平成30年北海道胆振東部地震による地盤災害調査団最終報告書

令和元年8月

公益社団法人地盤工学会 平成 30 年北海道胆振東部地震による地盤災害調査団

目次

Г	4
ŀ	ᆥ

1	災害の概要	1
2	学会間協力体制と調査団の構成・活動	7
3	地震動の概要	10
	3.1 概要	10
	3.2 震源の概要	11
	3.3 深部地下構造	13
	3.4 地盤災害発生地域の地震動	14
	3.4.1 震源域の地震動	14
	3.4.2 札幌市周辺の地震動	16
	3.5 まとめ	18
4	札幌市・北広島市の地盤被害	20
	4.1 概要	20
	4.2 札幌市清田区里塚一条	20
	4.2.1 被害の概要と調査経緯	20
	4.2.2 サイトの特徴	23
	4.2.3 地盤変形と被害	29
	4.2.4 盛土土質の特徴と地盤変状メカニズムの推定	39
	4.2.5 再発防止のための対策工事	54
	4.2.6 まとめ	54
	4.3 札幌市清田区美しが丘	56
	4.3.1 清田区から北広島大曲並木までの被害箇所分布	56
	4.3.2 美しが丘地区の被害概況	56
	4.3.3 美しが丘一条5丁目から三条5丁目	59
	4.3.4 美しが丘一条6丁目から二条7丁目	60
	4.3.5 里塚一条4丁目	63
	4.4 札幌市清田区清田団地周辺	65
	4.4.1 清田団地周辺の被害箇所分布	65
	4.4.2 清田団地での被害状況	66
	4.5 札幌市北区・東区地下鉄沿線上	70
	4.5.1 札幌市北区地下鉄南北線北34条駅周辺	71
	4.5.2 札幌市東区地下鉄東豊線東 15 丁目屯田通および北 13 条北郷通	72

	4.5.3 まとめ	89
	4.6 北広島市大曲並木地区	91
	4.6.1 北広島市大曲並木地区の土地利用の変遷	91
	4.6.2 北広島市大曲並木3丁目における被害状況	92
	4.6.3 1968 年十勝沖地震による被害状況との比較	97
	4.6.4 地震発生直前に上陸した平成30年の台風20号および21号による降雨量	99
5	苫小牧市・千歳市・恵庭市の被害	102
	5.1 概要	102
	5.2 苫小牧港の被害	102
	5.2.1 苫小牧港西港区の被害状況	103
	5.2.2 苫小牧港東港区の被害状況	104
	5.3 国道 453 号の斜面被害	114
	5.3.1 千歳市幌見内の土層すべり(9月5日)	115
	5.3.2 千歳市幌見内の土層すべり(9月6日)	116
	5.3.3 恵庭市盤尻の岩盤崩壊	117
6	厚真町・安平町・むかわ町の地盤被害	119
	6.1 概要	119
	6.2 斜面災害発生地の特徴	119
	6.2.1 地形	119
	6.2.2 地質と地質構造	120
	6.2.3 主な地盤災害	123
	6.3 厚真町・安平町・むかわ川町の地盤被害のまとめ	147
7	総括	149
	7.1 液状化被害	149
	7.2 斜面災害	151
	7.3 今後の防災・減災対策の検討に向けて	152

謝辞

平成30年9月6日午前3時7分に北海道胆振地方中東部を震源として発生した、「平成30年北海道胆振東部地震」は、道内では過去例を見ないほどの強震動であり、最大震度は、震度階級で最も高い震度7を北海道で昭和42年に導入以降初めて観測しました。この結果、道内の広い範囲で宅地・農地や、道路・鉄道・空港・港湾・河川及び電気・水道等の社会基盤施設に大きな被害が生じ、各種生活機能に甚大な被害をもたらしました。この地震災害は、北海道で過去最大規模の被害であり、国は今次災害を復旧事業の国の補助率をかさ上げして被災自治体の財政支援を後押しする激甚災害へ指定しています。(公社)地盤工学会災害連絡会議では、本災害の社会的重要性に鑑み、地盤工学会北海道支部を中心とした産・学の地盤工学の専門家からなる調査団を編成し、短期的・中長期的視野をもって、被災地域の現地調査、資料収集、復旧支援等を行う「平成30年北海道胆振東部地震による地盤災害調査団」(団長:北海道大学教授石川達也地盤工学会災害連絡会議北海道委員)を、平成30年9月7日に結成しました。

平成 30 年北海道胆振東部地震による地盤災害調査団では、この歴史的な地震災害について、これまで震源周辺域(震央から約 80km 以内)の被害状況と復旧状況に関する調査を行い、地震発生に伴う地盤災害の現象・事象の原因の学術的究明と、災害の早期復旧並びに防災・減災技術の向上について検討してまいりました。特に、道内全域で電力が止まる「ブラックアウト」発生する中、多くの調査団員が地震発生直後から被災地の調査活動を開始し、貴重な情報・資料の収集に奔走していただいたことに、改めて敬意を表したいと思います。なお、一部の調査は、国土交通省北海道開発局と、(公社) 土木学会北海道支部、(公社) 土木学会地震工学委員会、(公社) 土木学会地盤工学委員会と共同で実施されています。この調査活動成果を住民・社会・学会会員に広く公開するために、調査団は、平成 30 年 10 月 2 日には速報会を開催し初動調査の状況について速報するとともに、発災後 1 年を前にした令和元年 8 月 29 日には最終報告会を開催し速報会後の追加調査結果や復旧の現状について報告を行いました。また、地盤工学会のホームページ(https://www.jiban.or.jp/)を介して各種情報を発信しています。本報告書はこれらの調査活動成果をとりまとめたものです。今後なされるであろうより詳細な被災原因の学術的な究明や被害軽減策に関する研究・対策工の効果検証に関する検討などの資料として、本報告書を活用いただければ幸いです。

本調査団の調査活動及び報告書作成にあたりましては、調査団員の方々をはじめ、産官学の多くの方々・機関より御助力を賜りました。中でも、被災したインフラの管理者である国土交通省北海道開発局・北海道・札幌市・北広島市・厚真町・むかわ町には、災害発生直後より被災サイトへの立入許可や資料共有など、特に重要な御協力を賜りました。ここに記し深甚な謝意を表します。

最後になりますが、今回の地震災害により犠牲になられた方々へ深い哀悼の意を表しますとと もに、被災された多くの方々に対して心よりお見舞い申し上げます。また、一部の被災地では懸 命な努力が現在も続けられておりますが、1日も早い復旧復興をお祈りいたします。

令和元年9月6日

(公社) 地盤工学会 平成 30 年北海道胆振東部地震による地盤災害調査団 団 長 石 川 達 也

第1章 災害の概要

平成30年9月6日午前3時7分に発生した「平成30年北海道胆振東部地震」は、北海道胆振地方中東部の深さ37kmを震源とする内陸断層直下型地震(Mj6.7)である。この地震では、震源直上域の厚真町にて震度階級で最も高い震度7を昭和42年の導入以降北海道で初めて観測した他、震源近傍域(震央から約25km以内)のむかわ町、安平町にて震度6強の揺れが観測されるなど、道内では過去例を見ないほどの強震動であった。また、震央から50~80km程度離れた石狩~勇払低地一帯でも震度5弱~6弱の揺れが観測されるなど、道央地域の広い範囲で強い揺れに見舞われた(図-1.1)。この地震により、道内の広い範囲で宅地・農地や、道路・港湾・河川及び電気・水道等の社会基盤施設に大きな被害が生じ、各種生活機能に甚大な被害をもたらされた。地盤関係の被害としては、震源域周辺の火山灰質土が堆積する山地では極めて多数の斜面崩壊が発生するとともに、震央から50km以上離れた札幌市郊外の住宅地では液状化による大規模な地盤流動が発生している。図-1.2は、北海道立総合研究機構地質研究所が行った主要な地盤変状調査地点(計419箇所)である。ただし、同図では、噴砂など地盤の液状化との関連がわかり易いもののと、噴砂を伴わない斜面変動(小規模な地すべり)や不同沈下、地盤や道路の波状変形など地盤液状化との関連が必ずしも明確でないものに、地盤変状を分けて示している。図-1.1と図-1.2を比べると、揺れの大きい地域と一致するように地盤変状が発生している状況を確認できる。

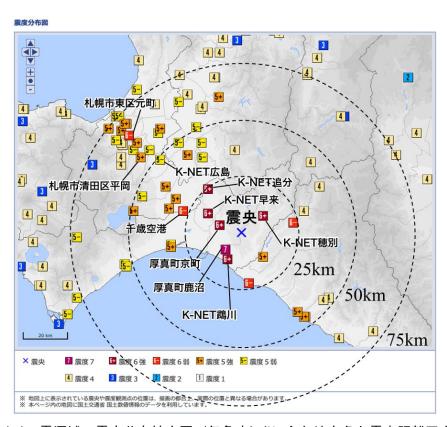


図-1.1 震源域の震度分布拡大図(気象庁) いに主な地点名と震央距離円を加筆

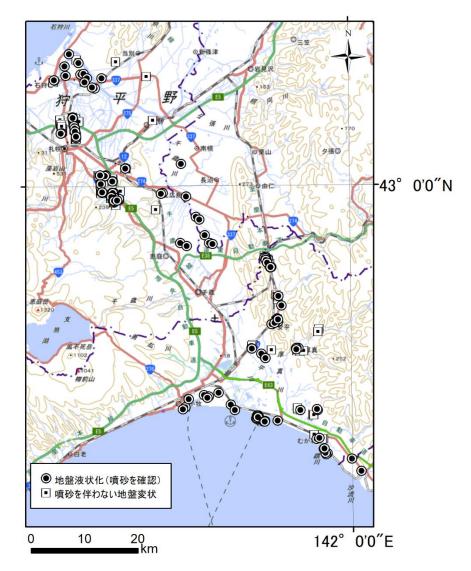
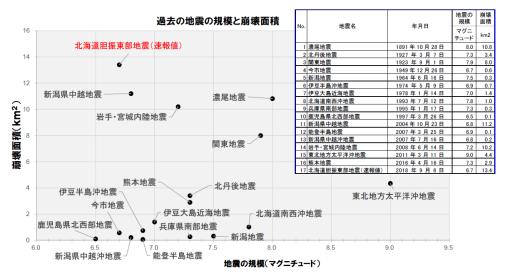


図-1.2 北海道立総合研究機構地質研究所による地盤変状調査箇所(廣瀬亘 氏作成)

この地震により、社会基盤施設や各種生活機能に甚大な被害が誘発されるとともに、尊い人命が失われた。内閣府の発表 ²⁾では、この地震による被害は、平成 31 年 1 月 28 日現在で、人的被害が死者 42 名(厚真町 36 名、苫小牧市 2 名、札幌市 2 名、むかわ町と新日高町で各 1 名)ほか、住家被害が全壊 462 棟、半壊 1,570 棟ほかとなっており(表-1.1)、住民避難については、避難指示が最大 1 市 4 町 185 世帯 338 人ほか、最大 11,900 名の避難者があった。また、住宅被害については、震源に近い厚真町、安平町、むかわ町では強い地震動に加え土砂災害により、札幌市郊外の宅地では液状化等の地盤災害により、それぞれ多くの住宅が被災した。特に、土砂災害は、震源近傍の厚真町を中心に多く発生し、発生件数は 227 件(内訳:土石流等 94 件、がけ崩れ 133 件)を数える。このうち、土石流は、厚真町が 90 件、むかわ町が 3 件、安平町が 1 件であり、厚真町で発生した土石流等では死者 6 名、全壊 14 棟の被害が生じた。一方、がけ崩れは、厚真町が 111 件と最も多く、これにより死者 30 名、全壊 30 棟の被害が生じた ³⁾。なお、この地震で震源近傍域を中心に広い範囲で発生した斜面崩壊面積は、国土交通省 ⁴⁾によると推定約 13.4km²で、明治以降の主要な地震災害の中で最大であった(図-1.3)。

表-1.1 平成30年北海道胆振東部地震による被害状況2)

頂目 被害の概要					
住宅被害 全壊 462 棟、半壊 1,570 棟、一部損壊 12,600 棟 非住宅被害 2,456 棟 避難状況 避難指示:最大 1 市 4 町 185 世帯 338 人、避難勧告:最大 3 町 949 世帯 2,038 人、避難者数:最大 11,900 人 ライフライン 電力:停電約 295 万戸、都市ガス:被害なし、水道:44 市町村で最大 68,249 戸断水 道路 高速道路:1 路線 1 区間通行止め、直轄国道:被災無し、道道・政令市 道:16 区間被災 交通機関 鉄道:施設被害なし、最大 4 事業者 6 路線運転休止、航空:滑走路等の被 害なし。最大 167 便欠航 河川 国:3 水系 6 河川 33 箇所、北海道:6 水系 7 河川 38 箇所 管理ダム:河川管理ダム 2 ダム、利水ダム:3 ダムで被害あり 土砂災害 227 件(土石流等:94 件、崖崩れ:133 件) 港湾 5 港で被害あり 医療 病院の倒壊等なし 社会福祉施設等 171 施設で被害あり 農林水産 ため池異常なし。被害額 1,145 億円 (農地・農業用施設への土砂堆積や損傷 580 億円、水堆関係 5.1 億円)	項目	被害の概要			
非住宅被害 2,456 棟 避難指示:最大1市4町185世帯338人、避難勧告:最大3町949世帯2,038人、避難者数:最大11,900人 電力:停電約295万戸、都市ガス:被害なし、水道:44市町村で最大68,249戸断水 高速道路:1路線1区間通行止め、直轄国道:被災無し、道道・政令市道:16区間被災	人的被害	死者 42 人、重傷 31 人、軽傷 731 人			
避難状況 避難指示:最大1市4町185世帯338人、避難勧告:最大3町949世帯2,038人、避難者数:最大11,900人	住宅被害	全壊 462 棟、半壊 1,570 棟、一部損壊 12,600 棟			
2,038 人、避難者数:最大 11,900 人ライフライン電力:停電約 295 万戸、都市ガス:被害なし、水道:44 市町村で最大 68,249 戸断水道路高速道路:1 路線 1 区間通行止め、直轄国道:被災無し、道道・政令市 道:16 区間被災交通機関鉄道:施設被害なし、最大 4 事業者 6 路線運転休止、航空:滑走路等の被 害なし。最大 167 便欠航河川国:3 水系 6 河川 33 箇所、北海道:6 水系 7 河川 38 箇所 管理ダム:河川管理ダム2 ダム、利水ダム:3 ダムで被害あり土砂災害227 件(土石流等:94 件、崖崩れ:133 件)港湾5 港で被害あり医療病院の倒壊等なし社会福祉施設等171 施設で被害あり農林水産ため池異常なし。被害額 1,145 億円 (農地・農業用施設への土砂堆積や損傷 580 億円、林地の大規模崩壊や林道の損傷 475 億円、農作物等の被害 85 億円、水産関係 5.1 億円)	非住宅被害	2,456 棟			
ライフライン電力:停電約 295 万戸、都市ガス:被害なし、水道:44 市町村で最大 68,249 戸断水道路高速道路:1 路線1 区間通行止め、直轄国道:被災無し、道道・政令市 道:16 区間被災交通機関鉄道:施設被害なし、最大 4 事業者 6 路線運転休止、航空:滑走路等の被 害なし。最大 167 便欠航河川国:3 水系 6 河川 33 箇所、北海道:6 水系 7 河川 38 箇所 管理ダム:河川管理ダム 2 ダム、利水ダム:3 ダムで被害あり土砂災害227 件(土石流等:94 件、崖崩れ:133 件)港湾5港で被害あり医療病院の倒壊等なし社会福祉施設等171 施設で被害あり農林水産ため池異常なし。被害額1,145 億円(農地・農業用施設への土砂堆積や損傷 580 億円、林地の大規模崩壊や林道の損傷 475 億円、農作物等の被害 85 億円、水産関係 5.1 億円)	避難状況	避難指示:最大1市4町185世帯338人、避難勧告:最大3町949世帯			
68,249 戸断水 高速道路:1 路線1 区間通行止め、直轄国道:被災無し、道道・政令市道:16 区間被災 鉄道:施設被害なし、最大4事業者6路線運転休止、航空:滑走路等の被害なし。最大167 便欠航 国:3 水系6 河川33 箇所、北海道:6 水系7 河川38 箇所管理ダム:河川管理ダム2 ダム、利水ダム:3 ダムで被害あり 土砂災害 227 件(土石流等:94 件、崖崩れ:133 件) 港湾 方港で被害あり 医療病院の倒壊等なし 社会福祉施設等 171 施設で被害あり 大め池異常なし。被害額1,145 億円(農地・農業用施設への土砂堆積や損傷 580 億円、水産関係 5.1 億円)		2,038 人、避難者数:最大 11,900 人			
道路 高速道路:1路線1区間通行止め、直轄国道:被災無し、道道・政令市道:16区間被災 交通機関 鉄道:施設被害なし、最大4事業者6路線運転休止、航空:滑走路等の被害なし。最大167便欠航 河川 国:3水系6河川33箇所、北海道:6水系7河川38箇所管理ダム:河川管理ダム2ダム、利水ダム:3ダムで被害あり 土砂災害 227件(土石流等:94件、崖崩れ:133件) 港湾 方港で被害あり 医療 病院の倒壊等なし 社会福祉施設等 171施設で被害あり 農林水産 ため池異常なし。被害額1,145億円(農地・農業用施設への土砂堆積や損傷580億円、林地の大規模崩壊や林道の損傷475億円、農作物等の被害85億円、水産関係5.1億円)	ライフライン	電力:停電約 295 万戸、都市ガス:被害なし、水道:44 市町村で最大			
英通機関鉄道:施設被害なし、最大4事業者6路線運転休止、航空:滑走路等の被害なし。最大167便欠航河川国:3水系6河川33箇所、北海道:6水系7河川38箇所管理ダム:河川管理ダム2ダム、利水ダム:3ダムで被害あり生砂災害土砂災害227件(土石流等:94件、崖崩れ:133件)港湾方港で被害あり医療病院の倒壊等なし社会福祉施設等171施設で被害あり農林水産ため池異常なし。被害額1,145億円(農地・農業用施設への土砂堆積や損傷580億円、林地の大規模崩壊や林道の損傷475億円、農作物等の被害85億円、水産関係5.1億円)		68,249 戸断水			
交通機関鉄道:施設被害なし、最大4事業者6路線運転休止、航空:滑走路等の被害なし。最大167便欠航河川国:3水系6河川33箇所、北海道:6水系7河川38箇所管理ダム:河川管理ダム2ダム、利水ダム:3ダムで被害あり土砂災害227件(土石流等:94件、崖崩れ:133件)港湾5港で被害あり医療病院の倒壊等なし社会福祉施設等171施設で被害あり農林水産ため池異常なし。被害額1,145億円(農地・農業用施設への土砂堆積や損傷580億円、林地の大規模崩壊や林道の損傷475億円、農作物等の被害85億円、水産関係5.1億円)	道路	高速道路:1路線1区間通行止め、直轄国道:被災無し、道道・政令市			
害なし。最大 167 便欠航河川国:3 水系 6 河川 33 箇所、北海道:6 水系 7 河川 38 箇所 管理ダム:河川管理ダム 2 ダム、利水ダム:3 ダムで被害あり土砂災害227 件(土石流等:94 件、崖崩れ:133 件)港湾5 港で被害あり医療病院の倒壊等なし社会福祉施設等171 施設で被害あり農林水産ため池異常なし。被害額 1,145 億円(農地・農業用施設への土砂堆積や損傷 580 億円、林地の大規模崩壊や林道の損傷 475 億円、農作物等の被害 85 億円、水産関係 5.1 億円)		道:16 区間被災			
国:3 水系 6 河川 33 箇所、北海道:6 水系 7 河川 38 箇所 管理ダム:河川管理ダム 2 ダム、利水ダム:3 ダムで被害あり	交通機関 鉄道:施設被害なし、最大4事業者6路線運転休止、航空:滑走				
 管理ダム:河川管理ダム2ダム、利水ダム:3ダムで被害あり 土砂災害 227件(土石流等:94件、崖崩れ:133件) 港湾 5港で被害あり 医療 病院の倒壊等なし 社会福祉施設等 171施設で被害あり 農林水産 ため池異常なし。被害額1,145億円(農地・農業用施設への土砂堆積や損傷580億円、林地の大規模崩壊や林道の損傷475億円、農作物等の被害85億円、水産関係5.1億円) 		害なし。最大 167 便欠航			
土砂災害227 件 (土石流等:94 件、崖崩れ:133 件)港湾5 港で被害あり医療病院の倒壊等なし社会福祉施設等171 施設で被害あり農林水産ため池異常なし。被害額 1,145 億円 (農地・農業用施設への土砂堆積や損傷 580 億円、林地の大規模崩壊や林道の損傷 475 億円、農作物等の被害 85 億円、水産関係 5.1 億円)	河川	国:3水系6河川33箇所、北海道:6水系7河川38箇所			
港湾5港で被害あり医療病院の倒壊等なし社会福祉施設等171 施設で被害あり農林水産ため池異常なし。被害額 1,145 億円 (農地・農業用施設への土砂堆積や損傷 580 億円、林地の大規模崩壊や林道の損傷 475 億円、農作物等の被害 85 億円、水産関係 5.1 億円)		管理ダム:河川管理ダム2ダム、利水ダム:3ダムで被害あり			
医療病院の倒壊等なし社会福祉施設等171 施設で被害あり農林水産ため池異常なし。被害額 1,145 億円 (農地・農業用施設への土砂堆積や損傷 580 億円、林地の大規模崩壊や林道の損傷 475 億円、農作物等の被害 85 億円、水産関係 5.1 億円)	土砂災害	227件(土石流等:94件、崖崩れ:133件)			
社会福祉施設等171 施設で被害あり農林水産ため池異常なし。被害額 1,145 億円 (農地・農業用施設への土砂堆積や損傷 580 億円、林地の大規模崩壊や林道の損傷 475 億円、農作物等の被害 85 億円、水産関係 5.1 億円)	港湾	5 港で被害あり			
農林水産 ため池異常なし。被害額 1,145 億円(農地・農業用施設への土砂堆積や損傷 580 億円、林地の大規模崩壊や林道の損傷 475 億円、農作物等の被害 85 億円、水産関係 5.1 億円)	医療病院の倒壊等なし				
傷 580 億円、林地の大規模崩壊や林道の損傷 475 億円、農作物等の被害 85 億円、水産関係 5.1 億円)	社会福祉施設等 171 施設で被害あり				
億円、水産関係 5.1 億円)	農林水産	ため池異常なし。被害額 1,145 億円(農地・農業用施設への土砂堆積や損			
		傷 580 億円、林地の大規模崩壊や林道の損傷 475 億円、農作物等の被害 8:			
		億円、水産関係 5.1 億円)			
又教施設 446件	文教施設	446 件			



- 1. 今回の調査は連報値であるため、今後の詳細調査により数値が変わる可能性がある。
 2. 過去のデータは[武津2013:地震]による新面筋接発生場の予測に関する研究』のデータを使用。そのうち1997年の産児島県北西部地震のデータは、3月26日の地震の後に発生した5月13日の地震による新規・拡大部と抗えている。
 3. 上記のデータにないものうち、新潟県中越地震については「関ロら2006・新潟県中越地震における斜面前域の特徴と分布」、数手・宮城内陸地震については「「yagi et al (2009)」、東北地方太平洋沖地震については「如り、無土地震については「四方人では「立野ダム建設に係る技術委員会報告書」のデータを使用。
 4. 北海道胆振業部地震のデータは光学術里画像の判決により算出。

図-1.3 斜面崩壊面積の過去の地震被害との比較 4)

インフラ等への物的被害としては、震源近傍域の北海道電力苫東厚真火力発電所の被災がきっ かけとなり北海道内全域の 295 万戸で電力が止まる「ブラックアウト」の発生や、水道施設被害 による断水が44市町村で68.249戸に及ぶなど電気や水道等のライフラインに甚大な被害が生じ、 道路・鉄道などの交通・物流、農林水産業や商業、工業、観光業等にも影響が波及し、住民生活や 地域経済・産業活動の大きな支障(産業被害)となった。このうち、道路関連では、地震による道 路の通行止めが各地で発生し、高速道路1路線1区間で通行止めのほか、道道・政令市道の16区 間が被災した。ただし、鉄道施設や滑走路等の空港施設に目立った被害は報告されていない。河 川関連では、日高幌内川上流部で泥岩を基盤とした岩盤すべりが発生し、長さ約1,000m、幅約500m にわたる尾根部が地震により約500m 滑動した結果、長さ約700m、高さ約50m の規模で河道が閉 塞した。港湾関連では、コンテナターミナル周辺の埋め立て造成地で液状化による噴砂や沈下(護 岸本体の損傷はほぼ無し)及び、苫東厚真火力発電所外周部で液状化による道路の不同沈下・護 岸のはらみだし等が確認された苫小牧東港を含む5港で被害が発生した。ただし、苫東厚真火力 発電所施設内では構内の一部に液状化による噴砂跡や地盤変状が確認されたものの、主要土木設 備に異常は確認されず液状化による被害は限定的であったと考えられる。さらに、農林水産関連 では、農地・農業用施設への土砂堆積や損傷により約 580 億円、林地の大規模崩壊や林道の損傷 により約475億円、農作物等の被害により約85億円の被害が発生し、全体の被害額は1,145億円 と推定されている。これらの中には前述の大規模停電による二次被害も含まれている。

このような人的・物的に甚大な被害の発生を受け、政府は、「激甚災害に対処するための特別の 財政援助等に関する法律(「激甚災害法」)」に基づき、「平成三十年北海道胆振東部地震による災 害」を激甚災害として指定し、併せて当該災害に対し適用すべき措置として「公共土木施設災害 復旧事業等に関する特別の財政援助」、「農地等の災害復旧事業等に係る補助の特別措置」、「農林 水産業共同利用施設災害復旧事業費の補助の特例」等を指定する政令を、平成30年9月28日の

閣議において決定した。激甚災害として、道内では、厚真町・安平町・むかわ町が指定された。な お、平成30年北海道胆振東部地震による被害を、平成7年の兵庫県南部地震以降に震度7を記録 した日本各地の主な地震被害や、過去に道内各地で発生した主な地震被害と比較してみると(表 -1. 2⁵)、表-1. 3⁶))、地震規模・被害規模ともに北海道で過去最大級であったことがわかる。また、 日本国内で発生した既往の強地震動による被害と比較して、平成30年北海道胆振東部地震では、 尋常でない数の斜面崩壊が発生していることがわかる。なお、北海道⁷⁾によると、今時災害の被害 総額(国の直轄事業を除く)は 2,319.9 億円(地震関係で 2,157.0 億円、停電関係で 162.9 億円)に のぼる。その内訳は、行政庁舎・私立文教施設等の損壊が3.5億円、苫小牧港および関連施設の被 害が29.4億円、水道施設・文化施設などの損壊が28.1億円、社会福祉施設の被害が5.5億円、建 物や設備の被害および生産品の廃棄等による被害が 255.5 億円、農地・農業施設および生産品等 の被害が 179.3 億円、漁港および林地・治山施設等の被害が 519.8 億円、河川・道路・橋梁・下水 道等の公共施設の被害が 1,236.0 億円、水力発電施設などの被害が 1.2 億円、学校・社会境域施設 および文化財の被害が 60.6 億円となっている。また、近年北海道で発生した自然災害のうち、今 時災害の被害総額(国の直轄事業を除く)は、平成28年8月に発生した北海道豪雨による被害総 額 1,979 億円(国交省公表分 824 億円を除く)8)を上回る北海道で過去最大規模の自然災害であっ た。

表-1.2 既往の震度7の地震被害との比較5)

地震名	兵庫県南部地震	新潟県中越地震	東北地方太平洋沖地震	熊本地震	北海道胆振東部地震
発生目	1995/1/17	2004/10/23	2011/3/11	2016/4/16	2018/9/6
規模	M7.3	M6.8	M9.0	M7.3	M6.7
震源深さ	16km	13km	24km	12km	37km
最大震度	7(神戸市、芦屋市、西宮市、宝塚市)	7 (川口町)	7(栗原市)	7(益城町)	7(厚真町)
地震断層	有り	無し	_	有り	無し
死者•行方不明者	6,437 人	68 人	22,118 人	242 人 (含む関連死)	42 人
住家全壊	104,906 戸	3,175 戸	121,768 戸	8,672 戸	462 戸
主な災害要因	家屋の倒壊・火災	地すべり	津波	家屋の倒壊・斜面崩壊	斜面崩壊
斜面崩壊箇所数	662 箇所	3,791 箇所	未調査	745 箇所	6,000 箇所以上

表-1.3 過去に発生した道内各地の主な地震被害 6)

地域	発生年月日·地震名	規模(M)	最大震度	被害状況
	1952.3.4. 十勝沖地震	8.2	5 浦河, 帯広, 釧路	太平洋一帯に大被害,大津波; 死者28,不明者5, 負傷者287; 住家全壊815,流出91,半壊1,324
 太	1968. 5. 6. 十勝沖地震	7.9	5 浦河, 苫小牧, 広尾, 函館	南西部地方を中心に被害,津波: 死者2,負傷者 133; 住家全焼27,半壊81
	1973.6.17. 根室半島南東沖地震	7.4	5 釧路,根室	釧路,根室地方に被害,津波;負傷者28;住家 全壊2,半壊1
	1982.3.21. 浦河沖地震	7.1	6 浦河 4 帯広, 苫小牧, 札幌, 小樽	日高地方沿岸を中心に被害, 小津波; 負傷者 167; 住家全壊13, 半壊28
	1993. 1. 15. 釧路沖地震	7.8	6 釧路 5 帯広, 広尾, 浦河	釧路,十勝地方を中心に被害; 死者2,負傷者 966; 住家全壊53,半壊254
IEI)	1994.10.4. 北海道東方沖地震	8.1	6 釧路,厚岸,中標津 5 根室,広尾,浦河	根室地方を中心に被害; 負傷者436; 住家全壊 61, 半壊348
	2003.9.26. 十勝沖地震	8.0	6弱 新冠, 静内, 浦河, 鹿追, 忠類, 幕別, 豊頃, 釧路, 厚岸	日高,十勝,釧路地方を中心に被害;行方不明2, 負傷者847;住家全壊116,半壊368
	1834. 2. 9. (石狩川河口付近)	6.4	6 石狩川河口付近(推定) 5 札幌市の一部(推定)	石狩川河口付近を中心に被害; 住家全壊23, 半 壊3
日	1918. 5. 26. 留萌沖地震	6.0	5 鬼鹿, 幌延	留萌郡鬼鹿村に小被害
	1940. 8. 2. 積丹半島沖地震	7.5	4 羽幌, 留萌, 幌延, 岩内, 乙部	天塩, 羽幌, 苫前を中心に被害, 津波; 死者10; 住家全壊26, 半壊7
海	1983. 5. 26. 日本海中部地震	7.7	4 森, 江差	渡島, 桧山, 特に奥尻に大被害, 大津波; 死者4, 負傷者24; 住家全壊9, 半壊12
側	1993. 7. 12. 北海道南西沖地震	7.8	5 小樽, 寿都, 江差, 深浦	渡島, 桧山, 特に奥尻に大被害, 大津波; 死者 201, 行方不明28, 負傷者323; 住家全壊601, 半 壊408
内	1959.1.31. 弟子屈地震	6.3	5 阿寒湖畔,上御卒別 4 釧路	弟子屈, 阿寒を中心に被害; 住家全壊2, 一部損壊
M	1982.1.14. 日高山脈北部地震	7.0	5 釧路 4 帯広, 苫小牧, 根室, 浦河, 広尾	胆振,十勝,釧路を中心に被害;負傷者7;住家 半壊
隆	2018.9.6. 北海道胆振東部地震	6.7	7 厚真 6 安平, むかわ, 札幌, 千歳, 日高, 平取	胆振, 石狩を中心に被害; 死者42, 負傷者762; 住家全壊462, 半壊1,570

参考文献

- 1) 気象庁: 震度データベース
 - https://www. data.jma.go.jp/svd/eqdb/data/shindo/index.php (参照日 2019 年 4 月 1 日)
- 2) 内閣府: 平成 30 年北海道胆振東部地震に係る被害状況等について http://www.bousai.go.jp/updates/h30jishin hokkaido/index.html (参照日 2019 年 3 月 29 日)
- 3) 国土交通省: 平成 30 年北海道胆振東部地震による被害状況等ついて (第 28 報) http://www.mlit.go.jp/common/001270661.pdf (参照日 2019 年 1 月 28 日)
- 4) 国土交通省:北海道胆振東部地震の崩壊面積と過去の地震災害の比較 http://www.mlit.go.jp/river/sabo/h30_iburitobu/181005_sediment_volume.pdf (参照日 2019 年 8 月 28 日)
- 5) 倉橋稔幸・伊東佳彦・山崎秀策: 平成30年北海道胆振東部地震被害の概要. 平成31年度日本地すべり学会北海道支部研究発表会予稿集. pp.13-16, 2019.
- 6) 北海道:過去に発生した道内各地域の主な地震被害 http://www.pref.hokkaido.lg.jp/kn/ksd/jisshinhigai.htm (参照日 2019 年 8 月 28 日)
- 7) 北海道総務部危機管理課: 平成 30 年北海道胆振東部地震による被害の状況について http://www.pref.hokkaido.lg.jp/ss/ifs/honbu/301122 02-2.pdf (参照日 2018 年 11 月 22 日)
- 8) 平成 28 年 8 月北海道豪雨による地盤災害調査団:平成 28 年 8 月北海道豪雨による地盤災害調査報告書 https://www.jiban.or.jp/wp-content/uploads/2017/08/final_report_ver0.12s.pdf(参照日 2019年 8 月 28 日)

第2章 学会間協力体制と調査団の構成・活動

平成30年9月6日午前3時7分に北海道胆振地方中東部を震源として発生した,「平成30年北海道胆振東部地震」は,道内では過去例を見ないほどの強震動であり,最大震度は,震度階級で最も高い震度7を北海道で初めて観測した。この強震動により,札幌市清田区の液状化被害や厚真町の広範囲・大規模斜面崩壊など,甚大な被害がもたらされた。(公社)地盤工学会災害連絡会議では,本災害の社会的重要性に鑑み,北海道地方を中心とした産・学の地盤工学の専門家からなる調査団を編成し(表-2.1),短期的・中長期的視野をもって,被災地域の現地調査,資料収集,復旧支援等を行う「平成30年北海道胆振東部地震による地盤災害調査団」(団長:北海道大学石川達也教授)を平成30年9月7日に結成した。このため,調査団は,平成30年北海道胆振東部地震による地盤災害の現象・事象の原因の学術的究明と,今後の復旧対策や防災・減災対策を支援することを,その目的とする。

調査団の主要な調査活動を表-2.2に示す。調査団では、9月7日以降、液状化を主因とした地 盤変状・構造物被害調査(札幌市, 北広島市), 斜面崩壊調査(厚真町, 安平町, 千歳市), 液状化 による港湾被害 (苫小牧市), 液状化による河川堤防・橋梁被害調査 (鵡川町) 等の被災状況調査 を、(公社) 土木学会と連携しながら実施した。第1章で示したように、平成30年北海道胆振東 部地震の発生に伴う地盤変状は,小規模な被害を含めると広域に分散して 400 箇所以上も確認さ れていることから、そのすべてを短期間で調査することは物理的に困難である。このため、調査 団では、被災メカニズムが異なる主要な被害事例に調査対象を限定することとし、これまでに図 -2.1 に示すように震源周辺域(震央から約80km以内)の大きく分けて5地域で被害状況調査を 行った。このうち、札幌市(震央から約50~80km程度)で発生した噴砂現象を伴わない宅地の地 盤変状と,厚真町・安平町を含む震源近傍域(震央から約25km以内)で発生した大規模・広範 囲・群発斜面崩壊現象は、これまでの地震災害ではあまり類を見ない特殊な被害形態であると考 えられる。そこで、調査団では、特にこれらの現象・事象の原因の学術的究明と、今後の復旧対 策や防災・減災対策について詳細に検討を実施した。また、調査団では、その結果と設立目的を 踏まえ,平成30年10月2日には速報会(会場:北海道大学フロンティア応用科学研究棟)を開 催し被害の状況について速報するとともに、令和元年8月29日には最終報告会(会場:北海道大 学フロンティア応用科学研究棟)を開催し、速報会後の追加調査結果や復旧の現状について報告 を行った。加えて、(公社)土木学会北海道支部、同地震工学委員会と合同で計3回の報告会を開 催した。以上のような計 6 回の報告会(表-2.2)の開催により、調査団は、平成 30 年北海道胆振 東部地震による地盤災害の現象・事象の原因の学術的究明と、今後の復旧対策や防災・減災対策 に資する調査・検討結果を広く公表している。

表-2.1 平成30年北海道胆振東部地震による地盤災害調査団員名簿(五十音順)

団長	石川 達也	北海道大学
副団長	渡部 要一	北海道大学
幹事	西村 聡	北海道大学
団員	磯部 公一	北海道大学
"	伊東 佳彦	土木研究所寒地土木研究所
"	川口 貴之	北見工業大学
"	川尻 峻三	北見工業大学
"	川端伸一郎	北海道科学大学
"	川村 志麻	室蘭工業大学
JJ	清田 隆	東京大学生産技術研究所
"	倉橋 稔幸	土木研究所寒地土木研究所
"	小高 猛司	名城大学
"	木幡 行宏	室蘭工業大学
"	佐野 佶房	函館工業高等専門学校
"	鈴木 素之	山口大学
"	田中 潤一	東日本高速道路(株)
"	土谷冨士夫	带広畜産大学
"	所 哲也	北海学園大学(前 苫小牧工業高等専門学校)
"	中村 努	苫小牧工業高等専門学校
"	西本 聡	土木研究所寒地土木研究所
"	畠山 乃	土木研究所寒地土木研究所
"	林 宏親	土木研究所寒地土木研究所
"	廣瀬 亘	北海道立総合研究機構
"	三浦 清一	北海道大学
"	山下 聡	北見工業大学
"	横浜 勝司	北海道大学
"	吉見 雅行	産業技術総合研究所
アト゛ハ゛イザー	安田 進	東京電機大学

表-2.2 平成30年北海道胆振東部地震による地盤災害調査団の主な活動

日 時	活動内容	特記事項
平成 30 年 9 月 6 日~7 日	地盤変状・構造物被害調査(札幌市、北広島市)	
平成 30 年 9 月 8 日	国道 453 号斜面崩壊調査(千歳市)	
平成 30 年 9 月 11 日	斜面崩壊調査 (厚真町,安平町)	
平成 30 年 9 月 12 日	平成 30 年北海道胆振東部地震による地盤災害緊急報 告会	会 場: 日本大学駿河台 キャンパス
平成 30 年 9 月 12 日	液状化被害,橋梁被害調査(鵡川町) ヘリコプターによる被災地調査(札幌市,北広島市, 苫小牧港,厚真町)	
平成 30 年 9 月 13 日	地盤変状・構造物被害調査(札幌市、北広島市)	
平成 30 年 9 月 14 日	液状化,斜面崩壊,河川堤防(鵡川町,苫小牧市,厚 真町)	
平成 30 年 9 月 21 日 9:30~16:30	2018 年 9 月 6 日に発生した北海道胆振東部地震の被害調査報告会	土木学会地震工学委員会と 連携 会 場: 東京電機大学
平成 30 年 10 月 2 日 13:00~15:40	「平成 30 年北海道胆振東部地震による地盤災害調査団」速報会	会場: 北海道大学フロンティア応用科学研究棟
平成 30 年 10 月 8 日	地盤変状・構造物被害調査(札幌市、北広島市)	
平成 30 年 10 月 24 日	斜面崩壞調査 (厚真町,安平町)	
平成 30 年 12 月 15 日 13:30~15:30	2018 年 9 月北海道胆振東部地震災害緊急合同調査団 報告会	土木学会北海道支部と連携 会 場: 北海道大学学術交流会館
平成 31 年 1 月 27 日 9:00~10:30	平成 30 年度土木学会北海道支部年次技術研究発表会特別セッション: [2018 年 9 月北海道胆振東部地震災害緊急調査団第 2 回報告会]	土木学会北海道支部と連携 会 場: 苫小牧工業高等専門学校
令和元年 8 月 29 日 13:30~16:35	「平成 30 年北海道胆振東部地震による地盤災害調査団」最終報告会	会 場: 北海道大学フロンティア応用科学研究棟



図-2.1 平成30年北海道胆振東部地震による地盤関係の地震被害調査箇所

第3章 地震動の概要

3.1 概要

2018年9月6日に発生した2018年北海道胆振東部地震(Mw6.6、Mj6.7)は、胆振東部地方の深さ37kmを震源とする内陸地震である¹⁾。震源直上域では厚真町鹿沼の震度7を筆頭に、むかわ町、厚真町、安平町にて震度6強の揺れが観測されたほか、震源西側の石狩—勇払低地で震度5弱~6弱の揺れが観測されるなど、道央地域に強い揺れがもたらされた²⁾(図-3.1)。

この地震のメカニズムは東北東-西南西方向に圧縮軸を持つ逆断層型であった。余震はほぼ南北方向に延びる長さ約30 km,深さ15~45 kmの領域に集中しており、M5級の余震も複数発生した。 余震は深さ35km 付近に集中するものの、深さ15km 以浅にも少数ながら分布した $^{1)}$ (図-3.2)。

この地震により、震源域周辺の火山軽石層を載せる山地では極めて多数の斜面崩壊が発生した。 また、震央から 50km 以上離れた札幌市清田区の住宅地では大規模な地盤流動が発生した。本章 では、震源および震源域周辺の地下構造の概要、および、地盤災害発生地域の地震動の特性について述べる。

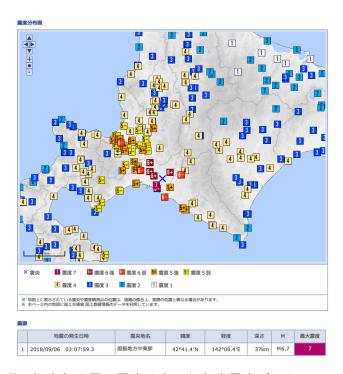
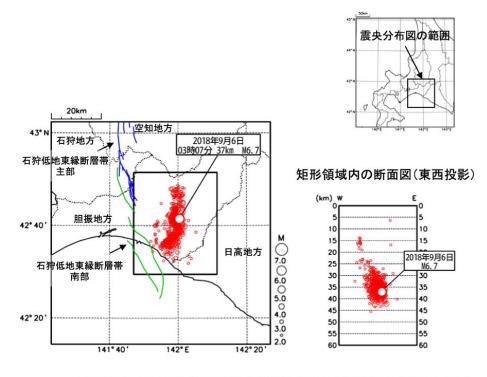


図-3.1 2018 年北海道胆振東部地震の震度分布(気象庁震度データベース²⁾)。×印は震央位置



図中の青色、緑色の細線は地震調査研究推進本部の長期評価による活断層を示す。

図-3.2 2018 年北海道胆振東部地震の震源分布図(地震調査研究推進本部資料¹⁾ のうちの気象庁 資料より一部抜粋して作図)

3.2 震源の概要

2018 年北海道胆振東部地震の震源域は、地質学的には北海道を構成する 2 つの島弧が衝突する 場所 (日高衝突帯) の西縁にある。ここには、活断層である石狩低地東縁断層帯と 1982 年浦河沖 地震 (深さ 40 km) に代表される深い地設内地震の震源域が知られていた。

石狩低地東縁断層帯 3) (図-3.3) は、石狩低地と岩見沢丘陵、馬追丘陵等との境界付近に位置する南北走向の活断層帯であり、断層の東側が相対的に隆起する逆断層である。断層は西に張出した弧状分布をしており、美唄市から日高町沖合海域に至る断層の総延長は100kmを超える。本断層帯の主断層は緩く東傾斜すると考えられており、地震調査研究推進本部の地震動予測では低角(30度)で東傾斜する断層モデルが設定されている。

一方、1982年浦河沖地震に代表される深い地殻内地震の発生原因には、日高衝突帯における厚い地殻の存在が関係しているとされる。Kita ほか⁴⁾は、日高衝突帯では地殻が厚さ70kmにも達し、地殻とマントルの境界および地殻内の弱面が大地震の震源になっていると指摘した。北⁵は胆振東部地震も同系列の地震である可能性を指摘している(図-3.4)。

これらのように、本地域における地殻内地震を起こす活構造およびメカニズムとして、1) 島弧衝突に伴う浅い(深さおよそ 20 km 以浅) 衝上断層系の活動、2) 島弧衝突に伴い厚化した地殻内の弱面の地震活動(深さ 70 km 程度まで)の2種類が提案されてきた。2018年北海道胆振東部地震については研究途上であるものの、震源が深く、余震の並びが石狩低地東縁断層帯の走向とは斜交することから、後者の性質に近い地震であったと考えられる。



図-3.3 石狩低地東縁断層帯の位置(地震調査研究推進本部の長期評価資料3)

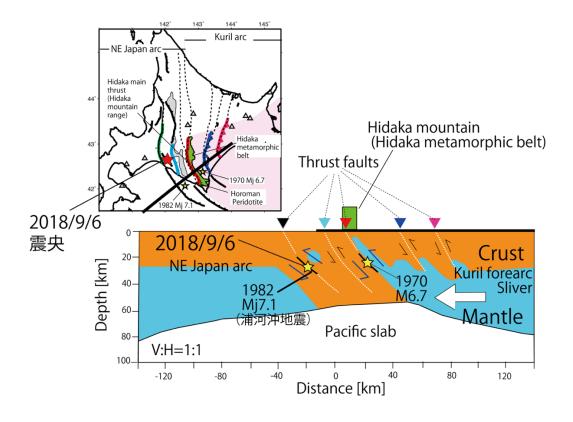


図-3.4 日高衝突帯の深部構造の概念図と過去の地殻内大地震の震源位置の関係(北⁵⁾の図を再構成)

3.3 深部地下構造

震源域周辺から石狩低地にかけての地震基盤(岩盤)以浅の深部地下構造を概説する。日高衝突帯西部の地表付近では、衝上断層の活動の結果として、基盤岩類、白亜系(約1億4千万年前~約6600万年前の地層)、古第三系(約6600万年前~約2300万年前)、中新統(約2300万年前~約500万年前)、鮮新統(約500万年前~約260万年前)の堆積岩類が東から西にかけて順次配列している。石狩低地東縁断層帯よりも西側(石狩低地帯)は構造盆地となっており、堆積層が厚く分布する。一部地域では支笏火山等の第四紀火山岩類に覆われる。

図-3.5 に産業技術総合研究所により作成された地下構造モデルのにおける地層の上面深度分布を示す。震央付近から札幌にかけては一連の構造盆地になっていること、石狩平野東縁断層帯(Q2層分布の東縁付近に対応)が逆断層となっていることが見て取れる。地震動分布を理解する上では、こうした地下構造についての知見も重要である。

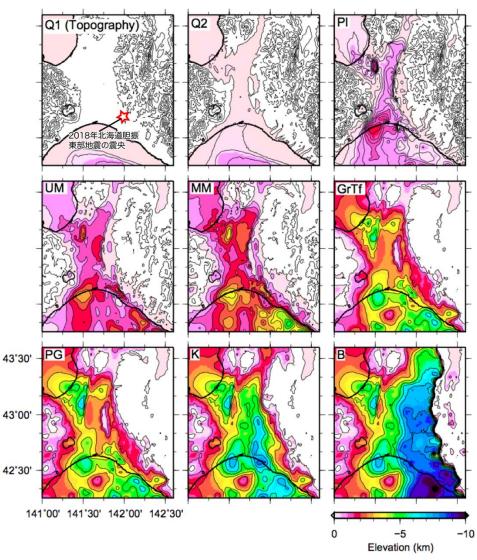


図-3.5 震源域から石狩低地にかけての速度構造モデル⁶⁾における各層(Q2:下部更新統、PI: 鮮新統、UM:上部中新統、MM:中部中新統、GrTf:下部中新統(グリーンタフ)、PG:古第三系、 K:白亜系および衝上断層帯、B:基盤岩)の上面深度分布(文献 6、第 18 図に震央を追記).

3.4 地盤災害発生地域の地震動

大規模な地盤災害は震源域近傍および札幌市にて発生した。この領域の震度分布を図-3.6に示す。震央から 25km 以内では、震央西側の観測点では全て震度6強以上なのに対し、震央東側では K-NET 穂別(震度6強)を除いて震度6弱か震度5強であり、震源の東西で揺れの強さが大きく異なっていた。一方、札幌市周辺(震央距離 50~80km 程度)では、震央距離に関わらず震度5弱から5強(ただし札幌市東区元町は震度6弱)であった。札幌市は、同程度の震央距離にある他の地域(概ね震度4)に比べて揺れが強く、石狩平野の緩い地盤による地震動増幅の効果が見て取れる。

3.4.1 震源域の地震動

ここでは震源域として、震央から約25km以内の地域において観測された地震動の特徴を記す。 本節で示す地震記録の観測点位置および国土地理院による2018年北海道胆振東部地震の斜面崩壊・堆積分布域⁷⁾を図-3.7に示す。

震央西側(震央は図-3.6 参照)の6観測点(北から南にIBUH01、HKD128、厚真町京町、IBUH03、 厚真町鹿沼、HKD126:位置は図-3.7 参照)における本震の加速度波形および加速度応答スペク トルを図-3.8に示す(水平2方向のうち振幅の大きい東西(EW)成分を表示)。加速度波形は北 から南に並べてあり、波形の時刻は揃えてある。また加速度応答スペクトルには比較のため1995 年兵庫県南部地震の代表的な波形(JR 鷹取 NS 成分、神戸海洋気象台 NS 成分)のスペクトルも 示した。加速度波形に着目すると、K-NET 鵡川 (HKD126) から厚真町京町にかけては、主要動 冒頭の時刻 15 秒付近に周期 2 ~ 3 秒程度の明瞭なパルス状の揺れ(波)が認められ、波形を特徴 付けている。一方、それより北に位置する K-NET 早来 (HKD128) および KiK-net 追分 (IBUH01、 地表)の記録は、南側でみられたパルス状の波は目立たず、短周期の波が繰り返す揺れとなって いる。加速度応答スペクトルをみると、K-NET 鵡川から厚真町京町にかけての4記録は、周期2 ~4秒程度にピークを持ち、この周期帯の JR 鷹取記録に匹敵する応答スペクトル値となっている。 また、K-NET 早来の記録は周期 0.7 秒が卓越し、スペクトルは神戸海洋気象台記録に匹敵する。 KiK-net 追分の記録は周期 0.5 秒以下の帯域では他の記録よりも強いものの、より長周期帯域では 弱い揺れとなっている。なお、厚真町京町と K-NET 早来は、震源からの見かけ方位はほぼ同じで あり震源距離に大きな差は無いのにも関わらず地震動の特徴が大きく異なっており、地下構造の 急変等による増幅特性の違いがあるものと推察される。

次に、震央東側の4観測点(IBUH02、HKD125、HKD104、HDKH04)について、加速度波形と加速度応答スペクトルを図-3.9に示す。西側との比較のため K-NET 鵡川の記録も併せて示した。総じて、震央東側の波形は短周期が卓越している。K-NET 穂別(HKD125)と K-NET 鵡川の地震動はどちらも震度6強であるが、周期特性は対照的である。

斜面崩壊多発範囲と観測点および地下構造との位置関係(図-3.5、図-3.7)に注意すると、斜面崩壊多発範囲の地震動は K-NET 鵡川の記録のようなパルス的地震動ではなく、K-NET 早来や K-NET 穂別のような短周期卓越型の地震動であった可能性が高い。

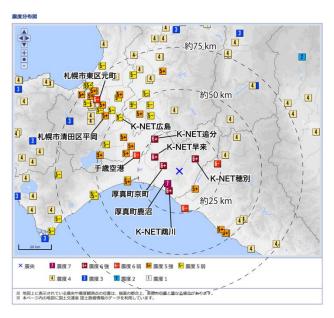


図-3.6 震源域の震度分布拡大図(気象庁震度データベースに主な地点名と震央距離円を加筆)

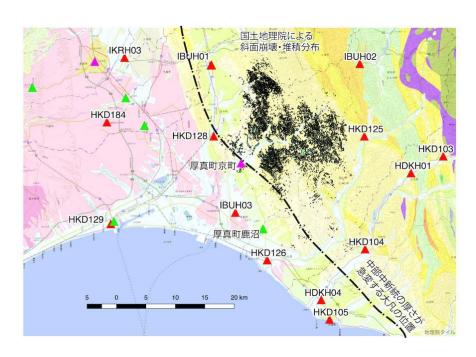


図-3.7 震源近傍域の地震観測点、斜面崩壊・堆積分布域 ⁷⁾、および構造境界位置 (文献 6 のデータを基に作成:急変帯の西側が厚い)。背景は産総研シームレス地質図 ⁸⁾。

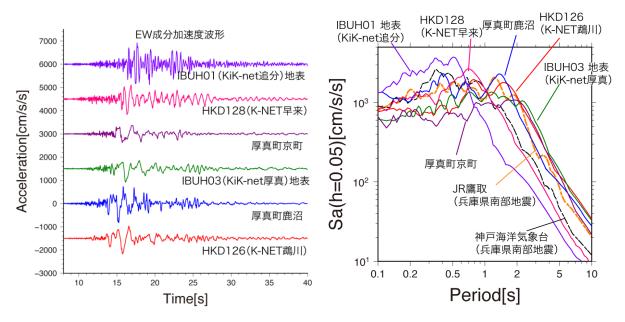


図-3.8 震源近傍域のうち震央西側の加速度波形(時刻の起点は発震時刻:2018年9月6日午前3時8分0秒) および加速度応答スペクトル(比較のため1995年兵庫県南部地震のJR鷹取NS成分および神戸海洋気象台NS成分を掲載)

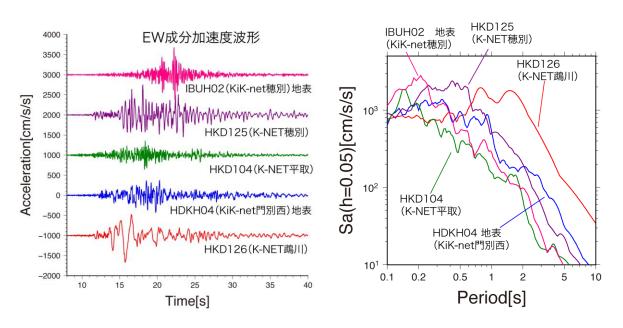


図-3.9 震源近傍域のうち震央東側 (および K-NET 鵡川) の加速度波形および加速度応答スペクトル

3.4.2 札幌市周辺の地震動

本節では札幌市周辺の地震動について、今回の地震と同様に札幌市域にて液状化被害が生じた 2003 年十勝沖地震との比較を行う。図-3.10 に自治体震度計(札幌市、北海道)を含む観測点分布を示す。市街地に位置する K-NET 札幌(HKD180)と清田区に近い K-NET 広島(HKD182)に

ついて、2018 年北海道胆振東部地震と 2003 年十勝沖地震(どちらも本震)の波形および加速度 応答スペクトルの比較を図-3.11 に示す。加速度振幅は 2018 年北海道胆振東部地震の地震動の方が 2 倍以上大きい。加速度応答スペクトルを比較すると、今回の地震の地震動は周期 1 秒以下の 帯域で 2003 年十勝沖地震の地震動の概ね 2 倍以上の応答スペクトル値となっており、短周期帯域の強い地震動であったことがわかる。これらの特徴を分かり易くするため図-3.12 に速度波形を示す。速度波形では、2003 年十勝沖地震の方が大振幅で長い継続時間の波形となっている。つまり、2018 年北海道胆振東部地震と 2003 年十勝沖地震とでは性質が大きく異なる地震動であった。 札幌市周辺域の被害を 2003 年十勝沖地震の被害と比較する上では、卓越周期と継続時間の違いに留意する必要がある。

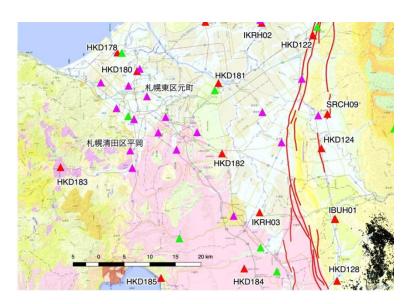


図-3.10 震源域から札幌市域に掛けての地震観測点、斜面崩壊・堆積分布域 ⁷⁾。背景は 産総研シームレス地質図 ⁸⁾。

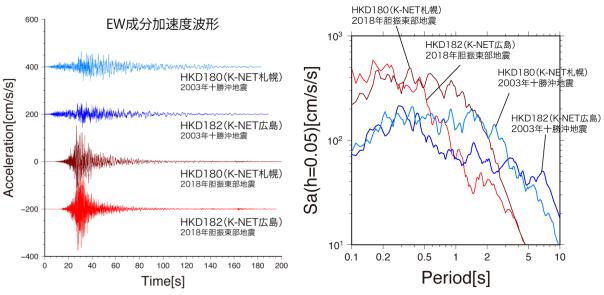


図-3.11 札幌市周辺の2観測点(HKD180、HKD182)における2018年北海道胆振東部地震と2003年十勝沖地震の加速度波形および加速度応答スペクトル

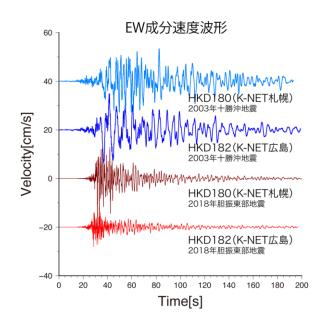


図-3.12 札幌市周辺の2観測点(HKD180、HKD182)における速度波形の比較

3.5 まとめ

2018年北海道胆振東部地震の本震で観測された地震動は次のように整理できる。

- ・震源近傍域では、震央西側の堆積層の厚い地域にて兵庫県南部地震のJR 鷹取記録に匹敵する強さをもつパルス的地震動が観測された。
- ・斜面崩壊多発地域の地震動は、震源近傍域北東部および K-NET 穂別観測点で観測されたような 短周期帯域の卓越する地震動であった可能性が高い。
- ・札幌市周辺域においては2003年十勝沖地震と比べて周期1秒以下の帯域で強い地震動であった。

参考文献

- 1) 地震調査研究推進本部地震調査委員会:平成 30 年北海道胆振東部地震の評価. https://www.static.jishin.go.jp/resource/monthly/2018/20180906 iburi 3.pdf, 2018.
- 2) 気象庁: 震度データベース. 2019. https://www.data.jma.go.jp/svd/eqdb/dat a/shindo/index.php
- 3) 地震調査研究推進本部地震調査委員会:石狩低地東縁断層帯の長期評価の一部改訂について. https://www.jishin.go.jp/main/chousa/katsudansou_pdf/06_ishikari-teichi_2.pdf, 2010.
- 4) Kita, S., Nakajima, J., Hasegawa, A., Okada, T., Katsumata, K., Asano, Y., Kimura, T.: Detailed seismic attenuation structure beneath Hokkaido, northeastern Japan: Arc-arc collision process, arc magmatism, and seismotec- tonics, *J. Geophys. Res. Solid Earth*, Vol. 119, pp. 6486–6511, doi:10.1002/2014JB011099, 2014.
- 5) 北佐枝子: 2018/9/6 北海道胆振東部地震検討結果. https://sites.google.com/view/kitasaeko/胆振東部地震, 2018.
- 6) 吉田邦一・吉見雅行・鈴木晴彦・森野道夫・滝沢文教・関口春子・堀川晴央:長周期地震動 計算のための石狩平野および勇払平野の3次元堆積盆地構造モデル.活断層・古地震研究報

- 告, No.7, pp.1-29, 2007.
- 7) 国土地理院: 平成 30 年北海道胆振東部地震に伴う斜面崩壊・堆積分布図(北海道厚真町周辺). https://saigai.gsi.go.jp/3/20180906/iburi-hokai_1.pdf, 2018.
- 8) 産総研地質調査総合センター: 20 万分の 1 日本シームレス地質図 V2. データ更新日:2019 年 3 月 22 日, https://gbank.gsj.jp/seamless/
- 9) National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience : NIED K-NET, KiK-net, National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience, 2019. doi:10.17598/NIED.0004

第4章 札幌市・北広島市の地盤被害

4.1 概要

2018 年 9 月 6 日午前 3 時 7 分に発生した「2018 年北海道胆振東部地震」は、胆振地方中東部(北緯 42°41′24″、東経 142°0′24″)の深さ約 37km を震源とする内陸断層直下型地震(Mw 6.6)である。道央地域では有史以来最大の強震動となった地域が多く、広い範囲を強い揺れが襲った。この結果、震源域周辺の火山軽石層が堆積する山地では極めて多数の斜面崩壊が発生し、震源からやや離れた札幌市郊外の火砕流堆積物で造成された住宅地でも液状化による大規模な地盤流動が発生した。

4.2 札幌市清田区里塚一条

4.2.1 被害の概要と調査経緯

今回の地震で大規模な液状化被害が発生した地域に近い地点(北広島市)の地表面で観測された強震波形を,「2003 年十勝沖地震」の波形記録と合わせて図-4.1 に示す。今回の地震被害ほどではないが,2003 年十勝沖地震でも液状化被害が発生した地域がある。2018 年北海道胆振東部地震の199Gal は,2003 年十勝沖地震の最大加速度 66Gal と比較して2 倍以上の大きさであった。一方,2003 年十勝沖地震の振幅や継続時間は,2018 年北海道胆振東部地震と比較して大振幅で継続時間が長い波形であるなど,両者は性質が大きく異なる地震動であったことがわかる。

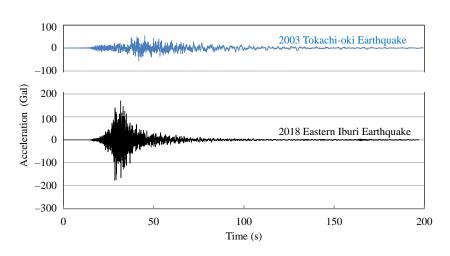


図-4.1 被災地に近い北広島市の HKD182 (K-NET 広島) で観測された地表面強震記録

両強震記録の加速度応答スペクトルを**図-4.2** に示す。2018年北海道胆振東部地震の地震動は周期1秒以下の帯域で、2003年十勝沖地震の地震動の概ね2倍以上の応答スペクトル値となっており、短周期帯域の強い地震動であったことがわかる。

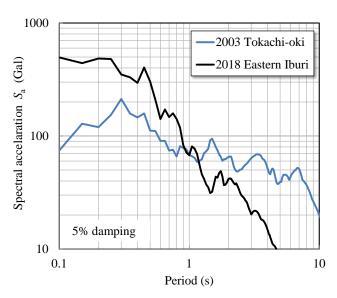


図-4.2 北広島市の HKD182 (K-NET 広島) で得られた加速度応答スペクトル

被災地を南西に向かって撮影した写真を図-4.3に、また、現地の詳細な地図を図-4.4に示す。 液状化した土砂の流出により著しい陥没が帯状に発生した範囲と地表面への土砂噴出箇所、水道 管損傷箇所と大量の水が流れた範囲や流下した土砂が堆積した範囲を写真に重ね合わせて示している。帯状の陥没範囲は、上流側から五角形(ホームベース型)の里塚中央ぽぷら公園までは緩 やかな勾配であり、さらに下流に向かって急に勾配が増す縦断面になっている。土砂が噴出した 箇所は、地表面勾配が増加し、地下水位が地表面直下まで相対的に浅くなっていた箇所に該当する。水道管損傷箇所の土砂は流動するまでには至っていない。流出した大量の水道水は道路面を流下し、土砂噴出箇所付近で流出土砂の流れと合流し、帯状の陥没域からの流出土砂を下流側の 広い範囲に運んだと推察される。なお、里塚中央ぽぷら公園の北西側に独立した陥没域があるが、ここは局所的な陥没であり、地表面の状況を見る限り下流側に向かって流出した痕跡は確認されなかった。暗渠河川の上に位置するこの陥没については、地下水面より深くに位置する暗渠河川に細粒分が吸い出されるなどして、地震発生前から空洞ができていた可能性も示唆されるが、今後現地で行われる復旧工事の中で周辺が掘削されると、その状況は明らかになる。

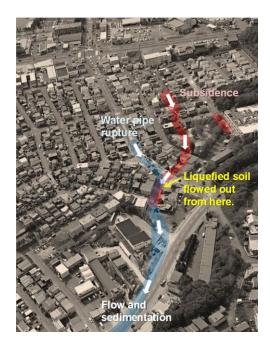


図-4.3 被災地を南西向きに撮影した航空写真

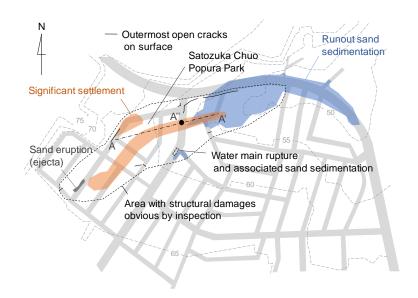


図-4.4 里塚一条の地図と確認された被害状況 (等高線を併記)

地盤工学会の調査チームによる里塚地区の被災状況調査は、以下のように複数回に分けて実施した。地盤工学会の調査チームとしての最初の現地調査は、地震が発生した2018年9月6日の夕方17:00からであり、初動調査として現地の被害状況の概略を把握した。翌9月7日の午前中には、前日の調査で概略を把握した被害状況を再確認するとともに、表層に堆積した土砂試料を採取した。本稿で使用している写真の大部分は、9月6日と9月7日の調査で撮影したものである。その後、9月12日には、朝日新聞社の協力により上空から被災地を俯瞰し、被害状況の全体像を把握した。10月25日と11月8日には、被災した住宅基礎周囲に発生した亀裂の状況を調査した。11月16日には、降雪前の被災地の状況を改めて調査した。11月22日には、里塚中央ポプラ公園

の一部を掘削し、盛土土砂を試料採取した。2019年1月9日には、宅地盛土の北側外縁部の地中に埋設されたボックスカルバートとなっている三里川暗渠河川の内部状況を調査した。その後も随時、復興に向けた工事状況の把握も含めて現地調査を実施した。

各地の沢埋め盛土では、過去にも地震による被害が多く発生しており、調査結果が報告されている。例えば、Sassa et al. ¹⁾や沖村ら ²⁾は、1995年の阪神淡路大震災(神戸地震)で崩壊した多くの盛土斜面は、原地盤と盛土との境界面に沿って発生した液状化によって引き起こされていたと報告している。また、Mori et al. ³⁾は、2011年の東日本大震災で崩壊した多くの盛土斜面は、風化してできたローム層や粘性土層の内部、あるいは、これらと非風化層との境界部でのすべりにより引き起こされたと報告している。これらの例は、いずれの斜面崩壊もいわゆるすべり崩壊であり、弱層から地盤表面までの部分が土塊として斜面下方に向かってすべり破壊を呈していた。一方、見かけ上はすべりではなく陥没が発生した札幌市里塚地区での今回の被災形態は、過去にあまり例を見ないものである。

4.2.2 サイトの特徴

(1) 札幌市清田区の地形と表層地質

清田区は札幌市東南部に位置し(図-4.5)、約3~4万年前の支笏火砕流(Spfl)堆積範囲の北限(図-4.6)に比較的近く、本節で記述する清田区里塚1条地区ではSpflが堆積した丘陵地から平地へと傾斜した地形が見られる(図-4.7)。図-4.6中には参考として支笏降下軽石(Spfa)の堆積範囲も示している。Spfl の噴出・堆積は、石狩川の流路を大きく変えるなど、道央地域の地質に非常に大きな影響を及ぼした。



図-4.5 札幌市清田区の位置

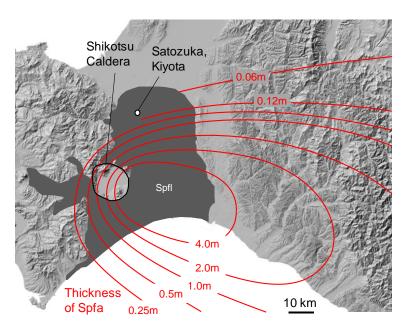


図-4.6 支笏火砕流(Spfl)と支笏降下軽石(Spfa)の堆積範囲(産業技術総合研究所地質調査総合センターウェブサイト https://www.gsj.jp/の情報を国土地理院地図に描画)

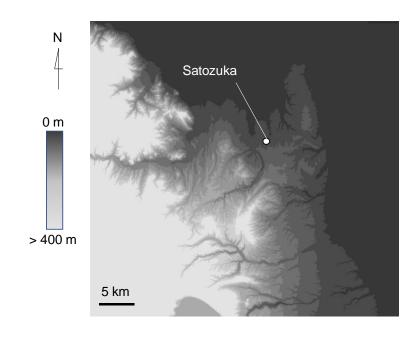


図-4.7 清田区里塚1条とその周辺の標高と地形(国土地理院ウェブサイトより作成)

火山灰質砂が堆積して生成した丘陵はその後の侵食により無数の小規模な谷地形を残すこととなり、これらのうちいくつかは札幌市の都市化により 1970 年代より盛土によって住宅地として開発されることとなった。このように盛土によって造成された住宅地は清田区に多く存在する。2003 年十勝沖地震の際には同区の清田 6条・7条および美しが丘 1条にて、盛土を含む火山灰質砂地盤が液状化し、家屋の沈下・傾斜など深刻な被害が見られた(4.2節・4.3節参照)。今回の地震に関する限り、これらの地域での被害は限定的であり、逆に 2003 年地震時には里塚 1条では深刻な

被害は見られなかった。このように比較的近傍に位置し、同様の地質条件や盛土材からなると考えられる地盤が、各地震で異なる挙動を示したことについては、地盤条件のわずかな相違や、地震動特性・局所地形の影響などが要因として考えられるが、現時点では有力な説明はなく継続調査が必要である。里塚 1 条では過去の主要な地震(1968 年・2003 年十勝沖地震)での主要な被害の報告はないが、造成後の経年的な地盤の変状が疑われる箇所が今回の調査時に見られた。これらは道路舗装上を谷地形横断方向に走るクラックや、家屋と付帯構造物間に生じたクラックなどであり(図-4.8)、Google Street View にて確認したところ、今回の地震以前より存在していたことが確認された。これらは過去の地震により発生したものを含む可能性は否定できないが、沢埋め盛土による造成地が長期的に沈下・変形していた可能性も示唆している。

札幌市による液状化ハザードマップでは、液状化リスクが高い地域は旧氾濫原・沖積平野である北区や東区など北東部に集中しているものの、清田区のこれら造成地のリスクも予見されていたことを付記する。





図-4.8 2018 年地震以前の地盤変状を示唆する形跡(a) 道路舗装上を谷地形横断方向に走るクラック(b) 家屋と付帯構造物間のクラック

(2) 里塚1条の土地利用の変遷

里塚 1 条における切土・盛土による地形変化を、国土地理院による 1970 年代と現在の標高データの差分をとることで推察した。 \mathbf{Z} -4. $\mathbf{9}$ (a) は 1970 年代以前の原地形を表しており、後に切土される層を黄色で示してある。これらの切土(標高の減少分)は部分的に、 \mathbf{Z} -4. $\mathbf{9}$ (c)にオレンジ色で示すように、沢埋めのための盛土材として用いられたと考えられる。後述の最も深刻な地盤被

害を受けた領域を重ねたものが図-4.9(d)であり、被害領域は沢埋め盛土と密接に関連していることがわかる。図-4.10 は盛土の存在する位置について、上記とは別の二つの情報源に基づきそれぞれスケッチしたものである。一つは札幌市の所有する記録によるものであり、もう一つは北海道土質コンサルタントが出版する「沢埋め造成盛土分布図」がによるものである。後者は、札幌市の記録の他、空中写真、地上踏査や標高データを総合して作成されたものであり、一部の情報は上記の元データと重複していると考えられる。図-4.10には三つの盛土分布推定図を重ねており、盛土分布位置にはある程度の不確定性があることがわかる。しかし、図-4.9(d)に示した沈下帯の位置においては、いずれの分布推定図も一致して盛土の存在を示している。標高変化に基づくと、盛土の厚さは最大で約10mに達すると推定される。通常、盛土には近傍の切土から発生した土砂を流用することが多いため、里塚1条での盛土はその周辺の原地盤を構成する火山灰質砂(支笏火砕流 Spfl)と同じ土質からなっており、後述のとおり、粒径などの物理特性は原地盤とほぼ同様である。

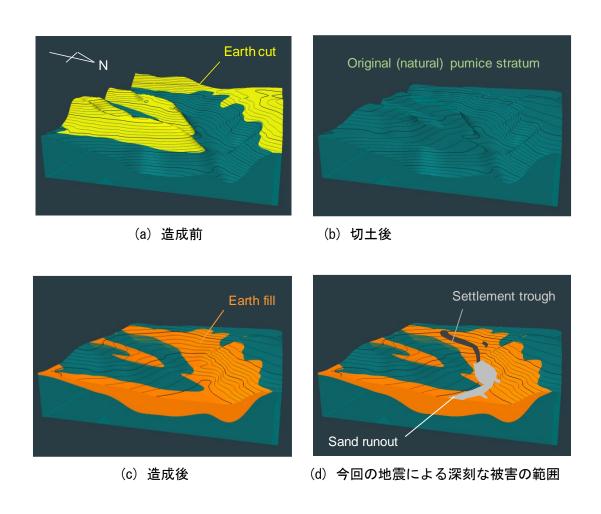


図-4.9 里塚 1 条における地形変化の推定(描画ソフトウェアとデータは株式会社ジーエスアイ 豊田守氏の提供による): 鉛直方向のスケールは水平方向の 3 倍に誇張、また(b)と(c)は必ずし も逐次的ではない

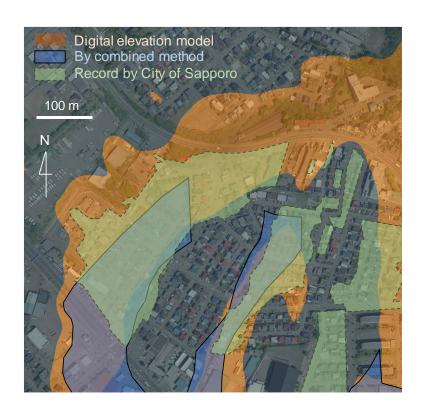
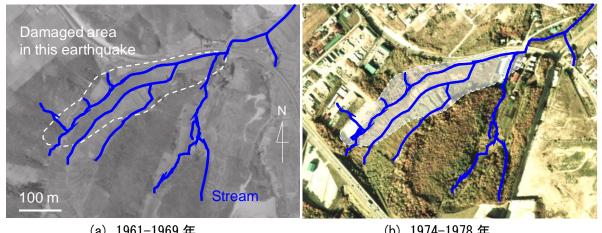


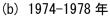
図-4.10 里塚 1 条における盛土分布の推定:標高差分、統合的手法(北海道土質コンサルタント「沢埋め造成盛土分布図」4)より)、札幌市の記録の三つの情報源より

里塚 1 条における土地利用は図-4.11 に示す国土地理院の空中写真に記録されている。1970 年代以降、盛土により宅地造成された沢部は、かつては主に水田として利用されていた。いくつかの小川が存在したが、これらは盛土により覆われ、暗渠や排水パイプにより地下水路として置き換えられている(図-4.11(c))。排水パイプは、沢筋に沿って敷設された三里川カルバートに接続され、造成盛土中の水位上昇を抑制するための排水路として機能を期待された。

今回の地震による里塚 1 条での被害は地盤液状化が主要な要因であることは確実であり、液状化の発生要件として地下水位置は非常に重要である。札幌市は地震の直後より同地域で 37 本のボーリング調査を行った。これらのボーリング調査は同日に行われたわけではないものの、ボーリング孔にて確認された地下水位置を用いて地下水位コンターを描画したものが図-4.12 である。後述のように、沈下帯中心では約 3mの地表沈下が確認されたため、原谷地形に沿って地下水位が見かけ上やや浅くなっているのは、地下水位の低さよりも地表面の低下を示していると解釈できる。これを考慮してコンター図をながめると、同地域での地下水深度は約 3-4m である。調査団は民間の住宅建築会社が所有する、同地域での地震前(2012~2016 年)に開削された 4 本のボーリング孔の記録を閲覧したが(個人宅の情報を含むものもあり、本報告では提示していない)、これらにおいてもやはり 3~4m の地下水深度が確認できた。



(a) 1961-1969 年





(c) 1984-1987 年

図-4.11 里塚1条の空中写真(国土地理院ウェブサイトより: http://www.gsi.go.jp/): 暗渠や 排水パイプの位置は札幌市資料による

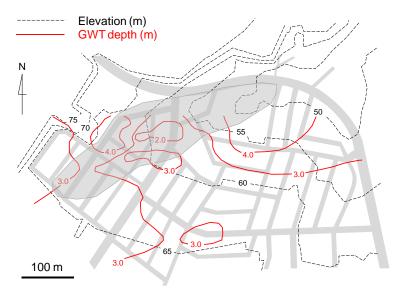


図-4.12 里塚1条における地表標高コンターと地下水位(推定)コンター(地表標高データは国 土地理院ウェブサイトより http://www.gsi.go.jp/、地下水位は札幌市ボーリング資料による)

4.2.3 地盤変形と被害

被害の全容は地震発生直後の 2018 年 9 月 6 日・7 日の二日間の調査にて概ね明らかになった。 里塚 1 条での地盤変形・流動は、谷地形の上流側での局所的な地盤沈下と、下流側での砂の流出・ 堆積の二つが主要なものであった。これらそれぞれの範囲は、地上踏査により図-4.4 に示した通 りである。地盤変形の形態は以下に記すように、液状化の発生と液状化砂の流動を示していた。 しかし、地盤変形の詳細な過程を把握するにあたり、以下の点が問題となった。一つは、地震の 本震が午前 3:07 という未明の時間に起こっているため目視確認情報が極めて少ないことであり、 もう一つは、上流側地盤沈下帯と下流側土砂堆積帯の境界あたり(図-4.4 参照)に埋設されてい た水道管が破断したことにより、多量の水が地表を流下し、液状化流動経路との判別を困難にし たことである。9月6日の地震発生日の水道管復旧作業の様子を図-4.13 に示す。しかし、地表の 痕跡や堆積土砂の量・位置などを詳細に観察した結果、水道管からの溢水が下流地表面を侵食し たことが土砂堆積の主要な過程ではなく、液状化地盤が流出・流動し、下流側に堆積したと考え るのが妥当との結論に至った。ただし、ごく地表の砂は、一部は水道管からの溢水により運搬さ れた可能性もある。



図-4.13 地震直後の水道管復旧作業の様子

(1) 地盤沈下と家屋被害

主要な沈下帯周辺の地盤沈下量の分布を図-4.14 に示す。地表面標高は地震後に札幌市が行った航空レーザー測量に基づいており、地震前データとの差分として地盤沈下量を示している。里塚1条は居住地域であり、被害を受けたほぼ全ての上部構造物は住居用家屋(戸建てや小規模集合住宅)であった。構造的被害を受けた家屋は沈下帯付近に集中していた。沈下帯にかかっていた家屋は重度の不同沈下や、構造材の破損など甚大な損傷を被っていた。二つの被害例を図-4.15に示す(それぞれの平面位置と視線方向を図-4.15(a)に示す)。図-4.15(b)(c)は沈下帯上に位置していた家屋の様子を示しており、この写真の位置において沈下帯中心線に沿って最大約1.8mの地盤沈下が見られた。図-4.15(d)は谷地形に沿ってもう1列下流側に位置する家屋を示しているが、上の例とは異なり、右に示す家屋は杭基礎を有していたため、他の家屋ほどの傾斜は免れて

いる。図-4.15(e)は里塚 1 条の地域の中で最も大きな傾斜を示した家屋である。私有地のため、直接計測はできなかったものの、写真から推定される傾斜角度はおよそ 15°であった。この地点での最大地盤沈下量は約 3m であり、家屋の前に見られる水溜まりは地下水位の表れである可能性がある。この家屋から里塚中央ぽぷら公園にかけては地盤沈下量が地域で最大となった地点である (図-4.14 の青色に相当する箇所)。図-4.15(f)に、同公園境界を沈下帯に対して横断方向に走るフェンスを示すが、中央箇所で非常に大きな沈下が明らかである。

場所によっては、沈下帯の境界が非常に明確であった。図-4.15(g)に示す箇所では、沈下帯境界に相当する地表の不連続面が写真中央の車庫から、写真左手の家屋の隅へと走っている。家屋の住人によれば、本震直後は問題なく車を車庫から出すことができ、しばらくしてから段差が大きくなったとのことである。

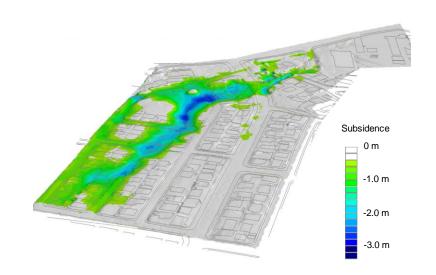
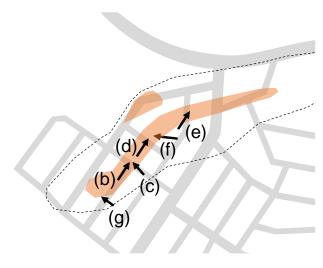


図-4.14 地震後の里塚1条(主要な沈下帯周辺)の地盤沈下(航空レーザー測量による:札幌市 提供)



(a) 写真位置と視線







図-4.15 里塚1条における地盤変形と構造物被害の様子

顕著な地盤沈下と下流側への大量の土砂流出から、沢埋め盛土として用いられた火山灰質砂の液状化が推察される。しかし、既往の典型的な事例と比較すると、マンホールの浮き上がりや噴砂といった液状化を直接的に示す痕跡は非常に限られていた。例えば、Ishihara et al.5)や Cubrinovski et al.6によれば、埋立島(それぞれ神戸ポートアイランド、ニュージーランド・ウェリントンの Center Port)において、岸壁に向って 100m 以上の範囲にわたって側方流動が起こり、流動の直交方向に多数の地表クラックを確認している。このように液状化地盤は非常に緩い傾斜に沿っても大規模な流動を起こすことが知られている。濱田らつは、1964年新潟地震や 1983年日本海中部地震の際に、6%(3.49)程度の傾斜地に沿って 5m にもおよぶ流動を確認している。このように、地表のクラックや、谷地形に沿った地表の明確な流動は里塚 1 条では確認できなかった。

液状化発生の決定的な証拠となる噴砂痕は、通常は噴砂孔周辺にマウンド状に残る細砂の堆積により発見される。この形態の噴砂は里塚 1 条には一つも発見されず、唯一の噴砂は、谷地形の最上流部(図-4.4 参照)にて見られた小規模なもののみであった。ここでは、図-4.16 に示すように、アスファルト舗装に生じたクラックから少量の細砂が流出し、薄く(数 cm 程度)堆積していた。この最上流箇所と、前述の大規模土砂流出箇所(沈下帯最下端)を除いては、過剰間隙水圧が開放された形跡は見られなかった。Ishihara 8)が提案したチャート(図-4.17)によると、液状化の形跡が地表に現れるためには、地表の非液状化層の厚さ H_1 が、液状化層の厚さ H_2 に対して相対的に小さい必要がある。里塚 1 条について、地下水位に基づき H_1 =3~4 m、 H_1 + H_2 =10m(盛土層の最大深度)としたものを図-4.17 に加筆した。近傍の K-NET(HKD182)による地表最大加速度が 205.8 Gal であったことを考慮すると、地表に明確な液状化の痕跡が現れなかったことと整合する。このサイトでは、液状化し、その結果被圧された層は谷地形下流側に開放口を見つけ、そこから下流側への土砂流出につながったと考えらえる。つまり、このサイトでは、比較的大きな H_1 / H_2 の値と下流側への土砂損失の結果として、上流側では大規模な地表の側方流動や噴砂を伴わずに沈下のみ卓越したと推察される。



(a) 谷地形横断方向のクラック

(b) 谷地形縦断方向のクラック (敷地境界)

図-4.16 道路面上に現れた限定的な噴砂痕

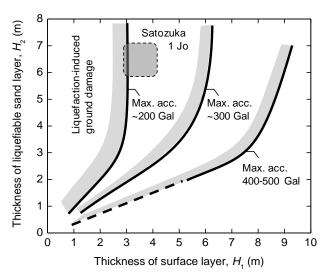
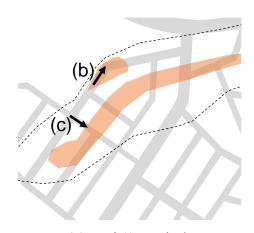


図-4.17 里塚 1 条における表層の非液状化層厚 H₁と液状化層厚 H₂の比較: Ishihara ⁸⁾のチャートとの比較

図-4.18 は沈下した地盤上に突出したマンホールの例である。図-4.18 (b) のように顕著に突出したのはこの 1 箇所のみであり、その他は図-4.18 (c) に見られる程度のものであった。過去の液状化事例では、液状化層中にはたらく浮力によるマンホールの浮き上がりが報告されているが (たとえば Koseki et al.9) や Towhata¹⁰⁾、里塚 1 条においてはマンホール上端と近傍の不動点と思われる箇所との比高に変化は認められず、突出は浮き上がりによるものではなく、マンホール周囲の地盤沈下が卓越した結果と考えられる。後述のように、これらのマンホールが接続している暗渠カルバートの内部を目視した結果、カルバートの水準変化や、カルバートからのマンホールの分断などは認められなかった。



(a) 写真位置と視点

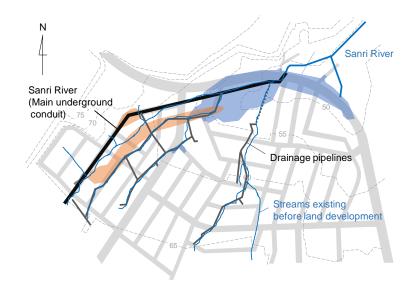


図-4.18 マンホールの突出(地盤沈下の結果と推測される)

(2) 暗渠と排水パイプの状態

主要な地盤沈下帯とは個別に、里塚中央ぽぷら公園の東北隅にごく局所的な沈下箇所が見られたが(図-4.4 参照)、この沈下箇所は、噴砂・土砂流出や、周囲の隆起といった、土砂損失を埋め合わせる現象が見られた箇所と直接つながっていなかった。そのため、土砂の暗渠への流出により、地震前に地下空洞が生じていた可能性が疑われた。これを確認するため、本震から 2 か月後に暗渠の踏査を行った。

図-4.11 に示した地下水路網(暗渠・排水パイプ)を、図-4.19(a)に再描画し、被害領域と重ねた。暗渠管はコンクリートカルバートであり、クラックや不陸など地震による被害は認められなかった。流出した液状化砂の一部は、この暗渠の下流端付近で三里川へと流入し、カルバート内壁に泥水面の痕跡を残した(図-4.19(b))。排水パイプは直径 200mm の有孔管であり、土地造成前の水路に沿って埋設され、カルバートにその中央高さ付近で接続されていた。これらの排水パイプのうちいくらかは内側に泥土が認められた(図-4.19(c))。排水パイプは地下水面以下およそ 5m の内に水平に敷設されていたが、目視時の排水パイプからカルバートへの流出量は非常に少なく、内部の閉塞が疑われた。



(a) 地下水路の平面図 (図-4.11 の再描画)



(b) 暗渠管(カルバート) 内壁の流出土痕跡

(c) 排水パイプ・カルバート接続部の泥土

図-4.19 里塚1条の地下水路網の様子

(3) 谷地形下流側の土砂堆積

2018年9月6日(地震発生当日)の午後に調査団が現場に到着したときには、傾斜地である里塚 1 条の中腹以下には、湿潤状態の砂が広範囲にわたって堆積していた。この堆積エリアの最上端(流出部上端に形成された崖錐を図-4.20(b)に示す)付近では、地盤が深く侵食され、最大深さ約 1m の流動経路を形成していた(図-4.20(c))。推測されるシナリオとしては、液状化による地盤流動と揚圧によりこの位置で土砂が流出し、路面舗装が破壊され土砂とともに下流側へ運搬されたと考えられる。また、破断した水道管からの溢水が、この流動経路に流れ込み、侵食を助長したことも考えられる。この流動経路下方には図-4.20(d)と(e)に示すように、0.3~1m 程度の深度で砂が堆積していた。堆積砂中に部分的に埋没した自動車のいくつかは、液状化砂中に浮き上がっており、自動車を参照として推定するよりも実際の堆積深度が大きい箇所が認められた。

地表の激しい侵食により、液状化砂が流出した位置の正確な同定は困難であったが、上記の流動経路内のいずれかの位置にて起こったものと考えられる。図-4.20(f)は、流動経路のすぐ脇に発見された痕跡であり、舗装が大きく持ち上げられ、砂の大規模流出の寸前まで揚圧がかかった

ことがうかがえる。

谷地形の下流まで運搬された液状化砂の経路は、場所によっては明確に見ることができた。図-4.20(g)のように堆積層表面に流痕が認められたほか、流路中の家屋を回りこむ形で運搬された形跡も見られ(図-4.20(h))、流動土砂は完全に泥水状になっていたことがわかる。土砂運搬の限界点は、傾斜が完全になくなる地点であった。図-4.21 は土砂堆積が起こった範囲にわたり谷地形の長手方向断面であり、図-4.4のAA'ラインに相当する。堆積範囲の上流端は、地表傾斜の変化点に相当していることがわかる。A"付近に見られる標高の不規則点は、数戸の家屋のための盛土であり、この場所付近で起こった土砂流出は、円弧すべりのような形態の地盤不安定化が起因となった可能性もある。

札幌市の推定によると、里塚 1 条内に堆積した土砂の体積は、土砂除去のためのダンプトラック 1 台あたりの運搬容積と運搬回数より、約 5,000 m³ であった。谷地形上流側の沈下帯に対して推定される体積損失は約 10,000m³ であり、非常に大きな誤差を含む推定とはいえ、大きく下回っている。この差分の一部は、三里川に流入した土砂(最大で 4km 下流まで流出していたと札幌市により報告されている)およそ 2000~3000m³ である。残りの 2,000~3,000 m³ は流出による体積損失ではなく、液状化後の再圧密による体積減少により説明が可能である。例として、液状化後の圧密の結果、間隙比が 1.8 から 1.6 に減少した場合、体積圧縮ひずみは 7%となり(後述のように、室内試験による検討より、これは現実的な値の範囲内と考えられる)、液状化層が 5m であれば、0.35m の沈下となる。仮に沈下量が 0.25m であったとしても、上記の残り 2,000 m³ は 8,000m² の面積に相当し、これは図-4.14 に示した沈下範囲とおおむね整合する。流出の後、再堆積した砂は緩い状態であるため、通常の砂質材料であれば原地盤より体積を増す可能性があるが、里塚 1 条での火山灰質砂に関する限り、水中落下による堆積は、不飽和状態での締固めよりも密な状態につながる可能性がある。これについては後の節で詳細に議論するが、上記の理由により、ここでの概算では再堆積した砂の体積増加は考慮しなかった。

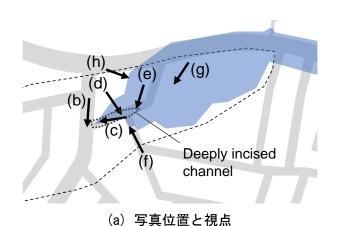










図-4.20 土砂流出と体積による被害の様子

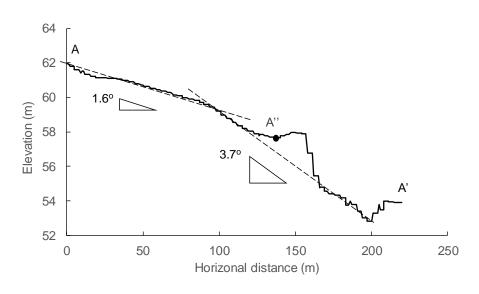


図-4.21 被害エリア軸に沿っての標高(図-4.4中の AA'ライン)

同様の土砂流出が見られた事例として、2003年十勝沖地震の際に端野町(現北見市)で起こった土砂流出が挙げられる(地盤工学会 ¹¹⁾)。同サイトは里塚 1 条と同様、谷地形に沿った水田を火山灰質砂で埋め、畑地としたものであり、造成方法とともに、火山灰質砂の粒度なども里塚 1 条で見られたものに近い。原谷地形の上流側で顕著な局所的沈下が起こり、中腹より砂が流出して下流側に堆積した様子を図-4.22に示す。上流側の沈下帯は長さ 200m、幅 50m ほどであり、最大沈下量は 3.4m 程度であった。沈下帯下端から流出した液状化砂はおよそ 500m の距離にわたり

運搬された。里塚1条と端野町サイトとのより詳細な比較は山下ら ¹²に記されている。山下らによると、端野町サイトでの傾斜は約 1.6°であり、里塚1条での傾斜に比較的近い。今回の被害と上記の事例は、液状化した火山灰質砂は特に流動性が高いことを示しているといえる。これには、比較的小さな飽和単位体積重量、低い塑性(低い液状化強度を意味する)や低い透水性(過剰間隙水圧消散の遅れ)が関与していると考えられる。



図-4.22 2003 年十勝沖地震における端野町での火山灰質砂盛土の液状化と変形・流動(地盤工学会 ¹¹⁾)

4.2.4 盛土土質の特徴と地盤変状メカニズムの推定

震災から約2.5ヶ月経った11月22日、ぽぷら中央公園においてバックホーを用いて3mほど土砂を掘削し、造成地の盛土材料を採取した。土砂の採取状況を図-4.23に示す。写真左上の掘削面には、水分を含んだ細粒分が多くつややかな削り面が現れている。一方、細粒分が多くても火山灰質砂の粘性や粘着力は極めて小さいため、写真右側にはテンションクラックが発生している。掘削深度は地下水面に達しており、底面の土砂は液状化した状態になっている。しかし、作業中に表面に水がしみ出てくる程ではなく、かろうじて液状化した状態になっていた。盛土材料の採取は、地下水面より上部の不飽和帯と、地下水面より下の飽和帯からに分けて実施した。写真は地下水面より下の飽和帯からの土砂採取状況である。



図-4.23 掘削ピットからの盛土材料 (火山灰質砂)の採取状況

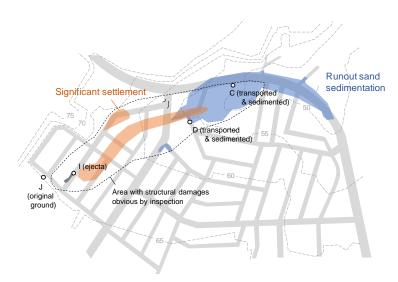


図-4.24 土砂の採取位置

液状化により流出した土砂ならびに現地から掘削した土砂の採取位置を図-4.24に示す。採取位置Pは、上述したように、ぽぷら中央公園にてバックホーで掘削して土砂を採取した地点である。 採取位置CとDは流出した土砂の堆積物を採取した地点である。また、採取位置Jは造成地の上端部の法面から土砂を採取した地点、採取位置Iは道路脇に見られた液状化による噴砂痕の土砂を採取した地点である。

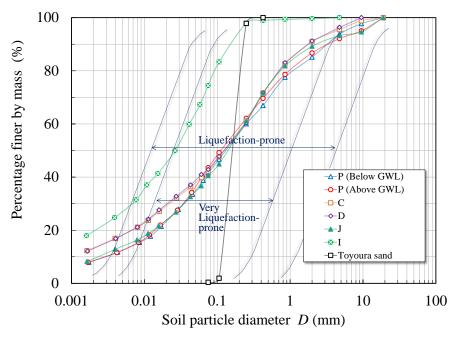


図-4.25 粒径加積曲線と日本港湾協会 13 による液状化しやすい範囲

採取した盛土材料や流出土砂の粒径加積曲線を図-4.25に示す。ぽぷら中央公園Pや最上部Jから採取した盛土材料は,ほぼ同様の粒径加積曲線を示しており,0.075mm未満の細粒分は約40%で,そのうち粘土分は0.005mm未満が約12%,0.002mm未満が約8%,また,0.075mm以上の粗粒分は約60%で,そのうち礫分は約12%である。ぽぷら中央公園の試料については,地下水位より上の不飽和帯と地下水位より下の飽和帯からそれぞれ採取して粒径加積曲線を得たが,両者ともにほぼ同様の粒径分布が得られた。流出した土砂CとDでも,細粒分は約40%と変化はないが,粘土分は0.005mm未満が約18%,0.002mm未満が約13%まで増加していたが,これは分級によるものであると思われる。一方,土砂流出による陥没域から少し離れた場所で採取した液状化による噴砂Iについては,最大粒径が0.25mm程度と小さく,細粒分が75%も含まれていた。小規模な噴砂として地表に現れた土砂には流出しやすい細粒分が多く含まれ,盛土材料本来の粒径分布ではないことが示唆される。

同図には、地盤工学の世界で液状化の実験に多用されてきた豊浦砂の粒径分布も参考として示しているが、ほぼ単一粒径で、港湾の技術基準¹³に示された液状化しやすい粒径分布の範囲に合致し、液状化しやすい材料であるといえる。一方、里塚地区の盛土材料は、細粒分が多く含まれ、港湾の技術基準に示された液状化しやすい粒径分布の範囲よりも粒径幅が広いが、大部分は液状化しやすい範囲に入っている。また、港湾の技術基準で想定されている細粒分には塑性のある粘土粒子(主に海成粘土)が含まれていると考えられるが、里塚の火山灰質砂に含まれる細粒分には塑性がないために、液状化しやすい範囲はさらに広い可能性がある。実際に今回の地震により広範囲で液状化が発生していることから考えても、粒度だけから液状化し易さを判断することは危険であることが示唆される。

里塚中央ぽぷら公園Pの地下水位より上部の不飽和帯から採取した試料について、プロクターの標準エネルギーで突き固める標準締固め試験を実施した。いくつかの含水比に調整した試料に対

して、 $1000 \mathrm{cm}^3$ の円筒容器に3層に分けて詰め、 $2.5 \mathrm{kg}$ のランマーを高さ $30 \mathrm{cm}$ からそれぞれ $25 \mathrm{pr}$ 落下させる一般的な突固めによる締固め試験である。試験は粒子破砕の影響を懸念して非繰り返し法で実施したが、締固め試験後の試料の粒径加積曲線は締固め試験前とほぼ同じ粒径分布であることを確認しており、著しい粒子破砕の影響は見られなかった。締固め試験から、最適含水比 w_{opt} は42.6%,最大乾燥密度 ρ_{dmax} は $1.094 \mathrm{Mg/m}^3$ が得られた。最適含水比よりも締固め含水比が低い乾燥側では、含水比の低下に対して乾燥密度の低下は小さい傾向にある。最小・最大密度試験(JISA 1224)により、最大間隙比 e_{max} と最小間隙比 e_{min} を得た。これらの試験から得られた物理特性を土粒子密度 ρ_{s} とともに表-4.1にまとめた。

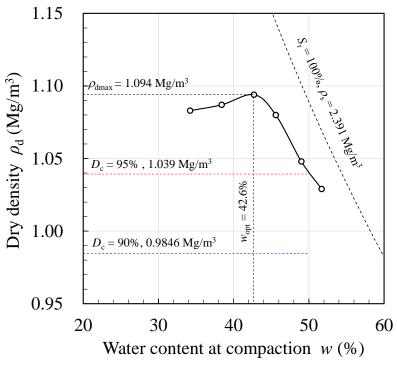


図-4.26 盛土材料(火山灰質砂)の締固め曲線

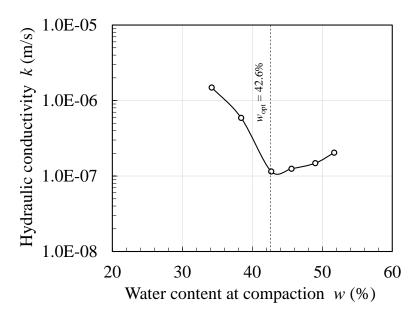


図-4.27 締固め曲線上の試料の透水係数と締固め含水比との関係

衣 T. I 人口人员的心物在特任	
土粒子密度ρ _s (Mg/m³)	2.391
最大乾燥密度 $ ho_{dmax}$ (Mg/m³)	1.094
最大間隙比e _{max}	2.192
最小間隙比emin	1.275

表-4.1 火山灰質砂の物理特性

締固め試験実施後,試料を飽和状態にして透水試験を実施した結果を図-4.27に示す。最適含水比42.7%での飽和透水係数は最小値1.15×10⁻⁷m/sであり、それよりも湿潤側の締固め条件では締固め含水比の上昇とともに透水係数は緩やかに増加、乾燥側の締固め条件では含水比の低下とともに透水係数は急激に増加した。締固め含水比34.2%における透水係数1.49×10⁻⁶m/sは、最適含水比での透水係数に比べて約13倍になっている。このことは、締固め条件が最適含水比よりやや乾燥側では団粒を作りやすく、含水比の低下とともに透水係数が著しく増加するというWatabe et al.¹⁴⁾の報告と整合するものである。

里塚中央ぽぷら公園で地下水位より上の不飽和帯で採取された試料の自然含水比は、44.5%~48.4%(平均で47.2%)であった。これらの含水比が締固め時にも同じであったと仮定すると、締固め試験の最適含水比42.6%よりも湿潤側であるが、プロクターの標準締固めエネルギーにより締固め度90%以上を達成できる。後述するように、ある一定量以上の細粒分を有する土が締固め度90%まで締め固められていれば、一般に液状化に対して高い抵抗を示す。当該火山灰質砂において見られるこの傾向については後述する。

土木研究所寒地土木研究所は、2018年11月に里塚中央ぽぷら公園において、固定ピストン式シンウォールサンプラーを使って乱れの少ない試料の採取を実施し、地下水位よりも上部(不飽和

帯)で乾燥密度0.859Mg/m³、地下水位よりも下部(飽和帯)で乾燥密度0.967Mg/m³を得た。これらの値はそれぞれ、間隙比で1.703と1.407、相対密度で40.7%と63.3%、締固め度で78.5%と88.7%に相当する。地下水位以下の土は、液状化後の排水により著しく圧縮したと考えられるため、地下水位より上部の土の方が地震前の現地の土の状態を代表していると考えるべきである。

繰返し非排水三軸試験用の供試体は、P地点で地下水位より約0.5m上部において得られた自然含水比に相当する47.2%に調整した試料を締固め度70~75%になるように準備した。この状態は、相対密度Drにして約20%に相当する。この値は、現地で採取した乱れの少ない試料の相対密度よりもかなり小さいが、非排水繰返し載荷の前に実施する飽和・圧密過程により相対密度は約40%まで、すなわち、原位置で地下水位よりも上部の土試料で得られた相対密度40.7%に近い値まで上昇した。最適含水比42.6%に対して締固め時の含水比が47.2%とやや大きめ(湿潤側)であることは、日本のような湿潤な環境下においては、盛土施工前に含水比を減少させることが困難であるという事実と整合している。締固め時の含水比47.2%、相対密度20%、締固め度72.4%に準備された供試体の一例を図-4.28に示す。細粒分がいくつもの団粒を作り、マクロポアと称される団粒間の大きな間隙の連なり(インターポアネットワーク)が形成されていることを確認できる。この供試体の飽和度は約58%で、含水比47.2%のところで見ると、標準締固め曲線よりもかなり下方に位置しているが、コンクリート床版を基礎とする2階建て木造建築物程度であれば、これを支持するのに十分なせん断強度を有している。

締固めた土試料の微視構造をX線CTにより観察した。最大粒径5mmとなるようにふるいを通した後、含水比を43.1%に調整した火山灰質砂の盛土材料を使って、(a) 締固め度103%(相対密度107.3%に相当)、(b) 締固め度76.5%(相対密度23.8%に相当)となるように、直径約35mm、高さ80mmの円筒供試体をそれぞれ作製した。供試体中心部を通る鉛直断面におけるCT画像の代表例を図-4.29に示す。図-4.29(a)では、土粒子が密詰めになっていて、微細な間隙が散らばっているが、図-4.29(b)では、土粒子が団粒を形成し、インターポアネットワークを発達させて緩詰め状態になっている。

マクロポロシティと称される土骨格の構造が細粒分による団粒によって形成される。里塚地区における盛土材を構成する土粒子の顕微鏡写真を図-4.30(a)に示す。土粒子は主に、大きなガラス質の板状の砂粒子と、無数の微細な粒子で構成されている。これらの微細な粒子が水分を含むと団粒を形成し、また、団粒が持つ高いアンギュラリティ(とげとげしい表面)により全体としては緩詰め状態の土になりやすい。比較のため、豊浦砂の顕微鏡写真を図-4.30(b)に示す。図-4.30(b)の右下に示した破線で囲まれた領域の大きさが、図-4.30(a)の全体の寸法を表している。豊浦砂は、主に石英などの丸みを帯びた粒子で構成されており、均質な粒径(ほぼ単一粒径)を有し細粒分を含まない。



図-4.28 締固め時の含水比w=47.2%で、相対密度 D_c =20.0%、締固め度 D_c =72.4%となるように作製した供試体の例

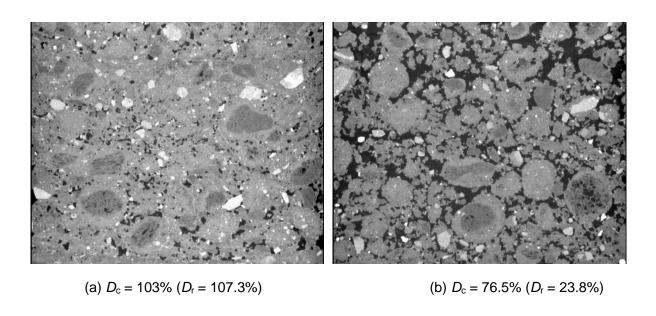
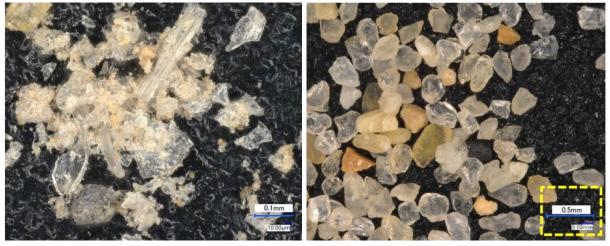


図-4.29 盛土材料を締固めて作製した供試体に対してX線CT撮影した鉛直断面画像の代表例(画像の幅は約25mm:熊本大学の椋木准教授・佐藤技術専門職員の協力により撮影)



(a) 里塚の盛土材 (火山灰質砂)

(b) 豊浦砂

図-4.30 火山灰質砂の顕微鏡写真と豊浦砂との比較

圧密試験器を用いて段階的に載荷することによって、試料の圧縮性を調べた結果を図-4.31に示す。礫分を含む試料であることから、供試体寸法は、直径150mm、高さ50mmとした。気中で準備した供試体は、上述の含水比49.0%、相対密度 D_r =20.0%、締固め度 D_c =72.4%の条件で作製しており、乾燥密度 ρ_d は0.789Mg/m³であった。被災地で液状化した地下水面付近の深度を想定した土被り圧に相当する30kN/m²まで気中で載荷したところで、地下水位の上昇を想定して供試体を水浸させた後、さらに大きな圧力を載荷した。水浸前の供試体は、30kN/m²まで載荷してもほとんど圧縮しないが、水浸によって乾燥密度が0.05Mg/m³ほど増加した。これは間隙比eで表現すると2.03から1.85まで圧縮したことになり、約5.9%の沈下が生じたことになる。上述したように、液状化が発生した範囲を取り囲むように、震災前から路面にクラックが発生していたことが確認されているが(図-4.4,図-4.8を参照)、ここで示した水浸による沈下の発生は、現地において、宅地造成から震災前までの約40年の間に、地下水が上昇したことを示唆するものであるといえる。

これと比較するために、水中で準備した供試体に対する圧密試験も実施した。水を張った容器内に試料を投入して供試体を準備したが、不飽和による粘着力が無く、団粒を形成しないことから、緩く詰めた状態の供試体であっても乾燥密度 ρ_d は $0.859Mg/m^3$ と比較的高い値になった。さらに、載荷とともに著しい沈下が発生し、載荷圧力 $30kN/m^2$ で乾燥密度 ρ_d は $0.98Mg/m^3$ (間隙比eは1.44)になった。これは、気中で準備した供試体を水浸後に $480kN/m^2$ まで圧密したときの乾燥密度に相当する値である。このように、当初から水浸していた場合、密な骨格構造となり、有効土被り圧 $30kN/m^2$ で締固め度90%に相当する密度になることがわかる。

上述の試験結果から、気中での締固めが不十分であった場合、当初から水中で準備した場合に 比べて極めて低密度(高間隙比)の状態になり、水浸によって密度が若干上昇(間隙比が若干低 下)するものの、水浸後にも密度が低い(間隙比が高い)状態が保たれていることがわかる。後 述するように、この状態は極めて液状化しやすく、被災地で広域にわたり液状化が発生したこと を説明し得る試験結果である。

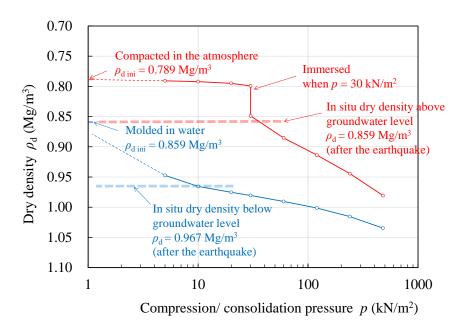


図-4.31 異なる作製方法で準備した盛土材料供試体の乾燥密度と鉛直圧密圧力との関係

気中で締め固めて準備した供試体と、水中で準備した供試体の水分特性曲線を図-4.32に示す。 気中で締め固めた供試体は、相対密度20%に相当する乾燥密度0.796Mg/m3で準備したもので、締 め固め時の飽和度は約47%であったが、水分特性試験の準備段階で毛管飽和させた状態では、飽 和度が約77%になっていた。一方、水中で準備した供試体は、乾燥密度0.880Mg/m3であった。気 中で準備した供試体は団粒間のマクロポアの存在により1kPa以下でも飽和度が低下し始めている が、水中で準備した供試体は団粒が形成されずマクロポアが存在しないため、空気侵入値は約6kPa とやや大きな値である。同図には豊浦砂(相対密度約50%)の試験結果も合わせて示している。 豊浦砂の試験は2つ実施しており、両者とも空中落下法で試料を目標の密度に調整した後、一方は 毛管飽和させ、もう一方は水中飽和させている。豊浦砂は細粒分が含まれず団粒を形成しないた め、また、粒径が大きく均等であるため、飽和度の低下(水中飽和試料では空気侵入値AEV)は 約3kPaで始まり、気中で準備した里塚の盛土材料の飽和度が低下し始めるサクション値と、水中 で準備した里塚の盛土材料の空気侵入値との中間的な値になった。いずれの試験でも、サクショ ンの増加とサクションの減少の両方向の試験を実施しており、試験結果にはヒステリシスが見ら れるが、豊浦砂に比べ里塚の盛土材料の方が顕著に表れた。これは、盛土材料の方が粒径幅が広 く、かつ、ミクロポアとマクロポアからなる複雑な骨格構造を有しているためであると考えられ る。

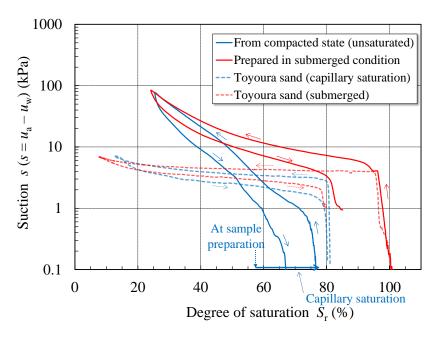


図-4.32 盛土材料と豊浦砂の水分特性曲線(ua:空気圧、uw:間隙水圧)

気中で準備した供試体に対して繰返し非排水三軸試験を実施した。試料はいずれも相対密度が約20%になるように準備し、二重負圧法により飽和させ、セル圧100kN/m²の下でのB値が0.98以上であることを確認した。背圧100kN/m²の下で等方圧密有効応力30kN/m²で圧密した後、非排水繰返し載荷を実施した。繰返し応力振幅比 $\sigma_d/2\sigma'_0$ は0.065、0.080、および0.109と設定した。等方圧密有効応力30kN/m²は、現地で液状化した地下水面付近の飽和帯の有効土被り圧 σ'_v 0に相当する応力である。締固め時には約20%であった相対密度は、試料の飽和過程において圧縮して相対密度約40%まで増加した。これらの試験結果を図-4.33~図-4.35にそれぞれ示す。試験結果は、(a)繰返し載荷応力増分、(b)軸ひずみ、(c)過剰間隙水圧比と繰返し載荷回数との関係として図示した。繰返し応力振幅比が0.065と極めて小さいケース(図-4.33)では、繰返し載荷回数が61回を越えてようやく液状化に至った。繰返し応力振幅比が0.080のケース(図-4.34)では、繰返し載荷回数が28回を越えて液状化に至り、繰返し応力振幅比が0.109のケース(図-4.35)では、繰返し載荷回数がわずか8回で液状化に至った。

北海道地方の火山灰質砂の液状化抵抗特性については、多くの既往の研究成果が報告されている(例えばMiura et al.¹5)、Matsumura and Tatsuoka¹6).Miura et al.は、原位置と同程度にまで密な状態に再構成した火山灰質砂の液状化抵抗は、比較的密な豊浦砂(D_r =80%)の液状化抵抗よりも高いことを指摘した。彼らが対象とした火山灰質砂の細粒分含有率は0.2~1.6%で、本報告で対象としている里塚地区の盛土材料(火山灰質砂)の細粒分含有率(40%前後)に比べて非常に低い値であった。Matsumura and Tatsuokaは、多様な締固め条件、特に乾燥側、湿潤側、高密度側の締固め条件(すなわち、標準締固め曲線よりも上側に位置する点)に着目して、様々な細粒分含有率の火山灰質砂の液状化抵抗を調べた。彼らは、細粒分含有率が増加すれば、液状化抵抗は増加することを結論づけた。

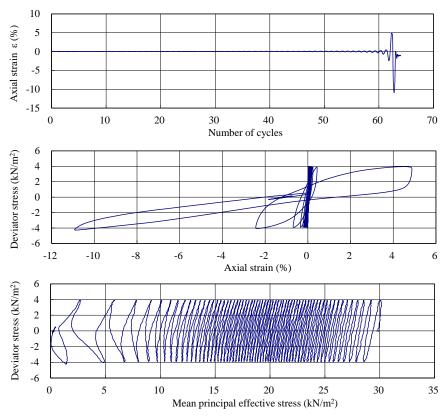


図-4.33 繰返し応力振幅比0.065の非排水繰返し三軸試験で得られた応力と振幅の変化

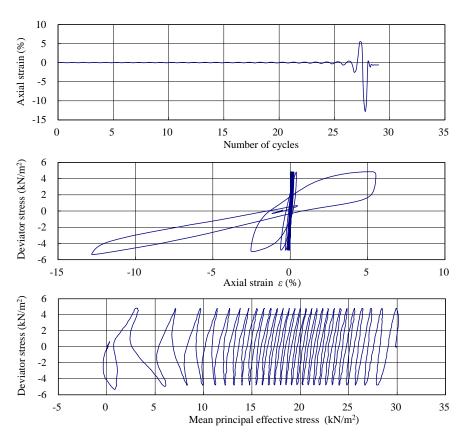


図-4.34 繰返し応力振幅比0.080の非排水繰返し三軸試験で得られた応力と振幅の変化

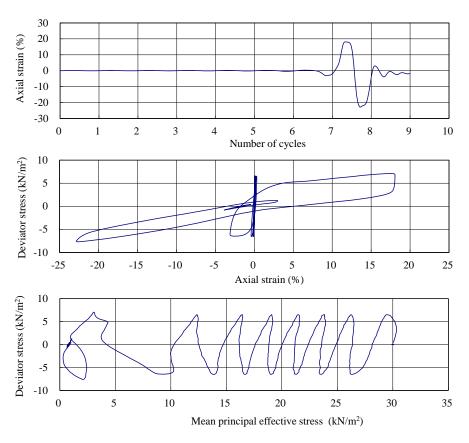


図-4.35 繰返し応力振幅比0.109の非排水繰返し三軸試験で得られた応力と振幅の変化

支笏湖火砕流堆積物Spflからなる里塚地区の火山灰質砂の盛土は、十分に締め固められていれば、細粒分含有率が高いことからより高い液状化抵抗を有していると期待できるはずである。しかしながら、原位置の相対密度として推測された値に近い相対密度約40%の里塚地区の火山灰質砂の盛土は、飽和条件下での非排水繰返し載荷に対して極めて低い液状化抵抗しか示さなかった。一連の非排水繰返し三軸試験から、過剰間隙水圧比 R_u が95%に達したときの繰返し載荷回数 N_c を読み取り、繰返し応力振幅比 $\tau/2\sigma'_0$ と繰返し載荷回数 N_c との関係として \mathbf{Z} -4.36にプロットした。載荷回数 N_c が20回で過剰間隙水圧比 R_u が0.95に達したときの繰返し応力振幅比 $\tau/2\sigma'_0$ として定義される液状化抵抗 R_{L20} はわずか0.088であり、この土の状態は非常に液状化しやすいことを示している。

非排水条件で実施した繰返し載荷試験で液状化したことを確認した後、軸差応力をゼロに戻して排水バルブを開き、液状化後の排水による体積変化を観察した。その結果、液状化した3つのケースいずれにおいても、体積ひずみにして約10%に相当する圧縮が生じ、相対密度が約70%、締固め度が約86%の状態になった。締固めにより供試体を準備してから、水浸による飽和過程、拘束圧載荷による圧密過程、非排水状態で実施した液状化試験後に排水させた際の体積収縮について、(a)乾燥密度 p_d 、(b)締固め度 D_c 、(c)相対密度 D_r 、(d)間隙比eの4つのパラメータの変化として捉え、図-4.37に示した。これら4つのパラメータのうち、(a)と(b)との前者2つ、(c)と(d)との後者2つはそれぞれ式(1)と式(2)のように線形関係にあることから、それぞれのグループ内では直接的な相互比較が可能であるが、これら2つのグループの間には式(3)のような関係があり、グループをまたがっての比較は線形関係にはない。

$$D_{\rm c} = \frac{\rho_{\rm d}}{\rho_{\rm dmax}} \times 100 \tag{1}$$

$$D_{\rm r} = \frac{e - e_{\rm min}}{e_{\rm max} - e_{\rm min}} \times 100 \tag{2}$$

$$\rho_{\rm d} = \frac{\rho_{\rm s}}{1+e} \tag{3}$$

一連の試験結果から得られた供試体の体積変化は、以下のようにまとめられる。造成当初に十分な締固めができていなかった場合を想定して相対密度約20%となるように作製した供試体は、拘束圧のない状態で水浸させても沈下は僅かであるが、水浸させてから有効土被り圧を想定した $30kN/m^2$ を作用させると相対密度が原位置で推定される相対密度と同程度となる約40%まで増加した。この状態でも液状化強度は極めて小さく、液状化強度 R_{L20} はわずか0.088で、極めて液状化しやすい。液状化試験後に排水させると圧密により相対密度が約70%になるまで体積減少(密度増加)した。

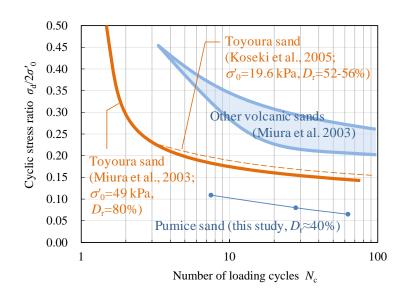


図-4.36 繰返し応力比と過剰間隙水圧比が R_u =0.95に達したときの繰返し載荷回数との関係で表した液状化強度(ここで、Miura et al.、2003は、両ひずみ振幅5%で液状化を定義し、Koseki et al.¹⁷⁾ は両ねじりせん断ひずみ振幅7.5%で液状化を定義した)

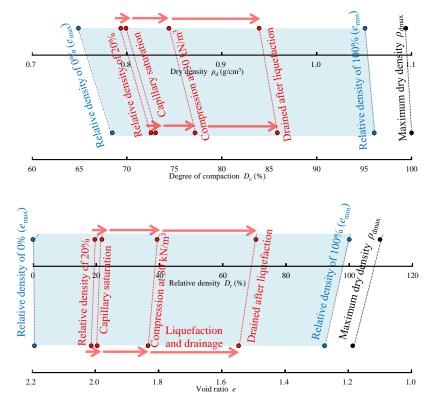


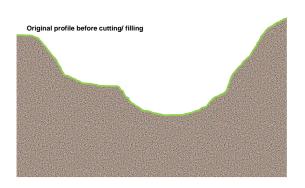
図-4.37 供試体の準備から液状化後の圧密状態までの土の体積変化

不十分な締固めと、地下水位の上昇が、里塚一条地区での地盤の変状を説明する上でのカギになっていると考えられる。一連の現地調査や土質試験結果を踏まえて、宅地造成から今回の地震による被災までの経過として推測されるシナリオを図-4.38に示すとともに、その内容を以下に記述する。

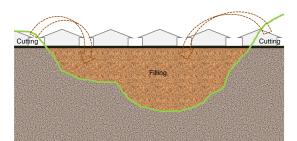
- (i) 被災地域の外周を示す路面のクラックが震災前から発生していたのは、緩詰め状態にある地盤での地下水位上昇(水浸)による圧縮で生じた地盤沈下に起因すると考えられる(図-4.38(c))。
- (ii) 火山灰盛土の下部が地下水位の上昇を受けて飽和しても緩詰め状態にあり、地震が発生したことにより、急激な液状化が発生した。地震前日には、台風21号通過により札幌市内で35mmの降水量が観測されており、地下水位が通常よりも高い状態にあった可能性もある。
- (iii) 傾斜地であることから、液状化した土砂は地中を下流側に流れ出し(図-4.38(d))、下流側の地表面勾配が急になり土被りが薄くなるところで地表面に噴出した。この流動化は、細粒分が多い盛土材料であるために透水係数が低く、過剰間隙水圧の消散に時間を要することも原因となっている可能性がある。図-4.27に示したように、盛土材料の透水係数は10-7 m/secのオーダーであり、典型的な粒径が整った砂(例えば豊浦砂)の透水係数よりも2オーダー以上低い。
- (iv) 上流側では、地中の土砂が流出してなくなってしまったために、体積の喪失分だけ地盤表面 に陥没が発生した。液状化しても、その土砂が下流側に向かって流出しなかった場所では、液 状化後の圧密排水によりある程度の沈下が発生した(図-4.38(e))。

造成から30年経過した頃から行われている建替えや増改築の際の地盤調査で、地下水位直下の深度でスウェーデン式サウンディングによる換算N値が0(自沈)~1の軟弱層の存在が確認されていた。マクロポロシティを有する緩詰め状態の地盤で地下水位が上昇した場合、壊れなかったマクロポアを有する緩詰め状態の地盤がきわめて小さな非排水せん断強さしか発揮しないために、貫入抵抗がほぼゼロになった結果であると考えられる。

一連の土質試験では、液状化が発生しやすい条件を想定して、相対密度20%に締め固めて供試体を作製した。地震前に現地の土の密度を精確に計測したデータは皆無に等しい。しかしながら実際には、上述の土質試験で設定した状態よりも相対密度が高かった可能性がある。水浸後の供試体の相対密度が約40%、液状化・圧密排水後の供試体の相対密度が約70%であったことを考えると、両者の中間的な相対密度の範囲では、強い地震によって液状化に至った可能性が示唆される。なお、圧密排水後の相対密度70%は、地下水位以深の地震後の地盤に近い状態である。

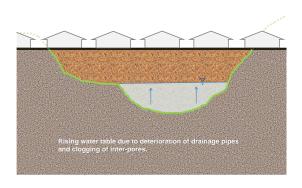


(a) 宅地開発前の原地形

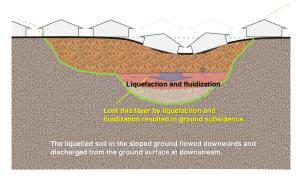


Cutting and filling for residential land developm

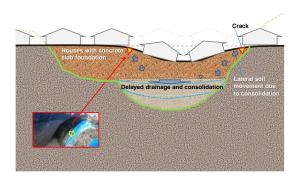
(b) 切土・盛土による宅地造成



(c) 地下水位の上昇



(d) 液状化土砂の流出による陥没



(e) 遅れ沈下と地盤の変形

図-4.38 里塚一条において推測された地盤造成から変状に至るまでのシナリオ

4.2.5 再発防止のための対策工事

今後、当該地域で同様の被害を防止するためには、液状化そのものを発生させないことが最も 重要であるが、傾斜地であることから、万一液状化が発生したとしても、土砂流出を阻止するこ とも有効な対策の一つとなる。札幌市が第4回地元説明会で示した工事の概要を以下に記述する。 まず、液状化を防止するために、地盤改良により地盤を固化させることに加え、地下水位を低 下させることが対策工として示されている。基本となる対策工事は、市道直下の地盤に対する深 層混合処理工法による地盤改良である。深層混合処理は連続する改良体により地下水の流れが阻 害されるため、被災地域の最上流側の市道(図-4.4の南西端の道路)と最下流側の里塚中央ぽぷ ら公園では地盤を砕石に置き換えて排水層とし、これを三里川の河川暗渠と直結させることによ って、地域への地下水流入を防ぐ対策となっている。なお、深層混合処理改良が実施される地域 内の市道については、改良深度よりも上部まで地下水面が上昇しないように、排水用の暗渠管が 設置される。次に万一液状化が発生したときの土砂流出防止対策であるが、住宅の下の地盤が液 状化してしまうと、市道直下に作られる深層混合処理の改良体だけでは側方流動を阻止できない 可能性があることから、住宅の下の地盤についても地下水位以下となる可能性がある地表面から 約3m以深については、市が実施する対策工事の一環として固化を実施し、地域の地盤全体を一体 的に固化する対策工事が進められている。市道から斜めボーリングで注入固化できるように、薬 液注入工法が採用される見込みである。なお、住宅の傾斜修正は市の工事の対象とはなっていな 130

4.2.6 まとめ

本報告は、平成30年北海道胆振東部地震の際に、火山灰質砂の盛土が液状化したことによって引き起こされた札幌市里塚一条の住宅地での被害状況と地盤変状について調査結果をまとめたものである。地形の成り立ち、地表や上空からの被害調査、採取試料に対する土質試験結果などを踏まえて、原地盤の形成や宅地造成から地震による被害発生やその後の経過に至るまで、火山灰質砂の盛土に起こったと考えられるシナリオを推測した。以下にその成果をまとめる。

- (a) 里塚地区は、3~4万年前の支笏湖カルデラの火砕流堆積物 (Spfl) からなる台地のほぼ末端部 に位置し、侵食によりいくつかの谷地形が形成されていた。
- (b) 1970年代に尾根を切って谷を埋める工事により、平坦な宅地が造成され、住宅が建設・販売された。谷埋め盛土の厚さは最大で約10mである。なお、排水のために直径約200mmの有孔管(ところどころに直径約20mmの穴がある)が原地形の水脈に沿うように設置されているが、有孔管の本数は少なく、地下水位が上昇した場合に地下水位が低下するまでには長い時間がかかると考えられる。加えて、宅地造成から約40年が経過する中で排水管の目詰まり等により排水機能が低下し、地下水位は徐々に上昇した。また、地震発生の前日は、台風21号の通過により、札幌で日雨量35mmが観測されており、通常よりも地下水位が高かった可能性もある。
- (c) 2018年9月6日午前3:07、強い地震の発生により地下水位以深で、有効土被り圧が小さな上部層が液状化した。宅地造成地は勾配があるために、液状化層は下流側に向かって流動化した。特に住宅地末端は勾配がきつく、地表面直下が液状化層となったために、上流側から続く液状化層の泥圧が作用し、住宅の隙間から、あるいはアスファルト路面を剥離させて、一気に土砂が流出した。上流側では、土砂の流動化・流出により地中の土砂体積を喪失したために地表面は陥没した。この陥没上やその近傍の住宅は著しい被害を受けた。
- (d) 火山灰質砂の盛土材料に対して、各種物理・力学試験を実施し、締固め時、湿潤・飽和過程、 液状化前後の体積圧縮に着目してその特性を評価した。非排水繰返し三軸試験の結果は、盛土 材料が40%という高い細粒分含有率であるあるにもかかわらず、非常に液状化しやすいことを 示した。
- (e) 室内土質試験結果と現地調査で把握した状況によると、現時点では情報量に限りがあるものの、 当該地区における液状化発生のカギとして、最適含水比より湿潤側の含水比で締め固められて も、細粒分が多いためにマクロポアを伴う緩詰め状態の土骨格が形成されていたことが示唆さ れる。
- (f) 流動化による土砂の流出が収まっても、液状化した土砂からの圧密排水による沈下が地震から 数週間続いた。地盤陥没による壊滅的な被害を受けなかった住宅では、住宅基礎の周囲に亀裂 が発生し、その亀裂が次第に拡大していった。これは、恐らく、圧密排水による液状化層の収 縮に伴い、周辺地盤が連れ込まれて側方に変位したためである。

4.3 札幌市清田区美しが丘

4.3.1 清田区から北広島大曲並木までの被害箇所分布

札幌市南東部の清田区では甚大な液状化被害が見られた里塚一条以外でも、家屋被害、道路の 沈下・亀裂・段差、液状化等の被害が見られた。

図-4.39 は清田区清田団地から美しが丘、北広島大曲並木地区を含めた範囲で、今回の地震発生による被害を確認した箇所の分布を示した図である。図中の赤マーカーで示す箇所は地震発生から7日後までに本章執筆者が被害(噴砂跡、道路亀裂、陥没、段差、家屋損傷等)を視認した箇所を表す。清田団地での被害箇所分布は2003年十勝沖地震での被害箇所分布12)と類似する。被害箇所は美しが丘一条~二条、里塚一条、さらには北広島大曲並木3丁目までに分布し、広範囲で被害が発生したことが伺える。

図-4.40 は国土地理院が作成した札幌市清田区の地形復元図(地形分布図)¹⁸⁾を図-4.39 に重ね合わせた図である。なお、ここで用いた地形復元図(地形分布図)は 1961 年撮影の空中写真を判読したものである。この図から、今回の地震での被害発生箇所は、図中で示す氾濫平野・谷底平野または谷線に沿って分布している様相が見られる。谷地や低地の埋め立て・盛土が行われた上に建設された住宅での被害が顕著になる傾向は 1968 年十勝沖地震時 ¹⁹⁾および 2003 年十勝沖地震時 ^{12), 20)}でも指摘されており、今回の地震でも同様の被害が見られた。

4.3.2美しが丘地区の被害概況

図-4.41 は美しが丘地区の航空写真 ²¹⁾に被害箇所の分布を重ね合わせた図である。図中には 2003 年十勝沖地震地盤災害調査報告書の中に掲載されている美しが丘地区で見られた被災範囲 ¹²⁾ を併記している。この図より、2018 年の地震では 2013 年十勝沖地震時よりも被害がみられた範囲が広いことがわかる。2018 年の地震での美しが丘から震源までの距離が 2013 年の地震時よりも短く、地震により強く揺れたことが被害範囲拡大の一因と考えられる。

図-4.42 は美しが丘地区に着目した地形復元図 ¹⁸⁾に今回の地震での被害箇所分布を重ね合わせた図である。これより、2013 年の地震時での被害範囲を中心とした美しが丘一条 6 丁目から二条 7 丁目での被害箇所は主に氾濫平野・谷底平野および谷線上に位置していることがわかる。さらに、同じ氾濫平野・谷底平野は現在の国道 36 号を跨いで里塚一条 4 丁目まで続いており、被害箇所の分布に関連があるようにも見受けられる。

一方、美しが丘一条 5 丁目から三条 5 丁目の範囲は、2003 年十勝沖地震時地盤災害調査報告書 ¹²⁾には被害等の記録が見当たらないが、2018 年の地震では、グラウンドの亀裂、噴砂跡、地中埋設物の浮き上がり等が見られた。この地区での被害箇所も氾濫平野・谷底平野上に多く分布していることがわかる。当該地区の氾濫平野・谷底平野は 2018 年の地震で甚大な被害が見られた里塚一条 1 丁目から 2 丁目方面に連続していることから、美しが丘地区と里塚地区の被害発生は関連性が高いと考えられる。

図-4.43 は 2003 年十勝沖地震と 2018 年北海道胆振東部地震での被害箇所分布の比較を図-4.41 の青枠部分に着目して比較した図である。これより、2003 年の地震時では被害が見られなかった図の右端部において、2018 年では新たに被害が生じたことがわかる。それ以外の箇所では、2003年と 2018 年の地震時で、ほぼ類似した箇所が被害に見舞われたこともわかる。

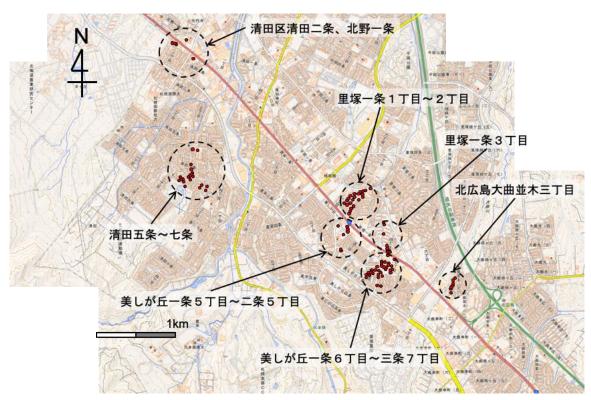


図-4.39 美しが丘、清田団地、北広島並木大曲地区の地震被害の確認箇所の分布図

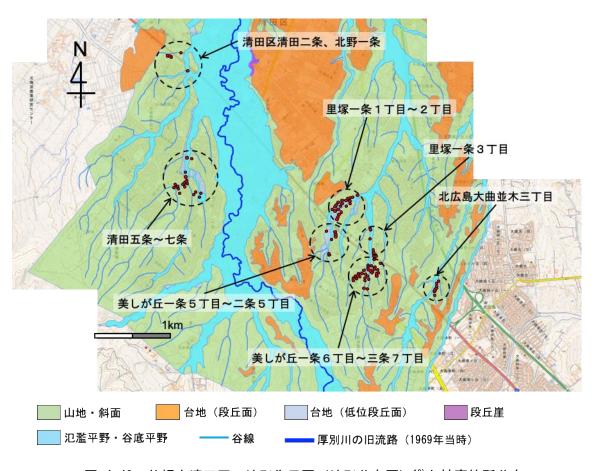


図-4.40 札幌市清田区の地形復元図(地形分布図)19と被害箇所分布

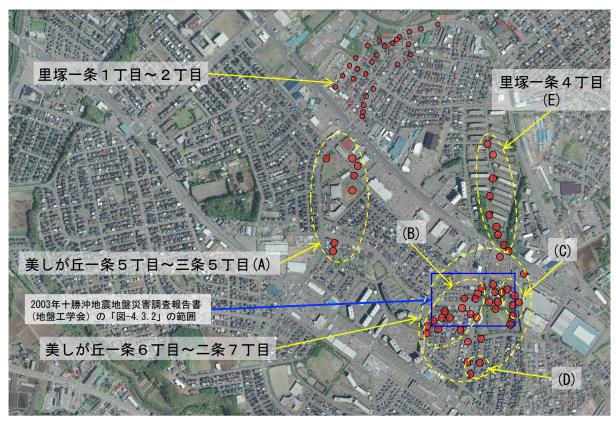


図-4.41 美しが丘地区の航空写真 21)上で示す被害箇所分布

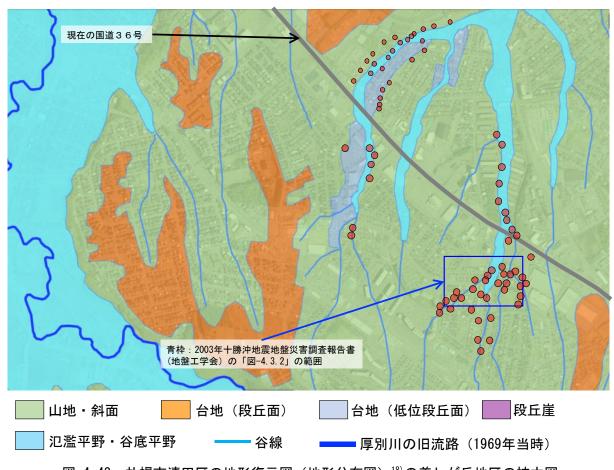


図-4.42 札幌市清田区の地形復元図(地形分布図)18)の美しが丘地区の拡大図

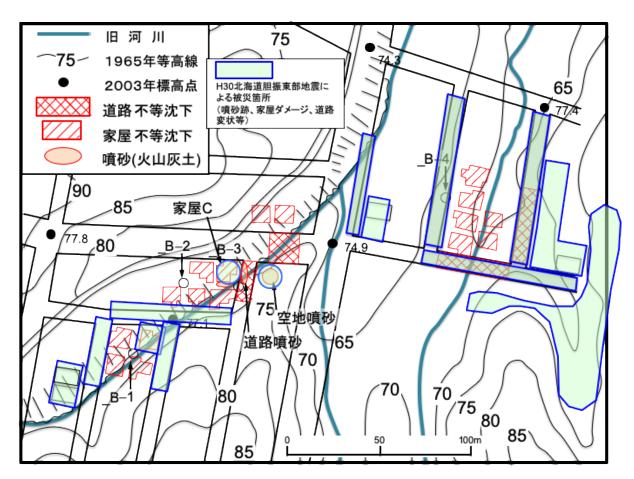


図-4.43 2003 年十勝沖地震 ¹²⁾と 2018 年北海道胆振東部地震での被害箇所分布 (図-4.41 と図-4.42 中の青枠部分)

4.3.3 美しが丘一条5丁目から三条5丁目

図-4.41の(A)に示す美しが丘一条5丁目から三条5丁目の範囲に関する被害状況について記載する。図-4.44は美しが丘三条5丁目の住宅街で見られた噴砂跡を示す。この箇所は図-4.42で示した地形復元図の氾濫平野・谷底平野の上流部の谷線上に位置している。図-4.45から図-4.47は美しが丘小学校の周辺および構内を撮影したものである。図-4.45でも見られるように、噴砂の形跡やコンクリート塀の段差発生のような被害が見られる。図-4.46は構内から校舎本体とグラウンドを見た写真である。写真左側の階段状の施設のゆがみが見られるものの、校舎本体や校舎基礎部分には目立った損傷は見られなかった。このことは、強い揺れを受ける地域にあっても適切な基礎工事を実施していれば、建物自体の損傷を防ぐことができることを示唆していると考えられる。図-4.47はグラウントに発生した亀裂を示す。この亀裂は南北方向に進展しており、地形復元図(図-4.42)の氾濫平野・谷底平野の方向と概ね一致しているようである。

美しが丘小学校からさらに国道 36 号に近い箇所の状況を図-4.48 および図-4.49 に示す。図-4.48 は店舗敷地内に発生した亀裂の状況を示す。この亀裂は前述した美しが丘小学校のグラウンド内に発生した亀裂とほぼ同じ方向に生じていた。この店舗敷地内では地盤隆起や段差も見られた。その隣の店舗敷地内では地中埋設物の隆起が見られた(図-4.49)。以上のように美しが丘一条5丁目から三条5丁目の範囲にかけて、地盤の液状化に伴う種々の被害発生が見られた。



図-4.44 噴砂の状況(A地区)



図-4.45 噴砂およびコンクリート塀破損状況 (A 地区)

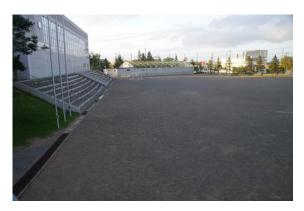


図-4.46 校舎が健全である状況(A地区)



図-4.47 グラウンドの亀裂(A 地区)



図-4.48 店舗敷地内の亀裂(A地区)

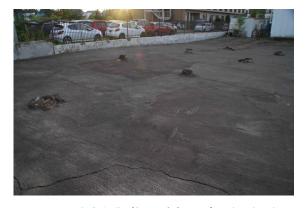


図-4.49 地中埋設物の浮き上がり(A地区)

4.3.4 美しが丘一条6丁目から二条7丁目

2003年十勝沖地震時でも液状化等が見られた美しが丘一条6丁目から三条7丁目の範囲の状況を記す。2003年の地震時でも火山灰質粗粒土の液状化、道路陥没、家屋被害が見られた地区(図-4.41の(B))の状況を図-4.50から図-4.54に示す。いずれの写真も淡褐色の火山灰質土が地表に噴出した痕跡や、住宅敷地内の亀裂発生を示しており、2003年十勝沖地震時で見られたのと類似した被害が見られた。なお、2018年の地震では、当該地域からさらに南西方向に進んだ箇所でも同様の噴砂跡等が見られており(図-4.55)、被害範囲が2003年の地震時に比べて広いことがわか

った。

次に、美しが丘一条7丁目から二条7丁目(図-4.41の(C))の状況を図-4.56から図-4.63に示 す。当地区でも褐色~淡褐色の火山灰質土の噴出跡が数多く見られていた(図-4.57から図-4.58)。 さらに、水道管破損の被害(図-4.59)、道路亀裂、段差発生(図-4.60)の他、家屋のゆがみと近 傍の擁壁傾斜 (図-4.61)、図-4.61 の擁壁上部の駐車場での亀裂 (図-4.62)、その隣の美しが丘 南公園内の亀裂発生(図-4.63)が見られた。特に、図-4.61の家屋は2003年の地震による損傷 はなく、今回の地震で建物のゆがみ等が生じたいうことであった。これらの箇所は札幌市清田区 の地形復元図(図-4.42)で示すように美しが丘地区の東側に延びる谷線に沿った位置にあったこ とから、今回の地震による影響が大きく現れたといえる。美しが丘二条7丁目の南端部(図-4.41 の(D)) においても、住宅地内の道路亀裂と補修跡(図-4.64)、外壁剥離(図-4.65)が発生して いた。



図-4.50 噴砂跡の状況(B地区)



図-4.52 家屋と噴砂跡の状況(B地区)



図-4.51 噴砂跡、道路変状の状況(B地区)



図-4.53 噴砂跡の状況(B地区)



図-4.54 家屋基礎部の亀裂(B地区)



図-4.55 噴砂跡の状況(B地区)



図-4.56 噴砂跡の状況(C地区)



図-4.57 噴砂跡の状況(C地区)



図-4.58 噴砂跡の状況(C地区)



図-4.59 噴砂跡と水道管破損状況(C地区)



図-4.60 道路亀裂の状況(C地区)



図-4.61 擁壁の傾斜状況(C地区)



図-4.62 (図-4.61 の上部)駐車場での 亀裂発生の状況(C 地区)



図-4.63 公園内の亀裂の状況(C地区)

4.3.5 里塚一条 4 丁目

前掲の地形復元図 ¹⁸⁾ (図-4.42) では、美しが丘地区から里塚一条 4 丁目にかけて氾濫平野・谷地平野が分布していることが見られた。今回の地震では美しが丘地区に北側に隣接している当該地区にも地震被害の痕跡が見られた。図-4.66 は美しが丘地区と里塚一条 4 丁目の境界付近での斜面崩壊の状況を示す。この図を見ると斜面内の土質は褐色または淡褐色であり、各所で見られた噴砂跡の色と類似していることがわかる。この斜面から北側にある里塚団地では敷地内の亀裂および噴砂跡(図-4.67)、マンホールの浮き上がり(図-4.68)が見られた。この地区でも美しが丘地区と同様に地震動による地盤の液状化現象が生じたことが予想される。



図-4.64 美しが丘、道路亀裂状況(D地区)



図-4.65 美しが丘、外壁破損状況(D地区)



図-4.66 里塚、斜面崩壊状況(E地区)



図-4.67 里塚、亀裂発生状況(E 地区)



図-4.68 里塚、マンホール浮き上がり(E地区)

4.4 札幌市清田区清田団地周辺

4.4.1 清田団地周辺の被害箇所分布

図-4.69 は清田団地周辺の航空写真 ²¹⁾に 2018 年北海道胆振東部地震による被害発生箇所を重ね合わせた図である。2003 年十勝沖地震地盤災害調査報告書の中に掲載されている清田団地での被災範囲 ¹²⁾を併記している。図中の赤マーカーで示した箇所は地震発生から 7 日後までに被害等を視認した箇所を示す。清田団地(清田五条から七条)での主たる被害箇所は 2003 年十勝沖地震での被害範囲と類似していることがわかる。一方、国道 36 号付近の清田二条、北野一条でもそれぞれ路面亀裂、段差および噴砂跡が見られた。

図-4.70 は国土地理院が作成した札幌市清田区の地形復元図 (地形分布図) ¹⁹⁾を清田団地周辺部に拡大表示し、図-4.69 の被害箇所を重ね合わせた図である。なお、ここで用いた地形復元図 (地形分布図) は 1961 年撮影の空中写真を判読したものである。この図から、今回の地震での被害箇所は、図中で示す氾濫平野・谷底平野または谷線上にある。谷地や低地の埋め立て・盛土部での被害が顕著になる傾向は 1968 年十勝沖地震時 ¹⁹⁾および 2003 年十勝沖地震時 ¹²⁾でも指摘されており今回の地震でも同様の傾向が見られた。

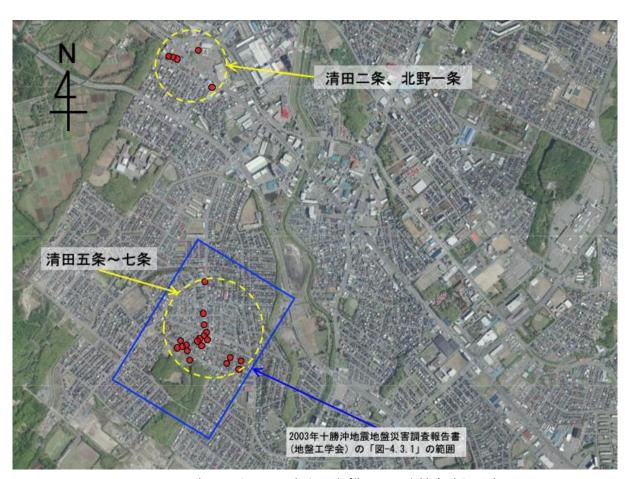


図-4.69 清田団地周辺の空中写真 21)上で示す被害確認分布

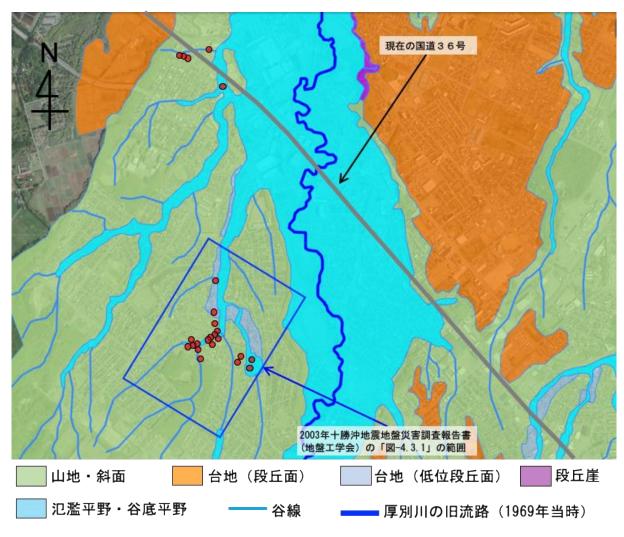


図-4.70 札幌市清田区の地形復元図(地形分布図)180の清田団地周辺の拡大図

4.4.2 清田団地での被害状況

図-4.71 は清田団地での被害分布状況を示す。この図は清田区清田五条~七条付近を表示しており、2003 年十勝沖地震時での被害分布状況 ¹²⁾に今回の地震での被害発生箇所を重ね合わせたものである。この図から、2018 年北海道胆振東部地震での被害箇所は 1968 年および 2003 年の地震時と同じく、盛土上にあることがわかる。今回の被害の範囲は、2003 年の地震時と類似するように見えることから、清田団地では過去の地震時と同様のメカニズムにより、盛土のような地震動によって揺れやすい箇所での地盤災害が発生したことが伺える。

図-4.72 および図-4.73 は図-4.71 の A 箇所で見られた道路亀裂、マンホール浮き上がり等の状況を示す。これらの写真からマンホール周辺の舗装亀裂および陥没が見られる。写真撮影箇所の近傍では、道路舗装に淡褐色の跡が見られた箇所もあり、地震発生時に噴砂現象が生じたものと推察される。

図-4.74 および図-4.75 は図-4.71 の B 箇所での状況を示す。この箇所でも道路亀裂、段差が発生し、補修している状況が見られる。さらに、地盤の隆起により灯油タンクが傾斜している状況(図-4.75)も確認できた。なお、B 箇所の周辺では、家屋基礎のひび割れ、地盤隆起による家屋

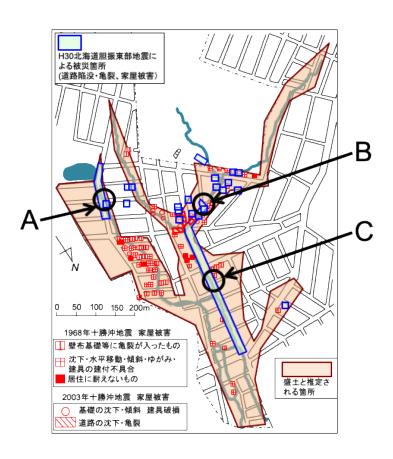


図-4.71 清田団地での被害分布、2003年十勝沖地震地盤災害調査報告書 12)の図-4.3.1を加工



図-4.72 道路亀裂の状況(A地区)



図-4.73 道路亀裂、マンホール浮き上がりの 状況(A 地区)





図-4.74 道路亀裂、段差の状況(B地区)

図-4.75 灯油タンク傾斜、地盤隆起(B地区)

図-4.76は図-4.71のC箇所で見られた道路補修状況および歩道陥没状況を撮影したものである。この箇所は図-4.70での地形復元図において氾濫平野・谷底平野に該当している箇所であり、図-4.76の地点を含む道路の約350m区間で同様の変状が見られていた。

2018 年北海道胆振東部地震では、図-4.71 の北端部から北に約 550m離れた清田区清田二条の国道 36 号沿線でも地盤亀裂や段差、噴砂跡等の地震被害の形跡(図-4.77 および図-4.78)が見られた。また、これらの写真箇所の近傍である清田区北野一条でも、淡褐色の噴砂跡の痕跡が見られた。以上のように、清田区清田団地では低地および谷線であったと考えられる箇所で 1968 年十勝沖地震および 2003 年十勝沖地震と類似した範囲を中心とした被害が発生したといえる。



図-4.76 道路補修、歩道陥没(C地区)



図-4.77 公園内の亀裂(清田二条)



図-4.78 駐車場内の亀裂(清田二条)

4.5 札幌市北区 • 東区地下鉄沿線上

地震発生から 2~3 日後にあたる 2018 年 9 月 8~9 日に、図-4.79 に示す道路の陥没、沈下被害が著しい札幌市北区北 34 条駅周辺および札幌市東区東 15 丁目屯田通の現地調査を実施した。

4.5.1 札幌市北区地下鉄南北線北34条駅周辺

図-4.80に北34条駅付近での通行止め区間と陥没を確認した場所を示す。また、同図に示した数字の場所から撮影した被災後の状況を図-4.81に示す。地震発生2日後には地下鉄直上の道路において既に補修作業が開始されており、応急復旧に向けた迅速な対応が実施されていた。一方で、③から撮影した写真のとおり、札幌新道に面する建物の基礎タイルに変状の痕は見られたものの、札幌新道および歩道では顕著な被害は見られず、道路陥没は地下鉄線上に集中していたことがわかる。次に、日本全国の地質地盤情報データベース G-Space II ²²⁾より得られた、被災地域周辺の地質柱状図を図-4.82に示す。同図より、北34条駅周辺の原地盤は有機質土を一部含んだ、N値が非常に小さい粘土・シルトおよびN値が10以下の砂で主に構成されていることがわかる。また、地震発生時の地下水位は不明であるが、地質柱状図では地表面より1.0~3.0 mに地下水位が存在している。



図-4.79 札幌市北区・東区地下鉄沿線上道路被害に関する調査箇所



図-4.80 札幌市北区地下鉄南北線北34条駅付近の通行止め区間と被害状況

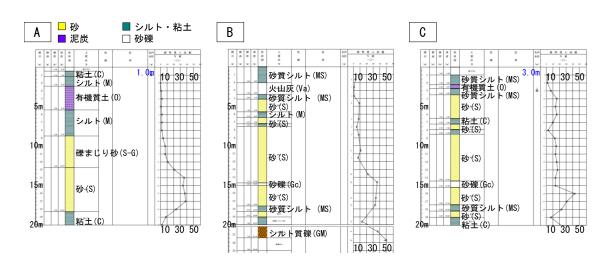


図-4.81 札幌市北区地下鉄南北線北34条駅付近の地質柱状図22)





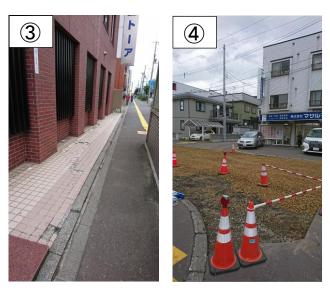


図-4.82 札幌市北区地下鉄南北線北34条駅付近の被害の様子

4.5.2 札幌市東区地下鉄東豊線東15丁目屯田通および北13条北郷通

次に、東 15 丁目屯田通における被害状況を図-4.83 に示す。東 15 丁目屯田通では、北 13 条から北 47 条付近の南北約 4 キロメートルにわたり、道路の陥没や沈下による道路損傷が発生し、一

部の交差点を除き通行止め区間となった。地震発生翌日の7日から仮復旧が実施され、仮復旧完了区間から順次通行規制が解除され、17日午後5時ごろ全面通行可能となった。当該被害地域は広大であることから、地震直後の様子と周辺地盤状況を区域ごとに以下に示す。



図-4.83 札幌市東区地下鉄東豊線東15丁目屯田通の被害状況

(1) 北47条~北42条栄町駅

東 15 丁目屯田通の被害地域で最北端にあたる北 47 条~北 42 条栄町駅では、大規模な道路陥 没、沈下が発生し、当該地域で最も大きな被害が発生した。図-4.84 に北 47 条~北 42 条栄町駅の写真撮影箇所・ボーリング孔内水位分布を示す。同図に示した数字の場所から撮影した被災後の状況を図-4.85 に示す。写真⑤のような最大で約 1 m の道路の陥没や沈下とそれに伴う埋設構

造物の露出が見られ、写真③に示すような電柱や道路標識の沈下や傾斜が見られた。また、写真④のように車道のみならず、歩道まで沈下、変状している様子も確認できた。当該箇所は地下鉄東豊線の引込み線の箇所と一致していることから、道路陥没は地下鉄線上に集中していたことがわかる。次に、地質地盤情報データベース G-Space II より得られた、被災地域周辺の地質柱状図を図-4.86に示す。同図より、北47条~北42条栄町駅周辺の原地盤は有機質土を一部含んだ、N値が非常に小さい粘土・シルトおよびN値が10以下の砂が深度15~20mまで堆積していることがわかる。また、地震発生時の地下水位は不明であるが、地質柱状図では地表面より2.0m付近に地下水位が存在している。



図-4.84 北47条~北42条栄町駅の写真撮影箇所・ボーリング孔内水位分布20





図-4.85(a) 北47条~北42条栄町駅の被害の様子

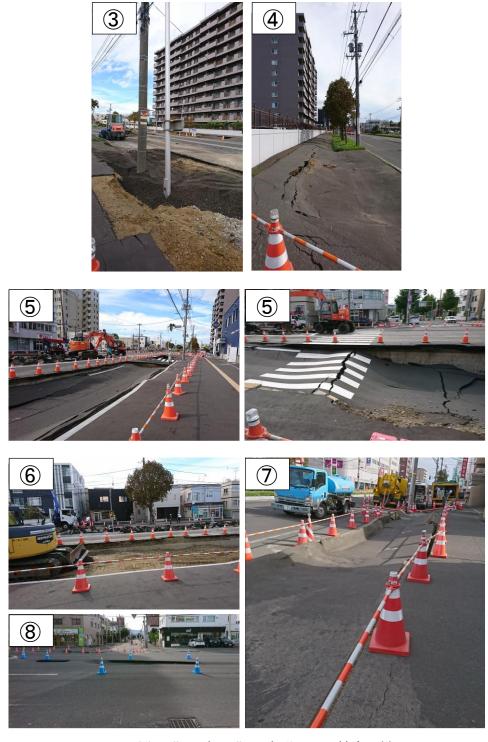


図-4.85(b) 北47条~北42条栄町駅の被害の様子

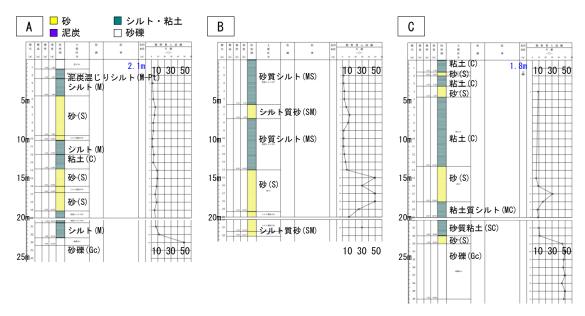


図-4.86 北47条~北42条栄町駅の地質柱状図22)

(2) 北42条栄町駅~北35条

北42条栄町駅~北35条では、小規模な道路陥没、沈下が発生した。図-4.87に北42条栄町駅~北35条の写真撮影箇所・ボーリング孔内水位分布を示す。同図に示した数字の場所から撮影した被災後の状況を図-4.88に示す。写真①に示す北42条栄町駅の交差点では交通規制対象外となるなど、北47条~北42条栄町駅の被害状況と比較すると被害は小規模であった。次に、地質地盤情報データベース G-Space II より得られた、被災地域周辺の地質柱状図を図-4.89に示す。同図より、北42条栄町駅~北35条周辺の原地盤でも同様に有機質土を一部含んだ、N値が非常に小さい粘土・シルトおよびN値が10以下の砂が深度15~20mまで堆積していることがわかる。北47条~北42条栄町駅と比べると、泥炭や有機質土の層が表層付近に厚く堆積している。また、地震発生時の地下水位は不明であるが、地質柱状図では地表面より2.5m付近に地下水位が存在している。



図-4.87 北 42 条栄町駅~北 35 条の写真撮影箇所・ボーリング孔内水位分布 22)

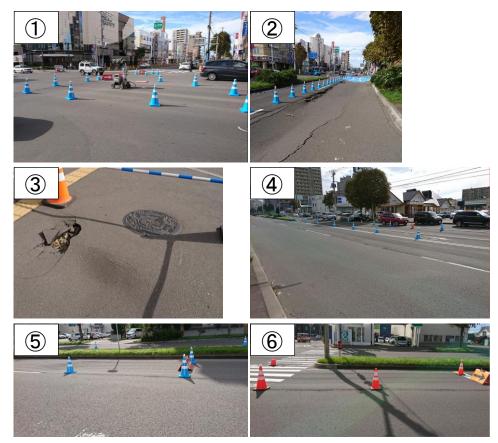


図-4.88 北42条栄町駅~北35条の被害の様子

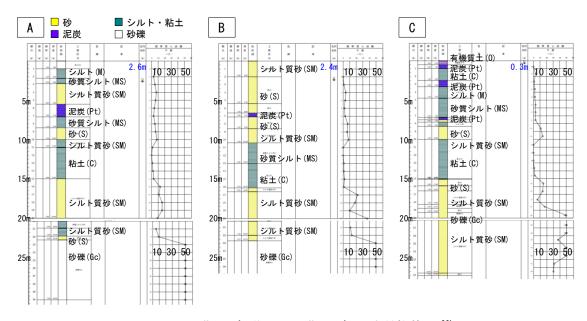


図-4.89 北42条栄町駅~北35条の地質柱状図22)

(3) 北34条新道東駅~北27条

北34条新道東駅~北27条では、中央分離帯付近において道路の沈下が発生し、その沈下に沿 うように道路縦断方向にクラックが発生していた。図-4.90に北42条栄町駅~北35条の写真撮 影箇所・ボーリング孔内水位分布を示す。同図に示した数字の場所から撮影した被災後の状況を 図-4.91 に示す。次に、地質地盤情報データベース G-Space II より得られた、被災地域周辺の地質 柱状図を図-4.92 に示す。同図より、北 34 条新道東駅〜北 27 条周辺の原地盤でも同様に有機質 土を一部含んだ、N 値が非常に小さい粘土・シルトおよび N 値が 10 以下の砂が深度 15~20 m まで堆積していることがわかる。また、泥炭や有機質土の層が表層付近に約 3 m と厚く堆積している。なお、地震発生時の地下水位は不明であるが、地質柱状図では地表面より 0.5~2.4 m 付近に 地下水位が存在している。



図-4.90 北34条新道東駅~北27条の写真撮影箇所・ボーリング孔内水位分布20

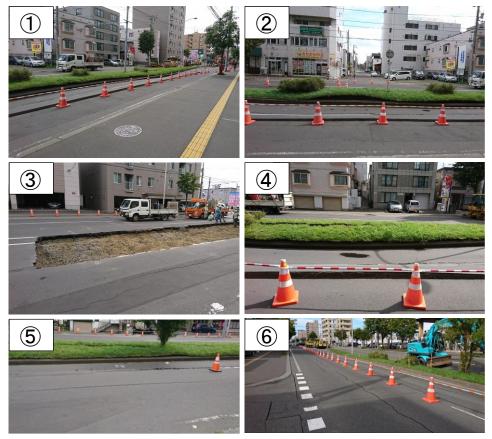


図-4.91 北34条新道東駅~北27条の被害の様子

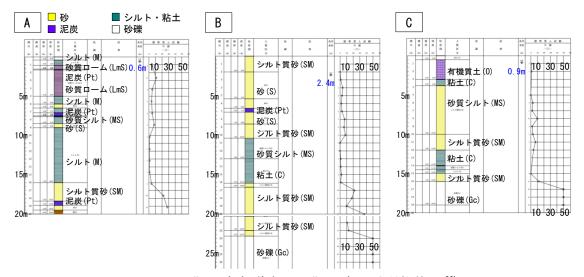


図-4.92 北34条新道東駅~北27条の地質柱状図22)

(4) 北27条~元町駅~北22条

図-4.93 に北 27 条~元町駅~北 22 条の写真撮影箇所・ボーリング孔内水位分布を示す。同図に示した数字の場所から撮影した被災後の状況を図-4.94 に示す。北 27 条~元町駅~北 22 条では、大規模な道路陥没、沈下や道路標識の沈下傾斜の発生とともに、明瞭な墳砂の痕が見られ、液状化が発生したことを示唆している。なお、当該地域では札幌市東消防署に設置された地震計

で震度 6 弱を観測し、札幌市内で最も大きな震度を示した。地質地盤情報データベース G-Space II より得られた、被災地域周辺の地質柱状図を図-4.95 に示す。同図より、北 27 条~元町駅~北 22 条の原地盤でも同様に有機質土を一部含んだ、N 値が非常に小さい粘土・シルトおよび N 値が 10 以下の砂が堆積しているが、層厚は 12~15 m と北側地域と比較して減少し、泥炭や有機質土の層が表層付近に約 2 m 堆積している。また、地震発生時の地下水位は不明であるが、地質柱状図では地表面より 0.8~2.8 m 付近に地下水位が存在している。



図-4.93 北27条~元町駅~北22条の写真撮影箇所・ボーリング孔内水位分布20

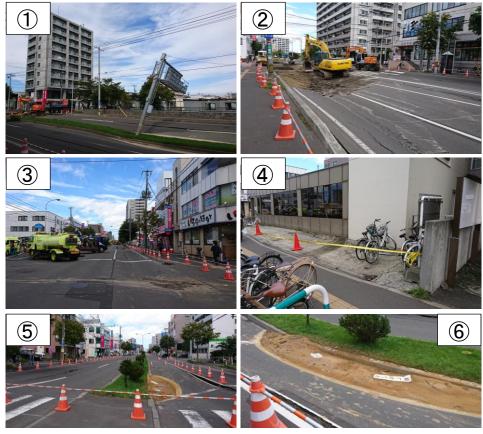


図-4.94 北27条~元町駅~北22条の被害の様子

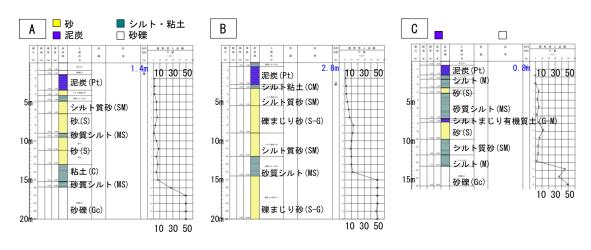


図-4.95 北 27条~元町駅~北 22条の地質柱状図 22)

(5) 北22条~北16条

図-4.96 に北 22 条~北 16 条の写真撮影箇所・ボーリング孔内水位分布を示す。同図に示した数字の場所から撮影した被災後の状況を図-4.97 に示す。北 22 条~北 16 条では、中央分離帯付近で小規模な道路沈下や墳砂痕が見られ、液状化が発生したことを示唆している。当該地域では古い亀裂の補修痕が見られ、地震以前にも道路変状が発生していたと考えられる。地質地盤情報データベース G-Space II より得られた、被災地域周辺の地質柱状図を図-4.98 に示す。同図より、

北 22 条~北 16 条の原地盤でも同様に有機質土を一部含んだ、N 値が非常に小さい粘土・シルト および N 値が 10 以下の砂が深度 13~15 m まで堆積し、泥炭や有機質土の層が表層付近に約 2 m 堆積している箇所も見られる。また、地震発生時の地下水位は不明であるが、地質柱状図では地表面より 0.8~3.1 m 付近に地下水位が存在している。



図-4.96 北 22 条~北 16 条の写真撮影箇所・ボーリング孔内水位分布 22)

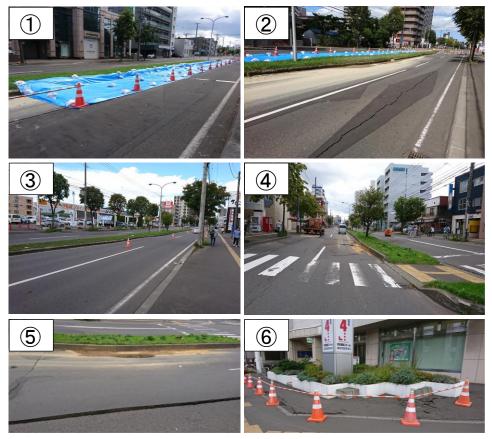


図-4.97 北22条~北16条の被害の様子

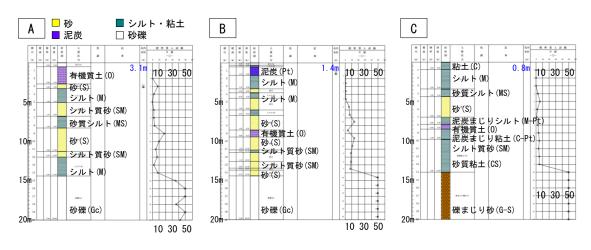


図-4.98 北 22 条~北 16 条の地質柱状図 22)

(6) 北16条~環状通東駅~北13条

図-4.99 に北 16 条~環状通東駅~北 13 条の写真撮影箇所・ボーリング孔内水位分布を示す。 同図に示した数字の場所から撮影した被災後の状況を図-4.100 に示す。北 16 条~環状通東駅~北 13 条では、東豊線の線形に沿って、南北方向から東西方向へと道路の沈下や変状の発生箇所の変化が見られた。また、環状通東駅付近の歩道では既に応急復旧が完了している様子が確認できた。続いて、地質地盤情報データベース G-Space II より得られた、被災地域周辺の地質柱状図を図

-4.101 に示す。同図より、北 16 条~環状通東駅~北 13 条の原地盤でも同様に有機質土を一部含んだ、N 値が非常に小さい粘土・シルトおよび N 値が 10 以下の砂が堆積しているものの、その深度は 10 m 程度と北側地域より層厚が減少傾向にあることがわかる。また、泥炭や有機質土層は地表面より $7\sim10$ m 付近に約 2 m 堆積しており、北側地域と堆積深度が異なることもわかる。なお、地震発生時の地下水位は不明であるが、地質柱状図では地表面より $0.7\sim2.8$ m 付近に地下水位が存在している。



図-4.99 北 16条~環状通東駅~北 13条の写真撮影箇所・ボーリング孔内水位分布 22)

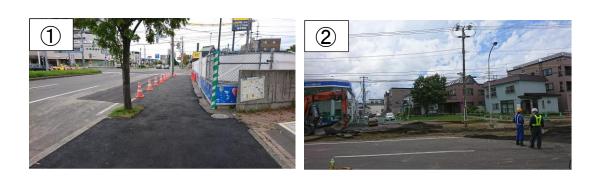




図-4.100(a) 北16条~環状通東駅~北13条の被害の様子



図-4.100(b) 北16条~環状通東駅~北13条の被害の様子

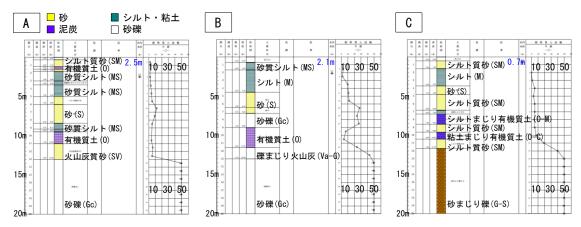


図-4.101 北 16 条~環状通東駅~北 13 条の地質柱状図 22)

(7) 北13条北郷通

図-4.102 に東豊線直上の北 13 条北郷通の写真撮影箇所・ボーリング孔内水位分布を示す。同図に示した数字の場所から撮影した被災後の状況を図-4.103 に示す。北 13 条北郷通では、写真①や②のように東区役所前駅〜北 13 条東駅間で地震前に実施された舗装の補修痕が見られるものの、写真③や④に見られるような地震後の補修痕は 2 箇所確認できる程度で、被害は東 15 丁目屯田通と比べると軽微であった。地質地盤情報データベース G-Space II より得られた、被災地域周辺の地質柱状図を図-4.104 に示す。同図より、北 13 条北郷通の原地盤でも同様に有機質土を一部含んだ、N 値が非常に小さい粘土・シルトおよび N 値が 10 以下の砂が堆積しているものの、その深度は 7~10 m 程度と東 15 丁目屯田通と比べると層厚が減少している。また、有機質土層は地表面より 7~10 m 付近に挟在しており、東 15 丁目屯田通の北 16 条~環状通東駅〜北 13 条付近と同様の傾向であることがわかる。なお、地震発生時の地下水位は不明であるが、地質柱状図では地表面より 0.7~3.8 m 付近に地下水位が存在しており、当該地域の西側を南北に流れる創成川方面に向けて地下水位が低下していく傾向が見られる。



図-4.102 北13条北郷通の写真撮影箇所・ボーリング孔内水位分布22)





図-4.103 北13条北郷通の被害の様子

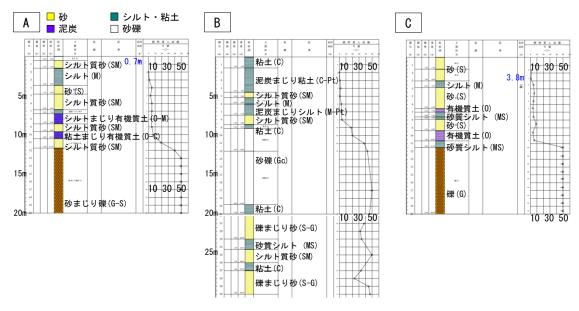


図-4.104 北13条北郷通の地質柱状図22)

(8) 地下鉄東豊線工事記録に基づく考察

札幌市交通局計画部が出版している札幌市高速鉄道東豊線建設史(栄町〜豊水すすきの間)²³によると、東豊線は地中連続壁や 1980 年代当時最新技術であった泥水固化壁を併用した開削工法で建設され、埋戻し土として購入した砂が用いられたとの記録があり、この埋戻し土が液状化し、地盤沈下、道路陥没の被害が発生したものと推察できる。図-4.105、4.106 に同じ文献に記載されていた東豊線の概略縦断図および地質縦断図を示す。同図より東 15 丁目屯田通の被害地域は、層厚 1~3 m の泥炭・腐食土層が地表付近に存在し、粘性土層と砂質土層が互層状態、その下に砂礫層が堆積し、北 13 条北郷通では、互層状態の粘性土層と砂質土層の下位に、層厚 1~3 m の泥炭・腐食土層が地表面より 7~10 m 付近に存在し、その下に砂礫層が堆積する地盤構成となっている。また、地表面は日本海側に緩やかに傾斜し、軟弱層厚の増大とともに、埋戻し土の土被り厚も栄町駅では 9.3 m に達することがわかる。

また、東 15 丁目屯田通では $3.8 \,\mathrm{m} \times 3.1 \,\mathrm{m}$ の下水管渠ならびに管径 $800 \sim 2000 \,\mathrm{mm}$ の下水管路が埋設されており、幹線道路と交差する箇所では、構築と土留め壁との間($25 \,\mathrm{cm}$)にエアモルタルが充填されていたとの工事記録 $^{23)}$ から、埋設物付近や構築と土留め壁との間の埋め戻し土の締固めが不十分であった可能性も指摘される。



図-4.105 地下鉄東豊線の概略縦断図23)

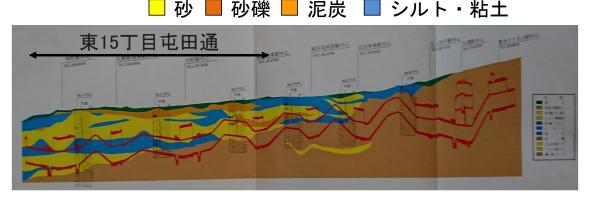


図-4.106 地下鉄東豊線の地質縦断図23)

4.5.3 まとめ

以上から、北区・東区の道路陥没被害は、地下鉄沿線上に分布し、噴砂の痕跡が点在していることから、開削工法で建設された地下鉄の埋戻し土(購入埋戻し砂)が液状化し、沈下、陥没したものと考えられる。被害発生地域の柱状図から、深度 10~15m まで N 値が 10 以下の軟弱な砂質地盤あるいは N 値が 4 以下の粘土・シルト、泥炭層を含む有機質土で構成されており、東区(東消防署)の震度は 6 弱と札幌市で最大震度を観測したことも考慮すると、応答が増幅し、液状化を助長した可能性が指摘される。特に陥没沈下が激しい地域(栄町駅および元町駅周辺)は、軟弱地盤が厚く堆積することから開削深度も深く、土被り厚も厚いことから、土被り厚との相関性が高いことが指摘される。また、地下水位も深度 3 m 未満に存在しており、日ごろから液状化発生の危険性が高かったと考えるのが妥当であろう。なお、比較的健全であった幹線道路との交差点では、構築と土留め壁との間(25 cm)にエアモルタルが充填されていたことから、埋設物付近や構築と土留め壁との間の埋め戻し土の締固めが不十分であった可能性も指摘される。

当該地域は、道路の簡易な埋め戻しなどの仮復旧工事を地震直後に終え、2019 年度から本復旧工事が本格化している。本復旧工事では今後の地震に備え、液状化が起きても土砂が流出させないための吸い出し防止材、局所的な路面沈下を抑えるためのジオテキスタイルの地中敷設などが

実施されている。

4.6 北広島市大曲並木地区

4.6.1 北広島市大曲並木地区の土地利用の変遷

平成30年北海道胆振東部地震において、札幌市に隣接する北広島市大曲並木地区でも地盤および家屋の被害が発生した。本節では当該地域で発生した被害状況等を示す。まず、当該地区の位置および開発状況の時系列について概説する。

被害が集中した北広島市大曲並木 3 丁目は、札幌市の中心街から南東に約 13.5km 離れており、かつ今回の地震で家屋被害、地盤陥没、液状化等の甚大な被害が発生した札幌市清田区里塚 1 条から東南に約 1.6km 離れた地域にあり、札幌市と北広島市の境界線近傍に位置している。大曲並木 3 丁目の内、家屋および地盤崩壊等の被害が集中した箇所の近傍には大曲川という小河川が流れている。

北広島市大曲並木付近の開発状況について概説する。**図-4.107** は 1947 年(昭和 22 年)に撮影された当該地区の航空写真 ²⁴⁾を示す。図中の北西から南東にかけて現在の国道 36 号に対応する道路があり、図中の丸印付近が現在の大曲並木地区に相当する。この付近では、河川を渡るために大きく道路を迂回させる必要があったことから、交通の難所であった箇所だったと推察される。周辺には森林が広がっており、現在とは大きく様相が異なっていることがわかる。

次に、図-4.108 は 1961 年(昭和 36 年)に撮影された当該地区の航空写真 ²⁴⁾である。この図からは、図-4.107 に見られた迂回路は見られない。これは 1953 年(昭和 28 年)に完成した国道 36 号(通称、室蘭街道)が北海道で初めてのアスファルト舗装道路として整備されたことにより、大曲地区の迂回路がなくなり自動車が走行しやすい状況に整備されたことを示している。また、当該地域には耕作地が広がり、幾つかの建物の存在も見ることができる。

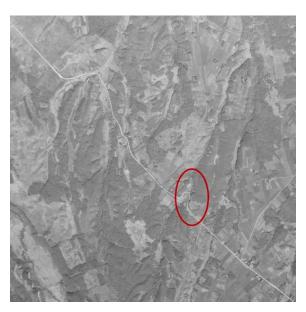


図-4.107 1947 年(昭和22年)の航空写真24)



図-4.108 1961 年(昭和36年)の航空写真24)



図-4.109 1974年(昭和49年)の航空写真24)



図-4.110 2008年(平成20年)の航空写真24)

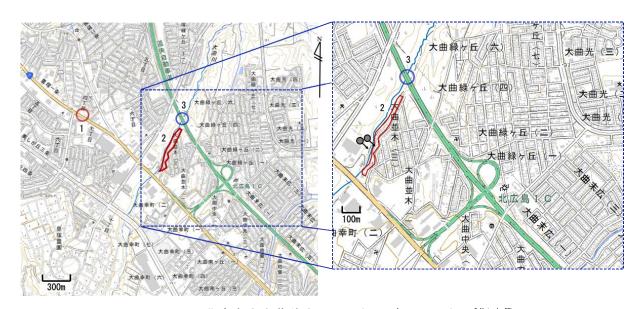


図-4.111 北広島市大曲並木3丁目および周辺の地図 24)に加筆

図-4.109 は 1974 年 (昭和 49 年) に撮影された当該地区の状況を示す航空写真 ²⁴⁾である。これより、大曲地区においても宅地が造成されている様相が見える。今回の地震被害が大きく見られた大曲並木 3 丁目の住宅地も昭和 40 年代後半に造成されたことがわかる。

近年の状況に近い航空写真²⁴⁾を図-4.110に示す。図-4.110より2008年(平成20年)の大曲並木地区周辺の状況をうかがえるが、多くの住宅、大型商業施設、高速道路や一般道等の交通網が整備され札幌から千歳、苫小牧および室蘭方面を結ぶ交通の要所である様子が見られる。なお、大曲川に近接するように造成された大曲並木3丁目にも住宅や建物が立ち並ぶ状況も確認できる。

4.6.2 北広島市大曲並木3丁目における被害状況

北広島市大曲並木3丁目および周辺の地図^{24)に加筆}を図-4.111に示す。地震発生後、被害状況を

調査するために札幌市中心部からは国道 36 号に沿って当該地域まで移動することになる。大曲並木 3 丁目に至る途中の札幌市清田区美しが丘 1 条 7 丁目付近および札幌市清田区里塚 1 条 4 丁目付近の国道 36 号において図-4.112 示すような道路段差が発生していた(図-4.111 の「1」地点)。道路段差が発生した近傍では、図-4.113 および図-4.114 に示す斜面の崩壊が発生していた。さらに、斜面崩壊が発生した箇所の周辺にある里塚わんぱく緑地および市営里塚団地の敷地内では、噴砂跡(図-4.115 参照)、地盤亀裂(図-4.116 参照)、マンホール浮き上がり(図-4.117 参照)のような強い地震時において発生する変状や被害が見られた。

道路段差および斜面崩壊等が発生した箇所から国道 36 号に沿って南東に約 1km 離れた箇所が北広島市大曲並木 3 丁目となる(図-4.111 の「2」地点)。図-4.118 から図-4.125 に大曲並木 3 丁目内で撮影した家屋および地盤の状況を示す。これらの写真から、家屋のゆがみ、下部地盤の陥没、崩壊、一部で液状化の発生を思わせる土の流動跡の状況を見ることができる。一方、被害発生箇所から道路を隔てた場所にある家屋の状況を図-4.126 および図-4.127 に掲載するが、これらの写真からは外見上、家屋の下部地盤の変状は見られなかった。今回の地震による家屋および基礎地盤の被害は大曲川に近い地区で集中的に発生したことが伺えた。図-4.118~図-4.125 とは道路を挟んだ隣接地域であり、家屋の基礎地盤には変状はみられない



図-4.112 国道 36 号道路段差



図-4.113 国道 36 号付近での斜面崩壊



図-4.114 国道 36 号付近での斜面崩壊 (図-4.113 の別角度からの撮影)



図-4.115 里塚わんぱく緑地 噴砂跡



図-4.116 市営里塚団地の地盤亀裂



図-4.117 マンホール浮き上がり



図-4.118 大曲並木3丁目被害状況



図-4.119 大曲並木3丁目被害状況



図-4.120 大曲並木 3 丁目被害状況



図-4.121 大曲並木3丁目被害状況 (飯場正紀北海道大学特任教授 提供)



図-4.122 大曲並木 3 丁目被害状況 (飯場正紀北海道大学特任教授 提供)



図-4.123 大曲並木3丁目被害状況



図-4.124 大曲並木 3 丁目被害状況 (飯場正紀北海道大学特任教授 提供)



図-4.125 大曲並木3丁目被害状況 (飯場正紀北海道大学特任教授 提供)



図-4.126 大曲並木 3 丁目



図-4.127 大曲並木3丁目

次に、家屋および地盤の被害が顕著に見られた箇所を大曲川の対岸側(札幌市側)から俯瞰することで家屋の基礎地盤の状況を見る。図-4.128 および図-4.6.129 は札幌市清田区里塚2条7丁目から北広島市大曲並木3丁目の方向に撮影した写真である。これらの写真から、家屋の傾斜や移動が見られる場所では石積ブロック擁壁およびコンクリート擁壁が倒壊し、その裏込地盤の崩壊および家屋の傾斜等の状況が伺える。この状況を大曲側の対岸側から接近して撮影したものを

図-4.130から図-4.131に示す。これらの写真から、大曲側沿いに設置されたブロック擁壁の倒壊および裏込め地盤のすべり崩壊が約100mの長さに渡って発生したことがわかる。なお、地震発生から6日後の2018年9月12日時点では、図-4.130から図-4.134を撮影した箇所の地盤はかなり高い含水状態であり、泥濘化した地盤上の歩行が困難な状態であった。

次に当該地域の周辺状況を確認するために、大曲並木 3 丁目の北端から北に約 135mに位置する道央自動車道を札幌中心部の方向に撮影した写真を図-4.135 に掲載する(前掲、図-4.111 の「3」地点)。この写真の中央部の路面下部に大曲川が流れているが、撮影当時の高速道路の路面や車両走行状況に関して特段の異常は認められなかった。以上を総合すると、今回の地震では大曲川に沿った宅地の一部地域に被害が集中したことがわかる。



図-4.128 大曲並木3丁目俯瞰



図-4.130 大曲並木 3 丁目被害状況 (飯場正紀北海道大学特任教授 提供)



図-4.129 大曲並木 3 丁目俯瞰



図-4.131 大曲並木3丁目 被害状況



図-4.132 大曲並木3丁目被害状況 (飯場正紀北海道大学特任教授 提供)



図-4.133 大曲並木 3 丁目 被害状況 (飯場正紀北海道大学特任教授 提供)



図-4.134 大曲並木 3 丁目被害状況



図-4.135 道央自動車道の状況 (図-4.111の「3」での状況)

4.6.3 1968 年十勝沖地震による被害状況との比較

1968 年十勝沖地震調査報告書 ¹⁹によると、平成 30 年北海道胆振東部地震での被災箇所と類似した箇所での被害報告が記載されている。**図-4.136** は 1968 年十勝沖地震による札幌市清田付近の地変災害の分布として報告書中に掲載された図面 ¹⁹である.この図面中で記載されている里塚と表記されている地域が、現在の札幌市と北広島市の市境界線付近であると判読できる。

当調査報告の記載 ¹⁹⁾を引用すると、『本地区の被害は清田、真栄、平岡、里塚に亘り、野幌層(砂、礫、粘土)を被う支笏火山噴出物の軽石流堆積物(軽石質火山灰堆積物~溶結凝灰岩)を主体とし、時に厚別砂礫層を上部に挟んで月寒火山灰層(火山灰質粘土)に表面を被われている。軽石流堆積物が厚層をなし、この附近の断面には大部分その好露出を示しているが、最近の宅地造成のため、更に軽石流堆積物の露出面が広くなっている。』という記載がある。加えて、現在の北広島市大曲並木地区の近傍(図中では里塚と表記)に関して以下の記載がある。『火山灰の埋立地で、幅 200m 以上の土砂崩壊を生じ、その土砂流は幅 30m 余りの沢を越えて対岸に達した(16)。また住宅が歪み、戸が締まらないところも出来た(17)。』

以上の記載より、札幌市の清田および里塚地区では、露出した火山灰質地盤地盤上で地震動に対する抵抗が低下する条件が揃うと、地震時の被害が顕在化しやすい傾向にあることがわかる。 図-4.137 は図-4.136 (1968 年十勝沖地震による札幌市清田付近の地変災害の分布図)に図-4.109 (1974 年(昭和49年)に撮影された航空写真)²¹⁾を重ね合せた図である。この図より、北広島市 大曲並木 3 丁目の一帯は、月寒火山灰層と支笏火山軽石流の境目付近に位置していることがわかる。このことから、平成 30 年北海道胆振東部地震における北広島市大曲並木地区の被害は他の地域と同様に、火山灰質地盤が強い振動を受けたことにより生じたことが推察される。

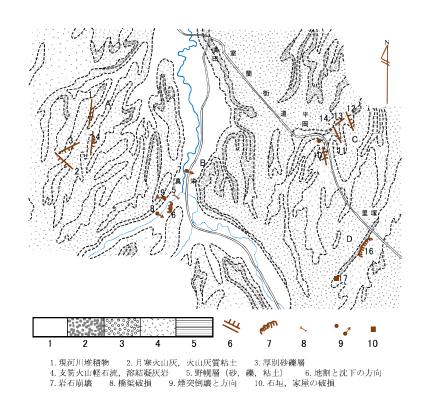


図-4.136 1968 年十勝沖地震による札幌市清田付近の地変災害の分布 (参考文献 19)の第32 図をトレース、色つけ加工)

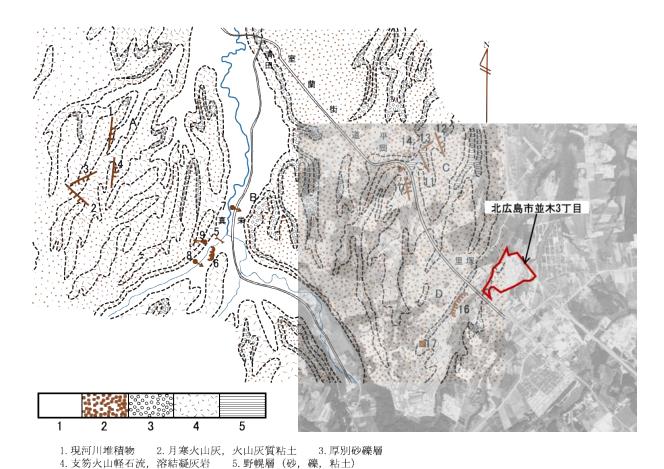


図-4. 137 1968 年十勝沖地震災害分布 ¹⁹⁾と 1974 年の航空写真 ²¹⁾との重ね合わせ

4.6.4 地震発生直前に上陸した平成30年の台風20号および21号による降雨量

平成30年北海道胆振東部地震の発生直前に日本に上陸した台風20号と台風21号による降雨量に関して検討する。2018年台風20号および台風21号はそれぞれ2018年8月23日および2018年9月4日に徳島県南部に上陸後、日本列島付近を北上した25,26。

気象庁アメダス ²⁷⁾の降雨データのうち、札幌(北緯 43 度 3.6 分、東経 141 度 19.7 分)と恵庭島松(北緯 42 度 55.6 分、東経 141 度 33.9 分)の 2 地点の観測データを基に降雨状況を調べる。なお、観測点である札幌および恵庭島松は北広島市大曲並木 3 丁目から、それぞれ北西に約 14.8km および南東に約 9.6km 離れている。札幌では、2018 年 8 月 24 日から 8 月 25 日にかけて 32mm、2018 年 9 月 4 日から 9 月 5 日にかけて 35mm の降雨があった。一方、恵庭島松では 2018 年 8 月 24 日から 26 日の間に 48.5mm、2018 年 9 月 4 日から 9 月 6 日にかけて 31mm の降雨を観測していた。これらの降雨の直後である 2018 年 9 月 6 日午前 3 時 7 分に今回の地震が発生した。札幌および恵庭島松の間にある北広島市大曲並木地区にも地震直前に多量の降雨があったものと考えられる。これらの降雨データより、台風による降雨で地盤が高い含水状態になった直後に強い地震動を受け、被害の拡大を招いた一因となったことが考えられる。

参考文献

- Sassa, K., Fukuoka, H., Scarascia-Mugnozza, G., Evans, S.: Earthquake-induced-landslides: distribution, motion and mechanisms, Soils and Foundations, Vol. 36, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, pp. 53–64, 1996. https://doi.org/10.3208/sandf.36.Special_53
- 沖村孝・二木幹夫・岡本敦・南部光広:兵庫県南部地震による宅地地盤被害と各種要因との関係分析. 土木学会論文集 No.623/VI-43, pp.259-270, 1999.
- 3) Mori, T., Tobita, Y., Okimura, T: The damage to hillside embankments in Sendai city during The 2011 off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake. Soils and Foundations, Vol. 52, No. 5, pp. 910–928. 2012. https://doi.org/10.1016/j.sandf.2012.11.011
- 4) 北海道土質コンサルタント株式会社:沢埋め造成盛土分布図第2版
- 5) Ishihara, K., Yasuda, S., Nagase, H.: Soil characteristics and ground damage. Soils and Foundations, Vol. 36, Special Issue on Geotechnical Aspects of the January 17 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake, pp.109–118, 1996. https://doi.org/10.3208/sandf.36.Special_109
- 6) Cubrinovski, M., Bray, J. D., de la Torre, C., Olsen, M. J., Bradley, B. A., Chiaro, G., Stocks, E., Wotherspoon, L.: Liquefaction effects and associated damages observed at the Wellington Centreport from the 2016 Kaikoura Earthquake. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. Vol. 50, No. 2, pp. 152–173, 2017.
- 7) 浜田政則・安田進・磯山龍二・恵本克利:液状化による地盤の永久変位と地震被害に関する研究. 土木学会論文集 No. 376/III-6, pp.221-229, 1986.
- 8) Ishihara, K.: Stability of natural deposits during earthquakes. Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp.321–376, 1985.
- Koseki, J., Matsuo, O., Koga, Y.: Uplift behavior of underground structures caused by liquefaction of surrounding soil during earthquake. Soils and Foundations, Vol. 37, No. 1, pp. 97–108, 1997. https://doi.org/10.3208/sandf.37.97
- 10) Towhata, I.: Geotechnical Earthquake Engineering, Springer. 676pp., 2008.
- 11) 山下聡・小川かける・川尻峻三・川口貴之・渡邊達也:北海道胆振東部地震で被災した火山 灰造成宅地の液状化特性-2003 年十勝沖地震で被災した火山灰造成農地との比較-. 地盤工学 会北海道支部技術報告集 Vol. 59, pp. 145-152, 2019.
- 12) 社団法人地盤工学会: 2003 年十勝沖地震地盤災害調査報告書
- 13) 日本港湾協会:港湾の施設の技術上の基準・同解説. pp. 408-417, 2018.
- 14) Watabe, Y., Leroueil, S., Le Bihan, J.-P.: Influence of compaction conditions on pore size distribution and saturated hydraulic conductivity of a glacial till. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 37, No. 6, pp. 1184–1194, 2000. https://doi.org/10.1139/cgj-37-6-1184
- 15) Miura, S., Yagi, K., Asonuma, T.: Deformation-strength evaluation of crushable volcanic soils by laboratory and in-situ testing. Soils and Foundations, Vol. 43, No. 4, pp. 47–57, 2003.
- 16) Matsumura, S., Tatsuoka, F.: Effect of compaction conditions and fines content on cyclic undrained strength of saturated soils. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 112, pp. 152–161, 2018. https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2018.04.029

- 17) Koseki, J., Yoshida, T., Sato, T.: Liquefaction properties of Toyoura sand in cyclic torsional shear tests under low confining stress. Soils and Foundations, Vol. 45, No. 5, pp. 103–113, 2005. https://doi.org/10.3208/sandf.45.5_103
- 18) 国土地理院:札幌市清田区の地形復元図(地形分類図). https://www.gsi.go.jp/common/000205584.pdf, 2018.
- 19) 1968 年十勝沖地震調査委員会(委員長:大野和男):1968 年十勝沖地震調査報告. pp. 479-483, 1969.
- 20) 海野寿康・八木一善・酒匂一成: 地震災害時における火山灰質粗粒土の被災事例について. 地盤工学会誌、Vol. 66, No.11/12, Ser. No. 730/731, pp. 18-21, 2018.
- 21) 地理院地図(電子国土 Web)(https://maps.gsi.go.jp/)
- 22) G-SpaceII 日本全国の地質地盤情報データベース. https://www.gspace.jp/
- 23) 札幌市交通局計画部:札幌市高速鉄道東豊線建設史(栄町〜豊水すすきの間). 1989.
- 24) 国土地理院 HP 地図・空中写真閲覧サービス https://mapps.gsi.go.jp/maplibSearch.do#1
- 25) 気象庁 HP: https://www.data.jma.go.jp/fcd/yoho/data/typhoon/T1820.pdf
- 26) 気象庁 HP: https://www.data.jma.go.jp/fcd/yoho/data/typhoon/T1821.pdf
- 27) 気象庁 HP: https://www.data.jma.go.jp/gmd/risk/obsdl/index.php

第5章 苫小牧市・千歳市・恵庭市の被害

5.1 概要

苫小牧港西港区は震央から西南西に 25~30km の範囲に位置する掘込式港湾であり、長い年月をかけて自然に堆積した海岸地盤を利用して建設された港湾施設である。古い地盤であることから、ごく一部で液状化によって段差が発生するなどの被害が見られたものの、ほとんどの地区では被害は確認されなかった。一方、苫小牧港東港区は、震央から南西に約 20km に位置する埋立地で、液状化対策がなされていない箇所を中心に広い範囲で液状化被害が確認された。

支笏湖畔では、9月5日に台風 21 号に伴う大雨(連続雨量 263 mm、時間最大雨量 51mm/h)により、国道 453 号の斜面において土層すべりが発生した。さらに9月6日には、そこから 1.6km程離れた場所で地震動による土層すべり(千歳市幌見内)、および7.6km離れた場所で岩盤崩壊(恵庭市盤尻)が発生した。これらの斜面崩壊は、地震動だけではなく台風 21 号による大雨の影響も受けていた可能性がある。

5.2 苫小牧港の被害

9月6日の地震で観測された苫小牧周辺の震度分布を図-5.1に示す。震度5強が観測された苫小牧港東港区については、2018年9月9日に港湾管理者である苫小牧港管理組合の協力により現地調査を実施した。合わせて、2018年9月12日に朝日新聞社の協力によりヘリコプターで上空からの調査も実施した。また、震度6弱の揺れが観測された苫小牧港西港区や、苫小牧周辺の漁港やマリーナについては、地震翌日から2週間後にかけて、順次調査を実施した。以下にその詳細を報告する。

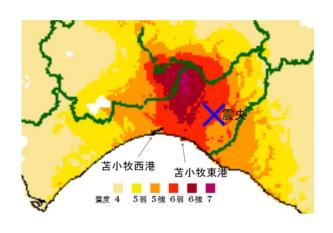


図-5.1 苫小牧港を含むエリアの震度分布

(気象庁https://www.static.jishin.go.jp/resource/monthly/2018/20180906_iburi_3.pdf)

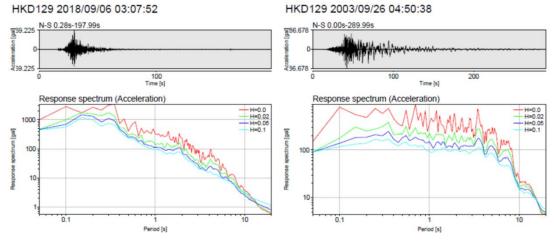


図-5.2 地震動と応答スペクトル (K-Net苫小牧 (HKD129))

苫小牧で観測された地震動と、応答スペクトルを図-5.2に示す。左が2018年の胆振東部地震で得られたデータ、右が2003年の十勝沖地震で得られたデータである。胆振東部地震では、最大加速度369Galが観測されており、十勝沖地震の最大加速度87Galの4倍以上であった。胆振東部地震の卓越周期は0.1~0.2秒であり、港湾施設の固有周期よりも短い周期が卓越した。一方、2003年の十勝沖地震の卓越周期は0.5~0.7秒と長かったことが特徴として挙げられ、港湾施設そのものの被害よりも、長周期振動により石油タンクの内容物が共振するスロッシングという現象により浮き蓋の上に溢れ出た油が引火し、大規模な火災が発生したことなどが注目された。

5.2.1 苫小牧港西港区の被害状況

写真-5.1は、9月12日に苫小牧港西港区の上空から撮影したものである。フェリーターミナルや油槽所のタンク施設などに損傷や液状化の痕跡は見られない。苫小牧港西港区については、地震発生翌日の9月7日の夕方に最奥に位置する勇払ふ頭のエプロンの液状化の痕跡や沈下、岸壁の変位等を調査した。以降に示す写真は、図-5.3の矢印の箇所で撮影したものである。

写真-5.2は掘込み港湾(苫小牧港西港区)の最奥に位置する勇払ふ頭の震災翌日の状況である(図-5.3のAの方向)。勇払ふ頭は写真の手前から奥に向かって水深7.5m、10.0m、12.0mの岸壁となっている。エプロンの液状化の痕跡や沈下、護岸の変位(はらみだし)などの被害は確認されず、岸壁は健全な状態であった。

写真-5.4は、苫小牧港西港区で変状が見られた中央南ふ頭で、中央南ふ頭1号岸壁および中央南 ふ頭2号岸壁はともに水深12mの鋼矢板式岸壁である。エプロン舗装部およびその背後用地の一部 が沈下し、舗装にひび割れが発生していた。岸壁本体は変位しておらず、上部工と背後の舗装には10~15cm程度の段差が生じていた。



写真-5.1 苫小牧港西港区の状況

図-5.3 苫小牧港西港区の調査地点 (Google Maps)

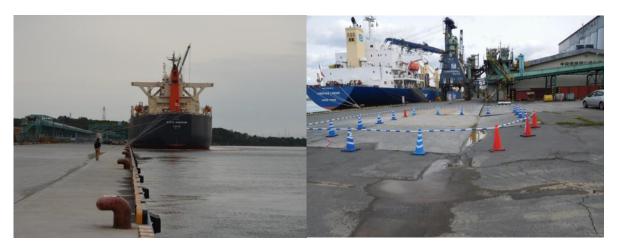


写真-5.2 勇払ふ頭

写真-5.4 中央南ふ頭(北海道科学大学山本泰司教授提供)

5.2.2 苫小牧港東港区の被害状況

写真-5.5は苫小牧港東港区の苫小牧国際コンテナターミナルを上空から撮影した状況である。 震災から5日後の9月11日には荷役作業が再開され、海上大量輸送による国際物流機能が回復し始めた。コンテナヤード内の舗装面に、ところどころ、液状化による噴砂の痕跡が残っていることを確認できる。写真-5.6は苫小牧港東港区全景を東側上空から撮影した状況である。苫東厚真発電所の石炭岸壁(コールセンターの岸壁)を含めて主に護岸周辺に液状化による噴砂の痕跡が多く残っていることを確認できる。なお、火力発電所内については、上空から見た限りでは、駐車場などに小規模で局所的な液状化の痕跡がごく一部で確認されたものの、主要施設は液状化対策がなされていることもあり、地震による地盤の変状は確認されなかった。

苫小牧港東港区の苫小牧国際コンテナターミナル(中央ふ頭岸壁と荷さばき地)の被害状況の調査は9月10日に、苫小牧港管理組合の協力により実施した。調査地点の位置と液状化の状況をまとめたものを図-5.4に示す。液状化による噴砂が見られた範囲を楕円により示した。





写真-5.5 苫小牧国際コンテナターミナル

写真-5.6 苫小牧港東港区全景 (東側上空)

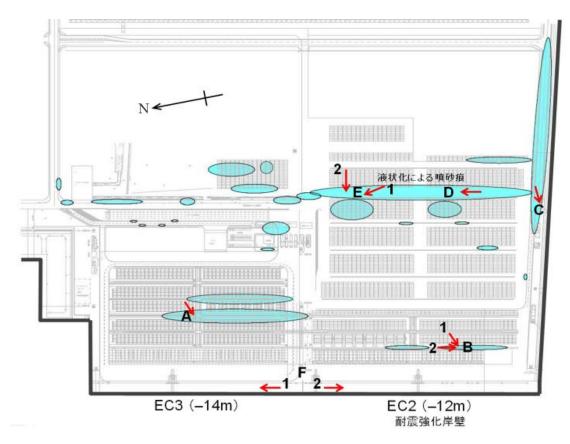


図-5.4 苫小牧国際コンテナターミナルの液状化状況 (苫小牧港管理組合提供)

調査地点Aの状況を写真-5.7に示す。噴砂により地盤沈下が発生し、コンテナヤードの舗装に約10cmの段差が生じていた。調査地点Bの噴砂の状況を写真-5.8に示す。液状化による噴砂と地盤の陥没により不陸が発生し、コンテナヤードの舗装に約8cmの段差が生じていた。ほぼ同じ位置であるが、地震当日の朝に南向きに撮影した状況が写真-5.9である。液状化による噴砂が見られる一方で、その周辺には陥没した箇所があるなど、液状化により舗装面に凹凸ができたことがわかる。調査地点Cにおいて、護岸沿いに位置する照明施設の基礎周辺を撮影した状況を写真-5.10

に示す。照明施設の基礎の周りで噴砂が発生し、その周辺地盤には陥没が見られた。調査地点Dから北側に向かって撮影した状況を写真-5.11に示す。コンテナヤード内に設けられたこの通路では、ほぼ全域で液状化による噴砂や陥没が見られた。舗装の目地には3.7cmほどの開きが発生していた。調査地点Eは周辺で最も噴砂や不同沈下の発生が著しかった箇所であり、その状況を写真-5.12に示す。同じく調査地点Eにおいて、西向きに撮影した状況を写真-5.13に示す。液状化により地面に凹凸が発生した状況が良くわかる。

コンテナターミナルの岸壁(中央ふ頭)のほぼ中央(調査地点F)から北向きに撮影した中央ふ頭3号岸壁(EC3バース、-14m)の状況を写真-5.14に示す。この岸壁は耐震強化岸壁ではないが、護岸法線の変位(はらみだし)や背後の陥没、液状化による噴砂などの被害はなく、健全な状態であった。EC3バース(-14m)の断面を図-5.5に示す。控え矢板式係船岸で、矢板間はタイロッドで結ばれるとともに事前混合処理土が打設され、裏埋め土にはサンドコンパクションパイルにより液状化対策が施された断面になっている。また、ガントリークレーンのレール基礎として、鋼管杭が打設されている。



写真-5.7 調査地点A

写真-5.8 調査地点B-1



写真-5.9 調査地点B-2 (地震直後) (苫小牧港管理組合提供)

写真-5.10 調査地点C



写真-5.11 調査地点D

写真-5.12 調査地点E-1



写真-5.13 調査地点E-2

写真-5.14 中央ふ頭3号岸壁 (調査地点F-1)

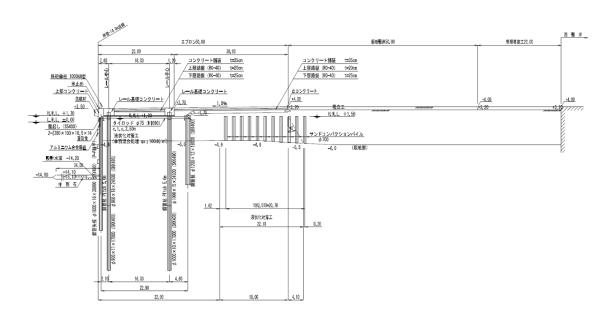


図-5.5 EC3バース断面(苫小牧港管理組合提供)

コンテナターミナルの岸壁のほぼ中央から南向きに撮影した中央ふ頭2号岸壁(EC2バース、-12m)の状況を写真-5.15に示す。この岸壁は耐震強化岸壁として整備されたものである。護岸法線の変位(はらみだし)や背後の陥没、液状化による噴砂などの被害はなく、ガントリークレーンのレールや車輪についても健全な状態であった。EC2バース(-12m)の断面を図-5.6に示す。ケーソン式護岸を抱え込むかたちで控え矢板式係船岸が構築されている。ガントリークレーンのレール基礎として、鋼管杭が打設されている。EC2バースの南端部分(埋立地の南西側隅角部)のボーリング柱状図を図-5.7に示す。旧海底面から8~10mと20~25mに粘性土を含む地層が見られるが、全体としては砂や礫を主体とした地盤であることがわかる。このことから、護岸構築や埋立てにおいて、特に地盤改良はなされていない。



写真-5.15 中央ふ頭2号岸壁(調査地点F-2)

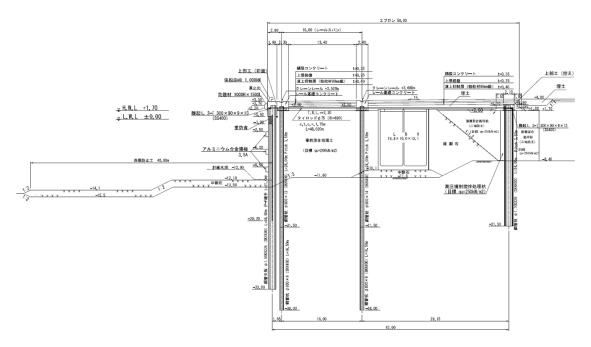


図-5.6 EC2バース断面(苫小牧港管理組合提供)

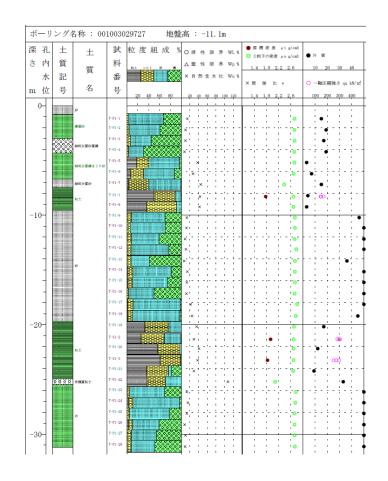


図-5.7 EC2バース南端のボーリング柱状図 (Kunijibanより引用)

写真-5.16は、調査地点A付近で噴出した土砂の堆積物である。埋立てに用いられた土砂は海底から採取した土砂とのことであるが、砂のみならず礫サイズの軽石も噴砂として大量に地表面に現れたことがわかる。軽石は密度が小さいために、液状化した砂とともに流出しやすいことが理由と考えられる。写真-5.17は、調査地点E付近で噴出した土砂の堆積物である。埋立てに用いられた浚渫土砂が噴砂となって地上に現れていた。当該地点で堆積していた噴砂は主に砂であり、軽石の混入はほとんど見られなかった。

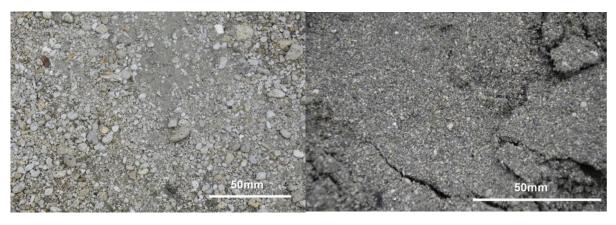


写真-5.16 調査地点Aの堆積物

写真-5.17 調査地点Eの堆積物

苫小牧国際コンテナターミナルのゲート前の道路陥没の状況を**写真-5.18**に示す。陥没そのものからの噴砂は見られないが、周囲には液状化による噴砂の痕跡が見られ、道路の陥没は液状化に起因したものであると判断される。



写真-5.18 道路陥没状況 (苫小牧港管理組合提供)

苫小牧港東港区の南護岸周辺では、広範囲にわたって液状化の被害が確認された。調査は9月10日に苫小牧港管理組合の協力により実施した。調査地点と写真の撮影方向を図-5.8に示す。南側護岸の断面を図-5.9に示す。ケーソン式護岸の上部にパラペット(上部コンクリート)が載った構造になっている。裏込め石はなく、ケーソン背面に埋土が直接裏込めされている。地盤条件は上述の図-5.7を参考にできる。



図-5.8 苫小牧港東港区の調査地点 (Google Maps)

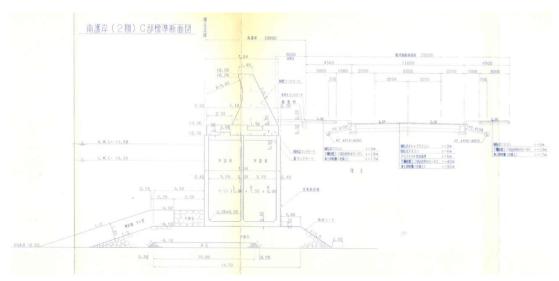


図-5.9 南側護岸断面(苫小牧港管理組合提供)

調査地点Aにおいて、護岸背後の道路を西向き撮影した状況を写真-5.19に示す。埋立て土が液状化したことにより、道路舗装面には著しい不陸が発生した。しかしながら、道路の舗装面には、噴砂の痕跡は見られなかった。調査地点Bにおいて、護岸背後の道路を西向きに撮影した状況を写真-5.20に示す。護岸隅角部に近い手前側に比べ、撮影地点よりも西側(写真の奥側)はほぼ一様に数10cm水平変位し、路面の亀裂や不陸が著しいことがわかる。数10cmはらみだした南側護岸の近傍を撮影した状況を写真-5.21に示す。護岸が前面側(写真の左側=南側)にはらみだしたために、背後の水平だった舗装面(水叩き)がV字型に陥没している様子がわかる。V字型に陥没した左側がコンクリート板、右側はアスファルト舗装である。護岸のはらみだし量はほぼ一様ではあるものの、パラペット(コンクリート製の上部工の壁)は回転を伴って変位しており、天端の水平変位量にばらつきがあることがわかる。

南東端隅角部のブロックの状況を**写真-5.22**に示す。隅角部から数えて2つ目以降のパラメットは前面側(写真の右側=南側)に約33cmに移動していた。また、隅角部のコンクリート舗装版の状況を**写真-5.23**に示す。2つ目以降のコンクリート舗装版は約34cm沈下していて、隅角部のコンクリート舗装版の下には隙間が空いていた。なお、この沈下は**写真-5.21**に示した**V**字型の陥没の底部に対応しており、水叩きの沈下量であってパラペットの沈下に対応するものではない。

南東の隅角部から北側に向かって撮影した東側岸壁法線の状況を**写真-5.24**に示す。控え矢板式 係船岸の法線が前面側にはらみだしている状況を確認できる。控え矢板式係船岸の控え杭の部分 の変状を**写真-5.25**に示す。控え矢板前後の地盤が液状化により沈下したため、相対的に控え杭の 部分が盛り上がっている。控え杭の前後では、液状化の痕跡である噴砂が広い範囲に確認された。

石炭岸壁背後において、北向きに見て撮影した液状化による噴砂と陥没の状況を**写真-5.26**に示す。噴砂の範囲や陥没の大きさから、大規模な液状化であったことがわかる。コールセンターの北側から南向きに撮影した護岸法線の状況を**写真-5.27**に示す。護岸背後には液状化による噴砂の痕が至る所に見られるが、地震による護岸法線の変位は見られない。苫東厚真発電所の石炭運搬用ベルトコンベアーの基礎部分の液状化による変状を**写真-5.28**に示す。杭基礎であると考えられるが、基礎周囲が水みちとなって大量の噴砂が発生したことがわかる。



写真-5.19 調査地点A

写真-5.20 調査地点B



写真-5.21 南側護岸近傍 (調査地点B)

写真-5.22 南東端隅角部 (調査地点C)



写真-5.23 コンクリート舗装版 (調査地点C)

写真-5.24 東側岸壁法線 (調査地点D)



写真-5.25 控え矢板式係船岸(調査地点D)

写真-5.26 石炭岸壁背後 (調査地点E)



写真-5.27 護岸法線 (調査地点F)

写真-5.28 ベルトコンベアーの基礎部分 (調査地点G)

苫小牧港東港区のその他のエリアにおける調査地点と写真の撮影方向を図-5.10に示す。弁天地区の埋立地内部でも一部エリアで液状化が発生していた。写真-5.29の場所では、液状化により電柱が1m近く沈下したことを確認できる。苫小牧港東港区の浜厚真地区にある周文フェリーターミナル(水深12.0m)を北に向かって撮影した状況を写真-5.30に示す。液状化の痕跡は見られず、岸壁の法線にも変状は見られなかった。写真-5.31の苫小牧港東港区浜厚真地区船溜まり物揚場(-3m)は、鋼矢板式の構造であり、L字型に配置された物揚場は法線が曲線状に最大50cm程度はらみ出し、エプロン舗装も15cmほど沈下していた。



図-5.10 苫小牧港東港区のその他の調査地点 (Google Maps)

写真-5.29 弁天地区の埋立地内部 (調査地点A)



(調査地点B)

写真-5.30 周文フェリーターミナル 写真-5.31 浜厚真地区船溜まり物揚場 (調査地点C) (北海道科学大学山本泰司教授提供)

5.3 国道 453 号の斜面被害

北海道胆振東部地震では、厚真町、安平町、むかわ町など震源に近い町だけではなく、震源か ら少し離れた千歳市や恵庭市でも斜面崩壊が発生した。千歳市では震度 6 弱、恵庭市では震度 5 強が観測されており、図-5.1によると斜面被害が発生した地域の震度は5弱と推定される。本節 では、国道 453 号沿い(千歳市・恵庭市)で発生した斜面被害について述べる。また、崩壊の誘 因を考察するうえで参考となる地震直前の大雨(台風21号)による斜面被害(9月5日)につい ても併せて述べる。斜面被害の概要と位置をそれぞれ表-5.1と図-5.1に示す。



図-5.1 国道 453 号斜面被害位置

表-5.1 9月5日以降、国道453号沿いで発生・確認した斜面災害一覧

	① 土層すべり	② 土層すべり	③ 岩盤崩壊			
発生/ 確認日時	9月5日4時30分頃発見	9月6日3時7分発生	9月7日17時頃確認(発生は9月 6日3時7分と考えられる)			
場所	千歳市幌美内(支笏湖畔)	千歳市幌美内	恵庭市盤尻			
誘因	大雨(台風 21 号) 連続雨量 263mm(9/3-5) 時間最大雨量51mm/h (9/5, 2:00)	台風 21 号由来の大雨による 含水および地震動	台風 21 号由来の大雨による含水 および地震動			
崩壊物	恵庭降下軽石層風化部	恵庭降下軽石層風化部	支笏溶結凝灰岩			
規模等	幅 20m×斜面長 120m×厚さ 0.5 ~1m、体積 1,800m³ 斜面傾斜 50 度以上	幅 40m×斜面長 60m×厚さ 2m、 体積 4,800m³ 斜面傾斜 50 度	幅 8m×高さ 12m×奥行 3m、体積 200m ³ 急崖 (上部 70~80 度、下部 40 度)			
特徴	表層の風化部が薄い。 軽石の直径が小さい。 粘性で水分が多い。 上下2つある遷急線のうち下の 遷急線付近より崩壊	表層の風化部が厚い。 軽石の直径大。 左より水分は少ない。 急斜面上に凹凸があり凸部 (風化厚い) から崩壊	塊状で亀裂の少ない軟岩が崩落。 斜面に湧水は認められず。 急崖で上部には平坦面あり(遷急線直下が崩落)			

5.3.1 千歳市幌見内の土層すべり(9月5日)

地震発生前日の9月5日に、千歳市幌美内の国道453号沿い(支笏湖畔)で、恵庭降下軽石層の風化部の土層すべりが発生した。9月5日4時30分頃、道路維持業者がパトロール中に発見した。人的被害はなかった。土層すべりの状況を**写真-5.1~5.3**に示す。

斜面崩壊の規模は、幅 20m、斜面長 120m、厚さ 0.5~1m、体積 1,800m³である。崩壊は斜面傾斜 50 度以上という急傾斜部で発生した。すべり土塊は樹木を多数含んでおり、崩土および倒木は落石防護柵を乗り越え、支笏湖まで到達した。崩壊後の斜面は基盤の軽石層が露出し、斜面上に明瞭な湧水は認められなかった。崩壊は遷急線直下から始まっているように見えた。写真-5.4 にすべり土塊の状況を示す。直径 5cm 弱の軽石を多数含んでおり、粘土質で水分を多く含んでいた。

台風 21 号に由来する大雨(恵庭市にある北奥漁テレメータでは、9月3日~5日にかけて連続雨量 263mm、時間最大雨量 51mm/h、9/5、2:00 を記録)が土層すべりの誘因と考えられる。



写真-5.1 千歳市幌美内の土層すべり(9月5日)



写真-5.2 崩土および倒木の状況



写真-5.3 土層すべりを見上げた状況



写真-5.4 すべり土塊の状況

5.3.2 千歳市幌見内の土層すべり(9月6日)

地震発生日の9月6日に、千歳市幌美内の国道453号沿いで、恵庭降下軽石層の風化部の土層すべりが発生した。9月5日の土層すべり発生箇所から約1.6km 西側(札幌市寄り)である。9月6日3時7分、地震発生直後に維持業者の交通規制誘導員が土層すべりの発生を確認した。人的被害はなかった。土層すべりの状況を写真-5.5~5.7に示す。

斜面崩壊の規模は、幅 40m、斜面長 60m、厚さ 2m、体積 $4,800m^3$ である。路面には、崩土が幅 11.5m、道路延長 47m、平均厚さ 4m(体積 $2,100m^3$)にわたり堆積した。崩壊は斜面傾斜約 50 度

という急傾斜部で発生した。すべり土塊は樹木を多数含み、崩土および倒木は落石防護柵付コンクリート擁壁(高さ3m)を乗り越え、反対側法面まで到達した。崩壊後の斜面は基盤の軽石層が露出し、斜面上に明瞭な湧水は認められなかった。崩落個所の周辺斜面の上部、側部に土砂や倒木の落ち残りが残留していた(写真-5.7)。さらに上部の遷急線付近には小崩壊跡が認められ、倒木もあった。写真-5.8 にすべり土塊の状況を示す。直径 20~30cm 程度の軽石を多数含んでおり、水分はそれほど多くなかった。

土層すべりは地震が引き金となり発生しているが、前日に大雨が誘因となって発生した土層すべりと同様、台風 21 号に由来する大雨の影響は大きかったと考えられる。前日の土層すべり箇所と比較すると、斜面傾斜はほぼ同じであるが、軽石の粒径が大きく透水性は相対的に高かったと考えられる。このことと風化部が厚かったことから、大雨による水分飽和に対する抵抗力が相対的に高く、大雨には持ちこたえたが、地震動により、すべりに至ったと考えられる。



写真-5.5 千歳市幌美内の土層すべり(9月6日)



写真-5.6 斜面上部から見下ろした状況



写真-5.7 崩壊最上部の状況



写真-5.8 すべり土塊の状況

5.3.3 恵庭市盤尻の岩盤崩壊

地震発生翌日の9月7日に、恵庭市盤尻の国道453号沿いで、支笏溶結凝灰岩の岩盤崩壊が発見された。9月6日の土層すべり発生箇所から約6km北側(札幌市寄り)である。岩塊は道路路

面には到達せず、人的被害はなかった。岩盤崩壊の状況を写真-5.9~5.11に示す。

岩盤崩壊の規模は、幅8m、高さ12m、奥行き3m、体積200m³である。斜面傾斜は、崩壊部は約70~80度と急で、崩壊箇所より下では40度程度である。崩壊した岩盤は、途中で直径1.5m程度以下の多数の岩塊に割れて、斜面途中で停止・堆積、あるいは斜面下部の落石防護柵に衝突して停止・堆積した。崩壊後の斜面上部には岩塊が残留しており、斜面中腹の樹木に引っかかっていた最大岩塊は安全確保のため強制的に落下させる対応がとられた(写真-5.11)。斜面上に明瞭な湧水は認められなかった。写真-5.12 に斜面中腹に残る岩塊を示す。弱く固結した支笏火砕流堆積物でハンマーの軽打で割れる状況であった。



写真-5.9 恵庭市盤尻の岩盤崩壊(崩壊部)



写真-5.11 落下した岩塊の状況 (路面には到達していない)



写真-5.10 斜面中腹部の状況



写真-5.12 斜面中腹の岩塊の状況

第6章 厚真町・安平町・むかわ町の地盤被害

6.1 概要

2018年北海道胆振東部地震では、厚真町をはじめ、安平町からむかわ町にかけての広範囲に亘り、斜面災害(斜面崩壊/地滑り)が発生した。特に、この斜面崩壊による甚大な被害は、震源の北にある厚真町と安平町に集中した。厚真町では、北海道で初めて震度7(気象庁)が観測されている。被災地域の地質は、主に樽前山、恵庭岳、支笏カルデラを噴出源とする3種類の降下火砕堆積物(fa)から主に形成されており、これらのテフラ層に深刻な被害が生じている。また、厚真町幌内地区の日高幌内川流域では、岩盤斜面の大規模なすべりも発生し、その流出土砂によって約1100mの河道閉塞が発生した。本章では、これらの地域の地盤災害被害を要約し、この地域に分布する崩壊した降下火砕堆積物の物理特性、特に宇高地区、幌内地区については併せて力学特性を報告する。

6.2 斜面災害発生地の特徴

6.2.1 地形

図-6.1 に、安平町~むかわ町にかけての地形図(色別段彩図)と、崩壊箇所の分布を示す。この地域の地形は、大局的には厚真町から東側、標高約150~200m以上で起伏に富んだ山地と、厚真町以西の比較的平坦な丘陵~平野に分けられる。崩壊の大半は、震源および震源断層(モデル)の位置よりも北側に偏って分布していることもわかる。また、大局的な地形との関係に注目すると、厚真町東方~北方の山地に大半が分布すること、厚真町西~北西の丘陵でも崩壊が発生して

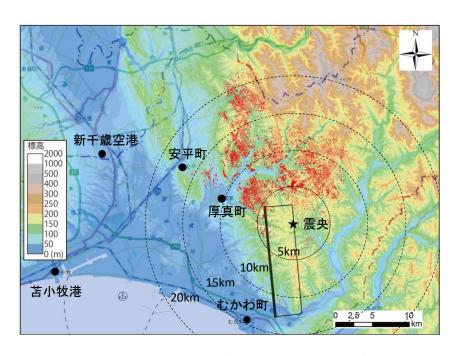


図-6.1 平成 30 年北海道胆振東部地震の震央位置周辺の地形概略図:地形図および標高データは地理院地図(国土地理院の公開データ)、震央(黒星印)は気象庁、震源断層モデル(四角)および斜面崩壊・堆積分布図(赤色部)は国土地理院による解析結果に基づく。

いることがわかる。山地は、標高 150~250m 前後で定高性のある尾根および平坦面と、その下部 に形成されたやや急な斜面で構成され、崩壊は尾根・平坦面と斜面を境とする傾斜変換線(遷急線)付近およびその下方で発生している。

6.2.2 地質と地質構造

図-6.2 に、安平町~むかわ町にかけての地質図を示す。この地域は、厚真町より東方の山地を構成する新第三系(最も東側には白亜系~古第三系がわずかに分布)と、厚真町より西方の丘陵~低地を構成する第四系からなる。第三紀以降の東西圧縮テクトニクスを反映して、北北西-南南東にのびる背斜・向斜および断層が発達している。これらの背斜・向斜および断層では、第四紀中~後期以降に活動が続いていたことを示す地形的・地質的な根拠は確認できない。斜面崩壊が多発しているのは、新第三系の海成層である川端層(砂岩・泥岩および礫岩)、軽舞層(泥岩および礫岩)、前別層(礫岩・砂岩・泥岩)および丘陵を構成する第四系である高位段丘堆積物・中位段丘堆積物(砂礫、泥および火山灰土)の分布域である。地質構造との関係でみると、背斜構造

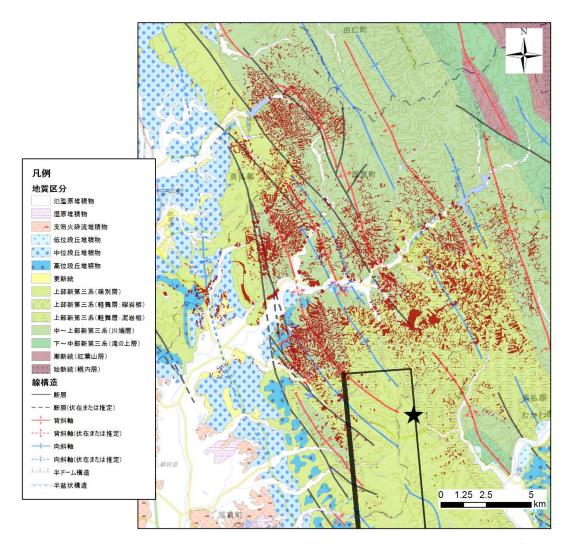


図-6.2 安平~厚真~鵡川地域の地質図:北海道地方土木地質図(北海道土木地質データ集作成委員会編,2017)¹⁾のGISデータを利用し作成。震央(黒星印)は気象庁、震源断層モデル(四角)および斜面崩壊・堆積分布図(茶色部)は国土地理院による解析結果に基づく。

付近で崩壊が多く、向斜構造付近でやや少ないようにも見える。ただし、背斜・向斜の有無と関係なく崩壊が集中する地域、ほとんど崩壊が起きていない地域もある。地質構造と崩壊の関係については引き続き慎重な検討が必要である。

この地域には、更新世中期〜完新世にかけて、北海道西部の火山群から噴出しその東方に堆積 した降下火砕堆積物(テフラ)が厚く発達する(図-6.3)。このうち、安平町〜むかわ町の地域で 厚く発達するテフラ層について、その概要を述べる。

支笏第1降下軽石堆積物(Spfa 1: 勝井、1958)4は、約4万6千年前に支笏カルデラから噴出した(Uesawa et al., 2016)5、白色・細粒の降下軽石堆積物である。この地域では最大4m以上の層厚で分布するが、後述するように斜面・傾斜地では堆積後の浸食により失われている。恵庭a降下軽石層(En-a:春日井ほか、1974)がは約1万9千年~2万1千年前(町田・新井、2003)3)に恵庭岳から噴出した黄白色の降下軽石堆積物である。安平町~厚真町北部にかけて層厚 1m 前後と厚く堆積している。樽前d降下火砕堆積物(Ta-d: 曽屋・佐藤、1980)がは、約9千年前(古川ほか、2006)8に樽前火山から噴出した赤褐色~黄褐色の降下軽石層である。厚真町中部で厚さ 1m 前後と厚く堆積しているが、分布主軸の北側・南側では急激に層厚が薄くなる、微細な気泡が著しく発達していること、風化が進んでいるために自然含水比は 150~250%に達し(川村、2018)9、指で容易に潰せるほど脆弱な軽石となっている(なお、破砕に伴い大量の水が放出される)。樽前b降下火砕堆積物(Ta-b: 曾屋、1971)10)は、西暦 1667年に樽前火山から噴出した白色の降下軽石層である。分布の主軸はやや南に寄っており、厚真町以南で層厚 50cm~1m で堆積している。この他に、倶多楽火山、支笏カルデラ、樽前山など北海道南部の火山群から噴出・堆積した

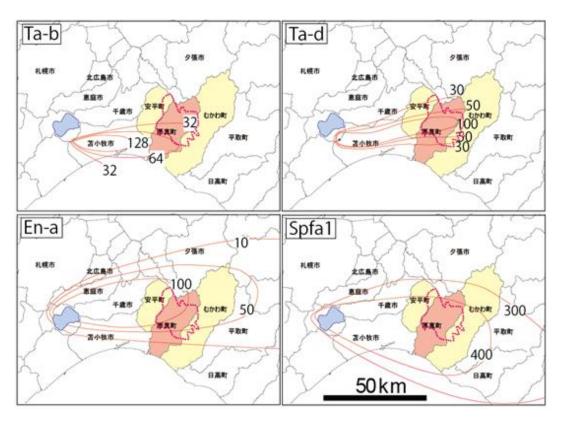


図-6.3 北海道南西部における、過去数万年間の主要テフラの等層厚線分布図(層厚の単位: cm): 古川・中川(2010)²⁾および町田・新井(2003)³⁾に基づき作成。

テフラも認められるが、それらは層厚数十cm以下なので、説明は省略する。

これらのテフラ層は、下位の新第三紀層(ないし新第三紀層の風化部)を直接覆っていることが多い(図-6.4)。また、新第三紀層とテフラ層の間には数 cm~十数 cm 程度の薄い斜面堆積物 (新第三系に由来する角礫、テフラの再堆積物および泥~シルトが主)が挟まれていることもある。斜面の傾斜が緩いか平坦な面においては更新世~完新世において降下堆積した際の層相、層厚がよく保存されている。一方、遷急線から下方の斜面においては、堆積後から現在までに、ソリフラクションや河谷形成に伴う浸食作用により、テフラ層が失われていることが多い。どのテ

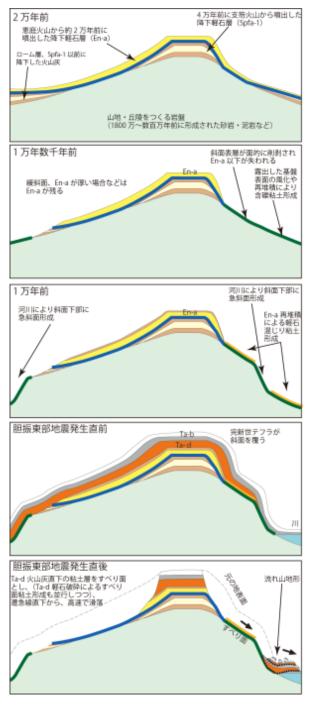


図-6.4 安平~厚真~むかわ町における, 斜面形成過程とテフラ堆積と削剥, すべり面 形成との関係(一例)

フラが失われているかは、元々のテフラの層厚、斜面の傾斜や方向、浸食過程により異なる。Tadよりも古いテフラが失われているケースが特に厚真町付近で目立つが、厚真町〜安平町では Enaより古いテフラ、Spfa-1 より古いテフラが失われているケースも多く認められる。Tadをはじめとする完新世のテフラも、河川に面した下部谷壁斜面では失われていることがある。

一方で、一部の崩壊箇所の現地観察によれば、Ta-d 直下をすべり面として、そこから上方の堆積物が崩落しているケースもある。ただし、Ta-d と新第三系の風化部の間、En-a と Spfa-1 の間のローム層、En-a と新第三系の風化層の間、Ta-d やそれより新しいテフラの層中など、すべり面の位置はさまざまであり、地形形成過程、震動に対する地形の効果、崩壊発生直前の土質工学的性質、地質(地震動に対する応答など)や地質構造との関係など、検討すべき課題は少なくない。

6.2.3 主な地盤災害

以下の項では、地盤災害が発生した地域で行った現地調査結果について報告する。**図-6.5** に、現地調査地点(安平町~厚真町)を示す。

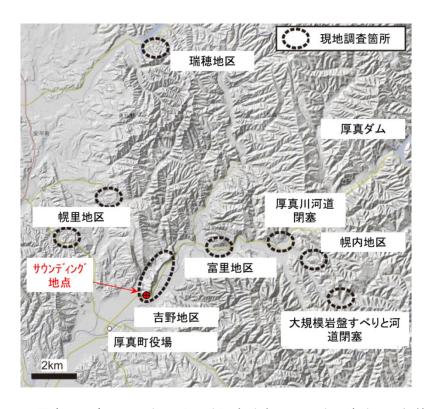


図-6.5 厚真町~安平町における現地調査地点(国土地理院地図に加筆)

(1) 厚真町吉野地区

図-6.6 と図-6.7 は、厚真町吉野地区の被災後の航空写真を示す。また、図-6.8 は図-6.7 中の(a)、(b)、(c)地点の現地の状況を示す。被災箇所周辺は、厚真川によって形成された谷底平野であり、水田として土地利用されている。被災した住宅は、厚真川右岸の河岸段丘崖の崖下に位置している。河岸段丘崖の上部の段丘面では畑作が行われている。地震によって段丘崖における堆積土が不安定化し、崩壊土砂が段丘崖の崖下にある住宅を巻き込み、水田や、場所によっては厚



図-6.6 吉野地区の斜面崩壊の状況

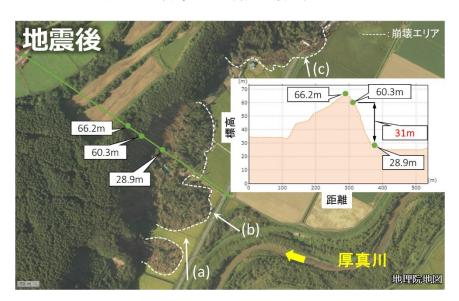


図-6.7 吉野地区の斜面崩壊の状況と地形情報(国土地理院地図に加筆)

真川近くまで比較的長距離にわたって流動・流下していた(図-6.7)。地形図上では、微地形的な谷部を確認できるものの、崩壊面には明瞭な谷は確認できず、崩壊面は比較的に一様な勾配であった(図-6.8(a))。また、崩壊面には崩壊土砂による擦過痕と考えられるものがあり、崩壊土砂は比較的速い速度で流下したと推察される(図-6.8(b))。なお、流下した土砂の先端部付近における土質を見ると、堆積年代や風化程度が異なる降下火砕堆積と黒ボク土で形成されていた(図-6.8(c))。加えて、場所によっては水田が隆起している箇所があるため、崩壊土砂の落下した地盤の状況次第では流動・流下ではなく、地盤内に潜り込むような挙動をした可能性がある(図-6.8(d))。

図-6.9(a)、(b)、(c)は、図 6.8(b)に示す崩壊した土砂からサンプリングされた 3 種類の降下火砕降下堆積物を示したものである。これらの降下火砕堆積物は、樽前降下火砕堆積物に分類され



図-6.8 被災箇所周辺の状況(2018.9.7撮影):

- (a) 図 6.7(a) 付近からの崩壊状況 (2018.9.7撮影), (b) 図 6.7(b) から見た崩壊面の状況,
- (c) 図 6.7(c)付近における崩壊土砂の様子, (d) 図 6.7(b)付近、の水田の隆起状況

(表記: Ta-a-d)、この地区周辺では Ta-d と Ta-c の間に厚い腐植層も観察されている。実際、Ta-d と Ta-c は完全に区別できるものの、 $\mathbf{Z}-6.9$ では Ta-c と Ta-d の間に腐植層を目視では確認できず、区別が困難である。また、この箇所では Ta-c が平均層厚よりも厚いため、Ta-c が再堆積した可能性もある。

図-6.7 中の(b)の崩壊土砂中から採取した 3 種類の降下火砕堆積物の土粒子の様子を図-6.9 に示す。(a)図は輝石斑晶を含む灰色の軽石堆積物である。風化が進んでいないため細粒分を含んでおらず、粒子間の固着性は低く、崩壊移動過程で巻き込んだとみられる黒ボクが混在している。(b)図は赤褐色が特徴的な Ta-d であり、風化した軽石とスコリアを含む。細粒分は少ないものの、団粒状に固着しているものもみられた。(c)図は著しく風化した軽石およびスコリアを含む黄褐色粘性土である。現地での採取時には水分を多く含んでおり、塑性の性状を示したことから、この粘性土をすべり面として崩壊が発生した可能性が考えられる。なお、採取試料の含水比wは、(a)では 19.5%、(b)では 155.3%、(c)では 159.4%であった。図-6.10 にそれらの粒度分布を示す。相対的に高い含水比が認められた風化した軽石およびスコリアを含む黄褐色粘性土では、灰色の軽石堆積物よりも細粒分が明瞭に多いことがわかる。

厚真町吉野地区では、図-6.7に示した崩壊箇所よりも1.5km 程度南側の崩壊斜面において簡易動的コーン貫入試験が実施された(2018年10月9日、10日に実施、図-6.5参照)。図-6.11は、簡易動的コーン貫入試験の実施箇所の遠望を示している。

図-6.12 は簡易動的コーン貫入試験から得られた Nd 値の深度分布を示している。未崩壊箇所で



図-6.9 崩壊箇所から採取した樽前降下火砕堆積物の様子: (a) 灰色 (Ta-a、b、c)、(b) 赤褐色 (Ta-d), (c) 黄褐色 (Ta-d)

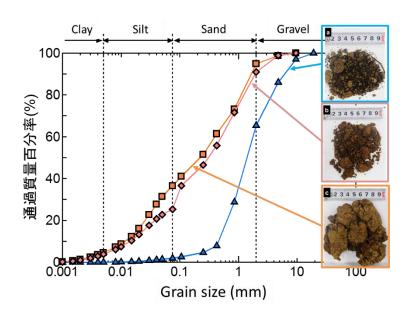


図-6.10 崩壊箇所から採取した樽前降下火砕堆積物の粒径加積曲線

実施した CPT1 および CPT2 の結果を見ると、深度 2.6m まで Nd=3 程度の軟弱な土質が堆積しており、この層内での深度 1.8m 程度の箇所ですべりが発生していた。一方、崩壊面で実施した CPT3 については崩壊面表層から深度 0.1m 程度までは Nd=3 程度であるものの、それ以深では Nd が増加しており、CPT1 と CPT2 と比較すると傾向が異なっている。



図-6.11 簡易動的コーン貫入試験が実施された地点の様子

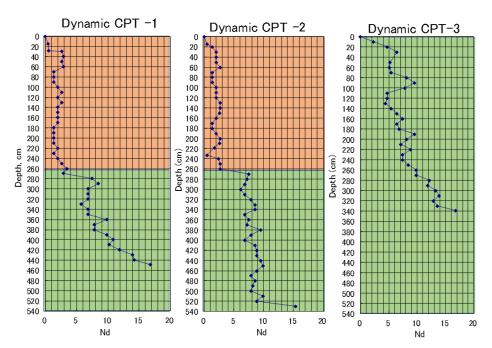


図-6.12 簡易動的コーン貫入試験結果 (Dynamic CPT-1、CPT-2、CPT-3)

(2) 厚真町富里地区

図-6.13 は厚真町富里地区の被災後の航空写真を示す。また、図-6.14 と図-6.15 は図-6.13 中に示した地点付近での現地の状況を示す。富里地区についても、厚真川右岸の丘陵部の斜面が崩壊している。浄水場の北側斜面で発生した崩壊では流下した土砂によって浄水場施設周辺の住宅を巻き込み、崩壊土砂は河道にまで流下し、楢山橋の上流側で河道閉塞が発生していた(図-6.13)。

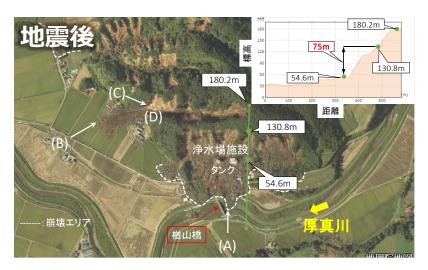


図 6.13 富里地区の斜面崩壊の状況(国土地理院地図に加筆)



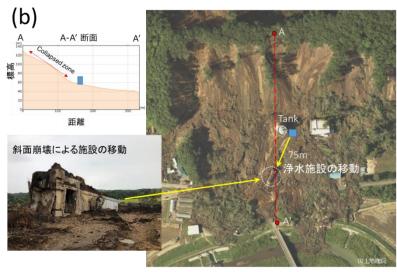


図-6.14 富里地区にある浄水場施設の被害状況 (国土地理院地図に加筆): (a)図 6.13(A)地 点より遠望、(b)地震による浄水場施設の移動

また、図-6.14に示すように、斜面の崩壊により浄水施設の建物が約75m移動していた。

崩壊形態について、前述した吉野地区と比較すると、富里地区では明瞭に尾根筋のみが残り谷状に土砂が崩壊して流下していることがわかる。崩壊深度も深い傾向にあることから、集水性の高い谷地形を厚く埋積した降下火砕物が強振動により不安定化したものとみられる。浄水場の北側斜面よりも西側に位置している斜面では、流下した土砂が水田に広く流動している(図-6.15(a))。当該箇所では、東西方向に延びる谷部の北側および南側斜面の両方が崩壊し(図-6.15(b))、水田にまで流下した。北側斜面の源頭部付近の状況を見ると、図-6.15(c)に示したような降下火砕物と黒ボク土が堆積していることが伺える。また、さらに北側の斜面では、広範囲にわたって数多くの斜面で同様の崩壊が発生していた(図-6.16))。



図-6.15 富里地区の斜面崩壊の状況: (a) 図-6.13(B)付近からの崩壊状況, (b) 図-6.13(C) の状況, (c) 図-6.13(D)の状況,



図-6.16 富里地区の浄水場被災箇所よりさらに北側の斜面崩壊の状況

厚真川流域の山地・丘陵斜面では、西方の支笏・恵庭・樽前を起源とする降下火砕物が新第三 紀堆積岩を覆っている。図-6.15(c) 崩壊斜面の頭部滑落崖では、灰白〜灰色の軽石層と黒褐色の 黒ボク層の互層が認められる。これらの軽石層は、樽前火山を起源とする降下火砕堆積物 Ta-a~ c (噴出年代は上位から西暦 1739 年、西暦 1667 年、約 2,000 年前) に相当する。Ta-c の下位に は、風化した赤褐色の軽石およびスコリアが特徴的である Ta-d (約 9,000 年前に噴出) の上部ユニットが認められる。吉野・富里両地区においては、ほぼ全ての崩壊土砂中にこの特徴的な色の 堆積物が含まれていた。Ta-d は風化程度の違いにより下位へ向かって橙色へと遷移していくが、今回の調査においてこれより下位の層は滑落崖にはっきりと確認できなかった。そのため、吉野・富里地区では Ta-d の下部付近をすべり面として崩壊が多発したものと推察される。

(3) 厚真町宇隆地区

図-6.17 は調査箇所周辺の地震後の航空写真と地震前の地形図を示している ¹¹⁾。調査対象とした崩壊斜面は、小規模河川の左岸に位置している。被災前の地形図から谷地形を有していることがわかり、地震後には概ねこの谷沿いに最大幅 60m、長さ 180m 程度の斜面崩壊が発生した。図-6.17 中の 3 地点で簡易動的コーン貫入試験を行った。そのうち 2 地点では崩壊断面の詳細な断面観察を行った。調査日は 2018 年 10 月 29 日、30 日である。

図-6.18 は調査斜面における被災前の標高と簡易動的コーン貫入試験の結果を示している。なお、被災前の標高は国土地理院が公表している標高データを用いた。簡易動的コーン貫入試験から得られた Nd 値は、実施地点に依らず深度 1.5m 程度までは Nd=0~3 程度であり、それ以深では深度とともに Nd が増加する傾向にある。概ね Nd=20 程度を示すことから 1.5m 以深では基盤



図-6.17 宇隆地区での調査試験箇所

層になっており、この基盤の上に地震によって崩壊した $Nd=0\sim3$ 程度の相対的に強度が低い土が堆積していると言える。

図-6.19 は崩壊断面の詳細な観察から推定した地質断面を示している。上述した Nd 値が小さい 領域には、樽前山の噴火由来である降下軽石堆積物(Ta-a, b, d)が確認できる。 Ta-a, b と Ta-d の 間には黒ボクと、斜面崩壊や地すべり活動よって乱されて再堆積したと予想される層(リワーク)

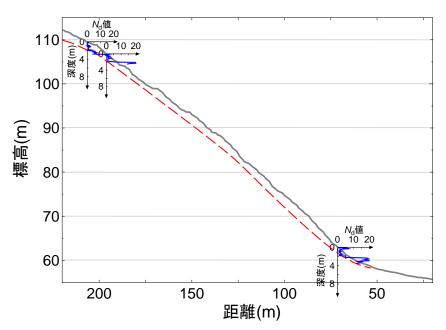


図-6.18 宇隆地区の自然斜面での簡易動的コーン貫入試験結果

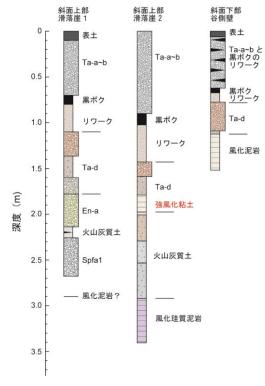


図-6.19 宇隆地区 崩壊箇所における地質断面図

が確認できた。Ta-a, b, d の下部については、断面観察地点で地質構成が異なっており、源頭部に最も近い滑落崖1では、恵庭岳(En-a)や支笏湖(Spfa1)の火山活動による降下軽石堆積物が確認できた。滑落崖2では、明瞭な降下軽石堆積物は確認できないが火山灰質土と、その下部には風化珪質泥岩を確認できた。崩壊斜面の下部では、Ta-d の下に風化泥岩を確認できた。

このような地質構成を参考として、断面観察した地点で含水比や粒度試験などの物理試験に用いる試料の採取を目的とした簡易なチューブサンプリングおよびアクリルモールドの先端にカッターを取り付けサンプラによる不攪乱試料の採取を行った¹¹⁾。

図-6.20 は滑落崖 2 で実施した簡易チューブサンプリングによって採取した土試料の代表的な物理試験結果として、深度方向の自然含水比 w_n と細粒分含有率 Fc の変化を示している。滑落崖 2 では、深度 $150\sim200cm$ ($1.5\sim2.0m$)の間に $w_n>200%$ となっている高含水比状態となっている箇所がある。なお、Fc については、この高含水比箇所から Fc>50%となり、その下部では概ね深度とともに増加する傾向にある。この w_n が高く、Fc が増加する箇所は断面観察では風化が進んだ強風化粘土が確認されている。そこで、上述のサンプラを用いて不攪乱状態で採取した強風化粘土を直径 $60mm\times$ 高さ 20mm に成形後、自然斜面における土被り圧の再現が可能な低拘束状態に対応した一面せん断試験を用いて、定圧一面せん断試験を実施した。

図-6.21 は一面せん断試験結果として、せん断応力 τ ~ 水平変位 δ_h 関係とせん断応力 τ ~ 鉛直応力 σ_v 関係を示している。 τ は δ_h とともに増加し、明瞭なピークを持たない正規圧密粘土や緩詰の砂のような挙動を呈した。 τ ~ σ_v 関係から算出した強度定数は、 c_d = 0.5kPa、 ϕ_d = 35.6° となった。ここで供試体は不飽和状態であり、火山由来の土質で構成されているため乾燥密度 ρ_d はかなり小さいものの、 w_n が大きいために飽和度 S_r は高いことから、 c_d が小さい結果になったと推察される。現地では前日から試料採取直前まで大雨警報が発令されるほどの降雨が観測されており、これによって採取試料の含水比は上昇した状態にあった可能性がある。言い換えると、崩壊斜面では降雨履歴があった際には、斜面表層の応力状態では粘着力がほぼゼロになるほどに低下し、地震動による崩壊を助長した可能性が示唆される。

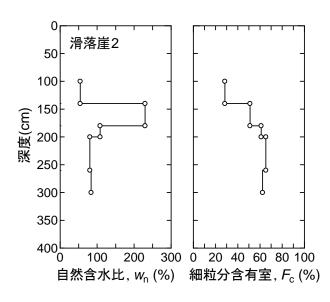


図-6.20 自然含水比と細粒分含有の深度分布

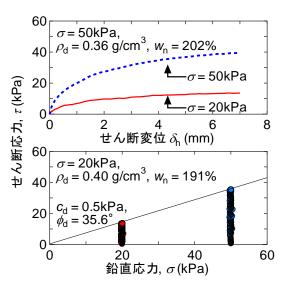


図-6.21 定圧一面せん断試験結果



図-6.22 幌内地区の調査地点の詳細



図-6.23 幌内地区の斜面崩壊(左)と大規模岩盤すべり(右)

(4) 厚真町幌内地区

幌内地区(図-6.22)では、図-6.23に示すように、谷地形において表層すべり崩壊が多発した。また、日高幌内川上流部では大規模岩盤すべり崩壊と日高幌内川と厚真川において河道閉塞が発生した ^{12), 13), 14)}。ここでは、それらの災害概要と調査結果 ¹⁵⁾について述べる。

図-6.23の斜面崩壊箇所(左)では、前述の吉野地区で見られた表層崩壊と異なる長距離土砂流動を伴った斜面崩壊パターンが多数確認された。このような長距離土砂流動の発生箇所は、沢または谷地形部に集中している。図-6.24と図-6.25は、国土地理院の崩壊地形図 16)(図-6.26の黄色マーキング箇所)から判読した日高幌内川流上流域の斜面崩壊箇所を地形別に示したものである。限定された地域ではあるが、崩壊のおおよそ 80%が谷地形で発生しており、またその谷地形部のうち、98%において斜面崩壊が発生していた。このことから、斜面崩壊発生の要因の 1 つとして、地形的な特徴が挙げられる。同様に、崩壊地形図(図-6.27の赤線部)から平均勾配を算定し、斜面角による斜面崩壊の発生頻度を算出したものを図-6.28に示す。図より、20~24度、25~30度、35~34度、15~19度、35~39度の順に頻度は高くなることがわかる。比較的斜面角の

谷地形 その他の地形 79%(89箇所) 21% (24箇所)

ある ない 98%(43箇所) 2%(1箇所)\

図-6.24 斜面崩壊の地形別割合 (日高幌内川上流域)

図-6.25 谷地形部の崩壊割合 (日高幌内川上流域)



図-6.26 斜面崩壊の地形算定エリア (黄色領域) (国土地理院地図に加筆)

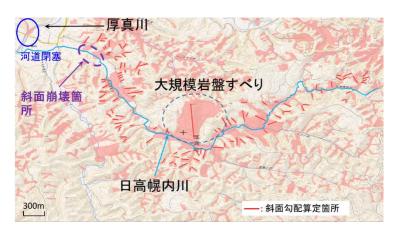


図-6.27 斜面崩壊の斜面角算定箇所 (赤線部) (国土地理院地図に加筆)

緩い箇所においても発生している。

一方、これらの表層すべり崩壊の素因となる斜面の構成土質を確認すると、主に樽前降下火砕堆積物からなる土層が表層すべり崩壊している箇所が多数確認された。厚真町周辺には、上層から樽前山、恵庭岳、支笏カルデラを噴出源とする降下火砕堆積物が分布しているとされており、今回の調査では、主に樽前降下火砕堆積物(Ta-a~Ta-d)の散乱が多く確認されている。特に、震源より北側 25km 圏内に崩壊地が集中していることを考えると(図-6.1)、これらの降下火砕堆積物が素因となっていることは明らかである。なお、図-6.3 に示すように、恵庭岳を噴出源とする降下火砕堆積物(En-a)は 50cm~100cm、樽前山を噴出源とする降下火砕堆積物(Ta-d)は30cm~100cmの層厚で堆積している。また、図-6.29 のように、長距離土砂流動の事実をみると、地震直前に通過した台風 21 号の影響も考えられる。今後の総合的な評価が必要であろう。いずれ

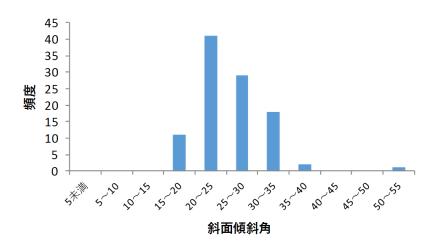


図-6.28 日高幌内川流域の斜面崩壊(斜面傾斜角度と頻度の関係)



図-6.29 図-6.23 (左)の崩壊部の流下方向の状況



図-6.30 砂防堰堤付近の天然ダムの状況

にしても、震源より北側に、降下火砕堆積物が厚く堆積していること、また、谷地形のような地 形的要因が表層崩壊を多発させた原因であると言える。

次に、大規模岩盤すべりの発生地点(図-6.22、6.26、6.27)では、地震による大規模な岩盤すべりで発生した土砂が谷を塞ぎ、河道を閉塞した。幅が約500m、比高50mの尾根が約500mにわたって移動し、日高幌内川を約1100mの長さに亘り、せき止めた。図-6.30は、現地調査時点(H30.10.4時点)の河道閉塞により形成された天然ダム湖の状況を示したものである。調査時点



図-6.31 日高幌内川の復旧状況(下流方向を望む)(2019.4.26 撮影)



図-6.32 泥岩の岩塊の散乱状況(2018.10.4撮影)

では1日あたりおよそ50cm/日 17 の速さで水位が上昇していた。現在は水位を低下させるために、復旧作業工事が進められている(図-6.31)。

この大規模岩盤すべり末端部周辺では、図-6.32に示すように泥岩の岩体が散乱していた。岩塊の直径は約15~25cm ほどで、手やハンマーで砕くことができるほどに崩れやすいものもあった。なお、スレーキング指数は1~2であった¹⁵⁾。なお、日高幌内川をせき止めた岩盤すべりは、泥岩層内部にできたすべり面(中新統軽舞層の泥岩シルト岩互層の層理面)において崩壊したと見られている¹⁸⁾。この岩盤すべり崩壊の原因として、この箇所は他の地域に比べて震源に近いこと(5~10km 圏内)から、地震による強振動が影響したものと推測される。なお、その解明に当たっては、ボーリング等の地質調査を実施し、過去の履歴(例えば、地すべり等)を把握する必要があると言える。

この岩盤すべり崩壊箇所の周辺では、表層すべり崩壊も多数確認されている。図-6.33 は、岩盤すべり周辺で発生した表層すべり崩壊地点の様子を示したものである。写真からも明らかなように、この地点では地表から 3m 程度の土層がすべり、その土塊が流下していた。この斜面は 25~30°の勾配を持ち、すべり面基部の泥岩には湿潤状態の火山灰質土が薄く堆積していた。この地域の近辺では、粘土鉱物のハロイサイトが生成されているとの報告 19)もある。

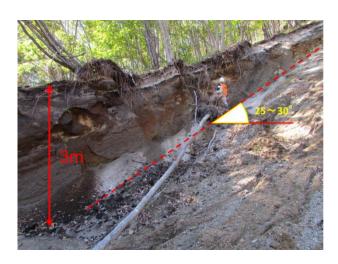


図-6.33 表層すべり崩壊箇所の様子(2018.10.4撮影)



図-6.34 表層すべり崩壊箇所の露頭の様子(2018.10.4撮影)

図-6.34 は、表層すべり崩壊した下部に堆積したすべり土塊の状況である。主に、厚真町吉野地区、富里地区の被災現場にて確認された Ta-d と考えられる赤褐色(赤橙色)で粗粒な土粒子が堆積していた。現地での土壌硬度調査結果(図-6.35)とすべり面の様子から、基部の泥岩層とその上部の降下火砕堆積物の層との間にすべり面が形成され、崩壊に至ったと考えられる。

ここでは、表層すべり崩壊箇所から採取した火山灰質土試料の物理力学特性について報告する。 採取箇所は、前述の図-6.34に示す日高幌内川の河道閉塞部付近の表層すべり崩壊箇所である。用いた試料は現地調査地点の周辺にて採取した樽前降下火砕堆積物である。Ta-a~dの4ユニットの存在が確認されているが、今回の調査地点では、Ta-b,cおよびTa-dが確認された。

行った試験は、土粒子の密度試験、粒度試験、液性・塑性限界試験、強熱減量試験である。それぞれ地盤工学会基準に基づいて実施した。結果を**表**-6.1 と図-6.36 にまとめる。粒径加積曲線からも明らかなように、大部分が粗粒な土粒子で構成されている。試料②の土粒子の密度は $\rho_s=2.78g/cm^3$ 、試料③~⑥は $\rho_s=2.49\sim2.50g/cm^3$ を示している。自然含水比の比較では、試料②が34.4%と低い値を示すものの、それ以外は138.5%~197.3%を示している。なお、採取日の2日前

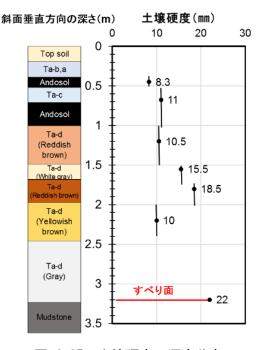


表-6.1 各試料 (①~⑥) の示標特性

	1	2	3	4	(5)	6
自然含水比(%)	71.1	34.4	142.2	197.3	160.7	138.5
土粒子の密度(g/cm³)	2.81	2.78	2.50	2.49	2.49	2.49
強熱減量(%)	-	-	4.99	5.88	4.85	7.10
10%粒径(mm)	0.10	0.90	2.8	0.60	1.4	0.60
平均粒径(mm)	0.8	5.1	6.1	4.1	3.9	3.4
均等係数	11	6.7	2.5	8.5	3.9	8.0
液性限界(%)	-	-	-	93.9	-	-
塑性限界(%)	-	-	-	N.P.	-	-

図-6.35 土壌硬度の深度分布

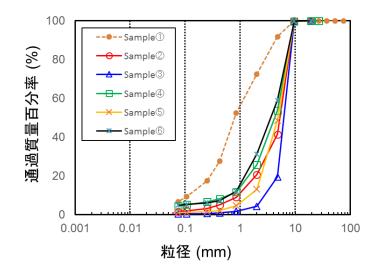


図-6.36 各試料 (①~⑥) の粒径加積曲線

に 22.5mm/h の降雨が観測されている。この調査地点の近隣では、支笏カルデラを噴出源とする Spfa-1、Spfa-2、Spfa-7 が、また恵庭岳を噴出源とする En-a が、さらには樽前山を噴出源とする Ta-b、Ta-c、Ta-d の降下火砕堆積物層が確認されていることから、自然含水比と土粒子の密度との関係について既往の報告 ²⁰⁾との比較を行ったところ、試料③~⑥は Ta-d、試料②については Ta-a、b、c とおおむね一致した。このことからも、樽前降下堆積物が崩壊の素因になっていることがわかる。

強熱減量の試験結果では、北海道内の粗粒火山灰質土が示す値²⁰⁾(おおよそ 10%以下)と同等の値(Li=4.99%~7.10%)を示している。加えて、ほぼ同じ物性を持つ③~⑥の比較では、それらに違いが現れていることも興味深い。特に、泥岩との境界にあたる試料⑥の値が高いようである。試料⑥は、露頭の最下部層に位置しているため、長期間、水の影響を受けた可能性も考えられる。

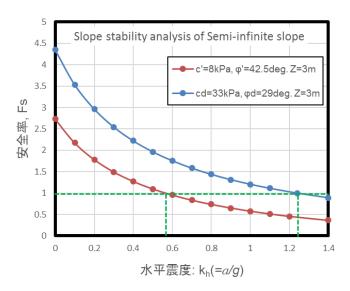


図-6.37 水平深度と斜面の安全率の変化

強熱減量値のみで判断することができないが、試料⑥に関しては、湿潤条件下に保たれたところで長期間風化が進行することで土層の一部が変質し、ハロイサイトのような粘土分が生成されている可能性がある。いずれにしても、同じ Ta 堆積層およびそれと同等の物性を持つ土層においても化学的な風化の進行の違いが観察された。

次に、樽前降下火砕堆積物 Ta-d に対して行った圧密排水(CD)および圧密非排水(CUB)三軸圧縮試験を行った $^{15),\,21)$ 。試験では、有効拘束圧 $\sigma c'$ =49 kPa、98 kPa、196kPa の下で圧密し、間隙圧係数 B 値は 0.96 以上になるようにしている。せん断速度は 0.25%/min.である。各供試体は多重ふるい落下法(MSP 法)により作製しており、圧密後の相対密度 Drc は 107%~115%であった。CD、CUB 試験で得られたモールの応力円から算出した粘着力 c_d 、c'とせん断抵抗角 ϕ_d 、 ϕ' は、それぞれ、 c_d =33.0kPa、 ϕ_d =29.0deg、c'=8.0kPa、 ϕ' =42.5deg であった。CUB 試験と CD 試験とでの強度定数が大きく異なるのは、破壊時の有効主応力の大小によって粒子破砕量が変化するため、その影響が強度に現れているためと考えられる。これより、樽前降下火砕堆積物(Ta-d)は粒子破砕の卓越する試料であり、道内火山灰質土と比較しても、その影響は大であることが明らかにされた 15 0。

ここでは、一例として、**図-6.33** に示す斜面を対象に、これらの値を用いた震度法による簡易斜面安定解析を行った。用いた算定式は以下の通りである。

$$F_s = \frac{c' + \gamma_t z \cos \beta \{\cos \beta - k_h \sin \beta\} \tan \varphi'}{\gamma_t z \cos \beta \{\sin \beta + k_h \cos \beta\}}$$

ここで、 k_h は水平震度係数(= a/g、a: 加速度、g: 980 gal)、c 'および ϕ 'は強度パラメータ、 β は 斜面角、 γ_t は土の湿潤単位体積重量、および z は層厚を示す。解析に用いたパラメータとして、c' は 8.0 と 33.0kPa、 ϕ 'は 29.0 と 42.5deg、 β と z はそれぞれ 25deg.と 3m とした。なお、用いた湿潤単位体積重量は、シンウォールサンプラー採取による原位置湿潤密度(0.928g/cm³)から算出している。

図-6.37に水平震度の違いよる安全率の変化の結果を示す。図示のように、今回のパラメータで

は、安全率 Fs は、 k_h =1.24(c_d =33.0kPa、 ϕ_d =29.0deg)と k_h =0.57(c'=8.0kPa、 ϕ '=42.5deg)において1を下回る。なお、近隣にある K-NET 穂別では最大震度 778 gal であったことから、後者の値に近いようである。いずれにしても、用いた入力データは撹乱試料であることから、原位置での不撹乱試料の力学挙動と地震による加速度情報を把握できれば、より詳細な情報を得ることができるといえる。

日高幌内川では、前述のように、大規模岩盤すべりによる河道閉塞が発生した。それとは別に、厚真川においても河道閉塞が発生している(図-6.22)。図-6.38 は、厚真橋周辺で発生した河道閉塞の様子を示したものである。地震時当時、斜面崩壊によって発生した、おおよそ5万~6万 m³の土砂が河道を閉塞した。斜面崩壊は比較的緩斜面で発生しており、その崩壊土砂は、厚真町他地域で見られた樽前降下火砕堆積物をはじめとする降下火砕堆積物と同一である。一部、泥岩とみられる露頭も確認されたことから、泥岩上部に堆積している土層が流下したものであろう。図-6.39 は地震後の9月18日の写真である。なお、崩壊土砂は撤去され、右岸は土のうによって仮復旧され、河道は確保されていた。



図-6.38 厚真川の河道閉塞 9月8日撮影(北大清水教授 提供)



図-6.39 厚真川の9月18日時点の状況(北海道開発局 室蘭開発建設部 提供)

(5) 厚真町幌里地区

この地域では、比較的緩斜面で多数のすべり破壊が発生した(図-6.40)。 崩壊土砂を観察すると、樽前降下火砕堆積物(Ta-d)が層状に流動していた。 このような比較的緩斜面の崩壊の状況は2016年熊本地震による京都大学火山研究所周辺の草千里ヶ浜火山灰層からなる斜面で発生した状況と類似している(図-6.41)。 2016年熊本地震災害調査報告書(2018)²²⁾によると、降下火砕堆積物(草千里ヶ浜層)がすべり面で圧砕されていることが確認されている。 これらのことから、火山性堆積物のある斜面での動的安定性を評価することは極めて重要である。





図-6.40 厚真町幌里地区における緩斜面での崩壊状況





図-6.41 2016 年熊本地震による京都大学火山研究所周辺の斜面崩壊の状況

(6) 安平町

安平町では、厚真町に隣接した東部〜南東部において、地震に伴う斜面崩壊が多発した。斜面崩壊は、大半が安平町の東方(追分旭〜早来瑞穂)に広がる山地で発生している。なお、厚真町から続く南東部の高位段丘面(T1 面および T2 面:北海道、2001)丘陵(早来北進〜早来新栄)でも局所的に崩壊の集中箇所が見られる(図-6.42、図-6.43)。

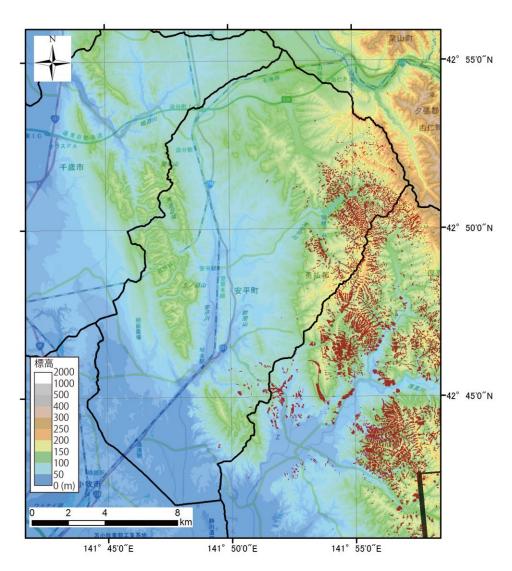


図-6.42 安平町における斜面崩壊分布.地形図および標高データは地理院地図(国土地理院の公開データ)、斜面崩壊・堆積分布図(赤色部)は国土地理院による解析結果に基づく。

追分旭~早来瑞穂地区では、山地の斜面で崩壊が多発した。この地域は、新第三紀に堆積した海成層である川端層・軽舞層・萌別層の砂岩~泥岩が標高 150m~300m 前後の緩やかな山地となっている(図-6.42)。山地は、傾斜数度~15 度程度の緩やかな尾根~頂部平坦面と、尾根と直交して肋骨状に平行に発達する河谷、傾斜 20~35 度前後の谷壁斜面で構成される(図-6.43)。崩壊の大半は凹型の谷壁斜面で発生し、比較的小規模なものが密集している(図-6.44)。 遷急線から下方の斜面に堆積したテフラおよび土層が崩落する、テフラ・土層すべりがほとんどである。

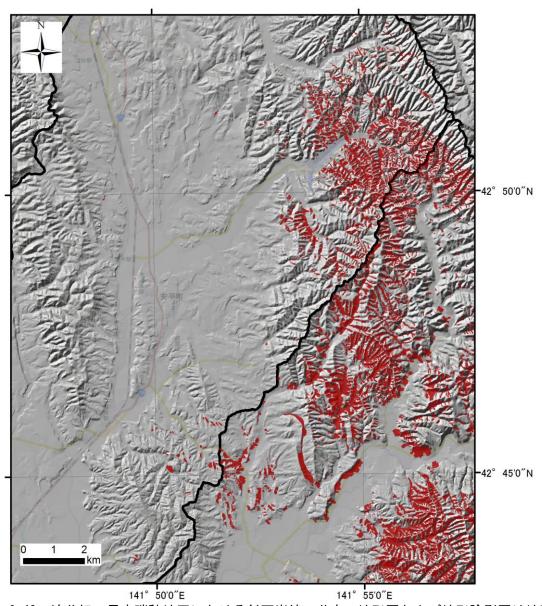


図-6.43 追分旭~早来瑞穂地区における斜面崩壊の分布:地形図および地形陰影図は地理院地図および基盤地図標高データ(国土地理院の公開データ)から作成、斜面崩壊・堆積分布図(赤色部)は国土地理院による解析結果に基づく。

早来瑞穂地区では、上部谷壁斜面で崩壊が発生している(図-6.45)。ここでは、軽舞層に相当するやや硬質な泥岩を、後期更新世〜完新世のテフラ(Spfa-1、En-a、Ta-d、Ta-c、Ta-a)と、ローム・森林土が覆っている。Spfa-1 は厚さ $0\sim110$ cm 前後と、同じ斜面でも著しく層厚が変化する。En-a は厚さ $70\sim120$ cm、Ta-d は厚さ $5\sim20$ cm 前後、Ta-c および Ta-a はそれぞれ厚さ $10\sim25$ cm 前後であり、厚真地区で厚かった Ta-d が薄く、En-a が厚く発達する傾向がある(図-6.46).なお、Spfa-1 直下にクッタラ 1 テフラ(Kt-1:約4万6千~5万年前)が見られることがある。崩壊の規模は幅約 100m、高さ $10\sim20$ m 前後であり、崩土は約 $50\sim100$ m にわたり斜面を流下している。崩壊箇所の側崖では泥岩(とその風化部)を Spfa-1 およびそれより新しいテフラ群が覆っているが、すべり落ちた土塊の大半は En-a テフラ由来の軽石で構成されており、少量の Ta-d・Ta-c および Ta-a 由来軽石、ごく少量の泥岩角礫を含むことがある。崩壊箇所の斜面では、En-a が失われ、そ



図-6.44 安平町早来瑞穂地区における山地斜面崩壊(道総研地質研究所:石丸聡氏撮影)



図-6.45 安平町早来瑞穂地区における斜面崩壊の状況(道総研地質研究所:石丸聡氏撮影)

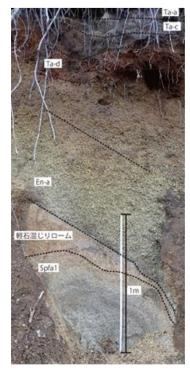




図-6.46 斜面を覆う後期更新世~完新世テフラ (左), 斜面崩壊箇所に露出する, すべり面表面の状況 (右)

の下位のローム (Spfa1 の再堆積軽石を含む) および Spfa-1 テフラ、泥岩の風化部が露出している。表面は水を多く含み著しく滑りやすい状態にあり、表面には斜面傾斜方向に著しい擦痕が形成されていた (図-6.46)。これらから、泥岩の風化部および En-a 直下の軽石混じりローム (一部では Spfa1 の直下) が主要なすべり面となっていた可能性が考えられるが、引き続き、検討が必要である。

(7) むかわ町(鵡川堤防被災状況)

むかわ町では、橋梁をはじめ、道路施設等の被害が多数発生した^{12),13)}。一方、地盤災害としては鵡川堤防が被災したことから、ここでは、それについて報告²³⁾する。

図-6.47 は今回の調査で確認した鵡川での堤防被災箇所を治水地形分類図上に示している。図-6.48 は側帯盛土と本堤との境界部で発生した亀裂であり、このように左岸堤体天端の中央部や法肩部の舗装等に亀裂が発生していた(左図)。また、堤体の凍結融解や凍上現象等によって生じたわずかな亀裂が地震によって進展・拡大したものもあると推察され、場所によっては深度方向に10cm 程度進展していた(右図)。なお、堤体の安定性に影響があると考えられる、より大きな亀裂については、雨水浸透による堤体変状対策として天端にブルーシートを敷設する応急措置が実施されていた(図-6.49)。また、左岸 KP2.5 の旧河道上の堤外地盤では、液状化現象によって発生したと考えられる噴砂が確認できた(図-6.50)。なお、上述のような亀裂や噴砂が発生し、堤体のり面にも亀裂が発生²²⁾(2018.9.9 現在、応急復旧中)していたものの、堤体天端高さが計画高水位を下回るような大規模な変状は発生していなかった。

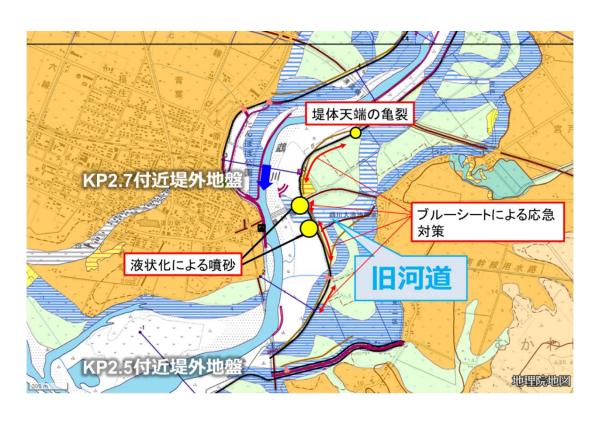


図-6.47 被災箇所と治水地形分類図の関係(地理院地図/治水地形分類図に加筆)



図-6.48 側帯盛土と本堤との境界部で発生した亀裂



図-6.49 ブルーシートによる応急対策: KP3.5付近(左), KP2.5付近(右)



図-6.50 堤外地での噴砂の状況: KP2.7付近(左), KP2.5付近(右)

6.3 厚真町・安平町・むかわ川町の地盤被害のまとめ

本章で得られた結果をまとめると、以下のようになる。

・厚真町吉野地区、富里地区、宇隆地区の表層崩壊:

これらの地区では、表層崩壊が至るところで発生していた。国土交通省によると、今回の地震による崩壊地面積は、明治以降の主要な地震の中で、一番大きいことが明らかにされている $^{21)}$ 。現地踏査では、表層崩壊の他、谷地形部では比較的深部から崩壊が発生し、土砂移動が長距離に達したケースも確認された。なお、それらの箇所では、樽前山を噴出源とする 4 ユニットの火山灰層 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7 7

・幌内地区(幌内川上流部)の岩盤崩壊とその周辺の表層崩壊:

日高幌内川上流部では、吉野地区や富里地区の表層崩壊と異なり、大規模な岩盤崩壊が発生していた。移動体主部のすべり面は、中新統軽舞層の泥岩シルト互層の層理面(流れ盤)とみられている。また、その周辺で発生した表層崩壊は、前述の表層崩壊と同様、樽前起源の降下火砕堆積物がすべり崩壊していた。原位置斜面の強度を、山中式硬度計を用いて調査したところ、表層すべりは基盤となる泥岩と Ta-d との境界で発生していた。

·厚真町幌里地区、安平町早来瑞穂地区:

厚真町幌里地区では、比較的緩斜面で多数のすべり破壊が発生した。このような比較的緩斜面の崩壊の状況は 2016 年熊本地震による京都大学火山研究所周辺の草千里ヶ浜火山灰層からなる斜面で発生した状況と類似していた。これらのことから、火山性堆積物のある斜面での動的安定性の解明が極めて重要であることが示唆された。また、安平町早来瑞穂地区は、泥岩の風化部および En-a 直下の軽石混じりローム (一部では Spfal の直下) が主要なすべり面となっていた可能性が高い。

・むかわ町(鵡川堤防被災状況)

むかわ町では、鵡川の堤防が広範囲に亘り、被災した。堤防被災箇所として、側帯盛土と本堤との境界部での亀裂や左岸堤体天端の中央部や法肩部の舗装等に亀裂が発生していた。また、左岸 KP2.5 の旧河道上の堤外地盤では、液状化現象によって発生したと考えられる噴砂が確認できた。なお、亀裂や噴砂が発生したものの、堤体天端高さが計画高水位を下回るような大規模な変状は発生していなかった。

参考文献

- 1) 北海道土木地質データ集作成委員会編:北海道地方土木地質図および同解説書. DVD. 2017.
- 2) 古川竜太・中川光弘: 樽前火山地質図 1:30,000, 火山地質図 15, 独立行政法人産業技術総合研究所地質調査総合センター, 2010.
- 3) 町田 洋・新井房夫:新編 火山灰アトラス-日本列島とその周辺-. 東京大学出版会, 336p.
- 4) 勝井義雄(1958) 支笏降下堆積物中の軽石について. 地質学雑誌, Vol. 64, pp. 379-385, 2003.
- 5) Uesawa, S., Nakagawa, M., Umetsu, A.: Explosive eruptive activity and temporal magmatic changes at Yotei volcano during the last 50,000 years, southwest Hokkaido, Japan. Jour. Volcanol. Geotherm. Res., Vol. 325, pp. 27-44, 2016.

- 6) 春日井昭・石橋教子・大貫康行・柏原 信・鈴木久枝・田中秀樹・松田紘一: 恵庭火山の降下軽 石層-分布と層準について-. 地球科学, Vol. 28, pp. 115-127, 1974.
- 7) 曽屋龍典・佐藤博之:千歳地域の地質. 地域地質研究報告 (5万分の1図幅), 地質調査所, 92p. 1980.
- 8) 古川竜太・中川光弘・古堅千絵・吉本充宏: 樽前火山先史時代の噴火活動, 月刊地球, Vol. 28, pp. 302-307, 2006.
- 9)川村志麻: 幌内地区の大規模斜面崩壊と厚真川の河道閉塞. 平成 30 年北海道胆振東部地震による地盤災害調査団速報会資料,公益社団法人土木学会. 2018.
- 10) 曾屋龍典: 樽前火山の形成-特に Ta-a 期, Ta-b 期の活動について-. 火山, 第2集, Vol. 16, pp. 15-27. 1971.
- 11) 川尻峻三・渡邊達也・山口滉平・御厩敷公平・川口貴之・山下聡: 2018 年北海道胆振東部地震によって厚真町で発生した斜面崩壊に関する地盤調査,第54回地盤工学研究発表会発表講演集,pp. 1713-1714, 2019.
- 12) 地盤工学会北海道支部:平成 30 年北海道胆振東部地震による地盤災害調査団速報会. 2018.10.2., http://jgs-hokkaido.org/
- 13) 土木学会北海道支部: 2018 年 9 月北海道胆振東部地震災害緊急合同調査団報告会. 2018.12.15., https://www.jsce.or.jp/branch/hokkaido/
- 14) 土木学会北海道支部: 2018 年 9 月北海道胆振東部地震災害緊急合同調査団報告会(第 2 回). 2019.1.27.
- 15) 岸田航平・川村志麻: 樽前山を噴出源とする降下火砕堆積物の力学特性とその評価, 地盤工学会北海道支部年次技術報告集, 第59号, pp.161-168, 2019.
- 16) 国土地理院: 平成 30 年北海道胆振東部地震に関する情報, http://www.gsi.go.jp/
- 17) 北海道開発局: 平成 30 年北海道胆振東部地震に伴う災害対応状況, https://www.hkd.mlit.go.jp/
- 18) 石丸 聡・千木良雅弘・田近 淳・北海道立総合研究機構地質研究所・日本地すべり学会北海道支部・日本応用地質学会北海道支部合同調査団:北海道胆振東部地震により発生した厚真周辺の斜面崩壊.日本学術会議主催学術フォーラム/第7回防災学術連携シンポジウム「平成30年夏に複合的に連続発生した自然災害と学会調査報告」. 2019.03.12., http://janet-dr.com/index.html
- 19) 増井淳一・庄子貞雄:火山灰土壌中のカオリン鉱物について(第2報)ハロイサイトの産状, 日本土壌肥料学雑誌, Vol.40, No.12, 1969.
- 20) 北海道の火山灰質土の性質と利用に関する研究委員会: 実務家のための火山灰質土 ~特徴と設計・施工, 被災事例~, 地盤工学会北海道支部, pp.146,2010.
- 21) Kawamura, S., Kawajiri, S., Hirose, W., Watanabe, T.: Slope failures/landslides over a wide area in the 2018 Hokkaido Eastern Iburi Earthquake. Submitted to Soils and Foundations, 2019.
- 22) 地盤工学会: 2016 年熊本地震災害調査報告書, 2018.
- 23) 北見工業大学: 平成 30 年北海道胆振東部地震に伴う地盤災害に関する現地調査結果(速報版). http://www.kitami-it.ac.jp/wp-content/uploads/2018/09/report ver3 7.pdf

第7章 総 括

7.1 液状化被害

本地震においては、震源南側のむかわ町から北側の石狩市に至る広範囲にわたり、また、厚真町から苫小牧市にわたる沿岸域で、液状化による地盤変状および構造物被害が確認された。小規模なものや、構造物やインフラに直接的な被害を及ぼさなかったものを含めると、液状化の痕跡と見られる変状は多く見られたが、これらの中で、札幌市清田区においては住宅地に甚大な被害を及ぼす地盤変形が起き、また札幌市北区・東区においても地下鉄南北線・東豊線の沿線を中心として目立った道路変状が見られた。以下では、清田区の住宅地での液状化による変状と北区・東区の地下鉄沿線上の道路での液状化による変状とに分けて、また、沿岸域の液状化による変状について、それぞれ液状化発生のメカニズムや被害形態について総括する。

清田区は札幌市東南部に位置し、約3~4万年前の支笏火砕流(Spfl)堆積範囲の北限に比較的近く、火山灰質砂が堆積して生成した丘陵はその後の侵食により無数の小規模な谷地形を形成していた。これらの一部は札幌市郊外の都市化により1970年代以降に切土・盛土によって住宅地として整備されたため、清田区には、盛土によって造成された住宅地が多く存在している。谷埋め盛土の厚さは10m近い箇所もある。なお、排水のために直径200mm程度の有孔管が原地形の水脈に沿うように設置され、埋設された暗渠河川に接続しているが、経年劣化による排水機能低下等により、地震時には地下水位が上昇していたと考えられる。2018年9月6日午前3:07、強い地震により地下水位以深の盛土層が広範囲に液状化した。2003年の十勝沖地震の際にも液状化が見られた美しが丘や清田団地では、今回の地震により過去の地震のときよりも広い範囲で液状化が発生した。一方、里塚一条では、噴砂を伴うことなく沈下量が最大約3mにも達する大規模な陥没帯が発生するといった特徴的な被害が見られた。里塚一条の宅地造成地は、末端部の勾配が大きく地表面直下が液状化層となったために、上流側から続く液状化層の泥圧が地中から作用し、住宅の隙間から、あるいはアスファルト路面を剥離させて一気に土砂が流出した。同地区の上流側では、土砂の流出により地中の土砂体積を喪失したために地表面が陥没し、陥没帯やその周囲の住宅が傾くなどの著しい被害が発生した。

清田区で液状化が発生したこれらの地区の盛土材料は、いずれもほぼ同一の物性を有する火山灰質砂で、液状化の発生原因そのものに地区ごとの大きな差違はないであろう。しかしながら、里塚一条での被害形態が他地区の被害形態と異なったのは、盛土地区末端の勾配が大きいことによると考えられる。火山灰質砂の盛土材料に対して各種物理・力学試験を実施し、締固め時、湿潤・飽和過程、液状化前後の体積圧縮に着目してその特性を評価した。約40%という高い細粒分含有率であるあるにもかかわらず、非排水繰返し三軸試験の結果は、非常に液状化しやすい土質材料であることを示した。室内土質試験結果と現地調査で把握した密度などの情報を総合すると、当該地区における液状化発生のカギとして、最適含水比より湿潤側の含水比で締め固められても、細粒分が多いために団粒化を伴う緩詰め状態の土骨格が形成されていたことが示唆された。団粒を伴う緩詰め状態の土が地下水位の上昇で飽和したところに強い地震が発生したことにより、広範囲にわたって液状化が発生したと考えられる。

北区・東区の道路陥没被害は、地下鉄沿線上に分布し、噴砂の痕跡が点在していることから、

開削工法で建設された地下鉄の埋戻し土(購入埋戻し砂)が液状化し、沈下、陥没したものと考えられる。被害発生地域の地盤は、深度 10~15m まで N 値が 10 以下の軟弱な砂質地盤あるいは N 値が 4 以下の粘土・シルト、泥炭層を含む有機質土で構成されており、東区(東消防署)の震度 6 弱と札幌市内で最大の震度を観測したことも考慮すると、応答が増幅し、液状化を助長した可能性が指摘される。地下水位は深度 3m 未満であり、液状化発生の危険性が高かったと考えられる。特に陥没沈下が激しい地域(栄町駅および元町駅周辺)は、軟弱地盤が厚く堆積することから開削深度も深く、土被りが厚いことから、陥没による沈下量は土被り厚との相関性が高いことが示唆された。

厚真町から苫小牧市にわたる苫小牧港では、苫小牧港東港区の一部で、液状化が確認された。 主に埋め立てられた砂質地盤で発生し、噴砂、護岸の側方変位、路面の不陸など、典型的な沿岸域における液状化被害であった。しかしながら、十分な地盤改良により液状化対策が実施されていた苫東厚真発電所内は、液状化による土木施設への被害は確認されなかった。また、石炭ヤードについては、砂地盤であっても地盤改良によって密度を増加させていたことから、護岸周辺などの未対策エリアと比べると液状化被害は軽微なものであった。一方、掘込み港湾である苫小牧港西港区では、液状化の発生はほとんど見られなかった。

今回の液状化被害から得られた教訓として以下が挙げられる。

- ・火山灰質土による沢埋め盛土の液状化に対する脆弱性が改めて確認された。里塚など、2003 年 十勝沖地震の際には被害のなかった地域で大規模な液状化が起こっていることに鑑み、これま で被害が確認されていない沢埋め盛土についても、今後の地震に向けて喫緊の評価と対策が必 要である。なお、里塚 1 条での被災区域は、札幌市が公表している液状化ハザードマップで「液 状化発生の可能性が高い」地域に該当している一方で、同じく札幌市が公表している大規模盛 土造成地マップにおける盛土区域とは完全に一致していない。「このマップは、使用した資料の 精度の問題等から、示した位置と範囲にはある程度誤差が生じている可能性があります。」との 注意書きがあるように、同マップはあくまで目安として地盤リスクの評価に用いるべきである。
- ・造成盛土中には排水パイプや暗渠などが多数埋設されているケースがあり、閉塞による長期的な地下水位上昇や、土砂の吸出しによる緩み領域の形成(極端な場合は空洞の形成など)といったメカニズムを介して、地震時安定性の著しい低下につながるおそれがある。盛土は施工後締め固まるので年月が経つと強くなると従来考えられていたが、排水パイプや擁壁などの老朽化、および盛土材の風化によって逆に弱くなる盛土があることに留意するが必要がある。経年変化を調べるため、効率的なサウンディングや物理探査、および地表面変状調査などによる盛土状態の包括的な評価が望まれる。
- ・地形の変遷や、地震による地盤沈下を平面的に定量化するにあたり、国土地理院の標高データをはじめとする各種地形データは非常に有効であった。液状化のみならず地盤災害一般に対する早期状況把握や被害定量化のために、地理情報の更なる高密度・高精度化が望まれる。都市部での目視外ドローン操縦の規制緩和等の動きも踏まえ、UAVによる測量技術などの更なる活用が期待される。
- ・既往の液状化対策技術は、原理的には火山灰質土に適用可能であるものの、基本的には沖積砂質土を念頭に適用事例を重ねてきたものであり、必ずしも火山灰質土に最適化されているわけではない。例えば、透水係数が低い火山灰質土に対する薬液浸透固化工法の適用範囲や、固化

材の選択など、検証の余地が多く残されており、盛土材料・原地盤の特性をふまえた更なる技 術開発・高度化が望まれる。

・本報告書では、盛土材料の物性や、湿潤・載荷に対する体積挙動といった力学的特性に基づき、 盛土造成から地震を経て地盤沈下が起こるまでの力学的状態変化について一応のシナリオ立て を行い、地盤状態や現象の説明を試みた。支笏系火山灰質土の力学的特性については多くの研 究があるものの、これらの知識を更新するとともに、盛土のライフサイクルを説明するために 体系立ててモデル化を行うためには、更なる研究が必要である。

7.2 斜面災害

2018年北海道北海道胆振東部地震では、厚真町からむかわ町までの広範囲に亘り、斜面災害(斜面崩壊/地滑り)が同時多発的に発生した。特に、厚真町では死者 36 名を含む人的被害の他、住家・社会基盤施設に甚大なダメージをもたらした。今回の斜面災害では、樽前山、恵庭岳、支笏カルデラを噴出源とする 3 種類の「降下火砕堆積物」によって形成された地盤がこの大惨事誘発の素因になっている。以下では、今回発生した降下火砕堆積物からなる斜面災害について総括したい。

第6章で述べた今回発生した斜面災害を概観すると、多様な形態のすべり崩壊が発生している ことがわかる。地域ごとに分けて、主な崩壊形態を整理すると、

- ①厚真町 幌里地区:緩斜面のすべり崩壊
- ②厚真町 吉野地区、宇隆地区:表層崩壊
- ③厚真町 富里地区:表層崩壊、谷部すべり崩壊
- ④厚真町 幌内地区:表層崩壊、谷部すべり崩壊
- ⑤日高幌内川上流部:岩盤すべり崩壊
- ⑥安平町早来瑞穂地区:表層崩壊

となる。

特に、これらの斜面崩壊の素因となる土質について着目すると、①~④は主に樽前降下火砕堆積物(Ta-d)が、⑤は泥岩が、⑥は泥岩の風化部および恵庭岳降下火砕堆積物(En-a)や支笏カルデラを噴出源とする降下火砕堆積物(Spfal)の直下のローム層が、すべり破壊に影響を及ぼしたことが明らかにされた。また、それらを構成する地形の形成過程(地形的要因)や風化の進行度も無視できないことが示唆された。今回の地震の特徴である、震源より北側(前述の地域)に斜面崩壊が多発・集中した理由は、こうした降下火砕堆積物の層厚や地形的要因等の影響が挙げられる。

一方、このような火砕堆積物の力学的性質はその構成粒子の破砕性や、非塑性細粒分の取扱いなどにおいて、通常の砂質土や粘性土とは明らかに異なる評価が必要であることが既往の研究 ¹⁾, ²⁾から指摘されている。今回の樽前降下火砕堆積物(Ta-d)においても既往の研究^{例えば1),2)}と同様、破砕性粒状体の力学挙動を示す。今回の現地調査では、地震動によってすべり面上での火砕堆積物の圧砕等は確認されていないが、他の調査 ³⁾では確認されたとの報告もある。このような破砕性火山灰質土の動的力学挙動の解明が急務であろう。

北海道の全面積の40~45%には明確な火山灰質土の堆積層が認められている。加えて、北海道は寒冷地特有の厳しい自然環境下にある。今後は、過去に受けた自然外力の履歴を正当に評価

し、地域性、特異性を考慮した工学的評価が必要となろう。

7.3 今後の防災・減災対策の検討に向けて

平成 30 年北海道胆振東部地震による地盤災害調査団では、地震規模・被害規模ともに北海道で発生した災害で過去最大規模となったまさに歴史的な震災について、これまで道央地域の広い範囲で被害状況と復旧状況に関する調査を行い、平成 30 年北海道胆振東部地震による地盤災害の現象・事象の原因の学術的究明と、災害の早期復旧並びに防災・減災技術の向上について検討してきた。本節では、今回の調査を通じて明らかになったことを踏まえて、今後の震災の防災・減災対策とこれに関連する研究や行政に対する提言を整理する。

平成 30 年北海道胆振東部地震の被害の特徴を通して見えてきた、今後の北海道の地域性を考慮した地盤工学研究や地盤防災行政を考える上で重要な技術的検討項目として、液状化被害については、①地盤の震動特性の影響の検討、②谷埋め盛土の液状化危険度の検討、③宅地造成地の地形要因の影響の検討、④宅地造成・住宅建設方法の検討、⑤複合的要因の影響度の検討の5点が、他方、斜面被害については、①想定を超える地震動への対応方法の検討、②火山灰質土の破砕性・風化劣化の影響の検討、③被害状況のバラツキの要因究明、④異形態斜面崩壊の近接発生の要因究明の4点が、それぞれ挙げられる。各項目の内容とそこから得られる今次災害からの教訓について以下のとおりである。なお、各項目の詳細説明については、前節までに報告されていることから、本節では、各項目の要点をまとめた図のみを示すこととする。

(1) 液状化被害について

① 地盤の震動特性の影響の検討

本項目の内容については、**図-7.1** に示す。本検討から得られる教訓については「地盤の震動特性を知らずして地震波の伝わり方や地表の揺れ方は理解できない」が挙げられる。

- ② 谷埋め盛土の液状化危険度の検討
 - 本項目の内容については、**図-7.2** に示す。本検討から得られる教訓については「住宅建設時に十分な地盤情報を入手し、耐震対策の必要性について検討すべきでは?」が挙げられる。
- ③ 宅地造成地の地形要因の影響の検討 本項目の内容については、図-7.3、図-7.4に示す。本検討から得られる教訓については「谷埋め盛土かどうかだけでなく原地形の高低差にも着目すべきでは?」が挙げられる。
- ④ 宅地造成・住宅建設方法の検討 本項目の内容については、図-7.5、図-7.6に示す。本検討から得られる教訓については「宅地造成時の締固めと排水工管理を適切に行えば盛土被害は軽減可能では?」が
- ⑤ 複合的要因の影響度の検討

挙げられる。

本項目の内容については、**図-7.7** に示す。本検討から得られる教訓については「当該地域の「過去の経験」だけでは対応不可。災害の解釈に必要な地盤情報等各種公開データベースの整備等が必要では?」が挙げられる。

(2) 斜面被害について

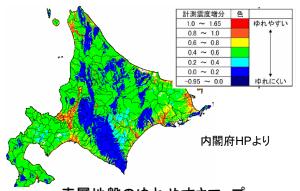
- ① 想定を超える地震動への対応方法の検討 本項目の内容については、図-7.8 に示す。本検討から得られる教訓については「従来の想定を超える地震動に対する防災・減災対策をどのように検討すべき?」が挙げられる。
- ② 火山灰質土の破砕性・風化劣化の影響の検討 本項目の内容については、図-7.9、図-7.10に示す。本検討から得られる教訓につい ては「脆弱な火山灰質土は経年劣化(風化)や地震動による粒子破砕の影響を考慮し て斜面崩壊現象を解明すべきでは?」が挙げられる。
- ③ 被害状況のバラツキの要因究明 本項目の内容については、図-7.11、図-7.12に示す。本検討から得られる教訓については「減災・防災対策の観点から、崩壊斜面と未崩壊斜面の違いや、未崩壊斜面の崩壊リスク評価を行うべきでは?それにはどのような情報が必要か?」が挙げられる。
- ④ 異形態斜面崩壊の近接発生の要因究明本項目の内容については、図-7.13、図-7.14に示す。本検討から得られる教訓については前項同様「減災・防災対策の観点から、崩壊斜面と未崩壊斜面の違いや、未崩壊斜面の崩壊リスク評価を行うべきでは?それにはどのような情報が必要か?」が挙げられる。

以上のような震災の教訓を踏まえ、強震動による発災原因(素因、誘因)の学術的究明とその 検証を検討するとともに、災害脆弱箇所のスクリーニングやリスク評価及び防災・減災対策技 術の向上を図るには、今後以下のような課題について検討すべきであろう。

- (1)「過去の経験」で対応不能な潜在的な地盤災害リスクへの対処
 - 想定外の地震動や気候変動を仮定した場合の潜在的リスクの洗い出し
 - 潜在リスクを考慮した寒冷地土構造物の設計・維持管理方法の提案
 - 国内及び海外他地域の被災事例等の収集と情報活用の可能性の検討
- (2) 火山灰質土の特殊性を考慮した防災・減災対策の構築
 - 噴出源からの距離・方向や堆積箇所の地形・気象などを考えた対策の検討
 - 粒子破砕性等の材料特性の特異性を考慮した火山灰土地盤の設計・施工
 - 通常土に対する既往対策技術の適用性検証と特殊土を想定した技術開発
- (3) ライフサイクルを考慮した土構造物の設計・維持管理の提案
 - 排水施設の老朽化及び盛土材の風化に伴う盛土の性能劣化の考慮
 - 気候変動に伴う気象条件変化とそれに伴う地盤・構造物の状態劣化の想定
 - 経年変化を伴う盛土状態評価のための非破壊試験・モニタリング法の提案
- (4) 想定外の広域・大規模災害の復旧・復興対策の検討
 - セクター横断的な地理地形変遷・土砂災害履歴情報の共有・集積・管理
 - ハード対策とソフト対策の適切な組み合わせによる合理的な対策の検討
 - 関連研究分野(学協会)との情報共有と学術横断的な連携による議論

今次の大規模災害を鑑みると、新たなステージに踏み入れた感のある、北海道の地盤災害の 防災・減災対策の推進に当たっては、土木構造物の供用期間が長期に亘ることを考慮して、社会 全体でスピード感を共有しながら早期に取り組む必要がある。今回の地震被害のうち、特に、宅地耐震設計指針(案)¹⁸⁾作成以前に火山灰質土を用いて宅地造成された谷埋め盛土の液状化問題や、せん断帯での連鎖的な粒子破砕に起因するとされる長距離土砂流動を伴う火山灰質土斜面の崩壊現象については、北海道の地域的な問題として危機感を分かち合い、重点化を図りながら早期復旧並びに防災・減災対策への取り組みを加速していくことが望ましい。ただし、厚真町で大規模・広範な斜面崩壊が確認された降下火山灰質土斜面と同様の地盤は、日本全国に点在していることから、同規模の地震が当該地域で発生した場合に今回と同様の震災が生じる危険性をはらんでいる。実際、平成28年(2016年)熊本地震では、地震時の繰返しせん断により降下軽石層で粒子破砕が生じせん断強度が著しく低下した結果、大規模な地すべり性崩壊に至ったことが報告されている「⁹⁾。このように特殊土の一種である火山灰質土地盤が要因となって発災する場合についても、日本は火山国であることを認識し、過去の被災事例を教訓として、広く日本中の自然災害リスクの評価、防災・減災対策を進めることが肝要であろう。

他方、経験を記録し広く伝えるという意味において、今次震災の深刻な被災状況をマスコミ 各社が集中的に報道してくれたことは非常に意義があると考えられる。しかし、その一方で、必 要な耐震対策が施されていた結果、被災を免れた土木構造物については、充分な注意が払われ ていないことが多い。例えば、苫東厚真火力発電所では、駐車場等の構内の一部に液状化による 噴砂跡や沈下などの被害が確認されたものの、主要施設は過去に液状化対策²⁰⁾がなされていた こともあり、地震による地盤変状は確認されていない。また、土質が異なるため厳密な意味での 比較はできないが、札幌市郊外の宅地では火山灰質土盛土で大規模な被害が確認されたのに対 し、厳格な施工管理のもと築造された高速道路の火山灰質土盛土では被害が軽微であった。こ のような事例は、特殊土を利用した土構造物の設計・施工管理の合理性や、震災に対する防災・ 減災対策の有用性を議論する上では非常に重要なポイントであり、前者は地盤工学に基づいた 対策立案の重要性を、後者は土質力学に基づいた材料管理の必要性をそれぞれ示唆するもので ある。(公社)地盤工学会では、上記のような強震動に因る地盤災害の防止・軽減に有効な対応 策を、過去の震災の調査・検討結果に基づき提言としてまとめ、「地震と豪雨・洪水による地盤 災害を防ぐために-地盤工学からの提言-21)」及び「地震時における地盤災害の課題と対策 2011 年東日本大震災の教訓と提言(第二次)10」という二つの提言をこれまでに発表している。これ らを今次の震災に当てはめてみると、図-7.3、図-7.5 に示すように、提言の一部が適切に機能 することは明白である。したがって、今後、これまでに発表されている提言の検証を進め、今次 災害により新たに示唆された教訓に基づく点や既往の提言が適切に機能したとはいえない点につ いては、順次、提言の加筆・修正を行い、現行の設計・防災諸制度で想定しない地盤災害が発生 することを出来る限り避ける努力を継続していく必要がある。この場合、本節で提起された強震 動に因る地盤災害の防止・軽減に関する技術的・社会的な課題を解決するには、ハード対策とソ フト対策を適切に組み合わせ、産官学が連携して取り組む体制の構築が不可欠である。今後、本 調査団の提言も取り入れながら具体的な施策が立案、実施されることが期待される。 また、それ ぞれの組織と個々の分野の技術者・研究者が、今回の震災の被害状況とそれからの復旧・復興の 方針と現状、今後の地盤災害の防止・軽減の展望、それに関連した地盤工学・技術の全体像を俯 瞰する際に、本報告書を役立てていただきたい。



火山噴出物

表層地盤のゆれやすさマップ

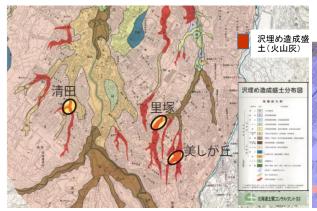
震央周辺の活断層と地質情報



教訓1: 地盤の震動 特性を知らず して地震波の 伝わり方や 地表の揺れ 方は理解で きない

図-7.1 地盤の震動特性の影響の検討

(図中に内閣府4)、産業技術総合技術研究所5、地盤工学会6)、気象庁7作成資料を含む)



液状化被害箇所の分布と地盤特性

札幌市による液状化危険度図(清田区)

- 清田区の地盤変状発生箇所はいずれも谷埋め盛土 → 谷埋め盛土の液状化リスクを再認識
- 札幌市の液状化危険度図で4段階のうち最も可能性 が高い地域に分類
 - → ハザードマップの有用性を再認識
- 市民がより平易な情報をより簡易に入手できる環境 を整備 → 行政・専門家の役割を再検討

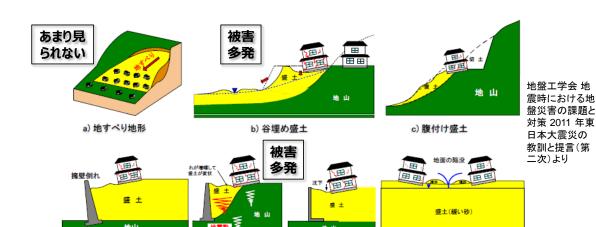
教訓2:

住宅建設時に十分な 地盤情報を入手し,耐 震対策の必要性につ いて検討すべきでは?

■ 液状化発生の可能性が高い 液状化発生の可能性が低い 液状化発生の可能性がある 液状化発生の可能性が極めて低い

図-7.2 谷埋め盛土の液状化危険度の検討

(図中に北海道土質コンサルタント⁸⁾、札幌市⁹⁾作成資料を含む)



宅地造成地の被害パターン

f)締固め不足

q) 基礎地盤の液状化

d)擁壁の倒壊・変状

北区や東区等の被害

噴砂. 地面の陥没

平地+浅い液状化層

地形の 違い?

e) 切盛り境界

b) 谷埋め盛土

傾斜地+深い液状化層+埋設物

里塚の被害



図-7.3 宅地造成地の地形要因の影響の検討 (図中に地盤工学会 10)作成資料を含む)

液状化層位置

地下水位 GL. -3~-5m • 里塚: • 美しが丘: 地下水位 GL. -1~-4m • 端野: 地下水位 GL. -1.5~-2.5m 地下水位 GL. -1.0~-2.2m • 浦安:

里塚は地下水位が深く、美しが丘は浦安と 同様に浅い。

原地形の性状

• 里塚: 傾斜地(4~6%), 谷埋め盛土(局所的)

美しが丘: 傾斜地, 谷埋め盛土(局所的)

• 端野: 傾斜地(3%), 谷埋め盛土(局所的) 平坦地, 埋立地盤(成層地盤) • 浦安:

里塚の原地形は傾斜しており, 傾斜角は端

√ 野よりも急である。

液状化した土

• 里塚: $\rho_s = 2.20 \text{g/cm}^3$, $F_c = 36.3\%$ 美しが丘: $\rho_s = 2.28 \text{g/cm}^3$, $F_c = 26.9\%$ • 端野: $\rho_s = 2.49 \text{ g/cm}^3$, $F_c = 30.0\%$ • 浦安: $\rho_s = 2.64 \text{g/cm}^3$, $F_c = 36.5\%$

里塚の試料は、一般的な砂質土と比較して 土粒子密度が低く細粒分含有率が高い。

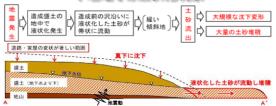


g) 基礎地盤の液状化 教訓3:

谷埋め盛土かどうかだけ

でなく原地形の高低差に

も着目すべきでは?

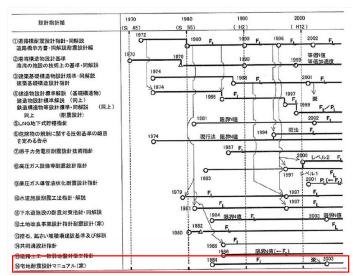


傾斜地での液状化現象

第2回 清田区里塚地区の市街地復旧に向けた地元説明会資料より

里塚は地下水位が深く、液状化土の土 粒子密度が低いため,液状化土砂の流 出・流動による地表陥没が発生したが、 美しが丘は地下水が浅いため、 噴砂現 象など典型的な液状化挙動を呈した。

図-7.4 宅地造成地の地形要因の影響の検討 (図中に札幌市 11)作成資料を含む)



各種構造物の設計基準類への液状化対策の導入

今回の地震では、大規模な盛土被害は清田区の住宅地などに限定。火山灰盛土でも、厳格な管理化のもと築造された高速道路の盛土では被害軽微

→ 地盤工学に基づく耐震対策の有用性を再認識

仙台市周辺の造成宅地開発状況と地震被害

造成年代			宅地数	1978年 宮城県沖地震		2011年 東北地方 太平洋沖地震	
				被災数	被災率	被災数	被災率
	~	1967	34	13	(38%)	23	(68%)
1968	~	1977	58	0	(0%)	16	(28%)
1978	~	1988	51	-	(-%)	4	(8%)
1989	~		21	-	(-%)	1	(5%)
小規模	造成,	その他	-	-	(-%)	20	(-%)
計(計(~1977)			13	(14%)		
計(全体)			164			64	(27%)

※宅地数は5ha以上のもの、被災数は10戸/箇所以上のもの、 ※1968年:新都市計画法施行 ※1978年:宮城県沖地震

地盤工学会 地震時における地盤災害の課題と対策 2011 年東日本大震災の教訓と提言(第二次)より

古い造成年代ほど被害率が大きい

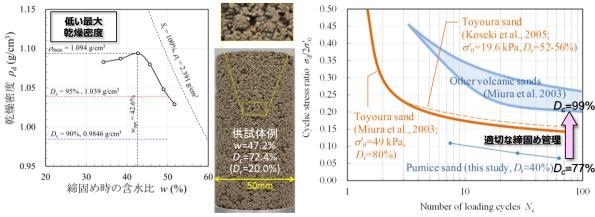
宅地造成に関する法体系が未整備で、 技術的に適切な盛土の締固めや排 水工の設置、材料の吟味が不十分 だった可能性有り

教訓4:



宅地造成時の締固めと排水 工管理を適切に行えば盛土 被害は軽減可能では?

図-7.5 宅地造成・住宅建設方法の検討 (図中に地盤工学会 ¹⁰⁾作成資料を含む)



盛土材料(火山灰質砂)の締固め曲線

盛土材料の液状化強度の比較

- 細粒分が多いために水分を多く含むと団粒化し易く、締固め密度が増加し難い。
 - → 火山灰質土の締固め管理方法選択の重要性を認識
- 緩い締固め土は低い液状化強度を示すが,適切な締固め管理を実施すれば,砂質土と同程度の十分な液状化強度を発揮する。
 - → 適切な締固め管理を行えば、火山灰質土も良質な盛土材料に

┷ 地盤工学に基づく火山灰質土を用いた宅地造成方法確立の重要性を再認識

図-7.6 火山灰質土の締固め特性・液状化強度





清田区里塚地盤変状部の平面図

清田区里塚地盤変状部の縦断面図

砂の流出始点は地表急勾配部の下端

想定を超える地震動や地盤・構造 物の状態劣化・気候変動等を考え ると「過去の経験」だけでは対応で きないケースも顕在化。

想定される要因は?

- 沢埋め造成盛土構築方法の違い
- 地震動特性の違い

国土地理院資料より

- 地形(原地盤の傾斜)・集水性の変化
- 直前の降雨による地下水位変化
- 地中埋設物の状態変化
- 土の力学特性の経年劣化

教訓5:

当該地域の「過去の経験」だけでは対応不 可。災害の解釈に必要な地盤情報等各種 タベースの整備等が必要では?

図-7.7 複合的要因の影響度の検討



厚真川流域の山地・丘 陵斜面 ➡

支笏・恵庭・樽前を起源 とする降下火砕堆積物

が堆積岩上に分布

Ta-a : 1739年

Ta-b : 1667年

Ta-c : 約2000年前 Ta-d:約9000年前

層序の状況から約 9000年近く同規模の

地震は未発生?



斜面崩壊箇所と土砂災害警戒区域等との比較

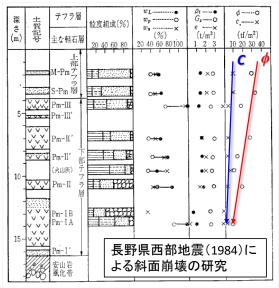
崩壊箇所における火山灰の分布状況

- 大雨による土砂災害警戒区域と斜面崩壊箇所は一 部オーバーラップ
 - → 地震時の斜面崩壊リスク評価に有用?
- 想定を超える地震動に対する対策の策定には
 - → 過去の経験が役立たないことを再認識

教訓6: 従来の想定を超える 地震動に対する防災・ 減災対策をどのように

検討すべき?

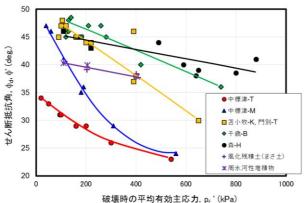
図-7.8 想定を超える地震動への対応方法の検討 (図中に国土地理院 12)作成資料を含む)



軽石層の風化による強度低下(多賀ら1985)

深い地層ほど強度定数(c, b)は低下

堆積年代が古い程,経年変化 による強度低下が顕著に確認



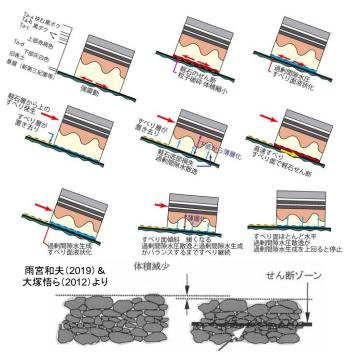
道内火山灰質土の粒子破砕と強度変化

平均有効主応力が大きくなると強度は低下 地震動により応力が増加した場合 強度は低下? √↓

教訓7:

脆弱な火山灰質土は経年劣化(風化)や 地震動による粒子破砕の影響を考慮し て斜面崩壊現象を解明すべきでは?

図-7.9 火山灰質土の破砕性・風化劣化の影響の検討 (図中に多賀ら ¹³⁾作成資料を含む)



すべり面液状化による高速長距離すべり模式図



降下火砕堆積物 Ta-d

すべり面液状化

岩石, 土, 岩屑などがせん断・ 細粒化 → 体積縮小 → 過剰間 隙水が形成 → 細粒化した粒 子と水が混合して流体化=有 効応力がほぼ O となる現象



幌内地区等の長距離土砂 流動メカニズムの説明?

図-7.10 斜面崩壊に及ぼす粒子破砕の影響 (図中に雨宮¹⁴⁾、大塚ら¹⁵⁾作成資料を含む)

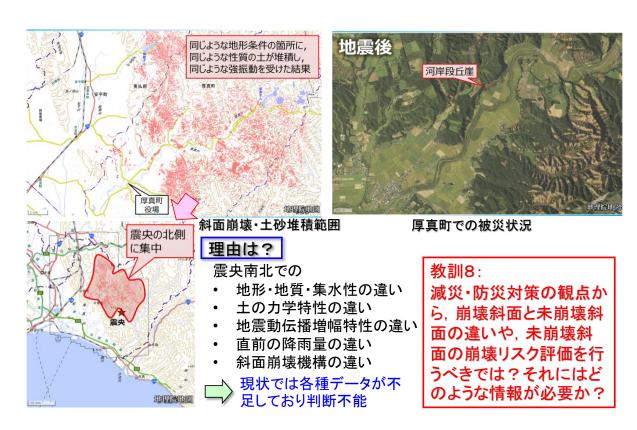
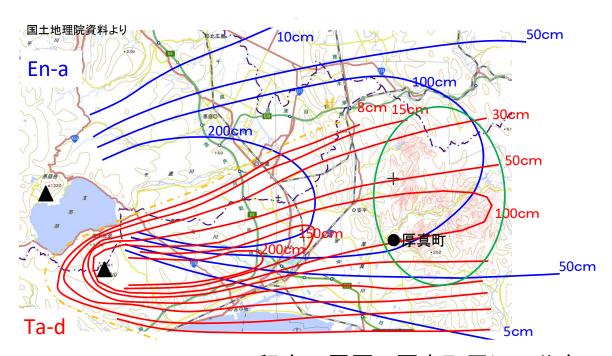


図-7.11 被害状況のバラツキの要因究明 (図中に国土地理院 ¹²⁾作成資料を含む)



En-a,Ta-d:50cm~100cm程度の層厚で厚真町周辺に分布 図-7.12 降下火砕堆積物の分布域 (図中に国土地理院 ¹²作成資料を含む)



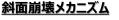
川村先生撮影

理由は?

震央南北での

- 地形・地質・集水性の違い
- 土の力学特性の違い
- 地震動伝播増幅特性の違い
- 直前の降雨量の違い
- 斜面崩壊機構の違い

→ 現状では各種データが不足しており判断不能



幌里地区周辺:緩斜面すべり崩壊

桜丘~吉野地区:表層崩壊

富里地区:表層崩壊、谷地形部すべり崩壊 幌内地区:表層崩壊、谷地形部すべり崩壊

日高幌内川:岩盤崩壊



教訓8:

2016年熊本地震による 阿蘇山周辺の土砂斜面崩壊

図-7.13 異形態斜面崩壊の近接発生の要因究明 (図中に産北海道道路管理技術センター16)作成資料を含む)

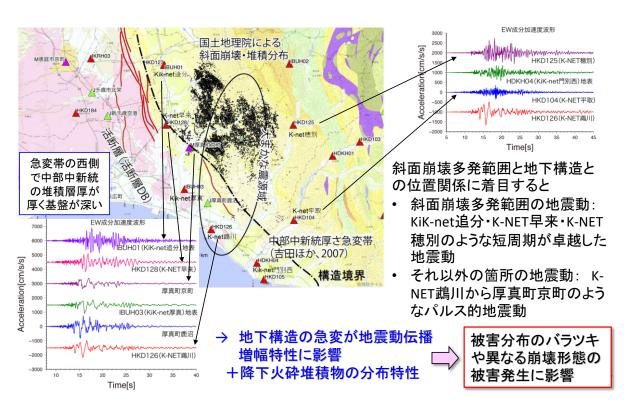


図-7.14 震源近傍域の地震動の特徴 (図中に吉田ほか¹⁷⁾作成資料を含む)

参考文献

- 1) Miura, S., Yagi, K., Asonuma, T.: Deformation-strength evaluation of crushable volcanic soils by laboratory and in-situ testing. Soils and Foundations, Vol. 43, No. 4, pp. 47-57, 2003.
- 2) 地盤工学会北海道支部: 実務家のための火山灰質土~特徴と設計・施工,被災事例~. 2010.
- 3) 基礎地盤コンサルタンツ㈱: 平成 30 年 (2018 年) 北海道胆振東部地震調査報告書. 2018. https://www.kiso.co.jp/archives/001/201812/2018HokkaidolburiTobuEQ Report.pdf
- 4) 内閣府:表層地盤のゆれやすさ全国マップ http://www.bousai.go.jp/oshirase/h17/yureyasusa/hokkaido.pdf (参照日 2011 年 6 月 15 日)
- 5) 産業技術総合研究所: 震央周辺の活断層と地質情報 https://www.gsj.jp/hazards/earthquake/hokkaido2018/index.html (参照日 2018 年 11 月 15 日)
- 6) 2003 年十勝沖地震地盤災害調査委員会: 2003 年十勝沖地震地盤災害調査報告書. 地盤工学会北海道支部, 2004.
- 7) 気象庁: 平成 30 年 9 月 6 日 03 時 08 分頃の胆振地方中東部の地震について (第 2 報) https://www.jma.go.jp/jma/press/1809/06c/201809061030.html (参照日 2018 年 9 月 9 日)
- 8) 北海道土質コンサルタント株式会社:札幌地盤図. 2006.
- 9) 札幌市:液状化危険度図 https://www.city.sapporo.jp/kikikanri/higoro/jisin/jbmap.html (参照日 2018 年 9 月 9 日)
- 10) 地盤工学会: 地震時における地盤災害の課題と対策 2011 年東日本大震災の教訓と提言(第二次) https://www.jiban.or.jp/file/organi/bu/kikakubu/h23-teigen/teigen-final-120412.pdf (参照日 2018年9月9日)
- 11) 札幌市:第2回清田区里塚地区の市街地復旧に向けた地元説明会資料
 http://www.city.sapporo.jp/kensetsu/stn/documents/dai2kaisetsumeikaisiryo2.pdf (参照日 2018 年 12 月 22 日)
- 12) 国土地理院: 平成 30 年北海道胆振東部地震に伴う斜面崩壊・堆積分布図 https://www.gsi.go.jp/BOUSAI/H30-hokkaidoiburi-east-earthquake-index.html#10(参照日 2018年9月 20日)
- 13) 多賀直恒・小林武彦・古長孟彦: 長野県西部地震による被害と地形・地質の関係. 土と基礎, Vol. 33, No. 11, pp. 25-31, 1985.
- 14) 雨宮和夫:北海道胆振東部地震による土(岩屑)の高速地すべり機構と安定度. 平成 31 年度 日本地すべり学会北海道支部研究発表会予稿集, pp.39-42, 2019.
- 15) 大塚悟・鵜飼恵三・若井明彦: 地震地すべり. 社団法人日本地すべり学会. pp. 140-150, 2012.
- 16) 2008 年岩手宮城内陸地震現地調査団: 2008 年岩手宮城内陸地震現地調査報告書. 北海道道路管理技術センター, 2009.
- 17) 吉田邦一・吉見雅行・鈴木晴彦・森野道夫・滝沢文教・関口春子・堀川晴央:長周期地震動計 算のための石狩平野および勇払平野の3次元堆積盆地構造モデル.活断層・古地震研究報告,No. 7, pp. 1-29, 2007.
- 18) 住宅・都市整備機構:宅地耐震設計指針(案). 1984.
- 19) 笠間清伸・山縣史朗・田中大貴・古川全太郎・安福規之: 南阿蘇村高野台地区に分布する火山 灰質地盤の地震時安定性評価. 地盤工学ジャーナル, Vol.13, No.3, pp.171-181, 2018.

- 20) Yasuda, S., Hayashi, K., Suzuki, H., Saito, K., Takemoto, H., Ine, N.: Soil improvements of an inhomogeneous reclaimed ground, Procs. of 3rd International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, St. Louis, Missouri, June 1-4, No. 7.35, pp. 1079-1084, 1993.
- 21) 地盤工学会: 地震と豪雨・洪水による地盤災害を防ぐために-地盤工学からの提言-. https://www.jiban.or.jp/file/file/feigen.pdf (参照日 2018 年 9 月 9 日)

本調査団の調査活動および報告書作成にあたり、産官学の多くの方々・機関より多大なる御助力を賜りました。特に、貴重な情報を賜った国土交通省北海道開発局、北海道、札幌市、北広島市、厚真町、苫小牧港管理組合、朝日新聞社、東日本高速道路(株)北海道支社、北海道旅客鉄道株式会社の関係各位に深く御礼申し上げます。

第3章のとりまとめにあたり、防災科学技術研究所の K-NET、KiK-net 記録^{第3章参考文献9)}を使用しました。厚真町京町、厚真町鹿沼の地震動記録はそれぞれ、北海道、気象庁から提供して頂きました。1995年兵庫県南部地震の JR 鷹取、神戸海洋気象台の強震記録は、それぞれ JR 総合技術研究所、気象庁より提供して頂きました。また、第4章の地形データ解析には株式会社ジーエスアイの豊田守氏、株式会社シーウェイエンジニアリングの佐野彰氏にご協力頂きました。里塚1条での火山灰質砂地盤については(国開)土木研究所寒地土木研究所の橋本聖氏より貴重な情報を賜りました。

末筆ながら、被災直後からの調査活動に対しご理解を下さり、種々の御助力や貴重な状況証言を下さった被災地の住民の皆様に深い謝意を表します。