

# 津波来襲時の水路を介した溢水現象に関する基礎検討

## Basic Study on Overflow Phenomena via Underground Drainage Channels and Pits caused by Tsunami

伊藤一教<sup>1</sup>・織田幸伸<sup>2</sup>・高山百合子<sup>3</sup>・古田敦史<sup>4</sup>

Kazunori ITO, Yukinobu ODA, Yuriko TAKAYAMA and Atsushi FURUTA

This paper studies about flood disasters via drainage channels caused by tsunami, which may occur even if high seawalls protect coastal land area from tsunami. The flood could make loss of evacuation routes and be an obstacle to the safety measures, thus considering the countermeasures is important for industrial facilities from the points of view of business continuity and recovery actions. Hydraulic physical model tests were conducted to clarify the relation between surging phenomena of pits and overflow from pits, then a few numerical simulation methods were applied to estimate the surging and overflow. It is found that 1-D pipe flow model, which is generally used for a surging analysis, was hard to reproduce the model test results of overflow. Therefore a new improved 1-D pipe flow model was developed and verified.

### 1. はじめに

津波が来襲する臨海部には多くの産業施設が存在するだけでなく、地域によっては市街地が海岸に隣接している。そのため、巨大津波による被害想定は人命や資産の喪失の観点から非常に重要である。そして、市民生活と密接にかかわる施設の場合には復旧性の高さが求められるため、中規模の津波に対しても予め被害を想定し適切な対策を講じることで事業継続性を維持することが重要となる。

そこで、本研究では臨海地域や臨海施設に被害をもたらす内水氾濫に着目し基礎検討を実施した。防潮堤で津波氾濫を防御しても、津波来襲時に放水路や排水路を介して陸域に海水が浸入する内水氾濫により、浸水被害や避難経路の喪失といった問題が発生する。2010年2月28日に来襲したチリ津波においては、津波が護岸を越水する15分前に内水氾濫したことが報告(橋本・今村2010)され、下水道が整備された都市部を考えた場合、津波による内水氾濫は津波防災の新しい視点となることが指摘されている。

津波来襲時の内水氾濫の評価は、一般的に設計津波の水位変化を入力とし、地下の管路と地上を繋ぐ立坑(ピットやマンホール)を対象としたサージング解析により、立坑から溢水しないよう地盤高を決定する。しかし、既存施設に対して想定を超える津波を考える場合には溢水を考慮する必要がある。溢水を評価する際に下水道網が整備された都市部までも視野に入れるならば、解析負荷が少ないサージング解析手法の延長上で評価できること

が望ましい。そこで、一般的なサージング解析手法によって評価できるかを確かめるため、水理模型実験と数値解析を実施し、溢水を評価できる改良型のサージング解析モデルを導出した。

### 2. 水理模型実験

#### (1) 実験条件

水理模型実験は全長47m、幅0.8mの二次元水路内に模型を設置し、図-1のように放水路や排水路を想定し地下の管路と立坑を模擬した(伊藤ら, 2010)。立坑からの溢水のみを対象とするため津波の越流を高い防潮壁にて防止した。管路径 $\phi$ は管路・立坑ともに31mmと16mmの二種類とし、管路の勾配は水平とした。護岸前面の水深は20cmとした。岸壁における管路の取付高は静水面に対して水中、気中の二通りとし、水中に設置したケースでは管路中心が海底から10.45cm( $\phi=31\text{mm}$ )、11.2cm( $\phi=16\text{mm}$ )の高さに設置し、気中のケースでは21.55cm( $\phi=31\text{mm}$ )、20.8cm( $\phi=16\text{mm}$ )の高さに設置した。また、比較のため立坑を上方へ延長した条件でも実験を行った。実験に用いた波の条件は、周期10~20秒とし、波高3, 5, 7cmとした。

計測項目は、津波と立坑内水位の時系列および溢水量とし、立坑を上方に延長したケースの立坑内水位(サージング)も計測した。ただし、管路径 $\phi 16\text{mm}$ のケースについては立坑内に水位計が挿入できないため溢水量のみ計測した。周期が長く水槽の全長に対して波長が長い場合、2波以上造波した中で溢水量の計測は反射波の影響が少ない第二波までを対象とし、2波分の溢水量を一度に取得した。表-1に実験ケース一覧を示す。

#### (2) 実験結果

##### a) サージング現象

まず、立坑内の水位変動規模と現象の把握のため、立

1 正会員 博(工) 大成建設(株) 技術センター  
2 正会員 博(工) 大成建設(株) 技術センター  
3 正会員 博(工) 大成建設(株) 技術センター  
4 正会員 修(工) 大成建設(株) 技術センター

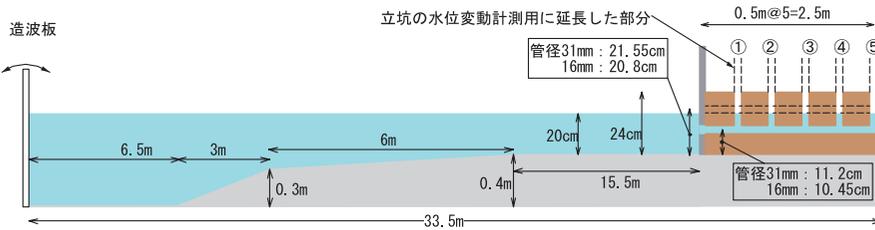


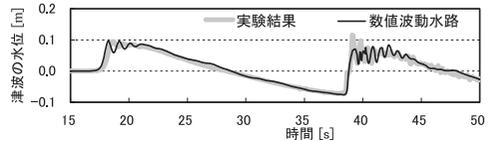
図-1 水理実験模型の説明図

表-1 実験ケース一覧表

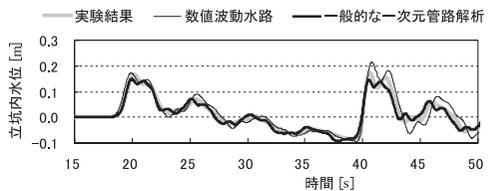
Case	管路取付	管径 [mm]	波高 [m]	周期 [s]
AW-1	水中	31	7	20
AW-2	水中	31	5	20
AW-3	水中	31	7	10
AW-4	水中	31	3	10
AA-5	気中	31	7	20
AA-6	気中	31	7	10
AA-7	気中	31	5	20
BW-1	水中	16	7	20
BW-2	水中	16	5	20
BW-3	水中	16	7	10
BW-4	水中	16	3	10
BA-5	気中	16	7	20
BA-6	気中	16	7	10
BA-7	気中	16	5	20

坑を上方へ延長し立坑内の水位変動を計測したサージング現象の計測結果を示す。図-2は護岸前面における水位変動と最も陸側の立坑⑤(図-1中の⑤を付した立坑)の水位変動を示したものである。図-2(a)は護岸より20cm沖側で計測した水位変動の計測結果と、数値波動水路(沿岸開発技術研究センター, 2001)の計算結果を比較したものである。計算条件は図-1の装置を水平方向1, 2, 5, 10cm, 鉛直方向1cmの計算格子を設定し, 造波板位置で規則波を入力し解析した。海底斜面から護岸前面までは水平2cm管路を含む陸域は水平1cmの格子とした。

第2波の波頂部では分裂波が発生している。計算結果はこの状況を再現している。(b)は立坑⑤におけるサージングの時系列である。比較のため数値波動水路および一般的な一次元管路解析(後出の式(1), (2))による再現計算の結果を合わせて示した。ただし, 数値波動水路は断面二次元モデルであるため, 護岸における管路の流入・流出損失を過小評価している。実験結果と両解析結果を比較すると, 横軸40sに見られるピークでは数値波動水路の結果はやや過大評価し, 一般的な一次元管路解析はやや過小評価しているが概ね一致している。図-2(a)の入射波の時系列と見比べると, 立坑内のサージングには入射波の周期と異なる変動が顕著に現れている。これは, 管路系の固有周期に同調した変動と考えられる。



(a) 護岸より20cm沖側で計測した水位の数値計算結果



(b) 立坑⑤のサージングの再現計算結果

図-2 護岸前面水位とサージングの再現計算結果 (AW-1)

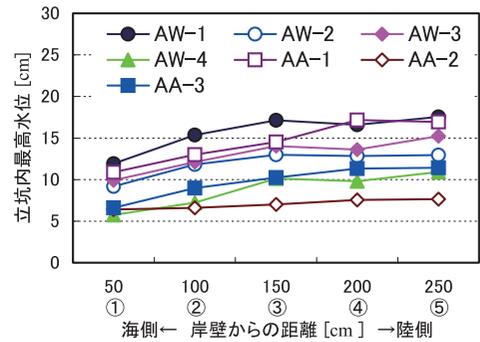


図-3 サージングの計測結果

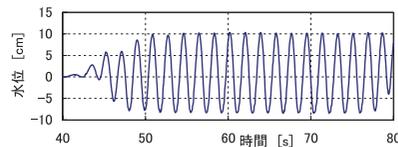


図-4 波高5cm周期1.85sのサージングの計測結果

また, 水位変動の規模に着目すれば, 護岸前面における入射波の最高水位が約0.1mであるのに対し立坑内の最高水位は約0.2mと倍近くに増幅している。このことは, 立坑からの溢水にサージングが深くかわることを示唆している。護岸における水位変動により管路内には圧力変化が生じサージングが発生する。その応答は管路の形状寸法によって異なり共振現象を伴う。したがって, 入

射波の最高水位が低くても、管路系の立坑水位はそれを上回る可能性があることに注意が必要である。

次に、各立坑内の水位変動の最高水位を図-3に示す。サージングの傾向は、管路取付け位置や波高、周期の条件によらず陸側に向かって振幅が大きくなるが、すべての立坑でサージングが発生している。波高や周期の条件に着目すれば、波高が大きく周期が長いケースほど水位変動は大きい。サージングの延長線上で溢水を評価できるという仮定のもとで図-3を見ると、縦軸4cmを陸側地盤レベルとしているため、すべての立坑からかなりの溢水が発生することになる。ちなみに、波高5cm、周期1.85sの規則波入射に対する立坑⑤の応答(図-4)は、図-2(b)と異なり入射波と同じ周期変動しか見られないが、入射波高に比べてサージングが増幅している点は図-2、3と同様である。

### b) 溢水現象

次に、立坑を地盤高さまでにし溢水量を計測した結果を図-5に示す。一般的な傾向は管径や管路の取付け条件などに関係なく、海側・陸側の両端もしくは陸側に位置する立坑からの溢水量が多い傾向にある。管径31mmのケースでは、AW-4とAA-7を除けば立坑⑤、立坑①の順に溢水量が多い傾向にあり、AW-4とAA-7に共通する傾向は立坑⑤の溢水量が多いことである。管径16mmのケースでも、BW-1とBA-5を除けば立坑⑤、立坑①の順に溢水量が多い傾向にあり、BW-1とBA-5に共通する傾向は立坑①に代表される海側の溢水量が多いことである。管径に関係なく、管路の取付けが気中の場合には、溢水量が少ない。これは、溢水に至る前に、管路への流入が水平管を満たすことに水が使われるため、水量が減少するからである。

管路の逆流は、護岸前面水位と管路内の水位差が大きいくほど規模が大きくなる。護岸前面水位が上昇するとき、まず、逆流による運動量が水平管と立坑①に分岐することによって溢水が発生する。このとき、立坑①への流量

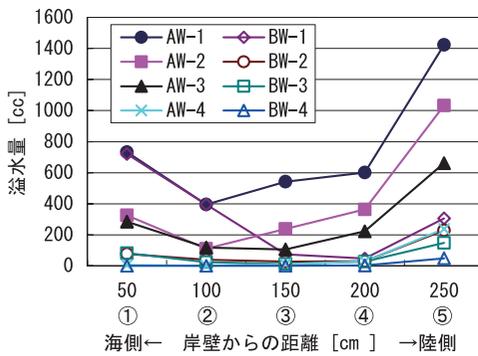
は立坑①、②間の水位差にも依存する。立坑①～⑤で溢水している状況を仮定すると、各立坑のピエゾ水頭の最大値は地盤レベルに規定されてしまい各立坑間の水位差はゼロとなる。このとき、護岸前面水位が地盤レベルより高いならば、護岸前面水位と立坑①間の水位差が大きくなる。これが、立坑①からの溢水が多くなる理由と考えられ、立坑①の溢水量が多いケースでは波高が大きいことに対応している。一方、最も陸側の立坑⑤では分岐がないため、立坑④から⑤に向かう運動量は立坑①に向かうしかなく、立坑⑤の溢水量が多くなると考えられる。AW-4やAA-7で立坑⑤の溢水量が多い理由はこれによると考えられる。AW-1やAW-3を比較すると、溢水量の分布は類似であるが絶対値が異なる。周期の長いAW-1の溢水量はAW-3の約2倍であり、周期の影響が大きいことを示している。このことは、周期が長い入射波は、護岸前面水位が高い時間が長く、周期が長いほど管内に逆流する運動量が多いことによるからである。

サージング現象の延長線上で溢水を評価できるかどうかの観点で図-3と図-5を比較すると、サージングの最高水位の分布と溢水量の分布が明らかに異なる。このことは、溢水をサージングの延長上で扱うことは困難であることを示している。そこで、次章にて溢水を考慮したサージング解析方法を議論する。

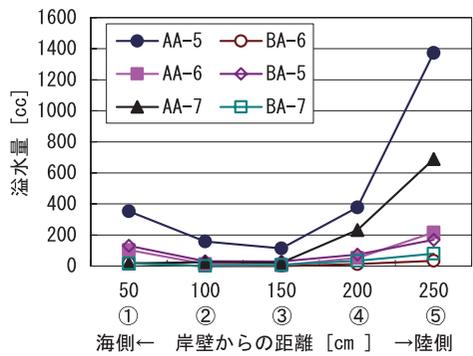
## 3. 立坑からの溢水を考慮したサージング解析モデル

### (1) 溢水を考慮した次元管路モデルの導出

図-6に示す次元管路を対象とし、溢水を考慮したサージング解析モデルを導出する。ここでは簡略化のため、主管と立坑の断面積は $A_s$ 、 $A_p$ でそれぞれ一定とする。一般的なサージング解析モデルでは、立坑接続部の圧力が立坑の水位に等しいと仮定し、管路 $i$ の流速加速度を、その両端の立坑水位差(ここでは、 $\eta_i - \eta_{i+1}$ )により算定する。差分形式の連続式と運動方程式は以下となる。



(a)管取付：水中



(b)管取付：気中

図-5 各立坑における溢水量の測定結果

$$\frac{\Delta \eta_i}{\Delta t} = \frac{A_h(v_{i+1} - v_i)}{A_v} \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{\Delta v_i}{\Delta t} = \frac{g(\eta_i - \eta_{i+1})}{L_i} - (\text{損失項}) \dots\dots\dots (2)$$

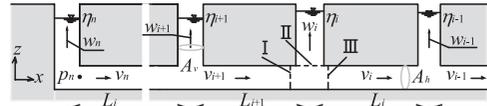


図-6 一次元管路モデル

ここで、損失項は摩擦損失や立坑接続部以外の局所損失により生じる損失項を示す。上式（一般モデル）により求めたサージングの最高水位と溢水量を実験結果とともに図-7, 8に示す。ただし、後述する本論で導出したモデルの結果もあわせて示す。サージングについては、実験結果との良い一致を示す。しかし、溢水を対象とした図-8では、特に溢水量が多い条件で、解析結果は海側の立坑に溢水量が集中する傾向にある。これは、式(2)において分流部における局所的な（例えば図-6のIとIII部分）圧力の違いを無視していることが原因と考えられる。

検査面I II IIIで囲まれた領域を考え、それぞれの流速を $v_I, w_{II}, v_{III}$ とし、検査面I IIIで流速はそれぞれ一様と仮定する。流入時、立坑に分流する場合には( $v_{III} < 0, w_{II} > 0$ )、IIIよりもIの方が流速は絶対値として小さいため、損失を無視した場合にはIの方が圧力は大きくなる。一般的なサージングモデルではこれを無視しているため、陸側への流入が小さくなり、結果として海側の溢水量が大きくなっていると考えられる。立坑接続部における分流損失係数 $f_d$ は、土木学会(1999)では以下の式によって与えられている。

$$f_d = 0.58q_B^2 - 0.26q_B + 0.03 \dots\dots\dots (3)$$

ここに $q_B$ は、分流前の本管流量に対する支管流量の比であり、ここでは $q_B = -w_{II}/v_I$ である。図-9は、上式(3)を用い、 $q_B$ をパラメタとしてI, III間の速度水頭の差と損失から求めたI IIIにおける圧力差を示している。ここで、正値はIIIよりもIの方が圧力が高いことを示す。図中には、損失を無視して速度水頭差のみから算出した圧力差を同時に示している。これによると、 $w_{II}$ の小さい場合には損失が小さいため、速度水頭差とほぼ等しい圧力差が生じていることが分かる。 $w_{II}$ が大きくなると、損失水頭が大きくなり、その分、圧力差が小さくなっている。そこで、主管の流量に比べて立坑流量が比較的小さいと仮定し、接続部に生じる圧力差が、次式で表される速度水頭差に等しいと仮定する。

$$\Delta p_i = p_i - p_{III} = \rho(v_i^2 - v_{III}^2)/2 \dots\dots\dots (4)$$

一方、合流時（例えば、 $v_{III} < 0, w_i < 0$ ）の損失係数は、以下の式で与えられている（土木学会(1999)）。

$$f_c = -q_B^2(0.97 - 0.62\alpha) + q_B(1.94 - \alpha) + 0.03 \dots\dots (5)$$

ここに $q_B$ は、合流後の本管流量に対する支管流量の比で

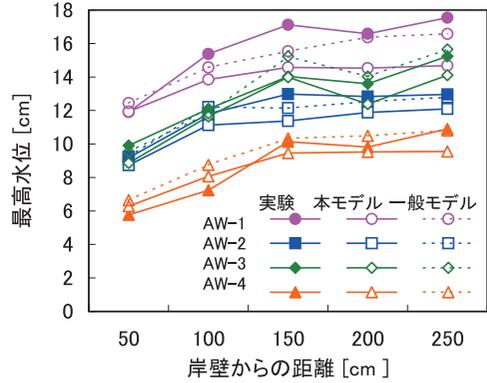


図-7 サージング解析結果

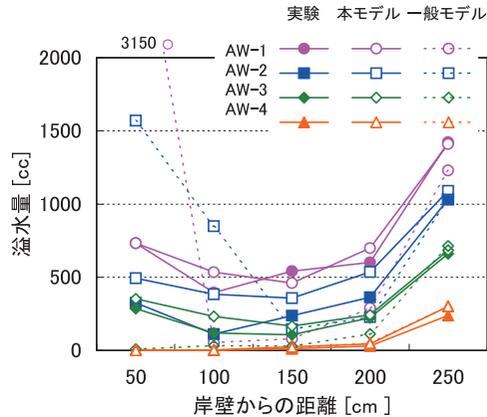


図-8 溢水解析結果

あり、式(5)では $q_B = -w_{II}/v_I$ である。また、 $\alpha$ は両者の面積比(=  $A_i/A_h$ )である。図-10に、図-9と同様に式(5)を用いて算出した圧力差を示す。同図には、速度水頭差による圧力差と、立坑からの運動量流入がないとして運動量の収支から求めた圧力差をそれぞれ示した。分流の場合とは逆に、Iの方が流速が大きいため圧力は低くなっている。算出した圧力差は、 $\alpha \approx 0$ で運動量から求めた値と、 $\alpha = 2.5$ で速度水頭差から求めた値と同程度となり、 $\alpha$ に応じて変化していることがわかる。 $\alpha \approx 0$ の場合、噴流状に直角に立坑から主管に流入するため、立坑からの水平方向の運動量流入がなく、I IIIにおける運動量収支に相当する圧力差が生じている。一方、 $\alpha$ が十分大きい場合には、合流部の下流側に生じる渦が比較的小さく、合流損失が小さくなるため、速度水頭差分の圧力差が生じると考えられる。そこで圧力差は、両者の間を $\alpha$ に対

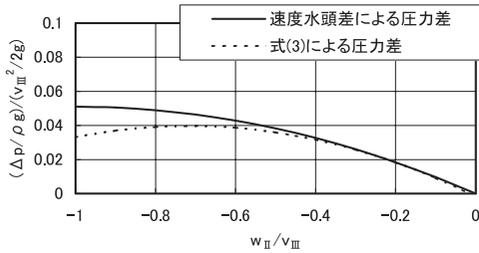


図-9 分流による立坑接続部の圧力差

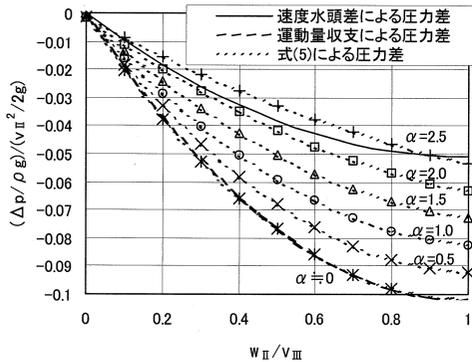


図-10 合流による立坑接続部の圧力差

して線形に変動すると仮定し、式 (6) によって与える。

$$\Delta p_i = p_i - p_{III} = \rho(1 + \xi_i)(v_i^2 - v_{i+1}^2)/2$$

$$\xi_i = \begin{cases} 0 & \text{for } \alpha > 2.5 \\ 1 - 0.4\alpha & \text{for } \alpha \leq 2.5 \end{cases} \dots\dots\dots (6)$$

立坑の上流側 ( $v < 0$  の場合はⅢ) で、主管のピエゾ水頭と立坑の全水頭が一致すると仮定すると、例えば  $v < 0$  の場合、圧力は式 (7) となり、管路  $i$  の運動量方程式は式 (8) となる。

$$p_i = \rho g \eta_i + \rho w_i^2 / 2 + \rho(1 + \xi_i)(v_i^2 - v_{i+1}^2) / 2$$

$$p_{III} = \rho g \eta_i + \rho v_i^2 / 2 \quad \text{when } v_i < 0 \quad \dots\dots\dots (7)$$

$$\frac{\Delta v_i}{\Delta t} = \frac{g(\eta_i - \eta_{i+1})}{L_i} + \frac{w_i^2 - w_{i+1}^2}{2} + \frac{(1 + \xi_{i+1})(v_i^2 - v_{i+1}^2)}{2L_i}$$

- (損失項)      when  $v_i < 0$       ... (8)

式 (2) と比較すると、右辺第2, 3項が新たに加えられた項である。なお、終端部 (L字部) については、織田ら (2010) を参照されたい。

(2) 一次元管路モデルの検証

前出の図-7より、サージングによる水位応答は、海側から陸側に行くほど徐々に大きくなり、一般モデル (式 (2)), 本モデル (式 (5)) とともに解析結果は若干実験値よりも小さいものの、この特徴を精度良く再現しており、サージング解析においては一般的なモデルでも妥当な結

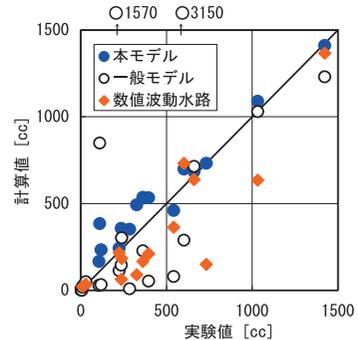


図-11 実験結果と解析結果の比較

果が得られることが分かる。しかし、図-8の溢水量については、一般的なモデルでは最も海側の立坑が一番多い結果となり、現象を再現できていない。本モデルの結果は実験結果を精度良く再現できており、立坑接続部の圧力差を考慮することの必要性が確認された。図-11に、数値波動水路の解析結果も含めて実験値と解析結果を比較した。数値波動水路の場合には計算格子など精度向上の検討余地を残すが、計算負荷の少ない本モデルの結果が良好であることは、管路網を対象にした解析にも利点があることを示している。

4. 結論

津波による内水氾濫を対象とした水理模型実験および数値解析により、立坑からの溢水現象をサージング現象の延長として評価できないことを示した。管路網を対象としても計算負荷の少ない運動量収支に基づいた一次元管路モデルを導出し、実験結果との比較からその妥当性を検証した。

巨大津波の被害規模に比べれば内水氾濫の深刻性は低いかもしれないが、事業継続性の観点からは、検討を進めるべきものと考えられる。本論では、単純な管路を対象とした基礎検討にとどまったが、現実的な状況を対象とした検討については、今後の課題と考える。

参考文献

土木学会 (1999) : 水理公式集 [平成11年度版], pp.376-377.  
 伊藤一教, 織田幸伸, 高山百合子, 古田敦史 (2010) : 津波来襲時の水路に着目した溢水現象, 第65回土木学会年次学術講演会概要集, 投稿中.  
 織田幸伸, 伊藤一教, 高山百合子, 古田敦史 (2010) : 津波の逆流による氾濫を対象とした管路の非定常解析, 第65回土木学会年次学術講演会概要集, 投稿中.  
 (財) 沿岸開発技術研究センター (2001) : 数値波動水路の研究開発, 沿岸開発技術ライブラリー, No.12.  
 橋本貴之, 今村文彦 (2010) : 2010年チリ津波による被害に関する気仙沼での現地調査報告, 東北大学, 津波工学研究報告, 第27号 (印刷中)