

鋼材によるため池堤体補強工法 設計・施工マニュアル

令和 7 年 9 月

農研機構農村工学研究部門
高知大学教育研究部自然科学系理工学部門

目次

1. 共通編	1
1. 1 趣旨	1
1. 2 本マニュアルの位置づけと適用範囲	2
1. 3 ため池堤体の地震による被災形態	2
1. 4 鋼矢板工法の概要	3
1. 5 鋼矢板工法の対策概念	5
1. 6 鋼矢板工法の特長	5
1. 7 鋼矢板工法による耐震補強効果	7
1. 8 鋼矢板工法の目指すべき性能	8
2. 設計編	9
2. 1 事前調査における留意事項	9
2. 2 耐震設計における基本的な考え方	10
2. 3 要求性能に対する設計・照査項目	11
2. 4 設計手順	12
2. 5 鋼材の設計	13
2. 5. 1 設計方法	13
2. 5. 2 堤体の受働抵抗の取り扱い	16
2. 5. 3 鋼矢板壁の開口部の取り扱い	17
2. 6 堤体の設計	19
2. 8 液状化の検討	21
2. 9 浸透量の検討	21
3. 施工	22
3. 1 鋼矢板の施工方法	22
3. 2 ため池堤体における施工手順	24
3. 3 材料	27
3. 3. 1 堤体材料	27
3. 3. 2 鋼材	27
3. 4 施工後の維持管理	30
4. 今後の取り組み	31
5. 参考文献	32

参考資料

- 参考資料—1 鋼矢板二重式工法による地震・液状化に対する静的・動的照査法
- 参考資料—2 物理探査による地質構造調査法
- 参考資料—3 設計・施工に関する留意点
- 参考資料—4 周辺環境に関する留意点
- 参考資料—5 既往研究

用語の定義

本マニュアルで定める用語の定義を以下に示す。

- 1) 鋼矢板：日本産業規格（JIS A 5523：2021）に記載される鋼材を指す。
- 2) ハット形鋼矢板：日本産業規格（JIS A 5523：2021）に記載される、左右の継手が非対称で有効幅が 900mm の鋼矢板を指す。
- 3) 鋼管杭：鋼杭の一種で円形中空の鋼管を用いた杭であり、日本産業規格（JIS A 5525：2024）に記載される鋼材を指す。
- 4) 鋼矢板壁：水平方向に連続して打設され、継手で連結された複数の鋼矢板から構成される壁体を指す。
- 5) 笠コンクリート：上部コンクリートとも呼ばれ、鋼矢板や鋼管杭などを打ち並べてつくる護岸、堤体などにおいて鋼矢板の頭部を包み込むコンクリート部分を指す。
- 6) 腹起し材：鋼矢板や鋼管杭に作用する土圧や水圧を支持するために設置される横架材を指す。
- 7) タイ材：一般に鋼矢板の上部に取り付けられ、背面地盤に定着した控え工、あるいは他の鋼矢板と連結する引張部材として用いる鋼製部材を指す。
- 8) 埋戻し：掘削した部分を工事終了後に土砂で埋めて現状に復することを指す。
- 9) 鋼矢板二重壁：ほぼ平行に離間した二列の鋼矢板壁を堤体内に設置し、相互の鋼矢板壁の頭部をタイ材で連結した構造を指す。
- 10) 鋼矢板二重式工法：鋼矢板二重壁を構築して、ため池堤体の耐震性能を向上させる工法を指す。
- 11) コア部：鋼矢板二重式工法を適用した堤体における、鋼矢板二重壁に挟まれた地盤を指す。
- 12) 設計地盤面：鋼矢板二重式工法の設計上、鋼矢板壁面に作用する土圧（主働土圧・受働土圧）の作用を見込む上端標高を指す。
- 13) 根入長：鋼矢板の全長の内、基礎地盤の天端から鋼矢板下端までの長さを指す。
- 14) 開口部：堤体内に存在する構造物を避けるため、一部の鋼矢板の長さを短くすることで鋼矢板壁に設けられた部分的な切り欠きを指す。
- 15) 圧入工法：すでに地中に押し込まれた鋼矢板や鋼管杭を数本つかみ、その引抜抵抗力を反力として次の鋼矢板を油圧により地中に押し込んでいく工法を指す。
- 16) バイブロハンマ工法：電動あるいは油圧の動力源を用いて、水平の偏心軸を回転させることにより上下方向の起振力を発生させるバイブロハンマを用いて鋼矢板に上下振動を与えて打ち込む工法を指す。
- 17) アースオーガ：硬質地盤に鋼矢板や鋼管杭の打ち込みを可能にするための補助工法に用いる、鋼矢板の凹部や鋼管杭の開口部に挿入するスクリー付きの掘削機を指す。
- 18) ウォータージェット：硬質地盤に鋼矢板や鋼管杭の打ち込みを可能にするための補助工法に用いる、鋼矢板や鋼管杭の先端から噴出させる高圧力水を指す。
- 19) 腐食しろ：鋼矢板や鋼管杭が腐食する可能性を考慮してあらかじめ大きくした板厚の部分を指す。

1. 共通編

1. 1 趣旨

本マニュアルは、ため池整備において、鋼矢板や鋼管杭などの鋼材を用いた堤体補強工法の設計・施工を、安全かつ高品質に実施するための統一的な指針を示すものであり、農研機構が高知大学と日本製鉄(株)、(株)エイト日本技術開発との共同研究によって、とりまとめたものである。なお、鋼材を用いたため池堤体補強工法の採用にあたっては、施工性および経済性について総合的な比較検討に基づき決定する必要がある。

全国にため池は約 15 万箇所あり、決壊時に周辺区域に被害を及ぼすおそれのある防災重点農業用ため池は約 53,000 箇所ある。防災重点農業用ため池は、劣化状況や耐震性能、耐豪雨性能を評価し、必要に応じて防災工事が推進されている。ため池堤体の防災工事において、従来、押え盛土工法や前刃金工法が採用されていたが、良質な土質材料が枯渇傾向にあり、代替工法の技術開発と設計・施工方法の確立が喫緊の課題である。

本マニュアルでは、ため池の地震時や豪雨時の安定性を向上させる工法として鋼材によるため池堤体の補強工法に着目し、設計・施工方法等について体系化したものである。本工法は、鋼矢板や鋼管杭などを堤体内部に配置する工法である。本工法の特徴として、施工時にため池貯水を完全に落水させなくても施工が可能である。また、堤体断面を拡幅しないため、貯水量の減少が発生せず、堤体下流への影響がない。そのため、果樹栽培等で通年貯水を利用するため池や、堤体断面を拡幅できないため池にとって有効な工法である。

今後、長期にわたりため池の防災工事が継続することを見込み、効率的にため池堤体の改修を推進するため、本マニュアルを策定することとする。

なお、本マニュアルの作成にあたっては、図 1 に示すような体制で策定した。

鋼材によるため池堤体の補強工法については、(国研) 農研機構農村工学研究部門と国立大学法人高知大学、日本製鉄(株)、(株)エイト日本技術開発による共同研究(2022 年度～2025 年度予定)を実施している。本取り組みにおける一連の研究開発に加え、学会発表や施工現場でのヒアリングなどから得られた意見に基づく成果を取りまとめている。

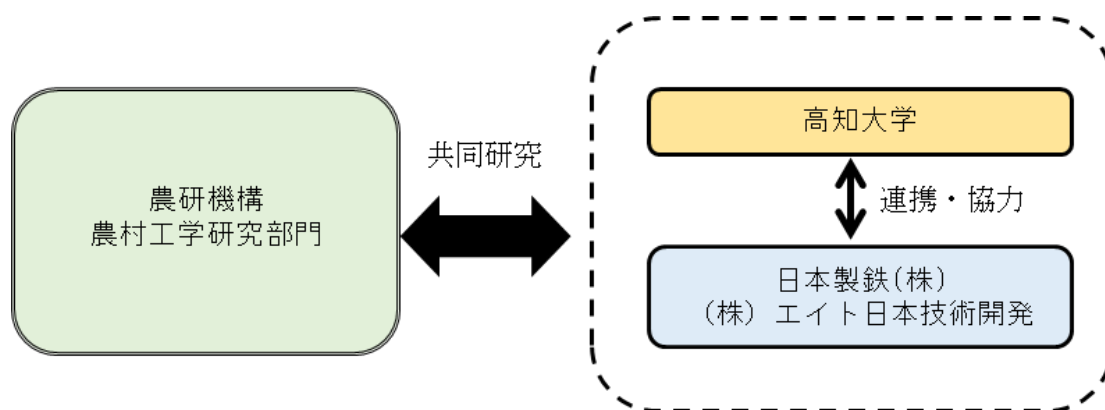


図 1 研究開発体制

1. 2 本マニュアルの位置づけと適用範囲

本マニュアルは、ため池堤体の耐震性能を向上させることを目的として、鋼材（鋼矢板・鋼管杭など）によってため池堤体を補強する工法に関するものであり、設計手法の基本的な考え方を示すものである。

【解説】

本マニュアルは、鋼矢板や鋼管杭などの鋼材によるため池堤体の補強工法の設計時に参照することができる。鋼材により耐震補強を実施したため池堤体が目指すべき性能は、土地改良事業設計指針「ため池整備」¹⁾及び鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル²⁾の基本設計事項に準じるものとする。

鋼材によるため池の補強工法は、①鋼材を一行に堤体内部に配置する補強工法と②鋼矢板を2行に堤体内部に配置し、鋼矢板頭部をタイ材で結合する鋼矢板二重式工法があるが、本マニュアルでは鋼矢板二重式工法の設計・施工方法について記述している。他の鋼材によるため池の堤体の補強工法や、耐越流性能の評価、土石流対策効果の評価等については、今後の研究成果に基づき適宜改訂する。

土地改良事業設計指針「ため池整備」によれば、ため池堤体はその重要度区分に応じて要求される耐震性能を満足する必要があるとされている。鋼矢板二重式工法はAA種を含めたすべてのため池について適用可能であり、レベル1地震動およびレベル2地震動に対する耐震設計の照査方法を記載している。

1. 3 ため池堤体の地震による被災形態

ため池堤体における地震時の主な被災形態として、基礎地盤または堤体の液状化、及び堤体のすべり破壊が想定される。これらの破壊は独立して発生するだけでなく、複合的に発生する可能性がある。

【解説】

地震時におけるため池堤体の被災形態は大きく分けて液状化、すべり破壊の2種類に分けられる。これらの破壊は独立して発生することもあるが、複合的に発生する可能性もある。また、すべり破壊は堤体において発生するが、液状化は堤体・基礎地盤のいずれにおいても発生する可能性がある。特に、湛水状態のため池では基礎地盤や堤体の一部が飽和領域となっているため、これらの破壊が発生するリスクが高くなる。また、貯水から堤体に対して動水圧が作用することで、堤体の水平方向の変形や沈下が生じる可能性もある³⁾。

1. 4 鋼矢板工法の概要

本マニュアルでは、既設ため池堤体の内部に、要求性能に応じて一列、もしくは二列の壁体を設置して、災害時におけるため池堤体の破堤や沈下を抑制する工法を主な対象とする。

【解説】

本マニュアルでは、図 2、図 3 に示すような既設ため池堤体の内部に鋼矢板により構成される壁体を設置する工法を対象とする。

一列の場合、堤体天端から鋼矢板を打設して、基礎地盤以下に根入れされた鋼矢板に作用する地盤抵抗を期待する構造を取り扱うこととする。このような構造によりため池堤体を補強する工法を「鋼矢板一列壁工法」と称す。

二列の場合、各壁体の頭部同士をタイ材で結合することにより、二列の壁体とその間に囲まれた締切内地盤を一体化させた構造を主に取り扱うこととする。このような構造によりため池堤体を補強する工法を「鋼矢板二重式工法」と称す。写真 1 に、鋼矢板二重式工法の施工時の様子を示す。また、タイ材の部品および組立構造図の一例を図 4 に示す。

鋼矢板一列壁工法と鋼矢板二重式工法は、表 1 に示すような補強対象に応じて、使い分けることとする。鋼矢板一列壁工法は主に豪雨およびレベル 1 地震動が主な補強対象であり、鋼矢板二重式工法は豪雨およびレベル 2 地震動が主な補強対象である。本マニュアルにおいては、レベル 2 地震動に対する補強を対象とした鋼矢板二重式工法について説明する。

なお、遮水や液状化による堤体沈下の抑制を狙いとして法尻に鋼矢板を打設する工法も存在しており、河川堤防において適用実績が豊富である。これらの工法に関する設計法等の詳細については文献⁵⁾⁶⁾を参照されたい。

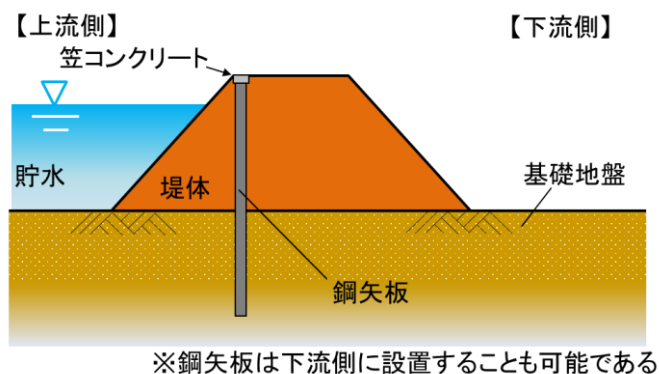


図 2 鋼矢板一列壁工法の模式図

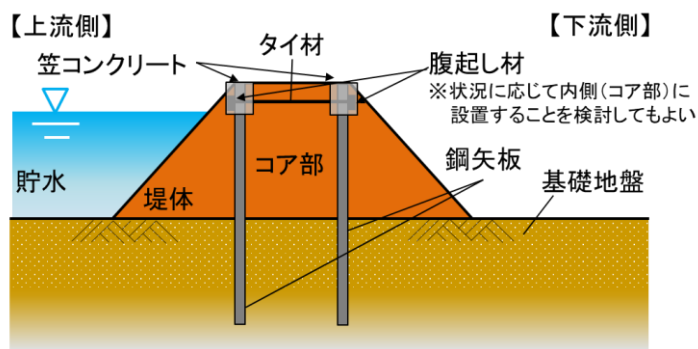


図 3 鋼矢板二重式工法の模式図



写真 1 鋼矢板による砂防ダム施工の様子⁷⁾

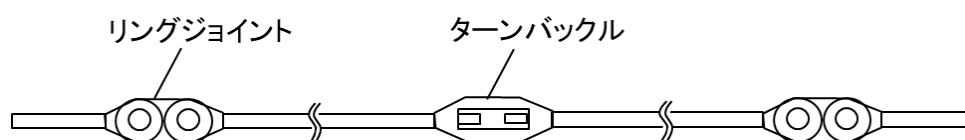


図 4 タイ材の模式図

表 1 鋼矢板工法の補強対象

		地震		豪雨
		レベル 1 地震動	レベル 2 地震動	
工法	一列壁工法	今後検討予定	×	今後検討予定
	二重式工法	○	○	今後検討予定

1. 5 鋼矢板工法の対策概念

鋼矢板によりため池堤体を補強することで、鋼矢板と地盤が一体的に挙動し、ため池において改修が必要とされる様々な被災形態に関する被災程度の軽減及び堤体の安全性の確保が可能となる。

【解説】

土地改良事業設計指針「ため池整備」⁸⁾に示されている、改修が必要となる被災形態のうち、鋼矢板工法は特に以下の被災形態に対して有効と考えられる。なお、地震時の被災形態に対する対策効果については「2. 2 耐震設計における基本的な考え方」に記載する。

①堤体等からの漏水、高い浸潤線位置

堤体等からの漏水が発生すると、ため池の貯水能力が低下し、利水に支障を来すだけでなく、パイピング等の局所破壊の発生を助長する可能性がある。また、湛水状態にあるため池では、堤体の透水性によっては堤体内の浸潤線位置が高くなり、堤体の強度低下や水みち発生の原因となることがある。鋼矢板は遮水工にも利用されるなど、高い遮水性を有している⁹⁾。そのため、鋼矢板工法を適用すると、水みちや局所破壊の発生個所が不確定であったとしても、堤体延長方向に亘り面的に遮水できるため、漏水対策として有効に機能することが期待できる。

②堤体のクラック及び変形、堤体断面形状の変状

堤体の老朽化や地震・豪雨等の作用により、堤体表面のクラックの発生や波浪・雨水等による浸食により堤体土の強度低下や堤体断面の変状が生じる可能性がある。鋼矢板二重式工法を適用すると、二列の鋼矢板壁と中詰土が一体化した安定性の高い鋼矢板二重壁により堤体中央部の高さが維持され、堤体の健全性を維持することが可能である。

1. 6 鋼矢板工法の特長

鋼矢板工法は、一定の貯水量を維持したまま施工できるため、受益者の営農活動への影響が少ないなど、施工性に優れる点が特徴である。その他、排土が少なく環境負荷が小さい、施工に必要なスペースが小さく用地制約の影響を受けにくい、維持管理が容易等といった特長を有しており、多様な現場条件への適用が可能である。

【解説】

鋼矢板工法の特長を以下に記載する。

① 品質・施工期間に関する特長

- ・ 鋼矢板は工場生産される工業製品であることから品質が安定しており、土工で実施される含水比などの管理が不要である。
- ・ 「3. 施工」で詳しく述べるように、壁体の上を自走する施工機械により鋼矢板を打設することができるため、貯水池内での施工が不要である。
- ・ 土工と比較して天候による影響は小さく、相対的に短工期施工が可能である。よって、施工業者の次の工事受注機会へ与える影響を少なくできる。

- ・ 二列の鋼矢板壁で囲まれた外側の上下流法面ですべり破壊が生じた場合でも、鋼矢板壁で保持されたコア部のすべり破壊は発生しないため、堤体の損傷範囲は限定的である。また、復旧に必要な土量を少量に抑えることができ、早期復旧や復旧費用抑制を期待できる。また、堤体の損傷範囲が限定的であることから、付帯設備への影響も軽微であり、仮に底樋等の付帯設備に土砂等が溜まった場合でも、土砂の除去は容易であり元の状態へ早期に復旧することができる。

② 周辺地域に与える影響に関する特長

- ・ 施工中の堤体の安定性を確保できることを前提として、一定の貯水量を維持したまま施工することができる¹⁰⁾。したがって、落水による周辺地域での営農活動を阻害することがなく、利水状況に応じた施工時期の調整は不要である。
- ・ 急な盛土勾配においても構造安定性を確保できるため、腹付盛土を設置するための新たな用地取得を抑制することができる。
- ・ 笠コンクリートが設置されることで法肩が補強されるため、鋼矢板壁間の天端道路を整備することができる。



写真 2 施工後の天端道路の様子

③ 環境・生態系に与える影響に関する特長

- ・ 「**3. 3. 材料**」で詳しく述べるように、鋼矢板製品は板厚が十数ミリメートル程度と薄く、地盤に打設する際に排土がほとんど生じないため、残土処分が不要である。
- ・ 既存の堤体を撤去する必要が無いこと、落水が不要であることから、水生生物や植生を保持したまま施工することができる。

④ 維持管理に関する特長

- ・ 「**3. 4 施工後の維持管理**」で詳しく述べるように、土工と比較して材料の破損などの懸念が少ないことから、施工後の完成検査後は、通常実施する日常点検や、地震や豪雨後のクラックの有無等の緊急点検を基本とした維持管理を行えばよい。
- ・ 腐食の影響については腐食しろを考慮した設計を実施することにより、想定する供用期間においてはメンテナンスフリーで使用できる。

1. 7 鋼矢板工法による耐震補強効果

鋼矢板工法によりため池堤体を補強することで、すべり破壊に対してはすべり面を鋼矢板壁で遮断することができ、すべり破壊を抑制する効果をもつ。また、液状化が生じた際には、鋼矢板二重壁の場合には鋼矢板により締め切られた液状化地盤の側方流動を拘束する効果が発揮され、堤体の致命的な損傷・変形を抑制することが可能となる。さらに、鋼矢板壁の遮水性により堤体内地下水位の低下が見込まれる場合には、すべり破壊の発生を抑制する効果、及び堤体・基礎地盤における液状化の発生領域を縮減する効果が期待される。

【解説】

鋼矢板二重式工法は、堤体の上下流法肩付近に鋼矢板を打設し、それらの頭部をタイ材で固定することで、土水圧を中心とした外力に対して、二列の壁体と締切内地盤が一体となって抵抗することを特徴とする工法である。地震時のため池堤体の被災形態である液状化、すべり破壊のいずれに対しても対策効果が期待される。

液状化やすべり破壊に対する鋼矢板の抵抗機構の模式図を図 5 に示す。基礎地盤または堤体が液状化した場合、液状化地盤の側方流動を二列の壁体で拘束することにより、締切内地盤の変形・沈下が抑制される。鋼矢板に所定の根入長を確保することにより、鋼矢板自身の沈下も抑制される¹¹⁾¹²⁾。

すべり破壊に対しては、すべり面を鋼矢板で遮断することにより、すべり破壊を抑制することが可能である。

これらの効果により、地震時に土圧・水圧を受けた場合にも鋼矢板二重壁が自立して天端高さが保持される効果がある。また、鋼矢板二重壁が自立しているため、緊急放流孔を設ける必要はない。

参考として、液状化に対する鋼矢板二重式工法の対策効果を検証した振動台模型実験結果を「参考資料—5 既往研究」の「1. 振動台模型実験による鋼矢板二重式工法の耐震補強効果検証」に示す¹²⁾。

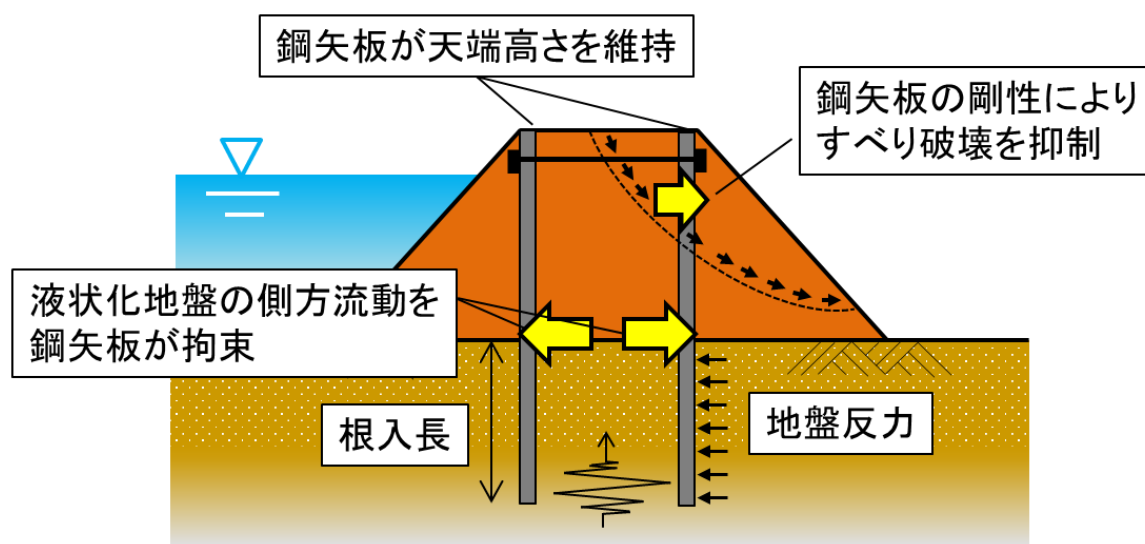


図 5 地震時の被災形態に対する鋼矢板二重式工法の補強効果

1. 8 鋼矢板工法の目指すべき性能

鋼矢板工法により補強したため池堤体の耐震性能照査にあたっては、補強前のため池堤体について想定される被災形態、周辺環境、地盤条件などを十分に考慮し、想定される地震動に対して、補強された堤体及び鋼材の健全性について満たすべき性能を設定するものとする。

【解説】

鋼矢板工法により補強されたため池堤体の耐震性能照査においては、想定される地震の規模や発生頻度、被災形態、周辺環境などを考慮し、目指すべき性能を適切に設定した上で鋼矢板の仕様を決定する。その際には、「2. 2 耐震設計における基本的な考え方」に記載した各被災形態に対する鋼矢板の補強メカニズムを踏まえる必要がある。

「ため池整備」において、設計の基本事項を6項目定めており、その中で補強に関して、①ため池本来の機能が確保されること、②施設として構造上安全であること、⑥重要度区分に基づく耐震性能を有したものであること、が規定されている。①は必要な貯水機能を有していること等のため池設計の基本要件、②は施設設計において充足されねばならない一般要件、⑥は重要度区分に基づき所要の安全性の確認を必要とする要件とされている。基本事項を踏まえ、堤体の設計においては安定計算等により安全性を確認するものとされ、例えばレベル1地震動に対しては、堤体全体に対するすべり破壊に対する安全率を確保するよう規定されており、堤体の健全性を損なわないことが要求されている。

同様に、鋼矢板二重式工法においても、「ため池整備」における設計の基本事項の性能を満たすことを基本とし、後述の「2. 5 鋼材の設計」に準じて二列の壁体に囲まれたコア部を対象に安定計算を行い、堤体天端の高さを保持することで堤体としての健全性を損なわないことを確認する。「ため池整備」とは安定計算の照査方法に異なる部分があるものの、鋼矢板二重式工法においても目指すべき性能は「ため池整備」の基本事項に準じる。

なお、鋼矢板工法をため池堤体に適用する場合、一般的な堤体の改修設計では考慮されない照査項目についても検討する必要がある。また、共通の照査項目についても鋼材の剛性や遮水性を考慮する必要があることに留意されたい。各項目の照査方法の詳細については「2. 設計編」で述べる。

2. 設計編

2. 1 事前調査における留意事項

鋼材を用いたため池堤体補強工法の計画・設計にあたって、地質条件・周辺条件・施工条件について調査することを原則とする。なお、調査内容および方法については、工事の種類、規模、重要性に応じて、設置箇所の地形、地質、土質や周辺条件、施工条件を考慮の上で決定する。

【解説】

調査は対象としている工事の計画、施工、さらにはできあがった構造物の維持管理が安全で経済的かつ合理的に行われることを目的として、これらの要件を明らかにするために行うものである。

(1) 設計を行うための測量・地質調査

この場合の調査の項目としては、①ため池堤体の検討対象断面の設定に必要な測量調査、②外力（土圧、水圧）の計算に必要な設計定数を求める調査、③基礎支持力の計算に必要な設計定数を求める調査、④矢板安定の検討（根入長、滑動等）に必要な設計定数を求める調査がある。

調査の基本は、土地改良事業設計指針「ため池整備」の「第2章 調査」¹³⁾に準じて、設計に必要な情報を定量的に把握する必要がある。

(2) 周辺条件の調査

鋼矢板の型式や規格の決定にあたっては、設置箇所の調査の他に、周辺環境へ与える影響や逆に周辺環境から受ける影響を、完成後ばかりでなく、施工中の各種条件も合わせて検討しなければならない。

鋼矢板二重式工法は、堤体天端に鋼矢板を鉛直方向に打設することにより堤体内の浸透を遮断する効果を期待する工法である。そのため堤体内の地下水状態はもとより、周辺地山からの地下水の流入、季節的な降雨・洪水の有無などについても調査し、堤体内の地下水への影響を検討する必要がある。

(3) 施工条件の調査

施工に当っては作業足場としての地盤、作業空間、既存の構造物、特に底樋の状況についてよく調査し、施工中の安全性の検討、周囲に及ぼす影響を検討する。また、施工中に周囲に及ぼす騒音、振動、汚水、粉塵などに対する処置についても検討しておかなければならない。

2. 2 耐震設計における基本的な考え方

鋼矢板工法の耐震設計は、土地改良事業設計指針「ため池整備」¹⁾の基本事項に準じて行われることを前提とする。

【解説】

以下、鋼矢板二重式工法の耐震設計に係る記述とする。

- ・土地改良事業設計指針「ため池整備」¹⁾に準じ、本マニュアル「1. 8 鋼矢板工法の目指すべき性能」に記載の性能を満たすことを基本として、堤体の設計を実施することを基本とする。
- ・各種調査の結果を踏まえ、ため池の形態・規模に応じた適切な手順により、個々のため池固有の諸条件も十分考慮の上、実施されるものとする。
- ・本構造の安定メカニズムは、二列の鋼矢板と鋼矢板同士に挟まれたコア部および適正に評価された受働抵抗が、外力(水圧、慣性力、土圧等)に対して抵抗するものとする。後述の本構造の設計に係る荷重・設定項目・照査項目の模式図を図 6 に示す。

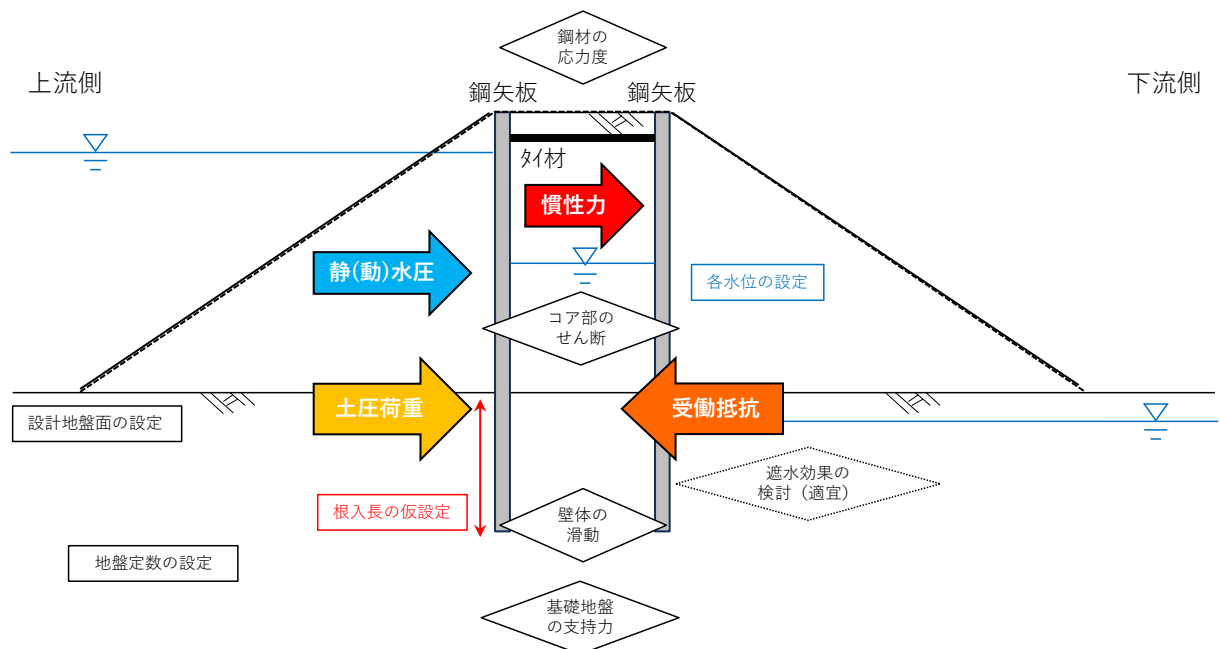


図 6 本構造体の設計に係る設定項目および照査項目

2. 3 要求性能に対する設計・照査項目

鋼矢板二重式工法では、土地改良事業設計指針「ため池整備」¹⁾に記載される、ため池の重要度区分に応じた要求性能を満たすように耐震設計を行うものとする。

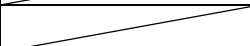
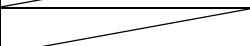
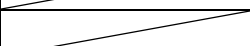
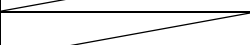
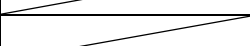
【解説】

- ・ ため池の各重要度区分における要求性能および設計・照査方法を表 2 に示す。
- ・ 鋼矢板二重式工法でも、無対策のため池堤体の設計と同様に、レベル 1 地震動に対しては円弧すべりの検討、レベル 2 地震動に対しては動的応答解析等を実施し、耐震性能の評価を行う。
- ・ 鋼矢板二重式工法で補強されたため池堤体では表 3 のような設計・照査項目が挙げられる。

表 2 ため池の各重要度区分における要求性能および設計・照査方法

重要度 区分	区分の定義	耐震性能	
		レベル 1 地震動	レベル 2 地震動
AA 種	①堤体下流に主要道路や鉄道、住宅地等があり、施設周辺の人命・財産やライフラインへの影響が極めて大きい施設 ②地域防災計画によって避難路に指定されている道路に隣接するなど、避難・救護活動への影響が極めて大きい施設	健全性を損なわない	限定された損傷にとどめる必要に応じて液状化を考慮
A 種	①被災による影響が大きい施設	健全性を損なわない 必要に応じて液状化を考慮	無し
B 種	①AA 種・A 種以外の施設	健全性を損なわない	無し
設計・照査方法	—	堤体の安定計算 (円弧すべり)	動的応答解析等

表 3 鋼矢板工法で補強されたため池堤体の耐震性能に関する設計・照査項目

設計・照査項目			無対策・従来工法	鋼矢板二重式工法
鋼材の設計	補強部材(鋼材) の健全性	鋼矢板・タイ材の応力度		○
		鋼矢板の水平変位		—※1
		鋼矢板の根入長		○※2
	鋼矢板二重式 構造の健全性	コア部のせん断		○
		堤体の滑動		○
		基礎地盤の支持力		○
堤体の設計		堤体の安定性 (円弧すべり)	○	○※3
耐震性能の照査		堤体の沈下量(動的応答解析)	○	○

※1 計算の過程で算出される鋼材の水平変位は、計算の過程で導出されるが、照査不要。

※2 遮水性能が求められる場合、耐震性能確保のために必要な根入長と、遮水性能（浸透路長）確保のために必要な根入長の、いずれか大きい方の根入長を適用することが考えられる。

- ※3 堤体高さを保持する限りは、鋼矢板二重壁のコア部外側ですべりが発生することは許容される。ただし、斜面崩壊の影響が下流の住宅・農地に及ぶことなどが懸念される場合には、管理者の判断に基づき、適宜対策を実施することが望ましい。

2. 4 設計手順

鋼矢板工法の耐震設計は、要求性能および設計・照査手法に応じて、適切な手順でなされるものとする。

【解説】

- ・ 鋼矢板二重式工法の耐震設計の手順は、一般に土地改良事業設計指針「ため池整備」¹⁾に準拠した設計フローに従うことを標準とする。
- ・ 具体的には、鋼矢板二重式工法で用いられる鋼材の必要最低限の仕様に対し、本マニュアル「1. 8 鋼矢板工法の目指すべき性能」の記載事項を前提に、土地改良事業設計指針「ため池整備」に準じて「堤体の設計」および「耐震性能の照査」を実施するものとする。
- ・ 各設計・照査項目が NG となる場合は、その費用対効果を考慮の上、鋼材の仕様(型式・長さ・材質)を増大させることにより、NG となった項目に対する検討を継続することができる。

2. 5 鋼材の設計

2. 5. 1 設計方法

鋼矢板二重式工法で用いられる鋼材の必要最低限の仕様は、原則として鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル²⁾を満足するものとする。

【解説】

- ・ 鋼材の必要最低限の仕様の確認のために、鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル²⁾を参照することができる。
- ・ 鋼材の設計では、要求性能に応じて常時満水位・設計洪水位・レベル1地震動・液状化・レベル2に対する検討を行うものとする。常時満水位・設計洪水位・レベル1地震動・液状化に対する検討フローを図7に、常時満水位・設計洪水位・レベル1地震動・レベル2地震動液状化に対する設計フローを図8に示す。なお、施工時の安定性検証についても必要に応じて検討する。
- ・ 鋼材の設計における設計地盤面は、現地調査に基づいて、荷重の作用領域も適切に評価した上で、長期間に亘って安定な信頼できる地盤に対して設定されるものとする。鋼矢板二重式仮締切設計マニュアルでは、設計地盤面直下から土圧強度分布が定義される。したがって、設計地盤面は検討における作用毎に適宜設定を行うことが肝要となる。
- ・ 谷池など傾斜地盤上の堤体では、鋼矢板二重式工法における上流側および下流側の鋼矢板において、それぞれ異なる設計地盤面が設定されることがある。
- ・ 鋼矢板二重式工法の検討断面各部位(主働側法部・コア部・受働側法部)における(残留)水位の設定については、鋼矢板設置の影響(止水効果)等を適切に検討・評価の上なされるべきものとする。浸透流解析や現場試験などが未実施の段階では、主働側法部と受働側法部の(残留)水位差を極力大きく取ることや、コア部の残留水位を鋼矢板天端まで見込む等の手法がある。

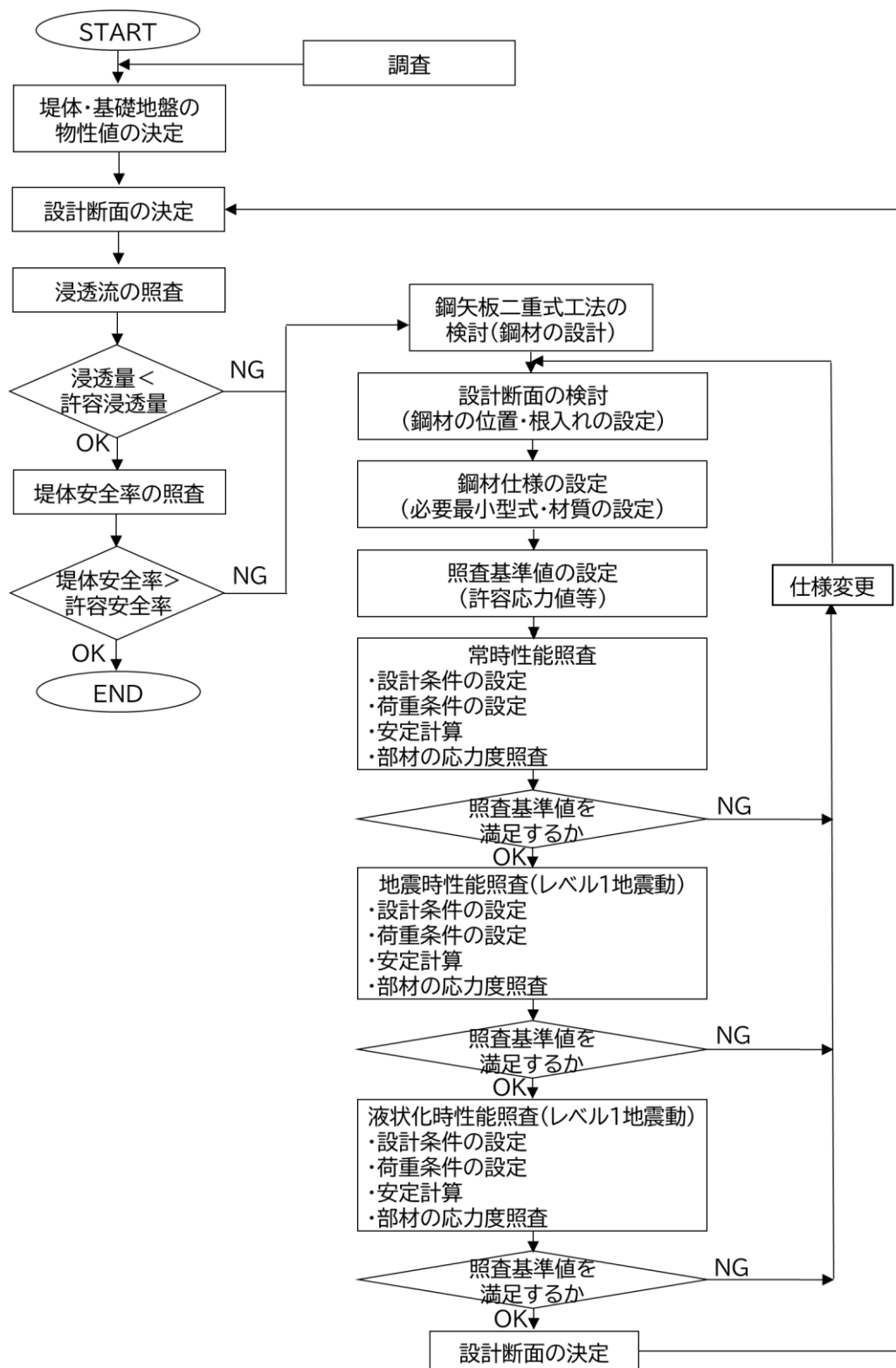


図 7 常時満水位、設計洪水位、レベル 1 地震動の設計フロー

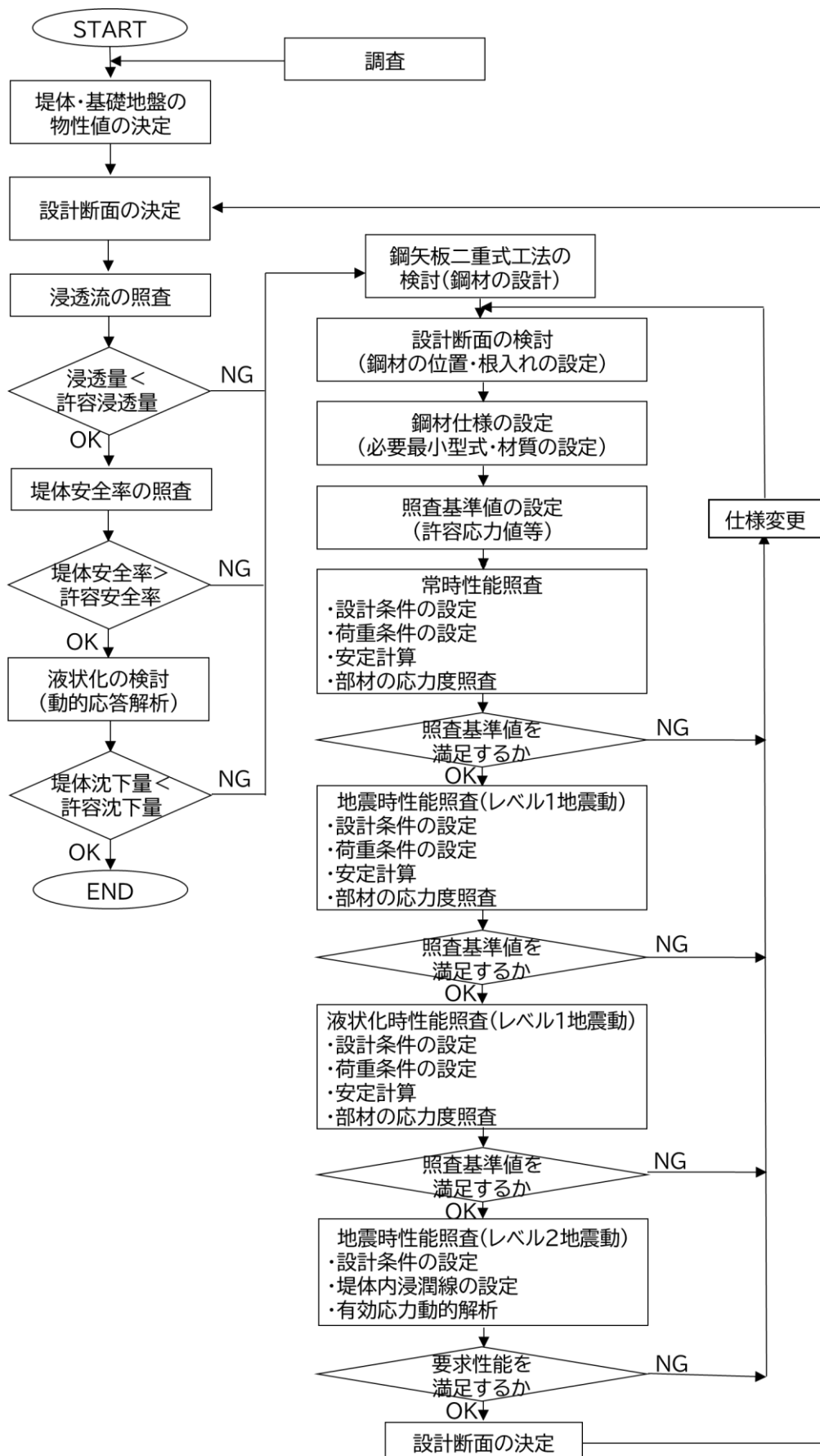


図 8 常時満水位、設計洪水水位、レベル 1 地震動、レベル 2 地震動の設計フロー

2. 5. 2 堤体の受働抵抗の取り扱い

鋼矢板二重式工法の設計において、とりわけ堤体法部の受働側の抵抗力を考慮した設計を実施する場合は、堤体の規模や作用、要求性能に応じて、都度適切に評価する必要がある。

【解説】

- ・ ため池堤体は、河川・海岸分野でみられる一般的な堤体よりも比較的堤高が大きく、堤体の天端幅が狭い場合がある。このような堤体の場合、鋼矢板二重式工法に用いる鋼材の仕様も比較的大きくなる傾向にある。
- ・ 堤体受働側法面の土圧(抵抗力)を適切に評価できる場合は、図 9 に示すように、基礎地盤と下流側鋼矢板との交点を起点とする受働崩壊線と下流側法面が交差する位置を設計地盤面と見做し、堤体受働側法面の土圧を見込んだ検討により、鋼材の仕様の合理化を検討することができる。なお、設計地盤面の設定方法については、「2. 6 堤体の設計」も参照されたい。
- ・ 特に、堤体受働側法面の土圧が確保できる検討事例があり¹⁾、適切に検討した上で設計地盤面を合理的に設定し、鋼材仕様を合理化することが望ましい。例えば、鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル²⁾には「堤体受働側の法勾配が 1:2 以下」かつ「法肩と鋼矢板との間の離隔が鋼矢板の根入長 D 以上」となる領域が存在する場合、「任意の地盤形状に対して受働土圧強度を求める方法」にあるように鋼矢板壁面に作用する受働土圧強度を求める事例もある。
- ・ 設計地盤面より上部に存在する法部の内、円弧すべり等による欠損が生じないと評価される土塊断面を、上載荷重として安定計算に考慮している事例もある。

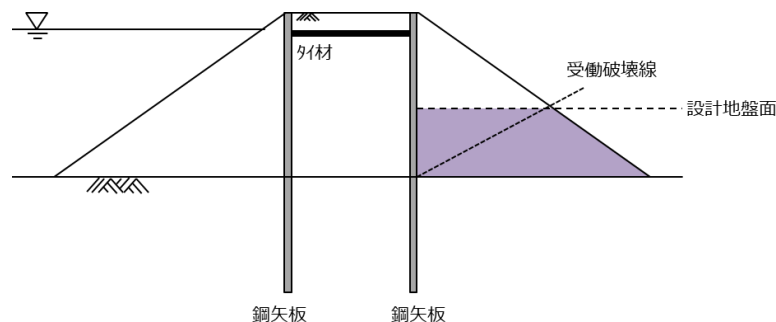


図 9 池側が主働側となる場合の簡易的な堤体受働側法面の土圧の考慮方法
(紫ハッチ箇所が堤体における受働土圧領域)

2. 5. 3 鋼矢板壁の開口部の取り扱い

堤体内に構造物が存在する場合、構造物を避けて鋼矢板を打設することを基本とする。これにより部分的に鋼矢板に生じた開口部を考慮した照査を行う必要がある。

【解説】

- ・ ため池堤体内部には、貯水の取水を目的とした底樋が存在することが大半である。底樋には鋼管やコンクリート管、古いものでは組積造のものなどさまざまな種類が存在する。補強前の時点で底樋周辺から漏水が発生していなければ、鋼矢板を底樋の上で打ち止めるなど、底樋等の堤体内に存在する構造物を避けて鋼矢板を打設することを原則とする。その際、二重鋼矢板の打設時に既存の底樋に接触して底樋の損傷や漏水を生じさせないように留意する。
- ・ 構造物を避けて鋼矢板を打設することにより、構造物周りの鋼矢板に部分的な開口部が生じた状態となる。この開口部により、局所的な応力集中や、矢板天端変位の増加等が発生する可能性がある。
- ・ このような事象を想定して、鋼矢板開口部を考慮した矢板応力および天端変位の照査を行う必要がある。鋼矢板開口部を考慮した設計については、鋼矢板護岸の補修・補強・更新マニュアル¹⁴⁾を参照し、矢板打設幅 10m に対する開口部を想定して平均化した断面係数 Z および断面二次モーメント I' を用いて照査を行うことができる。
- ・ なお、施工前から底樋周辺で漏水の懸念がある場合などは、鋼矢板の設置に関わらず、必要に応じて底樋周辺を地盤改良する。その際、設計においては、鋼矢板開口部分の透水性を考慮した浸透流解析を実施することで、底樋位置付近での浸透経路・流速・動水勾配の確認やため池整備に準じた許容浸透量等、堤体の浸透に対する安全性を照査する。

(1) 平均化した断面係数 Z の算出（応力度の照査）

$$Z' = Z - Z_D \quad (\text{式 2.1})$$

Z : 平均化した鋼矢板壁幅 10m あたりの開口部を考慮した断面係数 (m^3)

Z : 鋼矢板壁幅 10m あたりの鋼矢板の断面係数 (m^3)

Z_D : 鋼矢板壁幅 10m あたりの開口部の大きさに相当する鋼矢板の断面係数 (m^3)

$$Z_D = \frac{I_D}{h} = \frac{D_B \cdot I_m}{h} \quad (\text{式 2.2})$$

I_D : 鋼矢板壁幅 10m あたりの開口部の大きさに相当する鋼矢板の断面二次モーメント (m^4)

D_B : 鋼矢板壁幅 10m あたりの開口幅 (m)

I_m : 使用する鋼矢板の断面二次モーメント (m^4/m)

h : 鋼矢板の有効高さ (m) ※ハット型鋼矢板の場合は有効高さの 1/2

(2) 平均化した断面二次モーメント I' の算出（変位の照査）

$$I' = \frac{(I - I_D)D_H + I(H - D_H)}{H} \quad (\text{式 2.3})$$

I' : 平均化した矢板打設幅 10m あたりの断面二次モーメント (m^4)

- I : 標準断面区間における矢板打設幅 10m あたりの断面二次モーメント (m^4)
 I_D : 鋼矢板壁幅 10m あたりの開口部の大きさに相当する鋼矢板の断面二次モーメント (m^4)
 D_H : 開口部高 (m)
 H : 鋼矢板壁高 (m)

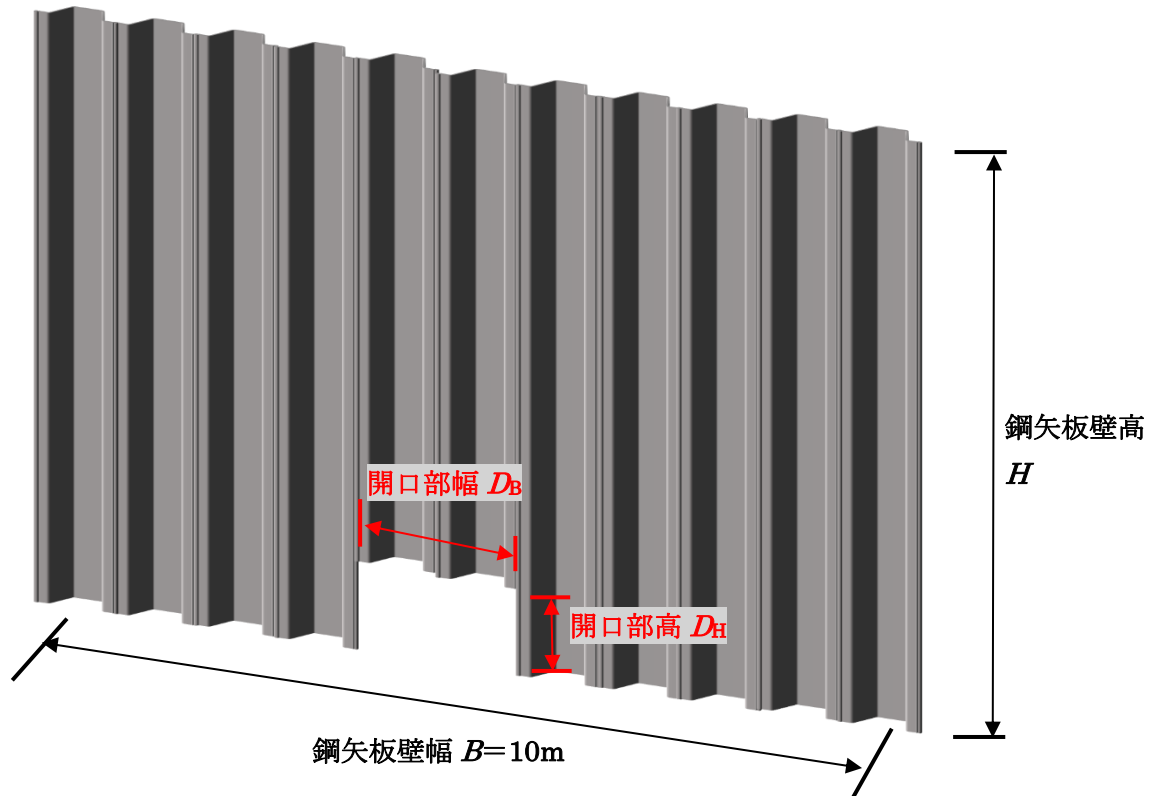


図 10 断面開口部区間の考え方 (参考図 : SP-10H)

2. 6 堤体の設計

「1. 8 鋼矢板工法の目指すべき性能」に記載の性能を満たすことを基本として、堤体の設計を実施する。

【解説】

- 鋼矢板二重式工法を適用した堤体の設計では、円弧すべり(円形すべり面スライス法)の検討を行うものとする。
- 鋼矢板二重式工法を適用した場合の円弧すべりの検討は、土地改良事業設計指針「ため池整備」¹⁾に記載の安定解析ケース(完成直後、常時満水位、設計洪水位、水位急降下時)に対して検討を実施するものとし、設計震度および設計震度の安全率は表 4 および表 5 に従うものとする。鋼矢板は、その嵌合継手により連続的な壁体を構築することができる。鋼矢板による連続壁は遮水工として用いられる(漏水箇所をゾーニングすることで一定の遮水性を付与する)ことが多いため、鋼矢板二重式工法を適用した場合は、表 4 において「その他のもの」を参照することができる。
- 鋼矢板二重式工法を適用した場合、鋼矢板下端を過る全てのすべり面における安全率 F_s が1.2以上を確保するものとする。
- 「2. 2 耐震設計における基本的な考え方」に記載の本構造体の安定メカニズムより、鋼矢板下端を過らない全てのすべり面は、鋼矢板によって遮断されるため照査項目に含める必要はない。また、堤体高さを保持する限りは、鋼矢板二重壁のコア部外側ですべりが発生することは許容される。ただし、受働抵抗領域はすべり円弧の形状と発生位置の確認によって適切に評価する。具体的には、コア部外側のすべり面の内、 $F_s \leq 1.0$ なる領域は「2. 5 鋼材の設計」における受働側抵抗力(土圧、上載荷重)としては考慮しないものとする。なお、斜面崩壊の影響が下流の住宅・農地に及ぶことなどが懸念される場合には、管理者の判断に基づき、適宜対策を実施することが望ましい。（「参考資料—3 設計・施工に関する留意点」を参照）
- 静水圧のモデル化は、「ため池整備」¹⁾に準じて適切になされるものとする。
- 上下流法面で斜樋が設置されている位置において、円弧すべりの発生が設計上想定される場合は、フロート取水システムを別途設置するなどして、取水設備が円弧すべりの影響を受けないように対処する。

表 4 設計震度の設定¹⁾

	強震帯地域	中震帯地域	弱震帯地域
堤体が概ね均一の材料によるもの	0.15	0.15	0.12
その他のもの	0.15	0.12	0.10

※「堤体が概ね均一の材料によるもの」には無対策を含む。

※「その他のもの」とは、ロック材や遮水壁(地盤材料以外)等でゾーニングされたものをいう。

表 5 各安定解析ケースにおける設計震度の割増し係数¹⁾

	設計震度の割増し係数	摘要
完成直後	0.5	全(or 有効)応力、上下流側
常時満水位	1.0	有効応力、上下流側
設計洪水位	-	有効応力、上下流側
水位急降下時	0.5	有効応力、上流側

2. 7 レベル2地震動に対する耐震性能の照査

鋼矢板二重式工法におけるレベル2地震動に対する耐震性能の照査では、土地改良事業設計指針「ため池整備」¹⁾の基本事項に準じて、レベル2地震動に対する安定計算を実施し、堤体の沈下量を算出する。沈下量が設定した許容沈下量を下回れば、耐震性能を満足するものとする。

【解説】

- ・ 許容沈下量の設定については、土地改良事業設計指針「ため池整備」¹⁾にも記載の通り、①堤頂と常時満水位(F.W.L)との標高差、②堤頂と設計洪水位(H.W.L)との標高差、③1.0m(余盛やフリーボードを考慮)を目安とすることができるが、その決定に際しては、材料試験や安定計算の精度や基礎地盤の不確定要素に加え、下流への影響度や地域におけるため池の重要度等、個々のため池の事情を勘案し、適切に設定する必要がある。
- ・ 入力地震動は、土地改良事業設計指針「ため池整備」¹⁾に準じて、タイプⅠ(プレート境界型)とタイプⅡ(内陸直下型)を想定した2種類の波形を設定することを基本とする。
- ・ 一般にレベル2地震動に対する耐震性能の照査では、対策工も含めた堤体全体の破壊モードを考慮の上、適切な解析方法を採用する必要がある。鋼矢板二重式工法においては、現象の再現性の観点から、現状は動的応答解析を用いることが推奨される。
- ・ 動的応答解析における解析コードについては、解析コードが持つ特性を十分に理解の上、再現すべき事象に最も適するものを選定するものとする。なお、湛水状態のため池においては、地震時の動水圧を適切に考慮することが望ましく、例えば解析コードとして、**FLIP**などが動水圧を設定した解析を行うことができる¹⁶⁾。
- ・ 動的応答解析における鋼材の応力度照査が必要となる場合、発生応力度が降伏応力度以内となっていることを目安とすることができる。
- ・ 鋼矢板二重式工法の検討断面各部位(主働側法部・両矢板間コア部・受働側法部)における(残留)水位の設定については、「**2. 4 鋼材の設計**」にも記載したように、鋼矢板設置の影響(止水効果)等を適切に検討・評価の上、なされるべきものとする。また、安全側の評価を実施するため、必要に応じて水位をパラメータとした検討を行うことが望ましい。

2. 8 液状化の検討

鋼矢板二重式工法の耐震設計において、堤体または基礎地盤で液状化が生じると予想される場合には、土地改良事業設計指針「ため池整備」¹⁾の基本事項に準じて、生じる影響を適切に判定し、堤体および基礎地盤の安全性について検討を行うものとする。

【解説】

- ・土地改良事業設計指針「ため池整備」¹⁾の基本事項に準じて、ため池の重要度区分により各地震動に対する液状化の判定を行うものとする。
- ・レベル1地震動で液状化する場合は、対策工の要否について検討する必要があるが、「2. 5 鋼材の設計」で液状化時の検討を実施することにより、鋼矢板二重式工法の対策工としての機能を確認することができる。
- ・レベル2地震動で液状化する場合は、土の繰返し非排水三軸試験(JGS0541)の実施により得られた物性値を、「2. 7 レベル2地震動に対する耐震性能の照査」における動的応答解析に考慮することにより、その影響を検討することができる。

2. 9 浸透量の検討

鋼矢板二重式工法を漏水対策として機能させる場合には、土地改良事業設計指針「ため池整備」¹⁾に準じて、許容浸透量以下であることを確認し、必要な貯水機能を満足しているか検討を行うものとする。

【解説】

- ・改修前のため池堤体が漏水などにより貯水機能を満足しない場合、鋼矢板二重式工法の遮水効果をもって漏水対策として機能させることができる。その際には、土地改良事業設計指針「ため池整備」¹⁾に準じて算出された浸透量が許容浸透量以下であり、貯水機能を満たしていることを確認するものとする。
- ・浸透量の算出は、地盤や鋼矢板の物性値、鋼矢板設置による遮水効果等を適切に検討・評価した上でなされるべきものとする。また、必要に応じて水位を想定される範囲で変化させる検討を行い、安全側の結果を採用することが望ましい。
- ・堤体からの許容浸透量の目安として、「ため池整備」¹⁾には要改修判定指標の数値（堤長 100m あたり 60l/min 以下）が示されている。

3. 施工

3. 1 鋼矢板の施工方法

鋼矢板の施工方法には、圧入工法及びバイブロハンマ工法があり、用地や環境条件、地盤条件などの現場条件に適した施工法を選定する。アースオーガなどの補助工を併用することで、硬質な地盤条件における鋼矢板の打設が可能となる。

【解説】

鋼矢板工法の特徴は、土工と比較して天候による影響は小さく、相対的に短工期施工が可能である点である。そのため、工期が当初計画以上に長くなることによって施工業者の次の工事受注機会へ与える影響を少なくすることができる。

鋼矢板の施工方法には、大きく分けて圧入工法とバイブロハンマ工法の2種類が存在する。また、アースオーガによる補助工法を併用することで、硬質な地盤条件において鋼矢板を打設することが可能となる。また、ウォータージェット補助工法については、常に湛水状態が求められるため池の機能を考慮すると、水みちが生じる可能性が払しょくできない現場においては避けることが望ましい。

施工法を選定に関しては、土木工事積算基準¹⁷⁾または土木工事標準積算基準書（共通編）¹⁸⁾などの実績のある基準類を参照し、施工用地の制約や周辺環境（騒音・振動）、地盤の条件など、現場条件に適した工法を選定する。施工機を選定に関しては、地盤調査結果に基づいて施工能力（圧入力など）や補助工法に留意して選定する。鋼矢板の型式や施工方法により打設可能な鋼矢板長さ、打設可能な最大N値は異なる⁴⁾。その他の施工時における留意点については「参考資料－3 設計・施工に関する留意点」や、「参考資料－4 周辺環境への留意点」に記載する。以下に各施工法の概要を示す。

①圧入工法

油圧式杭圧入引抜機によって、先行打設した鋼矢板の引き抜き反力を活かして後行の鋼矢板を打設する工法である¹⁹⁾。施工に伴う騒音・振動が少なく、狭隘な現場においても施工が可能であるといった特長を有する。一方で、バイブロハンマ工法に比べると、玉石混じりの層などが存在する場合には施工が難渋する可能性もあることから、必要に応じて硬質地盤に対応可能な補助工法の併用等も検討することが望ましい。施工の様子を写真3に示す。



写真 3 圧入工法

②バイブロハンマ工法

バイブロハンマにより、把持した鋼矢板に鉛直方向の振動を発生させて、先端抵抗及び摩擦抵抗を振動により一時的に低減させることで鋼矢板を打設する工法である⁴⁾。鋼矢板の変形が起きにくく、施工速度に優れるといった特長を有する。一方で、圧入工法に比べると騒音・振動が大きいいため、周囲に住宅があるような場所で使用する場合は、振動・騒音の発生時間を少なくするような工事計画を立てる、振動・騒音の少ない油圧式可変超高周波型のバイブロハンマを用いる、といった配慮をすることが望ましい。施工の様子を写真 4 に示す。



写真 4 バイブロハンマ工法⁷⁾

3. 2 ため池堤体における施工手順

ため池堤体に鋼矢板二重式工法を適用する際には、所定の施工フローに基づき、鋼矢板を打設してからタイ材・腹起し材の設置を行い、最終的には堤体断面を復旧して施工を完了する。

【解説】

ため池堤体における施工フローを図 10 に、施工の模式図を図 11 に示す。鋼矢板の打設順序に関しては、施工後に二列の壁体間に水が滞留しないよう上流側の鋼矢板を先に打設することが望ましいが、ヤードの場所と堤体の位置関係、油圧式杭圧入引抜機の旋回方向、周辺の交通状況などを踏まえて決定する。二重式仮締切構造と異なり既設のため池堤体を活用するためコア部の施工は原則として不要であるが、アースオーガ²⁰⁾による先行掘削や、頭部の切り出しなどに伴い排土が発生した場合には、水みちの発生を誘発する可能性があるため鋼矢板打設後に埋戻しをすることが望ましい。埋戻しの材料は既設堤体の排土をそのまま用いてよく、地盤材料を新たに調達する場合には透水性の低い材料が望ましい。アースオーガ使用時の留意点は「参考資料—2 施工に関する留意点」に示す。

また、鋼矢板を打設する法線に既設構造物がある場合は、事前に対応することが望ましい。写真 5 及び写真 6 に鋼矢板二重式工法のため池堤体における施工の様子を、図 12 に施工現場の機械配置の事例を示す。

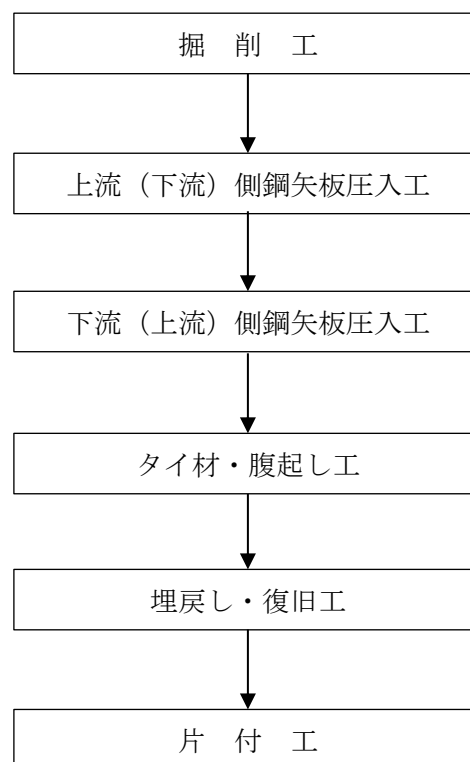


図 10 鋼矢板によるため池堤体の施工フロー

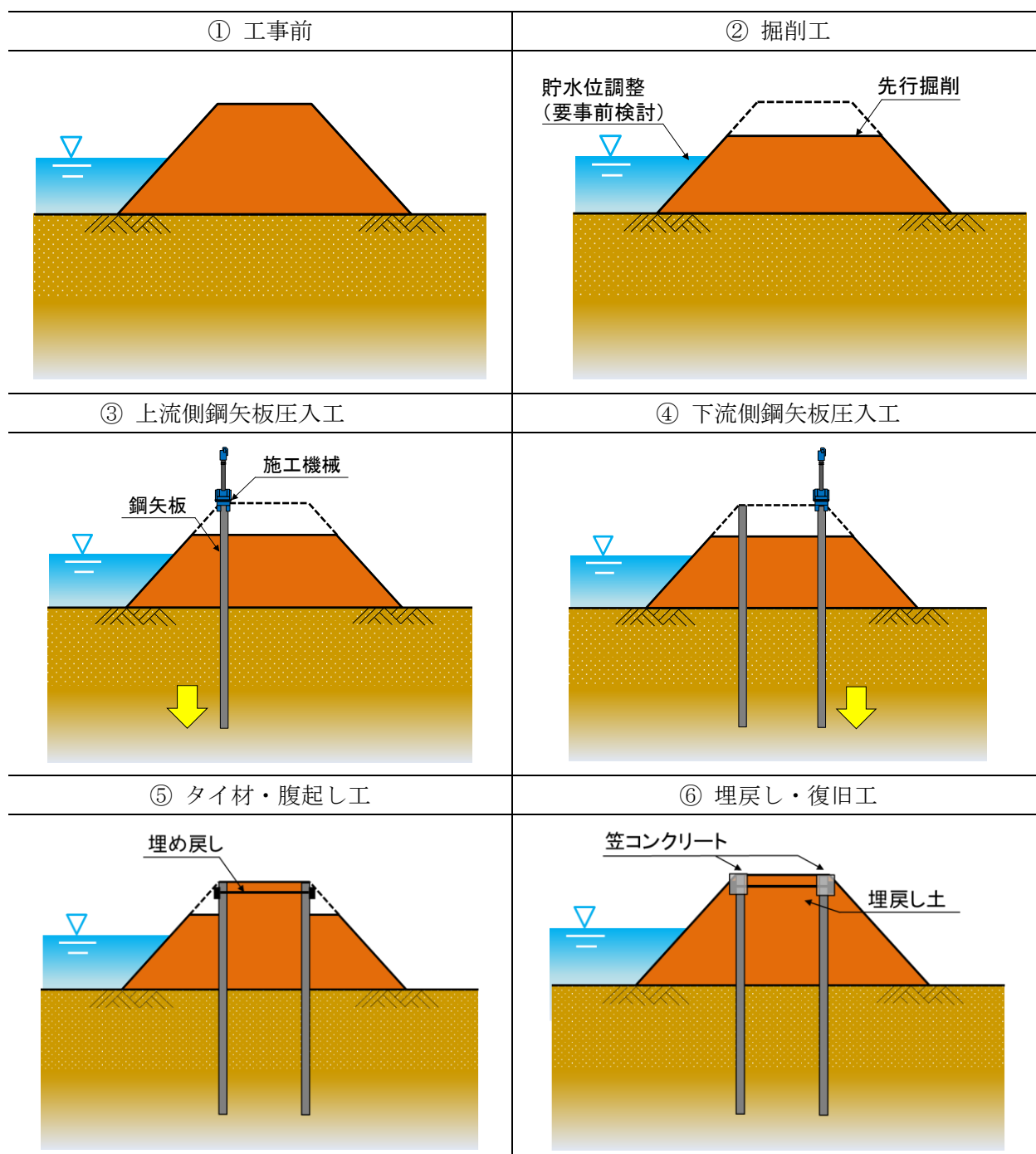


図 11 施工手順

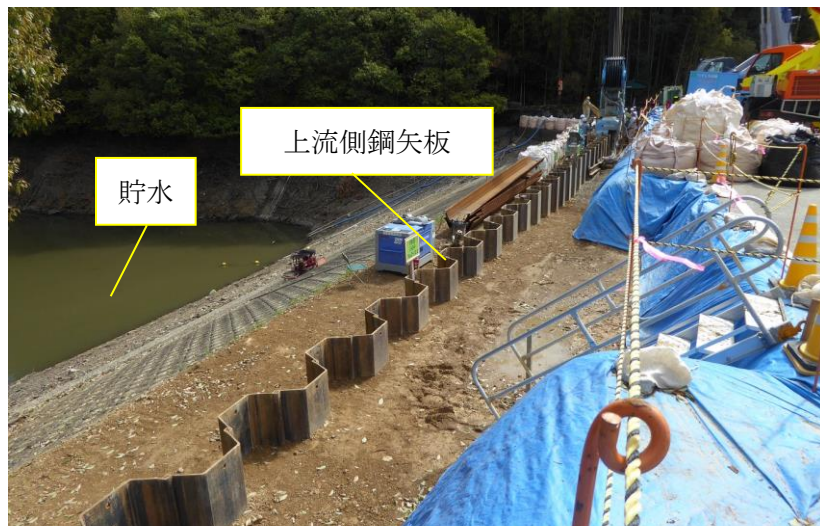


写真 5 上流側鋼矢板の打設状況



写真 6 施工現場全体の様子

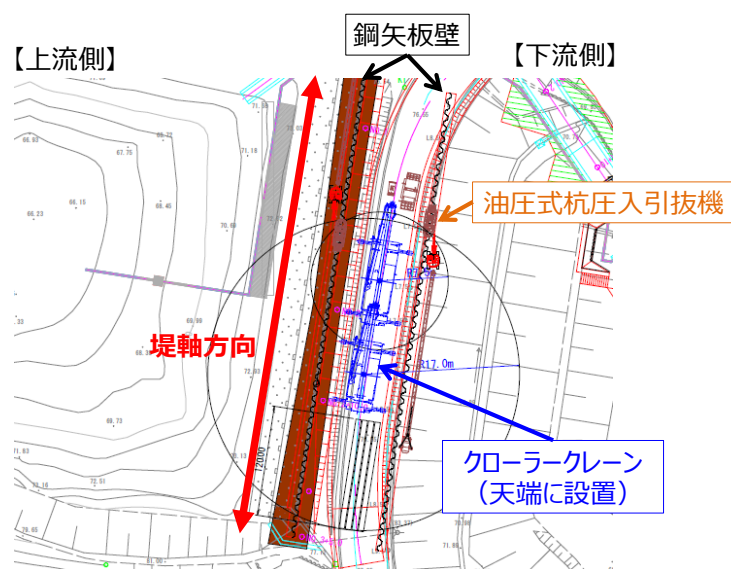


図 12 ヤードの機械配置例

3. 3 材料

3. 3. 1 堤体材料

鋼矢板の施工後に堤体の埋戻しをする必要がある場合には、使用する堤体材料は土地改良事業設計指針「ため池整備」¹⁾に従い、適切に選定する。それらの土質が完成後の堤体安定性に大きな影響を与えるため、締固め施工性、締固め後の強度・圧縮性、透水性等に十分配慮した土質材料の選定を行うものとする。

【解説】

- ・鋼矢板二重式工法で使用する材料の選定は、土地改良事業設計指針「ため池整備」¹⁾によることを標準とする。本章および技術基準に記述がない場合は、農業用ため池に適用した場合の特性を十分に考慮した上で、適切な基準に則って選定することが望ましい。なお、埋戻しの材料は既設堤体の掘削土をそのまま用いてよい。

3. 3. 2 鋼材

鋼矢板二重式工法で使用する鋼材および設計計算に用いる鋼材の定数は、土地改良事業計画設計基準及び運用・解説_設計「水路工」²⁾に準じる。

【解説】

- ・鋼矢板二重式工法で使用する鋼材の選定および設計定数の設定は、土地改良事業計画設計基準及び運用・解説_設計「水路工」_技術書_第8章 水路施設の設計_8.1.1 開水路_(6)矢板型水路²²⁾によることを標準とする。本章および技術基準に記述がない場合は、日本産業規格（JIS）に準拠することとする。
- ・鋼矢板の規格は、日本産業規格（JIS A 5523 : 2021）に準拠するものとする。日本産業規格（JIS A 5523 : 2021）の SYW295、SYW390 および SYW430 で規定されている化学成分を表 6 に、機械的性質を表 7 に示す。
- ・鋼矢板二重式工法での使用が想定される汎用的な鋼矢板の型式および設計定数の一覧を表 8 に示す。鋼矢板の型式の選定においては、常に施工検討も併せて実施するものとする。
- ・鋼矢板の許容応力度は、圧入工法設計・施工指針-2020 年版¹⁹⁾を参照することができる。それらを表 9 に示す。圧入工法設計・施工指針-2020 年版-には、地震時の影響を考慮する場合の許容応力度の割増し係数として 1.50 が記載されている。
- ・鋼矢板の応力度照査の際の継手効率は、令和 2 年度版_災害復旧工事の設計要領／第VI編 参考資料／第2章 設計資料／2-7_護岸用鋼矢板選定についての留意点(参考)²²⁾を参照することができる。ハット形鋼矢板を用いる場合は継手効率による断面性能の低減を考慮する必要が無いが、U 形鋼矢板を用いる場合は鋼矢板頭部の条件に応じて適切な継手効率を採用することで、断面性能の低減を考慮する必要がある。
- ・設計で鋼矢板より大きな剛性の壁体が必要となった場合には、費用対効果に応じて鋼管矢板・鋼管杭等を用いることを検討する。鋼管杭の規格は日本産業規格（JIS A 5525 : 2024）、鋼管矢板の規格は日本産業規格（JIS A 5530 : 2024）による。
- ・鋼材を用いる際、現場の設置環境に応じて腐食しろを適切に設定することで断面性能を低減し、安全側の設計を行うものとする。腐食しろの設定により、経年変化による断面性能等への影響を考慮

し、期待耐用年数に応じた設計とすることが可能となる。

表 6 鋼矢板の化学成分

種類の 記号	化学成分(%)						炭素当量 C_{eq} (%)
	C;炭素	Si;ケイ素	Mn;マンガ	P;リン	S;硫黄	フル窒素	
SYW295	0.18 以下	0.55 以下	1.50 以下	0.040 以下	0.040 以下	0.0060 以下	0.44 以下
SYW390							0.45 以下
SYW430							0.46 以下

$$\text{※炭素当量 } C_{eq}=C+Mn/6+Si/24+Ni/40+Cr/5+Mo/4+V/14$$

※日本産業規格（JIS A 5523：2021）による。

表 7 鋼矢板の機械的性質

種類の 記号	降伏耐力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	試験片	伸び (%)	シャルピー吸収エネルギー(J)				試験片・ 試験片 採取方向
					試験 温度	標準試験片	サブサイズ試験片		
						10×10mm	10×7.5mm	10×5mm	
SYW 295	295 以上	450 以上	1A 号	18 以上	0℃	43 以上	32 以上	22 以上	V ノッチ 圧延方向
			14B 号	24 以上					
SYW 390	390 以上	490 以上	1A 号	16 以上					
			14B 号	20 以上					
SYW 430	430 以上	510 以上	1A 号	14 以上					
			14B 号	19 以上					

※日本産業規格（JIS A 5523：2021）による。

表 8 汎用的な鋼矢板の型式および設計定数の一覧

型式		寸法			断面積 A (cm ² /m)	単位 質量 (kg/m ²)	断面性能			
							腐食しろ 0mm		腐食しろ 2mm(表 1mm+裏 1mm)	
		有効幅 W (mm)	有効高 h (mm)	厚さ t (mm)			断面二次モーメント I_0 (cm ² /m)	断面係数 Z_0 (cm ³ /m)	断面二次モーメント I (cm ² /m)	断面係数 Z (cm ³ /m)
ハ ッ ト 形	SP-10H	900	230	10.8	122.2	96.0	10、500	902	8、300	713
	SP-25H	900	300	13.2	160.4	126	24、400	1、610	20、000	1、320
	SP-45H	900	368	15.0	207.8	163	45、000	2、450	38、300	2、080
	SP-50H	900	370	17.0	236.3	186	51、100	2、760	44、500	2、400
	SP-J	600	200	13.0	185.3	145	12、090	1、175	10、300	999
U 形	SP-II _w	600	130	10.3	131.2	103	13、000	1、000	10、500	810
	SP-III _w	600	180	13.4	173.2	136	32、400	1、800	27、500	1、530
	SP-IV _w	600	210	18.0	225.5	177	56、700	2、700	49、900	2、380
	SP-V _L	500	200	24.3	267.6	210	63、000	3、150	57、300	2、870
	SP-VI _L	500	225	27.6	306.0	240	86、000	3、820	79、100	3、510
	SP-II	400	100	10.5	153.0	120	8、740	874	7、080	708
	SP-III	400	125	13.0	191.0	150	16、800	1、340	14、300	1、140
	SP-IV	400	170	15.5	242.5	190	38、600	2、270	33、200	1、950

※継手が嵌合された状態での壁幅は、ハット形： h 、U形： $h \times 2$ となることに留意されたい。

※ W 、 h 、 t は、それぞれ図 15 に示す部位の寸法値である。

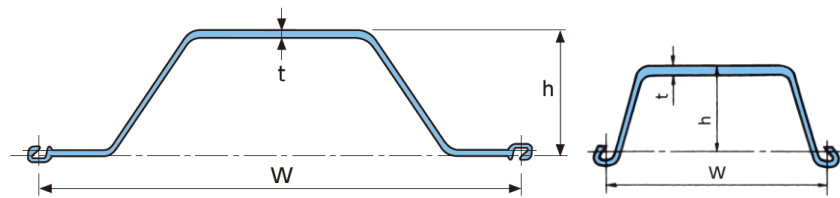


図 13 鋼矢板模式図（左：ハット形鋼矢板、右：U 形鋼矢板）

表 9 鋼矢板および鋼管杭（鋼管矢板）における各鋼種の許容応力度

鋼種	SYW295	SYW390	SYW430	SKK400(SKY400)	SKK490(SKY490)
曲げ引張応力度	180	235	255	140	185
曲げ圧縮応力度	180	235	255	140	185
せん断応力度	100	125	145	80	105

※括弧内は鋼管矢板を示す。

3. 4 施工後の維持管理

鋼矢板二重式工法の施工後の維持管理は、土地改良事業設計指針「ため池整備」¹⁾に従い、日常点検や、地震や豪雨の災害発生後の緊急点検を基本とする。

【解説】

- ・ 鋼矢板工法の特徴は、土工と比較して材料の破損などの懸念が少ない点である。そのため、施工後の完成検査後は、通常実施する日常点検²²⁾²³⁾（堤体の陥没、亀裂、はらみなどの変状や漏水が無いことの確認）や、地震や豪雨後のクラックの有無等の緊急点検（目視による外観点検）を基本とした維持管理を行い、劣化状況の調査は不要である。
- ・ これまで鋼矢板を打設した実際のため池において、堤体浸潤線が計測できる観測孔を設けて、堤体内水位を複数年に亘って観測されたデータが示されている²⁴⁾²⁵⁾。上述の通り、鋼矢板は材料の破損などの懸念が少ないことから、これら実測データを参考にすることで、新たに鋼矢板を施工するため池に対して管理用の観測孔を設置しなくてよい。
- ・ 設計時に「腐食しろ」を設けることで、供用期間中は原則として鋼材のメンテナンスを不要にすることができる。腐食しろは、設計時にあらかじめ腐食する厚みを見込み鋼矢板の設計上の断面性能を割り引くことで、腐食の影響を考慮するものである。見込むべき腐食しろは腐食環境条件によって変化するが、土壌中では一般に水中に比べ腐食の進行は遅くなる。道路橋の鋼管杭の設計で一般に用いられる道路橋示方書・同解説²⁶⁾では鋼管杭について、海水や鋼の腐食を促進させる工場排水などの影響を受けない場合で、腐食調査も行わず、また、防食処理も施さないときは、常時水中及び土中にある部分（地下水中にある部分も含む）について、一般に1mmの腐食しろを考慮するのがよいとされている。また、土地改良事業計画設計基準及び運用・解説²⁷⁾においては水門扉では淡水と接触している場合、両面が常時接水している場合は2.0mmの余裕厚を設けることが示されている。これを参考にして、ため池は基本的に湛水であることから鋼矢板では片側1mm、両側で2mmの腐食しろを考慮するとよい。
- ・ 鋼矢板壁周辺のクラック等の発生状況は通常の堤体と同様に目視等で確認でき、修復が必要な場合にはクラックへの地盤材料の埋戻し・締固め、または必要に応じて薬液注入等による修復が可能である。堤体内部の空洞有無を確認する場合には、空洞の大きさや位置にもよるが、例えば地中レーダーによる空洞探査技術等によって調査することができる。（「参考資料—2 物理探査による地質構造調査法」を参照）なお、地震・豪雨により堤体に被害が発生した場合においても、鋼矢板と地盤との間にはクラックや空隙が生じないことが現地調査からも示されており²⁸⁾、本工法は鋼矢板壁全体が土中に設置されているため、地震・豪雨時においても鋼矢板と隣接する堤体土は一体的に挙動すると考えられる。
- ・ 将来的に鋼矢板工法で施工したため池堤体を廃止する際など、鋼矢板を引き抜くと打設箇所近傍の地盤に変状が生じる可能性がある。そのため、特に障害とならないのであれば、基本的に鋼矢板は残置すればよい。貯水機能をなくするためV字カットが必要な場合には、鋼矢板を引き抜いてから実施する。

4. 今後の取り組み

本マニュアルは、「鋼材を活用したため池防災技術の研究開発」において、現時点で得られた技術的な知見に基づき、鋼矢板二重式工法の耐震設計の基本的な考え方を示すものである。したがって、本マニュアルの内容は今後の研究成果に基づいて適宜改訂を行うものとする。

【解説】

今後、さらに激甚化するとされる災害に関して、ため池堤体への鋼矢板二重式工法適用に関しては、以下のような残課題が挙げられる。

- ・豪雨発生時における土石流対策としての抵抗性能評価
- ・鋼矢板や鋼管杭を用いた派生構造の設計法確立

5. 参考文献

1 章

- 1) 農林水産省農村振興局（2015）：土地改良事業設計指針「ため池整備」.
- 2) （一財）国土技術研究センター（2001）：鋼矢板二重式仮締切マニュアル.
- 3) 靱山嵩, 妙中真治, 原忠, 棚谷南海彦（2020）：鋼矢板によるため池堤体の耐震補強工法に関する研究－振動台実験による液状化に対する鋼矢板の補強効果の検証－, 農業農村工学会論文集, No. 310 (88-1), pp. I_47-I_58.
- 4) （一社）鋼管杭・鋼矢板技術協会（2014）：鋼矢板 設計から施工まで.
- 5) （国研）土木研究所（2016）：河川堤防の液状化対策の手引き.
- 6) （一社）鋼管杭協会（2002）：鋼矢板芯壁堤 鋼矢板による河川堤防補強工法 設計の手引き(案).
- 7) 日本製鉄株式会社：鋼矢板, <https://www.nipponsteel.com/product/construction/list-construction/05.html>, (アクセス日 2024 年 5 月 16 日).
- 8) 農林水産省農村振興局（2015）：土地改良事業設計指針「ため池整備」, pp.4.
- 9) 渡部要一, 吉野久能, 柿本龍二, 山田耕一, 鵜飼亮行, 沖健, 岡由剛, 喜田浩, 永尾直也, 望月武, 木下雅敬（2006）：鋼製遮水壁の遮水性能と適用性に関する研究, 港湾空港技術研究所資料, No.1142.
- 10) 井上隆司（2020）：二重鋼矢板工法を用いた六丁池改修工事, 農業農村工学会誌, Vol.88, No.10, pp.846-847.
- 11) Takashi Momiyama, Shinji Taenaka, Tadashi Hara, Shuichi Kuroda (2019), Study on Reinforcement Method of Levees of Pond Using Steel Sheet Piles, Earthquake Geotechnical Engineering and Development of Environment and Constructions, ISBN 978-0-367-14328-2, pp.3997-4005.
- 12) 靱山嵩, 及川森, 吉原健郎, 西山輝樹, 原忠, 棚谷南海彦, 芳本健太, 黒田修一, 栗林健太郎, 坂部晃子（2018）：鋼材によるため池堤の耐震補強効果の検証－その2 振動台模型実験による鋼矢板補強効果の検証－, 平成 30 年度地盤工学会四国支部技術研究発表会, 地盤工学会四国支部平成 30 年度技術研究発表会講演概要集, pp.83-84.

2 章

- 13) 農林水産省農村振興局（2015）：土地改良事業設計指針「ため池整備」, pp.9-19.
- 14) （一社）鋼管杭・鋼矢板技術協会（2021）：鋼矢板護岸の補修・補強・更新マニュアル
- 15) 靱山嵩, 中山裕章, 及川森, 原忠, 芳本健太, 黒田修一, 栗林健太郎, 棚谷南海彦, 加藤智雄（2020）：鋼矢板により補強したため池堤体の受働崩壊領域の評価, 2020 年度（第 69 回）農業農村工学会大会講演概要集, pp.87-88.
- 16) 靱山嵩, 中山裕章, 及川森, 原忠, 芳本健太, 黒田修一, 栗林健太郎, 棚谷南海彦（2019）：鋼材により補強したため池堤体に動水圧が及ぼす影響の評価, 令和元年度地盤工学会四国支部技術研究発表会講演概要集, pp.59-60.

3 章

- 17) 国土交通省（2020）：国土交通省土木工事積算基準 令和 2 年度版.
- 18) 国土交通省（2020）：令和 2 年度版 国土交通省土木工事標準積算基準書＜共通編＞.
- 19) 国際圧入学会（2020）：圧入工法設計・施工指針-2020 年版-.

- 20) (一社) 全国圧入協会 (2020) : 硬質地盤クリア工法 鋼矢板圧入標準積算資料.
- 21) 農林水産省農村振興局 (2014) : 土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「水路工」.
- 22) (公社) 全国防災協会 (2020) : 令和 2 年度版 災害復旧工事の設計要領.
- 23) 農林水産省 農村振興局 整備部 防災課 (2020) : ため池管理マニュアル.
- 24) 榑山嵩, 中山裕章, 及川森, 原忠, 芳本健太, 黒田修一, 棚谷南海彦 (2021) : 鋼矢板により補強されたため池堤防の地下水位分布の調査, 第 56 回地盤工学研究発表会予稿集, 12-7-5-06.
- 25) 榑山嵩, 中山裕章, 及川森, 原忠, 芳本健太, 黒田修一, 棚谷南海彦 (2021) : 鋼矢板の遮水性によるため池堤体への貯水の浸透抑制効果, 令和 3 年度地盤工学会四国支部技術研究発表会講演概要集, pp.11-12.
- 26) (公社) 日本道路協会 (2017) : 道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編
- 27) 農林水産省, 土地改良事業計画設計基準及び運用・解説 設計「頭首工」付録 技術書 (2024) , pp.443.
- 28) 笠間清伸, 古川全太郎, 八尋裕一, 佐藤宇紘, 毛利輝, 中山裕章, 松原秀和, 塚元伸 (2022) : 鋼矢板で補強された河川堤防の健全度調査, 土木学会全国大会第 77 回年次学術講演会講演概要集, III-322.

代表お問い合わせ先

農研機構 農村工学研究部門 研究推進部

TEL 029-838-7677

e-mail nire-pr@naro.affrc.go.jp

Web お問い合わせフォーム : <https://www.naro.go.jp/inquiry/>

本マニュアルは農研機構 HP 上に公開されています。

内容について引用などを行う場合は、出典を明記してください。

本マニュアルの利用に関して、農研機構のガイドラインに沿ってご利用ください。

<https://www.naro.go.jp/copyright.html>

参考資料— 1

鋼矢板二重式工法による地震・液状化に対する静的・動的照査法

目次

1. 概要.....	1
1.1 本参考資料の位置付け.....	1
1.2 試設計フロー.....	1
2. 鋼矢板二重式工法による堤体補強設計(堤体が液状化する場合).....	4
2.1 設計基本条件.....	4
2.2 静的手法による耐震性能照査.....	6
2.2.1 常時性能照査.....	7
2.2.2 地震時性能照査.....	26
2.2.3 液状化時性能照査.....	50
2.3 動的手法による耐震性能照査.....	73
2.3.1 概要.....	73
2.3.2 設計条件.....	73
2.3.3 堤体内浸潤線の設定.....	76
2.3.4 有効応力動的解析.....	77
2.4 漏水に対する照査.....	81
2.4.1 概要.....	81
2.4.2 浸透流解析.....	81
2.5 総合判定.....	84
3. 鋼矢板二重式工法による堤体補強設計(基礎地盤が液状化する場合).....	85
3.1 設計基本条件.....	85
3.2 静的手法による耐震性能照査.....	87
3.2.1 常時性能照査.....	88
3.2.2 地震時性能照査.....	115
3.2.3 液状化時性能照査.....	141
3.3 動的手法による耐震性能照査.....	170
3.3.1 概要.....	170
3.3.2 設計条件.....	170
3.3.3 堤体内浸潤線の設定.....	173
3.3.4 有効応力動的解析.....	174
3.4 総合判定.....	178

1. 概要

1.1 本参考資料の位置付け

本参考資料は、「鋼材によるため池堤体補強工法 設計・施工マニュアル」に係る静的・動的手法による試設計例を記したものである。個別のため池堤体の検討に際しては、各種公的基準に準拠した考え方を踏まえつつ、本参考資料の活用が望まれる。

【解説】

- ・本参考資料は、鋼矢板や鋼管杭などの鋼材を用いてため池堤体の耐震補強を行う場合の設計時に参照することができるものである。
- ・堤体全体の耐震性能照査の手順については本編「**2. 設計編**」を参照し、**図-参 1.1.1** および **図-参 1.1.2** に示すフローに基づき実施する。本参考資料は、そのうち鋼矢板二重式工法の検討(鋼材の設計)に関する試設計例について示したものである。
- ・本試設計例は、『土地改良事業設計指針「ため池整備」』¹⁻¹⁾及び『鋼矢板二重式仮締切マニュアル』¹⁻²⁾に準じて行う。

1.2 試設計フロー

本章では、鋼矢板二重式工法を適用したため池堤体を対象として、レベル1地震動およびレベル2地震動に対する鋼材の設計を実施するための設計フローについて記載する。

【解説】

- ・本試設計例は、本編「**2. 5 鋼材の設計**」に示される耐震設計の基本フローに準じて、鋼矢板二重式工法を適用したため池堤体の耐震性能照査を実施したものである。
- ・本試設計例は、レベル1地震動およびレベル2地震動に対する鋼材の設計例を示したものであり、鋼矢板二重式工法を適用した堤体においては別途円弧すべりに対する安定性の検討が必要である。本試設計例では、堤体の設計地盤面を設定する際に円弧すべりに対する安定計算を実施しており、鋼矢板下端以深を通る全てのすべり面において安全率 F_s が1.2以上確保されていることを確認していることから、円弧すべりに対する検討は省略する。

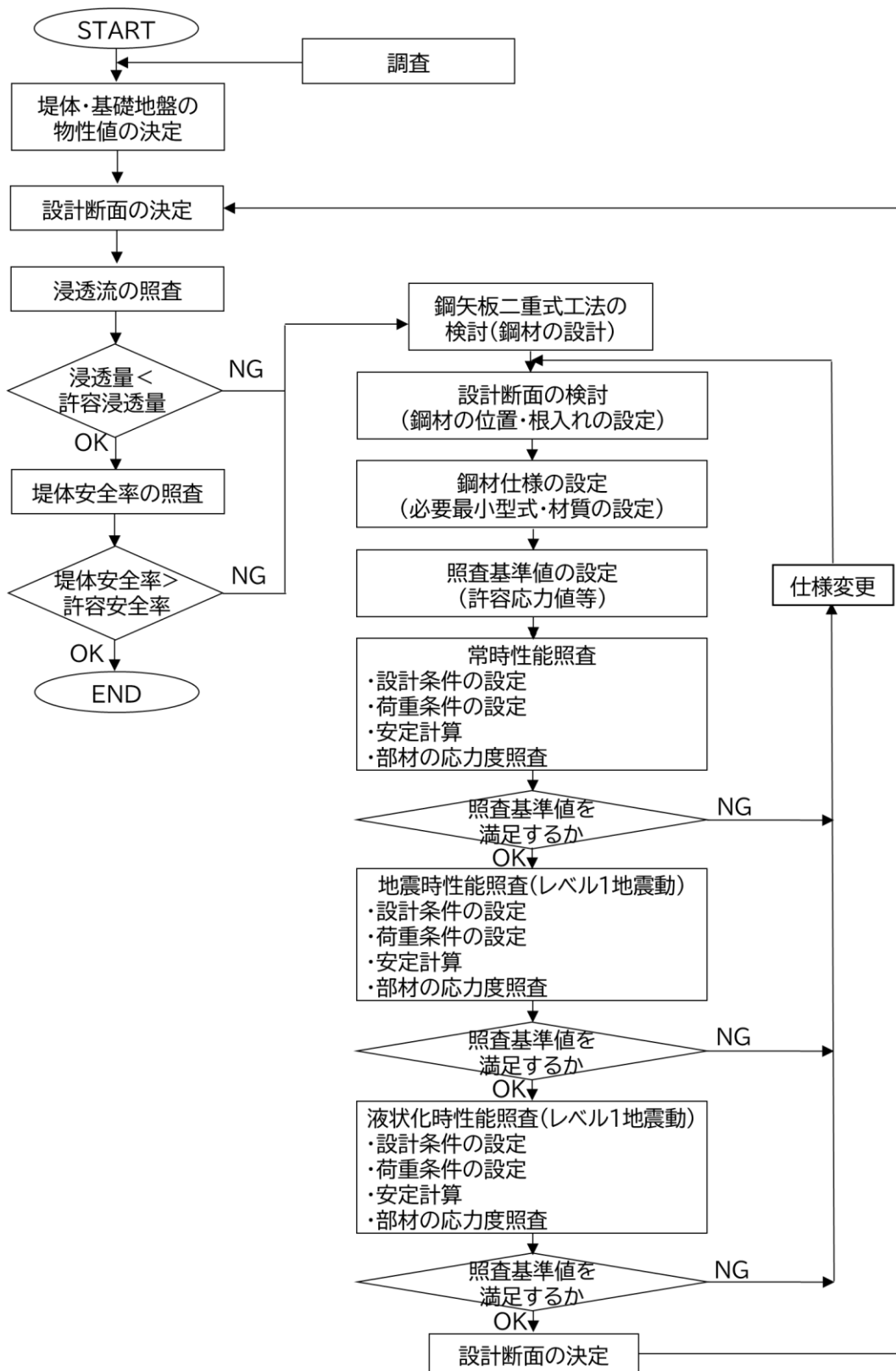


図-参 1.2.1 常時満水位、設計洪水位、レベル1地震動の設計フロー

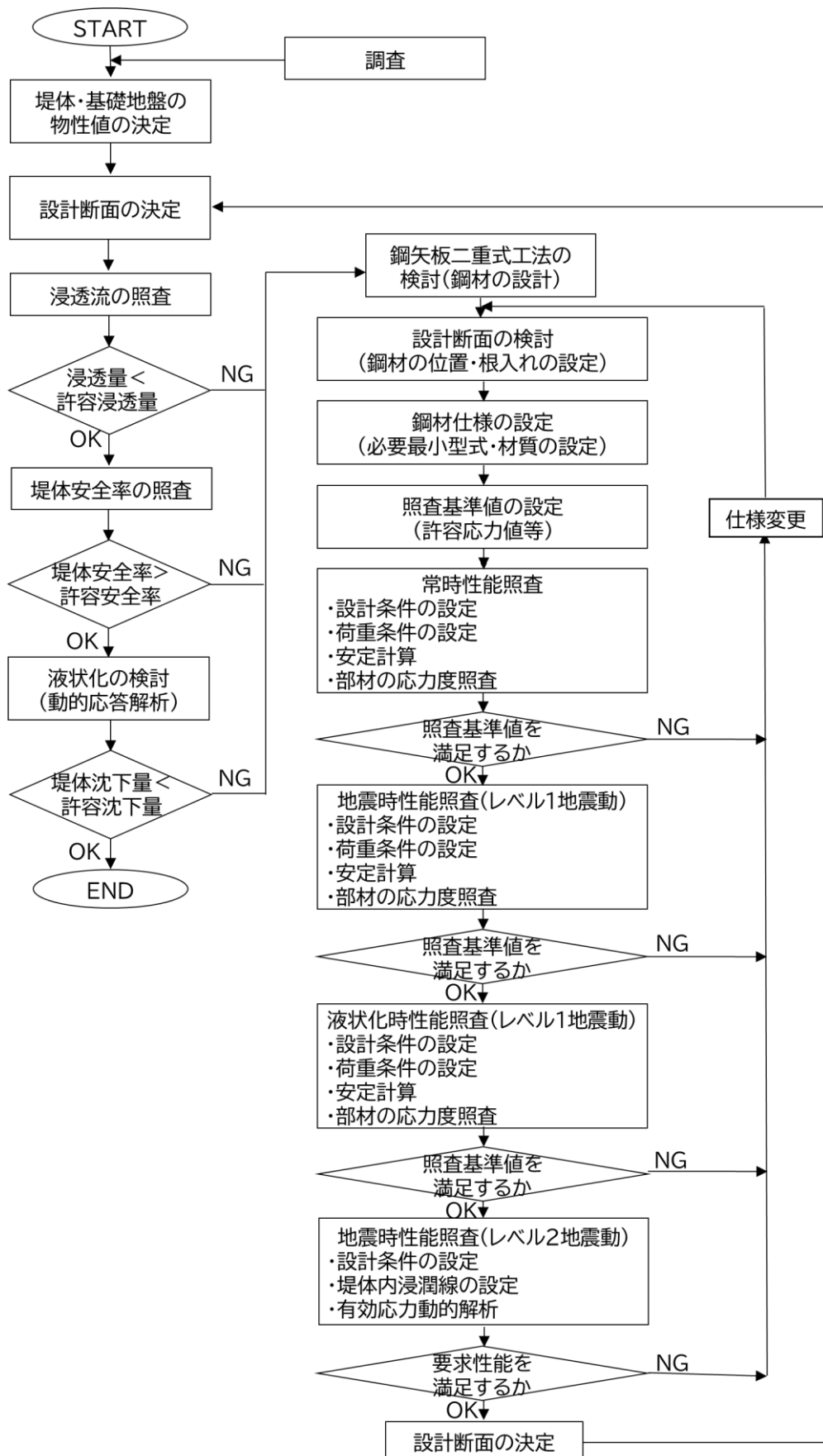


図-参 1.2.2 常時満水位、設計洪水位、レベル1地震動、レベル2地震動の設計フロー

2. 鋼矢板二重式工法による堤体補強設計(堤体が液状化する場合)

2.1 設計基本条件

本試設計例は、堤体が液状化する場合のため池堤体を対象に、鋼矢板二重式工法を適用した断面について、レベル1地震動およびレベル2地震動に対する耐震性能照査を実施したものである。

【解説】

- ・照査対象は常時満水位・レベル1地震動・液状化の3ケースとする。
- ・ため池堤体に適用する鋼材の設計においては、せん断抵抗に寄与する鋼材の型式を増大させることにより検討を行う。本試設計例では、最終的な鋼材仕様の設定に係る検討ケースを代表ケースとして計算例を示す。

(1) 対象堤体の形状と要求性能

1) 地盤・形状

盛土高さ : E.L.=+288.85m
天端幅 : 3.00m
設計水位 : E.L.=+288.85m (常時満水位)

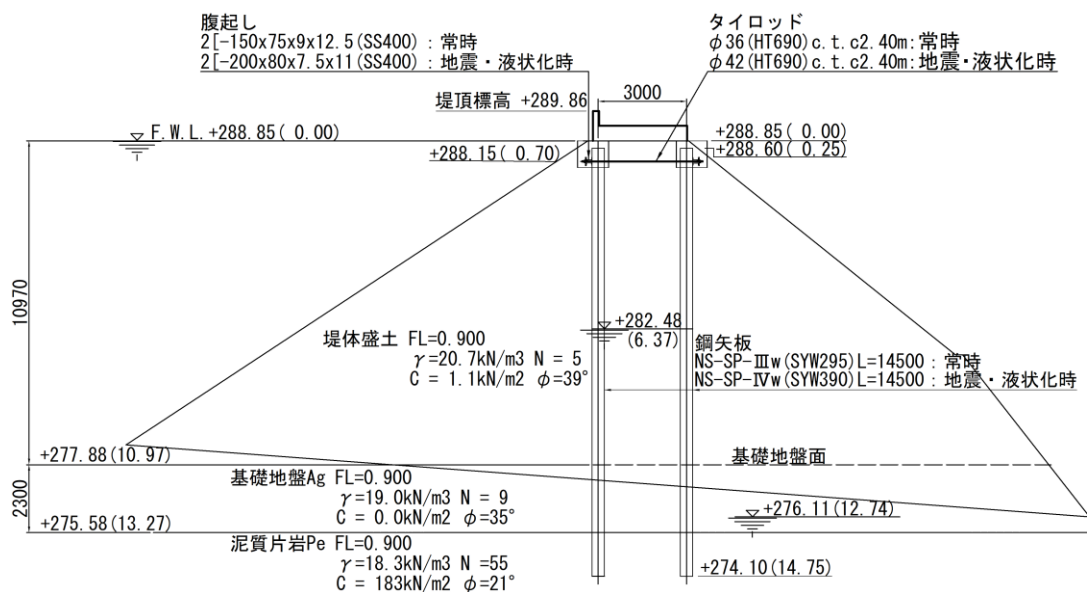


図-参- 2.1.1 検討断面

2) 要求性能

①レベル1地震動

本編「2. 5 鋼材の設計」に記載の通り、常時満水位、レベル1地震動、液状化の安全性および鋼材に発生する応力度に対して照査を実施する。静的手法による安定計算より得られた安全率が所定の安全率を上回り、かつ、鋼材に発生する応力度が許容応力度を下回れば、要求性能を満足すると判定する。

②レベル2地震動

本編「2. 6 堤体の設計」に記載の通り、設定した堤体の許容沈下量に対して照査を実施する。動的手法により得られた堤体の最終沈下量が設定した許容沈下量を下回れば、要求性能を満足するものと判定する。

本試設計例では、一例として許容沈下量を「堤頂と設計洪水位(H.W.L.)との標高差」より設定する。

堤頂 : E.L. 289.86(m)

設計洪水位 : E.L. 288.85(m)

したがって、許容沈下量を両標高の差分より $289.86 - 288.85 = 1.0\text{m}$ と設定する。

(2) 地盤条件の設定

表-参 2.1.1 地盤条件

No.	地層名	平均 N 値	単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部摩擦角 $\phi(\text{度})$	粘着力 $c(\text{kN/m}^2)$
1	堤体盛土	5.0	20.7	39.0	1.1
2	基礎地盤 Ag 層	9.0	19.0	35.0	0.0
3	泥質片岩 Pe 層	55.0	18.3	21.0	183.0

(3) 根入れ長

鋼矢板の根入れ長については、『鋼矢板二重式仮締切マニュアル』¹⁾²⁾p.75 に記載の通り、支持層に少なくとも 1m 程度の根入れをすることが望ましいことから、これを確保できるよう泥質片岩 Pe 層に 1.00m 以上根入れさせる長さに設定する。

(5) 使用する鋼材の規格および許容応力度

堤体補強に使用する鋼材の材料規格および許容応力度を以下に示す。

表-参 2.1.2 鋼材の規格および許容応力度

鋼材の種類	規格	許容曲げ・引張応力度 (N/mm^2)			許容せん断応力度 (N/mm^2)		
		常時	地震時	液状化時	常時	地震時	液状化時
鋼矢板 (U 型)	SYW295	180	270	270	100	125	125
	SYW390	235	353	353	110	165	165
腹起し材 (溝形鋼)	SS400	140	210	210	-	-	-
タイ材	HT-690	176	264	264	-	-	-

2.2 静的手法による耐震性能照査

本章では、鋼矢板二重式工法を適用した堤体が液状化する場合のため池堤体について、静的手法によりレベル1地震動に対する耐震性能照査を実施した試設計例を示す。

【解説】

- ・本参考資料「1.2 試設計フロー」に記載の試設計フローに基づき、鋼矢板二重式工法を適用したため池堤体に対して、静的手法による耐震性能の照査を実施する。
- ・鋼材の必要最小型式は、根入れ層である泥質片岩 Pe 層の N 値が 55.0 であり、『硬質地盤クリア工法-鋼矢板圧入標準積算資料-』¹⁻³⁾p.5 に記載される通り、硬質地盤専用圧入機による圧入施工の対象土層となることから、適用範囲内の型式のうち最も低いⅢw を起点とする。表-参 2.2.1 に、静的手法による耐震性能照査結果の一覧を示す。
- ・表-参 2.2.1 に示す全体の検討結果のうち、本試設計例では最終的な鋼材仕様の設定に反映される検討ケース①(常時)および検討ケース④(地震時、液状化時)の検討結果を代表的な検討ケースとして、詳細な計算過程を記載する。

表-参 2.2.1 静的手法による耐震性能照査結果

検討ケース	ケース	種類	型式	材質	安定計算				下流側応力度		上流側応力度		判定
					照査値	せん断変形	滑動	支持力	最大応力度 σ	許容応力度 σ_s	最大応力度 σ	許容応力度 σ_s	
						安全率	安全率	安全率	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	
検討ケース① (常時)	常時	鋼矢板	SP-Ⅲw	SYW295	1.2				103	180			【安定計算】→OK 【応力度照査】→OK
		タイロッド	φ36 @2.40m	HT690		1.24	4.48	23.40	167	176			
		腹起し	2[-150×75×9×12.5	SS400					130	140			
検討ケース② (地震時、 液状化時)	地震時	鋼矢板	SP-Ⅲw	SYW295	1.0	0.99	3.40	23.88	127	270	62	270	【安定計算】→NG 【応力度照査】→OK
		タイロッド	φ42 @2.40m	HT690					156	264	0	264	
		腹起し	2[-200×80×7.5×11	SS400					120	210	0	210	
	液状化時	鋼矢板	SP-Ⅲw	SYW295	1.0	0.75	4.49	14.64	234	270	544	270	【安定計算】→NG 【応力度照査】→NG
		タイロッド	φ42 @2.40m	HT690					220	264	129	264	
		腹起し	2[-200×80×7.5×11	SS400					170	210	99	210	
検討ケース③ (地震時、 液状化時)	地震時	鋼矢板	SP-Ⅲw	SYW390	1.0	1.16	3.40	23.88	127	353	62	353	【安定計算】→OK 【応力度照査】→OK
		タイロッド	φ42 @2.40m	HT690					156	264	0	264	
		腹起し	2[-200×80×7.5×11	SS400					120	210	0	210	
	液状化時	鋼矢板	SP-Ⅲw	SYW390	1.0	0.98	4.49	14.64	234	353	544	353	【安定計算】→NG 【応力度照査】→NG
		タイロッド	φ42 @2.40m	HT690					220	264	129	264	
		腹起し	2[-200×80×7.5×11	SS400					170	210	99	210	
検討ケース④ (地震時、 液状化時)	地震時	鋼矢板	SP-Ⅳw	SYW295	1.0	1.26	3.40	23.88	95	270	43	270	【安定計算】→OK 【応力度照査】→OK
		タイロッド	φ42 @2.40m	HT690					167	264	0	264	
		腹起し	2[-200×80×7.5×11	SS400					129	210	0	210	
	液状化時	鋼矢板	SP-Ⅳw	SYW295	1.0	1.12	4.47	14.44	180	270	314	270	【安定計算】→OK 【応力度照査】→NG
		タイロッド	φ42 @2.40m	HT690					240	264	145	264	
		腹起し	2[-200×80×7.5×11	SS400					185	210	112	210	
検討ケース⑤ (地震時、 液状化時)	地震時	鋼矢板	SP-Ⅳw	SYW390	1.0	1.50	3.40	23.88	95	353	43	353	【安定計算】→OK 【応力度照査】→OK
		タイロッド	φ42 @2.40m	HT690					167	264	0	264	
		腹起し	2[-200×80×7.5×11	SS400					129	210	0	210	
	液状化時	鋼矢板	SP-Ⅳw	SYW390	1.0	1.47	4.47	14.44	179	353	314	353	【安定計算】→OK 【応力度照査】→OK
		タイロッド	φ42 @2.40m	HT690					239	264	145	264	
		腹起し	2[-200×80×7.5×11	SS400					185	210	112	210	

2.2.1 常時性能照査

本節では、鋼矢板二重式工法を適用した堤体が液状化する場合のため池を対象に、静的手法により常時の性能照査を実施した試設計例を示す。

【解説】

- 常時性能照査では、『鋼矢板二重式仮締切マニュアル』¹⁻²⁾p.23 より、矢板の応力は下流側のほうが上流側より条件が厳しくなることから、ここでは下流側の矢板についてのみ照査を実施する。

(1) 設計条件

1) 検討モデル

常時性能照査を行う検討モデルを図-参 2.2.1 に示す。本試設計例では、鋼矢板二重式工法を適用した断面について、貯水池側に配置した鋼矢板より上流側の地層を「上流側」、下流側に配置した鋼矢板より下流側を「下流側」、上・下流側の間に位置する地層を「中詰土」と呼称する。

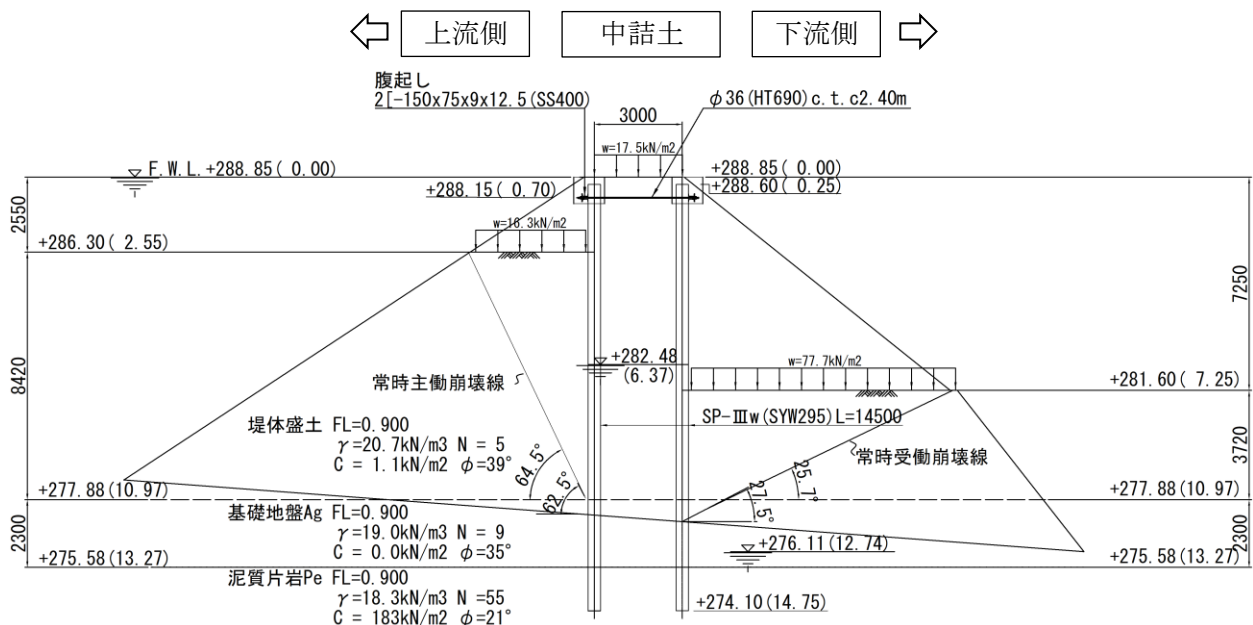


図-参 2.2.1 検討モデル

2) 設計地盤面の設定

本試設計例では、設計地盤面として上流側・下流側でそれぞれ以下の様に設定する。

- ①上流側：法面と基礎地盤面から引いた常時主働崩壊線が交差する位置
- ②下流側：法面と基礎地盤面から引いた常時受働崩壊線が交差する位置

3) 上載荷重の設定

本試設計例では、設計地盤面より上部の土塊重量を上載荷重として考慮するよう、上流側・中詰土・下流側においてそれぞれ以下の様に考慮する。

- ①上流側：16.30 kN/m²
- ②中詰土：17.50 kN/m²
- ③下流側：77.70 kN/m²

4) 水位条件の設定

本試設計例では、水位条件として上流側・中詰土・下流側でそれぞれ以下の様に設定する。中詰土内の水位条件については、『鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル』¹⁻²⁾p.23 に基づき、上流側と下流側の水位の中間値として設定する。

①上流側：E.L.288.85m(常時満水位)

②中詰土：E.L.282.48m

③下流側：E.L.276.11m

5) 鋼矢板壁の開口部を考慮した断面諸元の設定

鋼矢板壁の開口部を考慮した照査を行う。設計法については、本編「2. 5. 3 鋼矢板壁の開口部の取り扱い」の考え方にに基づき、開口部を考慮して平均化した断面係数 Z' および断面二次モーメント I' を用いて照査を行う。

本試設計例では、基礎地盤面 (E.L.277.88m) に 1.0m 四方の底樋管が敷設される状況を想定し、矢板打設幅 10m に対する開口部を考慮した断面諸元を設定する。

鋼矢板の種類：SP-IIIw(SYW295)

平均化した断面係数 Z' ：1584 (cm³/m)

平均化した断面二次モーメント I' ：31327 (cm⁴/m)

① 平均化した断面係数 Z' の算出

$$Z' = Z - Z_D$$

Z' ：平均化した鋼矢板壁幅 10m あたりの開口部を考慮した断面係数 (m³)

Z ：鋼矢板壁幅 10m あたりの鋼矢板の断面係数 (m³)

Z_D ：鋼矢板壁幅 10m あたりの開口部の大きさに相当する鋼矢板の断面係数 (m³)

$$Z_D = \frac{I_D}{h} = \frac{D_B \cdot I_m}{h}$$

I_D ：鋼矢板壁幅 10m あたりの開口部の大きさに相当する鋼矢板の断面二次モーメント (m⁴)

D_B ：鋼矢板壁幅 10m あたりの開口幅 (m)

I_m ：使用する鋼矢板の断面二次モーメント (m⁴/m)

h ：鋼矢板の有効高さ (m) ※ハット型鋼矢板の場合は有効高さの 1/2

ここで、

$$D_B = 1.2 \text{ (m)} \quad \text{※有効幅 } 600\text{mm} \times 2 \text{ 枚}$$

$$I_m = 3.24\text{E-}03 \text{ (m}^4\text{/10m)}$$

$$I_D = 1.2 \times 3.24\text{E-}04 = 3.89\text{E-}04 \text{ (m}^4\text{/10m)}$$

$$h = 0.18 \text{ (m)} \text{ より, } Z_D = 2.16\text{E-}03 \text{ (m}^3\text{/10m)}$$

$$Z = 1.80\text{E-}02 \text{ (m}^3\text{/10m)}$$

$$Z' = (1.80\text{E-}02 - 2.16\text{E-}03)$$

$$= 1.58\text{E-}02 \text{ (m}^3\text{/10m)} = 1.58\text{E-}03 \text{ (m}^3\text{/m)}$$

② 平均化した断面二次モーメント I' の算出

$$I' = \frac{(I - I_D)D_H + I(H - D_H)}{H}$$

I' : 平均化した矢板打設幅 10m あたりの断面二次モーメント (m⁴)

I : 標準断面区間における矢板打設幅 10m あたりの断面二次モーメント (m⁴)

I_D : 鋼矢板壁幅 10m あたりの開口部の大きさに相当する鋼矢板の断面二次モーメント (m⁴)

D_H : 開口部高 (m)

H : 鋼矢板壁高 (m)

ここで,

$$I = 3.24\text{E-}03 \text{ (m}^4\text{/10m)}$$

$$I_D = 3.89\text{E-}04 \text{ (m}^4\text{/10m)}$$

$$D_H = 277.88 - 274.10 = 3.78 \div 4.0 \text{ (m)}$$

$$H = 14.5 \text{ (m)}$$

$$I' = \{ (3.24\text{E-}03 - 3.89\text{E-}04) \times 4.0 + 3.24\text{E-}03 \times (14.5 - 4.0) \} / 14.5$$

$$I' = 3.13\text{E-}03 \text{ (m}^4\text{/10m)} = 3.13\text{E-}04 \text{ (m}^4\text{/m)}$$

(2) 対策工の構造諸元

1) 使用材料

① 鋼矢板

鋼矢板の種類：SP-Ⅲw(SYW295)

ヤング係数： $2.00 \times 10^5 (\text{N/mm}^2)$

腐食代：片側 1mm ずつ，両面で 2mm，腐食低減係数(I , Z)0.85

有効率：断面 2 次モーメント(I)0.80，断面係数(Z)1.00

表-参 2.2.2 SP-Ⅲw(SYW295)の断面諸元

断面諸元	単位	公称値	開口部を 考慮した諸元	両側 1mm 腐食時
断面積 A	cm^2/m	173.2	173.2	147.22
断面 2 次モーメント I	cm^4/m	32400	31327	26628
断面係数 Z	cm^3/m	1800	1584	1346

② タイ材

HT-690

腐食代：全周 1.0mm

表-参 2.2.3 HT-690 の断面諸元

設置位置 (G.L.-m)	引張材 水平間隔(m)	引張材の直径 (mm)	引張材の材質	引張材の 本数(本)
0.70	2.4	36	HT-690	1

③ 腹起し材

溝形鋼：[-150×75×9×12.5(SS400)]

腐食代：考慮しない

表-参 2.2.4 [-150×75×9×12.5(SS400)の断面諸元

断面諸元	単位	公称値(腐食前)	使用本数(本)
断面積 A	cm^2	30.59	2
断面 2 次モーメント I_x	cm^4	1050	
断面係数 Z_x	cm^3	140	

(3) 荷重条件

常時における各照査段階で考慮する荷重条件については、表-参 2.2.5 の通りとする。

表-参 2.2.5 考慮する荷重条件(常時)

照査項目	静水圧	受働土圧	主働土圧	静止土圧
安定計算	○	○	○	
応力度照査	○	○	○	○

以下に、常時に考慮する荷重条件の概念図について示す。

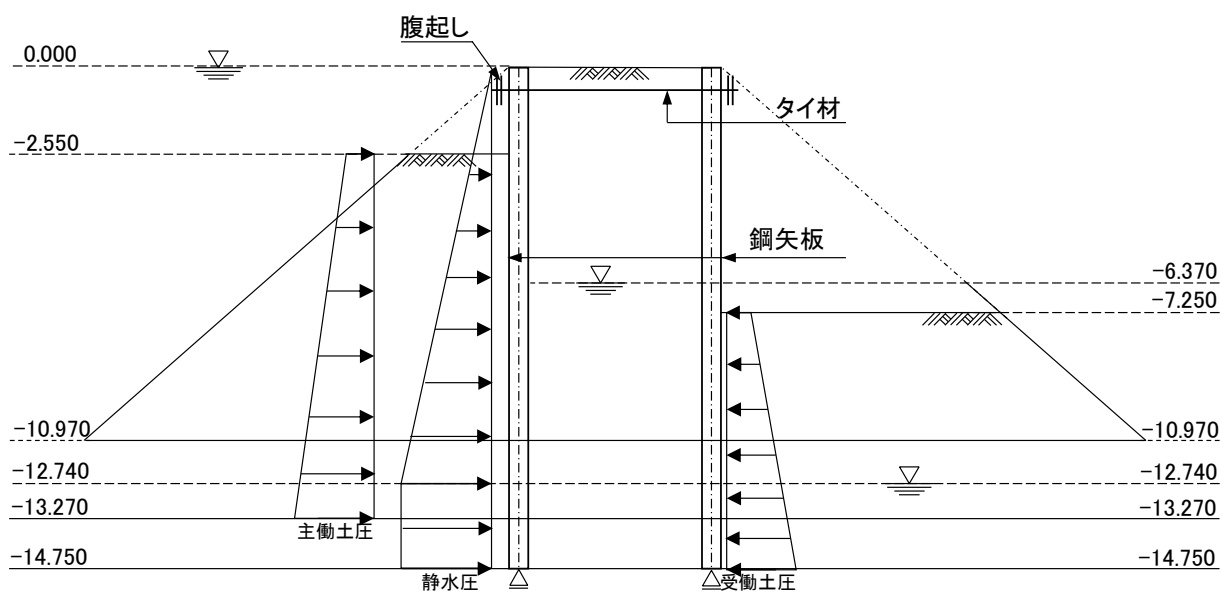


図-参 2.2.2 荷重条件図(安定計算時，変形モーメント算定用)

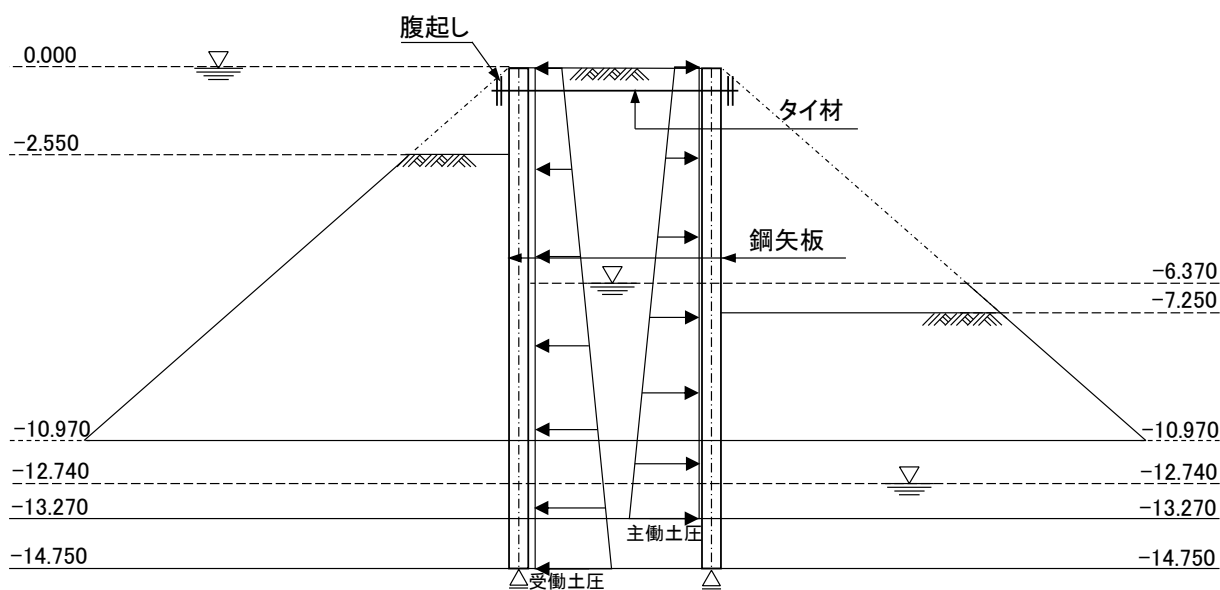


図-参 2.2.3 荷重条件図(安定計算時，抵抗モーメント算定用)

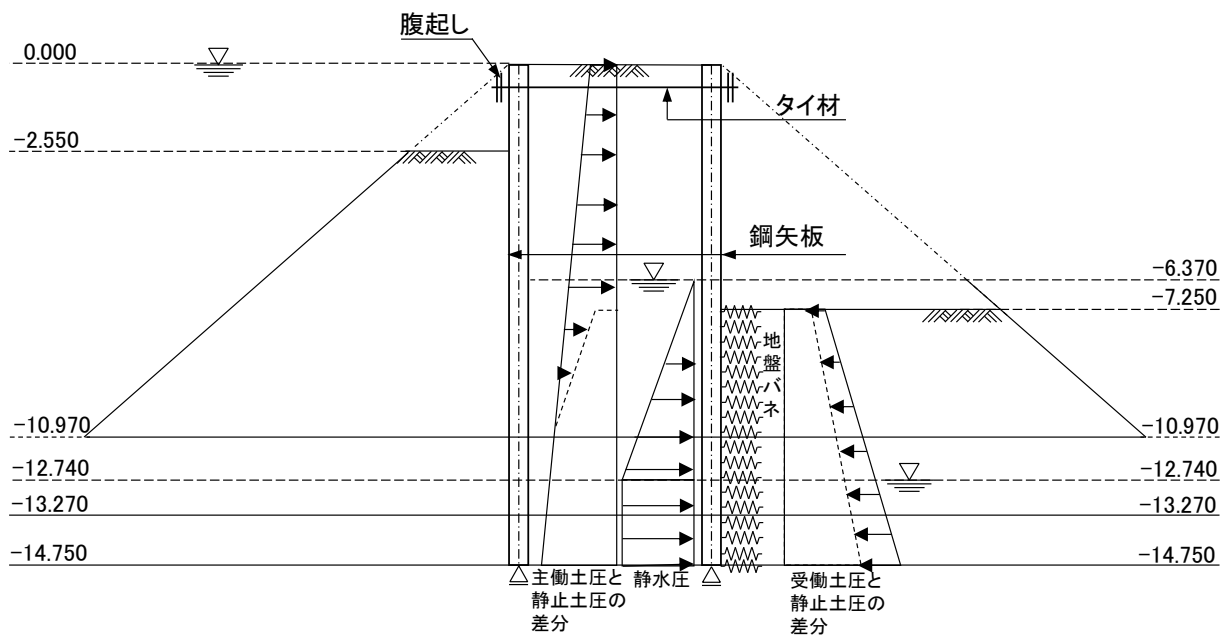


図-参 2.2.4 荷重条件図(応力度照査時，下流側)

1) 安定計算時の水圧・土圧の算定

①作用外力の算定(変形モーメント算定用)

壁体の安定計算時に考慮する変形モーメントの算定用の作用外力について、算定方法および算定結果を以降に記載する。

・ 静水圧

安定計算時に鋼矢板に作用する静水圧は、表-参 2.2.6 の通りである。なお、本試設計例では水の単位体積重量 γ_w を 10.0kN/m^3 として算定している。

表-参 2.2.6 静水圧

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 $h(\text{m})$	静水圧 $p_w(\text{kN/m}^2)$
1	0.000	0.700	0.00
	0.700		7.00
2	0.700	1.850	7.00
	2.550		25.50
3	2.550	3.820	25.50
	6.370		63.70
4	6.370	4.600	63.70
	10.970		109.70
5	10.970	1.770	109.70
	12.740		127.40
6	12.740	0.530	127.40
	13.270		127.40
7	13.270	1.480	127.40
	14.750		127.40

・主働土圧

安定計算時に鋼矢板に作用する主働土圧は、式-参 2.2.1 により算出する。ただし、常時には地震合成角 $\theta=0$ 度とする。

$$p_a = K_a(\Sigma\gamma_t h + q) - 2c\sqrt{K_a} \dots\dots\dots \text{式-参 2.2.1}$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2(\theta) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\sin \varphi \cdot \frac{\sin(\varphi - \theta)}{\cos \theta}} \right\}^2}$$

p_a : 主働土圧(kN/m²)

φ : 内部摩擦角(度)

θ : 地震合成角(度)

表-参 2.2.7 主働土圧(上流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 γ (kN/m ³)	内部 摩擦角 φ (度)	粘着力 c (kN/m ²)	有効上載圧 $\Sigma\gamma_t h + q$ (kN/m ²)	土圧 係数 K_a	主働 土圧 p_a (kN/m ²)
1	2.550	3.820	11.7	39.0	1.1	16.30	0.228	2.66
	6.370				1.1	60.99		12.83
2	6.370	4.600	11.7	39.0	1.1	60.99	0.228	12.83
	10.970				1.1	114.81		25.07
3	10.970	1.770	10.0	35.0	0.0	114.81	0.271	31.11
	12.740				0.0	132.51		35.91
4	12.740	0.530	10.0	35.0	0.0	132.51	0.271	35.91
	13.270				0.0	137.81		37.35
5	13.270	10.000	9.3	21.0	183.0	137.81	0.472	0.00
	23.270				183.0	230.81		0.00

・受働土圧

安定計算時に鋼矢板に作用する受働土圧は、式-参 2.2.2 により算出する。ただし、常時においては地震合成角 $\theta=0$ 度とする。

$$p_p = K_p(\Sigma\gamma_t h + q) - 2c\sqrt{K_p} \cdots \cdots \cdots \text{式-参 2.2.2}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2(\theta) \cdot \left\{ 1 - \sqrt{\sin \varphi \cdot \frac{\sin(\varphi - \theta)}{\cos \theta}} \right\}^2}$$

p_p : 受働土圧(kN/m²)

φ : 内部摩擦角(度)

θ : 地震合成角(度)

表-参 2.2.8 受働土圧(下流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 γ (kN/m ³)	内部 摩擦角 φ (度)	粘着力 c (kN/m ²)	有効上載圧 $\Sigma\gamma_t h + q$ (kN/m ²)	土圧 係数 K_p	受働 土圧 p_p (kN/m ²)
1	7.250	3.720	20.7	39.0	1.1	77.70	4.395	346.14
	10.970				1.1	154.70		684.61
2	10.970	1.770	19.0	35.0	0.0	154.70	3.690	570.88
	12.740				0.0	188.33		694.98
3	12.740	0.530	10.0	35.0	0.0	188.33	3.690	694.98
	13.270				0.0	193.63		714.54
4	13.270	10.000	9.3	21.0	183.0	193.63	2.117	942.47
	23.270				183.0	286.63		1139.35

②抵抗力の算定(抵抗モーメント算定用)

壁体の安定計算時に考慮する抵抗モーメントを算定する際に必要となる土圧強度について、算定結果を以降に記載する。

・主働土圧

主働土圧は、前述の式-参 2.2.1 により算出する。

表-参 2.2.9 主働土圧(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\phi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_a	主働 土圧 $p_a(\text{kN/m}^2)$
1	0.000	0.700	20.7	39.0	1.1	17.50	0.228	2.93
	0.700				1.1	31.99		6.23
2	0.700	5.670	20.7	39.0	1.1	31.99	0.228	6.23
	6.370				1.1	149.36		32.93
3	6.370	4.600	11.7	39.0	1.1	149.36	0.228	32.93
	10.970				1.1	203.18		45.18
4	10.970	1.770	10.0	35.0	0.0	203.18	0.271	55.06
	12.740				0.0	220.88		59.86
5	12.740	0.530	10.0	35.0	0.0	220.88	0.271	59.86
	13.270				0.0	226.18		61.29
6	13.270	10.000	9.3	21.0	183.0	226.18	0.472	0.00
	23.270				183.0	319.18		0.00

・受働土圧

受働土圧は、前述の式-参 2.2.2 により算出する。

表-参 2.2.10 受働土圧(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\varphi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_p	受働 土圧 $p_p(\text{kN/m}^2)$
1	0.000	0.700	20.7	39.0	1.1	17.50	4.395	81.53
	0.700				1.1	31.99		145.22
2	0.700	5.670	20.7	39.0	1.1	31.99	4.395	145.22
	6.370				1.1	149.36		661.12
3	6.370	4.600	11.7	39.0	1.1	149.36	4.395	661.12
	10.970				1.1	203.18		897.68
4	10.970	1.770	10.0	35.0	0.0	203.18	3.690	749.77
	12.740				0.0	220.88		815.08
5	12.740	0.530	10.0	35.0	0.0	220.88	3.690	815.08
	13.270				0.0	226.18		834.64
6	13.270	10.000	9.3	21.0	183.0	226.18	2.117	1011.37
	23.270				183.0	319.18		1208.25

2) 応力度照査時の水圧・土圧の算定

鋼材の応力度照査の実施時に必要となる水圧・土圧について、算定方法および算定結果を以降に記載する。

・ 静水圧

表-参 2.2.11 静水圧 (中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	静水圧 p_w (kN/m ²)
1	6.370	4.600	0.00
	10.970		46.00
2	10.970	1.770	46.00
	12.740		63.70
3	12.740	0.530	63.70
	13.270		63.70
4	13.270	1.480	63.70
	14.750		63.70

・ 主働土圧

主働土圧は、前述の式-参 2.2.1 により算出する。

表-参 2.2.12 主働土圧 (中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 γ (kN/m ³)	内部 摩擦角 ϕ (度)	粘着力 c (kN/m ²)	有効上載圧 $\Sigma\gamma_i h + q$ (kN/m ²)	土圧 係数 K_a	主働 土圧 p_a (kN/m ²)
1	0.000	0.700	20.7	39.0	1.1	17.50	0.228	2.93
	0.700				1.1	31.99		6.23
2	0.700	5.670	20.7	39.0	1.1	31.99	0.228	6.23
	6.370				1.1	149.36		32.93
3	6.370	4.600	11.7	39.0	1.1	149.36	0.228	32.93
	10.970				1.1	203.18		45.18
4	10.970	1.770	10.0	35.0	0.0	203.18	0.271	55.06
	12.740				0.0	220.88		59.86
5	12.740	0.530	10.0	35.0	0.0	220.88	0.271	59.86
	13.270				0.0	226.18		61.29
6	13.270	10.000	9.3	21.0	183.0	226.18	0.472	0.00
	23.270				183.0	319.18		0.00

・受働土圧

受働土圧は、前述の式-参 2.2.2 により算出する。

表-参 2.2.13 受働土圧(下流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\varphi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma_t h + q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_p	受働 土圧 $p_p(\text{kN/m}^2)$
1	7.250	3.720	20.7	39.0	1.1	77.70	4.395	346.14
	10.970				1.1	154.70		684.61
2	10.970	1.770	19.0	35.0	0.0	154.70	3.690	570.88
	12.740				0.0	188.33		694.98
3	12.740	0.530	10.0	35.0	0.0	188.33	3.690	694.98
	13.270				0.0	193.63		714.54
4	13.270	10.000	9.3	21.0	183.0	193.63	2.117	942.47
	23.270				183.0	286.63		1139.35

・静止土圧

鋼矢板に作用する静止土圧は、式-参 2.2.3 により算出する。

$$p_0 = K_0(\Sigma\gamma_t h + q) \cdots \cdots \cdots \text{式-参 2.2.3}$$

$$K_p = 1 - \sin \varphi (\text{砂質土の場合})$$

$$= 0.5 (\text{粘性土の場合})$$

$$p_0 \quad : \text{静止土圧}(\text{kN/m}^2)$$

$$q \quad : \text{上載荷重}(\text{kN/m}^2)$$

表-参 2.2.14 静止土圧(下流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	有効上載圧 $\Sigma\gamma_t h + q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_0	静止 土圧 $p_0(\text{kN/m}^2)$
1	7.250	3.720	20.7	77.70	0.371	28.80
	10.970			154.70		57.35
2	10.970	1.770	19.0	154.70	0.426	65.97
	12.740			188.33		80.31
3	12.740	0.530	19.0	188.33	0.426	80.31
	13.270			193.63		82.57
4	13.270	10.000	18.3	193.63	0.500	95.82
	23.270			286.63		143.32

(4) 安定計算

1) 壁体のせん断破壊照査

常時におけるせん断破壊照査は、下記の条件で行った。現地盤面から鋼矢板先端までのうち最小安全率を与える照査面に対して、式-参 3.2.4 により所定安全率を確保するものとする。

① 照査式

$$\frac{M_r}{M_d} \geq F_s \quad \cdots \cdots \cdots \text{式-参 2.2.4}$$

F_s : 安全率

M_d : 照査面におけるせん断変形モーメント(kN・m/m)

M_r : 照査面におけるせん断抵抗モーメント(kN・m/m)

$$M_r = M_{r0} \times \left(1 + \frac{d}{H}\right) + M_{sp}$$

$$M_{r0} = \int_0^{y_0} (p_{RP} - p_{RA}) y dy$$

M_{r0} : せん断抵抗モーメント(kN・m/m)

d_s : 現地盤面からの照査面深さ(m)

H : 壁体高さ(壁体天端から堤体側の現地盤までの高さ)(m)

p_{RP} : 照査面から上方 y の位置の受働土圧強度(kN/m²)

p_{RA} : 照査面から上方 y の位置の主働土圧強度(kN/m²)

y : 照査下面直下の粘着力(kN/m²)

y_0 : 仮想すべり面の交点の座標

M_{sp} : 2 列の鋼矢板が発揮する抵抗モーメント(kN・m/m)

② 照査結果

常時のせん断変形破壊照査結果を表-参 2.2.15 に示す。

表-参 2.2.15 各照査面における計算結果

照査箇所名	照査面 (G.L.-m)	変形モーメント M_d (kN・m/m)	抵抗モーメント※ M_r (kN・m/m)	安全率 F_s
根入れ先端	14.750	0.00	2319.45	$999 \geq 1.20$ 【OK】
地層境界面	13.270	0.00	1655.45	$999 \geq 1.20$ 【OK】
地層境界面	10.970	0.00	1436.74	$999 \geq 1.20$ 【OK】
最小安全率	7.750	828.97	1027.65	$1.24 \geq 1.20$ 【OK】
現地盤面	6.370	474.92	865.53	$1.82 \geq 1.20$ 【OK】

※抵抗モーメント M_r は、矢板の抵抗モーメントと照査面より下の地盤の受働抵抗モーメントのうちいずれか小さい方の 2 倍に、照査面より上の地盤の受働抵抗モーメントと主働抵抗モーメントの差分を足し合わせるにより算定する。

2) 壁体の滑動照査

常時における滑動照査は、下記の条件で行った。照査面に対して、式-参 2.2.5 により所定安全率を確保するものとする。

① 照査式

$$\frac{F_r}{F_d} \geq F_s \quad \dots \dots \dots \text{式-参 2.2.5}$$

F_s : 安全率
 F_d : 壁体に作用する水平力の総和(kN/m)
 F_r : 滑動抵抗力の総和(kN/m)

$$F_r = F_{pp} + F_s$$

F_{pp} : 非液状化層の受働土圧による水平抵抗力(kN/m)
 F_s : 照査面直下での地盤の水平せん断抵抗力(kN/m)

$$F_s = c \cdot B + W \cdot \tan \varphi$$

W : 照査面から上の壁体内土の重量による水平抵抗力
 c : 照査面下の土の粘着力(kN/m²)
 φ : 照査面下の土の内部摩擦角(度)

② 照査結果

常時の滑動に対する検討結果を表-参 2.2.16 に示す。

表-参 2.2.16 各照査面における照査結果

照査箇所	照査面 (G.L.-m)	水平力総和 F_d (kN/m)	抵抗力総和 F_r (kN/m)	安全率 F_s
根入れ先端	14.750	1263	5653	$4.48 \geq 1.2$

3) 基礎地盤の支持力照査

常時における支持力に対する照査は、下記の条件で行った。照査面に対して、式-参 2.2.6 により所定安全率を確保するものとする。

① 照査式

$$\frac{Q_u}{V - \gamma_2 \cdot D_f \cdot B_e} \geq F_s \quad \dots\dots\dots \text{式-参 2.2.6}$$

$$Q_u = B_e \left\{ k \cdot c \cdot N_c + k \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot (N_q - 1) \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B_e \cdot N_\gamma \right\}$$

F_s : 安全率

Q_u : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力(kN/m)

V : 計算面に作用する合力の鉛直成分(kN/m)

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m)

$$B_e = B - 2e_B$$

B : 壁体幅(m)

e_B : 荷重の偏心距離

$$e_B = \frac{M_B}{V}$$

M_B : 計算面に作用するモーメント(kN・m/m)

k : 根入効果に対する割増係数

c : 照査下面直下の粘着力(kN/m²)

D_f : 現地盤から照査面までの距離(m)

γ_2 : 現地盤から照査面までの区間(D_f)の土の単位体積重量。
水位以下は水中重量(kN/m³)

γ_1 : 照査面下の支持地盤の土の単位体積重量。水位以下は水中重量(kN/m³)

$N_c N_q N_\gamma$: 荷重の偏心を考慮した支持力係数($\tan \alpha = H_B / V$)

H_e : 照査面より上の壁体重量に作用する地震時慣性力(kN/m)

② 照査結果

常時の基礎地盤の支持力に対する検討結果を表-参 2.2.17 に示す。

表-参 2.2.17 各照査面における照査結果

照査箇所	照査面 (G.L.-m)	極限支持力 Q_u (kN/m)	$V - \gamma_2 \cdot D_f \cdot B_e$ (kN/m)	安全率 F_s
根入れ先端	14.750	10487	448	$23.40 \geq 1.20$

(5) 部材の断面力・応力度照査

1) 壁体断面力の計算結果

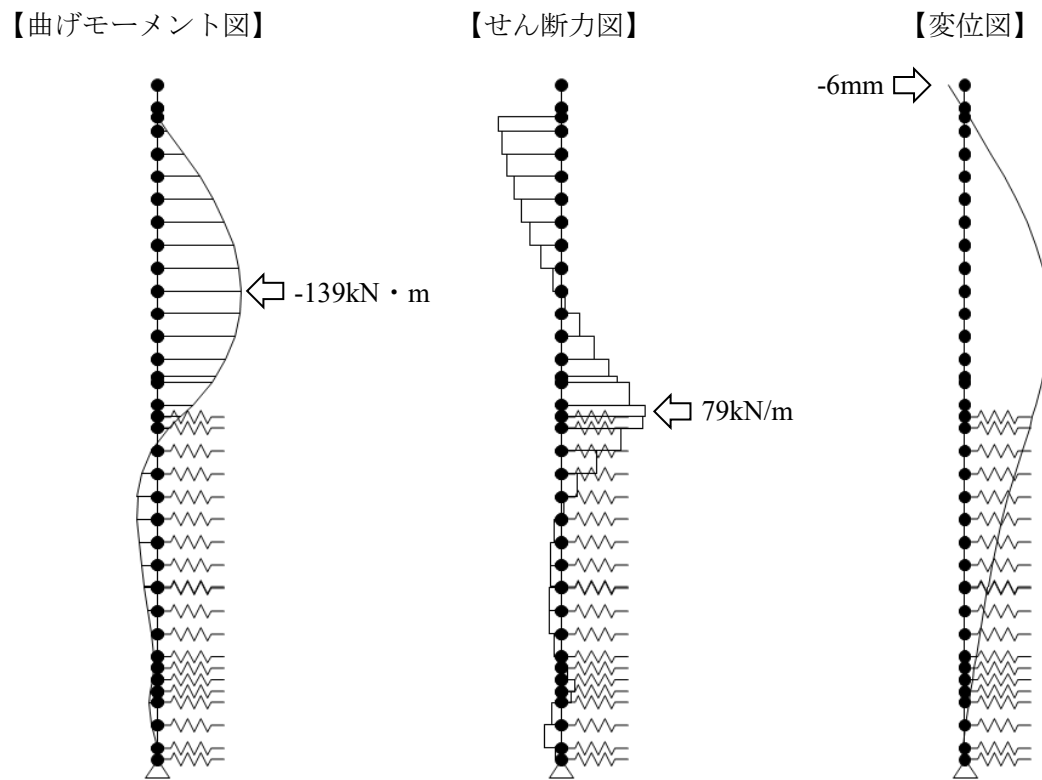


図-参 2.2.5 断面力および変位図

①鋼矢板断面力

表-参 2.2.18 鋼矢板の断面力

検討ケース	曲げモーメント ($\text{kN} \cdot \text{m}$)	せん断力 (kN)	矢板頭部変位量 (mm)
常時	-139	80	-6

②タイ材断面力

表-参 2.2.19 タイ材の断面力

検討ケース	引張材反力 (kN/m)	タイ材設置間隔 $L(\text{m})$	タイ材張力 $P=R \times L(\text{kN/本})$
常時	63	2.4	151

2) 部材の応力度照査

各部材について応力度照査を実施する。常時性能照査で適用した各鋼材の規格および常時の許容応力度を以下に示す。

表-参 2.2.20 適用した鋼材の規格および許容応力度

鋼材の種類	規格	許容曲げ・引張応力度 (N/mm ²)	許容せん断応力度 (N/mm ²)
鋼矢板(U 型)	SYW295	180	100
腹起し材(溝形鋼)	SS400	140	-
タイ材	HT-690	176	-

①鋼矢板

・ 曲げ応力度の算定

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_{sa}$$

M : 曲げモーメント(kN・m)

Z : 断面係数(cm³)

σ_{sa} : 許容曲げ応力度(N/mm²)

・ せん断応力度の算定

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

S : せん断力(kN)

A : 鋼矢板の断面積(cm²)

τ_a : 許容せん断応力度(N/mm²)

表-参 2.2.21 鋼矢板の応力度照査

検討ケース	曲げ応力度 (N/mm ²)	せん断応力度 (N/mm ²)
常時	103 【≤180】	5 【≤100】

②タイ材

・ 応力度の算定

$$\sigma = \frac{P \times 10^3}{n \times A} \leq \sigma_a$$

P : 引張材反力(kN/m)

n : 引張材使用本数(本)

A : 引張材断面積(mm²)

σ_a : 許容応力度(N/mm²)

表-参 2.2.22 タイ材の応力度照査

検討ケース	引張材反力 R (kN/m)	引張材設置間隔 L (m)	応力度 (N/mm ²)
常時	63	2.4	167 【≤176】

③腹起し材

・ 曲げモーメントの算定

$$M = \frac{P \times L}{10}$$

P : 引張材反力(kN/m)

L : 引張材設置間隔(m)

・ 応力度の算定

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a$$

M : 曲げモーメント(kN・m)

Z : 断面係数(cm³)

σ_a : 許容応力度(N/mm²)

表-参 2.2.23 腹起し材の応力度照査

検討ケース	引張材張力 R (kN/本)	引張材設置間隔 L (m)	曲げモーメント M (kN・m)	応力度 (N/mm ²)
常時	151	2.4	36	130 【≤140】

2.2.2 地震時性能照査

本節では、鋼矢板二重式工法を適用した堤体が液状化する場合のため池を対象に、静的手法によりレベル1地震動に対する地震時の耐震性能照査を実施した試設計例を示す。

【解説】

- ・地震時性能照査では、上流側・下流側の矢板について照査を実施する。

(1) 設計条件

1) 検討モデル

地震時性能照査を行う検討モデルを図-参 2.2.6 に示す。本試設計例では、鋼矢板二重式工法を適用した断面について、貯水池側に配置した鋼矢板より上流側の地層を「上流側」、下流側に配置した鋼矢板より下流側を「下流側」、上・下流側の間に位置する地層を「中詰土」と呼称する。

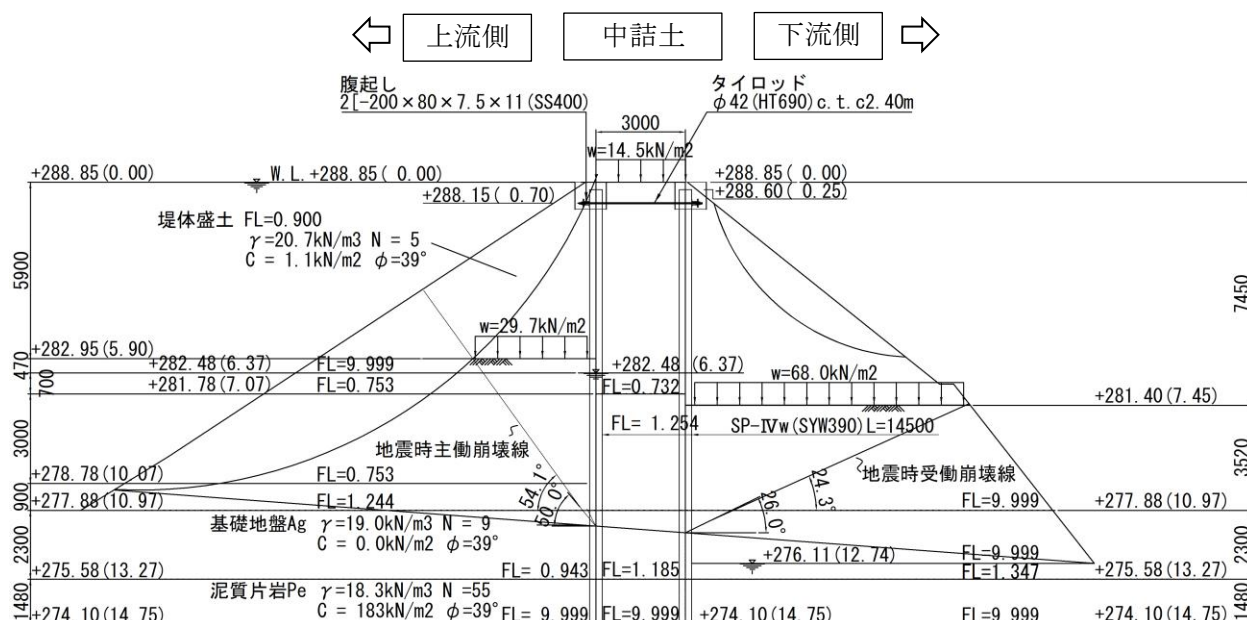


図-参 2.2.6 検討モデル

2) 設計地盤面の設定

本試設計例では、堤体の円弧すべり法による安定計算結果より、上流側・下流側それぞれの設計地盤面を設定する。設計地盤面は上流側・下流側それぞれ以下の様に設定する。

- ① 上流側：地震作用時の想定すべり面に含まれる土塊は鋼矢板への主動土圧として寄与せず、残存部が主動土圧として寄与すると仮定する。想定すべり面は、主動土圧を想定される範囲内で大きく見込むためにすべり安全率が1.0となる円弧を設定する。以上の条件より、上流側設計地盤面は、すべり安全率が1.0となる円弧と基礎地盤面から引いた地震時主動崩壊線が交差する位置とする。
- ② 下流側：地震作用時の想定すべり面に含まれる土塊は鋼矢板への受働土圧として寄与せず、残存部が受働土圧として寄与すると仮定する。想定すべり面は、受働土圧を想定される範囲内で小さく見込むためにすべり安全率が最小となる円弧を設定する。以上の条件より、下流側設計地盤面は、すべり安全率が最小となる円弧および法面のいずれかと基礎地盤面から引いた地震時受働崩壊線が交差する位置とする。

3) 上載荷重の設定

本試設計例では、設計地盤面より上部の土塊重量から円弧すべり領域を含む土塊重量を差し引いた重量を上載荷重として考慮するよう、上流側・中詰土・下流側においてそれぞれ以下の様に考慮する。

①上流側：29.70 kN/m²

②中詰土：14.50 kN/m²

③下流側：68.00 kN/m²

4) 水位条件の設定

本試設計例では、水位条件として上流側・中詰土・下流側でそれぞれ以下の様に設定する。中詰土内の水位条件については、『鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル』¹⁻²⁾p.23 に基づき、上流側と下流側の水位の中間値として設定する。

①上流側：E.L.288.85m(常時満水位)

②中詰土：E.L.282.48m

③下流側：E.L.276.11m

5) 地震時設計震度

『鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル』¹⁻²⁾p.75 に基づき、下式により地震時の設計震度を設定する。

$$k_s = C_z \cdot C_G \cdot C_1 \cdot k_{s0}$$

k_s : 震度

k_{s0} : 標準震度(=0.15)

C_z : 地域別補正係数

C_G : 地域別補正係数

C_1 : 重要度別補正係数(=1.0)

ここでは、本モデルが中震帯地域に属すると仮定し、 $C_z=0.85$ と設定する。また、 $C_G=1.0$ とする。したがって、地震時設計震度は以下の通りとなる。

$$k_s = 0.85 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.15 = 0.13$$

6) 鋼矢板壁の開口部を考慮した断面諸元の設定

鋼矢板壁の開口部を考慮した照査を行う。設計法については、本編「**2. 5. 3 鋼矢板壁の開口部の取り扱い**」の考え方にに基づき、開口部を考慮して平均化した断面係数 Z' および断面二次モーメント I' を用いて照査を行う。

本試設計例では、基礎地盤面 (E.L.277.88m) に 1.0m 四方の底樋管が敷設される状況を想定し、矢板打設幅 10m に対する開口部を考慮した断面諸元を設定する。

鋼矢板の種類：SP-IVw(SYW390)

平均化した断面係数 Z' ：2376 (cm³/m)

平均化した断面二次モーメント I' ：54823 (cm⁴/m)

① 平均化した断面係数 Z' の算出

$$Z' = Z - Z_D$$

Z' : 平均化した鋼矢板壁幅 10m あたりの開口部を考慮した断面係数 (m³)

Z : 鋼矢板壁幅 10m あたりの鋼矢板の断面係数 (m³)

Z_D : 鋼矢板壁幅 10m あたりの開口部の大きさに相当する鋼矢板の断面係数 (m³)

$$Z_D = \frac{I_D}{h} = \frac{D_B \cdot I_m}{h}$$

I_D : 鋼矢板壁幅 10m あたりの開口部の大きさに相当する鋼矢板の断面二次モーメント (m⁴)

D_B : 鋼矢板壁幅 10m あたりの開口幅 (m)

I_m : 使用する鋼矢板の断面二次モーメント (m⁴/m)

h : 鋼矢板の有効高さ (m) ※ハット型鋼矢板の場合は有効高さの 1/2

ここで,

$$D_B = 1.2 \text{ (m)} \quad \text{※有効幅 } 600\text{mm} \times 2 \text{ 枚}$$

$$I_m = 5.67\text{E-}03 \text{ (m}^4\text{/10m)}$$

$$I_D = 1.2 \times 5.67\text{E-}04 = 6.80\text{E-}04 \text{ (m}^4\text{/10m)}$$

$$h = 0.21 \text{ (m)} \text{ より, } Z_D = 3.24\text{E-}03 \text{ (m}^3\text{/10m)}$$

$$Z = 2.70\text{E-}02 \text{ (m}^3\text{/10m)}$$

$$Z' = (2.70\text{E-}02 - 3.24\text{E-}03)$$

$$= 2.38\text{E-}02 \text{ (m}^3\text{/10m)} = 2.38\text{E-}03 \text{ (m}^3\text{/m)}$$

② 平均化した断面二次モーメント I' の算出

$$I' = \frac{(I - I_D)D_H + I(H - D_H)}{H}$$

I' : 平均化した矢板打設幅 10m あたりの断面二次モーメント (m⁴)

I : 標準断面区間における矢板打設幅 10m あたりの断面二次モーメント (m⁴)

I_D : 鋼矢板壁幅 10m あたりの開口部の大きさに相当する鋼矢板の断面二次モーメント (m⁴)

D_H : 開口部高 (m)

H : 鋼矢板壁高 (m)

ここで,

$$I = 5.67\text{E-}03 \text{ (m}^4\text{/10m)}$$

$$I_D = 6.80\text{E-}04 \text{ (m}^4\text{/10m)}$$

$$D_H = 277.88 - 274.10 = 3.78 \div 4.0 \text{ (m)}$$

$$H = 14.5 \text{ (m)}$$

$$I' = \{ (5.67\text{E-}03 - 6.80\text{E-}04) \times 4.0 + 5.67\text{E-}03 \times (14.5 - 4.0) \} / 14.5$$

$$I' = 5.48\text{E-}03 \text{ (m}^4\text{/10m)} = 5.48\text{E-}04 \text{ (m}^4\text{/m)}$$

(2) 対策工の構造諸元

1) 使用材料

①鋼矢板

鋼矢板の種類：SP-IVw(SYW390)

ヤング係数： $2.00 \times 10^5 (\text{N/mm}^2)$

腐食代：片側 1mm ずつ，両面で 2mm，腐食低減係数(I , Z)0.88

有効率：断面 2 次モーメント(I)0.80，断面係数(Z)1.00

表-参 2. 2. 24 SP-IVw (SYW390) の断面諸元

断面諸元	単位	公称値	開口部を 考慮した諸元	両側 1mm 腐食時
断面積 A	cm^2/m	225.5	225.5	198.44
断面 2 次モーメント I	cm^4/m	56700	54823	48244
断面係数 Z	cm^3/m	2700	2376	2091

②タイ材

HT-690

腐食代：全周 1.0mm

表-参 2. 2. 25 HT-690 の断面諸元

設置位置 (G.L.-m)	引張材 水平間隔(m)	引張材の直径 (mm)	引張材の材質	引張材の 本数(本)
-0.70	2.4	42	HT-690	1

③腹起し材

溝形鋼：[-200×80×7.5×11(SS400)]

腐食代：考慮しない

表-参 2. 2. 26 [-200×80×7. 5×11 (SS400) の断面諸元

断面諸元	単位	公称値(腐食前)	使用本数(本)
断面積 A	cm^2	31.33	2
断面 2 次モーメント I_x	cm^4	1050	
断面係数 Z_x	cm^3	195	

(3) 荷重条件

地震時における各照査段階で考慮する荷重条件は、表-参 2.2.27 の通りとする。

表-参 2.2.27 考慮する荷重条件(地震時)

照査項目	静水压	動水压	受働土圧	主働土圧	慣性力	静止土圧
安定計算	○	○	○	○	○	
応力度照査	○		○	○		○

以下に、地震時に考慮する荷重条件の概念図について示す。

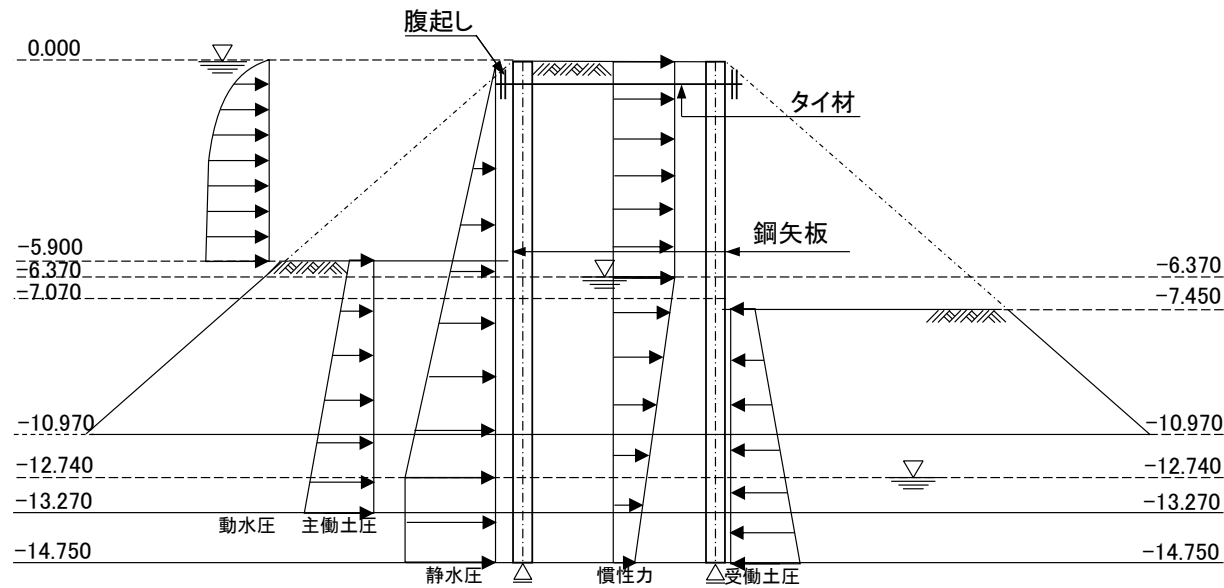


図-参 2.2.7 荷重条件図(安定計算時，変形モーメント算定用)

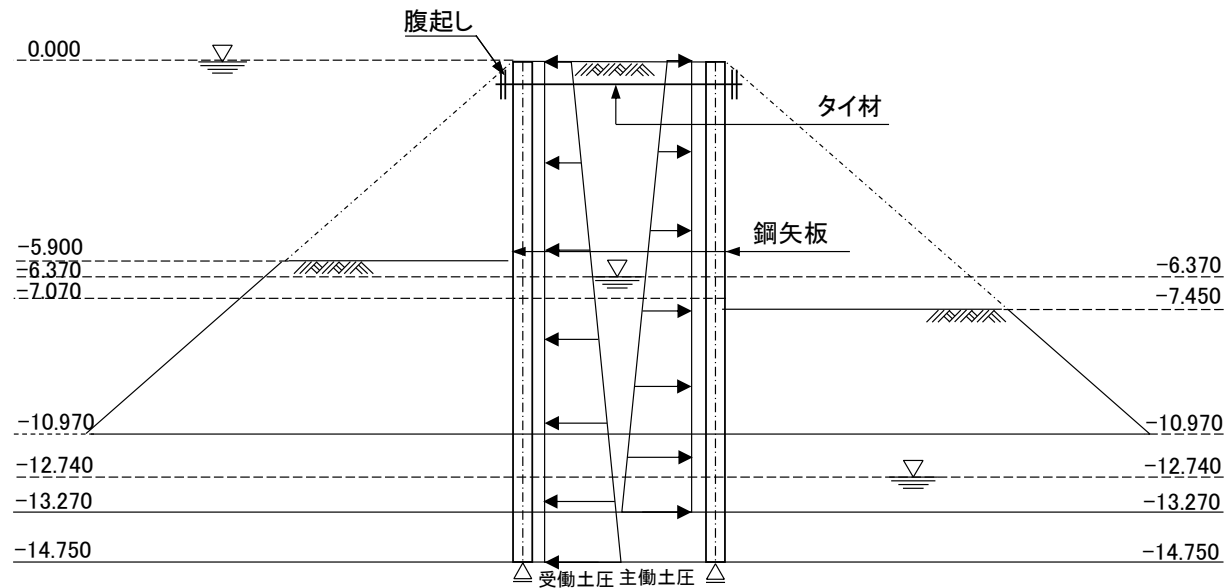


図-参 2.2.8 荷重条件図(安定計算時，抵抗モーメント算定用)

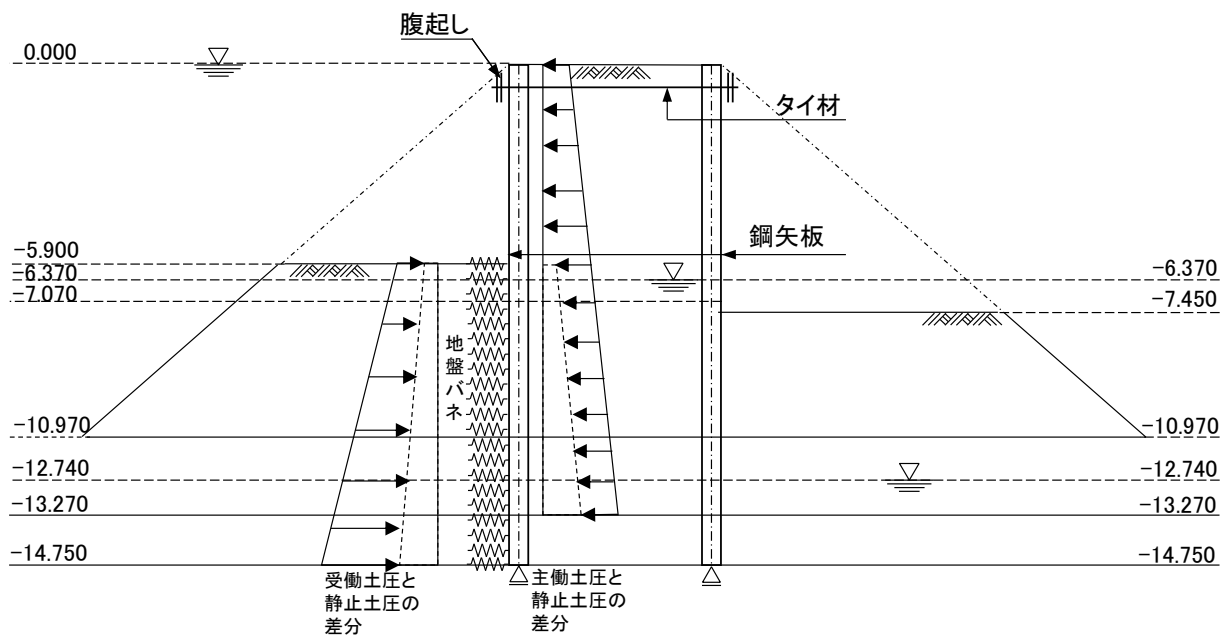


図-参 2.2.9 荷重条件図(応力度照査時, 上流側)

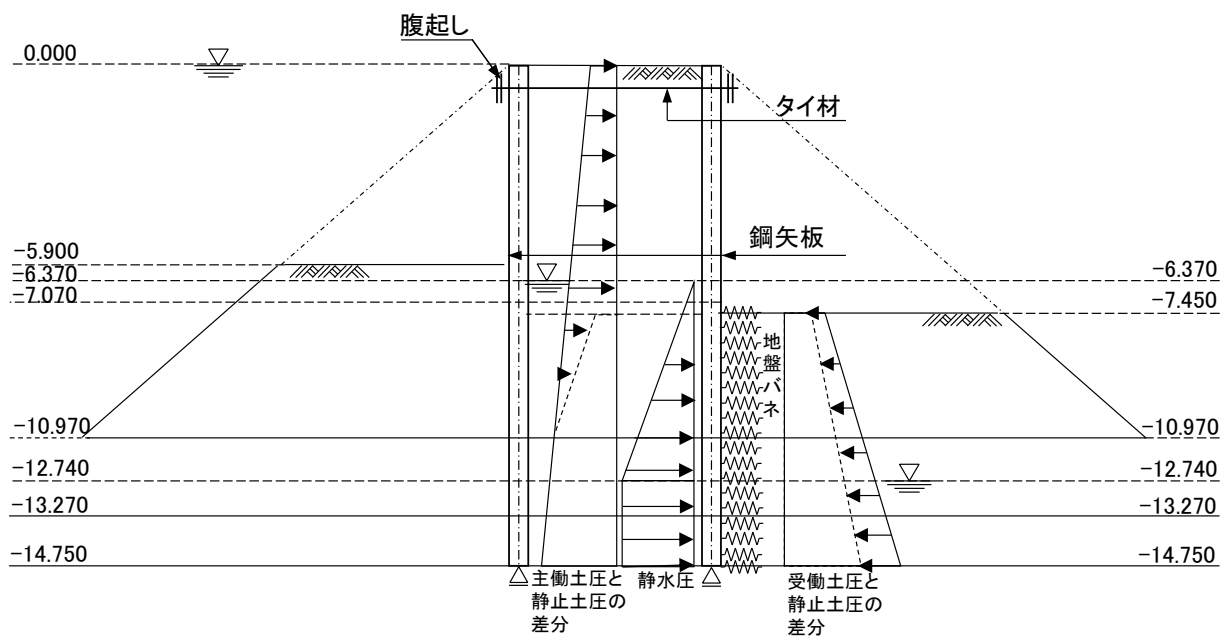


図-参 2.2.10 荷重条件図(応力度照査時, 下流側)

1) 安定計算時の水圧・土圧の算定

①作用外力の算定(変形モーメント算定用)

壁体の安定計算時に考慮する変形モーメントの算定用の作用外力の計算過程について、以降に記載する。

・ 静水圧

安定計算時に鋼矢板に作用する水圧は、表-参 2.2.28 の通りである。本試設計例では水の単位体積重量 γ_w を 10.0kN/m^3 とし算定している。

表-参 2.2.28 静水圧(上流側)

No..	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	静水圧 p_w (kN/m^2)
1	0.000	0.700	0.00
	0.700		7.00
2	0.700	5.200	7.00
	5.900		59.00
3	5.900	0.470	59.00
	6.370		63.70
4	6.370	0.700	63.70
	7.070		70.70
5	7.070	3.000	70.70
	10.070		100.70
6	10.070	0.900	100.70
	10.970		109.70
7	10.970	1.770	109.70
	12.740		127.40
8	12.740	0.530	127.40
	13.270		127.40
9	13.270	1.480	127.40
	14.750		127.40

・主働土圧

安定計算時に鋼矢板に作用する主働土圧は、前節「2.2.1 常時性能照査」で示した式-参 2.2.1により算出する。

また、地震時の現地盤面以下の土圧強度は見掛けの震度を用いて求める。水中における見掛けの震度 K_h' は式-参 2.2.7により算出する。なお、主働土圧強度を求める際には現地盤面下 10m より深いところの土圧強度を震度 $K_h=0$ として取扱う。

$$K_h' = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} K_h \dots\dots\dots \text{式-参 2.2.7}$$

K_h' : 水位中における見掛けの震度
 γ_{sat} : 土の飽和単位体積重量(kN/m³)
 γ_w : 水の単位体積重量(kN/m³)
 K_h : 空気中における震度

表-参 2.2.29 主働土圧(上流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 γ (kN/m ³)	内部 摩擦角 ϕ (度)	粘着力 c (kN/m ²)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h + q$ (kN/m ²)	震度 K_h'	地震時 合成角 θ (度)	土圧 係数 K_a	主働 土圧 p_a (kN/m ²)
1	5.900	0.470	11.7	39.0	1.1	29.70	0.2411	13.56	0.370	9.65
	6.370				1.1	35.20	0.2411	13.56	0.370	11.68
2	6.370	0.700	11.7	39.0	1.1	35.20	0.2411	13.56	0.370	11.68
	7.070				1.1	43.39	0.2411	13.56	0.370	14.71
3	7.070	3.000	11.7	39.0	1.1	43.39	0.2411	13.56	0.370	14.71
	10.070				1.1	78.49	0.2411	13.56	0.370	27.69
4	10.070	0.900	11.7	39.0	1.1	78.49	0.2411	13.56	0.370	27.69
	10.970				1.1	89.02	0.2411	13.56	0.370	31.59
5	10.970	1.770	10.0	35.0	0.0	89.02	0.2600	14.57	0.443	39.44
	12.740				0.0	106.72	0.2600	14.57	0.443	47.28
6	12.740	0.530	10.0	35.0	0.0	106.72	0.2600	14.57	0.443	47.28
	13.270				0.0	112.02	0.2600	14.57	0.443	49.62
7	13.270	2.630	9.3	21.0	183.0	112.02	---	---	---	0.00
	15.900				183.0	136.48	0.0000	0.00	0.472	0.00
8	15.900	7.370	9.3	21.0	183.0	136.48	0.0000	0.00	0.472	0.00
	23.270				183.0	205.02	0.0000	0.00	0.472	0.00

・ 受働土圧

安定計算時に鋼矢板に作用する受働土圧は、前節「2.2.1 常時性能照査」で示した式-参 2.2.2 により算出する。震度 K_h 'は、式-参 2.2.7 により算出する。

表-参 2.2.30 受働土圧(下流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\phi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	震度 K_h '	地震時 合成角 $\theta(\text{度})$	土圧 係数 K_a	受働 土圧 $p_p(\text{kN/m}^2)$
1	7.450	3.520	20.7	39.0	1.1	68.00	0.1300	7.41	4.116	284.33
	10.970				1.1	140.86	0.1300	7.41	4.116	584.21
2	10.970	1.770	19.0	35.0	0.0	140.86	0.1300	7.41	3.432	483.49
	12.740				0.0	174.49	0.1300	7.41	3.432	598.92
3	12.740	0.530	10.0	35.0	0.0	174.49	0.2600	14.57	3.154	550.36
	13.270				0.0	179.79	0.2600	14.57	3.154	567.08
4	13.270	10.000	9.3	21.0	183.0	179.79	0.2698	15.10	1.639	763.39
	23.270				183.0	272.79	0.2698	15.10	1.639	915.86

・慣性力

安定計算時に鋼矢板に作用する慣性力は、式-参 2.2.8 により算出する。なお、設計震度 K_h は『鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル』¹⁻²⁾p.37 に基づき、地盤面から 10m の深さで 0 となるよう直線的に震度を低減することにより算定する。

$$p_e = \gamma \times B \times K_h \cdots \cdots \cdots \text{式-参 2.2.8}$$

p_e : 慣性力強度
 γ : 単位体積重量(kN/m³)
 B : 堤体幅(m)
 K_h : 設計震度

表-参 2.2.31 慣性力

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 γ (kN/m ³)	震 度 K_h	慣性力用 水平成分 p_e
1	0.000	0.700	20.7	0.1300	8.07
	0.700			0.1300	8.07
2	0.700	5.670	20.7	0.1300	8.07
	6.370			0.1300	8.07
3	6.370	0.700	20.7	0.1300	8.07
	7.070			0.1209	7.51
4	7.070	0.380	20.7	0.1209	7.51
	7.450			0.1160	7.20
5	7.450	2.620	20.7	0.1160	7.20
	10.070			0.0819	5.09
6	10.070	0.900	20.7	0.0819	5.09
	10.970			0.0702	4.36
7	10.970	1.770	19.0	0.0702	4.00
	12.740			0.0472	2.69
8	12.740	0.530	19.0	0.0472	2.69
	13.270			0.0403	2.30
9	13.270	3.100	18.3	0.0403	2.21
	16.370			0.0000	0.00
10	16.370	6.900	18.3	0.0000	0.00
	23.270			0.0000	0.00

・動水圧（上流側）

上流側貯水の動水圧は、矢板に作用する合力として式-参 2.2.9 により算出する。

$$F_{wd} = \frac{7}{12} K_h \cdot \gamma_w \cdot h_e^{1/2} \cdot y^{1/3} \dots \dots \dots \text{式-参 2.2.9}$$

$$L_{wd} = \frac{3}{5} y \dots \dots \dots \text{式-参 2.2.10}$$

- F_{wd} : 動水圧の合力(kN/m)
 L_{wd} : 水位面から合力作用位置までの距離(m)
 K_h : 設計震度 (=0.13)
 γ_w : 水の単位体積重量(kN/m³)
 h_e : 水位面から現地盤までの距離(m)
 y : 水位面から照査面までの距離（ただし、 $y \leq h_e$ ）

表-参 2.2.32 動水圧

水位面 (G.L.-m)	現地盤面 (G.L.-m)	現地盤面 水位 h_e (m)	照査面 水位 y (m)	合力位置 L_{wd} (m)	合力 F_{wd} (kN/m)
0.000	-5.900	5.900	5.900	3.540	26.40

②抵抗力の算定(抵抗モーメント算定用)

壁体の安定計算時に考慮する抵抗モーメントを算定する際に必要となる土圧強度について、算定結果を以降に記載する。

・主働土圧

主働土圧は、前節「2.2.1 常時性能照査」で示した式-参 2.2.1 により算出する。

表-参 2.2.33 主働土圧(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 γ (kN/m ³)	内部 摩擦角 ϕ (度)	粘着力 c (kN/m ²)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m ²)	土圧 係数 K_a	主働 土圧 p_a (kN/m ²)
1	0.000	0.700	20.7	39.0	1.1	14.50	0.228	2.25
	0.700				1.1	28.99		5.55
2	0.700	5.670	20.7	39.0	1.1	28.99	0.228	5.55
	6.370				1.1	146.36		32.25
3	6.370	0.700	11.7	39.0	1.1	146.36	0.228	32.25
	7.070				1.1	154.55		34.11
4	7.070	0.380	11.7	39.0	1.1	154.55	0.228	34.11
	7.450				1.1	158.99		35.12
5	7.450	2.620	11.7	39.0	1.1	158.99	0.228	35.12
	10.070				1.1	189.65		42.10
6	10.070	0.900	11.7	39.0	1.1	189.65	0.228	42.10
	10.970				1.1	200.18		44.49
7	10.970	1.770	10.0	35.0	0.0	200.18	0.271	54.25
	12.740				0.0	217.88		59.04
8	12.740	0.530	10.0	35.0	0.0	217.88	0.271	59.04
	13.270				0.0	223.18		60.48
9	13.270	10.000	9.3	21.0	183.0	223.18	0.472	0.00
	23.270				183.0	316.18		0.00

・受働土圧

受働土圧は、前節「2.2.1 常時性能照査」で示した式-参 2.2.2により算出する。

表-参 2.2.34 受働土圧(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\phi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_p	受働 土圧 $p_p(\text{kN/m}^2)$
1	0.000	0.700	20.7	39.0	1.1	14.50	4.395	68.35
	0.700				1.1	28.99		132.04
2	0.700	5.670	20.7	39.0	1.1	28.99	4.395	132.04
	6.370				1.1	146.36		647.93
3	6.370	0.700	11.7	39.0	1.1	146.36	4.395	647.93
	7.070				1.1	154.55		683.93
4	7.070	0.380	11.7	39.0	1.1	154.55	4.395	683.93
	7.450				1.1	158.99		703.47
5	7.450	2.620	11.7	39.0	1.1	158.99	4.395	703.47
	10.070				1.1	189.65		838.21
6	10.070	0.900	11.7	39.0	1.1	189.65	4.395	838.21
	10.970				1.1	200.18		884.50
7	10.970	1.770	10.0	35.0	0.0	200.18	3.690	738.70
	12.740				0.0	217.88		804.01
8	12.740	0.530	10.0	35.0	0.0	217.88	3.690	804.01
	13.270				0.0	223.18		823.57
9	13.270	10.000	9.3	21.0	183.0	223.18	2.117	1005.01
	23.270				183.0	316.18		1201.90

2) 応力度照査時の水圧・土圧の算定

①上流側鋼矢板

鋼材の応力度照査を実施するために必要となる水圧・土圧強度について、算定結果を以降に記載する。

・主働土圧

主働土圧は、前節「2.2.1 常時性能照査」で示した式-参 2.2.1 により算出する。震度 K_h' は、式-参 2.2.7 により算出する。

表-参 2.2.35 主働土圧(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\varphi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	震度 K_h'	地震時 合成角 $\theta(\text{度})$	土圧 係数 K_a	主働 土圧 $p_a(\text{kN/m}^2)$
1	0.000	0.700	20.7	39.0	1.1	14.50	0.1300	7.41	0.297	3.11
	0.700				1.1	28.99	0.1300	7.41	0.297	7.41
2	0.700	5.670	20.7	39.0	1.1	28.99	0.1300	7.41	0.297	7.41
	6.370				1.1	146.36	0.1300	7.41	0.297	42.24
3	6.370	0.700	11.7	39.0	1.1	146.36	0.2411	13.56	0.370	52.79
	7.070				1.1	154.55	0.2411	13.56	0.370	55.82
4	7.070	0.380	11.7	39.0	1.1	154.55	0.2411	13.56	0.370	55.82
	7.450				1.1	158.99	0.2411	13.56	0.370	57.47
5	7.450	2.620	11.7	39.0	1.1	158.99	0.2411	13.56	0.370	57.47
	10.070				1.1	189.65	0.2411	13.56	0.370	68.80
6	10.070	0.900	11.7	39.0	1.1	189.65	0.2411	13.56	0.370	68.80
	10.970				1.1	200.18	0.2411	13.56	0.370	72.70
7	10.970	1.770	10.0	35.0	0.0	200.18	0.2600	14.57	0.443	88.68
	12.740				0.0	217.88	0.2600	14.57	0.443	96.52
8	12.740	0.530	10.0	35.0	0.0	217.88	0.2600	14.57	0.443	96.52
	13.270				0.0	223.18	0.2600	14.57	0.443	98.87
9	13.270	3.100	9.3	21.0	183.0	223.18	---	---	---	0.00
	16.370				183.0	252.01	0.0000	0.00	0.472	0.00
10	16.370	6.900	9.3	21.0	183.0	252.01	0.0000	0.00	0.472	0.00
	23.270				183.0	316.18	0.0000	0.00	0.472	0.00

・受働土圧

受働土圧は、前節「2.2.1 常時性能照査」で示した式-参 2.2.1 により算出する。震度 K_h 'は、式-参 2.2.7 により算出する。

表-参 2.2.36 受働土圧(上流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\varphi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	震度 K_h '	地震時 合成角 $\theta(\text{度})$	土圧 係数 K_a	受働 土圧 $p_p(\text{kN/m}^2)$
1	5.900	0.470	20.7	39.0	1.1	29.70	0.1300	7.41	4.116	126.70
	6.370				1.1	39.43	0.1300	7.41	4.116	166.74
2	6.370	0.700	11.7	39.0	1.1	39.43	0.2411	13.56	3.863	156.62
	7.070				1.1	47.62	0.2411	13.56	3.863	188.26
3	7.070	3.000	11.7	39.0	1.1	47.62	0.2411	13.56	3.863	188.26
	10.070				1.1	82.72	0.2411	13.56	3.863	323.84
4	10.070	0.900	11.7	39.0	1.1	82.72	0.2411	13.56	3.863	323.84
	10.970				1.1	93.25	0.2411	13.56	3.863	364.51
5	10.970	1.770	10.0	35.0	0.0	93.25	0.2600	14.57	3.154	294.11
	12.740				0.0	110.95	0.2600	14.57	3.154	349.94
6	12.740	0.530	10.0	35.0	0.0	110.95	0.2600	14.57	3.154	349.94
	13.270				0.0	116.25	0.2600	14.57	3.154	366.66
7	13.270	10.000	9.3	21.0	183.0	116.25	0.2698	15.10	1.639	659.21
	23.270				183.0	209.25	0.2698	15.10	1.639	811.68

・ 静止土圧

鋼矢板に作用する静止土圧は、前節「2.2.1 常時性能照査」で示した式-参 2.2.3 により算出する。

表-参 2.2.37 静止土圧(上流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_0	静止 土圧 $p_0(\text{kN/m}^2)$
1	5.900	0.470	20.7	29.70	0.371	11.01
	6.370			39.43		14.62
2	6.370	0.700	11.7	39.43	0.371	14.62
	7.070			47.62		17.65
3	7.070	3.000	11.7	47.62	0.371	17.65
	10.070			82.72		30.66
4	10.070	0.900	11.7	82.72	0.371	30.66
	10.970			93.25		34.57
5	10.970	1.770	10.0	93.25	0.426	39.76
	12.740			110.95		47.31
6	12.740	0.530	10.0	110.95	0.426	47.31
	13.270			116.25		49.57
7	13.270	10.000	9.3	116.25	0.500	58.12
	23.270			209.25		104.62

②下流側鋼矢板

鋼材の応力度照査を実施するために必要となる水圧・土圧強度について、算定結果を以降に記載する。

・ 静水圧

表-参 2.2.38 静水圧(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	静水圧 p_w (kN/m ²)
1	6.370	0.700	0.00
	7.070		7.00
2	7.070	0.380	7.00
	7.450		10.80
3	7.450	2.620	10.80
	10.070		37.00
4	10.070	0.900	37.00
	10.970		46.00
5	10.970	1.770	46.00
	12.740		63.70
6	12.740	0.530	63.70
	13.270		63.70
7	13.270	1.480	63.70
	14.750		63.70

・主働土圧

主働土圧は、前節「2.2.1 常時性能照査」で示した式-参 2.2.1により算出する。震度 K_h 'は式-参 2.2.7により算出する。

表-参 2.2.39 主働土圧(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\phi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma_i h + q$ (kN/m^2)	震度 K_h '	地震時 合成角 $\theta(\text{度})$	土圧 係数 K_a	主働 土圧 $p_a(\text{kN/m}^2)$
1	0.000	0.700	20.7	39.0	1.1	14.50	0.1300	7.41	0.297	3.11
	0.700				1.1	28.99	0.1300	7.41	0.297	7.41
2	0.700	5.670	20.7	39.0	1.1	28.99	0.1300	7.41	0.297	7.41
	6.370				1.1	146.36	0.1300	7.41	0.297	42.24
3	6.370	0.700	11.7	39.0	1.1	146.36	0.2411	13.56	0.370	52.79
	7.070				1.1	154.55	0.2411	13.56	0.370	55.82
4	7.070	0.380	11.7	39.0	1.1	154.55	0.2411	13.56	0.370	55.82
	7.450				1.1	158.99	0.2411	13.56	0.370	57.47
5	7.450	2.620	11.7	39.0	1.1	158.99	0.2411	13.56	0.370	57.47
	10.070				1.1	189.65	0.2411	13.56	0.370	68.80
6	10.070	0.900	11.7	39.0	1.1	189.65	0.2411	13.56	0.370	68.80
	10.970				1.1	200.18	0.2411	13.56	0.370	72.70
7	10.970	1.770	10.0	35.0	0.0	200.18	0.2600	14.57	0.443	88.68
	12.740				0.0	217.88	0.2600	14.57	0.443	96.52
8	12.740	0.530	10.0	35.0	0.0	217.88	0.2600	14.57	0.443	96.52
	13.270				0.0	223.18	0.2600	14.57	0.443	98.87
9	13.270	3.100	9.3	21.0	183.0	223.18	---	---	---	0.00
	16.370				183.0	252.01	0.0000	0.00	0.472	0.00
10	16.370	6.900	9.3	21.0	183.0	252.01	0.0000	0.00	0.472	0.00
	23.270				183.0	316.18	0.0000	0.00	0.472	0.00

・受働土圧

受働土圧は、前節「2.2.1 常時性能照査」で示した式-参 2.2.2 により算出する。震度 K_h 'は式-参 2.2.7 により算出する。

表-参 2.2.40 受働土圧(下流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\varphi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	震度 K_h '	地震時 合成角 $\theta(\text{度})$	土圧 係数 K_a	受働 土圧 $p_p(\text{kN/m}^2)$
1	7.450	3.520	20.7	39.0	1.1	68.00	0.1300	7.41	4.116	284.33
	10.970				1.1	140.86	0.1300	7.41	4.116	584.21
2	10.970	1.770	19.0	35.0	0.0	140.86	0.1300	7.41	3.432	483.49
	12.740				0.0	174.49	0.1300	7.41	3.432	598.92
3	12.740	0.530	10.0	35.0	0.0	174.49	0.2600	14.57	3.154	550.36
	13.270				0.0	179.79	0.2600	14.57	3.154	567.08
4	13.270	10.000	9.3	21.0	183.0	179.79	0.2698	15.10	1.639	763.39
	23.270				183.0	272.79	0.2698	15.10	1.639	915.86

・静止土圧

鋼矢板に作用する静止土圧は、前節「2.2.1 常時性能照査」で示した式-参 2.2.3 により算出する。

表-参 2.2.41 静止土圧(下流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_0	静止 土圧 $p_0(\text{kN/m}^2)$
1	7.450	3.520	20.7	68.00	0.371	25.21
	10.970			140.86		52.22
2	10.970	1.770	19.0	140.86	0.426	60.07
	12.740			174.49		74.41
3	12.740	0.530	10.0	174.49	0.426	74.41
	13.270			179.79		76.67
4	13.270	10.000	9.3	179.79	0.500	89.90
	23.270			272.79		136.40

(4) 安定計算

1) 壁体のせん断破壊照査

地震時における壁体のせん断破壊照査を行う。照査面に対して、前節「2.2.1 常時性能照査」で示した式-参 2.2.5 により、地震時の所定安全率 1.0 を確保するものとする。せん断変形破壊照査結果を表-参 2.2.42 に示す。

表-参 2.2.42 各照査面における計算結果

照査箇所名	照査面 (G.L.-m)	変形モーメント $M_d(\text{kN} \cdot \text{m/m})$	抵抗モーメント※ $M_r(\text{kN} \cdot \text{m/m})$	安全率 F_s
根入れ先端	14.750	0.00	2305.03	$999 \geq 1.00$ 【OK】
地層境界面	13.270	0.00	2616.33	$999 \geq 1.00$ 【OK】
地層境界面	12.740	0.00	2557.35	$999 \geq 1.00$ 【OK】
地層境界面	10.970	789.15	2413.58	$3.06 \geq 1.00$ 【OK】
地層境界面	10.070	1257.81	2289.59	$1.82 \geq 1.00$ 【OK】
地層境界面	7.450	1086.80	1976.37	$1.82 \geq 1.00$ 【OK】
地層境界面	7.070	945.06	1932.52	$2.04 \geq 1.00$ 【OK】
最小安全率	8.750	1411.83	2122.96	$1.50 \geq 1.00$ 【OK】
現地盤面	6.370	718.55	1848.50	$2.57 \geq 1.00$ 【OK】

※抵抗モーメント M_r は、矢板の抵抗モーメントと照査面より下の地盤の受働抵抗モーメントのうちいずれか小さい方の 2 倍に、照査面より上の地盤の受働抵抗モーメントと主働抵抗モーメントの差分を足し合わせるにより算定する。

2) 壁体の滑動照査

地震時における壁体の滑動照査を行う。照査面に対して、前節「2.2.1 常時性能照査」で示した式-参 2.2.5 により、地震時の所定安全率 1.0 を確保するものとする。滑動に対する照査結果を表-参 2.2.43 に示す。

表-参 2.2.43 各照査面における照査結果

照査ケース	照査面 (G.L.-m)	水平力総和 $F_d(\text{kN/m})$	抵抗力総和 $F_r(\text{kN/m})$	安全率 F_s
地震時	14.750	1398	4751	$3.40 \geq 1.00$ 【OK】

3) 基礎地盤の支持力照査

地震時における基礎地盤の支持力照査を行う。照査面に対して、前節「2.2.1 常時性能照査」で示した式-参 2.2.6 により、地震時の所定安全率 1.0 を確保するものとする。基礎地盤の支持力に対する検討結果を表-参 2.2.44 に示す。

表-参 2.2.44 各照査面における照査結果

照査ケース	照査面 (G.L.-m)	極限支持力 $Q_u(\text{kN/m})$	$V - \gamma_2 \cdot D_f \cdot B_e$ (kN/m)	安全率 F_s
地震時	14.750	10487	439	$23.88 \geq 1.00$ 【OK】

(5) 部材の断面力・応力度照査

①上流側鋼矢板

1) 壁体断面力の計算結果

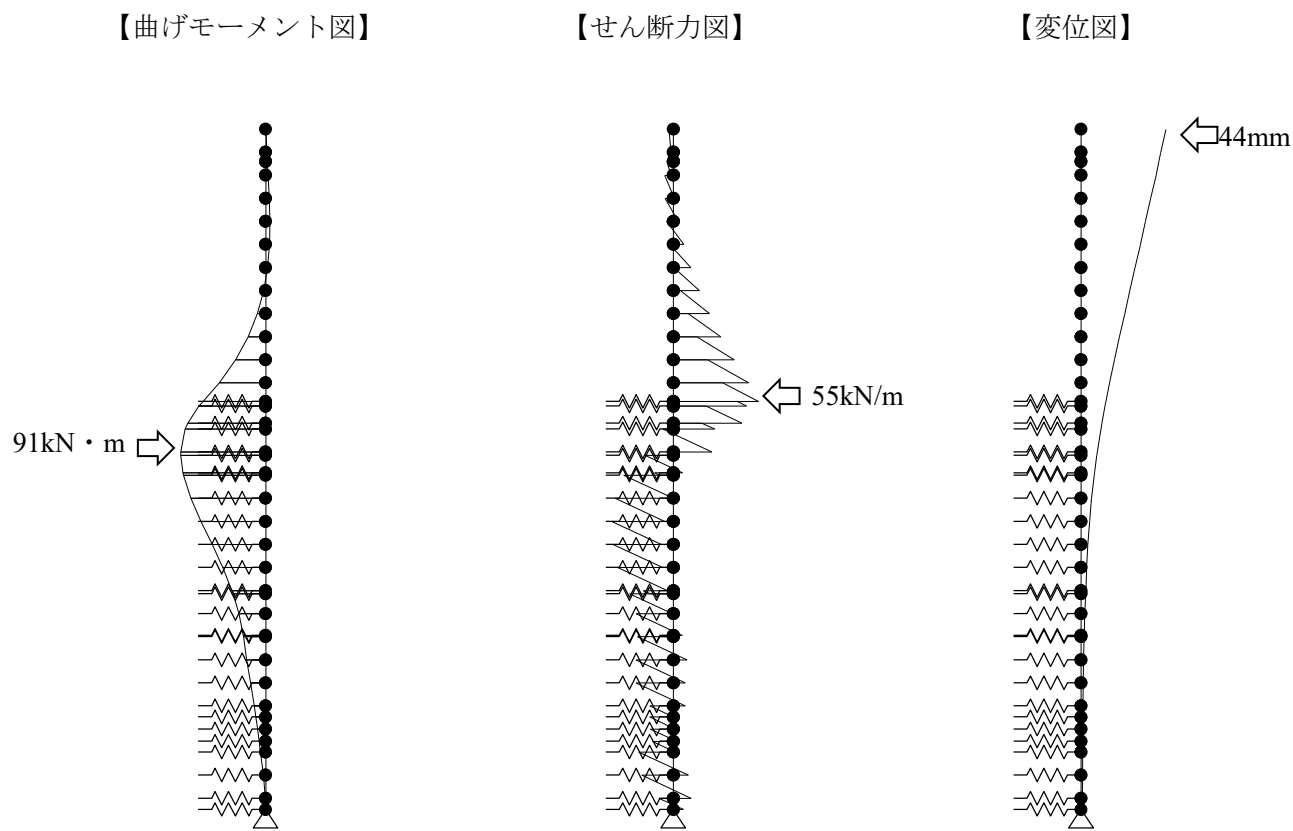


図-参 2.2.11 断面力および変位図

①鋼矢板断面力

表-参 2.2.45 鋼矢板の断面力

検討ケース	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)	矢板頭部変位量 (mm)
地震時	91	55	44

②タイ材断面力

表-参 2.2.46 タイ材の断面力

検討ケース	引張材反力 (kN/m)	タイ材設置間隔 L (m)	タイ材張力 $P=R \times L$ (kN/本)
地震時	0	2.4	0

2) 部材の応力度照査

地震時性能照査で適用した各鋼材（上流側）の規格および地震時の許容応力度を以下に示す。

表-参 2.2.47 適用した鋼材の規格および許容応力度

鋼材の種類	規格	許容曲げ応力度 (N/mm ²)	許容せん断応力度 (N/mm ²)
鋼矢板(U型)	SYW390	353	165
腹起し材(溝形鋼)	SS400	210	-
タイ材	HT-690	264	-

①鋼矢板

表-参 2.2.48 鋼矢板の応力度照査

検討ケース	曲げ応力度 (N/mm ²)	せん断応力度 (N/mm ²)
地震時	43 【≤353】	3 【≤165】

②タイ材

表-参 2.2.49 タイ材の応力度照査

検討ケース	引張材反力 R (kN/m)	引張材設置間隔 L (m)	応力度 (N/mm ²)
地震時	0	2.4	0 【≤264】

③腹起し材

表-参 2.2.50 腹起し材の応力度照査

検討ケース	引張材張力 P (kN/本)	引張材設置間隔 L (m)	曲げモーメント M (kN・m)	応力度 (N/mm ²)
地震時	0	2.4	0	0 【≤210】

②下流側鋼矢板

1) 壁体断面力の計算結果

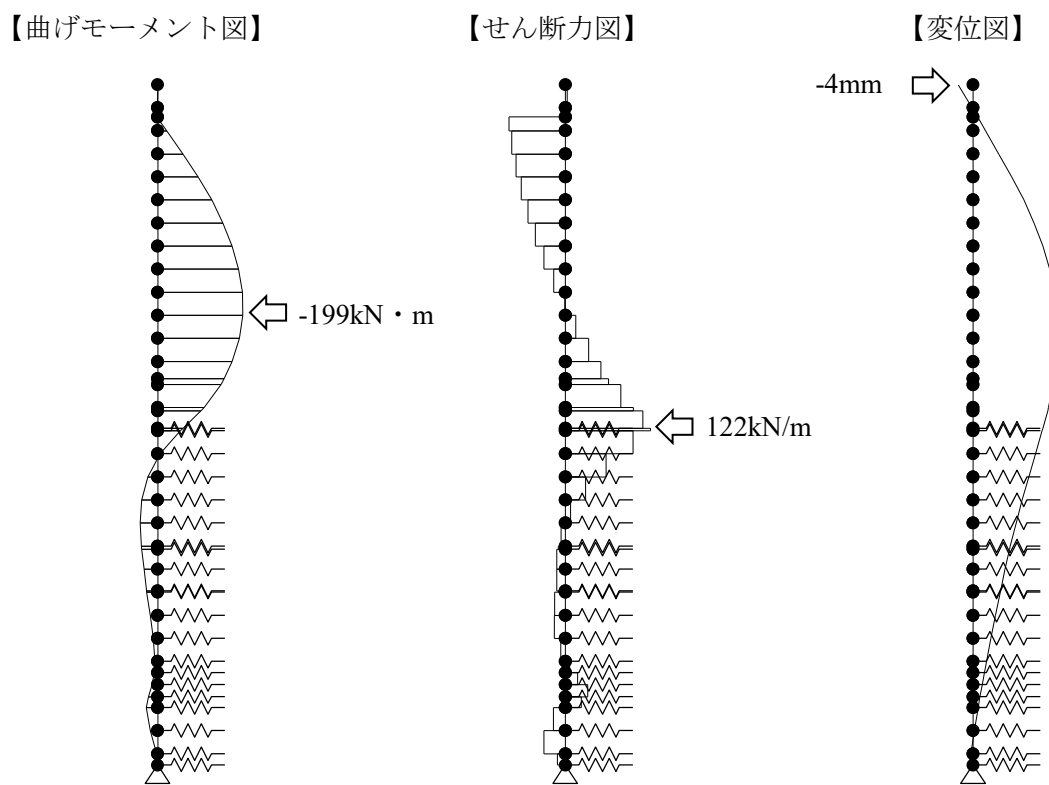


図-参 2.2.12 断面力および変位図

①鋼矢板断面力

表-参 2.2.51 鋼矢板の断面力

検討ケース	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)	矢板頭部変位量 (mm)
地震時	-199	122	-4

②タイ材断面力

表-参 2.2.52 タイ材の断面力

検討ケース	引張材反力 (kN/m)	タイ材設置間隔 L (m)	タイ材張力 $P=R \times L$ (kN/本)
地震時	87	2.4	209

2) 部材の応力度照査

地震時性能照査で適用した各鋼材（下流側）の規格および地震時の許容応力度を以下に示す。

表-参 2. 2. 53 適用した鋼材の規格および許容応力度

鋼材の種類	規格	許容曲げ・引張応力度 (N/mm ²)	許容せん断応力度 (N/mm ²)
鋼矢板(U型)	SYW390	353	165
腹起し材(溝形鋼)	SS400	210	165
タイ材	HT-690	264	-

①鋼矢板

表-参 2. 2. 54 鋼矢板の応力度照査

検討ケース	曲げ応力度 (N/mm ²)	せん断応力度 (N/mm ²)
地震時	95 【 ≤ 353 】	6 【 ≤ 165 】

②タイ材

表-参 2. 2. 55 タイ材の応力度照査

検討ケース	引張材反力 $R(\text{kN/m})$	引張材設置間隔 $L(\text{m})$	応力度 (N/mm ²)
地震時	87	2.4	167 【 ≤ 264 】

③腹起し材

表-参 2. 2. 56 腹起し材の応力度照査

検討ケース	引張材張力 $P(\text{kN/本})$	引張材設置間隔 $L(\text{m})$	曲げモーメント $M(\text{kN} \cdot \text{m})$	応力度 (N/mm ²)
地震時	209	2.4	50	129 【 ≤ 210 】

2.2.3 液状化時性能照査

本節では、鋼矢板二重式工法を適用した堤体が液状化する場合のため池を対象に、静的手法によりレベル1地震動に対する液状化時の耐震性能照査を実施した試設計例を示す。

【解説】

- ・液状化時性能照査では、上流側・下流側の矢板について照査を実施する。

(1) 設計条件

1) 検討モデル

液状化時性能照査を行う検討モデルを図-参 2.2.13 に示す。本試設計例では、鋼矢板二重式工法を適用した断面について、貯水池側に配置した鋼矢板より上流側の地層を「上流側」、下流側に配置した鋼矢板より下流側を「下流側」、上・下流側の間に位置する地層を「中詰土」と呼称する。

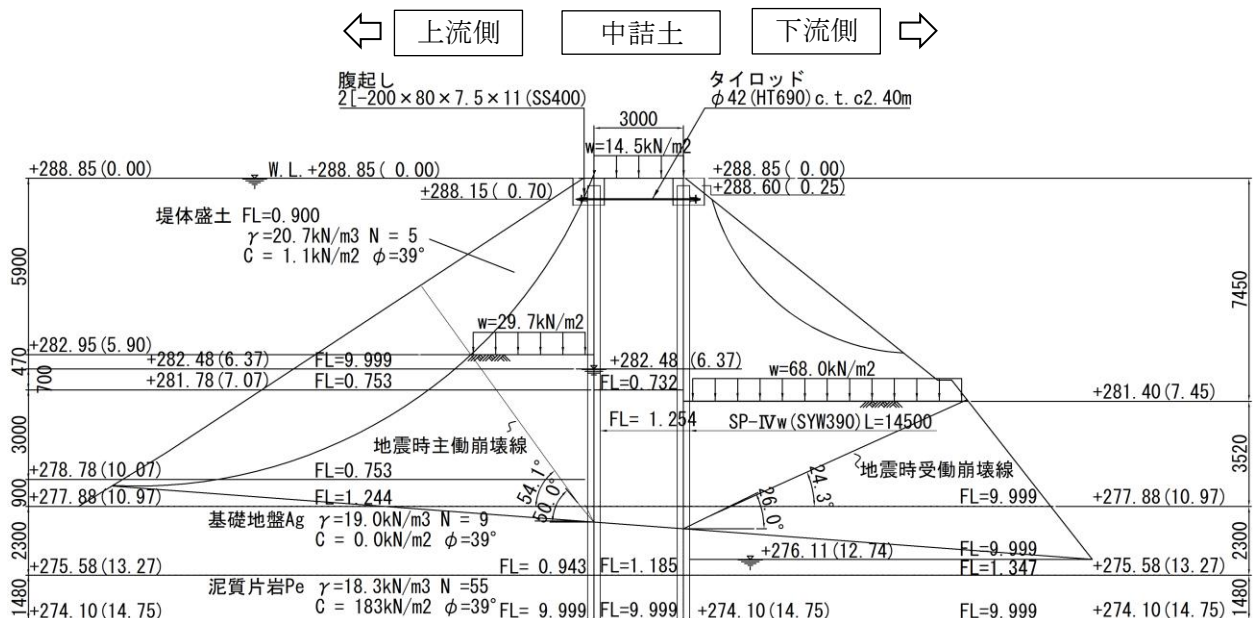


図-参 2.2.13 検討モデル

2) 設計地盤面の設定

本試設計例では、堤体の円弧すべり法による安定計算結果より、上流側・下流側それぞれの設計地盤面を設定する。設計地盤面は上流側・下流側それぞれ以下の様に設定する。

- ① 上流側：地震作用時の想定すべり面に含まれる土塊は鋼矢板への主働土圧として寄与せず、残存部が主働土圧として寄与すると仮定する。想定すべり面は、主働土圧を想定される範囲内で大きく見込むためにすべり安全率が1.0となる円弧を設定する。以上の条件より、上流側設計地盤面は、すべり安全率が1.0となる円弧と基礎地盤面から引いた地震時主働崩壊線が交差する位置とする。
- ② 下流側：地震作用時の想定すべり面に含まれる土塊は鋼矢板への受働土圧として寄与せず、残存部が受働土圧として寄与すると仮定する。想定すべり面は、受働土圧を想定される範囲内で小さく見込むためにすべり安全率が最小となる円弧を設定する。以上の条件より、下流側設計地盤面は、すべり安全率が最小となる円弧および法面のいずれかと基礎地盤面から引いた地震時受働崩壊線が交差する位置とする。

3) 上載荷重の設定

本試設計例では、設計地盤面より上部の土塊重量から円弧すべり領域を含む土塊重量を差し引いた重量を上載荷重として考慮するよう、上流側・中詰土・下流側においてそれぞれ以下の様に考慮する。

①上流側：29.70 kN/m²

②中詰土：14.50 kN/m²

③下流側：68.00 kN/m²

4) 水位条件の設定

本試設計例では、水位条件として上流側・中詰土・下流側でそれぞれ以下の様に設定する。中詰土内の水位条件については、『鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル』¹⁻²⁾p.23 に基づき、上流側と下流側の水位の中間値として設定する。

①上流側：E.L.288.85m(常時満水位)

②中詰土：E.L.282.48m

③下流側：E.L.276.11m

5) 地震時設計震度

『鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル』¹⁻²⁾p.75 に基づき、下式により地震時の設計震度を設定する。

$$k_s = C_z \cdot C_G \cdot C_1 \cdot k_{s0}$$

k_s : 震度

k_{s0} : 標準震度(=0.15)

C_z : 地域別補正係数

C_G : 地域別補正係数

C_1 : 重要度別補正係数(=1.0)

ここでは、本モデルが中震帯地域に属すると仮定し、 $C_z=0.85$ と設定する。また、 $C_G=1.0$ とする。したがって、地震時設計震度は以下の通りとなる。

$$k_s = 0.85 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.15 = 0.13$$

6) 液状化の条件

『鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル』¹⁻²⁾p.79 に基づき、下式により液状化の判定を行う。

$$F_L = R/L$$

$$R = C_w \cdot R_L$$

$$L = \tau_d \cdot k_s \cdot \sigma_v / \sigma_v'$$

$$\tau_d = 1.0 - 0.015x$$

$$\sigma_v = [\gamma_{t1} \cdot h_w + \gamma_{t2}(x - h_w)]$$

$$\sigma_v' = [\gamma_{t1} \cdot h_w + \gamma_{t2}'(x - h_w)]$$

$$C_w = 1.0$$

ここで、

F_L : 液状化に対する抵抗率

R : 動的せん断強度比

L : 地震時せん断応力比

C_w : 地震動特性による補正係数

R_L : 繰返し三軸強度比

r_d : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

k_s : 液状化判定用震度

σ_v : 全上載圧(kN/m²)

σ_v' : 有効上載圧(kN/m²)

x : 地表面からの深さ(m)

γ_1 : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量(kN/m³)

γ_2 : 地下水位面より深い位置での土の有効単位体積重量(kN/m³)

γ_2' : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量(kN/m³)

h_w : 地下水位深さ(m)

①液状化判定用震度

5)の設定値と同様に、 $k_s=0.13$ を用いる。

②液状化抵抗率に応じた土層の分類

『鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル』¹⁻²⁾p.81 に基づき、算定された水平地盤の液状化抵抗率 F_L に応じて、土層を以下に様に分類する。

$F_L < 1.0$: 液状化層

$1.0 \leq F_L < 1.3$: 準液状化層

$1.3 \leq F_L$: 非液状化層

7) 鋼矢板壁の開口部を考慮した断面諸元の設定

鋼矢板壁の開口部を考慮した照査を行う。設計法については、本編「**2. 5. 3 鋼矢板壁の開口部の取り扱い**」の考え方にに基づき、開口部を考慮して平均化した断面係数 Z' および断面二次モーメント I' を用いて照査を行う。

本試設計例では、根入れ先端に 1.0m 四方の底樋管が敷設される状況を想定し、矢板打設幅 10m に対する開口部を考慮した断面諸元を設定する。なお、前節「**2.2.2 地震時性能照査**」から鋼矢板の仕様に変更が無いことから、同節で算出した断面係数 Z' および断面二次モーメント I' を用いる。

鋼矢板の種類：SP-IVw(SYW390)

平均化した断面係数 Z' ：2376 (cm³/m)

平均化した断面二次モーメント I' ：54823 (cm⁴/m)

(2) 対策工の構造諸元

1) 使用材料

①鋼矢板

鋼矢板の種類：SP-IVw(SYW390)

ヤング係数： $2.00 \times 10^5 (\text{N/mm}^2)$

腐食代：片側 1mm ずつ，両面で 2mm，腐食低減係数(I , Z)0.88

有効率：断面 2 次モーメント(I)0.80，断面係数(Z)1.00

表-参 2.2.57 SP-IVw(SYW390)の断面諸元

断面諸元	単位	公称値	開口部を 考慮した諸元	両側 1mm 腐食時
断面積 A	cm^2/m	225.5	225.5	198.44
断面 2 次モーメント I	cm^4/m	56700	54823	48244
断面係数 Z	cm^3/m	2700	2376	2091

②タイ材

HT-690

腐食代：全周 1.0mm

表-参 2.2.58 HT-690の断面諸元

設置位置 (G.L.-m)	引張材 水平間隔(m)	引張材の直径 (mm)	引張材の材質	引張材の 本数(本)
0.70	2.4	42	HT-690	1

③腹起し材

溝形鋼：[-200×80×7.5×11.0(SS400)]

腐食代：考慮しない

表-参 2.2.59 [-200×80×7.5×11.0(SS400)の断面諸元

断面諸元	単位	公称値(腐食前)	使用本数(本)
断面積 A	cm^2	31.33	2
断面 2 次モーメント I_x	cm^4	1950	
断面係数 Z_x	cm^3	195	

(3) 荷重条件

液状化時に各照査段階で考慮する荷重条件は、表-参 2.2.60 の通りとする。

表-参 2.2.60 考慮する荷重条件(液状化時)

照査項目	静水圧	動水圧	受働土圧	主働土圧	土圧振動成分	土圧漸増成分	静止土圧
安定計算	○	○	○	○	○	○	
応力度照査	○		○	○	○	○	○

以下に、液状化時に考慮する荷重条件の概念図について示す。

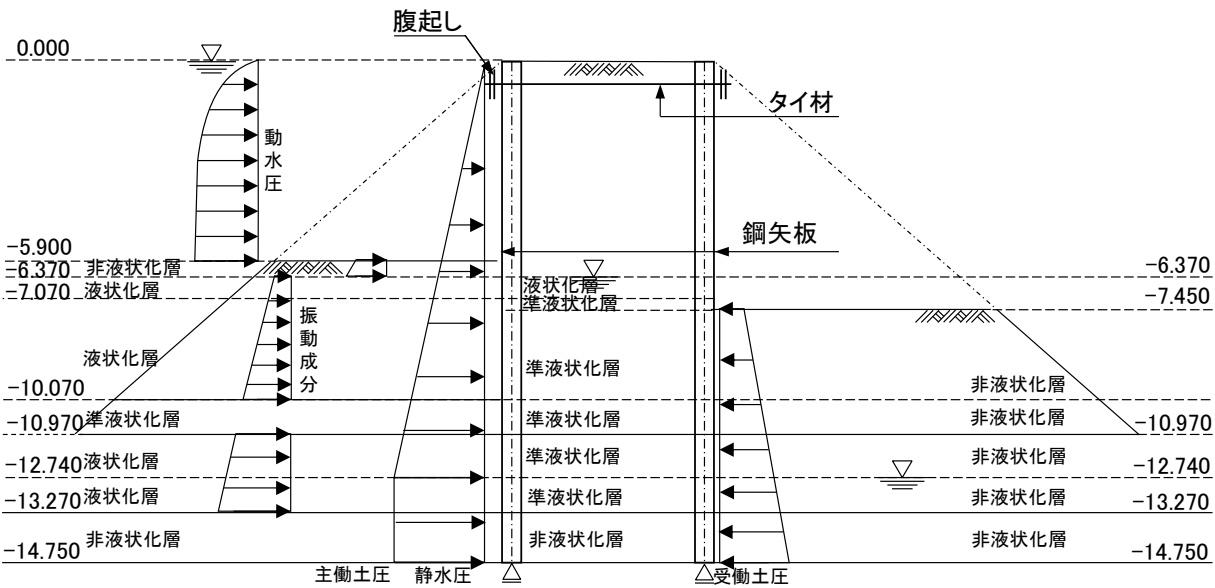


図-参 2.2.14 荷重条件図(安定計算時，変形モーメント算定用)

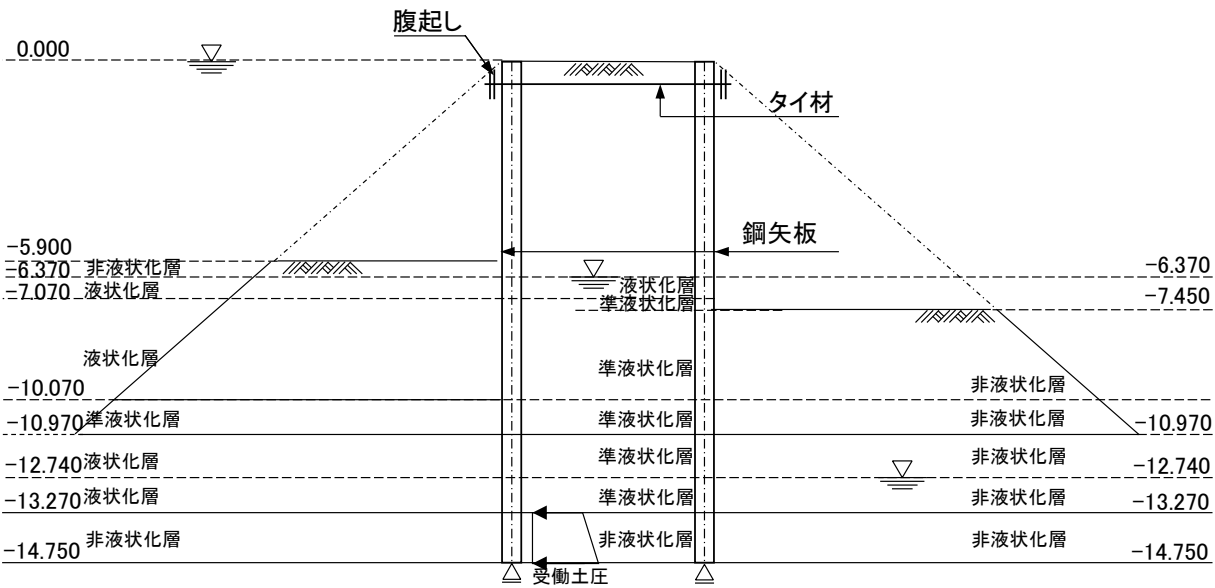


図-参 2.2.15 荷重条件図(安定計算時，抵抗モーメント算定用)

液状化時の矢板とタイ材応力計算モデルは、『鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル』¹⁾²⁾p.92 に基づき以下に示す二つの変形モードを想定し、それらの応力を足し合わせることによって求める。

- ・ 基本ケース 1：矢板をタイ材取付位置を支点とした単純梁のモデルとし、液状化層から矢板に作用する土圧（漸増成分，振動成分）と中詰土による静止土圧を作用させる。
- ・ 基本ケース 2： 矢板を根入部の弾性地盤反力バネで支持される片持ち梁とし、中詰土部分に地震時主働土圧と静止土圧の差分を作用させる。

以下に、上流側で考慮するそれぞれの変形モードの荷重条件図を示す。応力度照査時は、支持層での矢板の受働土圧を別途考慮する。

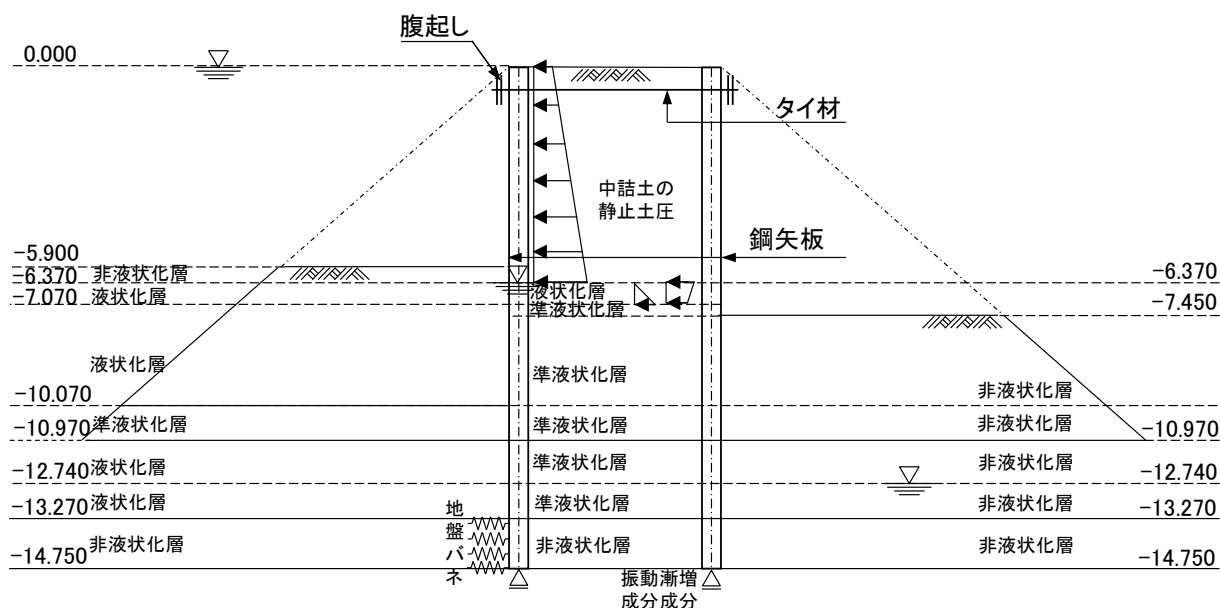


図-参 2.2.16 荷重条件図(応力度照査時, 上流側基本ケース 1)

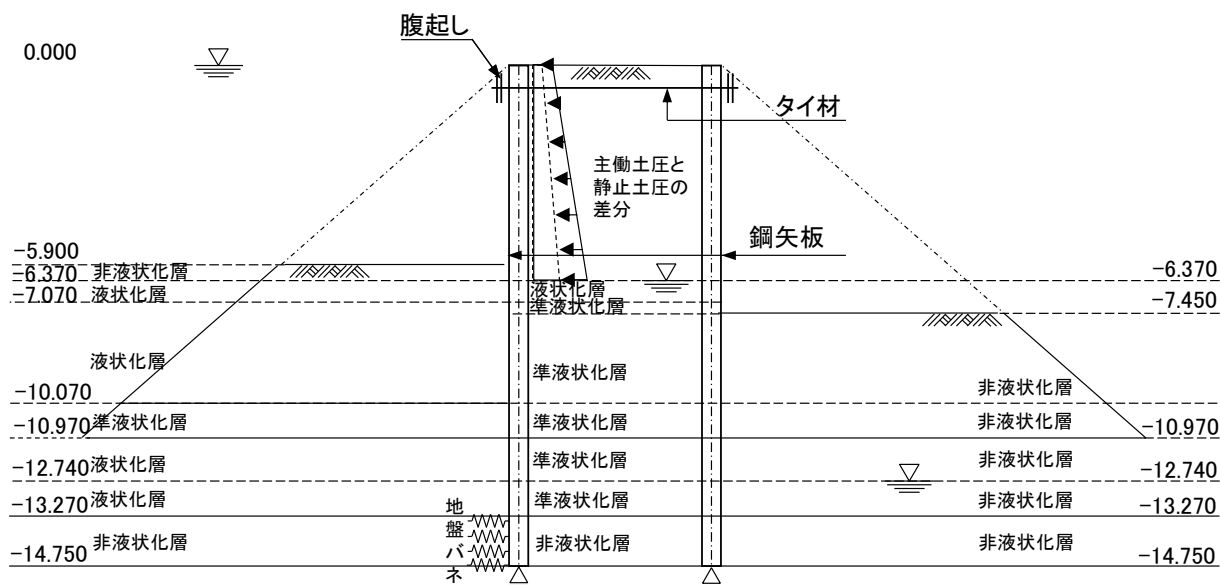


図-参 2.2.17 荷重条件図(応力度照査時, 上流側基本ケース 2)

以下に、下流側で考慮するそれぞれの変形モードの荷重条件図を示す。応力度照査時は、支持層での矢板の受働土圧を別途考慮する。

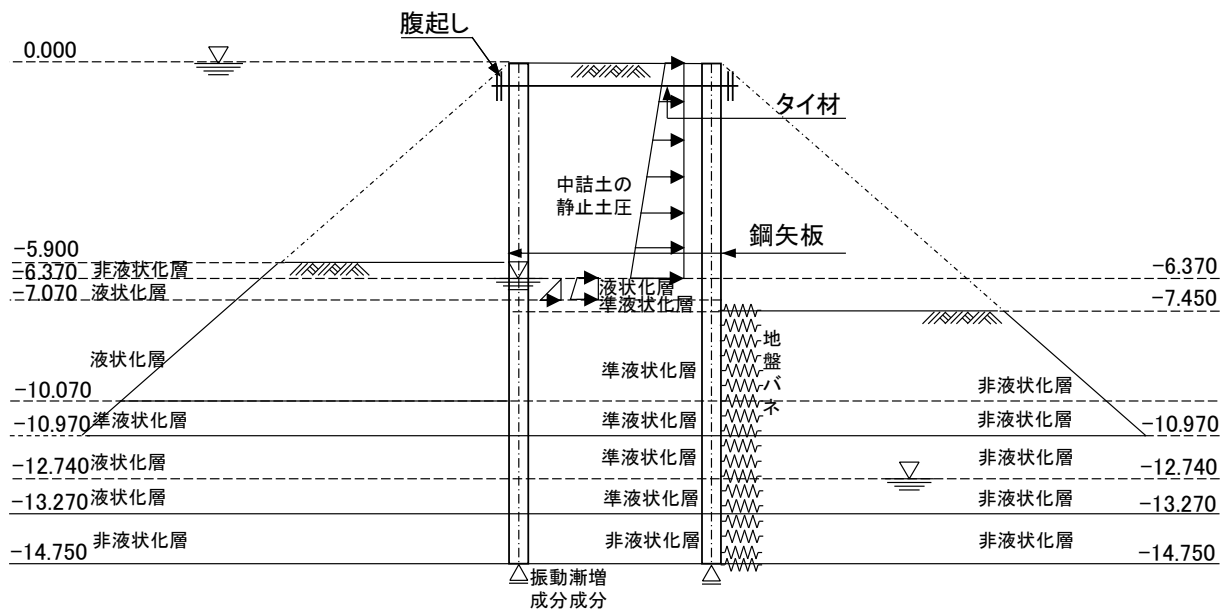


図-参 2.2.18 荷重条件図(応力度照査時，下流側基本ケース 1)

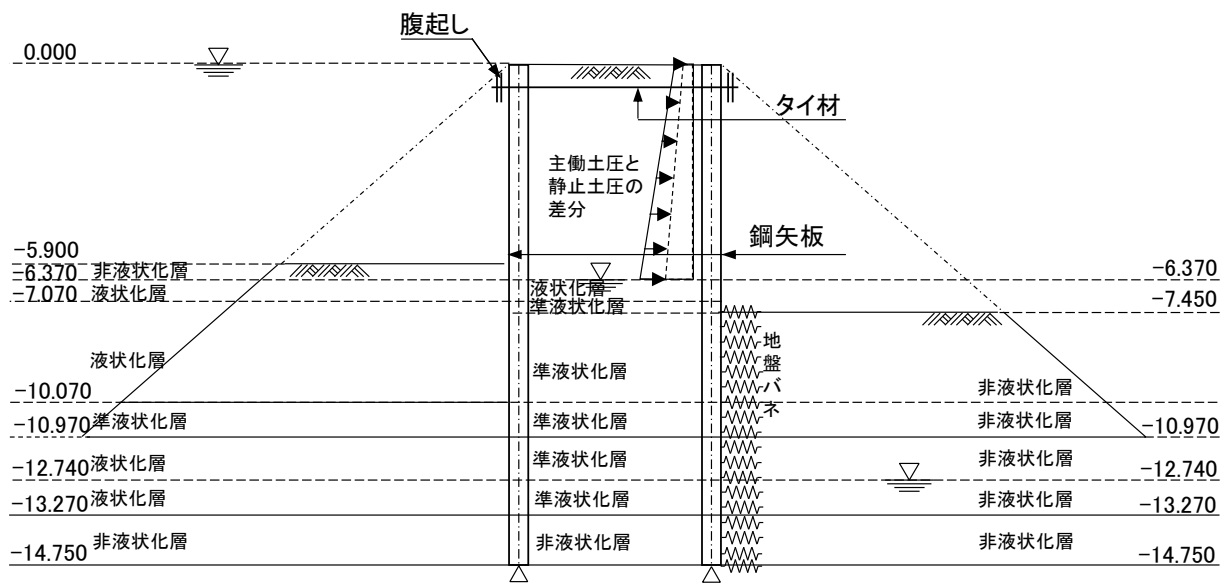


図-参 2.2.19 荷重条件図(応力度照査時，下流側基本ケース 2)

①作用外力の算定(変形モーメント算定用)

壁体の安定計算時に考慮する変形モーメントの算定用の作用外力の計算過程について、以降に記載する。

・ 静水圧

安定計算時に鋼矢板に作用する静水圧は、表-参 2.2.61 の通りである。水の単位体積重量 γ_w は 10.0kN/m^3 として算定する。

表-参 2.2.61 静水圧（上流側）

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	静水圧 p_w (kN/m^2)
1	0.000	0.700	0.00
	0.700		7.00
2	0.700	5.200	7.00
	5.900		59.00
3	5.900	0.470	59.00
	6.370		63.70
4	6.370	0.700	63.70
	7.070		70.70
5	7.070	3.000	70.70
	10.070		100.70
6	10.070	0.900	100.70
	10.970		109.70
7	10.970	1.770	109.70
	12.740		127.40
8	12.740	0.530	127.40
	13.270		127.40
9	13.270	1.480	127.40
	14.750		127.40

・ 動水圧（上流側）

上流側貯水の動水圧は、矢板に作用する合力として「2.2.2 地震時性能照査」で示した式-参 2.2.8 により算出する。

表-参 2.2.62 動水圧

水位面 (G.L.-m)	現地盤面 (G.L.-m)	現地盤面 水位 h_e (m)	照査面 水位 y (m)	合力位置 L_{wd} (m)	合力 F_{wd} (kN/m)
0.000	-5.900	5.900	5.900	3.540	26.40

・主働土圧

安定計算時に鋼矢板に作用する主働土圧は、「2.2.1 常時性能照査」で示した式-参 2.2.1 により算出する。

表-参 2.2.63 主働土圧(上流側)

No.	深さ (G.L.-m)	土層 分類	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\varphi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_a	主働 土圧 $p_a(\text{kN/m}^2)$
1	5.900	非液 状化	0.470	11.7	39.0	1.1	29.70	0.228	5.71
	6.370					1.1	35.20		6.96
2	6.370	液状 化	0.700	11.7	39.0	1.1	35.20	-----	-----
	7.070					1.1	43.39	-----	-----
3	7.070	液状 化	3.000	11.7	39.0	1.1	43.39	-----	-----
	10.070					1.1	78.49	-----	-----
4	10.070	準液 状化	0.900	11.7	39.0	1.1	78.49	-----	-----
	10.970					1.1	89.02	-----	-----
5	10.970	液状 化	1.770	10.0	35.0	0.0	89.02	-----	-----
	12.740					0.0	106.72	-----	-----
6	12.740	液状 化	0.530	10.0	35.0	0.0	106.72	-----	-----
	13.270					0.0	112.02	-----	-----
7	13.270	非液 状化	10.000	9.3	21.0	183.0	112.02	0.472	0.00
	23.270					183.0	205.02		0.00

・受働土圧

安定計算時に鋼矢板に作用する受働土圧は、「2.2.1 常時性能照査」で示した式-参 2.2.2 により算出する。

表-参 2.2.64 受働土圧(下流側)

No.	深さ (G.L.-m)	土層 分類	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\varphi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_a	受働 土圧 $p_p(\text{kN/m}^2)$
1	7.450	非液 状化	3.520	20.7	39.0	1.1	68.00	4.395	303.51
	10.970					1.1	140.86		623.78
2	10.970	非液 状化	1.770	19.0	35.0	0.0	140.86	3.690	519.81
	12.740					0.0	174.49		643.91
3	12.740	非液 状化	0.530	10.0	35.0	0.0	174.49	3.690	643.91
	13.270					0.0	179.79		663.47
4	13.270	非液 状化	10.000	9.3	21.0	183.0	179.79	2.117	913.17
	23.270					183.0	272.79		1110.05

・土圧振動成分

土圧振動成分荷重は、地震時の地盤および鋼矢板の振動に応じた荷重が鋼矢板に作用することを考慮したものである。土圧振動成分荷重は式-参 2.2.11 より算出する。

$$p_d = \beta_2 \times p_{dmax} \cdots \cdots \cdots \text{式-参 2.2.11}$$

p_d : 土圧振動成分荷重(kN/m²)
 β_2 は鋼矢板の相対剛性より、下式により求める。

$$\beta_2 = 0.40 \log \rho - 0.40$$

(ただし、 $0 \leq \beta_2 \leq 1.0$)

$$\rho = \frac{E \times Z_a}{\gamma_{sat} \times h l_q^3}$$

ρ : 鋼矢板の相対剛性
 $h l_q$: 液状化層厚(m)
 γ_{sat} : 土の飽和単位体積重量(kN/m³)
 E : 壁体のヤング係数(kN/m²)
 Z_a : 壁体の断面係数

土圧振動成分荷重の最大値 p_{dmax} は、式-参 2.2.12 により算出する。なお、有効上載圧は現地盤面より下の土層を対象とする。

$$p_{dmax} = k_{hg} \times \gamma_{sat} \sqrt{(h_d \times z)} \cdots \cdots \cdots \text{式-参 2.2.12}$$

p_{dmax} : 土圧振動成分の最大値(kN/m²)
 k_{hg} : 液状化用設計水平震度
 h_d : 地下水位面から最も下の液状化層下端までの距離(m)
 z : 現地盤面からの計算点までの深さ(m)

表-参 2. 2. 65 土圧振動成分荷重(上流側)

No.	深さ (G.L.-m)	土層 分類	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	有効上載 圧 $\Sigma\gamma \cdot z$ (kN/m^2)	p_{dmax} (kN/m^2)	壁体の 相対剛性 ρ	振動成 分低減 係数 β_2	土圧振動 成分荷重 $p_d(\text{kN/m}^2)$
1	5.900 6.370	非液 状化	0.470	21.7	----- -----	----- -----	----- -----	----- -----	----- -----
2	6.370 6.870	液状 化	0.500	21.7	10.20 21.05	5.19 7.45	432.33	0.6543	3.39 4.87
3	6.870 7.070	液状 化	0.200	21.7	21.05 25.39	7.45 8.18	432.33	0.6543	4.87 5.35
4	7.070 7.570	液状 化	0.500	21.7	25.39 36.24	8.18 9.78	432.33	0.6543	5.35 6.40
5	7.570 8.070	液状 化	0.500	21.7	36.24 47.09	9.78 11.14	432.33	0.6543	6.40 7.29
6	8.070 8.570	液状 化	0.500	21.7	47.09 57.94	11.14 12.36	432.33	0.6543	7.29 8.09
7	8.570 9.070	液状 化	0.500	21.7	57.94 68.79	12.36 13.47	432.33	0.6543	8.09 8.81
8	9.070 9.570	液状 化	0.500	21.7	68.79 79.64	13.47 14.49	432.33	0.6543	8.81 9.48
9	9.570 10.070	液状 化	0.500	21.7	79.64 90.49	14.49 15.45	432.33	0.6543	9.48 10.11
10	10.070 10.970	準液 状化	0.900	21.7	----- -----	----- -----	----- -----	----- -----	----- -----
11	10.970 11.470	液状 化	0.500	20.0	110.02 120.02	17.03 17.79	1952.82	0.9163	15.61 16.30
12	11.470 11.970	液状 化	0.500	20.0	120.02 130.02	17.79 18.52	1952.82	0.9163	16.30 16.97
13	11.970 12.470	液状 化	0.500	20.0	130.02 140.02	18.52 19.21	1952.82	0.9163	16.97 17.61
14	12.470 12.740	液状 化	0.270	20.0	140.02 145.42	19.21 19.58	1952.82	0.9163	17.61 17.94
15	12.740 13.240	液状 化	0.500	20.0	145.42 155.42	19.58 20.24	1952.82	0.9163	17.94 18.55
16	13.240 13.270	液状 化	0.030	20.0	155.42 156.02	20.24 20.28	1952.82	0.9163	18.55 18.58
17	13.270 14.750	非液 状化	1.480	19.3	----- -----	----- -----	----- -----	----- -----	----- -----

②抵抗力の算定(抵抗モーメント算定用)

壁体の安定計算時に考慮する抵抗モーメントを算定する際に必要となる土圧強度について、算定結果を以降に記載する。

・主働土圧

主働土圧は、「2.2.1 常時性能照査」で示した式-参 2.2.1により算出する。

表-参 2.2.66 主働土圧(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	土層 分類	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\varphi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_a	主働 土圧 $p_a(\text{kN/m}^2)$
1	6.370	液状 化	0.700	11.7	39.0	1.1	14.50	-----	-----
	7.070					1.1	22.69	-----	-----
2	7.070	準液 状化	0.380	11.7	39.0	1.1	22.69	-----	-----
	7.450					1.1	27.14	-----	-----
3	7.450	準液 状化	2.620	11.7	39.0	1.1	27.14	-----	-----
	10.070					1.1	57.79	-----	-----
4	10.070	準液 状化	0.900	11.7	39.0	1.1	57.79	-----	-----
	10.970					1.1	68.32	-----	-----
5	10.970	準液 状化	1.770	10.0	35.0	0.0	68.32	-----	-----
	12.740					0.0	86.02	-----	-----
6	12.740	準液 状化	0.530	10.0	35.0	0.0	86.02	-----	-----
	13.270					0.0	91.32	-----	-----
7	13.270	非液 状化	10.000	9.3	21.0	183.0	91.32	0.472	0.00
	23.270					183.0	184.32		0.00

・ 受働土圧

受働土圧は、「2.2.1 常時性能照査」で示した式-参 2.2.2 により算出する。

表-参 2.2.67 受働土圧(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	土層 分類	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\phi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_a	受働 土圧 $p_p(\text{kN/m}^2)$
1	6.370	液状 化	0.700	11.7	39.0	1.1	14.50	-----	-----
	7.070					1.1	22.69	-----	-----
2	7.070	準液 状化	0.380	11.7	39.0	1.1	22.69	-----	-----
	7.450					1.1	27.14	-----	-----
3	7.450	準液 状化	2.620	11.7	39.0	1.1	27.14	-----	-----
	10.070					1.1	57.79	-----	-----
4	10.070	準液 状化	0.900	11.7	39.0	1.1	57.79	-----	-----
	10.970					1.1	68.32	-----	-----
5	10.970	準液 状化	1.770	10.0	35.0	0.0	68.32	-----	-----
	12.740					0.0	86.02	-----	-----
6	12.740	準液 状化	0.530	10.0	35.0	0.0	86.02	-----	-----
	13.270					0.0	91.32	-----	-----
7	13.270	非液 状化	10.000	9.3	21.0	183.0	91.32	2.117	725.86
	23.270					183.0	184.32		922.75

2) 応力度照査時の水圧・土圧の算定

①上流側鋼矢板

鋼材の応力度照査を実施するために必要となる水圧・土圧強度について、算定方法および算定結果を以降に記載する。

・主働土圧

主働土圧は、「2.2.1 常時性能照査」で示した式-参 2.2.1により算出する。震度 K_h は、「2.2.2 地震時性能照査」で示した式-参 2.2.7により算出する。

表-参 2.2.68 主働土圧(上流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\phi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	震度 K_h	地震時 合成角 $\theta(\text{度})$	土圧 係数 K_a	主働 土圧 $p_a(\text{kN/m}^2)$
1	0.000	0.700	20.7	39.0	1.1	14.50	0.1300	7.41	0.297	3.11
	0.700				1.1	28.99	0.1300	7.41	0.297	7.41
2	0.700	5.670	20.7	39.0	1.1	28.99	0.1300	7.41	0.297	7.41
	6.370				1.1	146.36	0.1300	7.41	0.297	42.24

・受働土圧

受働土圧は、「2.2.1 常時性能照査」で示した式-参 2.2.2により算出する。

表-参 2.2.69 受働土圧(下流側)

No.	深さ (G.L.-m)	土層 分類	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\phi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_a	受働 土圧 $p_p(\text{kN/m}^2)$
1	5.900	非液 状化	0.470	20.7	39.0	1.1	29.70	4.395	135.16
	6.370					1.1	39.43		177.92
2	6.370	液状 化	0.700	11.7	39.0	1.1	39.43	-----	-----
	7.070					1.1	47.62	-----	-----
3	7.070	液状 化	3.000	11.7	39.0	1.1	47.62	-----	-----
	10.070					1.1	82.72	-----	-----
4	10.070	準液 状化	0.900	11.7	39.0	1.1	82.72	-----	-----
	10.970					1.1	93.25	-----	-----
5	10.970	液状 化	1.770	10.0	35.0	0.0	93.25	-----	-----
	12.740					0.0	110.95	-----	-----
6	12.740	液状 化	0.530	10.0	35.0	0.0	110.95	-----	-----
	13.270					0.0	116.25	-----	-----
7	13.270	非液 状化	10.000	9.3	21.0	183.0	116.25	2.117	778.64
	23.270					183.0	209.25		975.52

・ 静止土圧

鋼矢板に作用する静止土圧は、「2.2.1 常時性能照査」で示した式-参 2.2.3 により算出する。

表-参 2.2.70 静止土圧(上流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_0	静止 土圧 $p_0(\text{kN/m}^2)$
1	0.000	0.700	20.7	14.50	0.371	5.37
	0.700			28.99		10.75
2	0.700	5.670	20.7	28.99	0.371	10.75
	6.370			146.36		54.25

・ 土圧振動成分

土圧振動成分荷重は、式-参 2.2.10 により算出する。

表-参 2.2.71 土圧振動成分荷重(上流側)

No.	深さ (G.L.-m)	土層 分類	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	有効上載 圧 $\Sigma\gamma_z \cdot z$ (kN/m^2)	$p_{d\max}$ (kN/m^2)	壁体の 相対剛性 ρ	振動成 分低減 係数 β_2	土圧振動 成分荷重 $p_s(\text{kN/m}^2)$
1	6.370	液状 化	0.500	21.7	0.00	0.00	63844.37	1.0000	0.00
	6.870				10.85	1.67			1.67
2	6.870	液状 化	0.200	21.7	10.85	1.67	63844.37	1.0000	1.67
	7.070				15.19	1.97			1.97

・ 土圧漸増成分

土圧漸増成分の荷重は、地震時に液状化が進行するのに伴って、鋼矢板への土圧が増加することを考慮したものである。土圧漸増成分荷重は、式-参 2.2.12 により算出する。

$$p_s = \beta_1 \times q_z - \gamma_t \times z \cdots \cdots \text{式-参 2.2.13}$$

- p_s : 土圧漸増成分荷重(kN/m^2)
 β_1 : 低減係数
 q_z : 締切り内側で設置地盤面から z の深さの全上載圧(kN/m^2)
 γ : 土の単位体積重量(kN/m^3)

表-参 2.2.72 土圧漸増成分荷重(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	土層 分類	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	全上 載圧 q_z (kN/m^2)	液状化 抵抗率 F_L	漸増成分 低減係数 β_1	背面側土 圧 $\beta_1 \cdot q_z$ (kN/m^2)	有効上載 圧 $\gamma \cdot z$ (kN/m^2)	土圧漸増 成分荷重 $p_s(\text{kN/m}^2)$
1	6.370	液状 化	0.700	21.7	146.36	0.732	0.8680	127.04	39.43	87.61
	7.070				161.55			140.22	54.62	85.61

②下流側鋼矢板

鋼材の応力度照査を実施するために必要となる水圧・土圧強度について、算定方法および算定結果を以降に記載する。

・主働土圧

主働土圧は、「2.2.1 常時性能照査」で示した式-参 2.2.1により算出する。震度 K_h は、「2.2.2 地震時性能照査」で示した式-参 2.2.7により算出する。

表-参 2.2.73 主働土圧(上流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\varphi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	震度 K_h	地震時 合成角 $\theta(\text{度})$	土圧 係数 K_a	主働 土圧 $p_a(\text{kN/m}^2)$
1	0.000	0.700	20.7	39.0	1.1	14.50	0.1300	7.41	0.297	3.11
	0.700				1.1	28.99	0.1300	7.41	0.297	7.41
2	0.700	5.670	20.7	39.0	1.1	28.99	0.1300	7.41	0.297	7.41
	6.370				1.1	146.36	0.1300	7.41	0.297	42.24

・受働土圧

受働土圧は、「2.2.1 常時性能照査」で示した式-参 2.2.2により算出する。

表-参 2.2.74 受働土圧(下流側)

No.	深さ (G.L.-m)	土層 分類	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\varphi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_a	受働 土圧 $p_p(\text{kN/m}^2)$
1	7.450	非液 状化	3.520	20.7	39.0	1.1	68.00	4.395	303.51
	10.970					1.1	140.86		623.78
2	10.970	非液 状化	1.770	19.0	35.0	0.0	140.86	3.690	519.81
	12.740					0.0	174.49		643.91
3	12.740	非液 状化	0.530	10.0	35.0	0.0	174.49	3.690	643.91
	13.270					0.0	179.79		663.47
4	13.270	非液 状化	10.000	9.3	21.0	183.0	179.79	2.117	913.17
	23.270					183.0	272.79		1110.05

・ 静止土圧

鋼矢板に作用する静止土圧は、「2.2.1 常時性能照査」で示した式-参 2.2.3 により算出する。

表-参 2.2.75 静止土圧(下流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_0	静止 土圧 $p_0(\text{kN/m}^2)$
1	0.000	0.700	20.7	14.50	0.371	5.37
	0.700			28.99		10.75
2	0.700	5.670	20.7	28.99	0.371	10.75
	6.370			146.36		54.25

・ 土圧振動成分

土圧振動成分荷重は、式-参 2.2.10 により算出する。

表-参 2.2.76 土圧振動成分荷重(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	土層 分類	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	有効上載 圧 $\Sigma\gamma \cdot z$ (kN/m^2)	p_{dmax} (kN/m^2)	壁体の 相対剛性 ρ	振動成 分低減 係数 β_2	土圧振動 成分荷重 $p_s(\text{kN/m}^2)$
1	6.370	液状 化	0.500	21.7	0.00	0.00	63844.37	1.0000	0.00
	6.870				10.85	1.67			1.67
2	6.870	液状 化	0.200	21.7	10.85	1.67	63844.37	1.0000	1.67
	7.070				15.19	1.97			1.97

・ 土圧漸増成分

土圧漸増成分荷重は、式-参 2.2.12 により算出する。

表-参 2.2.77 土圧漸増成分荷重(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	土層 分類	層厚 $h(\text{m})$	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	全上 載圧 q_z (kN/m^2)	液状化 抵抗率 F_L	漸増成分 低減係数 β_1	背面側土 圧 $\beta_1 \cdot q_z$ (kN/m^2)	有効上載 圧 $\gamma \cdot z$ (kN/m^2)	土圧漸増 成分荷重 $p_s(\text{kN/m}^2)$
1	6.370	液状 化	0.700	21.7	146.36	0.732	0.868000	127.04	0.00	127.04
	7.070				161.55			140.22	0.00	140.22

(4) 安定計算

1) 壁体のせん断破壊照査

液状化時における壁体のせん断破壊照査を行う。照査面に対して、「2.2.1 常時性能照査」で示した式-参 2.2.4 により、液状化時の所定安全率 1.0 を確保するものとする。せん断変形破壊照査結果を表-参 2.2.78 に示す。

表-参 2.2.78 各照査面における計算結果

照査箇所名	照査面 (G.L.-m)	変形モーメント $M_d(\text{kN} \cdot \text{m/m})$	抵抗モーメント※ $M_r(\text{kN} \cdot \text{m/m})$	安全率 F_s
根入れ先端	14.75	0.00	1671.57	$999 \geq 1.00$ 【OK】
地層境界面	13.27	0.00	1476.16	$999 \geq 1.00$ 【OK】
地層境界面	12.74	0.00	1476.16	$999 \geq 1.00$ 【OK】
地層境界面	10.97	0.00	1476.16	$999 \geq 1.00$ 【OK】
地層境界面	10.07	633.30	1476.16	$2.33 \geq 1.00$ 【OK】
地層境界面	7.45	813.00	1476.16	$1.82 \geq 1.00$ 【OK】
地層境界面	7.07	699.37	1476.16	$2.11 \geq 1.00$ 【OK】
最小安全率	8.75	1003.98	1476.16	$1.47 \geq 1.00$ 【OK】
現地盤面	6.37	518.28	1476.16	$2.85 \geq 1.00$ 【OK】

※抵抗モーメント M_r は、矢板の抵抗モーメントと照査面より下の地盤の受働抵抗モーメントのうちいずれか小さい方の 2 倍に、照査面より上の地盤の受働抵抗モーメントと主働抵抗モーメントの差分を足し合わせるにより算定する。

2) 壁体の滑動照査

液状化時における壁体の滑動照査を行う。照査面に対して、「2.2.1 常時性能照査」で示した式-参 2.2.5 により、液状化時の所定安全率 1.0 を確保するものとする。滑動に対する照査結果を表-参 2.2.79 に示す。

表-参 2.2.79 各照査面における照査結果

照査ケース	照査面 (G.L.-m)	水平力総和 $F_d(\text{kN/m})$	抵抗力総和 $F_r(\text{kN/m})$	安全率 F_s
液状化時	14.750	1165	5203	$4.47 \geq 1.00$ 【OK】

3) 基礎地盤の支持力照査

液状化時における基礎地盤の支持力照査を行う。照査面に対して、「2.2.1 常時性能照査」で示した式-参 2.2.6 により、液状化時の所定安全率 1.0 を確保するものとする。基礎地盤の支持力に対する検討結果を表-参 2.2.80 に示す。

表-参 2.2.80 各照査面における照査結果

照査ケース	照査面 (G.L.-m)	極限支持力 $Q_u(\text{kN/m})$	$V - \gamma_2 \cdot D_f \cdot B_e$ (kN/m)	安全率 F_s
液状化時	14.750	10486	756	$14.44 \geq 1.00$ 【OK】

(5) 部材の断面力・応力度照査

①上流側鋼矢板

1) 壁体断面力の計算結果

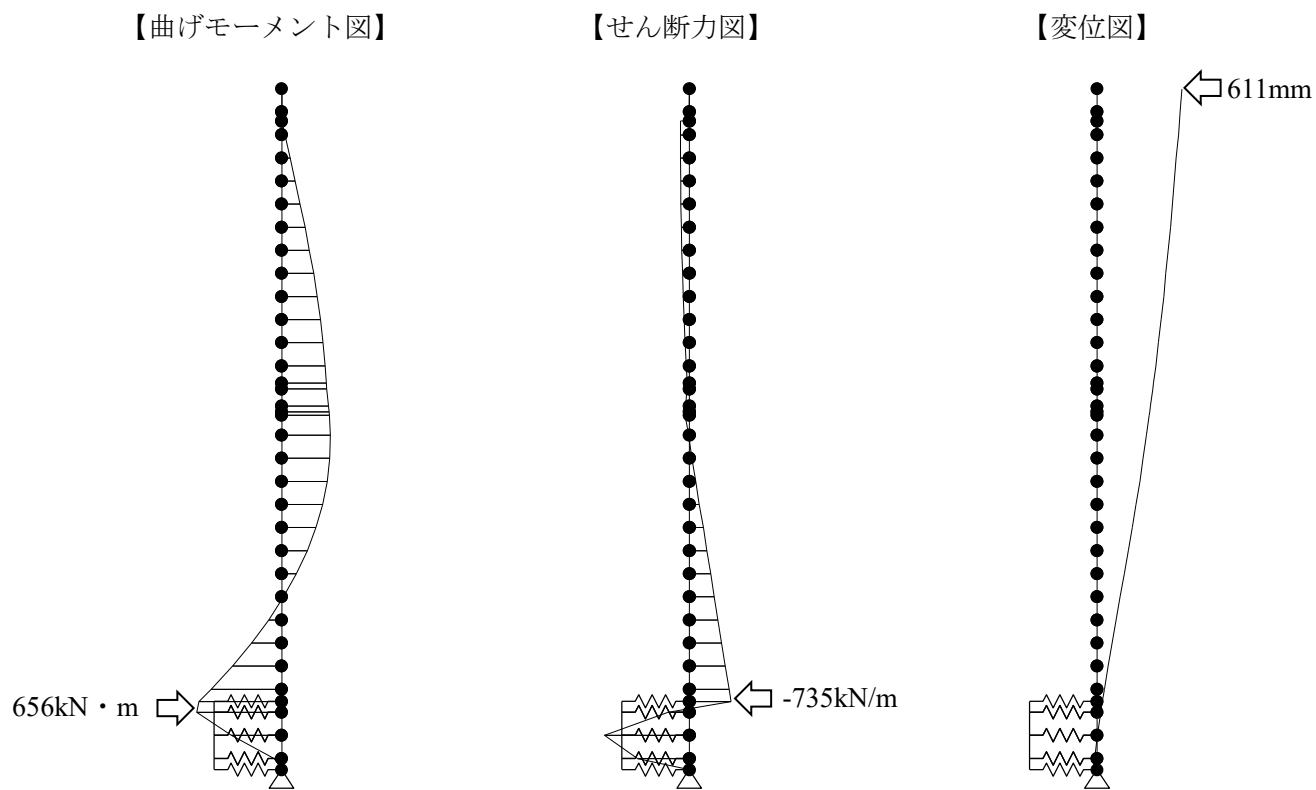


図-参 2.2.20 断面力および変位図

①鋼矢板断面力

表-参 2.2.81 鋼矢板の断面力

検討ケース	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)	矢板頭部変位量 (mm)
液状化時	656	-735	611

②タイ材断面力

表-参 2.2.82 タイ材の断面力

検討ケース	引張材反力 R (kN/m)	タイ材設置間隔 L (m)	タイ材張力 $P=R \times L$ (kN/本)
液状化時	76	2.4	183

2) 部材の応力度照査

液状化時性能照査で適用した各鋼材（上流側）の規格および地震時の許容応力度を以下に示す。

表-参 2. 2. 83 適用した鋼材の規格および許容応力度

鋼材の種類	規格	許容曲げ・引張応力度 (N/mm ²)	許容せん断応力度 (N/mm ²)
鋼矢板(U 型)	SYW390	353	165
腹起し材(溝形鋼)	SS400	210	-
タイ材	HT-690	264	-

①鋼矢板

表-参 2. 2. 84 鋼矢板の応力度照査

検討ケース	曲げ応力度 (N/mm ²)	せん断応力度 (N/mm ²)
液状化時	314 【≦353】	37 【≦165】

②タイ材

表-参 2. 2. 85 タイ材の応力度照査

検討ケース	引張材反力 R (kN/m)	引張材設置間隔 L (m)	曲げ応力度 (N/mm ²)
液状化時	76	2.4	145 【≦264】

③腹起し材

表-参 2. 2. 86 腹起し材の応力度照査

検討ケース	引張材張力 P (kN/本)	引張材設置間隔 L (m)	曲げモーメント M (kN・m)	曲げ応力度 (N/mm ²)
液状化時	182	2.4	44	112 【≦210】

②下流側鋼矢板

1) 壁体断面力の計算結果

【曲げモーメント図】

【せん断力図】

【変位図】

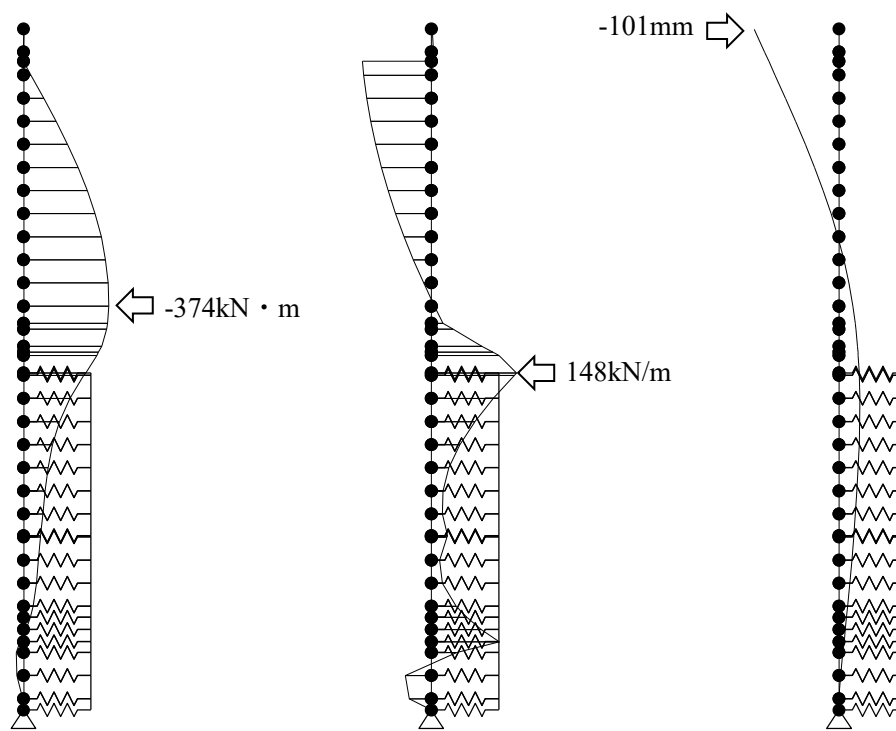


図-参 2.2.21 断面力および変位図

①鋼矢板断面力

表-参 2.2.87 鋼矢板の断面力

検討ケース	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)	矢板頭部変位量 (mm)
液状化時	-374	148	-101

②タイ材断面力

表-参 2.2.88 タイ材の断面力

検討ケース	引張材反力 R (kN/m)	タイ材設置間隔 L (m)	タイ材張力 $P=R \times L$ (kN/本)
液状化時	125	2.4	300

2) 部材の応力度照査

液状化時性能照査で適用した各鋼材（下流側）の規格および地震時の許容応力度を以下に示す。

表-参 2. 2. 89 適用した鋼材の規格および許容応力度

鋼材の種類	規格	許容曲げ応力度 (N/mm ²)	許容せん断応力度 (N/mm ²)
鋼矢板(U 型)	SYW390	353	165
腹起し材(溝形鋼)	SS400	210	-
タイ材	HT-690	264	-

①鋼矢板

表-参 2. 2. 90 鋼矢板の応力度照査

検討ケース	曲げ応力度 (N/mm ²)	せん断応力度 (N/mm ²)
液状化時	179 【≦353】	7 【≦165】

②タイ材

表-参 2. 2. 91 タイ材の応力度照査

検討ケース	引張材反力 R (kN/m)	引張材設置間隔 L (m)	曲げ応力度 (N/mm ²)
液状化時	125	2.4	239 【≦264】

③腹起し材

表-参 2. 2. 92 腹起し材の応力度照査

検討ケース	引張材張力 P (kN/本)	引張材設置間隔 L (m)	曲げモーメント M (kN・m)	曲げ応力度 (N/mm ²)
液状化時	300	2.4	72	185 【≦210】

2.3 動的手法による耐震性能照査

本章では、鋼矢板二重式工法を適用した堤体が液状化する場合のため池を対象に、動的手法によりレベル2地震動に対する耐震性能照査を実施した試設計例を示す。

2.3.1 概要

本参考資料は、「鋼材によるため池堤体補強工法 設計・施工マニュアル」に係る動的手法による試設計例であり、仮定した場合における結果である。したがって、個別のため池堤防の検討に際しては、本試解析例を参考にしつつも、検討時の最新の知見に基づき適切な検討を行う必要があることに留意されたい。

【解説】

- ・本試解析例は、鋼矢板や鋼管杭などの鋼材を用いてため池堤体の耐震補強を行う場合の設計時に参照することができるものである。
- ・本試解析例における解析ツールとしては、フィルダム等の地盤構造物が有する液状化問題への解析的検証において多数の適用実績があり、ため池の構造的特徴である貯水を流体要素としてモデル化することが可能である FLIP2D を用いる。
- ・本試解析例に関連する基本的な考え方については、本編「2. 設計編」を参照されたい。

2.3.2 設計条件

(1) 対象断面

対象断面の形状、補強規模等については以下に示す通りである。

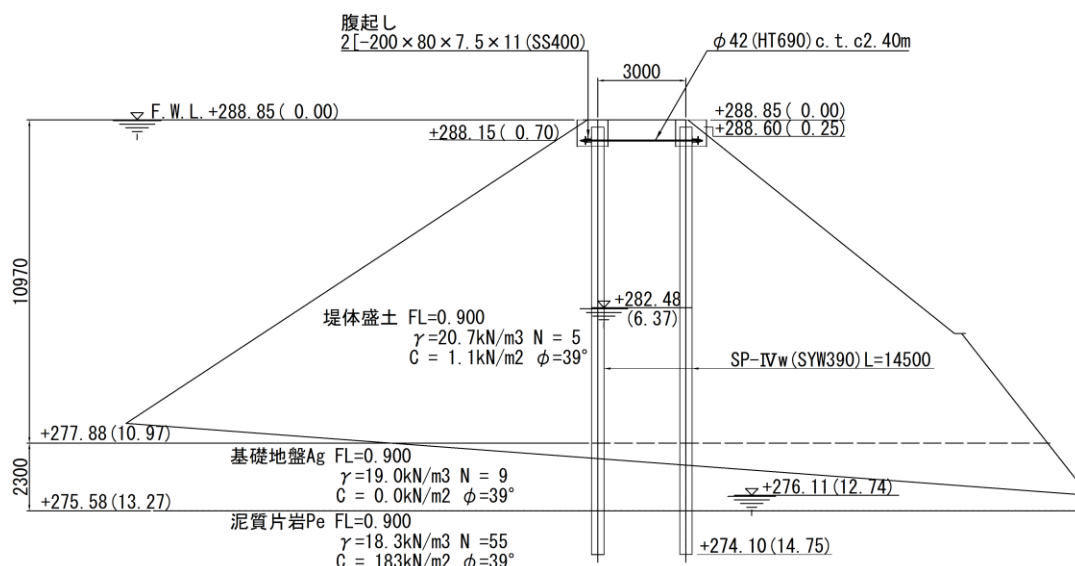


図-参 2.3.1 検討断面図

(2) 入力地震動の設定

本試解析で使用する入力地震動を図-参 2.3.2 に示す。ここでは、想定される海溝型地震動の一例を入力地震動として用いる。

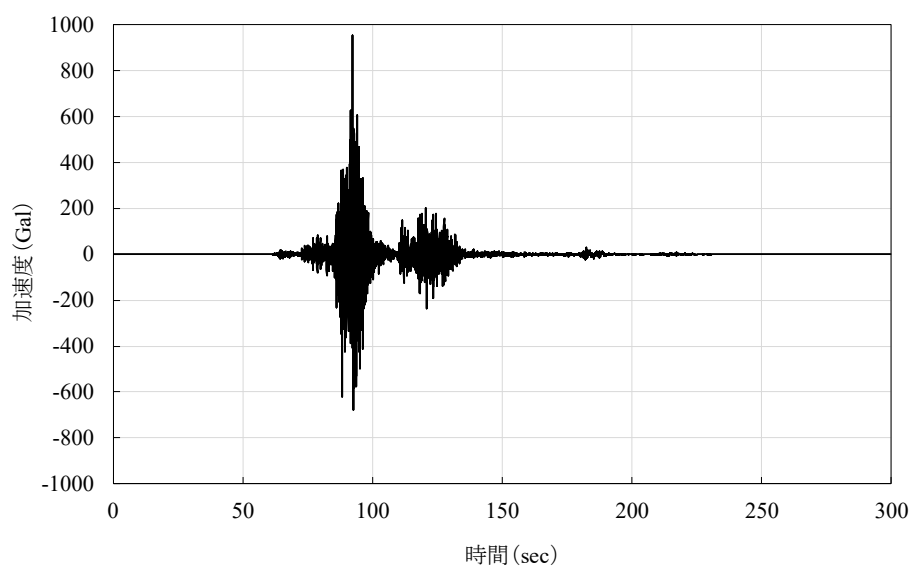


図-参 2.3.2 地震動波形

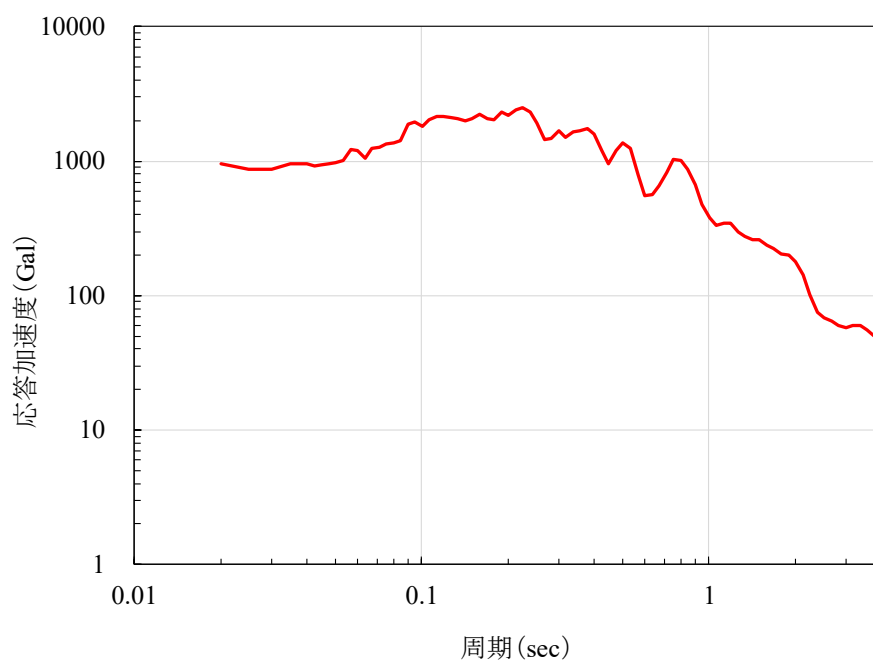


図-参 2.3.3 加速度応答スペクトル

(3) 解析モデル

試解析モデルについては、堤体及び基礎地盤を一体とした2次元FEMモデルを扱う。解析モデルの作成に当たっては、断面形状や地層構成を考慮のうえ、動的解析において必要な精度を確保出来るように要素分割を行う。ここでは、基礎地盤のモデル深さを堤高の2倍程度となるように設定する。

また、鋼矢板はビーム要素を用い、矢板境界部における土の剥離を再現するため要素の両側にジョイント要素を設置する。タイロッドは水平変位を等しくするため、上下流の節点に等変位境界を設定することで再現する。

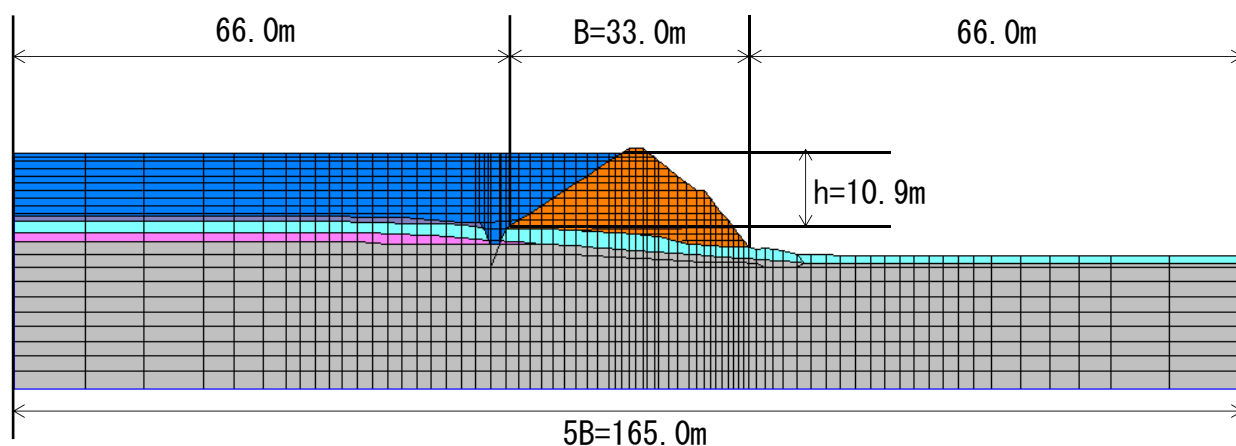


図-参 2.3.4 解析モデル全体図

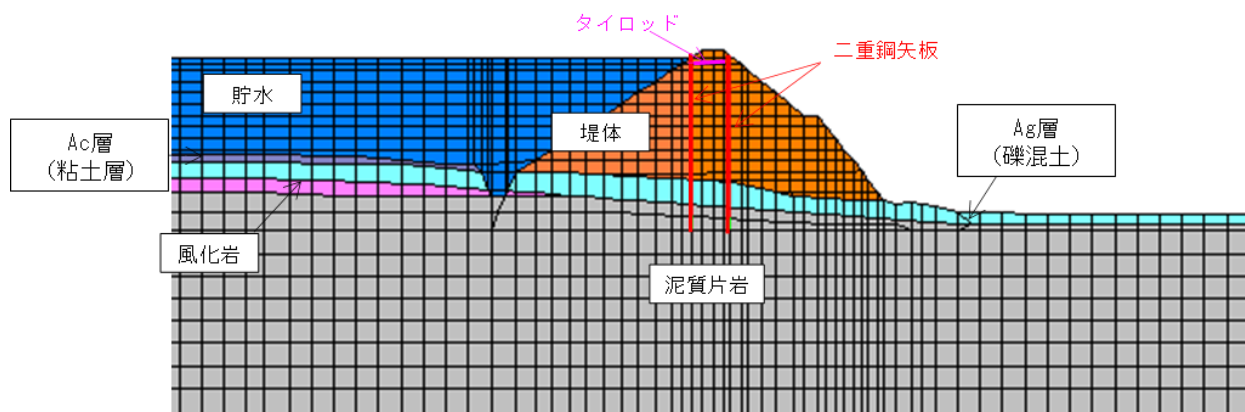


図-参 2.3.5 解析モデル図

2.3.3 堤体内浸潤線の設定

堤体内の浸潤線については、鋼矢板を含めたため池堤体に対して与えられた初期条件、境界条件をもとに非定常の飽和・不飽和浸透流計算を行うことにより設定する。

【解説】

- ・鋼矢板を含めた浸透流計算を行うにあたり、「河川堤防構造検討の手引き(改訂版)／平成24年2月、(財)国土技術研究センター」¹⁻⁴⁾を参照する。
- ・解析モデルは堤体と基礎地盤を一体化した2次元FEMモデルとする。鋼矢板は要素幅10cmの要素を堤体鉛直方向にモデル化する。
- ・初期条件として、堤体上流側で対象断面の常時満水位F.W.L.を、堤体下流側で基礎地盤面に初期水頭を設定する。
- ・境界条件として、固定水位境界を常時満水位以下の上流側法面および地表面に設定する。また浸出点境界を下流側法面全体および地表面に設定する。

(1) 解析物性値の設定

浸透流計算に用いる解析物性値を下表に示す。堤体および基礎地盤の透水係数については、地質調査により把握することが望ましいが、それが困難な場合には「地盤材料試験の方法と解説」¹⁻⁵⁾で示されるCreagerによる D_{20} と透水係数 k の関係等を参照することも可能である。鋼矢板の透水係数については、本試解析例では「河川堤防の構造検討の手引き」¹⁻⁴⁾p.59に示される、人工材料に対する透水係数の目安値を参考に設定する。

表-参 2.3.1 浸透流解析物性値

地層	透水係数	有効間隙比	比貯留係数	不飽和特性
	k	ne	Se	$(kr-\theta、\psi-\theta)$
	m/s			
堤体	8.50.E-05	0.76	0.0001	砂質土
Ac層	1.00.E-07	0.5	0.0001	砂質土
Ag層	1.00.E-07	0.5	0.0001	砂質土
風化岩	1.00.E-07	0.5	0.0001	砂質土
泥質片岩	1.00.E-07	0.5	0.0001	砂質土
鋼矢板	1.00.E-10	1.2	0.001	粘性土

(2) 解析結果

浸透流解析より得られた浸潤線分布図について、図-参 2.3.6 に示す。

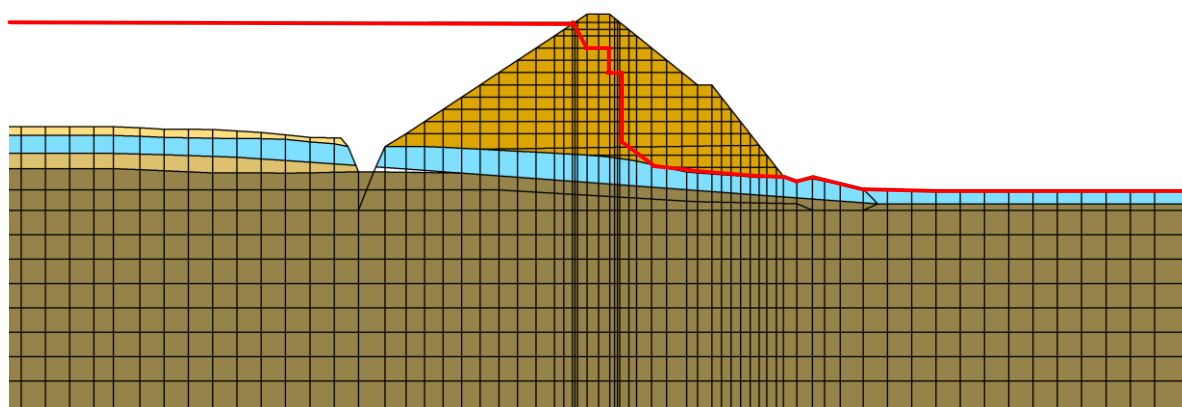


図-参 2.3.6 浸潤線分布図

2.3.4 有効応力動的解析

(1) 解析物性値の設定

FLIP2Dにおける各層の解析物性値を表-参 2.3.2 に示す。液状化層である堤体のパラメータについては、事前に実施した堤体盛土の室内要素試験結果から求めることを原則とする。本試設計例では、予め得られた室内要素試験結果を元に、要素シミュレーション繰返し行い設定する。

表-参 2.3.2 解析物性値

			堤体(飽和) 弾塑性モデル (マルチスプリングモデル)	基礎地盤(Ac層) 弾塑性モデル (マルチスプリングモデル)	基礎地盤(Ag層) 弾塑性モデル (マルチスプリングモデル)	基礎地盤(風化岩) 弾塑性モデル (マルチスプリングモデル)	基礎地盤(泥質片岩) 弾塑性モデル (マルチスプリングモデル)
単位体積重量	γ_t	(kN/m ³)	20.7	19	19	18.3	18.3
基準平均有効主応力	P_a	(kN/m ²)	65.33	65.33	65.33	65.33	65.33
初期せん断剛性率	G_m	(kN/m ²)	4.03E+04	5.48E+04	5.48E+04	1.18E+05	1.76E+05
初期体積剛性率	K_{La}	(kN/m ²)	1.05E+05	1.43E+05	1.43E+05	3.07E+05	4.60E+05
剛性パラメータ	m_k		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
	m_k		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
ポアソン比	ν		0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
間隙率	n		0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
粘着力	C	(kN/m ²)	0	0	0	183	183
内部摩擦角	ϕ_f	(°)	39	35	35	21	21
最大減衰定数	h_{max}		0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
液状化パラメータ	ϕ_p	(°)	28				
	w_1		1.498				
	p_1		0.500				
	p_2		0.987				
	c_1		1.881				
	S_1		0.005				

要素シミュレーション結果を以下図-参 2.3.7, 図-参 2.3.8 に示す。

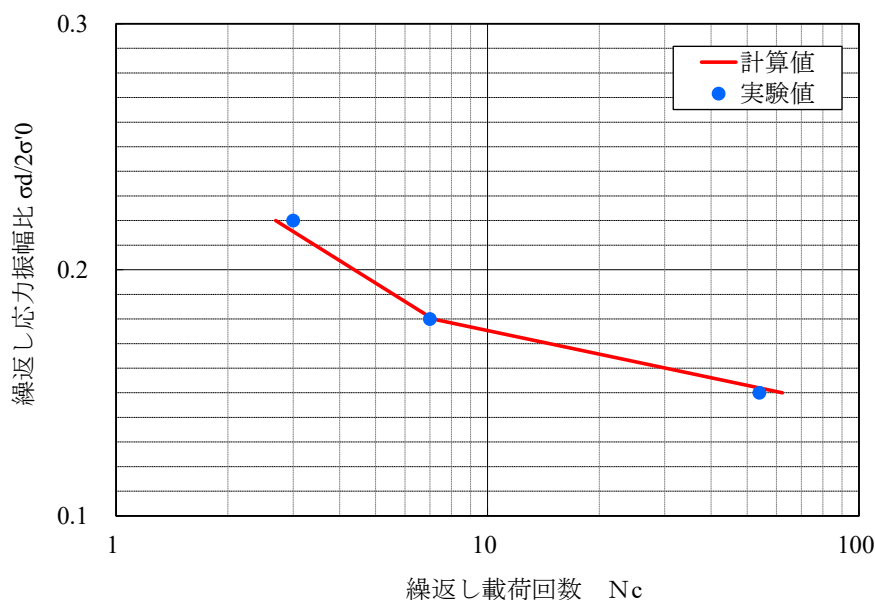


図-参 2.3.7 液状化強度曲線(要素シミュレーション結果)

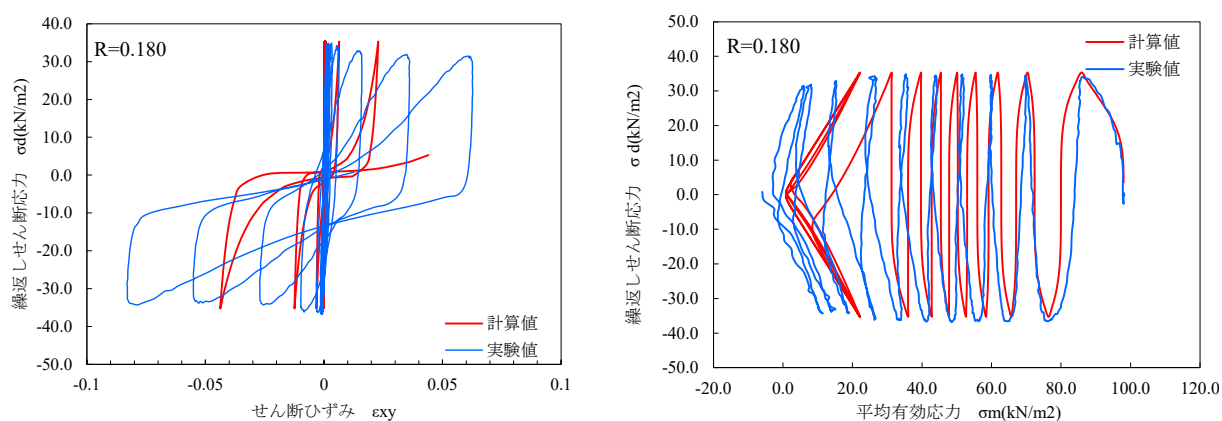


図-参 2.3.8 応力-ひずみ関係，有効応力経路(要素シミュレーション結果)

矢板およびジョイント要素に入力した材料諸元を表-参 2.3.3 に示す。

表-参 2.3.3 矢板およびジョイント要素(奥行き 1m 当たり)

諸元		物性値
ヤング係数	E (kN/m ²)	2.05E+08
断面積	A (m ²)	0.0226
断面 2 次モーメント	I (m ⁴)	5.67E-07(初期応力)
		5.67E-10(動的解析)
ジョイント要素(せん断バネ)	k_s (kN/m ²)	1.0E+00(初期応力)
		1.0E+04(動的解析)
ジョイント要素(垂直バネ)	k_n (kN/m ²)	1.0E+08
ジョイント要素(粘着力)	c (kN/m ²)	0
ジョイント要素(摩擦係数)	$\tan \phi$	0.00(初期応力)
		0.27(動的解析)
ジョイント要素(引張強度)	(kN/m ²)	-1.0E+04

(2) 解析結果

FLIP2D による主要な解析結果である、過剰間隙水圧比分布図および残留変形分布図を図-参 2.3.9、図-参 2.3.10 に示す。液状化層である堤体土では浸潤線以深の飽和領域において過剰間隙水圧比が 1.0 に漸近する液状化が確認でき、堤体上流側付近ではらみ出す様な変形が確認できる。

レベル 2 地震動に対する要求性能である堤体の許容沈下量 1.0m に対して、堤体両天端の鉛直変位は上流側天端で 0.147m、下流側天端で 0.117m と許容沈下量を下回った。したがって、本試解析モデルではレベル 2 地震動が生じた際にも堤体の健全性が保たれると判断される。

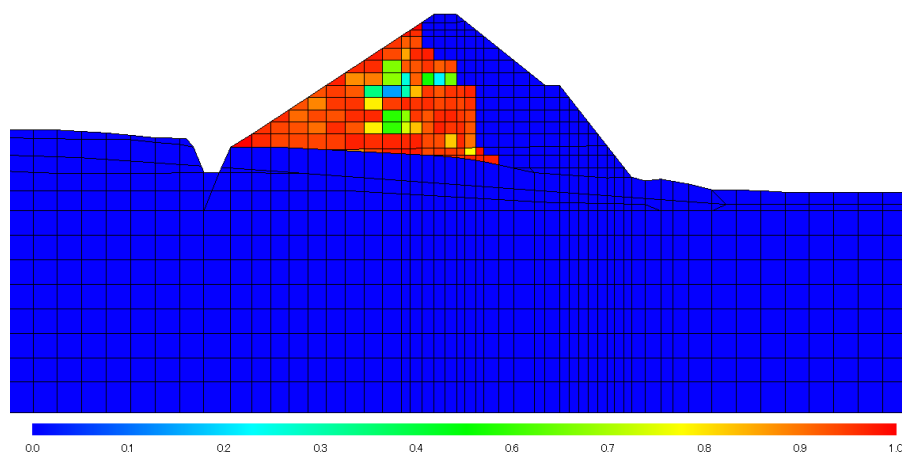


図-参 2.3.9 最大過剰間隙水圧比分布図

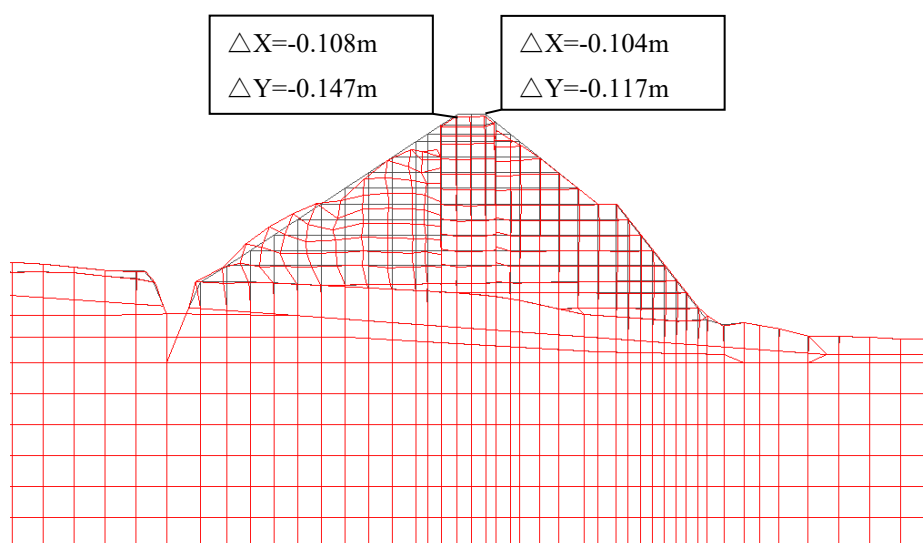


図-参 2.3.10 残留変形分布図(加振終了時)

参考として、地震時に上・下流側の鋼矢板に発生する水平変位と曲げモーメントの深度分布図を図-参 2.3.11、図-参 2.3.12 に示す。鋼矢板天端では最大 0.112m の水平変位が生じるが、発生曲げモーメントは降伏値に達していない。

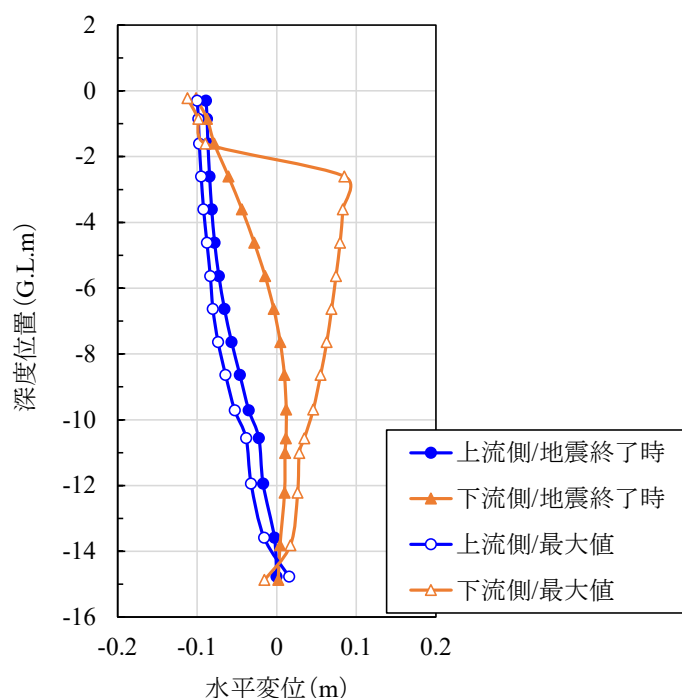


図-参 2.3.11 水平変位深度分布図

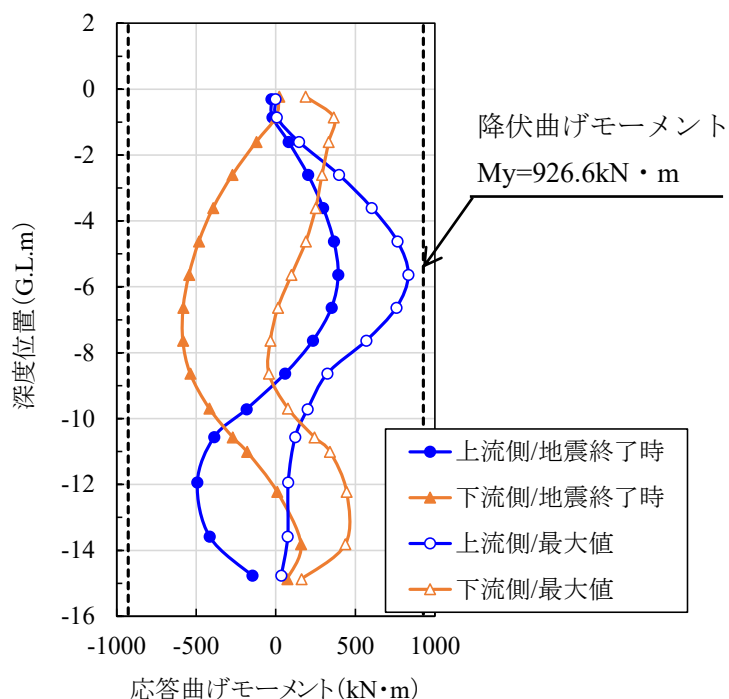


図-参 2.3.12 曲げモーメント深度分布図

2.4 漏水に対する照査

本章では、鋼矢板二重式工法を適用した堤体の断面を対象とした、耐漏水性能照査を実施した試設計例を示す。

2.4.1 概要

本参考資料は、「鋼材によるため池堤体補強工法 設計・施工マニュアル」に基づき、浸透流解析を用いた照査例であり、種々の仮定をした検討結果である。したがって、個別のため池堤防の検討に際しては、本照査例を参考にしつつも、検討時の最新の知見に基づき適切な検討を行うように留意されたい。

【解説】

- ・本照査例は、鋼矢板や鋼管杭などの鋼材を用いてため池堤体の耐震補強を行う場合の設計時に参照することができるものである。
- ・本照査例に関連する基本的な考え方については、本編「2. 9 浸透量の検討」を参照されたい。

2.4.2 浸透流解析

(1) 対象断面

対象断面の形状は以下に示す通りである。

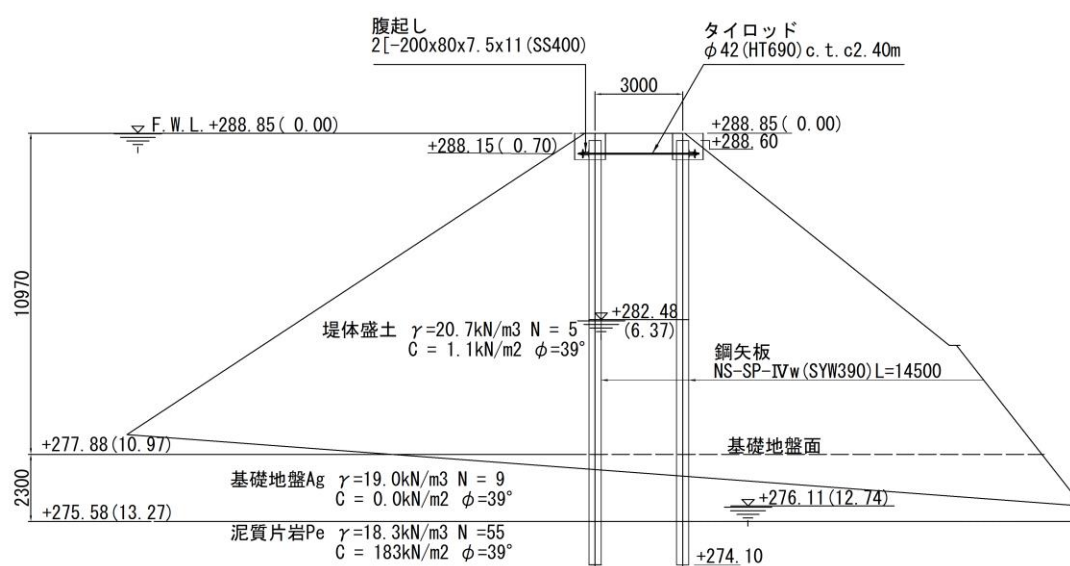


図-参 2.4.1 検討断面図

(2) 解析モデル

試解析モデルについては、堤体及び基礎地盤を一体とした2次元FEMモデルを扱う。解析モデルの作成に当たっては、断面形状や地層構成、植生を踏まえた表層の透水係数を考慮のうえ、浸透流解析において必要な精度を確保出来るように要素分割を行う。ここでは、基礎地盤のモデル深さを堤高の2倍程度となるように設定する。

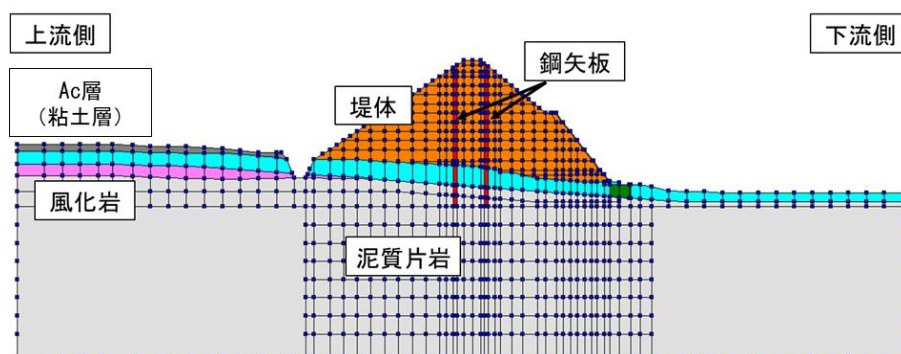


図-参 2.4.2 解析モデル図

(3) 解析物性値の設定

浸透流計算に用いる解析物性値を下表に示す。堤体および基礎地盤の透水係数については、地質調査により把握することが望ましいが、それが困難な場合には「地盤材料試験の方法と解説」¹⁻⁵⁾で示される Creager による D_{20} と透水係数 k の関係等を参照することも可能である。鋼矢板の透水係数については、本試解析例では「河川堤防の構造検討の手引き」¹⁻⁴⁾p.59 に示される、人工材料に対する透水係数の目安値を参考に設定する。なお、各種物性値の設定にあたっては、設計者が適宜、浸透流解析や現場の条件を反映して検討する。本試設計では、定常浸透流計算を示す。

表-参 2.4.1 浸透流解析物性値

地層	透水係数	有効間隙比	比貯留係数	不飽和特性
	k	ne	Se	$(kr-\theta、\psi-\theta)$
	m/s			
堤体	8.50.E-05	0.76	0.0001	砂質土
Ac層	1.00.E-07	0.5	0.0001	砂質土
Ag層	1.00.E-07	0.5	0.0001	砂質土
風化岩	1.00.E-07	0.5	0.0001	砂質土
泥質片岩	1.00.E-07	0.5	0.0001	砂質土
鋼矢板	4.50.E-08	1.2	0.001	粘性土

(4) 水位条件の設定

浸透流計算に用いる水位条件を下表に示す。

表-参 2.4.2 初期水頭条件

上流側水位条件	コア部水位条件	下流側基盤面水位条件
常時満水位	常時満水位と下流側基盤面の平均水位	基礎地盤面

(5) 解析結果

浸透流解析より得られた定常状態における水頭コンタを図-参 2.4.3 に示す。本結果より，法尻部の流速は $4.62\text{E-}06(\text{m/s})$ であった。本結果を堤長 100m あたりの浸透量に換算した場合には $27.7(\text{l/min})$ になり，要改修判定の指標 60l/min を下回ることが確認された。したがって，本試解析モデルを用いた検討の結果，耐漏水性能も確保されていると判断される。

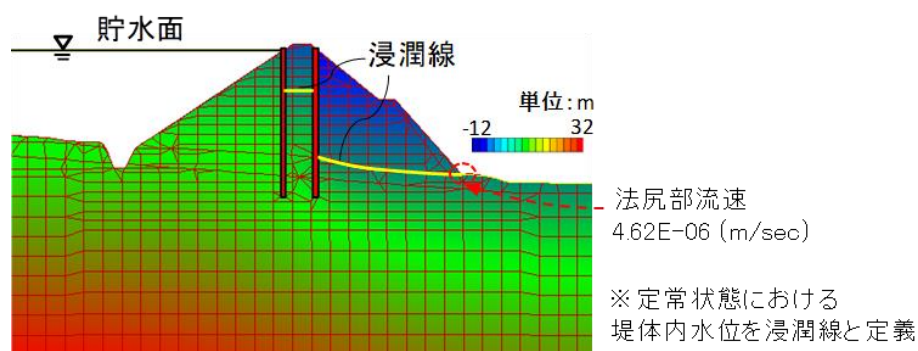


図-参 2.4.3 水頭コンタ

2.5 総合判定

鋼矢板二重式工法を適用した堤体が液状化する場合のため池について実施した，レベル1地震動およびレベル2地震動に対する耐震性能照査結果から，鋼材仕様の設定が適切なものかどうか総合判定を行う。

【解説】

- ・本参考資料「1.2 試設計フロー」に記載した，鋼材の設計を実施するための設計フローに基づきレベル1地震動およびレベル2地震動に対する耐震性能照査を実施した。
- ・耐震性能照査の結果，全ての照査項目および要求性能を満足したため，本試設計例で設定した鋼材仕様の設定は適切なものと判定され，設計断面を決定することができた。

3. 鋼矢板二重式工法による堤体補強設計(基礎地盤が液状化する場合)

3.1 設計基本条件

本試設計例は、基礎地盤が液状化する場合のため池堤体を対象に、鋼矢板二重式工法を適用した断面について、レベル1地震動およびレベル2地震動に対する耐震性能照査を実施したものである。

【解説】

- ・照査対象は常時・地震時・液状化時の3ケースとする。
- ・ため池堤体に適用する鋼材の設計においては、せん断抵抗に寄与する鋼材の型式を増大させることにより検討を行う。本試設計例では、最終的な鋼材仕様の設定に係る検討ケースを代表ケースとして計算例を示す。

(1) 対象堤体の形状と要求性能

1) 地盤・形状

盛土高さ : G.L.=+0.00m
天端幅 : 6.00m
設計水位 : G.L.=−1.50m (常時満水位)

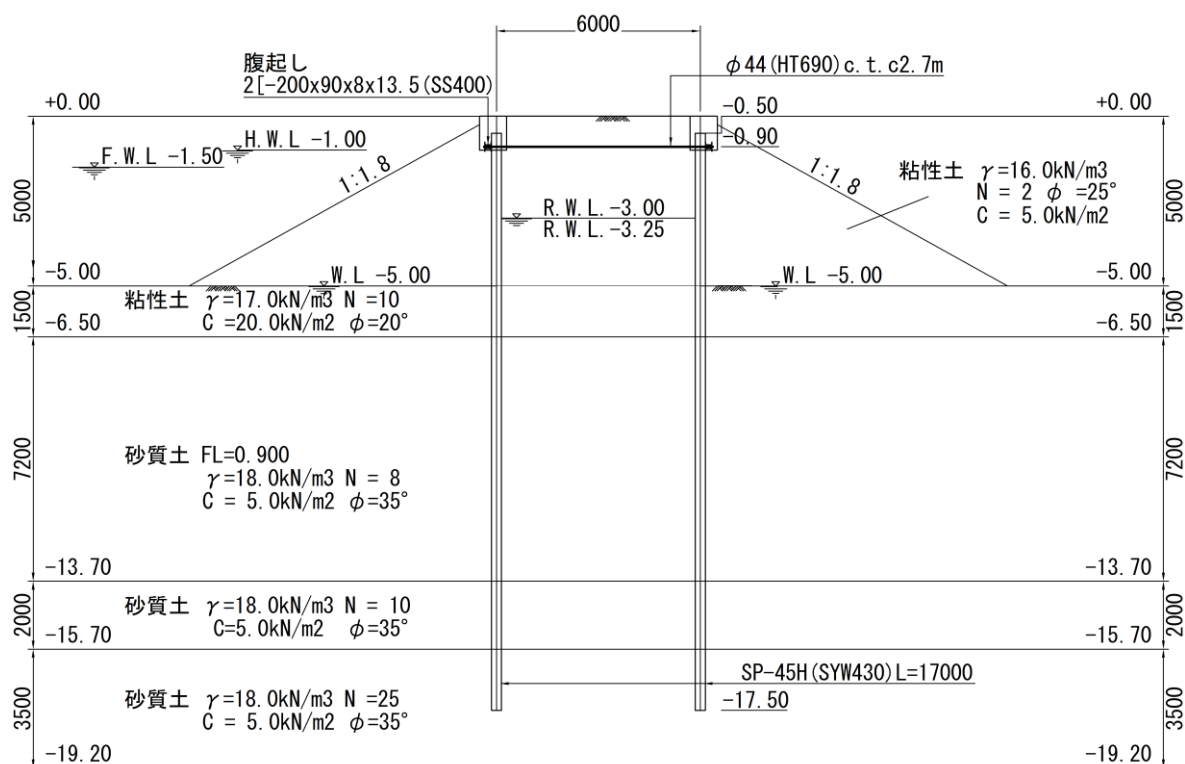


図-参 3.1.1 検討断面

2) 要求性能

① レベル1地震動

本編「2.5 鋼材の設計」に記載の通り、常時・レベル1地震時・液状化時の安全性および鋼材に発生する応力度に対して照査を実施する。静的手法による安定計算より得られた安全率が所定の安全率を上回り、かつ、鋼材に発生する応力度が許容応力度を下回れば、要求性能を満足するものと判定する。

②レベル2地震動

本編「2. 6 レベル2地震動に対する耐震性能の照査」に記載の通り，設定した堤体の許容沈下量に対して照査を実施する。動的手法により得られた堤体の最終沈下量が設定した許容沈下量を下回れば，要求性能を満足するものと判定する。

本試設計例では，一例として許容沈下量を「堤頂と設計洪水位(H.W.L.)との標高差」より設定する。

堤頂 : G.L.+0.00(m)

設計洪水位 : G.L.-1.00(m)

したがって，許容沈下量を両標高の差分より $1.00 - 0.00 \div 1.0\text{m}$ と設定する。

(2) 地盤条件の設定

表-参 3.1.1 地盤条件

No.	地層名	平均 N 値	単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部摩擦角 $\varphi(\text{度})$	粘着力 $c(\text{kN/m}^2)$
1	堤体盛土	2.0	16.0	25.0	5.0
2	基礎地盤粘性土層	10.0	17.0	20.0	20.0
3	基礎地盤砂質土層	8.0	18.0	35.0	5.0
4	基礎地盤砂質土層	10.0	18.0	35.0	5.0
5	基礎地盤砂質土層	25.0	18.0	35.0	5.0

(3) 根入れ長

鋼矢板の根入れ長については、『鋼矢板二重式仮締切マニュアル』¹⁻²⁾p.75 に記載の通り，支持層に少なくとも 1m 程度の根入れをすることが望ましいことから，これを確保できるよう No.5 基礎地盤砂質土層に 1.00m 以上根入れさせる長さに設定する。

(5) 使用する鋼材の規格および許容応力度

堤体補強に使用する鋼材の材料規格および許容応力度を表-参 3.1.2 に示す。

表-参 3.1.2 鋼材の規格および許容応力度

鋼材の種類	規格	許容曲げ・引張応力度 (N/mm^2)			許容せん断応力度 (N/mm^2)		
		常時	地震時	液状化時	常時	地震時	液状化時
鋼矢板 (ハット型)	SYW295	180	270	270	83	125	125
	SYW430	255	385	385	150	220	220
腹起し材 (溝形鋼)	SS400	140	210	210	-	-	-
タイ材	HT-690	176	264	264	-	-	-

3.2 静的手法による耐震性能照査

本章では、鋼矢板二重式工法を適用した基礎地盤が液状化する場合のため池堤体について、静的手法によりレベル1地震動に対する耐震性能照査を実施した試設計例を示す。

【解説】

- ・本参考資料「1.2 試設計フロー」に記載の試設計フローに基づき、鋼矢板二重式工法を適用したため池堤体に対して、静的手法による耐震性能の照査を実施する。
- ・鋼材の必要最小型式は、根入れ層である地層 No.5 基礎地盤砂質土層の N 値が 25.0 であり、圧入長が 17.0m であるため、『SMP 工法 鋼矢板圧入引抜標準積算資料』¹⁻³⁾p.3 に記載される通り、適用範囲内の型式のうち最も低い 25H を起点とする。表-参 3.2.1 に、静的手法による耐震性能照査結果の一覧を示す。
- ・表-参 3.2.1 に示す全体の検討結果のうち、本試設計例では最終的な鋼材仕様の設定に反映される検討ケース①(常時)および検討ケース⑥(地震時、液状化時)の検討結果を代表的な検討ケースとして、詳細な計算過程を記載する。

表-参 3.2.1 静的手法による耐震性能照査結果

検討ケース	ケース	種類	型式	材質	安定計算				下流側応力度		上流側応力度		判定
					照査値	せん断変形	滑動	支持力	最大応力度	許容応力度	最大応力度	許容応力度	
						安全率	安全率	安全率	σ (N/mm ²)	σ_a (N/mm ²)	σ (N/mm ²)	σ_a (N/mm ²)	
検討ケース① (常時)	常時	鋼矢板	SP-25H	SYW295	1.2	5.56	4.80	61.89	46	180	2	180	【安定計算】→OK 【応力度照査】→OK
		タイロッド	φ32 @2.70m	HT690					135	176	13	176	
		腹起し	2[-150×75×6.5×10	SS400					112	140	11	140	
検討ケース① (地震時、 液状化時)	地震時	鋼矢板	SP-25H	SYW295	1.0	1.38	2.86	69.33	73	270	9	270	【安定計算】→OK 【応力度照査】→OK
		タイロッド	φ32 @2.70m	HT690					149	264	11	264	
		腹起し	2[-150×75×6.5×10	SS400					141	210	11	210	
	液状化時	鋼矢板	SP-25H	SYW295	1.0	0.51	3.66	20.96	403	270	160	270	【安定計算】→NG 【応力度照査】→NG
		タイロッド	φ32 @2.70m	HT690					430	264	251	264	
		腹起し	2[-150×75×6.5×10	SS400					406	210	237	210	
検討ケース② (地震時、 液状化時)	地震時	鋼矢板	SP-25H	SYW390	1.0	1.73	2.86	69.33	73	353	9	353	【安定計算】→OK 【応力度照査】→OK
		タイロッド	φ44 @2.70m	HT690					87	264	7	264	
		腹起し	2[-200×90×8×13.5	SS400					65	210	5	210	
	液状化時	鋼矢板	SP-25H	SYW390	1.0	0.66	3.66	20.96	403	353	160	353	【安定計算】→NG 【応力度照査】→NG
		タイロッド	φ44 @2.70m	HT690					250	264	146	264	
		腹起し	2[-200×90×8×13.5	SS400					188	210	109	210	
検討ケース③ (地震時、 液状化時)	地震時	鋼矢板	SP-25H	SYW430	1.0	1.86	2.86	69.33	73	385	8	385	【安定計算】→OK 【応力度照査】→OK
		タイロッド	φ44 @2.70m	HT690					87	264	6	264	
		腹起し	2[-200×90×8×13.5	SS400					65	210	4	210	
	液状化時	鋼矢板	SP-25H	SYW430	1.0	0.71	3.66	20.96	403	385	175	385	【安定計算】→NG 【応力度照査】→NG
		タイロッド	φ44 @2.70m	HT690					250	264	149	264	
		腹起し	2[-200×90×8×13.5	SS400					188	210	112	210	
検討ケース④ (地震時、 液状化時)	地震時	鋼矢板	SP-45H	SYW295	1.0	1.96	2.86	69.33	50	270	6	270	【安定計算】→OK 【応力度照査】→OK
		タイロッド	φ44 @2.70m	HT690					89	264	8	264	
		腹起し	2[-200×90×8×13.5	SS400					67	210	6	210	
	液状化時	鋼矢板	SP-45H	SYW295	1.0	0.73	3.57	19.72	278	270	114	270	【安定計算】→NG 【応力度照査】→NG
		タイロッド	φ44 @2.70m	HT690					261	264	154	264	
		腹起し	2[-200×90×8×13.5	SS400					196	210	116	210	
検討ケース⑤ (地震時、 液状化時)	地震時	鋼矢板	SP-45H	SYW390	1.0	2.43	2.86	69.33	48	353	6	353	【安定計算】→OK 【応力度照査】→OK
		タイロッド	φ44 @2.70m	HT690					89	264	8	264	
		腹起し	2[-200×90×8×13.5	SS400					67	210	6	210	
	液状化時	鋼矢板	SP-45H	SYW390	1.0	0.99	3.57	19.69	269	353	109	353	【安定計算】→NG 【応力度照査】→OK
		タイロッド	φ44 @2.70m	HT690					261	264	154	264	
		腹起し	2[-200×90×8×13.5	SS400					196	210	116	210	
検討ケース⑥ (地震時、 液状化時)	地震時	鋼矢板	SP-45H	SYW430	1.0	2.56	2.86	69.33	48	385	6	385	【安定計算】→OK 【応力度照査】→OK
		タイロッド	φ44 @2.70m	HT690					89	264	8	264	
		腹起し	2[-200×90×8×13.5	SS400					67	210	6	210	
	液状化時	鋼矢板	SP-45H	SYW430	1.0	1.07	3.57	19.69	269	385	109	385	【安定計算】→OK 【応力度照査】→OK
		タイロッド	φ44 @2.70m	HT690					261	264	154	264	
		腹起し	2[-200×90×8×13.5	SS400					196	210	116	210	

3.2.1 常時性能照査

本節では、鋼矢板二重式工法を適用した基礎地盤が液状化する場合のため池を対象に、静的手法により常時の性能照査を実施した試設計例を示す。

【解説】

- ・常時性能照査では、上流側・下流側の鋼矢板について照査を実施する。

(1) 設計条件

1) 検討モデル

常時性能照査を行う検討モデルを図-参 3.2.1 に示す。本試設計例では、鋼矢板二重式工法を適用した断面について、貯水池側に配置した鋼矢板より上流側の地層を「上流側」、下流側に配置した鋼矢板より下流側を「下流側」、上・下流側の間に位置する地層を「中詰土」と呼称する。

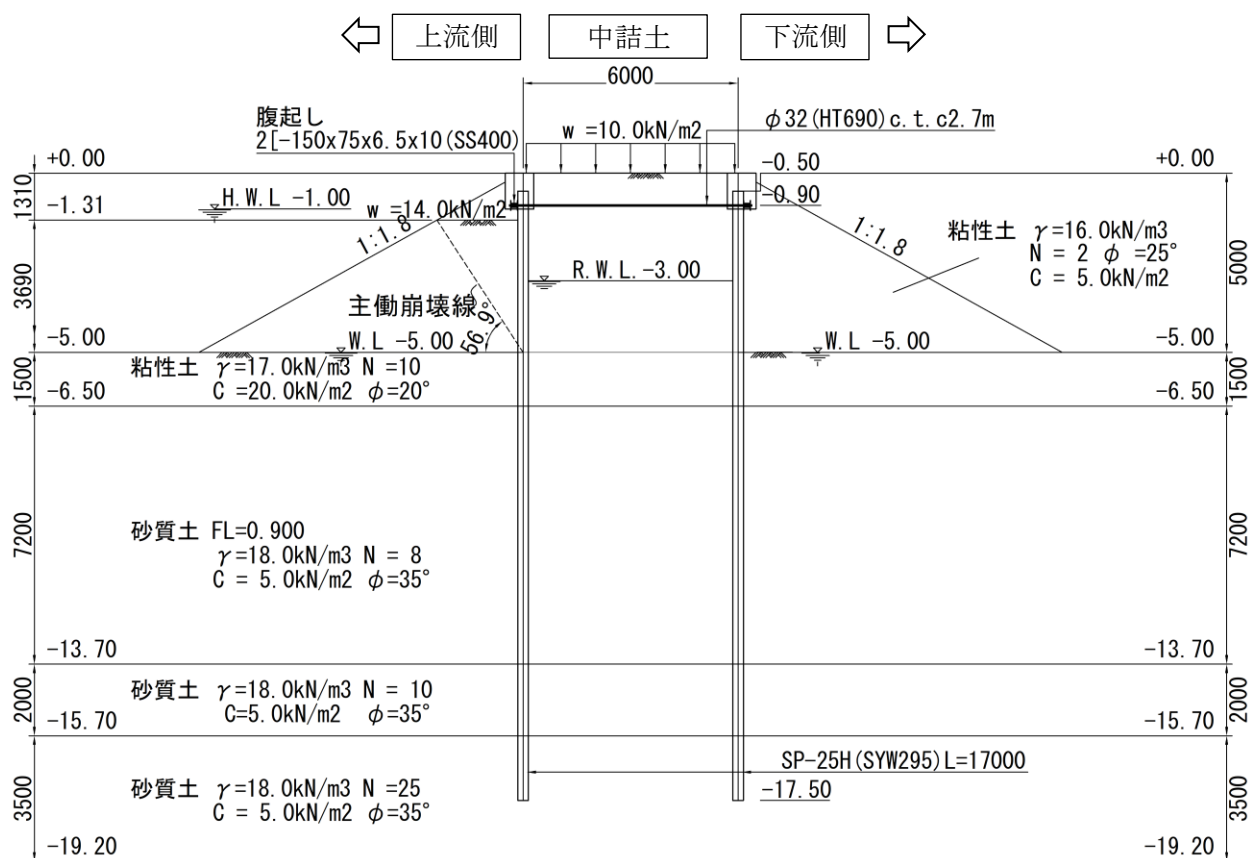


図-参 3.2.1 検討モデル

2) 設計地盤面の設定

本試設計例では、設計地盤面として上流側・下流側でそれぞれ以下の様に設定する。

- ①上流側：法面と基礎地盤面から引いた常時主働崩壊線が交差する位置
- ②下流側：現地盤面位置（堤体の受働抵抗は見られないと仮定）

3) 上載荷重の設定

本試設計例では、上流側において設計地盤面より上部の土塊重量を上載荷重として考慮するように設定する。また、中詰土においては堤体天端が道路兼用の施設であると仮定し、『道路土工 盛土工 指針』¹⁻⁷⁾p.94 より、載荷重 10.0kN/m² を考慮する。

① 上流側：14.00 kN/m²

② 中詰土：10.00 kN/m²

4) 水位条件の設定

本試設計例では、水位条件として上流側・中詰土・下流側でそれぞれ以下の様に設定する。中詰土内の水位条件については、『鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル』¹⁻²⁾p.23 に基づき、上流側と下流側の水位の中間値として設定する。

① 上流側：G.L.-1.00m(設計洪水位)

② 中詰土：G.L.-3.00m

③ 下流側：G.L.-5.00m

5) 鋼矢板壁の開口部を考慮した断面諸元の設定

鋼矢板壁の開口部を考慮した照査を行う。設計法については、本編「2. 5. 3 鋼矢板壁の開口部の取り扱い」の考え方にに基づき、開口部を考慮して平均化した断面係数 Z' および断面二次モーメント I' を用いて照査を行う。

本試設計例では、基礎地盤面 (G.L.-5.00m) 以深に 1.0m 四方の底樋管が敷設される状況を想定し、矢板打設幅 10m に対する開口部を考慮した断面諸元を設定する。

鋼矢板の種類：SP-25H(SYW295)

平均化した断面係数 Z' ：1537 (cm³/m)

平均化した断面二次モーメント I' ：21171 (cm⁴/m)

① 平均化した断面係数 Z' の算出

$$Z' = Z - Z_D$$

Z' ：平均化した鋼矢板壁幅 10m あたりの開口部を考慮した断面係数 (m³)

Z ：鋼矢板壁幅 10m あたりの鋼矢板の断面係数 (m³)

Z_D ：鋼矢板壁幅 10m あたりの開口部の大きさに相当する鋼矢板の断面係数 (m³)

$$Z_D = \frac{I_D}{h} = \frac{D_B \cdot I_m}{h}$$

I_D ：鋼矢板壁幅 10m あたりの開口部の大きさに相当する鋼矢板の断面二次モーメント (m⁴)

D_B ：鋼矢板壁幅 10m あたりの開口幅 (m)

I_m ：使用する鋼矢板の断面二次モーメント (m⁴/m)

h ：鋼矢板の有効高さ (m) ※ハット型鋼矢板の場合は有効高さの 1/2

ここで,

$$D_B = 1.8 \text{ (m)} \quad ※\text{有効幅 } 900\text{mm} \times 2 \text{ 枚}$$

$$I_m = 2.44\text{E-}03 \text{ (m}^4/10\text{m)}$$

$$I_D = 1.8 \times 2.44\text{E-}04 = 4.39\text{E-}04 \text{ (m}^4/10\text{m)}$$

$$h = 0.30 \text{ (m)} \text{ より, } Z_D = 7.32\text{E-}04 \text{ (m}^3/10\text{m)}$$

$$Z = 1.61\text{E-}02 \text{ (m}^3/10\text{m)}$$

$$Z' = (1.61\text{E-}02 - 7.32\text{E-}04)$$

$$= 1.54\text{E-}02 \text{ (m}^3/10\text{m)} = 1.54\text{E-}03 \text{ (m}^3/\text{m)}$$

② 平均化した断面二次モーメント I' の算出

$$I' = \frac{(I - I_D)D_H + I(H - D_H)}{H}$$

I' : 平均化した矢板打設幅 10m あたりの断面二次モーメント (m⁴)

I : 標準断面区間における矢板打設幅 10m あたりの断面二次モーメント (m⁴)

I_D : 鋼矢板壁幅 10m あたりの開口部の大きさに相当する鋼矢板の断面二次モーメント (m⁴)

D_H : 開口部高 (m)

H : 鋼矢板壁高 (m)

ここで,

$$I = 2.44\text{E-}03 \text{ (m}^4/10\text{m)}$$

$$I_D = 4.39\text{E-}04 \text{ (m}^4/10\text{m)}$$

$$D_H = 17.5 - 5.0 = 12.5 \text{ (m)}$$

$$H = 17.0 \text{ (m)}$$

$$I' = \{ (2.44\text{E-}03 - 4.39\text{E-}04) \times 12.5 + 2.44\text{E-}03 \times (17.0 - 12.5) \} / 17.0$$

$$= 2.12\text{E-}03 \text{ (m}^4/10\text{m)} = 2.12\text{E-}04 \text{ (m}^4/\text{m)}$$

(2) 対策工の構造諸元

1) 使用材料

①鋼矢板

鋼矢板の種類：SP-25H(SYW295)

ヤング係数： $2.00 \times 10^5 (\text{N/mm}^2)$

腐食代：片側 1mm ずつ，両面で 2mm，腐食低減係数(I , Z)0.82

有効率：断面 2 次モーメント(I)1.00，断面係数(Z)1.00

表-参 3. 2. 2 SP-25H(SYW295)の断面諸元

断面諸元	単位	公称値	開口部を 考慮した諸元	両側 1mm 腐食時
断面積 A	cm^2/m	160.4	160.4	131.53
断面 2 次モーメント I	cm^4/m	24400	21171	17360
断面係数 Z	cm^3/m	1610	1537	1260

②タイ材

HT-690

腐食代：全周 1.0mm

表-参 3. 2. 3 HT-690の断面諸元

設置位置 (G.L.-m)	引張材 水平間隔(m)	引張材の直径 (mm)	引張材の材質	引張材の 本数(本)
0.90	2.7	32	HT-690	1

③腹起し材

溝形鋼：[-150×75×6.5×10(SS400)]

腐食代：考慮しない

表-参 3. 2. 4 [-150×75×6.5×10(SS400)の断面諸元

断面諸元	単位	公称値(腐食前)	使用本数(本)
断面積 A	cm^2	23.71	2
断面 2 次モーメント I_x	cm^4	861	
断面係数 Z_x	cm^3	115	

(3) 荷重条件

常時における各照査段階で考慮する荷重条件については、表-参 3.2.5 の通りとする。

表-参 3.2.5 考慮する荷重条件(常時)

照査項目	静水圧	受働土圧	主働土圧	静止土圧
安定計算	○	○	○	
応力度照査	○	○	○	○

次頁以降に、常時に考慮する荷重条件の概念図について示す。

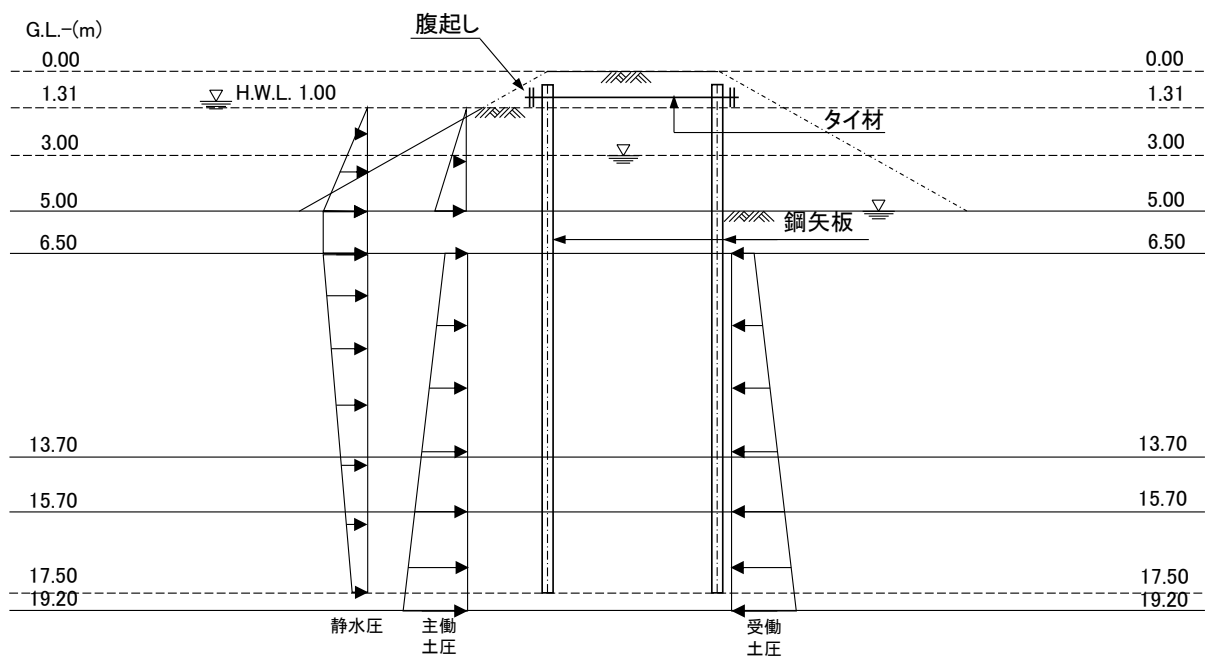


図-参 3.2.2 荷重条件図(安定計算時, 変形モーメント算定用)

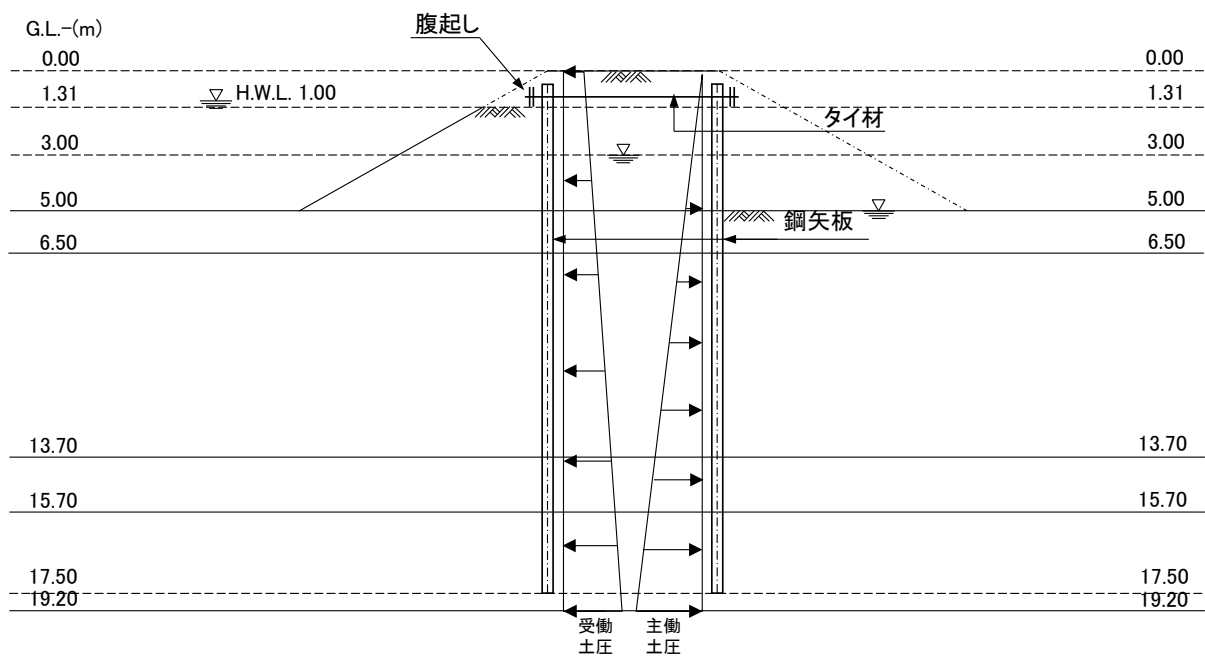


図-参 3.2.3 荷重条件図(安定計算時, 抵抗モーメント算定用)

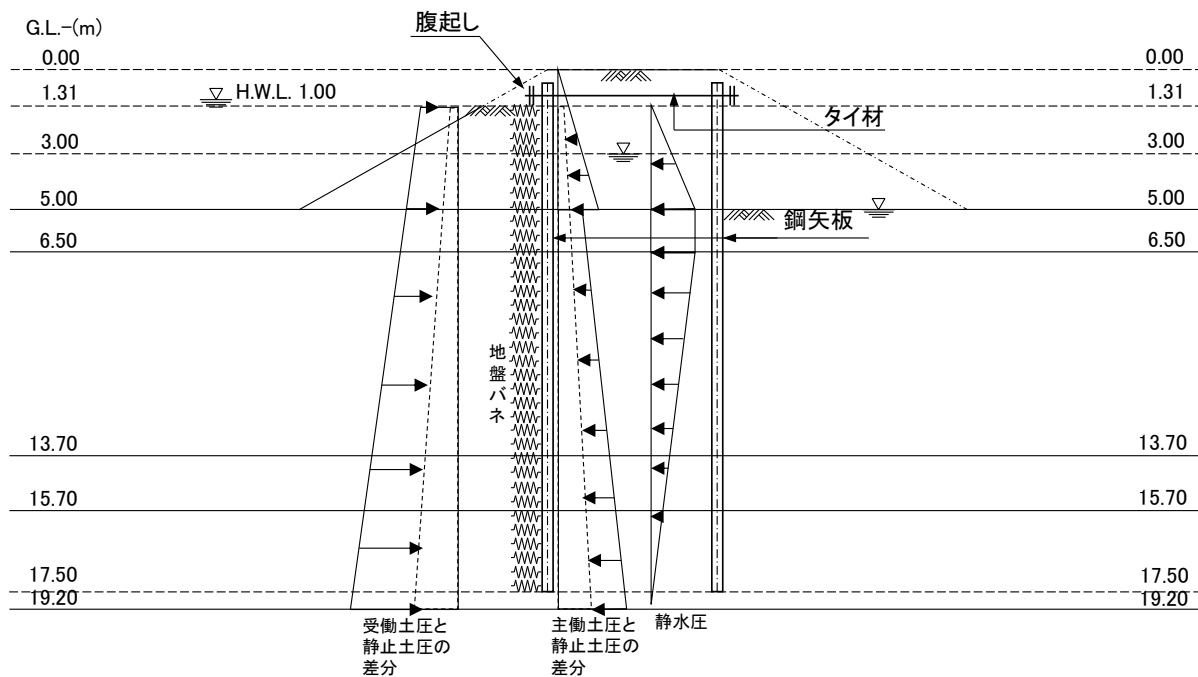


図-参 3.2.4 荷重条件図(応力度照査時, 上流側)

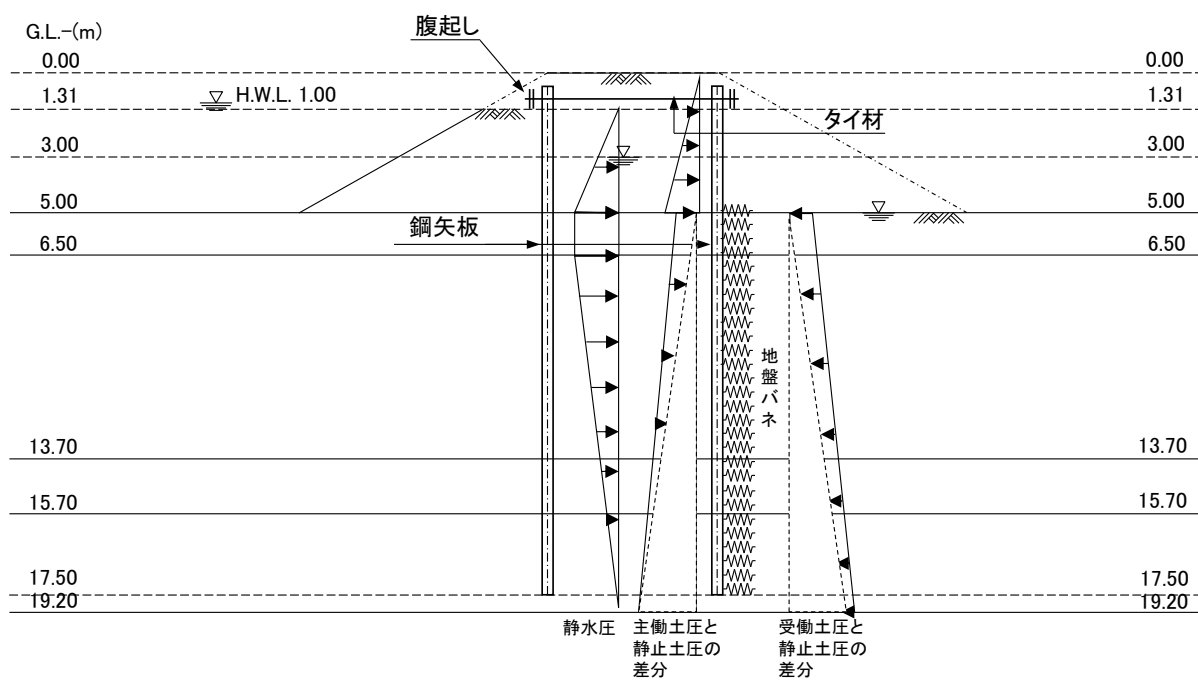


図-参 3.2.5 荷重条件図(応力度照査時, 下流側)

1) 安定計算時の水圧・土圧の算定

①作用外力の算定(変形モーメント算定用)

壁体の安定計算時に考慮する変形モーメントの算定用の作用外力の計算過程について、以降に記載する。

・ 静水圧

安定計算時に鋼矢板に作用する水圧は、表-参 3.2.6 の通りである。なお、本試設計例では水の単位体積重量 γ_w を 9.8kN/m^3 として算定している。

表-参 3.2.6 静水圧（上流側）

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	静水圧 p_w (kN/m^2)
1	1.000	0.310	0.00
	1.310		3.04
2	1.310	1.690	3.04
	3.000		19.60
3	3.000	2.000	19.60
	5.000		39.20
4	5.000	1.500	39.20
	6.500		39.20
5	6.500	7.200	39.20
	13.700		26.37
6	13.700	2.000	26.37
	15.700		22.81
7	15.700	1.800	22.81
	17.500		19.60

・主働土圧

安定計算時に鋼矢板に作用する主働土圧は、式-参 3.2.1 により算出する。ただし、常時には地震合成角 $\theta=0$ 度とする。

$$p_a = K_a(\Sigma\gamma_t h + q) - 2c\sqrt{K_a} \quad \dots\dots\dots \text{式-参 3.2.1}$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2(\theta) \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\sin \varphi \cdot \frac{\sin(\varphi - \theta)}{\cos \theta}} \right\}^2}$$

p_a : 主働土圧(kN/m²)
 φ : 内部摩擦角(度)
 θ : 地震合成角(度)

表-参 3.2.7 主働土圧(上流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 γ (kN/m ³)	内部 摩擦角 φ (度)	粘着力 c (kN/m ²)	有効上載圧 $\Sigma\gamma_t h + q$ (kN/m ²)	土圧 係数 K_a	主働 土圧 p_a (kN/m ²)
1	1.310	0.274	6.2	25.00	5.0	14.00	0.406	0.00
	1.584				5.0	15.70		0.00
2	1.584	1.416	6.2	25.00	5.0	15.70	0.406	0.00
	3.000				5.0	24.48		3.56
3	3.000	2.000	6.2	25.00	5.0	24.48	0.406	3.56
	5.000				5.0	36.88		8.60
4	5.000	1.500	7.2	20.00	20.0	36.88	0.490	0.00
	6.500				20.0	47.68		0.00
5	6.500	7.200	8.2	35.00	5.0	47.68	0.271	7.71
	13.700				5.0	106.72		23.71
6	13.700	2.000	8.2	35.00	5.0	106.72	0.271	23.71
	15.700				5.0	123.12		28.16
7	15.700	3.500	8.2	35.00	5.0	123.12	0.271	28.16
	19.200				5.0	151.82		35.94
8	19.200	10.000	8.2	35.00	5.0	151.82	0.271	35.94
	29.200				5.0	233.82		58.16

・受働土圧

安定計算時に鋼矢板に作用する受働土圧は、式-参 3.2.2 により算出する。ただし、常時には地震合成角 $\theta=0$ 度とする。

$$p_p = K_p(\Sigma\gamma_t h + q) - 2c\sqrt{K_p} \dots\dots\dots \text{式-参 3.2.2}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi - \theta)}{\cos^2(\theta) \cdot \left\{ 1 - \sqrt{\sin \varphi \cdot \frac{\sin(\varphi - \theta)}{\cos \theta}} \right\}^2}$$

p_p : 受働土圧(kN/m²)

φ : 内部摩擦角(度)

θ : 地震合成角(度)

表-参 3.2.8 受働土圧(下流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 γ (kN/m ³)	内部 摩擦角 φ (度)	粘着力 c (kN/m ²)	有効上載圧 $\Sigma\gamma_t h + q$ (kN/m ²)	土圧 係数 K_p	受働 土圧 p_p (kN/m ²)
1	5.000	1.500	7.2	20.00	20.0	0.00	2.040	57.13
	6.500				20.0	10.80		79.15
2	6.500	7.200	8.2	35.00	5.0	10.80	3.690	59.06
	13.700				5.0	69.84		276.93
3	13.700	2.000	8.2	35.00	5.0	69.84	3.690	276.93
	15.700				5.0	86.24		337.45
4	15.700	3.500	8.2	35.00	5.0	86.24	3.690	337.45
	19.200				5.0	114.94		443.36
5	19.200	10.000	8.2	35.00	5.0	114.94	3.690	443.36
	29.200				5.0	196.94		745.95

②抵抗力の算定(抵抗モーメント算定用)

壁体の安定計算時に考慮する抵抗モーメントを算定する際に必要となる土圧強度について、算定結果を以降に記載する。

・主働土圧

主働土圧は、式-参 3.2.1 により算出する。

表-参 3.2.9 主働土圧(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\varphi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_a	主働 土圧 $p_a(\text{kN/m}^2)$
1	0.000	0.356	16.0	25.00	5.0	10.00	0.406	0.00
	0.356				5.0	15.70		0.00
2	0.356	0.544	16.0	25.00	5.0	15.70	0.406	0.00
	0.900				5.0	24.40		3.53
3	0.900	0.100	16.0	25.00	5.0	24.40	0.406	3.53
	1.000				5.0	26.00		4.18
4	1.000	2.000	16.0	25.00	5.0	26.00	0.406	4.18
	3.000				5.0	58.00		17.17
5	3.000	2.000	6.2	25.00	5.0	58.00	0.406	17.17
	5.000				5.0	70.40		22.20
6	5.000	1.500	7.2	20.00	20.0	70.40	0.490	6.51
	6.500				20.0	81.20		11.80
7	6.500	7.200	8.2	35.00	5.0	81.20	0.271	16.80
	13.700				5.0	140.24		32.80
8	13.700	2.000	8.2	35.00	5.0	140.24	0.271	32.80
	15.700				5.0	156.64		37.24
9	15.700	3.500	8.2	35.00	5.0	156.64	0.271	37.24
	19.200				5.0	185.34		45.02
10	19.200	10.000	8.2	35.00	5.0	185.34	0.271	45.02
	29.200				5.0	267.34		67.24

・受働土圧

受働土圧は、式-参 3.2.2 により算出する。

表-参 3.2.10 受働土圧(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\varphi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_p	受働 土圧 $p_p(\text{kN/m}^2)$
1	0.000	0.900	16.0	25.00	5.0	10.00	2.464	40.34
	0.900				5.0	24.40		75.82
2	0.900	0.100	16.0	25.00	5.0	24.40	2.464	75.82
	1.000				5.0	26.00		79.76
3	1.000	2.000	16.0	25.00	5.0	26.00	2.464	79.76
	3.000				5.0	58.00		158.60
4	3.000	2.000	6.2	25.00	5.0	58.00	2.464	158.60
	5.000				5.0	70.40		189.16
5	5.000	1.500	7.2	20.00	20.0	70.40	2.040	200.71
	6.500				20.0	81.20		222.74
6	6.500	7.200	8.2	35.00	5.0	81.20	3.690	318.85
	13.700				5.0	140.24		536.72
7	13.700	2.000	8.2	35.00	5.0	140.24	3.690	536.72
	15.700				5.0	156.64		597.24
8	15.700	3.500	8.2	35.00	5.0	156.64	3.690	597.24
	19.200				5.0	185.34		703.15
9	19.200	10.000	8.2	35.00	5.0	185.34	3.690	703.15
	29.200				5.0	267.34		1005.74

2) 応力度照査時の水圧・土圧の算定

①上流側鋼矢板

鋼材の応力度照査を実施するために必要となる水圧・土圧強度について、算定方法および算定結果を以降に記載する。

・ 静水圧

表-参 3.2.11 静水圧(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	静水圧 p_w (kN/m ²)
1	3.000	2.000	0.00
	5.000		19.60
2	5.000	1.500	19.60
	6.500		19.60
3	6.500	7.200	19.60
	13.700		6.77
4	13.700	2.000	6.77
	15.700		3.21
5	15.700	1.800	3.21
	17.500		0.00

・主働土圧

主働土圧は、式-参 3.2.1 により算出する。

表-参 3.2.12 主働土圧(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\phi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma_i h + q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_a	主働 土圧 $p_a(\text{kN/m}^2)$
1	0.000	0.356	16.0	25.00	5.0	10.00	0.406	0.00
	0.356				5.0	15.70		0.00
2	0.356	0.544	16.0	25.00	5.0	15.70	0.406	0.00
	0.900				5.0	24.40		3.53
3	0.900	2.100	16.0	25.00	5.0	24.40	0.406	3.53
	3.000				5.0	58.00		17.17
4	3.000	2.000	6.2	25.00	5.0	58.00	0.406	17.17
	5.000				5.0	70.40		22.20
5	5.000	1.500	7.2	20.00	20.0	70.40	0.490	6.51
	6.500				20.0	81.20		11.80
6	6.500	7.200	8.2	35.00	5.0	81.20	0.271	16.80
	13.700				5.0	140.24		32.80
7	13.700	2.000	8.2	35.00	5.0	140.24	0.271	32.80
	15.700				5.0	156.64		37.24
8	15.700	3.500	8.2	35.00	5.0	156.64	0.271	37.24
	19.200				5.0	185.34		45.02
9	19.200	10.000	8.2	35.00	5.0	185.34	0.271	45.02
	29.200				5.0	267.34		67.24

・受働土圧

受働土圧は、式-参 3.2.2 により算出する。

表-参 3.2.13 受働土圧(下流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\varphi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_p	受働 土圧 $p_p(\text{kN/m}^2)$
1	1.310	1.690	16.0	25.00	5.0	14.00	2.464	50.19
	3.000				5.0	41.04		116.82
2	3.000	2.000	16.0	25.00	5.0	41.04	2.464	116.82
	5.000				5.0	73.04		195.66
3	5.000	1.500	7.2	20.00	20.0	73.04	2.040	206.10
	6.500				20.0	83.84		228.13
4	6.500	7.200	8.2	35.00	5.0	83.84	3.690	328.59
	13.700				5.0	142.88		546.46
5	13.700	2.000	8.2	35.00	5.0	142.88	3.690	546.46
	15.700				5.0	159.28		606.98
6	15.700	3.500	8.2	35.00	5.0	159.28	3.690	606.98
	19.200				5.0	187.98		712.89
7	19.200	10.000	8.2	35.00	5.0	187.98	3.690	712.89
	29.200				5.0	269.98		1015.48

・ 静止土圧

鋼矢板に作用する静止土圧は、式-参 3.2.3 により算出する。

$$p_0 = K_0(\Sigma\gamma_t h + q) \quad \cdots \cdots \cdots \text{式-参 3.2.3}$$

$$K_0 = 1 - \sin \varphi (\text{砂質土の場合})$$

$$= 0.5 (\text{粘性土の場合})$$

p_0 : 静止土圧(kN/m²)

q : 上載荷重(kN/m²)

表-参 3.2.14 静止土圧(上流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 γ (kN/m ³)	有効上載圧 $\Sigma\gamma_t h + q$ (kN/m ²)	土圧 係数 K_0	静止 土圧 p_0 (kN/m ²)
1	1.310	1.690	16.0	14.00	0.500	7.00
	3.000			41.04		20.52
2	3.000	2.000	16.0	41.04	0.500	20.52
	5.000			73.04		36.52
3	5.000	1.500	7.2	73.04	0.500	36.52
	6.500			83.84		41.92
4	6.500	7.200	8.2	83.84	0.426	35.75
	13.700			142.88		60.93
5	13.700	2.000	8.2	142.88	0.426	60.93
	15.700			159.28		67.92
6	15.700	3.500	8.2	159.28	0.426	67.92
	19.200			187.98		80.16
7	19.200	10.000	8.2	187.98	0.426	80.16
	29.200			269.98		115.13

②下流側鋼矢板

鋼材の応力度照査を実施するために必要となる水圧・土圧強度について、算定方法および算定結果を以降に記載する。

・ 静水圧

表-参 3.2.15 静水圧(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	静水圧 p_w (kN/m ²)
1	3.000	2.000	0.00
	5.000		19.60
2	5.000	1.500	19.60
	6.500		19.60
3	6.500	7.200	19.60
	13.700		6.77
4	13.700	2.000	6.77
	15.700		3.21
5	15.700	1.800	3.21
	17.500		0.00

・主働土圧

主働土圧は、式-参 3.2.1 により算出する。

表-参 3.2.16 主働土圧(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\phi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma_i h + q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_a	主働 土圧 $p_a(\text{kN/m}^2)$
1	0.000	0.356	16.0	25.00	5.0	10.00	0.406	0.00
	0.356				5.0	15.70		0.00
2	0.356	0.544	16.0	25.00	5.0	15.70	0.406	0.00
	0.900				5.0	24.40		3.53
3	0.900	0.100	16.0	25.00	5.0	24.40	0.406	3.53
	1.000				5.0	26.00		4.18
4	1.000	2.000	16.0	25.00	5.0	26.00	0.406	4.18
	3.000				5.0	58.00		17.17
5	3.000	2.000	6.2	25.00	5.0	58.00	0.406	17.17
	5.000				5.0	70.40		22.20
6	5.000	1.500	7.2	20.00	20.0	70.40	0.490	6.51
	6.500				20.0	81.20		11.80
7	6.500	7.200	8.2	35.00	5.0	81.20	0.271	16.80
	13.700				5.0	140.24		32.80
8	13.700	2.000	8.2	35.00	5.0	140.24	0.271	32.80
	15.700				5.0	156.64		37.24
9	15.700	3.500	8.2	35.00	5.0	156.64	0.271	37.24
	19.200				5.0	185.34		45.02
10	19.200	10.000	8.2	35.00	5.0	185.34	0.271	45.02
	29.200				5.0	267.34		67.24

・受働土圧

受働土圧は、式-参 3.2.2 により算出する。

表-参 3.2.17 受働土圧(下流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\phi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_p	受働 土圧 $p_p(\text{kN/m}^2)$
1	5.000	1.500	7.2	20.00	20.0	0.00	2.040	57.13
	6.500				20.0	10.80		79.15
2	6.500	7.200	8.2	35.00	5.0	10.80	3.690	59.06
	13.700				5.0	69.84		276.93
3	13.700	2.000	8.2	35.00	5.0	69.84	3.690	276.93
	15.700				5.0	86.24		337.45
4	15.700	3.500	8.2	35.00	5.0	86.24	3.690	337.45
	19.200				5.0	114.94		443.36
5	19.200	10.000	8.2	35.00	5.0	114.94	3.690	443.36
	29.200				5.0	196.94		745.95

・静止土圧

静止土圧は、式-参 3.2.3 により算出する。

表-参 3.2.18 静止土圧(下流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_0	静止 土圧 $p_0(\text{kN/m}^2)$
1	5.000	1.500	7.2	0.00	0.500	0.00
	6.500			10.80		5.40
2	6.500	7.200	8.2	10.80	0.426	4.61
	13.700			69.84		29.78
3	13.700	2.000	8.2	69.84	0.426	29.78
	15.700			86.24		36.77
4	15.700	3.500	8.2	86.24	0.426	36.77
	19.200			114.94		49.01
5	19.200	10.000	8.2	114.94	0.426	49.01
	29.200			196.94		83.98

(4) 安定計算

1) 壁体のせん断破壊照査

常時におけるせん断破壊照査は、下記の条件で行った。現地盤面から鋼矢板先端までのうち最小安全率を与える照査面に対して、式-参 3.2.4 により所定安全率を確保するものとする。

① 照査式

$$\frac{M_r}{M_d} \geq F_s \quad \cdots \cdots \cdots \text{式-参 3.2.4}$$

F_s : 安全率

M_d : 照査面におけるせん断変形モーメント(kN・m/m)

M_r : 照査面におけるせん断抵抗モーメント(kN・m/m)

$$M_r = M_{ro} \times \left(1 + \frac{d}{H}\right) + M_{sp}$$

$$M_{ro} = \int_0^{y_0} (p_{RP} - p_{RA}) y dy$$

M_{ro} : せん断抵抗モーメント(kN・m/m)

d_s : 現地盤面からの照査面深さ(m)

H : 壁体高さ(壁体天端から堤体側の現地盤までの高さ)(m)

p_{RP} : 照査面から上方 y の位置の受働土圧強度(kN/m²)

p_{RA} : 照査面から上方 y の位置の主働土圧強度(kN/m²)

y : 照査下面直下の粘着力(kN/m²)

y_0 : 仮想すべり面の交点の座標

M_{sp} : 2 列の鋼矢板が発揮する抵抗モーメント(kN・m/m)

② 照査結果

常時のせん断変形破壊照査結果を表-参 3.2.19 に示す。

表-参 3.2.19 各照査面における計算結果

照査箇所名	照査面 (G.L.-m)	照査面の 深さ d	変形モーメント M_d (kN・m/m)	抵抗モーメント※ M_r (kN・m/m)	安全率 F_s
根入れ先端	17.500	12.500	0.00	5964.06	999.99 ≥ 1.20 【OK】
地層境界面	15.700	10.700	0.00	5326.01	999.99 ≥ 1.20 【OK】
地層境界面	13.700	8.700	0.00	4241.57	999.99 ≥ 1.20 【OK】
地層境界面	6.500	1.500	232.45	1304.10	5.61 ≥ 1.20 【OK】
最小安全率	7.000	2.000	255.15	1419.84	5.56 ≥ 1.20 【OK】
現地盤面	5.000	0.000	121.26	972.12	8.02 ≥ 1.20 【OK】

※抵抗モーメント M_r は、矢板の抵抗モーメントと照査面より下の地盤の受働抵抗モーメントのうちいずれか小さい方の 2 倍に、照査面より上の地盤の受働抵抗モーメントと主働抵抗モーメントの差分を足し合わせるにより算定する。

2) 壁体の滑動照査

常時における滑動照査は、下記の条件で行った。照査面に対して、式-参 3.2.5 により所定安全率を確保するものとする。

① 照査式

$$\frac{F_r}{F_d} \geq F_s \quad \dots\dots\dots \text{式-参 3.2.5}$$

F_s : 安全率
 F_d : 壁体に作用する水平力の総和(kN/m)
 F_r : 滑動抵抗力の総和(kN/m)

$$F_r = F_{pp} + F_s$$

F_{pp} : 非液状化層の受働土圧による水平抵抗力(kN/m)
 F_s : 照査面直下での地盤の水平せん断抵抗力(kN/m)

$$F_s = c \cdot B + W \cdot \tan \varphi$$

W : 照査面から上の壁体内土の重量による水平抵抗力
 c : 照査面下の土の粘着力(kN/m²)
 φ : 照査面下の土の内部摩擦角(度)

② 照査結果

常時の滑動に対する検討結果を表-参 3.2.20 に示す。

表-参 3.2.20 各照査面における照査結果

照査箇所	照査面 (G.L.-m)	水平力総和 F_d (kN/m)	抵抗力総和 F_r (kN/m)	安全率 F_s
根入れ先端	17.500	695	3333	$4.80 \geq 1.20$ 【OK】

3) 基礎地盤の支持力照査

常時における支持力に対する照査は、下記の条件で行った。照査面に対して、式-参 3.2.6 により所定安全率を確保するものとする。

① 照査式

$$\frac{Q_u}{V - \gamma_2 \cdot D_f \cdot B_e} \geq F_s \quad \dots\dots\dots \text{式-参 3.2.6}$$

$$Q_u = B_e \left\{ k \cdot c \cdot N_c + k \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot (N_q - 1) \cdot \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B_e \cdot N_\gamma \right\}$$

F_s : 安全率

Q_u : 荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力(kN/m)

V : 計算面に作用する合力の鉛直成分(kN/m)

B_e : 荷重の偏心を考慮した基礎の有効載荷幅(m)

$$B_e = B - 2e_B$$

B : 壁体幅(m)

e_B : 荷重の偏心距離

$$e_B = \frac{M_B}{V}$$

M_B : 計算面に作用するモーメント(kN.m/m)

k : 根入効果に対する割増係数

c : 照査下面直下の粘着力(kN/m²)

D_f : 現地盤から照査面までの距離(m)

γ_2 : 現地盤から照査面までの区間(D_f)の土の単位体積重量。
水位以下は水中重量(kN/m³)

γ_1 : 照査面下の支持地盤の土の単位体積重量。水位以下は水中重量(kN/m³)

$N_c N_q N_\gamma$: 荷重の偏心を考慮した支持力係数($\tan \alpha = H_B / V$)

H_e : 照査面より上の壁体重量に作用する地震時慣性力(kN/m)

② 照査結果

常時の基礎地盤の支持力に対する検討結果を表-参 3.2.21 に示す。

表-参 3.2.21 各照査面における照査結果

照査箇所	照査面 (G.L.-m)	極限支持力 Q_u (kN/m)	$V - \gamma_2 \cdot D_f \cdot B_e$ (kN/m)	安全率 F_s
根入れ先端	17.500	26143	422	61.89 ≥ 1.20 【OK】

(5) 部材の断面力・応力度照査

1) 壁体断面力の計算結果

①上流側鋼矢板

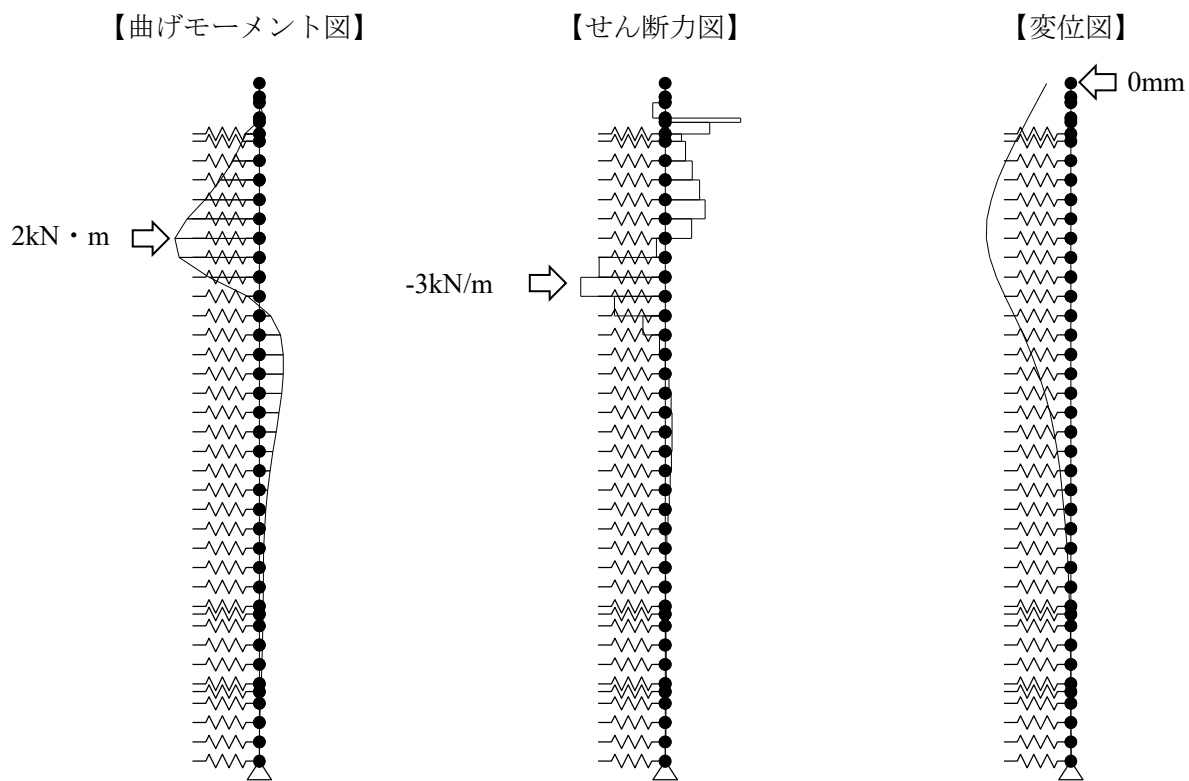


図-参 3.2.6 断面力および変位図

①鋼矢板断面力

表-参 3.2.22 鋼矢板の断面力

検討ケース	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)	矢板頭部変位量 (mm)
常時	3	-3	0

②タイ材断面力

表-参 3.2.23 タイ材の断面力

検討ケース	引張材反力 (kN/m)	タイ材設置間隔 L (m)	タイ材張力 $P=R \times L$ (kN/本)
常時	3	2.7	9

2) 部材の応力度照査

常時性能照査で適用した各鋼材（上流側）の規格および常時の許容応力度を以下に示す。

表-参 3.2.24 適用した鋼材の規格および許容応力度

鋼材の種類	規格	許容曲げ応力度 (N/mm ²)	許容せん断応力度 (N/mm ²)
鋼矢板(ハット型)	SYW295	180	83
腹起し材(溝形鋼)	SS400	140	-
タイ材	HT-690	176	-

① 鋼矢板

・ 曲げ応力度の算定

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_{sa}$$

M : 曲げモーメント(kN・m)

Z : 断面係数(cm³)

σ_{sa} : 許容曲げ応力度(N/mm²)

・ せん断応力度の算定

$$\tau = \frac{S}{A} \leq \tau_a$$

S : せん断力(kN)

A : 鋼矢板の断面積(cm²)

τ_a : 許容せん断応力度(N/mm²)

表-参 3.2.25 鋼矢板の応力度照査

検討ケース	曲げ応力度 (N/mm ²)	せん断応力度 (N/mm ²)
常時	2 【≤180】	0 【≤83】

②タイ材

・ 応力度の算定

$$\sigma = \frac{P \times 10^3}{n \times A} \leq \sigma_a$$

P : 引張材反力(kN/m)

n : 引張材使用本数(本)

A : 引張材断面積(mm²)

σ_a : 許容応力度(N/mm²)

表-参 3.2.26 タイ材の応力度照査

検討ケース	引張材反力 R (kN/m)	引張材設置間隔 L (m)	応力度 (N/mm ²)
常時	3.4	2.7	13 【≤176】

③腹起し材

・ 曲げモーメントの算定

$$M = \frac{P \times L}{10}$$

P : 引張材反力(kN/m)

L : 引張材設置間隔(m)

・ 応力度の算定

$$\sigma = \frac{M}{Z} \leq \sigma_a$$

M : 曲げモーメント(kN・m)

Z : 断面係数(cm³)

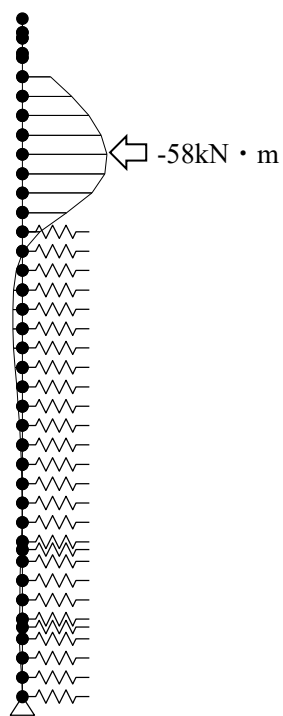
σ_a : 許容応力度(N/mm²)

表-参 3.2.27 腹起し材の応力度照査

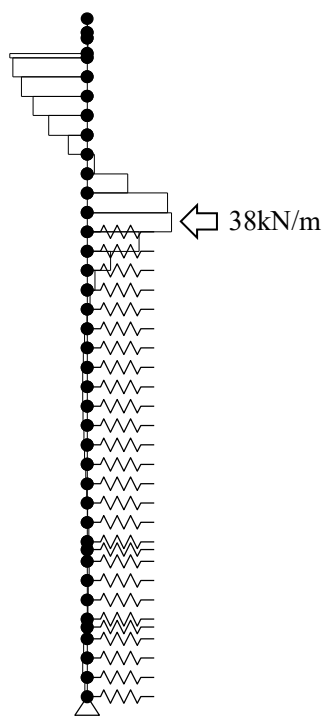
検討ケース	引張材張力 R (kN/本)	引張材設置間隔 L (m)	曲げモーメント M (kN・m)	応力度 (N/mm ²)
常時	9	2.7	2	11 【≤140】

②下流側鋼矢板

【曲げモーメント図】



【せん断力図】



【変位図】

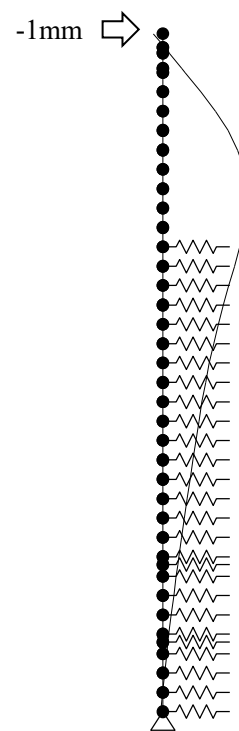


図-参 3.2.7 断面力および変位図

①鋼矢板断面力

表-参 3.2.28 鋼矢板の断面力

検討ケース	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)	矢板頭部変位量 (mm)
常時	-58	38	-1

②タイ材断面力

表-参 3.2.29 タイ材の断面力

検討ケース	引張材反力 (kN/m)	タイ材設置間隔 L (m)	タイ材張力 $P=R \times L$ (kN/本)
常時	36	2.7	97

2) 部材の応力度照査

常時性能照査で適用した各鋼材（下流側）の規格および常時の許容応力度を以下に示す。

表-参 3.2.30 適用した鋼材の規格および許容応力度

鋼材の種類	規格	許容曲げ応力度 (N/mm ²)	許容せん断応力度 (N/mm ²)
鋼矢板(ハット型)	SYW295	180	83
腹起し材(溝形鋼)	SS400	140	-
タイ材	HT-690	176	-

①鋼矢板

表-参 3.2.31 鋼矢板の応力度照査

検討ケース	曲げ応力度 (N/mm ²)	せん断応力度 (N/mm ²)
常時	46 【≤180】	3 【≤83】

②タイ材

表-参 3.2.32 タイ材の応力度照査

検討ケース	引張材反力 R (kN/m)	引張材設置間隔 L (m)	応力度 (N/mm ²)
常時	35	2.7	135 【≤176】

③腹起し材

表-参 3.2.33 腹起し材の応力度照査

検討ケース	引張材張力 P (kN/本)	引張材設置間隔 L (m)	曲げモーメント M (kN・m)	応力度 (N/mm ²)
常時	95	2.7	26	112 【≤140】

3.2.2 地震時性能照査

本節では、鋼矢板二重式工法を適用した基礎地盤が液状化する場合のため池を対象に、静的手法によりレベル1地震動に対する地震時の耐震性能照査を実施した試設計例を示す。

【解説】

- ・地震時性能照査では、上流側・下流側の矢板について照査を実施する。

(1) 設計条件

1) 検討モデル

地震時性能照査を行う検討モデルを図-参 3.2.8 に示す。本試設計例では、鋼矢板二重式工法を適用した断面について、貯水池側に配置した鋼矢板より上流側の地層を「上流側」、下流側に配置した鋼矢板より下流側を「下流側」、上・下流側の間に位置する地層を「中詰土」と呼称する。

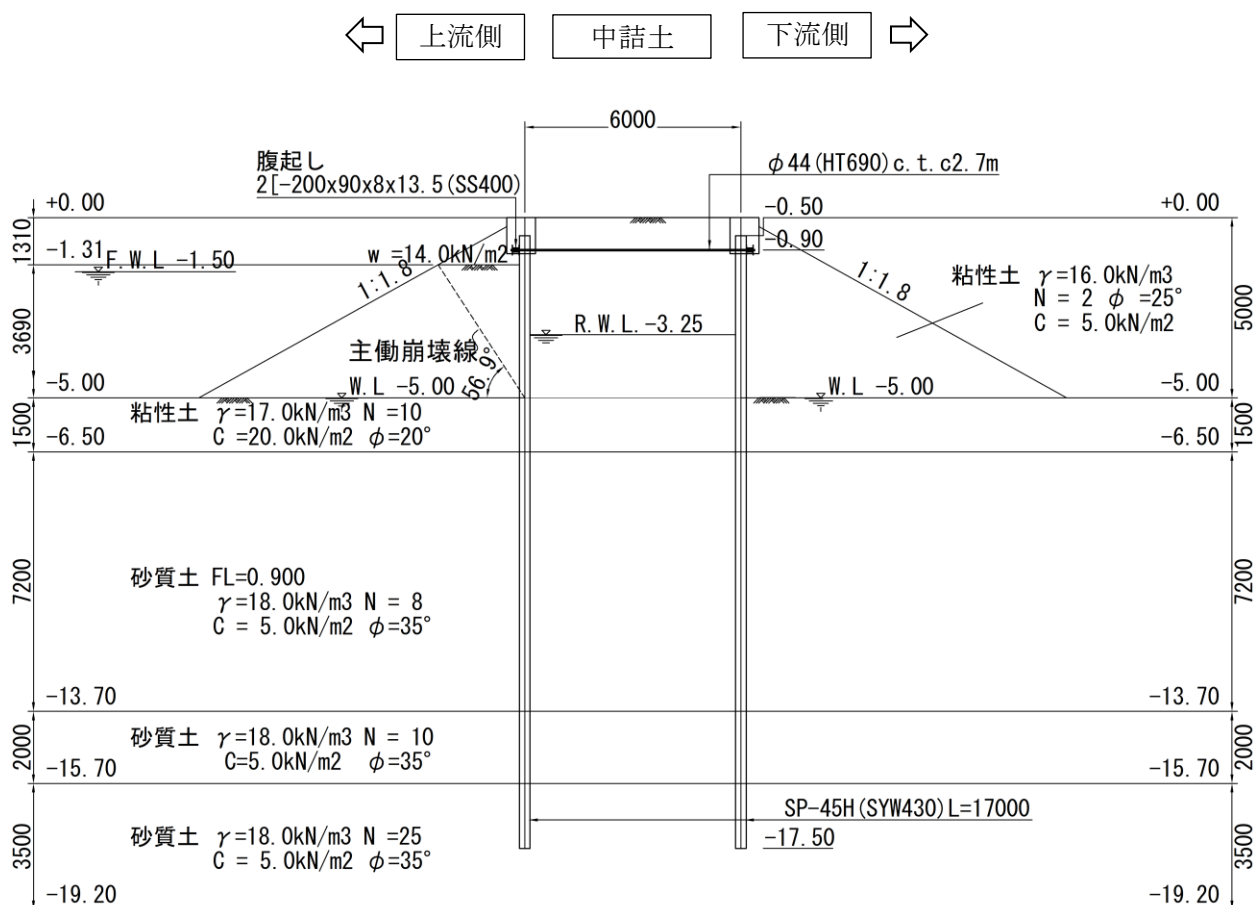


図-参 3.2.8 検討モデル

2) 設計地盤面の設定

基礎地盤が液状化するケースでは、堤体の円弧すべりに対する設計地盤面の見直しは行わず、常時性能照査と同様に設計地盤面を上流側・下流側でそれぞれ以下の様に設定する。

上流側：法面と基礎地盤面から引いた常時主働崩壊線が交差する位置

下流側：現地盤面位置（堤体の受働抵抗は見られないと仮定）

3) 上載荷重の設定

基礎地盤が液状化するケースでは、地震時における堤体のすべり土塊に伴う上載荷重の低減は行わず、上流側において設計時盤面より上部の土塊重量を上載荷重として考慮するよう設定する。

上流側：14.00 kN/m²

4) 水位条件の設定

本試設計例では、水位条件として上流側・中詰土・下流側でそれぞれ以下の様に設定する。中詰土内の水位条件については、『鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル』¹⁻²⁾p.23 に基づき、上流側と下流側の水位の中間値として設定する。

①上流側：G.L.-1.50m(常時満水位)

②中詰土：G.L.-3.00m

③下流側：G.L.-5.00m

5) 地震時設計震度

『鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル』¹⁻²⁾p.75 に基づき、下式により地震時の設計震度を設定する。

$$k_s = C_z \cdot C_G \cdot C_I \cdot k_{s0}$$

k_s : 震度

k_{s0} : 標準震度(=0.15)

C_z : 地域別補正係数

C_G : 地域別補正係数

C_I : 重要度別補正係数(=1.0)

ここでは、本モデルが強震帯地域に属すると仮定し、 $C_z=1.0$ と設定する。また、 $C_G=1.0$ とする。したがって、地震時設計震度は以下の通りとなる。

$$k_s = 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.15 = 0.15$$

6) 鋼矢板壁の開口部を考慮した断面諸元の設定

鋼矢板壁の開口部を考慮した照査を行う。設計法については、本編「2. 5. 3 鋼矢板壁の開口部の取り扱い」の考え方にに基づき、開口部を考慮して平均化した断面係数 Z' および断面二次モーメント I' を用いて照査を行う。

本試設計例では、基礎地盤面 (G.L.-5.00m) で深に 1.0m 四方の底樋管が敷設される状況を想定し、矢板打設幅 10m に対する開口部を考慮した断面諸元を設定する。

鋼矢板の種類：SP-45H(SYW430)

平均化した断面係数 Z' ：2340 (cm³/m)

平均化した断面二次モーメント I' ：39044 (cm⁴/m)

① 平均化した断面係数 Z' の算出

$$Z' = Z - Z_D$$

Z' : 平均化した鋼矢板壁幅 10m あたりの開口部を考慮した断面係数 (m³)

Z : 鋼矢板壁幅 10m あたりの鋼矢板の断面係数 (m³)

Z_D : 鋼矢板壁幅 10m あたりの開口部の大きさに相当する鋼矢板の断面係数 (m³)

$$Z_D = \frac{I_D}{h} = \frac{D_B \cdot I_m}{h}$$

I_D : 鋼矢板壁幅 10m あたりの開口部の大きさに相当する鋼矢板の断面二次モーメント (m⁴)

D_B : 鋼矢板壁幅 10m あたりの開口幅 (m)

I_m : 使用する鋼矢板の断面二次モーメント (m⁴/m)

h : 鋼矢板の有効高さ (m) ※ハット型鋼矢板の場合は有効高さの 1/2

ここで,

$$D_B = 1.8 \text{ (m)} \quad \text{※有効幅 } 900\text{mm} \times 2 \text{ 枚}$$

$$I_m = 4.50\text{E-}03 \text{ (m}^4\text{/10m)}$$

$$I_D = 1.8 \times 4.50\text{E-}04 = 8.10\text{E-}04 \text{ (m}^4\text{/10m)}$$

$$h = 0.368 \text{ (m)} \text{ より, } Z_D = 1.10\text{E-}03 \text{ (m}^3\text{/10m)}$$

$$Z = 2.45\text{E-}02 \text{ (m}^3\text{/10m)}$$

$$Z' = (2.45\text{E-}02 - 1.10\text{E-}03)$$

$$= 2.34\text{E-}02 \text{ (m}^3\text{/10m)} = 2.34\text{E-}03 \text{ (m}^3\text{/m)}$$

② 平均化した断面二次モーメント I' の算出

$$I' = \frac{(I - I_D)D_H + I(H - D_H)}{H}$$

I' : 平均化した矢板打設幅 10m あたりの断面二次モーメント (m⁴)

I : 標準断面区間における矢板打設幅 10m あたりの断面二次モーメント (m⁴)

I_D : 鋼矢板壁幅 10m あたりの開口部の大きさに相当する鋼矢板の断面二次モーメント (m⁴)

D_H : 開口部高 (m)

H : 鋼矢板壁高 (m)

ここで,

$$I = 4.50\text{E-}03 \text{ (m}^4\text{/10m)}$$

$$I_D = 8.10\text{E-}04 \text{ (m}^4\text{/10m)}$$

$$D_H = 17.5 - 5.0 = 12.5 \text{ (m)}$$

$$H = 17.0 \text{ (m)}$$

$$I' = \{ (4.50\text{E-}03 - 8.10\text{E-}04) \times 12.5 + 4.50\text{E-}03 \times (17.0 - 12.5) \} / 17.0$$

$$I' = 3.90\text{E-}03 \text{ (m}^4\text{/10m)} = 3.90\text{E-}04 \text{ (m}^4\text{/m)}$$

(2) 対策工の構造諸元

1) 使用材料

① 鋼矢板

鋼矢板の種類：SP-45H(SYW430)

ヤング係数： $2.00 \times 10^5 (\text{N/mm}^2)$

腐食代：片側 1mm ずつ，両面で 2mm，腐食低減係数(I , Z)0.85

有効率：断面 2 次モーメント(I)1.00，断面係数(Z)1.00

表-参 3. 2. 34 SP-45H(SYW430)の断面諸元

断面諸元	単位	公称値	開口部を 考慮した諸元	両側 1mm 腐 食時
断面積 A	cm^2/m	207.8	207.8	180.8
断面 2 次モーメント I	cm^4/m	45000	39044	33187
断面係数 Z	cm^3/m	2450	2340	1989

② タイ材

HT-690

腐食代：全周 1.0mm

表-参 3. 2. 35 HT-690 の断面諸元

設置位置 (G.L.-m)	引張材 水平間隔(m)	引張材の直径 (mm)	引張材の材質	引張材の 本数(本)
0.90	2.7	44	HT-690	1

③ 腹起し材

溝形鋼：[-200×90×8×13.5(SS400)]

腐食代：考慮しない

表-参 3. 2. 36 [-200×90×8×13.5(SS400)の断面諸元

断面諸元	単位	公称値(腐食前)	使用本数(本)
断面積 A	cm^2	38.65	2
断面 2 次モーメント I_x	cm^4	2490	
断面係数 Z_x	cm^3	249	

(3) 荷重条件

地震時における各照査段階で考慮する荷重条件は、表-参 3.2.37 の通りとする。

表-参 3.2.37 考慮する荷重条件(地震時)

照査項目	静水圧	受働土圧	主働土圧	慣性力	静止土圧
安定計算	○	○	○	○	
応力度照査	○	○	○		○

次頁以降に、地震時に考慮する荷重条件の概念図について示す。

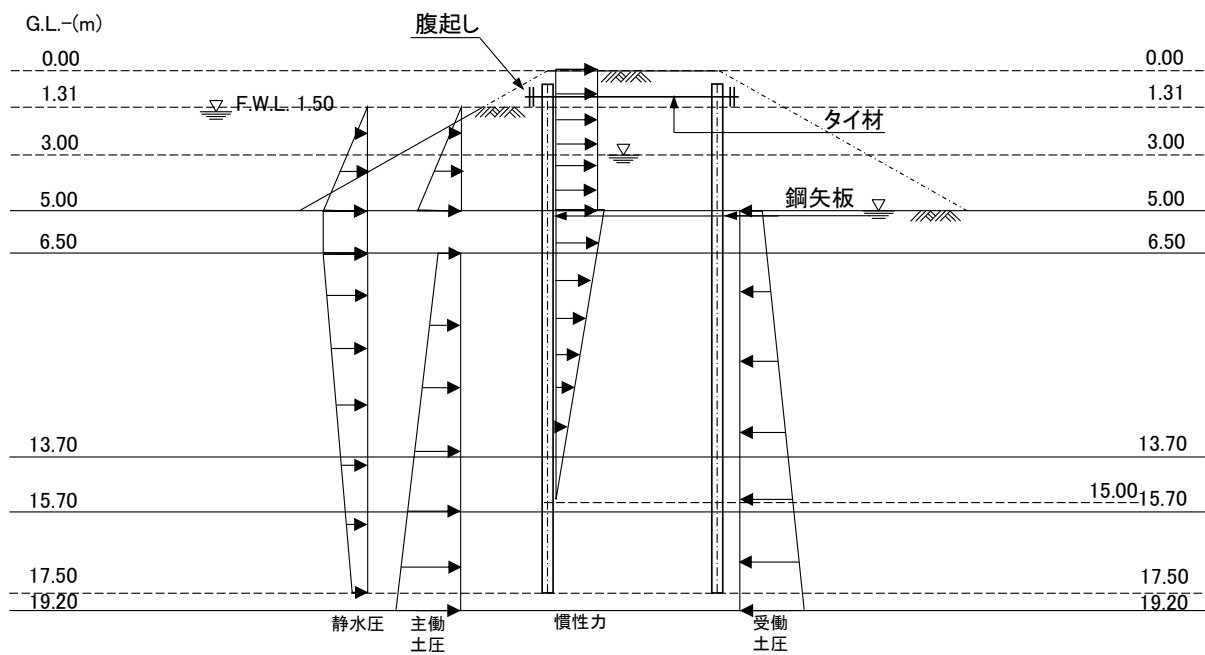


図-参 3.2.9 荷重条件図(安定計算時, 変形モーメント算定用)

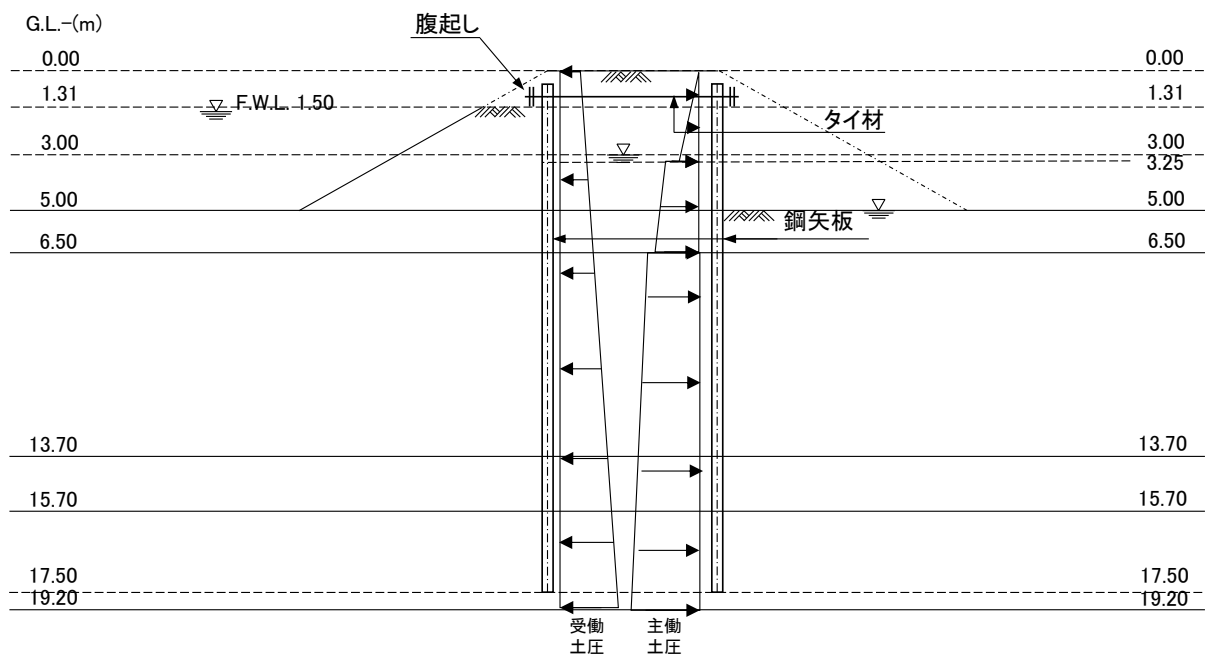


図-参 3.2.10 荷重条件図(安定計算時, 抵抗モーメント算定用)

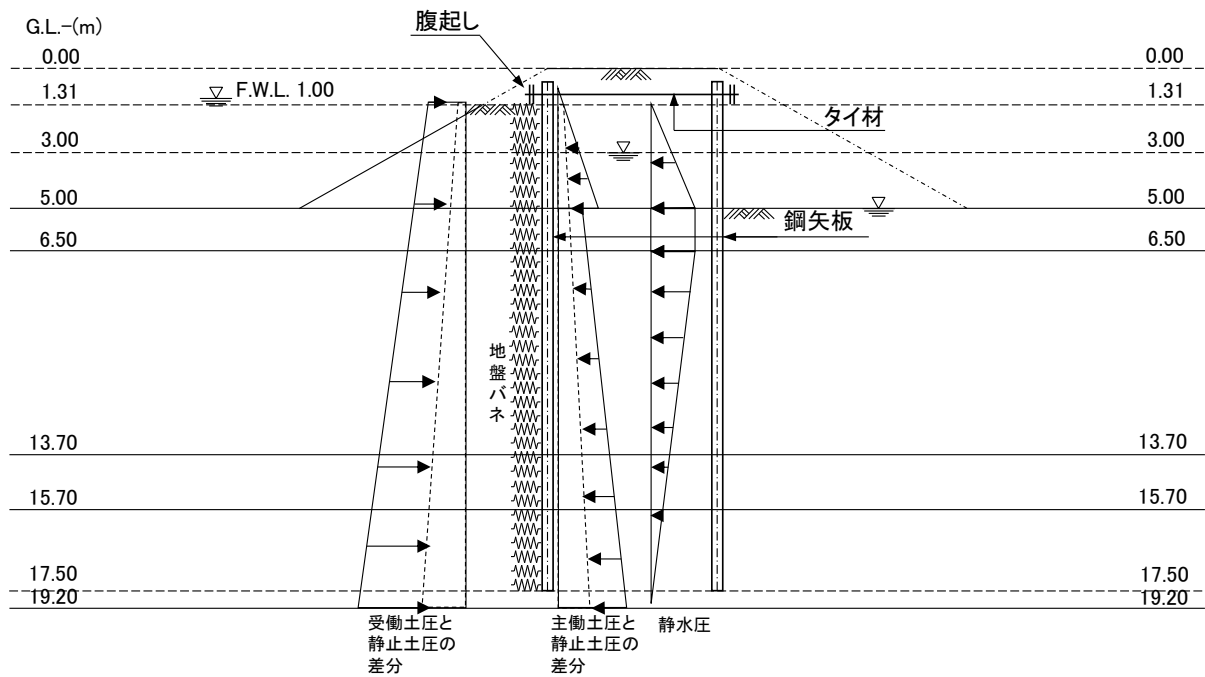


図-参 3.2.11 荷重条件図(応力度照査時, 上流側)

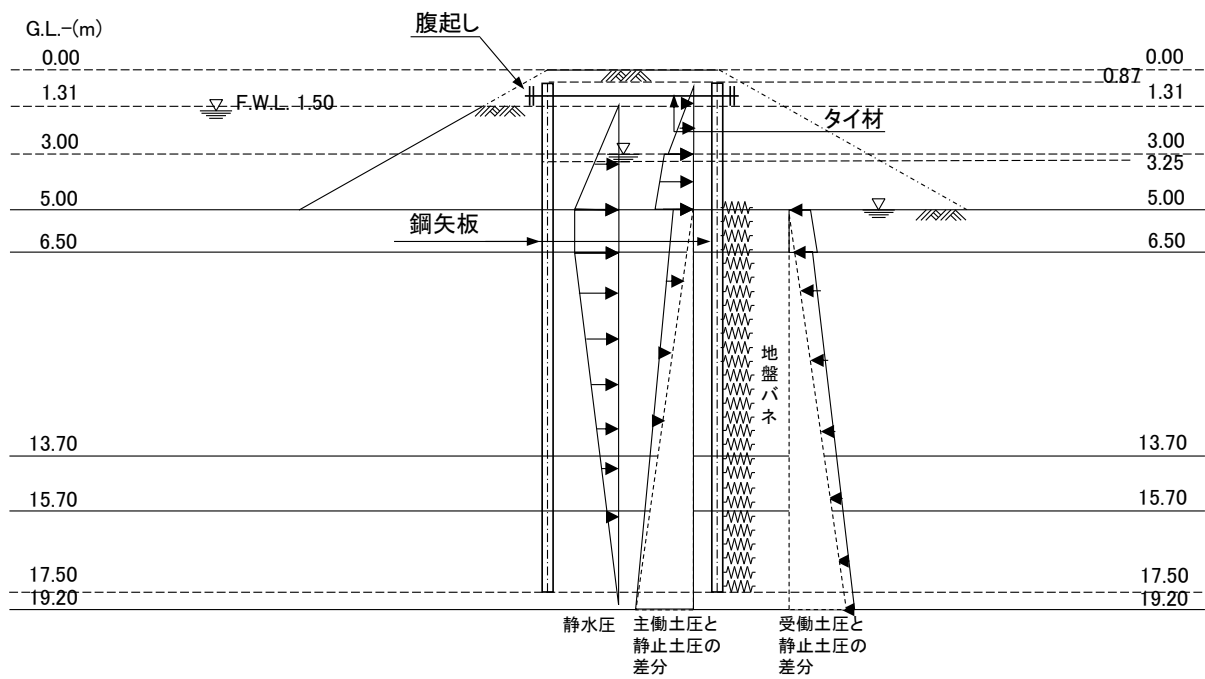


図-参 3.2.12 荷重条件図(応力度照査時, 下流側)

1) 安定計算時の水圧・土圧の算定

①作用外力の算定(変形モーメント算定用)

壁体の安定計算時に考慮する変形モーメントの算定用の作用外力について、算定方法および算定結果を以降に記載する。

・ 静水圧

安定計算時に鋼矢板に作用する静水圧は、表-参 3.2.38 の通りである。水の単位体積重量 γ_w は 9.8kN/m^3 として算定する。

表-参 3.2.38 静水圧(上流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	静水圧 p_w (kN/m^2)
1	1.500	1.750	0.00
	3.250		17.15
2	3.250	1.750	17.15
	5.000		34.30
3	5.000	1.500	34.30
	6.500		34.30
4	6.500	7.200	34.30
	13.700		23.07
5	13.700	2.000	23.07
	15.700		19.96
6	15.700	1.800	19.96
	17.500		17.15

・主働土圧

安定計算時に鋼矢板に作用する主働土圧は、前節「3.2.1 常時性能照査」で示した式-参 3.2.1 により算出する。

また、地震時の現地盤面以下の土圧強度は見掛けの震度を用いて求める。水中における見掛けの震度 K_h' は式-参 3.2.7 により算出する。

$$K_h' = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} K_h \quad \dots\dots\dots \text{式-参 3.2.7}$$

K_h' : 水位中における見掛けの震度
 γ_{sat} : 土の飽和単位体積重量(kN/m³)
 γ_w : 水の単位体積重量(kN/m³)
 K_h : 空気中における震度

表-参 3.2.39 主働土圧(上流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 γ (kN/m ³)	内部 摩擦角 φ (度)	粘着力 c (kN/m ²)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h + q$ (kN/m ²)	震度 K_h'	地震時 合成角 θ (度)	土圧 係数 K_a	主働 土圧 p_a (kN/m ²)
1	1.310	0.190	16.0	25.00	5.0	14.00	0.1500	8.53	0.517	0.05
	1.500				5.0	17.04	---	---	---	1.62
2	1.500	1.750	6.2	25.00	5.0	17.04	---	---	---	2.41
	3.250				5.0	27.89	---	---	---	6.48
3	3.250	1.750	6.2	25.00	5.0	27.89	---	---	---	6.48
	5.000				5.0	38.74	---	---	---	10.55
4	5.000	1.500	7.2	20.00	20.0	38.74	---	---	---	0.00
	6.500				20.0	49.54	---	---	---	0.00
5	6.500	4.810	8.2	35.00	5.0	49.54	0.3098	17.21	0.487	17.15
	11.310				5.0	88.98	0.3098	17.21	0.487	36.36
6	11.310	2.390	8.2	35.00	5.0	88.98	0.3098	17.21	0.487	36.36
	13.700				5.0	108.58	0.3098	17.21	0.487	45.91
7	13.700	2.000	8.2	35.00	5.0	108.58	0.3098	17.21	0.487	45.91
	15.700				5.0	124.98	0.3098	17.21	0.487	53.90
8	15.700	3.500	8.2	35.00	5.0	124.98	0.3098	17.21	0.487	53.90
	19.200				5.0	153.68	0.3098	17.21	0.487	67.88
9	19.200	10.000	8.2	35.00	5.0	153.68	0.3098	17.21	0.487	67.88
	29.200				5.0	235.68	0.3098	17.21	0.487	107.82

・受働土圧

安定計算時に鋼矢板に作用する受働土圧は、前節「3.2.1 常時性能照査」で示した式-参 3.2.2 により算出する。震度 K_h は、式-参 3.2.7 により算出する。

表-参 3.2.40 受働土圧(下流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\varphi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	震度 K_h'	地震時 合成角 $\theta(\text{度})$	土圧 係数 K_a	受働 土圧 $p_p(\text{kN/m}^2)$
1	5.000	1.500	7.2	20.00	20.0	0.00	0.3293	18.23	1.384	47.06
	6.500				20.0	10.80	0.3293	18.23	1.384	62.01
2	6.500	7.200	8.2	35.00	5.0	10.80	0.3098	17.21	3.040	50.27
	13.700				5.0	69.84	0.3098	17.21	3.040	229.77
3	13.700	2.000	8.2	35.00	5.0	69.84	0.3098	17.21	3.040	229.77
	15.700				5.0	86.24	0.3098	17.21	3.040	279.63
4	15.700	3.500	8.2	35.00	5.0	86.24	0.3098	17.21	3.040	279.63
	19.200				5.0	114.94	0.3098	17.21	3.040	366.88
5	19.200	10.000	8.2	35.00	5.0	114.94	0.3098	17.21	3.040	366.88
	29.200				5.0	196.94	0.3098	17.21	3.040	616.18

・慣性力

安定計算時に鋼矢板に作用する慣性力は、式-参 3.2.8 により算出する。なお、設計震度 K_h は『鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル』¹⁻²⁾p.37 に基づき、地盤面から 10m の深さで 0 となるよう直線的に震度を低減することにより算定する。

$$p_e = \gamma \times B \times K_h \quad \dots\dots\dots \text{式-参 3.2.8}$$

p_e : 慣性力強度
 γ : 単位体積重量(kN/m³)
 B : 堤体幅(m)
 K_h : 設計震度

表-参 3.2.41 慣性力

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 γ (kN/m ³)	震 度 K_h	慣性力用 水平成分 p_e
1	0.000	0.900	16.0	0.1500	14.40
	0.900			0.1500	14.40
2	0.900	0.600	16.0	0.1500	14.40
	1.500			0.1500	14.40
3	1.500	1.750	16.0	0.1500	14.40
	3.250			0.1500	14.40
4	3.250	1.750	16.0	0.1500	14.40
	5.000			0.1500	14.40
5	5.000	1.500	17.0	0.1500	15.30
	6.500			0.1275	13.01
6	6.500	7.200	18.0	0.1275	13.77
	13.700			0.0195	2.11
7	13.700	1.300	18.0	0.0195	2.11
	15.000			0.0000	0.00
8	15.000	0.700	18.0	0.0000	0.00
	15.700			0.0000	0.00
9	15.700	3.500	18.0	0.0000	0.00
	19.200			0.0000	0.00
10	19.200	10.000	18.0	0.0000	0.00
	29.200			0.0000	0.00

②抵抗力の算定(抵抗モーメント算定用)

壁体の安定計算時に考慮する抵抗モーメントの算定時に必要となる土圧強度の算定結果について、以降に記載する。

・主働土圧

主働土圧は、前節「3.2.1 常時性能照査」で示した式-参 3.2.1により算出する。震度 K_h は、式-参 3.2.7により算出する。

表-参 3.2.42 主働土圧(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\varphi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	震度 K_h	地震時 合成角 $\theta(\text{度})$	土圧 係数 K_a	主働 土圧 $p_a(\text{kN/m}^2)$
1	0.000	0.869	16.0	25.00	5.0	0.00	0.1500	8.53	0.517	0.00
	0.869				5.0	13.90	0.1500	8.53	0.517	0.00
2	0.869	0.031	16.0	25.00	5.0	13.90	0.1500	8.53	0.517	0.00
	0.900				5.0	14.40	0.1500	8.53	0.517	0.26
3	0.900	0.600	16.0	25.00	5.0	14.40	0.1500	8.53	0.517	0.26
	1.500				5.0	24.00	0.1500	8.53	0.517	5.23
4	1.500	1.750	16.0	25.00	5.0	24.00	0.1500	8.53	0.517	5.23
	3.250				5.0	52.00	0.1500	8.53	0.517	19.71
5	3.250	1.750	6.2	25.00	5.0	52.00	0.3542	19.50	0.765	31.04
	5.000				5.0	62.85	0.3542	19.50	0.765	39.34
6	5.000	1.500	7.2	20.00	20.0	62.85	0.3293	18.23	0.906	18.86
	6.500				20.0	73.65	---	---	---	21.75
7	6.500	7.200	8.2	35.00	5.0	73.65	0.3098	17.21	0.487	28.90
	13.700				5.0	132.69	0.3098	17.21	0.487	57.65
8	13.700	1.300	8.2	35.00	5.0	132.69	0.3098	17.21	0.487	57.65
	15.000				5.0	143.35	0.3098	17.21	0.487	62.85
9	15.000	0.700	8.2	35.00	5.0	143.35	0.3098	17.21	0.487	62.85
	15.700				5.0	149.09	0.3098	17.21	0.487	65.64
10	15.700	3.500	8.2	35.00	5.0	149.09	0.3098	17.21	0.487	65.64
	19.200				5.0	177.79	0.3098	17.21	0.487	79.62
11	19.200	10.000	8.2	35.00	5.0	177.79	0.3098	17.21	0.487	79.62
	29.200				5.0	259.79	0.3098	17.21	0.487	119.56

・受働土圧

受働土圧は、前節「3.2.1 常時性能照査」で示した式-参 3.2.2 により算出する。震度 K_h 'は、式-参 3.2.7 により算出する。

表-参 3.2.43 受働土圧(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\varphi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma th+q$ (kN/m^2)	震度 K_h '	地震時 合成角 $\theta(\text{度})$	土圧 係数 K_a	受働 土圧 $p_p(\text{kN/m}^2)$
1	0.000	0.900	16.0	25.00	5.0	0.00	0.1500	8.53	2.212	14.87
	0.900				5.0	14.40	0.1500	8.53	2.212	46.73
2	0.900	0.600	16.0	25.00	5.0	14.40	0.1500	8.53	2.212	46.73
	1.500				5.0	24.00	0.1500	8.53	2.212	67.97
3	1.500	1.750	16.0	25.00	5.0	24.00	0.1500	8.53	2.212	67.97
	3.250				5.0	52.00	0.1500	8.53	2.212	129.92
4	3.250	1.750	6.2	25.00	5.0	52.00	0.3542	19.50	1.774	105.59
	5.000				5.0	62.85	0.3542	19.50	1.774	124.84
5	5.000	1.500	7.2	20.00	20.0	62.85	0.3293	18.23	1.384	134.07
	6.500				20.0	73.65	0.3293	18.23	1.384	149.02
6	6.500	7.200	8.2	35.00	5.0	73.65	0.3098	17.21	3.040	241.35
	13.700				5.0	132.69	0.3098	17.21	3.040	420.85
7	13.700	2.000	8.2	35.00	5.0	132.69	0.3098	17.21	3.040	420.85
	15.700				5.0	149.09	0.3098	17.21	3.040	470.71
8	15.700	3.500	8.2	35.00	5.0	149.09	0.3098	17.21	3.040	470.71
	19.200				5.0	177.79	0.3098	17.21	3.040	557.96
9	19.200	10.000	8.2	35.00	5.0	177.79	0.3098	17.21	3.040	557.96
	29.200				5.0	259.79	0.3098	17.21	3.040	807.26

2) 応力度照査時の水圧・土圧の算定

①上流側鋼矢板

鋼材の応力度照査を実施するために必要となる水圧・土圧強度について、算定方法および算定結果を以降に記載する。

・ 静水圧

表-参 3.2.44 静水圧(上流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	静水圧 p_w (kN/m ²)
1	3.000	2.000	0.00
	5.000		19.60
2	5.000	1.500	19.60
	6.500		19.60
3	6.500	7.200	19.60
	13.700		6.77
4	13.700	2.000	6.77
	15.700		3.21
5	15.700	1.800	3.21
	17.500		0.00

・主働土圧

主働土圧は、前節「3.2.1 常時性能照査」で示した式-参 3.2.1 により算出する。震度 K_h 'は、式-参 3.2.7 により算出する。

表-参 3.2.45 主働土圧(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\varphi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	震度 K_h '	地震時 合成角 $\theta(\text{度})$	土圧 係数 K_a	主働 土圧 $p_a(\text{kN/m}^2)$
1	0.000	0.869	16.0	25.00	5.0	0.00	0.1500	8.53	0.517	0.00
	0.869				5.0	13.90	0.1500	8.53	0.517	0.00
2	0.869	0.031	16.0	25.00	5.0	13.90	0.1500	8.53	0.517	0.00
	0.900				5.0	14.40	0.1500	8.53	0.517	0.26
3	0.900	2.100	16.0	25.00	5.0	14.40	0.1500	8.53	0.517	0.26
	3.000				5.0	48.00	0.1500	8.53	0.517	17.64
4	3.000	2.000	6.2	25.00	5.0	48.00	0.3542	19.50	0.765	27.98
	5.000				5.0	60.40	0.3542	19.50	0.765	37.47
5	5.000	1.500	7.2	20.00	20.0	60.40	0.3293	18.23	0.906	16.65
	6.500				20.0	71.20	---	---	---	19.68
6	6.500	7.200	8.2	35.00	5.0	71.20	0.3098	17.21	0.487	27.70
	13.700				5.0	130.24	0.3098	17.21	0.487	56.46
7	13.700	1.300	8.2	35.00	5.0	130.24	0.3098	17.21	0.487	56.46
	15.000				5.0	140.90	0.3098	17.21	0.487	61.65
8	15.000	0.700	8.2	35.00	5.0	140.90	0.3098	17.21	0.487	61.65
	15.700				5.0	146.64	0.3098	17.21	0.487	64.45
9	15.700	3.500	8.2	35.00	5.0	146.64	0.3098	17.21	0.487	64.45
	19.200				5.0	175.34	0.3098	17.21	0.487	78.43
10	19.200	10.000	8.2	35.00	5.0	175.34	0.3098	17.21	0.487	78.43
	29.200				5.0	257.34	0.3098	17.21	0.487	118.37

・受働土圧

受働土圧は、前節「3.2.1 常時性能照査」で示した式-参 3.2.2 により算出する。震度 K_h 'は、式-参 3.2.7 により算出する。

表-参 3.2.46 受働土圧(上流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\varphi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	震度 K_h '	地震時 合成角 $\theta(\text{度})$	土圧 係数 K_a	受働 土圧 $p_p(\text{kN/m}^2)$
1	1.310	1.690	16.0	25.00	5.0	14.00	0.1500	8.53	2.212	45.85
	3.000				5.0	41.04	0.1500	8.53	2.212	105.67
2	3.000	2.000	16.0	25.00	5.0	41.04	0.1500	8.53	2.212	105.67
	5.000				5.0	73.04	0.1500	8.53	2.212	176.47
3	5.000	1.500	7.2	20.00	20.0	73.04	0.3293	18.23	1.384	148.17
	6.500				20.0	83.84	0.3293	18.23	1.384	163.12
4	6.500	7.200	8.2	35.00	5.0	83.84	0.3098	17.21	3.040	272.33
	13.700				5.0	142.88	0.3098	17.21	3.040	451.83
5	13.700	2.000	8.2	35.00	5.0	142.88	0.3098	17.21	3.040	451.83
	15.700				5.0	159.28	0.3098	17.21	3.040	501.69
6	15.700	3.500	8.2	35.00	5.0	159.28	0.3098	17.21	3.040	501.69
	19.200				5.0	187.98	0.3098	17.21	3.040	588.94
7	19.200	10.000	8.2	35.00	5.0	187.98	0.3098	17.21	3.040	588.94
	29.200				5.0	269.98	0.3098	17.21	3.040	838.24

・ 静止土圧

鋼矢板に作用する静止土圧は、前節「3.2.1 常時性能照査」で示した式-参 3.2.3 により算出する。

表-参 3.2.47 静止土圧(上流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_0	静止 土圧 $p_0(\text{kN/m}^2)$
1	1.310	1.690	16.0	14.00	0.500	7.00
	3.000			41.04		20.52
2	3.000	2.000	16.0	41.04	0.500	20.52
	5.000			73.04		36.52
3	5.000	1.500	7.2	73.04	0.500	36.52
	6.500			83.84		41.92
4	6.500	7.200	8.2	83.84	0.426	35.75
	13.700			142.88		60.93
5	13.700	2.000	8.2	142.88	0.426	60.93
	15.700			159.28		67.92
6	15.700	3.500	8.2	159.28	0.426	67.92
	19.200			187.98		80.16
7	19.200	10.000	8.2	187.98	0.426	80.16
	29.200			269.98		115.13

②下流側鋼矢板

鋼材の応力度照査を実施するために必要となる水圧・土圧強度について、算定方法および算定結果を以降に記載する。

・ 静水圧

表-参 3. 2. 48 静水圧 (中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	静水圧 p_w (kN/m ²)
1	3.250	1.750	0.00
	5.000		17.15
2	5.000	1.500	17.15
	6.500		17.15
3	6.500	7.200	17.15
	13.700		5.92
4	13.700	2.000	5.92
	15.700		2.81
5	15.700	1.800	2.81
	17.500		0.00

・主働土圧

主働土圧は、前節「3.2.1 常時性能照査」で示した式-参 3.2.1 により算出する。震度 K_h 'は、式-参 3.2.7 により算出する。

表-参 3.2.49 主働土圧(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\varphi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	震度 K_h '	地震時 合成角 $\theta(\text{度})$	土圧 係数 K_a	主働 土圧 $p_a(\text{kN/m}^2)$
1	0.000	0.869	16.0	25.00	5.0	0.00	0.1500	8.53	0.517	0.00
	0.869				5.0	13.90	0.1500	8.53	0.517	0.00
2	0.869	0.031	16.0	25.00	5.0	13.90	0.1500	8.53	0.517	0.00
	0.900				5.0	14.40	0.1500	8.53	0.517	0.26
3	0.900	0.600	16.0	25.00	5.0	14.40	0.1500	8.53	0.517	0.26
	1.500				5.0	24.00	0.1500	8.53	0.517	5.23
4	1.500	1.750	16.0	25.00	5.0	24.00	0.1500	8.53	0.517	5.23
	3.250				5.0	52.00	0.1500	8.53	0.517	19.71
5	3.250	1.750	6.2	25.00	5.0	52.00	0.3542	19.50	0.765	31.04
	5.000				5.0	62.85	0.3542	19.50	0.765	39.34
6	5.000	1.500	7.2	20.00	20.0	62.85	0.3293	18.23	0.906	18.86
	6.500				20.0	73.65	---	---	---	21.75
7	6.500	7.200	8.2	35.00	5.0	73.65	0.3098	17.21	0.487	28.90
	13.700				5.0	132.69	0.3098	17.21	0.487	57.65
8	13.700	1.300	8.2	35.00	5.0	132.69	0.3098	17.21	0.487	57.65
	15.000				5.0	143.35	0.3098	17.21	0.487	62.85
9	15.000	0.700	8.2	35.00	5.0	143.35	0.3098	17.21	0.487	62.85
	15.700				5.0	149.09	0.3098	17.21	0.487	65.64
10	15.700	3.500	8.2	35.00	5.0	149.09	0.3098	17.21	0.487	65.64
	19.200				5.0	177.79	0.3098	17.21	0.487	79.62
11	19.200	10.000	8.2	35.00	5.0	177.79	0.3098	17.21	0.487	79.62
	29.200				5.0	259.79	0.3098	17.21	0.487	119.56

・受働土圧

受働土圧は、前節「3.2.1 常時性能照査」で示した式-参 3.2.2 により算出する。震度 K_h 'は、式-参 3.2.7 により算出する。

表-参 3.2.50 受働土圧(下流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\varphi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	震度 K_h '	地震時 合成角 $\theta(\text{度})$	土圧 係数 K_a	受働 土圧 $p_p(\text{kN/m}^2)$
1	5.000	1.500	7.2	20.00	20.0	0.00	0.3293	18.23	1.384	47.06
	6.500				20.0	10.80	0.3293	18.23	1.384	62.01
2	6.500	7.200	8.2	35.00	5.0	10.80	0.3098	17.21	3.040	50.27
	13.700				5.0	69.84	0.3098	17.21	3.040	229.77
3	13.700	2.000	8.2	35.00	5.0	69.84	0.3098	17.21	3.040	229.77
	15.700				5.0	86.24	0.3098	17.21	3.040	279.63
4	15.700	3.500	8.2	35.00	5.0	86.24	0.3098	17.21	3.040	279.63
	19.200				5.0	114.94	0.3098	17.21	3.040	366.88
5	19.200	10.000	8.2	35.00	5.0	114.94	0.3098	17.21	3.040	366.88
	29.200				5.0	196.94	0.3098	17.21	3.040	616.18

・ 静止土圧

静止土圧は、前節「3.2.1 常時性能照査」で示した式-参 3.2.3 により算出する。

表-参 3.2.51 静止土圧(下流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_0	静止 土圧 $p_0(\text{kN/m}^2)$
1	5.000	1.500	7.2	0.00	0.500	0.00
	6.500			10.80		5.40
2	6.500	7.200	8.2	10.80	0.426	4.61
	13.700			69.84		29.78
3	13.700	2.000	8.2	69.84	0.426	29.78
	15.700			86.24		36.77
4	15.700	3.500	8.2	86.24	0.426	36.77
	19.200			114.94		49.01
5	19.200	10.000	8.2	114.94	0.426	49.01
	29.200			196.94		83.98

(4) 安定計算

1) 壁体のせん断破壊照査

地震時におけるせん断破壊照査を行う。照査面に対して、前節「3.2.1 常時性能照査」で示した式-参 3.2.4により、地震時の所定安全率 1.0 を確保するものとする。せん断変形破壊照査結果を表-参 3.2.52 に示す。

表-参 3.2.52 各照査面における計算結果

照査箇所名	照査面 (G.L.-m)	照査面 の深さ d	変形モーメント $M_d(\text{kN} \cdot \text{m/m})$	抵抗モーメント※ $M_r(\text{kN} \cdot \text{m/m})$	安全率 F_s
根入れ先端	17.500	12.500	0.00	2458.05	$999 \geq 1.00$ 【OK】
地層境界面	15.700	10.700	0.00	3390.53	$999 \geq 1.00$ 【OK】
地層境界面	13.700	8.700	447.25	3088.83	$6.91 \geq 1.00$ 【OK】
地層境界面	6.500	1.500	510.63	1591.85	$3.12 \geq 1.00$ 【OK】
最小安全率	10.000	5.000	939.94	2407.41	$2.56 \geq 1.00$ 【OK】
現地盤面	5.000	0.000	281.96	1602.55	$5.68 \geq 1.00$ 【OK】

※抵抗モーメント M_r は、矢板の抵抗モーメントと照査面より下の地盤の受働抵抗モーメントのうちいずれか小さい方の 2 倍に、照査面より上の地盤の受働抵抗モーメントと主働抵抗モーメントの差分を足し合わせるにより算定する。

2) 壁体の滑動照査

地震時における壁体の滑動照査を行う。照査面に対して、前節「3.2.1 常時性能照査」で示した式-参 3.2.5により、地震時の所定安全率 1.0 を確保するものとする。滑動に対する照査結果を表-参 3.2.53 に示す。

表-参 3.2.53 各照査面における照査結果

照査ケース	照査面 (G.L.-m)	水平力総和 $F_d(\text{kN/m})$	抵抗力総和 $F_r(\text{kN/m})$	安全率 F_s
地震時	17.500	999	2861	$2.86 \geq 1.00$ 【OK】

3) 基礎地盤の支持力照査

地震時における基礎地盤の支持力照査を行う。照査面に対して、前節「3.2.1 常時性能照査」で示した式-参 3.2.6により、地震時の所定安全率 1.0 を確保するものとする。基礎地盤の支持力に対する検討結果を表-参 3.2.54 に示す。

表-参 3.2.54 各照査面における照査結果

照査ケース	照査面 (G.L.-m)	極限支持力 $Q_u(\text{kN/m})$	$V - \gamma_2 \cdot D_f \cdot B_e$ (kN/m)	安全率 F_s
地震時	17.500	26143	377	$69.33 \geq 1.00$ 【OK】

(5) 部材の断面力・応力度照査

①上流側鋼矢板

1) 壁体断面力の計算結果

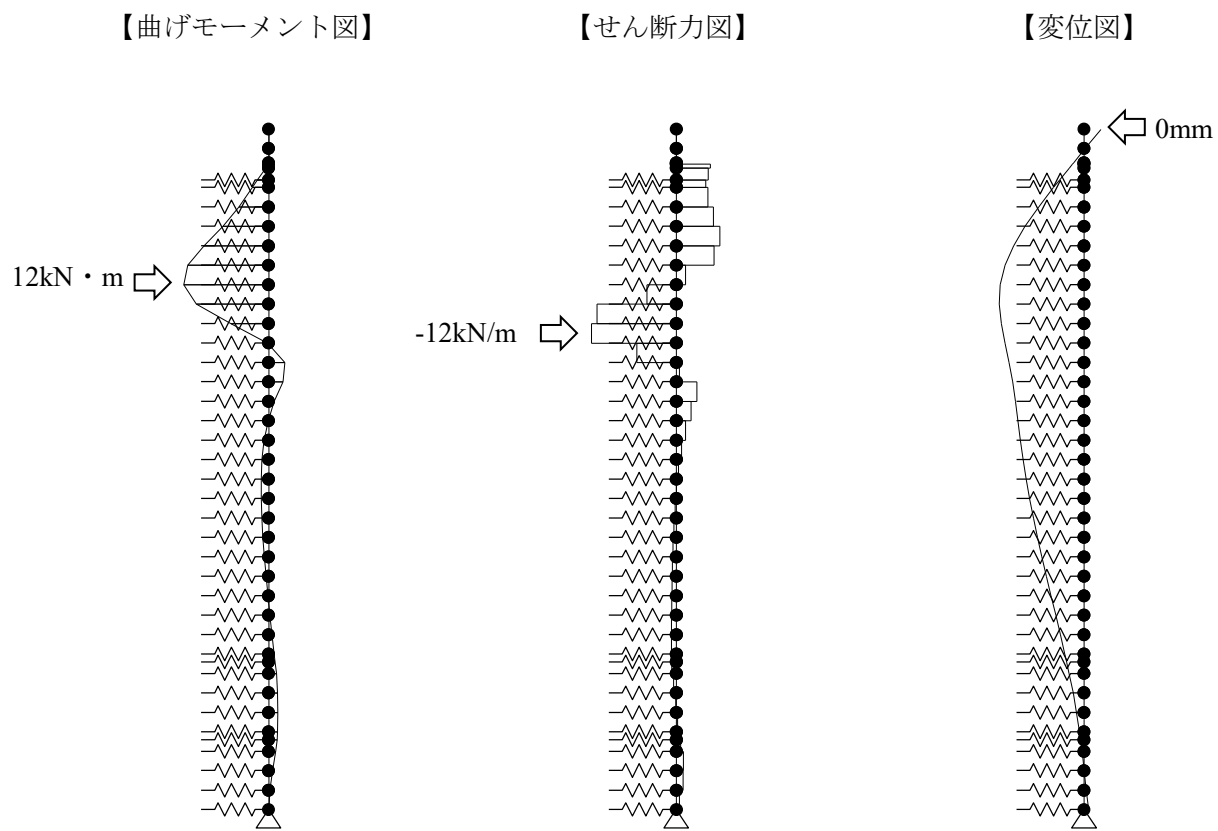


図-参 3.2.13 断面力および変位図

①鋼矢板断面力

表-参 3.2.55 鋼矢板の断面力

検討ケース	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)	矢板頭部変位量 (mm)
地震時	12	-11	0

②タイ材断面力

表-参 3.2.56 タイ材の断面力

検討ケース	引張材反力 (kN/m)	タイ材設置間隔 L (m)	タイ材張力 $P=R \times L$ (kN/本)
地震時	4	2.7	11

2) 部材の応力度照査

地震時性能照査で適用した各鋼材（上流側）の規格および地震時の許容応力度を以下に示す。

表-参 3.2.57 適用した鋼材の規格および許容応力度

鋼材の種類	規格	許容曲げ・引張応力度 (N/mm ²)	許容せん断応力度 (N/mm ²)
鋼矢板(ハット型)	SYW430	385	220
腹起し材(溝形鋼)	SS400	210	-
タイ材	HT-690	264	-

①鋼矢板

表-参 3.2.58 鋼矢板の応力度照査

検討ケース	曲げ応力度 (N/mm ²)	せん断応力度 (N/mm ²)
地震時	6【≤385】	1【≤220】

②タイ材

表-参 3.2.59 タイ材の応力度照査

検討ケース	引張材反力 R (kN/m)	引張材設置間隔 L (m)	応力度 (N/mm ²)
地震時	4	2.7	8【≤264】

③腹起し材

表-参 3.2.60 腹起し材の応力度照査

検討ケース	引張材張力 P (kN/本)	引張材設置間隔 L (m)	曲げモーメント M (kN・m)	応力度 (N/mm ²)
地震時	1	2.7	3	6【≤210】

②下流側鋼矢板

1) 壁体断面力の計算結果

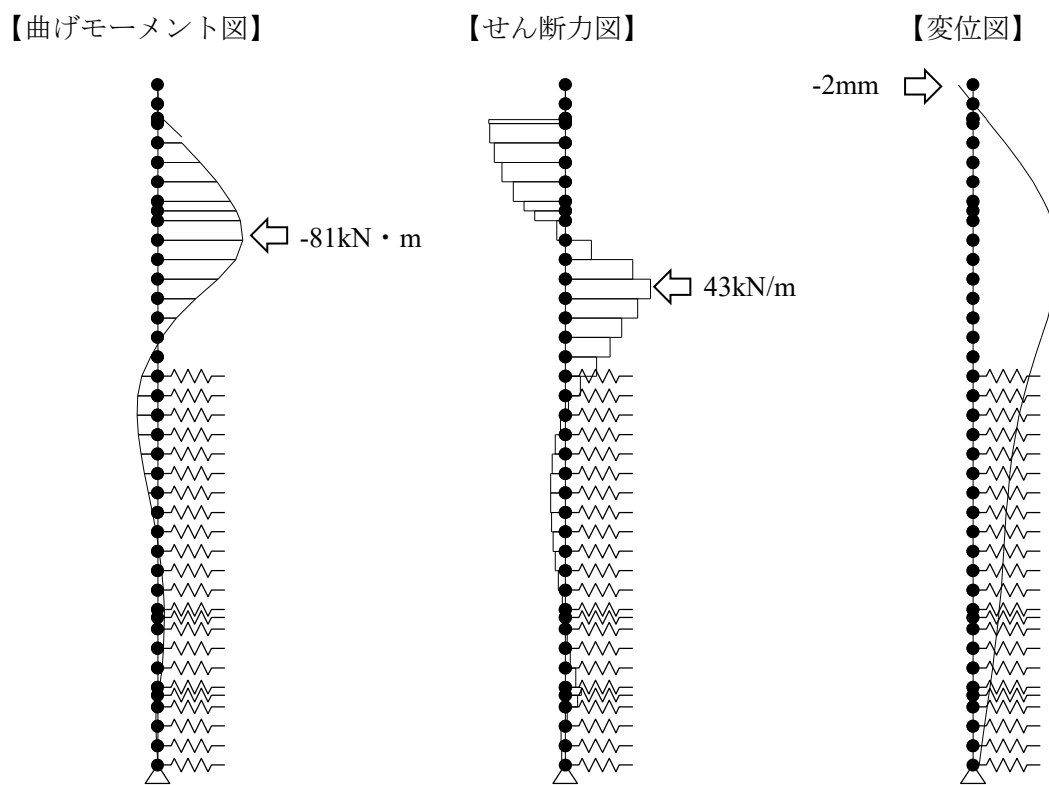


図-参 3.2.14 断面力および変位図

①鋼矢板断面力

表-参 3.2.61 鋼矢板の断面力

検討ケース	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)	矢板頭部変位量 (mm)
地震時	-96	51	-2

②タイ材断面力

表-参 3.2.62 タイ材の断面力

検討ケース	引張材反力 (kN/m)	タイ材設置間隔 L (m)	タイ材張力 $P=R \times L$ (kN/本)
地震時	46	2.7	124

2) 部材の応力度照査

地震時性能照査で適用した各鋼材（下流側）の規格および地震時の許容応力度を以下に示す。

表-参 3.2.63 適用した鋼材の規格および許容応力度

鋼材の種類	規格	許容曲げ応力度 (N/mm ²)	許容せん断応力度 (N/mm ²)
鋼矢板(ハット型)	SYW430	385	220
腹起し材(溝形鋼)	SS400	140	110
タイ材	HT-690	176	-

①鋼矢板

表-参 3.2.64 鋼矢板の応力度照査

検討ケース	曲げ応力度 (N/mm ²)	せん断応力度 (N/mm ²)
地震時	48 【 ≤ 385 】	3 【 ≤ 220 】

②タイ材

表-参 3.2.65 タイ材の応力度照査

検討ケース	引張材反力 R (kN/m)	引張材設置間隔 L (m)	応力度 (N/mm ²)
地震時	46	2.7	89 【 ≤ 264 】

③腹起し材

表-参 3.2.66 腹起し材の応力度照査

検討ケース	引張材張力 R (kN/本)	引張材設置間隔 L (m)	曲げモーメント M (kN・m)	応力度 (N/mm ²)
地震時	124	2.7	33	67 【 ≤ 210 】

3.2.3 液状化時性能照査

本節では、鋼矢板二重式工法を適用した基礎地盤が液状化する場合のため池を対象に、静的手法によりレベル1地震動に対する液状化時の耐震性能照査を実施した試設計例を示す。

【解説】

- ・液状化時性能照査では、上流側・下流側の矢板について照査を実施する。

(1) 設計条件

1) 検討モデル

液状化時性能照査を行う検討モデルを図-参 3.2.15 に示す。本試設計例では、鋼矢板二重式工法を適用した断面について、貯水池側に配置した鋼矢板より上流側の地層を「上流側」、下流側に配置した鋼矢板より下流側を「下流側」、上・下流側の間に位置する地層を「中詰土」と呼称する。

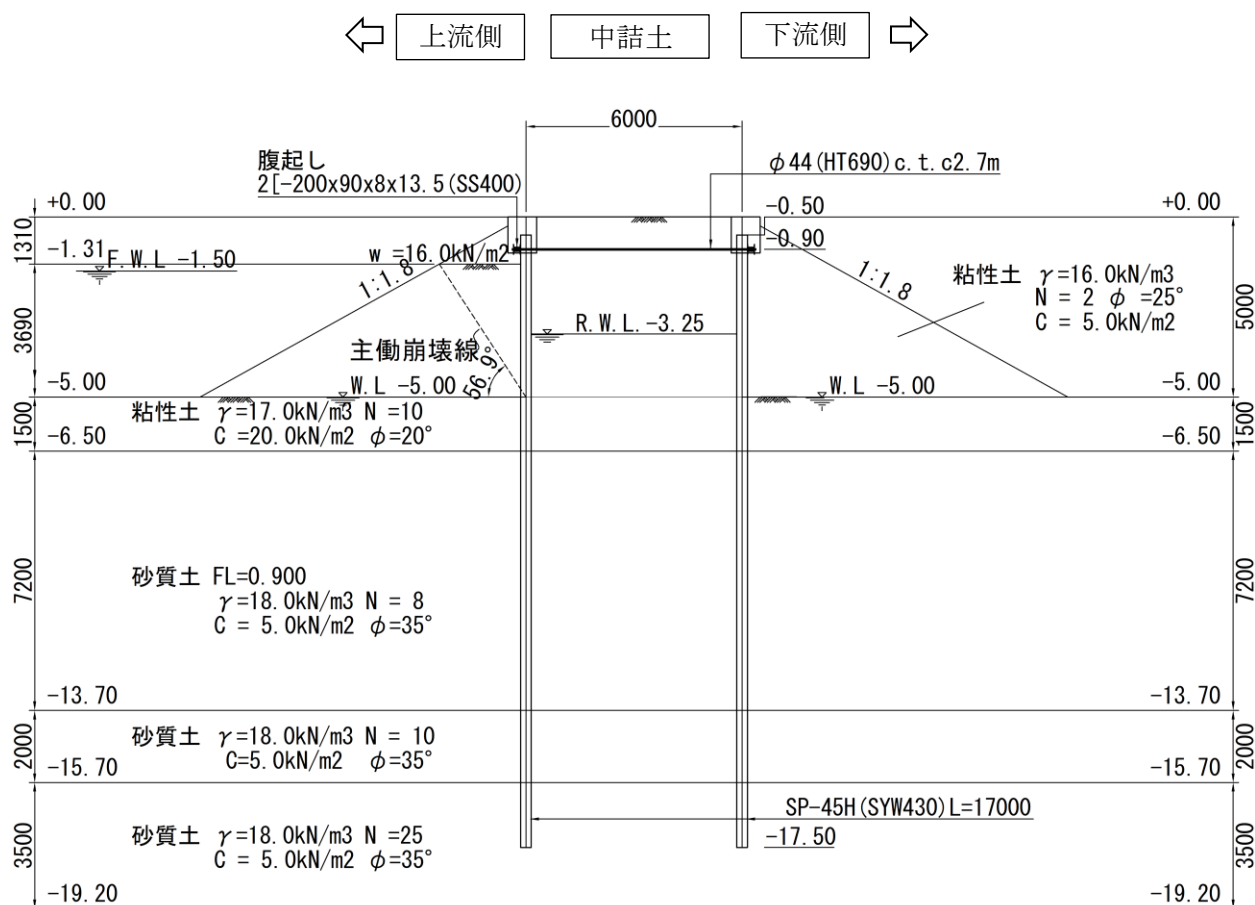


図-参 3.2.15 検討モデル

2) 設計地盤面の設定

本試設計例では、地震時性能照査時と同様、設計地盤面として上流側・下流側でそれぞれ以下の様に設定する。

- ①上流側：法面と基礎地盤面から引いた常時主働崩壊線が交差する位置
- ②下流側：現地盤面位置（堤体の受働抵抗は見られないと仮定）

3) 上載荷重の設定

本試設計例では、上流・下流側において設計時盤面より上部の土塊重量を上載荷重として考慮するよう設定する。

上流側 : 14.00 kN/m²

4) 水位条件の設定

本試設計例では、水位条件として上流側・中詰土・下流側でそれぞれ以下の様に設定する。中詰土内の水位条件については、『鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル』¹⁻²⁾p.23 に基づき、上流側と下流側の水位の中間値として設定する。

①上流側 : G.L.-1.50m(常時満水位)

②中詰土 : G.L.-3.00m

③下流側 : G.L.-5.00m

5) 地震時設計震度

『鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル』¹⁻²⁾p.75 に基づき、下式により地震時の設計震度を設定する。

$$k_s = C_z \cdot C_G \cdot C_I \cdot k_{s0}$$

k_s : 震度

k_{s0} : 標準震度(=0.15)

C_z : 地域別補正係数

C_G : 地域別補正係数

C_I : 重要度別補正係数(=1.0)

ここでは、本モデルが強震帯地域に属すると仮定し、 $C_z=1.0$ と設定する。また、 $C_G=1.0$ とする。したがって、地震時設計震度は以下の通りとなる。

$$k_s = 1.0 \times 1.0 \times 1.0 \times 0.15 = 0.15$$

6) 液状化の条件

『鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル』¹⁻²⁾p.79 に基づき、下式により液状化の判定を行う。

$$F_L = R/L$$

$$R = C_w \cdot R_L$$

$$L = \tau_d \cdot k_s \cdot \sigma_v / \sigma_v'$$

$$\tau_d = 1.0 - 0.015x$$

$$\sigma_v = [\gamma_{t1} \cdot h_w + \gamma_{t2}(x - h_w)]$$

$$\sigma_v' = [\gamma_{t1} \cdot h_w + \gamma_{t2}'(x - h_w)]$$

$$C_w = 1.0$$

ここで、

F_L : 液状化に対する抵抗率

R : 動的せん断強度比

L : 地震時せん断応力比

C_w : 地震動特性による補正係数

R_L : 繰返し三軸強度比

r_d : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

k_s : 液状化判定用震度

σ_v : 全上載圧(kN/m²)

σ_v' : 有効上載圧(kN/m²)

x : 地表面からの深さ(m)

γ_1 : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量(kN/m³)

γ_2 : 地下水位面より深い位置での土の有効単位体積重量(kN/m³)

γ_2' : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量(kN/m³)

h_w : 地下水位深さ(m)

①液状化判定用震度

5)の設定値と同様に、 $k_s=0.15$ を用いる。

②液状化抵抗率に応じた土層の分類

『鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル』¹⁻²⁾p.81 に基づき、算定された水平地盤の液状化抵抗率 F_L に応じて、土層を以下に様に分類する。

$F_L < 1.0$: 液状化層

$1.0 \leq F_L < 1.3$: 準液状化層

$1.3 \leq F_L$: 非液状化層

7) 鋼矢板壁の開口部を考慮した断面諸元の設定

鋼矢板壁の開口部を考慮した照査を行う。設計法については、本編「**2. 5. 3 鋼矢板壁の開口部の取り扱い**」の考え方にに基づき、開口部を考慮して平均化した断面係数 Z' および断面二次モーメント I' を用いて照査を行う。

本試設計例では、基礎地盤面 (G.L.-5.00m) 以深に 1.0m 四方の底樋管が敷設される状況を想定し、矢板打設幅 10m に対する開口部を考慮した断面諸元を設定する。なお、前節「**3. 2. 2 液状化時性能照査**」から鋼矢板の仕様に変更が無いことから、同節で算出した断面係数 Z' および断面二次モーメント I' を用いる。

鋼矢板の種類 : SP-45H(SYW430)

平均化した断面係数 Z' : 2340 (cm^3/m)

平均化した断面二次モーメント I' : 39044 (cm^4/m)

(2) 対策工の構造諸元

1) 使用材料

① 鋼矢板

鋼矢板の種類：SP-45H(SYW430)

ヤング係数： $2.00 \times 10^5 (\text{N/mm}^2)$

腐食代：片側 1mm ずつ，両面で 2mm，腐食低減係数(I , Z)0.85

有効率：断面 2 次モーメント(I)1.00，断面係数(Z)1.00

表-参 3. 2. 67 SP-45H(SYW430) の断面諸元

断面諸元	単位	公称値	開口部を 考慮した諸元	両側 1mm 腐 食時
断面積 A	cm^2/m	207.8	207.8	180.8
断面 2 次モーメント I	cm^4/m	45000	39044	33187
断面係数 Z	cm^3/m	2450	2340	1989

② タイ材

HT-690

腐食代：全周 1.0mm

表-参 3. 2. 68 HT-690 の断面諸元

設置位置 (G.L.-m)	引張材 水平間隔(m)	引張材の直径 (mm)	引張材の材質	引張材の 本数(本)
19.33	2.7	34	HT-690	1

① 腹起し材

溝形鋼：[-200×90×8×13.5(SS400)]

腐食代：考慮しない

表-参 3. 2. 69 [-200×90×8×13. 5 (SS400) の断面諸元

断面諸元	単位	公称値(腐食前)	使用本数(本)
断面積 A	cm^2	38.65	2
断面 2 次モーメント I_x	cm^4	2490	
断面係数 Z_x	cm^3	249	

(3) 荷重条件

液状化時の各照査段階で考慮する荷重条件は、表-参 3.2.70 の通りとする。

表-参 3.2.70 考慮する荷重条件(液状化時)

照査項目	静水圧	受働土圧	主働土圧	土圧振動成分	土圧漸増成分	静止土圧
安定計算	○	○	○	○	○	
応力度照査	○	○	○	○	○	○

次頁以降に、液状化時に考慮する荷重条件の概念図について示す。

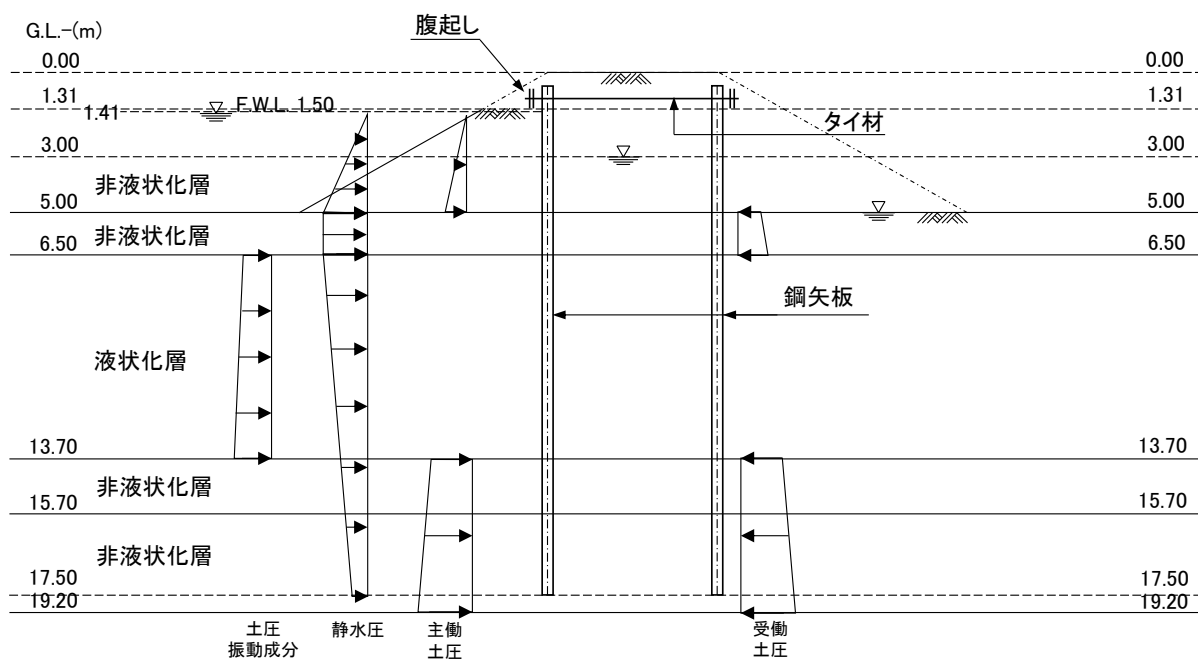


図-参 3.2.16 荷重条件図(安定計算時, 変形モーメント算定用)

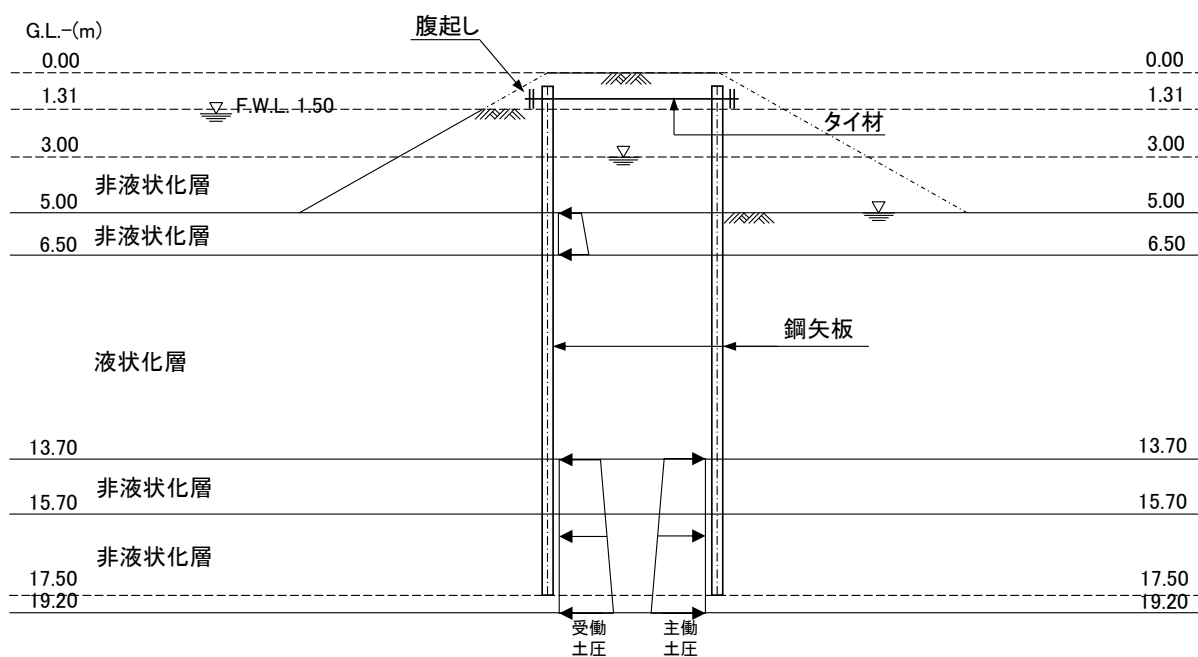


図-参 3.2.17 荷重条件図(安定計算時, 抵抗モーメント算定用)

液状化時の矢板とタイ材応力計算モデルは、『鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル』¹⁻²⁾p.92 に基づき以下に示す二つの変形モードを想定し、それらの応力を足し合わせることで求める。

- ・ 基本ケース 1：矢板をタイ材取付位置を支点とした単純梁のモデルとし、液状化層から矢板に作用する土圧（漸増成分、振動成分）と中詰土による静止土圧を作用させる。
- ・ 基本ケース 2： 矢板を根入部の弾性地盤反力バネで支持される片持ち梁とし、中詰土部分に地震時主働土圧と静止土圧の差分を作用させる。

以下に、上流側で考慮するそれぞれの変形モードの荷重条件図を示す。応力度照査時は、支持層での矢板の受働土圧を別途考慮する。

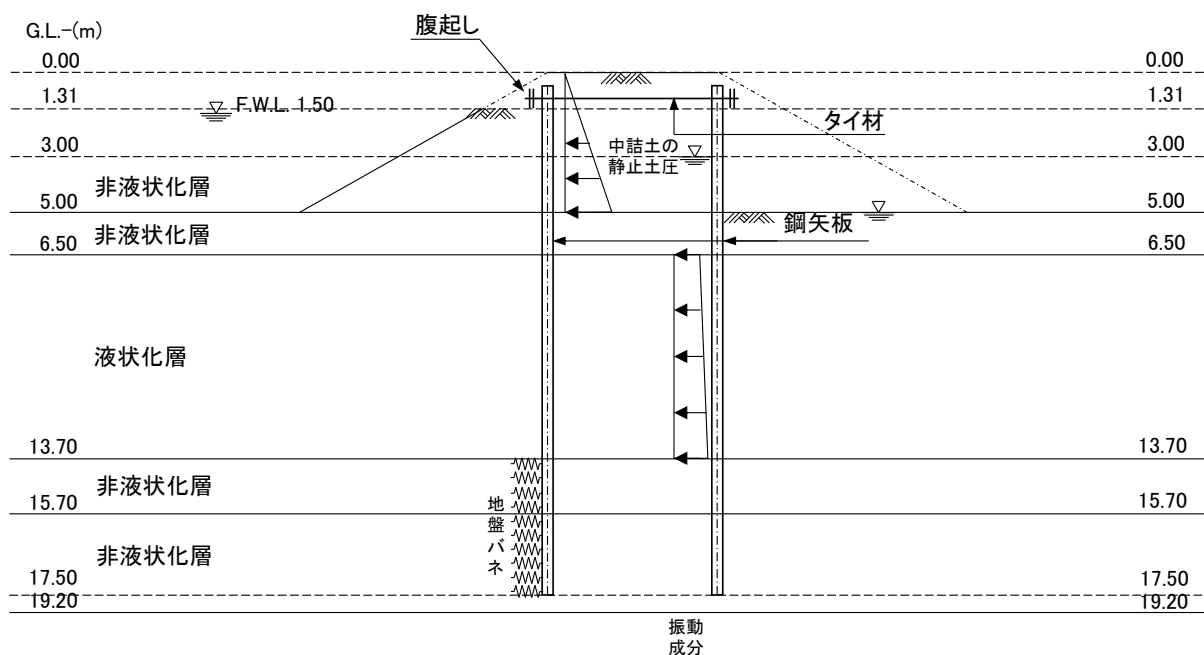


図-参 3.2.18 荷重条件図(応力度照査時，上流側基本ケース 1)

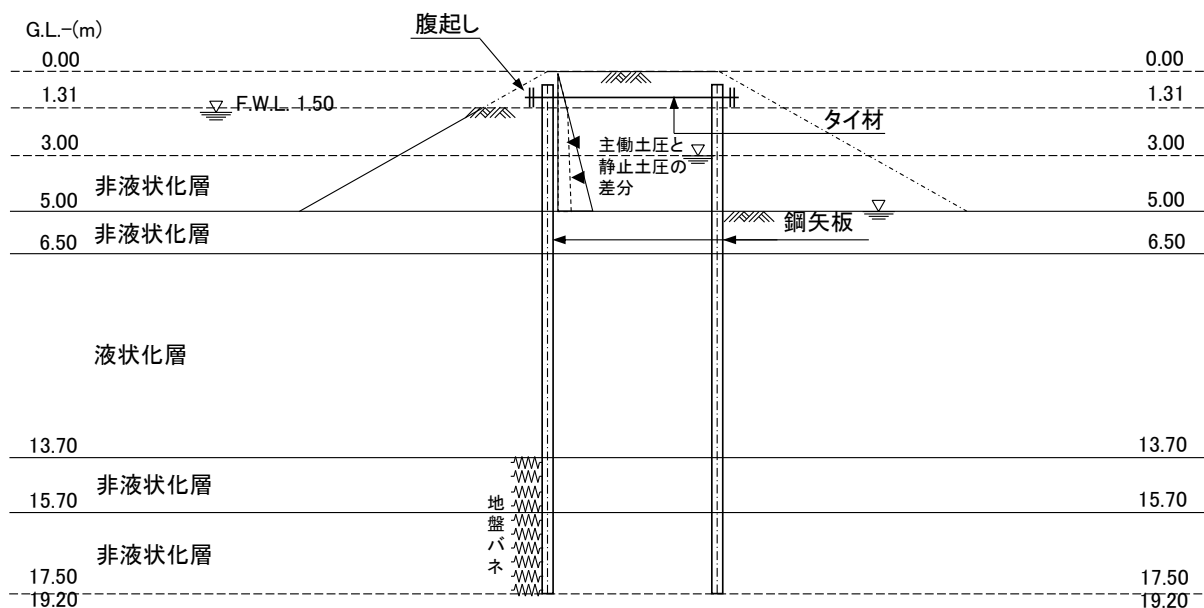


図-参 3.2.19 荷重条件図(応力度照査時，上流側基本ケース 2)

以下に，下流側で考慮するそれぞれの変形モードの荷重条件図を示す。応力度照査時は，支持層での矢板の受働土圧を別途考慮する。

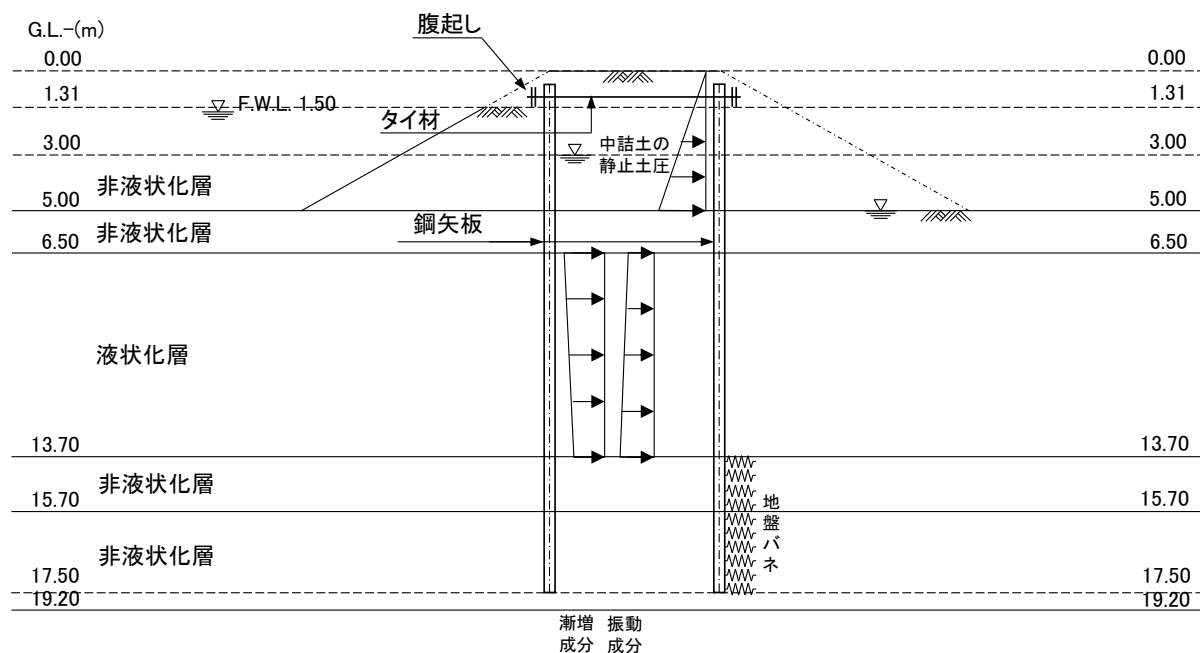


図-参 3.2.20 荷重条件図(応力度照査時，下流側基本ケース 1)

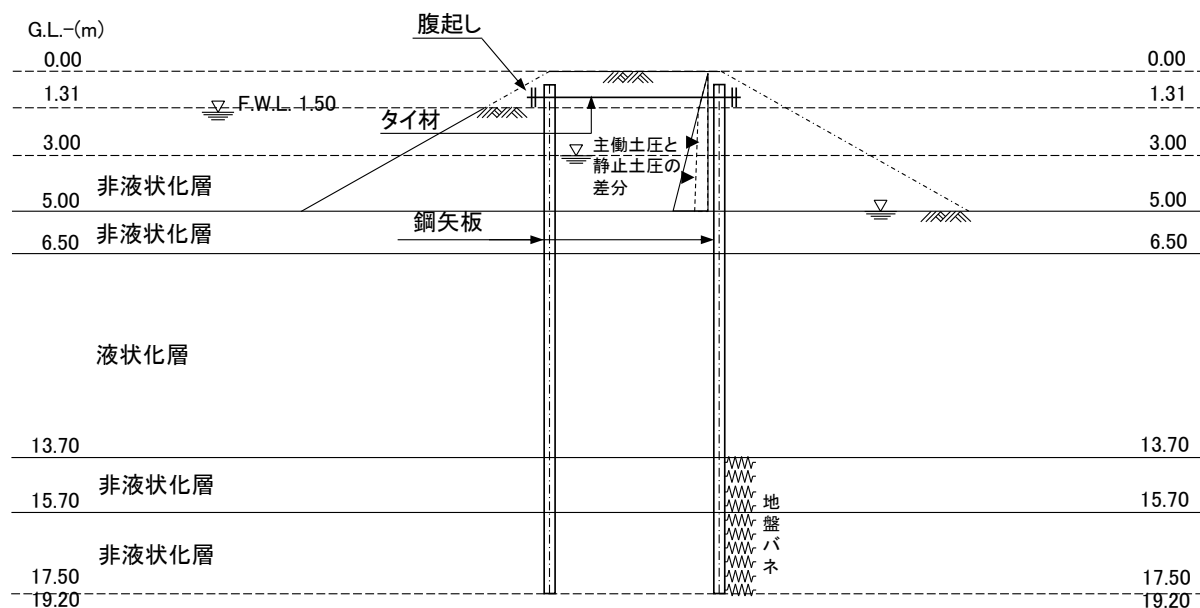


図-参 3.2.21 荷重条件図(応力度照査時，下流側基本ケース 2)

①作用外力の算定(変形モーメント算定用)

壁体の安定計算時に考慮する変形モーメントの算定用の作用外力の計算過程について、以降に記載する。

・ 静水圧

安定計算時に鋼矢板に作用する静水圧は、表-参 3.2.71 の通りである。水の単位体積重量 γ_w は 9.8kN/m^3 として算定する。

表-参 3.2.71 静水圧(上流側)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	静水圧 p_w (kN/m^2)
1	1.500	1.750	0.00
	3.250		17.15
2	3.250	1.750	17.15
	5.000		34.30
3	5.000	1.500	34.30
	6.500		34.30
4	6.500	7.200	34.30
	13.700		23.07
5	13.700	2.000	23.07
	15.700		19.96
6	15.700	1.800	19.96
	17.500		17.15

・主働土圧

安定計算時に鋼矢板に作用する主働土圧は、「3.2.1 常時性能照査」で示した式-参 3.2.1 により算出する。

表-参 3.2.72 主働土圧(上流側)

No.	深さ (G.L.-m)	土層 分類	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\varphi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_a	主働 土圧 $p_a(\text{kN/m}^2)$
1	1.310	非液 状化	0.106	16.0	25.00	5.0	14.00	0.406	0.00
	1.416					5.0	15.70		0.00
2	1.416	非液 状化	0.084	16.0	25.00	5.0	15.70	0.406	0.00
	1.500					5.0	17.04		0.55
3	1.500	非液 状化	1.750	6.2	25.00	5.0	17.04	0.406	0.55
	3.250					5.0	27.89		4.95
4	3.250	非液 状化	1.750	6.2	25.00	5.0	27.89	0.406	4.95
	5.000					5.0	38.74		9.35
5	5.000	非液 状化	1.500	7.2	20.00	20.0	38.74	0.490	0.00
	6.500					20.0	49.54		0.00
6	6.500	液状 化	7.200	8.2	35.00	5.0	49.54	-----	-----
	13.700					5.0	108.58		-----
7	13.700	非液 状化	2.000	8.2	35.00	5.0	108.58	0.271	24.22
	15.700					5.0	124.98		28.66
8	15.700	非液 状化	3.500	8.2	35.00	5.0	124.98	0.271	28.66
	19.200					5.0	153.68		36.44
9	19.200	非液 状化	10.000	8.2	35.00	5.0	153.68	0.271	36.44
	29.200					5.0	235.68		58.66

・受働土圧

安定計算時に鋼矢板に作用する受働土圧は、「3.2.1 常時性能照査」で示した式-参 3.2.2 により算出する。

表-参 3.2.73 受働土圧(下流側)

No.	深さ (G.L.-m)	土層 分類	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\varphi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_a	受働 土圧 $p_p(\text{kN/m}^2)$
1	5.000	非液 状化	1.500	7.2	20.00	20.0	0.00	2.040	57.13
	6.500					20.0	10.80		79.15
2	6.500	液状 化	7.200	8.2	35.00	5.0	10.80	-----	-----
	13.700					5.0	69.84		-----
3	13.700	非液 状化	2.000	8.2	35.00	5.0	69.84	3.690	276.93
	15.700					5.0	86.24		337.45
4	15.700	非液 状化	3.500	8.2	35.00	5.0	86.24	3.690	337.45
	19.200					5.0	114.94		443.36
5	19.200	非液 状化	10.000	8.2	35.00	5.0	114.94	3.690	443.36
	29.200					5.0	196.94		745.95

・土圧振動成分

土圧振動成分荷重は、地震時の地盤および鋼矢板の振動に応じた荷重が鋼矢板に作用することを考慮したものである。土圧振動成分荷重は式-参 3.2.9 より算出する。

$$p_d = \beta_2 \times p_{dmax} \cdots \cdots \cdots \text{式-参 3.2.9}$$

p_d : 土圧振動成分荷重(kN/m²)
 β_2 は鋼矢板の相対剛性より、下式により求める。

$$\beta_2 = 0.40 \log \rho - 0.40$$

(ただし、 $0 \leq \beta_2 \leq 1.0$)

$$\rho = \frac{E \times Z_a}{\gamma_{sat} \times h l_q^3}$$

ρ : 鋼矢板の相対剛性
 $h l_q$: 液状化層厚(m)
 γ_{sat} : 土の飽和単位体積重量(kN/m³)
 E : 壁体のヤング係数(kN/m²)
 Z_a : 壁体の断面係数

土圧振動成分荷重の最大値 p_{dmax} は、式-参 3.2.10 により算出する。なお、有効上載圧は現地盤面より下の土層を対象とする。

$$p_{dmax} = k_{hg} \times \gamma_{sat} \sqrt{(h_d \times z)} \cdots \cdots \cdots \text{式-参 3.2.10}$$

p_{dmax} : 土圧振動成分の最大値(kN/m²)
 k_{hg} : 液状化用設計水平震度
 h_d : 地下水位面から最も下の液状化層下端までの距離(m)
 z : 現地盤面からの計算点までの深さ(m)

表-参 3.2.74 土圧振動成分荷重(上流側)

No.	深さ (G.L.-m)	土層 分類	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	有効上載 圧 $\Sigma\gamma \cdot z$ (kN/m^2)	$p_{d\max}$ (kN/m^2)	壁体の 相対剛性 ρ	振動成 分低減 係数 β_2	土圧振動 成分荷重 $p_s(\text{kN/m}^2)$
1	6.500	液状化	0.500	19.0	89.54	21.35	56.66	0.3013	6.43
	7.000				99.04	22.46			6.77
2	7.000	液状化	0.500	19.0	99.04	22.46	56.66	0.3013	6.77
	7.500				108.54	23.51			7.08
3	7.500	液状化	0.500	19.0	108.54	23.51	56.66	0.3013	7.08
	8.000				118.04	24.52			7.39
4	8.000	液状化	0.500	19.0	118.04	24.52	56.66	0.3013	7.39
	8.500				127.54	25.49			7.68
5	8.500	液状化	0.500	19.0	127.54	25.49	56.66	0.3013	7.68
	9.000				137.04	26.42			7.96
6	9.000	液状化	0.500	19.0	137.04	26.42	56.66	0.3013	7.96
	9.500				146.54	27.32			8.23
7	9.500	液状化	0.500	19.0	146.54	27.32	56.66	0.3013	8.23
	10.000				156.04	28.19			8.49
8	10.000	液状化	0.500	19.0	156.04	28.19	56.66	0.3013	8.49
	10.500				165.54	29.04			8.75
9	10.500	液状化	0.500	19.0	165.54	29.04	56.66	0.3013	8.75
	11.000				175.04	29.86			9.00
10	11.000	液状化	0.500	19.0	175.04	29.86	56.66	0.3013	9.00
	11.500				184.54	30.66			9.24
11	11.500	液状化	0.500	19.0	184.54	30.66	56.66	0.3013	9.24
	12.000				194.04	31.44			9.47
12	12.000	液状化	0.500	19.0	194.04	31.44	56.66	0.3013	9.47
	12.500				203.54	32.20			9.70
13	12.500	液状化	0.500	19.0	203.54	32.20	56.66	0.3013	9.70
	13.000				213.04	32.94			9.92
14	13.000	液状化	0.500	19.0	213.04	32.94	56.66	0.3013	9.92
	13.500				222.54	33.66			10.14
15	13.500	液状化	0.200	19.0	222.54	33.66	56.66	0.3013	10.14
	13.700				226.34	33.95			10.23

②抵抗力の算定(抵抗モーメント算定用)

壁体の安定計算時に考慮する抵抗モーメントを算定する際に必要となる土圧強度の算定結果について、以降に記載する。

・主働土圧

主働土圧は、「3.2.1 常時性能照査」で示した式-参 3.2.1により算出する。

表-参 3.2.75 主働土圧(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	土層 分類	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\phi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_a	主働 土圧 $p_a(\text{kN/m}^2)$
1	5.000	非液 状化	1.500	7.2	20.00	20.0	0.00	0.490	0.00
	6.500					20.0	10.80		0.00
2	6.500	液状 化	1.026	8.2	35.00	5.0	10.80	-----	-----
	7.526					5.0	19.21		-----
3	7.526	液状 化	6.174	8.2	35.00	5.0	19.21	-----	-----
	13.700					5.0	69.84		-----
4	13.700	非液 状化	2.000	8.2	35.00	5.0	69.84	0.271	13.72
	15.700					5.0	86.24		18.16
5	15.700	非液 状化	3.500	8.2	35.00	5.0	86.24	0.271	18.16
	19.200					5.0	114.94		25.94
6	19.200	非液 状化	10.000	8.2	35.00	5.0	114.94	0.271	25.94
	29.200					5.0	196.94		48.16

・受働土圧

受働土圧は、「3.2.1 常時性能照査」で示した式-参 3.2.2により算出する。

表-参 3.2.76 受働土圧(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	土層 分類	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\phi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_a	受働 土圧 $p_p(\text{kN/m}^2)$
1	5.000	非液 状化	1.500	7.2	20.00	20.0	0.00	2.040	57.13
	6.500					20.0	10.80		79.15
2	6.500	液状 化	7.200	8.2	35.00	5.0	10.80	-----	-----
	13.700					5.0	69.84		-----
3	13.700	非液 状化	2.000	8.2	35.00	5.0	69.84	3.690	276.93
	15.700					5.0	86.24		337.45
4	15.700	非液 状化	3.500	8.2	35.00	5.0	86.24	3.690	337.45
	19.200					5.0	114.94		443.36
5	19.200	非液 状化	10.000	8.2	35.00	5.0	114.94	3.690	443.36
	29.200					5.0	196.94		745.95

2) 応力度照査時の水圧・土圧の算定

①上流側鋼矢板

鋼材の応力度照査を実施するために必要となる水圧・土圧強度について、算定方法および算定結果を以降に記載する。

・主働土圧

主働土圧は、「3.2.1 常時性能照査」で示した式-参 3.2.1 により算出する。震度 K_h は、前節「3.2.2 地震時性能照査」で示した式-参 3.2.7 により算出する。

表-参 3.2.77 主働土圧(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\phi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	震度 K_h '	地震時 合成角 $\theta(\text{度})$	土圧 係数 K_a	主働 土圧 $p_a(\text{kN/m}^2)$
1	0.000	0.869	16.0	25.00	5.0	0.00	0.1500	8.53	0.517	0.00
	0.869				5.0	13.90	0.1500	8.53	0.517	0.00
2	0.869	0.031	16.0	25.00	5.0	13.90	0.1500	8.53	0.517	0.00
	0.900				5.0	14.40	0.1500	8.53	0.517	0.26
3	0.900	2.100	16.0	25.00	5.0	14.40	0.1500	8.53	0.517	0.26
	3.000				5.0	48.00	0.1500	8.53	0.517	17.64
4	3.000	2.000	6.2	25.00	5.0	48.00	0.3542	19.50	0.765	27.98
	5.000				5.0	60.40	0.3542	19.50	0.765	37.47

・ 受働土圧

受働土圧は、「3.2.1 常時性能照査」で示した式-参 3.2.2により算出する。

表-参 3.2.78 受働土圧(上流側)

No.	深さ (G.L.-m)	土層 分類	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\varphi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_a	受働 土圧 $p_p(\text{kN/m}^2)$
1	1.310	非液 状化	1.690	16.0	25.00	5.0	14.00	2.464	50.19
	3.000					5.0	41.04		116.82
2	3.000	非液 状化	2.000	16.0	25.00	5.0	41.04	2.464	116.82
	5.000					5.0	73.04		195.66
3	5.000	非液 状化	1.500	7.2	20.00	20.0	73.04	2.040	206.10
	6.500					20.0	83.84		228.13
4	6.500	液状 化	7.200	8.2	35.00	5.0	83.84	-----	-----
	13.700					5.0	142.88		-----
5	13.700	非液 状化	2.000	8.2	35.00	5.0	142.88	3.690	546.46
	15.700					5.0	159.28		606.98
6	15.700	非液 状化	3.500	8.2	35.00	5.0	159.28	3.690	606.98
	19.200					5.0	187.98		712.89
7	19.200	非液 状化	10.000	8.2	35.00	5.0	187.98	3.690	712.89
	29.200					5.0	269.98		1015.48

・ 静止土圧

静止土圧は、「3.2.1 常時性能照査」で示した式-参 3.2.3 により算出する。

表-参 3.2.79 静止土圧(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	有効上載圧 $\Sigma\gamma_i h + q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_0	静止 土圧 $p_0(\text{kN/m}^2)$
1	0.000	0.900	16.0	0.00	0.500	0.00
	0.900			14.40		7.20
2	0.900	2.100	16.0	14.40	0.500	7.20
	3.000			48.00		24.00
3	3.000	2.000	6.2	48.00	0.500	24.00
	5.000			60.40		30.20

・ 土圧漸増成分

土圧漸増成分の荷重は、地震時に液状化が進行するのに伴って、鋼矢板への土圧が増加することを考慮したものである。土圧漸増成分荷重は、式-参 3.2.11 により算出する。

$$p_s = \beta_1 \times q_z - \gamma_t \times z \cdots \cdots \text{式-参 3.2.11}$$

p_s : 土圧漸増成分荷重(kN/m^2)
 β_1 : 低減係数
 q_z : 締切り内側で設置地盤面から z の深さの全上載圧(kN/m^2)
 γ : 土の単位体積重量(kN/m^3)

表-参 3.2.80 土圧漸増成分荷重(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	土層 分類	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	全上 載圧 q_z (kN/m^2)	液状化 抵抗率 F_L	漸増成分 低減係数 β_1	背面側土 圧 $\beta_1 \cdot q_z$ (kN/m^2)	有効上載 圧 $\gamma \cdot z$ (kN/m^2)	土圧漸増 成分荷重 $p_s(\text{kN/m}^2)$
1	6.500	液状 化	7.200	19.0	109.00	1.300	0.70000	76.30	100.04	0.00
	13.700				245.80			172.06	236.84	0.00

・土圧振動成分

土圧振動成分荷重は、式-参 3.2.9 により算出する。

表-参 3.2.81 土圧振動成分荷重(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	土層 分類	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	有効上載圧 $\Sigma\gamma \cdot z$ (kN/m^2)	p_{dmax} (kN/m^2)	壁体の 相対剛性 ρ	振動成分 低減係数 β_2	土圧振動 成分荷重 $p_s(\text{kN/m}^2)$
1	6.500 7.000	液状化	0.500	19.0	27.00 36.50	9.98 11.60	56.66	0.3358	3.35 3.89
2	7.000 7.500	液状化	0.500	19.0	36.50 46.00	11.60 13.02	56.66	0.3358	3.89 4.37
3	7.500 8.000	液状化	0.500	19.0	46.00 55.50	13.02 14.30	56.66	0.3358	4.37 4.80
4	8.000 8.500	液状化	0.500	19.0	55.50 65.00	14.30 15.48	56.66	0.3358	4.80 5.20
5	8.500 9.000	液状化	0.500	19.0	65.00 74.50	15.48 16.57	56.66	0.3358	5.20 5.56
6	9.000 9.500	液状化	0.500	19.0	74.50 84.00	16.57 17.59	56.66	0.3358	5.56 5.91
7	9.500 10.000	液状化	0.500	19.0	84.00 93.50	17.59 18.56	56.66	0.3358	5.91 6.23
8	10.000 10.500	液状化	0.500	19.0	93.50 103.00	18.56 19.48	56.66	0.3358	6.23 6.54
9	10.500 11.000	液状化	0.500	19.0	103.00 112.50	19.48 20.36	56.66	0.3358	6.54 6.84
10	11.000 11.500	液状化	0.500	19.0	112.50 122.00	20.36 21.20	56.66	0.3358	6.84 7.12
11	11.500 12.000	液状化	0.500	19.0	122.00 131.50	21.20 22.01	56.66	0.3358	7.12 7.39
12	12.000 12.500	液状化	0.500	19.0	131.50 141.00	22.01 22.80	56.66	0.3358	7.39 7.65
13	12.500 13.000	液状化	0.500	19.0	141.00 150.50	22.80 23.55	56.66	0.3358	7.65 7.91
14	13.000 13.500	液状化	0.500	19.0	150.50 160.00	23.55 24.28	56.66	0.3358	7.91 8.15
15	13.500 13.700	液状化	0.200	19.0	160.00 163.80	24.28 24.57	56.66	0.3358	8.15 8.25

②下流側鋼矢板

鋼材の応力度照査を実施するために必要となる水圧・土圧強度について、算定方法および算定結果を以降に記載する。

・主働土圧

主働土圧は、「3.2.1 常時性能照査」で示した式-参 3.2.1により算出する。震度 K_h は、前節「3.2.2 地震時性能照査」で示した式-参 3.2.7により算出する。

表-参 3.2.82 主働土圧(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\varphi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	震度 K_h'	地震時 合成角 $\theta(\text{度})$	土圧 係数 K_a	主働 土圧 $p_a(\text{kN/m}^2)$
1	0.000	0.869	16.0	25.00	5.0	0.00	0.1500	8.53	0.517	0.00
	0.869				5.0	13.90	0.1500	8.53	0.517	0.00
2	0.869	0.031	16.0	25.00	5.0	13.90	0.1500	8.53	0.517	0.00
	0.900				5.0	14.40	0.1500	8.53	0.517	0.26
3	0.900	0.600	16.0	25.00	5.0	14.40	0.1500	8.53	0.517	0.26
	1.500				5.0	24.00	0.1500	8.53	0.517	5.23
4	1.500	1.750	16.0	25.00	5.0	24.00	0.1500	8.53	0.517	5.23
	3.250				5.0	52.00	0.1500	8.53	0.517	19.71
5	3.250	1.750	6.2	25.00	5.0	52.00	0.3542	19.50	0.765	31.04
	5.000				5.0	62.85	0.3542	19.50	0.765	39.34

・受働土圧

受働土圧は、「3.2.1 常時性能照査」で示した式-参 3.2.2により算出する。

表-参 3.2.83 受働土圧(上流側)

No.	深さ (G.L.-m)	土層 分類	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	内部 摩擦角 $\varphi(\text{度})$	粘着力 c (kN/m^2)	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_a	受働 土圧 $p_p(\text{kN/m}^2)$
1	5.000	非液 状化	1.500	7.2	20.00	20.0	0.00	2.040	57.13
	6.500					20.0	10.80		79.15
2	6.500	液状 化	7.200	8.2	35.00	5.0	10.80	-----	-----
	13.700					5.0	69.84	-----	-----
3	13.700	非液 状化	2.000	8.2	35.00	5.0	69.84	3.690	276.93
	15.700					5.0	86.24		337.45
4	15.700	非液 状化	3.500	8.2	35.00	5.0	86.24	3.690	337.45
	19.200					5.0	114.94		443.36
5	19.200	非液 状化	10.000	8.2	35.00	5.0	114.94	3.690	443.36
	29.200					5.0	196.94		745.95

・ 静止土圧

静止土圧は、「3.2.1 常時性能照査」で示した式-参 3.2.3 により算出する。

表-参 3.2.84 静止土圧(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	有効上載圧 $\Sigma\gamma h+q$ (kN/m^2)	土圧 係数 K_0	静止 土圧 $p_0(\text{kN/m}^2)$
1	0.000	0.900	16.0	0.00	0.500	0.00
	0.900			14.40		7.20
2	0.900	0.600	16.0	14.40	0.500	7.20
	1.500			24.00		12.00
3	1.500	1.750	16.0	24.00	0.500	12.00
	3.250			52.00		26.00
4	3.250	1.750	6.2	52.00	0.500	26.00
	5.000			62.85		31.43

・ 土圧漸増成分

土圧漸増成分荷重は、式-参 3.2.11 により算出する。

表-参 3.2.85 土圧漸増成分荷重(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	土層 分類	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	全上 載圧 q_z (kN/m^2)	液状化 抵抗率 F_L	漸増成分 低減係数 β_1	背面側土 圧 $\beta_1 \cdot q_z$ (kN/m^2)	有効上載 圧 $\gamma \cdot z$ (kN/m^2)	土圧漸増 成分荷重 $p_s(\text{kN/m}^2)$
1	6.500	液状 化	7.200	19.0	108.75	0.900	0.700000	76.13	27.00	49.13
	13.700				245.55			171.88	163.80	8.08

・土圧振動成分

土圧振動成分荷重は、式-参 3.2.9 により算出する。

表-参 3.2.86 土圧振動成分荷重(中詰土)

No.	深さ (G.L.-m)	土層 分類	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	有効上載 圧 $\Sigma\gamma \cdot z$ (kN/m^2)	p_{dmax} (kN/m^2)	壁体の 相対剛性 ρ	振動成 分低減 係数 β_2	土圧振動 成分荷重 $p_s(\text{kN/m}^2)$
1	6.500 7.000	液状化	0.500	19.0	27.00 36.50	9.98 11.60	56.66	0.3358	3.35 3.89
2	7.000 7.500	液状化	0.500	19.0	36.50 46.00	11.60 13.02	56.66	0.3358	3.89 4.37
3	7.500 8.000	液状化	0.500	19.0	46.00 55.50	13.02 14.30	56.66	0.3358	4.37 4.80
4	8.000 8.500	液状化	0.500	19.0	55.50 65.00	14.30 15.48	56.66	0.3358	4.80 5.20
5	8.500 9.000	液状化	0.500	19.0	65.00 74.50	15.48 16.57	56.66	0.3358	5.20 5.56
6	9.000 9.500	液状化	0.500	19.0	74.50 84.00	16.57 17.59	56.66	0.3358	5.56 5.91
7	9.500 10.000	液状化	0.500	19.0	84.00 93.50	17.59 18.56	56.66	0.3358	5.91 6.23
8	10.000 10.500	液状化	0.500	19.0	93.50 103.00	18.56 19.48	56.66	0.3358	6.23 6.54
9	10.500 11.000	液状化	0.500	19.0	103.00 112.50	19.48 20.36	56.66	0.3358	6.54 6.84
10	11.000 11.500	液状化	0.500	19.0	112.50 122.00	20.36 21.20	56.66	0.3358	6.84 7.12
11	11.500 12.000	液状化	0.500	19.0	122.00 131.50	21.20 22.01	56.66	0.3358	7.12 7.39
12	12.000 12.500	液状化	0.500	19.0	131.50 141.00	22.01 22.80	56.66	0.3358	7.39 7.65
13	12.500 13.000	液状化	0.500	19.0	141.00 150.50	22.80 23.55	56.66	0.3358	7.65 7.91
14	13.000 13.500	液状化	0.500	19.0	150.50 160.00	23.55 24.28	56.66	0.3358	7.91 8.15
15	13.500 13.700	液状化	0.200	19.0	160.00 163.80	24.28 24.57	56.66	0.3358	8.15 8.25

(4) 安定計算

1) 壁体のせん断破壊照査

液状化時における壁体のせん断破壊照査を行う。照査面に対して、「3.2.1 常時性能照査」で示した式-参 3.2.4により、液状化時の所定安全率 1.0 を確保するものとする。せん断変形破壊照査結果を表-参 3.2.87 に示す。

表-参 3.2.87 各照査面における計算結果

照査箇所名	照査面 (G.L.-m)	照査面 の深さ d	変形モーメント $M_d(\text{kN} \cdot \text{m/m})$	抵抗モーメント※ $M_r(\text{kN} \cdot \text{m/m})$	安全率 F_s
根入れ先端	17.500	12.500	588.14	3421.07	$5.82 \geq 1.00$ 【OK】
地層境界面	15.700	10.700	1478.88	3301.88	$2.23 \geq 1.00$ 【OK】
地層境界面	13.700	8.700	1378.53	1531.53	$1.11 \geq 1.00$ 【OK】
地層境界面	6.500	1.500	173.54	1625.82	$9.37 \geq 1.00$ 【OK】
最小安全率	14.000	9.000	1457.92	1565.05	$1.07 \geq 1.00$ 【OK】
現地盤面	5.000	0.000	91.43	1531.53	$16.75 \geq 1.00$ 【OK】

※抵抗モーメント M_r は、矢板の抵抗モーメントと照査面より下の地盤の受働抵抗モーメントのうちいずれか小さい方の 2 倍に、照査面より上の地盤の受働抵抗モーメントと主働抵抗モーメントの差分を足し合わせるにより算定する。

2) 壁体の滑動照査

液状化時における壁体の滑動照査を行う。照査面に対して、「3.2.1 常時性能照査」で示した式-参 3.2.5により、液状化時の所定安全率 1.0 を確保するものとする。滑動に対する照査結果を表-参 3.2.88 に示す。

表-参 3.2.88 各照査面における照査結果

照査箇所名	照査面 (G.L.-m)	水平力総和 $F_d(\text{kN/m})$	抵抗力総和 $F_r(\text{kN/m})$	安全率 F_s
根入れ先端	17.500	586	2091	$3.57 \geq 1.00$ 【OK】

3) 基礎地盤の支持力照査

液状化時における基礎地盤の支持力照査を行う。照査面に対して、「3.2.1 常時性能照査」で示した式-参 3.2.6により、液状化時の所定安全率 1.0 を確保するものとする。基礎地盤の支持力に対する検討結果を表-参 3.2.89 に示す。

表-参 3.2.89 各照査面における照査結果

照査箇所名	照査面 (G.L.-m)	極限支持力 $Q_u(\text{kN/m})$	$V - \gamma_2 \cdot D_f \cdot B_e$ (kN/m)	安全率 F_s
根入れ先端	17.500	20297	1031	$19.69 \geq 1.00$ 【OK】

(5) 部材の断面力・応力度照査

①上流側鋼矢板

1) 壁体断面力の計算結果

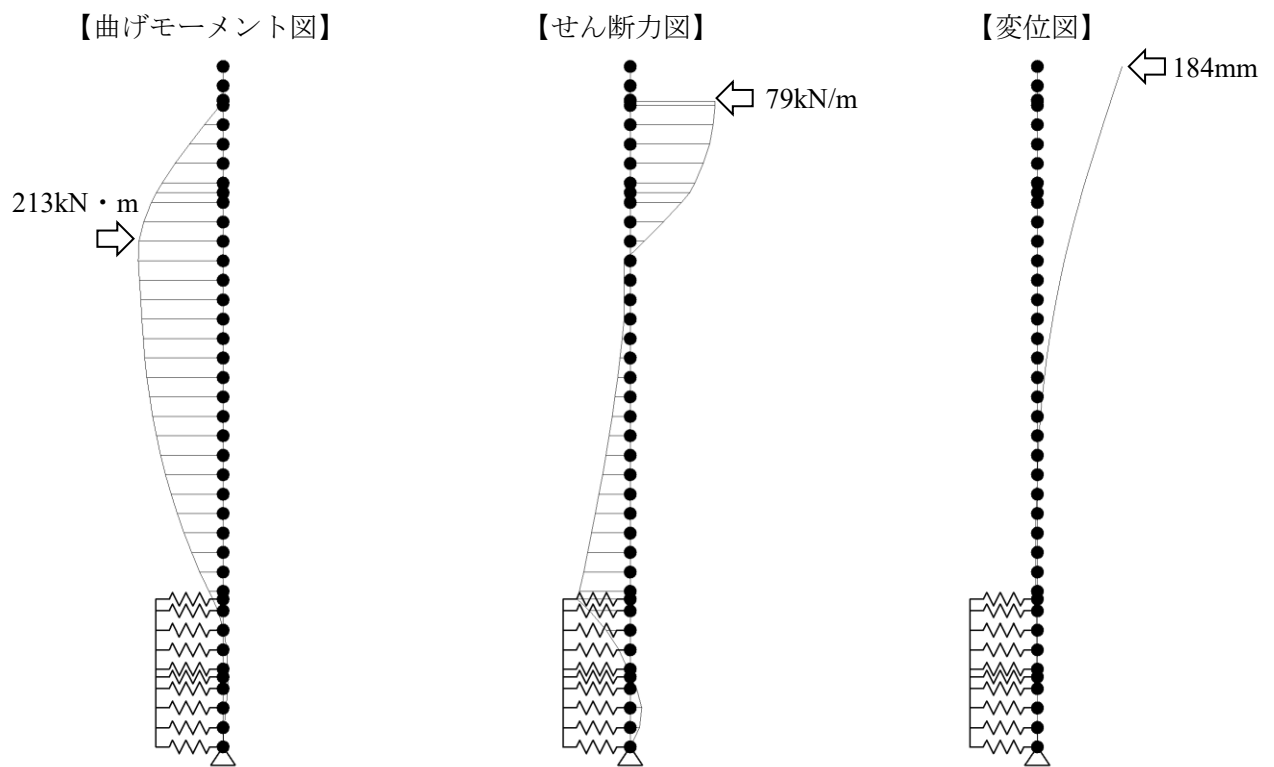


図-参 3. 2. 22 断面力および変位図 (正方向に対する検討)

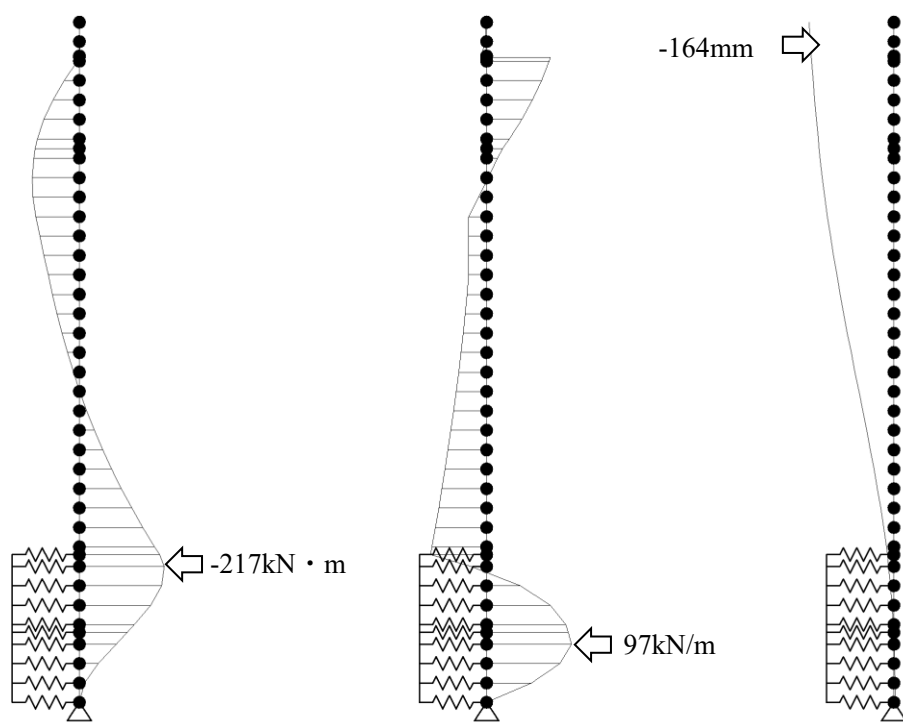


図-参 3. 2. 23 断面力および変位図 (負方向に対する検討)

①鋼矢板断面力

表-参 3.2.90 鋼矢板の断面力

検討ケース	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)	矢板頭部変位量 (mm)
液状化時	-217	97	184

②タイ材断面力

表-参 3.2.91 タイ材の断面力

検討ケース	引張材反力 $R(\text{kN/m})$	タイ材設置間隔 $L(\text{m})$	タイ材張力 $P=R \times L(\text{kN/本})$
液状化時	79	2.7	214

2) 部材の応力度照査

液状化時性能照査で適用した各鋼材（上流側）の規格および液状化時の許容応力度を以下に示す。

表-参 3. 2. 92 適用した鋼材の規格および許容応力度

鋼材の種類	規格	許容曲げ・引張応力度 (N/mm ²)	許容せん断応力度 (N/mm ²)
鋼矢板(ハット型)	SYW430	385	220
腹起し材(溝形鋼)	SS400	210	-
タイ材	HT-690	264	-

①鋼矢板

表-参 3. 2. 93 鋼矢板の応力度照査

検討ケース	曲げ応力度 (N/mm ²)	せん断応力度 (N/mm ²)
液状化時	109 【≦353】	5 【≦220】

②タイ材

表-参 3. 2. 94 タイ材の応力度照査

検討ケース	引張材反力 R (kN/m)	引張材設置間隔 L (m)	曲げ応力度 (N/mm ²)
液状化時	79	2.7	154 【≦264】

③腹起し材

表-参 3. 2. 95 腹起し材の応力度照査

検討ケース	引張材張力 P (kN/本)	引張材設置間隔 L (m)	曲げモーメント M (kN・m)	曲げ応力度 (N/mm ²)
液状化時	214	2.7	58	116 【≦210】

②下流側鋼矢板

1) 壁体断面力の計算結果

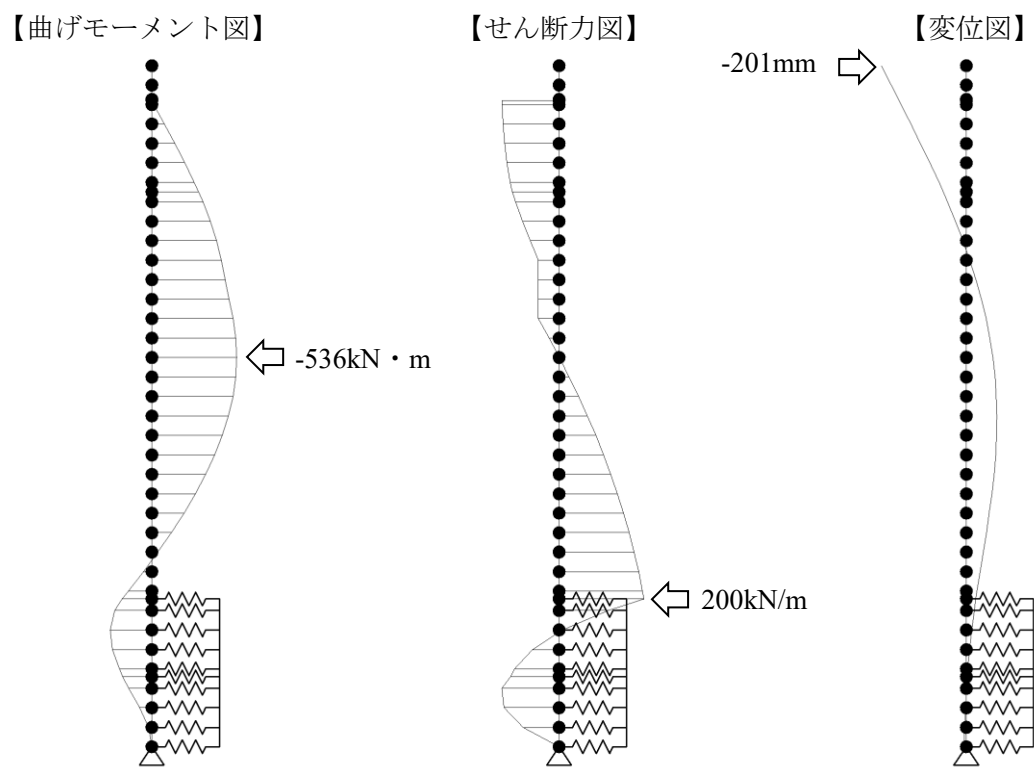


図-参 3.2.24 断面力および変位図 (正方向に対する検討)

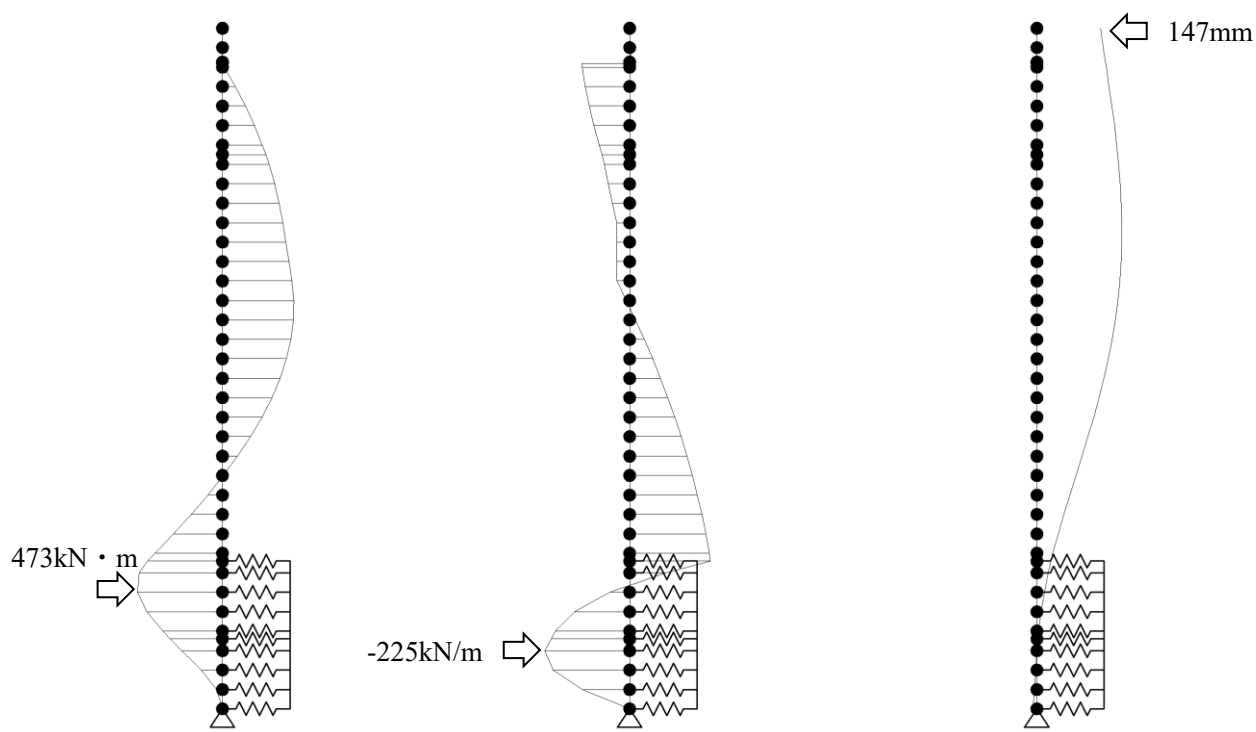


図-参 3.2.25 断面力および変位図 (負方向に対する検討)

①鋼矢板断面力

表-参 3.2.96 鋼矢板の断面力

検討ケース	曲げモーメント (kN・m)	せん断力 (kN)	矢板頭部変位量 (mm)
液状化時	-536	-225	-201

②タイ材断面力

表-参 3.2.97 タイ材の断面力

検討ケース	引張材反力 $R(\text{kN/m})$	タイ材設置間隔 $L(\text{m})$	タイ材張力 $P=R \times L(\text{kN/本})$
液状化時	134	2.7	362

2) 部材の応力度照査

液状化時性能照査で適用した各鋼材（下流側）の規格および液状化時の許容応力度を以下に示す。

表-参 3.2.98 適用した鋼材の規格および許容応力度

鋼材の種類	規格	許容曲げ応力度 (N/mm ²)	許容せん断応力度 (N/mm ²)
鋼矢板(ハット型)	SYW430	385	220
腹起し材(溝形鋼)	SS400	210	-
タイ材	HT-690	264	-

① 鋼矢板

表-参 3.2.99 鋼矢板の応力度照査

検討ケース	曲げ応力度 (N/mm ²)	せん断応力度 (N/mm ²)
液状化時	269 【≤385】	13 【≤165】

② タイ材

表-参 3.2.100 タイ材の応力度照査

検討ケース	引張材反力 R (kN/m)	引張材設置間隔 L (m)	曲げ応力度 (N/mm ²)
液状化時	134	2.7	261 【≤264】

③ 腹起し材

表-参 3.2.101 腹起し材の応力度照査

検討ケース	引張材張力 R (kN/本)	引張材設置間隔 L (m)	曲げモーメント M (kN・m)	曲げ応力度 (N/mm ²)
液状化時	362	2.7	98	196 【≤210】

3.3 動的手法による耐震性能照査

本章では、鋼矢板二重式工法を適用した基礎地盤が液状化する場合のため池を対象に、動的手法によりレベル2地震動に対する耐震性能照査を実施した試設計例を示す。

3.3.1 概要

本参考資料は、「鋼材によるため池堤体補強工法 設計・施工マニュアル」に係る動的手法による試設計例であり、仮定した場合における結果である。したがって、個別のため池堤防の検討に際しては、本試解析例を参考にしつつも、検討時の最新の知見に基づき適切な検討を行う必要があることに留意されたい。

【解説】

- ・本試解析例は、鋼矢板や鋼管杭などの鋼材を用いてため池堤体の耐震補強を行う場合の設計時に参照することができるものである。
- ・本試解析例における解析ツールとしては、本参考資料「2.3 鋼矢板二重式工法による地震・液状化に対する動的照査法」と同様に FLIP2D を用いる。
- ・本試解析例に関連する基本的な考え方については、本編「2. 設計編」を参照されたい。

3.3.2 設計条件

(1) 対象断面

対象断面の形状、補強規模等については図-参 3.3.1 に示す通りである。

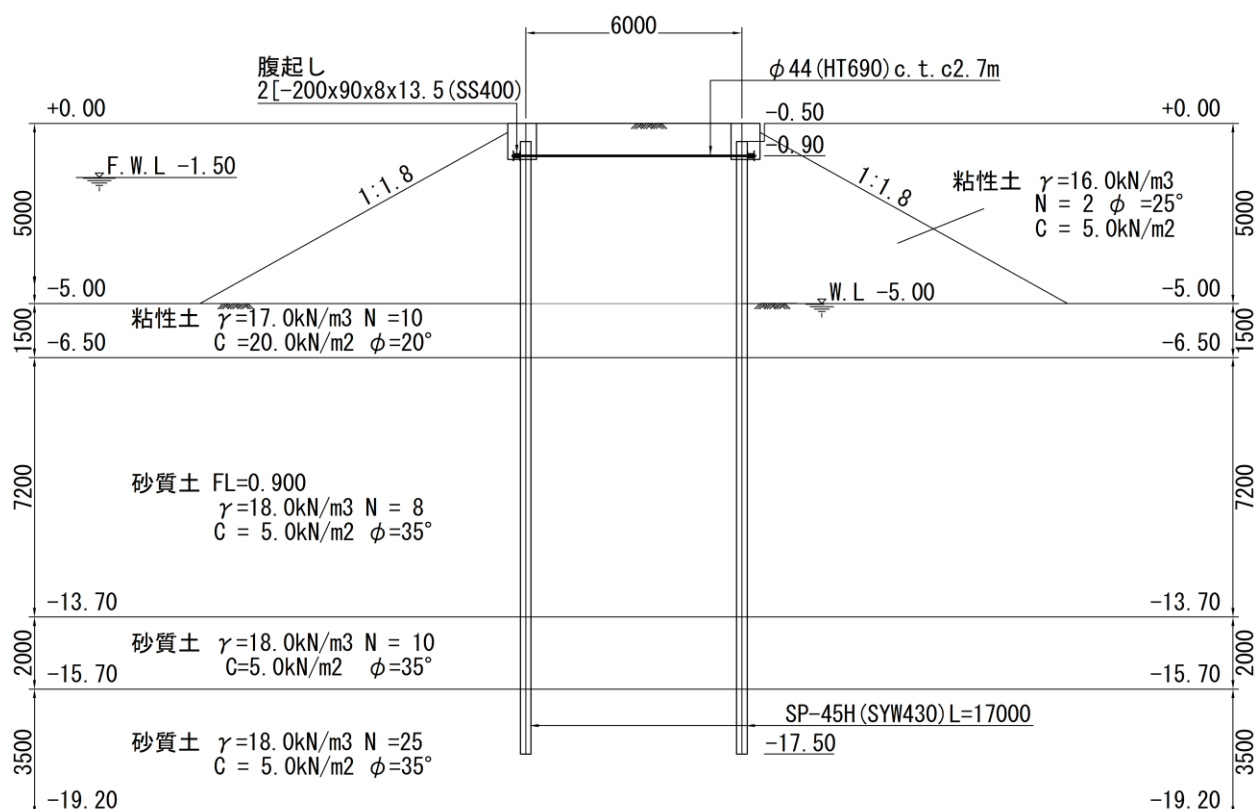


図-参 3.3.1 検討断面図

(2) 入力地震動の設定

本試解析で使用する入力地震動を図-参 3.3.2 に示す。ここでは、想定される内陸直下型地震動の一例を入力地震動として用いる。

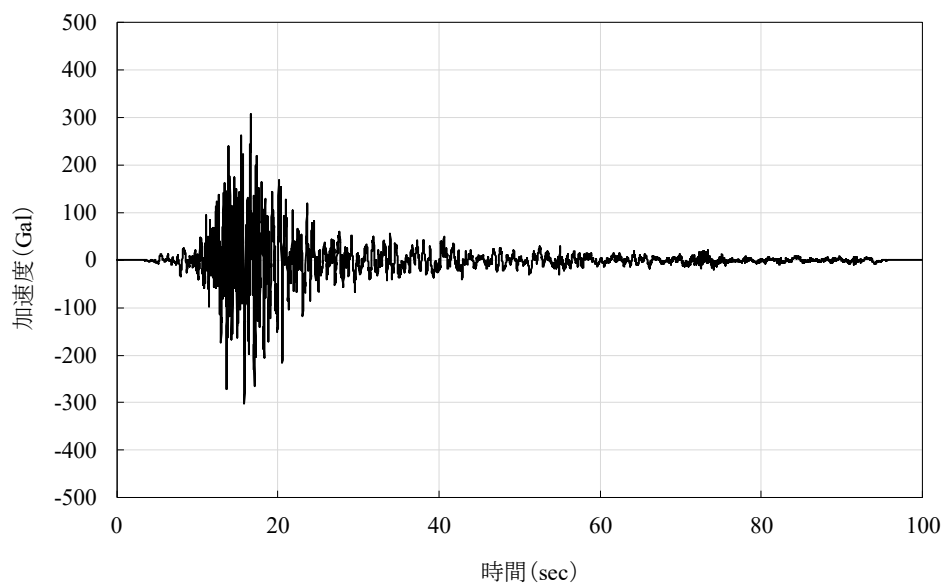


図-参 3.3.2 地震動波形

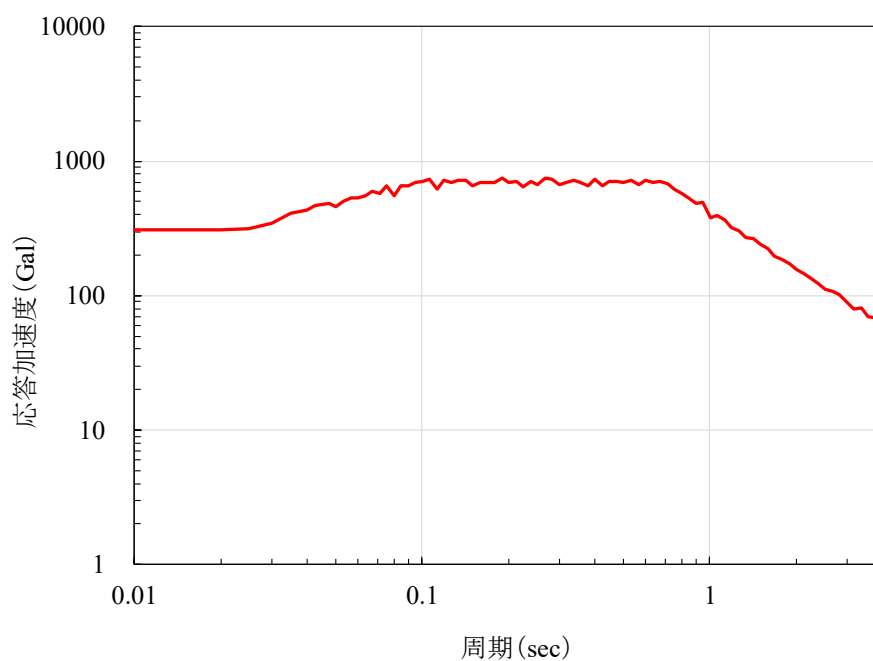


図-参 3.3.3 加速度応答スペクトル

(3) 解析モデル

試解析モデルについては、堤体及び基礎地盤を一体とした2次元FEMモデルを扱う。解析モデルの作成に当たっては、断面形状や地層構成を考慮のうえ、動的解析において必要な精度を確保出来るように要素分割を行う。ここでは、基礎地盤のモデル深さを堤高の2倍程度となるように設定する。

また、鋼矢板はビーム要素を用い、矢板境界部における土の剥離を再現するため要素の両側にジョイント要素を設置する。タイロッドは水平変位を等しくするため、上下流の節点に等変位境界を設定することで再現する。

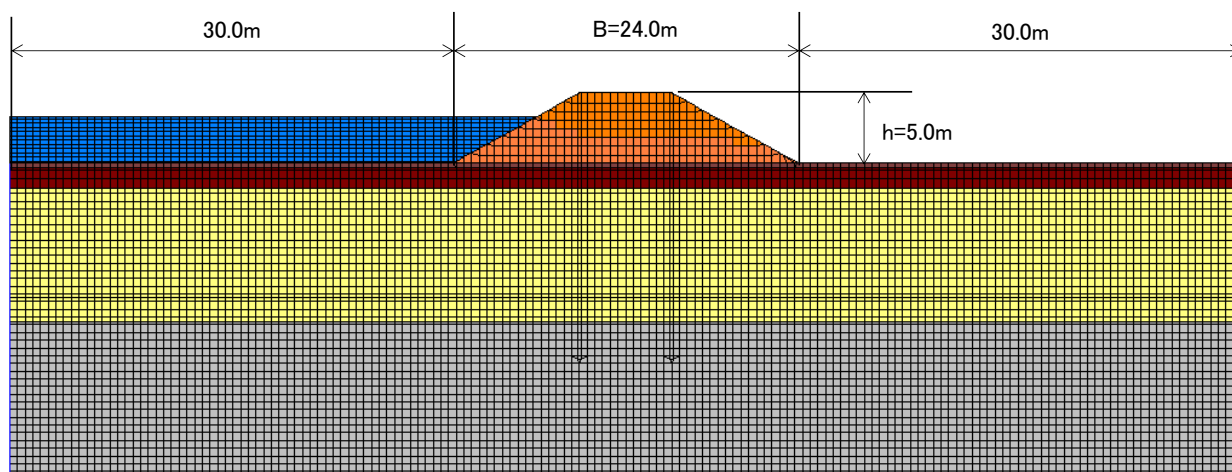


図-参 3.3.4 解析モデル全体図

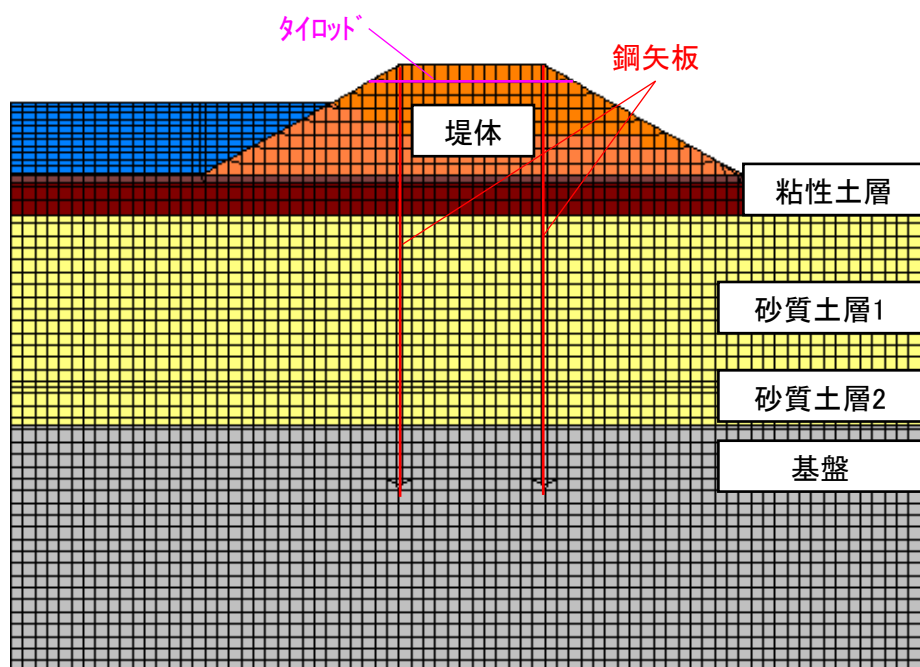


図-参 3.3.5 解析モデル図

3.3.3 堤体内浸潤線の設定

堤体内の浸潤線については、鋼矢板を含めたため池堤体に対して与えられた初期条件、境界条件をもとに非定常の飽和・不飽和浸透流計算を行うことにより設定する。

【解説】

- ・鋼矢板を含めた浸透流計算を行うにあたり、「河川堤防構造検討の手引き(改訂版)／平成24年2月、(財)国土技術研究センター」を参照する。
- ・解析モデルは堤体と基礎地盤を一体化した2次元FEMモデルとする。鋼矢板は要素幅10cmの要素を堤体鉛直方向にモデル化する。
- ・初期条件として、堤体上流側で対象断面の常時満水位F.W.L.を、堤体下流側で基礎地盤面に初期水頭を設定する。
- ・境界条件として、固定水位境界を常時満水位以下の上流側法面および地表面に設定する。また浸出点境界を下流側法面全体および地表面に設定する。

(1) 解析物性値の設定

浸透流計算に用いる解析物性値を表-参 3.3.1 に示す。堤体および基礎地盤の透水係数については、地質調査により把握することが望ましいが、それが困難な場合には「地盤材料試験の方法と解説」¹⁻⁵⁾で示される Creager による D_{20} と透水係数 k の関係等を参照することも可能である。鋼矢板の透水係数については、本試解析例では「河川堤防の構造検討の手引き」¹⁻⁴⁾p.59 に示される、人工材料に対する透水係数の目安値を元に設定する。

表-参 3.3.1 浸透流解析物性値

地層	透水係数	有効間隙比	比貯留係数	不飽和特性
	k	ne	Se	$(kr-\theta、\psi-\theta)$
	m/s			
堤体	1.05.E-07	1.2	0.001	粘性土
粘性土層	1.05.E-07	1.2	0.001	粘性土
砂質土層1	1.40.E-04	0.8	0.0001	砂質土
砂質土層2	1.40.E-04	0.8	0.0001	砂質土
基盤	1.40.E-04	0.8	0.0001	砂質土
鋼矢板	2.00.E-10	1.2	0.001	粘性土

(2) 解析結果

浸透流解析より得られた浸潤線分布図について、図-参 3.3.6 に示す。

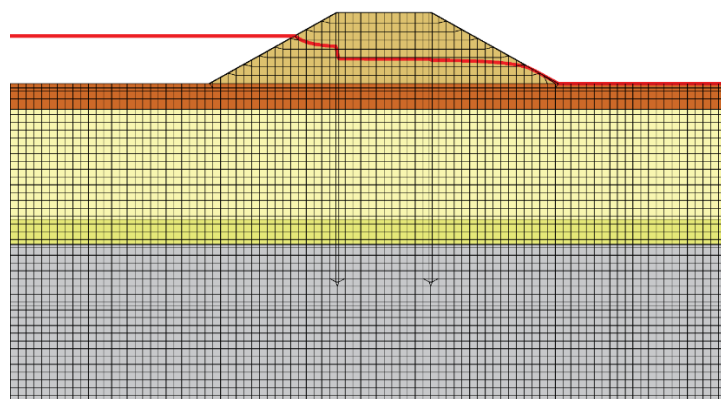


図-参 3.3.6 浸潤線分布図

3.3.4 有効応力動的解析

(1) 解析物性値の設定

FLIP2D における各層の解析物性値を表-参 3.3.2 に示す。液状化層である堤体のパラメータについては、事前に実施した堤体盛土の室内要素試験結果から求めることを原則とする。本試設計例では、予め得られた室内要素試験結果を元に、要素シミュレーション繰返し行い設定する。

表-参 3.3.2 解析物性値

			堤体(飽和) 弾塑性モデル (マルチスプリングモデル)	基礎地盤(Ac層) 弾塑性モデル (マルチスプリングモデル)	基礎地盤(Ag層) 弾塑性モデル (マルチスプリングモデル)	基礎地盤(風化岩) 弾塑性モデル (マルチスプリングモデル)	基礎地盤(泥質片岩) 弾塑性モデル (マルチスプリングモデル)
単位体積重量	γ_t	(kN/m ³)	20.7	19	19	18.3	18.3
基準平均有効主応力	P_a	(kN/m ²)	65.33	65.33	65.33	65.33	65.33
初期せん断剛性率	G_m	(kN/m ²)	4.03E+04	5.48E+04	5.48E+04	1.18E+05	1.76E+05
初期体積剛性率	K_{La}	(kN/m ²)	1.05E+05	1.43E+05	1.43E+05	3.07E+05	4.60E+05
剛性パラメータ	m_c		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
	m_k		0.5	0.5	0.5	0.5	0.5
ポアソン比	ν		0.33	0.33	0.33	0.33	0.33
間隙率	n		0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
粘着力	C	(kN/m ²)	0	0	0	183	183
内部摩擦角	ϕ_f	(°)	39	35	35	21	21
最大減衰定数	h_{max}		0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
液状化パラメータ	ϕ_p	(°)	28				
	w_1		1.498				
	p_1		0.500				
	p_2		0.987				
	c_1		1.881				
	S_1		0.005				

要素シミュレーション結果を図-参 3.3.7, 図-参 3.3.8 に示す。

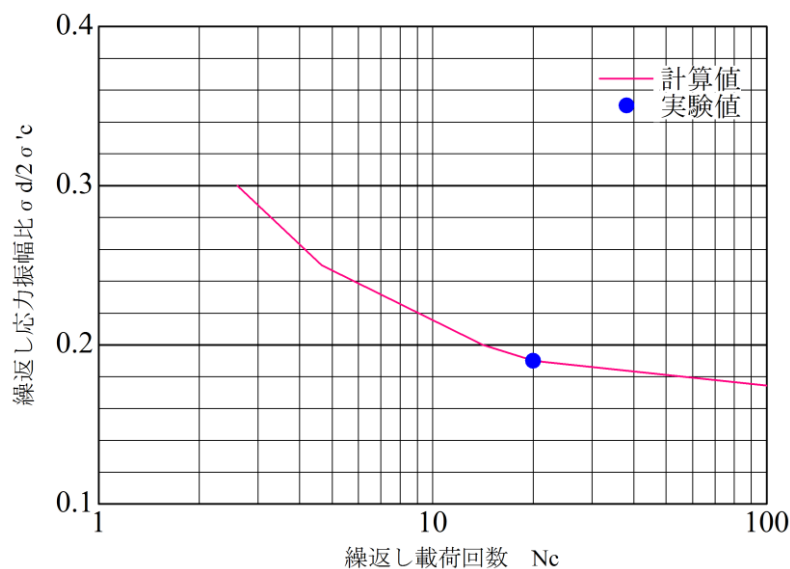


図-参 3.3.7 液状化強度曲線(要素シミュレーション結果)

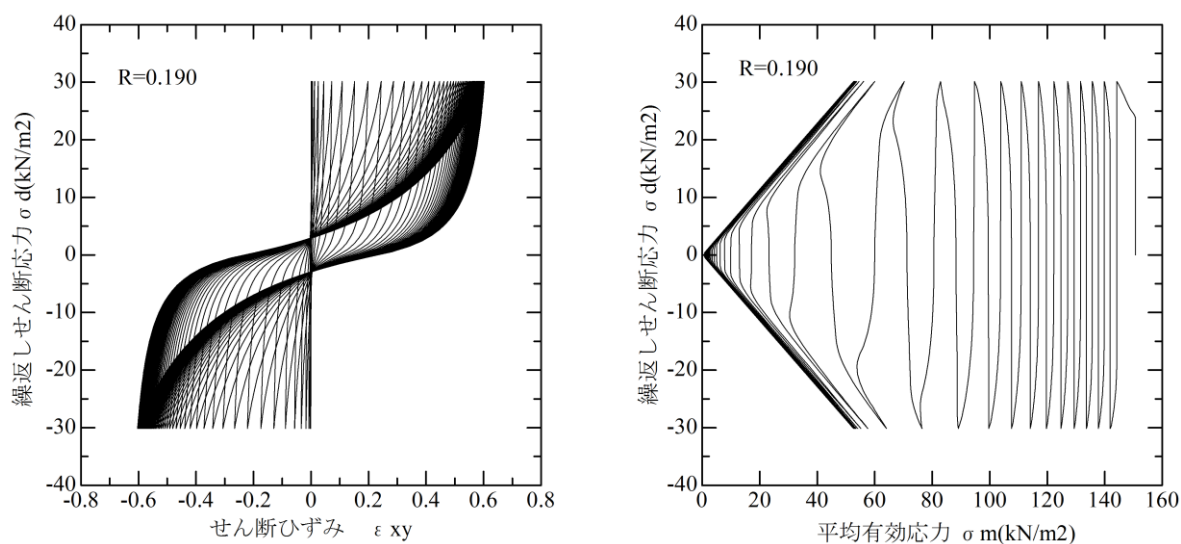


図-参 3.3.8 応力-ひずみ関係，有効応力経路(要素シミュレーション結果)

矢板およびジョイント要素に入力した材料諸元を表-参 3.3.3 に示す。

表-参 3.3.3 矢板およびジョイント要素(奥行き 1m 当たり)

諸元		物性値
ヤング係数	E (kN/m ²)	2.05E+08
断面積	A (m ²)	0.0208
断面 2 次モーメント	I (m ⁴)	4.50E-07(初期応力)
		4.50E-10(動的解析)
ジョイント要素(せん断バネ)	k_s (kN/m ²)	1.0E+00(初期応力)
		1.0E+04(動的解析)
ジョイント要素(垂直バネ)	k_n (kN/m ²)	1.0E+08
ジョイント要素(粘着力)	c (kN/m ²)	0
ジョイント要素(摩擦係数)	$\tan\phi$	0.00(初期応力)
		0.27(動的解析)
ジョイント要素(引張強度)	(kN/m ²)	-1.0E+04

(2) 解析結果

FLIP2D による主要な解析結果である、過剰間隙水圧比分布図および残留変形分布図を図-参 3.3.9、図-参 3.3.10 に示す。液状化層である堤体土では浸潤線以深の飽和領域において過剰間隙水圧比が 1.0 に漸近する液状化が確認でき、堤体上流側付近ではらみ出す様な変形が確認できる。

レベル 2 地震動に対する要求性能である堤体の許容沈下量 1.0m に対して、堤体両天端の鉛直変位は上流側天端で 0.263m、下流側天端で 0.271m と許容沈下量を下回った。したがって、本試解析モデルではレベル 2 地震動が生じた際にも堤体の健全性が保たれると判断される。

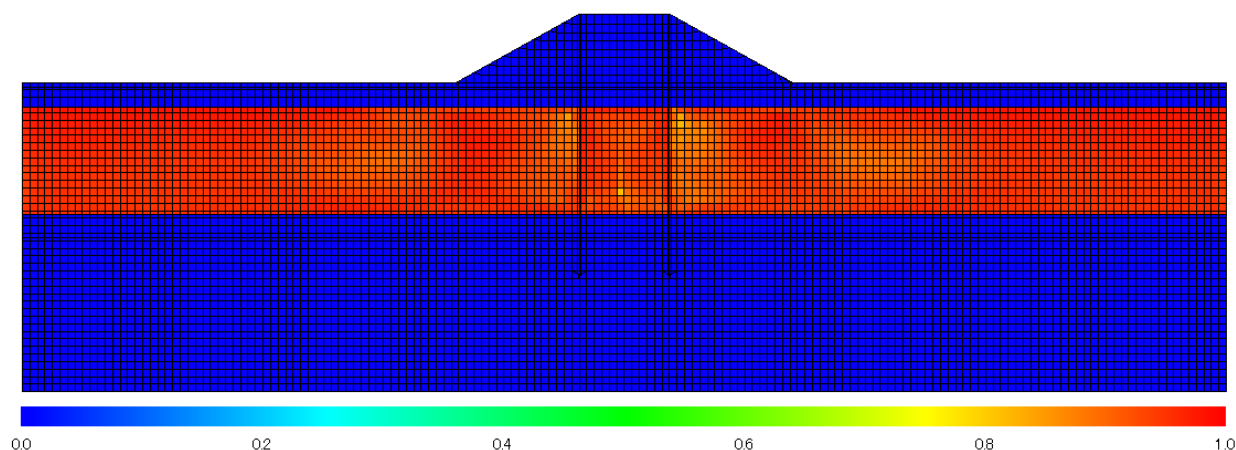


図-参 3.3.9 最大過剰間隙水圧比分布図

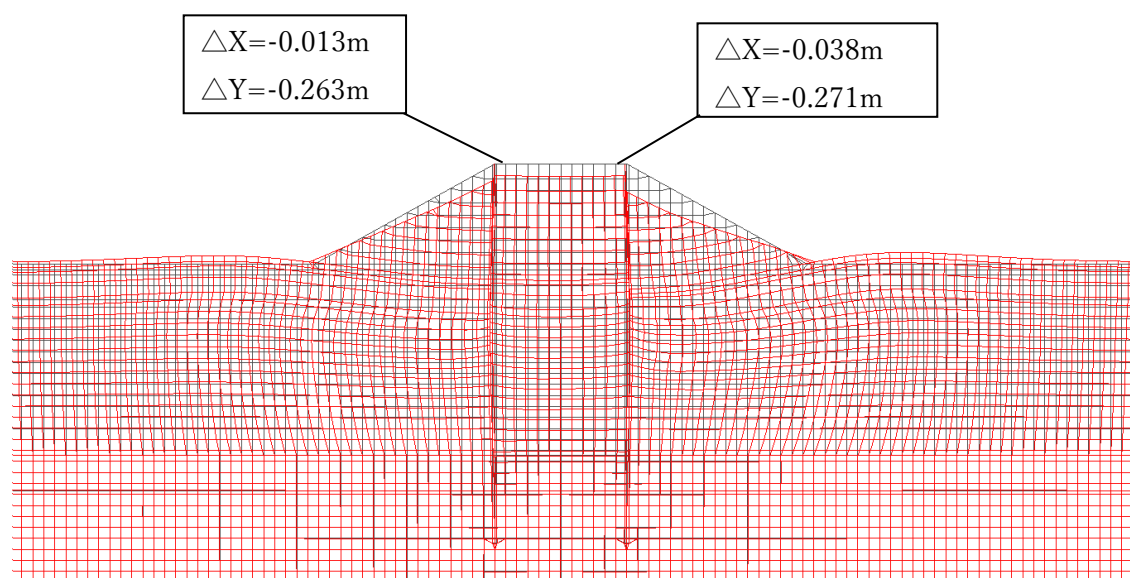


図-参 3.3.10 残留変形分布図(加振終了時)

参考として、地震時に上・下流側の鋼矢板に発生する水平変位と曲げモーメントの深度分布図を図-参 3.3.11、図-参 3.3.12 に示す。鋼矢板天端では最大 0.112m の水平変位が生じるが、発生曲げモーメントは降伏値に達していない。

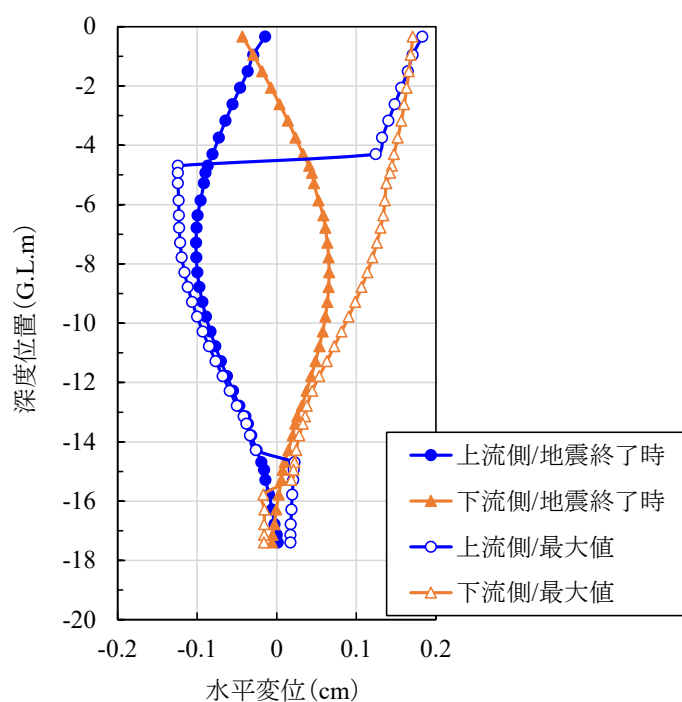


図-参 3.3.11 水平変位深度分布図

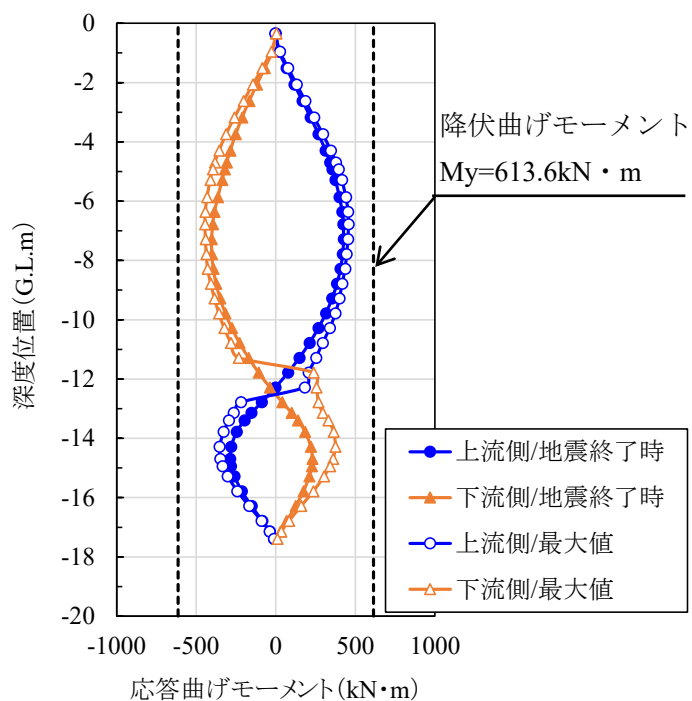


図-参 3.3.12 曲げモーメント深度分布図

3.4 総合判定

鋼矢板二重式工法を適用した基礎地盤が液状化する場合のため池堤体について実施した，レベル1・レベル2地震動に対する耐震性能照査結果から，鋼材仕様の設定が適切なものかどうか総合判定を行う。

【解説】

- ・本参考資料「1.2 試設計フロー」に記載した，鋼材の設計を実施するための設計フローに基づきレベル1・レベル2地震動に対する耐震性能照査を実施した。
- ・耐震性能照査の結果，全ての照査項目および要求性能を満足したため，本試設計例で設定した鋼材仕様の設定は適切なものと判定される。

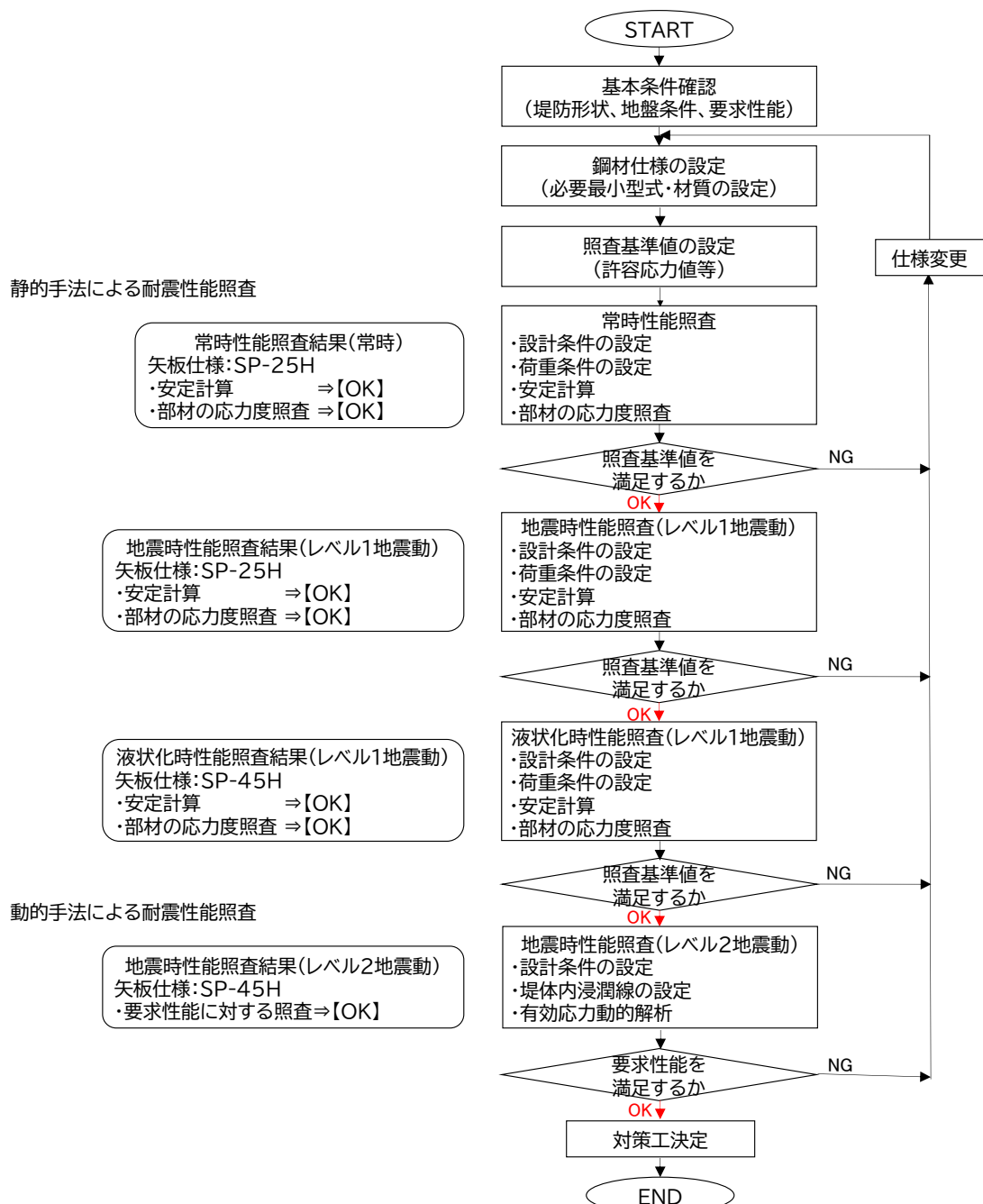


図-参 3.4.1 総合判定結果

引用文献

- 1-1) 農林水産省農村振興局（2015）：土地改良事業設計指針「ため池整備」.
- 1-2) （一財）国土技術研究センター（2001）：鋼矢板二重式仮締切マニュアル.
- 1-3) （一社）全国圧入協会（2020）：硬質地盤クリア工法 鋼矢板圧入標準積算資料.
- 1-4) （一財）国土技術研究センター（2012）：河川堤防の構造検討の手引き（改訂版）.
- 1-5) （公社）地盤工学会（2020）：地盤材料試験の方法と解説.
- 1-6) （一社）全国圧入協会（2020）：SMP 工法鋼矢板圧入引抜標準積算資料.
- 1-7) （公社）日本道路協会（2010）：道路土工 盛土工指針.

参考資料— 2

物理探査による地質構造調査法

1. 堤体調査に適用する物理探査の要件

堤体の調査に適用する物理探査は、以下の6項目にまとめられる。

安全性：非破壊あるいは低侵襲性の計測手法であり、堤体の安全性に影響しないこと。

経済性：低コストで連続的な堤体内部情報を提供できること。

作業性：現地計測作業、計測機器操作が容易で、データ解析処理も簡便であること。

探査深度：堤体内部から基礎地盤まで、深さ数m～20mの領域を把握できること。

異常部検出能：相対的異常区間（数10m程度）を検出できること。

有用性：堤体構造評価に必要な物性情報（特にせん断波速度 V_s 、比抵抗）を提供できること。

表-参 2.1 は物理探査の探査深度と分解能について示したものであり、手法によって探査対象深度・分解能が異なるので、対象を想定して選択することが重要である。

表-参 2.1 物理探査法の探査深度と分解能の例²⁻¹⁾

探査方法	探査深度	分解能	探査目的
地中レーダ探査	数十 cm～数 m	数 cm～数十 cm	構造物周辺ゆるみ・空洞
高密度電気探査 牽引式電気探査 EM 探査	数 m～十数 m	数十 cm～数 m	横断・縦断の不均質構造
表面波探査 S 波反射法地震探査	十数 m～100m	数十 cm～数 m	縦断方向の不均質構造
P 波反射法地震探査	数百 m～1000m	数十 m	

2. 堤体構造調査手法²⁻¹⁾

「1. 堤体調査に適用する物理探査の要件」で示した要件を満たす堤体構造調査手法として、1) 表面波探査、2) 牽引式電気探査あるいはスリングラム法電磁探査（EM 探査）を組み合わせた統合物理探査が有効である。高密度かつ低コストで取得可能な S 波速度値と比抵抗値を計測し、堤防内部の地質構造を把握することが可能である。表-参 2.2 に探査方法とその目的を示す。

表-参 2.2 探査方法とその目的

探査方法	探査目的
① 表面波探査	堤体縦断方向の連続した S 波速度分布を明らかにし、強度特性の縦断変化を把握する
② 牽引式電気探査 ③ スリングラム法電磁探査（EM 探査）	堤体縦断方向の連続した比抵抗分布を明らかにし、土質特性の縦断変化を把握する

① 表面波探査

表面波にはレイリー波とラブ波がある。統合物理探査で用いるのは、地表面が波打つようにして伝わるレイリー波で、その伝播速度は S 波（横波）の 0.870～0.955 である。ほぼ S 波速度と等しいと見なして良いとされている。地面をカケヤ（大きな木製の槌）で叩くと様々波が発生する。このうち表面付近を伝わっている波が表面波で、波長によって伝播速度が変化する。長い波長の表面波は、深い

ところの S 波構造を反映している。この性質を利用して、地盤の深さ方向の速度分布を求めることが出来る。

なお、レイリー波は、地表面付近では進行方向と逆の回転を示す。つまり、走っている車のタイヤとは反対の方向に回転する。そして、波長の 1/5 程度の深さより深部では回転方向が逆になり振幅は急激に小さくなる。

図-参 2.1 に S 波速度と PDCP 貫入抵抗値の比較事例²⁻²⁾を、写真-参 2.1 に表面波探査の作業状況を示す。

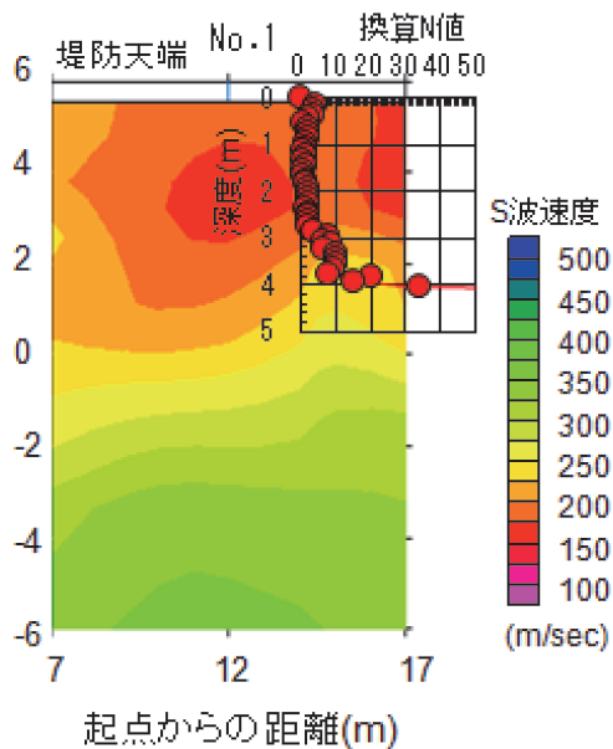


図-参 2.1 S 波速度と PDCP 貫入値の比較事例²⁻²⁾



写真-参 2.1 表面波探査の作業の状況

② 牽引式電気探査

探査方法は、制御部とダイポールケーブルを持つ送信部と受信部のキャパシタ電極を非導電性ケーブルで繋ぎ、一定速度で牽引しながら測定する。受信部は複数個繋ぐことが出来る。電極配置はダイポール・ダイポール法である。電極間隔を変えて測定することで探査深度が変わる。キャパシタ電極は地盤と絶縁されているのでコンデンサーが形成される。交流電圧を加えることで、このコンデンサーが充電と放電を繰り返す。送信部で電流を流し受信部で電位差を測定して地盤の比抵抗を求める調査方法である。

この方法の長所は以下の点である。

- 電極棒を地面に打ち込んだり、電極を繋ぐ電線の敷設が必要ない。
- 測定時間が短くてすみ、長い測線を早く安価に調査出来る。
- 堤防天端が舗装されていても探査出来る。

留意点は以下の点である。

- 探査深度は 10m～15m 程度である。
- 矢板壁や鋼管のような埋設管など、金属物の影響を受ける場合がある。

比抵抗値 (Ohm-m) は、土の種類、含水状態、土の飽和度など多くの要因によって変化する。比抵抗の相対値は土質の違いや岩質の違いを反映しており、ボーリング結果（地盤情報）等を用いて、解釈することにより、土質構造を推定することができる。

③ スリングラム法電磁探査 (EM 探査)

小型の送受信コイルを持つ測定装置を使って交流磁場（1 次磁場）を発生させ、地盤中に発生した誘導電流（渦電流）がつくる 2 次磁場を測定して導電率（比抵抗の逆数）を求める。周波数を変えることによって、深さ方向の比抵抗分布を求めることが出来る。「スリングラム」というのは、スウェーデン語で「フレームに取り付けた」という意味であり、この測定器が、送信コイルと受信コイルを 1 本のフレーム（ボード）に取り付けて持ち歩けるようになっているところによるとされている。

この探査器の特徴は次のようである。

- 送信コイルと受信コイルは一定の間隔でボードに取り付けられている。
- 求められるのは地盤の比抵抗の逆数である導電率である。
- この測定器を持って歩きながら測定する連続測定方式と測点で 10 秒程度静止して測定する静止測定方式とがある。広い範囲を素早く調査することが出来る。
- 静止測定方式では、1 箇所の測定点で数 10 のデータを得ることができるので精度が上がり、周波数を変えることによって深さ方向の導電率の変化を捉えることが出来る。
- 探査深度はおおよそ 10m である。
- 解析によって得られるのは 2 次元比抵抗断面図である。

牽引式電気探査とスリングラム法電磁探査の使い分けは、堤体や基礎地盤の比抵抗がほぼ 100Ωm 以下の場合はスリングラム法電磁探査が適していると言われている。また、地表が不整地の場合もスリングラム法電磁探査が効率的である。

上記、ため池堤防の今後の調査手法の一例として、河川堤防などで用いられている堤防点検手法として、①表面波探査、②牽引式電気探査、あるいは③スリングラム法電磁探査を組み合わせた物理探査方法を示してきたが、それぞれの手法には適用限界があること、また確立された手法でなく研究段階のものであるため、適用には従来の調査方法(ボーリング等)の補足手法として活用するなど、適用の位置づけに留意する必要がある。

引用文献

- 2-1) (国研) 土木研究所 地質・地盤研究グループ (2013) : 河川堤防の弱点箇所抽出への統合的物理探査技術の活用、河川構造物管理研究セミナー、新技術講習-1 資料.
- 2-2) 原忠、Hazarika Hemanta、黒田修一、栗林健太郎、西剛整、古市秀雄、竹澤請一郎、大角恒雄 (2014) : 東北地方太平洋沖地震で複合災害を受けた河川堤防の被災要因分析、地盤工学ジャーナル、Vol.9、No.4、pp.645-658.

参考資料— 3

設計・施工に関する留意点

1. 設計に関する留意点

1-1. 設計断面の設定

鋼矢板壁の設計においては、複数の工区割がなされ、工区毎の地盤条件などに応じて最適設計が実施される場合がある。鋼矢板は施工計画延長の途中で断面変更が生じた場合においても壁体構造としての連続性が確保されるよう、隣接する型式同士の嵌合は保証されている場合があり³⁻¹⁾、複数の型式を併用の方が合理的と考えられる場合もある。また、上流側・下流側で鋼矢板の要求性能が異なる場合には、上下流で鋼矢板型式を変更することも可能である。

タイロッドの設置位置は、堤体延長方向でタイロッドのスパンが一定となるよう、上流側と下流側の鋼矢板で矢板断面の同じ箇所にタイロッドが取り付けられるよう、矢板の平面配置における断面の向きを上流側と下流側で一律に揃え、矢板幅を考慮して設定する。

また、堤体高さを保持する限りは、鋼矢板二重壁のコア部外側ですべりが発生することは許容する。一方で、下流に住家や農地・農家が近接している場合などにはこの限りでは無く、下流側法面の安定計算や法面補強など必要な対策を実施することが望ましい。対策の要否については、例えば、以下の状況が想定される。

- ・ため池の損傷によって土砂災害警戒区域や急傾斜地崩壊危険区域が設定されており、その区域内に住家がある場合。
- ・立地条件などの要因や農業者の負担低減のために、法面にすべりが発生した際の補修を避けたい場合。

1-2. 鋼矢板壁に作用する土圧

鋼矢板を打設する前に、アースオーガによる先行掘削を実施する場合には、「2. 施工に関する留意点」にも記載するように、排土が生じた場合には、アースオーガを掘削時と逆方向に回転させて土を埋め戻すとともに、タンパ等を用いて締め固めることが望ましい。ただし、局所的に鋼矢板と堤体の間に隙間が発生したとしても、鋼矢板壁全体が一体的に挙動し、隙間が発生していない箇所を介して外力を伝達することが可能であると考えられる。既往研究³⁻²⁾では、支持矢板（H鋼杭）と中間矢板（鋼矢板）を組み合わせた鋼製壁体を対象とした現場掘削試験を行った結果、壁体の頭部変位は支持矢板と中間矢板の平均剛性に基づき評価することが可能であり、支持矢板を介して壁体全体が土圧に抵抗することが確かめられている。

1-3. 鋼矢板壁の止水性と換算透水係数

鋼矢板は高い止水性を有することが知られており、河川分野を中心に遮水工としての実績がある³⁻³⁾。継手嵌合部においては通水が完全に遮断されはしないものの、長期的に供用することで、継手嵌合部に徐々に土砂が詰まり、止水性が向上するとされている。ただし、比較的短期間のうちに継手からの漏水を防止する必要がある場合は、膨潤材等を用いて継手の止水処理を施すことが望ましい³⁻⁴⁾。膨潤材の適用方法の詳細についてはメーカーに確認されたい。また、鋼矢板の止水性を考慮した浸透流解析を行う場合には、鋼矢板を土質材料に置き換えて土質定数を設定する方法が一般的に採用されており、例えば厚さ 1cm に対して $k_v=1\times 10^{-7}$ (cm/sec) 程度を目安として透水係数を設定する方法が提案されている³⁻⁵⁾。

2. 施工に関する留意点

2-1. 現場搬入時の鋼矢板長さに関する留意点

山間部の谷池などの施工では道路幅が狭く、長尺の鋼矢板を運搬できないことがあるため、運搬可能長さを調査する必要がある。鋼矢板の陸上輸送可能長の目安を表-参 2.1 に、運搬車種の主要寸法、最小幅員及び可能曲がり角の例を表-参 2.2 に示す。長尺の鋼矢板を運搬できないときは、鋼矢板を短尺に分割し、現場において溶接による縦継施工を行う。但し、縦継施工を行うと工期が長くなるため、長尺の鋼矢板を現場に搬入できるよう、仮設道路を設ける方が工期やコストを低減できることがある。

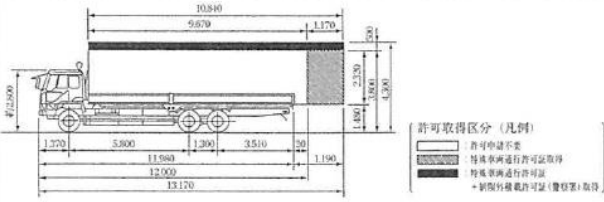
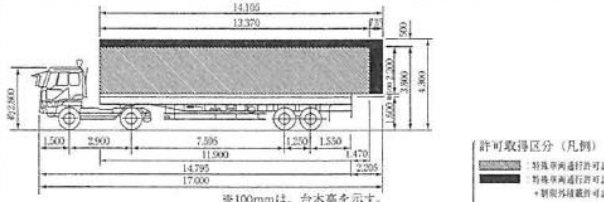
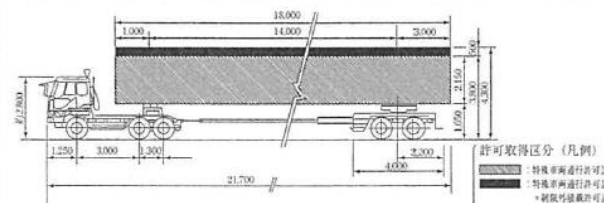
また、鋼矢板の長さを選定する際には、運搬車両や重機（ラフタークレーン）が入ることを踏まえた施工空間や仮置場の大きさにも留意する必要がある。十分な施工空間や仮置き場が取れない場合には、搬入時に鋼矢板を短尺に分割しておくなどの方法がある。

施工計画時において確保できる工期や総合的なコストの観点と、上記留意点を踏まえた比較検討することが望ましい。

表-参 3.1 鋼矢板の陸上輸送可能長の目安³⁻⁶⁾

運搬手段	運搬可能長さの目安	備考
10t トラック	10m 程度	
セミトレーラー	13m 程度	一般に特殊車両通行許可が必要
ポールトレーラー	18m 程度	一般に特殊車両通行許可が必要

表-参 3.2 運搬車両の主要寸法例³⁻⁶⁾

杭長の 目安	車 種		最小幅員	可能曲がり 角の例
	名 称	主 要 寸 法 (例)		
10m 程度	10t トラック	 許可取得区分 (凡例) 許可中継り区 特殊車両通行許可証取得 特殊車両通行許可証 + 別段特殊車両通行許可証 (警備署) 取得	4m程度を 目安とする	$a + b \geq 14 \text{ m}$
13m 程度	セミ トレーラ	 許可取得区分 (凡例) 特殊車両通行許可証取得 特殊車両通行許可証 + 別段特殊車両通行許可証 (警備署) 取得	4m程度を 目安とする	$a + b \geq 18 \text{ m}$
18m 程度	ポール トレーラ	 許可取得区分 (凡例) 特殊車両通行許可証取得 特殊車両通行許可証 + 別段特殊車両通行許可証 (警備署) 取得	4m程度を 目安とする	$a + b \geq 22 \text{ m}$

2-2. アースオーガ利用時の留意点

補助工としてアースオーガを使用した際に、掘削孔が鋼矢板近傍に生じる場合がある。この時、鋼矢板打設後に掘削孔に土砂を埋め戻さず施工を継続すると、油圧式杭圧入引抜機により打設済みの鋼矢板を把持した際に、油圧式杭圧入引抜機の安定性を保つための反力を確保できない可能性があり、鋼矢板の施工精度の低下や油圧式杭圧入引抜機の転倒が生じるリスクがある。したがって、掘削孔への土砂の埋め戻しのタイミングについては十分な検討が必要となる。埋め戻す際には、例えばアースオーガを掘削時と逆方向に回転させて土砂を埋め戻す方法などが考えられる。また、埋め戻した地盤の表層を観察し、必要に応じて適宜、締め固める。さらに、鋼矢板壁の延長方向の端部や、根入れ下端における通水が問題となる可能性がある現場条件においては、各鋼矢板の打設終了時に鋼矢板下端を基盤に押し込み打ち止めることに加え、薬液注入工法を併用することが望ましい。

なお、補助工としてアースオーガを使用して鋼矢板が打設されたため池を対象に、水位分布や水質調査が行われ、鋼矢板壁が遮水性を発揮し、ため池貯水の漏水がないことが確認された事例がある(3-7) (3-8)。

2-3. ウォータージェット利用時の留意点

補助工としてウォータージェットを使用する場合、泥水処理や水みちの発生に留意する必要がある。ため池の利水状況や現場条件によってはウォータージェットの併用を回避する方が好ましい場合がある。鋼矢板二重式工法適用時の補助工の選定に関して、国や工法協会等が定める積算基準³⁻⁶⁾³⁻⁷⁾に準じる場合は鋼矢板長さや対象地盤の最大N値による判断がなされるが、現場で沈砂槽の設置が困難であるといった理由で、ウォータージェットの利用に伴う泥水処理が難しい場合には、硬質地盤クリア工法など、泥水処理が不要であり水みち発生の可能性が比較的小さいと考えられる補助工法を選定することが望ましい。

2-4. 既設構造物との接続部・干渉箇所の処理方法

底樋や洪水吐などの既設構造物と鋼矢板が干渉する箇所においては、本文「2. 5. 3 鋼矢板壁の開口部の取り扱い」に記載した内容を考慮した上で、処理方法を検討する必要がある。

鋼矢板壁と干渉する可能性のある既設構造物の処理方法として、まず既設構造物を撤去する方法が挙げられる。例えば底樋に関しては、サイフォン式など鋼矢板壁との干渉を回避できる形式とすることが望ましい。ただし、旧底樋等の既設構造物の撤去が難しく、鋼矢板で打ち抜く場合には堤体土の吸出しなどが発生するリスクがある。既設構造物を撤去しない場合には、既設構造物以浅で鋼矢板を打ち止めする必要がある。この時には、打ち止め管理を正確に行うとともに、必要に応じて薬液注入等の補助工法を併用することが望ましい。

2-5. クレーン規格の選定

天端幅の狭いため池や、クレーンを設置するのが困難であるような現場条件においては、仮設工により一時的にヤードを確保する必要がある場合が想定される。積算基準³⁻⁸⁾³⁻⁹⁾では、鋼矢板型式に応じてクレーン規格が規定されているが、施工計画を検討する際には、周辺条件(ため池周辺の土地利用状況、移動路の幅員制限など)に応じて、小型クレーンの利用、分解した状態での施工機械の運搬等も考慮した検討を行うことが望ましい。なお、幅員は7~8m程度は確保されることが望ましい。

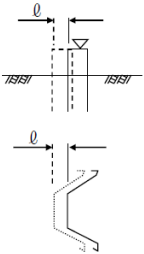
また、鋼矢板の吊込長はクレーンの規格に依存するため、小型クレーンを使用する際には鋼矢板の現場溶接継ぎ箇所数が増加する可能性がある。この場合、現場溶接継ぎ作業を実施する間は鋼矢板の施工が中断されるため、工期が長期化する傾向がある。したがって、クレーン規格の選定にあたっては、現場条件や工期を踏まえた総合的な判断が必要となる。

2-6. 鋼矢板の施工管理基準

鋼矢板の施工管理基準は、・出来高管理基準に則って、チェックシートにより確認する。出来高管理基準は国土交通省 関東地方整備局 土木工事管理基準及び規格値（令和5年度版）³⁻¹⁰⁾³⁻¹¹⁾などを参考にしてよい。

表—参 3.3 鋼矢板の施工管理基準の例 ³⁻¹¹⁾

単位：mm

編	章	節	条	枝番	工 種	測 定 項 目	規 格 値	測 定 基 準	測 定 箇 所	摘 要
3 土木 工事 共通 編	2 一般 施工	3 共通 的工 種	4		矢板工（指定仮設・任意仮設は除く） （鋼矢板） （軽量鋼矢板） （コンクリート矢板） （広幅鋼矢板） （可とう鋼矢板）	基準高▽	±50	基準高は施工延長40m（測点間隔25mの場合は50m）につき1ヶ所、延長40m（または50m）以下のものは1施工箇所につき2ヶ所。 変位は、施工延長20m（測点間隔25mの場合は25m）につき1ヶ所、延長20m（または25m）以下のものは1施工箇所につき2ヶ所。 「3次元計測技術を用いた出来形管理要領（案）」に基づき出来形管理を実施する場合は、同要領に規定する計測精度・計測密度を満たす計測方法により出来形管理を実施することができる。		3-2-3-4
						根入長	設計値以上			
						変位ℓ	100			

2-7. 鋼矢板の継手加工における留意点

異形鋼矢板の加工や、縦継施工が必要な場合の開先加工と添接板の加工は、予め工場で加工したものを現地に搬入する。現場に搬入される前の資材発注の段階で、上記工場加工分を含めて注文する必要がある。

なお、縦継施工時には、現地で上矢板をクレーンで保持しながら上矢板下端と下矢板上端を溶接する、もしくは管理場所スペースやクレーンブーム長に余裕がある場合は、上下矢板を水平に並べてそれぞれの端部を溶接して一体化させてから打設することも可能である。

2-8. 鋼矢板施工時のトラブルと対策

鋼矢板施工時には、鋼矢板の傾斜や共下がり、回転・蛇行、打伸び・打縮み、高止まり等のトラブルが発生することがある。構造安定性を確保するためには鋼矢板を所定の長さ根入れするため、これらのトラブルが発生した場合の対処方法については文献 ³⁻¹⁾を参照されたい。

2-9. 腹起し・タイ材設置の工夫事例

堤体の延長（堤長）方向の形状に合わせるために、鋼矢板壁の平面配置が直線状にならず、ある曲率をもって配置されることがある。その際、写真-参 3.1～3.3 に示すように、腹起し材を鋼矢板壁の曲率に応じて分割して配置することや、タイ材を締め付けるナットと腹起し材の間に鋼矢板壁の法線とタイ材の方向に応じた斜面を有するくさび金物を取り付けた添接板を挿入することで対応した事例がある。また、タイ材が通過する添接板において、傾斜角度を吸収するために、横長孔にした事例もある。



写真-参 3.1 分割した腹起しの設置状況

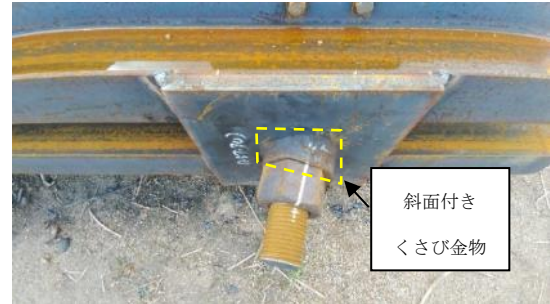


写真-参 3.2 くさび金物を挿入してタイ材を設置した状況



写真-参 3.3 タイ材の通過孔を横長にした事例

2-9. 施工事例

表—参 3.4、表—参 3.5 に供用中のため池堤体を鋼矢板二重式工法で施工した状況を示す。

事例①

■場所：高知県安芸市 六丁池

■施工期間：2018 年 10 月開始～2019 年 9 月完了

■特徴

- ・ 老朽化更新・耐震性確保を目的として、鋼矢板による堤体補強を実施。
- ・ 受益地では営農用水がほぼ年間を通して必要とされておりため池を長期間落水することが困難であったこと、周辺で土取場を確保することができなかったことから、施工時の落水の必要がなく盛土が不要である鋼矢板二重式工法を採用。
- ・ 詳細については参考文献³⁻¹²⁾を参照されたい。

表—参 3.4 鋼矢二重式工法の施工状況

No.	状況	説明
1		施工前の状況
2		上流側鋼矢板の打設状況その 1 (オーガー掘削)
3		上流側鋼矢板の打設状況その 2 (オーガー掘削)
4		下流側鋼矢板への笠コンクリート 設置状況

5	上流側 下流側	笠コンクリート周辺の地盤埋戻し後、転圧実施時の状況。
6	上流側 下流側	埋戻し完了後の状況。
7	下流側 上流側	天端の舗装・ガードレール設置後の状況。

事例②

■場所：鳥取県米子市 古市大池

■施工期間：2020 年開始～2023 年完了（農閑期の 10～2 月のみ施工）

■特徴

- ・ 耐震性確保・基礎地盤の液状化対策を目的として、鋼矢板による堤体補強を実施。
- ・ 工夫点として、鋼矢板打設・タイ材設置・笠コンクリート打設・埋戻しそれぞれの作業を分割して計画的に施工することで、限定されたエリアを有効活用して施工を完了させた。
- ・ 詳細は参考文献³⁻¹³⁾を参照されたい。

表—参 3.5 鋼矢二重式工法の施工状況

No.	状況	説明
1		施工前の状況
2		堤体下流側に盛り土することによる、堤防天端への搬入路の造成。 ※工事に際して必須ではなく、例えば、周辺の道路から直接アプローチできる場合には不要。
3		堤体上の整備状況 その 1
4		天端頭部の掘削による段下げ状況。

5		タイ材設置後
6		タイ材設置後にコア部上部の一部を埋戻し、敷き鉄板設置後の状況。
7		笠コンクリート打設中の状況。 ※赤枠部が打設後の笠コンクリート
8		埋戻し・笠コンクリート打設完了後の状況。

引用文献

- 3-1) (一社) 鋼管杭・鋼矢板技術協会 (2017) : 鋼矢板 Q&A. pp.10.
- 3-2) Hiroaki Nakayama、Toshihiko Sakamoto、Noriyoshi Harata、Kei Teshima、Ryosuke Nagatsu (2013): Full-Scale Embankment Load Test on Retaining Walls with Combined Hat-Type Sheet Piles and Hat-Type Plus H-Section Sheet Piles、New Frontiers in Chinese and Japanese Geotechniques、Vol.8、pp.321-328.
- 3-3) (一財) 国土技術研究センター (2001) : 鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル.
- 3-4) 沖健, 木下雅敬, 池田昌弘, 渡部要一 (2004) : 継手部に水膨潤性遮水材を塗布した鋼矢板壁の実海域遮水性能確認試験, 第 39 回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.2287-2288.
- 3-5) (一財) 国土技術研究センター (2012) : 河川堤防の構造検討の手引き (改訂版).
- 3-6) (公社) 日本道路協会 (2020) : 杭基礎施工便覧 令和 2 年度改訂版、pp.23-25.
- 3-7) 榑山嵩, 中山裕章, 及川森, 原忠, 芳本健太, 黒田修一, 棚谷南海彦 (2021) : 鋼矢板により補強されたため池堤防の地下水位分布の調査, 第 56 回地盤工学研究発表会予稿集, 12-7-5-06.
- 3-8) 榑山嵩, 中山裕章, 及川森, 原忠, 芳本健太, 黒田修一, 棚谷南海彦 (2021) : 鋼矢板の遮水性によるため池堤体への貯水の浸透抑制効果, 令和 3 年度地盤工学会四国支部技術研究発表会講演概要集, pp.11-12.
- 3-9) 国土交通省 (2020) : 国土交通省土木工事積算基準 令和 2 年度版.
- 3-10) 例えば、(一社) 全国圧入協会 (2020) : 硬質地盤クリア工法鋼矢板圧入標準積算資料.
- 3-11) 関東地方整備局 土木工事施工管理基準及び規格値 令和 5 年度版、I-11.
- 3-12) 井上隆司 (2020) : 二重鋼矢板工法を用いた六丁池改修工事, 水土の知, Vol.88, No.10, pp.846-847.
- 3-13) 木村洋介 (2021) : 二重式鋼矢板工法によるため池耐震対策工法の検討, 水土の知, Vol.89, No.11, pp.880~881.

参考資料— 4

周辺環境への影響

1. 騒音・振動に関する考え方

周辺住民の生活への影響を小さくするためにも、工期を適切に設定する必要がある。鋼矢板工法の場合、施工重機の機械音や振動音、材料同士の接触音による騒音や、施工中の振動が想定される。騒音規制法・振動規制法では、下記の作業については特定建設作業として、当該作業の開始日の7日前までに各市町村に届け出が必要となる。また、作業時間なども制限が設けられている。鋼矢板工法を採用するにあたり、施工条件等の影響から特定建設作業に該当する場合には、規制の範囲内で工事を行う必要がある。その場合には表-参 4.1 鋼矢板の低騒音・低振動工法の例を参考に、総合的な工期・費用を鑑みて工法を選定する。

表-参 4.1 鋼矢板の低騒音・低振動工法の例⁴⁻¹⁾

工 法 分 類			工 法 概 要		工 法 例
静的貫入工法	油圧式圧入引抜き工法	油圧装置	機械重量あるいは既設鋼矢板により反力を取り、油圧装置により鋼矢板を把持して押込みます。本体はコンパクトですが鋼矢板の吊込みに別途クレーンを必要とします。比較的軟らかい地盤に適しますが、ウォータージェット等の補助工法を併用することで、硬い地盤にも対応できます。		サイレントパイラートーメンパイラー
	アースオーガ併用圧入工法	ワイヤ装置 + 油圧装置	ワイヤ装置及び油圧装置により鋼矢板を押込みます。ケーシングパイプを用いているため貫入時の剛性は大きく、鋼矢板とオーガの曲折離反はありません。		HAS SSS
		油圧装置	リーダー下部に設置された油圧装置により鋼矢板を把持して押込みます。オーガの上下機構と鋼矢板の貫入機構が分離しているため先堀が可能です。長尺鋼矢板になればなるほど鋼矢板とオーガの曲折離反が生じやすくなります。		アポロン
動的貫入工法	バイプロハンマ工法	電動式 高周波振動機構		高周波振動と小振動により伝播振動の減退を早めます。振動・騒音対策の初期の機械です。	LSV
		油圧式 超高周波振動機構	ピストン式	超高周波振動により地盤への伝播振動の距離が大きく、振動・騒音対策に優れています。また、ウォータージェット等の補助工法を併用することで、硬い地盤にも対応できます。	パルソニック SS-P
			振り子式	大きな能力を持ちますが、起動・停止時に若干共振します。	SS-40L
			ゼロ起動 ゼロ停止 振り子式	大きな能力を持つと共に起動・停止時に共振しません。	SR-45

引用文献

4-1) (一社) 鋼管杭・鋼矢板技術協会 (2017) : 鋼矢板 Q&A. pp.10.

参考資料— 5

既往研究

1. 振動台模型実験による鋼矢板二重式工法の耐震補強効果検証

基盤または堤体で液状化が発生する地盤条件を対象として、鋼矢板二重式工法により補強したため池堤体の耐震性能を検証するため、重力場における振動台模型実験を実施した。詳細については文献 5-1)5-2)5-3)を参照されたい。

本実験では、堤高約 10m、上下流の法面勾配がともに 1:2 のため池堤体を想定し、幾何縮尺 $\lambda=1/35$ として作製したため池堤体模型を対象に、加振実験及び越流実験を実施した。実験ケースは、基盤における液状化層の有無、鋼矢板による対策の有無をパラメータとして 4 ケース設定した。非液状化層及び液状化層はケイ砂により、堤体はケイ砂に少量のカオリン粘土を配合した地盤材料により作製した。鋼矢板は鋼板で模擬し、標準的な断面性能を有するハット形鋼矢板「25H」を想定して相似則⁵⁻⁴⁾に基づき板厚を設定した。レベル 2 地震動相当の波形として、最大加速度 600Gal、5Hz、20 波の正弦波により加振した。

写真-参 5.1 に加振後の堤体の残留変形状態を示す。黄色の点線は堤体の初期形状、実線は鋼矢板設置箇所を示している。また、各写真の右下には堤体天端の残留変位を記載した。無対策の場合は液状化発生箇所に依らず堤体天端が大きく沈下した。また、特に基盤が液状化するケースでは貯水からの水圧により堤体が水平方向に大きく変形した。この結果から、地盤条件及び貯水位によっては、貯水から堤体に作用する動水圧が堤体の変形・沈下に影響することが分かる。鋼矢板二重式工法によりため池堤体を補強した場合、基盤または堤体における液状化の発生は抑制されなかったものの、堤体天端の沈下量は液状化発生箇所を問わず大幅に低減された。また、鋼矢板の沈下量はいずれのケースにおいても模型スケールで 1mm 未満となり、初期天端高さが維持された。

加振後の堤体を対象に実施した越流実験の様子を写真-参 5.2 に示す。いずれも加振後の堤体を対象として、貯水位を急上昇させて越流を発生させており、無対策のケースでは加振時に発生したクラックに越流水が流入し、そこを起点に破堤が生じたのに対し、鋼矢板二重式工法により補強したケースでは、鋼矢板が残存することで堤体高さが維持され、流入水量と越流水量がほぼ等しくなり、越流水量が最小限に留められたことを確認した。

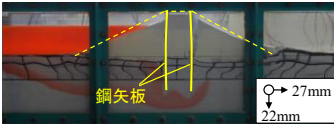
	基盤液状化	堤体液状化
無対策		
鋼矢板二重式工法		

写真-参 5.1 各ケースの加振後残留変形 5-1)を修正

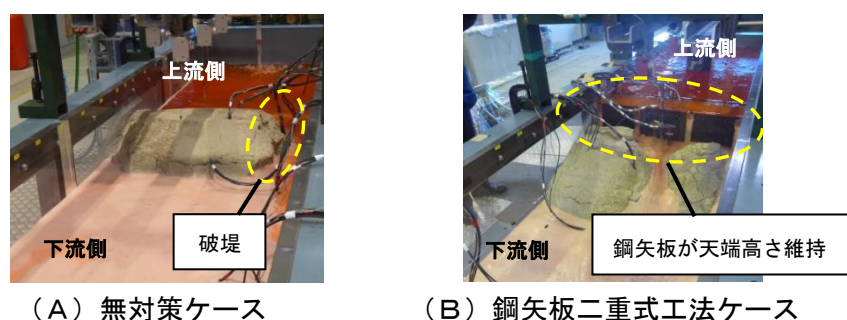


写真-参 5.2 越流実験の様子 5-3)を修正

2. 動的解析の再現性の検証

「1. 振動台模型実験による鋼矢板二重式工法の耐震補強効果検証」に記載した実験ケースのうち、基盤が液状化する地盤条件の2ケースを対象として、液状化解析ソフト LIQCA2D⁵⁻⁵⁾を用いた動的解析による再現性の検証に取り組んだ。詳細については文献⁵⁻⁶⁾を参照されたい。

解析モデルを図-参 5.1 に示す。土槽の状態を模擬するため、境界条件に関しては、側壁は鉛直ローラー・水平固定境界とし、底面は固定境界とした。堤体内水位は実験結果に基づいて実施した浸透流解析結果から設定した。貯水からの水圧に関しては、初期応力解析及び動的解析において静水圧を節点荷重としてモデル化した。液状化強度曲線を図-参 5.2 に示す。図中には実験に用いた地盤材料の繰返し非排水三軸試験結果を併記しており、地盤物性パラメータは本結果に基づき設定した。

各ケースの堤体天端の沈下量時刻歴を図-参 5.3 に、液状化層における間隙水圧 (P1 点、P2 点) の時刻歴を図-参 5.4 に示す。無対策では加振直後の沈下量に若干の差異が見られたものの、いずれのケースにおいても終局状態における沈下量の実験値と解析値は概ね同程度となった。また、各ケースにともない間隙水圧値も実験結果と概ね整合する結果が得られた。図-参 5.5 に示すように堤体の変形や締切り内地盤が天端高さを維持している状態も再現できていた。

ただし、本解析では貯水から堤体に作用する動水圧の影響を考慮しておらず、堤体の水平方向の変形を再現できていない。この点については、液状化解析ソフト FLIP2D⁵⁻⁷⁾を用いた類似の検討⁵⁻⁸⁾を別途実施しており、流体要素により動水圧をモデル化することで鋼矢板や堤体の変形を再現可能であることを確認している。

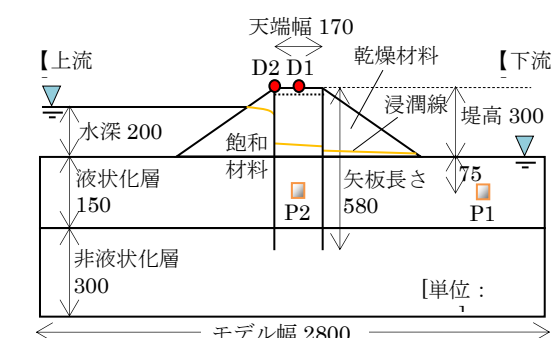


図-参 5.1 検討断面図⁵⁻⁶⁾

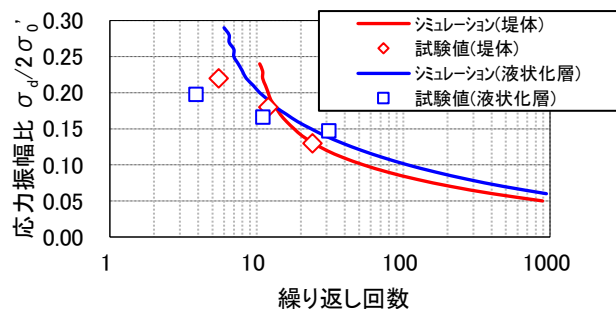


図-参 5.2 液状化強度曲線⁵⁻⁶⁾

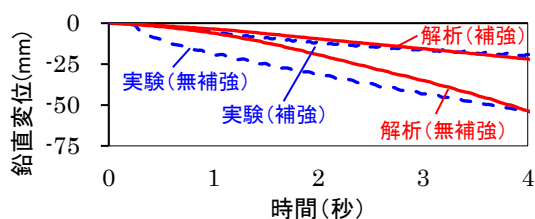


図-参 5.3 堤体天端沈下量時刻歴⁵⁻⁶⁾を修正

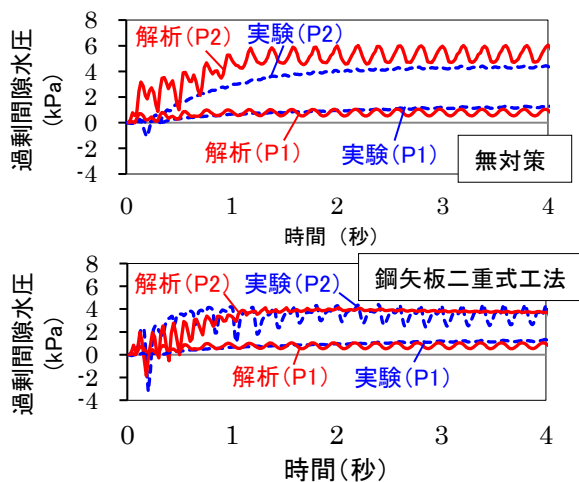


図-参 5.4 過剰間隙水圧時刻歴⁵⁻⁶⁾を修正

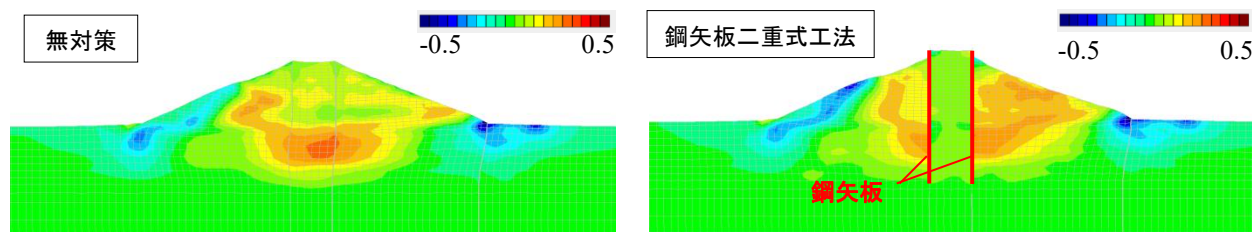


図-参 5.5 鉛直ひずみコンター (変形倍率 1 倍)⁵⁻⁶⁾を修正

3. ため池堤体土を対象とした要素実験

ため池は、西日本を中心として全国に約 20 万箇所存在しており、その多くが江戸時代以前に築造されたものである。そのため、築造や改修履歴に関する記録が残っていない場合も多い。ため池堤体土の物性に関しては研究蓄積が進んでいるものの、ため池堤体土の性質には地域性なども関係するため、その性質には未だ不明点が多いのが実情である。本頁では、高知県内のため池を対象として実施された調査研究について紹介する。詳細については文献⁵⁻⁹⁾⁵⁻¹⁰⁾を参照されたい。

調査対象としたため池は 8 箇所であり、いずれも堤高が 10m を上回る堤体を有する。堤体土に関しては、鋼土などの遮水ゾーンを有する堤体ではその部分を避けた池背面側で、それ以外では堤体中央部にてボーリング孔径 $\phi=116\text{mm}$ のトリプルサンプリングにより採取した。表-参 5.1 に書く堤体土の概要及び物理特性を示す。6 つのため池で、土地改良事業設計指針で規定される締固め度 $D_c=95\%$ を下回る結果となった。図-参 5.6 に粒径加積曲線を示す。粒度分布、特に細粒分含有率及び礫分含有率の範囲が広いことが分かる。図-参 5.7 に締固め曲線を示す。対象試料は均等係数 U_c が 10 を越える粒度幅の広い粗粒土であったことから、曲線形状が山形になるケースが多く見られた。また、堤体土 A を除くため池では最適含水比 w_{opt} よりも浸潤側で管理されていたことから、地震時の強度低下が懸念される材料であることが確認された。最後に、低塑性の細粒分を有する堤体土 A、高塑性の細粒分を有する堤体土 C、その中間的な粒度分布を有する堤体土 H を取り上げ、繰返し非排水三軸試験を実施した結果を図-参 5.8 に示す。図中には既往研究より得られた細粒分含有砂の試験結果を併記した。繰返し載荷回数 $N_c=20$ 回に対する繰返し応力振幅比 R_{L20} は 0.15~0.21 となり、既往研究における緩い砂材料 ($D_c=50\%$) に近い値となった。

ため池堤体は江戸時代以前に築造されたものも多く、経験に基づく施工がなされた堤体も多いことから、地震・豪雨対策に資する地盤物性値データの蓄積が望まれる。

表-参 5.1 物理試験結果一覧⁵⁻⁹⁾

堤体土 No.	築堤・築造年代	堤高 m	ρ_d g/cm ³	ρ_s g/m ³	w %	I_p	ρ_d/ρ_{dmax} %	F_c %	U_c
A	江戸時代以前	15.80	1.695	2.727	11.0	13.7	92.8	40.2	-
B	昭和 (1-19)	17.30	1.764	2.743	29.6	16.1	107.4	22.3	3018
C	江戸時代以前	16.64	1.651	2.749	18.2	23.2	90.2	13.3	1131
D	大正時代	15.00	1.510	2.669	25.2	14.2	88.8	18.9	1301
E	昭和 (20-39)	29.50	1.755	2.688	17.9	11.1	98.2	25	897
F	大正時代	25.50	1.425	2.672	21.7	11.0	84.2	21.4	2599
G	大正時代	12.90	1.288	2.712	36.2	NP	89.1	46.1	-
H	江戸時代以前	14.50	1.578	2.767	20.5	NP	87.4	15.7	188

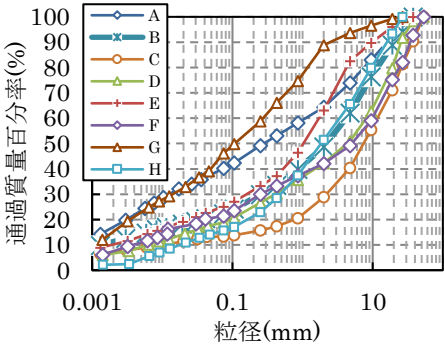


図-参 5.6 粒径加積曲線⁵⁻⁹⁾

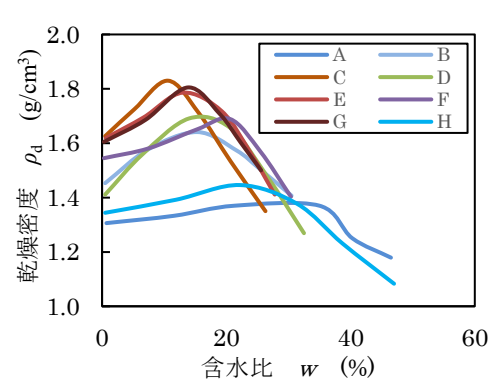


図-参 5.7 締固め曲線⁵⁻⁹⁾

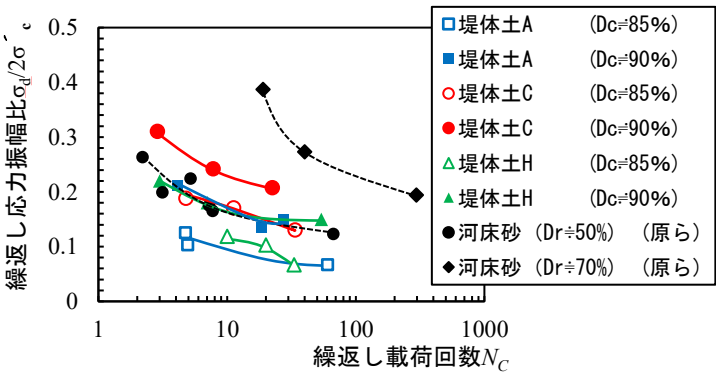


図-参 5.8 液状化強度曲線⁵⁻¹⁰⁾

4. 遠心载荷実験による耐震補強効果の確認

鋼矢板二重式工法により補強したため池堤体の実規模での耐震性能を検証するため、遠心载荷装置における振動実験を実施した。詳細については文献⁵⁻¹¹⁾⁵⁻¹²⁾を参照されたい。

図-参 5.9 に実験概要図を示す。本実験は、農研機構が所有する遠心载荷装置を用いた。土槽はアルミ製で幅 1.35m×高さ 0.45m×奥行 0.4m である。地盤材料ならびに堤体材料には銕田砂を使用した。銕田砂の土粒子密度は 2.647g/cm³ 最大乾燥密度は 1.7248g/cm³、最適含水比は 15.6% である。矢板模型はアルミ製とし、幅 390mm×高さ 355mm×奥厚さ 5mm とした。また、矢板模型の条件は、事前に安定計算を実施し、50G 場の相似則を考慮して決定した。入力波形を図-参 5.10 に示す。本実験は、終局状態を把握するために鋼矢板二重式工法にとって厳しい実験条件である、1G 場換算で 5Hz の sin 波を最大振幅 6m/s² で 300 波与えられた。

写真-参 5.3 に加振前後の堤体形状を示す。加振後は、堤体上流法面が側方流動するとともに、堤体全体が下流方向に変形した。これは、貯水の水圧が上流の矢板模型に作用することで、堤体全体が下流方向に変形したと考えられる。一方で、矢板模型の天端高さと堤体高さは維持され、堤体の決壊に伴う越流は発生しなかった。

図-参 5.9 に加振中（55 秒時点）と加振終了後、試設計から得られた梁ばね計算値における曲げひずみ値から求めた曲げモーメント分布を示す。加振終了後下流側の矢板について、堤体天端から深度 145～205mm 付近では、加振中の方が加振終了後に比べてやや大きな値を示したが、傾向は同じであった。また、解析値と比較すると、最大曲げモーメントの発生位置は深度 150mm 付近と概ね一致した。このことから、厳しい加振条件および矢板の設計条件下であっても、設計モデル通り、鋼矢板とタイ材で中詰め土への拘束効果を発揮して、外力に対して抵抗することが確認された。

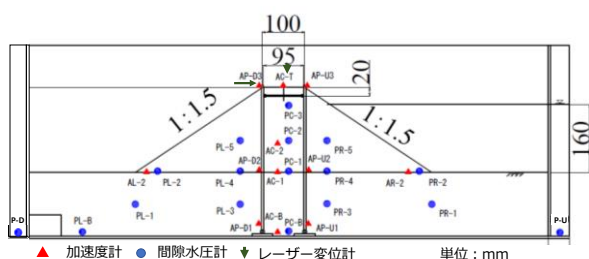


図-参 5.9 実験概要図

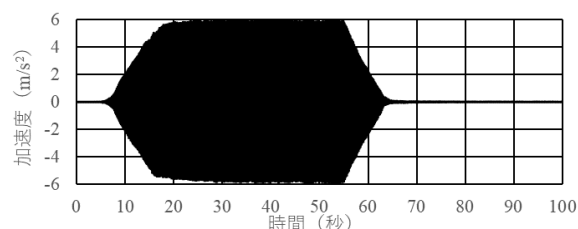
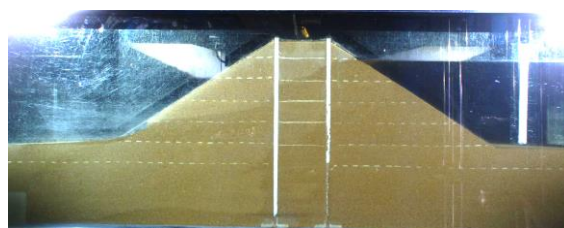


図-参 5.10 入力波形



(a) 加振前



(b) 加振後

写真-参 5.3 加振前後の堤体形状

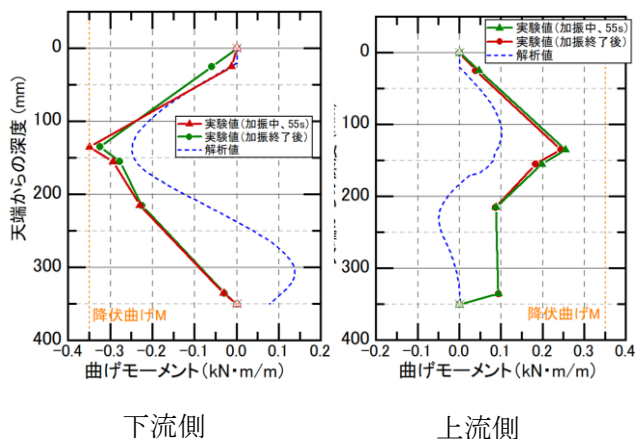


図-参 5.11 曲げモーメント分布

引用文献

- 5-1) Takashi Momiyama, Shinji Taenaka, Tadashi Hara, Shuichi Kuroda (2019) : Study on Reinforcement Method of Levees of Pond Using Steel Sheet Piles, Earthquake Geotechnical Engineering and Development of Environment and Constructions, ISBN 978-0-367-14328-2, pp.3997-4005.
- 5-2) 籾山嵩, 妙中真治, 原忠, 棚谷南海彦 (2020) : 鋼矢板によるため池堤体の耐震補強工法に関する研究 -振動台実験による液状化に対する鋼矢板の補強効果の検証-, 農業農村工学会論文集, No.310 (88-1), pp. I_47-I_58.
- 5-3) 藤原覚太, 籾山嵩, 奥田洋一, 原忠, 棚谷南海彦 (2017) : 鋼矢板を活用したため池堤の耐震補強に関する実験的検討, 平成 29 年度農業農村工学会大会講演会要旨集, pp.584-585.
- 5-4) Susumu Iai (1988) : Similitude for Shaking Table Tests on Soil-Structure-Fluid Model in 1g Gravitational Field, REPORTS OF THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE Vol. 27, No.3.
- 5-5) F. Oka, A. Yashima, A. Tateishi, Y. Taguchi, and A. Yamashita (1999) : A cyclic elasto-plastic constitutive model for sand considering a plastic-strain dependence of the shear modulus, Geotechnique.
- 5-6) 藤原覚太, 乙志和孝, 奥田洋一, 原忠, 棚谷南海彦, 黒田修一, 栗林健太郎, 坂部晃子 (2017) : 鋼矢板を用いたため池堤補強工法に関する解析的検討, 土木学会第 72 回年次学術講演会.
- 5-7) (一社) FLIP コンソーシアムウェブサイト (参照 2021.2.10) , (オンライン) , 入手先 <<https://www.flip.or.jp/>> .
- 5-8) 籾山嵩, 中山裕章, 及川森, 原忠, 芳本健太, 黒田修一, 栗林健太郎, 棚谷南海彦 (2019) : 鋼材により補強したため池堤体に動水圧が及ぼす影響の評価, 令和元年度地盤工学会四国支部技術研究発表会講演概要集, pp.59-60.
- 5-9) 原忠, 棚谷南海彦, 籾山嵩, 藤原覚太, 奥田洋一 (2018) : 実ため池堤体土の地盤特性と液状化特性, 第 53 回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.1103-1104.
- 5-10) 原忠, 棚谷南海彦, 芳本健太, 籾山嵩, 及川森, 中山裕章, 西山輝樹, 黒田修一, 栗林健太郎, 坂部晃子 (2019) : ため池堤体土の物理的特徴と液状化特性に関する研究, 第 54 回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.979-980.
- 5-11) 泉明良, 山崎弘芳, 棚谷南海彦, 原忠 (2024) : 鋼矢板二重式工法によるため池堤体の動的遠心載荷模型実験 (その 1) 模型実験概要と動的挙動, 第 59 回地盤工学研究発表会講演概要集, 23-10-5-03, 2024.
- 5-12) 山崎弘芳, 棚谷南海彦, 泉明良, 原忠 (2024) : 鋼矢板二重式工法によるため池堤体の動的遠心載荷模型実験 (その 2) 鋼矢板に関する挙動, 第 59 回地盤工学研究発表会講演概要集, 23-10-5-04, 2024.