

# 農業用管水路に発生する地震時動水圧に関する研究

研究予算：運営費交付金

研究期間：平成 31～令 3

担当チーム：水利基盤チーム

研究担当者：大久保天、南雲人、寺田健司  
立石信次、今泉祐治、山口健

## 【要旨】

地震時に伴い農業用管水路内には動水圧（地震時動水圧）が発生する。地震時動水圧は管水路の破損原因になり得るものの、その実態は十分に明らかにされていない。本研究では、供用中の農業用管水路において、地震時動水圧を観測し、そのデータ解析と数値シミュレーションから、次のような結果を得た。①観測により得られた地震速度の最大値と地震時動水圧の最大値は高い相関関係にあり、その関係式による試算によれば、震度 6 以上の大規模地震時には管水路中に設計水圧をこえる地震時動水圧が発生する。②水田灌漑用低水圧の管水路では、空気弁内において地震時動水圧の数倍となる水撃圧が発生する場合があります、空気弁の破損原因と考えられる。③地震時動水圧は、その複数の圧力波が重なり合っただけでなく増幅しながら管内を伝播する。伝播する地震時動水圧は、曲管部においてスラスト力を発生させて、管水路を破損すると考えられる。

キーワード：農業用管水路、地震時動水圧、水撃圧、現地観測、数値シミュレーション

## 1. はじめに

地震時動水圧は、一般にファームポンドやダムなどの貯留水が、地震時において施設の本体および付帯構造物に及ぼす荷重として知られている。しかし、充水した水道管や農業用管水路（以下、「管水路」）においても、地震時動水圧は発生する。管水路が地震動によって振動すれば、その閉端部、曲管部、T字部および片落部（図-1）では、水圧の上昇と下降の繰り返しが発生する。この水圧変化に伴い管内に圧力波が伝播し、管水路の任意の地点において水圧が変化する。その水圧の変化量を地震時動水圧という<sup>2)</sup>。

中川<sup>3)</sup>は、単振動する管水路内に発生する動水圧を求める計算式を導出し、その計算結果から管水路の設計において地震時動水圧の影響に配慮することの必要性を示した。木下ら<sup>4)</sup>は、1974年伊豆半島沖地震で地下埋設管に亀裂が生じた原因が地震時動水圧である可能性を指摘した。小川<sup>5)</sup>は、振動台を用いて振動時の動水圧による管体の破損を確認するとともに、その理論的考察を行った。毛利<sup>6)</sup>は、農業用管水路の弱部を整理し、地震時における管水路曲管部の被害発生は、地震時動水圧によるスラスト力の増加が要因であると推定した。植屋ら<sup>7)</sup>は、管水路の通水試験中に発生した十勝沖地震（2003年）の際に0.33 MPaの水圧上昇を確認したが、データの取得間隔が1分であったことから、地震時動水圧の詳細な時間変化を捉えたものではなかった。農村工学研究所<sup>8)</sup>は、東北地方太平洋沖地震にお

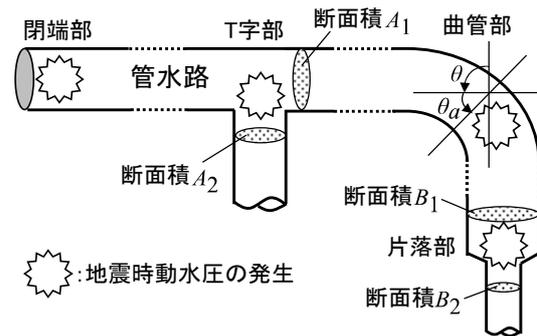


図-1 管水路における地震時動水圧の発生箇所



(1) 管接続部の離脱



(2) 空気弁の破損

図-2 地震時動水圧の関与が想定される被害

る農業用管水路の被害に地震時動水圧が影響を与えた可能性を報告した。玉瀬ら<sup>9)</sup>は、熊本地震における水道管路の被害状況を分析するとともに、室内実験によって空気弁の破損原因は、地震時動水圧に起因する水撃現象であると結論づけた。小野ら<sup>10)</sup>は、平成30年北海道胆振東部地震における農業用管水路の曲管部にお

る管の離脱や空気弁の損傷（図-2）は地震時動水圧が原因であると推察した。

以上のように、管水路中に発生する地震時動水圧は、以前から知られている現象であり、地震時動水圧が管水路の破損原因になり得ると推察する報告が散見される。しかし、それらの報告はあくまで推察の域を脱していない。なぜならば、それらの報告が言及する被害状況や事象を裏付ける地震時動水圧の観測データが圧倒的に不足しているからである。

そこで、筆者らは、管水路における地震時動水圧の実体を把握するため、2013年より、供用中の農業用管水路において地盤の振動加速度と管水路内の水圧を継続的に観測し、地震発生時における管水路の振動加速度（以下、「地震加速度」）および水圧データ（地震時動水圧）を取得している。すなわち、この観測は、地盤振動の加速度と管水路内の水圧のデータを常時取得し続けて、地震が発生する時を待ち構えるというものである。本研究は、さらに、これまでに取得した地震時動水圧データを整理して、管水路中に発生する地震時動水圧の実態と特徴を把握するとともに、データ解析や数値シミュレーションによって、地震災害時に発生する地震時動水圧の大きさや継続時間を予測する方法の開発を目的とする。

以下、2章では、振動する管水路内に発生する動水圧の発生機構を説明し、その地震時動水圧の最大値を求める計算式を示す。3章では、地震時動水圧の観測事例を挙げて、実際の地震時動水圧の動態を考察する。4章では、観測データから地震動の速度の最大値と地震時動水圧の最大値の相関関係を示して、その両者の関係式と理論的な計算式との整合性を考察する。5章では、地震時動水圧に伴い空気弁に発生する水撃圧に関して考察する。6章では、管水路の非定常流況の基礎式に基づく数値計算によって管水路中の地震時動水圧の動態をシミュレーションした結果について述べる。7章では、本研究の成果をとりまとめる。

## 2. 管水路における地震時動水圧の発生過程

### 2.1 地震時動水圧の発生・伝播過程のイメージ

管水路における地震時動水圧の発生過程のイメージを図-3に示す。非常に長い直線の管水路の一端が閉塞されており、管内は水圧 $P_0$ で充水している状態を想定する。いま、この管水路の管軸方向に周期 $T$ の地震動が生じたと仮定する。管水路が上流側に変位するとき、閉端部の壁面に接する水塊は管壁に押されて上流方向に変位する。そのため、閉端部近傍の水圧は、振動前

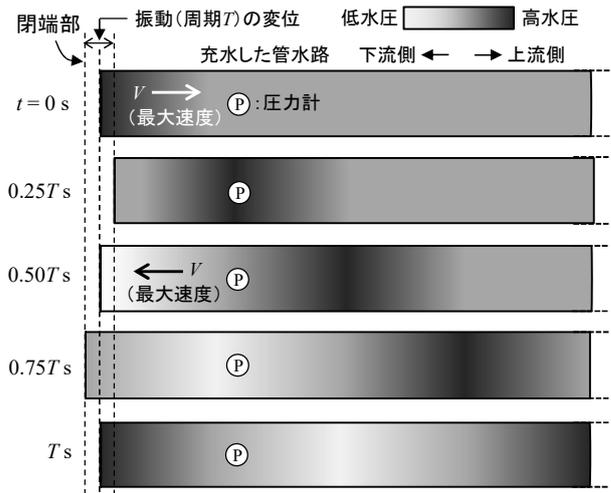


図-3 管水路における地震時動水圧の発生過程

の水圧 $P_0$ より上昇する。逆に、管水路が下流側に変位するとき、閉端部の管壁に接する水塊は閉端部の管壁に追従して下流方向に変位する。そのため、閉端部近傍の水圧は $P_0$ より下降する。この閉端部における水圧の上昇（高水圧）と下降（低水圧）は、圧力波となって管水路内を伝播する。このとき、管水路内の任意地点の圧力計には、高水圧のピークと低水圧のピークが、管水路の振動の半周期（ $0.5T$ ）毎に繰り返し到達することになる。この圧力計が示す水圧の変化量が地震時動水圧である。

### 2.2 地震時動水圧の理論式

図-3に示すような一端が閉端部である無限に長い直線の管水路が単振動する場合において、管水路内に発生する地震時動水圧の最大値 $\sigma_{\max}$ (Pa)は、地震動速度の最大値 $V$ (m/s)を用いて式(1)のように表される<sup>2)</sup>。

$$\sigma_{\max} = \rho v_s V \quad (1)$$

ただし、 $v_s$ は管水路内の動水圧の伝播速度(m/s)であり、次の式(2)によって与えられる。

$$v_s = \frac{1}{\sqrt{\rho \left( \frac{1}{k} + \frac{D}{Ee} \right)}} \quad (2)$$

ここに、 $\rho$ は水の密度(kg/m<sup>3</sup>)、 $V$ は地震動速度の最大値(m/s<sup>2</sup>)、 $k$ は水の体積弾性係数(N/m<sup>2</sup>)、 $D$ は管内径(m)、 $E$ は管材料の弾性係数(N/m<sup>2</sup>)、 $e$ は管の厚さ(m)である。

また、曲管部、T字部、片落部の地震時動水圧の最大値 $\sigma_{C\max}$ (Pa)、 $\sigma_{T\max}$ (Pa)、 $\sigma_{R\max}$ (Pa)は、図-1に記す $\theta$ 、 $\theta_a$ 、 $A_1$ 、 $A_2$ 、 $B_1$ 、 $B_2$ を用いて、それぞれ次の式(3)、式(4)、式(5)によって算出できる。ただし、式(5)、式(6)は管軸方向に振動した場合の式である。

$$\sigma_{Cmax} = \sin \frac{\theta}{2} \cdot \sin \left( \theta_a + \frac{\theta}{2} \right) \cdot \sigma_{max} \quad (3)$$

$$\sigma_{Tmax} = \frac{A_2}{A_1} \left/ \left( 2 + \frac{A_2}{A_1} \right) \right. \cdot \sigma_{max} \quad (4)$$

$$\sigma_{Rmax} = \left( 1 - \frac{B_2}{B_1} \right) \left/ \left( 1 + \frac{B_2}{B_1} \right) \right. \cdot \sigma_{max} \quad (5)$$

### 3. 地震動および地震時動水圧の観測

#### 3.1 観測方法

##### 3.1.1 観測システム

s 管水路中の水圧は、空気弁施設を利用して観測する。本研究における観測システムの概要を図-4に示す。管水路内の水圧は、空気弁本体にある分岐管の先端に圧力センサーを取り付けて観測した。また、地震動加速度は、空気弁室底部のコンクリート平板に加速度計を固定して、鉛直方向、南北方向および東西方向の3成分を観測した。それら地震動加速度と管水路内の水圧データを、サンプリング周波数100 Hz（取得時間間隔：0.01秒）で取得した。

##### 3.1.2 観測地点

本研究における地震時動水圧の観測地点を図-5に示す。北海道の十勝地域におけるM管水路で2地点、S管水路で1地点、道央地域におけるA管水路で2地点の観測を実施している。次に各管水路の概要を述べる。

##### (1) M管水路

M管水路はセミクローズドタイプの管網配管である。実際の管水路では主に曲管部において地震時動水圧が発生すると考えて、観測地点1および観測地点2では、それぞれ曲管部の近傍に位置する空気弁施設を利用して、水圧および地震動の加速度を観測した。各観測地点はそれぞれ異なるファームポンドを水源とする独立した路線にある。管種は両観測地点ともにダクタイル鋳鉄管（DCIP）である。管径および静水圧は、観測地点1においてφ300mm、約0.9MPa、観測地点2においてφ350mm、約0.7MPaである。観測地点1は2013年1月から、観測地点2は2013年11月から現在まで観測を継続している。

##### (2) A管水路

A管水路は水田灌漑用のセミクローズドタイプの樹枝状配管である。観測地点3および観測地点4における管種はダクタイル鋳鉄管（DCIP）である。管径および静水圧は、観測地点1ではそれぞれφ1.1m、約0.06MPa、観測地点2ではそれぞれφ1100mm、0.08MPaである。観測地点3および観測地点4は2019年11月から現在まで観測を継続している。

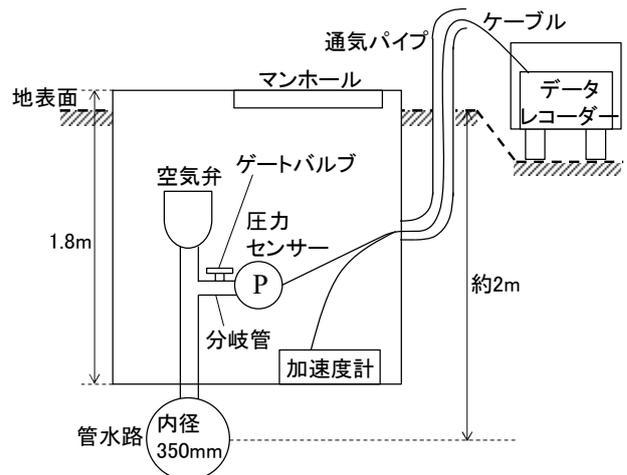


図-4 観測システムの概要

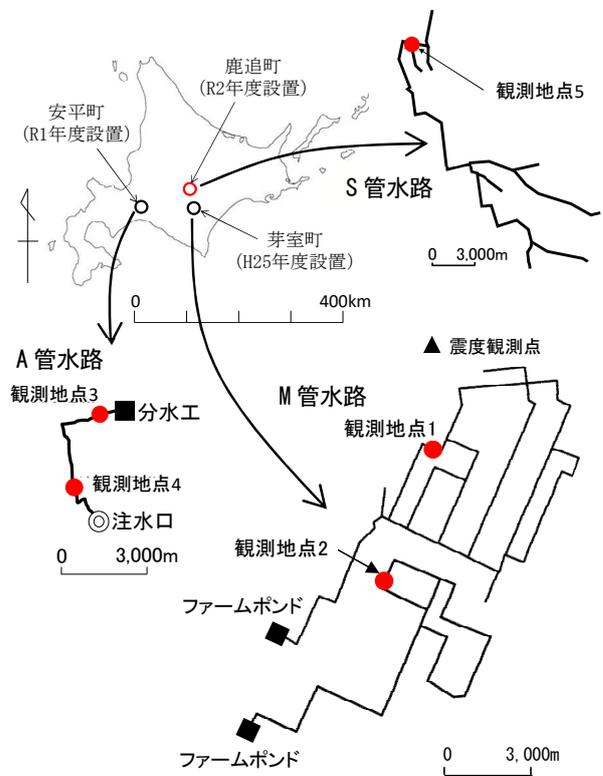


図-5 本研究における地震時動水圧の観測地点

##### (3) S管水路

S管水路はセミクローズドタイプの樹枝状配管である。観測地点5は、本線と支線が接続するT字部の近傍に位置する空気弁施設にて観測を行った。観測地点における管種はダクタイル鋳鉄管（DCIP）である。管径および静水圧は、φ800mm、約0.26MPaである。観測地点5は2020年11月から現在まで観測を継続している。

### 3.2 観測結果

M管水路における観測事例として、震度4の地震動（2016年1月14日発生、震央：浦河沖、M6.7）における観測地点1のデータを図-6に示し、観測地点2のデータを図-7に示す。また、A管水路における観測事例として、震度3の地震動（2020年2月12日発生、震央：浦河沖、M6.7）における観測地点3のデータを図-8に、観測地点4のデータを図-9に示す。さらに、S管水路における観測事例として、震度1の地震動（2020年2月12日発生、震央：浦河沖、M6.7）における観測地点5のデータを図-10に示す。以上の各図最上段のグラフは鉛直方向の地震加速度であり、上向きを正、下向きを負とする。2段目のグラフは南北方向の地震加速度であり、北向きを正、南向きを負とする。3段目のグラフは東西方向の地震加速度であり、東向きを正、西向きを負とする。最下段のグラフは地震時動水圧であり、地震動の発生前の水圧を0として、その後の水圧上昇を正、下降を負とする。また、横軸の時間はP波の到着時を時刻0sとしている。

全観測事例にみられるとおり、地震動の到達に伴い管水路内に動水圧が発生した。すなわち、地震時動水圧は、管網配管、樹枝状配管、管径、水圧などに関わりなく発生することが確認された。

また、地震時動水圧の振幅は、鉛直方向の地震動（縦波）であるP波に対しては微少であったが、水平方向（南北方向、東西方向）の地震動であるS波（横波）の到達に伴い顕著に増大した。このことは、農業用管水路はほぼ水平面に広がっているため、地震時動水圧が発生する振動は、S波によって生じるためである。

さらに、図-6～図-9の観測事例において、地震加速度は、S波の到着時点（あるいは直後）で最大となり、その後しだいに減衰するが、地震時動水圧の振幅は、S波の到着とともに発生し、その後しだいに増大して数秒後に最大値となった。このように、主要な地震動が減衰した後に地震時動水圧の増大がみられる。こうした現象は、管水路内における複数の地震時動水圧の圧力波が互いに重なり合って増幅したために生じたと考えられる。

また、観測例1および観測例2とともに、地震時動水圧の周波数は、0.5 Hz～1.0 Hzで卓越しており、従って、地震時動水圧の主要な周期は1 s～2 sである。中川<sup>3)</sup>における理論式によれば、地震加速度と地震時動水圧の周期は同じとなるが、実際には地震時動水圧の周期は地震加速度より大きくなるのが分かった。

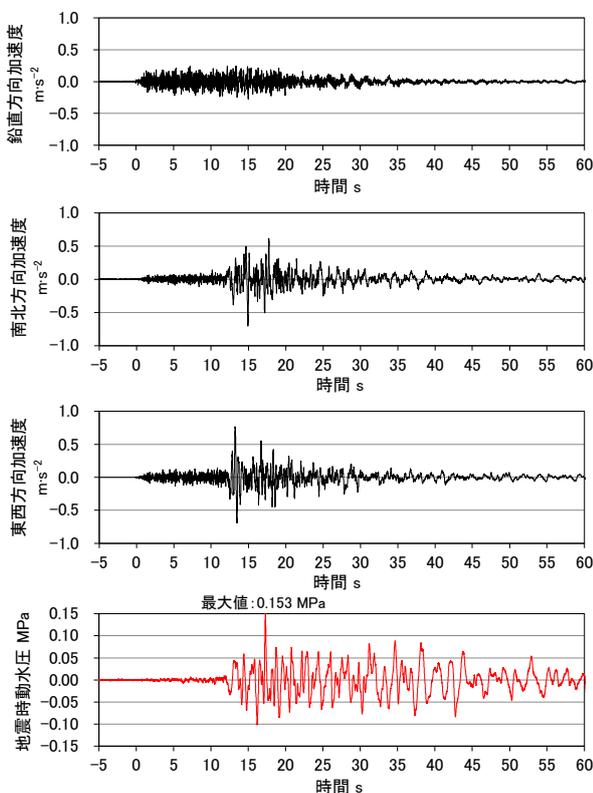


図-6 観測地点1における観測結果

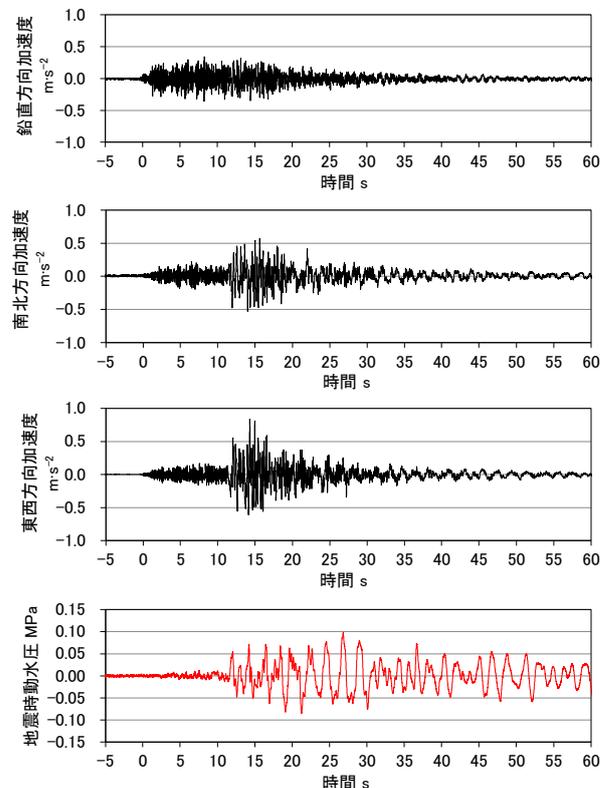


図-7 観測地点2における観測結果

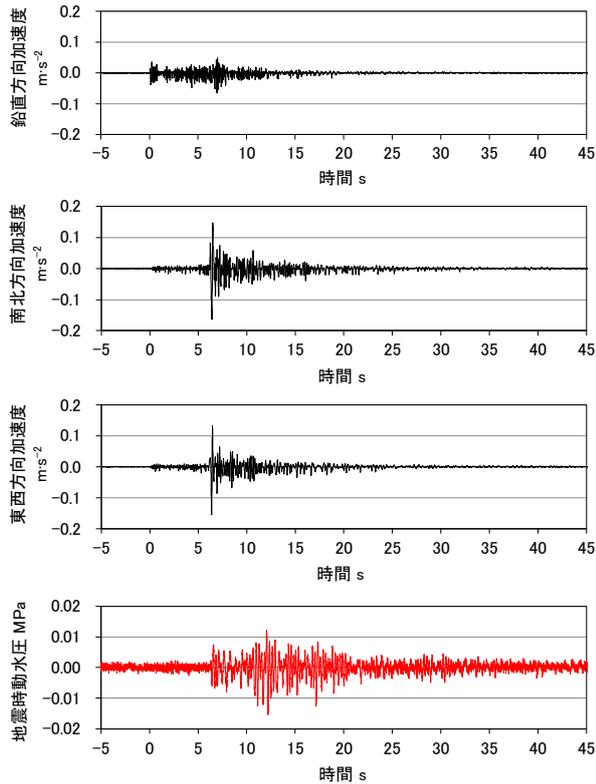


図-8 観測地点3における観測結果

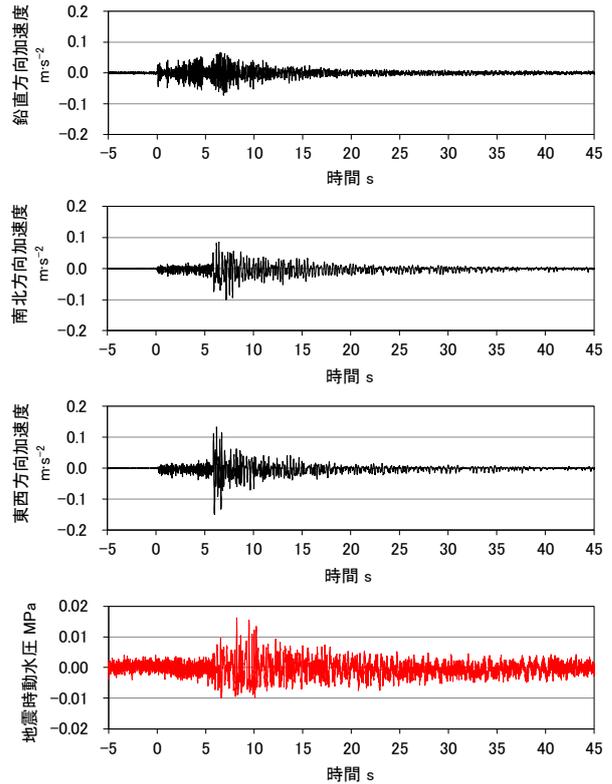


図-9 観測地点4における観測結果

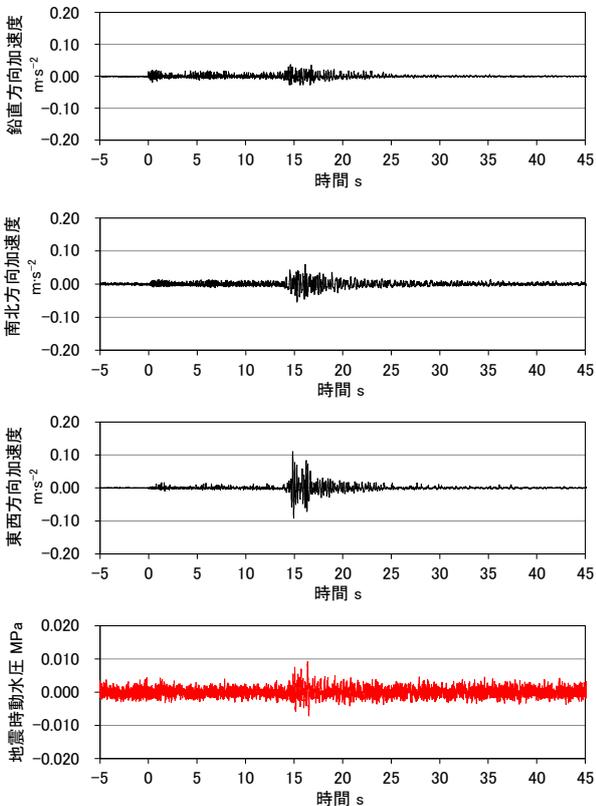


図-10 観測地点5における観測結果

#### 4. 地震動の速度と地震時動水圧の関係

本章では、震度2から震度4の十数回の地震時のデータが取得されているM管水路を対象に、地震動速度の最大値と地震時動水圧の最大値の相関関係を明らかにして、理論式との整合性を検証する。

##### 4.1 観測地点における地震時動水圧の理論式

2章に記した式(1)～式(5)に基づいて、M管水路の各観測地点における地震時動水圧の具体的な計算式（以下、「理論式」）を導出する。観測地点1および観測地点2の拡大図を図-11に示す。中川<sup>3)</sup>によれば、観測地点1の道路横断部のような2つの曲管部が近接する区間や観測地点2前後の迂回路の場合では、地震時動水圧はほとんど発生しない。従って、地震時動水圧は、観測地点1近傍では曲管部Aのみで発生し、観測地点2近傍では曲管部Bと片落部で発生するとみなせる。表-1に記す各観測地点における諸元を式(1)、式(2)、式(3)および式(5)に代入して、各観測地点における式(6)、式(7)を求めた。ただし、ここでは、 $\sigma_{max}$ が最大となる場合、例えば、曲管部Aおよび曲管部B ( $\theta=45^\circ$ )では $\theta_a=45^\circ$ の方向に管水路が単振動した場合を示す。

$$\sigma_{max1} = 0.76V_1 \quad (\text{曲管部A}) \quad (6)$$

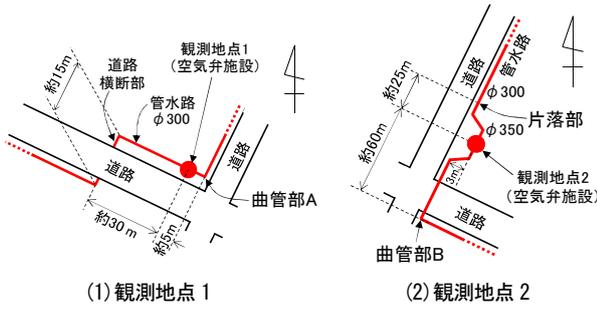


図-11 観測地点近傍の管水路の詳細

表-1 観測地点における数値

対象箇所	項目	数値		単位
		観測地点1	観測地点2	
曲管部	管の厚さ $e$	0.005	0.005	m
	管の直径(内径) $D$	0.30	0.35	m
	管軸の曲がり角度 $\theta$	90	90	度
	管軸と振動方向の角度 $\theta_a$	45	45	度
片落部	管の断面積の変化 $B_2/B_1$	なし	0.735	—
共通	水の体積弾性係数 $k$	$2.03 \times 10^9$		$N/m^2$
	水の密度 $\rho$	$1.0 \times 10^3$		$kg/m^3$
	管材料(ダクタイル鉄管)の弾性係数 $E$	$1.60 \times 10^{11}$		$N/m^2$

$$\sigma_{\max 2} = 0.73V_2(\text{曲管部B}) + 0.16V_2(\text{片落部}) \quad (7)$$

$$= 0.89V_2$$

ここに、 $\sigma_{\max 1}$ と $V_1$ はそれぞれ観測地点1における地震時動水圧の最大値(MPa)と地震動速度の最大値(m/s)である。また、 $\sigma_{\max 2}$ と $V_2$ はそれぞれ観測地点2における地震時動水圧の最大値(MPa)と地震動速度の最大値(m/s)である。

#### 4.2 観測データにおける地震動速度の最大値と地震時動水圧の最大値の相関関係

##### 4.2.1 地震動速度と地震時動水圧の最大値の決定

地震時動水圧の最大値決定の流れを図-12に示す。観測データにハイパスフィルタを施して、地震時動水圧以外の長周期の水圧変動やノイズを除外した。そして、得られたデータの絶対値のグラフから、地震時動水圧の最大値を決定した。また、地震動速度の最大値決定の流れを図-13に示す。地震動加速度のデータを数値積分して地震動速度を求め、得られた南北方向と東西方向の地震動速度の合成データから、地震動速度の最大値を決定した。

##### 4.2.2 地震動速度の最大値と地震時動水圧の最大値の相関関係

地震動速度の最大値と地震時動水圧の最大値の関係を図-14に示す。観測地点1のデータ観測地点2のデー

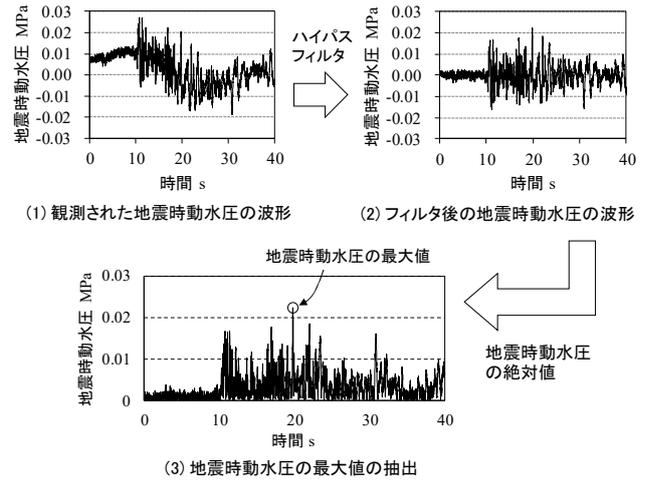


図-12 地震時動水圧の最大値決定の流れ

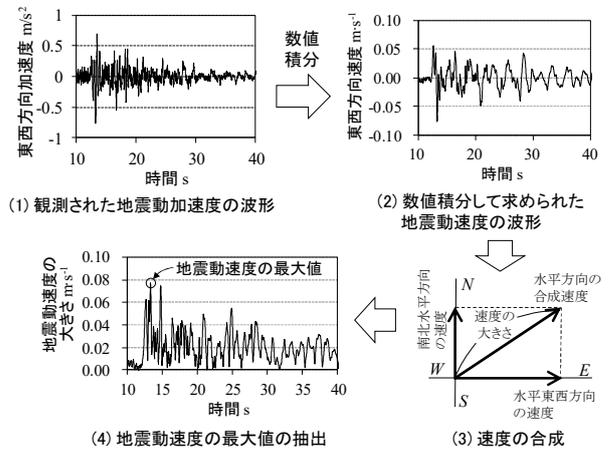


図-13 地震動速度の最大値決定の流れ

タともに高い相関性を有する比例関係となった。両観測地点の原点を通る直線の回帰式は、それぞれ次のとおりである。

$$\sigma'_{\max 1} = 1.80V'_1 \quad (\text{相関係数: } 0.99) \quad (8)$$

$$\sigma'_{\max 2} = 1.26V'_2 \quad (\text{相関係数: } 0.97) \quad (9)$$

ここに、 $\sigma'_{\max 1}$ と $V'_1$ はそれぞれ観測地点1における地震時動水圧の最大値(MPa)と地震動速度の最大値(m/s)である。また、 $\sigma'_{\max 2}$ と $V'_2$ はそれぞれ観測地点2における地震時動水圧の最大値(MPa)と地震動速度の最大値(m/s)である。

##### 4.2.3 観測値と理論値の比較検証

観測データから得られた地震動速度の最大値と地震時動水圧の最大値の高い相関は、両者の比例関係である理論式と整合する。しかし、式(8)と式(9)の比例係

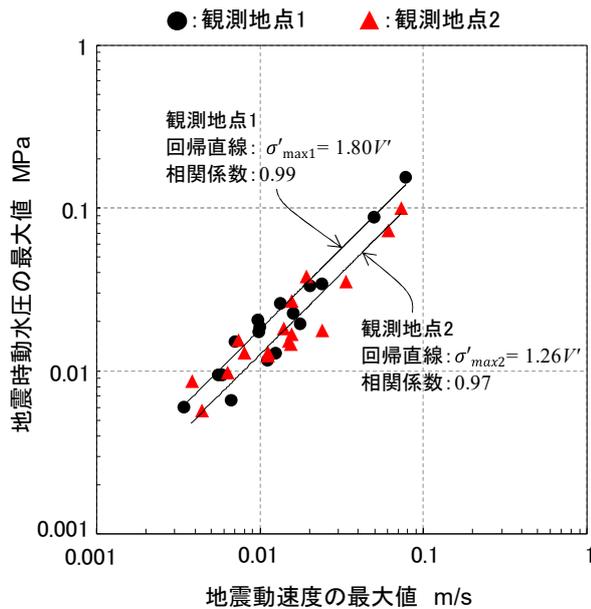


図-14 地震動速度の最大値と地震時動水圧の最大値の相関関係

数は、式(6)と式(7)の比例係数を大幅に上回った。2章において述べたとおり、観測で得られた地震時動水圧の最大値は、地震動に伴い発生した複数の地震時動水圧が互いに重なり合って増大した結果であると考えられる。ところがその重ね合わせの効果は理論式に含まれていない。それゆえ、この場合の比例係数の差異は重ね合わせの効果によるものと考えられる。

#### 4.3 地震時動水圧の重ね合わせが生じる以前の地震動速度の最大値と地震時動水圧の最大値の関係

地震発生から地震時動水圧の重ね合わせが生じるまでの観測データにおける地震時動水圧の最大値は、式(6)と式(7)から算出される理論上の最大値 $\sigma_{\max}$ 以下になることが推察される。本節ではその検証を試みる。

##### 4.3.1 地震時動水圧の重ね合わせが生じる以前の地震動速度の最大値と地震時動水圧の最大値の決定方法

地震波(S波)が観測地点に到達してから、観測地点近傍以外の箇所が発生した動水圧が、観測地点に最初に到達するまでの時間帯における観測データは、観測地点において地震時動水圧の重ね合わせが生じる以前のデータである。観測地点直近の曲管部から管路に沿って最初の曲管部までの距離は、観測地点1の場合で約800m、観測地点2の場合で約1,200mである。これらの区間における地震時動水圧の伝播速度は、式(2)から約1,000 m/sである。それゆえ、観測地点1にS波が到着後約0.8秒間は、他の曲管部から伝播してくる地震時動水

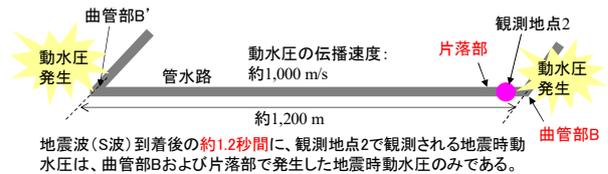


図-15 観測地点と観測地点に隣接する曲管部との距離

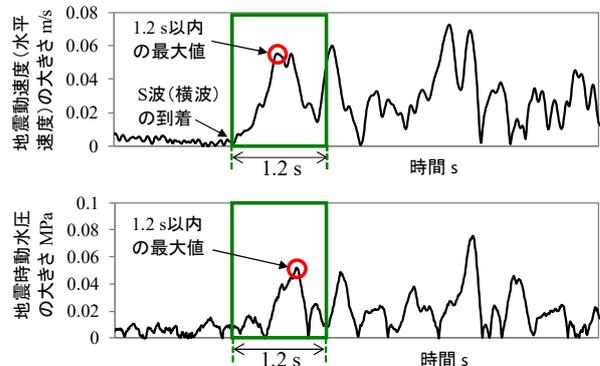


図-16 隣接する曲管部で生じた地震時動水圧が到達する前の地震動速度の最大値と地震時動水圧の最大値

圧は観測地点1に到達しない。つまり、観測地点1におけるS波到着後0.8秒間の地震時動水圧データは、観測地点近傍の曲管部A単独で発生した地震時動水圧のみを捉えたデータである。同様に、観測地点2におけるS波到着後1.2秒間の地震時動水圧データは、観測地点2近傍の曲管部Bおよび片落部において発生した地震時動水圧のみを捉えたデータである(図-15)。

図-16に、図-7におけるS波到着前後の地震動速度および地震時動水圧のデータを示す。図中のS波到着後1.2秒間(図中の緑線枠内)におけるデータから、この場合の地震動速度の最大値および地震時動水圧の最大値を決定した。

##### 4.3.2 地震動速度の最大値と地震時動水圧の最大値の相関関係

以上の手順に従って、観測より得られた全データに関して、地震時動水圧の重ね合わせが生じる以前の地震動速度の最大値と地震時動水圧の最大値を決定した。その両者の関係を図-17に示す。地震動速度の最大値と地震時動水圧の最大値は、両観測地点ともに極めて高い相関となった。両観測地点の原点を通る直線の回帰式と相関係数は、次のとおりである。

$$\sigma'_{\max 1} = 0.75V''_1 \quad (\text{相関係数: } 0.99) \quad (10)$$

$$\sigma'_{\max 2} = 0.86V''_2 \quad (\text{相関係数: } 0.98) \quad (11)$$

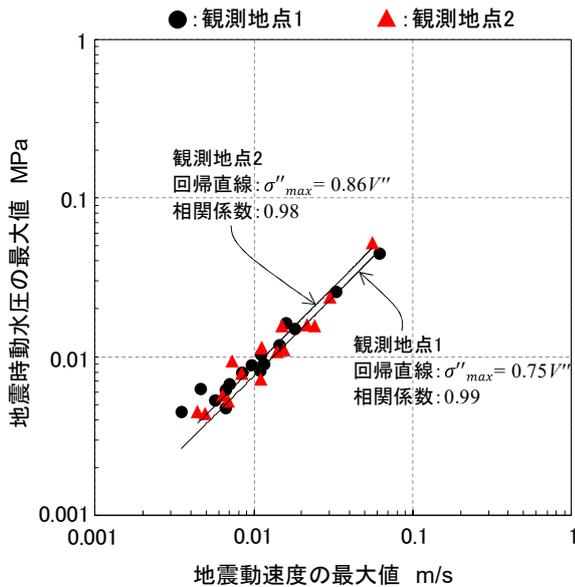


図-17 地震時動水圧が重なり合う以前の時間帯における地震動速度の最大値と地震時動水圧の最大値の関係

ここに、 $\sigma''_{max1}$ と $V''_1$ はそれぞれ観測地点1における地震時動水圧の最大値(MPa)と地震動速度の最大値(m/s)である。また、 $\sigma''_{max2}$ と $V''_2$ はそれぞれ観測地点2における地震時動水圧の最大値(MPa)と地震動速度の最大値(m/s)である。

#### 4.3.3 観測値と理論値の比較検証

観測から得られた式(10)と式(11)は、理論式から導かれた式(6)と式(7)に極めて近似した。3章で述べたとおり、式(6)および式(7)の理論式は、曲管部において地震時動水圧が最大になる $\theta_a = 45^\circ$ の方向に管水路が単振動する場合である。それに対して、実際の地震動では、振動方向が様々に変化するので、 $\theta_a$ は一定ではない。それゆえ観測値は理論値以下になると推察されたが、両者はすべてのデータにおいてほぼ合致するという結果になった。このような結果になる理由を明らかにするためには、実際の地震動を入力した数値計算による検証が必要であろう。それは今後の課題である。

また、一方で、観測から得られた関係式が理論式にほぼ合致したということは、理論式を用いて、実際の地震時動水圧の最大値を推定できることを示唆する。例えば、観測地点1における地震時動水圧を、次のように計算できる。震度6強の大規模地震時における地震動速度の最大値は概ね0.3 m/s以上である。このとき観測地点1において最初に生じる地震時動水圧の最大値は、式(6)を用いて0.24MPa以上と計算される。さらに震度7であれば、地震動速度の最大値は1.0m/sを超えることもある。この場合の地震時動水圧の最大値は0.76MPa

と計算される。このような地震時動水圧が管水路中に多数発生し、それらが互いに重なり合っ、地震時動水圧はさらに増大するものと考えられる。

農業用管水路の設計には、バルブの閉鎖時などにおいて生じる水撃圧は考慮されているものの、大規模地震災害時における地震時動水圧は、水撃圧の設計水圧をこえることが推定される。以上の結果から、地震時動水圧は震災時における管水路の破損原因のひとつと言えよう。したがって、今後は地震時動水圧の観点からも農業用管水路の被害要因を解析することが必要である。

### 5. 地震時動水圧に伴い空気弁に発生する水撃圧

低水圧の管水路では、地震時動水圧に伴い空気弁内に水撃圧が生じることが、既往研究<sup>11)</sup>の模型管路による振動実験により明らかにされている。本章では、A管水路の観測データにおいて、地震時動水圧に伴う空気弁内の水撃現象と考えられる水圧上昇が確認されたので報告する。

#### 5.1 観測地点の状況

観測対象のA管水路の縦断図を図-18に示す。A管水路の延長は約5.9kmであり、その全路線が管径1,100mmのダクタイル鋳鉄管(DCIP)である。また、計画流量は0.72~0.87m<sup>3</sup>/sである。

#### 5.2 観測結果および考察

A管水路において、2020年3月28日09:57:52に発生した地震(浦河沖, M5.0)時に観測された地震加速度および地震時動水圧の経時変化を観測地点3および観測地点4について、それぞれ図-19、図-20に示す。最上位のグラフから下方へ、東西、南北、鉛直方向の加速度、地震時動水圧である。両観測地点ともに、地震動(S波)の到着と同時に水圧変動が増大し、地震時動水圧の発生を確認した。ただし、両者の地震時動水圧の振動状況は異なる。観測地点1における地震時動水圧の振動(正負の振幅)はほぼ対称的であることに対して、観測地点2における地震時動水圧の振動は

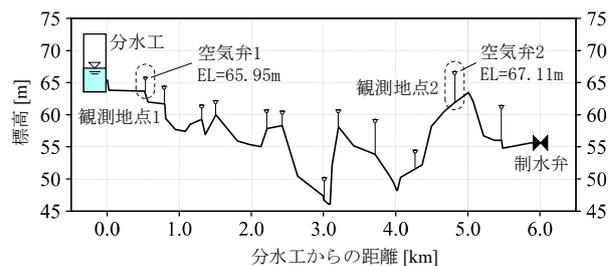


図-18 A管水路の縦断図および観測地点

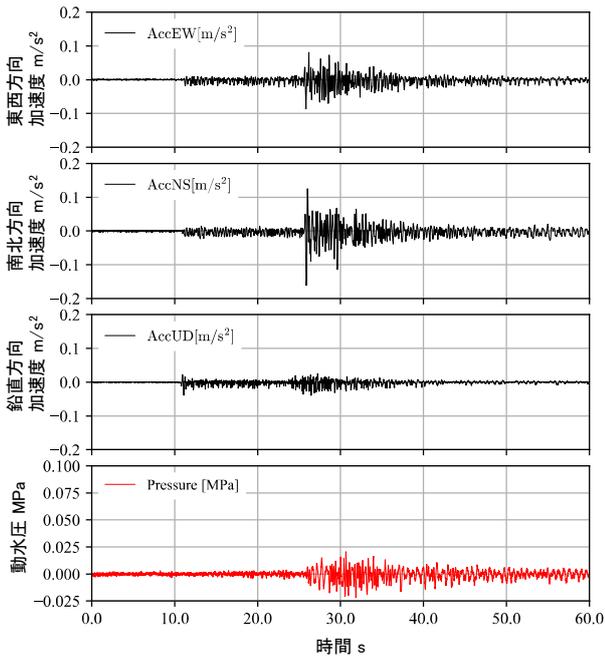


図-19 観測地点3における観測結果

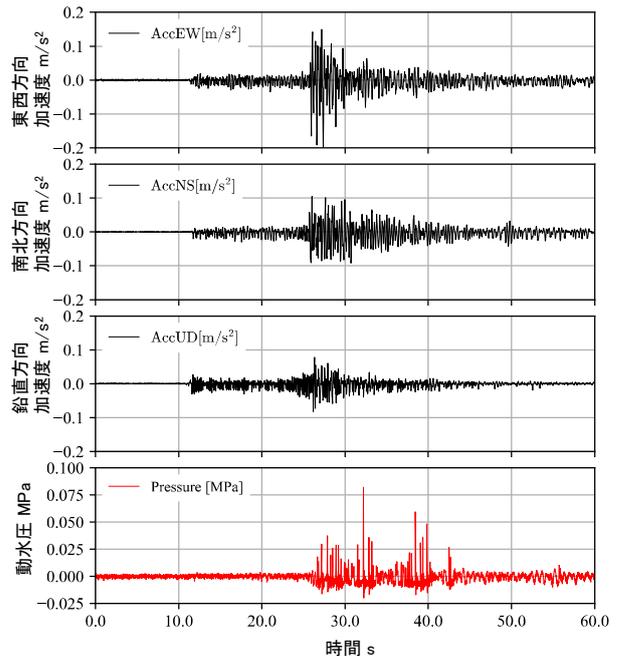


図-20 観測地点4における観測結果

非対称であり、その動水圧の最大値は観測地点3における地震時動水圧の最大値の数倍となっている。

このような観測地点4における水圧の急上昇は、地震時動水圧の圧力変動に伴い空気弁内に生じた水撃圧であると考えられる。既往研究<sup>11)</sup>によれば、図-21に示す機構によって、地震時における水圧変動(地震時動水圧)に伴い空気弁内に水撃圧が生じる。地震時動水圧の振動により空気弁地点における水圧が降下して空気弁内の水が引けば、空気弁内は負圧となり空気が流入する。その直後、水圧が上昇に転じると急速に空気弁内へ水が流入する。空気弁内の水位の急上昇とともにフロート弁も上昇して通気口を瞬時に塞ぐ。このとき、空気弁内への上向きの流速が瞬間的に0になるため、空気弁内部において水撃圧が生じる。図-18に示すとおり、空気弁1と2はA管水路における最も高い標高の付近に位置する。この場合、地震時動水圧により空気弁2では負圧が生じたものの、空気弁1はそれより低い標高に位置するために負圧にならなかったと推察される。

以上の考察から、図-19および図-20の観測結果は、地震時動水圧に伴う空気弁内の水撃現象が、供用中の管水路において実際に発生していることを示す。このようなデータは、東北地方太平洋沖地震や熊本地震において被災した空気弁の破損原因は、地震時動水圧に伴う水撃現象であることを裏付ける。

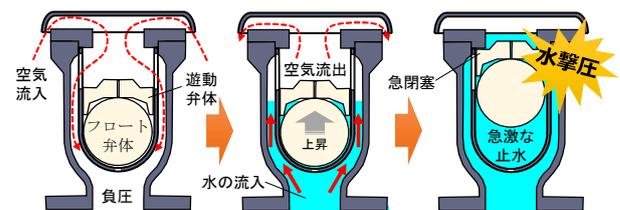


図-21 地震時における空気弁内の水撃作用

## 6. 地震時動水圧の数値解析

### 6.1 本章の概要

本章では、パイプライン非定常流の数値解析手法の中で実用化されている特性曲線法を用いて、観測を実施している管水路(M管水路)を対象に数値シミュレーションを実施した。はじめに、線形補間を適用した特性曲線法において発生する数値的な減衰を抑えるため、浪平ら<sup>12)</sup>が提案した3次Lagrange補間を適用することが有効であることを確認する。次に、その数値解析により算出される最大地震時動水圧が、式(1)により算出された最大地震時動水圧にほぼ合致することを報告する。さらに、観測地点2を含むM管水路をモデル化し、管水路全体における地震時動水圧の経時的な動態をシミュレーションした結果を述べる。

### 6.2 数値計算の方法

#### 6.2.1 基礎式

本研究では、農林水産省農村振興局整備部設計課(2009)の土地改良事業計画設計基準及び運用・解説・

設計「パイプライン」(以下、設計基準)<sup>13)</sup>に示されている、弾性体理論に基づく非定常流況の運動方程式と連続式を援用し、地震時動水圧の計算を行う。一般的には水撃解析に用いられている式であるが、本研究では地震の影響を考慮するため、運動方程式に地震慣性力に関する項を追加している<sup>14)</sup>(式(12)左辺第5項)。式(12)が運動方程式、式(13)が連続式である。

$$\frac{\partial H}{\partial x} + \frac{1}{g} \frac{\partial V}{\partial t} + \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{f}{2gD} |V| + \frac{\alpha}{g} = 0 \quad (12)$$

$$\frac{\partial H}{\partial t} + \frac{a^2}{g} \frac{\partial V}{\partial x} + V \left( \frac{\partial H}{\partial x} + \sin \theta \right) = 0 \quad (13)$$

ここに $V$ は管断面平均流速、 $H$ はピエゾ水頭、 $g$ は重力加速度、 $A$ は管断面積、 $D$ は管内径、 $f$ は管の摩擦損失係数、 $\theta$ は管の傾き角度である。 $a$ は圧力伝播速度であり、管の弾性を考慮すると式(14)により計算される。また、 $a$ は地震加速度の管軸方向成分であり、式(15)～(17)のように管軸方向の単位方向ベクトル $\mathbf{u}$ と地震加速度 $\boldsymbol{\alpha}$ の内積により求める。

$$a = \sqrt{\frac{1}{\rho_w \left( \frac{1}{K} + \frac{D}{Et} \right)}} \quad (14)$$

$$\alpha = \mathbf{u}^T \cdot \boldsymbol{\alpha} \quad (15)$$

$$\mathbf{u} = \{u_{EW} \quad u_{NS} \quad u_{UD}\}^T \quad (16)$$

$$\boldsymbol{\alpha} = \{\alpha_{EW} \quad \alpha_{NS} \quad \alpha_{UD}\}^T \quad (17)$$

ここに、 $\rho_w$ は流体の密度、 $K$ は流体の体積弾性係数、 $E$ は管の周方向弾性係数、 $t$ は管厚である。式(15)～(17)における $T$ は転置を、添字EW, NS, UDはそれぞれ東西方向、南北方向、上下方向を示す。

### 6.2.2 数値解法

式(12)、(13)の特性方程式は、以下の式となる。

$$C^+ : \begin{cases} \frac{dx}{dt} = V + a \approx a & \text{上において、} \\ \frac{dH}{dt} + \frac{a}{g} \frac{dV}{dt} + \frac{af}{2gD} |V| + V \sin \theta + \frac{a\alpha}{g} = 0 \end{cases} \quad (18)$$

$$C^- : \begin{cases} \frac{dx}{dt} = V - a \approx -a & \text{上において、} \\ -\frac{dH}{dt} + \frac{a}{g} \frac{dV}{dt} + \frac{af}{2gD} |V| - V \sin \theta + \frac{a\alpha}{g} = 0 \end{cases} \quad (20)$$

式(18)、(19)から、特性曲線は $x-t$ 平面上で傾き $\pm 1/a$ の直線になることがわかる(図-22)。

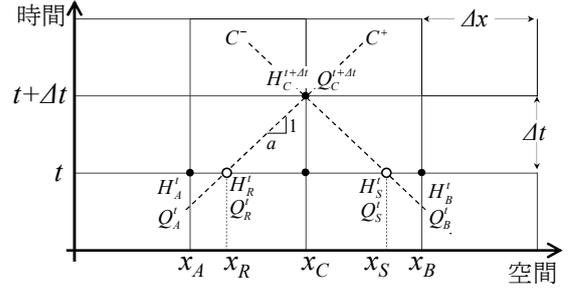


図-22 計算格子と特性曲線の位置関係

図-22のような時間刻み $\Delta t$ 、空間刻み $\Delta x$ の計算格子を想定したとき、式(19)、(21)を前進差分により離散化すると以下のようになり、位置 $x_C$ の時刻 $t+\Delta t$ における水頭 $H_C^{t+\Delta t}$ および流速 $V_C^{t+\Delta t}$ を求めることができる。

$$H_C^{t+\Delta t} + p_R V_C^{t+\Delta t} = H_R^t + p_R V_R^t - (q_R V_R^t |V_R^t| + V_R^t \sin \theta_R + r_R) \Delta t \quad (22)$$

$$H_C^{t+\Delta t} - p_S V_C^{t+\Delta t} = H_S^t - p_S V_S^t + (q_S V_S^t |V_S^t| - V_S^t \sin \theta_S + r_S) \Delta t \quad (23)$$

$$p_i = \frac{a_i}{g}, \quad q_i = \frac{a_i f_i}{2gD_i}, \quad r_i = \frac{a_i \alpha}{g} \quad (24)$$

### 6.2.3 空間・時間間隔の設定における課題

特性曲線法による陽的な解析を安定的に実行するためには、式(25)に示すようなクーラン数が1以下となる必要がある。クーラン数 $C$ は次のように情報を伝達する距離と空間刻み幅との比で表される。

$$C = a\Delta t / \Delta x \quad (25)$$

$C = 1$ 、つまり $\Delta x / \Delta t = a$ となる場合、特性曲線は格子点を通る(図-22において $x_R = x_A$ 、 $x_S = x_B$ となる)ため、高い精度で計算できる。しかしながら、農業用パイプライン施設は圧力伝播速度や管径などの諸条件が地点ごとに異なることも多く、解析モデル全体にわたり $C = 1$ とすることは難しい。そのため、図-22に示すように特性曲線が格子点を通らない( $\Delta x / \Delta t > a$ となる)場合が多く、 $x_R$ 、 $x_S$ における水頭・流速を空間補間により推定する必要がある。設計基準においては線形補間による手法が示されているが、補間誤差が生じ計算値のピークが減衰することが知られている。Spline補間<sup>15)</sup>やCIP・SMAC法<sup>16)</sup>、3次Lagrange補間<sup>12)</sup>を適用することで高い精度で計算できることが既往の研究で示されているが、いずれも水撃解析に適用されており、地震時動水圧のような比較的短周期の圧力波が発生する現象に適用された例はない。そこで次節におい

て、実装が比較的容易な3次Lagrange補間を適用する手法と、比較のため線形補間を用いて地震時動水圧を計算した結果を示す。

### 6.3 地震時動水圧の計算における誤差の検討

補間手法（線形補間、Lagrange補間）の違いが地震時動水圧の計算結果に与える影響について検討する。ここでは、図-23に示すように、 $x=0\text{ m}$ の位置に閉端部を有し、 $x$ 軸正方向に無限に伸びる管水路モデルを考える。この管水路に対して管軸方向に地震加速度を与えると、動水圧が閉端部で発生し、 $x$ 軸正方向に伝播していく様子を解析できる。

#### 6.3.1 解析条件

解析に用いたパラメータは、空間刻み $\Delta x$ を10.0 m、初期圧力水頭を20 m、初期流量を $0\text{ m}^3/\text{s}$ 、摩擦損失係数 $f$ を0、圧力伝播速度 $a$ を1000 m/s、管径 $D$ を1.0 mとした。位置 $x=0\text{ m}$ における管閉端部は全閉状態のバルブ境界を模擬している。また、入力加速度を図-24に示す。

解析は、 $\Delta t$ を0.01 sec.としたケース（補間なし）、 $\Delta t$ を0.001sec.として、線形補間および3次Lagrange補間をそれぞれ適用したケースの3ケースについて実施した。本モデルでは $f=0$ としているため、摩擦損失は発生しない。そのため時間刻み $\Delta t$ を0.01 sec.とすれば補間は必要なく、閉端部で発生した動水圧は減衰せず伝播する。一方で $\Delta t=0.001\text{ sec.}$ とした場合は物理量の補間に伴い誤差が生じる。補間方法の違いが誤差に与える影響について検討する。

#### 6.3.2 解析結果

閉端部から0、1000、2000 mの位置（それぞれ $X_0$ 、 $X_{1000}$ 、 $X_{2000}$ とする）における動水圧の経時変化を図-25に示す。また、位置 $X_{1000}$ における動水圧波形のフーリエスペクトルを図-26に示す。図-25 (a)は $\Delta t=0.01\text{ sec.}$ としたケースの結果である。発生した動水圧が減衰せず同じ波形を保ったまま $X_{1000}$ 、 $X_{2000}$ へと伝播していることが確認できる。 $\Delta t=0.001\text{ sec.}$ として線形補間およびLagrange補間を適用した結果をそれぞれ図-25 (b)、図-25 (c)に示す。線形補間のケースでは、圧力波が伝播するに伴い動水圧のピーク値が減少した。図-26において同ケースでは短周期成分が減少していることから、動水圧の波形が大きく変形したと考えられる。一方でLagrange補間を適用したケースでは、動水圧はほとんど減衰しておらず、補間なしのケースとほぼ同等な結果となった。地震時動水圧は、管水路の複数の地点で発生し、伝播および重ね合わせが生じる。そのため、伝播に伴う誤差の累積を低減するため、3次Lagrange補間などの高次補間を適用することは重要である。

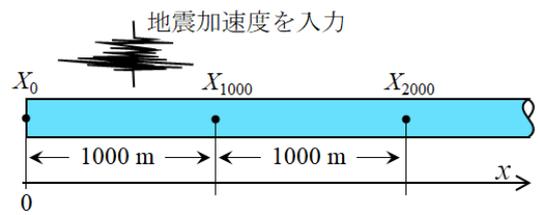


図-23 管水路モデル

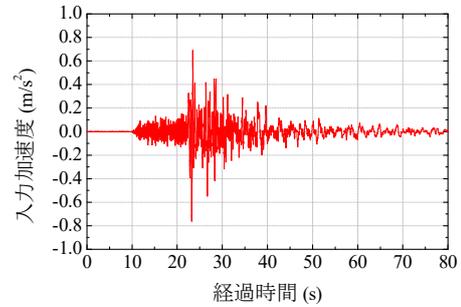


図-24 入力加速度

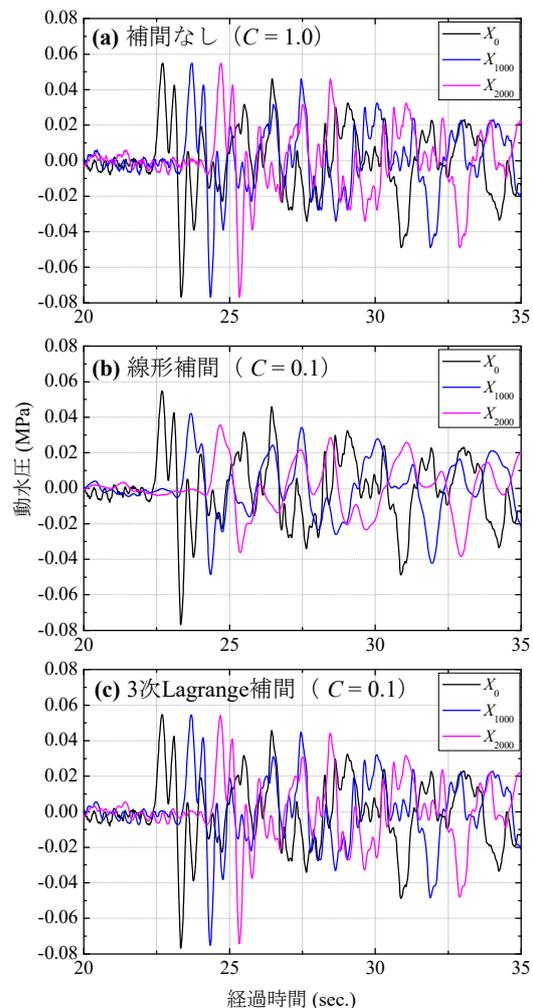


図-25 各地点における動水圧の経時変化

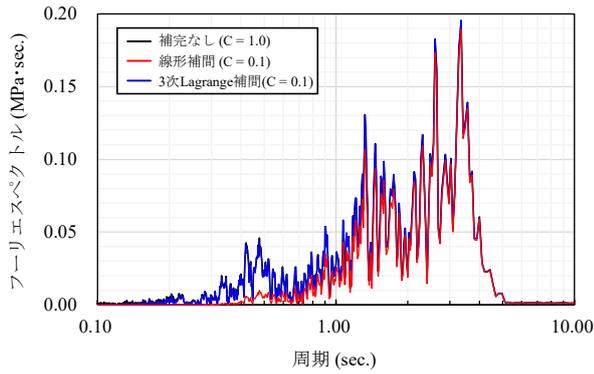


図-26 位置 X2000 における動水圧波形のフーリエスペクトル

#### 6.4 発生する地震時動水圧に関する検討

前節に述べた特性曲線法により計算される地震時動水圧（以下、「計算値」と式(1)により求めた地震時動水圧（以下、「理論値」）を比較して、特性曲線法に基づく数値シミュレーションの有効性を検証する。

表-2に示す値を式(1)および式(22)～(25)に与えて地震時動水圧の最大値を計算した。その結果を表-3に示す。式(1)による理論値と特性曲線法による計算値は、全ての場合においてほぼ一致した。また、表-2に示す値の他、加速度の周期や振幅、圧力伝播速度を異なる値にして計算したが、いずれも両者の相対誤差は0.1%以下となることを確認した。

#### 6.5 数値シミュレーション

既往の研究では、観測から得られた地震速度と地震時動水圧の関係式（比例式）が同観測地点における式(1)の理論式に概ね合致することを確認している。したがって、特性曲線法による数値シミュレーションが実際の地震時動水圧の動態を再現する有効な方法であることが期待される。本節では、観測地点2を含むM管水路を対象にモデル化して、式(22)～式(24)を用いた数値シミュレーションを実施した。ただし、本研究では、最初の検討段階として、6.3.1に記した条件をM管水路2の全区間において設定してシミュレーションを実施した。

##### 6.5.1 数値シミュレーションの結果

M管水路の観測地点2における地震時動水圧の数値シミュレーション結果（以下、「計算結果」）を図-27に示す。また、その計算結果との比較のため観測地点2における同時間スケールの観測結果を図-28に示す。ただし、今回のシミュレーションでは、地震時動水圧の振幅を定量的に評価できる段階ではないので、図-27の縦軸には数値を記載していない。地震時動水圧の振幅は

表-2 観測地点における数値

地震加速度の振幅 $\alpha$	[m/s <sup>2</sup> ]	1.0
周期 $T$	[s]	1.0
圧力伝播速度 $a$	[m/s]	1000.0
重力加速度 $g$	[m/s <sup>2</sup> ]	9.8
水の密度 $\rho_0$	[kg/m <sup>3</sup> ]	1000.0

表-3 入力パラメータ及び最大動水圧の計算結果の一例

	$\theta_b$ [deg.]	$\theta_a$ [deg.]	$A_1$ [m <sup>2</sup> ] $B_1$ [m <sup>2</sup> ]	$A_2$ [m <sup>2</sup> ] $B_2$ [m <sup>2</sup> ]	最大動水圧	
					$\sigma_{max}$ [m] 理論値	計算値
閉端	—	—	—	—	16.22	16.22
曲管	90	-45	—	—	0.000	0.000
	90	0	—	—	8.112	8.112
	90	45	—	—	11.47	11.47
	60	60	—	—	8.112	8.112
	30	75	—	—	4.200	4.199
片落	—	—	0.7854	0.7854 0.3848 $7.854 \times 10^{-3}$	0 5.553 15.90	0 5.553 15.90
	—	—	0.7854	0.7854 3.141 7.069	5.408 1.803 0.8539	5.408 1.803 0.8539

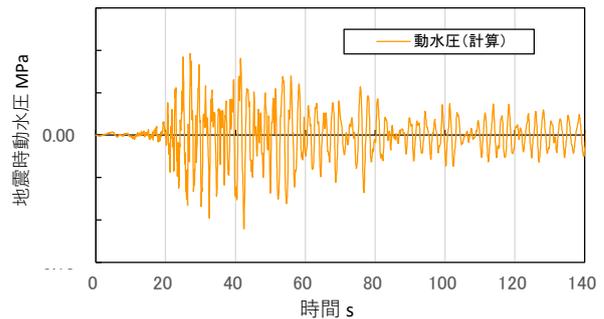


図-27 観測地点2における地震時動水圧の計算結果

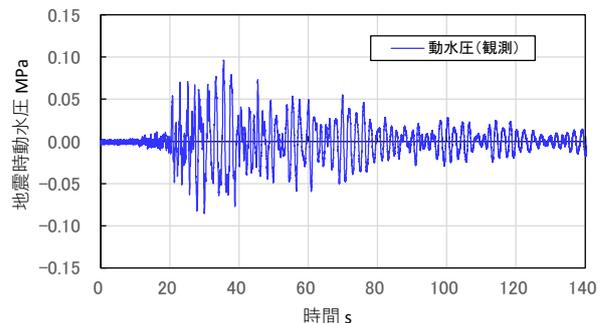


図-28 観測地点2における地震時動水圧の観測結果

摩擦損失係数に依存していること（摩擦損失係数が大きいほど地震時動水圧の振幅は小さくなる）が分かっている。実際の管水路では路線によって管種や管径、継手部の状態などにより摩擦損失係数が異なることか

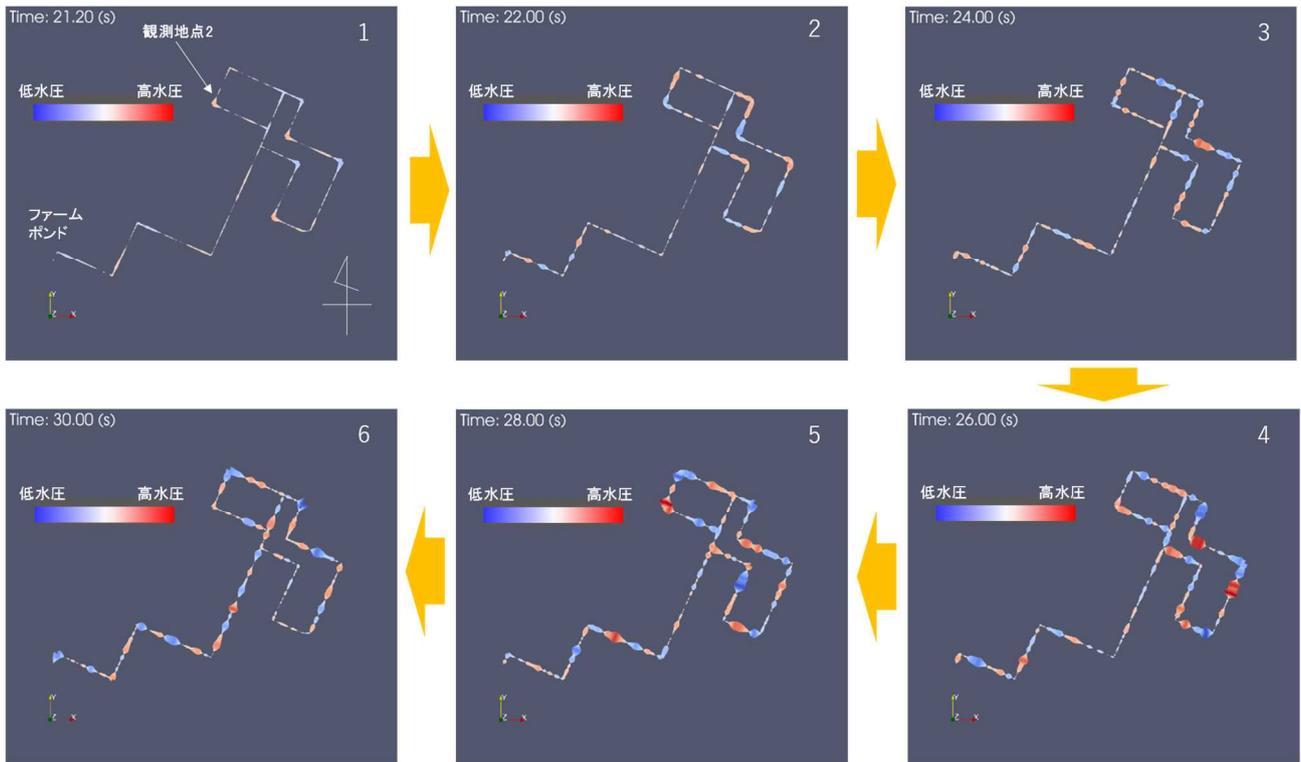


図-29 観測地点2における地震時動水圧の観測結果

ら、それらの摩擦損失係数を反映したモデルを構築することは今後の課題である。

計算結果は観測結果と概ね同様な経時変化となった。計算結果および観測結果における地震時動水圧は、その発生後しだいに増大し、図の40秒前後まで大きな振幅を繰り返し、その後に緩やかに減衰した。また、観測結果の減衰過程において増幅と縮減が繰り返されるような波形が計算結果においても得られた。計算結果は概ね観測結果を定性的に再現していると考えられる。

次に、観測地点2を含むM管水路全体における地震時動水圧の伝播過程を図-29に示す。地震時動水圧の大きさを色彩と太さによって表現している。すなわち、静水圧より高水圧であるほど赤の色彩が濃くかつ管を太く、静水圧より低水圧であるほど青の色彩が濃くかつ管を太く表現している。曲管部などにおいて地震時動水圧が発生し、それが管水路内を伝播して、時間経過に伴い局所的に圧力波が増幅する過程が確認された。このような圧力波の増幅は、3.2節の観測結果において述べたように、複数の圧力波の重ね合わせによるものと考えられる。

### 6.5.2 考察

管水路内の圧力波の高水圧が曲管部を通過する際に、管体にはスラスト力が作用する。大規模地震時に

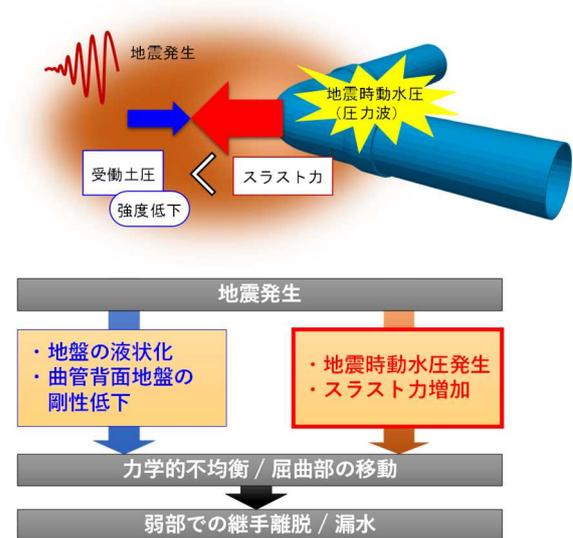


図-30 観測地点2における地震時動水圧の観測結果

は、そのようなスラスト力が曲管部に何回も生じて、管体が破損するシナリオが考えられる。北海道胆振東部地震では、曲管部の前後で管体の離脱による漏水がみられた。その管体継手部の離脱の発生は、地震時動水圧を考慮すると、図-30に示すような機構が考えられる。

地震が発生すれば、曲管部周辺の地盤は液状化や剛性が低下して、管水路を固定する土圧の強度低下が起

こる。同時に、管水路の曲管部には地震時動水圧により局所の外側に向けてスラスト力が発生する。地震動により管体継手部の接続部が緩み、受動土圧を上回るスラスト力が曲管部に作用するとすれば、曲管部は変位することが考えられる。曲管部の変位が継手の許容をこえれば管体の離脱が生じる。

## 7. まとめ

本研究における観測データの解析および数値シミュレーションの結果得られた主な知見は次のとおりである。

- (1) 観測により得られた地震速度の最大値と地震時動水圧の最大値は相関性の高い比例関係にあり、その関係式による試算によれば、大規模地震時には管水路中に設計水圧をこえる地震時動水圧の発生が予想される。
- (2) 水田灌漑用低水圧の管水路では、空気弁内において地震時動水圧の数倍となる水撃圧が発生する場合があります。空気弁の破損原因になり得る。
- (3) 地震時動水圧は、管水路内を伝播して、複数の圧力波が互いに重なり合って増幅する。とくに地震時動水圧により曲管部にはスラスト力が発生し、管水路が破損する原因と考えられる。

## 参考文献

- 1) 農林水産省農業振興局整備部設計課：土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「ポンプ場」基準，基準の運用，基準及び運用の解説、技術書、574-575、2006。
- 2) 大久保天、中村和正、今泉祐治、寺田健司、川口清美(2020)：農業用管水路で生じる地震時動水圧，農業農村工学会論文集、No.310(88-1)、pp.I\_135-I\_144、2020。
- 3) 中川義徳：送配水管路における地震時動水圧についての理論的研究、水道協会雑誌、416、26-35、1969。
- 4) 木下武雄、小川信行、箕輪親宏：伊豆半島沖地震による地下埋設管の被害調査、“国立防災科学技術センター編、1974年伊豆半島沖地震現地調査及び観測報告”、94-121、1974。
- 5) 小川信行：水道管路の被害と地震時動水圧、国立防災科学技術センター研究報告、15、57-73、1976。
- 6) 毛利栄征：農業用水路の変状とウィークポイント、管路更生 No.3、20-25、2007。
- 7) 植屋賢祐、徳井 順、阿部匡弘、長谷川和彦、田頭秀和、秀島好昭：「'03 十勝沖地震」に伴う管内発生水撃圧の分析、平成 16 年度農業土木学会大会講演会講演要旨集、800-801、2004。
- 8) 農村工学研究所：独立行政法人農業・食品産業技術総合研究機構農村工学研究所：研究者からみた東日本大震災と復旧・復興 — 農地・農業用施設等の被害調査と地域支援 —、21-26、2015。
- 9) 玉瀬充康、宮島昌克：地震時の管内水圧変化に伴う空気弁の被害分析と実験による管内水圧挙動の検証、地域安全学会論文集、No.33、267-274、2018。
- 10) 小野尚二：農業用パイプラインの被災と復旧—軟弱地盤における工法検討—、北海道開発技術研究発表会、2020。
- 11) 松田貢一、藤澤 豊、田中良和、有吉 充：地震時の空気弁内の遊動弁体の動きと水圧に関する基礎的実験、農業農村工学会誌、第 89 号、第 4 号、pp.21-24、2021。
- 12) 浪平 篤、高木強治、中矢哲郎：特性曲線法による水撃圧解析への Lagrange 補間の適用、農業農村工学会論文集、304(85-1)、pp.IV\_3-IV\_4、2017。
- 13) 農林水産省農村振興局整備部設計課：土地改良事業計画設計基準及び運用・解説・設計「パイプライン」pp.221-236、2009。
- 14) 伊藤俊輔、佐藤信光、坂本大樹、吉村英人、眞鍋 尚：地震時における管路内動水圧変化の解析(その2)、平成 30 年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集、pp.636-637、2018。
- 15) Sibetheros, I. A., Holley, E. R. and Branski, J. M. : Spline Interpolations for Water Hammer Analysis, Journal of Hydraulic Engineering, 117(10), pp.1332-1351, 1991.
- 16) 安瀬地一作、木村匡臣、中矢哲郎、桐 博英：CIP・SMAC 法を用いた管水路水撃圧解析手法の開発、平成 27 年度農業農村工学会大会講演会講演要旨集、pp.418-419、2015。

# STUDY ON SEISMIC HYDRODYNAMIC PRESSURE IN IRRIGATION PIPELINES FOR AGRICULTURE

Research Period : FY2019-2021

Research Team : Irrigation and Drainage Facilities

Research Team

Author : OOKUBO Takashi

NAGUMO Hitoshi

TERADA Kenji

TATEISHI Shinji,

IMAIZUMI Yuji

YAMAGUCHI Ken

**Abstract:** During an earthquake, hydrodynamic pressure (seismic hydrostatic pressure) is generated in irrigation pipelines. Although seismic hydrodynamic pressure is a potential cause of pipeline failure, its actual state has not been fully clarified. In this study, hydrodynamic pressure during earthquake was observed in irrigation pipelines, and the following results were obtained from the data analysis and numerical simulation. ①The maximum seismic velocity and the maximum seismic hydrodynamic pressure are highly correlated, and according to the estimation based on this relationship, seismic hydrodynamic pressure exceeding the design water pressure will be generated in the pipeline during a large-scale earthquake of magnitude 6 or higher. ②In low-pressure pipeline for rice paddy irrigation, water hammer pressure that is several times higher than the seismic hydrodynamic pressure may occur in air valves, which is considered to be a cause of air valve failure. ③The seismic hydrodynamic pressure propagates through the pipeline with multiple overlapping and amplifying pressure waves. The propagating seismic hydrodynamic pressure generate thrust force in curved pipe sections, which may cause damage to the pipeline.

**Key words:** Irrigation pipeline, Seismic hydrodynamic pressure, Water hammer, Field observation, Numerical simulation