ISSN 0386−5878
土木研究所資料第３８８９号

土木研究所資料

許容沈下量に基づいた
河川堤防の液状化対策工法設計マニュアル

平成１５年９月

独立行政法人土木研究所
耐震研究グループ振動チーム

Copyright © (2003) by P.W.R.I.

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Chief Executive of P.W.R.I.

この報告書は、独立行政法人土木研究所理事長の承認を得て刊行したものである。したがって、本報告書の全部又は一部の転載、複製は、独立行政法人土木研究所理事長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。

第3889号　2003年9月

許容沈下量に基づいた
河川堤防の液状化対策工法設計マニュアル

耐震研究グループ（振動）　上席研究員　田村敬一
主任研究員　岡村未対
研究員　石原雅規
国土技術政策総合研究所　地震災害研究官　松尾　修

要旨

現在進められている河川堤防の耐震強化対策事業では、地盤の液状化による堤防沈下量の軽減を目的とした対策工が震度法によって設計されている。震度法による設計では、極めて短い時間にしか作用しない地震力を静的な外力として作用させるので、変形が許容される構造物に適用すると一般に安全側の設計となる。河川堤防のように、地震時にある程度の沈下を許容する構造物に対しては、変形を直接照査する設計法がより合理的である。本マニュアルは、堤防天端の許容沈下量に基づいた耐震対策工の設計法をとりまとめたものである。

キーワード：液状化、河川堤防、沈下量、耐震対策工法設計法

まえがき

1995 年 1 月に発生した兵庫県南部地震を契機として、河川堤防の耐震強化対策事業が平成 7 年度より全国的に進められている。この事業では、被災した堤防を河川水が越流し、背後地に甚大な浸水被害を及ぼすような二次災害を防止することを目的としており、河川水が越水しない程度の堤防高さが確保できれば地震による沈下は許容されている。

河川堤防の地震被害は、それらのほとんど全てが基礎地盤の液状化によるものである。そこで耐震強化対策事業では、地盤の液状化による堤防沈下量の軽減を目的とした対策工が「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）」[1]に従って設計・施工されている。そこで取り扱われている設計法の特徴は、以下のようにまとめられる。

(1) 地盤の液状化に起因する堤防の沈下対策を対象としている。
(2) 土堤を対象としている。
(3) 中規模地震動を設計外力としており、兵庫県南部地震で生じたような大規模地震動は考慮していない。
(4) 震度法によっている。

震度法による設計では、極めて短い時間にしか作用しない地震力を静的な外力として作用させるために、一般に変形が許容される構造物については安全側の設計となり、合理化の余地が残されている。また、近年では多くの土木構造物に対していわゆるレベル 2 地震動を考慮した設計法が導入され、これまでレベル 1 地震動相当の耐震対策がなされている河川堤防にも、今後必要に応じてレベル 2 地震動を考慮した設計を行うことが求められることも想定される。しかしながら、地震外力が大きくなると震度法による設計法は極めて過大な設計断面を与え、場合によっては設計が成り立たないこともある。

このような背景から、土木研究所では堤防の地震時沈下量に基づいた耐震対策工の設計法に関する研究を進めてきた。本書はこの調査研究の成果を基に、現場実務者に耐震強化対策事業を実施してゆく際の参考手引きとして利用されることを意図してとりまとめたものである。

本書で取り扱う設計法では、堤防天端の沈下量が許容値以下となるように、耐震対策工の断面を動的解析によって決定する方法をとっている。近年では、液状化時の地盤の変形を計算できる種々の動的解析プログラムが開発され、それらの中には実用に供されているものもある。このような動的解析は、液状化した地盤の複雑な挙動をある程度表現できるという大きな利点を有する反面、震度法による計算とは比較にならないほど複雑で、必要な入力パラメータの数も多く、さらにパラメータの決定に際しても高度な判断と経験を要するという実務上の欠点もある。設計実務の携わる技術者が、必ずしもこのような解析法に精通しているわけではないので、本マニュアルの動的解析法では、上述した震度法の欠点を根本的に改善しつつ、設計技術者の個人差が設計結果に及ぼす影響を極力小さくすることを念頭に置き、開発段階から入力パラメータの数やそれらの決定法が簡易となるように心がけた。そのために、解析法の中ではある程度大胆な仮定を取り入れた部分や、現時点までの知見に基づき暫定的に決めた点が少なからずある。それらについては、今後の調査研究により改善してゆくことが望まれる。

目　　次

まえがき

1　概説 4
1.1.　目的と適用範囲　4
1.2.　基本方針　4
1.3.　本マニュアルで対象とする対策工法　5
1.4.　関連する基準類　5

2.　液状化対策の手順 7

3.　設計地震力 10
3.1.　設計地震動の基本　10
3.2.　設計地震動及び水平震度　10
3.3.　一次元地震応答解析　11

4.　対策工の必要性の判定 14
4.1.　対策工の必要性の判定　14
4.2.　耐震性能の照査法　14
4.3.　地震時変形解析法による耐震性能の照査方法　15
4.4.　砂質土層の液状化の判定　15

5.　本マニュアルで対象とする対策工法 18
5.1.　対策工法の種類と本マニュアルで対象とする対策工法　18
5.2.　対策工法の選定にあたって考慮すべき事項　19

6.　固結工法による対策工の設計 20
6.1.　一般　20
6.2.　設計方針　20
6.3.　改良範囲の設定　21
6.4.　堤防天端の地震時沈下量の計算　22
6.4.1.　天端沈下量の計算　22
6.4.2.　外力の算定　24
6.4.3.　支持層の抵抗力と改良体地震時変位量の計算　29
6.5.　改良体形状と強度の設定　33
6.6.　改良体内部安定の検討　34
6.6.1.　端趾圧　35

6.6.2. 改良体全体の水平せん断および格子壁抜出しせん断 35

7. 締固め工法の設計 40
7.1. 一般 40
7.2. 設計方針 40
7.3. 改良範囲と改良仕様の設定 41
7.4. 堤防天端の地震時沈下量の計算 44
7.4.1. 天端沈下量の計算 44
7.4.2. 外力の算定 44
7.4.3. 締固め領域の地震時変位量、変形量の計算 45

8. 鋼材を用いた工法の設計 49
8.1. 一 般 49
8.2. 設計方針 49
8.3. 堤防天端沈下量の計算 50
8.4. 鋼材に作用する荷重 51
8.5. 根入れ層の地盤反力係数 52
8.6. 根入れ長の設定 53
8.7. 鋼材の応力度の計算 54
8.8. 鋼材の変位量の計算 55

巻末資料 57

A1 堤防天端沈下量の支配的要因 57
A1.1 堤防の動的遠心模型実験 57
A1.2 実験結果 58
A1.3 剛壁の遠心模型実験 60

A2 改良体に作用する土圧外力 63
A2.1 土圧漸増成分 64
A2.2 土圧振動成分 69
A2.3 特別な場合の土圧算定 71

A3 固化改良体の地震時変位量計算法 74
A3.1 改良体の運動方程式 74
A3.2 変位量計算の手順 76
A3.3 遠心模型実験を対象としたシミュレーション結果 78

A4　締固め領域の変形計算法 80
A4.1　せん断バネの構成則　80
A5　記号一覧 93

1　概説

1.1.　目的と適用範囲

本マニュアルは、基礎地盤の地震時液状化による堤防の沈下対策が必要とされる堤防を対象とし、対策の考え方と堤体の許容変位量に基づいた各種対策工法の設計手法を示すことを目的とする。

このマニュアルの適用範囲は、既設の河川堤防（土堤）とし、自立構造の特殊堤は除くものとする。

【解説】

河川堤防は、洪水による災害を蒙るたびに従来からある堤防を活用して嵩上げや拡幅等の補強が繰返され、現在に至ったものが多い。その過程では耐震性に関する検討は何らなされてこなかったが、1995 年に発生した兵庫県南部地震による堤防の被害を契機に、河川堤防も堤内地への浸水による二次災害を防ぐことを目標とした堤防の耐震化事業が進められている。河川堤防のほとんどは既設構造物であるため、既設堤防に対する耐震判定と耐震補強がその中心である。

基礎地盤の液状化による河川堤防の沈下対策は、河川堤防耐震点検マニュアル[1)]に基づき、液状化対策が必要と判定された区間において、河川堤防の液状化対策工設計・施工マニュアル（案）[2)]により対策工を設計し施工してきた。河川堤防の液状化対策工設計・施工マニュアル（案）では、いわゆるレベル 1 地震動程度の地震外力を想定し、震度法を用いた静的設計法が採用されている。震度法による静的設計法は、地震にる極めて限られて時間にしか作用しない外力を静的な力に置き換えて構造物に作用させ、その外力に対する安定性を照査する設計法であるため、簡便ではあるが短所も併せ持っていることが広く認識されている。それら短所のうち、主なものを列記すると、

- 極めて短い時間にしか作用しない地震力を静的な外力として作用させるために、変形が許容される構造物については安全側の設計となる、
- 地震外力が大きくなると、極めて過大な設計断面を与え、場合によっては設計が成り立たないこともある、
- 安全率が主たる照査項目であり、構造物の変位・変形量を照査する設計法ではない、

である。

近年では多くの土木構造物に対し、発生する確率は低いが、大きな強度を持つ地震動（レベル 2 地震動）を考慮した設計法が導入され、河川堤防に対しても必要に応じてレベル 2 地震動を考慮した設計を行うことが想定される[3)4)]。

本マニュアルは、河川堤防の液状化対策工の設計において、地震動レベルによらず任意の地震動に対応でき、堤防の沈下量を照査する設計法を示すものである。

本マニュアルは、河川堤防の耐震対策工設計施工マニュアル(案)[2)]の設計編を刷新し、代表的な対策工法について、堤防の許容沈下量に基づく設計手法を示すことを目的としたものである。本マニュアルでは前マニュアルと同様に土堤を対象とし、矢板護岸や杭で支持されたコンクリート擁壁護岸などの自立式特殊堤は地震時の変形機構と対策原理が異なることから本マニュアルの適用外とした。

1.2.　基本方針

(1)　検討方針

河川堤防の耐震対策は、耐震点検によって液状化対策が必要な区間（要対策区間）を抽出し、要対策区間の堤防に対して対策工を設計し施工するものとする。

(2)　対策工の位置と工法の選定

液状化対策が必要な区間の既設河川堤防では、対策工の適用位置は堤内側および堤外側の法尻付近とする。対策工は、地震によって堤防の天端が過度の沈下を生じないよう、また周辺の施工環境、地下水環境等にも配慮して、適合する工法ならびに改良仕様を決定するものとする。

【解説】

(1)　本マニュアルでの耐震点検は、河川堤防耐震点検マニュアル[1)]や河川堤防の液状化対策工

設計施工マニュアル（案）[2]の方法等を用いて行う概略点検の結果、十分な安定性を有しないと判定された堤防に対し、地震後の堤防沈下量を直接算定できる方法[6]を用いて沈下量を評価することを基本とした。ただし、概略点検に用いる方法[1)2)]での設計震度は、3 章に規定する水平震度を用いるものとする。

対策工は、河川水の越水による二次災害を防ぐために必要な堤防天端高さを確保するように設計することを基本とする。また、堤内地側の堤防法尻近傍に構造物などが存在し、堤防の沈下による地盤の側方流動により被害を受けることが予想され、これを防止することが適当である場合などは、二次災害の発生するおそれのある区間以外でも耐震性を確保すべき区間として設定するとともに、二次災害防止の観点から決まる堤防の許容沈下量の他に対策工の許容変位量を設定しても良い。

(2)　既設堤防の耐震対策工は、堤体への影響を考慮して堤防法尻付近に施工されることが多い。本マニュアルで取り扱う対策工も法尻付近に施工することを前提としている。

新設の堤防や地震により被災した堤防の復旧などに際しては堤体直下を地盤改良することがあるが、このような堤体直下の液状化対策工については本マニュアルの対象外とする。

対策工の選定にあたっては、対策工の施工時に周辺に及ぼす振動や騒音等の影響や、対策工施工による地下水環境への影響等にも考慮する必要がある。

1.3.　本マニュアルで対象とする対策工法

本マニュアルでは、河川堤防の耐震強化対策事業で用いられている主な耐震対策工法の内、固結工法、締固め工法、鋼材を用いた工法について、許容変位量に基づく設計法を示すものである。

本マニュアルは、この中に示すこれらの対策工法以外の妥当と認められる工法及び設計手法の適用を妨げない。

【解説】

現在行われている河川堤防の耐震対策事業で用いられている代表的な対策工法は、固結工法、締固め工法、ドレーン工法、鋼材を用いた工法である。本マニュアルは、これら工法の内の 3 工法について、許容沈下量に基づく対策工設計法を述べるものである。

本マニュアルは、現時点までに許容沈下量に基づく対策工設計法が構築されその妥当性が検証された工法を取り扱うものである。従って、これに含まれない工法であっても、妥当と認められる工法及び設計手法であれば、本マニュアルはその適用を妨げるものではない。

1.4.　関連する基準類

液状化対策の設計の考え方を示すにあたり、既往の取り組みとの整合を図るため、関連する基準類を参考とする。関連する主な基準等を以下に示す。

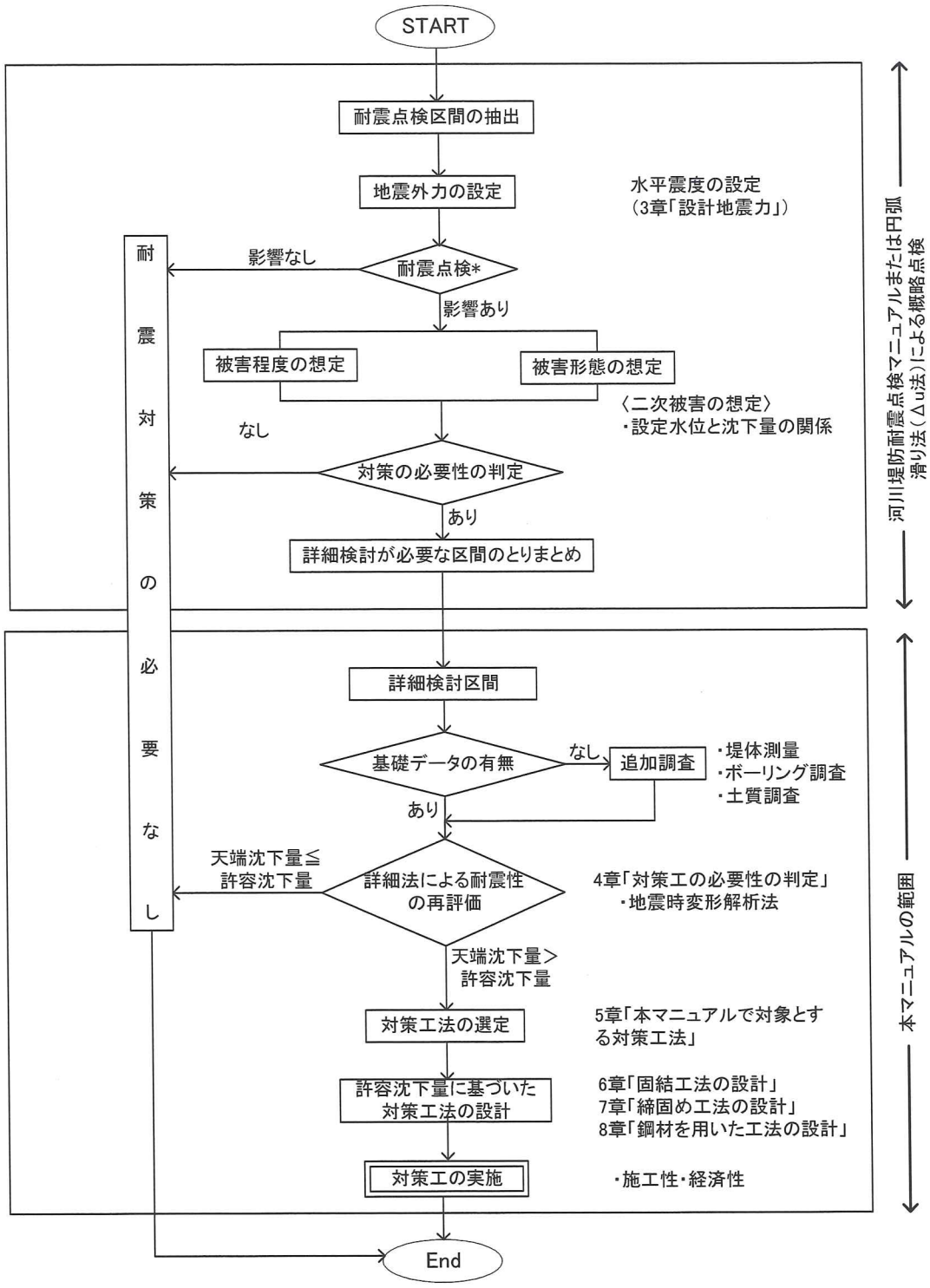
- 建設省河川局監修（1997）：建設省河川砂防技術基準（案）、山海堂
- 建設省河川局治水課(1995)：河川堤防耐震点検マニュアル、平成 7 年 3 月
- 建設省土木研究所(1998)：河川堤防の液状化対策工設計施工マニュアル（案），土木研究所資料 No. 3513
- 建設省土木研究所動土質研究室(1998)：河川堤防の液状化対策工設計施工マニュアル（案）部分改訂版（設計編　鋼材を用いた対策工法）
- 中央防災会議(2002)：防災基本計画
- 国土交通省(2002)：防災業務計画
- リバーフロント整備センター(2000)：高規格堤防盛土設計・施工マニュアル
- 日本道路協会(2002)：道路橋示方書・同解説　V.　耐震設計編
- 日本道路協会(2002)：道路橋示方書・同解説　IV.　下部構造編
- 日本建築学会(2001)：建築基礎構造設計指針

参考文献

1) 建設省河川局治水課(1995)：河川堤防耐震点検マニュアル、平成 7 年 3 月
2) 建設省土木研究所(1998):河川堤防の液状化対策工設計施工マニュアル（案），土木研究所資料 No. 3513
3) 中央防災会議(2002):防災基本計画
4) 国土交通省(2002):防災業務計画
5) 国土交通省(2002):土木建築にかかる設計の基本について
http://www.mlit.go.jp/kisha/kisha02/13/131021.html
6) 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、JICE 資料第 102001 号

2. 液状化対策の手順

本マニュアルを用いた耐震対策の手順は、図-2.1.1 に示すとおりである。



*:耐震点検は過剰間隙水圧のみを考慮した場合の安全率に基づいて行うことを原則とし、そこで用いる液状化判定用震度には本マニュアル3章に規定されるものを用いるものとする。

図-2.1.1　河川堤防の液状化対策の全体フロー

【解説】

（1）耐震点検（本マニュアルの範囲外）

河口部付近のゼロメートル地帯のように、堤内地の地盤高が常時の河川水位や地震に伴って発生する津波遡上水位よりも低い区間では、地震により被災した堤防を河川水が越水して二次災害が発生するるおそれがあるので、堤防の耐震性を確保すべき重要な区間である。また、湖沼や堰上部の区間も湛水位に比べ相対的に堤内地の地盤高が低い場合が多いので、そのような区間についても耐震性が確保されるべき対象区間となる。このように、想定される地震時の河川水位、堤内地の地盤高、および背後地の土地利用等を勘案し、河川堤防の耐震機能を確保すべき区間（要対策区間）を適切に設定する必要がある。

要対策区間を設定するためには堤防の地震時沈下量を算定する必要がある。基礎地盤の液状化による堤防沈下量を算定する手法としては、「河川堤防耐震点検マニュアル」や「河川堤防耐震点検マニュアル」[1)]の方法があるが、これらは簡便である反面かなりの程度に安全側の沈下量を与える可能性があるので概略点検に用いるのがよい。要対策区間を設定するのには概略点検の結果十分な安定性を有しないと判定された堤防に対し堤防沈下量を直接評価できる手法[2)]を用いて行うのがよい。

（2）詳細検討（本マニュアルの範囲）

①基礎データの整理・追加調査の実施

抽出された詳細検討区間において、液状化の可能性の判定並びに被災の判定に必要な基礎データを整理する。なお、基礎データが十分でないと判断される場合には、追加調査を実施する。必要なデータ及び試験法を以下に示す。

＜液状化判定に必要なデータ＞

- 堤体横断面図
- ボーリング柱状図
- 粒度曲線（ふるい分け試験）
- N 値　　（標準貫入試験）
- 単位体積重量（土の密度試験）
- 地下水位

＜解析用入力地震動設定に必要なデータ＞

- PS 検層

堤防縦断方向の調査ピッチについては、対策が必要な区間を適切に抽出するためには短いほどよい。他方、ピッチが短いほど地盤調査及び耐震評価に要する費用は増大する。したかって、調査の費用対効果を勘案して調査ピッチを設定するのがよい。なお、地盤の地質構成の縦断的な変化が少ない所では調査ピッチを長めに、変化が著しいと想定される所では細かく調査するのが望ましい。

③堤防の地震時沈下量と耐震性の評価

要対策区間を設定するにあたり、基礎地盤の液状化による堤防の沈下量は、地震後の堤防沈下量を直接算定できる照査手法[2)]を用いて沈下量を評価することを基本とする。

堤防の耐震性は、河川堤防が河川水の越水による堤内地の浸水を防ぐ性能とする。堤内地の浸水の可能性を判定する基準となる堤防高さは、朔望平均満潮位に 2.0m を加えた高さとする。この高さは、過去の地震時被害後の緊急復旧が２週間程度以内で完了していることを考慮し、この期間に想定される水位として朔望平均満潮位を想定し、これに対して波浪等を勘案して余裕高を考慮したものである。また、河川計画等で津波高が設定されている場合には津波高を考慮するものとする。さらに、堰上流区間については、波浪の影響が比較的少ないことなどを考慮して、基準となる高さを平常時の最高水位に 1.0m を加えた水位とし、湖沼については、平常時の最高水位、波浪の影響等各湖沼の状況を考慮して個別に設定するものとする。堤防の天端高さがこれらの水位を下回る場合には、耐震対策を行うものとする。

④液状化対策工法の選定

液状化対策が必要と判断された場合において被害要因、施工環境、地盤環境などを考慮し、適合する対策工を選定する。

⑤対策工の設計

選定された対策工法について、施工性、経済性を考慮して、改良仕様を決定する。改良仕様は、堤防の天端沈下量が許容沈下量以下となるように、かつ必要に応じて対策工自体の破壊に対する安全性を確保するように設計することを原則とする。

参考文献

1) 建設省河川局治水課(1995)：河川堤防耐震点検マニュアル、平成 7 年 3 月
2) 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、JICE 資料第 102001 号

3. 設計地震力

3.1. 設計地震動の基本

堤防の耐震設計では、堤防の社会的役割や防災上の位置付け、堤防としての機能が地震により失われることの影響等を考慮し、設計地震動を適切に設定するものとする。

【解説】

河川堤防は、地震後の浸水等による二次災害発生の可能性や堤内地の土地利用状況等により確保すべき耐震性能が堤防や区域によって異なる。また、地震動は地域や地盤特性によっても異なることが知られている。したがって河川堤防の設計地震動は、これらを考慮して適切に設定するものとする。

3.2. 設計地震動及び水平震度

本マニュアルで取り扱う耐震対策工設計法では、対策工を支持する土層における加速度時刻歴波形と、地盤表面での水平震度を設定する。加速度時刻歴波形は固結工法及び締固め工法による対策工の設計に用い、地盤表面での水平震度は地盤の液状化判定および鋼材を用いた工法による対策工の設計に用いるものとする。

【解説】

設計水平震度 k_{hg} は、地盤の液状化判定および鋼材を用いた工法による対策工の設計に用いる。固結工法及び締固め工法の設計で用いる解析用入力地震動は、対策工を支持する土層での加速度時刻歴として与える必要がある。通常の場合、設計地震動は地盤表面または工学基盤面で与えられることが多いので、図-解 3.2.1 に示すように対策工支持層の上面での複合波を 3.3 に示す一次元地震応答解析で求め、解析用入力地震動とする。

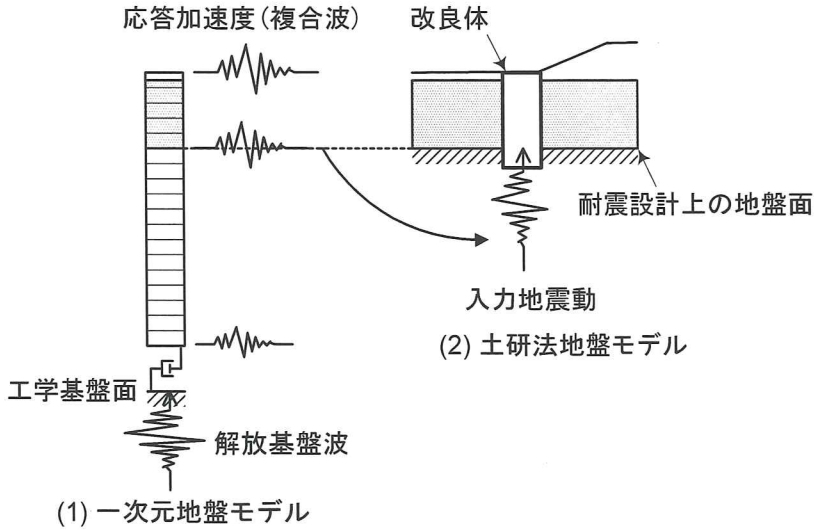


図-解 3.2.1　解析用入力地震動

3.3. 一次元地震応答解析

解析用入力地震動を求めるための一次元地震応答解析の地盤モデルは、対策工を施工する高規格堤防盛土のり尻付近の地層構成を用いて作成するものとする。

【解説】

一次元地震応答解析では、等価線形化手法による重複反射モデルによる計算プログラムを用いる。一次元地震応答解析には以下に示す地盤の材料特性を用いることを基本とする。ただし、動的変形特性については、地盤調査や土質試験により別途求められている場合には、それらを用いても良いものとする。

(1) 湿潤密度ρ_t

原位置から乱さない試料を採取して求める方法 (JIS A 1225, JGS 0191-2000) 、密度検層によりボーリング孔を利用して計測する方法等がある。湿潤密度は、これらの調査・試験結果に基づき設定するものとする。

(2) せん断弾性波速度 V_s

土のせん断弾性波速度は、弾性波速度検層 (JGS 1122-1995) に基づき設定するものとする。せん断弾性波速度を用いて、式（解 3.3.1）により初期せん断弾性係数を求めることができる。

$$G_0 = \rho V_s^2 \qquad \text{(解 3.3.1)}$$

ここに、

G_0 ： 初期せん断弾性係数 (kN/m^2)

ρ ： 湿潤密度 (t/m^3)

V_s ： せん断弾性波速度 (m/s^2)

(3) 動的変形特性

土の動的変形特性は、図-解 3.3.1 に示すようにせん断弾性係数、減衰定数のひずみ依存性を表す関係として与えられる。これらの関係として、沖積粘性土、沖積砂質土については、以下 a) 、b) に示す式[1)]を用いてよい。

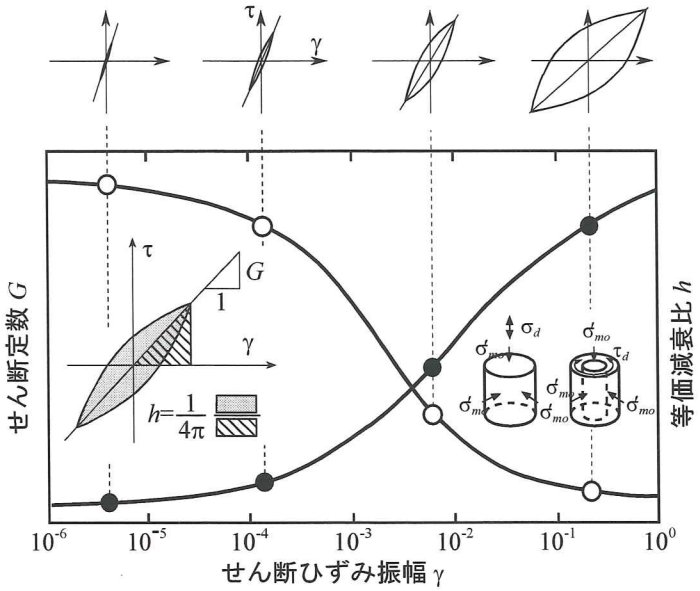


図-解 3.3.1　動的変形試験の模式図[2)]

a)　沖積粘性土[3)]

沖積粘性土の動的変形特性には、式(解3.3.2)、式(解3.3.3)を用いるものとする。

$$\frac{G}{G_o}=\left[A\cdot\sigma_m'^{B}\right]_{\gamma=\gamma_i} \quad (10^{-6}\le\gamma\le5\times10^{-4}) \qquad \text{(解3.3.2)}$$

$$\frac{G}{G_o}=\left[A\cdot\sigma_m'^{B}\right]_{\gamma=5\times10^{-4}}\cdot[K]_{\gamma=\gamma_i} \quad (5\times10^{-4}\le\gamma\le2\times10^{-2}) \qquad \text{(解3.3.3)}$$

ここに、

σ_m' ： 平均有効主応力 (kgf/cm^2)

A, B, K : 動的変形特性を決めるための係数で表-解 3.3.1 に示。

また、これを図示すると図-解 3.3.2 に示すようになる。減衰定数の値は表-解 3.3.1 に示す。

表-解 3.3.1　動的変形特性を決めるための係数 [2)]

γ	A	B	γ	K
2×10^{-6}	0.991	0.00258	5×10^{-4}	1.000
5×10^{-6}	0.965	0.0160	10^{-3}	0.831
10^{-5}	0.938	0.0275	2×10^{-3}	0.655
2×10^{-5}	0.908	0.0443	5×10^{-3}	0.431
5×10^{-5}	0.863	0.0727	10^{-2}	0.282
10^{-4}	0.820	0.101	2×10^{-2}	0.170
2×10^{-4}	0.780	0.129	5×10^{-2}	0.06
5×10^{-4}	0.705	0.185	10^{-1}	0.03

γ	h	γ	h
10^{-6}	0.02	5×10^{-4}	0.073
2×10^{-6}	0.023	10^{-3}	0.092
5×10^{-6}	0.028	2×10^{-3}	0.110
10^{-5}	0.032	5×10^{-3}	0.140
2×10^{-5}	0.036	10^{-2}	0.161
5×10^{-5}	0.044	2×10^{-2}	0.176
10^{-4}	0.051	5×10^{-2}	0.192
2×10^{-4}	0.057	10^{-1}	0.200

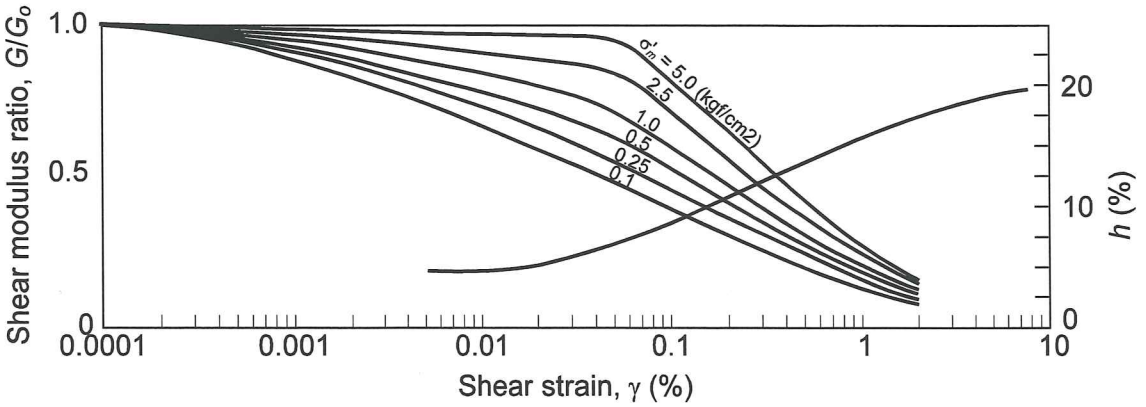


図-解 3.3.2　沖積粘性土の動的変形特性 [2)]

b)　沖積砂質土 [4)]

沖積砂質土の動的変形特性には、式(解 3.3.4)を用いるものとする。

$$\frac{G}{G_{\gamma=10^{-6}}}=\left(\frac{G}{G_{\gamma=10^{-6}}}\right)_{p=1kgf/cm^2}^{m(\gamma)-m(\gamma=10^{-6})},\quad h=h_{\max}\left(1-G/G_o\right) \qquad \text{(解3.3.4)}$$

ここに、

p : 平均有効主応力 (kgf/cm^2)

$h_{\max}$: 最大減衰定数

$m(\gamma)-m(\gamma=10^{-6})$ ： 表 3.3.2 に示す値とする。

これを図示すると図-解 3.3.3 のようになる。

表 3.3.2 沖積砂質土の動的変形特性 [2)]

γ	G/G_η	$m(\gamma)-m(\gamma=10^{-6})$
10^{-6}	1.000	0.000
2×10^{-6}	0.989	0.018
5×10^{-6}	0.978	0.028
10^{-5}	0.959	0.040
2×10^{-5}	0.928	0.058
3×10^{-5}	0.905	0.064
5×10^{-5}	0.867	0.080
10^{-4}	0.789	0.116

γ	G/G_η	$m(\gamma)-m(\gamma=10^{-6})$
2×10-4	0.689	0.156
3×10-4	0.606	0.190
5×10-4	0.500	0.260
10-3	0.356	0.350
2×10-3	0.228	0.422
3×10-3	0.170	0.448
5×10-3	0.108	0.476
10-2	0.058	0.480

G/G_o は、平均有効主応力 1 kgf/cm^2 における値。

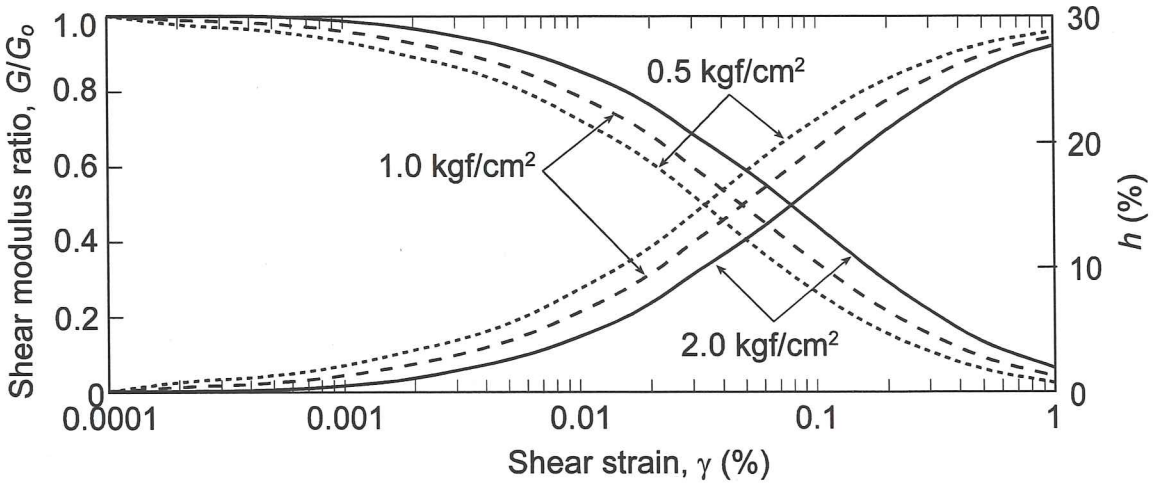


図 3.3.3 沖積砂質土の動的変形特性 [2)]

参考文献

1) 建設省土木研究所 (1982) : 地盤地震時応答特性の数値解析法 – SHAKE : DESRA –,土研資料第 1778 号
2) 吉田望, 末富岩雄 (2003) : DYNEQ A computer program for DYNamic response analysis of level ground by Equivalent linear method, Version 3.23
3) 岩崎敏男, 常田賢一, 吉田清一 (1980) : 沖積粘性土の動的変形特性・強度特性について,第 15 回土質工学研究発表会, pp. 625-628
4) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 高木義和 (1980) : 地盤の動的変形特性に関する実験的研究 (II), 土木研究所報告 153 号の 2 ; 足立, 龍岡, 新体系土木工学 18, 技法堂出版, 1986

4. 対策工の必要性の判定

4.1. 対策工の必要性の判定

耐震性能の照査は、設計地震動の作用を受けた後の堤防の天端高さが平常時の河川水位以上であることを確認することにより行うものとし、耐震性能を満足しない区間については対策工が必要であると判断するものとする。地震後の堤防天端高さの評価方法は 4.2 の規定によるものとする。

平常時の水位は、平水位に波浪等を勘案して 2.0m を加えた水位を考慮するものとする。ただし、感潮区間においては朔望平均満潮位に 2.0m を加えた水位、堰上流区間では平常時の最高水位に 1.0m を加えた平水位、さらに、湖沼については平常時の最高水位、波浪の影響等各湖沼の状況を考慮して個別に設定するものとする。また、地震に伴い津波の発生が予測される箇所では津波高を考慮するものとする。これらの水位と現状（地震前）の堤防天端高さの差を許容沈下量とする。

【解説】

河口部付近のゼロメートル地帯のように、堤内地の地盤高が常時の河川水よりも低い区間では、地震により被災した堤防を河川水が越水して二次災害が発生するおそれがある。このような区間は、堤防の耐震性を確保すべき重要な区間である。また、湖沼や堰上部の区間も湛水位に比べ相対的に堤内地の地盤高が低い場合が多いので、そのような区間についても耐震性が確保されるべき区間となる。したがって、想定される地震時の河川水位、堤内地の地盤高、および背後地の土地利用等を勘案し、河川堤防の耐震機能を確保すべき区間を適切に設定する必要がある。

河川水位と堤内地盤高の関係では、河口部付近については、堤内地の地盤高が朔望平均満潮水位に 1m を加えた高さより低い区間を、湖沼及び堰上流区間については平常時の水位より堤内地地盤高が低い区間を地震によって二次災害の発生するおそれのある区間として選定することが適当であると考えられる。また、河川計画や地域防災計画等で津波高が設定されているような場合には、堤内地の地盤高がこれより低い区間について耐震性を確保すべき区間として設定しても良い。

耐震性を確保すべき区間における堤防の耐震性能は、地震後においても流水が堤防を越流することを防止する性能とし地震による堤防の沈下が生じても所要の天端高さが確保できればよいものとする。

本項は、地震後においても堤防が本来有すべき流水の流下機能を確保するという耐震設計上の供用性について規定したものである。また、土堤はその構造上、一般に地震による被害を受けても速やかに復旧することが容易であるため、耐震設計上の修復性については考慮する必要がない。しかしながら、堤防背後地や堤防に通じる道路の状況等によっては速やかに復旧することが困難である場合もある。速やかな応急復旧が困難な堤防については、想定される復旧期間を勘案し、すなわち修復性も考慮した上で許容沈下量を設定するのがよい。

また、堤内地側の堤防法尻近傍に構造物などが存在し、堤防の沈下による地盤の側方流動により被害を受けることが予想され、これを防止することが適当であると判断される場合などは、二次災害の発生するおそれのある区間以外でも耐震性を確保すべき区間として設定するとともに、二次災害防止の観点から決まる堤防の許容沈下量の他に対策工の許容変位量を設定しても良い。

4.2. 耐震性能の照査法

耐震性能の照査は、堤防の沈下量を算定することができる適切な方法に基づいて行うものとする。4.3 に規定する方法を用い、天端の地震時沈下量が許容沈下量以下となることを照査すれば耐震性能を満足すると見なしてよい。

【解説】

耐震性能の照査は、堤防の基礎地盤に、4.4 の規定により液状化すると判定される地層が存在する場合について行えばよい。これは既往の地震による河川堤防の被災経験から、堤防の基礎地盤が液状化しなければ、地震による沈下は高々数 10cm であり、堤防の余裕高を勘案するとこの程度の沈下量であれば平常時の河川水位によって越水することはないと考えられるためである。

4.3. 地震時変形解析法による耐震性能の照査方法

地震時変形解析法による耐震性能の照査は、過去の地震被害または実験結果を用いた検証を通じて適用性が確認されている適切な手法に基づいて行うものとする。

【解説】

基礎地盤の液状化による堤防の沈下量を直接求めることが出来る解析法のうち、代表的な手法として、参考文献 2)に示す手法がある。地震時変形解析法は、いずれも、解析上の仮定条件を有しており、手法を選定する際には、それぞれ、適用性、算定精度等に限界があることに留意する必要がある。また、地震時変形解析法は、モデル化やパラメータの設定に高度な判断を要するので、十分に経験を積んだ技術者が解析を行い、結果の妥当性を慎重に検討する必要がある。

4.4. 砂質土層の液状化の判定

(1) 液状化の判定を行う必要がある砂質土層

沖積層の砂質土層で以下の 3 つの条件すべてに該当する場合には、地震時に液状化が生じる可能性があるため、(2)によって液状化の判定を行うものとする。

1）地下水位が地盤面から 10m以内にあり、かつ、地盤面から 20m以内の深さに存在する飽和土層
2）細粒分含有率 FC が 35%以下の土層、または、FC が 35%を超えても塑性指数 I_P が 15 以下の土層
3）平均粒径 D_{50} が 10mm 以下で、かつ、10%粒径 D_{10} が 1 mm 以下である土層

(2) 液状化の判定

(1)の規定により液状化の判定を行う必要のある土層に対しては、液状化に対する抵抗率 F_L を式 4.5.1 により算出し、この値が 1.0 以下の土層については液状化するとみなすものとする。

$$F_L = R/L \tag{4.5.1}$$
$$R = c_W R_L \tag{4.5.2}$$
$$L = r_d k_{hg} \sigma_v / \sigma_{v'} \tag{4.5.3}$$
$$r_d = 1.0 - 0.015\,x \tag{4.5.4}$$
$$\sigma_v = \gamma_{t1} h_W + \gamma_{t2} (x - h_W) \tag{4.5.5}$$
$$\sigma_{v'} = \gamma_{t1} h_W + \gamma_{t2}' (x - h_W) \tag{4.5.6}$$

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で、他の基準[3]に準じるものとする
R_L	：繰返し三軸強度比で、(3)の規定により求める。
r_d	：地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数
k_{hg}	：3. に規定する地表面における水平震度
σ_v	：全上載圧(kN/m^2)
$\sigma_{v'}$	：有効上載圧(kN/m^2)
x	：地盤面からの深さ(m)

γ_{t1}　：地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量(kN/m^3)
γ_{t2}　：地下水位面より深い位置での土の単位体積重量(kN/m^3)
γ_{t2}'　：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^3)
h_W　：地下水位の深さ(m)

(3)　繰り返し三軸強度比

繰返し三軸強度比 R_L は式（4.5.8）により算出するものとする。

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{N_a/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7} + 1.6\times10^{-6}\cdot(N_a - 14)^{4.5} & (14 \le N_a) \end{cases} \quad (4.5.8)$$

ここで、

＜砂質土の場合＞

$$N_a = c_1 N_1 + c_2 \quad (4.5.9)$$

$$N_1 = 170\, N / (\sigma_v' + 70) \quad (4.5.10)$$

$$c_1 = \begin{cases} 1 & (0\% \le FC < 10\%) \\ (FC + 40)/50 & (10\% \le FC < 60\%) \\ FC/20 - 1 & (60\% \le FC) \end{cases} \quad (4.5.11)$$

$$c_2 = \begin{cases} 0 & (0\% \le FC < 10\%) \\ (FC - 10)/18 & (10\% \le FC) \end{cases} \quad (4.5.12)$$

＜礫質土の場合＞

$$N_a = \{1 - 0.36 \log_{10}(D_{50}/2)\} N_1 \quad (4.5.13)$$

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 98kN/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 μ m 以下の土粒子の通過質量百分率）
D_{50}　：平均粒径(mm)

(3)　液状化判定を行う位置

液状化の判定は、図-解 4.3.2 に示すように、水平地盤部と堤防天端部において行い、法面の範囲ではそれらの液層化層厚を線形補間することによって横断方向の液状化層分布を求めることを原則とする。

【解説】

堤体直下と水平地盤部では堤体重量により同一の地層でも位置によって液状化に対する抵抗率が異なる。したがって、堤体直下部と水平地盤部で堤体による上載圧が異なることを考慮して液状化層の判定を行うものとする。

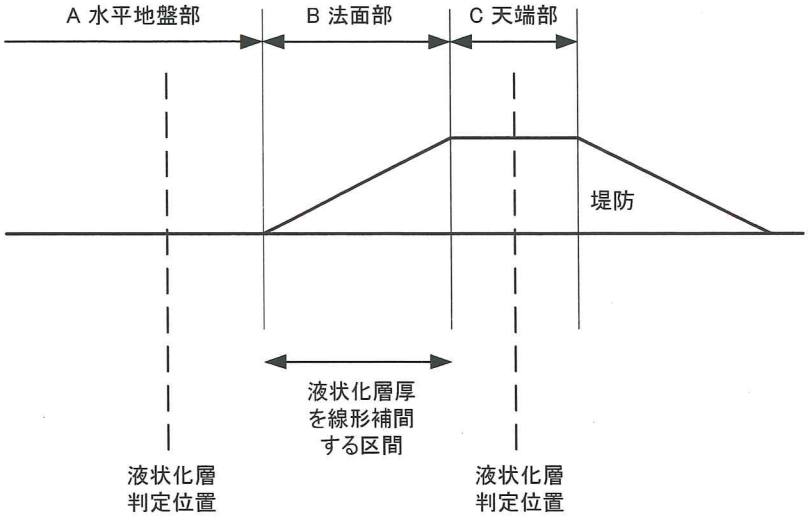


図-解 4.3.2 堤防天端高の沈下量と地震時すべり安全率の関係 [1)]

参考文献
1) 松尾修(1999)：河川堤防における耐震設計、土と基礎、Vol.46、No.6、pp.9-12
2) 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、JICE 資料第 102001 号
3) 日本道路協会(2002)：道路橋示方書・同解説　V.　耐震設計編

5. 本マニュアルで対象とする対策工法

5.1. 対策工法の種類と本マニュアルで対象とする対策工法

本マニュアルで扱う液状化対策の対策原理は、液状化層の土と堤防法尻部の水平変位を抑制することにより天端沈下量を低減するものである。そのための工法として、本マニュアルでは固結工法、締固め工法、および鋼材を用いた工法を対象とする。

【解説】

地震による河川堤防の被害要因としては、堤体に作用する地震慣性力と基礎地盤（堤体を含む場合もある）の液状化が考えられる。過去の地震による河川堤防の大規模な変状は、基礎地盤の液状化によるものがほとんどである。

基礎地盤が液状化した場合の堤防の沈下メカニズムを、図-解 5.1.1 の遠心模型実験結果を用いて説明すると、液状化した砂層が堤体荷重により押しつぶされ、液状化した砂が堤防直下から堤防外側に向かって押し出されるとともに体積収縮する。また、堤体直下地盤は液状化層の土の動きと共に堤体中心から離れる方向に水平移動し、これによって堤体も左右に引き延ばされるように変形する。これらによって堤防天端の沈下が生じるのである。

このような堤防の沈下を防ぐか、あるいは沈下量を低減するためには、①堤防直下の液状化層を改良するなどして液状化の発生を防止する、②液状化層の土の堤体外側へ向かう変位、及び堤体の水平方向の変形を、盛土法尻部分に何らかの対策工をもうけることにより抑制する、の２つがある。この他、高水敷造成や堤防の緩傾斜化などは、有効応力の増大に効果があることから、上記①②以外の対策工として考えることもできる。

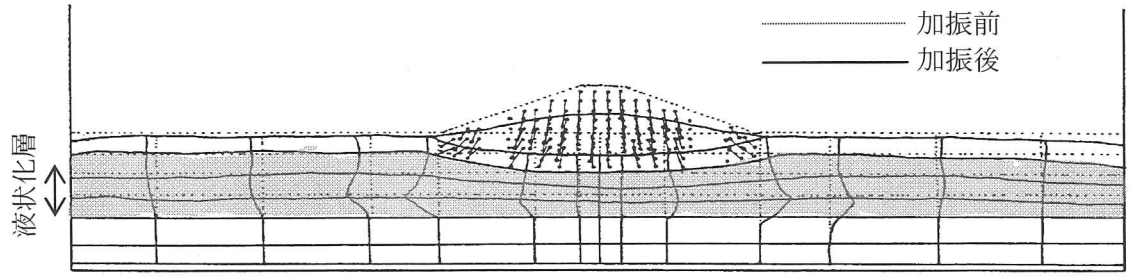


図-解 5.1.1　堤防の動的遠心模型実験における変形状況
（高さ 5m、法面勾配 1:2 の堤防と層厚 6.5m の液状化層を含む基礎地盤からなる模型を、最大加速度約 420gal で加振した後の模型の変形状況）

本マニュアルでは、固結工法あるいは締固め工法による堤防法尻直下地盤の地盤改良、または矢板を法尻部に打設する、鋼材を用いた工法を対象とする。本マニュアルで取り扱う工法について、改良仕様および評価方法を表-解 5.1.1 に示す。

締固め工法は、法尻直下部周辺のある幅の範囲内で液状化層を含む地層を締め固めることによって、その範囲の土が堤防直下地盤の水平変位及び堤防の変形を抑制するものである。本マニュアルでは、地震中に慣性力と周辺地盤から受ける土圧によって生じる締固め範囲のせん断変形量を計算し、それを基に算定した天端沈下量が許容値以下となるように改良幅と改良仕様を設定する。一方、固結工法は法尻直下部周辺のある幅の範囲内で、液状化層を含む地層をブロック状あるいは格子状に改良する。改良域を支持層に着底または根入れし、支持層の抵抗力によって堤防直下地盤の水平変位を及び堤防の変形を抑制する。本マニュアルでは、地震中の改良部分の変位量を計算し、それを基に算定した天端沈下量が許容値以下となるように改良幅と改良深度を設定する。鋼材を用いた工法では、自立式の工矢板または鋼管矢板を法尻部付近に支持層まで打設し、液状化した土と堤体の水平変位を低減する。鋼材を用いた工法も、他の工法と同様に矢板が受ける土圧による矢板の水平変位量から算定した堤防天端沈下量が許容

値以下となるように矢板の仕様を設定する。
なお、表-解 5.1.1 中に示した工法以外の工法でも、妥当と認められかつ地震による対策工の変位・変形量が適切に評価できるものであれば適用しても良い。

表-解 5.1.1　本マニュアルで取り扱う工法の設計上の分類と評価

工法	対策効果の評価
締固め工法 ・　サンドコンパクションパイル工法 ・　振動棒工法 ・　バイブロフローテーション工法 ・　低振動締固め工法 ・　コンパクショングラウチング工法 ・　特殊石灰パイル工法 ・　その他	動的計算により算出する改良域の地震時変形量および天端沈下量で対策効果を評価する。
固結工法 ・　機械攪拌工法 ・　高圧噴射攪拌工法 ・　注入固化工法 ・　その他	動的計算により算出する改良域の地震時変位量および天端沈下量で対策効果を評価する。また、改良体の内部安定性を照査する。
鋼材を用いた工法 ・　自立（鋼管）矢板工法 ・　自立鋼管杭工法 ・　その他	静的計算により算出する鋼材の地震時変位量および天端沈下量で対策効果を評価する。また、鋼材の内部安定性を照査する。

5.2.　対策工法の選定にあたって考慮すべき事項

対策工法の適用性を検討する場合には、以下の事項を考慮するものとする。
①　想定される被害と要因：被害形態、被害程度、被害要因
②　河川堤防の構造：堤体の形状と構造、堤体の土質
③　地盤条件：堤体下の基礎地盤土質、液状化層の層厚、深度、液状化層の土質特性
④　施工条件：施工ヤード、周辺地盤の変状、施工時（仮設時）の堤防の安定、施工限界深度、施工効率（施工工期）
⑤　周辺環境への影響：振動、騒音、地下水の汚濁、地下水流の阻害
⑥　経済性：工事費、仮設費、維持管理費
⑦　その他：治水機能に及ぼす影響、施工実績（効果の確実性）、長期安定性、対策工の破壊に至るまでのねばり

【解説】
施工条件は河川堤防の耐震対策工法を選定するにあたっての支配的な要因の一つとなることが多い。
周辺環境への影響について、施工時の振動、騒音は近隣住家等との関係で配慮すべき事項である。また、固結工法のように化学的地盤改良を行う際には、施工時の地下水汚濁等地下水環境について配慮する必要がある。さらに、地盤の透水層を連続的に締切る工法については地下水流が阻害されることに配慮する必要がある。
堤防の川表側地盤の透水性を高めるような工法、あるいは川裏側地盤に地下水の流れを阻害するような工法を用いると、高水時に地盤浸透を生じやすくしたり、あるいは浸透水位を高めるなどして堤防の治水機能に悪影響を及ぼすことが考えられる。したがって、基本的にはそれに該当する工法は避けるのが望ましい。仮にそのような工法を用いる湯合には、適切な補助的対策を検討する必要がある。

6. 固結工法による対策工の設計

6.1. 一般

固結工法による対策は、堤防法尻直下の液状化層を含む地盤を固結し、堤体直下地盤の液状化した土の水平移動を抑制することにより堤防の沈下量を低減することを目的とするものとする。

【解説】

基礎地盤が液状化すると、巻末資料 A1.に示すように、液状化した土が盛土荷重により水平方向（堤防直下から堤体外側に向かう方向）に押し出される、いわゆる側方流動が生じる。これによる堤防の沈下が、堤防の主な沈下原因の一つであるため、法尻直下を地盤改良することにより、液状化した土の側方流動量を低減することが本マニュアルで取り扱う対策工法の対策原理である。

固化工法は、地盤にセメント系の安定材を供給・攪拌・混合し、あるいはセメントスラリーなどを注入して、攪拌・混合した範囲の地盤を固結する工法である。固結工法は、機械攪拌工法と高圧噴射攪拌工法に大別され、供給する改良材の種類によってそれぞれがさらに分類される。

基礎地盤の液状化による堤防の沈下対策工としての改良体形状にはブロック状と格子状とがある。ブロック状改良と比較して格子状改良は面積改良率が小さいので、改良幅がある程度以上大きくなると経済的となる場合が多い。

6.2. 設計方針

堤防の液状化対策としての固結工法の設計では、設計地震外力に対して堤防天端沈下量が許容沈下量以下となるように、かつ改良体の破壊に対する安定性が確保できるように、改良範囲（改良深さ、改良幅）と改良仕様（改良体形状、改良体強度）を設定するものとする。

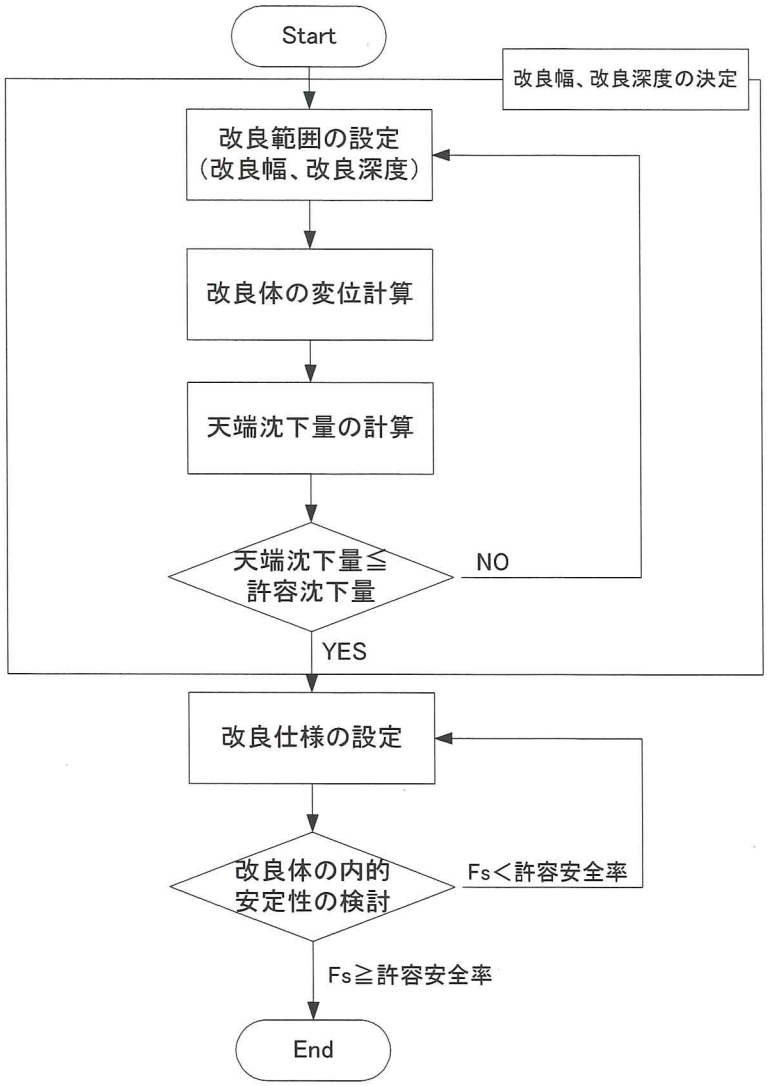
【解説】

固結工法の設計手順を図-解 6.2.1 に示す。

固結工法による堤防の沈下対策メカニズムは、堤防直下の液状化した土の水平移動を防ぐことにより、堤体の沈下量を低減するものである。堤防の耐震対策工の設計では、地震によって沈下や変形が生じないような堤防とするのではなく、浸水による二次災害を生じさせない程度の沈下を許容するので、改良体の変位量も必ずしもゼロとする必要はない。したがって、改良体の改良範囲を変えて天端沈下量を計算し、天端沈下量が許容沈下量以下となるように改良範囲を決定するものとする。ただし、これを満足する改良幅と改良深度の組合せは１組ではないので、図-解 6.2.1 の改良幅・改良深度の決定では、何通りかの改良範囲に対する沈下量計算を行い、より合理的な改良範囲を選定するのが望ましい。

改良仕様（改良体形状、改良体強度）については、改良体が地震中に周囲の土から受ける土圧及び改良域の慣性力の作用に対して十分な安定性を確保するように、すなわち内的安定性を確保するように設定するものとする。格子状改良の場合、格子内には未改良の土が残され、これが地震時に液状化する可能性がある。しかしながら、所要の内的安定性を満足する地盤改良を行えば、格子内の未改良土が液状化するか否かは天端の沈下量に直接影響しないものと考えられる。

格子状の改良を行う場合、何れの改良体形状においても、隣接する１本１本の改良体がある程度重なり合う、いわゆるラップ施工を行う必要がある。特に格子状改良の場合には、改良体が壁としての機能を発揮することが求められるため、ラップ部の強度、一体性を十分に配慮するものとする。



*：改良体の変位計算には、「マクロ構成式を用いた固化改良体の地震時変形解析プログラム」（土木研究所）を用いて良いものとする。
**：対策範囲を数通りに変えて計算を行い、天端沈下量が許容沈下量以下となり、かつ最も経済的な対策となる改良範囲を求める。

図-解 6.2.1　固結工法の設計手順

6.3.　改良範囲の設定

(1) 固結工法の改良深度は、液状化層の最下面までを最小の改良深度とする。
(2) 改良域の幅および改良深度は、堤防天端沈下量が許容沈下量以下となるように設定する。

【解説】

改良域は、改良体側面の土圧と改良体自体の慣性力の作用に対し、支持層からの地盤反力が抵抗力となる。したがって、固結工法では液状化層下面を最小の改良深度とし、液状化層下に位置する非液状化層、すなわち支持層に改良体を支持させるものとする。液状化層が複数存在する場合には、最深部の液状化層下面を最小の改良深度とする。

改良深度を液状化層下面以上とし改良体を支持層に根入れさせることにより、支持層内の改

良体側面には改良体が変位することに抵抗する受働土圧が作用することになる。根入れ深さを増加させることは改良体の変位量及び天端沈下量を低減する上で改良幅を増加させること以上の効果が得られることもあり、工費の削減につながる場合も多い。既往の対策事例では、施工機械等の限界から、ある程度以上堅固な支持層を改良することができず、改良深度を液状化層最下面までとすることが多かった。しかしながら、近年における施工機械や施工技術の進歩により、改良することができる地層の種別や地盤硬さの範囲も大幅に広がっている。このようなことから、ある程度大きな改良体根入れ深さ（およそ 2～3m）についても検討するのが望ましい。

6.4. 堤防天端の地震時沈下量の計算

6.4.1. 天端沈下量の計算

堤防天端の沈下量は、改良体の変位と堤防直下地盤の体積圧縮を考慮し、式（6.4.1）により求めるものとする。

$$S_c = c_1\left(\frac{2A_l}{B_E} + \varepsilon_v H_T\right) + 2d_t\frac{H_E}{B_E} \qquad (6.4.1)$$

ここに、

S_c　：堤防天端沈下量

A_l　：改良体の側方移動面積で、式(6.4.2)によって算出するものとする。

$$A_l = \frac{H_S}{2}\left(d_t + d_b\right) \qquad (6.4.2)$$

ここで、

d_t　：6.4.3 に規定する方法で求めた改良体上面の盛土側端部における水平変位

d_b　：6.4.3 に規定する方法で求めた改良体下面の盛土側端部における水平変位

H_s　：改良体の高さ

B_E　：堤防の両法尻部の対策工間の水平距離

H_E　：堤体高さ

H_T　：天端下位置における液状化層の厚さ

ε_v　：天端下位置における液状化層の体積ひずみ。複数の液状化層が存在する場合には、各層の体積ひずみと液状化層厚の積の和($\sum_{i=1,2,3\cdots}\varepsilon_{vi}H_{Ti}$)をもって式(6.4.1)中の$\varepsilon_v H_T$とする。

c_1，c_2　：堤防の沈下形状に関する補正係数で、表 6.4.1 に示す値とする

表-6.4.1　盛土の沈下形状係数

c_1	1.9
c_2	1.3

【解説】

式（6.4.1）は、堤防の沈下を堤体底面の沈下量と堤体自体の高さの減少量に分けて考え、それらをたし合わせることによって天端沈下量を算定するものである（巻末資料 A1.を参照）。堤

体底面の沈下量については、堤防の両法尻部に施工された対策工と堤防に囲まれた土の体積収支を考え、改良体の側方変位量と土の体積圧縮量から沈下量を求める。また、堤体高さの減少については、堤体の体積圧縮を無視し、堤体が一様にせん断変形することを前提に求めるものである。しかしながら、堤体底面の沈下量は法尻部で小さく、天端直下で大きく、下に凸の曲線となる。また、堤体のせん断変形も一様ではない。これら変形の非一様性を考慮するための係数として c_1 と c_2 を導入した。巻末参考資料 A1.に示す遠心模型実験 [1)]では、これらの係数は、対策工の有無及び種類（固化対策工、締固対策工、鋼材を用いた対策工）、液状化層厚、地表面付近の非液状化層厚、堤体形状、地震動波形によらず、それぞれほぼ一定値となった。そこで、ここでは実験結果をもとにそれぞれの係数の値を表-6.4.1 に示すものとした。

液状化層の体積圧縮ひずみは、相対密度や細粒分含有率など土の諸特性、および液状化の程度を考慮して適切に設定することを原則とするが、それによりがたい場合には図-解 6.4.1 に示す石原ら [2)]の図表を参考に設定して良い。この図において、体積ひずみ ε_v は有効上載圧 98kPa 相当に換算した N 値である N_1 値と、液状化に対する抵抗率 F_L の関数として与えられている。ここで用いる、F_L は、盛土天端直下での、盛土による上載圧を考慮して求めた F_L とする。液状化しない層についても、地震によって発生した過剰間隙水圧が地震後に消散することに伴って体積ひずみが生じ、堤防の沈下が生じることが考えられるが、その量は液状化した土の体積ひずみに比べて小さいことから、ここでは考慮しないものとした。

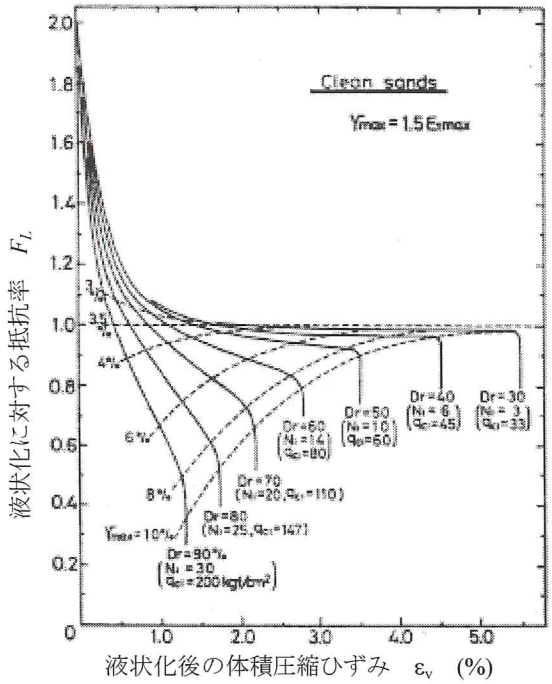


図-解 6.4.1　液状化した土の体積ひずみを求めるグラフ（石原ら [2)] に加筆・修正）

堤防の両法尻部の対策工間の水平距離 B_E は、対策工と堤防法尻部の位置関係によって図-解 6.4.2 に示す場合に分けて規定する。改良体が法尻部よりも堤防内側に入っている場合、改良体内側側面からの距離とし、改良体が法尻外側に位置する場合には法尻からの距離とする。なお、堤防の液状化対策工は堤内側法尻部および堤外側法尻部の両側に施工することを原則とするが、5.に述べたとおり、堤体法面勾配や地盤高さが堤内側と堤外側で大きく異なるなどして、盛土の滑り安定性が堤内側と堤外側で大きく異なる場合には、片側のみに対策工を施工する場合もある。また、堤内側と堤外側の法尻に異なる工法で対策を行うこともある。このような場合には、改良体内側あるいは法尻から堤防天端の中心を通る鉛直線までの水平距離の 2 倍をもって B_E とするものとする。

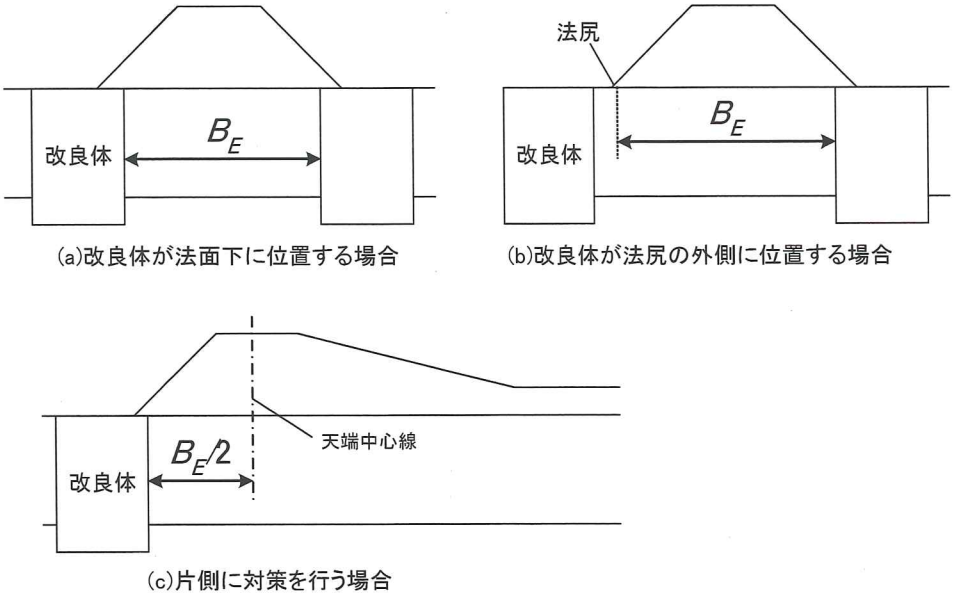


図-解 6.4.2　堤体底面の幅 B_E

6.4.2. 外力の算定

(1)　考慮する外力

改良体の変位計算用の外力としては、図-6.4.1 に示すように、地盤の最も深部に位置する液状化層下面と地盤表面との間の地盤から改良体に作用する土圧と、改良体に作用する地震慣性力及び改良体の自重を考慮するものとする。

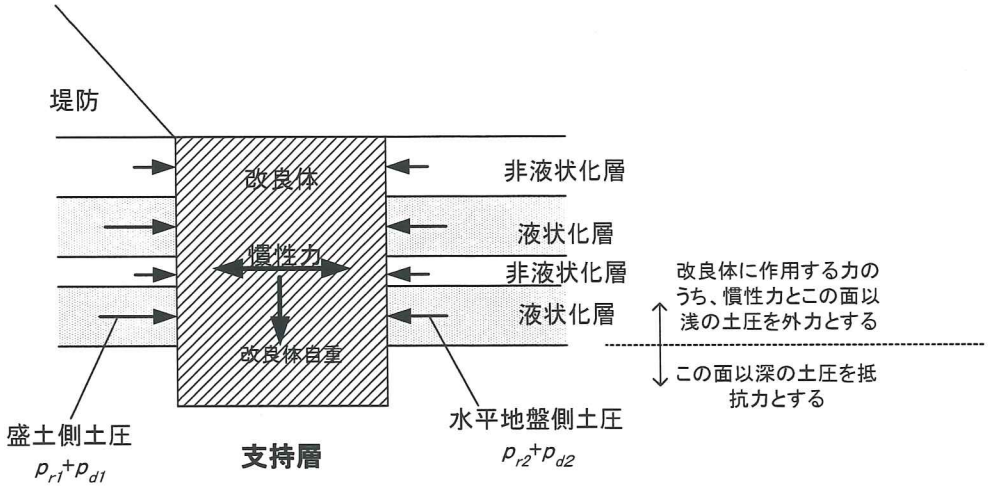


図-6.4.1　改良体に作用する外力と抵抗力

(2)　土圧の算定

土圧は、漸増成分土圧と振動成分土圧を考慮し、式（6.4.3）により求めるものとする。

$$p_{t(z,t)} = p_{r(z)} + p_{d(z,t)} \qquad (6.4.3)$$

$$p_{r(z)} = p_{r1(z)} - p_{r2(z)} \qquad (6.4.4)$$

$$p_{d(z,t)} = p_{d1(z,t)} - p_{d2(z,t)} \qquad (6.4.5)$$

ここに、

$p_{t(z,t)}$ ：時刻 t において、地盤表面から深度 z の改良体側面に作用する土圧で、盛土側側面の土圧から水平地盤側側面の土圧を差し引いた土圧（k Pa）

$p_{r(z)}$ ：漸増成分土圧で、堤体側漸増成分土圧($p_{r1(z)}$)から水平地盤側漸増成分土圧($p_{r2(z)}$)を差し引いたもの (kPa)

$p_{d(z,t)}$ ：振動成分土圧で、堤体側振動成分土圧($p_{d1(z,t)}$)から水平地盤側漸増成分土圧($p_{d2(z,t)}$)を差し引いたもの(kPa)

$p_{r1(z)}$ ：堤体側漸増成分土圧。地盤表面から深度 z において改良体盛土側側面に作用する土圧のうち、改良体の加速度あるいは時刻に依存しない土圧(kPa)

$p_{d1(z,t)}$ ：堤体側振動成分土圧。時刻 t において、地盤表面から深度 z において改良体盛土側側面に作用する土圧のうち、改良体の加速度に比例して増減する土圧(kPa)

$p_{r2(z)}$ ：水平地盤側漸増成分土圧。地盤表面から深度 z において改良体水平地盤側側面に作用する土圧のうち、改良体の加速度あるいは時刻に依存しない土圧(kPa)

$p_{d2(z,t)}$ ：水平地盤側振動成分土圧。時刻 t において、地盤表面から深度 z において改良体水平地盤側側面に作用する土圧のうち、改良体の加速度に比例して増減する土圧(kPa)

(3) 慣性力の算定

改良体の慣性力は、改良体の質量に重心加速度を乗じ、式 (6.4.6) により求めるものとする。

$$F_I = -\frac{W}{g} A_g \qquad (6.4.6)$$

ここに、

F_I ：改良体の慣性力

A_g ：改良体重心の水平加速度(m/s^2)

W ：改良体の重量(kN)

g ：重力加速度(= 9.8m/s^2)

【解説】

(1) 検討用外力

改良体に作用する外力には、改良体の自重、改良体の慣性力、周辺地盤から改良体に作用する土圧がある。土圧のうち、液状化層下面（複数の液状化層が存在する場合には、最も深い液状化層の下面）以浅の地盤から改良体に作用する土圧を外力に、またこれ以深の地盤を支持層とし、支持層から改良体に作用する土圧を抵抗力とした。これは、液状化層の土圧と、液状化層下面以浅の非液状化層の土圧が同位相で改良体に作用し、非液状化層が改良体の変形に対して抵抗側ではなく、荷重側として作用することを考慮したものである[3)]。

外力に分類される土圧は、改良体側面において水平方向に作用するものとした。これは、液状化層と改良体の境界面では水平土圧に比べてせん断力が極めて小さいこと、また液状化層以浅に存在する非液状化層と改良体の境界面でも小さいことが模型実験[3)]により確認されていること、さらに、改良体側面に作用するせん断力は改良体が回転することに対して抵抗する方向に作用することから、これを無視することは安全側となることを考慮したものである。

(2)　土圧の算定

同一深度において改良体側面に作用する土圧は、一般に盛土側側面の土圧が水平地盤側側面の土圧よりも大きい。式（6.4.3）に示す土圧は、盛土側側面の土圧と水平地盤側側面の土圧の差である。また、ここでの土圧は有効応力での土圧ではなく、水圧を考慮した土水圧である。

液状化層最下面以浅の地盤が改良体側面に及ぼす土圧時刻歴の一例を図-解 6.4.3 に示す。この図はある地震動と地盤条件が与えられたときに式(6.4.3)から求められる、深度 z の液状化層における土圧の時刻歴である。実際の地盤では、地震前には $p_{r(z)}$よりも小さな、静止状態での土圧が作用し、地震による過剰間隙水圧の上昇とともに漸増成分土圧が上昇し、地盤が液状化した後に一定の漸増成分土圧 $p_{r(z)}$が作用するものと考えられる。しかしながら、任意の深度における過剰間隙水圧の上昇過程を簡易に予測する実務的な手法が確立されていないため、ここでは安全側の配慮として地震開始と同時に地盤が液状化した状態を想定し、図-解 6.4.3 に示す一定の漸増成分土圧を考慮することとした。

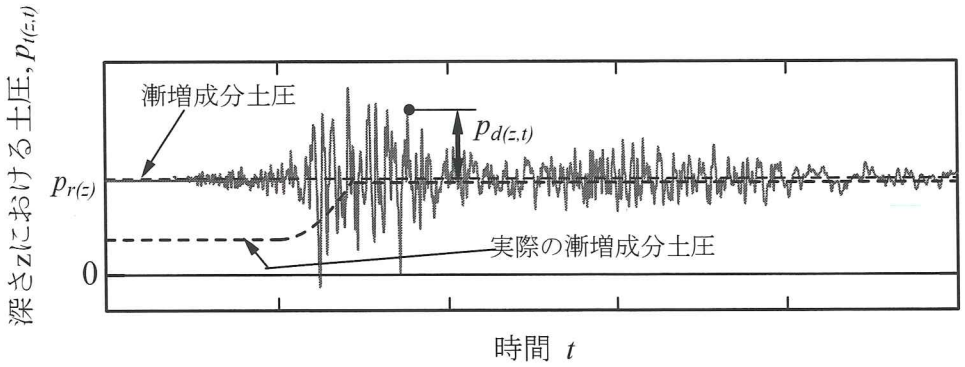


図-解 6.4.3　改良体側面に作用する土圧の例

1)漸増成分土圧

本規定での漸増成分土圧は、堤防直下の液状化した地盤を非圧縮の弾性体とし、改良体に静的に作用する土圧として算定したものである（巻末資料 A2 参照）。改良体盛土側側面が堤体法尻に一致するか、法尻よりも水平地盤側に位置する場合には、式（解 6.4.1）から式（解 6.4.4）および表-解 6.4.1 によって $p_{r(z)}$を算定して良い。なお、表-解 6.4.1 には最深部の液状化層底面の深度が 2m、4m、8m、12m、16m および 20m の場合について $p_{r(z)}$を与える係数を示したが、最深部の液状化層底面の深度がこれら以外の場合かつ 4～16m の範囲にある場合には、係数を直線的に内挿して求め、土圧を算定して良い。また、平均のり面勾配が 4 割以上の緩勾配の場合には、$n=4$ として計算して良い。

改良体盛土側側面が堤体の下に位置する場合および堤体形状が表-解 6.4.1 の範囲外の場合には、巻末資料 A2 に示す方法により漸増成分土圧を算定するものとする。

$$p_{r(z)} = \frac{\gamma}{18}(A \cdot z^2 + B \cdot z + C) \qquad \text{(解 6.4.1)}$$

$$A = a_{11} \cdot H_E + a_{12} \cdot n + b_1 \qquad \text{(解 6.4.2)}$$

$$B = -2A(a_{22} \cdot n + b_2) \qquad \text{(解 6.4.3)}$$

$$C = (a_{31} \cdot H_E + a_{32} \cdot n + b_3) + \frac{B^2}{4A} \qquad \text{(解 6.4.4)}$$

ここで、

H_E　：改良体外側の水平地盤面から堤防天端の高さ(m)

n　：平均のり面勾配。小段を有する堤防の場合、堤防天端法肩と法尻を結

んだ線の勾配とし、例えば2割勾配なら $n=2$。

z ：改良体外側の水平地盤面からの深度(m)

γ ：堤体の単位体積重量(kN/m^3)

表-解 6.6.1　漸増成分算定のための係数

係数	最深部液状化層厚下面の深度					
	m	4m	8m	12m	16m	20m
a_{11}	-0.0921	-0.0921	-0.0887	-0.0839	-0.080	
a_{12}	0.694	0.694	0.187	0.0290	0.014	
B_1	-3.35	-3.35	-0.959	-0.190	0	
a_{22}	-0.167	-0.167	-0.161	-0.154	-0.147	
B_2	1.42	1.42	3.63	5.83	8.04	
a_{31}	2.11	2.11	4.41	6.71	9.01	
a_{32}	-7.14	-7.14	-6.24	-5.34	-4.44	
B_3	34.9	34.9	30.8	26.6	22.4	

適用範囲：

この表に示す係数を適用できるのは、堤防の高さ及び平均のり面勾配が次の範囲にある堤防に限るものとする。

H_D＝ 2m～10m

n＝ 1～4、ただし $n>4$ の場合には $n=4$ としてよい。

2)振動成分土圧

振動成分土圧は、水中の鉛直剛壁に作用する動水圧の近似式である Westergaard 式[4]を拡張し、さらに堤防の影響を考慮した式（解 6.4.5）によって算定するものとする。

$$p_{d(z,t)} = \left(2.0 + 0.005\bar{q}\right)p_{wg} \qquad \text{(解 6.4.5)}$$

ここに、

p_{wg} ：式（解 6.4.6）および式（解 6.4.7）に規定する地表面不飽和層を考慮した振動成分土圧(kN/m^2)

$\bar{q}$ ：平均盛土荷重で、盛土重量を盛土底面幅で除したもの(kN/m^2)

式（解 6.4.5）は、液状化した土を単位体積重量が γ_{sat} の非圧縮性の液体であると見なし、改良体の堤体側及び水平地盤側側面に作用する動水圧を拡張した Westergaard 式によって求めるとともに、Westergaard 式では考慮していない堤体の影響を考慮したものである[3]。式（解 6.4.5）の右辺第2項が堤体の影響を考慮したものであり、遠心模型実験の結果に基づいて決定したものである（巻末資料 A2）。

振動成分土圧は改良体と土との相対運動によって生じるものであり、液状化した土のように極めて剛性の小さな材料の場合、改良体の加速度に比例することが明らかとなっている[3]。そこで、振動成分土圧は設計地震動加速度ではなく、時刻歴応答計算の結果として得られる改良体重心の加速度に比例するものとした。

振動成分土圧は、液状化層厚や液状化層表面の有効上載圧によってその値が変化する。したがって、解-式 6.4.5 の p_{wg} は地表面の非液状化層の影響を適切に評価する必要がある。地表面非液状化層が存在する場合の p_{wg} は、地表面非液状化層と液状化層に分けて、式（解 6.4.6）、式（解 6.4.7）および図-解 6.4.4 にしたがって求めるものとする。

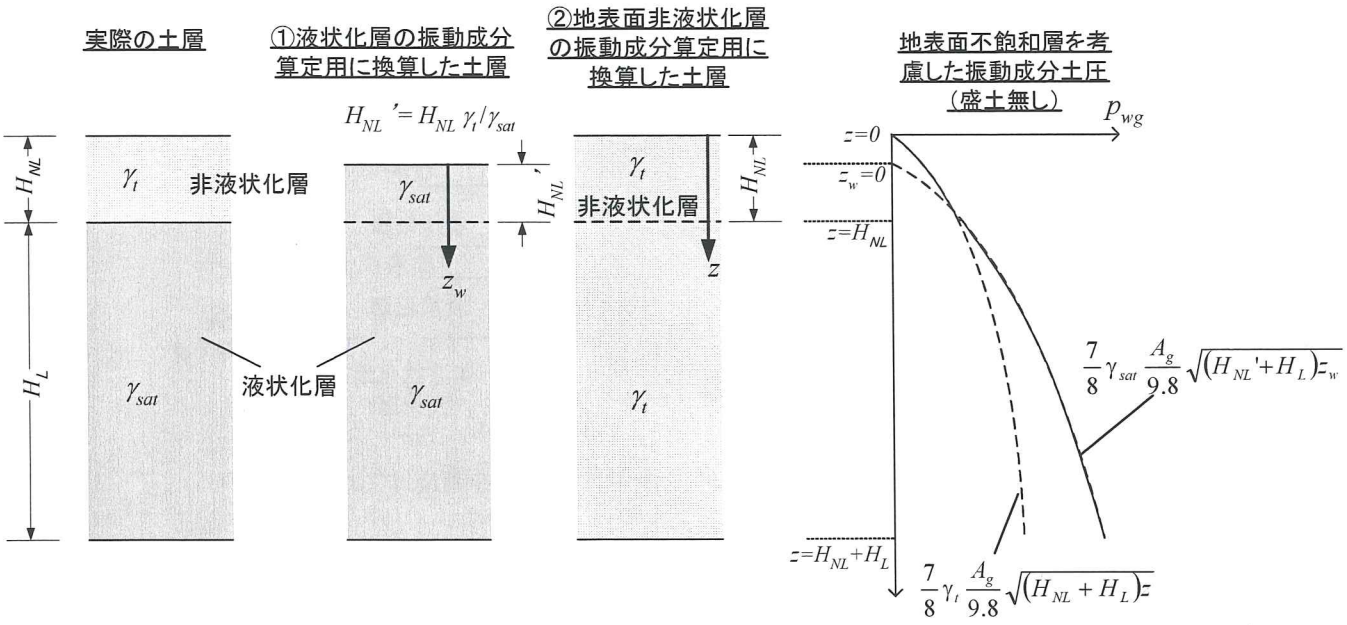


図-解 6.4.4　振動成分土圧算定における地表面不飽和層の取り扱い

$$p_{wg}=\frac{7}{8}\gamma_t\frac{A_g}{9.8}\sqrt{(H_{NL}+H_L)z} \qquad \text{(表面不飽和層)} \qquad \text{(解 6.4.6)}$$

$$p_{wg}=\frac{7}{8}\gamma_{sat}\frac{A_g}{9.8}\sqrt{(H_{NL}'+H_L)z_w} \qquad \text{(液状化層)} \qquad \text{(解 6.4.7)}$$

ここに、

A_g	：改良体重心位置での水平加速度(m/s^2)
γ_{sat}	：液状化層の土の飽和単位体積重量(kN/m^3)
γ_t	：表面非液状化層の単位体積重量(kN/m^3)
H_{NL}	：表面非液状化層の層厚(m)
H_{NL}'	：換算した表面非液状化層の層厚(m)
H_L	：液状化層の層厚(m)。複数の液状化層が存在する場合には、最浅部の液状化層上面から最深部の液状化層下面までの層厚とする。
z	：地表面からの深さ(m)
z_w	：換算した地表面からの深さ(m)

3)土圧を考慮する土層

改良体に作用する土圧を考慮する土層を図-解 6.4.5 に示す。漸増成分土圧を考慮する土層は液状化層とする。また、最深部の液状化層以浅の全ての土層において、振動成分土圧を考慮するものとする。

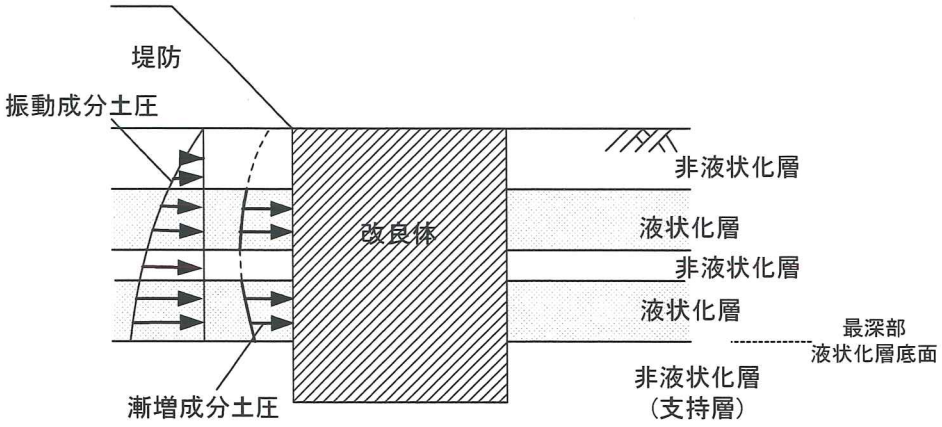


図-解 6.4.5　改良体に作用する土圧を考慮する土層

6.4.3.　支持層の抵抗力と改良体地震時変位量の計算

(1)　地盤の最も深部に位置する液状化層下面以深の土層を支持層とし、支持層の土が改良体に作用する土圧合力を抵抗力とする。抵抗力としては、水平地盤側の支持層から改良体側面に作用する受働土圧と、盛土側の支持層から作用する主働土圧、および改良体底面に作用する地盤反力を考慮するものとする。

(2)　地盤反力は、外力、支持層の支持力・変形特性及び改良体の変位速度を考慮し、時刻によって変化する量としてマクロ構成則を用いて定めるものとする。

(3)　改良体に作用する抵抗力、および 6.4.2 に規定する外力を考慮し、改良体の水平方向、鉛直方向及び回転方向の運動方程式（式（6.4.7）～式（6.4.9））を解くことによって、改良体の水平変位量、鉛直変位量、回転変位量を算出するものとする。

$$-V + m \cdot g = m \cdot \ddot{y} \qquad \text{（鉛直方向）} \qquad (6.4.7)$$

$$P_t - P_{PH} + P_{AH} - H - m \cdot \ddot{X} = m \cdot \ddot{x} \qquad \text{（水平方向）} \qquad (6.4.8)$$

$$P_t \cdot y_p + \left(P_{PH} - P_{AH}\right) \cdot y_{ap} - M - m \cdot g \cdot x_G = m\left(\ddot{x} \cdot y_G\right) + \left(I_G + m \cdot {y_G}^2\right)\ddot{\theta} \qquad \text{（回転方向）} \qquad (6.4.9)$$

ここに、

m　：改良体の質量(kg)。改良体が盛土法面下に位置する場合には、図-6.4.2 に示すように、改良体直上の盛土を改良体の一部として取り扱い、改良体質量を計算する。

x_G　：改良体底面中央から改良体重心までの水平距離(m)

g　：重力加速度(m/s^2)

x　：改良体の水平変位(m)

y　：改良体の鉛直変位(m)

θ　：改良体の回転角(rad)

V　：改良体底面に作用する地盤反力の鉛直成分(kN)

H　：改良体底面に作用する地盤反力の水平成分(kN)

M　：改良体底面に作用する地盤反力のモーメント成分で、改良体底面中心回りのモーメント(kN･m)

I_G　：改良体重心回りの回転慣性モーメント(kg･m^2)。改良体が盛土法面下に位置する場合には、図-6.4.2 に示すように、改良体直上の盛土を改良体の一部として取り扱い、回転慣性モーメントを計算する。

P_t　　：式(6.4.3)の土圧を、土圧を考慮する土層について積分した土圧合力(kN)
y_G　　：改良体重心位置の改良体底面からの高さ(m)
P_{AH}　：主働土圧合力(kN)
P_{PH}　：受働土圧合力(kN)
y_{ap}　：主働土圧合力及び受働土圧合力作用位置の改良体底面からの高さ(m)

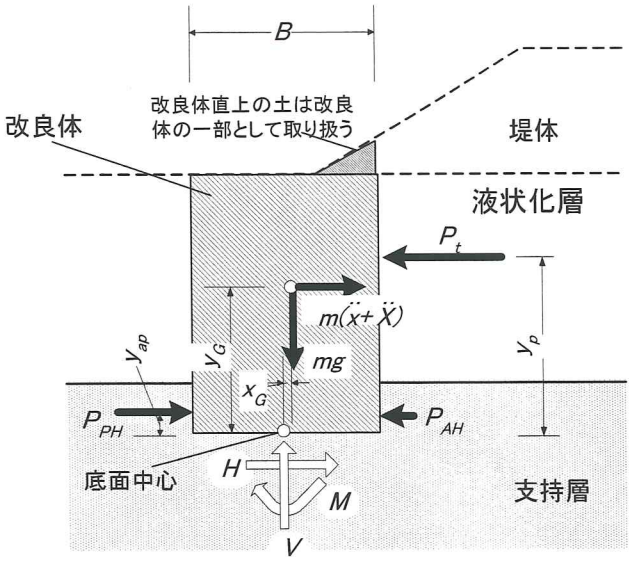


図-6.4.2　改良体に作用する力（支持層が砂層の場合には、図に示す力に加え改良体底面にサクション力を考慮するものとする）

【解説】

(1)　主働及び受働土圧合力

改良体は、液状化層からの土圧及び慣性力の作用によって、水平地盤側へと変位する。このとき支持層において、水平地盤側の改良体側面は、支持層から受動抵抗力を受け、盛土側側面は主働土圧を受けるので、これら支持層からの主働土圧及び受働土圧を考慮するものとした。支持層内で改良体側面に作用する主働土圧及び受働土圧は、式（解 6.4.8）および式（解 6.4.9）によって求めるものとする。ただし、これら土圧の合力はいかなる時刻においても漸増成分土圧合力を上回ることはないものとし、これが外力を上回った場合には漸増成分土圧合力と等しいものとする。したがって、支持層内での土圧合力が漸増成分土圧合力よりも小さい場合には、改良体の根入れ深さを増すことにより改良体の変位量および盛土沈下量が減少するが、これらの改良体の根入れ深さを土圧合力が一致する深さ以上にしても、堤防沈下量を減少する効果はほとんど無い。

支持層内で改良体側面に作用する土圧は、漸増成分土圧のみならず振動成分土圧や改良体慣性力にも抵抗することが考えられる。しかしながらここでは、巻末資料に示す一連の遠心模型実験を対象とした本計算法によるシミュレーション計算において、実験結果の改良体変位量を適切に再現できる土圧として、上述のような土圧合力の上限値を暫定的に決めた。

$$P_{AH}=\frac{1}{2}\gamma_b' D^2 K_{EA}-2cD\sqrt{K_{EA}} \qquad \text{(解 6.4.8)}$$

$$P_{PH}=\frac{1}{2}\gamma_b' D^2 K_{PA}+2cD\sqrt{K_{EP}} \qquad \text{(解 6.4.9)}$$

$$K_{EA}=\frac{\cos^2\phi}{\cos\delta\left(1+\sqrt{\frac{\sin(\phi+\delta)\sin\phi}{\cos\delta}}\right)^2} \qquad \text{(解 6.4.10)}$$

$$K_{EP}=\frac{\cos^2\phi}{\cos\delta\left(1-\sqrt{\frac{\sin(\phi-\delta)\sin\phi}{\cos\delta}}\right)^2} \qquad \text{(解 6.4.11)}$$

ここに、

γ_b'　：支持層の水中単位体積重量　(kN/m^3)
D　：改良体の支持層への根入れ深さ　(m)
c　：支持層の土の粘着力　(kN/m^2)
ϕ　：支持層の土の内部摩擦角　(°)
δ　：改良体側面での土の壁面摩擦角（°）で、主働土圧の算定では$\delta=\phi/6$、受働土圧の算定では$\delta=-\phi/6$ とする。

支持層における受働土圧の算定にあたっては、支持層の強度定数（c、φ）は地震による低減等の影響を受けないものとするが、支持層が砂質土層の場合には、支持層上面における有効上載圧をゼロとし、支持層上面での上載圧を考慮しないものとする。これは、液状化層の過剰間隙水圧が支持層内に伝播することを配慮したものである[1)]。

支持層が砂層の場合には、改良体底面にサクション力を考慮するものとする。基礎の支持力問題では、粘土地盤の場合には非排水状態を、砂地盤の場合には排水状態を仮定するのが通常の考え方である。しかしながら、改良体の支持層が砂層の場合には、飽和した砂が地震中の短い時間に力を受けることになるので、通常とは異なり非排水状態を想定しなければならない。支持層が砂層の場合には、改良体が回転変位することに対し、底面が上向きに変位することに対しては負の過剰間隙水圧（サクション）が発生して変位に抵抗する。次項に述べる砂のマクロ構成則では通常の排水状態の構成則であるため、改良体底面に作用するサクション力は別途考慮する必要がある。そこで、改良体底面の盛土側半幅に、最大で静水圧に 98kPa を加えたサクションが鉛直下向きに作用するものとした。このサクションは、改良体底面中心周りのモーメントを考え、土圧漸増成分、土圧振動成分、改良体慣性力、および支持層での受働・主働土圧合力によるモーメントの和を上回らない範囲で、最大で静水圧に 98kPa を加えた大きさを考慮するものとする。

なお、支持層が粘土の場合には、マクロ構成則が非排水状態を前提としたものであるため、改良体底面のサクション力は考慮しないものとする。

(2)　マクロ構成則

改良体底面に作用する地盤反力は、改良体を支持層上の剛なブロックと仮定し、支持層の支持力特性と変形特性および改良体の変位速度を考慮したマクロ構成則によって定める。マクロ構成則では改良体を剛体、支持層を剛塑性体と仮定し、鉛直・水平・モーメント(V、H、M)の組合せ荷重を受ける地盤の支持力破壊局面 F と地盤が破壊状態に達したときに改良体の変位増分方向を規定する変位ポテンシャル局面 Q を考える。これらは、地盤－改良体系をマクロな要素と捉えた場合、材料要素の塑性状態での挙動を記述するための破壊局面と塑性ポテンシャル面に相当するものであり、基礎的な塑性論の枠組みを拡張したものである。

マクロ構成則における支持力破壊局面及び変位ポテンシャル局面は、式（解 6.4.12）から式（解 6.4.17）に示すものとする。また、これらの局面形状を図-解 6.4.6 および図-解 6.4.7 に示す。

・支持層が砂質土の場合の支持力破壊局面

$$F=\left(\frac{H}{\mu V_{\max}}\right)^2+\left(\frac{M}{\varphi B V_{\max}}\right)^2-\frac{2CHM}{\mu\varphi B}-\left(1-\frac{V}{V_{\max}}\right)^2\left(\frac{V}{V_{\max}}\right)^2=0 \qquad \text{(解 6.4.12)}$$

$$C=\tan 2\rho\frac{(\mu-\varphi)(\mu+\varphi)}{2\mu\varphi}$$

・支持層が粘性土の場合の支持力破壊局面

$$for\ \ V\geq V_{\max}/2$$

$$F=\left(\frac{H}{H_{\max}}\right)^2+\left(\frac{M}{M_{\max}}\right)^2-4\left(1-\left(\frac{V}{V_{\max}}\right)^2\right)^2=0 \qquad \text{(解 6.4.13)}$$

$$for\ \ V<V_{\max}/2$$

$$F=\left(\frac{H}{H_{\max}}\right)^2+\left(\frac{M}{M_{\max}}\right)^2-1=0 \qquad \text{(解 6.4.14)}$$

・支持層が砂土の場合の変位ポテンシャル局面

$$Q=\sqrt{\left(\frac{H}{\mu V_{\max}}\right)^2+\left(\frac{M}{\varphi B V_{\max}}\right)^2}+0.44\left(\frac{V}{V_{\max}}\right)^2-0.44=0 \qquad \text{(解 6.4.15)}$$

・支持層が粘性土の場合の変位ポテンシャル局面

$$for\ \ V\geq V_{\max}/2$$

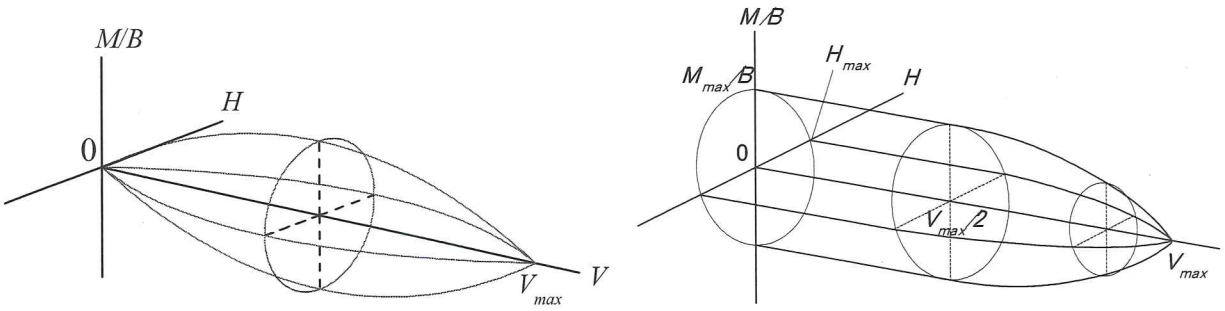
$$Q=\left(\frac{H}{H_{\max}}\right)^2+\left(\frac{M}{M_{\max}}\right)^2-4\left(1-\left(\frac{V}{V_{\max}}\right)^2\right)^2=0 \qquad \text{(解 6.4.16)}$$

$$for\ \ V<V_{\max}/2$$

$$Q=\left(\frac{H}{H_{\max}}\right)^2+\left(\frac{M}{M_{\max}}\right)^2-1=0 \qquad \text{(解 6.4.17)}$$

ここで、

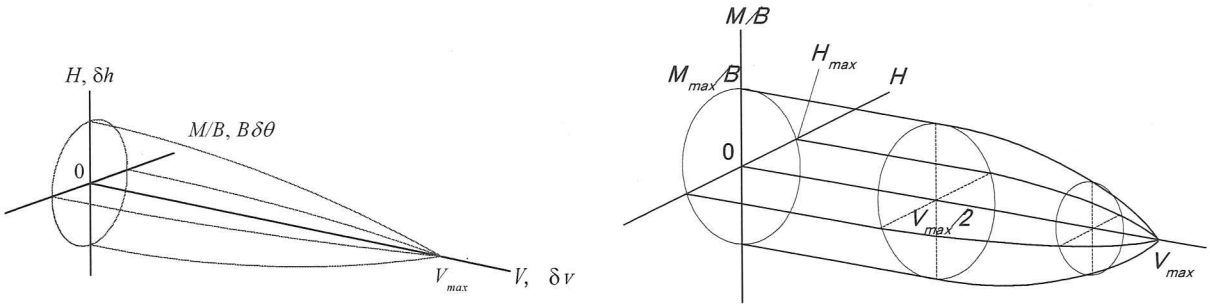
F	：支持力破壊局面
Q	：変位ポテンシャル局面
V_{max}	：水平荷重およびモーメント荷重が無い場合(H=M=0)の最大鉛直耐力
H_{max}	：鉛直荷重およびモーメント荷重が無い場合(V=M=0)の最大水平耐力
M_{max}	：水平荷重および鉛直荷重が無い場合(H=V=0)の最大モーメント耐力
ρ	：砂質土の支持力局面形状を表す係数で、0.38（= 22°）としてよい。
μ	：砂質土及び粘性土の支持力局面形状および変位ポテンシャル局面形状を表す係数で、0.52 としてよい。
φ	：砂質土及び粘性土の支持力局面形状および変位ポテンシャル局面形状を表す係数で、0.46 としてよい。



(a)支持層が砂質土の場合　　(b)支持層が粘性土の場合

図-解 6.4.6　マクロ構成則における支持力破壊局面

式（解 6.4.7）および式（解 6.4.15）中に含まれる係数ρ、μ、φ、の値は組合せ荷重を受ける地盤の支持力・変形特性に関して現時点で得られている知見 [6)7)]に基づき暫定的に定めたものである。支持力破壊局面形状、変位ポテンシャル局面形状については、今後の調査研究により改善してゆくことが望まれる。



(a)支持層が砂質土の場合　　(b)支持層が粘性土の場合

図-解 6.4.7　マクロ構成則における変位ポテンシャル局面

(3)　改良体変位量の計算

本マニュアルでは、式（6.4.7）から式（6.4.9）の運動方程式を十分に細かい時間ステップ毎に解く、いわゆる動的解析により改良体の変位時刻歴を計算する。この方法では、改良体の 3 つの変位成分である水平、鉛直及び回転変位を同時に求めるものであり、これら 3 つの運動方程式はマクロ構成則の地盤反力を介して連成している。すなわち、この方法では、ニューマークのスライディングブロック法のように、抵抗力の最大値を一定とするのではなく、改良体の変位方向（鉛直変位速度、水平変位速度、回転変位速度の比）によって地盤反力 V、H、M の値が変化し、この地盤反力を介して 3 つの運動方程式が相互に関連している。改良体変位量計算法の詳細については、巻末資料 A3.を参照されたい。

6.5.　改良体形状と強度の設定

(1) 改良体形状としては、ブロック状または格子状の改良体形状を選択し、格子状においては内的安定性を満足できる範囲で格子間隔を設定する。

(2) 改良体の強度は、改良体自体の安定を損なわないように設定する。

【解説】

(1)　格子状改良を選択する場合には、各工法におけるブロック部の施工性、信頼性に留意する。

固結工法の設計法の改良体変位量の計算では、改良体底面の支持力特性が大きく変わらない程度に全体的に剛なものであることを前提としたものである。従って、格子状改良の場合は、支持層へ十分に根入れをするか、あるいは格子内の未改良部の土が液状化することを防ぐ必要がある。

支持層への根入れ深さが十分な場合としては、格子間隔と同程度以上の場合とする。この場合、未改良部の土の液状化を抑制する必要はなく、6.6 で規定する内的安定を満足できる範囲で格子間隔を設定してよい。また、支持層への根入れ深さが十分ではない場合には、格子内未改良部の土の液状化を抑制できる格子間隔として、液状化層厚の 0.5～0.8 倍程度とする。なお、支持層への根入れ深さが十分であると見なせる根入れ深さや未改良部の土の液状化を抑制できる格子間隔については、現在までの知見を基に暫定的に決めたものであり、これらに関して適切な検討を行った場合はそれによって決定することができる。

(2) 機械攪拌工法および高圧噴射攪拌工法のうちの単管式または注入工法においては、室内配合試験結果がある場合には、その結果を用いて許容応力度を決定する。ただし、比較設計などにおいては室内配合試験結果がないことが多いため、その場合には表-解 6.5.1 を参照して強度を設定してもよい。
また、上記以外の工法については最低保証強度以上を用いることとする。

表-解 6.5.1 改良体の一般的な設計強度（許容応力度）

工　法		設計強度 (kN/m^2)	備　考
機械攪拌工法	スラリー式	200～1000	
	粉体式	100～1000	
高圧噴射攪拌工法	単管式	300～3000	砂質土
	二重管式	3000	砂質土
	三重管式	2000～3000	砂質土
注　入　工　法		100～500	

室内配合試験については一軸圧縮試験を基本とし、施工に当たっては必ず実施するものとする。なお、高圧噴射攪拌工法のうち二重管式および三重管式の場合は、この限りでない。
設計に用いる一軸圧縮強さ q_{ua} は、現場改良土強度 q_{uf} と室内配合強度 q_{ul} 間の相違に加え、郷土のばらつきやラップの影響を考慮して安全率（通常 3 倍）を設定して決定する。一般的には機械攪拌工法では q_{ua} は 200～1,000kN/m^2、高圧噴射攪拌では工法により異なるが 300～3,000kN/m^2、また注入工法では 100～500kN/m^2 の範囲の値と考えてよい。なお、十分なバックデータの蓄積がある場合には、上記以外の安全率を採用してよい。設計に用いるせん断強さは、一軸圧縮強さ q_{ua} から次式によって求めるものとする。

$$\tau_a = \frac{1}{2} q_{ua} \qquad \text{(解 6.5.1)}$$

ここで、

τ_a　：設計せん断強度
q_{ua}　：一軸圧縮強さ

6.6. 改良体内部安定の検討

地震時において、改良体の内的安定が損なわれないよう所定の許容応力度を確保するものとする。

【解説】
1) 改良体の内的安定の照査項目は、端趾圧、改良体全体の水平せん断、改良体格子壁の抜き

出しせん断（格子状改良のみ）、鉛直せん断であり、それぞれの照査項目に対すして許容応力度を満足するものとする。

2） 許容応力度は、6.5 で設定した改良体の強度とする。

6.6.1. 端趾圧

改良体の端趾圧は、改良体の地盤反力の最大値となる。端趾圧が設計に用いる一軸圧縮強さ q_{ua} よりも大きくならないことを確認するものとする。

【解説】

端趾圧は、図-解 6.6.1 に示すように改良体底面の鉛直地盤反力が直線分布であるものと仮定し、6.4.3 の動的解析において計算された地盤反力モーメントの最大値 M_m を用いて、式（解 6.6.1）によって求めるものとする。

$$q_{vt} = q_{ave} + \Delta q_v \qquad \text{(解 6.6.1)}$$

$$\Delta q_v = 6M_m/B^2 \qquad \text{(解 6.6.2)}$$

$$q_{ave} = \gamma H_s \qquad \text{(解 6.6.3)}$$

ここに、

q_{vt} ：改良体の端趾圧（kN/m^2）

q_{ave} ：改良体自重による接地圧（kN/m^2）

Δq_v ：モーメントによる接地圧（kN/m^2）

γ ：改良域の単位体積重量（kN/m^3）

M_m ：6.4.3 の動的解析において計算される地盤反力モーメントの最大値（kN・m）

H_s ：改良深度（m）

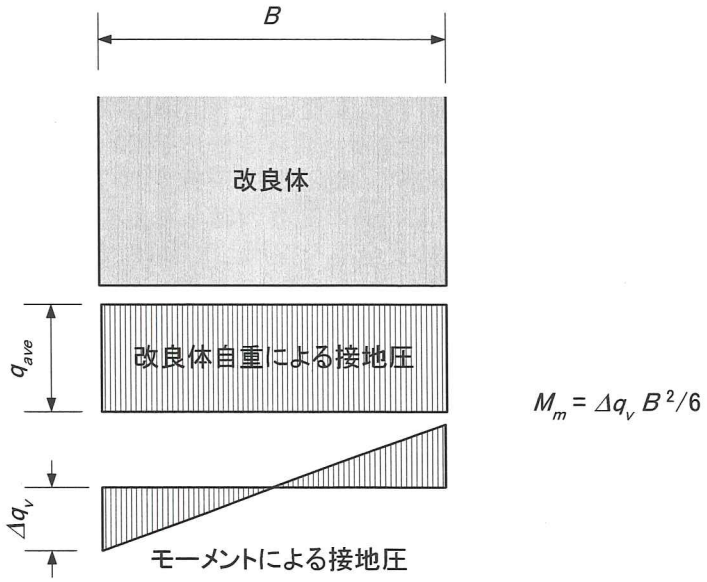


図-解 6.6.1　改良体底面の鉛直地盤反力分布と端趾圧

6.6.2. 改良体全体の水平せん断および格子壁抜出しせん断

設計に用いる改良体のせん断強さは、改良体に生じる全体の水平せん断応力 τ_1、格子状改良壁に生じる抜出しせん断力 τ_2、および鉛直せん断応力 τ_v に対して式（6.6.1）から式（6.6.3）を

満足するものとする。

$$\tau_a \geqq \tau_1 \qquad (6.6.1)$$
$$\tau_a \geqq \tau_2 \qquad (6.6.2)$$
$$\tau_a \geqq \tau_v \qquad (6.6.3)$$

ここに、

τ_1 ：改良体に生じる全体の水平せん断応応力（kN/m^2）
τ_2 ：格子状改良壁に生じる抜出しせん断応力（kN/m^2）
τ_v ：格子状改良壁に生じる鉛直せん断応力（kN/m^2）

【解説】

1）ブロック状改良の場合は、格子壁抜出しせん断による照査は行わなくてよい。

2）改良体全体の水平せん断

改良全体の水平せん断の照査では、図-解 6.6.2 に示すように破壊モードを想定し、改良体に働くせん断応力を求め、これが設計に用いるせん断強さ τ_a を越えないことを確認するものとする。なお、検討にあたっては、格子内部の未改良土のせん断抵抗は、安全側の配慮として考慮しないものとする。

改良体全体の水平せん断に対する安定性が最も低くなる深度は、一般に最深部の液状化層下面であるため、水平せん断に対する安定性はこの深度にて照査すればよい。最深部の液状化層下面の深度における水平せん断応力は、改良体側面に支持層から作用する土圧と改良体底面に作用する水平地盤反力の和であり、式（解 6.6.4）で与えられる。

$$\tau_1 = (P_{PH} - P_{AH} + H_m)/(B \cdot a_p) \qquad (解\ 6.6.4)$$

ここに、

τ_1 ：最深部液状化層底面深度における改良体の平均水平せん断応力（kN/m^2）
P_{AH} ：式（解 6.4.6）で規定される、支持層から改良体盛土側側面に作用する主働土圧合力（kN）
P_{PH} ：式（解 6.4.7）で規定される、支持層から改良体水平地盤側側面に作用する受働土圧合力（kN）
H_m ：6.4.3 の動的解析において計算される水平地盤反力の最大値（kN）
a_p ：改良率

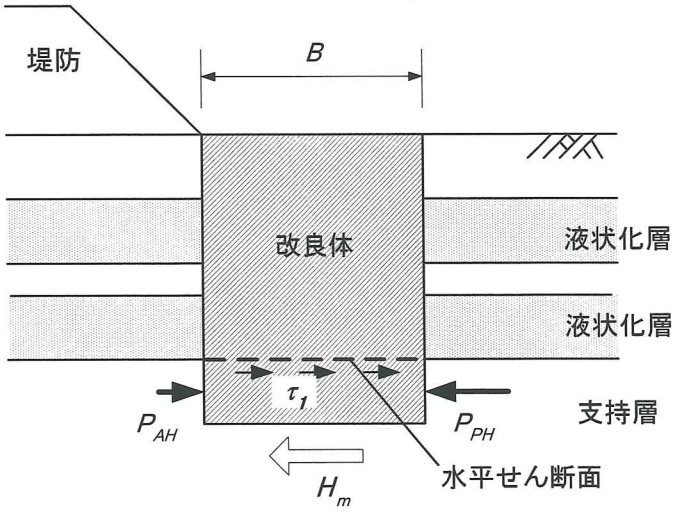


図-解 6.6.2　改良体全体の水平せん断破壊モード

3）格子状改良体の抜出し破壊

図-解 6.6.3 に示すように、盛土側の格子改良壁は盛土から大きな側圧合力を受ける。一方、格子内部の未改良地盤には格子壁の剛性が高いため、受働土圧が発生するほどの変位は生じない。そのため、格子内壁に作用する土圧は静止土圧を考慮するものとする。この状態で、盛土側と格子内部との土圧差によって改良壁に生じるせん断力τ_2が、設計に用いるせん断強さτ_aを越えないことを確認するものとする。

式（解 6.6.5）及び式（解 6.6.6）の中で、改良体の慣性力および振動成分土圧の算定に、改良体の応答加速度ではなく入力最大加速度を用いてもよいこととした。これは、入力最大加速度の方が改良体の応答加速度よりも大きくなるが、応答加速度を算定するための計算の煩雑さを避けることに配慮したものである。

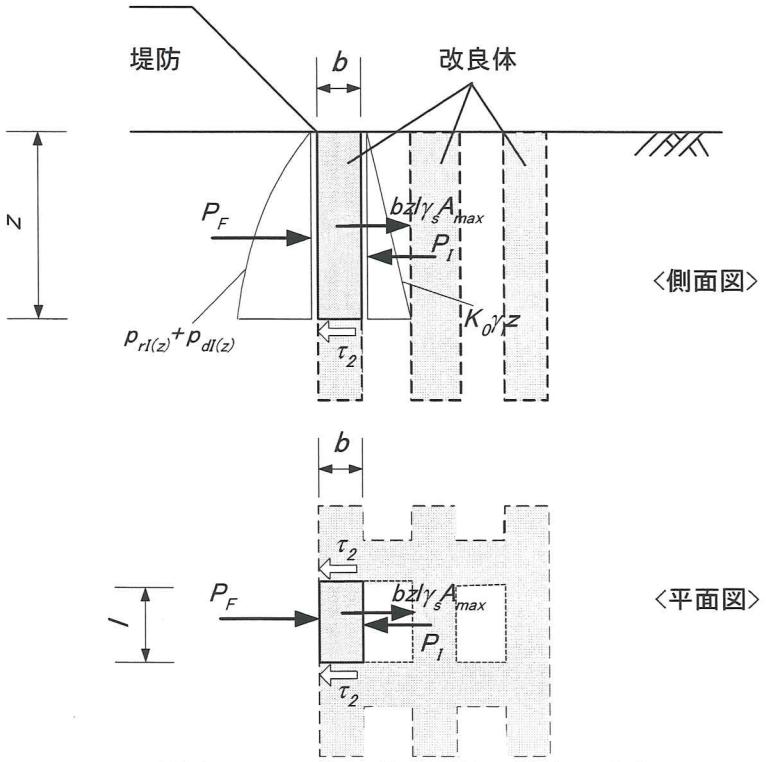


図-解 6.6.3　格子状改良体の抜出し破壊

$$\tau_2 = \frac{b \cdot \ell \cdot z \cdot \gamma_s \cdot A_{\max} + P_F - P_I}{b \cdot \ell + 2b \cdot z} \qquad \text{(解 6.6.5)}$$

$$P_F = \int_0^z \left(p_{r1(z)} + p_{d1(z)}\right) dz \qquad \text{(解 6.6.6)}$$

$$p_{r1(z)} = p_{r(z)} + \gamma_{mi} z \qquad \text{(解 6.6.7)}$$

$$P_I = \int_0^z K_0 \gamma_i z \cdot dz \qquad \text{(解 6.6.8)}$$

ここで、

τ_2	：格子状改良体のせん断応力（kN/m^2）
z	：抜出し破壊の検討深さ（m）
b	：格子状改良体の厚さ（m）
ℓ	：検討対象とする格子状改良体の延長方向の長さ（m）
γ_i	：格子内未改良土の単位体積重量(kN/m^3)

γ_{ni} ：原地盤の有効単位体積重量(kN/m^3)
γ_s ：改良体の単位体積重量(kN/m^3)
A_{max} ：3.6 に規定する入力時振動波形の最大加速度(m/s^2)
K_0 ：静止土圧係数
P_F ：抜出し破壊検討面に盛土側から作用する土圧合力(kN)。式（6.4.3）と入力最大加速度を用いて算定する。
$p_{r1(z)}$ ：盛土側から作用する土圧の漸増成分(kN/m^2)。6.4.2 に規定する漸増成分土圧 $P_{r(z)}$に当該深度における全土被り圧を加えたもの。
$p_{d1(z)}$ ：盛土側から作用する土圧の振動成分(kN/m^2)。6.4.2 に規定する振動成分土圧で、式（解 6.4.5）の改良体重心加速度に入力最大加速度 A_{max} を代入して求めたもの。
P_1 ：抜出し破壊検討面に格子状改良地盤内部から作用する土圧合力に静水圧を加えたもの（kN）

4) 鉛直せん断破壊

改良体には慣性力と共に、盛土側・自由地盤側側面に土水圧が働き、結果とした偏った地盤反力が生じる。鉛直せん断は、この地盤反力によって改良体に生じるせん断破壊に対する検討を行うものである。

図-解 6.6.4 に示す改良体に生じる鉛直せん断破壊モードを考え、式（解 6.6.9）によって鉛直せん断応力τ_vを算定するものとする。

$$\tau_v = \frac{(P_1 - W_1)a_p L_u}{D \cdot L_T} \qquad \text{(解 6.6.9)}$$

ここで、

P_1 ：改良地盤前趾から鉛直せん断を検討する断面までの地盤反力の合力で、6.6.1 の端趾圧の検討で用いた地盤反力分布を用いて算出するものとする（kN）
W_1 ：改良地盤前趾から鉛直せん断を検討する断面までの改良体の全重量（kN）
D ：改良深さ（m）
Lu ：改良地盤の鉛直方向の 1 ユニットの長さ（m）
L_T ：1 ユニットに占める延長方向の改良体の長さ（m）

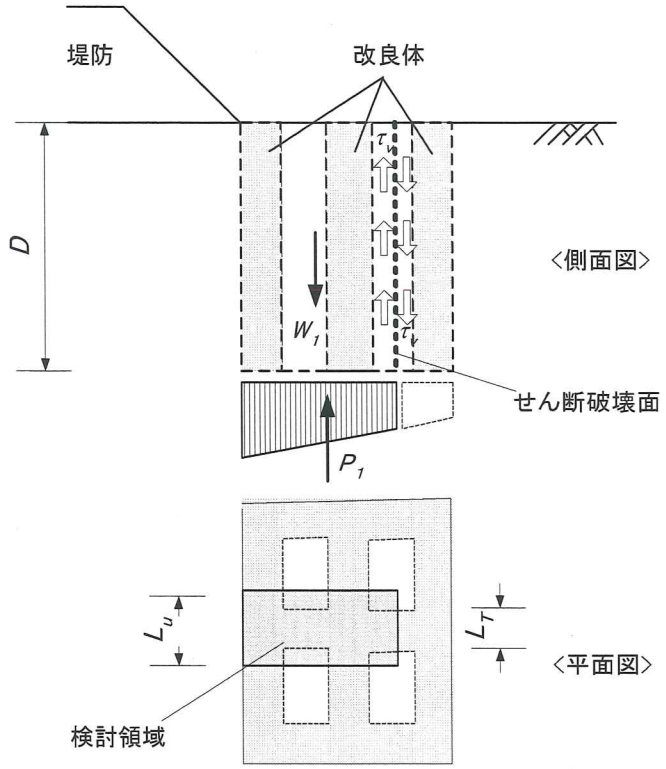


図-解 6.6.4　鉛直せん断の検討モード

参考文献

1) Okamura, M and Matsuo, O. (2002): Effects of remedial measures for mitigating embankment settlement due to foundation liquefaction, Int. J. Physical Modelling in Geotechnics, Vol.2, No.2, pp.1-12
2) Ishihara, K. and Yoshimine, M. (1992): Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and Foundation, Vol. 32, No. 1, pp.173-188
3) Okamura, M., Ishihara, M. and Tamura, K. (2003): Liquefied Soil Pressures on Vertical Walls with Adjacent Embankments, Proc. 11th International Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering
4) Westergaard, H. M. (1931): Water pressures on dams during earthquakes, ASCE Transactions, Paper No. 1835
5) Okamura, M., Ishihara, M. and Tamura, K. (2002): Prediction Method of Liquefaction-induced Settlement of Remedied Embankment with Deep Mixing Method, Proc. Soft Ground Engineering in Coastal Areas –Nakase Memorial Symposium–
6) Okamura, M. and Matsuo, O. (2002): A displacement prediction method for retaining walls under seismic loading. Soils and Foundations. Vol. 42, No. 1, pp. 131-138
7) Okamura, M., Mihara, A., Takemura, J. and Kuwano, J. (2002): Effects of footing size and aspect ratio on the bearing capacity of sand subjected to eccentric loading, Soils and Foundations, Vol. 42, No. 4, pp. 43-56

7. 締固め工法の設計

7.1. 一般

締固め工法は、振動あるいは材料を地盤中に圧入することで、砂地盤の密度増大や地盤の側方拘束を高めることによって、改良範囲内の地盤の変形を抑制するものである。堤防の締固め工法による対策は、堤防法尻直下地盤を改良し、堤防直下地盤の液状化した土の水平移動を抑制することにより堤防の沈下量を低減することを目的とする。

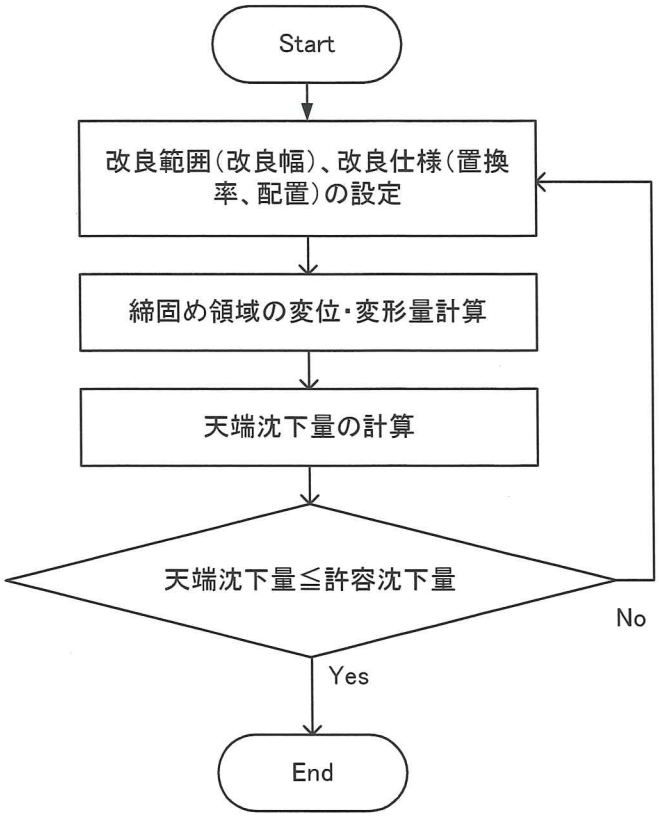


図-解 7.2.1 締固め工法の設計手順

【解説】

基礎地盤が液状化すると、巻末資料 A1.に示すように、液状化した土が盛土荷重により水平方向（堤防直下から堤体外側に向かう方向）に押し出される、いわゆる側方流動が生じる。これによる堤防の沈下が、堤防の主な沈下原因の一つであるため、法尻直下を締固めることにより、液状化した土の側方流動量を低減することが本マニュアルで取り扱う対策工法の対策原理である。

締固め工法は、材料の圧入、振動、衝撃、これらの組合せにより地盤の密度を増加させる工法であり、大別するとサンドコンパクションパイル工法、振動棒・バイブロフローテーション工法、重錘落下法、バイブロタンパー工法の 4 種類がある。

7.2. 設計方針

堤防の液状化対策としての締固め工法の設計では、設計地震外力に対して堤防天端沈下量が許容沈下量以下となるように、改良範囲（改良幅）と改良仕様（置換率、配置）を設定するものとする。

【解説】

締固め工法の設計手順を図-解 7.2.1 に示す。

堤防の耐震対策では、浸水による二次災害を生じさせない範囲において、天端の沈下や締固め工法により改良した地盤の変形を許容する。したがって、締固め領域の改良幅と改良率を変えて天端沈下量を計算し、天端沈下量が許容沈下量以下となるように改良幅と置換率を決定するものとする。ただし、条件を満足する改良幅と置換率の組合せは１組ではないので、何通りかの沈下量計算を行い、より合理的な改良幅・置換率となるよう選定するのが望ましい。

7.3. 改良範囲と改良仕様の設定

（１）締固め工法の改良深度は、液状化層の最下面までを最小の改良深度とする。
（２）改良幅と置換率は、堤防天端沈下量が許容沈下量以下となるように設定する。

【解説】

１）改良深度

締固め領域に作用する側面土圧や締固め領域自体の慣性力に対し、支持層からの地盤反力が抵抗力となる。したがって、締固め工法では、液状化層下面を最小の改良深度とする。液状化層が複数存在する場合には、最深部の液状化層下面を最小の改良深度とする。

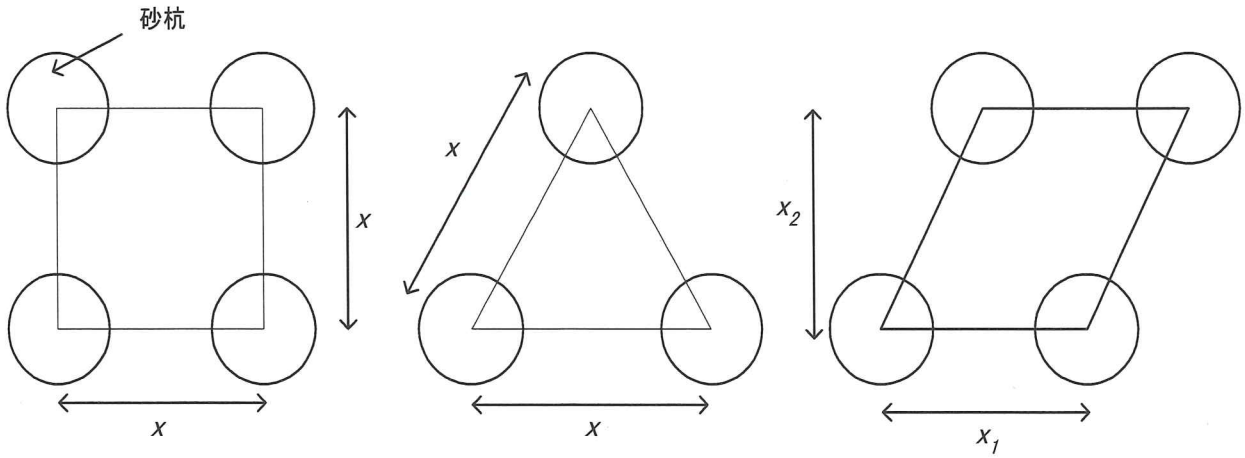
２）改良幅

改良幅は、置換率との組合せで堤防天端沈下量が許容沈下量以下となるよう設計するが、極めて改良幅が狭い場合には、砂杭圧入効果から決まる最小打設列数を別途検討し、改良幅を決めるのが望ましい。目安として、堤防横断方向に３列砂杭を打設することを最小幅とする。

３）置換率

締固め工法では、振動および材料の圧入により現地盤の砂粒子の間隙を減少させ密度を増加させる工法である。ここでは、サンドコンパクションパイル工法を締固め工法の代表的工法として取り上げる。なお、低振動・低騒音の締固め工法が開発されているが、これらの工法もここに示す方法と同様の方法で設計が可能である。

置換率は、現地盤の体積を 1.0 とした時の砂杭体積の割合で、改良の程度を示す。砂杭は図-解 7.3.1 に示すように正方形や三角形および矩形で配置され、置換率 a_s は式(7.3.1)で表される。



(a) 正方形配置　　(b) 正三角形配置　　(c) 矩形配置

図-解 7.3.1 砂杭配置

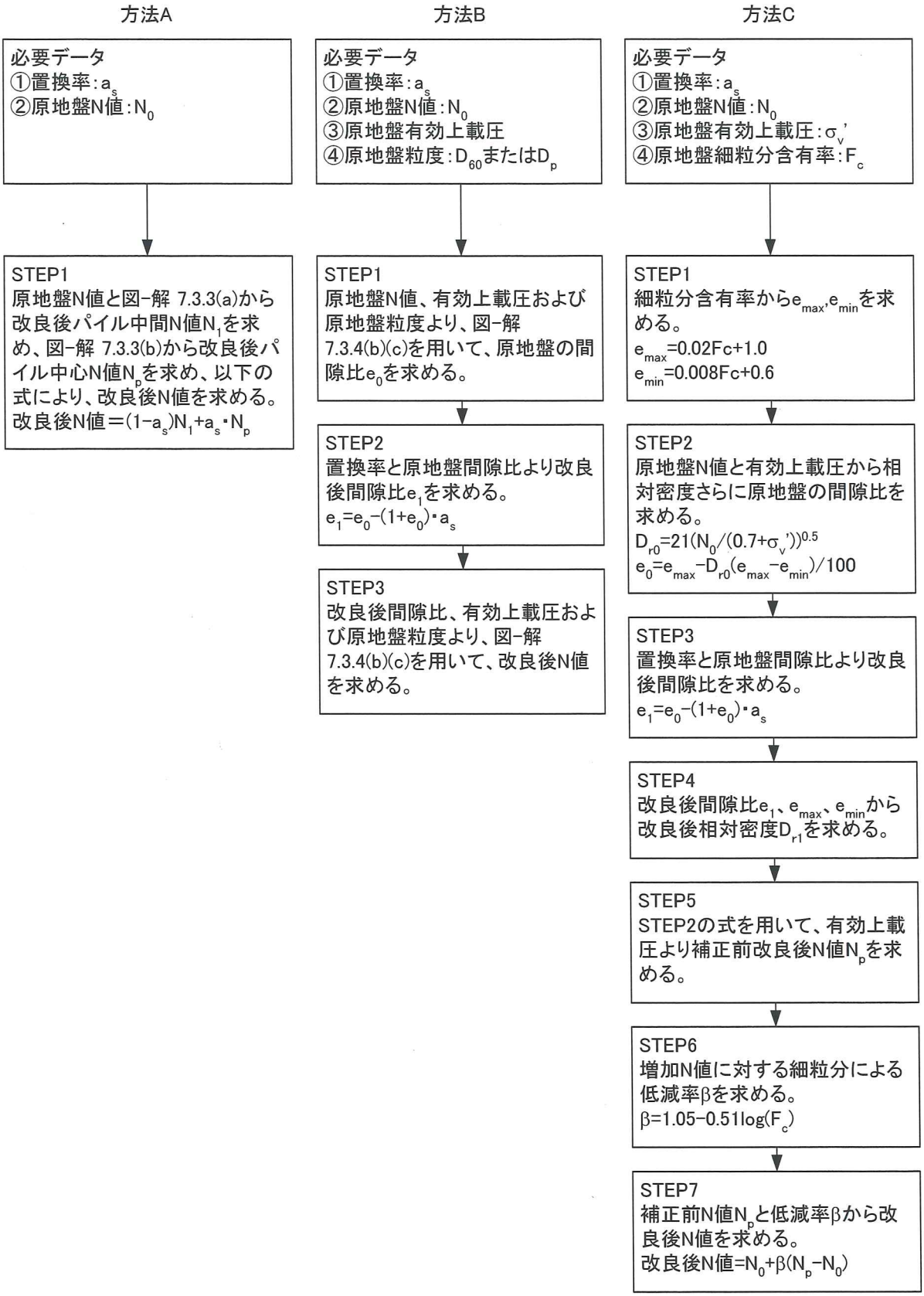


図-解 7.3.2 原地盤土質調査と置換率から締固め改良地盤のＮ値を求める方法

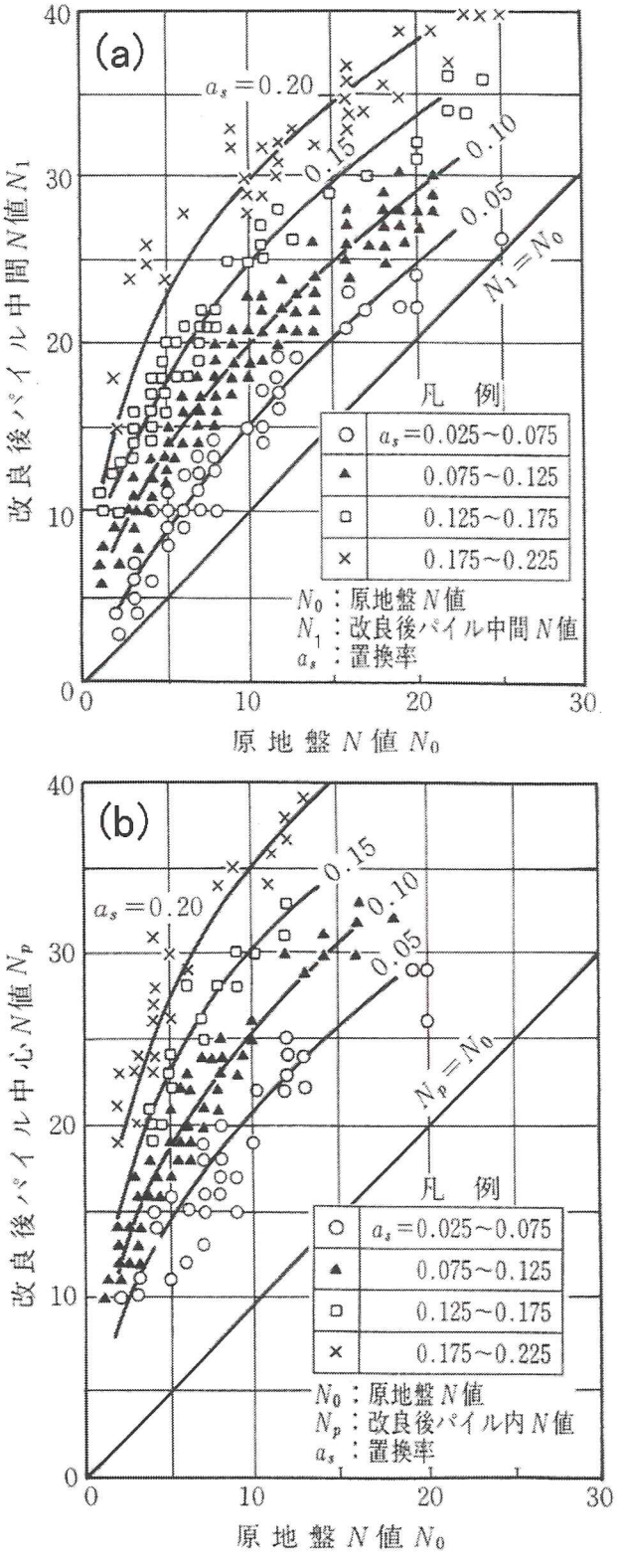


図-解 7.3.3 改良率と改良後 N 値の関係

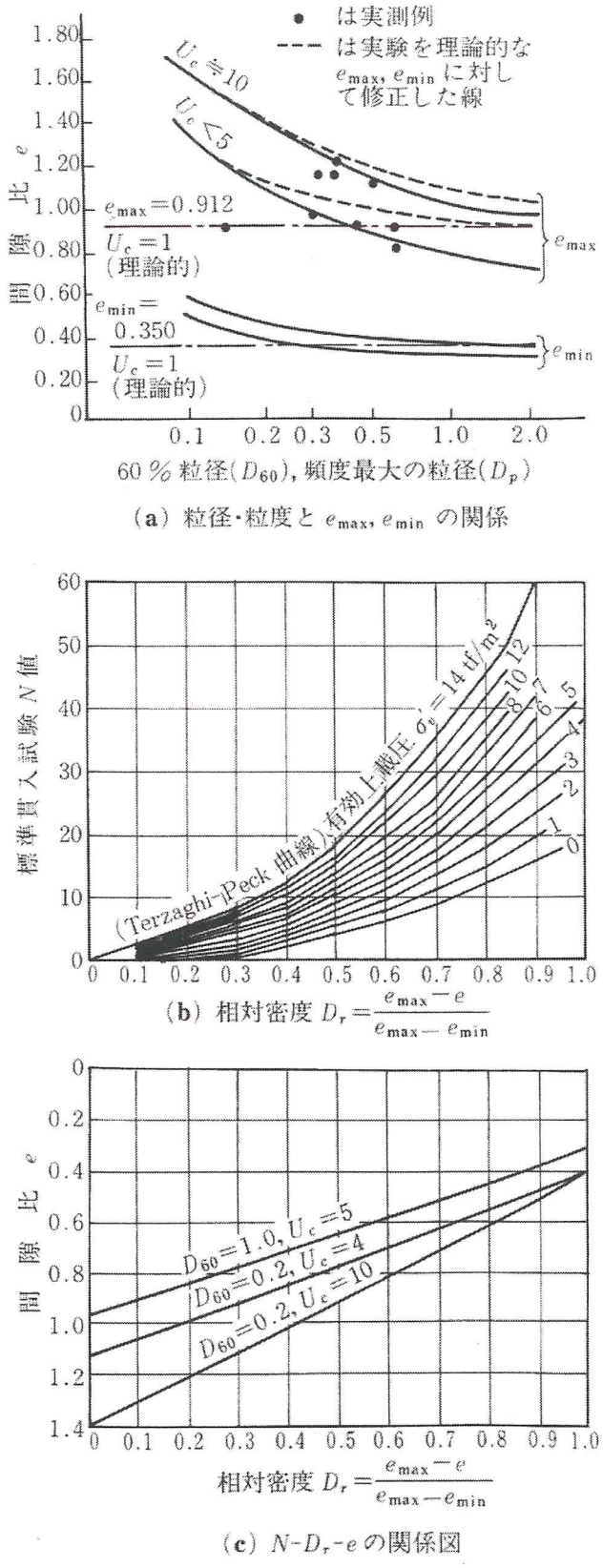


図-解 7.3.4 N-Dr-e 関係を用いた設計法に関する図表

$$a_s = \frac{A_s}{x^2} \quad \text{（正方配置）}$$

$$a_s = \frac{2}{\sqrt{3}} \cdot \frac{A_s}{x^2} \quad \text{（正三角形配置）} \qquad \text{（解 7.3.1）}$$

$$a_s = \frac{A_s}{x_1 \cdot x_2} \quad \text{（矩形配置）}$$

ここに、

A_s　：砂杭一本の断面積

本工法の設計では、締固め改良地盤の繰返し三軸強度比 R_L が必要となるので、まず図-解 7.3.2 に示す 3 種類の中のいずれかの方法により N 値を推定し、さらに式(4.5.8)～式(4.5.13)を用いて、締固め改良地盤の N 値から繰返し三軸強度比 R_L を求めるものとする。

図-解 7.3.2 に示した方法 A は、施工実績より求められた方法で、細粒分含有率 20%以下の地盤にしか適用できないが使用法は簡易である。方法 B は、Gibbs-Holtz(ギブス-ホルツ)の N-Dr-e の関係および粒度と最大間隙比(e_{max})、最小間隙比(e_{min})の関係を用いた方法であるが、細粒分含有率が 20%以下の地盤にしか適用できないことや試験や手順の煩雑さがある。方法 C は、方法 B を基本とし改良を行い細粒分含有率を考慮できるようにした方法で、方法 A、B では適用不可能である細粒分含有率 20%以上の地盤にも適用可能であり、計算式のみで設計が行える。

7.4. 堤防天端の地震時沈下量の計算

7.4.1. 天端沈下量の計算

堤防天端の沈下量は、改良体の変位と堤防直下地盤の体積圧縮を考慮し、式（6.4.1）により求めるものとする。

$$S_c = c_1 \left(\frac{2A_l}{B_E} + \varepsilon_v H_T \right) + 2d_t \frac{H_E}{B_E} \qquad (6.4.1)$$

7.4.2. 外力の算定

（1）考慮する外力

締固め領域の変位計算用の外力としては、図-6.4.1 に示すように、地盤の最も深部に位置する液状化層下面と地盤表面との間の地盤から締固め領域に作用する土圧と、締固め領域に作用する地震慣性力および締固め領域の自重を考慮するものとする。

（2）土圧の算定

地盤の最も深部に位置する液状化層下面と地盤表面との間の地盤から締固め領域に作用する土圧は、固結工法の計算と同様に漸増成分土圧と振動成分土圧を考慮し、式(6.4.3)により求めるものとする。

$$p_{t(z,t)} = p_{r(z)} + p_{d(z,t)} \qquad (6.4.3)$$

（3）慣性力の算定

締固め領域全体の変位を求める場合の慣性力は、締固め領域全体の質量に重心加速度を乗じ、式(6.4.6)により求めるものとする。

$$F_I = -\frac{W}{g} A_g \tag{6.4.6}$$

また、締固め領域内部の単純せん断変形量を求める場合には、深度方向に加速度分布を考慮し、式(7.4.1)により求めるものとする。

$$P_I(z) = -\frac{B \cdot \gamma(z)}{g} A(z) \tag{7.4.1}$$

ここに、

$P_I(z)$ ：深度 z における締固め領域の慣性力による応力(kPa)
B ：締固め領域の幅(m)
$\gamma(z)$ ：深度 z における締固め領域の単位体積重量(kN/m^3)
$A(z)$ ：深度 z における締固め領域の水平加速度(m/s^2)

7.4.3. 締固め領域の地震時変位量、変形量の計算

（1）締固め領域の地震時変位量、変形量は、以下の２つ変位・変形量を合計したものとする。
・締固め領域を剛なブロックと仮定して求めた水平および回転変位量
・締固め領域底面での変位をゼロとして求めた締固め領域の単純せん断変形量
（2）締固め領域の変位は締固め領域全体を剛なブロックと仮定し、6.4.3 に示す方法により求めるものとする。
（3）締固め領域の単純せん断変形量は、図 7.4.1 に示すように締固め領域を深さ方向に N 個の薄い土層に分割し、各土層の質量を質点に、変形特性を質点間を結ぶせん断バネでモデル化し、各質点の水平方向の運動方程式(7.4.2)を解くことにより求めるものとする。各質点には、その質点が代表する土層に作用する水平土圧、自重、水平方向慣性力およびせん断バネから作用するせん断力を考慮するものとする。

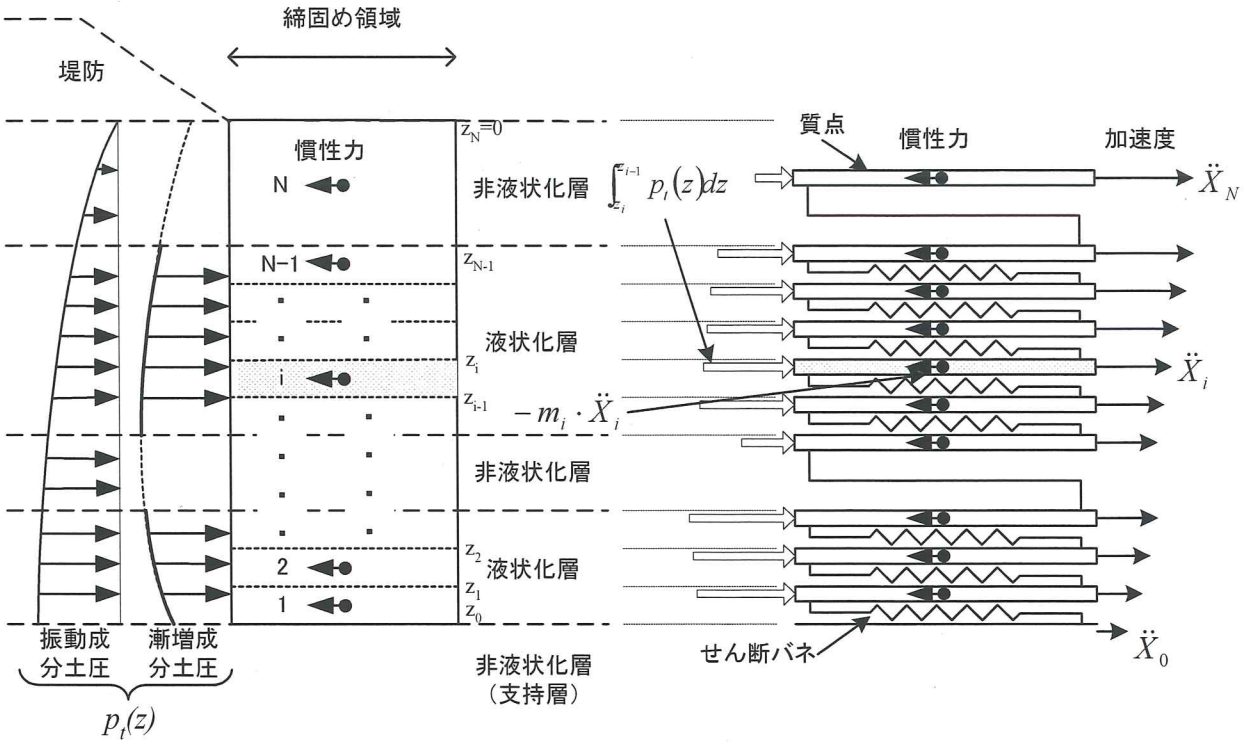
$$\int_{z_i}^{z_{i-1}} p_t(z,t)dz + S_i - S_{i-1} + C_i = m_i \cdot \ddot{X}_i \tag{7.4.2}$$

(i =1,2,・・・,N)

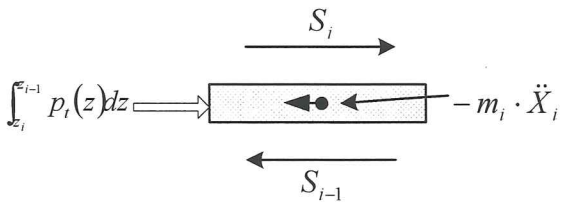
ここに、

m_i ：下から i 番目の質点の質量(t)
$\ddot{X}_i$ ：下から i 番目の質点の絶対水平加速度(m/s^2)。
$p_t(z,t)$ ：時刻 t において、地盤表面から深度zの締固め領域側面に作用する土圧で、盛土側側面の土圧から水平地盤側側面の土圧を差し引いた土圧(kPa)
z_i ：i 番目の質点が代表する層の上端の深度(m)
S_i ：i 番目の質点上のせん断バネに作用するせん断力(kN)
C_i ：計算を安定させるための粘性項(kN)。

（4）せん断バネとして液状化した土の繰返し変形特性を考慮したモデルを用いるものとする。



締固め領域を薄い土層に分割する。　　各土層を質点とそれらを繋ぐせん断バネにモデル化



下からi番目の土層に作用する力

図-7.4.1 締固め領域に作用する力と締固め領域のモデル化

【解説】

（１）締固め領域の地震時変位量、変形量

盛土の法尻直下に締固め対策を施した遠心実験結果[1)]によると、締固め領域内の過剰間隙水圧比は周辺液状化層からの水圧伝播によりほぼ 100%まで上昇し、締固め領域を支持する非液状化層が十分な強度を持つ場合には、締固め領域の変形は主に単純せん断であることが報告されている[1)]。しかし、締固め領域の下の地盤が軟弱な場合や締固め領域の幅が狭い場合には、単純せん断だけでなく、締固め領域の回転や水平変位が考えられる[2)]ため、図-解 7.4.1 に示すフローのように固化改良と同様の計算法で回転と水平変位を別途計算し、単純せん断変形量と足し合わせ、側方移動面積と水平変位を求めることとした。

（２）締固め領域の全体の変位

固結工法の変位計算方法により、締固め領域全体の滑動、転倒に関する変形量を求める。ただし、この計算方法は剛体の全体変形量を求めるものであるため、締固め工法による改良域のように剛体と見なせるほど剛性が大きくなく内部変形が生じる場合に適用すると、やや安全側の変位量が得られるものと考えられる。

（３）締固め領域内部のせん断変形

本マニュアルでは、式(7.4.1)の運動方式を十分に細かい時間ステップ毎に解く、いわゆる動的解析により締固め領域のせん断変形時刻歴を計算する。

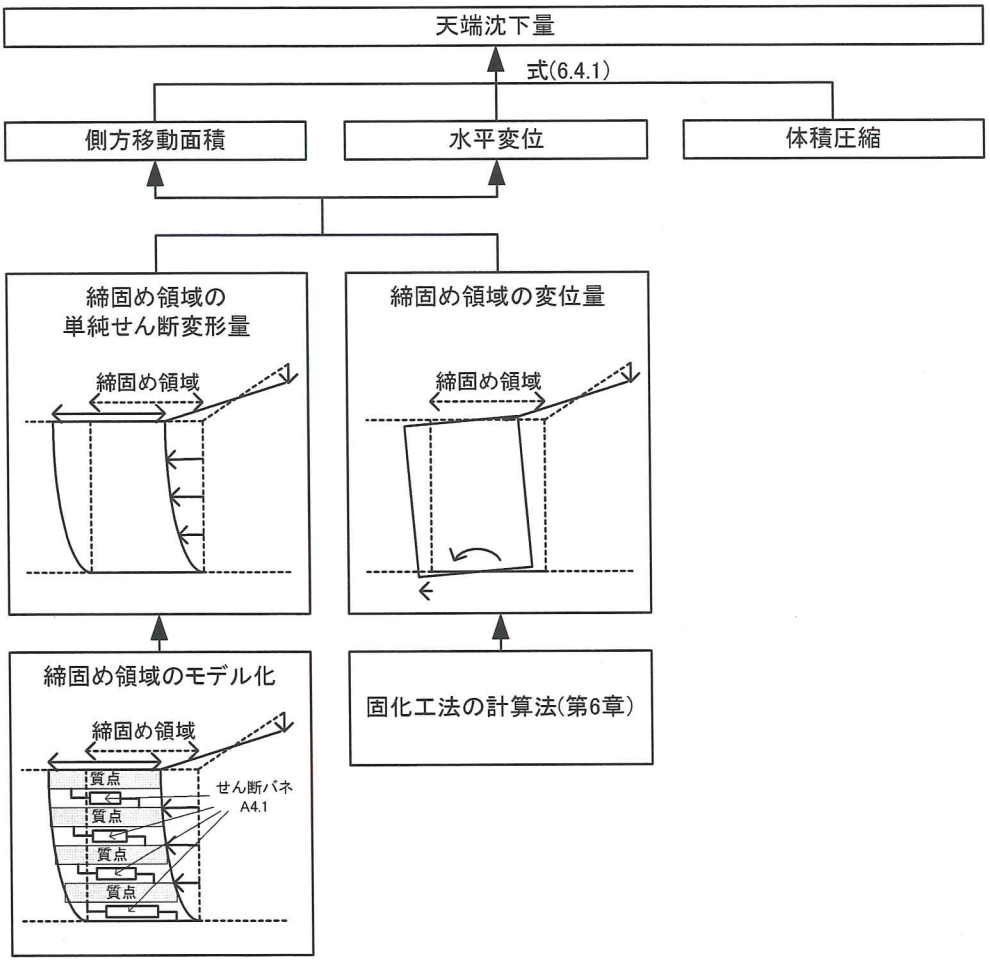


図-解 7.4.1 法尻部直下に締固め対策を施した堤防の天端沈下量を求めるためのフロー

また、非液状化層の変形は、液状化層に比べると非常に小さいと考えられるので、非液状化層は変形しないものとする。

（4）せん断バネ

遠心実験では、周辺部が液状化すると水圧伝播により極めて短時間の間に締固め領域内部の

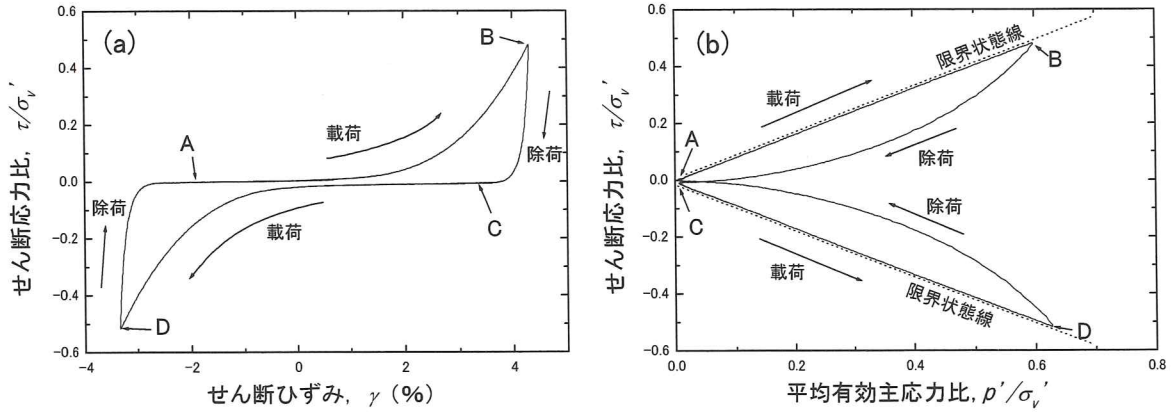


図-解 7.4.2 液状化した密な砂の応力ひずみ関係(a)と応力経路(b)

過剰間隙水圧比がほぼ１００％にまで達することが報告されている[1)]。そこで本マニュアルでは、締固め領域も液状化するものとして、以下に示す液状化した土の繰返し変形特性を考慮した構成則をせん断バネに適用するものとする。

本構成則は、盛土荷重による初期せん断力を受ける中密から密な砂を対象とし、液状化した状態で任意のせん断応力時刻歴を与えた場合のせん断剛性を与えるものである。せん断状態を載荷とせん断方向反転、除荷・再載荷の3つ状態に分類し、せん断剛性を求めるものとする。

・載荷

図-解 7.4.2(b)に示すように、応力経路上において限界状態線上を推移する状態を載荷とし、以下の式により剛性を求めるものとする。

$|\tau/\sigma_v'| \leqq 0.5$ の場合、

$$\frac{G_{\tan}}{\sigma_v'} = a_2 \left| \frac{\tau}{\sigma_v'} \right|^{b_2} \qquad \text{(解 7.4.1)}$$

$|\tau/\sigma_v'| > 0.5$ の場合、

$$\frac{G_{\tan}}{\sigma_v'} = a_2 (0.5)^{b_2} \qquad \text{(解 7.4.2)}$$

・せん断方向反転

図-解 7.4.2(a)の点Ｂと点Ｄのようにせん断方向が反転すると剛性(傾き)が不連続に増加する。増加後の剛性は、以下の式により求めるものとする。

$$\frac{G_{\tan}}{\sigma_v'} = a_1 \cdot \left(\left| \frac{\tau}{\sigma_v'} \right| + R_1 \right)^{b_2} \qquad \text{(解 7.4.3)}$$

・除荷、再載荷

載荷中にせん断方向が反転した場合を除荷とし、除荷中にせん断方向が反転した場合を再載荷とする。したがって、除荷と再載荷は、せん断方向が反転することにより開始される。そのため、開始直後の剛性は、式(解 7.4.3)により求めることができる。その後、せん断応力の変化量に比例して剛性が低下する。剛性が式(解 7.4.1)、または、式(解 7.4.2)を満たすか、あるいは、せん断方向が反転するまでこの状態が継続する。

ここに、

G_{tan}	：せん断剛性(kPa)
a_1, b_1, a_2, b_2, R_1	：パラメータ
σ_v'	：初期鉛直有効応力(kPa)

本構成則固有の5つのパラメータは、定数または繰返し三軸強度比から算定可能である。

本構成則の詳細については、巻末資料 A4.を参照されたい。

参考文献

1) Okamura, M and Matsuo, O. (2002): Effects of remedial measures for mitigating embankment settlement due to foundation liquefaction, Int. J. Physical Modelling in Geotechnics, vol.2, No.2, pp.1-12
2) Ishihara, M., Okamura, M. and Tamura, K. (2003): A new method for evaluating crest settlement of river dike with countermeasure of densification, Proc. 11th International Conference on Soil Dynamics & Earthquake Engineering
3) 土質工学会編(1993): 液状化対策の調査設計から施工まで, pp.175-242

8. 鋼材を用いた工法の設計

8.1. 一般

鋼材を用いた対策は、堤防法尻付近の地中に連続壁を設け、液状化した土の水平移動を抑制することにより堤防の沈下量を低減することを目的とするものとする。

【解説】

鋼材を用いた対策でも、本マニュアルで取り扱う他の対策工法と同様に、液状化した土が盛土荷重によって水平方向に堤防直下から堤体外側方向に押し出される、いわゆる側方流動量を抑制することにより堤防の沈下量を低減するものである。なお、ここにいう鋼材とは、鋼矢板、鋼管鋼材、鋼管杭を指している。

これらの鋼材に排水機能を付加した排水機能付き鋼材がある。排水機能付き鋼材による対策は、鋼材周辺の過剰間隙水圧の発生を低減することにより、鋼材に作用する液状化荷重の低減及び地盤反力の増加を図り、鋼材の剛性と根入れ部の地盤抵抗などと合わせて堤防盛土の変形を抑制するものである。しかしながら、鋼材周辺部の過剰間隙水圧の低減が矢板の変位量に及ぼす効果について、定量的に評価できる実務的な方法が確立されていないため、本マニュアルでは排水機能付き矢板については対象外とする。

堤内側法尻付近において鋼材を用いた対策を行うと、地下水流を遮断することにより高水時にはいわゆる“行き止まり地盤”の状況を作り出すことになる。そのため、鋼矢板を用いる場合には矢板に穴を開け、鋼管を用いる場合には継手を省略して独立した鋼管杭を壁状に打設するなどして通水性を確保する。

鋼管杭を用いる場合は、継手が壁体の曲げ剛性に及ぼす影響は少ないので、継手を省くことができる。その場合には、液状化した土が杭間をすり抜けることを防止するために、施工上必要最小限の杭間隔で打設することが必要であり、最大の杭間隔は 10cm を目安とする。また、各杭が一連の壁として挙動するように杭頭部は適切な方法で一体化するものとする

8.2. 設計方針

堤防の液状化対策としての鋼材を用いた工法の設計では、設計地震外力に対して堤防天端沈下量が許容沈下量以下となるように、かつ鋼材の破壊に対する安定性が確保できるように、鋼材の長さと仕様（鋼材の種類及び型式）を設定するものとする。

【解説】

鋼材を用いた工法の設計手順を図-解 8.2.1 に示す。

固結工法による堤防の沈下対策メカニズムは、堤防直下の液状化した土の水平移動を防ぐことにより、堤体の沈下量を低減するものである。堤防の耐震対策工の耐震設計では、地震によって沈下や変形が生じないような堤防とするのではなく、浸水による二次災害を生じさせない程度の沈下を許容するので、改良体の変位量も必ずしもゼロとする必要はない。したがって、鋼材の種類及び型式を変えて天端沈下量を計算し、天端沈下量が許容沈下量以下となるように鋼材の仕様と長さを決定するものとする。

また、鋼材が地震中に周囲の土から受ける土圧に対して安定であること、すなわち内的安定性を確保するものとする。

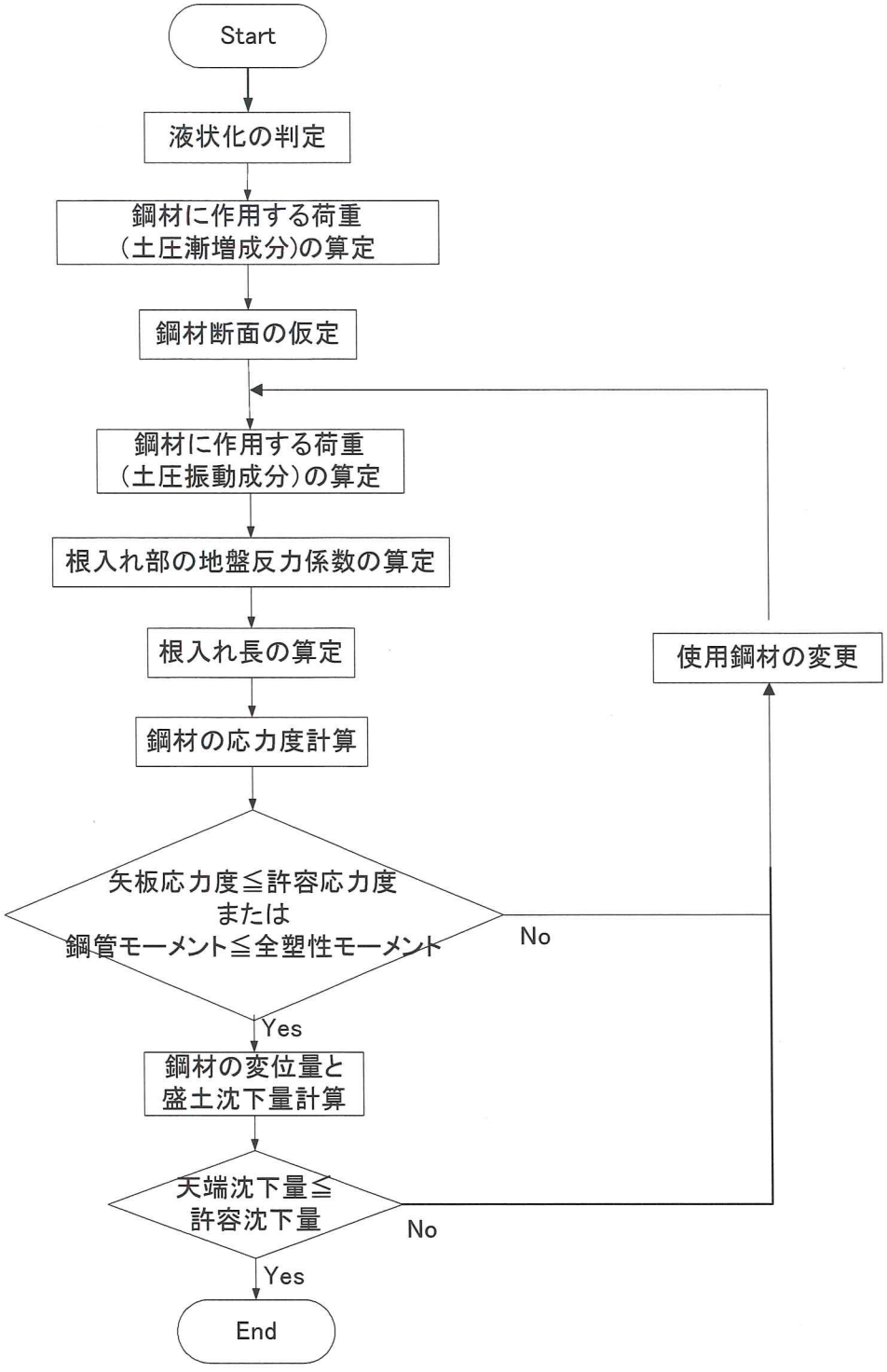


図-解 8.2.1　鋼材を用いた対策工法の設計手順

8.3.　堤防天端沈下量の計算

堤防天端の沈下量は、改良体の変位と堤防直下地盤の体積圧縮を考慮し、式(6.4.1)により求めるものとする。

$$S_c = c_1\left(\frac{2A_l}{B_E} + \varepsilon_v H_T\right) + 2d_t\frac{H_E}{B_E} \qquad (6.4.1)$$

ここに、A_lは矢板の側方移動面積で、矢板の水平変位分布を鉛直方向に積分することによって算出するものとする。

8.4. 鋼材に作用する荷重

(1) 考慮する外力

「8.8 鋼材の変位量の計算」では、矢板に作用する荷重としては 6.4.2 に規定する振動成分土圧を考慮し、「8.7 鋼材の応力度の計算」では 6.4.2 に規定する漸増成分土圧に加えて本項(2)に規定する振動成分土圧を考慮するものとする。

(2) 鋼材に作用する振動成分土圧

鋼材に作用する振動成分土圧は、式（8.4.1)、式（8.4.2）により求めるものとする。

$$p_{ds} = \alpha_d \gamma_t k_h \sqrt{(H_{NL} + H_L)z} \qquad \text{(表面不飽和層)} \qquad (8.4.1)$$

$$p_{ds} = \alpha_d \gamma_{sat} k_h \sqrt{(H_{NL}' + H_L)z_w} \qquad \text{(液状化層)} \qquad (8.4.2)$$

$$\alpha_d = 0.40 \cdot \log\rho - 0.40 \qquad \text{(ただし、} 0 \leqq \alpha_d \leqq 1.0\text{)} \qquad (8.4.3)$$

$$\rho = \frac{E_{za}}{\gamma_{sat}(H_{NL} + H_L)^3} \qquad (8.4.4)$$

ここに、

p_{ds}	：鋼材に作用する振動成分土圧（kN/m^2）
α_d	：鋼材の相対剛性に応じた振動成分土圧に関わる係数
k_h	：設計水平震度で、3.の規定による地盤表面での水平震度とする
γ_{sat}	：液状化層の土の飽和単位体積重量(kN/m^3)
γ_t	：表面非液状化層の単位体積重量(kN/m^3)
H_{NL}	：表面非液状化層の層厚(m)
H_{NL}'	：図-解 6.4.4 により換算した表面非液状化層の層厚(m)
H_L	：液状化層の層厚(m)。複数の液状化層が存在する場合には、最浅部の液状化層上面から最深部の液状化層下面までの層厚とする。
z	：地表面からの深さ(m)
z_w	：図-解 6.4.4 により換算した地表面からの深さ(m)
ρ	：鋼材の相対剛性
E_{za}	：壁幅 1m あたりの鋼材の断面係数(m^3/m)

【解説】

矢板連続壁のように撓み性の大きな壁体に液状化層から作用する振動成分土圧は、壁体の曲げ剛性に依存したものとなる。例えば、先端が支持層に十分に根入れされた鋼材を考えると、鋼材の剛性が非常に大きく剛壁と見なせる場合には、振動成分土圧は 6.4.および A2 に述べたように壁体の加速度に比例し、逆に壁体の剛性がゼロの場合には振動成分土圧もゼロとなる。式（8.4.1）および式（8.4.2）は、固結工法や締固め工法等による地盤改良部に比べて撓み性の大きな鋼材連続壁の振動成分土圧を与えるもので、振動台実験および数値解析の結果に基づいて決められたものである。

式(8.4.3)で与えられる係数α_dが 0 以下となる場合、および 1 以上となる場合には、それぞれα_dを 0 及び 1 とする。土圧を考慮する土層については、漸増成分土圧、振動成分土圧共に 6.4.2

の規定によるものとする。

8.5. 根入れ層の地盤反力係数

根入れ層の水平方向地盤反力係数（k_{H0}）は、地盤調査、土質試験などの結果、液状化判定結果および液状化層から伝播する過剰間隙水圧を考慮して適切に決めるものとする。

【解説】

(1) 鋼材は、最深部の液状化層以深に位置する液状化抵抗率 F_L が 1.3 以上の土層、あるいは液状化の判定を行う必要のない土層に根入れすることを原則とする。

(2) 根入れ層における地盤の水平方向地盤反力係数は、道路橋示方書[1)]の規定に準じて次のように算定するものとする。

$$k_H = k_{H0}\left[\frac{B_H}{0.3}\right]^{-3/4} \qquad \text{(解 8.5.1)}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{0.3}\cdot\alpha\cdot E_0 \qquad \text{(解 8.5.2)}$$

ここに、

k_h ：設計水平震度で、3.の規定による地盤表面での水平震度とする

k_H ：水平方向の地盤反力係数（kN/m^3）

k_{H0} ：直径 0.3 m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数（kN/m^3）

B_H ：基礎の換算載荷幅（m）で、連続壁の場合 B_H= 10 m とする。

E_0 ：表-解 8.5.1 に示す方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数（kN/m^2）

α ：地盤反力係数の推定に用いる係数で、表-解 8.5.1 に示すものとする

また、最深部の液状化層下面以深に存在する F_L が 1.3 以下の層の地盤反力係数は、式（解 8.5.3）と式（解 8.5.4）により求めるものとする。

$$k_H' = (1-R_u)\cdot k_H \qquad \text{(解 8.5.3)}$$

$$R_u = F_L^{-7} \quad (F_L > 1.0) \qquad \text{(解 8.5.4)}$$

ここに、

k_H' ：非液状化層の上に位置する準液状化層の水平方向の地盤反力係数（kN/m^3）

k_H ：式（解 8.5.1）および式（解 8.5.2）による水平方向地盤反力係数（kN/m^3）

R_u ：水平地盤側の過剰間隙水圧比

F_L ：4.5 に規定する液状化抵抗率

表-解 8.5.1　変型係数 E_0 と α

変型係数 E_0 の推定方法	地盤反力係数の推定に用いる係数 α
直径 0.3m の剛体円盤による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の 1/2	2
孔内水平載荷試験で測定した変形係数	8
供試体の一軸圧縮試験または三軸圧縮試験から求めた変形係数	8
標準貫入試験の N 値より $E_0 = 2800N$ で推定した変形係数	2

(3)　根入れ層が砂質土の場合、上部液状化層からの過剰間隙水圧伝播を考慮する必要がある。液状化層直下の非液状化層が砂層の場合、液状化層から間隙水圧が伝播することが考えられる。非液状化層内では液状化層下端での間隙水圧と同じかそれ以上の水圧となることを想定し、水圧伝播を考慮した有効応力分布に応じて地盤反力係数を低減するものとする。すなわち、根入れ層（支持層）内の間隙水圧は、液状化層下端での間隙水圧と静水圧の大きい方とし（図-解 8.5.1(b)）、水圧伝播を考慮しない場合の有効応力と考慮する場合の有効応力（図-解 8.5.1(c)）の比に比例して地盤反力係数を低減する。従って、液状化層直下の根入れ層が砂質土の場合、根入れ層上面での有効応力はゼロ（地盤反力係数もゼロ）で深さと共に増加することになる。

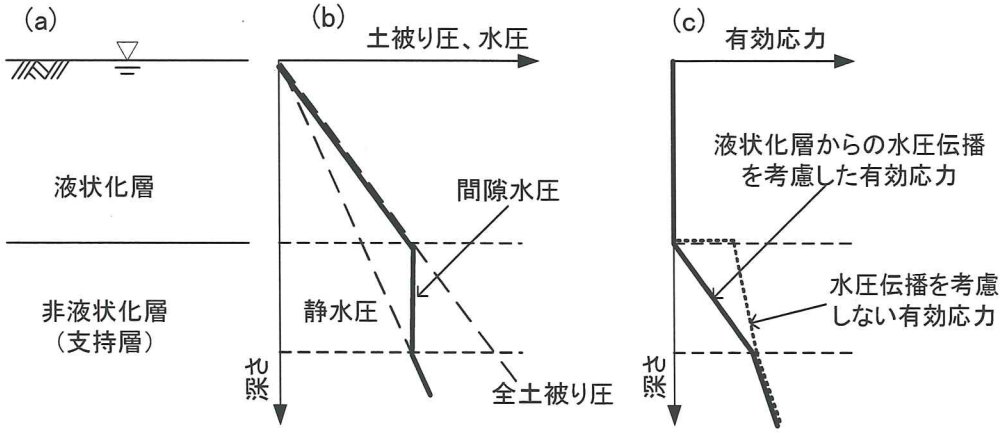


図-解 8.5.1　根入れ層（支持層）が砂質土の場合の有効応力

8.6.　根入れ長の設定

鋼材の長さ、すなわち鋼材の先端部の深度は、液状化層の最下面以深とし、支持層に十分な根入れ長を確保するものとする。根入れ長は支持層の地盤反力係数と鋼材の曲げ剛性から算定される特性値βを用い、式（8.6.1）により設定するものとする。

$$L_{sp} = 2/\beta \qquad (8.6.1)$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_H b}{4E_{sp}I_{sp}}} \qquad (8.6.2)$$

ここに、

k_h　：設計水平震度で、3.の規定による地盤表面での水平震度とする

L_{sp}　：最深部の液状化層下面から鋼材矢板先端までの深さ（m）

β　　：特性値(1/m)
b　　：鋼矢板壁の単位壁幅(m)
E_{sp}　　：鋼矢板の弾性係数(kN/m^2)
I_{sp}　　：鋼矢板壁の単位壁幅当たりの断面 2 次モーメント(m^4)

【解説】
鋼矢板は、最深部の液状化層以深の非液状化層に根入れすることを原則とする。液状化地盤を矢板で支持する場合の必要根入れ長については必ずしも明らかになっていないが、ここでは暫定的に、山留め構造物での規定[2)]を準用することとした。
液状化層以深の複数の非液状化層に根入れする場合には、図-解 8.6.1 に示すように各層の特性値と層厚の積の和が 2 となるように根入れ長を決めて良い。

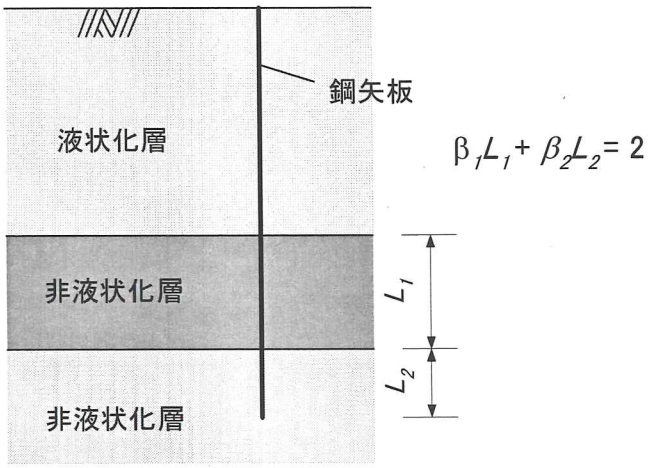


図-解 8.6.1　複数の非液状化層に根入れする場合の根入れ長

8.7.　鋼材の応力度の計算

矢板の応力度が許容応力度以下であること、または鋼管のモーメントが全塑性モーメント以下であることを照査するものとする。

【解説】
鋼矢板の応力度照査は、図-解 8.7.1 に示す計算モデルに従って、鋼矢板は弾性体として液状化層では漸増成分土圧及び振動成分土圧を、最上部の液状化層以浅の非液状化層では振動成分土圧を考慮するものとする。また、根入れ部の地盤反力は弾塑性地盤反力とする。地盤反力の上限値は、式（解 6.4.8）から式（解 6.4.9）によることを基本とし、根入れ層が砂層の場合には過剰間隙水圧の伝播の影響を図-解 8.5.1 に従って考慮するものとする。

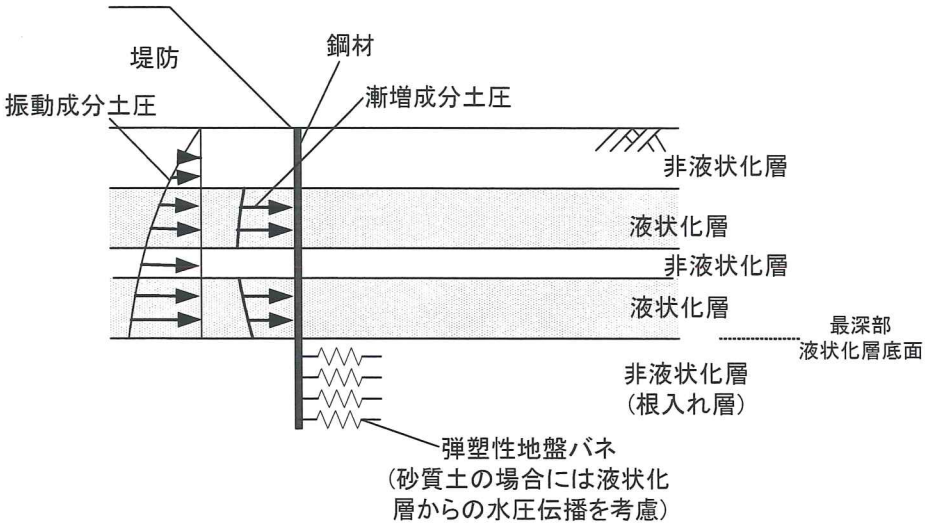


図-解 8.7.1　鋼矢板応力度の計算モデル

鋼管の全塑性モーメントは式（解 8.7.1）によって計算し、これが鋼管のモーメント以上であることを確認する。

$$M_{p0} = Z_p \sigma_y \qquad \text{(解 8.7.1)}$$

$$Z_p = \frac{4}{3} r^3 \left\{ 1 - \left(1 - t_s / r \right)^3 \right\} \qquad \text{(解 8.7.2)}$$

ここに、

M_{p0}　：鋼管の全塑性モーメント（kN/m）
Z_p　：鋼管の塑性断面係数（m^3）
r　：鋼管の半径（m）
t_s　：鋼管の板厚（m）
σ_y　：鋼材の降伏応力度（kN/m^2）

鋼材の許容応力度および降伏応力度は表-解 8.7.1 に示すものとする。

表-解 8.7.1　主な鋼材の許容応力度と降伏応力度

鋼材の種類	規格	許容応力度(地震時) (kN/mm^2)	降伏応力度 (kN/mm^2)
鋼矢板	SY295	270	―――
	SY390	353	―――
鋼管矢板、鋼管杭	SKY400、SKK400	210	235
	SKY490、SKK490	278	315

8.8.　鋼材の変位量の計算

鋼材の水平変位量を計算し、8.3 によって求めた天端沈下量が許容沈下量以下であることを照査するものとする。

【解説】

鋼材の水平変位量は図-解 8.8.1 に示す計算モデルに従い、鋼材は弾性体として液状化層で漸増成分土圧を考慮する。また、根入れ部の地盤反力は弾塑性地盤反力とする。地盤反力の上限値は、式（解 6.4.8）から式（解 6.4.9）を基本とし、根入れ層が砂層の場合には過剰間隙水圧の伝播の影響を図-解 8.5.1 に従って考慮するものとする。

地震による振動が終わった直後の鋼材の残留変位は漸増成分土圧による変位であり、鋼材が十分に根入れされていれば、振動成分土圧は矢板の残留変位にはほとんど寄与しないことが実験で確認されている。そこで、鋼材の水平変位量の計算では、漸増成分土圧のみを考慮することとした。

鋼材の変位移動面積 A_l は、鋼材の水平変位の鉛直分布を積分することによって算出するものとする。鋼材頭部の水平変位量 d_t と側方変位面積 A_l を式（6.4.1）に代入し、さらに液状化層の体積ひずみを考慮して得られる天端沈下量 S_c が許容沈下量以下であることを確認するものとする。

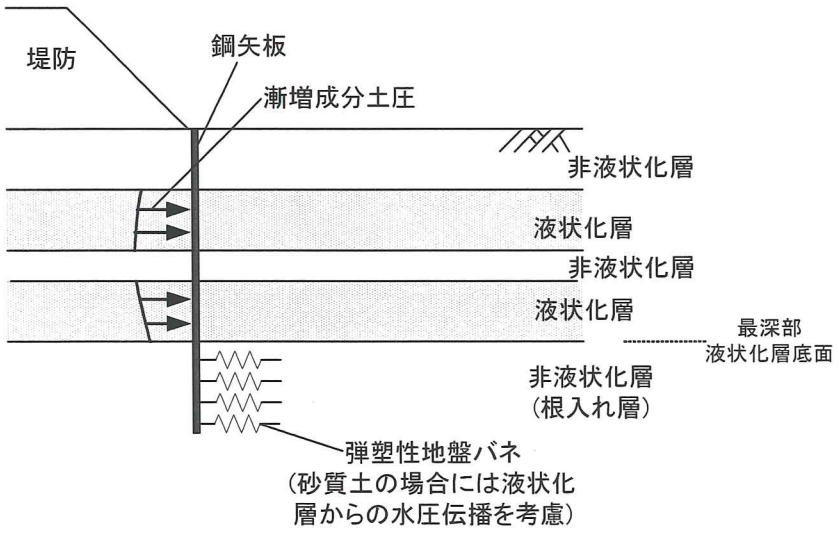


図-解 8.8.1　鋼材水平変位の計算モデル

参考文献

1)　日本道路協会(2002)：道路橋示方書・同解説　IV.　下部構造編
2)　日本建築学会(2001)：建築基礎構造設計指針

巻末資料

A1 堤防天端沈下量の支配的要因

6 章から 8 章で述べた、各工法で対策した堤防の沈下量は、堤防の沈下を堤体底面の沈下量と堤体自体の高さの減少に分けて考え、それらをたし合わせることにより天端沈下量を算定するものとした。この式及びこの式に含まれる係数 c_1 と c_2 は、本節で述べる一連の遠心模型実験から得られたものである。

A1.1 堤防の動的遠心模型実験

実験で使用した試料は江戸崎砂と 7 号硅砂及び平均粒径 5mm の砕石である。模型は内寸で幅 1.5m、奥行 0.3m、深さ 0.5m の剛性土槽の中に、以下のように作成した。まず、土層底面に砕石を 10mm に敷き詰め、その上に層厚 80mm、相対密度約 90%の硅砂層を作成した。締固め領域は、硅砂層上に設置した型枠内に含水比 w=20%の江戸崎砂を締固め度約 95%に締め固めて作成した。続いて江戸崎砂(w=20%)を層厚 20mm 毎に所定の締固め度となるよう締め固め、層厚 160mm の緩い砂層を作成し、土層全体を飽和した。江戸崎砂層及び硅砂層の液状化強度比 R_{L20} はそれぞれ 0.15、0.29 である。地下水位面を GL-3.5cm に設定した後、含水比 20%の江戸崎砂を締固め度約 90%に締め固め、高さ 100mm、法面勾配 1:2 の盛土を作成した。以下、本節では長さ及び時間を 50 倍し、原型スケールに換算して示すことにする。

模型の概要を図-A1.1 に示す。この模型を遠心模型実験装置に搭載し、50G の遠心加速度場にて振動実験を行った。実験条件及び加振加速度波形をそれぞれ表-A1.2、図-A1.2 に示す。入力波形は最大加速度約 450gal または 250gal、周波数 1Hz の正弦波 8 波からなる"主要動"とそれに続く約 70gal の"余震部"からなる。

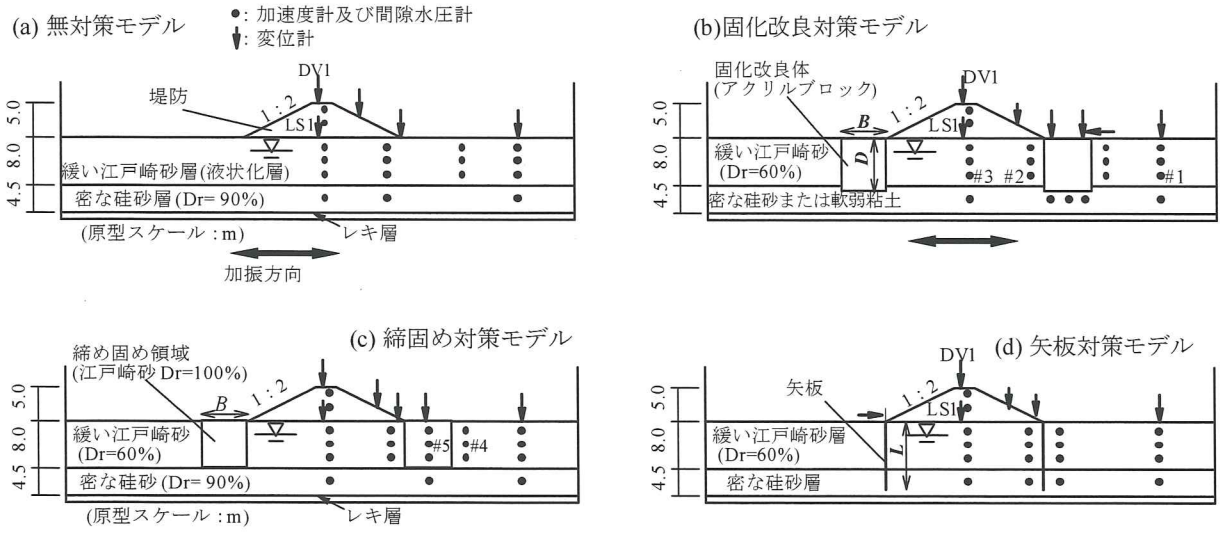


図-A1.1 遠心模型の概要

実験は、無対策模型、固化改良対策模型、締固め対策模型および矢板対策模型について、合計 15 ケース行った。固化改良対策模型は、改良体の幅と支持層への根入れ深さ、支持層の土質および加振加速度を、締固め対策模型は締固め改良幅、支持層の土質および加振加速度を、矢板対策模型は矢板長さと加振加速度をそれぞれ変化させた実験を行った。

表-A1.1　遠心模型実験条件の一覧

(a) 無対策模型および固化改良対策模型

Test code	固化改良体			支持層土質	最大加速度 *Amax*
	幅 *B* (m)	高さ *H* (m)	根入れ深さ *D* (m)		
BM1	無対策			密な硅砂 (Dr= 90%)	0.42 g
BM2	無対策				0.25 g
S1	6.0	8.5	0.5		0.42g
S2	6.0	10.5	2.5		
S3	10.0	8.5	0.5		
S4	10.0	10.5	2.5		
S5	6.0	8.5	0.5	軟弱粘土 (c_u= 53 kPa)	
S6	10.0	8.5	0.5		
S7	6.0	8.5	0.5	密な硅砂	0.25g
S8	6.0	10.5	2.5		

(b) 締固め対策模型

Test code	締固め領域			支持層土質	最大加速度 *Amax*
	幅 *B* (m)	高さ *H* (m)	根入れ深さ *D* (m)		
D1	6.0	8	0	密な硅砂	0.25g
D2	10.0	8	0		
D3				軟弱粘土	

(c) 矢板対策模型

Test code	Sheet pile			支持層土質	最大加速度 *Amax*
	Flexural rigidity	長さ *L* (m)	根入れ深さ *D* (m)		
SP1		11.0	3.0	密な硅砂	0.25g
SP2		14.0	6.0		

Note: * shear wave velocities of loose Edosaki sand were measured in free fields before shaking tests

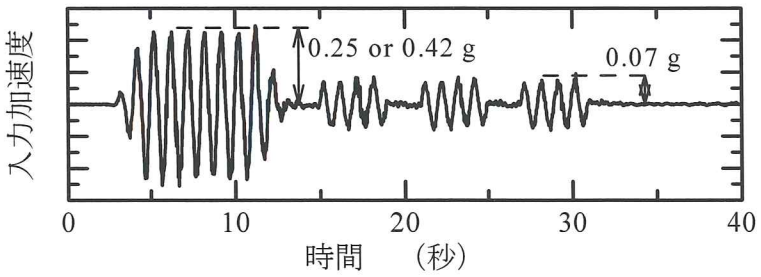


図-A1.2　入力加速度の時刻歴

A1.2　実験結果

実験終了後の代表的な模型の地盤変形状況を図-A1.3 に示す。無対策堤防の BM1 では、液状化した基礎地盤中に大きな側方流動変位が見られ、盛土の沈下量も大きい。一方、対策を施したケースでは、地盤の液状化の発生を防ぐことはできないが、側方流動変位が抑制され、それによって盛土の沈下量も小さくなり、対策効果が見られる。しかしながらこの図から分かるように、これらの対策工は液状化した基礎地盤の土が大きく側方流動することを抑制し、これによって過度の堤体沈下を防ぐものであり、被害が全く生じないことを目的とした対策ではない。

模型地盤の変形状況の観察から、盛土の沈下量は図-A1.4 に示すように、①盛土のせん断変形、②直下地盤の側方流動（等体積せん断変形）、及び③直下地盤の体積圧縮、の３つが支配的な要因であると考えられた。なお、本実験で盛土自体の体積変化は極めて小さく、また一般に不飽和状態にあり、ある程度締固められた盛土は、地震時に顕著な体積変化を生じないものと考えられる。要因②、③は盛土底面の沈下量に関するものであり、要因①は盛土自体の高さの減少に関するものである。

要因①については盛土が一様に変形（堤体のひずみが一様）すること、要因②、③については盛土底面が一様に沈下することを仮定すると、天端の沈下量 S_c は次式で表される。

$$S_c = S_1 + S_2 \qquad \text{(A1.1)}$$

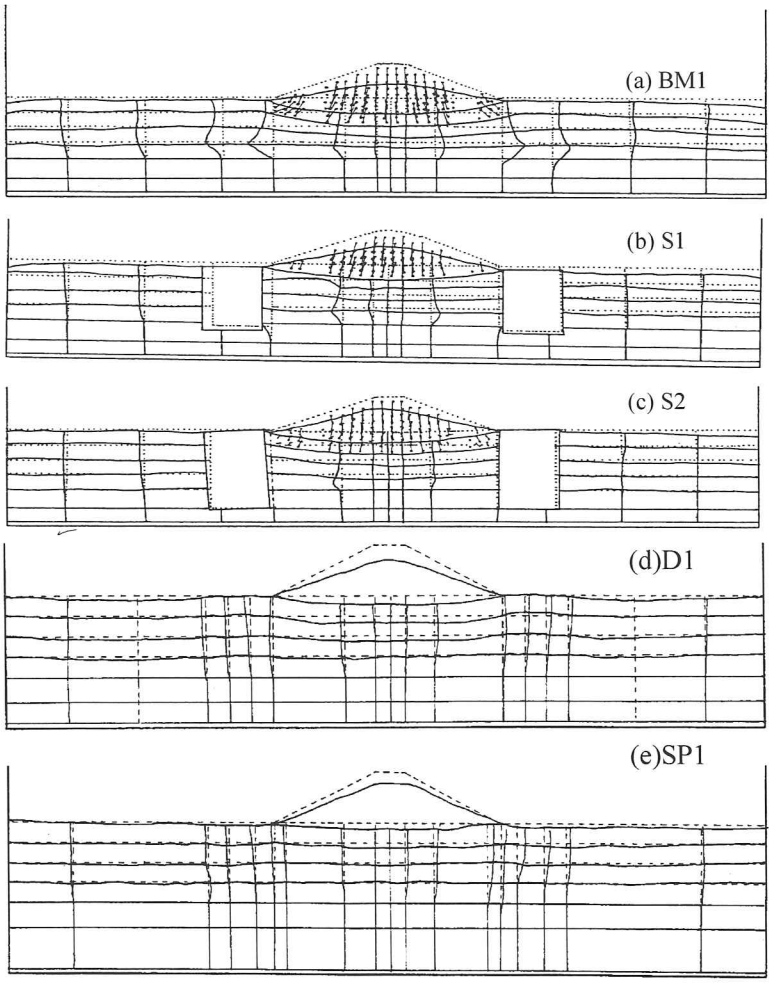


図-A1.3　実験終了後の地盤のスケッチ

$$S_1 = 2\frac{a_l}{B_E} + \varepsilon_v H_T \qquad \text{(A1.2)}$$

$$S_2 = \frac{2d_t H_E}{B_E} \qquad \text{(A1.3)}$$

ここに、S_1、S_2 は盛土底面の沈下量と盛土自体の高さの減少量、d_t は法尻の水平変位量、a_l は

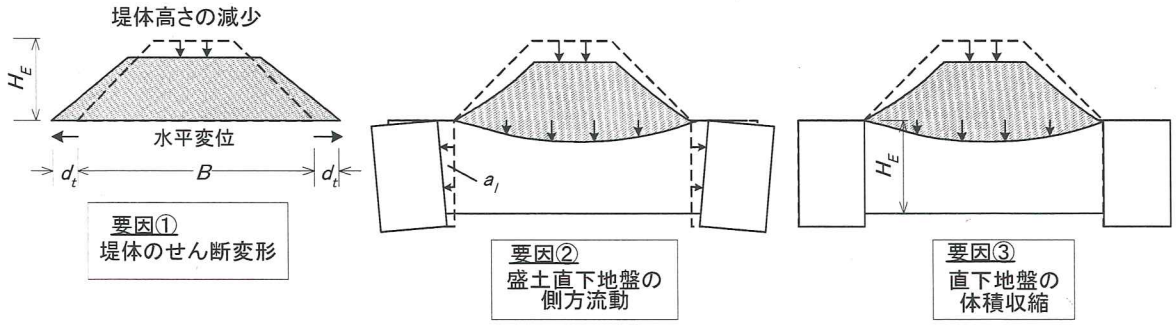


図-A1.4　盛土の沈下に関する支配的な要因

側方流動面積、H_T、ε_vは盛土直下地盤に含まれる液状化層の厚さと体積ひずみ、H_EとB_Eは盛土の高さと底面幅である。
加振前後に撮影した模型の写真から法尻の水平変位、側方流動面積、直下地盤の体積圧縮量を読みとり、式-A1.1～式-A1.3により天端沈下量を求めた。

図-A1.5(a)は要因②、③から求めた沈下量S_1と堤体底面の実測沈下量の関係、図-A1-5(b)は①による沈下量S_2と実験で測定した堤体高さの減少量（天端高と底面高の差）の関係を示したものである。何れの図でも式①～③から求めた沈下量は実測値と良い相関がある。

前述のように式-A1.1～式-A1.3 は盛土の一様な変形と一様な沈下を仮定したものであるが、盛土は一様な変形や一様な沈下を生じない（図-A1.3）。図-A1.6 の直線の傾きは、盛土の非一様な変位・変形を表す係数である。

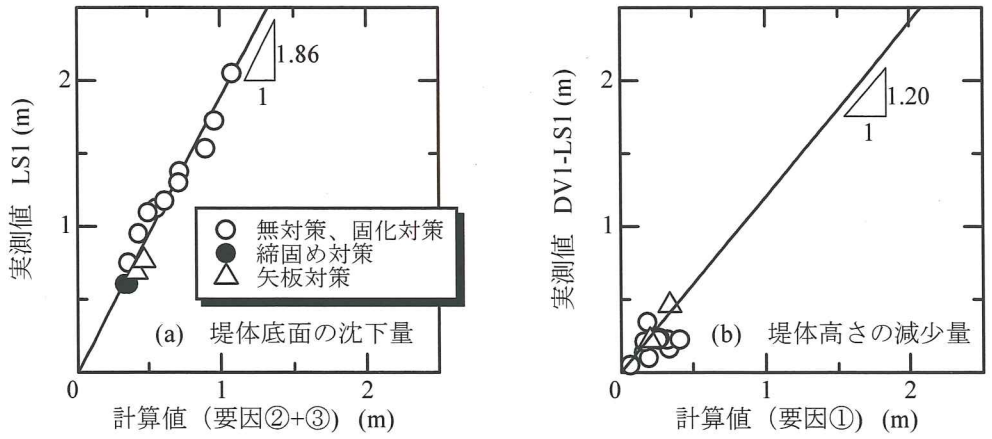


図-A1.6　式（A1.1）、式（A1.2）から求めた沈下量と実測沈下量の比較

A1.3　剛壁の遠心模型実験

つづいて、図-A2.1 に示す法尻に鉛直剛壁を有する模型の動的遠心模型実験について述べる。模型地盤は剛な土槽の中に江戸崎砂を用いて作成した。剛壁は土槽に剛結し、２つの剛壁間に層厚 24cm，相対密度 Dr=60%の江戸崎砂層を作成し、土槽全体を飽和させた後，江戸崎砂を締固め度約 90%に締固めて盛土を作成した。盛土の高さ、天端幅、法面勾配を変えて表-A2.1 に示す 12 模型を作成し、50g の遠心加速度場にて加振実験を行った。加振波形を図-A1.8 に示す。

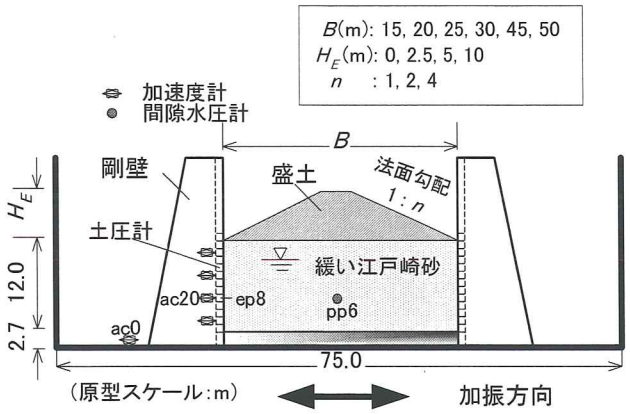


図-A1.7　剛壁遠心模型

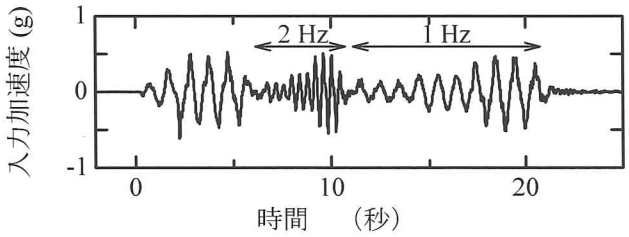


図-A1.8　剛壁模型実験の加振波形

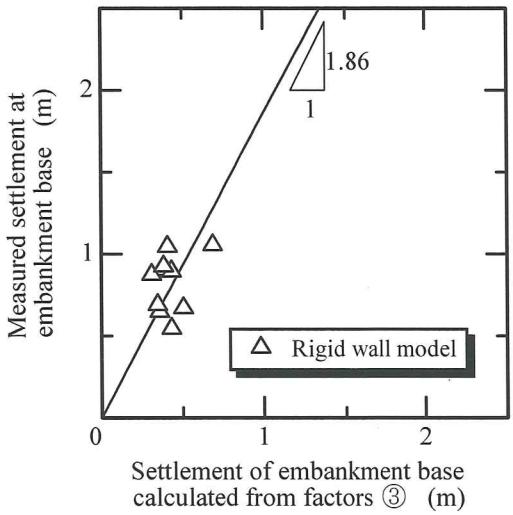


図-A1.9　剛壁模型実験での計算沈下量と実測沈下量の比較

図-A1.9 は剛壁模型実験について要因③から求めた沈下量 S_I と堤体底面の実測沈下量の関係を示したものである。剛壁実験の場合には、側方流動面積と法尻水平変位量が共にゼロであるので、沈下要因の①と②は共にゼロとなる。図-A1.6 に結果を示した、法尻に対策を施した堤体模型実験と比較し、液状化層厚、入力加速度波形、堤体の形状が異なるにもかかわらず、剛壁の実験から得られた要因③の沈下量は図-A1.6 と同一の直線上にプロットされていることがわかる。

以上より、堤防天端の沈下量は式-A1.4～式-A1.6 で表されることがわかる。

$$S_c = S_1 + S_2 \tag{A1.4}$$

$$S_1 = c_1\left(2\frac{a_l}{B_E} + \varepsilon_v H_T\right) \tag{A1.5}$$

$$S_2 = c_2\left(2\frac{d_l H_E}{B_E}\right) \tag{A1.6}$$

ただし、c_1、c_2は係数で、それぞれ 1.9、1.2 である。

参考文献

1) Okamura, M. and Matsuo, O. (2002): Effects of remedial measures for mitigating embankment settlement due to foundation liquefaction, Int. J. Physical Modelling in Geotechnics, Vol.2, No.2, pp.1-12

A2 改良体に作用する土圧外力

6 章及び 7 章で述べた堤防天端の地震時沈下量の計算を行うためには、地盤改良域に液状化層から作用する土圧を時刻歴で与える必要がある。そこで液状化地盤の改良域に作用する地震時土圧を遠心模型実験により調べ、その結果から定式化した、盛土の影響を考慮した土圧評価式について述べる。

実験では、図-A2.1 に示す法尻に鉛直な剛壁を有する模型を用いた。模型地盤は剛な土槽の中に江戸崎砂と 7 号硅砂を用いて作成した。剛壁は，幅 10cm×高さ 2cm の受圧面を持ち直土圧とせん断応力を測定できる 2 成分土圧計を深さ方向に 12 段内蔵したものである。剛壁は土槽に固定し，２つの剛壁間に層厚 24cm，相対密度 Dr=60%の江戸崎砂層を作成し、土槽全体を飽和させた後，江戸崎砂を締固め度約 90%に締固めて盛土を作成した。盛土の高さ、天端幅、法面勾配を変えて表-A2.1 に示す 12 模型を作成し、盛土の形状が地震時の土圧に及ぼす影響を調べた。全ての実験は 50g の遠心力場で行い、地下水位は盛土底面下 5cm とした．以下では、遠心模型実験の相似則に従って、長さ及び時間を 50 倍し，原型スケールに換算して示す。

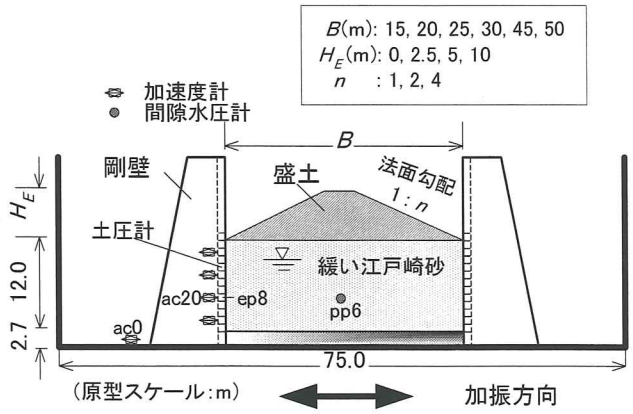


図-A2.1　剛壁模型の概要（原型スケール）

表-A2.1　剛壁模型の実験条件一覧

Case	盛土高	法面勾配	天端幅
剛壁模型	(m)	1:n	(m)
1	5	1:2	5
2	2.5	1:2	5
3	5	1:1	5
4	10	1:2	10
5	2.5	1:2	10
6	5	1:2	5
7	5	1:2	10
8	5	1:4	5
9	10	1:2	5
10	5	1:2	5
11	0	盛土無し	
12	2.5	1:2	5

図-A2.2 に入力加速度の時刻歴を示す。最初の 4 波は地盤全体を液状化させることを意図したもので、その後に周波数 2Hz で加速度振幅が約 100，250，450gal の正弦波を 3 波ずつ入力

し、さらに周波数 1Hz で加速度振幅を変えた波を入力することにより、土圧挙動に及ぼす加振周波数と加速度レベルの影響を調べた。

A2.1　土圧漸増成分

図-A2.2 より、始めの 4 波が終了した時点で過剰間隙水圧が初期有効上載圧（σ'_{v0}）に達しており、地盤が液状化したことがわかる。また土圧計で測定した水平全土圧の漸増成分（図中の破線）は過剰間隙水圧と共に上昇し、液状化した後はほぼ一定値となっている。図-A2.3 は代表的なケースの漸増成分の深度分布である。盛土のない Case11 では漸増成分は全土被り圧と良く一致している。盛土が高いほど、また法面勾配が急なほど漸増成分土圧が大きくなることがわかる。

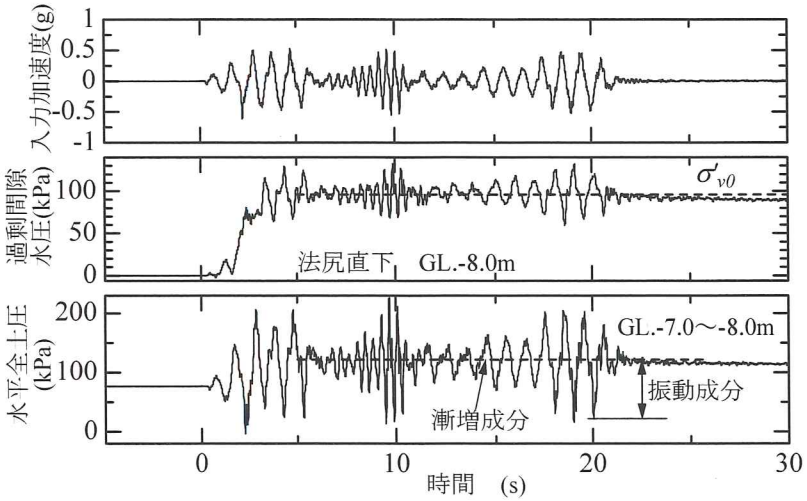


図-A2.2　加振中の過剰間隙水圧と剛壁に作用する土圧の時刻歴（Case11）

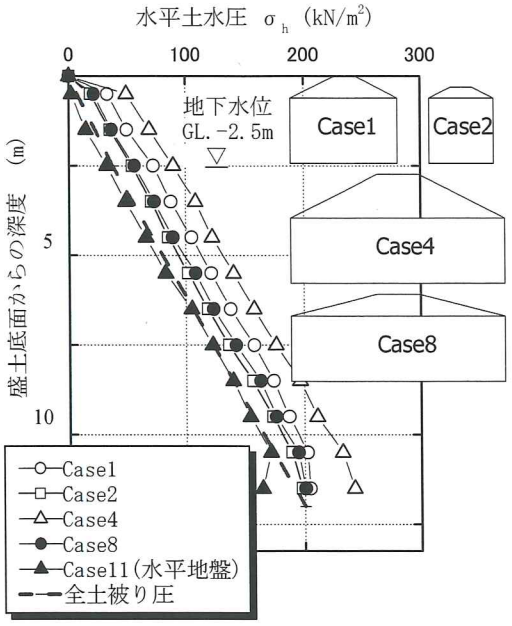


図-A2.3　代表的なケースでの土圧漸増成分実測値

既往の研究[1]に倣って法尻液状化対策工に作用する漸増成分を弾性 FEM 解析で評価した。図-A2.4 は有限要素メッシュの一例である。盛土直下地盤の半断面をモデル化し、側面は鉛直ローラー、底面は固定条件とした。地盤は非圧縮（ポアソン比 0.499）の弾性体とし，地盤表面に加振直後の盛土荷重に相当する鉛直荷重を作用させた。計算結果を実測値と併せて図-A2.5 に示す。図-A2.5 の横軸は、解析結果については盛土荷重の載荷によって増加した土圧、実験結果については土圧計で測定した漸増成分から盛土を考慮せず地盤表面が水平な場合の全土被り圧を差し引いたものであり、対策工の盛土側側面と自由地盤側側面が受ける漸増成分土圧の差に対応する。解析結果は実測値の深度分布の形状を良く捉え，その値も実測値とほぼ同程度かやや安全側となっている。FEM により種々の盛土形状と液状化層厚に対する漸増成分土圧 $p_{r(z)}$ をパラメトリックに計算し，その近似式を以下のように求めた。

$$p_{r(z)} = \frac{\gamma}{18}(A \cdot z^2 + B \cdot z + C) \qquad \text{(A2.1)}$$

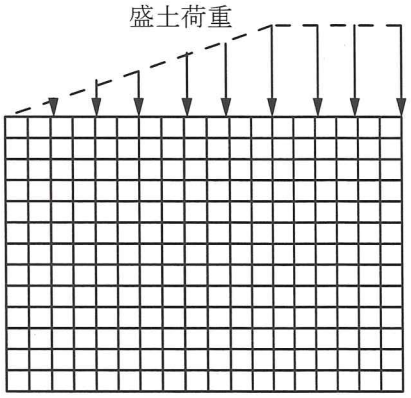
$$A = a_{11} \cdot H_E + a_{12} \cdot n + b_1 \qquad \text{(A2.3)}$$

$$B = -2A(a_{22} \cdot n + b_2) \qquad \text{(A2.4)}$$

$$C = (a_{31} \cdot H_E + a_{32} \cdot n + b_3) + \frac{B^2}{4A} \qquad \text{(A2.5)}$$

ここで、

$p_{r(z)}$ ：漸増成分土圧(kN/m^2)
H_E ：改良体外側の水平地盤面から堤防天端の高さ(m)
n ：平均のり面勾配
z ：盛土底面からの深度(m)
γ ：堤体の単位体積重量(kN/m^3)



側面：ローラー　底面：固定
地盤：一様弾性体（ν =0.499）

図-A2.4　有限要素メッシュの例

表-A2.2　漸増成分算定のための係数

係数	最深部液状化層厚下面の深度					
	2m	4m	8m	12m	16m	20m
a_{11}		-0.092	-0.0887	-0.0839	4m	
a_{12}		0.694	0.187	0.0290	-0.092	
B_1		-3.35	-0.959	-0.190	0.694	
a_{22}		-0.167	-0.161	-0.154	-3.35	
B_2		1.42	3.63	5.83	-0.167	
a_{31}		2.11	4.41	6.71	1.42	
a_{32}		-7.14	-6.24	-5.34	2.11	
B_3		34.9	30.8	26.6	-7.14	
適用範囲：	H_D= 2m～10m			n= 1～4		

式中の係数を表-A2.2 に、またこの係数と式-A2.1 を用いて計算した漸増成分土圧と深度の関係を図-A2.6 に示す。

式-A2.1 及び表-A2.2 に示す係数は、盛土高さが 2～10m、天端幅が 5～10m、法面勾配が 1:1～1:4 の範囲において適用性が確認されているものである。盛土の形状がこの範囲外の場合には、本節で述べた有限要素解析などによって、適切に算定するのが良い。なお、天端幅が土圧

漸増成分に及ぼす影響は比較的小さいので、天端幅が 5m 以下の場合には、天端幅を 5m として土圧を算定しても良いものとする。また、盛土形状がこの範囲内でも、液状化層下面の深度が表-A2.2 に示す値以外の場合には、表-A2.2 の係数と最深部液状化層下面の深度との関係を線形と仮定し補間して求めて良い。

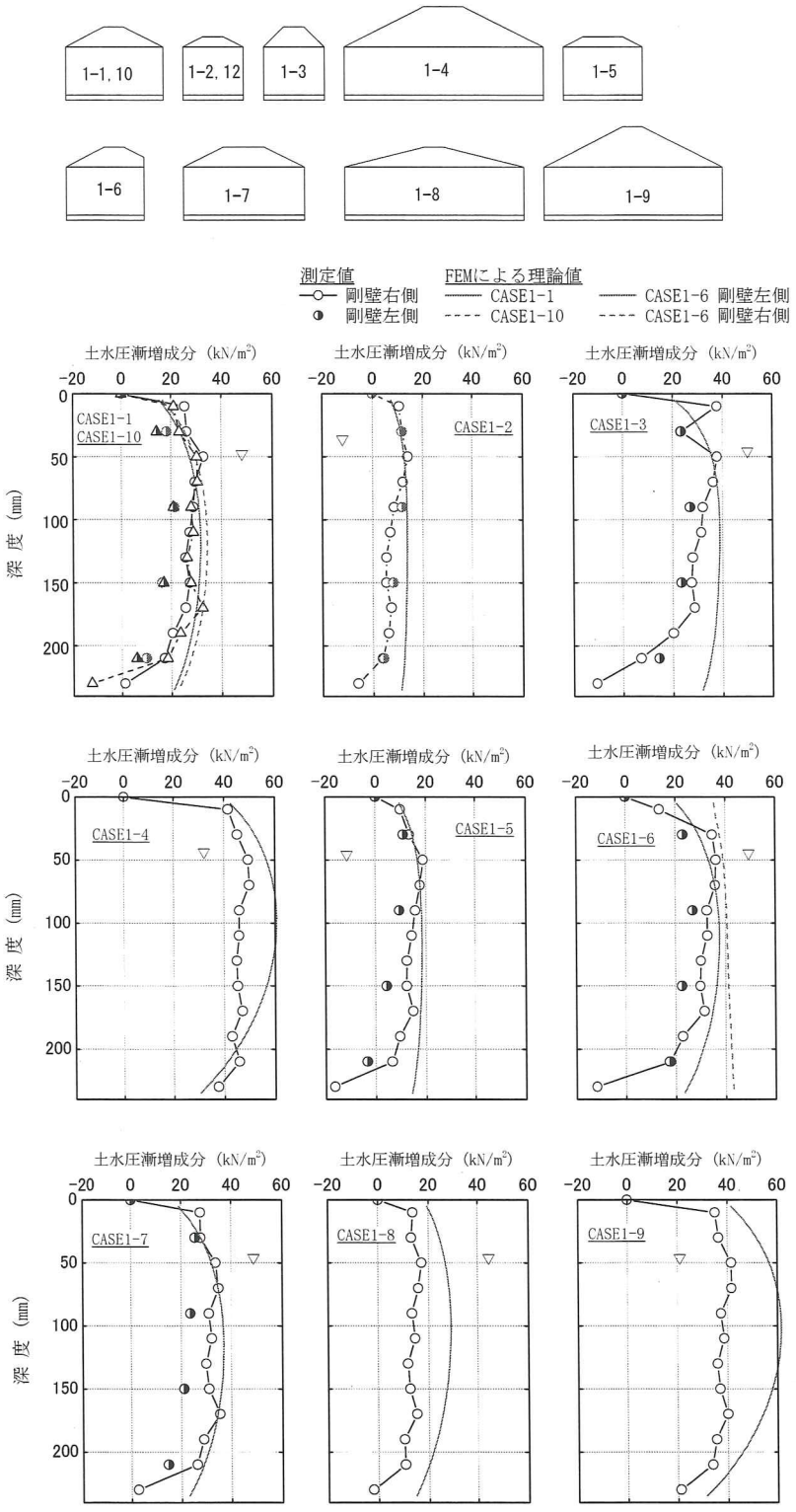


図-A2.5　土圧漸増成分の実測値と FEM 解析値の比較

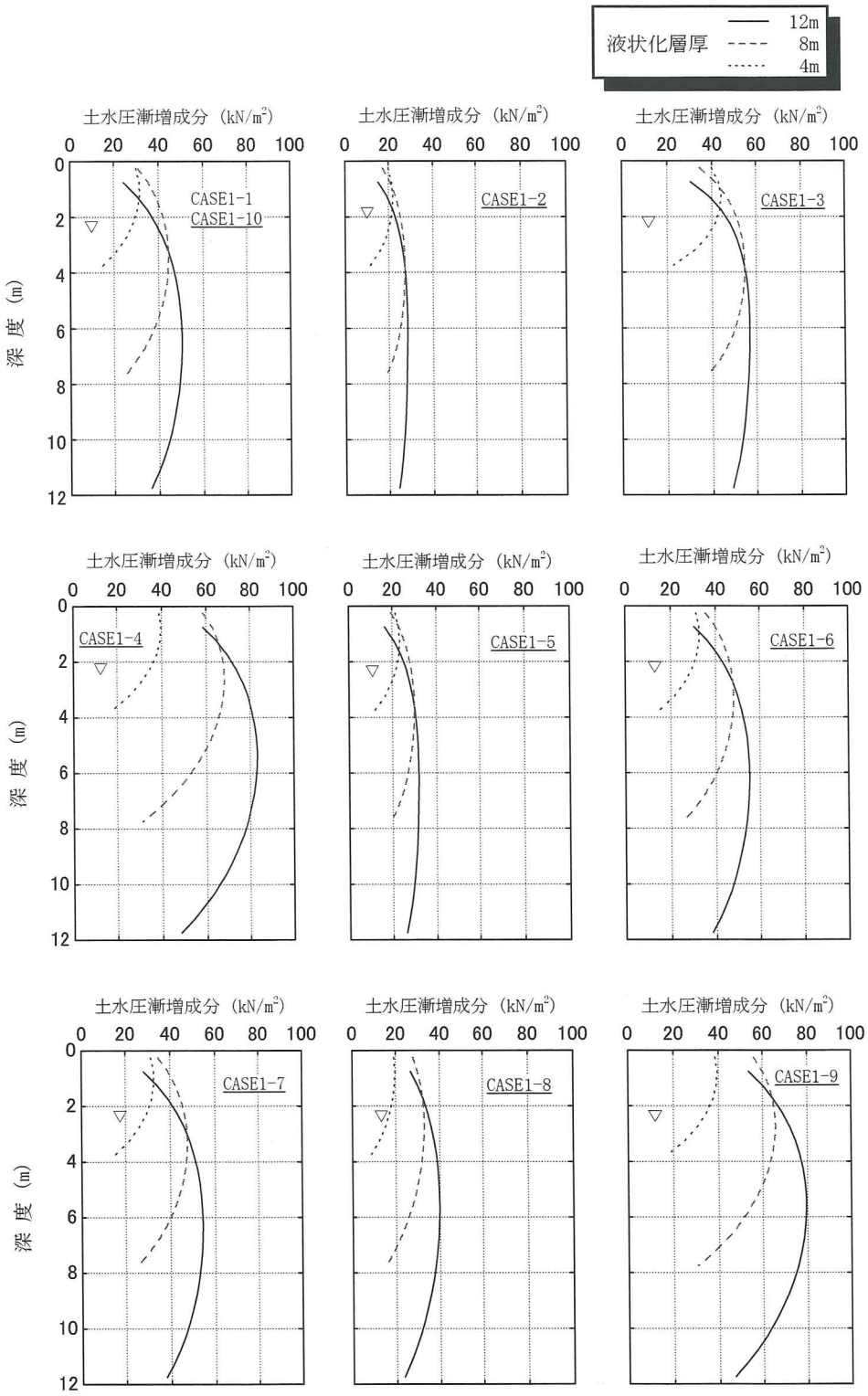


図-A2.6　土圧漸増成分の深度分布

A2.2　土圧振動成分

図-A2.2 の時刻歴図において、過剰間隙水圧が有効上載圧σ'_{v0}に達し地盤が液状化した t=7 秒以降、土圧の波形は剛壁の加速度波形と同様のものとなっている。地盤が液状化した t=7s 以降の土圧と剛壁加速度の関係の一例として、Case10 の GL. -5m～-6m に設置した土圧計の測定結果を図-A2.6 に示す。入力加速度の大きさおよび周波数によらず両者の間には線形関係が認められる。

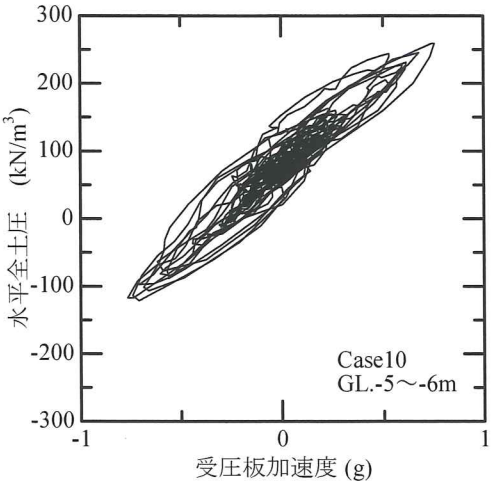


図-A2.6　液状化層の水平全土圧と剛壁加速度の関係

このような線形関係は剛壁に作用する動水圧と同じであり、これまでも Westergaared の動水圧評価式を剛壁が液状化した土から受ける土圧を算定する際にしばしば準用してきた。しかしながら、Westergaard 動水圧式は液体表面で応力ゼロという条件の下で適用できるものであり、液状化層上に不飽和層が存在し、あるいは盛土が存在する場合にはそのまま適用することはできない。図-A2.7 は土圧-剛壁加速度の傾き，すなわち剛壁加速度 1g あたりの振動成分土圧の深度分布である。実験では剛壁近傍の GL. -9. 5m 以深の地盤は液状化に達しなかったので、この部分では深度と共に土圧振動成分が小さくなっているが、この深度以浅での分布形状は Westergaard 動水圧分布に近いものとなっている。なお、図-A2.7 の Westergaard 動水圧の計算には、水の単位体積重量の代わりに液状化した土の飽和重量を用いた。

図-A2.8 は地表面に不飽和層がある場合、液状化層上面での全土被り圧が等しくなるように換算し、便宜的に地表面までを液状化層としたモデルである。このモデルにより Westergaard 式を用いて計算した土圧振動成分を図-A2.7 中に示す。地表面に不飽和層を有する水平地盤の Case11 は計算値と良く一致している。

図-A2.7 より，盛土の全重量が大きいほど土圧振動成分も大きくなっていることがわかる。図-A2.9 は盛土による土圧振動成分の増加率と平均盛土荷重の関係である。ここで平均盛土荷重は盛土重量を盛土底面幅で除したものであり、図の縦軸は各ケースの土圧振動成分を図-A2.8 の方法によって修正した地表面位置から算定した Westergaard 動水圧で正規化してある。これより、土圧振動成分は深度によらず平均盛土荷重の増加と共にほぼ直線的に増大することがわかる。図-A2.8 に従って修正した地表面位置を基準とした Westergaard 動水圧を基準とすると、盛土荷重がある場合の土圧振動成分 p_dは式(A2.6)によって近似できる。

$$p_d = (1.0 + 0.005\,\bar{q}) \times p_{WG} \qquad \text{(A2.6)}$$

ここで、

p_d　　：土圧振動成分(kN/m^2)

$\bar{q}$　　：平均盛土荷重(kN/m^2)

p_{WG}　　：修正地表面位置から算定した、盛土がない場合の振動成分土圧(kN/m^2)

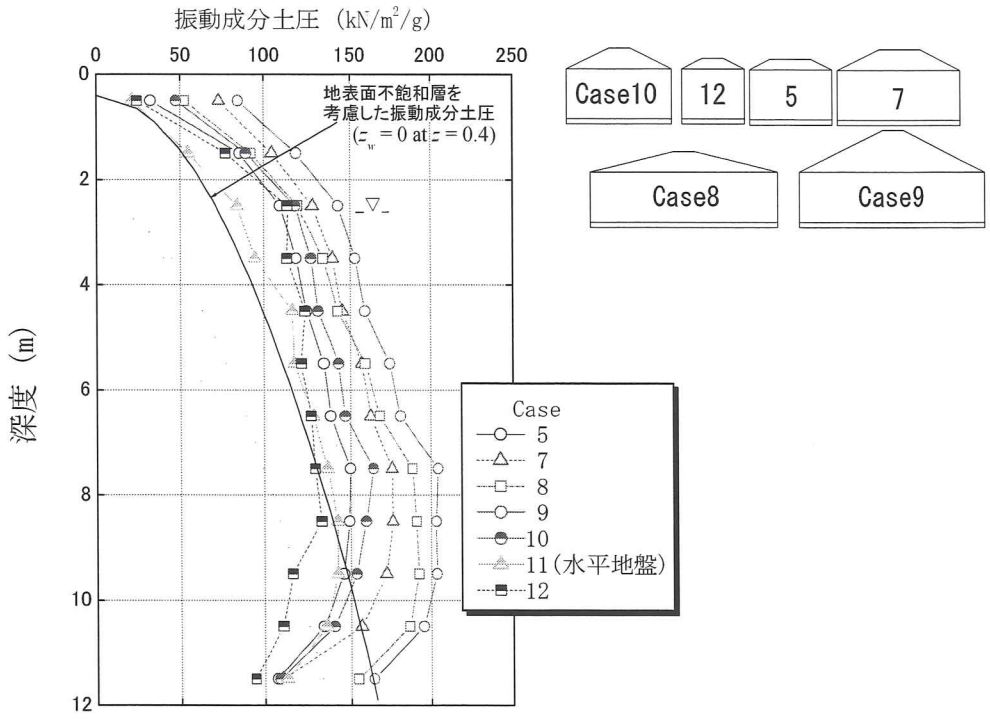


図-A2.7　壁加速度 1g あたりの土圧振動成分の深度分布

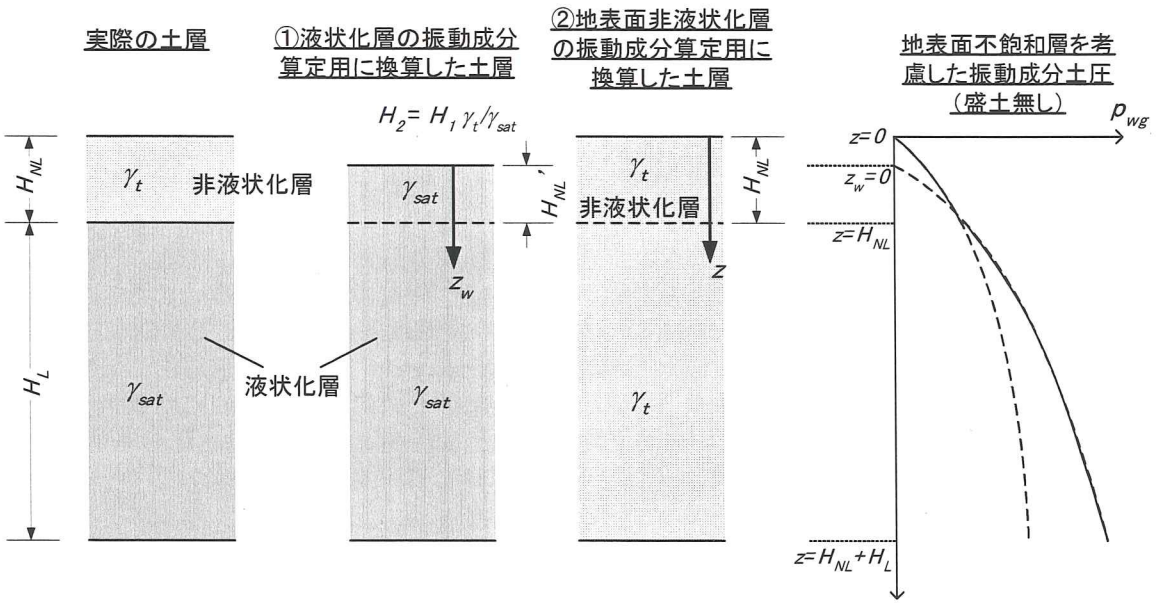


図-A2.8　地要面不飽和層の換算

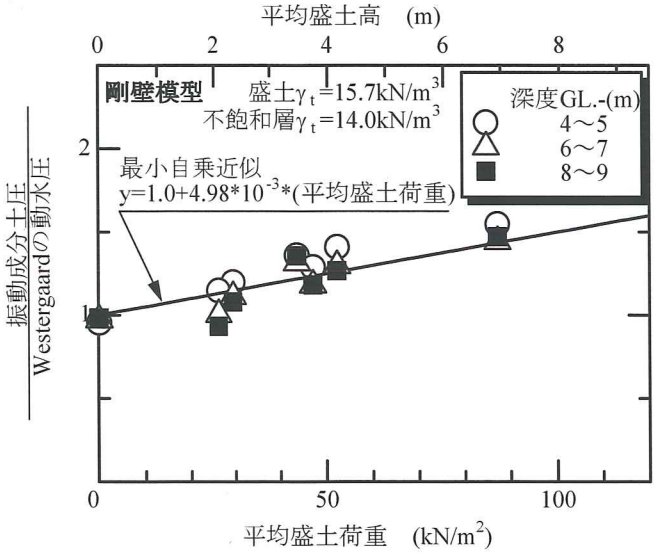


図-A2.9　振動成分土圧に及ぼす盛土荷重の影響

A2.3　特別な場合の土圧算定

前節までに述べた漸増成分土圧および振動成分土圧は、表-A2.2 中に示した液状化層厚や盛土形状の範囲内で、次のような場合に適用できるものである。すなわち、図-A2.10(a)に示すように、

① 改良体、締固め域の側面位置および矢板打設位置は堤体法尻に一致
② 外側の地盤面が水平
③ 対策工の左右両側で、液状化層厚が等しい

である。したがって、法面の下に対策工を設ける場合（図-A2.10(b)、(c)）や、法尻部が護岸になっている場合（図-A2.10(d)）、横断方向に液状化層厚が異なる場合（図-A2.10(e)）には、式(A2.1)および式(A2.6)をそのまま適用することはできない。このような場合の漸増成分土圧および振動成分土圧は、以下に述べるように、対策工の水平地盤側と堤体側に作用する土圧を別々に算定し、その合力をもって対策工に作用する土圧とする。

(1)　漸増成分土圧

対策工に作用する漸増成分土圧は、対策工の堤体側側面と水平地盤側側面にそれぞれ作用する漸増成分土圧の差である。水平地盤で鉛直な壁体側面に作用する漸増成分土圧は全土被り圧に等しい。したがって、図-A2.10(a)の場合、対策工の水平地盤側側面に作用する漸増成分土圧は全土被り圧、堤体側側面に作用する漸増成分土圧は、式(解 6.4.1)で与えられる土圧に全土被り圧を加えた土圧であり（図-A2.11 参照）、左右側面に作用する漸増成分土圧の差、すなわち対策工に作用する漸増成分土圧は式(解 6.4.1)で与えられる。

図-A2.10 の(a)(d)(e)の場合、対策工の堤体側側面の漸増成分土圧は、式(解 6.4.1)の土圧に盛土側側面位置での全土被り圧を加えることによって求められる。また、この場合の水平地盤側側面における漸増成分土圧は、水平地盤側側面位置での全土被り圧である。

図-A2.10 の(b)では、対策工の堤体側側面はのり面下にある。この場合にも、堤体側側面に作用する漸増成分土圧と水平地盤側に作用する漸増成分土圧を個別に求め、その差をもって漸増成分土圧とするのは上述の場合と同じである。ただし、この場合には、堤体側側面の土圧を算定するためには、図-A2.11 に示すように、対策工の堤体側側面を鉛直に伸ばした線と堤体表面との好転の高さを地盤表面高さとする。また堤体の内、この高さより上の部分を土圧算定用の堤体とする。土圧算定用の地盤表面および土圧算定用の堤体により、式(解 6.4.1)を用いて算定

した土圧に全土被り圧を加え、堤体側側面に作用する漸増成分土圧とする。この土圧から、水平地盤側側面に作用する漸増成分土圧を差し引くことにより、対策工に作用する漸増成分土圧とする。

図-A2.10 の(c)では、対策工の水平地盤側側面ものり面下にある。この場合、安全側の配慮として、対策工よりも水平地盤側にある堤体の一部は無視して土圧を算定してもよい。

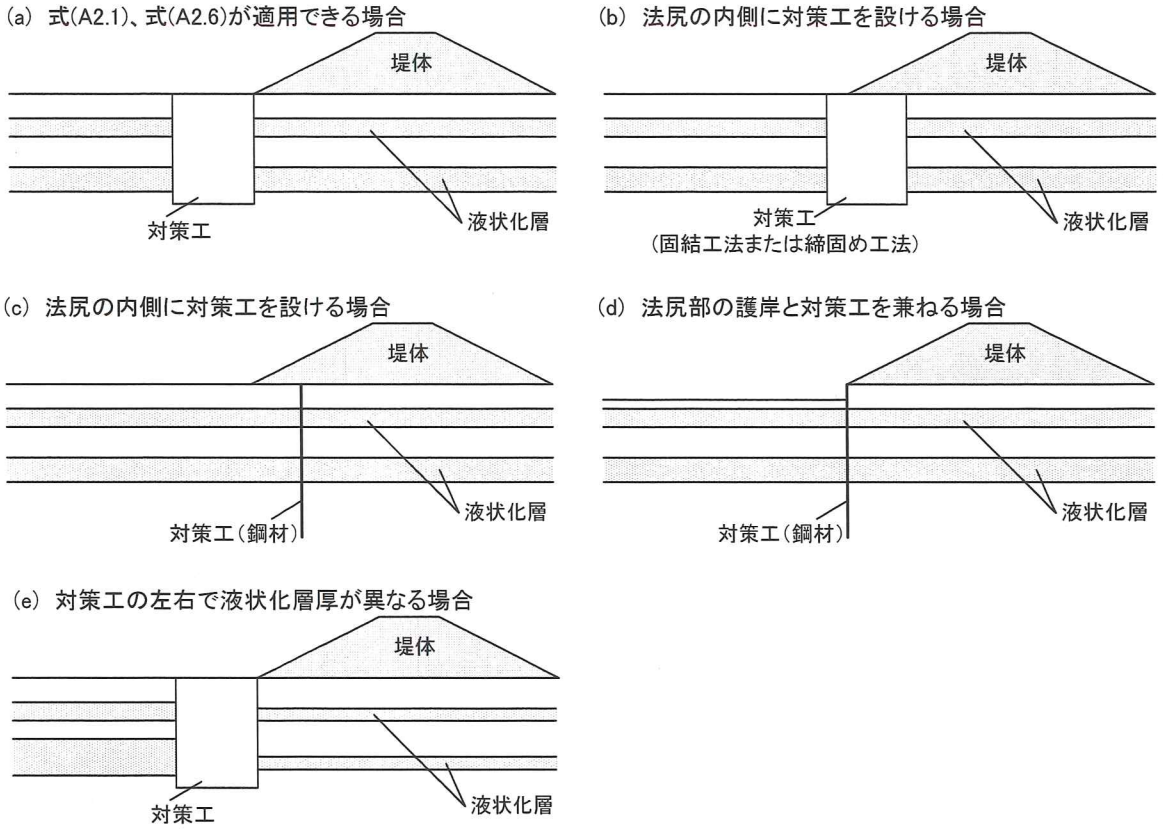


図-A2.10　対策工と堤体のいろいろな位置関係

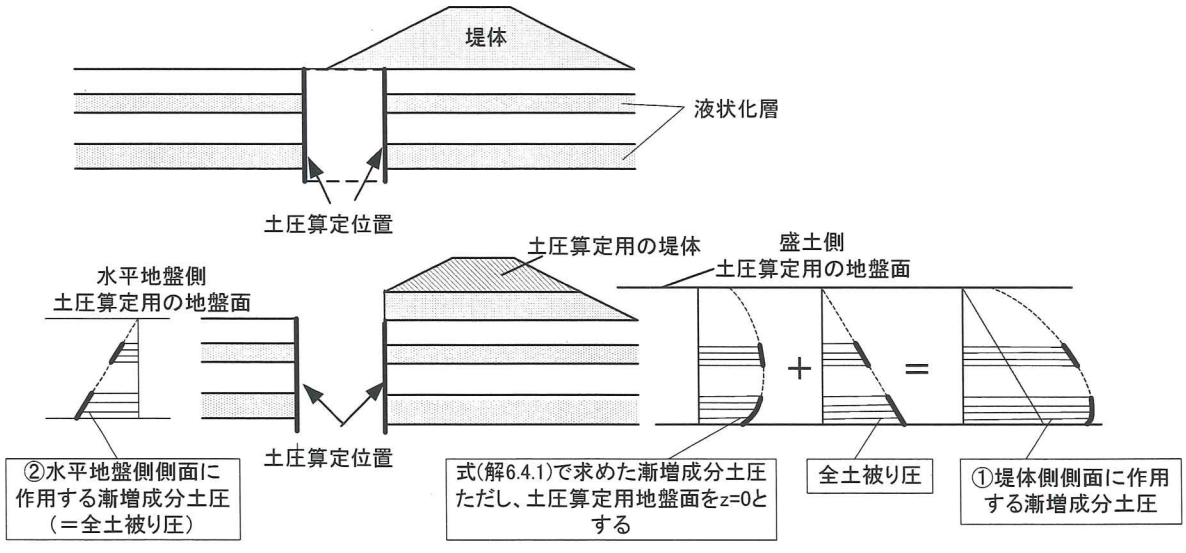


図-A2.11　法尻内側に対策工を設ける場合の漸増成分土圧の算定

(2)　振動成分土圧

対策工に作用する振動成分土圧は、対策工の左右両側側面で別々に求めた振動成分土圧を加えたものである。これは、振動成分土圧は漸増成分土圧と異なり、対策工の左右側面の土圧が常に同じ方向に作用するためである。

図-A2.10 の(a)(b)(d)(e)の場合、対策工の水平地盤側側面（図の左側面）に作用する振動成分土圧は、水平地盤に対する式(解 6.4.6)、式(解 6.4.7)により算定する。また、堤体側側面に作用する振動成分土圧は式(A2.2)で与えられるものとし、その算定にあたり平均盛土荷重$\bar{q}$は、堤体側側面を鉛直に延ばした直線の右側から天端中心までの間の堤体部分の平均盛土荷重を、改良対側面から天端中心線までの水平距離（図-解 6.4.2(c)）で除したものとする。

図-A2.10(e)のように、対策工の両側で最深部の液状化層下面深度が異なる場合は、左右それぞれの下面深度を用いて振動成分土圧を算定する。

また図-A2.10(e)のように、対策工の水平地盤側側面が法面下に位置する場合、水平地盤側側面に作用する振動成分土圧は式(A2.2)で求めるものとし、その際に用いる平均盛土荷重$\bar{q}$は、水平地盤側側面を鉛直に延ばした直線より水平地盤側に位置する堤体部分の平均盛土荷重とする。

参考文献

1) Okamura, M., Matsuo, O and Koga, Y. (1999): Effect of sheet piling as a measure against liquefaction-induced embankment failure, Proc. 2nd Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering Vol. 2, pp. 731-736
2) 岡村未対、石原雅規、田村敬一(2003): 盛土法尻の液状化対策工に作用する地震時土圧（その１　土圧漸増成分）
3) 岡村未対、石原雅規、田村敬一、谷本俊輔(2003): 盛土法尻の液状化対策工に作用する地震時土圧（その２　土圧振動成分）
4) 石原雅規、岡村未対、大下武士(2003): 盛土法尻の液状化対策工に作用する地震時土圧（その３　締固め工法への適用）

A3 固化改良体の地震時変位量計算法

地震によって固化改良体は、水平変位、鉛直変位および回転変位を生じる。堤防の沈下に影響する主な要因には、巻末資料 A1 に示すように改良体の水平変位だけではなく、堤体法尻部の水平変位、すなわち改良体上端の水平変位（改良体重心の水平変位＋回転変位）がある。改良体および支持層が剛体と見なせるなら、生じうる改良体の変位は水平変位のみと考えることも出来るが、支持層は剛体ではないので改良体の回転変位も水平変位と合わせて求めることが必要である。

改良体の地震時変位量は、地盤を剛塑性体と仮定することにより、鉛直方向、水平方向および回転方向の運動方程式から求められる。運動方程式を積分して変位量を求める方法は、ニューマークのスライディングブロック法[1)]と同一である。

以下に運動方程式と計算の手順を示す。また、本計算法を用いて巻末資料 A1 の固化改良体模型の遠心模型実験をシミュレーションした結果についても示す。

A3.1 改良体の運動方程式

$$-V + m \cdot g = m \cdot \ddot{y} \qquad \text{（鉛直方向）} \qquad (6.4.5)$$

$$P_t - P_{PH} + P_{AH} - H - m \cdot \ddot{X} = m \cdot \ddot{x} \qquad \text{（水平方向）} \qquad (6.4.6)$$

$$P_t \cdot y_p + \left(P_{PH} - P_{AH}\right) \cdot y_{ap} - M - m \cdot x_G = m\left(\ddot{x} \cdot y_G\right) + \left(I_G + m \cdot {y_G}^2\right)\ddot{\theta} \qquad \text{（回転方向）} \qquad (6.4.7)$$

ここに、

m	：改良体の質量(kg)。改良体が盛土法面下に位置する場合には、図-6.4.2 に示すように、改良体直上の盛土を改良体の一部として取り扱い、改良体質量を計算する。
x_G	：改良体底面中央から改良体重心までの水平距離(m)
g	：重力加速度(m/s^2)
x	：改良体の水平変位(m)
y	：改良体の鉛直変位(m)
θ	：改良体の回転角(rad)
V	：改良体底面に作用する地盤反力の鉛直成分(kN)
H	：改良体底面に作用する地盤反力の鉛直成分(kN)
M	：改良体底面に作用する地盤反力のモーメント成分で、改良体底面中心回りのモーメント(kN･m)
I_G	：改良体重心回りの回転慣性モーメント(kg･m^2)。改良体が盛土法面下に位置する場合には、図-6.4.2 に示すように、改良体直上の盛土を改良体の一部として取り扱い、回転慣性モーメントを計算する。
P_t	：式(6.6.3)の土圧を、6.6.2 解説(2)3)に示す土圧を考慮する土層について積分した土圧合力(kN)
y_G	：改良体重心位置の改良体底面からの高さ(m)
P_{AH}	：主働土圧合力(kN)
P_{PH}	：受働土圧合力(kN)
y_{ap}	：主働土圧合力及び受働土圧合力作用位置の改良体底面からの高さ(m)
$\ddot{X}$	：支持層の水平加速度(m/s^2)

また、土圧合力 P_t は、地表面からの深さ z における漸増成分土圧（$p_{r(z)}$）と振動成分土圧（$p_{d(z,t)}$）の和（式 6.4.3 の $p_{t(z,t)}$）を液状化層下面深さまで積分したものであり、式-A3.1 で表される。なお、漸増成分土圧と振動成分土圧では積分する深度が異なることに注意する必要がある。積分する深度については 6.4.2 の規定に従うものとする。

$$p_{t(z,t)} = p_{r(z)} + p_{d(z,t)} \qquad (6.4.3)$$

$$P_{t(t)} = \int p_{r(z)} dz + \int p_{d(z,t)} dz \qquad (A3.1)$$

地盤条件や盛土条件が与えられ、液状化判定等によって液状化層が特定されれば漸増成分土圧は式（解 6.4.1）～(解 6.4.4)で求めることができる。

$$p_{r(z)} = \frac{\gamma}{18}(A \cdot z^2 + B \cdot z + C) \qquad (解\ 6.4.1)$$

$$A = a_{11} \cdot H_E + a_{12} \cdot n + b_1 \qquad (解\ 6.4.2)$$

$$B = -2A(a_{22} \cdot n + b_2) \qquad (解\ 6.4.3)$$

$$C = (a_{31} \cdot H_E + a_{32} \cdot n + b_3) + \frac{B^2}{4A} \qquad (解\ 6.4.4)$$

一方、振動成分土圧は、盛土のない場合の振動成分土圧（式(解 6.4.6)、式(解 6.4.7)）と盛土の影響を考慮した式(解 6.4.5)で与えられるが、この土圧は改良体の加速度 A_g に比例する。

$$p_{wg} = \frac{7}{8}\gamma_t \frac{A_g}{9.8}\sqrt{(H_{NL} + H)z} \qquad (表面不飽和層) \quad (解\ 6.4.6)$$

$$p_{wg} = \frac{7}{8}\gamma_{sat} \frac{A_g}{9.8}\sqrt{(H_{NL}' + H)z_w} \qquad (液状化層) \quad (解\ 6.4.7)$$

$$p_{d(z,t)} = (2.0 + 0.005\bar{q})p_{wg} \qquad (解\ 6.4.5)$$

改良体の重心加速度は A_g は支持層の加速度と、支持層と改良体の相対加速度の和であり、

$$A_g = \ddot{X} + \ddot{x} \qquad (A3.2)$$

である。したがって、土圧合力は加速度に依存しない成分と加速度に比例する成分の和として次のように書くことができる。

$$P_{t(t)} = P_r + m_a(\ddot{X} + \ddot{x}) \qquad (A3.2)$$

$$P_r = \int p_{r(z)} dz \qquad (A3.3)$$

$$m_a = \frac{1}{A_g}\int p_{d(z)} dz \qquad (A3.4)$$

式(A3.2)を運動方程式（式（6.4.5）～式（6.4.7））に代入し整理すると、式(A3.5)～式(A3.7)となる。

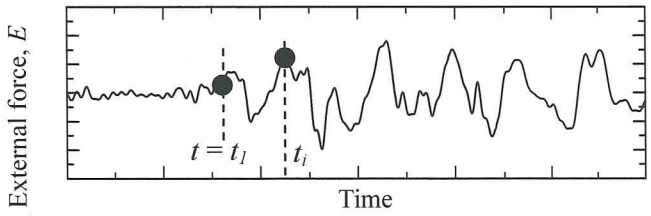
$$g - \frac{V}{m} = \ddot{y} \qquad (鉛直方向) \quad (A3.5)$$

$$\frac{P_r - P_{PH} + P_{AH} - H}{m - m_a} - \ddot{X} = \ddot{x} \qquad (水平方向) \quad (A3.6)$$

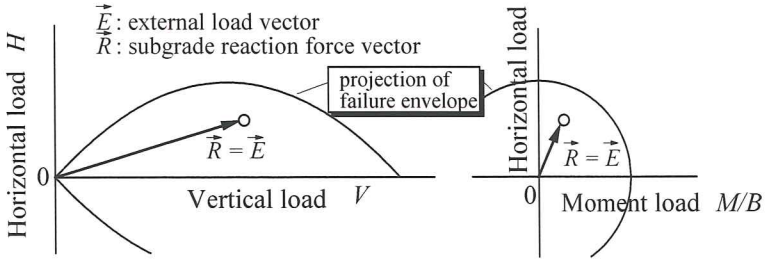
$$\frac{(P_r + m_a(\ddot{X} + \ddot{x}))y_p + (P_{PH} - P_{AH})y_{ap} - M - m(gx_G + \ddot{x}y_G)}{I_G + m{y_G}^2} = \ddot{\theta} \qquad (回転方向) \quad (A3.7)$$

A3.2　変位量計算の手順

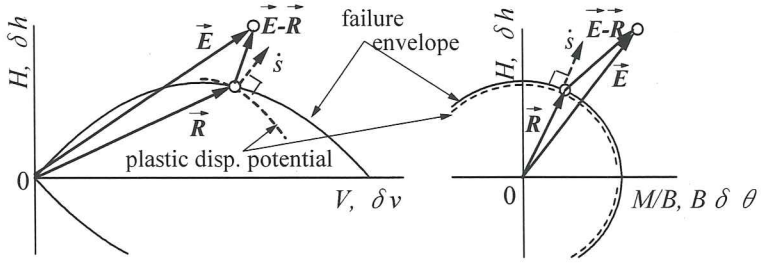
①　計算に用いる加速度波形を 3.5 によって設定する。
②　改良体の幅、高さおよび位置を設定し、改良体の質量、回転慣性モーメント、漸増成分土圧合力、振動成分土圧合力の係数 m_a、およびこれら力の着力点位置を求める。
③　支持層内で改良体側面に作用する土圧合力とその着力点を求める。改良体側面に作用する土圧合力が漸増成分土圧合力を上回った場合には、根入れ深さを減じて漸増成分土圧合力以下となるようにする。
④　以上によって、運動方程式（式(A3.5)～(A3.7)）中の未知数は地盤反力(V,H,M)と求めるべき変位量 (x,y,θ) となる。一般に改良体重量は支持層の支持力に比べて十分に小さく、計算から求まる鉛直変位量も極めて小さい。したがって、以後、鉛直方向の運動方程式



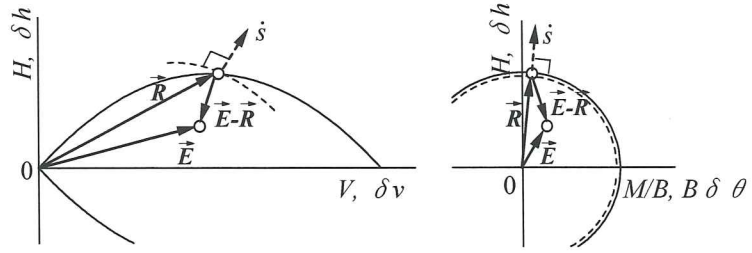
(a)　外力の時刻歴の例



(b) external load is within the failure envelope (F≦0) and the foundation is not moving



(c) external load violates the failure condition (F>0)



(d) external load comes down within the failure envelope (F≦0) but the foundation is still moving

図-A3.1　地盤反力ベクトルと支持力局面・変位ポテンシャル面

から鉛直変位量を求める計算は省略することが出来る。

⑤　解析時間を細かい時間ステップ($t = 0, t_1, t_2, \ldots, t_i, \ldots, t_n$)に分割する。

⑥　時刻 $t = t_1$ における入力加速度 $\ddot{X}$ を運動方程式に与えて改良体の水平加速度 $\ddot{x}$ を求め、続いて回転加速度 $\ddot{\theta}$ を求める。ここで、地盤反力は改良体-地盤系のマクロ要素法により、以下のように決めるものとする。

i) 式(A3.5)～式(A3.7)の右辺をゼロとおくことにより外力ベクトル $E=(V_e, H_e, M_e/B)$ を式(A3.8)～式(A3.10)により求める。ここで外力ベクトルとは、改良体に作用する力のうち地盤反力を除いたものである。

$$V_e = mg \tag{A3.8}$$

$$H_e = P_r - P_{PH} + P_{AH} - \ddot{X}(m - m_a) \tag{A3.9}$$

$$M_e = (P_r + m_a(\ddot{X} + \ddot{x}))y_p + (P_{PH} - P_{AH})y_{ap} - m(gx_G + \ddot{x}y_G) \tag{A3.10}$$

ii) 図-A3.1(a)の外力時刻歴図に示すように外力ベクトル E が小さく、6.4 で規定される支持力局面内にある場合（図-A3.1(b)）には、地盤反力ベクトル $R=(V, H, M)$ は外力ベクトル E に等しい。この時間ステップでは改良体は支持層に対して相対的に静止し、相対加速度 $\ddot{x}$、$\ddot{\theta}$ は共にゼロである。

iii) 次の時間ステップで ii)の手順にしたがって外力ベクトル E が支持力局面内かどうかを判定する。E が支持力局面外となる時間ステップまで ii)の手順を繰返す。この間は固化体の相対加速度、相対変位はゼロである。

iv) 時刻 $t = t_i$ で E が支持力局面の外側に出たとする。このとき地盤は降伏状体にあり地盤反力 R は支持力曲面上のどこかの点にある。R が支持力曲面上の一点に決まれば、改良体の支持層に対する相対加速度は式(A3.5)～(A3.7)から求まり、相対速度 $\dot{s}_{(t=t_i)} = (\dot{x}_{(t_i)}, \dot{y}_{(t_i)}, \dot{\theta}_{(t_i)})$ および相対変位 $s_{(t=t_i)} = (x_{(t_i)}, y_{(t_i)}, \theta_{(t_i)})$ は式(A3.11)、(A3.12)によって求められる。

$$\dot{s}_{(t_i)} = \int_{t_{i-1}}^{t_i} \frac{\ddot{s}_{(t_i)} + \ddot{s}_{(t_{i-1})}}{2} dt + \dot{s}_{(t_{i-1})} \tag{A3.11}$$

$$s_{(t_i)} = \int_{t_{i-1}}^{t_i} \frac{\dot{s}_{(t_i)} + \dot{s}_{(t_{i-1})}}{2} dt + s_{(t_{i-1})} \tag{A3.12}$$

地盤反力は、支持力曲面上に位置し、かつ式(A3.11)で得られる相対速度が変位ポテンシャル面に直交するように決める（図 A3.1(c)）。塑性ポテンシャル面は外に凸な局面であるので、この２つの条件を満たす地盤反力 R が必ず１つだけ存在する。この地盤反力は繰り返し計算によって求めることになる。この２条件を満たした地盤反力 R を用い、式(A3.12)から得られたものが当該時間ステップにおける相対変位である。

v) 次の時間ステップ $t = t_i + 1$ について外力ベクトル E が支持力局面の内側か外側かを判定する。外側の場合には、iv)の手順により相対変位を求める。内側の場合にも相対速度がゼロになるまでの間は iv)の手順によって相対変位を求める（図 A3.1(d)）。

vi) 相対速度がゼロになり、かつ外力ベクトル E が支持力局面の内側である時間ステップ $t = t_j$ の場合には、当該時間ステップの相対加速度、相対速度はゼロであり、相対変位量は前時間ステップと同じである。

vii) 以上の手順を、$t = t_n$ まで順次行い、最終的な変位量を求める。

A3.3　遠心模型実験を対象としたシミュレーション結果

本変位量計算法と式(6.4.1)を組み合わせた天端沈下量算定方法を、参考資料 A1 に示した固化改良対策モデルの遠心模型実験（表 A1.1(a)の 8 ケース）に適用した結果について述べる。

図 A3.2 は、支持層が砂層であるケース S3 と支持層が粘土層であるケース S6 の改良体の水平変位量と回転量について、実験結果を計算結果と比較したものである。これらの模型は何れも改良体幅が 10m、改良体の支持層への根入れ深さ 0.5m、入力最大加速度約 420gal の実験である。

何れのケースにおいても、実験での水平変位量および回転変位量は加振加速度の大きな t = 5～12 秒の間に増加し、15 秒以降の小さな加振中にはほとんど増加していない。本変位量計算法による計算結果はこのような実験結果をよく捉えたものとなって、定量的にも概ね一致している。

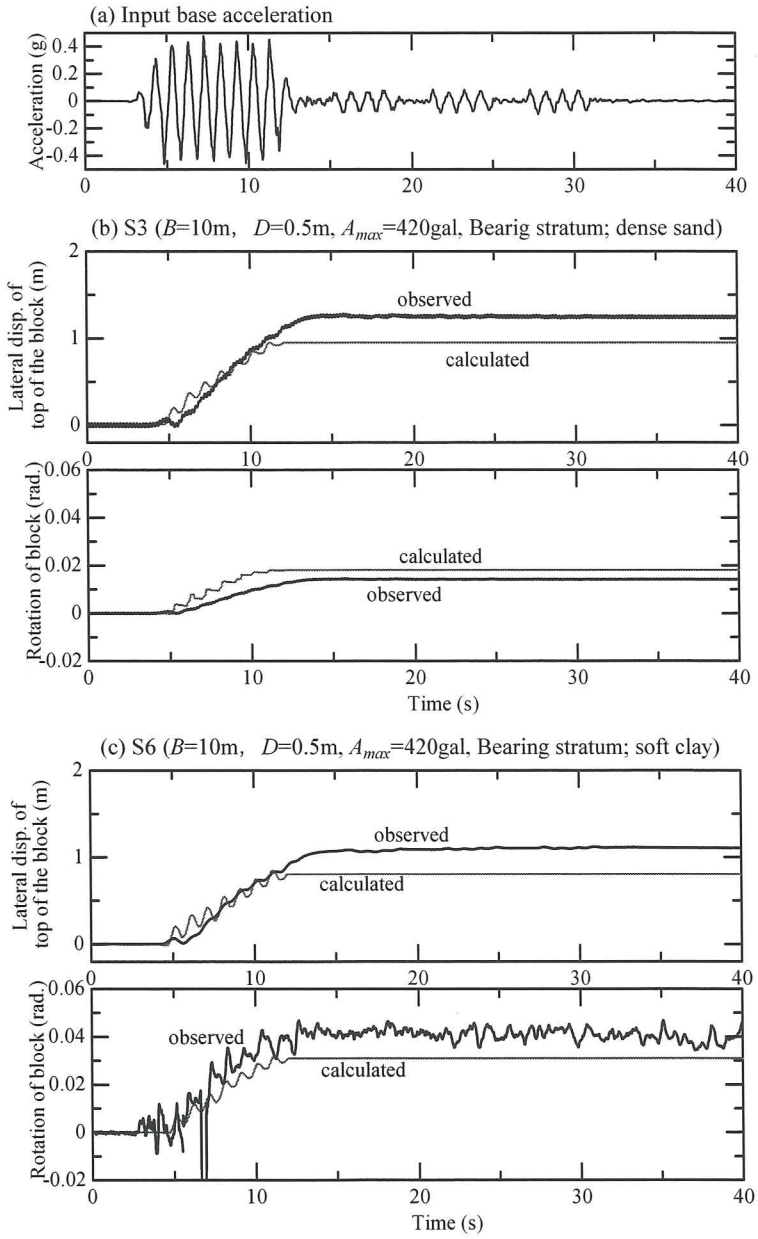


図 A3.2　改良体の水平変位量及び回転量の時刻歴；実験結果と計算結果の比較

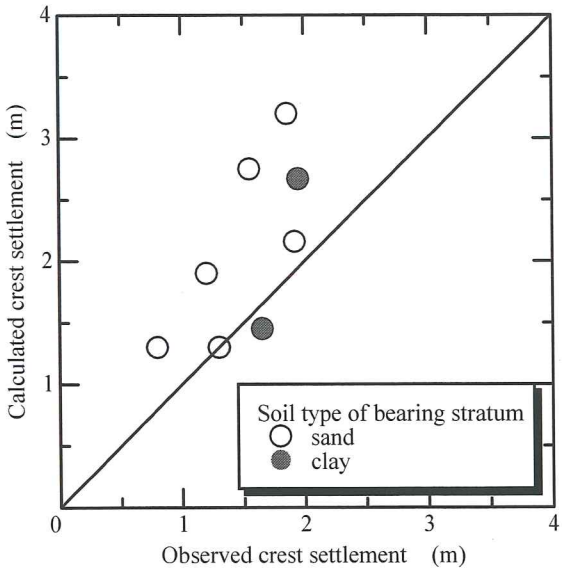


図 A3.3　天端沈下量の計算値と実験値の比較

本変位量計算法で求めた各実験ケースの改良体変位量と式(6.4.1)により得られた天端沈下量を実験での天端沈下量に対してプロットしたのが図 A3.3 である。計算から得られた沈下量は実測沈下量によく対応しており、全体的に安全側となっている。

参考文献

1) Newmark, N. M.(1965): Effects of earthquakes on dams and embankments, Geotechnique, Vol. 15, No. 2, pp. 139-160

A4 締固め領域の変形計算法

A4.1 せん断バネの構成則

本構成則は、盛土荷重による初期せん断力を受ける中密から密な砂を対象とし、液状化した状態で任意のせん断応力とせん断剛性の関係を与えるものである。せん断ひずみは、せん断剛性とせん断応力時刻歴から容易に求めることができる。

一般に有効応力解析に用いられる構成則では多くのパラメータの設定が必要となるが、本構成則のパラメータの数は少なく、それらは液状化強度比に基づき設定できるので、極めて実務的な構成則である。

以下の順に、本構成則を解説する。

(1)　中空ねじり試験　本構成則を構築するために実施した室内試験の概要を示す。
(2)～(8)　せん断バネの構成則　試験結果と対比しながら構成則を詳細に示す。
(9)　アルゴリズム　プログラムを作成するためのアルゴリズムを示す。
(10)　シミュレーション　要素試験レベルでシミュレーションを行った結果を示す。

(1) 中空ねじり試験

せん断バネの構成則を構築するために、再構成試料と SCP により締固め地盤から採取した凍結試料を用いて、非排水中空ねじり繰返しせん断試験を行った。中空試験の一覧を表-A4.1 と表-A4.2 に示す。再構成試料と凍結試料ともに供試体の大きさは、外径 10cm 内径 6cm 高さ 10cm である。再構成試料は豊浦砂と江戸崎砂、豊浦砂に細粒分を添加した材料を用いて所定の密度となるよう空中落下または突固めにより作成した。飽和後、100kPa まで等方圧密し、非排水状態で繰返しせん断試験を行った。凍結試料は新潟県と島根県の SCP を施工した地盤から採取したもので、凍結状態のまま整形し、原地盤の鉛直有効応力まで等方圧密し、非排水状態で繰返しせん断試験を行った。2 種類の試験機(油圧制御とモータ制御)を用いた。油圧制御の一部の試験では調整した八戸波を入力したが、主としてサイン波を入力した。モータ制御では三角波を入力した。

表-A4.1　油圧制御中空ねじり試験機による要素試験(不規則波以外の入力はサイン波)

材料	相対密度 Dr(%)	試験条件等
豊浦砂	90	応力比振幅(0.2,0.4,0.6,0.8),初期せん断(0,0.2,0.4)、不規則波
江戸崎砂	120	〃
信濃川凍結試料	43～72	新潟県 SCP 施工地点の凍結試料、液状化強度を求めるための試験
荒島凍結試料	67～102	島根県 SCP 施工地点の凍結試料、液状化強度を求めるための試験
出雲凍結試料	72～89	〃

表-A4.2　モータ制御中空ねじり試験機による要素試験(入力は三角波)

材料	相対密度 Dr(%)	試験条件等
豊浦砂	60,70,80	液状化強度を求めるための試験
豊浦砂＋藤森粘土 10%	〃	〃
豊浦砂＋DL クレイ 10%	〃	〃
豊浦砂＋DL クレイ 20%	〃	〃

（2）液状化した密な砂の応力ひずみ関係

液状化した密な砂の一例として、Dr80%の豊浦砂を応力比振幅 0.5 で繰返しせん断を行った試験結果を図-A4.1 に示す。せん断ひずみ両振幅が 7.5%に達したときの1サイクルの応力ひずみ関係を抜き出したものである。図-A4.1 には、せん断応力比せん断ひずみ関係(a)および応力経路(b)、さらに(a)の接線剛性を応力比に対してプロットした図-A4.1(c)を示している。

応力経路（図-A4.1(b)）とせん断剛性応力比(図-A4.1(c))の関係は、4つの区間（A-B,B-C、C-D、D-A)に分けることができる。点 A と C は平均有効応力が極小となる変相点であり、点 B と D はせん断方向が反転した点（せん断応力の極大または極小点）である。

A-B 間では、応力ひずみ関係は下に凸の曲線となり、せん断剛性は徐々に増加する。これは、ダイレイタンシー特性により有効応力が徐々に回復するためであると考えられる。せん断の向きは異なるが、C-D 間についても同じことが言える。このように応力経路で限界状態線上を推移する状態を**載荷**と呼ぶこととする。載荷時のせん断剛性とせん断応力比の関係は、次式で近似することができる。

$$\frac{G_{\tan}}{\sigma_v'} = a_2 \cdot \left| \frac{\tau}{\sigma_v'} \right|^{b_2} \qquad \text{(A4.1)}$$

ここに、

G_{tan}　:せん断剛性

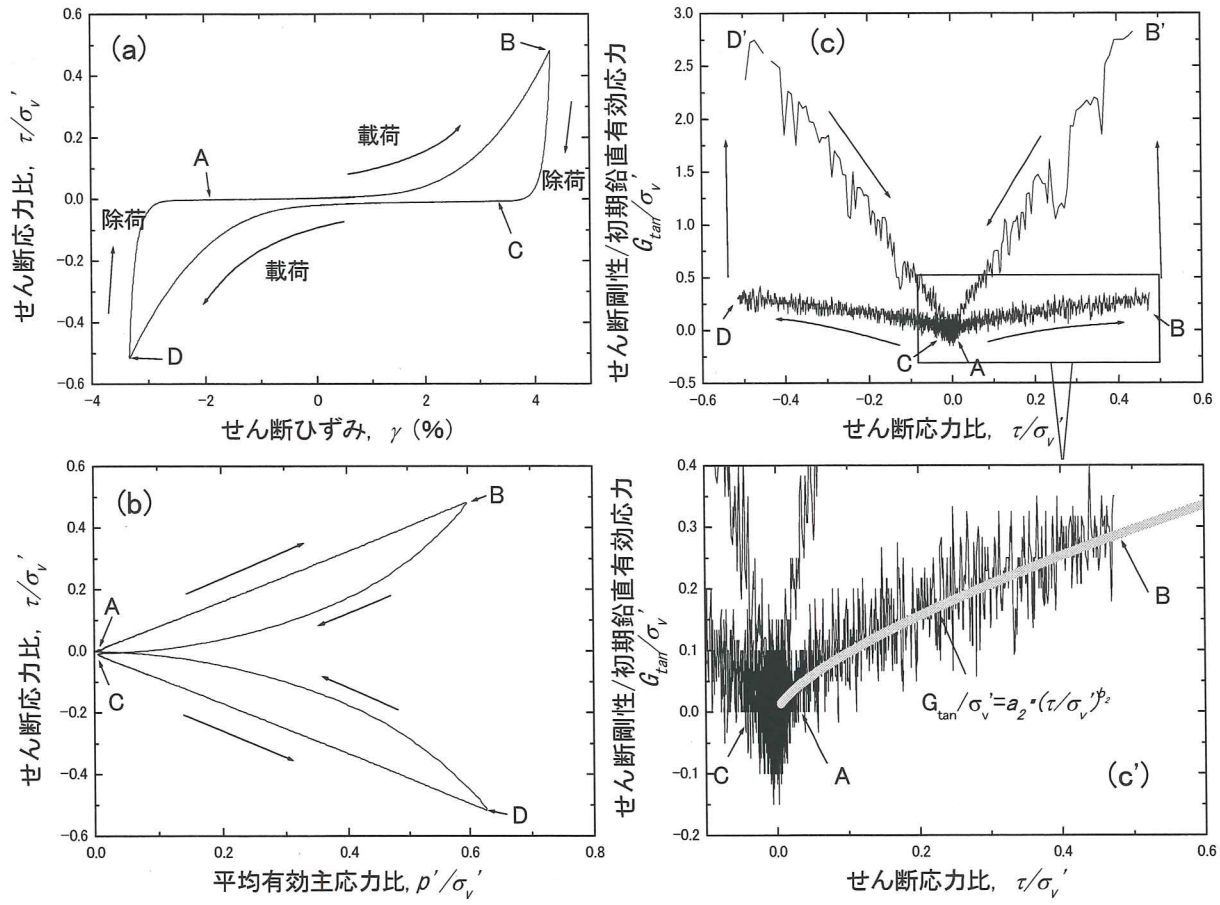


図-A4.1 液状化した密な砂の挙動（Dr80%の豊浦砂、応力比振幅 0.5 で非排水中空ねじり繰返しせん断し、せん断ひずみ両振幅が 7.5%に達した 1 サイクル）。(a)せん断応力比～せん断ひずみ関係。(b)応力経路。(c)せん断剛性～せん断応力比関係。

σ_v'　：初期鉛直有効応力
τ　　：せん断応力
a_2, b_2 ：パラメータ

図-A4.1 の点 B においてせん断方向が反転すると、応力ひずみ関係の傾きが急激に変化する。図 A4.1(c)においては、点 B から B'まで増加する。点 D でも同様である。このようなせん断剛性が急激に増加する瞬間的な状態を**せん断方向反転**と呼ぶこととする。

B-C 間においてせん断応力が減少すると、せん断剛性は徐々に減少する。せん断剛性とせん断応力比の関係は、図-A4.1(c)の B'-C 間のように、点 C を目指して直線的に変化する。D'-A 間も同様である。この状態を**除荷**と呼ぶこととする。

点 C で式(A4.1)の曲線に達すると、その後のせん断剛性は再び曲線上を推移する。

このように液状化した砂の応力ひずみ関係は、せん断剛性せん断応力比の関係に変換することで、定式化しやすい曲線および直線に単純化することができる。しかし、載荷や除荷などのせん断の状態によってせん断剛性とせん断応力比の関係は大きく異なるので、場合分けが必要である。本構成則では、上記の**せん断方向反転**、**載荷**、**除荷**以外に**再載荷**を加えた 4 つの状態に分けることとした。

これより、この 4 種類の状態について説明する。

（後述するように除荷と再載荷は全く同じ扱いとなるため、最終的には 3 種類となる。）

(3) せん断方向反転時のせん断剛性と応力比の関係

せん断方向を反転させると、せん断剛性が急激に増加する。図-A4.2 は、応力振幅や初期せん断を種々変えた試験結果から、せん断方向反転時のせん断応力比に対して増加した後のせん断剛性をプロットしたものである。せん断剛性とせん断応力の関係は、試験機・入力波（モータ制御・三角波と油圧制御式・サイン波）によって分布が異なるものの、砂の種類や液状化強度には依存しないことが

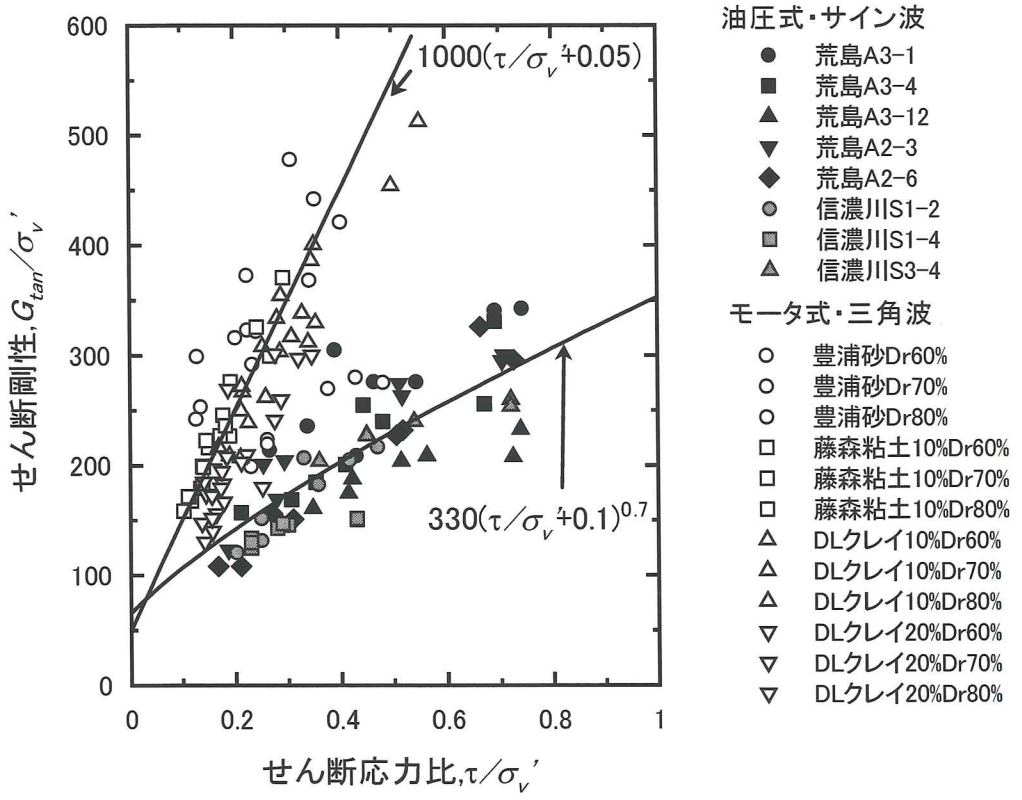


図 A4.2 載荷方向反転時のせん断剛性とせん断応力比の関係

分かった。定式化すると以下のとおりとなる。

$$\frac{G_{\tan}}{\sigma_v'} = a_1 \cdot \left(\left| \frac{\tau}{\sigma_v'} \right| + R_1 \right)^{b_1} \qquad \text{(解 7.4.3)}$$

ただし、

モータ制御・三角波の場合、　a_1=1000　b_1=1　R_1=0.05
油圧制御・サイン波の場合、　a_1=330　b_1=0.7　R_1=0.1

このように、せん断方向反転時のせん断剛性は、反転時のせん断応力を式(A4.2)に代入することにより求めることができる。

試験機により剛性が異なる理由としては、応力の時間変化量の影響が考えられる。モータ制御の場合、常に時間変化量は一定であるが、サイン波では理想的には応力の時間変化量がゼロとなる。地震波による応答計算では様々な応力速度が考えられるので、一般的には安全側となる油圧制御・サイン波の試験から得られたパラメータを使用するのが適当であると考えられる。

式(解 7.4.3)を適用する時に注意すべきことは、式(解 7.4.3)はせん断方向が反転した時の一時的な関係であり、除荷中のせん断剛性が式(解 7.4.3)に沿って変化するものではないということである。除荷中のせん断剛性は、式(解 7.4.3)上の点を開始点として、せん断応力に対して直線的に減少する。

(4) 載荷時のせん断剛性と応力比の関係

載荷時のせん断剛性と応力比の関係は、上述したように式(A4.1)により表すことができる。

表-A4.2 の各供試体の試験結果からせん断ひずみ両振幅が 7.5%に達した時点の応力ひずみ関係を抜き出し、式(A4.1)によりフィッティングした。ここでは、油圧制御試験機を用いた結果だけを示す。

その結果、図-A4.3 に示すように、パラメータ a_2 と b_2 は液状化強度比に対して比較的良好な関係が得られた。

パラメータ a_2 と液状化強度比の関係では、安全側となるよう下限に線を引き、以下の関係式を得た。

$$a_2 = 200 \cdot (R_L - 0.1) \qquad \text{(A4.2)}$$

$$b_2 = a_2 / 200 + 0.45 = R_L + 0.35 \qquad \text{(A4.3)}$$

ただし、①応力比が 0.5 を超える範囲については、要素試験のデータが少ないこと、②ダイレイタンシーによる有効応力の回復には限界があるので、載荷時の剛性が増加し続けることは考えられないこと、という2つの理由から、応力比が 0.5 を超える範囲でせん断剛性を一定とし、式(解 7.4.1)と(7.4.2)を用いるものとする。このせん断剛性とせん断応力比の関係を図示すると図-A4.4 になる。

(5) 除荷中のせん断剛性とせん断応力比の関係

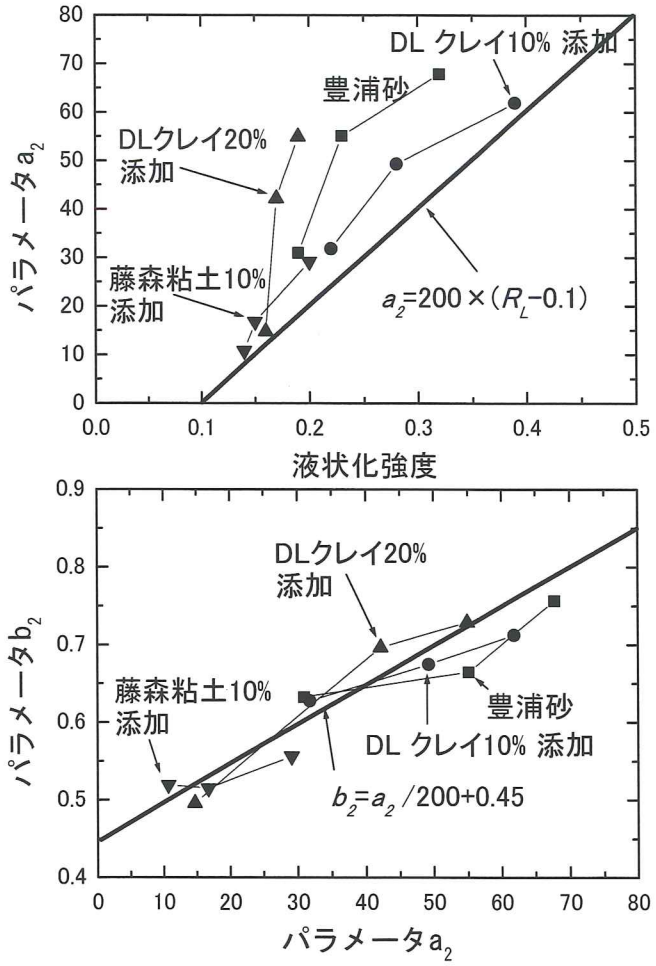


図-A4.3 載荷用のパラメータ a_2,b_2 と液状化強度比の関係

除荷中のせん断剛性は、図-A4.1(c)の B-C 間と D-A 間のように、せん断応力とともに直線的に変化する。直線が始まる点を開始点と呼ぶこととし、この直線が式(解 7.4.1)と(解 7.4.2)の曲線と交わる点(図 A4.1 上の点 C や A のように有効応力が極小となる変相点)を除荷用の目標点と呼ぶこととする。これらの点および線の位置関係を図-A4.5 に示す。

仮に目標点が決まっているとすると、除荷中のせん断剛性は以下の式により求めることができる。

$$\frac{G_{\tan}}{\sigma_v'} = \frac{G_{reverse} - G_{target}}{\tau_{reverse} - \tau_{target}} \cdot \left(\frac{\tau}{\sigma_v'} - \frac{\tau_{reverse}}{\sigma_v'} \right) + G_{reverse} \qquad \text{(A4.4)}$$

ここに、

G_{tan} :除荷中のせん断剛性
τ :除荷中のせん断応力
σ_v' :鉛直有効応力
$G_{reverse}$:開始点(せん断応力反転直後)のせん断剛性
$\tau_{reverse}$:開始点(せん断応力反転直後)のせん断応力
G_{target} :目標点のせん断剛性
τ_{target} :目標点のせん断応力

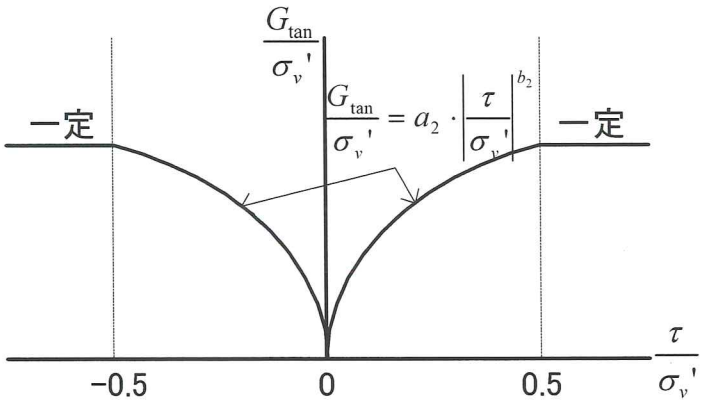


図-A4.4 載荷用のせん断剛性比～せん断応力比関係

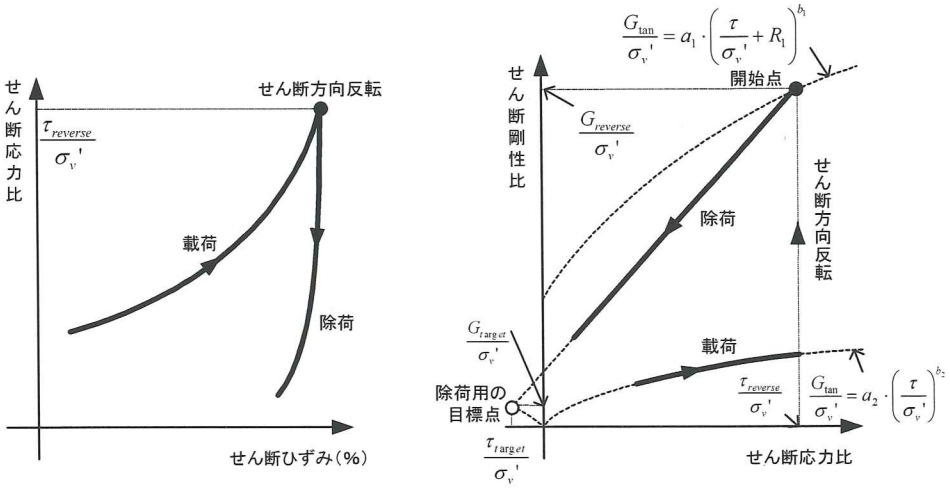


図-A4.5 除荷用のせん断剛性比とせん断応力比の関係

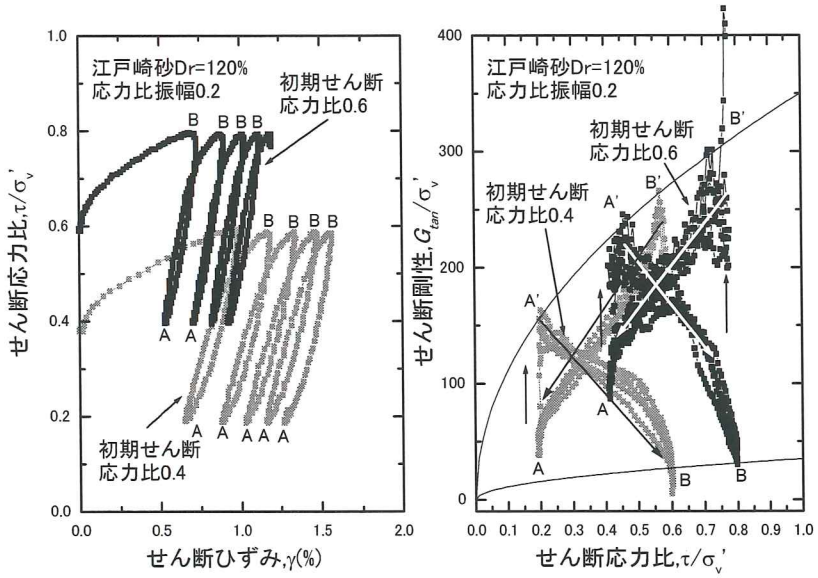


図-A4.6 応力振幅よりも大きな初期せん断を与えた場合の試験結果。左がせん断応力比せん断ひずみ関係、右がせん断剛性応力比関係である。繰返し初期の関係のみを表示している。

(6) 再載荷中のせん断剛性と応力の関係

不規則波を入力した場合、除荷の途中(目標点に到達する前)にせん断方向が反転し載荷することが考えられる。このような載荷を通常の載荷と区別するために再載荷と呼ぶこととする。

図-A4.6 は、応力比振幅(0.2)より大きな初期せん断応力比(0.4 と 0.6)を作用させた時の試験結果である。点 B-A 間が除荷、点 A-B 間が再載荷に分類される。再載荷中に生じるひずみは、通常の載荷と比較する非常に小さく、せん断剛性も大きい。点 A においてせん断方向が反転すると、除荷中であっても既に述べたせん断方向反転時と全く同じ挙動を示し、せん断剛性は点 A'まで急激に増加する。その後、再載荷を行うと、せん断剛性は徐々に減少し、せん断剛性とせん断応力比の関係上で応力が最大であった点Bに戻る。

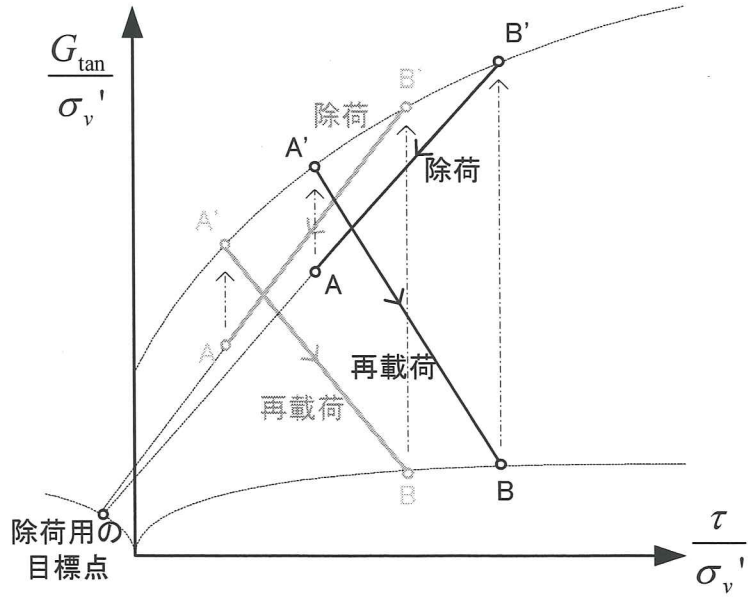


図-A4.7 応力振幅よりも大きな初期せん断を与えた場合のせん断剛性と応力比の関係を模式的に表したもの。A→(載荷方向反転)→A' →(再載荷) →B→(載荷方向反転) →B' →(除荷)→A。点 B は、再載荷用の目標点。

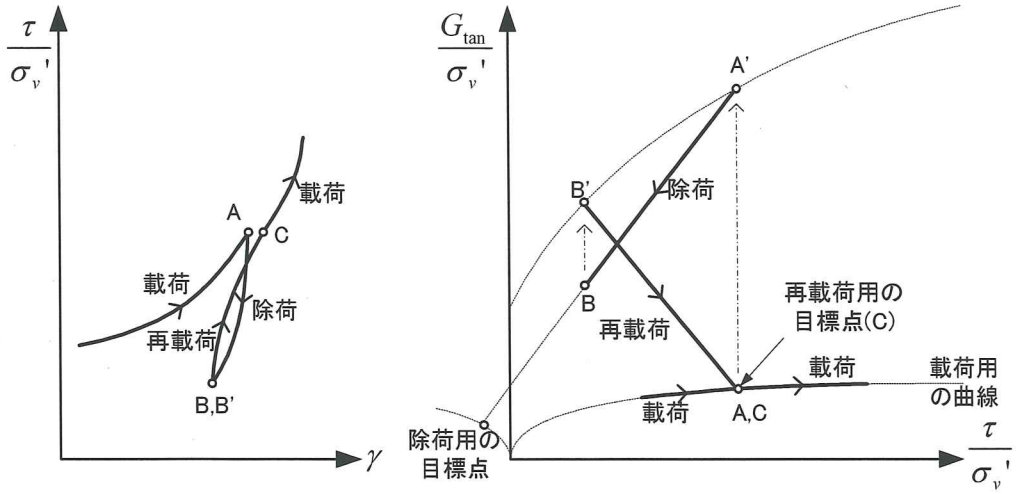


図-A4.8 再載荷と載荷を含む応力ひずみ関係とせん断剛性～せん断応力比の関係（点 A まで載荷。点 A で載荷方向反転、剛性は急激に増加。点 A'～B は除荷。点 B で載荷方向反転、剛性は再度急激に増加。点 B'～C は再載荷。再載荷用の目標点 C で載荷用曲線に合流。その後、載荷用の曲線上に沿って変化する。）

構成則には、図-4.7 に示すせん断剛性と応力比の関係を取り入れることとした。再載荷中は、除荷中と同様、せん断応力に対して直線的に推移するものとし、せん断応力が最大値で式(解 7.4.1)(解 7.4.2)を満たす点を目指すものとした。この点を再載荷用の目標点と呼ぶこととする。

再載荷中のせん断剛性は、式(A4.4)により求めることができる。

再載荷で目標点に達した後も、さらに載荷を継続した場合は、図-A4.8 に示すようせん断剛性は式(解 7.4.1)(解 7.4.2)で表される載荷用の関係上を推移するものとする。目標点に達した後は、載荷に分類される。

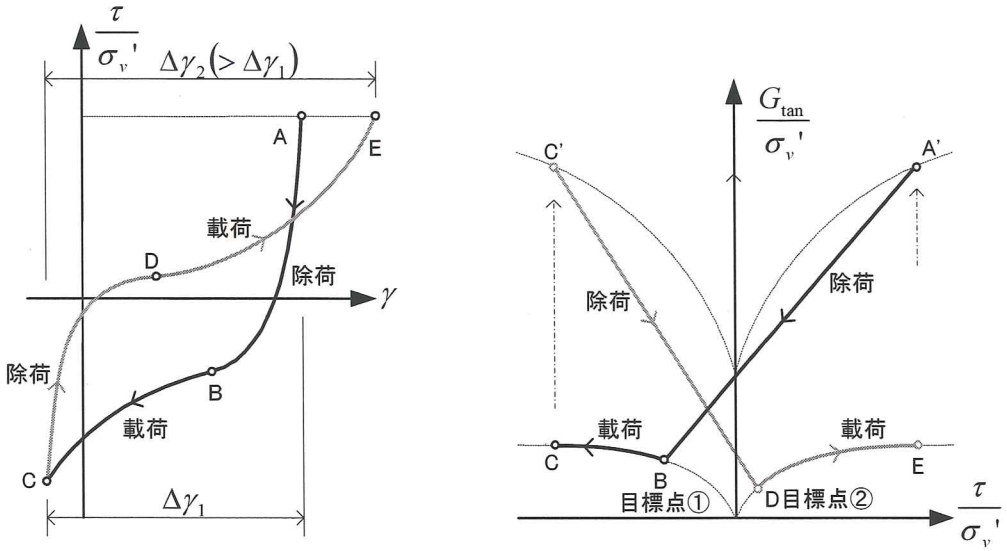


図-A4.9 ひずみの増加と除荷用の目標点の位置関係

(7) 目標点の設定

目標点には除荷用と再載荷用の2種類がある。これらの目標点の特徴は大きく異なるが、除荷中と再載荷中のせん断剛性とせん断応力の関係が直線であり、開始点が式(解 7.4.1)(解 7.4.2)上に存在することが共通している。もし、除荷用と再載荷用の目標点の設定を同じ方法で行えれば、除荷と再載荷の場合分けが必要なくなり、大きなメリットとなる。そこで、除荷用と再載荷用両方の目標点の設定が行える方法をここで示す。

目標点の設定の基本は、徐々にせん断ひずみ振幅が増加するように行うことである。簡単のために、除荷用の目標点のみの例を示す。図-A4.9 は、サイン波のような波を1波入力した場合の応力ひずみ関係とせん断剛性-せん断応力比の関係である。点 A～C 間ではせん断ひずみ$\Delta\gamma_1$が発生している。点C～E間で発生するひずみ$\Delta\gamma_2$が$\Delta\gamma_1$よりも大きくなるように目標点②の設定を行う。ひずみの増加の程度は、

$$\Delta\gamma_2 = 1.1\times\Delta\gamma_1 \tag{A4.5}$$

を標準とする。

目標点②は、この目標点を利用する除荷の直前、すなわち、点 C'において決定する必要がある。既に発生したひずみ$\Delta\gamma_1$は簡単に求められるので、点 C～E までに発生すべきひずみ量$\Delta\gamma_2$は式(A4.5)により求めることができる。また、目標点②の座標を仮定すれば、点C～E間のせん断剛性およびひずみ量を数学的に求めることができ、このひずみ量が発生すべきひずみ量$\Delta\gamma_2$と一致するようイタレーションを行い、目標点②の座標を決定する。

目標点の位置が原点に近づくほど、せん断剛性の最低値が小さくなるので、ひずみが発生しやすくなる。このため除荷用の目標点は、徐々に原点に近づいていくこととなる。ただし、目標点が原点を超えること(目標点のせん断応力が除荷開始点のせん断応力と同じ側になること)はないものとする。

また、不規則波では点 E までせん断せずに途中で反転してしまう場合や点 E よりも大きな応力までせん断する場合が考えられるので、実際のせん断と関係なく、点 A と同じ応力までせん断した場合の

ひずみ量を$\Delta\gamma_2$と定義する。したがって、点Aは$\Delta\gamma_1$の始点、かつ、$\Delta\gamma_2$の終点でもある非常に重要な点であり、ここでは、基準点と呼ぶこととする。この基準点は、図-A4.9の点Cのようにせん断方向が負から正に変わった場合には応力が最大であった点(点A)、せん断方向が正から負に変わった場合(点Eで反転する場合)には、応力が最小であった点(点 C)となる。応力最大値と最小値については、図-A4.10に例示するように、せん断ひずみともに記録しておき、除荷用の目標点を通過した度に最大値と最小値を交互にゼロクリアする。

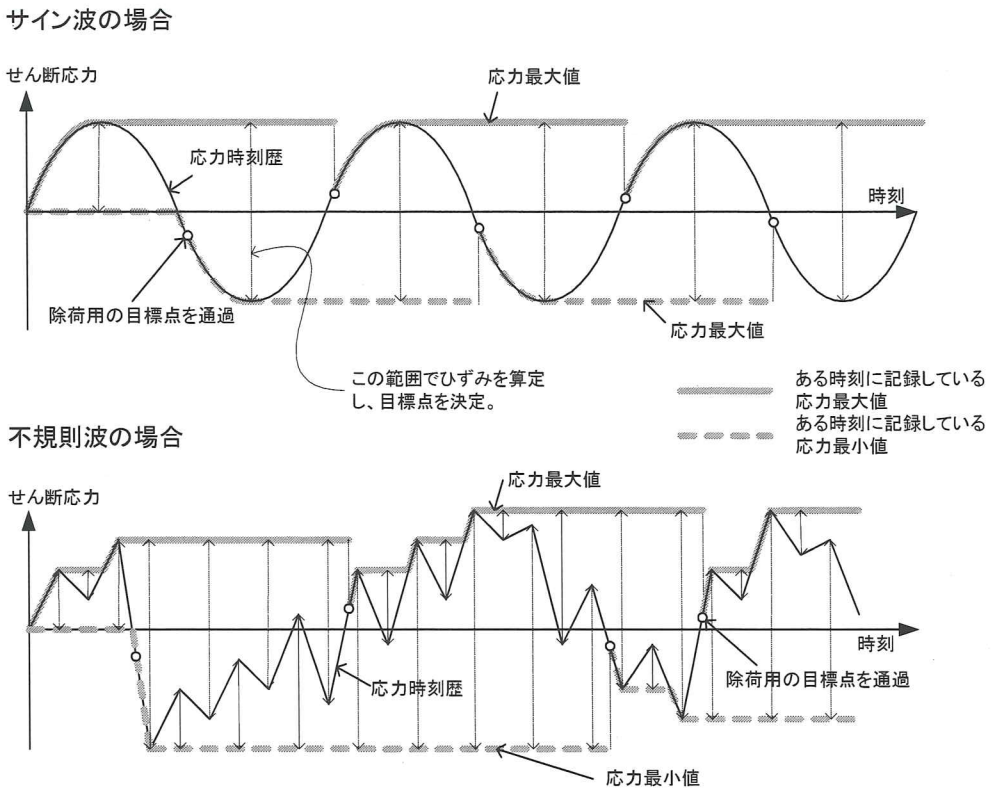


図-A4.10 せん断応力時刻歴と各時点で記録されている応力最大値と最小値

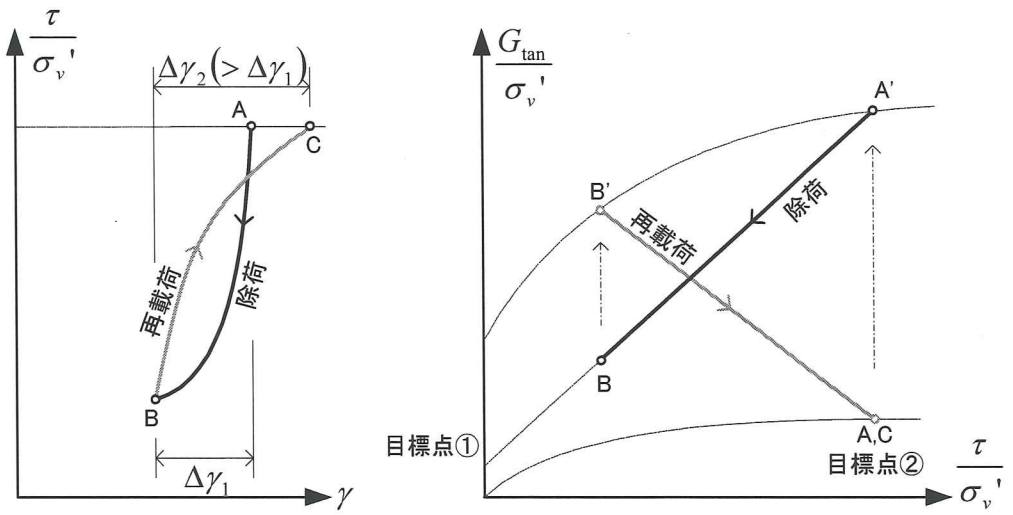


図-A4.11 ひずみの増加と再載荷用の目標点の位置関係

次に再載荷用の目標点の設定について図A-4.11にひずみ振幅と目標点の位置関係を示す。点A～B間ではひずみ$\Delta\gamma_1$が発生しており、せん断方向が反転する点Bにおいて目標点の設定を行う必要がある。点 B～C 間に発生するひずみが式(A4.5)を満足するよう再載荷用の目標点②の座標を決める。しかし、図-A4.8から明らかなように目標点を応力履歴最大値である点Cに設定した場合、再載荷用の剛性は除荷用の剛性よりも小さく、$\Delta\gamma_2$ は$\Delta\gamma_1$ の 1．1 倍以上となる場合が多い。そのため、式(A4.5)を満足しようとすると、目標点のせん断応力が非常に大きな値となる。これでは、再載荷用の目標点は応力最大値であるという実験事実から大きく乖離してしまう。そこで、目標点のせん断応力は基準点からせん断方向反転時までの間で式(A4.5)に最も近くなる($\Delta\gamma_2/\Delta\gamma_1$ が 1．1 に近い)応力とした。この制限をつけること、再載荷の目標点は多くの場合、応力最大値が目標点となる。

目標点の設定は、非常に複雑であるので、重要な項目(除荷用・再載荷用、せん断方向反転時、基準点のとり方、目標点の応力範囲)について表-A4.3 にまとめる。

表-A4.3 目標点設定における重要な項目

除荷/再載荷	反転後のせん断方向	基準点	目標点のせん断応力の取りうる範囲
除荷	負	応力極小値	応力履歴極小値～0
	正	応力極大値	0～応力履歴極大値
再載荷	負	応力極小値	応力履歴極小値～せん断方向反転時
	正	応力極大値	せん断方向反転時～応力履歴極大値
まとめると			
依らず	負	応力極小値	基準点～0と基準点～せん断方向反転時で狭い方
	正	応力極大値	0～基準点とせん断方向反転時～基準点で狭い方

(8)載荷初期

載荷初期は液状化していないため、小さなひずみしか生じない。これを、本構成則でもある程度考慮するため、以下のような初期設定を行うこととした。

- 載荷開始時は、せん断方向反転時として扱う。この設定により、載荷時の剛性が大きくなるため、立ち上がった応力ひずみ関係が得られる。
- 載荷開始時の応力極大値と極小値は、それぞれ応力比で+0.3、-0.3 としておく。この設定により、最初の載荷時の目標点のせん断応力は応力比+0.3 あるいは-0.3 となる。

（９）せん断剛性を求めるためのアルゴリズム

本構成則は、盛土荷重による初期せん断力を受ける中密から密な砂を対象とし、液状化した状態で任意のせん断応力時刻歴を与えた場合のせん断剛性を求めるものである。さらに、応力時刻歴とせん断剛性からせん断ひずみを求めるものである。ここでは、構成則に基づいてせん断剛性を求めるためのアルゴリズムを示す。図-A4.12 にそのフローを示す。

このフローは、せん断応力比の時刻歴が与えられて、十分に細かい時間ステップごとに計算を行っている場合において、時刻 $t = t_i$ の計算で用いるせん断剛性を求めるためのフローである。各ステップにおいて、以下の計算を順番に行うものとする。

少なくとも時刻 $t=t_{i-1}$ と t_{i-2} の応力ひずみ関係は、記録してあるものとする。

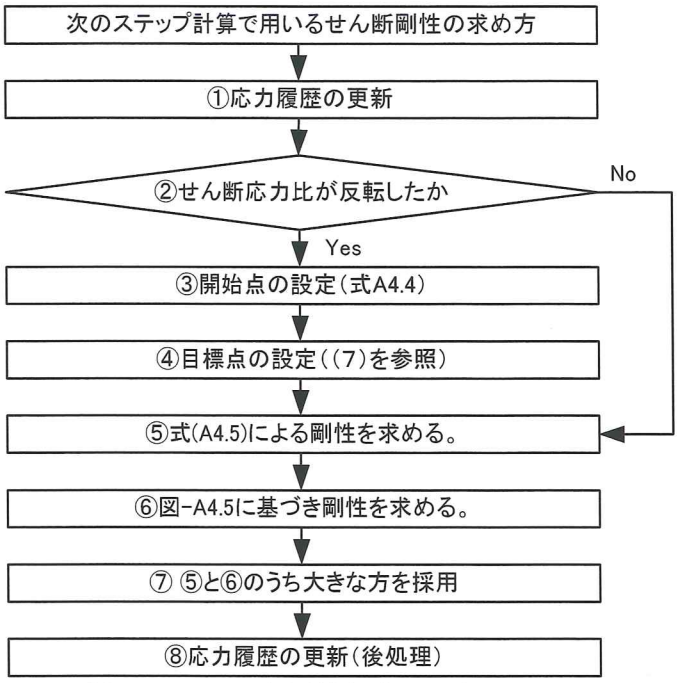


図-A4.12 せん断剛性を求めるためのフロー

①せん断応力ひずみ履歴の更新

せん断応力が過去のせん断応力の最大値よりも大きくなった場合には、そのせん断応力とひずみを最大値として記録する。また、せん断応力がせん断応力の最小値よりも小さくなった場合には、そのせん断応力とひずみを最小値として記録する。これらの値は、「④目標点の設定」で用いる基準点の候補となる。

②せん断方向の反転

時刻 $t=t_{i-2}$～t_i のせん断応力を比較し、せん断方向が反転しているかの判定を行う。

③除荷・再載荷開始点の設定

反転している場合は、時刻 $t=t_{i-1}$ のせん断応力を式（解 7.4.3）に代入し反転直後のせん断剛性を求め、時刻 $t=t_{i-1}$ のせん断応力とともに記録しておく。

④除荷・再載荷用の目標点の設定

せん断方向が増加から減少に反転した場合には最小値を、減少から増加に反転した場合には最大値を基準点として用いる。基準点のせん断ひずみと反転時のせん断ひずみの差を $\Delta\gamma_1$ とし、反転時のせん断応力から基準点のせん断応力まで単調にせん断した場合に発生するひずみ量を $\Delta\gamma_2$ とし、これらが式(A4.6)を満足するよう図-A4.5 上の目標点を設定する。

ただし、目標点のせん断応力が、0～基準点とせん断方向反転時～基準点のうち狭い方の外側に位置した場合には、この範囲内で$\Delta\gamma_2/\Delta\gamma_1$が1．1に最も近くなる式(解 7.4.1)(解 7.4.2)の曲線上の点を目標点とする。

⑤除荷・再載荷と仮定してせん断剛性を求める

③除荷開始点と④目標点の間を直線で結んだ線上の点であり、式(A4.4)により求めることができる。

⑥載荷と仮定してせん断剛性を求める

式(解 7.4.1)(解 7.4.2)によりせん断剛性を求める。

⑦大きな方を採用

目標点に達するまでは⑤除荷・再載荷を採用し、目標点に達した後は⑥載荷を採用する。そこで、目標点に達したかどうかの判定を行う必要があるが、この判定を⑤⑥のうち大きいほうを採用することにより行う。

⑧せん断応力ひずみ履歴の更新(後処理)

⑦の判定において、⑥>⑤となり、かつ、時刻 $t=t_{i-1}$ において⑤>⑥だった場合には、除荷用の目標点を通過しているので、最大値または最小値のどちらか一方をゼロクリアする。時刻 $t=t_i$ のせん断応力が正の場合には最大値を、負の場合には最小値をゼロクリアする。

(10)構成則による要素試験のシミュレーション

これまで述べてきた構成則を用いて、応力比振幅 0.5 のサイン波と振幅を調整した八戸波による繰返し中空ねじり試験のシミュレーションを行った。図-A4.13 に、入力波形および相対密度が 120%の江

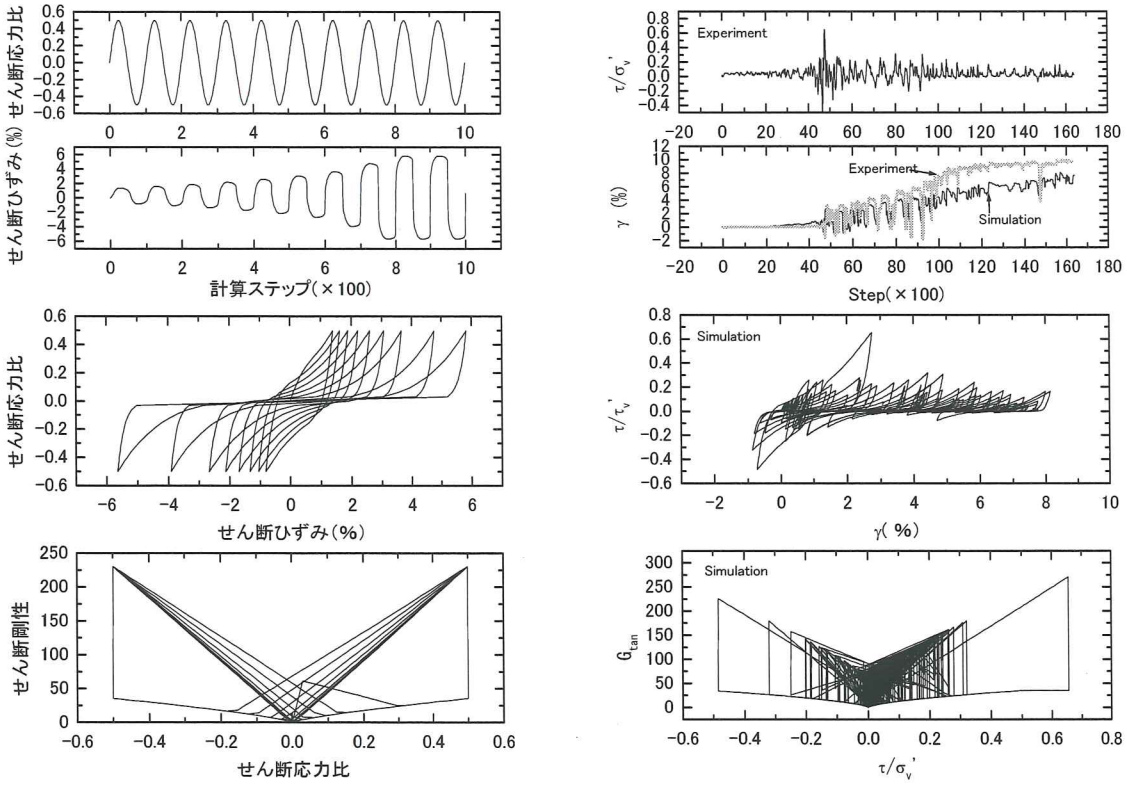


図-A4.13 シミュレーション結果

戸崎砂（液状化強度比=0.37）の場合の計算結果を示す。不規則波に関しては、実験結果と比較しており、残留ひずみが若干小さいものの傾向はよく一致している。

A5 記号一覧

A_g ：改良体重心の水平加速度(m/s^2)
A_g ：改良体重心位置での水平加速度(m/s^2)
A_l ：改良体の側方移動面積で、式(6.4.2)によって算出するものとする。
A_{max} ：3.6 に規定する入力時振動波形の最大加速度(m/s^2)
a_p ：改良率
B_H ：基礎の換算載荷幅（m）で、連続壁の場合 B_H= 10 m とする。
B_E ：堤防の両法尻部の対策工間の水平距離
b_s ：分割片の幅（m）
b ：格子状改良体の厚さ（m）
b_{sp} ：鋼材連続壁の単位壁幅(m)
c ：支持層の土の粘着力 (kN/m^2)
c_a、c_b ：細粒分含有率によるN値の補正係数
c_1，c_2 ：堤防の沈下形状に関する補正係数で、表 6.4.1 に示す値とする
c_W ：地震動特性による補正係数
c_Z ：3.4 に規定する地域別補正係数
D ：改良体の支持層への根入れ深さ (m)
D_{50} ：平均粒径(mm)
d_t ：6.4.3 に規定する方法で求めた改良体上面の盛土側端部における水平変位
d_b ：6.4.3 に規定する方法で求めた改良体下面の盛土側端部における水平変位
E_0 ：表-解 8.5.1 に示す方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数（kN/m^2）
E_{za} ：壁幅 1m あたりの鋼材の断面係数(m^3/m)
E_{sp} ：鋼材の弾性係数(kN/m^2)
F ：支持力破壊局面
FC ：細粒分含有率(%)（粒径 75 μ m 以下の土粒子の通過質量百分率）
F_L ：液状化に対する抵抗率
F_s ：地震時すべり安全率
F_I ：改良体の慣性力
g ：重力加速度(= 9.8m/s^2)
H ：改良体底面に作用する地盤反力の鉛直成分(kN)
H_{max} ：鉛直荷重およびモーメント荷重が無い場合(V=M=0)の最大水平耐力
H_E ：改良体外側の水平地盤面から堤防天端の高さ(m)
H_i ：ｉ番目の土層の厚さ（m）
H_E ：改良体外側の水平地盤面から堤防天端の高さ(m)
H_T ：天端下位置における液状化層の厚さ
H_{NL} ：表面非液状化層の層厚(m)
H_{NL}' ：換算した表面非液状化層の層厚(m)
H_L ：液状化層の層厚(m)。複数の液状化層が存在する場合には、最浅部の液状化層上面から最深部の液状化層下面までの層厚とする。
H_m ：6.4.3 の動的解析において計算される水平地盤反力の最大値（kN）
H_s ：改良深度（m）
h_W ：地下水位の深さ(m)
I_G ：改良体重心回りの回転慣性モーメント(kg･m^2)。改良体が盛土法面下に位置する場合には、図-6.4.2 に示すように、改良体直上の盛土を改良体の

一部として取り扱い、回転慣性モーメントを計算する。

I_{sp} ：鋼矢板壁の単位壁幅当たりの断面 2 次モーメント(m^4)

i ：当該地盤が地表面からせん断弾性波速度が 300m/s 程度の土層上面

K_0 ：静止土圧係数

k_h ：設計水平震度で、3.の規定による地盤表面での水平震度とする

k_{hg} ：水平震度（小数点以下 2 けたに丸める）

k_H ：水平方向の地盤反力係数（kN/m^3）

k_{H0} ：直径 0.3 m の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数（kN/m^3）

k_H' ：非液状化層の上に位置する準液状化層の水平方向の地盤反力係数（kN/m^3）

L ：地震時せん断応力比

L_{sp} ：最深部の液状化層下面から鋼材矢板先端までの深さ（m）

Lu ：改良地盤の鉛直方向の 1 ユニットの長さ（m）

L_T ：1 ユニットに占める延長方向の改良体の長さ（m）

l_s ：分割片の底面長さ（m）

ℓ ：検討対象とする格子状改良体の延長方向の長さ（m）

M ：改良体底面に作用する地盤反力のモーメント成分で、改良体底面中

M_m ：6.4.3 の動的解析において計算される地盤反力モーメントの最大値

M_{max} ：水平荷重および鉛直荷重が無い場合(H=V=0)の最大モーメント耐力

m ：改良体の質量(kg)。改良体が盛土法面下に位置する場合には、図-6.4.2

N ：標準貫入試験から得られる N値

N_1 ：有効上載圧 98kN/m2 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

n ：平均のり面勾配。小段を有する堤防の場合、堤防天端法肩と法尻を

P_{AH} ：主働土圧合力(kN)

P_{PH} ：受働土圧合力(kN)

P_1 ：抜出し破壊検討面に格子状改良地盤内部から作用する土圧合力に静水圧を加えたもの（kN）

P_1 ：改良地盤前趾から鉛直せん断を検討する断面までの地盤反力の合力で、6.6.1 の端趾圧の検討で用いた地盤反力分布を用いて算出するものとする（kN）

P_F ：抜出し破壊検討面に盛土側から作用する土圧合力(kN)。式（6.4.3）

P_t ：式(6.4.3)の土圧を、土圧を考慮する土層について積分した土圧合力

$p_{t(z,t)}$ ：時刻 t において、地盤表面から深度 z の改良体側面に作用する土圧で、盛土側側面の土圧から水平地盤側側面の土圧を差し引いた土圧（k Pa）

$p_{r(z)}$ ：漸増成分土圧で、堤体側漸増成分土圧($p_{r1(z)}$)から水平地盤側漸増成分土圧($p_{r2(z)}$)を差し引いたもの (kPa)

$p_{d(z,t)}$ ：振動成分土圧で、堤体側振動成分土圧($p_{d1(z,t)}$)から水平地盤側漸増成分土圧($p_{d2(z,t)}$)を差し引いたもの(kPa)

$p_{r1(z)}$ ：堤体側漸増成分土圧。地盤表面から深度 z において改良体盛土側側面に作用する土圧のうち、改良体の加速度あるいは時刻に依存しない土圧(kPa)

$p_{d1(z,t)}$ ：堤体側振動成分土圧。時刻 t において、地盤表面から深度 z において改良体盛土側側面に作用する土圧のうち、改良体の加速度に比例して増減する土圧(kPa)

$p_{r2(z)}$ ：水平地盤側漸増成分土圧。地盤表面から深度 z において改良体水平地盤側側面に作用する土圧のうち、改良体の加速度あるいは時刻に依存しない土圧(kPa)

$p_{d2(z,t)}$ ：水平地盤側振動成分土圧。時刻 t において、地盤表面から深度 z におい

て改良体水平地盤側側面に作用する土圧のうち、改良体の加速度に比例して増減する土圧(kPa)

$p_{r(z)}$ ：漸増成分土圧(kN/m^2)

p_{WG} :修正地表面位置から算定した、盛土がない場合の振動成分土圧(kN/m^2)

p_d ：土圧振動成分(kN/m^2)

p_{ds} ：鋼材に作用する振動成分土圧（kN/m^2）

p_{wg} ：式（解 6.4.6）および式（解 6.4.7）に規定する地表面不飽和層を考慮した振動成分土圧(kN/m^2)

Q ：変位ポテンシャル局面

$\overline{q}$ ：平均盛土荷重で、盛土重量を盛土底面幅で除したもの(kN/m^2)

q_{ua} ：一軸圧縮強さ

q_{vt} ：改良体の端趾圧（kN/m^2）

q_{ave} ：改良体自重による接地圧（kN/m^2）

Δq_v ：モーメントによる接地圧（kN/m^2）

R ：動的せん断強度比

R_L ：繰返し三軸強度比で、(3)の規定により求める。

R_L ：繰返し三軸強度比

R_u ：水平地盤側の過剰間隙水圧比

r ：鋼管の半径（m）

r_d ：地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

S_c ：堤防天端沈下量

T_G ：地盤の特性値（ｓ）

t_s ：鋼管の板厚（m）

u_0 ：静水圧（kN/m2）

Δu ：地震によって発生する過剰間隙水圧（kN/m2）

V ：改良体底面に作用する地盤反力の鉛直成分(kN)

V_{max} ：水平荷重およびモーメント荷重が無い場合(H=M=0)の最大鉛直耐力

V_{Si} ：ｉ番目の土層の平均せん断弾性波速度（m/ｓ）

W_s ：分割片の全重量（kN/m）

W ：改良体の重量(kN)

W_1 ：改良地盤前趾から鉛直せん断を検討する断面までの改良体の全重量

$\ddot{X}$ ：支持層の水平加速度(m/s^2)

x ：改良体の水平変位(m)

x_G ：改良体底面中央から改良体重心までの水平距離(m)

y ：改良体の鉛直変位(m)

y_{ap} ：主働土圧合力及び受働土圧合力作用位置の改良体底面からの高さ(m)

y_G ：改良体重心位置の改良体底面からの高さ(m)

z ：改良体外側の水平地盤面からの深度(m)

z ：地表面からの深さ(m)

z ：抜出し破壊の検討深さ（m）

z ：盛土底面からの深度(m)

z_w ：図-解 6.4.4 により換算した地表面からの深さ(m)

α ：円弧中央における法線と鉛直線のなす角（°）

α_d ：鋼材の相対剛性に応じた振動成分土圧に関わる係数

β ：特性値(1/m)

ε_v ：天端下位置における液状化層の体積ひずみ。複数の液状化層が存

ϕ ：内部摩擦角（°）

σ_y ：鋼材の降伏応力（kN/m^2）

σ_v ：全上載圧(kN/m^2)

σ_v' ：有効上載圧(kN/m^2)
γ ：堤体の単位体積重量(kN/m^3)
γ_s ：改良域の単位体積重量（kN/m^3）
γ_b' ：支持層の水中単位体積重量(kN/m^3)
γ_{t1} ：地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量(kN/m^3)
γ_{t2} ：地下水位面より深い位置での土の単位体積重量(kN/m^3)
γ_{t2}' ：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^3)
γ_{sat} ：液状化層の土の飽和単位体積重量(kN/m^3)
γ_t ：表面非液状化層の単位体積重量(kN/m^3)
γ_i ：格子内未改良土の単位体積重量(kN/m^3)
γ_{ni} ：原地盤の有効単位体積重量(kN/m^3)
γ_s ：改良体の単位体積重量(kN/m^3)
γ_{sat} ：液状化層の土の飽和単位体積重量(kN/m^3)
θ ：改良体の回転角(rad)
δ ：改良体側面での土の壁面摩擦角（°）
ρ ：砂質土の支持力局面形状を表す係数で、0.38（= 22°）としてよい。
ρ_s ：矢板の相対剛性
μ ：砂質土及び粘性土の支持力局面形状および変位ポテンシャル局面形状を表す係数で、0.52 としてよい。
φ ：砂質土及び粘性土の支持力局面形状および変位ポテンシャル局面形状を表す係数で、0.46 としてよい。
τ_a ：設計せん断強度
τ_1 ：改良体に生じる全体の水平せん断応応力（kN/m^2）
τ_2 ：格子状改良壁に生じる抜出しせん断応力（kN/m^2）
τ_v ：格子状改良壁に生じる鉛直せん断応力　（kN/m^2）
τ_1 :最深部液状化層底面深度における改良体の平均水平せん断応力（kN/m^2）
τ_2 ：格子状改良体のせん断応力（kN/m^2）

て改良体水平地盤側側面に作用する土圧のうち、改良体の加速度に比例して増減する土圧(kPa)

$p_{r(z)}$ ：漸増成分土圧(kN/m^2)

p_{IIG} :修正地表面位置から算定した、盛土がない場合の振動成分土圧(kN/m^2)

p_d ：土圧振動成分(kN/m^2)

p_{ds} ：鋼材に作用する振動成分土圧（kN/m^2）

p_{wg} ：式（解 6.4.6）および式（解 6.4.7）に規定する地表面不飽和層を考慮した振動成分土圧(kN/m^2)

Q ：変位ポテンシャル局面

$\overline{q}$ ：平均盛土荷重で、盛土重量を盛土底面幅で除したもの(kN/m^2)

q_{ua} ：一軸圧縮強さ

q_{vt} ：改良体の端趾圧（kN/m^2）

q_{ave} ：改良体自重による接地圧（kN/m^2）

Δq_v ：モーメントによる接地圧（kN/m^2）

R ：動的せん断強度比

R_L ：繰返し三軸強度比で、(3)の規定により求める。

R_L ：繰返し三軸強度比

R_u ：水平地盤側の過剰間隙水圧比

r ：鋼管の半径（m）

r_d ：地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

S_c ：堤防天端沈下量

T_G ：地盤の特性値（ｓ）

t_s ：鋼管の板厚（m）

u_0 ：静水圧（kN/m2）

Δu ：地震によって発生する過剰間隙水圧（kN/m2）

V ：改良体底面に作用する地盤反力の鉛直成分(kN)

V_{max} ：水平荷重およびモーメント荷重が無い場合(H=M=0)の最大鉛直耐力

V_{Si} ：ｉ番目の土層の平均せん断弾性波速度（m/ｓ）

W_s ：分割片の全重量（kN/m）

W ：改良体の重量(kN)

W_1 ：改良地盤前趾から鉛直せん断を検討する断面までの改良体の全重量

$\ddot{X}$ ：支持層の水平加速度(m/s^2)

x ：改良体の水平変位(m)

x_G ：改良体底面中央から改良体重心までの水平距離(m)

y ：改良体の鉛直変位(m)

y_{ap} ：主働土圧合力及び受働土圧合力作用位置の改良体底面からの高さ(m)

y_G ：改良体重心位置の改良体底面からの高さ(m)

z ：改良体外側の水平地盤面からの深度(m)

z ：地表面からの深さ(m)

z ：抜出し破壊の検討深さ（m）

z ：盛土底面からの深度(m)

z_w ：図-解 6.4.4 により換算した地表面からの深さ(m)

α ：円弧中央における法線と鉛直線のなす角（°）

α_d ：鋼材の相対剛性に応じた振動成分土圧に関わる係数

β ：特性値(1/m)

ε_v ：天端下位置における液状化層の体積ひずみ。複数の液状化層が存

ϕ ：内部摩擦角（°）

σ_y ：鋼材の降伏応力（kN/m^2）

σ_v ：全上載圧(kN/m^2)

σ_v' ：有効上載圧(kN/m^2)
γ ：堤体の単位体積重量(kN/m^3)
γ_s ：改良域の単位体積重量（kN/m^3）
γ_b' ：支持層の水中単位体積重量(kN/m^3)
γ_{t1} ：地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量(kN/m^3)
γ_{t2} ：地下水位面より深い位置での土の単位体積重量(kN/m^3)
γ_{t2}' ：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^3)
γ_{sat} ：液状化層の土の飽和単位体積重量(kN/m^3)
γ_t ：表面非液状化層の単位体積重量(kN/m^3)
γ_i ：格子内未改良土の単位体積重量(kN/m^3)
γ_{ni} ：原地盤の有効単位体積重量(kN/m^3)
γ_s ：改良体の単位体積重量(kN/m^3)
γ_{sat} ：液状化層の土の飽和単位体積重量(kN/m^3)
θ ：改良体の回転角(rad)
δ ：改良体側面での土の壁面摩擦角（°）
ρ ：砂質土の支持力局面形状を表す係数で、0.38（= 22°）としてよい。
ρ_s ：矢板の相対剛性
μ ：砂質土及び粘性土の支持力局面形状および変位ポテンシャル局面形状を表す係数で、0.52 としてよい。
φ ：砂質土及び粘性土の支持力局面形状および変位ポテンシャル局面形状を表す係数で、0.46 としてよい。
τ_a ：設計せん断強度
τ_1 ：改良体に生じる全体の水平せん断応応力（kN/m^2）
τ_2 ：格子状改良壁に生じる抜出しせん断応力（kN/m^2）
τ_v ：格子状改良壁に生じる鉛直せん断応力　（kN/m^2）
τ_1 :最深部液状化層底面深度における改良体の平均水平せん断応力（kN/m^2）
τ_2 ：格子状改良体のせん断応力（kN/m^2）