

(84) 1968年十勝沖地震時の青森市内の埋設管路の被害分析

(地盤ひずみの観点より)

久保田鉄工(株) 正員 ○岩 本 利 行
同上 正員 山 路 忠 雄
同上 正員 長 尾 正 三

1. はじめに

1968年5月16日の十勝沖地震時、青森市内の横内浄水場系配水幹線の埋設管路に継手の抜けによる多くの被害が発生した¹⁾。現在、地震時の埋設管路の挙動観測は種々おこなわれているが、いまだ、大地震時の記録がなく、耐震研究にとってこの種の被害データは非常に貴重なものであると考える。これらのことより本報告は上記の被害管路について、被害当時のヒアリング、継手特性実験、地盤調査、地盤応答解析等を通して、とくに地震時の地盤ひずみの観点より分析をおこなった結果について述べたものである。なお、当地震は青森震度V、マグニチュード7.8であった。

2. 管路被害状況

調査対象にとりあげた場所は図1、2に示す八役一青森刑務所間の約1.1kmの直線管路部である。また、被害管路はGL下1mにあり、図3に示す口径20インチの普通铸铁管でヤーン(麻)を用いて鉛でコーキングされた印ろう形継手である。被害位置を図2中に×印で示しているが、ほぼ均等に分布していることが分る。なお、実際の被害件数はこの×印の2.5倍の58件であり、平均1ヶ所/19mで継手の抜けによる漏水が発生した。被害復旧担当者の話しによれば地表上に水が吹き出してきた場所を掘削し、補修したとのことである。また、鉛は各継手で受口面より約20mm前後はみ出してあり、これをハンマー、タガネ等で再度、受口内に叩き込み、抜け止め金具をかけ復旧したとのことである。また、震源方向は図2中に示すように、ほぼE-W方向である。当管路は明治39年~41年頃布設されたものであるが、この場所は水道の専用道路であり、布設時より被害時までトラック等の上載荷重を受けておらず、地盤沈下の経年変化等はほとんどないところである。また、青森市は当管路が布設された時期以降、1968年の十勝沖地震まで大きな地震は受けていない。

3. 管路の継手特性実験

次の各継手特性実験をおこない、以下のような結果を得た。なお、水圧は浄水場と現地との標高差が約50mあるので $P=5\text{ kgf/cm}^2$ を负荷した。

(1) 引張特性実験: ヤーンが受口端面にでてくるまで漏水しなかった。(2) 引張、曲げ特性実験: 同上。(3) 引張、圧縮繰り返し特性実験: 継手の抜け量を順次、増加させ、引張、圧縮の繰り返し実験をおこなったところ、継手の抜け量が15~20mm以上になると漏水(地表上にでてくる程度)が発生した。また、鉛もこの程度の抜け量を与えると挿口が受口内に入っても、鉛は受口端面より20mm前後はみ出した状態が残った。なお、実験に用いた継手は実験室内でコーキングしたものと現地の被災継手のものと両方おこなったが、ほとんど同じ結果であった。

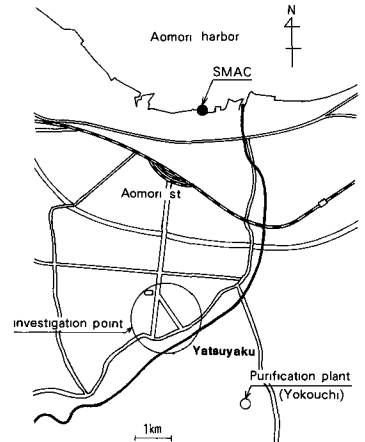


図1 被害調査場所(青森市)

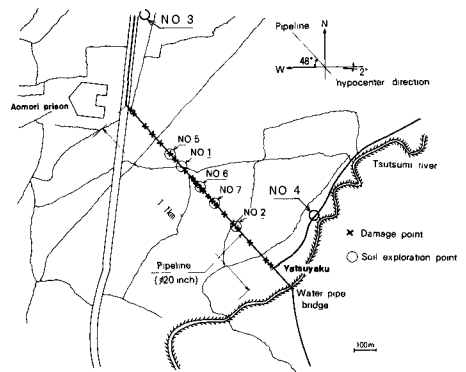


図2 調査対象区間

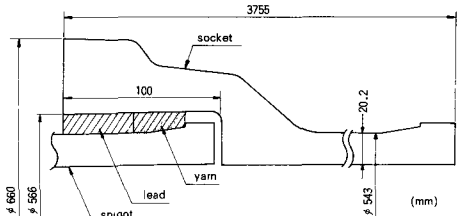


図3 被害管路の継手構造(印ろう形継手)

以上のことより、前述した復旧担当者のヒアリングの結果と合わせると、地震時、漏水が発生した継手は15~20mm程度は最低、抜けたのではないかと推定される。また、紙面の都合上ここでは、引張、圧縮繰り返し特性実験の抜け量5mmと20mmでの実験結果例を図4に示す。

4. 地震時の地盤ひずみ値の推定

以上に述べたように、平均19mに1ヶ所で継手の抜けによる漏水が発生したこと、その継手では最低15~20mm抜けたことより、当地点では、地震時、地盤ひずみ(ε)は、下記のように最低、 1000×10^{-6} 程度は発生したものと推定される。

$$\varepsilon = (15 \sim 20) / 19000 = 790 \sim 1050 \times 10^{-6} \text{以上}$$

5. 地盤調査

図2中に示すNo. 1、2の位置で土質調査及びPS、密度検層を実施した。また、このデータと既存の土質データ(No. 3、4)とを合わせて検討した結果の地盤推定断面図を図5に示す。また、この他に管路位置での液状化の検討のためにGL下5mまで、管路に沿って土質調査(No. 5、6、7)をおこなった。これより、当地点の地盤は、管路位置は粘性土であり、深さ方向に向って、粘性土、砂質土、砂礫の互層となっていることが分る。図6にPS検層を示す。

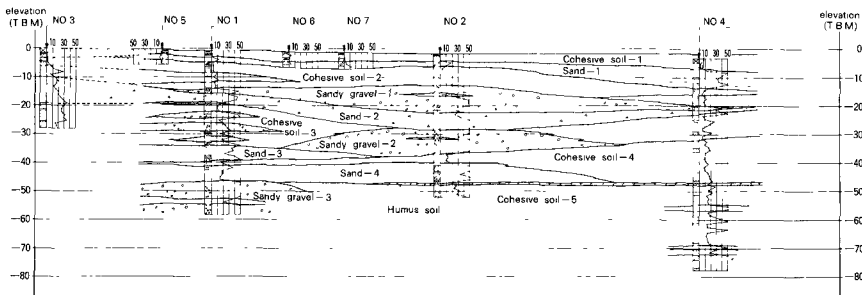


図5 地盤推定断面(八役一青森事務所)

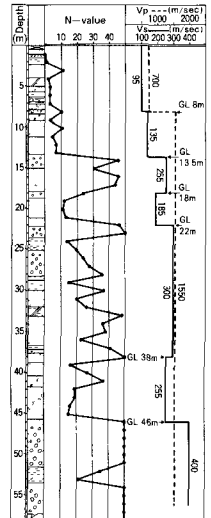


図6 PS検層(NO1)

6. 地盤応答解析

応答解析は重複反射理論を用いて、土質調査地点のNo. 1、2の2ヶ所でおこなった。計算にあたっては等価線形法により土の動的特性の非線形性を考慮し、剛性率等のひずみ依存性は岩崎、龍岡ら^{2,3)}の曲線を用いた。

(1) 入力地震動

1968年十勝沖地震時、図1中に示す青森港において、運輸省港湾技術研究所設置の強震計により、図7に示す記録波形⁴⁾が得られておりこれを用いた。但し、当波形は30秒を過ぎたあたりから、1Hz以上の短周期成分がなくなり、0.4Hz程度の長周期成分が卓越している。これは、片田、伯野⁵⁾が指摘するように、この部分は地盤の軟化、液状化によることも考えられるので、7~28秒間の部分を用いて計算をおこなった。なお、当記録波形は後藤ら⁶⁾の提案のフィルター補正をおこなっている。また、この波形を基盤に入射する波形に変換する計算に際しては、当地点で藤原⁷⁾によりPS検層が実施されており、これを用いた。計算により求めた基盤への入射波形及びそのフーリエスペク

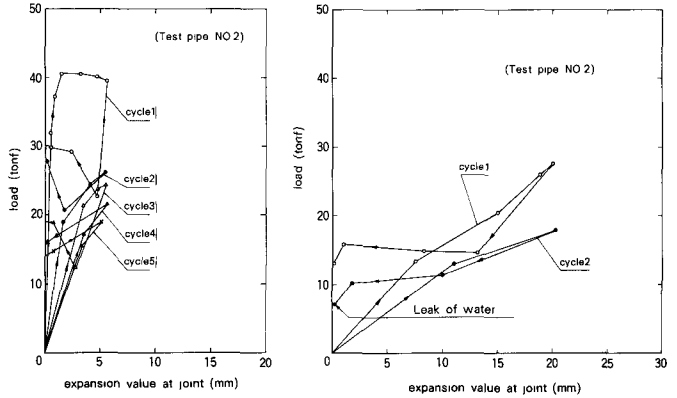


図4 引張、圧縮繰り返し特性実験結果の一例

トルを図8に示す。最大加速度値はN-S方向で134gal、E-W方向で90galであった。この波形を調査地点No. 1, 2での入力波形とした。

(2) 応答解析結果

図6のPS検層値等を用いてNo. 1, 2で地盤のモデル化をおこない、図8の入力波形を用いて管路位置で求めた地盤の応答計算結果の1例を図9に示す。なお、基盤面はNo. 1ではGL下46m、No. 2ではGL下60mの砂礫一3の層とした。(No. 2の基盤深さはNo. 1と4のデータより推定した) No. 1, 2での加速度振幅 (A)、速度振幅 (v)、変位振幅 (D) の最大値及び地盤の卓越周期 (T) は次の通りであった。

No. 1: (N-S) A=170gal, v=31.1 Kine, D=8.6cm, T=1.49sec

(E-W) A=141gal, v=32.0 Kine, D=8.6cm, T=1.33sec

No. 2: (N-S) A=292gal, v=41.0 Kine, D=10.0cm, T=1.1sec

(E-W) A=207gal, v=32.4 Kine, D=9.1cm, T=1.0sec

7. 液状化の検討

当地盤は地下水位がGL下0.5mにあり、かつ、砂質土を含んでいるので、下記の方法により、上記の応答解析結果を用いて液状化の検討をおこなってみた。

①道路橋示方書⁸⁾に示されている岩崎、龍岡らの方法。

②Seedの方法。⁹⁾

この結果を図10に示す。これより、管路付近では液状化は発生しなかったものと推定される。また、被災時の復旧担当者に液状化の状況(管の浮上り、噴砂現象)をヒアリングをしたところ、そのような状況はなかったとのことである。

8. 表面波による地盤ひずみの解析

筆者らが八戸市内でおこなっている埋設管路の地震時挙動観測によれば、地震時の地盤ひずみは400m前後の深い地盤まで考慮した高次のモードを含む表面波(レイリー波)によって発生する結果¹⁰⁾が得られており、ここでも当管路は表面波によってのみ被害を受けたものとして、地盤ひずみの解析をおこなってみた。

文献11, 12, 13, 14に示されている土質データを用いて推定した当地点の600mまでの地盤モデル(No. 2)を図11に示す。地盤ひずみ(ε)の計算は $\epsilon = v/V^{10)}$ でおこなった。vは図9の速度振幅波形を用い、Vは図11の地盤モデル

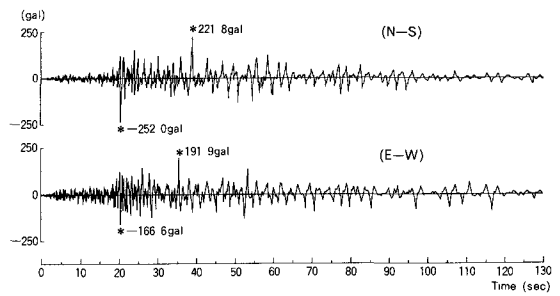


図7 青森港の記録波形

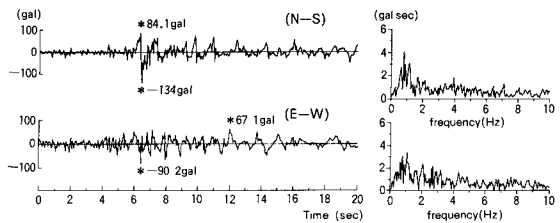


図8 基盤への入射波形

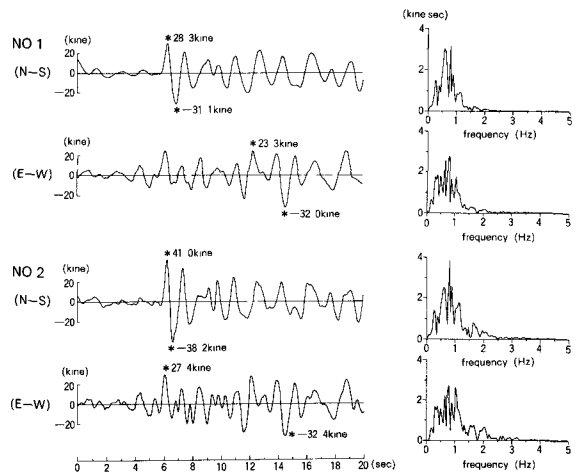


図9 調査地点の速度応答解析波形

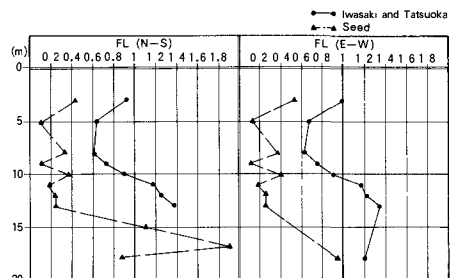


図10 液状化の検討(No. 1)

による図12に示すラブ波、レイリー波の理論分散曲線の位相速度を用いた。なお、 v は震源方向を考慮してラブ波の場合はN-S成分を、レイリー波の場合はE-W成分を用いた。また、 V は地盤モデルで考慮する深さを56m、180m、600mの3通りに変え、位相速度は地盤ひずみ値が最も大きくなる基本モードを用いた。図13にGL下56mのモデルによるラブ波、レイリー波の地盤ひずみの応答波形及びそのフーリエスペクトルを示す。また、表1に各深度における地盤最大ひずみ値を示す。なお、表1の値は管軸方向に換算したものである。これより、地盤ひずみが 1000×10^{-6} 以上になるものはラブ波によるものであり、深度による差はほとんどない。一方、管軸方向の地盤ひずみが 1000×10^{-6} になる一定の伝播速度値をN-S成分の速度振幅値を用いて求めると $V=284$ m/sとなる。

ここでは、表面波による地盤ひずみの検討をおこなったが、実体波によるものも考えられ、今後、この値をも検討してゆく必要があると考える。

V_p (m/sec)	V_s (m/sec)	ρ (g/cm^3)	H (m)	Depth (m)
700	76	1.50	11	0
1550	165	1.65	12	11
1550	219	1.75	12	23
1550	229	1.60	4	35
1550	231	1.75	6	39
1550	224	1.60	11	45
1550	400	2.00	124	56
2000	900	2.50	90	180
2000	550	2.00	30	270
2000	900	2.50	60	300
2000	650	2.00	240	360
3300	1850	2.70	∞	600

図11 地盤のモデル化(No.2)

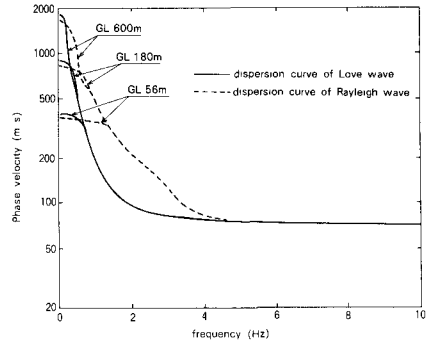


図12 表面波の理論分散曲線(基本モード)

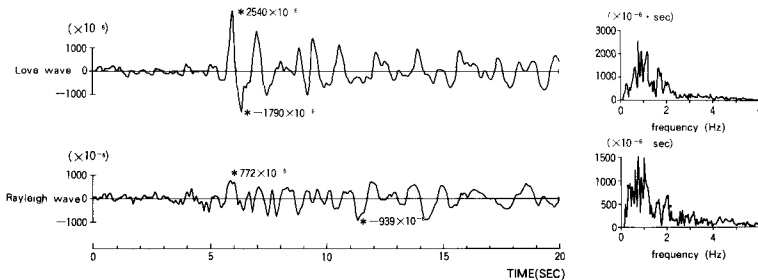


図13 地盤ひずみの応答解析波形(地盤モデルGL下56m)

表1 地盤最大ひずみ(管軸方向)

Depth (m)	Ground Max. strain ($\times 10^{-4}$)	
	Rayleigh wave	Love wave
56	628	1888
180	450	1850
600	443	1828

9. おわりに

以上、1968年十勝沖地震時の青森市内の横内浄水場系配水管路の八役一青森刑務所での若干の被害分析をおこなった。地盤ひずみの解析は表面波によっておこなったが、今後は実体波による検討もおこなってゆきたい。しかしながら、この種の問題はすべて推論にならざるを得なく、今後、少しでも、より事実に近づけるため、当地点に地震計、地盤ひずみ計、間隙水圧計を設置し、強震観測をおこなってゆく予定である。

当調査は青森市水道部殿及び八戸市水道部元管理者、田辺一政氏の御協力によりおこなったものである。また、青森港の記録波形については運輸省港湾技術研究所殿及び京都大学工学部杉戸助手にお世話になった。各位に紙面を借りて深く謝意を表する次第である。

参考文献 (1) 日本水道協会青森支部、十勝沖地震による水道施設の被害と今後の災害対策、昭和43年10月。(2) 岩崎・龍岡・高木、第12回土質工学研究発表会、1977。(3) 岩崎・龍岡他、第13回土質工学研究発表会、1978。(4) 土田・倉田・須藤、港湾技研資料No. 80、1969。(5) 片田・伯野、土木学会論文報告集No. 318、1982。(6) 後藤・亀田・杉戸・今西、土木学会論文報告集No. 277、1978。(7) 藤原、鉄道技術研究報告No. 743、1971。(8) 日本道路協会、道路橋示方書・同解説、昭和55年5月。(9) Seed, ASCE, Vol. 105, No. GT2, PP201~255。(10) 岩本・若井・山路、第6回日本地震工学シンポジウム、1982。(11) 東北地下工業(株)、青森県青森市周辺地域地下水利用適正化調査水理解析報告書、1973年12月。(12) 物理探鉱技術協会、土木弾性波探査法、昭和52年3月。(13) 服部・杉本、物理探鉱、第28巻1号、1975。(14) 今井、第9回国際土質学会、1978。