

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of
National Institute for Land and Infrastructure Management

No.233

February 2005

平成15年(2003年)十勝沖地震被害に係わる現地調査報告書

Investigation Report of the Damage by The Tokachi-Oki Earthquake in 2003.

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Japan

平成15年(2003年)十勝沖地震被害に係わる現地調査報告書

Investigation Report of the Damage by the Tokachi-Oki Earthquake in 2003.

概要

本資料は、平成15年9月26日に発生した十勝沖を震源とするM8.0の地震に関して、国土技術政策総合研究所、独立行政法人土木研究所、独立行政法人建築研究所、独立行政法人港湾空港技術研究所の4機関が合同で地震被害状況調査を行った結果をとりまとめたものである。

キーワード： 国土技術政策総合研究所、土木研究所、建築研究所、港湾空港技術研究所、地震、津波、被害、十勝沖

Synopsis

On September 26, 2003, M8.0 earthquakes occurred at southeast offshore of Hokkaido. The earthquake caused a variety of damage in Hokkaido area.

This report collects the results that NILIM, in collaboration with PWRI, and BRI, PARI, investigated the damage to infrastructures.

Key Words : NILIM, PWRI, BRI, PARI, Earthquake, Tsunami, Damage, Tokachi-Oki

下水道施設の被害状況



写真G 6.1 豊頃町大津下水浄化センター内のマンホールの被害状況
処理場内の流入マンホールで約1.7mの浮上がりが生じた。
処理場への汚水の流入ができなくなったことから、上流のマンホールから
仮設ポンプとホースを用いて処理場に送水している。



写真G 6.2 豊頃町豊頃地区の管渠の被害状況
下流の管路でマンホールの浮上がり、埋戻し部の地盤沈下が発生し、汚
水の送水ができなくなったことから、仮設ポンプとホースを用いて上流か
らの汚水の対応をしている。

河川施設の被害状況



写真G 7.1 下頃辺川右岸堤防天端のクラック

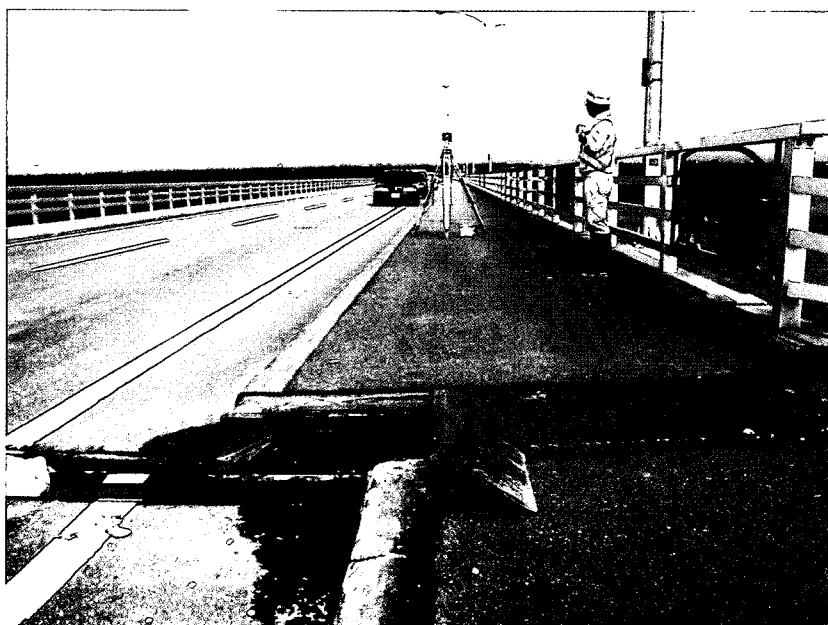


写真G 7.2 堤外側の裏面上の道路の崩壊（十勝川右岸堤防）

道路の被害状況 (道路橋)



写真G 9. 1. 1 千代田大橋のRC橋脚主鉄筋段落し部の損傷
水平ひびわれ、かぶりコンクリートの剥離、軸方向鉄筋のはらみ出し
かぶりコンクリートをはつり、断面修復をした状態。



写真G 9. 1. 2 十勝河口橋の支承の損傷と桁の橋軸直角方向への残留変位(約70cm)

道路の被害状況 (道路盛土)

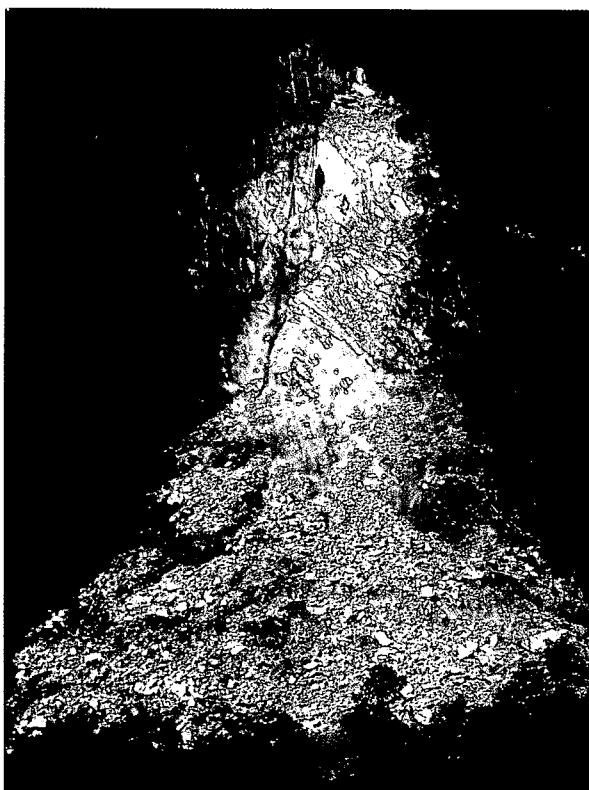


写真G 9. 2. 1 国道38号豊頃大橋の帯広側取付け部の路面の沈下(帯広開発建設部撮影)

道路の被害状況 (道路斜面)



写真G 9.3.1 山側切土のり面崩壊
写真中央にすべり面がほぼ水平に認められる。



写真G 9.3.2 静内ダム貯水池斜面岩盤崩壊 (道道111号静内ダム上流約2km)

建築物の被害状況



写真G 10.1 空港ターミナルビルの地震直後の状況

吹抜けとなっている出発ロビー部分の天井650㎡（36m×18m）のうち、約1/2に当たる約300㎡の天井材及び野縁が落下した。

（調査当日の配布資料（釧路空港ビル株式会社提供）より）



写真G 10.2 釧路空港管制塔最上階（管制室）の地震直後の状況

管制室の天井全体が落下した。天井材、野縁（一部、野縁受け）及びガラスウールが管制室全体に散乱している。

（調査当日の配布資料（国土交通省航空局提供）より）

港湾の被害状況



写真G 11.1 十勝港の奥部にある水産関連区域における漁協施設に残った津波の遡上痕
写真中、上側の線はガラスに残った水跡，下側の線は家内における床上浸水した高さ
上側の線は，T.P.上 2.5m である。



写真G 11.2 大津漁港の奥部にある建物に残った津波の遡上痕
水跡の高さは，地面から1.55m であり，T.P.上 3.15m である。

目次

◇グラビア

◇目次

◇執筆者一覧

◇調査報告



1. まえがき	1
2. 調査概要	3
3. 地震特性と地震動	5
4. 津波特性	10
5. 地震被害の概要	36
6. 下水道施設の被害状況	38
7. 河川施設の被害状況	47
8. ダムの被害状況	56
9. 道路の被害状況	
9.1 道路橋	69
9.2 道路盛土	74
9.3 道路斜面	80
10. 建築物の被害状況	97
11. 港湾の被害状況	128
12. 震後対応	144
13. あとがき	153

◇謝辞

図表の番号、参考文献の番号について

- ・ 図、表、写真の番号は、「図 (章番号).(章での通し番号)」で与えた (例：図 6.3)。ただし、冒頭グラビアに掲載した写真の番号は、写真G (章番号).(章ごとの通し番号)で与えた (例：写真G 6.1)。
- ・ 参考文献は、章ごとに通し番号を付けた。

執筆者一覧

(◎：代表執筆者)

※ 執筆者の所属は、本報告書の基となる「平成15年(2003年)十勝沖地震被害に係わる現地調査報告書」を執筆した平成16年3月時点のもの

1. まえがき、2. 調査概要、5. 地震被害の概要

国土技術政策総合研究所
企画部企画課

3. 地震特性と地震動

国土技術政策総合研究所

危機管理技術研究センター 地震防災研究室 室長 日下部 毅明

危機管理技術研究センター 地震防災研究室 主任研究官 片岡 正次郎

◎危機管理技術研究センター 地震防災研究室 研究官 長屋 和宏

4. 津波特性

国土技術政策総合研究所

沿岸海洋研究部 沿岸防災研究室 室長 小田 勝也

独立行政法人港湾空港技術研究所

◎海洋・水工部 高潮津波研究室 室長 富田 孝史

海洋・水工部 高潮津波研究室 主任研究官 河合 弘泰

海洋・水工部 高潮津波研究室 研究官 柿沼 太郎

6. 下水道施設の被害状況

国土技術政策総合研究所

下水道研究部 下水道研究室 室長 藤生 和也

下水道研究部 下水道研究室 研究官 吉田 敏章

◎下水道研究部 下水道研究室 研究官 行方 馨

独立行政法人土木研究所

耐震研究グループ 振動チーム 上席研究員 田村 敬一

耐震研究グループ 振動チーム 主任研究員 佐々木 哲也

耐震研究グループ 振動チーム 研究員 石原 雅規

7. 河川施設の被害状況

国土技術政策総合研究所

危機管理技術研究センター 水害研究室 主任研究官 佐々木 淑充

危機管理技術研究センター 水害研究室 研究官 梅村 幸一郎

河川研究部 河川研究室 主任研究官 坂野 章

独立行政法人土木研究所

耐震研究グループ 振動チーム 上席研究員 田村 敬一

◎耐震研究グループ 振動チーム 主任研究員 岡村 未対

耐震研究グループ 振動チーム 主任研究員 近藤 益央

耐震研究グループ 振動チーム 研究員 石原 雅規

耐震研究グループ 振動チーム 研究補助員 谷本 俊輔

8. ダムの被害状況

国土技術政策総合研究所

◎河川研究部 ダム研究室 主任研究官 平山 大輔

河川研究部 ダム研究室 研究官 長原 寛

河川研究部 ダム研究室 研究官 富澤 洋介

独立行政法人土木研究所

- 水工研究グループ ダム構造物チーム 上席研究員 山口 嘉一
◎水工研究グループ ダム構造物チーム 主任研究員 佐々木 隆
水工研究グループ ダム構造物チーム 研究員 中村 洋祐
水工研究グループ ダム構造物チーム 研究補助員 石橋 正義

9. 道路の被害状況

9. 1 橋梁

国土技術政策総合研究所

道路研究部 橋梁研究室 主任研究官 川端 淳

独立行政法人土木研究所

- ◎耐震研究グループ 耐震チーム 上席研究員 運上 茂樹

9. 2 道路盛土

独立行政法人土木研究所

- ◎耐震研究グループ 振動チーム 上席研究員 田村 敬一

9. 3 道路斜面

独立行政法人土木研究所

- ◎材料地盤研究グループ 地質チーム 上席研究員 佐々木 靖人
材料地盤研究グループ 地質チーム 研究員 柴田 光博
材料地盤研究グループ 地質チーム 交流研究員 福田 徹也
材料地盤研究グループ 地質チーム 交流研究員 森 良樹
材料地盤研究グループ 地質チーム 交流研究員 桑野 健
材料地盤研究グループ 地質チーム 交流研究員 三河 輝夫

10. 建築物の被害

国土技術政策総合研究所

- ◎建築研究部 基準認証システム研究室 研究官 石原 直

独立行政法人建築研究所

建築生産研究グループ 上席研究員 西山 功

11. 港湾の被害状況

国土技術政策総合研究所

沿岸海洋研究部 沿岸防災研究室 室長 小田 勝也

港湾研究部 港湾施設研究室 主任研究官 小澤 敬二

独立行政法人港湾空港技術研究所

- ◎地盤・構造部 構造振動研究室 室長 菅野 高弘
地盤・構造部 構造振動研究室 主任研究官 野津 厚
地盤・構造部 構造振動研究室 主任研究官 小濱 英司

12. 震後対応

国土技術政策総合研究所

- ◎危機管理技術研究センター 地震防災研究室 室長 日下部 毅明

13. あとがき

国土技術政策総合研究所

- ◎危機管理技術研究センター 地震災害研究官 松尾 修

独立行政法人土木研究所

耐震研究グループ長 常田 賢一

1. まえがき

2003年（平成15年）9月26日の4時50分頃、十勝沖を震源とするマグニチュード8.0の地震が発生し¹⁾、北海道の9町村で震度6弱の最大震度を観測した。この地震は気象庁により同日、「平成15年（2003年）十勝沖地震」と命名された²⁾。

震源は太平洋プレートと北米プレートの境界部（千島海溝）で、1952年に発生した十勝沖地震（M8.2）の震源とほぼ同じ位置、震源の深さは42km¹⁾と推定されている。千島海溝沿いのプレート境界型大規模地震としては、1973年の根室半島沖地震（M7.4）以来、北海道で発生した大規模地震としては、1994年の北海道東方沖地震（M8.2）以来となった。平成15年3月時点で地震調査委員会より公表された千島海溝沿いの地震発生確率長期評価³⁾によると、本地震震源付近での地震はM8.1クラスが今後30年間に60%程度の確率で発生すると評価されていた。

地震による被害は、行方不明者2名、負傷者849人、住宅被害2,018棟、被害総額約5.3億円（消防庁、平成15年12月11日発表）⁴⁾にのぼる。行方不明者は津波にさらわれたものと考えられている。津波の発生による漁船の打ち上げ、地盤の液状化による住宅や上・下水道施設の破損、列車の脱線や鉄道施設の破壊、釧路空港施設の破損、石油備蓄タンクでの火災発生等がマスコミによって連日報道された。それらの被害の中でも、本地震では津波とタンク火災が特に注目を浴びた。

津波については、6時間にもわたって長時間来襲し続けたことや行方不明者が出たこと、津波警報が発令された際に避難勧告の発令が自治体によって食い違ったことなどから、避難のあり方について問題提起がなされることとなった。タンク火災は、長周期地震動によるスロッシング現象による被害であったことから、その他の巨大構造物の安全性についても、学会や政府機関において議論が本格化されるきっかけとなった。さらには、兵庫県南部地震以後整備された観測網によって、地震波の良好なデータが得られたことと併せ、我が国の今後の防災活動に対して大きな影響を与える地震となることが予測される。

国土交通省では、地震発生直後の9月26日4時50分に本省、北海道開発局、北海道運輸局において非常体制がとられ、同6時30分に東京航空局において対策本部が設置された。また、東北地方整備局および東北運輸局において警戒体制がとられた。

国土技術政策総合研究所、独立行政法人土木研究所、独立行政法人建築研究所、独立行政法人港湾空港技術研究所の4研究機関では、地震発生直後から担当課室において情報収集を行うと共に、緊急災害派遣要請に備えて下水道、河川、ダム、道路、建築、港湾の6分野について、関連する研究者で構成される専門家チームの編成を行った（チーム構成の詳細は2章で述べる）。

この内、下水道、河川、道路（橋梁、土工）、建築の各分野には、本省より専門家チームの緊急派遣が要請され、被災地周辺で技術支援および現地調査を行った。また、港湾チームは、独立行政法人開発土木研究所の調査チームと合流して調査を実施した。さらに、地震被害の大きさに鑑み、ダム、道路（斜面）の両分野での被害状況の把握

を目的とした現地調査及び震後対応についてのヒアリング調査を実施した。これらの調査期間は平成 15 年 9 月 26 日から平成 15 年 10 月 23 日までで、派遣した専門家の人数は計 40 人にのぼる。

地震発生直後の調査として 4 研究機関が共同で実施した調査の結果は、4 機関連名の報告書としてとりまとめている⁵⁾が、本報告書は同資料の保存および活用機会の充実に目的として 4 機関連名の報告書を国総研資料として印刷したものである。

参考文献

- 1) 気象庁：平成 15 年（2003 年）十勝沖地震について（第 5 報）[発表当初の資料名は「2003 年 9 月 26 日 04 時 50 分頃の釧路沖の地震について（第 5 報）」]，気象庁報道発表資料，2003 年 9 月 26 日。
- 2) 気象庁：平成 15 年 9 月 26 日 04 時 50 分頃に発生した地震の命名について，気象庁報道発表資料，2003 年 9 月 26 日。
- 3) 地震調査研究推進本部地震調査委員会：千島海溝沿いの地震活動の長期評価について，2003 年 3 月 24 日。
- 4) 消防庁：平成 15 年（2003 年）十勝沖地震（第 35 報），2003 年 10 月 24 日。
- 5) 国土技術政策総合研究所，独立行政法人土木研究所，独立行政法人建築研究所，独立行政法人港湾空港技術研究所：平成 15 年（2003 年）十勝沖地震被害に係わる現地調査報告書，2004 年 3 月。

2. 調査概要

地震発生直後から平成15年10月23日までの期間に実施した専門家派遣および現地調査は、7分野14チームに上る。チーム構成及び調査日程を表2.1に示す。

表 2.1 平成15年十勝沖地震被害についての調査チーム編成

		メンバー	日程	派遣要請
下水道	(1)	国総研 下水道研究室 吉田研究官、行方研究官	9/26～ 9/28	本省下水道部より派遣要請
	(2)	国総研 下水道研究部 宮原研究部長 下水道研究室 行方研究官 土研 振動チーム 岡村主任研究員 土質チーム 古本研究員	10/7～ 10/8	自主調査
	(3)	国総研 危機管理技術研究センター 松尾地震災害研究官	10/22～ 10/23	自主調査
河川	(1)	国総研 河川研究室 坂野主任研究官 水害研究室 佐々木主任研究官、梅村研究官 土研 振動チーム 岡村主任研究員 土質チーム 古本研究員	9/27～ 9/28	本省河川局より派遣要請
	(2)	土研 振動チーム 田村上席研究員、岡村主任研究員、 近藤主任研究員、石原研究員、 谷本研究補助員	10/2～ 10/3	自主調査
ダム	(1)	国総研 ダム研究室 富澤研究官 土研 ダム構造物チーム 山口上席研究員(10/1のみ)、 佐々木主任研究員、中村研究員	10/1～ 10/3	自主調査
	(2)	国総研 ダム研究室 平山主任研究官、長原研究官 土研 ダム構造物チーム 石橋研究補助員	10/1～ 10/3	自主調査

(次頁に続く)

道路	橋梁	国総研 橋梁研究室 川端主任研究官	9/26～ 9/27	北海道開発局より 本省道路局経由で派遣要請
	土工	土研 振動チーム 田村上席研究員	9/27	北海道開発局より 本省道路局経由で派遣要請
	斜面	土研 地質チーム 佐々木上席研究員、柴田研究員、 福田交流研究員、森交流研究員、 桑野交流研究員、三河交流研究員	9/30～ 10/3	自主調査
建築	国総研 基準認証システム研究室 石原研究官 建研 建築生産研究グループ 西山上席研究員	9/30～	本省住宅局より 派遣要請	
港湾	津波	港空研 高潮津波研究室 富田室長、河合主任研究官	9/26～ 9/29	自主調査
	地震	国総研 港湾施設研究室 小澤主任研究官 港空研 構造振動研究室 菅野室長、小濱研究官	9/26～ 9/28	自主調査
震後 対応		国総研 地震防災研究室 日下部室長	10/21～ 10/23	自主調査

合計人数 : 40名 (内訳 国総研15名、土研21名、建研1名、港空研4名)

3. 地震特性と地震動

3. 1 震源と震度分布

本地震の気象庁の発表による震央位置および震度分布は、**図 3.1** に示すとおりである。震源地は十勝沖(北緯 41 度 47 分、東経 144 度 05 分、深さ 42km)、気象庁マグニチュード(M)は 8.0 であった。各地の震度は、北海道釧路町、幕別町、新冠町、浦賀町などで震度 6 弱、釧路市、帯広市、別海町などで震度 5 強を観測したほか、北海道地方、東北地方、関東地方にかけて震度 5 弱から 1 の揺れを観測した。

この地震は、北米プレートと太平洋プレートのプレート境界で発生したものと考えられ、この付近では、1952 年 3 月 4 日に M8.2、1968 年 5 月 16 日に M7.9 の地震が発生している (**図 3.2**)。

本地震における最大余震は、26 日 06 時 08 分頃に発生した十勝沖を震源(北緯 41 度 42 分、東経 143 度 42 分、深さ 21km)とする M7.1 の地震であり、この余震でも北海道浦河町で震度 6 弱を観測した。

図 3.3 に余震の発生回数のヒストグラムを示しているが、本震発生後約 3 週間で余震の発生は沈静化している。

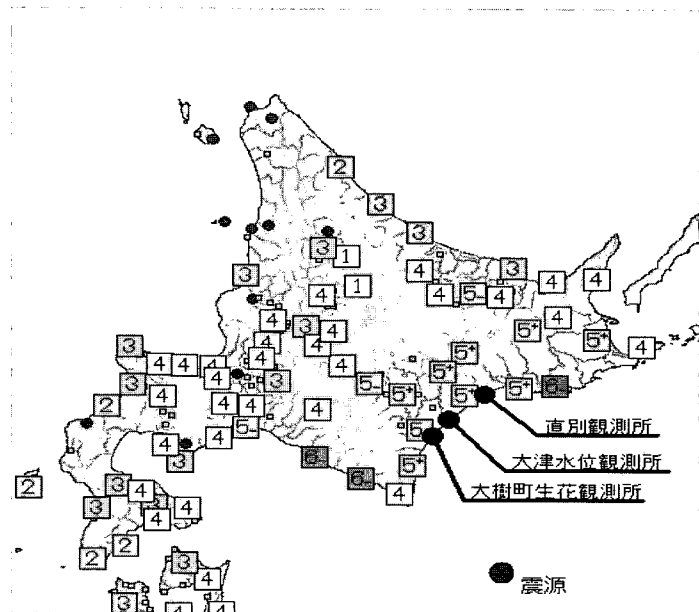


図 3.1 震度分布図
(気象庁ホームページ資料¹⁾に加筆)

3. 2 強震記録

3. 2. 1 概要

国土交通省では、施設の管理を目的として全国約 700 箇所地震計を設置し、地震発生直後に観測地震動の代表値などを伝送する、地震計ネットワーク(以下、地震計 NW)を整備している。本地震においても、北海道開発局および東北地方整備局管内の約 150 箇所の観測地点において地震動を観測した。観測データについては、最大加速度および SI 値をホームページ²⁾において公開中である。また、加速度時刻歴記録の回収については、地震動を観測した約 150 箇所のうち北海道開発局管内の約 120 箇所を実施した。

3. 2. 2 最大加速度及び SI 値の分布

本観測網で記録した加速度では、大津水位観測所(震央距離：107km)で観測した 532gal(EW 成分)が最大値となっており、直別観測所(震央距離：121km)でも 504gal(EW 成分)と 500gal を上回る値を観測した。一方、構造物の損傷度との相関が高いとされている SI 値では、大樹町生花観測所(震央距離：105km)の観測記録より算

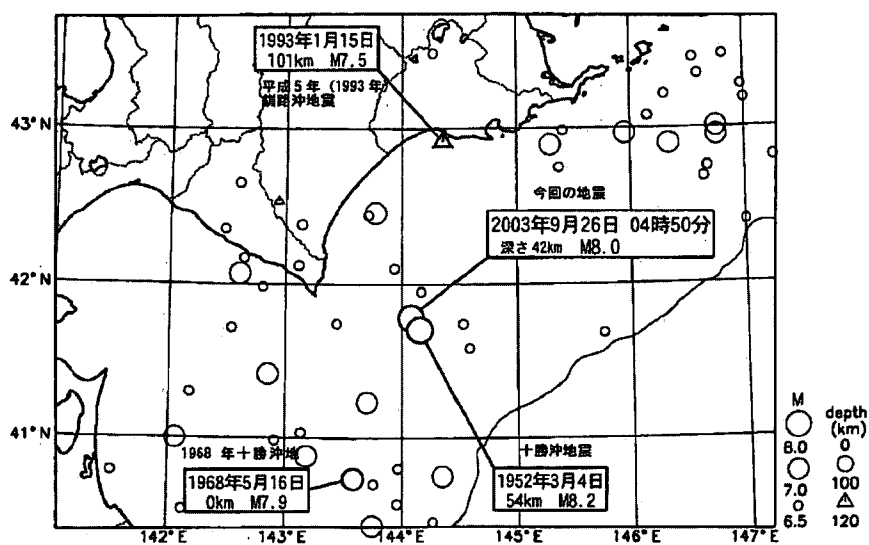


図 3.2 過去の地震の発生状況(1923 年以降)¹⁾

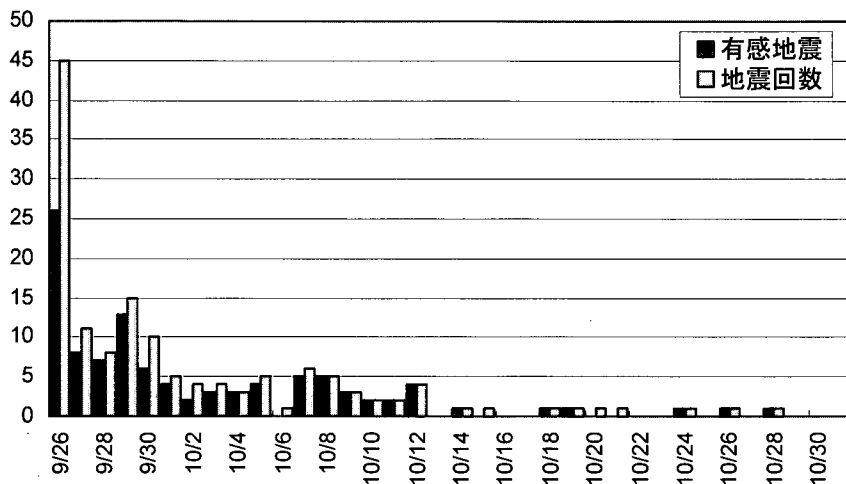


図 3.3 余震発生回数のヒストグラム
(文献 1 より作成)

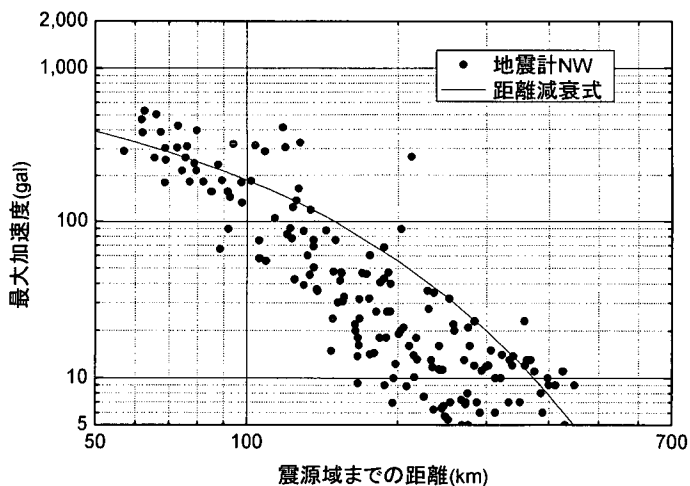


図 3.4 地震計 NW で観測された最大加速度の距離減衰特性

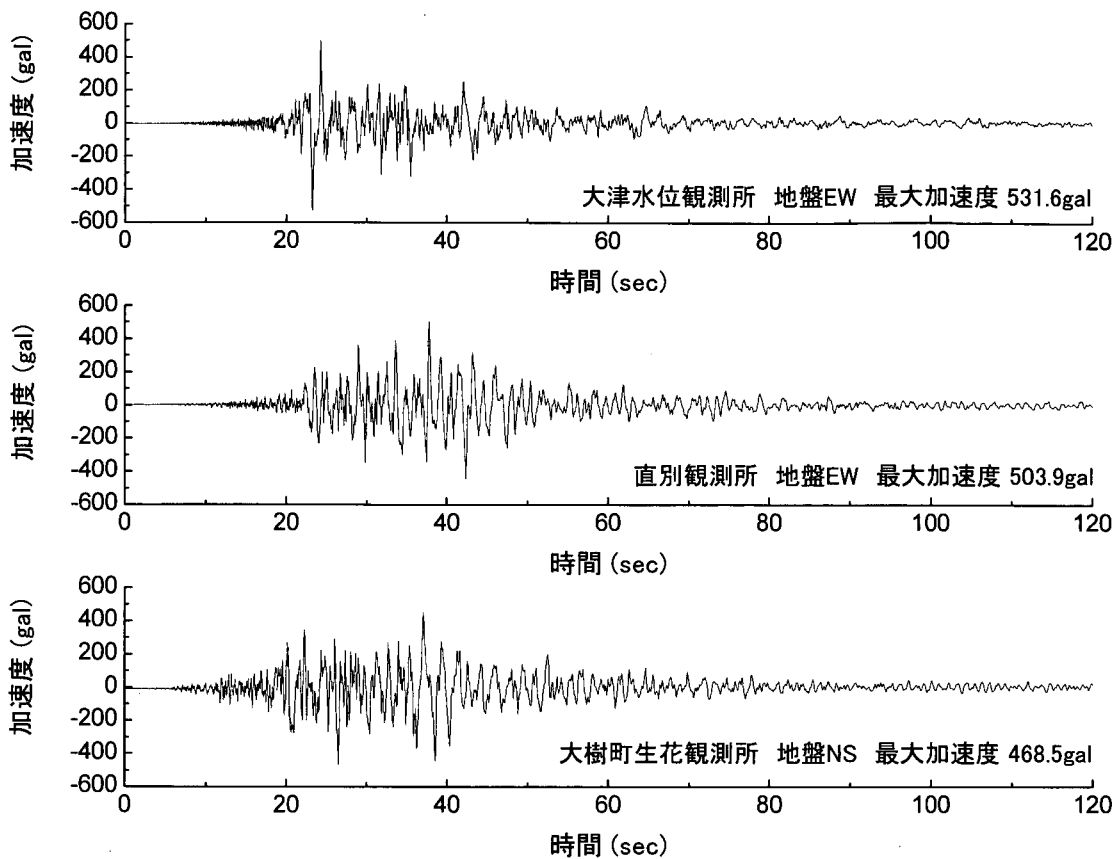


図 3.5 観測された加速度時刻歴波形
(各観測所間の相対的な時間軸は一致していない)

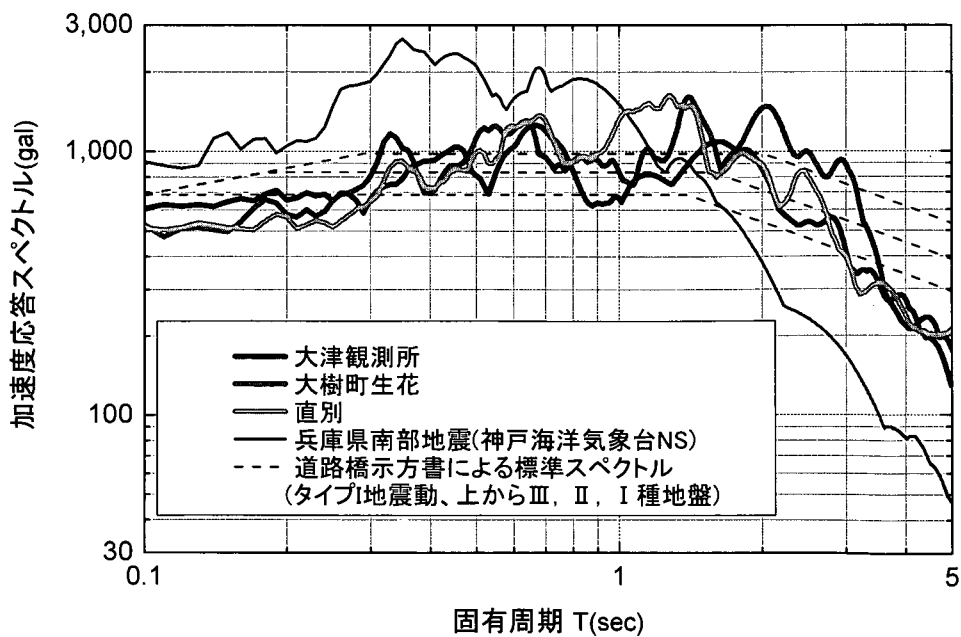


図 3.6 加速度応答スペクトル

出した、112kine(NS成分)が最大となった。これは、1995年兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で観測された114kine(NS成分)と同程度である。なお観測地点の位置関係については図3.1に並記している。

図3.4は、地震計NWで観測された最大加速度の距離減衰特性である。また、同図にはプレート境界地震について提案されている距離減衰式³⁾の推定値も示している。ただし、モーメントマグニチュードは8.0とした。

これによると、今回の地震で観測された最大加速度は、震源域からの距離が100km程度までの範囲では、プレート境界地震としてほぼ平均的なものであったと考えられるが、100kmを超える範囲では平均的な観測値よりも小さな値となっていることがわかる。これは、地盤による地震動の減衰が通常よりも大きかったことが一因と考えられる。

3. 2. 2 加速度時刻歴記録及び加速度応答スペクトル

加速度時刻歴記録の回収を実施した観測地点のうち強い地震動が観測された前述の3地点(大津水位観測所、直別観測所、大樹町生花観測所)の加速度時刻歴波形を図3.5に示す。図3.6に同記録の加速度応答スペクトル(減衰定数5%)を示す。同図には、兵庫県南部地震の際に神戸海洋気象台で得られた記録(NS成分)による加速度応答スペクトルおよび道路橋示方書⁴⁾におけるレベル2地震動(タイプI)の標準スペクトルを併せて示している。

この図より、今回の地震では、構造物への影響が大きい固有周期帯(0.3~3秒)において、1,000galに近い加速度応答を示す地震動が観測されていたことが分かる。特に固有周期1秒以上では兵庫県南部地震の応答スペクトルよりも大きな値を示しており、プレート境界に生じる海洋性巨大地震の特徴が抽出されている。

3. 3 まとめ

2003年十勝沖地震で観測された地震加速度波形記録より本地震の地震動特性に関して以下の様な知見が得られた。

- (1) 地震計NWでの観測より、最大加速度で500gal、SI値で100kineを上回る非常に大きな地震動を観測した。
- (2) 過去の地震と比較した最大加速度の距離減衰特性は、震源域から概ね100km程度の領域では平均的である一方、100kmを超える領域では平均的な地震観測値よりも小さな値であった。
- (3) 代表的な加速度記録では、固有周期0.3~3秒において1,000galに近い加速度応答を示し、プレート境界に生じる海洋性巨大地震の特徴を有していた。

【参考文献】

- 1) 気象庁ホームページ：<http://www.seisvol.kishou.go.jp/eq/seismo.html>

- 2) 国土技術政策総合研究所ホームページ：河川・道路等施設の地震計ネットワーク情報 <http://www.nilim.go.jp/japanese/database/nwdb/>
- 3) 司宏俊, 翠川三郎：断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式, 日本建築学会構造系論文集 第 523 号, 63-70, 1999 年 11 月
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書同解説(V 耐震設計編)、平成 14 年 3 月

の水圧変動や、海面下 10m の層における水平 2 成分流速が、連続的に観測されている。ただし、十勝港（大津漁港）沖の海象計は、初期の津波波形を捉えることには成功したものの、26 日 8:40 以降はケーブル切断事故のため欠測となった。

ナウファスネットワーク中の釜石港沖合水深 50m では、超音波式波高計による連続観測によって津波波形を捉えることができた。大船渡港では、ナウファスによる集中処理ネットワークには組み込まれていないが、東北地方整備局が湾口防波堤外側の水深 16m と内側の水深 25m に水圧式波高計を設置しており、これらから得られた波形記録の解析を行った。防波堤外側の観測記録には強いノイズが多く含まれていたが、数値フィルターをかけた波形から異常値と判定されるノイズを人為的に取り除くことによって、津波波形を再生することができた。また、同じ東北地方整備局による八戸港沖合水深 24m の超音波式波高計と流速計型波向計による観測結果は、アナログ記録紙に長周期連続波形記録として残されていたので、初期の記録は読み取り不能で測得できなかったものの、読み取り可能であった 26 日 9:00 から 13:00 の間のデータに関して解析を行った。

検潮器の形式は、霧多布漁港および厚岸漁港で採用されている超音波式空中発射型を除き、全てフース型である。フース型検潮器は、北海道開発局および東北地方整備局管内ばかりでなく、海上保安庁海洋情報部や気象庁でも汎用的に採用されている機種である。フロート式検潮器で最も一般的なものであり、感度が高く、読み取り、取扱いが簡単である。構造は一般には、プーリーから細いワイヤーで吊り下げた浮標を水面に浮かせ、水面が昇降してもワイヤーがゆるまないように重錘でバランスさせている。フース型では、フロートと重錘はそれぞれ別のワイヤーでプーリーに固定されており、水面が昇降するとプーリーが回転し、その動きが歯車機構を介してペンに伝えられ、回転ドラム上の用紙に水位を記録するようになっている。

4. 2. 2 解析方法

各観測点における波浪・潮位記録をもとに、津波到達時刻と第 1 波の水位の偏差（水位の天文潮位からの差）、最大偏差（水位の天文潮位からの差が最大の値）とその起時、ならびにゼロアップクロス法で定義した周期の範囲を、**図 4.2** に示す例に従って整理した。津波到達時刻は、潮位記録から天文潮位と見なす成分を除いた、津波の影響と思われる水位変動が発生し始めた時刻として読み取った。

4. 2. 3 津波到達時刻

表 4.1 は、上記に述べた手法で、各観測点における津波の到達時刻と諸元をとりまとめたものである。

今回の津波は、各観測点の記録から判断すると、水面上昇（押し波）から始まった。このため、津波到達時刻としては、津波による水面上昇が始まった時刻と定義して整理を行った。到達時刻を比較する上で注意を要するのが、各観測点の時計誤差である。リアルタイムデータ収集を行っているナウファス観測地点では、1 分程度以上の時計

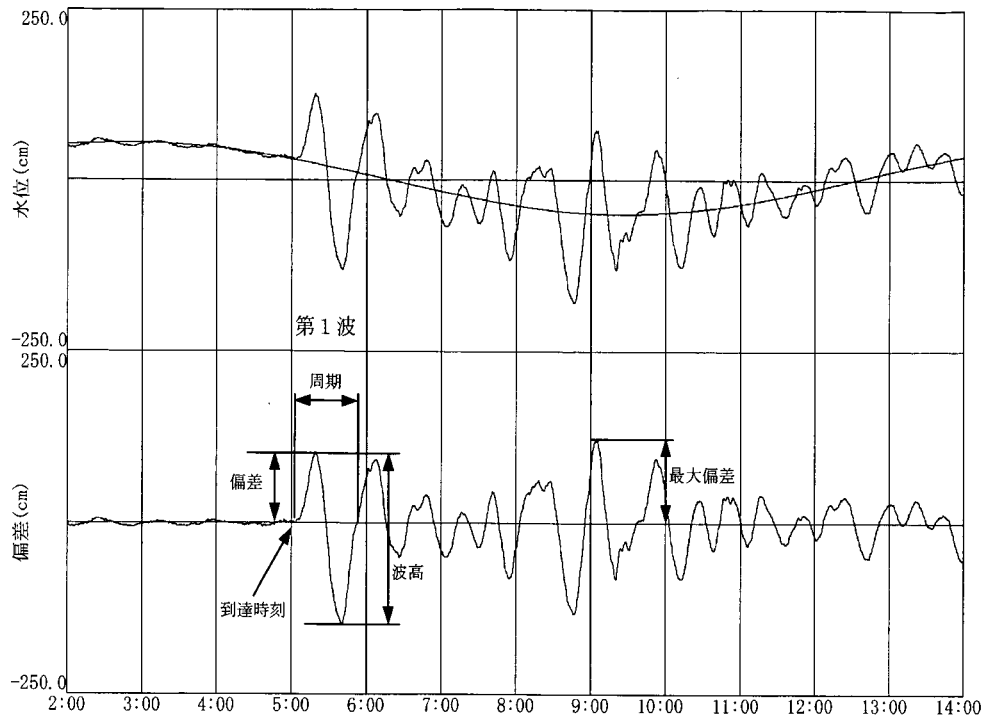


図 4.2 津波の波形記録のとりまとめ例

誤差が生じた場合、時計あわせを行っているので、時刻の絶対誤差は1分以下と考えてよい。また、十勝港や久慈港のように、沖合波浪観測記録と港内検潮記録を、同じシステムでリアルタイム収集している場合には、沖合波浪観測記録と港内検潮記録との相対的な時間差は、正確に表現されている。他方、オフラインで観測記録を収集した各地点の観測記録は、観測点の管理状況にもよるが、最大で数分程度の時間誤差がある可能性が否定できない。

津波の到達時刻を比較すると、もっとも早く津波が到達した観測点は、十勝港（大津漁港）沖合の海象計であり、超音波水面変動記録および海底水圧変動記録ともに4:51となっている。両者の波形記録はきわめてよく類似している（後出の図4.5参照）。十勝港内の検潮所では、この後、4:56に津波が到達している。大津漁港は十勝港の北東約40kmに位置しており、厳密な意味では十勝港沖とは言えないが、大津漁港から十勝港にかけての海岸線は単調であり、平行で直線状の等深線が続いているため、岸近くでは津波の波峰線方向は屈折の影響で海岸線と平行になると考えれば、両者の関係は、同一港湾における沖合と港内の観測点としてみなしても大きな間違いはないと思われる。

霧多布における4:55の津波到達は、厚岸よりも約10分、根室（花咲）よりも約30分早かったことは注目に値することであり、霧多布における津波検出が、道東の港湾沿岸の津波防災に有効に機能しうる可能性を示している。岩手県北の久慈港沖では、5:31に津波が到達したが、これは、苫小牧沖の5:37よりも6分も早い。津波が襟裳岬を回りこんで苫小牧まで到達する前に、対岸の東北地方沿岸に到達したことになる。

表 4.1 津波の到達時刻と諸元

整理 番号	観測地点		到達 時刻	第1波		最大偏差波			最大波			港内/沖合増幅率			
				偏差 (cm)	ピーク 時刻	No.	偏差 (cm)	ピーク 時刻	No.	波高 (cm)	周期 (分)	ゼロアップ クロス時刻	第1波 偏差	最大偏差	最大波
01	花咲	フース	5:28	88.1	5:40	1	88.1	5:40	1	210.2	29	5:28			
02	霧多布	空中発射	4:55	44.2	5:32	6	123.8	8:26	6	216.5	46	8:18			
03	厚岸	空中発射	5:08	42.3	5:39	3	102.1	7:11	3	165.8	55	6:56			
04	厚岸	フース	5:04	41.5	5:40	3	96.3	7:11	3	166.7	56	6:56			
05	釧路	フース	5:03	102.6	5:19	7	122.1	9:06	1	249.6	50	5:03			
06	十勝港沖	海象計	4:51	100.2	5:14	4	118.0	6:42	4	260.2	66	6:13			
07	十勝	フース	4:56	256.4	5:24	1	256.4	5:24	1	426.4	58	4:56	2.56	2.17	1.64
08	苫小牧港沖	海象計	5:37	22.0	5:54	6	36.9	9:06	5	58.6	31	8:25			
09	苫小牧東港	フース	5:49	34.6	6:00	6	99.3	9:06	6	181.7	30	8:59	1.57	2.69	3.10
10	苫小牧西港	フース	5:48	33.1	6:15	11	93.5	12:31	11	119.5	24	12:25	1.50	2.53	2.04
11	室蘭	フース	5:58	28.5	6:22	1	28.5	6:22	2	60.5	63	7:14			
12	函館	フース	6:09	24.5	6:22	3	73.3	8:20	3	111.0	31	8:10			
13	青森	フース	6:46	12.8	7:13	4	25.6	8:53	4	50.8	83	8:46			
14	大湊	フース	7:16	13.0	8:01	4	25.9	12:06	4	31.3	73	11:17			
15	むつ小川原	フース	5:30	61.4	5:40	6	69.3	7:51	6	133.2	26	7:43			
16	八戸港沖	波高計・流速計	—	—	—	—	44.7	10:21	—	79.3	67	10:06			
17	八戸(新湊)	フース	5:47	57.4	5:54	5	95.6	8:18	5	189.5	39	8:08	—	—	—
18	八戸(鮫)	フース	5:45	50.5	6:08	5	86.8	8:21	5	150.4	36	8:10	—	—	—
19	久慈港沖	海象計	5:31	42.2	5:38	1	42.2	5:38	7	86.8	49	8:23			
20	久慈	フース	5:35	113.5	5:48	6	174.9	7:08	13	238.9	26	9:14	2.69	4.14	2.75
21	宮古	フース	5:29	59.7	5:45	1	59.7	5:45	1	110.7	35	5:29			
22	釜石港沖	波高計	5:35	25.2	5:46	11	25.7	10:12	1	50.5	34	5:35			
23	釜石	フース	5:39	42.1	5:48	4	42.9	6:38	4	90.3	25	6:34	1.67	1.67	1.79
24	大船渡港沖	GPSブイ	5:36	15.5	5:50	13	17.6	10:25	15	32.0	94	11:47			
25	大船渡港外	水圧計	5:38	24.9	5:51	10	28.6	12:06	1	40.4	55	5:38	1.61	1.63	1.26
26	大船渡港内	水圧計	5:39	26.5	5:54	6	36.0	10:31	3	45.8	44	7:12	1.71	2.05	1.43
27	大船渡	フース	5:39	26.1	5:49	13	28.7	10:27	12	40.7	57	9:14	1.68	1.63	1.27
28	鮎川	フース	5:58	18.3	6:05	20	34.7	12:00	13	50.7	24	8:57			
29	石巻港沖	海象計	6:18	5.9	6:20	8	38.4	12:22	8	51.1	105	11:47			
30	石巻	フース	6:23	16.2	6:36	6	57.1	12:23	6	76.5	88	11:39	2.75	1.49	1.50
31	仙台新港	フース	6:32	29.3	6:44	8	37.6	10:13	7	79.9	32	9:34			
32	小名浜港沖	海象計	6:05	11.6	6:17	7	25.5	13:03	7	37.9	83	12:32			
33	小名浜	フース	6:12	13.7	6:24	11	23.3	12:57	4	43.4	59	8:11	1.18	0.91	1.15

これは、津波の伝播速度は水深の 1/2 乗に比例し、水深が大きいほど速く津波が伝わるためである。同様に、津波が小名浜沖に到達した 6:05 は、石巻沖に到達した 6:18 よりも早かったことも注目される。しかし、これは、石巻や小名浜では、津波の高さそのものが低かったため、到達時刻の定義がより一層むずかしく、時刻の誤差も大きかったためであったかもしれない。

4. 2. 4 津波の第 1 波の偏差

図 4.3 は、沖合観測地点における津波偏差をボックスの高さとし、その波の周期をボックスの幅として、津波 1 波 1 波の津波偏差と周期の経時変化を示したものであり、図 4.4 は、同様な整理によって検潮所における経時変化を示したものである。各観測点では、津波到達後、10-30 分程度で、第 1 波の最大偏差を観測している。例えば、十勝港では、沖合海象計は 5:14 に偏差 100cm、港内検潮所では 5:24 に偏差 256cm であった。十勝港の場合、沖合から港内への津波の伝播によって偏差が 2.5 倍程度に増幅され、こういった津波が港内に到達する 5 分程度前に水深 23m の沖合で捉えている。これは、対象海域の沖合で捉えられた津波情報を活用することによって、津波到達前の早めな避難が可能になり、防災に役立てることができることを示している。

なお、沖合から港湾内への津波の増幅特性は、港湾の空間的なスケールのみならず周辺海域の特性にも強く影響されるので、港湾毎に異なる。さらに、同じ港湾内でも場所により増幅率は異なる。以下に、沖合と港内で対比が可能な場所について、沖合から港内への津波第 1 波の偏差の増幅率をまとめる。

①十勝港（沖合海象計は大津漁港沖水深 23m）

十勝港内検潮所：2.56 倍

②苫小牧港（沖合海象計は白老沖水深 50m）

苫小牧東港検潮所：1.57 倍

苫小牧西港検潮所：1.50 倍

④久慈港（沖合海象計は水深 50m）

久慈港内検潮所：2.69 倍

⑤釜石港（沖合波高計は水深 50m）

釜石港内検潮所：1.67 倍

⑥大船渡港（沖合 G P S 計は水深 53m）

大船渡港外水圧計（水深 16m）：1.61 倍

大船渡港内水圧計（水深 25m）：1.71 倍

大船渡港内検潮所：1.68 倍

⑦石巻港（沖合海象計は水深 20m）

石巻港内検潮所：2.75 倍

⑧小名浜港（沖合海象計は水深 20m）

小名浜港内検潮所：1.18 倍

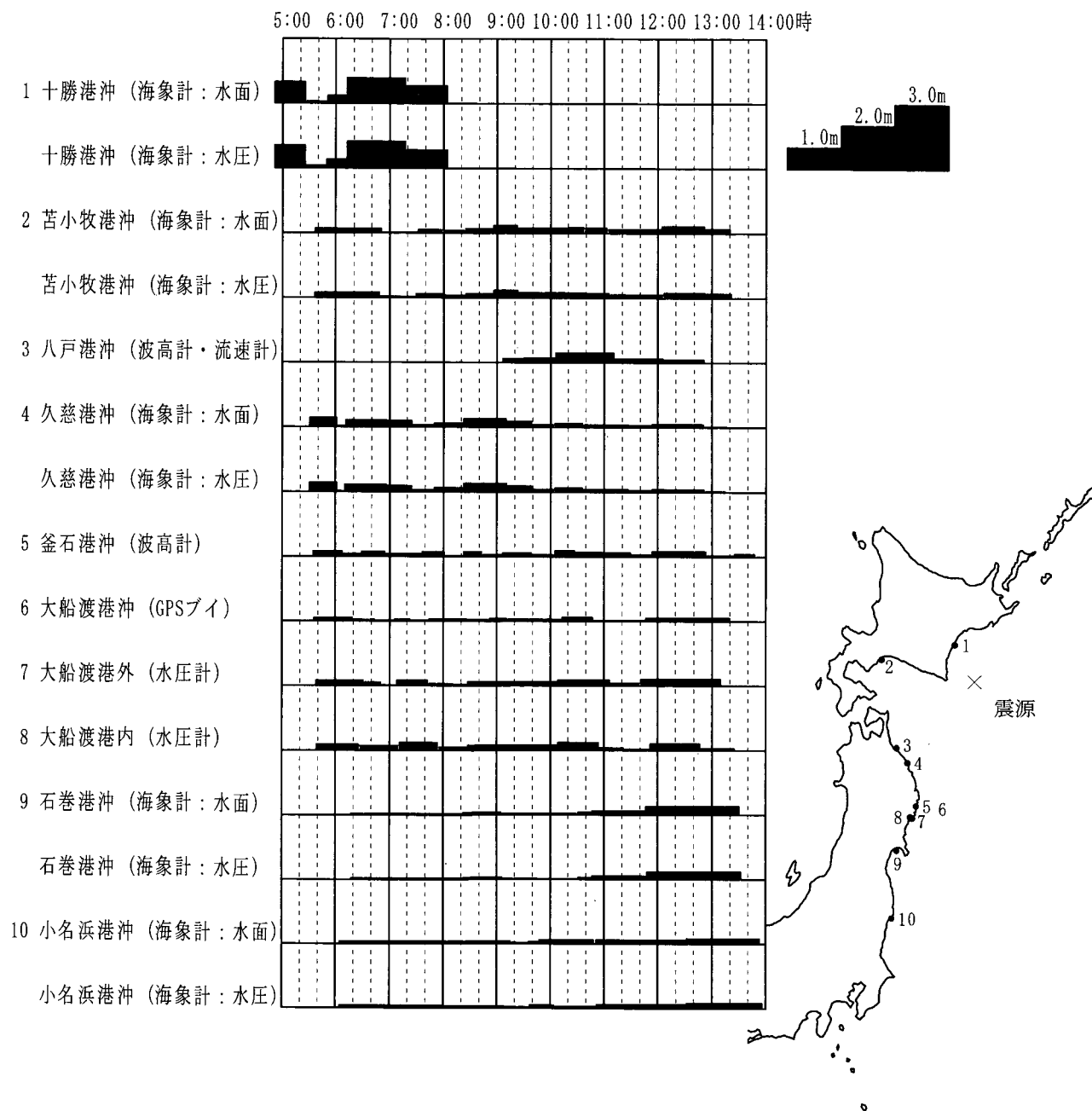


図 4.3 沖合津波偏差の経時変化

4. 2. 5 津波の最大偏差

前出の図 4.3 および 4.4 に示されるように、津波偏差は第 1 波目が必ずしも最大とはならず、数波目の偏差が最大となる場合も多いことが、実測データから改めて明らかになった。十勝港や花咲港のように第 1 波の偏差が最大である場合もあったが、釧路港では、第 1 波到達から 4 時間近くたった 9:06 に最大偏差 122cm を記録している。

沖合波浪観測点として第 1 波が最大偏差となったのは、久慈沖だけであった。検潮所として第 1 波が最大偏差となったのは、花咲、十勝、室蘭、宮古だけであり、ともに、第 1 波が最大偏差になった観測場所は限られていたようである。

第 1 波が、必ずしも最大偏差とならないのは、沿岸あるいは港湾周辺の海底地形の条件によるものと考えられる。その代表例は港内における共振現象である。厚岸では、空中発射型とフース型の両観測記録は、港内の近接した 2 箇所で観測しているため、極めてよく一致している。一方、八戸港の新湊検調所（気象庁、北緯 $40^{\circ} 31'54''$ 、東経 $141^{\circ} 31'40''$ ）と鮫検潮所（東北地方整備局、北緯 $40^{\circ} 31'59''$ 、東経 $141^{\circ} 31'20''$ ）では、第 1 波の偏差がそれぞれ 57cm と 51cm、最大偏差がそれぞれ 96cm と 87cm、最大波高が 190cm と 150cm となっており、前者が後者より 10–20% 程度大きな津波を観測している。

こうした地形の影響は、同じ波源から発生した津波であるにもかかわらず、最大波の津波周期が観測点によって大きく異なっていることにも現れている。例えば、久慈港沖の観測点で 8:23 に得られた第 7 波目の最大波の周期は 49 分である。一方、久慈検潮所では、9:14 の第 13 波目が最大波高 239cm を記録し、この波の周期は沖合よりも明らかに短い 26 分である。この周期の差は久慈港周辺の海底地形の影響で、10–30 分程度の周期成分が顕著な増幅を受けたためであると考えられる。久慈検潮所の最大偏差である第 6 波目の 7:08 の 175cm という、東北沿岸では他の観測点に比べて非常に大きな値となっているのも、こうした共振現象によるものであろう。一方、十勝港検潮所における記録はこれとは性格が大きく異なったものである。十勝港では 5:24 の第 1 波目の 256cm が最大偏差であり、波高も第 1 波が最大 426cm でその周期が 58 分であった。すなわち、地形による共振の影響は少なく、津波波源域近くにおける強い津波を観測したものと考えられる。

4. 2. 6 十勝沿岸における津波の特性

十勝港沖合では水位だけでなく流速も観測されているので、このデータを解析して十勝沿岸における津波の特性を検討する。

図 4.5 は、沖合海象計と港内検潮器による津波波形を示したものである。ナウファスで採用されている数値フィルターによって周期 30 s 程度以下の波浪変動成分を除去し、これと合わせて潮汐変動も除去している。上から順に、水位変動、水圧変動、港内検潮記録、岸沖流速（海岸線直角方向として $N50^{\circ} W$ 方向を正方向とした方向成分流速）、沿岸流速（ $N40^{\circ} E$ 方向を正方向とした方向成分流速）、および流れベクトルであり、4:00 から 9:00 までの 5 時間の記録を示したものである。図からつぎのよ

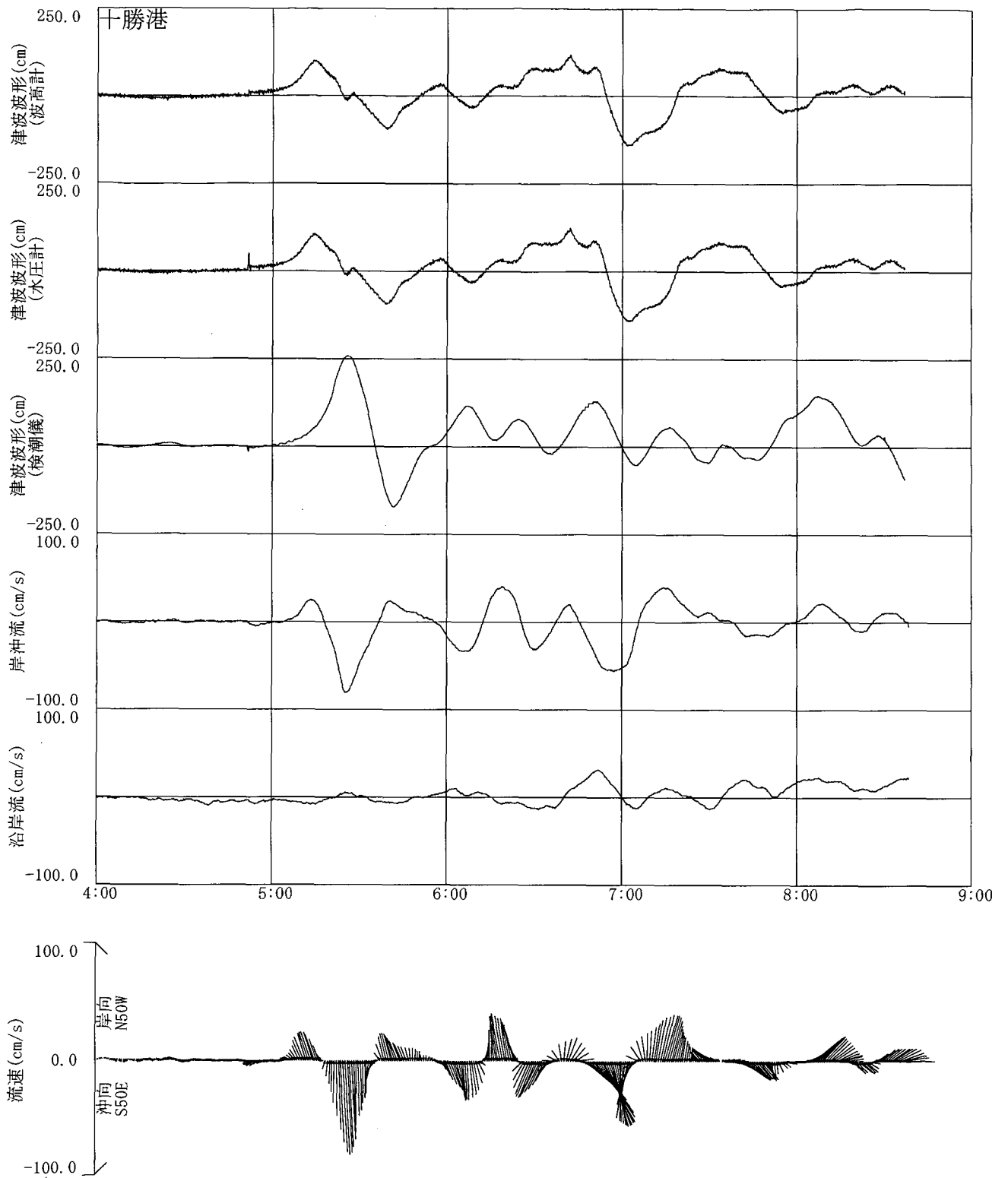


図 4.5 潮汐補正後の十勝港沖と港内の津波波形

うな特徴が認められる。

- ① 4:50 頃に水圧変動記録の中にスパイク状の変動が見られる。これは海底地震に伴って震源付近で水中の圧力が急増し、その圧力変動が観測点まで伝播した、いわゆる海震現象ではないかと想像される。海震の伝播速度は、約 1500m/s であり、いわゆる重力波としての津波よりもはるかに速く伝達するため、津波波形に先行して地震発生直後に現れたものと考えられる。
- ② 上述したスパイク状の変動を除けば、最上段の水面変動記録と 2 段目の水圧変動記録とは、きわめてよく一致している。このことは、観測記録の信頼性が高いことを意味している。
- ③ 津波は押し波から始まった。第 1 波は、5:00 頃から水位 (水圧) 上昇が始まり、5:14 頃に第 1 波の最大偏差が観測されている。その高さは約 1 m であった。他方、十勝港内検潮記録における第 1 波は、少し遅れて 5:24 頃に極大偏差となったが、その大きさは約 2.5m であり、沖合から港内にかけての顕著な津波の増幅が見られた。
- ④ 第 1 波の来襲から 1 時間半以上経過した 6:40 を過ぎてから、沿岸方向の流速変動が顕著に現れ始めている。この沿岸方向の津波に伴う流況変動は、襟裳岬と霧多布岬との間の凹状の海岸においてトラップされた津波が沿岸方向に伝播する様子を示しているものと考えられる。
- ⑤ 今回の津波は、周期の長い空間的スケールの極めて大きな津波であったことが、流速変動ベクトルからよく理解できる。岸沖方向の極大流速の発生時刻を見ると、5:14 頃、5:41 頃、6:19 頃、6:42 頃、7:15 頃というように、それぞれの発生間隔は、27 分間、38 分間、23 分間、33 分間であり、概ね 30 分程度となっているようである。

4. 3 被害状況²⁾

4. 3. 1 現地調査の概要

港湾空港技術研究所では、地震発生直後から北海道開発局および独立行政法人北海道開発土木研究所と連携をとりつつ、北海道沿岸において現地調査を実施した。津波の調査に当たっては、大きな津波の来襲が報告された北海道南部から釧路方面へ北上する行程をとった。津波の現地調査を行った場所を図 4.6 に示し、調査者および行程をつぎに示す。

期 間：平成 15 年 9 月 26 日～9 月 29 日

調査者：富田孝史、河合弘泰

行 程：26 日夕刻、とちち帯広空港着、浦河
へ移動

27 日、浦河港、様似漁港、十勝港

28 日、大津漁港、釧路港

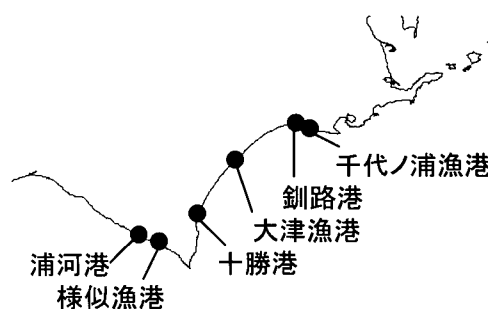


図 4.6 現地調査の位置

29日、釧路港、釧路貯木場、千代ノ浦漁港、釧路空港発

現地調査では、北海道開発局の各港湾建設事務所や住民等へのヒアリング、津波の痕跡高さの測量、検潮資料等の収集および確認を行った。測量は、ハンドレベルと測量ポールを使って、測量時における海水位を基準に行った。基準とした海水位は、最も近い検潮所における調和定数³⁾を使って算出した推定天文潮位により T.P. 基準の高さに換算した。

4. 3. 2 浦河港および様似漁港

浦河港の概略を図 4.7 に示す。浦河港においては、地震に起因したエプロンの沈下、防波堤消波ブロックの沈下などの被害があったものの、津波による施設被害はなかった。さらに、港内にいた漁船も地震直後に避難したために、被害は無かったようである。

しかし、写真 4.1 に示すように岸壁上に泥や砂などがあるところから判断すると、津波は岸壁上にまで達したと考えてよい。当時の目撃者による「港内の物揚場に駐車中の自動車が津波によって浮き港内に落下しそうになった」という話からも、陸上に数十 cm 程度の浸水があったことが推察できる。ただし、近隣の建物などには特に水跡などの痕跡を見つけることができなかった。浦河港内における検潮所での記録では、津波の高さは 1.3m であったので、天文潮位に加えて、この程度の高さの津波が T.P.+0.9m の天端高の岸壁に來襲したと仮定すれば、岸壁上 0.25m 程度の浸水深となる。これは岸壁には泥が残る一方、建物には浸水の痕跡がないことから、検潮所で観測された津波とほぼ同じような高さの津波が岸壁に押し寄せたと推察される。

浦河港よりも東に 13km ほど離れた様似漁港においては十分な調査時間が無いこともあって、水跡などの津波の痕跡を見つけることはできなかった。参考として岸壁の高さを測ったところ、T.P.+1.3m であった。

4. 3. 3 十勝港

十勝港における痕跡調査結果のまとめを図 4.8 に示す。十勝港においては、港全体にわたって所々に泥や水たまりが残っており津波による浸水があったことが推察され、

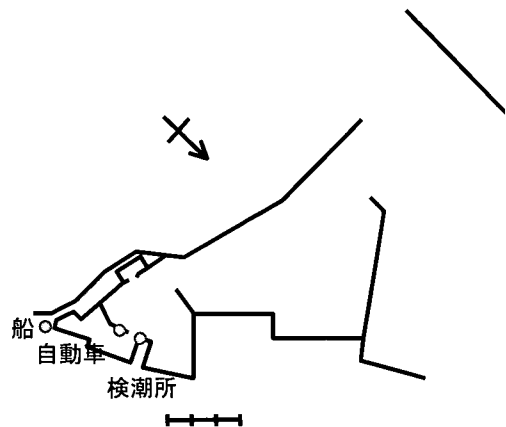


図 4.7 浦河港の概略



写真 4.1 浦河港の岸壁上の泥

場所によっては床上浸水しているところがあった。また、北海道開発局十勝港湾建設事業所の職員の確認によると、港内の第3埠頭にある検潮所の記録では5時24分に3.63mの最大潮位を記録し、そのときの推定天文潮位が1.1mであるので、津波の高さとしては2.53mであった。

第3埠頭には砂や泥が残っており、さらに埠頭直背後の港湾関連用地にある倉庫の壁に水跡が残っていた(写真4.2)。倉庫の位置における地盤高はT.P.+2.25m、そこから0.65m上のT.P.+2.90mに水跡がある。最大潮位を記録した時刻の調和定数に基づいた推定天文潮位からの高さは約2.66mである。この倉庫周辺には建物が建て込んでおらず、隣接した建物により津波が収れんして高くなった、あるいは逆に建物の陰になり津波が低くなったというようなことはないと思われるため、浸水高さは検潮所における津波の高さと概ね同じであるが、岸壁前面では検潮所で観測された津波の高さよりも若干高めになっていたと推察される。

十勝港の最も奥にある水産関連の区域では、漁協施設の床上0.17mまで浸水した(写真4.3)。これは、測定の結果T.P.+2.45mであった。さらに、漁協施設の玄関には、家内の浸水高さよりもさらに0.05m高いところに水跡が残っており、この高さは第3埠頭における浸水高さよりも0.40m低い。この場所は、前出の図4.8に見られるように漁業埠頭により狭窄部が前面水域に形成されており、そこで津波の勢力が弱められ

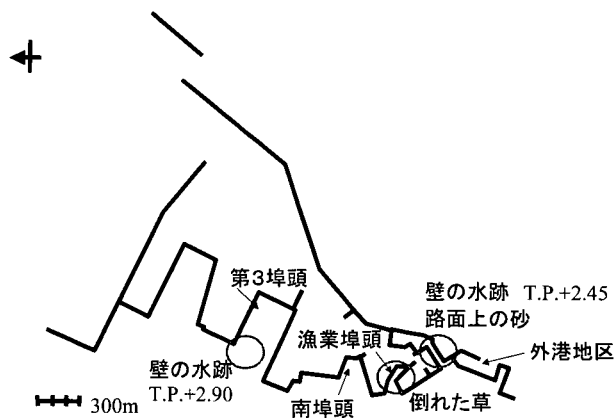


図 4.8 十勝港における痕跡調査結果のまとめ

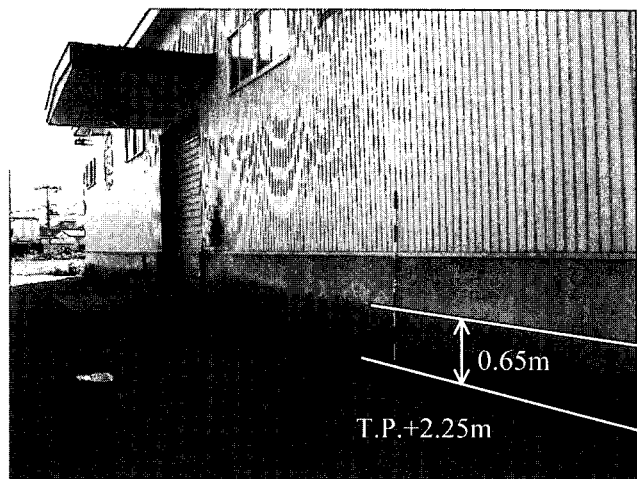


写真 4.2 倉庫の壁に残る水跡

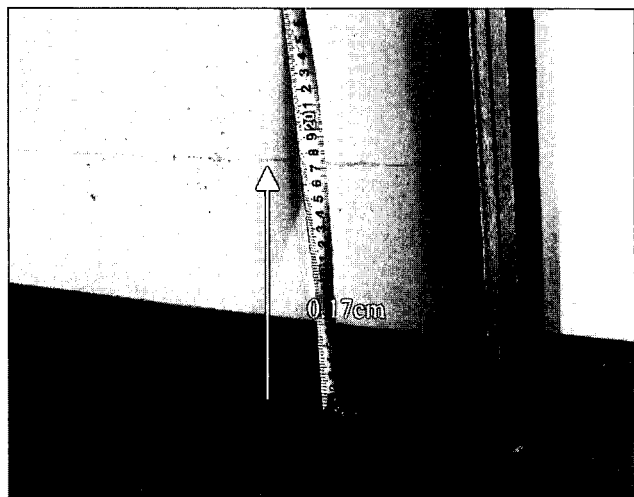


写真 4.3 漁協施設における床上浸水の痕跡

ることにより津波の高さが低くなったものと推察される。ただし、港内における津波の挙動を解明するためには、詳細な数値計算を行う必要があり、これは今後の課題とする。

巨大津波による船舶、自動車、コンテナなどの流出およびそれによる2次災害の発生が懸念されているが、今回の津波においてもそれが発生している。静的状況を仮定すれば、20ftコンテナの場合、中身が空であれば約0.2mの浸水深でコンテナは浮き上がる。

4.3.4 大津漁港

図4.9に、大津漁港における浸水状況のまとめを示す。図中の数値は、T.P.を基準とした浸水高さである。大津漁港の最奥部は、1/10程度の勾配の斜路になっており、その上部の船揚場に多くの船が上架されている。これらの船が津波により流出・漂流した。その一部は船揚場の脇にある建物に衝突しそうなったとの証言もある。その建物や隣接する倉庫には写真4.4に示すようにはっきりと水跡が残っており、その高さは地面上1.55m、T.P.+3.15mであった。また、これらの前面にあるロッカーにも水跡が残っており、その高さはT.P.+3.25mと背後の建物等の痕跡よりも若干高くなっている。

船揚場の背後には草原が広がっており、そこには写真4.5~4.7に示すようにロープの切れ端、ビニル袋、緑の草が樹木などに引っかかっていた。これらの高さは、それぞれT.P.+2.7m、T.P.+3.0mおよびT.P.+3.4mである。津波による流出物が樹木に引っかかったものであるため、最大浸水深を示しているとは限らないが、少なくともこの高さまでは浸水したことを示している。とくに、写真4.7に示した樹木上の緑の草は、前出の写真4.4の建物に残った痕跡の高さよりも高くなっており、我々が大津漁港内で見つけた痕跡のなかで最も高いものである。

浸水高さは、漁港奥部から港口部に向かうにつれて低くなっている。前出の図4.9に示した漁港屈曲部辺りの岸壁上に置かれていた多くの魚礁ブロックには

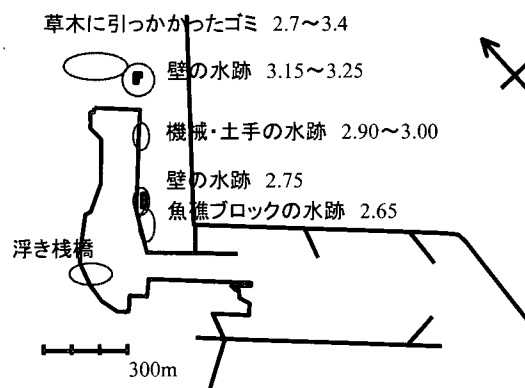


図4.9 大津漁港における痕跡調査結果のまとめ



写真4.4 大津漁港奥部における痕跡



写真 4.5 草に掛かった
ロープ



写真 4.6 樹木に掛かった
ビニル片



写真 4.7 樹木に掛かった
緑の草

T.P.+2.65m の高さに一様に水跡が残っていた。この高さは、漁港奥部の建物に残っていた痕跡高さよりも 0.5m 低い。

以上の痕跡の高さから大津漁港内における津波の高さを推定すると、推定天文潮位よりも最奥部では 2.9~3.1m 程度であり、そこから港口部に向かうにつれて高さは低くなって、ブロックがある漁港屈曲部辺りでは、2.4m 程度であったと推察される。こうした港の奥に向けて津波高さが増大する傾向は、港内における共振の現われであろうと思われる。

4. 3. 5 釧路港

図 4.10 に釧路港における津波の痕跡調査結果のまとめを示す。西港区では、埠頭上の倉庫などの壁には水跡は認められず、大きな浸水は起こっていない。これは埠頭の天端高が高いためである。しかし、現場における関係者の証言によると、第 2 埠頭と第 3 埠頭でエプロンの途中まで浸

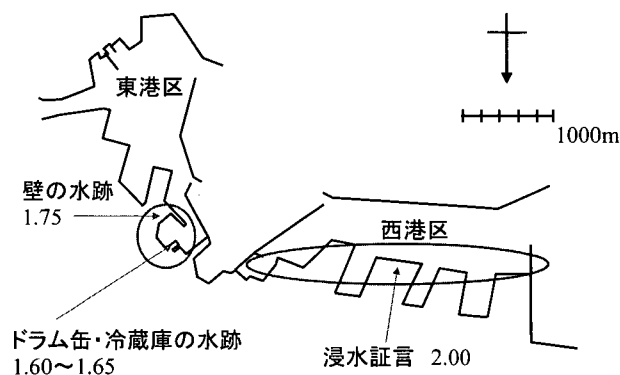


図 4.10 釧路港における痕跡調査結果のまとめ

水があったとのことである。その証言位置における岸壁天端高は T.P.+1.80m であり、海水到達位置は T.P.+2.00m である。岸壁天端上約 0.2m の浸水があったことになる。

一方、東港区では大きな浸水箇所があった。特に東港区の奥部では岸壁の高さが低いところで T.P.+0.95m であり、その辺りで 3 段横積みされたドラム缶の 1 段目（写真 4.8）やその周囲に水跡が残っており、その高さは T.P.+1.60~1.65m であった。お

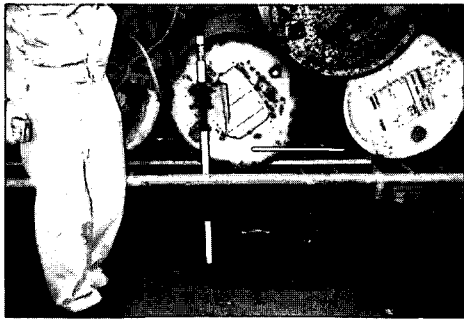


写真 4.8 ドラム缶に付いた水跡

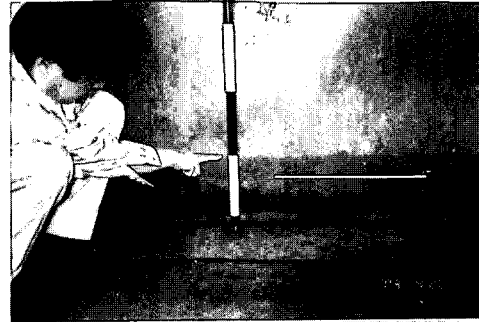


写真 4.9 倉庫の扉に付いた水跡

よそ 0.7m の浸水深になる。物揚場辺りにおける岸壁天端高は T.P.+1.25m であり、写真 4.9 に示すように物揚場背後の倉庫の扉には T.P.+1.75m の高さに水跡が残っていた。ここでも約 0.5m の浸水深である。こうした浸水は臨港道路にまで達し、道路を冠水させた。

4. 3. 6 千代ノ浦漁港

釧路港から約 3km 東に離れた所にある千代ノ浦漁港の奥部には斜路があり、その上に幾つもの漁船が上架されていた。漁師の話によると船舶が津波によって動かされた様子は無かったとのことであった。しかし、斜路に接続する物揚場の上端にはゴミや海草などが線をなして残されていた。おそらくこの辺りまで海水が遡上したと考えられる。この高さは T.P.+1.90m である。この高さで上架中の船舶との関係を調べてみた結果、海水は船底辺りまでしか達しておらず、このため津波によって船舶が浮き上がって漂流するようなことがなかったと推察される。さらに、この漁港に隣接する海岸には、丸太が打ち上げられており、その打ち上げ高さは、目視によると漁港内の遡上高と概ね一致している。

4. 3. 7 丸太の流出

旧釧路川の河口近くにある貯木場から丸太が流出している。地震後2日たった調査日には、釧路川には丸太は残されていなかったが、支流の別保川の浅瀬に残されていた(写真4.10)。津波による数回の押し引きによって、丸太は支流に入り込み、浅瀬にトラップされたと考えられる。特に、水門をふさぐように丸太が残されていることから、丸太が流出した際には、丸太が水門に直接ぶつかりこれを破壊するような危険性も十分に考えられる。

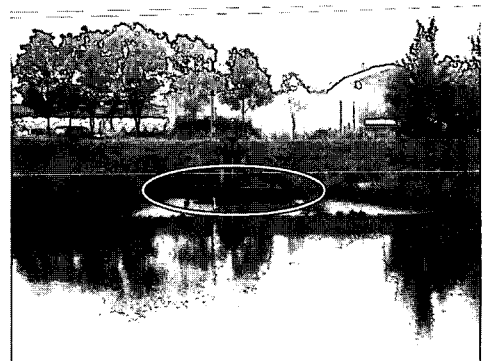


写真 4.10 貯木場から流出し別保川に取り残された丸太

4. 4 数値計算から見た津波の特性²⁾

4. 4. 1 計算手法

(1) 数値モデル

数値計算に使用した数値モデルは平面 2 次元の非線形長波方程式を基礎方程式としたモデルであり、空間的にはスタッガード・メッシュ、時間的にはリーブフロッグ法を使用し、現状の津波計算において使われる最も一般的なモデルである。また、今回の数値計算では、海岸に無限高さの鉛直壁を仮定し、陸上への遡上は考慮していない。このため、浸水が実際に発生したような所では津波の高さを過大評価する可能性があるが、とくに北海道の海岸では崖になっているような所も多いため、こういったところでは適用可能であると考えられる。

(2) 計算格子

水深データは、日本海洋データセンター (JODC)⁴⁾ が公開している 500m 格子上的水深データを使用し、これを 600m 格子に再合成した。再合成する際に、北緯 41°、東経 144° を原点にして、東を x 方向、北を y 方向とする直角座標系に変換した。計算領域は、概ね北緯 38° から北緯 46°、東経 136° から 148° の範囲であり、格子数は 1070×1102 である。

(3) 計算時間

数値モデルは陽解法であるのでタイムステップ Δt は、CFL 条件の制約を受ける。今回の計算では、CFL 条件を満足する、 $\Delta t=1s$ に固定した。

総計算時間は、釧路港において地震発生から 9 時間半たった後でも 1m 程度の津波が観測されたことを考慮して、9.7 時間にした。

4. 4. 2 断層モデル

今回使用した津波の数値モデルでは、表 4.2 に示した山中・菊地あるいは国土地理院による断層モデルを使い、Mansinha and Smylie⁵⁾ の方法を使って海底面の変位を計算し、これと同じ変位を海面に与える。この海面の変位が津波の初期波形となり (図 4.11)、後は重力の作用によって周囲に津波が伝播する。なお、初期波形は地震発生と同時に起こることを仮定しているが、海水の移動現象である

表 4.2 断層モデル

断層モデル	山中・菊地モデル	国土地理院モデル
緯度(deg)	41.78(震央)	42.12
経度(deg)	144.079(震央)	144.55
長さ(km)	90	85.7
幅(km)	70	83
深さ(km)	25	19.7
走向(deg)	230	231
傾斜角(deg)	20	21
すべり角(deg)	109	110
すべり量(m)	2.6(平均) 5.8(最大)	5.19

津波を計算するには、これは良い近似である。

最近では、断層内におけるアスペリティを考慮して断層内を空間的に細かく分割してそれぞれにおいてすべり量を設定する断層モデルも提案されるようになってきており、今回の地震についても提案されている。しかし、筆者らの数値計算では、津波の広域的な特性を捉えることを主目的として、断層は一様にすべると仮定した断層モデルを使用した。

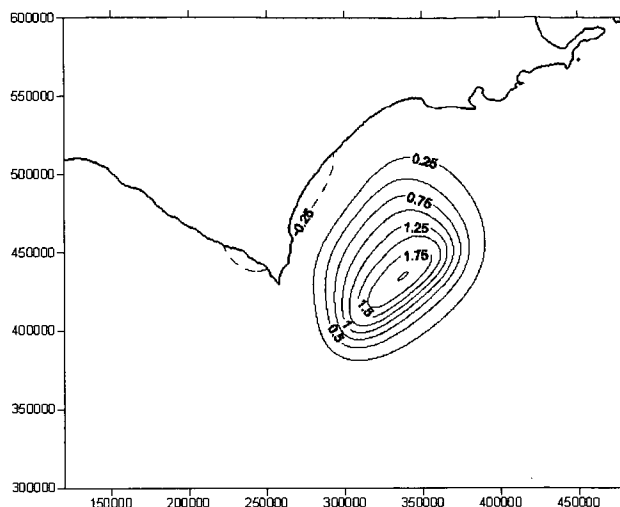


図 4.11 津波の初期波形の例（国土地理院による断層モデルを使用）

4. 4. 3 観測結果との比較

(1) 水位波形の比較

図 4.12 に北海道太平洋沿岸および東北地方で観測された津波と数値計算結果との比較を示す。図中、OBS が観測結果であり、厚岸、十勝、青森、室蘭、八戸、仙台新港がフース型検潮器、十勝港沖、苫小牧港沖、久慈港沖、釜石港沖および石巻港沖が海象計、大船渡港外が水圧式波高計により計測された結果である。また、GSI および Y&K は、それぞれ国土地理院および山中・菊地による断層モデルを使って計算した結果を示している。各図の横軸は地震の発生した 4 時 50 分からの経過時間を分単位で示している。2つの計算結果を比較してみると、すべり量の小さい山中・菊地モデルによる結果の方が全体的に津波による水面変動は小さくなっている。

観測結果と比較してみると、襟裳岬よりも東側の北海道沿岸では、厚岸で山中・菊地モデルによる結果が観測結果と概ねよく一致しており、国土地理院モデルの結果は若干大きめになっている。十勝港沖（大津漁港沖）では国土地理院モデルの結果は観測結果よりも 1.5 倍程度大きく、山中・菊地モデルの結果は逆に小さい。十勝では、山中・菊地モデルの結果は小さくなっているが、国土地理院モデルの結果は観測結果とよく一致している。特に、第 1 波目が最大になっていることや、地震発生から 200 分程度後に現れた 1m 程度の津波が再現できている。ただし、最大値が出現したのは観測結果では地震後 34～35 分後であったのに対し計算では 29 分であるので、計算の方が約 5 分早くなっている。襟裳岬の西側の苫小牧港沖では、国土地理院モデルおよび山中・菊地モデルの両結果ともに観測結果とよく一致しており、特に地震後 200 分頃に最大波が出現することが再現できている。東北地方沿岸では、山中・菊地モデルによる結果の方が、観測結果を比較的よく表現している。ただし、室蘭や仙台新港では、2つの計算結果はともに過小評価となっている。

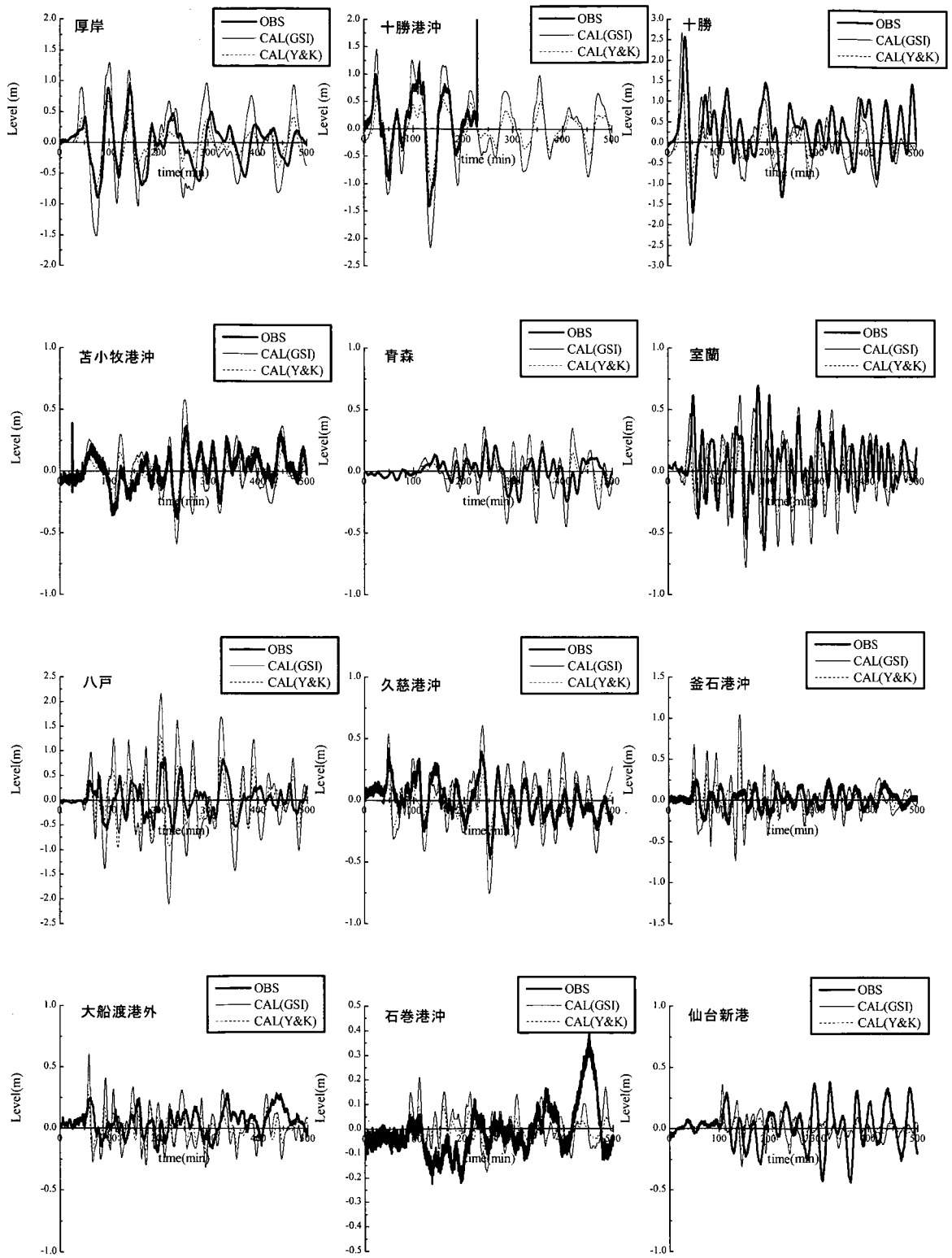


図 4.12 津波波形に関する観測結果と計算結果の比較

以上のように、どちらの断層モデルが観測結果をうまく表現しているかということはいは言い難いが、港内においては、4. 2. 5で述べたように、港内の地形に伴った共振が発生するため、港内地形を再現していない今回の数値計算モデルとの比較は必ずしも適当でない。例えば、重複波の腹に近いところでは港外の津波よりも大きな津波になり、逆に重複波の節に近いところでは水位変動は小さくなるものの流速が速くなる。このため、港内における津波の挙動については、港内地形を取り入れた数値計算を行う必要があり、今後の課題とする。

(2) 流速波形の比較

図 4.13 は、十勝港沖における水位と流速の絶対値（x 方向流速の自乗と y 方向流速の自乗の和の平方根）の時間変化を示したものであり、国土地理院モデルによる計算結果を併記している。

永井・小川¹⁾ は、十勝港沖の海象計と水圧計による水位データを詳細に検討したところ、地震の前後で水位差が 10cm 程度認められていることから、海底地盤の沈下あるいは観測機器の架台の沈下の可能性を指摘している。こういった変動があれば、観測機器の向きが変わってしまった可能性も否定できないので、その影響が現れない流速の絶対値の変化について検討する。図に示されるように、計算結果は観測結果の定性的な特性を非常によく再現しており、第 1 波目においては、定量的にも良い一致が認められる。

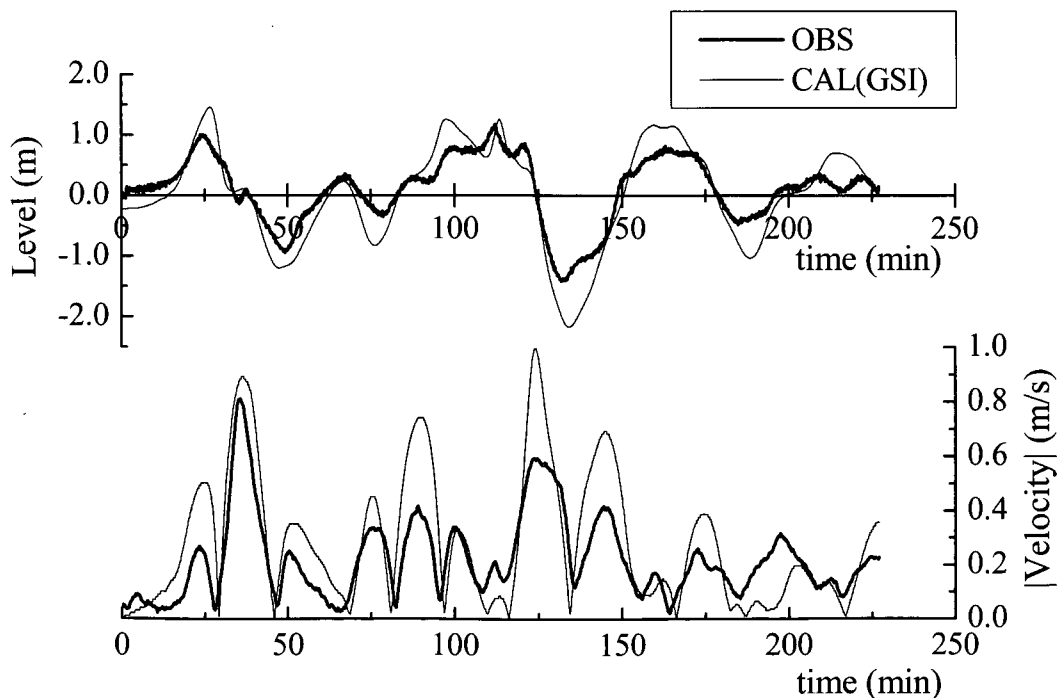


図 4.13 十勝港沖における水位と流速の絶対値の時間変化

水位と流速の絶対値の変動特性における主要な特徴としては、水位が正の値から負の値に変わるときに流速の絶対値が大きくなることがあげられる。この特徴は重複波の特徴である。一方向に進む波が壁により反射されて壁面前面にできる重複波の場合では、微小振幅波理論によると、重複の腹の位置では水位変動が大きくなり、水平方向流速は 0 になる。逆に、重複の節の位置では水位変動が 0 になり、水平方向流速が大きく変動する。こういった特性はよく知られているが、その間の位置では図 4.14 に例示するように、水位が正の値から負の値に変わるときに大きな流速が発生する。現象としては、負の流速により水が流出するのに伴って水位が低下することを示している。ただし、単純な重複波の場合には、水位が負の値から正の値に変わるときにも大きな流速がでるが、十勝沖の観測値および計算値ともにそれは顕著には認められない。実現象における津波の挙動の複雑さが現れている。

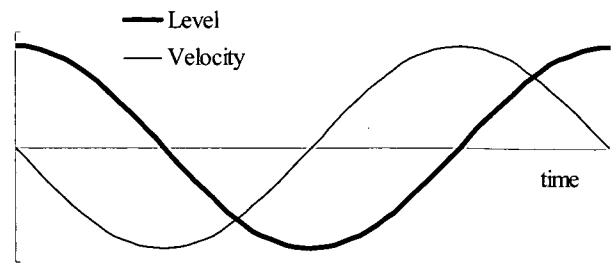


図 4.14 重複波における水位と流速の関係のイメージ(壁から 8 分の 1 波長離れた位置)

4. 4. 4 十勝沖（大津漁港沖）の津波

十勝沖における水位、x 方向および y 方向流速の時間変化を図 4.15 に示す。この図にも観測結果を併記しているが、その際、観測した南北方向流速と東西方向流速の変化傾向が計算結果と概ね一致するように、観測機器の向きを西側に 40° 回転させている。この仮定が正しいか否かは今後の調査結果を待たなければならない。

数値計算の結果を基にすると、十勝沖の状況は以下のように推察できる。

① 第 1 波目の押し波時（25 分程度まで）

- ・ 水位の上昇時には、ほぼ同じような位相で、西向きの流れ（負の X-Vel）が大きくなっている。一方、南北方向流速（Y-Vel）は大きくない。これらのことから、押し波の津波は進行波として東から沿岸に襲った。

② 第 1 波目の引き波時（46 分程度まで）

- ・ 流れが東向きに大きくなるに伴って水位は低減し、流れが西向きに反転する頃に最低水位になっている。これは、進行波ではなく前述した重複波の特性である。観測点は岸から約 5km 離れた水深 23m の所にあるため、周期 1 時間程度の津波（平均水深 11m のとき波長は約 37km）に対しては、約 1/7 波長しか岸から離れていない。岸で反射された津波は約 9 分で観測点に戻ってくる。このため、第 1 波目のピークを過ぎた頃には反射波の影響が現れ始めることになる。

③ 110 分程度まで

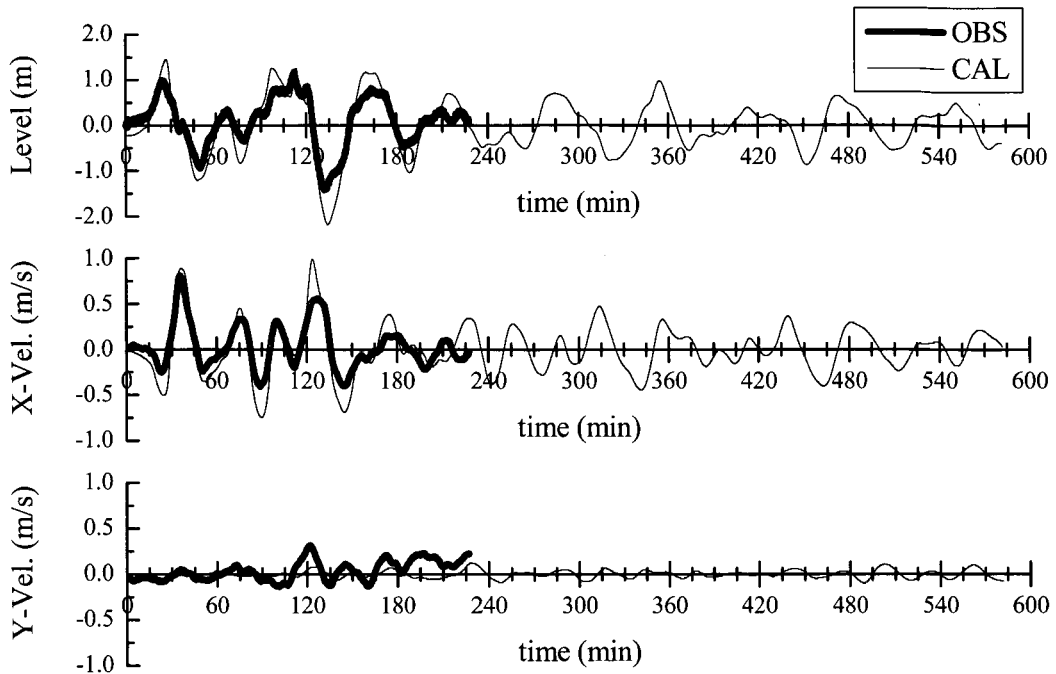


図 4.15 十勝沖における水位と水平 2 成分流速の時間波形

- ・ 流れが西向きの際には水位は上昇し、東向きの流れになると水位は下降する特性が全体にわたって認められる。
- ・ ただし、75～81 分の間は、東向きの流れであるにもかかわらず水位は上昇しており、さらに東西方向流速と水位はほぼ同位相で変化している。これは進行波の特性である。これらの変化特性は、第 1 波目と同様に第 2 波目の反射波が自分自身と干渉しただけでなく、他の波、すなわち離れたところで反射された津波、が混入していることを表していると思われる。

④ 110 分以降

- ・ 南北方向の流速成分が出現し始める。すなわち、沿岸方向に伝達する津波が発達し始めたことを示している。
- ・ 特に、130 分程度までは、強い東向きの流れと弱い北向きの流れがあり、水位が急激に低下している。これは、南方の海岸で反射された津波が北東向きの流れを発生させ、さらに近隣の海岸で反射された津波が南東方向に伝播することから生じたものと思われる。
- ・ それ以降は、60～70 分程度の時間スケールを持った水位変動が続くのに対し、東西および南北方向の流速変動の時間スケールはそれよりも小さく、さらに変動幅も小さい。このことは、近隣、南方、および北方の海岸で反射された津波が複雑に干渉しあっていることを表していることを示していると思われる。

4. 4. 5 釧路の津波

図 4.16 は、国土地理院の断層モデルを使った数値計算から得られた、釧路における水位および水平 2 成分流速の時間波形である。観測値による最大偏差は、9 時 6 分の 1.22m である（前出の表 4.1 参照）。数値計算では、最大偏差は地震から 255 分後の 9 時 5 分に 1.55m となっている。偏差は若干大きいが出現時刻は観測結果とよく一致している。また、釧路では、14 時 22 分の満潮時に 1m 程度の高さの津波が重なって最高潮位を記録しているが、数値計算においても 573 分たった 14 時 23 分に 0.80m の津波が出現している。

流速は、震源との位置関係や周辺の海底地形の影響から南北向きが卓越しているが、多くの場合、北向き流れ（正の Y-Vel.）の時には東向きの流れ（正の X-Vel.）、南向きの流れの時には西向きの流れが発生していることから、北から少し東—南から少し西方向の流れになっている。南から少し西向きの流れの場合には、釧路から海水が流出するので水位は下降し、北から少し東に流れが変わるときに水位は極小になる。一方、北から少し東向きの流れの時には水位が上昇するが、流れが反転する前から水位が低下し始める場合が多い。

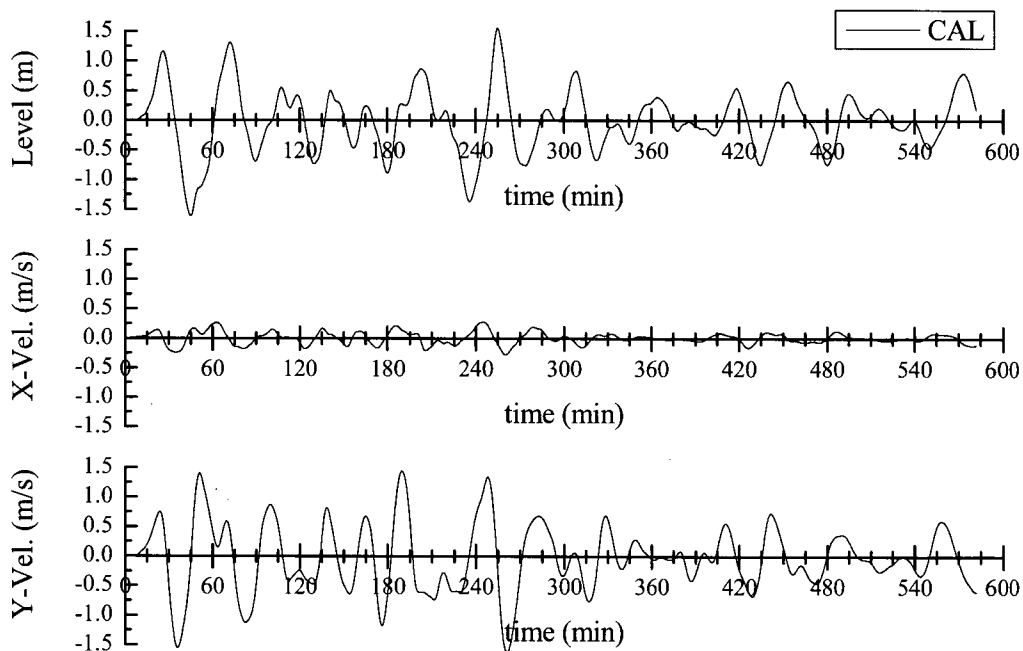


図 4.16 釧路における水位および流速の時間変動

4. 4. 6 最大津波高さの分布

図 4.17 に、津波高さの最大値の空間分布を示す。前述したように港湾等の詳細な地形を再現できない 600m 格子の計算結果であるので、港湾内などで観測された津波高さ

とは異なることに注意が必要であるが、津波の広域的な特性はこれにより議論できよう。

図によると、襟裳岬の東海岸で3mを超える津波高さになっており、海岸に沿って北上するにつれて高さは低くなっていく傾向がある。

高い津波が押し寄せた襟裳岬の東側の中でも最も高いのは、十勝港よりも5km程度南にある美幌辺りであり、津波の高さは4.0mである。この位置は若干凹状の地形になっているため隣接地域よりも高くなっているが、隣接地域においても3.5~3.8mの高い津波が計算されている。こういった高い津波は、美幌の南側で海側に張り出した地形が影響していると考えられる。なお、現地調査において4m程度の津波の遡上が見つかった百人浜でも2.8mの津波高さになっている。

また道東部においては、霧多布において3.8mの津波高さになっている。ただし、今回用いた水深データでは霧多布の南側にあるけん暮帰島がないため、これによる遮蔽効果が反映されていない。この島を考慮することによって霧多布の津波高さはもう少し低くなるのではないかと予想される。

北海道南西沖地震の際には奥尻島の南側の岬を津波が屈折して島の反対側にも高い津波が押し寄せたが、今回の津波では襟裳岬西側の歌別辺りまでは1.5m程度の津波高さになっている。それよりも西側ではえりも町旭辺りなどで地形性の影響で3.0mの高さになるところも出現している。

東北地方においても、地形の影響で津波の高さは局所的に変化しており、高いところは岩手県野田湾の奥で1.9m、久慈湾で1.7mである。

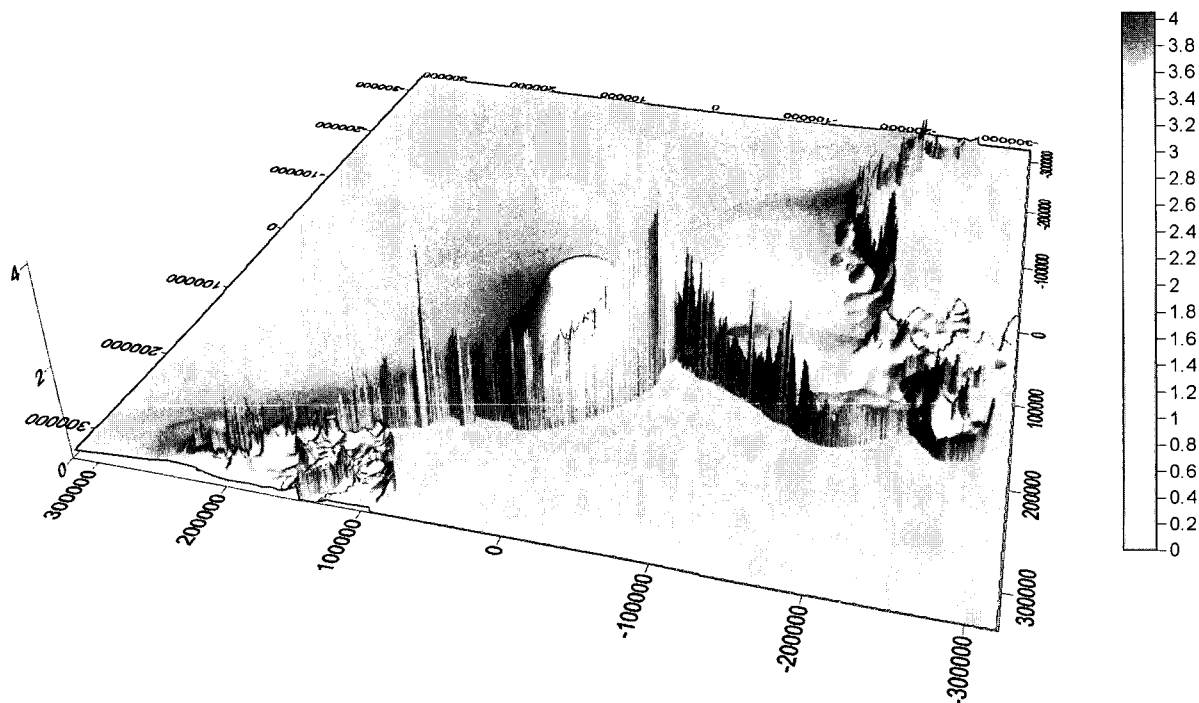


図4.17 計算された最大津波高さの分布

4. 5 情報伝達・避難体制

4. 5. 1 津波警報等の発令状況

地震発生が4時50分。4時56分に気象庁から北海道太平洋沿岸東部及び北海道太平洋沿岸中部に津波警報が、北海道沿岸西部、青森県日本海沿岸、青森県太平洋沿岸、岩手県、宮城県、福島県に津波注意報が発令された。発令時刻、津波警報から津波注意報に切り替えられた時刻、これらの通報が解除された時刻を図4.18に示す。

津波が比較的大きかった北海道太平洋沿岸中部・東部では、4時56分に津波警報が発令され、9時に津波注意報に切り替えられ、18時30分に津波注意報が解除された⁶⁾。

一方、北海道沿岸部への津波の到達は、震源に近い十勝港では地震発生後数分で潮位の上昇が観測され、釧路港で5時6分、浦河港で5時7分に第1波が観測され、数分から10数分で海岸まで達している。今回の津波の特徴として、最大の津波高さが遅れて観測されている地点が多いことと津波継続時間が長かったことがあげられる。警報等の解除までの時間が比較的に長かったことは、津波の観測結果からも伺われる。

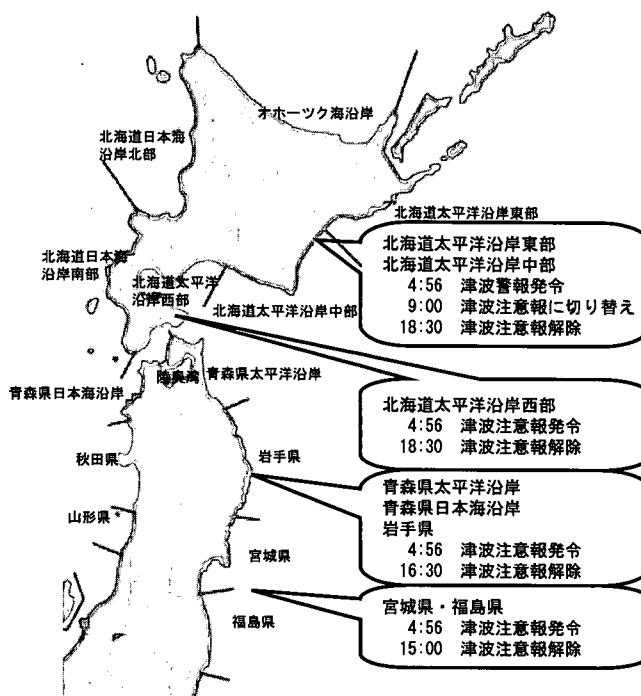


図 4.18 津波警報・津波注意報の発令状況^{6), 7)}

4. 5. 2 情報伝達・避難体制

津波警報等の発令後、自治体から住民への避難勧告の発令の有無、発令時間、解除時間がそれぞれの自治体で異なっていたことが指摘されている。表4.3に示すように避難勧告が出された最も早いところで5時00分、多くの自治体が5時台の前半である。また、一部避難勧告を発出しなかった自治体もあった。解除時間は、多くが津波注意報に切り替わった9時以降の9時台から10時台であるが、津波警報発令中の9時前に解除した自治体もある⁸⁾。

この点については、既に総務省消防庁から各自治体に向けて、津浪対策に関する地域防災計画の修正、浸水予測図の作成と避難対象地域の把握等避難対策の改善、強化を図る旨通知されている⁹⁾。避難勧告を行った自治体数は、北海道で14(内2自治体はそれぞれ2地区で勧告)、岩手県で1である。北海道の14自治体で津波に対する勧告対象は、13,731世帯35,740人であったが、実際に避難した住民は6,206人と北海道庁により集計されている。これ以外に9自治体で982人が自主避難している⁸⁾。

表 4.3 北海道における避難勧告・発令時刻

避難勧告発令時刻	自治体数	避難勧告解除時刻	自治体数
5:00- 5:10	5	8:30- 9:00	3
5:10- 5:20	4	9:00- 9:30	11
5:20- 5:30	2	9:30-10:00	0
5:30- 6:00	2	10:00-10:30	0
6:00- 6:30	1	10:30-11:00	1
6:30 以降	2	11:00 以降	1(17:00)
合 計	16	合 計	

(注1)複数地区で発令している自治体は、地区毎に計上した。

(注2)参考文献8)より作成。

上述のように今回の津波では、早いところでは数分程度で第1波が到達しており、釧路、浦河でも10数分で到達している。避難勧告が発令された時点で既に津波が到達していたところが多い。住民への情報伝達のより一層の迅速化を図ることはもちろんであるが、地震発生後あるいは避難勧告発令後直ちに住民が避難行動に移れるように、予め避難場所や避難ルートを周知しておくことが不可欠である。このための手段として住民も参加した形で津波ハザードマップを作成し、周知を図ることが有効な手段である。また、ハザードマップは住民それぞれが自分の住む場所のリスクを理解することや、自治体が避難勧告等を出す対象となるエリアをよりきめ細かく設定する上でも重要な役割を果たす。しかし、ハザードマップの作成には浸水シミュレーションの実施など高度な技術的知見と多額のコストを要し、一自治体のみで対応しがたい課題であり、広域的な津波シミュレーションデータの提供など国としての技術的支援を強化することが必要であると考えられる。

筆者のうちの1人が直接ヒアリングした自治体の対策から今後の参考になる事例を示す。

- (1) 防災無線の受信機を全戸に設置し、住民への同時通報体制が整っていたことが有効に働いた。
- (2) 避難勧告の対象が小さなコミュニティであることから住民の相互協力による避難が可能であった。
- (3) 過去の津波の記憶・教訓を風化させない。

上記以外の課題として、避難勧告の発令が比較的長時間にわたり、避難勧告解除までに時間がかかるため、臨海部や港頭地区への立ち入りができず、救援活動の初動をどうするか、漁業者や立地企業からの立ち入りの要請にどのように対処していくのか等の課題が明らかにされた。

十勝川河口部で2名の行方不明者が発生した。地域住民への情報伝達については自治体間で対応が不統一であるという課題はあるものの、住民の意識も高く、避難は比

較的スムーズに行われた。今後、釣り客・観光客等海岸・沿岸利用者や来訪者に対する情報伝達手段の確立や情報伝達のあり方を検討することが必要である。

4. 6 まとめ

今回の津波の遡上高さは、十勝沿岸において高く 3m 程度であり、特に襟裳岬の東海岸では 4m である。一方、1952 年の十勝沖地震津波で高い遡上高さが記録された道東南岸では、2m 程度の遡上高さになっている。ただし、局所的な地形の影響を受けて 4m を超える遡上高さがあった。こういった津波により、港湾の岸壁等の低い地盤高のところで浸水が発生した。しかし、津波による防波堤や岸壁などの損傷は発生していない。その一方で、漁船の沈没や陸上への打ち上げが、十勝沿岸で発生した。

津波の継続時間が長かったことも、今回の津波の特徴の一つである。これは、十勝沿岸の弓形の地形に津波エネルギーが捕捉されたことによるものである。また、釧路港でも、周辺の沿岸地形に影響されて、地震発生から 10 時間近く経った後に 1m 程度の高さの津波が来襲し、それが満潮と重なって最高潮位を記録した。

こういった津波の特性は、断層が一様にすべる断層モデルを使った津波の数値計算により、北海道沿岸だけでなく東北地方沿岸を含めてよく再現できた。特に、1952 年の十勝沖地震津波と比較したところ、両津波において十勝沿岸の広尾や道東の霧多布は高い津波高さになるところであった。ただし、計算格子サイズの大きさよりも細かな地形変化による津波の収れんや港湾内の現象などは再現できないので、これは今後の課題としている。

参考文献

- 1) 永井紀彦・小川英明：平成 15 年(2003 年)十勝沖地震津波波形の特性，港湾空港技術研究所資料，No.1070，92p.，2004.
- 2) 富田孝史・河合弘泰・柿沼太郎：平成 15 年(2003 年)十勝沖地震津波による被害と津波の特性，港湾空港技術研究所資料，印刷中.
- 3) 海上保安庁：日本沿岸潮汐調和定数表，日本水路協会，1992.
- 4) 日本海洋データセンター：ホームページ <http://www.jodc.go.jp/>.
- 5) Mansinha, L. and D. E. Smylie, The displacement field of inclined faults, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 61, No. 5, pp. 1433-1440, 1971.
- 6) 内閣府：平成 15 年(2003 年)十勝沖地震について(第 22 報)(平成 15 年 10 月 15 日 19 時 00 分現在)，内閣府ホームページ <http://www.bousai.go.jp/>.
- 7) 気象庁：津波予報区について，気象庁ホームページ <http://www.jma.go.jp/>.
- 8) 北海道総務部総合防災対策室防災課：「平成 15 年 十勝沖地震」対策・災害状況(第 23 報)，北海道ホームページ <http://www.pref.hokkaido.jp/>.
- 9) 総務省消防庁防災課長：平成 15 年(2003 年)十勝沖地震に関する津波避難対策の状況と今後の対策について(平成 15 年 10 月 9 日付け消防災第 190 号)，2003.

5. 地震被害の概要

平成 15 年十勝沖地震による被害のほとんどは、北海道で発生したものであるが、東北 3 県でも若干の被害が報告されている。消防庁発表の途中集計結果¹⁾を表 5.1 に示す。

参考文献

- 1) 消防庁：平成 15 年（2003 年）十勝沖地震（第 35 報），2003 年 12 月 11 日。

表5.1 平成15年(2003年) 十勝沖地震(第35報)

災害区分		単位	計	北海道	青森県	宮城県	岩手県
人的被害	死者	人					
	行方不明者	人	2	2			
	重傷	人	70	69	1		
	軽傷	人	779	778			1
	調査中	人					
負傷者計	人	849	847	1		1	
住宅被害	全壊	棟	104	104			
		世帯	121	121			
		人					
	半壊	棟	345	345			
		世帯	449	449			
		人					
	一部破損	棟	1,560	1,560			
		世帯	1,987	1,987			
		人					
	床上浸水	棟					
		世帯					
		人					
	床下浸水	棟	9	1			8
		世帯	9	1			8
		人	27				27
住宅被害計	棟	2,018	2,010			8	
	世帯	2,566	2,558			8	
	人	27				27	
非住家	公共建物	棟					
	その他	棟					
その他	文教施設	箇所	3		3		
	病院	箇所	2		2		
	道路	箇所					
	橋梁	箇所					
	河川	箇所					
	港湾	箇所					
	砂防	箇所					
	清掃施設	箇所					
	崖崩れ	箇所					
	鉄道不通	箇所					
	被害船舶	隻					
	水道	戸	16,006	16,006			
	電話	回線					
	電気	戸	371,340	370,000	1,340		
ガス	戸						
ブロック塀等	箇所						
その他							
罹災世帯	世帯	570	570				
罹災者数	人						
火災件数	建物	件	2	2			
	危険物	件	2	2			
	その他	件					
	計	件	4	4			
公立文教施設	千円						
農林水産業施設	千円						
公共土木施設	千円						
その他の公共施設	千円						
小計	千円						
公共施設被害市町村	団体						
その他	農林被害	千円					
	林業被害	千円					
	畜産被害	千円					
	水産被害	千円	528,928		95,426	433,502	
	商工被害	千円					
	その他	千円					
被害総額	千円	528,928		95,426	433,502		

北海道10月3日18時00分全面復旧

青森県9月26日6時37分全面復旧

北海道9月26日21時13分全面復旧

※住家被害の世帯は判明分のみ計上

6. 下水道施設の被害状況

6. 1 下水道施設に関する被害の全体概要

今回の地震は、北海道内の下水道施設に多大なる被害^{1), 2)}を与えた。北海道庁の集計によると、道内の下水道施設で災害査定を受けたのは12市町であり、そのうち処理場・ポンプ場の被害は2町、管渠・マンホールの被害は12市町であり、災害査定額は約27.1億円（平成15年12月19日現在）であった。災害査定を受けた自治体と災害査定額を表6.1に示す。液状化による管渠・マンホールの浮上がりが下水道施設の主な被害であり、管渠敷設時の埋戻し部の地盤沈下も各地で発生していた。

表 6.1 市町村別の災害査定額の一覧

		管 渠		ポンプ場		処 理 場		被災額合計 (千円)
		延長 (m)	被災額 (千円)	箇所数 (箇所)	被災額 (千円)	箇所数 (箇所)	被災額 (千円)	
日高支庁	新冠町	213	18,619	—	—	—	—	18,619
	浦河町	3,057	268,231	—	—	—	—	268,231
	豊頃町	7,804	865,727	1	1,204	1	5,217	872,148
十勝支庁	浦幌町	154	17,394	—	—	—	—	17,394
	池田町	140	15,227	—	—	—	—	15,227
釧路支庁	釧路市	3,568	477,626	—	—	—	—	477,626
	釧路町	2,631	225,805	—	—	—	—	225,805
	厚岸町	763	68,410	—	—	—	—	68,410
	浜中町	423	47,198	—	—	—	—	47,198
	阿寒町	1,958	244,585	—	—	—	—	244,585
	音別町	3,382	422,187	—	—	1	21,016	443,203
	標茶町	148	10,324	—	—	—	—	10,324
合 計	24,241	2,681,333	1	1,204	2	26,233	2,708,770	

注) 下水道施設への直接的な被害はなく地盤沈下のみが発生した場合の道路の復旧費は含まれていない。

6. 2 調査の概要

平成15年9月26日～28日（北海道庁、十勝川流域下水道（帯広市）、豊頃町、鶴川町）、平成15年10月7日～8日（北海道庁、鶴川町、釧路市、釧路町、音別町、豊頃町）、平成15年10月22日～23日（釧路町、阿寒町、音別町、豊頃町）の3回に分けて下水道施設の現地調査を行った。1度目の調査では下水道施設の被災状況の確認を主目的とし、2度目、3度目の調査では既往の知見を踏まえ、被災原因の推定、調査計画の策定、復旧方法の検討を主目的とした。今回の地震では、平成5年釧路沖地震^{3), 4), 5)}、平成6年北海道東方沖地震^{5), 6)}によって下水道施設に被害のあった自治体での被害も報告されていることから、今後の再発防止についても考慮すべく、2度目、3度目の調査では以下の事項も包括することとした。

- (1) 平成5年釧路沖地震、平成6年北海道東方沖地震において、下水道施設に被害のあった箇所との比較（被災地区の傾向）
- (2) 被害に及ぼす地形・地質的要因の把握（既往の調査結果の確認）
- (3) 改良土を埋戻し材料として使用した箇所の効果の確認
- (4) 被害箇所の埋戻し施工実態（埋戻し材料、現場の密度）の把握（被害との関係）

調査方法としては、①管渠・マンホールに被害はなかったものの埋戻し部の地盤沈下が生じた鶴川町、②釧路沖地震、北海道東方沖地震で管渠・マンホールに被害のあった釧路市ならびに釧路町、③改良土を埋戻し材料として使用した音別町、④被害の大きかった豊頃町、⑤碎石を埋戻し材料として使用した阿寒町、以上の6市町を対象として被災現場の確認ならびに自治体担当者からの情報収集を行った。

6. 3 調査結果

6. 3. 1 鷓川町

鷓川町の鷓川処理区の地盤は、西側がごく軟弱な泥炭地盤であり、東側はシルトや粘土層が卓越した地盤である。開削工法で施工した管渠において、管頂から 10cm 上まで山砂を基礎用材料として使用し、その上部から路盤下までの埋戻し材料は火山性砂礫（写真 6.1）を使用していた（図 6.1）。

管渠・マンホールの躯体に対する被害として目立ったものはなかったが、開削工法で敷設された箇所において、掘削範囲が最大 50cm ほど地盤沈下（写真 6.2）し、鷓川処理区内の約 3km の町道が通行不能となった。被害箇所は泥炭層の卓越する鷓川処理区の西側に集中しており、管渠敷設時の掘削深が大きいほど沈下量が大きい傾向にあった。

地盤沈下した箇所において、アスファルト舗装を剥がし碎石路盤を確認したところ、碎石路盤の上部に埋戻しに用いた火山性砂礫が噴出したこと（写真 6.3）が確認された。同じ箇所でも直径 1cm ほどの金属棒を路盤下まで差し込んだところ、路盤下では貫入抵抗はほとんどなく、埋戻し部がゆるい状態であることが確認された。

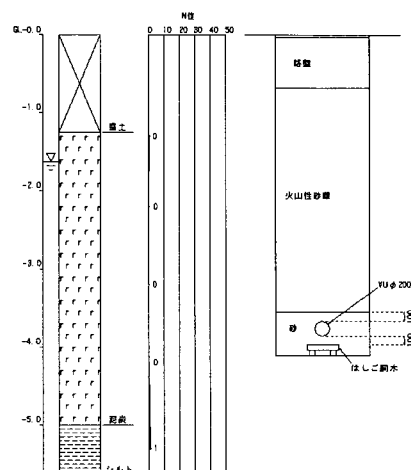


図 6.1 鷓川町の被災箇所における施工断面図

6. 3. 2 釧路市

釧路市で被害のあった箇所は、泥炭層のある低地ならびに斜面に盛土した地域であり、釧路沖地震、北海道東方沖地震で被害のあった地区⁵⁾と重複する傾向が見られた。

現地調査を行った美原地区は泥炭層のある地区であり、継ぎ手の破断等で管まわりの土砂による管渠の閉塞や、管渠の浮上がりによる管路勾配の異常など、流下阻害を起こしている箇所があった。管渠敷設時に掘削した範囲の地盤沈下（写真 6.4）も発生していた。また、現地調査では噴砂を確認できなかったものの、釧路市の泥炭層のある別の地区では地表面まで砂が噴出（写真 6.5）したとの情報も得られた。被害のあった管渠は、開削工法で地表下約 3m の深さに敷設され、管渠の基礎部も含め路盤下まですべて山砂を埋戻し材料として使用（図 6.2）していた。埋戻し材料として使用した山砂が液状化したことが、被害の主な要因と考えられる。

また斜面に盛土した地域の被害は、釧路市からの情報によると、マンホール接合部の管口破損やマンホールの傾斜ということであり、地震により盛土地盤自体が動いたことが管路の被害に結びついたものと考えられる。

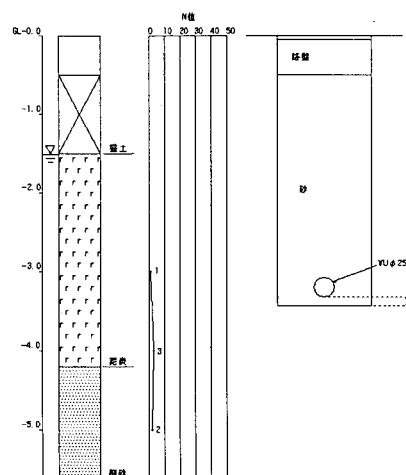


図 6.2 釧路市美原地区の被災箇所における施工断面図

6. 3. 3 釧路町

釧路町で被害のあった東陽地区は、釧路市で被害のあった美原地区から約 4km の地区で、美原地区同様、泥炭層があり地下水位の高い地区であった（図 6.3）。東陽地区は平成 8～11 年に造成した地域であり、路盤下まで砂を埋戻し材料に使用しているうえ、道路部全面において泥炭を砂に置き換えていた。

東陽地区の各地でマンホールの浮上がり（写真 6.6）、地表への噴砂（写真 6.7）、道路周辺の不等沈下（写真 6.8）、汚水管のたわみ（写真 6.9）や破損等が発生しており、流下不能となり仮設ポンプで対応している箇所もあった。管渠の埋戻し材料や泥炭層の置き換えに使用した砂だけでなく、その下の細砂層も含めて液状化した可能性も考えられる。

また、北海道東方沖地震で被害の大きかった桂地区は、美原地区、東陽地区からそれぞれ約 2km と近接しており、地盤条件や管渠の埋設条件も美原地区と同様であったが、今回の地震で顕著な被害は発生していなかった。

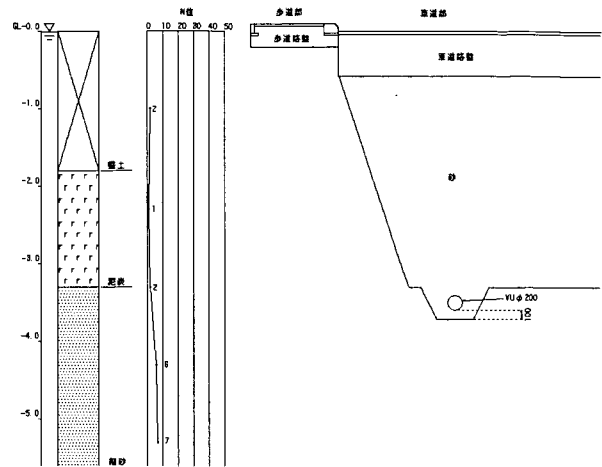


図 6.3 釧路町の被災箇所における施工断面図

6. 3. 4 音別町

音別町で現地調査を行った川東地区は、泥炭層がある地下水位の高い地区であり、開削工法で地表下約 5m に管渠を敷設し、発生土を埋戻し材料として使用していた。一方、同一地区内において、軟弱地盤の圧密沈下を抑えるため、発泡ビーズとセメントとシルト質の残土とを混合した改良土を埋戻し材料として使用した区間もあった。改良土を使用していない区間では、管頂から 10cm 上まで山砂を基礎用材料として使用し、その上部の埋戻し材料は火山灰混じりの砂と思われる良質の発生土であった（図 6.4）。一方改良土を使用した区間では、管頂から 10cm 上までセメント混合した砂を基礎用材料として使用して、その上部の埋戻し材料は、発泡ビーズとセメントとシルト質残土とを混合した改良土（単位体積質量 1.1t/m³）（図 6.4）であり、現場強度 100kPa で施工管理されていた。

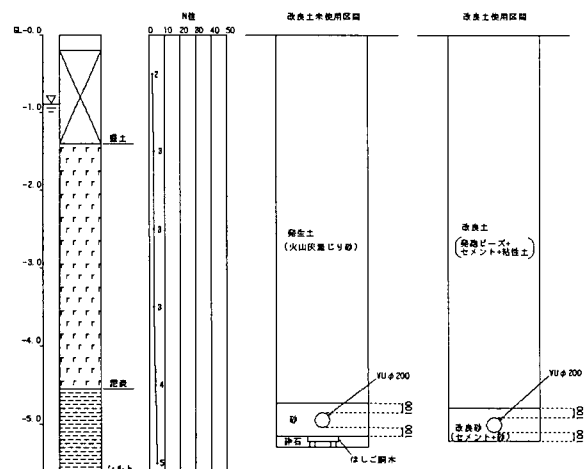


図 6.4 音別町川東地区の被災箇所（改良土未使用）および無被害箇所（改良土使用）における施工断面図

改良土を使用した区間では被害は確認できなかったが（写真 6.10）、改良土を使用してい

ない区間では、液状化によるマンホールの浮上がり（写真 6.11）、掘削範囲の地盤沈下、地表への噴砂が発生しており、流下不能になっている箇所もあった。

6. 3. 5 豊頃町

豊頃町は旧十勝川河道や河口部の周辺地域であり、泥炭層が厚く堆積した軟弱地盤の地域と、泥炭層がほとんどないN値30以上の砂礫層が主な地盤となっている地域があり、被害のあった地域は、泥炭層のある地域に集中していた。

マンホールの浮上がり、埋戻し部の地盤沈下、地表への噴砂が豊頃町内の各地で発生しており、流下不能のため仮設ポンプ等で対応している箇所もあった。管渠内のTVカメラによる確認はできなかったが、管渠の浮上がり、たわみ、破損等が発生している⁴⁾と考えられる。

2度目の調査で現地調査を行った豊頃地区の被災区間は、厚さ30cmの砕石基礎（粒径0～40mm）の上に、管頂10cm上まで山砂を基礎用材料として使用し、その上部から路盤下までを火山性砂利（粒径0～120mm）で埋戻しをしていた（図 6.5）。同じ豊頃地区で被災のあった箇所でも、掘削深が5m程度の区間では、最大1m程度のマンホールが浮上がり（写真 6.12）、管渠敷設時に掘削した範囲で50cm程度の地盤沈下（写真 6.13）を生じている一方、掘削深2m以下の区間では、泥炭層のある軟弱地盤であってもマンホールの浮上がりや地盤沈下は発生していなかった（写真 6.14）。

なお、豊頃町の処理場・ポンプ場の被害は、場内のマンホールの浮上がり（写真 6.15）や、施設建設時の埋戻し部の地盤沈下（写真 6.16）が生じたほかは、最終沈殿池開口蓋の落下等軽微なものであった。

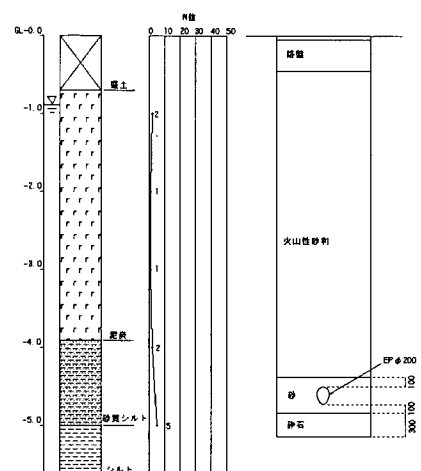


図 6.5 豊頃町豊頃地区の被災箇所における施工断面図

6. 3. 6 阿寒町

阿寒町で被害のあった箇所は、粘性土が厚く堆積した地盤であり、他の被災地区とは異なり泥炭層はなかった。しかし地下水位は高く、透水性の低い軟弱な地盤であることは共通しており、管渠の埋戻し部以外では周辺に液状化の被害は全く見られなかった。

現地調査を行った中央地区の被災があった区間では、開削工法で地表下約5mに管渠を敷設し、山砂を埋戻し材料として使用していた（図 6.6）。一方この区間の下流に接続する別の区間では、北海道東方沖地震で被災し、掘り返して切込砕石（粒径80mm以下）

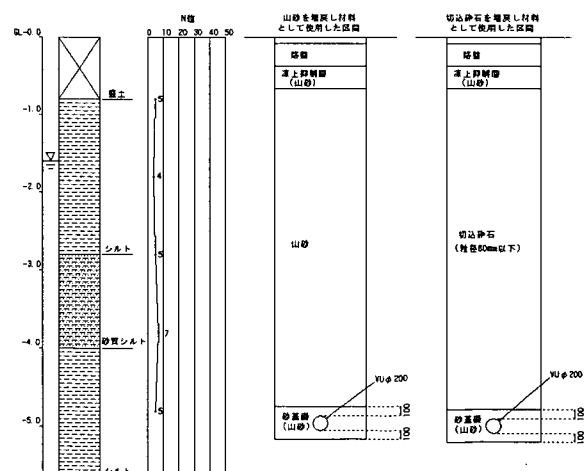


図 6.6 阿寒町中央地区の被災箇所および隣接する砕石埋戻し箇所における施工断面図

を埋戻し材料として使用した区間もあった（図 6.6）。山砂を使用した区間では、埋戻し部が平均で 50cm ほど地盤沈下（写真 6.17）し、局所的に大きく陥没しているところも数箇所あった。流下不能のため仮設ポンプ等に対応している箇所もあり、管渠の浮上がり、たわみ、破損等が発生している⁴⁾と考えられる。しかし切込砕石を使用した区間では、汚水の流下に支障はなく地盤沈下は 1～2cm 程度と被害は軽微であった。なお、山砂を使用した区間、切込砕石を使用した区間ともに、マンホールの浮上がりはほとんど確認されなかった。

6. 3. 7 十勝川流域下水道

十勝川流域下水道は、帯広市周辺の 1 市 3 町で構成され、処理場の十勝川浄化センターは帯広市にある。十勝川流域下水道関連の管渠・マンホールでは特に被害は確認されていないが、十勝川浄化センター内で最終沈殿池汚泥かき寄せ機のチェーンフライトの破損（写真 6.18）等軽微な被害が確認された。

6. 4 分析・考察

以上のように、今回の地震における下水道施設の被害は、管渠・マンホールが大半であり、処理場・ポンプ場の被害は比較的軽微なものであった。被害のあった管渠・マンホールの多くは、開削工法にて敷設されており、砂基礎部も含めて埋戻し部が、以下の要因により液状化したことが被害の主な原因であると考えられる。

- (1) 地下水位が高く、埋戻し部の飽和領域が大きかった。
- (2) 埋戻しがゆるい状態であった。
- (3) 原地盤の透水性が低いため、埋戻し部がほぼ非排水状態で地震動による繰返しせん断を受けた。

また、一般的に軟弱な地盤では地震動が大きくなる傾向にあることから、泥炭地盤では地震動が増幅され、それにより泥炭層が堆積した地域に被災箇所が集中したと考えられる。

6. 5 まとめ

過去の釧路沖地震、北海道東方沖地震でも同様の被害が生じ被害のあった地区が重複する傾向も見られるため、これまでの研究成果等をふまえ^{7), 8), 9)}、被災防止の観点から今回被害のあった箇所と同様の地盤条件の箇所では、①埋戻し部の締固め（締固め度 90～95%以上）、②砕石による埋戻し（平均粒径 D50 が 10mm 以上かつ 10%粒径 D10 が 1mm 以上）、③埋戻し部の固化（一軸圧縮強度が 50～100kPa 以上）、のいずれかの対策を行うのが望ましいと考えられる。現在の耐震設計^{10), 11)}では、液状化の恐れがある地盤に敷設する管路については検討の対象としている一方、液状化の恐れがない地盤に敷設する重要な幹線以外の管路では、埋戻し部が液状化することについて考慮されていない。そのため、今回の地震で被災したような泥炭層の堆積した地区でも、重要な幹線以外の管路については埋戻し部が液状化しないための対策はほとんどされていない。したがって、これまでの地震による被害状況を踏まえ、現在用いられている耐震対策指針の改定を検討する予定である。なお、今回管路の液状化被害を受けて敷設替えが行われる災害復旧箇所の多くは、埋戻し材料にセメント改良土（一軸

圧縮強度 100kPa 以上) を用いる予定¹²⁾ である。

参考文献

- 1) 藤生和也、吉田敏章、行方馨：平成 15 年度十勝沖地震による下水道施設の被害に関する現地調査，月刊下水道，Vol. 26 No. 13，pp. 79～83，2003
- 2) 吉田敏章、行方馨、佐々木哲也、石原雅則：平成 15 年度十勝沖地震の緊急調査速報，土木技術資料，第 45 巻 第 11 号，pp. 4～9，2003
- 3) 建設省土木研究所：平成 5 年（1993 年）釧路沖地震災害調査報告，土木研究所報告，第 193 号，1994
- 4) 建設省土木研究所：釧路沖地震により浮上した下水道マンホールの調査，土木研究所資料，第 3275 号，1995
- 5) 松尾修、古関潤一、佐々木哲也、林裕士：1993 年釧路沖地震，1994 年北海道東方沖地震及び 1994 年三陸はるか沖地震による下水道管路施設の被害調査，土木研究所資料，第 3498 号，1998
- 6) 田中修司、榊原隆：北海道東方沖地震下水道施設被害調査報告，下水道協会誌，Vol. 32 No. 380，pp. 101-106，1995
- 7) 松尾修、佐々木哲也、田本修一：下水道管路埋戻し材料の繰返し強度特性に関する実験報告，土木研究所資料，第 3701 号，2000
- 8) 田村敬一、佐々木哲也：下水道施設の液状化対策に関する調査，平成 13 年度下水道関係調査研究年次報告書集，国土技術政策総合研究所資料，第 64 号，pp. 281～286，2002
- 9) 善功企、山崎浩之、長澤啓介：事前混合処理土の動的強度・変形特性，第 27 回土質工学研究発表会講演集，pp. 933～934，1992
- 10) 社団法人日本下水道協会：下水道施設の耐震対策指針と解説，1997 年版，1997
- 11) 社団法人日本下水道協会：下水道の地震対策マニュアル，1997
- 12) 水道新聞社：十勝沖地震特別座談会，日本下水道新聞，1706 号，2004

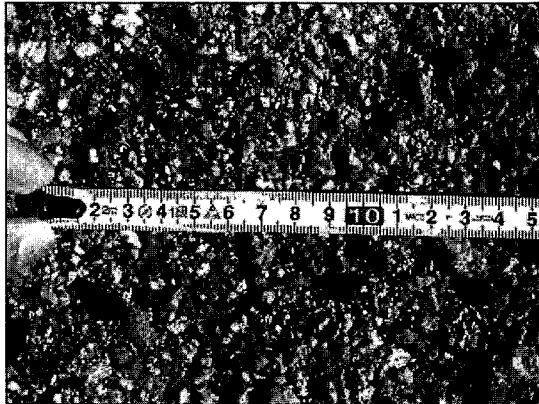


写真 6.1 鵠川町 火山性砂礫 (埋戻し材料)



写真 6.2 鵠川町 地盤沈下の状況



写真 6.3 鵠川町 埋戻し土の噴出状況
(植樹帯わきに火山性砂礫が噴出)



写真 6.4 釧路市 美原地区の地盤沈下



写真 6.5 釧路市 鶴野東地区の砂質土噴出
ならびに汚水マスの浮上がり



写真 6.6 釧路町 マンホール浮上がり



写真 6.7 釧路町 置換え砂の噴出

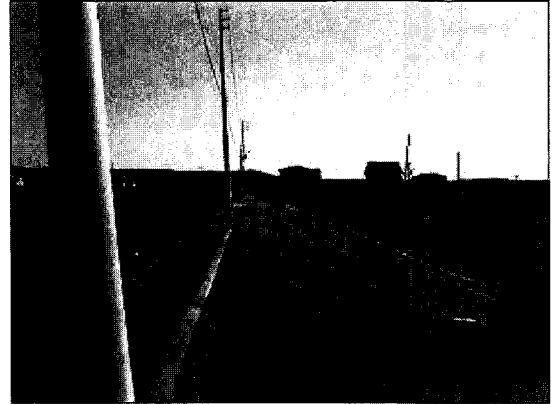


写真 6.8 釧路町 道路周辺の不等沈下



写真 6.9 釧路町 汚水管のたわみ状況
(手前側と奥の方で勾配が異なっている)



写真 6.10 音別町 改良土使用区間
(被害はなかった)

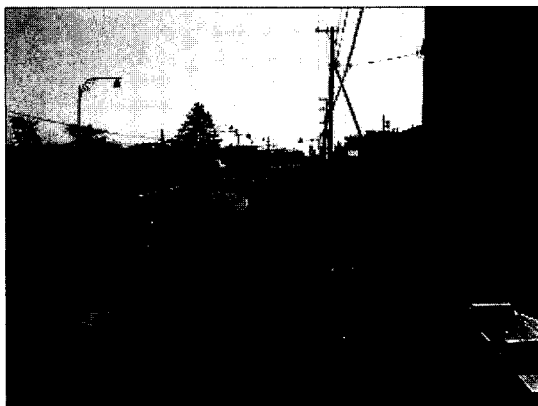


写真 6.11 音別町 改良土未使用区間における
マンホールの浮上がり



写真 6.12 豊頃町 マンホールの浮上がり
(掘削深が 5m程度の区間)

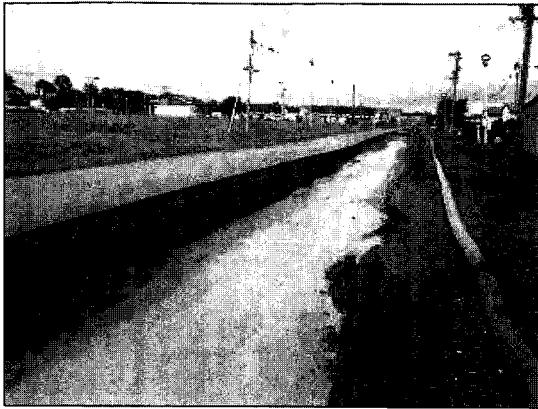


写真 6.13 豊頃町 地盤沈下の状況
(掘削深が5m程度の区間)

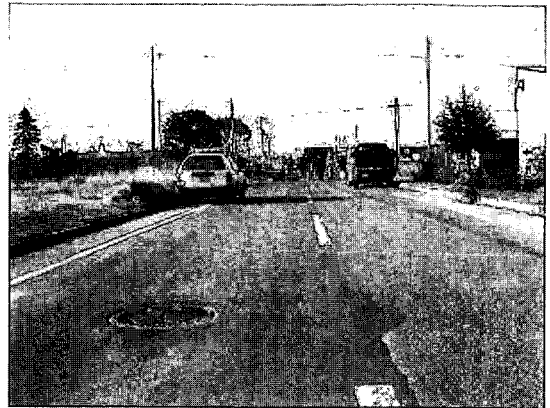


写真 6.14 豊頃町 地盤沈下は発生していない
(掘削深が2m程度の区間)



写真 6.15 豊頃町 処理場内マンホールの
浮上がり



写真 6.16 豊頃町 ポンプ場埋戻し部の
地盤沈下

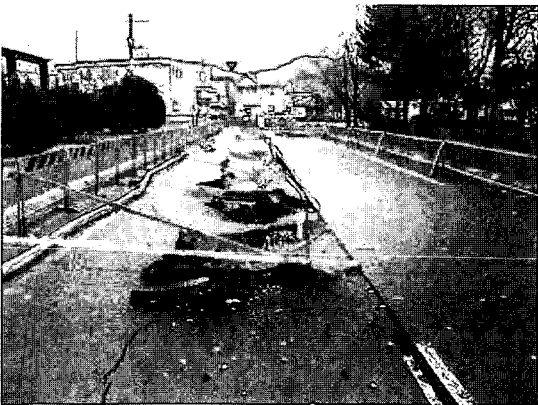


写真 6.17 阿寒町 中央地区の地盤沈下



写真 6.18 十勝川浄化センター 最終沈殿池
チェーンライトの破断

7. 河川施設の被害状況

7. 1 河川堤防に関する被害の全体概要

平成 15 年 9 月 26 日に発生した十勝沖地震により河川堤防に被害が生じた。河川堤防の被害は、十勝川本川の河口から 38km の区間及びその近傍の支派川で発生しており、被害を受けた大半は直轄河川の堤防であった。本報では、今回の地震で被害を受けた堤防のうち、十勝川水系の河川堤防の比較的被害が大きかったものを中心として述べる。

今回の地震により堤防が大きく被災した河川を表 7.1 に示す。また、主な被害地点を図 7.1 に示す。被害地点においては、堤防の天端や法面の縦断クラックや天端の沈下、のり面の滑り崩壊、横断クラック、護岸の崩壊等が発生した。一方、水門や樋門等の河川管理施設については、堤体に変状が生じた地点で、胸壁や翼壁と門柱に若干の開きが生じたことや、管理橋の支承が損傷したことなど、いずれも軽微な被害にとどまった。

表 7.1 主な河川堤防の被害状況（帯広開発建設部の資料²⁾に加筆修正）

河川名	被災延長 (m)	被害状況
十勝川	20,189	堤防天端縦断亀裂、横断亀裂、堤防沈下、のり面滑り崩壊、護岸沈下等
利別川	1,530	堤防天端縦断亀裂、護岸沈下
牛首別川	1,909	堤防天端縦断亀裂、堤防沈下
礼文内川	250	のり面滑り崩壊
久保川	1,000	堤防天端縦断亀裂
下頃辺川	2,385	堤防天端縦断亀裂、堤防沈下、のり面滑り崩壊
礼作別川	1,285	堤防天端縦断亀裂、堤防沈下
浦幌十勝川	925	堤防天端縦断亀裂、堤防沈下、のり面滑り崩壊

十勝川は、平成 5 年 1 月の釧路沖地震でも大きな被害を受けたが、当時行われた堤防開削を含む詳細な被害原因調査により、地盤や堤体の液状化が主な被害原因であることが報告されている¹⁾。今回の地震で被災した堤防の堤内外法尻や背後地には、液状化の発生を示す噴砂痕が見られることも少なからずあり、今回の堤防被害の主な原因も地盤や堤体の液状化であることが推察される。

十勝川堤防には、平成 5 年の地震災害復旧に合わせて地盤改良等が施されたところもある。そのような個所においてはほとんど被害が生じていない等、地盤改良による耐震性の向上が明確に見られた。一方、原形復旧のみを行った箇所や、堤体の安定性向上のためにのり面を緩傾斜化した堤防には再度被害を生じたものもあった。

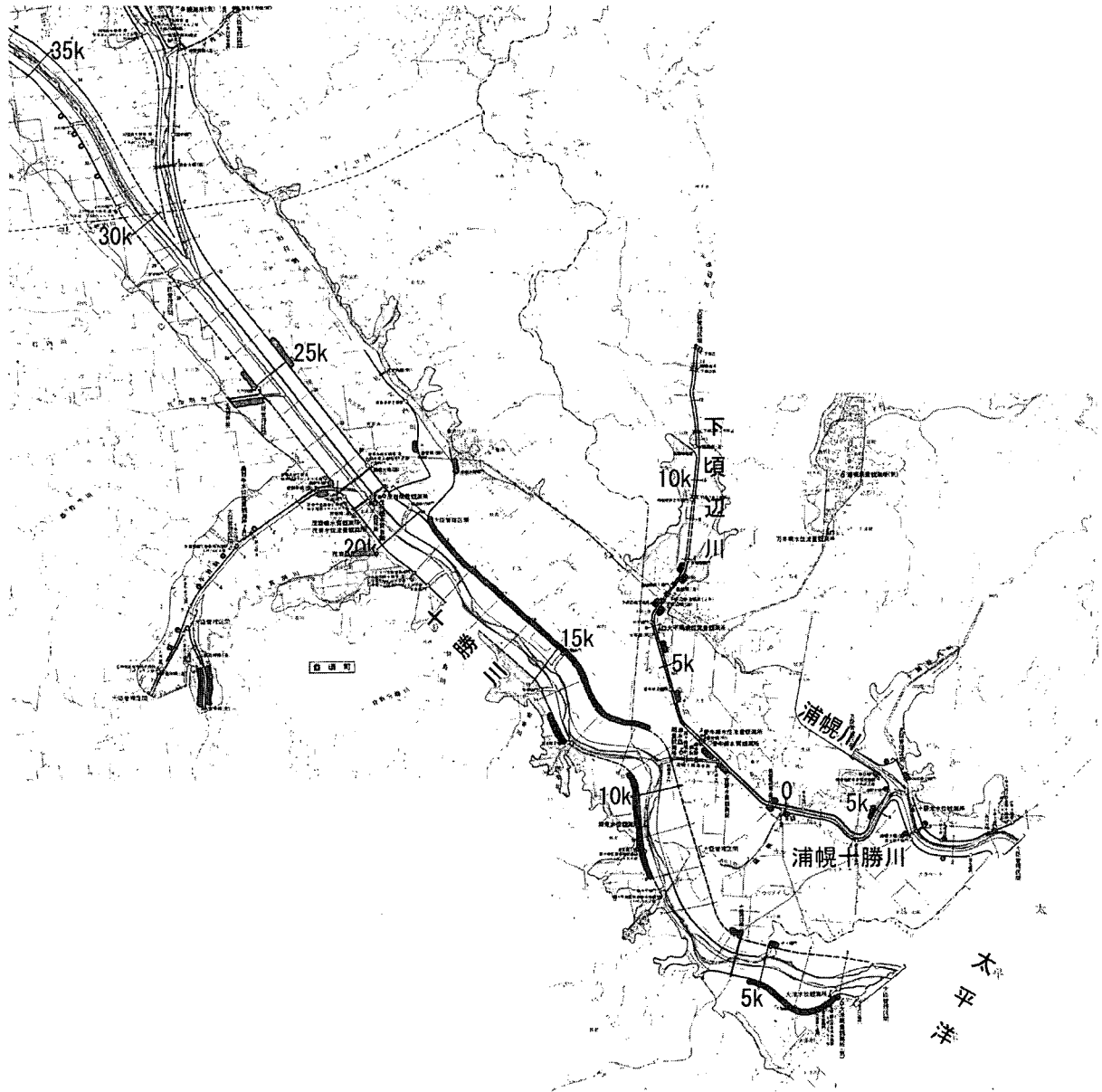


図 7.1 河川堤防の主な被害地点

7. 2 調査の概要

7. 2. 1 第1回調査

- 調査日
9月27日、28日
- 調査箇所
一級河川十勝川
一級河川十勝川水系下頃辺川
一級河川十勝川水系浦幌十勝川
一級河川十勝川水系下頃辺川
- 調査方法
踏査

7. 2. 2 第2回調査

- 調査日
10月3日、28日
- 調査箇所
一級河川十勝川
一級河川十勝川水系下頃辺川
一級河川十勝川水系浦幌十勝川
一級河川十勝川水系牛首別川
一級河川十勝川水系礼作別川
一級河川釧路川
- 調査方法
踏査

7. 3 調査結果と考察

7. 3. 1 十勝川

(1) 十勝川 右岸 3.1～3.6km

この地点の堤防は、今回の地震により最も激しく被災しており、堤内側のり面が大きく崩壊した。

この堤防は昭和37年に旧堤が築堤され、その後平成10年までに堤外側に拡幅・嵩上げされたものであり、旧堤の天端は町道となっている。旧堤部を中心に法面が崩壊し、町道が原形を留めないほど大きく被災した（写真7.1、7.2）。腹付け盛土の材料は細粒分の比較的少ない砂質土であり、亀裂開口部には盛土材料が液状化した痕跡が見られ、盛土底部の地下水位以下の部分が液状化したものと考えられる（写真7.3）。

また堤外側については、のり先から高水敷にかけて多数の噴砂痕があり（写真7.4）、基礎地盤が液状化したものと考えられる。天端は縦断方向の部分的な箇所ですら軽微なクラックと0～10cm程度の沈下が生じ、堤外側のり面は僅かにはらみ出して



写真 7.1 十勝川右岸 3.5k 付近
(帯広開発建設部提供)



写真 7.2 堤内側法面の崩壊
(十勝川右岸 3.5k 付近)



写真 7.3 旧堤盛土の亀裂内の噴砂
(十勝川右岸 3.5k 付近)



写真 7.4 堤外側法尻の噴砂—法尻から
天端を望む (十勝川右岸 3.5k 付近)

いる。

堤内側、堤外側共にのり面は約 5 割勾配とゆるく、堤体が慣性力の作用だけで変状をきたしたとは考え難い。天端から堤外側のり面の軽微な被害は、基礎地盤あるいは堤体底部の液状化が主たる原因であるものと考えられる。また、堤内側の旧堤部分の被害は、盛土底部の地下水位以下の部分が液状化したことがその主たる原因であるものと考えられる。

(2) 十勝川 左岸 4.8k

(a)ウツナイ樋門からその下流約 40m に渡って天端縦断クラック、法面クラックおよび段差が生じた。堤内側のり尻部の水路に噴砂が見られ、水路が堤体の側方変位によって押し潰された。

(b)ウツナイ樋門の下流約 70m 付近で、堤体を斜め 30 度で横断するクラック及び段差が生じ、天端が 1m 以上陥没し、堤外側の裏面が大きくはらみ出した。この地点でも、のり面は 5 割勾配であった (写真 7.5)。

(a)は基礎地盤あるいは堤体の液状化により、堤体が堤外側に向かって変形し被災したものと考えられる。また、(b)の地点は旧河道の直上にあたり、基礎地盤の変状に

より堤体が被災したものと考えられる（写真 7.6）。



写真 7.5 天端の縦断および横断亀裂
（十勝川左岸 4.8k 付近、帯広開発建設部提供）

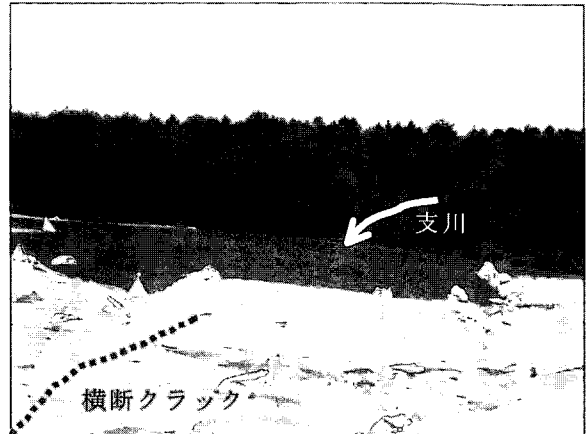


写真 7.6 旧河道上の堤防被害
（十勝川左岸 4.8k 付近）

(3) 十勝川右岸 13.5k

堤内側の天端肩にクラックが生じ、堤内側のり面（5割勾配）がはらみ出した。法先部外側の道路には多数のクラックが見られたが（写真 7.7）、それらは今回の地震によるものではない。基礎地盤が極めて軟弱で、盛土荷重による圧密沈下とそれによる引き込み沈下により道路路肩にクラックが生じたものと考えられる。今回の地震では、このように軟弱で安定性の低い地盤において堤防に変状が生じたものと考えられる。

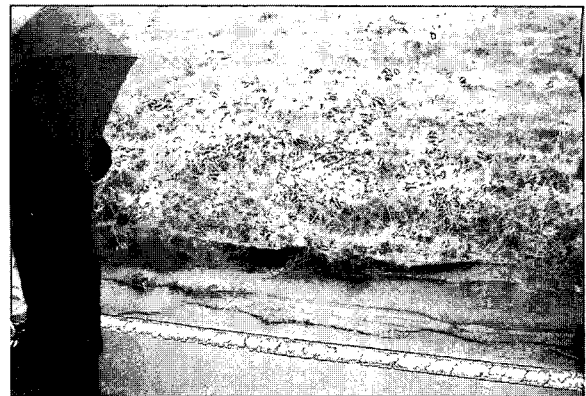


写真 7.7 堤防法尻部のクラック
（十勝川右岸 13.5k 付近）

(4) 十勝川左岸 19.2k

この堤防は、昭和 30 年に築堤された 2 割勾配の旧堤に順次腹付け拡幅した 5 割勾配の丘陵堤（平成 10 年完成）である。堤内側の腹付けした部分の頂部にクラックが生じ（写真 7.8）、のり面がはらみ出したが堤外側には変状は見られなかった。平成 5 年釧路沖地震でも同程度の被害を受けたが、このときは堤内側が 2 割勾配であった。

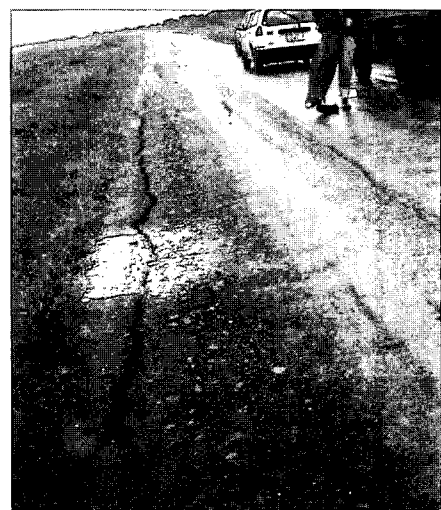


写真 7.8 堤防天端の縦断亀裂
（十勝川左岸 19.2k 付近）

7. 3. 2 浦幌十勝川

(1) 浦幌十勝川 左岸 2.2k

十勝太東8線樋門杭基礎周りの約100m区間において堤体に天端クラックと天端沈下(20~50cm)が生じた。樋門の門柱にはクラック等はないが、堤体の沈下・変形により門柱が堤外側に向かって僅かに傾斜していた。内外側法先部に噴砂跡が見られ、地盤の液状化が堤体及び樋門に生じた変状の主な原因と考えられる。この樋門(平成10年完成)が柔構造樋門であるかどうか明らかでないが、堤防天端では10~20cm程度の抜け上がりが見られた(写真7.9、7.10)。

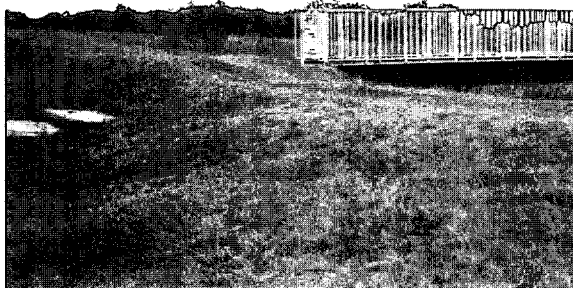


写真 7.9 樋管の抜け上がりと天端の不陸
(十勝太東五線樋門)

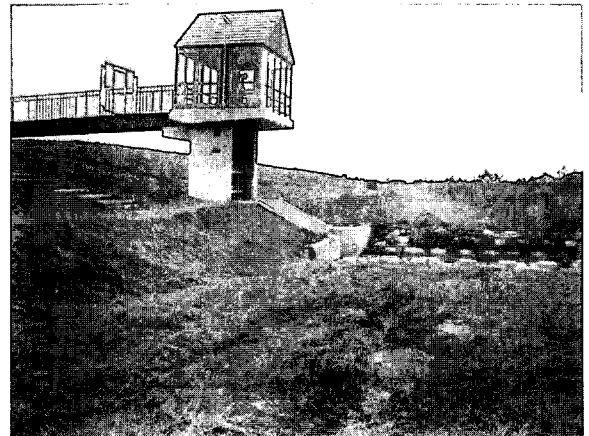


写真 7.10 法尻の噴砂と傾斜した門柱
(十勝太東五線樋門)

(2) 浦幌十勝川 左岸 3.1k

この周辺では5割勾配の丘陵堤だが、浦幌大橋の取付け部において2割勾配となっている。この取付け部において天端が約20~60cm沈下し、2割勾配の小段から上の法面が大きくはらみ出した。この滑りは地盤面が低い堤内側のみに生じた。堤体は砂質土であった。小段から下の法面及び周辺の地盤には変状は認められなかった。

7. 3. 3 下頃辺川

(1) 下頃辺川 左岸 2.8k

愛牛橋の取付け部周辺において堤内側の天端肩にクラックと段差(約50cm)が生じ、法面がはらみ出した。堤外側には変状無し。液状化の痕跡等はなく、法先から外側の地盤に変状は認められない。愛牛橋に続く道路盛土は大きく被災した(写真7.11)。堤体

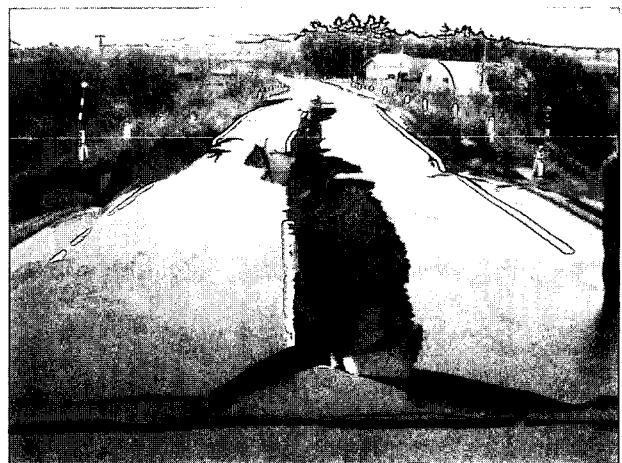


写真 7.11 下頃辺川左岸 2.8k 付近の堤防に
続く道路盛土の被災

の周辺地盤に変状がないことから、堤体自体に何らかの問題があった可能性がある。

7. 3. 4 平成5年釧路沖地震後の対策復旧の効果

(1) サンドコンパクションパイル工法による対策

平成5年の釧路沖地震において、十勝川右岸 31.7k~33.3k の堤防（統内築堤）が約 1.5km にわたって被害を受けた。このうち 32.4k~33.0k の約 600m の区間では、軟弱な基礎地盤の圧密によって地盤にめり込んだ堤体底部の液状化により、天端の沈下と堤体全体に大規模なクラックが生じた。復旧にあたっては、全面的な切り返しと共に、図 7.2 に示すように基礎地盤が SCP 工法により改良された。さらにその後、十勝川の一連区間の丘陵堤防化に伴い、のり面勾配が 1:5 とされた。

今回の地震では、地盤改良域に隣接する区間の堤防において、比較的軽微ではあるが変状が見られた。すなわち 32.4k では天端に最大で幅 3cm 程度のクラックが発生し、天端法肩が 10~20cm 程度沈下し、33.1k（新川樋門の周辺堤防）では堤防天端に軽微な縦断クラックが発生すると共に 10cm 程度の沈下が生じた（写真 7.13）。堤外側のり面にはらみ出しが見られ、堤外側法尻部および高水敷に多くの噴砂痕が見られた。これに対し、SCP 地盤改良区間では堤防に一切の変状は認められず（写真 7.12）、液状化の痕跡もなかった。SCP 地盤改良の主たる目的は、全面切り返し時の滑りに対する安定性向上であったが、耐震性の向上についても効果があったものと考えられる。

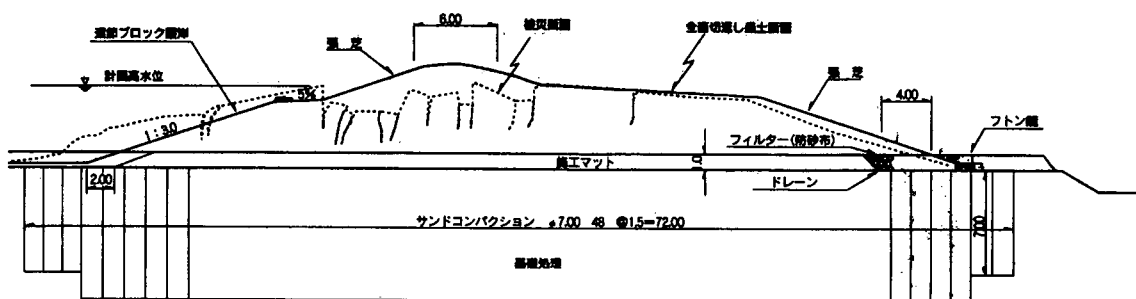


図 7.2 SCP 工法による復旧断面



写真 7.12 被害を受けなかった SCP 地盤改良区間



写真 7.13 天端が沈下しのり面がはらみ出した新川樋門付近の堤防

平成5年の釧路沖地震において、下頃辺川左岸 7.6k~7.7k の約 100m にわたり堤防が被災した。被害は堤内天端肩付近から堤内のり面にかけて大きな陥没および堤体全体の大規模なクラックと堤内のり尻の隆起であった。このときの被害原因も堤体底部の液状化であるとされている¹⁾。復旧にあたっては、被害の大きかった 60m の区間において全面的な切り返しと共に、堤体の急速施工における地盤の滑り安定性の確保のための基礎地盤処理がおこなわれ、ここでは施工ヤードの制約などからパイルネット工法が選定された。図 7.3 にパイルネット工法による復旧断面を示す。

今回の地震では、パイルネット工法の施工区間に隣接する、基礎処理を行っていない区間 (7.4~7.6k および 7.7k~7.8k) で法肩クラックと天端沈下 (0~30cm 程度) が生じ、2 割勾配の法面がはらみ出した (写真 7.15)。これに対し、基礎地盤をパイルネットにより基礎処理した区間では隣接する区間の被害とは対照的に変状はない (写真 7.14)。パイルネット工法の主たる目的は全面切り返し時の滑り破壊に対する安定性向上であったが、耐震性の向上についても効果があったものと考えられる。なお、同様の工法により堤防が施工された清真布川では、サンドマットの液状化に起因すると思われる堤防の被害が生じた。

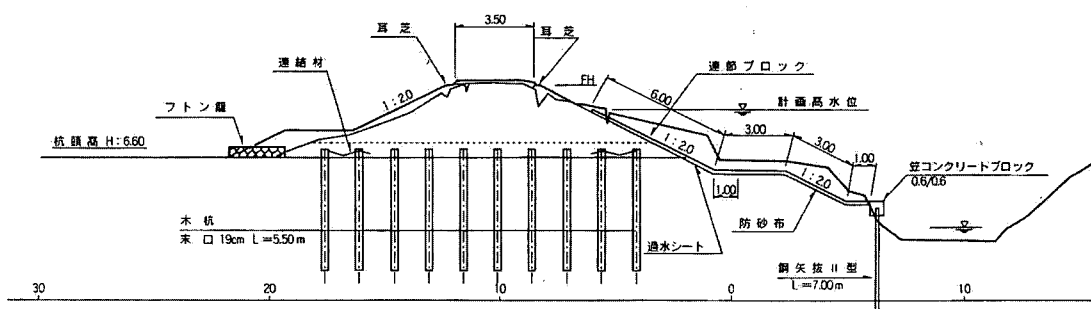


図 7.3 パイルネット工法による復旧断面 (下頃辺川左岸 7k620)¹⁾

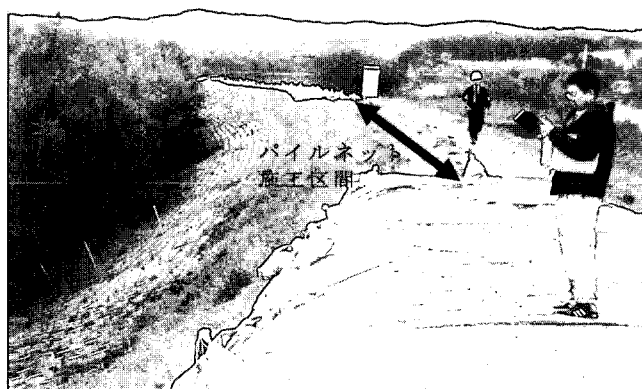


写真 7.14 パイルネット施工区間と隣接区間の状況
写真 7.15 隣接区間での天端の被害状況

1. 4 まとめ

今回の地震で大きな被害を受けた十勝川水系の河川堤防は、高含水比で極めて軟

7. 4 まとめ

今回の地震で大きな被害を受けた十勝川水系の河川堤防は、高含水比で極めて軟弱な泥炭層が地表面付近に存在し、かつ地下水位が高いという特徴的な地盤上に設けられている。このような地盤上に築堤された堤防は、盛土荷重による圧密で堤体底面がお椀型に沈下し、そこに地下水や雨水が滞留するため地震時に不安定化しやすい。また、軟弱層により地震動が増幅されたことも被害の一因として考えられる。1993年釧路沖地震で被災した堤防は、このような北海道特有の地盤条件をある程度考慮した復旧及びその後の堤防強化が行われてきたが、今回の地震ではそれらの効果が必ずしも現れなかった箇所もある。今回の地震による被害メカニズムの解明に加え、今後は北海道特有の地盤条件に適した堤防強化法について研究及び技術開発を進める必要があるものと考えられる。

参考文献

- 1) 北海道開発局帯広開発建設部：平成5年(1993)釧路沖地震 十勝築堤災害復旧記録誌、1994年
- 2) 北海道開発局帯広開発建設部：平成15年十勝沖地震による帯広開発建設部管内被災概要、<http://www.ob.hkd.mlit.go.jp/hp/kisyahappyou/jisin.html>

8. ダムの被害状況

8. 1 ダムに関する被害の全体概要

ダム管理者による地震後の臨時点検では、ロックフィルダムで天端ダム軸方向に比較的浅い亀裂の発生、アースダムにおいて貯水池の地山表面に設置された土質ブランケットで保護ロック層の変状、その他漏水量（浸透量）の一時的な増加などが報告された。国土技術政策総合研究所および独立行政法人土木研究所は合同調査チームを派遣し、変状の有無とその状況、地震による変形量や漏水量（浸透量）の変化などについて現地調査を行った。その結果、臨時点検で報告された変状はいずれも軽微なものであり、大半のダムでは変状が認められなかった。

8. 2 調査の概要

2班の調査チームを編成し、平成15年10月1～3日にかけて北海道内の16ダムにおいて地震後の現地調査を行った。このうち、第1班（独立行政法人土木研究所水工研究グループダム構造物チーム 上席研究員：山口嘉一、主任研究員：佐々木隆、研究員：中村洋祐、研究補助員：石橋正義）は、帯広市周辺の7ダム、第2班（国土技術政策総合研究所河川研究部ダム研究室 主任研究官：平山大輔、研究官：長原寛、富澤洋介）は、静内町から浦河町にかけて9ダムを調査した。調査対象ダムと震央の関係を図8.1に示す。調査内容は、地震後の臨時点検で指摘されたものを含めて、地震によるダムの変状の有無および、その状況確認、地震動記録の収集状況の確認と記録データの入手、各種計測機器により記録された計測値の地震前後での変化、また、変化が見られた場合にはその後の変化傾向の確認などである。

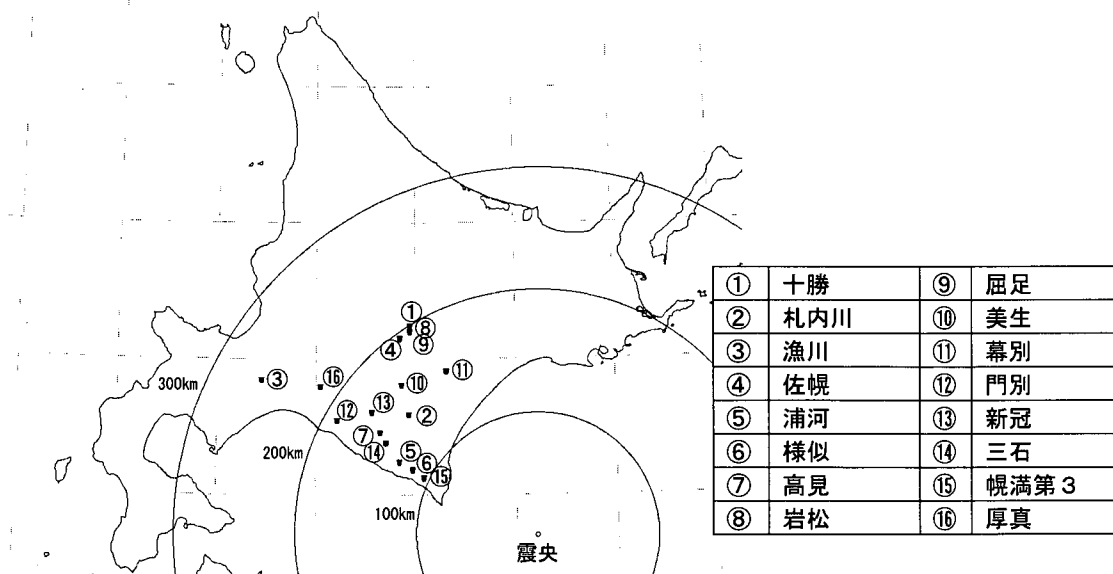


図 8.1 調査対象ダムと震央の位置関係

8. 3 調査結果および考察

8. 3. 1 調査結果の一覧

調査ダムの諸元、臨時点検の結果、今回の調査チームによる調査結果などの一覧を表8.1(1)～(2)に示す。大半のダムにおいて変状は認められず、地震後の変形量や漏水量（浸透量）の変化も軽微なものであった。なお、調査結果のうち特筆すべきダムについては、別途8.3.2で詳細に述べるが、いずれもダムの安全性に影響を及ぼすようなものではなかった。

表 8.1(1) 調査ダムの諸元・臨時点検結果・現地調査結果一覧

ダム名	型式	管理者	竣工年	ダム高 (m)	地震時 水位 (m)	震度	観測 地点	臨時点検結果	最大加速度 (gal)		漏水量(ℓ/分)			濁りの 有 無	現地調査結果
									天端 (上下流)	基礎 (上下流)	地震前	地震後 ピーク	調査時		
十 勝	中央コア型 ロックフィ ルダム	北海道 開発局 (建設)	1984	84.3	50.78	6弱	鹿追町 東町	上流湖面への管理用 進入路舗装に亀裂あ り	154.7 (上下流)	42.5 (上下流)	65.1 (9/26)	90.0 (9/26)	76.6 (10/2)	あり	①漏水量は増加→減少→やや高い位置で安定の傾向。 ②間隙水圧増加は微増後安定、最大で0.39kgf/cm ² 上昇。 ③水平変位量は上下流方向で最大6mm。 ④沈下量は最大4mm。
札内川	重力式コン クリートダ ム	北海道 開発局 (建設)	1998	114	87.82	5強	帯広市 東4条	堤体変位量天端最大 14mm	676.7 (上下流)	74.8 (ダム軸)	104.8 (9/24)	172.1 (12/2)	155.43 (9/30)	なし	①漏水量は増加→減少→やや高い位置で安定の傾向。 ②揚圧力は微増後安定。 ③堤体変位量14mmはブラムラインの故障であったことを確 認。(ブラムラインは復旧済み)。
漁 川	中央コア型 ロックフィ ルダム	北海道 開発局 (建設)	1980	45.5	22.00			異常なし	113 (上下流)	53 (ダム軸)	97.6 (9/25)	101.7 (9/26)		未確認	①地震直後に漏水量はわずかに増大したが、日常の変動幅の範 囲内。地震直後の浸透量観測室における濁りの状況は不明。 ②堤体および基礎地盤に変状なし。
幕 別	アースフィ ルダム	北海道 (試験 (農水) 湛水 中)	2004	26.9	15.4	6弱	幕別	地山保護盛土のすべ り4箇所	251.6 (上下流)	173.1 (ダム軸)	177.6 (9/25)	257.2 (9/29)	203.4 (10/1)	なし	①堤体直上流の左右岸斜面の土質ブラケットの保護ロック 層4箇所に変状が発生、地震後の掘削調査により、変状は 保護ロック層内のみであることを確認し暫定的に補修し た。 ②調査時の浸透流量は9/29の降雨(31mm/日)の影響を受け やや高めに観測されていることが考えられる。その後の定期 観測データは安定化の傾向が見られる。 ③堤体内間隙水圧は堤体上流側で上昇、調査時も微増中であ ったが、その後の定期観測において安定化の傾向にあること を確認。 ④堤体変位量は上流側に約2cm、堤体沈下量は天端で約3cm程 度。
佐 幌	重力式コン クリートダ ム	北海道	1984	46.6	25.91	5強	足寄町	異常なし	364 (上下流)	82 (上下流)	10.81 (9/5)	39.25 (9/26)	24.66 (10/1)	あり	①漏水量は地震直後4倍程度に増加したが、その絶対量は大き くない。直後に白濁が観測されたがその後回復。 ②間隙水圧、堤体変形はほとんど変化ない。
浦 河	重力式コン クリートダ ム	北海道	1999	42.1	31.16	6弱	浦河町	異常なし	124.6 (上下流)	102.8 (上下流)	0.3 (8/22)	1.7 (9/26)		なし	①地震直後に漏水量は増大したが、絶対量が少なく、特に問題 ない。 ②地震直後に揚圧力は増大したが、排水孔地点水頭は設計下流 側水位(EL49.0m)よりも低く、揚圧力係数も設計値(0.20) に対して十分小さく問題ない。 ③堤体および基礎地盤に変状なし。
様 似	重力式コン クリートダ ム	北海道	1974	44.0	29.66	6弱	浦河町	異常なし	156 (XY合成 数値)	—	3.3 (8/25)	8.5 (9/26)		なし	①地震直後に漏水量は増大したが、増大傾向は収まり減少傾向 に向かっている。絶対量も少なく特に問題ない。 ②地震直後に揚圧力は増大したが、増大傾向は収まり減少傾向 に向かっている。絶対量も少なく特に問題ない。 ③一部の基礎排水孔においては、漏水量、揚圧力ともに高い計 測値が見られるため、引き続き計測を行い様子を見る。 ④監査廊内のJ5横継目から直接漏水があったが、その後減少 傾向にある。

*地震時水深については、基礎標高よりの深さを記載

表 8.1(2) 調査ダムの諸元・臨時点検結果・現地調査結果一覧

ダム名	型式	管理者	竣工年	ダム高 (m)	地震時 水位 (m)	震度	観測 地点	臨時点検結果	最大加速度 (gal)			漏水量(L/分)			濁りの 有 無	現地調査結果
									天端		地震前	地震後 ピーク	調査時			
									上下流	ダム軸						
高 見	中央コア型 ロックフィ ルダム	北海道	1983	120	107.02	6弱	静内町	天端に3箇所亀裂あ り	G 325.3 (上下流)	G 57.8 (ダム軸)	G 130.5 (9/25)	G 137.2 (9/26)	-	なし	①天端のダム軸方向にクラックが発生したが、クラックは天端 保護層内に収まり、コアゾーンまでは達していないことが 確認され、補修工事を実施している。 ②地震直後に漏水量が増加しているものの、これまでの経時変 化と比べ問題ない。降雨の影響もあると考えられる。 ③地震直後に間隙水圧が上昇し、これまでで最も大きい値を記 録した。しかしながら、最大断面基礎におけるよう圧力に は大きな変動が見られず問題ないと判断した。 ④天端で30~50mm程度の変位量を観測、その後安定している。	
美 生	重力式コン クリート・ フィル複合 ダム	芽室町 (北海 道開発 局農業 水産部 所管)	1999	G47.2 F17.7	41.81 (G)	5強	帯広市 東4条	異常なし	G 153.3 (上下流) F 167.4 (上下流)	G 66.5 (ダム軸) F 124.8 (上下流)	G 7.10 F 24.51 (9/25)	G 9.17 F 28.13 (9/26)	G 7.46 F 28.92 (10/1)	なし	①漏水量は微増後安定。 ②揚圧力、間隙水圧、堤体変位はほとんど変化しない。 ※表中 G: コンクリートダム部 ※表中 F: フィルダム部	
三 石	中央コア型 ロックフィ ルダム	三石町 (北海 道開発 局農業 水産部 所管)	1991	35.0	12.28	6弱	浦河町	異常なし	データ 欠損	データ 欠損	52.2 (9/26)	74.4 (9/26)	-	なし	①地震直後に漏水量は減少しているが貯水位低下によるもの と考えられ、地震の影響はない。 ②天端で20mm前後の変位量が計測されているが、天端および 上流面、下流面に亀裂などの変状は見られなかった。 ③浸透流観測室壁面に幅5mm程度のクラック発生。	
門 別	均一型アー スダム	門別土 地改良 区	1971	20.8	-	4	平取町	異常なし	-	-	観測 データ 無し	観測 データ 無し	-	観測 データ なし	①変位量、漏水量とも特に問題なし。	
厚 真	中央コア型 ロックフィ ルダム	厚真町 土地改 良区 (北海 道開発 局農業 水産部 所管)	1970	38.2	18.19	5強	厚真町	異常なし	-	-	75.0 (9/18)	109.8 (9/26)	-	あり	①漏水量の増加が見られるが、安定しており問題なし。地震後 に濁りが発生したが、当日午後3時頃には濁りがなくなっ た。 ②堤体および基礎地盤に変状なし。	
岩 松	重力式コン クリートダ ム	北海道 電力 (株)	1942	37.2	32.52	5強	帯広市 東4条	異常なし	-	71.5 (ダム軸)	-	-	-	-	①監査廊がないため、目視確認と変位測量(トランシット)を 実施されているが、堤体変位はほとんど変化しない。	
新 冠	中央コア型 ロックフィ ルダム	北海道 電力 (株)	1974	102.8	86.08	4	静内町	異常なし	276.3 (上下流)	20.3 (上下流)	0.048 (9/21)	0.24 (9/26)	-	なし	①漏水量は若干の増加は見られるが、管理値内で安定してい る。降雨の影響も考えられる。 ②堤体および基礎地盤の変状なし。	
屈 足	中央コア型 ロックフィ ルダム	電源開 発 (株)	1987	27.5	23.10	5強	帯広市 東4条	異常なし	196.3 (上下流)	112.5 (ダム軸)	36.0 (9/25)	50.0 (9/26)	42.0 (10/2)	あり	①漏水量は増加→減少→安定の傾向。 ②間隙水圧、堤体変位はほとんど変化しない。	
幌 嵩 ^{第3}	重力式コン クリートダ ム	日本工 電 (株)	1954	42.5	36.50	6弱	浦河町	異常なし	-	-	0.5 (9/18)	0.3 (9/26)	0.3 (10/1)	なし	①地震直後に漏水量は減少しているが、貯水位低下によるもの と考えられ、地震の影響はない。 ②堤体および基礎地盤に変状なし。	

*地震時水深については、基礎標高よりの深さを記載

8. 3. 2 個別ダム調査結果

現地調査で変状を確認したダムについて具体的に報告する。

(1) 幕別ダム (図 8.2、写真 8.1～8.2 参照)

堤体直上流の左右岸斜面に配された土質ブランケットの保護ロック層での変状 (図 8.2) は、左岸側 2 箇所 (長さ①20m、②23m)、右岸側 2 箇所 (長さ③80m、④30m) である。変状は、地震時貯水位の直上を最上端として生じた。最大の変状が生じた箇所は右岸側洪水吐に近い箇所で、当初斜面形状から鉛直に最大約 90cm の沈下が認められ、変状部の上端には約 40cm の段差が生じていた (写真 8.2)。

地震後、管理者により開削調査が行われ、変状は保護ロック層 (約 2m) 内にとどまり、土質ブランケット内部にまでは及んでいないことが確認されている。また、変状により保護ロック層の層厚が薄くなった部分に対してはロック材の増厚により暫定的に補修が行われている。

堤体内の間隙水圧は上流側ゾーンのほとんどの箇所で微増し、調査時にほぼピークを迎えている。その後の定期観測での観測値は安定しており、急激な変化は見られない。浸透量についても地震時に微増したが、その後、安定している。

天端中央付近での上下流方向の堤体変位量は上流側に約 2cm、沈下量は約 3cm である。

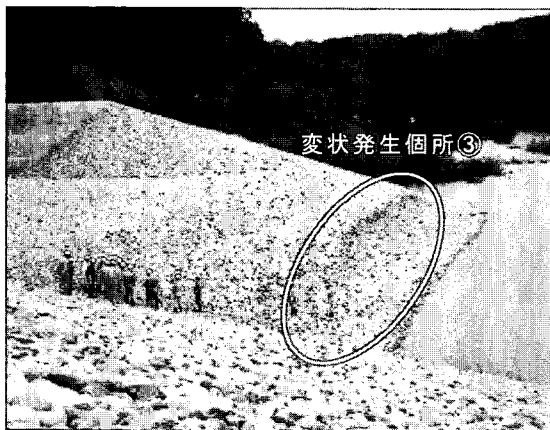


写真 8.1 幕別ダムの保護ロック層変状



写真 8.2 幕別ダムの保護ロック層変状(拡大)

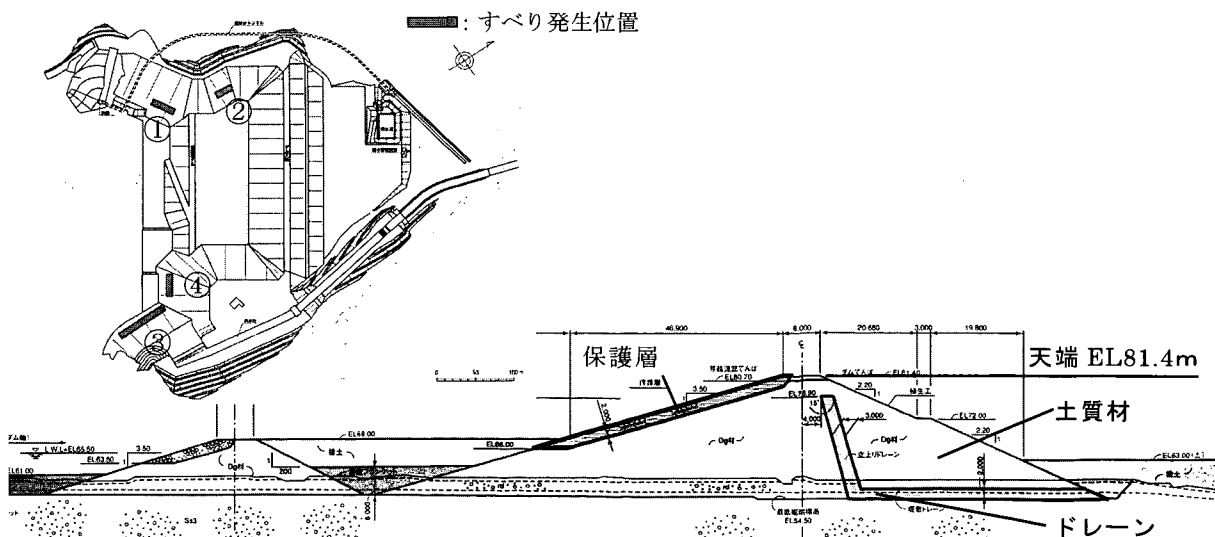


図 8.2 幕別ダムの堤体平面図と縦断図

(2) 佐幌ダム (図 8.3、写真 8.3~8.4 参照)

漏水量 (基礎排水量、堤体継目漏水量) は、地震前 9/5 の 10.81 ㊦/分 (貯水位 EL276.65m) から地震後 9/26 に 39.25 ㊦/分 (貯水位 EL277.05m) まで増加したものの、その絶対量は大きくなかった。その後の定期観測では 9/27 に 31.45 ㊦/分 (貯水位 EL277.01m) を記録しており時間経過とともに減少傾向にある。地震直後の漏水には目視により白濁が観測されているが、9月29日午前9時の段階で消滅している。

監査廊内の継目では、遊離石灰の剥落が多数箇所で見られた。なお、量はわずかであるが、継目部で遊離石灰の剥離と端部のコンクリート片の落下が見られた (写真 8.3)。

左岸寄りの堤体下流面に地震前より幅 1mm 程度のクラックが存在していたが、地震による影響は見られなかった。

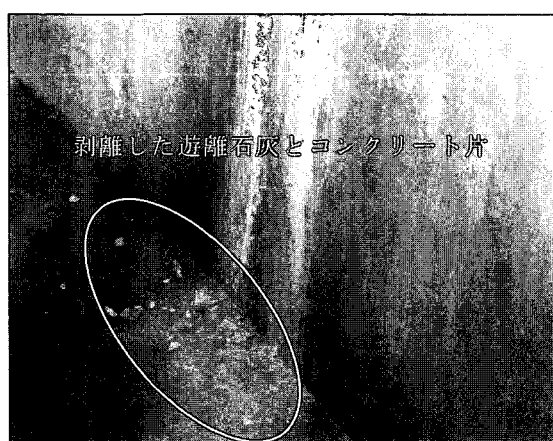


写真 8.3 遊離石灰剥離部
(佐幌ダム監査廊内)

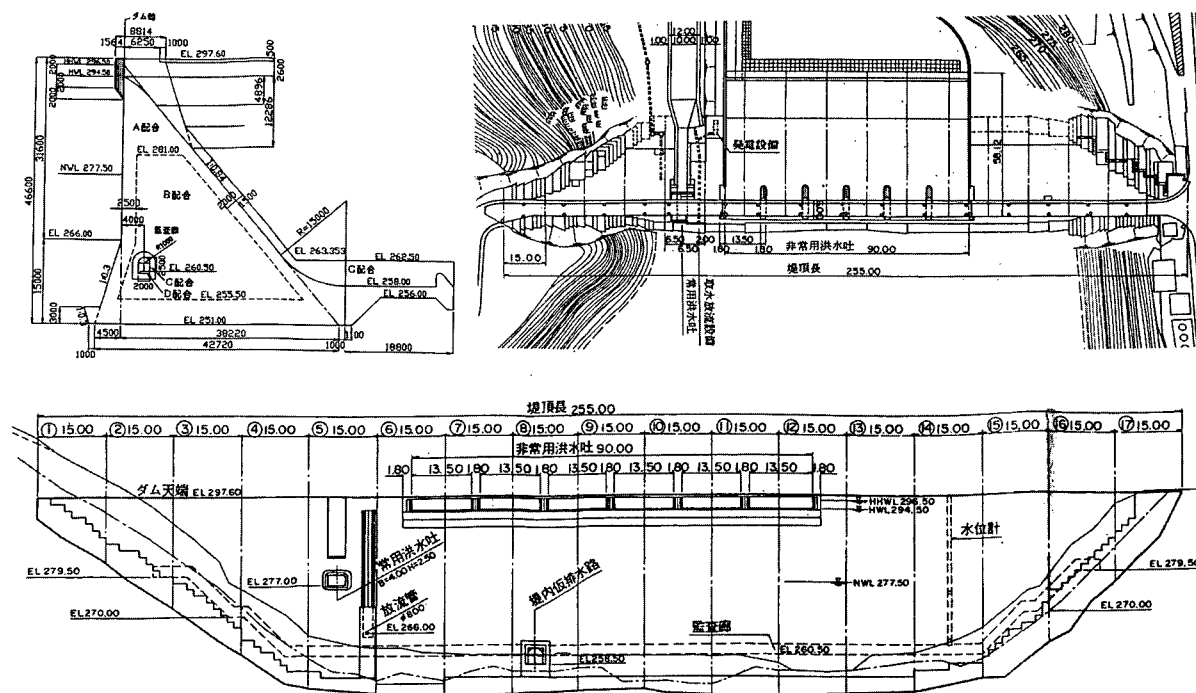


図 8.3 佐幌ダムの堤体三面図

(3) 札内川ダム (図 8.4、写真 8.5~8.6 参照)

臨時点検時に天端での変位量が 14mm と報告されたが、これは計測装置 (プラムライン、写真 8.5) の不具合 (地震時に大きく振動した計測用ワイヤが、その振動途中で、ある位置に固定されてしまった。) によるものであることが管理者の調査で判明した。不具合調整後の計測では、地震前後での変位はほとんどないという結果になっている。なお、今後は不具合を生じないように、管理者が計測装置を改善する予定である。

監査廊内で収集している漏水量観測値に若干の増加が見られたが、これは、主に堤体継目からの漏水量の増加であった。特に 2 箇所の堤体継目からの漏水量が増加し、そのうち増加量が最も多いのは継目 J-9 (写真 8.6) であり、地震前の 9/24 : 0.76 ㎥/分 (貯水位 EL461.53m) から、地震後の 9/26 : 20.0 ㎥/分 (貯水位 EL462.04m) に増加したが、その後の定期観測で 12/8 : 20.48 ㎥/分 (貯水位 EL472.16m) を記録しており増加の傾向は見られない。

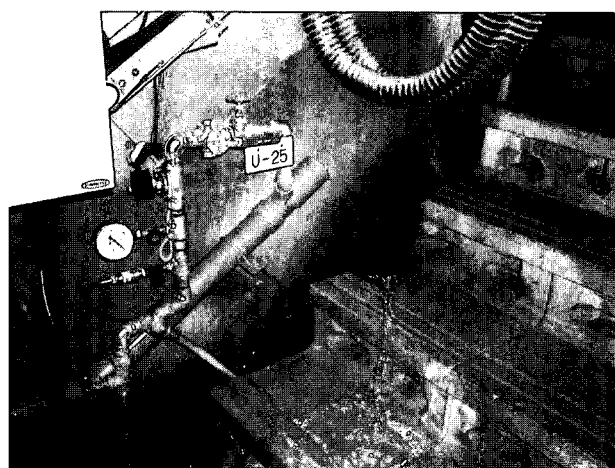
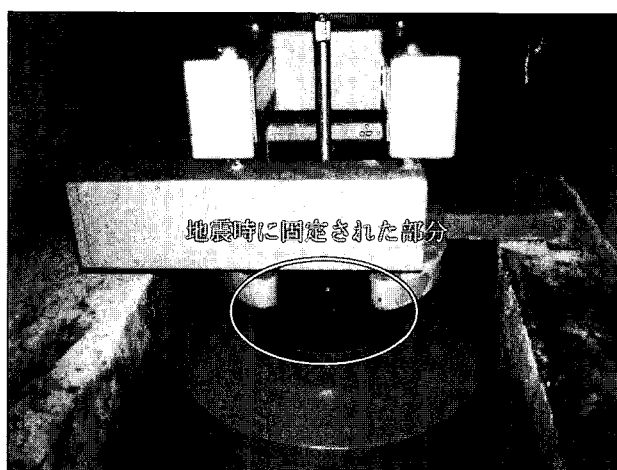


写真 8.5 札内川ダムのプライムライン (復旧後)

写真 8.6 札内川ダムの J-9 継目漏水状況

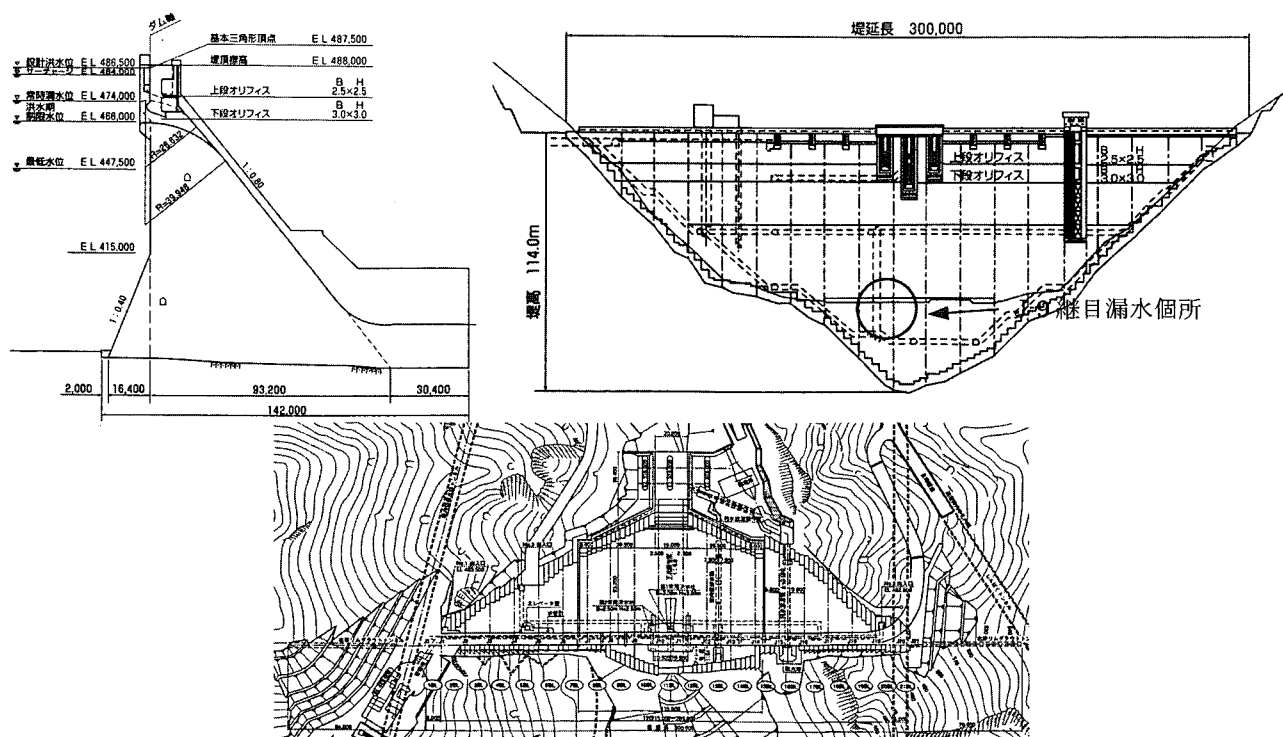


図 8.4 札内川ダムの堤体三面図

(4) 様似ダム (図 8.5、写真 8.7~8.8 参照)

様似ダムでは、ダム天端において 156gal の最大加速度を記録している。設置されている地震計は最大加速度計であるため、最大加速度の方向や地震波形は記録されていない。

地震発生後、揚圧力、漏水量ともにわずかな増加が認められ、一度減少傾向を示したが、再び増大する傾向を示した。その後、12 月末時点において増加傾向は収まり、現在は減少傾向に向かっている。漏水には濁りは確認されず、全漏水量の最大値も 9.4 ℓ/分程度であった。また、監査廊内の横継目 (J5) において地震直後に 0.74 ℓ/分の漏水が発生したが、時間経過とともに減少傾向にある。

現時点で、漏水量、揚圧力とも地震前よりは高い状態を示しているものの、過去に経験した地震後の観測記録などと比較しても今回の増分は変動範囲内であり、その絶対量も小さいことから、ダムの安全性を損なうものではないと考えられる。なお、一部の基礎排水孔において、依然として計測値が高い箇所が見られるため、ダム管理者である北海道は引き続き注意深く観測を続けていく予定である。

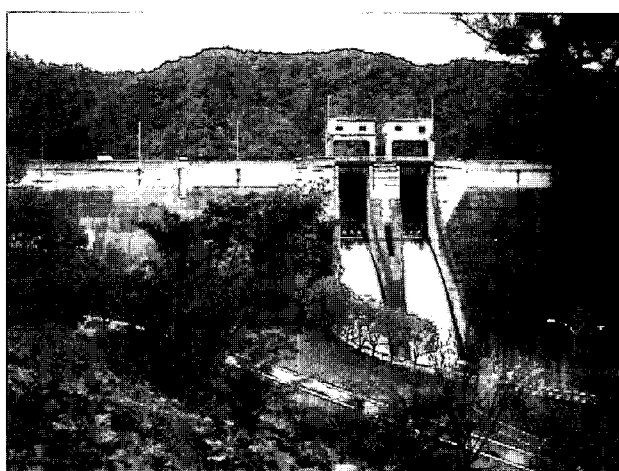


写真 8.7 様似ダムの下流面



写真 8.8 様似ダムの監査廊内横継目 (J5) 漏水状況

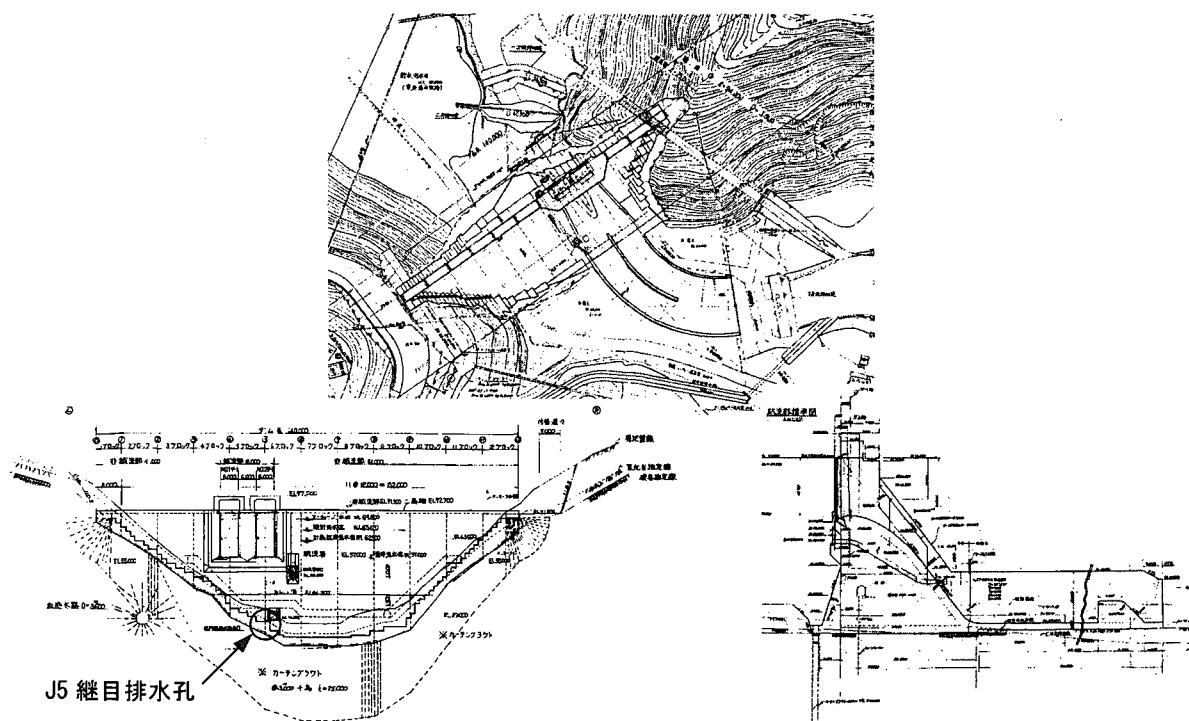


図 8.5 様似ダムの堤体三面図

(5) 高見ダム (図 8.6~8.7、写真 8.9~8.12 参照)

高見ダムについては、ダムへの唯一の進入路である道道静内中札内線において地すべりが発生し、現地調査の前日に通行止めとなった。このため、ダムサイトでの現地調査は実施せず、ダム下流の北海道電力静内電力所にてヒアリング調査を実施した。

高見ダムでは、ダム基礎およびダム天端において、それぞれ 57.78gal (ダム軸方向) および 325.34gal (上下流方向) の最大加速度を記録している。

地震発生後の臨時点検において、ダム天端のダム軸方向にクラックが確認された。クラックはダム軸方向に最大断面付近で延長約 160m の範囲で発生した。横断面内においては天端からコアゾーンとフィルタゾーン境界の直上部付近までの深さで発生し、クラックの最大幅は約 50mm であった。このため、ダム管理者である北海道により、同日のうちにクラック幅の大きい箇所について、ピット試掘によるクラックの深度調査が実施された (図 8.7)。その結果、クラックは天端保護層 (約 90cm) 内に収まり、コアゾーンまでは達していないことが確認された。試掘箇所は、調査後すぐに埋め戻され、雨水の浸透などに伴うクラックの進展を防ぐため、クラック発生箇所全体をブルーシートで覆う措置がとられた。

10月20日、再び、高見ダム天端においてクラック深度の追加調査を実施した。その結果、前回調査同様、クラックはすべて保護層内におさまっていることが確認された。これをふまえ、10月21日以降、保護層内のクラック箇所をすべて掘削除去し、同一材料による埋め戻しを行う補修工事が実施された。埋め戻し作業においては、保護層における密度計測を実施し、変状前と同等の密度となるよう締固め管理を行った。



写真 8.9 クラックへの石膏の流し込み作業 (高見ダム)

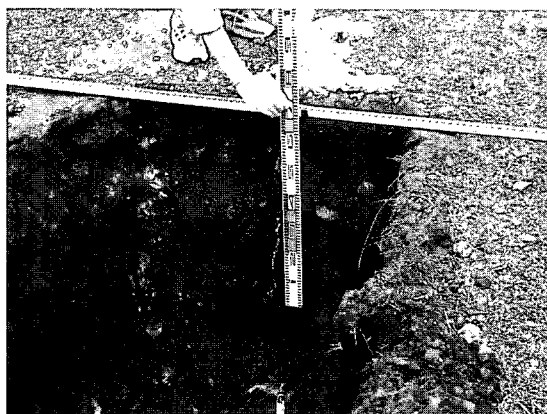


写真 8.10 ピット試掘によるクラック深度調査 (高見ダム)

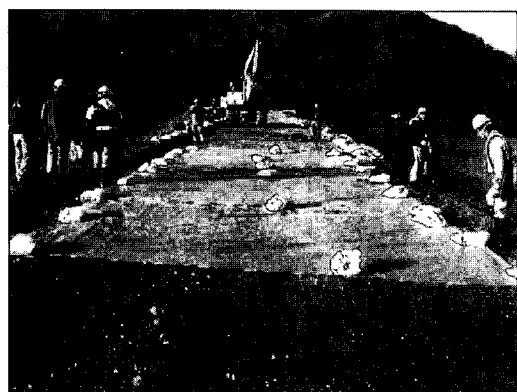


写真 8.11 天端クラック箇所の保護状況 (高見ダム)



写真 8.12 クラック箇所の補修作業 (掘削状況) (高見ダム)

(6) 三石ダム (図 8.8、写真 8.13~8.14 参照)

三石ダムでは、地震時にダム貯水位が最低水位 (EL.161.5m) 付近まで低下していたこともあり、浸透量、間隙水圧とも地震後に顕著な変化は見られなかった。ダム天端における最大変位量としては、水平下流方向に 13mm、鉛直方向に 14mm の沈下量が記録された。上流法面ブロックに変状はなかった。地震計は、天端、中位標高、基礎、および天端左岸アバット (リムトンネル内) の 4ヶ所に設置されているが、記録装置の不具合により地震記録は得られなかった。

現地調査時に、堤体左岸下流の地中に設置されている浸透流観測室の入り口付近壁面 (写真 8.14) において、幅 5mm 程度のクラックの発生を確認した。クラックからは水がしみ出しているため、ダムを所管する北海道開発局は今後補修する方向で検討中である。



写真 8.13 三石ダムの上流面



写真 8.14 三石ダムの浸透流観測室壁面のクラック状況

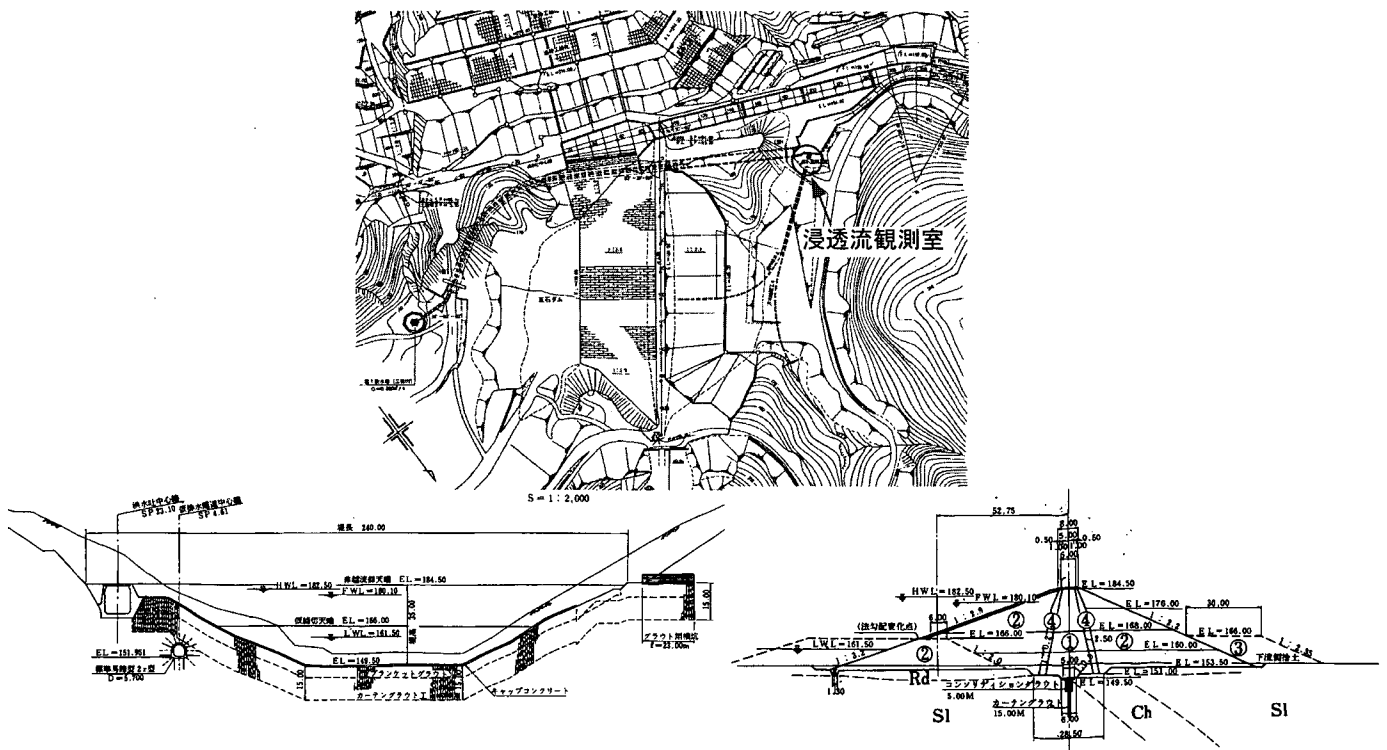


図 8.8 三石ダムの堤体三面図

8. 3. 3 ダム基礎で観測された地震動

(1) 最大加速度の距離減衰特性

今回の地震（平成 15 年 9 月 26 日 4 時 50 分の本震）において、ダムの基礎部に設置された地震計により観測された最大加速度と、震央からダムサイトまでの距離の関係を図 8.9 に示す。最大加速度は、(a) 水平方向（上下流方向とダム軸方向の平均値）と (b) 鉛直方向に関してとりまとめてあり、図中の曲線は田村・岡本・加藤の推定式¹⁾および松本他の推定式²⁾を示している。松本他の推定式の場合は、最大加速度の推定値の平均値 (μ) と平均値 + 標準偏差 (σ) を記載した。田村・岡本・加藤の推定式は、震央距離が約 100~300km の範囲において実測データとの相関がよく、また松本他の推定式では、平均値 + 標準偏差で実測データを包絡していることが確認できる。

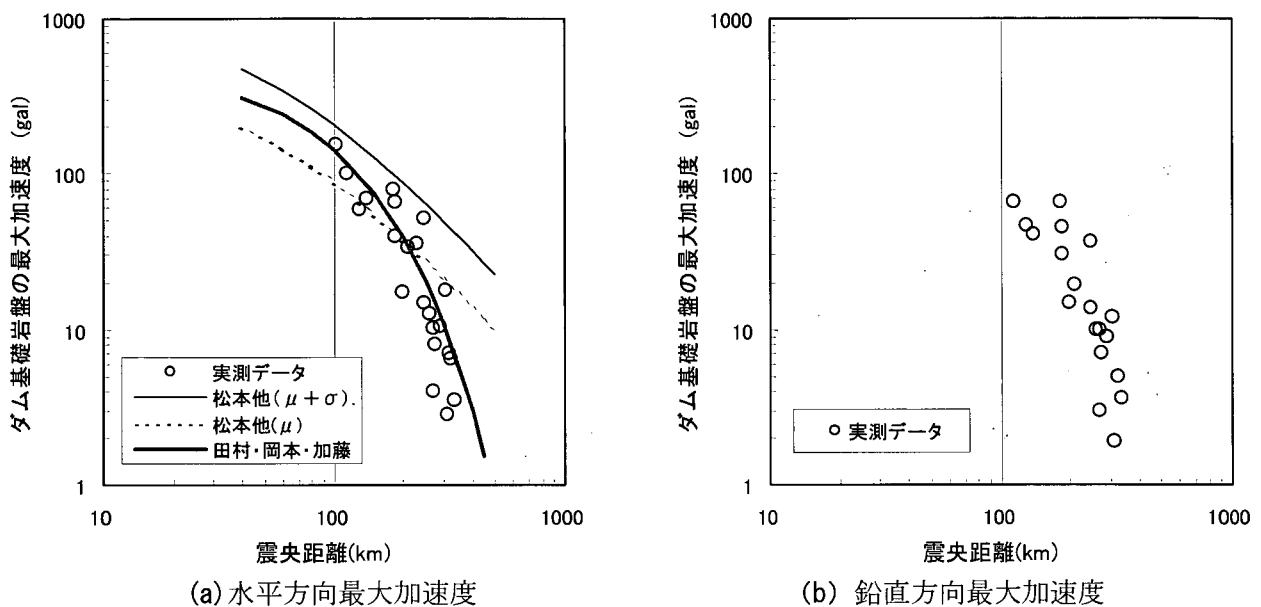


図 8.9 ダム基礎岩盤における最大加速度と震央距離の関係

(2) 地震動特性

今回の地震（平成 15 年 9 月 26 日 4 時 50 分の本震）で、札内川ダム、高見ダム、幕別ダムにおいて観測された地震動の波形および加速度応答スペクトルを図 8.10(a)~(c)、図 8.11 に示す。応答加速度スペクトルは、応答が大きい周期範囲が比較的広いようである。

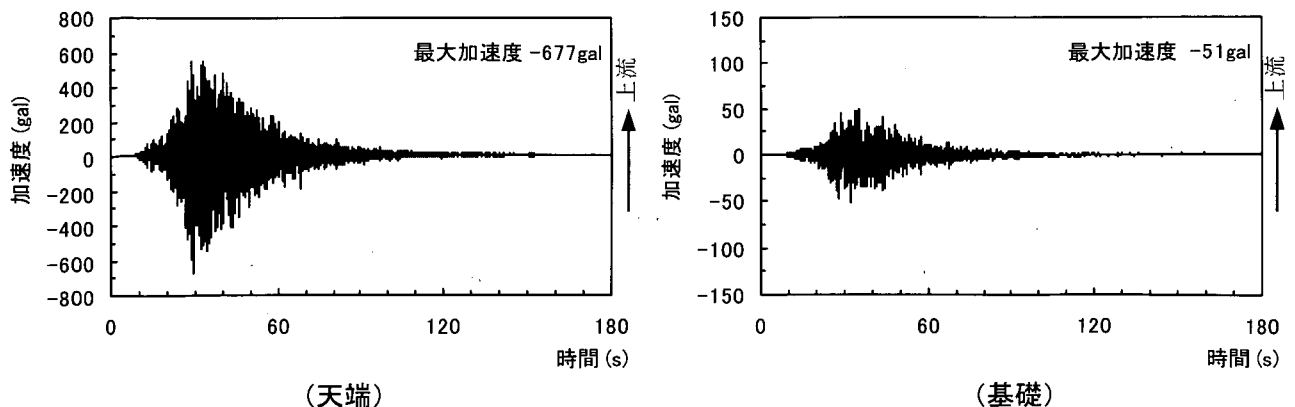


図 8.10(a) 札内川ダム観測波形（上下流方向）

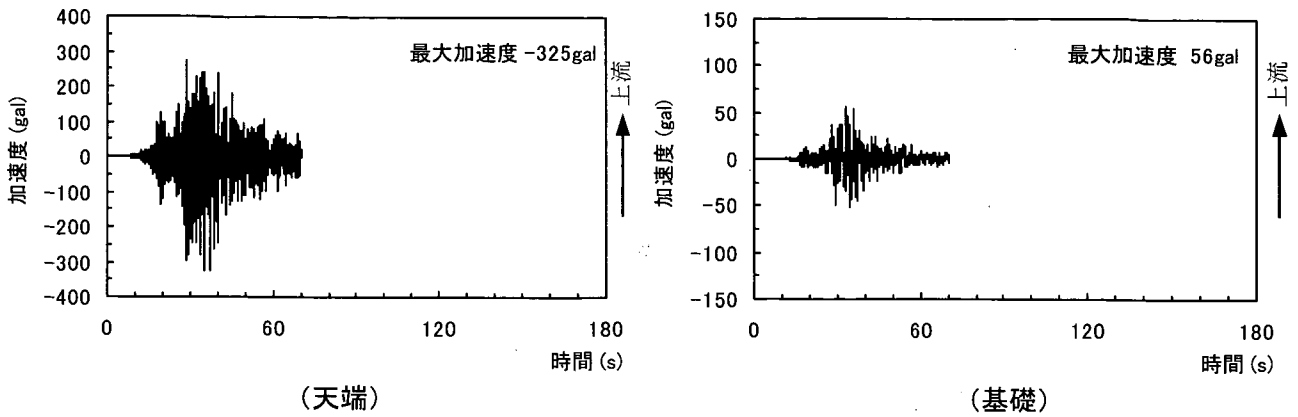


図 8.10(b) 高見ダム観測波形 (上下流方向)

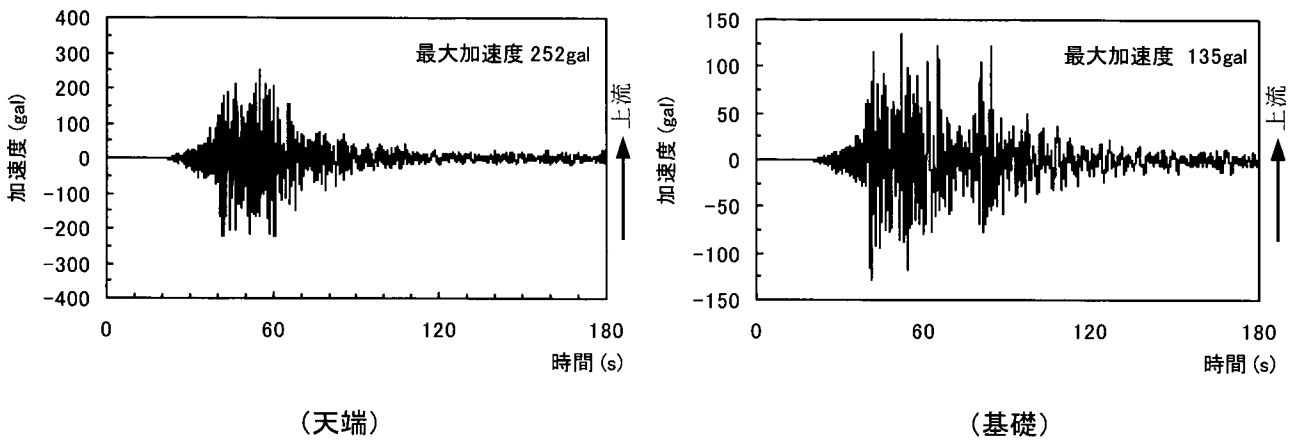


図 8.10(c) 幕別ダム観測波形 (上下流方向)

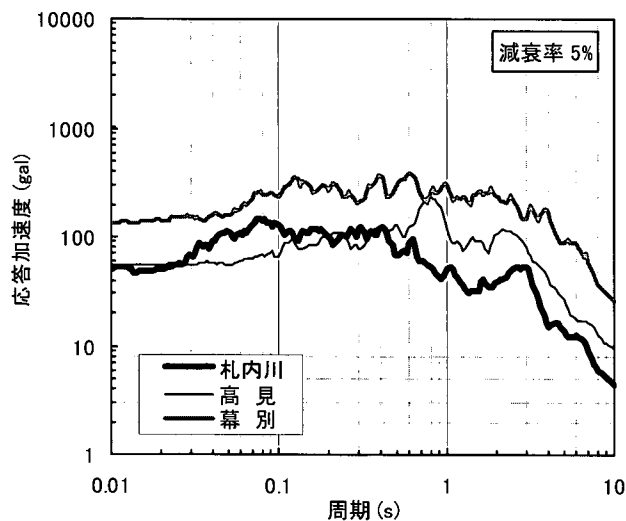


図 8.11 加速度応答スペクトル (ダム基礎上下流方向)

8.4 まとめ

今回の地震では、震源から最も近い幌満第3ダムでも震央距離が約90km程度であったことから、平成15年5月26日の宮城県沖地震³⁾などに比べると、ダムサイトで観測された最大加速度も小さく、ダムの安全性に影響を及ぼすような変状はなかった。なお、今回の地震は典型的なプレート地震であり、ダムサイトにおいても継続時間の長い地震波形など貴重なデータが多数得られたことから、今後の地震研究やダムの耐震設計の合理化に向けて、地震動特性、堤体の応答特性について引き続き検討を行う必

要がある。

参考文献

- 1) 田村重四郎、岡本舜三、加藤勝行：岩盤地帯地震動の最大加速度について、第13回地震工学研究発表会講演概要、pp. 181-184、1979.7
- 2) 松本徳久、吉田等、佐々木隆、安中正：ICOLD 第21回大会提出課題論文（その3） Q. 83-R35 ダムサイトでの地震動の応答スペクトル、大ダム 第46巻 第186号、pp. 69-76、2004.1
- 3) 独立行政法人土木研究所：土木研究所資料 第3914号 平成15年5月26日 宮城県沖地震の被害に係わる現地調査報告書、pp. 23-32、2003.9

9. 道路の被害状況

9. 1 道路橋の被害状況

9. 1. 1 道路橋の地震被害

図9. 1. 1及び表9. 1. 1は、今回の地震により構造的な損傷を生じた主な道路橋を示したものである。震源域により近い帯広地域及び室蘭地域の道路橋において損傷を生じたものがあった。なお、表9. 1. 1に示した構造的な損傷を生じた道路橋以外にも取付け盛土の沈下・段差等の被害が生じた道路橋も確認されている。以下に、主な道路橋の被害状況について示す。

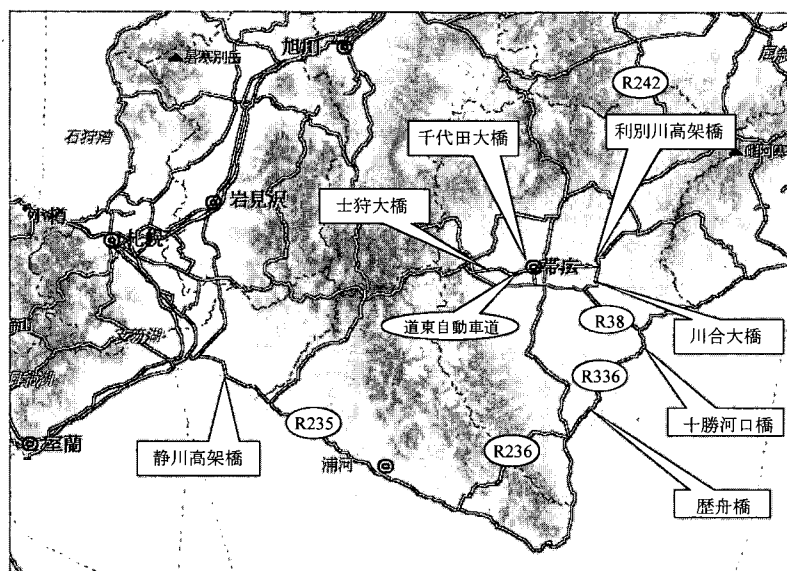


図9. 1. 1 構造的な損傷を生じた主な道路橋の位置

表9. 1. 1 構造的な損傷を生じた主な道路橋

No.	橋名	路線名	竣工年	構造（上部構造、下部構造）	損傷の概要
1	千代田大橋	国道 242 号	昭和 29 年 昭和 41 年	15径間単純 PCT 桁・単純鋼トラス、RC 小判型、ケーソン基礎	RC 橋脚主鉄筋段落し部の損傷、支承周辺下部構造天端のコンクリートの割れ
2	十勝河口橋	国道 336 号	平成 4 年	3 径間連続 PC ボックス 3 連、3 径間 PC ラーメン、RC 小判型、杭基礎	支承の損傷、桁の橋軸直角方向への移動（約70cm）、段差
3	歴舟橋	国道 336 号	昭和 49 年	15径間単純 PCT 桁、RC 小判型、ケーソン基礎	支承の損傷、段差・ずれ、桁の橋軸方向への移動
4	静川高架橋	日高自動車道	平成 9 年	単純・3～4 径間連続鋼版桁	ジョイント・桁端部壁高欄の損傷、支承・変位制限装置の損傷
5	利別川高架橋	道東自動車道	平成 15 年	6 径間・8 径間連続鋼 2 主桁橋	桁端部壁高欄の軽微な損傷、変位制限装置の損傷
6	士狩大橋	帯広・広尾自動車道	平成 15 年	5 径間連続 PC エクストラードーズド橋、直接基礎、杭基礎	コンクリート桁端部、高欄の軽微な損傷
7	川合大橋	利別牛首別線	昭和 52 年	2・3 径間連続、単純トラス橋（2 等橋）	ローラー支承の損傷・逸脱、段差・ずれ

9.1.2 主な道路橋の被害状況

(1) 千代田大橋

千代田大橋(写真9.1.1)は、国道242号に架かる橋長706mの橋である。上部構造は、15径間単純PCT桁及び単純鋼トラス桁、下部構造は、RC小判型及びケーソン基礎からなる。トラス部は昭和29年に架設され、単純PCT桁は昭和41年に架設された。地震により、PCT桁部においては、RC橋脚(P-3、P-11～P-14)の軸方向鉄筋の段落し部において損傷を受けた(写真9.1.1)。損傷を受けた橋脚の中ではP-13橋脚の損傷程度が最も大きく、水平ひびわれの発生、かぶりコンクリートの剥離、軸方向鉄筋のはらみだしが発生した。損傷を受けた他の橋脚では、水平ひびわれとかぶりコンクリートの部分的な剥離程度であった(写真9.1.2)。

また、鋼トラス部のRC橋脚(P-8橋脚)においては、橋脚天端において橋軸直角方向の支承縁端部のコンクリートに割れが生じた(写真9.1.3)。また、支承のロッキング振動によるアンカーボルトの若干の抜け、変形が確認された。

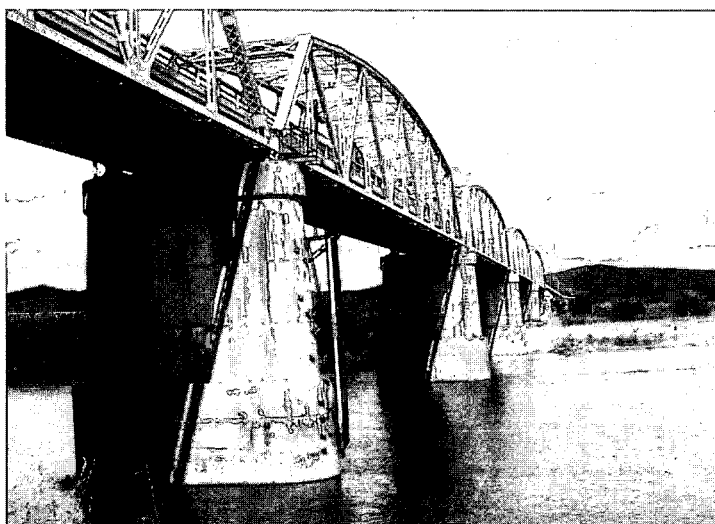


写真9.1.1 千代田大橋の全景(トラス橋部)

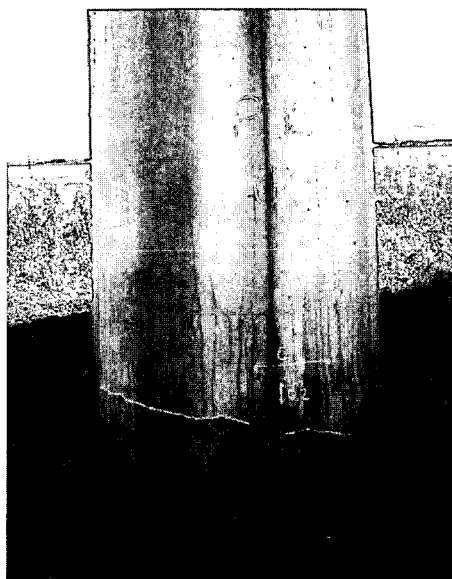


写真9.1.2 P-12橋脚のひびわれ損傷

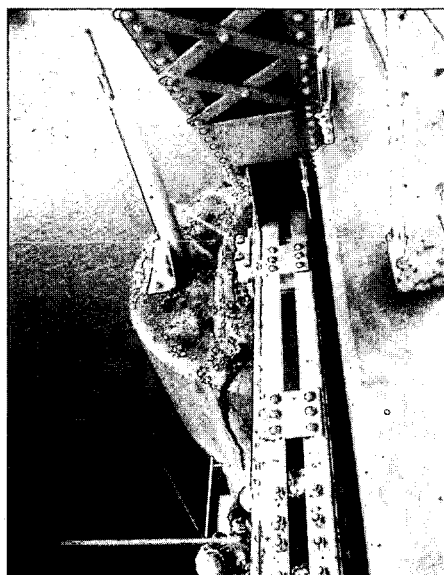


写真9.1.3 P-8橋脚天端の損傷

(2) 十勝河口橋

十勝河口橋は、国道 336 号に架かる橋長 928m の橋であり、平成 4 年に竣工した。上部構造は、3 径間連続 PC ボックス桁 3 連と 3 径間 PC ラーメン橋、下部構造は、RC 小判型及び杭基礎からなる。支承としては、金属支承が用いられており、橋軸方向には 1 点固定方式となっている。地震により、連続 PC ボックス桁では、支承部の固定装置、移動制限装置の損傷が生じ、桁端部では橋軸直角方向に最大で約 70cm 程度の残留変位が生じた（写真 9.1.2）。橋台部では上部構造が支承から逸脱寸前となっていた（写真 9.1.4）。なお、下部構造には被害は確認されなかった。

また、PC ラーメン橋では、桁端部の可動ローラー支承においてローラーの破断、支承からの逸脱が生じ（写真 9.1.5、写真 9.1.6）、これによって橋面において約 10cm の段差、橋軸直角方向への変位を生じた（写真 9.1.7）。なお、下部構造には被害は確認されていない。

なお、本橋では、1994 年釧路沖地震において、橋軸方向の振動により支承の移動制限装置が損傷する被害を生じた。この際には今回の地震のような大きな桁移動は確認されていない。



写真 9.1.4 橋台部の可動支承の損傷
(北海道開発局による)



写真 9.1.5 ラーメン橋桁端部のローラー承の損傷 (ローラーの破断、逸脱)

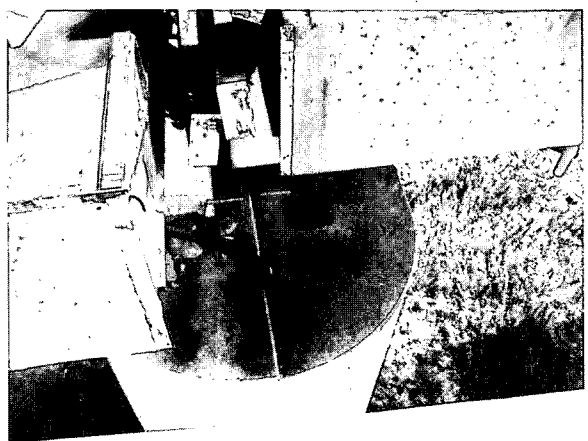


写真 9.1.6 ラーメン橋と連続ボックス桁の架違い部における支承の損傷と桁ずれ

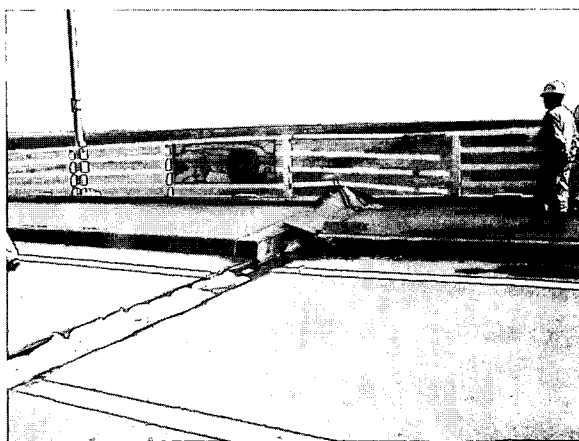


写真 9.1.7 ラーメン橋桁端部のローラー支承の損傷による路面の段差

(3) 歴舟橋

歴舟橋は、国道 336 号に架かる橋長 554m の橋であり、昭和 47 年に竣工した。上部構造は、15 径間単純 PCT 桁、下部構造は RC 小判型及びケーソン基礎である。支承は、固定可動型の線支承である。地震により、沓座モルタルの損傷、支承アンカーボルトの変形、桁の橋軸方向への変位とともに、沓座モルタルの損傷により 1 箇所において橋面に 10cm 程度の段差が発生した（写真9.1.8、写真9.1.9）。下部構造には損傷は確認されなかった。

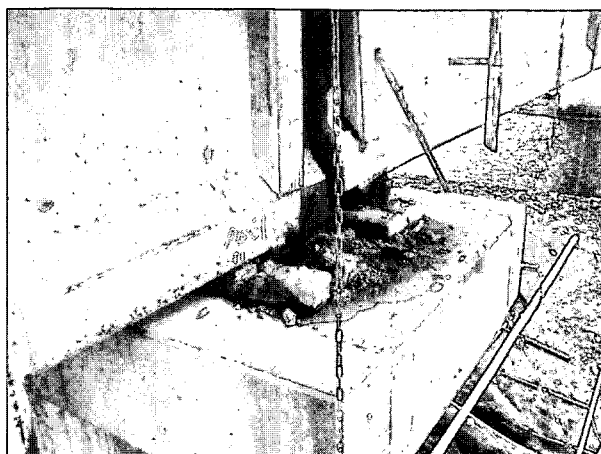
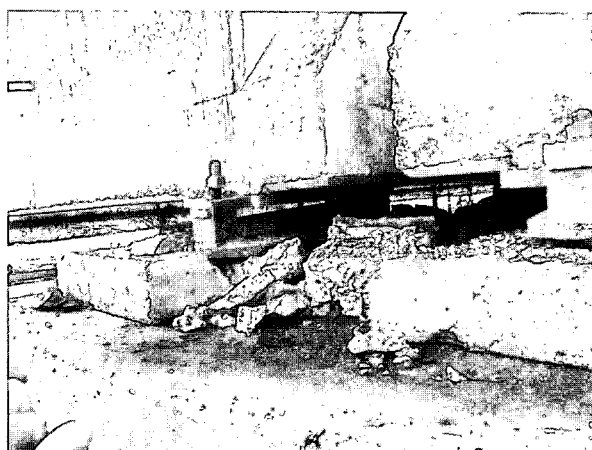


写真9.1.8 支承部の損傷（沓座モルタルの損傷、アンカーボルトの変形） 写真9.1.9 沓座モルタルの損傷による段差

(4) その他

構造的な損傷としては軽微と考えられるが、地震による上部桁の変位応答により、桁と桁あるいは桁と橋台との接触によるジョイントや壁高欄の損傷、及び変位制限装置が損傷した橋（静川高架橋、利別川高架橋、土狩大橋）が見られた。

静川高架橋は、日高自動車道に架かる橋長 1.4km に渡る連続高架橋である。平成 9 年に架設された。単純桁 1 連と 3～4 径間多点固定方式の連続鋼鈹桁橋から構成される。地震により、桁端部における壁高欄や伸縮装置の損傷、橋軸方向に対する振動によるコンクリートブロック製の変位制限装置の損傷を生じた（写真9.1.10）。

道東自動車道の利別川高架橋は、橋長 410m の 6 径間連続鋼合成 PC 床版鋼 2 主桁橋と橋長 518m の 8 径間連続合成 PC 床版鋼 2 主桁橋からなる。下部構造は壁式橋脚、支承としてはゴム支承が用いられている。地震により、桁端部の壁高欄に軽微な損傷、支承部の移動制限装置（サイドブロック）の損傷が生じた（写真9.1.11）。

また、土狩大橋は、橋長 610m を有する 5 径間連続 PC エクストラゾード橋であり、下部構造は直接基礎、杭基礎が、支承にはゴム支承が用いられている。地震により、桁端部において橋台との衝突による壁高欄及びコンクリート耳桁の軽微な損傷を生じた（写真9.1.12、写真9.1.13）。

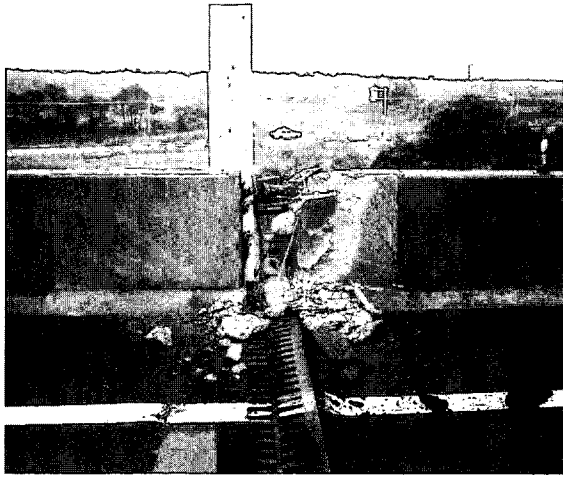


写真9.1.10 静川高架橋（伸縮装置、壁高欄の損傷）（北海道開発局による）

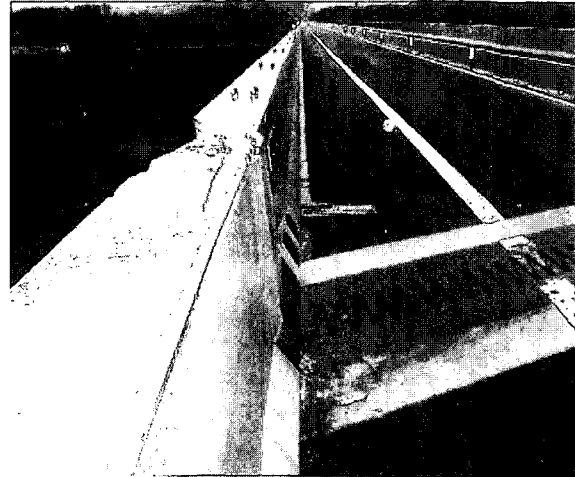


写真9.1.11 利別川高架橋（壁高欄の軽微な損傷）（日本道路公団による）



写真9.1.12 土狩大橋の桁端部の軽微な損傷（北海道開発局による）

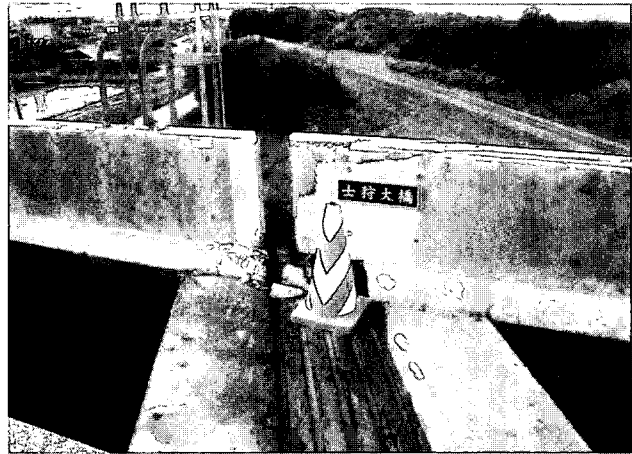


写真9.1.13 土狩大橋の壁高欄の軽微な損傷（北海道開発局による）

9.1.3 まとめ

道路橋では、今回の地震により RC 橋脚の段落し部の損傷、支承の損傷と桁端部の損傷といった従来より地震の際に発生することが多いタイプの損傷を生じた。公開されている地震動記録によれば、地盤上の最大加速度で 500gal ~ 1000gal の強い地震動が十勝地域のいくつかの地点で観測されており、今後、地震動と被害あるいは地震応答特性の関係について検討をしていく必要がある。

参考文献

- 1) 北海道開発土木研究所：平成 15 年十勝沖地震被害調査報告特集号、月報 2003
- 2) 土木研究所：平成 5 年釧路沖地震災害調査報告月、土木研究所報告第 193 号、平成 6 年 1 月

9. 2 道路盛土の被害状況

9. 2. 1 調査の概要

道路盛土に関しては、帯広開発建設部管内の一般国道38号及び336号の帯広市内から十勝川河口部を経由して歴舟川までの区間について現地調査を行った。調査日は地震発生の翌日、平成15年9月27日である。調査地域は十勝平野の低平地部であり、国道38号及び336号とも低盛土の区間が多く、地盤条件としては、一般に、軟弱な箇所が多いと考えられる。また、表9.2.1には直轄国道の土工区間において交通規制の対象となった箇所の一覧を示す。

表9.2.1 直轄国道における交通規制状況（国土交通省災害情報 平成15年9月27日午前7時現在）

路線名	区間・場所	距離 km	上下	開始		解除		被害状況等	備考
				日	時刻	日	時刻		
38	音別町直別朝日	0.2	片側	9/26	10:25			歩道陥没	片交
38	音別町直別	0.3	片側	9/26	9:40			路側崩落	片交
39	留辺蘂町字富士見	0.3	上下	9/26	7:00	9/26	15:30	段差、クラック	解除
44	厚岸町上尾幌	0.15	片側	9/26	5:50			クラック	片交
44	厚岸町苫多村～厚岸町別寒辺牛村	44.2	上下	9/26	7:30	9/26	9:05	津波の恐れ	解除
235	日高自動車道 苫小牧市沼ノ端西IC～苫東中央IC	7.8	上下	9/26	5:13	9/26	13:00	地震による点検	解除
236	帯広広尾自動車道 芽室帯広IC～帯広川西IC	11.6	上下	9/26	4:56	9/26	19:30		解除
333	佐呂間町栃木～北見市北陽	9.1	上下	9/26	6:00	9/26	7:00	地震による点検	解除
336	①えりも町庶野～えりも町上目黒	8.2	上下	9/26	6:20			落石の恐れ	全止め
336	②広尾町音調津～広尾町ツチウシ	6.5	上下	9/26	6:20			落石の恐れ	全止め
336	③えりも町目黒～広尾町音調津	11.6	上下	9/26	6:20			土砂崩落	全止め
336	5.7kp～84.7kp（上記①、②、③を含む）	79	上下	9/26	7:30	9/26	8:45	津波の恐れ	解除
336	大樹町下芽武～豊頃町長節	32.6	上下	9/26	18:00			路面等の小被災	全止め
336	浦幌町十勝太～浦幌町ロラン	1.6	上下	9/26	8:03			土砂崩落	全止め
336	浦幌町豊北～浦幌町十勝太	4.41	上下	9/26	16:00	9/27	3:30	路面陥没	解除
391	釧路町達古武	0.1	片側	9/26	6:08	9/27	3:30	路面クラック	解除

注) 橋梁及び橋梁取付け部の被災によるものを除く

今回の調査対象区間では、被災の箇所数は多かったものの、被災の程度としては路肩または歩道の沈下・陥没が多く、車道まで被災が及んだ箇所は比較的少なかった。主な調査点における被災状況は以下のとおりである。

9. 2. 2 調査結果

(1) 国道38号豊頃町統内（とうない）付近

本箇所は高さ2m程度の両盛土区間である。基礎地盤の詳細は不明であるが、道路周辺の状況によれば軟弱地盤であると推定される。本箇所では、延長80m程度にわたって路肩の縦断クラック、陥没が発生した（写真9.2.1）。また、沈下量は最大30cm程度であった（写真9.2.2）。

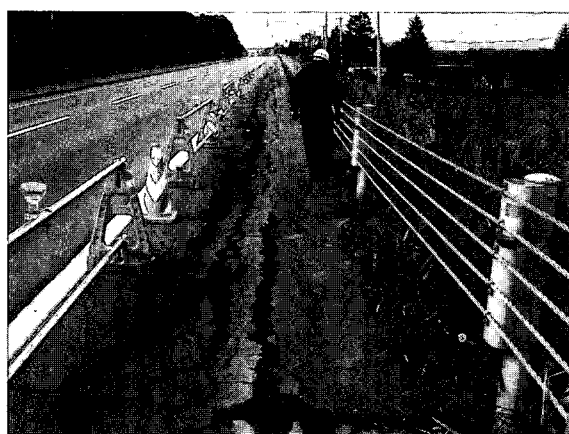


写真9.2.1 国道38号統内付近



写真9.2.2 路肩の陥没



写真9.2.3 国道38号農野牛付近



写真9.2.4 のり面のはらみ出しと側溝の移動

(2) 国道38号豊頃町農野牛（のやうし）付近

被災箇所は、高さ3m程度の両盛土部であり、道路を横断する水路用カルバートが敷設されている。図9.2.1に被災の概況を示す。本箇所では、延長10m程度にわたって路面が30～40cm程度沈下したが、調査時点（地震発生の翌日）では既に復旧済みであった（写

真9.2.3)。今回の地震のみに起因するかは不明であるが、カルバート上ののり面にはらみ出しが認められるとともに、側溝（U字溝）が60cm程度側方に移動していた（写真9.2.4）。被災原因としては、のり面の側方移動及びそれに伴う沈下が考えられる。

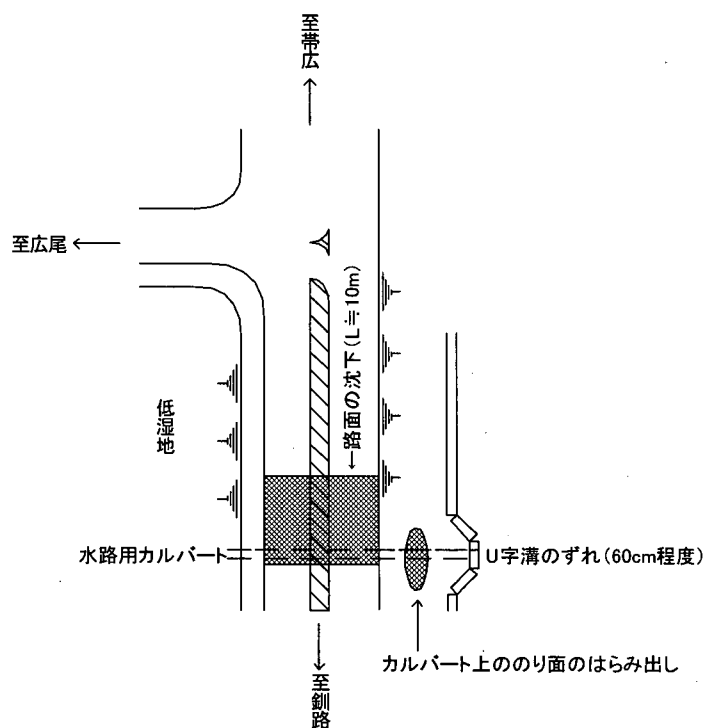


図9.2.1 国道38号農野牛付近の被災概況

(3) 国道38号豊頃町豊頃大橋の帯広側取付け部

被災地点は、十勝川の堤防と地山に挟まれた比高10m程度の盛土となっている箇所である。図9.2.2に被災の概況を示す。被災の状況としては、路面が延長15m程度にわたって沈下・陥没するとともに（写真G9.2.1、9.2.5）、路面が波打っている状況が確認された



写真9.2.5 国道38号豊頃大橋の帯広側取付け部

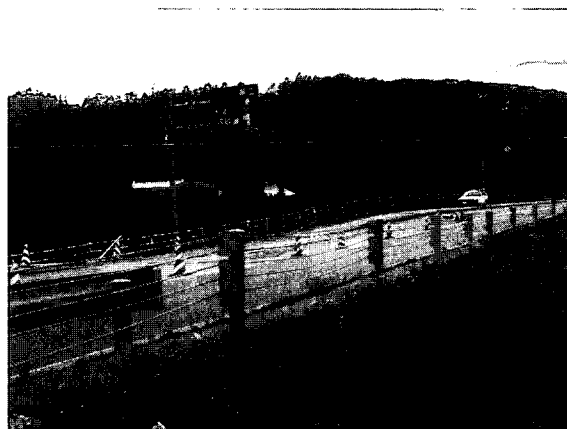


写真9.2.6 路面の沈下と波打ち

(写真9.2.6)。なお、調査時点では片側交互通行に規制されていた。路面が陥没した南側（十勝川下流側）の盛土のり面ではき裂の発生が認められ（写真9.2.7、9.2.8）、被災原因としては、高盛土になっている区間でのり面のすべりにより、沈下が車道まで及んだものと考えられる。



写真9.2.7 亀裂が発生した南側のり面



写真9.2.8 北側のり面 (写真前方左側のり面は十勝川の堤防)

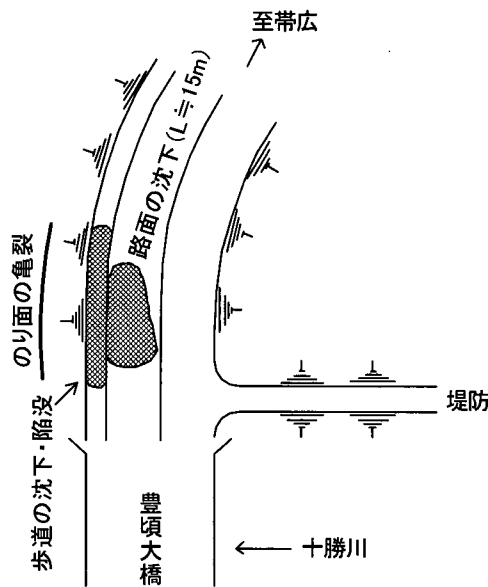


図9.2.2 国道38号豊頃大橋の帯広側取付け部の被災概況

(4) 国道336号豊頃町大津付近

本箇所は片切り片盛土に隣接する両盛土の区間である。周辺の地形は沢地形を呈しており、盛土内に水が浸入しやすい条件下にあるものと考えられる。被災状況としては、路肩が最大50cm程度陥没していた（写真9.2.9、9.2.10）。

(5) 国道336号豊頃町長節（ちょうぶし）付近

片切り片盛土の区間であり、盛土側は低湿地帯となっている。本箇所では、100m程度

以上にわたって歩道及び路肩が陥没し、一部では車道も沈下していた（写真 9.2.11）。最大の陥没量は約 1 m 程度であった。基礎地盤の状態は不明であるが、地下水位が高いとともに盛土内には水が供給されやすいものと推定され、それが被災原因の一つとして考えられる。

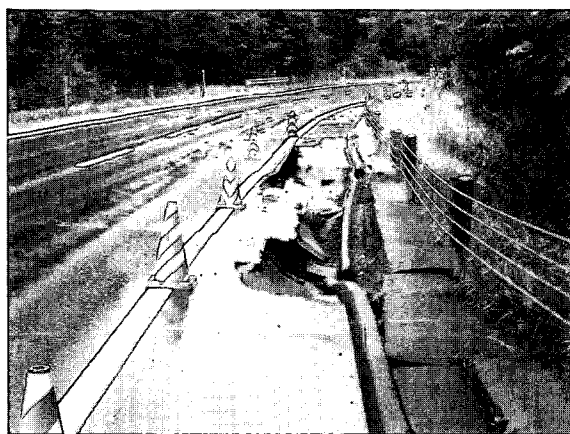


写真9.2.9 国道336号大津付近



写真9.2.10 路肩の陥没



写真9.2.11 国道336号長節付近

9.2.3 まとめ

今回の調査範囲は、一般国道 38 号及び 336 号の帯広市内から十勝川河口部を經由して歴舟川までの区間という限定されたものではあったが、調査地域及び被災の状況、想定される被災原因等について以下にまとめて示す。

- ・調査地域は十勝平野の低平地部であり、国道 38 号及び国道 336 号とも低盛土の区間が多くを占める。
- ・一般に、地盤条件は軟弱と考えられる。国道 38 号では十勝川と近接して並行する区間での被災が多く認められた。また、国道 336 号は海岸線に並行し、多くの河川の河口部を横断している。
- ・被災の箇所数は多いが、被災の程度としては、路肩または歩道の沈下・陥没が多く、車道まで被災が及んだ箇所は比較的少なかった。

- ・被災の主な原因としては、軟弱な基礎地盤、地形や盛土構造の変化部、道路下の横断構造物の影響等が考えられる。
- ・今回の調査範囲内では、地盤の液状化が主たる原因となった道路盛土の被災は確認されなかった。

9. 3 道路斜面の被害状況

9. 3. 1 道路斜面被害に関する調査の概要

調査方法は、自動車で移動しながら被害状況を目視で確認し、主要な被害箇所については踏査し、スケッチ等を行うものである。

調査ルートを図 9.3.1 に示す。被害箇所数は以下の通りである。盛土斜面の被害は豊頃町付近に最も多いが、広域に分布する。岩盤斜面崩壊や切土のり面崩壊は、えりも付近と十勝川東部付近に点在する。

表 9.3.1 観察された道路斜面の被害数

災害種別	箇所数
岩盤崩壊	4
切土のり面崩壊	2
土砂崩壊	観察されず
落石	観察されず（ただし道路事務所によると数箇所以上の落石が報告されている）
盛土斜面	1 3（車道まで変状したもの） 2 7（路肩損壊程度の小規模なもの）
その他	地震 5 日後の岩盤崩壊 1 箇所 （地震以前の斜面崩壊 2 6 箇所）

9. 3. 2 調査結果の詳細

(1) 岩盤崩壊

岩盤斜面崩壊は、えりも岬北東部のえりも町から広尾町の国道 336 号線（黄金道路）に面した自然斜面において 4 箇所認められた。

①国道 336 号えりも町 60.5kp 付近（図 9.3.1 の loc.1）

地形：高さ約 40m、平均勾配約 50° の海食崖をなす。

地質：ホルンフェルス（崩壊発生源は急勾配で現地確認不能のため地質図から推定）。

発生規模：主な崩壊部は高さ約 5m、幅約 5m、崩壊源から堆積部までの高さは約 35m である。崩壊土量約 50m³ と考えられる（北海道開発局室蘭開発建設部情報）。

発生源の状況：崩壊部は不明瞭であるが、幅約 5m、高さ約 5m の範囲で、亀裂質岩盤が露出している部分が相当すると考えられる。60~70° 傾斜の亀裂が観察される。直下に直径約 30cm の転石が認められる（写真 9.3.1 および図 9.3.2 参照）。

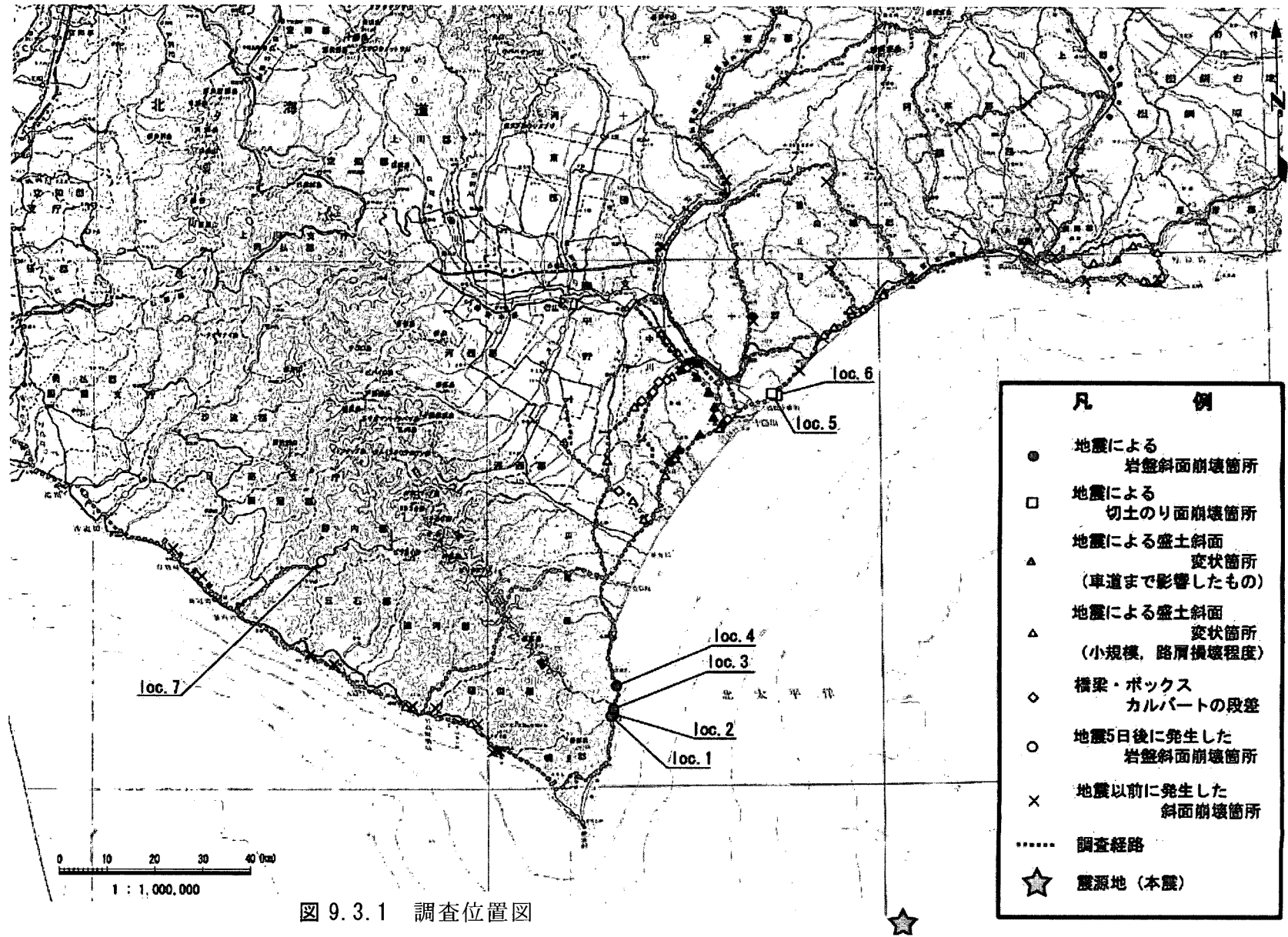


図 9.3.1 調査位置図

発生原因：今回の地震動を誘因として小規模崩壊が起こったと判断され、素因としては、台風などの降雨による、表層の崩壊、亀裂性岩盤の露出、風化が考えられる。

堆積部の状況：堆積部の崩土は岩片～土砂状で末端部には直径約 20cm の岩塊が認められる。道路近くまで流下しているが、落石防護擁壁（高さ約 3m）で防がれている。落石防護擁壁では厚さ約 20cm の堆積となっている。

防災へのコメント等：亀裂性岩盤が露出し、少量の浮石も認められる。観察時においても近傍において直径約 20cm の落石があった。日常的な浮石等の点検や、落石防護擁壁、法面保護、ロックネット等の対策の継続が望まれる。



写真 9.3.1 国道 336 号線えりも町 60.5kp 付近の岩盤小崩壊

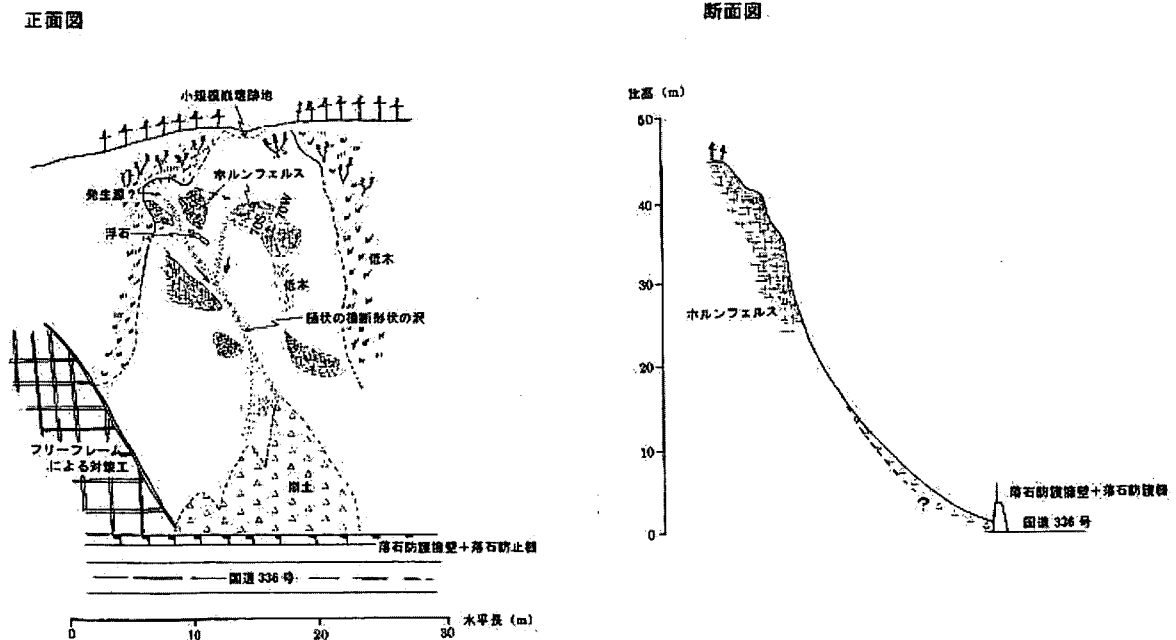


図 9.3.2 国道 336 号えりも町 60.5kp 付近スケッチ図

②国道 336 号えりも町 60.7kp 付近（荒磯覆道）（図 9.3.1 の loc. 2）

地形：高さ約 150m、平均勾配 60° の海食崖をなし、急崖部では岩盤が露出する。

地質：ホルンフェルス（崩壊発生源は急勾配で現地確認不能のため地質図から推定）。

発生規模：主崩壊部は高さ約 30m、幅約 15m を有し、崩壊源から堆積部までの高さは約 100m である。崩壊土量は約 30m³ と考えられる（北海道開発局室蘭開発建設部情報）。

発生源の状況：やや突出した亀裂質の灰白色の岩盤が露出している。約 60° の高角度亀裂が観察される（写真 9.3.2 および図 9.3.3 参照）。

発生原因：今回の地震動を誘因として小規模崩壊が起こったと判断され、素因としては、台風などの降雨による、表層の崩壊、亀裂性岩盤の露出、風化が考えられる。

堆積部の状況：崩土は 3 ブロック識別され、切りあい関係から南端、中央部、北端の順に古いと考えられる。今回の地震による主な堆積は北端の一部と考えられる。岩片～土砂状で、道路付近まで流下しているが、ロックシェッドおよび落石防護擁壁（高さ約 3m）で防がれている。

防災へのコメント等：亀裂性岩盤が露出しているため、地震時、降雨時における落石、崩壊の危険性が考えられる。日常的な浮石等の点検、落石防護擁壁、法面保護、ロックネット等の対策、覆道坑口付近の飛散防止対策の継続が望まれる。

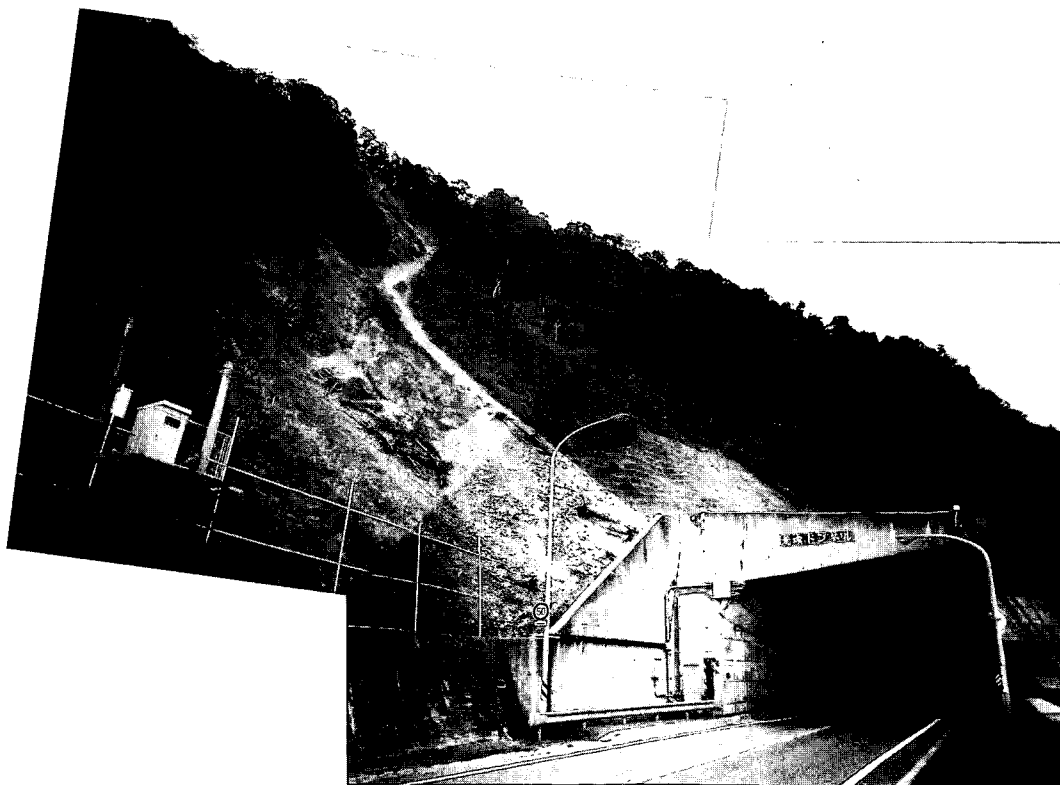


写真 9.3.2 国道 336 号線えりも町 60.7kp 付近（荒磯覆道）の岩盤小崩壊

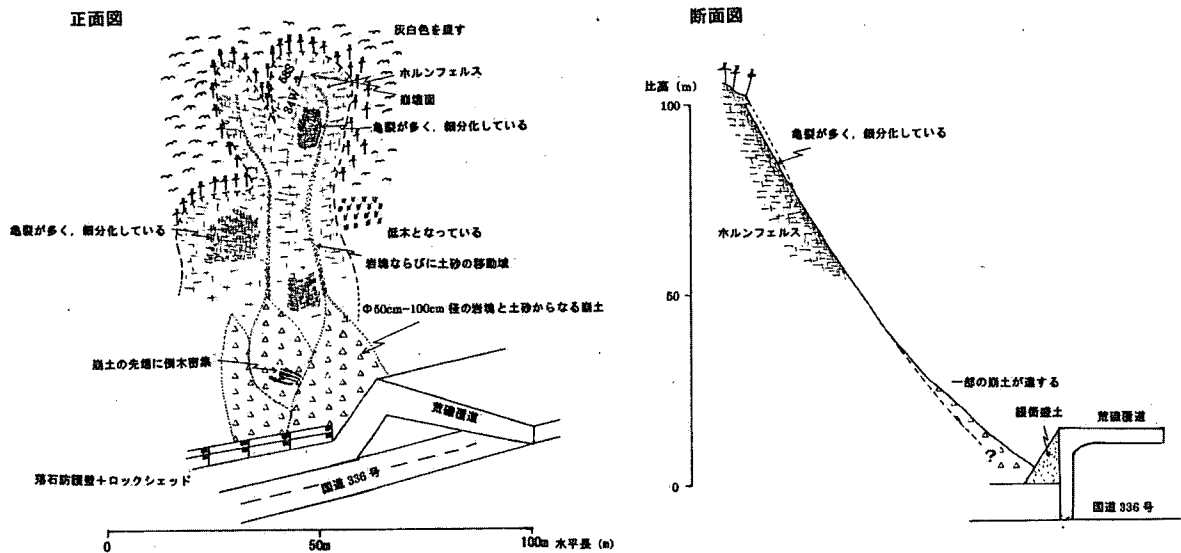


図 9.3.3 国道 336 号えりも町 60.7kp 付近（荒磯覆道）のスケッチ図

③国道 336 号えりも町 62.6kp 付近（岬第二覆道）（図 9.3.1 の loc.3）

地形：急な岩盤斜面からなる海食崖。ロックシェッド上からの高さ約 125m、平均勾配約 60° である。

地質：ホルンフェルス。

発生規模：崩壊源から堆積部までの高さ約 120m、うち主崩壊部の高さ約 30m、崩壊幅約 15m、崩壊土量 200m³ である（北海道開発局室蘭開発建設部情報）。

発生源の状況：崩壊形態は亀裂に沿った岩盤表層部の剥落である（写真 9.3.3 および図 9.3.4 参照）。

発生原因：崩壊部は急斜面谷部で、地震動により表層部が亀裂に沿って剥落したものと思われる。斜面下部の堆積状況から過去にも亀裂に規制した小落石が頻発していたものと推定される。

堆積部の状況：堆積部の崩土は概ね径 20～40cm 程度、最大径 100cm 程度の礫ないし土砂からなり、ロックシェッド上に広く（幅約 30m）堆積している。崩土はいずれもロックシェッド上で停止しており、現道への支障は生じていない。

防災へのコメント等：急崖で比高が高い露岩斜面であり、発生源対策は極めて困難であると思われる。また今回の崩壊に対して既存のロックシェッドが有効であった。今後は、崩土を除去しロックシェッドへの荷重を小さくするとともに、斜面点検を継続して行うことが望ましい。



写真 9.3.3 国道 336 号線えりも町（岬第二覆道）の岩盤斜面崩壊

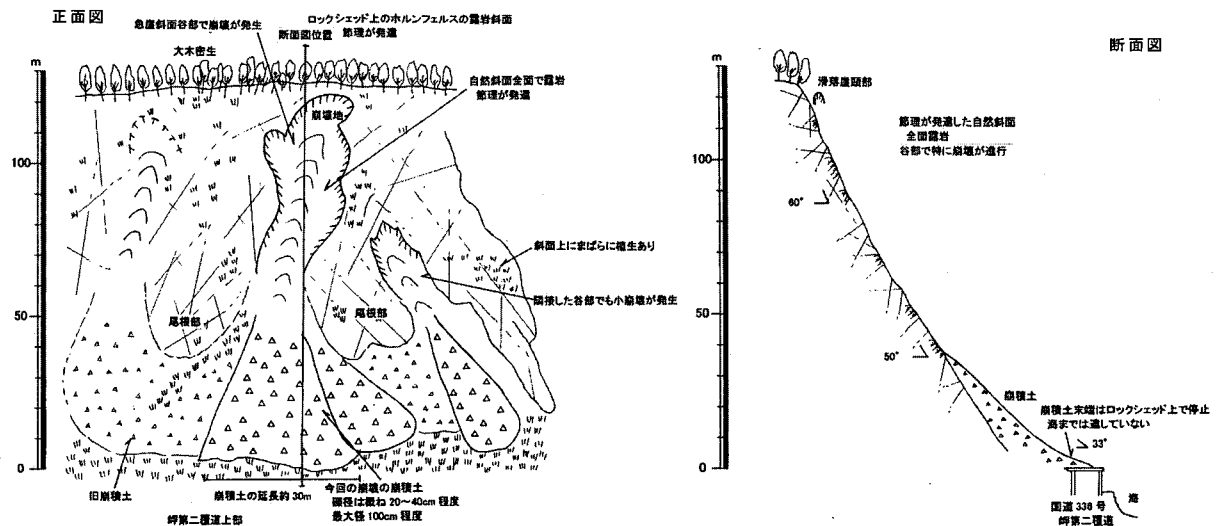


図 9.3.4 国道 336 号えりも町（岬第二覆道）スケッチ図

④国道 336 号広尾町 74.0kp 付近（ほしば覆道）（図 9.3.1 の loc. 4）

地形：急な岩盤斜面からなる海食崖。ロックシェッド上からの高さ約 80m、平均勾配約 60° である。

地質：ホルンフェルス。

発生規模：崩壊源から堆積部までの高さ約 75m、うち主崩壊部の高さ約 30m、崩壊幅約 20m、崩壊土量約 200m³ である。

発生源の状況：崩壊形態は亀裂に沿った岩盤すべりである（写真 9.3.4 および図 9.3.5 参照）。

発生原因：崩壊部は急斜面で、地震動により表層部が亀裂に沿ってすべったもの

と思われる。斜面下部の堆積状況から過去にも亀裂に規制した小落石が頻発していたものと推定される。

堆積部の状況：堆積部の崩土は礫ないし土砂からなり、ロックシェッド上に散在している。崩土の一部はロックシェッドを超えて海上へ転出したが、現道への支障は生じていない。

防災へのコメント等：急崖で比高が高い露岩斜面であり、発生源対策は極めて困難であると思われる。また今回の崩壊に対して既存のロックシェッドが有効であった。今後は、崩土を除去しロックシェッドへの荷重を小さくするとともに、斜面点検を継続して行うことが望ましい。

なお、施工されているロックネットはもともと小規模な落石を防ぐためのものであり今回のような大規模な崩壊には効果が薄い。特にオーバーハングもある急崖の場合は、崩土がロックネットの裏を落下し、斜面脚部で裾を払うように流出しやすいため、脚部のロックネットの強度や固定が十分でないと、崩壊規模が小さい場合でもロックネットの効果が十分発揮されない事も考えられる。



写真 9.3.4 国道 336 号広尾町（ほしば覆道）の岩盤斜面崩壊

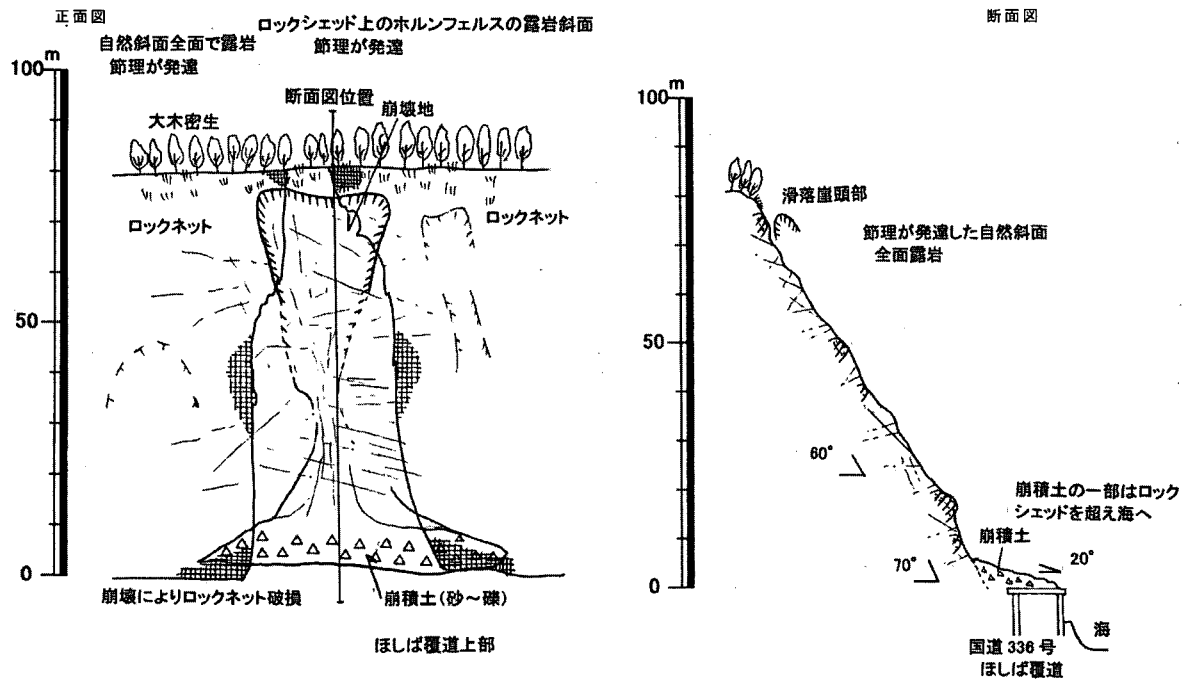


図 9.3.5 国道 336 号広尾町（ほしば覆道）スケッチ図

(2) 切土のり面崩壊

十勝川河口付近から 6km 程度北東側の国道 336 号線の切土のり面において 2 箇所認められた。なお切土のり面の崩壊位置は、北海道開発局帯広開発建設部の情報である (SP 0=144kp)

① 国道 336 号浦幌町十勝太 SP=6.1~7.7 付近 (図 9.3.1 の loc.5)

地形：山側切土のり面。高さ約 15m、平均勾配約 40°。

地質：新第三紀シルト岩（地質時代は地質図から推定）。

発生規模：崩壊源から堆積部までの高さ約 9m、うち主崩壊部の高さ約 5m、崩壊幅約 38m、崩壊土量約 3000m³。

発生源の状況：崩壊形態は酸化した高角節理と層理面沿いの低角弱層による椅子型すべり（写真 9.3.5~6 および図 9.3.6~7 参照）。

発生原因：地震動により道路面と平行な走向を有する潜在的な高角節理が開口し、低角弱層面に沿ってすべりが発生（写真 G 9.3.1 参照）。

堆積部の状況：堆積部の崩土は概ね土砂からなるが、最大径 80cm 程度の岩塊を含む。崩土は現道まで到達したが、調査時点では現道到達土砂は除去され、のり面尻に土のうが設置されている。また崩積土下部と岩盤との境界には厚さ 5cm 程度の粘土が介在している。

防災へのコメント等：豪雨等により崩壊が進行する可能性があり、のり面補修および崩土除去を速やかに行うのが望ましい。また破損した水路工の補修が必

要である。

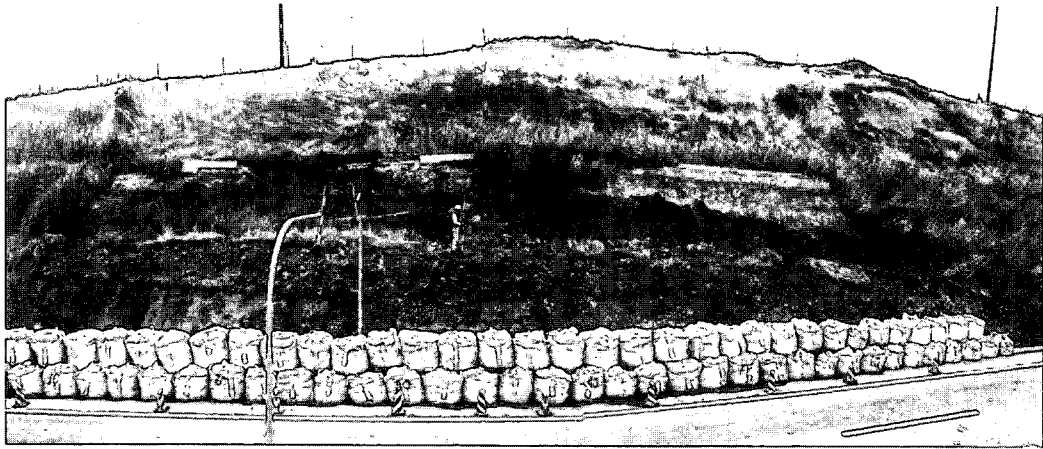


写真 9.3.5 山側切土のり面崩壊（正面から撮影）



写真 9.3.6 山側切土のり面崩壊（十勝川河口側から撮影）

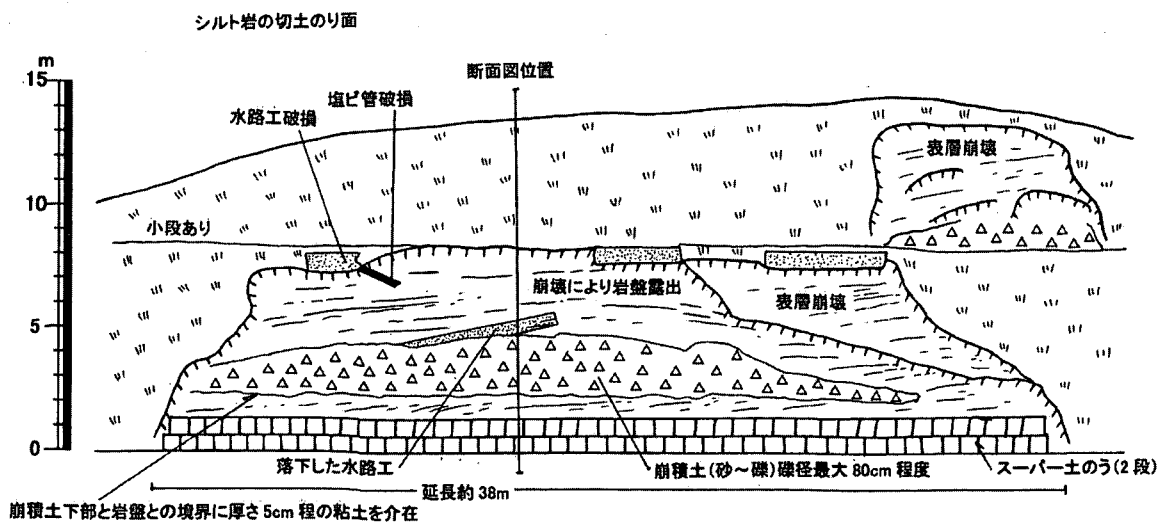


図 9.3.6 国道 336 号山側のり面の正面図（浦幌町十勝太）

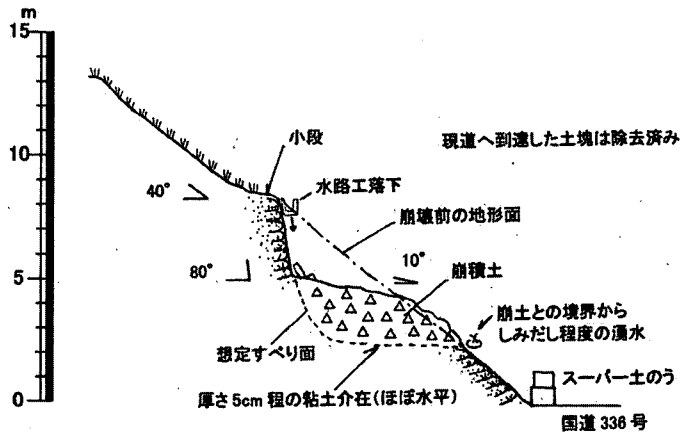


図 9.3.7 国道 336 号山側のり面の断面図 (浦幌町十勝太)

②国道 336 号浦幌町十勝太 SP=6.1~7.7 付近 (図 9.3.1 の loc.6)

地形：海側切土のり面。高さ約 7m、平均勾配約 40°。

地質：新第三紀シルト岩および第四紀海浜堆積物（地質時代は地質図から推定）。

発生規模：崩壊部の高さ約 6m、斜面延長約 34mに渡ってフトンカゴ部がずり落ちている。

発生源の状況：フトンカゴ工のずり落ち、表層植生部のずり落ち。

発生原因：地震動によりフトンカゴが自重に耐え切れず、切土後数年程度で風化した地山の表層とともにずり落ちたと推定される。またフトンカゴに伴って表層植生もずり落ちている（写真 9.3.7~9 および図 9.3.8~9 参照）。

堆積部の状況：切土のり面表層部がずり落ちたため、土砂からなる崩土がわずかに現道に達した。フトンカゴは撓んだ状態となり、内部の砂利も下方にたまっている。

防災へのコメント等：豪雨等により崩壊が進行する可能性があり、のり面およびフトンカゴ工補修を速やかに行うのが望ましい。



写真 9.3.7 海側切土のり面の崩壊 (正面から撮影)

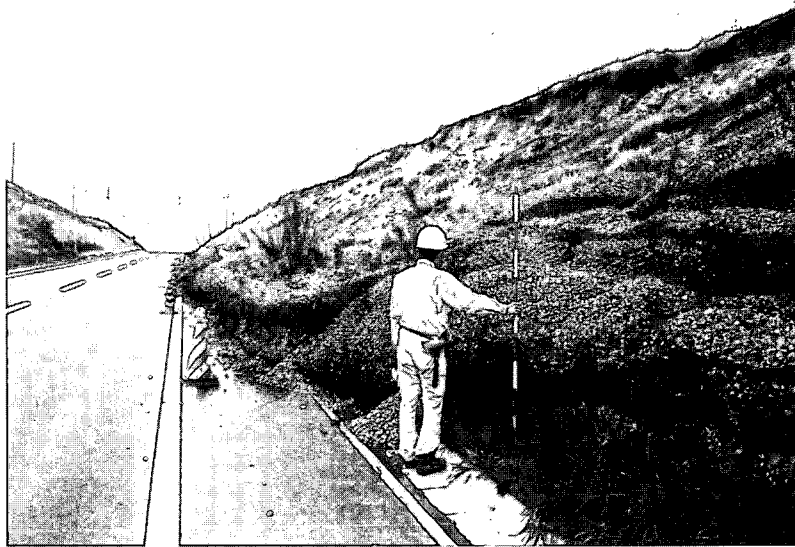


写真 9.3.8 海側切土のり面の崩壊 フトンカゴがずり落ちている。



写真 9.3.9 海側切土のり面の崩壊 表層がずり落ち、挿し鉄筋が残留する。

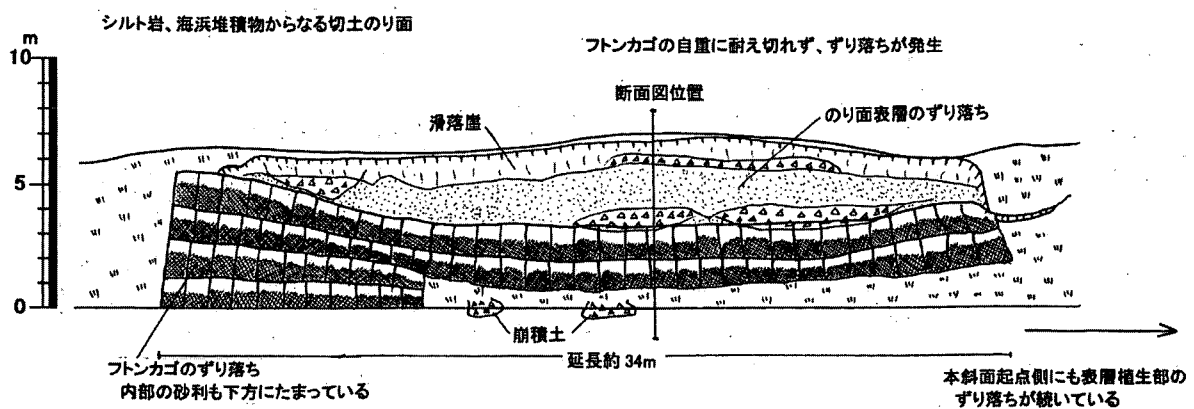


図 9.3.8 国道 336 号海側のり面の正面図 (浦幌町十勝太)

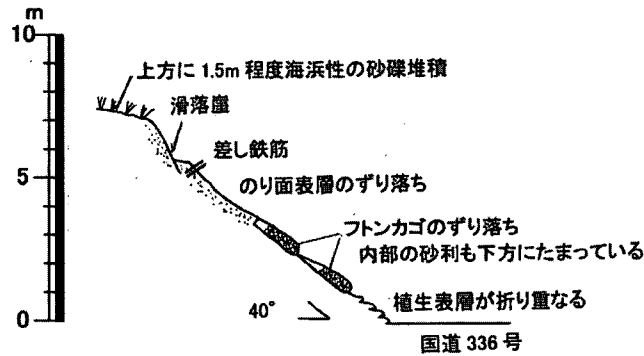


図 9.3.9 国道 336 号海側のり面の断面図（浦幌町十勝太）

（3）落石

落石は現地調査時には既に処理されていたことなどから確認することはできなかったが、浦河道路事務所によると、国道 336 号線の黄金道路のうち上記事務所管内区間のみでも以下の通り少なくとも 5 箇所発生したとのことである。

- | | | |
|----------------------|-----------|---------------------|
| ①国道 336 号線 55.8kp 付近 | 50cm×80cm | 1 個 |
| ②国道 336 号線 56kp 付近 | 18cm 程度 | 20 個 |
| ③国道 336 号線 56.7kp 付近 | 16cm 程度 | 40～50 個（オンコの沢 T の上） |
| ④国道 336 号線 57.2kp 付近 | 40cm | 1 個（オンコの沢第二覆道のえりも側） |
| ⑤国道 336 号線 58.2kp 付近 | 2m30cm | 1 個（路肩に落下） |

（4）土砂崩壊

土砂崩壊は観察されなかった。調査範囲内には数多くの土砂崩壊跡があったが、斜面のガリーの発達状態や草の繁茂状態から、観察された土砂崩壊はすべて地震前のものと推定された。

（5）盛土斜面

盛土の被害の詳細については 9.2 節に譲るが、上記の節とは別ルートでも調査しているため、簡単に状況を述べる。

盛土では多くの変状が認められ、特に十勝川下流の豊頃町内や高さ 10m 以上の高盛土では車道まで変状している箇所が多数認められた（写真 9.3.10～12 参照）。

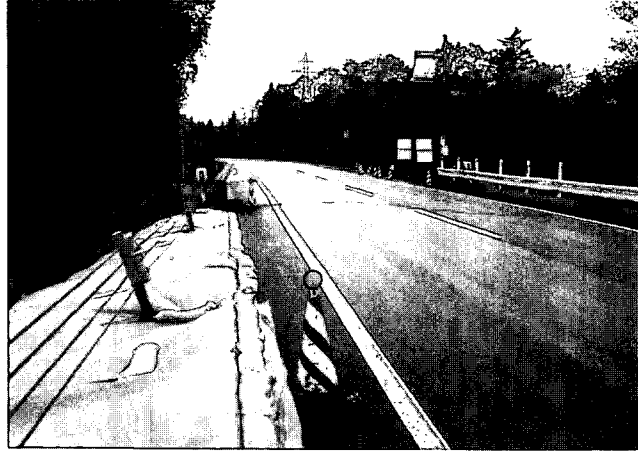


写真 9.3.10 国道 44 号 24.4kp 付近の道路盛土の変状 (厚岸町上尾幌)

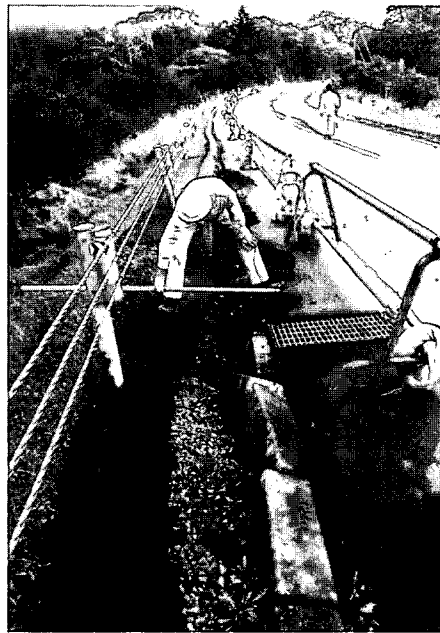


写真 9.3.11 道道 142 号の道路盛土の変状 (釧路町仙鳳趾村老者舞)



写真 9.3.12 長節一旅来間の町道の道路盛土変状 (豊頃町旅来)

(6) 地震後の岩盤崩壊

このほかに地震後 5 日経過した 10 月 1 日の午前 9 時 30 分頃に静内町の道道 111 号線で発生した岩盤崩壊箇所 1 箇所なども調査した。

道道 111 号静内ダム上流約 2km (地震後 5 日目の崩壊) (図 9.3.1 の loc.7)

岩盤崩壊 2 日後に、崩壊現場の対岸からの調査を行った。地質、崩壊規模等の詳細については北海道開発局の調査報告も参考にした。

地形：高さ約 250m、平均勾配 60° の急崖岩盤斜面をなす。

地質：花崗岩類

発生規模：主要崩壊部は高さ 50m、幅 40m、奥行き 2~3m で、崩壊源頂部から堆積部末端までの高さは約 200m である。崩壊土量は約 5,000m³ と考えられる。

発生源の状況：斜面流れ盤状及び斜面に直交する亀裂が観察され、崩壊面は灰白色の高角度平坦面をなす。一部の亀裂沿いに強風化が認められる (写真 9.3.13 および写真 G 9.3.2、図 9.3.10 参照)。

発生原因：岩盤中に認められる流れ盤状の亀裂、亀裂沿いの風化の進行が崩壊の素因として考えられる。誘因としては、崩壊 5 日前の十勝沖地震による岩盤のゆるみ、崩壊前日の降雨等の可能性が挙げられるが、詳細は不明である。

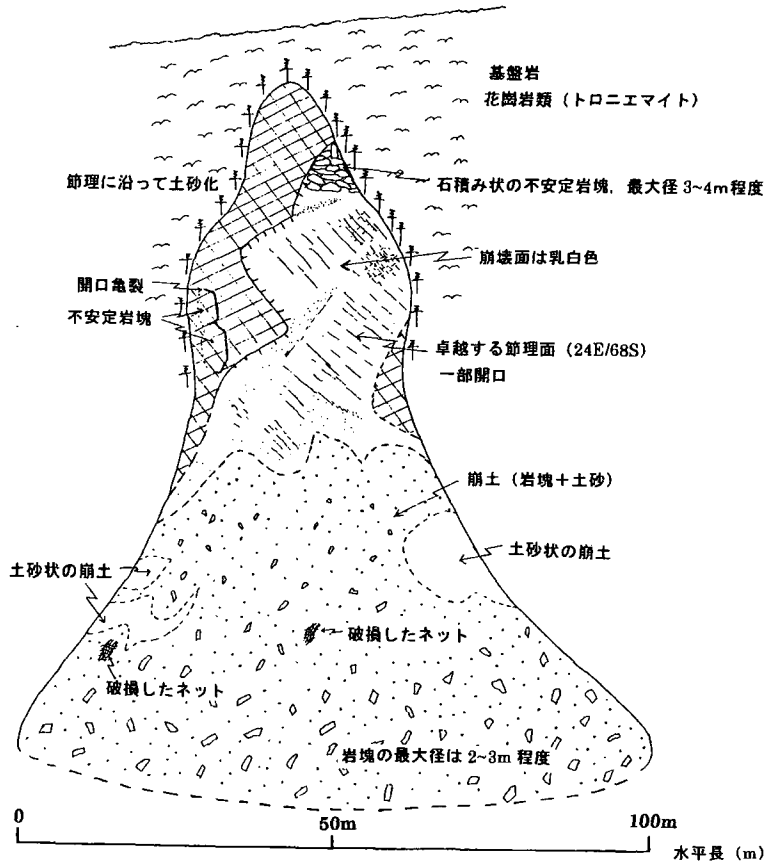
堆積部の状況：崩土は一部土砂状を呈する箇所も認められるが、概ね岩塊からなり、末端部では約 2~3m の岩塊も分布する。切断されたロックネットの一部も観察される。末端は道路を越えているが貯水池には達していない。

防災へのコメント等：崩壊源上部に残る石積み状の不安定岩塊、また中標高部に開口亀裂による不安定岩盤が観察された。不安定岩盤の除去、法面保護、ロックネット等による落石防止策が望まれる。



写真 9.3.13 静内ダム貯水池斜面岩盤崩壊 (道道 111 号静内ダム上流約 2km)

正面図



断面図

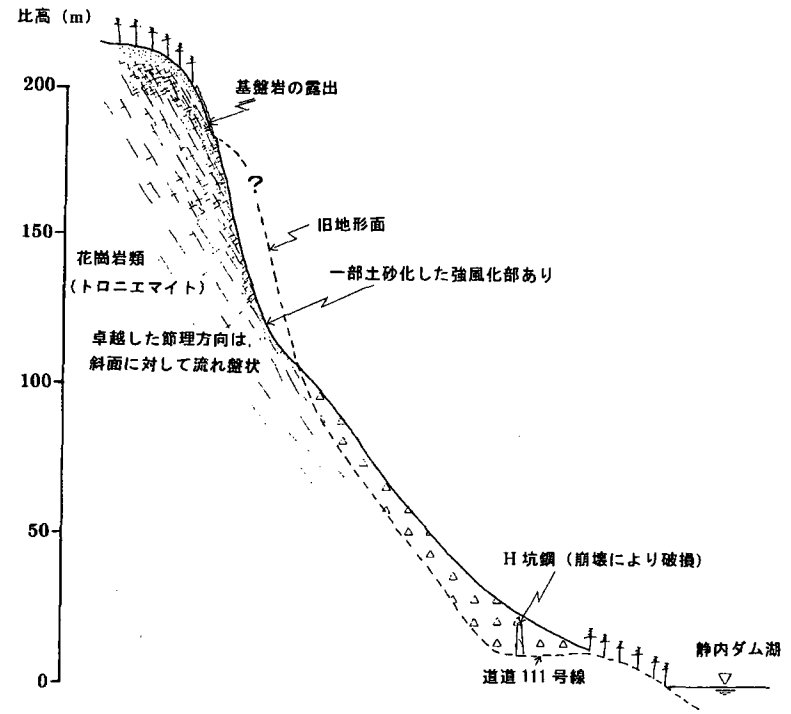


図 9.3.10 道道 111 号静内ダム上流 2km (地震後 5 日目の崩壊) スケッチ図

9. 3. 3 分析・考察

岩盤崩壊については今回、大量の岩塊に対してもロックシェッドが有効であることが数箇所を確認された。ロックシェッドについては今後限界状態設計法を適用していく方向であるので、実際にどの程度の崩壊岩塊に対して許容できるか実事例および数値解析などをもとに整理しておく必要がある。

いっぽう、ロックネットについては、今回のような大規模な岩盤崩壊にはもともと効果が薄い、特にオーバーハングもある急崖の場合で、崩土がロックネットの裏を落下して斜面脚部で裾を払うように流出しているのが観察された箇所もある。脚部のロックネットの強度や固定が十分でないと、崩壊規模が小さい場合でもロックネットの効果が十分発揮されない事も考えられるので、今後、ロックネットが最大限の効果を持つような施工方法を、斜面状況毎に検討しておくことが重要である。

なお、岩盤崩壊に関しては、地震 5 日後に岩盤崩壊が発生した静内中札内線では、鋼板の擁壁を施工していたことから、地震後の斜面の緊急点検を怠ったと報じられた（北海道新聞 10 月 2 日朝刊 32 面）。今回の崩壊規模は、想定を超えるものであった可能性が高いが、その斜面でどの程度の規模の崩壊が発生する可能性があるかについて、調査技術者と道路管理者、工事関係者との間で情報伝達を十分図るべきという一つの教訓事例であろう。今後は、「どの斜面でどの程度の規模の災害が起こりえるか」をわかりやすく記したハザードマップを作成し、道路管理者が常日頃から共通認識をもっておく必要がある。

切土のり面崩壊については、今回の災害箇所は、高角の亀裂や薄い弱層の存在、ならびに軟質な地山とその劣化などが素因であることがわかった。しかし切土前の調査時点でこのような詳細な地山性状を把握することは難しい。また、施工後に地山を観察することも困難である。したがって今回のような災害を防ぐためには、地山が最も明白となる「切土時」に、専門技術者が「基礎地盤検査」を行って調査時との相違を確認し、これに応じて迅速に設計変更ならびに施工を行える体制を整えることが重要である。また、災害を未然に防ぐとともに被災後の補修や二次災害を防ぐうえでも、このような基礎地盤検査で作成したのり面の地山スケッチや写真記録を残し、道路管理に日頃から活用することが重要である。

9. 3. 4 まとめ

今回の地震による道路斜面の災害は、震度やマグニチュードに比べ、比較的軽微であった。これはこれまで当地域で近年、同様の地震が発生し、また地震前の 8 月の台風などにより、不安定な斜面が既に相当数崩落していることや、近年の地震や豊浜トンネル崩落事故を契機とするのり面の防災対策がかなり進んでいることなどによると思われる。更に今回は、防災対策の施されていない自然斜面でも崩壊が少なかったことから、地震前の数日間に大きな雨がなく（例えば襟裳岬では地震前 10 日間の総雨量は 17mm）、地山の含水状態が比較的低かったことも幸いしているかも知れない。

なお、地震から 4 ヶ月近く経過した平成 16 年 1 月 13 日に、今回現地調査した国道

336 号の 55.5kp 付近の対策工事中の岩盤斜面において、幅 60m、高さ 50m の岩盤崩壊が発生し、不幸にして北海道開発局職員 1 名が亡くなった。地震との関係は現時点では不明であるが、地震 5 日後に崩壊した静内町の岩盤崩落例も併せて考えると、大規模な地震後の岩盤斜面については、特に留意して点検等を実施しておく必要があると考えられる。

10. 建築物の被害状況

10.1 建築物に関する被害の全体概要

平成15年9月26日午前4時50分頃に十勝沖を震源地とする気象庁マグニチュード(Mjma)8.0の地震(2003年十勝沖地震)により、建築物にも被害を生じた。ここでは、釧路市(震度5強)の空港ターミナルビル等の比較的広い天井面を覆う天井の落下の被害を中心に建築物の被害について述べる。

10.2 調査の概要

国土交通省国土技術政策総合研究所及び独立行政法人建築研究所では、被害状況の把握及び原因究明のための情報収集を目的として、平成15年10月1日(水)に釧路空港管制塔、空港ターミナルビル、スケートセンター(釧路市内)における天井の落下被害調査を、平成15年10月2日(木)に釧路市役所付近、A中学校、B邸、JR直別駅近辺における一般建築物の被害調査を実施した。

10.3 調査結果

10.3.1 天井の落下被害

(1) 空港ターミナルビル

(1-1) 構造概要等(主に図面による)

建設時期は平成7年5月～平成8年6月である。

鉄骨(S)造3階建(建物高さは19.6m)であり、建物中央部の南北36m、東西18mの部分が、吹抜けの出発ロビーとなっている。吹抜け部分は、南北方向4スパン、東西方向2スパンで、12本のS造角形断面柱が吹抜け部分を取り囲むように配置されており、南北方向ではラーメン構造、東西方向では3階より上の部分で逆V字状のブレース構造となっている。

吹抜け部分の屋根は、南北方向に緩やかに下に凸の形状であり、鋼製の折版屋根となっている。なお、東西方向が水勾配(東側が水下)となっている。

吹抜け部分の天井は、天井高さ9,730mm(天井西側の約2.5m幅の部分では数十cm高い)の鋼製下地材を用いた在来工法^{※1}による天井である。天井材はせっこうボード9mm厚+ロックウール吸音板12mm厚となっている。吊りボルトは、0.9m×1.1mグリッドで配置されており、また、3.6m×4.4mグリッドで両方向に1対のブレース(C-75×40×15×2.3)が配置されている。なお、吊りボルト長さは、水勾配のため1.3mから1.8mの範囲となっている。

施工を行った建設会社の担当者より、「計算による固有周期は建物が0.6秒、天井が2.7秒^{※2}であり共振しない。しかし、地震時には大きな天井変位が予想されたので、吊りボルトに斜めの補剛材(ブレース)を設置して水平方向振動に対する剛性を高めた。ブレースの検討は、『非構造部材の耐震設計指針・同解説および耐震設計・施工要領(日本建築学会、1985年)』に従い、局部震度 $K_h=0.9$ とした。なお、天井の質量は

17kg/m²である。」との説明があった。

- ※1 在来工法とは、吊り天井に用いる工法の一つである。下地材として鋼製（戸建て住宅などでは木製）の部材が用いられ、野縁、野縁受けをグリッド状に組んだ上で、直径 9mm 程度の吊りボルトで床や屋根の構造体から天井を吊る工法を指す。
- ※2 説明された天井の周期は、振り子として計算した周期 $T=2\pi\sqrt{L/g}$ で、吊りボルトの長さ L を 1.8m とした場合である。実際には吊りボルト長さが 1.3~1.8m であることや吊りボルトの曲げ剛性が寄与することにより、天井の周期はブレースがなくとも 2.7 秒より短かったと考えられる。なお、 g は重力加速度を示す。

(1-2) 地震直後の被害状況

吹抜け部分の天井 650m²(36m×18m)の内、約 1/2 に当たる約 300m²の天井材及び野縁が落下した。西側で一段高くなった天井部分では落下は見られなかった。(写真 G10. 1、10. 1 及び 10. 2 参照)

(1-3) 調査結果

調査時点では、余震による落下を防ぐため、天井は西側の一段高くなった天井部分を除き、吊りボルト及びブレースを残して、全て撤去されていた。また、撤去された天井材も含めて落下物はすべて処分済みであった。

落下しなかった西側で一段高くなった天井より、在来工法による天井であることを確認した。この点は、地震直後の写真などからも確認できた。吊りボルトの配置及び斜めの補剛材（ブレース）の配置については、実測はできなかったが、概ね図面どおりであることを確認した。

天井の南北の端部では、緩やかな局面状の天井部分から南北端部の梁下フランジに向かって天井が傾きのある平面（水平距離で 2m 程度）となり、吊りボルトの配置状況等より南側では S 造柱のフェイス位置で天井材が柱に接していたものと推測された。このことは、後日入手した地震直後の写真及び天井落下位置をまとめた図より確認している。なお、南端部で傾きのある平面をなす天井部分については、地震後には落下していなかったことも確認された。天井の東端部については、天井材が接合されていたと考えられる回り縁（幕板）及び S 造柱の仕上材（塩ビ鋼板パネル）には部分的な変形が残っており、天井材が衝突した痕跡と考えられる。回り縁に隣接する噴出し口にも変形が見られたが、こちらについては、落下しなかった天井の撤去時に生じたものである可能性がある。また、回り縁（幕板）と出発ロビー東側のガラス壁面を支持する T 形断面の S 造柱との間には遠めで見た感じで 10cm 程度のクリアランスがあった。後日入手した写真より、比較的大きく S 造柱の仕上材に変形が残っている部分の天井材は地震直後に落下していたことを確認した。

天井の西端部で天井高さが一段高い部分の天井と S 造角形断面柱とは、直（じか）に接していてクリアランスは全くなかった。この取り合い部分では、天井材に局所的な軽微な損傷が見られた。天井高さが一段高い部分では、3.6m×4.4m グリッドで配置されたブレース以外にも補剛のためと思われるブレースが各所に配置されており、天

井の水平方向振動に対する剛性が非常に高かったと考えられる。また、天井高さが急変する折上げ部分では、補強用振れ止めが多数設置されていた。

地震直後の写真より、天井高さが急変する接続位置の低い天井側（東側）において天井の落下が最も顕著であったことを確認した。

天井照明は天井材とは別の吊りボルトで支持されており、これらには損傷は見られなかった。



写真 10.1 落下した天井



写真 10.2 地震直後の西側の天井
(調査当日の配布資料^{※3}より)

※3 釧路空港ビル株式会社提供



写真 10.3 外観

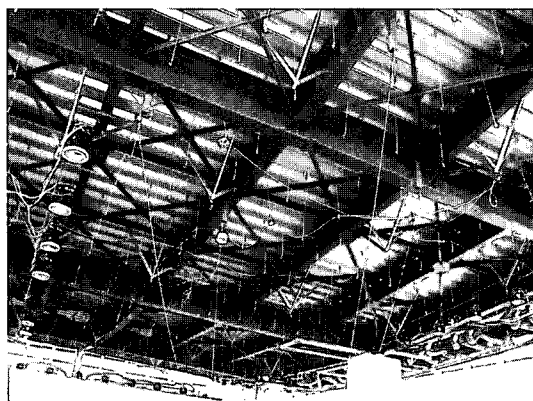


写真 10.4 調査当日の屋根見上げ
(仕上材を除去した後)

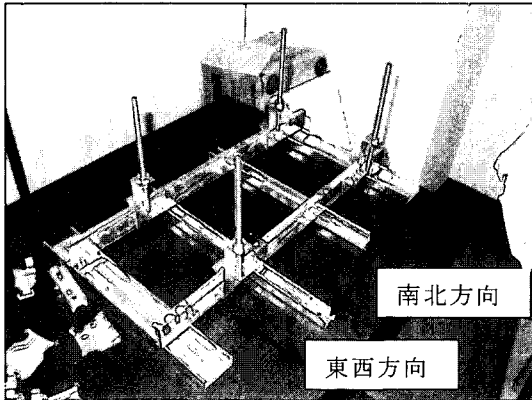


写真 10.5 天井下地の構成 (見本)

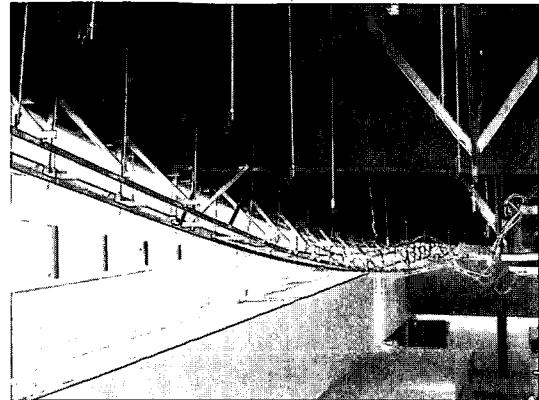


写真 10.6 西側の折上げ部分

(南北方向には下に凸の曲面として設計されている。)

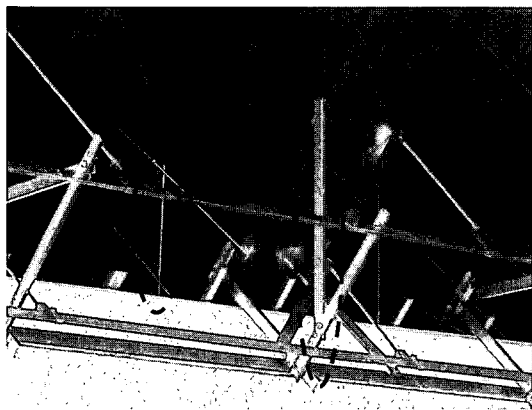


写真 10.7 西側の折上げ部分の補剛材

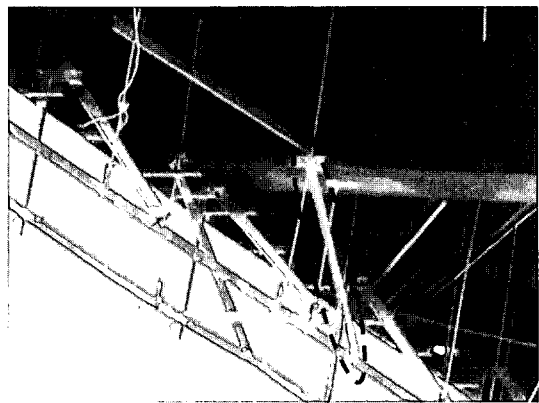


写真 10.8 西側の折上げ部分の補剛材

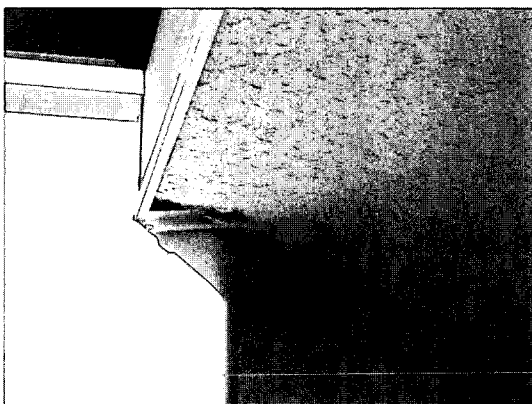


写真 10.9 西側

(天井と柱との取り合い部分)

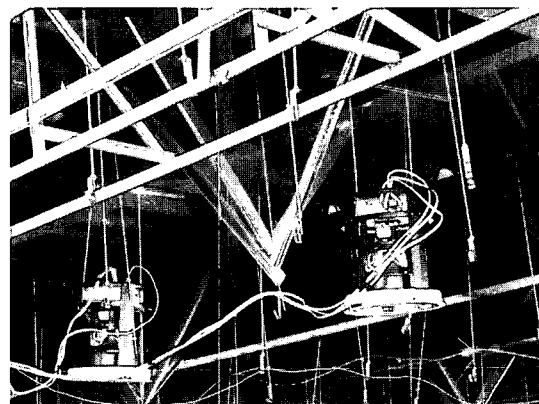


写真 10.10 西側の照明

(屋根面の小梁から吊り下げ)



写真 10.11 東西方向には角形鋼管のブレース

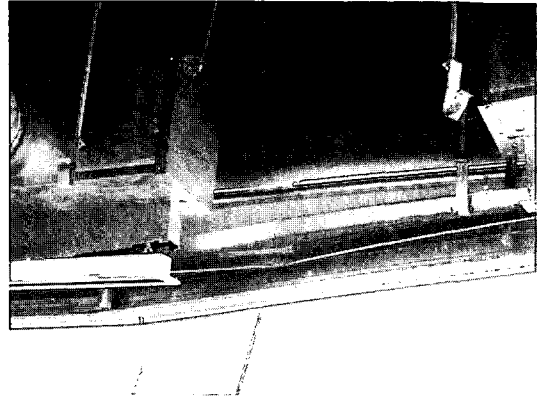


写真 10.12 東側 噴出し口破損

(地震時か、落下しなかった天井を地震後に除去した時か不明)

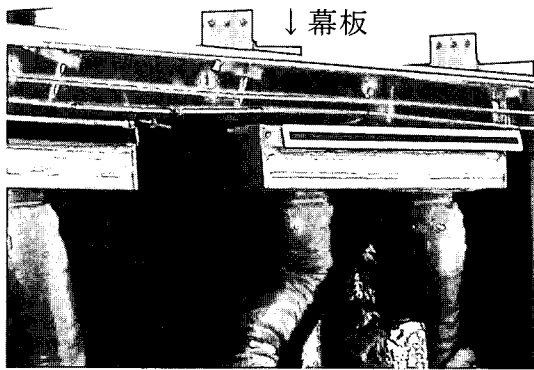


写真 10.13 東側 噴出し口付近 見上げ

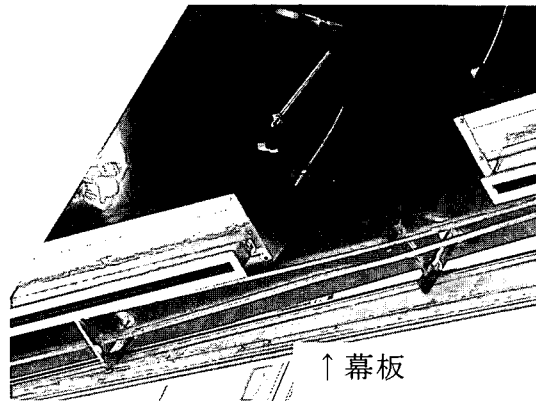


写真 10.14 東側 噴出し口付近

幕板の接合：

S 造梁－[溶接]－C チャンネル（鉛直方向の短い部材）－[クリップ]－野縁－[ビス]－幕板－[ビス]－野縁－（おそらく天井）

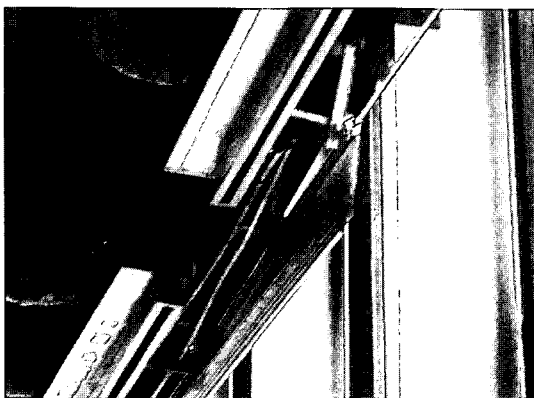


写真 10.15 東側 噴出し口付近



写真 10.16 東側 噴出し口付近



写真 10.17 東側 (柱と天井との取り合い部分)

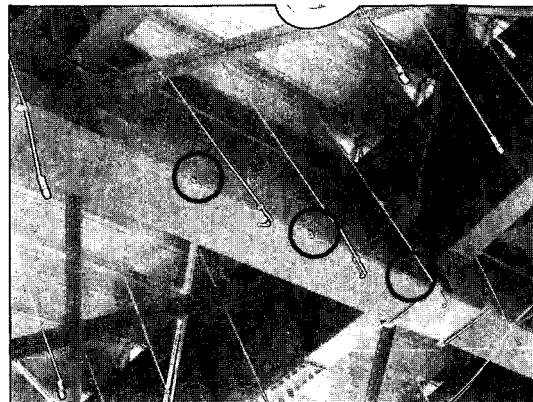


写真 10.18 吊りボルトと屋根面の梁との溶接部破断

(地震時か、落下しなかった天井を地震後に除去した時か不明)

(吊りボルト上部にインサートあり)

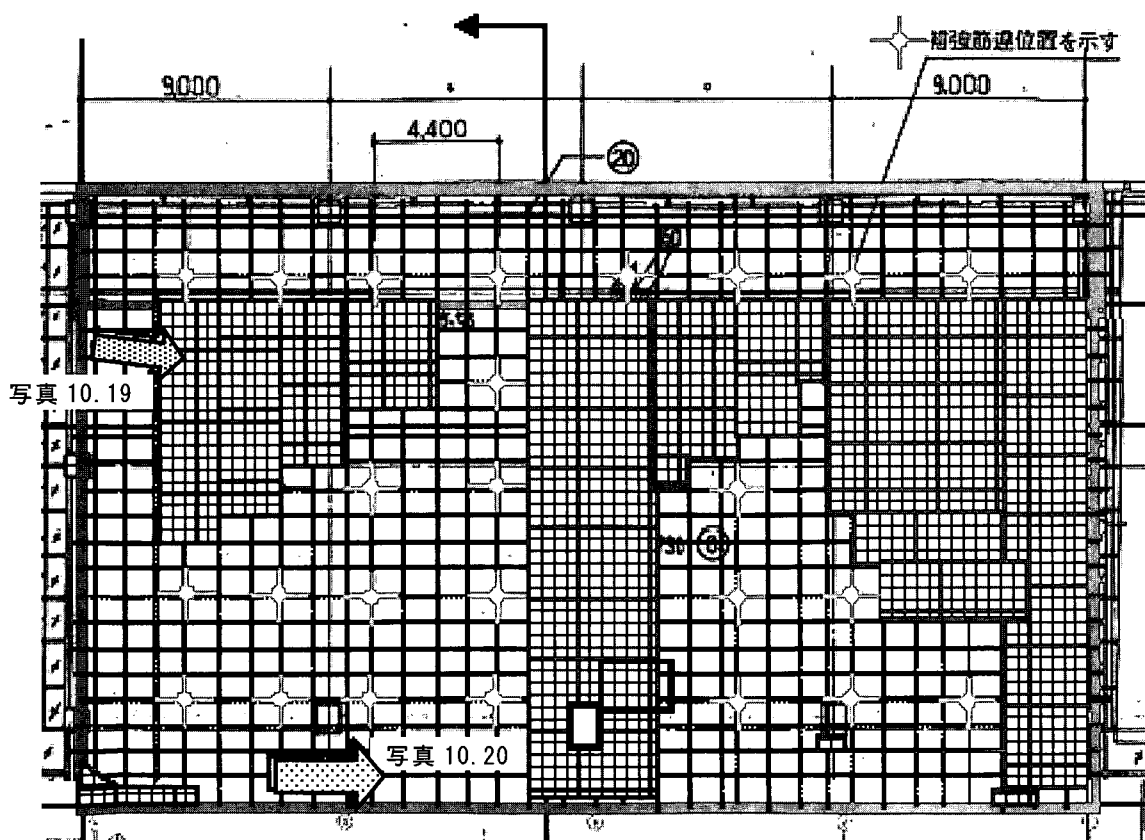


図 10.1 落下した天井の部分 (網掛け部分。地震直後の写真を参考に作成。)

(後日入手した資料^{*3}より)

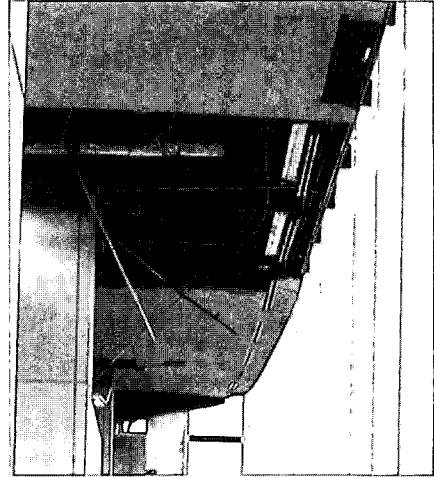
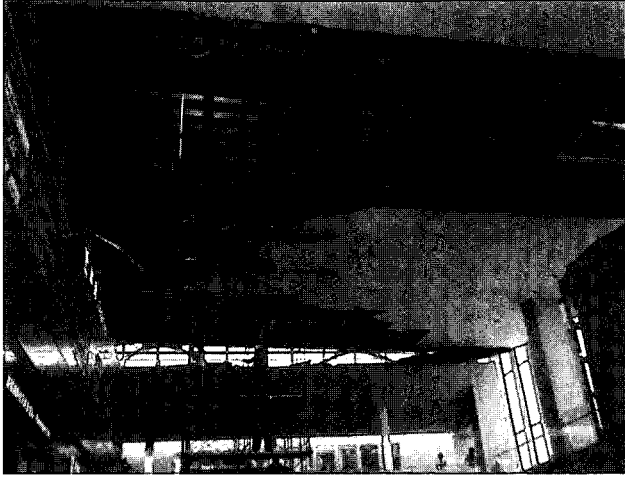


写真 10.19 (後日入手した資料^{※3}より)

写真 10.20(後日入手した資料^{※3}より)

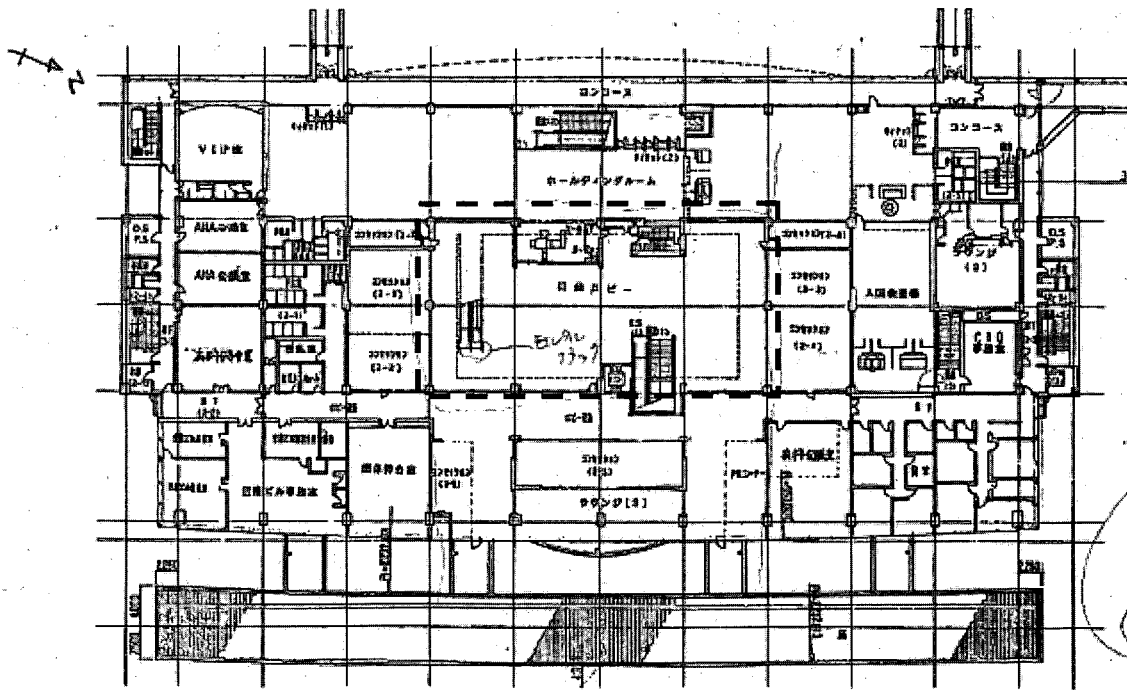


図 10.2 2階平面図 (調査当日の配布資料^{※3}より)

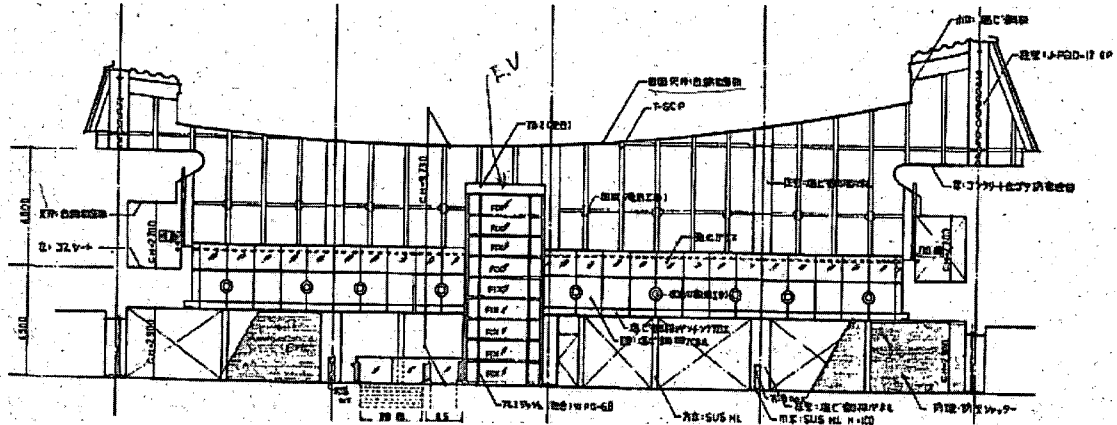


図 10.3 南北方向断面図 (調査当日の配布資料^{※3}より)

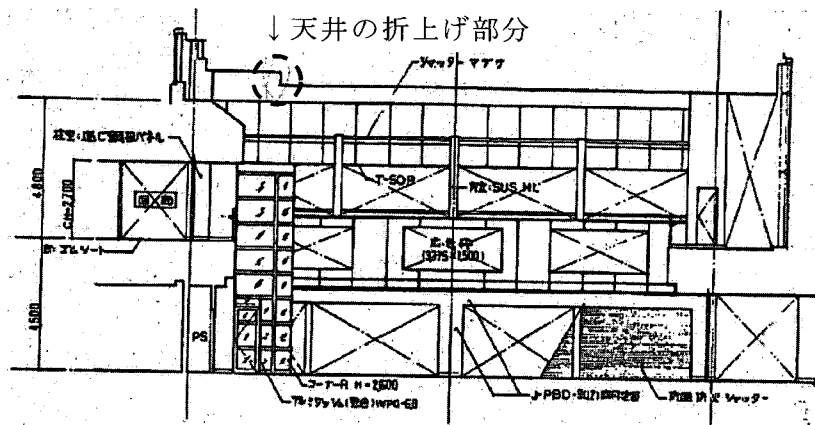


図 10.4 東西方向断面図 (調査当日の配布資料^{※3}より)

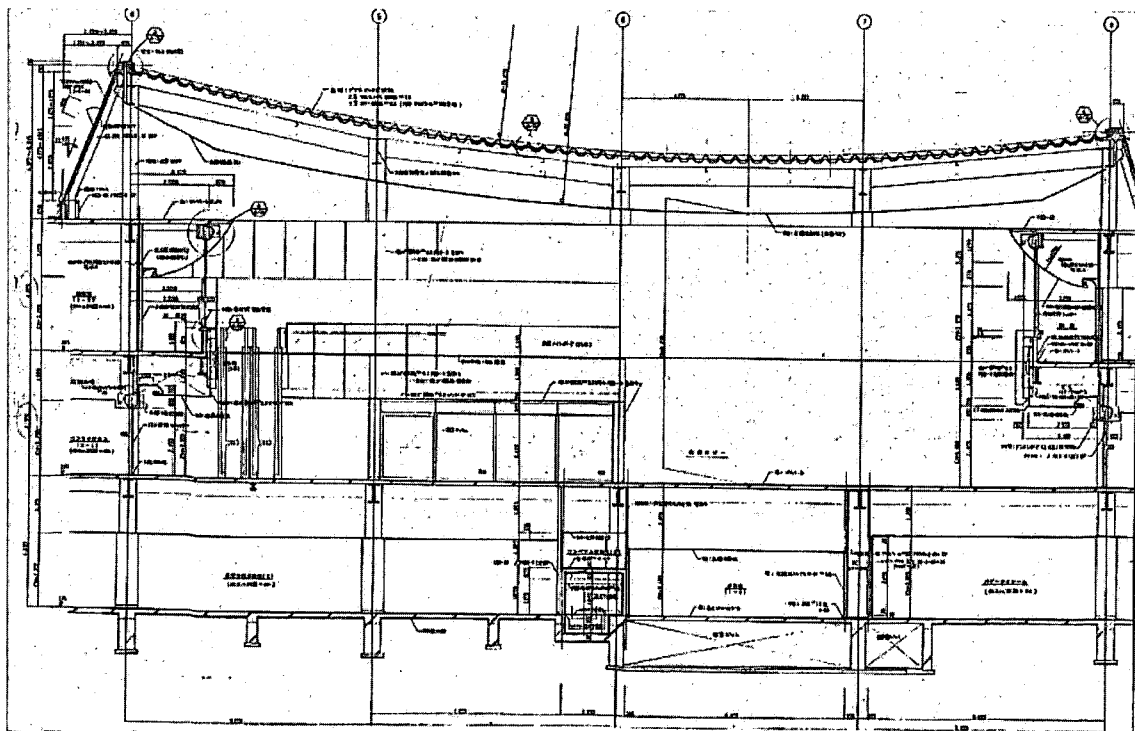


図 10.5 南北方向断面図 (調査当日の配布資料^{※3}より)

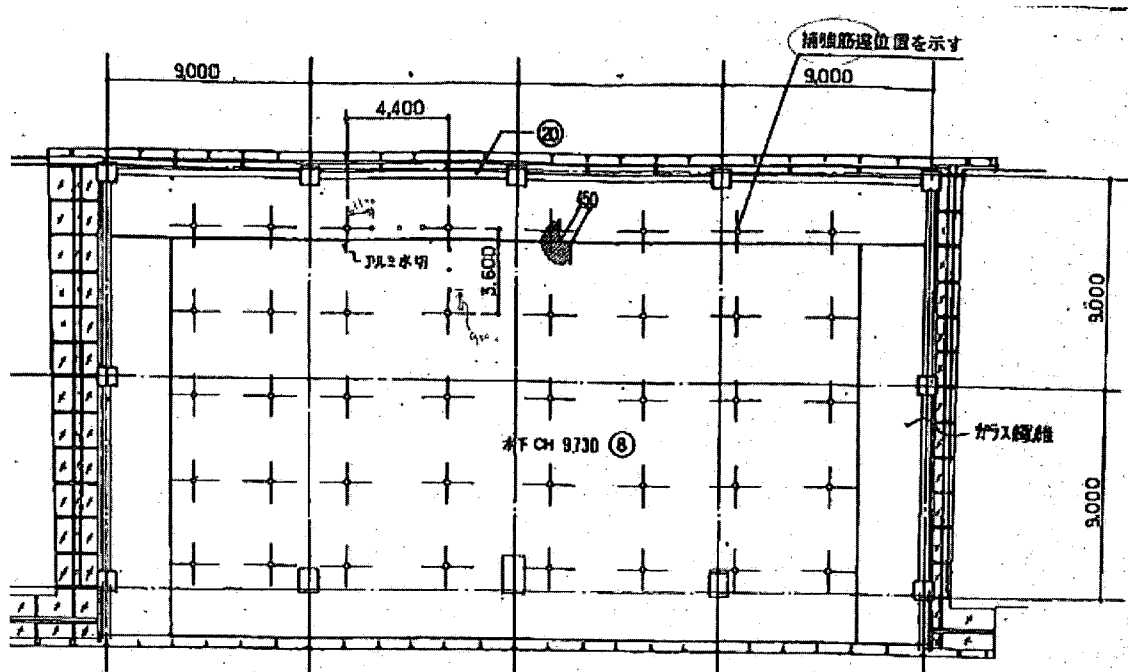


図 10.6 天井 補強筋違位置 (調査当日の配布資料^{※3}より)

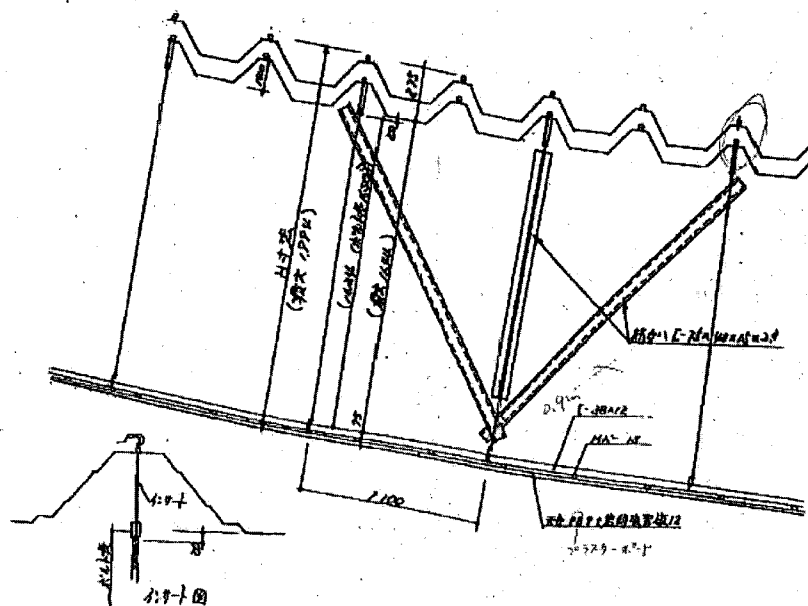


図 10.7 天井 補強筋違 詳細 (調査当日の配布資料^{※3}より)

(2) 釧路空港管制塔

(2-1) 構造概要等 (主に図面による)

平成 8 年に設計され、平成 9 年～10 年に建設工事が行われた。竣工は平成 10 年 11 月 30 日である。

管制塔ビルは、RC 造及び SRC 造の混構造の低層部 (3 層)、低層部の中央上部に位置する SRC 造の塔状の部分 (2 層、構造的には 3 層) 及び最上部の S 造の VFR 室 (管制室) よりなる、高さ 29.55m の建築物 (6 階建) である。

以下、VFR 室について述べる。八角形の平面形状 (対辺距離が床レベルで 9.5m、屋根レベルで 10.84m) である。八角形の各頂点位置に S 柱 (脚部は RC 根巻き) が上部で外側に 15 度傾いて配置されており、軽量コンクリートの合成スラブ (デッキプレート丈を含めたスラブ全厚は 100～150mm) の屋根をラーメン構造として支持している。VFR 室部分の階高は 4,050 mm であり、局所震度 1.0 として耐震設計されている。なお、VFR 室より下部の RC 造あるいは SRC 造部分は、重要度係数 1.5 とする耐震設計となっている。天井は JIS A 6517 規格品による鋼製下地材を用いた在来工法であり、天井材はせっこうボード 9mm 厚+ロックウール吸音板 12mm 厚である。天井裏には 50mm 厚のグラスウールが敷き込まれている。吊りボルト長さは天井中央部では約 800mm であり、天井周辺部では天井が傾斜して高くなっており、それに伴って吊りボルト長さが短くなっている。天井と周囲の構造体や窓との間には、過去に地震被害のあった他空港の経験を踏まえて 50mm のクリアランスが設けられている。なお、天井中央には屋根上に通じる収納式アルミ製タラップがあり、タラップ周囲の枠材と天井との間にはクリアランスは設けられていない。

(2-2) 地震直後の被害状況

VFR 室の天井全体 (主に天井材及び野縁 (一部、野縁受け)) が落下した。(写真 G10.2、10.21、10.22 及び 10.23 参照)

(2-3) 調査結果

地震直後の VFR 室の損傷状況写真及び管制塔管理者からの説明より、地震直後に天井材は全て落下していたものと考えられる。落下した天井材は、管制塔ビル 1 階の車庫に保管されており、これより天井材はせっこうボード (ノギス計測によれば 9.5mm 厚) 及びロックウール吸音板 (12mm 厚) であり、両者は接着剤とステープルで留め付けられていた。また、落下物として軽量の照明器具も見られた。落下物には、一部野縁受け材が見られるものの、ほとんどは野縁と天井材であり、主として野縁受けと野縁との間のクリップが破壊したため天井材が落下したのと考えられる。また、野縁にはダブル野縁にネジが 2 列に配置されているものと 1 列のみのものが見られた。

VFR 室部分は、比較的重量の大きい合成スラブの屋根を S 造柱のラーメン構造で支える構造であるため、地震時にはかなり大きく揺れたものと考えられるが、壁面を構成するガラスなどに目立った損傷は見られなかった。1 本の柱の下部において化粧材

の目地部に損傷が見られた。また、この柱と平面的に対称位置にある1本の柱の上部において金属製の回り縁にズレが生じていた。しかし、これらの損傷が地震時の揺れによるものか、天井落下時あるいは落下した天井の撤去時に生じたものかは、確定できない。

調査時点では管制業務に支障のないように、合成スラブの下面の耐火被覆材の落下を防ぐため、天井面全体に透明なビニールシートが張られていた。このため、ビニールシートの一部をカッターで切り、そこから天井裏の状況を観察した。

吊りボルトは約800mmの長さであり、八角形平面のため必ずしも正確にはグリッド状に配置されていないが、通常の在来工法同様、90cm程度のグリッドに相当する数の吊りボルトは配置されていた。吊りボルトには、斜めの補剛材（ブレース）は配置されていなかった。落下を免れた野縁受けや吊りボルトのハンガーに新たに木材を取り付け、その木材にビニールシートがステープルで留め付けてあった。

天井と周囲の構造体との間には、クリアランスを50mmとっていたことが詳細図に示されていたが、天井材も野縁もないので実際の詳細を確認することはできなかった。なお、観察した範囲では、構造体に取り付けられている金物には天井との衝突の痕跡は見られなかった。

収納式アルミ製タラップ周囲の枠材と天井の野縁受け材とが隣接して設置されており、両者の間にはクリアランスは見られなかった。タラップ周囲に損傷は観察されなかった。

管制塔管理者からの説明によれば、管制塔ビルのVFR室以外の損傷はほとんどなく、2階の事務室ではパソコンモニターの倒れ、デスク上の資料の崩れ程度であり、事務用のキャビネットなどの転倒もなかった。

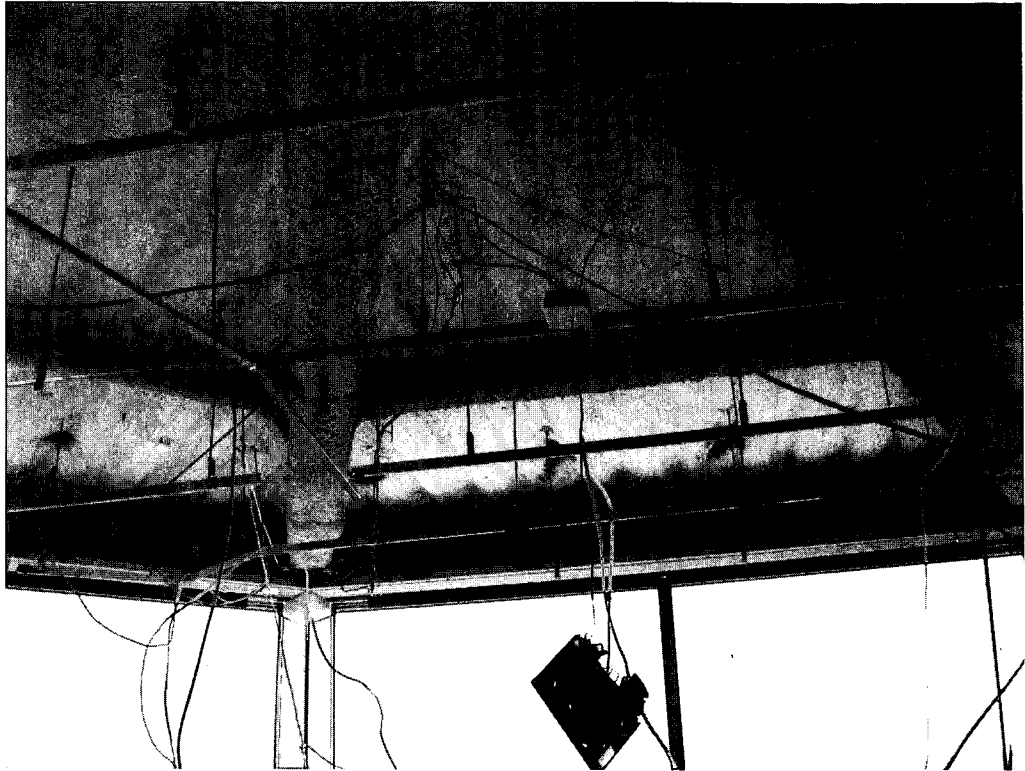


写真 10.21 地震直後の天井（調査当日の配布資料※4より）

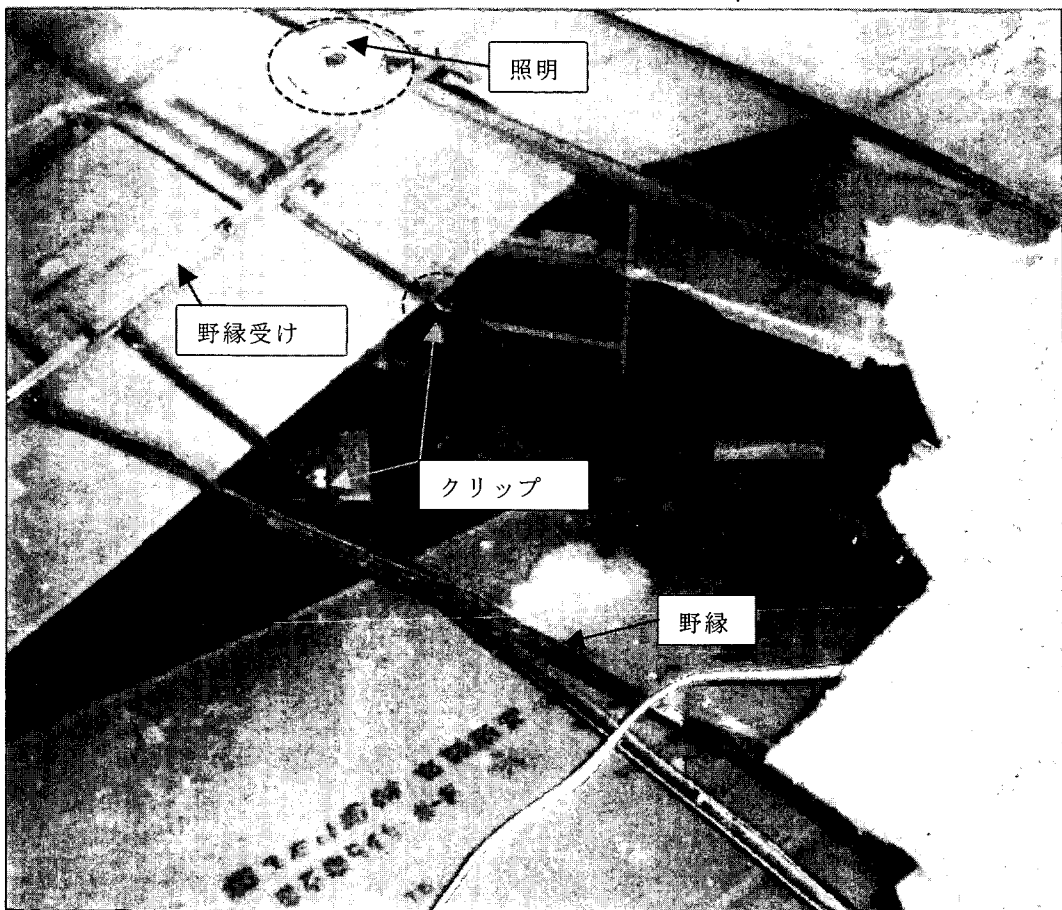


写真 10.22 地震直後の落下した天井（調査当日の配布資料※4より）

※4 国土交通省航空局提供

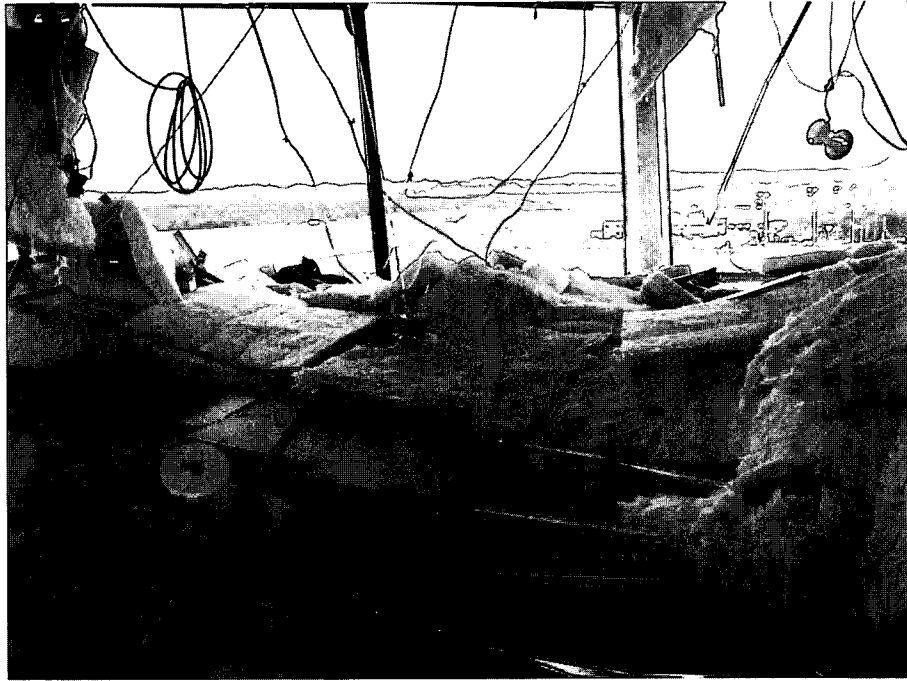


写真 10.23 地震直後の落下した天井（後日入手した資料^{※4}より）

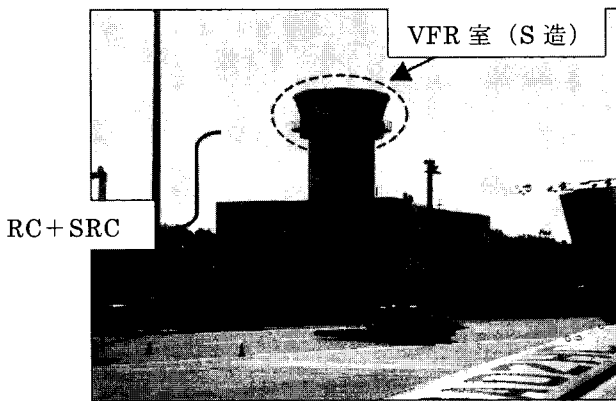


写真 10.24 外観

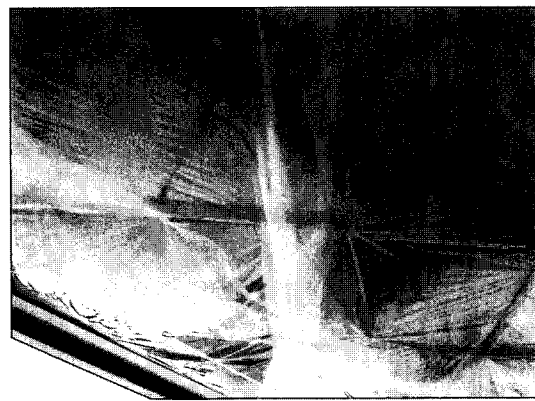


写真 10.25 管制塔 天井見上げ

（耐火被覆の落下防止用のビニールを留めるため、木材を仮設している。）



野縁受け (鋼製)

写真 10.26 管制塔の天井

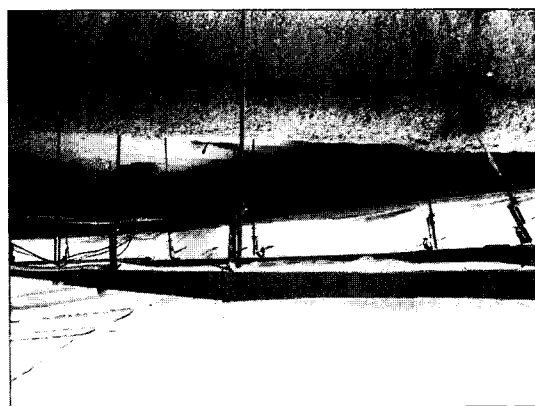


写真 10.27 管制塔の天井

（耐火被覆の落下防止用のビニールを留めるため、通常の野縁受けの代わりに木材を使用している。）

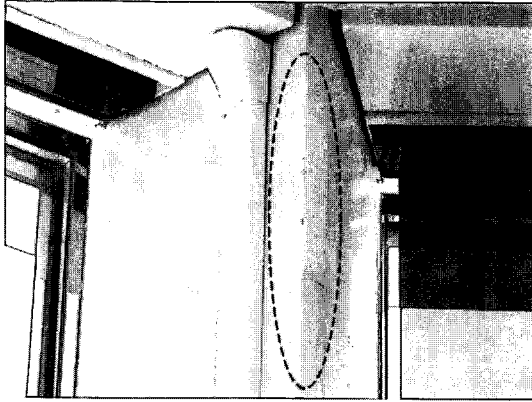


写真 10.28 管制塔の柱の仕上げに傷あり

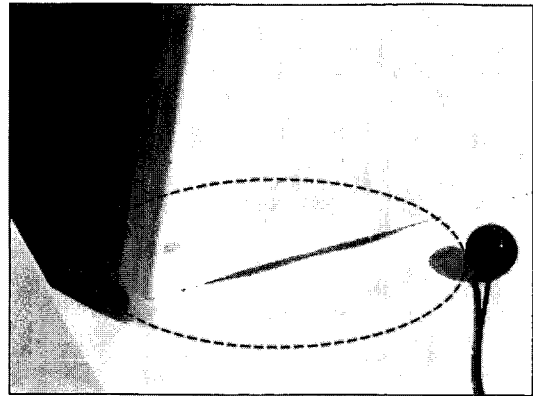


写真 10.29 管制塔の柱脚部の化粧材の目地に損傷

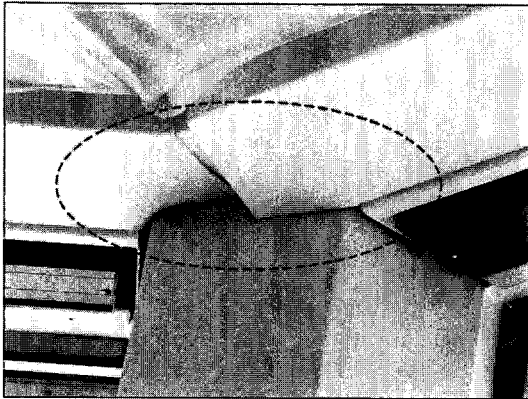


写真 10.30 柱頂部の天井のカバーのゆがみ

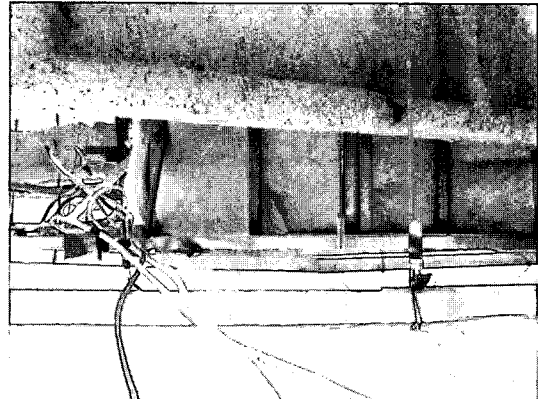


写真 10.31 収納式アルミ製タラップ

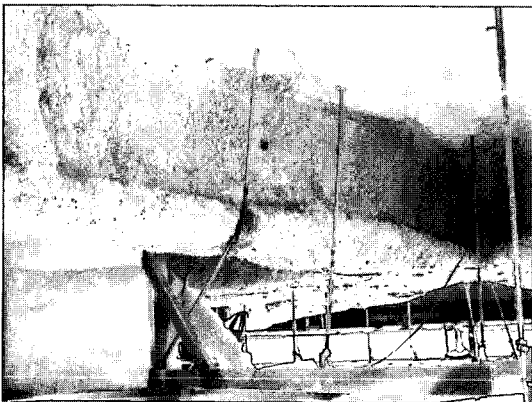


写真 10.32 収納式アルミ製タラップ周囲

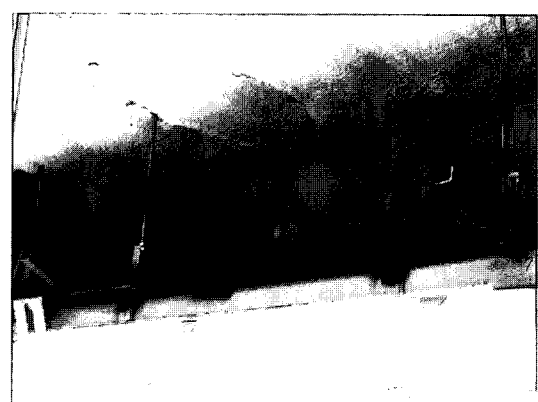


写真 10.33 天井裏の周囲

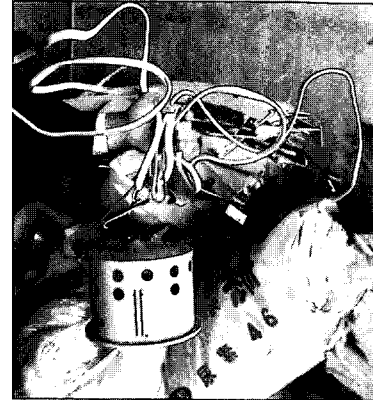
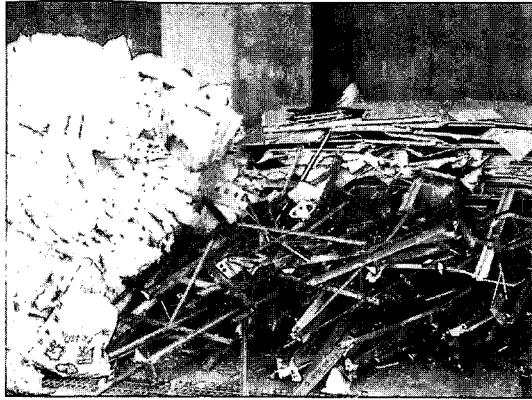


写真 10.34 保管されていた落下物

写真 10.35 保管されていた落下物（照明）

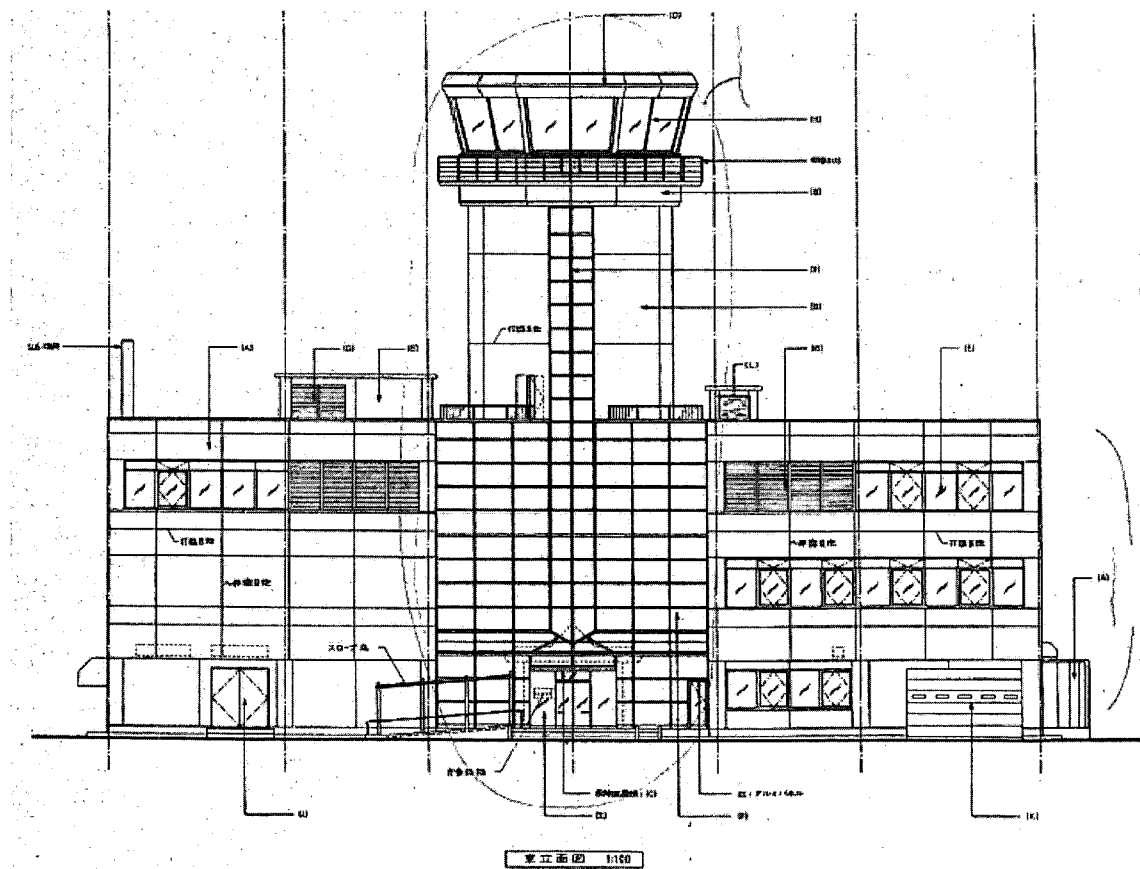


図 10.8 東立面図（調査当日の配布資料※4 より）

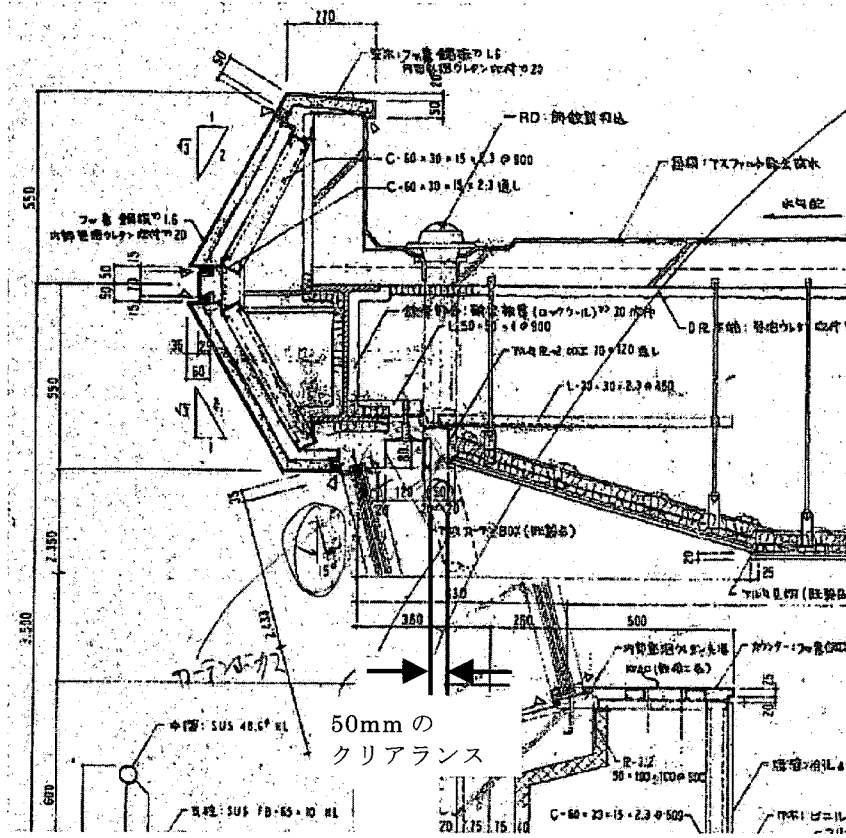


図 10.11 天井詳細 (調査当日の配布資料※4 より)

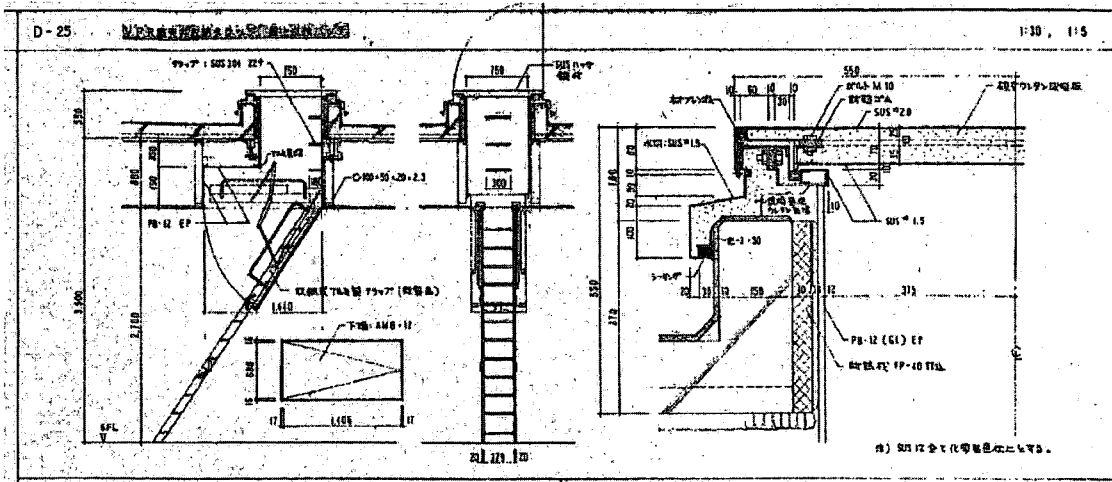


図 10.12 天井収納タラップ (調査当日の配布資料※4 より)

(3) スケートセンター

(3-1) 構造概要等

釧路市内にある S 造 2 階建の建築物である。

昭和 46 年 12 月 25 日にボーリング場として竣工し、昭和 50 年 11 月 7 日に増設及び大規模の模様替えによりスケートセンターに用途変更された。ボーリング場のときは 1 階が駐車場(ピロティ)で 2 階がボーリング場であり、現在は 2 階の床を撤去し、1 階がスケートリンクで周囲の 2 階が観客席として利用されている。天井は 68m×36m の大きさとなっている。

(3-2) 地震直後の被害状況

一部の天井が落下した。照明も 1 つ落下した。

(3-3) 調査結果

天井材は木毛セメント板であり、スケートセンターの入り口から見て、右手前側の一部の天井が落下していた。落下した天井には、野縁と野縁受けを接合するクリップも含まれていたとの説明があった。天井落下部分には、シートと木材による押さえがビスで留め付けられていた。

落下していない天井部分には不陸が各所に見られた。これらの部分については、下より叩いて点検した上で、緩んでいる部分については補強がされていた。補強方法は、下より木材による押さえを当てて裏側の野縁に貫通する形でビス留めする方法が採られていた。このような補強箇所は、天井の数箇所で見られた。

スケートセンターの入り口から見て、右奥に天井裏の点検口があり、ここより天井裏を観察したところ、在来工法による天井であった。観察した範囲では吊りボルトには斜めの補剛材(ブレース)は設置されていなかった。野縁受け及び野縁や両者を接続するクリップなどは天井裏の断熱材のために十分に見ることはできなかった。部分的に鋼製の野縁の代わりに木材が使用されている部分やボーリング場時代のものと思われる天井材の上に木毛セメント板を重ねて張り付けた部分も見られた。

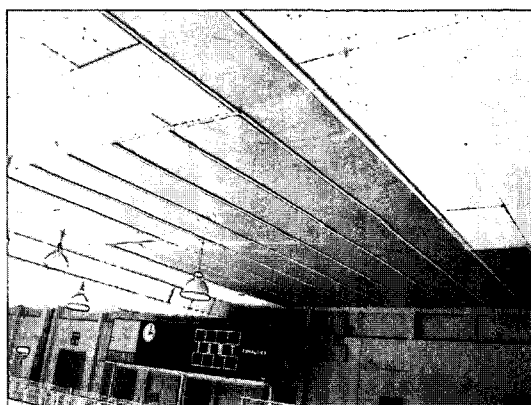


写真 10.36 天井落下部分（シートと木材による押さえ）



写真 10.37 天井裏

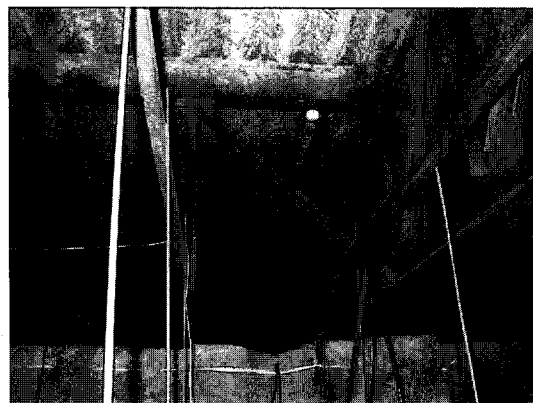


写真 10.38 天井裏

10.3.2 一般建築物等の被害

(1) 釧路市役所付近

釧路市役所の前庭の K-NET 強震計の設置状況を確認した。付近の建物には、地震による損傷はほとんど見られなかった。釧路市役所には外壁に部分的なひび割れが見られたが、今回の地震によるものかどうかは確認できなかった。釧路市役所の方より、庁舎5階では高さ90cmのキャビネットを2段重ねにしたもののうち上のキャビネットが落下したほか、キャビネットが水平に30cm程度移動したとの話を伺った。なお、釧路市役所は、釧路川から約300mに位置している。

その後、Cビル及びDビル（いずれも釧路川から約100m）の各建物の周辺地盤の沈下状況を調査した。Cビルでは、敷地内の建物周囲の地盤沈下は最大で30cm程度であったが、建物周囲の歩道での沈下はそれほど大きくなかった。また、これらの建物に接する各方向の道路では、歩道に少々の凹凸が見られる程度で、沈下による被害はほとんどなかった。このあたりは釧路市の中心部で液状化が比較的激しい場所として案内されたところであり、市中心部での液状化はそれほど大きくなかったものと推察される。

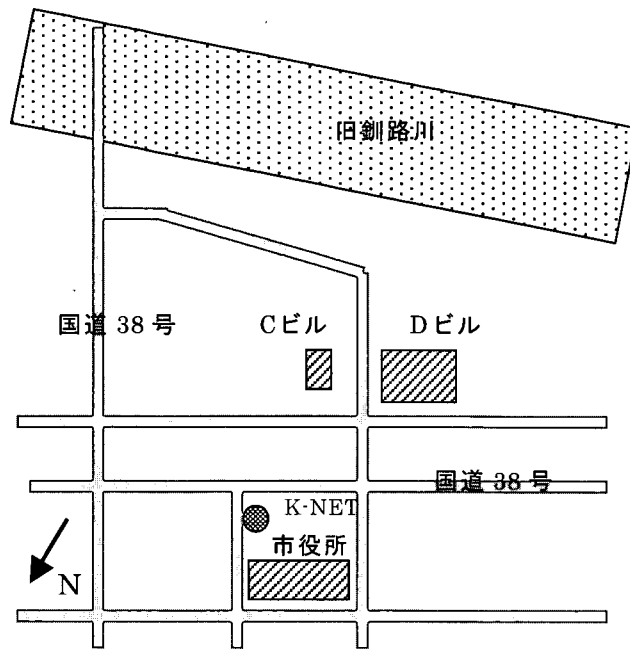


図 10.13 釧路市役所近辺

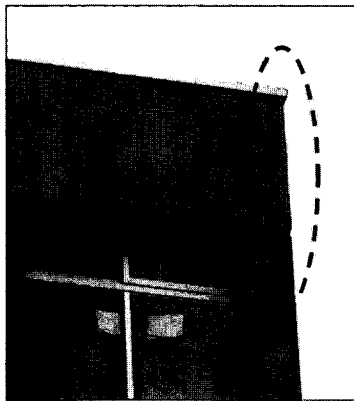


写真 10.39 釧路市役所 外壁のひび

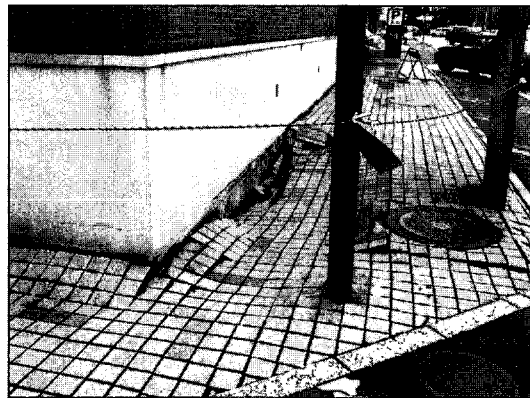


写真 10.40 Cビル周囲の沈下

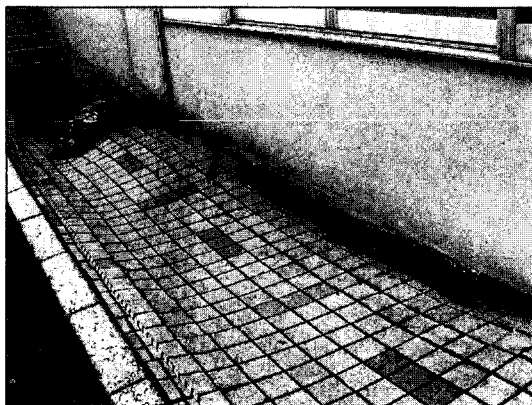


写真 10.41 Cビル周囲の沈下



写真 10.42 Dビルの周囲

(2) A 中学校

昭和 27～29 年にかけて建設された RC 造 3 階建（一部、S 造）で、コ字型の平面を有する中学校である。コ字型の各ウイングに相当する部分を繋ぐ部分（5 スパン）の 3 階部分のみが S 造となっており、残りの部分は全て RC 造である。同行者らより、次の 2 点の説明があった。

- ・コ字型平面の内、南側のウイング部分と残りの L 字型部分との間はエキスパンションで構造的に分離されている。
- ・第一期工事として、北側のウイング部分及び南北ウイングを繋ぐ部分の 1 スパン部分のみが先行して建設され、残りの部分（4 スパン）が第二期工事として建設された。

被害状況は、第一期と第二期の接続部分の梁端部およびスラブ端部が大きく開いていた。これらの部分の鉄筋が破断したのか、抜けたのかなどは確認できなかった。現地調査の時点では、落階などへの応急措置として各種サポートにより第二期工事部分の端部が支持されていた。

南北ウイングを繋ぐ部分は、一端はエキスパンションであるのに対して、他端は第一期工事部分と打継ぎされており、両ウイングを繋ぐ部分が地震により東西方向に揺らされた結果、打継ぎ部分に大きな力が作用して破壊したと考えられる。

調査当日は、両ウイングを繋ぐ部分は 1 階から 3 階まですべて立ち入り禁止とされ、前述の応急措置としてのサポートによる補強の後、内部の荷物が搬出されていた。なお、本中学校は平成 16 年 3 月をもって統廃合のため使用が中止されることとなっている。

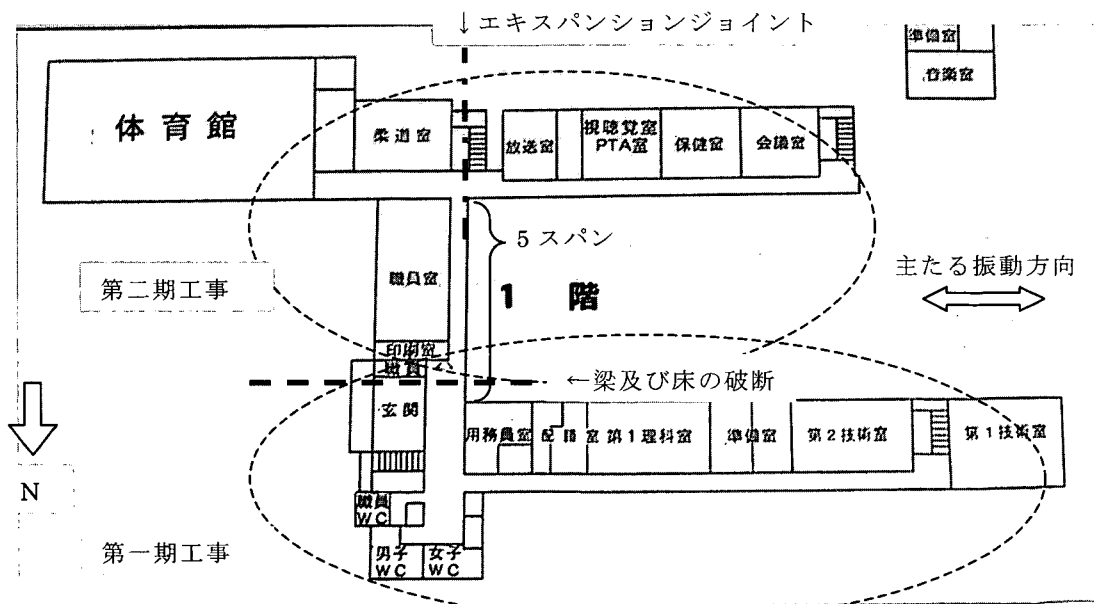


図 10.14 1 階平面図

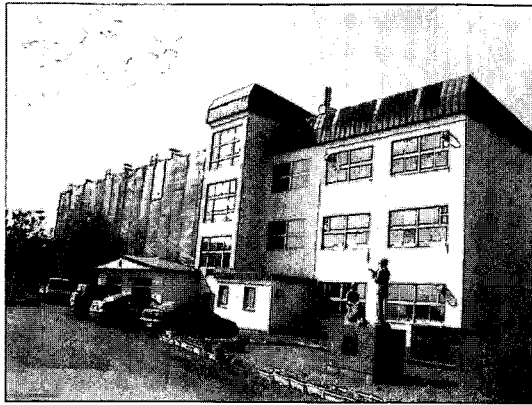


写真 10.43 外観



写真 10.44 鉄骨造部分（3階）

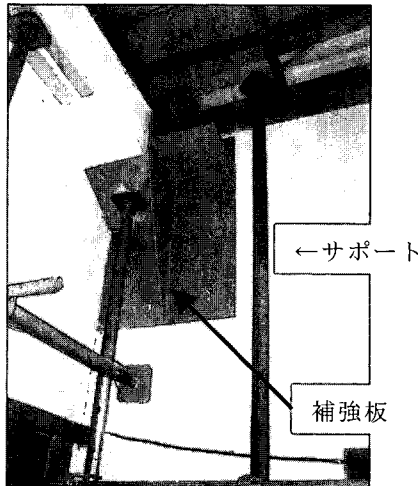


写真 10.45 梁及び床の破断部分(2階)

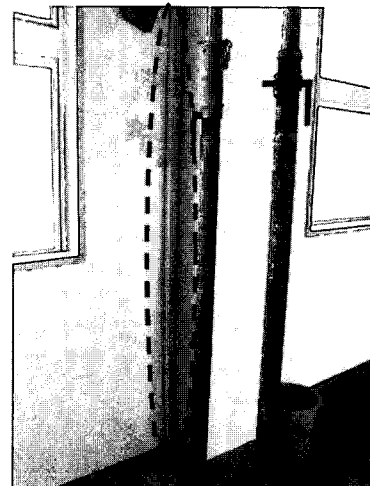


写真 10.46 柱と壁の打ち継ぎ部分の亀裂（2階）

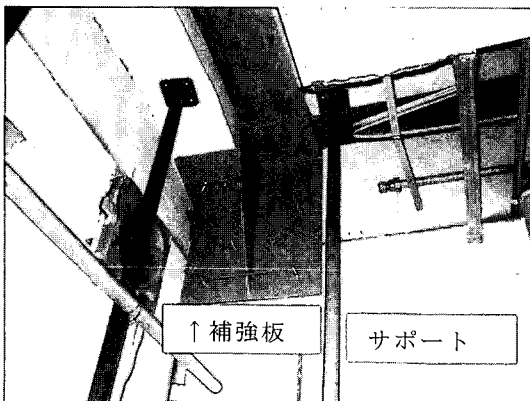


写真 10.47 梁及び床の破断部分（1階）

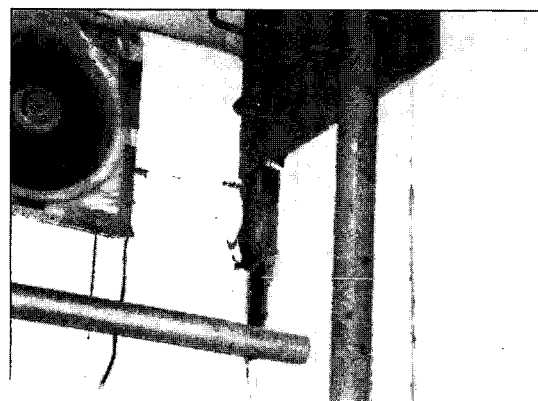


写真 10.48 梁及び床の破断部分（1階）

注) 補強板及びサポートは地震後に取り付けたものである。

(3) B 邸

武佐 2 丁目にある 2 階建ての在来木造住宅である。居住者から「過去に地震被害を受け、その際に建物自体がかなり周辺地盤に対して沈下し、また、建物上部構造も傾斜していた。今回の地震で沈下がさらに進んだ。」との説明があった。また、「敷地は、傾斜地の中の窪地に位置し、その部分に盛土して現在の住宅を建設した。」との説明もあった。

通常の木造住宅では地盤面より布基礎の上部まで 30cm 程度となっているが、この住宅ではサイディングの外壁が地盤面に接するほど下がっており、一般的な布基礎が設置されていたとすれば少なくとも 30cm 以上沈下したことになる。傾斜地の斜面下方の隣家も同様に布基礎が見えない状況であった。道路を隔てた住宅は最近新築されたものであり、そちらでは沈下などの損傷は見られなかった。なお、道路では今回の地震によりマンホールが少々浮き上がっていた。

建物内部に入り、床もかなり大きく不同沈下していることを確認した。

かなり大きな不同沈下より、住宅の上部構造だけでなく周辺地盤に隠れて見えない基礎にも破壊が生じている可能性が高いと推測される。



写真 10.49 外観
(右側に大きく傾いている)



写真 10.50 玄関付近
(基礎が確認できない)



写真 10.51 外壁の損傷
(沈下によると思われる)



写真 10.52 マンホールの浮き上がり
と道路のひび



写真 10.53 内部
(柱と壁に隙間)

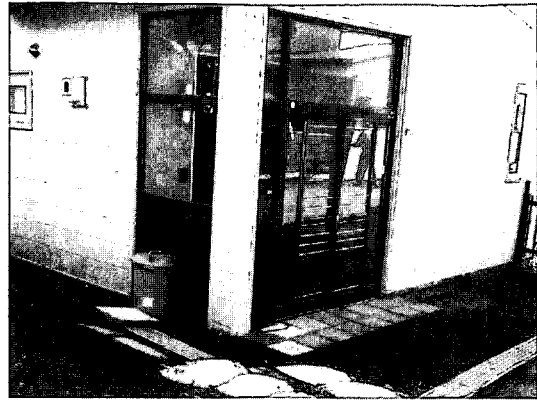


写真 10.54 斜面下方の隣家
(基礎が確認できない)

(4) JR 直別駅近辺

音別町直別は、釧路市内より車で約 1 時間の距離にある海に面したところである。JR 根室本線の JR 直別駅近辺で周辺の建物について調査を行った。JR 根室本線は現地付近で特急列車が脱線する等の被害を受け、不通となっていた。

直別の K-NET 強震計は、JR 直別駅の駅舎から 30m 程の距離にある北海道新聞直別販売所の向かいに設置されていた。強震計の周囲の柵は地盤の変状のため歪み、また、強震計の基礎も明らかに回転していた。

JR 直別駅近辺には、駅舎や簡易郵便局のほか、10 軒程度の住宅しかなかった。駅舎の他、簡易郵便局や住宅にも建物の傾斜やサッシのガラスの割れなどの被害が見られた。駅より海岸線と反対方向に 200m 程度離れると被害はほとんど見られない状況であった。

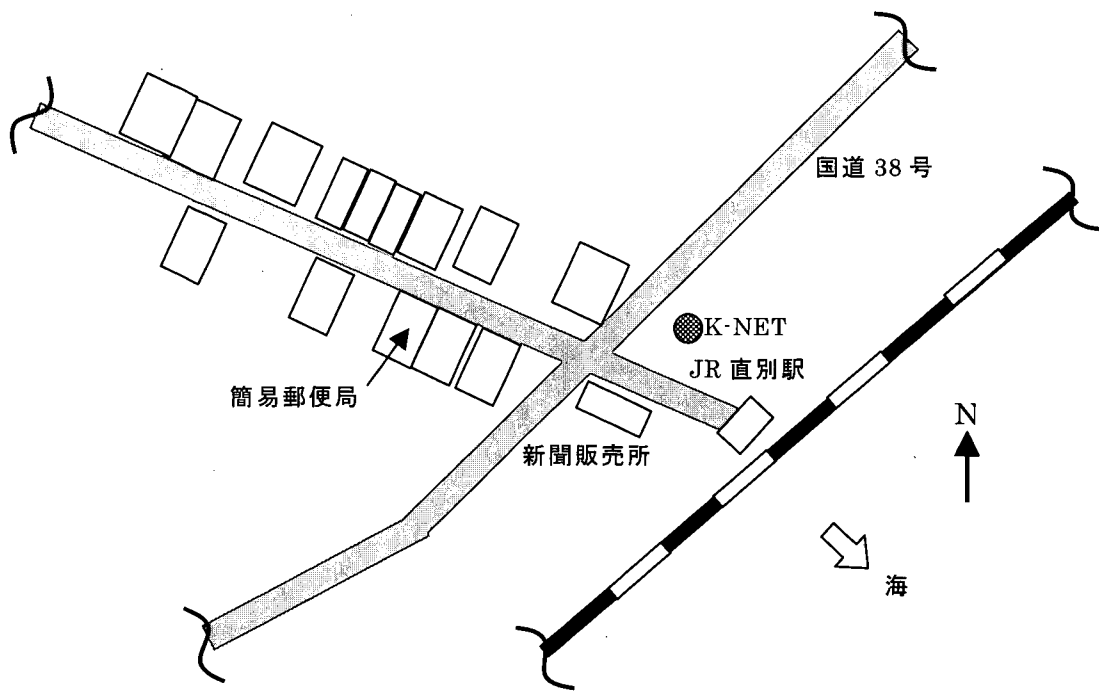


图 10.15 JR 直別駅近辺



写真 10.55 K-NET 強震計



写真 10.56 K-NET 強震計

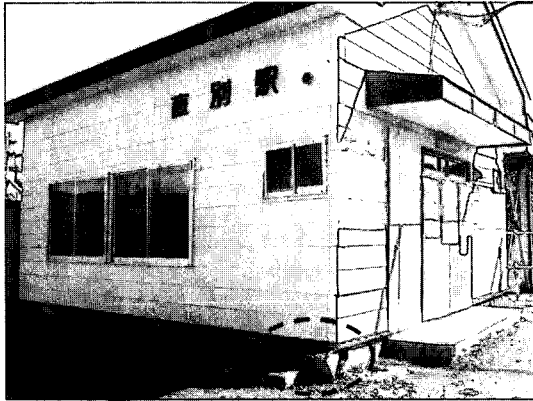


写真 10.57 直別駅舎 (基礎に割れ)

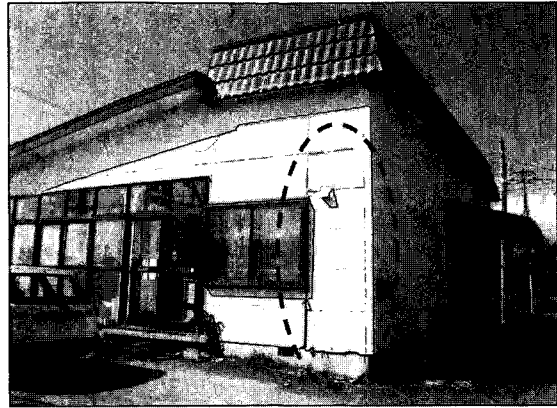


写真 10.58 新聞販売所(外壁に損傷)

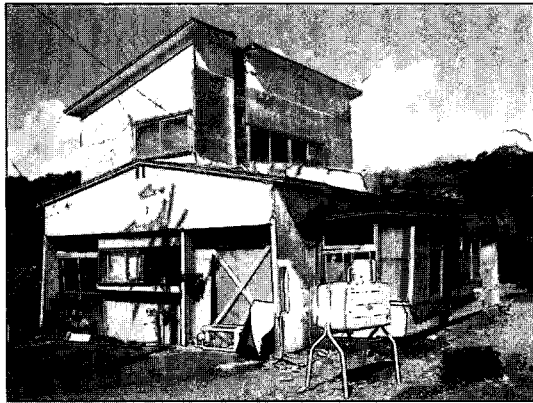


写真 10.59 駅近くの木造住宅(南側)

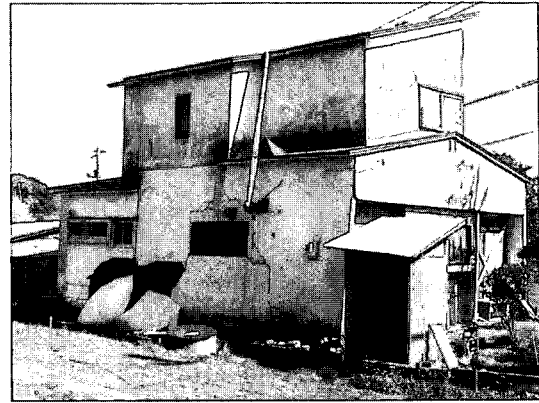


写真 10.60 駅近くの木造住宅(北側)

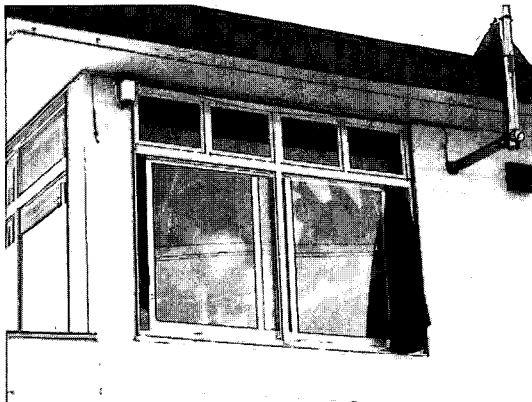


写真 10.61 駅近くの建築物
(2階の窓ガラス破損)

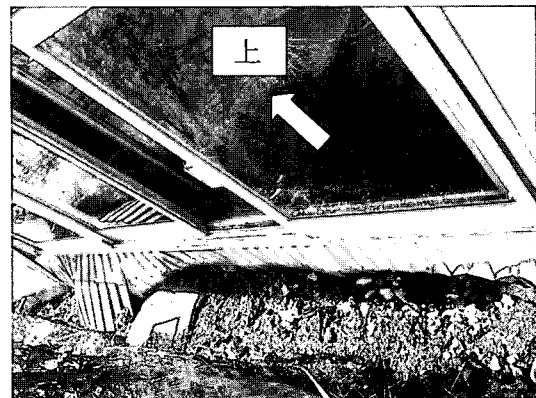


写真 10.62 駅近くの建築物
(沈下による外壁の損傷)



写真 10.63 簡易郵便局
(外壁にひび)

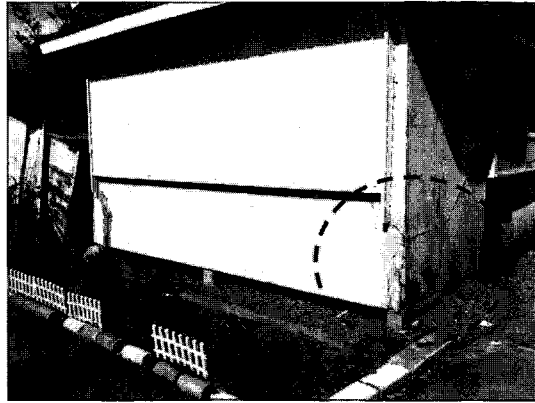


写真 10.64 駅近くの建築物
(外壁にひび)

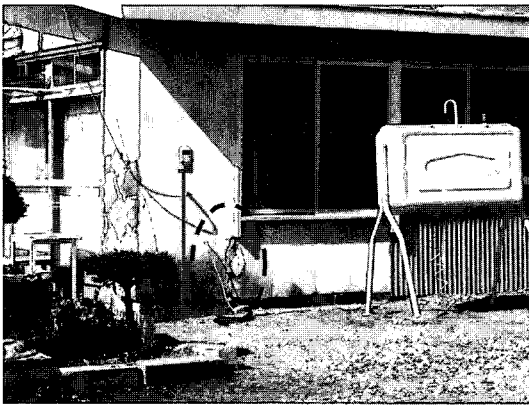


写真 10.65 駅近くの建築物
(外壁にひび)

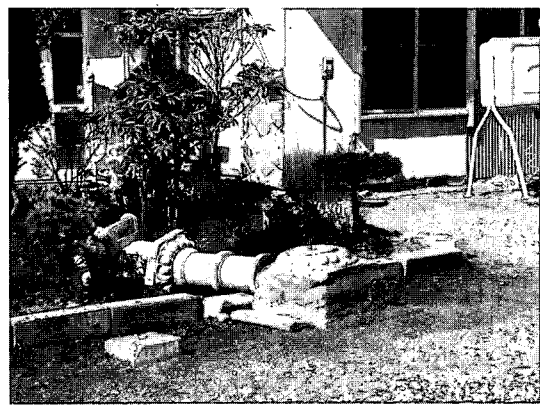


写真 10.66 倒れたままの灯籠



写真 10.67 駅近くの道路



写真 10.68 駅近くの道路

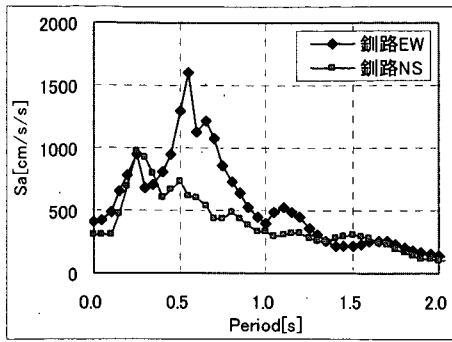
10.4 考察

今回の被害で特徴的であった天井の落下について、考察を加えることとする。

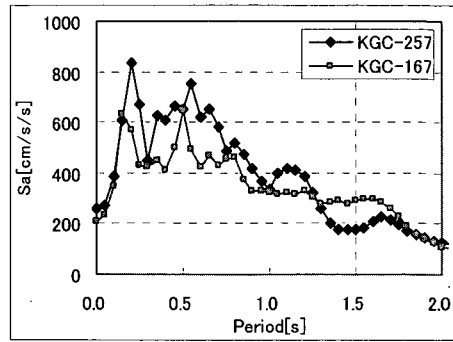
10.4.1 空港ターミナルビル

10.3.1(1)の調査結果より、天井落下の過程としては、次のように考えられる。

- 1) 耐震設計を行って天井の下地材には補強ブレースを設置した。そのため天井の固有周期が短くなり建物の固有周期と近くなった。その結果、地震時に共振現象を生じた。参考文献1)によれば、吊りボルトの長さが1.5mないし2.0mの在来工法による天井（せっこうボード+ロックウール吸音板）では、ブレースを設置することにより固有周期が1.6~1.75秒から0.6~0.63秒に変化しており、施工を行った建設会社の担当者の説明にあった建物の固有周期0.6秒とほぼ一致する。
- 2) 地盤の違い等により一概には言えないが、釧路市役所前のK-NETによる強震記録及び釧路合同庁舎の建築研究所による強震記録（地表面）によると、周期0.6秒前後の東西方向の応答加速度や地震による入力エネルギーが非常に大きかった可能性がある。（図10.16及び10.17参照）
- 3) 1)の建物と天井の共振現象と2)の地震動特性と建物の固有周期の関係により天井の揺れが大きくなったと考えられる。
- 4) 天井の揺れが大きくなると、ブレースによる補剛効果が低下し、天井はより大きく揺れる。例えば、野縁受けと野縁を接続するクリップは野縁のみぞをすべるように移動し、野縁受けは材軸の直交方向にたわむことにより、補剛効果が低下する。この現象は、参考文献1)における天井の振動実験において実際に観察されている（写真10.69参照）。また、天井がかなり大きく揺れたことは、天井の東端部でのS造柱の仕上材の部分的な損傷状況などから明らかである。
- 5) 一方、西端部で一段天井高さが高くなった天井部分では、西端部で柱に直に接しているほか、吊りボルトが短い上に多数の斜めの補剛材（ブレース）が設置されており、水平方向振動に対する剛性が非常に高い。天井高さが急変している位置でも補強用振れ止め（補剛材）のために高さの異なる天井が互いに高い剛性で接続されている。このため、天井が大きく揺れた際に当該接続部分近傍に局所的な力が作用した。
- 6) 5)の局所的な力により野縁受けと野縁との間（クリップ）で破壊が生じ、西側の天井高さ急変位置近傍を起点として天井落下が生じた。



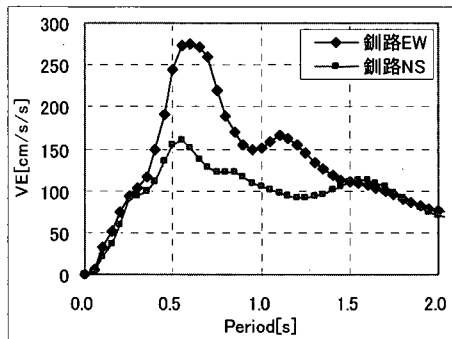
(a) 釧路市役所



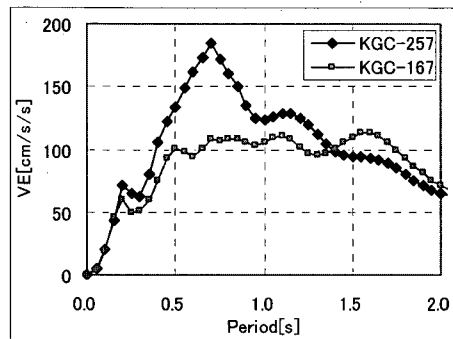
(b) 釧路合同庁舎

(凡例の EW、NS はそれぞれ東西、南北方向を、257、167 はそれぞれ北から東回りに 257°、167° の方向を表す。)

図 10.16 加速度応答スペクトル (h=0.05)



(a) 釧路市役所



(b) 釧路合同庁舎

(継続時間 120 秒。凡例は図 10.16 に同じ。)

図 10.17 エネルギースペクトル²⁾ (h=0.10)

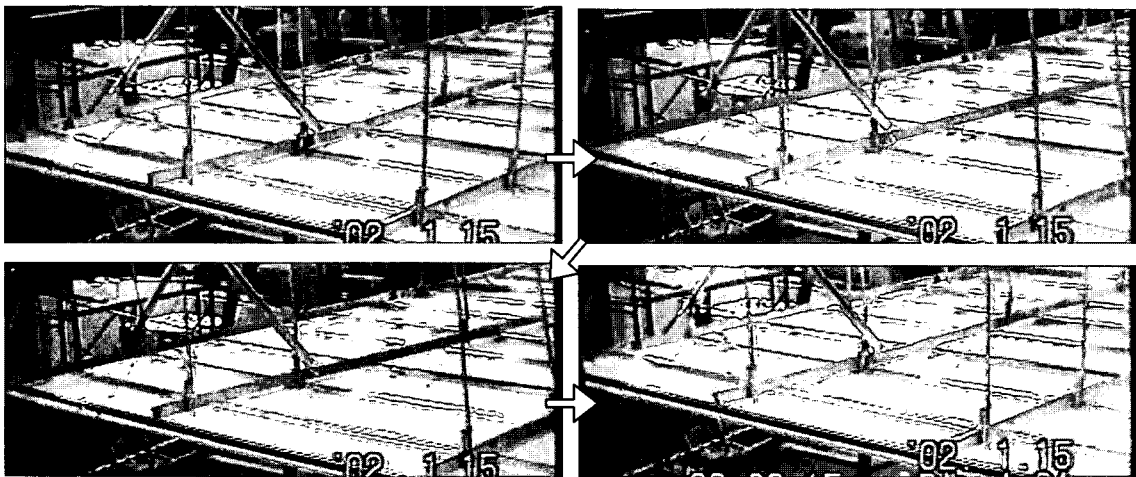


写真 10.69 振動実験¹⁾

10.4.2 釧路空港管制塔

10.3.1(2)の調査結果からは、現時点では被害原因を特定することは困難であるが、最上階部分の揺れが大きく、天井材が剛性の高い周囲の構造材あるいは収納式アルミ製タラップの枠材と衝突して落下した可能性が考えられる。

なお、これまでの地震被害経験^{例えば}によれば、体育館などの比較的天井面積の大きい在来工法による天井において落下が報告されており、この建物はその点では珍しいケースである。今後、次のような点について検討することが必要である。

- ・構造計算図書（柱材の断面寸法や屋根重量）及び強震記録などを用いた最上階の揺れの大きさに関する詳細な検討と推測
- ・天井平面が異形であることによる野縁受けや野縁の配置状況

10.4.3 スケートセンター

10.3.1(3)の調査結果より、既存の天井に重ねて木毛セメント板を張り付けたと思われる部分もあることから、天井下地の強度に比べて天井材の重量が過大となった可能性がある。

落下しなかった天井については補強が行われているが、天井落下は主として野縁と野縁受けを接合するクリップの部分の破損により生じているものと考えられ、根本的な対策となっているとは考えにくい。そのため、緊急に点検が必要である。

10.5 まとめ

平成15年十勝沖地震における建築物の被害調査を行い、特徴的であった天井落下の被害について考察を加えた。地震時の天井落下被害に関しては、平成13年6月1日付け国住指第357号により国土交通省住宅局建築指導課長から都道府県建築行政担当部長あてに通知された「芸予地震被害調査報告の送付について（技術的助言）」で述べられた内容や参考文献1)による報告内容に加えて、表10.1に示すような特徴を有する天井にあっては、天井が大きく揺れた際に局所的な力が天井に作用し、天井の脱落につながる可能性があると考えられる。表10.1中の①②のような部分を含め、天井落下の起点となりうる部分での落下防止策の工夫が望まれる。なお、天井にブレースを設置して水平方向振動に対する剛性を高めた場合でも、天井が建物の振動に共振するとクリップのすべりなどが生じ変位が大きくなるので、天井周囲や柱周り等でのクリアランスの確保に当たっては、この点に注意する必要がある。

表 10.1 天井の特徴と力の作用する部分

	特徴	局所的な力の作用する部分
①	段差のある部分が相互に接合され、かつ、一方の部分が構造骨組に比較的剛に取り付けられている天井	段差のある部分の近傍
②	タラップの枠材等の剛な部材が構造骨組に比較的剛に取り付けられ、かつ、十分な隙間もなく天井に囲まれるように当該部材が設けられている天井	タラップの枠材等の剛な部材の近傍

なお、本報告は現時点までに早急に行ったものであり、必ずしも十分な技術的判断が行われていない部分もある。さらに資料収集等を行い、落下原因を特定するための詳細な検討をすることが必要である。

謝辞

本報告において、独立行政法人防災科学技術研究所により公開されている強震ネットワーク (K-NET) のデータを使用させて頂きました。関係各位に謝意を表します。

参考文献

- 1) 西山功、伊藤弘、西田和生、梁一承：芸予地震による体育館天井の落下被害の調査とその対策、日本建築学会技術報告集、第 16 号、pp. 367-372
- 2) 秋山宏：エネルギーの釣合に基づく建築物の耐震設計、技報堂出版、1999. 11

11. 港湾の被害状況

本章は、港空研資料として発行予定の「平成15年(2003年)十勝沖地震による港湾施設等の被害報告¹⁾」の内容について、概要を記載するものである。

11.1 港湾地域強震観測網による強震記録およびその特徴

11.1.1 フーリエスペクトル

各港で得られた記録のフーリエスペクトルを図11.1に示す(フーリエスペクトルにはバンド幅0.05HzのParzen windowを作用させてある)。釧路港では周期1-2秒程度の成分が非常に強いことがわかる。釧路港の記録については後に1993年釧路沖地震の記録と詳しく比較する。釧路港以外の観測点については、比較のため、背後に釧路港のフーリエスペクトルを薄く示している。十勝港では周期1-2秒程度の成分が少なく、最大加速度は大きかったが、岸壁にとっては釧路港ほど厳しい揺れでなかったことが伺える。この原因については、地下構造の影響などが考えられる。浦河港の周期1-2秒の成分は十勝港よりは強い。石油貯蔵施設が被害を受けた苫小牧港では周期5秒以上の長周期成分が強かったことがわかる。函館港では周期4秒程度の成分が強かった。

11.1.2 軌跡

各港で得られた記録の水平面内の加速度の軌跡を図11.2に示す。これは高周波まで含めて示すと不明瞭となるので、岸壁被害に特に結びつきやすいと考えられる1Hz以下の帯域を選択して、その軌跡を示す。今回の地震の場合、震源近傍でないこともあってか、港湾における地震動の方向性はさほど明瞭でない。

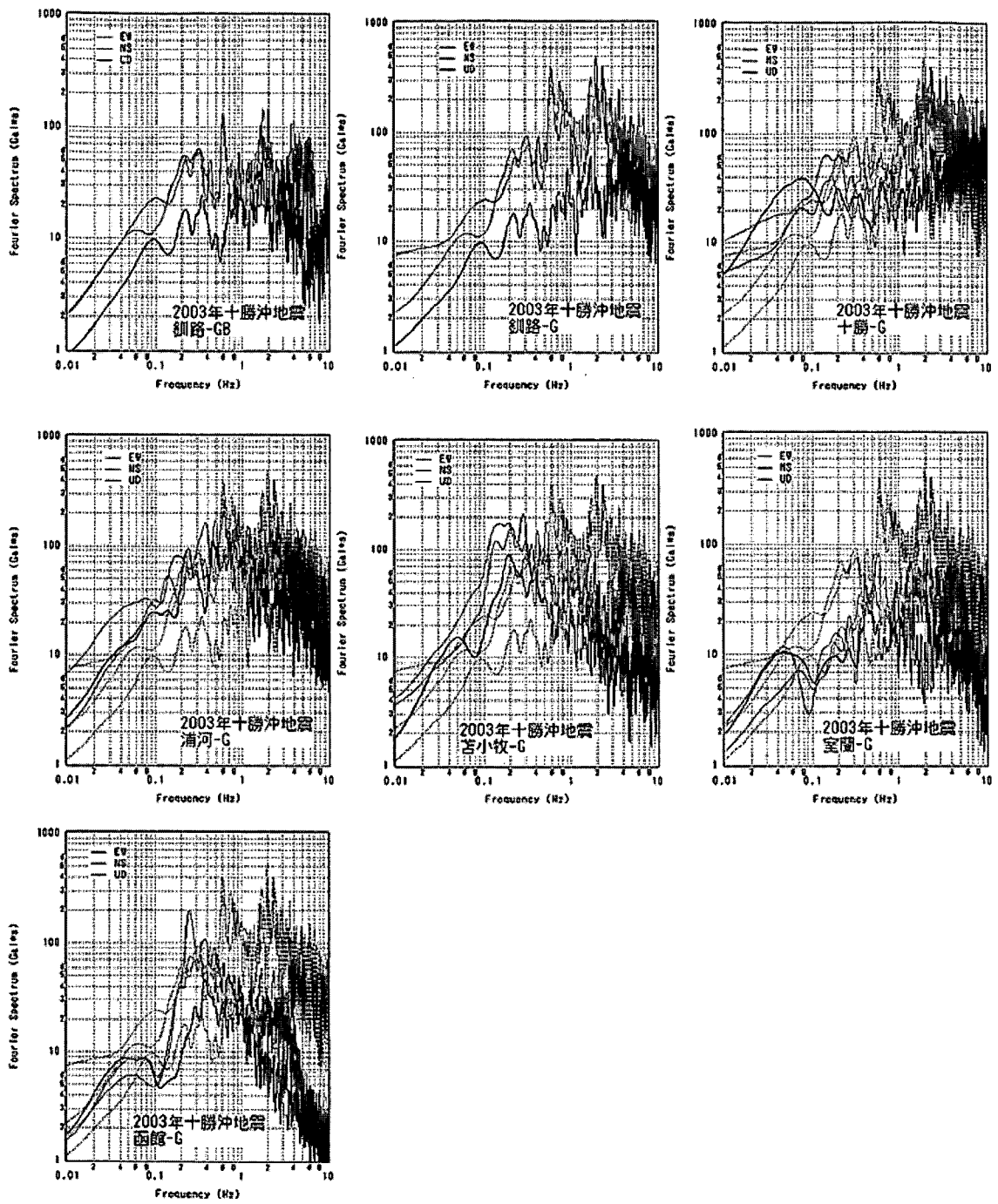


図 11.1 各港湾のフーリエスペクトル

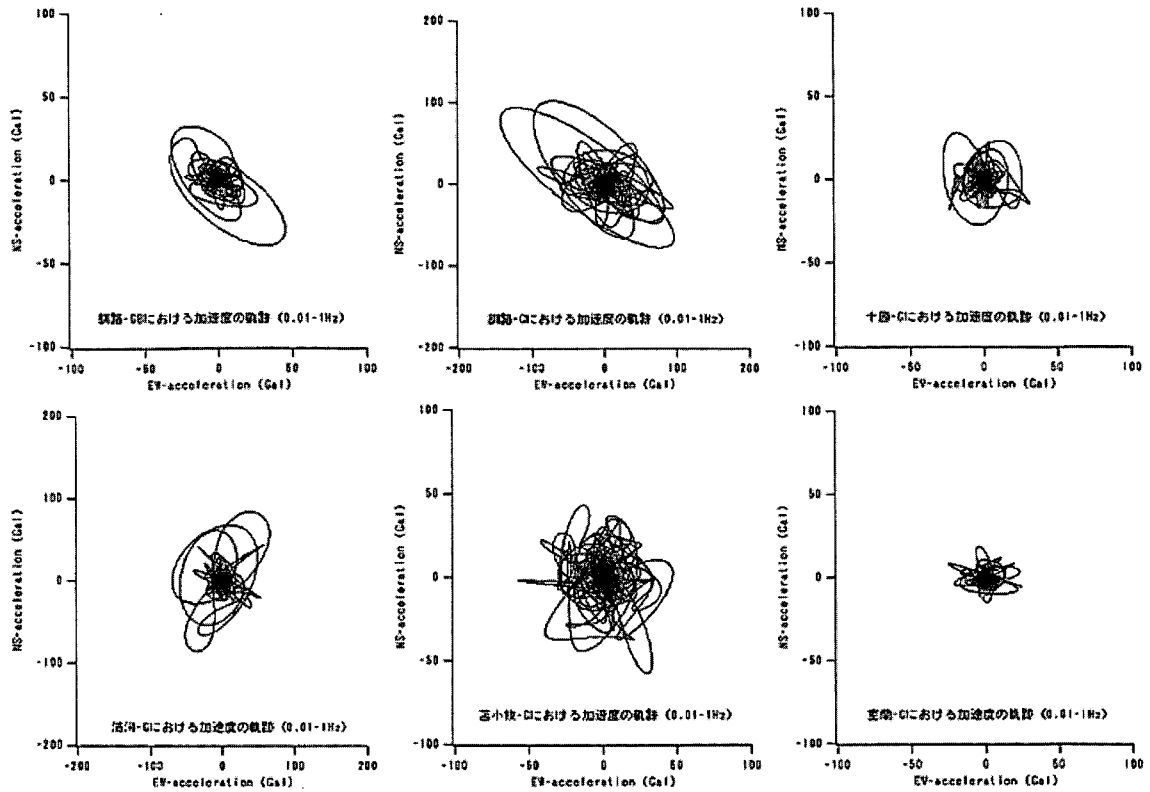


図 11.2 各港湾の加速度の軌跡 (0.01-1Hz)

11.1.3 1993年釧路沖地震との比較

釧路港では1993年釧路沖地震と今回の地震でともに振幅の大きな記録が得られているので、それらの比較を行う。

(1) 最大加速度の比較

下記の通り、1993年釧路沖地震と比較すると、地表の東西成分は今回の方が大きかったが、それ以外の成分は1993年釧路沖地震の方が大きかった。

表 1 2003年十勝沖地震と1993年釧路沖地震の釧路港における最大加速度の比較

補正最大加速度(Gal)		東西	南北	上下
2003年十勝沖地震	地表	576	347	149
	地中	202	154	66
1993年釧路沖地震	地表	343	450	362
	地中	268	203	121
SMAC-B2相当最大加速度(Gal)		東西	南北	上下
2003年十勝沖地震	地表	467	286	87
	地中	154	120	38
1993年釧路沖地震	地表	245	309	91
	地中	186	155	50

(2) スペクトル特性の比較

最大加速度の大きな地震動が岸壁被害に結びつくとは限らない。そこで、ここではフーリエスペクトルを計算し、1993年釧路沖地震の記録と比較してみた。その結果が図11.3である(卓越成分を表示)。どちらの記録も周期1-2sのところと顕著なピークがある。つまり地震の震源の性質は異なる(プレートそのものが割れた地震とプレート境界地震)が釧路港でのスペクトルの形状は似ていたということになる。さて、周期1-2sのスペクトルのピークに着目すると、今回の記録の方が前回よりもピークが低かったと言える。つまり、最大加速度で見ると今回の記録の方が大きかったが、岸壁被害に結びつく帯域での地震動の強さは今回の方が少し小さかったのではないかと考えられる。

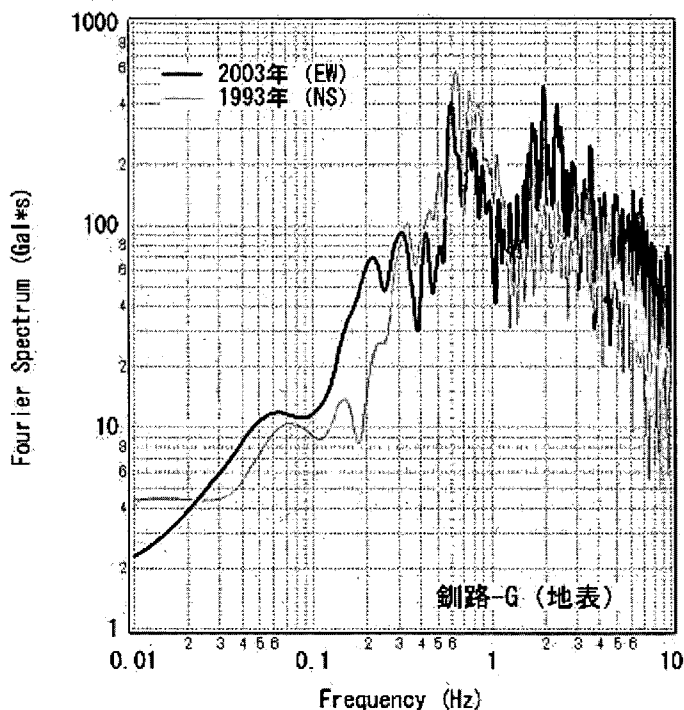


図 11.3 2003年十勝沖地震と1993年釧路沖地震の釧路港におけるスペクトル

(3) 加速度の軌跡の比較

次に加速度の軌跡を示す。これは高周波まで含めて示すと不明瞭となるので、岸壁被害に特に結びつきやすいと考えられる1Hz以下の帯域を選択して、その軌跡を示すと、図11.4のようになる。1993年釧路沖地震の記録は南北方向に顕著な方向性が見られたが、今回は北西-南東方向にやや弱い方向性が見られる。この図から、南に面した岸壁は前回よりも弱い地震力を受けたが、東や西に面した岸壁は前回と同程度かやや強い地震力を受けたと考えられる。

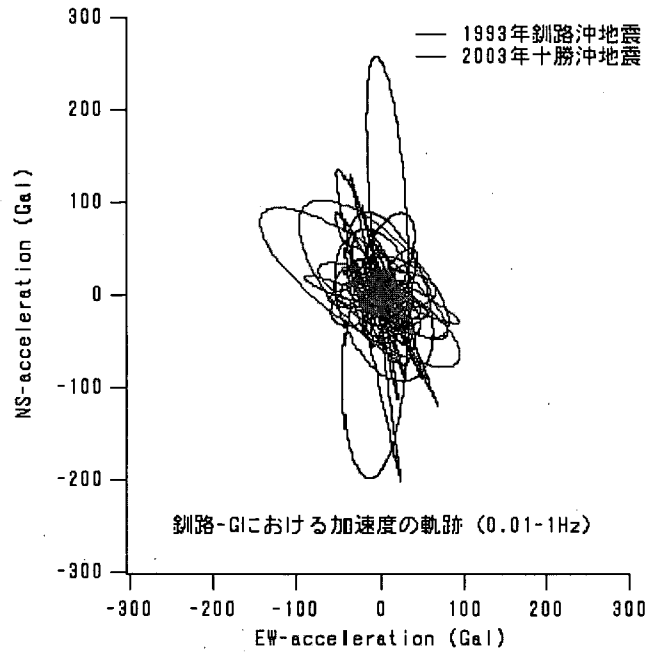


図 11.4 加速度の軌跡 (0.01-1Hz)

(4) 表層地盤の非線形挙動の比較

釧路港における地表の記録と地中の記録のスペクトル比をとることで、地盤の非線形挙動を調べてみた。その結果が図 11.5 である (卓越成分を表示)。いずれの地震でも、スペクトル比のピークは線形時 (約 1Hz) より長周期側に移動しており、地盤は非線形挙動を示したと見ることができるが、詳しく見ると、今回の記録の方がピーク位置がやや高いことから、地盤の非線形挙動は、この観測点では、1993 年ほど強くなかったと言える。

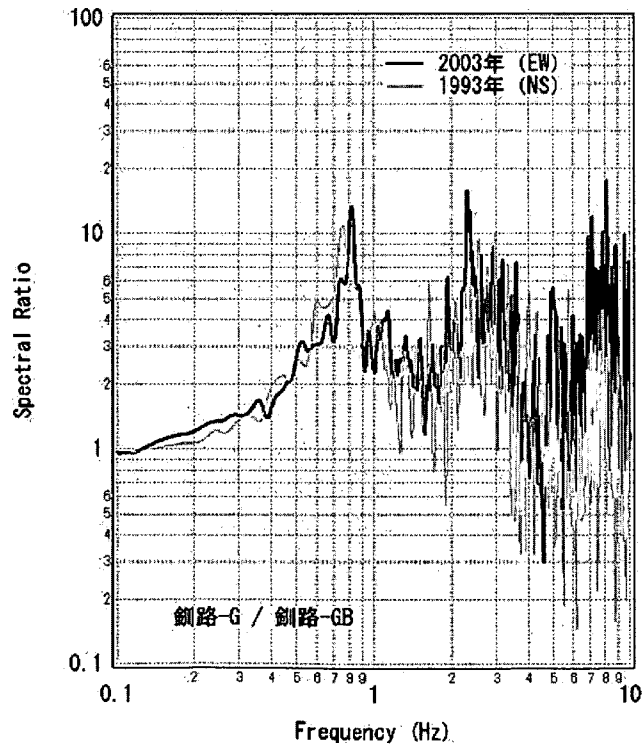


図 11.5 釧路港の地表と地中のスペクトル比

11.2 苫小牧港の長周期地震動とスロッシングの関係

11.2.1 貯油タンクの地震時挙動の推定

港湾地域強震観測網によって得られた苫小牧港（地表）の強震記録（図 11.6）は、やや長周期成分が卓越するものであった。過去の地震において液体を貯蔵するタンク（石油、糖蜜等）の被災が発生しており、被災原因として長周期の地震動とスロッシング現象²⁾が挙げられている。

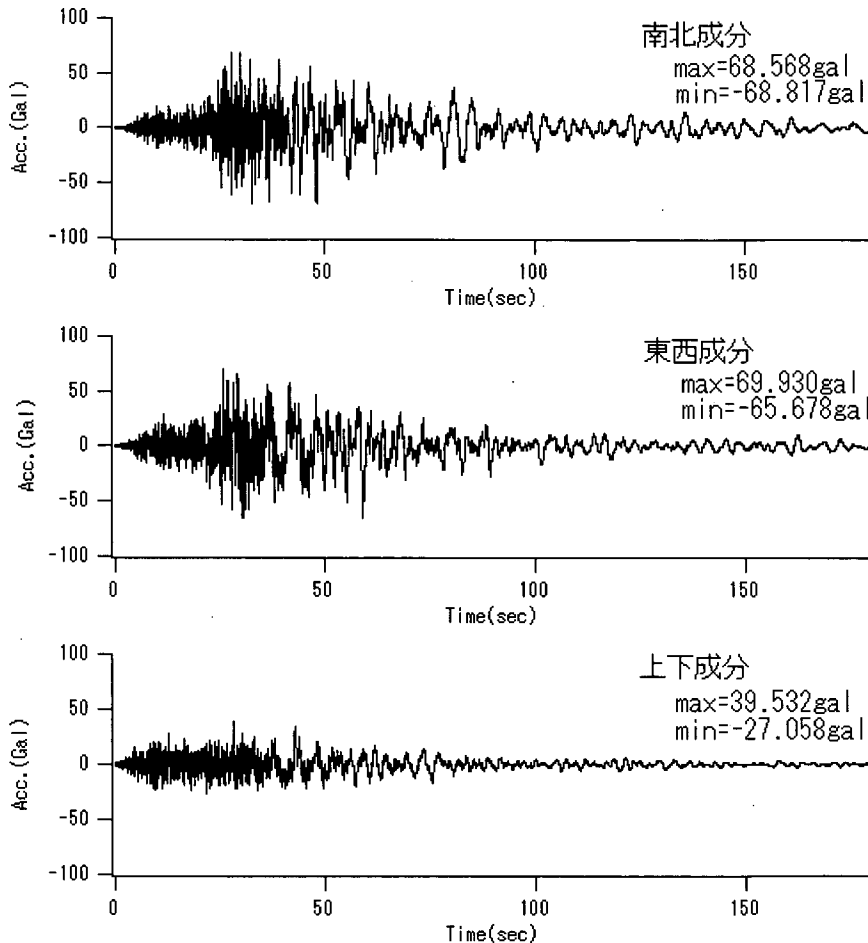


図 11.6 苫小牧港（地表）強震記録

記録された長周期成分とスロッシング現象の関係を、神谷ら³⁾の用いた軸対称線形ポテンシャル理論により地震時応答を求めてみた。記録された地震波の速度応答スペクトル ($h=0.5\%$) を図 11.7a に示す。図 11.7a において東西方向の応答スペクトルが 5 秒から 8 秒の範囲で卓越していることがわかる。参考のために 2001 年芸予地震の際に広島港で記録された速度応答スペクトルも示しているが、これは 1~2 秒の範囲が卓越している。苫小牧港では地下の地盤構造の影響で長周期成分が卓越するものと考えられる。

本解析においては、被災したタンクの詳細なデータが手元に無いことから、報道情報を元に直径 43m 程度のタンクに 18m 程度の深さの油が貯留されていた場合を想定した。1 次固有周期は 7 秒程度、2 次が 4 秒程度、3 次が 3 秒程度となっており、図 11.7a と比較すると 1 次の固有周期が地震波の卓越周期と一致することがわかる。表 11.2 には最大波高も示しており、図 11.7b に示すように東西方向で 3m 程度（地震到達から 50~60 秒）となっている。南北方向の最大波高は 2m 強（80 秒付近）となる。地震動の卓越周期とスロッシングの固有周期が近かったことに加え、継続時間が 2 分以上と長かったために、スロッシングにより 3m 程度の波高となった可能性がある。

長周期の固有周期を有する構造物については、構造物基礎部分の地盤条件（表層から数 10 メートル程度）に加えて、深い地盤構造に起因する地震動の長周期成分も考慮に入れた検討が必要と考える。

ただし、本解析は、あくまでも苫小牧港で取得された継続時間が長く、長周期成分の卓越した記録を基に、仮想的なタンクの条件で解析を試みたものであり、実際に被災したタンクの地震時挙動とは異なる可能性がある。詳細な検討が必要である。特に大型タンクの場合には、浮き屋根を剛体としてモデル化出来ない場合も想定され1次のスロッシング固有周期に加えて、2次以上の周期における構造体の挙動にも注目する必要があると思われる。

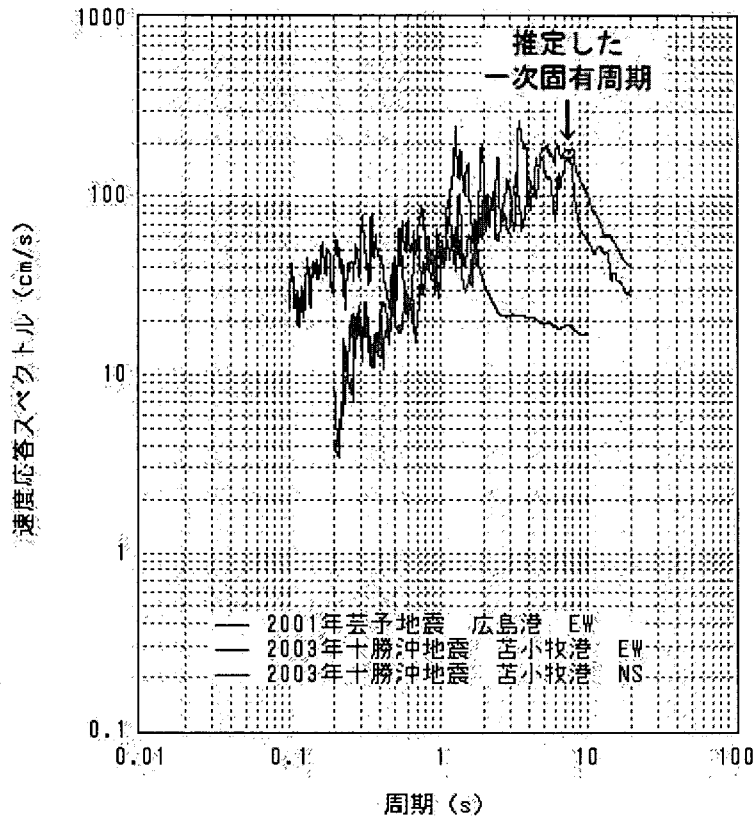


図 11.7a 苫小牧港速度応答スペクトル (h=0.5%)

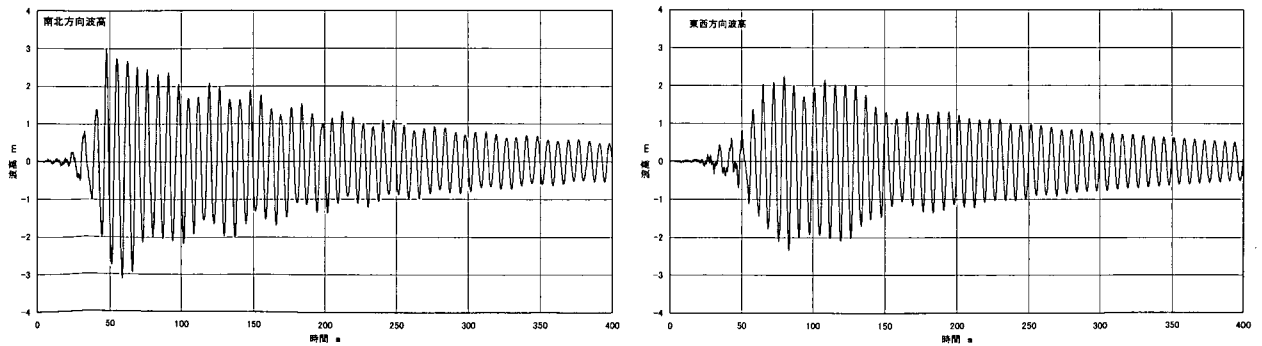


図 11.7b 仮想タンクのスロッシング波高時刻歴

表 11.2 仮想タンクの解析条件および結果

			1次固有周期 $T_c(s)$ 7.14		
半径 (m)		21.35			
重力加速度 (m/s^2)		9.8	次数	周波数 Hz	周期 s
液面高さ (m)		18.15	1	0.14	7.14
			2	0.25	4.02
			3	0.32	3.17
			4	0.37	2.71
			5	0.42	2.41
			6	0.46	2.18
			7	0.50	2.02
			8	0.53	1.88
			9	0.57	1.77
			10	0.60	1.68

E08N(東西)	側壁波高 m	時刻 s
最高	3.02	47.87
最低	-3.13	58.64

N08W(南北)	側壁波高 m	時刻 s
最高	2.25	80.2
最低	-2.35	83.27

11.2.2 苫小牧港における港湾活動への影響

苫小牧港は北海道を代表する流通港湾であり、工業港である。苫小牧港に立地する精油所のタンク火災により、本州とのフェリー航路や国際コンテナ港路が利用している苫小牧港西港区で地震発生直後に入港禁止措置がとられ、フェリー等の遅延や他港へシフトするなどの影響があった。

9月26日の火災では、RORO船など最大27隻が沖合で待機し、フェリーが最長約10時間の入港遅れを生じた。その後、一旦鎮火した後、別のタンクから再出火した28日の火災では港長支持による全船退避、港長許可船舶以外入港禁止措置がとられ、30日に解除された。この間タンカー、一般貨物船、フェリー、RORO船等最大47隻が沖待ちを余儀なくされ、フェリー、RORO船が苫小牧港東港区および室蘭港にそれぞれ9隻、8隻シフトした。また苫小牧港西港区のフェリーを利用していた貨物トラックの大部分が苫小牧東港区および室蘭港の利用で、また、一部の貨物トラックは函館港および小樽港の利用で補われたと考えられる。

タンク火災の影響による損失額は公式には試算されていないが、相当額に登ると想定される。地震による直接被害以外にも臨港部に立地する石油類や化学物質等のタンクが被災し、タンク火災や流出事故を引き起こした場合、救援活動や災害復旧活動に支障を生じるだけでなく、地域経済への影響も大きいため、物流等のネットワークを確保するための広域的な対策計画の策定手法についての調査研究を進めることが必要であると考えられる。

11.3 港湾施設の被害状況

11.3.1 釧路港での被害の概要

今回の地震では、北海道太平洋沿岸の港湾・漁港において被害が見られ、特に釧路港において港湾施設の大きな被害が見られた。釧路港の被害調査は、地震発生翌日の9月27日に行った。このときにはすでに、測量調査・潜水士による岸壁の水中からの目視調査が開始されており、災害時協力協定に基づいて調査が行われていたようである。釧路港では東港区、西港区ともに液状化発生箇所があり、岸壁法線の孕出しも各所で見られたが、そのなかで被害が顕著で液状化の規模が大きかったのは西港区第四埠頭であった。したがってここでは、第四埠頭の被害を中心にその状況や構造等についてまとめる。

釧路港では、特に西港区を主として、これまでに岸壁背後の液状化対策を行ってきた箇所が多く存在する。これらは1993年釧路沖地震や1994年北海道東方沖地震による被災を契機にして行われたものもあり、施工時期や工法は各岸壁によって異なる。しかしながら、液状化対策が行われた箇所では地震後における噴砂痕跡は見られておらず、液状化対策の効果が表れていたと考えられる。一方、一般に液状化対策のための地盤改良があまり行われない岸壁後方の港湾関連用地では、噴砂が見られた箇所が多くあった。古くに建設された埠頭では、既に釧路沖地震と北海道東方沖地震の二つの大きな地震を経験しており、その際にも液状化が発生したことが確認されているが、今回の三度目の地震に

においても再度液状化したことは非常に興味深い。過去の二回の地震による液状化においても、埋立地盤が十分に密な状態になっていなかったことが伺える結果である。

釧路港西港区の平面図を図 11.8 に示す。西港区第四埠頭は平成 14 年に完成した最も新しい埠頭であり、この埠頭だけが 1993 年釧路沖地震・1994 年北海道東方沖地震を経験していない。図中における番号は各被災部の位置を示しており、その詳細は後述する。第四埠頭地域における、埠頭建設以前の海底現地盤についての土質柱状図を図 11.9 に示す。釧路西港第四埠頭付近の現地盤は、表層付近が N 値 10~20 程度の細砂層であり、その下に N 値 50 程度の中砂~粗砂層が分布する。またさらにその下の -20m 以深では、N 値 10~50 程度の細砂層や N 値 5~10 程度のシルト層が存在する。

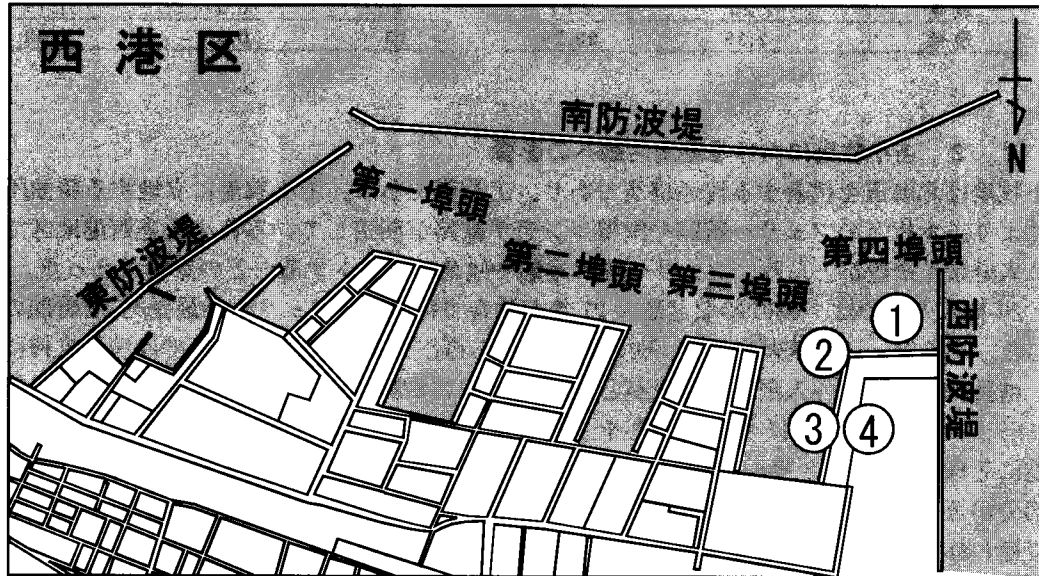


図 11.8 釧路港西港区平面図

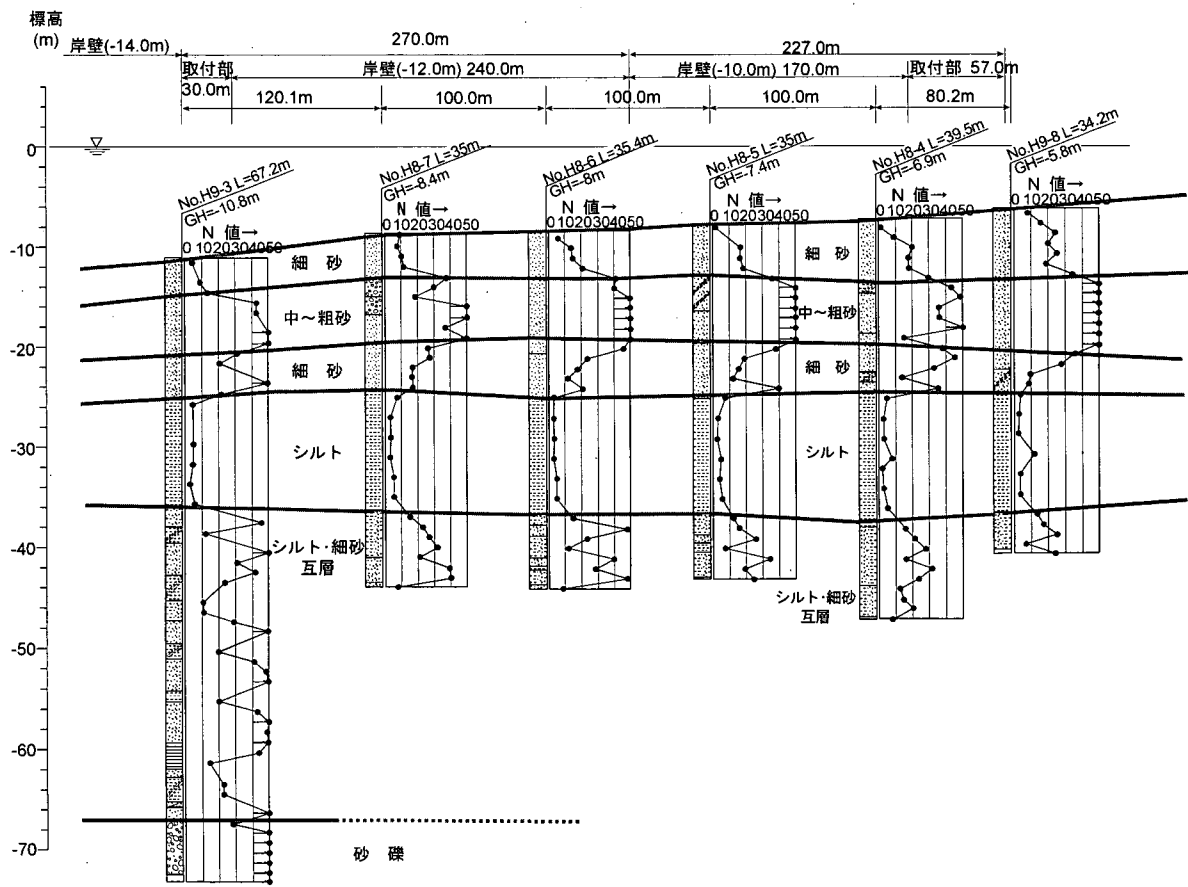
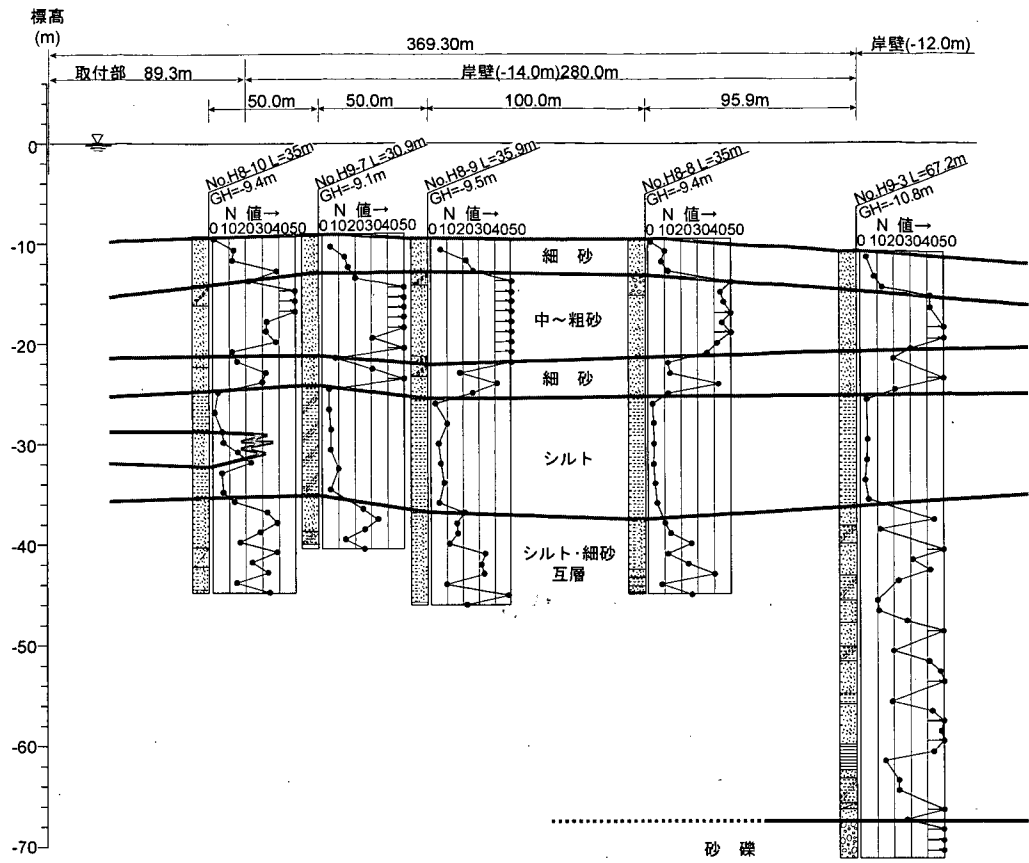


図 11.9 釧路港西港区土質柱状図

11.3.2 釧路西港第四埠頭-14m 岸壁

釧路西港第四埠頭-14m 岸壁 (図 11.8 中の①) の断面図、被害写真を図 11.10 および写真 11.1 に示す。ケーソン直背後地盤は沈下し、施設全長にわたって段差 (最大 60cm 程度) が発生した。またこのケーソン直背後の段差発生箇所では噴砂が残っていた箇所がいくつかあり、粒径が数センチメートルの石も含まれていたが、これらは水道管敷設時の埋戻砂であることが明らかとなっている。ケーソン背後の埋土はセメント系の固化処理土 (母材は砂質系) であり、岸壁法線は最大で 20cm ほど海側に迫り出したが、法線の大きな乱れは見られなかった。この岸壁は将来クレーンを設置予定でありケーソン上にレール基礎が敷設されているが、クレーン設置予定のない箇所では高さ数十センチメートルの空洞がエプロン下部に発生していた。ケーソン背後地盤のアスファルト舗装ではクラックが生じ、岸壁法線から約 40m の範囲にまで及んでいた。大きなクラックからはアスファルト舗装・路盤・路床・処理土が色の違いが明瞭に見て取られ、触診により強度差が明らかに区別できた。

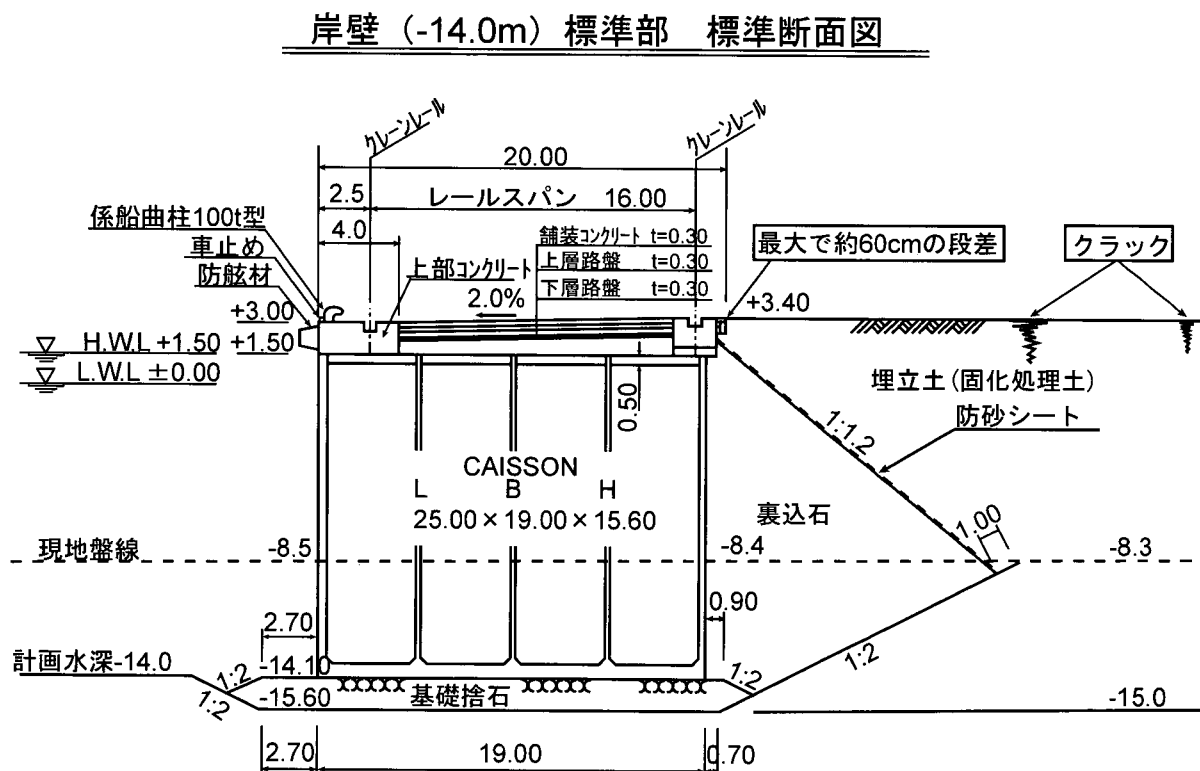


図 11.10 釧路西港第四埠頭-14m 岸壁断面図

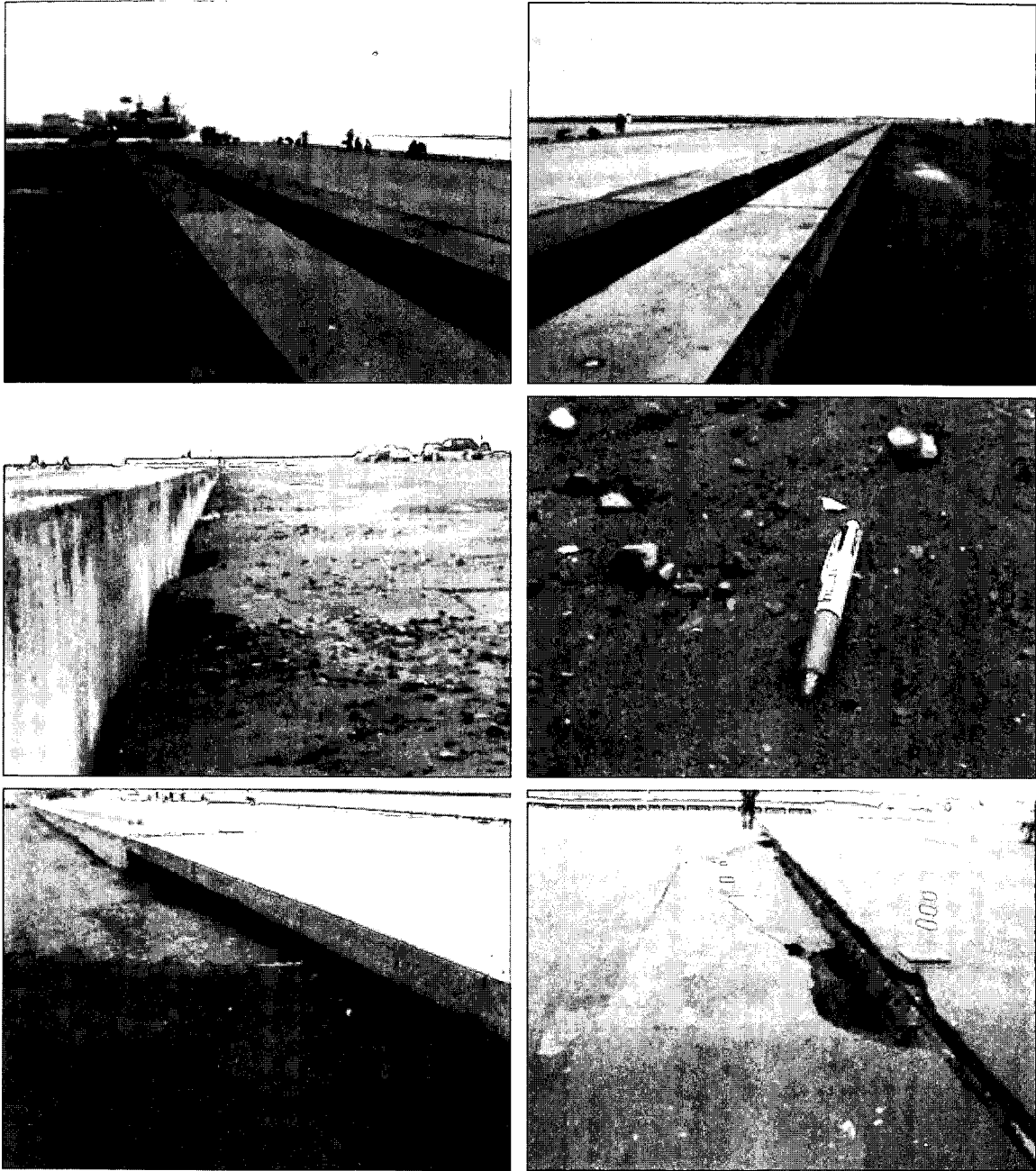


写真 11.1 釧路西港第四埠頭-14m 被害状況

11.3.3 釧路西港第四埠頭-12m 岸壁

釧路西港第四埠頭-12m 岸壁（図 11.8 中の②）の断面図、被害状況を図 11.11 および写真 11.2 に示す。この岸壁は重力式であるが、壁体にはハイブリッドケーソンが用いられていた。壁体肩部に法線と平行にクラック（幅数センチ程度）が見られ、陸側フーチング付近の地表部にもクラック（数センチ）が見られた。また、岸壁法線から 50m ほど離れたところにまでクラックは及んでいた。この岸壁の埋土もセメント系の固化処理土（母材は砂質土、細粒分が多いものもあった）であり、法線は最大で 10cm ほど迫り出したが、法線の大きな乱れは見られなかった。背後のコンテナヤードではコンクリート舗装版と路盤の間に空洞が確認された箇所があった。しかし、ヤードのほとんどは健全であり、確認された空洞部をモルタル等で埋めた後に、地震発生の翌々日には船が着岸してコンテナ荷役が行われていた。

岸壁 (-12.0m) 標準部 標準断面図

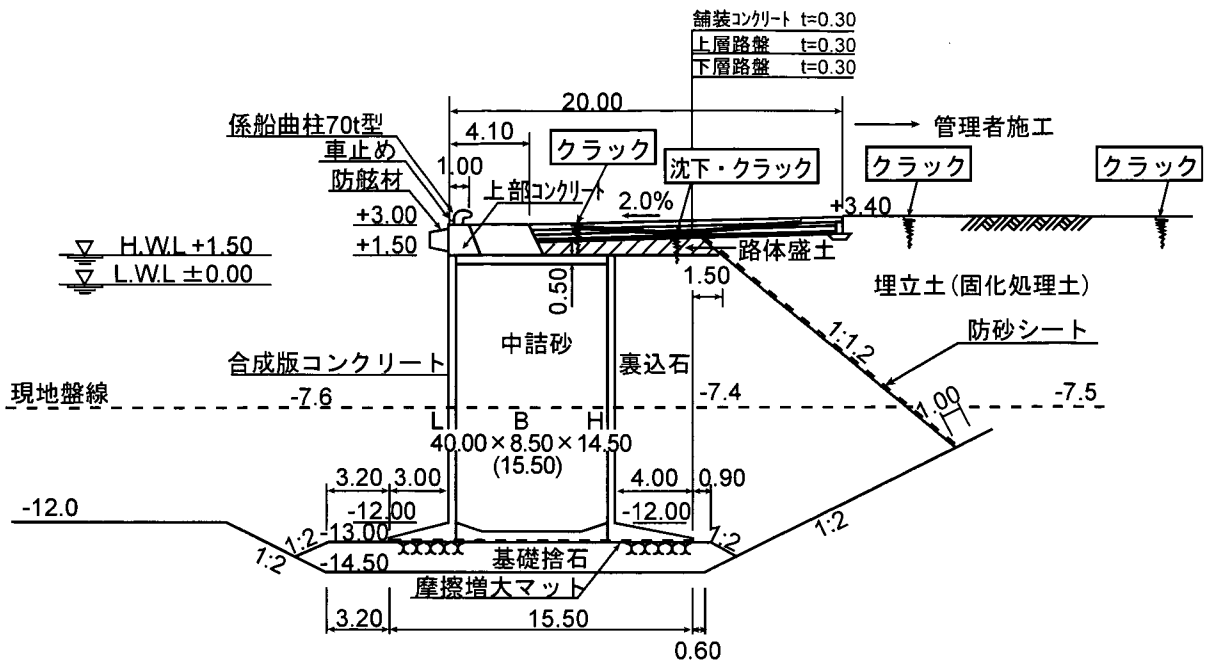


図 11.11 釧路西港第四埠頭-12m 岸壁断面図

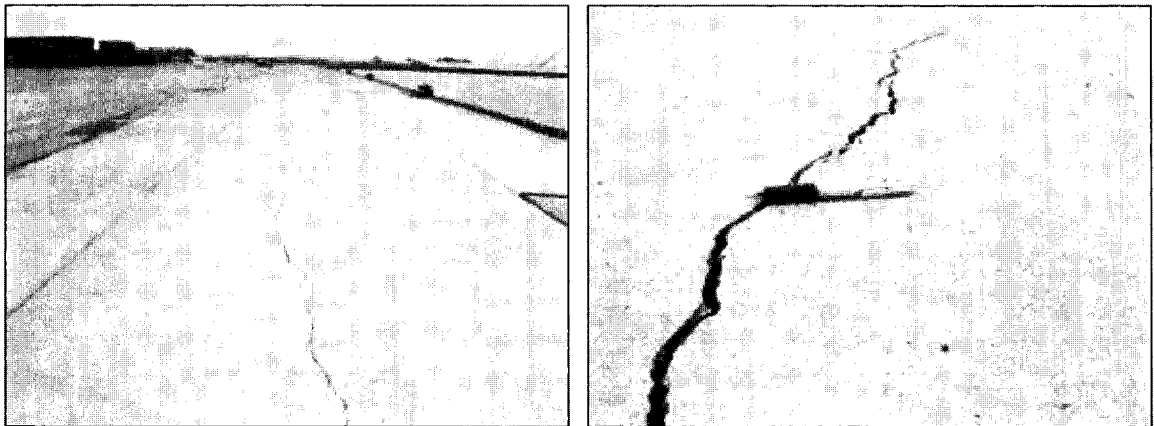


写真 11.2 釧路西港第四埠頭-14m 岸壁被害状況

11.3.4 釧路西港第四埠頭-10m岸壁

釧路西港第四埠頭-10m岸壁（図11.8中の③）の断面図、被害状況を図11.12および写真11.3に示す。第四埠頭では、この岸壁の被害が最も大きかった。岸壁法線の極端に大きな乱れは観察されなかったが、壁体は最大で40cm程度海側に迫り出していた。ケーソン背後のエプロン部は折損して沈下、陥没（7~80cm程度）し、コンクリート舗装のひび割れ幅は最大で30cm程度であった。この岸壁での埋土もセメント系の固化処理土である。岸壁付近に噴砂は見られず、液状化は発生していないと考えられる。

岸壁 (-10.0m) 標準部 標準断面図

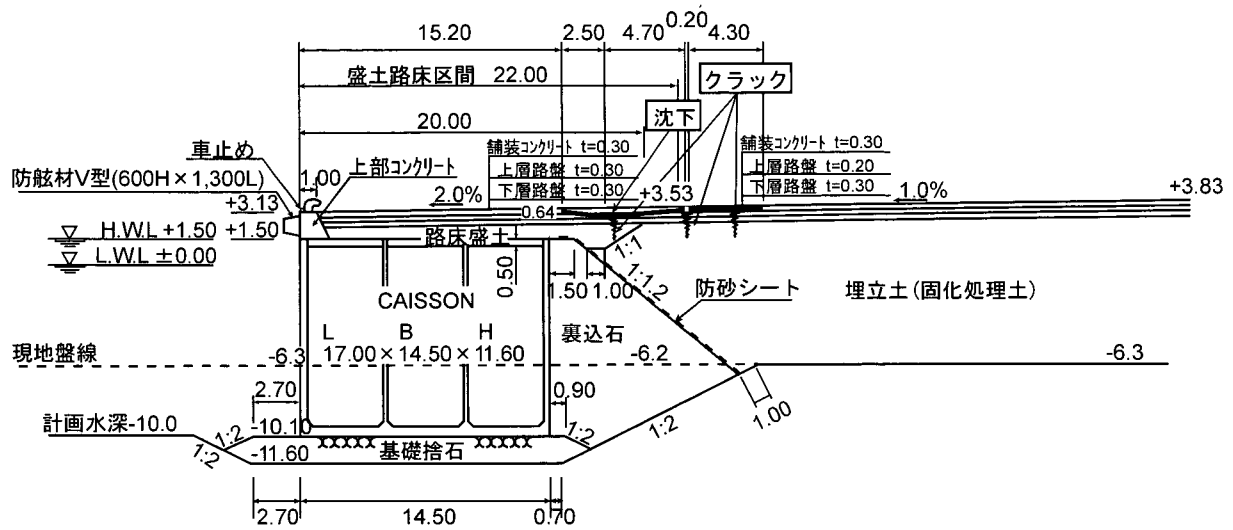


図 11.12 釧路西港第四埠頭-10m岸壁

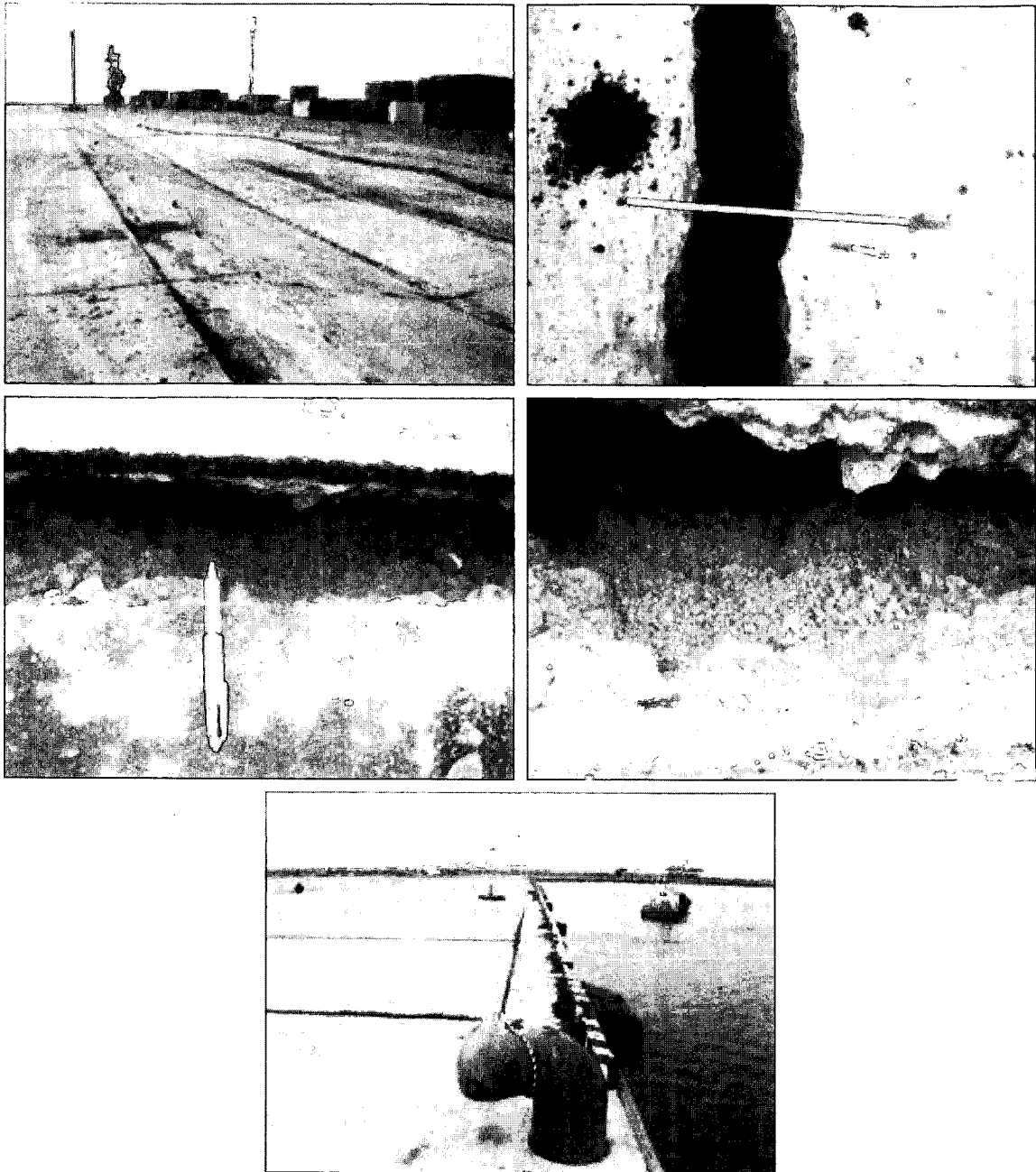


写真 11.3 釧路西港第四埠頭-10m 岸壁被害状況

11.3.5 釧路西港第四埠頭 港湾用地

第四埠頭では、写真 11.4 に示されるように、埠頭中央部の港湾関連用地や道路（図 11.8 中の④）のいたる所で大規模な噴砂痕跡が生じた。道路は鉛直・水平に波打った状態で残っており、液状化の程度が激しかったことがうかがえた。歩道部のマンホールのいくつかは数十センチ隆起しており、これに繋がる管路は多くの箇所ですべて圧壊、断絶しており、砂が充満していたようである。

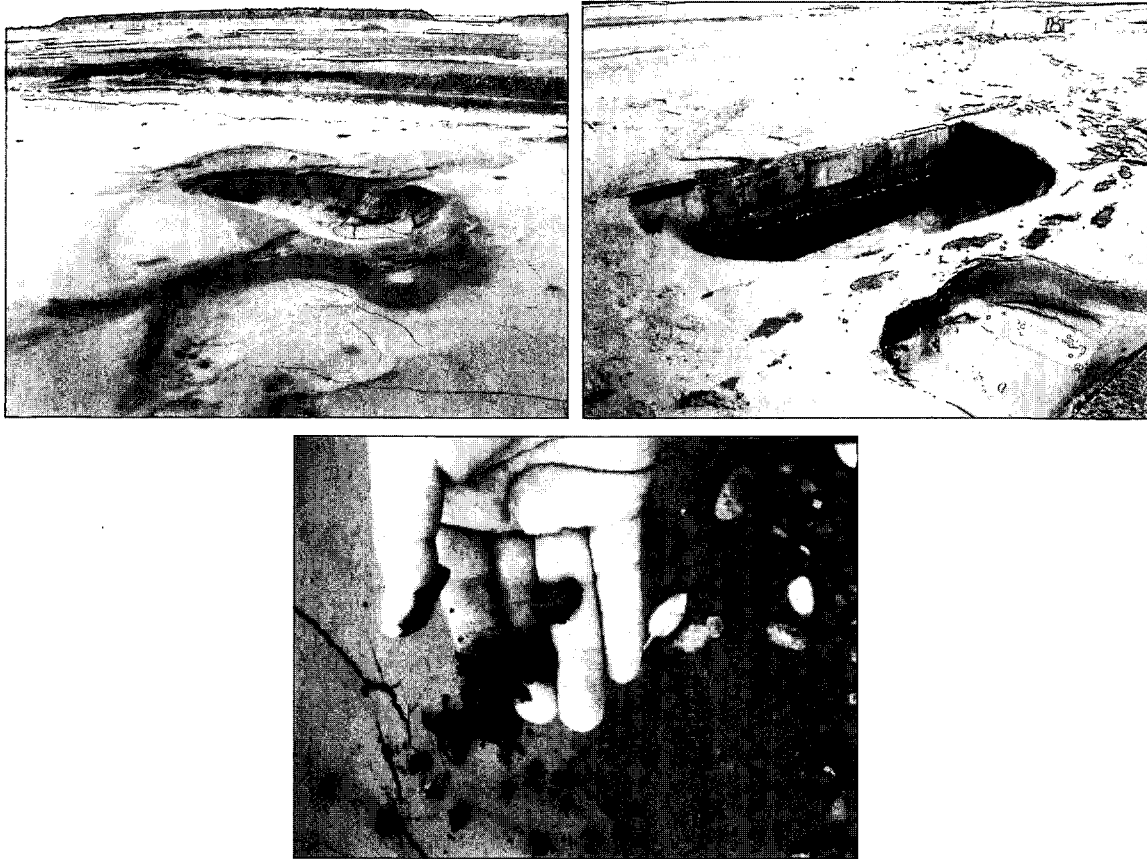


写真 11.4 釧路西港第四埠頭 港湾埠頭用地（道路）における液状化の様子

謝辞

本報告においては、(独)北海道開発土木研究所環境水工部港湾研究室の窪内篤室長、山本泰司副室長に土質図、構造図等の提供など、多大なるご協力をいただきました。ここに記して深甚なる謝意を表します。

参考文献

- 1) 菅野ら：平成 15 年（2003 年）十勝沖地震による港湾施設等の被害報告、港空研資料、2004.
- 2) 座間：やや長周期の地震動、地震 第 2 輯、第 4 6 巻、pp. 329-342、1993.
- 3) 神谷ら：東京湾岸地域における LNG 地下式貯槽のスロッシング検討用地震動の評価、土木学会論文集、No. 619/I-47、pp. 75-90、1999

1 2. 震後対応

1 2. 1. 調査の目的と調査範囲

地震に備え、地域の防災性能を向上させるために、ハード対策が重要であることは言うまでもないが、一度地震が発生したならば、その時の環境下でいかに減災するかは、地震後の対応の適切さに懸かっている。この観点より、国土技術政策総合研究所危機管理技術研究センター地震防災研究室では、規模の大きな地震が発生した際には、危機管理上能力の向上による減災に貢献する知見を蓄積することを目的として、これまでも震後対応を調査してきた。平成15年十勝沖地震においても、10月23日、24日の二日間にわたって調査を実施した。調査は北海道開発局の協力を得て北海道開発局（以下本局という）内の3つの課等（防災対策官、河川管理課、道路維持課）、帯広開発建設部の3つ課等（防災対策官、治水課、工務課）および2つの事務所（池田河川事務所、帯広道路事務所）に対してヒアリングを行った。

1 2. 2. 調査項目

調査項目は表12.1のとおりである。体制構築、初動段階での被害の把握、他機関との連携の実態、マスコミ・一般への対応など地震直後の対応に属するもの、および地震に備える平常時からの準備状況、その他について防災担当者へのヒアリングを実施した。

本報告では、直接被災地域で対応した帯広開発建設部と事務所の対応を中心に災害対応の状況について調査結果をとりまとめる。とりまとめにあたってはヒアリングの回答を直接示すのではなく、ヒアリング結果を整理し、そこから抽出された課題、参考となる共有すべき事例等について示す。

1 2. 3. 調査結果を踏まえた課題の基礎整理

今回の地震では発生時刻が出勤日の早朝であったことも幸いしたが、参集、体制構築、FAX等による情報伝達・集約等は全般的に適切な対応がなされ、目立った混乱を招くことなく災害を乗り越えたと言える。特に以下の点は全般的に円滑であったといえる。

- ・比較的短時間で自動参集し、また実際の被害イメージに近い想定下で実施された訓練の効果が発揮されこともあり、混乱の少ない災害対応ができた。
- ・本局、開発建設部、近隣事務所等からの効果的な支援がなされた。

しかし、全般的に問題がなかった場合でも、また各現場もそれぞれ全般的に良好な対応をした場合であっても、一般的には現場によっては非常に苦労しながら工夫して乗り切ったこともあったり、課題として残ったりすることがあるものである。今回も大規模地震災害に備えて今後改善すべき事項、改善の方策を考える上で参考となる事例・意見等がヒアリングによって得られた。以下はそのような事例を踏まえ、広く共有すべき知見として整理したものである。

なお、今回の地震への帯広開発建設部における時系列的な体制の推移は表12.2に示すとおりである。ヒアリングを実施した段階では、注意体制が依然継続しており、最終的には2ヶ

月近くに及ぶ非常に長い体制となった。

表12.1 調査項目

調査項目	調査事項の例
1) 参集、体制構築、体制解除	<ul style="list-style-type: none"> ①震後対応上の混乱 ②参集状況 ③防災エキスパート等外部支援の利用 ④体制下の職員交替等
2) 初動、施設点検、被害報告、状況把握	<ul style="list-style-type: none"> ①津波への対応 ②各種ツール等の利用 ③現地からの連絡手段 ④渋滞等による点検を進める上での支障 ⑤民間からの情報提供のしくみ（道路モニタ等）の活用 ⑥ITV、CCTVによる被害・状況把握 ⑦住民からの災害情報の連絡
3) 情報収集、上位機関・自治体等との連絡	<ul style="list-style-type: none"> ①他部署・他機関との情報連絡 ②電話、FAXによる情報連絡の不便、限界 ③情報の時点更新 ④上位機関への報告、事務所・道からの報告取りまとめ上の負荷 ⑤局、事務所レベルでの情報集約 ⑥市町村の情報の入手手段
4) 締結していた協定の実施	<ul style="list-style-type: none"> ①協定の種類と実施状況
5) マスコミ・問い合わせ対応	<ul style="list-style-type: none"> ①公表情報、問い合わせに対する苦情 ②住民対応、マスコミ対応の負荷度合い ③住民、マスコミからの問い合わせ ④直轄以外に関する問い合わせ
6) 災害対応人員・機材	<ul style="list-style-type: none"> ①人員・機材の不足と支援 ②業務の集中等 ③上位機関からの（下部機関への）要請・支援等
7) 事前の準備（防災訓練、点検・対応要領・情報システムの整備）	<ul style="list-style-type: none"> ①防災訓練の効果、被害想定を整備状況 ②役に立った災害情報システム ③日頃からの準備、事前の取り決めでの不足事項 ④マニュアルの利用
8) その他	<ul style="list-style-type: none"> ①千島海溝沿いの地震等への懸念事項、今後の対処

表12.2 帯広開発建設部における地震対応体制の推移

月日	時刻	体制等
9月26日	04:50頃	地震発生 非常体制発令
10月3日	13:00	警戒体制へ移行
14日	15:00	注意体制へ移行
11月20日	17:00	体制解除

(1) 参集、体制構築

1) 体制構築

イ. 職員のみならず、協定業者が災害対応において重要な役割を任せられている場合、その自発的な行動が期待される。自発的に行動したケースとそうでないケースが見られ、事務所によっては、契約業者を含む防災訓練等、職員以外の関係者全員を視野に入れた災害対応の準備についても検討が必要との認識があった。

ロ. 携帯電話・電話は不通となるなど、連絡が取れなくなる事態はこれまで大きな地震の都度報告されているが、今回も発生しており、携帯電話が繋がらなくなることは前提として十分考慮すべき。

2) 職員の交替

人員の交替については初動段階では全員体制とし、ある時点から交替制に移行するのが一般的であり、今回も同様であった。全員体制は災害規模が不明な段階では、また参集人数に不確定性がある段階では必要な措置であるが、交替制にどれほどの規模でどの段階で移行するかの判断は難しく、以下のヒアリング結果を踏まえると、災害規模に応じて長続きする体制を合理的に組む方策が必要と考える。

- ・初動段階が終わっても用心のため、あるいは職員が少ないため全員体制で長時間対応せざるを得ない、夜通し対応し、かつ昼は通常業務をこなさねばならないなど、現場は非常に厳しい状況にあった。
- ・29日の朝に全員体制から交替制に移行し、5日までの約1週間24時間を3交替で3名を張り付けたという事務所では、夜間工事監督のために勤務した者は本来の自分の業務を併せて行わなければならない、日中の仮眠もままならなかったため、職員の健康管理が危惧された。初動は全職員対応が必要であるが、後から振り返ると部署によっては27、28日についてはそこまで必要なかったかとも思うとのことであった。

(2) 初動、被害把握

1) 津波への対応

津波に対する対応は全国的に具体化が遅れている分野であるが、今回も以下の課題が確認され、対応について今後検討が必要である。

イ. 今回も津波警報発令中は、パトロールを控えるよう実施するよう指示が上位機関からなされた一方で、河口付近ではかなりの被害があり、把握も急がねばならないという葛藤があり、事前に行動基準を明確にする必要性が確認された。

ロ. 一方、津波情報と同時に国道の通行規制ゲートに道路巡回員を配備し、道路利用者が危険地域に立ち入らないようにするなど、訓練に基づく対応が見られたことは参考になる。

2) 震後の施設点検における震害予測システム等の活用

北海道開発局において展開されている地震計の観測値に基づく即時の地震情報は、道路点検、パトロールの重点化や判断基準として使われていた。開発土木研究所で既開発の震害予測システム(WISE)は、地震動の加速度分布に基づいて、マクロな被災危険度を算出する機能を有する。今後この機能をさらに有効に活用することについても議論の余地があるとの認識が示された。

3) 監視カメラ (ITV、CCTV) 画像の利用

監視カメラ (ITV、CCTV) の主な活用形態は河川関係では構造物の被災把握、道路関係では交通の確認であった。道路、堤防への一般部の被災確認には設置箇所と被災カ所との相違もあり現状では有効利用が難しい。河口の CCTV を津波監視に使うか否かも検討したほうが良い。

(3) 被害情報等収集・集約・連絡

1) 通信手段の確保

不感地帯において衛星携帯を活用している事務所があったが、災害時の通信手段確保に有効と考えられる。

2) 情報集約

イ. 情報集約のツールとしては電話と FAX がここでも主流であったが、以下の通り利便性が認められる反面、限界も露呈している。

- ・ FAX での情報連絡は簡単であるため重宝されている反面、送信に時間がかかる、各方面から一見同じ物が重複して転送されてくる場合に相違点を探すのに時間がかかる、受信機に負荷がかかって故障するなど、限界も露呈した。
- ・ 一方で Fax はいつ来た情報をどこに出したという管理、時間管理が楽という意見もあった。
- ・ 現在の方法では、最新情報を多数の対応者に伝達するのに長時間を要したなど問題点も指摘されている。

ロ. 上位機関は情報が入ってくるまではもどかしい思いをしている一方、早期報告を求めていることが現場の混乱を招く懸念もあり、無理なく迅速な情報を集約する方策の必要性が認められる。

3) 情報共有

イ. 情報共有についても以下の通り大災害時には混乱や障害を招く要因が認められ、適切なしくみやツールの導入が検討されるべきである。

- ・災害情報の共有が円滑でないために、同一人物が一人で対応しなければ一貫性のある対応ができなくなり、長時間に及ぶ無理な負担がかかるなどの事例があった。円滑な交替ができる仕組みの必要性が認められる。

- ・道路事務所では通行止めになっている路線名、迂回路の状況に関する一般からの問い合わせが多く、5名程度で電話対応しても、電話がなりやまない状態で、電話対応に忙殺され最新情報の把握に十分に手が回らなかったという事例も報告された。最新情報を把握しきれないことは誤情報発信の原因となる。

ロ. 特に迂回路情報については上の事例の他、以下の事例からも、最新の情報を容易に獲得し共有する必要性が認められた。

- ・道路の迂回路情報は一般からの問い合わせが多い。国道、道道の区別が一般にとってはつきづらく道道の問い合わせが多かったり、更には河川関係の事務所にも非常に多い問い合わせが重荷となっていたとの事例があった。

- ・一般のみならず現場にとっても、パトロールや復旧のためにも道路管理者に限らず重要な情報であるが、取得に苦勞した事例があった。

- ・情報板や特設の看板による情報提供をしても通行止め区間を先頭にする渋滞が発生し、職員が迂回路のチラシを直接配布したなどの事例があり、情報の提供手段も今後の課題である。

ハ. ホームページの外部アクセス件数が平常時の9倍、交通情報へのアクセス件数は40倍になるなど、情報に対する需要の大きさと、ホームページが災害情報の発信の場として定着しつつあることが実証されたと言える。

(4) 締結していた協定の実施

(1)の1)に述べたとおり、協定業者が自発的に行動したケースとそうでないケースが見られたことから、協定業者も含めた災害対応の円滑化のしくみが必要である。

(5) マスコミ・問い合わせ

1) マスコミ対応

マスコミ対応は建設部の担当を決めたことにより、対応が軽減されたという事例が確認

できた。情報を積極的に発信したことも貢献していると考えられ、参考にすべきである。なお、以下のような場合に苦勞するようであり、情報提供の方法などを考える上で参考となる。

- ・一部マスコミが入手したデータが、ニュース・記事等で大きな扱いで取り上げられた場合、出遅れたマスコミが押しかけてくる、内部からの問い合わせが増えるなど、対応に苦慮する。夕刊の締め切り時間等もあり、要請としても厳しくなる。

2) 一般からの問い合わせ

一般からの問い合わせは、道路の通行止めに関係する問い合わせが多く、住民、道路利用者からは国道か道道か、更には道路か河川かにかかわらず問い合わせがあり現場の負担になっていることは(3) 3)の情報共有で既に述べたとおりである。

今回は池田町が孤立してしまい、孤立感からか問い合わせが増えたという見解がヒアリングで得られたが、これも合わせて誰にどのような情報を、どのような手段で渡すかが重要な課題と言える。

(6) 災害対応

1) 災害対応人材に関する支援

支援については以下の事例の通り、防災エキスパート、近隣事務所、専門家の支援がそれぞれに重要な貢献をしており、迅速で適切な支援のしくみの整備は重要と考えられる。

- ・局等からの防災エキスパート派遣が被災箇所が多い現場を被災状況把握や復旧等で効果的に支援した。
- ・樋門等の河川管理構造物の被災状況把握のため、他の河川事務所に点検要員の応援を要請した(被害のない帯広河川事務所から4名の応援を受け、80カ所の構造物を点検してもらったため、大変助かったとのことであった)。
- ・橋梁被害があった箇所で、比較的早期に独立行政法人開発土木研究所、土木研究所などから専門家が現地に到着し、緊急対策工の実施、通行規制解除の判断を支援した。

2) 機材

今回の災害では局が建設部に対して橋梁点検車の支援を行った。

3) 工事説明

事前にあまり想定しない事例として、ある事務所では緊急復旧工事実施にあたり地元住民から事前説明会を求められ、対応にかなり苦慮するという事例が示された。緊急対応をしている職員と、とりあえず被害もなく平時に戻りつつある住民との意識の差も原因と考えられるが、災害復旧に対しての住民の理解を高める方法、外部の支援などについて事前に考慮すべきことを示す事例として参考にすべきである。

(7) 事前の準備

今回の平成15年十勝沖地震に先立って、帯広開発建設部では約1週間前に地震を想定したロールプレイングによる訓練を実施した。この訓練が混乱のない震後対応に大変役立ったことが、参加した部署から異口同音に聞かれた。特徴は以下の通りである。

- ・釧路沖地震等、過去にこの地域を襲った地震による被害をもとに被害イメージ、シナリオを丹念に作成した。70%程度が想定と合致した。
- ・実際の動きができるよう建設部庁舎で実施した。
- ・事務所長・副所長は別室に置きそこを事務所と見立てた

過去の災害の経験を生かし事前に災害そのもののイメージを持つこと、および対応イメージを持つことの両方の重要性を示す希有な事例と考えられる。担当者によってこのロールプレイングに関する詳しい報告がなされれば、有益な知見となるものと考えられる。

12.4 ヒアリング結果の一般化へ向けた整理

以上の事例はそれぞれ個別に参考にしても役立つと考えるが、今回の災害から得られた教訓を整理し、現場の円滑かつ的確な災害対応に資する一般的な方策と関連づけてみた。このような方策の中には、現場毎、個別の努力ではなく、共通の取り組みとして検討されるべき事項も多い。図12.1に12.3に述べた事例とその原因・要因、および対策について整理した結果を示す。整理結果から読み取れる項目自体は、特に目新しいものではないが、逆に良く言われている事が現場の教訓から、根拠を持ったと見ることができる。

(1) 災害対応人員に関すること

ア. 被害の様相および災害対応のイメージの事前の共有

その地域に具体的に切迫性の高い地震がある場合など、想定地震動に対する被害想定を策定し、どのような問題が発生するかを具体化する。これに応じて、どのような災害対応をすべきか、職員のみならず他の防災関係機関、協定業者や防災エキスパートも含めて具体のイメージを持ち共有する。このためには適切な被害想定手法が必要と考えられる。

災害イメージに基づいてロールプレイングによって防災対応イメージを強化することの有効性は今回確かめられたところであり、防災訓練手法のマニュアル化も必要であると考えられる。

イ. 支援体制・役割分担の明確化等

被害イメージから災害対応の業務量を評価し、どのような支援が必要となってくるかを理解し、その支援を可能とする人材データ等を整えるなど必要な準備をする必要がある。これについては、北海道開発局においても、同じく平成15年に強い地震を経験した東北地方整備局においても整備が進んでおり、普及していると考えられる。またどのような役割分担が災害対応に適切かを確認し、これを防災対応マニュアルに反映するなど、新たな手法の検討も必要である。

(2) 災害情報に関すること

ア. 適切な情報の収集・共有・提供のシステム（しくみと手段）

電話、Faxはどこの災害現場でも重宝されており、実際に報告、災害情報の収集・集約に貢献していることは今更言うまでもない。一方で、迅速性、正確性の問題で限界が認められており、またこれとは別に、最新のオーソライズされた情報を瞬時に共有し、また不特定多数の一般にニーズのある情報を提供する新しいツールが必要であることが示唆された。

一般にこのようなツールは、ツールだけを用意しても、十分に活用されない事例があり、災害対応業務全般のしくみとリンクしたシステムが必要である。

イ. 適切な情報管理と情報提供媒体の工夫

どのような情報がマスコミに対して発信されたか等の発信情報の管理や、伝えたい対象に正しく伝わるための工夫の重要性が示された。

(3) 平常時の準備に関すること

ア. 平常時の広報・必要な制度の整備

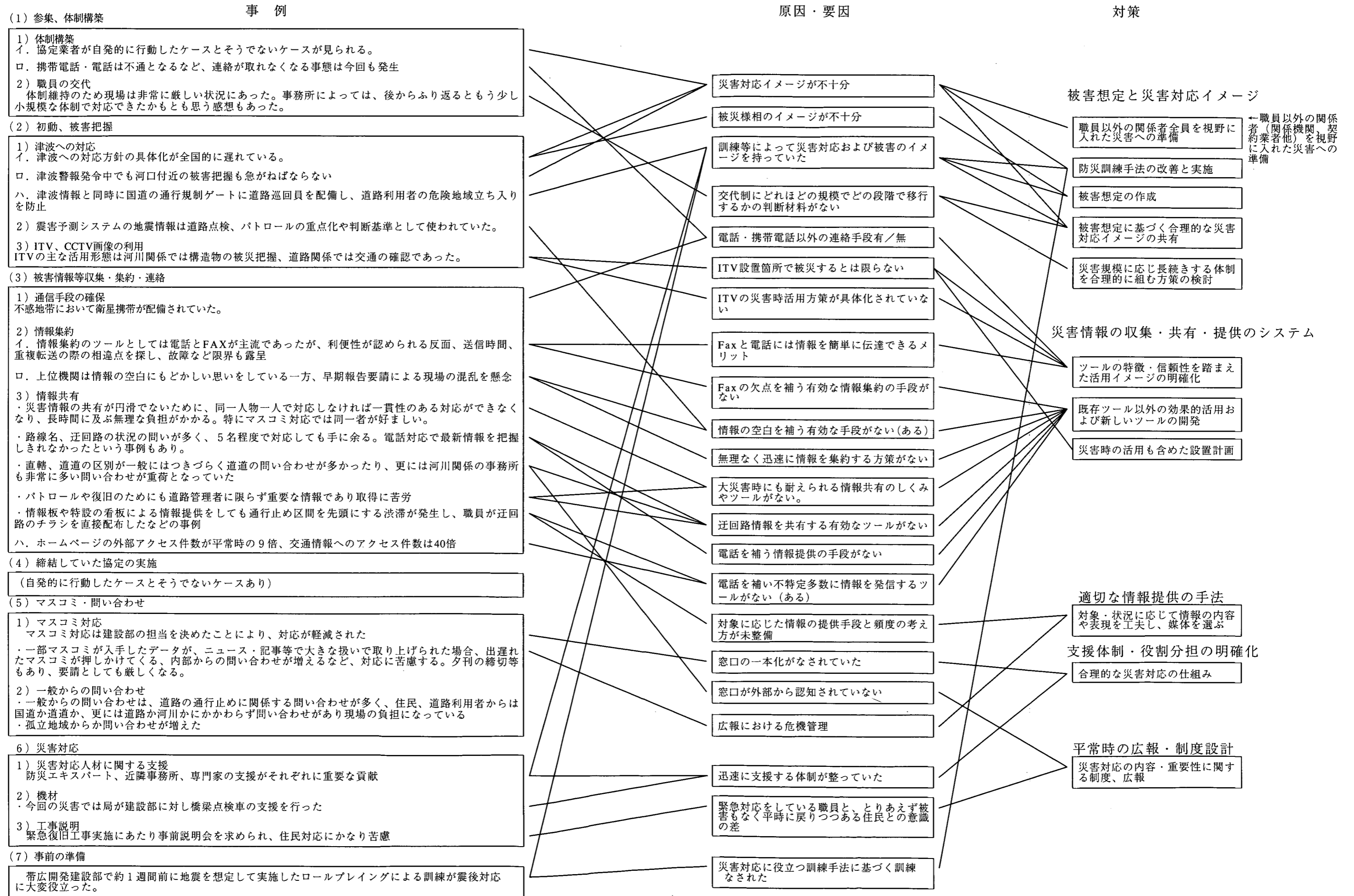
災害時にどのような活動が必要となり、どのような協力が必要となるかという事に関する広報、更に災害対応時に最短時間で対応できるための制度の導入などを検討する必要性が示唆された

12.5 まとめ

以上、今回の調査によって、震後対応の実情および問題意識などについて貴重な情報を得ることができ、そこから考えられる今後の対策について整理した。この中で道路管理者や河川管理者に役立つ被害想定手法は研究機関が手法を示すべき課題と考える。また災害情報システムも、現実の災害を支援するツールとしてはまだ開発の途上であり、各現場が個別に検討するよりも、各現場でシステムを構築する際の土台となる、標準的な機能が提示される方が望ましい。

最後に、ヒアリング調査にあたり北海道開発局の関係各位からは、まだ注意体制の最中の多忙な時期にもかかわらず、ヒアリングの日程調整・準備に始まり、膨大な質問に対し丁寧な回答を用意され、またヒアリングに長時間を割いていただく等、本調査に対し一方ならぬご支援とご協力を賜った。ここに深甚なる謝意を示す。

図12.1 H15十勝沖地震における災害対応に関するヒアリング結果および課題の抽出



10. あとがき

今回の地震は、宮城県で5月26日、7月26日に発生した地震と合わせて、2003年中に発生した3度目の被害地震であった。しかも、発生が9月26日であり、偶然にもちょうど2か月おきの地震であった。また、北海道においては8月の台風10号による豪雨災害につづく大きな自然災害であった。北海道での地震災害としては、1993年釧路沖地震、同北海道南西沖地震、1994年北海道東方沖地震以来、わずか約10年の間において発生したものである。

今回の地震・地震災害から得られた知見、教訓は、以下の通り要約できる。

(1) 長期地震予測

政府（文部科学省）の地震調査研究推進本部が2003年3月に長期地震予測を発表していたが、今回の地震がそれに該当するものであるとの見解が同本部より発表された。長期予測された地震が実際に起こった初めての地震であった。少なくとも発生周期性の高い海溝型地震については確実に再発するものであることを実感させた。今後の地震発生が確実に視されている東海地震、東南海地震、南海地震、あるいは宮城県沖地震等に対する備えが緊要である。

(2) 長周期地震動

一部地域で、兵庫県南部地震を上回る長周期地震動が観測された。一説には、苫小牧の石油タンクの火災の原因とされている。マグニチュードの大きい海溝型地震では長周期地震動が発生する可能性が高いので、固有周期の長い大規模構造物の耐震設計・耐震性評価においては、長周期成分の影響を検討する必要がある。

(3) 津波

継続時間が長く、最大の津波偏差が遅れて観測されるという特徴をもつ津波が発生した。津波の河川遡上を含む貴重な観測記録が得られたことから、これらを避難情報提供の仕組みや海岸堤防・河川堤防の耐越波評価などに活かすことが望まれる。

(4) 耐震補強対策

橋梁、河川施設、港湾施設、下水道施設などにおいて、特に1995年兵庫県南部地震以降に既設構造物に対して行われてきた耐震補強対策、および前回地震で被災した後にとられた改良復旧の効果が実証的に示された。また、木造・RC造建築物でも、新耐震設計法が導入される(1981年)前に建てられた建築物に構造的被害が多く見られた。一方、耐震補強された建築物には被害がなかったことから、建築物の耐震診断・耐震補強の有効性が示された。得られたデータを耐震補強対策の合理化のために活用することが望まれる。

(5) 災害危機管理

今回の地震でも電話回線の輻輳が発生したことにより、災害情報の把握等若干の遅れが生じた。大地震の際には、通信手段の途絶・輻輳がさらに大きくなるので、大地震を視野に入れた再点検や新技術の導入などを検討しておくことが望まれる。

また、たまたま地震の1週間前に、地震を想定して実施した災害担当者手作りのロールプレイング型防災訓練が行われ、これが災害対応に効果を発揮した事例があった。

地域住民への情報伝達については自治体間で対応が不統一という課題は見られたものの、住民の意識も高く、避難は比較的スムーズに行われた。津波により2名が不幸にして

行方不明になったが、今後、釣り客など海岸・沿岸利用者への情報伝達手段についても検討が望まれる。

謝辞

平成 15 年十勝沖地震被害の現地調査及び報告書の執筆にあたり、次の機関または個人に多大なるご協力をいただきました。

地方自治体等にあつては、北海道庁、釧路市、釧路町、音別町、豊頃町、鶴川町、阿寒町の関係部局各位ならびに関係する土地改良区の管理担当者各位、研究機関においては、東京大学生産技術研究所古関助教授ならびに独立行政法人開発土木研究所構造研究室、北海道立北方建築総合研究所生産技術部生産システム科および独立行政法人防災技術研究所防災研究情報センターの関係研究室各位、財団法人および民間企業にあつては、日本下水道事業、北海道電力、電源開発株式会社、日本電工株式会社、釧路空港ビル株式会社の関係者各位、国土交通省にあつては、本省関係部局ならびに北海道開発局および同帯広開発建設部、同釧路開発建設部、同室蘭開発建設部の関係各課と事務所の関係者各位です。

ここに記して深甚なる謝意を示します。

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of NILIM

No. 233

February 2005

編集・発行 ©国土技術政策総合研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは
〒305-0804 茨城県つくば市旭一番地
企画部研究評価・推進課 TEL 029-864-2675