

海洋補強固化土設計手法の検討

弘中淳市¹・平井貴雄¹・高羽泰久²・寺川秀人²・福田光治³・水原勝由³

物流・防災上の観点から増深あるいは改修が行われてきている岸壁を安価で耐震性の高いものとするため、自立式矢板岸壁の背面に充填した固化処理土をジオシンセティックスにより一体化させた構造を提案し、模型実験によりその効果を確認した。本論文では模型実験結果を踏まえて、設計手法の骨組みを検討するために、

(1) 表層支持力、(2) 弾性支承上の梁モデル、(3) 鉛直方向クラックモデルにおける極限破壊モードを考慮して概略的な強度推定式を提案した。このうち試験結果と提案式の比較結果から鉛直方向クラックモデルによって模型実験結果のうち最大載荷重を概略的に推定できることを示した。またこれらの式は補強した固化処理土の内的安定に適用されることを示す。

キーワード：ジオグリッド、固化土、矢板、極限支持力、クラック、内的安定

1. はじめに

表-1 実験ケースとその特性

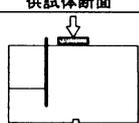
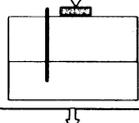
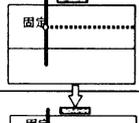
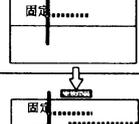
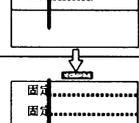
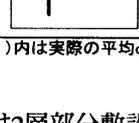
海洋補強固化土はセメント固化処理した浚渫土等改良土の中にジオグリッドを敷設し、固化土とジオグリッドの一体的な構造体を作成して、強度増加、亀裂発生防止などの機能性を発揮することを期待したものである。主として既存岸壁の増深や耐震化に対応することを目的とし、前出し岸壁と背面の補強固化土の一体型構造を対象にしている。これまでの模型実験では補強効果が確認された¹⁾。本論文は補強固化土の設計論を確立するために、(1)表層支持力、(2)弾性支承上の梁モデル、(3)鉛直方向クラックモデルの3手法の視点の存在を示し、その適用性を検討した結果について示した。

2. 模型実験結果

模型実験方法と実験条件を示したのが表-1である。表中の固化処理土強度には目標強度と実際の平均強度を示した。図-1は用いた計器の種類と計測位置及び形状寸法を示している。実験では矢板の変位、ひずみ、載荷板の沈下量、載荷重を計測した。模型実験に用いたジオグリッドの敷設条件は表-1に示されているようにジオグリッドの端部の結合条件と、敷設長さに着目すると、

- 1) 模型矢板に固定されているか否か
- 2) 載荷板直下に端部があるか全面的に敷設されているか

の2項目で区分される。Case0の試料条件は補強材なしの砂、Case1はジオグリッドなしのセメント固化土、Case2～5はジオグリッドで補強したセメント固化土である。

実験ケース	補強材料	固化処理土	養生日数	基礎砂層	供試体断面
Case-0 砂のみ	なし	なし	なし	川砂 D _r =80%	
Case-1 無補強	なし	目標強度 q _u =200kPa (149.4)	材齢14日 (2週)	川砂 D _r =80%	
Case-2 中央敷設	ジオグリッド (L=400mm)	目標強度 q _u =200kPa (171.3)	材齢14日 (2週)	川砂 D _r =80%	
Case-3 2枚短敷設	ジオグリッド (L=175mm) (L=175mm)	目標強度 q _u =200kPa (205.5)	材齢14日 (2週)	川砂 D _r =80%	
Case-4 千鳥敷設	ジオグリッド (L=175mm) (L=175mm) (L=312mm)	目標強度 q _u =200kPa (123.1)	材齢14日 (2週)	川砂 D _r =80%	
Case-5 2枚長敷設	ジオグリッド (L=400mm) (L=400mm)	目標強度 q _u =200kPa (73.9)	材齢14日 (2週)	川砂 D _r =80%	

*固化処理土()内は実際の平均q_u

このうちCase2では1層全面敷設、Case3では2層部分敷設、Case4は3層で部分敷設、Case5は2層全面敷設である。これらの模型実験結果の詳細については文献¹⁾を参照して欲しい。

¹正会員、三井化学産資株式会社、技術開発部 土木技術グループ (〒346-0028 久喜市河原井町9)

²正会員、みらい建設工業株式会社、土木本部技術部 (〒103-0007 東京都中央区日本橋浜町2-31-1)

³正会員、財団法人 地域地盤環境研究所、(〒550-0012 大阪市西区立売堀4-3-2)

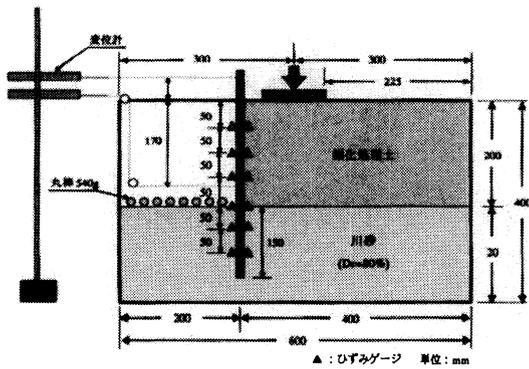


図-1 模型実験の概要

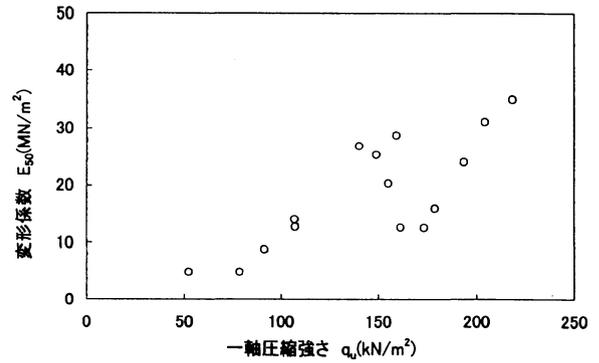


図-2 模型実験に用いた固化土の強度・変形特性

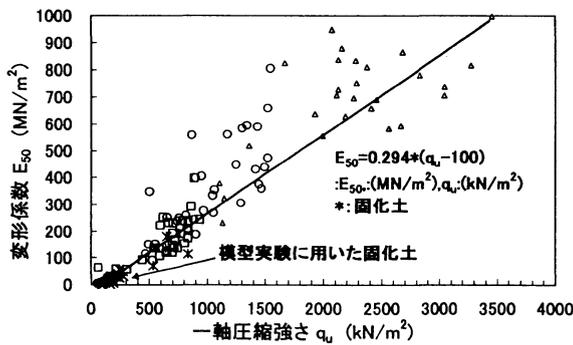


図-3 模型実験に用いた固化土の一般性

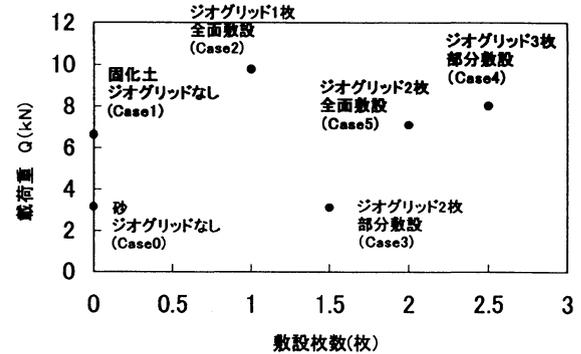


図-4 ジオグリッドの敷設条件と載荷重 (1)

図-2～5は模型実験結果を整理したものである。図-2は用いた固化土の一軸圧縮強さ q_u と変形係数 E_{50} の関係を示している。表-1に示すように固化土の目標強度を200kPaとしたが、実際は固化土の強度のばらつきが大きく、実験結果にも影響を与えている。このため補強効果を解釈する上でこのばらつきを考慮して評価しなければならない。しかし固化土の強度・変形特性自体は図-3に示すように強度のばらつきはあるが破壊歪が1%前後であり概略的には一軸圧縮強さと変形特性の一般的な傾向の中にあると考えられる。なお図-3は消石灰とセメント改良土に関する実験結果に固化土の結果を重ねてみたものである。一軸圧縮強さが増加すると変形係数も比例するように増加している。図-4はジオグリッド敷設条件と最大載荷重の関係を示したものである。図-5は模型実験ケース間の固化土の強度に大きなばらつきがあるので、一軸圧縮強さによる正規化を行ったものである。なおジオグリッドの敷設枚数の表示は全面敷設を1枚とし、載荷板直下に端部がある部分敷設の場合は(0.5/枚数)で表現している。2つの図よりCase3の結果を除くと補強なし固化土(Case1)に比べてジオグリッドを敷設した補強固化土の載荷重が大きいは明瞭で補強効果があることを示している。しかしジオグリッドの敷設条件と載荷重の関係では単純に敷設枚数が増加すると載荷重も増加する関係にはなく、敷設条件の検討が必要であることを示している。

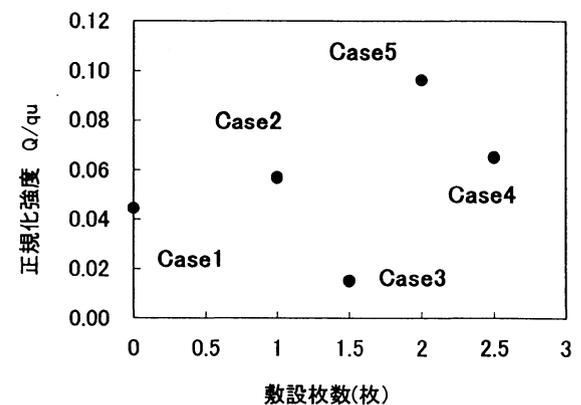


図-5 ジオグリッドの敷設条件と載荷重 (2)

3. 補強固化土に関する模型実験結果の着目点

模型実験結果から補強効果は固化土の強度やジオグリッド敷設条件によって大きく変化しており補強固化土の設計ではセメント固化処理土及びジオグリッドの強度と変形性、及び両者の相互作用を明らかにしなければならないことがわかった。これらの相互作用の評価を行う上での基礎データになる1G場の模型実験結果で本論文が対象にする現象を図-6に示す。図-6は1G場模型実験結果の代表例で載荷板の変位～載荷重の関係を示している。本論文では図より以下の2項目を研究対象にした。

- 1) 載荷重～沈下の関係曲線の途中で生じる急激な

2) 最大載荷重

2) 最大載荷重

以下にモデルを用いて検討するが、1) については弾性支承モデル、2) については鉛直クラックモデルの適用が考えられる。

4. 設計に必要な検討項目

補強固化土はセメント固化土とジオグリッドの一体化を目指したもので、鉄筋コンクリートの鉄筋敷設方法とは異なり、補強固化土のジオグリッドは深度方向に多段敷設を前提としている。このため以下の3項目が基本的な検討項目になると考えられる。

- 1) 載荷板直下の局所安定性
- 2) 補強固化土自体の安定性
- 3) 複合地盤構造系としての一体化構造の安定性

このうち1) は補強固化土表面に載荷された時、その荷重を表層付近で補強固化土全体に伝播させて、補強固化土への過大な応力集中を避けるための条件である。2) は固化土とジオグリッドの一体化を図り、固化土自体の下縁引張り亀裂発生抑止を目指したもので内的安定に対応する内容と考えた。基本的な考えはWinklerモデルによる梁バネモデルに準じて展開した。3) は補強固化土部分を含む全体構造体の極限破壊強さを求めることが対象であり、構造系全体が一体的になり外力に抵抗することを目指したものである。設計法の検討にあたっては既存の設計論を踏襲し、これにジオシンセティックによる補強効果を追加した。補強効果はジオシンセティックと固化土の間の摩擦力で評価し、これも従来の考えにもとづいた。

以上の基本項目と対応方法に基づいて上記検討項目1) では粘性土上の支持力公式を参考にした。検討項目2) の補強土の検討方法は、セメント固化処理土の内部安定に関する設計が鉛直クラックの発生を前提にした極限釣り合い式が普及していることを考慮して、この式に補強効果を追加する方向で検討した。検討項目3) は外的安定性に対応するものと考えられる。このため既存の設計手法を踏襲することにし、現時点では分割法による土圧算定⁹⁾を行い矢板の安定性によって評価することとしている。しかし本論文では上記3) の項目については言及しない。

(1) 載荷板直下局所安定性 (表層クラックモデル)

図-7 に示すモデルを基に粘性土の支持力式⁹⁾に、 $\theta = \pi/4$ としてハンモック効果を単純に付加した式(1)を基本式にした。なおジオグリッドの敷設方法は均質な一体的構造化及びクラック防止を兼ねてほぼ均等幅の多段敷設を前提としている。

$$q_d = N_c \cdot C_u + 2 \cdot n \cdot L_2 \cdot C_g / W \quad (1)$$

ここに q_d : 極限載荷重 (kN/m²)、 N_c : 支持力係数

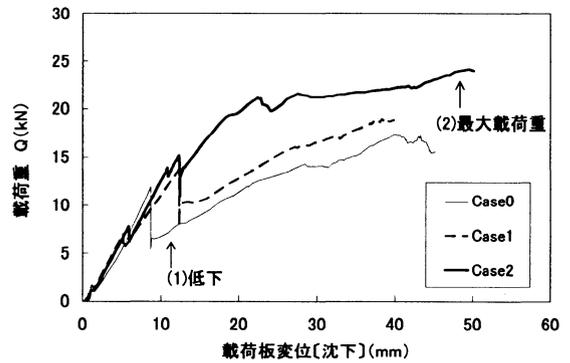


図-6 模型実験結果の代表例

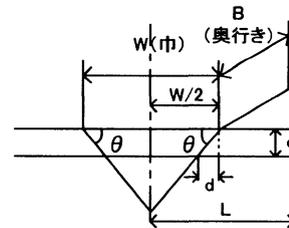


図-7 補強固化土表層の安定性

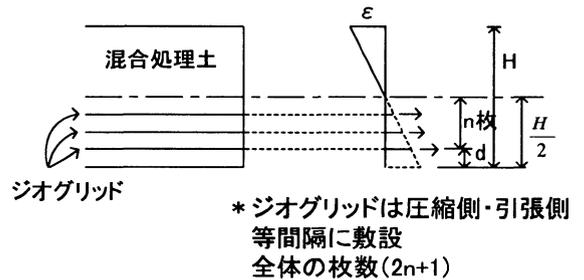


図-8 補強固化土とジオグリッド敷設

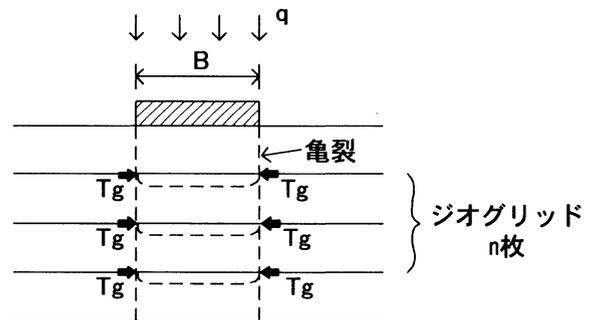
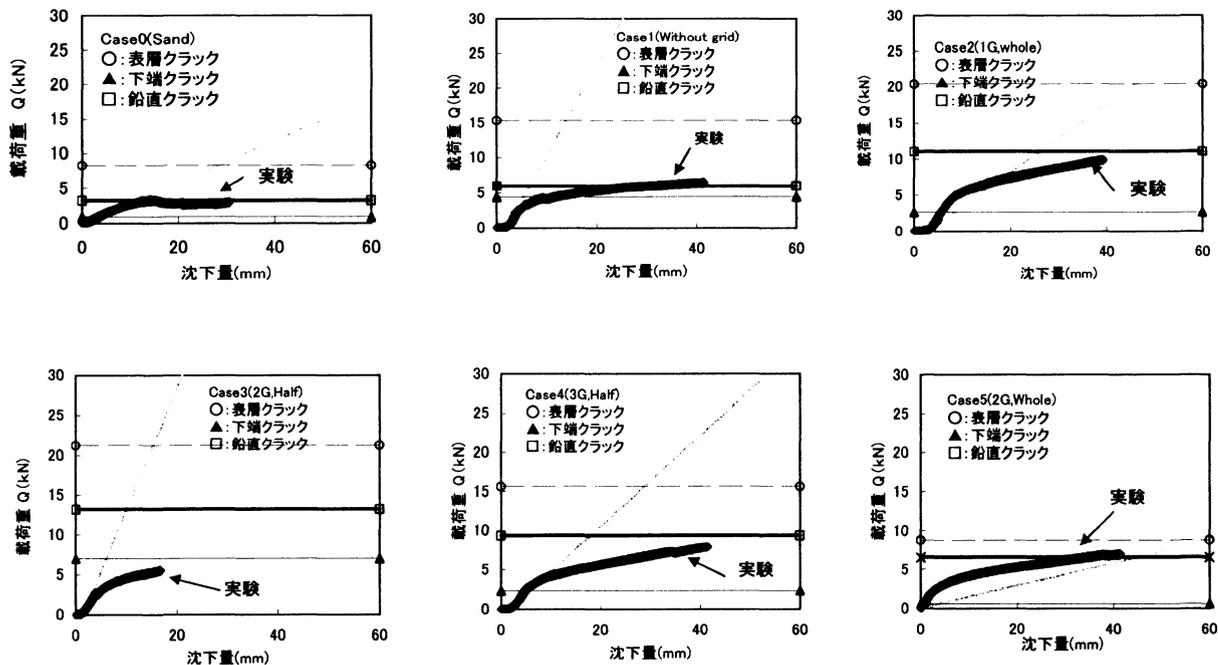


図-9 鉛直クラックモデル

(=5.14), C_u : セメント固化土の粘着力 (kN/m²), n : 敷設枚数, L_2 : 片方敷設長 (m), C_g : セメント固化土とジオグリッドの片面付着強度 (kN/m²), W : 載荷幅 (m), B : 奥行き長さ (m), d : 被り (m) である。なお載荷板位置直下の圧力球根を基準にしてジオグリッドの片方の長さを L とすると L_2 は式(2)で計算した。本試験における最大長さは $L=0.3$ mである。



A: 表層安定
B: 固化土自体の安定(弾性支承モデル適用)
C: 鉛直クラックモデル
D: 弾性支承モデルによる推定

図-10 模型実験結果と推定式

$$L_2 = L - \left(\frac{W}{2} - d \right) \quad (2)$$

$$q' = \frac{E_{tc} I}{\sqrt{\frac{KB}{4E_{tc} I}}} \cdot \frac{R^2 + S^2 - S}{R} K \cdot w_{max} \quad (7)$$

(2) 補強固化土の安定性と一体性 (弾性支承モデル)

弾性支承上の梁モデルを図-8の補強固化土に適用し、上記項目2)を検討する基礎式とした。Winklerモデルによる基礎式は式(3)に示す梁バネの釣り合い式で、梁の変位は式(4)で示され、 $x=0$ として載荷板の沈下量を計算した。これらの式を境界条件に適合するように展開し、梁載荷重 Q は式(5)で計算した。

$$E_b I \frac{d^4 w}{dx^4} + kbw = bp(x) \quad (3)$$

$$w(x) = e^{\lambda x} [c_1 \cos \lambda x + c_2 \sin \lambda x] + e^{-\lambda x} [c_3 \cos \lambda x + c_4 \sin \lambda x] \quad (4)$$

$$Q = q_d \cdot W \cdot B \quad (5)$$

ジオグリッド補強梁モデルによる最終的な式が(6)~(10)である。

$$q'_{Tg} = \frac{4E_{tc} I \sqrt{\frac{KB}{4E_{tc} I}} \cdot (R^2 + S^2 - S)}{R} \left\{ \frac{H^2}{12} + \frac{(H-2d)^2}{12nH} (n+1)(2n+1) \frac{D_g}{E_{tc}} \right\} \sigma_{tc} \quad (6)$$

$$\psi_1 = L_2 \sqrt{\frac{KB}{4E_{tc} I}} \quad (8)$$

$$S = -\cosh \frac{\psi_1}{2} \cos \frac{\psi_1}{2} + \sinh \frac{\psi_1}{2} \sin \frac{\psi_1}{2} \quad (9)$$

$$R = \cosh \frac{\psi_1}{2} \sin \frac{\psi_1}{2} + \sinh \frac{\psi_1}{2} \cos \frac{\psi_1}{2} \quad (10)$$

ここに q' , q'_{Tg} : 補強固化土の単位幅当り線荷重, K : 梁モデル直下の支持地盤地盤反力係数, B : 梁モデル奥行き幅, E_{tc} : 固化処理土の弾性係数, I : 梁モデル断面二次モーメント, H : 補強固化処理土の厚さ, d : 被り, n : 引張り側ジオグリッド敷設枚数, D_g : ジオグリッド変形係数, σ_{tc} : 固化処理土の引張強度, w_{max} : 載荷板の沈下量である。なお、補強固化土と直下基礎地盤の間に生じる摩擦力も無視することはできないが、本論文では触れない。

(3) 鉛直方向亀裂を仮定した評価 (鉛直クラックモデル)

図-9を鉛直方向亀裂モデル^{6), 7)}として考えた。この図よりハンモック効果をとりに入れることにより単位奥行きあたりの支持力式(11), (12)を求めた。

$$q_d = 2C_u \cdot H + 4n \cdot C_g \cdot L_g \quad (11)$$

$$Q = q_d \cdot B \quad (12)$$

ここに n は全体の敷設枚数、 C_g : ジオグリッドと固化土の間の粘着力、 L_g : 有効片面敷設長であり図-1から決まる。ただし式(10)の係数(4 n)は全面敷設を前提にした値であり、片面敷設の場合は(2 n)になる。

5. パラメータの選定

上記の式では固化土の強度変形特性、及び固化土とジオグリッド間の摩擦力が必要になる。本論文では式(13)~(16)を用いた。

$$C_u = q_u / 2 \quad (13)$$

$$E_{Tc} = 3 \cdot E_{50} \quad (14)$$

$$q_T / q_u = 0.5 \quad (15)$$

$$C_g = 0.4C_u \quad (16)$$

その他に地盤反力係数 $K=5\text{MN/m}^3$ 、ジオグリッドの変形係数 $D_g=400\text{kN/m}$ とした。ここで式(13)は固化土を粘性土と考えて一般的な関係式から粘着力を求めた。式(14)については室内試験から得られた変形係数を用いて地盤の変形係数を推定する場合割り増し係数4が使用されている⁹⁾ことを考慮して本研究ではジオグリッドで補強していないCase1の実験結果が説明できるようにこの係数を3とした。また梁バネモデルでは引張力 σ_{Tc} が必要である。実験結果では固化土の圧縮強さに対する比は0.1~0.15の間にばらついている⁹⁾。しかしモデル地盤では固化土は砂層と接しており、このため固化土層自体の引張強度の他に、境界に沿う摩擦力も考慮できるので、引張力は増加している可能性がある。本研究ではこの場合も変形係数と同様無補強固化土の試験結果Case1の中間付近に現れる一時的な応力低下箇所の強度が、固化土下端の引張強度に関係していると考え、これがトレースできる応力比として式(6)と式(15)を用いて、引張強度 σ_T と一軸圧縮強さの関係性を求めた。さらに式(15)に示す係数は、引き抜き試験結果でやや小さな摩擦力が得られたため一般的な値¹⁰⁾として示されている0.5に対してやや小さめの値を設定した。

6. 解析結果の精度

図-10は3種類のモデル及び弾性支承モデルによる変形式によって推定した結果を示している。ただし(Case0)の砂だけの模型実験結果については、鉛直クラックモデルによる推定値が実験結果に対応するように一軸圧縮強さを与えて砂だけの無補強最大載荷強度も図

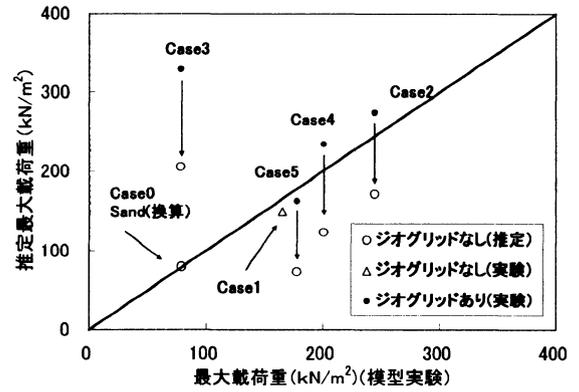


図-11 鉛直クラックモデルによる評価

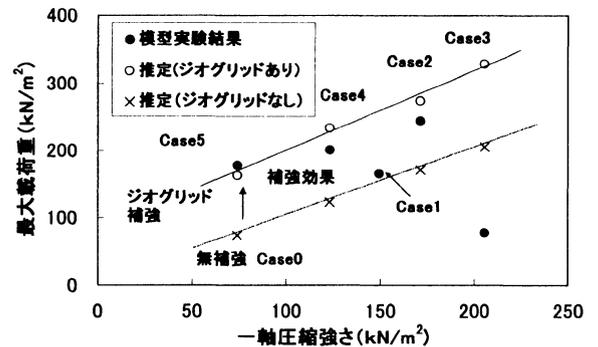


図-12 ジオグリッドによる補強効果の推定

に示し、参考資料とした。その他については実験で得られた固化土の一軸圧縮強さや変形係数にはばらつきがあるが、そのばらつきのある試験結果を修正することなくパラメータとして使用している。図より初期載荷過程では、直線力は実験結果に対応していることから一軸圧縮試験結果と模型実験の変形性は対応していることがわかる。また、図より表層クラックモデルが最も高い載荷強度を推定し、弾性支承モデル(下端クラックモデル)が一番小さい値を与えていることがわかる。さらに(Case3)を除けば鉛直クラックモデルが模型実験に最も近い値を与えている。そのことを示したのが図-11である。図中の●印が鉛直クラックモデルを用いてジオグリッドありで推定した結果と実験結果の関係を示している。●に対応する○印がジオグリッドなしの推定結果である。△はCase1でジオグリッドなしの実験結果と推定結果を示している。Case0は実験結果である。Case3は特異なデータと考えて、これを除くと、ジオグリッドなしのCase1、ジオグリッドありのCase2, 4, 5は模型実験結果に近い値が得られている。従ってCase3を除いたジオグリッドなしの推定結果はジオグリッドなしの最大載荷強度に近い値になると考えると、これに対応するジオグリッドありの載荷強度との差がジオグリッドによる補強効果になると考えることができる。なお試験結果はそれ自体を比較するとジオグリッドの補強効果が評価しにくい結果になっている。このためこのばらつきを解釈するため図-12を用意した。図は一軸圧縮強さと模型実

験結果及び鉛直クラックモデルによる推定最大載荷強度を示している。図中の●印は模型実験結果になっている。また×印はジオグリッドなしの推定値、○印はジオグリッドありの推定値である。図よりCase1はジオグリッドなしの結果で、●印と×印の値は近似的である。また、Case3を除けば推定値(○)印は近似している。すなわち固化土の強度が $q_u=50\sim 200\text{kNm}^2$ とばらついているため、ジオグリッドの補強効果が評価しにくい。図より一軸圧縮強さが増加すると、最大載荷強度は増加することを示している。またこの傾向はジオグリッドがない場合も適用できるので、両者の差がジオグリッドによる補強効果と考えることができる。

7. あとがき

固化土の中にジオグリッドを敷設し、クラックの防止対策を図る試みの論文がいくつかみられる。しかし、これらの敷設効果の評価方法については充分研究が進んでいるとは言えない。本研究は岸壁の増深、耐震化にジオグリッド補強固化土を用いようというものであるが、基本的な補強効果の評価は陸上による補強固化土と類似している。本研究は(独)港湾空港技術研究所 一井主任研究官、防衛大学 宮田助教授とともに進めている「海洋構造物への補強土工法の適用性に関する共同研究」の一部である。今後敷設条件に対応する信頼性のある評価式に展開し、また振動台実験や遠心実験を行うことによる耐震性の検討等を行う予定である。

参考文献

- 1) 弘中淳市・平井貴雄・高羽泰久・足立雅樹：固化処理土と補強土技術の併用工法に関する研究，第39回地盤工学研究発表会，pp.1651-1652，2004
- 2) 弘中淳市・平井貴雄・高羽泰久・足立雅樹・福田光治：固化処理土とジオシンセティックスの併用工法に関する研究，日本材料学会第6回地盤改良シンポジウム，2004（投稿中）
- 3) 土田孝・菊池喜昭・福原哲夫・輪湖建雄・山村和弘：分割法による土圧算定法とその軽量混合処理土工法への適用，運輸省港湾技術研究所港湾技研資料，No.924，pp.4-22，1999
- 4) Karl Terzaghi, Ralph B. Peck and Gholamreza Mesri: SOIL MECHANICS IN ENGINEERING PRACTICE THIRD EDITION, pp.259-261, 1996
- 5) A.P.S.SELVADURAI : DEVELOPMENTS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING VOL.17, ELASTIC ANALYSIS OF SOIL-FOUNDATION INTERACTION, pp.84-85, 1979
- 6) 沿岸開発技術研究センター：管中混合固化処理工法技術マニュアル，p.25，2001
- 7) 沿岸開発技術研究センター：港湾空港における軽量混合処理土工法技術マニュアル，pp.3-16，1999
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編，p.4，2002
- 9) 沿岸開発技術研究センター：海上工事における深層混合処理工法技術マニュアル，p.143，1999
- 10) 土木研究センター・ジオテキスタイル補強土工法普及委員会：ジオテキスタイルを用いた補強土の設計・施工マニュアル，p.58，2000

STUDY ON DESIGNING OF CEMENT STABILIZED SOIL BLOCK REINFORCED BY GEOGRID FOR SEA WALL

Junichi HIRONAKA, Takao HIRAI, Yasuhisa TAKABA, Hideto TERAOKA, Mitsuharu FUKUDA and Katsuyoshi MIZUHARA

Cement stabilized soil reinforced by geogrid for sea wall called SG-wall has already been found its efficiency based on the model test results to increase the strength of the reinforced soil block and to resist separating. This reinforced block is aimed to apply for construction of sea wall encountered with deepening sea bed and as a countermeasure against earthquake. This paper presents the applicability of three numerical models to predict deformation and ultimate strength for reasonable designing procedure. Three types of modeling are Winkler model, crack models that extend in the surface zone and develop in the vertical direction. As result, vertical crack model is found to give a approximate value corresponding to the test results.