

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of
National Institute for Land and Infrastructure Management

No. 215

March 2005

管理型廃棄物埋立護岸・遮水工の耐震性能照査手法に関する考察

足立一美・安間清

Seismic Resistance of the Seawalls and Cut-off Structures For Waste Disposal Landfill

Kazumi ADACHI and Kiyoshi ANMA

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure and Transport, Japan

管理型廃棄物埋立護岸・遮水工の耐震性能照査手法に関する考察

足立一美* ・安間 清**

要 旨

廃棄物海面処分場からの保有水の漏出による周辺海域の長期的な水質汚濁を防ぐためには、処分場への廃棄物の厳格な受け入れ規制、遮水工からの漏水防止、漏水モニタリングなどの総合的な環境リスクの低減策を講じることが必要である。

この研究では遮水工からの漏水防止の観点から、レベル2地震動に対する埋立護岸及び遮水工の耐震性能を、重力式ケーソン護岸の2重遮水シートと、傾斜式護岸の鋼矢板遮水工について、2次元有効応力解析コードである「FLIP」を用いた解析によって照査するとともに、構造上の弱点となる平面形状での隅角部の安全性について、3次元静的解析結果にもとづいて考察した。

得られた結論は、次のとおりである。

- ①重力式ケーソン護岸（2重遮水シート）においては、DMMなどの良好な地盤改良を行なうことにより遮水工の近傍の地盤の変形が小さくなり、遮水工の破壊を防ぐことができる。
- ②傾斜式護岸（遮水矢板）においても、SCPなどの良好な地盤改良を行うことにより遮水矢板の変形と発生応力が小さくなり、遮水工の破壊を防ぐことができる。しかしながら、隅角部については3次元静的解析を行なった結果、応力集中により矢板の発生応力が大きくなるのが分かったので、適切な対策が必要な場合がある。
- ③信頼性の高い廃棄物埋立護岸を建設するためには、地域の特性に応じてレベル2地震動に対する応答解析を行なって、護岸、遮水工及び周辺地盤の変形と応力を照査し、必要に応じて適切な対策を講じることが望まれる。また、漏水モニタリングなどによって環境リスクの低減を図ることが必要である。

キーワード：廃棄物埋立護岸、遮水工、環境リスク、地震応答解析、レベル2地震動

* 前港湾研究部 港湾新技術研究官（現（独）港湾空港技術研究所）

** 前港湾研究部長（現（社）日本埋立浚渫協会）

〒239-0826 横須賀市長瀬3-1-1 国土交通省国土技術政策総合研究所

電話：046-844-5004, Fax：046-843-1399, E-mail：kitazawa-s25q@ysk.nilim.go.jp

Seismic Resistance of the Seawalls and Cut-off Structures for Waste Disposal Landfill

Kazumi ADACHI*

Kiyoshi ANMA**

Synopsis

At the waste disposal landfills, to preclude contained water in the landfills from leaking to the nearby sea and prevent the area from being polluted for a long time, it is necessary to take comprehensive approaches that include a strict control on acceptance of wastes, preventive measures for leakage from cut-off structure, and continuous monitoring on the leakage itself.

Particularly from the preventive measures for leakage through cut-off structure viewpoint, this paper is intended to show the process and the result of examination which has been done to verify seismic resistance of the seawall and cut-off structure against level 2 earthquake motion. For the verification, we used two-dimensional effective stress analysis code called "FLIP" for 1) double cut-off sheets in the caisson type seawall, 2) steel sheet piles in the rubble mound type seawall.

Safety of corners in the plan view that have structural weakness was also examined in the process using three-dimensional static total stress analysis.

The conclusions are as follows:

- ① The caisson type seawalls are useful to preclude breaking of double cut-off sheets because good soil improvement such as DMM can reduce the degree of deformations of soils around the sheets.
- ② The rubble mound type seawalls are also useful for precluding steel sheet piles from breakup because good soil improvements such as SCP can reduce the degree of deformations of the piles and the level of working stresses associated with it. It was, however, found by using three-dimensional static total stress analysis that the working stresses of the piles at corners are likely to become larger when concentrated. Adequate measures should be taken in some cases.
- ③ It is concluded that to construct the sufficiently reliable seawalls of waste disposal landfill, comprehensive approaches are necessary. Seismic response analysis against the level 2 earthquake motion depending on the site characteristics is recommendable to verify the degree of deformations and stresses of the seawalls, cut-off structures and their nearby soils. Taking appropriate countermeasures based upon the verification result is also necessary along with other measures such as reducing environmental risks by continuous monitoring on leakage.

Key Words : Seawall of Waste Disposal Landfill, Cut-off Structure, Environment Risk, Seismic Response Analysis, Level 2 Earthquake

* Ex-Research Coordinator for Advanced Port Technology, Port and Harbor Department (Port and Airport Research Institute)

** Ex-Director, Port and Harbor Department (Japan Dredging & Reclamation Engineering Association)

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

Phone : +81-46-844-5004, Fax : +81-46-843-1399, e-mail : kitazawa-s25q@ysk.nilim.go.jp

目 次

| | |
|-------------------------------------|----|
| 1. はじめに | 1 |
| 2. 廃棄物処分場の環境リスク | 1 |
| 2.1 環境リスク | 1 |
| 2.2 受け入れ規制 | 1 |
| 2.3 漏水防止と漏水モニタリング | 1 |
| 3. 地震応答解析の手法 | 2 |
| 3.1 パラメタの設定 | 2 |
| 3.2 非排水条件 | 2 |
| 3.3 境界条件 | 2 |
| 4. 入力地震動 | 2 |
| 5. 重力式ケーソン護岸（2重遮水シート）のFLIPによる動的応答解析 | 4 |
| 5.1 解析モデル | 4 |
| 5.2 遮水シート | 4 |
| 5.3 解析結果 | 4 |
| 6. 傾斜式護岸（遮水矢板）のFLIPによる動的応答解析 | 8 |
| 6.1 解析モデル | 8 |
| 6.2 解析結果 | 8 |
| 7. 傾斜式護岸の3次元静的解析による隅角部の評価 | 13 |
| 7.1 静的全応力解析への変換 | 13 |
| 7.2 2次元静的解析による残留変形のモデル化 | 13 |
| 7.3 3次元静的解析への拡張 | 14 |
| 7.4 3次元静的解析による隅角部の変形と応力 | 15 |
| 8. まとめ | 17 |
| 謝辞 | 17 |
| 参考文献 | 17 |

1. はじめに

廃棄物海面処分場の遮水工が長期にわたってその機能を発揮するためには、作用する外力に対して、護岸及び遮水工が所要の安全性を有していなければならない。このことよって、平成10年に改正された「一般廃棄物の最終処分場及び産業廃棄物の最終処分場に係る技術上の基準を定める命令」(以下、改正命令という。)の趣旨に適合する遮水機能を遮水工が発揮し、周辺の公共の水域が汚染されるのを防止することができる。「管理型廃棄物埋立護岸の設計・施工・管理マニュアル」においては、埋立護岸の耐震性を震度法で検討する際の地域別震度、重要度係数、地盤種別係数は、「港湾の施設の技術上の基準」に準じることとし、経済・社会活動に及ぼす影響の大きさに配慮して、重要度係数を1.2以上とすることとされている。この重要度係数の値は、有害物や危険物を取り扱う構造物の場合と同じであり、従って、レベル1の地震動に対しては所定の安全性が確保されていることになる。

しかしながら、設計震度は確率的な現象を前提に定められており、再現期間75年に相当するレベル1地震動を上回る地震との遭遇を否定できないし、また震度法にもとづく設計では護岸や遮水工の変形を照査することが不可能である。さらに、管理型廃棄物埋立護岸は耐震強化施設ではないが、その整備に対する社会的受容性の観点から、これと同等の機能を有することが求められる例が散見されるようになってきている。

そこで、レベル2地震動に対する耐震性能照査として、重力式ケーソン護岸の2重遮水シートと、傾斜式護岸の遮水矢板について2次元有効応力解析コードである「FLIP」を用いた廃棄物埋立護岸の地震応答解析を行い、遮水工の強度特性に関する最近の研究成果と照らし合わせた、耐震性能の照査手法について論じるとともに、構造上の弱点となる隅角部について3次元静的解析にもとづいて考察した。

2. 廃棄物処分場の環境リスク

2.1 環境リスク

最終処分場の存在が海域の水質汚濁の原因とならないように、これを環境リスクとして捉え、管理することが重要である。現に、管理型廃棄物埋立護岸の耐震設計においては、前述のようにレベル1に対応し、重要度係数を高くすることによって安全性が高められており、これがひとつのコンセンサスとなっている。遮水工からの漏水をまったくなくすように設計することは困難であり、保有水の漏出のリスク

を低減させることが重要で、そのために次の2つの方策がとられており、参考文献4)にもとづいて詳しく紹介する。

(1) 受け入れ規制

廃棄物は、リサイクルなどによる徹底的な減量を行ったうえで処分場へ受け入れられ、可燃性の廃棄物は焼却され、不燃性の廃棄物は、圧搾される。最終処分場に搬入される廃棄物(有害物質)を制限し、処分場への環境負荷を小さくすることが最も重要である。

(2) 漏水防止と漏水モニタリング

最終処分場から周辺の海域への保有水の漏出を起りにくくする漏水防止と、漏出した場合には、それを迅速に検知する漏水モニタリングが必要である。

2.2 受け入れ規制

図-2.1の境界Aと境界Bで考えると、境界Aは、生産の段階で有害物質を管理することの必要性を示しており、すべての化学製品は重大な影響を及ぼすかどうかライフサイクル・アセスメントにもとづいて評価される必要がある。境界Bは、最終処分場に搬入される有害物質をスクリーニングするためのチェックシステムの必要性を示している。このとき、2つの異なったシステムがチェックシステムのために要求される。1つは前もって安全性を保障する、受け入れの仕組みとしてのソフトウェアタイプのシステム(例えばマニフェストシステム)である。もう1つは、受け入れ許容基準が満足されるかどうかを迅速に試験し判断する溶出試験などのハードウェアタイプのシステムである。

2.3 漏水防止と漏水モニタリング

これは、最終処分場からの保有水の漏出の発生と波及の確率をいかに減少させるかである。最終処分場は、ゆっくりとした自然漏出による、あるいは事故(大規模地震など)による有害物質の漏出の潜在的な確率を有している。従って、いわゆる「曝露シナリオの方法」によって起こり得る事象を適切に想定し、これに応じて環境アセスメントがなされることになる。「管理型廃棄物埋立護岸の設計・施工・管理マニュアル」は、最終処分場の保有水の漏出を制御する遮水システムとして機能していることになる。また、本稿で論じる埋立護岸と遮水工の耐震性能の照査はより一層、曝露リスクを低減させる考え方ではあるが、過大設計になるおそれも否定できない。漏水モニタリングシステムと組み合わせたトータルなリスク低減方策を講じることが望ましく、その意味で、研究の領域においては浸透・移流分散解析による遮水性能の評価手法や環境モニタリング・コーンの

開発などの具体的な手段を得ることが極めて重要である。
なお、処分場の建設工事の施工の不良に起因する遮水工か

らの漏水に関しては、最近、マニュアルが整備され、安全性の向上が図られてきている。

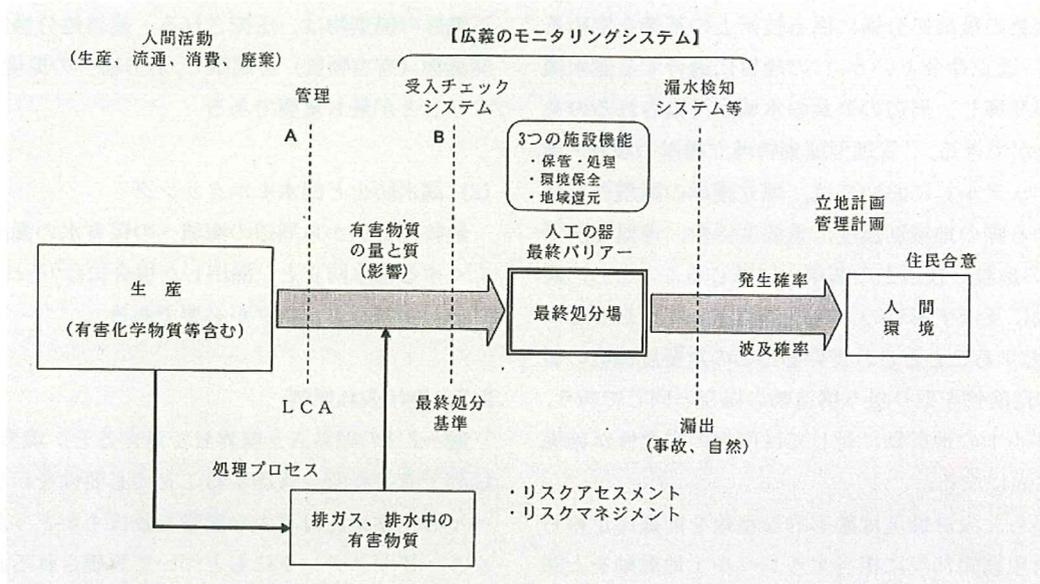


図-2.1 廃棄物処分場の環境リスクとその制御 (参考文献4)による.)

3. 地震応答解析の手法

3.1 パラメタの設定

「FLIP」は、飽和した砂の液状化現象を対象として開発された解析コードであるが、実務における必要性から開発者自身による粘土やSCP地盤についてのパラメタの設定法が示されているので、以下の解析においては、これに従った。

せん断弾性係数 G_m (kgf/cm^2) は、次式で求められる。

$$G_m = 144 N^{0.88} \quad (3.1)$$

また、液状化特性を規定するパラメタは、変相角 Φ_p を除き、等価 N 値から求められる。変相角は、 $\Phi_p = 28$ 度とし、等価 N 値にかかわらず、一定値である。動的変形特性を規定するパラメタも、同様にして等価 N 値から求められる。

そのほかのパラメタは、間隙水の体積弾性係数 $K_w = 2.2 \times 10^6 \text{ kPa}$ 、砂の間隙率 $n = 0.45$ 、粘土のせん断弾性係数 $G_{ma} = 170 q_u$ (q_u : 一軸圧縮強度) とし、正規圧密度粘土では、 C の代わりに有効応力モデルにおける内部摩擦角を用い、 $\Phi_f = 30$ 度とする。

3.2 非排水条件

間隙水が土要素から排出しないという条件は、実現象の

近似として多く用いられる。例えば、液状化解析では、地震の作用時間は短いので、この間に排水される間隙水はわずかであるとして間隙水の排水は無視される。このような条件を非排水条件と呼び、液状化解析では要素ごとに非排水を扱う。これは地震時には作用時間は短いとはいえ有限で、各要素で発生する過剰間隙水圧には差があるからである。一方、圧密解析では作用時間は瞬時であり、一般に境界でのみ非排水という条件が使われる。

3.3 境界条件

地盤は半無限体であり解析対象域の挙動の影響を受けない明確な場所を決めることはできないので、動的な問題では境界条件を単純には設定できない。通常は水平、鉛直の線で区切り境界を設ける。自由境界、固定境界のいずれの場合にも、入射波と同じ振幅の反射波を生じるから、これをなくすため比例係数が波動インピーダンスであるようなダッシュポットを境界面に配置し、粘性境界とする。

4. 入力地震動

入力地震動は、図-4.1に示す1995年1月17日の兵庫県南部地震のポートアイランド基盤波を設定した。これは工学

的基盤での入射波の2倍に相当する波形（2E波）で、かつ、補正波形である入射波形である。ただし、特定の建設地点を想定していないので、最大加速度のサイトに応じた変更は行っていない。

PI-79 NORTH GR. ACC. PORT ISLAND1995-01-17-05-46

MAX. 817.0 GAL (T=4.32 SEC) N=2000 DT=0.010 SEC

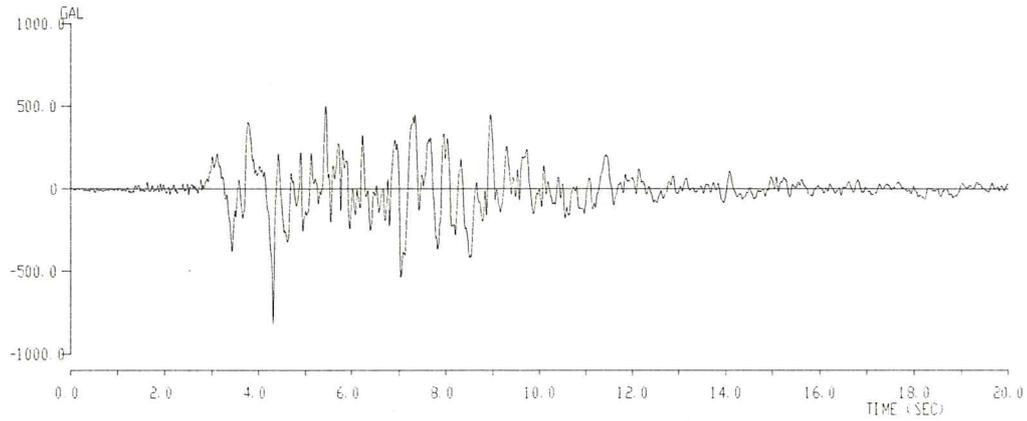


図-4.1 ポートアイランド基盤波形 (PI-79NS Base補正波形・2E波,Max=817Gal)

5. 重力式ケーソン護岸（2重遮水シート）のFLIPによる動的応答解析

5.1 解析モデル

代表的な遮水工として、図-5.1に示す「遮水シート」が敷設された重力式ケーソン護岸を解析モデルとする。この図中の番号は、要素の材料番号である。液状化を考慮した材料は、廃棄物、シルト層、在来粘土、盛砂、敷砂であり、これらの液状化パラメータの設定は、「液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメータの簡易設定法（港湾技研資料No. 869, 1997）」に準拠している。

このモデルに対してポートアイランド基盤入射波形を入力波として地震応答解析を実施して、①地盤の残留変形図、②地盤の過剰間隙水圧比分布、③遮水シート（PVC：塩化ビニルシート）の位置の水平変位、鉛直変位等の計算値をもとに耐震性能について考察する。

また、基礎捨石、裏込石、碎石の下部の地盤は、DMM（深層混合処理工法）により地盤改良されている。DMMの改良率は100%～50%である。

モデル側面及び底面は、無限地盤を模擬できる粘性境界とした。

地盤定数は、シルトに対して初期せん断剛性： $G_{ma}=42,300\text{KN/m}^2$ 、体積弾性係数： $K_{ma}=11,000\text{KN/m}^2$ 、湿潤密度：2.04、内部摩擦角：38度、 $S_1=0.005$ 、 $W_1=5.1$ 、 $P_1=0.5$ 、 $P_2=1$ 、 $C_1=1.6$ 、同じく粘性土に対して、初期せん断剛性： $G_{ma}=96,000\text{KN/m}^2$ 、体積弾性係数： $K_{ma}=25,100\text{KN/m}^2$ 、湿潤密度：2.04、内部摩擦角：40度、 $S_1=0.005$ 、 $W_1=18$ 、 $P_1=0.5$ 、 $P_2=0.8$ 、 $C_1=1$ 、をそれぞれ与えた。

5.2 遮水シート

廃棄物海面処分場の遮水シートとしてよく用いられるのは、塩化ビニルシート（PVC）や接着タイプゴムシート（EPDMゴムシート）で、PVCシートの代表的な特性は、①比重：1.25～1.35、②伸び率：300%以上、③引張強さ：1570N/cm²以上、④引裂強さ：440N/cm以上となっている。また、「改正命令の運用に伴う留意事項」（平成10年7月：環境庁・厚生省通知）では、PVCのようなアスファルト系以外の遮水シートの厚さは、1.5mm以上とすることとされている。

遮水シートの間には、埋立護岸の築造や廃棄物の埋立過程に、両側のシートが同時に損傷することを防止することができるよう、十分な厚さと強度を有する不織布（Non-woven Fabric）が敷き詰められている。また、施工中や施工後の波浪外力によるシートの端の捲くれ上がりや、全体の浮き上がりを防止するため、護岸の法肩と法先で固

定される。遮水シートは柔構造で、護岸の裏込めに緩衝材である不織布などで包みこまれて密着している。したがって、有限要素としてはシートを単体として要素化していないが、このような取り扱いは前述のように、非排水条件が適用され、要素からの間隙水の出入はないからシートの有無が排水条件に影響を与えない。

5.3 解析結果

(1) 残留変形

図-5.1に、遮水シートを設置する位置及びその要素の節点の番号を○数字で示す。図示の通り、上側と下側に2枚の遮水シートを設置している。図-5.2は、遮水シート周辺の残留変形を示したものである。

表-5.1に、遮水シートを設置する場所の水平変位と鉛直変位の最大値、残留値を示す。この残留値は、地震後の時刻20秒における変位で、水平変位の符号は、正が陸側（図-5.1の右側）への変位、負が海側（図-5.1の左側）への変位である。また、鉛直変位の符号は、正が鉛直上方（図-5.1の上向き）への変位、負が鉛直下方（図-5.1の下向き）への変位である。

ケーソン天端の海側への最大水平変位は、48.2cmである。また、海側への残留水平変位は、45.4cmとなった。

表-5.1 水平変位の最大値、残留値

| | ケーソン天端 | モデル底面 |
|---------|--------|--------|
| 陸側へ (m) | 0.007 | 0.018 |
| 海側へ (m) | -0.482 | -0.059 |
| 残留値 (m) | -0.454 | -0.037 |

なお、廃棄物層及び海底面下の未改良地盤の一部が液状化したが、ケーソンの下部では液状化は生じていない。

(2) 遮水シート設置位置の伸び

伸び率は、遮水シートの区間の要素の節点間の長さの伸びを地震前の元の長さで除した値である。伸びの数値の符号は、正が伸び、負が圧縮である。図-5.3に、上側遮水シート及び下側遮水シートを設置する位置の要素の節点間の伸び率（%）を示す。つまり、地震の発生前には遮水シートは土の要素と密着しており、PVCのシートは強度・変形特性から地震力に抵抗できる構造材として取り扱えず、また、有限要素としての取扱いが困難であることから、近似的かつ便宜的に、節点間の伸びを遮水シートの伸びとみなすこと

とする。なお、図-5.3における区間は、図-5.1の遮水シートを設置する位置と一致している。

また、区間1-13(上側遮水シート全延長)及び区間14-23(下側遮水シート全延長)の最大の伸びは、隣り合う各区間の伸びの最大値の総和である。

遮水シートを設置する位置の最大の海側への水平変位は、①点の46.8cmである。また、海側への残留水平変位の最大値は、①点において発生した44.1cmである。

遮水シートを設置する位置の最大鉛直上方変位は⑬点の9.1cmであり、最大鉛直下方変位は②点の8.3cmである。残留鉛直上方変位の最大値は、⑬点において発生した9.1cmである。また、残留鉛直下方変位の最大値は、②点において発生した8.2cmである。

ケーソン天端の残留変位は、水平変位45cm(海側)、鉛直変位9cm(沈下)程度である。

地震時の遮水シートの伸び率の最大値は、上側シートが区間⑧-⑨の1.477%、下側シートが区間⑱-⑲の2.796%である。この値は、20秒間の地震の継続時間中に動的に変化するひずみの最大値である。

また、上側遮水シートの設置位置の伸び率の残留値は、区間7-8の1.129%、下側遮水シートの設置位置の伸び率の残留値は、区間18-19の2.277%となった。

(3) 遮水シートの強度特性

狩野らが行った、PVC遮水シートの一軸引張試験によれば、0°C~60°Cの範囲において、破断強度、破断ひずみと温度との間には、次式の関係がある。

$$\sigma_f = -0.24T + 26 \quad (4.1)$$

$$\varepsilon_f = 2.5T + 280 \quad (4.2)$$

ここに、 σ_f : 破断強度 (Mpa), ε_f : 破断ひずみ,

T : 温度 (°C)

従って、我が国における海水面の温度のもとでは、PVCの遮水シートは、ひずみが280%~350%で破断することになる。

(4) 模型実験及び現地実験での遮水シートの変形

また同じく、1/12の縮尺模型を用いた水中振動台による加振実験においても、最大加速度817galのポートアイランド波に対して、遮水シートの最大ひずみは、3.7%、残留ひずみは1.4%であった。さらに、長尾・宮田らが十勝港で行

なったダイナマイト発破による現地液状化試験における遮水シートの耐震性に関する実証試験では、3,000galを超える加速度のもとで、約1mの沈下と20cm程度の水平変位を生じたが、遮水シートの伸びは、最大で2%に留まっている。FLIPによる解析において、重力式ケーソン護岸の変形を少なく抑えることができたのは、ケーソン下部地盤をDMMで改良したことによるものと考えられる。

上述の遮水シートの強度特性や実験結果から、ここでの解析に用いた地震応答解析手法による限りは、重力式ケーソン護岸の遮水シートは、ポートアイランド波による地震動に対して安全であると判断される。

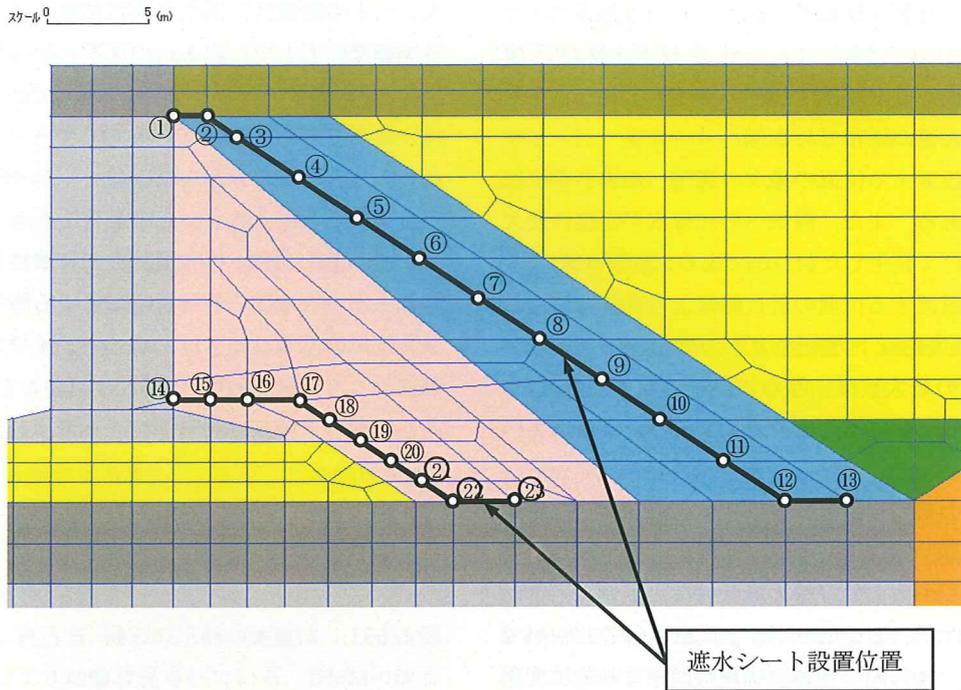


図-5.1 重力式ケーソン護岸（2重遮水シート）モデル

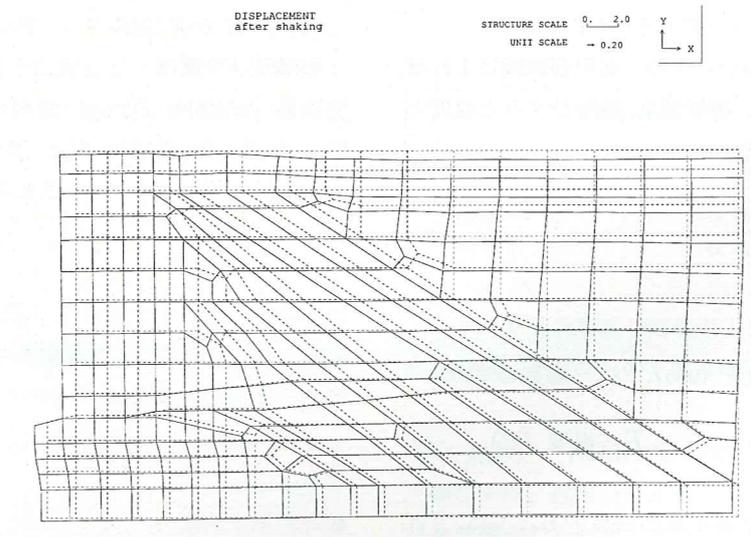


図-5.2 遮水シート近傍の地盤の変形

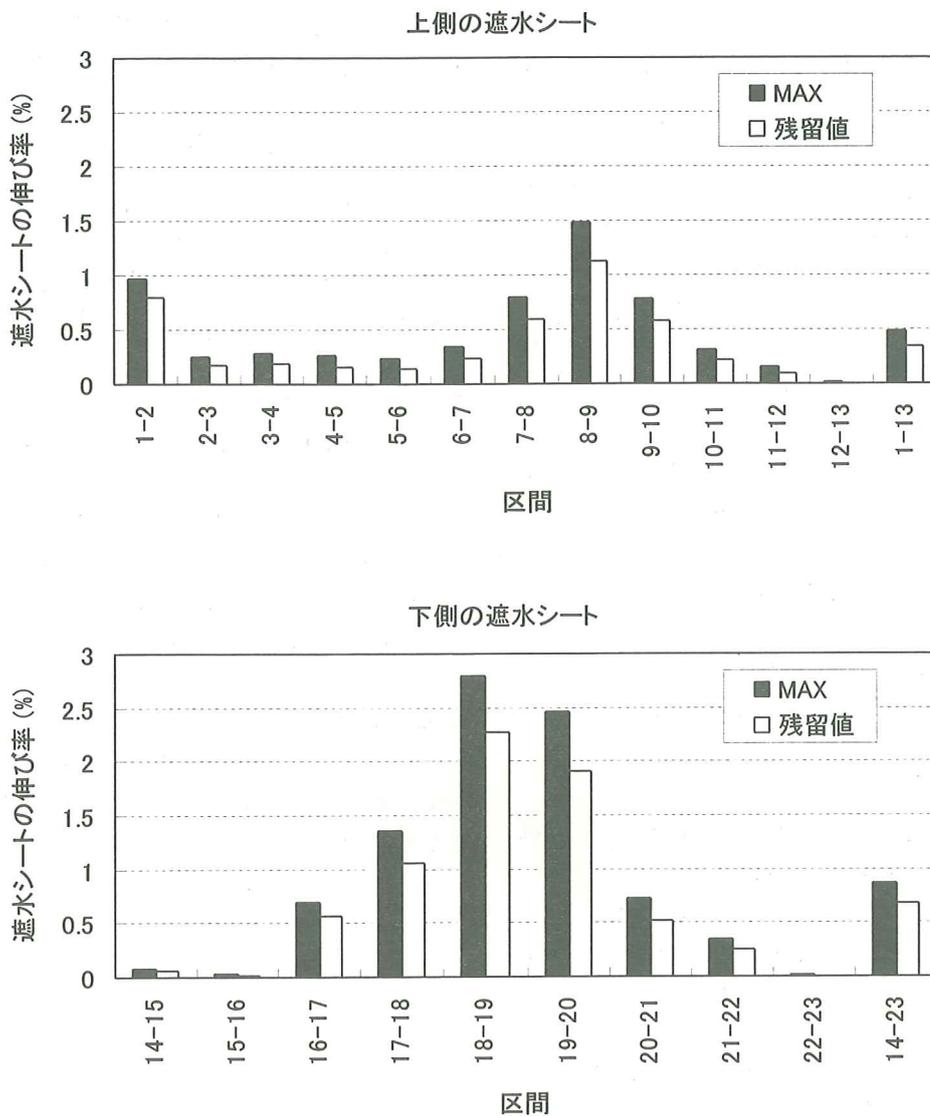


図-5.3 遮水シートの設置位置の伸び率 (%)

6. 傾斜式護岸（遮水矢板）のFLIPによる動的応答解析

6.1 解析モデル

次に、もうひとつの代表的な廃棄物埋立護岸の構造形式として傾斜式護岸（遮水矢板）の耐震性を「FLIP」を用いた2次元動的応答解析によって照査する。

解析モデルは、図-6.1に示す断面のほぼ中央に遮水矢板が設置されている傾斜式捨石護岸である。護岸の構造は、前面が捨石、背面は液状化強度の低い砂質土（盛砂）で構成されている。また、軟弱な粘性土層からなる基礎地盤は、SCP（サンドコンパクションパイル）及びSD（サンドドレーン）によって地盤改良が行なわれている。

このモデルに対してポートアイランド基盤入射波形を入力波として地震応答解析を行い、①鋼矢板及び地盤の残留変形、②地盤の過剰間隙水圧比分布、③鋼矢板の断面力等の計算値について考察する。

液状化を考慮した材料は、盛砂、敷砂である。それらの液状化パラメータの設定は先と同じく、「液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメータの簡易設定法（港湾技研資料No. 869, 1997）」に準拠している。

地盤定数は、盛砂に対して初期せん断剛性： $G_{ma}=98,900\text{KN/m}^2$ 、体積弾性係数： $K_{ma}=180,000\text{KN/m}^2$ 、湿潤密度：1.8、内部摩擦角：36度、 $S_1=0.005$ 、 $W_1=30$ 、 $P_1=0.6$ 、 $P_2=1$ 、 $C_1=1$ 、同じく敷砂に対して、初期せん断剛性： $G_{ma}=68,900\text{KN/m}^2$ 、体積弾性係数： $K_{ma}=180,000\text{KN/m}^2$ 、湿潤密度：1.8、内部摩擦角：36度、 $S_1=0.005$ 、 $W_1=30$ 、 $P_1=0.6$ 、 $P_2=1$ 、 $C_1=1$ をそれぞれ与えた。

図-6.1に示すように捨石、盛砂、敷砂の下部の地盤はSCPによって地盤改良されている。モデル側面及び底面の境界条件は、無限地盤を模擬できる粘性境界とした。これは、逸散波動エネルギーを粘性力によって吸収し、仮想境界面で波の反射を起こさせないようにするものである。つまり、境界上の直応力、せん断応力が速度に比例する形で与えられる。

6.2 解析結果

(1) 残留変形

地震終了後の残留変形を図-6.2に示す。

(2) 鋼矢板の残留変形量

鋼矢板周辺の残留変形量を図-6.4に示す。また、図-6.7に鋼矢板の残留変位（水平、鉛直）量を示す。

(3) 水平変位の時刻歴

表-6.1に、コンクリートブロック天端、鋼矢板上端、鋼矢板下端及び粘性土の4つの位置の水平変位の最大値と残留値を示す。符号は、正が陸側（図-6.1の右側）への変位、負が海側（図-6.1の左側）への変位である。

表-6.1 水平変位の最大値、残留値（m）

| | ブロックの天端 | 鋼矢板 | | 粘性土 |
|-----|---------|--------|--------|--------|
| | | 上端 | 下端 | |
| 陸側へ | 0.313 | 0.334 | 0.096 | 0.101 |
| 海側へ | -0.910 | -0.795 | -0.278 | -0.270 |
| 残留値 | -0.662 | -0.384 | -0.141 | -0.126 |

- ① 上側のコンクリートブロックの残留変位は、水平変位66cm(海側)、鉛直変位77cm(沈下)である。
- ② 変形の大きさは、上側のコンクリートブロックから海側の護岸にかけて大きく、1m程度変位した。
- ③ 最大水平変位は、護岸の海底面付近で1.42m(海側)発生した。最大鉛直変位は、上側のコンクリートブロック直下で88cm(沈下)発生した。

(4) 過剰間隙水圧比

地震終了直後の残留過剰間隙水圧比の分布を図-6.3に示す。過剰間隙水圧比 P_{ex1} は、式(6.1)で計算した。液状化が発生したか否かの判定の基準は、表-6.2によった。

$$P_{ex1} = 1 - \sigma'_m / \sigma'_{mst} \quad (6.1)$$

ここに σ'_m : 平均有効拘束圧、 σ'_{mst} : 地震発生前の初期平均有効拘束圧

表-6.2 過剰間隙水圧比(P_{ex1})と液状化の発生

| P_{ex1} | 液状化の発生の状態 |
|-----------------------------|-------------------------|
| $P_{ex1} < 0.6$ | 液状化しなかった。 |
| $0.6 \leq P_{ex1} \leq 0.9$ | 液状化しなかったが、液状化に近い状態になった。 |
| $P_{ex1} > 0.9$ | 液状化した。 |

矢板背面で矢板に沿って腹付盛砂の過剰間隙水圧比が、0.9~1になり液状化が発生した。また、矢板背面の腹付盛砂の上部の過剰間隙水圧比は0.8~0.89程度になり、液状化に近い状態になった。矢板背面の腹付盛砂の下部及び敷砂の過剰間隙水圧比は、0.6~0.8程度になった。

(5) 鋼矢板の断面力及び直応力

図-6.5の鋼矢板の鋼矢板の直応力の最大値は、式(6.2)

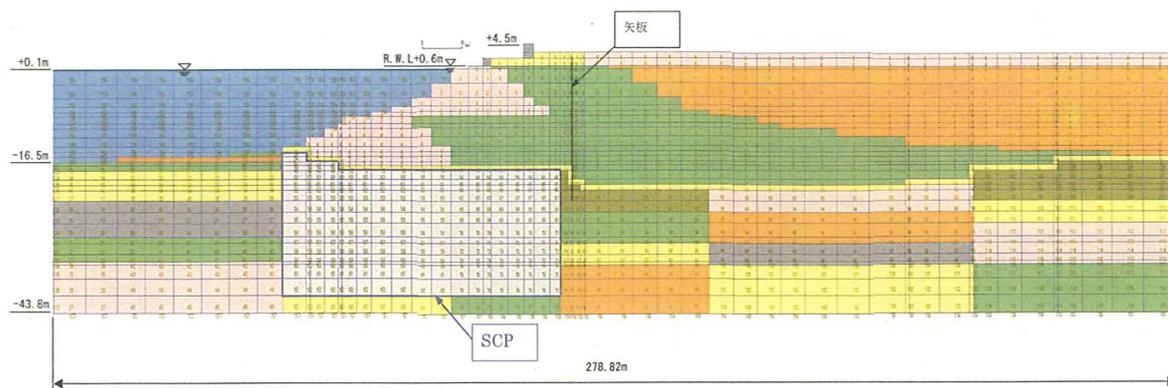


図-6.1 傾斜式護岸（遮水矢板）のモデル

によって算出した。また、鋼矢板の直応力の残留値1及び残留値2は、それぞれ式(6.3)、(6.4)によって算出した。

$$\text{最大値} : \sigma = \frac{|N_{\max}|}{A} + \frac{|M_{\max}|}{D} \quad (6.2)$$

$$\text{残留値1} : \sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{D} \quad (6.3)$$

$$\text{残留値2} : \sigma = \frac{N}{A} - \frac{M}{D} \quad (6.4)$$

ここに、 σ : 直応力、 A : 鋼矢板の断面積、 D : 鋼矢板の断面係数、 N_{\max} : 最大軸力、 M_{\max} : 最大曲げモーメント、 N : 地震終了時(T=20sec)の軸力、 M : 地震終了時(T=20sec)の曲げモーメント

鋼矢板の直応力は図-6.5に示すとおり、許容応力度内に収まっている。

(6) 鋼矢板の応力照査

図-6.8に、鋼矢板の応力照査図を示す。横軸の値の最大値及び残留値は、それぞれ式(6.5)、(6.6)によって算出した値である。

$$\text{最大値} : \frac{|\sigma_{c,\max}|}{\sigma_a} + \frac{|\sigma_{b,\max}|}{\sigma_a} \quad (6.5)$$

$$\text{残留値} : \frac{|\sigma_{c,20\text{sec}}|}{\sigma_a} + \frac{|\sigma_{b,20\text{sec}}|}{\sigma_a} \quad (6.6)$$

ここに、
 $\sigma_{c,\max}$: 最大軸力による軸応力、 $\sigma_{b,\max}$: 最大曲げモーメントによる曲げ応力、 $\sigma_{c,20\text{sec}}$: 地震終了時(T=20sec)の軸力による軸応力、 $\sigma_{b,20\text{sec}}$: 地震終了時(T=20sec)の曲げモーメントによる曲げ応力、 σ_a : 鋼矢板の許容応力度($\sigma_a=180\text{N/mm}^2$)

鋼矢板の直応力は、図-6.8に示したとおり式(6.7)を満足している。

$$\frac{|\sigma_c|}{\sigma_a} + \frac{|\sigma_b|}{\sigma_a} \leq 1.0 \quad (6.7)$$

ここに、 σ_c : 軸力による直応力、 σ_b : 曲げモーメントによる直応力、 σ_a : 鋼矢板の許容応力度($\sigma_a=180\text{N/mm}^2$)

(7) 計算結果に基づく考察

上側ブロック天端の残留水平変位が-0.662m(海側)となり、また護岸の残留水平変位は、大きいところでも1.0m程度になった。このように護岸の変形を小さく抑えることができたのは、護岸下部の原地盤をSCPで改良したことによるものと考えられる。

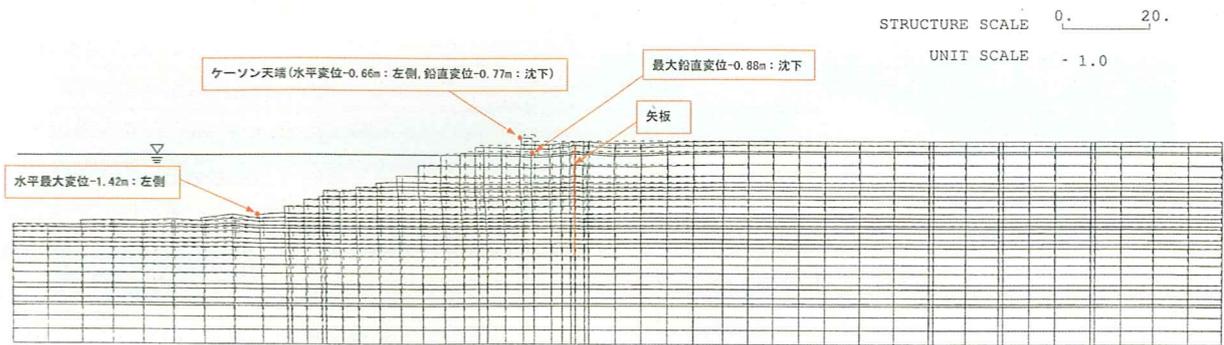


図-6.2 遮水矢板の変形

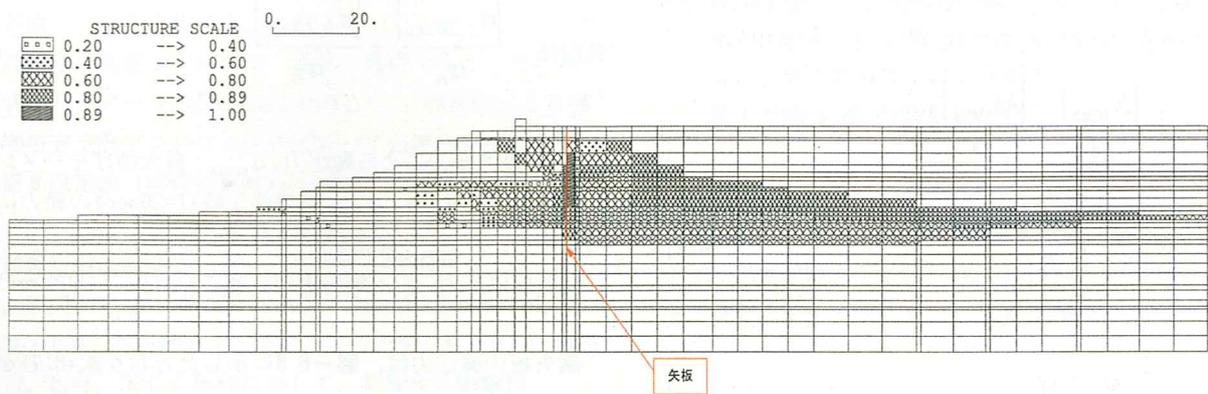


図-6.3 過剰間隙水圧比

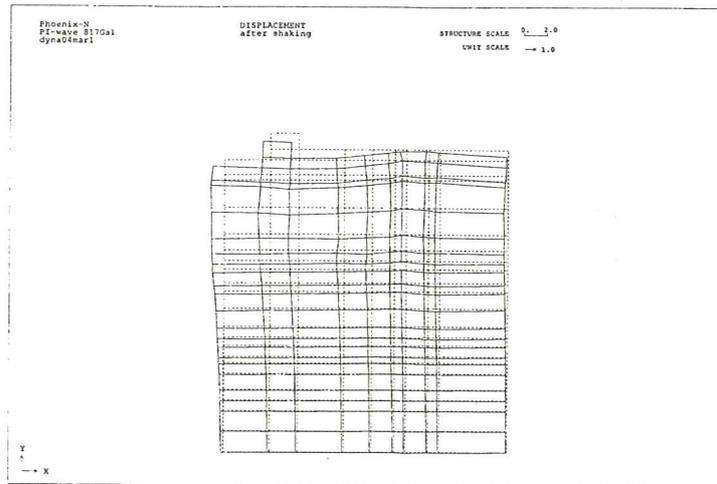


図-6.4 鋼矢板近傍の残留変形

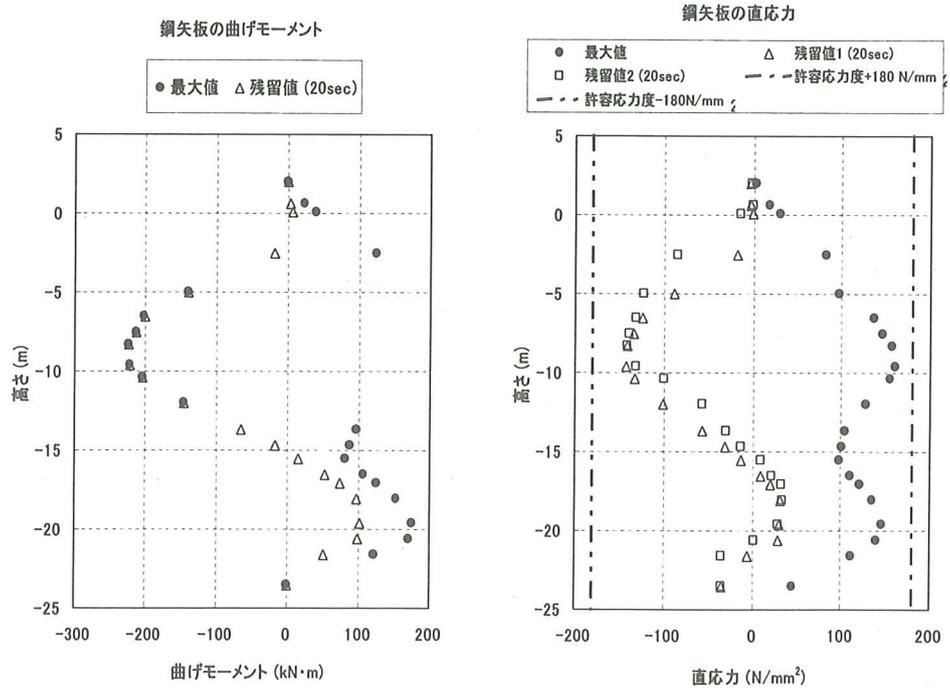


図-6.5 鋼矢板の曲げモーメント及び直応力

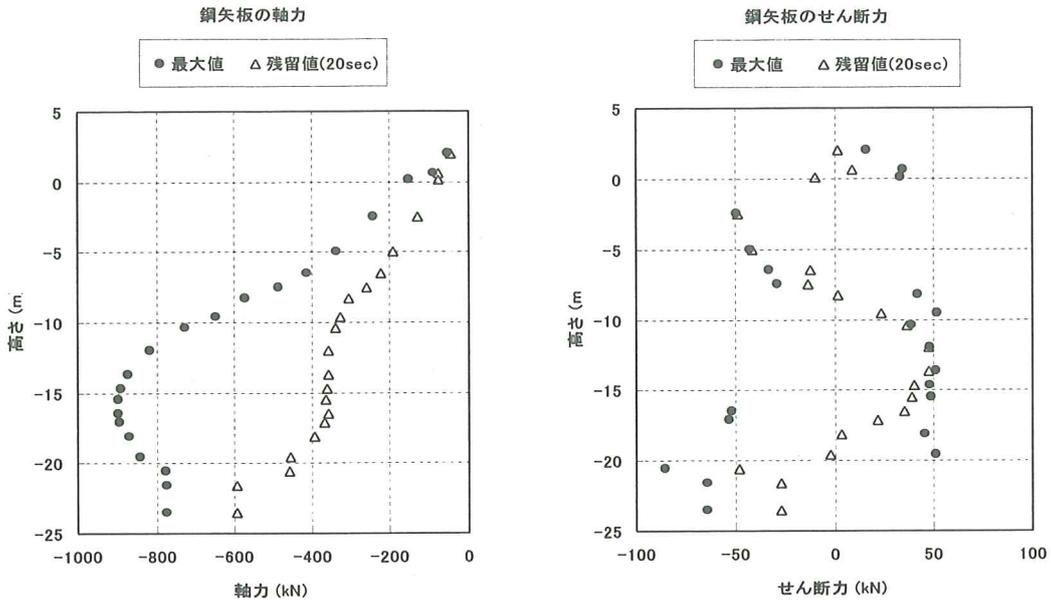


図-6.6 鋼矢板の軸力及びせん断力

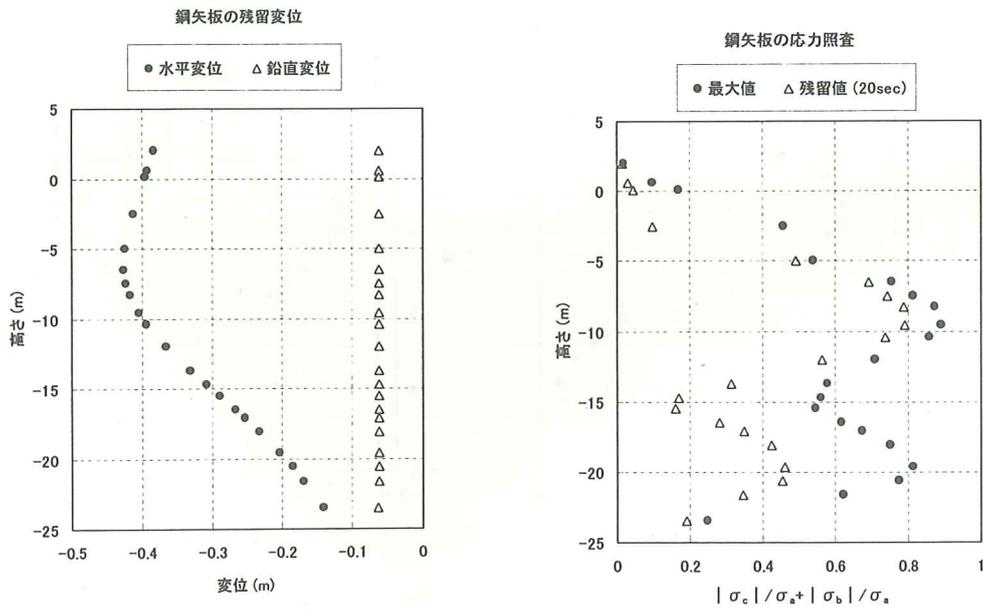


図-6.7 鋼矢板の残留（水平，鉛直）変形

図-6.8 鋼矢板の応力照査

7. 傾斜式護岸の3次元静的解析による隅角部の評価

7.1 静的全応力解析への変換

地震力が作用したときの護岸の挙動を知るためには、液化中の挙動を3次元動的解析を行う方法及び地盤の液化が発生した後の挙動を解析することが必要となる。この研究においては、地盤の液化が発生した後の挙動を実用的に解析する方法について検討を行なう。

具体的には、遮水矢板を有する傾斜式捨石護岸の隅角部を対象にモデル化し、液化発生後の護岸の変形による遮水矢板の挙動を評価するために、以下の検討を行った。

- ① レベル2地震のFLIPによる解析を行い、得られた残留変形に対して、2次元静的全応力解析手法を用いて、これと残留変形が等しくなるような地盤の剛性を求め、このときの変形から矢板の応力を計算する。
- ② 2次元静的全応力解析結果を3次元静的解析に拡張し、隅角部の遮水矢板の挙動を求める。

なお、遮水矢板に影響を与える要因は液化による地盤流動のみとし、地震中の慣性力や動的せん断ひずみの影響は考慮していない。

FLIPの計算結果を2次元の静的全応力解析で再現する手法として、ALID(Analysis for Liquefaction-induced Deformation)を用いた。ALIDは、護岸やその背後地盤の変形の推定に用いられる、液化に伴う残留変形解析手法である。

- ① 静的せん断試験を行ない、せん断ひずみ $\gamma = 10^{-3}$ のときのせん断剛性 (G_{oi}) を求める。

- ② N値から $E = 2744N(kN/m^2)$

を用いて、ヤング係数Eを求め、ポアソン比 $\nu = 0.33$ としてせん断剛性 (G_n) に変換する。

7.2 2次元静的解析による残留変形のモデル化

(1) ALIDによる残留変位算出法

液化後の残留変形は、液化前の物性を設定した解析結果と、液化後の地盤物性を用いた解析結果との変形の差として求められる。この方法を用いることにより、図-6.2に示したFLIPの解析結果と、2次元静的全応力解析で得られた変形が等しくなるようにせん断剛性を低下させた。

地震発生前のせん断剛性に対して、液化に伴ってせん断剛性がいくら低下するか分かっていると、解析を行い易い。そこで、このように液化に伴ってせん断剛性が低下する割合を「せん断剛性低下率」と呼ぶ。地震前のせん断応力 (τ) -せん断ひずみ (γ) 関係も非線形であるため、

初期のせん断剛性の求め方によってせん断剛性の低下率が異なってくる。液化化の程度を表すパラメタとして、通常の液化化判定でよく用いられている液化化に対する安全率 (抵抗率) F_L を用いる。

(2) 地盤剛性低下率

ALIDでは、液化化層の剛性低下率は、細粒分含有率 F_c と液化化抵抗率 F_L の関係で与えられている。一方、FLIPの解析結果では、過剰間隙水圧比の分布以外は、地盤の剛性率低下を推測する物性値は得られない。そこで、過剰間隙水圧比から、これと等価な液化化抵抗率 F_L を以下の方法によって推定した。

- ① 実際に建設された廃棄物埋立護岸の代表的な地層断面をモデル化し、「SHAKE」で1次元の応答計算を行って F_L を求めた。
- ② これとFLIPの解析結果の過剰間隙水圧分布 (図-6.3) を比較することにより、両者の関係を推定した。
- ③ この際、室内試験では、一般に $F_L = 1.0 \sim 0.9$ 付近でせん断剛性の低下が進むことや、過剰間隙水圧比が0.5を超えると、地盤の剛性が極端に低下することも考慮した。

表-7.1に推定した過剰間隙水圧比と液化化抵抗率 F_L 及びせん断剛性低下率 G/G_{oi} の関係を示す。ここで、 G_{oi} はせん断ひずみ $\gamma = 10^{-3}$ のときのせん断剛性である。

図-7.2は、計算を行う際の考え方を示したもので、地震前と液化化後の τ - γ 関係を示している。応力-ひずみ関係は、有効応力の変化に伴って変化し、O→A→Cと移行していく。しかし、ここではこの過程を忠実に追跡しないで、液化化したときの τ - γ 関係に沿って、A→B→CまたはO→B→Cの経路に沿って求める。

地震前、地震後の変形を同じ外力に対して、それぞれ地震前の応力-ひずみ関係を表す式 (7.1) と、地震後の応力-ひずみ関係を表す式 (7.2) を用いて独立に求め、その差を液化化による変形とする。

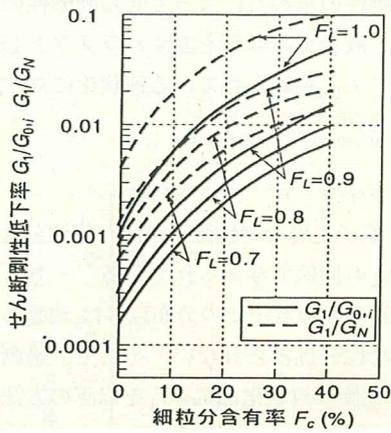


図-7.1 せん断剛性低下率 (参考文献16) による.)

(3) 液状化層のポアソン比

ポアソン比は、水平変位と鉛直変位の比率に大きな影響を与える。静的全応力解析におけるのり肩の変位を、FLIPの解析結果と等しくなるようにトライアル&エラーで計算して、表-7.2に示す値を用いることとした。

(4) 非液状化砂層や捨石の剛性とポアソン比

非液状化砂層や捨石は液状化層と隣接するため、液状化層からの間隙水圧の伝播を考慮し、それらの層の剛性低下率 G/G_0 を、隣接する液状化層剛性低下率の10倍とした。また、これらの層のポアソン比は、同様に過剰間隙水圧の伝播を想定し、0.45~0.49とした。

表-7.1 せん断剛性低下率

| 過剰間隙水圧比 | 液状化抵抗率 F_L | せん断剛性低下率 G/G_0 |
|---------|--------------|------------------|
| 0.2 | | 0.01 |
| 0.3 | 1 | 0.006 |
| 0.4 | 0.95 | 0.0025 |
| 0.5 | 0.9 | 0.0018 |
| 0.6 | 0.85 | 0.0015 |
| 0.7 | 0.8 | 0.001 |
| 0.8 | 0.6 | 0.0007 |
| 0.9 | 0.3 | 0.0003 |
| 1.0 | 0.2 | 0.00025 |

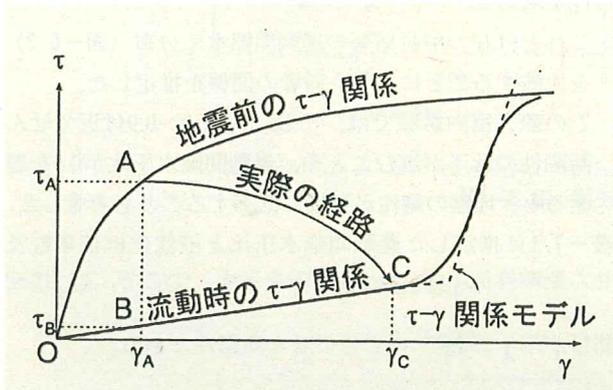


図-7.2 解析法の模式図 (参考文献16) による.)

地震発生前の応力・ひずみ関係は、

$$\sigma_A = \begin{Bmatrix} \sigma_{XA} \\ \sigma_{YA} \\ \tau_{XYA} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_0 + \frac{4}{3}G_0 & K_0 - \frac{2}{3}G_0 & 0 \\ K_0 - \frac{2}{3}G_0 & K_0 + \frac{4}{3}G_0 & 0 \\ 0 & 0 & G_0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{XA} \\ \varepsilon_{YA} \\ \gamma_{XYA} \end{Bmatrix} \quad (7.1)$$

また、地震発生後（液状化時）の応力・ひずみ関係は、

$$\sigma_B = \begin{Bmatrix} \sigma_{XB} \\ \sigma_{YB} \\ \tau_{XYB} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{K}_i + \frac{4}{3}G_i & \bar{K}_i - \frac{2}{3}G_i & 0 \\ \bar{K}_i - \frac{2}{3}G_i & \bar{K}_i + \frac{4}{3}G_i & 0 \\ 0 & 0 & G_i \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{XB} \\ \varepsilon_{YB} \\ \gamma_{XYB} \end{Bmatrix} \quad (7.2)$$

ここで、 K ：体積弾性係数、 G ：せん断弾性係数

添え字 o, i は、それぞれ地震前と液状化時の定数である。

表-7.2 ポアソン比

| 過剰間隙水圧比 | ポアソン比 ν |
|----------|-------------|
| 0.2-0.4 | 0.499 |
| 0.4-0.6 | 0.499 |
| 0.6-0.8 | 0.4997 |
| 0.8-0.89 | 0.4999 |
| 0.89-1.0 | 0.4999 |

7.3 3次元静的解析への拡張

(1) 3次元モデルの概要

使用したモデルは、2次元静的解析の断面を 90° で交差させたものであり、隅角部を通る対角線に関して対称（鏡像）となっている。

この鏡像によるモデル化では、液状化範囲も鏡像を仮定することになる。しかし、例えば3次元の動的解析を行ったとしても、入力地震のN-S、E-W成分の位相等によって解析結果は様々に変わることが考えられる。したがって、このモデル化は、液状化が発生するケースのうちのひとつで

あるとみなされる。

なお、地盤の物性値は2次元静的解析モデルに準じて設定した。

(2) 矢板のモデル化

図-7.3に矢板周辺の要素の状況を表現した模式図(平面)を示す。この図に示すように、矢板の両面にはジョイント要素を設けたが、隅角部では要素の2面が矢板と接することとなり、計算が収束しないので、ジョイント要素ではなく剛性の小さい立体要素とした。

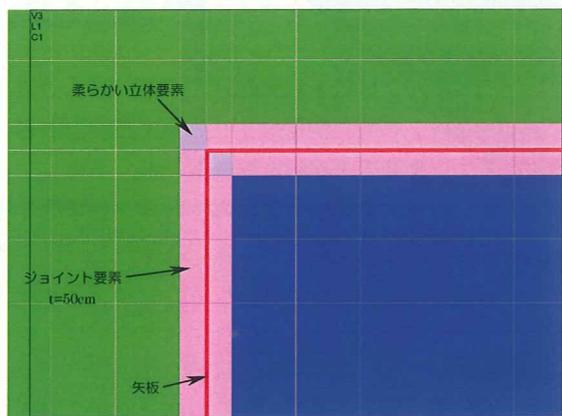


図-7.3 ジョイント要素

7.4 3次元静的解析による隅角部の変形と応力

(1) 変形分布

図-7.4に変形分布の計算結果を示す。この図には、矢板の部分の断面の変形分布も示しており、変位は護岸天端の中央部、端部で大きく最大値は1.24mであるが、隅角部で小さくなっている。この傾向は、鋼矢板についても同様であり、隅角部の鋼矢板はX方向・Y方向とも鋼矢板の面内引張により拘束されているため変位しにくい、隅角部から離れるにつれて、鋼矢板は面外方向へはらみ出すことが分かる。

(3) 矢板交差部分のミーゼス応力

矢板交差部近傍における応力集中の程度を知るためにミーゼス(von Mises)応力を求めた。

ミーゼス応力は、材料内部の6方向の応力を総合して1次元の引張応力に換算した応力で、材料の降伏応力と比較することにより、塑性変形の有無を判断できる。

降伏応力は、次式によって計算される。

$$\sigma_M = \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2}{2} + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} \quad (7.3)$$

ここで、 $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$: x,y,z面の直応力

$\tau_{xy}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$: x,y,z面のせん断応力

図-7.4に示すように、単軸応力は交差部の上部で最大値($\sigma_M=680.4N/mm^2$ 程度)となり、降伏点応力度($295N/mm^2$)を超過しているものと考えられる。これは、矢板の変位分布でも述べたように、交差部ではX方向・Y方向とも拘束されているため変位が少なく、交差部から離れるにつれて、面外方向への変位が大きくなるために、交差部で応力集中が生じたものと推測される。

この状況は、変位を10倍近くまで拡大した図-7.5においても確認でき、一般部の矢板は護岸の変形に伴って、海側にはらみ出すように変位するが、交差部の矢板の変位は少ないことが分かる。隅角部における応力集中に対処するため、なんらかの対策が必要となる。ただし、レベル2地震動の加速度の振幅を地域特性に応じて変更せずに、PI波をそのまま入力しており、また、問題点を際立たせるために、遮水矢板は、断面性能の大きくないものを使って計算していることに留意しなければならない。

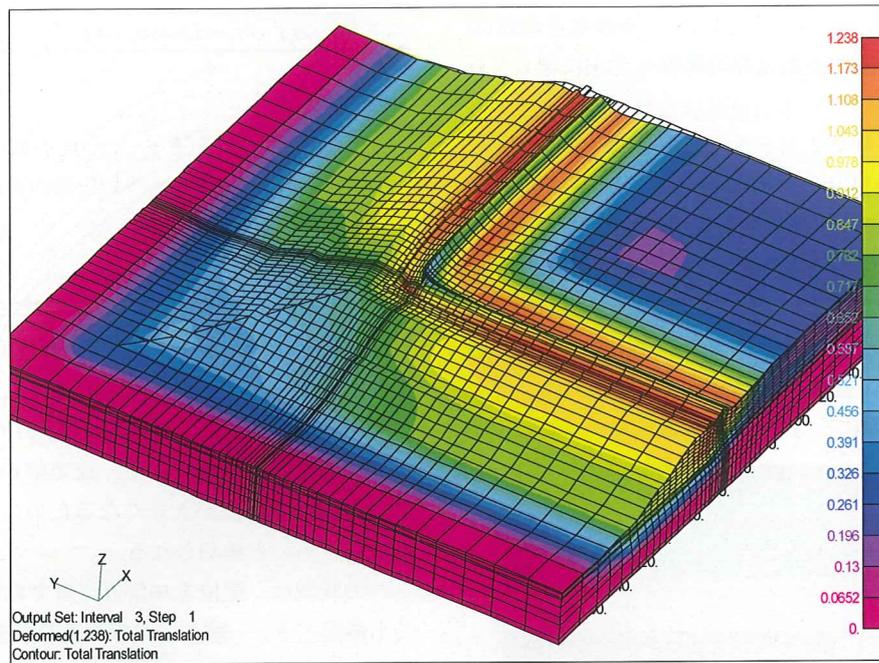


図-7.4 隅角部周辺の護岸の水平変形分布 (単位 : m)

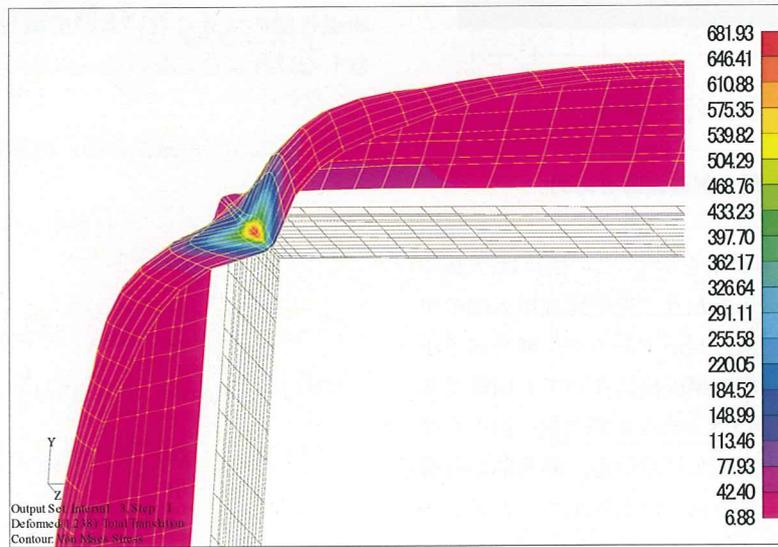


図-7.5 隅角部の応力分布 (単位 : N/mm²)

8. まとめ

以上の結果を要約すれば、次の①～③にまとめられる。

- ①重力式ケーソン護岸（2重シート）は、DMMなどの良好な地盤改良を行うことにより、遮水工の近傍の地盤の変形が小さくなり、遮水工の破壊を防ぐことができる。
- ②傾斜式護岸（遮水矢板）も、SCPなどの良好な地盤改良を行うことにより遮水矢板の変形と発生応力が小さくなり、遮水工の破壊を防ぐことができる。しかしながら、隅角部については3次元静的解析を行なった結果、応力集中により鋼矢板の発生応力が大きくなるので、適切な対策が必要な場合がある。
- ③信頼性の高い廃棄物埋立護岸を建設するためには、地域の特性に応じてレベル2地震動に対する応答解析を行なって、護岸、遮水工や周辺地盤の変形量を求め、必要に応じて適切な対策を講じることが望まれる。また、漏水モニタリングなどによって環境リスクの低減を図ることが必要である。

ただし、ここでの解析においては、レベル2地震動の加速度の振幅を地域特性に応じて変更せずに、PI波をそのまま入力しており、また、問題点を際立たせるために、遮水矢板は断面性能の大きくないものを使って計算していることに留意しなければならない。

(2004年12月1日受付)

謝辞

本稿のとりまとめに際し、格段のご配慮を賜った広瀬宗一副所長、北澤壮介港湾研究部長に心から感謝申し上げます。また、FLIPの解析に関しては、(財)沿岸技術研究センターの山本修司博士にご尽力頂いた。記して謝意を表する。

参考文献

- 1) 港湾の施設の技術上の基準・同解説, (社) 日本港湾協会, 1999
- 2) 管理型廃棄物埋立護岸の設計・施工・管理マニュアル, 運輸省港湾局監修, 2000
- 3) 山本修司・上部達生: 港湾構造物の新しい耐震設計, 土と基礎, 47-6, pp17~20, 1999
- 4) 地下水汚染リスクを考慮した最終処分場の立地選定手法, 環境システム研究会, 1988
- 5) 足立一美・北澤壮介: 管理型廃棄物埋立護岸の浸透・移流分散解析による遮水性能の評価, 国土技術政策総合研究所資料No. 91, 2003
- 6) Iai, S et al: Strain Space Plasticity for Cyclic Mobility, Report of Port and Harbor Research Institute, vol 29, No.4, 1990
- 7) 構造物設計事例集(上巻), pp16-1~16-26, (財) 沿岸開発技術研究センター, 1999
- 8) 廃棄物海面処分場の建設技術, 日本埋立浚渫協会, 2000
- 9) 廃棄物海面処分場の施工要領(案), 日本埋立浚渫協会, 2000
- 10) 狩野真吾・諸星一信・小田勝也・近藤三樹郎: 廃棄物海面処分場遮水工に用いられる遮水材の変形強度特性, 国土技術政策総合研究所資料, No. 124, 2003
- 11) 狩野真吾・小田勝也・吉田 誠・三藤正明: 管理型廃棄物埋立護岸遮水シートの地震時変形特性, 第15回廃棄物学会論文集, 2004
- 12) 長尾 毅ほか: 海面処分場における遮水シートの耐震に関する現地実証試験(その1), 第37回地盤工学研究発表会, 2002
- 13) 宮田正史ほか: 海面処分場における遮水シートの耐震に関する現地実証試験(その2), 第37回地盤工学研究発表会, 2002
- 14) 井合 進・亀岡知弘: 液状化による矢板岸壁の変形の数値解析, 港湾技術研究所報告, 第30巻第2号, 1991
- 15) K. Ichii・S. Iai・T. Morita: Performance of the Quay Walls with High Seismic Resistance, Report of Port and Harbor Research Institute, vol.37, No.4, 1998
- 16) 安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大義, 五瀬伸吾, 増田民雄: 液状化に伴う流動の簡易評価法, 土木学会論文集 No.638/III-49, pp.71-89, 1999.
- 17) 安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大義: 液状化に伴う大変形の簡易評価法, 土と基礎No.47-6, pp29-32, 1999.
- 18) 森田年一, 井合 進ほか: 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技研資料 No.869, 1997
- 19) 木原淳二: 材料技術者のための弾塑性力学, pp49~53, 丸善

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of NILIM

No. 215

March 2005

編集・発行 ©国土技術政策総合研究所

本資料の転載・複写のお問い合わせは

(〒239-0826 神奈川県横須賀市長瀬3-1-1
管理調整部企画調整課 電話:046-844-5018)