

平面流れとして取り扱った氾濫シミュレーションについて

On the modelling of the spread of the flood flow using Bi-dimensional Tank Model Method

○ ㈱新日本技術コンサルタント 正会員 鶴 巻 有 一 郎
 建設省 河 川 局 正会員 奥 田 朗
 ㈱新日本技術コンサルタント 正会員 神 月 隆 一

1. はじめに

本研究は、氾濫流の平面水理モデルの作成とこのモデルの結果を用いて被害モデルを作成すること、この二つの課題から成っている。

河川堤防の破堤によって流出した流れは、より低地へと流下し、また海拔 0m 地帯の海岸堤防が破堤した場合には、逆に低地から高地へと浸水域を拡げるが、いずれの場合の流れも氾濫原の地形に支配される。特に中小河川堤防、輪中堤、道路、鉄道の盛土等のいわゆる連続盛土堤を含む地域を襲う氾濫流は、複雑な平面流れを生ずる。すなわち連続盛土堤による貯留、これからの越水、またはこの連続盛土堤の一部分に開けられた開口部からの流出、これに加えて中小河川を伝播する流れが絡み合って流れは、多方向へと拡がる。

このような地域の氾濫流の動向を把握出来るシミュレーションが容易となれば、連続盛土堤を河川または海岸堤防が破堤した場合の氾濫域内における第二の洪水防禦施設として見直し評価することも出来る。

さらに進んで氾濫流の持つ流水エネルギーが死者行方不明者等の被害とどのような関係にあるかを究明し氾濫危険域内の連続堤の効果を評価することは必要なことである。

本報告は、氾濫流を二次元平面流れとして取り扱う為に地形を小地域に分割し、この小地域をタンクに見立て個々のタンクに地域の地形特性を持たせ、かつ地形によって影響される流れを隣接タンク間を結ぶ連通管に見立て、管路流の運動方程式とタンクの水位変動に基づく連続方程式を採用して、計算式の簡約化を図ると同時に細分化された地形特性を容易に取り入れることが出来るような水理モデルを提示している。さらにこの水理モデルを昭和 34 年 9 月 26 日の伊勢湾台風災害記録に対する検証を行い、この検証を通し、モデルの有効性について述べると共に、この水理モデルによって得られた流水エネルギーと被害量とを結びつける被害モデルの作成の試みについて報告する。

なお、この水理モデルを平面タンクモデルと名付ける。

2. 氾濫原の地形と氾濫流のモデル化

太古からの地形的拡がり、地盤勾配、旧河道跡の低地、中小河川網、連続盛土堤として考えられる河川堤防、旧堤防、輪中堤、道路、鉄道の盛土部分、さらにはこれら連続堤の一部の開口部、等の地形のモデル化にさいし、氾濫原を図-1(a)の

ようにメッシュブロック化する。

ブロックの面積は、メッシュで四角形に分割されたブロックの面積にとらわれることなく、連続盛土堤や低地の平面線形に合せた新たな地域割を図-1(b)のように行って各ブロックに対応させる面積とし、各ブロックの面積(E)に地形的な拡がりの要因を持たせる。次に地域毎に地域

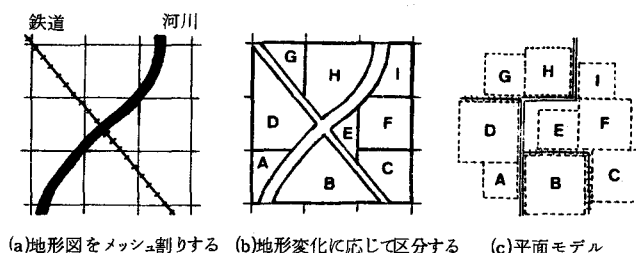


図-1 地形区分の仕方と平面モデル

面積を正方形化し、図-1(c)のように配列したモデルに変換すれば、縦横に面積の異なった正方形ブロックが平面的に敷き詰められる。

この正方形ブロックを、ここでは四辺の壁に囲まれたタンクに見立て図-2のように取り扱う。すなわち各地域の平均地盤高(s)をタンクの底盤高さに、連続盛土堤は、タンクとタンクの

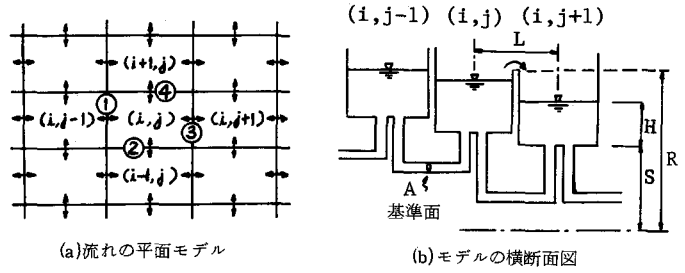


図-2 平面タンクモデル

間の壁に見立て連続盛土堤の高さは、この壁の標高(R)としてモデル化する。隣接地域との間に流れを阻害するような連続盛土堤を持たない地域間の流れは、タンクの中心間を結ぶ連通管をタンクの基盤に配し、地域間の接続幅(B)を連通管の幅にモデル化する。連続盛土堤の一部に開口幅があるときも同様に取り扱う。さらに河川は、タンクとタンクの境界線上に組み入れ、境界線上のタンクからの越水を河川への横流入として処理する。

このような地形のモデル化によって、流れの計算式は、次のようにモデル化する。連続盛土堤でブロックが接している場合、この連続盛土堤を越水する流量(Q_0)は

$$Q_0 = CB(H+S-R)^{\frac{3}{2}} \quad (1)$$

である。なお、Cは越流係数である。連続盛土堤にブロックが接しおらず流れが何ら障害を受けずに流れる氾濫流の運動方程式は、管路流れの剛体方程式を採用し

$$\frac{L}{gA} \frac{dQ}{dt} = (H_1 + S_1) - (H_2 + S_2) - \alpha L Q |Q| \quad (2)$$

とする。ここにLは隣接タンク間の中心点間の距離、tは時間項、Hはタンクの湛水深、Aは、連通管の断面積とし隣接タンクとの平均水深から

$$A = B \frac{H_1 + H_2}{2} \quad (3)$$

と表し、水深の時間変動に伴い連通管の断面積を変化させる。 α は、氾濫原の損失係数であり、定常流にあって等流状態となるようにマンギの粗度係数(n)を用い

$$\alpha = \frac{n^2}{\left(\frac{H_1 + H_2}{2}\right)^{10/3} B^2} \quad (4)$$

とする。(2)式の運動方程式を周辺地域との間に氾濫流を阻害する構造物の無い場合について適用するために、図-2(a)のタンク(i,j)ブロックを中心ブロックとして、その周囲のそれぞれのタンクの間で立てれば

$$\frac{L_1}{gA_1} \frac{dQ_1}{dt} = H_{i,j} + S_{i,j} - (H_{i,j-1} + S_{i,j-1}) - \alpha_1 L_1 Q_1 |Q_1| \quad (2-1)$$

$$\frac{L_2}{gA_2} \frac{dQ_2}{dt} = H_{i,j} + S_{i,j} - (H_{i-1,j} + S_{i-1,j}) - \alpha_2 L_2 Q_2 |Q_2| \quad (2-2)$$

$$\frac{L_3}{gA_3} \frac{dQ_3}{dt} = H_{i,j} + S_{i,j+1} - (H_{i,j} + S_{i,j}) - \alpha_3 L_3 Q_3 |Q_3| \quad (2-3)$$

$$\frac{L_4}{gA_4} \frac{dQ_4}{dt} = H_{i,j} + S_{i+1,j} - (H_{i,j} + S_{i,j}) - \alpha_4 L_4 Q_4 |Q_4| \quad (2-4)$$

となる。一方、タンク (i, j) ブロックの流量の連続方程式は

$$F_{i,j} \frac{dH_{i,j}}{dt} = Q_3 + Q_4 - Q_1 - Q_2 \quad (5)$$

となる。

タンクとタンクの境界線上に設けた中小河川の流は、予め算出した河川の流下能力と氾濫流の伝播量を比較し、越水と伝播を行う簡便なモデルとする。また河川破堤の本川における水理計算は、低地河川に対し Dynamic wave 法を、山地河川にあつては、Kinematic wave 法を採用し、破堤開始の水位と河川から氾濫原への流入量の精度を高める。以上が水理モデルである。

3. 氾濫流況の検証

前述の水理モデルの有効性について以下の三例をもって検証する。

3.1 洪水波形伝播を取り扱った速水碩一郎の理論値との比較

平面上に敷き詰めたタンク群の一例を取り出し、これを河道と見なし、この水理モデルによって演算した波形の伝播と速水の式による理論値を比較する。ここに用いた速水の解は、等流状態の水路の最上流端水位を瞬間上昇させ、この時の水位を一定に保ち続けた場合の波形の伝播である。一方ここに示す水理モデルは、タンクを一列に五ヶ並べ流水方向に流れを阻害する壁を設けず一方向の連通管による流下現象 (2式) とし、各タンク間の距離を 1km とした。ただし、最下流端のタンクの水位は、初期水深 (H_0) のまま一定に保ち続ける条件としたため、この点のみ速水の条件と異なる。図-3 (a), (b) の演算値は、最上流端から 1km 下流の地点、すなわちタンクでは、上流から二番目のタンクの水深変動であつて、縦軸には、最上流端の水面上昇高 (Δh) に対するその断面の水深上昇 ($H-H_0$) の割合を取り、横軸は、最上流端を瞬間上昇させた後の経過時間を取ったものである。計算条件として演算時間間隔を 30 秒、マンニングの粗度係数を 0.15 とし、初期の定常水深を 2.0m,

0.5m, 0.1m の三種類

とし、最上流端の水深を初期定常水深の 10% を上昇させた。図中の実線、一点鎖線、破線は、速水による値を、また丸印、黒丸、三角印は、水理モデルによる値である。図-3 (a)

は、河川勾配として

0.1/1000 を、図-

3 (b) は、0.5/1000

を採用している。図より、この水理モデルと

速水の理論値による波

形伝播とは、良く一致

していると認められる。

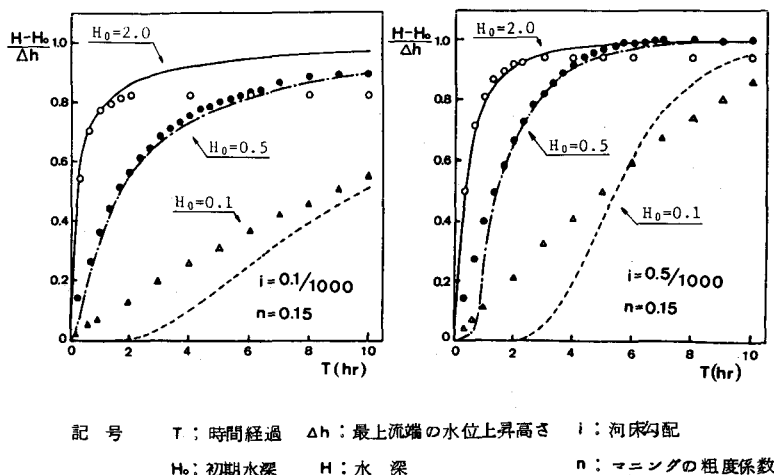


図-3 洪水波形伝播状況に於ける速水碩一郎の理論値と平面タンクモデルによるシミュレーション値の比較

3.2 伊勢湾台風災害時の河川破堤による浸水域の拡がり状況調査記録と計算値との比較

伊勢湾台風時の昭和34年9月27日午前1時42分に揖斐川とその支流、牧田川と津屋川に挟まれた多芸輪中（岐阜県養老町）に生じた災害記録を検証資料として採用したが、これは、伊勢湾台風災害記録²⁾、災害復旧工事記録⁸⁾から得られたものである。

多芸輪中は、北東に牧田川、東側に揖斐川、西側の津屋川に囲まれた輪中であり、その面積は、約28km²、北高南低の地盤勾配を持ち、南端はEL-0.5mの低湿地帯である。また北から南に流下する二本の小川がある。

破堤は、輪中の東側、ほぼ中央の根古地村落の牧田川右岸において二度にわたって起った。第一回目は、伊勢湾台風の襲来前の44日前の昭和34年8月13日の台風7号の集中豪雨によるものである。この災害に対する応急処置としてなされた仮締切堤防の状態のまま、再び伊勢湾台風によって破堤し

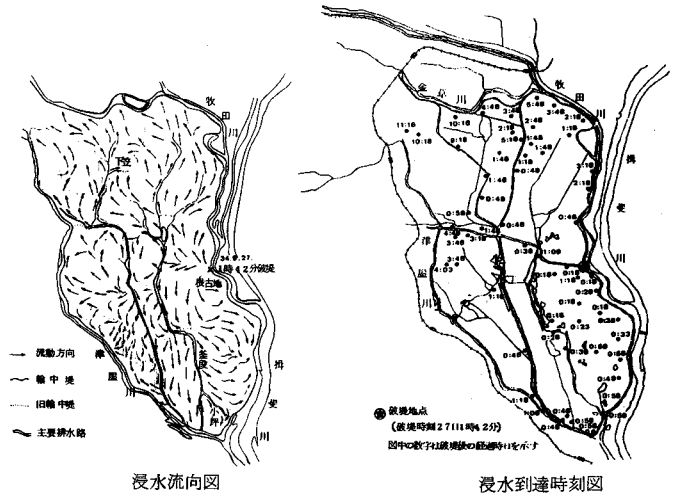


図-4 伊勢湾台風災害時の多芸輪中内の氾濫図

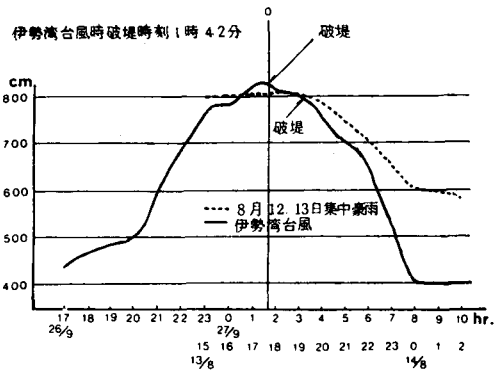


図-5 根古地外水位曲線

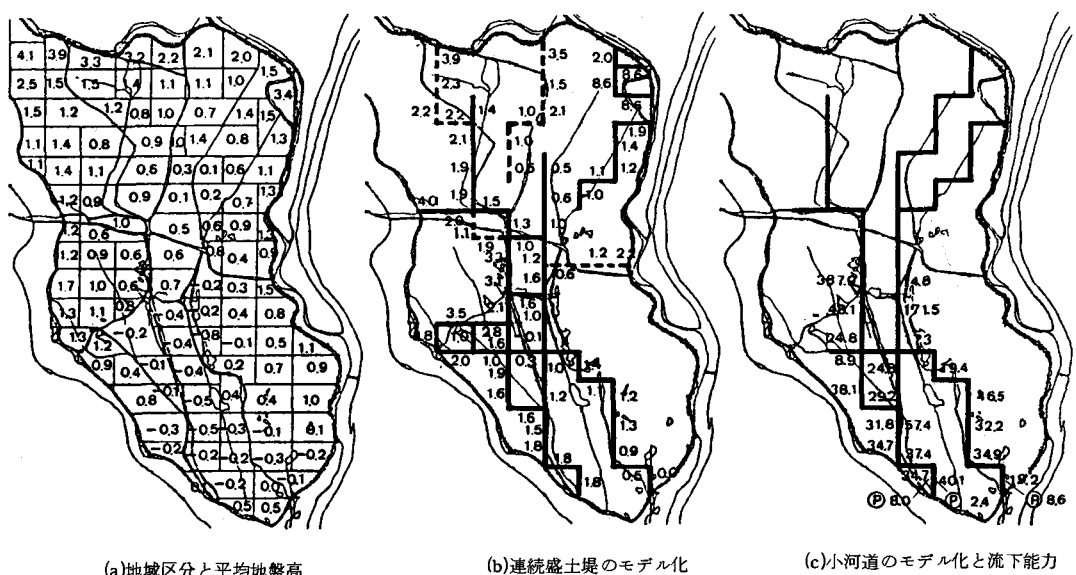


図-6 多芸輪中地形のモデル化

た。輪中の住民にとって、伊勢湾台風は、第一回目の災害の直後であったため、水害に対し十分の備が出来ており、無事避難することが出来、さらに各自の家屋が浸水した時刻をよく記憶しており、これを罹災後、調査員に示すだけの余裕もあったことから、浸水域の拡がり時刻の信頼性は高い記録である。

この浸水域の拡がり時刻と流向調査記録²⁾(図-4(a),(b))から、その流向を判断すると輪中の東側中央から浸水した流れは、地盤勾配に従って流下し、北から南に流れる小川を伝わり、ほぼ1時間程度で最南端に達し、さらに水位の上昇を伴い浸水域は西南部から地形の高い北部へと拡がっている。

シミュレーションのための入力条件としての牧田川の水位記録²⁾(図-5)が存在していること、さらに破堤幅100m³⁾が明確であったことから検証資料としては、好都合であると思われる。

シミュレーションにさいし、ほぼ500m×500mのメッシュに分割したタンク群²⁾(図-6(a))を地形モデルとして用い、小河川の堤防と旧輪中堤の地形状態を図-6(b)のように、さらに小河川の流下能力を図-6(d)のようにモデル化した。

計算の条件としてマンニングの粗度係数は、当輪中が田園地帯であることから、草木の高さに応じて low flow, intermediate flow, high flow の三段階に変化する Palmer⁴⁾の実験値を参考にし、図-7のように湛水深に応じてマンニングの粗度係数を0.05から0.4まで変化する折線を仮定した。また計算時間間隔は15秒である。

図-8は、5時間にわたる浸水域の拡がり検証図である。図中の斜線域は、シミュレーションによる浸水域であり、一点鎖線の太線は罹災後の聞き込みによる浸水の到達時刻である。図より破堤後30分の浸水域を除いて、他は、実測値と比

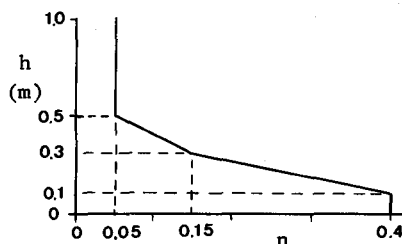


図-7 計算に用いたマンニングの粗度係数と湛水深の関係

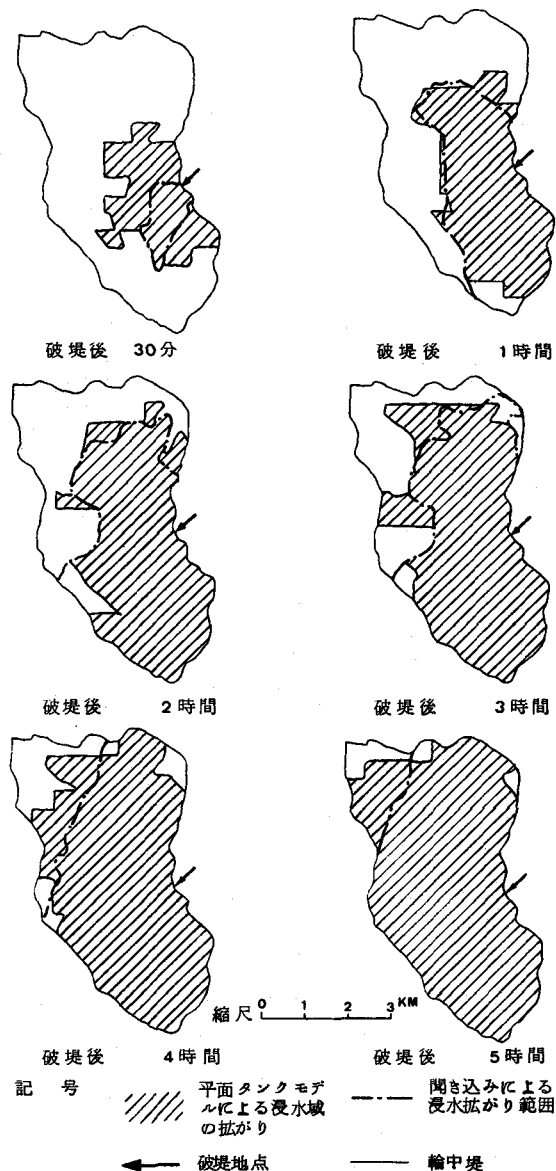


図-8 伊勢湾台風時の多芸輪中における氾濫流の浸水域の拡がり平面タンクモデルによる浸水域の比較

較的良好な一致と認められる。なおこの破堤後 30 分の浸水域の多少の違いの原因として、第一点に、住民からの聞き込み浸水到達時刻の範囲から、演算値の浸水域の外辺までの間に民家が無かったためによるデータ不足、第二点は、堤体の破堤速度を演算において瞬間破堤としたのに対し、実際には、幾らかの時間を要したのではないかと、第三点は、マニングの粗度係数の値の不適、等と考えられる。

3.3 伊勢湾台風災害時の海岸破堤による最大湛水深記録と計算値の比較

海岸破堤による最大湛水深についての検証として海部海岸（飛島村）から津島市までと、鍋田海岸から津島市までの湛水位縦断面を採用した。調査記録とシミュレーション値を図-9に記す。演算に用いた氾濫原

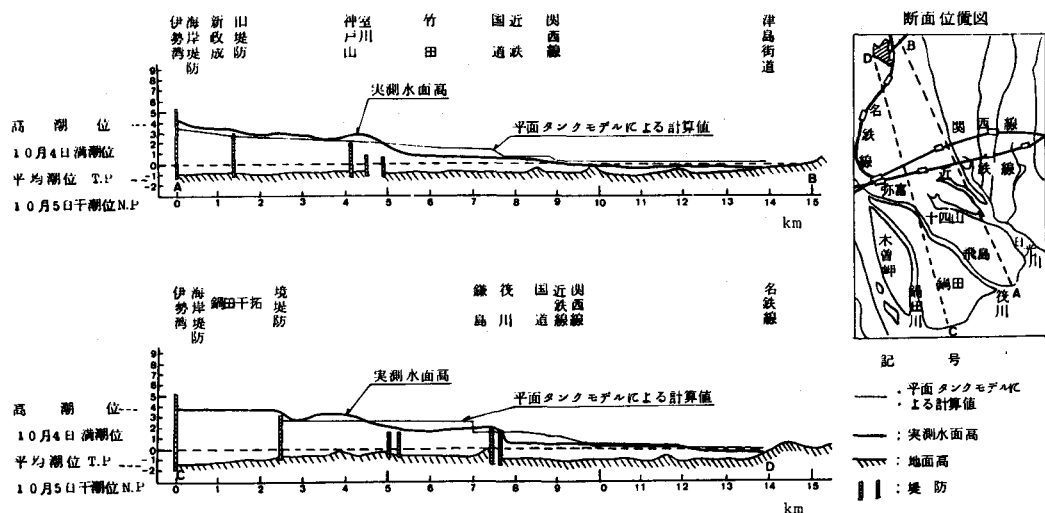


図-9 伊勢湾台風時の海岸破堤による湛水深の実測高と平面タンクモデルによる計算値の比較

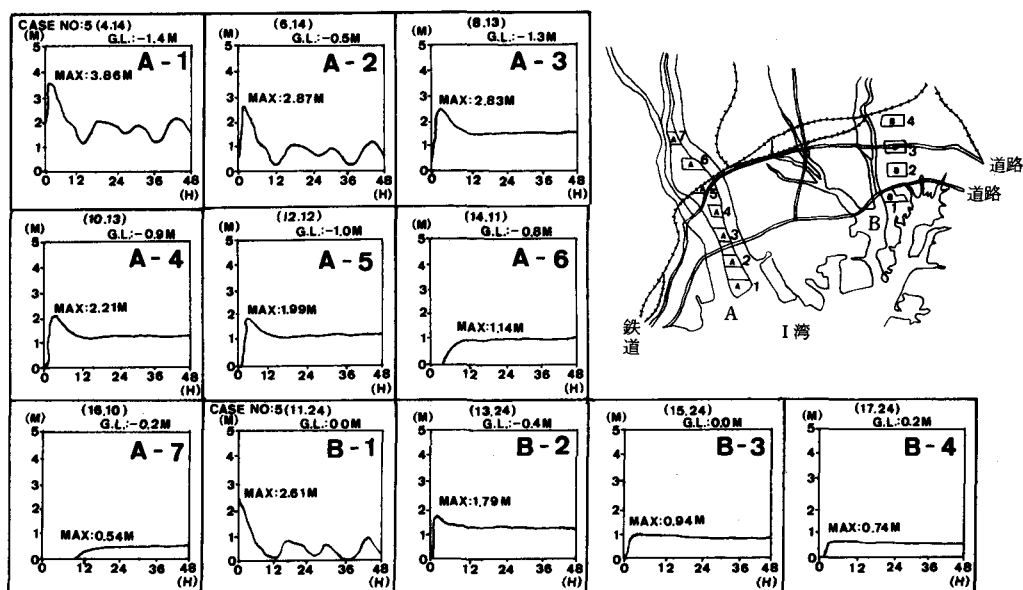


図-10 A, B地区に平面タンクモデル法を適用した場合の氾濫水位時間曲線

内のマニングの粗度係数は、前述の図-7を、潮位変動と破堤状況は、調査記録から、地形の分割モデルは、⁵⁾約1km×1km、計算時間間隔は、30秒とした。

図-9に示すごとく痕跡水位の調査記録と演算値は、比較的良好な一致を見た。計算の結果も、また実際の記録にあっても海岸堤防から内陸部へ離れるに従って、旧堤防や中小河川堤防により、流れが阻害され最大湛水位が低下する現象もシミュレーションによって、よく再現されている。

なお破堤地区と盛土堤の後背地区の湛水深時間変動曲線を比較すれば、湛水位の上昇速度に明瞭な相異が認められる。図-10に伊勢湾台風災害時点の結果とは異なるが、A-1, B-1ブロックの堤防を、それぞれ1,300m, 800mにわたって瞬間破堤させた場合のシミュレーションによる氾濫原内の湛水深時間変動曲線の結果を示すが、この結果によっても同様に上記のことを物語っている。氾濫流を阻害する条件となる道路堤は、A-2ブロックとA-3ブロックの間、A-4ブロックとA-5の間、B-1とB-2の間、B-2とB-3の間に、鉄道堤は、A-5ブロックとA-6ブロックの間に在る。いずれの道路、鉄道堤をはさむブロック間にも、1km当り18~40mの開口部があり、この開口部を氾濫流が流れる場合を取り扱った例である。

演算結果は、破堤ブロックの湛水位が急激に入力条件の外水位に追従するのに対し、盛土堤の後背地のブロックの水位上昇速度は、後背地を重ねる毎に鈍化し、流水エネルギーを減少する結果を示すことから、盛土堤の氾濫防禦に対する有効性がうかがわれる。なお破堤ブロックA-1, B-1における水深変動は、48時間にわたって外水位に追従している。

4. 被害モデルについて

氾濫による人的被害数の推算を行うに当り氾濫流の持つ水量と人的被害数を直接結び付けることは、極めて困難であることから、ここでは、前述の水理モデルによって得られる最大動水圧と災害調査記録に基づく家屋の流失全壊家屋数に対する地域の全家屋数の比率（流失全壊率）の関連を見出す。一方多数の災害記録から死者行方不明者数と流失全壊家屋数の相関を付けた媒体を用いることによって、水理モデルによる水量から人的被害数を求める試みを行なった。

図-11は、この水理モデルを伊勢湾台風災害記録に基づく氾濫シミュレーションに適用し、長島輪中、鍋田、飛鳥地区の各村落において得られた単位幅当りの最大動水圧（ $P = C \frac{w}{g} h v^2$, h :水深, v :流速, C :家屋の抵抗係数ここでは0.5を採用, w :水の単位重量⁶⁾, g :重力の加速度項）と村落における流失全壊率記録の関連である。シミュレーションの結果、長島輪中の災害は、輪中堤防の多数箇所が破堤したために流入水のエネルギーが強く、さらに細長い地形のために流入水が集散的に流動した災害であるのに対し、鍋田、飛鳥地区は、比較的に地形の拡がった新田地帯であったことから、海岸堤防から離れるに従って流水エネルギーの低減と流失全壊率の減少が認められる地帯であり、両者は、流況を異にする地域であるが図-11に示した両者の関連は、最大動水圧と家屋の流失全壊率の相

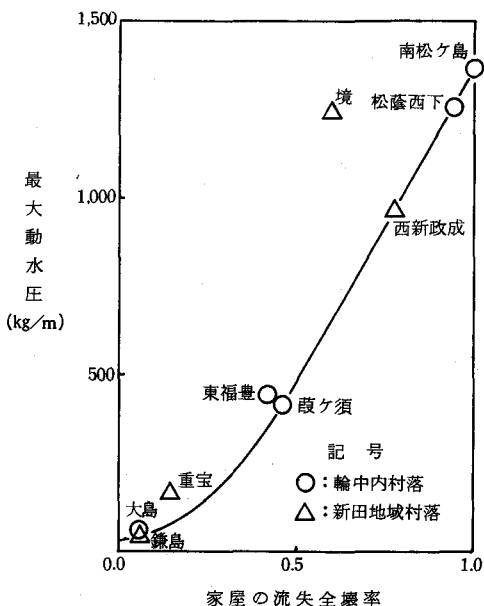


図-11 伊勢湾台風時の長島輪中、鍋田飛鳥地区の家屋の流失全壊率と平面タンクモデルによる単位幅当りの最大動水圧との関係

関によく集約される。

一方、昭和20年から49年までの131例の水災害記録^{7), 8)}から得られた死者行方不明者数と流失全壊家屋数の関連を図-12に示す。データは、都道府県単位の被害集計値の中から一災害当り最も多大の被害を受けたものを一つ選び出した。図は、台風高潮災害、台風水害、豪雨水害、地震津波水害に分類し、その上限ラインと下限ラインを記した。いずれの災害も死者行方不明者数と流失全壊家屋数の間に相関性が認められる。

以上の図-11, 12の関連を任意の地域における氾濫シミュレーションから得ら

れる水理量と地域の家屋数の調査記録に適用することによって被害の推算を試みる事が出来る。

5. 結 び

本研究により、氾濫シミュレーションの簡約化と地形要素を容易に取り扱える水理モデルの作成が可能となり一応の成果を得た。さらにこの水理モデルから得られる水理量と、過去の被害記録を通して被害数の推算を可能としたことによって、今後の防災科学及び計画に有益な示唆を与えるものと信ずる。

最後に、本研究を進めるに当り資料の提供を頂いた建設省中部地方建設局の各位に深甚なる謝意を表します。

参 考 文 献

- 1) 矢野勝正：洪水特論、理工図書
- 2) 建設省地理調査所：伊勢湾台風による高潮・洪水と地形との関係、昭和35年3月
- 3) 榎本達夫：根古地災害復旧工事の経過報告、昭和35年11月第9回工事報告論文集建設省中部地方建設局
- 4) 石原藤次郎編：水工水理学、丸善株式会社
- 5) 建設省中部地方建設局：伊勢湾台風復旧工事誌
- 6) 名古屋大学災害科学調査会：伊勢湾台風災害の調査研究報告、1964
- 7) 全国防災協会：わが国の災害誌
- 8) 建設省河川局：水害統計

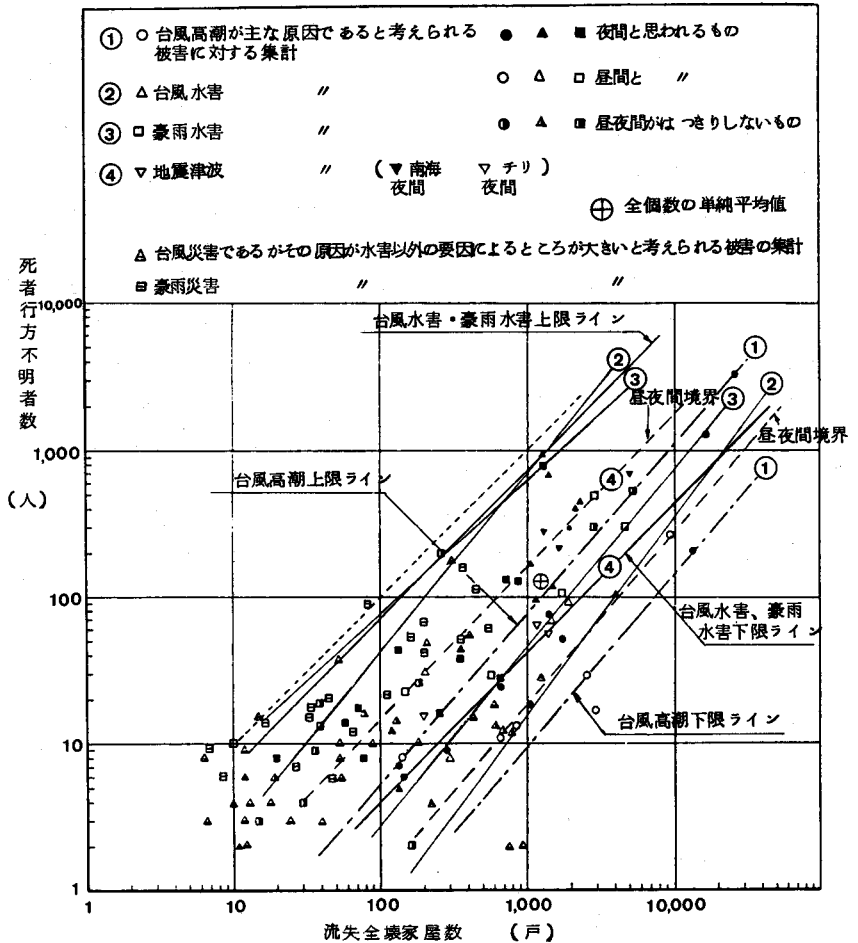


図-12 死者行方不明者数と流失全壊家屋数