

管理型廃棄物埋立護岸の性能評価を考慮
した維持管理に関する研究

足立 一美

目 次

第 1 章 序論

1.1 研究の背景および目的.....	3
1.2 既往の研究.....	3
1.3 本論文の構成および概要.....	6
参考文献.....	9

第 2 章 我が国の廃棄物処理の現状

2.1 一般廃棄物の処理フローと処分量.....	13
2.2 最近の廃棄物処理場の役割.....	13
2.2.1 水害がれきの処理の実例	
2.2.2 震災がれきの処理の実例	
2.3 災害がれき処理の基本スキーム.....	18
2.4 管理型廃棄物埋立護岸の重要性の見直し.....	19
2.5 全国の廃棄物処分場の現地踏査.....	20
2.5.1 全般的状況	
2.5.2 護岸構造	
2.5.3 管理水位	
2.5.4 構造物の変状・劣化状況	
2.5.5 水質監視の実態	
2.6 管理型廃棄物埋立護岸の構造形式.....	23
2.7 廃棄物埋立護岸に求められる性能.....	24
2.8 港湾構造物の設計法の変遷.....	25
2.9 性能設計法と信頼性設計法の体系.....	25
2.10 結論.....	26
参考文献.....	28

第 3 章 管理型廃棄物埋立護岸の遮水性能の評価

3.1 潮位変動を考慮した浸透・移流分散解析.....	31
3.1.1 浸透・移流分散解析の手法とその意義	
3.1.2 解析モデル	
3.1.3 解析手法の検証	
3.1.4 計算条件の検討	
3.1.5 保有水の漏出に及ぼす潮位変動の影響	
3.1.6 計算条件	

3.1.7	計算結果	
3.1.8	重力式ケーソン護岸（2重シート）遮水工に損傷を生じた場合の遮水性能の評価	
3.1.9	2重遮水矢板に損傷を生じた場合の遮水性能の評価	
3.1.10	潮位変動による漏出抑制のメカニズム	
3.2	遮水シートの強度	58
3.2.1	遮水シートの種類	
3.2.2	遮水シートの強度	
3.2.3	防砂シートの強度	
3.3	結論	61
	参考文献	63

第4章 管理型廃棄物埋立護岸の耐震性能の評価

4.1	概説	67
4.2	解析手法	67
4.2.1	概要	
4.2.2	有効応力にもとづく動的地震応答解析	
4.3	重力式ケーソン護岸の“FLIP”による動的応答解析	73
4.3.1	解析モデル	
4.3.2	非排水条件	
4.3.3	境界条件および土質定数	
4.3.4	遮水シート	
4.3.5	解析結果	
4.4	傾斜式護岸(遮水矢板)の“FLIP”による動的応答解析	78
4.4.1	一般部の解析モデル	
4.4.2	解析結果	
4.4.3	過剰間隙水圧比	
4.4.4	鋼矢板の断面力および直応力	
4.4.5	鋼矢板の応力照査	
4.5	傾斜式護岸の3次元静的解析による隅角部の評価	81
4.5.1	全応力解析への変換法	
4.5.2	2次元静的解析による残留変形のモデル化	
4.4.9	3次元静的解析への拡張	
4.4.10	3次元静的解析による隅角部の変形と応力	
4.6	結論	84
	参考文献	85

第5章 既設港湾構造物の安全性の評価

5.1	概説	89
5.2	信頼性設計法の概要	89

5.3 Z=R/S を用いた信頼性評価の導入.....	91
5.3.1 維持管理における確率評価の意義	
5.3.2 既設防波堤の被災遭遇確率に関する既往の研究	
5.3.3 Z=R/S の従う確率密度関数	
5.4 結論.....	106
参考文献.....	107

第 6 章 管理型廃棄物埋立護岸の空洞化に対する現地調査法

6.1 内部空洞化の実態調査.....	111
6.1.1 高精度表面波探査	
6.1.2 地中レーダー(G.R.P)による護岸内部の空洞調査	
6.2 水叩き部の空洞化の影響.....	122
6.2.1 厚板(Mindlin 板)理論による有限要素法解析	
6.2.2 コンクリート板の要素分割	
6.2.3 コンクリート板のたわみ, および応力解析の結果	
6.3 鋼矢板の劣化の状況.....	128
6.4 結論.....	128
参考文献.....	130

第 7 章 海象条件の維持管理への影響

7.1 来襲波の確率分布.....	133
7.2 設計波(再現期間:50年)の75%の波高に対する検討.....	134
7.2.1 設計波(再現期間:50年)の75%の波高の来襲頻度と維持管理	
7.2.2 設計波(再現期間:50年)の75%の波高に対する安全率(R/S)の確率評価	
7.2.3 護岸の越波に関する検討	
7.3 埋立護岸の施工時に来襲する波浪に対する安全率(R/S)の確率評価.....	137
7.4 護岸の越波に関する検討.....	138
7.4.1 来襲波の波高と周期の関係	
7.4.2 波の周期による越波量の変化	
7.5 偶発波浪荷重の考え方の導入.....	140
7.5.1 偶発波浪荷重の考え方	
7.5.2 偶発波浪荷重の設定および越波量の計算	
7.6 結論.....	142
参考文献.....	144

第 8 章 管理型廃棄物埋立護岸の維持管理手法の実務への適用

8.1 維持管理手法の実務への適用における留意点.....	147
-------------------------------	-----

8.1.1	埋立の工程管理	
8.1.2	潮位変動を考慮した漏出量の評価	
8.1.3	護岸隅角部の遮水矢板の耐震性の弱点への対応	
8.1.4	遮水シートの破断リスクへの対応	
8.1.5	鋼材の腐食への対応	
8.1.6	高潮・高波の来襲への備え	
8.1.7	水質保全の重要性	
8.1.8	既設埋立護岸の安全性の評価手法	
8.2	緊急時の応急対策.....	149
8.2.1	基本的な考え方	
8.2.2	汚濁防止膜の効果	
8.2.3	汚濁防止膜の保管(備蓄)の必要性	
	参考文献.....	151

第9章 結論

9.1	まとめ	155
9.2	残された課題.....	157

謝辞

第 1 章

序 論

1.1 研究の背景および目的

我が国においては、37万平方メートルの山勝ちで狭隘な国土に1億2千万余の人口を擁し、先進国の1つとして豊かな生活を享受している国民の日常生活によって排出される廃棄物の量は膨大である。廃棄物の適正な処理が全国において、いわゆる都市問題として各地で喫緊の課題となり、廃棄物の減量の対する住民への啓発がなされてきた。また近年、国を挙げて廃棄物の減量（Reduce）、再利用（Reuse）、リサイクル（Recycle）のいわゆる3Rシステムの重要性が強く叫ばれ、リサイクル関係の新たな立法措置もなされてきた。

しかしながら、全国規模で見ると焼却処理の後に埋立処分すべき廃棄物の量は、一般廃棄物だけでも年間およそ500万トンに達している。東京・大阪といった大都市は臨海部に位置し、しかも内陸での廃棄物の埋立が困難になってきたことから、その最終処分地（埋立地）を海域に求め、公共事業として廃棄物海面処分場の整備が進められてきた。

公共事業については、経済成長の時代には量的不足に対応するため、如何に大規模な構造物を安全かつ経済的に新たに建設するかという技術の開発が鋭意進められてきた。しかしながら、現下の低成長かつ財政難の時代にあっては、これまでに建設された構造物をいかに丈夫で長持ちさせるかに関心を向けることが重要である。そのような観点から、構造物のライフサイクル・マネジメントに関する研究が多くなされ、防波堤・係留施設といった通常の港湾施設の維持管理については、コンクリートの海洋環境下における塩害や、鋼材の腐食対策を中心とした実務に資する研究が鋭意なされている。

ところが、廃棄物埋立護岸については、その維持管理を直接に主題とした研究は見当たらない。廃棄物埋立護岸は、その内部に有害な物質を含む廃棄物や浸出水を封じ込めるという役割を有しており、通常の護岸の機能とは異なった機能が求められている。そこで本研究は、持続可能な社会の発展に資するため、廃棄物海面処分場の長寿命化を図るとともに、海域環境の保全と地域住民の安全・安心の要請にも応えられるよう、管理型廃棄物埋立護岸の維持管理の実務に際してより一層の適正化に直接に役立つよう、性能評価を考慮に入れて維持管理上の課題の解決を図ることを目的としている。

1.2 既往の研究

管理型廃棄物海面処分場は、一般廃棄物として地域住民の日常生活から発生する生活ごみを焼却した焼却灰を埋立処分することなどを主な目的として建設されている。しかしながら、地震や水害の発生時には一挙に大量に発生する、災害廃棄物の迅速な処理が喫緊の課題となる。そのような観点から、災害廃棄物の処理における海面処分場の役割については、土田ら(1998)¹⁾による阪神・淡路大震災の際の研究がある。しかしながら、水害廃棄物の処理に関する研究は見当たらない。

また、廃棄物海面処分場の維持管理の実態について、全国的な規模で明らかにした研究は見当たらない。

1.2 既往の研究

遮水工が破損した場合の処分場内の保有水(汚染水)の漏出に関する研究としては、嘉門ら(2001, 2002)^{2),3)}の先駆的研究が特筆される。この研究においては、遮水工が損傷した場合の保有水の漏出を飽和-不飽和浸透流方程式および移流分散方程式を支配方程式とする、西垣ら(1995)⁴⁾によって開発された *Eulerian-Lagrangian* 有限要素法による解析コード“Dtransu-2D・EL”を用いて初めて解析した。嘉門らの研究では、遮水工の損傷部からの漏出量を求めるために、遮水工の損傷部の近傍のミクロな現象に前述の解析コードを適用して、有限要素解析に適用できるように、これと等価な透水係数を与える方法を初めて示した。但し、処分場内の保有水(汚染水)の漏出量の計算に際して、境界条件となる外海の水位については、潮位変動を考慮せず一定とした定常解析であって、海洋の特徴である外海水位の潮位変動を考慮した研究はなされていない。

外海の水位に潮位変動を考慮した廃棄物埋立護岸の遮水性能の評価は、金清ら(2009)⁵⁾によって行われ、遮水工の損傷によって潮位変動が管理水位に及ぼす範囲を明らかにした。但し、浸透流の解析のみで、移流分散は考慮されていない。また、支配方程式およびその離散化の方法については、記されていない。

土田ら(2002)⁶⁾は、既存の廃棄物埋立地における地盤環境に関する包括的研究を行ない、遮水工が損傷した場合の等価透水係数の算定方法を、エネルギー保存則(Bernoulliの定理)にもとづく解析と実験によって示した。但し、浸透流のみの検討であって、保有水の移流・分散現象は考慮されていない。この研究における注目すべき独創性は、サンドコンパクションパイル工法(SCP)によって改良された地盤の透水性に対して、複素関数論にもとづく理論解を示すと同時に、境界要素法によるSCPの浸透解析ならびに模型実験が行われていることである。そして、水平方向の透水係数はSCPの改良率が50%以下であれば、著しい遮水性の低下はないことを示した。

管理型廃棄物埋立護岸の耐震性能に関する研究としては、狩野ら(2004)⁷⁾が1/12の縮尺模型を用いた水中振動台を用いて、兵庫県南部地震の際の地震波形に対して、遮水シートのひずみを計測した加振実験による研究がある。現地実験の例としては、長尾ら(2002)⁸⁾、宮田ら(2002)⁹⁾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が挙げられる。この実験は、北海道十勝港の第4埠頭埋立地において、4800m²の広さに257箇所、約880kgのダイナマイトを地中に埋設し、人工的に振動を起こすことで地盤の液状化を大規模に再現したものである。但し、ダイナマイト発破による振動波形は一般に、地震波形と異なることに留意する必要がある。

鋼矢板式遮水工の場合について安間ら(2005)¹⁰⁾は、有効応力解析にもとづく井合らのレベル2地震動に対する有効応力解析コード“FLIP”を用いて、矢板に作用する応力と変形を解析する手法を示した。しかしながら、遮水シートの用いた護岸の場合についての研究は、行われていない。この研究においては、遮水矢板のレベル2地震動作用時の挙動を詳細に論じており、新たに廃棄物海面処分場を建設するための設計にとっては有用であると考えられるが、性能評価を考慮した維持管理の視点からは、計算量が膨大すぎて実務的には解析に係る負担が大き過ぎると考えられる。

従来の管理型廃棄物埋立護岸に関する研究は、その時代背景もあって新たに処分場を建設するための技術の開発を目指したものがほとんどである。また、従来の港湾構造物の信頼性設計法に関する研究も同様に、その時代背景もあって新たに防波堤や係船岸壁を建設するための技術の開発を目指したものがほとんどである。

近年、「安全率にもとづく設計法＝仕様規定」から構造物が保有すべき「性能規定」にもとづく設計法への転換が図られてきている。これを港湾構造物についてみると、長尾ら(2001,2002)^{11),12)}の研究によって防波堤や係船岸壁については、既に実務における適用がなされる状態に達している。しかしながら、廃棄物埋立護岸の性能規定にもとづく設計法に関する研究は、ほとんどなされていない。なかでも、既設構造物の性能を照査するための性能設計法および信頼性設計法についての研究は見当たらない。

廃棄物埋立護岸では、通常の係船岸壁に関する知見が活用できるが、保有水を封じ込めるための遮水工が重要な役割を有していることから、これに対する研究が必要となる。遮水矢板や遮水シート¹³⁾の遮水性能に関しては、多くの研究がなされている。しかしながら、既設構造物としての管理型廃棄物埋立護岸の安全性を評価するための性能設計法、もしくは信頼性設計法に関する研究は見当たらない。既設構造物の安全性を評価するためには、その構造物が「安全率」にもとづいて設計・建設されているのであれば、過去の「安全率にもとづく設計法」と現在の「信頼性設計法」との整合が図られていることが必要である。しかしながら、現在の信頼性設計法の体系では安全率との整合が図られておらず、そのことを意図した研究も見当たらない。

構造物の適切な維持管理のために日常的に行なわれる目視点検によって、異常が発見された場合には、すみやかに計測機器を用いた詳細点検診断を行い、その劣化や変状の程度および構造物の安全性を評価しなければならない。護岸内の空洞の発生を早期に探知することが、維持管理上有用である。しかしながら、管理型廃棄物埋立護岸に対する、このような研究は見当たらない。また、空洞が発生した場合の安全性の評価に関する研究も皆無である。

廃棄物埋立護岸は一般に、湾内や防波堤で遮蔽された静穏な海域に建設されることが多く、外海からの巨大な波浪に直接に曝されることは少ないと考えられる。しかしながら、波浪の影響を受けることは避けられない。廃棄物埋立護岸に作用する波浪の影響については、通常の護岸の場合と同様にして検討がなされるが、越波による管理水位の上昇の危険に対する配慮が必要である。

一般の港湾構造物においては、設計波高の75%の波高の来襲があった場合には、臨時点検・診断を行うことが推奨されている。護岸からの越波量を考えると、波の周期によっても越波量は増大することはよく知られているが、埋立護岸の維持管理に関して越波量に対する波の周期の影響を論じた研究は見当たらない。

管理型廃棄物埋立護岸に関する既往の研究の殆どは、その時代背景もあって新たに処分場を建設するための技術の開発を志向しており、維持管理を直接に主なテーマとした研究は見当たらない。

藤井ら(2002a,2002b)^{13),14)}は、重力式ケーソン式廃棄物埋立護岸に作用する波圧に関する水理模型実験および数値波動水路による数値解析を行い、遮水シートに作用する波圧特性を明らかにし、簡略式による波圧算定法を提案した。護岸天端に圧抜き口のない護岸では、裏込め部の遮水シートに、ケーソン前端に作用する波圧とほぼ同等の波圧が作用し、合田波圧を用いて計算できることを示した。裏込め部に圧抜き口を設けると、遮水シートに作用する波圧が大幅に低減されることも示した。しかしながら、後述する筆者が行った海面処分場の全国踏査においては、このような工夫がなされた埋立護岸の存在は確認できなかった。したがって藤井らの研究成果は、水抜き口のない既設廃棄物埋立護岸の維持管理に際して、裏込め部の遮水シートに作用する波圧の計算に合田波圧を用いことができるので、その影響を把握するために有用であると考えられる。

1.2 既往の研究

以上の管理型廃棄物埋立護岸に関する研究に加え，一般の埋立護岸を対象とした既往の研究において廃棄物埋立護岸の維持管理にも活用できる研究がなされており，主な研究について以下に概括する．

廃棄物埋立護岸に限らず，かねてより通常の土留め護岸に対する，波浪の繰り返し作用による裏埋め土砂の吸出しが問題とされてきた．高橋ら(1996)¹⁵⁾は，通常のケーソン式防波護岸の吸出しに関する縮尺 1/10~1/20 程度の水理模型実験を行い，防砂シートの破損やめくれが生じることによって裏埋め砂の流出が生じ，護岸の破壊へと進行していくことを明らかにした．また裏込め部に圧抜き口を設けることによって，裏埋め砂の流出と護岸の破壊を防止できることを明らかにした．廃棄物埋立護岸では，防砂シートより高い強度をもつ遮水シートが用いられることから，重ねて防砂シートが敷設されることはないが，高橋らの研究は，遮水シートの破損が裏埋材（裏埋め土砂や廃棄物の焼却灰）の流出をもたらすことへの注意喚起となる．

以上，既存の研究について概括したが，実務における運用では 2000 年に初めて発刊された「管理型廃棄物埋立護岸-設計・施工・管理マニュアル」¹⁶⁾において，「管理型廃棄物埋立護岸は，周辺海域および海面処分場の維持管理のため，適切に維持管理するものとする．」と記述され，その解説において，「維持管理の方法については，『港湾構造物の維持・補修マニュアル(1999)』¹⁷⁾を参考にすることができる．」と記述されている．このマニュアルは，専門の研究者の著になる極めて優れたものであるが，その対象は防波堤や係留施設（岸壁・栈橋）の海洋環境下における鉄筋コンクリートの塩害や鋼構造の腐食対策を中心とするものであって，管理型廃棄物埋立護岸を視野に入れたものではなく，その意味では，廃棄物埋立護岸の維持管理に関する研究がほとんど行われていないことの証左でもある．さらに，当該マニュアルは 2008 年に改訂版¹⁸⁾が発刊されたが，管理型廃棄物埋立護岸の維持管理については，初版と同じ記述がなされている．

管理型廃棄物埋立護岸の設計・施工に関する既往の研究の殆どは，その時代背景もあって新たに処分場を建設するための技術の開発を志向しており，維持管理を直接に主なテーマとした研究は見当たらない．本研究は，このような状況に着目して着手したものであり，廃棄物埋立護岸の維持管理に関する初めての総合的な研究である．

1.3 本論文の構成および概要

本論文は図-1.1 に示すように，第 1 章～第 9 章で構成されている．

本論文の第 1 章は序論であり，本研究の背景と目的，既往の研究，本論文の構成および概要について述べる．

第 2 章においては我が国の廃棄物処理の現状について述べるとともに，特に災害廃棄物の迅速な処理に海面処分場が活用されたことを，大規模な水害および震災の実例を踏まえて述べる．また管理型廃棄物埋立護岸の現状と課題について，その維持管理の実態を全国 10 箇所における現地踏査によって明らかにする．

さらに廃棄物埋立護岸に求められる性能および港湾構造物の設計法の変遷について述べた後に、近年の設計法である性能設計法と信頼性設計法の枠組みについて、管理型廃棄物埋立護岸を対象として体系的に整理する。

第3章においては、管理型廃棄物埋立護岸の遮水性能の評価手法について述べる。具体的には、遮水工が損傷した場合に備えて、処分場内の汚染水の外海への漏出を、多孔質媒体内の飽和-不飽和浸透流方程式および移流・分散方程式を支配方程式として、境界条件に海洋の特徴である潮位変動を与えるとともに、現地踏査で明らかとなった多量の降雨による管理水位の上昇も加味して、50年の長期に亘って定量的に求めることを可能とする手法を示す。

第4章においては、管理型廃棄物埋立護岸の耐震性能について述べる。管理型廃棄物埋立護岸にレベル2地震動が作用した場合について、遮水工が高分子材料からなる遮水シート(geomembrain)の場合と、鋼矢板の場合について、有効応力にもとづく動的地震応答解析(ひずみ空間における多重せん断モデル)、および全応力にもとづく静的地震応答解析によって遮水工の変形や応力を計算し、維持管理上の課題を明らかにする。

第5章においては、既設構造物の維持管理の観点から、従来の安全率の確率を評価する方法を数理統計学にもとづいて示す。本研究では性能関数 Z として従来の $Z=R-S$ に替えて、安全率そのもの $Z=R/S$ を採用し、その確率密度関数を求めて破壊確率を直接に計算する方法を示す。これによって安全率によって設計された既設の港湾・海岸構造物の安全性と、現在の信頼性設計法との整合を図る。

第6章においては、管理型廃棄物埋立護岸の空洞化に対する現地調査法について述べる。護岸水叩き部に空洞の発生が危惧される埋立護岸において、カゲヤによる人工起振動を用いた高精度表面波探査および地中レーダーによる内部探査を行い、その結果を明らかにする。その際、特に地中レーダーによる探査の原理を電磁気学の基礎と、放射される電磁波の特性にもとづいて述べる。さらに水叩きのコンクリート板下に空洞を生じた場合のコンクリート舗装に作用する応力を、従来行われていない厚板理論(Mindlin板)にもとづく有限要素法によって解析した結果を示す。

第7章においては、海象条件の維持管理への影響について論じる。

第8章においては、第7章までの検討結果にもとづき、管理型廃棄物埋立護岸の維持管理手法の実務への適用について述べる。また、万一、不測の事態によって汚染水の外海への漏出が確認された場合に備えて緊急時の応急対策について述べる。

第9章においては、まとめと残された課題について述べ、結論とする。

1.3 本論文の構成および概要

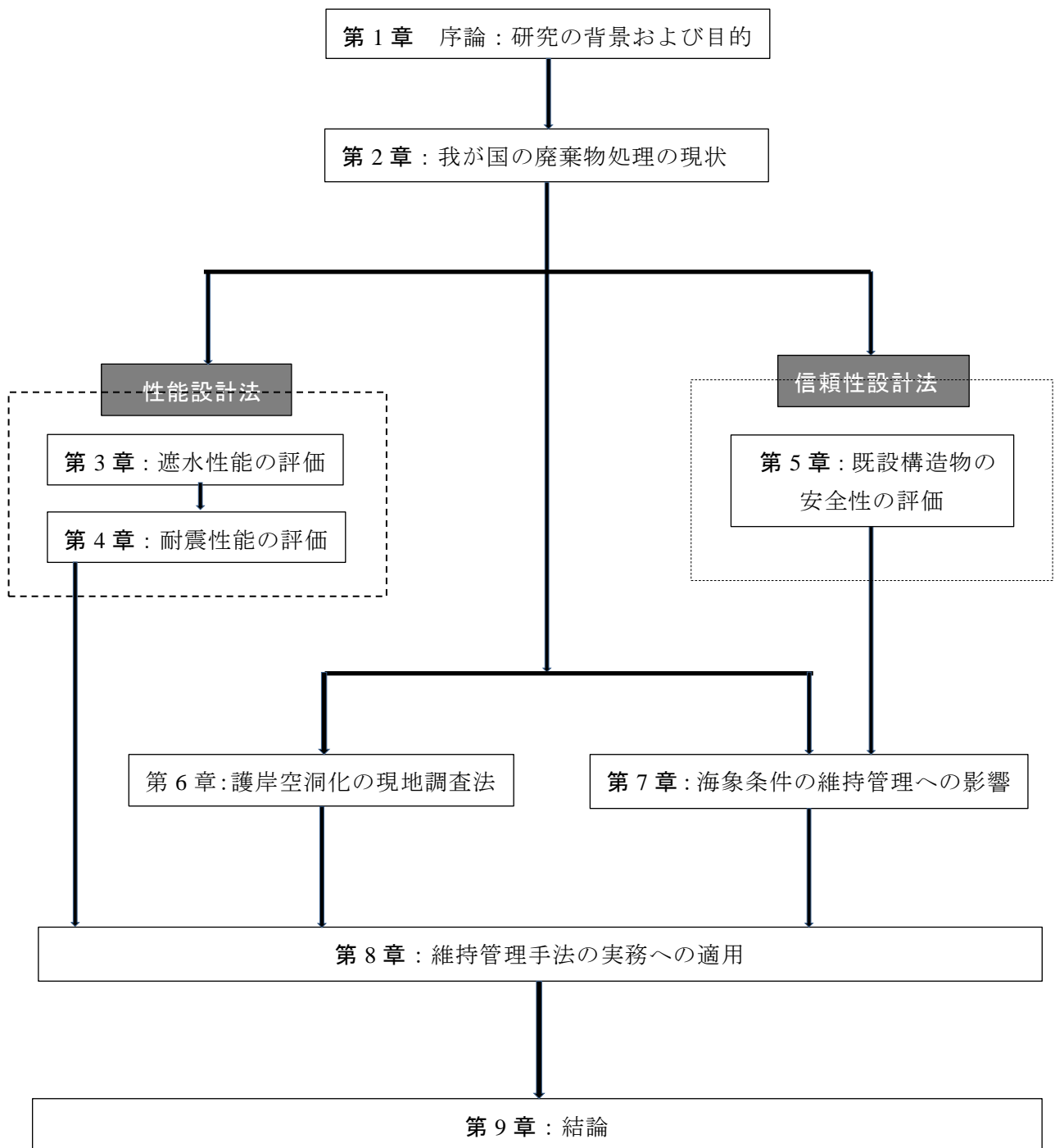


図-1.1 本論文の構成

参考文献

- 1) 土田 孝・水上純一・菊池善昭・吉野博之(1998)：阪神・淡路大震災におけるガレキの処理・活用に関する調査と考察，港湾技研資料，No.899，33p.
- 2) 嘉門雅史・勝見 武・遠藤和人・伊藤圭二郎・土居 亮(2001)：矢板式遮水構造を有する海面埋立処分場の性能評価，第4回環境地盤工学シンポジウム発表論文集，pp.279-284.
- 3) 嘉門雅史・乾 徹：管理型廃棄物処分場の地盤工学的問題と対策(2002)，土木学会論文集，No.701/III-58，pp.1-15.
- 4) 西垣 誠，菱谷智幸，橋本 学，河野伊一郎(1995)：飽和・不飽和領域における物質移動を伴う密度依存地下水流の数値解析手法に関する研究，土木学会論文集 No.511/III-30，pp.135-144.
- 5) 金清翔平，善 功企，陳 光斉，笠間清伸(2009)：浸透流解析による廃棄物埋立護岸の遮水性評価，土木学会西部支部研究発表会，III-007，pp.377-378.
- 6) 土田孝，渡部要一，織田幸伸，今村聡，根岸昌範(2002)：沿岸域の廃棄物埋立地における地盤環境の評価と改善に関する研究，港湾空港技術研究所資料，No.1025，96p.
- 7) 狩野真吾，小田勝也，吉田 誠，三藤正明(2004)：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回廃棄物学会研究発表会講演論文集，pp.1131-1133.
- 8) 長尾 毅，近藤三樹郎，宮田正史，西守男雄，菅野高弘(2002)：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，pp.1943-1944.
- 9) 宮田正史，永治勇吉，長尾 毅，田中 剛，小浜英司(2002)：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，pp.1945-1946.
- 10) 安間 清・津国正一(2005)：廃棄物処分場護岸隅角部での遮水矢板の耐震性能に関する解析的考察，土木学会論文集，No.806/III-73，pp.13-32.
- 11) 長尾 毅(2001)：ケーソン式岸壁の外的安定に関する信頼性設計手法の提案，国土技術政策総合研究所報告，No.4，18p.
- 12) 長尾 毅(2002)：ケーソン式防波堤の外的安定に関する信頼性設計法の適用手法，国土技術政策総合研究所報告，No.2，26p.
- 13) 藤井 敦・高橋重雄・小椋 進・宇野健司・杉山直子・早乙女洋・伊野 同・鶴飼亮行・熊谷隆宏：混成堤式管理型護岸の遮水シートに作用する波圧特性および波圧算定法に関する研究(2002)，海岸工学論文集，第49巻，pp.826-830.
- 14) 藤井 敦・宇野健司・北澤壮介・土田 孝・早乙女洋(2002)：混成堤式管理型護岸の遮水シート作用波圧特性に関する研究，海洋開発論文集，vol.18，pp.83-88.
- 15) 高橋重雄，鈴木高二朗，徳淵克正，岡村知光，下迫健一郎，善 功企，山崎浩之(1996)：護岸の吸い出しに関する水理模型実験，港湾空港技術研究所報告，第35巻，第2号，pp.3-63.
- 16) (財)港湾空間高度化センター(2000)：管理型廃棄物埋立護岸-設計・施工・管理マニュアル，49p.
- 17) 運輸省港湾技術研究所編著：(2000)：港湾の施設の維持管理技術マニュアル，(財)沿岸開発技術研究センター，229p.

- 18) (財) 港湾空間高度化環境センター(2008) : 管理型廃棄物埋立護岸-設計・施工・管理マニュアル
(改訂版), 74p.

第2章

我が国の廃棄物処理の現状

2.1 一般廃棄物の処理フローと処分量

我が国における廃棄物の現状¹⁾をみると、図-2.1に示すように平成23年度の一般廃棄物の総排出量は4,539万トンで、これを図-2.3に示すほぼ10年前の平成12年度の5,236万トンと比較すると83%まで減少しているものの、依然として膨大である。

廃棄物対策としてはゼロ・エミッションを目指し、Reduce（減量）、Reuse（再利用）、Recycle（再生利用）の3つのRが基本であることは、論を俟たない。しかしながらこれらの施策を鋭意進めたとしても、依然として大量の廃棄物が発生し、これを適切に処分しなければならない。現に、図-2.1に示すように平成23年度には、一般廃棄物については総排出量の11.3%に当たる482万トンが最終処分（埋立）されている。これを図-2.3に示すほぼ10年前の平成12年度の1,051万トンと比較すると46%まで減少しているものの、依然として膨大である。図-2.1に示すように平成23年度には、一般廃棄物については総排出量の11.3%に当たる482万トンが最終処分（埋立）されている。排出量4,539万トンに対する最終処分（埋立）量の割合は、ほぼ10年前の平成12年度には20.2%であったから、この割合の減少は、再利用や再生利用がこの10年間で進展したことを示す証左であると言える。

図-2.2に、最近の10年間の一般廃棄物の最終処分量の推移を示す。2000年から2008年まではほぼ5.7%/年程度の一定の割合で減少してきたが、このところ余り減少が見られなくなってきている。これは3Rシステムによる最終処分量の削減が、一定の成果を収めてきたものの、今後、減量のための技術の導入を含め、更なる取り組みを必要としていることの証であるかもしれない。

東京・大阪を始めとする大都市は臨海部に位置し、内陸での最終処分場の新規の確保がますます困難となっており、大規模な処分容量を確保できる海面処分場への依存が高まっている。

日常の国民生活を支える重要な役割を担っている廃棄物処分場は、一方で波浪・高潮・地震などの厳しい自然条件のもとで、安定的にその役割を果たし続けていくことが求められており、日常的にはもとより、台風や地震の際にも安全でなければならない。そのためには、海面処分場の維持管理が適正に行われることが喫緊の課題である。

2.2 最近の廃棄物処分場の役割

廃棄物処分場は、通常時には国民の日常生活に伴って発生する廃棄物を適正に埋め立て処分し、都市の衛生や美観を保全する役割を果たしている。一方で近年、大規模な自然災害が頻発し、被災自治体においては一度に大量に発生する災害がれきの処理が喫緊の課題となっている。そこで本研究では、災害がれきの処理の実例を調査し、その際に廃棄物海面処分場が果たした役割を明らかにする。

2.2.1 水害がれきの処理の実例

平成 23 年の台風 12 号によって、紀伊半島全域が集中豪雨にみまわれ、大きな被害を生じた。この台風によって生じた水害がれきの処理の状況を把握するために、W 市において聞き取り調査を行ない、以下の事実が判明した。

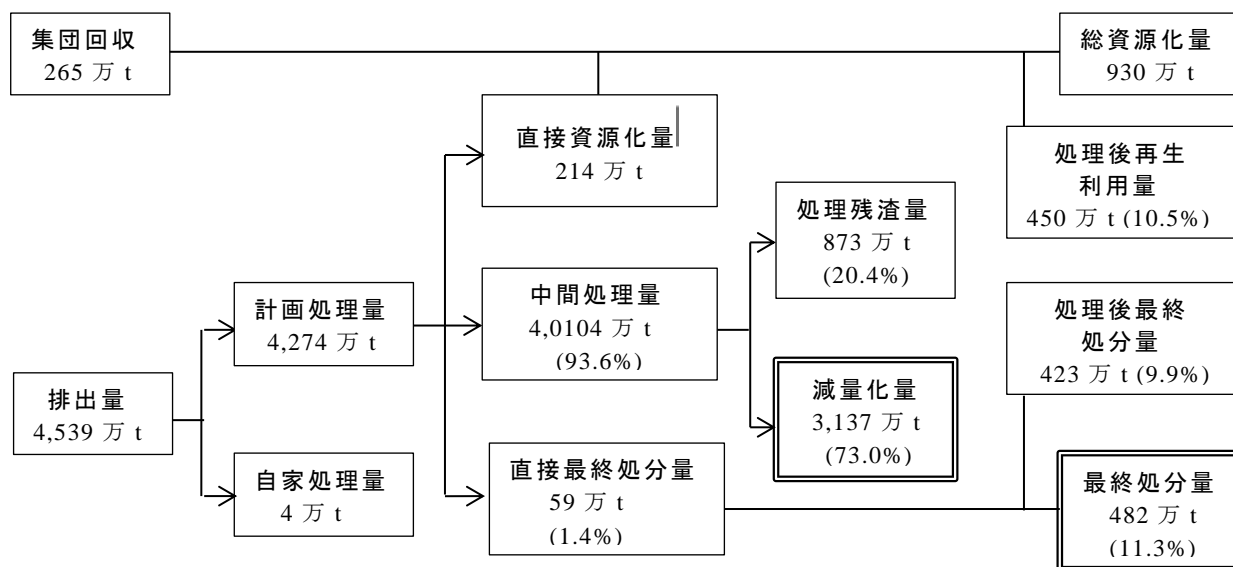


図-2.1 一般廃棄物の排出と処分の現状 (平成 23 年) ¹⁾

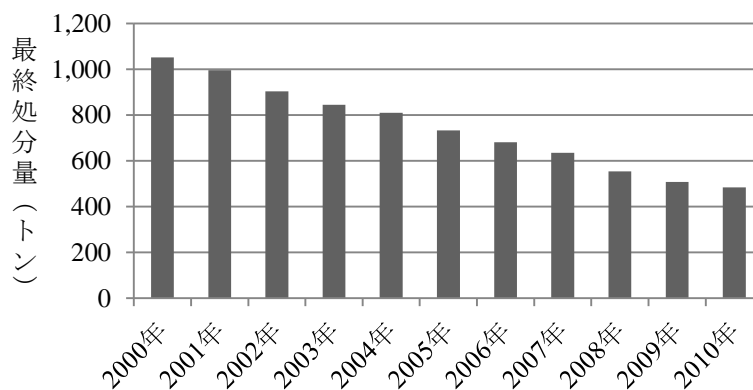


図-2.2 一般廃棄物の最終処分量の推移 ²⁾

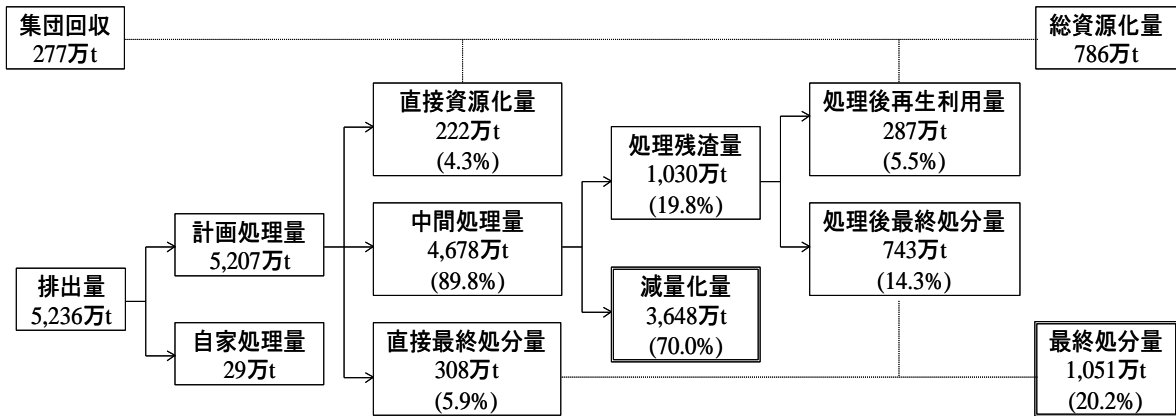


図-2.3 一般廃棄物の排出と処分の現状（平成12年）¹⁾

(a) 広域的収集運搬

災害時の廃棄物について、広域的な協定等はなされておらず、災害発生時には情報を収集し、県（県内・県外）を通して協力の打診を行う。相手方自治体の要望に応じて（例えば、収集運搬の人員・車両等が必要なのか、焼却施設が必要なのか等）応援体制を構築する。廃棄物の収集・運搬の支援（人数、車両等）については、現地事務所（収集事務所）が手配し、その時点での可能な限り支援体制の構築を行う。焼却施設への協力要請の場合、A清掃センターで受け入れについての体制構築、量等の調整を行う。一般廃棄物課は、収集運搬・焼却施設等の体制の集約を行い、県と協議を行う。

(b) リサイクル（分別処理）

廃棄物の分別については、基本的に現地で行われている。分別された廃棄物のうち、W市では、自前の最終処分場を持っていないため可燃物の処理しか想定していない。

(c) 最終処分場（埋立）

W市では最終処分場を持っていないため、大阪湾の海面処分場で埋め立て処分を行った。

(d) 大規模災害時の廃棄物処理の課題

大規模災害時の廃棄物処理においては、多量に発生する廃棄物のストックヤードの確保、広域的な支援協定の締結、最終処分場の確保、廃棄物に混在するアスベスト等の危険な物質の取り扱い、被災地域の実情把握などが迅速に対処すべき課題である。

(e) 被災地域への協力体制

- (i) 災害発生直後・・・情報収集（W県とW市）
- (ii) 被災自治体の状況および応援の必要性の確認・・・県

2.2 最近の処分場の役割

- (iii) 被災自治体からの応援要請・・・県を通して本庁で集約
- (iv) 応援体制の構築・・・本庁と清掃センターおよび収集事務所と協議のうえ、派遣人員・車両・受け入れ可能量を決定.
- (v) 派遣・受け入れ準備
- (vi) 協定書の締結, 受け入れ開始 (受け入れの場合, 被災自治体からの委託契約になるため, 協定書として書面を取り交わす必要がある.)
- (vii) 清算 (受け入れの場合)

台風 12 号では, まず, N 町から廃棄物の仮置き場から焼却場への運搬依頼があったため, ①車両: 塵芥収集車両 3 台, 支援車 1 台, ②人員: 10 人を 1 週間を目途に派遣した.

その後, 派遣職員から, N 町の焼却能力の不足から廃棄物を W 市で受け入れ, 焼却した方が効率的であるとの連絡を受けた. 県と協議を行い, 一旦, 派遣車両・人員を引き上げ, 休日を利用し, 塵芥収集車両 20 台を派遣し, W 市焼却場へ搬入する計画とした. また, 他の被災自治体からも受け入れ要請があり, 県と協議のうえ, A センターへの受け入れを行った.

③受け入れ量 (当時の W 市余力分とし, 日量約 60 トン程度の受け入れとした.)

被災地からの搬入は, W 市からの派遣車両による分を除き被災自治体から搬入した. その他の市町村分は民間で処分した.

以上の聞き取り調査によって, 水害廃棄物の迅速かつ適切な処理のためには, 市町村間の協力体制の構築の必要性と, 廃棄物海面処分場の災害時に果たす役割の大きさが具体的に分かった.

2.2.2 震災がれきの処理の実例

つぎに 1995 年 1 月に発生した阪神・淡路大震災におけるがれきの処理について, 参考文献 3)からの引用によって, 以下に振り返ってみる.

阪神・淡路大震災におけるがれきの発生・処分・再利用に関する実態調査結果より, 以下のことが分かった.

①震災によって発生したがれきは 2,000 万トンに達し, がれきの処分場の確保が問題となった. 震災直後に大阪湾広域臨海環境整備センターが臨海部の計 1,500 万 m³ の処分地を提供したことおよび迅速な港湾計画の改訂によって, 神戸港内に 450ha の埋立用地が確保されたことが大量のがれき処理に関しては極めて有効であった.

②震災復興と時間の関係を見ると, がれき処理はライフラインの回復後に本格化しており緊急性があると同時に, 中長期的な期間と労力を要する課題であるといえる.

③実態調査から求められた廃棄物量発生原単位 (建床面積あたり) は市町によりやや違いがあるが, 木造 0.51~0.71t/m², RC 造 1.17t/m²~1.57t/m²である.

④震災前に予定されていた港湾計画の変更の早期実施により, 震災後 1 ヶ月で神戸港内に 450ha

第2章 我が国の廃棄物処理の現状

の埋立用地が確保されたことが大量のがれき処分に関しては非常に有効であった。しかし、通常は港湾計画の変更に6ヶ月～2年を要するので、震災時の緊急性を考慮しても埋立が予定されていない場合は海面埋立による処分は困難である。

⑤がれきの処理・処分の過程や方法は、立地条件などの違いを反映して市町ごとに異なっている。N市では、臨海部の埋立地をがれきの仮置き場兼積み出し基地として利用し(沿岸型、20～30ha)、I市では市内に小規模の仮置き場を分散して設置した(内陸型、0.5～2.5ha)。仮置き場容量の原単位は、沿岸型の場合7～8万t/ha、内陸型の場合1.5～2.0万t/haであった。

⑥阪神大震災における震災がれきのリサイクル率は50.1%であるが、リサイクル量の90%は土地造成による利用であり、神戸港の大規模な海面埋立などの土地利用がなければ、リサイクル率は大幅に低下したと予想される。

⑦災害発生時には、リサイクル材料の需要と供給のバランスが崩れるので、災害廃棄物のリサイクルにおいては、処理・再生のための施設とストックヤードを有するリサイクル拠点を長期間設置することが不可欠であり、港湾地域内の埋立地の活用が考えられる。

⑧ がれきの発生量と区分、用途

兵庫県の「災害廃棄物処理計画」および「倒壊家屋処理計画」をもとに、がれきの発生量を表-2.1に、それらの区分と用途を表-2.2に示した。がれきの総発生量は約2,000万トンであり、

表-2.1 震災がれきの発生量

住宅・建築物系	1,450万トン	1,760万m ³
道路・鉄道	480万トン	300万m ³
公共・公益施設	70万トン	50万m ³
公団・公社・公営住宅		
合計	2,000万トン	2,110万m ³

表-2.2 震災がれきのリサイクル

種類	発生量	リサイクル量	リサイクルの用途	最終処分		
不燃物	1,673万トン (85.6%)	コンクリートがら 943万トン(48.2%)	住宅・建築物系：500万t ①土地造成用途(新規海面埋立等)用材：466万t ②建設資材：34万t	699万t -35.70%		
			公共公益施設系：443万t ①土地造成用途(新規海面埋立等)用材：381万t ②建設資材：62万t			
			合計 ①土地造成用途(新規海面埋立等)用材：847万t(43.3%) ②建設資材：96万t(4.9%)			
		金属くず 31万t(1.6%)	住宅・建築物系(製鋼原料等)：12万t 公共公益施設系(製鋼原料等)：19万t			
		可燃物	285万t -14.40%	木くず 7万t(0.3%)	住宅・建築物系：7万t (チップ化後、パルプ原料、燃料、肥料)	278万t -14.20%
		合計	1,958万t -85.60%	981万t(50.1%)	リサイクル率：50.1%	730万t -49.90%

2.3 災害がれきの処理の基本スキーム

このうちの約 70%(容積で約 83%)が住宅・建築物の倒壊によって生じたもので大半を占め、その処理対象家屋は約 11 万棟である。そのうち、市町別では、N 市が処理対象家屋の約 6 割を占めている。

がれきは、コンクリート系の「不燃物」と木質系の「可燃物」の 2 区分に大きく分けられている。「可燃物」は重量比で約 15%であるが、容積比では約 55%と推定される。なお、がれきは処理過程において容積が変化するが、ここでは仮置き場でのかさ比重をもとに容積に換算した。

「可燃物」はほとんどが焼却処分後の残渣が最終処分(海面処分場)に埋立処分された。

一方、「不燃物」は発生総量の約 85%を占め、その約 50% (847 万トン) が新規海面埋立などの土地造成に使われていて、N 市において埋立地の果たした役割は大きい。また、不燃物のうち、海面処分場などの最終処分場に処理されたものは約 40%である。

同処理計画では、処分量を「焼却」, 「再生」, 「埋立」に分類し、解体状況の推移をまとめている。「再生」は、海面埋立・木材チップ化・コンクリート片の路盤材などへの利用を含み、「埋立」は、フェニックスなどの最終処分場への埋立である。

「再生」処分の比率に相当するリサイクル率は約 50.1%であった(当初目標 62%)。このようにリサイクル率は 50.1%であるが、そのリサイクル量の 90%は土地造成による利用であり、K 市での大規模な海面埋立がなければ、このリサイクル率は大幅に低下したと予想された。

2.3 災害がれきの処理の基本スキーム

(1) 災害がれきの処理の基本スキームは、阪神・淡路大震災後の平成 10 年 10 月に当時の厚生省生活衛生局水道環境部環境整備課が『震災廃棄物対策指針』⁴⁾を定めているので、これによって知ることができる。以下に、その内容を示す。

阪神・淡路大震災でも明らかなように、大震災による災害は、被害が広い範囲に及ぶほか、ライフラインや交通の途絶などの社会に与える影響が風水害等の災害と比較して大きい。がれき等の廃棄物の発生量も他の災害と比べ大量であるほか、交通の途絶等に伴い一般ごみについても平常時の収集・処理を行うことが困難である。

(a) 被災市町村は、地域防災計画、震災廃棄物の処理・処分計画に基づき、震災により生じた廃棄物の処理を適正に行う。

(b) 被災市町村は、廃棄物の収集・処理に必要な人員・収集運搬車両が不足する場合には、被災都道府県に対して支援を要請する。

(c) 被災都道府県は、都道府県内の市町村、関係団体及び国に対して、広域的な支援を要請し支援活動の調整を行う。

(d) 厚生省生活衛生局水道環境部は、被災都道府県からの要請があった場合又は被災状況から判断して必要と認める場合には、全国的な支援の要請等を行い、派遣可能な人員・機材のリストを都道府県に提供する。また、被災都道府県が他の都道府県に対して支援を要請する場合に

は、必要な調整を行う。

(2) 震災に伴って発生した廃棄物の処理

- (a) 被災市町村は、がれきの発生量を的確に把握するとともに、処理・処分の方法、処理の月別進行計画・最終処理完了の時期等を含めた処理計画を作成する。
- (b) 被災都道府県は被災市町村の処理計画をまとめ、処理事業の進行管理等を行うためのがれきの全体処理計画を作成する。また必要に応じ、被災市町村の参加する協議会を設置し、情報収集・提供及び相互の協力体制づくりを図る。
- (c) 厚生省生活衛生局水道環境部は、処理計画の素案を作成・提示するとともに、複数府県に亘る計画の総合調整を図る。

また、平成17年6月には環境省大臣官房廃棄物・リサイクル対策部廃棄物対策課が『水害廃棄物対策指針』⁵⁾を定めている。

この『水害廃棄物対策指針』の内容は、前述の『震災廃棄物対策指針』の内容とほぼ同じように、被災市町村と被災都道府県が行うべき責務に関する記述がなされている。そして、震災廃棄物、水害廃棄物ともにその処理に要した費用の一部を補助金として、国が支出するというのが災害がれきの処理の基本スキームである。

災害廃棄物対策の処理を担うのは、被災市町村であり土地勘などの地域の実情に通じているという利点はあるものの、被災した状態の中で行政や民間の支援活動が十分に発揮できないことが危惧される。また近年、頻発する広域に亘る大規模な災害によって発生する膨大な量の災害廃棄物を迅速かつ適正に処理するためには、広域的な災害がれきの処理の基本スキームが求められている。

2.4 管理型廃棄物埋立護岸の重要性の見直し

前述のように最近の台風による水害廃棄物の処理の実情を、現地調査によって把握した。大量に一気に発生し、しかも水分を含んだ取り扱いにくい廃棄物を被災市町村間の連携と協力によって、処理している実態が詳細に分かった。そして焼却灰の埋立には、海面処分場が活用された。

また、土田ら(1998)の研究によって阪神・淡路大震災の際には約2,000万トンの震災廃棄物が発生し、可能な限りのリサイクルなどが行われたのち、最終処分は、海面処分場や港湾区域内の埋立に依存したことが分かった。

このように、大規模な水害や震災によって一気に大量に発生する災害廃棄物の最終処分に際して、復興支援に果たす廃棄物埋立護岸の重要性を再認識させられることとなった。従来、廃棄物埋立護岸は、重要な3Rシステムの後に、付け加えられるくらいの役割しか認識されていなかった面もあった。今後、改めて災害復興支援に果たす廃棄物埋立護岸の重要性が見直され

る必要がある。

2.5 全国の廃棄物海面処分場の現地踏査

海面処分場の維持管理の実態を把握するために、全国の主なサイト 10 箇所へ赴き現地踏査を行った。踏査における注目点は、処分場の全般的状況、護岸構造、管理水位、構造物の変状・劣化などである。

2.5.1 全般的状況

処分場の規模は 100ha 程度から 5ha 程度までで、その規模や立地特性に応じた維持管理がなされている。しかし、汚染水の処理・漏出防止、護岸・遮水工の定期点検、周辺海域の水質監視などの海面処分場のシステムとしての共通点も多いことが分かった。

2.5.2 護岸構造

処分場の護岸構造は、重力式ケーソン護岸、鋼矢板護岸または捨石護岸である。遮水工には主として、水深が大きく大規模な処分場では、遮水矢板が用いられ、通常の規模の処分場では、経済性に優れる遮水シートが用いられている。

2.5.3 管理水位

写真-3.1 に、水位の管理および浸出水の処理のための揚水ポンプの一例を示した。管理水位は、外海水位の平均水位に近い値に設定されている例が多く、埋立地から海側への動水勾配が小さく、外海への浸透はほとんど生じない。但し、多量の降雨があれば管理水位は一時的に上昇することがあり、筆者が行った現地踏査においては 105cm の上昇が生じた例が確認できた。また逆に、降水のない日が長く続いた場合には 15cm の水位低下が生じた例を確認できた。

図-3.1 に示すように、近年、集中豪雨に見舞われることが多くなってきており、注意が必要である⁶⁾。越波による内水位上昇については、護岸水叩き上の越波痕跡（NaCl の凝固）を確認できたが、特に問題となった事例はなかった。

2.5.4 構造物の変状・劣化状況

表-2.1 に示すように、護岸・遮水工について月に 1 回の頻度で目視による点検が行われており、護岸・遮水工に大きな変状や劣化は見られなかった。

しかしながら、遮水矢板を用いた例では海水による軽微な腐食が始まった例があり、今後、注視していくことが求められる。またこれとは別に、中心気圧 930hPa、最大瞬間風速 61m/s を

第2章 我が国の廃棄物処理の現状

記録した平成24年の台風17号の来襲時に、処分場の外側からの波力および潮汐力（潮位偏差80cm）によって遮水シートが変形したことが確認できた。しかしながら、第3章で詳しく述べるように遮水シートは300%以上の伸び変形に耐えられることから、その損傷に至っていないと考えられる。異常気象時には海洋からの漂着ごみが護岸に付着することがあり、その除去と併せ海上の船舶から護岸の点検を行っている例があった。なお、海中部の点検が必要とされるような異常な変状を生じた例は、確認できなかった。一般の港湾構造物では、1年に1~2回の頻度での定期点検を行うことが標準とされている⁸⁾ことを勘案すれば、廃棄物埋立護岸においてはより綿密な定期点検が行われていると言える。



写真-2.1 揚水ポンプの例

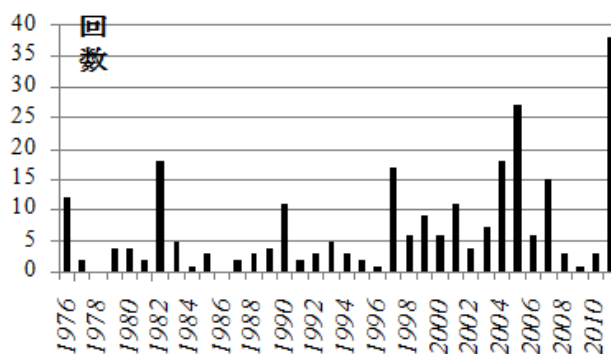


図-2.4 日降雨量400mm以上の年間発生回数（1,000地点当たり）⁶⁾

表-2.3 護岸・遮水工の定期点検の例

点検箇所	護 岸	遮 水 工
点検項目・内容	護岸天端高の異常、クラック・陥没	遮水シートの破れ、めくれ・異常
4月2日	○	○
5月1日	○	○
6月1日	○	○
7月2日	○	○
8月1日	○	○
9月3日	○	○

表-2.4 浸出水質と処理水質の例

	単 位	浸出水質	処理水質
PH		5~10	6~8
COD	mg/L	160	8
SS	mg/L	40	10
T-N	mg/L	40	1
T-P	mg/L	1.5	0.09

2.5.5 水質監視の実態

表-2.4に処分場内の浸出水の水質と、処理水質の例を示す。浸出水は処理した後、海域へ放流される。浸出水の処理は常に行わなければならないから、処分場内の水質は日常的に調べられている。

2.5 全国の廃棄物海面処分場の現地踏査

表-2.5 処分場周辺の水質監視の例

項目	測定対象	基準値(基準省令による)	備考	頻度	場所
一般項目	水温、透明度、 不揮発性浮遊物質			月1回以上	基本監視点及び補助監視点
生活環境項目	水素イオン濃度(PH)	7.0-8.3	基準値は、 海域の類型 によって異なる。	月1回以上	
	化学的酸素要求量(COD)	8mg/L以下			
	溶存酸素量(DO)	2mg/L以上			
	大腸菌群数	1,000MPN/100mL以下			
	n-ヘキサン抽出物質(油分等)	検出されないこと			
健康項目	全窒素	1mg/L以下	すべて 基準値 未満	年2回以上	
	全燐	0.09mg/L以下			
	カドミウム	0.01mg/L以下			
	全シアン	検出されないこと			
	鉛	0.01mg/L以下			
	六価クロム	0.05mg/L以下			
	ヒ素	0.01mg/L以下			
	総水銀	0.0005mg/L以下			
	アルキル水銀	検出されないこと			
	PCB	検出されないこと			
	ジクロロメタン	0.02mg/L以下			
	四塩化炭素	0.002mg/L以下			
	1,2-ジクロロエタン	0.004mg/L以下			
	1,1-ジクロロエチレン	0.02mg/L以下			
	シス-1,2-ジクロロエチレン	0.04mg/L以下			
	1,1,1-トリクロロエタン	0.01mg/L以下			
	1,1,2-トリクロロエタン	0.0006mg/L以下			
	トリクロロエチレン	1mg/L以下			
	テトラクロロエチレン	0.01mg/L以下			
	1,3-ジクロロプロペン	0.002mg/L以下			
チウラム	0.006mg/L以下				
シマジン	0.003mg/L以下				
チオベンカルブ	0.02mg/L以下				
ベンゼン	0.01mg/L以下				
セレン	0.01mg/L以下				

表-2.6 海域の類型毎の水質基準値

類型	利用目的の適応性	水素イオン濃度(PH)	化学的酸素要求量(COD)	溶存酸素量(DO)	大腸菌群数	n-ヘキサン抽出物質(油分等)	該当水域
A	水産1級 水浴 自然環境 保全及びB 以下の欄に 掲げるもの	7.8以上 8.3以下	2mg/L以下	7.5mg/L以上	1,000MPN/100mL以下	検出されないこと。	第1の2の (2)により 水域類型ご とに「指定 する水域
B	水産2級 工業用水 及びCの欄 に掲げるもの	7.8以上 8.3以下	3mg/L以下	5mg/L以上	-	検出されないこと。	
C	環境保全	7.8以上 8.3以下	3mg/L以下	2mg/L以上	-	-	

注) 水産1級：マダイ，ブリ，ワカメ等の水産生物用および水産2級の水産生物用。
 水産2級：ボラ，ノリ等の水産生物用。
 環境保全：国民の日常生活（遊歩など）において不快感を生じない限度。
 自然環境保全：自然探勝などの環境保全。

海域の水質基準は、生活環境項目と健康項目について定められており、表-2.5のとおり月1回以上、年4回以上および年2回以上の頻度で、それぞれの監視がなされている。健康項目は、1971年にカドミウム、シアンなど8項目の告示がなされて以来、過去、順次追加されてきており現在では20余の項目となっており⁷⁾、厳格な基準値による規制がなされていることが分かる。また、生活環境項目に係る基準値は海域の類型によって異なり、具体的には表-2.6に示すとおりである。

基準省令の第1条第2項第10号の海面処分場周辺海域の水質検査要領では、次の①~③のように規定されている。

①埋立処分開始前に表-2.5に示す「健康項目」について測定・記録を行うこと。②埋立処分開始後は、上記の項目について6ヶ月に1回以上測定・記録すること(2箇所以上)。③これらの検査の結果、水質の悪化が認められた場合には、その原因の調査、その他の生活環境の保全上必要な措置を講じること。

したがって廃棄物海面処分場の要求性能を満たすためには、表-2.5に示した処分場周辺の水質監視によって水質の悪化を発見するとことと、その原因の究明と対策について具体的な方法が予め準備しておくことが重要である。本研究では、この課題に対処するため、つぎに廃棄物埋立護岸に求められる性能について論じ、第3章~第8章において現地踏査によって明らかになった遮水工の劣化や変状などの事実を考慮して、具体的な方策について考察する。

2.6 管理型廃棄物埋立護岸の構造形式

管理型廃棄物埋立護岸として、比較的実績が多い護岸本体の構造形式は、次の4種類⁹⁾である。全国の現地踏査でみられた構造形式は、重力式護岸、矢板式護岸、傾斜堤式護岸の3種類であったが、各々の構造形式のなかにあっても現地の実情の応じて様々な工夫が凝らされており、新しい処分場ほどその傾向が顕著であった。

本論文では、重力式護岸、矢板式護岸、傾斜堤式護岸の3種類を対象として論じる。

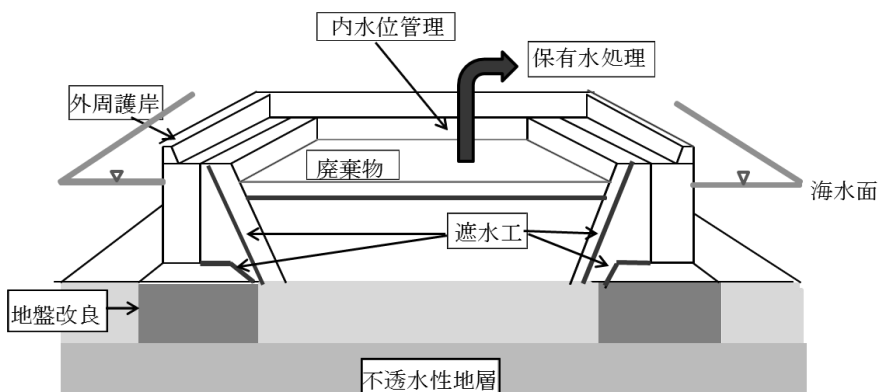


図-2.5 管理型廃棄物埋立護岸の事例（重力式護岸）

2.6 管理型廃棄物埋立護岸の構造形式

2.6.1 重力式護岸

重力式護岸は、海底面上の捨石マウンド上に、ケーソン、方塊などにより築造される。マウンドの天端高が高く、上部に方塊を用いた構造形式では、傾斜堤式護岸に近い構造となる。

2.6.2 矢板式護岸

矢板式護岸は、鋼矢板、鋼管矢板などで築造される形式である。構造形式は、自立矢板式構造、控え工矢板式構造、二重矢板式構造がある。

2.6.3 傾斜堤式護岸

傾斜堤式護岸は、水深が比較的浅く、石材の入手が容易な地点で用いられることが多い。透水性が高いため、適切な遮水工を必要とする。

2.6.4 セル式護岸

セル式護岸には、鋼板セルと鋼矢板セルとがある。

なお、海岸域に広く分布する沖積粘土層は遮水層としての役割を期待できるが、一方でいずれの構造形式においても、護岸構造物に対する支持力が不足するので、適切な地盤改良がなされることが多い。

2.7 廃棄物埋立護岸に求められる性能

廃棄物埋立護岸に求められる性能は、護岸・遮水工から廃棄物はもとより、処分場内に封じ込められた保有水（汚染水）が周辺海域へ漏出しないことである。そのために旧厚生省と旧総理府（旧環境庁）との共同命令（1998）では、遮水構造について基準が定められている。これは環境保全の観点から構造基準を具体的に定めたもので、仕様規定の体系となっている（表-2.7）。この表-2.7で分かるように、共同命令では、遮水構造・層厚・透水係数に応じて分類がなされており、透水係数 1.0×10^{-5} 以下の地盤の堆積層が存在する場合には、遮水工が不要とされている。他の構造の場合についても、透水係数と層厚の比 k/L を計算すれば、いずれも等しく 2.0×10^{-8} (1/s) となり、同じ動水勾配に対する浸透流量が等しくなることが分かる。透水係数 1.0×10^{-5} 以下の地盤の堆積層が存在しない場合には、表面遮水工や鉛直遮水工が設置され、共同命令に適合するように廃棄物埋立護岸は設計され、築造されており安全が確保されている。

2.7 廃棄物埋立護岸に求められる性能

表-2.7 構造基準の設定根拠

分類	構造	層厚L(cm)	透水係数k(cm/s)	透水係数と層厚の比k/L
遮水工不要	不透水性地層	500	1.0×10^{-5}	2.0×10^{-8}
表面遮水工	粘性土+遮水シート	50	1.0×10^{-6}	2.0×10^{-8}
	アスファルトコンクリート+遮水シート	5	1.0×10^{-7}	2.0×10^{-8}
	2重遮水シート	0.15	3.0×10^{-9}	2.0×10^{-8}
鉛直遮水工	地中連続壁	50	1.0×10^{-6}	2.0×10^{-8}

注) 2重遮水シートは、k/Lを 2.0×10^{-8} としたときの1層の透水係数を逆算。一般的に遮水シートの透水係数の基準は 1.0×10^{-10} cm/s以下。

2.8 港湾構造物の設計法の変遷

従来、港湾構造物の設計法は他の構造物の場合と同様に、構造物に作用する外力(S)と構造物が保有する抵抗力(R)を計算し、その比に所定の安全率を乗じる、いわゆる「仕様規定」と呼ばれる設計法が永年に亘って採用されてきた。より正確に言えば、港湾法第2条に規定された港湾施設については同法第56条の2の2の規定にもとづいて、別途、省令において定められた「港湾の施設の技術上の基準」に適合するよう設計されてきた。

しかしながら、近年、国際化の進展に伴い、ISO 2394 “General Principle on Reliability for Structures”の制定などを契機として、国際標準にも適合するとともに現地の実情に応じて技術者が独創性を発揮し、より自由度の高い設計が行われるよう、省令においては施設が保有すべき性能のみを規定し、具体的な設計は独自に行うことが可能な「性能規定」にもとづく設計法への転換が図られた。2007年の「港湾の施設の技術上の基準」の改正によって実務における運用がなされている。

2.9 性能設計法と信頼性設計法の体系

港湾構造物の信頼性設計法に関する研究は、1980年代半ばに開始され、波力などの多くの設計因子の確率密度関数を明らかにするとともに、既に別途研究レベルで開発されていたレベル1～レベル3に分類される、信頼性設計法の体系に組み込むという永年に亘る研究の積み重ねによって2000年頃に完成をみた。このような港湾構造物の信頼性設計法にもとづく設計手法の完成によって、性能設計法の実務における運用が可能となった。信頼性設計法は構造物の保有する性能を照査する手段のひとつであって、作用力と抵抗力を構成する各々の設計因子の確率密度関数を正規分布で表し、その母数を求め、構造物の破壊確率を計算することによって、保有性能を確認する設計法である。

これを具体的に廃棄物埋立護岸について示すと、図-2.5のように表わされる、すなわち、信頼性設計法の体系では、変動波浪（再現期間 50 年）、偶発波浪（再現期間 100～200 年）、常時土圧、レベル 1 地震動（再現期間 75 年）に対する構造物の安全性が取り扱われる。遮水工が破壊した場合の汚染物質の漏出量の予測や、レベル 2 地震動に対する安全性などは、これまでの信頼性設計法の体系の中で論じることが困難であると考えられ、性能設計法の枠組みにおいてその性能が照査される。信頼性設計法の概要については、第 5 章において述べる。

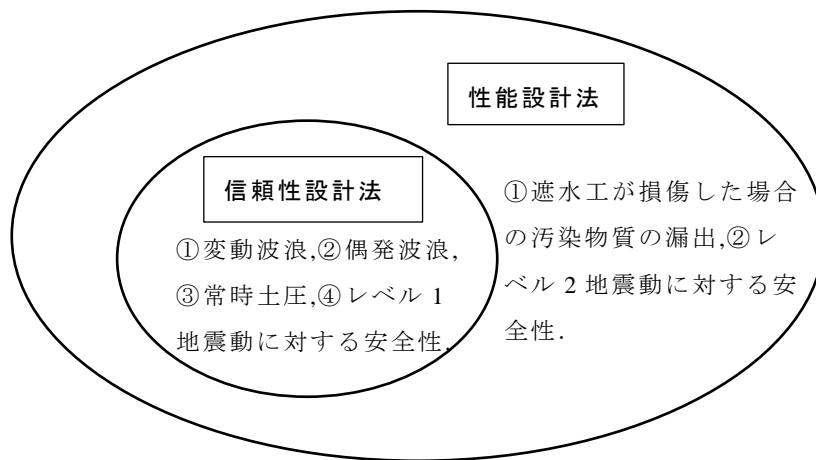


図-2.5 廃棄物埋立護岸に係る性能設計法と信頼性設計法の体系

2.10 結論

第2章においては、我が国の廃棄物処理の現状について、まず、一般廃棄物の処理フローと処分量について、この10年間の変化について述べた。国を挙げた廃棄物の減量やリサイクルなどの取り組みの成果もあって、排出量や最終処分量（埋め立て量）は減少してきているものの、最終処分量は依然として年間482万トンと膨大であり、これを適切に処分するために海面処分場が必要であることを述べた。

最近、頻発する風水害や地震によって、一挙に大量に発生する災害廃棄物の迅速な処理が災害復興にとって重要であり、災害廃棄物の焼却灰の最終処分に海面処分場が活用されたことを、2011年の台風12号の際に紀伊半島においてヒヤリングによる現地調査を行って明らかにした。また、兵庫県南部地震の際の震災廃棄物の処理に当たっても、最終処分に海面処分場が活用されたことを、既往文献により再確認した。このことは、平時ばかりでなく、自然災害時においても廃棄物処分場が機能していなければならないことを意味するものである。

2.9 結論

また、供用中の廃棄物海面処分場の維持管理の実態を把握するため、全国の 10 箇所の処分場への現地踏査について述べた。各々の処分場の立地特性に応じた維持管理や、汚染水の処理・漏出防止、護岸・遮水工の定期点検、周辺海域の水質監視などの処分場のシステムとしての共通点が多いことが分かった。周辺海域の水質監視システムや、遮水矢板の初期腐食や遮水シートの変形も明らかとなった。

さらに第 2 章は、第 3 章~第 7 章への序章として廃棄物埋立護岸に求められる性能とその照査手法について、性能設計法と信頼性設計法の枠組みについて述べた。

参考文献

- 1) <http://www.env.go.jp> (平成 25 年 9 月 5 日参照)
- 2) 1)に同じ.
- 3) 土田 孝・水上純一・菊池善昭・吉野博之(1998): 阪神・淡路大震災におけるガレキの処理・活用に関する調査と考察, 港湾技研資料, No.899, 33p.
- 4) 厚生省生活衛生局水道環境部環境整備課(1998): 震災廃棄物対策指針, 17p.
- 5) 環境省大臣官房廃棄物・リサイクル対策部 廃棄物対策課(2005): 水害廃棄物対策指針, 16p.
- 6) 気象庁(2012): 気候変動監視レポート 2011, p.27,(<http://www.data.jma.go.jp/cpdinfo/monitor>)(平成 25 年 2 月 13 日参照)
- 7) (財) 沿岸技術研究センター(2007): 港湾の施設の維持管理技術マニュアル, p.43.
- 8) 中杉修身: 水質環境基準の見直しと埋立処分(1999), 廃棄物学会誌, Vol.10,No.2,pp.128-137.
- 9) (財) 港湾空間高度化環境研究センター(2008): 管理型廃棄物埋立護岸 設計・施工・管理マニュアル (改訂版), pp.27-30.

第3章

管理型廃棄物埋立護岸の遮水性能の評価

3.1 潮位変動を考慮した浸透・移流分散解析

3.1.1 浸透・移流分散解析の手法とその意義

埋立護岸の遮水性能が問題となるのは、処分場内の廃棄物と海水・雨水が混じり合った保有水（浸出水）の漏出が、処分場周辺の海域の水質汚染を招くおそれがある場合である。保有水が外海へと漏出する過程は、地下水の浸透のみではなく、移流と分散の現象を伴うので、シミュレーションを行う場合には、このような現象を正確に再現できるモデルを用いなければならない。その際に、海面処分場については陸上の処分場と異なり、海洋の特徴である潮汐の影響を考慮することが望まれる。また埋立護岸は、海底地盤、捨石マウンド、ケーソン、遮水工（鋼材、高分子化学材料）といった複合的な構造で築造されており、これらを忠実に表す必要がある。

このような複雑な現象を数値計算で再現するために、安定性や収束性の問題を解決し、効率的に計算するための方法が、オイリアン・ラグランジュ有限要素法 (*Eulerian-Lagrangean Finite Element Method*) として知られている。具体的な数値計算のための解析コードとしては、“Dtransu-2D・EL”^{1), 2)}がある。浸透・移流分散解析を行う意義は、埋立護岸・遮水工の長期安定性を確保する観点から、埋立護岸の構造体は何らかの原因によって破損した場合に、保有水の漏出時間と漏出流量を知り、すみやかに必要な対策を講じて周辺海域の水質環境の保全を図ることにある。

この研究では、埋立護岸の遮水性能の評価に上述の解析コードを適用し、代表的な埋立護岸の構造断面について外海水位に海洋の特徴である潮位変動を与え、遮水工が損傷した場合の保有水の漏出状況を明らかにすることを目的としている。

上述の解析コードについて、主として参考文献1)~4)にもとづき、解析モデル、離散化の方法および解析手法の検証について以下に説明する。

3.1.2 解析モデル^{1)~4)}

(1) 移流分散方程式

本研究で用いる解析コードの移流分散方程式は、次式のとおりである。

$$R\theta\rho\frac{\partial c}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i}(\theta\rho D_{ij}\frac{\partial c}{\partial x_j}) - \theta\rho v_i\frac{\partial c}{\partial x_i} - R\theta\rho\lambda c - Q_c \quad (3.1)$$

ここに、

R : 遅延係数[-], θ : 体積含水率[-], ρ : 流体密度[ML^{-3}], D_{ij} : 分散係数[L^2T^{-1}], c :

3.1 潮位変動を考慮した浸透・移流分散解析

濃度[-], v_i : 間隙内流速 [LT^{-1}], λ : 減衰定数 [T^{-1}], Q_c : 源泉項 (解析領域内での湧き出し, 吸い出し) [ML^3T^{-1}], t : 時間 [T]

この式の右辺第1項は, 分散現象を表しており, 移流分散方程式では, この現象を濃度差で汚染物質が広がる拡散現象と同じように考え, 分散係数として取り扱っている. また右辺第2項は, 汚染物質が地下水の流れに伴い移動する移流現象を表している. 浸透流速が大きいと, 分散項に対して移流項が卓越する.

(2) 分散係数

分散係数 D_{ij} は, BEAR, J(1972)⁵⁾ が示した分子拡散係数も含めた浸透流速に依存する式(3.2)を用いている. この分散係数は, 室内カラム試験によって実流速に比例することが示されており, この直線の傾きが分散長である. 縦分散長は, 流れ方向に地下水の流速に先行して濃度がぶれる度合いを表し, 横分散長は流れに直交する方向への濃度のぶれの度合いを表す.

$$D_{ij} = \alpha_T \|V\| \delta_{ij} + (\alpha_L - \alpha_T) \frac{V_i V_j}{\|V\|} + \alpha_m \tau \delta_{ij} \quad (3.2)$$

ここに, α_T : 横分散長, α_L : 縦分散長, V_i : 実流速ベクトル, $\|V\|$: 流速のノルム, α_m : 分子拡散係数, τ : 屈曲率, δ_{ij} : クロネッカのデルタである.

従って2次元では, 式(3.3)のようになる.

$$\begin{aligned} D_{xx} &= \alpha_L \frac{V_x V_x}{\|V\|} + \alpha_T \frac{V_z V_z}{\|V\|} + \alpha_m \tau \\ D_{xz} &= D_{zx} = (\alpha_L - \alpha_T) \frac{V_x V_z}{\|V\|} \\ D_{zz} &= \alpha_L \frac{V_z V_z}{\|V\|} + \alpha_T \frac{V_x V_x}{\|V\|} + \alpha_m \tau \end{aligned} \quad (3.3)$$

浸透流速がゼロの場合は, 分子拡散だけが生じ,

$$D = \alpha_m \tau \quad (3.4)$$

となる. 屈曲率 τ は, 流路の曲がり, くねりの状態を表し, 実際の流路長さ L_e に対する直線流路長 L として式(3.5)で表される^{6),7)}. 図-3.1に, L と L_e の関係を示す.

$$\tau = \left(\frac{L}{L_e}\right)^2 \quad (3.5)$$

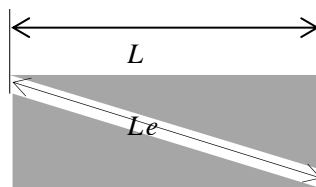


図-3.1 屈曲率

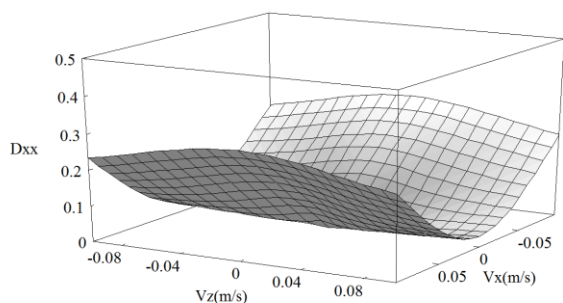


図-3.2 分散係数 D_{xx}

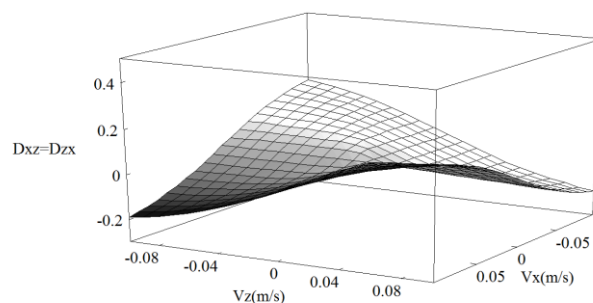


図-3.3 分散係数 $D_{xz} = D_{zx}$

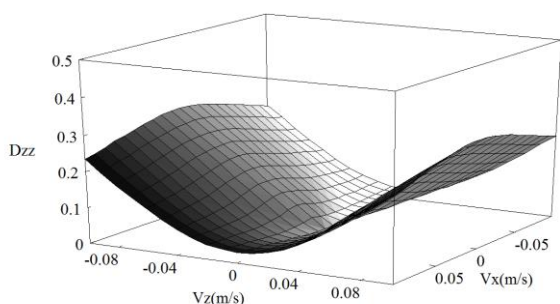


図-3.4 分散係数 D_{zz}

表-3.1 分散係数のパラメータ

項目	単位	用いた値
横分散長	m	0.3
縦分散長	m	3
分子拡散係数	m^2/s	1.0×10^{-9}
屈曲率		0.5

表-3.1に示すパラメータを式(3.3)に与えて、分散係数を図示すると図-3.2～図-3.4のようになり、分散係数は浸透流速に対して非線形性を示す。このような分散係数の非線形な振る舞いが、非定常な浸透・移流分散解析における顕著な特徴であり、外海水位を一定とした定常解析では、分散係数が一定値となることとの顕著な相違点である。

(3) 浸透流方程式

密度流を考慮した飽和・不飽和浸透流方程式は、式(3.6)のとおりである。

$$\rho_f \theta \gamma \frac{\partial c}{\partial t} + \rho \{ \beta S_s + C_s(\theta) \} \frac{\partial \psi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i} \{ \rho k_{ij}^s k_r(\theta) \frac{\partial \psi}{\partial x_j} + \rho k_{i3}^s k_r(\theta) \rho_f \} \quad (3.6)$$

ここに、 ψ : 圧力水頭[L], θ : 体積含水率[-], S_s : 比貯留係数[L⁻¹], $C_s(\theta)$: 比水分容量[L⁻¹], k_{ij}^s : 飽和透水係数[LT⁻¹], $k_r(\theta)$: 比透水係数[-], C : 濃度[-], t : 時間[T], ρ_f : 溶媒の密度[ML⁻³], ρ : 流体の密度[ML⁻³], ρ_f : 溶媒の密度に対する流体の密度比 (ρ/ρ_f) [-], $\beta=1$: 飽和領域, 0 : 不飽和領域, γ : 溶質の密度比[-]である。

3.1 潮位変動を考慮した浸透・移流分散解析

(4) 支配方程式の簡略化

2つの支配方程式の式(3.1)と式(3.6)は、一般化され複雑な形をしているが、通常の埋立護岸の遮水性能の評価では、以下のように簡略化できる。

いま、飽和浸透流の場で減衰項と源泉項を含まない問題を取り扱う場合には、移流分散方程式は次式となる。

$$n \frac{\partial c}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left(n D_{ij} \frac{\partial c}{\partial x_j} \right) - n V_i \frac{\partial c}{\partial x_i} \quad (3.7)$$

ここに、 n ：有効間隙率である。

また、密度依存がない飽和浸透流の方程式は次式となる。

$$S_s \frac{\partial \psi}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x_j} \left\{ k_{ij}^s \frac{\partial \psi}{\partial x_j} + k_{j3}^s \right\} \quad (3.8)$$

式(3.8)により非定常浸透流解析を行い、流速分布を求め、この値を用いて式(3.7)により移流分散解析を行う。但し、以上の簡略化した説明は複雑な支配方程式の理解を容易にするために行ったものであり、本研究における実際の解析に際しては、式(3.1)と式(3.6)が支配方程式として離散化されており、簡略化せずに厳密な解析を行った。

(5) 離散化の方法

(i) 浸透流方程式の離散化

ガラーキン(Galerkin)法を用いて有限要素法により離散化する。また、時間項に対しては、次の差分近似によっている。

$$\frac{\partial \psi}{\partial t} = \frac{\psi^{k+1} - \psi^k}{\Delta t} \quad (3.9)$$

$$\psi^{k+1/2} = \omega \psi^{k+1} + (1 - \omega) \psi^k \quad (3.10)$$

$\omega = 1/2$ のとき中央差分、 $\omega = 1$ のとき後退差分で、いずれかが任意に選ばれる。

(ii) 移流分散方程式の離散化

移流項を計算するために、式(3.11)の「ラグランジュ微分」を用いて、運動している流体とともに移動するラグランジュ座標系に変換する⁶⁾。

$$\frac{D}{Dt} = \frac{\partial}{\partial t} + v_i \frac{\partial}{\partial x_i} \quad (3.11)$$

ここで、濃度 C は、移流に関する濃度 C_a と、分散に関する濃度 C_d の和で表されるものとする。

$$C(x, z, t) = C_a(x, z, t) + C_d(x, z, t) \quad (3.12)$$

式(3.1)に式(3.11)および式(3.12)を適用し、移流の濃度の項のみを取り出すと、分散による濃度を除いた移流方程式は、次式となる。ただし、源泉項を含めない。

$$\frac{D}{Dt}(C_a) = -\lambda C_a \quad (3.13)$$

移流による濃度を求めるために移流方程式は、*Single Step Reverse Particle Tracking* 法と名づけられた、ラグランジュ手法によって離散化される。この手法は、移流項に対し有限要素メッシュの節点を移動粒子に見立てて、時間ステップ毎に節点上にどこから移流による濃度が運ばれてきたかを後ろ向きに軌跡をたどり、有限要素メッシュを使って分散項をオイラー法によって求める方法である。

この手法は、*Eulerian-Lagrangean* 法と呼ばれている。

“Dtransu-2D・EL”^{1), 2)} では、さらに精度を高くするために、これを改良した *Modified Continuous Forward Particle Tracking* 法と呼ばれる方法が用いられている。移流方程式の離散化の方法が、この解析コードの核心をなすが、複雑な手続きを要するので、その方法については参考文献1)または2)を参照されたい。なお、式(3.13)は $\lambda = 0$ の場合について積分すれば、移流による濃度が時間に対して変化せず一定となる。このことはラグランジュ座標でみた移流現象が、浸透流によって濃度を変えることなく運ばれていくことを表している。

式(3.1)に式(3.11)および式(3.12)を適用し、移流の濃度の項を除いた分散方程式は、次式となる。ただし、源泉項を含めない。

$$n \left(\frac{DC}{Dt} - \frac{DC_a}{Dt} \right) = \frac{\partial}{\partial x_i} \left(n D_{ij} \frac{\partial C}{\partial x_j} \right) \quad (3.14)$$

この式に対して、ガラーキン(Galerkin)法によって離散化がなされる。時間項の離散化は、浸透流方程式の場合と同様の差分近似によっている。

初期条件・境界条件は、移流と分散に分けられた式(3.13)と式(3.14)に対して、それぞれ与えられる。

3.1.3 解析手法の検証

ここで用いた解析コードは、次の①、②の解析解、③～⑤、⑦の模型実験および⑥の数値解析の結果と照合され、解析手法の検証がなされ、その妥当性が確認されている^{1), 2)}。

① 飽和1次元理論解との比較

1次元問題を用いて、解析手法の検証が行われている。理論解析の基礎方程式、初期

3.1 潮位変動を考慮した浸透・移流分散解析

条件および境界条件を次に示す.

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} - V \frac{\partial c}{\partial x} \quad (3.15)$$

$$\text{初期条件 : } c(x, 0) = 0.0 \quad (3.16)$$

$$\text{境界条件 : } c(0, t) = 1.0, \quad c(\infty, t) = 0.0$$

ここで, c : 濃度, D : 分散係数, V : 実流速.

このときの解析解は, 次式で与えられる.

$$c(x, t) = \frac{1}{2} \left\{ \operatorname{erfc}\left(\frac{x-vt}{\sqrt{4Dt}}\right) + \exp\left(\frac{vx}{D}\right) \operatorname{erfc}\left(\frac{x+vt}{\sqrt{4Dt}}\right) \right\} \quad (3.17)$$

ここで, $\operatorname{erfc}(x)$: 余誤差関数 ($=1-\operatorname{erf}(x)$): $\operatorname{erf}(x)$: 誤差関数).

② 飽和2次元解析解との比較

飽和・定常流速場, 密度一定, 遅延なし, 減衰なし, 源泉項なしの条件で単純化した2次元移流分散問題を考えると, 移流分散方程式は式(3.18)で表される.

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D_x \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} + D_y \frac{\partial^2 c}{\partial y^2} - V_x \frac{\partial c}{\partial x} - V_y \frac{\partial c}{\partial y} \quad (3.18)$$

ただし, $-\infty < x < +\infty$, $-\infty < y < +\infty$

ここで, c : 濃度, D_x : x 方向の分散係数, D_y : y 方向の分散係数, V_x : x 方向の実流速, V_y : y 方向の実流速.

初期条件 (矩形の濃度分布) と境界条件を次式のように与える.

$$\begin{aligned} c(x, y, 0) &= 1 \quad X_c - a \leq x \leq X_c + a, Y_c - b \leq y \leq Y_c + b \\ c(x, y, 0) &= 0 \quad x < X_c - a, X_c + a < x, y < Y_c - b, Y_c + b < y \\ c(-\infty, y, t) &= c(\infty, y, t) = c(x, -\infty, t) = c(x, \infty, t) = 0 \end{aligned} \quad (3.19)$$

ここで, X_c : 初期矩形の濃度分布の x 軸における中央座標, Y_c : 初期矩形の濃度分布の y 軸における中央座標, a : x 方向の初期矩形の濃度分布長さの1/2, b : y 方向の初期矩形の濃度分布長さの1/2である.

式(3.18)を式(3.19)の初期条件, 境界条件のもとで解けば, 解析解が得られる. その解については, 省略する.

③ 飽和鉛直2次元実験

Bruch, Jr, J.C.(1970)は、飽和土中の1次元流れ, 2次元分散の物質移動の実験を行った。定常鉛直流を保った砂を詰めた容器に, NaClをトレーサーとして流入させ, 濃度を計測している。

④ 不飽和鉛直1次元実験

Warric.A.W.(1971)らは, CaCl₂をトレーサーとして不飽和土中の物質移動の実験を行った。実験は, 原位置で初期飽和度分布を測定し, 不飽和状態の地表からCaCl₂溶液を注入した後, 淡水に切り替えて注入を続け, 17時間30分にわたって各深度毎の飽和度と濃度が測定された。

⑤ 鉛直2次元の非定常塩水浸入実験

細川ら(1989)は, 被圧帯水層における塩水域の定常及び非定常浸透・分散に関する室内実験を行った。帯水層を砂又はガラス球で作成し, 塩水水深を53.0cm, 淡水水深を54.9cmに設定し, 着色した塩水を帯水層に浸入させ, 塩水領域が変化しなくなった状態を定常状態とした。次に, 淡水水深を53.0cmに低下させ, 塩水の浸入過程を目視および濃度センサーにより濃度分布を計測している。

⑥ 解析コード“FEMFAT”による計算結果との比較

Yeh, G.T. らが開発したオイリアン・ラグランジュアン有限要素法による解析コードである“FEMFAT”を用いて3次元飽和・不飽和塩水浸入解析を行い, その結果との比較が行われている。

⑦ 大型土槽実験との比較

小橋らは, 入力定数のひとつである縦分散長と横分散長の比の決定法を明らかにするために, 長さ7m, 幅4m, 高さ2mの大型土槽を用いて同一の砂地盤と流速の条件下で, 各種汚染物質の注入実験を行っている。

3.1.4 計算条件の検討

(1) 外海水位を一定とした場合の最適計算時間間隔の検討

移流分散方程式を数値解析手法で解く場合, 時間的な離散化に対する指標として式(3.20)に示すクーラン (Courant) 数がある。

$$Cr = \frac{V\Delta t}{\Delta l} \quad (3.20)$$

ここで, Cr: クーラン数 (無次元), Δt : 解析時間間隔 (時間ステップ)。

クーラン数は実流速に対する計算時間間隔の指標であり, オイラー手法を用いる場合, 精度良く安定した数値解析を行うためには, 設定されたメッシュ分割長と実流速に対して $Cr < 1$ を満足するように時間間隔を設定する必要があると言われている。

3.1 潮位変動を考慮した浸透・移流分散解析

クーラン数による安定条件から求めた最大計算時間間隔は、120日～400日となった。

図-3.5に示すように、計算時間間隔を3時間から10日まで変えて360日後の濃度の計算結果を検討し、計算時間間隔を最大2日としてもよいことを確認した。

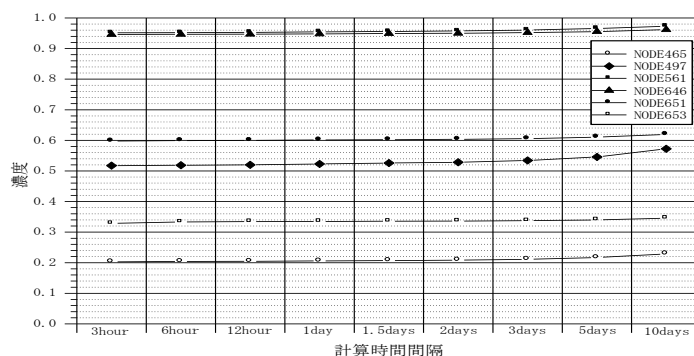


図-3.5 計算時間間隔の検討（外海水位：一定）

(2) 外海水位に潮位変動を与えた場合の最適計算時間間隔の検討

図-3.6の解析モデルに対して外海水位に振幅1.0mの潮位変動を与え、管理水位を一定とした場合の360日経過後の濃度分布を図-3.7～図-3.9に示す。これらの図からは、0.5～3.0時間での計算時間間隔の違いによる濃度分布の違いは認められない。しかしこれを、図-3.10に示すように各節点の濃度で細かくみると、計算時間間隔が0.5時間では1時間以上の場合と異なる値を示している。そこで、非定常な浸透・移流分散解析の計算時間間隔を1時間とすることとした。

また、計算時間間隔1時間における初期状態から正弦波1周期（12時間）の各時間の全水頭分布と浸透流速を図-3.11～図-3.13に示す。1～3時間で外海水位が上昇し、横軸0～100mの範囲（外海側）で流速ベクトルが下向き、横軸100～200m（埋立地側）で上向きとU字型の流れ場が形成されている。また、全体的に流速は鉛直遮水壁の低透水性の影響を受け、小さくなっている。その後、4～6時間で外海水位が下降し、4時間では、横軸80～100m付近では下向き流が残っているが、横軸0～80mでは、上向き流に変わってきている。10～12時間で外海水位が上昇を開始し、外海側の流れ場が下向きに変わり、1周期の流れ場が形成されている。浸透流速は鉛直遮水壁の効果により、外海側が大きく、埋立地側は鉛直遮水壁がない場合に比べてかなり小さい流速となった。

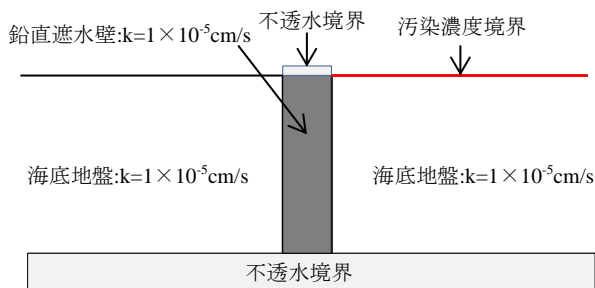


図-3.6 解析モデル

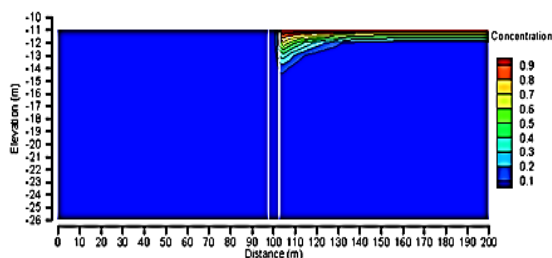


図-3.7 濃度分布（計算時間間隔：0.5時間）

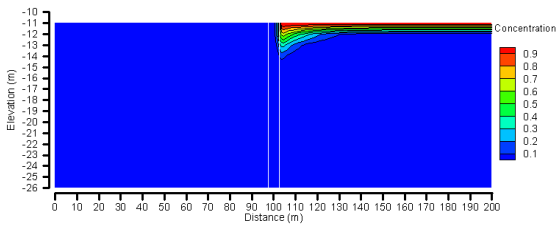


図-3.8 濃度分布（計算時間間隔：1.0時間）

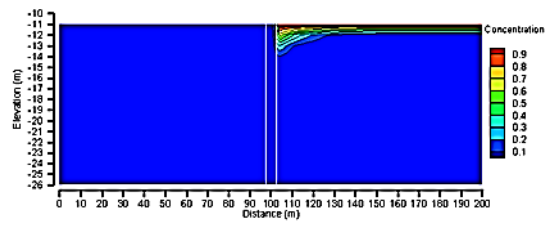


図-3.9 濃度分布（計算時間間隔：3.0時間）

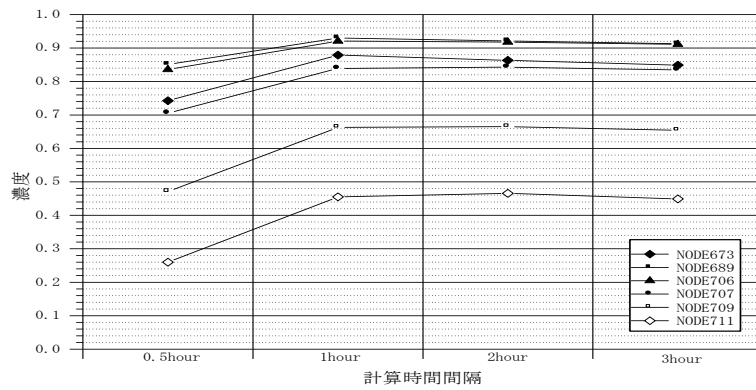


図-3.10 計算時間間隔の検討
（外海水位：潮位変動）

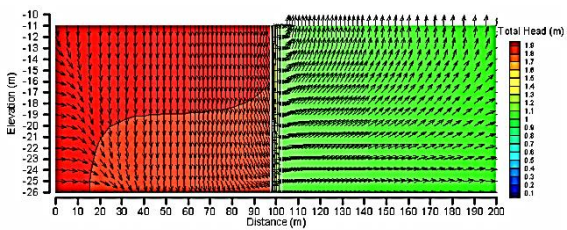


図-3.11 流速ベクトル（3時間経過）

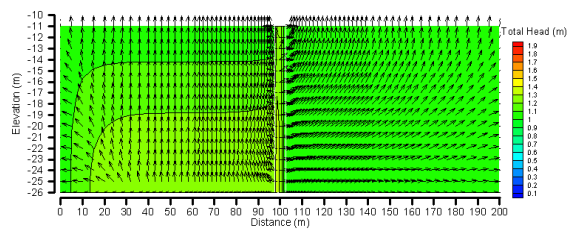


図-3.12 流速ベクトル（6時間経過）

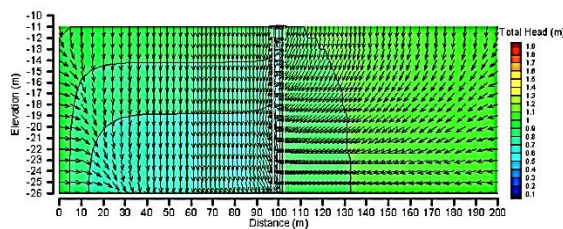


図-3.13 流速ベクトル（12時間経過）

3.1.5 保有水の漏出に及ぼす潮位変動の影響

(1) 解析モデル

解析モデルは、前述のものと構造は同一であるが、構成材料の透水係数、単位時間当たりの圧力変化、想定される濃度勾配を考慮して、メッシュのサイズを変更するとともに、境界条件を修正した。境界条件および要素分割を図-3.14に示す。

要素はすべて長方形であり、辺長は水平方向が0.05m～5.0m、鉛直方向が0.10m～2.0mとなっている。総節点数は、1,760である。境界条件は、先に設定したものとほぼ同一であるが、ここではモデルの左右端を不透水境界とした。

(2) 入力定数

透水係数、有効間隙率、比貯留係数および遅延係数は、表-3.3に示す値とした。

(3) 管理水位

既存の海面処分場における管理水位の例⁸⁾をみると、表-3.2に示すように朔望平均満潮面H.W.L.と朔望平均干潮面L.W.L.との平均海面(H.W.L.-L.W.L.)/2より数センチメートル高いか、一部で60センチメートル程度高く設定されている。

跡地利用を考える段階では、地盤の早期安定化を図るために、廃棄物層内のL.W.L.以浅における保有水を水平方向の集水暗渠を通じて連続的に強制排水し、L.W.L.付近まで低下させることが試みられている⁹⁾。

保有水の周辺海域への漏出を防止する観点からは、管理水位はできるだけ低くL.W.L.付近にあることが望ましいが、ここでは保有水の漏出がはっきりと現れるように、計算上の管理水位を外海の水位より意図的に高く設定した。第2章において述べたように全国10箇所の海面処分場への現地踏査においても、護岸の安定に対する配慮や降雨の影響から、処分場内の水位は平均海面より高い例が多くみられ、表-3.3の値は管理の目標値を示しているものと考えられる。

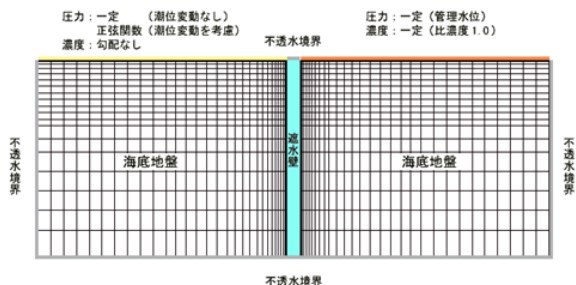


図-3.14 鉛直遮水壁をもつ海底地盤モデルの境界条件と要素分割

表-3.2 入力定数

項目	単位	用いた値	
透水係数	海底地盤	m/s	1.0×10^{-5}
	鉛直地盤	m/s	1.0×10^{-7}
有効間隙率		0.4	
比貯留係数	m^{-1}	2.0×10^{-5}	
遅延係数		1	

表-3.3 既存の海面処分場における管理水位の例⁸⁾

	管理水位(m)	管理水位の 平均水位か らの高さ(m)	(H.W.L.-L.W.L.)/2(m)	H.W.L. (m)	L.W.L.(m)	護岸構造	遮水工
A港	1	0.085	0.915	1.83	0	捨石式	遮水シート
B港	1	0	1	2	0	ケーソン式, 二重 鋼管矢板式	鋼管矢板
C港	2	0.635	1.365	3.29	0.56	控え工鋼管矢板式	鋼管矢板
D港	1.4	0.115	1.285	2.61	0.04	直立消波ブロック 式, セルラーブ ロック式	遮水シート
E港	1	0.15	0.85	1.85	0.15	ケーソン式	遮水シート
F港	0.95	0.15	0.8	2.1	0.5	ケーソン式	遮水シート
G港	0.9	0.025	0.875	2.1	0.35	ケーソン式	鋼矢板

3.1.6 計算条件

(1) 外海水位を一定とした場合

この場合には、外海水位を1.0, 1.2, 1.45, 1.5mに、管理水位を1.5mに設定し、ともに一定としているので、その水位差によって生じる定常浸透流のもとでの、溶質の移流分散を求めることになる。

(2) 外海水位に潮位変動を与えた場合

この場合には、管理水位を一定とし、外海水位に12時間周期の正弦曲線として潮位変動を与えているので、浸透流、溶質移動ともに非定常の解析となる。

ここでは、潮位を平均 +1.0m, 振幅1.0m, 周期12時間の正弦曲線とし、管理水位を +1.5m, +2.0mで一定とした場合について検討した。

コンピューターによる計算時間の短縮を図るため、浸透流については初期状態から96時間、すなわち8周期の潮位変動を経過した後に、12時間周期の流れが形成されたと判断し、96~108時間の1時間毎の圧力、流量の情報をデータとして保存しておき、その後の計算ではこれを読み込むことにより浸透流の計算を省略した。また、溶質移動についても同様の考え方にもとづき、12時間周期の流れが形成されたことにより、溶質移動のうち移流による寄与も12時間周期となると考え、96~108時間の1時間毎の移流による軌跡（パス）をデータとして保存しておき、その後の計算ではこれを読み込むことにより計算の一部を省略した。

3.1.7 計算結果

(1) 外海水位を一定とした場合

管理水位を1.5mでいずれも一定に保ち、外海の水位を一定として+1.0m, +1.2m, +1.45mとした場合の濃度分布を図-3.15~図-3.17に示す。計算結果は、50年経過後である。明らかに水頭差が小さいほど漏出が少なくなり、5cmの水頭差の図-3.17では、50

3.1 潮位変動を考慮した浸透・移流分散解析

年間に7m程度しか濃度が変化していない。仮に水頭差がなくなれば、拡散のみによってわずかに濃度が広がるに過ぎない。

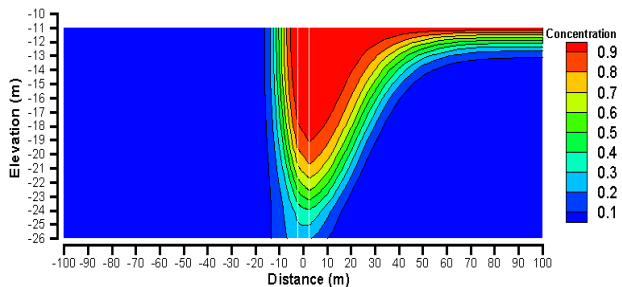


図-3.15 外海水位：+1.0 m, 管理水位：
+1.5 mの場合の漏出状況

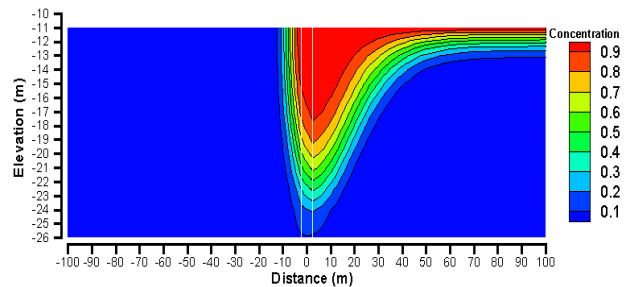


図-3.16 外海水位：+1.2 m, 管理水位：
+1.5 mの場合の漏出状況

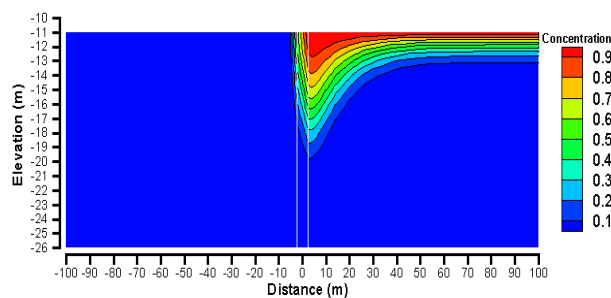


図-3.17 外海水位：+1.45 m, 管理水位：
+1.5 mの場合の漏出状況

(2) 外海水位に潮位変動を与えた場合

外海水位に振幅1.0m, 周期12時間の正弦曲線で水位を+2.0m~0.0mまで時間的に変化させ、管理水位を+1.5mで一定に保った場合の濃度分布を図-3.18に示す。計算結果は、50年経過後である。これと図-3.15を比較すれば、潮位変動を与えた場合には、漏出が大きく抑制されることが分かる。

次に外海水位を図-3.18と同じように正弦曲線を与え、管理水位を0.5mだけ高くし、2.0mとすると、図-3.19が得られる。この場合にも水頭差によって、漏出が大きくなる事が分かる。

なお、海面の潮位変動を正弦波形で与えることは正確性を欠くことが、防波堤の安定問題を論じる際にしばしば指摘されている。しかしながら、浸透流の場合には浸透流速の計算に運動方程式としてDarcy則が用いられており、護岸の内外の水位差が大きいとき（朔望時、満潮・干潮時）に移流や分散によって汚染物質の輸送量も大きくなるので、動水勾配を計算に取り入れておく必要がある。

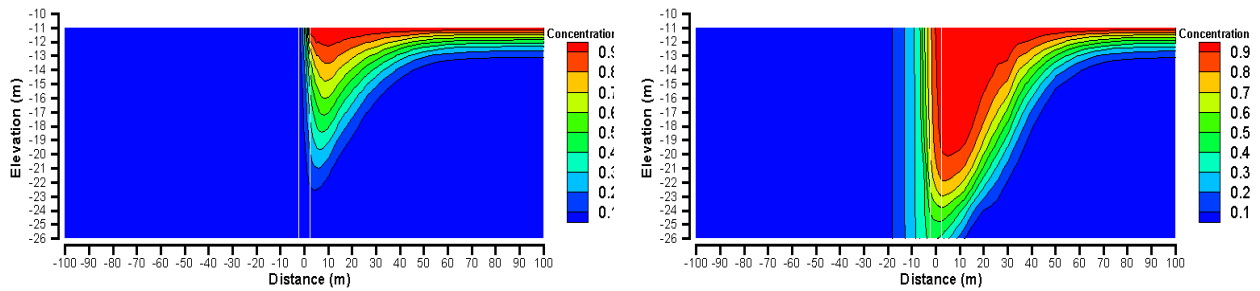


図-3.18 外海水位：正弦曲線+2.0m～0.0m，管理水位：+1.5mの場合の漏出状況
 図-3.19 外海水位：正弦曲線+2.0m～0.0m，管理水位：+2.0mの場合の漏出状況

3.1.8 重力式ケーソン護岸（2重シート）遮水工に損傷を生じた場合の遮水性能の評価

(1) 解析モデル

解析モデルは、構成材料の透水係数、構成材料の大きさ、解析領域内に発生する単位時間あたりの圧力変化、濃度勾配を考慮して、有限要素のサイズを条件に合わせて変更した。ここでの解析では、すべてのケースに同一の有限要素メッシュを用いることが困難であったため、上部堤体のメッシュが粗いものと細かいものの2種類を用いた。境界条件および要素分割を、図-3.20に示す。

粗メッシュの場合、有限要素はすべて四辺形であり、辺長は短辺が0.10m～1.0m、長辺が0.10m～5.0mとなっている。海底地盤に着目すると、水平方向の辺長は、遮水壁と海底地盤の境界部や、上部堤体の左右端と海底地盤との交差部付近で0.10m～0.20mと最も短く、モデルの左右端で5.0mと最も長くなっている。また、鉛直方向のそれは、モデルの上端で0.10mと最も短く、モデルの下端で1.0mと最も長い。上部堤体には、全般的に0.25～1.50m×0.50m程度のメッシュが用いられている。総節点数は4,699である。

細メッシュの場合、有限要素はほとんどが四辺形で、被覆層と海底地盤との境界部に若干の三角形要素がある。辺長は、海底地盤については粗メッシュとほぼ同様である。上部堤体については、要素がなるべく長方形に近い形状となるようにしたため、辺長が上端で3cm程度まで小さくなっている。総節点数は6,466であり、粗メッシュの節点数（4,699）の37%増となっている。海底地盤の左右端は、不透水境界とした。

3.1 潮位変動を考慮した浸透・移流分散解析

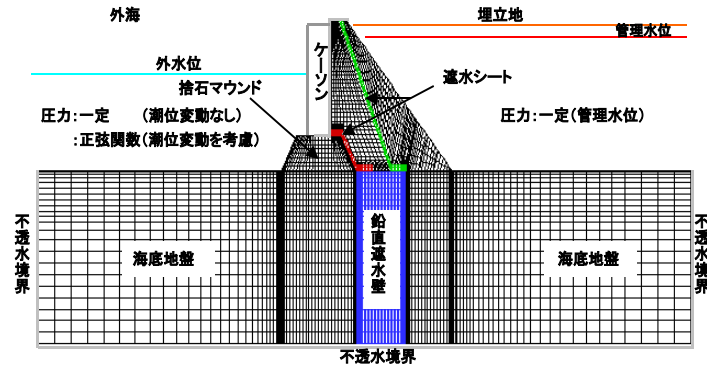


図-3.20 重力式ケーソン護岸（2重シート）の境界条件と要素分割

(2) 等価な透水係数の求め方

ここで用いたモデルでは、遮水シートからの漏出を表わすために、これと等価な透水係数を以下のようにして設定した。

遮水シートとして、一般的に使用されているものの中で、比較的高い遮水性を有する遮水シートを想定し、その厚さは、0.3cmとした。

浸透流の計算に際して、遮水シートの損傷部からの漏出の計算には、嘉門ら^{10),11)}による、損傷部からの漏水を考慮し、等価な透水係数を与える方法によった。

嘉門ら(2001)¹⁰⁾によれば、飽和・不飽和浸透流の基礎方程式に基づく解析から、円形状の損傷部を有する遮水シートが下部層と完全に密着している場合、シートの損傷部を通過する流量 $Q[L^3T^{-1}]$ は、式(3.21)により表される。

$$Q = 2.62k_u d h_w \quad (3.21)$$

ここで、 k_u はシート下部層の透水係数、 d は損傷部の直径、 h_w はシートと下部層に作用する水頭差である。単位断面積あたりの損傷の割合を f とすれば、単位断面積あたりの流量、すなわちフラックス q は、式(3.22)により与えられる。

$$q = 2.62 f k_u d h_w \quad (3.22)$$

式(3.22)は、2次元軸対称モデルについて求められたものであるが、断面としては、図-3.21の左側に示したようなものを想定している。ここで、図-3.21の左側を、同図の右側に示すような、ある等価な透水係数 k_{eq} をもつ厚さ t_g のシートと、透水係数 k_u 、厚さ t_u の下部層からなる1次元流れで置き換えることを考える。

このとき、シートと下部層を通過するフラックス q_{eq} は、式(3.23)により与えられる。

$$q_{eq} = \frac{t_u + t_g}{\frac{t_u}{k_u} + \frac{t_g}{k_{eq}}} \frac{h_w}{t_u + t_g} = \bar{k} \bar{i} \quad (3.23)$$

ここで、 \bar{k} と \bar{i} は、それぞれシートと下部層の透水係数、動水勾配である。
 $q = q_{eq}$ とおくと、遮水シートの等価透水係数 k_{eq} は、式(3.24)により与えられる。

$$k_{eq} = \frac{t_g}{\frac{h_w}{q} - \frac{t_u}{k_u}} = \frac{t_g}{\frac{1}{2.62fkud} - \frac{t_u}{k_u}} \quad (3.24)$$

遮水シートの実際の厚さは0.3cmであるが、これをそのままの大ききでモデル化しようとすると、数値解析上の安定性と解の精度を確保するために、シートおよびその近傍のメッシュの大ききを非常に小さくしなければならない。そうすると、節点数が増大し、計算時間が著しく増大するため、実用的な時間内に数値解を得ることができない。そこで、モデル全体の節点数を減らすため、図-3.22に示すように、数値計算上の遮水シートの厚さを大きくして透水係数 k_{eq} の遮水シートを上部層側に延長して、要素の長さに等しいだけの厚さを t_v とし、その等価透水係数を式(3.24)により与えた。

嘉門ら(2001)¹⁰⁾に倣い、漏出が小さい場合の損傷の割合は、損傷割合が少ないと考えられる2.5個/haとし、漏出が大きい場合については、最大レベルと考えられる200個/haとした。また、損傷部の大ききは、通常発見される最大径の損傷として、直径1.0cmとした。なお、漏出が無い場合のシートの透水係数は、周辺の透水係数との差が過大になり、数値解析上の安定性が損なわれるのを避けるため、実用上不透水と考えて差し支えない程度の下限值として、 1.0×10^{-10} cm/sとした（なお、JIS Z0208の規定では、 1.00×10^{-9} cm/s以下とされている）。

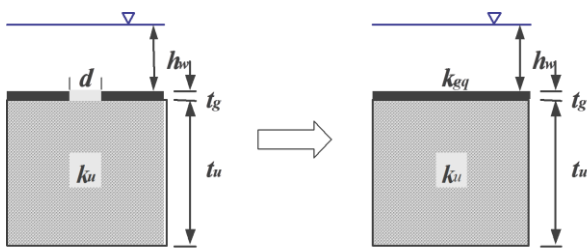


図-3.21 FEM解析における等価透水係数への換算 (その1)

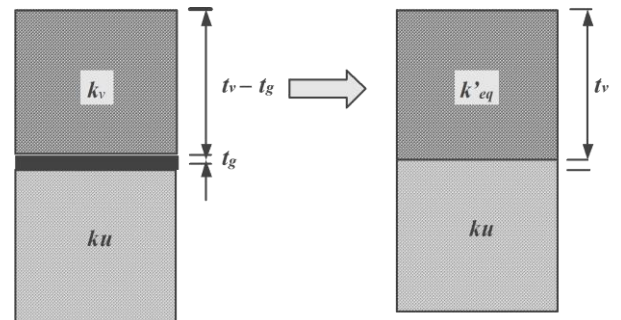


図-3.22 FEM解析における等価透水係数への換算 (その2)

(3) 入力定数

入力定数を表-3.4に示す。

(4) 比濃度流量の計算

埋立護岸・遮水工から漏出する汚染物質の量を知るために、式(3.25)で計算される

3.1 潮位変動を考慮した浸透・移流分散解析

量 S を「比濃度流量」と名づけて評価することとする。この量は、単位奥行(1cm)についての単位時間 [T] 当たりの汚染物質の漏出量 (質量) を表わす値である。

$$S = \sum c_{si} v_i \Delta H_i \quad (3.25)$$

ここで、 c_{si} : i 番目の要素の比濃度 ($=c_i/c_0$)、 v_i : i 番目の要素の平均ダルシー流速、 ΔH_i : i 番目の要素の鉛直方向の長さ、 c_i : i 番目の要素の濃度、 c_0 : 保有水の濃度。

この値に奥行き of 長さ と漏出時間を乗ずれば、漏出する汚染物質の質量が得られる。

(5) 計算結果

(i) 外海水位に潮位変動を与えた場合

a. 遮水シートの損傷がない場合

外海水位を振幅1.0mの正弦曲線 (+2.0m~0.0m) で与え、管理水位を1.5mとしたときの保有水の漏出状況のプロファイルの計算結果を図-3.22~図-3.26に示す。この結果から、本研究において初めて行われた非定常の浸透・移流分散の計算が、正しくなされていることが確認できた。

b. 遮水シートに損傷を生じた場合

次に、外海水位と管理水位をa.と同じ条件とし、遮水シートの損傷がある(2.5個/ha)場合の保有水の漏出状況のプロファイルの計算結果を図-3.27~図-3.31に示す。さらに、遮水シートの損傷が多い場合の漏出状況を、50年後の場合について図-3.32に示す。

(ii) 外海の水位を一定とした場合

外海の水位を一定とした場合の保有水の漏出状況のプロファイル計算結果を、図-3.34~図-3.36に示す。外海の水位と計算時間間隔以外の計算条件は、外海水位に潮位変動を与えた場合と同じである。

以上から明らかなように、外海の水位に潮位変動を与えた場合について、遮水シートに損傷がない場合と、ある場合の両方について計算することができた。2重シートをもつ埋立護岸構造の場合にも、外海水位に潮位変動を与えると、これを一定とした場合に比較して漏出が抑制されることが分かった。具体的には、遮水シートの損傷が大きい場合についてのみ比濃度流量が増大し、潮位変動を与えた場合は、外海水位を一定とした場合の約半分となることが分かった。

(6) 計算時間間隔と数値分散の検証

先に、「3.1.4.計算条件の検討」において述べたように最適な計算時間間隔を検討し、外海水位を一定とした場合には、3時間~10日間隔での比濃度分布の計算結果を調べたうえで、これを2日とした。同様に、外海水位に潮位変動を与えた場合には、0.5時間

～3時間間隔での比濃度分布の計算結果を調べたうえで、1時間とした。

外海水位を一定とした場合と、外海水位に潮位変動を与えた場合とで、比濃度分布および比濃度流量の計算結果に顕著な差が現れた(図-3.32と図-3.36の比較)ことから、念のため、重ねて計算時間間隔による数値分散の影響を検証した。

図-3.38～図-3.40は、大きな損傷を生じた重力式ケーソン護岸(2重シート)について、外海水位を一定とし、計算時間間隔を2日としたときの濃度分布の計算結果である。

表-3.4 入力定数

	単 位	損傷小の場合	損傷大の場合
遮水シートの厚さ	cm	0.3	0.3
損傷箇所の直径	cm	1	1
遮水シートの等価換算 透水係数	cm/s	1.31×10^{-9}	1.05×10^{-7}
上部層の透水係数	cm/s	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-3}

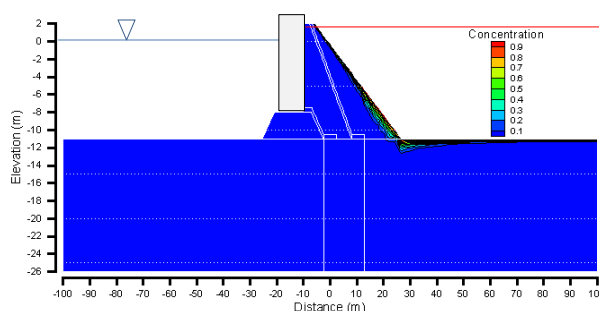


図-3.22 遮水シートの損傷なし(1年後)

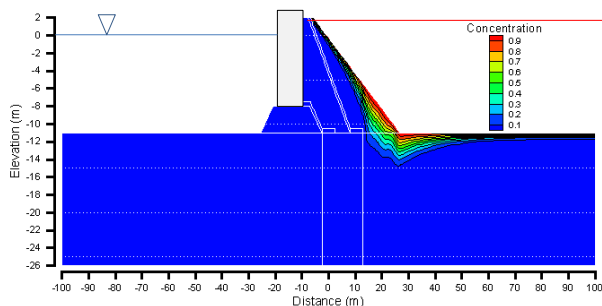


図-3.23 遮水シートの損傷なし(5年後)

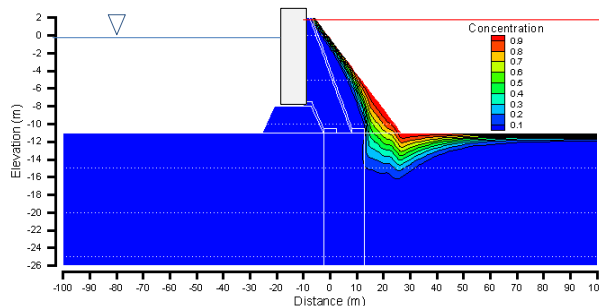


図-3.24 遮水シートの損傷なし(10年後)

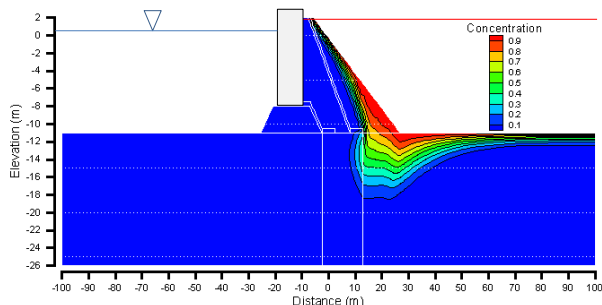


図-3.25 遮水シートの損傷なし(20年後)

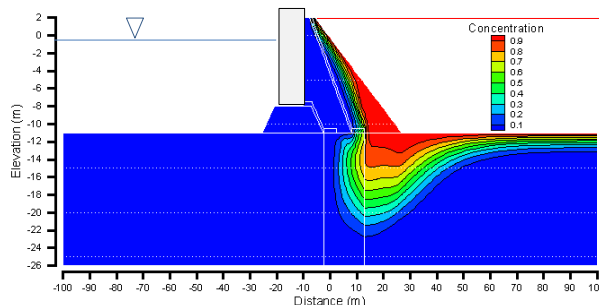


図-3.26 遮水シートの損傷なし(50年後)

3.1 潮位変動を考慮した浸透・移流分散解析

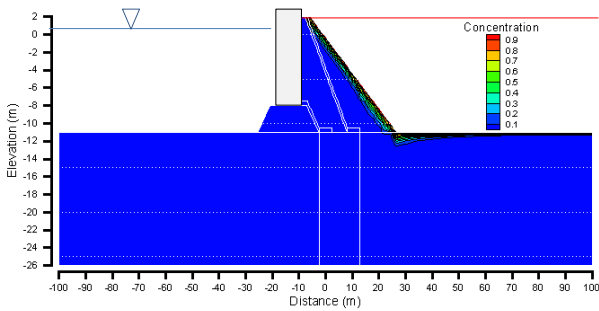


図-3.27 遮水シートの損傷が少ない (1年後)

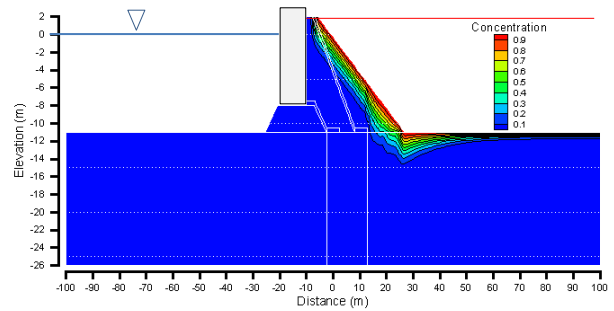


図-3.28 遮水シートの損傷が少ない (5年後)

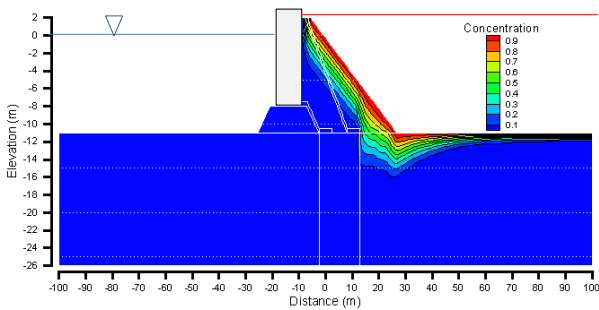


図-3.29 遮水シートの損傷が少ない (10年後)

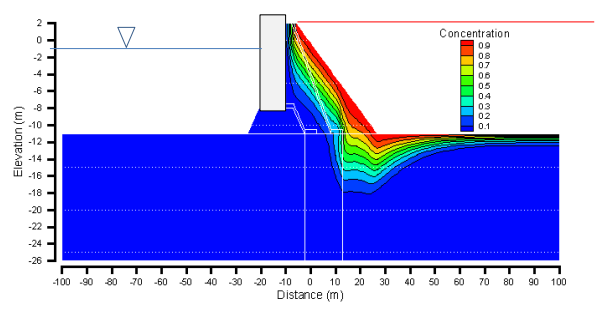


図-3.30 遮水シートの損傷が少ない (20年後)

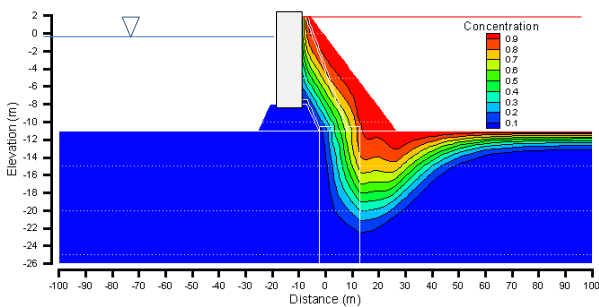


図-3.31 遮水シートの損傷が少ない (50年後)

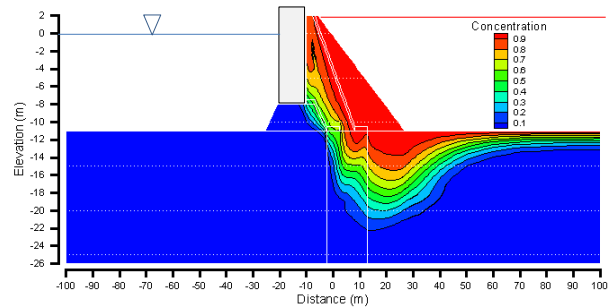


図-3.32 遮水シートの損傷が多い (50年後)

図-3.41～図-3.43は、大きな損傷を生じた重力式ケーソン護岸（2重シート）について、外海水位を一定とし、計算時間間隔を3 時間としたときの濃度分布の計算結果である。

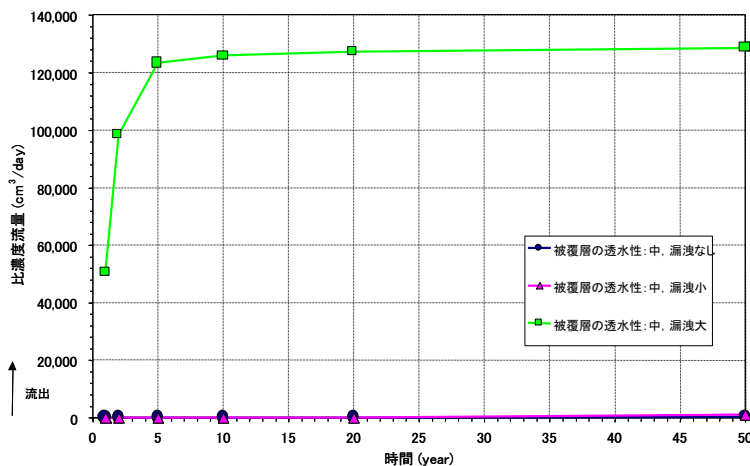


図-3.33 比濃度流量（外海水位：潮位変動）

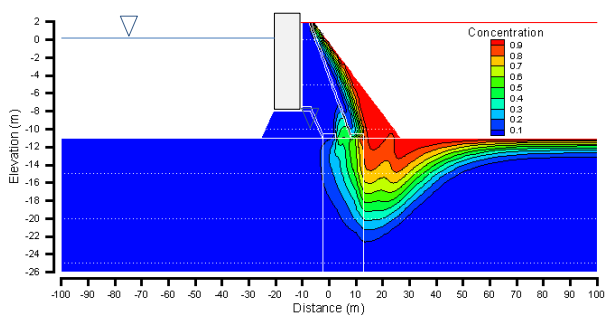


図-3.34 遮水シートの損傷なし
（外海水位一定：50年後）

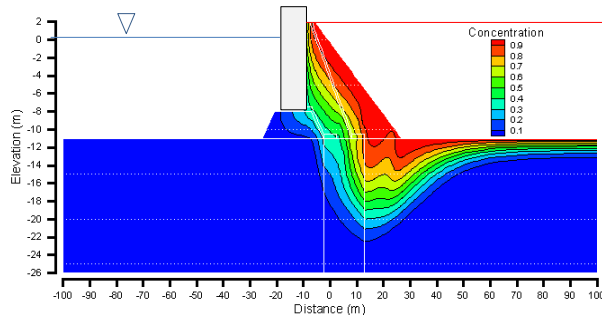


図-3.35 遮水シートの損傷が少ない
（外海水位一定：50年後）

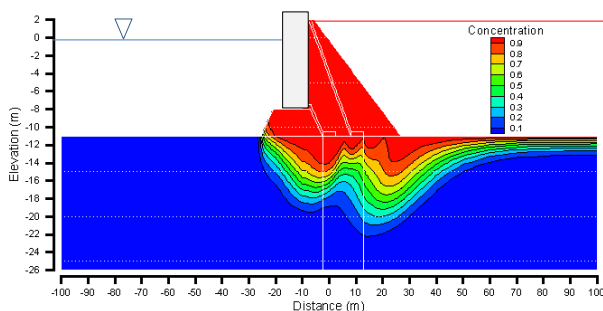


図-3.36 遮水シートの損傷が多い
（外海水位一定：50年後）

図-3.37に外海水位が一定の場合について、比濃度流量の計算結果を示す。

3.1 潮位変動を考慮した浸透・移流分散解析

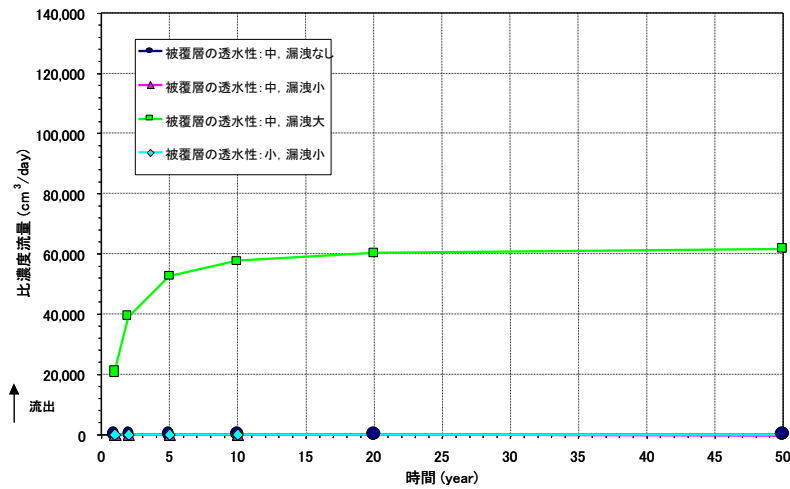


図-3.37 比濃度流量 (外海水位: 一定)

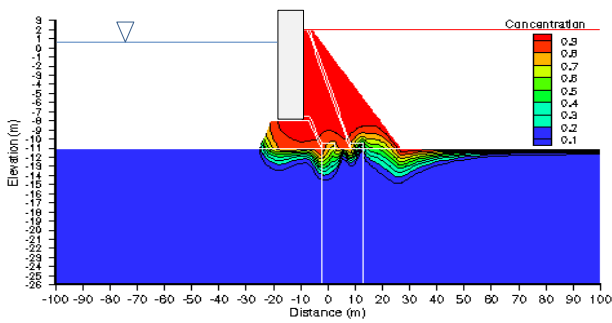


図-3.38 計算時間間隔: 2日 (5年後)

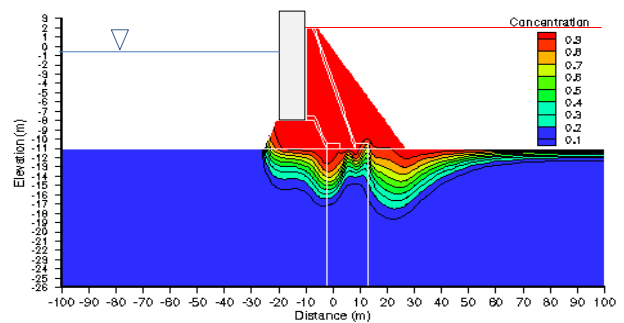


図-3.39 計算時間間隔: 2日 (10年後)

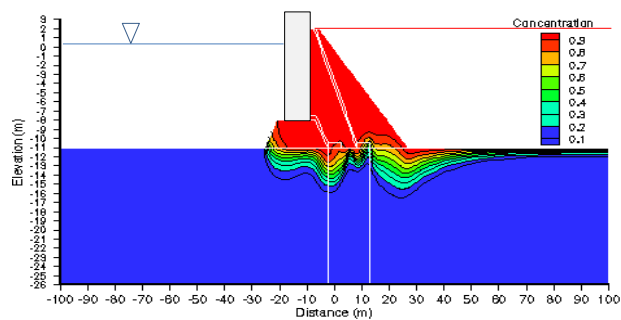


図-3.40 計算時間間隔: 2日 (20年後)

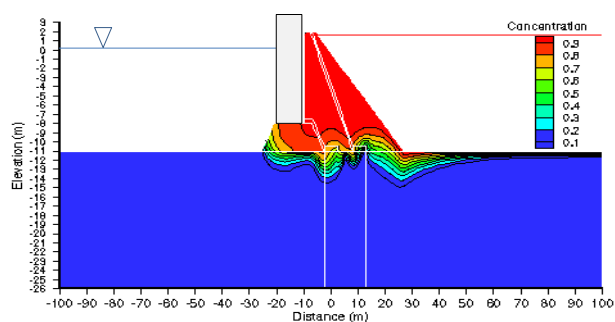


図-3.41 計算時間間隔：3時間（5年後）

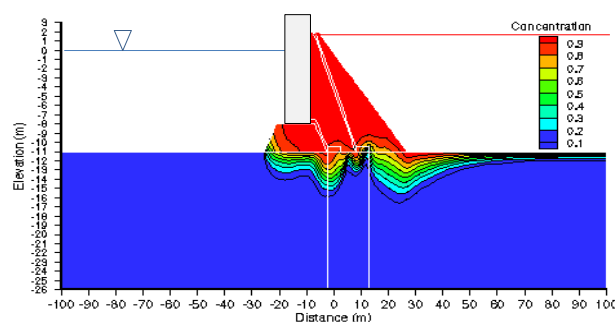


図-3.42 計算時間間隔：3時間（10年後）

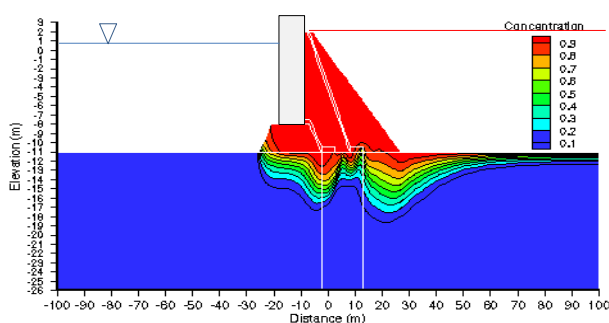


図-3.43 計算時間間隔：3時間（20年後）

図-3.38と図-3.41，図-3.39と図-3.42，および図-3.40と図-3.43をそれぞれ比較すると，計算時間間隔が2日と3時間とで漏出量のプロファイルに相違は認められない．図-3.44は，比濃度流量の計算結果を示しており，この図においても2日と3時間とで，ほとんど相違が認められない．したがって，外海水位に潮位変動を与えた場合の計算結果とあわせて考えれば，計算時間間隔の相違による数値分散の影響はないと判断される．

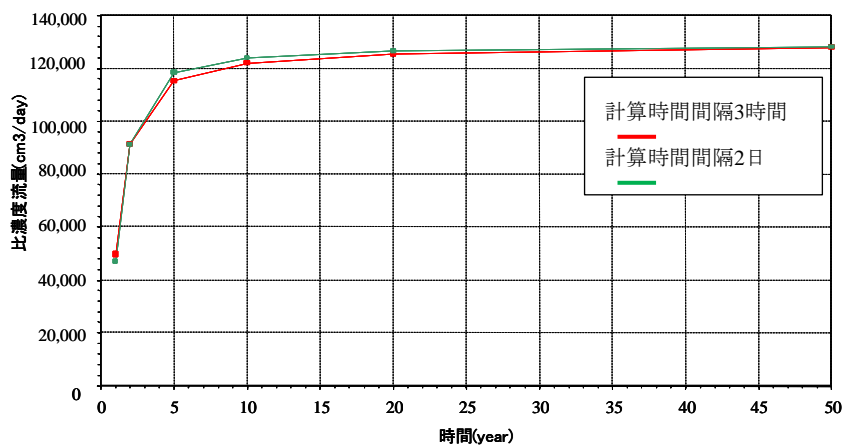


図-3.44 計算時間間隔と比濃度流量（外海水位：一定）

3.1.9 2重遮水矢板に損傷を生じた場合の遮水性能の評価

(1) 解析モデル

2重遮水矢板を用いた構造断面を対象として、2次元有限要素モデルを作成し、潮位変動の影響を解析した。解析モデルは図-3.45に示すように、鉛直遮水壁の上に打ち込まれた2重の遮水矢板をもつ構造で、海底地盤層の厚さを15.0m、外海の水深を12.0mに設定している。2重の遮水矢板は、水平方向に15m離れて設置されている。ただし、外海側に打ち込まれた遮水矢板については、漏水を考慮するとそこから外海へ直接漏洩する検討になるため、外海側の遮水矢板の境界は不透水境界とした。

解析モデルは、構成材料の透水係数、構成材料の大きさ、解析領域内に発生する単位時間あたりの圧力変化、濃度勾配を考慮して、有限要素のサイズを条件に合わせて変更した。要素分割を、図-3.46に示す。なお、総節点数は3,993である。

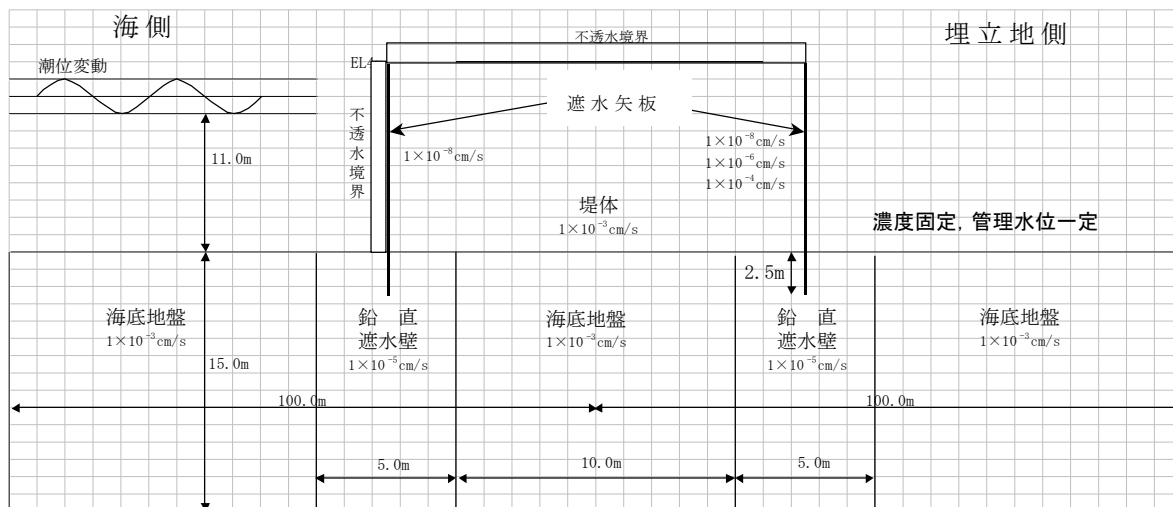


図-3.45 2重遮水矢板護岸の断面

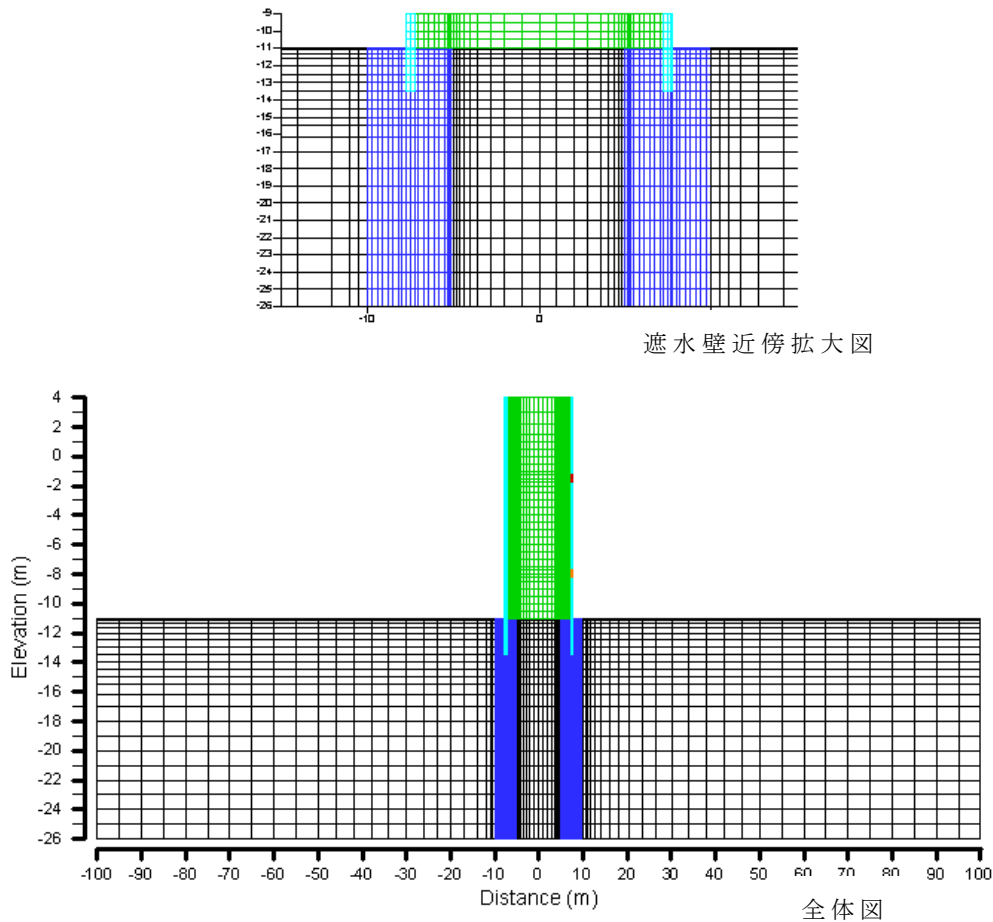


図-3.46 2重遮水矢板護岸の要素分割

(2) 等価な透水係数の与え方

中山ら(1991)¹²⁾によると、実際の施工条件に近い状態での鋼矢板の遮水性能評価試験の結果から、継手部に遮水材を塗布した鋼矢板の透水係数は、厚さ50cmの遮水層に換算して 10^{-8} cm/s以下と評価できるとしている。そこで、ここでの解析では、損傷のない遮水矢板を、厚さ50cm、透水係数 1.00×10^{-8} cm/s の均質材料としてモデル化した。

「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省令第2条1項5号ロ(2)」に定められている遮水壁の遮水性能は、厚さ50cmの場合、透水係数 1.00×10^{-6} cm/s以下であることから、損傷した遮水矢板の等価透水係数の最大値として、基準値である 1.00×10^{-6} cm/s とした。また、損傷が小さい場合の遮水矢板の等価透水係数は、中間的な値として 1.00×10^{-7} cm/s とした。

遮水矢板を用いた解析においては、損傷部を高い透水係数を持つ微細な形状としてモデル化し、矢板全体の等価透水係数が前に述べた値になるように、損傷部の透水係数を定めた。損傷部の大きさは、0.5mとした。これは、矢板全体の高さが14~15mであるから、約3%の大きさになる。

3.1 潮位変動を考慮した浸透・移流分散解析

遮水矢板の等価透水係数の計算においては、図-3.47の左側に示すように、厚さ t_g で、健全部の透水係数 k_g 、損傷部の透水係数 k_d の矢板と、これに接する厚さ t_u で、透水係数 k_u の層を想定し、これら全体の等価な透水係数 \bar{k} を式(3.26)で求めた。

$$\bar{k} = \left(1 - \frac{w_d}{w_g}\right) \frac{t_g + t_u}{\frac{t_g}{k_g} + \frac{t_u}{k_u}} + \frac{w_d}{w_g} \frac{t_g + t_u}{\frac{t_g}{k_d} + \frac{t_u}{k_u}} \quad (3.26)$$

ここで、 w_g は矢板全体の高さ、 w_d は矢板の損傷部の高さである。

矢板全体の等価透水係数を k_{eq} とすると、矢板とこれに接する厚さ t_u の層の等価透水係数は、式(3.27)で与えられる。

$$\bar{k} = \frac{t_g + t_u}{\frac{t_g}{k_{eq}} + \frac{t_u}{k_u}} \quad (3.27)$$

式(3.26)と式(3.27)を連立させて k_d について解けば、設定する等価な透水係数 k_{eq} を与える k_d が得られる。

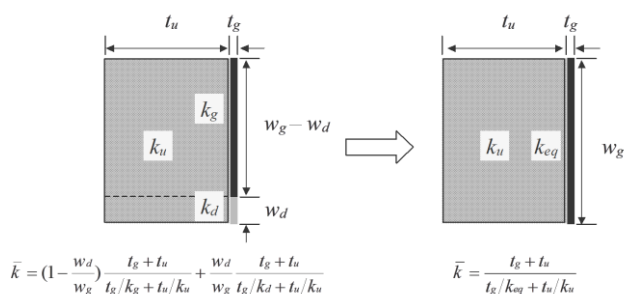


図-3.47 遮水矢板の透水係数の考え方

表-3.4 入力定数

	単位	損傷小	損傷大
矢板漏出部の透水係数	cm/s	2.73×10^{-6}	3.16×10^{-5}
堤体の透水係数	cm/s	1.00×10^{-3}	1.00×10^{-3}
矢板の等価換算透水係数	cm/s	1.00×10^{-7}	1.00×10^{-6}

(3) 入力定数

本研究で用いた、入力定数を表-3.4に示す。渡部ら(2006)¹³⁾によれば、既往の研究において鋼矢板継ぎ手部の透水係数は、 5.0×10^{-6} cm/s~ 1.5×10^{-5} cm/s程度であり、 10^{-5} cm/sのオーダーになると、地下水位と潮位変動とが連動するようになる。他方で、稲積ら(2006)¹⁴⁾は、遮水性に優れた継手構造を有する鋼管遮水矢板を開発し、必要な最大限の透水係数が 1.0×10^{-6} cm/sであるのに対し、 10^{-8} cm/sオーダーの遮水性能を達成している。

これらの例は、いずれも継ぎ手部の透水係数に関するものであるが、表-3.4の本研究で用いた透水係数は 3.16×10^{-5} cm/sと大きく、鋼矢板の損傷の程度を表現できているものと考えられる。

(4) 計算結果

図-3.48～図-3.52に漏出濃度のプロファイルの計算結果を示す。矢板の損傷がない場合、10年経過で埋立地側の鉛直遮水壁を越えて漏出が認められた。また、50年経過

第3章 管理型廃棄物埋立護岸の遮水性能の評価

では、外海側の鉛直遮水壁を越えて漏出が認められた。

損傷が小さい場合には、損傷がない場合と同様の傾向を示し、海底地盤中の濃度分布はよく似ている。ただし、堤体部については、上側に損傷がある場合は、損傷部分で高濃度域が拡大している。損傷が大きい場合には、濃度が海底地盤へやや拡大している。また、上側に損傷がある場合には、堤体内の上部に高濃度の部分が他に比べて拡大している。

海側の遮水壁と海底地盤の端部を通過する比濃度流量の経時変化を、図-3.53に示す。遮水矢板の下部に大きな損傷を生じた場合に、漏出する比濃度流量がもっとも大きくなったが、そのほかの場合には、同程度となった。

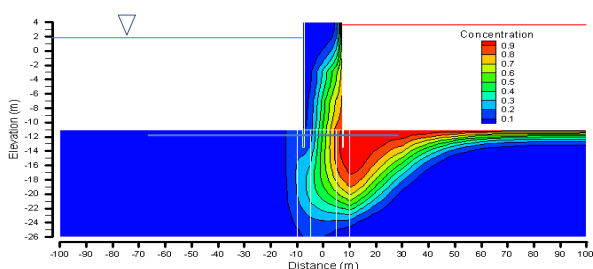


図-3.48 鋼矢板の損傷がない (50年)

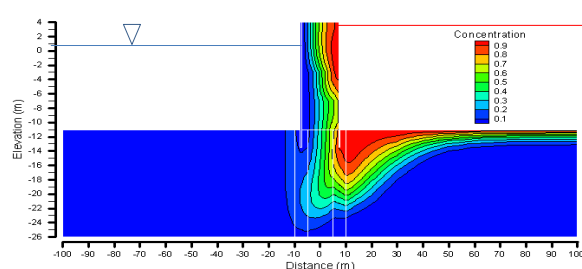


図-3.49 鋼矢板の損傷 (上側) が大きい (50年)

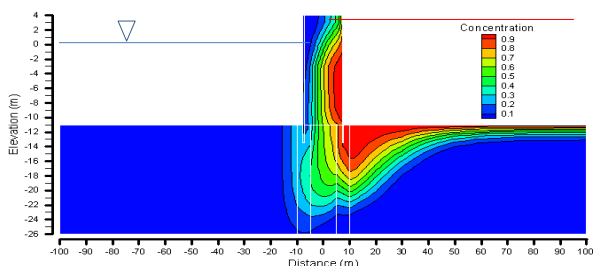


図-3.50 鋼矢板の損傷 (上側) が小さい (50年)

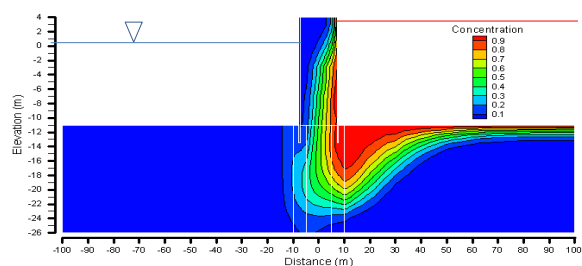


図-3.51 鋼矢板の損傷 (下側) が小さい (50年)

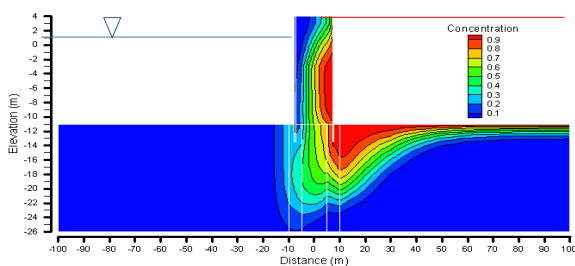


図-3.52 鋼矢板の損傷 (下側) が大きい (50年)

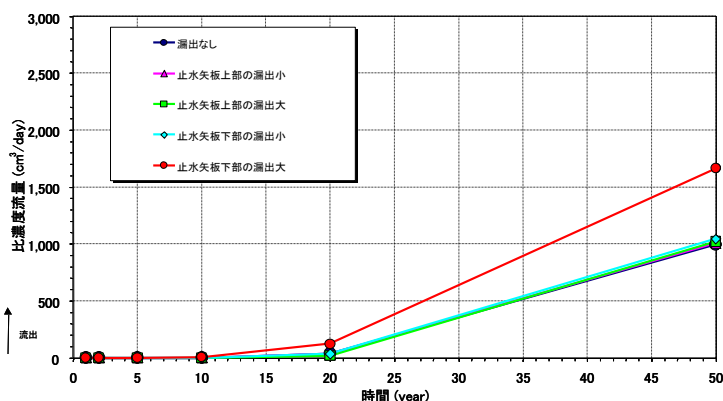


図-3.53 比濃度流量

3.1.10 潮位変動による漏出抑制のメカニズム

3.1.8 で述べたように計算の結果、潮位変動を考慮した場合には汚染水の漏出が抑制されることが分かった。すなわち図-3.54と図-3.55は、先に示した図-3.32と図-3.36の違いを分かり易くするために、並べて示したものである。

そこで、図-3.56に示す長さ100cmの1次元の移流分散モデルによる解析によって、そのメカニズムを解明した。1次元モデルを用いて、流速の方向が逆転する潮位変動の1周期に相当する移流分散解析を行い、潮位変動による流れの方向の逆転による移流の減少のメカニズムについて検討した。

図-3.56の右側から一定流速を1/2周期分与え、つぎに同図の左側から一定流速を1/2周期分与えて、このときの移流による濃度の拡がりを調べた。図-3.57の右側から拡がった濃度①は、海側（左側）からの処分場方向への流れによって戻され、濃度分布は②になり漏出は抑制される。②では、埋立地側の濃度が1として境界条件が設定されているために、濃度分布がゼロに戻らなくなる。また、図-3.57の③は、処分場からの新たな濃度の供給がない場合である。③の分布が正確に①と平行にならないのは、外海側からの濃度がゼロの海水の流入による希釈の効果が見られているものと考えられる。また、現象の非線形性による効果と相まって初期状態に戻らないことが分かった。図-3.54の計算は、ほぼ②の状態に相当している。

ここでの解析では、2次元の浸透・移流分散現象を簡単な1次元モデルで解明しようとしたもので、このモデルで明らかになったように、外海からの戻り流れによって漏出が抑制されることは確実である。しかしながら、2次元の現象ではその他に、移流と分散のバランスによる効果もあるものと考えられる。

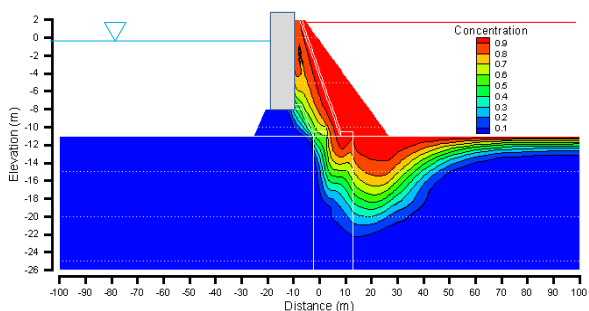


図-3.54 潮位変動がある場合 (50年後)

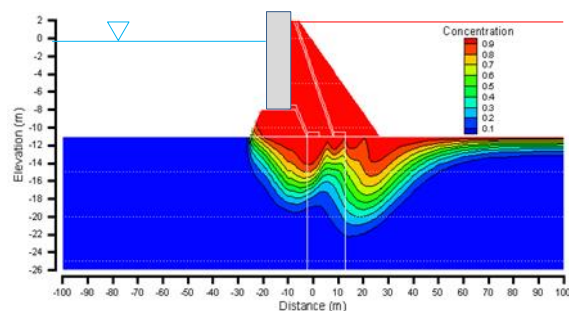


図-3.55 潮位変動がない場合 (50年後)

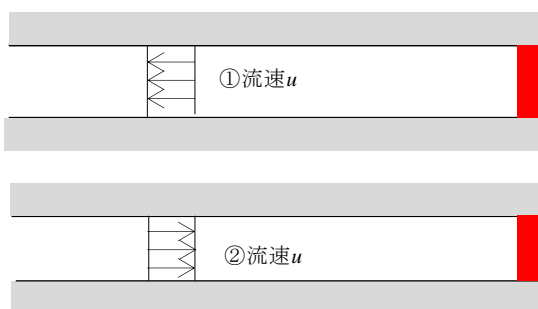


図-3.56 一次元の移流分散解析

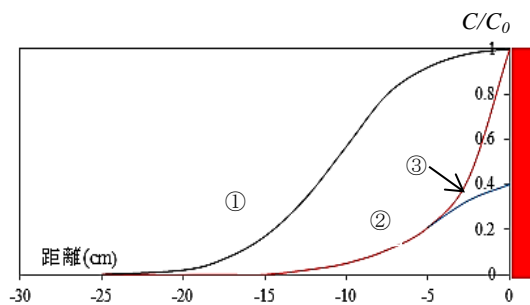


図-3.57 汚染濃度の拡がりと戻り

図-3.57の①の汚染濃度の拡がり、式(3.28)の1次元の移流分散方程式を、式(3.29)の初期条件および境界条件のもとで解くことによって得られたものである。

$$\frac{\partial c}{\partial t} = D \frac{\partial^2 c}{\partial x^2} - v \frac{\partial c}{\partial x} \quad (3.28)$$

ここで、 c : 濃度、 D : 分散係数、 v : 実流速

$$\text{初期条件 : } c(x, 0) = 0.0 \quad (3.29)$$

$$\text{境界条件 : } c(0, t) = 1.0, \quad c(\infty, t) = 0.0$$

図-3.57の②の汚染濃度の拡がりには、式(3.40)で表される①の濃度分布の拡がりを初期条件として、式(3.28)の1次元の移流分散方程式を、式(3.41)の境界条件のもとで解くことによって得られたものである。

初期条件：

$$c\left(x, \frac{T}{2}\right) = \frac{1}{2} \left\{ \operatorname{erfc}\left(\frac{x-v\frac{T}{2}}{\sqrt{4D\frac{T}{2}}}\right) + \exp\left(\frac{vx}{D}\right) \operatorname{erfc}\left(\frac{x-v\frac{T}{2}}{\sqrt{4D\frac{T}{2}}}\right) \right\} \quad (3.40)$$

ここで、 $\operatorname{erfc}(x)$ ：余誤差関数 ($=1-\operatorname{erf}(x)$)： $\operatorname{erf}(x)$ ：誤差関数)。

$$\text{境界条件：} c(0, t)=1.0, \quad c(\infty, t)=0.0 \quad (3.41)$$

したがって、①の形状と、②の形状とは異なったものとなるものと理解することができる。

さらに、潮位変動による流れの行き来によって濃度が希釈されて漏出を生じている可能性(仮説)をみるために、濃度が0.1のコンターを描くと図-3.58のようになる。潮位変動がある場合には、漏出の抑制が濃度比の大きいところで生じている。したがって、濃度の希釈が生じているとしても、濃度比が0.1以下の部分であって、漏出に及ぼす希釈の効果は極めて小さいと言えよう。

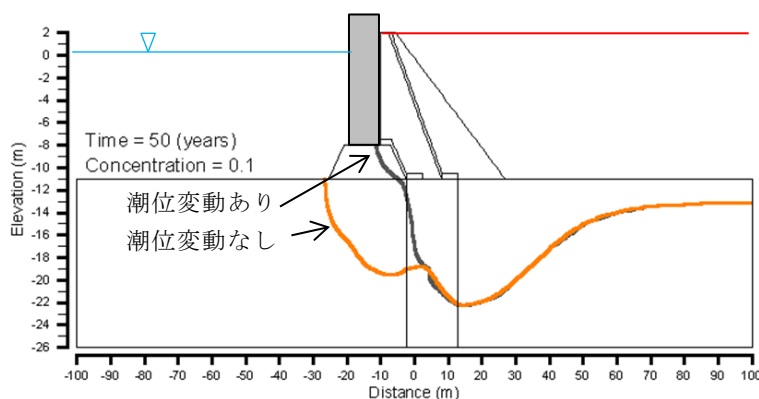


図-3.58 濃度比0.1のコンターライン

3.2 遮水シートの強度

3.2.1 遮水シートの種類

管理型廃棄物埋立護岸の表面遮水工に使用される遮水シートは表-3.5¹⁵⁾に示すように、合成樹脂・合成ゴム系、アスファルト系に分類される、特に沿岸域に整備される海面処分場に遮水シートを敷設する場合、その施工性の観点から、海水に対して比重が大きいものが望まれる。このため、これまで海面処分場での遮水シートの材質は高分子化学材料であるポリ塩化ビニル(PVC: Polyvinyl

3.2 遮水シートの強度

Chloride) 製のものが使用されてきた。最近では陸上処分場で主に使用されているポリエチレン系（高密度ポリエチレン, 低密度ポリエチレン等）で比重を海水より高めた直鎖状低密度ポリエチレン（LLDPE: Linear Low Density Polyethylene）製¹⁶⁾も多く使用されるようになってきている。ポリ塩化ビニル、ポリエチレンとも合成樹脂製品であり、それぞれ塩化ビニル、エチレンを付加重合して得られる。

表-3.5 遮水シートの種類¹⁵⁾

合成樹脂・合成ゴム系	均質シート	低弾性タイプ	加硫ゴム(EPDM) 塩化ビニル樹脂 (PVC)
		中弾性タイプ	オレフィン系熱可塑性ゴム (TPO) 熱可塑性ポリウレタン(TPU)
			低密度ポリエチレン(LDPE, LLDPE) エチレン酢酸ビニル樹脂(EVA)
	高弾性タイプ	高密度ポリエチレン(HDPE) 中密度ポリエチレン(MDPE)	
	繊維補強シート		繊維補強加硫ゴム(EPDM-R) 繊維補強塩化ビニル樹脂(PVC-R)
アスファルト系	シート・タイプ	含浸アスファルト 積層アスファルト	
		単独吹付け 織布吹付け	
ベントナイト系		シート・ベントナイト複合	

3.2.2 遮水シートの強度

遮水シートの一軸引張強度は、JIS K6251 で規定されており、最も強度の小さい低弾性タイプ(PVC)でも 120N/cm 以上で、伸び率は 280%以上とされている。中弾性タイプ(LLDPE)では、それぞれ 140N/cm 以上で、伸び率は 4000%以上とされている。

JIS K6251 および JIS A6013 によって定められた方法に従って、独自に行った各種遮水シートの応力-ひずみ曲線を図-3.59 に示す。

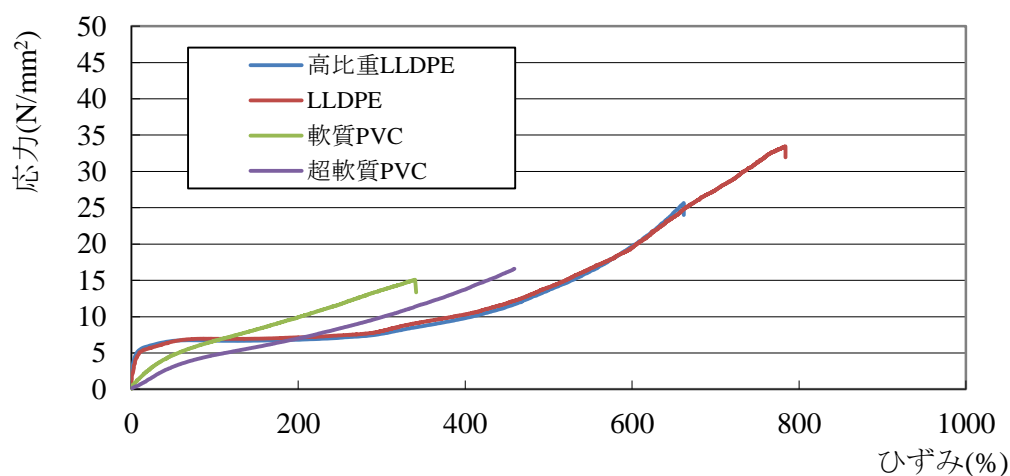


図-3.59 遮水シートの応力-ひずみ関係

3.2.3 防砂シートの強度

通常の埋立護岸や係留施設としての岸壁においては、裏込材の吸出しを防止するために、防砂シートが敷設される。この防砂シートには港湾の技術基準（1999）¹⁷⁾では、表-3.6に示す不織布または織布を用いるのが標準とされており、実際にはその中でも不織布が多く用いられている。

防砂シートの強度特性について、技術的に詳細に論じられる例は少なく、一般にはそのような文献に接する機会が少ない。そこで、ここでは不織布を用いた防砂シートの一軸引張試験を、独自に実施した。試験方法は JIS L1908 に規定されている方法によった。試験装置および試験の実施状況を、写真-3.1～写真-3.4に示す。

なお、遮水シートの一軸引張試験も、JIS K6251 および JIS A6013 にもとづいて同様にして行われる。

表-3.6 防砂シートの規格¹⁵⁾

種別	厚さ	引張強さ	伸び	備考
不織布	4.2mm以上	880N/5cm以上	60%以上	JIS L1908
織布	0.47mm以上	4,080N/5cm以上	15%以上	JIS L1908

注) 厚さ4.2mm以上は、2kN/m²を載荷時、非載荷時の厚さは、5mm以上

3個の供試体を用いて行った一軸引張試験においては、いずれも引張強さ、伸びとも表-3.6に示す基準値を上回った。なお、不織布の引張強さの基準値 880N/5cm は、厚さ 5.0mm では 3.52N/mm²となるから、例えば PVC の 1/3 程度の強度を有することが分かった。

以上の結果は、第4章において活用される。

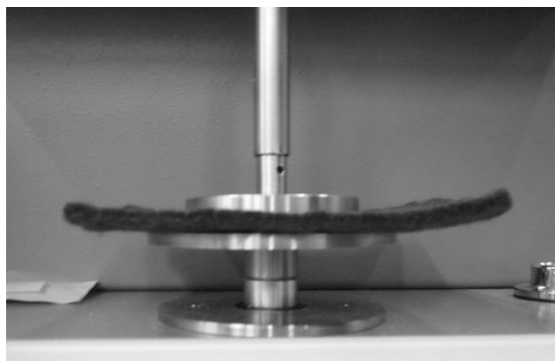


写真-3.1 厚さの測定 (2kN/m²を載荷時)

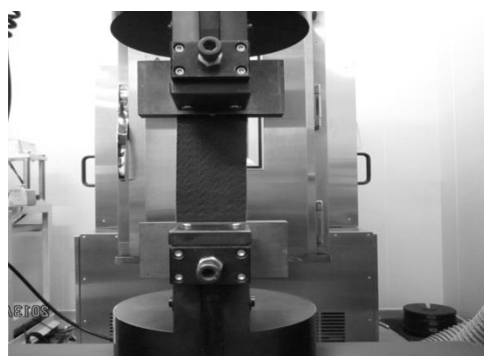


写真-3.2 一軸引張試験前



写真-3.3 一軸引張試験中



写真-3.4 一軸引張試験後の供試体

3.3 結論

第3章においては、管理型廃棄物埋立護岸の遮水性能の評価手法について述べた。具体的には、性能評価の根幹をなす保有水の漏出を定量的に知るうえで強力な手段となる浸透・移流分散解析を行った。遮水工が破損した場合の保有水の漏出に関して、最も厳密な手法である浸透と分散を *Euler*法で解き、移流については、*Lagrange*法で解く手法を用いた。この研究においては、海洋の特徴である海面の潮位変動を境界条件とした解析結果を初めて示した。

以上の結果を要約すれば、次の(1)~(4)のようにまとめられる。

- (1)外海水位を一定とした場合には、計算時間間隔を2日とすれば、数値計算上の安定性が得られた。
- (2)外水位の潮位変動として12時間周期の正弦曲線を与えた場合には、計算時間間隔を1時間とすれば、数値計算上の安定性が得られた。

(3)外海の水位に潮位変動を与えた場合には、これを一定とした場合に比較して、保有水の漏出が抑制されることが分かった。

(4)重力式ケーソン護岸（2重シート）および2重止水矢板護岸の構造について、外海の水位に潮位変動を与え、遮水工の損傷を考慮して保有水の漏出量（比濃度流量）を計算することができた。

このようにして、浸透・移流分散解析によって、遮水工に損傷を生じた場合の廃棄物処分場内の汚染水の漏出量を、外海水位に潮位変動を与えて長期間にわたって計算する方法を示すとともに、潮位変動による漏出の抑制効果のメカニズムを解明した..

そして、潮位変動によって汚染水の外海への漏出が抑制されることを初めて明らかにした。分散係数の浸透流速に対する非線形な振る舞いを示し、このような分散係数の非線形な振る舞いが、非定常な浸透・移流分散解析における特徴であり、外海水位を一定とした定常解析では、分散係数が一定値となることとの顕著な相違点であることを明らかにした。また“比濃度流量”なる量によって、汚染物質の漏出量を定量的に知りうることを示した。この値に奥行きと時間を乗ずれば、汚染物質の漏出量（質量）を得ることができることを示した。さらに単純化した1次元の移流分散モデルによって、潮位変動による汚染水の漏出抑制のメカニズムを明らかにした。すなわち、外海水位の上昇による処分場側への戻り流れによる漏出の抑制効果、および現象の非線形性による効果についても明らかにした。但し、2次元の現象をすべて1次のモデルによる解析で説明するには、限界があることに留意する必要がある。

従来の外海水位を一定とした場合の計算は、潮位差が小さい場合の近似と解釈することができ、この場合には漏出量が大きくなることが分かった。したがって、潮位差が小さい海域の処分場においても、異常時の緊急点検がより重要となることを指摘した。さらに、外海水位に潮位変動を与えて保有水の漏出量を計算するには、潮位変動を与えず外海水位を一定とした場合の計算（定常計算）より48倍の計算時間を要することを示した。

したがって、実際に遮水工の損傷が生じて保有水の漏出が懸念される場合には、潮位変動を与えず外海水位を一定とした場合の計算（定常計算）を行って必要な対策を講じるのが推奨される。外海水位を一定とした場合の計算（定常計算）は、保有水の漏出を過大に見積もるので、これに対応できるようにしておけば、安全側の計算結果を与えるからである。そして、必要に応じてより精度の高い潮位変動の影響を考慮した浸透・移流分散解析（非定常）を行なえばよいものと考えられる。

第3章において新たに得られた上述の知見は、海面処分場のより適正な維持管理ならびに、周辺海域の環境保全に資するものである。

参考文献

- 1) 西垣 誠, 菱谷智幸, 橋本 学, 河野伊一郎(1995): 飽和・不飽和領域における物質移動を伴う密度依存地下水流の数値解析手法に関する研究, 土木学会論文集 No.511/Ⅲ-30, pp.135-144.
- 2) 菱谷智幸(2000): 密度依存を考慮した地下水および物質移動の数値解析に関する研究, 岡山大学博士論文,175p.
- 3) Neuman,S.P.(1981):A Eulerian-Lagrangian Numerical Scheme for the Dispersion-Convection Equation Using Conjugate Space-Time Grids, *Journal of Computational Physics*, Vol.41, pp.270-294.
- 4) Neuman, S.P.(1984): Adaptive Eulerian-Lagrangian Finite Element Method for Advection-Dispersion, *International Journal for Numerical Method in Engineering*, Vol.20, pp.321-337.
- 5) Bear, J.(1972): Dynamics of Fluids in Porous Media, pp.605-612,American Elsevier.
- 6) 5)に同じ, pp.111-115.
- 7) 嘉門雅史, 大嶺 聖, 勝見 武(2010): 環境地盤工学, pp.20-32, 共立出版.
- 8) (財)港湾空間高度化研究センター(2000): 管理型廃棄物埋立護岸 設計・施工・管理マニュアル, p.46.
- 9) 安間 清, 榊 敏博(2002): 大阪湾フェニックス事業の廃棄物埋立について, 海洋開発論文集, 第 18 巻, pp.101-106.
- 10) 嘉門雅史, 乾 徹, 遠藤和人, 伊藤圭二郎, 勝見 武(2001):遮水シートの損傷を考慮した廃棄物処分場遮水工の性能評価, 第 4 回環境地盤工学シンポジウム発表論文集, pp.273-278.
- 11) 嘉門雅史, 乾 徹(2002): 管理型廃棄物処分場の地盤工学的問題と対策, 土木学会論文集 No.701/Ⅲ-58, pp.1-15.
- 12) 根切り工事と地下水ー調査・設計から施工までー(1991), pp.70-71, 土質工学会.
- 13) 渡部要一, 吉野久能, 柿本龍二, 山田耕一, 鶴飼亮行, 沖 健, 岡 由剛, 喜田 浩, 永尾直也, 望月 武, 木下雅敬(2006): 鋼製遮水壁の遮水性能と適用性に関する研究, 港湾空港技術研究所資料, No.1142, 65p.
- 14) 稲積真哉, 木村 亮, 三津田祐基, 山村和弘, 西山嘉一, 嘉門雅史(2006): 廃棄物埋立護岸におけるH-H継手を施した連結鋼管矢板の開発と適用性評価, 土木学会論文集C, Vol.62, No.2, pp.390-403.
- 15) (社)日本埋立浚渫協会(2009): 廃棄物海面処分場の施工要領(案)(改訂版), pp.3-10.
- 16) Scheirs, J. (2009):A Guide to Polymeric Geomembrains,pp.91-100,John Wily & Sons.
- 17) (社)日本港湾協会(1999): 港湾の施設の技術上の基準・同解説, pp.350-351.

第4章

管理型廃棄物埋立護岸の耐震性能の評価

4.1 概説

港湾法第56条の2の2第1項において定める「港湾の施設の技術上の基準に係る省令」が、2007年に改正された。その具体的な内容は、施設が保有すべき性能についての規定化が図られ、併せて施設の変状や劣化による性能の低下を事前に防止するような予防的な維持管理が規定された。このような背景から、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」¹⁾が発刊され、これにもとづいて実務における運用がなされている。また、廃棄物埋立護岸については、2008年に具体的な技術マニュアル²⁾が発刊され広く利用されている。

管理型廃棄物埋立護岸は、耐震強化施設には指定されていない。しかしながら、漏水による影響を未然に防止する観点から、その耐震性能を評価することが求められるようになってきている。一方で、管理型廃棄物処分場は、今後も発生が懸念される大規模な災害（地震・風水害）による災害廃棄物の受け入れによる復興支援³⁾の要としても重要である。

そこで、本研究ではレベル2地震動に対する埋立護岸および遮水工の耐震性能⁴⁾⁵⁾⁶⁾を、有限要素法による2次元動的有効応力解析（ひずみ空間における多重せん断モデル）^{7)~12)}により評価した。さらにこの結果にもとづき、2次元および3次元静的全応力解析手法¹⁵⁾を用いて、遮水矢板の性能評価を行った。その結果、隅角部における応力集中に対処するため、維持管理に注意を要することが分かった。これらの知見は、海面処分場の計画的な維持管理、ならびに周辺海域の環境保全に資するものである。

4.2 解析手法

4.2.1 概要

係留施設である岸壁や一般の護岸の耐震性の評価に対しては、井合によって開発された有効応力にもとづく動的応答解析コード“FLIP”がきわめて優れた性能を有しており、港湾の分野において広く使われている。さらに“FLIP”はその優れた性能から港湾の分野のみではなく、河川堤防などにおいても利用がなされてきている。

“FLIP”は、「塑性力学」、非線形問題に特有な「増分形式」による定式化、破壊基準に替えて新たに導入された「液状化フロント」の概念、「主応力軸の回転」導入などその理論は、きわめて高度である。さらに日々研究が進展し、過剰間隙水圧の取り扱いについても、従来の「Chrischan 流」から「Sandu 流」への発展、2次元問題から3次元問題への拡張などの著しい発展が図られ、斯界の専門家によって高い評価を得ており、世界一の解析ツールとなりつつある。

ここでは、理論的に高度な「動的有効応力解析（ひずみ空間における多重せん断モデル）」の理解に資するよう従来、直接に引用されることが少なかったに既往の文献、とりわけ Iai (1991)¹²⁾、小堤(2003)¹³⁾、Zienkiewics ら(1982)¹⁴⁾にもとづいて、このモデルによる数値解析手法を説明する。

4.2.2 有効応力にもとづく動的地震応答解析

(1) 概説

井合モデルは、ひずみ空間で定義された塑性論にもとづくもので多重機構の概念を利用して、実際の砂の複雑な力学的挙動を、一次元的な応力-ひずみ関係により規定される単純な分解するものである。このような多重機構を導入することにより、初期の異方圧密により著しい影響を受ける一次元的な機構とその後の砂の繰返し载荷により著しい影響を受ける機構とが、ある程度分離できることになる。このことにより、初期の平均拘束圧力を同じ値に揃えれば、異方圧密を受けた場合の挙動と等方圧密を受けた場合の挙動とでは著しい差異はなくなることとなり、室内試験で確認された実際の砂の挙動と整合する結果が得られる。

一方、数値解析上の問題点を解決するための工夫としては、既往の方法で行われてきた塑性論の降伏の概念に代えて、ひずみ軸のスケールを液状化の進行に併せて徐々に拡大する方法が考え出されている。液状化の進行を表現するための指標として、「液状化フロント」という概念を導入し、これにより応力空間において現在の応力状態の包絡線が規定されることとされている。液状化フロントは、繰返し载荷開始時点では、初期応力点を通る位置にあり、その後の繰返し载荷に応じて発生する塑性せん断仕事に応じて、徐々にせん断破壊線に近づくものとしている。これにより、間隙水圧の上昇量を規定する塑性体積ひずみを規定するとともに、ひずみ軸のスケールの拡大係数を規定するものとしている。

井合モデルによる定式化によれば、砂の応力-ひずみ関係を規定する構成式として、増分形式およびこれを積分した形式の両者が得られる。特に、増分形式における接線剛性マトリックスは対称マトリックスとなり、さらにひずみ空間での塑性論の特徴により多重機構の重ね合わせはマトリックスの単純な総和となるので、数値解析上の効率が良くなる。また、積分した形式の応力-ひずみ関係式は、物理的に妥当な応力-ひずみ関係への数値解へ収束する。

構成式のパラメタの数は全部で10個であり、そのうち2個は弾性的挙動を規定するパラメタ、他の2個は塑性せん断を規定するパラメタ、残りはダイラタンシー（塑性せん断ひずみに応じて発生する塑性体積ひずみ）を規定するパラメタである。

土木学会耐震基準等に関する提言集（1996）によれば、想定地震動として考慮するレベル1、レベル2地震動の強さは、次のとおりに規定される。

レベル1：供用期間内に1～2度発生する確率をもつ地震動強さ。

レベル2：発生確率は低いがきわめて激しい地震動強さ。

これらの地震動強さを再現期間で示せば、それぞれ75年および数百年に該当する。なお、兵庫県南部地震のようないわゆる内陸型の直下地震の発生の恐れがある地域では、再現期間によらず、このような直下型地震をレベル2地震動として考慮する。レベル2地震動の設定においては、地域防災計画で位置づけされた想定地震動を参照し、地域防災全体としての整合性を図ることが望ましいとされている。

(2) 基礎方程式

Zienkiewicz ら(1982)¹⁴⁾に従い、間隙水で満たされた多孔質媒体の運動方程式および水流の収支バランスを表す式を次のようにおく（u-p 形式）。2相系解析法の定式化の分類については、表-4.2を参照されたい⁵⁾。

$$\sigma_{i,j} + \rho g_i = \rho \ddot{u}_i \tag{4.1}$$

$$(k_{ij} p_{rj})_{,i} - \dot{\epsilon}_{ii} - (k_{ij} \rho_f g_j)_{,i} = -(k_{ij} \rho_f \ddot{u}_j)_{,i} + n \dot{p} / K_f \tag{4.2}$$

ここに, σ_{ij} : 全応力 (対称テンソル) , ρ : 密度 (土と水の複合物としての密度) , g_i : 重力加速度, u_i : 土骨格の変位ベクトル, k_{ij} : 透水係数 (対称テンソル) , p : 間隙水圧, ε_{ij} : 土骨格のひずみ (対称テンソル) , ρ_f : 間隙水の密度, n : 間隙率, K_f : 間隙水の体積弾性係数である.

また, 次の関係がある.

$$\rho_{ij} = \sigma'_{ij} - \delta_{ij}p \quad (\text{有効応力原理}) \quad (4.3)$$

$$\varepsilon_{ij} = \frac{1}{2}(u_{i,j} + u_{j,i}) \quad (\text{微小ひずみテンソル}) \quad (4.4)$$

ここで, σ'_{ij} : 有効応力

(3) 有効応力・相対変位を用いた運動方程式

有効応力を用いて書き直すと, 次式が得られる.

$$\int_V B^T (\{\sigma'\} - \{\sigma'_{st}\} - \{m\}(p - p'_{st}))dV + M\{\ddot{U}\} = \{T^*\} \quad (4.5)$$

あるいは整理して

$$\int_V B^T \{\sigma'\}dV + M\{\ddot{U}\} = \int_V B^T \{\sigma'_{st}\}dV + \int_V B^T \{m\}(p - p'_{st})dV + \{T^*\} \quad (4.6)$$

但し,

$$\{m\}^T = (1,1,1,0,0,0)$$

$$\{\sigma'\}^T = (\sigma'_{11}, \sigma'_{22}, \sigma'_{33}, \sigma'_{12}, \sigma'_{23}, \sigma'_{31})$$

$$\{\sigma'_{st}\}^T = (\sigma'_{11}, \sigma'_{22}, \sigma'_{33}, \sigma'_{12}, \sigma'_{23}, \sigma'_{31})$$

ここで, 間隙水圧を節点における間隙水圧により次のように表す.

$$p = \hat{H}\{P\} = [h^{(1)}, h^{(2)}, \dots, h^{(m)}]\{P\} \quad (4.7)$$

但し, C : 減衰マトリックス,

$$\{p^*\} = \{p\} - \{p^{st}\} \quad (4.8)$$

$$Q = \int_V B^T \{m\}\hat{H}dV \quad (4.9)$$

基盤に一様に入射する地震波に対する応答を求めるために, 節点変位を基盤の変位とそれに対する相対へ変位に分離する.

$$\{U\} = \{U_r\} + \{I\}u_g \quad (4.10)$$

但し, $\{U_r\}$: 相対変位, u_g : 基盤の変位 (いずれかの座標軸の方向の変位), $\{I\}$: 加振方向の自由度成分に 1, その他に 0 を割り当てたベクトル (排水条件)

$$\int_V B^T \{\sigma'\} dV + C\{\dot{U}_r\} + M\{\ddot{U}_r\} = -u_g M\{I\} + Q\{p^*\} + \int_V B^T \{\sigma'_{st}\} dV + Q\{p^*\} + \{T^*\} \quad (4.11)$$

本研究では, 通常地震応答解析に用いられる非排水条件を前提とした. そこで, 水流の収支バランスを表す式:

$$(k_{ij}p_{rj})_{,i} - \dot{\varepsilon}_{ii} - (k_{ij}\rho_f g_j)_{,i} = -(k_{ij}\rho_f \ddot{u}_j)_{,i} + n\dot{p}/K_f \quad (4.12)$$

において, 透水係数 $k_{ij} = 0$ とおくと, 次式を得る.

$$\dot{p} = -\frac{K_f}{n} \varepsilon_{ii} \quad (4.13)$$

これを時間 t に関して積分し, つぎの初期条件を考慮すると, 次式を得る.

$$p^* \equiv p - p^{st} = -\frac{K_f}{n} \varepsilon_{ii} \quad (4.14)$$

これを有効応力・相対変位を用いた運動方程式に代入すると, 次式を得る.

$$\begin{aligned} \int_{V_1} B^T \{\sigma'\} dV + \int_{V_2} B^T \{\sigma\} dV + \hat{A}\{U_r\} + C^f\{\dot{U}_r^f\} + M^f\{\ddot{U}_r^f\} = \\ \{T^*\} - \ddot{u}_g M\{I\} + C^c\{\dot{U}_r^c\} + M^c\{\ddot{U}_r^c\} Q\{p^*\} + \int_{V_1} B^T \{\sigma'_{st}\} dV + \int_{V_1} B^T \{\sigma_{st}\} dV + Q\{p^*\} dV \end{aligned} \quad (4.15)$$

上式では, 領域 V を有効応力により定式化される要素の存在する領域 V_1 と, 全応力にもとづく要素の存在する領域 V_2 に分割した.

(4) 非排水の場合の解析手順の概要

① 時間ステップの第 n 番目における変位 $\{U_r\}_n$, ひずみ, 有効応力など, およびこれらの履歴が既知であるとする.

②

$$\begin{aligned} \int_{V_1} B^T \{\sigma'\} dV + \int_{V_2} B^T \{\sigma\} dV + \hat{A}\{U_r\} + C^f\{\dot{U}_r^f\} + M^f\{\ddot{U}_r^f\} = \\ \{T^*\} - \ddot{u}_g M\{I\} + C^c\{\dot{U}_r^c\} + M^c\{\ddot{U}_r^c\} Q\{p^*\} + \int_{V_1} B^T \{\sigma'_{st}\} dV + \int_{V_1} B^T \{\sigma_{st}\} dV + Q\{p^*\} dV \end{aligned} \quad (4.16)$$

を解き, $\{U_r\}_{n+1}$, $\{\varepsilon\}_{n+1}$, $\{\varepsilon^*\}_{n+1}$ などを求める.

なお, 間隙水圧 $\{p^*\}_{n+1}$ は $p^* \equiv p - p^{st} = -\frac{K_f}{n} \varepsilon_{ii}$ を用い, $\{\varepsilon\}_{n+1}$ から求める.

(5) 運動方程式の時間積分

第 n 時間ステップの時刻を t とするとき, $t + \theta \Delta t$ ($\theta \geq 1.0$) における平衡条件を満足するよう非線形反復計算を行う。

$$\begin{aligned} & (K_{t+\theta\Delta t}^i + \hat{A})\Delta\{U\}_{t+\theta\Delta t}^i + C\{\dot{U}\}_{t+\theta\Delta t}^{i+1} + M\{\ddot{U}\}_{t+\theta\Delta t}^{i+1} = \\ & - \int_{V_1} B^T\{\sigma'\}_{t+\Delta\theta t}^i dV - \int_{V_1} B^T\{\sigma\}_{t+\Delta\theta t}^i dV - \dot{A}\{U\}_{t+\Delta\theta t}^i +? \end{aligned} \quad (4.17)$$

$K_{t+\theta\Delta t}^i$ は, 接線剛性行列であり, 次式で表される。

$$K_{t+\theta\Delta t}^i = \int_{V_1} B^T \frac{\partial\{\sigma'\}}{\partial\{\varepsilon\}} \Big|_{\{\varepsilon\}=\{\varepsilon\}_{t+\theta\Delta t}^i} \quad (4.18)$$

Wilson の θ 法では, $\{\dot{U}\}_{t+\theta\Delta t}^{i+1}$ および $\{\ddot{U}\}_{t+\theta\Delta t}^{i+1}$ は, $\{U\}_{t+\theta\Delta t}^i$ を用いて次のように表わすことができる。

$$\begin{aligned} \{\ddot{U}\}_{t+\theta\Delta t}^{i+1} &= a_0\{U\}_{t+\theta\Delta t}^i - (a_0\{U\}_n) + a_2\{\dot{U}\}_n + 2\{\ddot{U}\}_n \\ \{\dot{U}\}_{t+\theta\Delta t}^{i+1} &= a_1\{U\}_{t+\theta\Delta t}^i - (a_1\{U\}_n) + 2\{\dot{U}\}_n + a_3\{\ddot{U}\}_n \end{aligned} \quad (4.19)$$

但し, $a_0 = \frac{6}{(\theta\Delta t)^2}$

なお, $\{\varepsilon\}_{t+\theta\Delta t}^i$ は $\{U\}_{t+\theta\Delta t}^i$ に応じたひずみである。多重せん断機構モデルにもとづく要素に対応して現れる右辺の $\partial\{\sigma'\}/\partial\{\varepsilon\}$ の具体的な計算法は, 以下のとおりである。

せん断応力-せん断ひずみを関係は, 平面ひずみを対象とする多重せん断ばねモデル(Towhata ら,1985)⁹⁾で表現する。同モデルは無数のばねから構成されるが, プログラムへの実装を考慮して離散化されている。すなわち 1/4 円当たり n 本のばねで近似する。また, 互いに 180 度の位置にある 2 本のばねに対しては, 1 本のばねを考えて, そのばね力を 2 倍することにより, 2 本分のばねの効果を考慮する。

せん断ばねは, 各々の有限要素の中心 (重心) に配置され, その要素が属する地盤の強度に応じて, ばねの強度特性が変えられることになる。

結局, 応力-ひずみ関係は次に示す平均成分ひとつ, 偏差成分ふたつの, 合わせて 3 つの式で与えられる。

$$\begin{aligned} \text{平均成分} : \frac{\sigma'_x + \sigma'_y}{2} &= -Y = -BX^{1-m} \\ &= 0 \end{aligned} \quad (4.20)$$

$$\begin{aligned} \text{偏差成分} : \frac{\sigma'_y - \sigma'_x}{2} &= 2 \sum_{i=1}^{2n} F(\gamma_{\theta_i} + (\gamma_{\theta_i})_{st}) \cos\theta_i \Delta\theta \quad (X > 0) \\ &= 0 \quad (X \leq 0) \end{aligned} \quad (4.21)$$

$$\begin{aligned} \tau_{xy} &= 2 \sum_{i=1}^{2n} F(\gamma_{\theta_i} + (\gamma_{\theta_i})_{st}) \sin\theta_i \Delta\theta \quad (X > 0) \\ &= 0 \quad (X \leq 0) \end{aligned} \quad (4.22)$$

但し,

$$X = -(\varepsilon_x + \varepsilon_y) - (\varepsilon_x + \varepsilon_y)_{st} + \varepsilon_p$$

$$\varepsilon_p = (Y_{ST}S/B)^{1-m_k} - nY_{st}(1-S)/K_f + (\varepsilon_x + \varepsilon_y)_{st}$$

$$B = [(1 - m_k) \frac{K_{ma}}{(Y_{ma})^{m_k}}]^{1-m}$$

であり、 $X \leq 0$ は引張破壊を表わす。

$(\varepsilon_x + \varepsilon_y)_{st}$: 初期状態における体積ひずみ, $F(\gamma)$: ばね変位 γ に応じた1ラジアン当たりのばね力で、双曲線タイプの関数, $\Delta\theta = \pi/2n$: ばねの配置間隔 (ラジアン), $\gamma_{\theta_i} = \cos\theta_i(\varepsilon_y - \varepsilon_x) + \sin\theta_i\gamma_{xy}$: i 番目のばねの角度

(6) 多重せん断ばねによるモデル化

(1) せん断強度と初期せん断剛性

多重せん断ばねの変位 γ からばね力を算定する関数 $F(\gamma)$ を、次式により定義する。

$$\begin{aligned} x &= \gamma/\gamma_m \\ y &= F(\gamma)/F_m \end{aligned} \quad (4.23)$$

但し、 $F_m = \frac{1}{4}\tau_f$

$$\gamma_m = \frac{F_m}{G_0}\pi \quad (4.24)$$

x と y は、正規化された、ばね変位とばね力である。両者の関係は双曲線型である。

τ_f はせん断強度であり、また G_0 は初期せん断剛性であって、過剰間隙水圧モデルを適用する場合には、過剰間隙水圧モデルにより決まる値を用いる。

$S_0 \geq S_b$ のとき、

$$\tau_f = \tau_{m0}S, \quad G_0 = \tau_f/\gamma_{m0} \quad (4.25)$$

$S_0 < S_b$ のとき、

$$\tau_f = \tau_{m0}S + \Delta\tau_f, \quad G_0 = \tau_f/\gamma_{m0} \quad (4.26)$$

ここに、

$$\begin{aligned} \Delta\tau_f &= \Delta\gamma_m |\sigma'_{m0}| \\ \Delta\gamma_m &= (m_1 - m_2)(S_b - S_0) \frac{0.4}{S_b} \\ \gamma_m &= \gamma_{m0}/(S_0/S_b) \end{aligned}$$

表4.1 “FLIP” におけるパラメータ

分類	パラメータ	
物理試験結果	ρ_t	湿潤密度
	n	間隙率
動的変形特性	σ'_{ma}	平均有効応力（基準拘束圧）
	G_{ma}	基準初期せん断剛性
	K_{ma}	基準体積弾性係数（接線剛性）
	m_G	初期せん断剛性 G_0 の有効拘束圧依存性
	m_k	体積弾性係数 G_0 の有効拘束圧依存性
	Φ_f	せん断抵抗角
	h_{max}	履歴減衰定数の上限値
液状化特性	Φ_p	変相角
	W_1	液状化の全体の挙動を規定するパラメータ
	P_1	液状化の前半の挙動を規定するパラメータ
	P_2	液状化の後半の挙動を規定するパラメータ
	C_1	液状化するためのせん断応力比の下限値に関するパラメータ
	S_1	液状化の終局状態を規定するパラメータ

表4.2 2相系解析法の定式化の分類⁵⁾

記号	未知数	特徴
u :土骨格の変位 w :間隙水の土骨格に対する変位 U :間隙水の土骨格に対する変位 p :間隙水圧	$u-w$ または $u-w-p$	間隙水の流れを土骨格の位置で定義する方法（Euler形式）で、骨格と間隙水の変位差が大きい場合に用いる。 $u-w-p$ 定式化は、間隙水を完全に非圧縮とみなす場合に用いる。
	$u-U$ または $u-U-p$	間隙水と土骨格をそれぞれ独立に定義する方法（Lagrange形式）で、骨格と間隙水の変位差が微小な場合に用いる。対流項を微小とみなした場合は $u-w$ と同じ形式となる。
	$u-p$	$u-w-p$ で間隙水の土骨格に対する相対加速度が土骨格の加速度より小さく、無視できる場合。

4.3 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

4.3.1 解析モデル

4.3 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

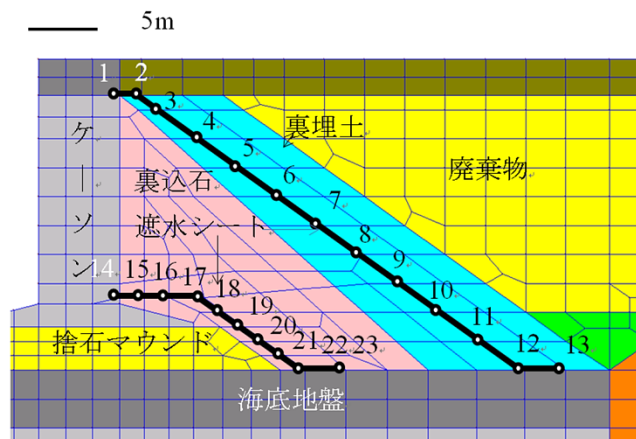


図-4.1 解析モデル（重力式ケーソン護岸の断面）

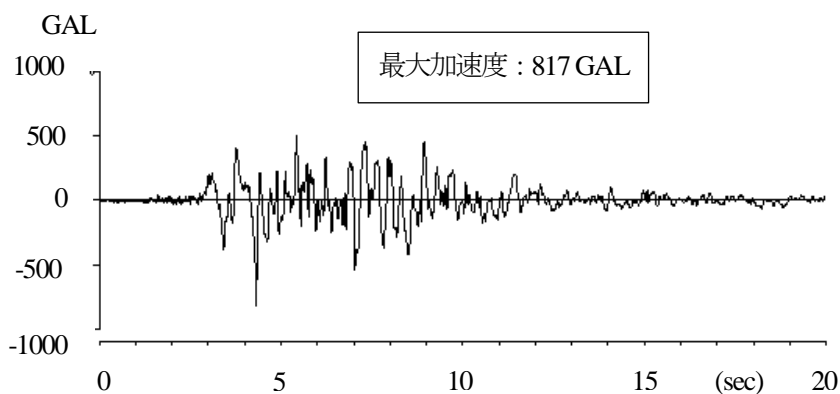


図-4.2 加速度波形

図-4.1に、検討例を参考にして設定した2次元の解析モデルを示す。解析対象は、2重に遮水シートが敷設された重力式ケーソン護岸である。図-4.2に、入力地震動の加速度波形を示す。

入力波はレベル2地震動であり、兵庫県南部地震のポートアイランドにおける基盤波とした。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：最大加速度817Gal）であり、かつ補正波形である。

2倍の入射波を用いるのは、実際の観測波には入射波と反射波のそれぞれの成分が含まれており、反射波には観測地点のサイト特性が反映されているためである。他の地点での入力地震動としては、観測地点のサイト特性が反映されていない入射波の成分のみを用いることが必要である。そこで入射波の2倍の波を粘性境界を用いて入力することにより、検討対象地点での地盤特性を反映した解析が可能となる。

上記の護岸モデルに対し、レベル2地震動を入力し、地震応答解析を行った。そして、①地盤の残留変形、②地盤の過剰間隙水圧比分布、③遮水シート（PVC：Polyvinyl chloride：ポリ塩化ビニル、LLDPE：Linear Low Density Polyethylene：直鎖状低密度ポリエチレン）の位置の水平変位、鉛直変位等の計算結果などをもとに耐震性能について検討した。基礎捨石、裏込石、碎石の下部の地盤は改良率50～100%で地盤改良がなされているものとして設定している。

4.3.2 非排水条件

液状化に関する解析においては、地震の作用時間が短いため、一般的には非排水条件とされる。本研究においても同様に、解析は非排水条件下で行った。

4.2.3 境界条件および土質定数

側面および底面を粘性境界とした。液状化パラメータの設定は、森田ら(1997)¹⁵⁾を参考にするとともに現地での検討例を参考にした。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° ， $S_1=0.005$ ， $W_1=5.1$ ， $P_1=0.5$ ， $P_2=1$ ， $C_1=1.6$ とし、粘性土に対しては、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° ， $S_1=0.005$ ， $W_1=18$ ， $P_1=0.5$ ， $P_2=0.8$ ， $C_1=1$ とした。

4.3.4 遮水シート

海面処分場の遮水シートとしてよく用いられるのは、ジオメンブレン(geomembrane)¹⁶⁾のうちポリ塩化ビニル(PVC：Polyvinyl Chloride)や、直鎖状低密度ポリエチレン(LLDPE：Linear Low Density Polyethylene)で、PVCシートの代表的な特性¹⁶⁾は、比重：1.25～1.35，伸び率：300%以上，引張強さ：1570N/cm²以上，引裂強さ：440N/cm以上である。

遮水シートの両面には、シートの損傷を防止するために、十分な厚さと強度を有する不織布が敷き詰められる。また、施工中や施工後の波浪外力によるシート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、緩衝材である不織布などで包みこまれて密着されている。

地震応答解析においては、非排水条件下で行われ、各々の有限要素からの間隙水の出入はないものとされる。また、遮水シートは柔軟で300%以上の伸びに耐えられることから、その剛性を無視しても差支えない。したがって、遮水シートを構造体として取り扱わない。このことは、第3章(3.5.3)において述べたように、通常の護岸や岸壁においては防砂シートが用いられているが、これに対する“FLIP”による解析に際して、その存在を考慮しないことと整合している。

4.3.5 解析結果

(1) 残留変形

前述の図4.1に、遮水シートの位置およびその要素の節点の番号を数字で示す。図4.3に示すように、ポートアイランド波形の終息までの20秒間のケーソン天端の海側への最大水平変位は48cmであった。また、海側への残留水平変位は45cmであった。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、ケーソンの下部の海底地盤では液状化は生じなかった。本解析のようにポートアイランド波による限りは、20秒の継続時間は妥当であるが、場合によってはこれより長い継続時間が問題となることもありうる。

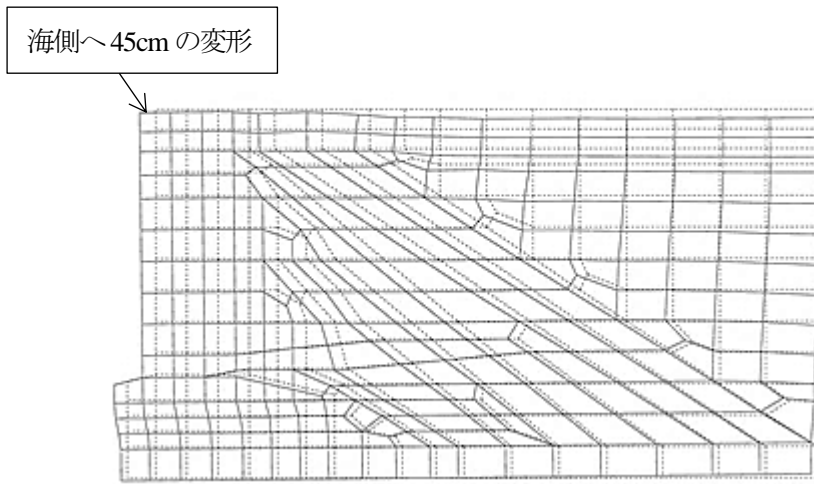


図4.3 地震作用後の護岸およびその近傍の変形

(2) 遮水シートの設置位置の伸び

図4.4および図4.5に、遮水シートの設置位置における要素の節点間の伸び率（%）を示す。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、遮水シートは通常の護岸・岸壁に用いられる防砂シートと同様に、材料の強度・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ない。また、非排水条件下の解析であることから、本研究では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。

地震時の遮水シートの伸び率の最大値は、上側シートが節点間8-9の1.5%、下側シートが節点間18-19の2.8%である。この値は、20秒間の地震の継続時間中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、節点間7-8の1.1%、下側遮水シートの設置位置の伸び率の残留値は、節点間18-19の2.3%である。

(3) 遮水シートの強度特性

PVC 遮水シートの単軸引張試験¹⁷⁾によれば、0°C～60°Cの範囲において、破断強度、破断ひずみ、および温度との間には次式の関係がある。

$$\sigma_f = -0.24T + 26 \quad (4.27)$$

$$\varepsilon_f = 2.5T + 280 \quad (4.28)$$

ここに、 σ_f ：破断強度（MPa）、 ε_f ：破断ひずみ、T：温度（°C）である。

これから、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、おおよそ、ひずみが280%～350%で破断する。したがって、今回の地震応答解析ではケーソン式護岸では、遮水シートは破断に至らないものと考えられる。

(4) 模型実験および現地実験での遮水シートの変形

1/12の縮尺模型を用いた水中振動台による加振実験¹⁸⁾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。現地実験の例としては、長尾ら¹⁹⁾、宮

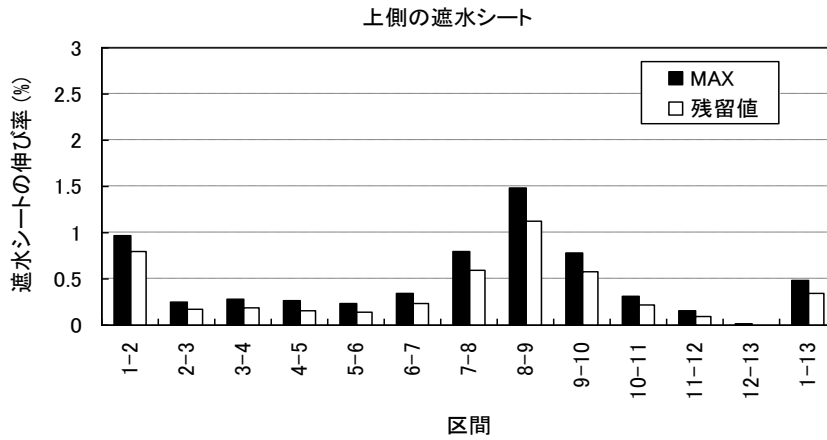


図-4.2 遮水シートの伸び (上側)

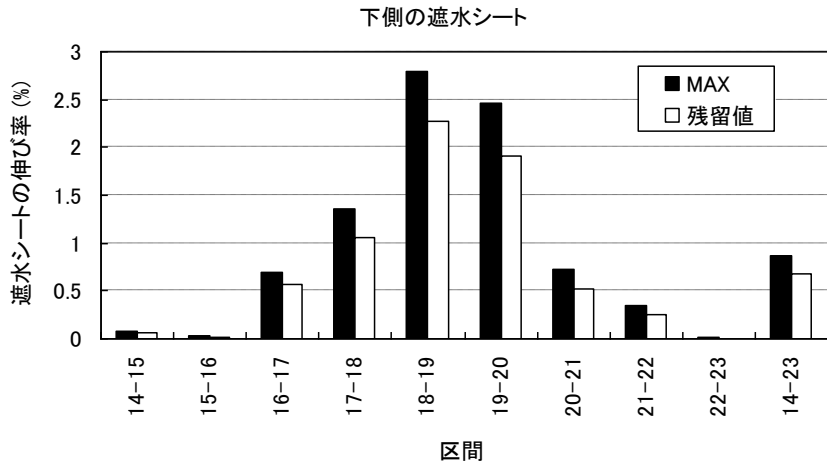


図-4.3 遮水シートの伸び (下側)

田ら²⁰⁾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が挙げられる。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%に留まった。

この実験は、北海道十勝港の第4埠頭埋立地において、4800m²の広さに257箇所、約880kgのダイナマイトを地中に埋設し、人工的に振動を起こすことで地盤の液状化を大規模に再現したものであるが、地震波形はポートアイランド波形と同じではないことを注記する。

上述の遮水シートの強度特性に関する解析結果から、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。これは、上記の模型実験および現地実験結果とも整合する。

Koerner, R.M(2005)¹⁶⁾の著になる“Designing with Geosynthetics”の第5版のp.441, 図-5.2にはジオメンブレン(geomembrane)の応力-ひずみ曲線が掲載されている。しかしながら、この図の細部までは分かりにくい。そこで新たに、各種のジオメンブレンについて一軸引張試験を行ったので、その結果を図-4.6に示す。図-4.7および図-4.8は、図-4.6から小さいひずみの領域における「応力-ひずみ曲線」を示したものである。

4.3 傾斜式護岸（遮水矢板）の“FLIP”による動的応答解析

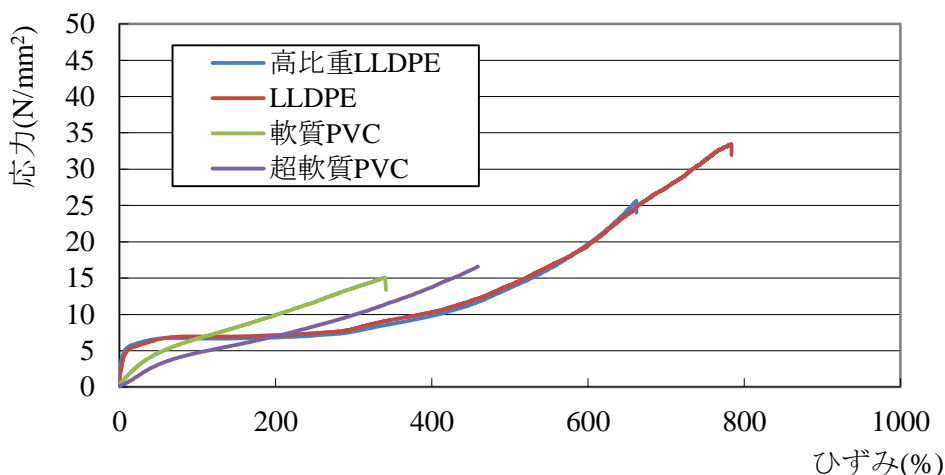


図-4.6 各種の遮水シートの応力-ひずみ関係

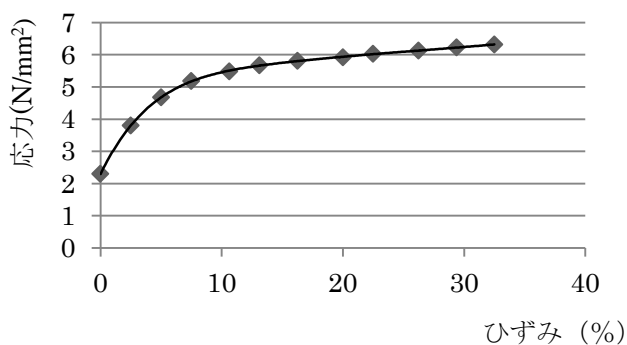


図-4.7 高比重 LLDPE の小ひずみに対する応力

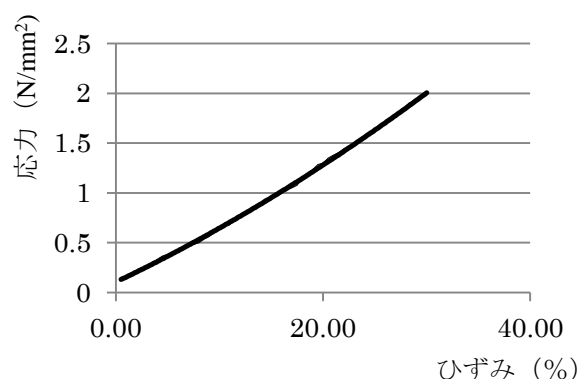


図-4.8 軟質 PVC の小ひずみに対する応力

これは、幅 5.19mm、厚さ 3.02mm、断面積 15.7mm²、標線間距離 20.0mm の供試体を用いて行った一軸引張試験結果である。3%程度のひずみのとき、軟質 PVC の発生応力は、0.3N/mm²程度（鉄筋コンクリートの設計基準強度の 1/80）と小さく遮水シートが強く引っ張られている状態ではない。高比重 LLDPE の発生応力は 4N/mm²程度とやや大きくなるが、強く引っ張られている状態ではない。

4.4 傾斜式護岸（遮水矢板）の“FLIP”による動的応答解析

4.4.1 一般部の解析モデル

傾斜式護岸（遮水矢板）の一般部の耐震性を“FLIP”による2次元動的応答解析によって照査した。解析モデルは、断面のほぼ中央に遮水矢板が設置された傾斜式捨石護岸であり、検討例を参考にして設定したモデル護岸である。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、サンドコンパクションパイルおよびサンドドレーンによって地盤改良されている。

ポートアイランド基盤入射波を入力波として地震応答解析を行い、①鋼矢板および地盤の残留変形、②地盤の過剰間隙水圧比分布、③鋼矢板の断面力などの計算結果について検討した。

盛砂、敷砂の液状化パラメータの設定は、森田ら(1997)¹⁵⁾を参考にした。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、 $S_1=0.005$ 、 $W_1=30$ 、 $P_1=0.6$ 、 $P_2=1$ 、 $C_1=1$ に設定し、敷砂に対しては、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°、 $S_1=0.005$ 、 $W_1=30$ 、 $P_1=0.6$ 、 $P_2=1$ 、 $C_1=1$ とした。側面および底面は、粘性境界とした

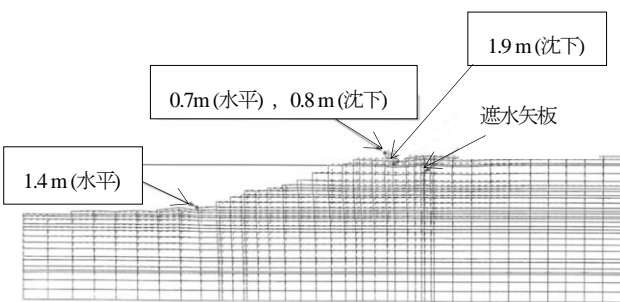


図4.9 護岸の変位の分布

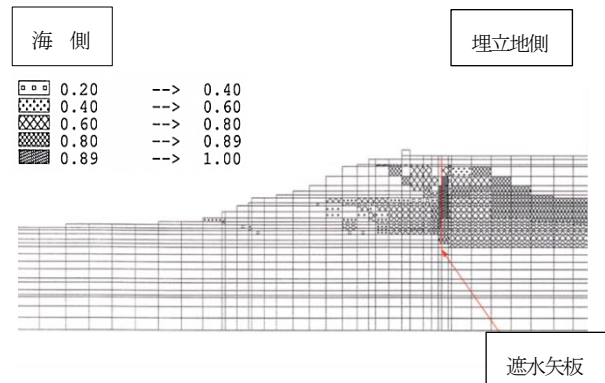


図4.10 過剰間隙水圧比の分布 (液状化範囲)

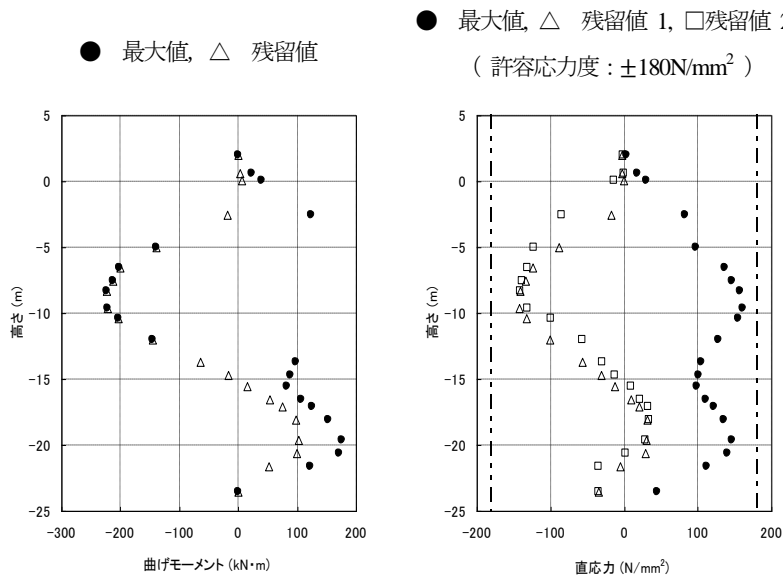


図4.11 遮水鋼矢板の曲げモーメントおよび直応力

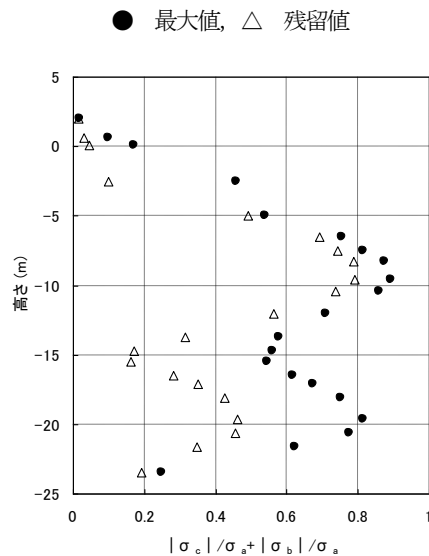


図-4.10 遮水鋼矢板の応力照査

4.4.2 解析結果

護岸天端の残留変位は、図-4.9 に示すように水平変位 0.7m(海側)、鉛直変位 0.8m(沈下)であった。動的な変位の大きさは、護岸天端から海側の護岸にかけて大きく、1m 程度であった。

最大水平変位は、護岸の海底面付近で1.4m(海側)となった。最大鉛直変位は、護岸天端の直下で0.9cmの沈下が生じた。

4.4.3 過剰間隙水圧比

地震終了直後の残留過剰間隙水圧比 $Pex1$ は、式(4.3)から算定した。その結果を図-4.10に示す。

$$Pex1 = 1 - \sigma'_m / \sigma'_{mst} \quad (4.29)$$

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である。

液状化の発生の判定基準は、 $Pex1 > 0.9$ である。矢板背面で腹付盛砂の過剰間隙水圧比が0.9~1 となり、液状化が発生した。

4.4.4 鋼矢板の断面力および直応力

図-4.9 に示した鋼矢板の直応力の最大値は、式(4.30)によって算出した。また、鋼矢板の直応力の残留値1および残留値2は、それぞれ式 (4.31)、式 (4.32) によって算出した。

$$\text{最大値} : \sigma = \frac{|N_{\max}|}{A} + \frac{|M_{\max}|}{D} \quad (4.30)$$

$$\text{残留値1} : \sigma = \frac{N}{A} + \frac{M}{D} \quad (4.31)$$

$$\text{残留値2} : \sigma = \frac{N}{A} - \frac{M}{D} \quad (4.32)$$

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)の曲げモーメントである。

図-4.9 から鋼矢板の直応力は、許容応力度 (180N/mm^2) 内に収まっていることが分かる。

4.4.5 鋼矢板の応力照査

図-4.10 に、鋼矢板の応力照査結果を示す。横軸の値の最大値および残留値は、それぞれ式(4.33)、式(4.34)によって算定した。

$$\text{最大値} : \frac{|\sigma_{c, \max}|}{\sigma_a} + \frac{|\sigma_{b, \max}|}{\sigma_a} \quad (4.33)$$

$$\text{残留値} : \frac{|\sigma_{c, 20\text{sec}}|}{\sigma_a} + \frac{|\sigma_{b, 20\text{sec}}|}{\sigma_a} \quad (4.34)$$

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 ($\sigma_a=180\text{N/mm}^2$)である。鋼矢板の直応力は、図-4.12 に示したとおり、式(4.35)を満足している。

$$\frac{|\sigma_c|}{\sigma_a} + \frac{|\sigma_b|}{\sigma_a} \leq 1.0 \quad (4.35)$$

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($\sigma_a=180\text{N/mm}^2$)である。

したがって、一般部の鋼矢板の断面力と直応力は、地震後も安全が保たれている。

4.5 傾斜式護岸の3次元静的解析による隅角部の評価

4.5.1 全応力解析への変換法

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、液状化発生後の護岸の変形による遮水矢板の応力などを評価するために、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た。この結果から矢板の応力を計算する。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には、“ALID”²¹⁾を用いた。“ALID”は「液状化に伴う残留変形解析法」と呼ばれ、液状化に伴う流動を簡単に、しかもある程度の精度で解析できる方法で模型実験で得られた流動特性を用いて残留変形を解析する方法である。液状化層では、“FLIP”と同様に「非排水条件」が成立するものとされている。

(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た。

4.5.2 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

液状化後の残留変形は、液状化前の地盤物性を設定した解析結果と、液状化後の地盤物性を設定した解析結果との変形の差として求められる。この方法によって、“FLIP”による変形解析結果と、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。地震前のせん断応力とせん断ひずみ関係は非線形である。したがって、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る。液状化の程度を表すパラメータとして、通常液状化判定でよく用いられている「液状化抵抗率 F_L 」を用いる。

(2) 地盤剛性低下率

“ALID”では、液状化層の剛性低下率は、「細粒分含有率 F_c 」と「液状化抵抗率 F_L 」とで与えられる。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、これと等価な液状化抵抗率 F_L を以下の方法によって求めた。その際に室内試験では、一般に $F_L=1.0\sim 0.9$ 付近でせん断剛性の低下が進行することや、過剰間隙水圧比が0.5を超過すると、地盤の剛性が大きく低下することを考慮した。

まず、地盤断面をモデル化し、“SHAKE”で1次元の応答計算を行い、 F_L を求めた。次にこれと“FLIP”によって得られた過剰間隙水圧を比較し、両者の関係を推定した。

その推定結果を、表4.3に示す。ここで G_{α} は、せん断ひずみ $\gamma=10^{-3}$ のときのせん断剛性であり、過剰間隙水圧の増大によって急速にせん断剛性が低下していく様子がよく分かる。

4.5.3 3次元静的解析への拡張

(1) 3次元モデルの概要

3次元モデルは、2次元静的解析の断面を 90° で交差させ、隅角部を通る対角線に対して対称な形である。このモデル化では、液状化範囲も対称な範囲において発生する。より正確には3次元の動的解析²²⁾によることが望ましいが、ここでは維持管理²³⁾において注目すべき点を明らかにすることを視野に入れて、簡易な静的解析によった。3次元の動的解析では、入力地震の各方向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、本論文のモデル化は液状化が発生するケースのうちの一つであるとみなされる。地盤の物性値は、2次元静的解析モデルと同様にして設定した。

表-4.3 液状化抵抗率 F_L および過剰間隙水圧の比較から推定したせん断剛性低下率

過剰間隙水圧比	液状化抵抗率 F_L	せん断剛性低下率 G/Go
0.2	1	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	0.2	0.00025

(2) 矢板のモデル化

矢板の両面には、「ジョイント要素」を設けた。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。「ジョイント要素」というのは、厚さがなく、線が2本重なったような要素であり、圧縮とせん断には抵抗するが引張には抵抗しない要素である。

4.5.4 3次元静的解析による隅角部の変形と応力

(1) 変形分布

水平変位の計算結果によると、変位は護岸天端の中央部および端部で大きく、最大値は1.2mであった。一方で、隅角部では変位が小さくなった。

(2) 隅角部のミーゼス応力

隅角部における応力集中の程度を明らかにするために、次式によってミーゼス(von Mises)応力²⁴⁾を求めた。

$$\sigma_M = \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2}{2} + 3(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2)} \tag{4.36}$$

ここに、 σ_x , σ_y , σ_z は、それぞれx, y, z面の直応力、 τ_{xy} , τ_{yz} , τ_{zx} は、x, y, z面のせん断応力である。

図-4.13に示すように、単軸応力は隅角部の上部で最大値となり、ミーゼス応力を超過しているものと考えられる。隅角部ではx方向、y方向とも拘束されているため変位が小さく、隅から離れるにつれて、面外方向への変位が大きくなる。したがって隅角部で応力集中が生じたものと推測される。

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し、このことによって応力が解放され、 180N/mm^2 以下に収まっている。一方で隅角部の矢板の変位は小さいことがよく分かる。しかし、応力集中が生じる可能性は高く、隅角部における応力集中に対処するため、維持管理における臨時の目視や、第3章において論じた浸透・移流分散解析²³⁾による診断(モニタリング)などの対応策が必要となる。なお、遮水矢板は、断面性能を特に大きくしたのものではなく、隅角部にも同一の規格のものを用いている。

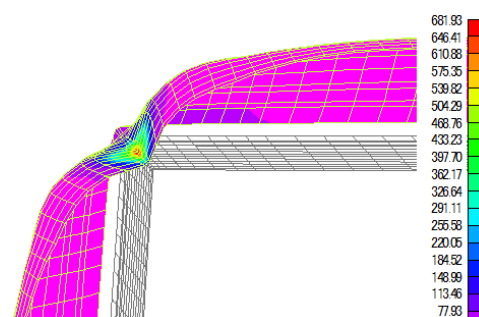


図4.13 隅角部の変形と応力 (N/mm²)

4.6 結論

第4章においては、地震国である我が国にとって特に考慮すべき、レベル2地震動に対する、ひずみ空間における多重せん断モデルによる動的有効応力解析を行って、廃棄部埋立護岸の性能を評価する方法を提示した。管理型廃棄物埋立護岸は耐震強化施設には指定されていないが、漏水による影響から、レベル2地震動に対する耐震性能を評価することが求められる。一方で、今後も発生が懸念される大規模な災害（地震・風水害）による災害廃棄物の受け入れによる復興支援の要としても重要であることを強調した。

本研究では、レベル2地震動に対する埋立護岸および遮水工の耐震性能を、有限要素法による2次元動的有効応力解析手法“FLIP”により評価した。さらにこの結果にもとづき、2次元および3次元静的全応力解析手法“ALID”を用いて、遮水矢板の性能評価を行った。その結果、ポリ塩化ビニル(PVC)、直鎖状ポリエチレン(LLDPE)などを用いた遮水シートは健全性が保たれるが、遮水矢板では隅角部における応力集中によって鋼材の塑性変形が生じることが分かった。そこで、隅角部における応力集中に対処するため、維持管理に際して隅角部周辺で綿密な臨時点検・診断を行うよう注意を喚起した。

参考文献

- 1) (社) 日本港湾協会(2007) : 港湾の施設の技術上の基準・同解説, 1485p.
- 2) (財) 港湾空間高度化環境研究センター(2008) : 管理型廃棄物埋立護岸設計・施工・管理マニュアル (改訂版), 134p.
- 3) 内閣(2008) : 廃棄物処理施設整備計画 (閣議決定), 12p.
- 4) 石原研而(1976) : 土質動力学の基礎, 鹿島出版会, 303p.
- 5) (社) 地盤工学会(2007) : 地盤の動的解析-基礎理論から応用まで-, pp. 53-116.
- 6) (財) 沿岸開発技術研究センター(1997) : 埋立地の液状化対策ハンドブック (改訂版), 421p.
- 7) Iai, S, Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1990a) : Strain Space Plasticity for Cyclic Mobility, *Report of Port and Harbor Research Institute*, vol.29, No.4, pp.27-56.
- 8) Iai, S., Matsunaga, Y. and Kameoka, T. (1990b) : Parameter Identification for a Cyclic Mobility Model, *Report of Port and Harbor Research Institute*, vol.29, No.4, pp.57-83.
- 9) Towhata, I. and Ishihara, K. (1985) : Modeling soil behavior under principal stress axes rotation, *Fifth International Conference on Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya*, pp.523-530.
- 10) 井合 進, 亀岡知弘(1991) : 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, pp.349-379.
- 11) Ichii, K., Iai, S. and Morita, T. (1998) : Performance of the Quay Walls with High Seismic Resistance, *Report of Port and Harbor Research Institute*, vol.37, No.4, pp.79-112.
- 12) Iai, S. (1991) : A Strain Space Multiple Mechanism Model for Cyclic Behavior of Sand and Its Application, (論文内容の要旨), 東京大学博士論文, 4p.
- 13) 小堤 治(2003) : 液状化地盤上の地盤・構造物系の地震被害推定に関する数値解析法の研究, 京都大学博士論文, 268p.
- 14) Zienkiewicz, O.C. and Bettiss, P. (1982) : Soil and Other Saturated Media under Transient, Dynamic Conditions; General Formulation and the Validity Various Simplifying Assumptions. *Soil Mechanics and Cyclic Loads*, pp.1-16, John Wiley & Sons.
- 15) 森田年一, 井合 進, Liu, H., 佐藤幸博(1997) : 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, 港研資料 No.869, 36p.
- 16) Koerner, R.M. (2005) : *Designing With Geosynthetics*, Fifth Ed., pp.428-629, Pearson Prentice Hall.
- 17) 狩野真吾, 諸星一信, 小田勝也, 近藤三樹郎(2003) : 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, 23p.
- 18) 狩野真吾, 小田勝也, 吉田 誠, 三藤正明(2004) : 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 回廃棄物学会研究発表会講演論文集, pp.1131-1133.
- 19) 長尾 毅, 近藤三樹郎, 宮田正史, 西守男雄, 菅野高弘(2002) : 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, pp.1943-1944.
- 20) 宮田正史, 永治勇吉, 長尾 毅, 田中 剛, 小浜英司(2002) : 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, pp.1945-1946.
- 21) 安田 進, 吉田 望, 安達健司, 規矩大義, 五瀬伸吾, 増田民夫(1999) : 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.
- 22) 安間 清, 津国 正一(2005) : 廃棄物処分場護岸隅角部での遮水矢板の耐震性能に関する解析的考察, 土木学会論文集 No. 806/III 73, pp.13-31.
- 23) 足立一美(2011) : 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, 日本流体力学会年会講

演拡張要旨集 (CD-ROM) .

24) 例えば, 木原諄二 (1986) : 材料技術者のための弾塑性力学, pp.49-53, 丸善.

第 5 章

既設港湾構造物の安全性の評価

5.1 概説

現在までほとんどすべての構造物が、安全率によって設計されてきた。ところが第2章で述べたように、近年、性能設計法および信頼性設計法による体系へと転換がなされた¹⁾。信頼性設計法は、構造物が保有すべき性能（安全性）を照査する手段として、構造物への作用力に対する破壊確率を求め、これが十分に小さい値となっていることを確認する設計法である。

既設港湾構造物の維持管理の視点から安全性の評価を行うためには、今後ともその構造物の設計条件すなわち安全率と向き合うことが必要となることから、性能設計法および信頼性設計法による体系と、安全率にもとづく設計体系（性能規定に対して、仕様規定と呼ばれる。）との整合が、既設港湾構造物の側からなされることが必要である。このような観点から本章においては、既設港湾構造物の安全性の評価について論じる。

構造物の滑動などの破壊モードの安全性を検証する方法には、その信頼度を示す表現方法により次節において述べるレベル3、レベル2、レベル1の3つのレベルに分けられる。

5.2 信頼性設計法の概要²⁾

(1) レベル3

各設計因子の従う確率密度関数の同時密度関数の多重積分を、各設計因子の独立性によって、各設計因子の積の多重積分に置き換えて、構造物の破壊確率を計算する方法である。

(2) レベル2

レベル3で必要となる、設計因子の数だけの多重積分を回避をできる方法である。構造物の抵抗力 R と作用力 S の差によって性能関数を定義し ($Z=R-S$)、 R と S がともに正規分布に従うものとして性能関数 Z の確率密度関数を、正規分布の再生性によって容易に求める方法である。取り扱い易さの大きな利点があるが、性能関数の定義によって破壊確率が異なるという困った問題を内包しており、実用化に至らなかった。この問題は、性能関数 Z を破壊点の回りでテイラー展開することによって克服されている。性能関数の確率密度関数の平均と標準偏差の比は、「信頼性指標 β 」と呼ばれ、これを用いて構造物の破壊確率が信頼性指標 β の標準正規累積分布関数を計算することによって求められる。

破壊モード i に対する性能関数がある任意の点まわりで、テイラー展開して、1次の項で打ち切ると、次のように表される。

$$Z_i = g_i(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) + \sum_{j=1}^n (X_j - x_j^*) \frac{\partial g_i}{\partial x_j} \Big|_{x^*} \quad (5.1)$$

5.2 信頼性設計法の概要

ここで、 $\partial g_i / \partial x_j |_{x^*}$ は、性能関数 $g(x_1, x_2, \dots, x_n)$ の x_j に関する偏微分に、 $x^* = (x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$ を代入することによって得られる値である。次の3つの式を解いて、破壊点 $x^* = (x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*)$ が求められる。

$$g_i(x_1^*, x_2^*, \dots, x_n^*) = 0 \quad (5.2)$$

$$x_j^* = \mu_{x_j} - \alpha_j \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} \sigma_{x_j} : j = 1, 2, \dots, n \quad (5.3)$$

$$\alpha_j = \frac{(\frac{\partial g_i}{\partial x_j} |_{x^*}) \sigma_{x_j}}{[\sum_{j=1}^n (\frac{\partial g_i}{\partial x_j} |_{x^*})^2 \sigma_{x_j}^2]^{1/2}} : j = 1, 2, \dots, n \quad (5.4)$$

この破壊点において、次式の信頼性指標 β を求めれば、

$$\text{信頼性指標 } \beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\sum_{j=1}^n (\frac{\partial g_i}{\partial x_j} |_{x^*}) (\mu_{x_j} - x_j^*)}{\sum_{j=1}^n \alpha_j (\frac{\partial g_i}{\partial x_j} |_{x^*}) \sigma_{x_j}} \quad (5.5)$$

破壊確率は、

$$P_{zf} = 1 - \Phi(\mu_Z / \sigma_Z) = 1 - \Phi(\beta) \quad (5.6)$$

で求められる。ここに、 Φ は標準正規累積分布関数である。

(3) レベル 1

個々の設計因子に「部分係数」と呼ばれる値を乗じて、全体の安全性を評価する方法である。部分係数の算定は、個々の設計因子の母数を用いてレベル2の方法によってなされる。許容信頼性指標を β_a とすると、つぎのようになる。

$$\beta_a \leq \beta = \sigma_Z / \mu_Z \quad (5.7)$$

性能関数 Z の標準偏差 σ_Z を次式によって、線形化近似する。このとき、定数 α の値は抵抗力 R の標準偏差 σ_R および作用力 σ_S の値によって変化し、例えば図-5.1のようになる。 α は、0.70~0.75値を用いればよいとされている。

$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2} \cong \alpha(\sigma_R + \sigma_S) \quad (5.8)$$

この線形化近似を用いて設計因子が正規分布に従うときの信頼性指標を、次のように表すことができる。

$$\beta_a \leq \beta = \mu_Z / \sigma_Z = \frac{\mu_R - \mu_S}{\alpha(\sigma_R + \sigma_S)} \quad (5.9)$$

$$\alpha(\sigma_R + \sigma_S) \beta_a \leq \mu_R - \mu_S \quad (5.10)$$

作用力を左辺に、抵抗力を右辺に移項してまとめると、

$$(5.11)$$

$$-\alpha\sigma_s\beta_a + \mu_s \leq \mu_R + \alpha\sigma_R\beta_a \quad (5.11)$$

$$\mu_s - \alpha\sigma_s\beta_a \leq \mu_R + \alpha\sigma_R\beta_a \quad (5.12)$$

$$(1 - \alpha \frac{\sigma_s}{\mu_s} \beta_a) \mu_s \leq (1 + \alpha \frac{\sigma_R}{\mu_R} \beta_a) \mu_R \quad (5.13)$$

$$(1 - \alpha V_s \beta_a) \mu_s \leq (1 + \alpha V_R \beta_a) \mu_R \quad (5.14)$$

ここで、 $V_s = \sigma_s/\mu_s$:作用力の変動係数、 $V_R = \sigma_R/\mu_R$:抵抗力の変動係数である。
さらに変形して、

$$\{(1 - \alpha V_s \beta_a) \frac{\mu_s}{S_D}\} S_D \leq \{(1 + \alpha V_R \beta_a) \frac{\mu_R}{R_D}\} R_D \quad (5.15)$$

$$\{(1 - \alpha V_s \beta_a) \frac{\mu_s}{S_D}\} = \gamma_s \quad (5.16)$$

$$\{(1 + \alpha V_R \beta_a) \frac{\mu_R}{R_D}\} = \gamma_D \quad (5.17)$$

と置くと、

$$\gamma_s S_D \leq \gamma_D R_D \quad (5.18)$$

ここで、 S_D :作用力 S の特性値、 R_D :抵抗力 R の特性値である。

すなわち、レベル1信頼性設計法は、①性能関数の標準偏差の線形化近似および②レベル2信頼性設計法によって得られた許容信頼性設計指標を用いた性能照査式の変形の2つの操作を基本とする設計法であると言える。

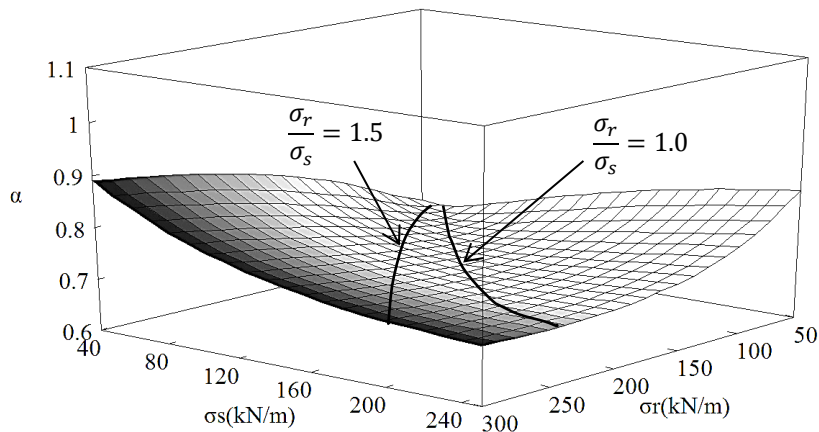


図-5.1 線形化のための比例定数 α の値

5.3 Z=R/S を用いた信頼性評価の導入

5.3.1 維持管理における確率評価の意義

5.3 Z=R/S を用いた信頼性評価の導入

従来の信頼性設計法は、その時代背景もあって星谷ら(1986)²⁾によれば、適正な維持管理がなされることを前提条件として、構造物の破壊確率にもとづいてより合理性に優れた設計法によって新たな構造物を建設することを志向している。これに対し既設構造物の適正な維持管理のために構造物の安全性を論じる場合には、それが設計された時の設計条件や安全率と向き合うことが必須となる。

例えば 1980 年代に整備された港湾・海岸構造物の設計においては、波浪観測データも乏しいなかで努力が重ねられ、被災を経験する度に設計条件の見直しなどが行われてきた。同時に現在では 30 年以上の波浪観測データの蓄積や解析手法の高度化が図られてきている(永井:2002)³⁾。

ここでいう維持管理は、日常的な維持補修のみではなく災害復旧や港湾法第 56 条の 2 の 2 に規定されている改良工事を必要とするような既設構造物の管理に主眼をおいている。

地球温暖化に伴う海象条件の変化については、必ずしも明確になっていないが、平石ら(2008)³⁾は、NOWPHAS 観測網(永井:2002)⁴⁾で整理された波浪観測データによる確率波高の変化を調べ、1970 年～1989 年の資料を用いた確率波高よりも、1990～2000 あるいは 1990～2005 年の資料を用いた確率波高はいずれの観測点でも大きくなるが、確率年を大きくしても近年の波高増大は説明できないことを明らかにした。気象の長期的なトレンドの影響もあるので、最近の観測資料だけで確率波高を計算し、ただちに設計波を見直すことは難しいが、地球温暖化の進行とともに近年顕著に現れる異常波を偶発波浪荷重として考慮し、単に確率年を変化させるだけでなく、構造物の安定に最も危険な作用、特に長周期波による波力の増大に対する注意を喚起した。

このような状況にかんがみ、本研究では既設構造物の安全率と信頼性設計法との橋渡しを試みるものである。

5.3.2 既設防波堤の被災遭遇確率に関する既往の研究

Takayama ら(1993)⁵⁾は、合田(1973)⁶⁾によるケーソン直立壁に作用する波力に関する実験結果および森平ら(1978,1979)^{7),8)}によるケーソンのコンクリートと捨石マウンドとの間の摩擦係数に関する大規模な実験結果を整理し、ケーソン式混成堤について波力が合田波力を 1.0 としたとき平均 0.91、変動係数 0.19、摩擦係数が平均 0.60×1.06 、変動係数 0.15 に従う正規分布で表されることを明らかにした。

図-5.2 に Takayama,ら(1993)⁵⁾によって求められた合田波力および摩擦係数の分布を示す。

河合ら(1997)⁹⁾は、供用中の多くの既設防波堤について、①沖波波高、②潮位、③波浪変形計算、④波力算定および⑤摩擦係数のばらつきを考慮して、レベル 3 の信頼性設計法によって被災遭遇確率を求めた。そして混成堤の滑動安全率 F_s と滑動遭遇確率 P_s と間には、平均的に式(5.20)に示す関係があることを明らかにした。

$$P_s = 10^{(1.45 - 2.05F_s)} \quad (5.20)$$

これから安全率 $F_s=1.2$ のとき、破壊確率は 0.0977 となる。

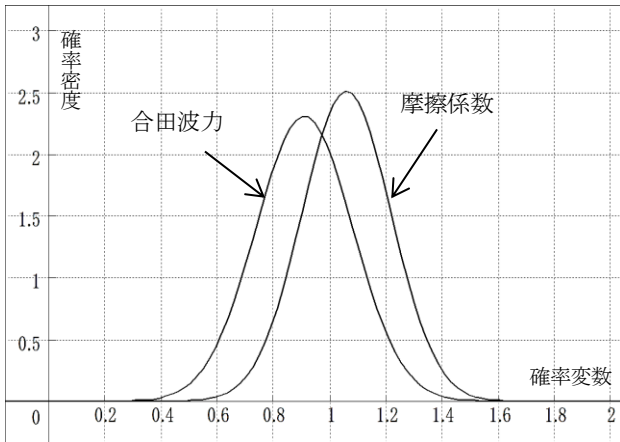


図-5.2 合田波力と摩擦係数の分布

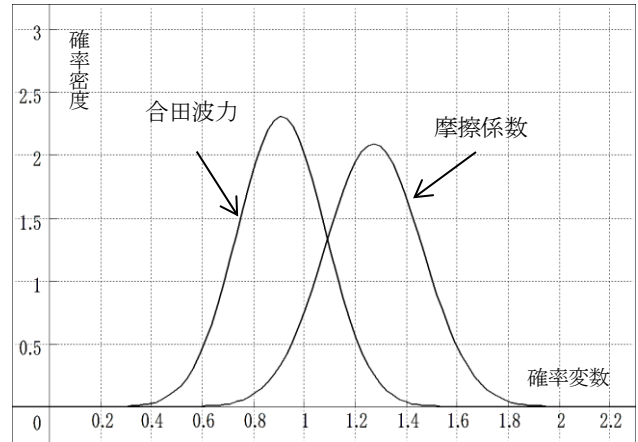


図-5.3 正規分布に従う合田波力と滑動抵抗力
(滑動安全率：1.2)

(3) 性能関数の定義と破壊確率の不変性

抵抗力 R を平均 μ_R ，分散 σ_R^2 ，作用力 S を平均 μ_S ，分散 σ_S^2 に従う正規確率変数とする．性能関数 Z を式 (5.21) で定義すれば， Z の確率密度関数は，「正規分布の再生性」(Reproduction) によって平均 $\mu_Z = \mu_R - \mu_S$ ，標準偏差 $\sigma_Z = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}$ の正規分布に従う．

$$Z = R - S \tag{5.21}$$

したがって Z の確率密度関数 $f(Z)$ は，式 (5.21) で表される．

$$f(Z) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_Z} \exp\left\{-\frac{(Z-\mu_Z)^2}{2\sigma_Z^2}\right\} \tag{5.22}$$

破壊確率 P_{Zf} は，式(5.23)で計算される．ただし， $Z=R-S<0$ のとき破壊するものとする．

$$P_{Zf} = \int_{-\infty}^0 f(Z) dz = \int_{-\infty}^0 \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma_Z} \exp\left(-\frac{(Z-\mu_Z)^2}{2\sigma_Z^2}\right) dz \tag{5.23}$$

$$u = \frac{Z-\mu_Z}{\sigma_Z} \tag{5.24}$$

とおくと，式(5.23)は

$$P_{Zf} = \int_{-\infty}^0 f(Z) dz = \int_{-\infty}^{\sigma_Z/\mu_Z} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}u^2\right) du = \int_{-\infty}^{\beta} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left(-\frac{1}{2}u^2\right) du \tag{5.25}$$

$$\beta = \sigma_Z/\mu_Z \tag{5.26}$$

5.3 Z=R/S を用いた信頼性評価の導入

すなわち、

$$P_{Zf} = \Phi(\beta) \quad (5.27)$$

ここで、 Φ は、標準正規累積分布関数である。信頼性指標 $\beta = \sigma_Z / \mu_Z$ は、2変数で線形の場合には容易に求められる。Takayamaら(1993)の前述の研究成果が長尾(2001,2002)^{10),11)}による港湾構造物の信頼性設計法に関する一連の研究において使われている。

Hasoferら(1974)¹²⁾は、多数の確率変数からなる非線形な性能関数を従来の平均値の回りのテイラー展開ではなく、破壊点(設計点)の回りでテイラー展開し、線形近似することによって性能関数の定義式にかかわらず、破壊確率が不変となることを示した。

再生性は、次のように定義される(例えば、稲垣(2003)¹³⁾)。

離散分布の確率関数や連続分布の密度関数の関数型は共通で、母数によって特徴づけられた分布の集合を分布族として考える：

$$\mathcal{F} = \{f(x|\theta) : \theta \in \Theta\}. \quad (5.28)$$

X, Y が独立でそれらの分布 F, G が \mathcal{F} に属するとき、和 $Z=X+Y$ の分布 H もまた \mathcal{F} に属するならば、 \mathcal{F} は再生性をもつという(差も同じ.)。

再生性をもつ分布族では、確率変数の和(差)の分布を求めるためには、分布型が分かっているから、母数さえ求めればよいので非常に楽である。正規分布の他、二項分布、ポアソン分布、ガンマ分布も再生性をもつ。

(4) 設計因子の確率密度関数とその母数

c を定数、 X を確率変数とするとき、期待値(平均) E と分散 V は次式となる。

$$E(cX) = cE(X) \quad (5.29)$$

$$V(cX) = c^2V(X) \quad (5.30)$$

この関係を用いて、**図-5.2** の確率密度関数を滑動安全率 1.2 に対する確率密度関数として示すと **図-5.3** が得られる。これから $P_{Zf} = 0.0980$ が得られる。

各設計因子が正規分布に従うものとしたときの、それぞれの母数は、**表-5.1** に示すとおりとなる。

(5) 滑動破壊モードに対する性能関数の定義

安全率にもとづく従来の設計法では、滑動破壊モードに対する安全率 F_S は式(5.31)で定義される。

$$F_S = \frac{f(W_c - W_b - U)}{P_G} \quad (5.31)$$

ここに、 f : 摩擦係数、 W_G : ケーソンの重量、 W_G : ケーソンに作用する浮力、 U : 揚圧力、 P_G : 合田波力。

さらに、図-5.4を参照して次のようになる。

$$W_G = \rho_c g (h' + h_c) B, \quad W_b = \rho_w g h' B \tag{5.32}$$

$$U = \frac{1}{2} P_u B \tag{5.33}$$

ここに、 ρ_c : ケーソンの密度, ρ_w : 海水の密度, g : 重力加速度, h' : 捨石マウンドの水深, h_c : 堤体の天端高, B : 堤体幅, P_u : 堤体前端における揚圧力。

式(5.11)は次のように書き表すことができる。

$$\begin{aligned} F_s &= \left(\frac{f}{P_G}\right) (W_C - W_b - U) \\ &= \left(\frac{f}{P_G}\right) \{(\rho_c - \rho_w)g\} \left(h_c \rho_c g - \frac{1}{2} P_u\right) B \end{aligned} \tag{5.34}$$

$$P_u = \alpha_1 \alpha_3 \rho_w g H_{max} \tag{5.35}$$

$$\alpha_1 = 0.6 + \frac{1}{2} \left\{ \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right\}^2 \tag{5.36}$$

$$\alpha_3 = 1 - \frac{h'}{h} \left\{ 1 - \frac{1}{\cosh(2\pi h/L)} \right\} \tag{5.37}$$

$$h_c = 0.6 H_{1/3} \tag{5.38}$$

$$H_{max} = 1.8 H_{1/3} \tag{5.39}$$

となる。

ケーソン天端高 h_c は、通常 $0.6 H_{1/3}$ とされているので、設計波高が決まればこの値は確率変数ではなく定数となる。したがって、具体的な設置水深、設計波高、設計波周期を与えれば、安全率は式(5.40)で表される

表-5.1 設計因子の平均と標準偏差(防波堤)

設計因子	河合ら(1997)		長尾(2002)		本研究		
	平均	標準偏差	平均	標準偏差	平均	標準偏差	
沖波	1	0.1	1	0.1	1	0	
波浪変形	0.87	0.09	0.97	0.04	1	0	
波力	0.88	0.22	0.91	0.1729	0.91	0.1729	
潮位	主要4分潮		1	0.4	1	0	
摩擦係数	1.06	0.16	1.06	0.159	1.06	0.159	
堤体の自重	R.C.	1	0	0.98	0.02	1	0
	N.C.			1.02	0.02		
	中詰砂			1.02	0.04		

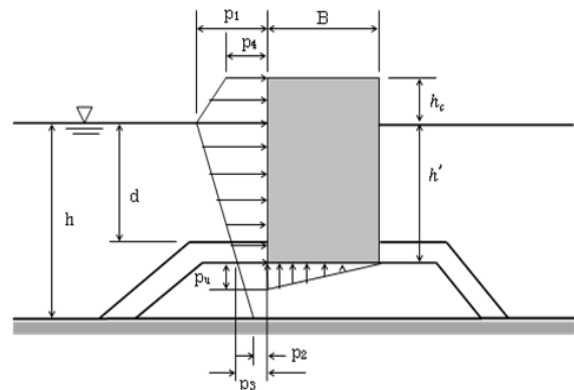


図-5.4 合田波力の算定図

$$F_s = \left(\frac{f}{P_G}\right)(C_1 + C_2 H_{1/3})gB \quad (5.40)$$

ここに、 C_1, C_2 : 設計条件によって定まる定数である。
 $(C_1 + C_2 H_{1/3})gB$ は、 $H_{1/3}$ の分布関数(例えばワイブル分布)になるが、その平均が安全率 1.2 と等しくなるように堤体幅 B が設計されていることになる。合田(2001)¹⁴⁾は信頼性設計で使用する極値分布を選定する際には関数形より歪み度パラメータ $\gamma_{50} = H_{50}/H_{10}$ が重要であることを示唆した。この値を求めるためには、例えば高田ら(2003)¹⁵⁾を参考にすることができる。

堤体の安定性に与える影響は、摩擦係数、合田波力および安全率が大きいので、ここでは、近似的に式(5.41)にもとづいて考察する。

$$F_s = 1.2\left(\frac{f}{P_G}\right) \quad (5.41)$$

(6) Z=R/S の従う確率密度関数

R を正規分布に従う確率変数で、その平均を μ_R 、標準偏差を σ_R とする。同様に、 S を正規分布に従う確率変数で、その平均を μ_S 、標準偏差を σ_S とする。このとき、性能関数 $Z=R/S$ が従う確率密度関数を求める。つまり、性能関数を安全率の定義式と等しくした場合について考察する。

数学的に厳密に言えば、まず R/S が確率密度関数となることを証明しなければならない。この証明は省略して結論を述べれば、 $Z=R/S$ は $S=0$ の場合を除き確率密度関数となる。なお、この証明については例えば、国沢(1966)¹⁶⁾を参照されたい。

確率変数 R, S は互いに独立であるとし、それぞれの確率密度関数を $g(r), h(s)$ とする。

$r/s = z, s = w$ とおくと、 $r = wz, s = w$ から
ヤコビアンは、

$$J(z, w) = \begin{vmatrix} \partial r / \partial z & \partial r / \partial w \\ \partial s / \partial z & \partial s / \partial w \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} w & z \\ 0 & 1 \end{vmatrix} = w \quad (5.42)$$

z, w の同時確率密度関数 $q(z, w)$ は、変数変換によって

$$q(z, w) = g(zw)h(w)|w| \quad (5.43)$$

である。したがって、 $Z=R/S$ の確率密度関数 $f(Z)$ は、

$$f(Z) = \int_{-\infty}^{\infty} q(z, w) dw = \int_{-\infty}^{\infty} g(zw)h(w)|w| dw \quad (5.44)$$

2変数の正規密度関数を代入して積分すれば、 $Z=R/S$ の確率密度関数 $f(Z)$ 得られることになるが、実際にはこの積分が容易ではない。

Fieller(1932)¹⁷⁾は、以下のようにして $Z=R/S$ の確率密度関数 $f(Z)$ を得た。
 任意の2変数からなる母集団

$$z = f(x,y) \tag{5.45}$$

における比

$$v = \frac{y}{x} \tag{5.46}$$

の分布を考える。

$$\text{ここで、} \int_{-\infty}^{+\infty} \int_{-\infty}^{+\infty} f(x,y) = 1 \tag{5.47}$$

v の与えられた値に対応する点(x, y)は、次の線の上に乗る。

$$y = vx \tag{5.48}$$

したがって、母集団の式(5.25)の確率変数は、範囲 $v_1 \leq v \leq v_2$ において位置する指標位置から

$$y = v_1x \tag{5.49}$$

位置

$$y = v_2x \tag{5.50}$$

まで

もし、 $v_1 = -\infty$ にとれば、この値は指数が v_2 を超えない確率である。 y 軸の大きさは、

$$V_2 = \int_0^{\infty} \int_{-\infty}^{v_2x} + \int_{-\infty}^0 \int_{v_2x}^0 f(x,y) dx dy \tag{5.51}$$

x と y の結合分布が正規分布のとき、

$$z = \frac{1}{2\pi\sigma_x\sigma_y\sqrt{1-r^2}} \exp \left[-\frac{1}{2} \frac{1}{1-r^2} \left\{ \left(\frac{x-\bar{x}}{\sigma_x} \right)^2 - 2r \frac{x-\bar{x}}{\sigma_x} \frac{y-\bar{y}}{\sigma_y} + \left(\frac{y-\bar{y}}{\sigma_y} \right)^2 \right\} \right] \tag{5.52}$$

式(5.51)から、次式が得られる。

$$V = \int_{a+b} \int \frac{1}{2\pi\sigma_x\sigma_y\sqrt{1-r^2}} \exp \left[-\frac{1}{2} \frac{1}{1-r^2} \left\{ \frac{x^2}{\sigma_x^2} - 2r \frac{x}{\sigma_x} \frac{y}{\sigma_y} + \frac{y^2}{\sigma_y^2} \right\} \right] dx dy \tag{5.53}$$

ここで、 a と b は、 x, y 平面の2つの領域である。

5.3 Z=R/S を用いた信頼性評価の導入

a と b の境界は、次の直線となる.

$$x + \bar{x} = 0 \quad (5.54)$$

$$y + \bar{y} = v(x + \bar{x}) \quad (5.55)$$

もし、 $x = \xi$, $y - vx = \eta$ と置けば、a と b に対応する ξ η 平面 は、次の直線で分けられる.

$$\xi + \bar{x} = 0 \quad (5.56)$$

$$\eta + \bar{y} - v\bar{x} = 0 \quad (5.57)$$

このようにして、変数の変換を行って次式が得られる.

$$V = \int_{\alpha+\beta} \int \frac{1}{2\pi\sigma_x\sigma_y\sqrt{1-r^2}} \exp\left(-\frac{1}{2}\chi^2\right) d\xi d\eta \quad (5.58)$$

ここで、

$$\chi^2 = \frac{1}{1-r^2} \left\{ \frac{\xi^2}{\sigma_x^2} - 2r \frac{\xi}{\sigma_x} \frac{\eta+v\xi}{\sigma_y} + \frac{(\eta+v\xi)^2}{\sigma_y^2} \right\} \equiv \frac{1}{1-\rho^2} \left\{ \frac{\xi^2}{\sigma_\xi^2} - 2\rho \frac{\xi}{\sigma_\xi} \frac{\eta}{\sigma_\eta} + \frac{\eta^2}{\sigma_\eta^2} \right\} \quad (5.59)$$

最後の恒等式から、次式が得られる.

$$\sigma_\xi^2(1-\rho^2) = \sigma_x^2\sigma_y^2(1-r^2)/(\sigma_y^2 - 2rv\sigma_x\sigma_y + v^2\sigma_x^2) \quad (5.60)$$

$$\sigma_\eta^2(1-\rho^2) = \sigma_y^2(1-r^2) \quad (5.61)$$

$$\frac{1}{\sigma_\xi\sigma_\eta} \frac{\rho}{1-\rho^2} = (r\sigma_y - v\sigma_x)/\sigma_x\sigma_y^2(1-r^2); \quad (5.62)$$

これらの方程式の最後の式を自乗して、他の2つの式を乗じれば、次式が得られる.

$$\rho^2 = (r\sigma_y - v\sigma_x)^2/(\sigma_y^2 - 2rv\sigma_x\sigma_y + v^2\sigma_x^2) \quad (5.63)$$

したがって、

$$1 - \rho^2 = (1 - r^2)\sigma_y^2/(\sigma_y^2 - 2rv\sigma_x\sigma_y + v^2\sigma_x^2) \quad (5.64)$$

$$\sigma_\xi = \sigma_\eta \quad (5.65)$$

$$\sigma_\eta = (\sigma_y^2 - 2rv\sigma_x\sigma_y + v^2\sigma_x^2)^{\frac{1}{2}} \quad (5.66)$$

$$\sigma_\xi\sigma_\eta\sqrt{1-\rho^2} = \sigma_x\sigma_y\sqrt{1-r^2} \quad (5.67)$$

次のように記述する.

$$X = \frac{\xi}{\sigma_\xi} = \frac{x}{\sigma_x} \quad (5.68)$$

$$Y = \frac{\eta}{\sigma_\eta} = \frac{y-vx}{(\sigma_y^2-2rv\sigma_x\sigma_y+v^2\sigma_x^2)^{\frac{1}{2}}} ; \quad (5.69)$$

xy 平面の a と b の部分に対応する XY 平面の 4 分円は、通常の角として、点 (-h, -k) をもつ。

ここで、

$$h = \frac{\bar{x}}{\sigma_x} \quad (5.70)$$

$$k = \frac{\bar{y} - v\bar{x}}{(\sigma_y^2 - 2rv\sigma_x\sigma_y + v^2\sigma_x^2)^{\frac{1}{2}}} \quad (5.71)$$

(5.58)式から、

$$V = \int_{A+B} \int \frac{\sigma_\xi\sigma_\eta}{2\pi\sigma_x\sigma_y\sqrt{1-\rho^2}} \exp\left[-\frac{1}{2}\frac{1}{1-\rho^2}\{X^2 - 2\rho XY + Y^2\}\right] dXdY \quad (5.72)$$

したがって、v より小さくない指数が得られる確率は、

$$C = 1 - V = \int_h^\infty \int_k^\infty + \int_{-h}^\infty \int_{-k}^\infty \frac{1}{2\pi\sqrt{1-\rho^2}} \exp\left[-\frac{1}{2}\frac{1}{1-\rho^2}\{X^2 - 2\rho XY + Y^2\}\right] dXdY \quad (5.73)$$

ここで、h と k は、式(5.70)と式(5.51)によって与えられる。；式(5.63)は、ρ の 2 つの値を

与える。；v → ∞ で、点 (h, k) → (x̄/σ_x, -x̄/σ_x)

1-V→0 にするために、次の値をとらなければならない。

$$\rho = (r\sigma_y - v\sigma_x)/(\sigma_y^2 - 2rv\sigma_x\sigma_y + v^2\sigma_x^2)^{1/2} \quad (5.74)$$

ρ の値が -1 から +1 の範囲にあり、h と k の正の値に対して； h と k がともに正でない時、積分を評価するために

$$\int_h^\infty \int_k^\infty Z(\rho) dXdY = \int_h^\infty \int_k^\infty \frac{1}{2\pi\sqrt{1-\rho^2}} \exp\left[-\frac{1}{2}\frac{1}{1-\rho^2}\{X^2 - 2\rho XY + Y^2\}\right] dXdY \quad (5.75)$$

次の関係を用いる。

$$\int_{-h}^\infty \int_k^\infty Z(\rho) dXdY = \int_k^\infty \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\{-Y^2\}\right] dY - \int_h^\infty \int_k^\infty Z(-\rho) dXdY \quad (5.76)$$

$$\int_h^\infty \int_{-k}^\infty Z(\rho) dXdY = \int_k^\infty \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\{-X^2\}\right] dX - \int_h^\infty \int_k^\infty Z(-\rho) dXdY \quad (5.77)$$

$$\int_{-h}^\infty \int_{-k}^\infty Z(\rho) dXdY = 1 - \int_h^\infty \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\{-X^2\}\right] dX - \int_k^\infty \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}\{-Y^2\}\right] dY + \int_h^\infty \int_k^\infty Z(\rho) dXdY \quad (5.78)$$

こうして、式(5.70)と式(5.71)によって与えられる h と k が、ともに正、または、ともに負のとき、次式が得られる。

$$C = 1 - \int_{|h|}^\infty + \int_{|k|}^\infty \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}x^2\right] dx + 2 \int_{|h|}^\infty \int_{|k|}^\infty Z(\rho) dXdY \quad (5.79)$$

一方で、h と k が反対の符号ならば、

5.3 Z=R/S を用いた信頼性評価の導入

$$C = 1 - \overline{\int_{|h|}^{\infty} + \int_{|k|}^{\infty}} \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \exp\left[-\frac{1}{2}x^2\right] dx - 2 \int_{|h|}^{\infty} \int_{|k|}^{\infty} Z(\rho) dX dY \quad (5.80)$$

V を v について微分することによって, v の頻度分布を得る.

h は v と共に変化しないので,

$$\frac{dV}{dv} = \frac{\partial V}{\partial \rho} \frac{\partial \rho}{\partial v} + \frac{\partial V}{\partial k} \frac{\partial k}{\partial v} \quad (5.81)$$

さらに,

$$\frac{\partial}{\partial \rho} \left\{ \frac{1}{2\pi\sqrt{1-\rho^2}} \exp\left[-\frac{1}{2} \frac{1}{1-\rho^2} (X^2 - 2\rho XY + Y^2)\right] \right\} = \frac{\partial^2}{\partial X \partial Y} \left\{ \frac{1}{2\pi\sqrt{1-\rho^2}} \exp\left[-\frac{1}{2} \frac{1}{1-\rho^2} (X^2 - 2\rho XY + Y^2)\right] \right\} \quad (5.82)$$

したがって, (3.73)式は

$$-\frac{dV}{d\rho} = 2 \frac{1}{2\pi\sqrt{1-\rho^2}} \exp\left[-\frac{1}{2} \frac{1}{1-\rho^2} (h^2 - 2\rho hk + k^2)\right] = \frac{1}{\pi\sqrt{1-\rho^2}} \exp\left[-\frac{1}{2} \frac{1}{1-\rho^2} \left(\frac{\bar{x}^2}{\sigma_x^2} - 2r \frac{\bar{x}}{\sigma_x} \frac{\bar{y}}{\sigma_y} + \frac{\bar{y}^2}{\sigma_y^2}\right)\right] \quad (5.83)$$

式(5.70), 式(5.71), 式(5.59)によって, 式(5.64)から

$$-\rho \frac{\partial \rho}{\partial v} = \sigma_x \sigma_y^2 (1-r^2) (r\sigma_y - v\sigma_x) / (\sigma_y^2 - 2rv\sigma_x\sigma_y + v^2\sigma_x^2)^2 \quad (5.84)$$

これから, 式(5.64), 式(5.74), 式(5.83)とともに, 次式が得られる.

$$\frac{\partial V}{\partial \rho} \frac{\partial \rho}{\partial v} = \frac{\sigma_x \sigma_y (1-r^2)}{\pi(\sigma_y^2 - 2rv\sigma_x\sigma_y + v^2\sigma_x^2)} \exp\left[-\frac{1}{2} \frac{1}{1-\rho^2} \left(\frac{\bar{x}^2}{\sigma_x^2} - 2r \frac{\bar{x}}{\sigma_x} \frac{\bar{y}}{\sigma_y} + \frac{\bar{y}^2}{\sigma_y^2}\right)\right] \quad (5.85)$$

式(5.71)から次式が得られる.

$$(\sigma_y^2 - 2rv\sigma_x\sigma_y + v^2\sigma_x^2)^{\frac{3}{2}} \frac{\partial k}{\partial v} = \sigma_y (r\bar{y}\sigma_x - \bar{x}\sigma_y) + v\sigma_x (r\bar{x}\sigma_y - \bar{y}\sigma_x) \quad (5.86)$$

式(5.73)から

$$\frac{dV}{dk} =$$

$$\frac{1}{2\pi\sqrt{1-\rho^2}} \left\{ \int_h^{\infty} \exp\left[-\frac{1}{2} \frac{1}{1-\rho^2} (x^2 - 2\rho xk + k^2)\right] dx -$$

$$\int_{-h}^{\infty} \int_h^{\infty} \exp\left[-\frac{1}{2} \frac{1}{1-\rho^2} (x^2 - 2\rho xk + k^2)\right] dx \right\} = \frac{1}{2\pi} \exp\left(-\frac{1}{2} k^2\right) \left\{ \int_{\frac{h-\rho k}{\sqrt{1-\rho^2}}}^{\infty} \exp\left[-\frac{1}{2} u^2\right] du - \int_{-\frac{h-\rho k}{\sqrt{1-\rho^2}}}^{\infty} \exp\left[-\frac{1}{2} u^2\right] du =$$

$$\frac{1}{\pi} \exp\left(-\frac{1}{2} k^2\right) \left\{ \int_0^{\frac{\rho k - h}{\sqrt{1-\rho^2}}} \exp\left[-\frac{1}{2} u^2\right] du \right\} \quad (5.87)$$

式(5.87)に h, k, ρ の値を入れて, 式(5.83), (5.85), (5.86) を用いて v の頻度分布が得られる.
すなわち,

$\Psi(v) =$

$$\frac{1}{\pi} \frac{\sigma_x \sigma_y (1-r^2)}{\sigma_y^2 - 2rv\sigma_x \sigma_y + v^2 \sigma_x^2} \exp \left[-\frac{1}{2} \frac{1}{1-\rho^2} \left(\frac{\bar{x}^2}{\sigma_x^2} - 2r \frac{\bar{x}}{\sigma_x} \frac{\bar{y}}{\sigma_y} + \frac{\bar{y}^2}{\sigma_y^2} \right) \right] + \exp \left[-\frac{1}{2} \frac{(\bar{y}-v\bar{x})^2}{(\sigma_y^2 - 2rv\sigma_x \sigma_y + v^2 \sigma_x^2)} \right] \frac{\sigma_y (r\bar{y}\sigma_x - \bar{x}\sigma_y) + v\sigma_x (r\bar{x}\sigma_y - \bar{y}\sigma_x)}{\pi(\sigma_y^2 - 2rv\sigma_x \sigma_y + v^2 \sigma_x^2)^{\frac{3}{2}}} \times$$

$$\int_0^{\frac{\sigma_x \sigma_y (1-r^2)}{(\sigma_y^2 - 2rv\sigma_x \sigma_y + v^2 \sigma_x^2)^{\frac{1}{2}}} \exp(-\frac{1}{2} u^2) du \quad (5.88)$$

$w, \bar{x} = \theta_2, \bar{y} = \theta_1, \sigma_x = \sigma_2, \sigma_y = \sigma_1$, とおくと,

 $\Psi(w) =$

$$\frac{1}{\pi} \frac{\sigma_2 \sigma_1 (1-\rho^2)}{\sigma_1^2 - 2\rho w \sigma_2 \sigma_1 + w^2 \sigma_2^2} \exp \left[-\frac{1}{2} \frac{1}{1-\rho^2} \left(\frac{\theta_2^2}{\sigma_2^2} - 2\rho \frac{\theta_2 \theta_1}{\sigma_2 \sigma_1} + \frac{\theta_1^2}{\sigma_1^2} \right) \right] +$$

$$\exp \left[-\frac{1}{2} \frac{(\theta_1 - w\theta_2)^2}{(\sigma_1^2 - 2\rho w \sigma_2 \sigma_1 + w^2 \sigma_2^2)} \right] \frac{\sigma_1 (\rho \theta_1 \sigma_2 - \theta_2 \sigma_1) + w \sigma_2 (\rho \theta_2 \sigma_1 - \theta_1 \sigma_2)}{\pi(\sigma_1^2 - 2\rho w \sigma_2 \sigma_1 + w^2 \sigma_2^2)^{\frac{3}{2}}} \times \int_0^{\frac{\sigma_2 \sigma_1 (1-\rho^2)}{(\sigma_1^2 - 2\rho w \sigma_2 \sigma_1 + w^2 \sigma_2^2)^{\frac{1}{2}}} \exp(-\frac{1}{2} u^2) du \quad (6.89)$$

$$\Psi(w) = \frac{1}{\pi} \frac{\sigma_2 \sigma_1 (1-\rho^2)}{\sigma_1^2 - 2\rho w \sigma_2 \sigma_1 + w^2 \sigma_2^2} \exp \left[-\frac{1}{2} \frac{1}{1-\rho^2} (c) \right] + \exp \left[-\frac{1}{2} \frac{(\theta_1 - w\theta_2)^2}{(\sigma_1^2 - 2\rho w \sigma_2 \sigma_1 + w^2 \sigma_2^2)} \right] \frac{\sigma_1 (\rho \theta_1 \sigma_2 - \theta_2 \sigma_1) + w \sigma_2 (\rho \theta_2 \sigma_1 - \theta_1 \sigma_2)}{\pi(\sigma_1^2 - 2\rho w \sigma_2 \sigma_1 + w^2 \sigma_2^2)^{\frac{3}{2}}} \times$$

$$\int_0^{\frac{\sigma_2 \sigma_1 (1-\rho^2)}{(\sigma_1^2 - 2\rho w \sigma_2 \sigma_1 + w^2 \sigma_2^2)^{\frac{1}{2}}} \exp(-\frac{1}{2} u^2) du \quad (5.90)$$

$$\Psi(w) = \frac{1}{\pi} \frac{(1-\rho^2)}{(\frac{\sigma_1}{\sigma_2} - 2\rho w + \frac{w^2 \sigma_2}{\sigma_1})} \exp \left[-\frac{1}{2} \frac{1}{1-\rho^2} (c) \right] + \exp \left[-\frac{1}{2} \frac{(\theta_1 - w\theta_2)^2}{(\sigma_1^2 - 2\rho w \sigma_2 \sigma_1 + w^2 \sigma_2^2)} \right] \frac{\sigma_1 (\rho \theta_1 \sigma_2 - \theta_2 \sigma_1) + w \sigma_2 (\rho \theta_2 \sigma_1 - \theta_1 \sigma_2)}{\pi(\sigma_1^2 - 2\rho w \sigma_2 \sigma_1 + w^2 \sigma_2^2)^{\frac{3}{2}}} \times$$

$$\int_0^{\frac{\sigma_2 \sigma_1 (1-\rho^2)}{(\sigma_1^2 - 2\rho w \sigma_2 \sigma_1 + w^2 \sigma_2^2)^{\frac{1}{2}}} \exp(-\frac{1}{2} u^2) du \quad (5.91)$$

 $\Psi(w) =$

$$\frac{1}{\pi} \frac{(1-\rho^2)}{\sigma_1 \sigma_2 \left(\frac{1}{\sigma_2^2} - \frac{2\rho w}{\sigma_1 \sigma_2} + \frac{w^2}{\sigma_1^2} \right)} \exp \left[-\frac{1}{2} \frac{1}{1-\rho^2} (c) \right] +$$

$$\exp \left[-\frac{1}{2} \frac{(\theta_1 - w\theta_2)^2}{(\sigma_1^2 - 2\rho w \sigma_2 \sigma_1 + w^2 \sigma_2^2)} \right] \frac{\sigma_1 (\rho \theta_1 \sigma_2 - \theta_2 \sigma_1) + w \sigma_2 (\rho \theta_2 \sigma_1 - \theta_1 \sigma_2)}{\pi \sigma_2 \sigma_1 \left(\sigma_1 / \sigma_2 - 2\rho w + w^2 \sigma_2 / \sigma_1 \right) (\sigma_1^2 - 2\rho w \sigma_2 \sigma_1 + w^2 \sigma_2^2)^{\frac{1}{2}}} \times$$

$$\int_0^{\frac{\sigma_2 \sigma_1 (1-\rho^2)}{(\sigma_1^2 - 2\rho w \sigma_2 \sigma_1 + w^2 \sigma_2^2)^{\frac{1}{2}}} \exp(-\frac{1}{2} u^2) du \quad (5.92)$$

$$f(z) = \frac{b(z)d(z)}{\sqrt{2\pi}\sigma_R\sigma_S a(z)^3} \left[\Phi \left\{ \frac{b(z)}{\sqrt{(1-\rho^2)}a(z)} \right\} - \Phi \left\{ -\frac{b(z)}{\sqrt{(1-\rho^2)}a(z)} \right\} \right] + \frac{\sqrt{(1-\rho^2)}}{\pi\sigma_R\sigma_S a(z)^2} \exp \left\{ -\frac{c}{2(1-\rho^2)} \right\} \quad (5.93)$$

$$\text{ここ} \text{で, } a(z) = \left(\frac{z^2}{\sigma_R^2} - \frac{2\rho z}{\sigma_R \sigma_S} + \frac{1}{\sigma_S^2} \right)^{\frac{1}{2}}, \quad b(z) = \left(\frac{\mu_R z}{\sigma_R} - \frac{\rho(\mu_R + \mu_S z)}{\sigma_R \sigma_S} + \frac{\mu_S}{\sigma_S} \right),$$

$$c = \frac{\mu_R^2}{\sigma_R^2} - \frac{2\rho(\mu_R \mu_S)}{\sigma_R \sigma_S} + \frac{\mu_S^2}{\sigma_S^2}, \quad d(z) = \exp \left\{ -\frac{b(z)^2 - ca(z)^2}{2(1-\rho^2)a(z)^2} \right\}$$

5.3 Z=R/S を用いた信頼性評価の導入

変数間に相関がない場合には，上式で $\rho = 0$ とおいて，

$$f(z) = \frac{b(z)d(z)}{\sqrt{2\pi}\sigma_R\sigma_S a(z)^3} [\Phi\{b(z)/a(z)\} - \Phi\{-b(z)/a(z)\}] + \frac{\sqrt{(1-\rho^2)}}{\pi\sigma_R\sigma_S a(z)^2} \exp\left(\frac{c}{2}\right) \quad (5.94)$$

$$\text{ここに, } a(z) = \left(\frac{z^2}{\sigma_R^2} + \frac{1}{\sigma_S^2}\right)^{\frac{1}{2}}, \quad b(z) = \left(\frac{\mu_R z}{\sigma_R^2} + \frac{\mu_S}{\sigma_S^2}\right),$$

$$c = \frac{\mu_R^2}{\sigma_R^2} + \frac{\mu_S^2}{\sigma_S^2}, \quad d(z) = \exp\left\{-\frac{b(z)^2 - ca(z)^2}{2a(z)^2}\right\}$$

(7) 具体的な計算例

式(5.94)によって計算した，安全率が 1.2 の場合の $Z=R/S$ の確率密度関数を図-5.5 に示す．このとき Z の平均 μ_Z および破壊確率 P_{zf} は，式(5.95)および式(5.96)で計算される．ただし， $Z=R/S < 1$ のとき破壊するものとする．

$$\int_{-\infty}^{\mu_Z} f(z) dz = 0.5 \quad (5.95)$$

$$P_{zf} = \int_{-\infty}^1 f(z) dz \quad (5.96)$$

これから $\mu_Z = 1.398$ および $P_{zf} = 0.0799$ が得られる．

次に再び，防波堤の波力に対する性能関数を，安全率と同じく式(5.97)で定義した場合について，さらに考察を深める．

$$Z = \frac{f(W - U)}{P} \quad (5.97)$$

ここで， f ：堤体と捨石マウンドとの摩擦係数， W ：浮力を差し引いた堤体の重量， U ：揚圧力， P ：水平波力（合田波力）．

a. 設計因子の確率密度関数とその母数

ここでは(1)摩擦係数，(2)堤体重量，(3)揚圧力，(4)水平波力（合田波力）はすべて正規分布に従うものとし，その母数は合田(2008)¹⁸⁾に倣い，表-1 に示すとおりとした．なお，海底勾配 1/100 の海域において，水深-13m，捨石マウンドの天端高-9.0m 上に設置されたケーソン式混成防波堤を想定し，再現期間 50 年の波に対する滑動安全率を 1.20 としている．

表-5.2 設計因子とその母数

設計因子	単位	記号	設計値	標準偏差	相対比率	変動係数
摩擦係数		f	0.636	0.095	1.06	0.15
直立部重量	kN/m	W	3720	74.4	1.02	0.02
揚圧力	kN/m	U	547	131	0.77	0.24
水平波力	kN/m	P	1130	271	0.77	0.24

b. 具体的な計算例

表-5.2 に従って、以下に具体的な計算例を示す。W と U が独立のとき $W - U$ の平均は、正規分布の再生性によって、 $E[W-U]=E[W]-E[U]=3137$ となる。さらに、分散も正規分布の再生性によって $V[W-U]=V[W] + V[U] = 22696.36$ となるから標準偏差は、 $\sqrt{22696.36}=150.7$ (kN/m) となる。 $f(W - U)$ の平均は、確率変数 X と Y が独立のとき、

$$E[XY]=E[X]E[Y] \tag{5.98}$$

の関係を用いて、 $E[f(W - U)] = E[f]E[W - U] = 1995.1$ となる。
また分散は、次式の関係¹⁹⁾を用いて、

$$V[XY] = \{E[X]\}^2V[Y] + \{E[Y]\}^2V[X] + V[X]V[Y] \tag{5.99}$$

$V[f(W - U)] = \{E[f]\}^2V[W - U] + \{E[W - U]\}^2V[f] + V[f]V[W - U] = 45308.7$ が得られる。これから、標準偏差は、 $\sqrt{45308.7}=212.9$ (kN/m) となる。

以上によって、 $f(W - U)$ の平均と分散は明らかになったが、その確率密度関数の分布形が不明である。そこで、Box-Muller 法を用いて各設計因子について 10,000 個の正規乱数を発生させたモンテカルロ法(M.C.S.)によってこれを計算すると、図-1 に示すようになる。これから、 $f(W-U)$ を正規分布 $f(x)=\frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\{-\frac{(x-\mu)^2}{2\sigma^2}\}$ で近似できることが分かった。

ここで、標準偏差 $\sigma = \sqrt{V[f(W - U)]}=212.9$ (kN/m)、平均 $\mu = E[f(W - U)]=1995.1$ (kN/m) である。

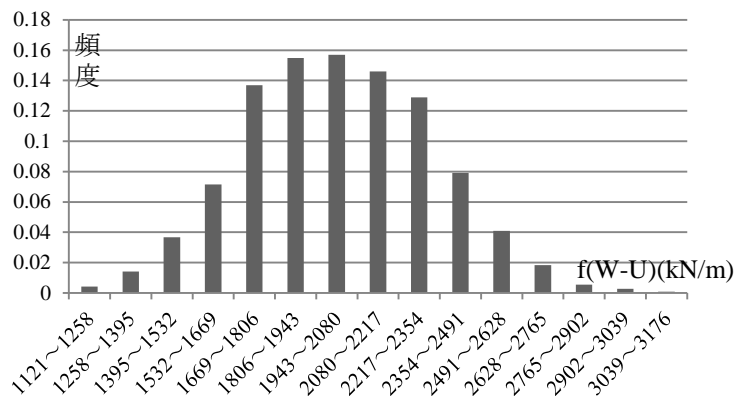


図-5.5 M.C.S による $f(W-U)$ の分布

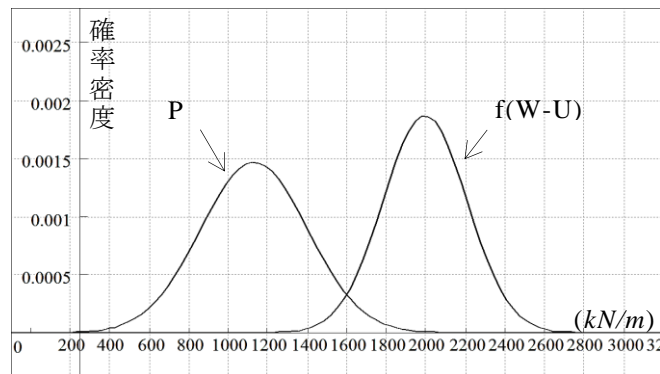


図-5.6 正規分布に従う合田波力と滑動抵抗力

5.3 Z=R/S を用いた信頼性評価の導入

$f(W-U)$ と P との相関係数は,

$$\rho = \frac{E[f(W-U)P] - E[f(W-U)]E[P]}{\sqrt{V[f(W-U)]}\sqrt{V[P]}} = \frac{E[f(W-U)P] - 1237.02 * 687}{\sqrt{38053.9} * 165}$$

上式の分子の $E[f(W-U)P]$ をモンテカルロ法(M.C.S)によって求めると, $E[f(W-U)P]=706196$ となるから

$$\rho = \frac{E[f(W-U)P] - E[f(W-U)]E[P]}{\sqrt{V[f(W-U)]}\sqrt{V[P]}} = 0.0219$$

したがって, $f(W-U)$ と P は相関がないことが確認できた. このとき性能関数 Z の平均 μ_z および破壊確率 P_{zf} は, 式(5.96)で計算される. ただし, $Z=R/S < 1$ のとき破壊するものとする.

これから $\mu_z = 1.77$ および $P_{zf} = 0.0156$ が得られる.

以上の計算は再現期間 50 年の設計波高に対する安全率を 1.2 としたときの滑動破壊確率である.

防波堤の耐用年数 50 年間の滑動確率を計算するためには, 再現期間 10~100 年程度の来襲波に対する滑動確率を考慮する必要がある. これは, 長尾(2001)¹⁰⁾によって既に行われているよ

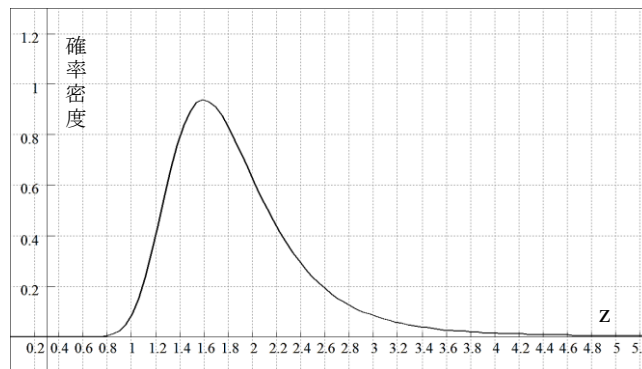


図-5.7 $Z = \frac{f(W-U)}{P}$ の確率密度関数

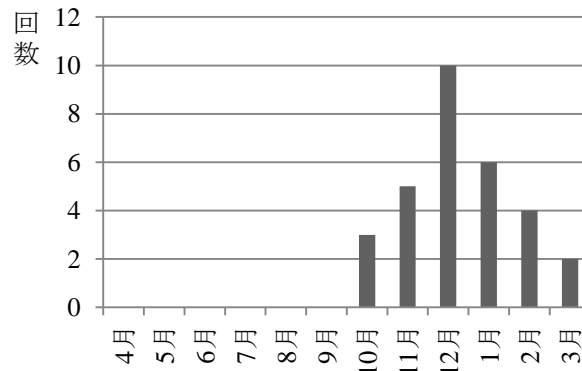


図-5.8 極大波の月別来襲回数 (文献 3)より作成)

うにポアソン分布に従うものとして求めることができる。ただし，“NOWPHAS”の波浪観測データの整理⁴⁾は、極大波高によるサンプリングが行われていることから、冬季風浪が卓越する海域においては高波の来襲が図-5.8に示すように冬季に集中する。したがって、時間間隔については海域ごとの検討が必要となる。

ここでは性能関数として安全率の算定式そのもの $Z=f(W-U)/P$ を採用し、その確率密度関数を求めて平均と破壊確率を直接に計算することを可能とした。

これによって既設港湾構造物の安全性の評価を可能にし、波力の増大や堤体の補強（改良）に対応することを可能にした。ここでは、波力に対する外的安定問題に限定して論述した。

本研究は、数理統計学にもとづいて信頼性設計法の新たな手法を構築したものであり、本手法を「レベル0（ゼロ）信頼性設計法」と名づけることとしたい。

d 護岸の滑動破壊モード

図-5.9に、護岸に作用する常時の外力を示す。

護岸の滑動破壊に対する安全率は、

$$F_S = f(W - P_B + E_v)/(E_H + R) \tag{5.100}$$

ここに、 f ：摩擦係数、 W ：ケーソンの重量、 P_B ：ケーソンに作用する浮力、 E_v ：鉛直土圧合力、 E_H ：水平土圧合力、 R ：残留水圧合力である。

常時の滑動に対する安全率の値は、1.2以上とされてきた。

議論を単純にするために、潮位差 (H.W.L.-L.W.L) が例えば0.5m程度と小さい日本海側の海岸を想定する。

残留水位は

$$R.W.L. = L.W.L. + (H.W.L. - L.W.L.)/3 \tag{5.101}$$

で表されるから、潮位差が小さいときには無視してよい。

波力に対する滑動の場合と同じようにして $Z=R/S$ の確率密度関数を求めると、図-5.10のとおりである。これから滑動に対する破壊確率を求めると、 $P_{Zf} = 0.1034$ が得られる。

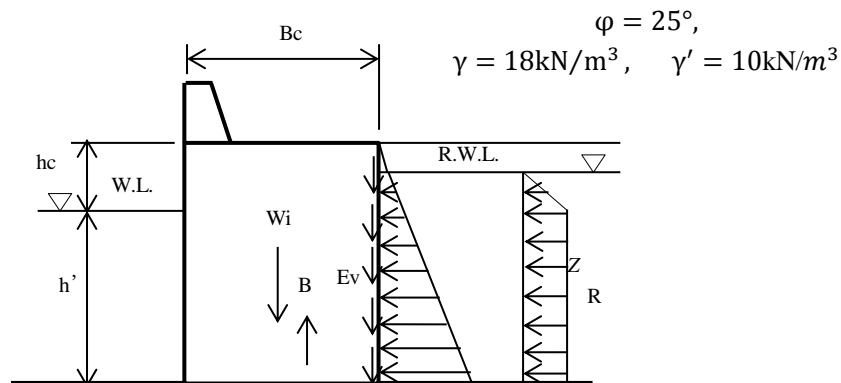


図-5.9 護岸に作用する常時の外力²⁰⁾

5.3 Z=R/S を用いた信頼性評価の導入

表-5.3 設計因子の平均と標準偏差(護岸)

設計因子	長尾(2001)		本研究	
	平均	標準偏差	平均	標準偏差
静的土圧	1	0.1	1	0.1
前面潮位	0.6	0.18	1	0
残留水位	1.1	0.22	1	0
摩擦係数	1.06	0.159	1.06	0.159
堤体の自重	R.C.	0.98	1	0
	N.C.	1.02		
	中詰砂	1.02		

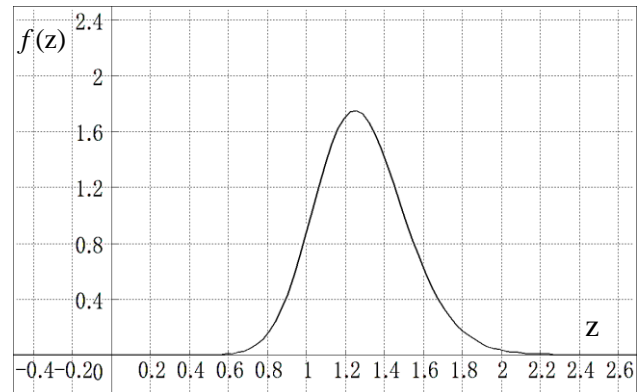


図-5.10 Z=R/S の確率密度関数
(常時土圧の滑動安全率：1.2)

5.4 結論

第5章においては、性能規定にもとづく設計法が港湾施設について採用され、その性能を照査するための手段として破壊確率にもとづく信頼性設計法が採用されたことから、既設構造物の維持管理の観点から、従来の安全率の確率を評価する方法を数理統計学にもとづいて初めて可能にした。本研究では性能関数 Z として従来の $Z=R-S$ に替えて、安全率そのもの $Z=R/S$ を採用し、その確率密度関数を求めて性能関数のテイラー展開を経ずに、数理統計学にもとづいて破壊確率を直接に計算することを初めて可能にした。これによって安全率によって設計された既設の港湾・海岸構造物の安全性と、現在の信頼性設計法との整合を図ることができた。そして、新たに提案したこの設計法を、「レベル0(ゼロ)信頼性設計法」と名づけることとした。ここで示した計算例は限られているが、今後さらなる研究および実務上の発展が期待できるものと考えられる。

本研究は現在の性能設計体系および信頼性設計法を、維持管理の視点から論じたもので、今後、重要性が増してくる既設構造物の安全性を、それが建設された当時の外力条件の変化とともに論じていくことの重要性について論じた。

参考文献

- 1) 日本港湾協会(2007)：港湾の施設の技術上の基準・同解説，1485p.
- 2) 星谷 勝・石井 清(1986)：構造物の信頼性設計法，鹿島出版会，208p.
- 3) 平石哲也・平山克也・加島寛章・春尾和人・宮里一郎(2008)：偶発波浪荷重による被害例とその特性，海岸工学論文集，第 55 巻，pp.981-985.
- 4) 永井紀彦(2002)：全国港湾海洋波浪観測 30 か年統計(NOWPHAS 1970-1999)，港湾空港技術研究所資料，No.1035, 388p.
- 5) Takayama,T. and N.Ikeda(1993)：Estimation of Sliding Failure Probability of Present Breakwater for Probabilistic Design, *Report of the Port and Barbour Research Institute*, Vol.31,No.5, pp.3-32.
- 6) 合田良実(1973)：防波堤の設計波圧に関する研究，港湾技術研究所報告，第 12 巻，第 3 号，pp.31-69.
- 7) 森平倫生・木原 力・堀川 洋(1978)：混成防波堤捨石マウウンドの摩擦係数について，第 25 回海岸工学論文集，pp.337-341.
- 8) 森平倫生・足立一美(1979)：混成防波堤捨石マウウンドの摩擦係数について（第 2 報），第 26 回海岸工学論文集，pp.446-450.
- 9) 河合弘泰・平石哲也・関本恒浩(1997)：防波堤堤体の不確定要因が被災遭遇確率に及ぼす影響，海洋開発論文集，Vol.13, pp.579-584.
- 10) 長尾 毅(2001)：ケーソン式岸壁の外的安定に関する信頼性設計手法の提案，国土技術政策総合研究所報告，No.4, 18p.
- 11) 長尾 毅(2002)：ケーソン式防波堤の外的安定に関する信頼性設計法の適用手法，国土技術政策総合研究所報告，No.2, 26p.
- 12) Hasofer, A.M. and N.C. Lind(1974)：Exact and Invariant Second-Moment Code Format, *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*, pp.111-120.
- 13) 稲垣宣生(2003)：数理統計学，p.62，裳華房.
- 14) 合田良実(2001)：防波堤の信頼性設計における極値分布の選択とその影響，海洋開発論文集，第 17 巻，pp.1-6
- 15) 高田悦子・諸星一信・平石哲也・永井紀彦・竹村慎治(2003)：我が国沿岸の波浪外力の分布，国土技術政策総合研究所資料，No.88, 132p.
- 16) 国沢清典(1966)：確率統計演習 1，pp.36-46，培風館.
- 17) Fieller, E.C.(1932)：The distribution of the index in a normal bivariate population. *Biometrika* 24, pp.428-440.
- 18) 合田良実(2008)：耐波工学，p.160.
- 19) Goodman,L.A.(1960):On the Exact Variance of Products, *Journal of the American Statistical Association*, pp.708-713.
- 20) 嘉門雅史・稲積真哉・乾 徹・勝見 武(2003)：矢板式廃棄物埋立護岸に対する構造安定性の評価，第 38 回地盤工学研究発表会，pp.2343-2344.

第6章

管理型廃棄物埋立護岸の空洞化に対する 現地調査法

6.1 内部空洞化の実態調査

6.1.1 高精度表面波探査

第2章で述べた現地踏査地点のひとつにおいて、永年にわたる波浪の来襲による吸出し等によって、内部に空洞の形成が懸念される廃棄物埋立護岸の水叩き部を対象として、カケヤによる人工起振動を用いて高精度表面波探査を実施した。表面波探査法は、人工的に発生させた表面波を受信計（地震計）により記録し、レイリー波の位相速度を求めた後、速度構造の逆解析をすることにより、S波速度構造を求める手法である^{1),2)}。媒質、つまり、堆積物の物性はS波速度構造と強い相関性を有するため、媒質の弾性係数の違いにもとづいて、堆積物の種別（粘性土あるいは砂質土）を概略的に判別することができる。なお、受信計の配置間隔を変えることにより、探査深度、分解能等を調節することができる（図-6.1）。

本調査で実施した高精度表面波探査では、受信計を24個用い、その設置間隔を1mとした。また、起振にはカケヤによる地表面打撃を利用し（写真-6.1）、起振間隔は1mとした。この探査システムにおける受信計間隔の適用範囲は、0.5~2.0m程度であり、それに対応する探査深度はおよそ6~20mである。この探査の場合、海上の廃棄物埋立護岸であるので、護岸に作用する波の振動の影響が懸念される。しかしながら、垂直加振のときには振源から1波長も離れば、分岐線積分の寄与は留数の数分の一になる³⁾。安全を見越せば、波長の3倍程度離れば分岐積分の寄与は無視することができる。

海上に造成された廃棄物埋立地において、護岸部の北西角に南北方向に50mの延長の測線を設定した。測線下のS波速度構造を図-6.2に示す。図中の暖色部分はS波速度が大きいことを示し、剛性率の大きい硬質土（砂礫など）の堆積をうかがわせる。寒色部分はS波速度が小さいことを示し、剛性率の小さい軟質土（泥など）の堆積が推定される領域である。同図より得られた結果を、以下に列挙する。

- ① 護岸内地盤の表層付近（深度-5.0m以浅）のS波速度は、120m/s~400m/sの値を示しており、砂質土の場合、S波速度が200m/sであれば、図-6.3⁴⁾により明らかなようにN値が15程度に相当するため、表層付近は比較的良質（硬質）な地盤が分布していることが推察される。
- ② 深度-7.5m付近にS波速度が120m/s程度の比較的軟質な土層が分布が見られる。
- ③ 深度-10m以深ではS波速度が300m/s以上の硬質な土層が分布していることが推察される。

表面波探査によって得られたS波速度構造と護岸の地盤構成との関係を知るため、予め得られていた台風による被災前（旧断面）と復旧後の断面の比較を行った。その結果、天端から深度-5.0mまでは復旧時に造成された捨石層であり、S波速度が大きい（300m/s程度）結果と整合する。また、

6.1 内部空洞化の実態調査

上記の②の軟質な土層が推察される部分を除くと、深度-7.5m以深ではS波速度が大きい地盤の存在が推察されたが、これは護岸基礎の捨石盛土をとらえたものと考えられる。これらのことを総合的に勘案すると、表面波探査によって護岸内の地盤構造を良好に測定できたことが分かる。

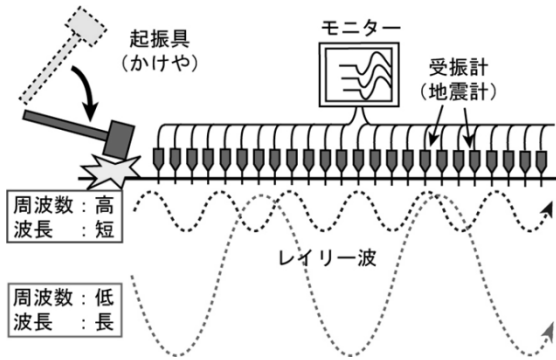


図-6.1 表面波探査法の模式図



写真-6.1 カケヤによる起振時の様子



写真-6.2 測線上に置かれた受信計



写真-6.3 受信計の拡大写真

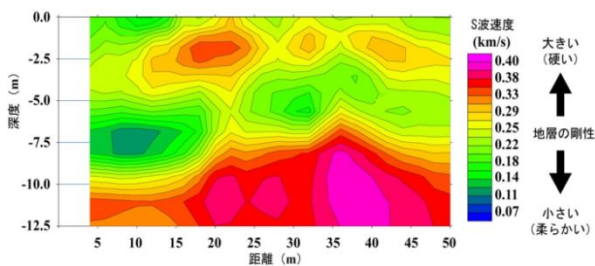


図-6.2 カケヤによるS波速度の測定結果

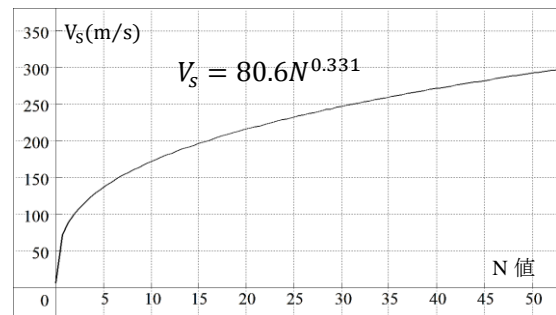


図-6.2 S波速度とN値の関係⁴⁾

6.1.2 地中レーダー(G.P.R.)による護岸内部の空洞探査

(1) 電磁波の伝搬

導電性媒質中(導電率 $\sigma \neq 0$)の電磁界(\mathbf{E} , \mathbf{H})は定常状態(時間因子 $e^{i\omega t}$)で、次の Maxwell の方程式を満足する⁵⁾。

$$\begin{aligned} \text{rot } \mathbf{E} &= -\mu \frac{\partial \mathbf{H}}{\partial t} \quad (\text{V/m}^2) \\ \text{rot } \mathbf{H} &= \sigma \mathbf{E} + \varepsilon \frac{\partial \mathbf{E}}{\partial t} \quad (\text{A/m}^2) \\ \text{div } \mathbf{D} &= \rho \quad (\text{V/m}^2) \\ \text{div } \mathbf{B} &= 0 \quad (\text{A/m}^2) \end{aligned} \quad (6.1)$$

ここに、

\mathbf{H} : 磁界の強さ, \mathbf{E} : 電界の強さ, $\mathbf{D} = \varepsilon \mathbf{E}$: 電束密度, \mathbf{B} : 磁束密度

電磁場が時間とともに正弦的に変化する場合、実数の正弦関数を用いて

$$\mathbf{E}(x, y, z, t) = \mathbf{E}(x, y, z) \cos \omega t \quad (6.2)$$

と表すよりも複素指数関数を用いて、

$$\mathbf{E}(x, y, z, t) = \mathbf{E}(x, y, z) \exp(j\omega t) \quad (6.3)$$

と表す方が便利である⁶⁾。この場合、 $\partial/\partial t$ を $j\omega$ に置き換えると、Maxwell の方程式は次のようになる。

$$\begin{aligned} \text{rot } \mathbf{E} &= -j\omega\mu \mathbf{H} \quad (\text{V/m}^2) \\ \text{rot } \mathbf{H} &= \sigma \mathbf{E} + j\omega\varepsilon \mathbf{E} \quad (\text{A/m}^2) \\ \text{div } \mathbf{E} &= \rho \quad (\text{V/m}^2) \\ \text{div } \mathbf{H} &= 0 \quad (\text{A/m}^2) \end{aligned} \quad (6.4)$$

電界が z 方向に進行する x 成分のみをもつと仮定すれば、Maxwell 方程式の解として次の平面波が得られる⁸⁾。

$$E_x(Z) = E_0 \exp(-jkz) \quad (6.5)$$

$$H_y(Z) = \frac{1}{Z_0} E_0 \exp(-jkz) \quad (6.6)$$

ここで

$$Z_0 = \frac{E_x}{H_y} = \left(\frac{\mu}{\varepsilon - j\frac{\sigma}{\omega}} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (6.7)$$

は物質のインピーダンスであり、電界と磁界の比率を表わしている。

複素表示では、時間依存性 $\exp(j\omega t)$ が省略されており、位相項 $(-jkz)$ が進行波であることを示している。つまり、 $\exp(-jkz)$ は z 軸の正方向に速度 ω/k で進む正弦波である。

また伝播定数は、次式で与えられる。

$$k = \omega \sqrt{\mu \varepsilon} \left(1 - \frac{j\sigma}{\omega \varepsilon} \right)^{\frac{1}{2}} = \beta - j\alpha \quad (6.8)$$

α (Np/m) は減衰定数、 β (rad/m) は位相定数であり、これらは媒質定数より次式で与えられる。

$$\begin{pmatrix} \alpha \\ \beta \end{pmatrix} = \left[\frac{\omega^2 \mu \varepsilon}{2} \left\{ \left(1 + \frac{\sigma^2}{\omega^2 \varepsilon^2} \right)^{\frac{1}{2}} \mp 1 \right\} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (6.9)$$

導電性媒質中で導電率は、誘電率とともに誘電正接 $\tan \delta = \sigma / \omega \varepsilon$ として現れる。媒質は $\tan \delta \ll 1$ のとき誘電性(不良導体)、 $\tan \delta \gg 1$ のとき導電性(良導体)である。地中レーダーは電磁波の波動としての性質を利用するため、 $\tan \delta \ll 1$ の条件の下で多く使用される⁶⁾。

誘電性物質 ($\tan \delta \ll 1$) で減衰定数、位相定数はそれぞれ次式で近似できる。

$$\alpha \cong \frac{\sigma}{2} \sqrt{\frac{\mu}{\varepsilon}}, \quad \beta \cong \omega \sqrt{\mu \varepsilon} \quad (6.10)$$

このとき電磁波は波動として伝播するから、波形は伝播しながら基本的に保存される。また電磁波の減衰率 α と速度 v は次式で与えられる。

$$\alpha = 1.64 \sigma \sqrt{\frac{\mu_r}{\varepsilon_r}} \times 10^3 \text{ (dB/m)} \quad (6.11)$$

$$v = \frac{\omega}{\beta} = \frac{1}{\sqrt{\varepsilon \mu}} = \frac{c}{\sqrt{\varepsilon_r \mu_r}} \text{ (m/s)} \quad (6.12)$$

ここに $c = 3 \times 10^8$ (m/s) は真空中の光速、 ε_r 、 μ_r は媒質の比誘電率、比透磁率である。

10MHz 以上では、ほとんどの地球構成物質が誘電性となる。レーダー分解能を向上させるためには使用する周波数は広域帯であることが望ましく、従って上限周波数も高い方が分解能は向上する。1GHz 以上では、主として媒質中の水の誘電損失により急激に減衰率が増加する。従って地中レーダーシステムでは計測目的に応じて、最大検知能力と分解能を同時に満足する周波数帯域を選択することが必要である。

(2) 電磁波の反射・屈折⁷⁾

電氣的定数の異なる媒質の境界面で、電磁波波反射を受ける。媒質は誘電性であるとして導電率を無視($\rho=0$)する。また、透磁率は真空の透磁率に等しい ($\mu = \mu_0$)とする。2種類の誘電体 $\varepsilon, \varepsilon_t$ が接する無限平面に、平面波が入射したときの反射・透過現象を考える。座標系を図-6.4、図-6.5のように定め、境界面の法線と、入射波の波線ベクトルを含む面を入射面とする。任意の方向から入射する平面波は入射面内に電界をもつ TM 成分と、入射面に垂直な電界をもつ TE 成分に分解できる。入射角と透過角の間には、次の Snell の法則が成り立つ。

$$k_x = k \sin \theta_i = k_t \sin \theta_t \quad (6.13)$$

ここで入射側、透過側の2つの媒質の伝搬定数を

$$k = \omega \sqrt{\mu_0 \varepsilon}, \quad k_t = \omega \sqrt{\mu_0 \varepsilon_t} \quad (6.14)$$

としている。

さらに、2つの媒質中の伝播定数のz方向成分

$$k_z^2 = k^2 - k_x^2 \quad (6.15)$$

$$k_{tz}^2 = k_t^2 - k_x^2 \quad (6.16)$$

を利用して、TE成分の反射・透過係数は、

$$R_{TE} = \frac{k_z - k_{tz}}{k_z + k_{tz}}, \quad T_{TE} = \frac{2k_z}{k_z + k_{tz}} \quad (6.17)$$

TM成分の反射・透過係数は、

$$R_{TM} = \frac{\varepsilon_t k_z - \varepsilon k_{tz}}{\varepsilon_t k_z + \varepsilon k_{tz}}, \quad T_{TM} = \frac{2\varepsilon_t k_z}{\varepsilon_t k_z + \varepsilon k_{tz}} \quad (6.18)$$

境界面に対して電磁波が垂直に入射するとき、TE、TMで反射・透過係数は同一となる。

$$R = \frac{\sqrt{\varepsilon} - \sqrt{\varepsilon_t}}{\sqrt{\varepsilon} + \sqrt{\varepsilon_t}}, \quad T = \frac{2\sqrt{\varepsilon}}{\sqrt{\varepsilon} + \sqrt{\varepsilon_t}} \quad (6.19)$$

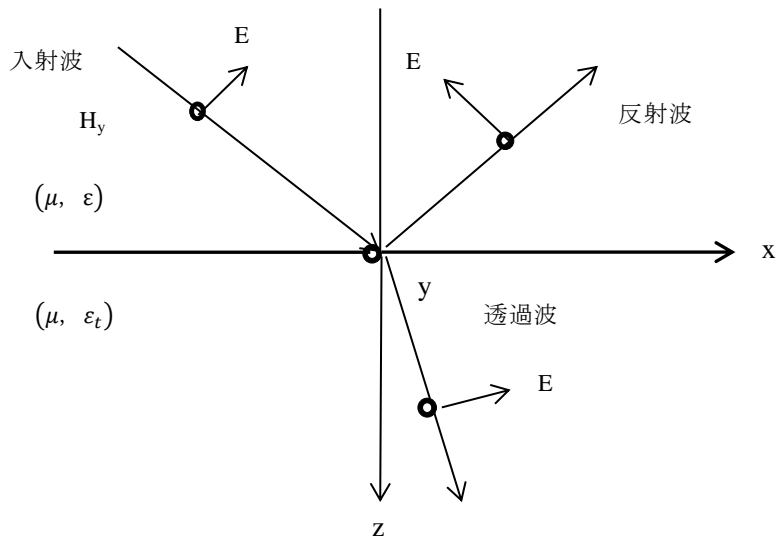


図-6.4 入射面内に電界をもつ TM 成分⁷⁾

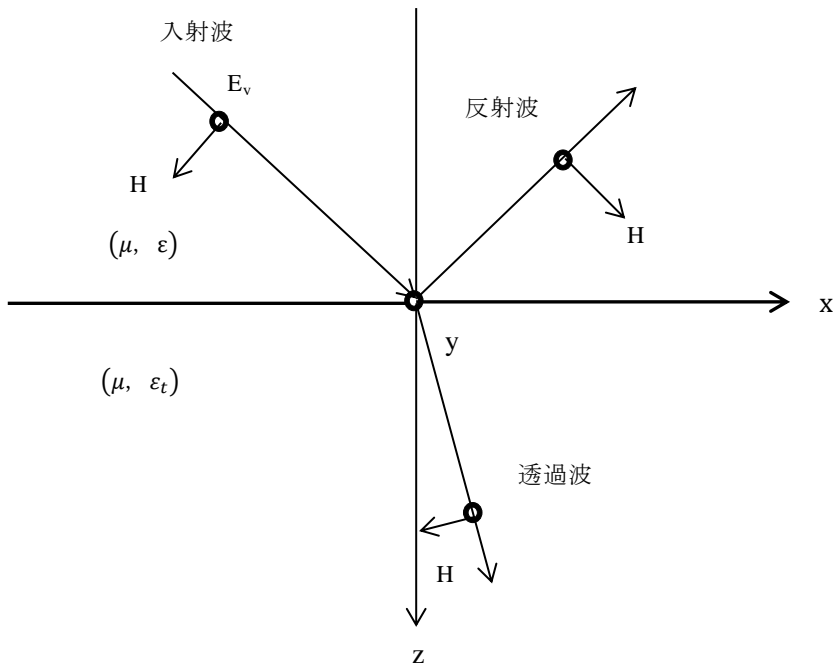


図-6.5 入射面に垂直な電界をもつ TE 成分⁷⁾

コンデンサの電極間の空間をガラスや雲母などの絶縁物で満たすと、その静電容量は ϵ_s 倍に大きくなる。この係数 ϵ_s は、絶縁物の種類によって決まる定数で、比誘電率 (dielectric constant) と呼ばれる。比誘電率 ϵ_s の値は絶縁物の種類が決まれば、コンデンサの形や大きさには無関係で一定であることが確かめられている。真空の比誘電率は 1 である。導体以外のすべての物質の比誘電率 ϵ_s は 1 より大きな値をもつが、このような物質を誘電体という。主な物質の比誘電率を、表-6.1 に示す。

表-6.2 に、代表的な地球構成物質の 100MHz における導電率(conductivity)と、比誘電率(dielectric constant)を示す⁹⁾。地中レーダーは電磁波の波動性を利用するために、 $\tan\delta \ll 1$ の条件下で使用される。このとき式(6.10)より電磁波の減衰率は媒質の導電率に比例する。また通常の地球構成物質の透磁率は真空の透磁率に等しいことから、地中レーダー計測では媒質の誘電率が最も重要な媒質パラメータとなっている。真水の誘電率は他の物質に比べて極めて高く、特徴的である。

導電率(conductivity)：抵抗 $R(\Omega)$ の逆数をコンダクタンス(conductance) G という。

$$G = \frac{1}{R} \left[\frac{1}{\Omega} \right] \quad (6.20)$$

コンダクタンスの単位として $1[1/\Omega]$ を特に 1 ジーメンズ [S : siemens] という。

抵抗率 $\rho[\Omega m]$ の逆数を導電率(conductivity) σ と名付けると、次式となる。

$$\sigma = \frac{1}{\rho} [1/\Omega m] = [S/m] \quad (6.21)$$

すなわち、導電率の単位は $[S/m]$ である。

表-6.1 主な物質の比誘電率

物質	比誘電率	物質	比誘電率
空気	1	ゴム	2.0-3.5
水	81	雲母	2.5-6.6
アルコール	16.0-31.0	木材	2.5-7.7
紙	1.2-2.6	ガラス	3.5-9.9

表-6.2 代表的な地球構成物質の導電率と比誘電率(100MHz, Daniels, 1996)⁹⁾

媒質	誘電率(S/m)		比誘電率	
	乾燥	湿潤	乾燥	湿潤
空気	0		1	
真水	10^4 - 10^2		81	
海水	4		81	
花崗岩	10^8 - 10^6	10^3 - 10^2	5	7
石灰岩	10^9 - 10^6	10^2 - 10^1	7	8
砂岩	10^9 - 10^6	10^3 - 10^6	2.0-3.0	5.0-10.0
砂質土	10^4 - 10^2	10^2 - 10^1	4.0-6.0	15.0-30.0
粘性土	10^4 - 10^1	10^1 -1.0	4.0-6.0	10.0-15.0
コンクリート	10^3 - 10^2	10^2 - 10^1	4.0-10.0	10.0-20.0
アスファルト	10^3 - 10^2	10^2 - 10^1	2.0-4.0	6.0-12.0

地中の電磁波伝播は伝播物質が導電性であること、すなわち電気抵抗を有することに特徴がある。伝播媒質の電気的性質は「誘電率 ϵ 」(permittivity), 「透磁率 μ 」(magnetic permeability), 「導電率 σ 」(conductivity)の 3 つで記述できる。このうち実際の地球構成物質の透磁率は、特殊な場合を除いて真空の透磁率 μ_0 (=定数)にほぼ等しい。

送信回路が発信する送信信号はアンテナから地中へ放射され、周囲の媒質と電気的性質の異なる媒質によって反射や散乱を受ける。受信アンテナで受信された信号は、信号処理を行って表示・記録される。^{9),10)}

(3) レーダー方程式

レーダーの送信電力を P_t とし、これを無指向性アンテナから放射すると、アンテナから距離 R の点における放射電磁波の電力密度は、

$$\frac{P_t}{4\pi R^2} \quad (6.21)$$

で表される。放射する電磁波のエネルギーを集中させるため、レーダーには鋭い指向性をもつアンテナが使用される。この指向性に関するアンテナの電力利得を G_t とすると、その電力密度は

$$\frac{P_t G_t}{4\pi R^2} \quad (6.22)$$

いま、この距離 R の点に電磁波を反射する物体があると、レーダーの方向へ再放射される電力は、次式で表される。

$$\frac{P_t G_t}{4\pi R^2} S \quad (6.23)$$

ここに、 S はレーダーの受信アンテナの方向に対する物体の有効反射面積である。そこで、レーダー受信アンテナ点における物体から再放射される電磁波の電力密度は先と同様に考えて、次式を得る。

$$\frac{P_t G_t S}{\pi 4R^2} \frac{1}{\pi 4R^2} \quad (6.24)$$

したがって、レーダーの受信アンテナで受信される反射波の電力を S とすると

$$S = \frac{P_t G_t S}{(4\pi R^2)^2} A_r \quad (6.25)$$

ここに、 A_r は受信アンテナの有効面積であり、この有効面積とアンテナ利得との間にはそれぞれ次の関係がある。

$$G_t = \frac{4\pi A_t}{\lambda^2}, \quad G_r = \frac{4\pi A_r}{\lambda^2}, \quad (6.26)$$

従来型の多くのレーダーでは、アンテナは送受共用とされているので、その場合は $G_r = G_t = G$ 、 $A_t = A_r = A$ となり、受信される反射波の電力は

$$S = \frac{P_t G^2 \lambda^2 S}{(4\pi)^3 R^4} \quad (6.27)$$

地中レーダーにおける照射対象物からの反射電力は、「レーダー方程式」として定義される(鈴木・荒井：1992).

$$P_r = \left\{ \frac{P_t G^2 \lambda_0^2 S}{(4\pi)^3 R^4} \right\} (L_{01} L_{10} L_S e^{-4\alpha R}) \quad (6.28)$$

ここに、 P_r ：受信電力、 P_t ：送信電力、 G ：アンテナの指向性利得、 λ_0 ：波長、 S ：対象のレーダーまでの距離、 L_{01} ：送信アンテナと媒質の結合損失、 L_{10} ：受信アンテナと媒質の結合損失、 L_S ：媒質中における散乱損失、 α ：媒質中の減衰定数。

このように上式の第1項は空中でのレーダー方程式¹¹⁾に等しく、第2項が地中レーダー特有⁶⁾の項である。「レーダー方程式」は本来遠方領域の反射物体について導かれているが、地中レーダーの計測対象はレーダーから数波長以内に存在し、媒質の不均一性も強いため「レーダー方程式」の適用には限界があるものの、計測限界の目安として有効である。

(4) 現場計測

写真-6.4に示すように、地中レーダー（Ground Penetrating Radar）による空洞探査を行った。埋立護岸の法線に沿ってアンテナを移動し、連続的に測定を行うプロファイル測定である。探査に用いた機器は東ら¹²⁾と同じく、Sensors & Software社製のNOGGIN 250 plus Smart Cart Systemである。放射される電磁波の周波数は250MHzであり、電磁波の地中伝搬速度は0.1m/nsに設定して、反射断面の解析を行った。

図-6.6～図-6.11に、地中レーダー(G. P. R.)による反射電磁波の記録断面を示す。図-6.5において、表層50cmがコンクリート版で、それ以深は雑石層である。この図から2つの断面間には明瞭な差があり、50cmの厚さのコンクリート版の下の雑石層の表面が捉えられていることが分かる。図-6.11に図-6.8における起点から430m~500m付近の拡大図を示す。深度-0.5m付近に反射断面の変化を認



写真-6.4 地中レーダー(G.P.R.)による空洞探査

6.1 内部空洞化の実態調査

み取ることができ、曲線状に測線方向に連なっていることが分かる。こういった反射断面の曲線に意味があるのか、更なる検証が必要であり、ポーリング調査によって実際に空洞がある場所と、ない場所のデータを比較しないとデータの解釈が難しいことが分かった。

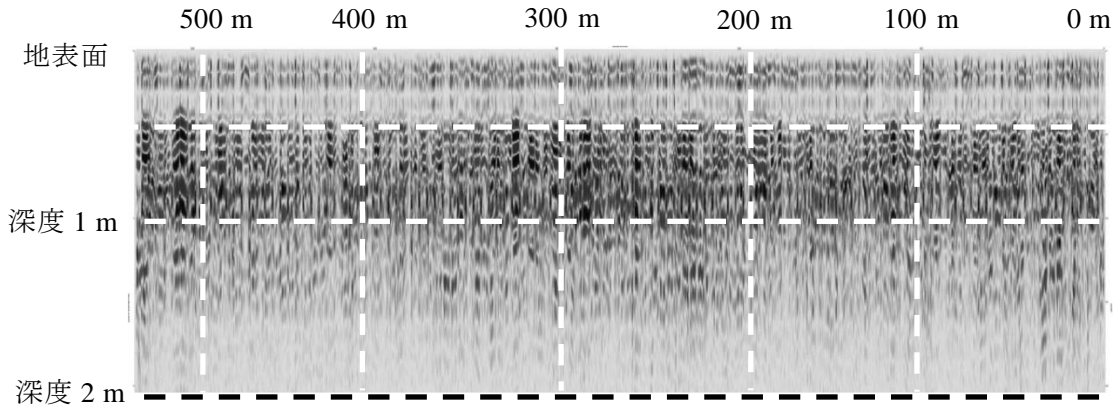


図-6.6 地中レーダー(Ground Penetrating Radar)による反射電磁波の記録断面
(中央測線北側：測線 0m から 530m)

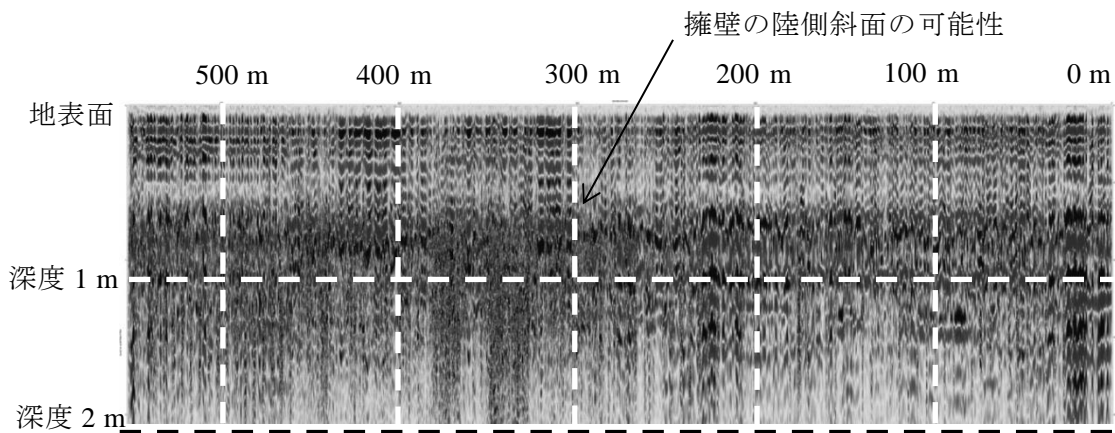


図-6.7 地中レーダー(Ground Penetrating Radar)による反射電磁波の記録断面
(護岸上段測線：測線 0m から 550m)

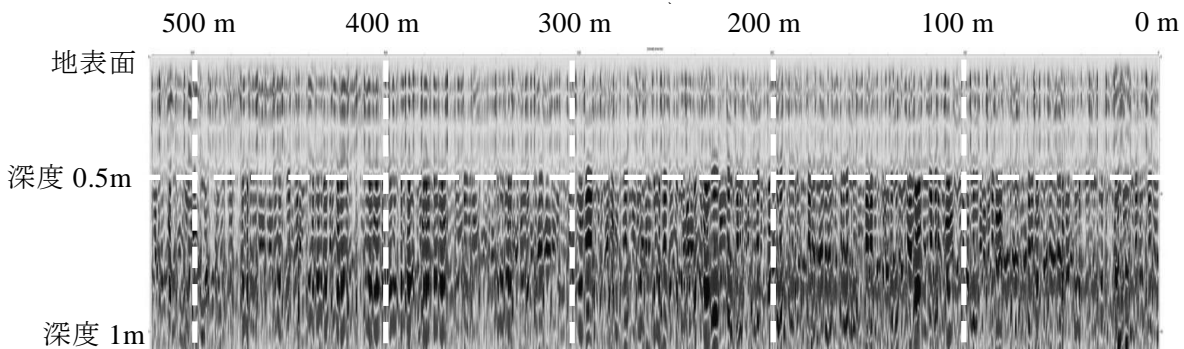


図-6.8 地中レーダー(Ground Penetrating Radar)による反射電磁波の記録断面
(中央測線の南側：測線 0m から 530m)

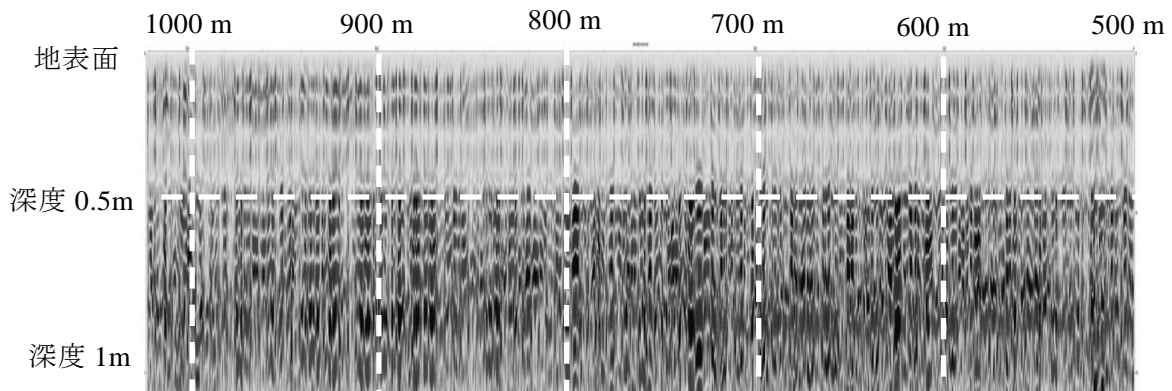


図-6.9 地中レーダー(Ground Penetrating Radar)による反射電磁波の記録断面
(中央測線の中央：測線 500m から 1030m)

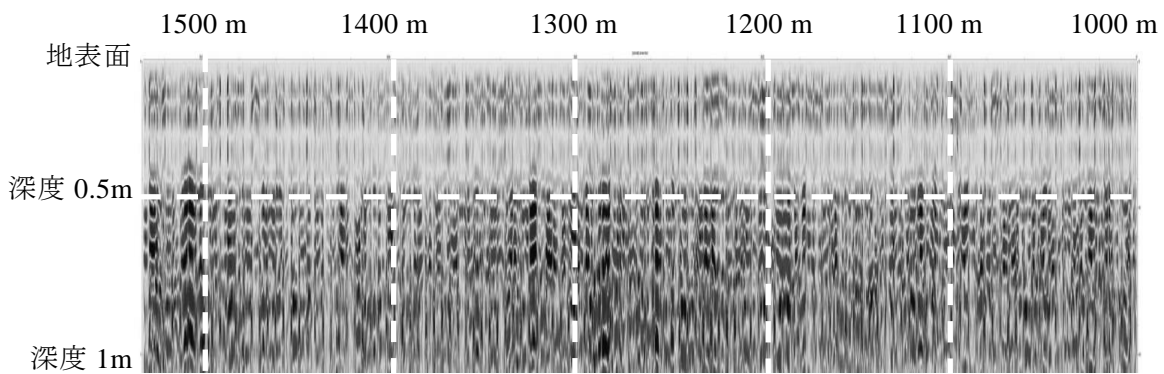


図-6.10 地中レーダー(Ground Penetrating Radar)による反射電磁波の記録断面
(中央測線の北側：測線 1000m から 1560m)

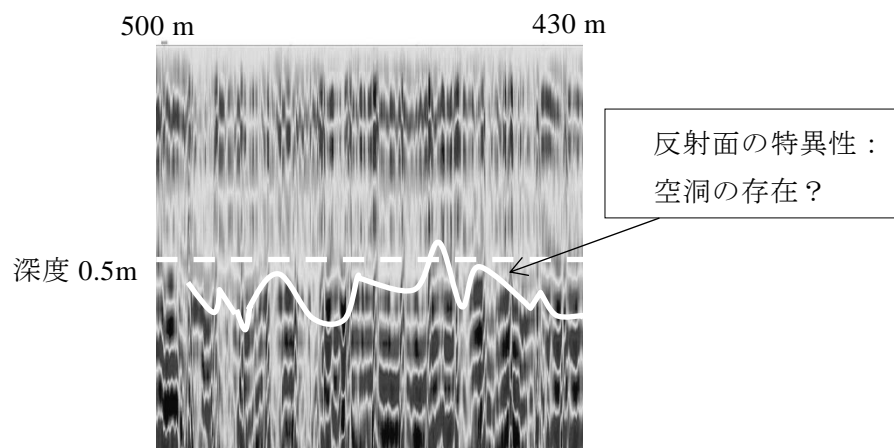
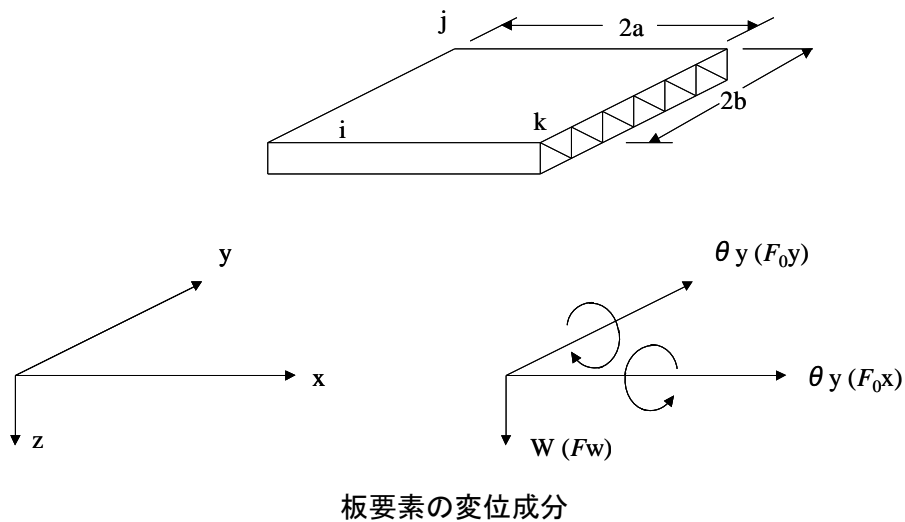


図-6.11 図-6.7 における測線：430m～500m
付近の拡大図



板要素の変位成分

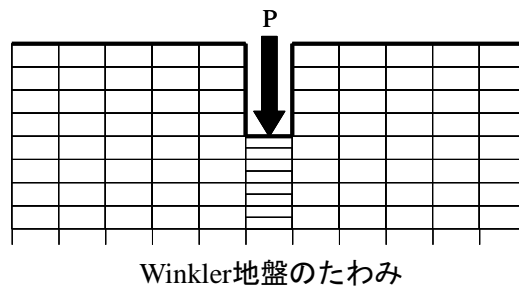


図-6.12 弾性地盤上の板曲げ要素

6.2 水叩き部の空洞化の影響

6.2.1 厚板(Mindlin 板)理論による有限要素法解析

(1) 基礎理論

水叩き部に空洞化が生じた場合の影響を見るために、弾性地盤上のコンクリート板の有限要素解析を行う。ここで対象とした水叩きは、4.5m 四方のコンクリート板が 2 枚平行して敷き並べられておりそれぞれの板は、例えば空港舗装のようにスリップ・バー(dowel)で連結されることなく単体で置かれている。コンクリート板の厚さは 0.50m で、厚さと幅の比は $0.50/4.5=0.11$ となるので、従来、空港舗装や道路舗装で用いられてきた薄板 (Kirchhoff 板) による解析では誤差が大きくなる¹³⁾。空港のエプロン (駐機場) のコンクリート舗装では、1 スパンが 7.5m で、舗装の厚さは 0.40m 程度までであり、 $0.40/7.5=0.053$ と比較的小さいことから薄板 (Kirchhoff 板) による解析が行われてきた。したがって、本研究では厚板(Mindlin 板)理論によるコンクリート板の有限要素解析を行うこととする。

以下に順を追って厚板(Mindlin 板)理論による有限要素法解析^{14),15),16)}について, その理論を説明する.

系を支配する方程式は, 全ポテンシャル・エネルギーを最小化して求められる. 系の全ポテンシャル・エネルギー Π は

$$\Pi = \frac{1}{2} \int_V [\sigma]^T \varepsilon dV - \int_V [\delta]^T p dV - \int_S [\delta]^T q dS \quad (6.29)$$

変位法にもとづく有限要素法では, 節点での変位が未知量として取り扱われるので, 要素の内部での変位の分布は節点値より内挿関数を用いて表現される. すなわち,

$$\delta = N\delta^e \quad (6.30)$$

ここで N は形状関数である. δ^e は要素の各節点における変位である. 要素内部のひずみは同様に節点変位を用いて

$$\varepsilon = B\delta^e \quad (6.31)$$

B は, 形状関数の微分係数で与えられるひずみマトリックスである.

応力を求めるには弾性定数マトリックス D を用いれば, ひずみに対する結果より

$$\sigma = D\varepsilon = DB\delta^e \quad (6.32)$$

から, 節点変位によって求められる.

要素の形状関数は, 汎関数の被積分関数を特異にしないように選ばれるので, 連続体の全エネルギーは, 各要素上のエネルギーの和として表される. すなわち,

$$\Pi = \sum_e \Pi_e \quad (6.33)$$

ここで Π_e は, 要素 e 上の全ポテンシャル・エネルギーである. これから

$$\Pi_e = \frac{1}{2} \int_{V_e} [\delta_e]^T [B]^T DB \delta^e dV - \int_{V_e} [\delta_e]^T [N]^T p dV - \int_{S_e} [\delta_e]^T [N]^T q dS \quad (6.34)$$

と書くことができる. ここで, V_e は要素の体積, S_e は面積力荷重を受ける要素境界の面積である.

要素 e については汎関数を停留するために, 節点変位 δ_e を用いれば

$$\begin{aligned} \frac{\partial \Pi_e}{\partial \delta_e} &= \int_{V_e} ([B]^T DB) \delta^e dV - \int_{V_e} [N]^T p dV - \int_{S_e} [N]^T q dS \\ &= K^e \delta^e - F^e \end{aligned} \quad (6.35)$$

ここで、 $F^e = \int_{V_e} [N]^T p dV - \int_{S_e} [N]^T q dS$ は要素の等価節点力を示し、 $K^e = \int_{V_e} [B]^T DB dV$ は、要素剛性マトリックスである。

要素について定式化を行った上式の各項を要素ごとに重ね合わせ、系全体での $\partial \Pi / \partial \delta = 0$ とおけば、もとの連続体を近似する連立方程式を得ることができる。この連立方程式を節点変位について解けば、これから応力などを求めることができる。

$$\delta = (w \theta_x \theta_y)^T = \begin{bmatrix} w \\ \frac{\partial w}{\partial x} + \varphi_x \\ \frac{\partial w}{\partial y} + \varphi_y \end{bmatrix} \quad (6.36)$$

板の全ポテンシャル・エネルギー Π は、

$$\Pi = \frac{1}{2} \int_A (M_x \chi_x + M_y \chi_y + M_{xy} \chi_{xy} + Q_x \varphi_x + Q_y \varphi_y) dA - \int_A q w dA \quad (6.37)$$

$$\chi = (\chi_x \chi_y \chi_{xy})^T = \begin{bmatrix} -\frac{\partial \theta_x}{\partial x} \\ -\frac{\partial \theta_y}{\partial y} \\ -\left(\frac{\partial \theta_x}{\partial y} + \frac{\partial \theta_y}{\partial x}\right) \end{bmatrix} \quad (6.38)$$

$$\chi = \begin{bmatrix} -\frac{\partial \theta_x}{\partial x} \\ -\frac{\partial \theta_y}{\partial y} \\ -\left(\frac{\partial \theta_x}{\partial y} + \frac{\partial \theta_y}{\partial x}\right) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \frac{\partial \varphi_x}{\partial x}\right) \\ -\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \frac{\partial \varphi_y}{\partial y}\right) \\ -2\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} + \frac{\partial \varphi_x}{\partial y} + \frac{\partial \varphi_y}{\partial x}\right) \end{bmatrix} \quad (6.39)$$

全ポテンシャル・エネルギーは、マトリックス表示で次のように書ける。

$$\Pi = \frac{1}{2} \int_A ([M]^T \chi + [Q]^T \varphi) dA - \int_A q w dA \quad (6.40)$$

応力-ひずみ関係は、次のように表される。

$$M = D_f \chi \quad (6.41)$$

$$Q = D_s \varphi \quad (6.42)$$

均質等方材料に対しては、

$$D_f = \frac{Et^3}{12(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu)/2 \end{bmatrix} \quad (6.43)$$

$$D_s = \frac{Et}{2(1+\nu)1.2} \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (6.44)$$

$$\delta = (w \theta_x \theta_y)^T = \sum_{i=1}^8 N_i \delta_i \quad (6.45)$$

$$dx dy = |J| d\xi d\eta \quad (6.46)$$

$$J = \begin{bmatrix} \frac{\partial x}{\partial \xi} & \frac{\partial y}{\partial \xi} \\ \frac{\partial x}{\partial \eta} & \frac{\partial y}{\partial \eta} \end{bmatrix} = \sum_{i=1}^8 \begin{bmatrix} \frac{\partial N_i}{\partial \xi} x_i & \frac{\partial N_i}{\partial \xi} y_i \\ \frac{\partial N_i}{\partial \eta} x_i & \frac{\partial N_i}{\partial \eta} y_i \end{bmatrix} \quad (6.47)$$

板曲げ要素に対する，ひずみ-変位関係は，次式で表される．

$$\varepsilon = \sum_{i=1}^8 B_i \delta_i \quad (6.48)$$

$$[\varepsilon]^T = [[\varepsilon]^T, [\varphi]^T] \quad (6.49)$$

$$B_i = \begin{bmatrix} 0 & -(\partial N_i)/\partial x & 0 \\ 0 & 0 & -(\partial N_i)/\partial y \\ 0 & -(\partial N_i)/\partial y & -(\partial N_i)/\partial x \\ \partial N_i/\partial x & -N_i & 0 \\ \partial N_i/\partial y & 0 & -N_i \end{bmatrix} \quad (6.50)$$

$$D = \begin{bmatrix} Et^3/12(1-\nu^2) & \nu Et^3/12(1-\nu^2) & 0 & 0 & 0 \\ \nu Et^3/12(1-\nu^2) & Et^3/12(1-\nu^2) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu)Et^3/24(1-\nu^2) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & Et/2.4(1+\nu) & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & Et/2.4(1+\nu) \end{bmatrix} \quad (6.51)$$

8 節点の 2 次のアイソパラメトリック要素の形状関数は，次式のとおりである．

$$\begin{aligned} N_1 &= -\frac{1}{4}(1-\xi)(1-\eta)(1+\xi+\eta) \\ N_2 &= \frac{1}{2}(1-\xi^2)(1-\eta) \\ N_3 &= -\frac{1}{4}(1-\xi)(1-\eta)(1+\xi+\eta) \\ N_4 &= -\frac{1}{4}(1+\xi)\frac{1}{2}(1-\eta^2) \\ N_5 &= \frac{1}{4}(1-\xi)(1+\eta)(\xi+\eta-1) \\ N_6 &= \frac{1}{2}(1-\xi^2)(1+\eta) \\ N_7 &= \frac{1}{4}(1-\xi)(1+\eta)(-\xi+\eta-1) \\ N_8 &= \frac{1}{2}(1-\xi)(1-\eta^2) \end{aligned} \quad (6.52)$$

(2) 荷重の等価節点力による表現

$$F_i = \begin{bmatrix} p \\ M_x \\ M_y \end{bmatrix} = \int_{Ae} N_i \begin{bmatrix} q \\ 0 \\ 0 \end{bmatrix} dA \quad (6.53)$$

6.2.2 コンクリート板の要素分割

コンクリート板は 4.5m×4.5m 四方で、中央部載荷を考慮することとすると、軸対称性を考慮して図-6.13 に示すように全体の 1/4 の領域について解析することができる。板全体としては 80 分割となる。8 節点の 2 次のアイソパラメトリック要素は、高い精度を有しておりこのように規則的な要素分割を行えば、より高い精度の解が得られることが知られている。なお、Mindlin 板要素は、板厚 $t \rightarrow 0$ で Kirchhoff 板要素による解に収束する。

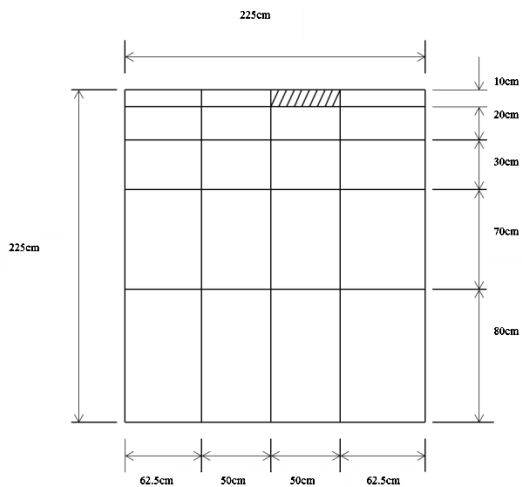


図-6.13 コンクリート板の要素分割

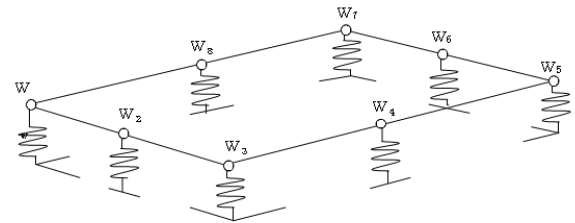


図-6.14 コンクリート板の支持条件

表-6.3 コンクリート舗装の物性値と載荷条件

項目	単位	物性値
コンクリートの弾性係数	N/cm ²	2,940,000
コンクリートのポアソン比		0.2
コンクリート板の厚さ	cm	50
路盤支持力係数 K_{75}	N/cm ³	147
路盤の弾性係数	N/cm ²	19,600
路盤のポアソン比		0.35
荷重	N	238,140
荷重の作用位置		中央部

6.2.3 コンクリート板のたわみ、および応力解析の結果

(1) 節点のたわみの計算結果

表-6.4 および図-6.15 に、節点のたわみの計算結果を示す。

表-6.4 節点のたわみの計算結果(cm)

節点のたわみ

	①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨	⑩	⑪
1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
2	0		0.0028		0.0042		0.0046		0.0047		0.0047
3	0	0.0028	0.0053	0.0069	0.0082	0.0086	0.0089	0.0091	0.0092	0.0092	0.0092
4	0		0.0071		0.011		0.012		0.013		0.013
5	0	0.0046	0.0088	0.011	0.014	0.014	0.015	0.015	0.016	0.016	0.016
6	0		0.01		0.016		0.017		0.018		0.018
7	0	0.0058	0.011	0.014	0.017	0.018	0.018	0.019	0.019	0.02	0.02
8	0		0.012		0.018		0.02		0.02		0.02
9	0	0.0063	0.012	0.016	0.019	0.019	0.02	0.02	0.021	0.021	0.021

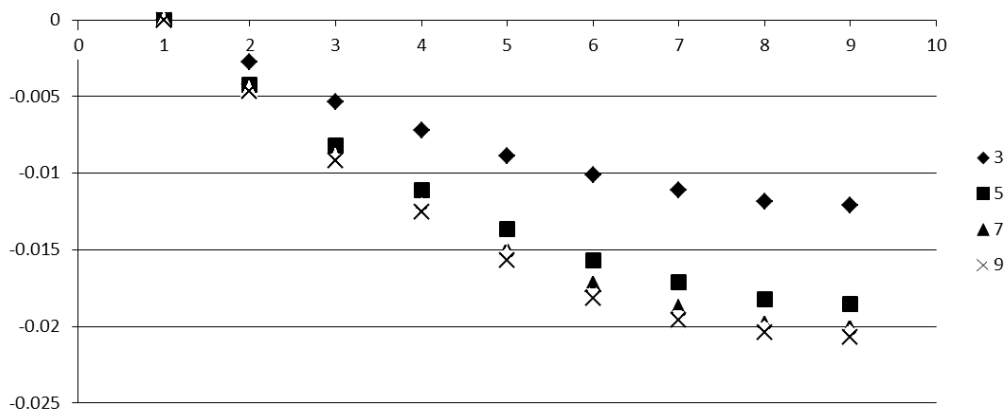


図-6.15 節点のたわみの計算結果(cm)

表-6.5 コンクリート板の応力解析の結果

要素番号	位置	Mx(Ncm)	My(Ncm)	Mxy(Ncm)	Qxz(N)	Qyz(N)
19	1	35,214	37,730	-1,587	530	503
	2	35,427	39,161	-456	597	207
	3	36,858	41,209	191	-215	509
	4	37,436	42,630	79	-280	216

(2) 応力解析の結果

表-6.5 に、コンクリート板の応力解析の結果を示す。これから最大主応力を次式で計算する。

$$\sigma_{1,max} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (6.54)$$

無筋コンクリートの許容応力度：

曲げ引張応力度 $\sigma_{ck}/80 = 30/80 = 0.375\text{N/mm}^2$ 但し、 0.3N/mm^2 を上限とする。

$0.3\text{ N/mm}^2 < 1.023\text{ N/mm}^2$ したがって、作用応力は許容応力度を上回り危険であることが分かる。

6.3 鋼矢板の劣化の状況

なお、塩害を受けたコンクリートは、10年で強度が2割低下するが、弾性係数は不変であるとした。

6.3 鋼矢板の劣化の状況

第2章において述べたように、全国10箇所へ赴いて行なった廃棄物海面処分場の維持管理の実態に関する現地踏査において、遮水工に鋼矢板を用いた例で軽微な腐食が始まっている例が確認できた。現状では、全く問題となるような状況ではないが、今後、定期点検の際に注視し必要に応じて対策を講じることが求められる。その際、参考文献16)、17)が参考にできる。

表-6.6 港湾における鋼材の腐食速度の標準値

腐食環境	腐食速度 (mm/年)
H.W.L.以上	0.3
H.W.L. ~ L.W.L.-1.0m	0.1-0.3
海中部	0.1-0.2
海底土中部	0.03
背面土中部	
残留水位より上	0.03
残留水位より下	0.02

表-6.6に、港湾における鋼材の腐食速度の標準値を示す。L.W.L.より上部が腐食速度が大きいことが分かる。現在では、L.W.L.-1.0m以上の腐食が生じ易い部分には、電気防食とペトロラタム（鋳油）などの被覆防食とを併せて行う、重防食が推奨され一般的な防錆対策となっている。上述の現地調査において確認された、遮水工に鋼矢板を用いた例で軽微な腐食が始まっている例では、H.W.L. ~ L.W.L.間で腐食が生じているものの、外海側からの波しぶきを受けるH.W.L.以上の飛沫帯は存在しない。

6.4 結論

第6章においては、波による吸い出し等による空洞の形成が懸念される廃棄物埋立護岸の空洞化に対する現地調査法について述べた。カケヤによる人工起振動を用いて、高精度表面波探査を実施した。表面波探査法は、人工的に発生させた表面波を受信計（地震計）により記録し、レイリー波の位相速度を求めた後、速度構造の逆解析をすることにより、S波速度構造を求める手法である。これによって、厚さ0.5mのコンクリート板下の深度-12.5mまでのS波速度を求めることができ、表面波探査によって護岸内の地盤構造を良好に測定できることを明らかにした。

さらに、地中レーダー（G.P.R.）による廃棄物埋立護岸内部の空洞探査を、我が国において初めて行った。具体的には、放射される電磁波の周波数は250MHzであり、電磁波の地中伝搬速度は0.1m/nsに設定して埋立護岸の法線に沿ってアンテナを移動し、連続的に測定を行うプロファイル測定を行った。その結果、異常値を示す箇所を検出できたので、実際に空洞が生じているか否かの判

定を行うには、更なるチェック・ボーリングなどの探査を行って確定診断を行う必要があることを明らかにした。

さらに、水叩きのコンクリート板の下に空洞が生じた場合のコンクリート板の有限要素法による応力解析の手法を示した。これは厚板理論（Mindlin 板）にもとづく解析法であり、従来の薄板理論（Kirchhoff 板）にもとづく解析法より適用範囲が広く、しかもより正確な解析結果が得られる手法である。

参考文献

- 1) 渡辺康二(2012)：表面波探査による地盤評価と設計例， pp.66-70. 建設機械.
- 2) 元野一生，今永 繁，藤田浩一，島野 好(2006)：福岡県西方沖地震における港湾施設の被災について，海洋開発論文集， Vol.22, pp.499-504.
- 3) 斉藤正徳(1993)：Lamb の問題に対する分岐積分の寄与，物理探査，第 46 卷，第 5 号，pp.372-380.
- 4) Imai, T.(1981): P- and S-wave velocities of the ground in Japan, *Proceedings of the 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo*, Vol.2, pp.257-260.
- 5) 山口昌一郎(2002)：基礎電磁気学(改訂版)，424p. (社)電気学会.
- 6) 山下栄吉編(1992)：応用電磁波工学， pp.172-191. 近代科学社.
- 7) 物理探査学会(1998)：物理探査ハンドブック， pp.401-421.
- 8) 佐藤久明(2008)：電磁波の解法， p.4， 日刊工業新聞社.
- 9) 佐藤源之(2002)：地中レーダーによる地下イメージング，電子情報通信学会論文誌,C, vol. J 85-C, No.7, pp.520-530.
- 10) Peters JR, L., J. Daniels and J. Young (1994): Ground Penetrating Radar as a Subsurface Environmental Sensing Tool, *Proceeding of the IEEE*, Vol.82, No.12, pp.1802-1822.
- 11) 吉田 孝(1996)：改訂 レーダー技術， pp.3-4, (社)電子情報通信学会.
- 12) 東 良慶，平石哲也，関口秀雄(2013)：河口海岸域における砂浜地形の形成過程を読み解く試み，土木学会論文集 B1(水工学)， Vol.69, No.4, pp.1477-1482.
- 13) 栖原二郎(1972)：平板の曲げ理論， pp.125-134, 培風館.
- 14) Hinton, E. and D.R.J. Owen (1977)：Finite Element Programming, Academic Press Inc.(川合忠彦監訳 (1979)：有限要素プログラミング， 327p. 丸善.)
- 15) Reissner, E. (1945)：The Effect of Transverse Shear Deformation on the Bending of Elastic Plates, *Journal of Applied Mechanics*,Vol.12, pp.69-76.
- 16) Mindlin, R.D. (1951)：Influence of Rotary Inertia and Shear on Flexural Motions of Isotropic Elastic Plates, *Journal of Applied Mechanics*,Vol.18, pp.41-49.
- 17) 『海洋鋼構造物の防食技術』編集委員会編 (2010)：海洋鋼構造物の防食技術-厳しい腐食と戦った防食技術者たちの 20 年のノートから-, 241p. 技報堂出版
- 18) (財)沿岸技術研究センター(2009)：港湾構造物防食・補修マニュアル， 332p.

第7章

海象条件の維持管理への影響

7.1 来襲波の確率分布

海象条件の維持管理への影響をみるために，“NAWPHAS”（全国港湾海洋波浪観測網）による30年間（1970-1999）の波浪観測から得られた代表的な地点の来襲波の統計分布を示す．代表的な地点として，大阪湾内（O_I地点），大阪湾口（O_o地点），東京湾内（T地点）を選び，それぞれの地点の有義波高の確率密度関数や累積分布関数などを示すと，式(7.1)~式(7.4)のとおりである．また，これらを図示すると，図-7.1~図-7.3が得られる．これらの図における横座標軸は，基準化変量： $(x - A)/B$ である．

(O_I地点)

極値Ⅱ型分布： A=0.235, B=2.037, k=5.00

$$f(x) = \frac{1}{0.235} \left(1 + \frac{x-2.037}{5.00 \cdot 0.235}\right)^{-(1+5.00)} \exp\left[-\left(1 + \frac{x-2.037}{5.00 \cdot 0.235}\right)^{-5.00}\right] \quad (7.1)$$

$$F(x) = \exp\left[-\left(1 + \frac{x-2.037}{5.00 \cdot 0.235}\right)^{5.00}\right] \quad (7.2)$$

(O_o地点)

Weibull分布： A=0.351, B=1.160, k=0.75

$$f(x) = \frac{0.75}{0.351} \left(\frac{x-1.160}{0.351}\right)^{0.75-1} \exp\left(-\frac{x-1.160}{0.351}\right)^{0.75} \quad (7.3)$$

(T地点)

Weibull分布： A=0.326, B=1.079, k=1.40

$$f(x) = \frac{1.40}{0.326} \left(\frac{x-1.079}{0.326}\right)^{1.40-1} \exp\left[-\left(\frac{x-1.079}{0.326}\right)^{1.40}\right] \quad (7.4)$$

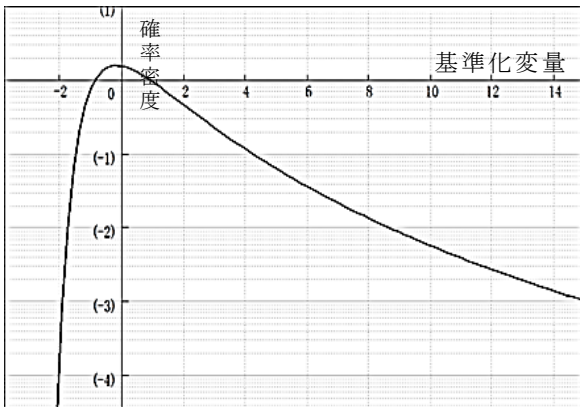


図-7.1 O_I地点の有義波高の確率密度関数

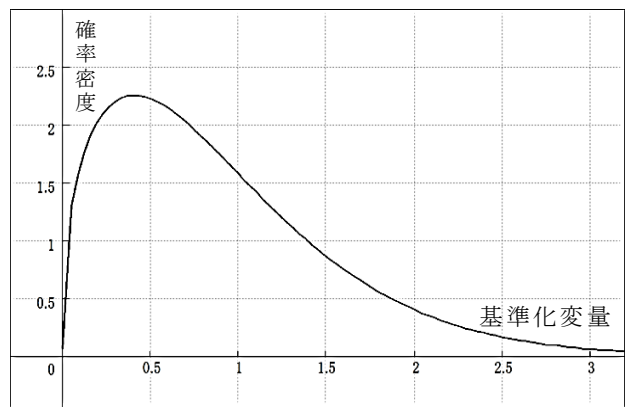


図-7.2 O_o地点の有義波高の確率密度関数

7.1 来襲波の確率分布

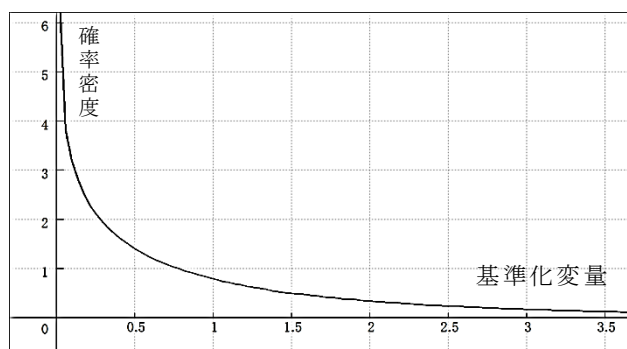


図-7.3 T地点の有義波高の確率密度関数

7.2 設計波（再現期間：50年）の75%の波高に対する検討

7.2.1 設計波（再現期間：50年）の75%の波高の来襲頻度と維持管理

運輸省港湾技術研究所編著「港湾構造物の維持・補修マニュアル」：（財）沿岸開発技術研究センター(1999)では、設計波高の75%以上の波浪が来襲した場合には港湾構造物（防波堤、係留施設など）の維持管理の観点から、臨時点検診断を行うことを推奨している。著者の実務における経験では、日本海側に位置するK港において、深い水深に設置され高い波浪が来襲する第一線防波堤より、砕波帯内の浅い位置にある小規模な防波堤が冬季風浪によって被災した。これは設計波高が砕波限界波高によって決定されているために、毎年のように設計波高に近い波浪が来襲することによるものである。

このような事実に鑑みて、適正な維持管理を行うためには当該海域における高波浪の来襲頻度をあらかじめ把握しておくことが有益である。そこで、以下においては大阪湾内（ O_1 地点）、大阪湾口（ O_0 地点）、東京湾内（T地点）の代表的な地点における“NAWPHAS”の波浪観測データを活用して、それぞれの海域の50年確率波高の75%の波高の来襲頻度を明らかにした。

図-7.4~図-7.6に示すように、 O_1 地点では7年に1回、で O_0 地点では15年に1回、T地点では2.5年に1回のそれぞれの頻度で設計波高の75%の波高が来襲する。ここで得られた来襲頻度は比較的少なくなったが、これは非砕波の条件によるものと考えられる。その中において、東京湾内では2~3年に一度の頻度で臨時点検・診断を行わなければならないことを、予め想定しておくことが必要である。

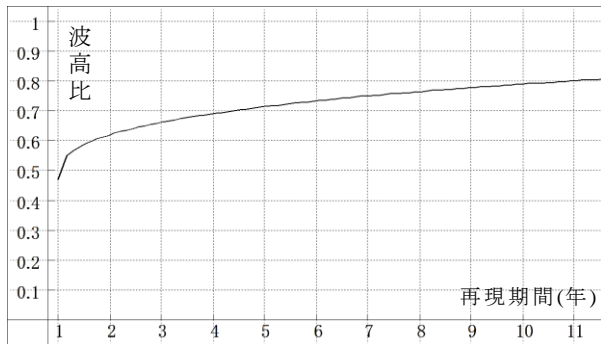


図-7.4 O₁地点：7年に1回の頻度

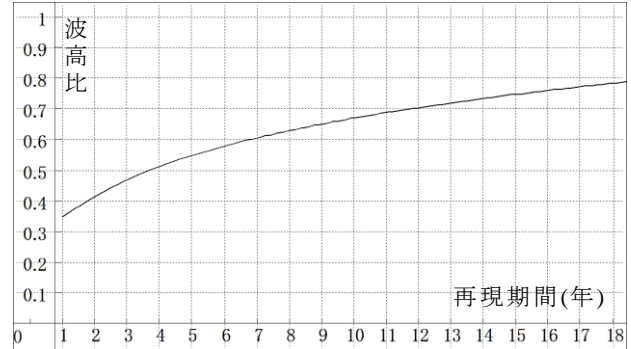


図-7.5 O₀地点：15年に1回の頻度

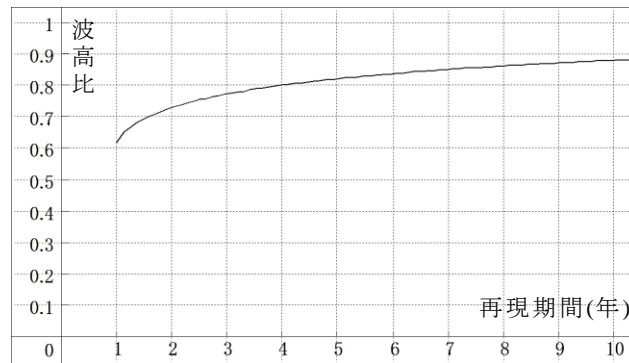


図-7.6 T地点：2.5年に1回の頻度

7.2.2 設計波（再現期間：50年）の75%の波高に対する安全率(R/S)の確率評価

第5章において述べた，性能関数 $Z=R/S$ を用いた確率評価手法によって，75%の波高に対する堤体の破壊確率を計算する．75%の波高に対する合田波力の平均は0.6825，標準偏差は0.1297となるから，合田波力の確率密度関数は式(7.5)で表される．

$$f(x) = \frac{1}{0.1297 \cdot \sqrt{2 \cdot 3.14}} * \exp\left(-\frac{(x-0.6825)^2}{2 \cdot (0.1297)^2}\right) \quad (7.5)$$

これと，第5章で述べた滑動に対する安全率を1.2とした場合の抵抗力の確率密度関数を併せて示すと，図-7.7のようになる．これから，既に第5章に示した $Z=R/S$ の確率密度関数 $f(z)$ の式(5.74)によって，図-7.7に対して確率密度関数を求めると図-7.8が得られる．

$$f(z) = \frac{b(z)d(z)}{\sqrt{2\pi\sigma_R\sigma_S a(z)^3} [\Phi\{b(z)/a(z)\} - \Phi\{-b(z)/a(z)\}] + \frac{\sqrt{(1-\rho^2)}}{\pi\sigma_R\sigma_S a(z)^2} \exp\left(\frac{c}{2}\right)} \quad (5.74)$$

$$\text{ここに, } a(z) = \left(\frac{z^2}{\sigma_R^2} + \frac{1}{\sigma_S^2}\right)^{\frac{1}{2}}, \quad b(z) = \left(\frac{\mu_R z}{\sigma_R^2} + \frac{\mu_S}{\sigma_S^2}\right),$$

$$c = \frac{\mu_R^2}{\sigma_R^2} + \frac{\mu_S^2}{\sigma_S^2}, \quad d(z) = \exp\left\{-\frac{b(z)^2 - ca(z)^2}{2a(z)^2}\right\}$$

さらに，

$$P_{Zf} = \int_{-\infty}^1 f(z) dz \quad (5.76)$$

によって破壊確率を計算すると， $P_{Zf}=0.003985$ が得られる．したがって，設計波高の75%以下の波高によって堤体が滑動する確率は0.4%と小さく，75%の波高は十分に安全な値である．これから破壊確率を計算すると， $P_{Zf}=0.009532$ が得られ約0.95%と十分小さいことが分かる．

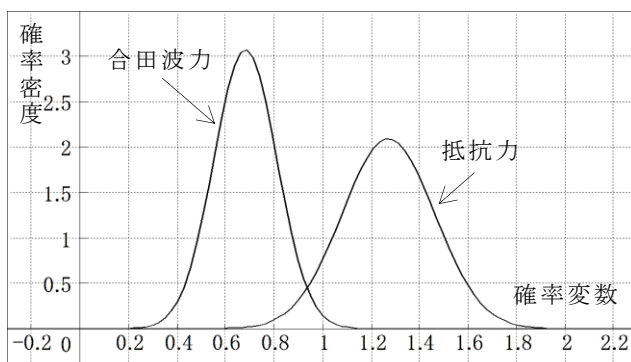


図-7.7 抵抗力と合田波力の確率密度関数

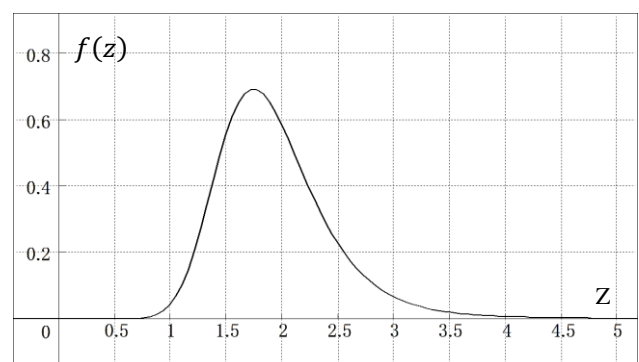


図-7.8 $Z=R/S$ の確率密度関数（75%波）

7.3 埋立護岸の施工時に来襲する波浪に対する安全率 (R/S)の確率評価

埋立護岸の施工途中において堤体背後の裏込めが投入されるまでは、堤体は防波堤の状態に置かれる。施工時の期間は、比較的短いので再現期間 5~10 年の波浪に対する安定性が検討されることが多い。再現期間 50 年の波高に対するこれらの再現期間の波高を、図-7.4~図-7.6 によって求めると、O_I地点では 5 年で 0.71, 10 年で 0.80, O₀地点で 5 年で 0.55, 10 年で 0.68, T 地点では 5 年で 0.81, 10 年で 0.89 が得られる。

これらのうち、最も小さい O₀地点の 0.55 および T 地点の 0.89 に対して 7.2.2 と同様にして堤体の滑動に対する破壊確率を求める。第 5 章において述べた、性能関数 Z=R/S を用いた確率評価手法によって、0.89 の波高に対する堤体の破壊確率を計算する。この波高に対する合田波力の平均は 0.8099, 標準偏差は 0.1539 となるから、合田波力の確率密度関数は式(7.6)で表される。

$$f(x) = \frac{1}{0.1539 \cdot \sqrt{2 \cdot 3.14}} * \exp\left(-\frac{(x-0.8099)^2}{2 \cdot (0.1539)^2}\right) \tag{7.6}$$

これと、第 5 章で述べた滑動に対する安全率を 1.2 とした場合の抵抗力の確率密度関数を併せて示すと、図-7.9 のようになる。これから、既に第 5 章で示した Z=R/S の確率密度関数 f(z) の式(5.74)によって、図-7.9 に対して確率密度関数を求めると図-7.10 が得られる。これから破壊確率を計算すると、P_{Zf} = 0.009532 が得られ約 0.95% と十分小さいことが分かる

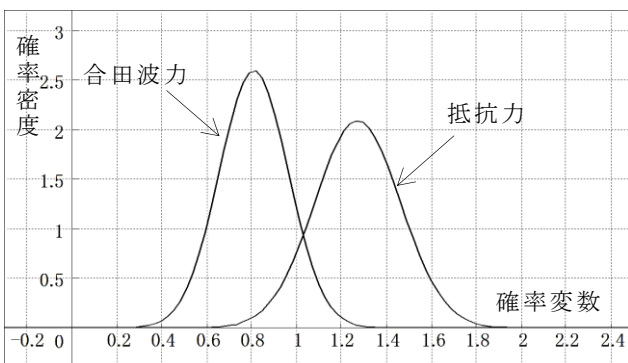


図-7.9 抵抗力と合田波力の確率密度関数

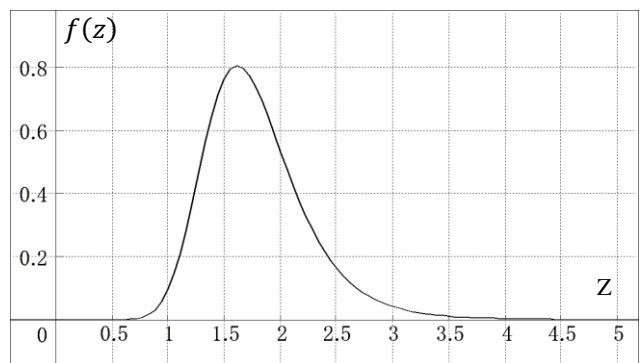


図-7.10 Z=R/S の確率密度関数(10年確率波)

7.4 護岸の越波に関する検討

7.4.1 来襲波の波高と周期の関係

図-7.11~図-7.13に“NAWPHAS”の波浪観測データによって得られた、3地点の有義波高と有義波周期の関係を示す。O₁地点では、決定係数 $R^2=0.69$ (相関係数 $\rho=0.83$) が得られ、波高と周期はよい相関を示しているが、O₀地点とT地点ではそれぞれ、決定係数 $R^2=0.0338$ (相関係数 $\rho=0.18$) と決定係数 $R^2=0.0825$ (相関係数 $\rho=0.29$) となっており、相関が認められない。O₁地点においては、図-7.14に示すように有義波高と有義波周期との関係が観測値と経験式(7.7) (Wilson 式) でよく一致しており、これは Goda(2003)³⁾によれば良く発達した風波の状態となっているからである。

$$T_{1/3} \cong 3.3(H_{1/3})^{0.63} \quad (7.7)$$

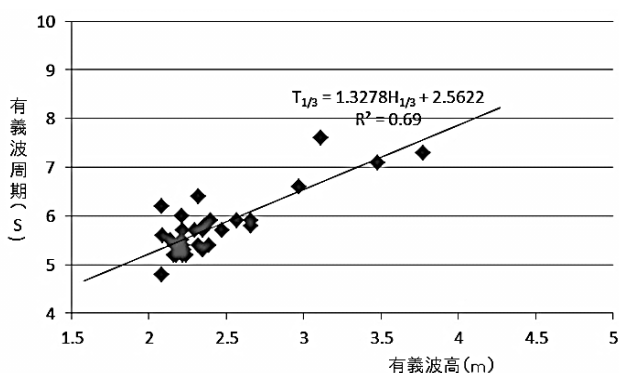


図-7.11 O₁地点の波高と周期の関係

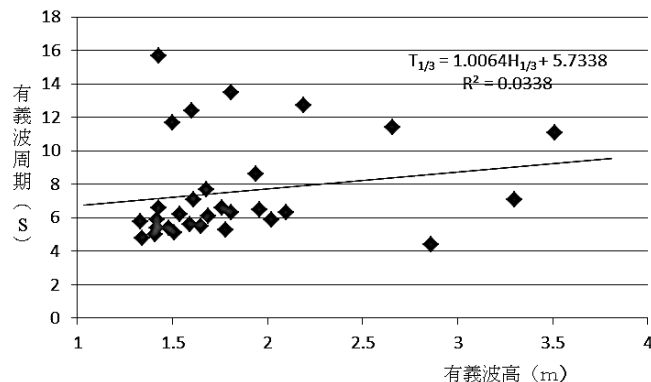


図-7.12 O₀地点の波高と周期の関係

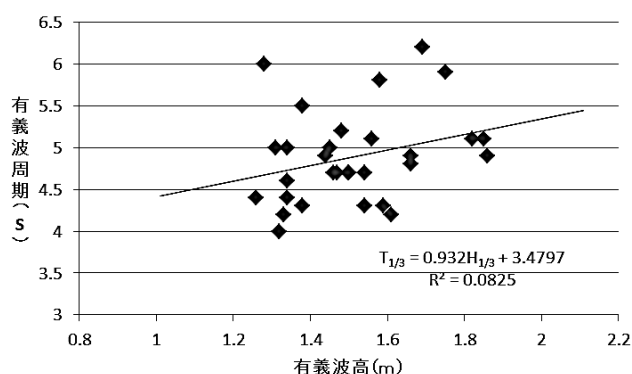


図-7.13 T地点の波高と周期の関係

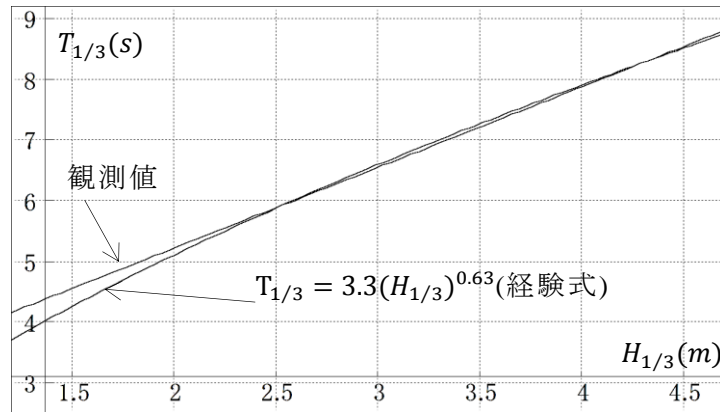


図-7.14 O₁地点の波高と周期の関係（観測値と経験式）

7.4.2 波の周期による越波量の変化

第2章における全国の踏査では、既述したように護岸の越波痕跡（水叩き上におけるNaClの凝固）は確認できたが、特に問題となった事例は発見できなかった。しかしながら廃棄物埋立護岸の維持管理に際しては、高波浪の来襲に伴う越波による管理水位の上昇や、護岸水叩きの破壊が危惧される。構造物への波の作用の影響は波高のみではなく、周期によっても異なる。したがって維持管理における臨時点検・診断に際しては、波の周期にも注目することが必要であると考えられる。

ところで前述の「港湾構造物の維持・補修マニュアル」においては、波高については注意を喚起しているが、来襲波の周期についての記述は見受けられない。設計波の再現期間を大きくしても有義波高の増大はそれほど顕著ではなく、むしろ波浪の周期が大きくなることが危惧される。

図-7.15は、合田ら(1975)⁵⁾の実験にもとづく越波量算定図を、高山ら(1982)⁶⁾が取扱いの便宜を図って越波量算定式として示した計算式から求めた「周期による越波量の変化」を示したもので、湾内の非砕波条件下におけるものである。これから明らかなように、周期の増大に伴って越波量 $q(\text{m}^3/\text{m} \cdot \text{sec.})$ が著しく増大することが分かる。したがって、設計波の有義波周期より20%以上の大きな周期の波浪が来襲した場合には、臨時点検診断を行うことを提案する。

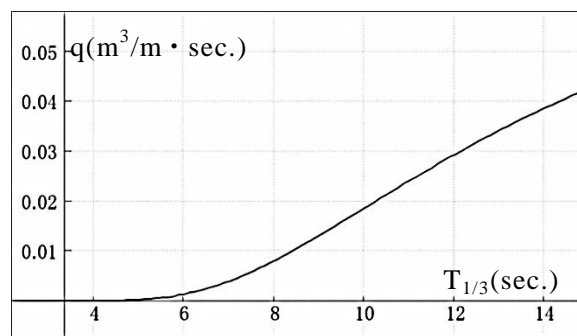


図-7.15 波の周期による越波量の変化

7.5 偶発波浪荷重の考え方の導入

7.5.1 偶発波浪荷重の考え方

平石ら(2008)は、偶発波浪荷重の定義は明確にされておらず、「港湾基準の解説」の中で、当該海域で発生し得る波の中で施設に対して最も厳しくなる波浪あるいは再現期間 100 年以上の波浪を適切に設定するとだけ述べられているのみあることから、偶発波浪荷重に対する早急な検討の必要性を指摘している。

外洋沿岸では、高い波浪が来襲し、wave-setup も湾内に比べ大きく、合田(1975)によれば、波高の 10%~10 数%の水位上昇が生じる。湾内では、通常、外洋に比べ波高が小さいため、汀線付近で若干の水位上昇が生じる程度であり、また、防波堤などで遮蔽された港内においては、砕波が生じないため、wave-setup も生じない。廃棄物海面処分場は、外洋に比較して静穏な海域である湾内や防波堤で遮蔽された海域に位置していることが多い。

表-7.1 に、永続作用、変動作用、偶発作用に分けて海洋施設に求められる性能を示す。偶発作用に対しても、使用性や安全性が求められる。

7.5.2 偶発波浪荷重の設定および越波量の計算

偶発波浪荷重について考察するために、“NOWPHAS”観測網(永井：2002)で整理された波浪観測データから、波浪の再現期間と波高の関係を求めると図-7.16~図-7.18 が得られる。O_I地点では、再現期間 50 年としたとき、有義波高 $H_{1/3}=3.4\text{m}$ 、再現期間 100 年としたとき、有義波高 $H_{1/3}=3.8\text{m}$ となるから、その比は $3.8/3.4=1.12$ となる。O_O地点では、再現期間 50 年としたとき、有義波高 $H_{1/3}=3.4\text{m}$ 、再現期間 100 年としたとき、有義波高 $H_{1/3}=3.9\text{m}$ となるから、その比は $3.9/3.4=1.15$ となる。T 地点では再現期間 50 年としたとき、有義波高 $H_{1/3}=2.25\text{m}$ 、再現期間 100 年としたとき、有義波高 $H_{1/3}=2.4\text{m}$ となるから、その比は $2.4/2.25=1.067$ となる。偶発荷重の再現期間を 100 年~200 年のうち、何年にとるかは議論の余地があるが、ここでは 30 年間の波浪の実測結果を用いることから、推定精度を考慮して最も短い 100 年とした。200 年とするには、波浪推算などを含めたより深化した検討が必要と考えられる。

表-7.1 施設に作用する荷重と求められる性能

荷 重	定 義	施設に求められる性能
永続作用	自重・土圧・温度応力・腐食などの環境作用	使用性
変動作用	波浪・風・水位(潮位)・載荷重・船舶の接岸力・ レベル1地震動	使用性
偶発作用	レベル2地震動・偶発作用の波浪・船舶の衝突・津波	使用性・修復性・安全性

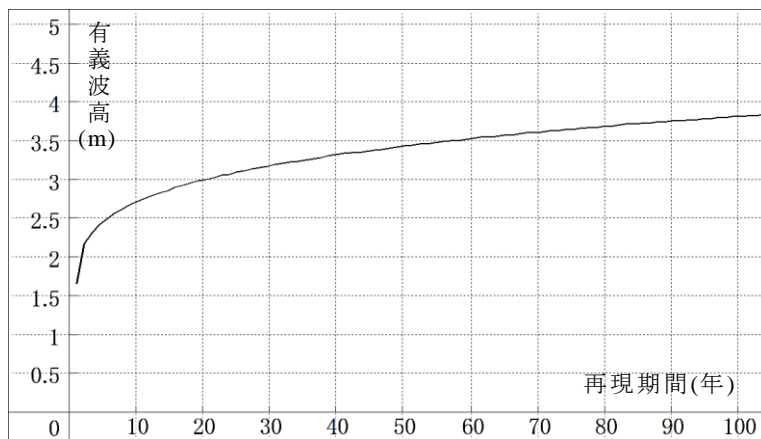


図-7.16 O₁地点の再現期間と波高の関係

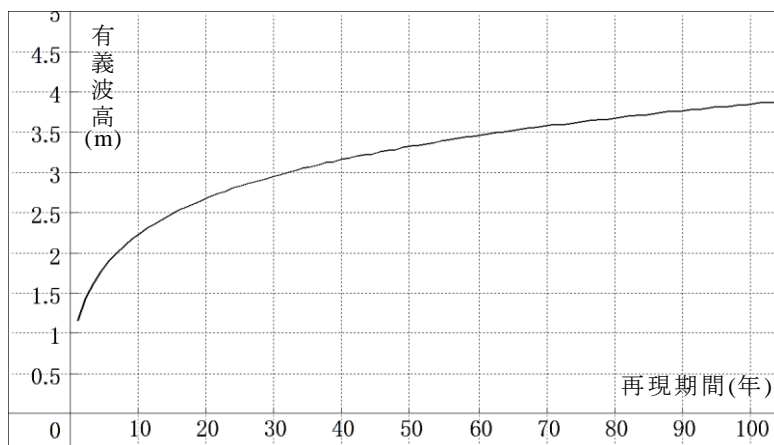


図-7.17 O_o地点の再現期間と波高の関係

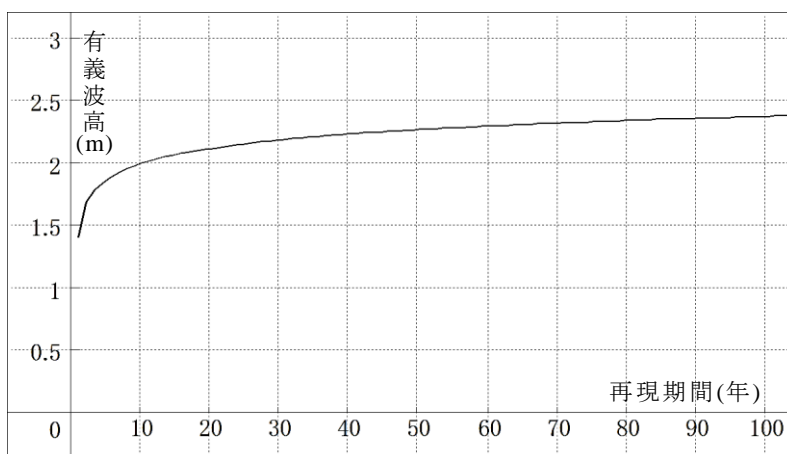


図-7.18 T地点の再現期間と波高の関係

周期と波高と明確な相関が認められた O₁ 地点について、50年と100年確率の波浪について

7.6 結論

その周期を求めると、式(7.7)の $T_{1/3} = 1.328H_{1/3} + 2.56$ によって再現期間 50 年のとき $T_{1/3} = 1.328 * 3.4 + 2.56 = 7.1 \text{sec.}$ 、再現期間 100 年のとき、 $T_{1/3} = 1.328 * 3.8 + 2.56 = 7.6 \text{sec.}$ となるから $7.6/7.1 = 1.07$ となる。

波高が、50 年確率波の 1.12 倍、周期が 1.07 倍になった場合の波浪を偶発波浪として、護岸越波量について考察する。合田ら(1975)による越波量算定図から、50 年確率波に対する越波量を求めると、概略値として $q = 0.0833 (\text{m}^3/\text{s}/\text{m})$ が得られる。100 年確率波に対する越波量は $q = 0.115 (\text{m}^3/\text{s}/\text{m})$ となる。したがって 100 年確率波に対する越波量は、50 年確率波の場合より 38% の増大となる。

仮に処分場の面積を $1,000\text{m} \times 500\text{m}$ (50ha) で $1,000\text{m}$ の延長の護岸から 2 時間にわたって越波が生じれば、50 年確率では総越波量は $1,000 \times 60 \times 60 \times 2 \times 0.0833 (\text{m}^3/\text{s}/\text{m}) = 599,760 \text{m}^3$ となる。処分場の面積で除して $599,760 / (1,000 \times 500) = 1.20 \text{m}$ の処分場内の水位の上昇となる。100 年確率では、総越波量は $1,000 \times 60 \times 60 \times 2 \times 0.1148 (\text{m}^3/\text{s}/\text{m}) = 826,560 \text{m}^3$ となる。処分場の面積で除して $826,560 / (1,000 \times 500) = 1.65 \text{m}$ の処分場内の水位の上昇を来すこととなる。処分場および埋立護岸の適正な維持管理を行うためには、偶発荷重にも備えられるように準備しておくことが必要であり、具体的に上述のような越波による処分場内の水位上昇を視野に入れた対応が望まれる。

7.6 結論

本章では、海象条件の維持管理への影響について論じた。来襲波の確率分布にもとづき、第 5 章で提案した新たな手法によって、維持管理の際の構造物の破壊確率を計算し、十分な安全性が確保されることを明らかにした。

維持管理を適切に行うためには、当該海域における高波浪の来襲頻度をあらかじめ把握しておくことが有益である。そこで、大阪湾内、大阪湾口、東京湾内の代表的な地点の“NAWPHAS” (全国港湾海洋波浪観測網) の波浪観測データを活用して、それぞれの海域の 50 年確率波高の 75% の波高の来襲頻度を明らかにした。その結果、 O_1 地点では 7 年に 1 回、 O_0 地点では 15 年に 1 回、T 地点では 2.5 年に 1 回のそれぞれの頻度で設計波高の 75% の波高が来襲する。つまり東京湾内では、しばしば臨時点検・診断を行わなければならないことを、予め想定しておくことが必要であることが分かった。

“NAWPHAS” (全国港湾海洋波浪観測網) の波浪観測データを活用して、来襲波の確率分布にもとづき、第 5 章で提案した安全率 R/S による設計波高の 75% の波浪に対する破壊確率を計算し 0.4% と非常に小さい値となることを明らかにした。また埋立護岸の施工時について、10 年確率波に対しても同様にして破壊確率を計算し、0.95% と小さい値になることを明らかにした。

構造物への波の作用の影響は波高のみではなく、周期によっても異なる。維持管理における臨時点検・診断に際しては、波の周期にも注目することが必要であると考えられるので、周期の増大に伴う越波量 $q (\text{m}^3/\text{m}/\text{sec.})$ の著しい増大を示した。そして設計波の有義波周期より 20% 以上の大きな周期の波浪が来襲した場合には、臨時点検・診断を行うことを提案した。

埋立護岸の越波量について、周期の増大に伴う越波量 $q (\text{m}^3/\text{m} \cdot \text{sec.})$ が著しい増大を明らかに

し、設計波の有義波周期より20%以上の大きな周期の波浪が来襲した場合には、臨時点検診断を行うことを提案した。さらに、偶発荷重としての再現期間100年の波浪による波高と周期を“NAWPHAS”データから求め、越波量が再現期間50年の場合の越波量と比較して38%増大することを示し、注意を喚起した。

参考文献

- 1) 永井紀彦(2002)：全国港湾海洋波浪観測 30 か年統計(NOWPHAS 1970-1999)，港湾空港技術研究所資料，No.1035, 388p.
- 2) 平石哲也・平山克也・加島寛章・春尾和人・宮里一郎(2008)：偶発波浪荷重による被害例とその特性，海岸工学論文集，第 55 卷，pp.981-985.
- 3) Goda, Y(2003): Revisiting Wilson's formula for simplified wind-wave prediction, *Journal of Waterway, Port, Coastal Engineering*, ASCE, Vol.129, No.2, pp.428-430.
- 4) 合田良実(1975)：浅海域における波浪の砕波変形，港湾技術研究所報告，第 14 卷，第 3 号，pp. 59-106.
- 5) 合田良実・岸良安治・神山 豊(1975)：不規則波による防波護岸の越波流量に関する実験的研究，港湾技術研究所報告，第 14 卷，第 4 号，pp.3-44.
- 6) 高山知司・永井紀彦・西田一彦：各種消波工による越波流量の減少効果(1982)，港湾技術研究所報告，第 21 卷，第 2 号，pp.151-205.
- 7) 平石哲也・平山克也・加島寛章・春尾和人・宮里一郎(2008)：偶発波浪荷重による被害例とその特性，海岸工学論文集，第 55 卷，pp.981-985.
- 8) 永井紀彦(2002)：全国港湾海洋波浪観測 30 か年統計(NOWPHAS 1970-1999)，港湾空港技術研究所資料，No.1035, 388p.

第 8 章

管理型廃棄物埋立護岸の維持管理手法の 実務への適用

8.1 維持管理手法の実務への適用における留意点

第 2 章～第 7 章において得られた本研究の成果を，実務に適用する際に留意すべきいくつかの点について以下に述べることとする。

8.1.1 埋立の工程管理

第 2 章において維持管理の実態に関する全国踏査によって明らかにしたように，大型で強い台風
の来襲時に，静穏な海域にある海面処分場の遮水シートが変形した例がみられた．80cm の潮位偏差
が生じていたので，主として高潮による外力によるものと考えられる．護岸背後に埋立の初期段階
に廃棄物（焼却灰）を埋め立てて，護岸の強度を高めるという埋立の工程管理を行う必要がある．

8.1.2 潮位変動を考慮した漏出量の評価

第 3 章においては，遮水工が破損した場合に浸出水の漏出量を知るために最も高精度な
Eulerian-Lagrangian FEM にもとづく浸透・移流分散解析を，外海の水位に潮位変動を与えるととも
に降雨による管理水位の上昇を視野に入れて，50 年の長期に亘って行うことができることを示した．
そして，従来の潮位変動を考慮しない場合に比較して浸出水の漏出が約 1/2 に抑制されることを明
らかにした．また漏出量（汚染物質の質量）を知るために，「比濃度流量」という量を定義し，実用
に供することができた．

しかしながら潮位変動を与えた非定常の計算では，外海水位を一定とした従来の定常状態の計算
に比較して，48 倍もの計算時間を要することが分かった．したがって，むしろ維持管理の観点から
は，従来の研究において行なわれているように外海の水位を一定とした定常解析を行うのが，迅速
な対応のためには有利であると言える．定常解析では，安全側（漏出量を過大に見積もる．）の計算
結果が得られるからである．そして現場の状況に応じて要すれば，非定常解析を行えばよいものと
考えられる．

8.1.3 護岸隅角部の遮水矢板の耐震性の弱点への対応

第 4 章においては，数百年に一度とされるレベル 2 地震動が発生した場合には，遮水工に鋼矢板
が用いられている場合には，隅角部に応力集中が生じ塑性変形を起こすおそれがあることを明らか
にした．したがって，大きな地震に遭遇した場合には，特に隅角部周辺を中心に入念に臨時点検・
診断を行う必要がある．

8.1.4 遮水シートの破断リスクへの対応

また第 4 章においては，遮水シートは 300%以上の伸びに耐えられることから，本研究ではレ

8.1 維持管理手法の実務への適用における留意点

ベル2地震の際にも安全との解析結果が得られた。しかしながら、個別の地点についてみれば将来どのような規模の地震に襲われるかは、人知の及ばないところである。遮水シートは地震の作用時には、単純な引張力を受けるだけでなく、捩じれを生じる危険もある。本研究では地震の作用時間は20秒としたが、長周期の地震動が作用する可能性も否定できない。実務においては、「地域防災計画」で想定された地震がよりどころとなる。これにもとづいて耐震性能を評価し、必要に応じて耐震補強などの対策を講じることが考えられる。

さらに遮水シートの劣化が進展した状態で、強い外力が作用した場合や、その他の不測の事態の発生をまったく否定することはできない。したがって、「緊急時の応急対策」について、予め計画しておくことが望まれる。

8.1.5 鋼材の腐食への対応¹⁾

干満帯は、潮汐の日変動によりほぼ6時間おきに海水への浸水と、大気への露出が繰り返し行われる部分である。平均海面(M.S.L.)付近の腐食は小さく、平均干潮面(M.L.W.L.)直下付近の腐食がきわめて大きくなる。これは、M.S.L.付近がカソード(溶存酸素が高い)、M.L.W.L.直下付近がアノード(溶存酸素濃度が低い)となる「マクロセル」が形成されるためである。M.L.W.L.直下付近の腐食速度は、場合によっては飛沫帯の腐食速度よりも大きくなることがある。この現象は、「集中腐食」と呼ばれる。鋼矢板式構造物ではM.L.W.L.直下付近の集中腐食により凸矢板に穴が開き、その穴から裏込め土砂の流出が起これり矢板背面に空洞が発生する。

したがって護岸背後の水叩き下の空洞の早期発見がきわめて重要であり、第6章で述べた弾性波探査や、地中レーダー(G.P.R.)の活用による、空洞の早期発見が護岸の維持管理において推奨される。鋼材の腐食対策を講じる際には、参考文献1)が有用である。

8.1.6 高潮・高波の来襲への備え

港湾構造物の維持管理においては、日常点検診断、定期点検診断に加え、構造物の損傷が危惧されるような高波、高潮、地震の発生後には臨時点検診断を行い、異常の有無を確認しなければならない。第7章において述べたように設計波(50年確率波)の75%以上の有義波高の波浪の来襲があった場合には、一般の港湾構造物については臨時点検診断を行うことが推奨されている。これに加えて本研究で明らかにしたように、設計波(50年確率波)の120%以上の有義波周期の波浪の来襲があった場合には、臨時点検診断を行うことが推奨される。これを図示すると図-7.1のようになり、色塗りされた部分が臨時点検診断を行う範囲である。有義波高、有義波周期ともに1.0の値が設計波を表わしている。

8.1.7 水質保全の重要性

維持管理の実態に関する全国踏査で明らかにしたように、処分場の周辺海域の水質が、一般項目・生活環境項目・健康項目について月1回以上ないしは年2回以上の頻度で、事業者自らによる監視

がなされている。周辺海域の水質は、その海域のバックグラウンド値や河川からの流入水質の影響を受けて変化するが、水質の検査値に何らかの異常値が検出されれば、ただちにその原因の究明と対策を講じなければならない。

異常時の処分場周辺の具体的な水質保全対策については、次の 8.2 節において述べる。

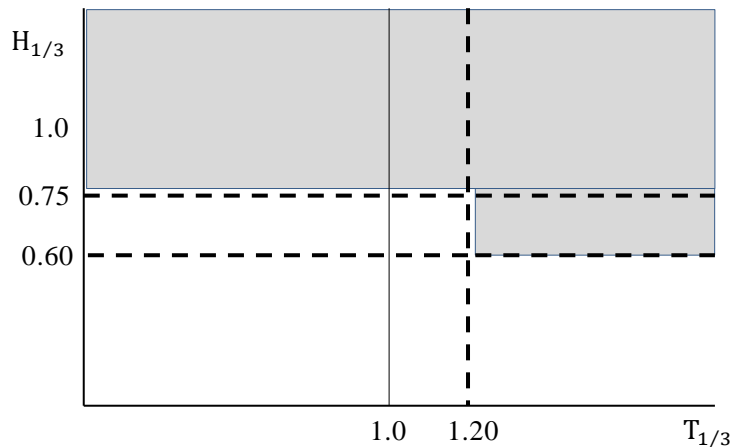


図-8.1 波高と周期による臨時点検診断の範囲の考え方

8.1.8 既設埋立護岸の安全性の評価手法

第 5 章で示した「レベル 0 (ゼロ) 信頼性設計法」と名づけた設計法は、既設港湾構造物の安全性の評価を行うのに適した方法であり、既設護岸の補強を目的とした改良などに活用できると思われる。本論文には限られた計算例のみしか示していないが、工夫次第でさまざまな活用が期待される。今後、研究および実務上の発展を図る必要がある。

8.2 緊急時の応急対策

8.2.1 基本的な考え方

第 2 章において述べたように、海面処分場周辺海域においては不測の事態に備えて、一般項目、生活環境項目および健康項目について月 1 回以上～年 2 回以上程度の頻度で水質監視が行われている。定期点検または、地震や台風などのあとの臨時点検において、異常が発見された場合には、迅速な対応が求められる。

しかしながら、漏出箇所の特定制や護岸・遮水工の損傷部の補修には相当の時間を要するものと考えられる。したがって、緊急時の応急対策として汚染水の漏出を拡大させないための方策が必要となる。そこで、ここでは汚染水の漏出時の汚濁防止膜の緊急展開について述べる。

8.2.2 汚濁防止膜の効果

管理型廃棄物埋立護岸・遮水工から保有水（汚染水）が漏出し、汚濁防止膜を緊急に展開した例

は報告されておらず、前例がない。しかしながら、何らかの不測の事態によって汚染水の漏出が、処分場周辺海域の水質の定期監視によって検出された場合には、緊急的に汚濁防止膜を展張することによって汚染の拡大を防止できるものと考えられる。

小野ら(1999)²⁾は、長さ 15m、幅 5m の平面水槽内において、①汚濁防止膜による流況制御に関する実験および②汚濁防止膜周辺の流況に対して、垂下型汚濁防止膜と自立型汚濁防止膜を囲い込み、長さ 4~6m、囲い込み幅 1~2m の範囲で設置し、水深 20cm とし、4cm/s の一定の流速（定常流速）を作用させた実験を行っている。

その結果、自立型汚濁防止膜のみを設置した場合でも、囲い込まれた領域において 60%程度の流速低減があることを明らかにした。また、併せて汚濁防止膜周辺の流況を Navier-Stokes の方程式を差分法によって解析した。その結果、汚濁防止膜が設置されていることによって、流れは汚濁防止膜で囲い込まれた領域外を流れ、囲い込まれた領域の流速が低減することを明らかにした。

汚濁防止膜の設置による汚濁の拡大は、上記の囲い込みによる流速低減効果のほか、汚濁の一時貯留効果、幅広く一様な流速になる整流効果によって防止されるものと考えられる。

8.2.3 汚濁防止膜の保管（備蓄）の必要性

万一、汚染水の海域への漏出が強く疑われるような事態が生じた場合に、漏出箇所を特定するための詳細な調査を行わなければならない。そのために、時日を費やしている間にも微量であっても汚染水が海域へ漏出してしまうので、これを食い止めるためには汚濁防止膜の緊急展張が有効な手段である。汚濁防止膜の展張によって、少なくとも処分場周辺の流れに乗って汚染物質が拡がる（移流現象）のを押さえることが可能である。ところが、汚濁防止膜はそれを設置する海域ごとの仕様に沿った注文生産によって供給されることから、市場で随時、調達することが難しい。

したがって、各海面処分場においては予め前もって汚濁防止膜を調達し、保管しておくことが望まれる。汚濁防止膜のカーテンの生地であるポリエステルは、紫外線による劣化が危惧されるので、屋根付の倉庫で保管しておくことが必要である。

参考文献

- 1) 『海洋鋼構造物の防食技術』編集委員会編(2010)：海洋鋼構造物の防食技術-厳しい腐食と戦った防食技術者たちの20年のノートから-, 技報堂出版, 241p.
- 2) 小野正順・安井章雄・有光 剛・出口一郎(1999)：汚濁防止膜による流況制御に関する研究, 海洋開発論文集, 第15巻, pp.243-248.

第9章

結 論

9.1 まとめ

国民の日常生活を支える重要な役割を担っている廃棄物海面処分場は、波浪・高潮・地震などの厳しい自然条件のもとで、安定的にその役割を果たし続けていくことが求められており、日常的にはもとより、台風や地震の際にも安全でなければならない。そのためには海面処分場の維持管理が適正に行われることが喫緊の課題である。本研究は、従来、研究がなされていない廃棄物埋立護岸の維持管理に焦点をあて、そのより一層の適正化に資するための技術の開発を目指したものである。

第1章では、序論として本研究の背景、既往の研究、本論文の構成および概要について記述した。

第2章では、我が国の廃棄物処理の現状について述べた。排出量や最終処分量（埋め立て量）は依然として年間482万トンと膨大であり、その最終処分に海面処分場が活用されていることを述べた。また、最近、頻発する風水害や地震によって一挙に大量に発生する災害廃棄物の迅速な処理に廃棄物海面処分場が活用されたことを、2011年の台風12号の際に紀伊半島においてヒヤリングによる現地調査などによって明らかにした。

また、供用中の廃棄物海面処分場の維持管理の実態を把握するため、全国の10箇所の処分場への現地踏査について述べた。各々の処分場の立地特性に応じた維持管理や、汚染水の処理・漏出防止、護岸・遮水工の定期点検、周辺海域の水質監視などの処分場のシステムとしての共通点が多いことが分かった。周辺海域の水質監視システムや、遮水矢板の初期腐食・遮水シートの変形も明らかとなった。

さらに、第3章~第7章への序章として廃棄物埋立護岸に求められる性能とその照査手法について、性能設計法と信頼性設計法の枠組みについて述べた。

第3章では、性能評価の根幹をなす遮水工が破損した場合の保有水の漏出を定量的に知るうえで強力な手段となる浸透・移流分散解析を行った。その際、最も厳密な手法である浸透と分散を *Euler* 法で解き、移流については、*Lagrange* 法で解く FEM を用いた。この研究においては、海洋の特徴である海面の潮位変動を境界条件とした解析結果を初めて示した。

その結果、海面の潮位変動を与えた場合には、これを一定とした場合と比較して、保有水の漏出が約1/2に抑制されることが分かった。そのメカニズムを、簡単な1次元のモデルによる解析によって明らかにした。また、分散係数の浸透流速に対する非線形な振る舞いを図示し、潮位変動を伴う非定常解析の特徴を示した。さらに“比濃度流量 S ”と名づけた量によって、汚染物質の漏出量（質量）を定量的に知りうることを示し、実用に供することを可能にした。

従来の外海水位を一定とした場合の計算は、潮位差が小さい場合の近似と解釈することができ、この場合には漏出量が大きくなることが分かった。したがって、潮位差が小さい海域の処分場においても異常時の緊急点検がより重要となることを指摘した。さらに、外海水位に潮位変動を与えて保有水の漏出量を計算するには、潮位変動を与えず外海水位を一定とした場合の計算（定常計算）より48倍の計算時間を要することを示した。したがって、実際に遮水工の損傷が生じて保有水の漏出が懸念される場合には、すみやかに、潮位変動を与えず外海水位を一定とした場合の計算（定常計算）を行って必要な対策を講じることが推奨される。外海水位を一定とした場合の計算（定常計算）は、保有水の漏出を過大に見積もるので、これに対応できるようにしておけば、安全側の計算

結果を与えるからである。そして、必要に応じてより精度の高い、潮位変動の影響を考慮した浸透・移流分散解析（非定常）を行なえばよいものと考えられる。

第4章では、地震国である我が国にとって特に考慮すべきレベル2地震動に対する動的有効応力解析を行い、廃棄物埋立護岸の性能を評価する方法を提示した。本研究では、レベル2地震動に対する埋立護岸の耐震性能を、FEMによる2次元動的有効応力解析手法“FLIP”により評価した。さらにこの結果にもとづき、2次元および3次元静的全応力解析手法“ALID”を用いて、遮水矢板の性能評価を行った。その結果、ポリ塩化ビニル(PVC)、直鎖状ポリエチレン(LLDPE)などを用いた遮水シートは健全性が保たれるが、遮水矢板では隅角部における応力集中によって鋼材の塑性変形が生じることを明らかにして、維持管理に際しての注意を喚起した。

第5章では、性能規定にもとづく設計法が港湾施設について採用され、その性能を照査するための手段として破壊確率にもとづく信頼性設計法が採用されたことから、既設構造物の維持管理の観点から、従来の安全率の確率を評価する方法を数理統計学にもとづいて初めて可能にした。本研究では性能関数 Z として従来の $Z=R-S$ に替えて、安全率そのもの $Z=R/S$ を採用し、その確率密度関数を求めて、性能関数のテイラー展開を経ずに、数理統計学にもとづいて破壊確率を直接に計算することを初めて可能にした。これによって安全率によって設計された既設の港湾・海岸構造物の安全性と、現在の信頼性設計法との整合を図ることができた。そして、この手法を「レベル0 (ゼロ) 信頼性設計法」と名づけることとした。今後、研究および実務上のさらなる発展が期待できる。

本研究は現在の性能設計体系および信頼性設計法を、維持管理の視点から論じたもので、今後、重要性が増してくる既設構造物の安全性を、それが建設された当時の外力条件の変化とともに論じていくことの重要性について論じた。

第6章では、第2章の現地踏査で分かった、波浪の繰り返し作用による吸出し等によって空洞の形成が懸念される廃棄物埋立護岸において、カケヤによる人工起振動を用いて高精度表面波探査を実施した。人工的に発生させた表面波を受信計により記録し、レイリー波の位相速度を求めた後、速度構造の逆解析をすることにより、S波速度構造を求め、深さ12mまでの地盤構造を明らかにした。また、地中レーダー(G.P.R.)による空洞探査を廃棄物埋立護岸に対して、初めて行った。埋立護岸の法線に沿ってアンテナを移動し、連続的に測定を行うプロファイル測定による反射断面の解析を行った。その結果、異常値を示す箇所を検出することができた。実際に空洞が生じているか否かの判定を行うには、更なるチェック・ボーリングなどの探査を行って確定診断を行う必要があることが分かった。

さらに、厚さ50cmの水叩きのコンクリート板の下に空洞が生じた場合に、従来の薄板理論(Kirchhoff板)に替えて、コンクリート板の厚板理論(Mindlin板)にもとづく高精度なFEMによる応力解析の手法を示した。

第7章では、海象条件の維持管理への影響について論じた。30年間の波浪の実測データを用いて来襲波の確率分布にもとづき、第6章で提案した安全率 $Z=R/S$ の確率評価手法によって、維持管理における臨時点検・診断基準とされている設計波高(50年確率)の75%の波高、および護岸の施工時の10年確率の波高に対する構造物の破壊確率を計算し、この値がいずれも1%未満で、十分な安全性が確保されることを明らかにした。また、波浪の周期の増大に伴うと越波量の増大を論じ、設計周期の1.2倍の周期の波浪が来襲した際には、点検・診断を行うことを提案した。さらに、偶発

波浪荷重として再現期間100年の波浪による越波量を計算し、50年確率波の越波量に比較して、38%増加することを明らかにした。

第8章では、第2章～第7章までの検討結果にもとづき、維持管理手法の実務への適用における留意点として、①埋立の工程管理、②潮位変動を考慮した漏出量の評価、③護岸隅角部の遮水矢板の耐震性の弱点への対応、④遮水シートの破断リスクへの対応、⑤鋼材の腐食への対応、⑥高潮・高波の来襲への備え、⑦水質保全の重要性、⑧既設埋立護岸安全性の評価手法として各章で得られた結果をもとに整理し、廃棄物埋立護岸の維持管理手法の実務への適用について述べた。また、万一、不測の事態によって護岸・遮水工から保有水の漏出が生じた場合に、汚染水の周辺海域への拡がりを抑制するための応急対策として、汚濁防止膜の緊急展張を提案した。

第9章では、本論文のまとめと、残された課題について述べ、結論とした。

9.2 残された課題

我が国経済の高度成長過程においては、新たに施設をつくることに関心が集中し、そのための技術開発が鋭意進められてきたが、近年の経済成長の停滞や国と自治体を通じた財政難のなかにあつては、むしろ施設の適正な維持管理によって施設を良好な状態で利用していくことが重要になってきた。

管理型廃棄物埋立護岸は、臨海部に存する我が国の大都市の住民の日常生活によって発生する廃棄物を適正に処理するという役割を有するとともに、近年、頻発する風水害や震災によって一挙に大量に発生する災害がれきを迅速に処理し、災害復旧の支援にも重要な役割を果たしている。本論文では、従来の3Rシステムのみではなく、後者にも焦点をあてて論述した。

管理型廃棄物埋立護岸の維持管理を直接に対象にした研究は従来、ほとんど行われておらず、本論文においては、このような現状にかんがみて波浪・地震・劣化に伴う性能の評価を行うための具体的な手法を示した。また、不測の事態によって万一、汚染水の周辺海域への漏出が確認された際の応急対策についても提案を行った。以下に、各章ごとに残された課題を述べる。

第3章においては、遮水工の損傷割合を既往の研究にもとづいて与えて保有水の漏出量を計算した。現実的な場面を想定すると、遮水工の損傷箇所やその大きさ、損傷割合を事前に知ることが難しい。したがって本論文では言及していないが、遮水工の損傷の検知に関する研究も行なわれているが、技術的課題に加え、コスト面の課題の克服も期待される分野である。

また、管理型廃棄物埋立護岸の維持管理にとって重要と考えられる性能評価の具体的な手法を示したが、実務への適用にあたっては負担を減らすためにより *Eulerian-Lagrangian* 法による漏出量の評価手法を簡便にして、その利用を容易にすることが望まれる。潮位変動による保有水の漏出の抑制の現象をさらに厳密に解明するには、2次元場におけるさらなる検討の余地が残されている。

第4章においては、レベル2地震動として兵庫県南部地震の地震波形を入力地震動とした解析を行った結果を示した。実務においては、地域防災計画に定められた地震動を用いて照査を行うことになるが、より長周期でかつ継続時間の永い地震を入力地震動とすることが求められることも考えられる。

第5章においては、既設港湾構造物の安全性の評価のために「レベル0（ゼロ）信頼性設計法」を提案した。しかしながら、本論文において示した具体的な計算例は限られており、滑動以外の破壊モードへの適用など、さらに多くの具体的な計算例を示し、研究および実務上の発展を図ることが期待される。

第6章においては、護岸の空洞化に対する現地調査の実施結果を示すとともに、空洞が生じた場合の水叩きのコンクリート板の安全性の評価手法を示した。廃棄物埋立護岸の適正な維持管理のためには、目視による点検・診断のみではなく、実際に護岸の状態を知ることが重要である。そのためには、非破壊検査技術に関する電磁気学的な知識の普及が必要である。

最後に、管理型廃棄物埋立護岸の維持管理計画を予め策定しておき、不測の事態に備えることと、維持管理の更なる高度化に資する経済的かつ多岐にわたる技術の開発が必要であることを指摘して、結びとする。

謝 辞

本研究を行うに際し、京都大学防災研究所 平石哲也教授には、初期の段階から適切かつ温かいご指導を賜りました。厚くお礼申し上げます。

京都大学防災研究所 井合 進教授には、主指導教官として、また論文の主査として論文の完成に向けてご多忙な中、懇切丁寧なご指導を賜りました。非常に恐縮に存じますとともに、厚くお礼申し上げます。京都大学大学院地球環境学堂 勝見 武教授には、副指導教官として、また論文の審査に当たり卓越したご専門の知見にもとづき、的確なご指導を賜りました。厚くお礼申し上げます。京都大学大学院工学研究科 木村 亮教授には、論文の審査に当たり卓越したご専門の知見にもとづき、的確なご指導を賜りました。厚くお礼申し上げます。

京都大学防災研究所 飛田哲男准教授には、副指導教官として温かいご指導を賜りました。厚くお礼申し上げます。

京都大学防災研究所 東 良慶助教には、本研究を行うに際し適切なお助言を頂くとともに、日頃よりさまざまな相談に応じて頂きました。厚くお礼申し上げます。

当時、博士後期課程に在籍された 松下紘資氏を始めとする研究室の皆様には、遠隔の地にあって何かと行き届かない筆者に対し、多大なご協力を頂きました。厚くお礼申し上げます。

本研究を行うに際し、現地踏査の折などを含め多くの方々大変お世話になりました。厚くお礼申し上げます。

最後に私事に亘ることを、お赦し頂きたく存じます。筆者の博士後期課程在学中に、相次いで他界した父と母の墓前に、本論文の完成を報告させて頂きたいと存じます。また、いつも明るく家庭を支えてくれた妻にも、感謝の言葉を贈りたいと存じます。どうも、ありがとう。