

諫早湾潮受け堤防設置に伴う有明海の流況変化に関する研究

千葉 賢*・武本 行正**

検潮所で観測された 22 年分の潮位データを分析した結果、潮位変動の標準偏差と 1/50 最大波高は有明海内外で長期的な減少傾向にあることがわかった。1/50 最大波高は大潮期の潮位差を客観的に表す指標である。干拓工事開始年の 1988 年以降に、湾奥の 1/50 最大波高が大きく減少したという傾向は見られなかった。2 次元数値流動解析を実施したが、有明海の潮位応答には明瞭な振幅依存性があり、外海の潮位振幅が増加すると湾奥の応答振幅比は減少することが判明した。この特性のために、堤防の影響は大潮期の潮位差にほとんど現れないことがわかった。この結果は観測事実と符合した。また、2 次元数値流動解析で湾奥の海水の滞留時間を求めたが、堤防が滞留時間を延長する傾向は認められなかった。

1. はじめに

有明海の生態系の変化が社会的に注目を浴びている。きっかけは 2000 年度冬季の養殖ノリの色落ちであり、諫早湾干拓事業と潮受け堤防（以降では堤防）の設置が原因と疑われている。図-1 に有明海の地形と地名、諫早湾干拓事業の干拓地と堤防の位置を示す。堤防により有明海奥部（以降では湾奥）の潮位振幅と潮流速度が減少し、それが干潟面積の縮小、流れの停滞、鉛直拡散の低減を引き起こして、水質を悪化させたという説がある。また、諫早湾は湾奥と湾中央部の海水を交換するポンプの役割を果たしており、堤防の設置でポンプの効果が弱まり、湾奥海水の滞留時間が延びて水質が悪化したとする説がある。本研究は、これらの説を検証する客観的なデータを取得するために実施した。研究手法としては、潮位観測値の分析と 2 次元数値流動解析を用いた。

2. 潮位観測値の分析結果

有明海内外の 3 検潮所（湾外の枕崎、湾口の口之津、湾奥の大浦）の潮位観測値（JODC, 2003）を分析した。潮位の評価は調和定数を用いて行われることが多いが、この研究ではより一般的な統計量である潮位の標準偏差と、波高の統計解析に使われる 1/N 最大波高を求めた。1 年間の全データから、これらの統計量を求めることで、その年を客観的に代表する指標が得られる。N は 50 として、1/50 最大波高を求めた。この値は 1 年に観測された潮位波高の上位 50 データの平均値であり、大潮期の潮位差を表す指標とみなせる。1980 年から 2001 年までの 22 年間の統計量を求めて、図-2 と 3 に結果を示した。枕崎と口之津の 1/50 最大波高は、比較のために図中の係数を掛けて大浦の波高に換算した。

図中の破線は回帰直線で、22 年間の平均的な変化傾向を表している。これらのデータから、潮位変動の標準偏差と 1/50 最大波高は湾内外で長期的な減少傾向にある

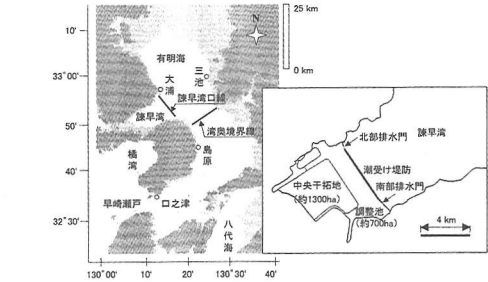


図-1 有明海の地形・地名と諫早湾干拓事業の拡大図

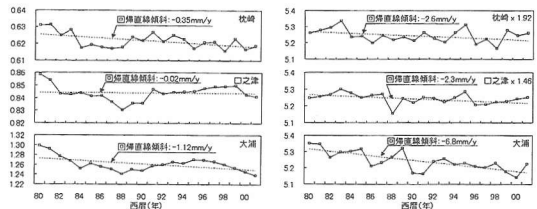


図-2 潮位変動の標準偏差 (m) 図-3 1/50 最大波高 (m)

ことがわかる。但し、口之津の標準偏差は減少傾向を示さず、大浦の 2 統計量の減少率は枕崎よりやや高い。データは示さないが、有明海内外の平均海面は 22 年間に約 0.1 m 直線的に上昇してきており、この影響が水深の浅い湾奥に強く現れ、潮位応答を減少させたものと推定される。干拓工事は 88 年に開始された。大浦のデータでは、95 年以降の標準偏差の減少率がやや高まっているが、1/50 最大波高の減少率は 22 年間の平均的な値と変わっていない。以上から、堤防設置に伴う大潮期の潮位差変化は、観測値に明瞭には現れていないと結論した。

3. 数値解析法

流れ場の支配方程式は平面 2 次元の浅水方程式である。これを、一般曲線座標系を用いた有限差分法により離散化して数値解析した。この方法の長所は地形性流れを精度良く解析できる他に、沖境界を遠方に設置できる

* 正会員 博(工) 四日市大学教授環境情報学部環境情報学科
** 正会員 農 博 四日市大学教授環境情報学部環境情報学科

点にある。有明海の潮位応答は南方海域と連動しているために、沖境界を相当遠方に引き離さない正確な潮位応答解析はできない。この点はこれまでの多くの研究で見落とされている。また湾奥の流動を正確に知るためには干潟の考慮が必要である。本研究では独自の干出モデルを採用した。補足資料に干潟の干出モデルを示す。以下では解析方法の概略を述べる。さらに詳細な内容については千葉・武本 (1998, 2002) に記述がある。

線流量と水位の時間発展は次式で求める。以下では、変数右上の添字は時刻の指標を表し、 n は時間ステップ、 $*$ は仮の時間ステップとする。

$$q^* = q^n + \Delta t f^n \dots\dots\dots (1)$$

$$f^n = -(u_h^n \cdot \nabla_h) q^n - u_h^n w^n + \nu (\eta^n + h) \nabla_h^2 u_h^n - C_c k \otimes q^n - C_f u_h^n |u_h^n| \dots\dots\dots (2)$$

$$w^{n+1} = w^n + \Delta t g \nabla_h u_h (\eta^n + h) \nabla_h \eta^n - \nabla_h \cdot (q^* - q^n) - \alpha \Delta t (w^n + \nabla_h \cdot \eta^n) \dots\dots\dots (3)$$

$$\eta^{n+1} = \eta^n + \Delta t w^{n+1} \dots\dots\dots (4)$$

$$q^{n+1} = q^n - \Delta t g (\eta^{n+1} + h) \nabla_h \eta^{n+1} \dots\dots\dots (5)$$

ここで、 q : 線流量、 u_h : 水平流速、 η : 水位、 h : 水深、 w : 水位の時間変化率、 g : 重力加速度、である。また、 C_c : コリオリ係数、 k : 鉛直上向きの単位ベクトル、 C_f : 海底摩擦係数 (マニング係数から定める)、 ν : 水平渦粘性係数、 ∇_h : 水平勾配演算子、 Δt : 計算時間刻み、である。線流量と水平流速成分の関係は、 $q = (\eta + h) u_h$ と表される。

(3)、(4)式は時間に関する2階の波動方程式である。一般的には線流量の発散を直接に水位の時間変化率に置き換えるが、本研究では準レギュラー格子系を用いるために、市松模様の数値振動が発生してしまう。2階の波動方程式はこの振動を抑える効果を持つ。準レギュラー格子系の各変数の配置は、 η と w をセル中央に、他の変数を格子点に置く。この格子系は非直交で良いために、複雑形状に対応し易く、格子の生成と境界条件の設定が容易になる。(3)式の右辺の第4項は数値誤差の累積を抑える項で、経験的に $\alpha = 1/(5\Delta t)$ 程度とする。

空間方向の離散化法については本論文では触れないが、以上の方程式をデカルト座標系から一般曲線座標系へ変換した後に差分化する。本研究では質量保存に関係する各式に保存形の変換を、その他に非保存形の変換を施した。一般曲線座標系への変換法の詳細はThompsonら (1985) に記述がある。

線流量の境界条件は、河川流入境界では流量に応じた値を与え、沖境界では自然流出、海岸線境界では零とした。水位の境界条件は、沖境界では潮位を与え、その他の境界では法線方向の微分を零とした。

次に、湾奥の海水の滞留時間を算定する方法について述べる。本研究では質量のない仮想粒子を追跡して海水

の移動を調査する方法 (以降、仮想粒子法と呼ぶ) を用いた。この方法は数値拡散の影響を受けない長所を持つ。渦拡散については、粒子をランダムウォークさせることで再現した。ランダムウォークの速度成分については、小林ら (1989) の方法に従い求めた。

4. 潮位と潮汐流に関する数値解析

沖境界に規則波と不規則波を与えた場合の、有明海内部の潮位と潮汐流を調査した。

(1) 解析条件と計算格子

主な解析条件を表-1に整理して示す。表中の沖波片振幅は沖境界に与えた規則波 (単一周期の正弦波) の片振幅であり、不規則波の潮位は枕崎と福江の両検潮所の毎時潮位観測値 (JODC, 2003) の平均値を与えた。具体的には1998年のデータを用いた。河川流量には年平均値 (日本海洋学会, 1985) を与えた。解析領域は有明海の南方海域を含む広い範囲とし、そこに図-4に示す計算格子を作成した。計算格子の格子線は海岸線と諫早湾の堤防に沿っている。格子数は湾軸方向に200、湾幅方向に104であり、諫早湾周辺の格子間隔は300m前後である。図中の灰色に塗りつぶした箇所はマスク領域で、ここでは計算を行わず、領域周囲で境界条件を与えた。計算格子点の水深は3次メッシュデータ (JODC, 2003) と海図 (海上保安庁, 1995) に基づき定めた。図-5に格子に反映された湾奥の水深を示す。

(2) 数値解析結果と考察

口之津と大浦の M_2 潮振幅比を図-6に示す。このデータは、2地点の潮位データを周波数分析して抽出した

表-1 主な解析条件

項目	条件
潮受け堤防	堤防あり、堤防なし
沖波片振幅 (m)	0.2, 0.6, 1.0, 1.4, または不規則波
沖波周期 (hr)	12.42 (M_2 潮), または不規則波
共通条件	
河川流量 (m^3/s)	筑後川: 112.0, 菊池川: 42.6, 白川: 26.0, 緑川: 34.8
水平渦粘性係数 (m^2/s)	1.0, マニングの粗度係数: 0.025
計算時間刻み	7.143 s, 限界最小水深: 0.01 m

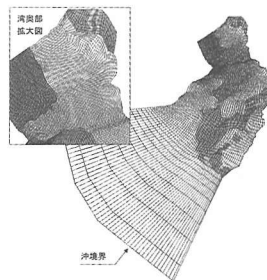


図-4 計算格子全体図

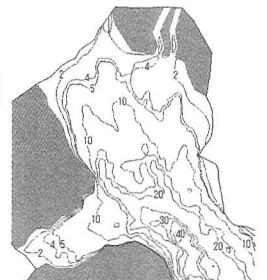


図-5 湾奥部の水深

M_2 潮周期の応答振幅に対する沖境界の入力振幅の比率である。不規則波の場合は入力波も周波数分析して M_2 潮振幅を求めた。図から潮位応答は明瞭な振幅依存性を持っていることがわかる。入力潮位振幅が大きいほど両地点の振幅比は小さくなる。しかし、堤防の影響は両地点で異なる。口之津では入力潮位振幅が 0.6 m 以上の場合に「堤防あり」の振幅比が大きくなる。大浦では 1.0 m までは「堤防なし」の振幅比が大きく、1.4 m で堤防有無の差は無くなる。これには海底摩擦などの非線形効果と、湾外の南方海域との連成振動が関与していると推定される。以上から、湾奥の潮位に及ぼす堤防の影響が大潮期に弱められることが示された。不規則波解析の振幅比は調和定数観測値のデータに近く、最も現実に近い解析と考えられる。重要な点であるが、不規則波解析で大浦の大潮期の最大干満差を求めたが、堤防の有無による差は認められなかった。これらの結果は、前述した潮位観測値の統計量の変化特性を裏付けるものと判断される。

次に潮流流について述べる。農水省が公開した諫早湾周辺の潮流速度観測値 (2001) と比較したが、堤防設置前後の流速は計算値と良く一致した。データは千葉ら (2002) に記載がある。図-7 は干潮前後の湾奥部の流速分布と干潟の干出状況を示している。干潟の干出が適切に行われていることが確認される。堤防の影響による潮流流の変化は、諫早湾周辺を除いて大変小さかった。図-8 に諫早湾周辺の潮流残差流を示す。海底地形の影響で上げ潮期と下げ潮期に流れが強まる部分において、強い

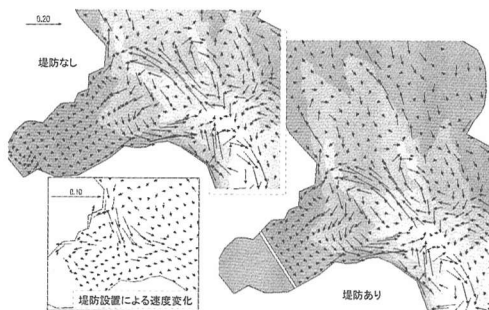


図-8 潮流残差流 (m/s), (左上は堤防なし, 右下は堤防あり, 左下は堤防設置による速度変化, 背景は水深)

潮流残差流が生じることがわかる。諫早湾口では北部から湾内に流入し、南部から流出する形態となっている。堤防設置による影響として、諫早湾口の北部の南下流と北岸沿いの湾内への流れが強化されている。この原因の詳しい検討は行っていないが、堤防による容積削減効果で諫早湾独自の潮流流が弱められて、(有明海の)湾奥からの流れが侵入し易くなったと推定される。

5. 排出率と滞留時間の数値解析

(1) 解析条件

解析には仮想粒子法を用いた。表-1 の条件に加えて、渦拡散係数をパラメータとしたが、具体的な値は解析結果の中に示す。粒子数は各計算ケースで 52,000 個とした。

(2) 数値解析結果と考察

仮想粒子を三池港の潮位が正值から負値に変化する時 (下げ潮最盛期) に投入した。投入位置は図-1 に示す湾奥境界線北側と諫早湾口線東側の湾奥領域である。投入後 10 潮汐目と 20 潮汐目のデータを図-9 に例示する。堤防有無の影響は図から判別できるほど明確ではなかったため、「堤防なし」の結果のみ示した。仮想粒子 (湾奥の海水) が島原半島の東岸沿いに排出することが観察されるが、これは湾奥の海水交換の重要な特徴である。

次に、堤防の影響を定量的評価するために、湾奥海水の排出率と滞留時間を求めた。定義式を示す。

$$\text{排出率} = \frac{\text{湾奥境界線以南に排出された海水体積}}{\text{諫早湾を除く湾奥の海水総体積}}$$

$$\text{滞留時間} = \frac{Y \text{ と } X \text{ 間の日数 (日)}}{\text{排出率 (日時 } Y) - \text{排出率 (日時 } X)}}$$

諫早湾への排出率

$$= \frac{\text{諫早湾口線より諫早湾側へ排出された海水体積}}{\text{諫早湾を除く湾奥の海水総体積}}$$

仮想粒子には投入された位置における海水体積を属性値として持たせて、これにより移流拡散後の海水移動量を計算した。また排出率は瞬間値ではなく、1 潮汐間の

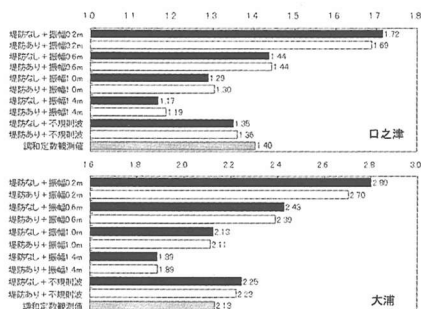


図-6 口之津と大浦の M_2 潮振幅比 (沖境界の入力振幅に対する応答振幅比)

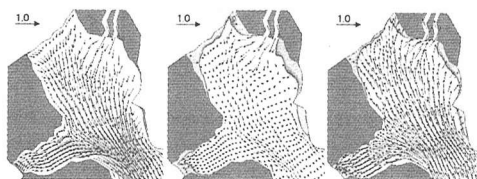


図-7 干潮前後の潮流速度分布 (m/s), (左から干潮 3 時間前, 干潮時, 干潮 2 時間後, 沖波片振幅は 1.4 m)

平均値を求めて評価に用いた。

沖波高と渦粘性係数は一定で、渦拡散係数 k のみを变化させた場合の排出率の時間変化を図-10 に示す。 $k=0.0 \text{ m}^2/\text{s}$ のデータを観察すると、約 8 日目までと、その後の変化が異なることがわかる。約 8 日目までの変化は、湾奥の海水が湾奥境界線を超えて南下して、そこに定在性の流体塊を作るために生じる。図-9 に流体塊の位置を矢印で示した。堤防有無を評価すると、約 8 日目までは「堤防なし」の排出率が高く、その後は「堤防あり」の排出率が徐々に増加して、約 17 日目以降に逆転している。

排出率の増加速度が安定化する 8 日目以降のデータから判断すると、純粋に移流効果だけを評価した場合は、「堤防あり」の方が「堤防なし」よりも排出率が大きくなることが示された。この原因については後述する。

なお、8 日目以降の排出率の増加傾向から計算される湾奥海水の排出流量は、計算で与えた筑後川流量の 2 倍から 3.5 倍である。これは河川流量分の排出以外に、湾奥の海水をゆっくりと交換する流れ場が存在することを示している。

$K=0.0 \text{ m}^2/\text{s}$ 以外の計算に関しては、それぞれの計算期間内において「堤防なし」の排出率が「堤防あり」よりも常に大きい。これは移流に比べて水平拡散の影響が強く、計算初期に生じた過渡的な排出率の差が、ほぼそのまま継続して残るためと考えられる。

次に、沖波高を変えた場合の排出率の時間変化を図

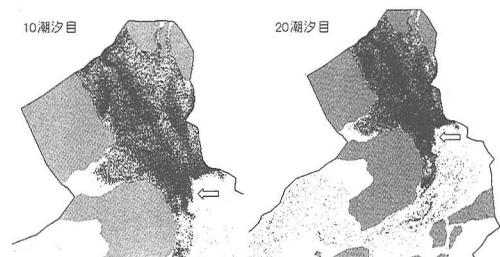


図-9 仮想粒子分布，規則波解析（沖波片振幅 1.4 m），渦拡散係数 $1.0 \text{ m}^2/\text{s}$ ，（矢印は定在性の流体塊位置を示す）

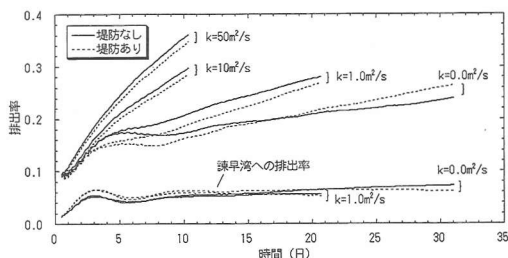


図-10 水平渦拡散係数をパラメータとした湾奥海水の排出率（1 潮汐平均値），規則波解析（沖波片振幅 1.4 m）

—11 に示す。波高の増加で排出率が増加していることは明確であるが、注意深く見ると、約 4 日目までに排出率の差が生じており、それ以降の差の変化は少ない。潮流速度は波高にほぼ比例しているため、4 日目以降は潮流速度にあまり依存せずに排出率が決まるということになる。この結果は、初期の過渡的状況を除く安定な排出率の増加期間において、移流効果は排出率にあまり影響しないことを示している。

次に、 $k=0.0 \text{ m}^2/\text{s}$ の場合に「堤防あり」の排出率の増加速度が「堤防なし」を上回る原因について考察する。図-12 は 20 潮汐目までに湾奥から排出した仮想粒子の軌道を描いている。図は定在性の流体塊への排出分を除いている。注目されるのは、湾奥に排出された粒子の大半が諫早湾を経由している点である。排出された粒子の大半は、諫早湾口付近に起点を持ち、一度北側に運ばれてから諫早湾内に流れ込み、その後、諫早湾口の南側を通り島原半島に沿って湾奥外へ排出している。この結果は諫早湾ポンプ説を支持している。移流による「堤防あり」の排出率が大きいのは、諫早湾を経由して排出する粒子数が多いことに対応しており、図-12 にもその状況が描かれている。これは堤防の影響でポンプ効果がむしろ強まったことを示唆している。諫早湾口の潮汐残差流は、前述のように、堤防の影響で南下流と北岸沿いの湾内方向の流れが強化された。そのために、湾奥の海水がより多く諫早湾に流入し、その後に湾奥外へ排出されたものと考えられる。なお、潮汐残差流の流線と粒子軌道

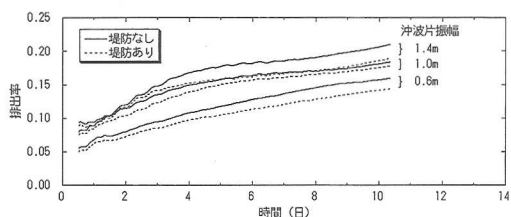


図-11 沖波片振幅をパラメータとした湾奥海水の排出率（1 潮汐平均値），規則波解析，渦拡散係数 $1.0 \text{ m}^2/\text{s}$

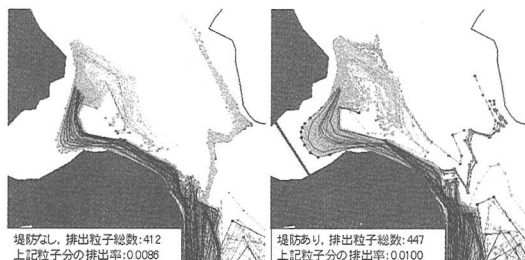


図-12 20 潮汐目までに湾奥から排出した仮想粒子の軌道，（軌道は下げ潮最盛期の粒子位置を結んだもの、沖波片振幅 1.4 m，渦拡散係数 $0.0 \text{ m}^2/\text{s}$ ）

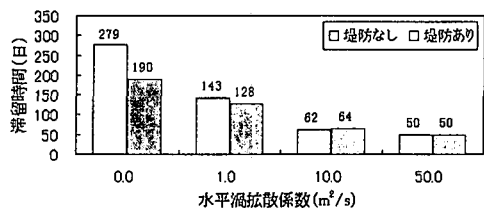


図-13 渦拡散係数をパラメータとした湾奥海水の滞留時間，規則波解析（沖波片振幅 1.4 m）

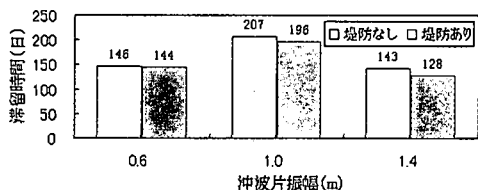


図-14 沖波片振幅をパラメータとした湾奥海水の滞留時間，規則波解析，渦拡散係数 1.0 m²/s

は厳密には一致しないが，大まかな傾向は表すものとして議論した。また，20 潮汐目までの「堤防なし」の排出率が少ないのは図-10 と矛盾するように見えるが，これは定在性流体塊への排出を除いたためである。

排出率の安定な増加期間から滞留時間算定式の X と Y を定めて滞留時間を求めた。結果を図-13 と 14 に示す。これらから，滞留時間は水平渦拡散係数に強く依存し，渦拡散係数が増加するに従い減少すること，また，沖波高への依存性は弱いことがわかる。沖波片振幅が 1.4 m で渦拡散係数が 0~50 m²/s の場合の滞留時間は 50~279 日となった。実際の水平渦拡散係数 (1 m²/s 以上) の場合，堤防は滞留時間にほとんど影響を与えないと結論した。

6. おわりに

検潮所の潮位観測値の分析と 2 次元数値流動解析を実施して，諫早湾の潮受け堤防設置に伴う有明海の流況変化を調査した。潮位差，諫早湾周辺を除く潮流速度，湾奥部の海水の滞留時間，いずれにおいても堤防の影響は有意ではなかった。本研究は重要と考えられる密度差や風による 3 次元流を考慮していない。この点は，今後の研究で明らかにされるべきである。有明海の生態系が大きく変化しているのは事実であり，多様な観点に基づく積極的な取り組みが必要とされている。

参考文献

- 海上保安庁 (1995): 島原湾，海図 169 号。
 小林敏士・和田 明・角湯正剛 (1989): 流体数値実験，朝倉書店，pp. 61-64。
 千葉 賢・武本行正 (1998): 伊勢湾数値シミュレータの研究・

第 1 報 (2 次元モデルの開発)，四日市大環境情報論集，第 2 巻，第 1 号，pp. 7-32。

千葉 賢・武本行正 (2002): 諫早湾潮受け堤防の影響評価のための潮位観測値の分析と流況数値解析，四日市大学環境情報論集，第 5 巻，第 1・2 号合併号，pp. 39-70。

JODC 日本海洋データセンター (2003): 毎時潮位データ，3 次元メッシュ水深データ，<http://www.jodc.jhd.go.jp/jodc.html>
 日本海洋学会編 (1985): 日本全国沿岸海洋誌，第 21 章，有明海，東海大学出版，pp. 815-845。

農林水産省 (2001): 諫早湾干拓，<http://www.maff.go.jp/database/isahaya/isahaya-010426-houkokusyo-index.html>
 Thompson J. F., Z.U.A. Warsi and C. Mastin (1985): Numerical Grid Generation Foundation and Application, Elsevier, pp. 95-135。

補足資料. 干潟の干出モデル

1 次元モデルで説明する。図-A にモデルの寸法と格子点の配置を示す。下添え字は格子番号， ϕ は干出時に流束を制限するマスク変数である。 d_L は限界水深で，この計算では零とした。 η_a は潮位振幅， ω は振動数であり，他の記号は本文と同一である。 ϕ ， η ， w はセル中心に定義し，他の変数は格子点に定義する。

時間積分を次の順序で進める。

- (1) 水位の境界条件を与える。

$$\eta_i^n = \eta_a \sin(\omega n \Delta t), \eta_{22} = \eta_{21}$$

- (2) 次ステップの水位と水位時間変化率を計算する。

$$w_i^{n+1} = w_i + (g \Delta t / \Delta x) \{ d_i (\eta_{i+1} - \eta_i) \phi_{i+1} - d_{i-1} (\eta_i - \eta_{i-1}) \phi_{i-1} \}$$

$$d_i = (\eta_{i+1} + \eta_i) / 2 + h_i, \eta_i^{n+1} = \eta_i + \Delta t w_i^{n+1}$$

- (3) 水深を判定して， ϕ ， η ， w を決める。

$$\eta_i + (h_i + h_{i-1}) / 2 \leq d_L \Rightarrow \phi_i = w_i = 0,$$

$$\eta_i = -(h_i + h_{i-1}) / 2 + d_L$$

$$\eta_i + (h_i + h_{i-1}) / 2 > d_L \Rightarrow \phi_i = 1$$

- (4) (1) に戻り必要な時間ステップ数だけ繰り返す。

半潮汐間の計算を実行した結果を図-B に示す。

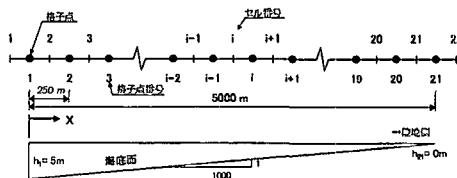


図-A 1次元モデルの寸法と計算格子

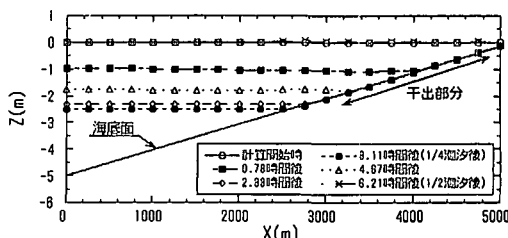


図-B 解析結果，M₂ 潮， $\eta_a = 2.6$ m