する。残留滑動量が許容値以内であるとき、安全であると照査する。許容値を上回るときは、さらに詳細な検討を行う。

提案手法を用いれば、有限要素解析も、Newmark法の滑動量解析も行わずに、1自由度モデルの運動方程式とNewmark法の運動方程式の2つの2階微分方程式を解くだけで、有限要素解析とNewmark法を組み合わせた手法によって求まる滑動量を推定することが可能となる。

参考文献

- 1) Newmark, N.M.: Effects of earthquakes on dams and embankments, *Geotechnique*, Vol.15(2), 139-159, 1965.
- 2) 古川愛子, 真辺寛人, 清野純史, 水平で堅固な基礎地盤上に築かれた均質な盛土構造物の地震時滑動量の簡易評価手法に関する研究, 土木学会論文集 A2(応用力学), Vol. 70, No. 2 (応用力学論文集 Vol. 17), I_659-I_669, 2014.
- 3) 東日本高速道路株式会社, 中日本高速道路株式会社, 西日本高速道路株式会社: 設計要領 第一集 土工編, 2013.
- 4) 鉄道総合技術研究所: 鉄道構造物等設計標準・同解説 土構造物, 2013.
- 5) 吉川登代子, 湊文博, 秦吉弥, 山田孝弘, 常田賢一, 飛田哲男: 各種 Newmark 法に基づく鉄道盛土の耐震性評価—南海トラフ巨大地震における大阪市街地を例として—, 地域安全学会梗概集, No.36, 2015.
- 6) 澤田純男, 土岐憲三, 村川史朗: 片側必要強度スペクトルによる盛土構造物の耐震設計法, 第10回日本地震工学シンポジウム, 1998.
- 7) 林 宏親, 西本聡, 橋本聖, 梶取真一: 盛土底部の液状化による地震時沈下の簡易予測と補強技術, 寒地土木研究所月報, No.688, 2010.
- 8) 日本道路協会: 道路震災対策便覧 震前対策編, 2006.
- 9) 日本道路協会: 道路土工—盛土工指針, 2010.
- 10) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.

6. 熊本地震における上水道空気弁類の被害分析

宮島 昌克*¹

6.1 はじめに

2011年3月11日に宮城県牡鹿半島沖を震源とするマグニチュード9.0の東北地方太平洋沖地震が発生した。この地震では水道管破裂などの直接的被害が発生していない地域においても地震発生直後から急激な流量増加と水圧減少といった配水システムの異常挙動が発生し、これに起因する空気弁類の被害により水道供給システムを著しく機能低下させた事例が少なからず見られた。2016年4月に発生した熊本地震においても、同様の空気弁等の弁類の被害が報告された。表6.1に熊本地震における熊本市上水道の管路及び弁類の被害箇所数と被害率¹⁾を示す。水道管の被害と比較して、空気弁等の弁類の被害が少なくないことが明らかである。水道管に被害が発生しなくても空気弁類が被災すると漏水により水を供給できなくなるので、これまであまり検討されてこなかった空気弁類の被害原因を明らかにし、対策を考えておくことは極めて重要である。そこで、熊本地震により生じた空気弁類の被害状況をアンケート調査を通して明らかにするとともに、被害原因について検討を行った。

6.2 上水道空気弁類の被害に関するアンケート調査

6.2.1 アンケート調査の概要

アンケート調査を行った目的は、熊本地震において破損した空気弁の形態、設置個所や下流側の配管形態などの周辺状況による被害の相違点など、被害の実態とその原因を究明することである。対象地域は、震度の大きかった地域から小さい地域までのデータが得られるように九州地方全域を対象とする。また、対象の水道事業者は、九州地方の沖縄県を除く7県（福岡県・長崎県・佐賀県・大分県・熊本県・宮崎県・鹿児島県）の209の水道事業者とする。アンケートを各市町村の水道事業者もしくは自治体の水道課に、返信用封筒を同封し郵送する方法で行った。回収方法は、返信用封筒または、Eメールでの返答とした。アンケート実施日時は、平成28年9月2日送付、9月12日締め切りとした。アンケートの回収率を表6.2に示す。

アンケートの内容を表6.3に示す。調査内容として、4つの項目を設定した。「空気弁被害について」の項目では、空気弁の被害の有無、原因について問う内容、「被害のあった空気弁の特徴について」の項目では、空気弁の諸元、被害箇所等を問う内容、「空気弁破損に伴う復旧等の対応」の項目では、断水発生の有無や修繕までの時間など、「地震時の管路内の水圧・流量変化について」の項目では、主に管路内の水圧・流量変化といった配水システムの異常挙動について問う項目を設定した。

6.2.2 各県における空気弁被害数

熊本地震時の各県における空気弁被害数を表6.4に、図6.1に被害が発生した水道事業者の所在地を、それぞれ示す。また、震央を星印で、空気弁被害の発生した事業者の位置を、📍を用いて地図上にプロットした。図6.1によれば、被害は震央のある熊本県と大分県に集中していることがわかる。一方で、佐賀県佐賀市や宮崎県延岡市といった震央から比較的離れた地域においても空気弁被害が発生している。

*¹ 金沢大学理工研究域環境デザイン学系（〒920-1192 金沢市角間町）
E-mail: miyajima@se.kanazawa-u.ac.jp

表 6.1 熊本地震における管路・弁類の被害¹⁾

	被害箇所数	被害率 (箇所/km)
管類	296	0.087
弁類	144	0.042

表 6.2 アンケート回収率

	母数	回収数	回収率(%)
福岡県	62	40	64.5
佐賀県	20	13	65.0
長崎県	21	18	85.7
熊本県	29	19	65.5
大分県	16	11	68.8
宮崎県	23	17	73.9
鹿児島県	38	18	47.4
全体	209	136	65.1

表 6.3 アンケート調査内容

	内容
空気弁について	空気弁破損の有無
	空気弁破損個所の数
	空気弁被害は前震、本震どちらか
	漏水の有無(空気弁破損がなかった場合)
	漏水の有無原因
	空気弁の点検・整備状況・頻度
	空気弁破損の原因
被害のあった空気弁の特徴について	空気弁の諸元 (種類・機種・規格・空気弁径・配水管の口径・製造年・設置標高・使用圧力・使用圧力最高許容応力・管路施設区分)
	空気弁の被害箇所
	フロート弁体の種類
	弁体の材質
	空気弁の設置場所
	空気弁の直下流側の配管形態
空気弁破損に伴う復旧等の対策について	空気弁破損に伴う断水の有無
	空気弁修繕までの期間
	復旧材料の手配までの期間
異常挙動について	水圧・流量変化の有無
	水圧・流量変化について
	流量の停止、減少の有無
	流量の停止、減少の原因
	水圧・流量変化の時間 空気弁の上流・下流側の管路における水圧・流量変化の有無

表 6.4 各県における空気弁被害数

	空気弁被害数
福岡県	0
佐賀県	5
長崎県	0
熊本県	21
大分県	6
宮崎県	1
鹿児島県	0
全体	33

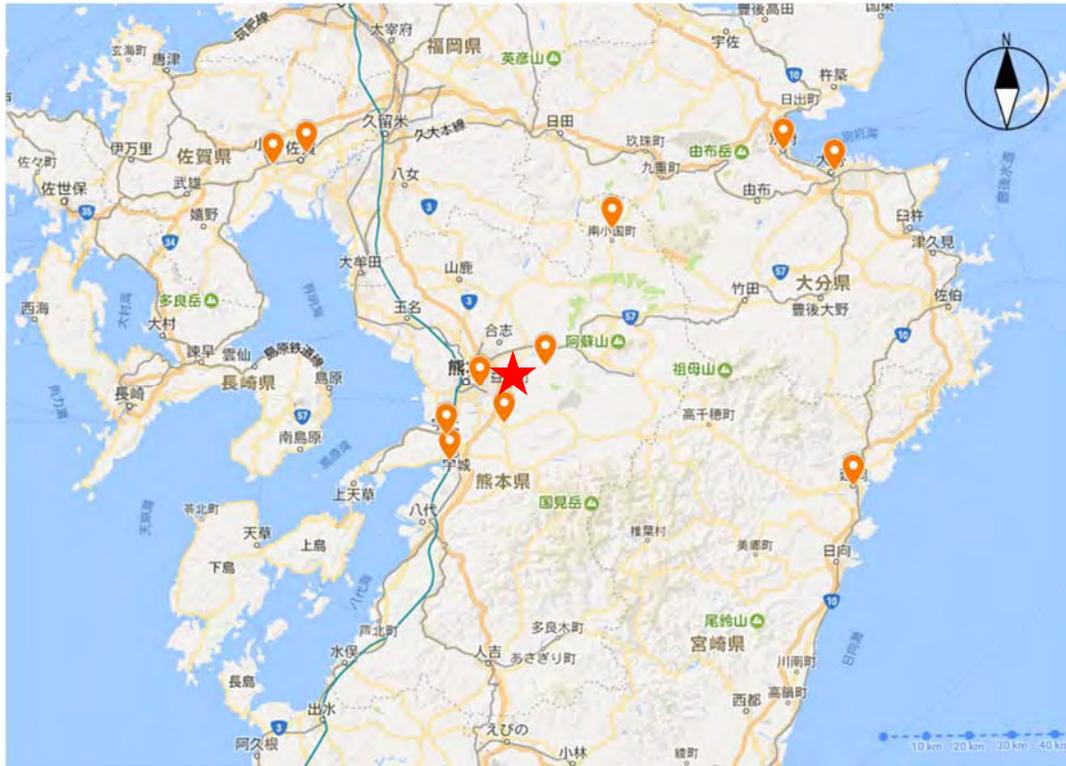


図 6.1 空気弁類の被害発生事業体の所在地⁹⁾

6.2.3 空気弁の被害形態

空気弁の構造を図 6.2²⁾に示すとともに、空気弁の破損箇所と被害要因の回答結果を図 6.3、図 6.4 に示す。被害箇所を見ると、遊動弁体の被害が最も多く、次いでフロート弁体という結果であった。遊動弁体・フロート弁体は、管路内の水に含まれる空気排出を効率よく行うための部位である。メカニズムとしては、管路内の水に含まれる空気が空気弁内に溜まると、水位の低下に伴い、遊動弁体・フロート弁体が降下し、空気孔弁座が開放され、排気が行われる。排気が完了するとフロート弁体は上昇し空気孔が閉じる。この動作を自動的に繰り返して管路内の空気排出を行う。これらの部位は水圧変動の影響を受けやすいため、今回の被害も水圧変動の影響を大きく受けた可能性が高い。また、フロート弁体案内(ガイド)・カバーも水圧変動の影響を受けやすい部位である。一方、遊動弁体、フロート弁体に次いで被害の多かったフランジ継手部は、水道管と空気弁をつなぐ役割を担う部位であり、水圧変動の影響は受けにくい。そのため、今回の被害は経年劣化や、地震の揺れによる直接的な外力が原因だと考えられる。図 6.3 によれば、フランジ継手部の被害は、全体の約 16%を占めており、3 番目に破損の多い部位となっている。

図 6.5、図 6.6 に被害要因ごとの破損箇所の内訳を示す。同図によれば、管内の水圧変動に伴う破損では遊動弁体・フロート弁体の被害が全体の 70%以上を占めていることがわかる。また、弁体に外力が加わったことによる破損では、フランジ継手部の破損が 70%を占めることがわかる。

以上の結果より地震への対策としては、遊動弁体・フロート弁体に対する急な水圧変動への対策が最重要である。しかし一方で、フランジ継手部等の外部に接する部位に関しては地震の揺れへの対策も必要不可欠といえる。

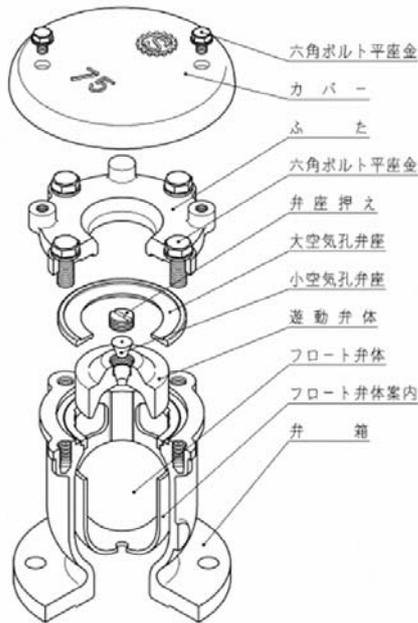


図 6.2 空気弁の構造²⁾

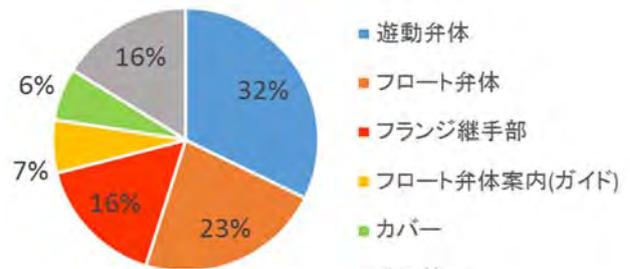


図 6.3 空気弁の破損箇所

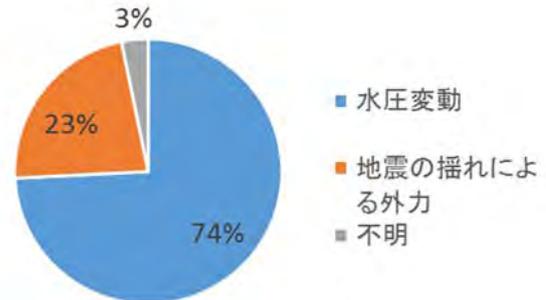


図 6.4 空気弁の破損要因

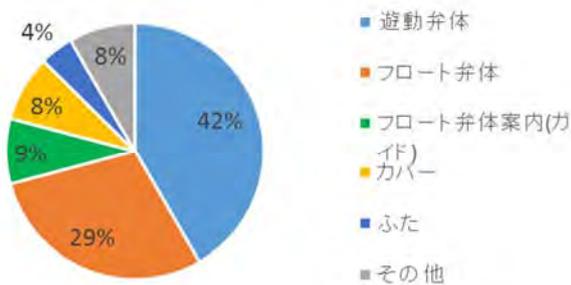


図 6.5 水圧変動に伴う破損の破損箇所

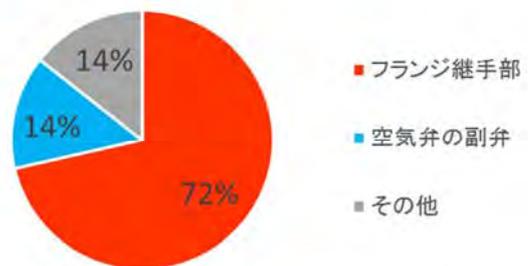


図 6.6 弁体への外力に伴う破損の破損箇所

6.2.4 被害を受けた空気弁の周辺状況

被害を受けた空気弁の設置場所を図 6.7 に示す。同図によれば、被害が発生した空気弁の 40%の空気弁は水管橋など管路の凸部、橋梁添架管などに設置されていることがわかる。管路の凸部は空気泡がたまりやすく、水圧変動の影響を最も受けやすいと考えられる。しかし、勾配のない管路や平坦部から下り勾配に移る地点等、他の場所でも被害が生じている。また、管路の凸部の設置数が多い、つまり母数が多いことで空気弁被害数が多くなった可能性も考えられる。

つぎに、被害を受けた空気弁下流側(10m 以内)の管路形態を図 6.8 に示す。空気弁下流側の管路形態を見ると、80%が異形管であることがわかった。既往研究のアンケート結果³⁾において、曲管は水圧変動の影響を大きく受けることがわかっている。その理由としては、地震動の揺れにより発生する水撃波の衝撃によって管内の水圧が急激に上昇すること、もしくは地震動の揺れにより発生する動水圧が影響を及ぼしているのではないかと考えられる。すなわち、今回被害が生じた空気弁は、地震直後の水圧変動の影響を受けやすい環境にあったと考えられる。

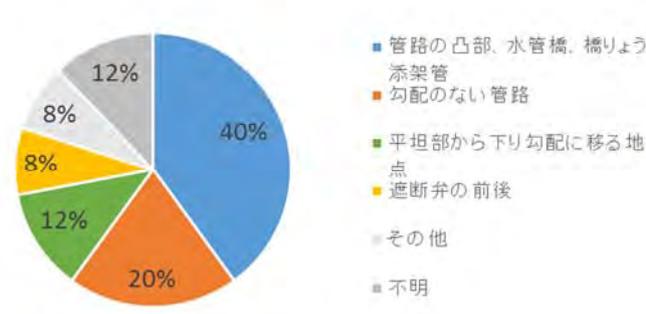


図 6.7 被害を受けた空気弁の設置場所

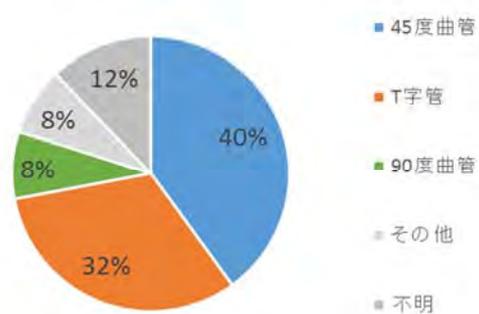


図 6.8 被害を受けた空気弁下流の管路形態

6.3 熊本市における上水道空気弁類の被害分析

6.3.1 被害状況

6.2におけるアンケート結果によれば、熊本市においては8か所の空気弁の破損の他に、添架管や消火栓、空気弁からの漏水被害が多数生じていた。熊本市上下水道局より頂いた配水管網における漏水被害及び弁類等の被害個所のデータを措置項目毎に集計したものを図6.9に示す。その結果、空気弁からの漏水被害が非常に多いことが判明した。また、空気弁以外にも添架管や消火栓などからの漏水被害も発生していることがわかった。熊本市の配水管網と管路付属設備被害箇所の分布を図6.10に示す。同図によると、熊本市の配水管網は、市の北西部及び南東部の山地を除き全体に広がっていることが分かる。特に中心部は高密度である。本節では、どのような要因が空気弁被害および漏水被害に影響を及ぼしているのか明らかにすることを目的として被害分析を行う。



図 6.9 弁類などの管路付属設備の被害形態と被害数

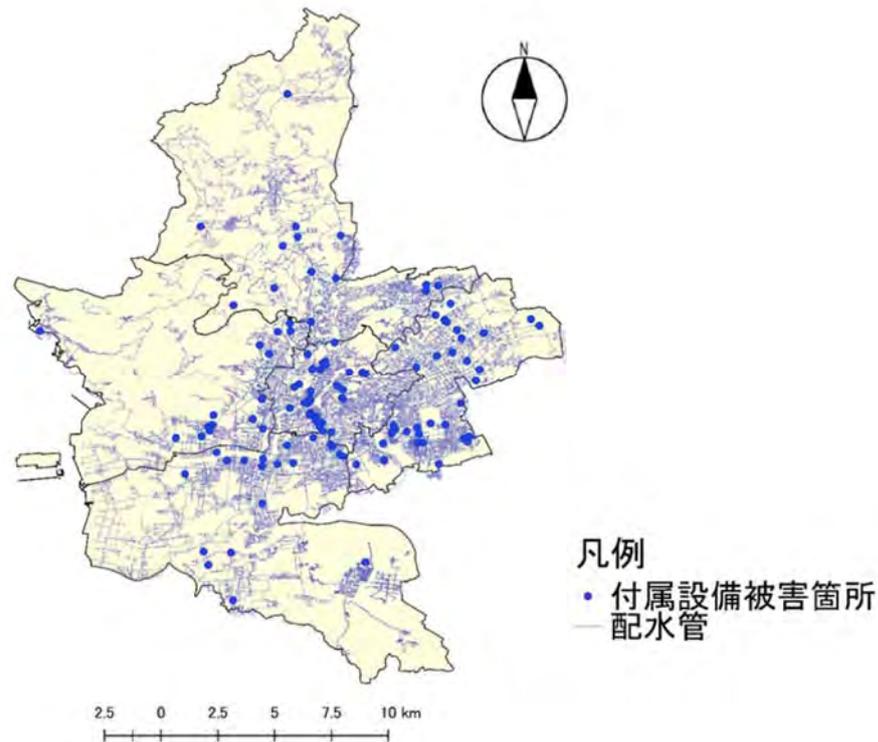


図 6.10 配水管網および管路附属設備の被害箇所

6.3.2 管路附属設備被害と最大速度の関係

防災科学技術研究所によって推定された最大速度⁴⁾及び管路附属設備被害の分布図を図 6.11 に示す。まず、最大速度分布に注目すると、震央に近い市東部には最大速度の大きい地域が広がっている。一方、市の北西部は最大速度が比較的小さい地域であることがわかる。これは、北西部には、金峰山があり山地が広がっているためだと推測できる。市の中心部に最大速度が比較的大きい地域が分布しているのは、軟弱な後背湿地が広がっていることが理由であると考えられる。また、管路網の密度に注目すると、熊本市の中央部から東部には管路が集中している。これは、市街地及び住宅地が広がっているためである。密度は低いものの、配水管は山地を除いて熊本市全域に広がっている。

最大速度分布と管路附属設備被害の分布に注目すると、管路附属設備の被害は熊本市の中央及び東部を中心にほぼ全域で発生している。同図から、その半数以上は最大速度が 80cm/s 以上の地域で発生していることがわかるが、一方で比較的最大速度の小さい 40cm/s～80cm/s 地域においても多数の被害が生じていることがわかる。

つぎに、被害箇所を最大速度毎に集計した結果を図 6.12 に示す。同図によると、最大速度が 80cm/s 以上の被害が多いことが明らかである。しかし 40～80cm/s の地域での被害も 50 件以上と多くなっており、また、2 件のみではあるが 40cm/s 以下での被害も確認された。

以上の結果より、配水管路が密集している市中央及び東部に位置し、かつ地震の揺れが大きく最大速度の大きい地域に設置されていた附属設備に被害が集中していることが明らかとなった。しかし、揺れが比較的小さかったと思われる地域においても被害は多数生じていることがわかった。また、それらの地域は配水管の密度は低いことが多い。したがって、地震動の大小が附属設備被害に影響することはもちろんであるが、地震動以外の要素が附属設備に影響し地震動が小さくとも破損や漏水被害を発生させる可能性が考えられる。

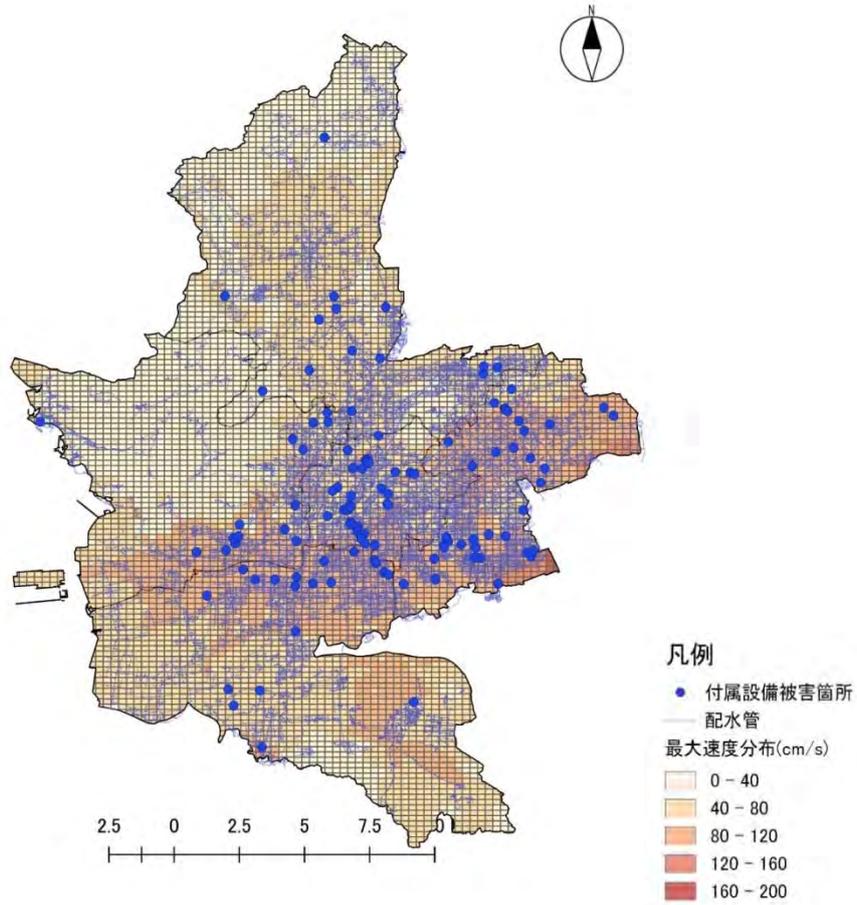


図 6.11 熊本地震における本震の最大速度と管路付属設備被害の分布

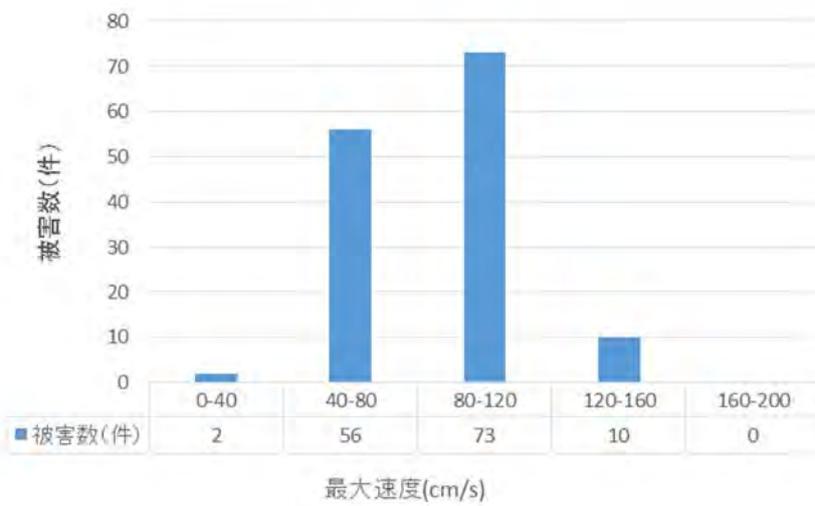


図 6.12 最大速度と付属設備の被害数の関係

6.3.3 空気弁被害と最大速度の関係

地震動強さと被害要因の関連をさらに調べるため、熊本市上下水道局より頂いた8か所の破損した空気弁の詳細なデータ¹⁾を基にその地点での最大速度と被害要因の関連を調べた。表6.5にそれぞれの空気弁の設置場所、破損個所、破損要因を示し、地図上にそれらの空気弁の設置場所と最大速度分布を示したものを図6.13に示す。その結果、8か所の空気弁被害はすべて最大速度が120～160cm/sの比較的強い地点に分布している。その破損要因は、水圧変動による破損が4か所、地震の揺れによる外力によつての破損が3か所、両方が1か所という内訳である。このことから、地震動が強い地域においても、空気弁からの漏水・破損の要因は地震の揺れによる直接的な外力に限らず、水圧変動による破損が多数あることが明らかである。

表 6.5 被害を受けた空気弁の設置場所、破損個所、破損要因¹⁾

	設置場所	破損個所	破損要因
1	東区健軍3丁目 43-15	遊動弁体・カバー	水圧変動
2	東区若葉1丁目 38-18	遊動弁体・カバー	水圧変動
3	南区出仲間9丁目 2-43	フロート弁体案内 (ガイド)	水圧変動
4	東区画図上無 田86-1	副弁	外力
5	東区秋津町沼 山津	フロート弁体・フラン ジ部	水圧変動及び外力
6	東区秋津町秋 津	フランジ部	外力
7	東区秋津町沼 山津	フロート弁体	水圧変動
8	西区上代7丁目 4-23	パッキン	外力

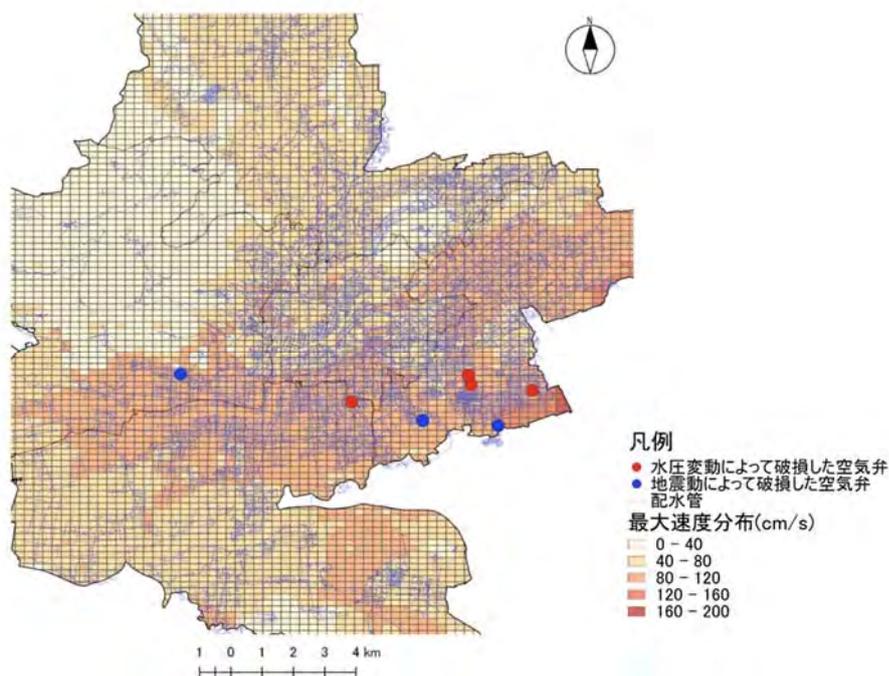


図 6.13 破損要因別の空気弁の被害場所と最大速度分布

6.4 まとめ

本章ではまず、熊本地震において破損した空気弁の周辺環境、空気弁の被害個所など被害の実態・原因を究明することを目的に、九州地方全域を対象に空気弁類の被害に関するアンケート調査を行った。その結果より、空気弁被害には地震直後に発生する急激な水圧変動が大いに影響していることが示唆された。これは、被害の発生している場所が震央近くの揺れが強い地域に限らず、比較的離れた地点においても被害が発生していること、また、空気弁が破損した部位として遊動弁体やフロート弁体といった空気弁内部の破損の割合が多いことから考えられる。空気弁の周辺状況としては、下流の配管形態や設置場所より、破損した空気弁は地震直後の管内の水圧変動の影響を受けやすい環境に設置されていた可能性も高いことが推察された。

つぎに、熊本市において最大加速度の分布と管路付属設備被害分布との関係を検討した。その結果、被害が多いと予想された配水管網が密集している地域及び最大速度が大きい地域の他に、管路の敷設密度が低く、また最大速度が比較的小さかった地域においても被害が発生していた。これにより、地震動以外の要因が空気弁に影響を与えている可能性が示唆された。そこで、地震動の大きさと被害要因についての分析を行った結果、地震動の強い地域での被害においても、水圧変動による被害が50%を占めていることがわかった。

以上より、熊本地震における空気弁被害の実態及び実際の最大速度分布と被害の関連の調査から、地震による直接的な外力の他に、地震によって発生する水圧変動が空気弁を代表する管路付属設備に影響し、漏水・破損を引き起こしていることが明らかになった。

今後の課題として、本研究において明らかになった、空気弁被害の主な要因とされる地震発生後に生じる水圧変動の原因を解明すること、また、地震動の弱い地域において発生する空気弁被害の原因を解明することが挙げられる。

参考文献

- 1) 熊本市上下水道局：管路被害状況
- 2) 清水工業株式会社：「取り扱い説明書 名称：SAJ形 JWWAB137 水道用急速空気弁 呼び径 13～25
- 3) 石田明久：上水道の配水管網における空気弁の地震被害要因に関する研究，平成27年度（2015年）金沢大学修士学位論文，2015.
- 4) J-SHIS ハザードステーション，J-SHIS Map ， <http://www.j-shis.bosai.go.jp/>

7. 通信基盤設備の耐震評価技術

鈴木 崇伸*1

7.1 はじめに

2014 年から 3 年間、NTT アクセスサービスシステム研究所と協同して通信基盤設備の防災性能に関する研究を行った。水道や下水道などの他ライフラインも同様の状況であるが、ライフライン施設は概ね新規の建設が終了し、維持管理に重点が置かれる時代に移行している。さらに人口が減少する局面を迎え、防災対策も新しい観点で見直しが必要とされる。第一に設備の老朽化が顕著になりつつあることに対処する必要がある。設備の建設のピークは日本の高度経済成長期であり、半世紀近くが経過した現在でも、多くの設備が更改されることなく使用されている。経済が拡大するならば古いライフライン施設のリプレースが進むであろうが、その見込みは小さく、現在の設備を使えるだけ使うことになる。第二に既存不適格の問題があり、高度経済成長期の設備は大きな地震の経験がない時代の設計であり、十分な地震力を考えていない。1978 年の宮城県沖地震、1995 年の兵庫県南部地震を契機に耐震設計の考え方が大幅に変更されているが、それらに対応していない大量の設備が残されており、前述の理由でリプレースが進む見込みは小さい。こうした状況を前提に南海トラフ地震の備えを進める必要がある。

通信基盤設備に関しても同様であり、1985 年に日本電信電話公社が NTT として民営化され競争原理が導入されたが、基盤設備の建設は民営化前に大方終了しており、民営化以降は公社時代の資産を維持管理し、建設投資を極力抑えることで通信料金を安くする競争が行われた。図 7.1 に通信基盤設備の建設量の推移を示す。建設のピークは 1965 年から 1985 年の 20 年間であり、その後の建設がほとんど行われていないことがわかる。近年では携帯端末が普及して通信量が飛躍的に増加しているが、その情報を送る最新の光ファイバケーブルは昭和の時代の管路・マンホールに収容されているという現実がある。

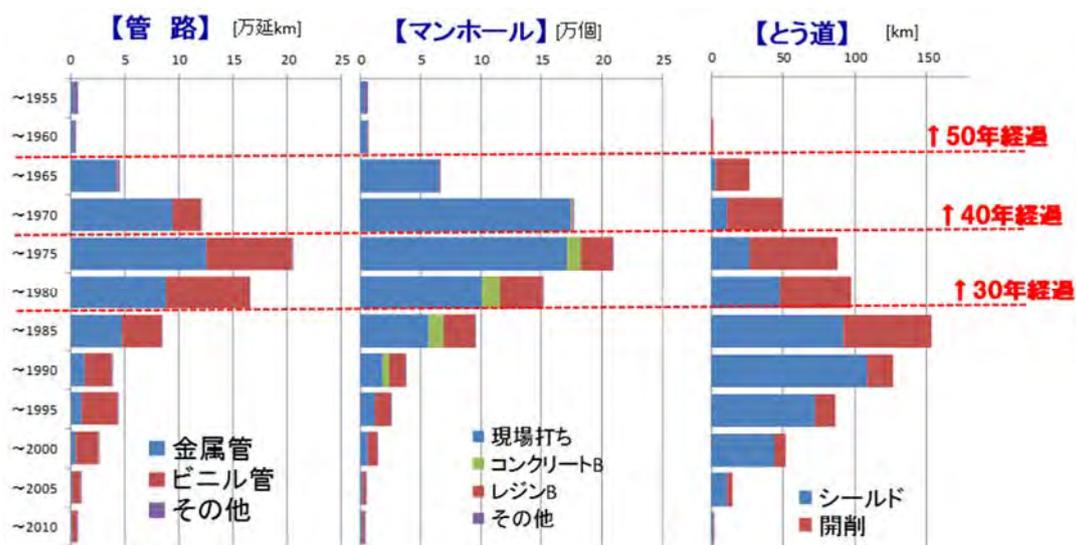


図 7.1 通信基盤設備の建設量の推移

*1 東洋大学理工学部都市環境デザイン学科 (〒350-8585 川越市鯨井 2100)
E-mail: tsuzuki@toyo.jp

7.2 通信基盤設備の耐震性を評価するための基礎研究

7.2.1 背景と目的

NTTの通信基盤設備に関して、現有の地下設備は更改することなく、使える限り使い続ける方針が出されている。近年では電線地中化にあわせて電線共同溝の建設も進められている。民間会社であるNTTが建設投資を抑えていけばいずれは共同溝が中心になっていくと想定されるが、当面はNTTの地下設備が日本の通信を支えることになる。そのために設備評価技術を導入し、最新の知見で現有の設備の良し悪しを判定するのが効率的である。図7.2にそのイメージを示す。考慮しなければいけないのは設備の劣化と十分とは言えない耐震性能であり、日本全国の設備に適用するためにある程度簡略化しておく必要がある。

電電公社時代の管路の建設は仕様設計で行われた。建設を統括する本社機構で管路やマンホールの仕様を決め、建設資材をつくるメーカーに大量発注してコストダウンを図り、この資材を全国で使って建設が進められた。また建設会社も通信設備である特殊性から認定会社だけが発注対象となり、工法も指定され一定品質の基盤設備が造られていった。日本全国が同一規格であることは、他ライフラインにはない特徴であり、設備劣化に関しても耐震性に関しても全国からサンプルが得られることになる。設備の現状を正確に把握して、適切に管理することにより当面の間は昭和の時代の地下設備を利用することが可能になる。



図 7.2 耐震性評価法のイメージ

7.2.2 撤去した金属管の強度評価¹⁾

図7.1の管路の部分で示したように現在使っている管路の約半分は鋼管となっている。この管はネジ接合方式となっており、現在では用いていない管路である。水道管やガス管としても用いられてきたが、水道では錆が水質に影響することから更改が進められており、またガスでは漏えいの危険があることから更改が進められている。一方で通信はケーブルが収容できればいいという条件になるため、収容空間が確保されるのならば継続使用が可能である。この管がいつまで使えるかが大きな問題となる。強度の低い固定継ぎ手の管であり耐震性が低いことも過去の被害地震から明らかになっている。

そこで旧仕様の管の強度評価を行うこととした。強度評価として2種類の実験を行った。一つ目は支障移転などで旧仕様の金属管が掘り出されたときに、老朽管を回収して引張実験と劣化の観察を行った。この実験により劣化の進行状況が確認できるとともに、継ぎ手の強度低下が明確になる。二つ目は旧仕様の新品の管を準備して加力実験を行い、破壊のプロセスを確認した。ネジ継ぎ手はネジ部に力が加わることを想定して作られておらず、地震時に大きな力が加わった時に、どのように壊れて通信ケーブルの障害につながるかが明確になる。

図 7.3 は撤去管を半割にして内部を観察した状況を示す。管路内面に防食塗料が残り劣化の進行がみられない管がある一方で、内面全体が茶色になり錆ついた管も一定数みられた。劣化の進行が激しいものは収集した内の数%程度であり、金属管の劣化は比較的進行していないと判断される。しかしながら一定数の激しい劣化がみられたことから、劣化が進行しやすい条件を明確にして、劣化した管を効率よく見つける技術が必要とされる。

図 7.4 は引張実験の結果を示す。撤去管を定尺に切りそろえ、治具に固定して引っ張った時の強度をまとめている。経過年数 0 年は旧仕様の新品の実験結果であり、平均すると 220kN 程度となる。

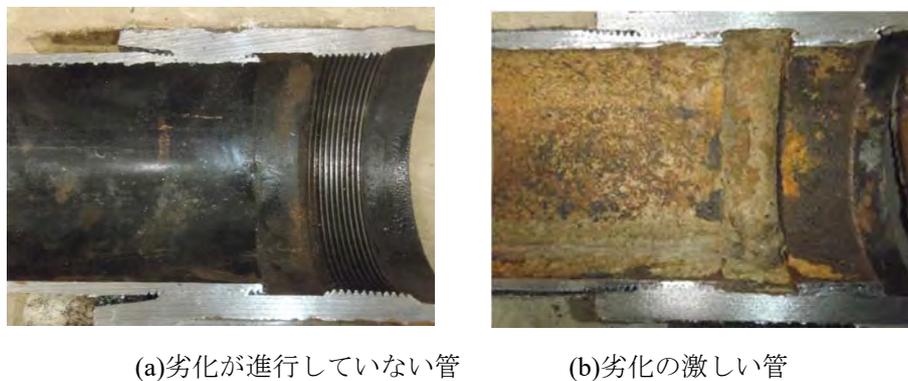


図 7.3 撤去管の状態

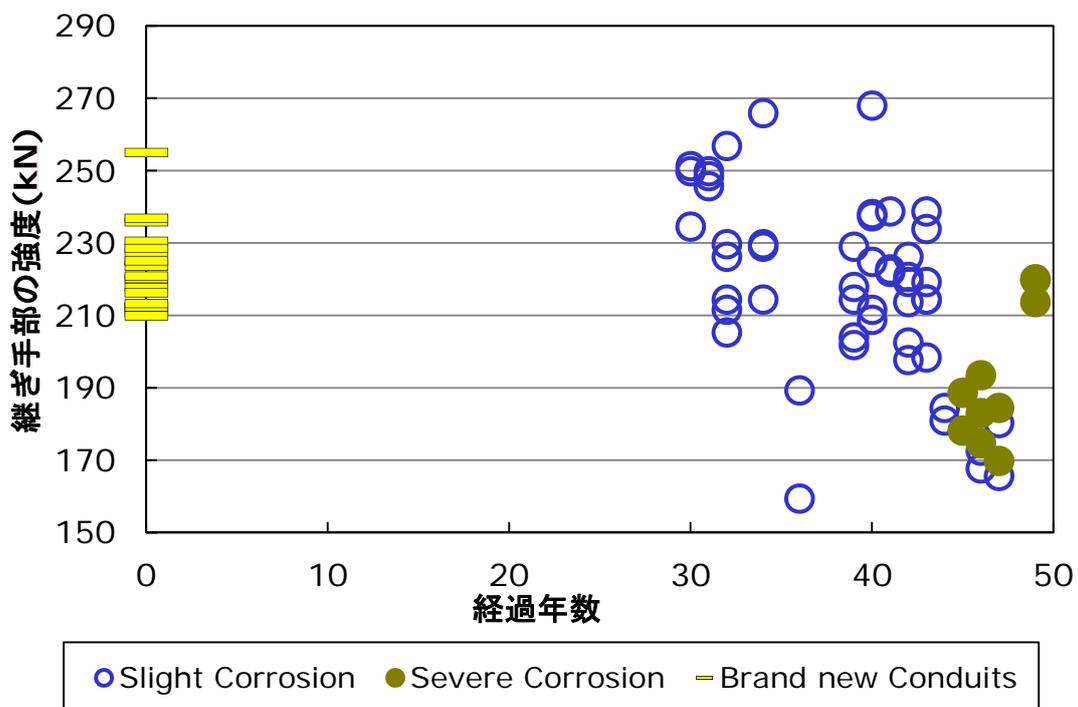


図 7.4 撤去管の引張実験結果

白抜きは劣化が進行していない管の実験結果であり、塗りつぶしは劣化が顕著な管の結果である。劣化が進行していない管の実験結果は160kNから270kNにばらついており、新品に比べて散らばっている。劣化した管は45年以上の管であり、170kNから220kNの範囲となっている。全体として40年以上の管の強度が低く出ており、経年によって強度低下がみられることが確認された。

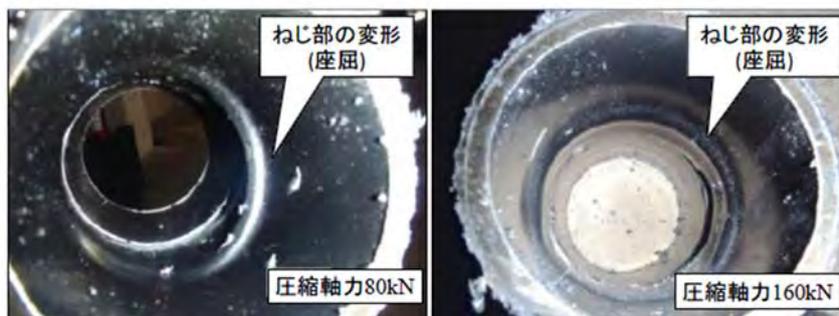
ネジ部の引張強度は仕様に含まれないため、ばらつくことは予想されるが、今後もサンプルを収集して経年変化を追跡し続ける必要がある。最終的には劣化予測を精度良く行い、設備の廃棄／更新の判断に役立てられるようにしていく必要がある。

7.2.3 ネジ鋼管の強度試験²⁾

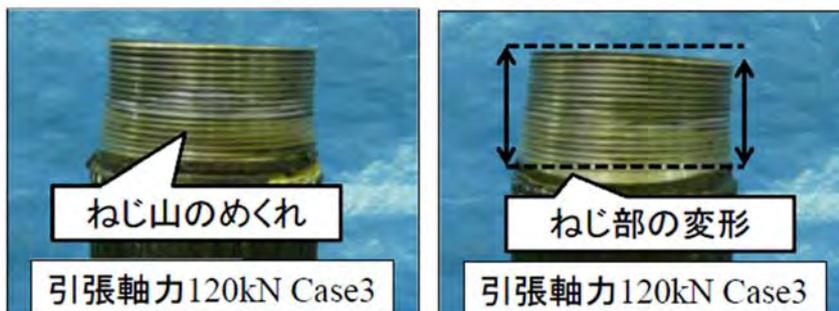
撤去管は数に限りがあるため、引張強度の確認を行ったが、旧仕様の新品管を使って引張／圧縮／曲げの試験を行った。ネジ継ぎ手に過度の力が加わった時に、ネジ部がどのように変形していくかを確認する。

図7.5に圧縮・引張実験後のネジ部の変形の様子を示す。圧縮時にはネジを切った部分の内面に局部座屈が起きることが確認された。局部座屈は管材が内側に膨らむことになり、座屈変形が大きい場合には収容ケーブルの側圧が加わる恐れがあることが確認された。また引張実験では肉厚の薄いネジ部に塑性変形が生じることが確認された。ねじを切った部分がめくれて引っ張りに耐えられなくなる、あるいはねじ部全体が塑性変形して抜けてしまう破壊モードがあることが確認された。

地震時には管路は周辺地盤の伸び縮みにしたがって変形し、ネジ部には圧縮力や引張力が加わるが、加わる力に応じてどのように変形が進行し、収容ケーブルに影響するかが明らかになった。ネジ部は力を受けることは想定して設計されていないが、今回の実験結果を使えば地震時に作用した力の大きさを推定することが可能になる。



(a)圧縮実験による変形



(b)引張実験による変形

図 7.5 引張・圧縮実験の結果

地震時には軸変形だけでなく、曲げ変形も同時に起きるため、圧縮・引張実験に加えて軸力が作用した状態で曲げ変形を加える実験も行った。図 7.6 に実験概要を示す。実験供試体を水平方向のジャッキに固定し所定の軸力を加えた状態で、鉛直方向のジャッキを使って曲げモーメントを作用させる実験を行った。実験結果は降伏軸力 N_y と全塑性モーメント M_p で正規化して整理した。実験結果を図 7.7 に示す。完全弾塑性体を仮定して薄肉円形断面の降伏条件を計算すると図中に示した公式が得られる。実験結果は引張が加わった時には概ね計算式に従うことがわかる。一方圧縮力が加わった場合には実験結果は上方に外れており、単純な弾塑性変形にはならないことが確認された。

管路に軸力と曲げ力が同時に作用する条件では、両者を重ね合わせて変形を評価する必要がある。今回の実験結果は地震応答解析の評価に利用することができる。

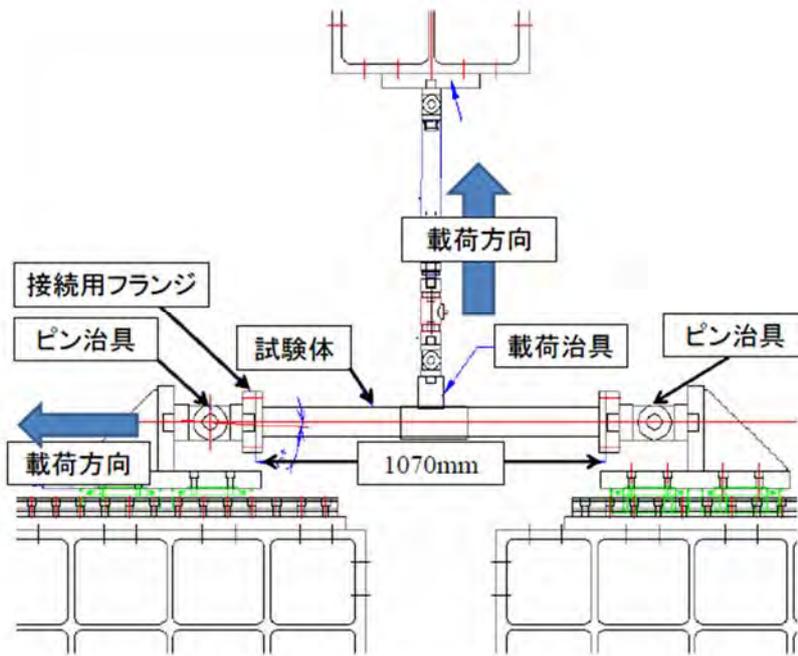


図 7.6 軸力曲げ試験の概要

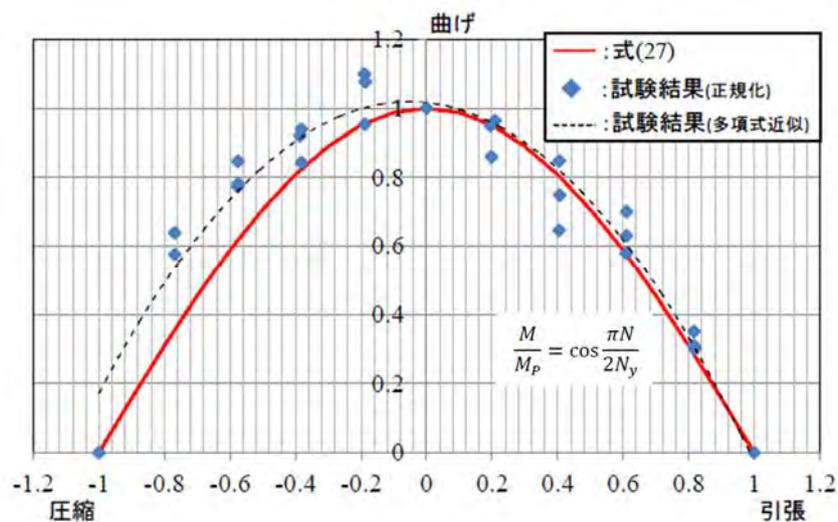


図 7.7 軸力曲げ試験の結果

7.3 防護コンクリートの摺動実験³⁾

過去の地震被害の分析結果によれば、防護コンクリート区間で金属管の被害が多く発生している。防護コンクリートとは管路を浅い部分に埋設するときに他企業工事によって損傷しないように金属管を無筋コンクリートで巻く工法であり、NTT では多く用いられている構造である。管は通常は土と接しているが、コンクリートが巻かれることによってその区間の剛性が大きくなり、応力集中が起こりやすい構造となる。設計において防護コンクリート際には伸縮継ぎ手を設置することになっているが、伸縮量は十分な大きさが確保されておらず、また劣化の影響からも設計計算通りに動いていない可能性がある。図 7.8 に防護コンクリートのイメージを示す。定性的には軸剛性と地盤拘束力の変化が応力集中の原因となることが推定されるが実験的に定量化する。

実験土槽を準備してその中に防護コンクリートを巻いた管を埋設してジャッキを用いて摺動実験を行った。管路の摺動量とロードセルの力を計測し、地盤拘束力がどれほど大きくなるか明確にする。図 7.9 に実験結果の一例を示す。1m 長さの鋼管とコンクリートに作用する拘束力をグラフにしている。鋼管単独の場合には地盤拘束力は 4kN/m となるがコンクリートの場合には上限値はなく降伏後も地盤抵抗が増加する結果となっている。相対変位量 5mm において両者を比較すると約 4 倍、相対変位量 40mm において両者を比較すると約 7 倍の差となる。管とコンクリートの周面長は 280mm : 760mm = 1:2.7 であり、コンクリートの端面の影響が大きく出ている。この拘束力に変化に軸剛性の変化も加わり、防護コンクリート区間の管路に大きな力が加わることが明らかになった。

通信管路の設計上の課題として、こうした構造が応答計算に取り入れられていない点があげられる。応答変位法が管路の地震時応答を求めるときに用いられるが、1次元の様な弾性支持ばりとして計算されることが多い。実際には3次元的に曲げられた敷設となっており、防護コンクリートが途中に置かれた構造となっている。実際の3次元形状に合わせて被害となった区間の再現解析を行い、今回の実験結果の影響を検証していく必要がある。

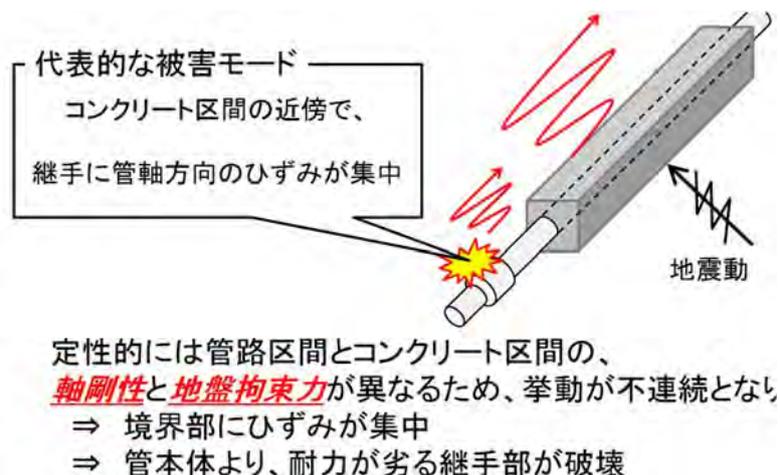


図 7.8 防護コンクリート区間の被害イメージ

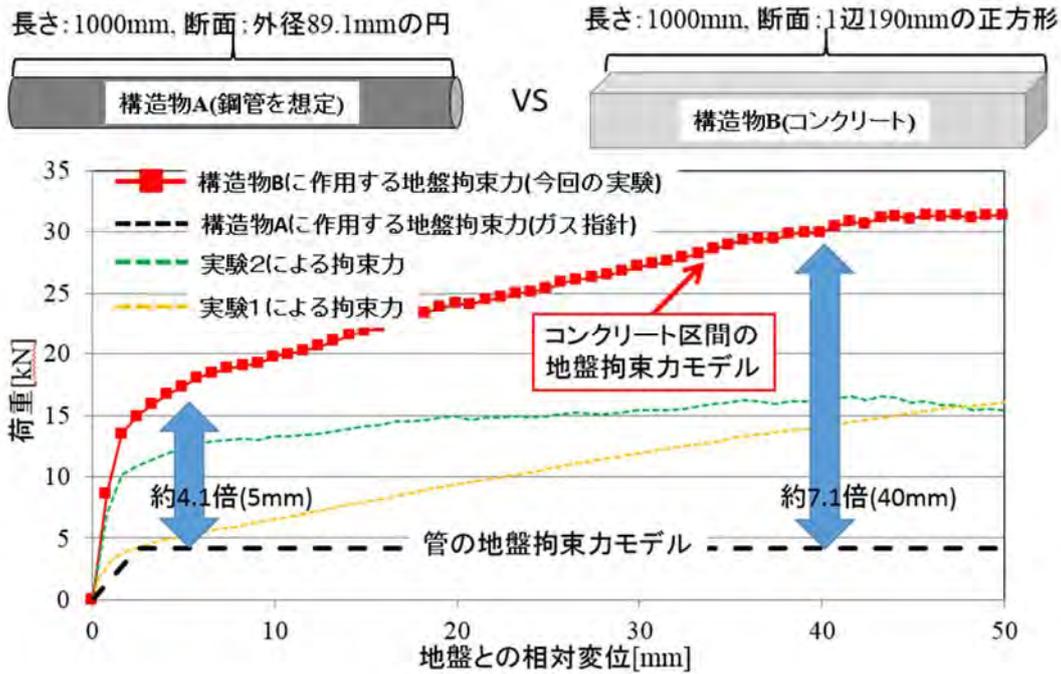


図 7.9 管路の撓動実験の結果

7.4 管路被害の傾向分析⁴⁾⁵⁾

NTTの管路は全国で同一仕様であり、ある地震で得られる被害傾向は他地域での被害を類推する手掛かりになる。被害量を定量的に予測することは統計分析だけでは難しいが、大量の設備をランク分けするスクリーニングには応用が可能である。最近ではGISによって被害の空間分布の分析が可能になり、被害原因の分析も高度化されてきた。そこで2011年東北地方太平洋沖地震の通信管路被害のデータと、管種、管の亘長、微地形、液状化の情報を対比して多変量解析を行い、管路の耐震性に影響の大きい因子を抽出する研究を行った。

数量化理論I類のダミー変数を用いた多変量解析を行う。管路の被害率 R_λ は平均的には地震動強さに関係するが、被害要因によって平均線の周りにばらつくことになる。そこで補正係数 R_λ^* を導入して、補正係数が被害要因 ij の線形結合で表されると仮定する。条件 i は被害要因のアイテムであり、条件 j はアイテムごとに設定したカテゴリーである。被害率の補正係数の推定式は

$$R_\lambda^* = \sum_i \sum_j c_{ij} x_{ij\lambda} + c_0$$

と表される。ここに $x_{ij\lambda}$ は条件に該当するときに1、該当しない時には0となるダミー変数である。被害要因のアイテムとしては管種、亘長、微地形の3種類を設定する。またカテゴリーはアイテムごとに数種類設定する。

クロス集計した被害データに推定式を当てはめることにより c_{ij} と c_0 を決めることができる。計算された c_{ij} の平均値からの偏差を考える。すなわち i アイテムの偏差は計算された c_{ij} のアイテム内の平均値 $(c_{ij} x_{ij})_i$

を引くこととする。こうして計算した偏差がプラスで大きいほど被害を割り増す要因となり、マイナスならば被害を減らす要因となる。

$$c_{ij}^* = c_{ij} - (c_{ij} x_{ij})_i$$

図 7.10 に一般区間の計算結果を示す。管種では V 管が被害になりやすくそのほかは概ね地震動から推定される程度の被害になっている。現行の管路である PL-PS 管, P-V 管は平均よりも被害率が小さくなる結果となっている。亘長に関して 3 区分で回帰しているが、長くなるほど被害になりやすい傾向となっている。微地形では液状化の影響が最も大きい。沖積平野あるいは埋め立て・干拓地の液状化が管路被害を割り増していることが定量化された。

次に橋梁区間の計算結果を図 7.11 に示す。橋梁区間の場合も V 管の被害が際立っている。一般区間の 0.1 に比べても大きく、橋梁区間の V 管が最も被害になりやすい要因となっている。亘長についても同様に橋梁区間が間に入るマンホール間の距離が長いほど被害率が大きくなる結果となっている。微地形においても液状化の条件が大きくなっているが、一般区間にくらべるとやや小さな値となっている。

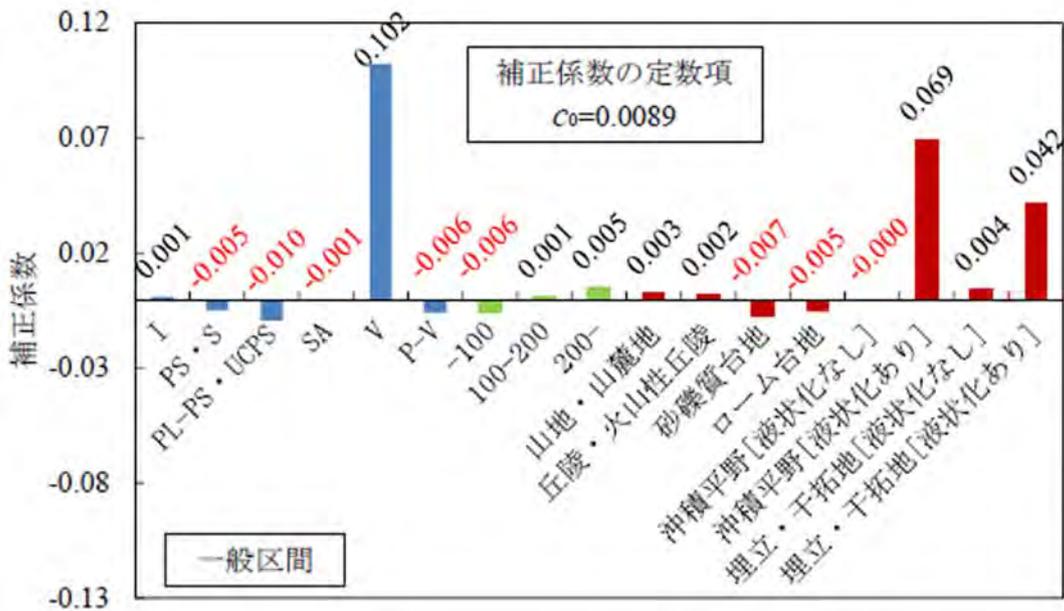


図 7.10 一般区間の補正係数の計算結果

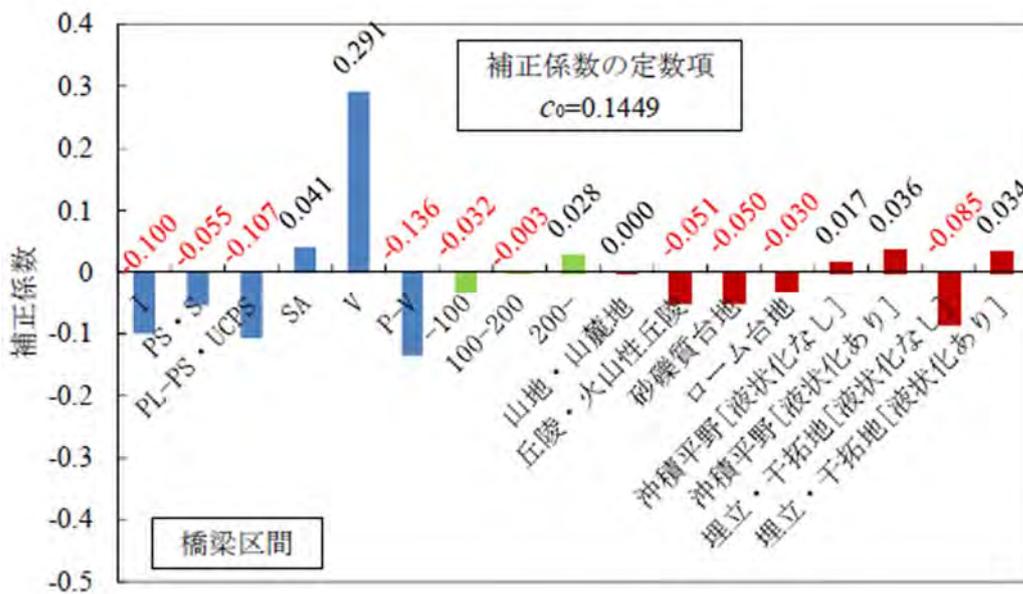


図 7.11 橋梁区間の補正係数の計算結果

これらの結果を組み合わせることで管路区間に被害要因となる条件を当てはめて点数化し、要注意区間を洗い出すことができる。全国で同一規格によりつくられた設備を効率的にふるいわけして耐震強化を進めることができる。

7.5 まとめ

通信基盤設備に関連して古い設備の耐震性を評価する研究を行った。古い設備には劣化が進んでいる問題と、耐震設計が不十分である問題が混在すると考えて研究を進めた。NTTの管路設備の過半数を占めるネジ鋼管に関し、撤去管と新品管の強度試験を行った。撤去管の試験では劣化した管では強度低下が確認されたが、劣化の無い管では明確な強度低下は見られなかった。劣化を発見するための点検方法が重要になると考えられる。またネジ継ぎ手が破壊するときの挙動を明確にするために新品管の実験を行った。継ぎ手の変形特性が明らかになり、また劣化の検討の前提となる基礎データを得ることができた。

地震時の管路の応答に影響の大きい防護コンクリートの影響について実験的に検討を行った。摺動時の力学特性が明らかになり、地震応答解析を行う基礎データを得ることができた。

十分な耐震設計を行っていない通信管路の脆弱性を明確にするために、東北地方太平洋沖地震の被害データを用いてダミー変数を用いた多変量解析を行った。管種、亘長、微地形の要因ごとに平均値からの偏差量の要因分析を行った。その結果、旧仕様のV管被害が多いこと、液状化による影響が一般区間、橋梁区間とも大きいことが定量的に示された。

通信基盤設備を対象に研究を進めたが、他ライフラインにおいても耐震上の問題点は同じであり、劣化の問題と既存不適格の問題を解決して南海トラフ地震に備える必要がある。

参考文献

- 1) 伊藤陽, 斎藤博之, 鈴木崇伸: 通信用地下管路における腐食による耐震性能低下の定量化とその予測, 材料試験技術Vol.59, No.4, pp.189-193, 2014.
- 2) 若竹雅人, 伊藤陽, 鈴木崇伸: 通信用鋼管ねじ継ぎ手の強度特性に関する研究, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学) Vol. 73, 2017 (掲載予定).
- 3) 若竹雅人, 伊藤陽, 田中宏司, 片桐信, 鈴木崇伸: コンクリート巻き立て管の地震時挙動の定量評価について, 土木学会論文集A1(構造・地震工学) Vol. 72, pp.496-505, 2016.
- 4) 庄司 学, 岸 太陽, 宮崎 史倫, 若竹 雅人, 伊藤 陽, 鈴木 崇伸: 東北地方太平洋沖地震の作用を受けた通信埋設管の被災分析, 日本地震工学会論文集Vol. 16 (2016) No. 3 特集号「第14回日本地震工学シンポジウム」その3, p p. 3_213-3_233
- 5) 庄司学, 宮崎史倫, 若竹雅人, 伊藤陽, 鈴木崇伸: 通信埋設管路の地震対策に活用するスクリーニング手法の提案及び地震被害関数の構築, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学) Vol. 72, pp.523-541, 2016.

8. 地中ライフライン施設の液状化による地震時損傷メカニズムの解明と耐震補強法の開発

飛田 哲男^{*1}

8.1 はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震では、電力施設のボックスや上下水道等の地中埋設管に、周辺地盤の液状化による抜けや破断、浮き上がり等の被害が発生したことが報告されている。例えば、茨城県鰯川浄水場では、場内で発生した液状化により、構造物周辺の埋め戻し地盤が沈下したために、建屋との取り合い部の伸縮可撓管が伸縮余裕を超えて脱管するといった被害が発生した。その他にも、ボックスカルバートを用いた共同溝の継ぎ目から砂が侵入するなどの被害が発生し、施設の完全復旧までに一ヶ月以上を要した^{1,2)}。

地盤の液状化現象は1964年新潟地震以降研究が進み、その発生メカニズムは解明されている。すなわち、緩く堆積した飽和砂質地盤が地震動によるせん断を受けることで、砂粒子同士のかみ合わせ状態が変化する。このとき体積が変化するが、この体積変化に伴って内部に過剰な間隙水圧が発生する。この水圧によって砂粒子が水中に浮いた状態になり、地盤の支持力が失われる。これまでに多くの液状化対策工法が開発、施工されているものの、近年の大地震でも必ずと言ってよいほど液状化による被害が報告されている。

液状化地盤中の管路の動的挙動や管路に作用する力、またその変形メカニズムを解明するにあたっては、周辺地盤の沈下の影響、液状化時の上載荷重、地盤反力、管体の弾塑性挙動等を適切に評価する必要がある。しかし、現象が極めて複雑なため未解明な点が多く、これらを明らかにした上で管路の耐震性を合理的に評価する手法の構築が課題となっている。液状化地盤中の埋設管路の耐震性に関する既往の研究では、管路周辺地盤での水平ひずみに着目するなど地盤の変形に対する有効応力解析は行われているが、管体自体の挙動、管路に作用する力に着目した研究はあまり行われていない³⁻⁵⁾。上下水道の管路の照査基準には、管路縦断方向については、離脱防止力や許容曲げ角度等が設けられているが⁶⁾、液状化時の照査基準は必ずしも明確になっていないのが現状である。したがって、地震や液状化時の地盤と管路の相互作用の影響を定量的に評価し、現行の設計基準の妥当性を確認することも必要である。

本研究では、液状化時の埋設管路の動的挙動と外力に焦点を当てた模型実験を行い、液状化地盤と管路の相互作用を定量的に評価し、管路の耐震性の向上につながる成果を得ることを目的とする。本研究では、特に管路縦断面（管路方向）の挙動に着目する。また、液状化対策の新たな工法として管路上部に三角形の屋根をとりつけたもの（アングル）を提案し、その効果と適用性について検討する。また、別途実施した管路の断面形状を変化させたときの引抜き抵抗と管路周辺地盤の変形挙動に関する模型実験と解析結果について報告する。

8.2 遠心模型実験の方法

本実験には(株)大林組技術研究所の遠心力載荷装置を使用した⁷⁾。本実験では、内寸が1,950mm×585mm×800mm（幅×高さ×奥行き）のせん断土槽を使用した。本実験は40G場にて行うため、模型スケールは実物スケールの1/40となる。地盤材料は珪砂7号を用いた。また、透水現象と振動現象の時間に関する相似則の整合を図るために、間隙流体としてメトローズを使用した。本実験は40G場で行うため、相似則に従い室温で水の40倍の粘度(40cSt)となるように調整して使用した。

^{*1} 関西大学環境都市工学部都市システム工学科（〒564-8680 大阪府吹田市山手町 3-3-35）
E-mail: tobita@kansai-u.ac.jp

管路模型は表 8.1 と図 8.1 に示す寸法のスチレンス管で製作した。管路模型の単位体積重量と肉厚（曲げ剛性 EI）は、実物の管路の満水時と等しくなるよう決定した。ただし、実験時には管路内は水ではなく空気で満たした。管路模型は、鉄製フランジ(継手)を介して角鋼管に回転および変位拘束条件の固定端（=片持ち梁）として接続した。

管体のひずみを計測するため、管路内面の 5 断面にひずみゲージを取り付けた（図 8.2）。本実験では、このように製作した管路を 4 本準備し、管路の深度を変えた 4 ケースについて同時加振実験を行った（表 8.2、図 8.3、図 8.4）。本実験において用いる計測機器は、模型地盤内に間隙水圧計 14 台、鉛直加速度計 7 台、水平加速度計 13 台、地表、地中並びに管路先端変位を計測するレーザー変位計と地表面の変位をモニターする高速度カメラである（図 8.5）。データのサンプリング間隔はすべての計測機器において 1/2,000 秒とした。

ここで、Model B と D の違いは、Model D にはアルミニウム製のアングル（25mm×25mm、厚さ 1.0mm）（図 8.6）を管路模型の上に設置したことである。アングルを設置することで、流動化した液状化土を左右に分散し管路への被害が軽減されることを期待した。

管路模型は、あらかじめ土槽に設置しておいた角鋼管に管路のフランジ部を固定し、隙間をシリコンシーラントで塞ぎ防水処理を行った。また、管路先端の開口部をシリコンシーラントで塞ぎ防水処理を施し、管路内部の気密性を確保した。また、管路先端にはレーザー変位計のターゲット板を受けるロッドを取付け、それを地表面上まで伸ばした。

土槽底部から 65mm の高さまでセメント改良土により非液状化層を作製し、その上部に相対密度が 50% となるよう空中落下法により層厚 400mm の乾燥砂地盤（硅砂 7 号）を作製した。乾燥砂地盤内の所定の位置にセンサーと管路模型を設置後、土槽を脱気槽に移動させ、脱気後、室温での粘度が 40cSt となるように調整し脱気したメトロゾを土槽の下部から注水した。注水の速度調整は水頭差と圧力差で行い、約 3 日かけて液状化層を飽和させた。その後、飽和砂層の上部に、同じ手順で層厚 75mm の不飽和層を作った。給砂終了後、地表面の変位を測定するためのマーカーを 10 cm 間隔で設置した。

本実験で用いた入力波は、実物スケールで最大 200gal、1Hz、前後にテーパーをかけた継続時間 60 秒の正弦波とした（図 8.7 の AC-7H）。加振方向は土槽の長手方向、つまり管軸方向である。以下、特に断りのない限り、実験値はプロトタイプスケールに換算したものである。

表 8.1 管路模型の諸元

	実物スケール	模型スケール
材質	SUS304	
長さ	18.4 m	462 mm
外径	1.36 m	34 mm
肉厚	0.066 m	1.65 mm
密度	1,500kg/m ³	
ヤング係数	1.93 x 10 ⁸ kN/m ²	
断面2次モーメント	5.63 x 10 ⁻² m ⁴	2.20 x 10 ⁻⁴ mm ⁴
曲げ剛性	1.09 x 10 ⁷ kNm ²	4.24 x 10 ⁶ kNmm ²

表 8.2 実験ケース

Model	管路位置	管路深度		液状化対策工
		実物	模型	
A	液状化層	5.0 m	125 mm	無
B	地下水面上	3.0 m	75.0 mm	
C	不飽和層	1.5 m	37.5 mm	
D	地下水面上	3.0 m	75.0 mm	有



図 8.1 管路模型

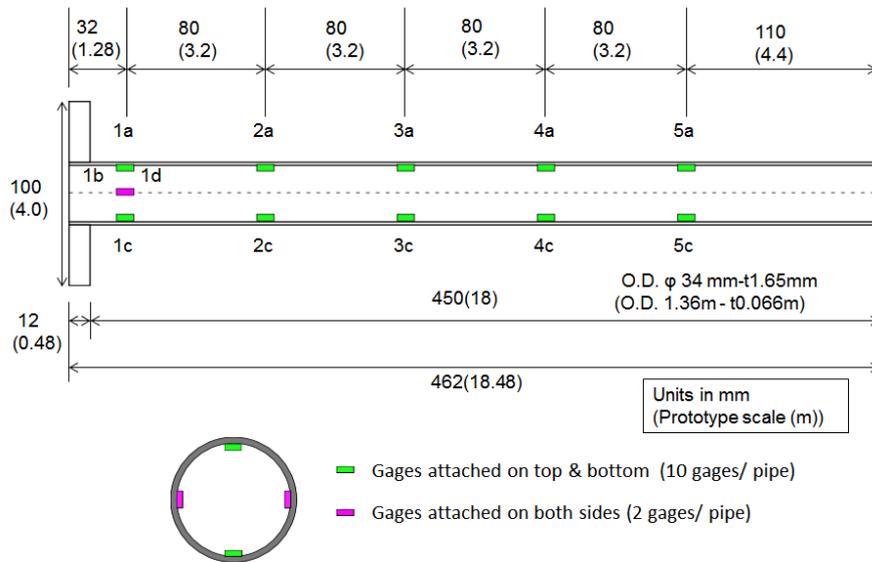


図 8.2 管路模型の寸法とひずみゲージ取り付け位置

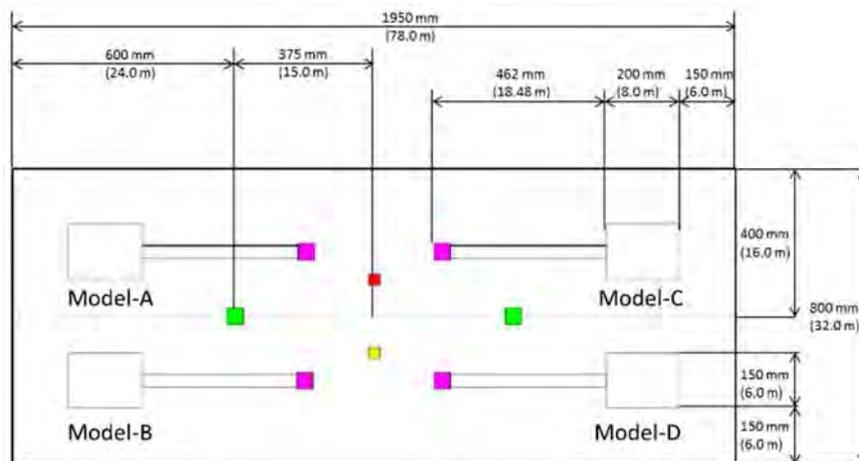
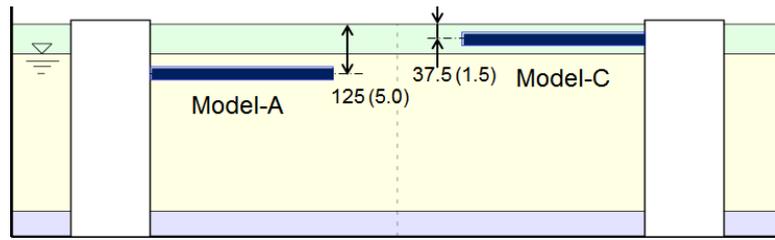
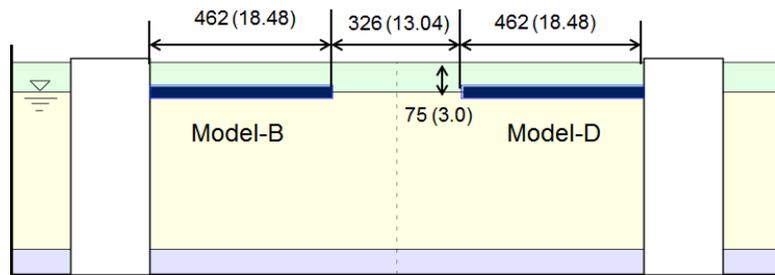


図 8.3 土槽平面図



(a) Model-A と Model-C



(b) Model-B と Model-D

図 8.4 モデルごとの管路模型の設置深度

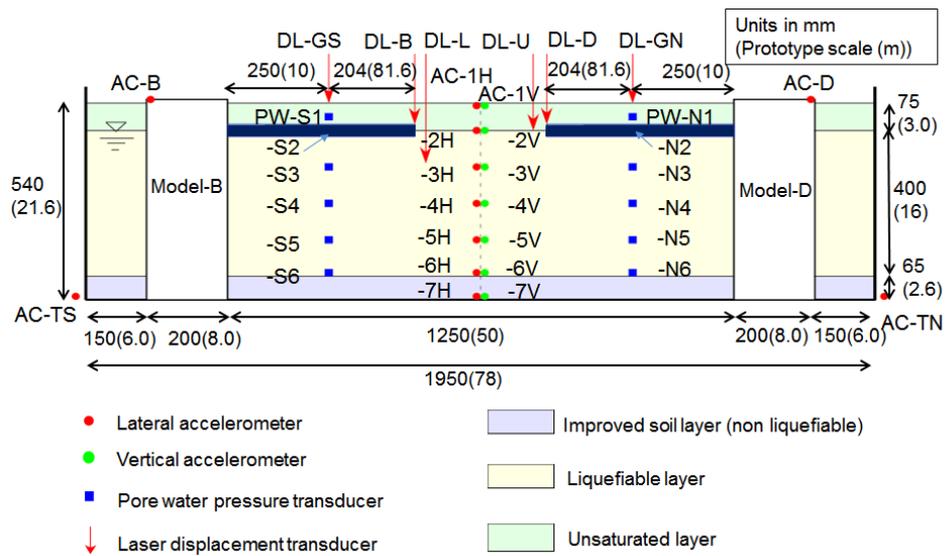


図 8.5 土槽断面図 (Model B, D 断面)



図 8.6 アンゲルによる液状化対策工を施した管路模型 (Model D)

8.3 遠心模型実験結果

水平加速度時刻歴(図 8.7)より、入力加速度(同図(d) AC-7H)の増加とともに地盤内の水平加速度が増幅し始める。しかし、液状化層内に設置した AC-3H (GL.-7.0m)、AC-5H (GL.-15.0m)では液状化によりせん断波が伝わらなくなるため加振開始から 5 秒から 10 秒ほどで振幅は大きく減衰している。このとき、より浅い位置に設置した AC-3H の方が、深い位置の AC-5H と比較して水平加速度の減衰が大きいことがわかる。

図には示さないが、角鋼管上に設置した AC-A~AC-D については入力波と同程度の加振振幅を示していることから、角鋼管を介して管路にも水平入力加速度が伝わっていたものと推察される。つまり、管路周辺地盤は、下方からの入射波だけでなく、隣接する構造物の振動の影響も受けることが分かる。

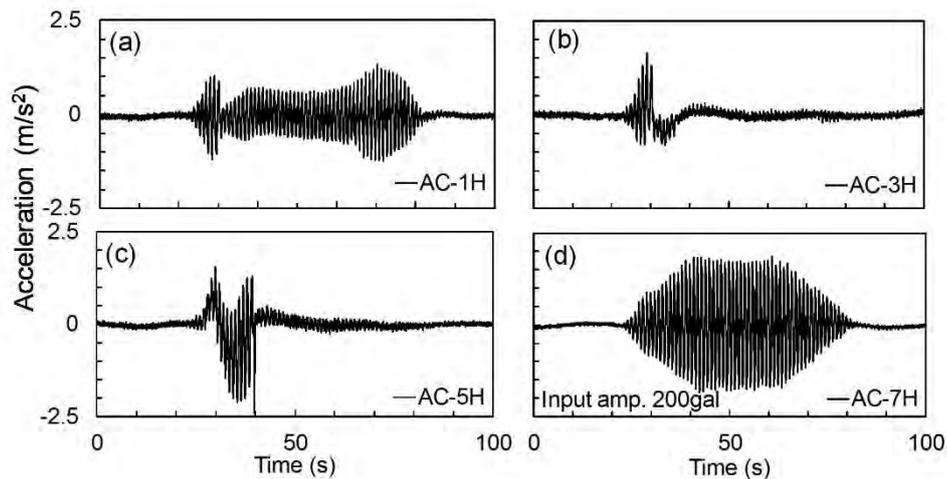


図 8.7 200gal 加振時の水平加速度時刻歴

また、図 8.8 に示すように、過剰間隙水圧は、浅い地点ほど有効拘束圧に達する時間が早く、地中水平加速度が減衰し始める加振後約 10 秒で緩詰め砂層が液状化していることが分かる。

地中変位[DL-GS(地表面南側)、DL-GN(地表面北側)、DL-L(液状化層内)、DL-U(地下水面)]は(図 8.9)、加振後一貫して沈下傾向を示しているのに対し、管路先端の変位(DL-A, DL-B, DL-C, DL-D)は、加振中は浮上、その後大きく沈下する。ただし、不飽和層に設置した DL-C(Model-C 管路)は、大きく浮上したあとわずかに沈下し、その後やや浮上している。

浮上メカニズムについて、地盤と管路の単位体積重量を比較すると、不飽和層 $13.96\text{kN/m}^3 < \text{管路模型 } 14.72\text{kN/m}^3 < \text{液状化層 } 17.99\text{kN/m}^3$ となっていることから、不飽和層に設置した Model C と、液状化層内に設置した Model A とではその浮上メカニズムが異なるものと推察される。すなわち、不飽和層に設置した管路 Model C の浮上は、加振により周辺地盤が緩んだため、管路が除荷されたことによる。一方、液状化層に設置した管路 Model A の先端が水平位置付近まで浮上するのは、液状化時の有効拘束圧の低下によってせん断強度が低下したため、管路が除荷されたこと、ならびに管路に浮力が作用したこととの複合的な要因によると推察される。

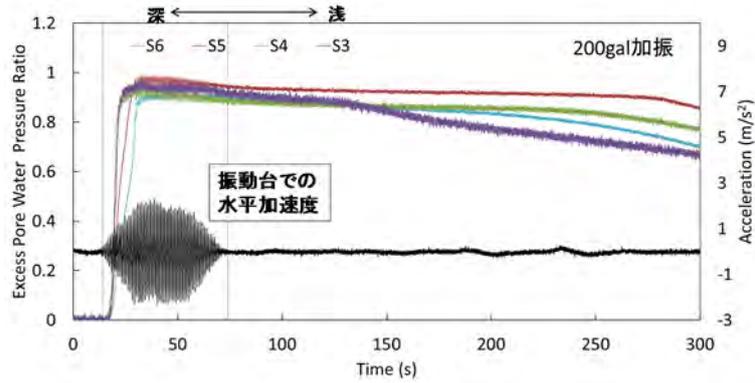


図 8.8 200gal 加振時の過剰間隙水圧時刻歴(S3, S4, S5, S6)と水平加速度時刻歴(AC-7H)

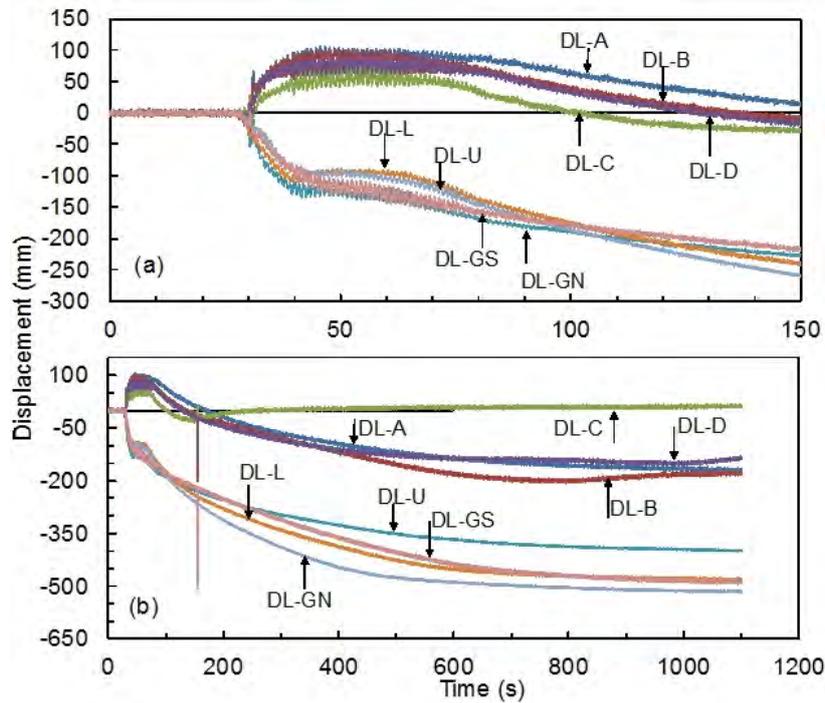


図 8.9 地盤と管路先端の鉛直変位時刻歴（浮上：正）

図には示さないが、アングルなしの Model B と、アングルを用いた Model D の沈下量を比較すると、Model D の方が沈下量、浮上量共に小さくなった。特に沈下量は、約 20%小さくなっており優位な差が得られている。これは、アングル頂部の鋭角部によって地盤内に応力が集中するため、地盤が破壊状態（強度低下）にあることが考えられる。つまり、鋭角部で軟化した土が周辺地盤の沈下とともにアングルの傾斜に沿って移動することで、あたかも管路が地盤を切り裂いているかのような現象が起きているものと思われる。Model B の管路では、管路頂部が曲面であり応力集中の度合いが小さく、地盤沈下に伴い管路に沿って土は移動するものの相対的に大きな強度を有するため、管路の沈下量が大きくなるものと考えられる。

8.4 管路の断面形状を変化させたときの引抜き抵抗と管路周辺地盤の変形挙動

次に、別途実施した管路の引き抜き試験結果について概要と結果を報告する。実験は、図 8.10 に示す実験装置を用い、図 8.11 に示す直径 50.8mm の鋼管を模型砂地盤中に埋設し、これを 2 本のワイヤーと荷重計を介して垂直に上部へ引張り上げるものである。本実験は、先に述べたアングルを取り付けた場合（アングル付鋼管）についても行った。また、土被り厚 H は直径の 1 倍($H/D=1$)または 2 倍($H/D=2$)とした。図 8.12 に示

すように、埋設深度が深いほど引き抜き抵抗力が大きいことが分かる。また、アングル付鋼管の場合には、引き抜き抵抗力の最大値が低減されることが分かる。

実験結果より、 $H/D=2$ の場合、丸鋼管を引抜く際の地盤の破壊モードが、鉛直から θ 傾斜したすべり領域を有する地盤の破壊モード (図 8.13) となることが観察されたため、これを考慮した引抜き抵抗力 $F_{u,max}$ の予測式を以下のように提案する。これによると、図 8.14 に示すように、式(8.1)に、実測された傾斜角 $\theta(=8.8^\circ)$ を代入してもとめた引抜き抵抗力(=12.2N)は、実測値(=12.3N)と良い一致を示すことが分かる。一方、 $\theta=0$ とした場合の引抜き抵抗力の予測値⁸⁾は 8.98N と過小評価となることが分かる。

$$F_{u,max} = \gamma \cdot \left[\left(HD - \frac{\pi D^2}{8} + H^2 \tan \theta \right) + \left(\tan \phi_{ps} \cdot H^2 (1 + \tan^2 \theta) (K \cos \theta + \sin \theta) \right) \right] \quad (8.1)$$

ここで、 γ : 土の単位体積重量, ϕ_{ps} : 土の内部摩擦角, K : 側方土圧係数である。

最後に、多重せん断モデルを土の構成則として採用した有限要素解析法^{8,9)}により、上で述べた杭の引抜き実験の再現解析を行う。図 8.15 は、埋設深度が深い場合の管路の引き抜きに伴う地盤変形の様子と、それを対象として行った数値解析結果の比較である。数値解析においては、管路上部に留まる砂や扇状に広がる塑性化した地盤の範囲が適切に再現されている。

表 8.3 実験ケース：杭の引抜き実験

Sr=飽和度, R=Round pipe, A=Angular pipe, H=埋設深度, D=管径

	Sr (%)	0		30		60		100	
		H/D 1	H/D 2	H/D 1	H/D 2	H/D 1	H/D 2	H/D 1	H/D 2
R		R0_1	R0_2	R30_1	R30_2	R60_1	R60_2	R100_1	R100_2
		A0_1	R0_2	A30_1	A30_2	A60_1	A60_2	A100_1	A100_2

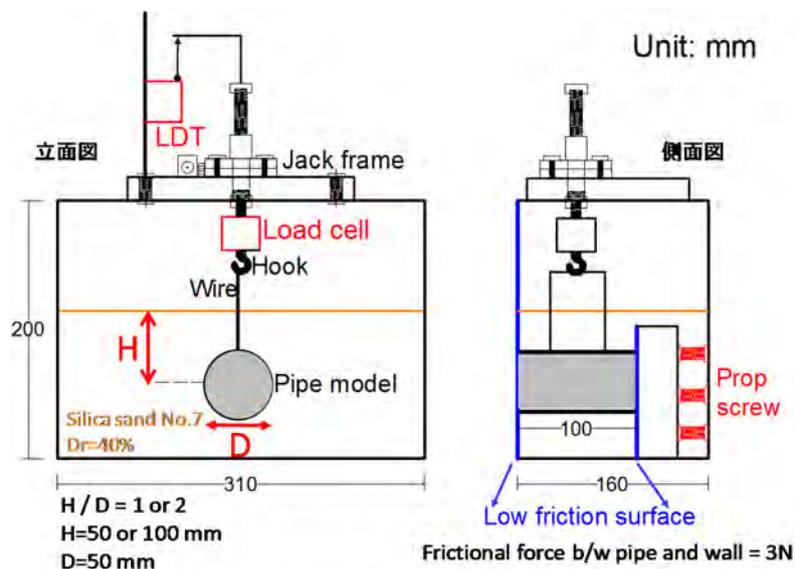


図 8.10 杭の引抜き試験装置の概要

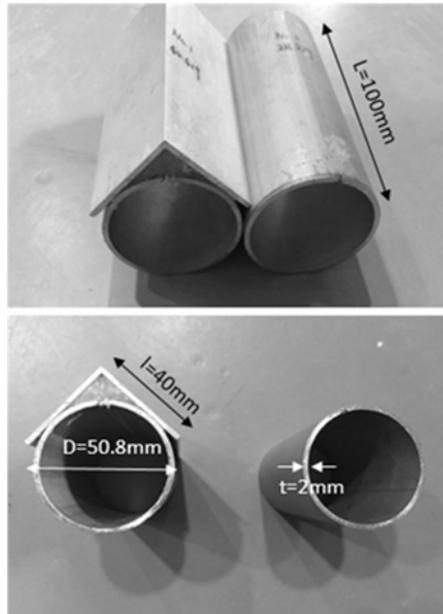


図 8.11 引抜き実験に用いた管路模型：左) アングル付鋼管，右) 丸鋼管

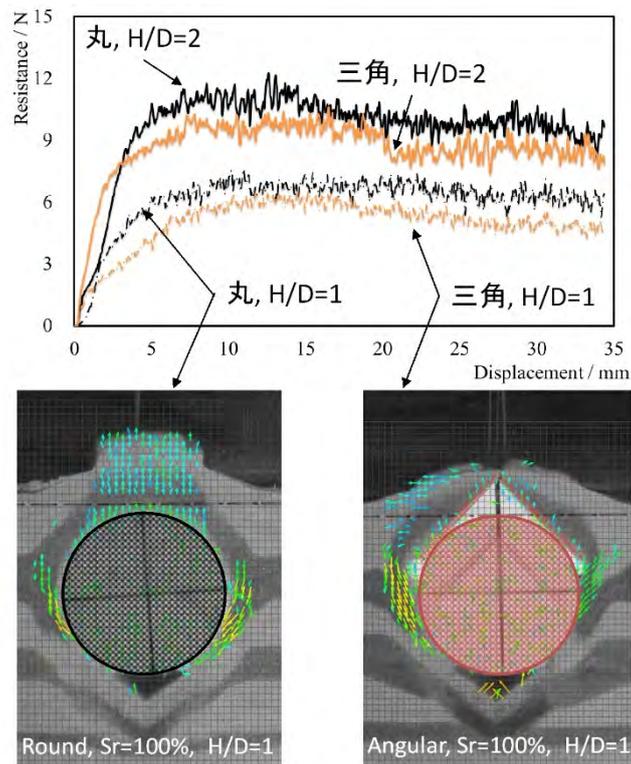


図 8.12 管路の引抜き実験による引抜き抵抗と変位の関係（上段），管路周辺地盤の変形と画像解析による変位速度ベクトル（下段左：丸鋼管，下段右：アングル付き鋼管）（飽和度 100%）

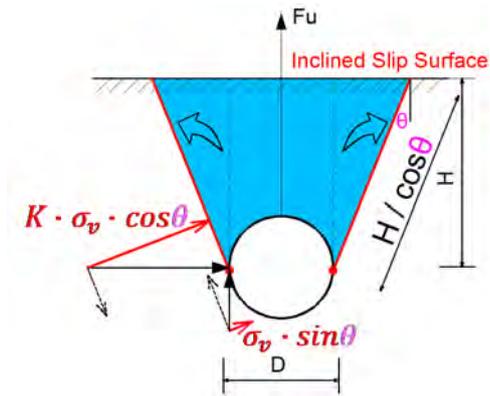


図 8.13 管路の引抜きに伴って鉛直から角度 θ 傾斜したすべり領域を有する地盤の破壊モード

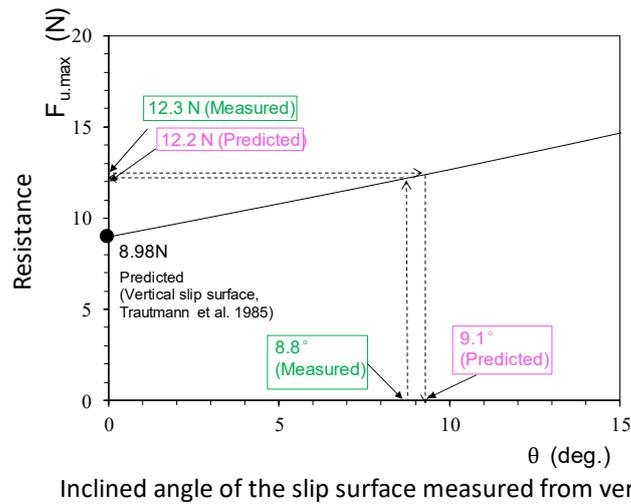


図 8.14 鉛直から角度 θ 傾斜したすべり領域を有する地盤の破壊モードを考慮した時の角度 θ と引抜き抵抗の関係。

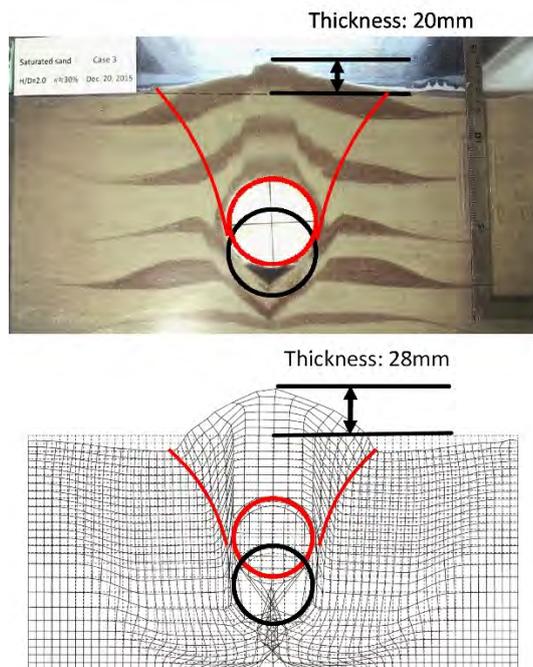


図 8.15 管路の引抜き実験 ($H/D=2$, 乾燥砂) で観察された地盤の変形領域 (上段), 有限要素法による解析結果

8.5 まとめ

本研究では、液状化時の管路の耐震性を評価するために、液状化地盤中、不飽和地盤中、地下水面上に設置した管路について動的遠心模型実験を行った。

- 1) 地震が発生すると、構造物と共に管路自身が揺れることにより自重と上載荷重によってたわんでいた管路が一度浮上するが、その後液状化によって周辺地盤が沈下することにより管路も大きく沈下する。本実験において、その浮上量は、液状化層内に管路がある場合が最大となり、沈下量は、管路が非液状化層中にある場合が最大となった。
- 2) 液状化時の管路の変形を抑制する対策工法としてアングルを用いた工法の有効性を実験的に調べたところ、液状化後の地盤沈下に伴う管路の沈下量は、対策工のない場合に比べ約 20%抑制され、管路の浮上、沈下抑制効果が確認できた。また、別途行った引抜き試験では引抜き抵抗の低減が見られた。
- 3) 管路断面を対象とした有限要素解析では、管路周辺地盤の変形挙動を再現することができ、耐震補強法の開発ツールとして用いることができることが示された。

謝辞

本研究は、文部科学省科学研究費基盤研究 A(代表：清野純史)ならびに公益財団法人関西エネルギー・リサイクル科学研究振興財団の助成を受けて行いました。厚く御礼申し上げます。また、有益な議論と助言を頂きました土木学会・水循環施設の合理的な災害軽減対策研究小委員会の皆様、実験に携わった京都大学大学院生の芦野貴之君、浦谷啓太君、任建飛君に記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 鋤田泰子, 片桐信, 土木学会東日本大震災被害調査団：緊急地震被害調査報告書第 10 章水道施設の被害, 土木学会, 2011.
- 2) 株式会社日水コン：液状化現象による浄水場被害の状況分析事例の報告, 2013.
- 3) 飛田哲男, 荒木恵徳, 鋤田泰子, 宮本勝利, 佐藤清, 小西康彦, 砂坂善雄：建物近傍の地震時地盤ひずみに影響する埋戻し領域の形状, 第 34 回土木学会地震工学研究発表会, A13-693, 2014.
- 4) 社団法人日本下水道協会：下水道施設の耐震対策指針と解説, 2006.
- 5) 佐藤清, 松田隆：遠心模型実験による液状化地盤中のトンネル構造物の応答評価, 2006.
- 6) 一般社団法人日本ダクタイル鉄管協会：GX 型ダクタイル鉄管呼び径 75~400, 2014.
- 7) 榎大林組技術研究所, (<http://www.obayashi.co.jp/tri/>)(閲覧日：2015 年 2 月 3 日)
- 8) Trautmann, C.H., O'Rourke, T.D and Kulhawy, F.D. H: Uplift Force-Displacement Response of Burial Pipe, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 111, No. 9, pp. 1061-1076, 1985.
- 9) Iai, S., Matsunaga, Y., and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility: *Soils and foundations*, Vol. 32, No. 2, pp. 1-15.
- 10) Iai, S., Tobita, T., Ozutsumi, O., Ueda, K.: Dilatancy of granular materials in a strain space multiple mechanism model: *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, Vol. 35, No. 3, pp. 360-392, 2011.

9. 海溝型・内陸型の二地震の被害分析に基づく配水管路脆弱性評価

鍬田 泰子*¹

9.1 はじめに

2011年3月11日14時46分に発生した東北地方太平洋沖地震では、広域に強震動が観測され、地震動とともに津波により太平洋沿岸部では甚大な被害が発生した。福島県いわき市は、太平洋沿岸に面した県南部の都市で、沿岸部では津波の被害を受けている。また、いわき市では、東北地方太平洋沖地震（以下、本震と呼ぶ）の一ヵ月後、同年4月11日17時16分に市内で発生した浜通りの地震（以下、誘発地震と呼ぶ）により、市街地は再び強震動に曝され、被害が発生した。本震は南海トラフ巨大地震時と同じく、海溝型地震である。一方、誘発地震はいわき市内の断層運動にともなう地殻内で発生した内陸型の地震である。本震、誘発地震の二つの地震で市内の水道供給は管路が破断・漏水するなどして、二度とも断水に至った。いずれの地震でも市内の最大震度は震度6強である。このようにメカニズムの異なる強い地震が短い期間に連続して発生することは稀である。

地震時の配水管路被害について分析した研究は多くある。磯山ら¹⁾は、1995年に発生した兵庫県南部地震における芦屋市と西宮市の水道管路被害データより、標準被害率関数を作成し、最大加速度や最大速度と管路被害率の関係を明らかにしている。また、この研究成果は日本水道協会（以下、日水協）²⁾の配水管路被害予測に用いられている。高田ら³⁾は、兵庫県南部地震における神戸市、西宮市、芦屋市の地震動が大きく建物被害の多かった地域の他、大阪市、宝塚市、尼崎市の地震動が比較的小さい地域も含めたデータにより、管路や属具の被害予測式を提案している。丸山ら⁴⁾は、兵庫県南部地震の被害データに加え、2004年新潟県中越地震、2007年能登半島地震、2007年新潟県中越沖地震の配水管被害データをもとに新たな被害予測式を提案している。これらの被害予測手法は、主となる管種・口径の管路の管路被害率と地震動強度との相関から導かれた標準管路被害率関数と、その他の管種・口径や地盤種別による被害の受けやすさを回帰分析等によって定量化した補正係数を用い、与えられた地震動強度に対して標準管路被害率を求め、それに補正係数を乗じることで当該地域の管路被害率を算出するものである。地盤環境に関する補正係数は兵庫県南部地震で得られたものでは十分ではないことから、鍬田ら⁵⁾は地すべりによる地盤変状を考慮し、新潟県中越地震による水道管路被害から地すべり地域における管路被害率への影響分析を行っている。水道技術研究センター⁶⁾では、兵庫県南部地震以降、東北地方太平洋沖地震以前の地震の被害分析から微地形区分による地盤補正係数を提案している。また、被害予測手法の補正係数は、各管種・口径の脆弱性を定量化できるため、鈴木ら⁷⁾が示すように管種・口径別の布設延長距離で管種の補正係数、口径の補正係数を重み付け平均した脆弱性指数によって地域ごとの配水管の脆弱性を可視化させるのにも役立つ。東北地方太平洋沖地震以降も、この種の分析は進められており、築地ら⁸⁾は、茨城県潮来市および神栖市を対象にして被害率曲線を構築し、鍬田・大野⁹⁾は、宮城県北西部の管路被害から新たに管種・口径の補正係数を提案している。一方、水道技術研究センター¹⁰⁾は、液状化地域の被害予測に対して文献⁶⁾を修正したものを発表している。

本研究では、いわき市の本震と誘発地震による配水管路被害分析を行い、被害予測式の補正係数に相当する管路脆弱係数を求める。分析方法は上述の研究に準じたものであるが、同一地域で異なる地震による被害の傾向が明らかになる点は新しい。また、いわき市は東北地方太平洋沖地震の被災市町の中でも広い面積を

*¹ 神戸大学大学院工学研究科市民工学専攻（〒657-8501 神戸市灘区六甲台町1）
E-mail: kuwata@kobe-u.ac.jp

有し、阪神地域のような都市域とは異なり、地方都市や中山間地域に見られる管路構成を有していることから、分析結果から得られる知見を他の地域に適用できる可能性が高いといえる。

9.2 いわき市の水道と地震被害・対応の概要

いわき市の水道は、1921年（大正10年）に平町で給水が開始された水道を始め、その後に築造された湯本町・江名町・四倉町・小名浜町等の水道が基となっている。1966年（昭和41年）10月に5市4町5村の合併によりいわき市が誕生し、それぞれの市町村から引き継がれた既設水道の統廃合により、現在に至っている。現在、市内は給水第1係・給水第2係・勿来工事事務所・小名浜工事事務所の4つの事務所で管轄されている。給水区域面積は463.59km²、配水管総延長は2,099kmにも及び、いわき市の人口33万人、12万世帯に上水道を供給している。管種別延長比は、硬質塩化ビニル管（VP）が59%、ダクタイル鋳鉄管（DIP）が39%で、これらで管路延長の大部分を占めている。ダクタイル鋳鉄管の内、耐震継手のある管路（耐震型DIP）は全管路延長の6%ある。経年管である鋳鉄管（CIP）は1%とわずかに残っている。口径については、φ100～150が半分を占めており、φ75以下の小口径の管路は全体の4分の1程度ある。

いわき市では、前述したように震度6強¹¹⁾の誘発地震が同震度¹¹⁾の本震のほぼ一ヶ月後に発生している。本震は太平洋プレートの沈み込み境界で発生したプレート境界地震であり、誘発地震は正断層の地殻内地震である。佐藤ら¹²⁾は、誘発地震の短周期レベルは地殻内地震の平均値とほぼ同じであり、他の逆断層の地震と比較すると断層平行方向に対する断層直交方向の応答スペクトル比が大きい傾向があり、Rayleigh波の卓越が寄与していると指摘している。誘発地震の震源付近では、1997年10月から本震発生以前までの期間はM3.0を超える地震はほとんど発生していなかったが、本震以後、この震央付近で震度5弱以上を観測する地震が度々発生するなど、地震活動が活発な状態が継続していた¹³⁾。市内の地震観測記録によると、北部の市街地の平周辺では、K-NETいわき（FKS011）において本震で40.5cm/s（水平最大成分）、誘発地震で20.0cm/s、南部の小名浜周辺では、K-NET勿来（FKS012）において本震で52.0cm/s、誘発地震で49.8cm/sが観測されている。いわき市南部においては、本震と誘発地震はほぼ同じレベルの地震動であったといえる。

本震の直後、東日本の多くの市町村では停電となったが、いわき市内の電力供給は継続していた。しかし、管路の地震被害によって漏水が発生したため、市内一帯は断水に至った。その後、原発事故による放射性物質の漏洩のため、管工事業者の市外への避難やいわき市への物資調達の遅れ、災害支援部隊の取りやめなどで復旧活動は遅れた。さらに、市内の経年管の幹線が複数箇所被害を受けたために、水圧を調整しながらの工事で復旧が長引いた。しかし、誘発地震前日の4月10日には通水率は97%に達成し、管路復旧もほぼ完了していた。11日の誘発地震では、停電により市内への水供給が停止し、管路被害も再び発生したが、誘発地震後は約2週間で通水している。いずれの地震でも断水に至っているが、本震の管路復旧の経験から誘発地震後は早期の復旧が可能となった。

9.3 水道の被害データベースと基礎分析

水道管路の被害分析にあたっては、日本地震工学会の東日本大震災によるライフライン被害データベース検討委員会で構築されたGIS被害データベース¹⁴⁾を利用した。いわき市では、Shapeファイル形式の管路網のデータが構築されていなかったため、管路網のラスターイメージに基づいて委員会がデジタル化した。管路データは、いわき市水道局から提供された管路図を大型スキャナで読み込み画像データとし、国土地理院¹⁵⁾が発行する数値地図の道路データと重ね合わせ、ラインを加工して作成されている。管路データには、管種と口径の属性が与えられている。管路の被害点データには、いわき市から提供されたデータに基づき、管種、

口径、本支管の区別、本震と誘発地震の区別、割れや継手抜けなどの損傷形態の情報が含まれている。前述したように誘発地震前に本震による被害はほぼ復旧されていたため、復旧日によって区別した。

図9.1は市内の配水管路網の上に本震と誘発地震を区別した被害点の分布を示している。本震の被害点は、内陸の平や湯本に集中し、誘発地震の被害点は、小名浜・勿来の市の南側沿岸に集中している。誘発地震の震源域が湯本の西側であったため、内陸での被害が多くなった。管種別では、VP、DIPの被害箇所は全体的に広く分布しているが、CIPの被害箇所は小名浜地区に集中している。

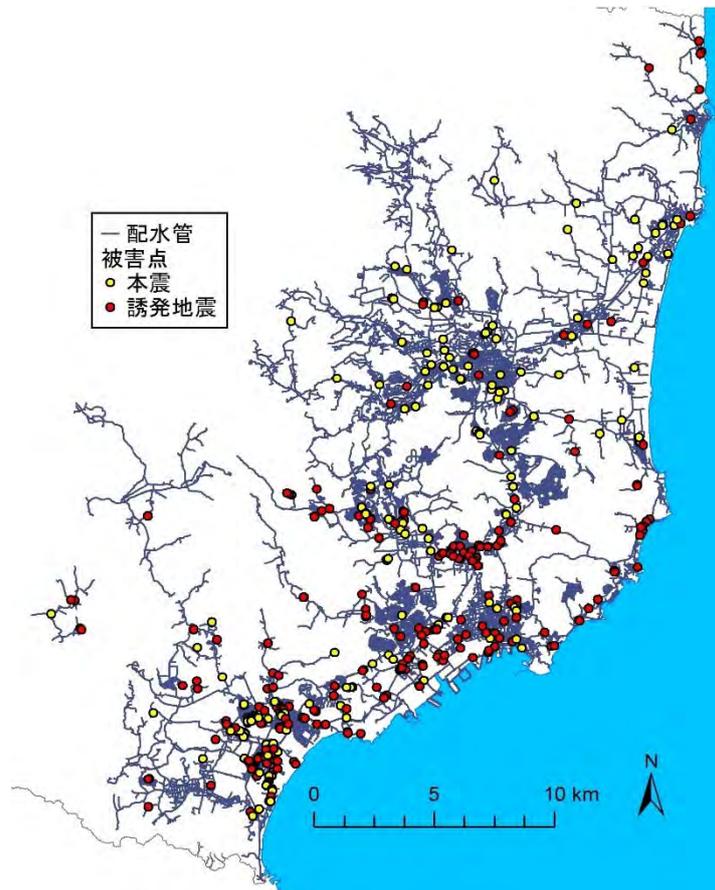


図 9.1 配水管路被害分布図（本震 215 箇所、誘発地震 268 箇所）

GIS管路データといわき市水道局の管路統計と比較を行い、データベースの精度を確認したところ、全体的にGISデータの方が若干長く、とくに小口径管路でその傾向が顕著であった。口径φ50以下の小口径管路は主に宅内につながる配管であり、メータの位置により配水管と給水管に分かれる。管路図にはメータの位置情報がないため末端部の判断が困難なために誤差につながったと考えられる。

管路被害箇所の地盤環境についても明らかにするために、空間分布を表す最小単位として若松ら¹⁶⁾の微地形分類が含まれた基準地域メッシュを4等分した4分の1地域メッシュ（約250mメッシュ）を用いる。微地形分類で色分けをしたいわき市を図9.2に、微地形別の管路延長比率を図9.3に示す。山地と丘陵がいわき市の大部分を占めているが、管路は丘陵、砂礫質台地から後背湿地、海岸低地に広く分布している。図9.1の管路の被害箇所の分布と図9.2の微地形とを比較すると、本震では、いわき市の北側に位置する平や四倉地区の後背湿地や砂州や海岸低地で高い管路被害率が集中して分布した。誘発地震では比較的南側の小名浜や勿来などの沿岸部の三角州や海岸低地で高い管路被害率が集中して分布した。

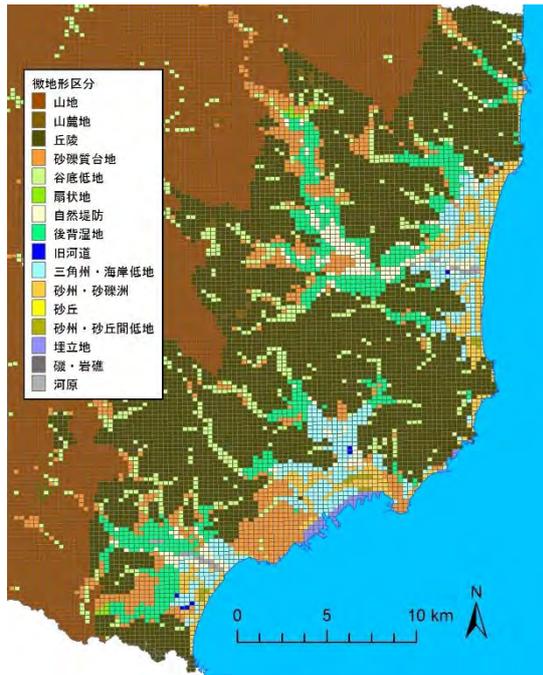


図9.2 微地形区分¹⁴⁾

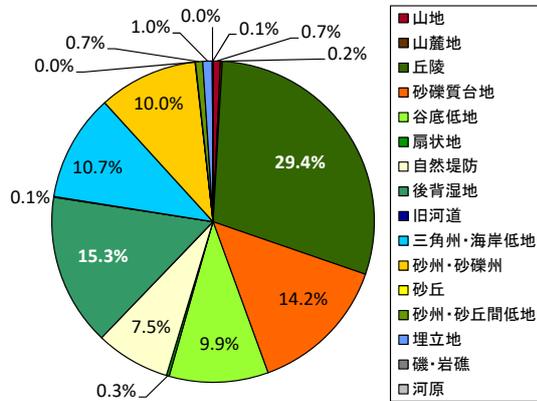


図9.3 微地形別管路延長割合

GISで構築された管路と被害箇所を管種・口径別にまとめたものを表9.1に示す。GIS上では、被害箇所が483箇所あるが、いわき市の震災記録によると、管路被害は454件と報告されている¹⁴⁾。市の報告は隣接する複数の被害箇所を復旧工事ごとに1件としてまとめられていることもあるため、本研究では箇所単位での分析を行う。また、管路の漏水は誘発地震の後の通水後も発生しているが、本研究で扱う箇所数は誘発地震後の通水までを目安としている。

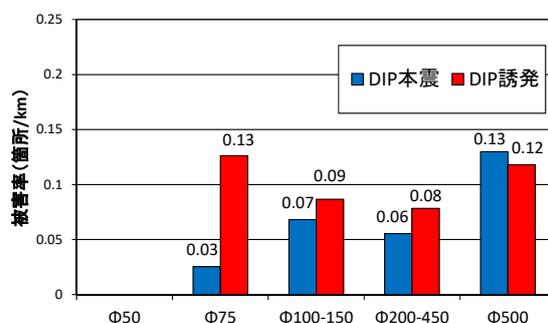
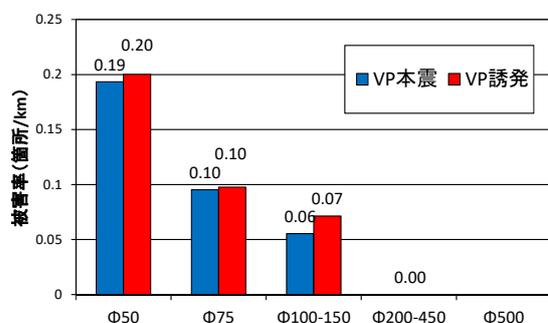
管種別に見た管路被害率では、鋼管（SP）、石綿セメント管（ACP）が他と比べて特に大きい。日水協²⁾の被害予測式の補正係数ではACPが最も大きい値であるが、鋼管の総延長が21km、ACPの総延長が6kmと他の管種に比べて短いため、管路被害率が過大評価されたものと考えられる。また、口径別の管路被害率は、φ500以上を除き、小口径になるにつれて管路被害率は大きくなる結果となった。日水協の被害予測式の補正係数では、VPはCIPと同じであるにも関わらず、管路被害率ではCIPよりも小さくなった。VPの多くが丘陵に敷設されているため、地盤の影響により本来よりも管路被害率が小さくなったことが一つの要因と考えられる。

管種別の被害箇所数の割合では、本震・誘発地震ともに、VPが約60%、DIPが約25%、SPが約10%となっており、両地震によって受けた被害箇所数は異なっているにも関わらず被害割合は類似傾向を示した。口径別の被害箇所数の割合はφ50以下が約30%、φ75が約20%、φ100～150が約30～40%、φ200～450が約10%、φ500以上が約5%となっており、管種同様に口径の被害箇所数の割合は類似傾向を示した。とくに管路延長が十分にあるVP、DIPについて本震・誘発地震の口径別管路被害率を図9.4に示す。本震、誘発地震の管路被害率は差が若干DIPのφ75で見られるものの、全体的には非常に類似した傾向を示していることが明らかである。VPの口径はφ150以下が大部分であり、その範囲において管路被害率は小口径から大口径になるにつれ低くなる。一方、DIPは口径φ100からφ450の間で多く敷設されており、その間においては、φ100～150の方がφ200～450よりも管路被害率は高くなる。DIPのφ75とφ500以上の管路延長は他よりも短いため、それらの被害率は1箇所の被害が過大・過小に算定されていることに留意されたい。さらに、管路延長が十分にあるφ100～150の区分においてVP、DIPの管路被害率を比較すると、本震・誘発地震に限らずDIPの管路被害率が若干高いことが分かった。

表 9.1 管種・口径別管路延長, 被害箇所数

		φ50以下	φ75	φ100-150	φ200-450	φ500	総計	被害率 (箇所/km)
		延長(km)	299.7	409.8	757.4	0.3	0.0	1467.3
VP	本震(箇所)	59	39	42	0	0	140	0.10
	誘発地震(箇所)	60	40	54	0	0	154	0.10
	計	119	79	96	0	0	294	0.20
SP	延長(km)	3.4	2.1	8.6	4.7	2.5	21.3	
	本震(箇所)	6	3	4	4	0	17	0.80
	誘発地震(箇所)	5	2	17	5	0	29	1.36
	計	11	5	21	9	0	46	2.16
DIP	延長(km)	0.0	39.6	323.4	306.8	84.7	754.4	
	本震(箇所)		1	22	17	11	51	0.07
	誘発地震(箇所)		5	28	24	9	66	0.09
	計		6	50	41	20	117	0.16
SUP	延長(km)	0.52	0.39	2.7	2.0	0.74	6.3	
	本震(箇所)	0	0	0	0	0	0	0.00
	誘発地震(箇所)	0	0	0	0	0	0	0.00
	計	0	0	0	0	0	0	0.00
PP	延長(km)	10.8	0.06	0.20	0.0	0.0	11.1	
	本震(箇所)	0	0	0			0	0.00
	誘発地震(箇所)	0	0	0			0	0.00
	計	0	0	0			0	0.00
NC	延長(km)	0.01	0.34	1.4	1.0	0.31	3.0	
	本震(箇所)	0	0	0	0	0	0	0.00
	誘発地震(箇所)	0	0	0	0	0	0	0.00
	計	0	0	0	0	0	0	0.00
DS	延長(km)	0.0	0.0	2.4	55.9	12.1	70.4	
	本震(箇所)			0	0	0	0	0.00
	誘発地震(箇所)			0	0	0	0	0.00
	計			0	0	0	0	0.00
ACP	延長(km)	1.0	1.5	3.0	0.52	0.0	6.0	
	本震(箇所)	0	3	0	0		3	0.50
	誘発地震(箇所)	0	3	5	2		10	1.66
	計	0	6	5	2		13	2.16
DNS, DS II, D-S, DKF,DUF	延長(km)	0.0	3.2	8.5	29.4	14.8	55.8	
	本震(箇所)		0	0	0	0	0	0.00
	誘発地震(箇所)		0	0	0	0	0	0.00
	計		0	0	0	0	0	0.00
CIP	延長(km)	0.04	0.46	3.4	8.9	0.0	12.8	
	本震(箇所)	0	3	0	2		5	0.39
	誘発地震(箇所)	0	3	5	0		8	0.63
	計	0	6	5	2		13	1.02
HP	延長(km)	0.0	0.0	0.0	0.07	0.04	0.11	
	本震(箇所)				0	0	0	0.00
	誘発地震(箇所)				0	0	0	0.00
	計				0	0	0	0.00
総計	延長(km)	315.6	457.4	1110.9	409.4	115.2	2408.5	
	本震(箇所)	65	49	68	23	11	216	0.09
	誘発地震(箇所)	65	53	109	31	9	267	0.11
	計	130	102	177	54	20	483	0.20
被害率 (箇所/km)	本震(箇所)	0.21	0.11	0.06	0.06	0.10	0.09	
	誘発地震(箇所)	0.21	0.12	0.10	0.08	0.08	0.11	
	計	0.41	0.22	0.16	0.13	0.17	0.20	

注) VP: ビニル管, SP: 鋼管, DIP: ダクタイル鋳鉄管, SUP: ステンレス管, PP: ポリエチレン管, DS: ダクタイル管スリーブ装着, ACP: 石綿セメント管, 耐震型 DIP: 耐震型ダクタイル鋳鉄管 (NS・SII・S・KF・UF形), CIP: 鋳鉄管, HP: ヒューム管



(a) 口径別管路被害率 (VP)

(b) 口径別管路被害率 (DIP)

図 9.4 VP・DIP の口径別本震・誘発地震の管路被害率

9.4 いわき市の管路脆弱性評価

9.4.1 回帰分析

管路属性・微地形による地震時の管路脆弱性を明らかにするために、水道技術研究センター（以下、水技センター）の管路被害予測式⁶⁾の補正係数の算出要領を参考にして今回の地震被害から管路脆弱係数を検討する。水技センターの管路被害予測式は管種、口径、地形・地盤に関する補正係数及び標準被害率の積で式(9.1)のように管路被害率を推定している。

$$R_m(v) = C_p C_d C_g R(v) \quad (9.1)$$

ただし、 $R_m(v)$ は最大速度 v に対する管路被害率（箇所/km）、 C_p 、 C_d 、 C_g は管種、口径、地形・地盤に関する補正係数、 $R(v)$ は標準管路被害率（箇所/km）。

つまり、補正係数は1.0よりも大きくなるほど、基準となる管路属性よりも脆弱で地震時には被害が大きくなることを示す。本研究では、予測式の補正係数に相当するものを管路脆弱係数と呼び、その係数について管種、口径の他に、微地形を検討項目にする。既往の研究でも、管路被害の程度は、これら管種、口径、地盤条件で変化し、それぞれの要因について独立しているという知見が得られている。いわき市を対象にした分析で二地震における係数を得ることから地震による被害の違いを判断できると考えられる。また、定量化により他地域、他地震による既往の分析結果とも比較することが可能になる。

微地形には、上述の若松ら¹⁶⁾による250mメッシュの微地形区分を用いる。水技センターの管路被害予測式では、管種をDIP、口径をφ100-15、微地形を谷底低地と扇状地、後背湿地、三角州・海岸低地を基準属性としている。本研究も、それに倣って同じ属性を基準属性とする。回帰分析の各カテゴリのアイテムについては、管種はDIPとVPの2区分、口径はφ50以下、φ75、φ100-150、φ200-450、φ500の5区分、微地形は水技センターと同じ5区分（Group1（山地、山麓地、丘陵、火山地、火山性山麓地、火山性丘陵）、Group2（砂礫質台地、ローム台地）、Group3（谷底低地、扇状地、後背湿地、三角州・海岸低地）、Group4（自然堤防、旧河道、砂州・砂礫州、砂丘）、Group5（埋立地、干拓地、湖沼））とした。ただし、上記分類には、火山地やローム大地、干拓地や湖沼などいわきに存在しない微地形も分類されている。また、耐震継手のあるDIPは、被害がなく、延長も短いことから分析から省いている。さらに、いわき市では一部の地域で旧河道をなぞるように液状化が発生したことが報告されている¹⁷⁾ので、当該地域の管路と被害を省いた。

市内の各地域で地震動は異なるために、基準属性の管路被害率も場所により異なることが考えられるが、これによる影響は後述の分析で検討するとし、基準属性の管路被害率は各地震において一つの値で与える。各属性の組み合わせで被害箇所数・管路延長を集計し、対象属性の組み合わせの管路被害率を目的変数にして対数場での数量化理論第I類による解析を行った。なお、解析では、各属性の組み合わせの管路延長で重みを与えている。

$$R = C_p C_d C_g R' \quad (9.2)$$

ただし、 R は各属性の管路被害率（箇所/km）、 R' は基準属性の管路被害率（箇所/km）である。

回帰分析では本震のみの被害データ、誘発地震のみの被害データ、両地震の各属性を独立させた被害データ（独立ケース）、両地震の区別をせず統合した被害データ（全体ケース）の4ケースを検討した。独立させ

た被害データの分析の時には、本震・余震の違いについても変数を与えた。回帰分析には411箇所（本震191箇所、誘発地震220箇所）のデータを用いた。回帰分析に用いた基準属性の管路被害率 R' は、本震データの場合に0.07箇所/km、誘発地震データの場合に0.12箇所/km、全体ケースの場合に0.19箇所/kmを用いた。

回帰分析の結果、それぞれの相関係数は、本震が0.93、誘発地震が0.96、独立ケースが0.79、全体ケースが0.93であり、高い相関が得られた。図9.5は解析ケース別の管路属性の管路脆弱係数を示す。ケース間の係数を比較すると、 ϕ 500以上を除いた管種・口径の係数の属性では0.5ポイントの範囲でばらつくことが見られた。 ϕ 500以上については、DIPしか対象にならず、被害箇所数では本震が11箇所、誘発地震が9箇所と大きな差が見えないが、地盤係数との関係で差が大きくなったといえる。全体的にはDIPはVPの係数より若干大きく、 ϕ 500以上を除き、口径が大きくなるにつれて係数は小さくなることが確認できた。これらの傾向は、前掲の図9.4のDIPの管路被害率とも類似している。つまり、口径の係数については過去の地震の結果と整合的であったが、管種の係数については、VPは既往研究の結果よりも被害は受けにくいと評価された。

一方、管種・口径はケースに関わらず同様の値を示しているのに対して、微地形の係数は分析ケースによるばらつきが大きい。とくに、Group4やGroup5は本震と誘発地震の係数の傾向が逆に反応している。これらは沿岸の砂州・砂礫州、砂丘や埋立地に該当する。埋立地の管路延長は全延長の1%程度であるので、被害率による評価のために過大・過小評価されたとも考えられる。また本震に比べて、誘発地震は市内の地震動が局所的に高い地域があり、同じ微地形の分類であっても市内の北部と南部で傾向が異なることが影響しているためと考えられる。

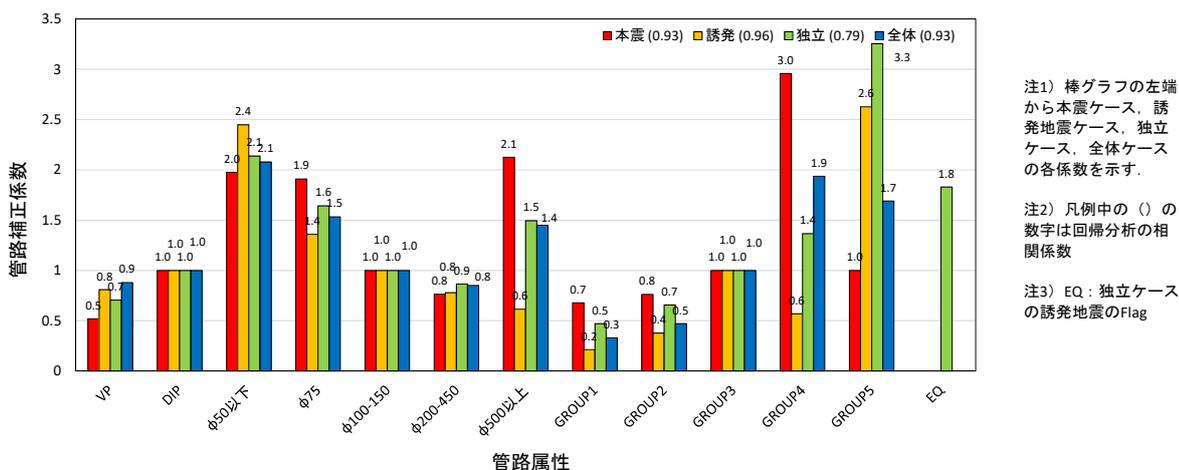


図9.5 回帰分析による各ケースの管路属性の管路脆弱係数

9.4.2 管路脆弱係数の提案

回帰分析では全体の管路延長の97%を占めるDIPとVPの分析を行ったが、他の属性についても脆弱性について定量的な検討を行う。表9.2は回帰分析と単純集計の結果に基づいて本研究で提案する管路脆弱係数を示している。基本的には回帰分析の値を踏襲するが、分析していない区分については、単純集計や既存の予測式の補正係数を参考にした。

単純集計の値は、管種・口径・微地形別に基準属性の管路被害率に対する当該地形の管路被害率の比である。水技センター⁶⁾の係数は、DIP、 ϕ 100-150、谷底低地と扇状地、後背湿地、三角州・海岸低地の微地形を基準属性として、管種・口径・微地形の補正係数の比として換算した。水技センターの補正係数では、口径の区分が本研究の区分と直接対応していないために、それぞれの係数の値がわかるように示した。

提案する管路脆弱係数について以下に説明する。VPの回帰分析の補正係数はDIPのものより下回っているが、既往被害事例の値から大きく外れるためDIPと同じく1.0とした。DIPの被害率がVPの被害率よりも高い

理由として、いわき市とのヒアリングから腐食性土壌を有する地域があると情報を得ており、腐食劣化による影響も考えられる。今後は、地震動以外の影響について検討する必要がある。SPの単純集計は10.0を超える非常に高い値を示した。いわき市では小口径の脆弱な鋼管だけでなく、比較的大きな口径であっても裏込め溶接されていない鋼管が多く、本地震でも被害を受けた。しかしながら、SPの管路被害率は本震で0.8箇所/km、誘発地震で1.36箇所/kmであり、単純集計の値をそのまま補正係数に用いるのは過大評価になると考え、水技センターが提案しているSP(溶接以外)の補正係数である2.5とした。ステンレス鋼管(SUS)の補正係数は管路延長も短く今回被害を受けていないため、0.0とした。CIPにおいてもSPと同様、単純集計の値をそのまま補正係数に用いるのは過大評価になると考え、水技センターが提案しているCIPの補正係数である2.5とした。水技センターが提案するACPの補正係数は7.5であるが、ACPについては敷設延長が数10kmを超えるような値でない場合、各水道事業者の判断により設定できるとしていることから、水技センターが提案する補正係数は7.5と同程度の本震の単純集計による7.4を採用した。

口径の補正係数については、口径 $\phi 50$ 以下は全体ケースの回帰分析の補正係数と水技センターの提案している補正係数が同程度であることから2.0を採用した。 $\phi 75$ 、 $\phi 200\sim 450$ は全体ケースの回帰分析の結果を採用し、それぞれ1.5、0.8とした。口径 $\phi 500$ 以上の回帰分析の補正係数は水技センターの補正係数よりも大きく上回ったが、宮城県北西部の被害分析⁹⁾から $\phi 100-150$ の係数に対して $\phi 500$ は0.5倍であったことを踏まえ、0.5とした。

微地形の補正係数については水技センターを参考に5つのグループに大別しているため、グループ毎の補正係数を提案することとした。Group1~4の補正係数は回帰分析の全体ケースの結果を採用し、それぞれ、0.3、0.5、1.0、1.9とした。Group5については、水技センターが提案する補正係数と全体ケースの補正係数の間をとり、3.3とした。水技センターが提案する補正係数より小さい値としたのは、水技センターの補正係数が液状化の発生頻度を考慮しているためである。本研究では液状化地域を除外し、回帰分析を行ったため、水技センターが提案する補正係数より小さい値を採用した。

表9.2 管種・口径・微地形の管路脆弱係数

		単純集計			回帰分析				水道技術研究センター	提案する管路脆弱係数	
		本震	誘発	全体	本震	誘発	全体	独立			
管種	VP	1.4	1.2	1.3	0.5	0.8	0.9	0.7	2.5	1.0	
	SP(溶接/溶接以外)	11.8	15.5	13.9	-	-	-	-	0.5/2.5	2.5	
	DIP	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
	SUS	0.0	0.0	0.0	-	-	-	-	-	0.0	
	CIP	5.8	7.2	6.6	-	-	-	-	2.5	2.5	
	ACP	7.4	19.0	13.9	-	-	-	-	7.5	7.4	
口径	$\Phi 50$	3.4	2.1	2.6	2.0	2.4	2.1	2.1	2.0	2.0	
	$\Phi 75$	1.7	1.2	1.4	1.9	1.4	1.5	1.6	2.0	1.5	
	$\Phi 100-150$	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	
	$\Phi 200-250$	0.9	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.9	0.4	0.8	
	$\Phi 300-450$								0.2		
$\Phi 500-$	1.6	0.8	1.1	2.1	0.6	1.4	1.5	0.1	0.5		
微地形	Group1	山地	0.0	1.2	0.6	0.7	0.2	0.3	0.5	0.4	0.3
		山麓地	0.0	0.0	0.0						
		丘陵	1.0	1.0	1.0						
	Group2	砂礫質台地	1.2	1.5	1.3	0.8	0.4	0.5	0.7	0.8	0.5
	Group3	谷底低地	1.1	1.3	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
		扇状地	0.0	3.1	1.5						
		後背湿地	2.5	2.5	2.5						
		三角州・海岸低地	1.9	4.8	3.4						
	Group4	自然堤防	5.7	1.2	3.4	3.0	0.6	1.9	1.4	2.5	1.9
		旧河道	0.0	0.0	0.0						
		砂州・砂礫洲	2.3	6.0	4.2						
		砂丘	21.5	0.0	10.7						
		砂州・砂丘間低地	6.1	6.1	6.1						
	Group5	埋立地	0.0	3.6	1.8	1.0	2.6	1.7	3.3	5.0	3.3
	相関係数					0.93	0.96	0.93	0.79		

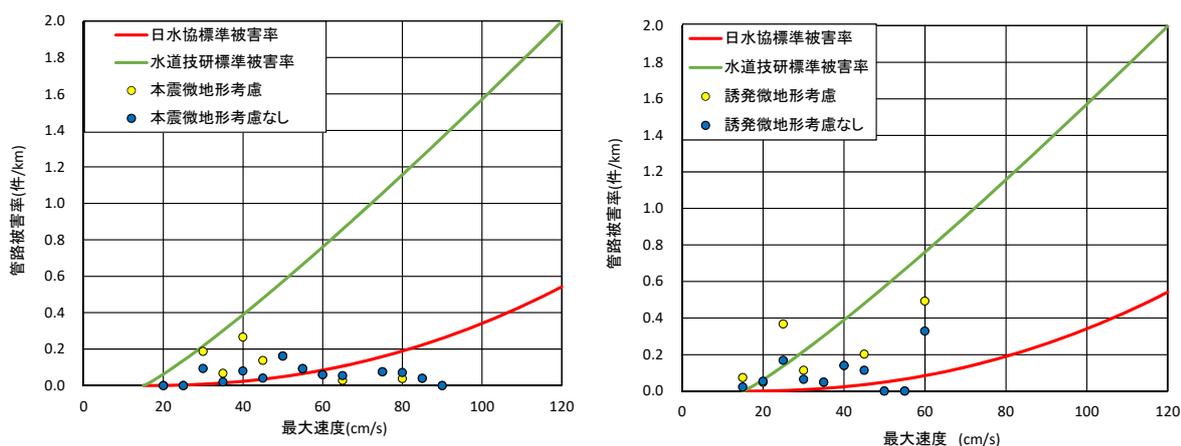
9.4.3 管路脆弱係数を考慮した二地震の地震動分布と管路被害との関係

本震に比べて、誘発地震は市内の地震動が局所的に高い地域があり、同じ微地形の分類であっても市内の北部と南部で傾向が異なることが影響している可能性があることを踏まえ、地震動強さが管路被害に与える影響を分析するため、提案する管路脆弱係数を用いて標準管路被害率を算出し、既往の標準管路被害率曲線と比較する。

分析方法としては、産業技術総合研究所が提供している地震動マップ即時推定システム (QuiQuake)¹⁸⁾によって推定された本震および誘発地震の地表最大速度分布を用いて、微地形のメッシュ内の管種、口径の組み合わせごとに管路被害箇所と管路延長を算出する。次に、DIP を対象にして上述で提案した管路脆弱係数を用いて、基準属性 (DIP, ϕ 100-150, 微地形が谷底低地, 扇状地, 後背湿地, 三角州・海岸低地) の管路被害箇所数に基準化するために被害箇所数を係数で除して基準化被害箇所数を算出する。さらに、地表最大速度を 5cm/s 毎に基準化管路被害箇所数と管路延長から管路被害率を求めた。

QuiQuake によって推定された本震・誘発地震の最大速度分布は地表での推定値であり、微地形による地盤増幅を含んでいるため微地形の補正係数を考慮しない場合についても同様にして、最大速度毎の管路被害率を算出した。図 9.6 は本震・誘発地震別に最大速度と管路被害率の関係を示したものである。日本水道協会²⁾の標準被害率曲線 (CIP の標準被害率曲線に DIP の補正係数を乗じて DIP の標準被害率と換算したもの) と水技センター⁶⁾の標準被害率曲線 (基準属性は本研究のものと同じ) を合わせて示した。なお、5cm/s 毎に分類した管路延長が全管路延長の 1%に満たない区分については、図から省いている。

全体として、本震、誘発地震の管路被害率の多くは日本水道協会の標準被害率の周辺に分布し、水技センターの標準被害率曲線よりも低くなっていることがわかる。前述の分析で、誘発地震の局所的な分布による影響が強いのではないかと懸念していたが、局所的に地震動が強い場所の管路延長は管路全体ではごく一部であり、図の傾向を左右するものではなかった。しかし、誘発地震の方が本震の管路被害率よりも地震動に対して敏感に反応しており、広域な地震動分布では局所的な地震動による被害率の違いが上手く評価できなかったとも考えられる。また、微地形の影響を考慮しない方が日本水道協会の標準被害率に近い分布を示すことが示された。地震動推定には微地形による地盤増幅の影響が詳細に評価されている場合には、地盤補正係数を考慮することで二重に評価をしている場合もあることが示唆された。



(a) 本震の最大速度と管路被害率

(b) 誘発地震の最大速度と管路被害率

図9.6 管路脆弱係数を考慮した地震動と管路被害率との関係

9.5 まとめ

本研究では、メカニズムの異なる地震が短期間に連続で発生したことに基づき、同一地域で二地震における管路脆弱性を明らかにするため、いわき市における二地震の配水管被害分析から管種・口径・微地形による管路脆弱係数を検討した。

- 回帰分析の結果、いずれの地震でも管種・口径の管路脆弱係数のばらつきは小さく、両地震とも似た値を示した。口径の係数については過去の地震の結果と整合的であったが、管種の係数については、硬質塩化ビニル管は既往研究の結果よりも被害は受けにくいと評価された。
- 微地形の係数は、管種・口径の係数と比べるとばらつきが大きかった。本震は遠地地震のため広域に同レベルの強震動が観測されているのに対し、誘発地震は局所的であり地震動分布が大きく異なっていたため、地震動の違いが微地形の属性に影響を与えたものと考えられる。
- 地震動評価に微地形による地盤増幅が考慮されている場合、微地形の係数を考慮しない方が地震動と管路被害率との関係はよくなることが示された。

謝辞

本研究はいわき市水道局からデータ提供された日本地震工学会の東日本大震災によるライフライン被害データベース検討委員会で構築されたデータベースを利用しました。分析するにあたり、委員会委員の皆様、いわき市水道局の皆様には、貴重な助言を頂きましたことに感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 磯山龍二，石田栄介，湯根清二，白水暢：水道管路の地震被害予測に関する研究，水道協会雑誌，第67巻，No.2，pp.25-40，1998.
- 2) 日本水道協会：地震による水道管路の被害予測，1998.
- 3) 高田至郎，藤原正弘，宮島昌克，鈴木泰博，依田幹雄，戸島敏雄：直下型地震災害特性に基づく管路被害予測手法の研究，水道協会雑誌，Vol. 70，No. 3，pp. 21-37，2001.
- 4) 丸山貴久，山崎文雄：近年の地震被害データを加味したマクロな配水管被害予測式の改良，第30回土木学会地震工学論文集，第30巻，pp.565-574，2009.
- 5) 鍛田泰子，高田至郎，勤息義弘，Javanbarg Mohammad Bagher：斜面地形による水道管路被害への影響評価～2004年新潟県中越地震の管路被害分析～，日本地震工学会論文集，第5巻，第4号，pp.1-14，2005.
- 6) 公益財団法人水道技術研究センター：地震による水道管路被害予測の手引き，管路更新手法の開発に関する研究地震による管路被害の予測等報告書，2011.
- 7) 鈴木康夫，佐藤寛泰，能島暢呂，杉戸真太：埋設管路網の脆弱性を考慮した地震時ライフライン機能の簡易評価モデル，第58回土木学会年次学術講演会，I-349，2003.
- 8) 築地拓哉，寺島黎，庄司学，永田茂：2011年東北地方太平洋沖地震において被災した上水道配水管網の被害の傾向一茨城県潮来市および神栖市の事例分析一，土木学会論文集 A 1（構造・地震工学），Vol.69，No.4，pp.I_260-I_279，2013.
- 9) 鍛田泰子，大野頭大：東北地方太平洋沖地震における宮城県北西部の管路被害の特徴，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.69，No. 4，pp. I_734- I_741，2013.
- 10) 公益財団法人水道技術研究センター：地震による管路被害予測の確立に向けた研究，報告書，2013.
- 11) 気象庁：地震情報，<http://www.jma.go.jp/quake/>（2012.11閲覧）
- 12) 佐藤智美，堤英明：2011年福島県浜通り付近の正断層の地震の短周期レベルと伝播経路・地盤増幅特性，

日本地震工学会論文集，第12巻，第7号，pp. 7.1-7.18，2012.

- 13) 地震調査研究推進本部：平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震の評価，<http://www.jishin.go.jp/>（参照 2012-11-01）。
- 14) 鍬田泰子：いわき市の配水管路の GIS データベース構築と微地形による管路被害分析，日本地震工学会・大会—2012 梗概集，pp.332-333，2012.
- 15) 国土地理院：http://www.gsi.go.jp/BOUSAI/h23_tohoku.html（参照 2012-11-01）。
- 16) 若松加寿江，松岡昌志：世界測地系に準拠した地形・地盤 250m メッシュマップの構築，日本地震工学会大会-2011 梗概集，pp.84-85，2011.
- 17) 若松加寿江：東日本大震災における液状化-水道施設の耐震化にむけて，第 129 回水道技術懇和会，2014.
- 18) 産業技術総合研究所：地震動マップ即時推定システム（QuiQuake），<https://gbank.gsj.jp/QuiQuake/QuakeMap/about.html>（参照 2016-03-01）

10. 社会基盤施設の津波安全性指標の開発と減災効果の検討

奥村 与志弘*¹

10.1 はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震の発生を受け、近い将来の発生が確実視されている南海トラフ沿いの津波等への備えを強化するため、新たな想定外力の概念として、従来の想定よりも規模を大きくした L2 クラスの津波外力が用いられるようになった。海岸堤防の天端高の設定など、多くの社会基盤施設の整備に関しては L1 クラスの津波外力が設計外力として採用されるが、海岸堤防を越えて市街地に氾濫する L2 クラスの津波に対する備えについても考慮される場面が少なくない。例えば、L1 クラスを上回る津波が発生しても完全に機能を喪失しない、粘り強い海岸堤防を整備する場合には L2 クラスの津波が考慮される。

内陸に存在する様々な社会基盤施設の津波安全性を効率よく評価するためには、地震発生後に来襲する巨大津波が構造物群の間を氾濫するという状況下で、地盤や構造物がどのような応答を示すのか、その特徴を明らかにした上で、津波安全性を評価するための指標を用いることが有用であると考えられる。

そこで本章では、社会基盤施設の津波安全性指標の開発に資する知見を得るため、2011年東北津波で転倒流出した杭基礎 RC 構造物の被災メカニズムの検討を行った。

10.2 杭基礎 RC 建物の津波転倒メカニズムの検討

10.2.1 目的

本研究では、女川町で実際に被災した杭基礎を有する RC 構造物のうち、写真-1、写真-2 に示す杭基礎が破断し転倒・流出した 1 棟に注目して、津波氾濫解析と対象構造物の津波応答解析を用いて被災メカニズムを明らかにする。奥村ら(2012)¹⁾は、対象エリアのような軟弱地盤に 10m を超える津波が来襲した場合には、氾濫流の水位変動が地盤の有効応力に及ぼす影響が無視できなくなると指摘しており、本研究ではその影響を考慮する。

10.2.2 内容

本研究では、杭基礎が破断し転倒・流出した RC 構造物の被災メカニズムを津波による地盤の硬化・軟化と地震動による地盤の液状化を考慮して解析的に検討した。具体的には、(1) まず、対象構造物周辺の津波氾濫流の浸水深と流速の時空間特性を明らかにするため、2011年東北津波の再現計算を実施した。ここでは非線形長波理論を staggered-leapfrog スキームによる有限差分法で解く津波氾濫解析モデルを用いた。対象構造物周辺の空間解像度は 10m とし、建物が氾濫に及ぼす影響はマンシングの粗度係数を用いて考慮した。(2) 次に、地盤条件、杭基礎内の応力分布、津波外力の関係から被災メカニズムを検討するため、地震動と津波の地盤への影響に関する仮定が異なる 4 通りの地盤条件を作成し、それぞれの条件下で津波応答解析を実施した(図 10.1, 図 10.2)。ここでは断面二次元の線形有限要素法を用いた。対象構造物の上躯体はビーム要素で、フーチング、杭、地盤はソリッド要素でモデル化した(図 10.1, 表 10.1, 表 10.2)。なお、ジョイント要素は配していない。地盤条件は、仮定によって異なる地震動や津波による地盤の軟化・硬化の状況を、地盤要素の剛性率を初期値の 1/1000 倍あるいは 2 倍にすることによって表現した。例えば、Case4 は、地震動により深さ 9m 以浅の地盤が液状化していたところに津波が来襲し、氾濫流の水位上昇によって、地下 3m までは地盤が硬化に転じている状況を仮定している。ただし、建物直下には津波の影響が及ばないとした。

*¹ 関西大学社会安全学部 (〒569-1098 大阪府高槻市白梅町 7-1)
E-mail: okumura@kansai-u.ac.jp



写真 10.1 対象建物周辺の被災後の航空写真と対象建物の写真²⁾。国土交通省国土地理院が管理する航空レーザ測量データを基に作図。



写真 10.2 対象構造物の被災後の様子（出典）土木学会地震工学委員会（2011）³⁾

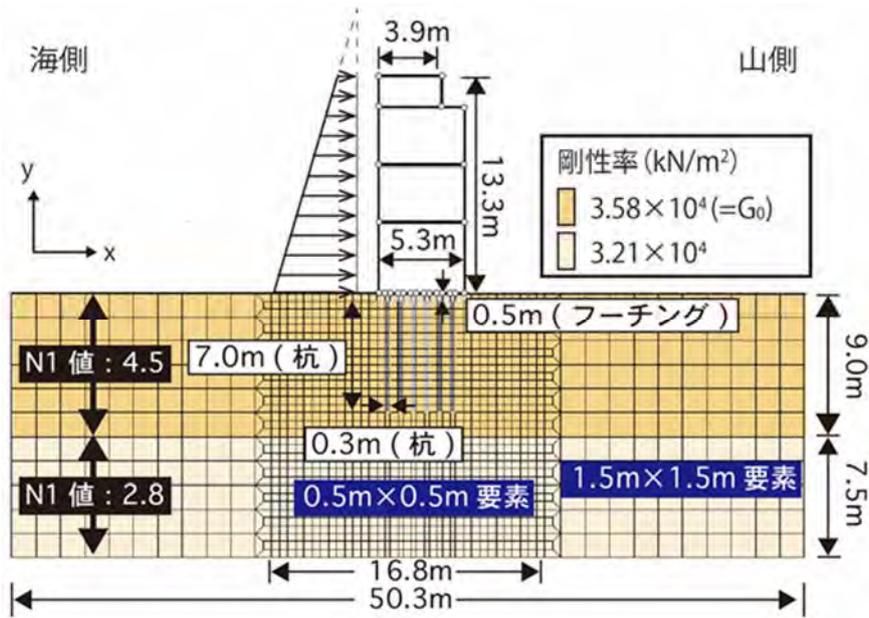


図 10.1 構造解析モデル. 地盤の剛性率は初期状態 (case1) .

表 10.1 基礎と地盤の材料パラメータ (ソリッド要素)

材料パラメータ	杭 (PHC)	フーチング (C)	地盤 (N1=4.5)	地盤 (N1=2.8)
剛性率 G (kN/m ²)	1.03×10^7	945×10^6	3.58×10^4	3.21×10^4
ポアソン比 ν	0.20	0.20	0.33	0.33
単位体積重量 γ (kN/m ³)	1.12	25.5	17.6	17.6

表 10.2 構造物上躯体の材料パラメータ (ビーム要素)

材料パラメータ	柱 (RC)	屋上床 (RC)	各階床 (RC)
ヤング率 E (kN/m ²)	242	242	242
単位体積重量 γ (kN/m ³)	24.5	24.5	24.5
断面積 A (m ²)	1.26	7.02	9.54
断面二次モーメント I (kN/m ²)	0.500	8.72	219

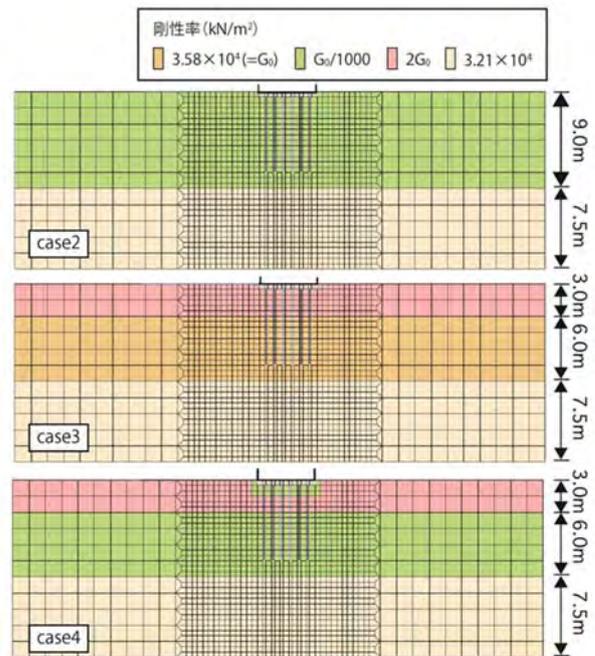


図 10.2 地盤条件.

10.2.3 主な結論

(1) 地盤条件の異なる4通りの津波応答解析の結果からは、地震動により地盤が液状化していたところに津波が来襲し、氾濫流の水位上昇によって(同構造物直下を除き)表層地盤が硬化(剛性が增大)に転じていると仮定した場合にのみ、杭にせん断破壊と引張り破壊が生じ得ることが分かった(図 10.3)。実際の杭に引張り破壊が確認されており、上記の地盤条件が最も実現象を説明し得る。(2) 十分な抵抗モーメントが働く剛性の大きな地盤を仮定すれば、第一波で杭が破断しない限りは、対象構造物の自重、杭・地盤の間の周面摩擦、鋼線による引張抵抗による構造物の抵抗モーメントは最大浸水深を用いて算出される津波による転倒モーメントよりも大きくなり、同構造物は転倒しないことが分かった。実被害を踏まえれば、杭の破断は第一波が原因であると考えられる。ただし、転倒・流出は2波目以降の可能性もある。(3) 対象構造物は、原位

置よりも約 70m 内陸で建物陸側側面を下にして転倒していたことから、内陸に向かう流れにより転倒し流されたと考えられる。一方で、津波再現計算の結果、同構造物の原位置における津波の第一波（最大波）は、最大浸水深（16.9m）に達する前に引きに転じており（図 10.4，図 10.5），2 波目以降の転倒・流出を示唆する結果であった。（4）杭に引張破壊が生じるためには、最大浸水深 16.9m から静水圧近似で求められる荷重だけでは不十分であり、海水が土砂を含んでいる影響や漂流物の影響などを踏まえた大きな水平力が荷重として作用していた可能性がある。

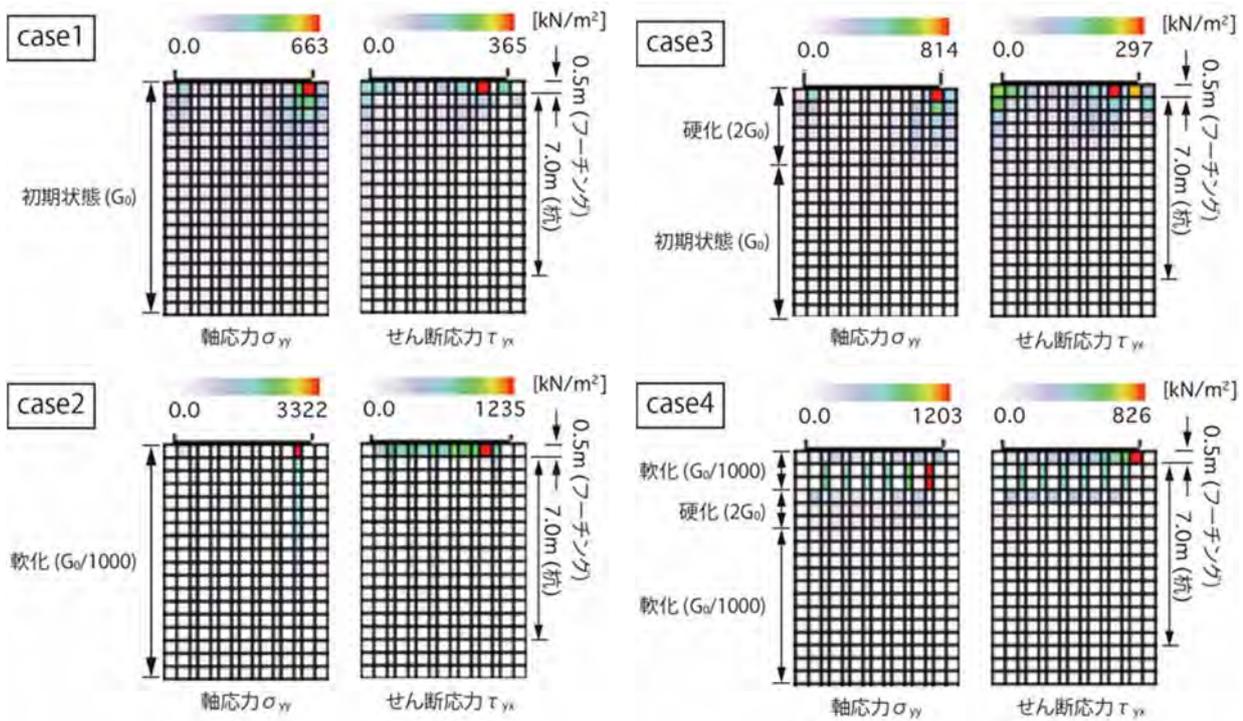


図 10.3 津波波力によって基礎と地盤に作用する応力分布

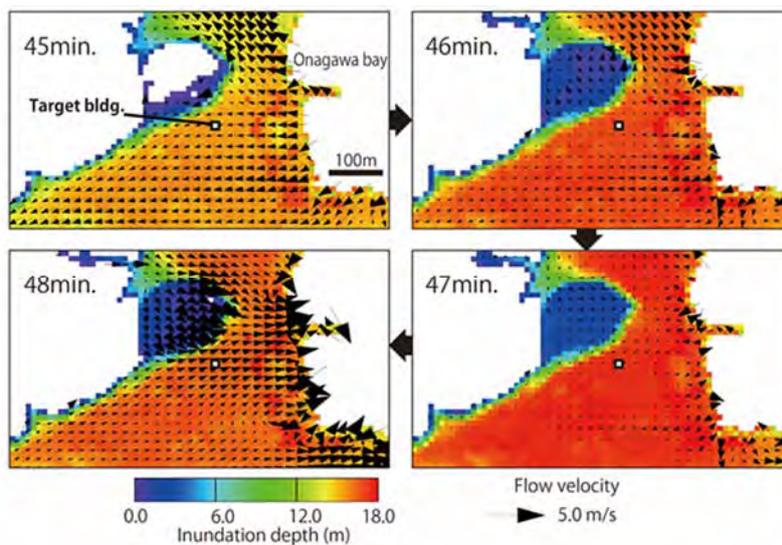


図 10.4 津波の浸水深と流速の時空間変化

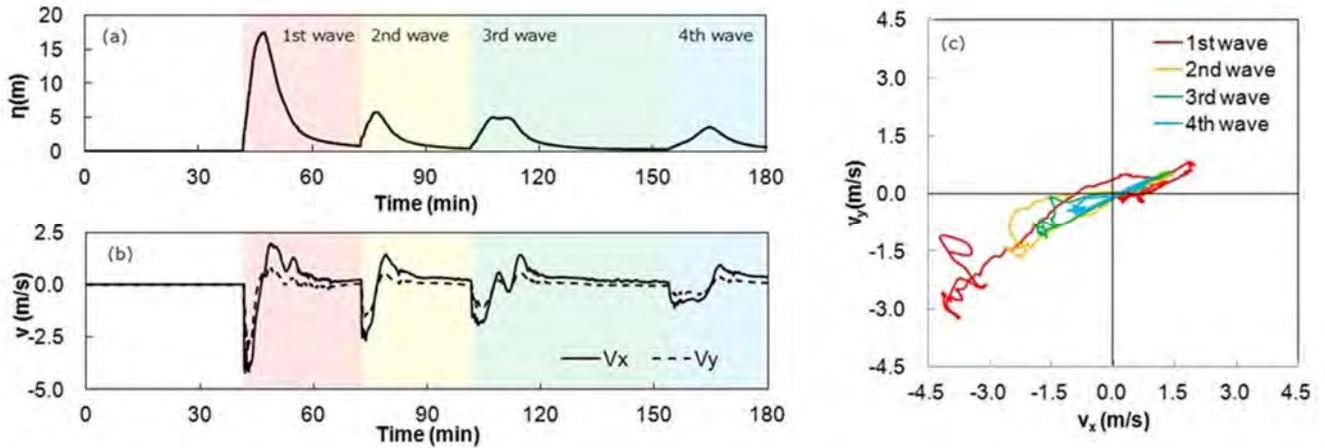


図 10.5 対象構造物の原位置における氾濫流の時空間特性. (a)浸水深 η の時刻歴波形, (b)流速 v_x , v_y の時刻歴波形. v_x は西から東向きが正, v_y は南から北向きが正. (c)流速の方向.

10.3 杭基礎建物の津波転倒メカニズム検討のための三次元津波氾濫解析

10.3.1 目的

建物周辺の津波挙動は鉛直流や乱流の発生等により複雑化することが予想されるが、堅牢建物が多く存在する場所で、建物周囲の津波挙動が建物転倒被害に与える影響は十分に検討されていない。本研究では、前節でも注目した 2011 年東北津波で被災した建物のうちの一棟に注目して、本被災メカニズム検討における三次元津波氾濫解析の効果を明らかにした上で、解析結果に基づいた被災メカニズムを再考する。

10.3.2 内容

(1)津波氾濫解析：対象建物に作用する津波水平力を算出するため、波源を含む広域を平面二次元(以下、2D)で、建物付近を三次元(以下、3D)で解析する 2D3D Hybrid 解析(以下、3D 解析)を行う。2D 領域は非線形長波理論を、3D 領域は Reynolds 方程式を用いる。格子間隔は、1350m, 450m, 150m, 50m, 10m, 2m とし、対象建物を含む 2m 格子の領域を鉛直格子分割 2m の 3D 解析とした。また、比較のため全領域の平面二次元解析(以下、2D 解析)も併せて行った。波源モデルは、東北大モデル ver.1.2 を女川市街地の再現性に最適化したものを用いる。建物は、堅牢な建物と残存建物を地形としてモデル化する。地形、堤防、粗度は中央防災会議のデータと国土地理院の基盤地図情報の数値標高データ(2 秒間隔)を使用する。潮位を T.P.=0.0m とし、地震発生後 1 時間分を計算する。(2)安定解析：対象建物の内陸側下端を回転中心とし、転倒モーメントと抵抗モーメントの比較により、建物転倒の可能性を検討する。転倒モーメントは 3D 解析から得た最大水平力と浮力により生じ、抵抗モーメントは建物の自重と杭の引抜抵抗力により生じるとする。水平力はその大きさと浸水深から作用位置を定め、浮力・自重は重心、引抜抵抗は群杭の中心に作用させる。建物・地盤の諸元は、現地調査結果と各種設計基準、規格に準じる。

10.3.3 主な結論

(1) 津波解析の結果、3D解析は、水平方向流速の鉛直分布を解析できることから、2D解析とは異なる流動状況を推定した。対象建物に作用する最大津波水平力を合力で見た場合、2D解析と3D解析ではほぼ同じ力となった一方で、作用点は、2D解析結果は3D解析に比べ6m低くなった。また、最大津波水平力発生時、2D解析では浮力は作用しないが、3D解析では694.5kN作用した。(図10.6, 図10.7, 図10.8, 図10.9) (2) 表10.3に杭及び地盤が健全な場合の転倒判定結果を示す。2D解析では3D解析と比べ、転倒モーメントは8700kN・m (40.9%) 小さくに評価された。同表より、杭及び地盤が健全な場合には、転倒が発生しないことが分かる。また、水平津波波力最大時には、2D解析では建物背後に津波が回り込んでいないため浮力は発生しないが、3D解析では694.5kNの浮力が算定された。表-4に3D解析結果に限定して、杭及び地盤のどちらかが健全でない場合の転倒判定結果を示す。同表より、健全な杭が3本まで減少した場合、および、杭が健全でも地盤のN

値が1.41まで低下した場合に転倒が発生することが分かった。さらに、表10.5に完全に水没した場合で、健全な杭がない場合の転倒判定結果を示す。同表より、水没した状態では転倒モーメントは小さな値となること、2D解析では、この場合でも転倒しないこと、3D解析では転倒する可能性が高いことが分かる。さらに、水没した場合でも浮力は自重を越えず、今回設定した空気溜りの仮定では漂流しないことが分かった。自重と体積から計算したところ、浮力が対象建物重量を上回り漂流する可能性があるのは、建物内への津波流入量が建物体積の39.7%以下の時であることが分かった。(3) 杭及び地盤が健全な場合には転倒せず、転倒するのは、①杭のほとんどが破断した時、②液状化状態まで地盤が軟化した時に限られることが分かった。また、漂流するためには、対象建物体積の60.3%以上の空気が建物内部に残される必要があることが分かった。(表10.4)

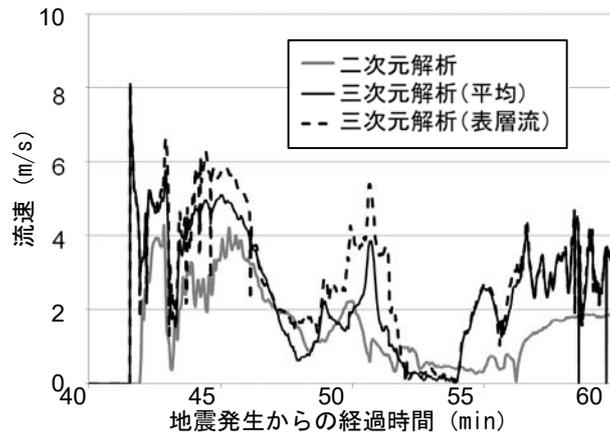


図10.6 3D解析の平均流速、表層流速と2D解析の比較

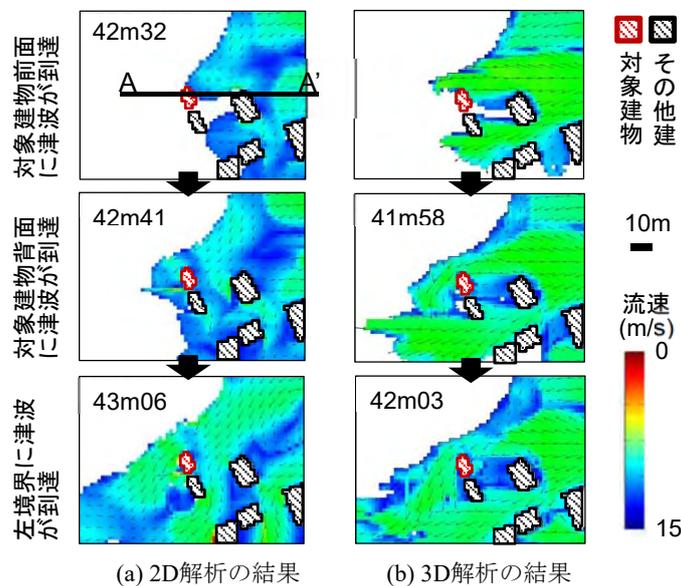
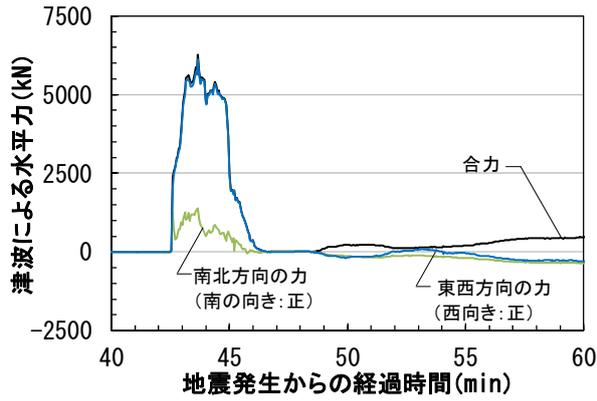
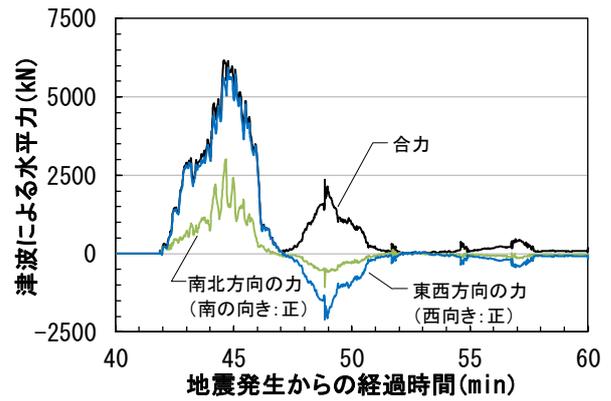


図10.7 流速分布の時間変化。3D解析の流速は地表面付近。

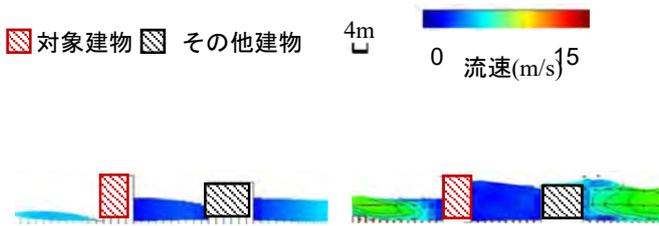


(a) 2D解析の結果



(b) 3D解析の結果

図10.8 対象建物に作用する津波水平力の時刻歴



(a) 2D解析結果(43m40s) (b) 3D解析結果(44m30s)

図10.9 津波水平力最大時の浸水深 (図10.5 のA-A'断面)

表10.3 水平津波力最大時転倒判定
(杭及び地盤健全)

	2D解析	3D解析
水平津波力(kN)	3,610	2,740
回転中心-波力重心間距離 (m)	3.48	7.76
転倒モーメント(kNm) (= A)	12,600	21,300
浮力(kN)	0.0	694.5
総重量 (建物+杭32本) (kN)	3,340	
N値	12.5	
杭引き抜き抵抗 (32本) (kN)	51,700	
回転中心-建物重心間距離 (m)	2.5	
抵抗モーメント(kNm) (= B)	138,000	136,000
B / A (%)	1095	638

表10.4 水平津波力最大時転倒判定 (津波来襲前に杭か地盤のどちらかに問題がある場合) (3D解析)

	杭破断(3本のみ健全)	地盤耐力低下
総重量 (建物+杭) (kN)	3,100	3,340
N値	12.5	1.41
杭引き抜き抵抗 (kN)	4,850	5,830
回転中心-建物重心間距離 (m)	2.5	
抵抗モーメント(kNm) (= C)	18,700	21,200
C / A (A=21,300) (%)	88.0	99.6

表10.5 水没した状態での水平津波力最大時転倒判定

	2D解析	3D解析
水没した状態での最大水平津波力	15	731
回転中心-波力重心間距離 (m)	7.8	7.76
転倒モーメント(kNm) (= D)	117	5,700
浮力 (kN)	1,700	1,700
総重量 (建物+杭0本)	2,270	
回転中心-建物重心間距離 (m)	2.5	
抵抗モーメント (kNm) (= E)	2,230	2,230
E / D (%)	1900.7	39.1

10.4 杭基礎建物の津波転倒メカニズムに対する周辺建物群の影響

10.4.1 目的

建物に作用する津波水平力は周辺建物によって減少することが実験や数値計算によって指摘されてきた。逆に、条件によっては津波水平力が増大する場合があることを示した先行研究もある。ここでは、2011年東北津波で6棟のRC建物が流出し、46棟の堅牢な建物が残存した女川町市街地に注目する。そして、実際の津波において、建物に作用する津波水平力が周辺建物群によってどのような影響を受けていたのかを明らかにする。先行研究を踏まえ、津波水平力の増大効果も念頭におくことにした。また、建物の転倒は、津波水平力の大きさとその作用位置によって算出される転倒モーメントと抵抗モーメントの大小関係で決まるため、津波水平力による転倒モーメントを指標にして検討する。

10.4.2 内容

(1)津波氾濫解析：対象建物周辺の津波氾濫流の浸水深と流速の時間・空間特性を明らかにするため、波源を含む広域を平面二次元(以下、2D)で、建物付近を三次元(以下、3D)で解析する2D3DHybrid解析を行った。2D領域は非線形長波理論を、3D領域はReynolds方程式を用いて建物まわりの乱流項を表現できるようにした。波源モデルは東北大モデルver.1.2を用いた。建物は堅牢な建物と残存建物を地形としてモデル化する。地形、堤防、粗度は中央防災会議のデータと国土地理院の基盤地図情報の数値標高データ(2秒間隔)を使用した。潮位をT.P.=0.0mとし、地震発生から第1波が引くまでの47.5分間を計算した。本研究では、周辺建物の並びを変えた9通りの地形モデルを作成し、それぞれに対して氾濫解析を実施した(図10)。(2)安定解析：対象建物の内陸側下端を回転中心とし、転倒モーメントの総和と抵抗モーメントの総和の比較により、建物転倒の可能性を検討した。転倒モーメントは津波水平力と浮力、抵抗モーメントは建物の自重と杭の引き抜き抵抗力により生じるものとし、杭が機能している場合と機能していない場合で検討した。津波水平力による転倒モーメントは津波氾濫解析で得られた結果を用いた。浮力と自重は重心に、引抜き抵抗は群杭の中心に作用させる。建物・地盤の諸元は、現地調査結果と各種設計基準、規格に準じ、地盤は液状化していないと仮定した。また、力のつりあいから建物の浮き上がりについても考慮し、転倒と浮き上がりのどちらが先に起こるかも検討した。

10.4.3 主な結論

(1)実際には存在していた周辺建物を取り除いた地形モデルで津波氾濫解析を実施したところ、対象建物に作用する津波による津波水平力と転倒モーメントが大きく減少した(図 10. 11)。周辺建物が外力を増大させていたことを示す結果である。(2)建物の並びが異なる全9通りの津波氾濫解析の結果を比較したところ、すべての周辺建物が津波による転倒モーメントを増大させているわけではなかった。(2-1)前方の建物群は、対象建物の前方の流れを弱くし建物に作用する津波水平力を低減させ、転倒モーメントを減少させる効果があった(図 10. 12)。(2-2)近くにある側方の建物群は、対象建物の側方の流れを阻害することによって対象建物の背面への水の流れ込みを弱くしていた。その結果、建物周辺の水位差を大きくなり、対象建物にかかる転倒モーメントが増大していた(図 10. 13)。(2-3)離れた側方の建物群も同様に、対象建物に作用する転倒モーメントを増大させていたが、並びの組み合わせ方によって対象建物側方の流れの阻害の程度が異なり、転倒モーメントの増大の程度にも大きな差異が見られた(図 10. 14)。(3)安定解析から、周辺建物群の条件によって対象建物にかかる転倒モーメントは最大 20, 344[kN・m]の差が生じることが分かった。これは対象建物の杭に期待される最大の抵抗モーメントの 8.6%に相当し、杭の破壊状況によっては転倒の有無に関わるほど大きかった。(4)本研究では、対象建物は浮き上がりよりも転倒の方が早く発生することを示す結果が得られた。

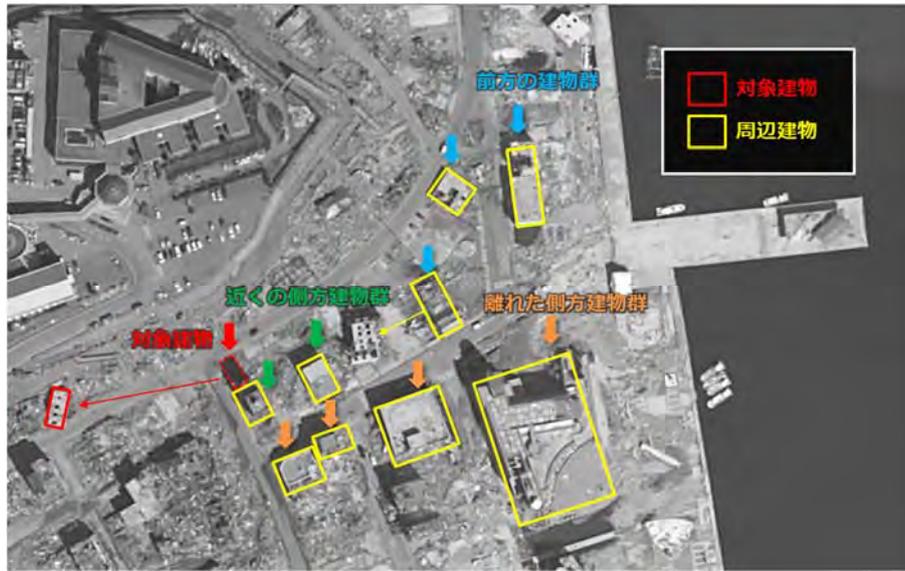


図10.10 対象建物と注目した周辺建物群

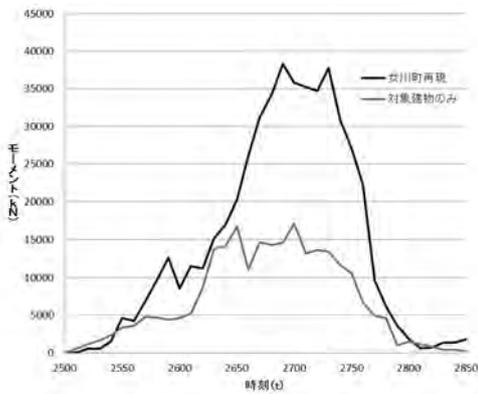


図 10.11 女川町の他の建物全ての影響

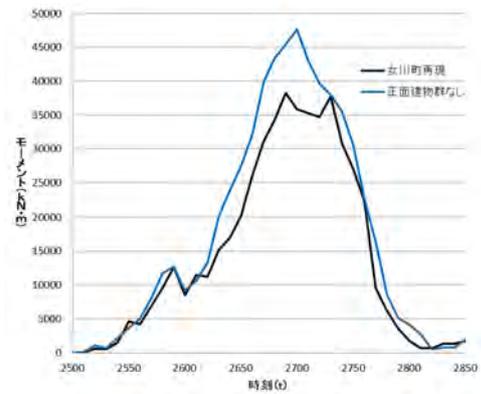


図 10.12 正面建物群の影響

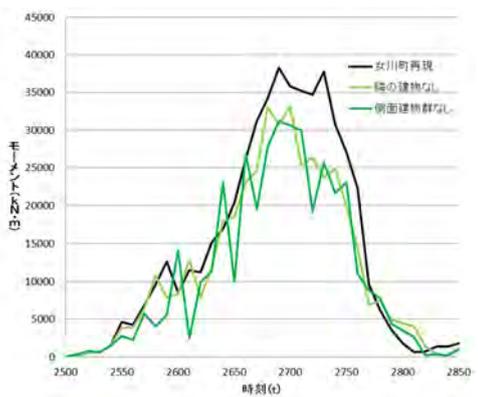


図 10.13 側面建物群の影響



図 10.14 離れた側面建物群の影響

10.5 まとめ

本章では、社会基盤施設の津波安全性指標の開発に資する知見を得るために、2011年東北津波で転倒流出した杭基礎RC構造物の被災メカニズムの検討を行った。その結果、比較的自重が小さく、杭基礎を有する構造物の場合には、津波来襲時の杭の引抜抵抗の大小が構造物の転倒、流出に大きく影響することが分かった。すなわち、地震動に伴う地盤の液状化、その後の圧密、津波に伴う地盤応答を複合的に評価し、杭の破壊に伴う引抜抵抗の喪失、あるいは、地盤の液状化による引抜抵抗の喪失の可能性を検討することが重要だと言える。また、構造物転倒の可能性を評価する場合には、津波水平力だけではなく、転倒モーメントに着目すべきであり、2次元津波氾濫解析では外力の大きさは勿論、作用位置を正しく評価できない可能性がある点に注意が必要である。さらに、堅牢な建物が周囲に多く存在する場合には、それらの建物によって転倒モーメントが大きく増大する場合があります。構造物の津波安全性を正しく評価するためには、周辺建物群の状況も無視できないことが分かった。

参考文献

- 1) 奥村与志弘・加藤亮輔・岡二三生 (2012) : 津波による地盤の液状化に関する1次元解析, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.68, No.4 (地震工学論文集第31-b巻), pp.I_1171-I_1178.
- 2) 東北大学防災科学研究拠点 みちのく震録伝: 東北大学研究者による復興写真マップ(オンライン), http://www.informatix-inc.com/top/disaster_photomap.htm, 2014-01-26 参照.
- 3) 土木学会地震工学委員会 (2011) : 土木学会東日本大震災被害調査団緊急地震被害調査報告書, 第11章その他の被害, pp.11_1-11_16.
- 4) 土木学会地震工学委員会 (2011) : 土木学会東日本大震災被害調査団緊急地震被害調査報告書, 第11章その他の被害, pp.11_1-11_16.

11. アースダムの地震時安全性評価

Bhuddarak Charatpangoon^{*1}, 清野純史

11.1 はじめに

アースダムは、ダム建設の費用効果を考えると一般的に最も効率的で、かつ普及しているダム形式の一つである。水供給用の灌漑、洪水対策、水力発電等を目的として多くのアースダムが世界各地に建設されており、生活に欠かせないものになっている。ダムは橋梁などの土木構造物に比べ地震に強いと考えられているが、地震などの影響により崩壊した際は非常に大きな被害をもたらす。日本は、世界の中でも特に地震活動が活発な地域に位置するため、地震に対する安全性は、ダム建設・管理において特に注視すべき問題といえる。それゆえ、ダムの安全性を担保するための適切な安全性評価は極めて重要な課題である。

ここでは南海トラフの巨大地震を想定し、M9クラスの2011年東北地方沖太平洋沖地震によって決壊した藤沼ダムを対象とした。有限要素法を用いて動的挙動を検討し、地震時のダム決壊の再発防止のための方針を検討した。最近では、数値シミュレーション技術の向上に伴い、多くの研究者¹⁾²⁾³⁾⁴⁾が、地震時のダムの挙動について研究している。田中ら⁵⁾及びF. Leslie F. Harder et al⁶⁾は、藤沼ダムの決壊原因について研究しており、同ダム決壊に関する議論をまとめている。

地震時の藤沼ダムの挙動を検討するにあたり本報告では、実際に観測された地震動及び模擬地震動を用いた。また、ダム構成要素の力学的挙動はモール・クーロンモデルを考慮した有限要素コードPlaxis⁷⁾を用いて表し、周波数解析及び動的解析を行った。同解析により、地震時のダム堤体の挙動を示すことができた。また、解析結果と実際の事象を比較・検討した。

11.2 対象地点および入力条件

11.2.1 藤沼ダム

藤沼ダムは、日本の福島県須賀川市江花にある江花川の支流・簗の子川に建設された農業用のアースダムである。藤沼湖から取水された農業用水は2011年東北地方太平洋沖地震以前、下流837(ha)を灌漑していた。1937年に着工、1949年に竣工されたこのダムは、同地震により決壊し、約150万(t)の水が流出した。それによって、下流側1.5(km)の滝集落が氾濫被害を受け死者・行方不明者8名、流失もしくは全壊した家屋19棟、床上床下浸水家屋55棟という大惨事を引き起こした。被災前の藤沼ダムは、貯水量が1,504,000(m³)、6(m)の頂上幅のため、堤高が18.5(m)、堤頂長が133(m)であった。

11.2.1 地震動

K-netによる、藤沼ダム近傍の地震観測記録⁸⁾及び秦ら⁹⁾の定めた模擬地震動と、それらの逆位相をとった波形(元の波形のプラスマイナス値を逆にした波形:堤体への作用力が逆転する)を用いて動的解析を行った。東北地方太平洋沖地震における、最大地動加速度はそれぞれ4.198(m/s²)、4.25(m/s²)であった。

^{*1} 京都大学工学研究科都市社会工学専攻(〒615-8540 京都市西京区京都市大学桂)
E-mail: Bhuddarak@hotmail.com

11.3 堤体のモデル化

11.3.1 有限要素モデル

藤沼ダムを平面ひずみ条件下で、ダムの変位及び過剰間隙水圧を考慮してモデル化した。また、固相及び液相間の関係は、U-P 式を適用し、それぞれ 15 個の節点を持つ三角形要素 956 個を用いた。同ダムの解析モデルを図 11.1 に示す。本研究では、土粒子の性質からダムモデルを上部、中部、下部に分類した。基礎地盤の長さは中心から左右 100(m)とする。また、境界条件として同モデル基盤の水平方向及び鉛直方向の動きは抑制されるものとする。

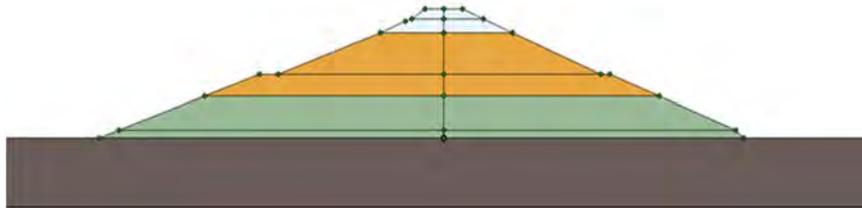


図 11.1 藤沼ダムの解析モデル

表 11.1 地盤パラメータ

	Layer	γ_{dry} (kN/m ³)	γ_{sat} (kN/m ³)	k_y (m/s)	E (GPa)	K_w/n (GPa)	ν	C' (kPa)	Φ' deg
ダム堤体	底部	16.0	18.00	5.5E-7	50.0	1.87	0.3	18.4	31
	中部	14.0	16.00	5.5E-7	30.0	1.12	0.3	7.80	32
	上部	16.0	18.00	5.5E-7	17.5	0.65	0.3	0.0	37
基盤	-	30.0	-	-	300	-	0.2	-	-

* $k_x \cong 4k_y$

11.3.2 材料特性

ダム構成要素の力学的挙動は、モール・クーロンモデルを考慮した有限要素コード Plaxis で表すことができる。Plaxis は、降伏面をもつ弾完全塑性体モデルである。この降伏面における等方弾性挙動は、ヤング定数 E を用いて表すことができる。また降伏面の挙動は粘着力を c 、せん断応力を τ 、引っ張り方向を正とした鉛直応力を σ_n 、内部摩擦角を ϕ とすると、クーロンの摩擦則より式(11.1)で表される。

$$\tau = c - \sigma_n \tan \phi \quad (11.1)$$

各ダム要素の土粒子パラメータは、現地で採取した土質サンプルの試験結果により定めた。一方で、基礎地盤のパラメータは推定値を用いた。本研究で用いた材料特性を表 11.1 に示す。

11.4 結果と考察

11.4.1 固有値解析

ダム堤体の震動特性を検討するため、有限要素法を用いた固有値解析を行った。同解析の結果として、1次の固有振動数は水平方向に関して1.64(Hz)、2次の固有振動数は鉛直方向に関して2.45(Hz)であることが分かった。また、ダムが完全な状態である場合、水平方向に関して固有振動数は2.24(Hz)であった。同解析の結果を図11.2に示す。

上部・中部・下部における、地震動分布の比較結果を図11.3に示す。同図より、固有値解析と微動測定の結果と比較した結果、ダム堤体の卓越振動数は、緯線方向に対して1~5(Hz)の間に集中していることが確認された。したがって、動的解析における材料特性及び同ダムが完全な状態である場合の固有値解析は適切であるといえる。

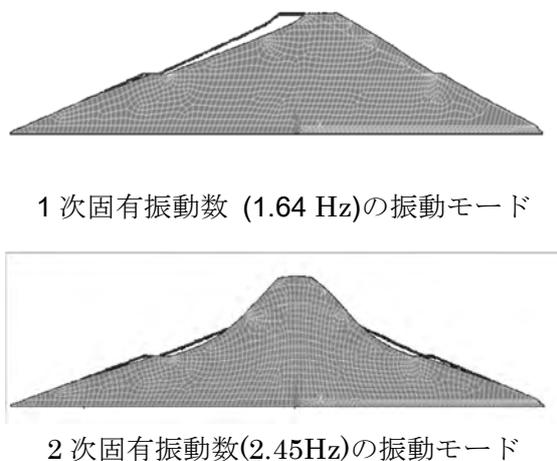


図 11.2 藤沼ダムの固有周波数

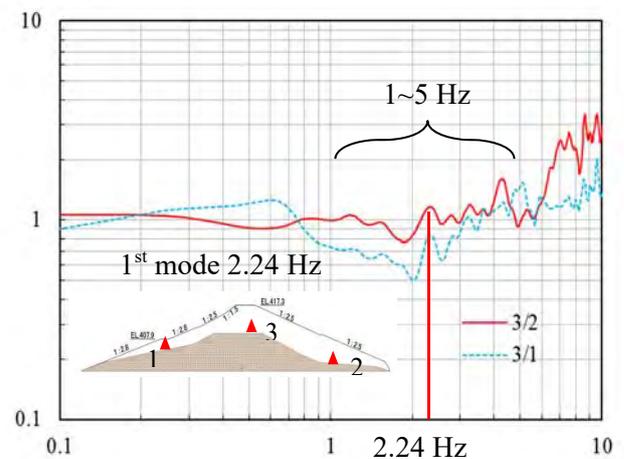


図 11.3 ダム堤体における振動数の比較

11.4.2 動的解析

原稿の表題は内容を明確に表現するもので、しかも簡潔なものが望まれる。また、必要に応じて副題を付けてもよい。有限要素コード Plaxis 及びレイリー減衰モデルを用いて動的解析を行う。固有振動数1.64~2.24(Hz)において5(%)の減衰を考慮し、このとき同モデルの未定係数 $\alpha=0.62$ 、 $\beta=0.0039$ とした。

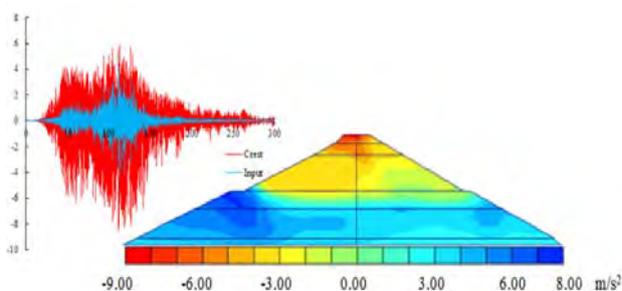


図 11.4 観測地震動の加速度分布

(a) 加速度

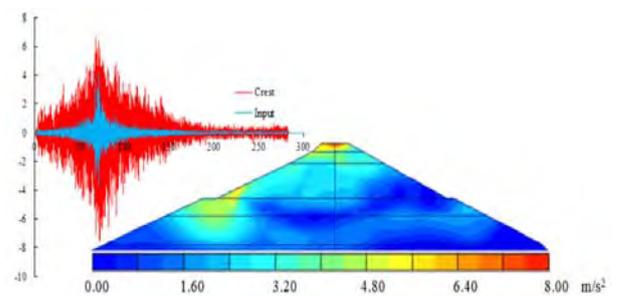


図 11.5 仮想地震動の加速度分布

K-netによる藤沼ダム近傍の地震観測記録から、通常位相と逆位相について、堤防の上流方向への最大地動加速度の到達時間を考える。

通常位相については、地震動発生時から 104.45 秒経過時の 7.42(m/s²)、逆位相については地震動発生時から 111.60 秒経過時の 8.56(m/s²)であった。この時の加速度分布を図 11.4 に示す。次に、模擬地震動についても同様に、堤防の上流方向への最大加速度の到達時間を考える。通常位相については、地震動発生時から 72.78 秒経過時の 7.60(m/s²)、逆位相については地震動発生時から 71.28 秒経過時の 7.65(m/s²)であった。この時の加速度分布を図 11.5 に示す

図 11.4 及び図 11.5 における加速度の時間分布から、ダム堤頂部において地動加速度が大きく増加していることが分かる。

(b) 変位

変位は一般的に、ダム余裕高の損壊時における安全性の評価に用いられる。中央線に沿った、ダム崩壊時の形状及び変位曲線と時間及び高さの関係図で表される。

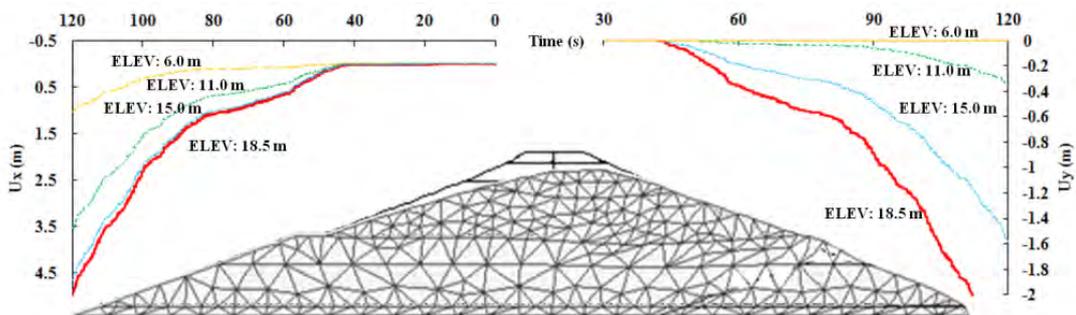


図 11.6 実際の地震動における 104.19(sec)経過時の変形メッシュ

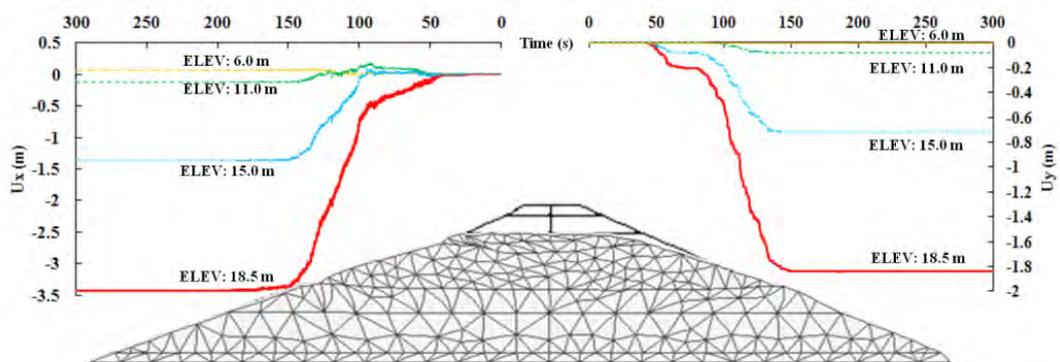


図 11.7 実際の地震動の逆相関における揺れ終了時の変形メッシュ

図 11.6 は、実際の地震動の発生時から 104.45 秒経過時の変形メッシュ及びダム上部・中部・下部の変位曲線である。同図より、ダムの堤体全体が下流側に動いていることが確認できる。また、塑性変形は時間が経つにつれて蓄積されるため、水平方向に 2.32(m)の変位が生じた。さらに、堤頂部は地震開始後 104.19 秒で 1.80(m)沈下した。これは、余裕高の損失によりダムが決壊したためだと考えられる。その他の観測点においても、同様に下流側に変位する傾向が確認された。変形メッシュ及び変位曲線は、実際の地震動及び模擬地震動の終盤においても、逆相関により挙動を引き起こした。また、震動中、常に急速な水平変動及び鉛直変動が確認された。同地震によるダム上部・中部・下部の水平方向塑性変位はそれぞれ 3.40(m), 0.54(m), 0.48(m)であった。また、入力地震動に対するダム上部・中部・下部の鉛直方向塑性変位はそれぞれ 1.82(m), 0.41(m), 0.43(m)であった。このことから、ダムの越流決壊を考慮することによって、実際に発生した地震動

の逆相関以外には対応できることが確認できた。実際に発生した地震動の逆相関を図 11.7 に示す。同図においては越流決壊が起これと考えられる。

(c) せん断ひずみ

せん断ひずみは、地震動によって損壊したダム堤体内部の応力状態についての有力な情報となる。地震発生後 40 秒及び地震動終了時における堤体内部のせん断応力のコンターを図 11.8 に示す。同図において堤体はわずかなせん断応力しか受けていない。また、ダム上部において上流向きの大きなせん断応力が発生したことが確認できる。さらに、ダム中部及び底部の両側で下流向きの大きなせん断応力が発生したことが確認できる。このせん断応力分布からダム決壊の可能性があることが分かる。

同様に、地震加速度計から実際の地震動の逆相関及び模擬地震動に関するせん断応力のコンターを作成した。図 11.8 と同様の形式で図 11.9～図 11.11 とする。逆相関図では、実際の地震加速度計から得たデータを用いて作成したにも関わらずダム底部斜面ではなく、上部に大きなせん断応力が発生した。

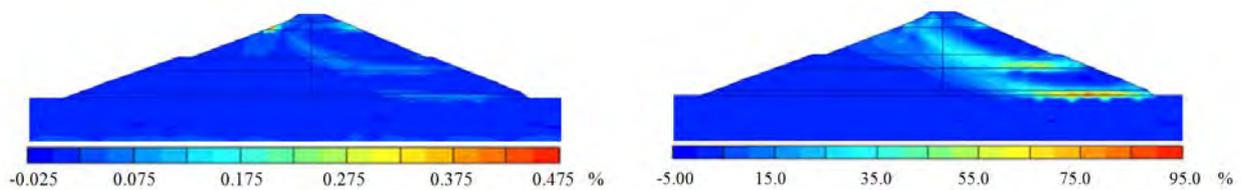


図 11.8 地震発生後 40 秒及び地震動終了時における観測地震動によるせん断応力分布

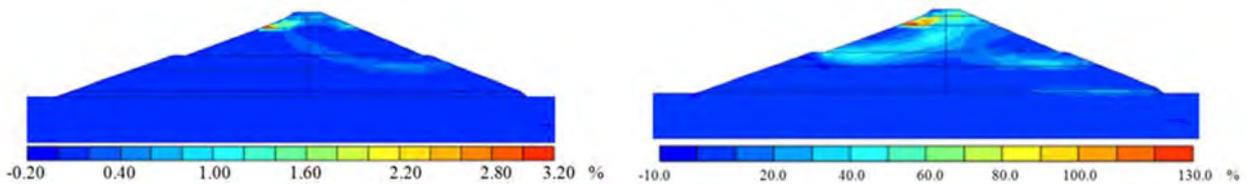


図 11.9 地震発生後 40 秒及び地震動終了時における観測地震動の逆位相波形によるせん断応力分布

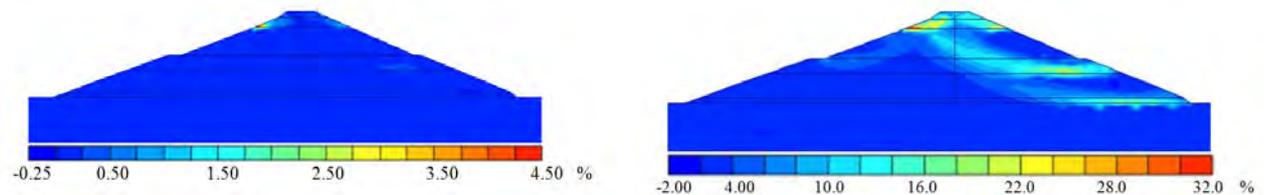


図 11.10 地震発生後 40 秒及び地震動終了時における模擬地震動によるせん断応力分布

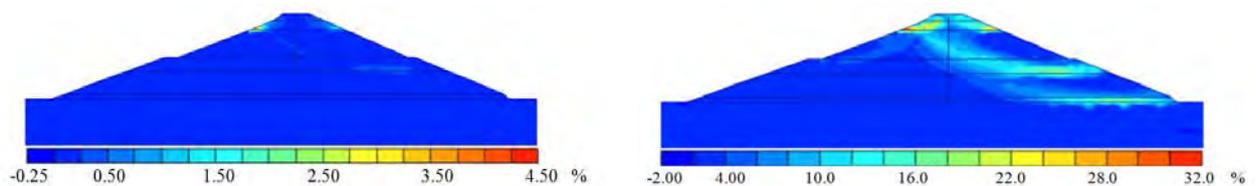


図 11.11 地震発生後 40 秒及び地震動終了時における模擬地震動の逆位相波形によるせん断応力分布

11.5 まとめ

東北地方太平洋沖地震によって各地震動により藤沼ダム全体が大きなせん断応力を受けたことが分かった。また、同ダムは余裕高が足りなかったために越流決壊したことが分かった。さらに、今回作成した全てのコンター図において大きなせん断応力は、まず上部の上流斜面で観測された。その後遅れて下流斜面のせん断応力が到達することが確認できた。これらの大きなせん断応力は、ダムが斜面崩壊する原因となる可能性がある。さらに、現地調査から得られた事実とこれらの崩壊パターンが一致することが確認できた。本解析は、今後、中・西日本を襲うであろうと懸念される南海トラフの巨大地震に対するアースダムの地震時安定性に有用な知見を提供するものと思われる。

謝辞

本解析では、K-net の地震記録を利用させていただきました。また、模擬地震動をご提供いただきました大阪大学・秦 吉弥准教授に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) P.K. Woodward and D.V. Griffiths (1995). "Influence of viscous damping in the dynamic analysis of an earth dam using simple constitutive models." *Computers and Geotechnics*, 19(3), 245-263,.
- 2) M. Wieland (2003). *Seismic Aspects of Dams Commission International Des Grands Barrages*. Switzerland
- 3) S. Rampello, E. Cascone and N. Grosso (2009) "Evaluation of the seismic response of a homogeneous earth dam." *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29, 782-798,
- 4) B. Charatpangoon, K. H. Park, C. Hansapinyo and P. Warnitchai.(2010) "Seismic Safety Evaluation of Mea Kuang Udomthara Dam." 3rd ASIA Conference on Earthquake Engineering, ACEE-2010, Bangkok, Thailand,
- 5) T. Tanaka, F. Tatsuoka and Y. Mohri.(2012) "Earthquake Induced failure of Fujinuma Dam", International symposium on dams for a changing world, ICOLD-2012, Kyoto, Japan
- 6) F. Leslie F. Harder, Jr., Keith I. Kelson, Tadahiro Kishida and Robert Kayen, GEER Association Report No. GEER-25e.
- 7) R. B. J. Brinkgreve and P. A. Vermeer.(1998) *Plaxis ver. 7, Material models manual*, Balkema, Rotterdam
- 8) "National Research Institute for Earth Science and Disaster Prevention" Available: <http://www.kyoshin.bosai.go.jp>.
- 9) Y. Hata, S. Nakamura and A. Nozu (2011). "Seismic waveform evaluation at the Fujinuma Dam for the 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake-Application of site effect substitution method to a huge subduction earthquake-", *Journal of Structural Engineering*, JSCE, Vol. 58A, 250-263