

独立行政法人港湾空港技術研究所

港湾空港技術研究所 報告

REPORT OF
THE PORT AND AIRPORT RESEARCH
INSTITUTE

Vol.48 No.2 June 2009

NAGASE, YOKOSUKA, JAPAN

INDEPENDENT ADMINISTRATIVE INSTITUTION,
PORT AND AIRPORT RESEARCH INSTITUTE

港湾空港技術研究所報告 (REPORT OF PARI)

第 48 卷 第 2 号 (Vol.48, No.2), 2009年6月 (June 2009)

目 次 (CONTENTS)

棧橋のライフサイクルマネジメントシステムの構築に関する研究加藤 絵万・岩波 光保・横田 弘3 (Development of Life Cycle Management System for Open-type WharfEma KATO・Mitsuyasu IWANAMI・Hiroshi YOKOTA)
潮流と海浜流による砂と凝集性土砂の底質輸送と干潟の地形変化に関する 3次元数値モデルの開発と現地適用鶴崎 賢一・栗山 善昭37 (Development of the Three-dimensional Numerical Model of Sediment Transports and Topographic Changes of Intertidal Flats due to Sands and Cohesive Sediments Generated by Tidal Currents and Wave-induced Currents and an Application to the Field.Ken-ichi UZAKI・Yoshiaki KURIYAMA)
関西国際空港海底粘土の長期圧密挙動に関するアイソタックモデルによる評価渡部要一・田中政典・佐々真志・森川嘉之63 (Evaluation of Strain Rate Effect with Isotache Model on Long-Term Consolidation of the Clay Deposits at Kansai International AirportYoichi WATABE・Masanori TANAKA・Shinji SASSA・Yoshiyuki MORIKAWA)
分割型圧密試験によって評価した関西国際空港海底粘土の圧密挙動に見られる層厚の影響渡部要一・田中政典・佐々真志・江村 剛83 (Thickness Effects on Long-Term Consolidation Behavior of Osaka Bay ClaysYoichi WATABE・Masanori TANAKA・Shinji SASSA・Tsuyoshi EMURA)
東京国際空港D滑走路の事前海底地盤調査結果に関する一考察渡部要一・田中政典・佐々真志・野口孝俊・宮田正史 ...103 (A Study of the Geotechnical Investigation Results at the Planning Site of the D-Runway of the Tokyo International Airport Yoichi WATABE・Masanori TANAKA・Shinji SASSA・Takatoshi NOGUCHI・Masafumi MIYATA)
信頼性設計に基づく性能設計実現に向けた新しい地盤定数設定法の提案渡部要一・田中政典・佐々真志・菊池喜昭 ...123 (New Determination Method of Soil Parameters for Performance Based DesignYoichi WATABE・Masanori TANAKA・Shinji SASSA・Yoshiaki KIKUCHI)
沿岸域に用いた気泡混合処理土の長期安定性確認調査渡部要一・田中政典・佐々真志 ...145 (10-Year Follow-up Study on Long-Term Properties of Air-Foam Treated Lightweight Soil Placed in Coastal AreasYoichi WATABE・Masanori TANAKA・Shinji SASSA)
海上大気中における各種防食塗装による鋼材の防食効果と塗膜の健全性評価手法審良 善和・岩波 光保・山路 徹 ...161 (Performance of corrosion prevention by painting methods in marine atmosphere and performance evaluation methods for soundness of paint layersYoshikazu AKIRA・Mitsuyasu IWANAMI・Toru YAMAJI)
任意形状スペクトルによる多方向不規則波の造波法の提案平山 克也・宮里 一郎 ...199 (Generation Method of Directional Random Waves with Arbitrary SpectrumKatsuya HIRAYAMA・Ichiro MIYAZATO)

潮流と海浜流による砂と凝集性土砂の底質輸送と 干潟の地形変化に関する3次元数値モデルの開発と現地適用

鵜崎 賢一*・栗山 善昭**

要 旨

干潟の動的安定性を維持するためには、干潟の地形変化を予測する手法を確立することが必要となる。干潟の底質移動では潮流が支配的な因子であると考えられるが、大きな底質輸送と地形変化が生じる満潮の暴浪時などでは、風波による巻き上げや海浜流による底質輸送を無視することはできない。とくに干潟の地形変化を予測する上では潮流と海浜流を同時に考慮することが非常に重要であると考えられ、そうした計算が現地の地形変化をどれだけ精確に再現できるかを十分検討した例はない。また干潟は、砂質干潟から泥質干潟まで含泥率によって異なった底質特性の干潟が存在し、砂と泥・シルト（凝集性土砂）とではその挙動が大きく異なることから、干潟の地形変化を予測するためには漂砂量モデルを導入する必要がある。そこで本研究では、Princeton Ocean Model (POM) にもとづいた凝集性土砂の3次元底質輸送モデル「WD-POM」に波と流れの相互作用を渦度の形で明示的に考慮したbody forceと砕波による表面せん断応力からなるwave forcing termを導入するとともに、凝集性土砂の輸送モデルに加えて漂砂量モデルを導入し、潮流と海浜流による砂と凝集性土砂の底質輸送と地形変化に関する3次元数値モデルの開発を行なった。そして海浜流と砂に関するテスト計算を行って改良モデルの妥当性を検証するとともに、有明海の白川河口干潟に適用して干潟の底質輸送と地形変化の再現性について検証を行った。テスト計算の結果、離岸堤背後において1対の水平循環流が形成され、循環流による底質輸送によって汀線から舌状砂州が発達する様子が再現された。さらに、一様勾配海浜上の斜め入射波による沿岸漂砂量について、CERC公式によって求められた沿岸漂砂量と比較的良好に一致した。以上の結果から、改良モデルは海浜流と砂による底質輸送と地形変化を精度よく計算することができることがわかった。白川河口干潟に適用した現地計算の結果、栗山・橋本(2004)による深淺測量データをもとにした地形変化量の空間分布を定性的に再現し、定量的にもオーダーとして一致することがわかった。また、潮流のみの場合と重合計算の場合の結果を比較することで、干潟の地形変化予測においては潮流と海浜流を同時に計算することが重要であることがわかった。最後に、土砂収支量についても栗山・橋本(2004)による算定結果とオーダーとして一致することがわかった。

キーワード：干潟，潮流，海浜流，wave forcing term，漂砂量モデル，3次元地形変化モデル，WD-POM

* 海洋・水工部沿岸環境研究領域沿岸土砂管理研究チーム研究官

** 海洋・水工部沿岸環境研究領域沿岸土砂管理研究チームチームリーダー

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人港湾空港技術研究所
電話：046-844-5049 Fax：046-844-1274 e-mail:uzaki@pari.go.jp

Development of the Three-dimensional Numerical Model of Sediment Transports and Topographic Changes of Intertidal Flats due to Sands and Cohesive Sediments Generated by Tidal Currents and Wave-induced Currents and an Application to the Field.

Ken-ichi UZAKI*

Yoshiaki KURIYAMA**

Synopsis

In order to keep the dynamic stability of intertidal flats, it is important to establish the numerical model of sediment transports and topographic changes of them. A three-dimensional sediment transport model of cohesive sediments like silt and mud due to tidal currents, which was named "WD-POM", was formerly developed. However, especially under the storm condition at the high tide, large sediment transports and severe topographic changes occur and the sediment suspension due to wind waves and sediment transports due to wave-induced currents cannot be neglected. Particularly, it is very important to calculate wave-induced currents with tidal currents simultaneously. Furthermore, bottom sediments of intertidal flats are composed not only of cohesive sediments but also of sands. Therefore, the sediment transport model of sand is needed to be installed into the former WD-POM. In this study, the wave forcing term including the wave-current interaction term representing the vortex force term and the sediment transport model for sand with a diameter longer than silt are installed in the WD-POM. Two test simulations in order to confirm the validity of the improved model were conducted. The first test result demonstrated that a pair of horizontal circulations was formed in the back of the offshore straight breakwater and the growth of the cusped spit was accumulated. In the second test, the longshore sediment transport rate by the oblique incident waves on the uniformly inclined bed almost agreed with that by the longshore sediment transport formula. Finally, sediment transports and topographic changes of the Shirakawa intertidal flat in the Ariake Sea were simulated by using the improved model. From the numerical results, good agreements between observed results obtained by Kuriyama & Hashimoto (2004) and numerical ones were recognized with regard to topographic changes and sediment budgets. The consideration in the paper makes it clear that the simultaneous calculation of tidal and wave-induced currents has a very important role on topographic changes of intertidal flats.

Key Words: intertidal flat, tidal currents, wave-induced currents, wave forcing term, topographic change model, WD-POM

* Researcher, Coastal Sediments and Processes Research Group, Marine Information Division, Marine Environment and Engineering Department

** Head of Group, Coastal Sediments and Processes Research Group, Marine Information Division, Marine Environment and Engineering Department 3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

目 次

要 旨	37
1. 結 論	41
2. 凝集性土砂の3次元底質輸送モデル「WD-POM」の概要	42
3. WD-POMの改良	45
3.1 wave forcing term の導入	45
3.2 乱れ輸送方程式の境界条件の改良	47
3.3 漂砂量モデルの導入	48
3.4 地形変化の波浪場へのフィードバック	48
4. 海浜流による砂の輸送計算に関する検証	48
4.1 離岸堤背後の流れ場と地形変化に関する検証計算の概要	48
4.2 計算結果と実験結果の定性的比較	48
4.3 沿岸漂砂量に関する検証計算の概要と計算結果	49
4.4 改良モデルの適用範囲	51
5. 改良モデルの現地適用による検証	51
5.1 白川河口干潟の地形変化と土砂収支に関する既往の研究例	51
5.2 現地適用計算の概要	51
5.3 潮流による凝集性土砂の輸送計算に関する検証	53
5.4 改良モデルによる計算結果と観測結果の比較検証	54
5.5 地形変化における凝集性土砂と砂の寄与分	54
5.6 含泥率の導入に関する検証	54
6. 潮流と海浜流の重合計算の重要性	55
6.1 地形変化に関する定性的・定量的検討	55
6.2 土砂収支に関する定量的検討	58
7. 結 論	58
謝辞	59
参考文献	59

1. 緒 論

干潟は、内湾の水質改善や生態系維持という点で非常に重要な役割を果たしているという指摘が数多くなされている。そうした指摘にもとづいて、近年では人工干潟の造成が全国各地で行われるようになった。干潟の動的安定性を保ち、その形状や底質組成を維持していくためには、干潟の底質移動を詳細に明らかにして、その地形変化を予測する手法を確立することが必要となる。古川ら(2000)は、東京湾の盤洲干潟において現地観測を行い、波によって巻き上げられた底質が潮流と吹送流によって移流されると指摘し、深淺測量データとあわせて底質の移動量を算定した。柿木ら(2003)は、有明海の白川河口干潟において詳細な現地観測を行い、観測結果と2次元の数値計算の結果から、平均水面の季節変動パターンと干潟地形の季節変動パターンが一致していることを示した。山田ら(2007)は白川河口干潟で詳細な現地観測を行い、白川干潟の底質輸送においては潮汐と河川からの土砂供給の影響が大きいと指摘している。栗山・橋本(2004)は、有明海の白川河口干潟において、長期間にわたる深淺測量データや波浪データから干潟の土砂収支を算定した。しかしながら、現地観測データだけでは広範囲かつ任意の時間の底質移動量を把握すること、ならびに地形変化の将来的な予測を行うことは困難である。このような問題にアプローチするためのツールとして、数値流体モデルにもとづいた干潟の地形変化予測モデルがいくつか提案されるようになったが、全ての要素を包括した総合モデルで、かつ十分な検証を行った信頼性のあるモデルというのは存在していないのが現状である。

干潟に限らず、地形変化を計算するためには底質フラックスの向きと絶対値を精確に計算する必要があり、そのためには底面せん断応力を精確に見積る必要がある。鉛直平均された2次元モデルでは流れの鉛直分布が得られないため、断面平均流速から、あるいは流れの鉛直分布を仮定して底面せん断応力を算定することになる。しかしながら、こうした手法は任意の地形における流れには適用が難しく、底質輸送量の評価精度を落とすひとつの要因である。従って、地形変化を精度よく計算するためには3次元の流動モデルが必要であり、近年ではそうしたモデルがいくつか提案されている。干潟を対象としてはいないが、黒岩ら(2007)や加藤・山下(2004)は3次元モデル流動モデルに基づいた地形変化モデルを提案し、定性的な地形変化の再現を行っている。しかしながら、定量的な検証等の問題点が残されている。鶴崎・

栗山(2007)は、干潟の底質輸送と地形変化においては潮流が支配的要因であると考え、Uchiyama(2004, 2005)が開発したPOM(Princeton Ocean Model; Blumberg and Mellor, 1983)をベースとする泥やシルトの凝集性土砂の3次元底質輸送モデル「WD-POM」を有明海の白川河口干潟に適用し、潮流による凝集性土砂の輸送ならびに干潟の土砂収支の算定を行った。WD-POMは、POMをベースにしているため潮流や吹送流場の再現性には信頼性がある。また、 σ 座標を用い、干出・冠水スキームが導入された移動境界モデルであるとともに、底面の抵抗係数の算定において拡張対数則を導入していることから、干潟のような極浅海域の流れ場の計算に適している。POMの移動境界モデルはUchiyama(2004, 2005)とほぼ同時期に論文として発表されているが、コードとしては2008年にpom8.fとしてオープン化されたばかりである。さらにWD-POMは、移流拡散方程式と凝集性土砂の巻き上げ・沈降サブモデルによって凝集性土砂の輸送を計算することが可能である。本論文の後章で述べるように、このWD-POMを用いた白川河口干潟での計算結果は、静穏時の潮位、底層の潮流速、SS濃度に関して、中川(2002, 2003)の観測結果と良好に一致した。従って、静穏時には潮流が支配因子となり、このモデルによって凝集性土砂の巻き上げと輸送をある程度精度よく計算することがわかった。

しかしながら、前述した山田ら(2007)は、観測結果から白川干潟の底質輸送について潮流と白川の河川流出による影響が支配的であると結論付けながらも、潮間帯上での流速や濁度の時系列を比較すると、台風時に高波浪が継続して発生した時にもそれらの値が非常に大きくなることも指摘している。確かに現地では、満潮の高波浪時に相当量の底質が巻き上げられ、輸送されているように見受けられる。とくに満潮の暴浪時には大きな底質輸送と地形変化が生じるものと考えられ、そうした場合には潮流だけでなく風波による巻き上げと風波によって駆動される海浜流による輸送も考慮する必要があると考えられる。潮流と海浜流は同時に計算されるべきものであるが、同時計算の効果について十分に検証した研究例はない。海浜流を計算するためには、Longuet-Higgins & Stewart(1962)が提案したラディエーション・ストレスを用いるのが一般的であるが、このストレスは基本的には鉛直積分形であり、3次元モデルに適用するには、鉛直分布を考慮した形で導入する方が望ましい。この問題に対して、熊田(2002)や信岡ら(2002)は、各水深レベルにおいて流速や圧力のパラメータを平均流、波動、乱れ成分に分けて一周平均することで3次元のラディ

エーション・ストレス項を有する平均流の方程式を提案しているが、動圧項の取り扱いなどに若干の疑問がある。また、Xia et al. (2004) は積分する前の水深依存形のラジエーション・ストレスに微小振幅波理論を適用して海浜流の計算を行っているが、砕波帯内の鉛直循環流の向きに疑問が残されている。従って、十分に満足のいく鉛直分布モデルというのは提案されていないというのが現状である。さらに、ラジエーション・ストレスに波と流れの相互作用の効果をより精確に取り込む必要性も指摘されてきた。Grant & Madsen (1979) は、この相互作用によって底面せん断応力が増加することを指摘しており、とくに漂砂量を計算する場合などにはこの作用をより精確に考慮する必要がある。Newberger & Allen (2007a, b) は、鉛直一様モデルではあるが、波によるレイノルズ応力をもとに波と流れの相互作用を渦度の形で明示的に取り込んだ *body force term* と砕波による駆動力項を含んだ *wave forcing term* を提案した。そして3次元流動モデルに導入して数値計算を行い、現地観測結果と比較してその検証を行っている。

また、干潟は砂質干潟から泥質干潟まで含泥率によって底質特性が大きく異なる。本論文の現地計算で対象としている白川河口干潟においても底質の含泥率が低い領域が多いために、その地形変化を精確に計算するためには砂の輸送モデルも導入する必要がある。干潟の砂は静穏時には掃流砂として、暴浪時には掃流砂と浮遊砂として輸送されると考えられることから、その双方を考慮できるモデルが望まれ、潮流と海浜流、風波による巻上げを考慮するためには、平均流と振動流を同時に考慮できるモデルが有効となる。

そこで本研究では、WD-POM に Newberger & Allen (2007a, b) が提案した *wave forcing term* と波浪モデルを導入し、まず風波によって駆動される海浜流を計算できるようにモデルの改良を行った。さらに、乱れエネルギーの輸送方程式の境界条件に水面の乱れを考慮し、地形変化を波浪場にフィードバックさせるよう改良を行った。また、浮遊砂と掃流砂、ならびに平均流と振動流を同時に考慮できる漂砂量モデルである Bailard モデル (Bailard, 1981) を導入した。そして、改良モデルの妥当性を検証するために、離岸堤背後の流れ場と地形変化について計算を行い、既往の実験結果と定性的な比較を行なうとともに、一様勾配海浜における斜め入射波による沿岸漂砂の計算を行い、CERC 公式による沿岸漂砂量と定量的な比較検討を行った。最後に有明海の白川河口干潟に適用し、その流れ場と地形変化を計算して干潟の地形変化の再現性を調べ、改良モデルの妥当性について検討を行っ

た。さらに、潮流のみ、海浜流のみ、潮流と海浜流の重合計算をそれぞれ行い、干潟の地形変化における潮流と海浜流の重合計算の重要性について検討を行なうとともに、干潟上の土砂収支について、栗山・橋本 (2004) による算定結果との比較検討を行った。

2. 凝集性土砂の3次元底質輸送モデル「WD-POM」の概要

既存の WD-POM は、3次元の σ 座標系海洋流動モデル (POM) に WDP 法にもとづく干出・冠水スキームを加え、極浅海域においても底面の抵抗係数の算定が可能となるように拡張対数則を導入し、移流拡散方程式と泥やシルトのような凝集性土砂の巻上げ・沈降モデルに基づいた底質輸送モデルを組み合わせたモデルである。モデルの概要を以下に示す。

POM は、Boussinesq 近似、静水圧近似の3次元 Navier-Stokes 方程式と、連続式を基礎式として、水平渦動粘性係数に Smagorinsky 型モデル、鉛直渦動粘性係数にレベル 2.5 乱流クロージャーモデルを用いたマルチレベル・モデルである。水平 (x, y) 方向には海岸線の形状に沿って計算グリッドを設定できる直交曲線座標系を、鉛直方向には不規則な海底地形を考慮できる σ 座標系を用いる。詳細は Blumberg and Mellor (1983)あるいは POM user's manual を参考にされたい。ここではその概要を記す。水平方向の基礎方程式は以下のように表現される。

・連続式

$$\frac{\partial DU}{\partial x} + \frac{\partial DV}{\partial y} + \frac{\partial \omega}{\partial \sigma} + \frac{\partial \eta}{\partial t} = 0 \quad (1)$$

・ x 方向運動方程式

$$\begin{aligned} \frac{\partial UD}{\partial t} + \frac{\partial U^2 D}{\partial x} + \frac{\partial UVD}{\partial y} + \frac{\partial U\omega}{\partial \sigma} - fVD + gD \frac{\partial \eta}{\partial x} \\ + \frac{gD^2}{\rho_0} \int_{\sigma}^0 \left[\frac{\partial p'}{\partial x} - \frac{\sigma'}{D} \frac{\partial D}{\partial x} \frac{\partial p'}{\partial \sigma'} \right] d\sigma' = \frac{\partial}{\partial \sigma} \left[\frac{K_M}{D} \frac{\partial U}{\partial \sigma} \right] + F_x \end{aligned} \quad (2)$$

・ y 方向運動方程式

$$\begin{aligned} \frac{\partial VD}{\partial t} + \frac{\partial UVD}{\partial x} + \frac{\partial V^2 D}{\partial y} + \frac{\partial V\omega}{\partial \sigma} + fUD + gD \frac{\partial \eta}{\partial y} \\ + \frac{gD^2}{\rho_0} \int_{\sigma}^0 \left[\frac{\partial p'}{\partial y} - \frac{\sigma'}{D} \frac{\partial D}{\partial y} \frac{\partial p'}{\partial \sigma'} \right] d\sigma' = \frac{\partial}{\partial \sigma} \left[\frac{K_M}{D} \frac{\partial V}{\partial \sigma} \right] + F_y \end{aligned} \quad (3)$$

・ q^2 輸送方程式

$$\frac{\partial q^2 D}{\partial t} + \frac{\partial U q^2 D}{\partial x} + \frac{\partial V q^2 D}{\partial y} + \frac{\partial \omega q^2}{\partial \sigma} = \frac{\partial}{\partial \sigma} \left[\frac{K_q}{D} \frac{\partial q^2}{\partial \sigma} \right] + \frac{2K_M}{D} \left[\left(\frac{\partial U}{\partial \sigma} \right)^2 + \left(\frac{\partial V}{\partial \sigma} \right)^2 \right] + \frac{2g}{\rho_0} K_H \frac{\partial \tilde{p}}{\partial \sigma} - \frac{2Dq^3}{B_l l} + F_q \quad (4)$$

・ $q^2 l$ 輸送方程式

$$\frac{\partial q^2 l D}{\partial t} + \frac{\partial U q^2 l D}{\partial x} + \frac{\partial V q^2 l D}{\partial y} + \frac{\partial \omega q^2 l}{\partial \sigma} = \frac{\partial}{\partial \sigma} \left[\frac{K_q}{D} \frac{\partial q^2 l}{\partial \sigma} \right] + E_l l \left[\frac{K_M}{D} \left[\left(\frac{\partial U}{\partial \sigma} \right)^2 + \left(\frac{\partial V}{\partial \sigma} \right)^2 \right] + E_3 \frac{g}{\rho_0} K_H \frac{\partial \tilde{p}}{\partial \sigma} \right] \tilde{W} + F_l \quad (5)$$

ここに、 U, V, ω : x, y, σ 方向流速、 f : コリオリパラメータ、 g : 重力加速度、 ρ_0 : 基準海水密度、 ρ : 鉛直積分する前の海水密度、 η : 水面変位、 D : 全水深= $H+\eta$ 、 K_M 渦動粘性係数、 K_H, K_q : スカラーおよび乱れの渦動拡散係数、 B_l, E_1, E_3 : クロージャーモデル定数、 q^2 : 乱れエネルギー (TKE: Turbulence Kinetic Energy)、 l : 乱れの長さスケール (乱流マクロスケール) である。ここで ω は σ 面の法線方向流速であり、デカルト座標系 (z 座標) では式 (6) 中の W のように定義される。

・ 鉛直流速 (z 軸方向流速)

$$W = \omega + U \left(\sigma \frac{\partial D}{\partial x} + \frac{\partial \eta}{\partial x} \right) + V \left(\sigma \frac{\partial D}{\partial y} + \frac{\partial \eta}{\partial y} \right) + \sigma \frac{\partial D}{\partial t} + \frac{\partial \eta}{\partial t} \quad (6)$$

また、式中で「 \sim 」を付した変数は以下の式 (7)、(8) のように表現される。

$$\tilde{W} = 1 + E_2 (l/kL) \quad (7)$$

$$\frac{\partial \tilde{p}}{\partial \sigma} = \frac{\partial p}{\partial \sigma} - c_s^{-2} \frac{\partial p}{\partial \sigma} \quad (8)$$

ここに、 κ : Karman 定数 (=0.4)、 c_s : 音速であり、 L は以下の式 (9) のように表現される。

$$\frac{1}{L} = \frac{1}{\eta - z} + \frac{1}{H - z} \quad (9)$$

また、式 (2) ~ (5) 中の F_x, F_y, F_q, F_b, F_c は水平拡散項を示しており、それぞれ式 (10) ~ (12) のように

表現される。

$$F_x \equiv \frac{\partial}{\partial x} (H \tau_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y} (H \tau_{xy}) \quad (10)$$

$$F_y \equiv \frac{\partial}{\partial x} (H \tau_{xy}) + \frac{\partial}{\partial y} (H \tau_{yy}) \quad (11)$$

$$F_\phi \equiv \frac{\partial}{\partial x} (H q_x) + \frac{\partial}{\partial y} (H q_y) \quad (12)$$

ここで、 ϕ は $q^2, q^2 l$ および C を意味するダミー変数であり、上式中の τ_{xx} などは以下のように記述される。

$$\tau_{xx} = 2A_M \frac{\partial U}{\partial x}, \quad \tau_{xy} = \tau_{yx} = A_M \left(\frac{\partial U}{\partial y} + \frac{\partial V}{\partial x} \right), \quad (13)$$

$$\tau_{yy} = 2A_M \frac{\partial V}{\partial y}$$

$$q_x \equiv A_H \frac{\partial \phi}{\partial x}, \quad q_y \equiv A_H \frac{\partial \phi}{\partial y} \quad (14)$$

A_M : 水平渦動粘性係数、 A_H : 水平拡散係数 (本研究では $A_M = A_H$) であり、これらは式 (15) で表現される Smagorinsky 型のモデルを用いて計算される。

$$A_M = C_m \Delta x \Delta y \frac{1}{2} \left| \nabla V + (\nabla V)^T \right| = C_m \Delta x \Delta y \left[\left(\frac{\partial U}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial U}{\partial y} \right)^2 + \left(\frac{\partial V}{\partial y} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (15)$$

C_m は定数 (Smagorinsky 定数) であり、ここでは標準的な値 (=0.20) を使用した。また、 $\Delta x, \Delta y$ は x, y 方向の格子間隔を表しており、水平方向の平均流速のみから A_M が決定されているという点で、通常の Smagorinsky モデルとは異なる。

差分スキームとしては、時間的には 2 次精度の Leap-frog 差分を、空間的には 2 次精度の中央差分を用いている。移流項については 2 次精度の中央差分、1 次精度の風上差分、数値拡散を抑えた MPDATA スキームから 1 つを選択できるようになっているが、本研究では標準的な中央差分スキームを用いている。また、運動方程式、スカラーの移流拡散方程式中の鉛直拡散項に関しては陰形式で展開し、Thomas 法を用いて解を求めている。さらに mode-split 法を用いることにより、進行速度の速

い水表面の重力波に関しては時間刻みを小さく取り、進行速度の遅い内部波については時間刻みを大きく取ることができるように設計されている。

干出・冠水スキームは、Wet-dry Point 法 (WDP 法) を用いている。これは海-陸境界を時間ステップ毎に追跡計算する方法である。WDP 法は、潮間帯を含む海域の 2 次元的な流動計算に対してよく用いられている

(Leendertse, 1970, 1987; Flather and Heaps, 1975; Ip et al., 1998)。WDP 法を 3 次元に拡張することは比較的容易である (TRIM: Casulli and Cheng, 1991; Cheng et al., 1993; Casulli and Cattani, 1994, Hervouet and Janin, 1994) が、安定な計算を行うためには海-陸境界を特定するための最小水深を 0 ではない有限値に設定する必要がある (Davies et al., 1997; Lin and Falconer, 1998)。本研究では、Hubbert and McInnes (1999), Xie et al. (2003) により干出・冠水スキームを構築した。但し、Ip et al. (1998)。

Zheng et al. (2003) のモデルに用いられる粘性底層の考えを冠水過程に導入し、計算の安定化を図った。全計算グリッドにマーカーを配し、干出と判定されたら 0、冠水と判定されたら 1 となるようなパラメータを作成する。グリッドの水深が 0 以下になると計算が破綻するため、ある基準水深 d_0 を設け、計算ステップ毎に水深を監視する。2D モードの計算において水位 η の計算が完了した時点で、全計算グリッドに対して水深チェックを行う。そして計算グリッド中央の水深 D_{ij} ($=h_{ij}+\eta_{ij}$) が d_0 以下になった場合、① 隣接する 4 つのグリッド中央の水深が D より小さい場合、または陸域である場合は干出グリッドと判定し、マーカーを 0 にする。② それ以外の場合は冠水とし、マーカーを 1 にする。③ 干出と判定されたグリッドは陸域マスク (fsm) の値を 0 とし、水位・2 次元および 3 次元流動・乱流統計量・浮遊土砂計算から除外する。④ 干出グリッドの η_{ij} を記憶し、次回冠水時の水深チェックに用いる。⑤ D_{ij} が基準最小水深 D_{\min} より小さくなった場合は $D_{ij}=D_{\min}$ とする。⑥ 前の時間ステップにおいて干出していたグリッドが冠水した場合は、土砂濃度 C に隣接する Wet グリッド (最大 4 つ) の平均値を代入する。といった手順で干出・冠水を表現する。本手法においては、海-陸境界では境界面に対して法線方向のフラックスはゼロ、平行方向のフラックスはハーフスリップ条件を与えたことと等価になる。この WD モデルは極めてシンプルであり、流動モデルの 1 サブルーチンとして数回呼び出されるだけである。また、手順 5.において $D_{\min}=0$ の場合には定義により質量保存を完全に満たす。 $D_{\min}\neq 0$ の場合は計算領域全体の質量保存を満たさなくなるが、格子間隔や時間刻みが大きい場合は急激な水位の

低下が発生することがあり、 $D_{\min}>0$ であるほうが安定に計算を進めることが可能である。その意味で、物理的には $D_{\min}=0$ であることが望ましいが、大領域の計算を行う場合は $D_{\min}>0$ であるほうが好ましく、計算時間とのトレードオフで選択すればよい。つまり本 WD モデルは、パラメータ D_{\min} を調整することにより、質量保存を重視した計算と安定性を重視した計算を適宜実施できることになり、従来のモデルと比較して著しい汎用性を有する。なお、本研究では、 $D_{\min}=30\text{cm}$ としている。

凝集性土砂輸送モデルは、移流拡散方程式を流動モデルに組み込み、海底面境界条件および方程式中の鉛直移流項を通じて底質の再懸濁および沈降過程を考慮している。輸送方程式は水平直交デカルト座標系・鉛直 σ 座標系において以下のように表現される。

・凝集性土砂濃度輸送方程式

$$\frac{\partial CD}{\partial t} + \frac{\partial UCD}{\partial x} + \frac{\partial VCD}{\partial y} + \frac{\partial(\omega - W_s)C}{\partial \sigma} = \frac{\partial}{\partial \sigma} \left[\frac{K_H}{D} \frac{\partial C}{\partial \sigma} \right] + F_C \quad (16)$$

ここに、 C : 浮遊土砂濃度 ($\text{g/L}=\text{kg/m}^3$)、 W_s : 沈降速度 (m/s) であり、水平拡散項 F_C は式 (12), (14) と同様に表現される。海表面および海底面における境界条件は次のように表される。

$$\frac{K_H}{D} \left(\frac{\partial C}{\partial \sigma} \right) = 0, \quad \sigma \rightarrow 0 \quad (17)$$

$$\frac{K_H}{D} \left(\frac{\partial C}{\partial \sigma} \right) = Er - Dp, \quad \sigma \rightarrow -1 \quad (18)$$

ここに、 Er : 再懸濁フラックス ($\text{kg/m}^3 \cdot \text{m/s}$)、 Dp : 沈降フラックス ($\text{kg/m}^3 \cdot \text{m/s}$) である。これらの海底面におけるフラックスを求めるためには、底面せん断応力をまず求める必要がある。

$$\tau_b = \rho u^* \quad (19)$$

$$u^* = \kappa u / \ln(z/z_0) \quad (20)$$

ここで、 τ_b : 底面せん断応力、 u^* : 摩擦速度、 u : 水平合成流速の絶対値である。海底面におけるフラックスは、 τ_b を用いて次のように求められる。

$$\begin{cases} Er = P_e \left(\frac{\tau_b - \tau_{ce}}{\tau_{ce}} \right) & \text{when } \tau_b \geq \tau_{ce} \\ Er = 0 & \text{when } \tau_b < \tau_{ce} \end{cases} \quad (21)$$

$$D_p = W_s C P_d \quad (22)$$

τ_{ce} : 侵食が生じる最小の底面せん断応力, P_e : 侵食速度係数, P_d : 堆積ポテンシャルである. P_d に関しては次の2通りの求め方が提案されている. まず, Krone (1962) によるモデルは式 (23) で示される.

$$\begin{cases} P_d = \frac{\tau_{cd} - \tau_b}{\tau_{cd}} & \text{when } \tau_b \leq \tau_{cd} \\ P_d = 0 & \text{when } \tau_b > \tau_{cd} \end{cases} \quad (23)$$

ここに, τ_{cd} : 堆積を生じさせる底面せん断応力の最小値である. これに対して, Partheniades (1992) は式 (24) で示されるモデルを提案している.

$$P_d = 1 - \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \int_{-\infty}^Y e^{-\frac{\chi^2}{2}} d\chi \quad (24)$$

|: ダミー変数であり, Y は以下のように表される.

$$Y = 2.04 \cdot \log \left[0.25 \left(\frac{\tau_b}{\tau_{b,min}} - 1 \right) e^{1.27 \cdot \tau_{b,min}} \right] \quad (25)$$

$\tau_{b,min}$: $P_d \leq 1$ となる底面せん断応力の最小値である. P_d に関する上式は次のように簡略化することができる.

$$\begin{cases} P_d = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{\chi^2}{2}} \left(0.4362 z_t - 0.1202 z_t^2 + 0.937 z_t^3 \right) \\ \quad \text{(for } 0 \leq Y \leq \infty) \\ P_d(-Y) = 1 - P_d(Y) \quad \text{(for } Y < 0) \end{cases} \quad (26)$$

ここで,

$$z_t = (1 + 0.3327Y)^{-1} \quad (27)$$

である. Krone 式と Partheniades 式の相違点は, 底面せん断応力が小さい場合に Partheniades 式のほうが Krone 式よりも大きな堆積フラックスを生じさせること, および Partheniades 式では底面せん断応力が大きい場合でも若干の堆積フラックスを許容することである.

沈降速度 W_s は, 流体のシアと凝集性土砂 (泥・シルト) の凝集過程を考慮した Burban *et al.*(1990) の実験式から同定する.

$$W_s = \alpha (CG)^\beta \quad (28)$$

G : 次式で表現される鉛直シア, α, β : 定数である. 塩水環境下において, W_s を m/day, C を mg/L, G を dyne/cm² で表すとき, 定数の値は $\alpha=2.42, \beta=0.22$ である.

$$G = \rho K_M \left[\left(\frac{\partial U}{\partial z} \right)^2 + \left(\frac{\partial V}{\partial z} \right)^2 \right]^{1/2} \quad (29)$$

なお, モデル中のパラメータは, McDonalds and Cheng (1997), Inagaki (2000), Hydroqual (2002) を参考に決定した.

3. WD-POMの改良

3.1 wave forcing term の導入

風波によって駆動される海浜流と砂の輸送を計算するために, WD-POM の改良を行った. 海浜流を計算するためには, Longuet-Higgins&Stewart (1962) が提案したラディエーション・ストレスを用いるのが一般的であるが, 波と流れの相互作用の効果をより精確に考慮する必要性が Hasselmann (1971), Mei (1989) あるいは Smith (2006) などによって指摘されてきた. Grant & Madsen (1979) は, この相互作用によって底面せん断応力が増加することを指摘しており, とくに漂砂量を計算する場合などにはこの作用を考慮する必要があると考えられる. そうした指摘にもとづいて, Newberger & Allen (2007a, b) は波のレイノルズ応力をもとに波と流れの相互作用を vortex force term として渦度の形で明示的に取り入れた wave forcing term を導出し, 3次元流動モデルに取込んで現地適用を行った. そして, DUCK94 の観測結果と計算結果の比較を行い, その妥当性を検討している. この wave forcing term は, 波のエネルギーの空間勾配にもとづく項と波と流れの相互作用を示す vortex force term と

からなる body force term, ならびに砕波によるせん断応力の項で構成されている. まず body force term の概要を以下に示す. 詳細は Newberger & Allen (2007a, b) を参照されたい. この body force term は, 式 (30) の右辺最後に現れる流れを駆動する力の項 F_b^x , F_b^y として作用する. F_b^x , F_b^y は, 波によるレイノルズ応力に連続式を適用し, 式 (31) の形で求められる. さらに, 波動流速に式 (32) に示す複素流速を導入して式展開し, σ 座標系に変換すると式 (33) の形となる. ここで L_w を波の長さスケール, L_B を平均流の流さスケールとして $\varepsilon = L_w / L_B \ll 1$, θ は位相関数, i は虚数単位である.

・流れの基礎方程式

$$\begin{aligned} \frac{\partial \eta}{\partial t} + \frac{\partial Du}{\partial x} + \frac{\partial Dv}{\partial y} + \frac{\partial \omega}{\partial \sigma} &= 0 \\ \frac{\partial Du}{\partial t} + \frac{\partial Du^2}{\partial x} + \frac{\partial Duv}{\partial y} + \frac{\partial u\omega}{\partial \sigma} + gD \frac{\partial \eta}{\partial x} \\ &= \frac{\partial}{\partial \sigma} \frac{K_M}{D} \frac{\partial u}{\partial \sigma} + G_x + DF_b^x \quad (30) \\ \frac{\partial Dv}{\partial t} + \frac{\partial Duv}{\partial x} + \frac{\partial Dv^2}{\partial y} + \frac{\partial v\omega}{\partial \sigma} + gD \frac{\partial \eta}{\partial y} \\ &= \frac{\partial}{\partial \sigma} \frac{K_M}{D} \frac{\partial v}{\partial \sigma} + G_y + DF_b^y \end{aligned}$$

・ wave forcing term / body force term

$$\begin{aligned} F_b^x &= - \left(\frac{\partial (\overline{u_w u_w})}{\partial x} + \frac{\partial (\overline{v_w u_w})}{\partial y} + \frac{\partial (\overline{w_w u_w})}{\partial z} \right) \\ &= - \left(\overline{u_w \frac{\partial u_w}{\partial x}} + \overline{v_w \frac{\partial u_w}{\partial y}} \right) \\ F_b^y &= - \left(\frac{\partial (\overline{u_w v_w})}{\partial x} + \frac{\partial (\overline{v_w v_w})}{\partial y} + \frac{\partial (\overline{w_w v_w})}{\partial z} \right) \\ &= - \left(\overline{u_w \frac{\partial v_w}{\partial x}} + \overline{v_w \frac{\partial v_w}{\partial y}} \right) \end{aligned} \quad (31)$$

↓

$$\begin{aligned} u_w &= [U_0(x, y, t) + i\varepsilon U_1(x, y, t)] \exp(i\theta(x, y, t)/\varepsilon) \\ v_w &= [V_0(x, y, t) + i\varepsilon V_1(x, y, t)] \exp(i\theta(x, y, t)/\varepsilon) \end{aligned} \quad (32)$$

↓

$$\begin{aligned} F_b^x &= -\frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{E}{D} \right) + \frac{M_w^y}{D} \left(\frac{\partial V_a}{\partial x} - \frac{\partial U_a}{\partial y} \right) \\ F_b^y &= -\frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{E}{D} \right) - \frac{M_w^x}{D} \left(\frac{\partial V_a}{\partial x} - \frac{\partial U_a}{\partial y} \right) \end{aligned} \quad (33)$$

$$M_w = (M_w^x, M_w^y) = (Ek / \omega_r, El / \omega_r) ,$$

$$\omega_r^2 = HK^2 = (h + \eta_B) K^2, \quad E = AA^* / 2$$

式中, U_a , V_a は断面平均流速である. E は波のエネルギー, k , l は各方向の波数, ω_r は相対振動数, M_w は波による運動量, H_0 は水深, η_B はセットアップ量, A は振幅, A^* は共役振幅を示す. D は全水深で $h + \eta_B$, $K = (k^2 + l^2)^{1/2}$ で表される. G_x , G_y は水平拡散項を示す.

式 (33) からわかるように, U_a , V_a は断面平均流速であることから, このモデルも一般的なラディエーション・ストレスと同様に鉛直方向に一様な形となっている. 熊田 (2002) や信岡ら (2002) は各レベルの流速や圧力のパラメータを平均流, 波動, 乱れ成分に分けて一周期平均することで鉛直分布を考慮したラディエーション・ストレス項を有する平均流の方程式を提案しているが, 動圧項の取り扱いに若干の検討の余地が残されている. また, Xia et al. (2004) は積分する前の水深依存形のラディエーション・ストレスに微小振幅波理論を適用して海浜流の計算を行っているが, 砕波帯内の流れが表層で沖向き, 底層で岸向きとなる鉛直循環流が形成されており, その適用には慎重にならざるを得ない. 従って, 十分に満足のいく鉛直分布を考慮したモデルというのは提案されていないというのが現状である. またラジエーション・ストレスは, 底質移動が重要となる砕波帯内では浅海波として流速振幅同様に鉛直一様に近くなると考えられる. また平均流の方程式においてはその空間勾配をとった形で現れるため, その段階ではより一様性が高くなると考えられる. そこで本モデルでは, Newberger & Allen (2007a, b) の式 (33) をそのまま用い, 鉛直一様の形で適用した. なお, 式 (33) は vortex force term を含むため, 条件によっては流れ場が大きく乱れて計算が発散することがある. それを防ぐために, 本モデルでは対象セルとその四方隣のセルの値を用いて空間的な平滑化をかけている.

砕波によるせん断応力項は, 式 (34) 下段で示される. 波浪場の計算から得られた散逸率 ε_d をもとにせん断応力を算定し, 上段に示される形で最上層の基礎方程式中に導入した.

$$\frac{K_M}{D} \frac{\partial(u, v)}{\partial \sigma} = \frac{(\tau^{sx}, \tau^{sy})}{\rho} \quad \text{at } \sigma = 0. \quad (34)$$

$$\frac{(\tau^{sx}, \tau^{sy})}{\rho} = (k, l) \frac{\varepsilon_d}{\omega_r}$$

ここで、 K_M は鉛直渦動粘性係数、 ε_d は砕波によるエネルギー散逸である。式中の u, v は、それぞれ x, y 方向の表層流速である。

波浪場の計算には、高山ら(1991)による砕波減衰、間瀬ら(1999)による回折項を導入したエネルギー平衡方程式を用いた。このエネルギー平衡方程式では、堤体から逆方向に計算することで反射波の計算も考慮できるように改良されている。計算領域の沖側開境界でBretschneider-光易スペクトルと乱数によって求めた位相によって不規則波を計算して与え、計算結果として得られた有義波高、有義波周期およびエネルギー散逸率を用いて式(33)、(34)の各パラメータの値を求めた。

3.2 乱れ輸送方程式の境界条件の改良

さらに、Newberger・Allen(2007b)にもとづいて、乱れエネルギー q^2 の輸送方程式の水面における境界条件を、砕波による表面せん断応力と水面粗度を用いて改良し、 q^2l の方程式におけるwall proximity functionも水面と底面の粗度を用いて改良した。wall proximity functionと q^2, q^2l 方程式の境界条件を、式(35)、(36)に示す。水面と底面の粗度はMellor(2002)をもとに決定されている。 a はNewberger・Allen(2007b)により100とした。 K_Q は q^2 に対する渦動粘性係数である。

$$\text{wall proximity function } \tilde{W} = 1 + E_2 \left(\frac{l}{\kappa L} \right)^2$$

$$L^{-1} = (\eta - z + z_s)^{-1} + (H + z + z_b)^{-1} \quad (35)$$

z_s, z_b : surface and bottom roughness lengths

q^2, q^2l 方程式の境界条件

$$\frac{K_Q}{D} \frac{\partial q^2}{\partial \sigma} = 2a u_*^3, \quad q^2l = q^2 z_s, \quad (36)$$

$$u_*^2 = \frac{(\tau^{sx2} + \tau^{sy2})^{1/2}}{\rho}$$

3.3 漂砂量モデルの導入

干潟は砂質干潟から泥質干潟まで幅広く存在し、砂と泥・シルトとでは密度と粒径、凝集性による沈降速度の

違いなどによって、同じ底面せん断応力でも巻き上げ・沈降量が大きく異なるために、底質の輸送量も大きく異なる。本研究で対象としている白川河口干潟は有明海の干潟としては含泥率が低い部分があり、河口周辺では50%以下である。そこで、干潟の地形変化を計算するためには砂の輸送モデルの導入が必要となる。そこで本研究では、浮遊砂と掃流砂、振動流と平均流を同時に考慮でき、比較的広く用いられているBailardモデルの導入を行なった。Bailard(1981, 1982)は、Bagnold(1963, 1966)によって提案された一方向流における底質輸送量のパワーモデルを、波と流れが共存する場での漂砂量公式に発展させた。モデルは、浮遊砂量と掃流砂量の瞬間値 $q_s(t)$ と $q_b(t)$ をベクトル合成することで得られ、平均漂砂量はそれらを時間平均することで求められる。白川河口干潟では、浮遊砂のみならず掃流砂の影響も非常に大きいという指摘があることから、両者を同時に考慮できるとともに、潮流と風波の影響を平均流速と振動流速という形で取り込める漂砂量モデルであり、今日比較的広く用いられているモデルとして本モデルを採用した。Bailardモデルを式(37)に示す。式中の $\varepsilon_s, \varepsilon_b$ は浮遊砂と掃流砂の交換係数であり、既往の計算結果で用いられた値や本計算結果の妥当性を検討しながらそれぞれ0.025, 0.05とした。 C_f は、底面の摩擦係数であり、本計算では0.005とした。 W_s は底質の沈降速度であり、式(38)で示されるRubey式を用いて算定した。 s' は底質の水中比重、 ϕ は底質の内部摩擦角であり、本計算では 32° とした。 $\tan b$ は海底勾配、 i_b は勾配方向の単位ベクトル、 $u(t)$ は平均流速を考慮した底面近傍の水粒子速度の瞬間値である。また、 d は底質の粒径、 ν は水の動粘性係数である。

Bailard 式 :

$$\bar{q}(t) = \bar{q}_s(t) + \bar{q}_b(t)$$

$$\bar{q}_s(t) = \frac{C_f \varepsilon_s}{s' g W_s} \left(|\bar{u}(t)|^3 \bar{u}(t) - \frac{\varepsilon_s \tan b}{W_s} |\bar{u}(t)|^5 \bar{i}_b \right) \quad (37)$$

$$\bar{q}_b(t) = \frac{C_f \varepsilon_b}{s' g \tan \phi} \left(|\bar{u}(t)|^2 \bar{u}(t) - \frac{\tan b}{\tan \phi} |\bar{u}(t)|^3 \bar{i}_b \right)$$

Rubey 式 :

$$\frac{W_s}{\sqrt{(s-1)gd}} = \sqrt{\frac{2}{3} + \frac{36\nu^2}{(s-1)gd^3}} - \sqrt{\frac{36\nu^2}{(s-1)gd^3}} \quad (38)$$

本計算では、 $u(t)$ に関して波による振動流速は考慮していない。振動流速を考慮することで、波高分布を漂砂

量により直接的に反映させることができると考えられ、微小振幅波理論から底面における振動流速を求めて $u(t)$ に挿入する方法や、渡辺モデル(1984)や、デルフト3Dモデルで用いられる浮遊砂フラックスと掃流砂の混合モデル等を用いる方法を現在検討中である。但し、現行の手法でもある程度の地形変化の再現という点に関しては可能であることから、現段階ではこの手法を採用している。またBailardモデルは、流速の3乗および5乗といった高次項に依存するため、流速場の局所的な変化によって非常に大きな漂砂量を算出することがある。従って、ここでは対象セルとその四方隣のセルの漂砂量を用いて対象セルの漂砂量を求めるという平滑化を行なっている。さらに、現地の底質の含泥率を考慮するため、白川河口干潟を対象とした計算においては、中川(2003)を参考にして凝集性土砂の底面における鉛直フラックスに含泥率 γ を乗じるとともに、漂砂量フラックスには $(1-\gamma)$ を乗じることとした。

3.4 地形変化の波浪場へのフィードバック

干潟は干満による汀線位置の変化が大きく、沖波に変化がなくても波高分布は時々刻々変化する。とくに現地計算で対象としている有明海では干満の潮位差が非常に大きいために、砕波位置も大きく変化する。従って、エネルギー平衡方程式を用いて波浪場の計算を行い、それを3次元計算のinternal modeの計算ループに挿入してinternal step毎に計算し、汀線変化と水深変化を波浪場へフィードバックできるように改良した。本論文の計算ではいずれも1時間毎に波浪場の計算を行っている。

4. 海浜流による砂の輸送計算に関する検証

4.1 離岸堤背後の流れ場と地形変化に関する検証計算の概要

海浜流と砂の輸送とそれによる地形変化に関して、改良モデルの検証として離岸堤背後の流れ場と地形変化について計算(Run 1)を行い、既往の実験と定性的な比較を行った。図-1に、離岸堤背後の流れ場に関する池野ら(1993)の実験結果を示す。図から、離岸堤背後では、波の回折によって、離岸堤中央部で汀線から離岸堤に向かう沖向き流れとなる1対の水平循環流が形成されることがわかる。この循環流によって、離岸堤背後には舌状砂州が発達し、やがてトンボロに発達するものと考えられる。清水ら(1995)、Shimizuら(1996)は鉛直積分された2次元流動モデルと渡辺モデルによる「3D-SHORE」によって離岸堤背後の舌状砂州の発達を計算している。

表-1にRun 1の計算条件を示す。Run 1では、沖側境界から岸向きに x 軸、沿岸方向に y 軸を設定し、 x 方向に1600 m、 y 方向に2000 mの矩形領域を計算領域とした。簡単のために、 y 方向の両側境界は壁面とした。計算領域中央部の、汀線から約600 mの位置に、幅約600 mの離岸堤を設置した。沖側境界において、有義波周期10 s、有義波高2 mの不規則波を直角入射させた。層数は10層とした。計算開始から6時間まで、作用応力を徐々に増大させる助走計算を行った。助走計算終了後、地形変化の計算を開始することとした。簡単のために、離岸堤ならびに y 軸の両端面では反射率を0とした。図-2に、 $t=0$ sにおける波高分布を示す。コンターからもわかるように、沖側境界から1000 m付近に砕波点が存在し、これより岸側では砕波による表面シアが作用していることになる。また、離岸堤背後では波高の減衰と緩やかな回折が認められる。

4.2 計算結果と実験結果の定性的比較

図-3に、 $t=86400$ s(1日後)における断面平均流速ベクトルを示す。図から、離岸堤背後では、中央部で離岸堤に向かう沖向き流れとなる1対の水平循環流が形成されていることがわかる。また汀線近傍では、中央部に向かう収束流が形成されていることがわかる。現地スケールでの観測結果がないため定量的な検討はできないが、図-3に示される水平循環流の形成は、図-1に示した実験結果と定性的には一致する。図-4に、 x 方向の流速の鉛直分布を示す。図から、砕波帯内で水平循環流が形成されていない領域では、表層で岸向き、下層で沖向きとなる鉛直循環流が形成されていることがわかる。また水平循環流が形成されている領域では、表層から底層まで同一方向の流れ場となっている。砕波帯外でも表層では岸向き流れが形成されているが、底層では沖向き流れは生じていない。図-5(a)～(d)に、 $t=86400, 259200, 432000, 777600$ sにおける水深分布を示す。図から、(a)では双頭型に初期の舌状砂州の発達がみられる。やがて(d)では汀線近傍の収束流と離岸堤中央部の沖向き流れによって、1本の舌状砂州が発達していく様子わかる。また、離岸堤のすぐ背後では沖向き流れが急速に減速するため、この領域でも底質の堆積が認められる。計算が進めば、これらが連結してトンボロ地形に発達するものと考えられる。離岸堤両端外側に見られる小さな堆積は、離岸堤背後の水平渦の終端がこの付近にあって流れが減衰する場所となっているため、流速に強く依存する漂砂量フラックスも急速に減衰した結果生じている。図-6に、 $t=777600$ sにおける断面平均流速ベクトルと水深のコンター図を示す。図から、舌状砂州の形成に伴い水平循環

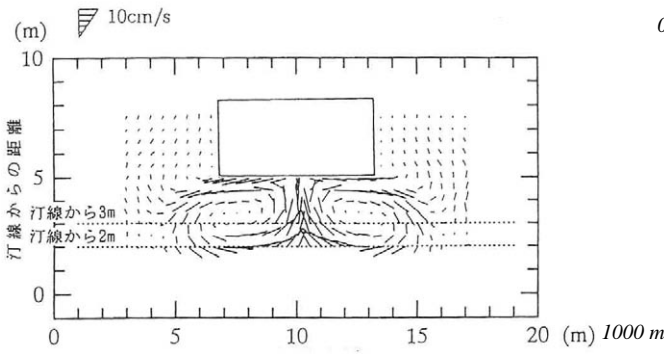


図-1 離岸堤背後の流れ場に関する実験結果 (池野ら, 1993)

表-1 検証計算の計算条件 (Run 1)

nx	41	H_{in}	2.0 m
ny	51	T_{in}	10.0 s
nz	10	θ	0.0 °
dx	40 m		
dy	40 m		
dti	1.0 s		
dte	0.1 s		
tan β	1/100		

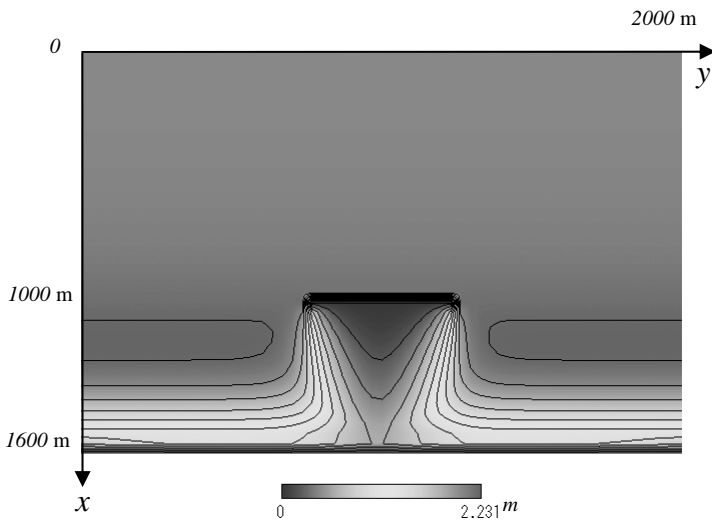


図-2 初期波高分布

流の間隔がやや広がっていることがわかる。汀線近傍では舌状砂州の根元で流速ベクトルが示されず、この領域が干出していることがわかる。

4.3 沿岸漂砂量に関する検証計算の概要と計算結果 一様勾配斜面上の斜め入射波による底質輸送の計算

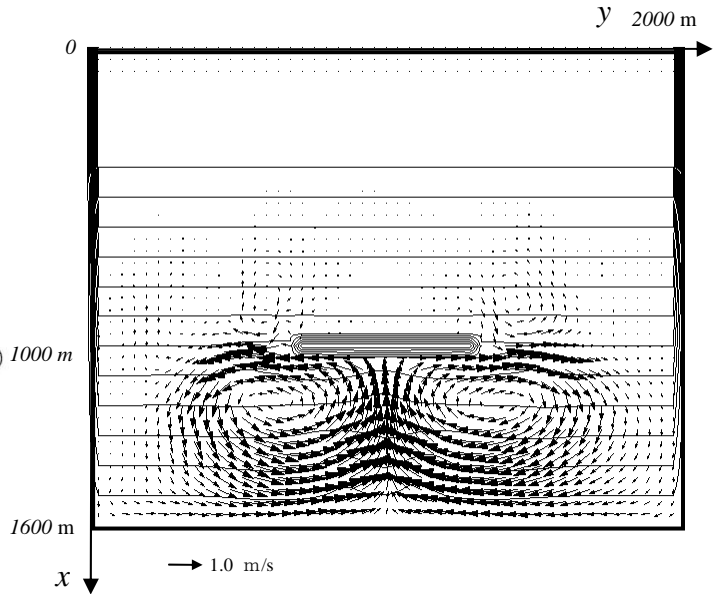


図-3 断面平均流速ベクトル (Run 1, $t=86400$ s)

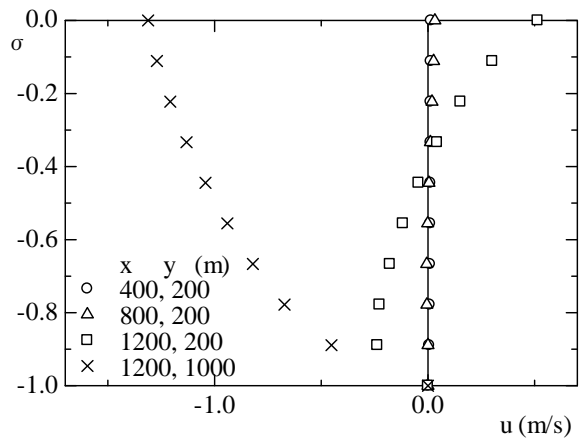


図-4 流れの鉛直分布

(Run 2) を行い、全沿岸漂砂量について CERC 公式との比較を行った。Run 2 の計算領域は、Run 1 の計算領域において離岸堤をなくし、y 方向の両側境界を周期境界としたものである。沖側の開境界において、有義波周期 10 s、有義波高 2.0 m の不規則波を 45° の入射角で入射させた。計算開始から 6 時間まで助走計算を行った。

図-7 に、 $t=86400$ s (1 日後) における、 $y=500, 1000, 1500$ m での断面平均流速の岸沖分布を示す。x 軸は岸沖方向距離、y 軸は沿岸流速を示し、 $x=0$ が沖側境界、 $x=1600$ m が汀線である。図から、全域で y 軸負向きの沿岸流が形成され、砕波点のやや岸側で急激に大きな沿岸流速が生じることがわかる。斜め入射波であるため、表

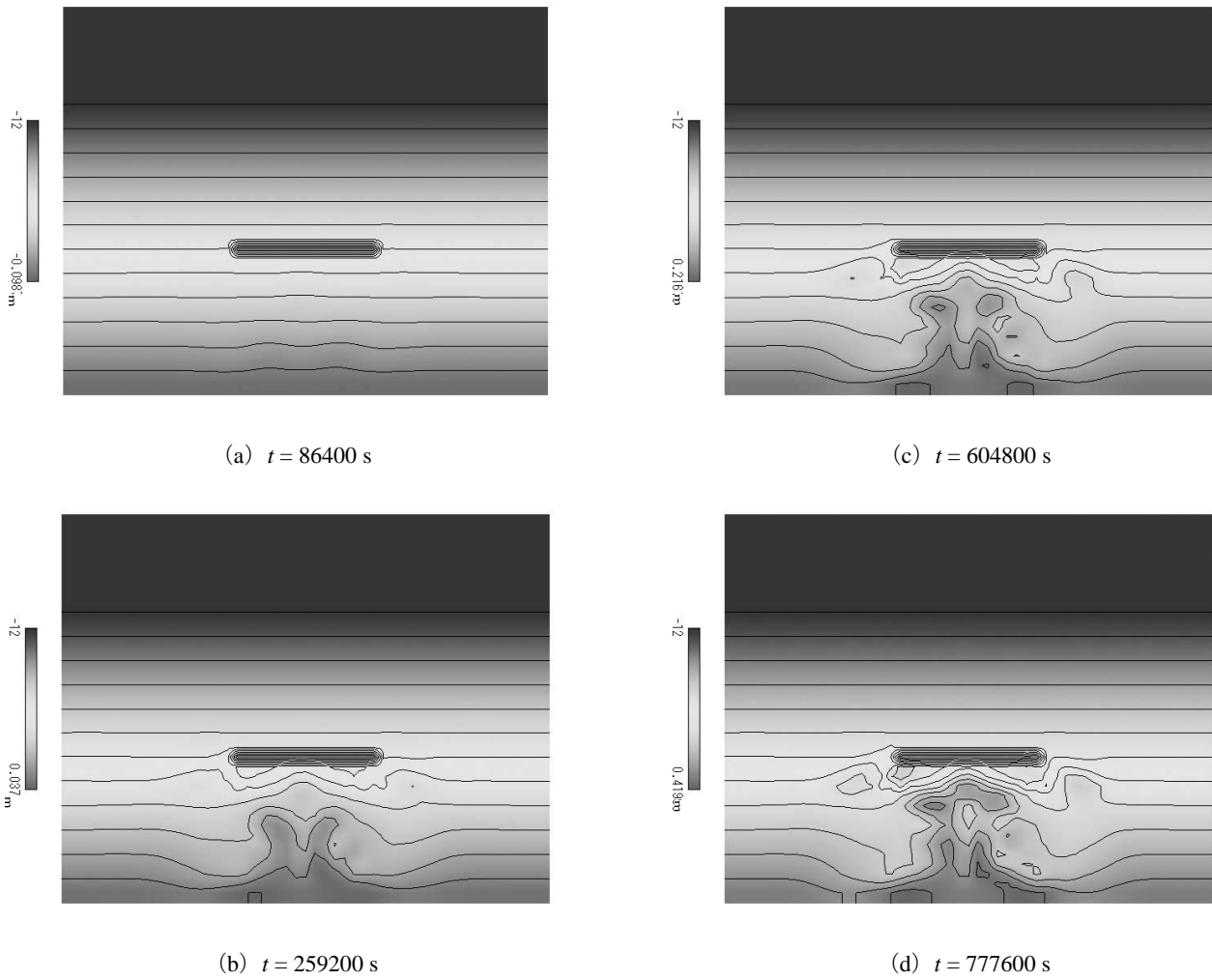


図-5 地形の時間変化 (Run 1)

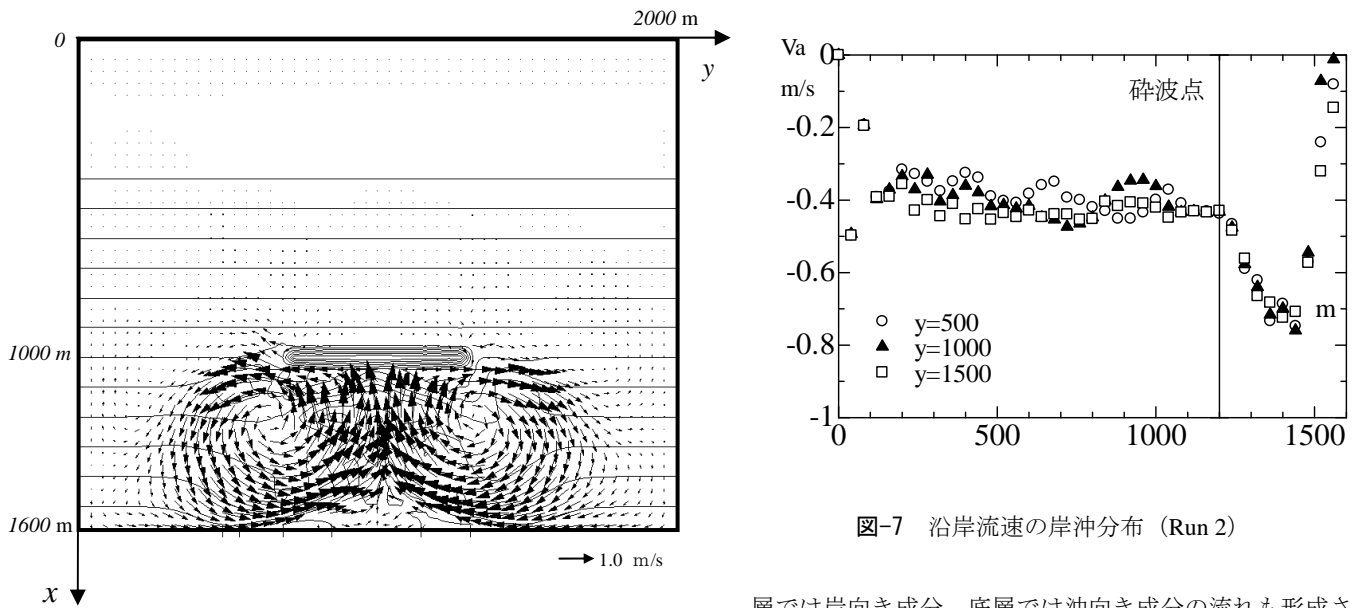


図-7 沿岸流速の岸沖分布 (Run 2)

図-6 断面平均流速ベクトル (Run 1, $t=777600$ s)

層では岸向き成分、底層では沖向き成分の流れも形成されているが、断面平均をとるとそれらはほぼ相殺されて

いる。

式(4)に全沿岸漂砂量についてのCERC公式(栗山, 2006; 合田, 2001)を, 容積表示で示す。ここで, K_c はCERC公式の定数であり, 0.385とした。 H_b は砕波点における有義波高, c_{gb} は群速度, s は海水に対する底質の密度比, λ は底質の空隙率であり, 0.4とした。

$$Q_0 = \frac{K_c H_b^2 c_{gb}}{8s(1-\lambda)} \sin \alpha_b \cos \alpha_b \quad (39)$$

本計算における砕波点での諸量と式(4)を用いると, 全沿岸漂砂量は $0.654 \text{ m}^3/\text{s}$ となる。Run 2の計算結果において, $y=1000 \text{ m}$ の位置で沖側境界から汀線までの沿岸漂砂量を積分すると $0.567 \text{ m}^3/\text{s}$ という結果となる。前者が移動限界水深から汀線までの全沿岸漂砂量と考えると, 後者の計算結果は比較的良好な値といえる。

以上の結果から, 本モデルは砕波帯内の海浜流ならびに底質輸送をある程度精確に再現できることがわかる。

4.4 改良モデルの適用範囲

改良モデルは, 潮流と海浜流による凝集性土砂と砂の輸送と地形変化を計算することが可能である。WD-POMは, もともと干潟を対象としたモデルであるが, 一般的な砂質海浜と干潟は基本的には底質粒径と勾配が異なるだけであることから, 前者にも十分適用可能である。実際, 海浜流による砂の輸送とそれによる地形変化に関する定性的な検証計算として離岸堤背後の舌状砂州の発達過程の計算を行っており, これは一般的な砂質海浜でよく用いられる侵食対策工の一例である。また定量的な検証計算についても, 一般的な一様勾配の砂質海浜を想定している。但し, 現段階では様々なパラメータの限界値は確認していない。また, 凝集性土砂と砂の粒径についてもそれぞれ単一粒径としており, 粒径分布の考慮については今後の改良点である。

5. 改良モデルの現地適用による検証

5.1 白川河口干潟の地形変化と土砂収支に関する既往の研究例

改良したWD-POMを現地適用して現地データでの総合的な検証を行うとともに, 潮流と海浜流の重合計算の重要性についての検討, ならびに栗山・橋本(2004)による土砂収支量の算定結果との比較検討を行うことを目的として, 有明海の白川河口干潟を対象とした計算を行

った。まず白川河口干潟の地形変化について, 栗山・橋本(2004)の研究結果を概説する。彼らは, 1976年から2003年までの深浅測量データをもとに, 図-8(b)に矩形の実線で示す解析領域において土量変化を求めた。図-9(a), (b)に, 2000年8月における地形データと2000年8月から2002年6月までの地形変化量の空間分布を示す。(a)から, 白川河口を中心に扇形に水深の浅い領域が広がるとともに, 河口から沖向きに1本の滞筋が形成されていることがわかる。(b)ではその滞筋に堆積が認められ, 最大でおよそ1.2mにもなることがわかる。しかしながら, 全体的には侵食を示す青色の部分が多く見られる。彼らはまた, 波浪データから沿岸漂砂量を算定し, 末次ら(2002)による白川河口近くでの浮遊土砂量の観測結果などを元にして河口からの流出土砂量を算定し, 地形変化量とから解析領域における年間の土砂収支量を見積もった。その結果を図-10(a), (b)に示す。白川からの流出土砂量の変化に従って, (a)1993年以前, (b)それ以後についてそれぞれ土砂収支を求めており, その結果によれば, 1993年以前では領域全体で24.9万 m^3/yr の堆積, それ以降では25.9万 m^3/yr の侵食となっている。

5.2 現地適用計算の概要

図-11に, 有明海と白川河口干潟を対象とした計算領域を示す。まず大領域として橘湾の沖合いを開境界とした有明海全体の計算を行い, 得られた潮位データを線形補間して小領域の境界条件とした。大領域は, 東向きに x 軸, 北向きに y 軸を設定し, 小領域は, 北向きに x 軸, 西向きに y 軸を設定した。大領域の境界潮位は, 中川(2003)によって調節された調和定数をもとに計算して与えた。図中に灰色の実線で示された四角は, 栗山・橋本(2004)による深浅測量の範囲である。St.Aは中川(2003)による観測点を示す。小領域の計算では, 末次ら(2002)ならびに栗山・橋本(2004)を参考に, 白川河口の汀線位置において河川の流量($400 \text{ m}^3/\text{s}$)を流速に換算して与え, さらに流量をもとにして流出土砂量ならびにシルト濃度を与えた。計算期間は, 大領域・小領域ともに2001年10月25日から11月9日までの15日間とした。計算開始から12時間までの間は助走計算とし, 助走計算終了後から地形変化計算を開始した。図-12に, 現地を含泥率の空間分布を示す。小領域の計算では, 各メッシュにおいて現地を含泥率のデータを与え, 凝集性土砂の底面における鉛直フラックスに乗じた。また, 漂砂量フラックスについては1から含泥率を引いた値に乗じた。砂に関しては粒径 0.25 mm , 密度 2.65 g/cm^3 ,

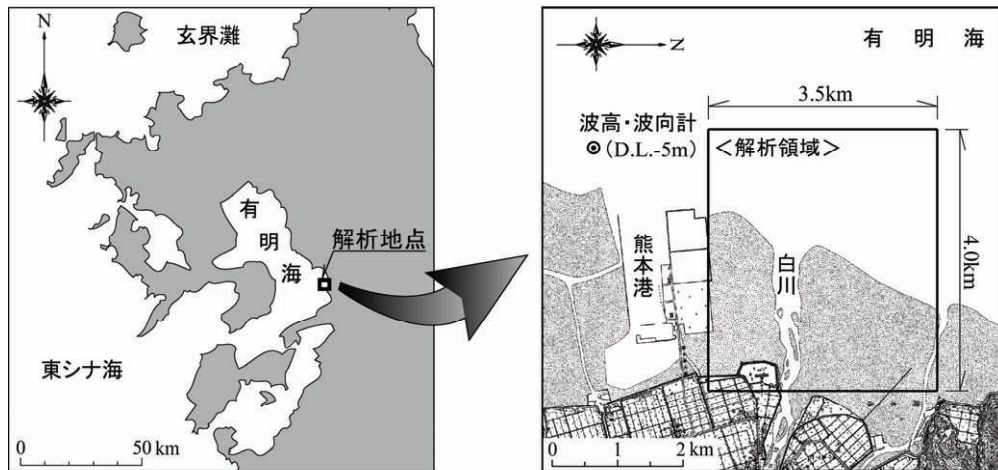
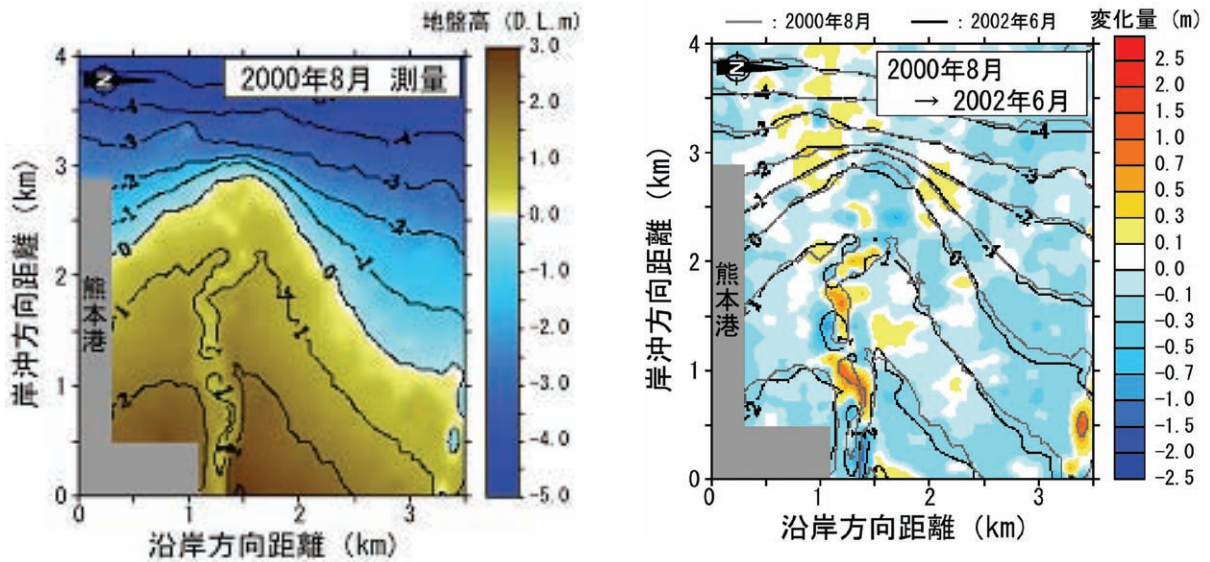


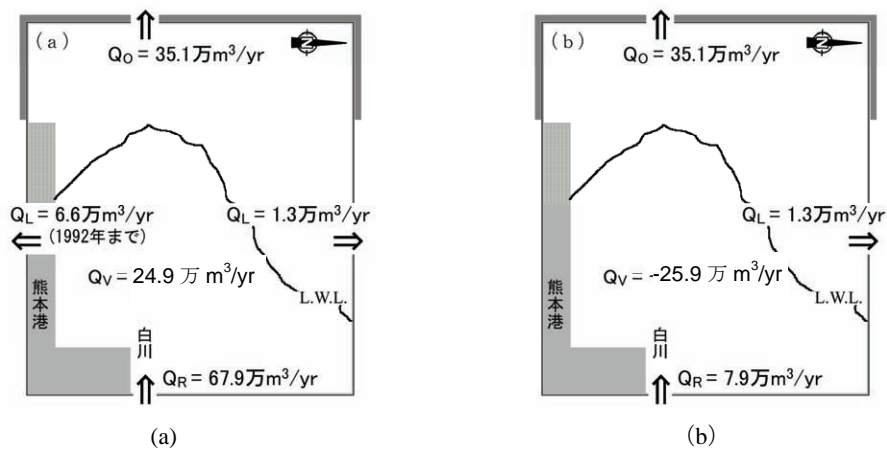
図-8 解析地点と解析領域 (栗山・橋本 (2004) より引用)



(a) 2000年8月の地形データ

(b) 2000年8月から2002年6月までの地形変化量

図-9 解析領域の地形データと地形変化量 (栗山・橋本 (2004) より引用)



(a)

(b)

図-10 白川河口干潟における土砂収支 (a) 大規模出水があった場合 (~1992年), (b) 大規模出水がなかった場合 (1993年~)

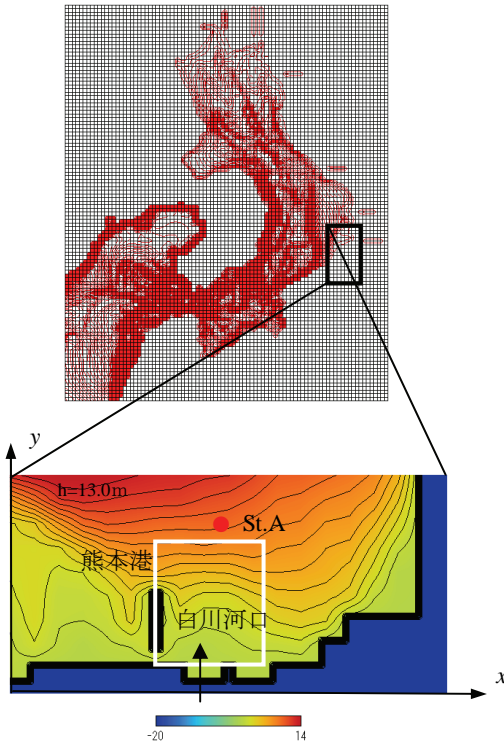


図-11 現地計算の計算領域

表-2 計算条件

		大領域	小領域
格子数	nx	90	55
	ny	110	28
	nz	11	6
格子間隔	dx	900 m	300 m
	dy	900 m	300 m
時間間隔	dt	0.5 s	0.1 s

表-3 計算内容

Run	目的	対象	底質	条件
Run 1	定性的検証	海浜流	砂	離岸堤背後の流れ場と地形変化
Run 2	定量的検証	海浜流	砂	斜め入射波による沿岸漂砂
Run 3	現地適用	海浜流+潮流	砂+凝集性土砂	現地再現計算
Run 4	現地適用	潮流	砂+凝集性土砂	$q = 20 \text{ m}^3/\text{s}$
Run 5	感度評価(現地)	潮流	砂+凝集性土砂	$q = 400 \text{ m}^3/\text{s}$
Run 6	感度評価(現地)	海浜流	砂+凝集性土砂	
Run 7	感度評価(現地)	海浜流+潮流	砂	
Run 8	感度評価(現地)	海浜流+潮流	凝集性土砂	

凝集性土砂に関しては密度 $1.20\text{g}/\text{cm}^3$ とした。また、初期地形データは2000年8月の深浅測量データを用いた。表-2に計算条件を示す。Run 3として高波浪時を対象とした潮流と海浜流の重合計算を行った。また、観測データとの比較のためRun 4, 5として静穏時を対象とした潮流のみの計算を行い、中川ら(2003)によるSt.Aでの観測結果と比較検討を行った。さらにRun 6として海浜流のみの計算を行いそれぞれの計算結果の比較検討を行った。最後にRun 7としてRun 3において含泥率を0としたもの、

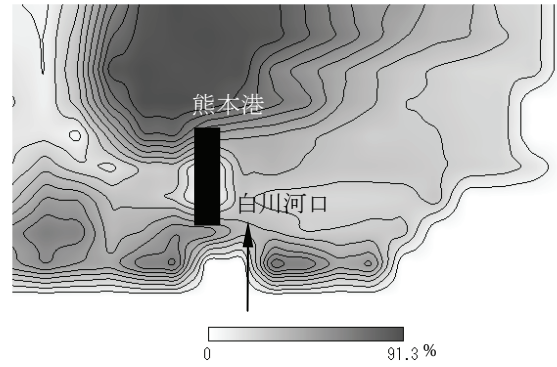


図-12 含泥率の空間分布

表-4 荒天期間の設定

月	1		2		3		4		5		6	
日数	15	16	15	13	15	16	15	15	15	16	15	15
月	7		8		9		10		11		12	
日数	15	16	15	16	15	15	15	16	15	15	15	16

■ : 荒天期間

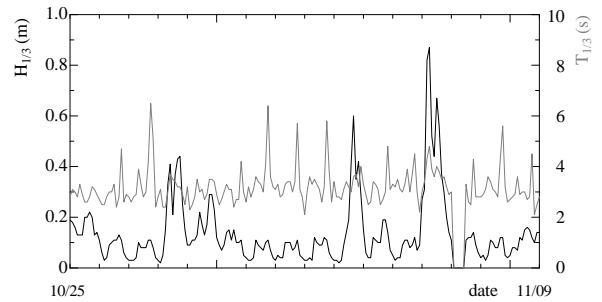


図-13 熊本港における有義波高・有義波周期の時系列データ

Run 8として逆に1とした計算を行った。表-3に計算内容を示す。図-13に、熊本新港における有義波高と有義波周期の時系列データを示す。波浪場の計算に関しては、熊本港における計算期間中の高波浪時のデータをもとに、Run 3, 6において沖側開口部でx方向に一律に波高1.5 m, 周期6.0 s, 入射角 45° の入射波を与えた。

5.3 潮流による凝集性土砂の輸送計算に関する検証

図-14 (a), (b)に、Run 4における大潮の下げ潮時 ($t = 425353 \text{ s}$) と上げ潮時 ($t = 451938 \text{ s}$) の潮流の断面平均流速ベクトルを示す。(a)から、沖合いではやや南西向き、汀線近傍ではほぼ西向きの流れが生じていることがわかる。(b)では沖合いでやや北東向き、汀線近傍では東向きの流れが生じている。

図-15~17に、St.AにおけるRun 4の計算結果と中川ら(2003)による観測結果の比較を示す。図-15は潮位について、図-16は底層の x, y 方向成分の潮流速について、図-17は、SS濃度についての比較である。St.Aは水深がやや深いため、浮遊砂による濃度上昇は少ないと考え、ここでは凝集性土砂の濃度をSS濃度として比較を行った。図において、灰色の実線が観測結果、黒の実線が計算結果を示す。助走計算を行っているため、計算開始直後は計算結果と観測結果は一致しないが、一日程度経過するといずれのパラメータについても観測結果と計算結果はよく一致するようになることがわかる。潮位については非常に高い精度で、また底層流速については u_b, v_b とも下げ潮最大時の流速値が若干過小評価になるものの、それ以外は非常に高い精度で一致することがわかる。SS濃度は2日程度経過してから両者が一致するようになる。計算期間後半において若干一致精度が悪化する傾向にあるが、これは観測結果においてノイズが多いためであると考えられる。この観測データのノイズがなにに由来するかは現在検討中である。しかしながら、最高・最低濃度の値やそのタイミングなどはある程度良好に一致する傾向にある。以上の結果から、静穏時における潮流による凝集性土砂の巻き上げに関しては、本モデルで現地観測結果をある程度良好に再現できることがわかった。

5.4 改良モデルによる計算結果と観測結果の比較検証

図-18(a), (b)に、Run 3における干潮時($t=438646$ s)と満潮時($t=465230$ s)の波高分布を示す。図から、汀線の移動と地形変化に伴って、波浪場が大きく変化していることがわかる。とくに、熊本新港より汀線側の領域の変化が著しく、wave forcing termの分布に大きな影響を与えている。

図-19(a), (b)に、Run 3における下げ潮時($t=425353$ s)と上げ潮時($t=451938$ s)の潮流の断面平均流速ベクトルを示す。図-14に示したRun 4の場合比較して、沖合いでは定性的にも定量的にもさほど大きな変化はないが、とくに砕波帯内では上げ潮時の岸向き流速が全体的に大きくなり、流れの向きも変化していることがわかる。

図-20(a), (b)に、2000年8月と2002年6月の深浅測量データから得られた解析領域内の地形変化量とRun 3, 4の計算結果から算出した地形変化量を示す。(b)は、表-4に示すように荒天期間を仮定し、荒天期間はRun 3、静穏期間はRun 4の15日間の計算結果から算定された地形変化量をもとにして2年間の総地形変化量を求めたも

のである。(a)において、赤色は堆積域、青色は侵食域を示している。図から、河口から沖に向かって周期的な堆積・侵食領域が形成されていることがわかる。これは、より解像度の高い地形図で確認するとわかるが、もともと2000年8月の地形が滞筋の蛇行によって侵食・堆積の周期的な構造を有しているためであると考えられる。また、熊本港の先端付近では緩やかな堆積領域が広がる一方で、河口より北側の領域では侵食領域が広がっている。凡例は0値でコンターの色をわけるために正の最大値を負の最大値に一致させているが、領域全体の平均をとると侵食傾向にある。(b)では、大きな白円で示すように河口近傍において周期的な堆積・侵食領域が認められる。

(a)と比較して(b)ではその周期構造が河口近くに集中している傾向がある。また小さな白円で示すように熊本港先端部付近では堆積領域が広がっているが、コンターの密度から判断して(a)よりも堆積量はやや少ない。こうした定性的傾向については、計算結果は実測結果を比較的良好に再現していると判断できる。定量的にも、侵食・堆積量のオーダーはほぼ一致している。しかしながら、(b)では河口北側の広い範囲で僅かながら堆積傾向となっているが(a)では侵食傾向であり、この部分では実測結果と計算結果が一致しない。この原因については現時点では明らかでない。現地再現という点では、季節風による吹送流も極浅海域の底質輸送においては重要であると考えられるので、今後そうした点も考慮していく予定である。

5.5 地形変化における凝集性土砂と砂の寄与分

図-21に、Run 3における凝集性土砂と砂による解析領域全体の平均地形変化量の時間変化を示す。図から、計算期間においては解析領域全体で緩やかな侵食傾向にあることがわかる。また、地形変化の大半が砂によるものであることがわかる。

5.6 含泥率の導入に関する検証

図-22(a), (b)に、15日間の計算におけるRun 7: 含泥率 $\gamma=0.0$ とRun 8: $\gamma=1.0$ の解析領域内の地形変化量の分布を示す。(a)においては、やや広い堆積の領域と河口のすぐ沖側に空間的に周期的な侵食・堆積領域が形成されていることがわかる。最大侵食量は -0.290 mである。一方(b)においては、侵食・体積パターンが大きく異なり、その絶対量も(a)と比較して1オーダー異なることがわかる。図-21から、解析対象領域内の地形変化量の大部分が砂によるものであることから、(a)の方が図-20(b)の実際の地形変化の再現計算に定性的には

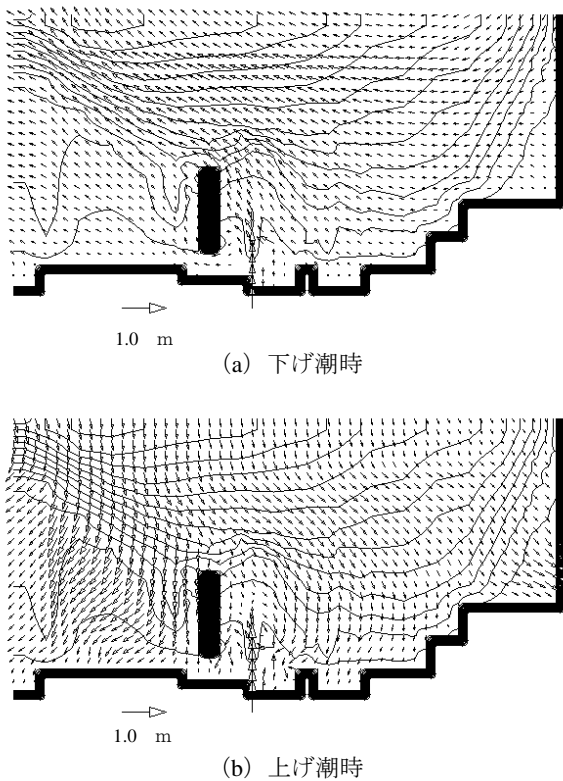


図-14 大潮時の断面平均流速ベクトル (Run 4)

類似した結果となっている。これらの図から、含泥率によって地形変化量の計算結果は大きく変化するため、適切な含泥率の元で計算を行うことが必要であるということがわかる。

6. 潮流と海浜流の重合計算の重要性

6.1 地形変化に関する定性的・定量的検討

図-23 (a) ~ (c) に、Run 3, 5, 6における15日間の地形変化量の空間分布を示す。(a)では侵食領域が多くなっているのに対して、(b)ではほぼ全域で堆積領域が広がっている。また、最大侵食量も(a)の方が大きい。これはセットアップの増大によって沖向き流れ、あるいは底層の戻り流れが強化され、沖向きの底質輸送が大きくなるためであると考えられる。両者の侵食・堆積パターンも大きく異なる。(c)では、定性的には(b)に類似した侵食・堆積パターンが認められるが、その絶対量は非常に小さい。これらの比較から、(a)が図-6 (b)の分布と定性的に類似した傾向にあることがわかる。図-6 (b)が(a)の実測結果と比較的一致することから、潮流と海浜流の重合計算が、現地干潟の地形変化を再現する上で非常に重要であることがわかる。こうした地形変化の違いの原因を詳細に調べる

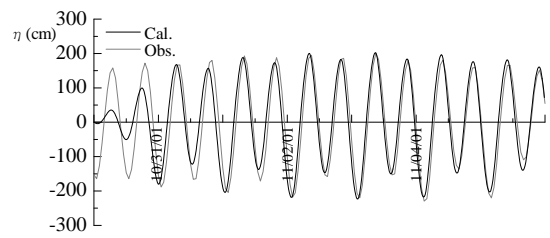
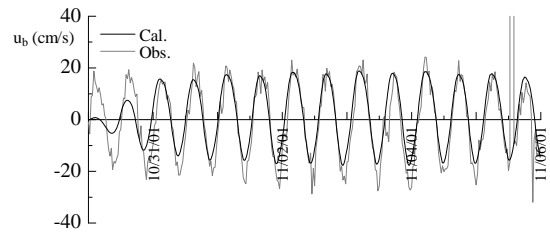
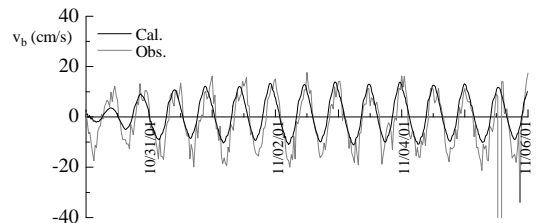


図-15 潮位についての計算と観測結果の比較 (Run 4)



(a) u_b



(b) v_b

図-16 底層流速についての計算結果と観測結果の比較 (Run 4)

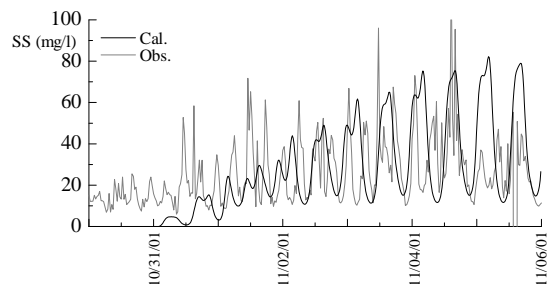
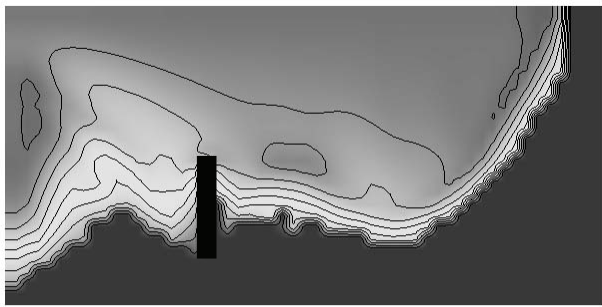


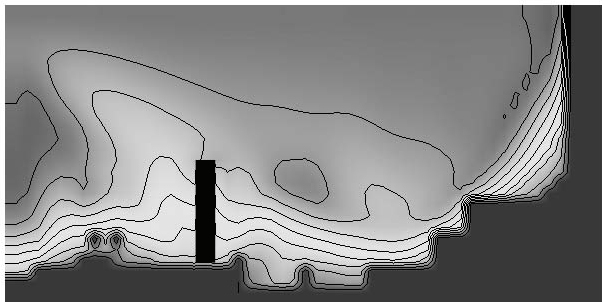
図-17 底層のSS濃度についての計算結果と観測結果の比較 (Run 4)

ため、各境界断面で底質フラックス量の時間変化について比較検討を行った。

図-24 に、水平ならびに水深方向に積分した凝集性土砂フラックス、ならびに水平方向に積分した漂砂量フラックスの定義を示す。図中に白線で示された矩形領域は、栗山・橋本(2004)の解析領域を示す。図-25 (a), (b) に、Run 3, 5における各種積分フラックスの時系列データ

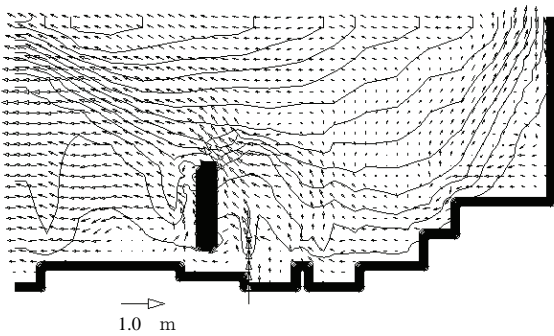


(a) 干潮 ($t=438646$ s)

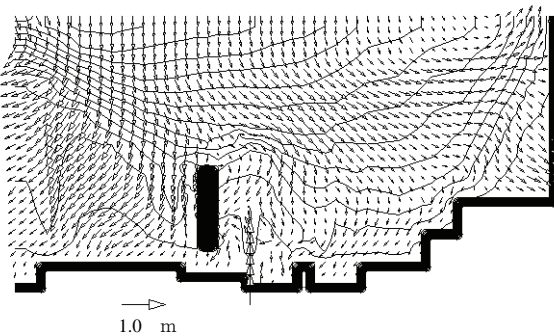


(b) 満潮 ($t=465230$ s)

図-18 潮位変動による波浪場の変化 (Run 3)

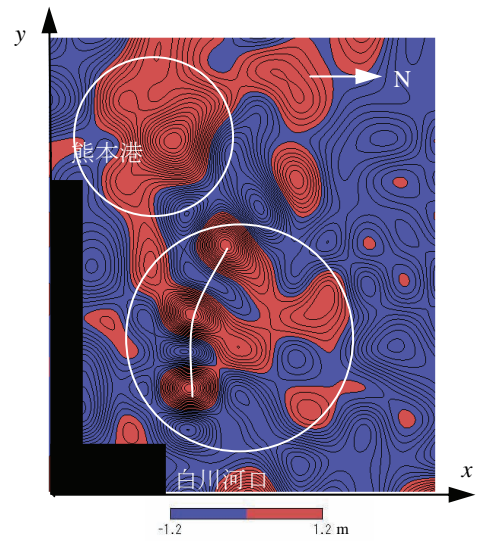


(a) 下げ潮時

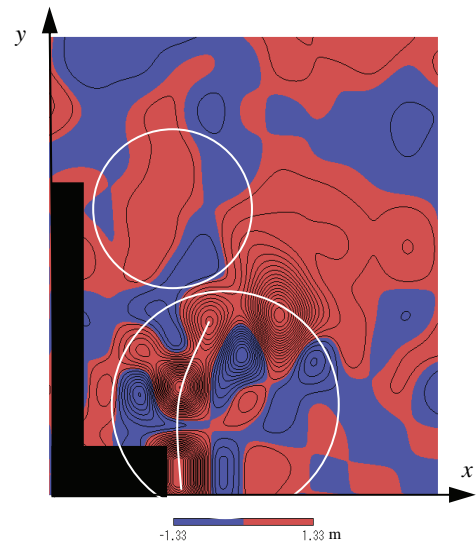


(b) 上げ潮時

図-19 大潮時の断面平均流速ベクトル (Run 3)



(a) 深浅測量データによる地形変化量の空間分布 (2000.8 - 2002.6)



(b) Run 3, 4 の結果から算出した地形変化量の空間分布

図-20 解析領域内の地形変化量の空間分布

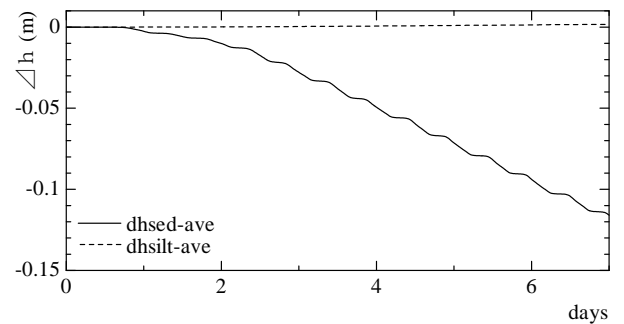


図-21 各底質による平均地形変化量の時間変化 (Run 3)

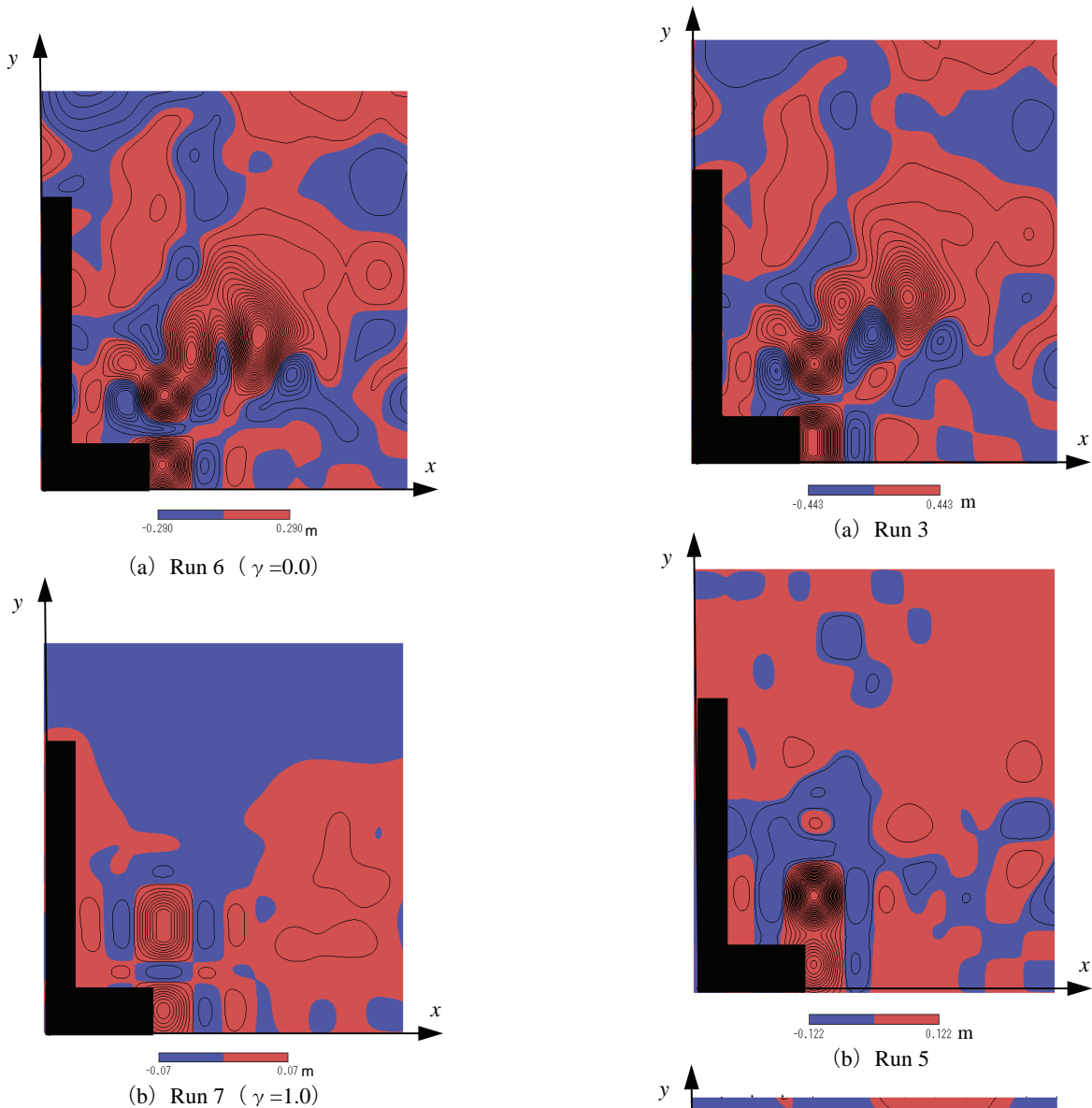


図-22 含泥率の違いによる地形変化量分布の比較

での比較を示す。各図において、 Q_{x1} 、 Q_{sx1} は熊本新港の存在によってほぼ0に近い値となっている。(a)においては、下げ潮時に Q_y が正、 Q_{x2} が負の値を示し、上げ潮時に Q_y が負、 Q_{x2} が正の値を示す傾向はいずれの成分についても同様である。 Q_{x2} に関しては、Run 3、5ともの最干潮時にも大きな値を示す。Run 5における Q_y は、正の極大値でスパイク的に大きな値をとることから、Run 3に比べて沖向きの漂砂フラックスが増大することがわかる。しかしながら、Run 3では上げ潮時の岸向きの漂砂フラックスが非常に小さいことから、一波長平均で比較すると極めて大きな値の差が生じるというわけではない。Run 3よりもRun 5における上げ潮時の岸向きフラックスの値が大きいことは、少なくともSec.2では補償流は存在していないことを示している。Sec.2は碎波点近傍であり、

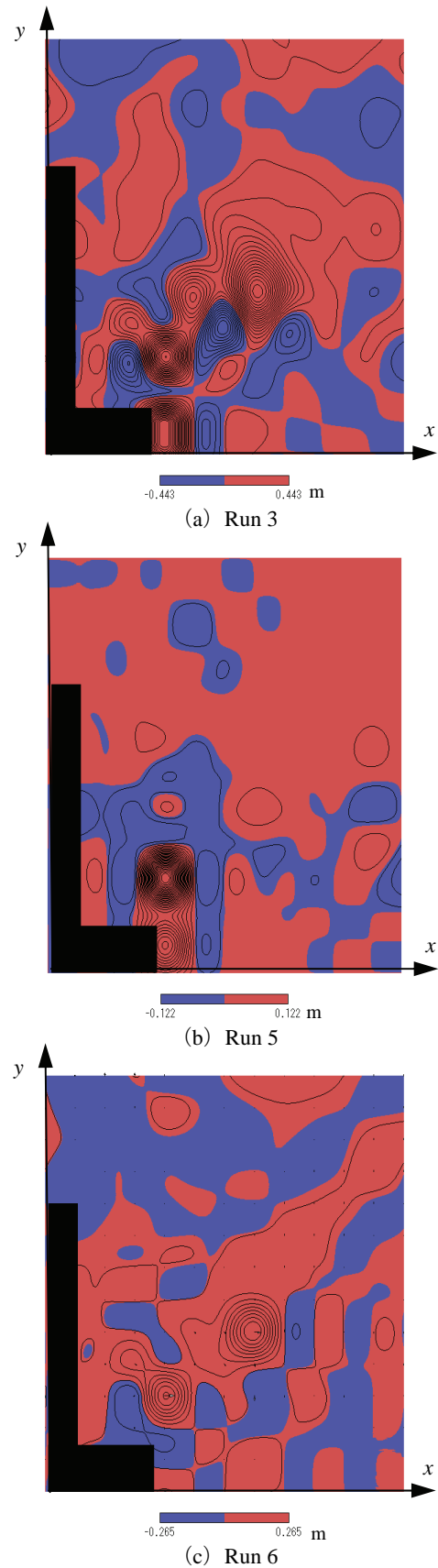


図-23 潮流と海浜流の重合計算の有無による地形変化量の比較 (Run 3, 5, 6)

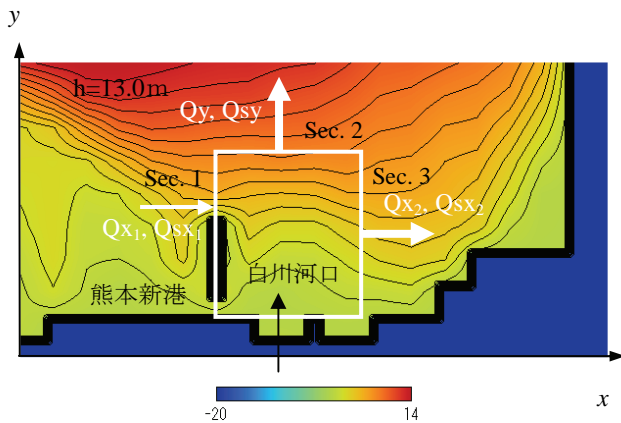
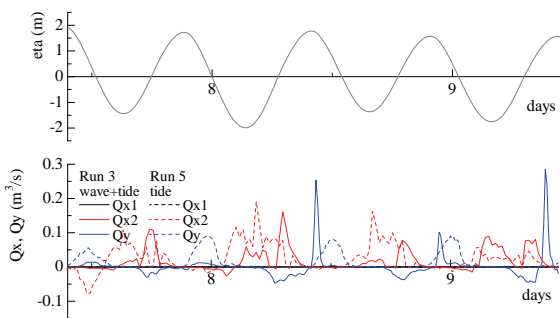
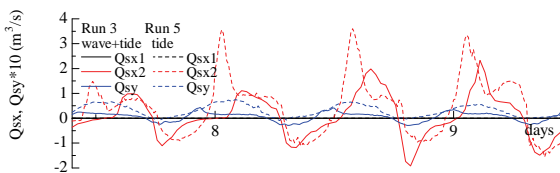


図-24 各断面と各方向の積分フラックスの定義



(a) 潮位変化と積分された漂砂量フラックスの時系列比較



(b) 積分された凝集性土砂フラックスの時系列変化

図-25 各断面における積分フラックスの時系列比較

それより岸側の領域では補償流が存在していることが推測されるが、少なくとも上げ潮時にSec.2からの流入量はRun 5よりもRun 3の方が大きく、満潮時の汀線位置は固定されていることからセットアップ量としてはRun 3の方が大きいことがわかる。そのため、Run 3では下げ潮時には大きな値の沖向き流れが発生すると考えられる。スパイク状になる理由については今後調べていく必要がある。Qsx2については、上げ潮時・下げ潮時に値が大きくなるが、Qx2と同様に最干潮時において最も値が大きくなる。これは大潮の最干潮時において顕著にみられることから、汀線近傍等の流れの上手領域で巻き上がった底質が移流されてきて停滞したことによるものと考えられる。漂砂量フラックスに対して凝集性土砂フラックスは、

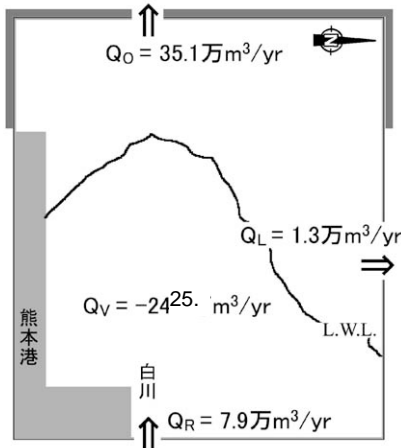
Qsyに関して同じオーダー、Qsxはより大きな値となっている。これは、凝集性土砂の方が動きやすいことを考えるとほぼ妥当な結果であるが、図-21で述べたように地形変化においては凝集性土砂の寄与がないことを考えると、対象領域内の凝集性土砂に関しては巻上げと沈降のフラックスの収支がほぼとれてしまっている状況にあると考えられる。

6.2 土砂収支に関する定量的検討

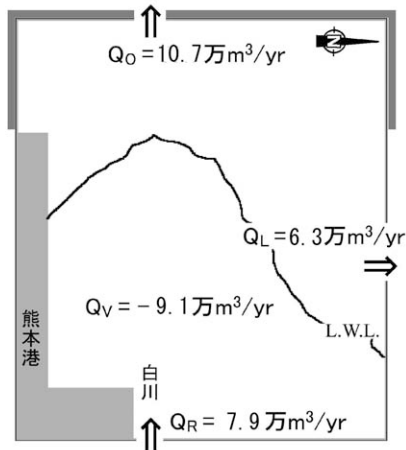
図-26 (a), (b) に、栗山・橋本 (2004) が深浅測量データを基に算定した1993年以降の大規模出水がない場合の土砂収支と計算結果による土砂収支を示す。各フラックスは、Run 3, 4の各Sec.における漂砂量・凝集性土砂の各積分フラックスの時系列データから15日間の平均フラックスを算定し、表-4に示した荒天期間の割合に従って荒天期はRun 3, 静穏時はRun 4の平均値を用いて年間の値を求めた結果である。また、各輸送量は凝集性土砂と砂の輸送量の合算値である。図から両者の値はオーダー的に一致しており、解析領域内の侵食傾向も一致することがわかる。従って、改良モデルによる底質輸送量の算定は比較的妥当な結果であると言える。ただし、(a) では波による沿岸漂砂量として Q_L を算定しているのに対して、(b)では潮流による輸送量も含まれていることから、 Q_L に関して若干の差が生じている。また、沖向きの輸送量 Q_0 も計算値はやや小さい値となっており、結果として解析領域内の侵食量も小さくなっている。しかしながら、底質輸送や地形変化の計算としては、オーダーの一致は妥当な結果である。

7. 結論

潮流による凝集性土砂の3次元輸送モデル「WD-POM」に、波と流れの相互作用をさらに渦度の形で考慮した wave forcing termとBailardモデルによる漂砂量モデルを導入し、砂質干潟から泥質干潟までその底質輸送と地形変化を計算できる総合的な干潟モデルとして改良を行った。そして改良モデルを用いて検証計算を行い、離岸堤背後の流れ場と地形変化について妥当な結果を得るとともに、一様勾配斜面上の斜め入射波による沿岸漂砂量について、全沿岸漂砂量公式で算定される値と比較してほぼ妥当な結果を得た。これらの結果から、改良モデルを用いて海浜流による砂の底質輸送と地形変化を計算することが可能であることがわかった。さらに、改良モデルを有明海の白川河口干潟に適用し、潮流と海浜流による凝集性土砂と砂の輸送ならびにそれによる地形変化を計



(a) 栗山・橋本 (2004) による土砂収支 (1993年以降の大規模出水がない場合)



(b) 計算結果による土砂収支

図-26 解析領域における土砂収支量の比較

算した。計算結果から、潮流と海浜流を同時に考慮するよって地形変化量とその空間分布が大きく変わり、干潟の地形変化を再現するにはそれらの重合計算が重要であることがわかった。また、干潟上の土砂収支を算定した結果、栗山・橋本 (2004) が深浅測量データをもとに算定した値とオーダーとして一致することがわかった。

謝 辞

本研究は、港湾事業調査費による調査研究として実施されたものである。本研究を遂行するにあたり、熊本大学工学部環境システム工学科の山田文彦准教授ならびに修士学生 (当時) の坂西由弘氏をはじめ研究室の皆さんには白川河口干潟の案内や詳細な情報について貴重な情報を頂いた。ここに記して感謝の意を表する次第である。

(独) 港湾空港技術研究所海洋水工部沿岸環境研究領域沿岸土砂管理研究チームのメンバーには非常に有益なご指摘を頂いた。とくに中川主任研究官には、数々のご指摘とともに貴重なデータも提供して頂いた。ここに記して感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 池野正明・鹿島遼一・松山昌史・榊山勉・窪泰浩 (1993) : 人工島式発電所背後の波浪場・海浜流場に関する実験的研究, 海岸工学論文集, 第 40 巻, pp. 621-625.
- 鶴崎賢一・栗山善昭 (2007) : 白川河口干潟における凝集性土砂の土砂収支に関する数値計算, 海岸工学論文集, 第 54 巻, pp.456-460.
- 内山雄介 (2004) : 拡張対数則を導入した干出・冠水スキームの開発と 3 次元 σ 座標モデルへの適用, 港湾空港技術研究所報告, 第 43 巻, 第 4 号.
- 柿木哲哉, 木下栄一郎, 滝川清, 山田文彦, 外村隆臣 (2003) : 平均水面の季節変動が干潟地形に及ぼす影響, 海岸工学論文集, 第 50 巻, pp.471-475.
- 加藤茂, 山下隆男 (2004) : 広域海浜流・漂砂モデルによる冬季日本海沿岸での海浜変形シミュレーション, 海岸工学論文集, 第 51 巻, pp.511-515.
- (代) 河田恵昭・柴山知也 (1998) : 漂砂環境の創造に向けて, 土木学会海岸工学委員会 研究現況レビュー小委員会, p.55.
- 熊田沙織 (2002) : σ 座標系による 3 次元海浜流予測, 茨城大学修士論文.
- 栗山善昭 (2006) : 海浜変形【実態, 予測, そして対策】, 技報堂出版, p.38.
- 栗山善昭・橋本孝治 (2004) : 熊本県白川河口干潟における土砂収支, 港湾空港技術研究所資料, No.1074.
- 黒岩正光, 口石孝幸, 松原雄平, 砂川真太郎 (2007) : 準 3 次元海浜流モデルを用いた 3 次元河口砂州形成数値シミュレーション, 海岸工学論文集, 第 54 巻, pp.686-690.
- 合田良実 (1990) : 港湾構造物の耐波設計—波浪工学への序説—増補改訂, 鹿島出版会, 333p.
- 合田良実 (2001) : 浮遊砂輸送に着目した海浜変形問題に

- 対する新しい取り組みについて, Proc. of the First Conference on Asian and Pacific Coastal Engineering 2001, pp. 1-24.
- 清水琢三・山田晶子・内山一郎・渡辺晃 (1995) : 沿岸漂砂量の岸沖分布と漂砂量係数, 海岸工学論文集, 第 43 巻, pp. 571-575.
- 清水琢三 (1998) : 漂砂環境の創造に向けて一局所漂砂量モデル, 土木学会海岸工学委員会研究レビュー小委員会, pp.221-231.
- 末次忠司・藤田光一・諏訪義男・横山勝英 (2002) : 沖積河川の河口域における土砂動態と地形・底質変化に関する研究, 国総研資料, No.32, 169p.
- 高山知司・池田直太・平石哲也 (1991) : 砕波および反射を考慮した波浪変形計算, 港湾技術研究所報告, 第 30 巻, 第 1 号.
- 谷本勝利・中村茂・趙群・中村廣昭 (1996) : 急斜面上での波動場とラディエーション・ストレスの評価, 第 43 巻, pp.26-30.
- 中川康之 (2003) : 有明海における底泥輸送現象のモデル化, 港湾空港技術研究所報告, 第 42 巻, 第 4 号.
- 信岡尚道・熊田沙織・三村信男 (2002) : σ 座標系による海浜流モデルの高精度化, 海岸工学論文集, 第 49 巻, pp.141-145.
- 古川恵太・藤野智亮・三好英一・桑江朝比呂・野村宗弘・萩本幸将・細川恭史 (2000) : 干潟の地形変化に関する現地観測—盤洲干潟と西浦造成干潟—, 港湾空港技術研究所資料, No.965.
- 間瀬肇, 高山知司, 国富蔣嗣, 三島豊秋 (1999) : 波の回折を考慮した多方向不規則波 波の変形モデルに関する研究, 土木学会論文集 No.628/II-48, pp.177-187.
- 山田文彦・坂西由弘・山口龍太・蒲原さやか・穴井広和・小林信久・玉置昭夫・多田彰秀 (2007) : 潮汐位相平均を用いた潮間帯上の底質輸送フラックスの時間変動特性, 海岸工学論文集, 第 54 巻, pp.626-630.
- 渡辺晃, 丸山康樹, 清水隆夫, 榊山勉 (1984) : 構造物設置に伴う三次元海浜変形の数値予測モデル, 海岸工学論文集, 第 31 巻, pp.406-410.
- Austria, P.M. and Aldama, A.A., 1990, Adaptive mesh scheme for free surface flows with moving boundaries, In Gambolati, G., Rinaldo, A., Brebbiam, C.A., Fray, W.G. and Pinder, G.F. (eds.), *Computational Methods in Surface Hydrology*, Springer-Verlag, New York, USA, 456-460.
- Bailard, J.A., 1981, An energetics total load sediment transport model for a plane sloping beach., *J. Geophys. Res.*, Vol. 86, No. C11, pp. 10938-10954.
- Bagnold, R.A., 1963, Mechanics of marine sedimentation, in *The Sea : Ideas and Observations*, Vol.3, Interscience, New York.
- Bagnold, R.A., 1966, An approach to the sediment transport problem from general physics, *U.S. Geol. Surv. Prof. Pap.*, 422-I.
- Bailard, J.A., 1982, Modeling on-offshore sediment transport in the surfzone., *Proc. of the 18th International Conference on Coastal Engineering*, pp. 1419-1438.
- Biesel, F., 1952, Study of wave propagation in water of gradually varying depth, *Gravity Waves*, pp.243-253.
- Blumberg, A.F. and Mellor, G.L., 1983, Diagnostic and prognostic numerical circulation studies of the South Atlantic Bight, *J. Geophys. Res.*, 88, 4579-4593.
- Casulli, V. and Cattani, E., 1994, Stability, accuracy and efficiency of a semi-implicit method for three-dimensional shallow water flow, *Computers and Mathematics with Application*, 27, 99-112.
- Casulli, V. and Cheng, R.T., 1991, A semi-implicit finite-difference model for three-dimensional tidal circulation, In Spaulding, M., Swanson, C., Cheng, R., Blumberg, A. and Bedford, K. (eds), *Proc. 2nd Intl. Conf. Estuarine and Coastal Modeling*, Ameri. Soc. Civil. Eng., Tampa, FL, USA, 620-631.
- Cheng, R.T., Casulli, V. and Gartner, J.W., 1993, Tidal, residual, intertidal mudflat (TRIM) model and its application to San Francisco Bay, California, *Estuarine, Coastal and Shelf Sci.*, 36, 235-280.
- Davies, A.M., Jones, J.E. and Xing, J., 1997, Review of recent developments in tidal hydrodynamic modeling, I: Spectral models, *J. Hydraulic Eng.*, 123, 278-292.
- Flather, R.A. and Heaps., N.S., 1975, Tidal computations for Morecambe Bay, *Geophys. J. of the Royal Astronomical Society*, 42, 489-517.
- Grant, W. D. and O. S. Madsen (1979) : Combined wave and current interaction with a rough bottom, *J. Geophys. Res.*, 89, 1797-1808.

- Hasselmann, K. (1971) : On the mass and momentum transfer between short gravity waves and larger-scale motions, *J. Fluid Mech.*, **50**, 189-205.
- Hervouet, J.M. and Janin, J.M., 1994, Finite-element algorithms for modeling flood propagation, In Molinaro, P. and Ntale, L. (eds.), *Modeling of Flood Propagation Over Initially Dry Areas*, Ameri. Soc. Civil. Eng., New York, USA, 102-113.
- Hubbert, G.D. and McInnes, K.L., 1999, A storm surge model for coastal planning and impact studies, *J. Coastal Res.*, **15** (1), 168-185.
- Hydroqual, Inc., 2002, A primer for ECOMSED Ver.1.3 Users Manual, Mahwah, New Jersey, USA.
- Inagaki, S., 2000, Effects of a proposed San Francisco Airport runway extension on hydrodynamics and sediment transport in South San Francisco Bay, Deg. Eng. Thesis, Stanford University, Stanford, California, USA.
- Ip, J.T.C., Lynch, D.R. and Friedrichs, C.T., 1998, Simulation of estuarine flooding and dewatering with application to Great Bay, New Hampshire, *Estuarine, Coastal and Shelf Sci.*, **47**, 119-141.
- Johns, B., Dube, S.K., Sinha, P.C., Mohanty, U.C. and Rao, A.D., 1982, The simulation of a continuously deforming lateral boundary in problems involving the shallow water equations, *Computer and Fluids*, **10**, 105-116.
- Krone, R.B., 1962, Flume study of the transport of sediment in estuarial processes, Final Report, Hydraulic Eng. Lab. and Sanitary Eng. Res. Lab., University of California, Berkeley, California, USA.
- Leendertse, J.J., 1987, Aspects of SIMSYS2D, a system for two-dimensional flow computation, *Report R-3572-USGS*, Rand Corporation, Santa Monica, California.
- Leendertse, J.J., 1970, A water-quality simulation model for well mixed estuaries and coastal seas: Principles of computation, *Report RM-6230-RC*, Vol. I, Rand Corporation, Santa Monica, California.
- Lin, B. and Falconer, R.A., 1997, Three-dimensional layer-integrated modeling of estuarine flows with flooding and drying, *Estuarine, Coastal and Shelf Sci.*, **44**, 737-751.
- Longuet-Higgins, M.S. and Stewart R.W., 1964, Radiation stresses in water waves; a physical discussion, with applications, *Deep-Sea Research*, **11**, pp. 529-562.
- Lynch, D.R. and Gray, W.G., 1980, Finite element simulation of flow in deforming regions, *J. Computational Physics*, **36**, 135-153.
- Mei, C. C. (1989) : The applied dynamics of ocean surface waves, Advanced series on ocean engineering; Vol.1, World scientific, 740pp.
- McDonalds, E.T. and Cheng, R.T., 1997, A numerical model of sediment transport applied to San Francisco Bay, California, *J. Mar. Lim. Eng.*, **4**, 1-41.
- Newberger, P. A. • J. S. Allen (2007a) : Forcing a three-dimensional, hydrostatic, primitive-equation model for application in the surf zone : 1. Formulation, *Jour. Geophys. Res.* , **112** , C08018 , doi : 10.1029/2006JC003472.
- Newberger, P. A. • J. S. Allen (2007b) : Forcing a three-dimensional, hydrostatic, primitive-equation model for application in the surf zone : 2. Application to DUCK94, *Jour. Geophys. Res.*, **112**, C08019, doi : 10.1029/2006JC003474.
- Partheniades, E., 1992, Estuarine sediment dynamics and shoaling processes, In Herbick, J. (ed), Handbook of Coastal and Ocean Engineering, **3**, 985-1071.
- Shi, F., 1995, On moving boundary numerical models of coastal sea dynamics, Ph.D. Dissertation, Ocean Univ. of Qingdao, Qingdao, China.
- Shmizu, T., T. Kumagai and A. Watanabe, 1996, Improved 3-D beach evolution model coupled with the shoreline model (3D-SHORE), *Proc. 25th Int. Conf. on Coastal Eng.*, pp.2843-2856.
- Siden, G.L.D. and Lynch, D.R., 1988, Wave equation hydrodynamics on deforming elements, *Intl. J. Numerical Methods in Fluids*, **8**, 1071-1093.
- Smith, J. A. (2006) : Wave-current interactions in finite-depth, *J. Phys. Oceanogr.*, **36**, 1403-1419.
- Uchiyama, Y. (2004) : Modeling wetting and drying scheme based on an extended logarithmic law for a three-dimensional sigma-coordinate, *Rep. Port and Airport Res. Inst.*, Vol.43 No.4.
- Uchiyama, Y. (2005) : Modeling three-dimensional cohesive sediment transport and associated morphological variation in estuarine intertidal mudflats, *Rep. Port and Airport Res. Inst.*, Vol.44 No.1.
- Xie, L., Pietrafesa, L.J. and Peng, M., 2003, Incorporation of a mass-conserving inundation scheme into a three dimensional storm surge model, *J. Coastal Res.*, 1-17.
- Xia, H., Z. Xia and L. Zhu, 2004, "Vertical variation in radiation stress and wave-induced current", *Coastal Engineering*, **51**, pp.309-321.
- Yusuke Uchiyama, 2005, Modeling three-dimensional cohesive sediment transport and associated morphological

variation in estuarine intertidal mudflats, *Report of the Port and Airport Research Institute*, Vol.44, No.1.

Zheng, L., Chen, C. and Liu, H., 2003, A modeling study of the Satilla River Estuary, Georgia. I: Flooding-drying process and water exchange over the salt marsh-estuary-shelf complex, *Estuaries*, **26** (3), 651-669

関西国際空港海底粘土の長期圧密挙動に関する アイソタックモデルによる評価

渡部要一*・田中政典**・佐々真志**・森川嘉之***

要 旨

ひずみ速度効果に着目してアイソタック概念を取り入れた粘土の圧密特性に関する研究が、多くの研究者によってなされてきた。これらの研究の多くは、長期圧密に関する予測精度の向上を目指したものである。本研究では、関西国際空港の長期的な圧密沈下挙動の予測精度向上を目指しており、その第一段階として、関西国際空港海底粘土の長期圧密特性をアイソタック概念に基づいて整理した。ここでは、アイソタック概念を圧縮曲線ならびに圧密降伏応力とひずみ速度の関係によって単純化したモデルを新たに提案する。圧縮曲線については、定ひずみ速度圧密試験によって簡単に求められる。また、後者の関係については、長期圧密試験から得ることができ、同関係は3つのアイソタックパラメータを取り入れた単純な関係式で表される。提案モデルは、最も試験数が少ない場合を考えると、定ひずみ速度圧密試験と長期圧密試験をわずか1ケースずつ実施すれば良く、実用的である。関西国際空港建設地の海底からさまざまな深度で採取した粘土に対して、3つのアイソタックパラメータはそれぞれ共通の値を設定できることが明らかとなった。

キーワード：長期圧密，二次圧密，アイソタック，ひずみ速度，粘土

* 地盤・構造部地盤研究領域土質研究チームリーダー

** 地盤・構造部地盤研究領域土質研究チーム主任研究官

*** 地盤・構造部地盤研究領域地盤改良研究チームリーダー（元 関西国際空港（株））

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 独立行政法人港湾空港技術研究所

電話：046-844-5053 Fax：046-844-4577 e-mail: watabe@ipc.pari.go.jp

Evaluation of Strain Rate Effect with Isotache Model on Long-Term Consolidation of the Clay Deposits at Kansai International Airport

Yoichi WATABE*

Masanori TANAKA**

Shinji SASSA**

Yoshiyuki MORIKAWA***

Synopsis

The consolidation characteristics of clay, based on the isotache concept in which the strain rate effect is considered, have been studied by many researchers. Most of these studies are aimed at calculating the secondary consolidation with high accuracy in order to evaluate the long-term settlement of large structures. In this study, as the first step toward improving the accuracy of the evaluation of the long-term settlement at the Kansai International Airport, the consolidation characteristics of Osaka Bay clay are examined and organized based on the isotache concept. This study proposes a simplified model based on the isotache concept by using a compression curve and the relationship between the consolidation yield stress and the strain rate. The former and the latter are obtained from the constant rate of strain consolidation (CRS) tests and long term consolidation (LT) tests, respectively. The latter is expressed by an equation with three isotache parameters. This model is very practical because it requires a minimum of only one CRS test and one LT test. It is widely applicable to the Osaka Bay clay. The isotache parameters used in this model can be commonly determined for the Osaka Bay clays retrieved from various depths at the Kansai International Airport.

Key Words: long-term consolidation, secondary consolidation, isotache, strain rate, clay

* Head of Group, Soil Mechanics and Geo-environment Research Group, Geotechnical Engineering Division, Geotechnical and Structural Engineering Department

** Senior Researcher, Soil Mechanics and Geo-environment Research Group, Geotechnical Engineering Division, Geotechnical and Structural Engineering Department

*** Head of Group, Soil Mechanics and Geo-environment Research Group, Geotechnical Engineering Division, Geotechnical and Structural Engineering Department (Formerly Kansai International Airport Co., Ltd.)

**** Oyo Corporation

3-1-1 Nagase, Yokosuka, 239-0826 Japan

Phone : +81-46-844-5053 Fax : +81-46-844-4577 e-mail: watabe@ipc.pari.go.jp

目 次

要 旨	63
1. はじめに	67
2. アイソタックの整理方法	68
2.1 基本概念	68
2.2 アイソタックモデル式	69
3. 試料	70
4. 試験内容	71
4.1 定ひずみ速度圧密試験 (CRS圧密試験)	71
4.2 長期圧密試験 (LT圧密試験)	72
5. 試験結果	73
5.1 定ひずみ速度圧密試験 (CRS圧密試験)	73
5.2 長期圧密試験 (LT圧密試験)	74
6. アイソタック概念による結果の整理	75
7. まとめ	81
謝辞	81
記号	81
参考文献	82

1. はじめに

関西国際空港が立地する大阪湾泉州沖は、水深が深く、粘土層が厚く堆積している。上部の軟弱な沖積粘土層については、サンドドレーンにより圧密促進が図られるなど、沈下に関する制御が可能である。しかし、供用開始後に生じる残留沈下の大部分は、地盤改良が及ばない更新世の粘土に起因するため、制御することができない。このため、沈下挙動を「予測」することが極めて重要になる。

1994年9月に開港した関西国際空港Ⅰ期事業は、大阪湾泉州沖5kmの海域に造成された約510haの人工島である。建設海域の平均水深は18mで、空港島埋立てによる圧密圧力増分が最大450kPa程度にも達した。さらに沖合に約545haの人工島を埋め立てて、平行滑走路を建設するⅡ期事業も進められ、滑走路と誘導路は2007年8月にオープンした(写真-1)。対象海域は平均水深が19.5mもあり、海底にはⅠ期よりもさらに厚い400mほどの粘土層が幾つかの砂層と互層をなして堆積する。埋立てによる圧密圧力増分は最大600kPaにも達した。



写真-1 関西国際空港。

空港施設の特徴はその平面性にあり、長期沈下は施設管理の上で最も重要な課題に位置づけられる。関西国際空港の圧密沈下予測では、データベース化された地盤情報を用いて、一次元弾塑性圧密解析が実施された。長期圧密挙動の予測計算には、圧密降伏応力付近での二次圧密係数 C_{α} が用いられた。

近年、長期沈下予測のためには、二次圧密を精度良く評価する必要があるとして、圧縮特性に表れるひずみ速度の影響に着目したアイソタック概念を取り入れた研究も進んでいる(Leroueil, 2006)。本研究では、関西国際空港の長期圧密に関する予測精度向上に向けた研究の第一歩として、関西国際空港海底粘土の圧密特性について、

アイソタック概念に基づいた考察・整理を行う。

関西国際空港の粘土地盤の特性については、これまでに様々な研究がなされてきた。関西国際空港建設予定地(当時)の海底地盤調査では、港研式ワイヤーライン方式によって、水圧式固定ピストン式シンウォールサンプラー、あるいはやや深いところではロータリー式二重管サンプラー(デニソンサンプラー)による効率的な粘土試料採取が行われた(Kanda et al. 1991; 堀江ら, 1984)。サンプリングされた粘土試料は乱れがほとんどない高品質なものであったことも確認されている(Watabe and Tsuchida, 2001a)。粘土試料の不均質性については、大深度用に試作・実施された電気式静的コーン貫入試験によって深度方向に連続的なデータを得ても先端抵抗が著しくばらつくことがTanaka et al. (2003)によって示されている。一方、Watabe et al. (2007)は、長さ1mの試料に対して深度25mmごとに細かいピッチで物理試験や定ひずみ速度(CRS)圧密試験を実施することを通じて、変動係数はいずれのパラメータについても0.1未満であり、ある深度の試験結果は、前後1m程度の範囲を代表する試験結果と見なせる程度には均質であることを示した。当該粘土には珪藻微化石が多く含まれることが特徴であり、圧縮特性やせん断特性が珪藻微化石の存在と密接に関係していることも示されている(Tanaka and Locat, 1999)。その他、 K_0 圧密特性(Watabe et al. 2003)や非排水せん断特性(Watabe et al. 2002; Watabe and Tsuchida, 2001)についてとりまとめた研究も報告されている。空港島の沈下予測に関連しては、Nakase (1987), Akai (2000), Mimura and Jang (2005)等の研究があり、最近ではKobayashi et al. (2005)が粘土層について実施する鉛直方向の一次元圧密解析と砂層について実施する二次元浸透流解析を連成させて解く合理的解析手法を開発した。

圧密予測の実務や研究において、次に挙げる3つのアプローチが主要なものとして挙げられる。

- ①Terzaghiの一次元圧密理論と C_{α} 一定の組合せ
- ②EOP (end of primary) 概念 (Mesri and Choi, 1985) と C_{α}/C_{α} 一定概念 (Mesri and Castro, 1987)
- ③アイソタック (Isotache) 概念 (Šuklje, 1957)

ここで、ひずみで表した二次圧密係数を $C_{\alpha e}$ とする。①のアプローチは、実務で最も広く使われている手法である。一次圧密終了後、二次圧密によるひずみは載荷開始からの経過時間の対数($\log t$)に対して直線的に生じるとして扱う。二次圧密期間中の時間の対数1サイクルあたりに生じるひずみ増分を二次圧縮係数 $C_{\alpha e}$ とし(図-1)、これが一定であると仮定して長期沈下を予測する。日本では、実務における長期圧密の実測値とのフィッティングは、

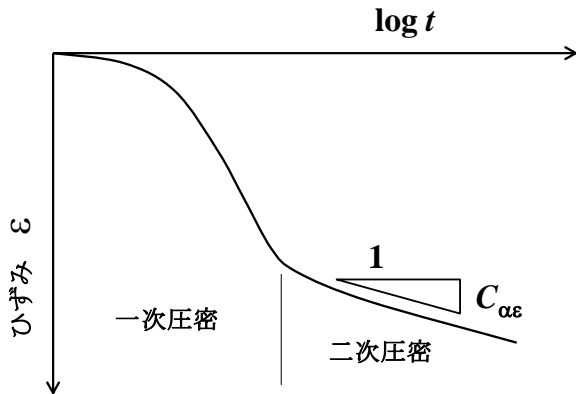


図-1 圧縮曲線に見られる一次圧密と二次圧密

双曲線近似も行われている。この方法は、収束性のみを利用した経験に基づくフィッティングに頼っており、非科学的なものである。関空の沈下予測は、非科学的な「双曲線近似」ではないが、段階載荷圧密試験 (JIS A 1217) の結果に基づいて、もっとも一般的な方法として位置づけられる①が基本になっている。

②は明快なコンセプトであり、実務でも使いやすい。Mesri and Choi (1985)は、段階載荷圧密試験で、EOP (一次圧密終了時) の沈下データを連ねた圧縮曲線から得られる圧密降伏応力は、原位置でも試験室でも一致することを経験的に見出した。さらに、Mesri and Castro (1987)の C_{α}/C_c 一定の概念は、 $\varepsilon \sim \log p$ がクリープによって載荷継続時間に応じて下方にシフトしていくこと (Bjerrum (1967)の遅延圧密) を併用して二次圧密を表現する。ただし、「ひずみ速度」ではなく「時間」そのものが陽なたちで取り入れられているので、この意味では①と本質的に同じである。 C_{α}/C_c 一定の概念は、アイソタック概念と矛盾するものではないが、二次圧密が永遠に終わらず、時間が無限に経過すれば沈下量が無限大になることを意味しているため、適用には限界があるはずである。なお、Leroueil (2006)は、過圧密比OCRが1.6以上の過圧密粘土の場合に、試験室にてEOPによって定義される圧密降伏応力が、実際の圧密降伏応力よりも著しく過大評価になったことを指摘し、EOP概念の一般性を否定している。

③はŠuklje (1957)によって提案された粘性の影響に関する概念であり、ある圧密圧力の下ではひずみ速度に応じてひずみが唯一に決定されるとする。ひずみ速度に着目したこの概念は、近年の圧密研究において関心が高まっている。アイソタック概念が示されたŠuklje (1957)の研究は50年以上前と非常に古いが、実務で用いられるにはほど遠く、未だに研究対象となる概念に留まっている。長期圧密に関して、粘性を考慮した研究アプローチは、Leroueil et al. (1986; 1988), Yin et al. (1994), Adachi et al.

(1996), Kim and Leroueil (2001)を始め、多くの研究者によって取り組まれてきた。関西国際空港海底粘土の長期沈下に関しても、アイソタック概念を適用できることが明らかにされてきており、Imai et al. (2005)やTanaka, et al. (2006)の研究などがある。

本論文では、長期圧密沈下挙動に着目し、関西国際空港海底粘土のひずみ速度依存性について、アイソタック概念に基づいた整理法を提案する。また、これを適用することによって、圧密挙動を支配するパラメータをとりまとめる。 C_{α}/C_c 一定概念の適用性 (適用可能範囲) についても検討する。ただし、層厚が圧密挙動に及ぼす影響については本研究の発展形として別の機会に検討することにし、EOP概念の妥当性については本論文では着目しない。

2. アイソタックの整理方法

2.1 基本概念

本論文において③のアイソタック概念を整理するにあたっては、シンプルな形で示されているLeroueil et al. (1985)の方法、すなわち、次に示す式(1)と式(2)を使う。

$$\frac{p'}{p'_c} = f(\varepsilon) \quad (1)$$

$$p'_c = g(\dot{\varepsilon}) \quad (2)$$

ここで、 $\dot{\varepsilon}$ はひずみ速度 ($=d\varepsilon/dt$) である。

アイソタック概念は、粘塑性変形に対してのみ適用できることから、全体の変形から弾性変形分を差し引いて適用される。このことを明示するために、圧密試験から得られるひずみ ε から弾性ひずみ成分 ε_e を差し引いて粘塑性ひずみ ε_{vp} を算出し、 $\varepsilon_{vp} \sim \log p'$ 関係を使うことにする。すなわち、本論文では式(3)、式(4)、式(5)の表現を適用する。

$$\varepsilon_{vp} = \varepsilon - \varepsilon_e \quad (3)$$

$$\frac{p'}{p'_c} = f(\varepsilon_{vp}) \quad (4)$$

$$p'_c = g(\dot{\varepsilon}_{vp}) \quad (5)$$

弾性ひずみ成分 ε_e は、 $\varepsilon \sim \log p'$ 関係上で、 $(p', \varepsilon) = (1 \text{ kPa}, 0)$ と $(\sigma'_{v0}, \varepsilon_0)$ を通る直線で表されるひずみ成分を圧密圧力 p' に対応する弾性ひずみ $\varepsilon_e(p)$ と定義し (図-2(a))、その直線の傾きを C_{se} と表すことにする。ここで、 σ'_{v0} は有効土被

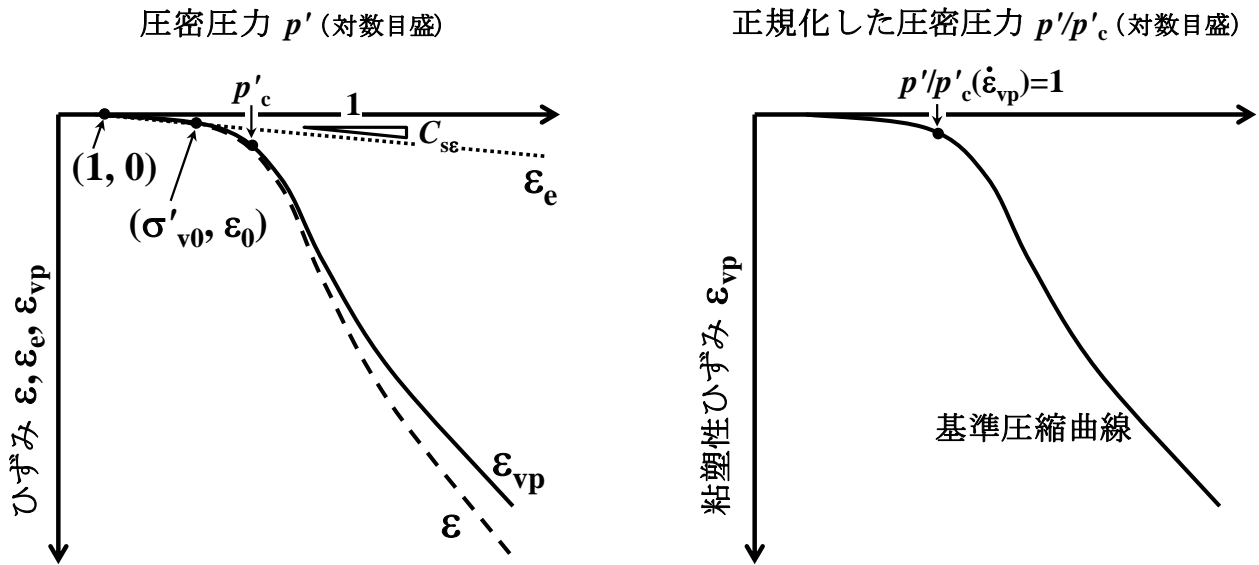


図-2 圧縮曲線: (a)弾性ひずみ ϵ_e と粘塑性ひずみ ϵ_{vp} の定義, (b)基準圧縮曲線

り圧, ϵ_0 は $p=\sigma'_{v0}$ のときのひずみである. C_{se} は, ひずみで表した膨張指数に相当する. CRS圧密試験の結果として得られる $\epsilon \sim \log p'$ 関係に対して, 弾性ひずみ ϵ_e を ϵ から差し引いた粘塑性ひずみ ϵ_{vp} を用いて $\epsilon_{vp} \sim \log p'$ 関係を得る. 同関係から読み取れる圧密降伏応力 p'_c で p' を除すことにより, 式(4)に対応する $\epsilon_{vp} \sim \log p'/p'_c$ 関係を得る. これを基準圧縮曲線と称することにする(図-2(b)). 基準圧縮曲線を粘塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{vp}$ に対応した圧密降伏応力 $p'_c(\dot{\epsilon}_{vp})$ 倍することによって, 任意の粘塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{vp}$ に対応した $\epsilon_{vp} \sim \log p'$ 関係が得られる.

長期圧密試験では, 後述するように間隙水圧 u を計測していないので有効応力 p' は得られないが, 本論文で扱う二次圧密の挙動については実質的に過剰間隙水圧 $\Delta u=0$, すなわち $p'=p$ と見なすことができる. このため $\dot{\epsilon}$ は $\dot{\epsilon}_{vp}$ に実質的に一致する. 以下では混乱を避けるため, $\dot{\epsilon}$ と $\dot{\epsilon}_{vp}$ が実質的に一致する場合には $\dot{\epsilon}$ を $\dot{\epsilon}_{vp}$, $\Delta u=0$ で $p=p'$ のときには p を p' と記述することにする.

長期圧密試験から得られる $\epsilon \sim \log t$ 曲線(圧密曲線)の二次圧密部分において $\dot{\epsilon}_{vp}$ を算出し, $\epsilon_{vp}=f(p', \dot{\epsilon}_{vp})$ を求める. ある $\dot{\epsilon}_{vp}$ に対応する幾つかの (p', ϵ_{vp}) に対して基準圧縮曲線上の ϵ_{vp} に対応する p'/p'_c を読み取り, p' を用いて p'_c を得る. 同様の操作を幾つかの $\dot{\epsilon}_{vp}$ に対して行い, $p'_c \sim \dot{\epsilon}_{vp}$ 関係を得る.

長期圧密試験から得られた $\dot{\epsilon}_{vp}$ に対応する幾つかの (p', ϵ_{vp}) に対して, CRS圧密試験から得られた基準圧縮曲線ではうまく表現できないものもあった. 長期圧密試験に用いた供試体とCRS圧密試験に用いた供試体はできるだけ近い深度のものを選出するよう務めたが, 自然堆積粘土

を対象としているために, 実際には物性が少し異なる試料になっていたことが原因と考えられる. そこで, このようなケースでは, 基準圧縮曲線を粘塑性ひずみ ϵ_{vp} 方向に伸縮させてフィッティングすることを試みた.

2.2 アイソタックモデル式

式(5)に対応する $p'_c \sim \dot{\epsilon}_{vp}$ 関係を数学モデルで記述することを以下で考える. アイソタック概念について, 既往の知見を概観すると以下のように整理される.

Leroueil (2006)は, カナダ東部の粘土に関する独自データに加え, Imai et al. (2005)によって示された関西国際空港海底粘土のデータを引用し, $\log \dot{\epsilon}_{vp}$ の低下とともに $\log p'_c$ が直線的に減少するのではなく, ある程度より $\dot{\epsilon}_{vp}$ が小さくなると p'_c の低下が鈍る, すなわち, $\dot{\epsilon}_{vp}$ が小さくなると傾き $\alpha = \Delta \log p'_c / \Delta \log \dot{\epsilon}_{vp}$ が小さくなることを主張した.

Tanaka (2005)は $p'_c \sim \log \dot{\epsilon}_{vp}$ 関係が直線関係にあるとして関西国際空港海底粘土の圧密データを整理した. この場合, アイソタック概念が導入されているものの, $\dot{\epsilon}_{vp} \rightarrow 0$ になると $p'_c \rightarrow 0$ となるようにモデル化されており, 時間の対数に対して圧密が永遠に止まらないなど, 長期挙動としては非現実的な記述とならざるを得ない.

大向・今井 (2006) は, $\dot{\epsilon}_{vp} > 1.0 \times 10^{-11} \text{ s}^{-1}$ の範囲において, $\dot{\epsilon}_{vp}$ が小さくなると $\alpha = \Delta \log p'_c / \Delta \log \dot{\epsilon}_{vp}$ が小さくなるようなアイソタック概念のモデル化をした. ただし, ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{vp}$ が非常に小さな範囲($\dot{\epsilon}_{vp} < 1.0 \times 10^{-11} \text{ s}^{-1}$)になると, $p'_c(\dot{\epsilon}_{vp})$ が一定値になることを示した. このような関係は, 吉國ら (1994) が提案したリラクゼーション試験とその解釈を関西国際空港海底粘土に対して適用する

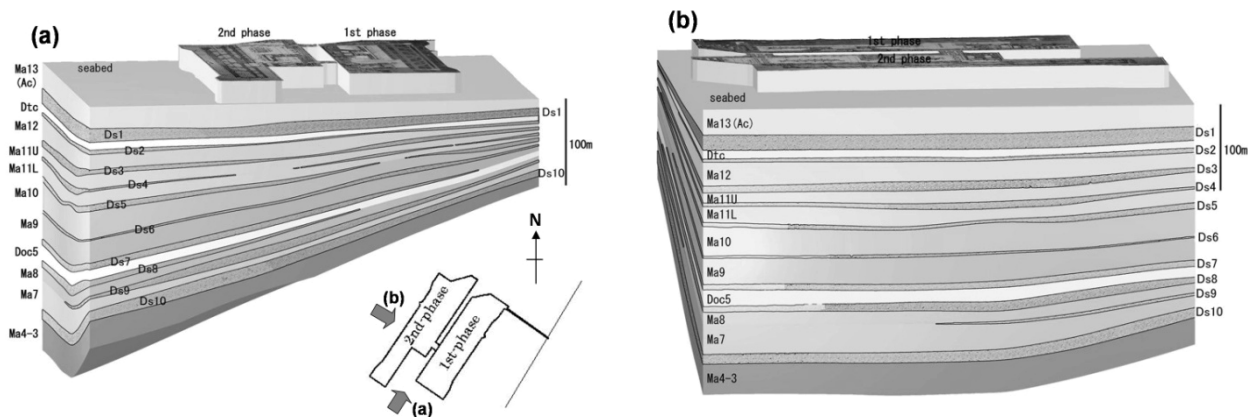


図-3 関西国際空港の地層構成: (a) 岸沖断面, (b) 沿岸断面

ことよって、 $\dot{\epsilon}_{vp}$ の減少に伴う p'_c の下限値を $0.7 \times p'_{c0}$ であると設定した。ここで、 p'_{c0} は $\dot{\epsilon}_{vp} = 3.3 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ に対応した p'_c である。しかしながら、このように $\dot{\epsilon}_{vp} < 1.0 \times 10^{-11} \text{ s}^{-1}$ の範囲で p'_c が下限値で一定になると設定する場合、 $\dot{\epsilon}_{vp}$ が決まると $\epsilon_{vp} \sim \log p'$ の位置、すなわち p'_c が決まるが、逆に $\epsilon_{vp} \sim \log p'$ の位置、すなわち p'_c が決まっても $\dot{\epsilon}_{vp}$ が唯一に決まらないので、 $\dot{\epsilon}_{vp}$ と $\epsilon_{vp} \sim \log p'$ の位置、すなわち $\dot{\epsilon}_{vp}$ と p'_c が一对一に対応しない。この点において、アイソタック概念とやや反するモデル化になっているといえるであろう。

筆者らは、 $\dot{\epsilon}_{vp}$ が小さくなると $\alpha = \Delta \log p'_c / \Delta \log \dot{\epsilon}_{vp}$ が小さくなる関係を採用し、次に示す2つのモデル式を検討してきた (Kobayashi et al. 2005)。一つめのモデル式は次式によって表される。

$$\ln p'_c = a_1 + a_2 \ln \dot{\epsilon}_{vp} \quad (6)$$

ここで a_1 と a_2 は定数である。式(6)は $\log p'_c$ と $\log \dot{\epsilon}_{vp}$ が直線関係にあるとしてモデル化しているため、 $\dot{\epsilon}_{vp} \rightarrow 0$ になると $p'_c \rightarrow 0$ となるモデルであり、非現実的ではある。ただし、上述した $p'_c \sim \log \dot{\epsilon}_{vp}$ 関係が直線とするモデル (Tanaka, 2005) に比べ、式(6)では $\log p'_c \sim \log \dot{\epsilon}_{vp}$ 関係が直線になるとしてモデル化しており、 p'_c の減少が緩やかなのでやや改善されている。もう一つのモデル式は次式によって表される。

$$p'_c = p'_{cl} + b_1 \exp(b_2 \ln \dot{\epsilon}_{vp}) \quad (7)$$

ここで b_1 と b_2 は定数、 p'_{cl} は p'_c の下限値である。式(7)では、 $\dot{\epsilon}_{vp} \rightarrow 0$ になると $p'_c \rightarrow p'_{cl}$ に収束するように p'_c の下限値を設定している。本論文では、式(7)の表現を改めた式(8)を新たにアイソタックモデル式として提案する。

$$\ln \frac{p'_c - p'_{cl}}{p'_{cl}} = c_1 + c_2 \ln \dot{\epsilon}_{vp} \quad (8)$$

ここで c_1 と c_2 は定数である。なお、式(8)は対数内を無次元化しているが、次に示す無次元化しない式(9)と等価である。

$$\ln(p'_c - p'_{cl}) = c'_1 + c'_2 \ln \dot{\epsilon}_{vp} \quad (9)$$

ここで c'_1 と c'_2 は定数である。式(8)と式(9)を比較すると、 $c'_1 = c_1 + \ln p'_{cl}$ なる関係があり、 c'_1 は p'_{cl} と独立ではないことがわかる。 c'_1 と p'_{cl} は式(10)で関連づけられる。

$$c'_1 = c_1 + \ln p'_{cl} \quad (10)$$

式(8)では $p'_{cl} \rightarrow 0$ のとき $c_1 \rightarrow \infty$ として記述されるため式の構造がやや複雑に見えるが、式(9)で考えると $p'_{cl} \rightarrow 0$ とすれば(6)式に帰結することがわかる。

$\dot{\epsilon}_{vp} = 1$ のとき、 c_1 と c'_1 はそれぞれ $\ln\{(p'_c - p'_{cl})/p'_{cl}\}$ と $\ln(p'_c - p'_{cl})$ となり、 $\log p'_c \sim \log \dot{\epsilon}_{vp}$ 曲線の相対的な位置を表している。また、 c_2 と c'_2 ($c_2 = c'_2$) は $\log(p'_c - p'_{cl}) \sim \log \dot{\epsilon}_{vp}$ 曲線の $\dot{\epsilon}_{vp} = 1$ 付近でのひずみ速度に対する感度を表している。

3. 試料

CRS圧密試験ならびに長期圧密試験に供した試料は、関西国際空港Ⅱ期事業に先駆けて実施した地盤調査において採取した大阪湾海底粘土である。海底表層の完新世の粘土層Ma13が20mほどの厚さで堆積し、その下部の更新世の地層は、粘土層と砂層が互層になって堆積している。粘土層は、海成粘土と陸成粘土に分けられており、海成粘土はMa13に続いて深くなるほどに番号が減るように名付けられている。一方、砂層はMa13直下の厚い砂層(層厚約20m)をDs1と称し、深くなるほどに番号が増えるように名付けられている。Ma6とMa5は番号が欠落しているが、これらの層は侵食等により当該地点には存在していないためである。なお、陸成粘土はDs1とDs2の間および

表-1 試料の物理特性

地層区分	Ma13	Ma12	Ma11	Ma10	Ma9	Ma8	Ma7	Ma4	Ma13Re
不攪乱	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	Yes	No
再構成	No	No	No	No	No	No	No	No	Yes
深度 (C.D.L.-m)	39	61	109	142	167	208	223	264	30-40
有効土被り圧 σ'_{v0} (kPa)	88	286	619	857	1030	1348	1457	1802	(98)
圧密降伏応力 p'_c (kPa)	122	439	737	1294	1403	1698	1887	2512	134
過圧密比 OCR	1.39	1.53	1.19	1.51	1.36	1.26	1.30	1.39	(1.37)
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.66	2.66	2.67	2.69	2.70	2.72	2.70	2.67	2.70
液性限界 w_L (%)	75.1	102.6	88.9	84.2	98.3	91.8	100.4	93.6	91.3
塑性限界 w_p (%)	31.9	40.8	34.4	36.4	37.4	35.8	37.8	35.3	30.3
塑性指数 I_p	43.2	61.8	54.5	47.8	60.9	56.0	62.6	58.3	61.0
自然含水比 w_n (%)	62.0	83.8	55.4	48.6	54.0	49.9	49.0	50.6	71.5

Ds7とDs8の間に存在しており、それぞれDtcとDocと名付けられている。

本研究では、海成粘土を研究対象とし、不攪乱試料についてはMa13, Ma12, Ma11, Ma10, Ma9, Ma8, Ma7, Ma4を取り扱った。関西国際空港建設地点における大阪湾海底粘土の地層構成を図-3に示す。Ma13については、練返し後に98kPaで予圧密した再構成試料についても試験を実施した。試験に用いた粘土試料の採取深度、有効土被り圧 σ'_{v0} ならびに各種物理特性の代表値を表-1に示す。なお、自然堆積粘土を扱っているため、各粘土層内部でも物理特性は一様ではなく、個々の試料によって物理特性は少しずつ異なっている。

4. 試験内容

上述した式(3), 式(4), 式(5)による整理に必要なデータを得るために、定ひずみ速度圧密試験 (CRS圧密試験) と

長期圧密試験 (LT圧密試験) を実施した。

4.1 定ひずみ速度圧密試験 (CRS 圧密試験)

CRS圧密試験は、JIS A 1227に準じて以下のように実施した。サンプリングされた試料をワイヤーソーで直径60mm, 高さ約25mmにトリミングした後、内側にシリコングリースを塗布した直径60mm, 高さ20mmのステンレス製圧密リングに挿入し、上下端をトリミングすることによって供試体を整形した。リングに挿入された状態の供試体を圧密容器にセットし、これを載荷台に設置した。載荷枠に取り付けられたロードセルを介して上部の載荷用ピストンの上昇を拘束した状態で容器内に注水し、バックプレッシャーとして98kPaを作用させた。容器底部には直径10mmのポーラスメタルを介して間隙水圧計 (容量3500kPa, 精度0.88kPa。ただし試料Ma13の試験では容量700kPa, 精度0.18kPa) が設置されている。鉛直荷重は載荷台に取り付けられたロードセル (容量49kN, 精度

表-2 長期圧密試験 (LT 試験) の載荷条件

試料名	予圧密圧力 (kPa)		長期圧密の設定載荷圧力 (kPa)
	24時間ごとに 段階載荷	σ'_{v0} で 7日間載荷	
Ma13	10→29→	88→	98, 137, 206, 235, 353, 412
Ma12	39→79→157→	294→	333, 373, 412, 451, 490, 529, 608, 686, 882, 1370
Ma11	39 (2時間)→	628 (24時間)→	647, 667, 686, 706, 726, 745, 1000, 1569
Ma10	39 (2時間)→	863 (24時間)→	922, 981, 1040, 1118, 1196, 1236, 1275, 1667
Ma9	39 (2時間)→	1059 (24時間)→	1138, 1177, 1216, 1255, 1314, 1393, 1471, 2059
Ma8	39 (2時間)→	1373 (24時間)→	1412, 1471, 1530, 1589, 1648, 1726, 1785, 2040
Ma7	39 (2時間)→	1491 (24時間)→	1549, 1608, 1667, 1726, 1785, 1844, 1922, 2177
Ma4	39 (2時間)→	1863 (24時間)→	1902, 1961, 2059, 2157, 2256, 2354, 2452, 3138
Ma13Re	10→29→	88→	118, 137, 206, 275, 343, 412

0.012kN. ただし試料Ma13の試験では容量19.6kN, 精度0.0049kN)で計測し, バックプレッシャーによるピストンの揚力を計測値から差し引いた. 沈下はリニアゲージ(容量20mm, 精度0.001mm. ただしひずみ速度 $\dot{\epsilon}=3.3 \times 10^{-8} \text{ s}^{-1}$ を含む試験では容量10mm, 精度0.0001mm)により計測した. 供試体の圧縮は, 一定のひずみ速度 $\dot{\epsilon}=0.02\%/ \text{min}$ ($3.3 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$)により付与した. ただし, 試料Ma12については, 降伏後の沈下が他より著しいので, 圧密降伏応力付近の曲線を明瞭に得るためにひずみ速度を遅く設定し, $\dot{\epsilon}=0.0002\%/ \text{min}$ ($3.3 \times 10^{-8} \text{ s}^{-1}$)とした.

4.2 長期圧密試験 (LT 圧密試験)

CRS圧密試験と同様の方法で直径60mm, 高さ20mmのステンレス製圧密リングに挿入された供試体を準備し, 圧密容器にセットした. 容器下部ならびに上部ピストンにはポーラスメタルが取り付けられており, 上下両端が排水境界となる構造になっている. 荷重圧力はテコを介して重錘により付与した. 沈下はリニアゲージ(容量20mm, 精度0.001mm)により計測した. 試験条件の一覧を表-2に示す. 長期圧密での荷重圧力は圧密降伏応力 p'_c を前後する $\sigma'_{v0} \sim 2.0p'_c$ の範囲で6~10種類の圧力を設定し

た. 試料Ma13, Ma12, Ma13Reのケースでは, 圧密圧力 p を有効土被り圧 σ'_{v0} まで荷重増分比 $\Delta p/p=1 \sim 2$ で24時間ごとに増加させ, 圧密圧力 $p=\sigma'_{v0}$ において7日間の予圧密をした. 他の試料 (Ma11, Ma10, Ma9, Ma8, Ma7, Ma4) のケースでは, 試料の膨張を防ぐために圧密圧力 $p=39\text{kPa}$ を2時間だけ荷重した後, 直ちに圧密圧力 $p=\sigma'_{v0}$ を荷重して24時間放置して予圧密とした. 予圧密終了後, 長期圧密を実施する圧力まで瞬間荷重し, ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ が $3.3 \times 10^{-9} \text{ s}^{-1}$ よりも十分に小さくなるまで長期圧密を継続した. 試験

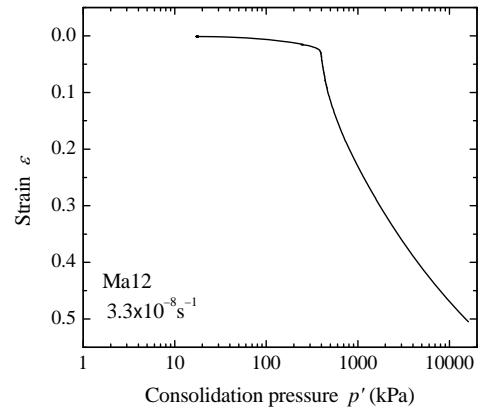


図-4 Ma12の圧縮曲線 ($\epsilon \sim \log p$ 曲線)

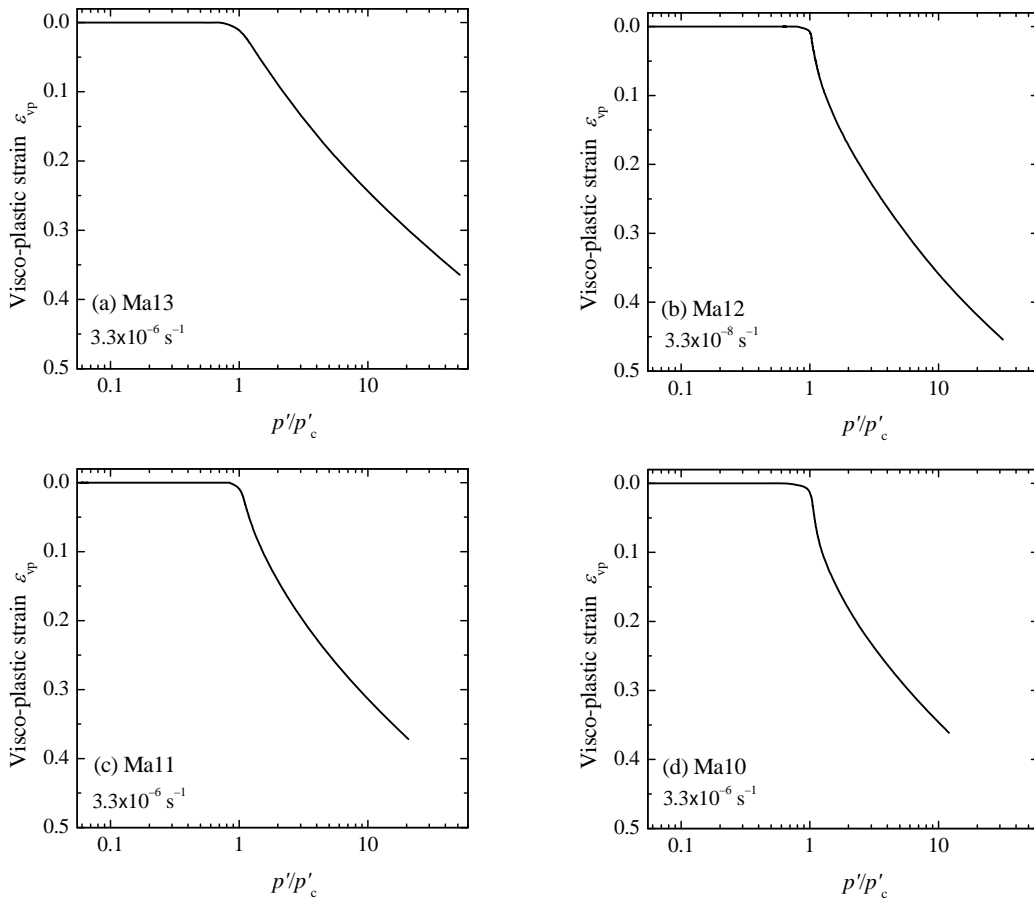


図-5 基準圧縮曲線 ($\epsilon_{vp} \sim \log p'/p'_c$ 曲線) : (a) Ma13, (b) Ma12

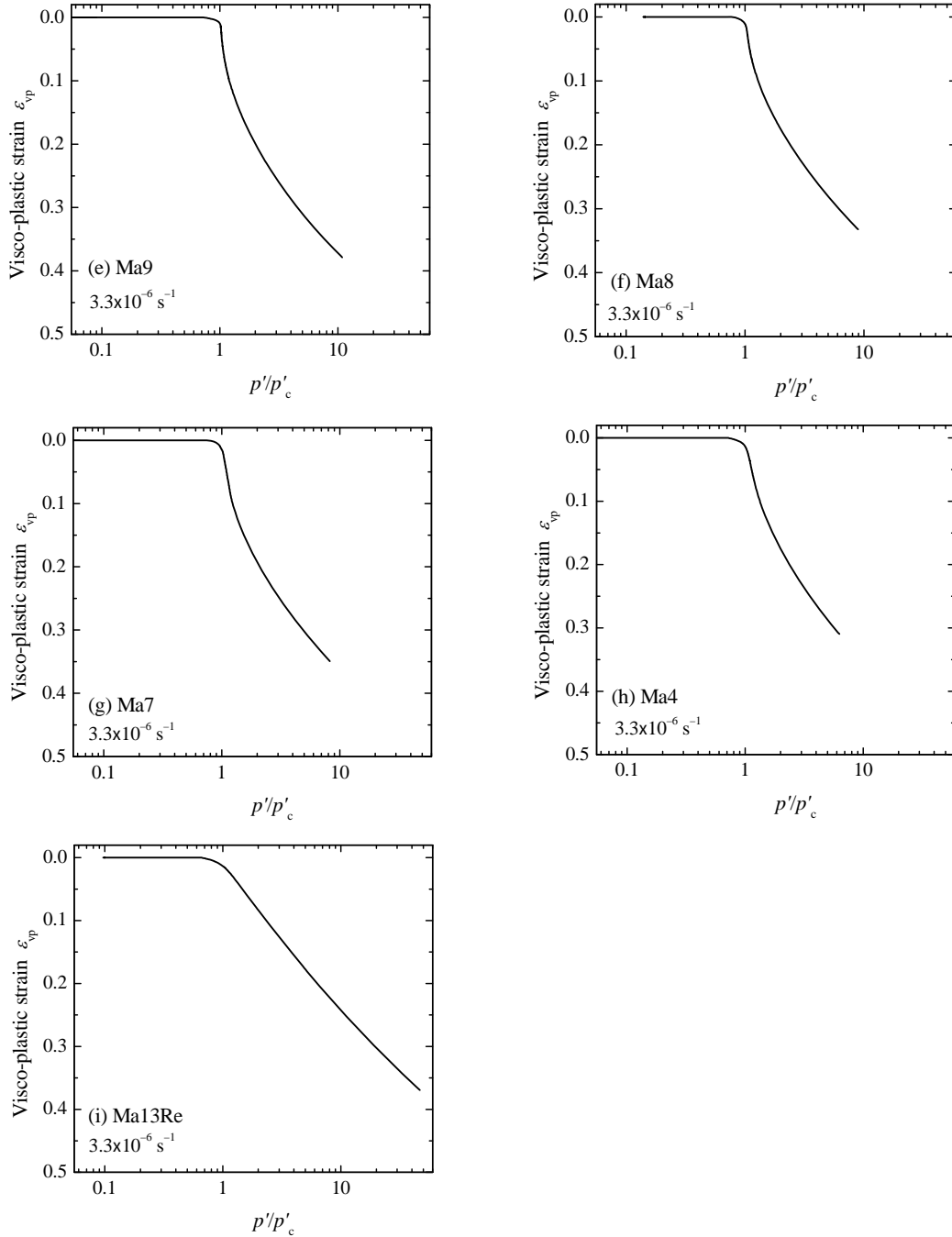


図-5 基準圧縮曲線 ($\varepsilon_{vp} \sim \log p'/p'_c$ 曲線) : (e) Ma9, (f) Ma8, (g) Ma7, (h) Ma4, (i) Ma13Re

中に供試体が膨張してしまうことを防止するため、圧密降伏応力を超えて沈下が大きくなるまでは供試体の乾燥を防止するために湿潤状態を保持した上で、圧密容器に注水しないことにした。

5. 試験結果

5.1 定ひずみ速度圧密試験 (CRS 圧密試験)

CRS圧密試験から得られた圧縮曲線 ($\varepsilon \sim \log p'$ 曲線)

の一例として、試料Ma12の試験結果を図-4に示す。図から圧密降伏応力 p'_c は439kPaと読み取れる。有効土被り圧 σ'_{v0} は286kPaの試料であるので過圧密比OCRは1.5と算出される。この値はやや大きめであるが、この地区の海底粘土の過圧密比が1.3~1.5程度であることと整合する。圧縮曲線は p'_c 付近が張り出したような形状であり、構造が発達した粘土の特徴が良く現れている。この圧縮曲線を用いて「2. アイソタックの整理方法」で述べた方法(図-2)に従って整理する。すなわち、ひずみ ε から弾性ひず

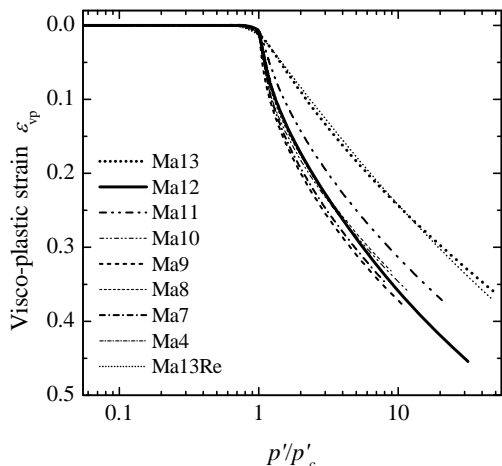


図-6 基準圧縮曲線の比較

み成分 ϵ_e を差し引いて粘塑性ひずみ成分 ϵ_{vp} を算出するとともに、圧密圧力 p' を圧密降伏応力 p'_c で正規化することによって基準圧縮曲線 ($\epsilon_{vp} \sim \log p'/p'_c$ 曲線) が得られる。CRS圧密試験から得られた基準圧縮曲線を全試料について図-5に示す。

再構成Ma13Reは圧密降伏応力 p'_c で折れ曲がったようなバイリニアな関係にあり、構造が未発達な粘土の特徴が現れている。不攪乱Ma13もこれに準ずる形状を呈して

いる。Ma12~Ma4はいずれも同じような基準圧縮曲線が得られ、 p'_c 付近が張り出し、正規圧密領域で下に凸な曲線となる。この傾向はMa12において最も顕著である。全試料の基準圧縮曲線を一つの図に描くことによって、これらの傾向はより明瞭になる (図-6)。

5.2 長期圧密試験 (LT 圧密試験)

長期圧密試験から得られた圧密曲線 ($\epsilon \sim \log t$ 曲線) を図-7に示す。ここで、縦軸のひずみ ϵ は供試体の初期高さを基準に算出しているが、有効土被り圧 σ'_{v0} で7日間圧密終了時、すなわち長期圧密開始直前のひずみを差し引いている。

長期圧密の載荷圧力が p'_c よりも大きな正規圧密領域にある場合には、一次圧密終了後に二次圧密が生じていることがわかる。二次圧密部分ではわずかに下に凸な曲線となっており、傾き $\Delta\epsilon_{vp}/\Delta \log t$ はわずかずつではあるが次第に減少していく傾向にあるといえる。正規圧密領域に載荷したもののうち、Ma13からMa10およびMa13Reについては、上に凸な曲線から下に凸な曲線に変化した後にEOPが現れているが、Ma9以深では、上に凸な曲線上にEOPが現れている。Ma9以深については、圧密圧力は p'_c を超しているもののさほど大きくはないために、次に述

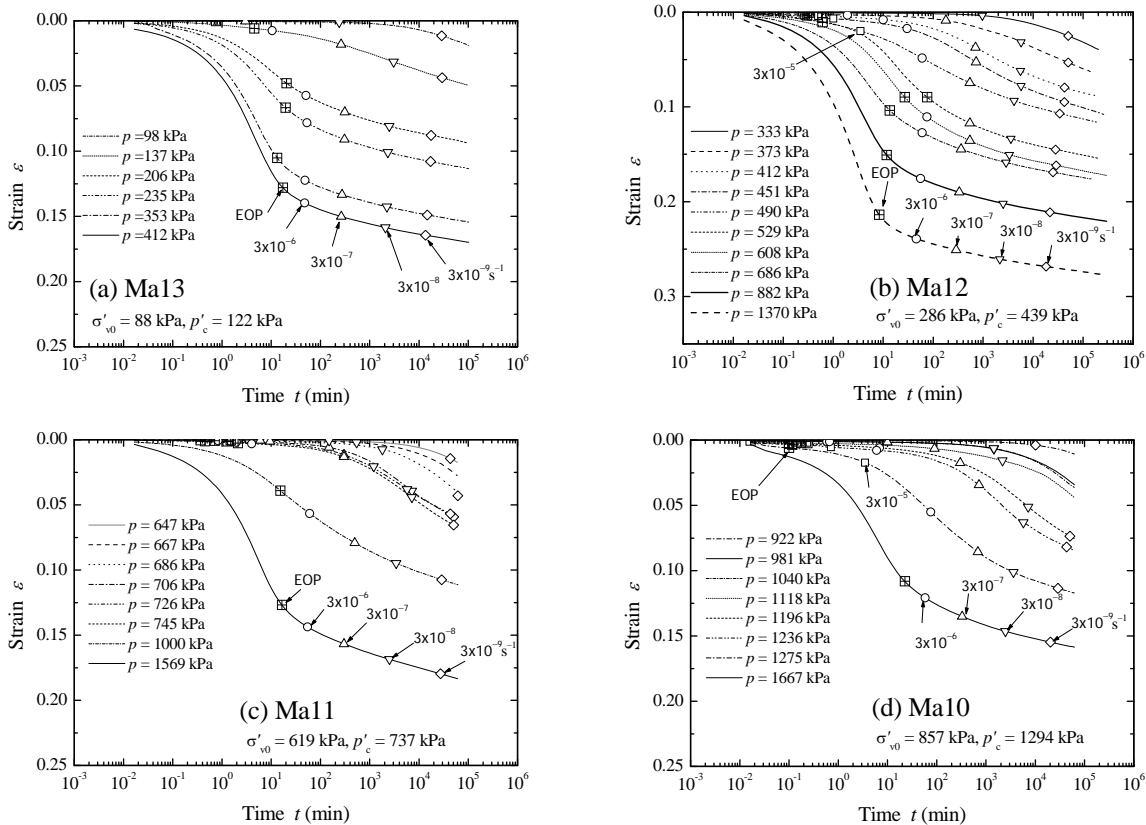


図-7 長期圧密試験 (LT 試験) から得られた圧密曲線 ($\epsilon \sim \log t$ 関係) : (a) Ma13, (b) Ma12, (c) Ma11, (d) Ma10

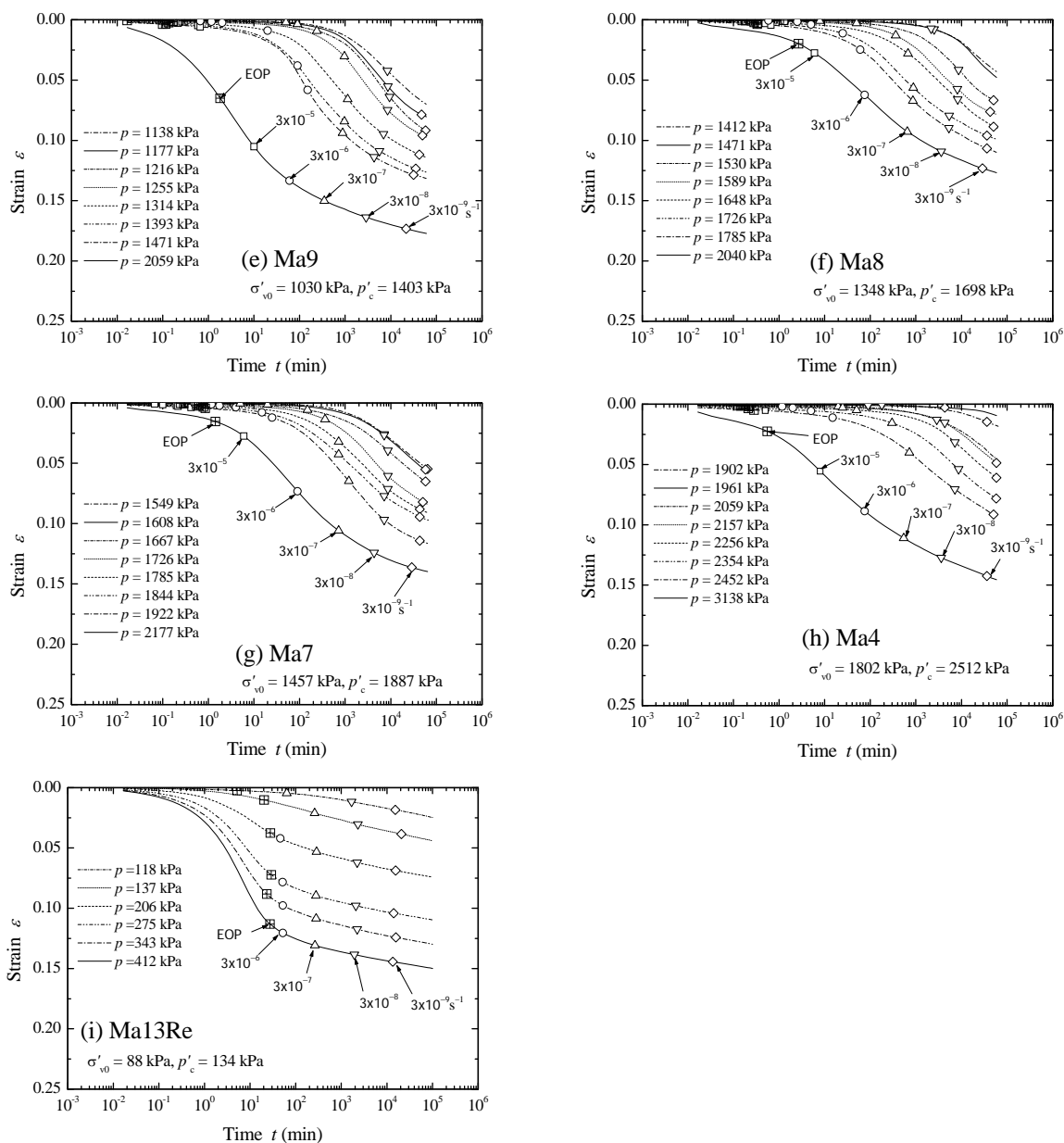


図-7 長期圧密試験 (LT 試験) から得られた圧密曲線 ($\epsilon \sim \log t$ 関係) : (e) Ma9, (f) Ma8, (g) Ma7, (h) Ma4, (i) Ma13Re

べる過圧密状態での挙動に近いものとなっていると考えられる。

長期圧密の荷重圧力が有効土被り圧 σ'_{v0} と圧密降伏応力 p'_c の間の過圧密領域にある場合には、一次圧密は極めて短い時間で終了した後二次圧密による沈下が生じるが、二次圧密の初期は沈下がほとんど生じない。試料にもよるが時間が 1.0×10^3 分程度以上経過すると上に凸な曲線となって、傾き $\Delta\epsilon_{vp}/\Delta\log t$ が次第に増加していく傾向にある。なお、以下では $\Delta\epsilon_{vp}/\Delta\log t$ を粘塑性ひずみに関する二次圧密係数 $C_{\alpha_{vp}}$ と表すことにする。図中には粘塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{vp} = \Delta\epsilon_{vp}/\Delta t$ が 3.3×10^{-5} (一部の試験でのみ得られた)、 3.3×10^{-6} , 3.3×10^{-7} , 3.3×10^{-8} , $3.3 \times 10^{-9} \text{ s}^{-1}$ に対応する

点を示してある。

6. アイソタック概念による結果の整理

CRS圧密試験を実施するにあたって基本的な荷重条件として設定したひずみ速度 $\dot{\epsilon} = 3.3 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ に対応した粘塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{vp}$ における圧密降伏応力を上で定義したように p'_{c0} と表す。Ma12についてはCRS圧密試験を $\dot{\epsilon} = 3.3 \times 10^{-8} \text{ s}^{-1}$ で実施したが、 p'_{c0} は定義に従って $\dot{\epsilon} = 3.3 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ に対応する値とする。

試験した全試料について、図-8にフローチャートで示した以下の作業を行う。まず、 $p = 1.15 \times p'_{c0}$ 以上の正規圧密

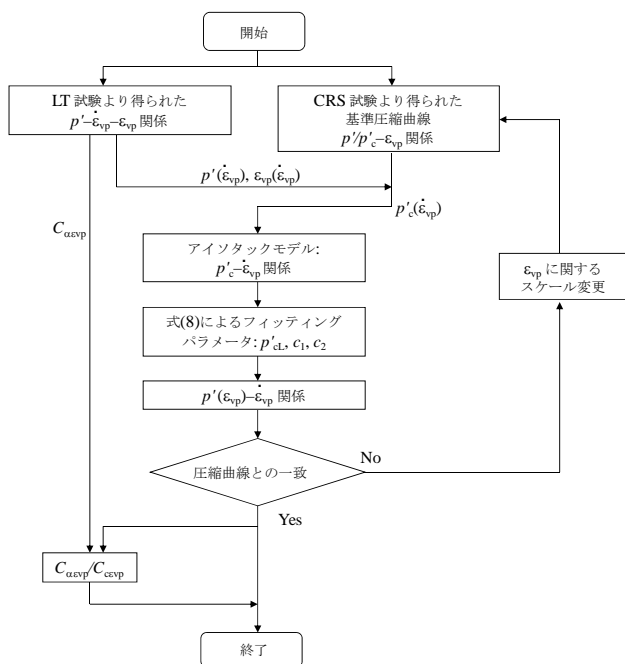


図-8 アイソタックモデルにおけるデータ取扱いのフローチャート

領域に载荷した試験結果について、 $\dot{\epsilon}_{vp} = \Delta\epsilon_{vp}/\Delta t$ が 3.3×10^{-5} , 3.3×10^{-6} , 3.3×10^{-7} , 3.3×10^{-8} , 3.3×10^{-9} s⁻¹に対応する点の ϵ_{vp} を読み取る。 p' と ϵ_{vp} を基準圧縮曲線に当てはめて、当該

ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{vp}$ に対応する圧密降伏応力 p'_c を得る。こうして描いた $\log p'_c \sim \log \dot{\epsilon}_{vp}$ 関係に対して、式(8)を適用して試験結果にフィッティングさせる。フィッティングは、 p'_{cl} を仮定した上で最小二乗法により得られた回帰曲線のうち誤差最小となるものを採用した。得られたフィッティング関係に対して、 p'_c を p'_{c0LT} で除すことにより、縦軸(p'_c)を正規化した。ここで、 p'_{c0LT} はフィッティング曲線上の $\dot{\epsilon}_{vp} = 3.3 \times 10^{-6}$ s⁻¹に対応する p'_c の値あり、混乱を避けるためにCRS圧密試験から得た p'_{c0} (以降、 p'_{c0CRS} と表記する)と区別し、長期圧密試験から得られたものであることがわかるように添字LTを付けて表記した。

Ma10とMa9では、基準圧縮曲線をそのまま用いると、長期圧密試験結果を基に描いた $\epsilon_{vp} \sim \log p'$ 関係をうまく表現することができなかった。これは、CRS試験に用いた供試体と長期圧密試験に用いた供試体が実際には異なるため、物理・力学特性が多少なりとも異なっていたことに起因すると思われる。そこで、基準圧縮曲線の縦軸(ひずみ ϵ 軸)を伸縮させて調整し、Ma10では1.1倍、Ma9では0.8倍することによって、長期圧密試験結果と整合するモデル圧縮曲線群が得られるようにした。

このようにして得られた $\log p'_c/p'_{c0LT} \sim \log \dot{\epsilon}_{vp}$ 関係を図-9に実線で示す。定義により、 $\dot{\epsilon}_{vp} = 3.3 \times 10^{-6}$ s⁻¹において

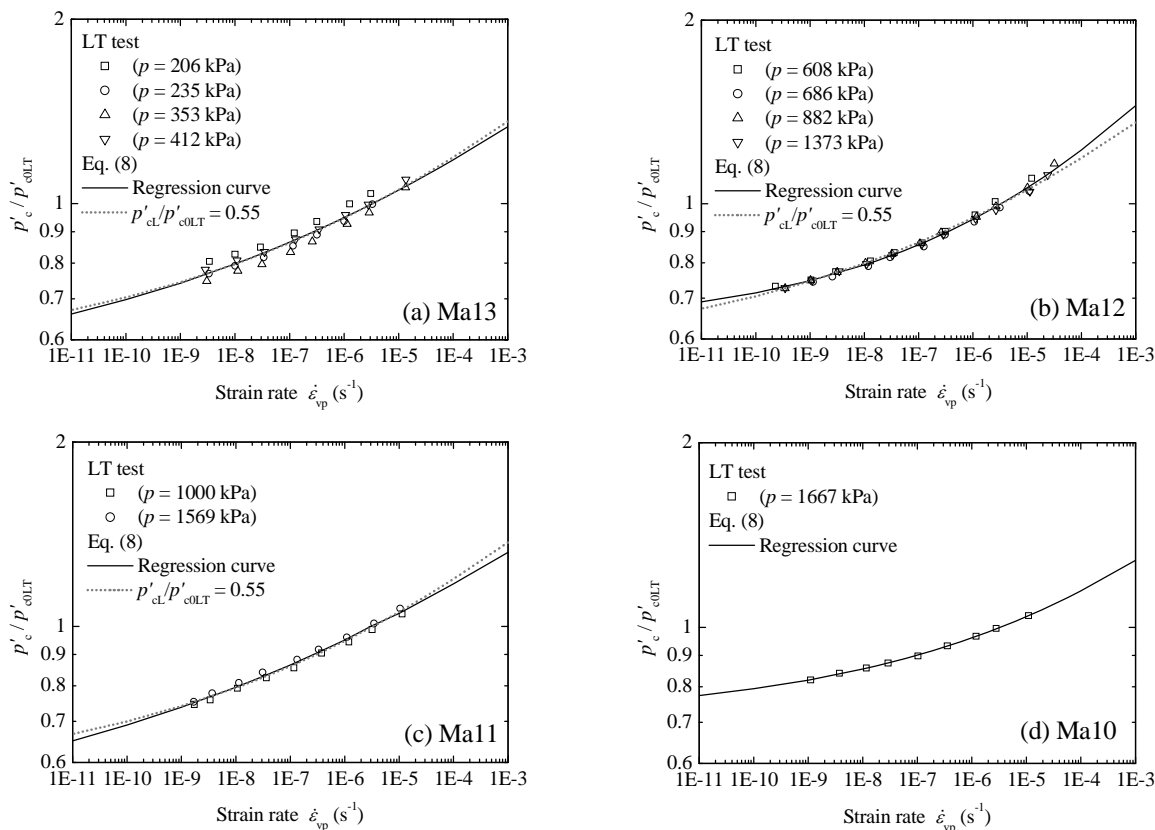


図-9 $\log p'_c/p'_{c0LT} \sim \log \dot{\epsilon}_{vp}$ 関係と式(8)によるフィッティング結果: (a) Ma13, (b) Ma12, (c) Ma11, (d) Ma10

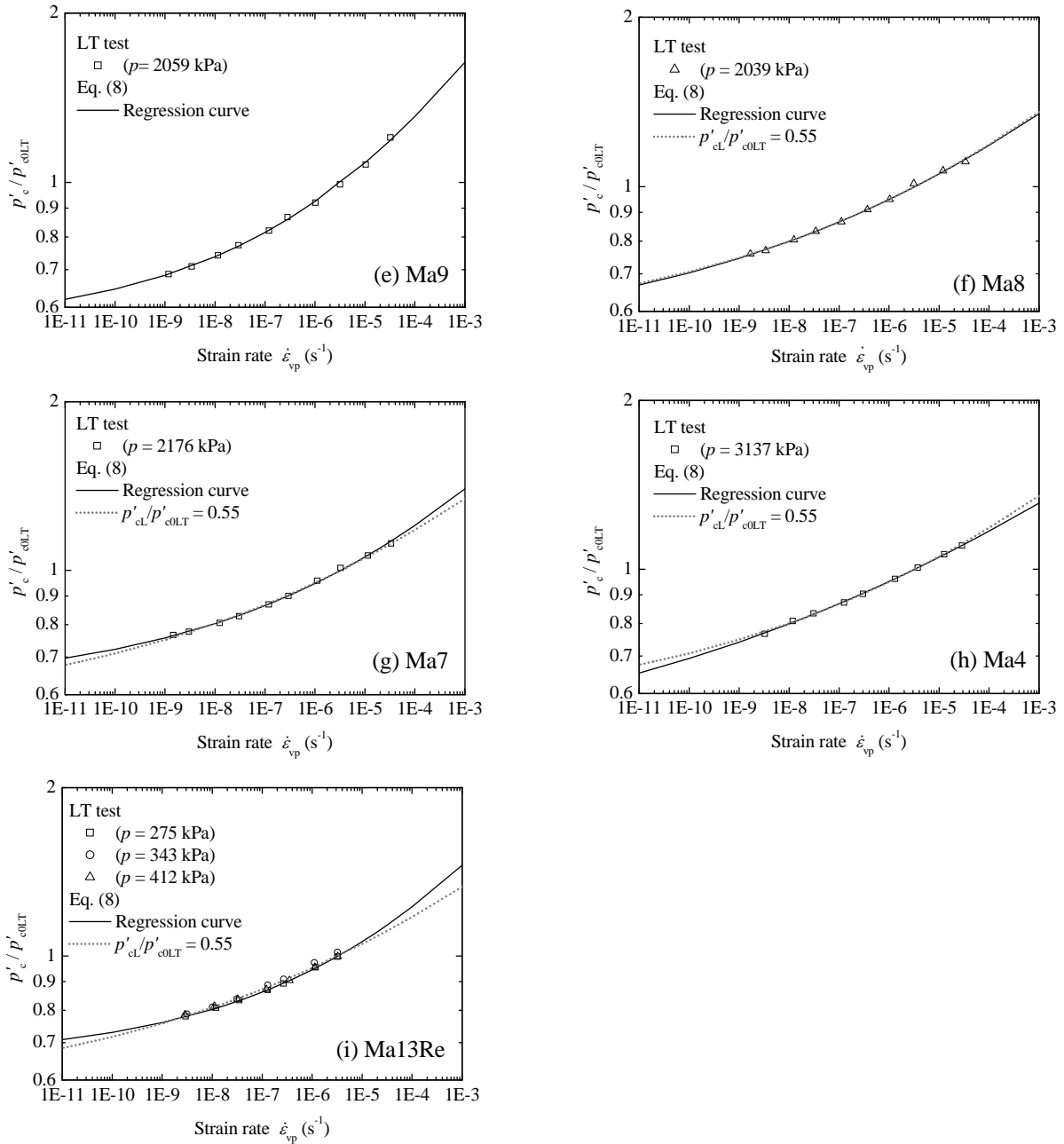


図-9 $\log p'_c/p'_{c0LT} \sim \log \dot{\epsilon}_{vp}$ 関係と式(8)によるフィッティング結果: (e) Ma9, (f) Ma8, (g) Ma7, (h) Ma4, (i) Ma13Re

$p'_c/p'_{c0LT} = 1$ を通る。

正規圧密領域において複数の圧密圧力で長期圧密試験を実施したMa13, Ma12, Ma11では、いずれの試料でも、それぞれほぼ同一の関係が得られている。このことから、正規圧密領域に载荷したケースを対象とする場合、 $\log p'_c/p'_{c0LT} \sim \log \dot{\epsilon}_{vp}$ 関係が試料ごとに唯一に存在することがわかる。また、いずれの試料に対しても式(8)によって見事にフィッティングできており、式(8)で表現したアイソタックモデルが幅広く適用できることが示されたといえる。設定したパラメータを表-3にまとめる。

上述では、限られた数のデータを基に p'_{cl} を設定した。

$\dot{\epsilon}_{vp}$ のデータが存在する範囲は狭く、これに対して p'_{cl} はグラフ上での遙か遠方の収束点を設定していることになる。このため、 p'_{cl} の設定において信頼性が低くなっている可能性を否定できない。一方、大向・今井(2006)が、関西国際空港海底粘土に対して、 $\dot{\epsilon}_{vp} = 1 \times 10^{-11} \text{ s}^{-1}$ における p'_c は $0.7 \times p'_{c0}$ になることを示している。これに対応するかたちで、試験をした試料に対して共通の p'_{cl}/p'_{c0LT} が設定できると考えられる。実際、基準圧縮曲線を伸縮させたMa10とMa9を除き、正規圧密領域に载荷した各試料(再構成したMa13Reを含む)に対して得られた p'_{cl}/p'_{c0LT} の値は 0.549 ± 0.084 であり、変動係数COVは0.15と狭い範囲にあっ

表-3 式(8)によるフィッティングで設定したアイソタックパラメータ

試料	σ'_{v0} (kPa)	p'_{c0CRS} (kPa)	p'_{c0LT} (kPa)	p'_{cL} (kPa)	p'_{cL}/p'_{c0LT}	c_1	c_2
Ma13	88	122	133	67	0.504	1.128	0.0903
Ma12	286	439	448	280	0.625	1.228	0.1377
Ma11	619	737	813	372	0.458	1.196	0.0813
Ma10	857	1294	1211	862	0.712	0.617	0.1205
Ma9	1030	1403	1198	670	0.559	1.731	0.1561
Ma8	1348	1698	1736	922	0.531	1.097	0.0967
Ma7	1457	1887	1809	1121	0.620	1.093	0.1253
Ma4	1802	2512	2423	1091	0.450	1.192	0.0786
Ma13Re	(98)	134	151	99	0.656	1.209	0.1467

表-4 式(8)で $p'_{cL} = 0.55 \times p'_{c0LT}$ としてフィッティングにより設定したアイソタックパラメータ

Sample	σ'_{v0} (kPa)	p'_{c0CRS} (kPa)	p'_{c0LT} (kPa)	p'_{cL} (kPa)	p'_{cL}/p'_{c0LT}	c_1	c_2
Ma13	88	122	133	73	0.55	1.11	0.103
Ma12	286	439	447	246	0.55	1.09	0.103
Ma11	619	737	814	447	0.55	1.13	0.105
Ma8	1348	1698	1736	955	0.55	1.09	0.102
Ma7	1457	1887	1811	995	0.55	1.05	0.099
Ma4	1802	2512	2420	1333	0.55	1.07	0.101
Ma13Re	—	134	150	83	0.55	1.01	0.097

た。

そこで、 p'_{cL}/p'_{c0LT} の平均値である0.55をこれらの試料に共通の値として採用することにした。この値を用いて、

改めて c_1 と c_2 を最小二乗法によって設定した回帰曲線も図に点線で示すとともに、設定したパラメータを表-4にとりまとめた (Ma10とMa9を除く)。これらは、実験結果に

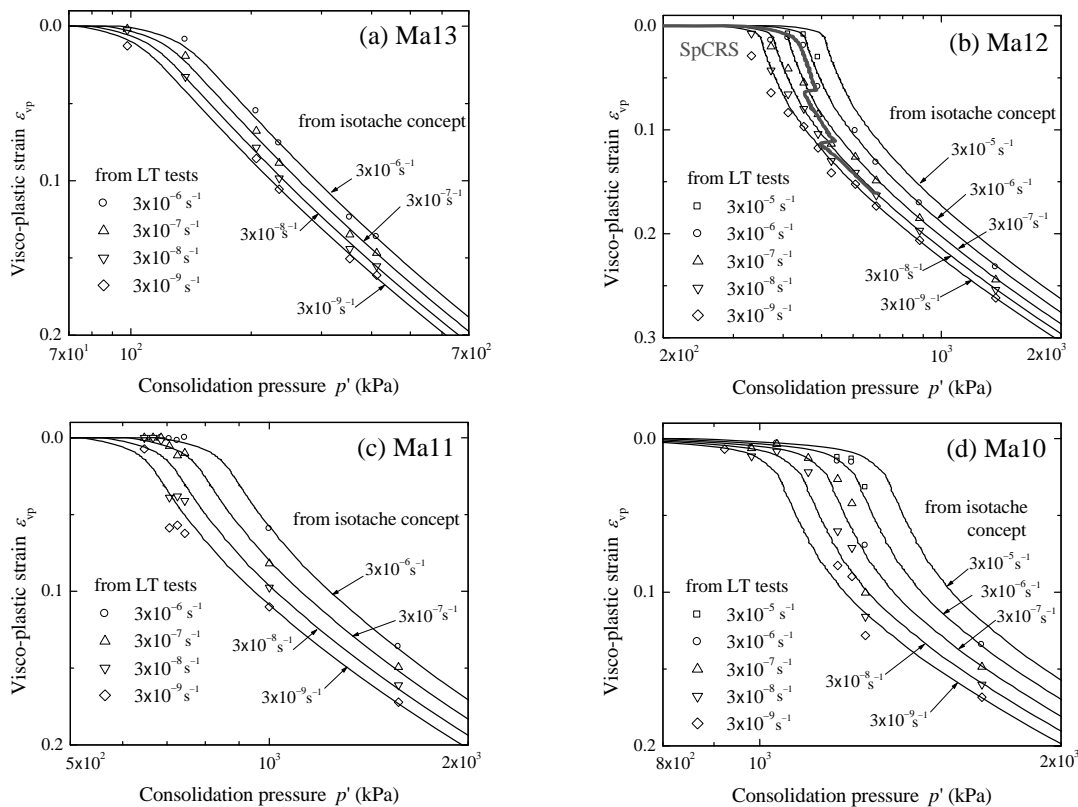


図-10 圧縮曲線 ($\epsilon_{vp} \sim \log p'$ 曲線) : (a) Ma13, (b) Ma12, (c) Ma11, (d) Ma10

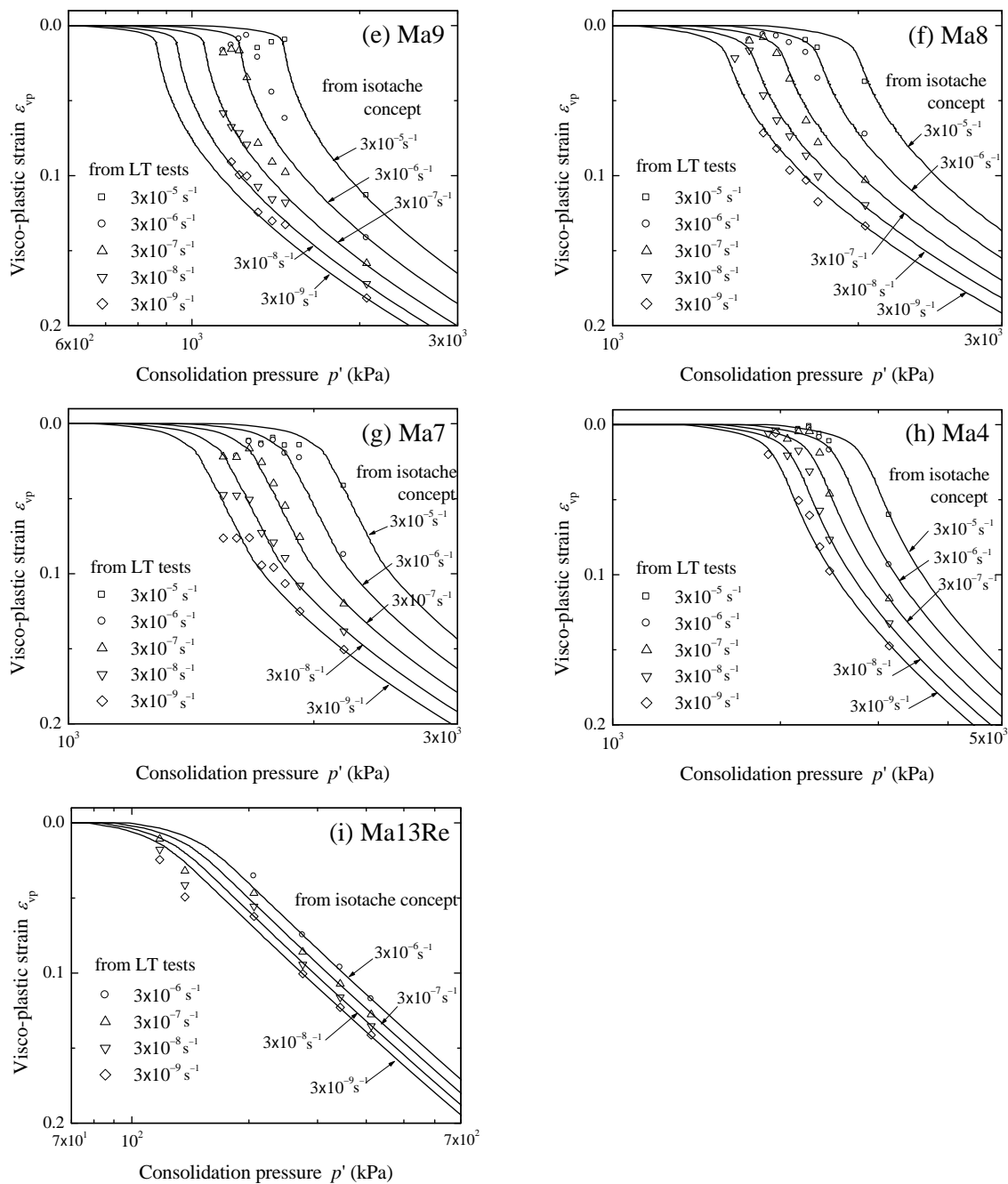


図-10 圧縮曲線 ($\epsilon_{vp} \sim \log p'$ 曲線) : (e) Ma9, (f) Ma8, (g) Ma7, (h) Ma4, (i) Ma13Re

対する適切なフィッティングになっていると考えられる。

$p'_{cl} = 0.55 \times p'_{colT}$ を設定した場合に、CRS試験に用いた供試体と長期圧密試験に用いた供試体の採取深度が異なり、両供試体の物性が若干異なっていたために基準圧縮曲線を伸縮したMa10とMa9を除いて考えると、表-4に示したように、 c_1 、 c_2 はそれぞれ 1.08 ± 0.04 、 0.101 ± 0.003 となり、それぞれ変動係数COVにして0.04と0.026であった。このことは、 c_1 、 c_2 についても関西国際空港海底粘土に対して共通の値があることを示唆しているといえる。

Watabe et al. (2007)が示したように、Ma13の不攪乱試料

と再構成試料では土の骨格構造が著しく異なる。また、Ma13(不攪乱試料と再構成試料)の基準圧縮曲線は、Ma12以深(不攪乱試料)のものと形状が異なり、圧縮特性に違いが見られた。このような状況にもかかわらず、正規圧密領域に载荷した場合のアイソタック特性が、関西国際空港海底粘土各層の不攪乱試料およびその再構成試料に対して共通であると示唆される結果は大変興味深い。このことは、大阪湾に厚く堆積した海成粘土層の粘土鉱物や組成に著しい変化がなく、均質な堆積層であることと整合するとともに、アイソタック特性により表される

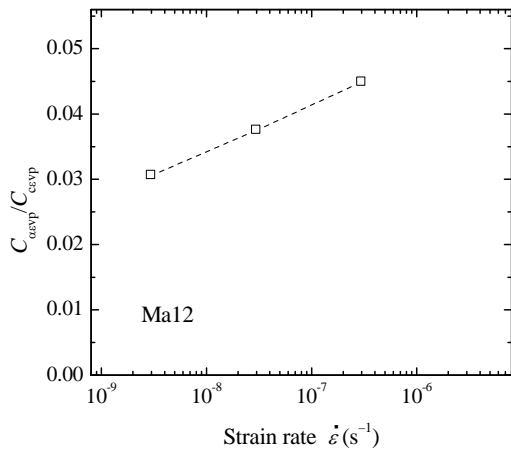


図-11 Ma12 の $C_{\alpha_{evp}}/C_{c_{evp}} \sim \dot{\epsilon}_{vp}$ 関係

二次圧密挙動は、骨格構造の発達程度よりも鉱物組成に依存していることを示唆するものでもある。

上述によって設定した表-4の3つのパラメータ p'_{cL} , c_1 , c_2 (Ma10とMa9は表-3の値)を用いて、(8)式により粘塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{vp}$ に対応した圧密降伏応力 p'_c を設定することができる。図-5に示した基準圧縮曲線を p' 軸方向に $p'_c(\dot{\epsilon}_{vp})$ 倍することにより、任意の $\dot{\epsilon}_{vp}$ に対応した圧縮曲線 ($\epsilon_{vp} \sim \log p'$ 関係) が得られる。 $\dot{\epsilon}_{vp}$ が 3.3×10^{-5} (長期圧密試験でEOP後に $\dot{\epsilon}_{vp} = 3.3 \times 10^{-5}$ が明瞭に得られなかった試料を除く)、 3.3×10^{-6} , 3.3×10^{-7} , 3.3×10^{-8} , $3.3 \times 10^{-9} \text{ s}^{-1}$ に対応した圧縮曲線群を図-10に示す。同図には、長期圧密試験で得られた圧密曲線 (図-7) の二次圧密部分から読み取った粘塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{vp} = 3.3 \times 10^{-5} \sim 3.3 \times 10^{-9} \text{ s}^{-1}$ に対応したデータもプロットしてある。Ma10とMa9については、CRS圧密試験と長期圧密試験の結果が整合するように基準圧縮曲線を伸縮させるなどの調整を図ったが、無視し得ぬ乖離がある。しかしながら、他の試料については、長期圧密試験結果と一致する圧縮曲線群が描けていることがわかる。

上述のアイソタック概念によるモデル化では、正規圧密領域に载荷したデータのみを使って整理した。しかし、過圧密領域を含む基準圧縮曲線により整理すると、過圧密領域から正規圧密領域に至る広い範囲にわたって、試験結果をモデル化できていることは大変興味深い。また、基準圧縮曲線と3つのパラメータ (式(8)の p'_{cL} , c_1 , c_2) しか用いていないので、実務でも使いやすいかたちのモデルになっているといえる。

Ma12については、ひずみ速度 $\dot{\epsilon}$ を3段階 (3.3×10^{-6} , 3.3×10^{-7} , $3.3 \times 10^{-8} \text{ s}^{-1}$) に変化させた特殊なCRS圧密試験 (SpCRS) を実施しており、これにより得られた圧縮曲線も比較のために合わせて示してある。長期圧密試験と特殊CRS圧密試験から得られた $\epsilon_{vp} \sim \log p'$ 関係は、見事に一致

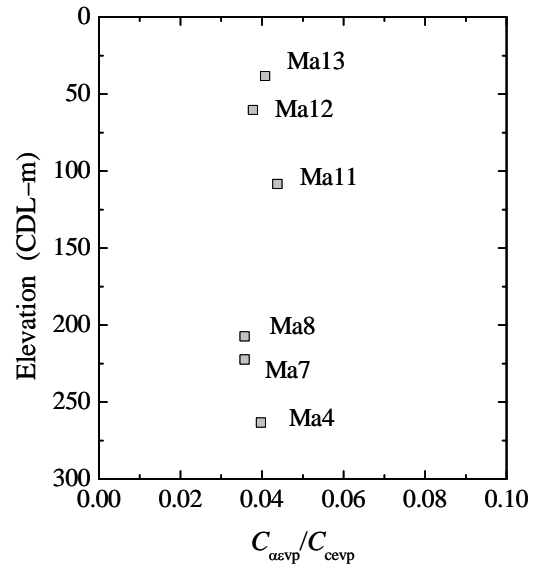


図-12 $C_{\alpha_{evp}}/C_{c_{evp}}$ の深度分布 ($\dot{\epsilon}_{vp} = 3.3 \times 10^{-8} \text{ s}^{-1}$ に対応するデータ)

しており、長期圧密試験の結果に対してアイソタック概念を適用して整理できることをここでも確認できる。

長期圧密試験により得られた圧密曲線から粘塑性ひずみに関する二次圧密係数 $C_{\alpha_{evp}}$ を読み取れる。このときの粘塑性ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{vp}$ と粘塑性ひずみ ϵ_{vp} に対応した圧縮曲線の傾きは、基準圧縮曲線 (図-5) より、粘塑性ひずみ ϵ_{vp} で表した圧縮指数 $C_{c_{evp}}(p'/p'_c) = \Delta \epsilon_{vp} / \Delta \log(p'/p'_c)$ として算出される。このようにして得られた $C_{\alpha_{evp}}$ と $C_{c_{evp}}$ を用いて、 p' 一定の下で $\dot{\epsilon}_{vp}$ とともに変化する $C_{\alpha_{evp}}/C_{c_{evp}}$ が算出される。一例としてMa12について、 $C_{\alpha_{evp}}/C_{c_{evp}}$ と $\dot{\epsilon}_{vp}$ の関係を図-11に示す。 $\dot{\epsilon}_{vp}$ の減少とともに $C_{\alpha_{evp}}/C_{c_{evp}}$ は減少する傾向にあることがわかる。このことは、 C_{α}/C_c 一定概念を経験的に導き出したMesri and Castro (1987)の主張と矛盾する。その一方で、基準圧縮曲線を伸縮させたMa10とMa9を除く各試料について、 $\dot{\epsilon}_{vp} = 3.3 \times 10^{-8} \text{ s}^{-1}$ に対応する $C_{\alpha_{evp}}/C_{c_{evp}}$ を求め、深度分布としてプロットすると (図-12)、 0.039 ± 0.003 と極めて狭い範囲に分布しており、 C_{α}/C_c 一定概念を主張したMesri and Castro (1987)が、 C_{α}/C_c は一般に 0.04 ± 0.01 の狭い範囲の値になると指摘したこととも非常に良く整合する。

式(8)は、 $\dot{\epsilon}_{vp}$ が減少すると $p'_c(\dot{\epsilon}_{vp})$ も減少し、 $\dot{\epsilon}_{vp} \rightarrow 0$ のときに $p'_c \rightarrow p'_{cL}$ になるという下限値を設定している。これによるフィッティングが実験結果を良く表現することは上述の通りである。Leroueil (2006)は、 $\log p'_c/p'_{c0LT} \sim \log \dot{\epsilon}_{vp}$ 関係の傾き α が理論的に $C_{\alpha_{evp}}/C_{c_{evp}}$ に一致することを示した。図-9からわかるように、 $\dot{\epsilon}_{vp}$ の減少とともに傾き α が小さくなる傾向が見られる。このことは、 $\dot{\epsilon}_{vp}$ が小さな範囲 ($\dot{\epsilon}_{vp} < 10^{-8} \text{ s}^{-1}$) ではMesri and Castro(1987)の C_{α}/C_c 一定概念が成

り立たないことを意味している。すなわち、Leroueil (2006) が指摘したように、 C_{α}/C_c 一定概念は工学的近似として、 $\dot{\epsilon}_{vp}$ が大きな範囲 ($10^{-8} \sim 10^{-5}$) において大まかに成り立つ関係であることがわかる。なお、式(9)で $p'_{cL} \rightarrow 0$ とするとき式(6)に帰結する、すなわち C_{α}/C_c 一定概念に帰結する。

大向・今井 (2006) の $\dot{\epsilon}_{vp} \leq 1 \times 10^{-11} \text{ s}^{-1}$ で $p'_c =$ 一定であるという主張も、 C_{α}/C_c 一定概念が成り立たない範囲があることを主張していることになる。

本研究では関西国際空港海底粘土について、Leroueil et al. (1985)が提案した式(1)と式(2)によるアイソタック概念を取り入れた整理をした。その結果、CRS圧密試験結果を整理して得られる基準圧縮曲線と粘塑性ひずみ速度の影響に関する評価結果を用いて式(8)を適用することにより、関西国際空港海底粘土の長期圧密挙動をアイソタック概念に基づいて一般的に表せることがわかった。提案する式(8)は、アイソタック概念が適用できる $\dot{\epsilon}_{vp}$ の範囲に適用限界を設定していないため、 $\dot{\epsilon}_{vp}$ と p'_c が一対一に対応して決定される。このことから、アイソタック概念を用いた沈下予測計算に便利である。

7. まとめ

本研究では、CRS圧密試験と長期圧密試験の結果を用いて、基準圧縮曲線と $p'_c(\dot{\epsilon}_{vp})$ によりアイソタック概念を単純にモデル化できることを示した。もっとも試験数が少ない場合を想定すると、一つのCRS圧密試験と正規圧密領域での一つの長期圧密試験さえあれば、基準圧縮曲線と3つのパラメータ p_{cL} , c_1 , c_2 を設定でき、実務への適用も期待できるものと思われる。

$\log p'_c/p'_{c0LT} \sim \log \dot{\epsilon}_{vp}$ 関係の傾き $\alpha (=C_{\alpha evp}/C_{cevp})$ の値は、 $\dot{\epsilon}_{vp}$ の減少とともに小さくなる傾向にあることから、 C_{α}/C_c 一定概念は $\dot{\epsilon}_{vp}$ がある程度大きな範囲において近似的に成り立つ関係に過ぎないことを確認した。しかし、ある $\dot{\epsilon}_{vp}$ の下では、試験をしたいずれの試料においても狭い範囲の値をとることから、実務に用いる上では便利な関係であるといえる。ただし、実地盤の圧密現象におけるひずみ速度は非常に遅いので、 C_{α}/C_c が一定と考えることは、沈下を過大評価することになる。

いずれの試料に対する試験結果も、 $\epsilon_{vp} \sim \log p'/p'_c$ 関係 (基準圧縮曲線) と $\log p'_c \sim \log \dot{\epsilon}_{vp}$ 関係 (アイソタックモデル式) によって見事に記述することができる。

本論文では、アイソタック概念のモデル化を式(8)のあたりで提案し、関西国際空港海底粘土に対して幅広く適用できることを示した。式中の3つのパラメータ p'_{cL} , c_1 , c_2 のうち p'_{cL} については、関西国際空港海底粘土の場合、

$\dot{\epsilon}_{vp} = 3.3 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ のときの $p'_c (=p'_{c0})$ に対して $p'_{cL} = 0.55 \times p'_{c0}$ と設定できた。各試料に対して設定したパラメータの値を表-4にとりまとめた。 $p'_{cL} = 0.55 \times p'_{c0}$ を設定した場合に、 c_1 , c_2 については最小二乗法によりそれぞれ 1.08 ± 0.04 , 0.101 ± 0.003 が得られ、それぞれ狭い範囲の値となった。このことから、 c_1 , c_2 についても関西国際空港海底粘土試料に対して共通の値を設定できることが示唆された。

今後は、本論文で示した基準圧縮曲線ならびに式(8)で表されるアイソタックモデル式の3つのパラメータ p_{cL} , c_1 , c_2 を使った長期圧密挙動のシミュレーションを行っていく予定である。

謝辞

本研究は、関西国際空港用地造成株式会社と独立行政法人港湾空港技術研究所との共同研究の一部として実施された。また、本論文で提案するモデルの構築にあたっては、財団法人沿岸技術研究センターの小林正樹氏より多大なる助言をいただくとともに、結果の整理・検討にあたっては応用地質株式会社の宇高 薫氏から多大なるご協力をいただいた。ここに記し、関係各位に感謝の意を表します。

記号

- a_1, a_2 : 式(6)の定数
- b_1, b_2 : 式(7)の定数
- c_1, c_2 : 式(8)の定数
- c'_1, c'_2 : 式(9)の定数
- C_c : 圧縮指数
- C_{ce} : ひずみで表した圧縮指数
- C_{cevp} : 粘塑性ひずみで表した圧縮指数
- COV: 変動係数
- C_{α} : 二次圧密係数
- $C_{\alpha s}$: ひずみで表した二次圧密係数
- $C_{\alpha evp}$: 粘塑性ひずみで表した二次圧密係数
- OCR: 過圧密比
- p : 圧密圧力
- p' : 有効圧密圧力
- p'_c : 有効圧密降伏応力
- p'_{c0} : ひずみ速度 $\dot{\epsilon} = 3.3 \times 10^{-6} \text{ s}^{-1}$ における p'_c
- p'_{c0LT} : LT 試験により得られた p'_{c0}
- p'_{c0CRS} : CRS 試験により得られた p'_{c0}
- p'_{cL} : p'_c の下限値
- t : 圧密経過時間
- α : $\log p'_c/p'_{c0LT} \sim \log \dot{\epsilon}_{vp}$ ($=C_{\alpha evp}/C_{cevp}$) 関係の傾き
- ϵ : ひずみ

$\dot{\varepsilon}$: ひずみ速度 (= $\Delta\varepsilon/\Delta t$)
 ε_0 : $p' = \sigma'_{v0}$ におけるひずみ
 ε_c : 弾性ひずみ
 ε_{vp} : 粘塑性ひずみ
 Δu : 過剰間隙水圧
 σ'_{v0} : 有効土被り圧

参考文献

- Adachi, T., Oka, F. and Mimura, M. (1996): Modeling aspects associated with time dependent behavior of soils. *Session on Measuring and Modeling Time Dependent Soil Behavior, ASCE Convention, Washington, Geot. Special Publication 61*, 61-95.
- Akai, K. (2000): Insidious settlement of super-reclaimed offshore seabed, *Proc. Int. Symp. Coastal Geotech. Engng Practice, IS-Yokohama 2000*, Vol.1, 243-248.
- Bjerrum, L. (1967): Engineering geology of normally consolidated marine clays as related to the settlement of buildings. *Géotechnique*, **17**(2), 83-119.
- Duncan, J.M. (1993): Limitations of conventional analysis of consolidation settlement, *J. Geotech. Engrg.*, **119**(9), 1333-1359.
- Imai, G., Ohmukai, N. and Tanaka, H. (2005): An isotaches-type compression model for predicting long term consolidation of KIA clays, *Proc. Symp. Geotech. Aspects of Kansai Int. Airport*, 49-64.
- Kanda, K., Suzuki, S., and Yamagata, N. (1991): Offshore soil investigation at the Kansai International Airport, *Proc. GEO-COAST '91*, Vol.1, 33-38.
- Kim, Y.T. and Leroueil, S. 2001. Modelling the viscoplastic behaviour of clays during consolidation: application to Berthierville clay in both laboratory and field conditions. *Can. Geotech. J.*, **38**(3): 484-497.
- Kobayashi, M., Furudoi, T., Suzuki, S. and Watabe, Y. (2005): Modeling of consolidation characteristics of clays for settlement prediction of Kansai International Airport, *Proc. Symp. Geotech. Aspects Kansai Int. Airport*, 65-76.
- Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F. and Bouchard, R. (1985): Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays, *Géotechnique*, **35**(2), 159-180.
- Leroueil, S. (2006): The isotache approach. Where are we 50 years after its development by Professor Šuklje? (2006 Prof. Šuklje's Memorial Lecture), *XIII Danube-European Conference on Geotechnical Engineering, Ljubljana 2006*, 55-88.
- Mesri, G. and Choi, Y.K. (1985): The uniqueness of the end-of-primary (EOP) void ratio-effective stress relationship. *Proc. 11th ICSMFE, San Francisco*, Vol.2: 587-590.
- Mesri, G. and Castro, A. (1987): The C_α/C_c concept and K_0 during secondary compression, *J. Geotech. Engrg., ASCE*, **113**(3), 230-247.
- Mimura, M. and Jang, W.J. (2005): Long-term settlement of the Pleistocene deposits due to construction of KIA. *Proc. Symp. Geotech. Aspects Kansai International Airport, Kansai Airport*, 77-86.
- Nakase, A. (1987): Kansai International Airport – Construction of Man-Made Island, *Proc. 8th Asian Reg. Conf. Soil Mech. Found. Engng.*, Kyoto, Vol.2, 87-101.
- Šuklje, L. (1957): The analysis of the consolidation process by the isotache method, *Proc. 4th Int. Conf. on Soil Mech. Found. Engng.*, London, Vol.1, 200-206.
- Tanaka, H. and Locat, J. (1999): A microstructural investigation of Osaka Bay clay: the impact of microfossiles on its mechanical behaviour. *Can. Geotech. J.*, **36**, 493-508.
- Tanaka, H., Tanaka, M., Suzuki, S. and Sakagami, T. (2003): Development of a new cone penetrometer and its application to great depths of Pleistocene clays, *Soils Found.*, **43**(6), 51-61.
- Tanaka, H. (2005): Consolidation behavior of natural soils around p_c value –Long term consolidation test–, *Soils Found.*, **45**(3), 83-95.
- Tanaka, H., Udaka, K. and Nosaka, T. (2006): Strain rate dependency of cohesive soils in consolidation settlement, *Soils Found.*, **46**(3), 315-322.
- Watabe, Y. and Tsuchida, T. (2001): Influence of stress release on sample quality of Pleistocene clay collected from large depth in Osaka Bay, *Soils Found.*, **41**(4), 17-24.
- Watabe, Y., Tsuchida, T. and Adachi, K. (2002): Undrained shear strength of Pleistocene clay in Osaka Bay, *J. Geotech. Geoenviron. Engrg., ASCE*, **128**(3), 216-226.
- Watabe, Y., Tanaka, M., Tanaka, H. and Tsuchida, T. (2003): K_0 -consolidation in a triaxial cell and evaluation of in-situ K_0 for marine clays with various characteristics, *Soils Found.*, **43**(1), 1-20.
- Watabe, Y., Shiraishi, Y., Murakami, T. and Tanaka, M. (2007a): Variability of physical and consolidation test results for relatively uniform clay samples retrieved from Osaka Bay, *Soils and Foundations*, **47**(4), 701-716.
- Watabe, Y., Ishii, H., Kang, M.-S. and Saitoh, K. (2007b): Influence of sedimentation process on microfabric of clay deposit, *Proc. 13th Asian Reg. Conf. Soil Mech. Geotech. Engng.*, Kolkata, 97-100.
- Yin, J.H., Graham, J., Clark, J.L. and Gao, L. (1994): Modelling unanticipated pore-water pressures in soft clays. *Can. Geotech. J.*, **31**, 773-778.
- 大向直樹, 今井五郎 (2006) : 自然堆積粘土の圧密降伏応力にみられるひずみ速度依存性の評価, 土木学会論文集 C, Vol.62, No.3, pp.579-592.
- 堀江宏保, 善 功企, 石井一郎, 松本一明 (1984) : 大阪湾泉州沖海底地盤の工学的性質 (その1) ボーリングおよびサンプリング, 港湾技術資料, No.498, 5-45.
- 吉國 洋, 西海 尚, 池上慎司, 瀬戸一法 (1994) : 一次元圧密におけるクリープと有効応力緩和, 第 29 回土質工学研究発表会, 269-270.

港湾空港技術研究所報告 第48巻第2号

2009・6

編集兼発行人 独立行政法人 港湾空港技術研究所
発行所 独立行政法人 港湾空港技術研究所

横須賀市長瀬3丁目1番1号
TEL.046(844)5040 URL.<http://www.pari.go.jp/>

印刷所 横浜ハイテクプリンティング株式会社

Copyright© (2009) by PARI

All rights reserved. No part of this book must be reproduced by any means without the written permission of the President of PARI.

この資料は、港湾空港技術研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部または一部の転載、複写は港湾空港技術研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

CONTENTS

Development of Life Cycle Management System for Open-type Wharf	Ema KATO, Mitsuyasu IWANAMI, Hiroshi YOKOTA3
Development of the Three-dimensional Numerical Model of Sediment Transports and Topographic Changes of Intertidal Flats due to Sands and Cohesive Sediments Generated by Tidal Currents and Wave-induced Currents and an Application to the Field.	Ken-ichi UZAKI, Yoshiaki KURIYAMA37
Evaluation of Strain Rate Effect with Isotache Model on Long-Term Consolidation of the Clay Deposits at Kansai International Airport	Yoichi WATABE, Masanori TANAKA, Shinji SASSA, Yoshiyuki MORIKAWA63
Thickness Effects on Long-Term Consolidation Behavior of Osaka Bay Clays	Yoichi WATABE, Masanori TANAKA, Shinji SASSA, Tsuyoshi EMURA83
A Study of the Geotechnical Investigation Results at the Planning Site of the D-Runway of the Tokyo International Airport	Yoichi WATABE, Masanori TANAKA, Shinji SASSA, Takatoshi NOGUCHI, Masafumi MIYATA103
New Determination Method of Soil Parameters for Performance Based Design	Yoichi WATABE, Masanori TANAKA, Shinji SASSA, Yoshiaki KIKUCHI123
10-Year Follow-up Study on Long-Term Properties of Air-Foam Treated Lightweight Soil Placed in Coastal Areas	Yoichi WATABE, Masanori TANAKA, Shinji SASSA145
Performance of corrosion prevention by painting methods in marine atmosphere and performance evaluation methods for soundness of paint layers	Yoshikazu AKIRA, Mitsuyasu IWANAMI, Toru YAMAJI161
Generation Method of Directional Random Waves with Arbitrary Spectrum	Katsuya HIRAYAMA, Ichiro MIYAZATO199