

臨海施設の BCP を対象にした津波による内水氾濫解析

津波により排水路を逆流し陸域に溢水する現象のシミュレーション

伊藤 一教^{*1}・古田 敦史^{*2}・織田 幸伸^{*1}

Keywords : tsunami, inundation, overflow via drainage channel, BCP, drainage channel, reverse flow

津波、内水氾濫、BCP、溢水、排水路、逆流

1. はじめに

2011 年 3 月に発生した東北地方太平洋沖地震および津波（東日本大震災）は、産業施設に甚大な被害をもたらした¹⁾。本震災は、産業施設の防災対策として起こりうる被災事象を抽出し検討することが事業継続計画（BCP）を考える上で重要であることを改めて示すとともに、自然外力の想定が容易ではないことも同時に示した。

東海、東南海、南海地震の発生確率が高まる中、太平洋沿岸地域には産業施設が数多く存在しており、東日本大震災を契機に地震対策だけでなく津波対策の必要性も再認識されることになったと考える。

津波の規模が想定範囲内である限りは、津波の遡上を防潮壁等で防止することができる。しかし、護岸からの遡上を防いでも、産業施設では取排水路や排水路を介して場内に海水が浸入する内水氾濫により、浸水被害の発生だけでなく避難経路の喪失といった問題も発生する可能性がある。一般に、海水の逆流は、水路に設置した逆止蓋や角落としにより防止できるが、大規模な津波を伴う地震時においては、逆止蓋や角落を操作することが現実には容易でないことが予測できる。したがって、津波による内水氾濫を物理的に抑止するハード対策と、内水氾濫により場内に溢水した場合の避難方法といったソフト対策の両面から対応することが必要と考えられる。現実には、2010 年のチリ津波では護岸からの遡上より先に、排水路からの逆流による内水氾濫が確認された²⁾ことも報告されており、津波による内水氾濫は、事業継続性の観点から一つの対策事象であると考えられる。

著者らは津波による内水氾濫の現象把握を目的とした数値解析と水理模型実験に取り組み、津波による内水氾濫の溢水現象はサージ現象の延長として扱うことが出来ないことを示したが、それらの検討はシンプルな水路モデルにとどまっていた^{3) 4) 5)}。

そこで、本研究では産業施設に付随する排水路を対象とし、津波による内水氾濫の現象把握を目的として数値解析を試みた。まず、数値解析の妥当性を検討するため、モデル水路を用いた水理模型実験の再現計算を実施した。次に、実際の産業施設規模に相当する排水路網を設定し、津波の内水氾濫による溢水を解析し、その特性について検討した。

2. 数値解析の妥当性検討

2.1 水理模型実験

水理模型実験は前報⁶⁾と同じく取排水路や排水路をイメージし、地中の管路と立坑を模擬し、図-1 に示す水理模型を全長 47m、幅 0.8m の二次元水路内に設置して実施した。地中部の水平管路の取付高さは、静水面より上方（気中）と下方（水中）の 2 通りとした。管径は水平部および立坑ともに直径 31mm 円形断面である。立坑からの溢水現象のみに着目するため、護岸からの越流がないよう高い防波壁を護岸法線に設置した。

造波条件は、護岸前面水深が 20cm、周期 20s、波高 7cm の規則波とした。立坑天端高を地盤面と同じ高さにした条件で溢水量を計測した。また、立坑を上方に延長した場合の立坑内の水位変動（サージ）も計測した。周期が長く、水槽の全長に対して波長が長いため、溢水量の計測は反射波の影響が少ない第 2 波までを対象とし、2 波分の溢水量を一度に取得した。

* 1 技術センター土木技術研究所水域・環境研究室

* 2 技術センター土木技術研究所土木構工法研究室

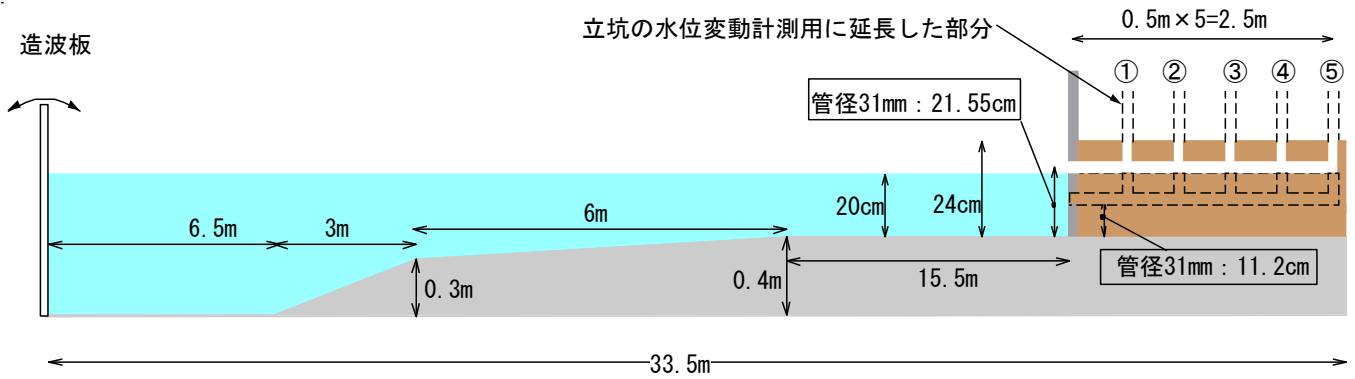


図-1 水理模型実験の説明図
Fig.1 Schematic view of hydraulic physical model test

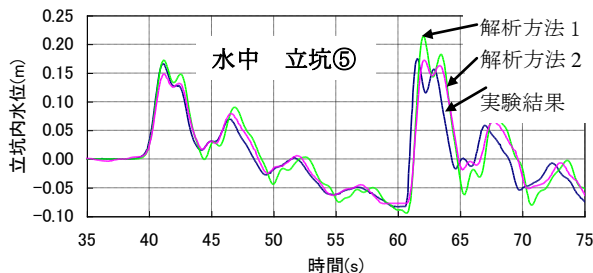


図-2 立坑内水位の計算結果の比較(管路水中)
Fig.2 Comparison of water level change in a pit
(Horizontal pipe was set in the water)

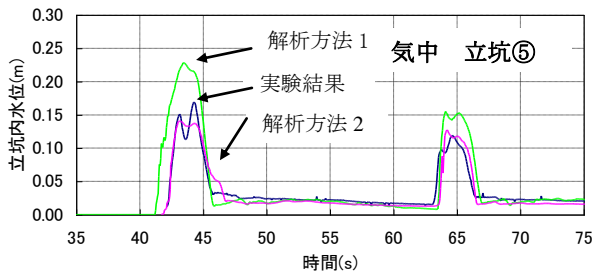


図-3 立坑内水位の計算結果の比較(管路気中)
Fig.3 Comparison of water level change in a pit
(Horizontal pipe was set in the air)

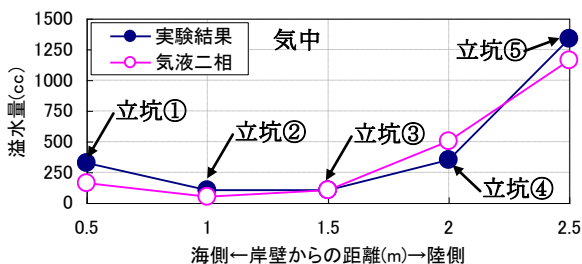


図-4 溢水量の計算結果の比較(管路気中)
Fig.4 Comparison of overflow water volume
(Horizontal pipe was set in the air)

2.2 数値解析

数値解析手法として、液相のみを考慮した数値解析（解析方法1）と気液二相の数値解析（解析方法2）を用いた。解析方法1には、数値波動水路 CADMAS-SURF⁷⁾を用いて鉛直二次元解析を行った。解析方法2

では、連続式とナビエーストックス式を基礎方程式とし、解析格子に非構造格子を用いた有限体積法を用いた。自由表面はVOF法で解析し、乱流モデルは標準 $k-\varepsilon$ モデルを用いた。

解析方法1および2において、前者は直交直線格子、後者は非構造格子を用いるため、同一の格子条件とすることができないが、最小格子サイズを統一しできるだけ差異を少なくした。海域の水平計算格子 Δx は $1\text{m} \sim 0.01\text{m}$ とし、陸域に近いほど細分化した。陸域の Δx は $0.01\text{m} \sim 0.004\text{m}$ 、立坑部周辺は 0.004m とした。 Δz は水平管路の管底より下部は 0.01m 、管底より上部は 0.004m とした。鉛直計算格子 Δy は管路を 0.004m とし、その他を 0.01m とした。

2.3 水理模型実験結果と数値解析結果の比較

図-2、3は、立坑を上方に延長した実験の立坑内水位（サージング）の経時変化について実験結果と解析結果を比較したものである。図-2は水平管路を水中に取付けたケースの結果であり、図-3は、気中に取り付けたケースである。図-2のピーク値（ $t=60 \sim 65\text{s}$ ）に着目すると、解析方法1はわずかに過大評価であり、解析方法2は実験値とほぼ同等もしくは若干過小評価である。解析方法1は、3次元の現象を二次元でモデル化したため、護岸における管路の入口・出口損失などを過小に評価することとなる。そのため、過大評価の傾向が発生したと考えられる。このモデル化に起因する結果を考慮すれば、解析方法1および2は、概ね同等の再現性を有すると判断できる。

次に、水平管路を気中に取り付けたケース（図-3）では、解析方法1の結果は1波目、2波目ともに、水位のピークを3～4割程度過大に評価したのに対し、解析方法2の結果は、実験結果とほぼ一致している。前述したように、解析方法1はモデル化に起因して若干過大な結果を与えることが想定されるが、このことを考慮に入れても過大評価と判断できる。この理由は、管

路が水中にあるケースでは、管路内が常に液体に満たされており、気体の影響を受けることがないため、気液二相を考慮した解析方法 2 と液相のみを考慮した解析方法 1 の両方ともが実験結果とよく一致すると考えられる。一方、管路が気中にあるケースでは、管路内に逆流（陸側への流れ）が発生する初期の段階や、戻り流れ（海側への流れ）の後半では、管路内は液体と気体の二相となる。すなわち、管路内に発生する流れは管路内に閉じ込められる空気層によりスラグ流やプラグ流の形態となる。そのため、気相を考慮しない解析方法 1 では空気層による抵抗を無視することになるため再現性が低く、気液二相を考慮した解析方法 2 は空気層による抵抗を反映できるため再現性が高いと考えられる。

以上より、水平管路が気中に取り付けられた場合、すなわち、排水口が気中に取り付けられている場合には、気液二相を考慮した解析が有効であることがわかった。

ついで、立坑からの溢水量を計測した実験結果と気液二相を考慮した解析方法 2 による計算結果を図-4 に比較した。図中の立坑①～⑤は図-1 の①～⑤に対応している。実験結果は最も陸側に位置する立坑⑤からの溢水量が卓越し、ついで最も海側の立坑①からの溢水量が多い。両者の中間に位置する立坑②③④からの溢水量は少ない。このような溢水量の空間分布にな

る理由は以下と考えられる³⁶⁾。立坑からの溢水量は、動水勾配に支配される。例えば、立坑①からの溢水量は、津波作用時の海水面及び立坑②との水位差で規定される。溢水状況下では立坑①～⑤の最高水位は、概ね地盤面で頭打ちとなる。立坑①と護岸前面水位との水位差が大きくなるため、立坑①の溢水量は大きくなる。一方、立坑②～④については、隣接する立坑との水位差が大きならないため、溢水量も小さい。また、立坑②～④の溢水量が小さいため、水平管路部の運動量は護岸から立坑⑤までの間でほぼ保存されることとなる。この運動量は、⑤の立坑下端の側壁部での圧力変動を誘起するため、この圧力上昇により立坑⑤の溢水量が大きくなる。

図-4 より、気液二相を考慮した解析方法 2 の溢水量は実験結果の計測結果を良好に再現している。ただし、溢水量の大きい立坑⑤における実験結果と解析結果の差異に比べて、他の立坑における計算誤差が相対的に大きくなっている。これは上述したように、立坑⑤の溢水量では水平管路部の運動量が支配要因となっているのに対し、他の立坑では隣接する立坑との水位差が支配的であり、分岐部のエネルギー損失評価の精度が大きく影響するためと考えられる。

2.4 水理模型実験結果に基づく大型取放水路を対象にした考察

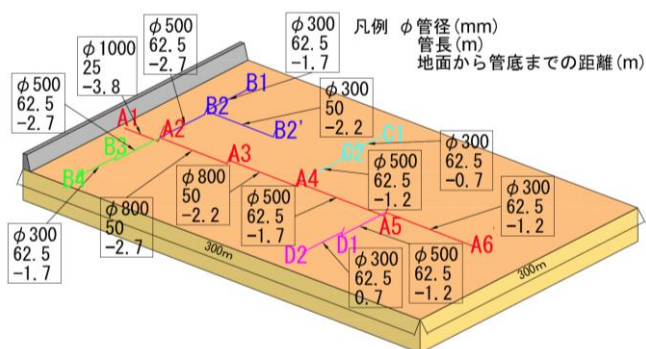


図-5 排水路網モデル諸元
Fig.5 Model of drainage channel

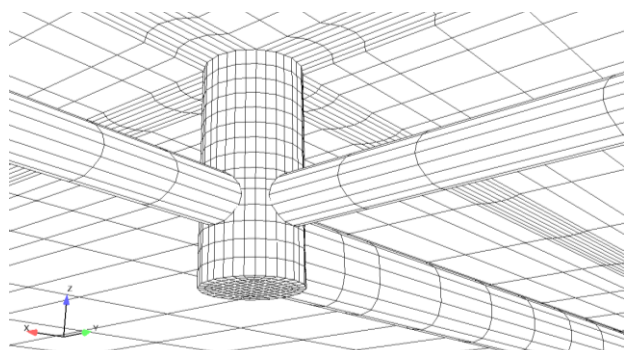


図-6 立坑接続部
Fig.6 Simulation mesh around a pit

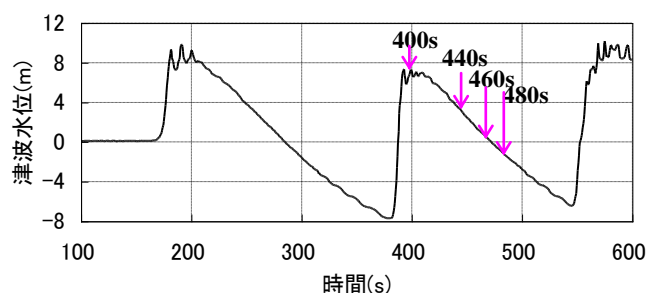


図-7 護岸前面の水位
Fig.7 Time series of water level in front of quay

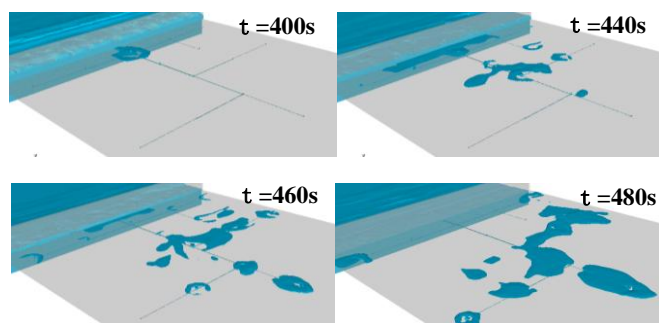


図-8 津波水位と立坑からの溢水状況
Fig.8 Simulation results of overflow from pits

ここで実施した模型実験は、数値解析の妥当性検証のために実施したものであるため、縮尺は特に設定されていないが、仮に 1/100 縮尺とするならば、水路・立坑の管径は約 3.1m、延長は 250m となる。このオーダーは原子力発電所の取放水路の規模に比較的近い。水路は一様断面であるから現実の取放水路とは差異がある。しかし、実験結果は同等規模の取放水路の場合、内水氾濫が発生すると最も陸側の溢水が大きい可能性があることを示唆している（図-4）。すなわち、防波壁で津波の侵入を防止しても取放水路を介して津波は侵入し、その溢水量は陸側ほど多い。例えば、原子力発電所の水路陸側端部には建屋が存在したり隣接する場合があります、この溢水が建屋に侵入する可能性がある。それゆえ、BCP の観点から内水氾濫による溢水対策が重要であることがわかる。

3. 産業施設を対象とした数値シミュレーション

3.1 解析モデル概要

燃料タンク 20 万 kl×2 基を有する規模の産業施設を想定した雨水排水路網を対象に、津波による内水氾濫（マンホールからの溢水）の解析を実施した。ただし、この場合においても、護岸からの越流は防波壁で防止されている条件を設定した。

排水路網モデルの諸元を図-5 に示す。モデルの設定は下水道施設計画・設計指針⁸⁾に従った。図-5 は陸域のみを示しており、海域は図-1 に示した水理模型実験で得られた護岸前面水位を縮尺 1/100 として実機スケールに換算した。したがって、波の条件は周期 200s、波高 7 m の規則波としたことになる。排水路は 0.3~1.0 m で海から離れるほど細く、25~62.5m 間隔に直径 1m の立坑(マンホール)を設置した。方向や径が異なる各排水路は立坑において接続されており、図-6 に示すように高さ方向に段差がある接続形式である。排水路には水路勾配がついており、図-5 に示す各系統の水路勾配は A 系、B 系約 1/100、C 系 D 系約 1/200 である。護岸における排水口は一箇所、静水面から管路中心が 1.8m 下方で、A3-A4 間に静水面が位置するようにした。

3.2 数値解析

解析は、気液二相を考慮した解析方法 2 を用いた。管路に対する解像度が 2.の解析条件と同程度となるように、管路軸方向は、0.12m~3.08m、管路軸直角方向は 0.046m~0.094m、立坑部の水平方向格子は 0.077m

~0.094m、鉛直方向は 0.075m~0.17m とした（図-6 参照）。

3.3 解析結果と考察

護岸前面における水位の時系列を図-7 に、溢水状況を図-8 に示す。護岸前面水位が上昇した $t=400s$ における溢水状況は、海側立坑より溢水するのに対し、護岸前面水位が下降した $t=480s$ では、海から 250m 陸側の立坑から溢水した。排水路網モデルは図-6 に示す複雑な立坑構造を有し管経も小さいため損失水頭が大きいにもかかわらず、2.で示した実験と同様に陸側の立坑からも溢水が確認された。

次に溢水量について検討する。各立坑からの溢水総流量を示す図-9 をみると、排水口 A1 に最も近い立坑 A2 からの溢水総量が他の立坑に比べて圧倒的に多く、この点は、陸側の端部立坑における溢水量が最も多かった 2.の実験結果と異なる。これは、本排水路モデルが有する複雑な立坑構造や小さな管経による影響、さらには複数の排水路の分岐による影響と考えられる。しかし、B 系の排水路に着目すれば、最も陸側に位置する立坑 B2' の溢水量が他の B 系立坑よりも多い結果となっており、2.の実験で得られた陸側端部の方が溢水量は多いという現象が複雑な排水路網においても局所的に発生することが確認できる。

以上のことから、現実規模の排水路に対して波高 7m、津波高 3.5m 規模の津波が来襲した場合には、内水氾濫が発生する可能性が十分にあること、そして海側の立坑からの溢水が圧倒的に多いことを確認できた。

図-10 に排水路網における端部立坑の溢水量の時系列を示す。図より、各立坑によって溢水量のピーク発現時刻、溢水継続時間などが異なることがわかる。例えば、立坑 A6 の時系列に着目し、1 波目と 2 波目を比較すると、1 波目に対応する溢水量の時間変化は急激に立ち上がるのに対し、2 波目の立ち上がりは 1 波目に比べて緩やかであり、また、1 波目の溢水継続時間は 2 波目に比べて長い。同様に立坑 B1 に着目すると、1 波目の溢水量のピークは溢水開始後早い時刻に発生しているが、2 波目については、溢水継続時間の後半に発生している。護岸前面水位の変化と溢水の関係を定量的に調べるため、護岸前面に波が到達した時刻と各立坑からの溢水流量のピーク時刻の差を図-11 に示した。ただし、1 波目と 2 波目が護岸に到達した時間は、護岸前面水位が概ね最高となる 182s、393s とした。

図-11 より、護岸前面水位のピーク時刻から早くても 60s 後以降に立坑で溢水のピークが発現している。

例えば、排水路の距離が最も長い立坑 D2 の場合、溢水流量がピークを迎える時間は護岸前面水位のピーク時刻に対して1波目で約150s後、2波目では約180s後であり、最も陸側に位置する立坑 A6 では1波目は約

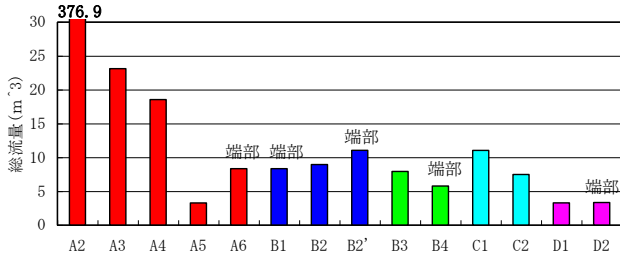


図-9 各立坑の溢水総流量
Fig.9 Total overflow water volume

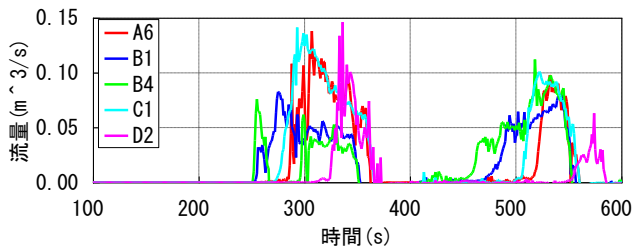


図-10 端部立坑の溢水量時系列
Fig.10 Time series of overflow water at end pits

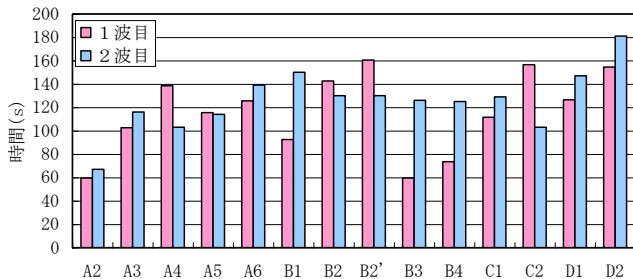
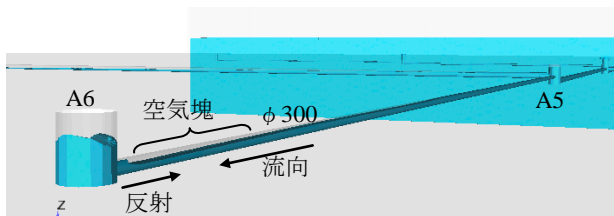
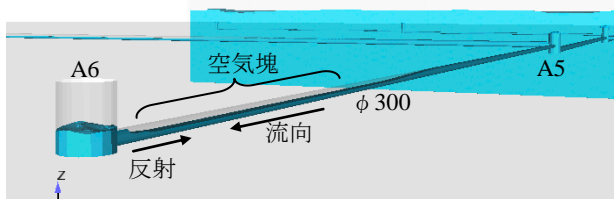


図-11 護岸に波が到達した時刻と溢水量ピーク時刻の差
Fig.11 Time lag between wave and overflow



a) 283s (1波目)

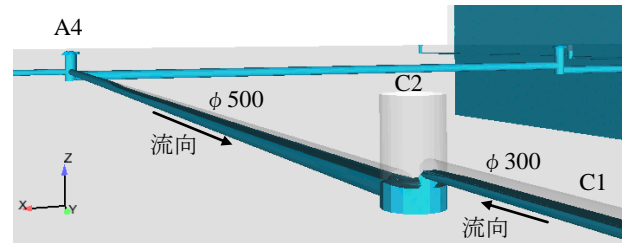


b) 502s (2波目)

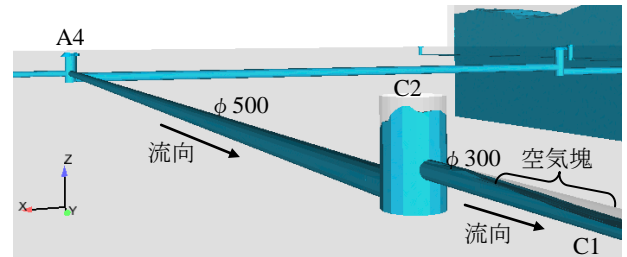
図-12 A5-A6 間の管路内流況
Fig.12 Situation of flow from A5 to A6

125s後、2波目は約140s後である。これは、排水口から立坑までの排水路長が異なることや管径の違い、あるいは立坑における分岐数などによると考えられる。より詳細に検討するため、図-12に立坑周辺の流況を示す。

図-12は、立坑 A5 と A6 を繋ぐ管路内の流況である。1波目の時刻 283s および 2波目の 502s とともに管路内に自由表面が発生し、立坑 A6 に向かう管路内に閉じ込められた空気塊が存在し、スラグ流やプラグ流の形態になっている。佐藤⁹⁾が検討したように閉じ込められた空気塊は抵抗となり、この空気塊は溢水のピークと護岸前面水位のピークに時間差を発生させる要因のひとつと考えられる。簡単な例は、管路は陸側に向

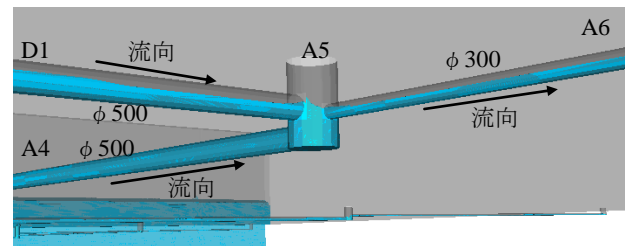


a) 470s

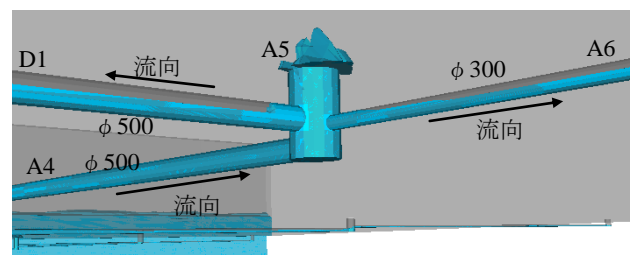


b) 483s

図-13 C2 周辺部の流況
Fig.13 Situation of flow around C2



c) 407s



d) 415s

図-14 A5 周辺部の流況
Fig.14 Situation of flow around A5

かつて水路勾配がついているため、管路内の流れが海側に排水する局面では、浮力により陸側に移動する空気塊が抵抗として作用することは容易に理解できる。

図-13 は、2 波目作用後の立坑 C2 周辺における流況である。立坑 C2 には管径の異なる二つの管路が接続する。時刻 470s では、 $\phi 500$ からの流入により立坑内は徐々に水位が上昇し、 $\phi 300$ の管路では立坑 C2 への戻り流れが生じる。 $\phi 500$ からの流入が継続し $\phi 300$ の管路全体が満水になるよりも、立坑内の水位上昇のほうが早いため、立坑周辺部の $\phi 300$ の管路は満水であるが先端に自由表面を有した分離流として立坑 C1 へ流れ込む。そして立坑内水位は上昇し溢水する。

図-14 は、2 波目作用時の立坑 A5 周辺流況である。立坑 A5 には三つの管路が接続する。 $t=407s$ のとき、立坑 D1 からは戻り流れが立坑 A5 に流れ込み、立坑 A5 から A6 に向かって逆流している。立坑 A4 から継続的に流入があるため立坑 A5 内は水位が上昇し、立坑 A6、D1 へ向かう管路は立坑周辺では満水であるが先端に自由表面を有した分離流を形成する。

以上のように、排水路内の流れには空気層が密接に関わり、排水路を対象とした津波の内水氾濫を解析する場合には気液二相を考慮することが有効であることがわかった。

4. 結論

津波による内水氾濫を検討する場合、排水路内の流れはスラグ流やプラグ流の形態となるため気液二相の解析手法が有効であり、管内の空気の圧力変動を無視する液相のみの解析結果は過大評価になることを示した。

また、排水路網モデルの解析結果では、複雑な立坑構造を有し管路径も小さいため損失水頭が大きいにも

かわらず、現実規模の排水路に対して津波高 3.5m 規模の津波が来襲した場合には、内水氾濫が発生する可能性が十分にあること、そして海側の立坑からの溢水が圧倒的に多いことを示した。

さらに、陸側の溢水量のピークと護岸前面の最高水位の発生時刻には時間差があり、単に排水口から立坑までの排水路長が異なることや管径の違い、あるいは立坑における分岐数などの要因だけでなく、管路内で閉じ込められる空気塊の影響があることを示した。排水路を対象とした津波の内水氾濫を解析する場合には気液二相を考慮することが有効であることがわかった。

参考文献

- 1) 高橋重雄ら：2011 年東日本大震災による港湾・海岸・空港の地震・津波被害に関する調査報告，港湾空港技術研究所資料，No.1231.，2011
- 2) 橋本貴之，今村文彦：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，pp.91-95.，2010
- 3) 伊藤一教，織田幸伸，高山百合子，古田敦史：津波来襲時の水路を介した溢水現象に関する基礎検討，土木学会論文集 B2(海岸工学) Vol. 66, No.1, pp.941-945, 2010
- 4) 伊藤一教，織田幸伸，高山百合子，古田敦史：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，II-070, pp.139-140, 2010
- 5) 織田幸伸，伊藤一教，高山百合子，古田敦史：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，II-008, pp.15-16, 2010
- 6) 伊藤一教，織田幸伸，古田敦史，高山百合子：臨海施設の津波に対する BCP のための解析技術の開発，大成建設株式会社 技術センター報，第 43 巻，pp.46-1-46-8.，2010
- 7) (財) 沿岸開発技術研究センター：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.，2001
- 8) (社) 日本下水道協会：下水道施設計画・設計指針と解説 2001 年版，2001
- 9) 佐藤隆宏：水平管内気液二相流における流動と圧力変動に及ぼす出口水位条件の影響，電力中央研究所報告，U99021, 1999