

「漁港海岸保全施設の耐震性能設計のガイドライン（案）」

平成 2 2 年 3 月

水産庁漁港漁場整備部防災漁村課

発刊にあたって

耐震性能設計では、目標とする耐震性能に応じてある程度の被害を想定しているが、実際に地震の被害を受けた場合には、災害復旧の工期や費用、復旧工法の施工性や資材の調達等が問題となる。

漁港海岸保全施設が被害を受けた場合には、漁港海岸の背後には漁村集落が位置していること、加工場や水産倉庫等の漁業活動に重要な役割を果たす施設があること等を考慮し、生活や漁業活動の早期の復旧を図るための迅速な対応が必要となる。

また、復旧工法の選択においては、工費が安く、かつ工期が短いことが原則となるが、初期費用による経済性を優先した工法選択を行なうだけでなく、背後地の状況等の漁港海岸の特徴・特性に応じて、復旧費用と復旧期間の両者を考慮した工法選択を行なうことが重要である。

今後の漁港海岸保全施設の耐震設計については、「漁港海岸保全施設の耐震性能設計のガイドライン（案）」を踏まえ、震度法を中心としたレベル1地震動による解析、さらにレベル2地震動に対する動的解析等より高度な解析手法と構造物の性能を明確に規定する必要がある。

～ 目 次 ～

|                                |     |
|--------------------------------|-----|
| 第 1 章 総論                       | 1   |
| 1 - 1 . 本ガイドラインの目的             | 1   |
| 1 - 2 . 適用の範囲                  | 3   |
| 1 - 3 . 用語の定義                  | 5   |
| 第 2 章 耐震設計法                    | 8   |
| 2 - 1 . 総説                     | 8   |
| 2 - 2 . 耐震設計の手順                | 11  |
| 2 - 3 . 耐震性能の設定                | 14  |
| 2 - 3 - 1 . 耐震性能の考え方           | 14  |
| 2 - 4 . レベル 1 地震動に対する検討        | 21  |
| 2 - 4 - 1 . レベル 1 地震動に対する検討の基本 | 21  |
| 2 - 4 - 2 . 設計震度               | 22  |
| 2 - 4 - 3 . レベル 1 地震動に対する耐震解析  | 24  |
| 2 - 4 - 4 . 液状化の予測・判定          | 26  |
| 2 - 5 . レベル 2 地震動に対する検討        | 28  |
| 2 - 5 - 1 . レベル 2 地震動に対する検討の基本 | 28  |
| 2 - 5 - 2 . レベル 2 地震動に対する耐震解析  | 31  |
| 2 - 5 - 3 . レベル 2 地震動に対する照査規準  | 35  |
| 参考資料 1 ( 検討事例 )                | 37  |
| 参考資料 2 ( 解析手法 )                | 74  |
| 参考資料 3 ( 耐震性能現況調査表 )           | 128 |
| 参考資料 4 ( 液状化対策工法一覧 )           | 129 |

## 第1章 総論

### 1-1. 本ガイドラインの目的

「本ガイドライン」は、漁港海岸保全施設のうち堤防、護岸、胸壁の耐震設計を担当する実務者を対象に、「海岸保全施設の技術上の基準・同解説（平成16年6月）」の耐震設計に関する事項の理解を助け、適正かつ効率的な設計実務に資することを目的とする。

#### 「本ガイドラインの設定事項」

##### 【補足説明】

(1)「海岸保全施設の技術上の基準・同解説（平成16年6月）」(以下、「解説書」という。)は、海岸法第14条第1項及び第2項並びに「海岸保全施設の技術上の基準を定める省令（平成16年 農林水産省・国土交通省令第1号）」の解釈と運用について出された関係省庁の共同通知について解説したものである。

「解説書」では性能照査型設計法の考え方が導入されたことにより、従来の耐震設計にはなかった、「耐震性能」、「レベル1地震動」、「レベル2地震動」、「耐震性能の照査規準」、「耐震性能照査」等の新たな考え方が取り入れられている。しかし、これらの考え方が取り入れられた背景、根拠等は記述されているものの、設計実務の参考となる具体的な検討手法等の詳細については記述されていない。

このため、本ガイドラインでは、漁港海岸保全施設のうち堤防、護岸、胸壁の耐震設計に際し、「解説書」における耐震設計に関する事項の理解を助け、適正かつ効率的な設計実務に資するため、性能規定の考え方を踏まえた耐震設計（性能照査型の耐震設計）について具体的に示した。

ただし、本ガイドライン以外の手法であっても、「解説書」の考え方を踏まえ、技術上適正であると判断された場合は、その手法の採用を妨げるものではない。

( 2 ) 本ガイドラインの記述内容の意味合い

本ガイドラインにおける記述内容の意味合いは、以下に示すとおりとしている。

表 1 本ガイドラインの記述内容の意味合い

| 構成     | 記述内容                            |
|--------|---------------------------------|
| 枠囲み    | ・「解説書」の[枠囲み]<br>・本ガイドラインの設定事項   |
| 【解説】   | ・「解説書」の[解説]                     |
| 【補足説明】 | ・枠囲み及び【解説】の補足説明で、実務において理解を助ける事項 |

「解説書」とは、「海岸保全施設の技術上の基準・同解説(平成16年6月)」のことである。

## 1 - 2 . 適用の範囲

「本ガイドライン」は、漁港海岸保全施設のうち堤防・護岸・胸壁の設計において地震動の作用を考慮する（性能照査型の耐震設計を行う）場合に適用する。

### 「本ガイドラインの設定事項」

#### 【補足説明】

漁港海岸保全施設には、堤防、護岸、胸壁、突堤、離岸堤、潜堤・人工リーフ、消波堤、津波防波堤、砂浜及び附帯設備である水門及び樋門、排水機場、陸閘などがある。

本ガイドラインは、地震動の作用を考慮する必要がある漁港海岸保全施設のうち主要施設である、図1に示す堤防・護岸・胸壁の性能照査型の耐震設計に用いるものとする。

堤防の型式の分類方法は、前面の勾配、構造、使用材料などにより種々考えられるが、前面の勾配により傾斜型、直立型及び混成型の3種類に分類される。勾配が1：1（1割）より緩いものを傾斜型といい、1：1（1割）より急なものを直立型という。特に、傾斜型の中で1：3（3割）より緩やかなものを緩傾斜型と呼んでいる。混成型とは、図1に示す例のように、捨石マウンド等の傾斜型構造物の上にケーソンやブロック等の直立型構造物が設置された型式をいう。

| 堤防  |                              | 護岸  |  | 胸壁     |             |
|-----|------------------------------|-----|--|--------|-------------|
| 傾斜型 | 石張式、コンクリートブロック張式、コンクリート被覆式など | 傾斜型 | 石張式、コンクリートブロック張式、コンクリート被覆式、捨石式、捨ブロック式など                  | 単塊型    | 重力式、杭式・鋼矢板式 |
| 直立型 | 石積式、重力式扶壁式など                 | 直立型 | 石積式、重力式、扶壁式、突堤式（L型式を含む）、ケーソン式、コンクリートブロック積式、セル式、矢板式、石枠式など | L型・逆T型 | 重力式、杭式・鋼矢板式 |
| 混成型 | 捨石マウンドなど+ケーソン、ブロックなど         | 混成型 | 重力式など+コンクリートブロック張式など                                     |        |             |

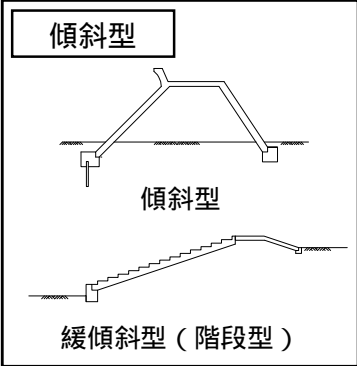
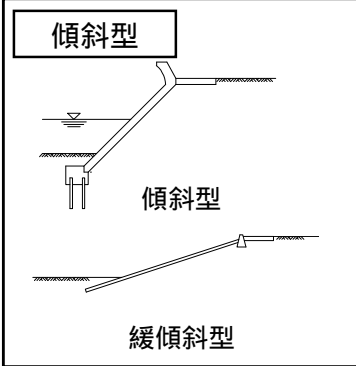
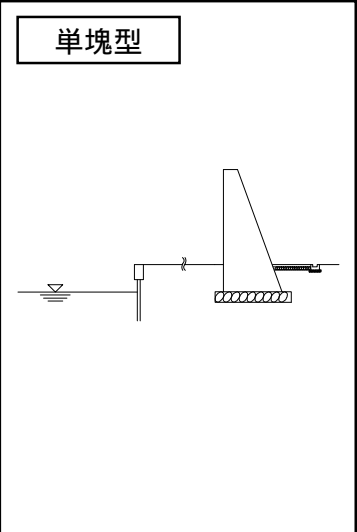
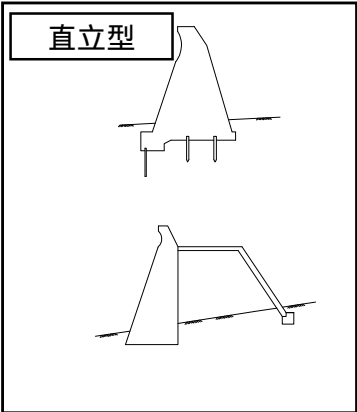
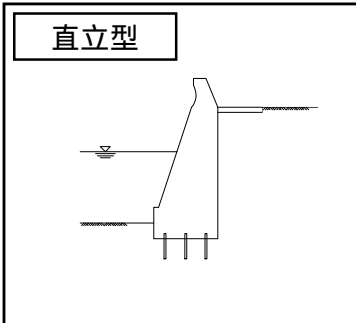
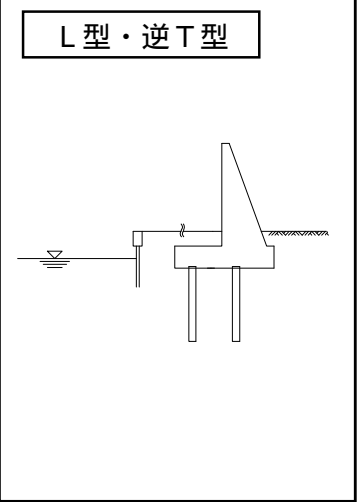
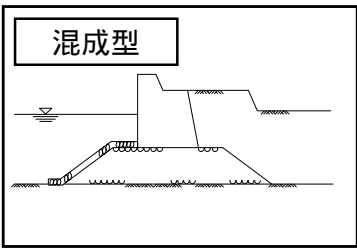
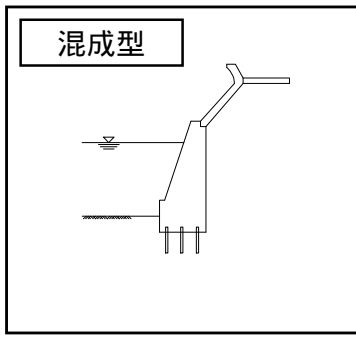
|  |   |  |
|--|---|--|
| <p><b>傾斜型</b></p>  <p>傾斜型</p> <p>緩傾斜型（階段型）</p> | <p><b>傾斜型</b></p>  <p>傾斜型</p> <p>緩傾斜型</p> | <p><b>単塊型</b></p>      |
| <p><b>直立型</b></p>                             | <p><b>直立型</b></p>                        | <p><b>L型・逆T型</b></p>  |
| <p><b>混成型</b></p>                             | <p><b>混成型</b></p>                        |  |

図 1 堤防・護岸・胸壁の型式分類 消波工付も含む

### 1-3. 用語の定義

本ガイドラインでは次の通り用語を定義する。

- ・地震動<sup>1)</sup>

地震が発生し、地震波が伝播する際、その経路に当たる地盤に生じる振動。

- ・作用<sup>2)</sup>

構造物に働く力学的な力の原因となるもの、構造物の変形の原因となるもの、および構造物の材料を劣化させる原因となるものの総称。

- ・目的<sup>3) 4)</sup>

構造物を建設する理由を一般的な言葉で表現したもの。例えば、堤防・護岸の目的は、海岸背後にある人命・資産を高潮、津波及び波浪から防護するとともに、陸域の侵食を防止することである。

- ・機能

目的に応じて構造物が果たすべき役割。

- ・性能<sup>4)</sup>

機能の実現に寄与する施設的能力。

- ・要求性能<sup>3) 4)</sup>

構造物がその目的を達成するために保有する必要がある性能のこと。構造物の要求性能は、構造物の安全性に関すること、使用性に関すること、環境性に関すること、施工性に関すること、経済性に関することなどがある。

例えば、堤防・護岸の要求性能は、高潮又は津波による海水の侵入を防止し、波浪による越波を減少させることである。

- ・設計供用期間<sup>5)</sup>

施設の設計に当たって、当該施設の要求性能を満足し続けるものとして適切に設定されるべき期間。

- ・施設の供用期間

施設を供用する期間。漁港や漁港海岸保全施設では設計供用期間は30年であっても、実際はそれ以上の期間にわたって施設は供用されることもある。漁港の設計において30年確率波を使用するのは、港湾と同様に50年の供用を考えつつ、重要度を考慮して30年確率波を採用している。

- ・再現期間<sup>5)</sup>

ある大きさ以上の作用が、一度発生してから次に再び発生するまでの平均的な時間間隔(年)のこと。年超過確率(想定した以上の作用が、一年間に一回以上発生する確率)の逆数で与えられる。

- ・遭遇確率

N年間にT年確率の事象が起こる確率のこと。設計供用期間N年間に再現期間T年の地震が起こる確率(遭遇確率)Pは下式で与えられる。

$$P = 1 - (1 - 1/T)^N$$



- ・性能照査型設計法<sup>6)</sup>

設計された構造物が要求性能さえ満足していれば、どのような構造型式や構造材料、設計手法、工法を用いてもよいとする設計方法。より具体的には、構造物の目的とそれに適合する機能を明示し、機能を備えるために必要とされる性能を規定し、規定された性能を構造物の供用期間中確保することにより機能を満足させる設計方法。

- ・耐震設計

地震に対して、構造物等が被害を受けないように十分な耐力を与えるために行う設計。

- ・レベル1地震動<sup>4)</sup>

供用期間中に1～2度発生する確率を有する地震動。

- ・レベル2地震動<sup>4)</sup>

現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級の強さを持つ地震動。

- ・耐震性能

要求性能のうち、地震に対する構造物の安全性に関すること。ここでは、対象施設にレベル1地震動、レベル2地震動が作用した際に必要とされる安全性能のことであり、被害程度に基づき設定される。

- ・性能規定

性能照査を行えるように、要求性能を具体的に定量的な数値で記述した規定。本ガイドラインでは、要求性能のうち耐震性能を対象とする。

- ・性能照査（照査）<sup>3)</sup>

構造物が性能規定を満足していることを確認する行為。

なお、本ガイドラインでは、性能照査と照査は同じ意味で使用する。

#### 引用文献

- 1) 土木学会地震工学委員会(2001): 土木構造物の耐震設計ガイドライン(案) - 耐震基準作成のための手引き - 、土木学会
- 2) 国土交通省(2002): 土木・建築にかかる設計の基本、国土交通省に一部加筆
- 3) 文献6) に一部加筆
- 4) 海岸保全施設の技術上の基準・同解説: 平成16年6月、海岸保全施設技術研究会編
- 5) 社団法人 日本港湾協会(2007): 港湾の施設の技術上の基準・同解説に一部加筆
- 6) 土木学会包括設計コード策定基礎調査委員会(2003): 包括設計コード(案)、土木学会

#### 【補足説明】

「農業水利施設の機能保全の手引き」(平成 19 年 3 月 農業農村整備部会 技術小委員会)によると、性能設計における「機能(function)」と「性能(performance)」について、次のような事例を紹介している。例えば、飛行機の機能と性能とは、

- ・飛行機には飛ぶ機能がある
- ・その飛行機の性能は、最高時速 1,200km/時、航続距離は 3,000km である。

つまり、機能とは性質や役割を示し、直接数値化できないものであり、性能とは、具体的な指標として数値化できるものを示している。

堤防・護岸では、

- ・堤防・護岸には、その背後地にある人命・財産を高波、津波、波浪から守る機能がある。
- ・堤防・護岸には、高波、津波、波浪がその背後地へ侵入することを防ぐ性能がある。
- ・堤防・護岸の要求性能は、波の打ち上げ高よりも天端が高いことや、許容越波流量以下となる天端高さをもつこと、高波、津波、波浪等の外力に対して構造体が安定であることとなる。

## 第2章 耐震設計法

### 2-1. 総説

地震の作用を考慮する必要がある海岸保全施設については、施設の機能及び構造、施設背後地の重要度、地盤高等を考慮して、当該施設が所要の耐震性能を満足することを適切に照査するものとする。

#### 「解説書 2.10.1 総説 処理基準」

##### 【解説】

(1) 1995年兵庫県南部地震を契機として、構造物の耐震設計法に関する根本的な見直しが行われてきた。従来の耐震設計体系では、想定される地震外力に対して力の釣り合い等を検討し、所要の安全率を確保することとしていたが、新たに耐震性能の概念が導入された。これは入力地震動をレベル1、レベル2の2段階として想定地震動に幅を持たせるとともに、各々の地震動レベルに応じた適切な許容被害程度を設定することにより、構造物の持つ耐震性を総合的かつ具体的に規定するものである。

##### 【補足説明】

(1) 「施設の機能」は、その施設の設置目的と関連しており、例えば、設置目的が高潮対策の場合は、施設背後地への海水の侵入を防止することであり、設置目的が侵食対策の場合は、海水による侵食を防止することである。このように、施設に求められる機能が異なることを考慮して設計するものとする。

(2) 「施設の構造」とは施設の構造型式のことであり、施設の構造型式や地盤特性により地震に対する挙動特性が異なることを考慮して耐震解析を行うものとする。

(3) 「施設背後地の重要度」及び「地盤高」は、漁港海岸保全施設の耐震性能を設定する上で重要な条件である。「施設背後地の重要度」は、家屋の密集の度合い、資産(家屋、家財など)の集積度、防災拠点となるべき施設の有無などのことであり、施設が被災した場合に地域経済・生活活動が受ける影響の程度が異なる。「地盤高」は、施設背後地の地盤高のことであり、施設が被災した場合、浸水に対する危険性の程度が異なる。「施設背後地の重要度」及び「地盤高」の取り扱いについては、これらの事項を考慮し、2-3-1. 耐震性能の考え方に示す事項を用いるものとする。

(4) 耐震設計にあたって考慮すべき事項は、【補足説明】(1)から(3)に示したものの(あるいは項目)の他、「潮位」、「波浪」、「津波」、「海底地形及び海浜地形」、「漁業活動の状況」、「漁港海岸の環境」、「漁港海岸の利用と利用者の安全」、「施工条件」などがある。

#### 1) 潮位

設計潮位は、越波・波のうちあげに対して最も危険となる潮位とする。

## 2) 波浪

漁港海岸では、設計波として、確率統計処理された再現期間 30 年、すなわち 30 年確率波を採用する例が多い。

## 3) 津波

津波を対象とする場合は、設計津波の水位に背後地の状況等を考慮して堤防天端高を決定するが、既往の津波の痕跡によって決める例が多い。

## 4) 海底地形及び海浜地形

海底勾配が急であれば、波は岸側で碎波しかつ碎波波高が大きくなるので、大きな波力、越波が生じ易い。また、砂浜海岸であれば、高潮時などに堤防前面で洗掘が生じ易い。このように海底地形及び海浜地形に対する考慮も重要である。

## 5) 漁業活動の状況

堤防・護岸などの施設の前面海域において、養殖などの漁業活動が営まれていることがある。そのため、現地の漁業活動の状況を把握した上で検討を行うことが重要である。

## 6) 漁港海岸の環境

漁業地域が存在する沿岸域は、藻場・干潟に代表されるような多様な生物群集による生態系を形成している。その生態系は、魚介類のほかに、底生生物、プランクトン、海藻などにより構成されており、漁業活動、地域生活など多くの面で人間活動を支えている。このような漁港海岸の環境を踏まえ検討を行うことが重要である。

## 7) 漁港海岸の利用と利用者の安全

漁港海岸は、その背後に居住する人たちの生活の場であるとともに、他の海岸と同様に海水浴、釣り、ダイビングなど、国民に健全な海洋レクリエーションの場を提供している。また、漁業地域に立地する漁港海岸では、地域の漁業振興のための体験漁業など都市漁村交流の場として重要な役割を担っている。これら漁港海岸の利用と利用者の安全に配慮して検討を行う必要がある。

## 8) 施工条件

堤防・護岸の施工が海上工事となる場合は、種々の施工上の制約を受ける。つまり、波浪、潮汐、潮流の影響を強く受け、作業時間が制限され、また、施工による海水の濁りの問題が生じる場合もある。施工場所周辺には集落があるため、工事用地確保の困難などの施工上の制約を受ける。施設の利用面からは、これを極力妨げないよう工法等を検討し、地域住民等に対しては日常生活に影響を及ぼさないように、施工中の振動や騒音、濁り等への対策を考慮する必要がある。

## 9) 長大な延長の海岸線に対する留意点

長大な延長の漁港海岸保全施設の耐震設計を行なう場合は、地盤条件等が異なることも予想され、漁港海岸保全施設の破壊形態も異なることもあるので、注意が必要である。

( 5 ) 漁港海岸保全施設における所要の耐震性能の設定は、2 - 3 - 1 . 耐震性能の考え方に示す事項を用いるものとする。

( 6 ) 耐震性能を照査するにあたり、適切な照査を行うための手順を示す必要があることから、2 - 2 . 耐震設計の手順により検討を行うものとする。

( 7 ) 漁港海岸保全施設の耐震設計を行なうにあたり、施設の設計条件を決定するには、施設の背後地、施設の重要度、目標とする耐震性能を適切に設定する必要がある。そのため、施設の現状を定量的に把握するため、参考資料-3 に示すような現況調査表を作成しおくことが望ましい。

## 2 - 2 . 耐震設計の手順

漁港海岸保全施設の耐震設計にあたっては、第一段階として、適切に耐震性能を設定する。

第二段階として、レベル1地震動を対象に震度法による構造物の安定性を検討する。さらに、液状化の予測・判定を行い、液状化が発生すると判定された場合には、液状化対策を検討する。

第三段階として、レベル2地震動を考慮する必要がある施設の場合は、変形量を予測し耐震性能を評価するものとする。

### 「本ガイドラインの設定事項」

#### 【補足説明】

漁港海岸保全施設の耐震設計では、「解説書 2 . 1 0 . 2」に示されている耐震設計の考え方に基づいて、図 2 に示す手順によるものとする。以下にその概要を示す。

#### ( 1 ) 耐震性能の設定

耐震性能の設定方法の考え方は、2 - 3 . 耐震性能の設定に示す事項を用いるものとする。なお、適用する地震動レベルは、表 5 目標とする耐震性能の等級 ( p.17 ) に示す施設に必要とされる耐震性能に従って設定するものとする。

#### ( 2 ) レベル1地震動に対する検討

次に、レベル1地震動を対象に震度法による耐震解析と液状化判定を行うものとする。震度法による耐震解析の方法は、2 - 4 - 3 . レベル1地震動に対する耐震解析に示す事項を用いることとし、液状化の予測・判定方法は、2 - 4 - 4 . 液状化の予測・判定に示す事項を用いるものとする。地震に対する耐力が不足する場合は断面変更及び対策工を検討し、再度耐震解析を行い、耐力が確保されていることを確認する。さらに、液状化が発生すると判定され、構造物や周辺施設に影響を与えると判断された場合には、液状化対策工を検討することとする。その場合の判断方法は、表 2 各種変形解析手法による手法のうちいずれかの手法を用いてもよい。

表 2 各種変形解析手法

|                   |  |
|-------------------|--|
| 液状化による変形量の簡便な推定方法 | 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計<br>平成 11 年 10 月 運輸省鉄道局 監修 鉄道総合技術研究所 編<br>下水道施設の耐震対策指針と解説 - 2006 年版 -<br>社団法人 日本下水道協会<br>高圧ガス設備等耐震設計指針<br>レベル 2 耐震性能評価 解説編 高圧ガス保安協会 |
| 静的照査法による手法        | ALID 東畑モデル   |
| 動的解析による手法         | LIQCA FLIP   |

注1) 詳細は、表 11 (p.33,34) 各種変形解析手法の特徴を参照のこと。

注2) 表 11 (p.34) 中の 簡易動的解析による手法は、液状化による極端な地盤の変形特性の変化がある場合は、不適当な場合もあるため除外した。

### (3) レベル2 地震動に対する検討

さらに、耐震性能の設定においてレベル2 地震動に対する耐震検討が必要と設定された施設については、レベル1 地震動に対する施設の安定性を検討後、レベル2 地震動を対象にした変形量予測手法による耐震解析を行うものとする。

この耐震解析の結果から、地震による施設の変形量を評価し、レベル2 地震動に対する耐震性能の等級(表5 目標とする耐震性能の等級(p.17))が確保できない場合には、断面変更を含めた対策工の検討を行い、求められる耐震性能が確保されることを確認する。レベル2 地震動の検討方法は、2-5. レベル2 地震動に対する検討に示す事項を用いるものとする。

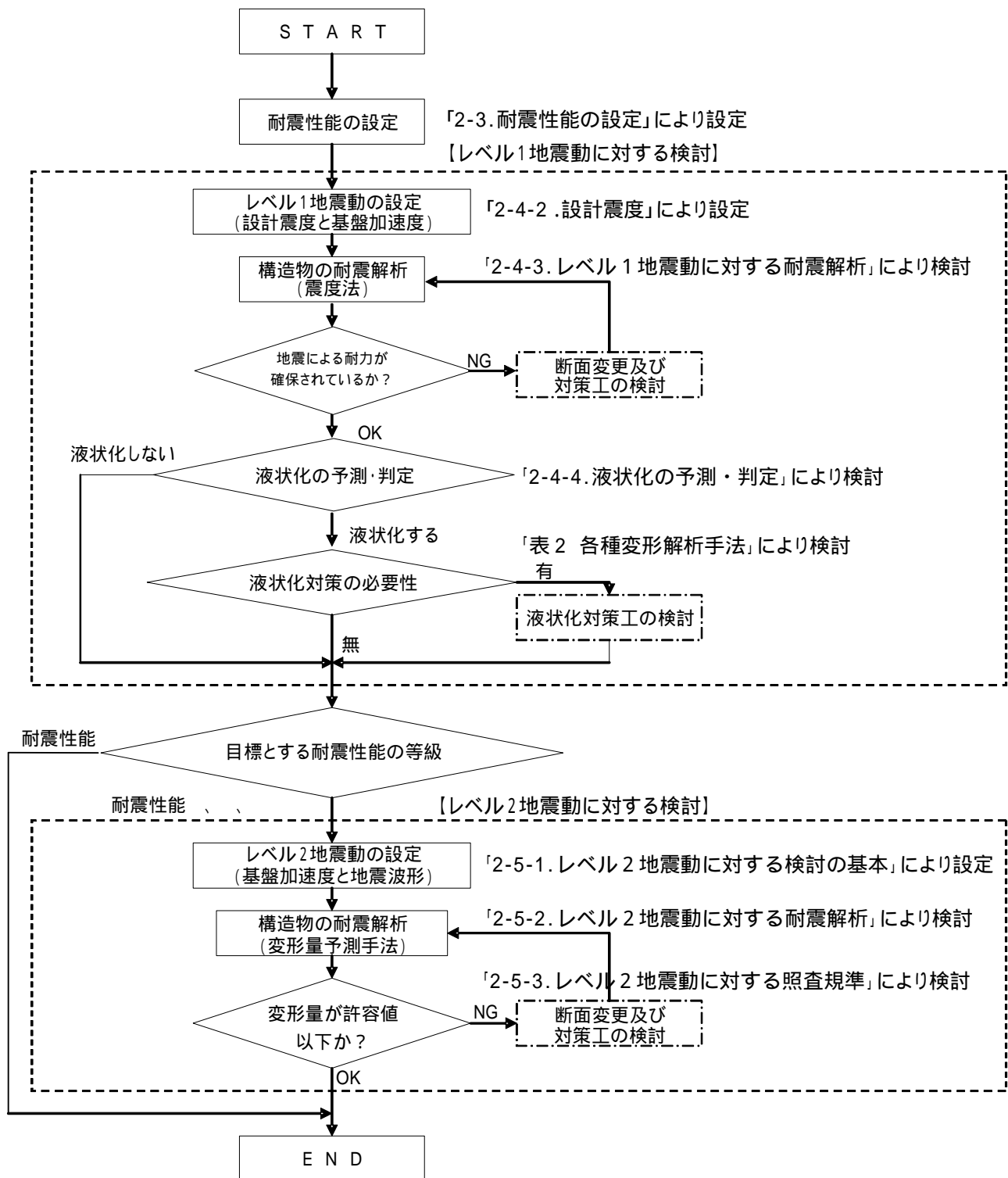


図 2 漁港海岸保全施設の耐震設計手順



## 2 - 3 . 耐震性能の設定

### 2 - 3 - 1 . 耐震性能の考え方

海岸保全施設の耐震設計は、施設の供用期間中に1～2度発生する確率を有する地震動（レベル1地震動）に対して所要の構造の安全を確保し、かつ、海岸保全施設の機能を損なわないものとする。

さらに、海岸保全施設のうち、施設の機能及び構造、施設背後地の重要度、地盤高、当該地域の地震活動度等に基づいてより高い耐震性能が必要と判断されるものに係る耐震設計は、現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級の強さを持つ地震動（レベル2地震動）を想定し、これに対して生じる被害が軽微であり、かつ、地震後の速やかな機能の回復が可能なものとする。

#### 「解説書 2 . 1 0 . 2 海岸保全施設の耐震性能」

##### 【解説】

(1) 耐震性能は、対象施設にレベル1、レベル2地震動の作用した際に必要とされる性能であり、対象施設の許容被害程度に基づき設定する。許容被害程度は、構造物の機能低下の影響及び本格復旧の難易度（費用、時間）の2つの要因を考慮して設定する。

##### 【補足説明】

(1) 施設の供用期間とは、構造物が所定の機能を維持することを期待する期間であり、当該施設の要求性能を満足し続けるものとして適切に設定するものとする。

(2) レベル1地震動に対しては、地震に対する施設の所要の構造の安全を確保することとし、耐震性の照査方法は、2-4. レベル1地震動に対する検討に示す事項を用いるものとする。

(3) 漁港海岸保全施設は、レベル1地震動が作用した場合においても、その施設の機能を損なわないものとする。

(4) 「施設の機能」及び「施設の構造」は、2-1. 総説【補足説明】(1)及び(2)に示す事項とする。

(5) 「施設背後地の重要度」及び「地盤高」は、表3 施設背後地の重要度区分及び表4 施設背後地の地盤高区分に示す事項を用いるものとする。

なお、施設背後地とは、浸水区域面積から費用対効果B/Cを算出する場合と同様の考え方により、水位を基準とした地盤高から背後地の範囲を求めればよい。

(6) レベル2地震動に対しては、2-5. レベル2地震動に対する検討に示す事項を用いるものとする。

(7) 漁港海岸保全施設の耐震性能

漁港海岸の背後地域は、平地が少なく住宅が高密度に立地し、被災時に情報面、物理面で孤立する可能性が高い。また、高齢者福祉施設、緑地広場施設等公共的な施設も多く、一般的に、他の海岸に比べて施設が防護すべき生命・財産などが高密度で存在する。

このような漁業地域の実態を考慮し、漁港海岸保全施設の耐震性能の等級の設定に当たっては、特に重要と判断される条件として、「施設背後地の重要度」と「施設背後地の地盤高」を考慮することとする。

漁港海岸保全施設の耐震性能は、施設背後地の重要度及び地盤高を考慮して、図3 耐震性能の設定フローに基づき設定する。

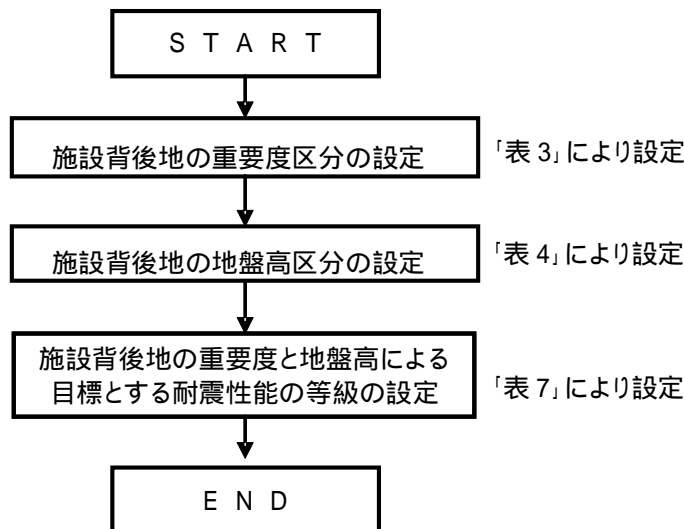


図3 耐震性能の設定フロー

### 1) 施設背後地の重要度

「施設背後地の重要度」は、家屋の密集の度合い、資産(家屋、家財など)の集積度、防災拠点となるべき施設の有無などのことであり、施設が被災した場合に地域経済・生活活動が受ける影響の程度が異なることから、表3のように区分することを標準とする。

表3 施設背後地の重要度区分

|             |   |
|-------------|---|
| 施設背後地の重要度 A | <p>以下のいずれかに該当する地域</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 背後に住宅が集積し、地震後の浸水により多大な人命・財産・生活を喪失する地域</li> <li>・ 公共施設や公共用地など、震災の復興に重要な役割を果たす地域</li> <li>・ 施設背後に他地区と通じる唯一の道路があり、地震後の崩壊又は浸水により道路が遮断され孤立する地域</li> <li>・ 背後に加工場、水産倉庫などの地域の漁業活動に重要な役割を果たす施設がある地域</li> <li>・ 施設背後地の地形の傾斜が急になっており、地震による施設被害の結果、高潮、波浪などにより地形の安定性が損なわれ、人命・財産・生活が喪失する可能性の高い地域</li> </ul> |
| 施設背後地の重要度 B | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 重要度 A 以外の地域</li> </ul>   |

「参考：海岸施設設計便覧(2000年版) 土木学会」

### 2) 施設背後地の地盤高

漁港海岸保全施設の中でも、堤防・護岸・胸壁に分類される施設は、施設背後地への浸水を防止するという機能を有しており、施設背後地の地盤高が低い場合は、より高い耐震性能を設定することを標準とする。

「施設背後地の地盤高」は、浸水に対する危険性を考慮し、表4のように区分することを標準とする。なお、施設背後地の地盤高が地震により大きく沈下すると想定される場合は、沈下後の地盤高により区分することが望ましい。

表4 施設背後地の地盤高区分

|      |  |
|------|--|
| 低地盤高 | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 施設背後地盤高が、朔望平均満潮位よりも低いため、施設の被災により浸水が予想される地域</li> </ul> |
| 高地盤高 | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 施設背後地盤高が、朔望平均満潮位よりも高いため、施設が被災しても即座に浸水しない地域</li> </ul> |

「参考：海岸施設設計便覧(2000年版) 土木学会」

### 3) 目標とする耐震性能

漁港海岸保全施設においては、構造の安定性及び修復の容易性等を考慮し、目標とする耐震性能を、表5に示す4等級の区分とすることを標準とする。

図2 漁港海岸保全施設の耐震設計手順 (p.13) に示すように、耐震性能は、レベル2地震に対する耐震検討が必要なく、耐震性能、  
、  
は、レベル2地震動に対する検討が必要である。

表5 目標とする耐震性能の等級

| 目標とする耐震性能の等級 | 検討対象地震動レベルと許容被害程度                                  | 耐震性能のレベル |
|--------------|--|----------|
| 耐震性能         | レベル1地震動に対して被害程度aにとどまる。<br>レベル2地震動は考慮しない。*          | 低い       |
| 耐震性能         | レベル1地震動に対しては被害程度aにとどまる。<br>レベル2地震動に対しては被害程度cにとどまる。 |          |
| 耐震性能         | レベル1地震動に対しては被害程度aにとどまる。<br>レベル2地震動に対しては被害程度bにとどまる。 | 高い       |
| 耐震性能         | レベル1地震動に対しては被害程度aにとどまる。<br>レベル2地震動に対しては被害程度aにとどまる。 |          |

\* レベル2地震動を対象としないため、被害程度の評価は行わない。

表5における被害程度a～cは、本ガイドラインにおいては、機能面での被害、構造面での被害とし、更に機能回復のための構造物の復旧の必要性と期間を指標とした機能修復の観点を加味して、表6に示す4つの被害程度を想定した。しかし、構造物の設計時の被害程度として被害程度dとすることは想定されないため、本ガイドラインでは、被害程度a～cとして目標とする耐震性能とした。堤防・護岸・胸壁における、被害程度の概念図を図4に示す。

表6 本ガイドラインにおける被害程度

| 機能被害 | 構造被害                  | 復旧期間 <sup>1</sup> | 被害程度 |
|------|-----------------------|-------------------|------|
| 機能維持 | 無被害または復旧が必要ない程度の軽微な被害 | -                 | a    |
| 機能低下 | 簡単な復旧で対応できる程度の被害      | 短期間               | b    |
|      | 構造物の一部が崩壊             | 中期間               | c    |
| 機能停止 | 構造物の大部分が崩壊            | 長期間               | d    |

<sup>1</sup> 機能回復のための構造物復旧に必要な期間。

注)  は、本ガイドラインでの対象範囲を示す。

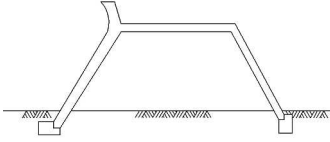
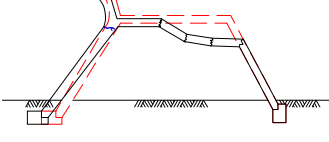
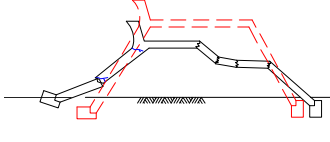
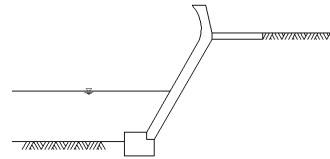
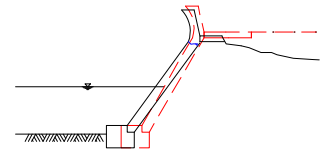
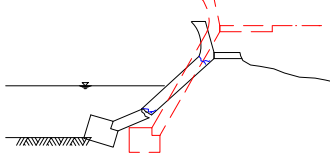
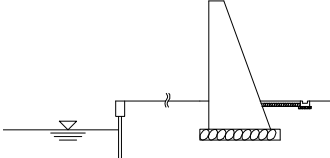
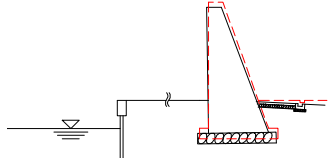
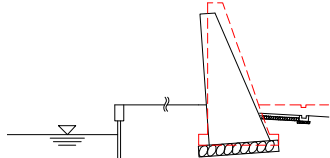
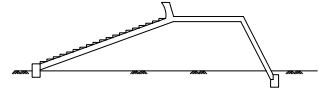
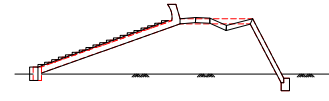
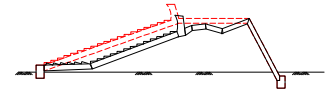
|            | a   | b  | c   |
|------------|---|--|---|
| 被害程度       | 無被害または復旧が必要ない程度の軽微な被害   | 簡単な復旧で対応できる程度の被害<br>(防波機能や安全性、使用性、環境に関する性能が一定以上確保できている)                              | 構造物の一部が崩壊<br>(防波機能や安全性、使用性、環境に関する性能が確保できない)   |
| 堤防         |    |    |    |
| 護岸         |    |    |    |
| 胸壁         |  |  |  |
| 緩傾斜型堤防(階段) |  |  |  |

図 4 被害程度の概念図

#### 4) 施設背後地の重要度と地盤高による目標とする耐震性能の等級の設定

「解説書 2.10.2」では、耐震設計で考慮する地震動は、レベル1地震動（施設の供用期間内に1～2度発生する確率を持つ地震動）と、レベル2地震動（現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級の強さを持つ地震動）の2段階の地震動としている。しかし、すべての施設において2段階の地震動を適用するのではなく、施設背後地の重要度及び地盤高により設定される目標とする耐震性能の等級を考慮して、対象とする地震動を選定することを標準とする。

なお、目標とする耐震性能の等級は、表7のように設定することを標準とする。

表 7 施設背後地の重要度と地盤高による目標とする耐震性能の等級の設定

| 施設背後地の重要度<br>施設背後地の地盤高 | A              | B              |
|------------------------|----------------|----------------|
| 低地盤高                   | 耐震性能<br>(耐震性能) | 耐震性能<br>(耐震性能) |
| 高地盤高                   | 耐震性能<br>(耐震性能) | 耐震性能           |

施設背後地の重要度 A で低地盤高：

施設背後地の重要度が高く、浸水による被害が大であるため、耐震性能を満足することを標準とするが、大きな被害が想定される地域では、耐震性能としてもよい。

施設背後地の重要度 A で高地盤高：

浸水による被害は小であるが、施設背後地の重要度が高いため、耐震性能を満足することを標準とするが、大きな被害が想定される地域では、耐震性能としてもよい。

施設背後地の重要度 B で低地盤高：

浸水による被害は大であるが、施設背後地の重要度が低いため、耐震性能を満足することを標準とするが、大きな被害が想定される地域では、耐震性能としてもよい。

施設背後地の重要度 B で高地盤高：

施設背後地の重要度が低く、浸水による被害も小であるため、耐震性能を満足することを標準とする。

目標とする耐震性能の等級については、表7を標準とするが、高潮等により過去に浸水被害を受けたことがある地域、津波来襲の危険性が高い地域などは、表7中の( )に示すように、耐震性能の等級の変更を検討することが望ましい。ここで、津波来襲の危険性が高い地域とは、例えば、「東南海・南海地震に係る地震防災対策の推進に関する特別措置法」に基づく、東南海・南海地震防災対策推進地域(21都府県652市町村)などが対象となる。

また、堤防・護岸などの施設の前面海域において、養殖などの漁業活動が営まれていることがある。そのため、堤防・護岸などの施設が被害を受けたことにより漁業活動に深刻な影響を与える恐れがある地域においても、表7中の( )に示すように、耐震性能の等級の変更を検討することが望ましい。

## 2-4. レベル1地震動に対する検討

### 2-4-1. レベル1地震動に対する検討の基本

海岸保全施設の耐震設計は、施設の供用期間中に1～2度発生する確率を有する地震動（レベル1地震動）に対して所要の構造の安全を確保し、かつ、海岸保全施設の機能を損なわないものとする。

#### 「解説書 2.10.2 海岸保全施設の耐震性能」

##### 【解説】

(1) レベル1地震動は、各種設計基準等で、設計震度または基盤最大加速度と地震動波形の組合せの形で示されるものである。レベル1地震動の具体的な再現期間は各種設計基準を参照されたい。例えば、設計供用期間50年の構造物が再現期間75年を上回る地震動に遭遇する確率は50%となる。海岸保全施設のレベル1地震動については、以上の他、海岸保全施設の機能・構造特性および面的防護施設であることなどを考慮して設定する。

(2) 漁港海岸保全施設の関連設計基準である「漁港海岸事業設計の手引 平成8年度版」においては、レベル1地震動の再現期間は概ね75年、レベル1地震動に対する耐震解析は震度法としている。

(3) 面的防護として整備された護岸などの漁港海岸保全施設は、消波堤、離岸堤などの波浪制御施設との複合的な整備で天端高を低くしている。そのため、レベル1地震動の設定に当たっては、面的防護施設を構成している各種構造物（消波堤、離岸堤など）に地震が作用しても、防護機能が低下しないように配慮することが望ましい。



## 2-4-2. 設計震度

設計震度は、地域別、地盤種別及び構造物の重要度を考慮して定めるものとする。

### 「解説書 2.10.5 設計震度・設計入力地震動・液状化(1)」

#### 【解説】

(1) 設計震度は地域別震度に地盤種別係数、重要度係数等の補正係数を乗ずる形等で示される。地域別震度は、我が国沿岸域を大きく区分し設定されたものであり、工学的基盤における震度に相当する。これに建設位置の地盤条件による補正、対象構造物の重要度による補正を行い、対象施設の設計震度が算定される。

#### 【補足説明】

(1) 漁港海岸保全施設に関連する設計基準としては、「漁港海岸事業設計の手引平成8年度版」があり、震度法に適用する設計震度として、各地域における地震の活動度、施設建設地点における地盤の特性、施設の重要度などを考慮して、地域別震度に地盤種別係数、重要度係数などの補正係数を乗ずる形などで表8のように示されている。設計震度は、表8を用いることを標準とする。

表8 漁港海岸保全施設の設計震度(漁港海岸事業設計の手引(平成8年度版))

| 適用地域           | 北海道(釧路, 十勝, 根室, (標津町以南), 日高(静内町以南)) 関東(千葉, 東京, 神奈川), 中部(静岡, 愛知, 福井), 近畿(全県), 四国(徳島) | 北海道(石狩, 胆振, 後志, 山, 渡島, 日高(新冠町以北), 根室(羅臼町以北), 網走(網走市以東), 留萌(小平町以南)), 東北(全県), 関東(茨城), 中部(新潟, 富山, 石川), 四国(愛媛, 高知, 香川), 中国(鳥取, 岡山, 広島, 島根), 九州(大分, 宮崎, 熊本, 鹿児島県の奄美諸島) | 北海道(宗谷, 網走(常呂町以西), 留萌(苫前町以北)), 中国(山口), 九州・沖縄(福岡, 佐賀, 長崎, 鹿児島県の奄美諸島を除く地域, 沖縄) |
|----------------|---|---|--|
| 構造物の区分         |   |   |  |
| 水門             | 0.15 (0.20)   | 0.10 (0.10)   | 0.05 (0.05)  |
| 樋門・樋管・陸こう      | 0.10 (0.10)   | 0.05 (0.05)   | 0.05 (0.05)  |
| 胸壁・防潮堤         | 0.15 (0.20)   | 0.10 (0.10)   | 0.05 (0.05)  |
| 護岸・堤防<br>親水性護岸 | 0.15 (0.20)   | 0.10 (0.10)   | 0.05 (0.05)  |
| 緩傾斜護岸          | 0 (0)   | 0 (0)   | 0 (0)  |
| その他護岸          | 0.10 (0.10)   | 0.05 (0.05)   | 0.05 (0.05)  |

(注) 1 第四紀層(沖積層, 洪積層)の厚さが, 下記のいずれかの場合は( )書きの震度を用いる。

① 一般の砂および粘土地盤の厚さが25m以上の場合。

② 軟弱地盤の厚さが5m以上の場合。

ここでいう軟弱地盤とは, N値4以下の砂地盤, または $q_u$ (一軸圧縮強度)が $0.2\text{kg/cm}^2$ 以下の粘土地盤であり, 通常いわれている軟弱地盤の概念とは若干異なる。

2 護岸・堤防と隣接する突堤等(取付部)については, 隣接する護岸・堤防の設計震度を考慮すること。

3 背後が重要ゼロメートル地帯の護岸・堤防で, 特に耐震性を考慮する必要がある構造物については, それぞれの基準値に0.05増することができる。

また親水性護岸であっても, 構造型式が緩傾斜堤であれば設計震度は考慮しない。

4 安全情報伝達施設および管理棟等については, 建築法, 建築基準法に基づく。

5 上記基準値によりがたい場合は, 水産庁と別途協議する。

(2) 漁港海岸保全施設の設計に用いる設計震度は「漁港海岸事業設計の手引(平成8年度版)」に示されているが、その後、新たな地域区分として「漁港・漁場の施設の設計の手引(2003年版)」で設計震度が示されている。したがって、漁港海岸保全施設については、「漁港・漁場の施設の設計の手引(2003年版)」に示されている表9の設計震度を参考とすることができる。

(3) 漁港・漁場施設に関連する設計基準である「漁港・漁場の施設の設計の手引(2003年版)」では、震度法に適用する設計震度と基盤最大加速度の組合せが見直され、従来と同様に各地域における地震の活動度、施設建設地点における地盤の特性、施設の重要度等を考慮して、地域別震度に地盤種別係数、重要度係数などの補正係数を乗ずる形で示されている。この地域別震度は、我が国沿岸域を行政区分を参考として、大きく区分し設定されたものであり、設計震度として表9が示されている。

表9 設計震度(耐震強化岸壁を除く)(漁港・漁場の施設の設計の手引(2003年版))

|        | 北海道(根室, 釧路, 十勝, 日高), 関東(千葉県, 東京都の八丈島及び小笠原諸島を除く地域, 神奈川県), 中部(福井県, 静岡県, 愛知県), 近畿(三重県, 滋賀県, 大阪府, 兵庫県, 和歌山県) | 東北(青森県の尻屋崎以南の太平洋岸, 岩手県, 宮城県, 福島県), 関東(茨城県), 近畿(京都府), 四国(徳島県, 高知県) | 北海道(胆振, 渡島, 檜山), 東北(青森県の尻屋崎以南の太平洋岸を覗く地域, 秋田県, 山形県), 中部(新潟県, 富山県, 石川県), 中国(鳥取県, 広島県), 四国(愛媛県), 九州(熊本県, 大分県, 宮崎県, 鹿児島県の奄美諸島) | 北海道(網走, 後志, 石狩, 空知, 留萌), 中国(島根県, 岡山県), 四国(香川県), 九州(佐賀県, 長崎県), 五島列島, 奄岐及び対馬を除く地域, 鹿児島県の奄美諸島を除く地域, 沖縄県の大東諸島を除く地域) | 北海道(宗谷), 関東(東京都の八丈島及び小笠原諸島), 中国(山口県), 九州(福岡県, 長崎県の五島列島, 奄岐及び対馬, 沖縄県の大東諸島) |
|--------|--|---|--|---|---|
| 係留施設 A | 0.18 (0.22)  | 0.16 (0.19)   | 0.14 (0.17)  | 0.13 (0.16)   | 0.10 (0.12)   |
| 親水施設   | 0.18 (0.22)  | 0.16 (0.19)   | 0.14 (0.17)  | 0.13 (0.16)   | 0.10 (0.12)   |
| 係留施設 B | 0.15 (0.20)  | 0.13 (0.16)   | 0.12 (0.14)  | 0.11 (0.13)   | 0.08 (0.10)   |
| 外郭施設   | 0.15 (0.20)  | 0.13 (0.16)   | 0.12 (0.14)  | 0.11 (0.13)   | 0.08 (0.10)   |

(注1) 第四紀層(沖積層, 洪積層)の厚さが, 下記のいずれかの場合は( )書の設計震度を用いる。

一般の砂及び粘土地盤の厚さが25m以上の場合

軟弱地盤の厚さが5m以上の場合

ここでいう軟弱地盤とは, N値が4以下の砂地盤, または一軸圧縮強度が20kPa以下の地盤であり, 通常の軟弱地盤の概念とは若干異なる。

(注2) 係留施設Aは, 主要な陸揚岸壁及び定期船・フェリーが発着する岸壁であり, 係留施設Bは, 係留施設A以外の岸壁及び物揚場である。

(注3) 親水施設は, 親水性を考慮した護岸及び防波堤である。

(注4) 外郭施設は, 親水施設及び道路護岸を除く外郭施設である。

### 2-4-3. レベル1地震動に対する耐震解析

レベル1地震動に対する耐震性能は、震度法による耐震設計により安全性が確保されることで満足されているものとみなせる。ただし、液状化が発生すると判定される場合には、要求する耐震性能の高さに応じて適切に照査するものとする。

#### 「解説書 2.10.4 耐震解析法(1)」

##### 【補足説明】

(1)「漁港海岸事業設計の手引(平成8年度版)」では、震度法について以下のように記述されている。

震度法は、構造物にはその質量に比例する地震力が作用すると仮定し、その比例係数を重力加速度で除した値を「震度」としたものである。言い換えれば、地震力は構造物の重量に「震度」を乗じたものである。

震度法による設計は、地震時に生ずる最大地震力を静的な外力として、常時荷重のように構造物の重心に対して水平方向に作用させ構造物の安定を検討する。よって、実際の地震時の現象との差異があるため、過大設計を回避するために安定計算上の安全率は通常時よりも低く設定している。

(2)「漁港・漁場の施設の設計の手引(2003年版)」では、震度法について以下のように記述されている。

震度法は、不規則な振動である地震動による外力を物体の重量と設計震度の積で与えられる力に置き換え、この力を構造物に静的に作用させて計算する方法であり、地震時の構造物の安定計算を常時の解析と同様に比較的簡単に行うことができる方法である。

この方法には、構造物の動的特性は反映されていないが、一般的に漁港の施設は、その固有振動周期が地震動の卓越振動周期よりも短く、剛な構造物とみなせるので、地震力は、震度法によって算定することを標準とする。

また、耐震設計においては、鉛直方向の震度を考慮せず、水平震度のみで設計を行う。

震度法による地震力は、自重及び上載荷重の和あるいは自重のみに設計震度を乗じた値とし、危険な方をその重心に作用させる。この際、自重からは浮力を差し引かないこととし、上載荷重は常時の1/2とする。

(3)レベル1地震動に対する耐震解析は、従来より用いられている震度法によるものとする。ただし、三面張り堤防などの土堰堤タイプの施設については、震度法による耐震解析法が確立されていないことから、「解説書2.10.4」において記載されている河川堤防における解析手法や、地震時の円弧すべり計算を用いてもよい。

河川堤防による解析方法は、具体的には、「慣性力のみを考慮した円弧すべり計算」と「過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり計算」を実施し、それらの安全率の組合せにより、沈下量を評価することとしたものである。

なお「慣性力のみを考慮した円弧すべり計算」と「過剰間隙水圧を考慮した円弧すべり計算」

り計算」については、「海岸保全施設耐震点検マニュアル【堤防・護岸・胸壁編】平成7年4月 農林水産省・水産庁・運輸省・建設省」を参考とすることができる。

#### 2-4-4. 液状化の予測・判定

ゆるく詰まった飽和砂質土等は地震により液状化し構造物に被害を及ぼすことがあるため、必要に応じ液状化の影響を考慮するものとする。

「解説書 2.10.5 設計震度・設計入力地震動・液状化(3)」

##### 【解説】

(1) 液状化に関わる事項については、「運輸省港湾局監修(1997):埋立地の液状化対策ハンドブック(改訂版) 財団法人 沿岸開発技術研究センター」が参考となる。

(2) 液状化の予測・判定の対象とする土層は地表面(海面下では海底面)から深さ20m以浅である。しかし、20m以深でもその層で液状化が発生した場合に構造物に重大な損傷が生じる場合や、明らかに上部20m以浅の土層と連続する層であると判断される場合があるので、このような場合には20m以深の層に対しても液状化の予測・判定を行う。

(3) 液状化の予測・判定法には、粒度とN値による方法と繰返し三軸試験結果を用いる方法の2種類がある。粒度とN値による方法は簡易な方法で一般的に使用できる。繰返し三軸試験結果を用いる方法はより詳細な方法で、粒度とN値による方法により予測・判定が困難となった場合に用いられるものである。

##### 【補足説明】

(1) 粒度とN値による方法は、粒度による判定、等価N値及び等価加速度による判定に分けられる。これに、繰返し三軸試験結果を用いる方法があり、からに進むにつれて、難易度が増していくことになる。

そこで、漁港海岸保全施設では、「漁港・漁場の施設の設計の手引(2003年版)」に示されている、液状化の予測・判定フロー(図5)に従い、段階を追った液状化の予測・判定を行うことを標準とする。

(2) なお、等価N値は、各土層のN値を有効上載圧 $64.68\text{kN/m}^2$ の場合の同一の相対密度の土層のN値に換算したものである。等価加速度は、地盤の地震応答計算により求まる最大せん断応力を用いて算定されるもので、最大せん断応力比と等価な値である。各土層の液状化の判定は、等価N値と等価加速度から液状化のランクを決定し、表10により行うことを標準とする。

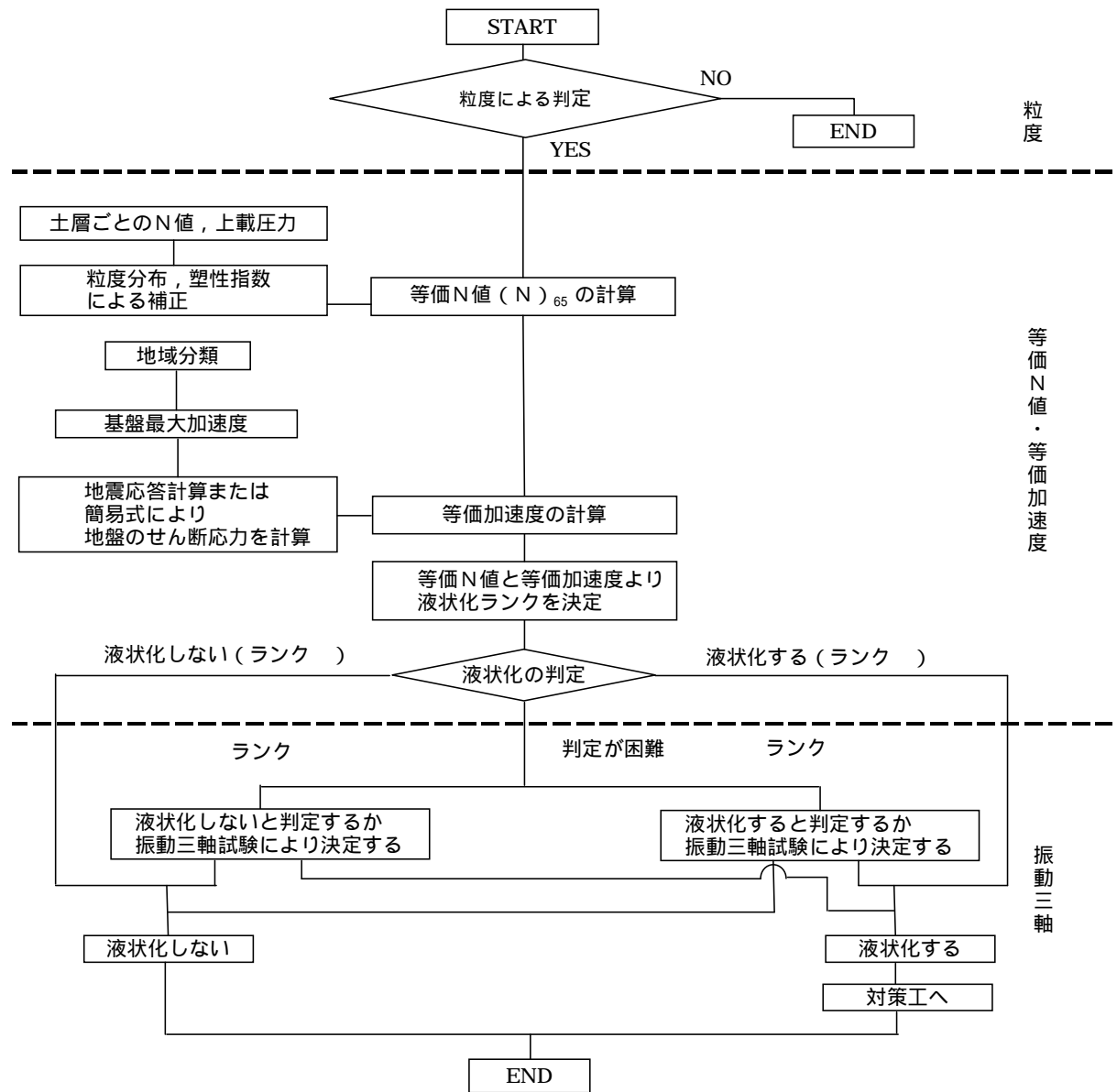


図 5 液状化の予測・判定フロー

「出典：漁港・漁場の施設の設計の手引（2003年版）」

表 10 粒度和N値による土層ごとの液状化の予測・判定

| 範囲 | 粒度和N値による液状化の予測 | 粒度和N値による液状化の判定              |
|----|----------------|-----------------------------|
|    | 液状化する。         | 液状化すると判定する。                 |
|    | 液状化する可能性が大きい。  | 液状化すると判定するか、振動三軸試験により判定する。  |
|    | 液状化しない可能性が大きい。 | 液状化しないと判定するか、振動三軸試験により判定する。 |
|    | 液状化しない。        | 液状化しないと判定する。                |

「出典：漁港・漁場の施設の設計の手引（2003年版）」

## 2-5. レベル2地震動に対する検討

### 2-5-1. レベル2地震動に対する検討の基本

海岸保全施設のうち、施設の機能及び構造、施設背後地の重要度、地盤高、当該地域の地震活動度等に基づいてより高い耐震性能が必要と判断されるものに係る耐震設計は、現在から将来にわたって当該地点で考えられる最大級の強さを持つ地震動(レベル2地震動)を想定し、これに対して生じる被害が軽微であり、かつ、地震後の速やかな機能の回復が可能なものとする。

「解説書 2.10.2 海岸保全施設の耐震性能」

#### 【解説】

(1) レベル2地震動の設定に際しては、まず対象地点に最大級の強さの地震動をもたらし得る地震を選定する。この地震を「レベル2対象地震」と呼ぶ。次に、レベル2対象地震が発生した場合の対象地点における地震動を評価してこれをレベル2地震動とする。

一般的な耐震設計ではレベル2対象地震は、過去の地震に関する情報や活断層に関する情報を総合的に考慮して選定する。特に、活断層については、施設を設計する時点での最新の調査結果を踏まえる。過去の地震に関する網羅的な資料としては文献1)、2)、過去の主要な地震の断層パラメータをとりまとめた資料としては文献3)、活断層に関する網羅的な資料としては文献4)、5)がある。これらに加え、1995年兵庫県南部地震以降、活断層に関する積極的な調査が行われており、その成果は地震調査研究推進本部や自治体から公表されている。以上の資料を参照した上で

- (a) 過去に大きな被害をもたらした地震の再来
- (b) 活断層の活動による地震
- (c) 地震学的あるいは地質学的観点から発生が懸念されるその他の地震
- (d) 中央防災会議や地震調査研究推進本部など国の機関の想定地震
- (e) 地域防災計画の想定地震
- (f) M6.5の直下地震<sup>6)</sup>

を考慮する((a)-(f)の中には重複するものもあり得る)。その中で、対象地点に最大級の強さの地震動をもたらす地震をレベル2対象地震として選定する。(a)-(f)の想定地震のうち、いずれの地震が対象地点に最大級の強さの地震動をもたらすかについては、判断が難しい場合もある。また、地震動には振幅、周波数特性、継続時間など様々な側面があり、どの地震が施設に最も大きな影響を及ぼすかは、まず地震動を評価し、次に地震応答計算を行ってはじめてわかるという場合もある。このようなことから、この段階では無理にレベル2対象地震を一つに絞る必要はなく、候補となる地震を複数選定しておけばよい。また、対象施設の特性に応じて、異なるレベル2対象地震が選択される場合もある。

地震動に影響を及ぼす要因としては、震源の性質(震源特性)と震源から基盤に至る伝播経路の性質(伝播経路特性)、それに基盤から地表に至る地下構造の性質(サイト特性)などが重要であり、レベル2地震動の設定においてはこれらを考慮する。対象地

点もしくはその近傍で取得された強震記録は、対象地点周辺の地下構造に関する情報を含むものであり、サイト特性を考慮したレベル2地震動の評価に有効である。

海岸保全施設のレベル2地震動については、以上の一般的な耐震設計の考え方の他、海岸保全施設の機能・構造物特性等を考慮して設定する。

- 1) 文部科学省国立天文台編(2002):理科年表(平成15年)
- 2) 宇佐美龍夫(1996):新編日本被害地震総覧[増補改訂版416-1995],東京大学出版会
- 3) 佐藤良輔編(1989):日本の地震断層パラメーター・ハンドブック,鹿島出版会
- 4) 活断層研究会編(1991):[新編]日本の活断層-分布図と資料,東京大学出版会
- 5) 中田高・今泉俊文編(2002):活断層詳細デジタルマップ,東京大学出版会
- 6) 土木学会土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会(2000):土木構造物の耐震設計法に関する第3次提言と解説

#### 【補足説明】

(1)【解説】(1)において、“海岸保全施設のレベル2地震動については、以上の一般的な耐震設計の考え方の他、海岸保全施設の機能・構造物特性などを考慮して設定する。”と記述されており、「解説書2.10.2海岸保全施設の耐震性能 解説(3)」に示されている方法以外の設定方法によってレベル2地震動を設定することを妨げるものではない。

(2)レベル2地震動の設定に際しては、設計対象地域の地震記録の特徴を反映したものをを用いる必要があるが、漁港海岸保全施設の設計対象地域である漁港地域においては、一般的に過去の地震観測結果がほとんど得られていない。したがって、漁港海岸保全施設のレベル2地震動の入力地震動は、「漁港・漁場の施設の設計の手引(2003年版)」の「資料6.1耐震強化岸壁における設計震度の算定(図6)」を参考に設定してもよい。



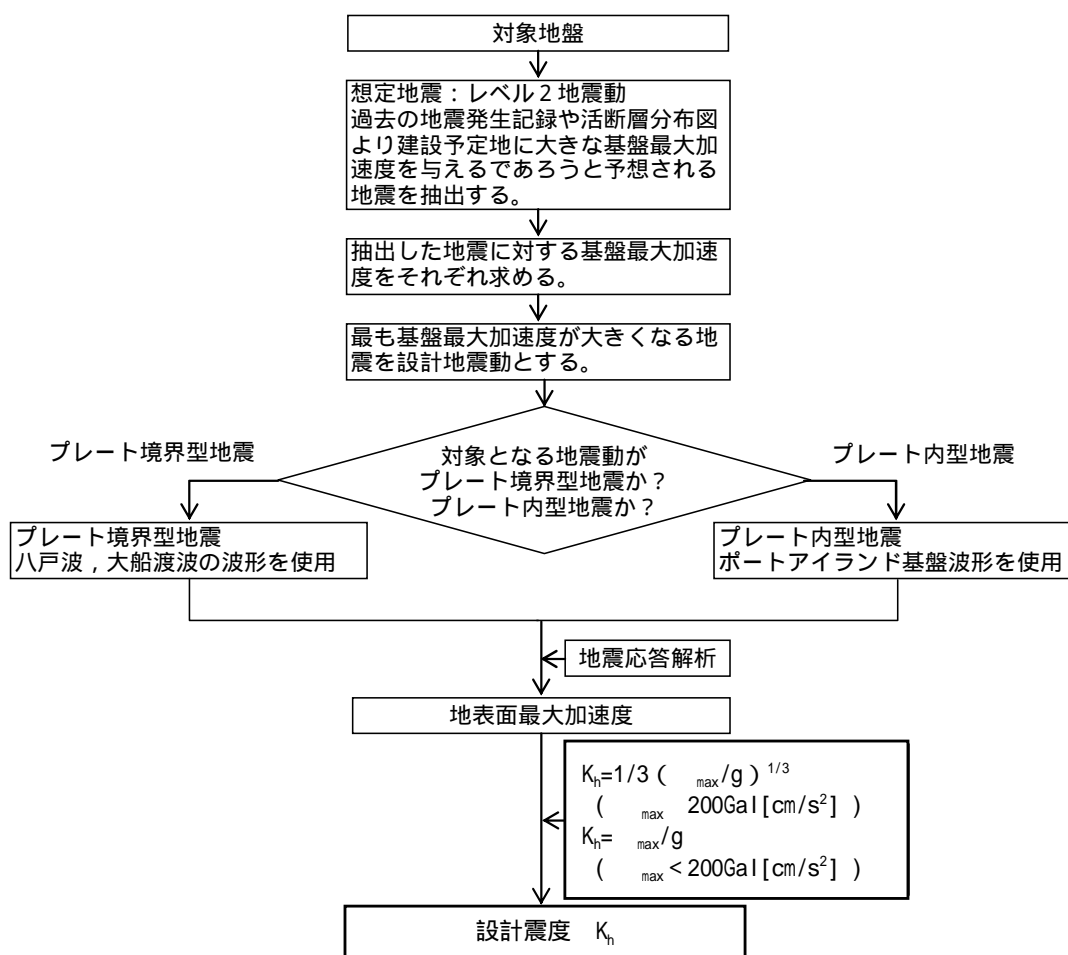


図 6 設計震度の設計フロー（レベル2地震動を想定する場合）

「出典：漁港・漁場の施設の設計の手引（2003年版）」

（3）漁港地域における入力地震動の設定に関して実績のある基準としては、「漁港・漁場の施設の設計の手引（2003年版）」がある。同手引では、耐震強化岸壁の耐震設計に使用する設計震度を算定するために必要となる地震応答解析の入力地震動の設定に、八戸基盤入射波形(S-252NS Base)、大船渡基盤入射波形(S-1210E41S)、ポートアイランド基盤入射波形(PI-79NS Base)が用いられている。

（4）対象施設周辺に強震観測地点がある場合や、港湾施設に隣接して地震動が設定されている場合などは、これらの情報を参考にしてレベル2地震動を設定してもかまわない。

## 2-5-2. レベル2地震動に対する耐震解析

レベル2地震動に対する耐震性能は、変形、応力、ひずみ量等を精度よく評価できる手法により照査するものとする。

「解説書 2.10.4 耐震解析法(2)」

### 【解説】

(1) 耐震性能照査型の設計においては、地盤や施設の地震応答解析により、対象施設の地震時挙動を評価し、あらかじめ設定した被害程度(照査規準)を満足するか否かを照査する。解析法の選定に際しては、耐震性能照査に適した解析法を用いる必要があり、一般に要求する耐震性能が高い施設には、高度な解析手法を用いる。

### 【補足説明】

(1) 解析手法は、その難易度、解析能力によって、液状化による変形量の簡便な推定手法・簡易動的解析による手法・静的照査法による手法・動的解析による手法に大別される。例えば、護岸の耐震性能照査においては、簡易動的解析による手法として剛体滑動解析、動的解析による手法として非線形有限要素法などがある。

(2) 変形量の予測手法は、液状化による変形量の簡便な推定手法、簡易動的解析による手法、静的照査法による手法、動的解析による手法がある。それぞれの特徴を考慮して、耐震性能の等級に応じた適切な方法を用いてよい。

表 11 に各種変形解析手法の特徴を示す。

#### 液状化による変形量の簡便な推定手法

地震時の液状化に伴う地盤変形量の推定方法として、各種構造物の諸基準において示されている手法を参考とすることができる。堤防の既往の地震被害のうち、大規模な変状が生じた被害は堤防の基礎地盤の液状化に起因するものである。液状化による変形量の簡便な推定手法を参考資料2(p.74~p.79)に示した。

#### 簡易動的解析による手法

簡易動的解析による方法として、滑動変位算定のための剛体滑動解析(ニューマーク法)がある。ニューマーク法は、すべり土塊が剛体であり、すべり面における応力歪関係が剛塑性と仮定して地震時のすべり土塊の滑動変位量を計算する方法である。簡易動的解析による手法を参考資料2(p.80~82)に示した。

静的照査法による手法（ALID、東畑モデルなど）

液状化に伴う堤防の変形を簡便かつ精度よく静的に算定する方法としては、液状化の発生による土層の剛性低下を仮定するとともに、土構造物としての自重を作用させ、その変形を有限要素法により算定する方法（有限要素法を用いた自重変形解析法：ALID）、液状化した土層をせん断抵抗を有しない粘性流体と仮定し、地盤の流体的な変形を算定する方法（流体力学に基づく永久変形解析法：東畑モデル）等を用いることができる。なお、いずれの変形解析方法も地震による堤防の損傷状況を完全に模擬するものではない点に注意が必要である。また、堤防高を算定する際には、解析から得られた堤防の特定の位置における変形や高さに注目するのではなく、例えば、堤内側のり肩、天端中央部及び堤外側のり肩の高さを平均するなど、地震後の堤防の変形状態を適切に評価する必要がある。静的照査法による手法を参考資料2（p.83～p91）に示した。

動的解析による手法

動的解析による方法には、電子計算機による手法と振動台実験による手法に大別され、要求する耐震性能が高い施設には、これらを用いてもよい。

- 1 電子計算機による手法（LIQCA、FLIPなど）

電子計算機による地震応答計算としては、液状化の判定に用いられてきた等価線形法（全応力）のSHAKEプログラムやFLUSHプログラムが著名であるが、SHAKE及びFLUSHはもともと液状化による地盤のせん断剛性の低下を考慮したプログラムではないため、地震時の地盤の挙動を反映した変形量の予測が難しい。そこで、液状化による地盤の剛性低下を考慮できるプログラムとして、非線形の有効応力法を用いたLIQCA、FLIPなどのプログラムを使用して詳細な検討が可能である。動的解析による手法を参考資料2（p.105～126）に示した。

- 2 振動台実験による手法

対象とする構造物及び地盤の形状、力学的性質も考慮の上、相似率を満足するような模型を作製し、振動台により想定する地震動を与えるものであり、地盤を含む構造物の全体的な挙動を把握するのに有効な手段である。ただし、相似性を十分満たすような模型の作製に高度な実験技術が必要となるとともに、実験設備としての振動台も必要であることから、対象とする施設の重要度を十分に検討する必要がある。

表 11 各種変形解析手法の特徴(1)

| 項目   | 液状化による変形量の簡便な推定手法   |  |   |
|------|---|--|---|
| 基準   | 鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計<br>平成 11 年 10 月<br>運輸省鉄道局 監修<br>鉄道総合技術研究所 編   | 下水道施設の耐震対策指針と解説<br>- 2006 年版 -<br>社団法人 日本下水道協会   | 高圧ガス設備等耐震設計指針<br>レベル 2 耐震性能評価 解説編<br>高圧ガス保安協会   |
| 概要   | <ul style="list-style-type: none"> <li>・既往の模型実験を参考に盛土沈下量と支持地盤の液状化程度として液状化指数 (<math>P_L</math>) に着目して整理。</li> <li>・盛土天端の沈下量を盛土高さで正規化した値と液状化指数の関係を支持地盤の相対密度 (<math>D_r</math>) により整理。</li> <li>・相対密度が 60% 以下の場合における繰返し回数 (<math>N_c</math>) の影響について整理。</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>・1995 年兵庫県南部地震においては、浮上がり現象に加えて、液状化した地盤の再圧密に起因する沈下による管路のズレ、管廊、放流きよ等の継手部の被害が生じており、耐震設計においてその影響を考慮する必要がある。液状化が生じた処理場実際に発生した沈下量と受けたと推定される地震動により、「本章 2.5.1 液状化による側方流動」の方法により算定した液状化層厚 (<math>F_L &lt; 1.0</math> の層厚) を分析し整理。</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>・詳細な地盤モデルを用いた応答解析によらず、液状化に伴う地盤変位量の算定を行う場合の例として、過去の震害事例に基づいて提案された簡便法を整理。</li> <li>液状化に伴う地盤沈下量の算定</li> <li>液状化に伴う地盤の水平移動量</li> </ul>   |
| 留意事項 | <ul style="list-style-type: none"> <li>・これらの検討結果は、いずれも模型実験結果を整理した経験的なものであり、十分な精度を有していない。しかし、検討に際して仮定した条件を満足するような盛土においては、液状化時における沈下量の目安を知る上での 1 つの判断材料に成り得ると考えている。</li> </ul>  | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ただし、埋戻し土の液状化による沈下率は 0.075 ~ 0.10 程度あったとの観測事例もあり、砕石埋戻し又は改良土埋戻し等の液状化対策を講じていない埋戻し部の沈下量を検討する場合には注意が必要である。</li> </ul>   | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ただし、本簡便法は、以下の条件の範囲内における事例をまとめたものから設定しており、他の条件の護岸の場合は表中の変形率と異なる可能性があることに注意する必要がある。</li> <li>a) 水深 8.0 ~ 14.0 m 程度の大型ケーソン又は矢板式護岸</li> <li>b) 設計震度 0.2 以下で耐震設計がなされている護岸</li> <li>c) 基礎地盤の緩い砂質土の層厚は 2.5 m 程度以下</li> </ul> |
| 参考文献 | <ul style="list-style-type: none"> <li>・建設省土木研究所：盛土のある地盤の液状化時の挙動に関する実験的検討、土木研究所資料第 3264 号、平成 6 年 2 月。</li> </ul>  | <ul style="list-style-type: none"> <li>・「地下構造物の合理的な地震対策研究」シンポジウム、論文 - 19 「新潟県中越地震における下水道管路施設被害の特徴と対策に関する一考察」(社)土木学会 2006 年 6 月。</li> </ul>   | <ul style="list-style-type: none"> <li>・石原研而・安田進・井合進：液状化にともなう岸壁・護岸背後地盤の流動の簡易予測方法、第 24 回地震工学研究発表会講演論文集、pp.541-544、1997。</li> </ul>   |

表 11 各種変形解析手法の特徴(2)

| 項目   | 簡易動的解析による手法   |
|------|---|
| 解析手法 | 滑動変位算定のための剛体滑動解析<br>(ニューマーク法)   |
| 概要   | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ニューマーク法は、すべり土塊が剛体であり、すべり面における応力歪関係が剛塑性と仮定して地震時のすべり土塊の滑動変位量を計算する方法である。</li> </ul>  |
| 留意事項 | <ul style="list-style-type: none"> <li>・現実の土は、繰返し応力による変形の累積性、軟化性などが強い非線形性を示すため、ニューマーク法は厳密な方法ではない。しかしながらこの方法は、入力パラメータの設定が円弧すべり法と同等であること、理論の簡明さに比して比較的妥当な結果を与えること、結果の解釈が容易であることなどの特徴を有しており、設計に使いやすい。</li> </ul> |
| 参考文献 | <ul style="list-style-type: none"> <li>・井合ら、(2002)：港湾構造物の耐震性能照査型設計体系について、港湾空港技術研究所資料、1018、pp.32-43。</li> </ul>  |

表 11 各種変形解析手法の特徴(3)

| 項目  | 静的照査法による手法  |  | 動的解析による手法   |   |
|---|---|--|---|---|
|   | A L I D   | 東畑モデル  | L I Q C A   | F L I P   |
| 解析手法  |   |  |   |   |
| 概要  | <ul style="list-style-type: none"> <li>・液状化判定によって地盤内の<math>F_L</math>の分布を求め、液状化すると判定された土については<math>F_L</math>と細粒分含有率から液状化後の低下した剛性を求める。非液状化層の剛性も低下させる。</li> <li>・地盤の剛性が低下したことによって盛土が沈下するものと考え、地盤剛性が低下した状態での堤防沈下量を静的な FEM によって求め、これを地震による沈下量とする。</li> <li>・地盤の剛性低下によって生じる盛土の沈下を比較的簡便に計算する方法である。</li> <li>詳細な土の応力 - ひずみ関係は考慮せず、<math>F_L</math>等によって剛性の低下率を決める。<math>F_L &lt; 1</math>の場合に<math>F_L</math>の値に応じて徐々に剛性を低下させる点で東畑モデル、<math>u</math>法と異なる。</li> <li>解析結果に及ぼす影響要因としては、地震前の土の剛性と剛性低下率が極めて重要。</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>・液状化判定によって液状化層と非液状化層を判別する。液状化層の土を粘性流体、非液状化層の土を弾性体とする。</li> <li>・液状化層が粘性流体になったものとし、地盤が時間と共に流動して盛土が沈下するものとする。この手法では、十分長い時間の後には、盛土は平衡状態(盛土の自重と盛土に作用する浮力が釣り合う状態)に達するまで沈下するが、50gal 以上の加速度が継続する時間を便宜的に有効継続時間とし、その間に生じる変形を地震による変形とする。</li> <li>・簡便である。地震動の特性の中で、50gal 以上の振動が継続する時間が考慮される。</li> <li>解析結果に及ぼす影響要因としては、液状化層の減衰定数と非液状化層の弾性定数が極めて重要。</li> </ul> | <ul style="list-style-type: none"> <li>・解析底面において入力地震動を設定する。小さな時間ステップ毎に変位や土の応力、過剰間隙水圧、ひずみ、強度、剛性などが地盤内の全ての地点において求まる。</li> <li>・地震中に生じる土の強度・剛性の低下、及び地盤に作用する地震慣性力による地盤の変形が計算される。</li> <li>・原理的に実際の現象を最も忠実に表現しうる方法である。計算に用いられる土のモデルは様々な土の挙動を表現しうるが、その反面、比較的多くのパラメータを決める必要がある。パラメータを決めるためには標準貫入試験以外の幾つかの試験が必要であり、また試験だけでは決まらないパラメータがあるので、パラメータ設定にはある程度の経験が必要。これが解析者によって結果が異なることの原因となる。その他、減衰や境界条件の設定によっても結果が異なるが、これらの決定に際しては、物理現象を十分考慮して決定する必要がある。</li> </ul> |   |
| 留意事項<br>【入力地震動<br>～<br>過剰感水圧の発生<br>～<br>土の強度・剛性の低下】 | <ul style="list-style-type: none"> <li>長所</li> <li>・簡便である。</li> <li>・<math>F_L</math>に応じて土の剛性を徐々に低下させており、<math>F_L &lt; 1.0</math>で強度を一律にゼロとする <math>u</math>法と比較して実際の土の特性を反映している。</li> <li>短所・課題</li> <li>・地震動の特性が考慮されない。</li> <li>・剛性低下率の設定法が明確になっていない。</li> </ul>  | <ul style="list-style-type: none"> <li>長所</li> <li>・簡便である。</li> <li>短所・課題</li> <li>・地震動の特性の1つである継続時間の影響を考慮されるが、その他の特性は考慮されない。</li> <li>・液状化の程度による土の特性の変化が考慮されない(<math>F_L &lt; 1.0</math>では土の特性は<math>F_L</math>によらず一定)。</li> <li>・液状化層の土(粘性流体)の粘性、非液状化層(弾性体)の弾性定数の設定法が明確になっていない。</li> <li>・原則的に1層の液状化層しか考慮できないため2層以上の液状化層が存在する場合、その取り扱いに工夫が必要。</li> </ul>                                 | <ul style="list-style-type: none"> <li>長所</li> <li>・地表面震度から求まる地盤内のせん断応力<math>L</math>と土の液状化抵抗<math>R</math>の比から簡便に液状化の程度を予測する液状化判定法(<math>F_L</math>法)とは異なり、地震動の特性(振幅、周波数、継続時間など)、土の力学特性や地層構成が地盤の状態(加速度分布、応力、ひずみ)等に及ぼす影響が考慮される。</li> <li>短所・課題</li> <li>・工学的基盤面、あるいは地盤剛性が急増する地層までを解析領域とするのが望ましいが、明確な基盤層などがない場合には注意が必要。どこまでの層を解析領域とするかによって、地盤内の加速度分布、ひいては堤防沈下量にある程度の違いが生じる。</li> </ul>   |   |
| 留意事項<br>【盛土の沈下】                                     | <ul style="list-style-type: none"> <li>長所</li> <li>・比較的簡便</li> <li>短所・課題</li> <li>・地震動の特性が考慮されない。</li> <li>・地盤に作用する地震慣性力が盛土の沈下に及ぼす影響が考慮されない。</li> <li>・微小変形の仮定</li> </ul>   | <ul style="list-style-type: none"> <li>長所</li> <li>・簡便</li> <li>・微小変形の仮定から生じる問題はない。</li> <li>短所・課題</li> <li>・地震動の特性が考慮されない(地震の継続時間は考慮されている)。</li> <li>・地盤に作用する地震慣性力が盛土の沈下に及ぼす影響が考慮されない。</li> </ul>   | <ul style="list-style-type: none"> <li>短所・課題</li> <li>・微小変形の仮定をしているため、堤防の沈下量が大きいかほど沈下量を過大に評価することになる。実際の堤防は、最大でも堤体高さのおよそ7割程度までしか沈下しないが、この手法によると沈下量はいくらかでも大きくなり得る。この問題を解決するために LIQCA では有限変形理論に基づくプログラムも研究目的に開発されている。</li> <li>・計算での土の応力 - ひずみ関係は、およそ 10~20%以上の大ひずみレベルでの妥当性は検証されていないので、地盤内のひずみが大きい場合には結果の信頼性がやや落ちる。</li> </ul>   |   |
| 留意事項<br>【地震中・地震後の圧密等による沈下・変形】                       | <ul style="list-style-type: none"> <li>短所・課題</li> <li>非排水条件での解析であり、圧密による沈下は簡易的にしか考慮されない。液状化層厚の3~5%程度の圧密沈下が生じるものと仮定し、これを加えたものを最終的な沈下量とするなどの対処が必要。</li> </ul>   | <ul style="list-style-type: none"> <li>短所・課題</li> <li>等体積条件での解析であり、圧密による沈下は考慮されない。液状化層厚の3~5%程度の圧密沈下が生じるものと仮定し、これを加えたものを最終的な沈下量とするなどの対処が必要。</li> </ul>  | <ul style="list-style-type: none"> <li>解析中のいかなる時刻でも圧密等による土の堆積変化が考慮される。</li> </ul>   | <ul style="list-style-type: none"> <li>短所・課題</li> <li>非排水条件での解析であり、圧密による沈下は考慮されない。液状化層厚の3~5%程度の圧密沈下が生じるものと仮定し、これを加えたものを最終的な沈下量とするなどの対処が必要。</li> </ul> |
| 参考文献  | <ul style="list-style-type: none"> <li>・(財)国土技術研究センター(2002): 河川堤防の地震時変形量の解析手法、国土技術研究センター</li> <li>・河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説</li> <li>- . 堤防編 - 平成19年3月 国土交通省河川局治水課</li> </ul>  | <ul style="list-style-type: none"> <li>・(財)国土技術研究センター(2002): 河川堤防の地震時変形量の解析手法、国土技術研究センター</li> <li>・河川構造物の耐震性能照査指針(案)・同解説</li> <li>- . 堤防編 - 平成19年3月 国土交通省河川局治水課</li> </ul>   | <ul style="list-style-type: none"> <li>(財)国土技術研究センター(2002): 河川堤防の地震時変形量の解析手法、国土技術研究センター</li> </ul>  |   |

### 2-5-3. レベル2地震動に対する照査規準

海岸保全施設の耐震設計においては、当該施設の耐震性能を満足するため、耐震性能を工学的なパラメータと対応させて照査規準を設定し、これに基づいて耐震性能照査を行うものとする。

#### 「解説書 2.10.3 耐震性能の照査規準」

##### 【解説】

(1) 海岸保全施設の耐震性能(2.10.2)に示した耐震性能は、対象とする地震後の施設の構造及び機能を規定したものであり、これを工学的なパラメータ(例えば、最大応力や残留変位等)と対応させ、照査規準として設定する。照査規準の設定には、対象構造物と類似した構造の過去の地震被災事例や要求される機能を考慮する。照査規準は、既往の被害地震における同様の施設の被災状況を参考に、要求される耐震性能を記述できる項目を挙げ、工学的なパラメータと対応させる。護岸を例とすれば、沈下、傾斜、変位、目地開き、躯体の損傷(ひび割れ)などが挙げられる。これらから、護岸の主要機能である、背後地への浸水防止に着目すると、天端高の維持すなわち沈下を照査規準とすることができる。

照査規準の設定にあたっては以下を参考として設定してもよい。

##### 高潮堤防の天端高を決定する際の余裕高分の変形を許容する方法

堤防の天端高決定の基本的考え方として下式が示されており、堤防等の天端高には必要天端高に対しての余裕高が設けられていることが多い。

この余裕高は、設計潮位、設計波等の設計値に対する若干の不確実性を考慮して設定されているものであり、最大で1.0m程度の余裕高が見込まれている。

したがって、この余裕高分程度は変形しても機能面での問題は無いと判断できる場合は、この余裕高を表5 目標とする耐震性能の等級(p.17)及び表6 本ガイドラインにおける被害程度(p.17)において示されている被害程度a, bの軽微な被害の参考とすることができる。

$$\text{天端高} = \text{設計潮位} + \text{設計波に対する必要高} + \text{余裕高}$$

### 天端沈下量の変形量を復旧に要する確率波を考慮した許容沈下量以下とする方法

天端沈下量を変形量の代表的照査項目とし、その場合の許容沈下量を高潮及び波浪に起因する浸水を防ぐものとして、下式が参考として示されており、表 5 目標とする耐震性能の等級 (p.17) 及び表 6 本ガイドラインにおける被害程度 (p.17) において示されている被害程度 c の場合の参考とすることができる (図 7 参照)。

$$\text{許容沈下量} = \text{計画天端高} - \text{朔望平均満潮位} - \text{10年確率波に対する必要高}$$

ただし、復旧に要する期間により確率波を適切に設定してもよい。

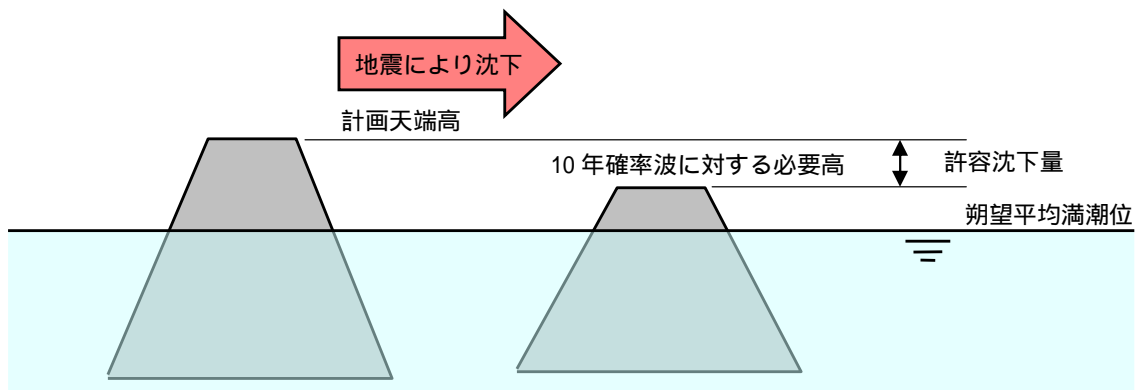


図 7 許容沈下量の概念図 (参考)

### 変形後の天端高をレベル 2 地震動により生起する津波に対する必要高を満足する方法

津波対策としての海岸保全施設は、レベル 2 地震動による変形後の天端高が、生起する津波に対する必要高を満足していることを確認することが必要である。

参考資料 1  
( 検討事例 )



検討事例 一覧表 ( 1 )

| 検討事例                 | 傾斜型堤防  | 自立矢板式護岸   | 直立式護岸   |
|----------------------|--|---|---|
| 検討断面図                |  |   |   |
| 検討潮位                 | H.W.L. + 1.50m   | H.W.L. + 1.60m  | H.W.L. + 2.30m  |
| 施設背後地地盤高             | +1.0m  | +2.3m   | +2.8m   |
| 施設背後地重要度             | 背後に住宅が集積し、地震後の浸水により多大な人命・財産・生活を喪失する地域 重要度 A  | 背後に住宅が集積し、地震後の浸水により多大な人命・財産・生活を喪失する地域 重要度 A   | 背後に住宅が集積し、地震後の浸水により多大な人命・財産・生活を喪失する地域 重要度 A   |
| 施設背後地地盤高             | 背後地盤高 (+1.0m) は H.W.L. よりも低いいため、施設の被災により浸水が予想される地域、低地盤高  | 背後地盤高 (+2.3m) は H.W.L. よりも高いため、施設が被災しても即座浸水しない地域、高地盤高   | 背後地盤高 (+2.3m) は H.W.L. よりも高いため、施設が被災しても即座浸水しない地域、高地盤高   |
| 耐震性能と等級の設定           | 施設背後地での重要度 A、低地盤高であることを考慮して耐震性能 とする  | 施設背後地での重要度 A、高地盤高であることを考慮して耐震性能 とする   | 施設背後地での重要度 A、高地盤高であることを考慮して耐震性能 とする   |
| 耐震性能                 | レベル 1 地震動に対して被害程度 a<br>レベル 2 地震動に対して被害程度 b   | レベル 1 地震動に対して被害程度 a<br>レベル 2 地震動に対して被害程度 c  | レベル 1 地震動に対して被害程度 a<br>レベル 2 地震動に対して被害程度 c  |
| レベル 1 地震動の検討         | 設計震度 0.10 を想定<br>レベル 1 地震動に対する耐力は確保  | 設計震度 0.10 を想定<br>レベル 1 地震動に対する耐力は確保   | 設計震度 0.10 を想定<br>レベル 1 地震動に対する耐力は確保   |
| 液状化の予測・判定<br>液状化対策工法 | 液状化しない<br>対策工なし  | 液状化しない<br>対策工なし   | 液状化しない<br>対策工なし   |
| レベル 2 地震動の検討         | 水平変位：0.089m, 鉛直変位：0.108m   | 水平変位：0.881m, 鉛直変位：0.095m  | 水平変位：0.08m, 鉛直変位：0.019m   |
| レベル 2 地震動に対する照査      | 高潮堤防の天端高を決定する際の余裕高分の変形を許容する方法より<br>許容沈下量 = 余裕高 = 天端高 - (設計潮位 + 設計波に対する必要高) より、余裕高 0.5m に対して鉛直変位が 0.108m なので、レベル 2 地震動に対して耐震性能を備えている。 | 高潮堤防の天端高を決定する際の余裕高分の変形を許容する方法より<br>許容沈下量 = 余裕高 = 天端高 - (設計潮位 + 設計波に対する必要高) より余裕高 0.1m に対して鉛直変位が 0.095m なので、レベル 2 地震動に対して耐震性能を備えている。 | 高潮堤防の天端高を決定する際の余裕高分の変形を許容する方法より<br>許容沈下量 = 余裕高 = 天端高 - (設計潮位 + 設計波に対する必要高) より余裕高 0.1m に対して鉛直変位が 0.019m なので、レベル 2 地震動に対して耐震性能を備えている。 |

検討事例 一覧表 ( 2 )

| 検討事例                 | 自立矢板式護岸(液状化対策あり)   | 傾斜型堤防(液状化対策あり)   |
|----------------------|--|--|
| 検討断面図                |  |  |
| 検討潮位                 | H.W.L. + 1.60m   | H.W.L. + 1.50m   |
| 施設背後地地盤高             | +2.3m  | +0.0m  |
| 施設背後地重要度             | 背後に住宅が集積し、地震後の浸水により多大な人命・財産・生活を喪失する地域 重要度 A  | 背後に住宅が集積し、地震後の浸水により多大な人命・財産・生活を喪失する地域 重要度 A  |
| 施設背後地地盤高             | 背後地盤高 (+2.3m)は H.W.L.よりも高いため、施設が被災しても即座浸水しない地域、高地盤高  | 背後地盤高 (+0.0m)は H.W.L.よりも低いいため、施設の被災により浸水が予想される地域、低地盤高                              |
| 耐震性能と等級の設定           | 施設背後地での重要度 A、高地盤高であることを考慮して耐震性能 とする  | 施設背後地での重要度 A、低地盤高であることを考慮して耐震性能 とする  |
| 耐震性能                 | レベル 1 地震動に対して被害程度 a<br>レベル 2 地震動に対して被害程度 c   | レベル 1 地震動に対して被害程度 a<br>レベル 2 地震動に対して被害程度 b   |
| レベル 1 地震動の検討         | 設計震度 0.10 を想定<br>レベル 1 地震動に対する耐力は確保  | 設計震度 0.10 を想定<br>レベル 1 地震動に対する耐力は確保  |
| 液状化の予測・判定<br>液状化対策工法 | 粒度、等価 N 値、等価加速度による予測・判定により液状化する。<br>締め固め工法を採用  | 粒度、等価 N 値、等価加速度による予測・判定により液状化する。<br>締め固め工法、鋼矢板工法を採用                                |
| レベル 2 地震動の検討         | 水平変位：0.12m，鉛直変位：0.08m  | 水平変位：0.08m，鉛直変位：0.8m   |
| レベル 2 地震動に対する照査      | 高潮堤防の天端高を決定する際の余裕高分の変形を許容する方法より<br>許容沈下量 = 余裕高 = 天端高 - (設計潮位 + 設計波に対する必要高)より余裕高 0.1m とすると、0.08m なので、レベル 2 地震動に対して耐震性能を備えている。 | 想定津波高と沈下後の天端高さの比較より。<br>沈下後の天端高さ 4.20m > 想定津波高さ 4.00m なので、レベル 2 地震動に対して耐震性能を備えている。 |

## 検討事例1 傾斜型堤防

### 1. 一般条件

#### (1) 位置図

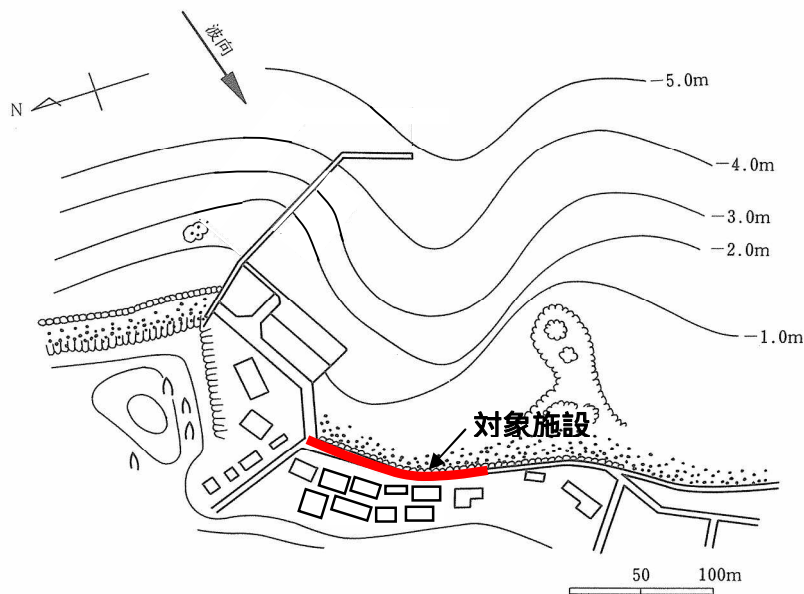


図1 位置図

#### (2) 断面図

波浪等に対する検討により設定された断面は以下の傾斜型堤防を想定する。

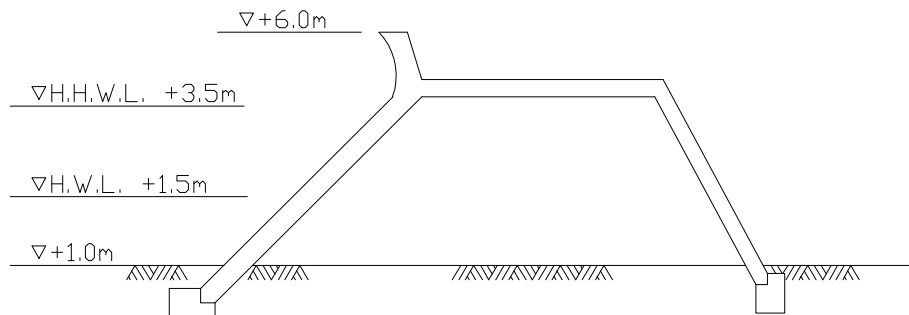


図2 断面図

### 2. 設置条件

- (1) 設置目的：高潮来襲時に背後地集落への浸水を防ぐため。
- (2) 延長：150m
- (3) 設置位置での地盤高（施設背後地の地盤高）：+1.0m
- (4) 潮位：H.H.W.L.+3.5m、H.W.L.+1.5m、L.W.L.±0.0m
- (5) 天端高 = H.H.W.L.+3.5m + 波浪に対する必要天端高 2.0m + 余裕高 0.5m  
= +6.0m

### 3. 耐震性能の設定

#### (1) 設定の手順

本ガイドライン p.15 に示す耐震性能の設定フローに従って耐震性能を設定する。

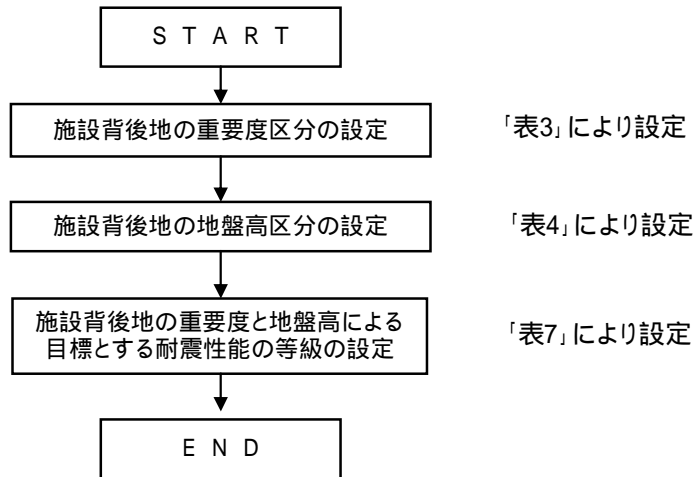


図3 耐震性能の設定フロー（本ガイドライン p.15）

#### (2) 背後地の重要度区分

対象施設の直背後地には集落が存在しており高潮等の被害の危険性があることから、本ガイドライン p.16 表3より、「背後に住宅が集積し、地震後の浸水により多大な人命・財産・生活を喪失する地域」に該当するものとして対象施設背後地の重要度区分は重要度 Aとする。

表3 施設背後地の重要度区分の選定結果（本ガイドライン p.16, 表3より）

|                    |  |
|--------------------|--|
|                    | 以下のいずれかに該当する地域   |
| <u>施設背後地の重要度 A</u> | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ <u>背後に住宅が集積し、地震後の浸水により多大な人命・財産・生活を喪失する地域</u></li> <li>・ 公共施設や公共用地など、震災の復興に重要な役割を果たす地域</li> <li>・ 施設背後に他地区と通じる唯一の道路があり、地震後の崩壊又は浸水により道路が遮断され孤立する地域</li> <li>・ 背後に加工場、水産倉庫などの地域の漁業活動に重要な役割を果たす施設がある地域</li> <li>・ 施設背後地の地形の傾斜が急になっており、地震による施設被害の結果、高潮、波浪などにより地形の安定性が損なわれ、人命・財産・生活が喪失する可能性の高い地域</li> </ul> |
| <u>施設背後地の重要度 B</u> | <ul style="list-style-type: none"> <li>・ 重要度 A 以外の地域</li> </ul>  |

( 3 ) 施設背後地の地盤高区分

断面図より、背後地盤高 (+1.0m) は朔望平均満潮位 (H.W.L.= + 1.50m) より低くなっていることから本ガイドライン p.15 表 4 より、施設背後地の地盤高区分は低地盤高とする。

表 4 施設背後地の地盤高区分の選定結果 (本ガイドライン p.16, 表 4 より)

|      |   |
|------|---|
| 低地盤高 | ・施設背後地盤高が、朔望平均満潮位よりも低いため、施設の被災により浸水が予想される地域 |
| 高地盤高 | ・施設背後地盤高が、朔望平均満潮位よりも高いため、施設が被災しても即座に浸水しない地域 |

( 4 ) 目標とする耐震性能と等級の設定

施設背後地の重要度と地盤高による目標とする耐震性能の等級は、本ガイドライン p.19 表 7 より耐震性能として設定する。

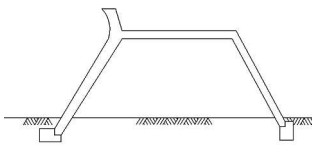
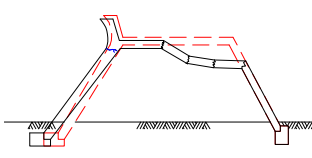
表 5 施設背後地の重要度と地盤高による目標とする耐震性能の等級の設定  
(本ガイドライン p.19)

| 施設背後地の重要度<br>施設背後地の地盤高 | A              | B              |
|------------------------|----------------|----------------|
| 低地盤高                   | 耐震性能<br>(耐震性能) | 耐震性能<br>(耐震性能) |
| 高地盤高                   | 耐震性能<br>(耐震性能) | 耐震性能           |

( 5 ) 耐震性能のまとめ

従って対象施設が保有すべき耐震性能を整理すると以下の通りとなる。

表 6 耐震性能のまとめ

| 対象地震動 | 被害程度 | 被害程度イメージ  | 機能被害     | 構造被害         | 機能修復    |
|-------|------|---|----------|--------------|---------|
| レベル 1 | a    |  | 機能維持     | 無被害または軽微な被害  | 復旧の必要なし |
| レベル 2 | b    |  | 短期間は機能維持 | 軽微な被害または限定被害 | 応急復旧    |

#### 4. レベル1地震動に対する検討

##### (1) レベル1地震動の設定

本ガイドライン p.22 表 8 を参照し対象施設に対する設計震度を設定する。

例えば、下表に示す適用地域での堤防の設計震度は0.10となる。(適用地域は、下表中央に該当)

表 7 漁港海岸保全施設の設計震度の選定結果 (本ガイドライン p.22, 表 8 より)

| 適用地域           |   | 北海道 (石狩, 胆振, 後志 松山, 渡島, 日高 [新冠町以北], 根室 [羅臼町以北], 網走 [網走市以东], 留萌 [小平町以南]), 東北 (全県), 関東 (茨城), 中部 (新潟, 富山, 石川), 四国 (愛媛, 高知, 香川), 中国 (鳥取, 岡山, 広島, 島根), 九州 (大分, 宮崎, 熊本, 鹿児島県の奄美諸島) | 北海道 (宗谷, 網走 [常呂町以西], 留萌 [苦前町以北]), 中国 (山口), 九州・沖縄 (福岡, 佐賀, 長崎, 鹿児島県の奄美諸島を除く地域, 沖縄) |
|----------------|---|--|---|
| 構造物の区分         | 北海道 (釧路, 十勝, 根室, [標津町以南], 日高 [静内町以南]) 関東 (千葉, 東京, 神奈川), 中部 (静岡, 愛知, 福井), 近畿 (全県), 四国 (徳島) |  |   |
| 水門             | 0.15 (0.20)   | 0.10 (0.10)  | 0.05 (0.05)   |
| 樋門・樋管・陸こう      | 0.10 (0.10)   | 0.05 (0.05)  | 0.05 (0.05)   |
| 胸壁・防潮堤         | 0.15 (0.20)   | 0.10 (0.10)  | 0.05 (0.05)   |
| 護岸・堤防<br>親水性護岸 | 0.15 (0.20)   | 0.10 (0.10)  | 0.05 (0.05)   |
| 緩傾斜護岸          | 0 (0)   | 0 (0)  | 0 (0)   |
| その他護岸          | 0.10 (0.10)   | 0.05 (0.05)  | 0.05 (0.05)   |

(注) 1 第四紀層 (沖積層, 洪積層) の厚さが, 下記のいずれかの場合には ( ) 書きの震度を用いる。

① 一般の砂および粘土地盤の厚さが 25m 以上の場合。

② 軟弱地盤の厚さが 5m 以上の場合。

ここでいう軟弱地盤とは, N 値 4 以下の砂地盤, または  $q_u$  (一軸圧縮強度) が  $0.2\text{kg/cm}^2$  以下の粘土地盤であり, 通常いわれている軟弱地盤の概念とは若干異なる。

2 護岸・堤防と隣接する突堤等 (取付部) については, 隣接する護岸・堤防の設計震度を考慮すること。

3 背後が重要ゼロメートル地帯の護岸・堤防で, 特に耐震性を考慮する必要がある構造物については, それぞれの基準値に 0.05 増すことができる。

また親水性護岸であっても, 構造型式が緩傾斜堤であれば設計震度は考慮しない。

4 安全情報伝達施設および管理棟等については, 建築法, 建築基準法に基づく。

5 上記基準値によりがたい場合は, 水産庁と別途協議する。

##### (2) 耐震解析

耐震解析は、本ガイドライン p.24 を参考とした震度法によるものとする。

なお、詳細については、本検討では省略する。解析の結果、設定断面においてレベル1地震動に対する耐力は確保されているという結論が出たとする。

##### (3) 液状化の予測・判定

液状化の予測・判定は、本ガイドライン p.26 を参考として検討を実施する。

なお、詳細については、本検討では省略する。判定の結果、対象地の地盤では液状化しないという判定になったこととする。なお、液状化判定すると判定された場合は、液状化対策を検討することとする。

## 5. レベル2地震動に対する検討

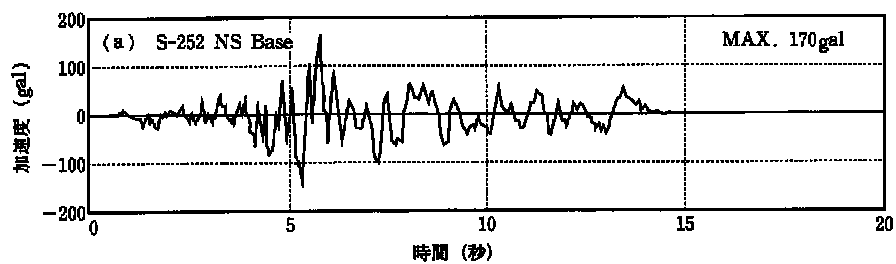
### (1) レベル2地震動の設定

レベル2地震動の設定は、本ガイドライン p.28～p.30 を参考として設定する。

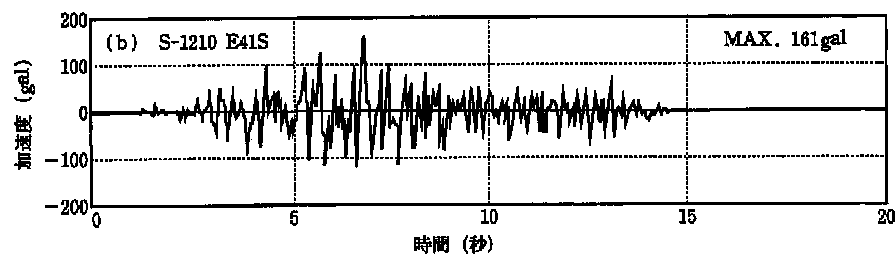
なお、本検討においては、本ガイドライン p.29 補足説明(2)に示されているとおり、「漁港・漁場の施設の設計の手引き(2003年版)」の「資料6.1 耐震岸壁における設計震度の算定」に示された手法により設定したものとして仮定し、以下に同資料に示されている入力地震波形(八戸波, 大船渡波, PI波)を示す。

表 B-1-1 プレート境界型地震の入力地震波形

| No | 記録番号成分      | 観測地点 | 発生年月日     | 地震名    | マグニチュード |
|----|-------------|------|-----------|--------|---------|
| 1  | S-252 NS 基盤 | 八戸港  | 1988.5.16 | 十勝沖地震  | 7.9     |
| 2  | S-1210 E41S | 大船渡港 | 1978.6.12 | 宮城県沖地震 | 7.4     |



(a) 八戸波



(b) 大船渡波

図 B-1-4 プレート境界型地震の入力地震波形

表 B-1-2 プレート内型地震の入力地震波形

| No | 記録番号成分              | 観測地点     | 発生年月日     | 地震名     | マグニチュード |
|----|---------------------|----------|-----------|---------|---------|
| 1  | ポートアイランド<br>基盤波形 NS | ポートアイランド | 1995.1.17 | 兵庫県南部地震 | 7.2     |

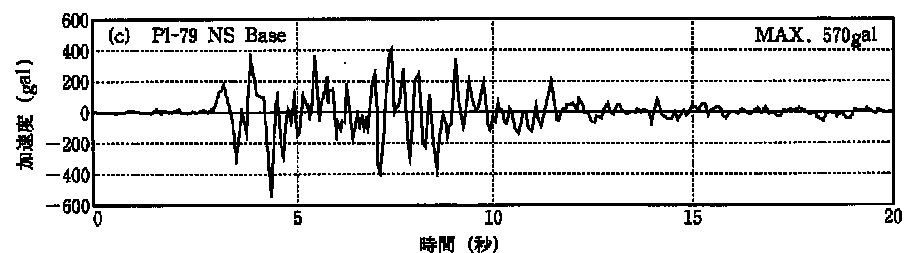


図 B-1-5 プレート内型地震の入力地震波形

## (2) 構造物の耐震解析

構造物の耐震解析は、本ガイドライン p.31～34 を参考として適切な手法を用いて検討する。非線形有効応力解析の一手法である FLIP を用いた場合の出力例を以下に示す。

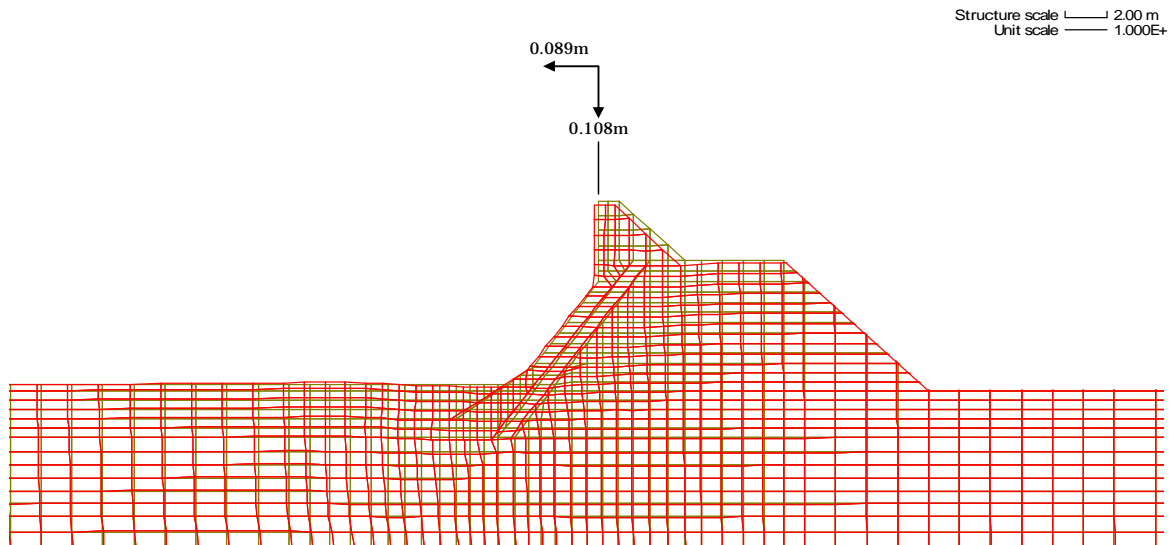


図4 FLIPによる残留変形量の計算結果の例

## (3) レベル2地震動に対する照査

本ガイドライン p.34 の参考「高潮堤防の天端高を決定する際の余裕高分の変形を許容する方法」により、被害程度 b の場合の照査基準の考え方が示されており、これを参考とした照査基準は沈下量であり、その許容値を以下のように設定する。

$$\text{天端高} = \text{設計潮位} + \text{設計波に対する必要高} + \text{余裕高}$$



$$\text{許容沈下量} = \text{余裕高} = \text{天端高} - (\text{設計潮位} + \text{設計波に対する必要高})$$

ここでは、前提条件での余裕高 0.5m とした場合、(2)での FLIP による沈下量の計算は 0.108m であるため、レベル2地震動に対しての耐震性を備えていると判断できる。



## 検討事例2 自立矢板式護岸

### 1. 一般条件

#### (1)位置図

省略。

#### (2)断面図

外力に対する検討により設定断面は、以下の図に示す、自立矢板式護岸とする。

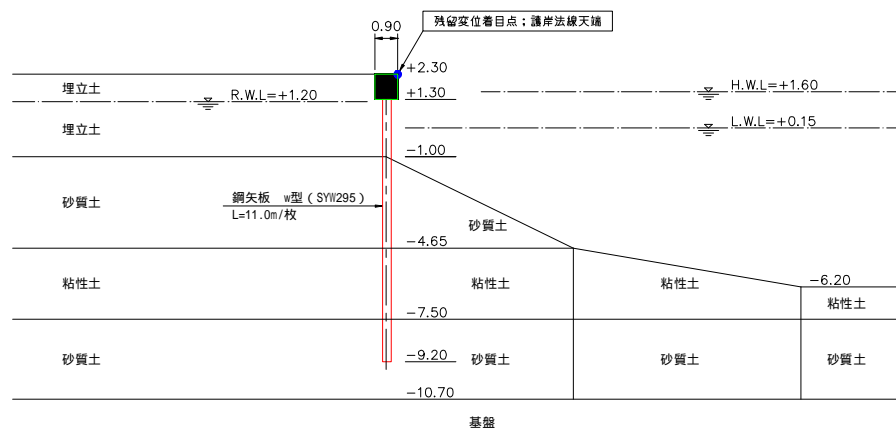


図1 検討対象断面

### 2. 設置条件

- (1)設置目的：高潮来襲時に背後地集落への浸水を防ぐため。
- (2)延長：150m
- (3)設置位置での地盤高(施設背後地の地盤高)：+2.3m
- (4)潮位：H.W.L.+1.60m、L.W.L.+0.15m
- (5)天端高=H.W.L.+1.60m+波浪に対する必要天端高0.6m+余裕高0.1m=+2.30m

### 3. 耐震性能の設定

#### (1)設定の手順

本ガイドライン p.15 に示す耐震性能の設定フローに従って耐震性能を設定する。

#### (2)施設背後地の重要度区分

検討事例1に同じ。対象施設の直背後地には集落が存在しており、高潮等の被害の危険性があることから、本ガイドライン p.16 表3より、「背後に住宅が集積し、地震後の浸水により多大な人命・財産・生活を喪失する地域」に該当するものとして対象施設背後地の重要度区分は重要度Aとする。

(3)施設背後地の地盤高区分

背後地盤高+2.3mは、朔望平均満潮位(H.W.L.+1.60m)より高くなっていることから、本ガイドライン p16 表 4 より、施設背後地の地盤高区分は高地盤高とする。

(4)目標とする耐震性能と等級の設定

施設背後地の重要度と地盤高による目標とする耐震性能の等級は、本ガイドライン p19 表 7 より耐震性能 として設定する。

(5)耐震性能のまとめ

したがって、対象施設が保有すべき耐震性能を整理すると以下の通りとなる。

表 1 耐震性能のまとめ

| 対象地震動 | 被害程度 | 被害程度イメージ | 機能被害 | 構造被害        | 機能修復    |
|-------|------|----------|------|-------------|---------|
| レベル 1 | a    |          | 機能維持 | 無被害または軽微な被害 | 復旧の必要なし |
| レベル 2 | c    |          | 機能低下 | 構造物の一部が損壊   | 中期間     |

#### 4. レベル1地震動に対する検討

##### (1) レベル1地震動の設定

本ガイドライン p22 表 8 を参照し、対象施設に対する設計震度を設定する。検討事例 1 と同様の地区として、護岸・堤防・親水性護岸に該当することから、設計震度は 0.10 とする。

##### (2) 耐震解析

耐震解析は、本ガイドラインの p24 を参考として震度法によるものとする。

なお、詳細については、省略し、解析の結果、設定断面においてレベル1地震動に対する耐力は確保されていると想定する。

##### (3) 液状化の予測・判定

液状化の予測・判定は、本ガイドラインの p26 を参考として検討を実施する。なお、詳細については、本検討では省略する。解析の結果、設定断面においてレベル1地震動に対する耐力は確保されていると想定する。

#### 5. レベル2地震動に対する検討

##### (1) レベル2地震動の設定

レベル2地震動の設定は、本ガイドライン p28～30 を参考として設定する。本検討では、直下型のポートアイランド波(最大加速度 350Gal)とし、以下の加速度波形を使用した。図は、縦軸が加速度、横軸は経過時間を示しており、解析に用いた時間は 0.0～20.0 秒の 20 秒間とした。

##### ①直下型

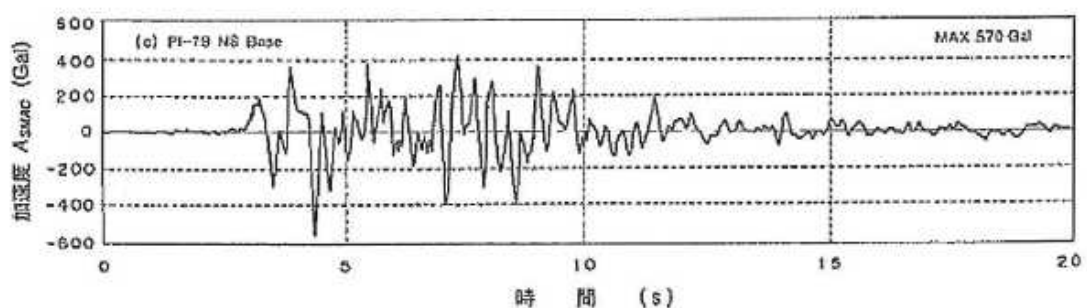


図2 検討対象地震動の加速度波形

##### (2) 検討対象断面

検討対象断面、変位の着目点を図1に示す。

### (3)解析モデルの作成

#### 1)基盤面及び左右境界位置の設定

工学的基盤

工学的基盤は、N 値 50 以上の層として、-10.7m 以深とする。

側方粘性境界までの距離

側方粘性境界は、護岸法線から左右 100m 程度離れた位置とする。

#### 2)地下水水位レベル、海水面レベルの設定

地下水水位レベルは、L.W.L.に潮位差の 2/3 を加えたものとし、D.L.+1.20m とする。

#### 3)土層区分の設定

土層区分は以下のとおり設定した。また、表を基に各土層を区分するとともに、メッシュ分割を行なう。土層区分、および解析メッシュ図を示す。

##### 土層区分

| 現地盤 ±0.0m ~ -1.0m |          |  |
|-------------------|----------|--|
| -1.00             | 捨石・被覆石層  |  |
|                   | シルト混じり砂礫 | N=11.7<br>=35°<br>'=10.0kN/m <sup>3</sup>                    |
| -4.65             | 砂質粘土     | N=13.7<br>C=85.4kN/m <sup>2</sup><br>'=10.0kN/m <sup>3</sup> |
| -7.50             | 粘土質砂礫    | N=20 ~ 50 以上<br>=40°<br>'=10.0kN/m <sup>3</sup>              |

#### 4)レーレー減衰定数( )の設定

レーレー減衰定数を =0.0005 ~ 0.002 に変化させたところ、 =0.001 応答水平変位は一定となったので、 =0.001 を使用した。

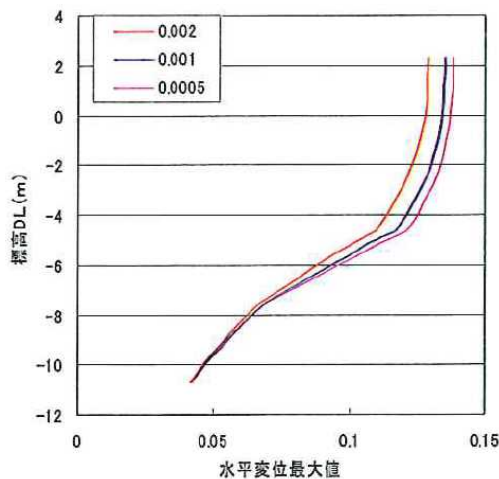


図3 レーレー減衰定数

(4)耐震解析結果

耐震解析結果として、対象地震動に対する護岸法線上の残留変位の一覧表を示す。

表 1 護岸法線上残留変形量

| 入力地震動      | 直下型       |           |
|------------|-----------|-----------|
| 変位         | 水平変位 (cm) | 鉛直変位 (cm) |
| 着目位置       |           |           |
| 法線天端(1200) | 88.1      | -9.5      |

\* 水平変位について、マイナス表示の値は断面左側(陸側)への変位量を示す。

\* 鉛直変位について、マイナス表示の値は鉛直下向きの変位量を示す。

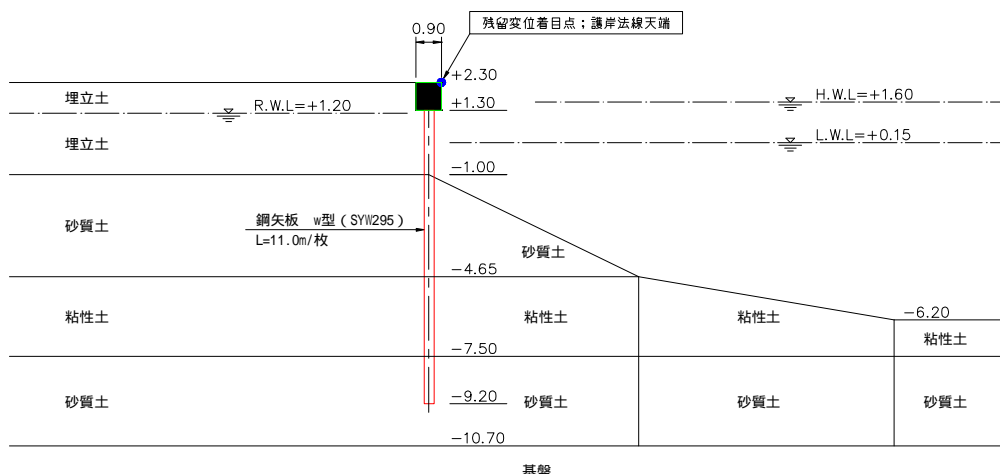


図 4 残留変位着目点位置図

(5)レベル2地震動に対する照査

本ガイドライン p.34 の参考「高潮堤防の天端高を決定する際の余裕高分の変形を許容する方法」により、被害程度 b の場合の照査基準の考え方が示されており、これを参考とした照査基準は沈下量であり、その許容値を以下のように設定する。

$$\text{天端高} = \text{設計潮位} + \text{設計波に対する必要高} + \text{余裕高}$$

$$\text{許容沈下量(=余裕高)} = \text{天端高} - (\text{設計潮位} + \text{設計波に対する必要高})$$

ここでは、前提条件での余裕高 0.1m とした場合、FLIP による沈下量の計算は、0.095m であるため、レベル2地震動に対しての耐震性を備えていると判断できる。

なお、各検討ケースの地震終了後の変形モード図を以下に示す。

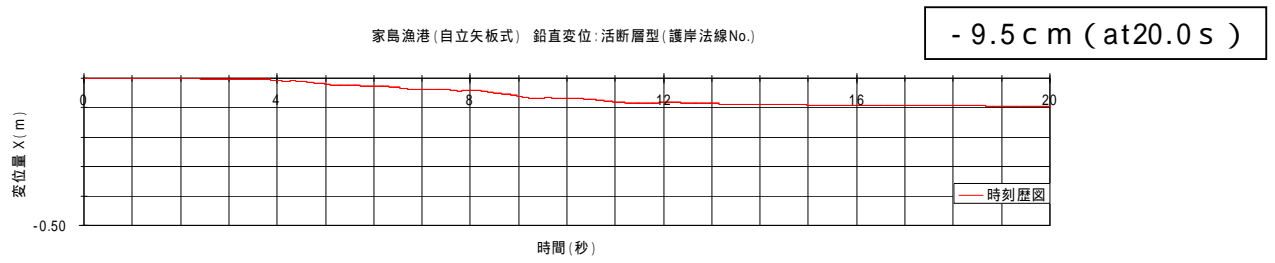
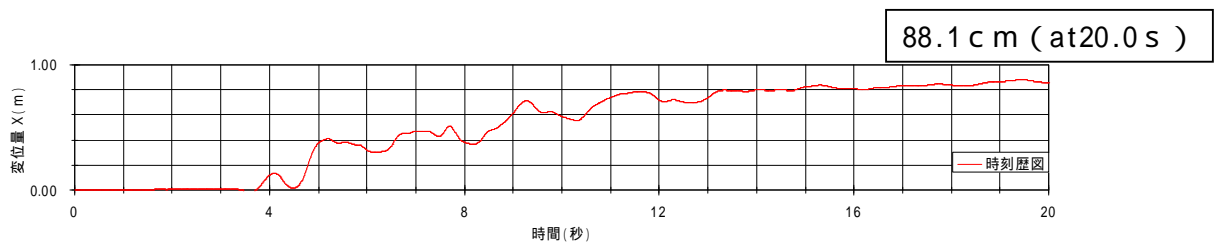
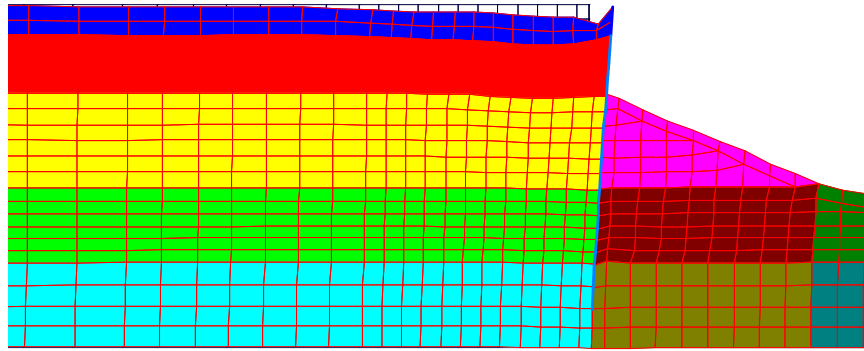


図5 残留変位着目点の変位(上;水平変位,下;鉛直変位)

### 検討事例3 直立形式護岸

#### 1. 一般条件

##### (1) 位置図

省略。

##### (2) 断面図

外力に対する検討により設定断面は、以下の図に示す、直立形式護岸とする。

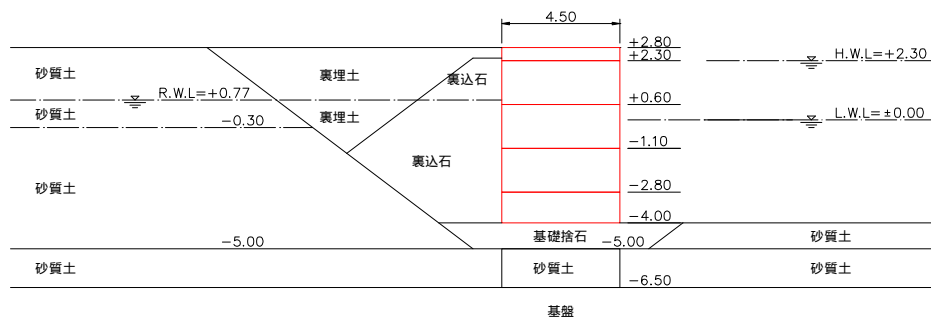


図1 検討対象断面

#### 2. 設置条件

(1) 設置目的：高潮来襲時に背後地集落への浸水を防ぐため。

(2) 延長：150m

(3) 設置位置での地盤高(施設背後地の地盤高)：+2.8m

(4) 潮位：H.W.L.+2.30m、L.W.L. ±0.0m

(5) 天端高=H.W.L.+2.30m+波浪に対する必要天端高0.4m+余裕高0.1m=+2.80m

### 3. 耐震性能の設定

#### (1) 設定の手順

本ガイドライン p.15 に示す耐震性能の設定フローに従って耐震性能を設定する。

#### (2) 施設背後地の重要度区分

検討事例 1 に同じ。対象施設の直背後地には集落が存在しており、高潮等の被害の危険性があることから、本ガイドライン p.16 表 3 より、「背後に住宅が集積し、地震後の浸水により多大な人命・財産・生活を喪失する地域」に該当するものとして対象施設背後地の重要度区分は重要度 A とする。

#### (3) 施設背後地の地盤高区分

背後地盤高+2.8m は、朔望平均満潮位(H.W.L.+2.30m)より高くなっていることから、本ガイドライン p16 表 4 より、施設背後地の地盤高区分は高地盤高とする。

#### (4) 目標とする耐震性能と等級の設定

施設背後地の重要度と地盤高による目標とする耐震性能の等級は、本ガイドライン p19 表 7 より耐震性能 として設定する。

#### (5) 耐震性能のまとめ

したがって、対象施設が保有すべき耐震性能を整理すると以下の通りとなる。

表 1 耐震性能のまとめ

| 対象地震動 | 被害程度 | 被害程度イメージ | 機能被害 | 構造被害        | 機能修復    |
|-------|------|----------|------|-------------|---------|
| レベル 1 | a    |          | 機能維持 | 無被害または軽微な被害 | 復旧の必要なし |
| レベル 2 | c    |          | 機能低下 | 構造物の一部が損壊   | 中期間     |



#### 4. レベル1地震動に対する検討

##### (1) レベル1地震動の設定

本ガイドライン p22 表 8 を参照し、対象施設に対する設計震度を設定する。検討事例 1 と同様の地区として、護岸・堤防・親水性護岸に該当することから、設計震度は 0.10 とする。

##### (2) 耐震解析

耐震解析は、本ガイドラインの p24 を参考として震度法によるものとする。

なお、詳細については、省略し、解析の結果、設定断面においてレベル1地震動に対する耐力は確保されていると想定する。

##### (3) 液状化の予測・判定

液状化の予測・判定は、本ガイドラインの p26 を参考として検討を実施する。なお、詳細については、本検討では省略する。解析の結果、設定断面においてレベル1地震動に対する耐力は確保されていると想定する。

#### 5. レベル2地震動に対する検討

##### (1) レベル2地震動の設定

入力地震動は、海溝型(八戸波：最大加速度 200 Gal)として以下の波形を使用する。なお、縦軸は、加速度、横軸は経過時間となっており、解析に用いる時間は 0.0～20.0 秒の 20 秒間とした。

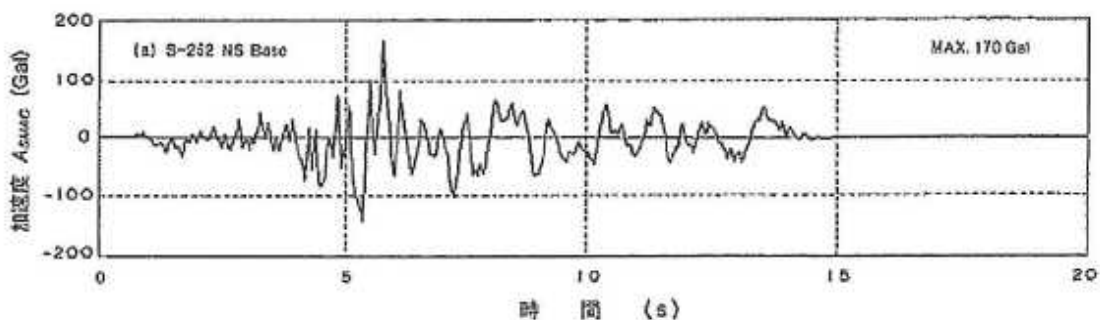


図 2 検討対象地震動の加速度波形

##### (2) 検討対象断面

検討対象断面、変位の着目点を図 1 に示す。

##### (3) 解析モデルの作成

###### 1) 基盤面及び左右境界位置の設定

工学的基盤

工学的基盤は、N値 50 以上の層として、-6.5m 以深とする。

側方粘性境界までの距離

側方粘性境界は、護岸法線から左右 100m 程度離れた位置とする。

#### 2) 地下水位レベル、海水面レベルの設定

地下水位レベルは、L.W.L. に潮位差の 1/3 を加えたものとして、DL+0.77m とする。

#### 3) 土層区分の設定

土層区分は以下のとおり設定した。土層区分図及び解析における格子図を示す。

#### 土層区分

| 標高 ( C D L . m ) |       |                             |
|------------------|-------|-----------------------------|
| + 2.8            |       |                             |
| 砂質土              | N=14  | =20.0kN/m <sup>3</sup> (飽和) |
| -0.3             | =36 ° | '=10.0kN/m <sup>3</sup>     |
| 砂質土              | N=27  | =20.0kN/m <sup>3</sup> (飽和) |
| -5.0             | =38 ° | '=10.0kN/m <sup>3</sup>     |
| 砂礫               | N=49  | =20.0kN/m <sup>3</sup> (飽和) |
| -6.5             | =42 ° | '=10.0kN/m <sup>3</sup>     |
| 砂岩               | N=49  | '=10.0kN/m <sup>3</sup>     |
|                  | =42 ° |                             |

#### 4) レーレー減衰定数( )の設定

レーレー減衰定数を =0.0002 ~ 0.001 に変化させたところ、 =0.0005 で応答水平変位は一定値となったので、 =0.0005 を使用した。

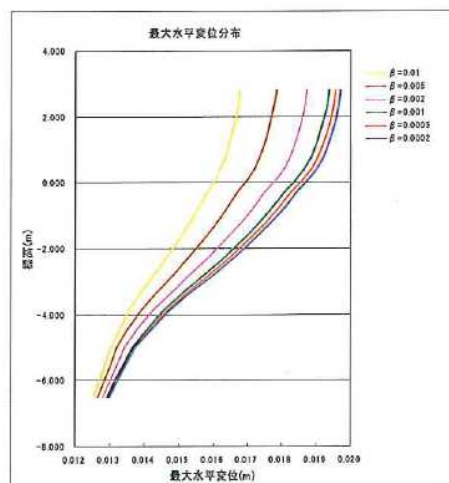


図 3 レーレー減衰定数

#### (4)耐震解析結果

耐震解析結果として、対象地震動に対する護岸法線上の残留変位の一覧表を示す。

表 1 護岸法線上残留変形量

| 入力地震動<br>変位 | 直下型      |          |
|-------------|----------|----------|
|             | 水平変位(cm) | 鉛直変位(cm) |
| 着目位置        |          |          |
| 法線天端(1200)  | 8.0      | -1.9     |

\* 水平変位について、マイナス表示の値は断面左側(陸側)への変位量を示す。

\* 鉛直変位について、マイナス表示の値は鉛直下向きへの変位量を示す。

#### (5)レベル2地震動に対する照査

本ガイドライン p.34 の参考「高潮堤防の天端高を決定する際の余裕高分の変形を許容する方法」により、被害程度 b の場合の照査基準の考え方が示されており、これを参考とした照査基準は沈下量であり、その許容値を以下のように設定する。

$$\text{天端高} = \text{設計潮位} + \text{設計波に対する必要高} + \text{余裕高}$$

$$\text{許容沈下量}(=\text{余裕高}) = \text{天端高} - (\text{設計潮位} + \text{設計波に対する必要高})$$

ここでは、前提条件での余裕高 0.1m とした場合、FLIP による沈下量の計算は、0.019m であるため、レベル2地震動に対しての耐震性を備えていると判断できる。

なお、各検討ケースの地震終了後の変形モード図を以下に示す。

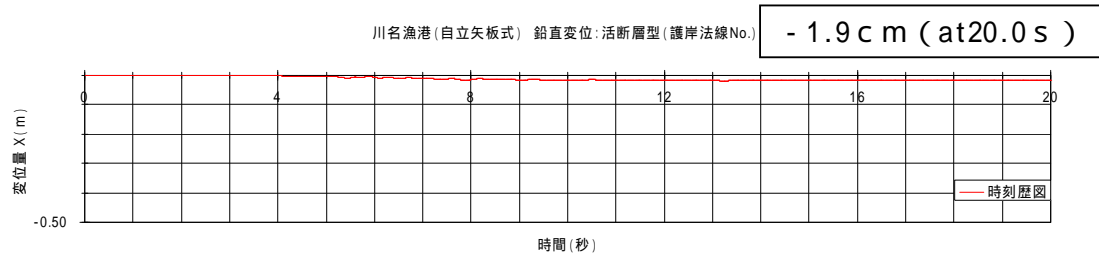
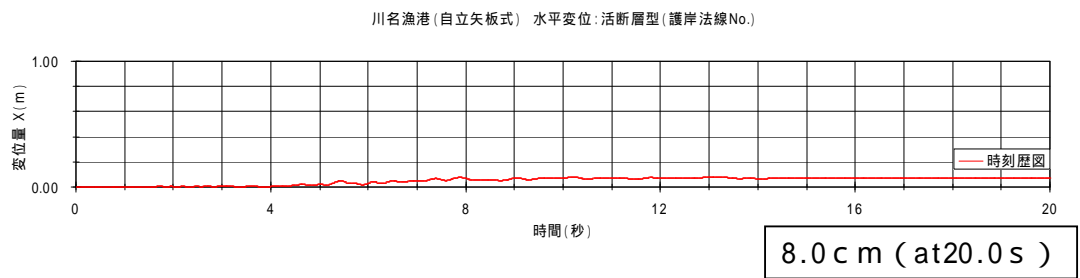
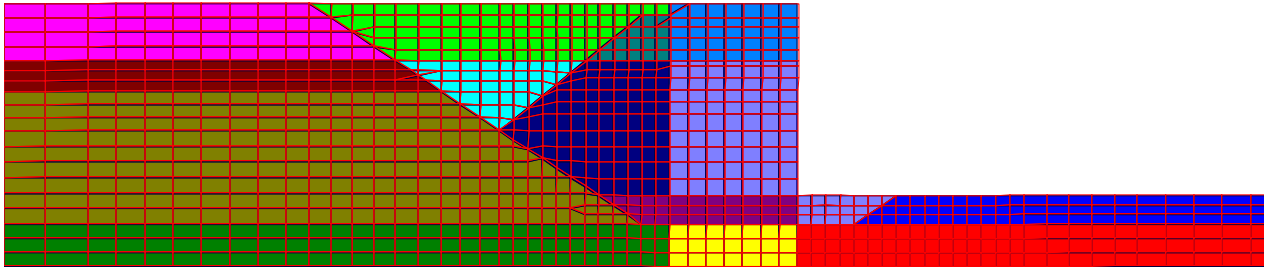


図5 残留変位着目点の変位(上;水平変位,下;鉛直変位)

#### 検討事例 4 . 自立矢板式護 (液状化対策工法の検討)

##### (1) レベル 1 地震動の設定

本ガイドライン p22 表 8 を参照し、対象施設に対する設計震度を設定する。検討事例 1 と同様の地区として、護岸・堤防・親水性護岸に該当することから、設計震度は 0.10 とする。

##### (2) 耐震解析

耐震解析は、本ガイドラインの p24 を参考として震度法によるものとする。

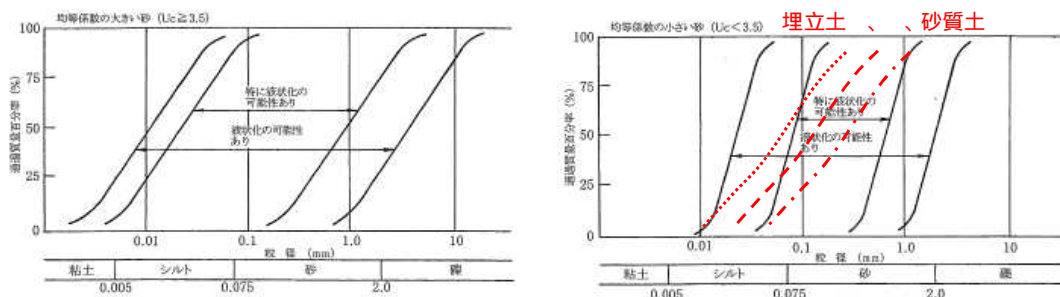
なお、詳細については、省略し、解析の結果、設定断面においてレベル 1 地震動に対する耐力は確保されていると想定する。

##### (3) 液状化の予測・判定

液状化の予測・判定は、本ガイドラインの p26 を参考として検討を実施する。

##### 粒度による判定

図を用いて、均等係数の大小、および粒度による土の分類を行なう。均等係数の大小は  $U_c = D_{60}/D_{10} = 3.5$  を境界に、 $U_c \geq 3.5$ 、 $U_c < 3.5$  により以下のように分かれる。



したがって、検討対象となっているの土層の結果は以下ようになる。これより、盛土(人工土)および砂質土は液状化の可能性があると判定された。

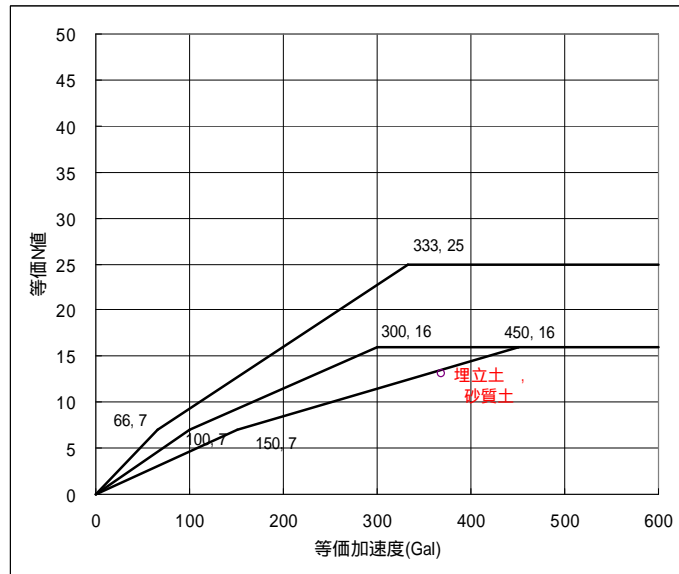
表 3 粒度による液状化判定の結果

| 地質名 | 地層名  | 記号 | 結果        |
|-----|------|----|-----------|
| 埋立土 | 盛土   | B  | 液状化の可能性あり |
| 埋立土 | 盛土   | B  | 液状化の可能性あり |
| 砂質土 | 砂質土層 | As | 液状化の可能性あり |

### 等価 N 値、等価加速度による液状化の予測・判定

次に、「液状化の可能性あり」の範囲に含まれる粒度の土層については、等価 N 値と等価加速度より、液状化の予測・判定を行なった。

解析の結果、埋立土 においては「液状化する」、埋立土 および砂質土 においては「液状化する可能性が高い」と判定されたので、液状化対策を実施することとした。



### 液状化対策工法の概略検討

液状化対策工法としては、締固め工法（代表的な工法はサンドコンパクション工法）を想定した。すなわち、緩い砂質地盤内に砂を振動注入し、砂杭を形成することによる体積変化を助長し、緩い砂質地盤を締固める工法である。本検討では、改良後の N 値を N=20 と想定する。

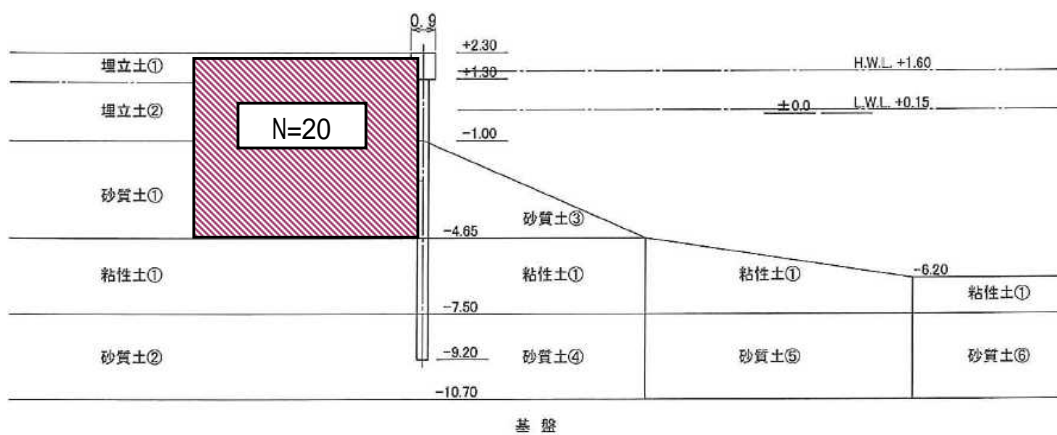


図 1 検討対象断面

## 5. レベル2地震動に対する検討

### (1) レベル2地震動の設定

レベル2地震動の設定は、本ガイドライン p28～30 を参考として設定する。本検討では、直下型のポートアイランド波(最大加速度 350 Gal)とし、以下の加速度波形を使用した。図は、縦軸が加速度、横軸は経過時間を示しており、解析に用いた時間は0.0～20.0秒の20秒間とした。

#### ①直下型

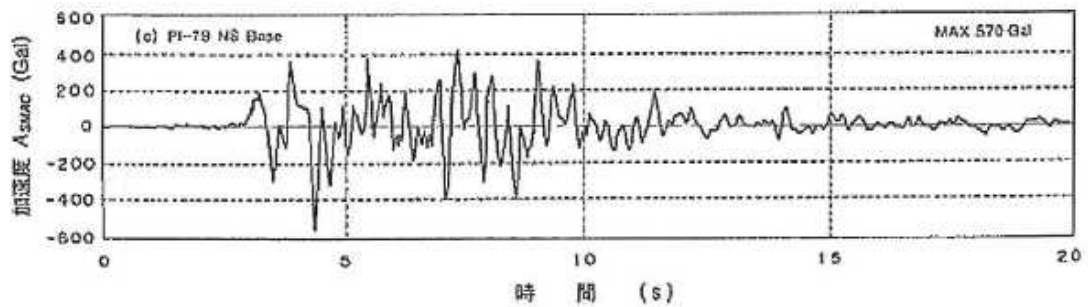


図2 検討対象地震動の加速度波形

### (2) 検討対象断面

検討対象断面および変位の着目点を図1に示す。

### (3)解析モデルの作成

#### 1)基盤面及び左右境界位置の設定

工学的基盤

工学的基盤は、N 値 50 以上の層として、-10.7m 以深とする。

側方粘性境界までの距離

側方粘性境界は、護岸法線から左右 100m 程度離れた位置とする。

#### 2)地下水水位レベル、海水面レベルの設定

地下水水位レベルは、L.W.L.に潮位差の 2/3 を加えたものとし、D.L.+1.20m とする。

#### 3)土層区分の設定

土層区分は以下のとおり設定した。また、表を基に各土層を区分するとともに、メッシュ分割を行なう。土層区分、および解析メッシュ図を示す。

##### 土層区分

| 現地盤 ±0.0m ~ -1.0m |          |  |
|-------------------|----------|--|
| -1.80             | 捨石・被覆石層  |  |
|                   | シルト混じり砂礫 | N=11.7<br>=35°<br>'=10.0kN/m <sup>3</sup>                    |
| -4.65             | 砂質粘土     | N=13.7<br>C=85.4kN/m <sup>2</sup><br>'=10.0kN/m <sup>3</sup> |
| -7.50             | 粘土質砂礫    | N=20 ~ 50 以上<br>=40°<br>'=10.0kN/m <sup>3</sup>              |

#### 4)レーレー減衰定数( )の設定

レーレー減衰定数を =0.0005 ~ 0.002 に変化させたところ、 =0.001 応答水平変位は一定となったので、 =0.001 を使用した。

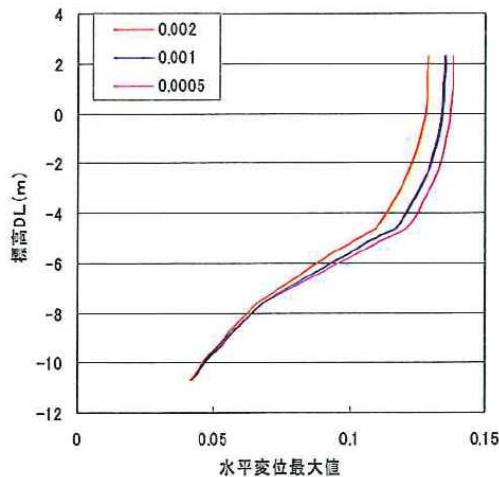


図3 レーレー減衰定数



(4)耐震解析結果

耐震解析結果として、対象地震動に対する護岸法線上の残留変位の一覧表を示す。

表 1 護岸法線上残留変形量

| 入力地震動      | 直下型       |           |
|------------|-----------|-----------|
| 変位         | 水平変位 (cm) | 鉛直変位 (cm) |
| 着目位置       |           |           |
| 法線天端(1200) | 12.0      | -8.0      |

\* 水平変位について、マイナス表示の値は断面左側(陸側)への変位量を示す。

\* 鉛直変位について、マイナス表示の値は鉛直下向きへの変位量を示す。

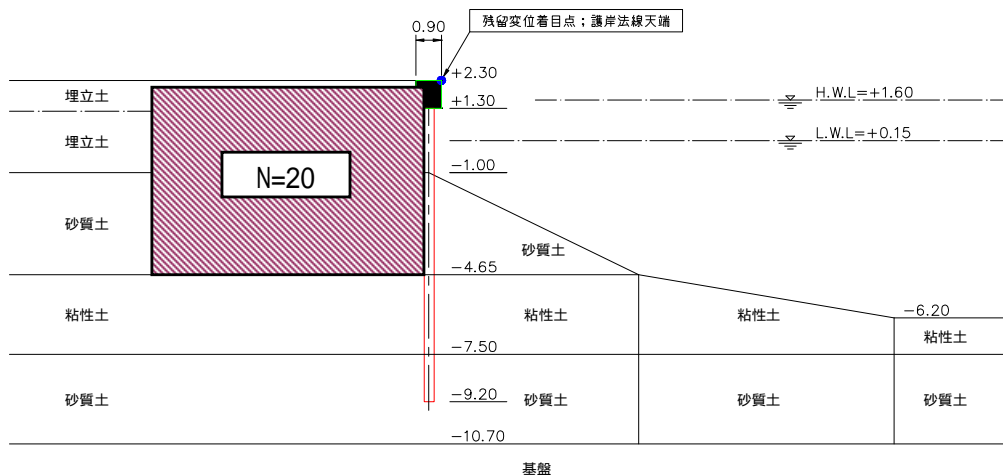


図 4 残留変位着目点位置図

(5)レベル2地震動に対する照査

本ガイドライン p.35 の参考「高潮堤防の天端高を決定する際の余裕高分の変形を許容する方法」により、被害程度 b の場合の照査基準の考え方が示されており、これを参考とした照査基準は沈下量であり、その許容値を以下のように設定する。

$$\text{天端高} = \text{設計潮位} + \text{設計波に対する必要高} + \text{余裕高}$$

$$\text{許容沈下量(=余裕高)} = \text{天端高} - (\text{設計潮位} + \text{設計波に対する必要高})$$

ここでは、前提条件での余裕高 0.1m とした場合、FLIP による沈下量の計算は、0.08m であるため、レベル2地震動に対しての耐震性を備えていると判断できる。

なお、改良前・改良後の地震終了後の変形モード図を以下に示す。

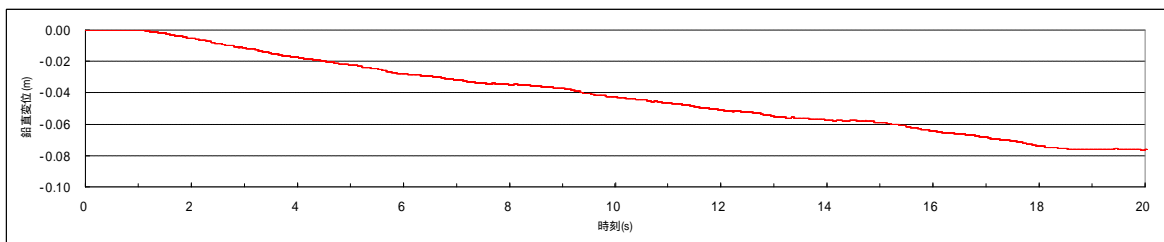
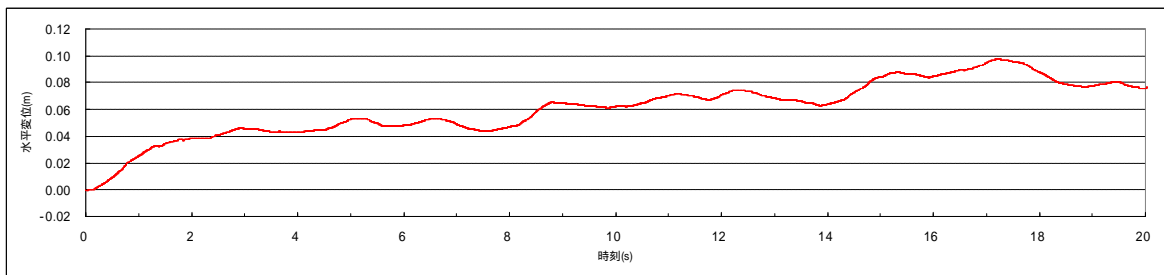
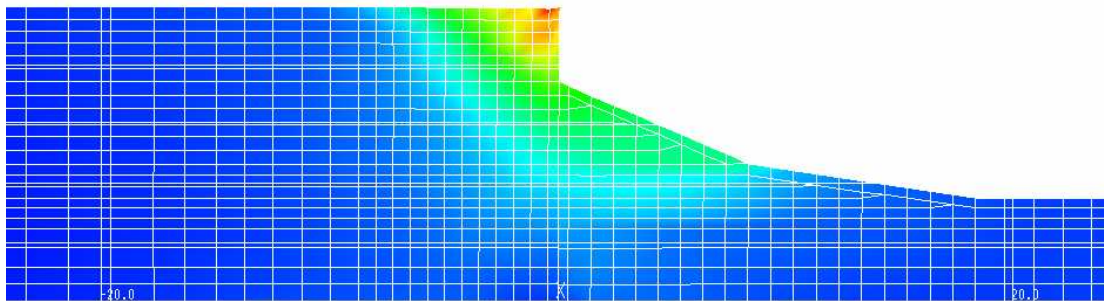
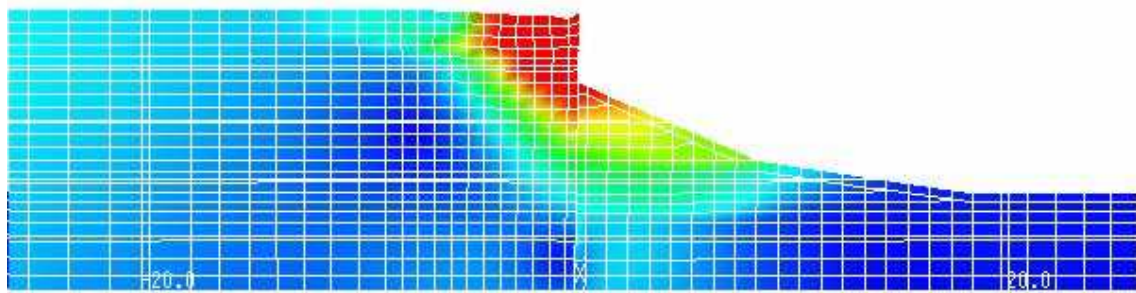


図5 改良後の残留変位着目点の変位（上；改良前、下；改良後、単位 m）

## 検討事例 5 . 傾斜型堤防(液状化対策あり)

ここでは、動的解析 F L I P に変わり、簡易的な解析手法として静的な有限要素法を使用した検討を行なった。

### 1 . 一般条件

#### (1)位置図

省略。

#### (2)断面図

液状化の検討のみを実施した。地盤条件および検討断面図は以下に示すとおりである。砂質土の基礎地盤上に盛土による堤防を設置した断面である。

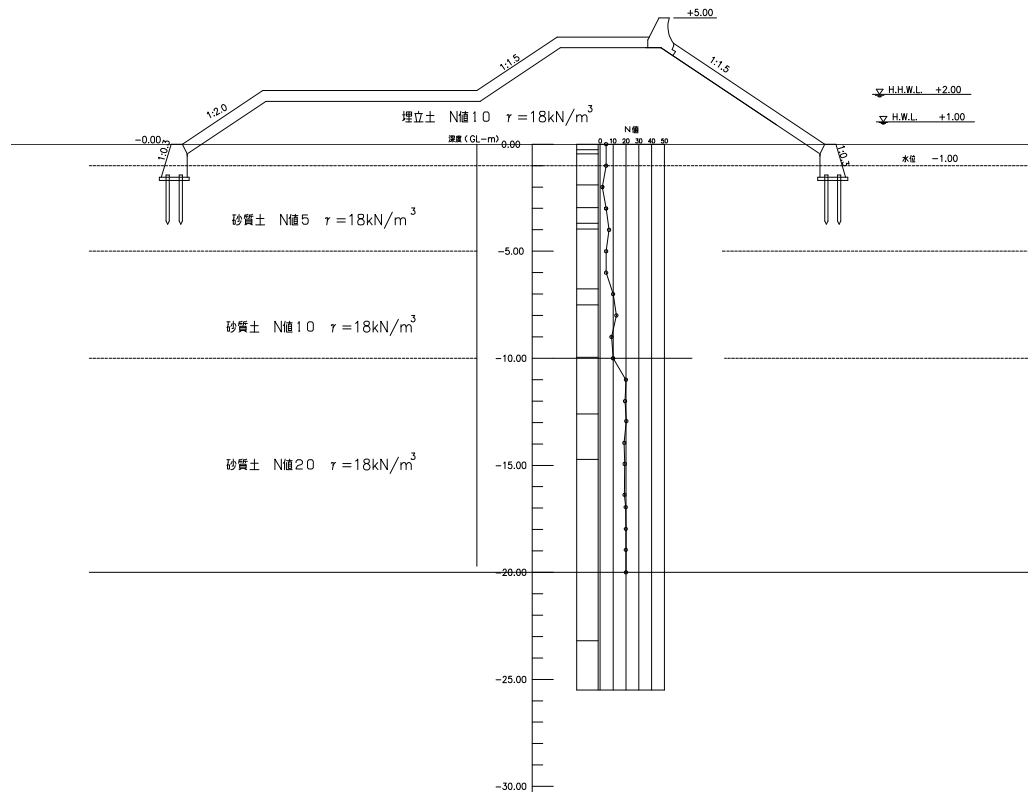


図 1 検討断面図

各地層の平均 N 値の一覧表を示す。検討対象地点の堤防の直下には、比較的緩い沖積砂質土(As)層が堆積している。各層の N 値を以下に示す。

表 1 検討対象土層の平均 N 値

| 地質名     | 地層名  | 記号   | N 値の範囲 | 平均 N 値 |
|---------|------|------|--------|--------|
| 盛土(人工土) | 盛土   | B    | 8～12   | 10     |
| 沖積層     | 砂質土層 | As-1 | 2～7    | 5      |
|         | 砂質土層 | As-2 | 3～13   | 10     |
|         | 砂質土層 | As-3 | 10～21  | 20     |

## 2. 設置条件

- (1) 設置目的：津波来襲時に背後地集落への浸水を防ぐため。
- (2) 延長：150m
- (3) 設置位置での地盤高(施設背後地の地盤高)：±0.00m
- (4) 潮位：H.H.W.L.+2.00m、H.W.L.+1.00m、L.W.L. ±0.00m
- (5) 天端高：+5.00m

## 3. 耐震性能の設定

### (1) 設定の手順

本ガイドライン p.14 に示す耐震性能の設定フローに従って耐震性能を設定する。

### (2) 施設背後地の重要度区分

検討事例 1 に同じ。対象施設の直背後地には集落が存在しており、高潮等の被害の危険性があることから、本ガイドライン p.16 表 3 より、「背後に住宅が集積し、地震後の浸水により多大な人命・財産・生活を喪失する地域」に該当するものとして対象施設背後地の重要度区分は重要度 A とする。

### (3) 施設背後地の地盤高区分

背後地盤高±0.00m は、朔望平均満潮位(H.W.L.+1.00m)より低くなっていることから、本ガイドライン p16 表 4 より、施設背後地の地盤高区分は低地盤高とする。

## 4. レベル 1 地震動に対する検討

### (1) レベル 1 地震動の設定

本ガイドライン p22 表 8 を参照し、対象施設に対する設計震度を設定する。検討事例 1 と同様の地区として、護岸・堤防・親水性護岸に該当することから、設計震度は 0.10 とする。

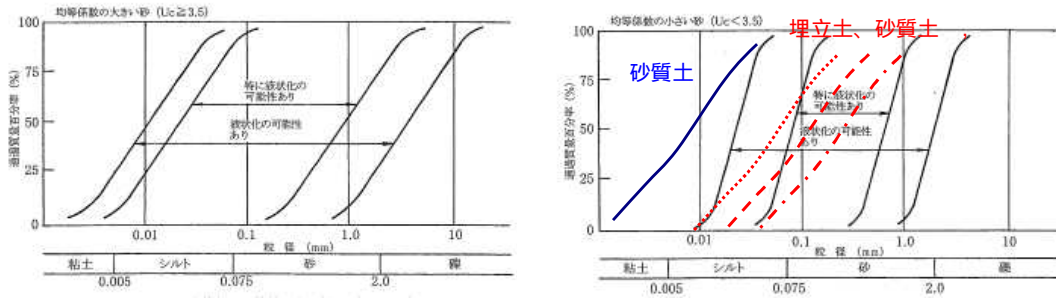
(2)耐震解析

耐震解析は、本ガイドラインの p24 を参考として震度法によるものとする。なお、詳細については、省略し、解析の結果、設定断面においてレベル 1 地震動に対する耐力は確保されていると想定する。

(3)液状化の予測判定

粒度による判定

図を用いて、均等係数の大小、および粒度による土の分類を行なう。均等係数の大小は  $Uc=D_{60}/D_{10}=3.5$  を境界に、 $Uc \geq 3.5$ 、 $Uc < 3.5$  により以下のように分かれる。



したがって、検討対象となっているの土層の結果は以下ようになる。これより、盛土(人土工)および砂質土 は液状化の可能性があると判定された。

表 2 粒度による液状化判定の結果

| 地質名 | 地層名  | 記号   | 結果        |
|-----|------|------|-----------|
| 埋立土 | 盛土   | B    | 液状化の可能性あり |
| 砂質土 | 砂質土層 | As-1 | 液状化の可能性あり |
| 砂質土 | 砂質土層 | As-2 | 液状化の可能性あり |
| 砂質土 | 砂質土層 | As-3 | 液状化の可能性なし |

等価N値、等価加速度による液状化の予測・判定

次に、「液状化の可能性あり」の範囲に含まれる粒度の土層については、等価N値と等価加速度より、液状化の予測・判定を行なった。

解析の結果、埋立土においては「液状化する」、砂質土 および は「液状化する」と判定されたので、液状化対策を実施することとした。

表3 等価加速度と等価N値による液状化の判定

| 記号      | 深度(m) | 土層名 | 単位体積重量<br>( $\text{kN/m}^3$ ) | 飽和単位体積重量<br>' ( $\text{kN/m}^3$ ) | N値 | 等価N値 | 等価加速度(GAL) |
|---------|-------|-----|-------------------------------|-----------------------------------|----|------|------------|
| B s     | 2.5   | 盛土  | 18                            | 8                                 | 10 | 9.1  | 368        |
| A s - 1 | 2.5   | 砂質土 | 18                            | 8                                 | 5  | 9.1  | 363        |
| A s - 2 | 7.5   | 砂質土 | 18                            | 8                                 | 10 | 5.2  | 357        |

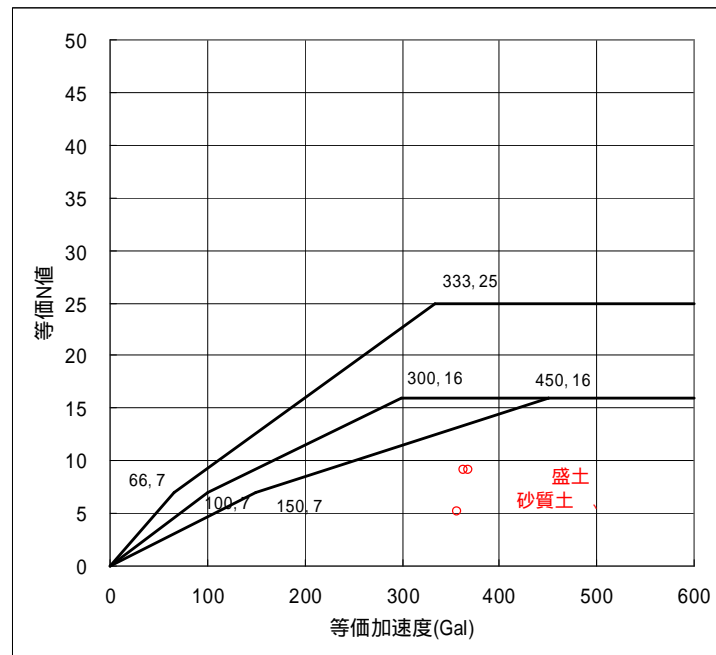


図2 等価加速度と等価N値による液状化の判定

(4) 静的な有限要素法によるレベル2地震動に対する検討

液状化対策実施前・後の地盤条件と解析結果

静的な有限要素法による解析に際しては、液状化に対する安全率FL値を算出し、FL値<1.0となる土層については、安田ら(1999)<sup>\*1</sup>の手法を参照し、土層の弾性係数を設定した。すなわち、液状化する場合の弾性係数は、液状化しない場合の弾性係数に対して1/1000程度低減させて行なう手法である。

液状化に対する安全率FL値の算出過程は道路橋示法書・同解説 耐震設計編(2002)<sup>\*2</sup>より、以下のとおりである。

$$F_L = R / L \dots \dots \dots (1)$$

$$R = c_w R_L \dots \dots \dots (2)$$

$$L = \frac{\sigma_{vg}}{\sigma'_{vg}} \dots \dots \dots (3)$$

$$\sigma_{vg} = 1.0 - 0.015 \dots \dots \dots (4)$$

$$= t_1 h_w + t_2 (z - h_w) \dots \dots \dots (5)$$

$$\sigma'_{vg} = t_1 h_w + t_2' (z - h_w) \dots \dots \dots (6)$$

(タイプIの地震動の場合)

$$c_w = 1.0 \dots \dots \dots (7)$$

(本検討では、タイプI地震動を想定して $c_w = 1.0$ とした。)

(タイプIIの地震動の場合)

$$c_w = \begin{cases} 1.0 & (R_L \leq 0.1) \\ 3.3 R_L + 0.67 & (0.1 < R_L \leq 0.4) \\ 2.0 & (0.4 < R_L) \end{cases} \dots \dots \dots (8)$$

ここに、

- $F_L$  : 液状化に対する抵抗率
- $R$  : 動的せん断強度比
- $L$  : 地震時せん断応力比
- $c_w$  : 地震動特性による補正係数
- $R_L$  : 繰返し三軸強度比
- $\sigma_{vg}$  : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数
- $\sigma_{vg}$  : 6.4.3に規定するレベル2地震動の地盤面における設計水平震度
- $\sigma_{vg}$  : 全上載圧(kN/m<sup>2</sup>)
- $\sigma'_{vg}$  : 有効上載圧(kN/m<sup>2</sup>)
- $z$  : 地表面からの深さ(m)
- $t_1$  : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)
- $t_2$  : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)
- $t_2'$  : 地下水位面より深い位置での土の有効単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)
- $h_w$  : 地下水位の深さ(m)

繰返し三軸強度比  $R_L$  は式(9)により算出するものとする。

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{Na/1.7} & (14 < N_a) \\ 0.0882\sqrt{Na/1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \cdot (N_a - 14)4.5 & (14 \leq N_a) \end{cases} \dots \dots \dots (9)$$

ここで、

$$N_a = c_1 N_1 + c_2 \dots \dots \dots (10)$$

$$N_1 = 170N / (\dots + 70) \dots \dots \dots (11)$$

$$c_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 40)/50 & (10\% \leq FC < 60\%) \\ FC/20 - 1 & (60\% \leq FC) \end{cases} \dots \dots \dots (12)$$

$$c_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC - 10)/18 & (10\% \leq FC) \end{cases} \dots \dots \dots (13)$$

ここに、

- $R_L$  : 繰返し三軸強度比
- $N$  : 標準貫入試験から得られる  $N$  値
- $N_1$  : 有効上載圧  $100\text{kN/m}^2$  相当に換算した  $N$  値
- $N_a$  : 粒度の影響を考慮した補正  $N$  値
- $c_1, c_2$  : 細粒分含有率による  $N$  値の補正係数
- $FC$  : 細粒分含有率 (%) (粒径  $75\ \mu\text{m}$  以下の土粒子の通過質量百分率)
- $D_{50}$  : 平均粒径 (mm)



弾性係数は N 値から道路橋示法書・同解説に示されている

$$E=2744N(\text{kN/m}^2) \dots \dots \dots (14)$$

を用いて求め、ポアソン比は 0.33 とした。

液状化する土層の弾性係数 E は、せん断剛性低下率と F L 値、細粒分含有率の関係のまとめの図より、液状化しない場合の弾性係数を 0.001 倍することとした。

液状化対策実施前の N 値、弾性係数、F L 値のまとめを以下に示す。なお、ポアソン比は 0.33、単位体積重量は 18.0kN/m<sup>3</sup> とした。

表 4 液状化対策実施前の N 値、弾性係数および F L 値

| 土質名       | 標高          |           | 層厚<br>D<br>(m) | N 値<br>N | 弾性係数<br>E<br>(kN/m <sup>2</sup> ) | 剛性低下率<br>を考慮した<br>弾性係数<br>E' | 細粒分含有<br>率<br>FC<br>(%) | 地表面の深<br>さ<br>x<br>(m) | 地下水位の<br>深さ<br>hw<br>(m) | 地下水面より<br>浅い位置で<br>の土の単位<br>体積重量<br>γ <sub>1</sub><br>(kN/m <sup>3</sup> ) | 地下水面より<br>深い位置で<br>の土の単位<br>体積重量<br>γ <sub>2</sub><br>(kN/m <sup>3</sup> ) | 地下水面より<br>深い位置で<br>の土の有効<br>単位体積重<br>γ <sub>2</sub> '<br>(kN/m <sup>3</sup> ) | 液状化に対<br>する抵抗率<br>FL |
|-----------|-------------|-----------|----------------|----------|-----------------------------------|------------------------------|-------------------------|------------------------|--------------------------|--|--|---|----------------------|
|           | D.L.<br>(m) | (m)       |                |          |                                   |                              |                         |                        |                          |  |  |   |                      |
| シルト質砂(陸上) | ± 0.00      | ~ - 5.00  | 5.00           | 5        | 13720                             | 14                           | 0.00                    | 5.00                   | 2.00                     | 18.00  | 10.00  | 10.00   | 0.61                 |
| シルト質砂(陸上) | - 5.00      | ~ - 10.00 | 5.00           | 10       | 27440                             | 27                           | 0.00                    | 10.00                  | 2.00                     | 18.00  | 10.00  | 10.00   | 0.80                 |
| シルト質砂(陸上) | - 10.00     | ~ - 20.00 | 10.00          | 20       | 54880                             | 55                           | 0.00                    | 20.00                  | 2.00                     | 18.00  | 10.00  | 10.00   | 1.11                 |

参考文献

- 1) 安田 進・吉田 望・安達 健司・規矩 大義・五瀬 伸吾・増田 民夫：液状化に伴う流動の簡易評価法, 土木学会論文集 No.638/ -49,71-89,1999.
- 2) 社団法人 日本道路協会：道路橋示法書・同解説 耐震設計編, pp.121-124,2002

解析結果

解析結果として図 3 に変位図を示す。

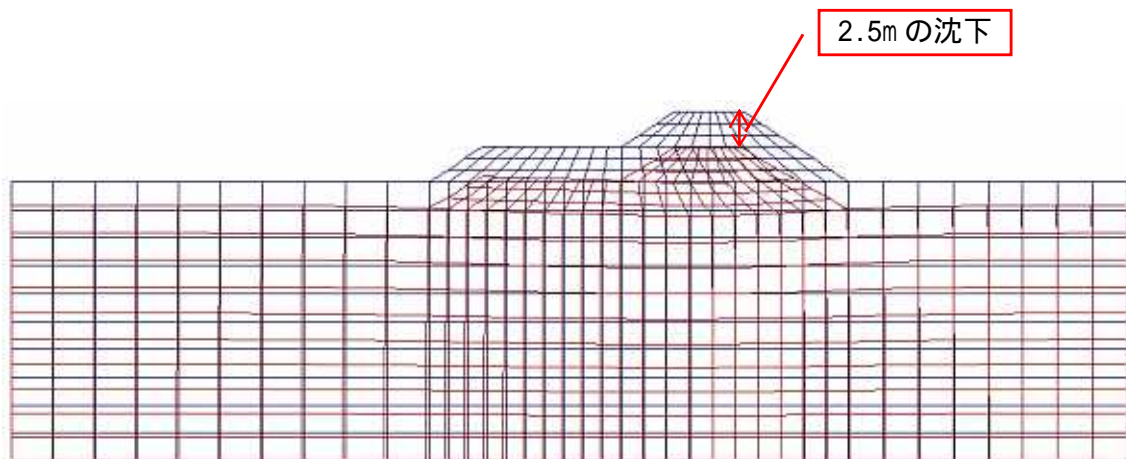


図 3 静的な有限要素法による解析結果 (変位図)

鉛直方向に 2.5m の沈下が発生したことより、液状化対策を実施することとした。

## 液状化対策工法

対策工法としては、以下のような工法が挙げられる。本検討では、締固め工法および鋼矢板工法を液状化対策工として採用する。なお、鋼矢板工法は、土留め機能を期待するものではなく、液状化に伴う地盤の側方流動を抑制し堤防の沈下量を最小限とする機能をもつ。

表5 液状化対策工法の概要

| 工法名            | 工法概要   |
|----------------|--|
| 締固め工法          | 緩い砂質地盤内に砂を振動注入し、砂杭を形成することによる体積変化を助長し、緩い砂質地盤を締固める工法である。工法はサンドコンパクション工法が代表的であるが、大きな振動を伴う。          |
| 鋼矢板工法          | 堤防の法尻付近に鋼矢板を打設することにより、発生する地盤の側方流動を抑制する工法である。施工方法は一般的に圧入工法の採用が多い。                                 |
| 静的締固め工法        | 工法の原理は上記工法と同様であるが、施工方法により振動を伴わない工法である。工法名は特殊石灰パイル工法、コンパクショングラウチング工法のほか、サンドコンパクション工法の改良型機械の実績が多い。 |
| ドレーン工法         | 地盤内に砕石を投入し、砕石の柱状体を形成する工法である。本工法に振動は伴わないが、透水性が非常によいため、堤体内への浸透を助長する可能性が高い。また、強度の発現がないため、対策効果は小さい。  |
| 固結工法           | 地盤内にセメント系の固化体を形成し、液状化時に発生する地盤の側方流動を抑止し、堤防の沈下を防止する工法である。ただし、海への環境悪化が懸念される。                        |
| ジオテキスタイルを用いた工法 | 堤体自体のせん断力を増強し、地震時における堤体の崩壊を防止する工法である。本工法では、堤体に多くのジオテキスタイルを敷設する必要があり、既設堤防への適用は困難。                 |

液状化対策(締め固め工法)実施後の地盤条件と解析結果  
 液状化対策として、基礎地盤について締め固めを行い、N値20に改良した。

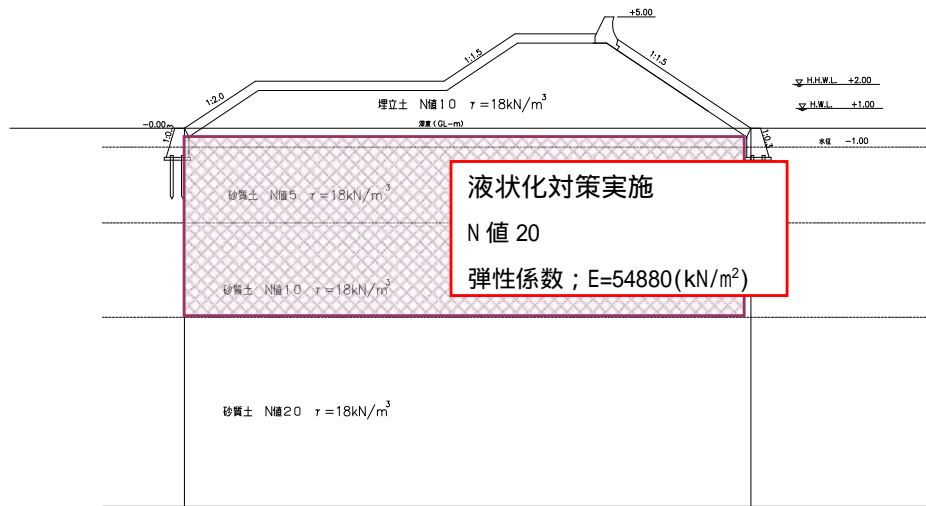


図4 対策断面図と対策後の土質条件

解析結果として図5に変位図を示す。

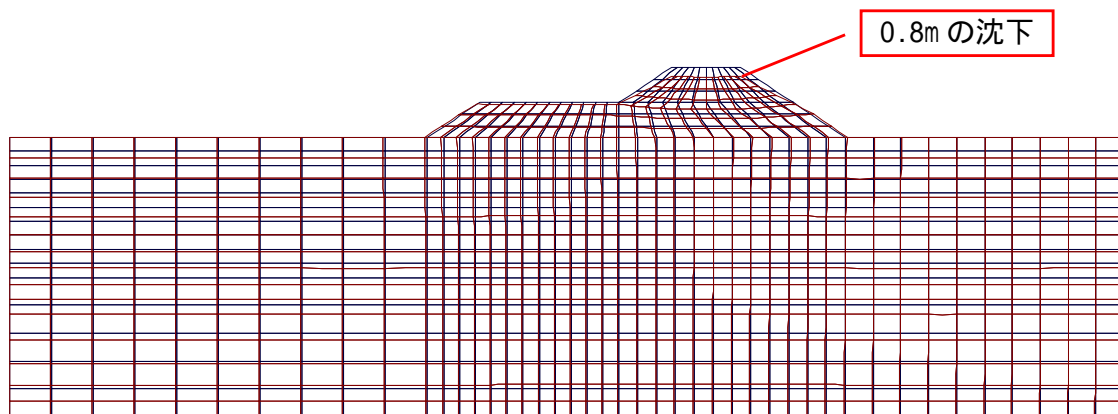


図5 変位図

レベル2地震動に対する照査

対策断面では、想定津波高4.0mよりも堤防の天端(4.2m)は高くなり、レベル2地震動に対しての耐震性を備えていると判断できる。

液状化対策(鋼矢板工法)実施後の地盤条件と解析結果

鋼矢板の打設位置は、堤外側は堤防法尻に設置し、堤内側については、堤防法尻に打設することとする。対策断面図は以下に示すとおりである。

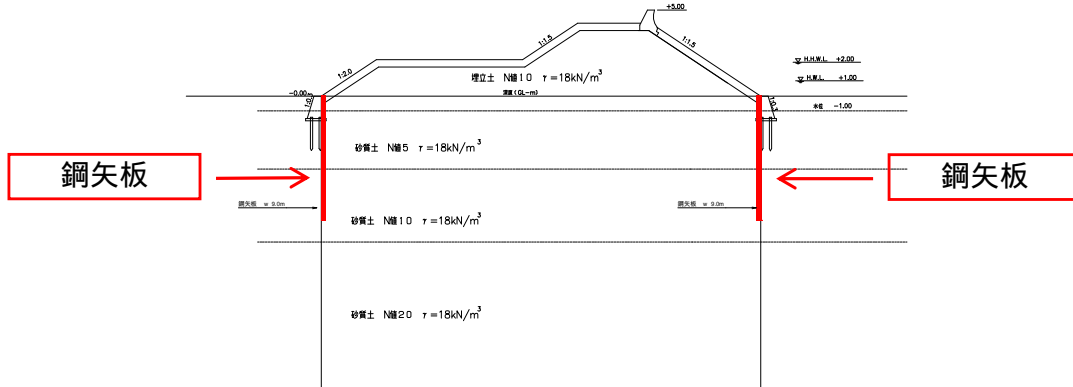


図6 対策断面図と対策後の土質条件

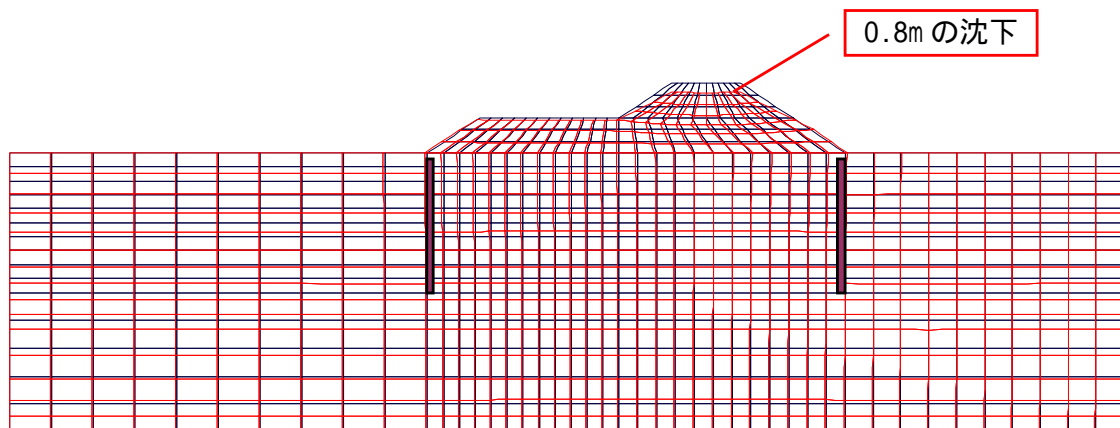


図7 変位図

レベル2地震動に対する照査

対策断面では、想定津波高 4.0m よりも堤防の天端(4.2m)は高くなり、レベル2地震動に対しての耐震性を備えていると判断できる。

表6 レベル2 地震動に対する照査結果

| ケース         | 変形量照査            |                  |                  |    |
|-------------|------------------|------------------|------------------|----|
|             | 堤防<br>沈下量<br>(m) | 残留<br>堤防高<br>(m) | 想定<br>津波高<br>(m) | 判定 |
| 現況断面        | 2.50             | 2.50             | 4.00             | ×  |
| 対策断面 自立矢板   | 0.80             | 4.20             | 4.00             |    |
| 対策断面 締め固め工法 | 0.80             | 4.20             | 4.00             |    |

## 参考資料 2

### (解析手法)

液状化による変形量の簡便な推定手法  
簡易動的解析による手法  
静的照査法による手法  
動的解析による手法

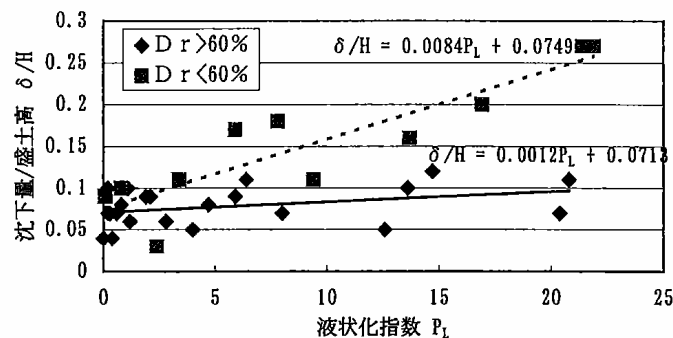
液状化による変形量の簡便な推定手法

鉄道構造物等設計標準・同解説 耐震設計 平成 11 年 10 月 鉄道総合技術研究所

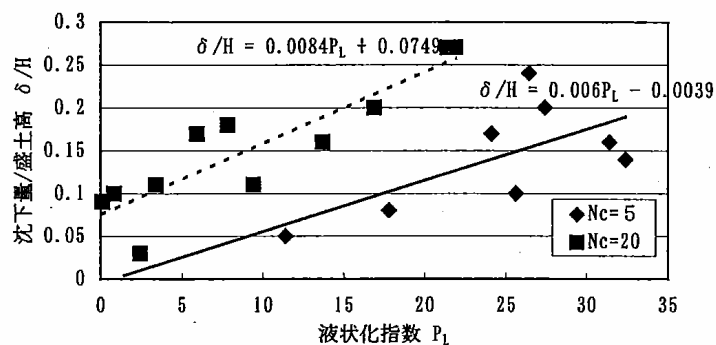
既往の模型実験<sup>1)</sup>を参考に盛土沈下量と支持地盤の液状化程度として液状化指数 ( $P_L$ ) に着目して整理した。これは、液状化指数を用いることで入力地震波の影響についても間接的に考慮していると考えられることができるからである。

付属図 6.8.2 に盛土天端の沈下量を盛土高さで正規化した値と液状化指数の関係を支持地盤の相対密度 ( $D_r$ ) により整理した結果を示す。これによると、液状化指数が同程度でも相対密度が小さい場合に沈下量が大きくなる傾向にある。付属図 6.8.3 には相対密度が 60% 以下の場合における繰返し回数 ( $N_c$ ) の影響を示すが、繰返し回数の多い場合に沈下量が大きくなる傾向があることがわかる。

なお、図中に示す式は最小 2 乗法により算定した参考値である。



付属図 6.8.2 相対密度による違い ( $N_c=20$ )



付属図 6.8.3 繰返し回数による違い ( $D_r < 60\%$ )

【留意事項】

これらの検討結果は、いずれも模型実験結果を整理した経験的なものであり、十分な精度を有していない。しかし、検討に際して仮定した条件を満足するような盛土においては、液状化時における沈下量の目安を知る上での 1 つの判断材料に成り得ると考えている。

【参考文献】

1) 建設省土木研究所：盛土のある地盤の液状化時の挙動に関する実験的検討、土木研究所資料第 3264 号、平成 6 年 2 月。

## 液状化による変形量の簡便な推定手法

下水道施設の耐震対策指針と解説 - 2006年版 - 社団法人 日本下水道協会

1995年兵庫県南部地震においては、浮上がり現象に加えて、液状化した地盤の再圧密に起因する沈下による管路のズレ、管廊、放流きよ等の継手部の被害が生じており、耐震設計においてその影響を考慮する必要がある。液状化が生じた処理場に実際に発生した沈下量と受けたと推定される地震動により、「本章 2.5.1 液状化による側方流動」の方法により算定した液状化層厚（ $FL < 1.0$ の層厚）を分析した結果を図2.4.2に示す。

図2.4.2より現場の地盤条件及び地震動の条件に違いがあり、液状化の程度により沈下量にも幅のあることがわかる。このため、液状化の程度がかなり大きい場合を想定し、図2.4.2の沈下率のほぼ上限値（ $\eta = 0.05$ ）をもって液状化による沈下量の目安とする。

$$\begin{aligned} \text{〔液状化による沈下量〕} &= \text{〔液状化層厚〕} \times \text{〔沈下率〕} \\ (\text{cm}) &= H_{FL} (\text{m}) \times (\eta : 0.05) \times 100 \quad \text{式(2.4.1)} \end{aligned}$$

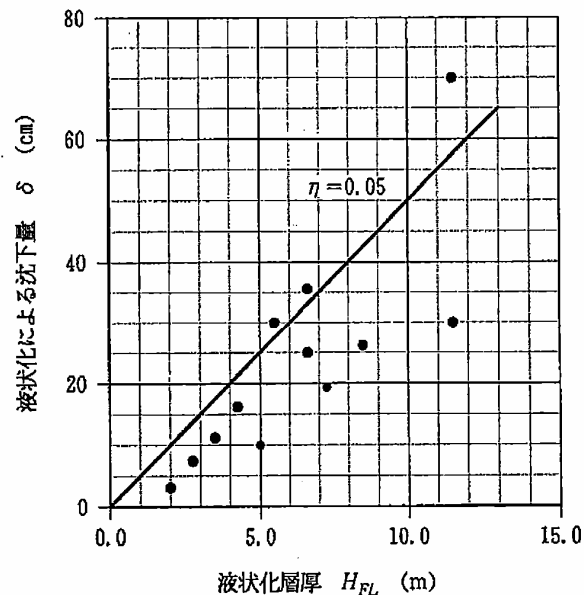


図 2.4.2 液状化層厚と実測沈下量の関係

### 【留意事項】

ただし、埋戻し土の液状化による沈下率は0.075～0.10程度あったとの観測事例2)もあり、砕石埋め戻し又は改良土埋戻し等の液状化対策を講じていない埋戻し部の沈下量を検討する場合には注意が必要である。

### 【参考文献】

2) 「地下構造物の合理的な地震対策研究」シンポジウム、論文 - 19 「新潟県中越地震における下水道管路施設被害の特徴と対策に関する一考察」(社)土木学会 2006年6月。

## 液状化による変形量の簡便な推定手法

高圧ガス設備等耐震設計指針レベル2 耐震性能評価 1999.9 高圧ガス保安協会(1/4)

詳細な地盤モデルを用いた応答解析によらず、液状化に伴う地盤変状量の算定を行う場合の例として、過去の震害事例に基づいて提案された簡便法の一例を以下に示す。

### 液状化に伴う地盤沈下量の算定

液状化に伴う地盤沈下の原因には次の2つのものが考えられる。

- a) 液状化により発生した過剰間隙水圧が消散する過程で生じる土の圧縮に伴う沈下
- b) 護岸のはらみだし、傾斜等により発生する液状化地盤の流動に伴う背後地盤の沈下

したがって、護岸背後地盤ではこの2つの原因による地盤の沈下を考慮する必要がある。

a) の沈下に関しては、室内要素試験をもとにいくつか研究が行われてきている。これらの研究の内、FL値と相対密度 $D_r$ から求められる体積ひずみ $V$ との関係がクリーンサンドについて[図10.2.2(3)]のように提案されている。細粒分が含まれる実地盤における液状化時の体積ひずみに関しては今後の研究を待たねばならないが、現時点では適切な方法により同図を用いて推定してよいこととした。

b) の沈下に関しては、兵庫県南部地震の後、研究が始められたところであり、その例は少ないが、兵庫県南部地震の現地調査結果より[図10.2.2(4)]に示すような関係が得られている。

そこで、これらの研究成果を利用し、[式10.2.2(2)]により護岸背後地盤の液状化に伴う地盤沈下を推定することができる。

$$w = VZ + S \quad \text{[式 10.2.2(2)]}$$

ここで、 $w$  : 護岸から距離 $X$  (m) の地点における地盤の沈下量 (m)

$V$  : 過剰間隙水圧の消散に伴って生じる体積ひずみで[図10.2.2(3)]を参照のこと。

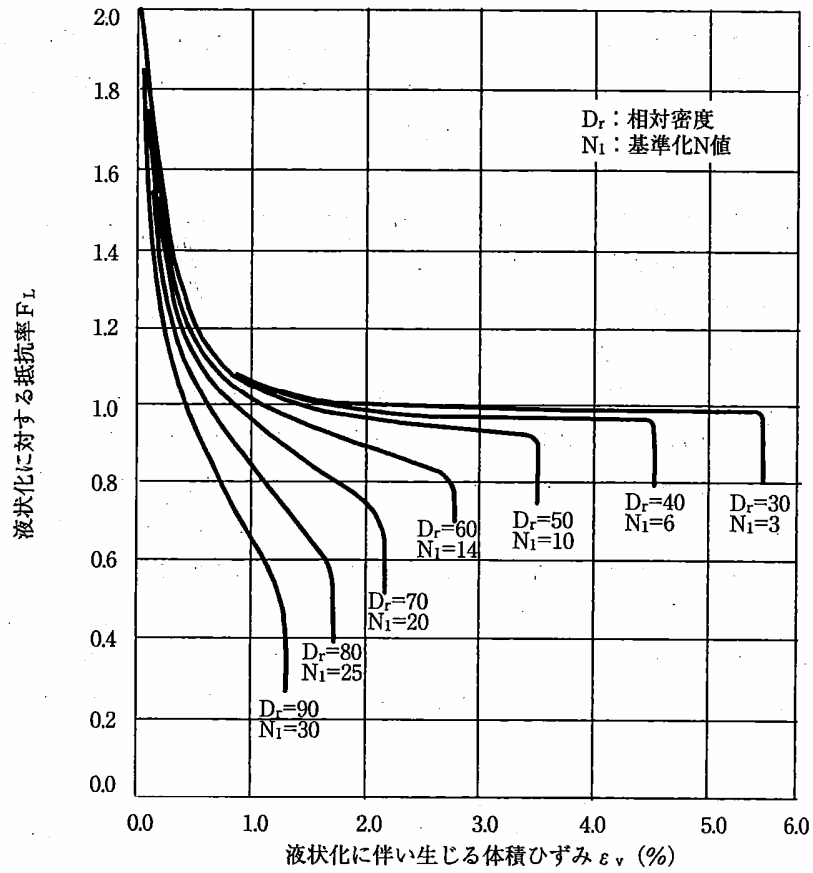
$Z$  : 距離 $X$  (m) の地点における液状化層厚 (m)

$S$  : 距離 $X$  (m) の地点において、地盤の流動に伴って発生する地盤の沈下量 (m) で[図10.2.2(4)]に示す関係図を用いて求める。

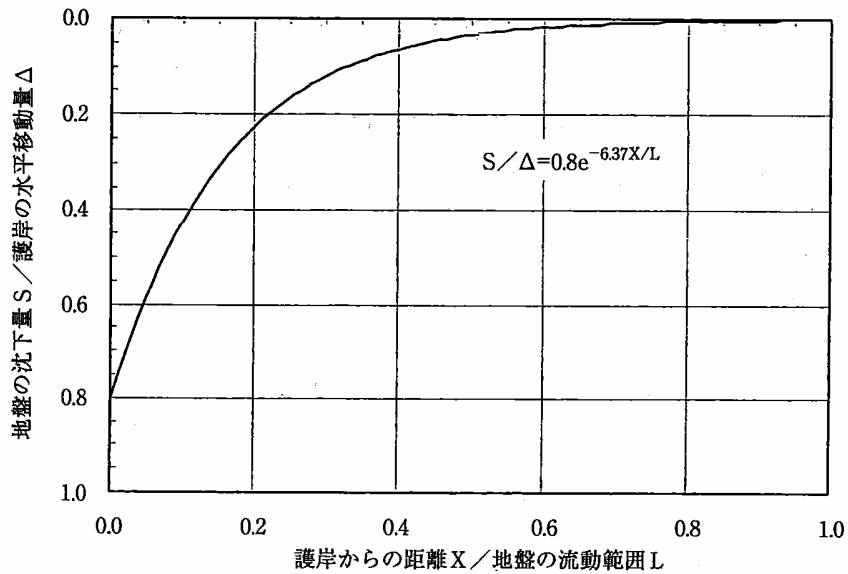


液状化による変形量の簡便な推定手法

高圧ガス設備等耐震設計指針レベル2 耐震性能評価 1999.9 高圧ガス保安協会(2/4)



[図10.2.2(3)] FL 値と体積ひずみ  $\epsilon_v$  の関係<sup>10.2-3)</sup>



[図10.2.2(4)] 地盤の流動に伴う地盤の沈下量<sup>10.2-6)</sup>

液状化による変形量の簡便な推定手法

高圧ガス設備等耐震設計指針レベル2 耐震性能評価 1999.9 高圧ガス保安協会(3/4)

液状化に伴う地盤の水平移動量

以下の手順に従い、護岸背後地盤の水平移動量を簡易に推定することができる。

[ 手順 1 : 護岸変位量の推定 ]

レベル2 地震動に対して、護岸背後及び基礎地盤の液状化の検討を行い、[ 式 10.2.2(3) ] 及び [ 表 10.2.2(1) ] を用いて、護岸の水平移動量 を求める。

$$\Delta = \frac{F_d}{100} \cdot H_w \quad \text{[式 10.2.2(3)]}$$

ここで、 $\Delta$  : 護岸の水平移動量(m)

$F_d$  : 護岸の変形率 ( 護岸の水平移動量/護岸の高さ ) ( % )

$H_w$  : 護岸の高さ(m)

[ 表10.2.2(1) ] 護岸・岸壁の変形率

| 重力式                |           | 矢板式                        |           |           |
|--------------------|-----------|----------------------------|-----------|-----------|
| 液状化の範囲             | 変形率 ( % ) | 液状化の範囲                     |           | 変形率 ( % ) |
| 護岸背後のみ<br>液状化      | 15.0      | 護岸背後のみ                     | 控工周辺は非液状化 | 20.0      |
|                    |           | 液状化                        | 控工周辺も液状化  | 40.0      |
| 護岸背後及び基礎<br>地盤が液状化 | 30.0      | 護岸背後及び基礎地盤、控工周辺<br>すべてが液状化 |           | 75.0      |

【留意事項】

ただし、[表 10.2.2(1)]は以下の条件の範囲内における事例をまとめたものから設定しており、他の条件の護岸の場合は表中の変形率と異なる可能性があることに注意する必要がある 3 )。なお、同表は文献 4 ) の研究結果に、矢板護岸のレベル2 地震での変形率を加筆作成したものである。

水深-8.0 ~ -14.0m程度の大型ケーソン又は矢板式護岸

設計震度 0.2 以下で耐震設計がなされている護岸

基礎地盤の緩い砂質土の層厚は 25m程度以下

【参考文献】

3 ) 石原研而・安田進・井合進 : 液状化にともなう岸壁・護岸背後地盤の流動の簡易予測方法、第 24 回地震工学研究発表会講演論文集、pp.541-544、1997。

4 ) 井合進・一井康二・森田年一・佐藤幸博 : 既往の地震事例に見られる液状化時の護岸変形量について、第 2 回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集、pp.259-264、1997。

[ 手順 2 : 流動範囲の推定 ]

液状化が生じると推定される層のN値と、[式 10.2.2(3)]から求めた護岸の水平移動量から、[式 10.2.2(4)]を用いて、流動範囲 ( 流動が生じる範囲 ) を推定する。

液状化による変形量の簡便な推定手法

高圧ガス設備等耐震設計指針レベル2 耐震性能評価 1999.9 高圧ガス保安協会(4/4)

$$L = 250 \cdot \frac{\Delta}{(N_1)_{av}} \quad \text{[式 10.2.2(4)]}$$

ここで、L：地盤の流動範囲(m)

：護岸の水平移動量(m)

(N1)av：流動範囲内の液状化層における基準化N値の平均値。

なお、基準化N値とは有効上載圧 98kN/m<sup>2</sup> 相当に換算したN値であり

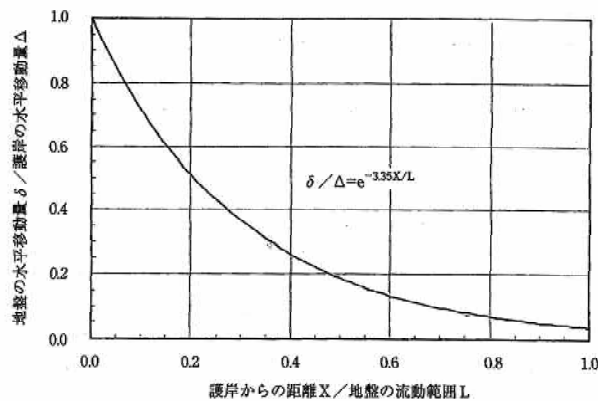
[式 10.2.2(5)]より得られる値とする。

$$N_1 = \frac{1.7N}{\frac{v}{98} + 0.7} \quad \text{[式 10.2.2(5)]}$$

v：有効上載圧 (kN / m<sup>2</sup>)

[手順3：地盤の水平移動量分布の推定]

[図 10.2.2(5)]に示す関係を用い、対象地点の地盤の水平移動量を推定する。なお、[図 10.2.2(5)]は兵庫県南部地震における地盤の変位量を調査してまとめたものである5)。



【図10.2.2(5)】護岸背後地盤の水平移動量分布<sup>5)</sup>

・地盤流動に伴う護岸背後地盤の水平変位分布の推定

$$= e^{-3.35X/L} \times$$

ここに、：地盤流動に伴う護岸背後地盤の水平変位(m)

X：護岸からの距離(m)

・地盤流動に伴う護岸背後地盤の沈下量の推定

$$S = 0.8e^{-6.37X/L} \times$$

ここに、S：地盤流動に伴う護岸背後地盤の沈下量(m)

【参考文献】

5) Ishihara,K.,Yoshida,K. and Kato,M.:Lateral Spreading of Liquefied Deposits during the 1995 Kobe Earthquake, KIG Forum 97, Geotechnical Engineering in Recovery from Urban Earthquake Disaster, pp.31-50,1997.

## 簡易動的解析による手法

### ニューマーク法(1/3)

土木構造物の耐震設計ガイドライン(案) - 耐震基準作成のための手引き -  
2001年9月 土木学会 地震工学委員会 耐震基準小委員会

#### 【解説】

ニューマーク法は、すべり土塊が剛体であり、すべり面における応力歪関係が剛塑性と仮定して地震時のすべり土塊の滑動変位量を計算する方法である。現実の土は、繰返し応力による変形の累積性、軟化性などが強い非線形性を示すため、ニューマーク法は厳密な方法ではない。しかしながらこの方法は、入力パラメータの設定が円弧すべり法と同等であること、理論の簡明さに比して比較的妥当な結果を与えること、結果の解釈が容易であることなどの特徴を有しており、設計に用いやすい。この方法によって得られる滑動変位量は、特にL2地震動に対する盛土の耐震性を評価する指標として扱う場合には有効である。

解説図 7.7.4-1 は、ニューマーク法によってすべり土塊の滑動変位量を計算する場合の計算モデルを示す。本来ニューマーク法<sup>1)</sup>は、直線すべりに対する運動方程式から滑動変位量を計算する方法であるが、鉄道標準ではモーメントの釣り合い式から回転変位量を求める方法<sup>2)</sup>を採用しており、その方が実状により近いと考えられるので、それを紹介する。

以下に計算の基本となる運動方程式と計算手順の概略を示す。

#### 1) 運動方程式

円弧状すべり土塊の運動方程式を式(解 7.7.4-1)、式(解 7.7.4-2)式に示す。

$$-J\ddot{\theta} + M_{DW} + M_{DKh} - M_{RW} - M_{RKh} - M_{RC} - M_{RT} = 0 \quad (\text{解 7.7.4-1})$$

$$\ddot{\theta} = (k_h - k_y)(M_{DK} + M_{RK}) / J \quad (\text{解 7.7.4-2})$$

ここに、 $\theta$  : 回転角、 $J$  : 慣性モーメント

$K_h$  : 水平震度  $K_y$  : 降伏震度

$M_{DW}$  : 自重による滑動モーメント

$M_{RW}$  : 自重による抵抗モーメント

$M_{RC}$  : 粘着力による抵抗モーメント

$M_{RT}$  : 補強工による抵抗モーメント

$M_{DK}$  : 地震慣性力の基準滑動モーメント

$M_{RK}$  : 地震抵抗力の基準抵抗モーメント

$M_{DKh}$  : 地震慣性力による滑動モーメント

$$(=K_h \cdot M_{DK})$$

$M_{RKh}$  : 地震慣性力による抵抗モーメント

$$(= -K_h \cdot M_{RK})$$

また、静的安全率は式(解 7.7.4-3)式で与えられる。

$$F_s = \frac{M_{RW} + M_{RC} + M_{RT}}{M_{DW}} \quad (\text{解 7.7.4-3})$$

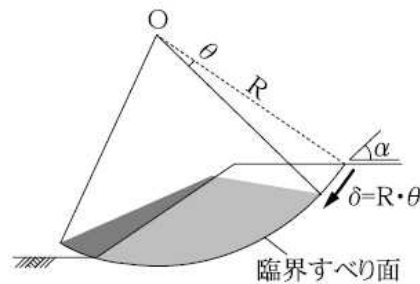
## 簡易動的解析による手法

### ニューマーク法(2/3)

土木構造物の耐震設計ガイドライン（案） - 耐震基準作成のための手引き -  
2001年9月 土木学会 地震工学委員会 耐震基準小委員会

ここで、降伏震度 $K_y$ は、 $F_s=1$ のときの $K_h$ であるため、式（解 7.7.4-4）式から得られる。

$$k_y = \frac{M_{RW} + M_{RC} + M_{RT} - M_{DW}}{M_{DK} + M_{RK}} \quad (\text{解 7.7.4-4})$$



解説図 7.7.4-1 滑動変位計算モデル

#### 2)計算手順

上式を用いたニューマーク法によるすべり土塊の滑動変形計算手順を以下に示す。

- ①式（解 7.7.4-4）によって、設計震度 $K_h$ を変化させた準静的安定計算（次項に示す地震時円弧すべり安定計算法）を行い、安全率がちょうど1となる降伏震度 $K_y$ と、この時の円弧(臨界)すべり面を求める。
- ②計算に用いる入力加速度波形を「2章 設計地震動」により設定する。
- ③臨界すべり面の回転変位量は、入力加速度に対して線形加速度法により逐次計算して求める。具体的には、式(解 7.7.4-2)式を用いて角加速度を、以降、逐次的に式(解 7.7.4-5)で角速度を、式(解 7.7.4-6)で角度 $\theta$ を計算し、臨界すべり面に対する円弧半径 $R$ からすべり土塊の滑動変位量 $\delta (=R \cdot \theta)$ を算出する。

$$\dot{\theta}_{t+\Delta t} = \dot{\theta}_t + \frac{1}{2}(\ddot{\theta}_t + \ddot{\theta}_{t+\Delta t})\Delta t \quad (\text{解 7.7.4-5})$$

$$\theta_{t+\Delta t} = \theta_t + \dot{\theta}_t\Delta t + \frac{1}{6}(2\ddot{\theta}_t + \ddot{\theta}_{t+\Delta t})\Delta t^2 \quad (\text{解 7.7.4-6})$$

## 簡易動的解析による手法

### ニューマーク法(3/3)

土木構造物の耐震設計ガイドライン(案) - 耐震基準作成のための手引き -

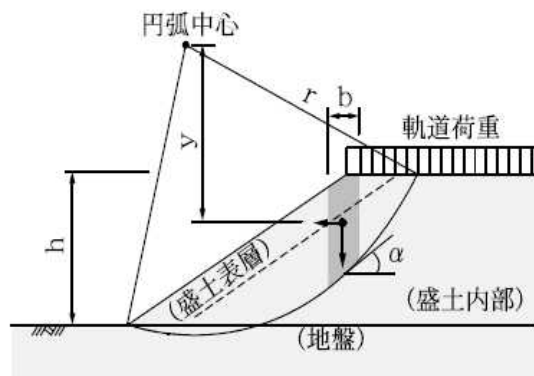
2001年9月 土木学会 地震工学委員会 耐震基準小委員会

#### 3)地震時円弧すべり安定計算法

解説図 7.7.4-2 に盛土の耐震設計に用いる円弧すべり計算法の説明図を示す。円弧すべり法による安定計算は不静定問題であるため、スライス間力の仮定方法によって安全率の定義は異なるが、基本的には修正フェレニウス法に震度法を適用した式(解 7.7.4-7)による。この式は、例えば分割スライス底における力の釣り合いから求めた解よりは危険側<sup>3)</sup>となるが、設計震度が小さく一般的な形状の盛土ではその差が小さいので、これまで慣用的に使用されている本式を用いることとした。また、砂地盤の基底破壊に対する検討<sup>4)</sup>に本式を用いると安全率を著しく過小評価するので、注意を要する。

$$F_s = \frac{\sum [ \{ (W - bu) \cos \alpha - K_h W \sin \alpha \} \tan \phi + cL + T_r ]}{\sum \{ W \sin \alpha + (y/r) K_h W \}} \quad (\text{解 7.7.4-7})$$

- ここに、 $F_s$  : 安全率、 $W$  : スライス重量、  
 $K_h$  : 水平震度、 $\alpha$  : スライス底面の角度、  
 $\phi$  : 内部摩擦角、 $c$  : 粘着力  
 $L$  : スライス底面の長さ、 $T_r$  : 対策工の抵抗力、  
 $r$  : 円弧の半径、 $b$  : スライス幅  
 $y$  : スライス重心と円弧中心間の鉛直距離、  
 $u$  : 間隙水圧



解説図 7.7.4-2 円弧すべり法の概略

#### 参考文献

- 1) Newmark, N.M : Effect of earthquakes on dams and embankments, Geotechnique, Vol.15, No.2, pp.139-159, 1965
- 2) 館山勝, 龍岡文夫, 古関潤一, 堀井克己: 盛土の耐震設計法に関する研究, 鉄道総研報告, Vol.12, No.4, pp.7-12, 1998
- 3) 浦川智行, 堀井克己, 館山勝, 龍岡文夫, 古関潤一: 修正地震時安定計算による盛土の試計算, 第33回地盤工学会年次学術講演会, 1998
- 4) 館山勝: 盛土安定解析に関する考察, 鉄道総研報告, Vol.7, No.8, 1993

## 静的照査法による手法

### 静的 FEM 自重解析に基づく変形解析法 (ALID) (1/9)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

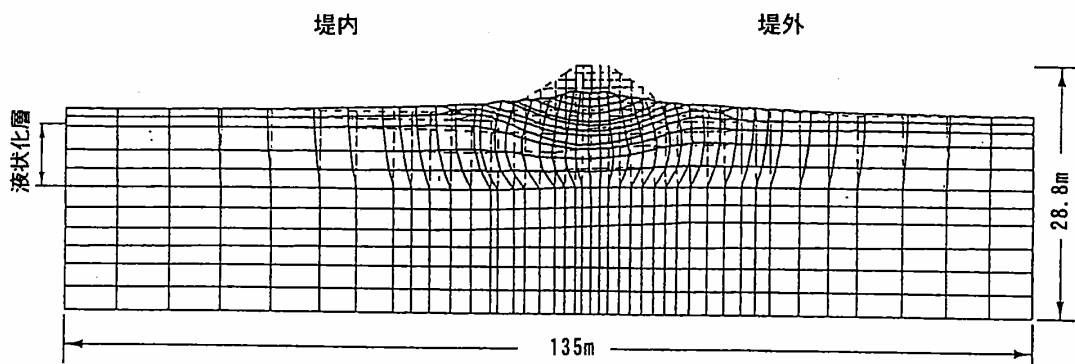
#### 4.4 静的 FEM 自重解析に基づく変形解析法 (ALID)

##### 1. 手法の特性

###### ① 堤防変形の捉え方

堤体横断方向の 2 次元断面を対象として、有限要素法により各節点の変位量を算出する。ALID は、堤防の沈下のメカニズムを次のように仮定して沈下量を計算する手法である。すなわち、地震によって液状化した層は剛性が低下し、これによって堤体が沈下する。剛性低下率は液状化に対する抵抗率  $F_L$  及び細粒分含有率  $FC$  の関数として与えられており、地震前の土の剛性、細粒分含有率及び地震時の  $F_L$  値がわかれば沈下量を求めることができる比較的簡便な方法である。地震時慣性力は、液状化の発生には大きく寄与する要因であるが、流動による変形量に及ぼす影響は大きくないという仮定のもとに、ALID では地震時慣性力が直接地盤の変形に及ぼす影響は考慮していない。また、非排水条件を仮定しているため、発生した過剰間隙水圧が消散することによる圧密沈下も考慮されないが、これを別途算定し、本手法で得られた変位量と足し合わせるにより考慮することも可能である。

ALID で得られた堤防の変形図の例を図 4.4.1 に示す。



静的照査法による手法

図 4.4.1 解析結果例

## 静的照査法による手法

### 静的 FEM 自重解析に基づく変形解析法 (ALID) (2/9)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

#### ② 解析のアルゴリズム

ALID による解析は、外力を重力（自重）のみとした静的弾性有限要素法を用いる。

初めに、液状化判定により液状化に対する抵抗率  $F_L$  を算定し、検討対象となる断面内の各地層について液状化層・非液状化層の判別を行っておく必要がある。

静的弾性自重解析は、地震前と地震後の物性値を用いた 2 つのケースを同一の有限要素メッシュ、同一の外力（自重）を用いて実施する。ALID において変形に影響を及ぼす重要なパラメータは、地震前と地震後における弾性係数である。有限要素法の解析プログラムにおいて入力すべき弾性定数としては、通常は、ヤング率  $E$ 、せん断弾性定数  $G$ 、ポアソン比  $\nu$ 、体積弾性係数  $K$  等の内、任意の 2 組を与えれば解析が可能であり、使用する有限要素法のプログラムの種類によっては入力すべき組合せが異なる場合もあるが、以下では、せん断弾性定数  $G$  とポアソン比  $\nu$  の組合せについて述べる。

図 4.4.2 は地震前と地震後の液状化地盤のせん断応力  $\tau$ ～せん断ひずみ  $\gamma$  関係の模式図を示したものである。地震前の解析には液状化層のせん断弾性係数  $G_N$  として OA 線の傾きを使用する。一方、地震後の解析では、液状化層については剛性低下したせん断弾性係数  $G_1$  として OC 線の傾きを使用する。ポアソン比については、地震前の解析では常時の値  $\nu_N$  を使い、地震後の解析では体積弾性係数  $K$  が地震前・後で一定となるように逆算した地震後のポアソン比  $\nu_1$  を用いる。非液状化層についても、地震前の解析では常時の物性値  $G_N$ 、 $\nu_N$  を使用し、地震後の解析では液状化層の過剰間隙水圧の影響等によりある程度のせん断剛性の低下を見込んだ物性値  $G_1$ 、 $\nu_1$  を用いる。

最終的に、地震後の節点変位量から地震前の節点変位量の差を取り、地震時に発生する変形量が算定される。

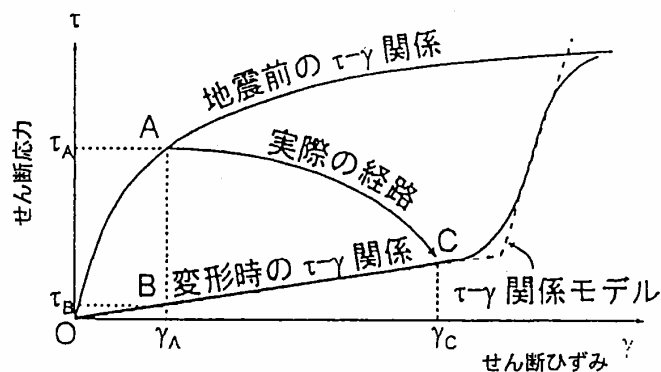


図 4.4.2 地震前と地震後の液状化地盤のせん断応力  $\tau$ ～せん断ひずみ  $\gamma$  関係の模式図<sup>3)</sup>



静的照査法による手法

静的 FEM 自重解析に基づく変形解析法 (ALID) (3/9)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

③ 計算の手順

計算の手順は図 4.4.3 に示すとおりである。

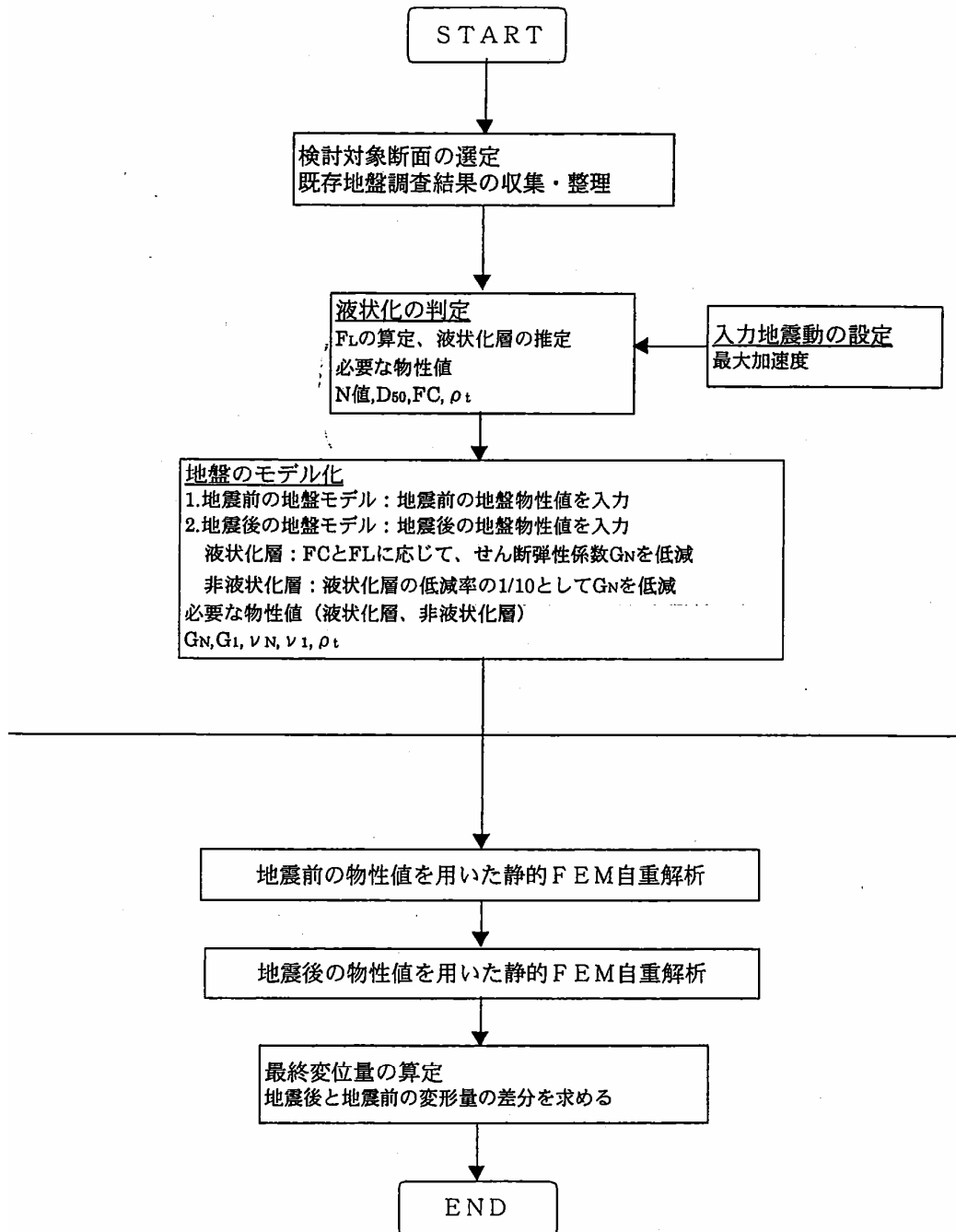


図 4.4.3 ALID による解析の手順

## 静的照査法による手法

### 静的 FEM 自重解析に基づく変形解析法 (ALID) (4/9)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

#### II. 堤防のモデル化

本手法では、堤防縦断方向に地盤を平面ひずみ状態の弾性体と仮定した 2 次元有限要素として堤防をモデル化する。

##### ①基礎地盤構造と物性

基礎地盤関係資料のボーリング調査結果及び土質試験結果に基づき、対象とする 2 次元断面の想定地質断面図に対して基礎地盤をモデル化し、有限要素メッシュに分割する。分割した各要素に対して表 4.4.1 に示す地盤定数を設定する。

ALID では、液状化に対する抵抗率  $F_L$  による液状化の判定を事前に行い、 $F_L$  が 1 を下回り液状化が想定される地層は液状化層として、粘性土層及び  $F_L$  が 1 を上回る砂質土層は非液状化層として、それぞれ地盤定数の設定を行う。

##### ②堤体構造と物性

堤体関係資料の定期縦横断測量図、開削調査資料、ボーリング調査結果及び室内土質試験結果に基づき、堤体をモデル化し、基礎地盤と同様にメッシュ分割を行い、表 4.4.1 に示す地盤定数を設定する。

表 4.4.1 指定すべき土のパラメータ

| 分類     | 記号       | パラメータ       |
|--------|----------|-------------|
| 物理試験   | $\rho_t$ | 湿潤密度        |
|        | FC       | 細粒分含有率      |
| 標準貫入試験 | N        | 標準貫入試験の N 値 |
| 変形特性   | $G_N$    | 地震前のせん断弾性係数 |
|        | $G_I$    | 地震後のせん断弾性係数 |
|        | $\nu_N$  | 地震前のポアソン比   |
|        | $\nu_I$  | 地震後のポアソン比   |

##### ③境界条件

ALID の境界条件は、一般には側面が鉛直ローラー（水平変位固定）、底面は固定境界を用いる。

側方の解析領域としては、堤内側については、地盤の流動による影響が無視できる範囲（一般には堤防から 100m 程度）までをとることが望ましい。堤外側については、川の中央位置までとれば十分である。深度方向については、ALID では最も深い液状化層までをモデル化すれば一般に十分である。

##### ④その他の仮定条件

汎用の静的有限要素法プログラムは、一般に微小変形理論に基づいているため、非常に大きな変形が生じる場合の適用性については注意を要する。

## 静的照査法による手法

### 静的 FEM 自重解析に基づく変形解析法 (ALID) (5/9)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

#### III. 入力条件の設定

##### ①地震動

ALID は静的 FEM 解析であるため地震動を用いる必要はない。ただし、次項に示す事前に行う液状化に対する抵抗率  $F_L$  を算出する際に、静的震度または入力地震動が必要となる。

##### ②液状化層の設定

ALID は事前に液状化層の判定を行い、液状化層・非液状化層の設定を行う必要がある。液状化層の判定は、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編：平成 8 年 12 月」の判定方法にしたがい、液状化に対する抵抗率  $F_L$  に基づいて実施する。そこで最低限必要となる物性値は、N 値、10%粒径  $D_{10}$ 、平均粒径  $D_{50}$ 、塑性指数  $I_p$ 、細粒分含有率 FC、湿潤密度  $\rho_t$  である。また、SHAKE<sup>2)</sup>などによる地震応答解析の結果得られた地震時のせん断応力から  $F_L$  値を算定するより詳細な判定方法もある。

#### IV. パラメータ設定

##### ①剛性低下率

液状化層と判定された土層のせん断剛性  $G$  の低下率は、室内試験で求めることが最も望ましい。しかしながら、初めに非排水繰返し三軸試験を行い、供試体を一度液状化させた後に、非排水単調載荷試験を行う必要があるため、一般的な試験とはいえない。現段階では  $F_L$  値と細粒分含有率 FC の値から図 4.4.4 を用いる簡易的な設定方法が提案されている<sup>2), 3)</sup>。図 4.4.4 では、地震前の初期せん断弾性係数を設定する際に、地盤のひずみレベルの違いに応じて次の 2 種類の関係が示されている。

a) 標準貫入試験で得られる N 値から、道路橋示方書に示されているヤング係数の推定式  $E=98.1 \times 28N$  (単位：kPa) とポアソン比を用いて設定する場合には破線の関係を使用する。

b) 静的せん断試験におけるせん断ひずみ  $\gamma=10^{-3}$  でのせん断弾性係数を用いる場合には実線の関係を用いる。

なお、 $F_L$  値が 0.7 以下の場合には  $F_L=0.7$  の関係を用いることが提案されている。

非液状化層・堤体のせん断剛性の低下率は、今後の検討の余地が残されているが、現状では液状化層の剛性低下率の 10 倍と設定することにより、被災事例と比較的整合した結果が得られている<sup>2), 3)</sup>。

##### ②液状化パラメータ

液状化に関するパラメータは、液状化判定の結果として得られる液状化に対する抵抗率  $F_L$  のみである。

## 静的照査法による手法

### 静的 FEM 自重解析に基づく変形解析法 (ALID) (6/9)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

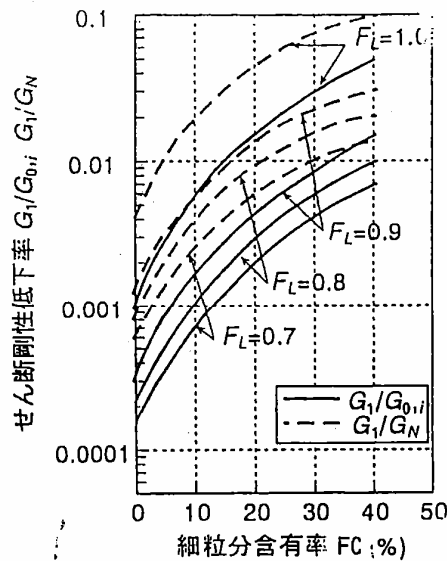


図 4.4.4 せん断剛性低下率と  $F_L$ 、細粒分含有率 FC 関係のまとめ<sup>3)</sup>

## V. 予測結果

解析の結果、モデル化した有限要素メッシュの各節点において地震終了後の残留変形量が算定され、変形図を描くことにより残留変形のモードが算定できる。

## VI. 対策の評価

対策工の効果を本解析手法を用いて評価し、設計に利用する場合には、対策工を解析モデルに適切に組み込んで、無対策の場合と同様に解析して得られる堤防の沈下変形量に注目すればよい。また、工法や解析モデルの設定条件によっては別途部材安定を照査する必要がある。

以下では、対策工法を①密度増大工法（締め固め工法）、②固結工法、③間隙水圧消散工法（ドレーン工法）、および④せん断変形抑制工法（鋼材工法）に大別して、工法別に本解析手法の適用上の留意点や適用性等について述べる。

### ①密度増大工法（締め固め工法）

密度増大工法（締め固め工法）は、締め固めた部分の液状化抵抗および液状化した後の変形抵抗が周辺の原地盤に比べて大きいことにより堤防の沈下変形量を低減させるものである。したがって、解析では、締め固め改良範囲について、その領域の密度が増大することにより液状化強度が大きくなることを適切にモデル化することが肝要である。締め固め改良部についてはN値で評価されることが一般的であるが、この値から道路橋示方書の経験式などにより繰返し三軸強度比 $R_L$ を評価する。これ以降は原地盤と同様に $F_L$ 値の算定、剛性低下率の設定を行えばよい。

## 静的照査法による手法

### 静的 FEM 自重解析に基づく変形解析法 (ALID) (7/9)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

#### ②固結工法

固結工法は改良体自身が地震時に内部破壊せず、かつ改良体が滑動・転倒に対して抵抗することにより対策効果を発揮するものである。本解析法では改良体は弾性体としてモデル化される。その弾性係数は、改良地盤のN値あるいは一軸圧縮強度との相関（経験）式により設定すればよい。改良体と周辺地盤の接合部にはジョイント要素を設けるのがよい。設定方法としては、a)簡便に線形ジョイント要素を用い、接合部直角方向には改良体よりも十分大きな変形係数を、接合部に沿った方向には周辺地盤よりも十分に小さな変形係数を与える方法、b)非線形ジョイント要素を用い、接合部直角方向に静止土圧よりも大きな引張側の土圧が作用する場合には剥離を考慮し、接合部に沿った方向に改良体と周辺地盤間のせん断強度より大きなせん断応力が作用する場合には滑動を考慮する、等の方法が挙げられる。また、地震時に周辺地盤が液状化すると改良体が根入れされている支持地盤にはせん断応力が集中し、その周囲の支持地盤に比べて軟化することがあるので、適宜検討の上考慮するのがよい。

改良体の内部破壊に対する照査は、解析により得られる内部応力を改良体の引張・圧縮強度と比較することにより行う。しかし、本解析法では地震時の慣性力や改良体に作用する動土圧の効果により生じる内部応力を評価できないので、別途の検討を加える必要がある。

#### ③間隙水圧消散工法（ドレーン工法）

ALID は非排水条件での解析のため、液状化時のドレーン材による排水効果を厳密に考慮することはできない。したがって、ドレーン材による改良範囲については剛性低下が周囲の液状化領域よりも小さな非液状化領域とみなして解析を行う等の近似化を行う必要がある。しかしながら、その際の剛性低下率の設定方法などまだ十分な知見が得られていないため適用にあたっては十分な検討を必要とする。

#### ④せん断変形抑制工法（鋼材工法）

鋼材は弾性体はり要素によりモデル化する。また、鋼材と周辺地盤の接合部にはジョイント要素を設けるのがよい（設定方法については、固結工法と同様である）。鋼材の曲げ変形降伏・破壊に対する照査は、解析により得られる曲げ応力を鋼材の曲げ降伏強度と比較することにより行う。しかし、本解析法では地震時に鋼材に作用する動土圧の効果により生じる曲げ応力を評価できないので、別途の検討を加える必要がある。

## 静的照査法による手法

### 静的 FEM 自重解析に基づく変形解析法 (ALID) (8/9)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

#### VII. 現場への適用性

##### ①事前の土質試験項目

ALID の解析を行う上で最低限必要な地盤定数を求めるための原位置試験・室内土質試験を示す。

- ・標準貫入試験 (N 値)
- ・湿潤密度試験 (湿潤密度  $\rho_t$ )
- ・粒度試験 (細粒分含有率 FC, 10% 粒径  $D_{10}$ , 平均粒径  $D_{60}$ )

注) 「道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編:平成 8 年 12 月」の判定方法にしたがい液状化層の判定を実施する場合には、別途、液性限界・塑性限界試験 (塑性指数  $I_p$ ) が必要となる。

##### ②プログラムの一般化

汎用の静的有限要素法プログラムで解析することができる。

##### ③パラメータ設定の難易

本手法は簡易な解析を目標としているため、各パラメータは通常の地盤調査で比較的入手しやすい標準貫入試験から得られる各深度の N 値及び地盤種別に応じた標準値から設定することが可能である。

##### ④モデル化の難易及び計算時間

有限要素法を用いているため地盤構成や対策工が複雑な場合にはモデル化がやや煩雑となる場合がある。静的な弾性有限要素解析を 2 回行うだけであるため、計算時間は短い。

##### ⑤予測精度

1993 年北海道南西沖地震における河川堤防の被災事例、1995 年兵庫県南部地震におけるケーソン式護岸の被災事例の解析では、その適用性が比較的高いことが報告されている<sup>2), 3)</sup>。

##### ⑥適用範囲の限界

適用範囲の限界として、以下の項目を挙げることができる。

- ・液状化後の過剰間隙水圧の消散により生じる圧密沈下は含まれないこと (別途、液状化層厚の 3~5% 程度を体積圧縮量として簡易的に求め、ALID の解析で得られた変位量と足し合わせるにより考慮することは可能)。
- ・ポアソン比  $\nu$  として 0.5 に非常に近い値を用いる場合には、要素の変形ロッキング現象が起きる場合があり、変形量を過小評価する可能性があることが指摘されている<sup>3)</sup>。この対策として、①次数低減積分と抗砂時計剛性を導入する、②四角形要素を四つ

## 静的照査法による手法

### 静的 FEM 自重解析に基づく変形解析法 (ALID) (9/9)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

の三角形要素に分割するなどの数値計算上の工夫をする必要がある。

- ・提案されているせん断剛性低下率, 細粒分含有率 FC, 液状化に対する抵抗率  $F_L$  の関係 (図 4.4.4) は最終変形量に大きな影響を与えるが, 限られた土の種類, 土の密度に対する関係であるため, 今後さらにデータの蓄積が望まれる。
- ・液状化層上部の非液状化層および盛土のせん断剛性の低下率の設定方法がまだ十分には確立していない。
- ・ドレーン工法における改良地盤の剛性低下率の設定方法がまだ十分には確立していない。
- ・通常の有限要素法の解析プログラムを使う場合には, 微小変形条件による定式化を用いているため, 変形量が非常に大きな場合における予測精度は十分とはいえない。
- ・本手法については, ここで述べた計算手法にさらに改良を加えた方法も提案されている<sup>4),5)</sup>。

## 参考文献

- 1) Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B. : SHAKE - A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No.EERC 72-12, EERC, 1972.
- 2) 安田進, 吉田望, 規矩大義, 宇田将人: 液状化に伴う残留変形解析方法の河川堤防への適用, 第 25 回地震工学研究発表会講演論文集, pp.381-384, 1999
- 3) 安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大義, 五瀬伸吾, 増田民夫: 液状化に伴う流動の簡易評価法, 土木学会論文集 No.638/III-49, pp.71-89, 1999
- 4) 安田進: 河川堤防の液状化に起因した変形に対する ALID の適用性の検討結果, 東京電機大学理工学部建設環境工学科, 地盤工学研究室, 2001
- 5) 安田進, 安達健司, 吉田望, 規矩大義, 出野智之, 櫻井祐一: 液状化に伴う盛土および直接基礎の沈下に対する ALID の適用性, 第 46 回地盤工学シンポジウム講演論文集 pp.77-82, 2001

## 静的照査法による手法

### 液状化層を粘性流体として取扱う手法（東畑モデル）（1/13）

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

#### 4.5 液状化層を粘性流体として取扱う手法（東畑モデル）

##### 1. 手法の特性

###### ①堤防変形の捉え方<sup>1),2)</sup>

堤体横断方向の 2 次元断面を対象として、最小エネルギー原理に基づいて堤体・基礎地盤の各節点の変位量を算出する。本手法では、堤防の変形は液状化地盤の剛性が低下した結果、堤防の自重によって生じるものと捉えている。本手法の特徴として、液状化層は粘性流体として取り扱うことが、一般の変形解析手法と異なる点である。また、定式化において通常の微小変形の仮定ではなく、大変形に伴う幾何学的影響が考慮されており、通常の有限要素法による変形解析で取り扱うことが難しい大変形問題を取り扱うことができる。

地盤の液状化に伴う流動変形は、振動台実験の結果等によれば、液状化の発生からある程度の時間内のみ発生・進行し、振動が小さくなるにしたがい強度回復が生じて変形が停止することが知られている。これを解析に取り入れるために液状化継続時間  $T_{ul}$ （最大加速度発生時刻以後、地震動の加速度が  $50\text{cm/s}^2$  を維持する時間）というパラメータを導入し、この液状化継続時間の間だけ変形が発生・進行し、その時間を過ぎると強度が回復し、変形が停止するものと仮定している。また、液状化層が粘性流体として挙動すると仮定し、その粘性抵抗を規定するパラメータとして液状化層の減衰定数  $h$  というパラメータを導入している。

過剰間隙水圧の消散により生じる圧密沈下は本手法では考慮していないが、別の手法で算定し、本手法で得られた変位量と足し合わせるにより考慮することが可能である。

本手法で得られた堤防の変形図の例を図 4.5.1 に示す。

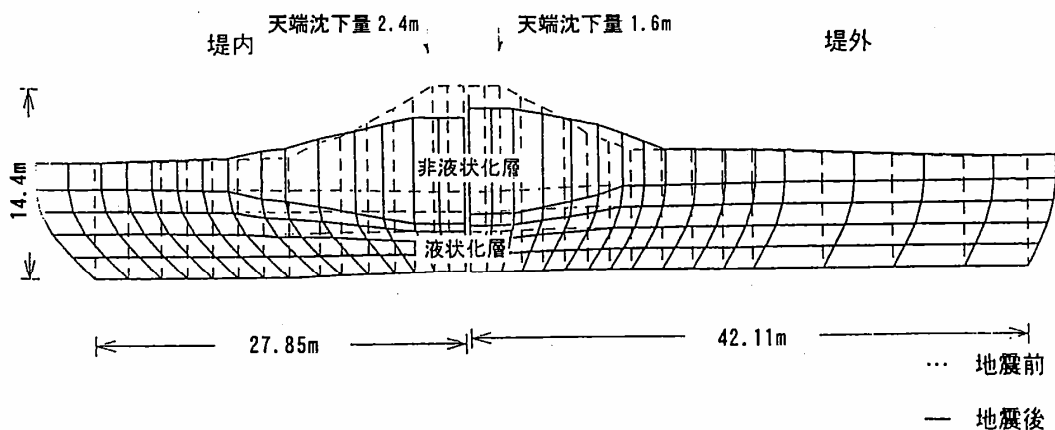


図 4.5.1 解析結果例



## 静的照査法による手法

### 液状化層を粘性流体として取扱う手法（東畑モデル）(2/13)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

#### ②解析のアルゴリズム

本手法では、現地調査結果および振動台実験結果を踏まえて以下の仮定を設け、地盤をモデル化している。

- ・地盤は地表の非液状化層と液状化層の2層地盤として図4.5.2のように区分する。
- ・本解析手法では、不規則な地形条件をモデル化するため、図4.5.3のように地盤をいくつかの条件が一定の区間（セグメントと呼ぶ）に分割してモデル化する。セグメント間の境界はインターフェースと呼び、個々のセグメントについて求めた解析解を接続し、モデル全体の解を求める。
- ・液状化層はせん断剛性  $G$  が0の粘性流体でモデル化され、液状化層の変形は体積一定で進行する。
- ・地表の非液状化層（堤体も含む）は横方向の変形に抵抗するヤング率  $E$  の弾性体としてモデル化する。この非液状化層は、液状化層への上載荷重としての効果及び液状化層の上に乗った一種の「つかい棒」として流動変形を抑制する効果を果たす。
- ・液状化層の水平変位の深度分布は正弦曲線（1/4波長）で近似する（図4.5.4）。
- ・液状化層上面の水平変位と地表面（非液状化層上面）の水平変位は等しい（図4.5.4）。
- ・液状化層の鉛直方向変位は、体積一定の条件の下で水平方向変位とのバランスから定まる。
- ・非液状化層の鉛直方向の変形は発生しないと仮定している。したがって、本手法で得られた地表面の鉛直沈下量は、全て液状化層の鉛直方向変位に起因するものである。

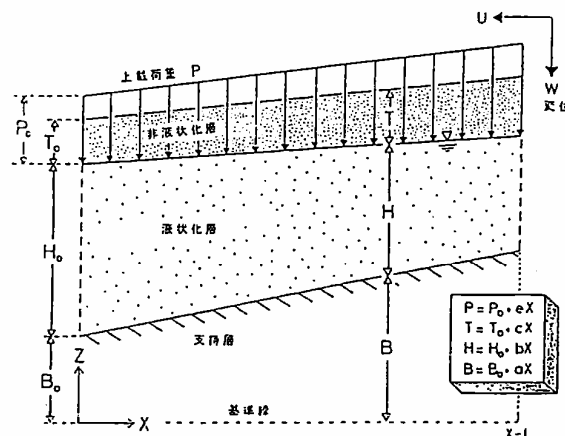


図 4.5.2 地盤のモデル化の概念図<sup>2)</sup>

静的照査法による手法

液状化層を粘性流体として取扱う手法（東畑モデル）(3/13)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

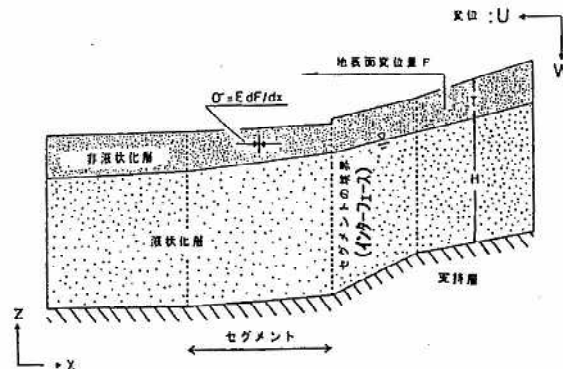


図 4.5.3 セグメントとインターフェイス<sup>2)</sup>

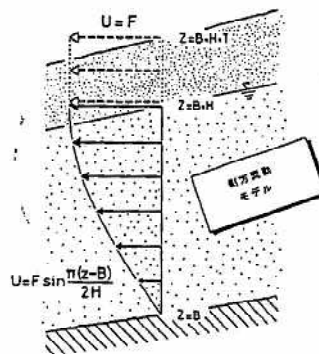


図 4.5.4 水平方向変位の正弦関数による近似<sup>2)</sup>

③計算の手順

計算の手順は図 4.5.5 に示すとおりである。

変形解析を行う前に、まず、液状化判定により液状化に対する抵抗率  $F_L$  を算定し、検討対象となる断面内の各地層について液状化層・非液状化層の判別を行う。判別の結果にしたがい、液状化層を粘性流体、非液状化層は弾性体としてモデル化する。

変形解析は、大きく 2 つの部分から成る。第一のステップは、流動が無限に長く続いた後に最終的に到達する最大変位量を求めるための静的解析である。この最終状態に至った時には、地盤に作用する全ての力は釣り合い、ポテンシャルエネルギーが最小値をとるという原理に基づき、解析解が導かれる。

第二のステップは、液状化継続時間  $T_{li}$  の間の地震動時刻歴の過程における動的解析である。可能最大変位量を最大値として液状化継続時間  $T_{li}$  の間に、変位が増加し、やがて収束する過程を時刻歴として追跡するものである。本手法では、堤防の変形モードは終始一定であり、変位量のみが変化することになる。また、堤防の変形は、液状化継続時間  $T_{li}$  の間のみ発生・進行するが、液状化層の減衰定数  $h$  が変形を抑制させる要因として考慮されている。なお、本解析手法で用いる液状化層の減衰定数  $h$  は、物理的には粘性流体と仮定した液状化層の粘性抵抗を示すものであり、LIQCA、FLIP など一般の動的地震応答解析において用いられる土の減衰定数とは異なるものである。

静的照査法による手法

液状化層を粘性流体として取扱う手法（東畑モデル）（4/13）

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

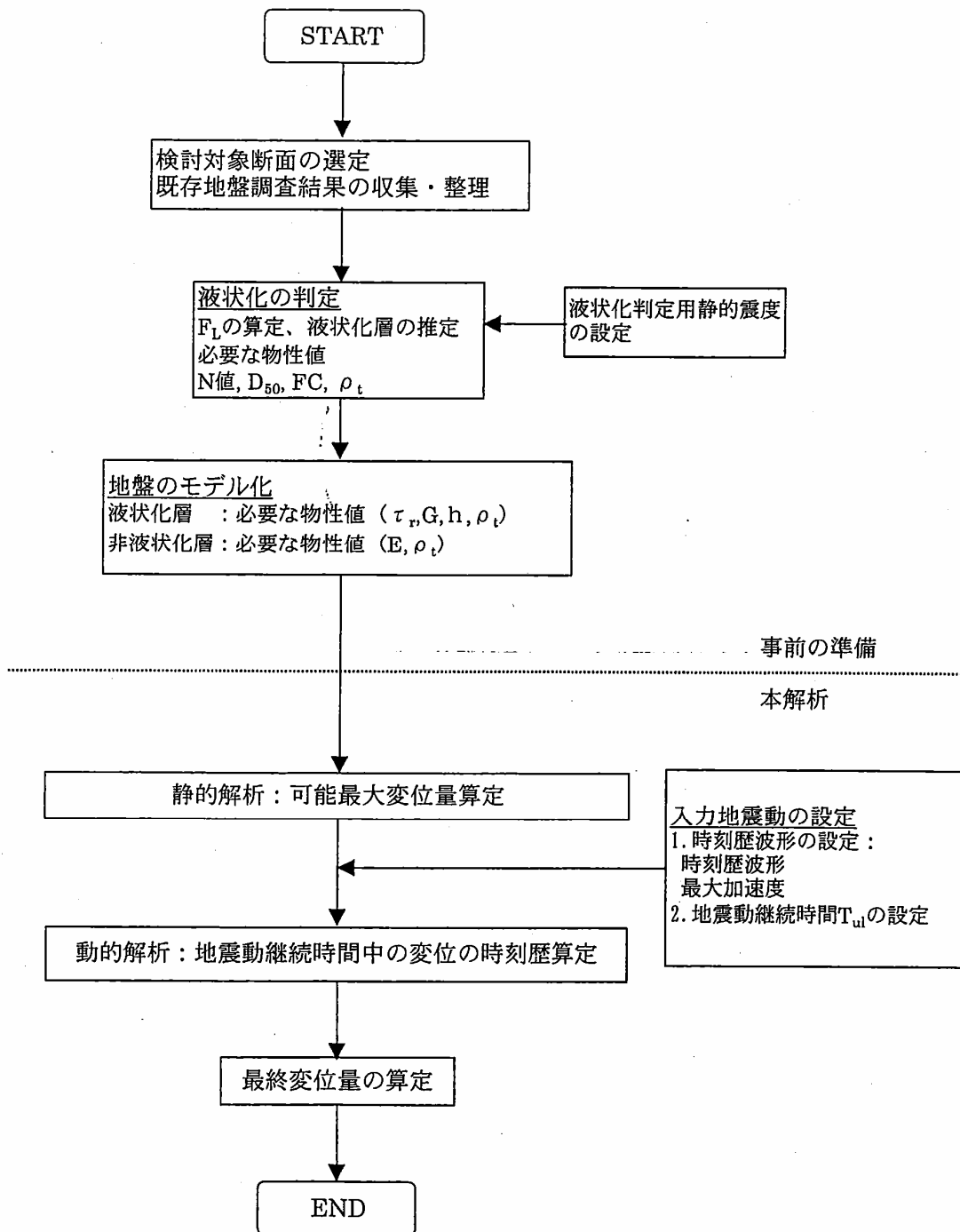


図 4.5.5 液状化層を粘性流体として取扱う手法（東畑モデル）による解析の手順

## 静的照査法による手法

### 液状化層を粘性流体として取扱う手法（東畑モデル）(5/13)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

## II. 堤防のモデル化

本手法では、堤防軸線方向に平面ひずみ状態を仮定し、液状化層は粘性流体、非液状化層は弾性体としてモデル化がなされる。

### ①基礎地盤構造と物性

基礎地盤関係資料のボーリング調査結果及び土質試験結果に基づき、対象とする 2次元断面の想定地質断面図に対して基礎地盤をいくつかのセグメントに分割してモデル化する。本解析手法では、地層は基本的に地表の非液状化層とその下の液状化層の 2層地盤として区分する。非液状化層と液状化層の区分は、液状化に対する抵抗率  $F_L$  に基づく液状化の判定により、 $F_L$  が 1 を下回り液状化が想定される地層は液状化層として、粘性土層及び  $F_L$  が 1 を上回る砂質土層は非液状化層として、それぞれ表 4.5.1 に示す地盤定数の設定を行う。

地層構成が複雑な場合や液状化層が多層ある場合には、液状化層の層厚、深度等を考慮して、1層の液状化層を有する単純化した地盤のモデルを用いて解析を行うことが必要である。

### ②堤体構造と物性

堤体関係資料の定期縦横断測量図、開削調査資料、ボーリング調査結果及び室内土質試験結果に基づき、堤体を基礎地盤と同様にセグメント分割してモデル化し、表 4.5.1 に示す地盤定数を設定する。本解析では、堤体の形状、密度、ヤング係数を入力するが、解析上は上載荷重としての寄与および液状化層上の水平方向の抵抗材として取り扱われる。

表 4.5.1 指定すべき土のパラメータ

| 分類      | 記号       | パラメータ                       |
|---------|----------|-----------------------------|
| 物理試験    | $\rho_t$ | 湿潤密度                        |
| 標準貫入試験  | N        | 標準貫入試験の N 値                 |
| 変形・強度特性 | G        | 液状化層のせん断弾性係数（自動的に 0 が設定される） |
|         | $\tau_1$ | 液状化層の残留強度*1)（一般的には 0 を使用）   |
|         | E        | 非液状化層・堤体のヤング率               |
| 減衰特性    | h        | 液状化層の減衰定数                   |

\*1)残留強度を求めるための室内試験を行わない場合には、適切な残留強度の設定方法が現状では確立されていないといえないため、適用する場合には注意を要する。

### 静的照査法による手法

#### 液状化層を粘性流体として取扱う手法（東畑モデル）(6/13)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

#### ③境界条件

側面の境界条件には、次の3種類が用意されている。

##### a) 水平変位固定あるいは流動量が既知の場合

水平変位固定の条件は一般的な境界条件であり、剛な構造物との境界や対称条件より河道の中央位置等に用いられる。また、流動量既知の条件は、変位量が実測されてあらかじめ既知である場合等に用いられる。

##### b) 斜面上部側の開口亀裂箇所（図 4.5.6）

斜面上部に亀裂が開いた場合に相当する境界条件であり、液状化地盤は自立できないため、斜面上部側からの下側に泥土圧が作用することになる。

##### c) 無限水平成層地盤境界（図 4.5.7）

斜面下端側の境界として用いられ、斜面の下部が無限に広がる水平成層地盤に接続されている場合である。

底面は固定境界（水平・鉛直変位固定）を用いる。

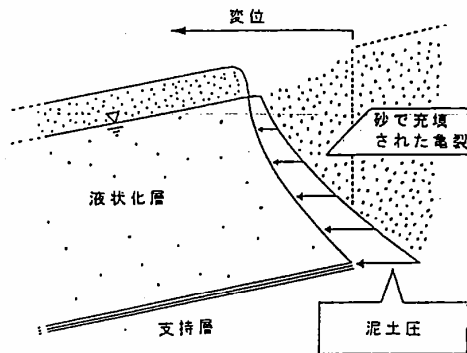


図 4.5.6 斜面上部側の開口亀裂の境界条件<sup>2)</sup>

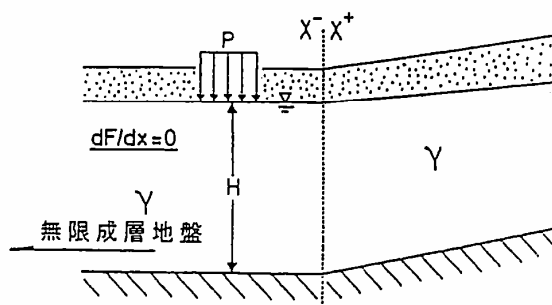


図 4.5.7 斜面下端側の無限水平成層地盤の境界条件<sup>2)</sup>

## 静的照査法による手法

### 液状化層を粘性流体として取扱う手法（東畑モデル）(7/13)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

#### III. 入力条件の設定

##### ①地震動

流体力学に基づく永久変形解析法の外力として用いる入力地震動の具体的なパラメータとしては、液状化継続時間  $T_{li}$  を与えればよい。

液状化継続時間  $T_{li}$ （最大加速度発生時刻以後、地震動の加速度が  $50\text{cm/s}^2$  以上を維持する時間）は、その継続時間中は変形が発生・進行し、その時間を過ぎると変形の発生が止まるという実験事実を解析上取り入れるため導入された概念である。液状化継続時間  $T_{li}$  が長いほど変形量は大きくなるため、変形量に及ぼす影響が大きなパラメータである。

液状化継続時間  $T_{li}$  は、検討地点における入力地震動が時刻歴波形として与えられている場合には、その定義にしたがい直接設定することができる。また、時刻歴波形が与えられていない場合には、簡便な算定方法として図 4.5.8 のように地震動のマグニチュード  $M$  から経験的に算定することも可能である。

##### ②液状化層の設定

東畑モデルに基づく解析を行う前に、事前に液状化層の判定を行い、液状化層・非液状化層の設定を行う必要がある。液状化層の判定は、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編：平成 8 年 12 月」の判定方法にしたがい、液状化に対する抵抗率  $F_L$  に基づいて実施するのが一般的である。液状化層の判定に最低限必要な物性値は、 $N$  値、湿潤密度  $\rho_w$ 、10% 粒径  $D_{10}$ 、平均粒径  $D_{50}$ 、塑性指数  $I_p$ 、細粒分含有率  $FC$  である。

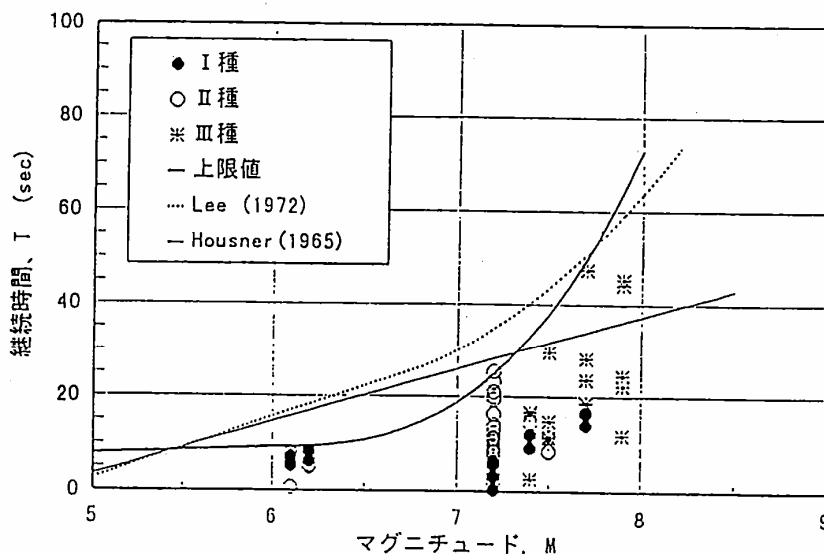


図 4.5.8 地震動のマグニチュード  $M$  と液状化継続時間  $T_{li}$  の関係<sup>3)</sup>

## 静的照査法による手法

### 液状化層を粘性流体として取扱う手法（東畑モデル）(8/13)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

#### IV. パラメータ設定

##### ①減衰定数

固有のパラメータとして液状化層の減衰定数  $h$  を設定する必要がある。このパラメータは、物理的には粘性流体と仮定した液状化層の粘性抵抗を示すものであり、液状化継続時間  $T_{ul}$  の間に発生する変形量を減衰させ、抑制する効果をもつ。したがって、LIQCA, FLIP など一般の動的地震応答解析において用いられる土の減衰定数とは意味合いが異なるものである。液状化地盤の自由流動実験（流動中に加振を伴わない）に対しては、これまで 0.63 程度の値が良い一致を与えるとされてきた<sup>2)</sup>。一方、振動中の流動の場合には、減衰定数の値は振動の強さと地盤の間隙比に影響され、その値が変化することが知られている<sup>2)</sup>。現状では適切な設定手法が確立されていないが、簡易的な設定方法として、既往の地震時（1983 年日本海中部地震，1993 年北海道南西沖地震，1995 年兵庫県南部地震）における河川堤防の実測変位量から得られた液状化層の減衰定数  $h$  と液状化継続時間  $T_{ul}$  との間に比較的良好な相関関係（図 4.5.9）が得られているため、この関係を利用することもできる<sup>3)</sup>。

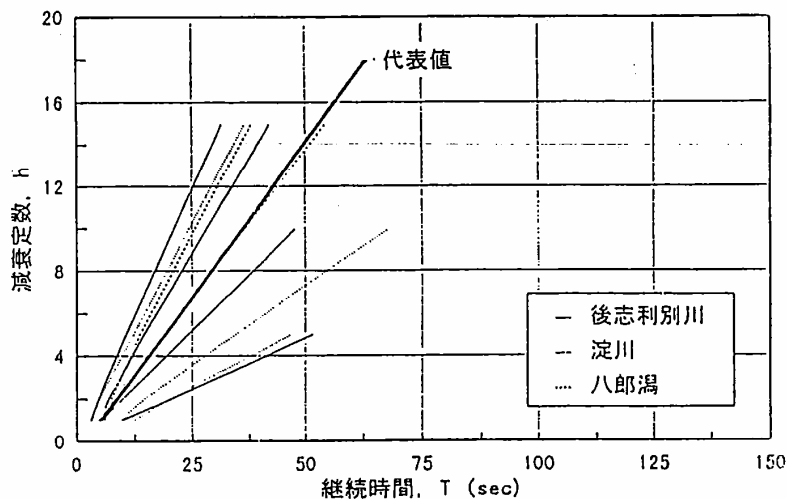


図 4.5.9 液状化層の減衰定数  $h$  と液状化継続時間  $T_{ul}$  との関係<sup>3)</sup>

##### ②液状化パラメータ

液状化に関するパラメータは、液状化判定の結果として得られる液状化に対する抵抗率  $F_L$  のみである。

#### V. 予測結果

解析の結果、液状化継続時間  $T_{ul}$  内の各時点の変形量が各セグメント分割点位置で算定される。本解析では基本仮定として、液状化層の水平変位の深度分布は正弦曲線であり、液状化層上面の水平変位と地表面の水平変位は等しいとしている。

## 静的照査法による手法

### 液状化層を粘性流体として取扱う手法（東畑モデル）(9/13)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

#### VI. 対策工を評価する場合の留意点

対策工の効果を本解析手法により評価し、設計に利用する場合には、対策工を解析モデルに適切に組み込んで、無対策の場合と同様に解析して得られる堤防の沈下変形量に注目すればよい。なお、工法や解析モデルの設定条件によっては別途部材安定を照査する必要がある。

以下では、対策工法を①密度増大工法（締固め工法）、②固結工法、③間隙水圧消散工法（ドレイン工法）、および④せん断変形抑制工法（鋼材工法）に大別して、工法別に本解析手法の適用上の留意点や適用性等について述べる。

本解析法は有限要素法ではないため、対策工はセグメント間の境界（インターフェース）での境界条件として、対策工の物性値を与えることにより定義される（図4.5.10参照）。本解析手法の前提条件として、対策工は表層の非液状化層から液状化層の下端（支持層上端）の底面までモデル化され、底面で固定条件をとる。本解析手法では、対策工はインターフェース上で規定されるため、改良幅は剛性としては寄与するが形制的には考慮されず、したがって、対策工のロッキング、滑動等の変形モードは考慮されない。

なお、対策工が支持層まで達しておらず、液状化層の途中の深度で打ち止めにされるような場合には、上記とは別のモデル化を行う必要がある。この場合には、対策工が施される区間において、改良部をその両隣の表層の非液状化層と連続する厚い表層土としてモデル化し、また、改良体の下面と支持層との間に、両隣の液状化層と連続した層厚の薄い液状化層をモデル化することで便宜上対処することができる。表層土の高さおよび物性値には、対策工の高さおよび物性値を設定すればよい（図4.5.11参照）。

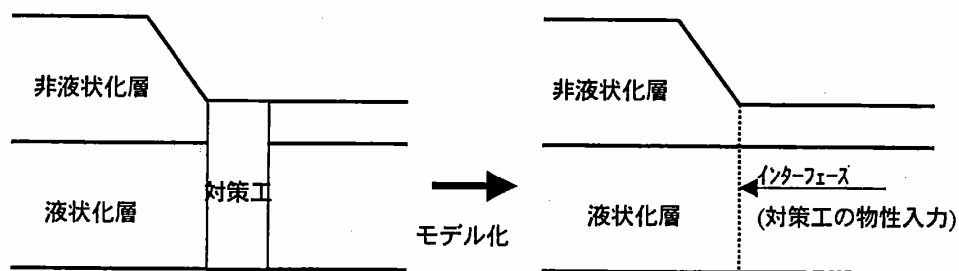


図4.5.10 東畑モデルにおける対策工のモデル化（支持層まで達している場合）

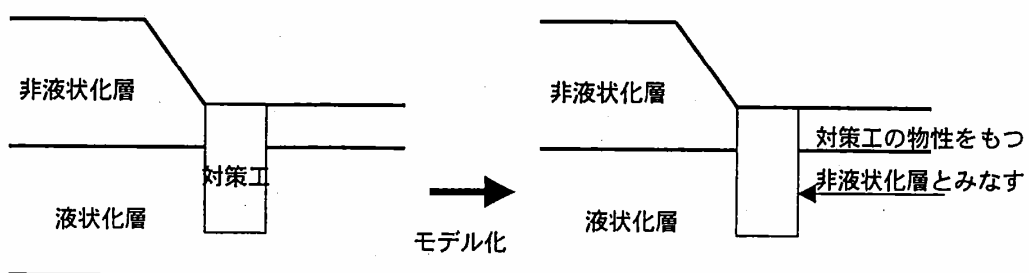


図4.5.11 対策工が支持層まで達していない場合のモデル化



## 静的照査法による手法

### 液状化層を粘性流体として取扱う手法（東畑モデル）(10/13)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

#### ①密度増大工法（締固め工法）

密度増大工法（締固め工法）は、締め固めた部分の液状化抵抗および液状化した後の変形抵抗が周辺の原地盤に比べて大きいことにより堤防の沈下変形量を低減させるものである。したがって、解析では、締固め改良範囲について、その領域の密度が増大することにより液状化強度が大きくなることを適切にモデル化することが肝要である。モデル化の方法は、図4.5.12(a)のように流動荷重が作用する際に改良体に生ずる変形は小さく、弾性領域にとどまると仮定する弾性土壁をインターフェース上に考慮する。入力パラメータとしては、改良体の幅 $L_s$ 、改良体のせん断弾性係数 $G_s$ であり、改良体のせん断剛性は改良後N値などにより適宜設定する。

#### ②固結工法

固結工法は改良体自身が地震時に内部破壊せず、かつ改良体が滑動・転倒に対して抵抗することにより対策効果を発揮するものである。モデル化の方法は、①密度増大工法（締固め工法）の場合と同じであり、改良体の弾性係数のみが異なると考えればよい。なお、本解析法では改良体の内部破壊に対する照査を行うことはできず、適宜別途の検討を加える必要がある。

#### ③間隙水圧消散工法（ドレーン工法）

本解析手法では、ドレーン材の効果を厳密にモデル化することはできないが、以下のような近似的に対処が可能である。すなわち、間隙水圧消散工法（ドレーン工法）は、①密度増大工法（締固め工法）、②固結工法と比較し、図4.5.12(b)のように流動荷重が作用する際に改良体に大きな変形が生じ、塑性領域に入ると仮定する塑性土壁としてインターフェース上でモデル化する。入力パラメータとして、改良体の幅 $L_s$ 、改良体の残留強度 $\tau_r$ を設定する。改良体の残留強度 $\tau_r$ は、改良後のN値の増加およびドレーン材の排水効果による液状化に対する抵抗率 $F_L$ の増加を考慮して工学的判断し、設定する必要がある。

#### ④せん断変形抑制工法（鋼材工法）

鋼材は図4.5.12(c)のように弾性曲げ材としてインターフェース上でモデル化する。入力パラメータとして、矢板の弾性係数 $E_p$ 、単位奥行き当たりの断面2次モーメント $I_p$ を与える。鋼材の曲げ変形降伏・破壊に対する照査は、解析により得られる鋼材の曲げ応力を鋼材の曲げ降伏強度と比較することにより行う。しかし、本解析法では地震時に鋼材に作用する動土圧の効果により生じる曲げ応力を評価できないので、別途の検討を加える必要がある。

静的照査法による手法

液状化層を粘性流体として取扱う手法（東畑モデル）(11/13)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

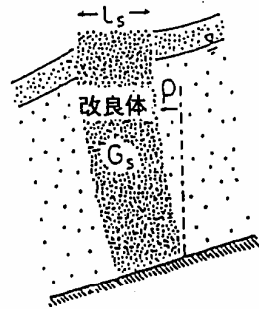


図 4.5.12(a) 対策工のモデル化の考え方（密度増大工法（締めめ工法），固結工法）<sup>4)</sup>

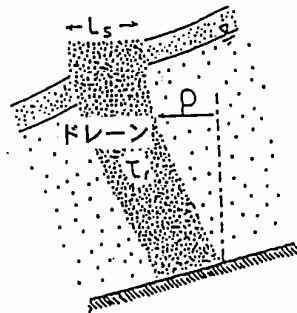


図 4.5.12(b) 対策工のモデル化の考え方（間隙水圧消散工法（ドレーン工法））<sup>4)</sup>

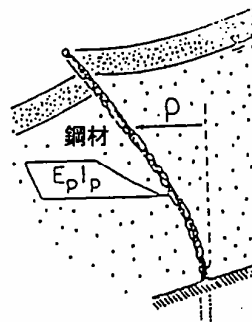


図 4.5.12(c) 対策工のモデル化の考え方（せん断変形抑制工法（鋼材工法））<sup>4)</sup>

## 静的照査法による手法

### 液状化層を粘性流体として取扱う手法（東畑モデル）(12/13)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

#### VII. 現場への適用性

##### ①事前の土質試験項目

液状化層の判定が既に行われていることを前提とした場合には、本手法による変形解析を行う上で必要となる原位置試験・室内土質試験は以下に示すとおりである。

- ・標準貫入試験（N 値）
- ・湿潤密度試験（湿潤密度  $\rho_w$ ）

注）「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編：平成 8 年 12 月」の判定方法にしたがい液状化層の判定を実施する場合には、別途、粒度試験（細粒分含有率 FC, 10% 粒径  $D_{10}$ , 平均粒径  $D_{50}$ ）、液性限界・塑性限界試験（塑性指数  $I_p$ ）が必要となる。

##### ②プログラムの一般化

プログラムは東京大学から公開されている。

##### ③パラメータ設定の難易

本手法は、簡易な解析を目標としており、使用する各パラメータは、通常の地盤調査で比較的入手しやすい標準貫入試験から得られる各深度の N 値と提案式・提案図表から簡易に設定することが可能である。

##### ④モデル化の難易及び計算時間

通常の有限要素法を用いた手法に比べてモデル化が簡便で、計算時間が非常に短いという特徴がある。

##### ⑤予測精度

振動台実験結果のシミュレーション解析、1983 年日本海中部地震、1993 年釧路沖地震、1993 年北海道南西沖地震、1995 年兵庫県南部地震における河川堤防・盛土の被災事例の解析では、その適用性が比較的高いことが報告されている<sup>1),2),3)</sup>。

##### ⑥適用範囲の限界

適用範囲の限界として、以下の項目を挙げるができる。

- ・変形量に及ぼす影響の大きなパラメータである液状化層の減衰定数  $h$  は、現状では物理的に十分意味のある設定方法が確立されていない。同様に、液状化継続時間  $T_{ul}$  の定義についても、今後十分検討を重ねる必要がある。
- ・液状化の程度によらず、( $F_L$  が 1 を下回れば) 液状化層のせん断剛性を 0 と設定するため、一般的に変形量が大きめに算定される傾向がある。また、液状化層のせん断剛性を 0 とせず、残留強度を設定する場合には、残留強度の合理的な設定方法が現状では十分確立していない。
- ・液状化後の過剰間隙水圧の消散により生じる圧密沈下は含まれない（4.4 の ALID の

## 静的照査法による手法

### 液状化層を粘性流体として取扱う手法（東畑モデル）(13/13)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

項で述べたように，別途算定し，本手法で得られた変位量と足し合わせることでより考慮することは可能である）。

- ・地層構成が複雑な場合や液状化層が多層ある場合には，地盤の単純なモデル化が必要である。
- ・有限要素法ではない簡便な手法であるため，堤体に構造物が含まれる複雑な断面，対策工が複雑な断面等では厳密なモデル化が難しい。

### 参考文献

- 1)東畑郁生：液状化した地盤の側方流動現象と解析，土と基礎，Vol.47, No.5, pp.13-16, 1999.
- 2)Towhata, I., Orense, R.P. and Toyota, H.: Mathematical principles in prediction of lateral ground displacement induced by seismic liquefaction, Soils and Foundations, Vol.39, No.2, pp.1-19, 1999.
- 3)Okada,S., Orense, R.P. Kasahara,Y. and Towhata, I : Prediction of liquefaction-induced deformations of river embankments, Proc. of Earthquake Geotechnical Engineering, pp.543-548, 1999.
- 4)Kogai, Y., Towhata, I., Amimoto, K. and Putra, H.G.: Use of embedded walls for mitigation of liquefaction-induced displacement in slopes and embankments, Soils and Foundations, Vol.40, No.4, pp.75-93, 2000.

## 動的解析による手法

### 有限要素法に基づく動的解析法 (LIQCA) (1/11)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

## 4.2 有限要素法に基づく動的解析法 (その1: LIQCA)

### 1. 手法の特性

#### ① 堤防変形の捉え方

堤体横断方向の 2 次元断面を対象として、有限要素法により応力及び各節点の変位量を計算する。解析は入力地震動を加速度の時刻歴波形として与える動的解析であり、地震動時刻歴の細かい時間ステップ毎に解析断面の応力・変位分布を求めることができる。

地盤のモデル化は、有効応力に基づく弾塑性理論にしたがい、地震時の過剰間隙水圧の発生、地盤の剛性低下を考慮することができる。また、LIQCA では、地盤中の間隙水の移動、すなわち地盤の透水現象が考慮されている。したがって、計算から得られる変形量には圧密による変形も含まれており、地震後に生ずる地盤の圧密に伴う沈下も計算することができる。

LIQCA では、a)地震動による繰返しせん断を受け地盤が液状化する、b)盛土内の応力再配分により塑性破壊域が生じる、c)液状化した地盤が盛土直下から側方へ流動する、d)発生した過剰間隙水圧が時間と共に消散することによる圧密沈下等、地震時の堤防の変形要因として考えられるもの全てが考慮される。

LIQCA で得られた堤防の変形図の例を図 4.2.1 に示す。

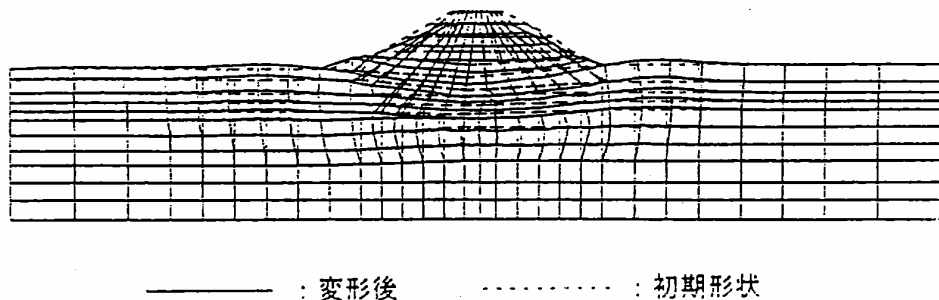


図 4.2.1 解析結果例

## 動的解析による手法

### 有限要素法に基づく動的解析法 (LIQCA) (2/11)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

#### ②計算の手順

計算の手順は図 4.2.2 に示すとおりである。

事前の準備として検討対象断面を選定し、既存の地盤調査結果の収集・整理を行った後に FEM メッシュを作成、入力パラメータを設定する。

入力パラメータのうち、地盤調査や土質試験で直接的に設定することができないものについては、繰返し三軸試験などの要素シミュレーションを行い決定する。

本解析では、初めに静的 FEM 自重解析を行い、地盤の初期応力状態を算定しておく。次に、入力地震動を設定し、動的 FEM 解析を行い、時刻歴応答値の算定を行う。最後に得られた解析結果を整理し、評価を行う。

動的解析による手法

有限要素法に基づく動的解析法 (LIQCA) (3/11)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

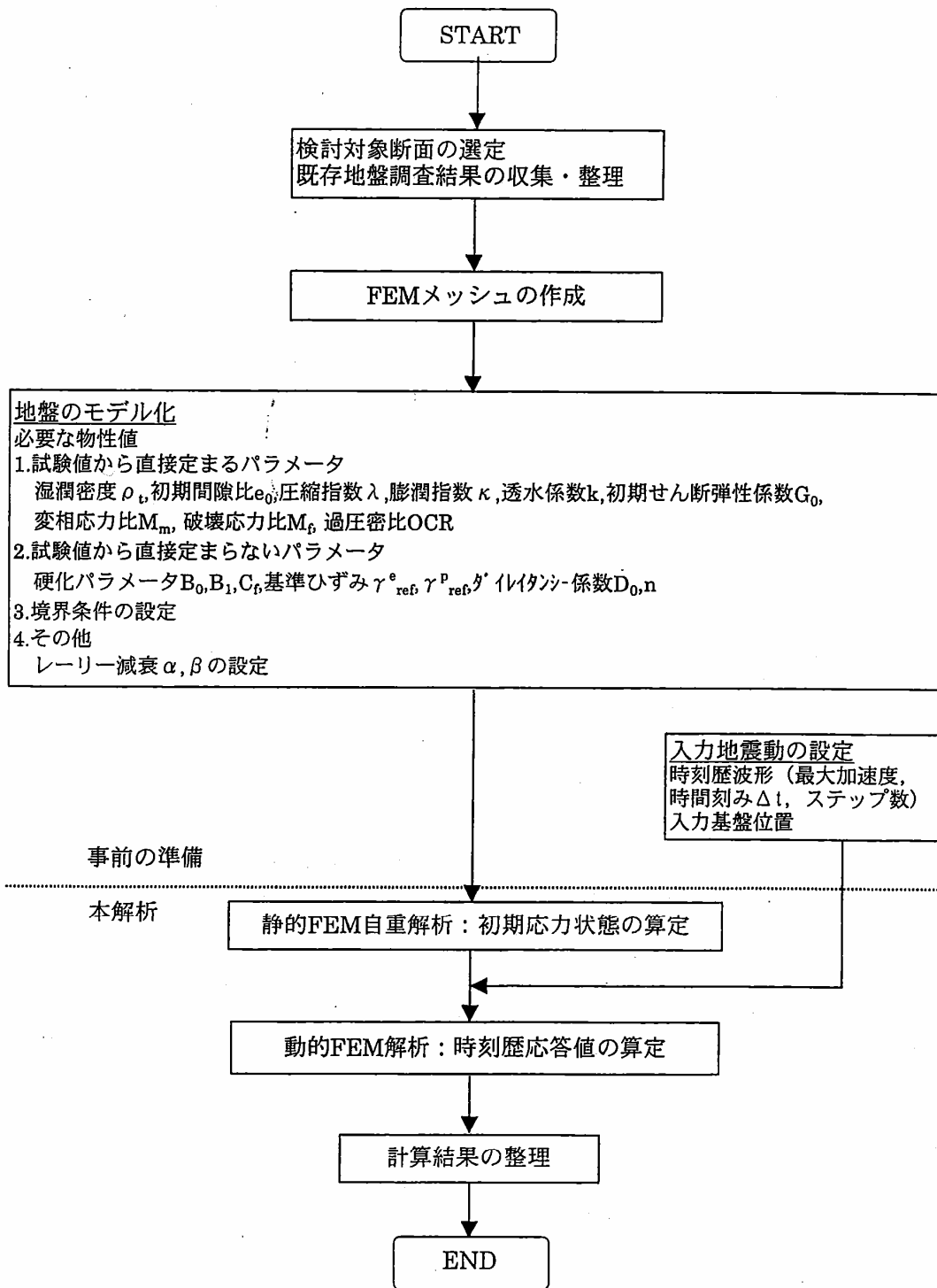


図4.2.2 LIQCAによる解析の手順

## 動的解析による手法

### 有限要素法に基づく動的解析法 (LIQCA) (4/11)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

## II. 堤防のモデル化

本手法では、堤防軸線方向に平面ひずみ状態を仮定した2次元有限要素として堤防および地盤をモデル化する。

### ①基礎地盤構造と物性

基礎地盤関係資料のボーリング調査結果及び土質試験結果に基づき、対象とする2次元断面の想定地質断面図等を基にして基礎地盤をモデル化し、有限要素メッシュに分割する。分割した各要素に対して表 4.2.1 に示す地盤定数を設定する。盛土及び砂質土は弾塑性要素として、粘性土は弾塑性もしくは非線形弾性要素として、硬質な地盤については弾性（非線形または線形）要素としてそれぞれ地盤定数の設定を行う。砂質土あるいは粘性土のいずれかに明確に判別し難いいわゆる中間土についても、液状化対象の土層判定等に基づき適宜分類をしてモデル化を行う。

### ②堤体構造と物性

堤体関係資料の定期縦横断面測量図、開削調査資料、天端位置からのボーリング調査結果及び室内土質試験結果に基づき、堤体をモデル化し、基礎地盤と同様にメッシュ分割を行い、表 4.2.1 に示す地盤定数を設定する。

### ③境界条件

LIQCA では、解析領域側面は等変位境界、底面は固定境界または粘性境界とされることが多い。側方境界の影響を避けるため、解析領域の幅を十分に広くとるとともに等変位境界とするのが望ましい。この場合、解析領域の幅を広くとるのは解析における境界の影響を低減するのが目的であり、水平方向の範囲において地形、地盤条件を忠実にモデル化する必要はない。底面境界は剛性が大きく変化する層の境界とし、それ以深の地盤には地震による極端な剛性低下が生じないことを確認する。

### ④その他の仮定条件

LIQCA に組み込まれている構成則は微小変形条件で定式化されているので、大変形・大ひずみが生じる場合には適用性について原理的に問題がある。なお、有限変形理論を組み込んだプログラムが研究目的に開発されている。



動的解析による手法

有限要素法に基づく動的解析法 (LIQCA) (5/11)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

表 4.2.1 設定すべき土のパラメータ

| 分類      | 記号                               | パラメータ            | 必要な試験・調査       |
|---------|----------------------------------|------------------|----------------|
| 物理試験結果  | $\rho_t$                         | 湿潤密度             | 密度試験           |
|         | $e_0$                            | 初期間隙比            | 密度試験           |
| 圧密試験結果  | $\lambda$                        | 圧縮指数             | 等方圧密膨潤試験       |
|         | $\kappa$                         | 膨張指数             | 等方圧密膨潤試験       |
|         | OCR                              | 過圧密比             | 圧密試験           |
| 透水試験結果  | $k$                              | 透水係数             | 透水試験           |
| 弾塑性変形特性 | $G_0$                            | 初期せん断弾性係数        | PS 検層/動的変形特性試験 |
|         | $B_0, B_1, C_f$                  | 硬化パラメータ          | 非排水繰返し三軸試験     |
|         | $\gamma_{ref}^P, \gamma_{ref}^E$ | 基準ひずみ (砂質土)      | 非排水繰返し三軸試験     |
|         | $D_0, n$                         | ダイレイタンシー係数 (砂質土) | 非排水繰返し三軸試験     |
|         | $M_f$                            | 破壊応力比            | 圧密非排水三軸圧縮試験    |
|         | $M_m$                            | 変相応力比            | 圧密非排水三軸圧縮試験    |
| 減衰特性    | $\alpha, \beta$                  | レーリー減衰           |                |

III. 入力条件の設定

①地震動

入力地震動は、加速度の時刻歴波形として有限要素モデル底面において与える。あらかじめ入力地震動が解析モデル底面位置で与えられていない場合には、一次元波動論による応答解析 (プログラム SHAKE) などによって別途求める必要がある。LIQCA では、2次元断面において面内の水平成分のみならず鉛直成分も同時に入力することも可能である。

②液状化層の設定

LIQCA は動的 FEM 有効応力解析法であるため、事前に液状化層の設定は不要である。液状化するか否かは、解析により判定される。

IV. パラメータ設定

LIQCA の入力パラメータとそれらを決定するために必要な試験・調査法を表 4.2.1 に示す。ここに示した試験・調査法を全ての地層について実施することはコスト面から現実的ではない。地盤の比較的浅い部分に位置する地層や液状化する可能性のある層は、解析結果に大きく影響を及ぼすことが予想されるので重点的に試験・調査を行うものとする。その他の深部地盤や変形の関与が薄いと考えられる地層等についてはボーリング調査結果から推定される概略値を入力パラメータとすることもできる。

## 動的解析による手法

### 有限要素法に基づく動的解析法 (LIQCA) (6/11)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

#### ①LIQCAでの土のパラメータ

LIQCAで入力すべきパラメータの決定法は以下のとおりである。

##### ・圧縮指数 $\lambda$

等方圧密試験より得られる  $e$  (間隙比)  $\sim \ln p$  (有効応力) の勾配から設定される。 $(\lambda - \kappa)$  の形で塑性変形量に影響し、 $(\lambda - \kappa)$  が小さいほど塑性変形量が減少する。土質に応じた標準値として設定することも可能である。

##### ・膨潤指数 $\kappa$

圧密試験の膨潤過程より得られる  $e$  (間隙比)  $\sim \ln p$  (有効応力) の勾配から設定される。 $\lambda$  と同様に、 $(\lambda - \kappa)$  の形で塑性変形量に影響するほか、体積弾性係数の算定に用いられる。土質に応じた標準値として設定することも可能である。

##### ・初期せん断弾性係数 $G_0$

微小ひずみ域でのせん断弾性係数であり、PS 検層等の原位置試験により測定されるせん断弾性波速度  $V_s$  と地盤の湿潤密度  $\rho_t$  から、 $G_0 = \rho_t \cdot V_s^2$  により算定できる。

##### ・硬化パラメータ $B_0, B_1, C_f$

塑性せん断剛性の値を規定するパラメータであり、動的変形特性、液状化 (ダイレタンシー) 特性の両方に強い影響を及ぼす。硬化パラメータ  $B_0, B_1, C_f$  は、液状化の繰返し強度曲線および動的変形特性に対して曲線フィッティングするように設定するが、通常は、繰返し回数 20 回における繰返しせん断応力比  $R_{L20}$  が合うことを第 1 目標とし、その後、全体の曲線形状を微調整することにより行う。なお、通常は  $B_1 = B_0/50, C_f = 0$  程度とし、 $B_0$  のみを決定すればよい。

##### ・基準ひずみ $\gamma_{ref}^P, \gamma_{ref}^E$

応力状態が変相線に到達した後のせん断剛性低下を双曲線関数で規定するパラメータであり、変相線到達後のなめらかなひずみの発生を表現するためのものである。変形解析結果に及ぼす影響が大きいパラメータといえる。基準ひずみ  $\gamma_{ref}^P, \gamma_{ref}^E$  は、異なる破壊規準に対応する液状化強度曲線 (例えば、両ひずみ振幅 1, 5, 10%) および動的変形特性に対してフィッティングする。通常、 $\gamma_{ref}^P$  は  $\gamma_{ref}^E$  の 1/20 ~ 1/5 程度の値である。

##### ・破壊応力比 $M_f$

圧密非排水三軸試験の破壊包絡線の勾配から設定される。内部摩擦角に対応する量である。

##### ・変相応力比 $M_m$

圧密非排水三軸試験の応力経路から定まる変相線の勾配より設定される。変相応力比が破壊応力比に近いほどひずみの発生量が大きくなり、破壊応力比と等しく設定した場合、正のダイレタンシーが発生せず、ひずみ軟化挙動を示すことになる。

##### ・ダイレタンシー係数 $D_0, n$

ダイレタンシー特性に影響を与えるパラメータであり、試験結果からは直接定まらないパラメータである。硬化パラメータとともに液状化の繰返し強度曲線にフィ

## 動的解析による手法

有限要素法に基づく動的解析法 (LIQCA) (7/11)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

ッティングさせて決めるのが望ましいが、土質・密度に応じた標準値として設定することも簡易的には可能である。 $D_0$  を大きくするとダイレタンシーは減少するが、液状化強度曲線の勾配には影響を与えない。 $n$  を大きくすると、液状化強度曲線の勾配が小さくなる。

その他に液状化特性と関連する一般的なパラメータとして、初期間隙比  $e_0$ 、過圧密比 OCR がある。 $e_0$  は土粒子の密度試験から得られる土粒子密度および乾燥密度より算定できる。OCR は原位置での応力履歴を考慮して設定することもできるが、不明な場合は 1.0 とする。

### ②減衰定数

LIQCA では 2 種類の減衰定数が考慮される。

地盤材料の履歴減衰定数は、剛性低下率と同様に、硬化パラメータを設定すれば自動的に考慮される。

履歴減衰定数とは別に、数値計算を安定させる目的でレーリー減衰  $\alpha$ 、 $\beta$  を与える必要がある。レーリー減衰は、パラメータ自体に物理的な意味を特に与えることは難しいが、応答加速度に現れる数値計算上生じる高振動数のパルス除去する役割を果たし、変位など他の応答値に与える影響は小さい。実際には、 $\alpha=0$  とし、表層地盤の 1 次モードの固有円振動数に対して微小な減衰  $h$  (通常 0.1~0.5% 程度) を仮定して、次式より  $\beta$  を設定することが多い。

$$h_n = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \frac{\beta\omega_n}{2}$$

ここで、 $h_w$  : 減衰定数

$\omega_n$  : 固有円振動数

$n$  : モード次数

## V. 計算結果

有限要素でモデル化したメッシュの変形形状として、地震動の時刻歴の各時点の変形が算定される。地震動終了後も圧密による変形が進行するので、地震動終了後しばらく時間が経過した後の変形を出力すれば、それが最終的な変形形状となる。

モデル化したメッシュの任意地点の節点変位量から沈下量及び変形量が時刻歴で求まる。また、各要素の応力、ひずみも時刻歴で計算される。

本手法は、時刻歴応答解析であるため、地震動の各時刻における変形量が算定される。さらに、地震終了後の圧密沈下も考慮した残留変形量も算定可能である。

## 動的解析による手法

### 有限要素法に基づく動的解析法 (LIQCA) (8/11)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

#### VI. 対策工を評価する場合の留意点

対策工の効果を本解析手法を用いて評価し設計に利用する場合には、対策工を解析モデルに適切に組み込んで、無対策の場合と同様に解析して得られる堤防の沈下変形量に注目すればよい。また、工法や解析モデルの設定条件によっては別途部材安定を照査する必要がある。

以下では、対策工法を①密度増大工法（締固め工法）、②固結工法、③間隙水圧消散工法（ドレーン工法）、および④せん断変形抑制工法（鋼材工法）に大別して、工法別に本解析手法の適用上の留意点や適用性等について述べる。

##### ①密度増大工法（締固め工法）

締固め工法は、締め固めた部分の液状化抵抗および液状化した後の変形抵抗が周辺の原地盤に比べて大きいことにより堤防の沈下変形量を低減させるものである。したがって、解析では、締固め改良範囲について、その領域の密度が増大することにより液状化強度が大きくなることを適切にモデル化することが肝要である。締固め改良部についてはN値で評価されることが一般的であるが、この値から道路橋示方書の経験式などにより液状化強度 $R_{L20}$ を評価する。さらに砂質土の液状化強度特性に関する既往の研究成果等を参考に液状化強度曲線を推定する。つぎに、本解析プログラムを用いてその液状化強度曲線にできるだけ再現するように要素試験レベルのシミュレーション解析を行い最適なパラメータを見出す。このとき、液状化曲線だけでなく、液状化後のひずみの伸び具合についても適切に再現していることを確認することが大切である。

##### ②固結工法

固結工法は改良体自身が地震時に内部破壊せず、かつ改良体が滑動・転倒に対して抵抗することにより対策効果を発揮するものである。このことから、固化改良体自身の力学特性のモデル化および改良体と周辺地盤との接合部のモデル化が肝要である。改良体の内部破壊については引張破壊がクリティカルとなることが多い。したがって、固化改良体には引張・圧縮強度を考慮した弾塑性モデルを適用するのが望ましい。この場合、改良体内部では塑性変形により過剰間隙水圧が発生しないように設定する。また、弾性体でモデル化する方法もあるが、この場合、改良体が引張・圧縮破壊しないかどうかを別途照査せざるを得ず、またこの方法は安全側に過ぎる照査となる。

液状化対策としての固結工法では全面改良の他、格子状や壁状の改良形式もしばしば採用されるが、この場合には改良範囲を複合地盤としてモデル化する必要がある。そのモデル化の方法として確立した方法はないが、固化体の配列や改良面積率等を勘案して適切にモデル化する必要がある。また、改良体と周辺地盤の接する部分（地震動により挙動が大きく異なる部分）にはその挙動を再現する目的でジョイント要素を設けるのがよい。

## 動的解析による手法

有限要素法に基づく動的解析法 (LIQCA) (9/11)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

### ③間隙水圧消散工法 (ドレーン工法)

グラベルドレーンに代表されるドレーン工法ではドレーン杭が離散的に地盤に打設されるが、本解析法のようなFEMでドレーン杭の部分とその周囲の地盤の部分を細かく有限要素分割するのは実用上困難である。このため、本解析法では、ドレーンの配置およびウェルレジスタンスを考慮した「マクロ要素」を用いて改良範囲をモデル化する方法が用いられている。

### ④せん断変形抑制工法 (鋼材工法)

鋼材ははり要素によりモデル化する。また、曲げ変形について弾性モデル化する方法と弾塑性モデル化する方法とがある。前者の場合には、鋼材が曲げ変形降伏・破壊しないかどうかを別途照査する必要がある。この方法は一般に安全側の評価となる。また、鋼材と周辺地盤の接合部にはジョイント要素を設けるのがよい。

動的解析による手法

有限要素法に基づく動的解析法 (LIQCA) (10/11)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

VII. 現場への適用性

①事前の土質試験項目

LIQCA の解析を行う上で事前に行う必要のある土質試験項目は、必要とする結果の精度、費用などに応じて表 4.2.2 に示すように分類できる。

表 4.2.2 結果の精度、費用に応じた土質試験項目の組合せ

| 試験項目     | 試験から得られる情報                                  | 結果精度、費用に応じた試験項目の組合せ                     |                    |             |   |
|----------|---|---|--------------------|-------------|---|
|          |   | これだけあれば完璧といえる組合せ                        | 結果の精度が期待できる最低限の組合せ | 最低限解析可能な組合せ |   |
| 原位置試験    | 標準貫入試験                                      | N値, 土質柱状図, 地下水位                         | ○                  | ○           | ○ |
|          | PS検層  | せん断波(S波)速度Vs                            | ○                  | ○           |   |
|          | 透水試験  | 透水係数k                                   | ○                  |             |   |
| 室内試験     | 密度試験  | 湿潤密度 $\rho_t$ , 間隙比 $e_0$               | ○                  | ○           | ○ |
|          | 粒度試験  | 粒度特性 (粒度分布, FC, $D_{50}$ )              | ○                  |             |   |
|          | 圧密非排水三軸圧縮試験                                 | 内部摩擦角 $\phi_p$ , 変相角 $\phi_0$           | ○                  | ○           |   |
|          | 圧密試験  | 過圧密比OCR, 圧縮指数 $\lambda$ , 膨潤指数 $\kappa$ | ○                  |             |   |
|          | 繰返し非排水三軸試験                                  | 繰返し回数N~せん断応力比 $\tau/\sigma'_0$ 関係       | ○                  | ○           |   |
| 動的変形特性試験 | せん断ひずみ $\gamma$ ~せん断剛性低下率 $G/G_0$ , 減衰定数h関係 | ○                                       | ○ <sup>注1)</sup>   |             |   |

注 1) R-Oモデルを用いる場合に必要

②プログラムの一般化

解析プログラムは、京都大学と岐阜大学を中心としたグループにより開発されてきた。その使用等については京都大学に連絡。

③パラメータ設定の難易

試験結果から直接定まらないパラメータの設定においては、要素シミュレーションソフトが準備されており、繰返し非排水三軸試験から求まる液状化強度曲線にフィッティングすることによって比較的容易に硬化・液状化パラメータ、ダイランシー係数を決定することが可能な環境が整っている。

④モデル化の難易及び計算時間

有限要素法を用いているため地盤構成や対策工が複雑な場合にはモデル化がやや煩雑となる場合がある。

## 動的解析による手法

### 有限要素法に基づく動的解析法 (LIQCA) (11/11)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

地震動の時刻歴にしたがい非線形計算を逐次行っていく手法であるため、計算には一般にある程度の時間を要する。例えば、400要素、60秒間の解析(時間ステップ $\Delta t = 0.001$ 秒)は、パソコン(ペンティアムII; 300MHz)で1~2時間程度である。

#### ⑤予測精度

1995年兵庫県南部地震の各種構造物の被災事例解析では、その適用性が比較的高いことが報告されている<sup>4), 5)</sup>。

なお、粘土層については、通常R-Oモデルが用いられるが、さらなる精度向上を目指す場合には、弾粘塑性モデル<sup>6)</sup>が用いられる。巻末資料の事例解析においては、粘土層のモデル化として弾粘塑性モデルを用いたプログラム(LIQCA99)が使われている。

#### ⑥適用範囲の限界

地震前の初期状態から液状化に至るまでの変形がそれほど大きくない範囲の解析を本来の対象目的としているため、大地震時における流動を伴うような地盤の大変形に対する予測精度は十分とはいえない。

#### 参考文献

- 1) Oka, F., Yashima, A., Tateishi, A., Taguchi, Y., and Yamashita, S.: A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, *Geotechnique*, Vol.49, No.5, Oct., pp.661-680, 1999
- 2) Oka, F., Yashima, A., Shibata, T., Kato, M. and Uzuoka, R.: FEM-FDM coupled Liquefaction analysis of a porous soil using an elasto-plastic model, *Applied Scientific Research*, No.52, pp.209-245, 1994.
- 3) 岡二三生, 八嶋厚: 液状化挙動を追跡する, *土木学会誌*, Vol.82, No.1, pp.10-12, 1997.
- 4) Matsuo, M., Shimazu, T., Uzuoka, R., Mihara, M. and Nishi, : Numerical analysis of seismic behavior of embankments founded on liquefiable soils, *Soil and Foundations*, Vol. 40, No.2, pp.21-40, 2000
- 5) 松尾 修, 岡村未対, 島津多賀夫, 渦岡良介: 有限要素法による後志利別川堤防の地震被害事例解析, *液状化メカニズム・予測法と設計法に関するシンポジウム発表論文集*, pp.445-450, 1999
- 6) Oka, F.: A cyclic elasto-viscoplastic constitutive model for clay based on the non-linear-hardening rule, *Proc. 4th International Symposium on Numerical Models in Geomechanics*, Swansea, Pande, G.N. and Pietruszczak, S. eds., 1, Balkema, pp.105-114, 1992

## 動的解析による手法

### 有限要素法に基づく動的解析法（FLIP）（1/11）

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

#### 4.3 有限要素法に基づく動的解析法（その2：FLIP）

##### 1. 手法の特性

###### ① 堤防変形の捉え方

堤体横断方向の2次元断面を対象として、有限要素法により応力及び各節点の変位量を計算する。解析は入力地震動を加速度の時刻歴波形として与える動的解析であり、地震動時刻歴の細かい時間ステップ毎に解析断面の応力・変位分布を求めることができる。

地盤のモデル化は、有効応力に基づく応力経路を規定することにより、地震時の過剰間隙水圧の発生、地盤の剛性低下を考慮することができる。FLIPの構成則は応力～ひずみ関係には主応力軸の回転が考慮できる東畑・石原によるマルチスプリングモデル<sup>1)</sup>、過剰間隙水圧の発生には過剰間隙水圧発生量が塑性仕事の関数として表されるという実験結果<sup>2)</sup>に基づいて非排水状態における応力経路を決定する手法<sup>3)</sup>を採用して両者を非連成で定式化している。このため、地盤中の間隙水の移動、すなわち地盤の透水現象を考慮していないことから、計算された変形量には圧密による変形が含まれていない。つまり、FLIPでは、a)地震動による繰返しせん断を受け地盤が液状化する、b)盛土内の応力再配分により塑性破壊域が生じる、c)液状化した地盤が盛土直下から側方へ流動する、までの挙動は直接的に求められるものの、d)発生した過剰間隙水圧が時間と共に消散することによる圧密沈下による地震時の堤防の変形量は別途算定し、本解析で得られた変位量と足し合わせることによって考慮することも可能である。

FLIPで得られた堤防の変形図の例を図4.3.1に示す。

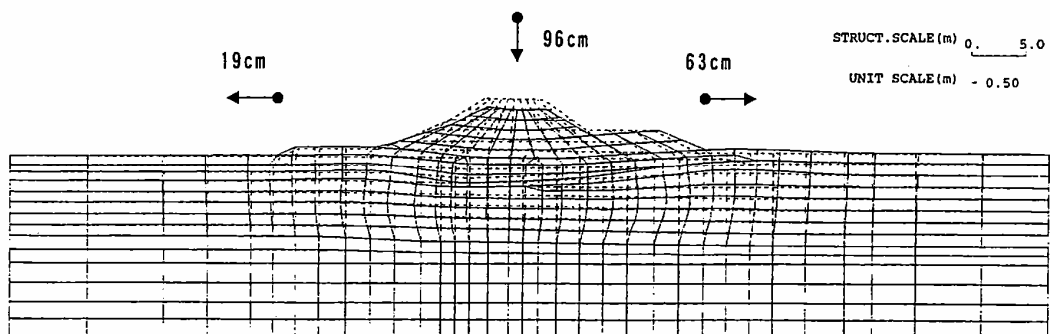


図4.3.1 解析結果例



## 動的解析による手法

### 有限要素法に基づく動的解析法 (FLIP) (2/11)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

#### ②計算の手順

計算の手順は図4.3.2に示すとおりである。

事前の準備として検討対象断面を選定し、既存の地盤調査結果の収集・整理を行った後にFEMメッシュを作成、入力パラメータを設定する。

入力パラメータのうち、地盤調査や土質試験で直接的に設定することができないものについては、繰返し三軸試験などの要素シミュレーションを行い決定する。

本解析では、初めに静的FEM自重解析を行い、地盤の初期応力状態を算定しておく。次に、入力地震動を設定し、動的FEM解析を行い、時刻歴応答値の計算を行う。最後に得られた解析結果を整理し評価を行う。

動的解析による手法

有限要素法に基づく動的解析法 (FLIP) (3/11)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

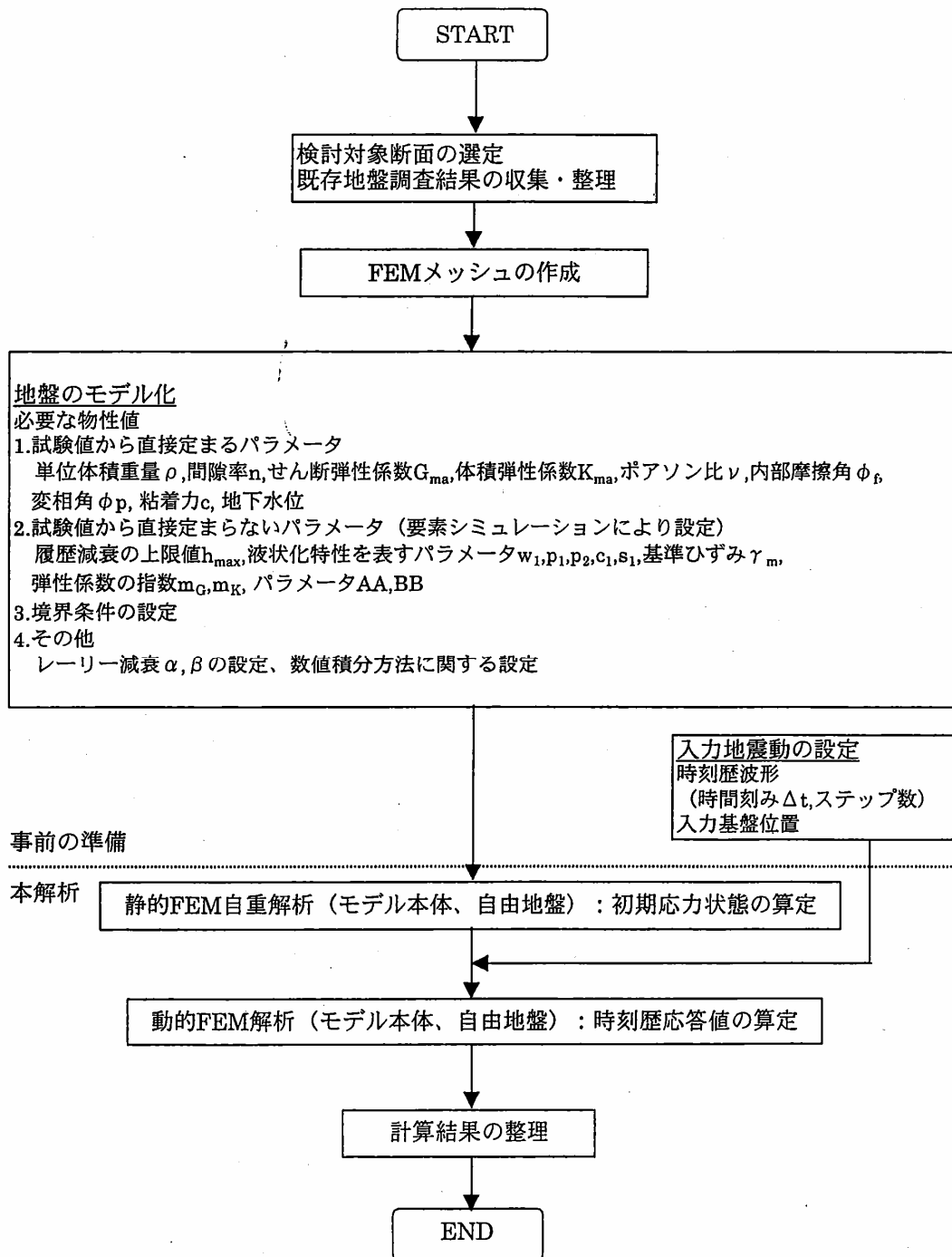


図4.3.2 FLIPの解析の手順

## 動的解析による手法

### 有限要素法に基づく動的解析法 (FLIP) (4/11)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

#### II. 堤防のモデル化

本手法では、堤防軸線方向に平面ひずみ状態を仮定した2次元有限要素として堤防および地盤をモデル化する。

##### ①基礎地盤構造と物性

基礎地盤関係資料のボーリング調査結果及び土質試験結果に基づき、対象とする2次元断面の想定地質断面図等を基にして基礎地盤をモデル化し、有限要素メッシュに分割する。分割した各要素に対して表4.3.1に示す地盤定数を設定する。盛土及び砂質土はマルクスプリング要素として、粘性土は非線形要素として、硬質な地盤については弾性（非線形または線形）要素としてそれぞれ地盤定数の設定を行う。砂質土あるいは粘性土のいずれかに明確に判別しがたいいわゆる中間土についても、液状化対象の土層判定等に基づき適宜分類をしてモデル化を行う。

表4.3.1 FLIPの解析で指定すべき地盤定数

| 分類     | 記号             | パラメータ                                       | 必要な調査・試験    |
|--------|----------------|---|-------------|
| 物理試験結果 | $\rho_t$       | 湿潤密度  | 密度試験        |
|        | $n$            | 間隙率   | 密度試験        |
| 動的変形特性 | $\sigma_{ma}'$ | $G_{ma}$ 、 $K_{ma}$ に対応する平均有効応力（基準拘束圧）      | PS検層        |
|        | $G_{ma}$       | せん断弾性係数 ( $\sigma_m' = \sigma_{ma}'$ における値) | PS検層        |
|        | $K_{ma}$       | 体積弾性係数 ( $\sigma_m' = \sigma_{ma}'$ における値)  | PS検層        |
|        | $m_G$          | せん断弾性係数 $G_m$ の有効拘束圧依存性                     | PS検層        |
|        | $m_K$          | 体積弾性係数 $K_m$ の有効応力依存性                       | PS検層        |
|        | $\phi_f$       | せん断抵抗角                                      | 圧密非排水三軸圧縮試験 |
|        | $C$            | 粘着力   | 圧密非排水三軸圧縮試験 |
|        | $h_{max}$      | 履歴減衰の上限値                                    | 動的変形特性試験    |
| 液状化特性  | $\phi_p$       | 変相角   | 圧密非排水三軸圧縮試験 |
|        | $W_1$          | 液状化特性全体を規定するパラメータ                           | 非排水繰返し三軸試験  |
|        | $p_1$          | 液状化特性の前半を規定するパラメータ                          | 非排水繰返し三軸試験  |
|        | $p_2$          | 液状化特性の後半を規定するパラメータ                          | 非排水繰返し三軸試験  |
|        | $c_1$          | 液状化発生の下限值を規定するパラメータ                         | 非排水繰返し三軸試験  |
|        | $S_1$          | 液状化の終局状態を規定するパラメータ                          | 非排水繰返し三軸試験  |

##### ②堤体構造と物性

堤体関係資料の定期縦横断測量図、開削調査資料、天端位置からのボーリング調査結果及び室内土質試験結果に基づき、堤体をモデル化し、基礎地盤と同様にメッシュ分割を行い、表4.3.1に示す地盤定数を設定する。

## 動的解析による手法

### 有限要素法に基づく動的解析法 (FLIP) (5/11)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

#### ③境界条件

FLIPでは、解析領域側面は等変位境界または粘性境界、底面は固定境界または粘性境界とされることが多い。側方境界の影響を避けるため、解析領域の幅を十分に広くとるとともに等変位境界または粘性境界とするのが望ましい。この場合、解析領域の幅を広くとるのは解析における境界の影響を低減するのが目的であり、水平方向の広い範囲において地形、地盤条件を忠実にモデル化する必要はない。底面境界は剛性が大きく変化する層の境界とし、それ以深の地盤には地震による極端な剛性低下が生じないことを確認する。

#### ④その他の仮定条件

FLIPでは、応力経路法において固層と液層を節点で変位を拘束する条件の基で非排水条件を仮定している。このことから、間隙水圧の伝搬に基づく諸現象の予測が考慮できない。また、構成則は微小変形条件で定式化されているので、大変形・大ひずみが生じる場合には適用性について原理的に問題がある。

### III. 入力条件の設定

#### ①地震動

入力地震動は、加速度の時刻歴波形として有限要素モデル底面において与える。あらかじめ入力地震動が解析モデル底面位置で与えられていない場合には、一次元波動論による応答解析（プログラムSHAKE）などによって別途求める必要がある。FLIPでは、2次元断面において面内の水平成分のみならず鉛直成分も同時に入力することも可能であるが、鉛直成分は土の液状化にはさほど寄与しないと考えられるので、水平成分のみを入力する解析を行えばよい。

#### ②液状化層の設定

FLIPは動的FEM有効応力解析であるため、事前に液状化層の設定は不要である。液状化するか否かは、解析により判定される。

### IV. パラメータ設定

FLIPの入力パラメータとそれらを決定するために必要な試験・調査法を表4.3.1に示す。ここに示した試験・調査法を全ての地層について実施することはコスト面から現実的ではない。地盤の比較的浅い部分に位置する地層や液状化する可能性のある層は、解析結果に大きく影響を及ぼすことが予想されるので重点的に試験・調査を行うものとする。その他の深部地盤や変形の関与が薄いと考えられる地層等についてはボーリング調査結果から推定される概略値を入力パラメータとすることもできる。

## 動的解析による手法

### 有限要素法に基づく動的解析法 (FLIP) (6/11)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

FLIPでは、通常の地盤調査で比較的入手しやすい標準貫入試験から得られる各深度のN値と関連付けて設定する方法も提案されている<sup>4)</sup>。

#### ①FLIPでの土のパラメータ

FLIPで入力すべきパラメータの決定法は以下のとおりである。

- ・せん断弾性係数，体積弾性係数  $G_{ma}$ ， $K_{ma}$ ，

基準拘束圧時のせん断弾性係数  $G_{ma}$ ，体積弾性係数  $K_{ma}$  は，通常，原位置で計測されたPS検層の結果から得られるS波速度と湿潤密度，土骨格のポアソン比から決定する。PS検層結果が無い場合には通常の地盤調査で比較的入手しやすい標準貫入試験から得られる各深度のN値と関連付けて設定する方法もある。

- ・せん断抵抗角  $\phi_f$

圧密非排水三軸試験の破壊包絡線の勾配から設定される。

- ・変相角  $\phi_p$

圧密非排水三軸試験の応力経路から定まる変相線の勾配より設定される。変相応力比が破壊応力比に近いほどひずみの発生量が大きくなり，破壊応力比と等しく設定した場合，正のダイレタンスが発生せず，ひずみ軟化挙動を示すことになる。

- ・液状化パラメータ  $W_1$ ， $p_1$ ， $p_2$ ， $c_1$ ， $S_1$

過剰間隙水圧の上昇特性に影響を与えるパラメータであり，試験結果から直接定まらないパラメータである。繰返し非排水三軸試験結果から得られる各応力比毎の応力経路，応力～ひずみ関係，過剰間隙水圧の上昇曲線とのフィッティングと共に液状化強度曲線にフィッティングさせて各定数を決定する。

液状化特性に関するパラメータには以下のものがある。

$\phi_p$ ：変相角

$W_1$ ：液状化特性全体を規定するパラメータ

$p_1$ ：液状化特性の前半を規定するパラメータ

$p_2$ ：液状化特性の後半を規定するパラメータ

$c_1$ ：液状化発生の下限值を規定するパラメータ

$S_1$ ：液状化の終局状態を規定するパラメータ

#### ②減衰定数

FLIPでは2種類の減衰定数が考慮される。

地盤材料の履歴減衰定数は，塑性ひずみ仕事量から計算される剛性低下率から自動的に考慮される。

履歴減衰定数とは別に，数値計算を安定させる目的でレーリー減衰  $\alpha$ ， $\beta$  を与える必要がある。レーリー減衰は，パラメータ自体に物理的な意味を特に与えることは難しいが，応答加速度に現れる数値計算上生じる高振動数のパルスを除去する役割を果たし，変位など他の応答値に与える影響は少ない。実際には， $\alpha=0$  とし，表層地盤の

## 動的解析による手法

### 有限要素法に基づく動的解析法 (FLIP) (7/11)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

1次モードの固有円振動数に対して微小な減衰  $h$  (通常0.1~0.5%程度)を仮定して、次式より  $\beta$  を設定することが多い。

$$h_n = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \frac{\beta\omega_n}{2}$$

ここで、 $h_w$  : 減衰定数

$\omega_n$  : 固有円振動数

$n$  : モード次数

この他に、自由地盤部の地震応答解析結果に基づいて決定する方法もある。FLIPによる自由地盤部の地震応答解析で、 $\alpha=0.0$ とし、また、 $\beta$ を徐々に小さくしていくと、最大変位の地中分布がもはや変化しなくなるような $\beta$ の臨界点が存在する。この臨界の $\beta$ の値を不規則領域の解析においても採用する方法である。

## V. 計算結果

有限要素でモデル化したメッシュの変形形状として、地震動の時刻歴毎の変形が算定される。地震動終了後は圧密による変形が進行しないので、地震動終了後の変形が最終的な変形形状となる。

モデル化したメッシュの任意地点の節点変位量から沈下量及び変形量が時刻歴で求まる。また、各要素の応力、ひずみも時刻歴で計算される。

本手法は、時刻歴応答解析であるため、地震動の各時刻における変形量が算定される。

## VI. 対策工を評価する場合の留意点

本解析手法を用いて対策工の効果を評価し設計に利用する場合には、対策工を解析モデルに適切に組み込んで、無対策の場合と同様に解析して得られる堤防の沈下変形量に注目すればよい。また、工法や解析モデルの設定条件によっては別途部材安定を照査する必要がある。

以下では、対策工法を①密度増大工法 (締固め工法)、②固結工法、③間隙水圧消散工法 (ドレーン工法)、および④せん断変形抑制工法 (鋼材工法) に大別して、工法別に本解析手法の適用上の留意点や適用性等について述べる。

### ①密度増大工法 (締固め工法)

締固め工法は、締め固めた部分の液状化抵抗および液状化した後の変形抵抗が周辺の原地盤に比べて大きいことにより堤防の沈下変形量を低減させるものである。したがって、解析では、締固め改良範囲について、その領域の密度が増大することにより液状化強度が大きくなることを適切にモデル化することが肝要である。締固め改良部については  $N$  値で評価されることが一般的であるが、この値から道路橋示方書の経験式などにより液状化強度  $R_{L20}$  を評価する。さらに砂質土の液状化強度特性に関する既

## 動的解析による手法

### 有限要素法に基づく動的解析法（FLIP）（8/11）

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

往の研究成果等を参考に液状化強度曲線を推定する。つぎに、本解析プログラムを用いてその液状化強度曲線にできるだけ再現するように要素試験レベルのシミュレーション解析を行い最適なパラメータを見出す。このとき、液状化抵抗曲線だけでなく、液状化後のひずみの伸び具合についても適切に再現していることを確認することが大切である。

### ②固結工法

固結工法は改良体自身が地震時に内部破壊せず、かつ改良体が滑動・転倒に対して抵抗することにより対策効果を発揮するものである。このことから、固化改良体自身の力学特性のモデル化および改良体と周辺地盤との接合部のモデル化が肝要である。改良体の内部破壊については引張破壊がクリティカルとなることが多い。したがって、固化改良体は引張・圧縮強度を考慮した弾塑性としてモデル化することが望ましいが、これまでの解析事例では弾性体でモデル化する方法が多く用いられてきている。この場合、改良体が引張・圧縮破壊しないかどうかを別途照査せざるを得ず、またこの方法は安全側に過ぎる照査となることに注意が必要である。

液状化対策としての固結工法では全面改良の他、格子状や壁状の改良形式もしばしば採用されるが、この場合には改良範囲を複合地盤としてモデル化する必要がある。そのモデル化の方法として定まった方法はないが、固化体の配列や改良面積率等を勘案して適切にモデル化する必要がある。また、改良体と周辺地盤の接する部分（地震動により挙動が大きく異なる部分）にはその挙動を再現する目的でジョイント要素を設けるのがよい。

### ③間隙水圧消散工法（ドレーン工法）

前述したとおりFLIPは非排水条件で解析する。このため、地盤中の間隙水の移動、すなわち地盤の透水現象が計算されないことから、間隙水圧消散を考慮した対策工法の設計には別途の検討が必要となる。

### ④せん断変形抑制工法（鋼材工法）

鋼材ははり要素によりモデル化する。また、曲げ変形について弾性モデル化する方法と弾塑性モデル化する方法とがある。前者の場合には、鋼材が曲げ変形降伏・破壊しないかどうかを別途照査する必要がある。この方法は一般に安全側の評価となる。また、鋼材と周辺地盤の接合部にはジョイント要素を設けるのがよい。

動的解析による手法

有限要素法に基づく動的解析法 (FLIP) (9/11)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

VII. 現場への適用性

①事前の土質試験項目

FLIPの解析を行う上で事前に行う必要のある土質試験項目は、必要とする結果の精度、費用などに応じて表4.3.1に示すように分類できる。

表4.3.1 解析結果の精度，費用に応じた土質試験項目の組合せ

| 試験項目  | 試験から得られる情報  | 結果精度，費用に応じた試験項目の組合せ                            |                    |             |   |
|-------|-------------|--|--------------------|-------------|---|
|       |             | これだけあれば完璧といえる組合せ                               | 結果の精度が期待できる最低限の組合せ | 最低限解析可能な組合せ |   |
| 原位置試験 | 標準貫入試験      | N値，土質柱状図，地下水位                                  | ○                  | ○           | ○ |
|       | PS検層        | せん断波(S波)速度 $V_s$                               | ○                  | ○           |   |
| 室内試験  | 密度試験        | 湿潤密度 $\rho_t$ ，間隙比 $e_0$                       | ○                  | ○           | ○ |
|       | 粒度試験        | 粒度特性(粒度分布，FC， $D_{50}$ )                       | ○                  |             |   |
|       | 圧密非排水三軸圧縮試験 | 内部摩擦角 $\phi_f$ ，変相角 $\phi_p$                   | ○                  | ○           |   |
|       | 繰返し非排水三軸試験  | 繰返し回数 $N$ ～せん断応力比 $\tau/\sigma_0$ 関係           | ○                  | ○           |   |
|       | 動的変形特性試験    | せん断ひずみ $\gamma$ ～せん断剛性低下率 $G/G_0$ ，減衰定数 $h$ 関係 | ○                  |             |   |

②プログラムの一般化

解析プログラムFLIPは1997年に(財)沿岸開発技術研究センターから一般に公開されており、実務的に使いやすい環境が整っている。

③パラメータ設定の難易

試験結果から直接定まらないパラメータの設定においては、要素シミュレーションソフト (flipsim) が準備されており、繰返し非排水三軸試験から求まる液化強度曲線にフィティングすることによって比較的容易に液化パラメータを決定することが可能な環境が整っている。

④モデル化の難易及び計算時間

有限要素法を用いているため地盤構成や対策工が複雑な場合にはモデル化がやや煩雑となる場合がある。ただし、メッシュ作成を含む入力ジェネレータ (flipgen)，や結果作図プログラム (plstruc, pltime) が公開されている他、各ソフトメーカーからプリ・ポスト処理関連のプログラムが販売されている。



## 動的解析による手法

### 有限要素法に基づく動的解析法 (FLIP) (10/11)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

地震動の時刻歴にしたがい非線形計算を逐次行っていく手法であるため、計算には一般にある程度の時間を要する。例えば、400要素、60秒間の動的FEM解析（時間ステップ $\Delta t=0.01$ 秒）は、パソコン（ペンティアムII；300MHz）で20～30分程度。

#### ⑤予測精度

1983年日本海中部地震や1995年兵庫県南部地震における港湾施設をはじめとして各種構造物の被災事例解析結果では、その適用性が比較的高いことが報告されている<sup>5)～9)</sup>。

#### ⑥適用範囲の限界

地震前の初期状態から液状化に至るまでの変形がそれほど大きくない範囲の解析を本来の対象目的としているため、大地震時における流動を伴うような地盤の大変形に対する予測精度は十分とはいえない。

また、要素内非排水条件を仮定している点や微小変形条件で定式化されている点からの間隙水圧の伝播に基づく諸現象の予測や大変形時の地盤挙動の追従性に適用の限界がある。

## 動的解析による手法

有限要素法に基づく動的解析法 (FLIP) (11/11)

河川堤防の地震時変形量の解析手法 国土技術研究センター 2002

### 参考文献

- 1) Towhata, I. and Ishihara K.: Modelling soil behavior under principal stress axes rotation, Proc. 5th International conference on numerical method in geomechanics, Nagoya, pp. 523-530, 1985
- 2) Towhata, I. and Ishihara, K.: "Shear Work and Pore Water Pressure in Undrained Shear", Soils and Foundations, Vol. 25, No. 3, pp. 73-84, 1985
- 3) Iai, S., Matsunga, Y., and Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, Soils and Foundations, Vol. 32, No. 2, pp. 1-15, 1992
- 4) 森田年一, 井合 進, Hanlong Liu, 一井康二, 佐藤幸博: "液状化による構造物被害予測プログラムFLIPにおいて必要な各種パラメータの簡易設定法", 港湾技研資料 No. 869, July, 1997
- 5) Iai, S. and Matsunaga, Y.: Mechanism of uplift of underground structure due to liquefaction, International symposium on Natural Disaster reduction and Civil Engineering, 土木学会関西支部, pp. 297-306, 1991
- 6) Iai, S. and Kameoka, T.: Finite element analysis of earthquake induced damage to anchored sheet pile quay walls, Soils and Foundations, Vol. 33, No. 1, pp. 77-91, 1993
- 7) Liu, H., K. Morita, T. and Iai, S.: Analysis of Deformation to the Kobe Ohashi Bridge Foundation, Proceedings of the 3rd Kansai International Geotechnical Forum '97, 地盤工学会関西支部, pp. 189-198, 1997
- 8) Sawada, S., Ozutsumi, O. and Iai, S.: Analysis of liquefaction induced residual deformation for two types of quaywalls: Analysis by "Flip", Proceedings of 12th World Conference of Earthquake Engineering, Paper No. 2486, 2000
- 9) 井合 進, 竹島康人, 澤田俊一, 杉山 弥, 小堤 治: 河川堤防を対象とした地震時変形解析の適用事例, 第46回地盤工学シンポジウムー地盤・構造物の変形とその評価ー, 平成13年度論文集, pp. 89-94, 2001

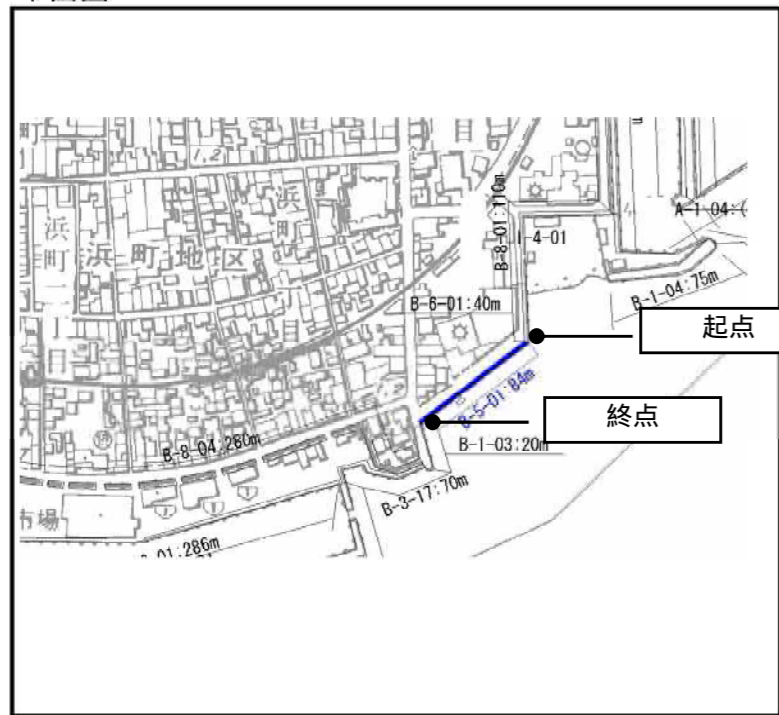
参考資料3 耐震性能現況調査表

|   |    |    |    |           |              |
|---|----|----|----|-----------|--------------|
| 県 | 海岸 | 地区 | 護岸 | 海岸地区施設コード | 平成21年10月1日記入 |
|---|----|----|----|-----------|--------------|

基本情報

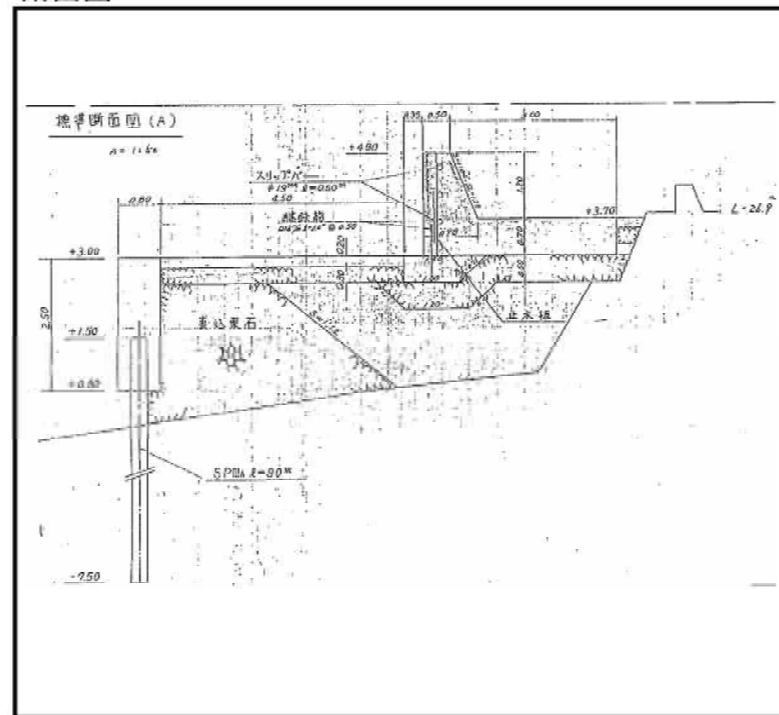
| 項目        | 区分         | 値     |      |
|-----------|------------|-------|------|
| 都道府県名     | 都道府県       | 県     |      |
| 都道府県No.   | 都道府県       |       |      |
| 海岸管理者名    | 海岸         | 県     |      |
| 沿岸名       | 沿岸         | 湾     |      |
| 沿岸No.     | 沿岸         |       |      |
| 海岸名       | 海岸、地区      | 海岸    |      |
| 海岸No.     | 海岸         |       |      |
| 地区名       | 地区         |       |      |
| 地区No.     | 地区         |       |      |
| 施設名称      | 施設名称       | 護岸    |      |
|           | 施設種類       | 護岸    |      |
|           | 施設コード      |       |      |
|           | 地区内No      |       |      |
| 枝番No      | 施設         |       |      |
| 所管        | 海岸         | 漁港課   |      |
| 所管No.     | 海岸         |       |      |
| 地域区分      | 施設         |       |      |
| 地域区分No.   | 施設         |       |      |
| 市町村名      | 施設         | 市     |      |
| 海岸地区施設コード | 施設         |       |      |
| 基準        | 基準(C.D.L.) | 地区    | D.L. |
|           | 基準とT.Pとの関係 |       | -0.5 |
| 基本延長      | 海岸線延長      | m     | 200  |
|           | 要保全海岸延長    | m     | 150  |
|           | 海岸保全区域延長   | m     | 150  |
|           | うち二線延長     | m     | 0    |
|           | 要指定延長      | m     | 0    |
| その他海岸線延長  | m          | 0     |      |
| 基礎的位置情報   | 始点 緯度      | 度/分/秒 | / /  |
|           | 始点 経度      | 度/分/秒 | / /  |
|           | 終点 緯度      | 度/分/秒 | / /  |
|           | 終点 経度      | 度/分/秒 | / /  |

平面図



| 項目              | 単位                  | 区分                | 入力値    |       |   |
|-----------------|---------------------|-------------------|--------|-------|---|
| 構造形式            | -                   | 施設                | 重力式    |       |   |
| 背後地盤高の平均        | T.P.+m              | 地区                | 3.8    |       |   |
| 施設延長            | m                   | 施設                | 100    |       |   |
| 閉鎖施設            | 基数                  | 基                 | 2      |       |   |
|                 | 合計延長                | m                 | 1.2    |       |   |
| 開口部             | 箇所数                 | 箇所                | 2      |       |   |
|                 | 合計延長                | m                 | 10     |       |   |
| 天端高             | 天端高の調査実施延長          | m                 | 施設     | 80    |   |
|                 | 計画天端                | 最高天端              | T.P.+m | 施設    | 7 |
|                 |                     | 最低天端              | T.P.+m | 施設    | 6 |
|                 | 計画根拠となった外力          | -                 | 施設     | 打ち上げ高 |   |
|                 | 現況天端高               | 最高天端              | T.P.+m | 施設    | 7 |
|                 |                     | 最低天端              | T.P.+m | 施設    | 6 |
|                 | 計画と現況の天端高差の最大       | m                 | 施設     | 1     |   |
| 今後天端高の調査を実施する延長 | m                   | 施設                | 20     |       |   |
| 地盤変動            | 沈降量・隆起量             | m                 | 施設     |       |   |
| 基礎地盤性状          | 土質構成(砂質土と粘性土の区分)    | -                 | 施設     | 砂質土   |   |
|                 | 強度定数C               | kN/m <sup>2</sup> | 施設     |       |   |
|                 | N値                  | -                 | 施設     | 20    |   |
| 整備年度            | 開始年                 | 西暦                | 施設     | 1980  |   |
|                 | 完了年(予定年)            | 西暦                | 施設     | 2000  |   |
| 耐震化             | 耐震化対策が必要な施設延長       | m                 | 施設     |       |   |
|                 | うち耐震化完了済みの延長        | m                 | 施設     |       |   |
|                 | 耐震化の必要性について未検討の施設延長 | m                 | 施設     |       |   |
| 健全度             | 施設の健全度              | -                 | 施設     | 問題なし  |   |

断面図



立地条件 (平成18年11月調査時点)

| 項目                        | 単位                          | 区分   | 入力値 |      |
|---------------------------|-----------------------------|------|-----|------|
| 防護人口・面積                   | 防護人口                        | A浸水  | 人   | 4000 |
|                           |                             | B侵食  | 人   | 0    |
|                           | AとBの合計(重複除く)                |      | 人   | 4000 |
|                           | 防護面積                        | A浸水  | ha  | 30   |
| B侵食                       |                             | ha   | 0   |      |
| AとBの合計(重複除く)              |                             | ha   | 30  |      |
| 施設背後地                     | 住宅の密集度                      | 戸/km | 地区  | 40   |
|                           | 人口の密集度                      | 人/km | 地区  | 120  |
|                           | 公共施設数                       | 戸    | 施設  | 3    |
|                           | 漁業活動に係る施設数(加工場、水産倉庫など)      | 戸    | 地区  | 1    |
|                           | 施設背後の道路が遮断された場合の他地域の避難経路の有無 | -    | 施設  | 有    |
|                           | 施設背後の急傾斜地の有無                | -    | 施設  | 有    |
|                           | 施設背後地盤高が、朔望平均満潮位よりも(低い・高い)  | -    | 地区  | 高い   |
| 施設背後地盤高が、既往最高潮位よりも(低い・高い) | -                           | 地区   | 高い  |      |

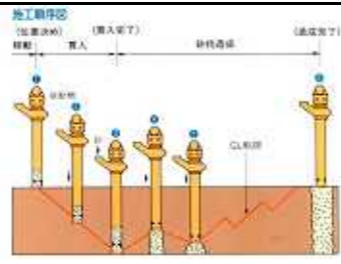

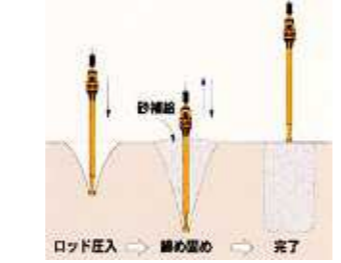
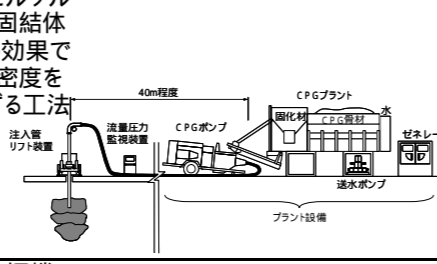
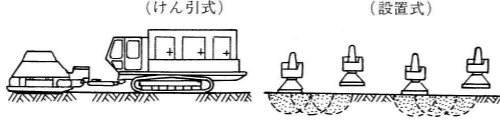
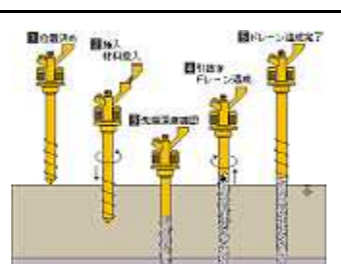
外力条件

| 項目                    | 単位                  | 区分     | 入力値 |      |
|-----------------------|---------------------|--------|-----|------|
| 被災履歴                  | 過去における被災回数          | -      | 地区  | 2    |
|                       | 浸水等の被害を受けた家屋数(過去最大) | 戸      | 地区  | 30   |
|                       | 人的被害(過去最大)          | 人      | 地区  | 0    |
| 潮位                    | H.H.W.L             | T.P.+m | 地区  | 2    |
|                       | H.W.L               | T.P.+m | 地区  | 1    |
|                       | L.W.L               | T.P.+m | 地区  | 0.5  |
| 地震力(設計震度)             | 設計震度                | -      | 施設  | 0.12 |
|                       | 地域別震度               | -      | 施設  | 0.12 |
|                       | 地盤種別震度              | -      | 施設  | 0.12 |
|                       | 重要度係数               | -      | 施設  | 0.0  |
| 津波対策                  | 津波対策施設の有無           | -      | 施設  | 無    |
|                       | 上記施設の天端高            | T.P.+m | 地区  | -    |
|                       | 想定津波高               | T.P.+m | 地区  | 8    |
|                       | 想定到達時間              | 分      | 地区  | 40   |
|                       | (現況の施設天端高)-(想定津波高)  | m      | 地区  | -1   |
| 上記がマイナスの場合、今後の整備予定の有無 | -                   | 地区     | 有   |      |


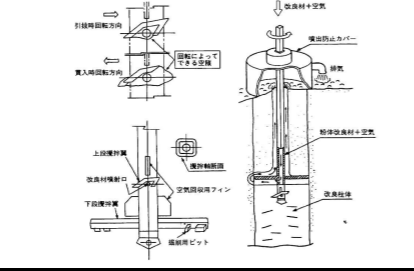
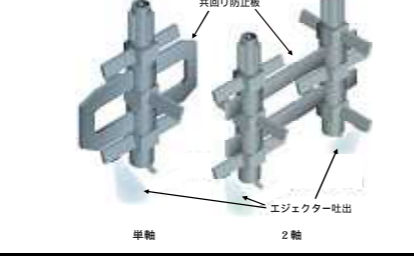
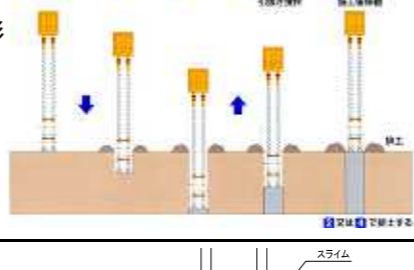
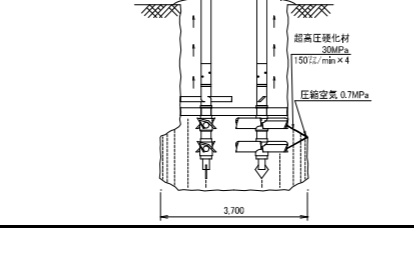
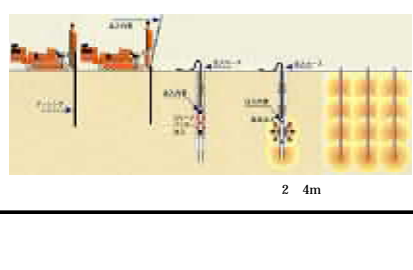
防災条件

| 項目                       | 単位                     | 区分 | 入力値  |        |
|--------------------------|------------------------|----|------|--------|
| 背後地の状況                   | 津波を対象とした避難場所・避難経路の設定状況 | -  | 地区   | 設定済み   |
| 防災訓練状況                   | 閉鎖施設の閉鎖訓練              | -  | 市町村  |        |
|                          | 市町村                    | -  | 市町村  |        |
|                          | 地域住民により確認              | -  | 市町村  |        |
| 津波ハザードマップ                | その他の訓練                 | -  | 市町村  | -      |
|                          | 設定の有無                  | -  | 施設   | 有      |
|                          | 公表の有無                  | -  | 施設   | 有      |
| 利用項目                     | 公表予定の有無                | -  | 施設   | -      |
|                          | 海岸利用状況                 | -  | 地区   | 水産物の収穫 |
| 利用項目                     | 海岸へのアプローチ              | -  | 地区   | 確保     |
| 自主防災構築の有無及び災害時の対応体制の整備状況 | -                      | 地区 | 有    |        |
| 災害予報・警報の伝達警告方法の規定        | -                      | 地区 | 防災無線 |        |
| 津波に伴う避難勧告・指示基準の規定        | -                      | 地区 | 規定なし |        |

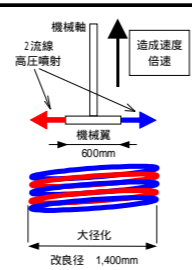
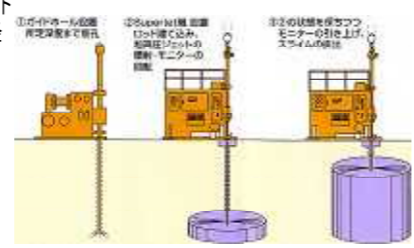

液状化対策工法一覧(1)

| 原理      | 工法名                   | 工法概要   | 使用材料     | 周辺影響 |    |    | 施工可能最大深度 | 削孔径杭径(mm)               | 施工機械高(改良15m)        | 施工機占有域<br>括弧内はプラント               | 適用地盤<br>要注意土質項目                        | 改良後の地盤状況         | 実績             | 大地震対応被災経験                 | その他留意点                                 |
|---------|-----------------------|--|----------|------|----|----|----------|-------------------------|---------------------|----------------------------------|--|------------------|----------------|---------------------------|--|
|         |                       |  |          | 振動   | 騒音 | 変位 |          |                         |                     |                                  |  |                  |                |                           |  |
| 密度増大    | サンドコンパクションパイル工法       | <p>鋼管ケーシングを先端閉塞の状態地中に貫入させる。所定の深度に達したところでケーシング内に砂を入れ、ケーシングを引抜きながら、砂を地中に圧入することにより、締固められた砂杭を形成する。この時、周辺地盤を側方に圧縮するとともに振動締固めを行う。</p>                | 砂・碎石再生材  | 大    | 大  | 大  | 45m      | 削孔径<br>400<br>杭径<br>700 | 30m                 | 20×10m以上                         | ・シルト分を多く含む地盤も可能<br>・細粒分の調査が必要          | N値10増<br>上限15~20 | 非常に多い<br>:S31~ | 兵庫県南部地震での実績など多数           |  |
|         | SAVEコンポーザー(静的締固め砂杭工法) | <p>振動機を使わずに油圧式の強制昇降装置を用いた回転圧入施工により、振動エネルギーを用いずに静的な圧入力によって「締固め」を行う工法である。引抜き・打戻しを細く行う(ウェーブ工法)ことにより、サンドコンパクションパイルと同一の700の砂杭が造成できる。</p>            | 砂・碎石再生材  | 無    | 小  | 中  | 30m      | 削孔径<br>400<br>杭径<br>700 | 30m                 | 20×10m以上                         | ・シルト分を多く含む地盤も可能<br>・細粒分の調査が必要          | N値10増<br>上限15~20 | 500件以上<br>:H7~ | -                         | 効果はサンドコンパクションパイル工法と同様                  |
|         | パイプロッド工法              | <p>パイプロハンマーに接続した各種の特殊圧入ロッドを上下に振動させ圧入することによって、ゆるい砂地盤を締め固める工法である。ロッド先端および側面の突起の相違により区分され、鋼管を使用するNFコンパクション工法とH型鋼を使用するKFコンパクション工法の2つのタイプがある。</p>  | 砂・碎石     | 大    | 大  | 大  | 20m      | 杭径<br>500~<br>600       | 30m                 | 20×10m以上                         | ・シルトの多い地盤・粘土の互層では砂の供給が困難<br>・細粒分の調査が必要 | N値10増<br>上限15程度  | 50件ほど<br>:S47~ | 兵庫県南部地震での実績など             |  |
|         | コンパクショングラウチング工法       | <p>CPG工法は極めて流動性の低いモルタルなどの注入材を地盤中に圧入して固結体を造成し、この固結体による締固め効果で周辺の地盤を圧縮強化し、地盤の密度を増大させ地震時の液状化を防止する工法である。</p>                                      | セメントモルタル | 無    | 小  | 中  | 20m      | 削孔径<br>73<br>杭径<br>約500 | 5m<br>(ボーリングマシンによる) | 3×3m以上<br>(150m2)<br>他にクレーンの設置必要 | ・シルト分を多く含む地盤も可能<br>・細粒分の調査が必要          | N値10増<br>上限15程度  | 60件ほど<br>:H10~ | -                         |  |
|         | パイロタンパー工法             | <p>パイロタンパー工法は、強力な起振機とタンパーの組み合わせにより、表層地盤を締め固める工法である。</p>    | -        | 大    | 大  | 大  | 3~5m     | -                       | 8~10m<br>(改良深度5mまで) | 10×5m以上                          | ・深さ3~5m                                | N値10程度           | 60件ほど<br>:S46~ | -                         | サンドコンパクションパイル等の補助工法としての使用が多い           |
| 間隙水圧の消散 | グラベルドレーン工法            | <p>グラベルドレーン工法は、碎石などの高い透水性を有する材料からなるドレーンを砂質地盤中に打設し、地震時に発生する過剰間隙水圧の上昇を抑制するとともに、消散を早めて地盤の液状化を防止する工法である。</p>                                     | 粒度調整碎石   | 無    | 小  | 小  | 20m      | 杭径<br>400~<br>500       | 30m                 | 20×10m以上                         | ・地盤の透水性が低い場合に注意                        | 原地盤              | 50件ほど<br>:S51~ | 設計は大規模地震非対応<br>釧路沖地震で効果確認 | 地震の水圧消散で沈下の可能性あり<br>透水性・目詰まりを考慮した碎石を使用 |

液状化対策工法一覧(2)

| 原理   | 工法名         | 工法概要   | 使用材料     | 周辺影響 |    |       | 施工可能最大深度 | 削孔径杭径(mm)                | 施工機械高(改良15m)        | 施工機占有域(括弧内はプラント)                              | 適用地盤<br>要注意土質項目                     | 改良後の地盤状況                            | 実績             | 大地震対応被災経験     | その他留意点                       |
|------|-------------|--|----------|------|----|-------|----------|--------------------------|---------------------|---|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------|---------------|------------------------------|
|      |             |  |          | 振動   | 騒音 | 変位    |          |                          |                     |   |                                     |                                     |                |               |                              |
| 機械攪拌 | CDM工法       | セメント系改良材をミキシングプラントでスラリー状にし、スラリーポンプで攪拌翼先端まで圧送し、改良範囲の軟弱土を地盤中の原位置で攪拌混合し、所定の強度のパイルを造成する工法。<br>   | セメントスラリー | 無    | 小  | 小     | 50m      | 削孔径 1000<br>杭径 1000      | 30m                 | 20×10m以上<br>(200m <sup>2</sup> )              | ・砂:N値 20<br>・粘土:N値 8<br>・有機質土層の有無確認 | 改良強度<br>~1MN/m <sup>2</sup>         | 多数             | 兵庫県南部地震での実績あり | 格子状配置により経済性を高めることが可能(TOFT工法) |
|      | DJM工法       | DJM工法は、軟弱地盤中に粉体状の改良材を供給し、攪拌翼により原位置土と攪拌混合することで改良体を造成する工法。<br>   | セメント粉体   | 無    | 小  | 小     | 33m      | 削孔径 1000<br>杭径 1000      | 30m                 | 20×10m以上<br>(200m <sup>2</sup> )              | ・砂:N値 20<br>・粘土:N値 8<br>・有機質土層の有無確認 | 改良強度<br>~1MN/m <sup>2</sup>         | 多数             |               | 格子状配置により経済性を高めることが可能(TOFT工法) |
|      | CI-CMC工法    | CI-CMC工法は、従来のセメント系の固化材液(スラリー)を用いた機械攪拌式深層混合処理工法に、特殊なスラリー吐出機構(エアーを用いて固化材液を霧状に噴射するエジェクター吐出機構)を組み入れることで、大径の改良体造成を可能とし、大量施工を行う工法である。<br> | セメントスラリー | 無    | 小  | ほとんど無 | 50m      | 削孔径 1600<br>杭径 1600      | 30m                 | 20×10m以上<br>(200m <sup>2</sup> )              | ・砂:N値 35<br>・粘土:N値 8<br>・有機質土層の有無確認 | 改良強度<br>~1MN/m <sup>2</sup>         | 多数             |               | 格子状配置により経済性を高めることが可能(TOFT工法) |
|      | CDM-LODIC工法 | 攪拌軸に取り付けたスクリーにより貫入時に投入セメント量に相当する原位置土を排土し、周辺地盤や構造物に影響を与えることなく施工可能な深層混合処理工法である。<br>  | セメントスラリー | 無    | 小  | ほとんど無 | 50m      | 削孔径 1000<br>杭径 1000      | 30m                 | 20×10m以上<br>(200m <sup>2</sup> )              | ・砂:N値 15<br>・粘土:N値 8<br>・有機質土層の有無確認 | 改良強度<br>~1MN/m <sup>2</sup>         | 多数             |               | 格子状配置により経済性を高めることが可能(TOFT工法) |
|      | JACSMAN     | 機械式攪拌(中央部)と噴射式攪拌(外周部)を複合した工法で、噴射方式は上下2段のノズルから噴射されたジェット(スラリー)が交差する「超高压交差噴流」式により、高い攪拌性能を確保し高効率施工で高い品質の改良体が造成可能である。<br>               | 専用固化材    | 無    | 小  | ほとんど無 | 45m      | 削孔径 1000~1300<br>杭径 2300 | 30m                 | 20×10m以上<br>(200m <sup>2</sup> )              | ・砂:N値 35<br>・粘土:N値 8<br>・有機質土層の有無確認 | 改良強度<br>~1MN/m <sup>2</sup>         | 70件ほど          |               | 格子状配置により経済性を高めることが可能(TOFT工法) |
|      | 浸透固化処理工法    | 浸透性の良い恒久薬液を注入することで、間隙水をゲル状物質で置き換え、粒子間粘着力を与えせん断強度を増すことで液状化を防止する。<br>  | 水ガラス系薬液  | 無    | 小  | ほとんど無 | 20m      | 削孔径 100<br>注入径 2000~4000 | 5m<br>(ボーリングマシンによる) | 3×6m以上<br>(250m <sup>2</sup> )<br>他にクレーンの設置必要 | ・細粒分Fc>20%で注意<br>・礫含有率、アルカリ性地盤の確認   | 改良地盤強度qu<br>100kN/m <sup>2</sup> 程度 | 50件ほど<br>:H10~ |               |                              |

液状化対策工法一覧(3)

| 原理       | 工法名                     | 工法概要   | 使用材料      | 周辺影響 |    |               | 施工可能<br>最大深度 | 削孔径<br>杭径<br>(mm)                         | 施工機械高<br>(改良15m)            | 施工機占有域<br>括弧内はプラント                                | 適用地盤<br>要注意土質項目   | 改良後の<br>地盤状況   | 実績     | 大地震対応<br>被災経験 | その他<br>留意点  |
|----------|-------------------------|--|-----------|------|----|---------------|--------------|---|-----------------------------|---|---|--|--------|---------------|---|
|          |                         |  |           | 振動   | 騒音 | 変位            |              |   |                             |   |   |  |        |               |   |
| 機械<br>攪拌 | FTJ工法(単管式)              | <p>2流線を噴射する単管式高圧噴射攪拌工法。従来の単管式工法はロッドからの1流線施工で、改良断面が小さく、施工能率が小さい。当工法では機械式翼の先端からセメントスラリーを噴射することで、大断面を造成し、2流線のセメントスラリー噴射により、造成速度を大幅に向上した。工期の短縮、コストの縮減が可能である。</p>  | 専用<br>固化材 | 無    | 小  | 小             | 標準<br>15m    | 削孔径<br>600<br>杭径<br>1000~<br>1600(標<br>準) | 15m                         | 10×5m以上<br>(150m <sup>2</sup> )                   | ・砂:N値 20<br>・粘土:c<br>70kN/m <sup>2</sup><br>・有機質土層の<br>有無確認 | 改良強度<br>~1MN/m <sup>2</sup>                              | 少      |               | 格子状配置に<br>することにより<br>経済性を高め<br>ることが可能<br>(TOFT工法) |
|          | Superjet-Midi<br>(二重管式) | <p>強力なエネルギーを持つ超高压ジェット噴流を水平噴射することにより、超大径の改良体を高速で造成できる工法。従来のジェットグラウト工法は水平一方向噴射する方法であるが、本工法は水平対向噴射する工法である。</p>    | 専用<br>固化材 | 無    | 小  | ほと<br>んど<br>無 | 60m程度        | 削孔径<br>150<br>改良径<br>3500                 | 5m<br>(ボーリング<br>マシンによ<br>る) | 3×3m以上<br>(150m <sup>2</sup> )<br>他にクレーンの設<br>置必要 | ・砂:N値 100<br>・粘土:N値 7<br>・砂礫:N値 50                          | 砂質土:<br>3MN/m <sup>2</sup><br>粘性土:<br>1MN/m <sup>2</sup> | 200件以上 |               | 格子状配置に<br>することにより<br>経済性を高め<br>ることが可能<br>(TOFT工法) |
|          | X-jet<br>(三重管式)         | <p>空気を伴った超高压水を地盤中に回転して2箇所のノズルから1点で交わる様に噴射させて地盤を切削し、硬化材を同時充填させ円柱状の改良体を造成する。</p>    | 専用<br>固化材 | 無    | 小  | ほと<br>んど<br>無 | 60m程度        | 削孔径<br>150<br>改良径<br>2500                 | 5m<br>(ボーリング<br>マシンによ<br>る) | 3×3m以上<br>(150m <sup>2</sup> )<br>他にクレーンの設<br>置必要 | ・砂:N値 100<br>・粘土:N値 5                                       | 砂質土:<br>3MN/m <sup>2</sup><br>粘性土:<br>1MN/m <sup>2</sup> | 150件以上 |               | 格子状配置に<br>することにより<br>経済性を高め<br>ることが可能<br>(TOFT工法) |