

大阪湾域部の高潮氾濫解析

——計算モデルの検証と高潮対策の有効性——

武田 誠* ・上塚哲彦**・井上和也***
戸田圭一****・林 秀樹*****

1. はじめに

近年、日本においては、大規模な高潮災害は発生しておらず、人々の高潮災害に関する危険意識は薄れているように思われる。しかし、地球温暖化による海面上昇や何らかの要因による防潮施設の機能低下などにより、大規模な高潮災害が発生しないとはいえない。ひとたび災害が発生すれば、甚大な被害が生じることは容易に予想できるため、ハード的な対策と併せて被害を最小限に食い止めるソフト的な対策も不可欠であろう。ソフト的な対策を検討するためには、高潮による氾濫状況を把握することがまず第一に重要であって、氾濫特性を考慮した上で対策を講じる必要がある。

著者らは、都市域における高潮氾濫災害の評価を目的とし、そのための数値解析モデルの開発を目指している。これまで、高潮氾濫解析を用いた研究は行われているが、その精度については詳細に議論されておらず、定性的な評価のみを用いて数値解析モデルの妥当性が述べられているようである。そこで、本研究では、大阪湾周辺都市に大きな浸水被害をもたらしたジェーン台風を対象とし、その氾濫域の再現計算を試み、数値解析モデルの妥当性を検証するとともに、氾濫状況を詳細に考察する。また、現在の大阪市の高潮対策がどれほど有効であるかを検討するため、大阪市が高潮対策上想定している「計画台風」を用いて数値実験を試みる。

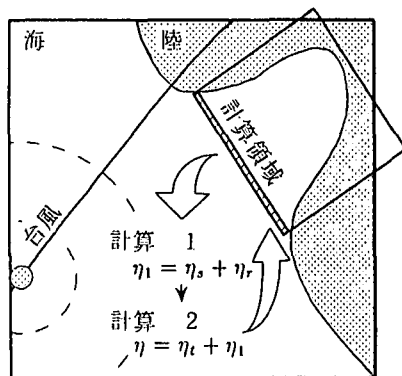
2. 数値解析モデル

高潮の解析には、浅水方程式を用いる。また、高潮計算で重要となる気圧場、風速場および開境界の条件は、以下のように取り扱う。

気圧分布には次式で示される Schloemer の式を用いる。

$$P = P_c + \Delta P \exp(-r_m/r) \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 r ：台風の中心からの距離、 P ：距離 r における



図一 高潮解析手順

気圧、 P_c ：中心気圧、 ΔP ：中心気圧低下量、 r_m ：最大旋衡風速半径である。また、風速は、台風移動に伴って発生する風 (V_p) と、気圧傾度による傾度風 (V_{gr}) から換算される海上 10 m の傾度風 (V_{10}) とのベクトル和として次式より決定する。

$$V_p = C_1 V_i \exp(-\beta r) \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{V_{gr}^2}{r} + f V_{gr} = \frac{1}{\rho_a} \frac{\partial P}{\partial r} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$V_{10} = C_2 V_{gr} \quad \dots\dots\dots (4)$$

ここに、 V_i は台風の移動速度、 C_1 、 C_2 、 β はいずれも定数であり、本研究ではそれぞれ 4/7、0.6、 $\pi/(400 \times 1000)$ を用い、また、 V_{10} と V_{gr} の偏角は 30° とする。

さらに、開境界の設定については、物理的にみてより自然な境界条件を与え、開境界部における数値的な振動を抑える高潮解析手順 (武田ら、1996) を用いた。それは図一に示すように、まず、台風の影響に着目し、日野・仲座 (1987) による無反射境界条件を用いて陸境界からの反射波 (η_r) を考慮し、入射波として気圧低下による吸い上げ量 (η_s) を与え解析を行う。次に、開境界部で計算された水位上昇量 ($\eta_i = \eta_s + \eta_r$) と推算天文潮 (η_t) を合算して新しく開境界値 (η) を求め、これを開境界条件として最終的な高潮計算を行うものである。ただし、ここで用いた気圧低下による吸い上げ量は次式で表される。

$$\Delta h_p = 0.991 \Delta p \quad \dots\dots\dots (5)$$

* 学生会員 工修 京都大学大学院 工学研究科博士後期課程
** 正会員 工修 大阪市
*** 正会員 工博 京都大学教授 防災研究所
**** 正会員 Ph.D. 工博 京都大学助教授 防災研究所
***** 学生会員 京都大学大学院 工学研究科

ここに、 Δh_p ：吸い上げによる水位上昇量(cm)、 Δp ：周辺気圧からの気圧低下量(hPa)である。また、推算天文潮には、 $M_2, S_2, K_1, O_1, N_2, K_2, P_1, Q_1, S_a$ の9分潮より成る潮汐を与えている。

堤内地への浸水流量として越流量と越波量を考慮する。

越流量の算出には、岩佐ら(1980)に従い、本間の越流公式を用いる。すなわち、外水位を H_r 、堤防高を H_0 、堤内水位を H_f 、破堤長さを L としたとき、 $h_1 = H_r - H_0$ 、 $h_2 = H_f - H_0$ とすれば、 $h_1 > 0$ かつ $H_r > H_f$ のときの越流量 Q_0 は次式で与えられる。

$$\left. \begin{array}{l} h_2/h_1 \leq 2/3 \text{ のとき } Q_0 = \mu L h_1 \sqrt{2gh_1} \\ h_2/h_1 > 2/3 \text{ のとき } Q_0 = \mu' L h_2 \sqrt{2g(h_1 - h_2)} \end{array} \right\} \dots (6)$$

ここで μ 及び μ' は、完全越流および潜り越流時の流量係数で長方形の堰の場合、それぞれ0.35及び0.91とされている。 $h_2 > 0$ かつ $H_r < H_f$ のときに生じる堤内地から堤外地への逆越流の場合にも同様な取り扱いを行う。

越波流量の算出には、まず、来襲波の特性(有義波高)を求め、次に、期待越波流量を求めるという中川ら(1995)と同様の手法を用いた。

氾濫水の解析には、高潮計算と同様に浅水方程式を用いた。ただし、水位が不連続となる場合には、式(6)の完全越流の公式、あるいは次式の段落ち式を用いた。

$$Q_0 = \mu'' L h_n \sqrt{gh_n} \dots \dots \dots (7)$$

μ'' は限界水深と段落ち部でのエネルギー水頭に依存する値であるが、ここでは一定値 $\mu'' = (2/3)^{3/2}$ としている。

さらに、氾濫計算の際に問題となる先端条件については、岩佐ら(1980)に従いフロントの移動限界水深(h_c ：本研究では0.001 m)を用いて取り扱った。

本研究では、これらの方程式を差分式に変換して数値計算を行った。運動量保存則の差分化は、時間に関しては前進差分、移流項にはDonorスキーム、圧力項には中央差分、底面摩擦項にはVasilievの不安定を避けるためImplicitな取り扱いを用いた。また、連続式の差分化は、時間に関して前進差分、空間に関して中央差分を用いた。

3. 計算領域

本研究の計算領域は、高潮計算を行うRegion I ($\Delta x = 1431.25$ m, $\Delta y = 1153.125$ m)と氾濫計算も同時に行うRegion II ($\Delta x = 286.25$ m, $\Delta y = 230.625$ m)およびRegion III ($\Delta x = 57.25$ m, $\Delta y = 46.125$ m)である(図-2)。計算は、まずRegion Iで行い、次にRegion II、必要があればRegion IIIで行うものとした。この際、Region Iの開境界部には前述した高潮解析手順で得られた値を用いたが、Region IIでの開境界値には、Region

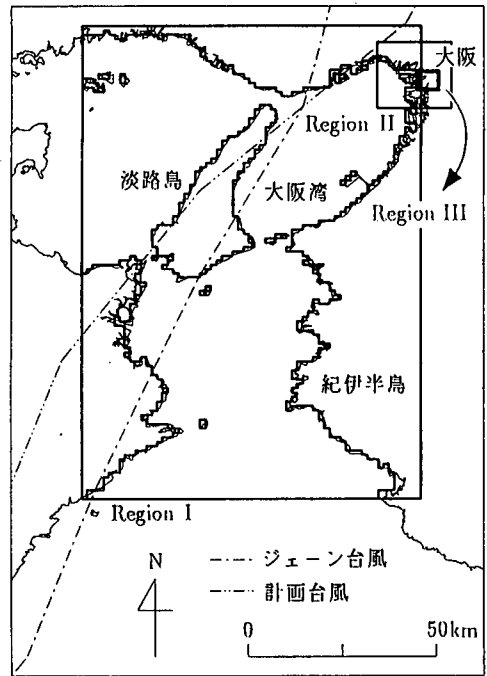


図-2 計算領域

Iの計算において算出したRegion IIの開境界部に相当する水理量を用いることとした。Region IIIにおける開境界値も同様にしてRegion IIの解析結果より求めた。

4. 高潮氾濫の再現と氾濫解析モデルの検証

ここでは、ジェーン台風による高潮氾濫の再現計算を行い、その結果と氾濫実績とを比較することで数値解析モデルの妥当性について議論し、さらに氾濫水の物理特性について考察した。

ジェーン台風は1950年9月3日に大阪湾に来襲し、大阪築港における最高潮位はO.P.+3.85 m、最大高潮偏差は2.37 mにも達した。当時は、1945年から実施されていた緊急防潮堤工事は完了していたが、大部分の堤防の天端高は、地盤沈下の影響のため計画天端高のO.P.+3.50 mを満たしていなかった可能性が大きい。このような状態の堤防では、当然O.P.+3.85 mの高潮を防ぐことはできず、各所で高潮が防潮堤を越流した。その氾濫面積は市全面積の30%にあたる56.25 km²に達し、浸水深が2.0 m以上に達する地区も生じ、その被害は激甚であった(図-3)。

4.1 計算条件

ここでの計算領域は、Region IおよびRegion IIである。ジェーン台風時には淀川からの氾濫による被害は報告されていないので、淀川の堤防からは氾濫は起こらないものとし、Region IIでの氾濫計算では、神崎川以東お

よび大和川以北の領域を対象としている。氾濫解析を行うためには Region II の地盤高が必要となる。しかし、ジェーン台風が大阪湾を襲ったのは 50 年近くも前のことであり、当時の大阪市の地形に関する詳細な資料が少なかったため、つぎのようにして当時の地盤高を推定した。まず、1965 年の 1/2,500 地形図より地盤高を読みとった。その値に 1950 年～1965 年の 15 年間の地盤沈下量を加えて 1950 年の地盤高を算出した。一方、此花区、港区、大正区については当時の地盤高がわかっている地点が 70 余りあったので、その地点については資料より得た値をそのまま用いた。住吉区については、1965 年当時の資料が得られなかったため現在の地盤高を用いた。

また、計算に必要な平均海水位（以下、M.S.L.）と堤防高は、以下のように設定した。

a) M.S.L.

1950 年の M.S.L. の T.P. 換算値は当時の資料より確定できなかった。そこで、1950 年の M.S.L. が 1971 年～1990 年の M.S.L. の変動幅内にあったと推定し、本計算では、その最大値と最小値である T.P.+0.00 m と T.P.+0.15 m を M.S.L. の T.P. 換算値として用いることとする。ここで、M.S.L. が T.P.+0.15 m である場合を用いて高潮解析を行ったところ、大阪築港での最高潮位と観測による最高潮位がほぼ同値であったことより、上述の M.S.L. の設定は妥当であると考えられ、1950 年の M.S.L. は、T.P.+0.15 m 程度であったのではないかと推察している。

b) 堤防高

1950 年より恒久防潮計画が実施されていた。しかし、その進捗状況を完全に把握するのははや不可能である。そこで、計算条件として以下の 3 ケースを設定した。

- A) 堤防天端高を 1950 年からの緊急防潮堤工事の計画天端高である O.P.+3.50 m とした場合
- B) 当時は地盤沈下が 1 年に約 10 cm の割合で進んでいた地域があり、緊急防潮堤工事が始まる 1945 年からジェーン台風が来襲する 1950 年までの間に 50 cm 程度の沈下があった可能性があるため、堤防天端高に O.P.+3.00 m とした場合
- C) 防潮機能の低下や破堤などを想定して、堤防高を当時の朔望平均満潮位である O.P.+2.00 m とした場合

このように、M.S.L. と堤防高が不確定なことを考慮し、計算には表-1 に示すような条件を設定した。淀川の流量に関しては、当時の計画高水流量 $6,950 \text{ (m}^3/\text{s)}$ と計画高水位およびジェーン台風時に報告されている水位より、推定される流量 $Q=3,200 \text{ (m}^3/\text{s)}$ を定常的に流下させている。また、本報では慣用的な数値に従うため、堤防高については O.P.、潮位については T.P. を基準面と

表-1 ケース設定

ケース名	M.S.L. (m)	堤防高 (m)
CASE I (A)	T.P.+0.00	O.P.+3.5 (T.P.+2.2)
CASE I (B)		O.P.+3.0 (T.P.+1.7)
CASE I (C)		O.P.+2.0 (T.P.+0.7)
CASE II (A)	T.P.+0.15	O.P.+3.5 (T.P.+2.2)
CASE II (B)		O.P.+3.0 (T.P.+1.7)
CASE II (C)		O.P.+2.0 (T.P.+0.7)

表-2 最大氾濫面積および最大氾濫水量

ケース名	最大氾濫面積 (km ²)	最大氾濫水量 (×10,000 m ³)
CASE I (A)	31.0	925
CASE I (B)	46.5	2618
CASE I (C)	48.2	3746
CASE II (A)	39.7	1666
CASE II (B)	52.4	3295
CASE II (C)	53.7	4689
実験値	56.25	

して表す (T.P.±0.00 m が O.P.+1.30 m に相当)。

4.2 計算結果および考察

各ケースの最大氾濫面積と最大氾濫水量を表-2 に、また、CASE II (B) の最大浸水深図を図-4 に示す。まず、ジェーン台風による高潮氾濫の再現性を見るためにそれぞれの比較を行った。計算では、すべてのケースにおいて実績図 (図-3) にみられる西淀川区および住吉区の氾濫域が、現れないか極端に小さくなっていた。この理由として、本研究では淀川および大和川周辺で起こったと推測される内水氾濫を考慮していないことや、住吉区のように現在の地盤高を用いざるを得なかったことが考えられる。よって、西淀川区と住吉区を合わせた面積が約 10 km² であることを考慮して、実績値の 56.25 km² からそれらの面積約 10 km² を引いた氾濫面積 46.25 km² と計算結果とを比較することにする。表-2 より、氾濫実績値は CASE I (A), I (B), II (A) そして II (B) の間の値となる。図-4 をみると、西淀川区および住吉区を除いた最大浸水深の分布について、被害実績と計算結果との間にある程度の相似性が認められる。一方、氾濫面積の差異は、堤防高の差が 0.5 m である CASE I (A) と I (B), CASE II (A) と II (B) の方が、堤防高の差が 1.0 m 近くになる CASE I (B) と I (C), CASE II (B) と II (C) よりも明らかに大きい。つまり、氾濫状況は高潮潮位と堤防高の關係に大きく依存し、結局、高潮氾濫の再現計算を正確に行うには、こうした堤防高などのデータを詳細に知る必要があったという当然の結果が示されているといえる。今回の再現計算では、堤防高や地盤高をはじめとして当時の詳細なデータは得られなかったた

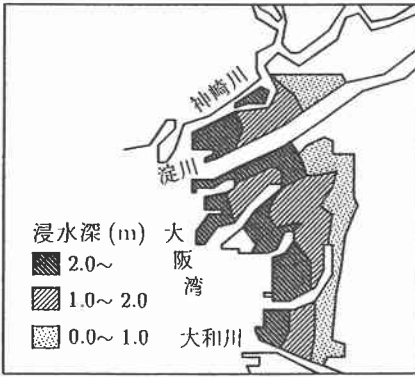


図-3 最大浸水深図 (実績)

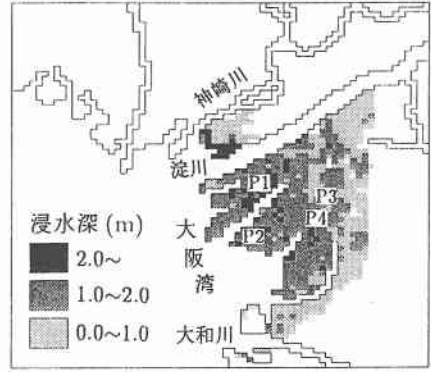


図-4 最大浸水深図 (CASE II (B))

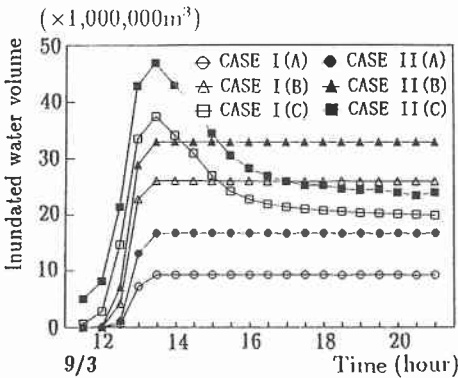


図-5 氾濫水量

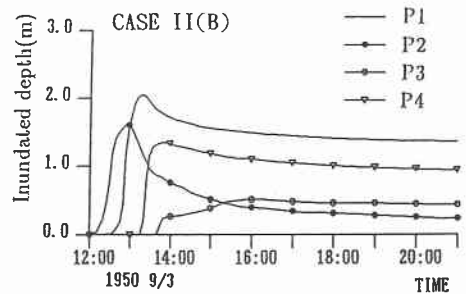


図-6 浸水深の時間変化

め、当時の状況を M.S.L. は T.P.+0.00 m~+0.15 m、堤防高は O.P.+3.0 m~O.P.+3.5 m と範囲を限定して推定し、それらの結果の範囲内に当時の氾濫状況があることから、本解析モデルの妥当性はその程度の範囲で認めることができたといえよう。

次に、高潮氾濫の特性に着目して考察をすすめる。表-2において CASE I (C) と II (B) を比較した場合、CASE II (B) の方が初期水位が 0.15 m だけ高いのに対して堤防高は 1.00 m も高くなっているため氾濫は減少すると思われたが、氾濫面積は 4.2 km² も大きくなっている。しかし、逆に、最大の氾濫水量は CASE II (B) の方が CASE I (C) より約 450 万 m³ 少ない。ここで、各ケースにおける氾濫水量の時間変化を図-5 に示す。これによると、CASE I (C)、II (C) において氾濫水量が速やかに減少している。この要因として、CASE I (C)、II (C) では、氾濫水が市街地に侵入していくとともに、堤防高が低いために海域にも流出し、排水の進行が速かったことが考えられる。逆に、その他のケースでは一旦侵入した氾濫水は海域に排出されず堤内地への進入が続くことが考えられる。したがって、CASE II (B) の氾濫面

積は CASE I (C) のそれよりも大きくなったのであろう。これらより、高潮氾濫の際には、なによりもまず外水からの防御機能を整えることが必要であるが、仮に氾濫が生じた場合の氾濫水の排除も重要な問題であるといえよう。また、図-5 に示される (C) 以外のケースの氾濫水量は、氾濫開始後約 1.5 時間以内にそれぞれでほぼ一定値となっている。つまり、高潮による氾濫は非常に短期間のうちに大規模な浸水が発生させる危険性のあることが分かる。次に、氾濫実績を比較よく再現していると思われる CASE II (B) について、臨海地域に相当する P1 と P2、また内陸部に相当する P3 と P4 の計 4 地点の浸水深の時間的変化を図-6 に示す。臨海地域の P1 と P2 では、氾濫が生じてからピークに達するまでの時間が非常に短く、わずか 30 分ほどの間に 2.0 m 近くの水深上昇が生じている。情報伝達体制が整っていなければ、避難に大きな困難が生ずることが想像される。一方、内陸部の P3 と P4 では、浸水深の様子に大きな違いがあることが分かる。P4 では臨海地域と同様にピークが極めて急に現れているのに対し、P4 よりわずかに内陸部に位置する P3 では、それほどまでの水位上昇量およびその速さは見られない。この差は、P3 や P4 と河川位置との関係や、地盤高の差異によると考えられる。このように、

氾濫状況は堤内地の地理的条件によって全く異なった様子になることも注意しておくべきである。

5. 大阪における高潮対策の有効性

大阪の高潮対策の基幹施設は、安治川、尻無川、木津川に代表される防潮水門と防潮堤である。その防潮水門および防潮堤の規模は、「計画台風(室戸台風のコースを通り、伊勢湾台風規模の台風)」を想定して水門の内外でそれぞれ別に決定されている。

防潮水門外側の防潮堤天端高 $= H_1 + H_2 + H_3$

防潮水門内側の防潮堤天端高 $= H_4 + H_5$

ここに、 H_1 : 1955年～1964年の台風期(7月～10月)の朔望平均満潮位で O.P.+2.2 m, H_2 : 高潮偏差で 3.00 m, H_3 : 波高や打ち上げ高などの余裕高で、淀川および大和川河口付近では 2.9 m, 港内では 1.0 m 程度, 水門下流部ではさらに 0.4 m, H_4 : 水門を閉鎖したときの計画貯留内水位で O.P.+3.5 m, H_5 : 余裕高で 0.8 m.

そこで、この高潮対策の有効性を検討するため、現在の大阪に「計画台風」が来襲した場合を想定し氾濫予測を行った。本研究では初期水面は T.P.+0.00 m とし、最大高潮偏差発生時刻と潮汐の満潮時が一致する台風として 1996年9月16日 22:00 頃大阪にピークをもたらす台風を想定した。氾濫計算は、Region II とさらに詳しく氾濫状況を検討するために Region III で行った。地盤高は現在の地形図より得ており、Region III における氾濫計算では、安治川、尻無川、木津川に囲まれた領域を対象とした。用いた堤防高には計画天端高を採用した。

計算結果によると浸水被害はほとんど生じておらず、計画規模の高潮に対しては現在の防潮堤の計画天端高は十分であることが確認された。計画台風の最高潮位はジェーン台風、第二室戸台風の際に生じた最高潮位よりかなり大きく、このような高潮に対しても浸水がほとんど生じていないことより、過去に被害をもたらした高潮に対しての現施設の安全性も裏付けられた。

次に、不測の事態として何らかの要因により防潮扉が閉鎖不能に陥った場合を想定し、Region III の数多くある防潮扉から一つを無作為に選択し、それが存在しない(閉鎖不能)としたときの氾濫解析を行った。ただし、防潮扉の平均幅員が約 4 m であることを考慮し、連続式中の流入量には流入幅員の補正を行っている。計算結果として図-7 に最大浸水深の分布図を示す。図-7 より、氾濫域はかなり広がっており、その面積は 1.2 km² にも達した。さらに、最大浸水深が 50 cm を越えるところも現れている。ただ一つの 4 m 幅の防潮扉の不備からこれほ

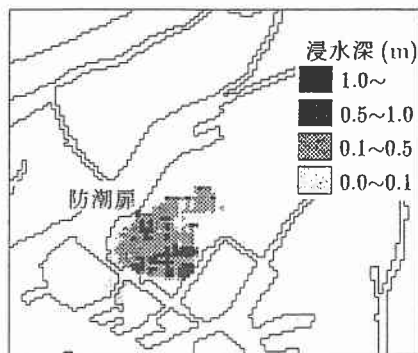


図-7 最大浸水深図

ど大きな氾濫状況が示されたことより、現在の計画の安全性は全ての防潮機能が完全に稼働してこそ得られるものであることがあらためて確認されるとともに、そうであればこそ、万一の場合に備えたソフト的な対策の重要性も強く認められる。

6. おわりに

本研究の結果を要約すれば以下のとおりである。

- 1) ジェーン台風による氾濫域の再現計算により、ここでの氾濫解析モデルの妥当性が示された。
- 2) 高潮氾濫を考えると、氾濫水の海域への排水も重要な因子であるとともに、堤内地の地理的条件によって氾濫状況は大きく異なることが示された。
- 3) 大阪市の高潮対策を検討した結果、「計画台風」が引き起こす高潮に対しては、十分な効果を発揮していることが分かった。しかし、防潮扉が仮に 1 つでも閉鎖不能になれば、かなりの高潮氾濫災害が発生する恐れのあることも知られ、氾濫被害を最小限に食い止めるソフト的対策の整備も必要であることが示された。

参考文献

- 岩佐義朗・井上和也・水鳥雅文 (1980): 氾濫水の水利の数値解析法, 京都大学防災研究所年報, 第 23 号 B-2, pp. 305-317.
- 武田 誠・井上和也・上塚哲彦・松村貴義 (1996): 高潮解析における数値解析モデルおよびその境界条件の検討, 水工学論文集, 第 40 巻, pp. 1089-1094.
- 中川 一・井上和也・島本和仁・武田 誠・上塚哲彦 (1995): 大阪湾における高潮とその氾濫に関する研究, 京都大学防災研究所年報, 第 38 号 B-2, pp. 477-499.
- 日野幹雄・仲座栄三 (1987): 水理計算における新しい“無反射境界”の数値的検討, 東京工業大学土木工学科研究報告, No. 38, pp. 39-50.