

鋼矢板二重式仮締切 設計マニュアル

財団法人 国土技術研究センター 編集

山 海 堂

鋼矢板二重式仮締切 設計マニュアル

財団法人 国土技術研究センター 編集

山海堂

鋼矢板二重式仮締切の
施工事例

1

仮締切



仮締切全景 (関東地方建設局)



仮締切全景 (関東地方建設局)



仮締切全景 (九州地方建設局)

鋼矢板二重式仮締切の
施工事例

2

タイロッド取付
足場工設置状況



タイロッド取付 (関東地方建設局)



タイロッド取付 (北海道開発局)



タイロッド取付 (関東地方建設局)



タイロッド取付 (九州地方建設局)



足場工設置状況 (中部地方建設局)

鋼矢板二重式仮締切の
施工事例

3

中詰土投入状況
中詰土転圧状況
仮締切撤去状況
下層土改良状況



中詰土投入状況(北海道開発局)



中詰土投入状況(近畿地方建設局)

中詰土投入状況



中詰土転圧状況(九州地方建設局)



中詰土投入状況(近畿地方建設局)



仮締切撤去状況(中部地方建設局)



下層土改良状況(九州地方建設局)

中詰土投入状況

鋼矢板二重式仮締切の
施工事例

4

川表側漏水防止止水対策
川表側漏水防止対策
川裏側中詰土流出水防止対策



川表側漏水防止止水対策 (中部地方建設局)



川表側漏水防止対策 (北海道開発局)



川表側漏水防止対策 (関東地方建設局)



川裏側中詰土流出水防止対策 (北陸地方建設局)

はじめに

河川堤防は氾濫原の住民の生命と資産を洪水から防御する極めて重要な防災構造物であり、長大な既設の堤防の多くは、古来より逐次強化が重ねられてきた長い治水の歴史の産物であり、断面形状等は主に経験から得られた知見により定められた土の構造物である。

この河川堤防を河川管理施設及び許可工作物等の新築または改築等に伴い、出水期にまたがって開削するときに、河川堤防にかわる仮締切を鋼矢板二重式工法により施工する場合の設計基準として、昭和46年治水課通達「鋼矢板二重式仮締切設計指針（案）」が制定され運用されてきた。

しかしその後、つぎの理由により改訂の必要性が提起された。

- ① 上記指針の制定が昭和46年と古く、他機関等の技術基準との間に矛盾が生じてきた。
- ② 現地施工計測管理等の結果、上記指針に不具合な部分があり得ることが指摘された。
- ③ コスト縮減対策等の結果、使用材料（鋼矢板、タイ材、中詰土等）の対象範囲を拡大する必要が生じてきた。
- ④ 新計量法へ移行する必要が生じた。

このため、建設省は、（財）国土開発技術研究センターに指針改訂に必要な調査・検討を委託し、「鋼矢板二重式仮締切設計指針検討会」（委員長 苗村正三 建設省土木研究所材料施工部長）を設置して検討を進めてきたところである。

委員会においては、鋼矢板二重式仮締切の変状事例の分析、模型実験等の検討を行った。その結果、根入れ下端部から上部の壁体全体が変形を生ずることが確認されたことにより、従来の現地盤面より上部のみの変形を考える方法から、地盤面から矢板下端の全ての深度に関して安全性を照査する新たな設計法を提案した。

2 はじめに

また、これまでの耐震設計法に加えて、基礎地盤の液状化を考慮した設計法を新たに盛り込んだ。これは、河川堤防の耐震機能確保のための堤防設計指針が策定されたことを受け、周辺堤防と同等の機能を保持する必要がある鋼矢板二重式仮締切の設計においても、若干の補強で耐震機能の確保等の可能性を考慮したものである。ただし、本章は参考資料扱いとしてその適用については責任技術者の判断に委ねることとした。

本設計マニュアルは鋼矢板二重式仮締切設計の解説書として、建設省土木研究所を始めとする研究機関の方々の御指導のもとに（財）国土開発技術研究センターがまとめたものである。内容には二段タイロッド方式や広幅型鋼矢板の適用など新技術・新工法等を取り入れると同時に、今後の技術開発の妨げにならないよう性能規定化にも配慮して記述している。

本書は、現段階での実績および技術的知見に基づいて記述したものであり、仮設構造物に関する設計思想が転換する場合には適宜対応していくことが必要であろう。

河川堤防の開削に伴って設置される鋼矢板二重式仮締切は、治水上、河川堤防にかわるものであり、河川堤防と同等の機能を有する重要な仮設構造物であるため、設計マニュアルを編集したものであるが、今後、施工実績の追跡調査や設計方法の改善研究を継続的に行い適宜対応していく必要性が残されている。

本書の執筆に際しては、設計検討ワーキンググループの方々には多大なご尽力を賜った。ここにあらためてメンバー各位に感謝を表する次第である。

本書の主旨が正しく理解され、鋼矢板二重式仮締切の設計に有効に活用され、安全な仮設物設計に寄与することを期待している。

平成 12 年 12 月

財団法人 国土開発技術研究センター
理事長 豊田 高司

鋼矢板二重式仮締切 設計マニュアルの編集関係者

座長	苗村 正三	建設省土木研究所材料施工部 部長
委員	日下部 治	東京工業大学工学部土木工学科 教授
委員	竹村 次朗	東京工業大学工学部土木工学科 助教授
委員	田中 卓二	建設省河川局治水課 課長補佐
	塩屋 俊一	
委員	佐藤 明正	北海道開発局建設部河川工事課 河川技術専門官
	脇坂 壽男	
委員	金岡 俊夫	建設省関東地方建設局河川部河川工事課 課長
	飛田 忠一	
委員	尾関 信行	建設省関東地方建設局河川部河川管理課 課長
	三橋 さゆり	
委員	大竹 良凸	建設省中部地方建設局河川部河川工事課 課長
委員	境 道男	建設省中部地方建設局河川部河川管理課 課長
	山田 泰三	
委員	石松 文義	建設省九州地方建設局河川部河川工事課 課長
	上村 恭一	
委員	三木 博史	建設省土木研究材料施工部 新材料開発研究官
委員	恒岡 伸幸	建設省土木研究所材料施工部土質研究室 室長
委員	末次 忠司	建設省土木研究所河川部河川研究室 室長
	藤田 光一	
委員	松尾 修	建設省土木研究所耐震技術研究センター動土質研究室 室長
委員	大下 武志	建設省土木研究所材料施工部施工研究室 室長
委員	福井 次郎	建設省土木研究所構造橋梁部基礎研究室 室長
委員	岡村 未対	建設省土木研究所耐震技術研究センター動土質研究室 主任研究員

委員	森 芳徳	建設省土木研究所材料施工部施工研究室	研究員
委員	是永 正	鋼管杭協会・鋼矢板技術委員会	委員長
委員	橋本 正治	鋼管杭協会・鋼矢板技術委員会	技術委員
委員	水谷 太作	鋼管杭協会・鋼矢板技術委員会	技術委員
委員	龍田 昌毅	鋼管杭協会・鋼矢板技術委員会	技術委員
委員	星川 俊男	(社)建設コンサルタンツ協会河川構造物専門委員会	委員長
委員	野村 秀之	(株)東京建設コンサルタント技術第二部	課長
委員	清水 勝美	(株)東京建設コンサルタント技術第二部	課長
事務局	和田 一範	(財)国土開発技術研究センター調査第一部	部長
事務局	宇賀 和夫	(財)国土開発技術研究センター調査第一部	参事役
事務局	吉岡 真治	(財)国土開発技術研究センター調査第一部	研究員
	稲葉 耕一		

目 次

第1章	総 則	1
第2章	仮締切の構造	3
2.1	仮締切の位置及び平面形状	3
2.2	仮締切の高さ	3
2.3	タイ材の取付位置	4
2.4	既設堤防の補強	5
第3章	地 質 調 査	7
3.1	既存資料等の収集・整理	7
3.2	調 査 方 法	7
3.3	調 査 位 置	8
第4章	材 料	11
4.1	材料と許容応力度	11
4.2	U形鋼矢板の継手効率	13
第5章	設計条件の決定	15
第6章	設計の流れ	19
第7章	外力及び荷重の計算	21
7.1	水 圧 分 布	21
7.2	主働土圧及び受働土圧	24
7.3	堤内地盤を掘削する場合の設計上の取り扱い	26
7.4	地震時動水圧	30
第8章	安定に対する検討	33
8.1	壁体のせん断変形破壊に対する検討	33
8.2	滑動に対する検討	44
8.3	基礎地盤の支持力に対する検討	47
8.4	円形すべりに対する検討	52

第9章 矢板の設計	57
9.1 矢板根入長の計算	57
9.2 矢板曲げモーメント及び矢板断面の計算	59
9.3 タイ材の計算	63
9.4 腹起しの計算	64
第10章 遮水効果（浸透路長）に対する検討	67

参 考 資 料

参考資料1 地盤の液状化時の安定性に対する検討	71
参考資料2 動的遠心力模型実験	101
参考資料3 静的遠心力模型実験	109
参考資料4 浸透流解析結果	119
参考資料5 仮締切堤設置基準（案）	127
参考資料6 設計計算例	133

第1章 総 則

本マニュアルは、出水期に堤防開削する工事において河川堤防にかわる仮締切を鋼矢板二重式工法により施工する場合の設計計算方法を示すものである。

【解 説】

- (1) 本マニュアルは、出水期に堤防開削する工事において河川堤防にかわる仮締切として、鋼矢板二重式工法を用いる場合に適用するものとする。仮締切は治水上堤防にかわる河川施設として位置付けられるため、仮設構造物であっても本設構造物と同等の機能が確保されるよう設計する必要がある。
- (2) 本マニュアルに定める以外の事項については下記の基準等に準拠するものとする。
 - ① 建設省河川砂防技術基準（案）同解説（社）日本河川協会
 - ② 港湾の施設の技術上の基準・同解説 平成11年4月（社）日本港湾協会
 - ③ 道路土工仮設構造物工指針 平成11年3月（社）日本道路協会
 - ④ 道路橋示方書・同解説Ⅳ下部構造編 平成8年12月（社）日本道路協会
 - ⑤ 道路橋示方書・同解説Ⅴ耐震設計編 平成8年12月（社）日本道路協会
 - ⑥ 設計要領第二集 平成9年11月 日本道路公団
- (3) 本マニュアルに記載する設計計算法は標準的な手法を示したものであり、所要の性能を満足することを照査できる他の設計計算手法の適用を妨げるものではない。

第2章 仮締切の構造

2.1 仮締切の位置及び平面形状

仮締切は原則として堤防の川表側に設けることとし、その位置及び平面形状は流水の状況、流下能力等にできる限り支障を及ぼさないように考慮して定めるものとする。

【解説】

仮締切を川表に設置した場合、河道面積の減少や河川流況の変化により流下能力が低下する恐れがある。このため、仮締切の位置及び平面形状は、流水の状況及び流下能力等にできるだけ支障を及ぼさないように考慮して定める必要がある。

2.2 仮締切の高さ

仮締切の高さは、既設堤防高以上とする。

【解説】

仮締切堤設置基準（案）では、仮締切の高さは「既設堤防高以上」と定められており、本マニュアルにおいても鋼矢板二重式仮締切の高さを「既設堤防高以上」とする。

2.3 タイ材の取付位置

鋼矢板二重式仮締切は、原則として一段または二段のタイ材で矢板を連結させるものとする。タイ材を計画高水位以下に設ける場合は、堤外側の矢板に対し防水対策を、堤内側の矢板に対しては中詰土の流出防止対策を考慮しなければならない。

【解説】

- (1) タイ材の段数は、構造の安定性、施工性、経済性等を考慮した総合評価により決定する。タイ材の取付位置は、使用鋼材の根入長及び型式に大きく影響を及ぼすため、十分な検討が必要である。
- (2) 取付位置が計画高水位以下である場合は、タイ材取付点から河川水が締切内に浸透することが想定される。締切内水位が上昇すると鋼矢板二重式仮締切の安定性の低下につながるため、締切内水位の上昇に留意する必要

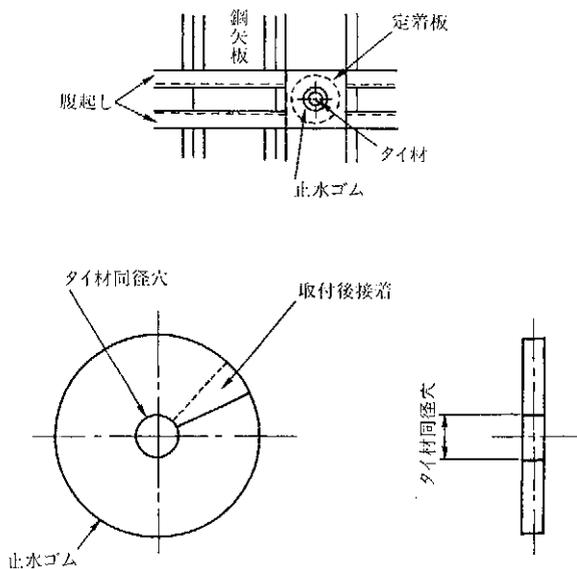


図 2.1 川表側の止水対策例

がある。このためには、川表側矢板のタイ材取付点には浸透防止の対策が必要となる。図 2.1 に川表側の止水対策例を示す。また、川裏側矢板のタイ材取付点には浸透水の流出に伴う中詰土の流出を防止するために、吸い出し防止材等による対策が必要となる。

2.4 既設堤防の補強

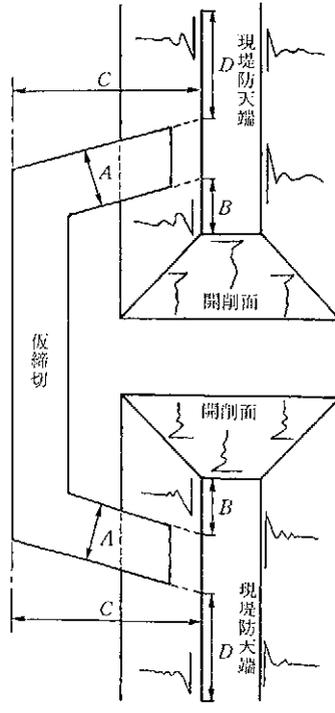
仮締切は川表側に張り出した形で既設堤防に接続するため、接続部に流水が当たることになる。そのため、既設堤防の補強を行わなければならない。

【解 説】

既設堤防の補強等については別に定める仮締切堤設置基準（案）に基づき適切に処置しなければならない。

川表側の仮締切前面の河床及び仮締切取付部において、図 2.2 に示すように上下流ともおおむね $D=2A$ の長さの法面については、設計対象水位（計画高水位または計画高潮位）以上の高さまで法面保護するものとする。

また、仮締切を川裏側に設置する場合には、堤防開削部の法面は設計対象水位以上の高さまで法面保護するものとする。



- A: 仮締切堤の天端幅
- B: 既設堤防天端幅と仮締切幅のいずれか大きいほう以上
- C: 堤防天端外側より仮締切堤外側までの長さ
- D: 補強範囲

図 2.2 既設堤防の補強範囲

第3章 地質調査

3.1 既存資料等の収集・整理

仮締切を設計する際は、事前に仮締切設置予定地の基礎地盤の地質・土質調査（以下、地質調査という）を行うものとする。

地質調査計画の立案に先立ち、既存資料等の収集・整理を行うものとする。既存資料とは古地図、治水地形分類図、計画地点周辺の既往地質調査資料等である。

【解 説】

本マニュアルによる設計法は、基礎地盤を含めた安定・構造照査の設計手法を用いているため、基礎地盤の地質調査が必要となる。地質調査により、仮締切設置予定地点の縦断的な地層構成を把握するとともに、各地層の土質定数を得るものとする。地質調査を計画する場合は、既往の資料を収集・整理し、適切な調査箇所（ボーリング位置）を設定する。

3.2 調査方法

基礎地盤の地層構成、 N 値、単位体積重量、内部摩擦角、粘着力等の仮締切の安定性照査に必要な土質定数を得るために、ボーリング調査・サウンディング調査ならびにサンプリング調査を行う。

【解 説】

鋼矢板二重式仮締切の設計を行ううえで、基礎地盤及び中詰土の土質定数が必要となる。土質試験例を表 3.1 に示す。これらの土質試験より適宜選択

表 3.1 土質試験例

設計に用いる土質定数	土質試験	用いる設計項目
土の単位体積重量 γ	・密度試験	・重量, 土圧 ・中詰土のせん断抵抗
内部摩擦角 ϕ	・三軸圧縮試験	・土圧 ・中詰土のせん断抵抗
粘着力 c	・一軸または三軸圧縮試験	・土圧 ・中詰土のせん断抵抗
変形係数 E	・一軸または三軸圧縮試験 ・孔内水平載荷試験	・矢板応力度計算用ばね定数
N 値	・標準貫入試験 ・コーン貫入試験	・ ϕ, c, E の推定 ・液状化の判定
細粒分含有率 F_c	・粒度試験	・液状化の判定

*三軸圧縮試験において、粘性土では非圧密非排水試験（UU試験）を行い、砂質土では圧密排水試験（CD試験）を行うものとする。

して土質定数を求め、設計照査に用いる。

3.3 調査位置

調査位置は、原則として構造物中心線上の他に2地点とする。ただし、2地点間で地層が大幅に変化する場合は、中間地点で調査を追加実施することが望ましい。

なお、既存の資料がある場合は、調査箇所を減じることができる。

【解説】

調査は、仮締切設置予定地点の縦断的な地層構成の把握と各地層の土質定数を得るために行うものであり、事前に既往資料より土層の変化の度合等を把握したうえで調査箇所を設定する。なお、既往の資料では地層構成の変化度合が不明な場合、土質調査は原則として構造物中心線上の他に2地点で行い、地層に大きな変化がある場合は追加調査することが望ましい。

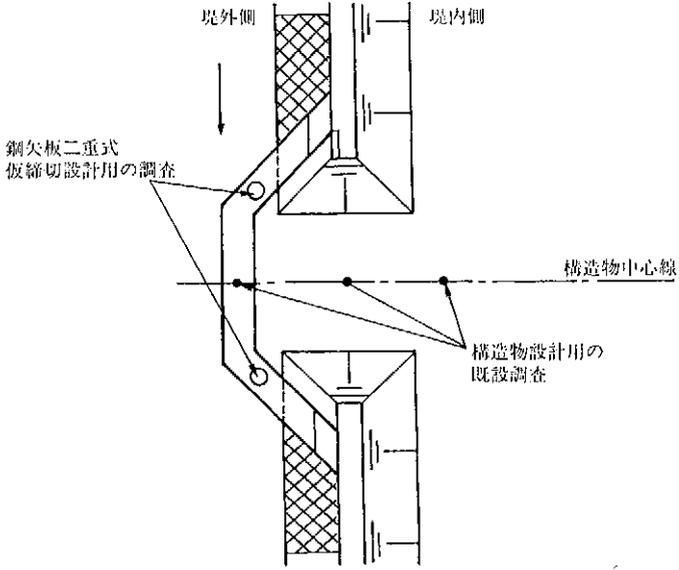


図 3.1 調査位置の例

第4章 材 料

4.1 材料と許容応力度

鋼矢板二重式仮締切に使用する代表的な材料の許容応力度を表4.1に示す。

表4.1 主な使用鋼材の許容応力度（軸方向引張応力度，曲げ引張応力度）
(N/mm²)

材 料 名		常 時 (高水時)	地震時	
鋼 矢 板	SY 295	180	270	
	SY 390	235	353	
鋼 管 矢 板	SKY 400	140	210	
	SKY 490	185	278	
タイロッド	SS 400	径 40 mm 以下	94	141
		径 40 mm 超	86	129
	SS 490	径 40 mm 以下	110	165
		径 40 mm 超	102	153
HT 690		176	264	
タイワイヤー	SWRH (硬鋼線材)	破断強度に対して常時で3.8以上、地震時で2.5以上の安全率を持つように許容応力度を定める。		
	SWRS (ピアノ線材)			
腹 起 し 材	SS 400	140	210	

地震時の許容応力度は常時（高水時）の1.5倍の値を用いることを標準とする。

【解 説】

- (1) 鋼矢板二重式仮締切で使用される代表的な鋼材の設計上の許容応力度（軸方向引張応力度，曲げ引張応力度）を例示した。

従来の工学単位系(kgf/cm^2)とSI単位系(N/mm^2)との関係は，常時（高水時）の許容応力度は，従来の工学単位系での許容応力度 $\times 9.8$ で求まる値を2捨3入，7捨8入して5きざみの数値に丸めたものとなっている。

地震時の許容応力度は，常時のSI単位系での許容応力度の1.5倍とし，数値は小数点以下を四捨五入して定めればよい。

- (2) タイロッドの許容応力度は，常時は保証降伏点応力度の40%，地震時は60%とし，数値を丸めずに用いるものとした。タイロッドでは，ロッド材としての加工，ねじ加工が鋼材の強度に与える影響を考慮して，直径40 mmを境として許容応力度を変えている。

タイワイヤーの許容応力度は，破断荷重に対して常時で3.8，地震時2.5以上の安全率を持つように許容応力度を定めるものとした。なお，タイワイヤーは硬鋼線材（JIS G 3506）やピアノ線材（JIS G 3502）を用いたPC鋼線を撚り合わせて製作されるもので，高強度の材料であり明確な降伏点が見られないものが一般的である。このことから，0.2%の永久ひずみを生じる応力を降伏点応力度と定義し，この降伏点応力度が破断強度の2/3を下回らないことが確認された材料を使用してよいものとする。

タイ材に関しては，降伏点応力度に対する許容応力度の比を，一般の構造用鋼材よりも小さくして，破断強度に対する安全余裕を大きくしている。これは，タイ材の周辺の土砂の沈下などでタイ材が曲げられ，計算よりも大きな応力が作用する場合があること，過去の被災事例の検討や模型実験の結果，地震時には計算値よりも大きな応力が作用する場合があったことなどを考慮したものである。

タイワイヤー類の使用に当たっては，連結具，固定具などの付属品にも留意する必要がある。

- (3) ここに示した以外の材料を使用する場合や軸方向圧縮応力度，せん断応力度，支圧応力度などの照査が必要な場合には，「道路橋示方書」，「港湾の施設の技術上の基準」などを参考にして，上記の考え方に則して許容応

力度を決定してよい。

- (4) 鋼矢板、銅管矢板の溶接部の許容応力度は、工場溶接の場合は母材と同じ値を、現場溶接の場合は工場溶接の90%の値を用いてよい。

現場での建込み溶接において、上下矢板の開先のずれが著しい場合や溶接姿勢が悪い場合には、健全な溶接部を得ることが難しくなるので、開先ずれの許容値管理や裏当て金の利用など十分に信頼性のある方法によることが望ましい。

4.2 U形鋼矢板の継手効率

U形の鋼矢板を用いる場合には、変形、応力の照査に際して断面二次モーメント (I) は、壁体の全断面が有効の場合の45%、断面係数 (Z) は60%が期待できるものとして計算してよいものとする。

ただし、矢板の継手を溶接するなどして継手のずれ変形をある程度拘束して使用する場合は、断面二次モーメント、断面係数ともに80%として計算してよいものとする。

【解 説】

- (1) U形鋼矢板は、壁体としての断面の中立軸線上に継手を有しており、矢板壁が曲げを受けた際に継手ずれが生じることがあり、この結果として断面性能が全断面が有効な場合の単位幅当たりの値よりも低下することがある。

過去の調査によれば、壁体頭部をコンクリートコーピングなどで固定しない場合でも継手効率として80%~100%に近い値を示している実測データがある一方で、30~40%という非常に小さい値しか得られていない場合もあり、継手のずれの状況やこれによる断面性能への影響には大きなばらつきがあるのが実態である。

こうしたことから、鋼矢板の断面性能に関する継手効率について一概には決められないところであるが、鋼矢板二重式仮締切に変形が生じることが許容する設計法としていることから、継手のずれが生じやすくなる場合

があることも考慮して、既往の計測結果等から設計上の安全側の値として、壁体1m当たりの断面性能に対して断面二次モーメントで45%、断面係数で60%の値を用いることを標準とした。

- (2) 鋼矢板の継手を50cm程度の長さ溶接したり、壁体頭部をコンクリートコーピングするなどして鋼矢板の継手ずれを拘束した場合は、壁全体として一体的な挙動が得られやすい。

実際にこうした継手ずれの拘束を施した実験では、ほぼ80~100%の継手効率が発揮されたデータもあることから、ここでは継手を拘束した場合には断面二次モーメント、断面係数とも80%の継手効率を用いてよいものとした。

地盤に打設された鋼矢板の地中部では、継手部空隙への土砂の侵入や地盤と鋼矢板の壁面摩擦によって継手のずれが抑制されやすい。

一方、地上に突出した部分ではこうした効果が小さいことから、コーピングや継手の溶接により継手ずれを拘束することが有効となる。地上への突出（鋼矢板二重式仮締切の壁高）が非常に大きい場合には、頭部と地盤部の拘束のみでは中間での継手ずれ拘束が弱くなりやすいので、変形が大きくなりやすい部分に近いところで継手のずれを拘束するなどして応力度照査の安全性を確保するよう配慮することが望ましい。

- (3) 本マニュアルの設計法では鋼矢板二重式仮締切の変位の照査は扱わないので、断面二次モーメントに関する継手効率は矢板応力度照査の際の弾塑性法の計算に用いるのみである。

一方、自立式矢板護岸のように変位量の照査が設計に支配的であるような構造では、許容変位量との関係において継手効率を考慮することが重要になる。

鋼矢板二重式仮締切でも、変位量を評価するような場合にはここで示した継手効率以外にも変位量のレベルや変位の計算方法などに応じて、過去の変形の事例などを参考にして妥当な断面性能を設定して検討することが望ましい。

第5章 設計条件の決定

設計条件は、次の項目について調査・検討のうえ、決定する。

- (1) 仮締切天端高
- (2) 検討断面の設定

- ① 断面形状
- ② 地盤

- (3) 仮締切の計算に必要な諸数値

- ① 外水位

外水位として、常時の場合は計画高水位、地震時の場合は平水位を考慮する。

- ② 壁体中の水位

壁体中の水位は、内水位と外水位の平均高さを標準水位として考慮する。

- ③ 壁体中詰土の物性

中詰土の物性は、土質試験により定めることが望ましい。土質試験が行われておらず、壁体中詰土に砂質土を用いる場合は表5.1、表5.2の値を目安にすることができる。ただし、現地発生土を用いる場合は、別途試験を行い定めるものとする。

表5.1 壁体中詰土の種類と単位体積重量

土の種類	空気中での 単位体積重量 γ (kN/m ³)	水中での 単位体積重量 γ' (kN/m ³)	水で飽和された 土の空気中での 単位体積重量 γ_{sat} (kN/m ³)
砂質土	18	10	20

表 5.2 壁体中詰土の内部摩擦角の目安

相対密度	内部摩擦角 ϕ (°)
密 な	36
締まった	33
緩 い	30

④ 基礎地盤の物件

基礎地盤の単位体積重量・内部摩擦角・粘着力等は原則として現地の土質調査に基づき適切に決定しなければならない。

N 値より内部摩擦角を算出する場合は図 5.1 によるものとする。なお、図 5.1 の N 値は有効上載圧 100 kN/m^2 相当に換算した N 値 (N') であり、次の式で求める。

$$N' : \text{換算 } N \text{ 値} \quad N' = 170 N / (\sigma'_v + 70)$$

N : 実測 N 値

σ'_v : 有効上載圧 (kN/m^2)

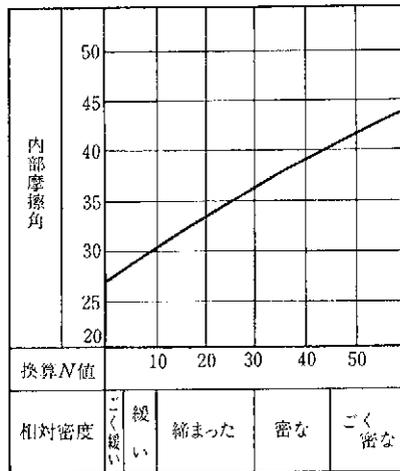


図 5.1 内部摩擦角 ϕ を換算 N 値 (N') より算出する方法

⑤ 慣性力算定用の震度

地震による慣性力は水平方向のみを考慮するものとし、震度は

原則として次のとおりとする。

空気中における水平震度 $K_h=0.1$

水中における見掛けの水平震度

$$K_h' = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} K_h$$

γ_{sat} : 水で飽和された土の空気中の単位体積重量 (kN/m³)

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³) $\gamma_w=10$ kN/m³

液状化を考慮した耐震設計を行う場合の設計震度は参考資料1を参照する。

【解 説】

- (1) 仮縮切天端高は既設堤防高以上とする。
- (2) 砂質土及び粘性土あるいは両者の互層などの現地盤の構成、ならびに堤内側の掘削断面形状の違いによって水圧及び土圧の考え方が異なる。そのため、地盤及び掘削断面形状について十分な検討が必要である。
- (3) 外水位の設定は仮縮切堤設置基準(案)に基づき、常時は計画高水位(高潮区間においては計画高潮位)とし、地震時は平水位(感潮区間においては朔望平均満潮位)を用いる。
内水位は、地下水位または現場の施工状況を考慮した管理水位を用いる。一般的には、掘削地盤面を内水位として設定する場合が多い。
- (4) 壁体内の水位は、河川水位(初期水位、波形)や降雨(総降雨量、波形)等の水文条件及び基礎地盤(地層構成)や仮縮切(幅、高さ、中詰土、矢板種別、根入れ、継手)の構造によって変化する。これらの条件を考慮して2次元有限要素法による浸透流解析(参考資料4参照)を行ったところ、壁体内の水位の上限が内水位と外水位の平均高さ程度となることが明らかになったことから、壁体中の水位は内水位と外水位の平均高さを標準水位としてよいものとした。
- (5) 中詰土の物性値は購入土においても土質試験により求めることが望まし

- い。中詰土は原則としてできる限り締固めを行うものとする。土質試験は、現場の締固めによって達成できる土の密度で行うものとする。土質試験を行わない場合には表5.1, 5.2に示す値を用いてもよい。ただし、表5.2に示す内部摩擦角は安全側の配慮をして決めたものであり、三軸試験から得られる内部摩擦角より相当程度小さい可能性が高いので、より合理的な設計を行うためには適切な土質試験より内部摩擦角を決めることが望ましい。現地発生土を用いる場合は土質試験より求めることを原則とするが、明らかに良質な砂質土である場合は表5.1, 5.2の値を用いてもよい。
- (6) 基礎地盤の物性値は第3章地質調査の項で示したように土質試験を行い設定する。ただし、砂質土の内部摩擦角は図5.1より求めてもよいものとした。

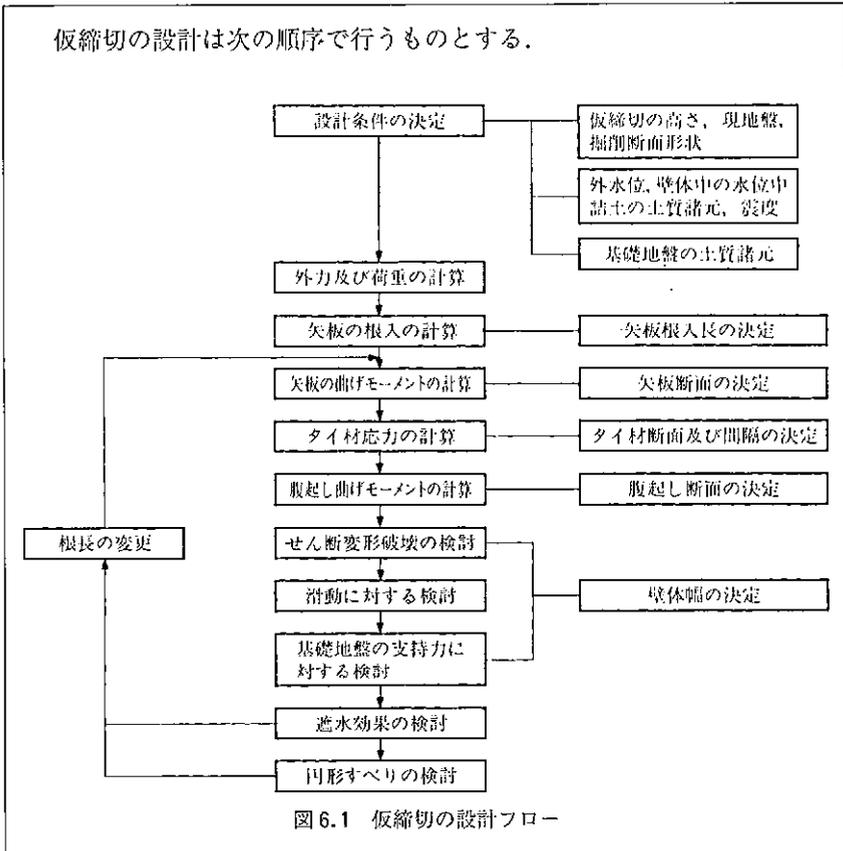
N 値より内部摩擦角を算出する場合は、実測 N 値を有効上載圧 $100 \text{ kN}/\text{m}^2$ 相当に換算して求める。

換算に用いる有効上載圧は、 N 値を実測したときの値とする必要がある。例えば、ボーリング柱状図に示される地盤面と水位面から算出すればよい。

- (7) 耐震設計では供用期間中に発生する確率が高い中規模地震動に対して行う場合と、供用期間中に発生する確率が低い大規模地震動に対して行う場合とがある。鋼欠板二重式仮締切の供用期間は長くても5年程度であるため、中規模地震動に対する耐震設計を行うこととした。道路土工指針において、中規模地震動対応の慣性力用震度は $0.08 \sim 0.12$ (地表面加速度 $120 \sim 180 \text{ gal}$ 程度) と示されている。本マニュアルの空気中における水平震度 ($K_h=0.1$) はおおむこれと対応している。

第6章 設計の流れ

仮縮切の設計は次の順序で行うものとする。



【解説】

本マニュアルに示す設計計算法では、タイ材の取付位置を仮定したうえで、鋼矢板の根入長と断面（型式）及び二重縮切の壁体幅を決定し、その後タイ

材と腹起しの断面を決定する。

根入長、矢板断面及び壁体幅の主要3諸元の照査は互いに関連しており、一義的には決定できないため、繰り返し照査を行うことによって適当なものを求める必要がある。また、タイ材の設置段階と取付位置によって主要3諸元の値も影響を受ける。最終的には、所要の性能を満たす組合せの中から、施工性や経済性などに優れたものを総合判断して選定することになる。

設計照査法の特徴を勘案すると、次に示すような手順で設計計算を進めることが効率的な方法となることが多い。

- ① タイ材の設置段階と取付位置を仮定して、必要根入長を算定する。
なお、タイ材の設置段階は二段とするほうが有利となることが多い。
①に基づいて
- ② 根入長を想定し、弾塑性法計算で鋼矢板の所要断面を求める。
- ③ 滑動照査で想定根入長における壁体幅を計算する。通常、滑動照査により壁体幅、根入長が支配されることは少ない。
- ④ ③までを参考にしながら、せん断破壊に対する安全性を照査し、所要壁体幅を求める。
- ⑤ ④までに求められた壁体幅と根入長に対して地盤の支持力の照査を行う。
- ⑥ 全体的な構造バランス、施工性、経済性等を考えた場合に、タイ材配置、矢板断面、根入長、壁体幅のより望ましい組合せがあるかどうかを検討する。
必要に応じて①に戻って設計照査を再実施してみる。
- ⑦ 最終的には選定した諸元を用いて遮水効果、円形すべりのチェックを行う。

ここで安定性が満たせない場合は、根入長や壁体幅を増加して再度設計照査を行う。

第7章 外力及び荷重の計算

7.1 水圧分布

水圧分布は、基礎地盤の地層構成の違いにより表7.1に示す4タイプに分類し、さらに堤内外の矢板応力度照査用及び壁体安定計算用にそれぞれ設定する。なお、堤外側と堤内側で同じ矢板を用いることを標準とする。ただし、矢板応力度照査は条件の厳しい堤内側で行うものとする。

表7.1 基礎地盤の地層構成の違いによる水圧分布の分類

No.	地盤のタイプ
タイプ1	砂質土地盤
タイプ2	粘性土地盤
タイプ3	互層地盤A（上部砂質土+下部粘性土）
タイプ4	互層地盤B（上部粘性土+下部砂質土）

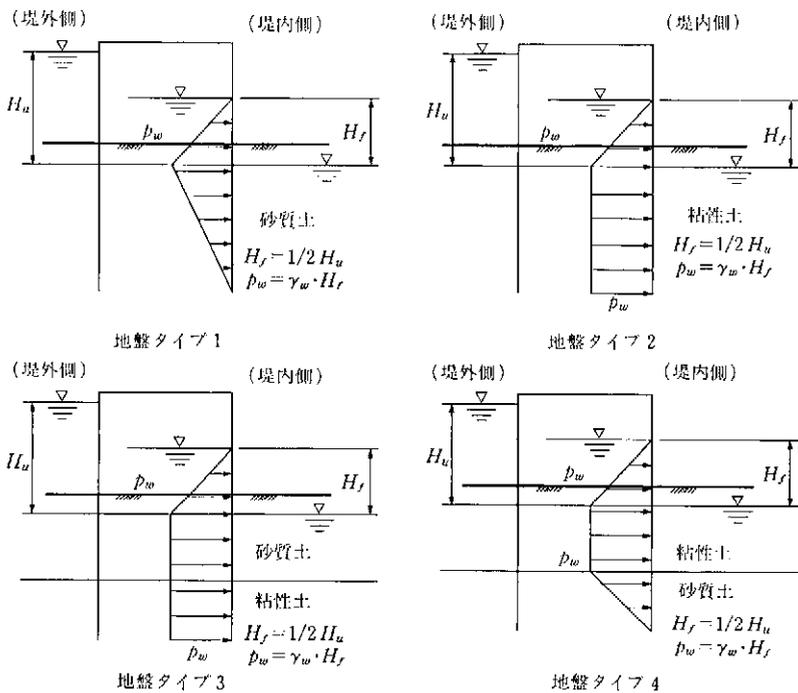


図 7.1 矢板応力度照査用の水圧分布

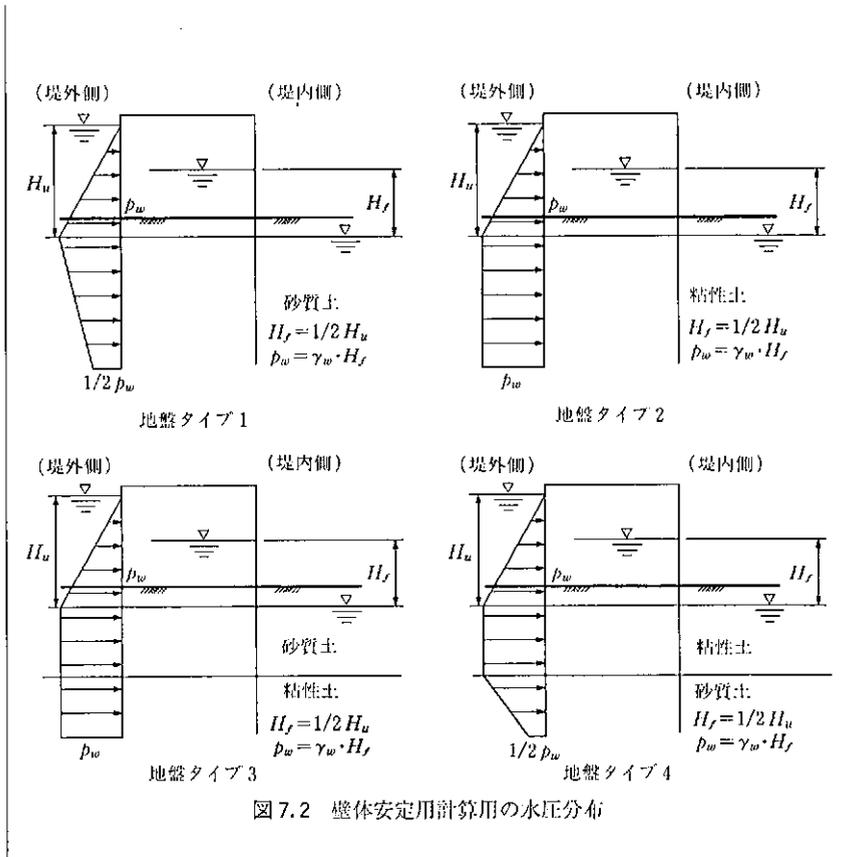


図 7.2 堰体安定用計算用の水圧分布

【解 説】

基礎地盤の地層構成の違いによって、板締切の堰体に作用する水圧分布は大きく異なる。本マニュアルでは、表 7.1 に示す 4 タイプを典型的な基礎地盤として分類し、水圧分布を設定する。矢板の応力は堰内側のほうが堰外側より条件が厳しいため、堰内側の矢板について応力度照査を行うものとする。このとき、水圧分布は中詰土内と堰内側の水位差による値を設定する。一方、堰体安定の照査については、中詰土内の水位を一定とみなし、中詰土水位は堰外側と堰内側の水位の中間とする。

矢板応力照査用の水圧分布は、図 7.1 に示すとおり地盤タイプ別に以下のよう設定してよい。

- ① 地盤タイプ1は、透水性が高い砂質土地盤であるため、外水位の変動に伴って地盤中の水は堤内側へ浸透する。中詰土内の水圧分布は静水圧分布であり、また矢板下端で水圧は平衡状態となると考えられることから、矢板に作用する基礎地盤内の水圧分布は逆三角形となる。
- ② 地盤タイプ2は、透水性が低い粘性土地盤であるため、外水位が変動しても地盤中の水はしばらくの間保持される。壁体内と堤内側の水圧分布をそれぞれ静水圧分布とみなすと、両者の水位差は基礎地盤内で長方形分布となる。
- ③ 地盤タイプ3は、上部が砂質土で下部が粘性土の互層地盤であるため、砂質土中の水の移動が制約されることから、②と同様の水圧分布となる。
- ④ 地盤タイプ4は、上部が粘性土で下部が砂質土の互層地盤であるため、粘性土の水圧分布は長方形、砂質土の水圧分布は逆三角形となる。

また、壁体安定計算用の水圧分布は、図7.2に示すとおり地盤タイプ別に以下のように設定してよい。

- ① 地盤タイプ1の場合、矢板下端の水圧は堤外側では壁体幅の動水勾配が生じるために堤内側より大きくなる。ここでは、堤外側と堤内側の水位差の1/2を設定した。基礎地盤内の水圧分布は台形となる。
- ② 地盤タイプ2及び地盤タイプ3の場合、透水性が低い粘性土地盤であるため外水位が変動しても地盤中の水の浸透が遅れることが考えられるため、堤外側、堤内側とも静水圧水分として、水圧分布を求めると長方形分布となる。
- ③ 地盤タイプ4の場合、上記と同様の考え方から、粘性土の水圧分布は長方形、砂質土の水圧分布は台形となる。

7.2 主働土圧及び受働土圧

常時及び地震時の主働、受働土圧は、次式によって計算する。

ただし、常時においては $\theta = 0$ として計算する。

主働土圧

$$p_A = K_A \cdot \Sigma (\gamma_i \cdot h_i + q) - 2c \sqrt{K_A} \dots\dots\dots (7.1)$$

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \left\{ 1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos \theta}} \right\}^2} \dots\dots\dots (7.2)$$

受働土圧

$$p_P = K_P \cdot \Sigma (\gamma_i \cdot h_i + q) + 2c \sqrt{K_P} \dots\dots\dots (7.3)$$

$$K_P = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \left\{ 1 - \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos \theta}} \right\}^2} \dots\dots\dots (7.4)$$

静止土圧

$$p_0 = K_0 \cdot \Sigma (\gamma_i \cdot h_i + q)$$

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (\text{砂})$$

$$= 0.5 \quad (\text{粘土})$$

ここに、 p_A ：主働土圧強度 (kN/m²)

p_P ：受働土圧強度 (kN/m²)

p_0 ：静止土圧強度 (kN/m²)

K_A ：主働土圧係数

K_P ：受働土圧係数

K_0 ：静止土圧係数

q ：上載荷重 (kN/m²)

γ_i ： i 層の土の単位体積重量 (kN/m³)

h_i ： i 層の層厚 (m)

c ：土の粘着力 (kN/m²)

ϕ ：各層の土の内部摩擦角 (°)

θ ：地震合成角 = $\tan^{-1} K_h$ (水中部は K_h')

$$K_h' : \text{水中における見掛けの震度} = \frac{\gamma_{sat}}{\gamma_{sat} - \gamma_w} K_h$$

K_h : 空気中における震度

地震時の現地盤面以下の土圧強度は各層の上下面において見掛けの震度を用いて式 (7.1), (7.3) により求める。

式 (7.1) において, 粘性土の主働土圧強度 p_A が負になる場合は, $p_A = 0$ とする。

粘性土地盤の場合, 地震時における現地盤面以下の主働土圧強度は現地盤面以下 10 m において $K_h = 0$ として式 (7.1), (7.2) で算定した値をとり, その間直線的に変化すると考える。

ただし, 現地盤面下 10 m における土圧強度が現地盤面における値より小さい値となる場合は現地盤面の値をとる。現地盤面下 10 m より深い所の土圧強度は震度 $K_h = 0$ として式 (7.1), (7.2) で求める。

砂質土と粘性土の互層の場合は, それぞれの層ごとに主働, 受働土圧強度を計算し, 土圧合力は各層ごとの土圧を合計した値とする。

【解 説】

基礎地盤が多層である場合, 土圧は主働及び受働とも層ごとにそれぞれ算定する。

本設計法に用いる土圧は「道路橋示方書・同解説」に準じて砂質土層と粘性土層を同じ式で求めることとした。地震時土圧を求める場合, 内部摩擦角の小さい砂質土または粘性土では $(\phi - \theta)$ が負となる場合が生じることがある。この場合はルートの中をゼロとして土圧係数を求めることとする。

7.3 堤内地盤を掘削する場合の設計上の取り扱い

- (1) 堤内側 (内水側) の地盤が斜面となっている場合には, 堤体の安定性, 遮水性, 地盤のすべりに対する安全性に与える影響を考慮する必要がある。
- (2) 図 7.3 に示すように, 受働土圧強度を求める点から受働崩壊面が掘削斜面及び掘削底に交わる場合は, その交点を通る水平面から上の土

塊重量を等分布の上載荷重に置換する方法で受働土圧強度を算定してよい。

なお、横方向地盤反力の確保、掘削施工の影響や浸透に対する影響への配慮の観点から、矢板から斜面法肩までの距離が根入長 D よりも大きく、かつ、掘削法勾配が 1:2 よりも緩勾配とすることが望ましい。

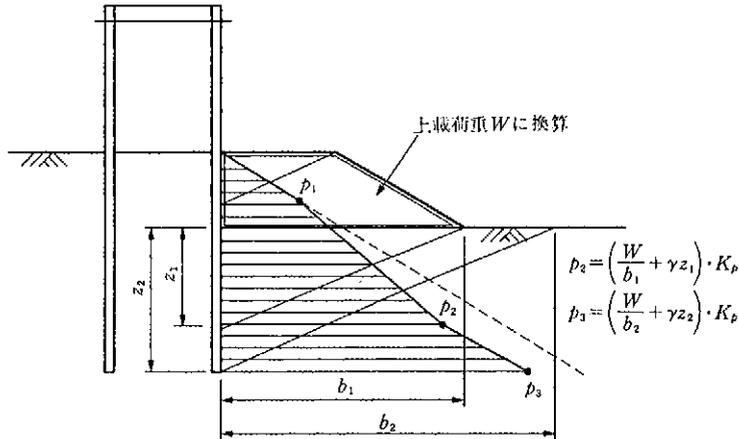


図 7.3 斜面の影響を考慮した受働土圧の算定

【解説】

- (1) 縮切堤内を床掘りして樋門などの構造物を構築する場合や、マウンドを築造した上に二重縮切堤を構築する場合、小段を有する堤防の開削を行う場合などに、図 7.5 に示したような受働側地盤に斜面を伴う地表面形状となることがある。この際、現地盤面が平坦に続く場合に比べて地盤抵抗が低下するので、設計上の留意が必要である。

円形すべりに対しては、斜面を含めた実際の地盤形状に対して「8.4 円形すべりに対する検討」に示す照査を行えばよい。

また、遮水性についても同様に、実際の地盤形状に対して「10. 遮水効果に対する検討」に示す照査を行えばよい。

堤体の安定に関しては掘削形状が受働抵抗に与える影響が大きいため、

- (2), (3) に示す事項を留意して，危険にならないように検討する必要がある。
- (2) 任意の地盤形状に対して受働土圧を求める方法として例えば「試行くさび法」がある。これは，任意形状の地盤にすべり面（崩壊面）を想定しながら抵抗力を試行的に計算し，もっとも小さな抵抗を与える崩壊角とそれに対応する受働土圧を求めるものである。しかしながら，試行くさび法は計算が煩雑であるため，図 7.3 に示すように，受働崩壊面と掘削面が交わる深さから上の土塊重量を均等な上載荷重に置換して受働土圧を計算する方法を用いてもよいものとした。

具体的には図 7.4 を参考にして，次のように計算を行えばよい。

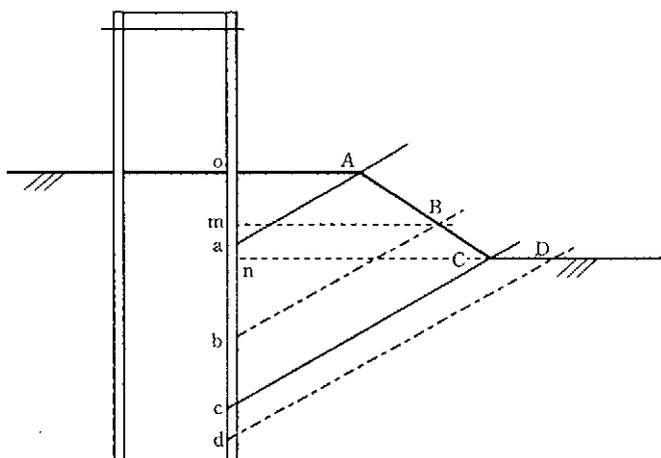


図 7.4 掘削斜面の影響を受ける場合の受働土圧算定参考図

掘削斜面の肩部 A を通る受働崩壊面の矢板との交点を点 a，掘削斜面の法尻 C を通る受働崩壊面と矢板の交点を c とすると，

- ① 点 o～点 a の区間の受働土圧強度

受働崩壊面は斜面の影響を受けないので，通常受働土圧強度でよい。

- ② 点 a～点 c の区間点 b の受働土圧強度

点 b からの受働崩壊面が掘削斜面と交差する点を B とし，B を通る水平面と矢板との交点を m とすると，土塊 oABm の重量を線分 mB の長さで除したものを mB に対する等分布の上載荷重とみなして，mB を

地表面とした受働土圧強度計算をする。

③ 点 c～根入下端

C を通る水平面と矢板との交点を n とすると、掘削底面から上部の土塊 oACn の重量を線分 nD の長さで除したものを nD に対する等分布の上載荷重とみなして、nD を地表面とした受働土圧強度計算をする。

ここで、土圧算定、土塊の重量算定に際しては地下水位による浮力を考慮する必要がある。

なお、深度方向の土圧分布算定においては、a 点、c 点、根入下端及び、地下水面、土層の変化点など代表的な深度での土圧強度を算定し、その間を直線で結ぶ方法で求めてよい。②、③の算定法では土圧強度は直線分布にはならないが、一般的に想定される条件下では取扱いによる誤差はわずかである。

- (3) 受働崩壊面が水平面となす角度（受働崩壊角）は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説」の土圧及び水圧の章に示される方法で計算してよい。

本マニュアルの設計法では、土圧算定において壁面摩擦角を 0 として取り扱うことを標準としている。この場合の受働崩壊角は次式で求まる。なお、地表面傾斜、壁体傾斜がない場合を考える。

常時の受働崩壊角

$$\zeta_{\nu} = \frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \quad (\text{rad})$$

地震時の受働崩壊角

$$\cot \zeta_{\nu} = -\tan \phi + \sec \phi \sqrt{\frac{\cos \theta \sin \theta}{\sin(\phi - \theta)}}$$

ここで、 ϕ は土の内部摩擦角、 θ は地震時合成角で $\theta = \tan^{-1}K_h$ （水中部分では K_h' ）。なお、粘性土では、常時・地震時ともに受働崩壊角を $\pi/4$ (rad) = 45(度) とする。

また、いくつかの内部摩擦角 ϕ について上式で求まる受働崩壊角を計算した結果を図 7.5 に示す。

- (4) 受働土圧の算定は本項の方法で求めてよいが、斜面の安定性、掘削施工に伴う地盤の暖み、過剰間隙水圧の影響などに対する配慮も必要であり、

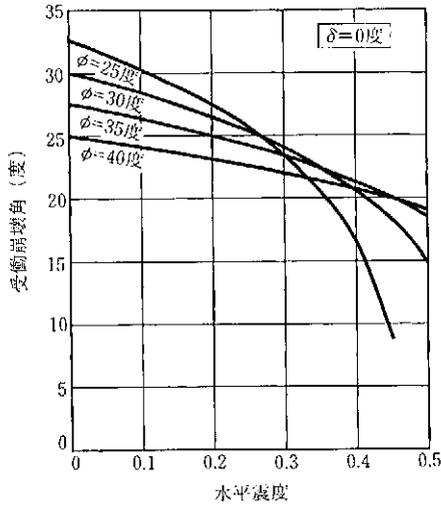


図 7.5 受働崩壊角（斜面摩擦角 0° ）

従来からの実績に基づけば、受働側地盤の法面形状として、矢板から斜面法肩までは根入長 D よりも大きく、かつ、掘削法勾配が $1:2$ よりも緩勾配とすることが望ましい。

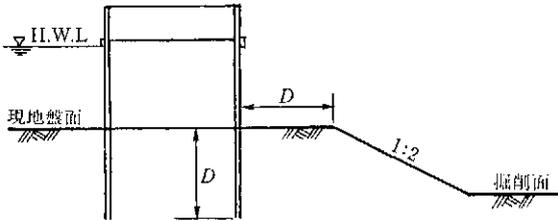


図 7.6 望ましい法面形状の例

7.4 地震時動水圧

地震時に外水位が存在する場合には、外力として自由水の部分に動水圧を考慮する必要があり、次式により計算する。

動水圧
$$p_{wd} = \frac{7}{8} K_h \gamma_w \sqrt{h_w y} \dots\dots\dots (7.5)$$

動水圧の合力
$$P_{wd} = \sum_{hw} p_{wd} = \frac{7}{12} K_h \gamma_w h_w^2 \dots\dots\dots (7.6)$$

合力の作用位置
$$l_{wd} = \frac{3}{5} h_w \dots\dots\dots (7.7)$$

K_h : 設計震度

γ_w : 水の単位体積重量 (kN/m³)

h_w : 地震時の堤外側水位 (m)

y : 動水圧を求める点の外水面からの深さ (m)

【解 説】

(1) 地震時に堤外側に水位がある場合には、水圧とともに動水圧も荷重として考慮する必要がある。

動水圧は構造物と水の振動時の相互作用によって生じるもので、構造物の形状や振動特性によって異なることが知られている。一般にたわみやすい柔な壁体に作用する動水圧は、剛体に比べて小さくなることが知られているが、ここでは安全側の値として Westergaard の近似式を用いて式(7.5)～(7.7) で計算してよいものとした。

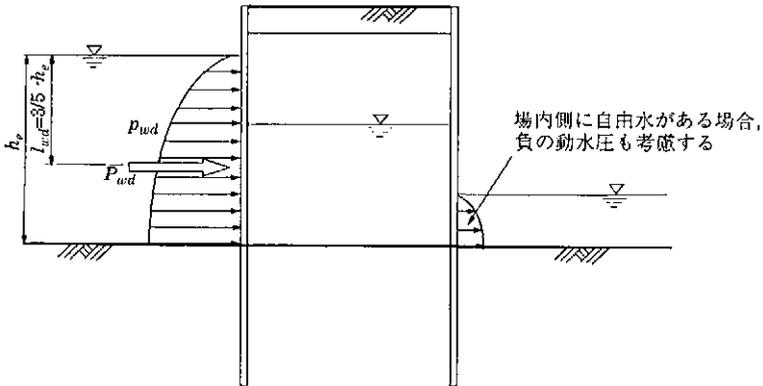


図 7.7 地震時動水圧のモデル

- (2) 堤内側にも壁面に触れる自由水が存在する場合には、負の動水圧を考慮する必要がある。なお、従来からの実績等から、土中の間隙水による動水圧を考慮する必要はない。

第8章 安定に対する検討

8.1 壁体のせん断変形破壊に対する検討

(1) 安定性の照査

壁体幅は次式を満足するように算定し、常時（高水時）及び地震時の広いほうで決定する。

照査は現地盤面から矢板先端部までのうち最小安全率を与える照査面について検討する。

なお、壁体幅は「仮締切設置基準（案）」に示される「天端幅」以上とする。

$$FS \cdot M_d \leq M_r \dots\dots\dots (8.1)$$

FS : 安全率（表 8.1 に示す）

M_d : 照査面におけるせん断変形モーメント（ $\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$ ）

M_r : 照査面におけるせん断抵抗モーメント（ $\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$ ）

表 8.1 安全率

常時（高水時）	1.2 以上
地震時	1.0 以上

【解説】

- (1) 鋼矢板二重式仮締切は、中詰土と鋼矢板の剛性によって外力に抵抗する構造物である。

したがって、本マニュアルでは、中詰土と矢板の複合構造としてのせん

断抵抗モーメントがせん断変形モーメントを上回り、壁体全体がせん断抵抗を失ってしまわないように照査するものとした。

なお、滑動や支持力照査などの外的安定の照査も、壁体がせん断破壊せず、剛体に準じた挙動をすることを前提として照査方法を定めている。

- (2) せん断破壊の照査は、地盤面から矢板の根入下端までのすべての深さを対象として、最小安全率を照査するものとする。

これは、鋼矢板二重式仮締切に関する遠心力模型実験において、必ずしも地盤面から上部のみが変形するわけではなく、根入下端部から壁体全体がせん断するような変形が生じる場合もあることが把握されたことによる。すなわち、壁体の寸法形状、荷重の状況、地盤の強度・剛性などによって、せん断変形の発生の状況も変わることが推測されることから、地盤面から矢板下端のすべての深度に関して最小安全率を照査するものとした。

なお、通常的设计条件の範囲では根入下端部で最小安全率を与えることが多いが、地盤が互層の場合は軟弱層や粘性土層との層境界面がクリティカルになることもある。

- (3) 本マニュアルが対象としている鋼矢板二重式仮締切は、河川堤防の開削時の仮堤防に供するものであり、治水上の要請などから本体堤防と同等の機能を期待されるものである。こうした点に関しては、「仮締切堤設置基準(案)」に別途定められており、本マニュアルでもこれに従うものとした。同基準(案)では、仮締切堤の壁体幅に関して次のような規定となっている。

『堤防開削を伴う場合：仮締切の天端幅は河川管理施設構造令第21条に定める値以上とする。但し、鋼矢板二重式工法による場合は大河川に於いては5m程度、その他の河川に於いては3m程度以上とするものとし、安定計算により決定するものとする。』

本マニュアルによる設計法でせん断破壊の照査を行うと、壁高が低い場合や矢板剛性が大きい場合に必要壁体幅が極端に小さくてもせん断破壊に対して安全であるという解が得られることがある。壁体幅が小さくても鋼矢板の根入長と剛性が十分であれば、矢板の抵抗によって壁構造としての安全性が保たれる場合があることは明らかであるが、流水の影響、交通荷重の影響、開削などの施工による影響、変形量に関する照査など本設計法

では考慮されていない影響因子に対しての安全余裕を担保する意味からも、「仮縮切堤設置基準（案）」に基づいて最小壁体幅を確保して鋼矢板二重式仮縮切としての機能を確保することが望ましい。

(2) せん断変形モーメントの計算

せん断変形モーメントは図 8.1(a), (b) に示すように、地中部の根入れを考慮した状態で考え、式 (8.2.1), (8.2.1) により計算する。

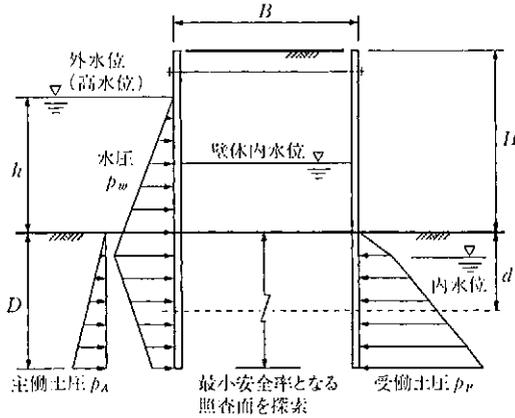


図 8.1(a) せん断破壊の照査モデル [常時 (高水時)]

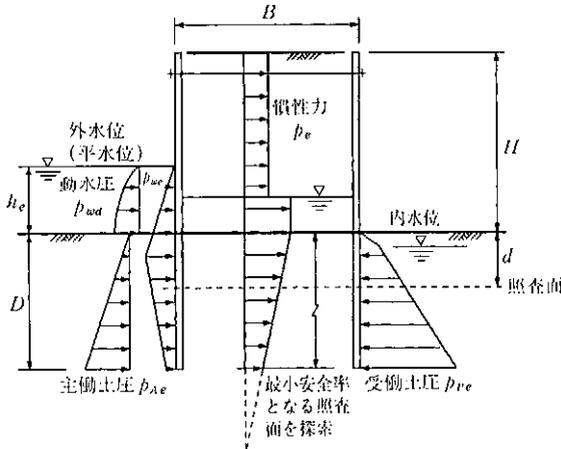


図 8.1(b) せん断破壊の照査モデル [地震時]

$$(常時) \quad M_d = M_w + M_{pA} - M_{pF} \dots\dots\dots (8.2.1)$$

$$(地震時) \quad M_{de} = M_{we} + M_{pAe} - M_{pFe} + M_e + M_{wd} \dots\dots\dots (8.2.2)$$

M_{ds}, M_{de} : 照査面に関するせん断変形モーメント (kN・m/m)

M_w, M_{we} : 水圧によるモーメント。安定照査のための水圧を用い、照査面から上の水圧荷重の照査面に関するモーメント (kN・m/m)

M_{pA}, M_{pAe} : 主働土圧によるモーメント。照査面から上の部分について、式 (7.1), (7.2) により求めた主働土圧の照査面に関するモーメント (kN・m/m)

M_{pF}, M_{pFe} : 受働土圧によるモーメント。照査面から上の部分について、式 (7.3), (7.4) より求めた受働土圧の照査面に関するモーメント (kN・m/m)

M_e : 中詰土の地震時の慣性力によるモーメント (kN・m/m)

なお、現地盤以下 10 m で震度が 0 となるように低減する。

M_{wd} : 地震時の動水圧によるモーメント。地盤面から上の自由水部分に作用する動水圧で式 (7.5~7.7) で求める。

【解 説】

- (1) せん断変形モーメントは、照査面から上の壁体部に作用する力の照査面に関するモーメントとして求め、照査面以深に作用する力は無視してよい。
- (2) 水圧によるせん断変形モーメントは、壁体の堤外側と堤内側の水位差に基づく水圧荷重（安定照査のための水圧）を用いて計算する。
- (3) せん断変形モーメントの算定では、地盤から壁体を受ける主働土圧、受働土圧についてはその水平成分のみを考慮し、鉛直成分は考慮しない。地盤に対して上載荷重が作用しているような状況においては土圧計算にこの上載荷重を考慮する。

また、土圧算定においては安全側の措置として壁面摩擦角は考慮しない

ものとした。

なお、受働土圧によるせん断変形モーメントは水圧による変形モーメントなどとは逆向きに作用する抵抗側のモーメントとなるが、壁体のせん断破壊という内部安定の有無が照査の目的であることから、内部の抵抗である中詰めのせん断抵抗と矢板の抵抗を抵抗側のモーメントとし、その他の外部からの作用モーメントをせん断変形モーメントとしたものである。

- (4) 慣性力によるモーメントに関しては、2列の矢板で挟まれた部分の壁体内土に設計震度（水中においては見掛けの震度）を乗じて慣性力を求め、照査面回りのモーメントを求める。土水以外の矢板などの構造部材に作用する慣性力は無視してよい。

また、慣性力の評価においては地盤面から10mの深さで震度が0となるように直線的に震度を低減して計算してよい。ただし、地盤の土圧の評価に際しては震度の低減は行わない。

(3) 抵抗モーメントの計算

$$M_r = M_{r0} \cdot (1 + d/H) + M_{sp} \dots\dots\dots (8.3)$$

$$M_{r0} = \int_0^{y_0} (p_{RP} - p_{RA}) y \, dy \dots\dots\dots (8.4)$$

ここに、 M_{r0} ：中詰土の基準せん断抵抗モーメント (kN・m/m)

常時、地震時とも同じ値を求める。

d ：現地盤面からの照査面深さ (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 ： p_{RA} 、 p_{RP} が作用する照査面からの距離 (m)

y_0 ：中詰部の仮想すべり面の交点の座標 (図 8.2 参照)

M_{sp} ：2列の矢板が発揮する抵抗モーメント (kN・m/m)

堤内側と堤外側の矢板の抵抗の小さいほうで代表させ、2倍して評価。

$M_{sp} = 2 \times (M_{sp1} \text{ または } M_{sp2} \text{ のうち小さい値})$ ，(単位系に注意)

M_{sp1} : 矢板が発揮できる抵抗モーメント $M_{sp1} = \sigma_a \cdot Z_{sp}$
 M_{sp2} : 照査面以深の根入地盤が支持できる抵抗モーメント
 $M_{sp2} = P_{pm} \cdot h_{pm}$
 σ_a : 使用矢板の常時あるいは地震時の許容応力度 (N/mm²)
 Z_{sp} : 使用矢板の断面係数 (継手効率を乗じた値) (mm³/m)
 P_{pm} : 照査面下から矢板先端までの受働土圧の合力 (kN/m)
 h_{pm} : P_{pm} の照査面からの作用距離 (m)

【解説】

(1) 中詰土の基準せん断抵抗モーメント式 (8.4) は、中詰部に想定した主働・受働のすべり面に作用する水平土圧によるすべり面の始点深さまわりのモーメントを求めるもので、北島によって提案されたものである (北島昭一:「セル岸壁の安定性に関する研究」, 運輸技研報告, 第12巻第3号, 1962)。

なお、図 8.2 に示した照査面から主働、受働崩壊角を引いたすべり面が一様な砂質土に収まる場合には M_{r0} は式 (8.5) で表される。

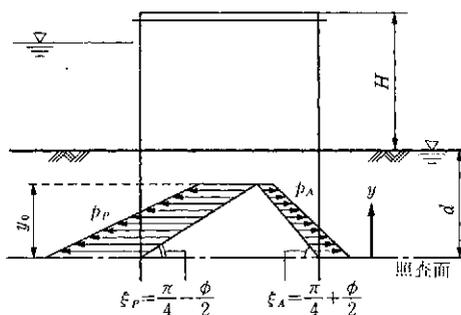


図 8.2 中詰せん断抵抗モーメントの概念図

$$M_{r0} = 1/6 \cdot \gamma_m \cdot R_m \cdot H_m^3 \dots \dots \dots (8.5)$$

$$\gamma_m = \frac{\sum_i \gamma_i \cdot h_i}{\sum_i h_i} \dots \dots \dots (8.6)$$

$$R_m = \nu_m^2 \cdot (3 - \nu_m \cos \phi) \cdot \sin \phi \dots \dots \dots (8.7)$$

$$\nu_m = B / H_m$$

$$H_m = H + d$$

B : 壁体幅 (m)

ϕ : 中詰土の内部摩擦角 ($^{\circ}$)

γ_m : 中詰土の換算単位体積重量 (kN/m^3)

式 (8.5) の導出過程は次のとおりである。

基準せん断抵抗モーメント M_{r0} は、

$$\begin{aligned} M_{r0} &= \int_0^{y_0} (p_{RP} - p_{RA}) y \, dy \\ &= \int_0^{y_0} (K_{RP} - K_{RA}) \gamma (H + d - y) y \, dy \\ &= (K_{RP} - K_{RA}) \gamma \int_0^{y_0} (H + d - y) y \, dy \\ &= \frac{1}{6} \gamma (H + d)^3 (K_{RP} - K_{RA}) \left\{ 3 \left(\frac{y_0}{(H + d)} \right)^2 - 2 \left(\frac{y_0}{(H + d)} \right)^3 \right\} \\ &= \frac{1}{6} \gamma (H + d)^3 (K_{RP} - K_{RA}) \left(\frac{y_0}{(H + d)} \right)^2 \left\{ 3 - 2 \left(\frac{y_0}{(H + d)} \right) \right\} \end{aligned}$$

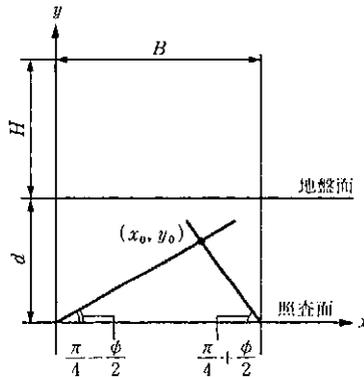


図 8.3 中詰せん断抵抗の算定参考図

ここで、 x_0 は照査面に想定した主働・受働の崩壊面の交点の座標であり、

図 8.3 を参照して、次のようにして求まる。

崩壊面を表す式は、

$$\text{主働崩壊面：} y_A = -x \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) + B \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)$$

$$\text{受働崩壊面：} y_B = x \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$$

ここで、

$$\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1 + \tan \frac{\phi}{2}}{1 - \tan \frac{\phi}{2}}, \quad \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = \frac{1 - \tan \frac{\phi}{2}}{1 + \tan \frac{\phi}{2}},$$

$\tan \frac{\phi}{2} = \sqrt{\frac{1 - \cos \phi}{1 + \cos \phi}}$ の関係を用いて、崩壊面の交点の座標 (x_0, y_0) は、両式から次のようになる。

$$\begin{aligned} x_0 &= \frac{B \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right)}{\tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2}\right) + \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)} = \frac{B}{2} \cdot \frac{\left(1 + \tan \frac{\phi}{2}\right)^2}{1 + \tan^2\left(\frac{\phi}{2}\right)} \\ y_0 &= x_0 \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = \frac{B}{2} \cdot \frac{1 - \tan \frac{\phi}{2}}{1 + \tan \frac{\phi}{2}} \cdot \frac{\left(1 + \tan \frac{\phi}{2}\right)^2}{1 + \tan^2\left(\frac{\phi}{2}\right)} \\ &= \frac{B}{2} \cdot \frac{1 - \tan^2\left(\frac{\phi}{2}\right)}{1 + \tan^2\left(\frac{\phi}{2}\right)} = \frac{B}{2} \cdot \cos \phi \end{aligned}$$

一方、主働・受働の土圧係数 (ランキン) は、

$$K_{RA} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}, \quad K_{RP} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} \text{ であるので、}$$

基準せん断抵抗モーメント式は、次のように書き直すことができる。

$$\begin{aligned} M_{y_0} &= \frac{1}{6} \gamma (H+d)^3 (K_{RP} - K_{RA}) \left(\frac{y_0}{H+d}\right)^2 \left\{3 - 2\left(\frac{y_0}{H+d}\right)\right\} \\ &= \frac{1}{6} \gamma (H+d)^3 \left(\frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} - \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi}\right) \left(\frac{\cos \phi \cdot B/2}{H+d}\right)^2 \\ &\quad \cdot \left\{3 - 2\left(\frac{\cos \phi \cdot B/2}{H+d}\right)\right\} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{6} \gamma (H+d)^3 \left(\frac{4 \sin \phi}{\cos^2 \phi} \right) \left(\frac{B}{H+d} \right)^2 \left(\frac{\cos \phi}{2} \right)^2 \\
 &\quad \left\{ 3 - \cos \phi \left(\frac{B}{H+d} \right) \right\} \\
 &= \frac{1}{6} \gamma (H+d)^3 \sin \phi \left(\frac{B}{H+d} \right)^2 \left\{ 3 - \cos \phi \left(\frac{B}{H+d} \right) \right\}
 \end{aligned}$$

ここで、 $\frac{B}{H+d} = \nu_m$ と表記するものとする、最終的に M_{r0} は次式となる。

$$M_{r0} = \frac{1}{6} \gamma (H+d)^3 \nu_m^2 (3 - \nu_m \cos \phi) \sin \phi, \quad \nu_m = \frac{B}{H+d}$$

一方、図 8.4 に示すように主働・受働のすべり面が一様な粘性土に収まる場合には、 M_{r0} は式 (8.8) で表される。

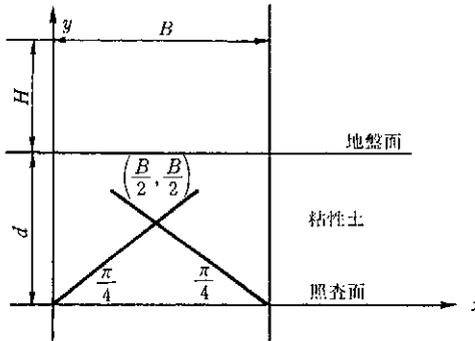


図 8.4 一様な粘性土での中詰せん断抵抗の計算モデル

$$\begin{aligned}
 M_{r0} &= \int_0^{y_0} (p_{RP} - p_{RA}) y \, dy \\
 &= \int_0^{y_0} [\{\gamma(H+d-y) + 2c\} - \{\gamma(H+d-y) - 2c\}] y \, dy \\
 &= 4c \int_0^{\frac{B}{2}} y \, dy = \frac{cB^2}{2} \dots \dots \dots (8.8)
 \end{aligned}$$

また、図 8.5 に示すように主働・受働のすべり面が二つ以上の異なる土層に掛かる場合は、各層の主働、受働の崩壊角に従うすべり面形状に基づき、

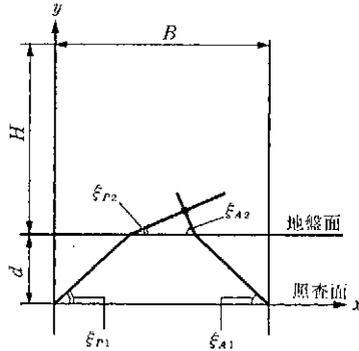


図 8.5 五層の場合の中詰せん断抵抗モーメントの計算モデル

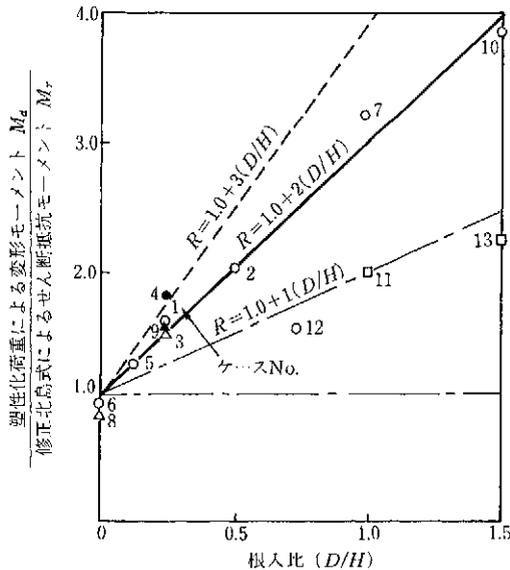


図 8.6 鋼矢板セルの根入効果を表す実験結果
(出典：港湾の施設の技術上の基準・同解説)

式 (8.4) を計算する。

(2) せん断抵抗モーメントは、2列の矢板に挟まれた壁体内部土のせん断抵抗モーメントと2列の矢板が発揮する抵抗モーメントで構成される。

壁体内部土のせん断抵抗モーメントは、壁体の根入長/壁高の比に応じて抵抗が増加することが、鋼矢板セル式係船岸の模型実験で確認されてお

り（図 8.6），本マニュアルでもこれに従った。

この際，基準せん断抵抗を求める際の簡略式での壁高は照査面から上の高さ $H_m (=d+H)$ であるのに対して，根入効果を加味する場合には地盤面から上の実際の壁高 H を用いることに注意を要する。

- (3) 矢板が発揮する抵抗は，矢板の材料としての最大抵抗 M_{sp1} と矢板を支持している地盤が発揮し得る最大抵抗 M_{sp2} のいずれか小さいほうの値をとる。

鋼矢板二重式仮締切では堤内側と堤外側の 2 列の矢板があるが，せん断抵抗モーメントの計算では，2 列の矢板の抵抗の小さいほうの値で代表させ，その 2 倍とすることで 2 列分の矢板抵抗を評価するものとした。

- (4) 矢板の材料としての抵抗は，許容応力に継手効率を考慮した断面係数を乗じて求めるものとした。

実際の鋼矢板二重式仮締切は 2 列の矢板と中詰土と地盤の複合構造物として連成挙動を示す。

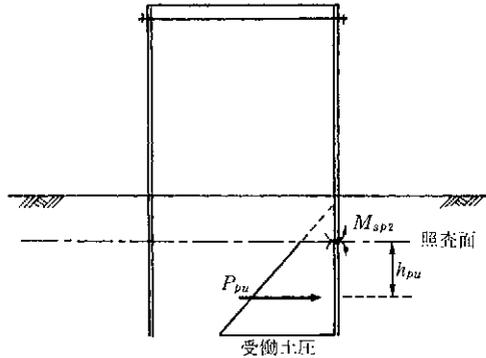
矢板の応力度照査では，中詰土の土圧と水圧を設計外力として堤内側矢板単独のモデルに簡略化して曲げ変形を計算している。

一方，壁体としてのせん断変形の照査では，2 列の矢板が外力を受けて降伏するまでは壁体としての過度なせん断変形を生じないものと想定し，かつ，連成挙動を二つの矢板が同一の変形を示すものと簡略化することで，最大の抵抗力を評価する式として照査式を構成した。照査上は，降伏に対する安全余裕を考慮して許容応力度を用いている。

矢板の応力度照査とせん断変形照査は，同じ外力に対して二つの応力度評価をしているだけであり，二つの応力度を重ね合せる必要はない。

ただし，両評価法とも実際の二重締切の変形挙動を簡略化して扱っているので，構造条件や外力条件がここで想定しているものと極端に異なる場合は，片側の矢板のみに過度に外力が作用するなどして危険な状態となることも考えられるので，連成系での解析などにより安全性を確認する必要がある。

- (5) M_{sp2} は，図 8.7 に示すように照査面以深の根入地盤が支持できる抵抗モーメントである。



P_{pu} : 照査面以深の作用受働土圧合力
 h_{pu} : P_{pu} の作用位置の照査面からの距離

図 8.7 地盤により支持できる抵抗モーメントの算定モデル

照査面位置で生じる矢板のモーメントが、そこから下の地盤で支持できるモーメントを超えると矢板は転倒してしまうため、矢板に生じ得る最大モーメントは地盤による支持モーメントで制限される。ここでは、抵抗モーメントを地盤の受働土圧で評価するものとした。

M_{spz} の評価に当たっては、堤内側矢板では中詰部分の上載圧効果で堤外側より大きな支持が得られることが通常であろうが、ここでは変形挙動を簡易評価していることに対する安全余裕を考慮して、堤外側と堤内側の小さいほうの値を用いるものとした。

8.2 滑動に対する検討

- (1) 常時、地震時に壁体の滑動が生じないようにしなければならない。滑動に対する安全性を確保するためには、壁体幅は次式を満足するように算定し、常時及び地震時の広いほうで決定すればよい。

なお、滑動の照査は根元下端部で行えばよい。

$$FS = F_r / F_d \dots\dots\dots (8.9)$$

ここで、 FS : 安全率 (表 8.2 に示す)

F_d : 壁体に作用する水平外力の総和 (kN/m)

F_r : 滑動抵抗力の総和 (kN/m)

表 8.2 滑動照査の安全率

常時 (高水時)	1.2 以上
地震時	1.0 以上

(2) 壁体に作用する水平外力及び滑動抵抗力は、図 8.8 を参考に次式で求めてよい。

$$F_d = F_w + F_{pA} \quad (\text{常時})$$

$$= F_{we} + F_{pAe} + F_e + F_{wd} \quad (\text{地震時})$$

$$F_r = F_{pP} + F_s \quad (\text{常時})$$

$$= F_{pPe} + F_{se} \quad (\text{地震時})$$

$$F_s = cB + W \tan \phi$$

$$F_{se} = cB + W_e \cdot \tan \phi$$

F_w, F_{we} : 水圧による外力 (kN/m)

F_{pA}, F_{pAe} : 外水位側の主働土圧による水平外力 (kN/m)

F_e : 地震時の慣性力による水平外力 (kN/m)

F_{wd} : 地震時動水圧による水平力 (kN/m)

F_{pP}, F_{pPe} : 受働土圧による水平抵抗力 (kN/m)

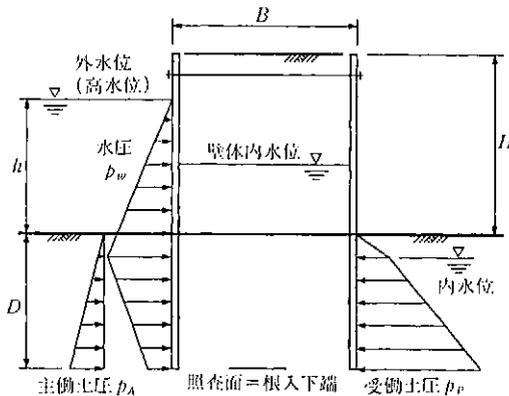


図 8.8 (a) 滑動の照査モデル [常時 (高水時)]

- F_s, F_{se} : 照査面の地盤の水平せん断抵抗力 (kN/m)
- c : 照査面の地盤の粘着力 (kN/m²)
- B : 壁体幅 (m)
- W, W_e : 照査面から上の中詰土重量 (kN/m)
- ϕ : 照査面の地盤の内部摩擦角 (°)

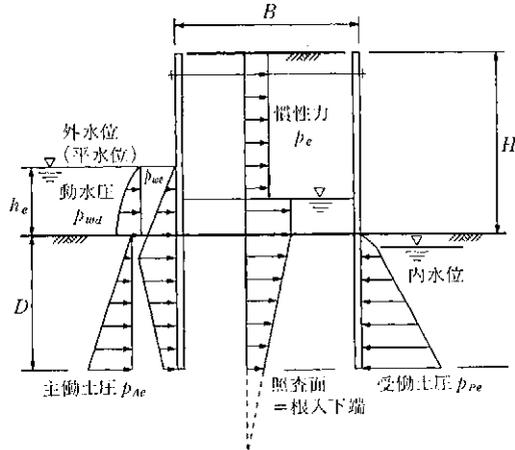


図 8.8(b) 滑動の照査モデル [地震時]

【解説】

(1) 滑動の照査は、矢板根入下端部を照査面として行うものとした。これは、せん断破壊の照査、矢板応力の照査によって壁体の健全性は確保されるため、壁体の途中で過度な変形が生じることがなく、したがって剛体としての矢板根入下端までを含めた壁全体が水平外力に対して安定していることを照査しておけば安全であるためである。

なお、矢板根入長の検討を満足している場合、受働土圧による抵抗力が大きく、滑動の照査では必要壁体幅 B が求まらないことが多い。

(2) 主働土圧、受働土圧の算定には、式 (7.1)～(7.4) で示した土圧を用いる。なお、安全側の配慮として、壁面摩擦は考慮しないものとした。

8.3 基礎地盤の支持力に対する検討

(1) 基礎地盤の支持力に対する安定性は、荷重の偏心傾斜を考慮して検討し、基礎地盤の極限支持力に対して表 8.3 に示す安全率を確保しなければならない。

なお、支持力の照査は根入下端部について行えばよいものとする。

表 8.3 安全率

常時（高水時）	1.2 以上
地震時	1.0 以上

(2) 支持力の照査及び荷重の偏心傾斜を考慮した地盤の極限支持力は、式 (8.10)、(8.11) によるものとする。

$$FS = \frac{Q_u}{V - \gamma_2 \cdot D_f \cdot B_e} \dots\dots\dots (8.10)$$

$$Q_u = B_e \left\{ \kappa \cdot c \cdot N_c + \kappa \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot (N_q - 1) + \frac{1}{2} \cdot \gamma_1 \cdot B_e \cdot N_\gamma \right\} \dots (8.11)$$

FS : 安全率 (表 8.3 に示す)

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)

$$B_e = B - 2 e_B$$

B : 壁体幅 (m)

e_B : 荷重の偏心距離 (m)

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

M_B : 計算面に作用するモーメント (kN・m/m)

κ : 根入効果に対する割増係数

$\kappa = 1 + 0.3 D_f / B_e$ であるが、本設計法では $\kappa = 1.0$ を標準的に用いる。

c : 粘着力 (kN/m^2)

D_f : 現地盤面から検討する点までの根入深さ (m)

γ_1 : 現地盤面から D_f 以上の深さの支持地盤の土の単位体積重量 (kN/m^3)

ただし、地下水位以下では水中単位体積重量を用いる。

γ_2 : 現地盤面から D_f までの根入地盤の土の単位体積重量 (kN/m^3)

ただし、地下水位以下では水中単位体積重量を用いる。

N_c, N_q, N_γ : 荷重の傾斜を考慮した支持力係数 (図 8.10~8.12)

$$\tan \alpha = H_B/V$$

H_B : 計算面に作用する合力の水平成分 (kN/m)

H_e : 計算面より上の壁体重量に作用する地震時慣性力 (kN/m)

【解 説】

- (1) 鋼矢板二重式仮締切工は、ケーソンなど剛体に近い基礎構造物に比べると柔な構造体であり、また、外殻をなす矢板と中詰土の複合構造となっていることもあり、その鉛直支持機構は必ずしも明確になっていない。

鋼矢板二重式仮締切が比較的長い根入れを有しており、また、壁体全体が曲げ変形をしようとすることから、底面（根入下端）部では剛体的な回転変形が壁体上部に比べて低減されることが推察されるが、ここでは剛体的な基礎に準じて支持力の照査を行うものとした。

この際、壁体底面から上部の中詰土部分に弱い地盤が存在した場合に、その土層の応力変形状態が壁体の安定性に与える影響が明らかではないが、中詰土のせん断照査、矢板の応力照査により壁体としての健全性は担保されることから、根入下端までを一体の壁とみなして支持力照査は壁体底面（根入下端）に対して行えばよいものとした。

従来から中間軟弱層が存在する場合に、その下の良好な支持層まで根入れすることで支持力を確保する設計が行われており、この方法によって大きな問題は生じていない。しかしながら、軟弱層が厚い場合には、沈下や

地盤内での矢板のはらみ出し量が大きくなりやすいので、申請の施工過程から十分な注意が必要である。

荷重の偏心と傾斜を考慮しない場合、地盤の極限支持力を過大に見積り、危険側の結果を得ることになる。したがって、本マニュアルにおいては偏心傾斜荷重に対して支持力計算を行うことを基本とする。

- 支持力に対する安全率は、通常は3倍程度の値が用いられることが多い。しかしながら、粘土地盤の場合には粘着力 c によって支持力係数が影響を受けず、材料安全率を大きくとる必要がないこと、また、砂質土地盤では ϕ によって支持力係数が大きく影響を受けるものの、鋼矢板二重式仮締切では十分な根入れが確保されるため砂質土地盤での支持力は問題とならないことが多いことから、表8.3に示す安全率で照査してよいものとした。
- (2) 1) 地盤の極限支持力は、図8.9のような状態で考え安全性を確認しなければならない。上載荷重、偏土圧など締切工の安定性に影響を及ぼす荷重がある場合には、必要に応じてこれらも考慮して検討することが望ましい。

- 2) 極限支持力はテルツァギの支持力公式を傾斜荷重に対して拡張した式で求める。

式(8.11)の右辺第1項は粘着力によって発揮される支持力、第2項は土かぶり圧による押さえ効果によって発揮される支持力、第3項は支持地

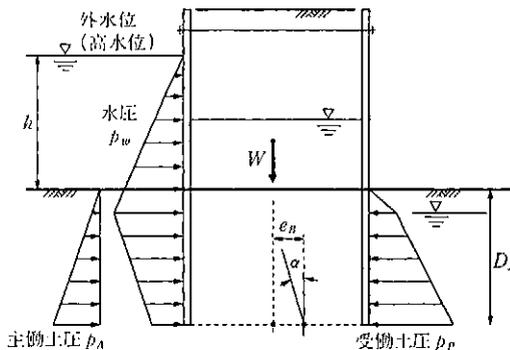


図8.9(a) 基礎地盤の支持力照査モデル〔常時(高水時)〕

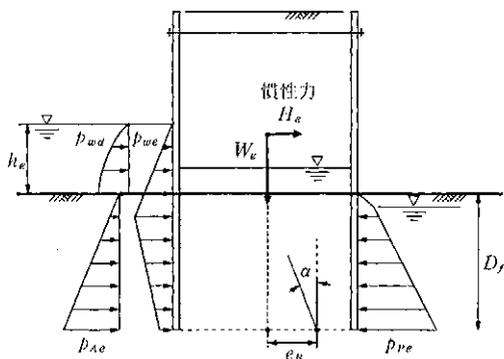


図 8.9(b) 基礎地盤の支持力照査モデル【地震時】

盤の土の自重によって発揮される支持力である。

第2項については、基礎底面にもともと作用していた有効土かぶり圧より大きな荷重強度にならない限り地盤内のせん断は生じないという考え方にに基づき、有効土かぶり圧分を差し引いて正味の極限支持力として表現されている。

3) 根入効果による割増係数

本項で示した極限支持力の計算は浅い基礎の支持力公式であり、一般に基礎底面以浅の基礎前面の地盤は単に上載荷重として取り扱い、この層のせん断抵抗力を見込まないので安全側の結果を与えると考えられる。とくに、比較的良好な地盤に根入れされている場合には、極限支持力を小さく見積ることになる。

こうしたことへの対応として、次式で示す割増係数 κ を導入して支持力を割増する補正が行われている。

$$\kappa = 1 + 0.3 \frac{D'_f}{B_e}$$

ここで、 D'_f は有効根入長で、本項においては D_f と同じとみなしてよい。

しかしながら、本マニュアルでは図 8.9 にも示したように偏心傾斜荷重に抵抗する力として基礎前面の地盤の受働土圧を見込んで照査しており、根入効果による割増を行うことは前面地盤の抵抗を重複して考慮すること

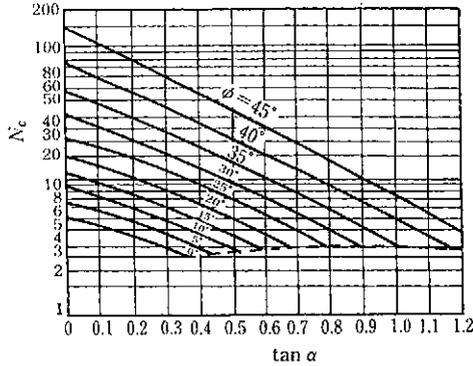


図 8.10 支持力係数 N_c を求めるグラフ

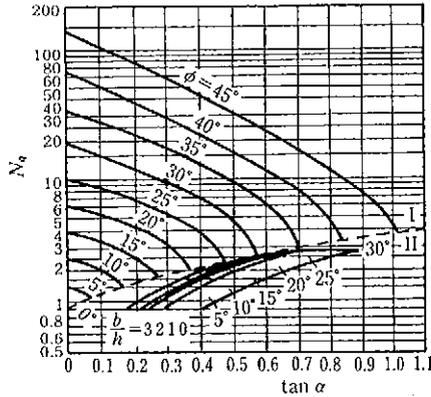
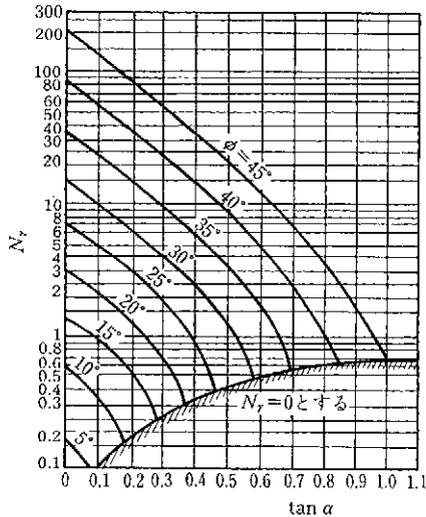


図 8.11 支持力係数 N_q を求めるグラフ

になるため、 $\kappa = 1.0$ を用いるものとする。

4) 荷重の傾斜を考慮した支持力係数

図 8.10~8.12 に示す支持力係数 N_c , N_q , N_γ は、地盤の（全般）せん断破壊を前提としてテルツァギの支持力公式を傾斜荷重に対して拡張して算定したものである。各図とも地盤の内部摩擦角 ϕ （度）と荷重の傾斜率 $\tan \alpha = H_b/V$ から支持力係数を求められる。

図 8.12 支持力係数 N_s を求めるグラフ

8.4 円形すべりに対する検討

構造物，水圧荷重も考慮して地盤のすべり破壊に対する安全性を確保しなければならない。

すべり破壊に対する安全性は，図 8.13 のように矢板を切らない円形すべりを仮定し簡易分割法で検討することを標準とする。

常時及び地震時ともに次式によって計算するが，常時は $K_h=0$ として計算する。

計算方法は，すべり面中心点を仮定し，この点を中心とするすべり面について繰返し計算を行い，もっとも危険なすべり面の安全率が表 8.4 の安全率以上でなければならない。

表 8.4 安全率

常時（高水時）	1.2 以上
地震時	1.0 以上

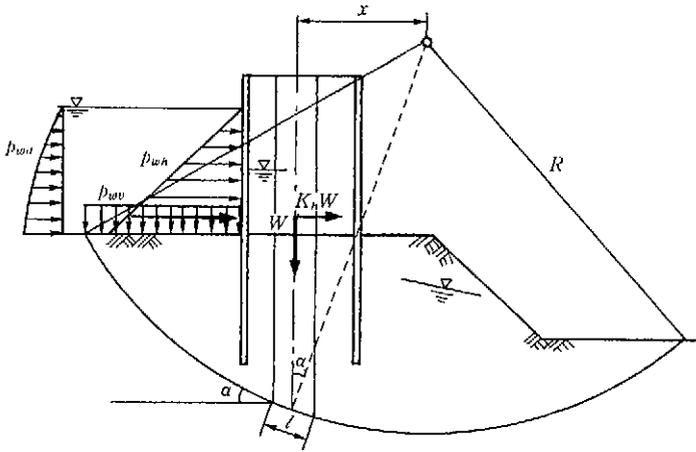


図 8.13 円形すべり検討モデル

$$FS = \frac{\sum \{c \cdot l + (W' \cos \alpha - K_h \cdot W \sin \alpha) \tan \phi\}}{\sum (W \sin \alpha + K_h \cdot W \cdot \frac{y}{R}) + \frac{1}{R} (\sum p_{wh} \cdot a_h + \sum p_{wv} \cdot a_v + \sum p_{wd} \cdot a_{wd})} \quad (8.12)$$

- FS : 円形すべりに対する安全率 (表 8.4 に示す)
- c : 土の粘着力 (kN/m²)
- l : 分割片の底面のすべり面の長さ (m)
- W' : 分割片の有効重量 (水中部分の土については γ' を考える) (kN/m)
- W : 分割片の全重量 (自由水の重量は含まない) (kN/m)
- α : 分割片底面が水平面となす角度 (°)
- K_h : 設計水平震度
- y : 分割片の重心とすべり円中心の間の鉛直距離 (m)
- R : すべり円の半径 (m)
- p_{wh} : 外水位による水平方向の静水圧 (kN/m²)
- p_{wv} : 外水位により地表面に作用する鉛直方向の静水圧 (kN/m²)

a_n : p_{wh} のすべり円中心に関するアーム長 (m)
 a_w : p_{we} のすべり円中心に関するアーム長 (m)
 p_{wt} : 動水圧 (kN/m^2)
 a_{wt} : p_{wt} のすべり円中心に関するアーム長 (m)

【解 説】

(1) 本マニュアルにおいては、円形すべりは、鋼矢板部分を通らない深い円形すべり面を仮定して照査すればよいものとした。矢板を横切るすべり面について矢板が発揮するせん断抵抗も加味して照査する方法が用いられることもあるが、このようなすべりの危険性については荷重の傾斜を考慮した地盤の支持力照査や受働側地盤の掘削形状の検討の中に反映されており、鋼矢板二重式仮締切を含めた地盤と構造物の全体系が外荷重である水圧や地震時慣性力の作用も含めた状態の中ですべりを起こさないことをチェックしておけば問題ないと考えたものである。

(2) 円形すべりの照査は、分割法によることを標準とした。

分割法は不均一な土質性状をなす斜面の安定解析に適しており、各分割片間の鉛直面に作用する力（内力）をどのように仮定して取り扱うかによって種々の計算法が提案されている。

簡易分割法は、各分割片の鉛直面に作用する力の合力の方向が分割片の底面と平行であると仮定する方法で、内力に対するこうした仮定を設けることにより、釣り合い状態が静定化され、安全率が簡便に計算できる。

(3) 円形すべりの照査においては、すべりを引き起こす側の荷重（起動モーメント）として、鋼矢板二重式仮締切と堤外地盤に作用する水平方向の水圧荷重を考慮する必要がある。

本マニュアルでは、安定計算のための水圧荷重は堤外側と堤内側の水位差に基づき地盤条件に応じて根入部にも差圧を考慮するようにしているが、本節の円形すべりの照査においては、根入部の水圧荷重はすべり土塊の内力となるので無視して、地盤面から上の自由水の部分について考慮すればよい。

(4) 分割法の実際の計算に際しては、水位の設定とこれに基づく分割片の重

量の算出が重要となる。水位については、堤外側水位と堤内側水位は設計上の条件として設定される値を用い、二重締切壁の壁体内については堤外側と堤内側の水位の平均値で与えられる壁体内水位を一様に適用してよいものとする。

また、式 (8.12) において分割片の全重量 W の算出には自由水の部分の水の重量は考慮せず、地表面に作用する鉛直の静水圧を別途考慮するような表現としていることに留意する必要がある。

第9章 矢板の設計

9.1 矢板根入長の計算

(1) 鋼矢板の根入長は、鋼矢板二重式仮締切の構造安定性と遮水性を満足するように定める。

遮水性は、「第10章 遮水効果に対する検討」により照査する。構造安定性は、「第8章 安定に対する検討」とともに、矢板自体の自立性を確保するために本節(2)により照査する。

(2) 矢板自体の自立性のために必要な根入長は、鋼矢板前面の受働土圧のモーメントと背面荷重（主働土圧・水圧）のモーメントが、タイ材取付点に関して極限平衡の釣合いを保つとして、図9.1、9.2のような状態で式(9.1)を満足するように計算し、常時（高水時）及び地震時の大きいほうで決定する。

二段タイ式の場合は、下側のタイ材取付点に関する釣合い状態を照査すればよい。

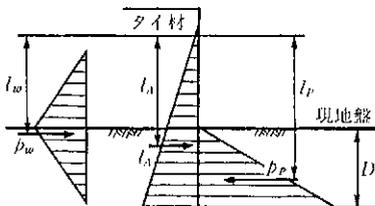


図9.1 一段タイ式（砂質地盤）

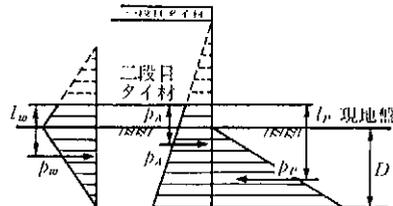


図9.2 二段タイ式（砂質地盤）

$$FS = M_{PF} / M_{AF} \dots\dots\dots (9.1)$$

$$M_{AF} = P_A \cdot l_A + P_w \cdot l_w \dots\dots\dots (9.2)$$

$$M_{PF} = P_P \cdot l_P \dots\dots\dots (9.3)$$

FS : 安全率 (表 9.1 に示す)

M_{PF} : タイ材以深の受働土圧によるタイ材取付点に関するモーメント (kN・m/m)

M_{AF} : タイ材以深の主働土圧及び水圧によるタイ材取付点に関するモーメント (kN・m/m)

P_A : 主働土圧の合力 (kN/m)

l_A : P_A のタイ材取付点に関する作用長 (m)

P_w : 水圧荷重の合力 (kN/m)

l_w : P_w のタイ材取付点に関する作用長 (m)

P_P : 受働土圧の合力 (kN/m)

l_P : P_P のタイ材取付点に関する作用長 (m)

表 9.1 根入長の照査の安全率

地盤	常時	地震時
砂質土	1.5 以上	1.2 以上
粘性土	1.2 以上	1.2 以上

【解説】

(1) 鋼矢板の根入長は、鋼矢板二重式仮締切の構造安定性と遮水性を満足するように定める必要がある。

鋼矢板二重式仮締切の本来の機能である遮水性については、「第10章 遮水効果に対する検討」に規定した。一方、構造的安定性については、「第8章 安定に対する検討」に示した壁体全体としての安定性ととも、本項(2)で示す矢板自体の安定性(根入れの安定性)を確保する必要がある。

壁体全体の安定性には鋼矢板二重式仮締切の壁体幅、根入長、鋼矢板の剛性が構造諸元として関係するが、根入れの安定性は、タイ材の取付位置と根入長によって照査され、壁体幅及び鋼矢板の剛性の影響を受けないことから、本節(2)の照査により最低限確保すべき根入長が決定される。

- (2) 矢板根入部が地盤にしっかりと拘束・支持されることにより、矢板の曲げ剛性が有効に発揮される。ここでは、タイロッド式鋼矢板壁の設計において多くの実績がある「フリー・アース・サポート法」により必要根入長の算定を行うものとした。

「フリー・アース・サポート法」は、鋼矢板に作用する土水圧のタイロッド点に関するモーメントが釣合い状態を保ち、根入下端が塑性的に移動してしまわないことを照査するものである。

この際、タイ材取付点から上に作用する土水圧については無視して計算する。

なお、タイ材取付点は単純支承としてモデル化され、フリー・アース・サポート法で支点反力も求まる。矢板壁の設計法には、この支点反力をもってタイ材の張力とするものもあるが、本マニュアルでは「9.2 矢板曲げモーメント及び矢板断面の計算」に示す弾塑性法で求まるタイ材反力により設計するものとしている。

2段タイ式鋼矢板二重式仮締切の場合は、図9.2に示すように下段のタイ材取付点に対する土水圧によるモーメントの釣合いを照査すればよく、一段タイ式の場合と同様に下段タイ取付点以深の土水圧のみを考慮して計算すればよい。

- (3) 内部摩擦角が0の一様な粘性土地盤の場合には、次式を満足しなければ根入長の照査式(9.1)を満たし得ないので、別途地盤改良などの対策が必要となる。

$$4c > \sum \gamma_i \cdot h_i \dots\dots\dots (9.4)$$

c : 地盤の粘着力(kN/m²)

γ_i : タイ材取付点から下の中詰土各層の単位体積重量 (kN/m³)

h_i : タイ材取付点から下の中詰土各層の層厚(m)

9.2 矢板曲げモーメント及び矢板断面の計算

矢板曲げモーメントは、弾塑性法により算定する。なお、粘性土にお

いても砂質土と同様に、土圧と水圧は独立に矢板に作用する（土水分離で考える）ものとする。

(1) 矢板の曲げモーメント算定モデル

矢板の曲げモーメントは図9.3の状態では弾塑性法により計算する。

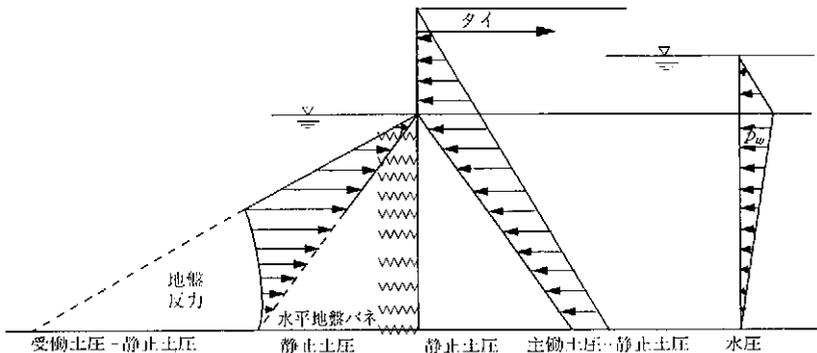


図9.3 矢板曲げモーメントの計算モデル

(2) 水平方向地盤反力係数

水平地盤バネは、図9.4に示すように完全弾塑性でモデル化する。弾性領域の弾性定数は k_H とし、弾性限界を（受働土圧-静止土圧）とする。

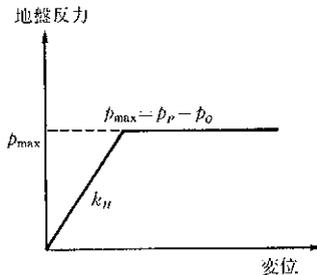


図9.4 水平地盤バネのモデル

水平方向地盤反力係数 k_H は次式により設定してよい。

$$k_H = k_{H0} (B_H / 0.3)^{-3/4} \dots\dots\dots (9.5)$$

$$k_{H0} = \alpha E_0 / 0.3$$

- k_H : 水平方向地盤反力係数 (kN/m³)
- k_{H0} : 直径 30 cm の剛体円板による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m³)
- B_H : 基礎の水平方向載荷幅、幅が 10 m を超える場合は、 $B_H=10$ m として計算してよい。
- E_0, α : 表 9.2 に示す変形係数と地盤反力係数の推定に用いる係数

表 9.2 E_0 と α

次の試験方法による変形係数 E_0 (kN/m ²)	α	
	常時	地震時
ボーリング孔内で測定した変形係数	4	8
供試体の一軸または三軸試験から求めた変形係数	4	8
標準貫入試験の N 値より $E_0=2800N$ で求めた変形係数	1	2

(3) 矢板断面の照査

$$\sigma_a \geq \frac{M_{max}}{\eta_z \cdot Z_{sp}} \dots\dots\dots (9.6)$$

- σ_a : 矢板の許容応力度 (N/mm²)
- M_{max} : 矢板の最大曲げモーメント (N・m/m)
- η_z : 断面係数に関する矢板の継手効率 (「4.2 U形鋼矢板の継手効率」による)
- Z_{sp} : 継手効率を考慮しない鋼矢板の断面係数 (mm³/m)

【解 説】

(1) 矢板応力の算定は、弾塑性法によるものとした。

仮想固定点を用いた曲げモーメントの算定法は簡便ではあるものの、仮想固定点の決定に地盤剛性、矢板剛性を考慮しない場合、実際の挙動との不一致が大きくなることがあり、軟弱な粘性土地盤ではこの影響が大きいことが指摘されている。

地盤と矢板の剛性を考慮した仮想固定点の決定法に横方向地盤反力係数と矢板の曲げ剛性から決まる特性値 β を用いる方法などがあるが、より直

接的に地盤と矢板の剛性を反映させ、二段タイ式鋼矢板二重式仮締切などにおいてタイ材の取付けと中詰土の投入などの施工ステップの前後関係などの影響も必要に応じて考慮することが可能である弾塑性法による計算を本マニュアルの標準法とした。なお、実際の計算では、特別な場合を除いて施工ステップを考慮した計算を行う必要はなく、完成系を対象とした計算を行えばよい。

弾塑性法については、土水圧、地盤バネ、地盤の塑性化領域、支保材取付点の先行変位などについて種々の取扱いが提案されているが、本マニュアルでは「道路土工 仮設構造物工指針：日本道路協会平成11年3月版」に示された方法に準拠することを標準とする。

通常は完成系に対して計算するので、タイ材のプレロード（張力）や先行変位を考慮する必要はない。また、山留壁の場合には地盤の弾性領域率や、根入長による変形量の定常性についての検討が問題とされる場合もあるが、本マニュアルではこれらの事項の照査を行う必要はない。

- (2) 水平方向地盤反力係数は、載荷幅による低減を考慮した式 (9.5) によるものとした。

一般に、水平地盤反力係数は地盤が弾性領域であっても、ひずみレベル、載荷幅、載荷時間などによって変化することが知られている。

水平変位量の照査を行う場合の地盤反力係数の設定には、基準値の設定方法も含めて計算モデルとの整合性など十分な検討が必要となる。本マニュアルでは、変位量の照査は行わず、応力の照査を弾塑性法を用いて行うが、この際、鋼矢板二重式仮締切の変位を許容する考え方を採っているため、根入地盤のかかなりの領域にわたって塑性化し、その反力は受働土圧による上限値に達する。したがって、ひずみレベル（変位レベル）依存性を考慮しなくても、応力の照査結果に大きな影響を与えることはない。

また、地盤反力の載荷幅依存性の考慮に際して、鋼矢板二重式仮締切では $B_H=10\text{m}$ として水平方向地盤反力係数を計算してよいものとする。

「大深度土留め設計・施工指針（案）：（財）先端建設技術センター」では、 B_H を 5m 及び 10m としたときの土留め壁の解析を実施したところ、両者に大きな差はなく、 $B_H=10\text{m}$ を用いれば安全側の結果を与えることが示

されている。ここでもこれにならない、弾塑性法の便宜的方法として、 $B_{II} = 10\text{ m}$ を用いてよいものとした。

9.3 タイ材の計算

タイ材は、式 (9.7) を満たすように断面を決定する。

$$\sigma_a \geq \frac{T}{A} \dots\dots\dots (9.7)$$

A : タイ材の有効断面積 (mm^2)

T : タイ材張力 (N)

σ_a : 許容応力度 (N/mm^2)

【解 説】

(1) タイ材の張力は、弾塑性法により求める。

タイロッドは、ねじ部を考慮した純断面積により照査する。タイワイヤー類は製品ごとの標準断面積を用いて照査してよい。

タイ材については、ターンバックル、リングジョイント、ナット、マンションなどの付属品を併用するが、これらについては主材の強度レベルに応じたものを使用するようにする必要がある。

(2) タイ材は、中詰土の沈下や設計計算法に含まれる誤差にも配慮して、通常の鋼材よりも安全余裕を見込んだ許容応力度の設定をしている。しかしながら、堤体の奥行き方向に多数配置されるタイ材が均等に力を分担するように、タイ材の取付けや中詰めの施工に配慮することが望ましい。構造上の制約や、施工工程の制約などから均等な張力配分とならないことが予想されるときには、これを考慮した設計照査を行う必要がある。

(3) 二段タイ式の構造では、高水時を対象とした弾塑性法の計算において、上段のタイ材の張力が微少あるいは圧縮となる場合がある。これは、根入部に作用する荷重によって下段タイ材取付点を支点としてその点から上部が中詰側へと変位するような変形を示すためである。

高水時のように鋼矢板の応力にとって厳しい作用荷重状態とは別に、中

詰施工を完了した段階や、地震時など上段のタイ材張力にとって厳しい荷重状態が存在する可能性もあるので、これらに対してもタイ材が安全であるように設計する必要がある。

- (4) また、タイ材の取付位置を下方にするほど矢板の発生応力が小さくなる傾向があるが、タイ材から上の矢板の自由長が大きくなると、その間での変位が生じやすくなるとともに、締切堤上の交通荷重や工事振動、水位の上昇下降の繰返しや、中小規模地震などの影響により、矢板の外側への変形と中詰土の沈下などの変状が生じやすくなるため、極端にタイ材位置を下げることは望ましくない。通常は矢板天端から2m程度の位置までにタイ材(2段タイ式の場合は上段タイ材)を設置することが多い。さらにタイ材位置を下げる場合には、荷重条件、施工条件などを考慮して詳細な検討を行うことが望ましい。

9.4 腹起しの計算

タイ材4本の間が1本の鋼材で構成されるような長さ以上の腹起し材を用いる場合は、タイ材取付点を支点とする3径間連続梁と考えて、式(9.8)により腹起しの設計曲げモーメントを求めてよい。上記条件を満たさない場合は、単純梁と考えて式(9.9)により設計曲げモーメントを求めるものとする。

腹起しの断面は式(9.10)で照査する。

(1) 曲げモーメントの計算

$$M = \frac{T \cdot L}{10} \dots\dots\dots (9.8)$$

$$M = \frac{T \cdot L}{4} \dots\dots\dots (9.9)$$

M : 腹起しの設計曲げモーメント (N・mm)

T : タイ材張力 (N/本)

L : タイ材取付間隔 (mm)

(2) 腹起し断面の計算

$$\sigma_a \geq \frac{M}{Z} \dots\dots\dots (9.10)$$

Z : 腹起しの断面係数 (mm³)

σ_a : 腹起しの許容応力度 (N/mm²)

【解 説】

(1) 4本のタイ材取付点間が、途中で継手を含まない形の一本の鋼材で構成される場合は、タイ材取付点を支点とした3径間連続梁として腹起しをモデル化して近似的に設計断面力を求めることができる。このモデルでの支点反力(=タイ材張力)の合計値を等分布荷重に置換して梁(=腹起し)に載荷したときの最大曲げモーメントが式(9.8)で示されるものである。

同様に、先の条件を満たさない腹起し構造の場合には、隣接タイ材取付点を支点とする単純梁にモデル化し、式(9.9)が最大曲げモーメントとなる。

例えば、タイ材の取付間隔が2mの場合、腹起しに用いる部材単体の長さが6m以上であれば式(9.8)を用いて腹起しの設計曲げモーメントを求めてよい。タイ材の取付間隔が2.4mで、腹起しに用いる部材単体の長さが6mの場合は式(9.9)を用いて腹起しの設計曲げモーメントを求める。

なお、実際には腹起し材はある長さのもので連続的に構成されてゆくため、部分的には必ず不連続になる部分が生じるが、標準的に3径間連続となるような長さの腹起し材を使用していれば、部分的に継目が生じることを問題とはせず、式(9.8)を適用してよい。

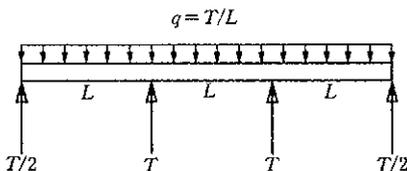


図 9.5(a) 3径間連続梁のモデル化

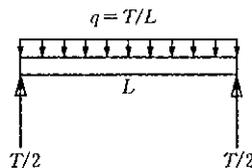


図 9.5(b) 単純梁のモデル化

また、短尺の鋼材をつないで腹起し材とする場合でも、鋼材の全強を確保できる継手構造とする場合には一本の鋼材とみなしてよい。

- (2) 腹起しの構成においては、タイ材取付点の集中荷重による腹起し材の変形などにも配慮が必要である。

第 10 章 遮水効果（浸透路長）に対する検討

遮水効果は図 10.1 のような状態で検討し、表 10.1 の安全率以上でなければならない。

$$FS = \frac{L_1}{h_1} \text{ and } \frac{L_2}{h_2} \dots\dots\dots (10.1)$$

FS : 安全率 (表 10.1 に示す)

L_1, L_2 : 浸透路長 (m)

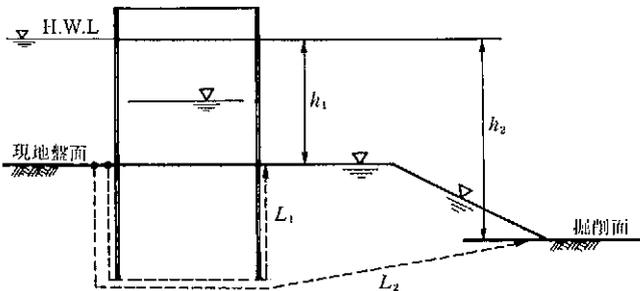


図 10.1 遮水効果の検討モデル

表 10.1 安全率

砂質土	3.5 以上
粘性土	3.0 以上

【解 説】

(1) 遮水性を確保するために、最短の浸透経路長と水頭差の比が安全率で示した値以上となるようにするものとした。

ここで示した浸透路長の照査式の構成はいわゆるパイピング現象に対す

る検討と同様にクリープ比を求めるものであるが、一般にパイピングの照査で用いられる安全率よりも大きな値を規定している。これは、パイピングのように地盤の安定性を確保する意味に加えて、常に河川水が供給される状況において堤内地側への浸出水量を低減する意味からも、浸透経路を長くして地盤による浸透抵抗を期待するものとしている。

- (2) ここに示した浸透路長を満たすように根入長、壁体幅を決めれば、動水勾配が極端に大きくなることはないので、地盤の耐力や土圧、地盤バネに及ぼす過剰間隙水圧の影響を無視した本マニュアルの設計の考え方でも安全性が問題となることは少ない。

参 考 資 料

- 参考資料 1 地盤の液状化時の安定性に対する検討
- 参考資料 2 動的遠心力模型実験
- 参考資料 3 静的遠心力模型実験
- 参考資料 4 浸透流解析結果
- 参考資料 5 仮締切堤設置基準（案）
- 参考資料 6 設計計算例

参考資料 1 地盤の液状化時の安定性に対する検討

本参考資料に示した検討の力学モデルは、主として比較的単純な地盤条件の模型実験から得られたものであり、記述した内容についても設計の実務的要請に応えるために、学術的に十分明らかにされていない部分に踏み込んでいるところも少なくない。本参考資料の利用に際しては、これを画一的に適用するのではなく、背後地状況や液状化層厚、仮締切期間等、設計の基本的な考え方を総合的に判断し検討するうえでの一資料とされたい。

1 検討の流れ

施工位置が以下のすべての要件に該当する場合に液状化の安定性に関する検討を行うのがよい。

- ・基礎地盤内に地震時に液状化すると判定される砂質土層が存在する場合
- ・堤内地が低いゼロメートル地帯等
- ・地震時に崩壊した場合に浸水による二次災害の可能性のある区間
- ・責任技術者が必要と認める場合

(1) 設計検討は図-1 に示す手順に従い、地盤の液状化判定、矢板及び鋼矢板二重式仮締切の滑動・支持力に対する安定性、中詰土のせん断破壊に対する安定性、矢板及びタイ材の応力度照査の順で行い、これらにより締切幅、鋼材の種類と長さ及びタイ材の種類を決定する。

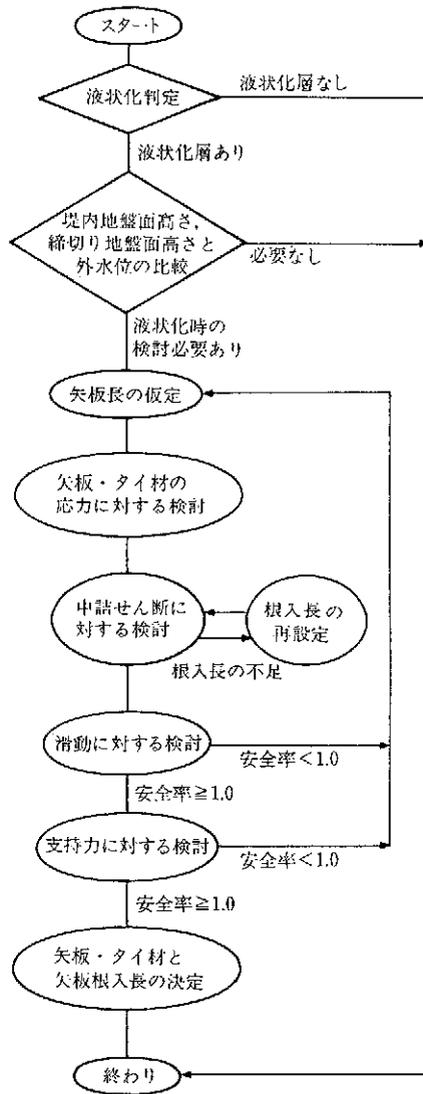


図-1 検討の流れ (フローチャート)

【解 説】

- (1) 河川堤防の開削に伴って設置される鋼矢板二重式仮締切は、治水上河川堤防に代わるものであり、河川堤防と同等の機能を有することが必要であ

る。河川堤防の内、平水位が高く堤内地が低いゼロメートル地帯のように、堤防の地震時被害により河川水が堤防を越水するなどして二次的に甚大な浸水被害を生じる可能性がある区間においては耐震性を確保すべく、必要に応じて耐震対策がとられている。したがって鋼矢板二重式仮締切についても、地震によって鋼矢板二重式仮締切が崩壊した場合に、二次災害が生じる可能性のある区間に設置されるものについては耐震性を確保することが必要であると考えられる。

過去の地震による堤防被害事例の調査によれば、被害の程度は主として基礎地盤の良否に強く支配され、特に地盤が液状化した場合に被害が大きくなることが明らかとなっている。河川堤防の場合、確保すべき耐震性能とは、地震により壊れない堤防とするのではなく、壊れても浸水による二次災害を起ささないようにすることである。そこで過去の被災事例調査から経験的に導かれた安全率と天端沈下率の関係を用いて天端沈下量を評価し、必要に応じて地盤の液状化対策が講じられている。

一方、鋼矢板二重式仮締切の場合、地震による被害事例及び地震時の挙動に関する研究は非常に少なく、地震時の沈下量を合理的に評価する手法は確立されていない。また、鋼矢板二重式仮締切は土堤とは異なり、変形量がある程度以上大きくなると矢板の継手が外れるなどして構造体としての安定性が急激に失われる可能性がある。

そこで復旧期間内に想定される河川水位と鋼矢板二重式仮締切の設置地盤面高さを比較し、前者が設置地盤面高さを上回る場合には液状化時の安定性に関する検討をすることが望ましいものと考えられる。

- (2) 検討の手順を図-1に示す。液状化時の安定性に関する検討でも、簡便な極限平衡法により支持力、矢板及びタイ材の応力に関する検討を行うことを基本とする。

本章で述べる検討方法は鋼矢板二重式仮締切の変位量を直接評価するものではない。また、ここでの力学モデルは主として比較的単純な地盤条件の模型実験から得られたものである。したがって特に重要度の高い鋼矢板二重式仮締切で地震時の変位量を評価することが必要な場合や、地盤条件が複雑な場合等には弾塑性有限要素法などの適切な方法によって検討する

こともできる。

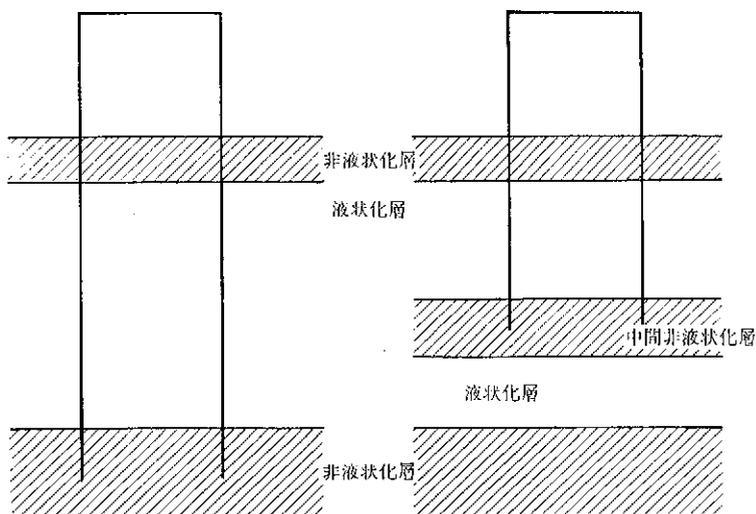
- (3) 地盤の液状化の検討により、液状化層の厚さや砂層の液状化に対する抵抗率 R_L によっては常時（高水時）の設計によって決定した矢板と比較して型数が増加する場合がある。その場合、液状化の検討により決定した矢板の型数（矢板断面）を用い、第6章 設計順序の図6.1及び図-1のフローに従って壁体幅を再度検討し、所定の安全率を満足する最小の幅を算出することが必要となる。

2 矢板長さに関する基本の方針

鋼矢板の先端は非液状化層に根入れすることを基本とする。

【解 説】

一般堤防の場合、地震によってある程度堤防が沈下しても、土堤であるが



(a) 最も深い液状化層の下位に位置する非液状化層を支持層とする

(b) 液状化層、あるいは準液状化層に挟まれた、中間非液状化層を支持層とする

図-2 矢板先端位置

故に比較的容易にかつ短期間で復旧できる。兵庫県南部地震によって被災した淀川堤防も最大約3mもの天端沈下量が生じたが、復旧資材が容易に調達できたこともあり2週間余りで仮復旧が終了した。鋼矢板二重式仮締切は中詰土のみが沈下した場合、土堤と同様に早急に復旧することが可能であるが、矢板が沈下した場合には復旧は容易ではなくなることが予想される。したがって、矢板及び矢板を含む鋼矢板二重締切式仮全体が沈下することを防止しなければならない。そこで地震時に液状化する可能性のある地盤において、矢板の先端は5節 地盤の液状化の判定の(3)の分類による非液状化層に根入れし、矢板の沈下に対して安定であることが必要である。

矢板の支持力に対して安定性を確保するためには、最も深い液状化層の下位に位置する非液状化層に根入れすることの他、複数の液状化層中に存在する中間非液状化層に根入れすることも考えられる。液状化層最深部の深度が大きい場合等には、中間非液状化層に根入れすることによって矢板長が短くなり、経済的な設計になることもある。いずれの場合も施工の精度を鑑みて、支持層に1m少なくとも程度の根入れをすることが望ましい。

3 設計用震度

液状化判定に用いる震度 (k_s) は表-1 に定めるように地域区分による値とする。

表-1 液状化判定用震度 (k_s)

地域区分	地震地帯	中震地帯	弱震地帯
液状化判定用震度	0.18	0.15	0.12

【解 説】

液状化判定用の地震力は、標準とする震度 k_{s0} に地域別補正係数、地盤別補正係数、及び重要度別補正係数を乗じて求めることとし、式 (1) により算出して設定した結果を表-1 に示す。

$$k_s = C_2 \cdot C_G \cdot C_I \cdot k_{s0} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 k_s : 震度 (小数点以下2桁にまるめる)

k_{s0} : 標準震度 (0.15 とする)

C_z : 4(1) に規定する地域別補正係数

C_G : 4(2) に規定する地盤別補正係数 ($C_G=1.2$ とする)

C_I : 4(3) に規定する重要度別補正係数

4 標準震度の補正係数

(1) 地域別補正係数

地域別補正係数は、地域区分に応じて表-2 に示す値とする。ただし、対象地点が地域区分の境界線上にある場合等については、係数の大きいほうの値をとるものとする。

表-2 地域別補正係数 C_z

地域区分	強震帯地域	中震帯地域	弱震帯地域
補正係数 C_z	1.0	0.85	0.7

(2) 地盤別補正係数

地盤別補正係数は、堤防の基礎地盤として表-3 のⅢ種（沖積地盤のうち軟弱地盤：建設省河川砂防技術基準（案）同解説 設計編Ⅰ）の値とする。

表-3 地盤別補正係数 C_G

地域区分	I種	Ⅱ種	Ⅲ種
補正係数 C_G	0.8	1.0	1.2

(3) 重要度別補正係数

重要度別補正係数は、1.0 とする。

【解 説】

地域別補正係数に関する地域区分を表-4 及び図-3 に示す。

表-4 地域別補正係数の地域区分

地域区分	対 象 地 域
(1) 強 震 帯 地 域	北海道のうち釧路市、帯広市、根室市、沙流郡、新冠郡、釧路市、三石郡、 浦河郡、様似郡、幌泉郡、河東郡、川上郡(十勝支庁)、河西郡、広尾郡、 中川郡(十勝支庁)、足寄郡、十勝郡、釧路郡、厚岸郡、川上郡、阿寒郡、 白糠郡、野付郡、標津郡、日梨郡 青森県のうち三沢市、十和田市、八戸市、上北郡、三戸郡 岩手県全域 宮城県全域 福島県のうち福島市、二本松市、相馬市、原町市、いわき市、伊達市、相馬 郡、伊達郡、田村郡、双葉郡、石川郡、東白川郡 茨城県全域 栃木県全域 群馬県全域 埼玉県全域 千葉県全域 東京都全域 神奈川県全域 長野県全域 山梨県全域 富山県のうち富山市、高岡市、氷見市、小矢部市、砺波市、新湊市、中新川 郡、上新川郡、射水郡、婦負郡、東礪波郡、西礪波郡 石川県のうち金沢市、小松市、七尾市、羽咋市、松任市、加賀市、鹿島郡、 羽咋郡、河北郡、能美郡、石川郡、江沼郡 静岡県全域 愛知県全域 岐阜県全域 三重県全域 福井県全域 滋賀県全域 京都府全域 大阪府全域 奈良県全域 和歌山県全域 兵庫県全域 鳥取県のうち鳥取市、岩美郡、八頭郡、気高郡 徳島県のうち徳島市、鳴門市、小松島市、阿南市、板野郡、阿波郡、麻植郡、 名西郡、名東郡、那珂郡、勝浦郡、海部郡 香川県のうち大川郡、木田郡 鹿児島県のうち名瀬市、大島郡
(2) 中地 震 帯 域	(1)及び(2)以外の地域
(3) 弱 震 帯 地 域	北海道のうち旭川市、留萌市、稚内市、紋別市、士別市、名寄市、上川郡 (上川支庁)のうち鷹栖町、当麻町、比布町、愛別町、和寒町、剣淵町、朝 日町、風連町及び下川町、中川郡(上川支庁)、増毛郡、留萌郡、苫前郡、 天塩郡、宗谷郡、枝幸郡、礼文郡、利尻郡、紋別郡 山口県全域 福岡県全域 佐賀県全域 長崎県全域 熊本県のうち八代市、荒尾市、水俣市、玉名市、本渡市、山鹿市、牛深市、 宇土市、飽託郡、宇土郡、主名郡、鹿本郡、芦北郡、天草郡 大分県のうち中津市、日田市、豊後高田市、杵築市、宇佐市、西園東郡、東 園東郡、速見郡、下毛郡、宇佐郡 鹿児島県のうち名瀬市及び大島郡を除く地域 沖縄県全域

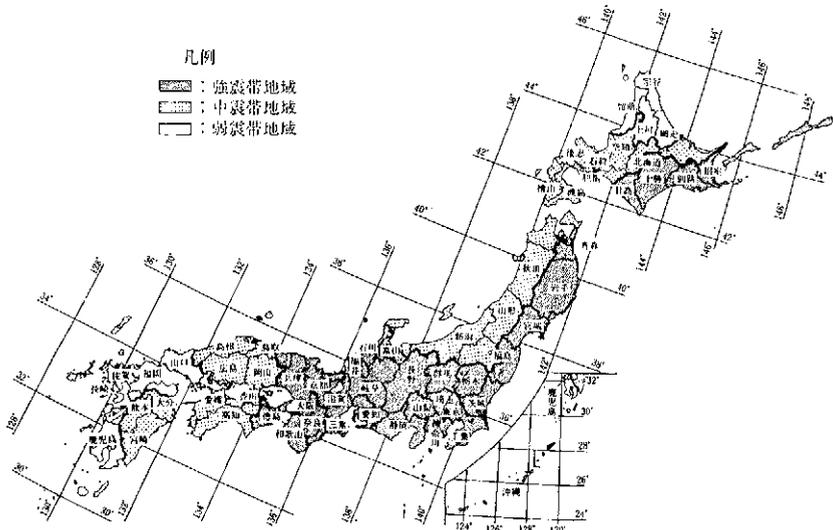


図-3 地域区分

5 地盤の液状化判定

- (1) 液状化抵抗率 F_L の算定は、道路橋示方書の方法等に基づいて行うこととする。ただし、繰返しせん断応力比の算定においては、3節設計用震度に基づいて行うこととする。
- (2) 検討位置は、水平地盤部と締切内とし、それぞれの土被り圧を考慮して液状化抵抗率を計算するものとする。
- (3) 算出された液状化抵抗率に応じて土層を液状化層、準液状化層、非液状化層に分類する。

【解 説】

(1) 液状化抵抗率 F_L の算定

液状化抵抗率 F_L は、原則として道路橋示方書（平成8年改訂版）の方法に準じて算出する。以下にその要点を示す。

- 1) 液状化の判定を行う必要のある土層

以下の三つの条件すべてに該当する，原則として沖積層の飽和土層は地震時に液状化が生じる可能性があるため，(2)項によって液状化の判定を行わなければならない。

- (a) 地下水位が原地盤面から 10 m 以内にあり，かつ原地盤面から 20 m 以内の深さに存在する飽和土層。
- (b) 細粒分含有率 F_c が 35% 以下の土層，または F_c が 35% を越えても塑性指数 I_p が 15 以下の土層。
- (c) 平均粒径 D_{50} が 10 mm 以下で，かつ 10% 粒径 D_{10} が 1 mm 以下である土層。

2) 液状化の判定

1)項の規定により液状化の判定を行う必要のある土層に対しては，液状化に対する抵抗率 F_L を式 (2) によって算出し，この値が 1.0 以下の土層については液状化するものとみなす。

$$F_L = R/L \dots\dots\dots (2)$$

$$R = C_w \cdot R_L \dots\dots\dots (3)$$

$$L = r_d \cdot k_s \cdot \sigma_v / \sigma_v' \dots\dots\dots (4)$$

$$r_d = 1.0 - 0.015 x \dots\dots\dots (5)$$

$$\sigma_v = [\gamma_{11} \cdot h_w + \gamma_{12} (x - h_w)] \dots\dots\dots (6)$$

$$\sigma_v' = [\gamma_{11} \cdot h_w + \gamma_{12}' (x - h_w)] \dots\dots\dots (7)$$

$$C_w = 1.0 \dots\dots\dots (8)$$

ここに， F_c ：細粒分含有率 (%)

I_p ：塑性指数

D_{50} ：平均粒径

D_{10} ：10% 粒径

F_L ：液状化に対する抵抗率

R ：動的せん断強度比

L ：地震時せん断強度比

C_w ：地震動特性による補正係数

R_L ：繰返し三軸強度比で，3)の規定により求める

r_d ：地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

k_s : 液状化判定用震度で、3節の設計用震度の規定により求める

σ_v : 全上載圧

σ_v' : 有効上載圧

x : 地表面からの深さ (m)

γ_{11} : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量

γ_{12} : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量

γ_{12}' : 地下水位面より深い位置での土の有効単位体積重量

h_w : 地下水位の深さ

3) 繰返し三軸強度比

繰返し三軸強度比 R_L は式 (9) により算出するものとする。

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

ここで、

〈砂質土の場合〉

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

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

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

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

〈礫質土の場合〉

$$N_a = \{1 - 0.36 \log(D_{50}/2)\} N_1 \quad \dots\dots\dots (14)$$

ここに、 N : 標準貫入試験から得られる N 値

N_1 : 有効上載圧 100 kN/m^2 に換算した N 値

N_a : 粒度の影響を考慮した補正 N 値

c_1, c_2 : 細粒分含有率による N 値の補正係数

(2) 液状化抵抗率 F_L の算出位置

液状化抵抗率の検討位置については、原則として図-4に示すように掘削地盤面ではない水平地盤部と締切内側の2断面とする。地盤の液状化判定は

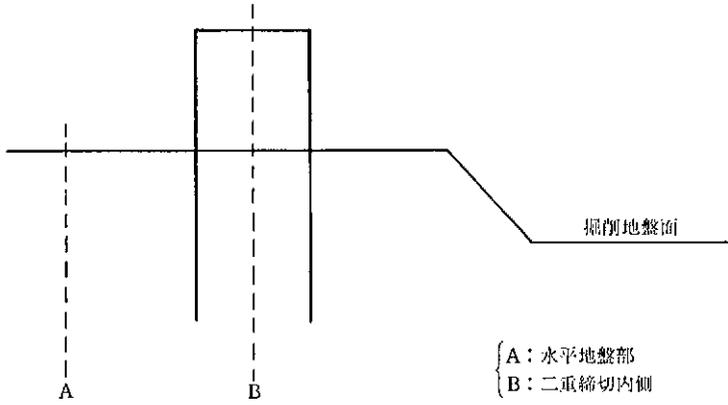


図-4 液状化抵抗率の算出位置

水平地盤部の F_L によって行い、締切内側の F_L は 9 節の矢板応力照査における土圧の算定に用いる。

(3) 液状化抵抗率 F_L に応じた土層の分類

算定された水平地盤部での液状化抵抗率 F_L に応じて、土層を以下のように分類する。

- $F_L < 1.0$ 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

このように分類した各土層において、6～10 節の検討で矢板に作用する土圧及び土圧抵抗は以下のように取り扱うものとする。

表-5

土層分類	矢板に作用する土圧漸増成分、土圧振動部分	受働土圧、主働土圧
液状化層	考慮する	考慮しない
準液状化層	考慮しない	考慮しない
非液状化層	考慮しない	常時の強度定数を用いて考慮する

6 液状化時の滑動に対する検討

液状化時の滑動に対する安定は、図-5の照査モデルに従い、式(15)により照査する。滑動の照査は矢板根入れ下端部を照査面として行うこととする。また、中間非液状化層を支持層とする場合には、図-6に示す支持層下面を照査面としたモデルに従った照査も行うこととする。

$$FS = F_r / F_d \dots\dots\dots (15)$$

ここで、 FS ：安全率で表8.2に示す値とする

F_d ：壁体に作用する水平外力の総和 (kN/m)

F_r ：滑動抵抗力の総和 (kN/m)

$$F_d = F_w + F_{pA} + F_{wd} + F_{pd}$$

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

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

$$F_{wd} = (7/12) \cdot \gamma_w \cdot k_s \cdot h^2$$

F_w ：水圧による外力 (kN/m)

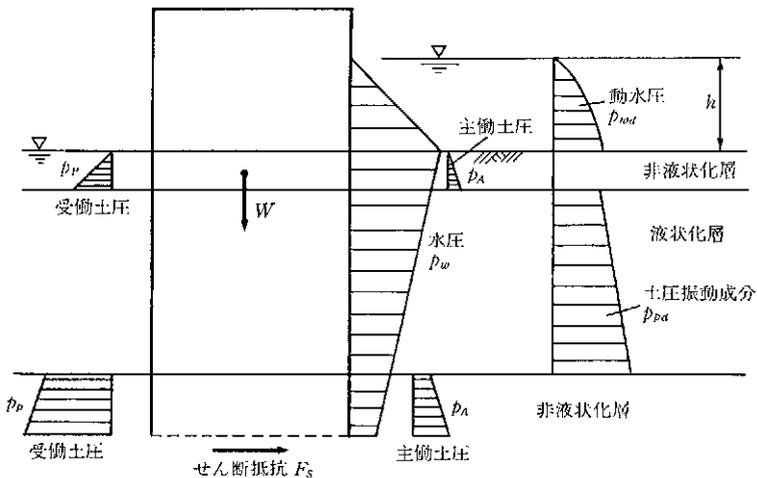


図-5 滑動照査モデル1

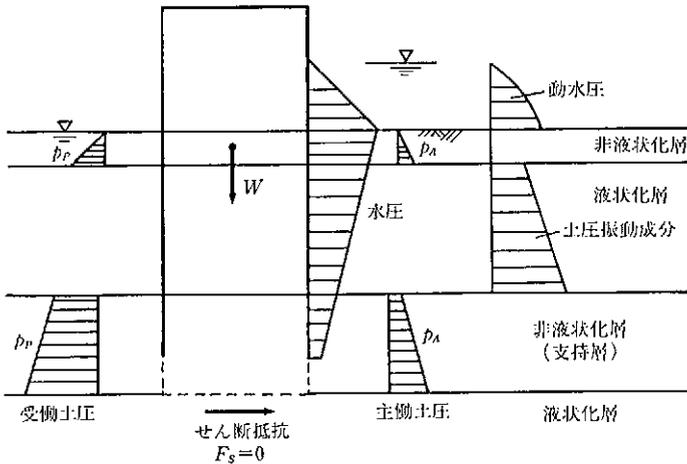


図-6 滑動照査モデル 2

- F_{PA} : 非液状化層の主働土圧による水平外力 (kN/m)
- F_{PA} : 非液状化層の受働土圧による水平抵抗力 (kN/m)
- F_s : 照査面での地盤の水平せん断抵抗力 (kN/m)
- F_{wat} : 地盤から上の矢板に作用する動水圧合力 (kN/m)
- F_{pd} : 液状化層中の矢板に作用する土圧振動成分合力で 10(2) で計算される値とする (kN/m)
- c : 支持層の土の粘着力 (kN/m²)
- ϕ : 支持層の土の内部摩擦角 (°)
- B : 壁体幅 (m)
- k_s : 震度で, 3 に定める値とする.
- W : 照査面から上の中詰土重量 (kN/m)

【解 説】

液状化時の滑動に対する検討のうち図-5 に示した滑動照査モデルは, 8.2 で述べた高水時の滑動に対する検討モデルを基本とし, 外水位を平水位とすること, 地震による慣性力を考慮しないこと, 地盤表面上での動水圧と液状化層での土圧振動成分を考慮すること, 及び液状化層及び準液状化層の土の強度をゼロとすることの四つの点において異なるものである。

液状化層中の矢板が液状化した砂から受ける動土圧は拡張した Westergaard の動水圧を適用することとした。Westergaard の動水圧は剛な壁体に作用する液圧であり、矢板の場合にはそのたわみ性、深さ方向の土圧位相差により矢板に作用する土圧合力の振動成分が Westergaard よりも小さくなることも報告されている（松尾ら（1998））。ここでは簡便であること、及び安全側の配慮として拡張した Westergaard 土圧を採用することとしたが、適切な方法で別途求めた土圧振動成分を用いることもできる。

また、比較的層厚の小さな中間非液状化層を支持層とする場合、滑動破壊面は矢板根入下端部を通る面ではなく、支持層下面となることも想定される。そこで図-6 に示すモデルに従った照査も行うこととする。

7 液状化時の支持力に対する検討

液状化時の支持力に対する安定は、図-7、図-8 の照査モデルに従って鋼矢板二重締切全体の支持力安定性と矢板の支持力安定性の両方を照査することとする。

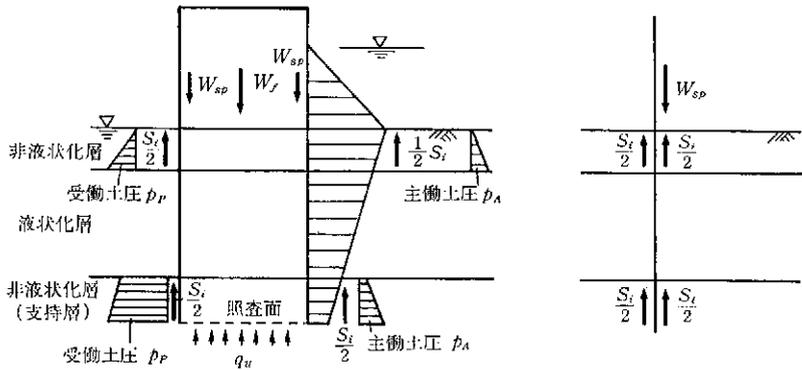


図-7 十分に厚い非液状化層に指示される場合の安定照査モデル

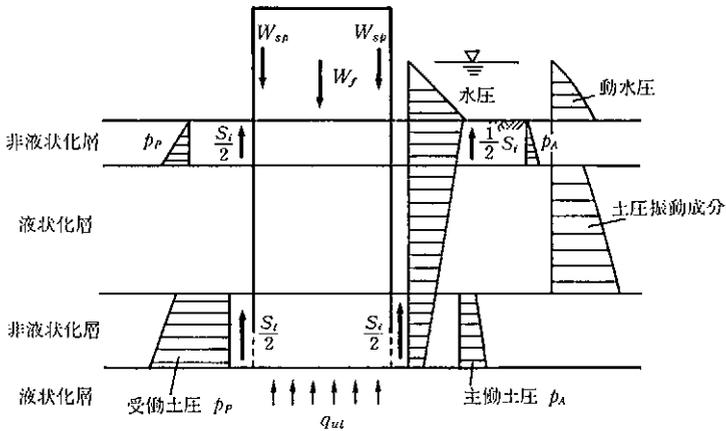


図-8 中間非液状化層に指示される場合の指示力の安定照査モデル

(1) 全体の支持力安定性

a) 十分に厚い非液状化層に支持させる場合

矢板先端を結ぶ水平面を照査面とし、図-7(a)の照査モデルに従って式(16)により所定の安全率を確保するものとする。

$$FS = (Q_u + \Sigma S_i) / F_v \dots\dots\dots (16)$$

$$F_v = W_f + W_{sp} \cdot 2$$

$$Q_u = \{c \cdot N_c + 0.5 \cdot \gamma_1 \cdot B_c \cdot N_\gamma + D_f \cdot \gamma_2 \cdot (N_q - 1)\} \cdot B_c$$

$$\Sigma S_i = \Sigma (c_i + \sigma_{vi}' \cdot K_0 \cdot \tan \phi_i) h_i$$

ここに、FS：安全率で表8.3に示す値とする

W_f ：中詰土の重量 (kN/m)

W_{sp} ：単位幅当たりの矢板の重量 (kN/m)

Q_u ：十分に厚い支持層の照査面での支持力合力で、荷重の傾斜を考慮した値 (kN/m)

γ_1 ：設計地盤面から D_f 以上の深さの支持地盤の土の単位体積重量 (kN/m³)

γ_2 ：現地盤面から D_f までの根入地盤の土の単位体積重量 (kN/m³)

B_e : 荷重の偏心を考慮したときの有効締切幅 ($B_e = B - 2e_B$) (m)

e_B : 照査面での荷重の偏心量 (m)

N_e, N_γ, N_q : 支持力係数で, 8.3 に示す値とする.

D_f : 設計地盤面から照査面までの深さ (m)

c_i : i 番目の非液状化層の土の粘着力 (kN/m^2)

ϕ_i : i 番目の非液状化層の土の内部摩擦角 ($^\circ$)

S_i : 非液状化層での矢板と土の間の摩擦力 (kN/m)

h_i : i 番目の非液状化層の矢板長 (m)

σ_{mi}' : i 番目の非液状化層での有効土被り圧 (kN/m^2)

【解 説】

(1) 液状化時における支持力に対する検討は, 8.3 の高水時における検討と同様であるが, 外水位として平水位を考慮すること, 外力には地震慣性力を考慮しないこと, また抵抗力については液状化層及び準液状化層で主働土圧及び受働土圧を無視すること, 及び非液状化層において矢板と土の間の摩擦力を考慮することが8.3の検討モデルと異なる.

支持層の支持力を算定するに当たり, 最深部の液状化層の下位にある非液状化層を支持層とする場合と, 液状化層あるいは準液状化層に挟まれた中間非液状化層を支持層とする場合に分けて検討する必要がある. 前者では, 式(8.11)に示した一様地盤の支持力式が適用できるのに対し, 支持層厚が薄く, 下部に液状化層などの弱層が存在する後者の場合には, 想定される破壊のメカニズムは矢板と締切内の土が一体となって支持層を突き抜ける, いわゆるパンチング破壊である. そこで, 中間非液状化層を支持層とする場合には, 一様地盤を仮定した支持力と, パンチング破壊を仮定した支持力を計算し, それらのうち小さいほうを地盤の支持力とすることが必要である.

8章では矢板と土の間の摩擦力は考慮していないが, これは高水時には比較的大きな導水勾配が地盤中に生じ, 特に矢板と土の間は水みちになる可能性があることを考慮し, 安全側の配慮をしたことによる. しかしなが

ら、本章で想定している外水位は高水位よりも低く、矢板と土の間の摩擦力をある程度期待してもよいものと考えられるので、土のせん断強度の1/2を摩擦力として考慮することとした。

b) 中間非液状化層に支持させる場合

矢板先端を照査面とし、図-8の照査モデルに従って根入下端部を照査面とし、式(17)により所定の安全率を確保するものとする。

$$FS = (Q_{ul} \cdot B_o + \Sigma S_i) / F_v \dots\dots\dots (17)$$

$$F_v = W_f + W_{sp} \cdot 2$$

$$Q_{ul} = c_{q'} \cdot N_c \cdot B_o$$

$$\Sigma S_i = \Sigma (c_i + \sigma_{vi}' \cdot K_0 \cdot \tan \phi_i) \cdot h_i$$

ここに、 Q_{ul} ：液状化層上面の支持力合力 (kN/m)

B_o ：荷重の偏心を考慮したときの有効締切幅 ($B' = B - 2e_B$) (m)

e_B ：液状化層上面を照査面としたときの荷重の偏心量 (m)

$c_{q'}$ ：液状化した土のせん断強度 (kN/m²)

【解 説】

動的遠心力模型実験の結果から、中間非液状化層が支持層として十分に機能し、下部の液状化層にある程度の支持力が期待できる可能性が示された(参考資料2参照)。そこで中間非液状化層を支持層とする場合には、図-8のモデルに従った検討を行うこととする。図-8では、中詰土及び矢板の重量が、支持層内での矢板と土の摩擦力と、下部液状化層の支持力 Q_{ul} により支持されるものである。ここで、 Q_{ul} を合理的に求めることは容易ではないため、安全側の配慮として $Q_{ul} = 0$ としてもよい。

最近の研究成果により、液状化した土の強度・変型特性を詳細に調べた最近の研究成果から、土は F_L が1.0となっても完全に剛性が失われるわけではなく、 F_L が1.0以下の範囲で剛性が F_L とともに低下することが明らかとなっており、剛性の低下率が F_L と細粒分含有率 F_c の関数として図表で与えられている(安田ら, 1999)。

また、支持力に関する既往の研究では、沈下量が基礎幅の10%程度とな

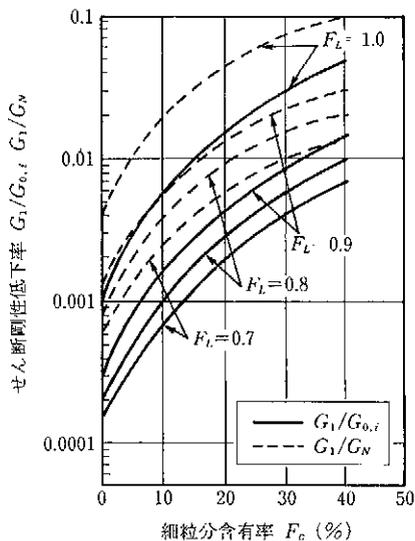


図-9

ったとき、地盤の破壊領域での平均的なせん断ひずみ 10~30% 程度であることが報告されている。このようなことから、液状化層の支持力の評価法として以下に述べる方法が考えられる。

既往の研究成果より提案されている、液状化した土のせん断剛性低下率を図-9に示す。この図を用い、液状化抵抗率 F_L と液状化層の土の細粒分含有率 F_c より液状化層のせん断剛性を求め、式 (18) により液状化層のせん断抵抗を算出する。

$$c_{lq} = (G_l/G_N) \cdot G_N \cdot \gamma_{lq} \dots\dots\dots (18)$$

ここで、 G_l/G_N ：液状化した土のせん断剛性低下率

G_N ：液状化前の土のせん断剛性 (kN/m²) で、原則として「道路橋示方書 V 耐震設計編」に従って求めるものとする。

γ_{lq} ：せん断ひずみであり、ここでは 0.1 とする

続いて、液状化層のせん断抵抗に図 8.10 に示す支持力係数を乗じることで液状化層の支持力を求める。

$$Q_{ul} = c_{lq} \cdot N_c \cdot B_e$$

液状化した土の強度や剛性、ひいては支持力について解明されていない点

が多く残されているので、今後研究成果をふまえて、適切な支持力評価をする必要がある。

(2) 矢板の支持力に対する検討

矢板の支持力に対する安定は、図-7(b)のモデルにより式(19)に従って照査するものとする。

$$FS = S/W_{sp} \dots\dots\dots (19)$$

$$S = \sum S_i = \sum (c_i + \sigma_{vi}' K_0 \tan \phi_i) h_i$$

ここに、FS：安全率で表8.3に示す値とする

W_{sp} ：単位幅当たりの矢板の重量 (kN/m)

c_i ：i番目の非液状化層の土の粘着力 (kN/m²)

ϕ_i ：i番目の非液状化層の土の内部摩擦角 (°)

S：非液状化層での矢板と土の間の摩擦力による矢板支持力 (kN/m)

h_i ：i番目の非液状化層への矢板根入長 (m)

σ_{vi}' ：i番目の非液状化層での有効土被り圧 (kN/m²)

【解 説】

鋼矢板二重式仮締切は、中詰土が沈下した場合には比較的容易に修復することができるが、矢板が沈下した場合には、修復が容易ではない。そこで、鋼矢板二重式仮締切全体の支持力照査に加えて、矢板の支持力照査も行う。

図-7(b)の照査モデルは、矢板の自重が支持層内での矢板と土の摩擦力によって支えられるモデルである。矢板と土の摩擦力は、当該深さでの土のせん断強度の1/2とし、この摩擦力が矢板の両面に作用するものとした。

8 液状化時の壁体せん断変形破壊に対する検討

(1) 安定性の照査

壁体幅は次式を満足するように算定する。照査は現地盤面から矢板先端部までのうち最小安全率を与える照査面について検討する。

$$FS \cdot M_d \leq M_r \dots\dots\dots (20)$$

FS : 安全率で表 8.1 に示す値とする.

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)

【解 説】

液状化時の中詰土のせん断破壊に対する検討は、8.1 で述べた高水時における中詰土のせん断破壊に対する検討モデルを基本とし、外水位を平水位とすること、液状化層の土の強度をゼロとすることの 2 点において異なるものである。

(2) せん断変形モーメントの計算

せん断変形モーメントは図-10 に示すように、地中部の根入れを考慮した状態で考え、式 (21) により計算する。

$$M_d = M_w + M_{pA} - M_{pP} + M_{wat} + M_{pa} \dots\dots\dots (21)$$

M_d : 照査面に関する変形モーメント (kN・m/m)

M_w : 照査面から上の水圧荷重による照査面に関するモーメント、

安定照査のための水圧を用いる、(kN・m/m)

M_{pA} : 支持層での主働土圧によるモーメント、照査面より上に作用する

主働土圧の照査面に関するモーメント (kN・m/m)

M_{pP} : 支持層での受働土圧によるモーメント、照査面から上に作用する

受働土圧の照査面に関するモーメント (kN・m/m)

M_{wat} : 地盤表面上の動水圧によるモーメント (kN・m/m)

M_{pa} : 液状化層の土圧振動成分によるモーメント (kN・m/m)

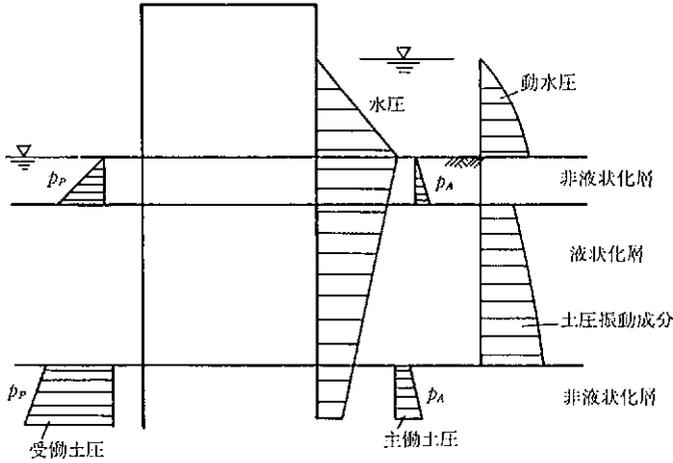


図-10 セン断変形モーメントの計算モデル

(3) 抵抗モーメントの計算

$$M_r = M_{r0} \cdot (1 + d/H) + M_{sp} \dots\dots\dots (22)$$

$$M_{r0} = \int_0^{y^0} (p_{RP} - p_{RA}) y \, dy \dots\dots\dots (23)$$

ここに、 M_{r0} : 中詰土の基準せん断抵抗モーメント (kN・m/m)

d : 現地盤面からの照査面深さ (m)

p_{RP} : 照査面から上方 y の位置のランキンの受働土圧強度 (kN/m/m)

p_{RA} : 照査面から上方 y の位置のランキンの主働土圧強度 (kN/m/m)

y : p_{RA} , p_{RP} が作用する照査面からの距離 (m)

M_{sp} : 2列の矢板が発揮する抵抗モーメント (kN・m/m)

堤内側と堤内側の矢板の抵抗の小さいほうで代表させ、2倍して評価。

$$M_{sp} = 2 \cdot (M_{sp1} \text{ または } M_{sp2} \text{ のうち小さい値})$$

M_{sp1} : 矢板が発揮できる抵抗モーメント $M_{sp1} = \sigma_a \cdot Z_{sp}$

M_{sp2} : 照査面以深の根入地盤が支持できる抵抗モーメント

$$M_{sp2} = P_{pu} \cdot h_{pu}$$

σ_a : 使用矢板の許容応力度 (N/m²)

Z_{sp} : 使用矢板の断面係数 (継手効率を乗じた値) (m³/m)

P_{pu} : 照査面下から矢板先端までの受働土圧の合力 (kN/m/m)

h_{pu} : P_{pu} の照査面からの作用距離 (m)

【解 説】

抵抗モーメントの計算において、締切内の地下水位面以下で支持層より上の土層については、土の強度を考慮しないものとする。

9 液状化時の矢板及びタイ材の応力に対する検討

液状化時における矢板及びタイ材の応力度を計算し、矢板及びタイ材に生じる応力が表4.1に示す許容応力度以下であることを確認すること。

(1) 矢板およびタイ材の応力計算モデルを図-11に示す。このモデルでは矢板を弾性梁とし、液状化層の土圧による応力と中詰土の主働土圧による応力を個別に計算した上でたし合わせる。

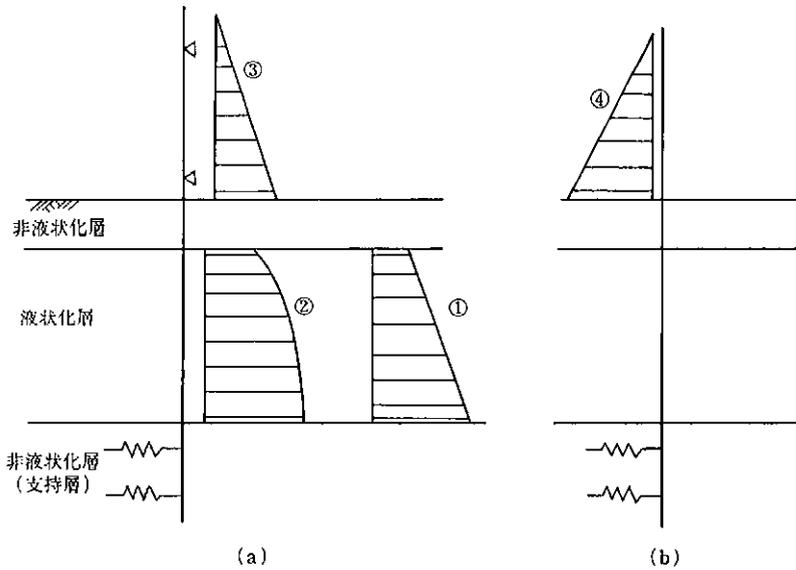
(2) 液状化層の土圧による応力の計算

図-11(a)に示すように、矢板をタイ材取付位置を支点とし、これと根入部の弾性地盤反力バネで支持される梁とする。

この単純梁のモデルに作用する荷重は、10で述べる液状化層から矢板に作用する土圧 (漸増成分, 振動成分), 中詰土による静止土圧である。

(3) 中詰土の主働土圧による応力の計算

図-11(b)に示すように、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を作用させる。

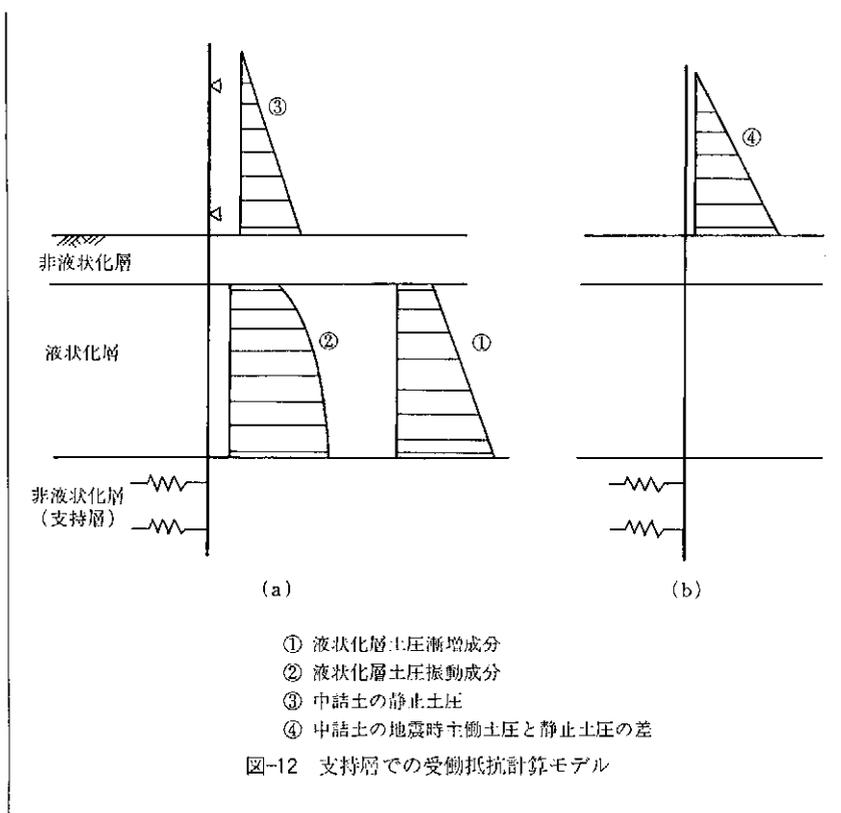


- ① 液状化層土圧漸増成分
- ② 液状化層土圧振動成分
- ③ 中詰土の静止土圧
- ④ 中詰土の地震時主働土圧と静止土圧の差

図-11 矢板とタイ材の応力計算モデル

(4) 支持層での受働土圧

支持層での矢板の受働抵抗を式 (7.1)~(7.4) に従って計算する。これを図-12 に示すモデルで計算した支持層の地盤反力と比較し、地盤反力が受働抵抗以下となっていることを確認する。



【解説】

ここで用いる矢板とタイ材の応力計算モデルは、図-11に示すように異なった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ものである。一つは矢板がタイ材取付位置と根入層で支持され、締切内の液状化層から作用する土圧によって外側に向かって樽状に膨らむものである。他方は根入層のみで支持された矢板が中詰砂の慣性力によって振動するものであり、この変形モードでは鋼矢板二重式仮締切全体が単純せん断梁のように挙動し、タイ材取付位置を支点として考慮しない。このように異なるモデルで計算した矢板応力を足し合わせるものは、動的遠心力模型実験で測定された矢板の曲げひずみ分布を比較的良好に表現できるモデルとして考案されたものである。

図-11 のモデルで、④の中詰土の土圧振動成分の作用方向は他の土圧作用方向とは反対向きとなっている。これは、④の土圧が振動成分土圧であり、左右両方向に交互に作用するものであることから、同図(a)と(b)から計算される矢板モーメントが最大になるように考慮したものである。

一方、図-12 では、支持層での地盤反力が最大となるように中詰土の土圧振動成分の作用方向を決めた。矢板の八の字開きに対する安定性を確保するために、図-12 で支持層の受働抵抗が地盤反力以下の場合には、根入長を増加させなければならない。

図-11 及び図-12 モデルにおいて、根入層以外の非液状化層、準液状化層では地盤バネによる抵抗を考慮しない。これらの図に示すモデルで想定している樽状の変形モード、あるいは八の字開き変形モード（参考資料2 参照）では地盤浅部の非液状化層での矢板水平変位は小さく、受働土圧抵抗が期待できないことを考慮した。

10 設計荷重

設計荷重は液状化層土圧漸増成分、土圧振動成分及び中詰め砂の土圧を考慮する。

(1) 土圧漸増成分

土圧漸増成分は図-13 に示すように、締切内側と外側の液状化層から鋼矢板に作用する土圧の差とし、液状化層内でのみ矢板に作用するものとする。なお、係数 β_1 の値が小さい場合には、液状化層下部において矢板外側の土圧が内側の土圧よりも大きくなることもある。このような場合には、外側の土圧が内側よりも大きくなる深度の範囲で土圧漸増成分を0とする。

$$p_s = \beta_1 \cdot q_z - \gamma_t \cdot z \dots\dots\dots (24)$$

p_s : 土圧漸増成分 (kN/m²)

q_z : 締切内側で、設置地盤面から z の深さでの全土載圧 (kN/m²)

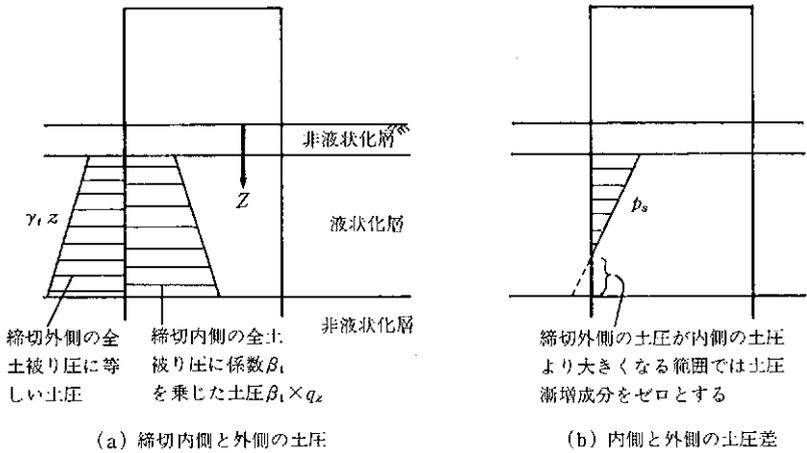


図-13 土圧漸増成分

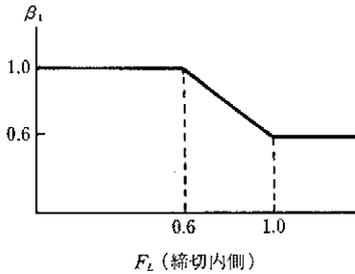


図-14 低減係数

β_1 : 低減係数で図-14によるものとする。

z : 設置地盤面からの深さ (m)

γ_i : 土の単位体積重量で、地下水位以下では飽和単位体積重量 (kN/m^3)

(2) 土圧振動成分

鋼矢板に作用する液状化層の土圧振動成分は、式 (25), (26) によるものとし、液状化層内だけで作用させる。

$$p_d = \beta_2 \cdot p_{d\max} \dots \dots \dots (25)$$

$$p_{d\max} = k_0 \gamma_{sat} \sqrt{h_d \cdot z} \dots \dots \dots (26)$$

ここに、 p_d ：土圧振動成分 (kN/m^2)

β_2 ：矢板の剛性，液状化層厚に応じた土圧振動成分に関わる低減係数

h_d ：設置地盤面から最も下の液状化層下端までの深さ (m)

β_2 は矢板の相対剛性より式 (27)，(28)，及び図-15 により求める。

$$\beta_2 = 0.40 \log \rho - 0.40 \quad (\text{ただし } 0 \leq \beta_2 \leq 1.0) \quad \dots\dots\dots (27)$$

$$\rho = \frac{Ez_a}{\gamma_{sat}h_d^3} \quad \dots\dots\dots (28)$$

ここに、 ρ ：矢板の相対剛性

h_d ：液状化層厚 (m)

γ_{sat} ：土の飽和単位体積重量 (kN/m^3)

E ：矢板のヤング係数 (kN/m^2)

z_a ：単位幅当たりの矢板の断面係数 (m^3/m)

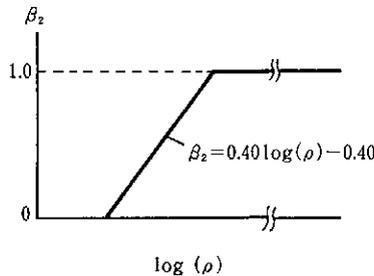


図-15

(3) 中詰土の土圧

中詰土から矢板に作用する土圧は，地震時主働土圧と静止土圧の差であり，式 (29) から求めるものとする

$$p_t = p_{AE} - p_{R0} \quad \dots\dots\dots (29)$$

ここに、 p_t ：中詰土の土圧 (kN/m^2)

p_{AE} ：地震時主働土圧で，式 (7.2) によるものとし，震度は「3 設計震度」に示すものを用いる (kN/m^2)

p_{R0} ：静止土圧で，静止土圧係数を $(1 - \sin \phi)$ として求めて

$$\begin{aligned} & \text{よい (kN/m}^2\text{)} \\ \phi & : \text{中詰砂の内部摩擦角 (}^\circ\text{)} \end{aligned}$$

【解 説】

- (1) 土圧漸増成分は図-13 に示すように、締切内側と外側の液状化層から鋼矢板に作用する土圧の差とし、液状化層内でのみ矢板に作用するものとする。締切内側の土圧は、液状化層の土が完全に液状化し鋼矢板への作用土圧が全土被り圧と等しくなる最大土圧状態に対して、締切内の土は F_L が 1.0 以下となっても直ちに完全液状化には至らず、土圧が最大値には達しないことを表す漸増成分に関する係数 β_1 を乗じて、式 (24) によって求める。この係数 β_1 は締切内側の液状化抵抗率 F_L の関数として図-14 に示されるものである。締切外側の土圧については、液状化層において全土被り圧に等しい土圧を鋼矢板に作用させる。

なお、係数 β_1 の値が小さい場合には、液状化層下部において矢板外側の土圧が内側の土圧よりも大きくなることがある。このような場合には、外側の土圧が内側よりも大きくなる範囲で土圧振動成分を 0 とする。

土圧漸増成分は、動的遠心力模型実験の結果を、締切内側液状化層の液状化抵抗率 F_L と土圧の関係について整理したものから決定した。動的遠心力模型実験の結果では、液状化層厚、タイの段数、支持層への根入れの有無等矢板の変形に対する拘束条件が異なっても、土圧漸増成分には明確な差が見られなかった。このことより、土圧漸増成分は矢板の相対剛性の関数ではなく、 F_L のみの関数として表すこととした。

- (2) 土圧振動成分は、液状化対策として堤防法尻に矢板を打設する工法に関する研究成果として提案されている土圧を用いる (松尾ら (1998)、建設省土木研究所動土質研究室 (1998))。そこでは、深さの平方根と震度に比例する Westergaard の動水圧を基本とし、それに矢板の相対剛性に応じた低減係数を乗じることによって土圧振動成分としている。この低減係数は剛壁に作用する水圧を前提としている Westergaard の動水圧に矢板のたわみ性を考慮し、さらに深度により動水圧の位相差が生じることを考慮したものであり、一連の大型振動台実験から得られた実験式である (松尾ら

(1998)).

- (3) 土圧振動成分に関する低減係数 β_2 の算定に用いる断面係数 Z_a には継手効率を考慮しないものとする。これは Z_a が小さいほど土圧振動成分が大きく、安全側の考慮をしたものである。

参考文献

- 安田進, 吉田望, 安達健司, 規矩大義, 五瀬伸吾, 増田民夫 (1999) : 液状化に伴う流動の簡易評価法, 土木学会論文集, No. 638/III-49, pp. 71-89
- 松尾修, 岡村未対, 堤達也, 斉藤由紀子 (1998) : 盛土液状化対策としての矢板締切り工法に関する振動台実験報告書, 土木研究所資料第 3539 号
- 建設省土木研究所動土質研究室 (1998) : 河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル (案) (設計編 鋼材を用いた対策工法)

参考資料2 動的遠心模型実験

鋼矢板二重式仮締切は外水の侵入を防ぐための構造物であり、通常は一時的な堤防開削時に設置される仮設構造物として取り扱われることが多い。そのため、これまでは鋼矢板二重式仮締切の安定問題は外水位上昇時の安定性に対して検討されることがほとんどであり、地盤の液状化時の検討は実験的にも解析的にもなされた例はほとんどない。そこで、建設省土木研究所の大型遠心力载荷試験装置を用い、地震による地盤液状化時の鋼矢板二重式仮締切の挙動を合計8ケースの実験を行って検討した。本節では実験の概要と得られた主な知見を述べる。

(1) 模型の概要

代表的なケースの模型概要図を図-1に示す。模型地盤は実物スケールに換算して層厚8mの緩い砂層と層厚5mの密な砂層からなり、ここに締切幅5.5m、締切高さ5mの二重締切を設置した。モデルAでは鋼矢板Ⅳ型

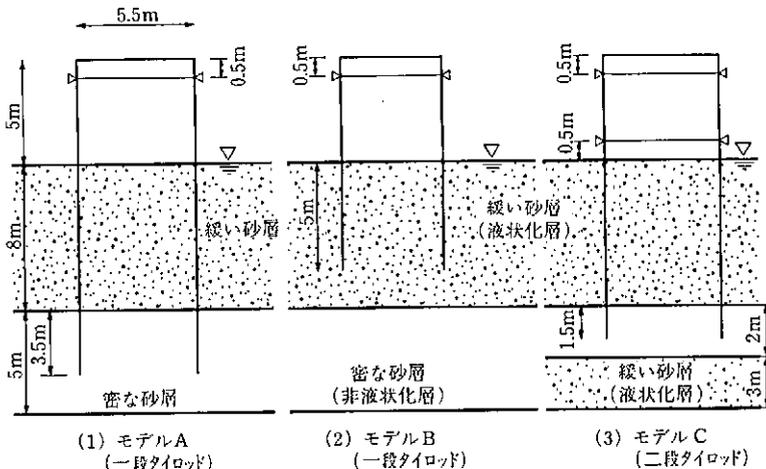


図-1 代表的な遠心模型

に相当する曲げ剛性を有する模型矢板を密な砂層まで打設し、締切上端から 0.5 m の位置にタイロッドを取り付けた。モデル B は常時（高水時）の設計により決定される断面であり、矢板を地盤中に 5 m 打設しタイロッドを一段取り付けた。またモデル C は液状化層に挟まれる軟弱粘土層に矢板を 1.5 m 根入れしたモデルであり、二段タイロッドの構造とした。いずれの模型も地下水位は地盤表面と一致しており、締切両側での水位差はないモデルである。なお、モデル B は液状化を考慮しない場合の設計で得られる断面である。

(2) 入力加速度

入力加速度の時刻歴を図-2 に示す。最大加速度が約 210 gal、周波数が 1 Hz の正弦波からなり、加振時間は約 28 秒間である。

この加速度で模型を加振することにより、すべての緩い砂層は液状化し、密な下部砂層及び粘土層は液状化に至らなかった。

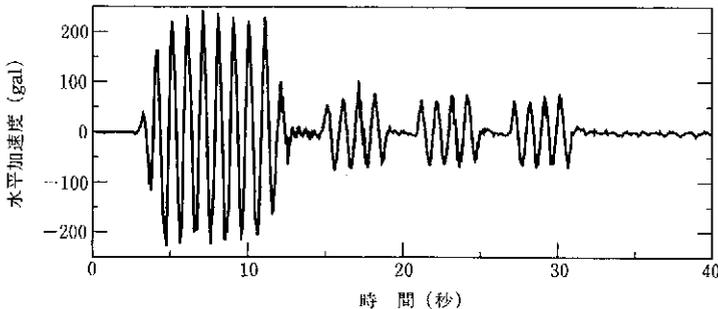


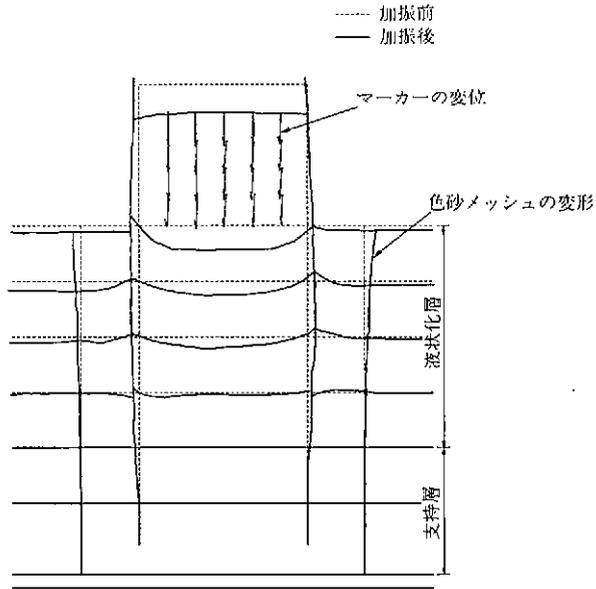
図-2 入力加速度

(3) 実験結果

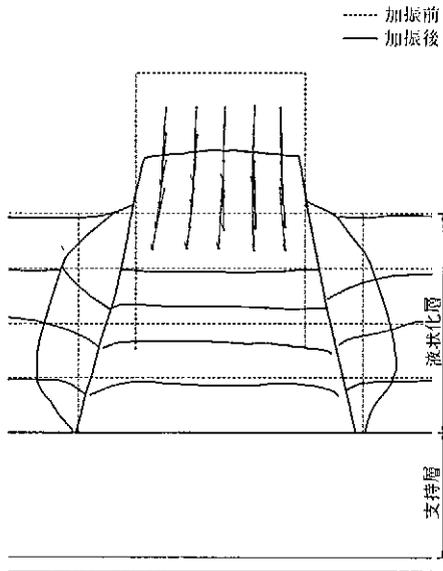
① 変形メカニズム

a) モデル A, モデル B

密な下部砂層に矢板先端を根入れしたモデル A, 及び根入れ先端が緩い砂層中に留まっているモデル B の加振後の変形状況を図-3, 写真-1 に示す。モデル A ではタイロッドと下部砂層で支持された矢板が締切内液状化層からの土圧により樽状に膨らみ、その結果として中詰土表面が約 1.2 m 沈下したが、矢板の沈下量は非常に小さい。一方、モデル B では矢板が八の字に

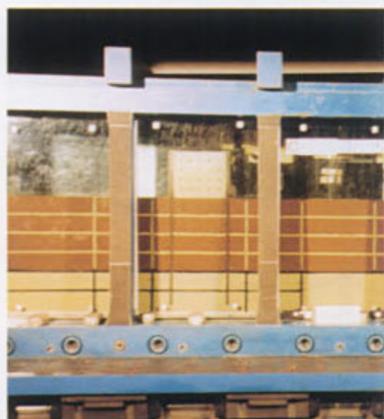


(a) モデルA

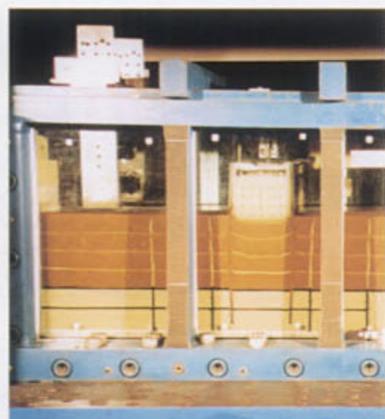


(b) モデルB

図-3 加振後の変形状況

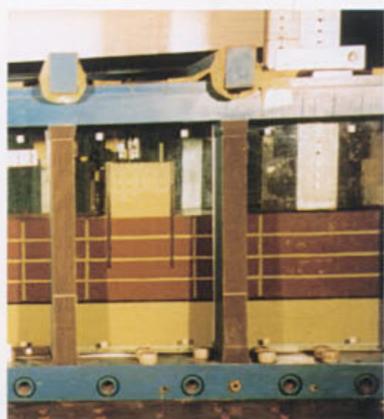


①加振前



②加振後

(a) モデル A



①加振前



②加振後

(b) モデル B

写真-1 加振前後の状況

開き、中詰土とともに矢板が大きく沈下した。中詰土表面は約 2.5 m、矢板天端は 2.8 m 沈下し、矢板下端は下部砂層表面まで達していた。鋼矢板二重式仮締切は、モデル A のように中詰土だけが沈下した場合には、比較的容易に復旧できるが、モデル B のように矢板が大きく沈下すると復旧は容

易ではなく、加えて矢板の継手が外れるなど構造体として不安定になることが予想される。したがって、地盤の液状化を考慮した設計では矢板先端は非

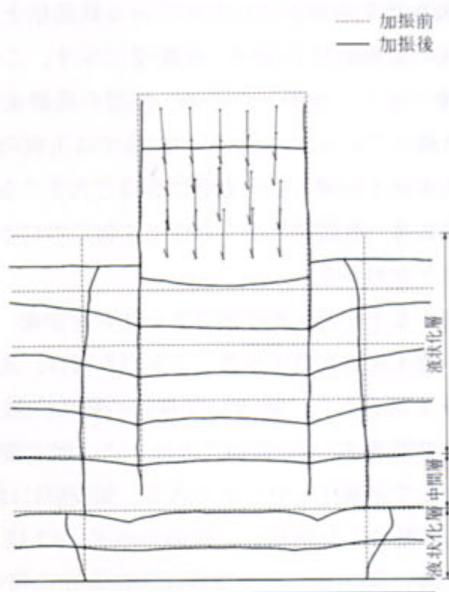
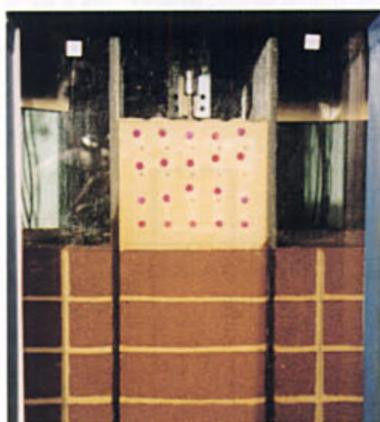
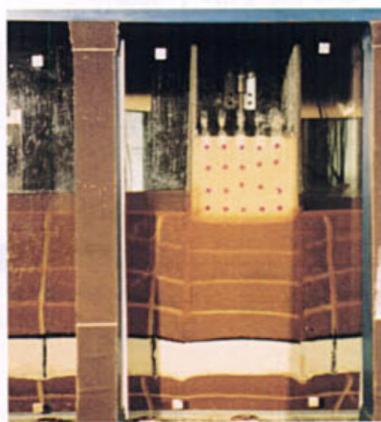


図-4 加振後の変形状況



①加振前



②23回加振後

モデル C

写真-2 加振前後の状況

液状化層に根入れし、矢板の沈下を防ぐことが必要であるものと考えられる。

b) モデルC

モデルCは矢板先端を中間非液状化層である軟弱粘土層に根入れした模型である。加振後の変形状況を図-4、写真-2に示す。このケースではモデルCを合計3回繰り返して加振したため、模型の最終変形状況では矢板が粘土層下面を突き破っているが、1回目の加振では矢板の沈下量は20 cm程度であった。締切中詰土や鋼矢板の重量はさほど大きくないので、液状化層中に存在する比較的薄い軟弱粘土層でも沈下を防ぐのに十分な支持力を有する可能性があることがわかる。

② 矢板に作用する土圧と矢板の曲げモーメント分布

模型矢板には小型土圧計とひずみゲージを取り付け、矢板に作用する水平土圧と曲げひずみを測定した。図-5は加振中の締切内側水平土圧漸増成分と締切内の液状化抵抗率 F_L との関係である。この図で縦軸は土圧測定値の平均値を全土盛り圧で正規化した土圧である。加振前には正規化した土圧は0.5程度であり、加振により増加し、締切内の F_L が1以下となった時点から急増し始めている。図中に示した破線は漸増成分に関する係数 β_1 （参考資料1参照）であり、実験結果の上限に対応している。

この土圧を用い、矢板のモーメント漸増成分を計算した結果の一例を図-6に示す。いずれのケースにおいてもここで設定した土圧により計算されるモ

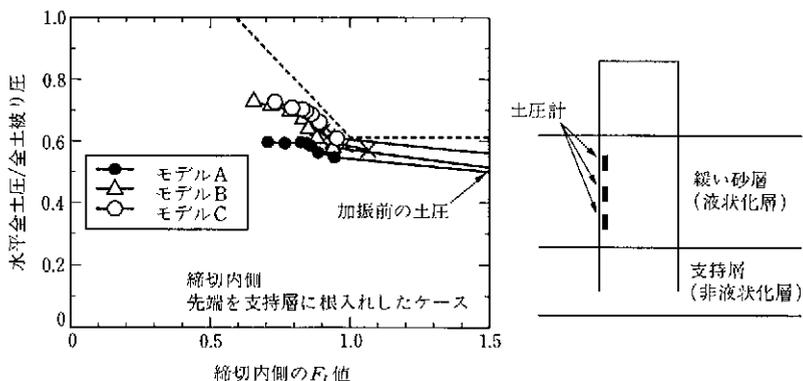


図-5 矢板に作用する土圧漸増成分と F_L の関係

ーメントは、実験で測定されたモーメント漸増成分とおおむねよい一致を示した。

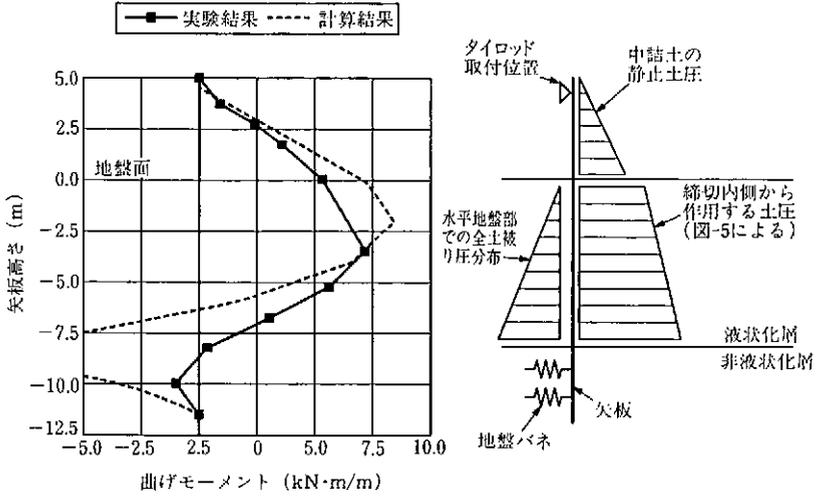


図-6 実験での矢板曲げモーメント分布と計算から得られたモーメント分布 (漸増成分)

また、矢板モーメント振動成分を計算した結果の一例を図-7 に示す。振動成分についても計算結果はよい対応を示した。

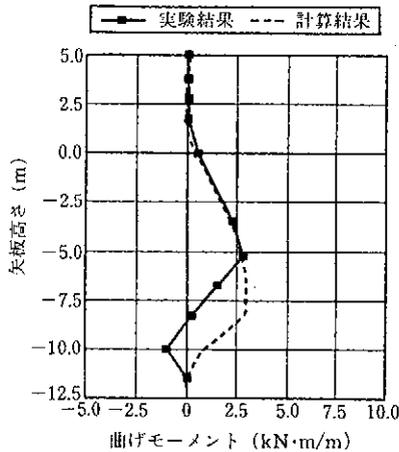


図-7 実験での矢板曲げモーメント分布と計算から得られたモーメント分布 (振動成分)

図-8は、矢板先端を支持層に根入れしたモデルで測定した矢板曲げモーメントの最大値を計算値に対してプロットしたものである。実験で得られた値と計算値がほぼ一致していることがわかる。なお、モデルA以外の実験条件の詳細については、参考文献を参照されたい。

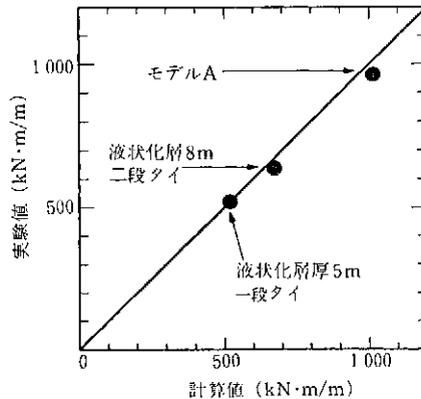


図-8 実験と計算から得られた曲げモーメントの最大値の比較
(矢板先端を支持層に根入れしたケース)

参考文献

- 岡村未対, 松尾 修: 鋼矢板二重仮締切の地震時安定性に関する実験的検討, 土木技術資料 Vol.43, No.2
 岡村未対, 松尾 修: 液状化地盤上の鋼矢板二重仮締切りの動的遠心模型実験, 第36回地盤工学研究発表会

参考資料 3 静的遠心力模型実験

鋼矢板二重式仮締切堤は根入地盤と鋼矢板と中詰土からなる複合構造物で、その変形挙動について必ずしも十分には把握されていない点がある。止水構造物であるにもかかわらず、実際に湛水したときの変形挙動を調査した事例が少ない。そこでここでは二重締切堤背面の水位を逐次上昇させていき変形・破壊性状を調べる実験を遠心力载荷装置を用いて行った。その概要を以下に述べる。

1 模型の概要

代表的なケースの模型概要を図-1に示す。実験は70gの遠心場で行うものとした。縮尺1/70の二重締切模型を作成し、下流側水位を一定に保ちながら上流側に注水して水位を順次上昇させてゆき、変形及び土水圧を計測した(写真-1~5参照)。

地盤材料は、砂質土地盤として7号珪砂を、軟弱粘性土地盤としてカオリ

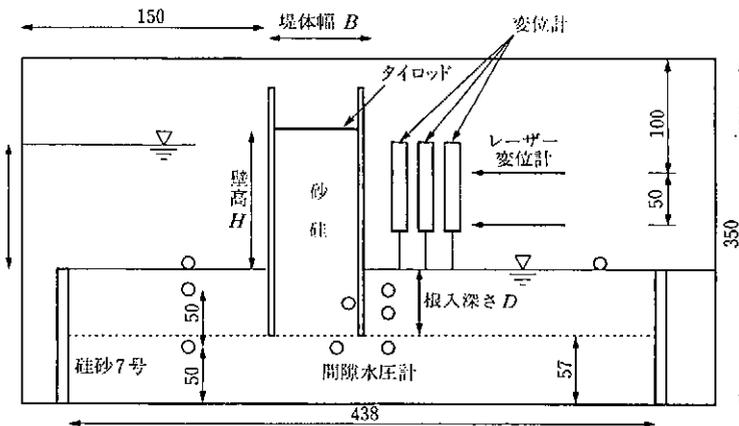


図-1(a) 実験システム図 (A シリーズ)

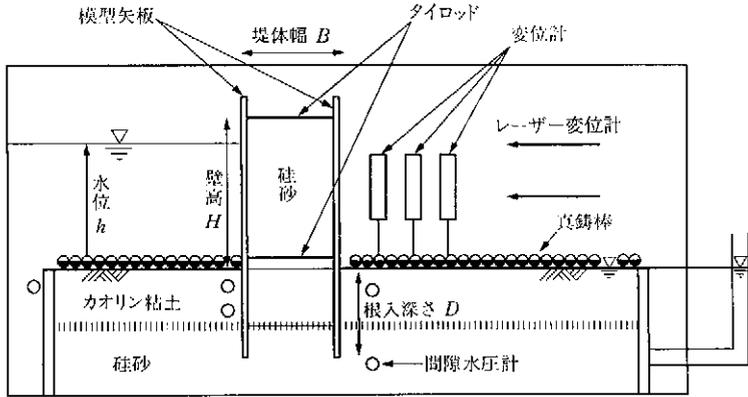


図-1(b) 実験システム図 (Bシリーズ)

ン粘土を用い、異なる2種の地盤のもとで実験を行っている。

実験ケースを表-1, 2に示す。縮切高は実際には5mから10mのものが多いが、ここでは実物換算高さを約8.4mと多少高めに設定し、外水位を高くして大変形まで調査できるようにした。

また、壁体幅、根入長、鋼矢板の断面についても変形が大きく出やすいよ

表-1 砂質土地盤上の実験ケースと条件

模型縮尺：1/70

Case No.		A 1	A 2	A 3	A 4	A 5	A 6	A 7
形式		一段タイ式						
縮切高 H	模 型 (mm)	117	119	120	121	117	119	118
	実物換算 (m)	8.2	8.3	8.4	8.5	8.2	8.3	8.3
縮切幅 B	模 型 (mm)	81	83	108	107	87	108	91
	実物換算 (m)	5.7	5.8	7.6	7.5	6.1	7.6	6.4
根入長 D	模 型 (mm)	59	84	86	62	88	57	107
	実物換算 (m)	4.1	5.9	6.0	4.3	6.2	4.0	7.5
基礎地盤の相対密度 D_r (%)		72	78	73	76	76	77	83
中詰土の相対密度 D_r (%)		81	NA	NA	79	80	42	85

※ NA は計測せず

表-2 軟弱粘性土地盤上の実験ケースと条件

Case No.		B1	B2	B3	B4
形式		一段タイ式	二段タイ式		
締切高 H	実物換算 (m)	8.5	8.1	8.3	8.5
締切幅 B	実物換算 (m)	6.1	6.1	8.4	6.1
根入長 D	実物換算 (m)	7.3	7.3	7.6	9.0
表層地盤厚：粘土	実物換算 (m)	5.8	5.8	6.1	7.6
支持層地盤厚：砂	実物換算 (m)	4.3	4.3	4.1	4.3
粘土地盤の物性	圧密圧力 (kPa)	60	100	100	100
	c_w (kPa)：平地盤	11.0	19.9	20.2	15.5
	c_u (kPa)：中詰下	20.8	28.6	26.3	17.3
支持地盤の相対密度 D_r (%)		80	80	73	83
中詰土の相対密度 D_r (%)		72	76	76	77



写真-1 実験に使用した遠心力載荷試験装置 (東京工業大学)

うな条件を主体にして実験ケースの設定を行った。

鋼矢板模型には厚さ 3 mm あるいは 4 mm のアルミニウムの平板を用いており、Ⅲ型からⅣ型の U 形鋼矢板に対応する曲げ剛性を有するものとなっている。

根入長については、設計上は締切堤としての止水性を確保できるように十分な根入れが確保されるが、今回の実験では変形しやすいように短めの設定をしているものが多い。これにより、砂地盤での実験においては地盤の透水

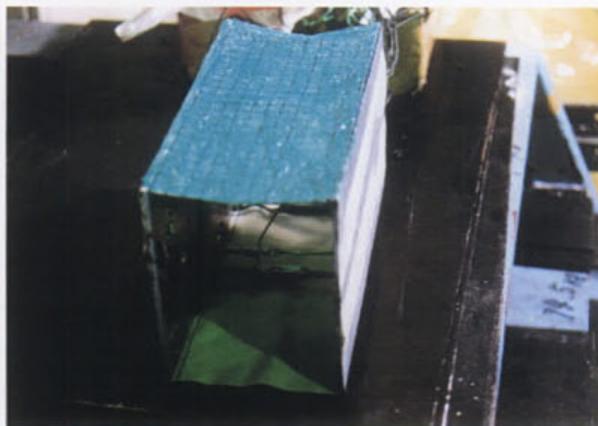


写真-2 二重鋼矢板締切工の実験模型（2枚のアルミ板をゴム・メンブレンで覆った構造）側面からの浸水防止のためのメンブレンに変形観察のためメッシュを描画



写真-3 地盤を整形後、載荷盤を設置し、予備圧密

性が高いことと相まって、実物以上に下流側の上向き浸透力は大きくはなるもののボーリングに対しての安全性は確保されている。

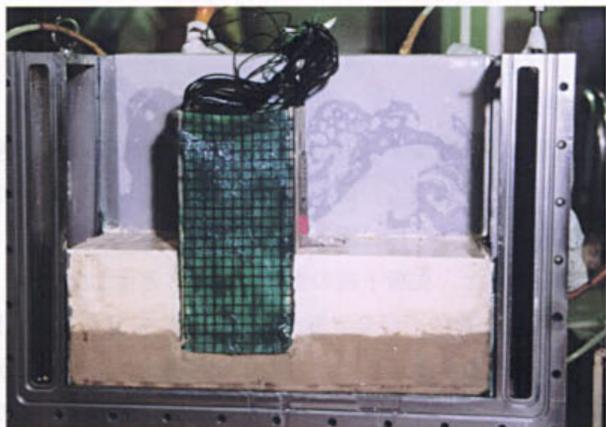


写真-4 地盤に二重壁模型を挿入設置

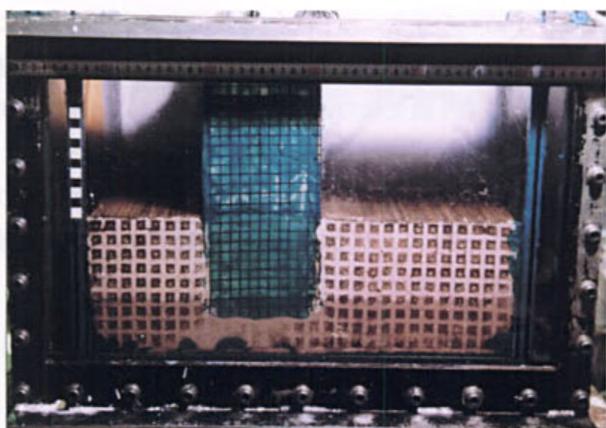


写真-5 側面から地盤に観察ターゲットを設置してガラス蓋を閉めた状態（模型完成）

2. 実験結果

2.1 変形の特徴

水位上昇と頭部水平変位量の関係は、図-3からわかるように明確な降伏点や破壊点を示すものではなく、鋼矢板二重式仮締切堤は比較的ねばり強い抵抗機構（延性的な挙動）を持つ構造であるといえる。

変形状況を観察すると、矢板下端の変位はほとんど生じないが、根入部から壁体全体が前傾化する様子が全実験ケースにおいて見られた（図-2）。このことから、先に述べたように止水性の確保を考慮せず、根入長が実物よりも短めに設定されているにも関わらず、滑動、転倒、円形すべりの破壊モードは生じていないと考えられる。壁体は根入下端部から天端までの全体がせん断変形する形態で変形が進行している。こうした変形モードが生じるためには受働側地盤が中詰めの変形と同じように変形する必要があることから、矢板の根入長が短めであること、矢板の曲げ剛性に比べて受働側地盤の剛性が小さめであることにより鋼矢板の曲げ変形が生じにくい状況にあったことが推測される。

また、ケース B1 の軟弱粘性土地盤上の一段タイ式二重締切堤の実験では、水位上昇前の遠心力を 70 g に上昇させて行く過程で鋼矢板根入部が八の字に開き、堤体が沈下する結果となった。

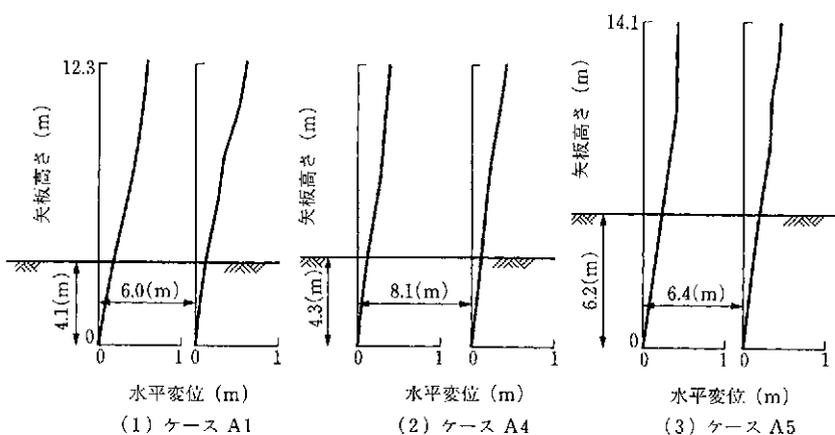


図-2 変形スケッチ例

すなわち、軟弱地盤上の二重締切堤では中詰土の施工によって、中詰重量とこれによる中詰側からの水平土圧が増加し、地盤の支持力及び水平地盤反力が小さい場合に沈下や矢板の「八の字開き」という変状が発生する可能性があることがわかった。

ケース B2~B4 では粘土地盤の強度を多少大きくした要因はあるものの、ケース B1 のような変形は見られず、軟弱地盤では二段タイ式構造とすることの有用性が確認できた。

2.2 構造パラメータの影響

外水位と頭部水平変位の関係を実物に換算した値で図-3 に示す。図中の●及び×印は、後述するように設計計算で定まる許容外水位に当たる点をプロットしたものである。これより、以下のことがわかる。すなわち、

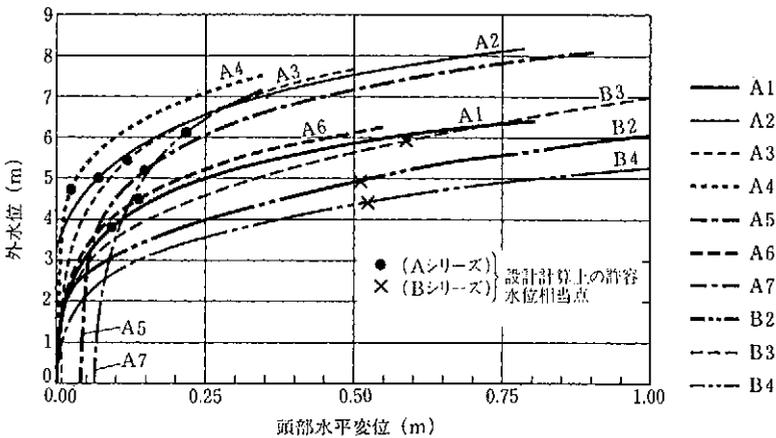


図-3 外水位と頭部水平変位の関係 (実物換算スケール)

- ① 変形抵抗はおおむね堤体幅 B と正の相関がある。
- ② 砂地盤の実験では堤体幅 B が狭い場合は根入長 D を大きくすることによる耐荷力の増加が見られる。しかし、堤体幅 B が大きい場合ではこの傾向は明確には見られない。いずれにしても今回の実験のように根入長 D が小さい場合には、 D の増加の影響は小さいといえる。
- ③ 中詰の相対密度の増大は堤体の変形抵抗を増大させる効果がある。
- ④ 堤体幅及び中詰相対密度と変形抵抗、耐荷力の関係は、従来からの設計

上の考え方を支持するものである。

- ⑤ 堤体の変形抵抗に対する第一の支配要因に堤体幅 B が上げられる。また、根入長が大きいほうが延世的な変形挙動となることにより、変形が大きくなりやすいような条件のときに根入長の増大による変形抑制効果が発揮される。矢板の根入部受働側地盤は変形が生じて始めて抵抗力を発揮するものであるため、このような結果となるものと考えられる。
- ⑥ 二段タイ式が中詰土圧による根入部の変形を低減する効果が大きい。土水圧の発生状況や外水位に対する抵抗に関しては一段タイ式と比べて特段の相違はみられない。

2.3 その他の特徴

二重矢板のその他の特徴として以下のことが実験から明らかになった。

- ① 間隙水圧の測定結果を見ると、砂地盤の実験では流れが定常状態（この実験条件のもとではもっとも危険な状態）に近くっており、下流側地盤に過剰間隙水圧の発生が見られ、上流側地盤では静水圧からの低下が見られる。
- ② 受働側地盤からの抵抗力は変形増加に伴って大きくなる。
- ③ タイ材張力は、中詰完了時から外水位上昇とこれによる壁体の変形に伴って増加する傾向にある。

3 設計計算との対比

こうした実験結果を考慮して、根入部での変形の発生を照査すること、矢板の抵抗力を加味することなどを取り入れた新しい設計法を構築した。

この方法により照査した外水位と安全率の関係と実験での外水位と変形の関係とを対比した例を図-4(a)(b)に示す。地盤の支持力については、どの実験ケースにおいても6mを超えても安全率が10程度以上あり、プロット対象から外した。また、円形すべりはここでの照査対象とはしていない。

根入長照査を除外して壁体全体の安定に着目すると、砂地盤では浸透路長の照査が最もクリティカルとなる。これは、壁幅や根入長を小さめに設定して変形が生じやすい条件での実験を行ったことによるものであり、Aシリーズに共通することである。浸透路長の照査を除外して構造安定性に着目する

と、図-4(a), (b)に見られるように、せん断変形の安全率が最初にクリティカルとなる(1.2に近づく)結果となっており、既に述べた実験結果と整合した答えが得られている。また、他の実験ケースについてもおおむね同様の結果が得られた。

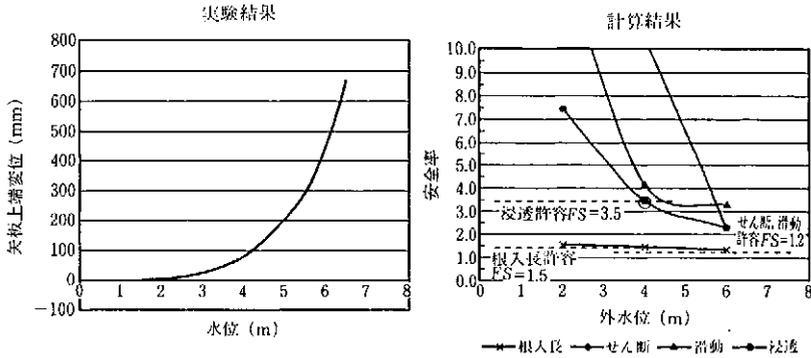


図-4(a) 新しい設計法による模型実験結果の照査例 (ケース A1)

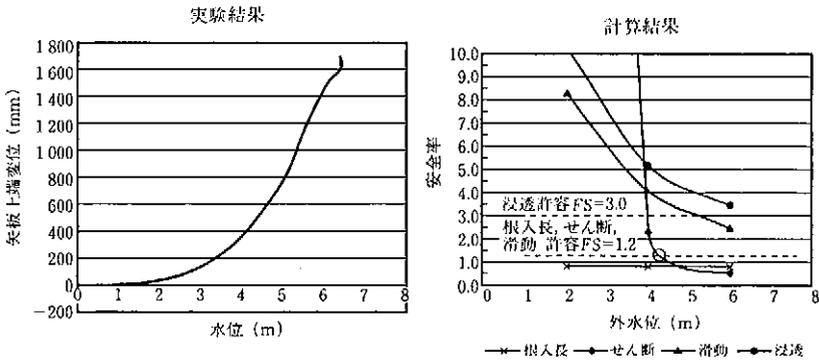


図-4(b) 新しい設計法による模型実験結果の照査例 (ケース B4)

せん断変形照査の安全率は水位の変化に対して非常に敏感な結果となる。しかし、実験での変形進行状況からもわかるように、安全率が1.2となるときが壊滅的な破壊を意味するのではなく、かなり粘り強い変形特性を示している。

また、前述したように新しい設計手法により求まる許容水位とそのときの実験変位を図-3の曲線上にプロットしているが、初期変位を補正して読み

取ると砂地盤の A シリーズで頭部変位 15 cm (壁高の 20%) 程度, 軟弱粘土地盤の B シリーズでは 55 cm (壁高の 70%) 程度の範囲となっている。B シリーズでは粘土地盤の変形に伴って, 変位が大きくなりやすいことが推定されるが, 根入長照査の許容値を満たしていない短い根入れでの実験であったため, 本来の構造以上に変位が生じているものと考えられる。

参考資料 4 浸透流解析結果

1. 検討の目的

2次元 FEM 浸透流解析を用いて、外水位の変動に対する壁体内水位の変

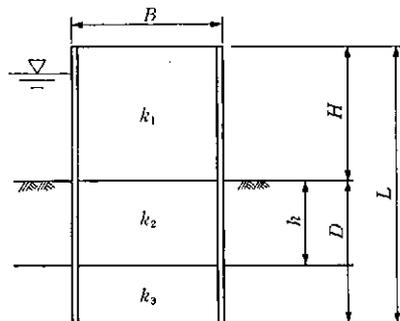
表-1 検討ケース一覧

締切高 H (m)	締切幅 B (m)	矢板長 L (m)	根入れ D (m)	地盤表 層厚 h (m)	透水係数 (cm/s)			地盤 タイプ	ケース 名	
					k_1	k_2	k_3			
5	5	15	10	0	1×10^{-2}	—	1×10^{-2}	①	A 1	
						—	1×10^{-4}	②	A 2	
10	10	20	10	0		—	1×10^{-2}	①	C 1	
				9		—	1×10^{-4}	②	C 2	
			2	1×10^{-2}		1×10^{-4}	③	C 3		
			2	1×10^{-4}		1×10^{-2}	④	C 4		
		25	15	0		—	1×10^{-6}	1×10^{-2}	④	C 5
						—	1×10^{-2}	①	D 1	
15	20	20	10	0		—	1×10^{-4}	②	D 2	
						—	1×10^{-2}	①	E 1	
					—	1×10^{-4}	②	E 2		

※矢板の透水係数 $k=1 \times 10^{-6}$ (cm/s)

※基礎地盤のタイプ

- ①均質地盤 (砂)
- ②均質地盤 (粘土)
- ③互層地盤 (砂 9 m + 粘土)
- ④互層地盤 (粘土 2 m + 砂)



動特性を調べ、本指針における壁体内水位の設定方法を検討した。

検討ケースを表-1に示すが、検討にあたっては以下の点に留意した。

- (1) 地盤構成の違いによる影響を評価する（基本ケースC）
- (2) 締切高の違いによる影響を評価する（ケースAとCの比較）
- (3) 根入深さの違いによる影響を評価する（ケースCとDの比較）
- (4) 締切幅の違いによる影響を評価する（ケースCとEの比較）

2. 解析条件

2.1 解析モデル

図-1に示す2次元FEMによりモデル化した。基礎地盤の解析幅は80m、深度は30mであり、矢板周辺は要素分割を密にした。解析手法は非定常浸

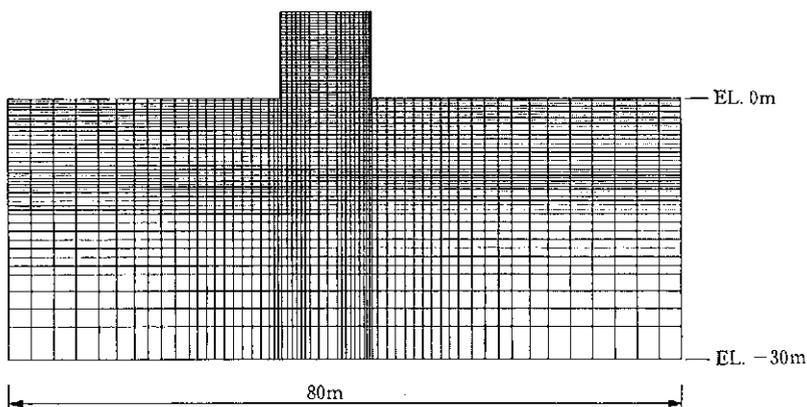


図-1 解析モデル

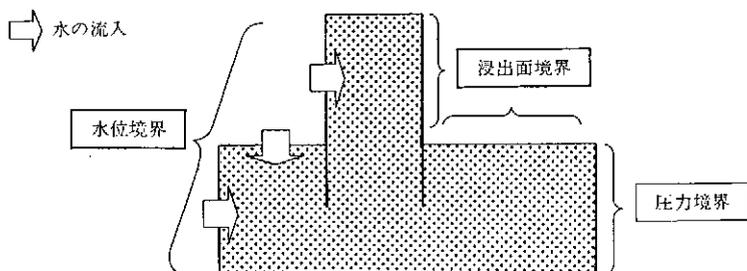


図-2 境界条件

透流解析であり、図の左側が堤外側（河川水の流入方向）で、右側が堤内側である。

境界条件については、堤外側は水位境界で外水位により変動し、堤内側の矢板側面と地表面は浸潤面境界で圧力ポテンシャルはゼロとなる。また、堤内側の地盤側方は圧力境界である。

透水係数 k については、表-1に示したように、中詰土と砂地盤は $k=1 \times 10^{-2} \text{cm/s}$ 、粘土地盤は $k=1 \times 10^{-4} \text{cm/s}$ または $k=1 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ （ケースC5のみ）とした。また、矢板は接合部からの浸透を考慮して $k=1 \times 10^{-6} \text{cm/s}$ とした。不飽和特性は、「河川堤防の浸透に対する調査要領（河川局治水課）」に基づき、図-3に示す特性を用いた。

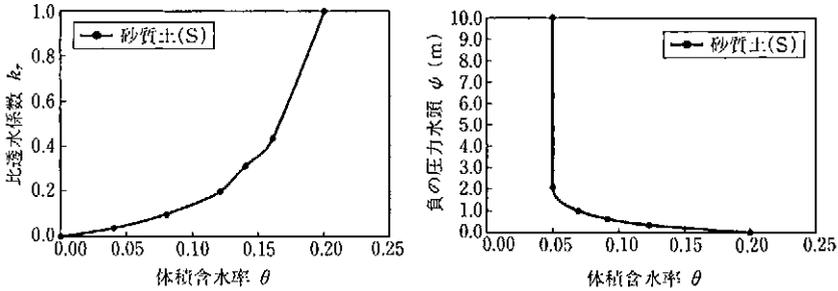


図-3(1) 砂質土の不飽和特性

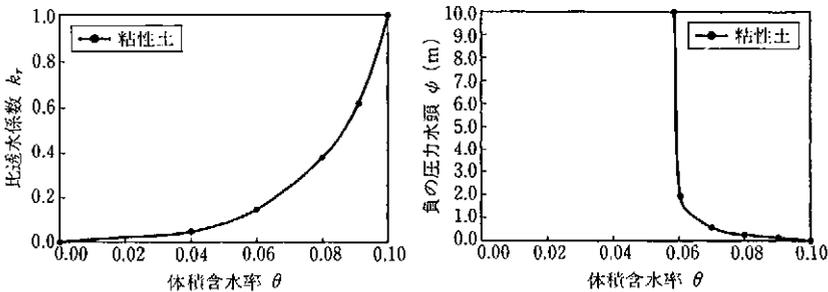


図-3(2) 粘性土の不飽和特性（矢板にも適用）

2.2 外水位

外水位は図-4に示すように、72時間（3日間）で「水位上昇⇒一定⇒下降」の特性を設定した。なお、ケースAとケースC, D, Eは縮切高が異なる

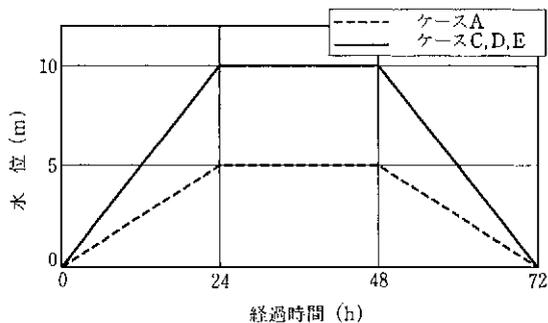


図-4 外水位の設定

るため、水位の最大値も異なる。

- (1) 0～24時間：締切天端まで上昇
- (2) 24～48時間：水位一定
- (3) 48～72時間：水位降下

3. 解析結果

3.1 地盤構成の違いによる影響（基本ケースC）

壁体中央部の水位の経時変化を図-5に示す、外水位の変化を一点鎖線で併記しているが、壁体内の水位は以下の順序で上昇しているのが認められる。

C1 (砂) > C4 (粘土 2m 互層) > C3 (砂 9m 互層) > C2 (粘土)
> C5 (粘土 2m 互層)

C1 (砂) は、透水係数が大きい砂の均質地盤であるため、水位上昇・下

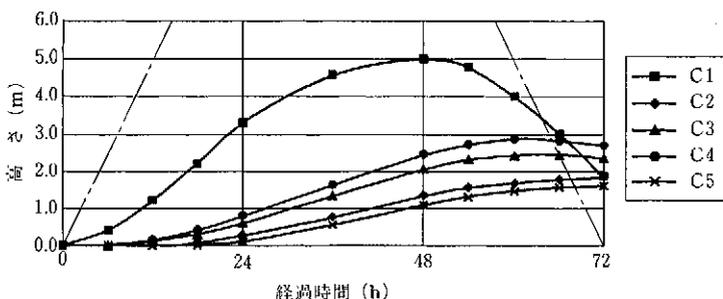


図-5 壁体中央部の水位の経時変化（ケースC）

表-2 壁体中央部の最大上昇水位 (ケース C)

ケース名	基礎地盤条件	最大上昇水位(m)	外水位との比	発生時間 (hr)
C1	均質地盤 (砂)	4.97	0.50 (1/2)	48
C2	均質地盤 (粘土)	1.85	0.19 (1/5)	72
C3	互層地盤 (砂 9 m + 粘土)	2.50	0.25 (1/4)	66
C4	互層地盤 (粘土: 2 m + 砂)	2.82	0.28 (1/3.5)	60
C5		1.68	0.17 (1/6)	72

降が他の地盤タイプより変動が大きい。C1以外の基礎地盤は粘土が介在しているが、C4、C3、C2は粘土層厚が薄いほど、水位上昇は速くなる。なお、C5は粘土の透水係数が他のケースより1/100と小さいため、水位上昇は最も小さい。

C1の壁体内水位は外水位の下降が始まる48時間後に最大となるが、他のケースの壁体内水位は下降時の外水位とほぼ同等となる時点まで上昇する。壁体中央部の最大上昇水位を表-2に示すが、外水位との比はC1で1/2、他のケースでは1/3以下となっている。

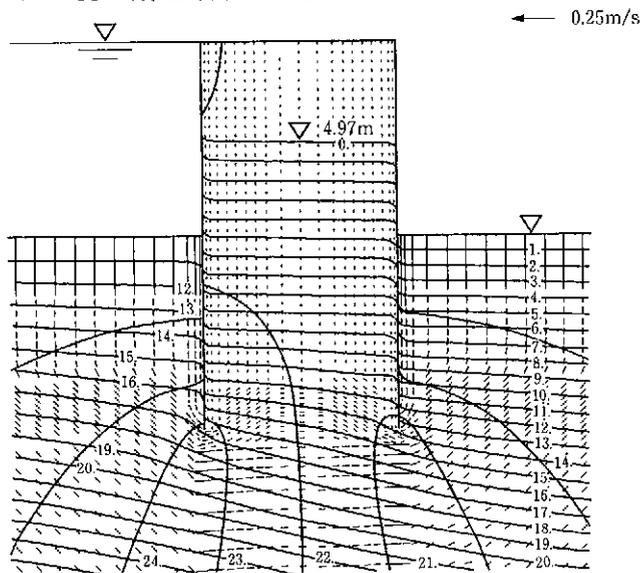
C1及びC2について、壁体内の最大水位が発生した時間における圧力水頭、ポテンシャル等高線、速度ベクトルを図-6に示す。

3.2 縮切高の違いによる影響 (ケース C とケース A の比較)

縮切高の違いによる壁体内水位の経時変化の比較を図-7に示す。また、表-3は壁体内の最大上昇水位を示したものであるが、地盤の違いにより以下のことがいえる。

- ・砂地盤では、壁体内の水位は外水位の1/2であり、縮切高の影響はほとんどない。
- ・粘土地盤では、縮切高が高いほうが壁体内の水位上昇が大きく、縮切高の違いの影響が見られる。外水位との比は、縮切高10mで1/5、縮切高5mで1/8である。

○ケースC1：均質地盤(砂)(48時間後)



○ケースC2：均質地盤(粘土)(72時間後)

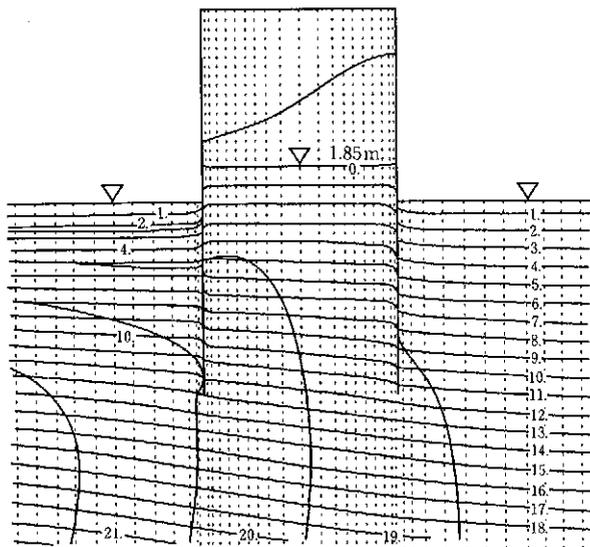


図-6 ケースC1, C2の圧力水頭, ポテンシャル等高線, 速度ベクトル
(壁体内の最大水位が発生した時間)

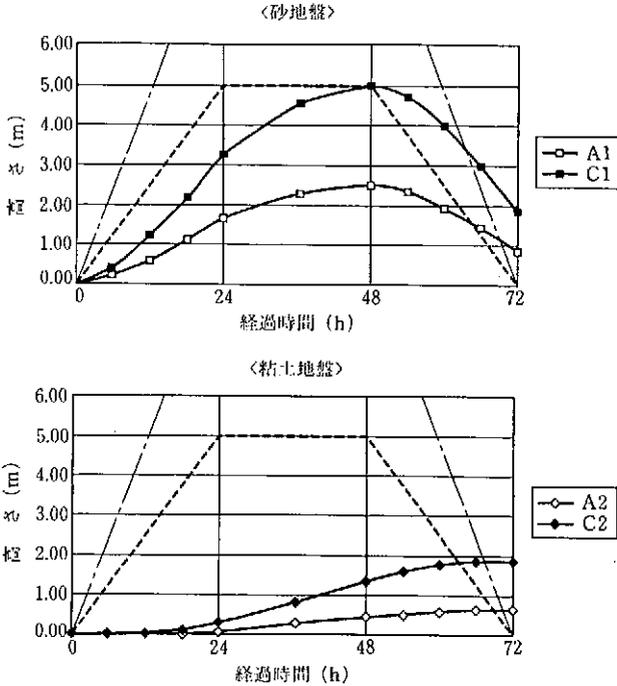


図-7 縮切高の違いによる縮切内水位の比較

表-3 縮切高の違いによる縮切内の最大上昇水位の比較

ケース名	縮切高(m)	基礎地盤条件	最大上昇水位(m)	外水位との比
C1	10	均質地盤 (砂)	4.97	0.50 (1/2)
A1	5		2.48	
C2	10	均質地盤 (粘土)	1.85	0.19 (1/5)
A2	5		0.61	0.12 (1/8)

3.3 根入深さの違いによる影響 (ケースCとケースDの比較)

図-8に根入深さの違いに対する壁体内水位の経時変化の比較を示す。地盤の違いにより以下のことがいえる。

- ・砂地盤では、根入深さの影響は見られるが、その程度は小さい。
- ・粘土地盤では、根入深さの影響はほとんど見られない。

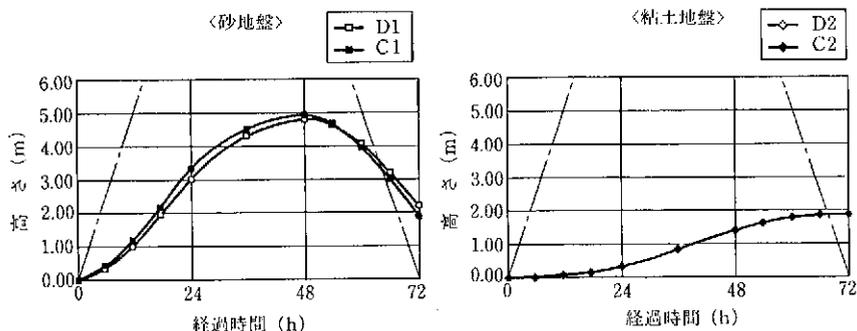


図-8 根入深さの違いによる壁体内水位の比較

3.4 締切幅の違いによる影響（ケースCとケースEの比較）

図-9に締切幅の違いに対する壁体内水位の経時変化の比較を示す。地盤の違いにより以下のことがいえる。

- ・砂地盤では、締切幅の影響は見られるが、その程度は小さい。
- ・粘土地盤では、締切幅が広いほど、水位上昇が遅い（小さい）。

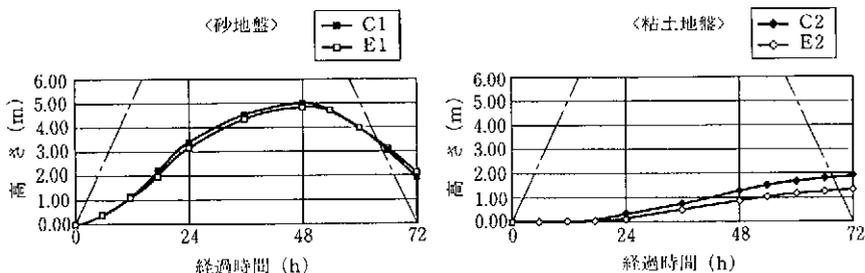


図-9 締切幅の違いによる壁体内水位の比較

3.5 まとめ

本検討における境界条件での解析結果では、締切内の水位は最大でも外水位の1/2であることが確認される。

その他の境界条件として、締切の天端からの雨水の浸入による締切内水位の上昇も考えられる。しかし、一般に雨水の浸入量よりも矢板継手やタイ材設置部からの排水能力が高いため、天端からの雨水の影響は無視でき、締切内の水位は最大で外水位の1/2としてよいといえる。

参考資料 5 仮締切堤設置基準（案）

仮締切堤設置基準（案）の改訂について

（平成 10 年 6 月 19 日 建設省河治発第 40 号
各地方建設局河川部長，北海道開発局建設部長あて
建設省河川局治水課長通達）

標記については、「仮締切堤設置基準（案）」（昭和 46 年 12 月治水課）に基づき運用することとされているが，今後は，仮締切堤設置基準（案）を別冊のとおり作成したのでこれに基づき設計されたい。

なお、「仮締切堤設置基準（案）」（昭和 46 年 12 月治水課）は廃止する。
別冊

1 目的

河川区域及びその周辺で行われる工事において，その施工期間中における治水上の安全を確保するため，仮締切を設置する場合の基準を定めるものである。

また，出水期（融雪出水等のある地方ではその期間を含む）においては河道内の工事を行わないものとする。但し，施工期間等からやむを得ないと認められる場合は，治水上の安全を十分確保して実施するものとする。

*ここでいう治水上の安全を確保すべき対象は，堤内地及び既存の河川管理施設等のことである。

2 適用範囲

この基準は河川区域内及びその周辺で行われる工事に伴い設置する河川堤防にかかわる仮締切に適用する。

3 仮締切の設置

河川堤防にかかる締切は次の各号の一つに該当する場合に必ず設置するものとする。但し，堤防閉削によって洪水または高潮被害の発生する危険が全く無い場合は除く。

- (1) 河川堤防を前面開削する場合
- (2) 河川堤防を部分開削するもののうち、堤防の機能が相当に低下する場合

4 仮締切の構造

4-1 構造形式

(1) 堤防開削を行う場合

既設堤防と同等以上の治水の安全度を有する構造でなければならない。特に出水期間における仮締切は鋼矢板二重式工法によることを原則とし、地質等のために同工法によりがたい場合は、これと同等の安全度を有する構造とする。

なお、土堤による仮締切の場合は法覆工等による十分な補強を施し、かつ川裏に設けるものとする。但し、河状等から判断して流過能力を阻害しない場合であって、流勢を受けない箇所についてはこの限りではない。

(2) 堤防開削を行わない場合

流水の通常的作用に対して十分安全な構造とすると共に、出水に伴い周辺の河川管理施設等に影響を及ぼさない構造とする。

4-2 設計対象水位

(1) 堤防開削を伴う場合

- ① 出水期においては計画高水位（高潮区間にあたっては計画高潮位）とする。
- ② 非出水期においては工事施工期間（不測の事態による工期の延長も十分考慮のこと）の既往最高水位または既往最大流量を仮締切設置後の河積で流下させるための水位のうちいずれか高い水位とする。但し、当該河川の特長や近年の出水傾向、背後地の状況等を考慮して変更することができる。

なお、既往水文資料の乏しい河川においては、近隣の降雨資料等を勘案し、十分安全な水位とすることができる。

- ③ 出水期、非出水期に係わらず、既設堤防高が①②より求められる水位より低い場合は、既設堤防高とすることができる。

(2) 堤防開削を伴わない場合

出水期、非出水期を問わず、工事施工期間の過去5ヶ年間の時刻最大水位を目安とする。但し、当該水位が5ヶ年間で以上出水と判断される場合は、過去10ヶ年の2位の水位を採用することができるものとする。

なお、既往水文資料の乏しい河川においては、近隣の降雨資料等を勘案し、十分な安全な水位とすることができる。

4-3 高さ

(1) 堤防開削を伴う場合

- ① 出水期においては既設堤防高以上とする。
- ② 非出水期においては設計対象水相当流量に余裕高（河川管理施設等構造令第20条に定める値）を加えた高さ以上とする。但し、既設堤防高がこれより低くなる場合は既設堤防高とすることができる。

(2) 堤防開削を伴わない場合

出水期、非出水期を問わず4-2(2)で定めた設計対象水位とする。但し、波浪等の影響等これによりがたい場合は、必要な高さとすることができる。

なお、本基準の目的に鑑み、上記により求めた高さを上回らない範囲で別途定めることができる。

4-4 天端幅

(1) 堤防開削を伴う場合

仮締切の天端幅は河川管理施設構造令第21条に定める値以上とする。但し、鋼矢板二重工法による場合は大河川に於いては5m程度、その他の河川に於いては3m程度以上とするものとし、安定計算により決定するものとする。

(2) 堤防開削を伴わない場合

構造安全上必要な値以上とするものとする。

4-5 平面形状

仮締切の平面形状は流水の状況、流下能力等にできるだけ支障を及ぼさないものとする。

4-6 取付位置

(1) 河川堤防にかかわる仮締切

堤防開削天端 (a-a') より仮締切側迄の長さ (B) は、既設堤防天端巾または、仮締切堤の天端巾 (A) のいずれか大きい方以上とする。

* 仮締切の現況堤防との接続は矢板を現況堤防に嵌入させてもよい、但し嵌入させた場合は後述する 7 堤体の復旧に従って矢板の引き抜きによる堤体のゆるみ及び基礎地盤のゆるみに対する補強対策を行うものとする。

5 流下能力の確保と周辺河川管理施設等への影響

5-1 堤防開削を伴う場合

(1) 出水期

仮締切設置後の断面で一連区間の現況流下能力が確保されていることを確認し、不足する場合は河道掘削、堤防嵩上げ等の対策を実施するものとする。

(2) 非出水期

仮締切設置後の断面で 4-2(1)②で定める仮締切設計対象水位時の洪水流量に対する流下能力が一連区間において確保されていることを確認し、不足する場合は河道掘削、堤防嵩上げ等の対策を実施するものとする。

5-2 堤防開削を伴わない場合

(1) 出水期

仮締切設置後の断面で一連区間の現況流下能力を確保することを原則とし、不足する場合は適切な対策工を施す施すと共に、出水期の水没に伴い周辺の河川管理施設等に被害を及ぼすことのないよう仮締切自体の構造に配慮することとする。

(2) 非出水期

仮締切設置後の断面で非出水期期間中の最大流量に対する流下能力を一連区間において確保することを原則とし、不足する場合は適切な対策を施すと共に、出水期の水没に伴い周辺の河川管理施設等に被害を及ぼすことのないよう仮締切自体の構造に配慮することとする。

- * 流下能力の算定は不等流計算等により行うことができる。
- * 出水の状況によっては仮締切周辺の河川管理施設等に被害を生じる場合があるため、必要に応じて対策を施す。
- * 堤内地盤高が各々の場合で想定される水位以上である場合はこの限りではない。

6 補強

川表側の仮締切前面の河床及び仮締切取付部の上下流概ね $D=2A$ の長さの法面は設計対象水位以上の高さまで鉄線蛇籠等で補強するものとする。

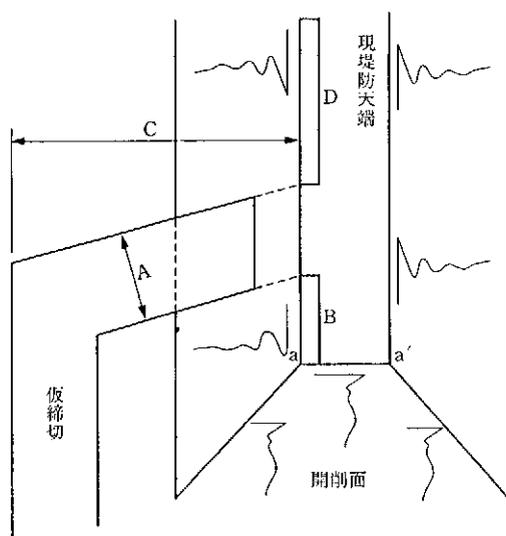
また、仮締切を川裏に設置する場合には、堤防開削部の法面は設計対象水位以上の高さまで鉄線蛇籠等により補強するものとする。

7 堤体の復旧

仮締切撤去後の堤体部は表土1m程度を良質土により置き換え、十分に締固め復旧すると共に、必要に応じて堤防及び基礎地盤の復旧を行うものとする。なお、水衝部では川表側の法面は、ブロック張等で法覆を施すものとする。

8 その他

この基準は、一般的基準を示したもので、現地の状況等によりこれによることが適当でない場合には治水上の安全を十分考慮し、別途措置するものとする。



参考資料 6 設計計算例

はじめに

下表に示すケースについて本マニュアルに示した設計手法を用いた場合の設計計算例を示す。

表 1.1 計算ケース

計 算 例		地盤状況	壁 高	タイの段階
1	砂 地 盤	すべて砂層	8 m	一段
				二段
2	粘性土地盤	上部粘性土 (5 m) 下部砂層	8 m	二段
3	液状化考慮	上部液状化層 (8 m) 下部非液状化層	5 m	二段

なお、地震時の照査によって構造諸元が決定する場合を除き、その計算の記載を割愛した。また、液状化を考慮する場合の計算例については、常時及び液状化を考慮しない通常の地震時の計算の記載を省略している。

1 砂地盤での計算例

1.1 計算モデル

計算モデルは、図 1.1 に示すとおりである。外水位は常時では計画高水位として地盤面+6.4 m、堤内側は地下水位が地盤面にあるものと想定した。

縮切高は、既設堤防高を基準として切り回し道路としての利用なども考慮して決めるものであるが、ここでは 8.0 m とした。基礎地盤の物性は地盤調査に基づいて設定するが、ここでは単純化して一様な砂地盤で密度 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ 、内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ 、粘着力 $c = 0 \text{ kN/m}^2$ とした。また、この地盤の平均 N 値を 15 と想定し、これより $E_0 = 2800 N = 42000 \text{ kN/m}^2$ とした。

今回の計算では、天端上での上載荷重はないものとした。

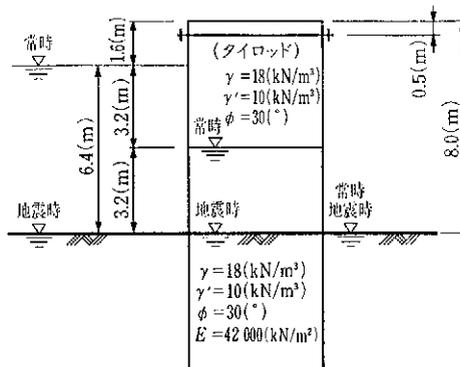


図 1.1 計算モデル

1.2 設計の手順

設計は図 1.2 の手順で行う。

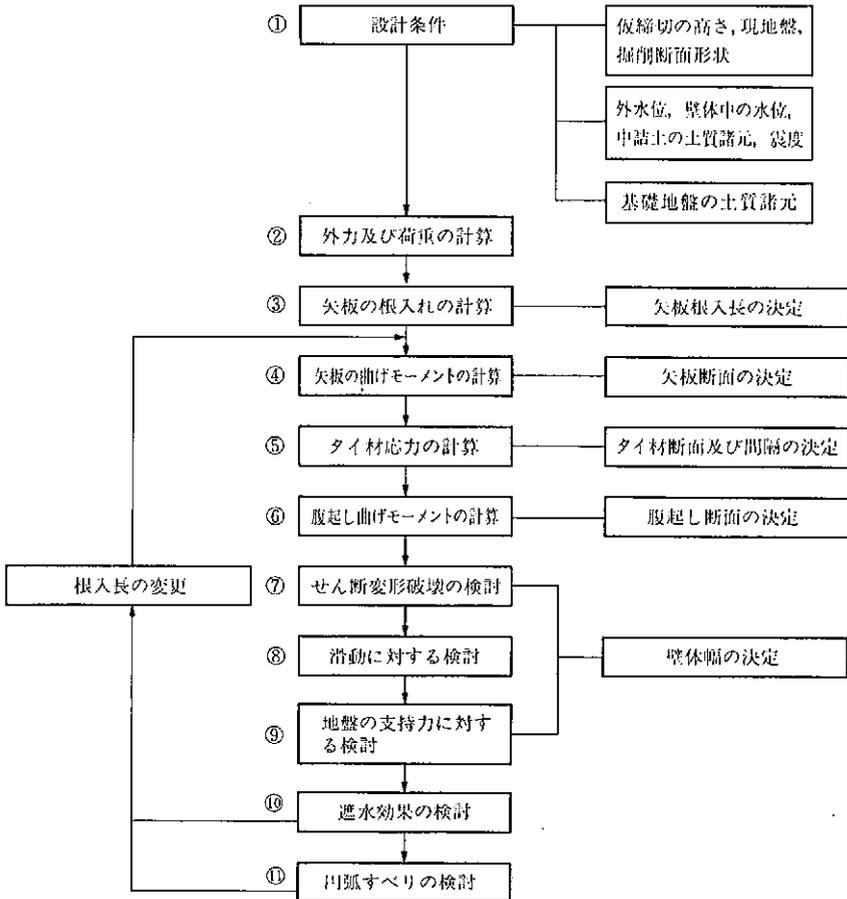


図 1.2 設計手順

① 設計条件の決定

設計の条件となる水位、締切高、中詰土の物性及び基礎地盤の物性を決める。

② 外力及び荷重の計算

算定する外力及び荷重としては、締切に作用する水圧及び矢板に作用する中詰土内の水圧、締切に作用する主働・受働土圧、矢板に作用する中詰

土及び基礎地盤の土の土圧がある。矢板根入長が決まらなると水圧及び土圧は決定しないため、水圧においては基礎地盤までの水圧及び水圧分布を決め、土圧においては土圧係数を算定する。

③ 矢板の根入長の計算

タイロッド取付点を支点としたモーメントの釣合いにより根入長を算定する。荷重条件の厳しい堤内側の矢板で計算を行う。

④ 矢板曲げモーメントの計算

決定した根入長を用い「弾塑性法」によって矢板の曲げモーメントを算定する。計算に際しては受働土圧及び主働土圧から静止土圧を差し引いて用いることに注意する必要がある。

⑤ タイ材応力の計算

矢板の曲げモーメントを算定した際に求まる支点の反力を用いて応力度の計算を行う。

⑥ 腹起し応力の計算

タイ材取付位置を支点とした梁として応力計算を行う。

⑦ せん断変形破壊の検討

上記計算結果により求めた矢板根入長、矢板型を用いてせん断変形破壊に対する検討を行う。締切幅は3.0m, 4.0m, 5.0m……等と仮定し、設計地盤面から矢板根入下端までの間で照査面を設定して検討を行う。設計地盤面から矢板根入下端の間に土層が分かれている場合は各土層の下端を照査面とし、各照査位置すべてにおいて所定の安全率を満足する幅を求める。

⑧ 滑動の検討

⑦で算定された締切幅を用いて矢板根入下端にて検討する。所定の安全率が得られない場合は締切幅を広げて再検討を行うものとする。

⑨ 基礎地盤の支持力の検討

⑦, または⑧で算定された締切幅において矢板根入下端にて検討を行う。

⑩ 遮水効果の検討

設定された矢板根入長及び締切幅で検討を行う。

なお、砂地盤で内部摩擦角 ϕ が大きく、根入長及び締切幅が小さい場合

は、所定の安全率が確保できないことがあるため、このような場合は遮水効果の検討をせん断変形破壊の検討の段階で行っておくことが効率的手順となる。

⑪ 凹弧すべりの検討

設定された形状にて検討を行う。所定の安全率が確保できない場合は矢板長を長くする。矢板長を長くした場合は、矢板の曲げモーメントの計算から再度行う必要がある。

1.3 水圧及び土圧係数の算定

1.3.1 水 圧

基礎地盤が砂であるため、水圧タイプは1となる。

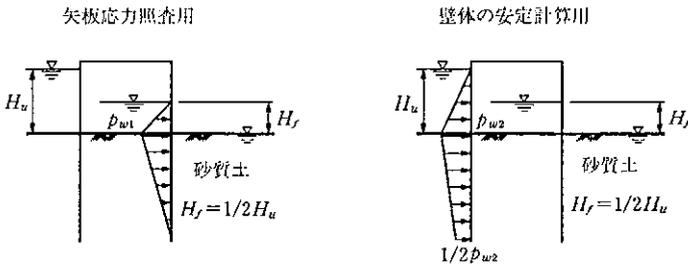


図 1.3 水圧分布

(1) 矢板応力照査用

壁体内水位 H_f は、外水位 H_u と内水位 H_d (ここでは $H_d=0.0$) との平均で与える。

$$H_f = (H_u - H_d) / 2 + H_d = (6.4 - 0.0) / 2 + 0.0 = 3.2(\text{m})$$

(2) 安定計算用

根入下端部に残る水圧は、地盤面の水圧 P_{w2} の $1/2$ となる。

$$p_{w3} = 1/2 \cdot p_{w2} = 1/2 \times 64 = 32(\text{kN/m}^2)$$

1.3.2 土 圧 係 数

土圧係数は以下の式を用いて求める。

主働土圧係数

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos \theta}} \right]^2}$$

受働土圧係数

$$K_P = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos \theta}} \right]^2}$$

(1) 常時

内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$, 地震合成角 $\theta = 0$ より

① 主働側

$$K_A = \frac{\cos^2(30^\circ - 0)}{\cos^2 \theta^\circ \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin 30^\circ \times \sin(30^\circ - 0^\circ)}{\cos 0^\circ}} \right]^2} = 0.333$$

② 受働側

$$K_P = \frac{\cos^2(30^\circ - 0)}{\cos^2 \theta^\circ \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin 30^\circ \times \sin(30^\circ - 0^\circ)}{\cos 0^\circ}} \right]^2} = 3.000$$

(2) 地震時

$\phi = 30^\circ$, $\theta = \tan^{-1} K_h$

気中 $K_h = 0.1$ $\theta = \tan^{-1} 0.1 = 5.71^\circ$

水中 $K_h = 0.2$ $\theta = \tan^{-1} 0.2 = 11.31^\circ$

① 主働側

気中部土圧係数

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(30^\circ - 5.71^\circ)}{\cos^2 5.71^\circ \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin 30^\circ \times \sin(30^\circ - 5.71^\circ)}{\cos 5.71^\circ}} \right]^2} = 0.397$$

水中部土圧係数

$$K_{AE}' = \frac{\cos^2(30^\circ - 11.31^\circ)}{\cos^2 11.31^\circ \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin 30^\circ \times \sin(30^\circ - 11.31^\circ)}{\cos 11.31^\circ}} \right]^2} = 0.473$$

② 受働側

水中部土圧係数

$$K_{PP'} = \frac{\cos^2(30^\circ - 11.31^\circ)}{\cos^2 11.31^\circ \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin 30^\circ \times \sin(30^\circ - 11.31^\circ)}{\cos 11.31^\circ}} \right]^2} = 2.630$$

1.4 根入長の計算

条件が最も厳しくなる締切内側の矢板で計算を行う。根入長を D と仮定して計算を行う。

1.4.1 常 時

(1) 土圧強度の算定

1) 主働土圧

① タイ材取付点 GL+7.5(m)

$$P_{a1} = K_A \Sigma \gamma h = 0.333 \times (18.0 \times 0.5) = 3.0 (\text{kN/m}^2)$$

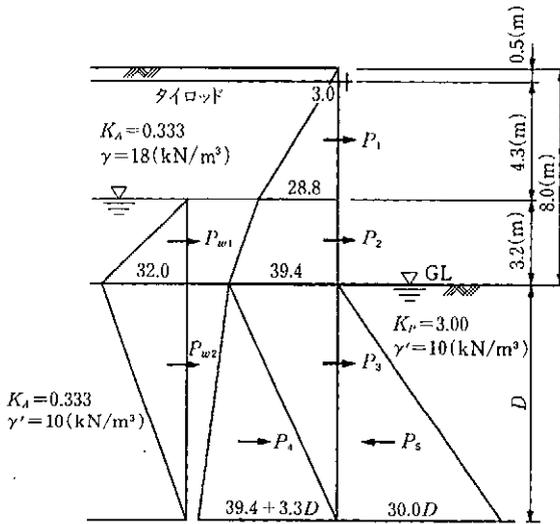


図 1.4 土圧・水圧分布図

② 壁体内水位面 GL+3.2(m)

$$P_{A2} = 0.333 \times (18.0 \times 4.8) = 28.8 (\text{kN/m}^2)$$

③ 地盤面 GL±0.0(m)

$$P_{A3} = 0.333 \times (18 \times 4.8 + 10 \times 3.2) = 39.4 (\text{kN/m}^2)$$

④ 根入下端 GL-D (m) (L)

$$P_{ad}=0.333 \times (18 \times 4.8 + 10 \times 3.2 + 10.0 \times D) \\ = 39.4 + 3.3D \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

2) 受働土圧

① 根入下端 GL-D (m)

$$P_{pi}=3.0 \times 10.0 \times D = 30.0D \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

(2) 土圧合力の計算

ここに P_i は土圧合力, h_i は P_i のタイ取付点からの作用距離を示す.

$$P_1 = 1/2 \times (3.00 + 28.8) \times 4.3 = 68.4 \text{ (kN/m)}$$

$$h_1 = (2 \times 28.8 + 3.0) / \{3 \times (3.0 + 28.8)\} \times 4.3 = 2.73 \text{ (m)}$$

$$P_2 = 1/2 \times (28.8 + 39.4) \times 3.20 = 109.1 \text{ (kN/m)}$$

$$h_2 = (2 \times 39.4 + 28.8) / \{3 \times (39.4 + 28.8)\} \times 3.2 + 4.3 = 5.98 \text{ (m)}$$

$$P_3 = 1/2 \times 39.4 \times D = 19.7D \text{ (kN/m)}$$

$$h_3 = D/3 + 7.5 \text{ (m)}$$

$$P_4 = 1/2 \times (39.4 + 3.3D) \times D = 1.65D^2 + 19.7D \text{ (kN/m)}$$

$$h_4 = 2D/3 + 7.5 \text{ (m)}$$

$$P_{w1} = 1/2 \times 32.0 \times 3.2 = 51.2 \text{ (kN/m)}$$

$$h_{w1} = 1/3 \times 3.2 + 4.3 = 5.37 \text{ (m)}$$

$$P_{w2} = 1/2 \times 32.0 \times D = 16.0D \text{ (kN/m)}$$

$$h_{w2} = D/3 + 7.5 \text{ (m)}$$

$$P_5 = 1/2 \times 30.0D \times 5.0D = 15.0D^2 \text{ (kN/m)}$$

$$h_5 = 2D/3 + 7.5 \text{ (m)}$$

(3) タイ取付点回りのモーメントの算定

1) 主働側モーメントの算定

タイ取付点回りの転倒モーメント M_a を求める.

$$M_a = \sum p_i \cdot h_i + \sum P_{wi} + h_{wi} = 68.4 \times 2.73 + 109.1 \times 5.98 + 19.7D \\ \times (D/3 + 7.5) + (19.7D + 1.65D^2) \times (2D/3 + 7.5) + 51.2 \\ \times 5.37 + 16.0D \times (D/3 + 7.5) \\ = 1114.1 + 19.7D^2 + 295.5D + 12.4D^2 + 1.1D^3 \\ + 5.3D^2 + 120.0D$$

$$=1\ 141.1+415.5D+37.4D^2+1.1D^3(\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m})$$

2) 受働側モーメントの算定

タイ取付点回りの抵抗モーメントを求める。

$$M_r=15.0D^2(2D/3+7.5)=10.0D^3+12.5D^2(\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m})$$

(4) 根入長の算定

常時の安全率を1.5として根入長を求める。

$$1.5M_a=M_p$$

$$M_a=1/1.5M_p$$

$$1\ 141.1+415.5D+37.4D^2+1.1D^3\leq 6.7D^3+75.0D^2$$

$$5.6D^3+37.6D^2-415.5D-1\ 141.1\geq 0$$

$$D\geq 7.3(\text{m})$$

ここでは矢板の長さを0.5m単位で丸めるものとし、常時の根入長を7.5mとする。

1.4.2 地震時

常時同様に土圧強度を求める。

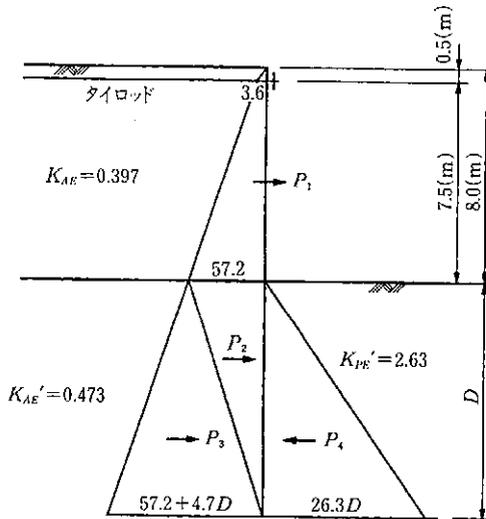


図 1.5 地震時の土圧分布

(1) 土圧合力の算定

$$P_1=1/2\times(3.6+57.2)\times 7.5=228.0(\text{kN}/\text{m})$$

$$h_1 = (2 \times 57.2 + 3.6) / \{3 \times (3.6 + 57.2)\} \times 7.5 = 4.85 \text{ (m)}$$

$$P_2 = 1/2 \times 57.2 \times D = 28.6 D \text{ (kN/m)}$$

$$h_2 = 3/D + 7.5 \text{ (m)}$$

$$P_3 = 1/2 \times (57.2 + 4.7 D) \times D = 28.6 D + 2.4 D^2 \text{ (kN/m)}$$

$$h_3 = 2D/3 + 7.5 \text{ (m)}$$

$$P_4 = 1/2 \times 26.3 D \times D = 13.1 D^2 \text{ (kN/m)}$$

(2) タイ取付点回りのモーメントの算定

1) 主働側モーメントの算定

タイ取付点回りの転倒モーメント M_a を求める。

$$\begin{aligned} M_a &= 228.0 \times 4.85 + 28.6 D \times (D/3 + 7.5) + (2.4 D^2 + 28.6 D) \\ &\quad \times (2D/3 + 7.5) \\ &= 1105.8 + 429.0 D + 28.6 D^2 + 18.6 D^2 + 1.6 D^3 \\ &= 1105.8 + 429.0 D + 46.6 D^2 + 1.6 D^3 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

2) 受働側モーメントの算定

$$M_p = 13.1 D^2 (2D/3 + 7.5) = 8.7 D^3 + 98.3 D^2$$

(3) 根入長の算定

地震時の安全率を 1.2 として根入長を求める。

$$1.2 M_a \leq M_r$$

$$\begin{aligned} M_a &\leq 1/1.2 M_r = 1105.8 + 429.0 D + 46.6 D^2 + 1.6 D^3 \\ &\leq 7.3 D^3 + 81.9 D^2 = 7.3 D^3 + 35.3 D^2 - 429.0 D - 1105.8 = 0 \end{aligned}$$

$$D \geq 6.8 \text{ (m)}$$

ここでは矢板の長さを 0.5 m 単位として丸めるものとし、地震時の根入長を 7.0 m とする。

1.4.3 根入長の決定

計算結果は表 1.2 に示すとおりである。常時より決定し根入長は 7.5 m となる。

表 1.2 根入長計算結果

	根入長	採用値
常時	7.5 m	7.5 m
地震時	7.0 m	

1.5 矢板応力度の計算

1.5.1 断面力の算定

(1) 横方向地盤反力係数 K_H の算定

常時

$$K_{H0} = 1/0.3 \cdot \alpha \cdot E = 1/0.3 \times 1 \times 42\,000 = 1.4 \times 10^5 (\text{kN/m}^3)$$

K_H の載荷幅依存性の計算では, $B_H = 10 \text{ m}$ を用いてよい.

$$\begin{aligned} K_H &= K_{H0} \times (B_H/0.3)^{-3/4} = 1.4 \times 10^5 \times (10.0/0.3)^{-3/4} \\ &= 1.0 \times 10^4 (\text{kN/m}^2) \end{aligned}$$

地震時

$$K_{H0} = 1/0.3 \times 2 \times 42\,000 = 2.8 \times 10^5 (\text{kN/m}^3)$$

$$K_H = 28\,000 \times (10/0.3)^{-3/4} = 2.0 \times 10^4 (\text{kN/m}^2)$$

(2) 作用荷重

常時

弾塑性計算に用いる土圧は, 主働土圧, 受働土圧から静止土圧分を事前に引く. 土圧算定地盤は設計地盤面とする. なお土圧強度は根入長の計算を参照.

$$\text{静止土圧 } P_0 = K_0 (\sum \gamma h)$$

根入先端部静止土圧強度 P_0

$$\text{静止土圧係数 } K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30^\circ = 0.5$$

$$P_0 = 0.5 \times 10.0 \times 7.5 = 37.5 (\text{kN/m}^2)$$

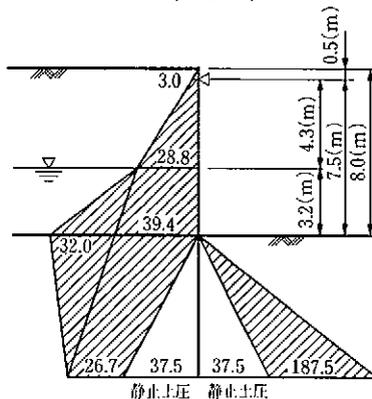


図 1.6 常時矢板応力算定用土水圧分布図

土圧強度値は根入長の計算の項を参照。

地震時

常時同様に土圧強度を求めた結果を図 1.7 に示す。

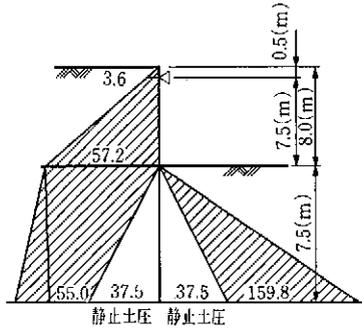


図 1.7 地震時矢板応力算定用土水圧分布図

(3) 断面力の算定

銅管矢板 $\phi 700$ $l=14$ (SKY 400) を用いる。(仮定)

継手形式はパイプ型 (P-P 型) とすると断面 2 次モーメント I_{sp} 及び断面係数 Z_{sp} は以下の数値となる。

$$I_{sp}=1.87 \times 10^{-3} (\text{m}^4), \quad Z_{sp}=5.35 \times 10^{-3} (\text{m}^3)$$

断面力の算定はタイ材をバネ支点として弾塑性法により行う。

タイ材間隔を 1.9m とし、タイ材に $\phi 50$ (HT 690) のタイロッドを用いるものとする。

タイ材のバネ定数 K_v

$$K_v = \frac{AE}{B/2} \cdot \frac{1}{n}$$

ここに、 n はタイ材ピッチ

$$\text{タイ材断面積} \quad A = \pi/4 \times D^2 = \pi/4 \times (0.050)^2 = 1.96 \times 10^{-3} (\text{m}^2)$$

$$\text{ヤング係数} \quad E = 2.1 \times 10^8 (\text{kN/m}^2)$$

$$B = 6.0 (\text{m}) \quad (\text{安定計算参照})$$

$$K_v = \frac{1.96 \times 10^{-3} \times 2.1 \times 10^8}{6.0/2} \times \frac{1}{1.9} = 7.22 \times 10^4 (\text{kN/m})$$

以下に「弾塑性法」の計算結果を示す。弾性領域は根入下端より上方 2.6

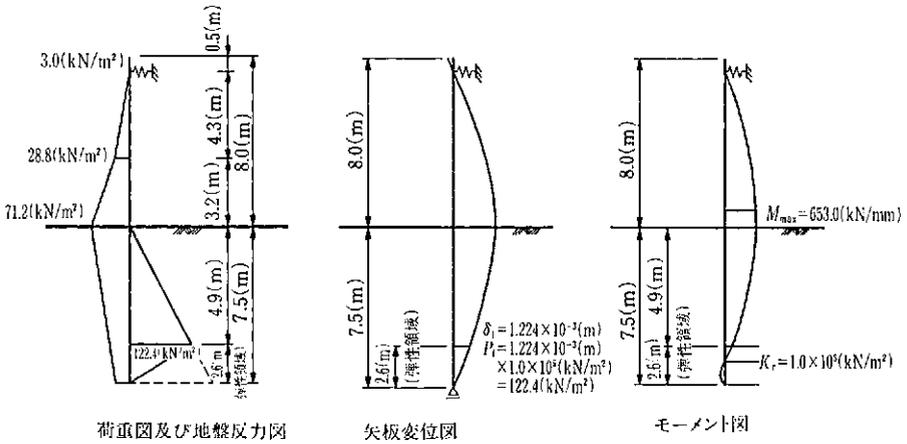


図 1.8 計算結果

m の範囲となる。

表 1.3 断面力集計表

	モーメント (kN・m/m)	タイ反力 (kN/m)
常時	653.0	154.3
地震時	315.0	79.3

1.5.2 応力度の計算

(1) 常時

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{M}{Z} = \frac{653.0}{5.35 \times 10^{-3}} = 1.221 \times 10^5 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ &= 122.1 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_a = 140 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

(2) 地震時

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{M}{Z} = \frac{315.5}{5.35 \times 10^{-3}} = 5.90 \times 10^4 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ &= 59.0 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_a = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

1.6 タイの設計

1.6.1 タイ張力の設定

タイ反力は表 1.3 に示すように常時が大きいいため、常時の張力に対して設

計する.

$$P_0 = 151.3 \text{ (kN/m)}$$

タイを鋼管矢板 $\phi 700$ (P-P 型) のサイズを考慮して 1.9 m とする.

$$P = 1.9 P_0 = 293.2 \text{ (kN)}$$

1.6.2 応力度算定

常時許容応力度 $\sigma_a = 176$ (N/mm²) のタイロッド ($\phi 48$ mm) を使用する.
常時

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{P}{A} = \frac{293.2}{\left(\frac{\pi}{4} \times 0.048^2\right)} = 1.62 \times 10^5 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ &= 162 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_a = 176 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

1.7 腹起しの計算

1.7.1 モーメントの算定

腹起しとして 6 m 以上の長さの溝型鋼を用いるものとし, 3 径間連続梁の条件で照査する. なお, タイ同様常時で算定する.

$$\begin{aligned} M &= P \cdot l / 10 = 293.2 \times 1.9 / 10 = 55.7 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \\ &= 6.07 \times 10^7 \text{ (N} \cdot \text{mm/m)} \end{aligned}$$

1.7.2 応力度算定

常時許容応力度 $\sigma_a = 140$ (N/mm²) の溝形鋼 2 枚 (2[200×90×8×13.5]) を用いる.

常時

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{55.7}{4.98 \times 10^{-4}} = 111.8 \times 10^5 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ &= 111.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} < \sigma_a = 140 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

1.8 安定計算

1.8.1 せん断変形破壊の検討

(1) 常時

締切幅 B を 5.0 m, 6.0 m, 7.0 m と仮定して検討する. また, 照査位置は設計地盤面 ($d = 0$ m) と $d = 4.0$ m, $d = 7.5$ m (矢板根入先端) とする.
なお, 締切幅 5.0 m は「仮締切設置基準 (案)」に示される「天端幅」と

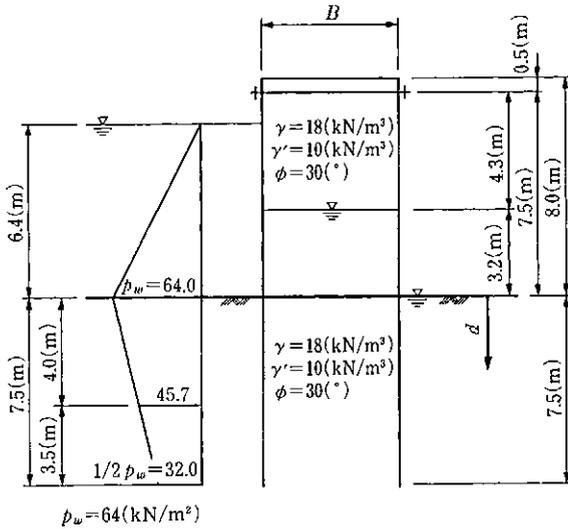


図 1.9 水圧分布図

する。

1) 中詰せん断抵抗モーメントの算定

中詰土及び地盤が内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ であるため、以下の式よりせん断抵抗モーメントを求める。

$$M_{rs} = 1/6 \cdot \gamma_m \cdot R_m \cdot H_m^3$$

$$\gamma_m = \frac{\sum_i \gamma_i \cdot h_i}{\sum_i h_i}$$

$$R_m = \nu_m^2 \cdot (3 - \nu_m \cos \phi) \cdot \sin \phi$$

$$\nu_m = \frac{B}{H_m}$$

$$H_m = H + d$$

B : 壁体幅 (m)

ϕ : 中詰土の内部摩擦角 ($^\circ$)

γ_m : 中詰めの換算単位体積重量 (kN/m³)

表 1.4 中詰せん断抵抗モーメント算定表

d (m)	$\Sigma \gamma h$ (kN/m ²)	H_m [H+d] (m)	$\gamma_m = \frac{\Sigma \gamma h}{H_m}$ (kN/m ²)	$\nu_m = B/H_m$		
				B=5.0 m	B=6.0 m	B=7.0 m
0.0	118.4	8.0	14.8	0.63	0.75	0.88
4.0	158.4	12.0	13.2	0.42	0.50	0.58
7.5	193.4	15.5	12.5	0.32	0.39	0.45

d (m)	$R_m = \nu_m^2 \cdot (3 - \nu_m \cos \phi) \cdot \sin \phi$			$M_{ro} = 1/6 \cdot \gamma_m \cdot R_m \cdot H_m^3$ (kN·m/m)		
	B=5.0 m	B=6.0 m	B=7.0 m	B=5.0 m	B=6.0 m	B=7.0 m
0.0	0.49	0.66	0.87	618.8	834.0	1099.0
4.0	0.23	0.32	0.42	874.4	1217.0	1600.0
7.5	0.14	0.20	0.26	1086.1	1551.6	2017.1

d (m)	1+d/H _m	$M_{ro}(1+d/H)$		
		B=5.0 m	B=6.0 m	B=7.0 m
0.0	1.00	618.8	834.0	1099.0
4.0	1.50	1311.6	1825.5	2400.0
7.5	1.94	2107.4	3010.0	3913.2

2) 土圧によるせん断変形モーメント及びせん断抵抗モーメントの算定
照査面より上方の主働土圧によるせん断変形モーメント及び受働土圧によるせん断抵抗モーメントを算定する。

a. 土圧強度の算定

$$P_{A1} = K_a \cdot \gamma' \cdot h = 0.33 \times 10.0 \times 4.0 = 13.2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{A2} = 0.33 \times 10.0 \times 7.5 = 24.8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{P1} = K_p \cdot \gamma' \cdot h = 3.00 \times 10.0 \times 4.0 = 120.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{P2} = 3.00 \times 10.0 \times 7.5 = 225.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

b. 土圧合力の算定

$$d = 4.0 \text{ (m)}$$

$$P_A = 1/2 \cdot P_{A1} \cdot h = 1/2 \times 13.2 \times 4.00 = 26.4 \text{ (kN/m)}$$

$$P_P = 1/2 \cdot P_{P1} \cdot h = 1/2 \times 120.0 \times 4.00 = 240.0 \text{ (kN/m)}$$

$$d = 7.5 \text{ (m)}$$

$$P_A = 1/2 \times 24.8 \times 7.50 = 93.0 \text{ (kN/m)}$$

$$P_p = 1/2 \times 225.0 \times 7.50 = 843.8 \text{ (kN/m)}$$

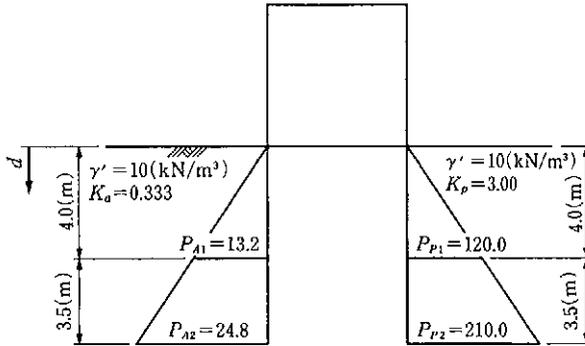


図 1.10 土圧分布図

c. 照査面からの作用距離の算定

$$d = 4 \text{ (m)}$$

$$h_a = h_p = 1/3 \times d = 1/3 \times 4.00 = 1.33 \text{ (m)}$$

$$d = 7.5 \text{ (m)}$$

$$h_a = h_b = 1/3 \times 7.50 = 2.50 \text{ (m)}$$

d. 照査面におけるモーメント

表 1.5 照査面より上の土圧モーメント

d	p_a (kN/m ²)	h_a (m)	$p_a \cdot h_a$ (kN·m)	p_p (kN/m ²)	h_p (m)	$p_p \cdot h_p$ (kN·m)
4.0	26.4	1.33	35.1	240.0	1.33	319.0
7.5	93.0	2.50	232.5	843.8	2.50	2109.5

3) 照査面より下の受働抵抗モーメントの算定

矢板の抵抗モーメントは、照査面より下の受働抵抗モーメントより大きくなり得ないため照査面を支点とした受働土圧モーメントを求める。

a. 土圧合力の算定

$$d = 0.0 \text{ (m)}$$

$$P_p = 1/2 \times 7.5 \times 225.0 = 843.8 \text{ (kN/m)}$$

$$d = 4.0 \text{ (m)}$$

$$P_p = 1/2 \times (120.0 + 225.0) \times 3.50 = 603.8 \text{ (kN/m)}$$

$$d = 7.5 \text{ (m)}$$

$$P_p = 0.0 \text{ (kN/m)}$$

b. 照査面からの作用距離の算定

$$d = 0.0 \text{ (m)}$$

$$h_p = 2/3 \times 7.50 = 5.00 \text{ (m)}$$

$$d = 4.0 \text{ (m)}$$

$$h_p = \frac{2 \times 210.0 + 120.0}{3 \times (120.0 + 225.0)} \times 3.5 = 1.83 \text{ (m)}$$

c. 抵抗モーメント

表 1.6 照査面以下の受働土圧による抵抗モーメント

d (m)	p_p (kN/m ²)	h_p (m)	$p_p \cdot h_p$ (kN·m)
0.0	843.8	5.00	4 219.0
4.0	603.8	1.83	1 105.0
7.5	0	0.00	0.0

4) 矢板による抵抗モーメントの算定

$$\phi 700 \quad t = 14 \quad Z_{sp} = 5.35 \times 10^{-3} \text{ (m}^3\text{/m)}$$

$$\sigma_a = 140 \text{ (N/mm}^2\text{)} = 1.4 \times 10^5 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_{sp} = \sigma_a \cdot Z = 1.4 \times 10^5 \times 5.35 \times 10^{-3} = 749.0 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

矢板 2 列分の抵抗モーメント

$$2 M_{sp} = 749.0 \times 2 = 1 498.0 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

5) 水圧によるせん断変形モーメントの算定

a. 水圧の算定

設計地盤面より上の水圧 P_{w1}

$$P_{w1} = 1/2 \times 64.0 \times 6.4 = 204.8 \text{ (kN/m)}$$

設計地盤面より下の水圧 P_{w2}

$$d = 4.0 \text{ (m)}$$

$$P_{w2} = 1/2 \times (64.0 + 46.9) \times 4.00 = 227.8 \text{ (kN/m)}$$

$$d = 7.5 \text{ (m)}$$

$$P_{w2} = 1/2 \times (64.0 + 32.0) \times 7.50 = 360.0 \text{ (kN/m)}$$

b. 照査面からの作用距離 h_w の算定

$$d = 0.0 \text{ (m)}$$

$$h_{w1} = 1/3 \times 6.4 = 2.13 \text{ (m)}$$

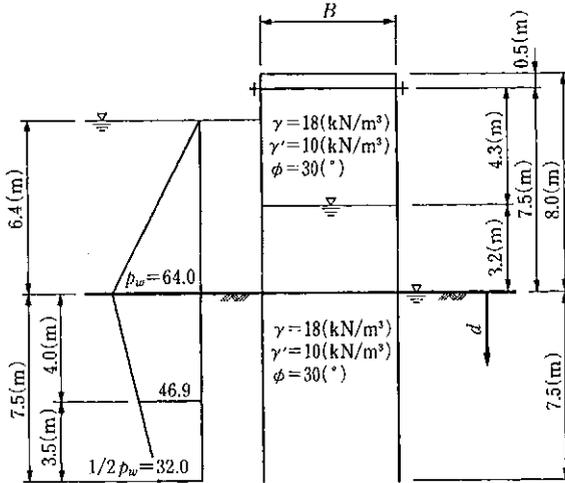


図 1.11 水圧分布

$$d = 4.0 \text{ (m)}$$

$$h_{w1} = 1/3 \times 6.4 + 4.0 = 6.13 \text{ (m)}$$

$$h_{w2} = \frac{2 \times 64.0 + 46.9}{3 \times (46.9 + 64.0)} \times 4.0 = 2.10 \text{ (m)}$$

$$d = 7.5 \text{ (m)}$$

$$h_{w1} = 1/3 \times 6.4 + 7.5 = 9.63 \text{ (m)}$$

$$h_{w2} = \frac{2 \times 64.0 + 32.0}{3 \times (32.0 + 64.0)} \times 7.5 = 4.17 \text{ (m)}$$

c. モーメントの算定

表 1.7 水圧によるせん断変形モーメント

d	設計地盤面上			設計地盤面下			M_w $P_{w1} \cdot h_{w1} + P_{w2} \cdot h_{w2}$ (kN·m/m)
	P_{w1} (kN/m)	h_{w1} (m)	$P_{w1} \cdot h_{w1}$ (kN·m/m)	P_{w2} (kN/m)	h_{w2} (m)	$P_{w2} \cdot h_{w2}$ (kN·m/m)	
0.0	204.8	2.13	436.2	0.0	0.0	0.0	436.2
4.0	〃	6.13	1255.4	227.8	2.10	478.4	1733.8
7.5	〃	9.63	1972.2	360.0	4.17	1501.2	3473.4

6) せん断破壊の検討

表 1.8 せん断変形破壊の検討結果

d	M_w (kN·m/m)	M_{pa} (kN·m/m)	M_{pp} (kN·m/m)	M_d (kN·m/m)	中略せん断抵抗モーメント $M_w \cdot (1+d/H)$			矢板 or 土圧 M_{sp} (kN·m/m)		M_r (kN·m/m)			$F_s = M_r/M_d$		
					B=5m	B=6m	H=7m	矢板	照在面下 変動土圧 モーメント	B=5	B=6	H=7	B=5	B=6	B=7
					0.0	436.2	0.0	0.0	436.2	618.8	834.0	1099.0	1496.0	8438.0	2116.0
4.0	1733.8	35.1	319.0	1433.5	1311.6	1825.5	2400.0	〃	2210.0	2809.6	3323.5	3898.0	2.0	2.3	2.7
7.5	3473.4	232.5	2109.5	1580.6	2107.4	3010.0	3913.2	〃	0.0	2107.4	3010.0	3913.2	1.3	1.9	2.5

$$M_d = M_w + M_{pa} - M_{pp}$$

$$M_r = M_{r0}(1+d/H) + M_{sp}$$

以上より、安全率 $FS \geq 1.2$ を満足する締切幅 B は $B=5\text{m}$ となる。

(2) 地震時

地震時の外水位はなく、設計地盤面に水位があるものとして設計を行う。
内水位及び壁体内水位も設計地盤面にあるものとする。

常時の検討で求められた壁体幅 $B=5.0\text{m}$ で計算を行う。

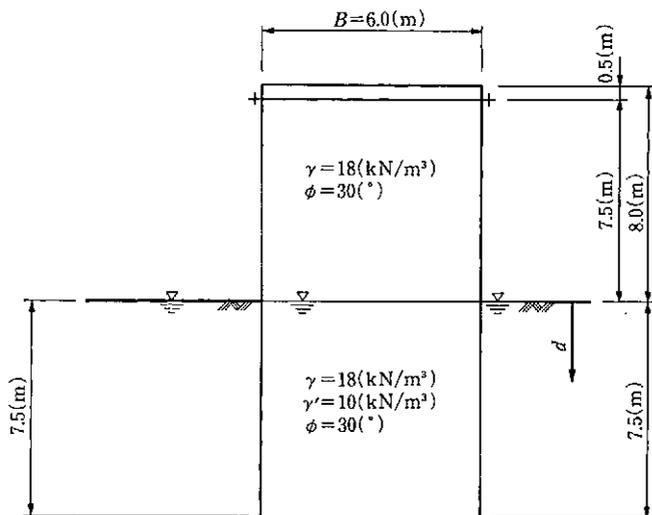


図 1.12 水位状況図

1) 中詰せん断抵抗モーメントの算定

表 1.9 中詰せん断抵抗モーメント算定表

d (m)	$\Sigma \gamma h$ (kN/m^2)	H_m [$H+d$] (m)	$\gamma_m = \frac{\Sigma \gamma h}{H_m}$ (kN/m^3)	$\nu_m = \frac{B}{H_m}$
0.0	144.0	8.0	18.0	0.75
4.0	184.0	12.0	15.3	0.50
7.5	219.0	15.5	14.1	0.39

d (m)	$R_m = \nu_m^2 \cdot (3 - \nu_m) \cdot \cos \phi \cdot \sin \phi$	$M_m = 1/6 \cdot \gamma_m \cdot R_m \cdot H_m^3$ ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)	$1+d/H$	$M_m(1+d/H_m)$ ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)
0.0	0.66	1 013.8	1.00	1 013.8
4.0	0.32	1 410.0	1.50	2 115.0
7.5	0.20	2 233.0	1.94	4 332.0

2) 地震慣性力によるモーメントの算定

表 1.10 地震慣性力によるせん断変形モーメントの算定表

d (kN/m)	設計地盤面上			設計地盤面下			M_0 $W_{E1} \cdot h_{E1} + W_{E2} \cdot h_{E2}$ (kN·m/m)
	W_{E1} (kN/m)	h_{E1} (m)	$W_{E1} \cdot h_{E1}$ (kN·m/m)	W_{E2} (kN/m)	h_{E2} (m)	$W_{E2} \cdot h_{E2}$ (kN·m/m)	
0.0	86.4	4.0	345.6	0.0	0.0	0.0	345.6
4.0	◇	8.0	691.2	34.6	2.17	75.1	766.3
7.5	◇	11.5	993.6	50.6	4.50	227.7	1 221.3

a. 各締切高における慣性力

設計地盤面より上側

$$W_{E1} = \gamma \cdot B \cdot K_h = 18.0 \times 5.0 \times 0.1 = 9.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

設計地盤面より下側

地盤面から 10メートルで震度 0 として外力を計算し、設計地盤面での値と直線で結ぶ

$$d = 4.0 \text{ (m)}$$

$$w_{E1} = 9.0 - 9.0/10.0 \times 4.0 = 5.4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$d = 7.5 \text{ (m)}$$

$$w_{E2} = 9.0 - 9.0/10.0 \times 7.5 = 2.3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

b. 照査面における慣性力の合力

$$W_{E1} = 9.0 \times 8.0 = 72.0 \text{ (kN/m)}$$

設計地盤面より下

$$d = 4.0 \text{ (m)}$$

$$W_{E2} = 1/2 \times (9.0 + 5.4) \times 4.0 = 28.8 \text{ (kN/m)}$$

$$d = 7.5 \text{ (m)}$$

$$W_{E2} = 1/2 \times (9.0 + 2.3) \times 7.5 = 42.4 \text{ (kN/m)}$$

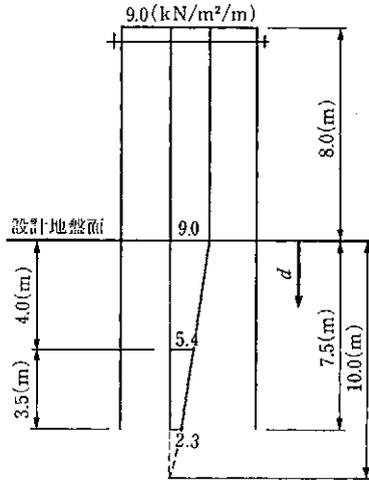


図 1.13 地震慣性力分布図

3) 土圧によるせん断変形モーメント及びせん断抵抗モーメントの算定
照査面より上方の主働土圧によるせん断変形モーメント及び受働土圧によるせん断抵抗モーメントを算定する。

a. 土圧強度の算定

$$p_{a1} = K_a \cdot \gamma' \cdot h = 0.397 \times 10.0 \times 4.0 = 15.9 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_{a2} = 0.397 \times 10.0 \times 7.5 = 29.8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_{p1} = K_p \cdot \gamma' \cdot h = 2.63 \times 10.0 \times 4.0 = 105.2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_{p2} = 2.63 \times 10.0 \times 7.5 = 197.3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

b. 土圧合力の算定

$$h = 4.0 \text{ (m)}$$

$$P_A = 1/2 \cdot p_{a1} \cdot h = 1/2 \times 15.9 \times 4.00 = 31.8 \text{ (kN/m)}$$

$$P_p = 1/2 \cdot p_{p1} \cdot h = 1/2 \times 105.2 \times 4.00 = 210.4 \text{ (kN/m)}$$

$$h = 7.5 \text{ (m)}$$

$$P_A = 1/2 \times 29.8 \times 7.50 = 111.8 \text{ (kN/m)}$$

$$P_p = 1/2 \times 197.3 \times 7.50 = 739.9 \text{ (kN/m)}$$

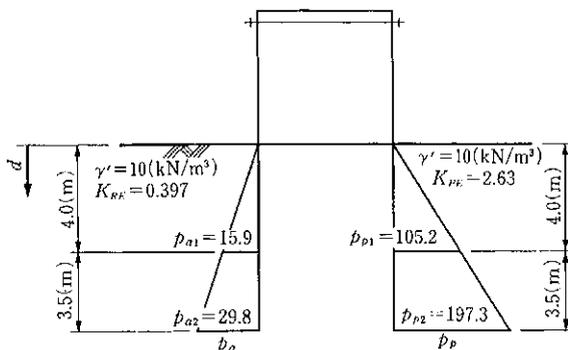


図 1.14 土圧分布図

c. 照査面からの作用距離の算定

$$d = 4(\text{m})$$

$$h_a = h_p = 1/3 \times h = 1/3 \times 4.00 = 1.33(\text{m})$$

$$d = 7.5(\text{m})$$

$$h_a = h_b = 1/3 \times 7.50 = 2.50(\text{m})$$

d. 照査面におけるモーメント

表 1.11 土圧によるせん断変形モーメント及びせん断抵抗モーメント算定表

d (m)	P_A (kN/m)	h_A (m)	$P_A \cdot h_A$ (kN·m/m)	P_P (kN/m)	h_P (m)	$P_P \cdot h_P$ (kN·m/m)
0.0	—	—	—	—	—	—
4.0	31.8	1.33	42.3	210.4	1.33	279.8
7.5	111.8	2.50	279.5	739.9	2.50	1849.8

4) 照査面より下の受働抵抗モーメントの算定

矢板の抵抗モーメントは、照査面より下の受働抵抗モーメントより大きくなり得ないため照査面を支点とした受働土圧モーメントを求める。

a. 土圧合力の算定

$$d = 0.0(\text{m})$$

$$P_P = 1/2 \times 7.5 \times 197.3 = 739.9(\text{kN/m})$$

$$d = 4.0(\text{m})$$

$$P_P = 1/2 \times (105.2 + 197.3) \times 3.50 = 540.9(\text{kN/m})$$

$$d = 7.5(\text{m})$$

$$P_p = 0.0(\text{kN/m})$$

b. 照査面からの作用距離の算定

$$d = 0.0(\text{m})$$

$$h_p = 2/3 \times 7.50 = 5.00(\text{m})$$

$$d = 4.0(\text{m})$$

$$h_p = \frac{2 \times 197.3 + 105.2}{3 \times (105.2 + 197.3)} \times 3.5 = 1.93(\text{m})$$

c. 抵抗モーメント

表 1.12 照査面より下の受働抵抗モーメント算定表

d	P_r (kN/m)	h_p (m)	$P_r \cdot h_p$ (kN·m/m)
0.0	739.9	5.00	3 699.5
4.0	540.9	1.93	1 043.9
7.5	0	0.00	0.0

5) 矢板による抵抗モーメントの算定

鋼管矢板 $\phi 700$, $t = 14$ 使用

$$Z_{sp} = 5.35 \times 10^{-3}(\text{m}^3) \quad \sigma_a = 2.1 \times 10^5(\text{kN/m}^2)$$

$$M_{sp} = \sigma_a \cdot Z_{sp} = 2.1 \times 10^5 \times 5.35 \times 10^{-3} = 1 123.5(\text{kN} \cdot \text{m/m})$$

矢板 2 列 $2M_{sp} = 1 123.5 \times 2 = 2 247.0(\text{kN} \cdot \text{m/m})$

6) せん断破壊の検討

表 1.13 中詰せん断変形の検討結果

d	M_w (kN·m/m)	M_{rA} (kN·m/m)	M_{rp} (kN·m/m)	M_d (kN·m/m)	中詰せん断 抵抗モーメント $M_{ro}(1+d/H)$ (kN·m/m)	矢板 or 土圧 M_{sp} (kN·m/m)		M_r (kN·m/m)	M_r/M_d
						矢板	照査面下 受働土圧 モーメント		
0.0	345.6	0.0	0.0	345.6	618.8	2 247.0	7 399.0	2 865.8	8.3
4.0	766.3	42.3	279.8	528.8	1 311.6	〃	2 087.8	3 399.4	6.4
7.5	1 221.3	279.5	1 849.8	-349.0	2 107.4	〃	0.0	2 107.4	∞

$$M_d = M_e + M_{px} - M_{py}$$

$$M_r = M_{r,0}(1 + d/H) + M_{sp}$$

以上により常時での照査により求めた締切幅 5.0 m に対して安全となる。

1.8.2 滑動の検討

矢板根入下端で照査する。

(1) 常時

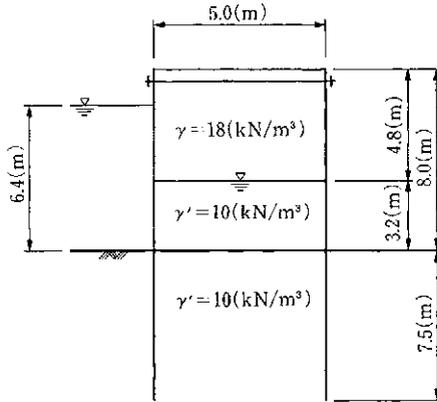


図 1.15 常時における壁体内の土の密度

1) 滑動力 F_d の算定

$$\text{水圧合力 } F_w = 204.8 + 360.0 = 564.8 \text{ (kN/m)}$$

$$\text{主働土圧合力 } F_{pA} = 93.0 \text{ (kN/m)}$$

$$F_d = F_w + F_{pA} = 564.8 + 93.0 = 657.8 \text{ (kN/m)}$$

F_w , F_{pA} の値はせん断変形破壊に対する検討の項を参照。

2) 抵抗力 F_r の算定

$$\begin{aligned} \text{壁体内土重量 } W &= (18.0 \times 4.8 + 10.0 \times 3.2 + 10.0 \times 7.5) \times 5.0 \\ &= 967.0 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\text{受動土圧合力 } F_{pB} = 843.8 \text{ (kN/m)}$$

$$\begin{aligned} \text{抵抗力 } F_r &= F_{pB} + W \tan \phi = 843.8 + 967.0 \times \tan 30^\circ \\ &= 1402.1 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

F_{pB} の値はせん断変形破壊に対する検討の項を参照。

3) 安定率 FS の算定

$$FS = F_r/F_d = 1402.1/657.8 = 2.13 > 1.2 \quad \text{OK!}$$

(2) 地震時

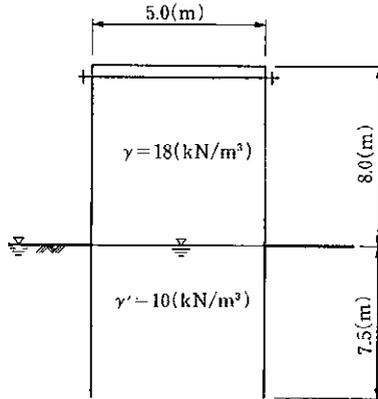


図 1.16 地震時における壁体内の土の密度

1) 滑動力 F_d の算定

地震慣性力 $F_e = 137.0(\text{kN/m})$

主働土圧合力 $F_{pA} = 111.8(\text{kN/m})$

$$F_d = F_e + F_{pA} = 137.0 + 111.8 = 248.8(\text{kN/m})$$

2) 抵抗力 F_r の算定

壁体内土重量 $W = 5.0 \times (18 \times 8.0 + 10.0 \times 7.5) = 1095.0(\text{kN/m})$

受働土圧 $F_{pP} = 739.9(\text{kN/m})$

$$F_r = F_{pP} + W \tan \phi = 739.9 + 1095.0 \times \tan 30^\circ = 1372.1(\text{kN/m})$$

F_{pP} の値はせん断変形破壊に対する検討の項を参照。

3) 安全率 FS の算定

$$FS = F_r/F_d = 1372.1/248.8 = 5.51 > 1.0 \quad \text{OK}$$

1.8.3 支持力の照査

根入先端において照査を行う。

(1) 常時

1) 偏心距離 e の算定

外力による転倒モーメント $M_d = M_w + M_{pA} - M_{pP}$

$$M_d = 3473.4 + 216.7 - 2109.5 = 1580.6 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$$

壁体重量 $W = 967.0 \text{ (kN/m)}$

偏心距離 $e = M_d / W = 1580.6 / 967.0 = 1.63 \text{ (m)}$

W_{E1} , W_{E2} の値はせん断破壊に対する検討の項を参照.

2) 荷重傾斜角 α の算定

壁体に作用する水平力

$$H = P_w + P_{pA} - P_{pP} = 564.8 + 93.0 - 843.8 = -186.0 \text{ (kN/m)}$$

$H < 0$ より $\tan \alpha = 0$ とする.

P_w , P_{pA} , P_{pP} の値は滑動の検討の項を参照.

3) 極限支持力 Q_u の算定

$$D_f = 7.5 \text{ (m)}, \quad k = 1.0, \quad r_2 = 10.0 \text{ (kN/m}^3\text{)},$$

$$r_1 = 10.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}, \quad c = 0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\phi = 30^\circ \text{ より支持力係数 } N_q = 19, \quad N_r = 15$$

$$B' = B - 2e = 5.0 - 2 \times 1.63 = 1.74 \text{ (m)}$$

$$Q_u = B' \{ k \cdot c \cdot N_c + k \cdot r_2 \cdot D_f (N_q - 1) + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N_r \}$$

$$= 1.74 \times \{ 1.0 \times 10.0 \times 41 + 1.0 \times 10.0 \times 7.5 \times (19 - 1) + 1/2 \times 10.0 \times 1.74 \times 15 \}$$

$$= 3289.5 \text{ (kN/m)}$$

4) 安全率 FS の算定

$$W = 967.0 \text{ (kN/m)}$$

$$FS = Q_u / (W - r_2 \cdot D_f \cdot B) = 3289.5 / (967.0 - 10.0 \times 7.5 \times 5.0)$$

$$= 5.6 > 1.2 \quad \text{OK!}$$

(2) 地震時

1) 偏心距離 e の算定

外力による転倒モーメント $M_d = M_e + M_{pA} - M_{pP}$

$$M_d = 1221.3 + 279.5 - 849.8 = -349.0 \text{ (kN}\cdot\text{m/m)}$$

壁体内土重量 $W = 1095.0 \text{ (kN/m)}$

M_e , M_{pA} , M_{pP} の値はせん断変形破壊に対する検討の項を参照, W の値は滑動の検討の項を参照.

$M_d < 0$ より $e = 0$ とする.

2) 荷重傾斜角 α の算定壁体に作用する水平力 H

$$W_E = W_{E1} + W_{E2} = 86.4 + 50.6 = 137.0 \text{ (kN/m)}$$

$$H = W_E + P_{PA} - P_{PB} = 137.0 + 111.8 - 739.9 = -491.1 \text{ (kN/m)}$$

 W_{E1} , W_{E2} の値はせん断破壊に対する検討の項を参照. $H < 0$ より $\tan \alpha = 0$ とする.

偏心距離 e が常時に比べて小さく、壁体重量も常時と差がないことから十分安全であると考えられるため、以下の検討は省略する.

1.9 遮水効果の検討

浸透路長 $L = 7.5 \times 2 + 5.0 = 20.0 \text{ (m)}$ 水位差 $\Delta H = 6.4 \text{ (m)}$ 安全率 $FS = L/\Delta H = 20.0/6.4 = 3.1 < 3.5$ (砂質土) OUT!

$$FS = 3.5 \geq \frac{2d+B}{\Delta H} = \frac{2d+5.0}{6.4}$$

$$d \geq 8.7 \text{ (m)}$$

以上より根入長の算定で求めた根入長 $d = 7.5 \text{ m}$ では、所定の安全率を満足しない。したがって、締切幅 $B = 5.0 \text{ m}$ で遮水に対して所定の安全率 3.5 が確保できる根入長 $d = 9.0 \text{ m}$ に対して矢板応力度及び安定の照査を行う。

1.10 根入長 9.0 m での計算

1.10.1 矢板応力度の計算

(1) 断面力の算定

荷重条件が厳しい常時において算定する.

1) 横方向地盤反力係数

前項の計算結果より

$$K_H = 1.0 \times 10^5 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

2) 作用荷重

根入長 7.5 m の計算に基づき算定する.

根入先端部静止土圧

$$P_0 = 0.5 \times 10.0 \times 9.0 = 45.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

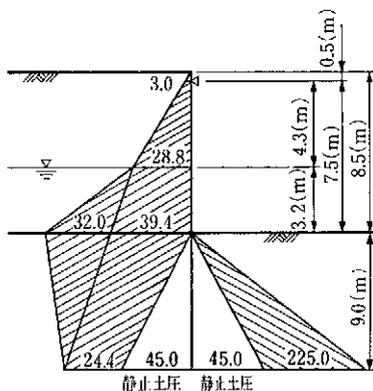


図 1.17 矢板応力算定用土圧分布図

3) 断面力の算定

鋼管矢板 $\phi 700$, $t=14$ を用い, タイをバネ支点とした弾塑性計算によりモーメント, タイ反力を求めると, 表 1.14 のとおりとなる.

表 1.14 断面力計算結果

	モーメント ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$)	タイ反力 (kN/m)
常 時	629.3	151.3

(2) 応力度の計算

$$\sigma = \frac{M}{Z} = \frac{629.3}{5.35 \times 10^{-3}} = 1.176 \times 10^5 (\text{kN}/\text{m}^2)$$

$$= 117.6 (\text{N}/\text{mm}^2) < \sigma_a = 140 (\text{N}/\text{mm}^2)$$

1.10.2 タイの設計

(1) タイ張力の算定

$$P_0 = 151.3 (\text{kN}/\text{m})$$

タイを鋼管矢板 $\phi 700$ (P-P 型) のサイズを考慮して 1.9 m とする.

$$P = 1.9 P_0 = 287.5 (\text{kN})$$

(2) 応力度算定

常時許容応力度 $\sigma_a = 176$ (N/mm^2) のタイロッド $\phi 46$ (mm) を使用する.

$$\sigma = \frac{P}{A} = \frac{287.5}{\left(\frac{\pi}{4} \times 0.046^2\right)} = 1.73 \times 10^5 (\text{kN/m}^2)$$

$$= 173 (\text{N/mm}^2) < \sigma_a = 176 (\text{N/mm}^2)$$

1.10.3 腹起しの計算

(1) モーメントの算定

腹起しとして 6 m 以上の長さの溝型鋼を用いるものとし、3 径間連続梁の条件で照査する。

$$\begin{aligned} M &= P \cdot l / 10 = 287.5 \times 1.9 / 10 = 54.6 (\text{kN} \cdot \text{m} / \text{m}) \\ &= 5.46 \times 10^7 (\text{N} \cdot \text{mm} / \text{m}) \end{aligned}$$

(2) 応力度算定

常時許容応力度 $\sigma_a = 140$ (N/mm²) の溝形鋼 2 枚 (2[200×90×8×13.5]) を用いる。

$$2Z = 2 \times 219 = 438 (\text{cm}^3) = 4.98 \times 10^{-4} (\text{m}^3)$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{54.6}{4.98 \times 10^{-4}} = 1.096 \times 10^5 (\text{kN/m}^2) \\ &= 109.6 (\text{N/mm}^2) < \sigma_2 = 140 (\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

1.10.4 根入長 9.0 m での安定計算

前項の計算で常時が厳しいことが明らかとなったため常時で計算を行う。

(1) せん断変形破壊の検討

縮切幅 B を 5.0 m、照査位置は最も条件が厳しい根入先端とする。

1) 中詰せん断抵抗モーメントの算定

中詰土及び地盤が内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ であるため、以下の式より中詰せん断抵抗モーメントを求める。

$$M_{r0} = 1/6 \cdot \gamma_m \cdot R_m \cdot H_m^3$$

$$\gamma_m = \frac{\sum_i \gamma_i \cdot h_i}{\sum_i h_i}$$

$$R_m = \nu_m^2 \cdot (3 - \nu_m \cos \phi) \cdot \sin \phi$$

$$\nu_m = \frac{B}{H_m}$$

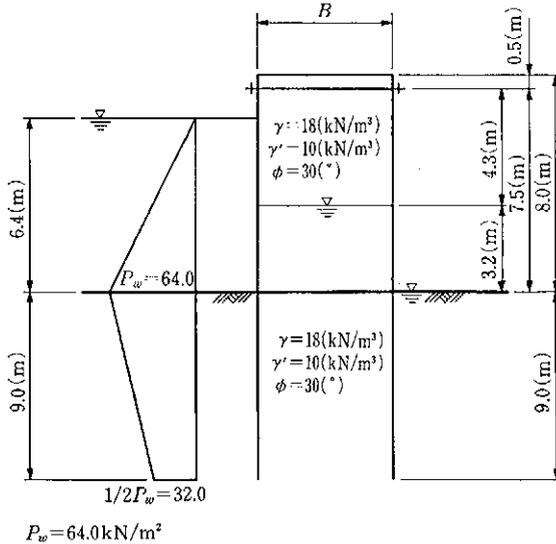


図 1.18 水圧分布図

$$H_m = H + d$$

B : 壁体幅 (m)

ϕ : 中詰土の内部摩擦角 ($^\circ$)

γ_m : 中詰めの換算単位体積重量 (kN/m^3)

2) 土圧によるせん断変形モーメント及びせん断抵抗モーメントの算定
照査面より上方の主働土圧によるせん断変形モーメント及び受働土圧によるせん断抵抗モーメントを算定する。

土圧強度の算定

$$P_{a1} = K_a \cdot \gamma' \cdot h = 0.333 \times 10.0 \times 9.0 = 30.0 \text{ (kN/m}^2)$$

$$P_{p1} = K_p \cdot \gamma' \cdot h = 3.00 \times 10.0 \times 9.0 = 270.0 \text{ (kN/m}^2)$$

土圧合力の算定

$$P_A = 1/2 \cdot P_{a1} \cdot h = 1/2 \times 30.0 \times 9.0 = 135.0 \text{ (kN/m)}$$

$$P_P = 1/2 \cdot P_{p1} \cdot h = 1/2 \times 270.0 \times 9.0 = 1215.0 \text{ (kN/m)}$$

表 1.15 中詰せん断抵抗モーメント算定表

d (m)	$\Sigma \gamma h$ (kN/m ²)	H_m [$H + d$] (m)	$\gamma_m = \frac{\Sigma \gamma h}{H_m}$ (kN/m ³)	$\nu_m = B/H_m$ $B = 5.0$ m
9.0	208.4	17.0	12.3	0.29

d (m)	$R_m = \nu_m^2 \cdot (3 - \nu_m \cos \phi) \cdot \sin \phi$	$M_{rv} = 1/6 \cdot \gamma_m \cdot R_m \cdot H_m^3$ (kN·m/m)
9.0	0.12	1 208.6

d (m)	$1 + d/H$	$M_{rv}(1 + d/H_m)$ (kN·m/m)
9.0	2.13	2 574.3

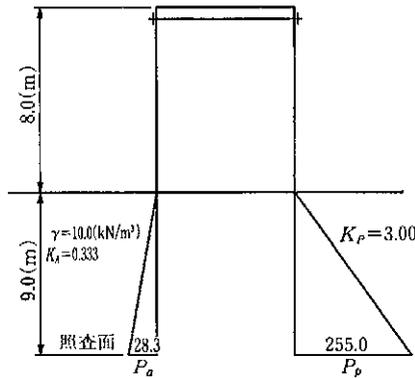


図 1.19 土圧分布図

照査面からの作用距離の算定

$$h_a = h_p = 1/3 \times h = 1/3 \times 9.00 = 3.00 \text{ (m)}$$

照査面におけるモーメント

表 1.15 照査面における土圧のモーメント

d	p_a (kN/m ²)	h_a (m)	$p_a \cdot h_a$ (kN·m)	p_p (kN/m ²)	h_p (m)	$p_p \cdot h_p$ (kN·m)
9.0	135.0	3.00	405.0	1 215.0	3.00	3 645.0

3) 水圧による転倒モーメントの算定

水圧の算定

設計地盤面より上の水圧 P_{w1}

$$P_{w1} = 1/2 \times 64.0 \times 64 = 204.8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

設計地盤面より下の水圧 P_{w2}

$$d = 9.0 \text{ (m)}$$

$$P_{w2} = 1/2 \times (64.0 + 32.0) \times 9.0 = 432.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査面からの作用距離 h_w の算定

$$d = 9.0 \text{ (m)}$$

$$h_{w1} = 1/3 \times 6.4 + 9.0 = 11.13 \text{ (m)}$$

$$h_{w2} = \frac{2 \times 64.0 + 32.0}{3 \times (32.0 + 64.0)} \times 9.0 = 5.00 \text{ (m)}$$

モーメントの算定

表 1.16 水圧によるせん断変形モーメント

d	設計地盤面上			設計地盤面下			M_w $P_{w1} \cdot h_{w1} + P_{w2} \cdot h_{w2}$
	P_{w1}	h_{w1}	$P_{w1} \cdot h_{w1}$	P_{w2}	h_{w2}	$P_{w2} \cdot h_{w2}$	
8.5	204.8	11.13	2 279.4	432.0	5.00	2 160.0	4 439.4

4) 中詰せん断破壊の検討

表 1.17 中詰せん断変形破壊の検討結果

d	M_e (kN·m/m)	M_{ps} (kN·m/m)	M_{sp} (kN·m/m)	M_t (kN·m/m)	中詰せん断抵抗モーメント $M_r = M_{r0}(1+d/H_m)$ (kN·m/m)	矢板or土圧 M_w (kN·m/m)		M_r (kN·m/m)	$F_s = M_r/M_e$
						矢板	照査面下 受動土圧 モーメント		
9.0	4 439.4	405.0	3 645.0	1 199.4	2 574.3	0.0	0.0	2 574.3	2.15

$$M_d = M_w + M_{ps} - M_{sp}$$

$$M_r = M_{r0}(1+d/H_m) + M_{sp}$$

以上より、安全率 $F_{sa} = 1.2$ を満足する。

(2) 滑動の検討

矢板根入下端で照査する。

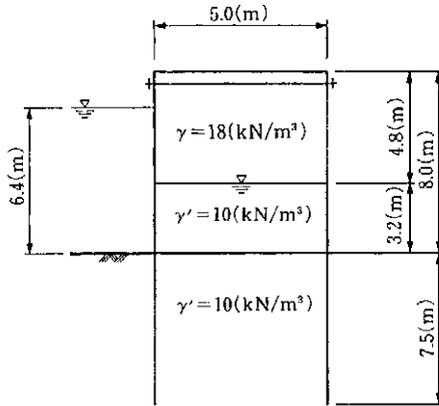


図 1.20 常時における壁体内の土の密度

1) 滑動力 F_d の算定

水圧合力 $F_w = 204.8 + 432.0 = 636.8 \text{ (kN/m)}$

主働土圧合力 $F_{PA} = 135.0 \text{ (kN/m)}$

$F_d = F_w + F_{PA} = 636.8 + 135.0 = 771.8 \text{ (kN/m)}$

F_w, F_{PA} の値はせん断変形破壊に対する検討の項参照。

2) 抵抗力 F_r の算定

壁体内土重量 $W = (18.0 \times 4.8 + 10.0 \times 3.2 + 10.0 \times 9.0) \times 5.0$
 $= 1042.0 \text{ (kN/m)}$

受働土圧合力 $F_{PP} = 1215.0 \text{ (kN/m)}$

$F_r = F_{PP} + W \tan \phi = 1215.0 + 1042.0 \times \tan 30^\circ$
 $= 1816.6 \text{ (kN/m)}$

F_{PP} の値はせん断変形破壊に対する検討の項参照。

3) 安定率 FS の算定

$FS = F_r / F_d = 1816.6 / 771.8 = 2.35 > 1.2 \quad \text{OK!}$

(3) 支持力の照査

根入先端において照査を行う。

1) 偏心距離 e の算定

外力による転倒モーメント $M_d = M_w + M_{PA} - M_{PP}$

$M_d = 4439.4 + 405.0 - 3645.0 = 1199.4 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$

壁体内土重量 $W=1\,042.0$ (kN/m)

$$\text{偏心距離 } e = M_d/W = 1\,199.4/1\,042.0 = 1.15 \text{ (m)}$$

M_w , M_{pA} , M_{pP} の値はせん断変形破壊の検討の項参照.

2) 荷重傾斜角 α の算定

壁体に作用する水平力

$$H = P_w + P_{pA} - P_{pP} = 636.8 + 135.0 - 1\,215.0 = -443.2 \text{ (kN/m)}$$

$H < 0$ より $\tan \alpha = 0$ とする.

P_w , P_{pA} , P_{pP} の値は滑動の検討の項参照.

3) 極限支持力 Q_u の算定

$$D_f = 9.0 \text{ (m)}, \quad k = 1.0, \quad r_2 = 10.0 \text{ (kN/m}^3\text{)},$$

$$r_1 = 10.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}, \quad c = 0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\phi = 30^\circ \text{ より支持力係数 } N_\phi = 19, \quad N_c = 15$$

$$B' = B - 2e = 5.0 - 2 \times 1.15 = 2.70 \text{ (m)}$$

$$Q_u = B' \{ k \cdot c \cdot N_c + k \cdot r_2 \cdot D_f (N_\phi - 1) + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot B' \cdot N_r \}$$

$$= 2.70 \times \{ 1.0 \times 10.0 \times 41 + 1.0 \times 10.0 \times 9.0 \times (19 - 1) + 1/2 \times 10.0 \times 2.70 \times 15 \}$$

$$= 6\,027.8 \text{ (kN/m)}$$

4) 安全率 FS の算定

$$\dot{W} = 1\,042.0 \text{ (kN/m)}$$

$$FS = Q_u / (W - r_2 \cdot D_f \cdot B) = 6\,027.8 / (1\,042.0 - 10.0 \times 9.0 \times 5.0)$$

$$= 10.2 > 1.2 \quad \text{OK!}$$

1.11 円弧すべりの検討

円弧すべりのモデルは締切側が掘削されていると仮定した。所定の安全率 1.2 を確保できる。なお、壁体に作用する水圧は集中荷重として載荷した。

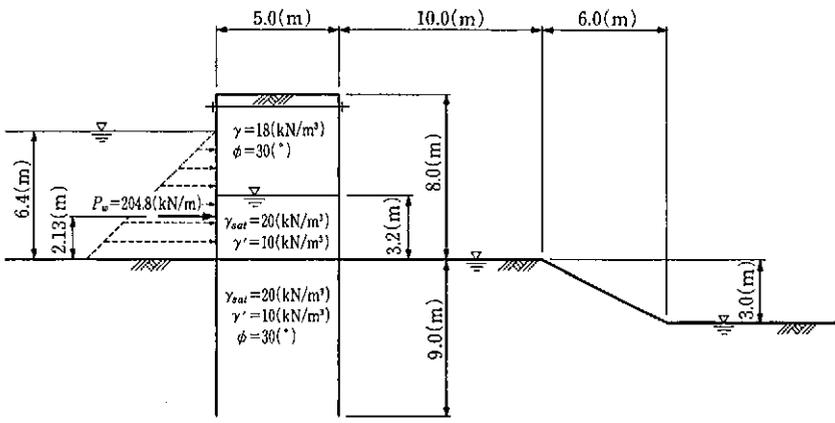


図 1.21 円弧すべりモデル図

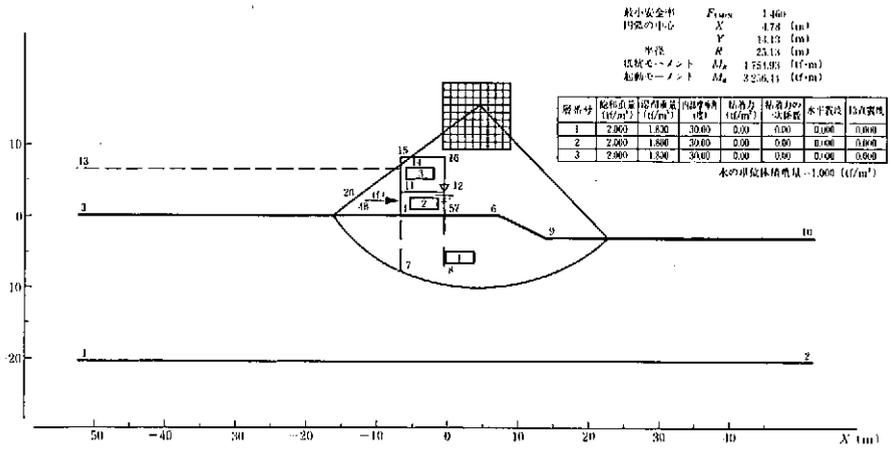


図 1.22 円弧すべり計算結果

1.12 二段タイとした場合

1.12.1 計算モデル

タイ材取付点は、従来実績、施工性等を考慮して、上段タイは矢板天端から0.5m下がり、下段タイは地盤面から0.5m上がりとする。

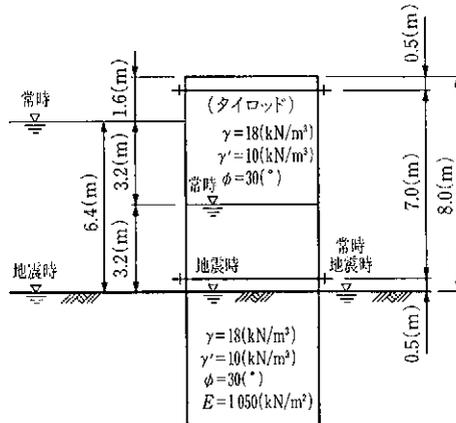


図 1.23 計算モデル図

1.12.2 根入れの計算

外力は一段タイと同じであるので一段タイの外力を用いる。

また、一段タイでは常時で根入れが決まっているため、常時で根入長を求めるものとする。

(1) 土圧強度の算定

主働土圧

① 下段タイ取付点 $GL+0.5(m)$

$$P_{a2} = 0.333 \times (18.0 \times 4.8 + 10.0 \times 2.7) = 37.8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

② 地盤面 $\pm 0.0(m)$

$$P_{a3} = 0.333 \times (18.0 \times 4.8 + 10.0 \times 3.2) = 39.4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

③ 根入下端 $GL-D(m)$

$$\begin{aligned} P_{a4} &= 0.333 \times (18.0 \times 4.8 + 10.0 \times 3.2 + 10.0 \times D) \\ &= 39.4 + 3.3D \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

受働土圧

① GL-(8.0+D)

$$P_{r1} = 3.00 \times 10.0 \times D = 30.0D \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

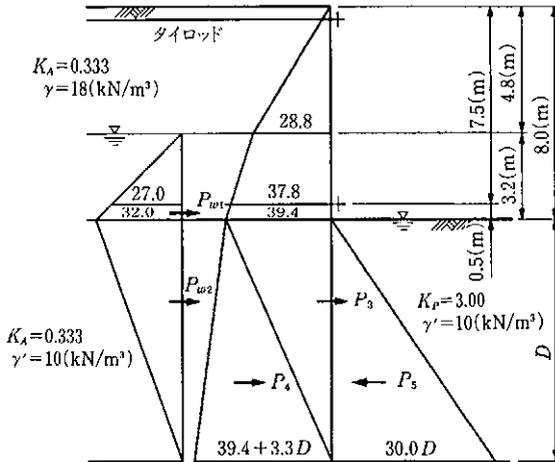


図 1.24 土圧・水圧分布図

(2) 土圧合力の計算

ここに P_i は土圧合力, h_i は P_i のタイロッドからの作用距離を示す,

$$P_1 = 1/2 \times (37.8 + 39.4) \times 0.5 = 19.3 \text{ (kN/m)}$$

$$h_1 = (2 \times 39.4 + 37.8) / \{3 \times (37.8 + 39.4)\} \times 0.5 = 0.25 \text{ (m)}$$

$$P_2 = 1/2 \times 39.4 \times D = 19.7D \text{ (kN/m)}$$

$$h_2 = D/3 + 0.5 \text{ (m)}$$

$$P_4 = 1/2 \times (39.4 + 3.3D) \times D = 19.7D + 1.65D^2 \text{ (kN/m)}$$

$$h_4 = 2D/3 + 0.5 \text{ (m)}$$

$$P_{w1} = 1/2 \times (27.0 + 32.0) \times 0.5 = 14.8 \text{ (kN/m)}$$

$$h_{w1} = (2 \times 32.0 + 27.0) / \{3 \times (32.0 + 27.0)\} \times 0.5 = 0.26 \text{ (m)}$$

$$P_{w2} = 1/2 \times 32.0 \times D = 16.0D \text{ (kN/m)}$$

$$h_{w2} = D/3 + 0.5 \text{ (m)}$$

$$P_5 = 1/2 \times 3.00D \times D = 15.0D^2 \text{ (kN/m)}$$

$$h_5 = 2D/3 + 0.5 \text{ (m)}$$

(3) タイ取付点回りのモーメントの算定

1) 転倒モーメントの算定

下段タイ取付点回りの転倒モーメント M_a を求める.

$$\begin{aligned}
 M_a &= \sum P_i \cdot h_i \\
 &= 19.3 \times 0.25 + 19.7D \times (D/3 + 0.5) + (19.7D + 1.65D^2) \\
 &\quad \times (2D/3 + 0.5) + 14.8 \times 0.26 + 16.0D \times (D/3 + 0.5) \\
 &= 4.83 + 6.57D^2 + 9.85D + 13.96D^2 + 0.55D^3 + 9.85D \\
 &\quad + 5.33D^2 + 0.8 \\
 &= 4.83 + 27.7D + 25.86D^2 + 0.55D^3
 \end{aligned}$$

2) 抵抗モーメント

下段タイ取付点回りの抵抗モーメントを求める.

$$M_r = 15.0D^2 \times (2D/3 + 0.5) = 10.0D^3 + 7.5D^2$$

(4) 根入長の算定

常時の安全率を 1.5 として根入長を求める.

$$1.5M_a = M_r$$

$$M_a = 1/1.5M_r$$

$$\begin{aligned}
 4.83 + 27.7D + 25.86D^2 + 0.55D^3 &= 6.67D^3 + 5.0D^2 \\
 6.12D^3 - 20.86D^2 - 27.7D - 4.83 &= 0
 \end{aligned}$$

$$D = 4.5(\text{m})$$

以上より根入長は 4.5 m となる.

* 遮水効果の検討

根入長が 4.5 m と短いため遮水に対する安全度が確保できない可能性があるため、遮水効果に対する照査を行う。なお壁体幅は以後に検討して求められた $B = 5.0 \text{ m}$ を用いる。

$$3.5 < \frac{5.0 + 2D}{\Delta H}$$

$\Delta H = 6.4 \text{ m}$ であるため

$$D = 8.7 \text{ m となる.}$$

以上より根入長は遮水効果より求まり 0.5 m で丸めることとし、 $D = 9.0 \text{ m}$ とする。

1.12.3 矢板応力度の計算

荷重条件が厳しい常時（高水時）において算定する。しかし、二段タイの

場合の上段タイ及び腹起しは常時が最も厳しい条件とはならず、外水位が上昇しない常時（高水時）のほうがタイ反力が大きくなることが想定される。したがって、上段タイ及び腹起しについては、想定される荷重ケースすべてにおいて計算する必要がある。

(1) 断面力の算定

1) 横方向地盤反力係数

$$K_{t0} = \alpha \cdot E / 0.3 = 4 \times 10^5 / 0.3 = 1.4 \times 10^6 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$K_h = K_{t0} \times (BH / 0.3)^{-3/4} = 1.4 \times 10^6 \times (10.0 / 0.3)^{-3/4} = 1.0 \times 10^6 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

2) 作用荷重

根入先端部静止土圧

$$P_0 = 0.5 \times 10.0 \times 9.0 = 45.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

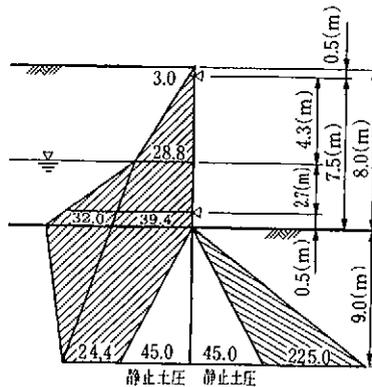


図 1.25 常時（高水時）の矢板応力算定用土圧分布図

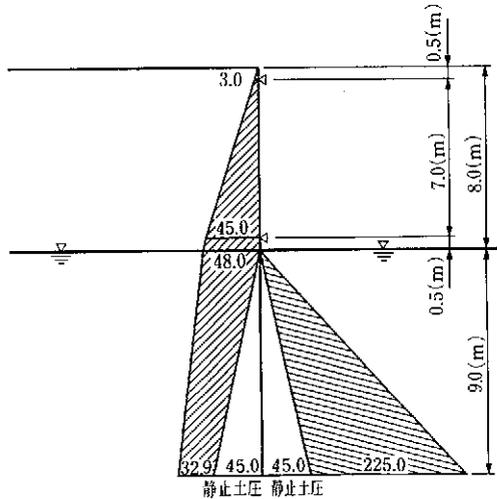


図 1.26 常時（平水時）の矢板応力算定用土圧分布図

3) 断面力の算定

鋼矢板Ⅳ型（SY 295）を用い、タイをバネ支点とした弾塑性計算によりモーメント、タイ反力を求めると、表 1.18 のとおりとなる。

表 1.18 断面力計算結果

	モーメント	上段タイ	下段タイ
常時（高水時）	157.2 kN・m/m	-23.1 kN/m	283.4 kN/m
常時（通常時）	省略	52.1 kN/m	240.1 kN/m

(2) 矢板応力度計算

断面係数に関する継手効率 0.6 を用いる。

$$Z_{sp} = 2.27 \times 10^{-3} \times 0.6 = 1.36 \times 10^{-3} (\text{m}^3/\text{m})$$

$$\sigma = \frac{M}{Z_{sp}} = \frac{157.2}{1.36 \times 10^{-3}}$$

$$= 1.16 \times 10^5 (\text{kN}/\text{m}^2) = 116 (\text{N}/\text{mm}^2) < \sigma_a = 180 (\text{N}/\text{mm}^2)$$

1.12.4 タイの設計

(1) タイ張力の算定

1) 上段タイ

$$P_0 = 52.1 (\text{kN}/\text{m})$$

タイロッドピッチ 1.6 m とする.

$$P = 1.6 P_0 = 83.4 \text{ (kN)}$$

2) 下段タイの計算

$$P_0 = 283.4 \text{ (kN/m)}$$

$$P = 1.6 P_0 = 453.4 \text{ (kN)}$$

(2) 応力度の算定

常時許容応力度 $\sigma_a = 176 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ のタイロッドを用いる.

1) 上段タイロッド

$\phi 25 \text{ (mm)}$ を用いる.

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{P}{A} = \frac{83.4}{\left(\frac{\pi}{4} \times 0.025^2\right)} = 1.70 \times 10^5 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ &= 170 \text{ (N/mm)} < 176 \text{ (N/mm)} \end{aligned}$$

2) 下段タイロッド

$\phi 60 \text{ (mm)}$ を用いる.

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{453.4}{\left(\frac{\pi}{4} \times 0.060^2\right)} = 1.60 \times 10^5 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ &= 160 \text{ (N/mm)} < 176 \text{ (N/mm)} \end{aligned}$$

1.12.5 腹起しの設計

(1) モーメントの算定

3 径間連続梁として計算する.

1) 上段腹起し

$$\begin{aligned} M &= P \cdot l / 10 = 83.4 \times 1.6 / 10 = 13.3 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \\ &= 1.33 \times 10^7 \text{ (N} \cdot \text{mm/m)} \end{aligned}$$

2) 下段腹起し

$$M = 453.4 \times 1.6 / 10 = 72.5 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} = 7.25 \times 10^7 \text{ (N} \cdot \text{mm/m)}$$

(2) 応力度の計算

常時許容応力度 $\sigma_a = 140 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ の溝型鋼 2 枚を用いる.

1) 上段腹起し

2[125×65×6×8 を用いる.

$$Z = 2 \times 67.8 = 135.6 (\text{cm}^3) = 1.356 \times 10^{-4} (\text{m}^4)$$

$$\sigma = \frac{13.3}{1.356 \times 10^{-4}} = 9.81 \times 10^4 (\text{kN/m}^2)$$

$$= 98.1 (\text{N/mm}^2) < 140.0 (\text{N/mm}^2)$$

2) 下段腹起し

2[250×90×9×13 を用いる.

$$Z = 2 \times 334 = 668 (\text{cm}^3) = 6.68 \times 10^{-4} (\text{m}^3)$$

$$\sigma = \frac{72.5}{6.68 \times 10^{-4}} = 1.09 \times 10^5 (\text{kN/m}^2)$$

$$= 109.0 (\text{N/mm}^2) < 140.0 (\text{N/mm}^2)$$

1.12.6 安定計算

(1) せん断変形破壊の検討

1) 常時

締切幅 B を 5.0 m, 6.0 m, 7.0 m と仮定して検討する. また, 照査位置

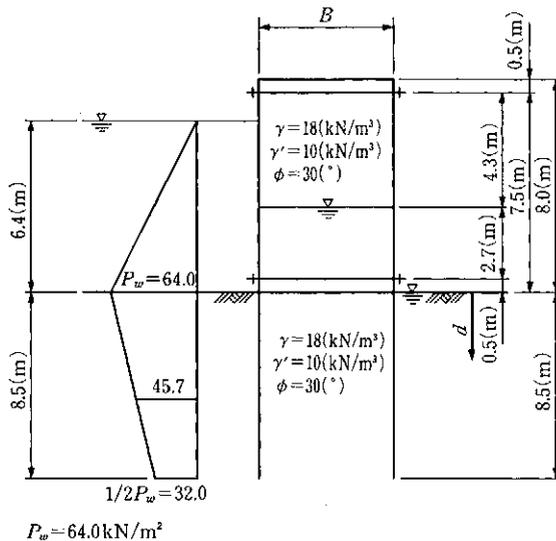


図 1.27 水圧分布図

は一段タイの計算で最も条件が厳しい根入先端を照査位置とする場合についてのみ記載する。

a. 中詰せん断抵抗モーメントの算定

中詰土及び地盤が内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ であるため、以下の式より中詰せん断抵抗モーメントを求める。

$$M_{ro} = 1/6 \cdot \gamma_m \cdot R_m \cdot H_m^3$$

$$\gamma_m = \frac{\sum_i \gamma_i \cdot h_i}{\sum_i h_i}$$

$$R_m = \nu_m^2 \cdot (3 - \nu_m \cos \phi) \cdot \sin \phi$$

$$\nu_m = \frac{B}{H_m}$$

$$H_m = H + d$$

B : 壁体幅 (m)

ϕ : 中詰土の内部摩擦角 ($^\circ$)

γ_m : 中詰めの換算単位体積重量 (kN/m^3)

表 1.19 中詰せん断抵抗モーメント算定表

d (m)	$\Sigma \gamma h$ (kN/m^2)	H_m [$H + d$] (m)	$\gamma_m = \frac{\Sigma \gamma h}{H_m}$ (kN/m^3)	$\nu_m = B/H_m$		
				$B = 5.0 \text{ m}$	$B = 6.0 \text{ m}$	$B = 7.0 \text{ m}$
9.0	208.4	17.0	12.3	0.29	0.35	0.41

d (m)	$R_m = \nu_m^2 \cdot (3 - \nu_m \cos \phi) \cdot \sin \phi$			$M_{ro} = 1/6 \cdot \gamma_m \cdot R_m \cdot H_m^3$ ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)		
	$B = 5.0 \text{ m}$	$B = 6.0 \text{ m}$	$B = 7.0 \text{ m}$	$B = 5.0 \text{ m}$	$B = 6.0 \text{ m}$	$B = 7.0 \text{ m}$
9.0	0.12	0.17	0.22	1208.6	1712.2	2215.8

d (m)	$1 + d/H$	$M_{ro}(1 + d/H)$ ($\text{kN} \cdot \text{m/m}$)		
		$B = 5.0 \text{ m}$	$B = 6.0 \text{ m}$	$B = 7.0 \text{ m}$
9.0	2.13	2574.3	3647.0	4719.7

b. 土圧によるせん断変形モーメント及びせん断抵抗モーメントの算定

照査面より上方の主働土圧によるせん断変形モーメント及び受働土圧によるせん断抵抗モーメントを算定する。

土圧強度の算定

$$P_{a1} = K_a \cdot \gamma' \cdot h = 0.333 \times 10.0 \times 9.0 = 30.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{p1} = K_p \cdot \gamma' \cdot h = 3.00 \times 10.0 \times 9.0 = 270.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

土圧合力の算定

$$P_a = 1/2 \cdot P_{a1} \cdot h = 1/2 \times 30.0 \times 9.0 = 135.0 \text{ (kN/m)}$$

$$P_p = 1/2 \cdot P_{p1} \cdot h = 1/2 \times 270.0 \times 9.0 = 1215.0 \text{ (kN/m)}$$

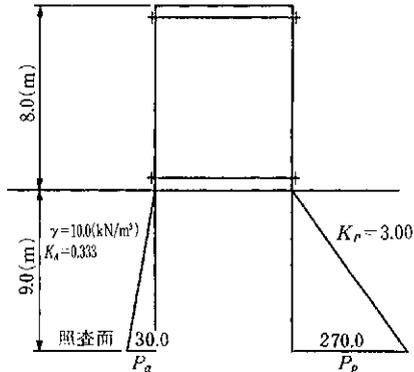


図 1.28 土圧分布図

照査面からの作用距離の算定

$$h_a = h_p = 1/3 \times h = 1/3 \times 9.00 = 3.00 \text{ (m)}$$

照査面におけるモーメント

表 1.20 照査面における土圧のモーメント

d	p_A (kN/m ²)	h_A (m)	$p_A \cdot h_A$ (kN·m)	p_p (kN/m ²)	h_p (m)	$p_p \cdot h_p$ (kN·m)
9.0	135.0	3.00	405.0	1215.0	3.00	3645.0

c. 水圧による転倒モーメントの算定

水圧の算定

設計地盤面より上の水圧 P_{w1}

$$P_{w1} = 1/2 \times 64.0 \times 64 = 204.8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

設計地盤面より下の水圧 P_{w2}

$$d = 9.0 \text{ (m)}$$

$$P_{w2} = 1/2 \times (64.0 + 32.0) \times 9.0 = 432.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

照査面からの作用距離 h_w の算定

$$d = 9.0(\text{m})$$

$$h_{w1} = 1/3 \times 6.4 + 9.0 = 11.13(\text{m})$$

$$h_{w2} = \frac{2 \times 64.0 + 32.0}{3 \times (32.0 + 64.0)} \times 9.0 = 5.00(\text{m})$$

モーメントの算定

表 1.21 水圧によるせん断変形モーメント

d	設計地盤面上			設計地盤面下			M_W $P_{W1} \cdot h_{W1} + P_{W2} \cdot h_{W2}$
	P_{W1}	h_{W1}	$P_{W1} \cdot h_{W1}$	P_{W1}	h_{W2}	$P_{W2} \cdot h_{W2}$	
9.0	204.8	11.13	2 279.4	432.0	5.00	2 160.0	4 439.4

d. 中詰せん断破壊の検討

表 1.22 中詰せん断変形破壊の検討結果

d	M_w ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$)	M_{1a} ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$)	M_{1w} ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$)	M_{1s} ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$)	中詰せん断抵抗モーメント $M_r = M_{r0}(1 + d/H_w)$ ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$)			矢板 or 土圧 M_p ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$)		M_r ($\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m}$)			$F_s = M_r/M_s$		
					B=5	B=6	B=7	矢板	照査面下 受動土圧 モーメント	B=5	B=6	B=7	B=5	B=6	B=7
9.0	4 439.4	405.0	3 645.0	1 199.4	2 574.3	3 647.0	4 719.7	0.0	0.0	2 574.3	3 647.0	4 719.7	2.1	3.0	3.9

$$M_d = M_w + M_{pa} - M_{pp}$$

$$M_r = M_{r0}(1 + d/H) + M_{sp}$$

以上より、安全率 $FS = 1.2$ を満足する締切幅 B は $B = 5 \text{ m}$ となる。

滑動及び支持力の検討は省略する。

1.13 計算結果のまとめ

(1) 一段タイの場合

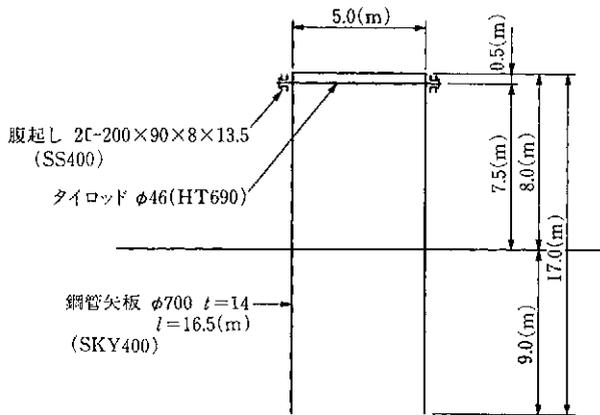


図 1.29 計算結果に基づく使用部材

表 1.23 安定計算結果

	常 時			地 震 時		
	安 全 率		許容値	安 全 率		許容値
	根入長 7.5(m)	根入長 9.0(m)		根入長 7.5(m)	根入長 9.0(m)	
せん断変形破壊	1.3	2.2	1.2	6.4	省略	1.0
滑 動	2.1	2.4	1.2	5.5	省略	1.0
支 持 力	5.6	10.2	1.2	省 略		1.0
遮 水	3.1	3.6	3.5	—		—
円形すべり	—	1.46	1.2	省 略		1.0

表 1.24 応力計算結果

	規 格		断 面 力				応力度 (N/mm ²)				許容応力度 (N/mm ²)	
			常 時		地 震 時		常 時		地 震 時			
	根入長 7.5(m)	根入長 9.0(m)	根入長 7.5(m)	根入長 9.0(m)	根入長 7.5(m)	根入長 9.0(m)	根入長 7.5(m)	根入長 9.0(m)	根入長 7.5(m)	根入長 9.0(m)	常 時	地 震 時
矢 板	鋼管矢板 φ700t=11 (SKY400)	鋼管矢板 φ700t=11 (SKY400)	(kN-m/m) 653.0	(kN-m/m) 629.3	315.5	省略	122	118	50	省略	140	210
タイロッド	φ48 (HT690)	φ46 (HT690)	(kN) 293.2	(kN) 288.8	省略	省略	162	173	省略	省略	176	269
腹 起 し	2-200×90 ×8×13.5 (SS400)	2-200×90 ×8×13.5 (SS400)	(kN-m/m) 55.7	(kN-m/m) 54.9	省略	省略	112	110	省略	省略	140	269

(2) 二段タイ

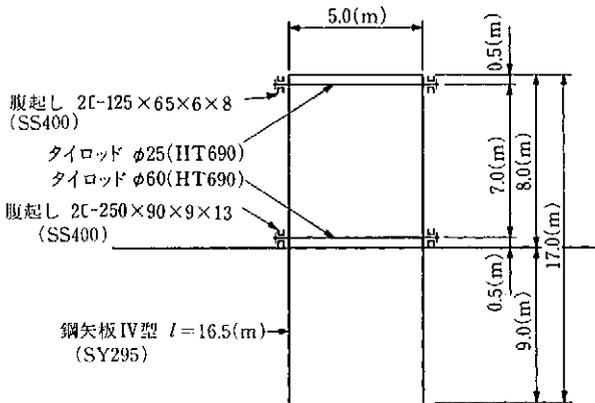


図 1.30 計算結果に基づく使用部材

表 1.25 安定計算結果

	常 時		地 震 時	
	安全率	許容値	安全率	許容値
せん断変形破壊	2.1	1.2	省 略	1.0
滑 動	省 略	1.2	◇	1.0
支 持 力	◇	1.2	◇	1.0
遮 水	3.6	3.5	◇	—
円弧すべり	省 略	1.2	◇	1.0

表 1.26 応力計算結果

		規 格	断面力		応力度 (N/mm ²)		許容応力度(kN/m ²)	
			常 時	地震時	常 時	地震時	常 時	地震時
矢 板		SP-IV	kN・m/m 157.2	省 略	116	省 略	180	270
タイロッド	一段	φ 25 (IIT 690)	(kN) 83.4	◇	170	◇	180	270
	二段	φ 60 (HT 690)	(kN) 453.4	◇	160	◇	176	264
腹 起 し	一段	2[-125×65 ×6×8.0 (SS 400)	(kN・m/m) 13.3	◇	98	◇	140	210
	二段	2[-250×90 ×9×13.0 (SS 400)	(kN・m/m) 72.5	◇	109	◇	140	210

2 粘性土地盤の計算例

2.1 計算モデル

計算モデルは、図 2.1 に示すとおりである。

外水位は、常時では計画高水位として、地盤面+6.4 m、堤内側は地下水位が地盤面にあるものとして想定した。縮切高は、8.0 m とした。基礎地盤上層 5 m は粘性土地盤とし、その物性値は図 2.1 に示す値に設定した。天端上での上載荷重はないものとした。

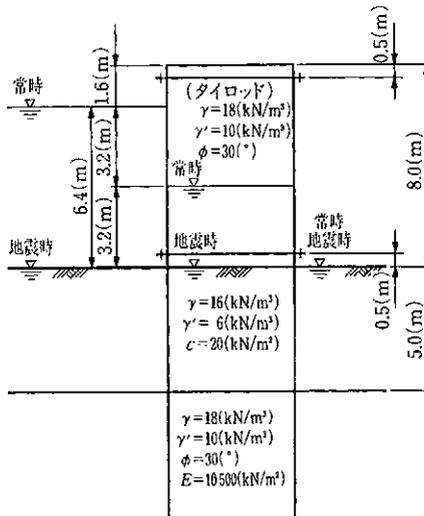


図 2.1 計算モデル

2.2 設計の手順

砂地盤での計算例参照。

2.3 外力及び荷重

2.3.1 水 圧

基礎地盤が粘性土と砂であるため、水圧タイプは4となる。

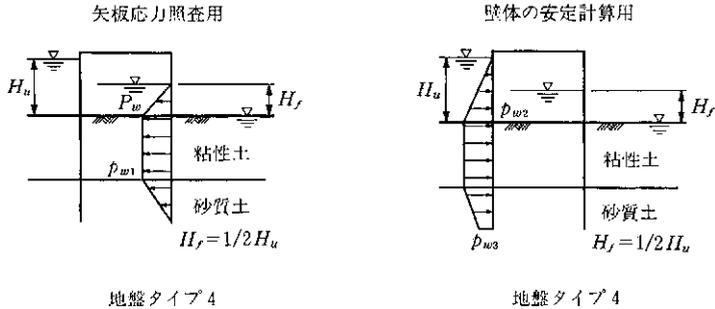


図 2.2 水圧分布図

(1) 矢板応力照査用

壁体内水位 H_f は外水位 H_u と内水位 H_d (ここでは $H_d=0$) との平均で与える。

$$H_f = (H_u + H_d) / 2 + H_d = (6.4 + 0.0) / 2 + 0.0 = 3.2 \text{ (m)}$$

(2) 安定計算用

根入下端部に残る水圧は、地盤面の水圧 P_{w2} の 1/2 となる

$$P_{w3} = 1/2 \cdot P_{w2} = 1/2 \times 64 = 32 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$H_u = 6.4 \text{ m より } H_f = 1/2 H_u = 3.2 \text{ (m)}$$

$$P_w = \gamma_w \cdot H_f = 10.0 \times 3.2 = 32.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

2.3.2 土圧係数

土圧係数は以下の式により求める。

主働土圧係数

$$K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos \theta}} \right]^2}$$

受働土圧係数

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

(1) 常時

内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ ，地震合成角 $\theta = 0$ より

① 主働側

$$K_A = \frac{\cos^2(30^\circ - 0)}{\cos^2 0^\circ \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin 30^\circ \times \sin(30^\circ - 0^\circ)}{\cos 0^\circ}} \right]^2} = 0.333$$

② 受働側

$$K_p = \frac{\cos^2(30^\circ - 0)}{\cos^2 0^\circ \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin 30^\circ \times \sin(30^\circ - 0^\circ)}{\cos 0^\circ}} \right]^2} = 3.000$$

(2) 地震時

$\phi = 30^\circ$ ， $\theta = \tan^{-1} K_h$

気中 $K_h = 0.1$ $\theta = \tan^{-1} 0.1 = 5.71^\circ$

水中 $K_h' = 0.2$ $\theta = \tan^{-1} 0.2 = 11.31^\circ$

① 主働側

気中部土圧係数

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(30^\circ - 5.71^\circ)}{\cos^2 5.71^\circ \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin 30^\circ \times \sin(30^\circ - 5.71^\circ)}{\cos 5.71^\circ}} \right]^2} = 0.397$$

水中部土圧係数

$$K_{AE}' = \frac{\cos^2(30^\circ - 11.31^\circ)}{\cos^2 11.31^\circ \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin 30^\circ \times \sin(30^\circ - 11.31^\circ)}{\cos 11.31^\circ}} \right]^2} = 0.473$$

② 受働側

水中部土圧係数

$$K_{PE}' = \frac{\cos^2(30^\circ - 11.31^\circ)}{\cos^2 11.31^\circ \times \left[1 - \sqrt{\frac{\sin 30^\circ \times \sin(30^\circ - 11.31^\circ)}{\cos 11.31^\circ}} \right]^2} = 2.630$$

粘性土層は $\phi = 0$ より常時，地震時とも主働及び受働土圧とも土圧係数は 1.0 となる。

2.4 根入長の計算

条件が最も厳しくなる縮切内側の矢板で計算を行う。砂質土への根入長を D と仮定して計算を行う。

2.4.1 常 時

1) 土圧強度の算定

主働土圧

① 上段タイ取付点 GL+7.5(m)

$$P_{A1} = K_A \Sigma \gamma h = 0.333 \times (18.0 \times 0.5) = 3.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

② 壁体内水位面 GL+3.2(m)

$$P_{A2} = 0.333 \times (18.0 \times 4.8) = 28.8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

③ 下段タイ取付点 GL+0.5(m)

$$P_{A3} = 0.333 \times (18 \times 4.8 + 10 \times 2.7) = 37. \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

④ 地盤面 GL±0.0(m)

$$P_{A4} = 0.333 \times (18 \times 4.8 + 10 \times 3.2) = 39. \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

⑤ 粘性土層上端 GL±0.0(m)

$$\begin{aligned} P_{A5} &= K_A \Sigma \gamma h - 2c \sqrt{K_A} \\ &= 1.0 \times (18 \times 4.8 + 10 \times 3.2) - 2 \times 20 \times \sqrt{1.0} = 78.4 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

⑥ 粘性土層下端 GL-5.0(m)

$$\begin{aligned} P_{A6} &= 1.0 \times (18 \times 4.8 + 10 \times 3.2 + 6 \times 5.0) - 2 \times 20.0 \times \sqrt{1.0} \\ &= 108.4 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

⑦ 砂質土層上端 GL-5.0(m)

$$P_{A7} = 0.333 \times (18 \times 4.8 + 10 \times 3.2 + 6 \times 5.0) = 49.4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

⑧ 根入下端 GL-(5.0+D)(m)

$$\begin{aligned} P_{A8} &= 0.333 \times (18 \times 4.8 + 10 \times 3.2 + 6 \times 5.0 + 10 \times D) \\ &= 49.4 + 3.3D \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

受働土圧

- ① 地盤面 GL±0.0(m)

$$P_{P1} = K_r \Sigma \gamma h + 2c \sqrt{K_r}$$

$$= 2 \times 20 \times \sqrt{1.0} = 40.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- ② 粘性土層下端 GL-5.0(m)

$$P_{P2} = 1.0 \times (6 \times 5.0) + 2 \times 20 \times \sqrt{1.0} = 70.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- ③ 粘性土層上端 GL-5.0(m)

$$P_{P3} = 3.000 \times (6 \times 5.0) = 90.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- ④ 根入下端 GL-(5.0+D)(m)

$$P_{P4} = 3.00 \times (6 \times 5.0 + 10 \times D) = 90.0 + 30.0 D \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

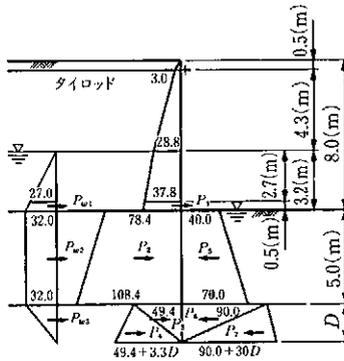


図 2.3 土圧・水圧分布図

2) 土圧合力の計算

ここに P_i は土圧力, h_i は P_i のタイロッドからの作用距離を示す.

$$P_1 = 1/2 \times (37.8 + 39.4) \times 0.5 = 19.3 \text{ (kN/m)}$$

$$h_1 = (2 \times 39.4 + 37.8) / \{3 \times (39.4 + 37.8)\} \times 0.5 = 0.25 \text{ (m)}$$

$$P_2 = 1/2 \times (78.4 + 108.4) \times 5.0 = 467.0 \text{ (kN/m)}$$

$$h_2 = (2 \times 108.4 + 78.4) / \{3 \times (78.4 + 108.4)\} \times 5.0 + 0.5 = 3.13 \text{ (m)}$$

$$P_3 = 1/2 \times 49.4 \times D = 24.7 D \text{ (kN/m)}$$

$$h_3 = D/3 + 5.5 \text{ (m)}$$

$$P_4 = 1/2 \times (49.4 + 3.3 D) \times D = 1.65 D^2 + 24.7 D \text{ (kN/m)}$$

$$h_4 = 2D/3 + 5.5 \text{ (m)}$$

$$P_{w1} = 1/2 \times (27.0 + 32.0) \times 0.5 = 14.8 \text{ (kN/m)}$$

$$h_{w1} = 3.20 \text{ m} (2 \times 32 + 27.0) / \{3 \times (32.0 + 27.0)\} \times 0.5 = 0.26 \text{ (m)}$$

$$P_{w2} = 32.0 \times 5.0 = 160.0 \text{ (kN/m)}$$

$$h_{w2} = 2.5 + 0.5 = 3.0 \text{ (m)}$$

$$P_{w3} = 1/2 \times 32 \times D = 16D \text{ (kN/m)}$$

$$h_{w3} = D/3 + 5.5 \text{ (m)}$$

$$P_5 = 1/2 \times (40 + 70) \times 5.0 = 275.0 \text{ (kN/m)}$$

$$h_5 = (2 \times 70 + 40) / \{3 \times (40 + 70)\} \times 5.0 + 0.5 = 3.23 \text{ (m)}$$

$$P_6 = 1/2 \times 90 \times D = 45D \text{ (kN/m)}$$

$$h_6 = D/3 + 5.5 \text{ (m)}$$

$$P_7 = 1/2 \times (90 + 30D) \times D = 45D + 15D^2 \text{ (kN/m)}$$

$$h_7 = 2D/3 + 5.5 \text{ (m)}$$

(2) タイ材取付点回りのモーメントの算定

1) 主働側モーメントの算定

二段目のタイを支点とした転倒モーメント M_a を求める。

$$\begin{aligned} M_a &= 19.3 \times 0.25 + 467.0 \times 3.13 + 24.7D \times (D/3 + 5.5) \\ &\quad + (16.5D^2 + 24.7D) \times (2D/3 + 5.5) + 14.8 \times 0.26 + 160.0 \\ &\quad \times 3.0 + 16.0D \times (D/3 + 5.5) \\ &= 1950.4 + 8.2D^2 + 135.9D + 1.1D^3 + 25.5D^2 + 135.9D \\ &\quad + 5.3D^2 + 88.0D \\ &= 1950.4 + 359.8D + 39.0D^2 + 1.1D^3 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

2) 抵抗モーメントの算定

二段目のタイを支点とした抵抗モーメントを求める。

$$\begin{aligned} M_r &= 275.0 \times 3.23 + 45D \times (D/3 + 5.5) + (15D^2 + 45D) \\ &\quad \times (2D/3 + 5.5) \\ &= 888.3 + 15D^2 + 247.5 + 10D^3 + 112.5D^2 + 247.5D \\ &\quad + 888.3 + 495.0D + 127.5D^2 + 10.0D^3 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

(3) 根入長の算定

安全率を 1.5 として根入長を求める。

$$M_a = 1.5 \cdot M_p$$

$$M_a = 1/1.5 M_p$$

$$1950.4 + 359.8D + 39.0D^2 + 1.1D^3 = 1/1.5$$

$$\times (888.3 + 495.0D + 127.5D^2 + 10.0D^3)$$

$$5.7D^3 + 46.0D^2 - 29.8D - 1358.2 = 0$$

$$D = 4.6(\text{m})$$

矢板の長さを 0.5 m 単位で丸めるものとし根入長を 5.0 m とする。

2.4.2 地震時

常時同様に土圧強度を求める。

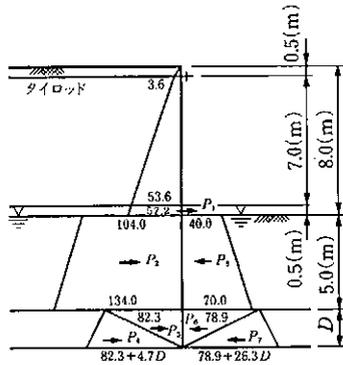


図 2.4 土圧分布

(1) 土圧合力の算定

$$P_1 = 1/2 \times (53.6 + 104.0) \times 0.5 = 39.4 (\text{kN/m})$$

$$h_1 = (2 \times 104.0 + 53.6) / \{3 \times (104.0 + 53.6)\} \times 0.5 = 0.28 (\text{m})$$

$$P_2 = 1/2 \times (104.0 + 134.0) \times 5.0 = 595.0 (\text{kN/m})$$

$$h_2 = (2 \times 134.0 + 104.0) / \{3 \times (104.0 + 134.0)\} \times 5.0 + 0.5$$

$$= 3.11 (\text{m})$$

$$P_3 = 1/2 \times 82.3 \times D = 41.2 D (\text{kN/m})$$

$$h_3 = D/3 + 5.5 (\text{m})$$

$$P_4 = 1/2 \times (82.3 + 4.7 D) \times D = 41.2 D + 2.4 D^2 (\text{kN/m})$$

$$h_4 = 2D/3 + 5.5 (\text{m})$$

$$P_5 = 1/2 \times (40.0 + 70.0) \times 5.0 = 275.0 \text{ (kN/m)}$$

$$h_5 = (2 \times 70.0 + 40.0) / \{3 \times (40.0 + 70.0)\} \times 5.0 + 0.5 = 3.23 \text{ (m)}$$

$$P_6 = 1/2 \times 78.9 D = 39.5 D \text{ (kN/m)}$$

$$h_6 = D/3 + 5.5 \text{ (m)}$$

$$P_7 = 1/2 \times (78.9 + 26.3 D) \times D = 39.5 D + 13.2 D \text{ (kN/m)}$$

$$h_7 = 2/3 D + 5.5 \text{ (m)}$$

(2) タイ取付点回りのモーメントの算定

1) 主働側モーメントの算定

$$\begin{aligned} M_a &= 39.4 \times 0.28 + 595.0 \times 3.11 + 41.2 D \times (D/3 + 5.5) \\ &\quad + (41.2 D + 2.4 D^2) \times (2D/3 + 5.5) \\ &= 1861.5 + 41.2 D^2 + 453.2 D + 40.7 D^2 + 1.6 D^3 \\ &= 1861.5 + 453.0 D + 81.9 D^2 + 1.6 D^3 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

2) 抵抗モーメント

$$\begin{aligned} M_p &= 275.0 \times 3.23 + 39.5 D \times (D/3 + 5.5) + (39.5 D + 13.2 D^2) \\ &\quad \times (2D/3 + 5.5) \\ &= 888.3 + 13.2 D^2 + 431.2 D + 98.9 D^2 + 8.8 D^3 \\ &= 888.3 + 431.2 D + 112.1 D^2 + 8.8 D^3 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} \end{aligned}$$

(3) 根入長の算定

地震時の安全率を 1.2 として根入長を求める。

$$\begin{aligned} 1/1.2 M_r &= M_a \\ &= 740.3 + 359.3 D + 37.4 D^2 + 7.3 D^3 = 1861.5 + 453.0 D \\ &\quad + 81.9 D^2 + 1.6 D^3 \\ &5.7 D^3 + 44.5 D^2 + 93.7 D - 1121.2 = 0 \\ D &= 3.6 \text{ (m)} \end{aligned}$$

常時同様 0.5 m 単位でまるめて根入長を 4.0 m とする。

2.4.3 根入長の決定

計算結果は表 2.1 に示すとおりである。常時より根入長は決定し 5.0 m となる。

表 2.1 根入長計算結果

	根入長	採用値
常時	5.0 m	5.0 m
地震時	4.0 m	

2.5 矢板応力度の計算

常時の場合、高水時が矢板及び下段タイに対して荷重条件が厳しいが、上段タイでは、水位が上昇しない常時（平水時）のほうがタイ反力が大きくなることが想定される。したがって、上段タイ及び腹起しについては、想定される荷重ケースすべてにおいて計算する必要がある。

2.5.1 断面力の算定

(1) 横方向地盤反力係数 K_h の算定

常時

$$\begin{aligned} K_{h0} &= 1/0.3 \cdot \alpha \cdot E \\ &= 1/0.3 \times 4 \times 10^5 00 \text{ (kN/m}^3\text{)} \\ &= 1.4 \times 10^5 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

K_h の載荷幅依存性の計算では、 $B_H = 10 \text{ m}$ を用いてよい。

$$\begin{aligned} K_h &= K_{h0} \times (B_H/0.3)^{-3/4} \\ &= 1.4 \times 10^5 \times (10/0.3)^{-3/4} \\ &= 1.0 \times 10^5 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

地震時

$$\begin{aligned} K_{h0} &= 1/0.3 \times 8 \times 10^5 00 \\ &= 2.8 \times 10^5 \text{ (kN/m}^3\text{)} \\ K_h &= 2.8 \times 10^5 \times (10/0.3)^{-3/4} \\ &= 2.0 \times 10^5 \text{ (kN/m}^3\text{)} \end{aligned}$$

(2) 作用荷重

常時

弾塑性計算に用いる土圧は、主働土圧、受働土圧から静止土圧分を事前に引く。

土圧算定地盤は設計地盤面とする。なお、土圧強度は根入長の計算を参照。
静止土圧 $P_0 = K_0 (\Sigma \gamma h)$

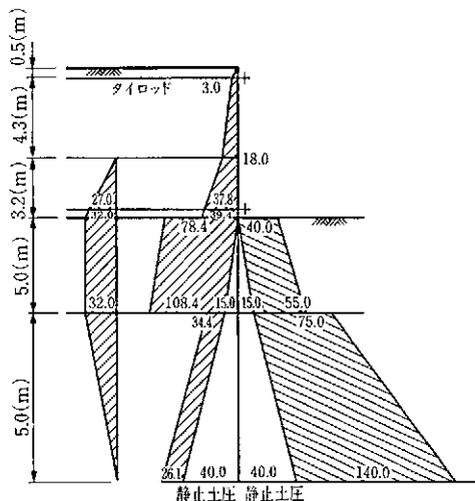


図 2.5 常時（高水時）矢板応力算定用土圧分布図

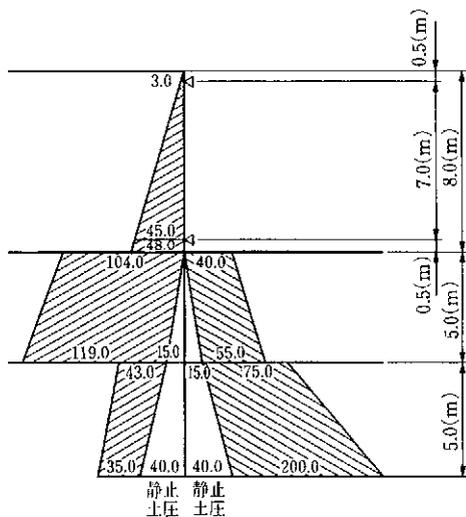


図 2.6 常時（平水時）矢板応力算定用土圧分布図

根入先端部静止土圧強度

静止土圧係数

粘性土 $K_0=0.5$

砂質土 $K_0=1-\sin\phi=1-\sin 30^\circ=0.5$

$$P_0 = 0.5 \times (6.0 \times 5.0 + 10.0 \times 5.0) = 40.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

地震時

常時同様に土圧強度を求めた結果を図 2.7 に示す。

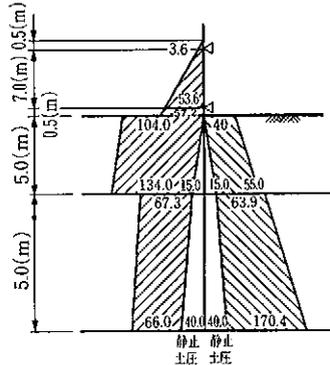


図 2.7 地震時矢板応力算定用土圧分布図

(3) 断面力の算定

SP-VL を用い、タイ材をバネ支点とした弾塑性法により矢板のモーメント・タイの反力を求めると、表 2.2 のとおりとなる

表 2.2 断面力集計表

		モーメント (kN・m/m)	タイ反力 (kN/m)	
			上 段	下 段
常 時	高水時	324.0	0.0	456.0
	平水時	省 略	36.9	326.1
地 震 時		338.0	24.0	458.0

2.5.2 矢板応力度の計算

断面係数に関する継手効率 0.6 を用いる。

$$Z_{sp} = 3.15 \times 10^{-3} \times 0.6 = 1.89 \times 10^{-3} \text{ (m}^3\text{/m)}$$

(1) 常時

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{M}{Z_{sp}} = \frac{324.0}{1.89 \times 10^{-3}} = 1.714 \times 10^5 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ &= 171.4 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 180 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

(2) 地震時

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{M}{Z} = \frac{338.0}{1.89 \times 10^{-3}} = 1.788 \times 10^5 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ &= 178.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 270 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

2.6 タイの設計

タイ材は常時許容応力度 $\sigma_a = 176$ (N/mm²) のタイロッドを用いる。
タイロッド反力は常時が大きいため、常時において設計する。

2.6.1 タイ張力の算定

(1) 上段タイ

$$P_0 = 36.9 \text{ (kN/m)}$$

タイロッドピッチ 2.0 m とする。

$$P = 36.9 \times 2.0 = 73.8 \text{ (kN)}$$

(2) 下段タイ

$$P_0 = 456.0 \text{ (kN/m)}$$

$$P = 456.0 \times 2.0 = 912.0 \text{ (kN)}$$

2.6.2 応力度算定

(1) 常時

1) 上段タイロッド

$\phi 25$ (mm) を用いる。

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{P}{A} = \frac{73.8}{\left(\frac{\pi}{4} \times 0.025^2\right)} = 1.503 \times 10^5 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ &= 150.3 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 176 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

2) 下段タイロッド

$\phi 85$ (mm) を用いる。

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{912.0}{\left(\frac{\pi}{4} \times 0.085^2\right)} = 1.607 \times 10^5 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ &= 160.7 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 176 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

(2) 地震時

$$\begin{aligned} \text{下段タイロッド } \sigma &= \frac{458.0 \times 2.0}{\left(\frac{\pi}{4} \times 0.085^2\right)} = 1.614 \times 10^5 (\text{kN/m}^2) \\ &= 161.4 (\text{N/mm}^2) < 264 (\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

2.7 腹起しの計算

腹起しは常時許容応力度 $\sigma_a = 140 \text{ N/mm}^2$ の溝型鋼 2 枚を用いる。

2.7.1 モーメントの算定

3 径間連続梁として計算する。

(1) 上段腹起し

$$\begin{aligned} M &= P \cdot l / 10 = 73.8 \times 2.0 / 10 = 14.8 (\text{kN} \cdot \text{m/m}) \\ &= 1.48 \times 10^7 (\text{N} \cdot \text{mm/m}) \end{aligned}$$

(2) 下段腹起し

$$M = 912.0 \times 2.0 / 10 = 182.0 (\text{kN} \cdot \text{m/m}) = 1.82 \times 10^8 (\text{N} \cdot \text{mm/m})$$

2.7.2 応力度の計算

(1) 上段腹起し

2[125×65×6×8 を用いる。

$$\begin{aligned} 2Z &= 2 \times 67.8 = 135.6 (\text{cm}^3) = 1.356 \times 10^{-4} (\text{m}^3) \\ \sigma &= \frac{14.8}{1.356 \times 10^{-4}} = 1.091 \times 10^5 (\text{kN/m}^2) \\ &= 109.1 (\text{N/mm}^2) < 140.0 (\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

(2) 下段腹起し

2[380×100×10.5×16 を用いる。

$$\begin{aligned} 2Z &= 763.0 \times 2 = 1526.0 (\text{cm}^3) = 1.526 \times 10^{-3} (\text{m}^3) \\ \sigma &= \frac{182.0}{1.526 \times 10^{-3}} = 1.193 \times 10^5 (\text{kN/m}^2) \\ &= 119.3 (\text{N/mm}^2) < 140.0 (\text{N/mm}^2) \end{aligned}$$

2.8 安定計算

荷重条件が厳しい常時にて検討を行う。

2.8.1 せん断変形破壊に対する検討

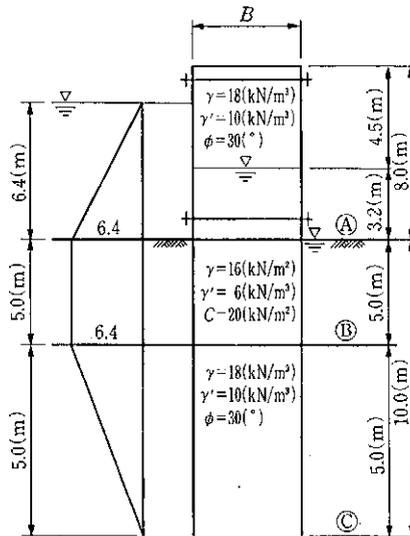


図 2.8 水圧分布図

①, ②, ③点で照査する。

(1) A点における照査

1) せん断変形モーメント M_d の算定

$$M_d = M_w + M_{PA} - M_{PB} + M_e$$

M_d : 照査面に関する変形モーメント (kN・m/m)

M_w : 水圧によるモーメント。安定照査のための水圧を用い、照査面から上の水圧荷重の照査面に関するモーメント (kN・m/m)

M_{PA} : 主働土圧によるモーメント (kN・m/m)

M_{PB} : 受働土圧によるモーメント (kN・m/m)

M_e : 中詰土の地震時の慣性力によるモーメント (kN・m/m)

なお、現地盤以下 10m で震度が 0 となるように低減する。

M_{PA} , M_{PB} 及び M_e はゼロであるため M_w について求める。

$$M_d = M_w = 1/6 \cdot \gamma_w \cdot h_w^3$$

$$= 1/6 \times 10.0 \times 6.4^3 = 436.9 \text{ (kN・m/m)}$$

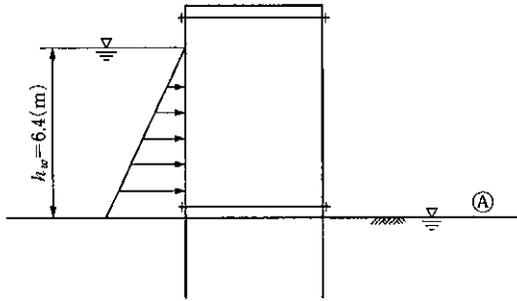


図 2.9 (A)点における照査用水圧

2) せん断抵抗モーメント M_r の算定

$$M_r = M_{r0} \cdot (1 + d/H_m) + M_{sp}$$

$$M_{r0} = \int_0^{z^0} (p_{RP} - p_{RA}) y \, dy$$

ここに、 M_{r0} ：中詰土の基準せん断抵抗モーメント (kN・m/m)

d ：現地盤面からの照査面深さ (m)

p_{RP} ：照査面から上方 y の位置のランキンの受働土圧強度 (kN/m²)

p_{RA} ：照査面から上方 y の位置のランキンの主働土圧強度 (kN/m²)

y ： p_{RA} 、 p_{RP} が作用する照査面からの距離 (m)

ξ_a ：せん断抵抗モーメントを求める際のランキンの主働土圧崩壊角 (度)

ξ_p ：せん断抵抗モーメントを求める際のランキンの受働土圧崩壊角 (度)

M_{sp} ：2列の矢板が発揮する抵抗モーメント (kN・m/m)

堤内側と堤内側の矢板の抵抗の小さいほうで代表させ、2倍して評価。

$M_{sp} = 2 \times (M_{sp1} \text{ または } M_{sp2} \text{ のうち小さい値})$ 、(単位系に注意)

M_{sp1} ：矢板が発揮できる抵抗モーメント $M_{sp1} = \sigma_a \cdot Z_{sp}$

M_{sp2} ：照査面以深の根入地盤が支持できる抵抗モーメント

$$M_{sp2} = p_{pu} \cdot h_{pu}$$

σ_a : 使用矢板の許容応力度 (N/mm²)

Z_{sp} : 使用矢板の断面係数 (継手効率を乗じた値) (mm³/m)

p_{pu} : 照査面下から矢板先端までの受働土圧の合力 (kN/m)

h_{pu} : p_{pu} の照査面からの作用距離 (m)

a. 中詰せん断抵抗モーメント M_{r0} の算定

一様な砂質土であるため以下の式を求める。

$$M_{r0} = 1/6 \cdot \gamma_m \cdot R_m \cdot H_m^3$$

$$\gamma_m = \frac{\sum \gamma_i \cdot h_i}{\sum h_i}$$

$$R_m = \nu^2 \cdot (3 - \nu \cos \phi) \cdot \sin \phi$$

$$\nu = B/H_m$$

$$H_m = H + d$$

B : 壁体幅 (m)

ϕ : 中詰土の内部摩擦角 (°)

γ_m : 中詰めの換算単位体積重量 (kN/m³)

$H = 8$ m, $d = 0$ m より $H_m = 8$ (m)

$$\gamma_m = (18.0 \times 3.0 + 10.0 \times 2.0) / (3.0 + 2.0) = 14.8 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

締切幅 B を 3.0, 4.0, 5.0 m と仮定して M_{r0} を表 2.3 より求める。

表 2.3 中詰せん断抵抗モーメント算定表

B (m)	H_m (m)	γ_m (kN/m ³)	ν_m	R_m	$M_{r0} = 1/6 \cdot \gamma_m \cdot R_m \cdot H_m^3$ (kN·m/m)	$1 + d/H$	$M_{r0} \cdot (1 + d/H)$
3.0	8.0	14.8	0.375	0.19	240.0	1.0	240.0
4.0	〃	〃	0.500	0.32	404.1	1.0	404.1
5.0	〃	〃	0.625	0.48	606.2	1.0	606.2

b. 矢板または土圧による抵抗モーメントの算定

矢板は前項により求められた鋼矢板 VL 型とする。

SP-VL……断面 $Z_{sp} = 3.150 \times 10^{-3}$ (m³)

許容曲げ応力度 $\sigma_a = 1.8 \times 10^5$ (kN/m²)

矢板 1 列の抵抗モーメント M_{sp1}

$$M_{sp1} = \sigma_a \cdot Z_{sp} \cdot 0.6$$

$$=1.8 \times 10^5 \times 3.15 \times 10^{-3} \times 0.6 = 340.2 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

ここに 0.6 は矢板の継手効率

照査面以深の根入地盤が支持できる抵抗モーメント M_{sp2}

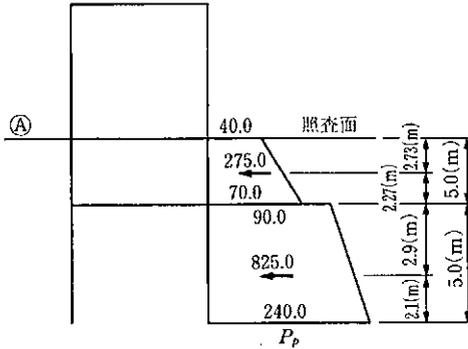


図 2.10 照査面下方の受働土圧分布図

$$M_{sp2} = \Sigma (P_{pui} \cdot h_{pi2})$$

$$= 275.0 \times 2.73 + 825.0 \times 7.9 = 7268.3 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$M_{sp1} < M_{sp2}$ より矢板の抵抗モーメントを用いる。

c. セン断抵抗モーメント M_r の算定

表 2.4 セン断抵抗モーメント集計表

壁体幅 B (m)	d (m)	$M_{r0} \cdot (1 + d/H)$ (kN·m/m)	$M_{sp} = 2 M_{sp1}$ (kN·m/m)	$M_r = M_{r0}(1 + d/H) + M_{sp1}$ (kN·m/m)
3.0	0.0	240.0	680.4	920.4
4.0	〃	404.1	〃	1084.5
5.0	〃	606.2	〃	1286.6

3) せん断変形破壊に対する安全率の算定

表 2.5 せん断変形破壊の検討結果

壁体幅 B (m)	せん断変形モーメント M_d (kN·m/m)	せん断抵抗モーメント M_r (kN·m/m)	$F_s = M_r / M_d$	許容安全率
3.0	436.9	920.4	2.1	1.2
4.0	〃	1084.5	2.5	〃
5.0	〃	1286.6	2.9	〃

以上より①点では壁体幅3.0mでも所定の安全率1.2は確保できる。

(2) B点における照査

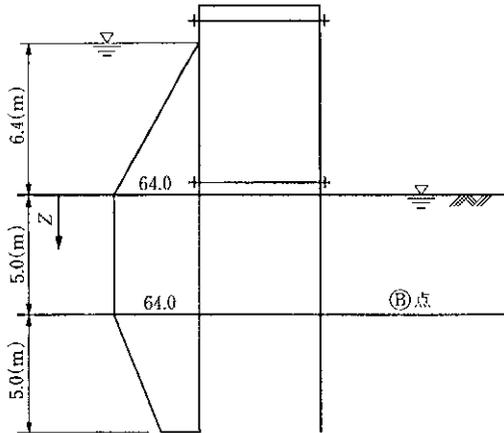
1) せん断変形モーメント M_d の算定a. 水圧によるモーメント M_w 

図 2.11 水圧分布図

$$\begin{aligned}
 M_w &= 1/2 \times 64 \times 6.4 \times (1/3 \times 6.4 + 5.0) + 64.0 \times 5.0 \times 1/2 \times 5.0 \\
 &= 2260.9 \text{ (kN·m/m)}
 \end{aligned}$$

b. 土圧によるモーメント M_{PA} , M_{PP}

主動土圧によるモーメント M_{PA}

②点における主動土圧で主動土圧が作用するか判断する。

$$P_{PA}(d=5.0\text{(m)}) = K_A \Sigma \gamma h - 2C \sqrt{K_A}$$

内部摩擦角度 $\phi=0$ より $K_A=1.0$

$$\begin{aligned}
 P_{pa}(d=5.0(\text{m})) &= \Sigma \gamma h - 2C \\
 &= 6.0 \times 5.0 - 2 \times 20 \\
 &= -10.0 (\text{kN/m}^2) < 0
 \end{aligned}$$

以上より主動土圧は作用しないものとする。

$$M_{pa} = 0.0 (\text{kN} \cdot \text{m/m})$$

受働土圧によるモーメント M_{pp}

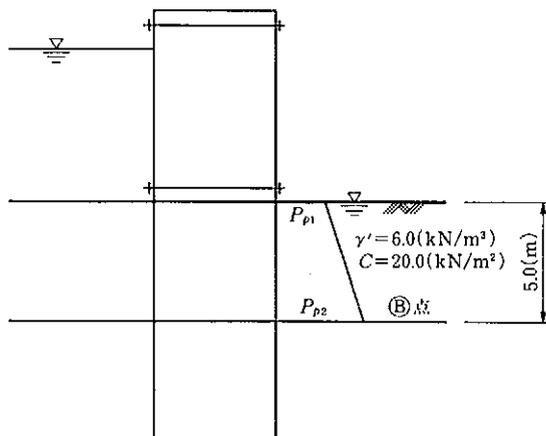


図 2.12 照査面より上方の受働土圧分布図

$$P_{pi} = K_p \Sigma \gamma h + 2C \sqrt{K_p}$$

$$\phi = 0 \text{ より } K_p = 1$$

$$P_{p1} = 2 \times 20.0 = 40.0 (\text{kN/m}^2)$$

$$P_{p2} = 1.0 \times (6.0 \times 5.0) + 2 \times 20.0 = 70.0 (\text{kN/m}^2)$$

①点からの作用距離 h_{po}

$$h_{po} = (2P_{p1} \times P_{p2}) / \{3(P_{p1} + P_{p2})\} \times 5.0$$

$$= (2 \times 40.0 + 70.0) / \{3 \times (40.0 + 70.0)\} \times 5.0 = 2.27 (\text{m})$$

$$M_{pp} = 1/2 \times (40.0 + 70.0) \times 5.0 \times 2.27 = 624.3 (\text{kN} \cdot \text{m/m})$$

c. せん断変形モーメント M_d の算定

$$M_d = M_w + M_{ap} - M_{pp}$$

$$= 2260.9 + 0.0 - 624.3 = 1635.7 (\text{kN} \cdot \text{m/m})$$

2) せん断抵抗モーメントの算定

a. 中詰せん断抵抗モーメント

主働及び受働の崩壊線が粘性土層内となるため中詰せん断抵抗モーメント M_{r0} は以下の式より求められる。

$$M_{r0} = 1/2 CB^2$$

表 2.6 中詰せん断抵抗モーメント算定表

B (m)	C (kN/it ²)	M_{r0} (kN・m/m)	$1+d/H$	$M_{r0} \cdot (1+d/H)$
3.0	20.0	810.0	1.63	1 320.3
4.0	〃	1 600.0	1.63	2 608.0
5.0	〃	2 500.0	1.63	4 075.0

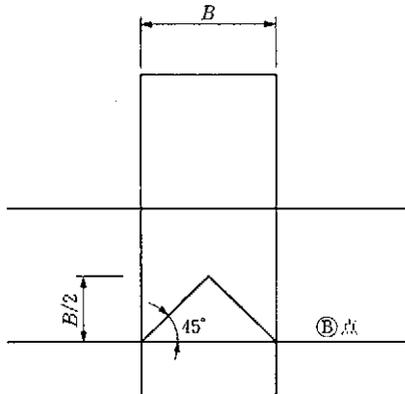


図 2.13 中詰せん断抵抗範囲

b. 矢板または土圧による抵抗モーメントの算定

①点における算定の項目参照

$$M_{sp1} = 340.2 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$$M_{sp2} = 825.0 \times 2.9 = 2 392.5 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$M_{sp1} < M_{sp2}$ より矢板の抵抗モーメントを用いる。

c. せん断抵抗モーメント M_r の算定

表 2.7 せん断抵抗モーメント集計表

B (m)	H_w (m)	d (m)	$M_{w0}(1+d/H)$	$M_{sp}=2M_{sp1}$	$M_r=M_{w0}(1+d/H)+M_{sp1}$
3.0	13.0	5.0	1 320.3	680.4	2 000.7
4.0	〃	〃	2 608.0	〃	3 288.4
5.0	〃	〃	4 075.0	〃	4 755.4

3) せん断変形破壊に対する安全率の算定

表 2.8 せん断変形破壊の検付結果

壁体幅 B (m)	せん断変形モーメント M_d (kN・m/m)	せん断抵抗モーメント M_r (kN・m/m)	$F_s=M_r/M_d$	許容安全率
3.0	1 635.7	2 000.7	1.2	1.2
4.0	〃	3 288.4	2.0	1.2
5.0	〃	4 755.4	2.9	1.2

以上より、㊸点では壁体幅 3.0 m で所定の安全率 1.2 は、確保できる。

(3) C 点における照査

1) せん断変形モーメント M_d の算定

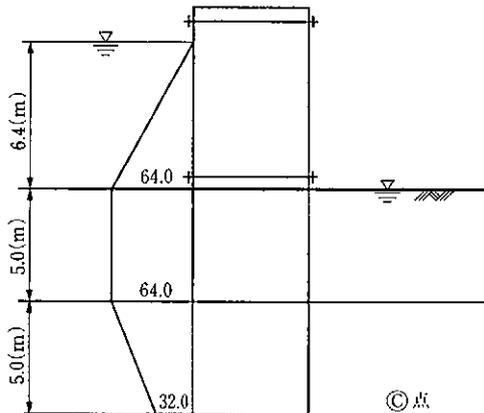


図 2.14 水圧分布

a. 水圧によるモーメント M_w

$$M_w = 1/2 \times 64.0 \times (1/3 \times 6.4 + 10.0) + 64.0 \times 5.0 \times (1/2 \times 5.0 + 5.0)$$

$$+1/2 \times 64.0 \times 5.0 \times 2/3 \times 5.0 + 1/2 \times 32.0 \times 5.0 \times 1/3 \times 5.0$$

$$= 5551.6 \text{ kN} \cdot \text{m/m}$$

b. 土圧によるモーメント M_{pA} , M_{pP}

主働土圧によるモーメント M_{pA}

$$p_{A1} = 0.333 \times 6.0 \times 5.0 = 10.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_{A2} = 0.333 \times (6.0 \times 5.0 + 10.0 \times 5.0) = 26.6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_{pA} = 10.0 \times 2/3 \times 5.0 + 26.6 \times 1/3 \times 5.0 = 77.7 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

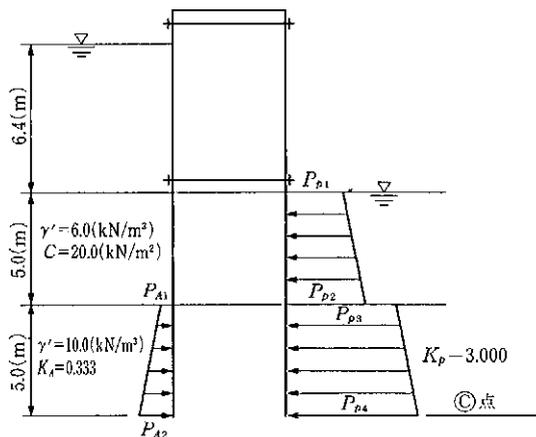


図 2.15 土圧分布図

受働土圧によるモーメント M_{pP}

$$P_{p1} = 40.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{p2} = 70.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{p3} = 6.0 \times 5.0 \times 3.000 = 90.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{p4} = (6.0 \times 5.0 + 10.0 \times 5.0) \times 3.0 = 240.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$M_{pP} = 1/2 \times 40.0 \times (2/3 \times 5.0 + 5.0) + 1/2 \times 70.0 \times (1/3 \times 5.0 + 5.0)$$

$$+ 1/2 \times 90.0 \times 2/3 \times 5.0 + 1/2 \times 240.0 \times 1/3 \times 5.0$$

$$= 750.0 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

せん断変形モーメント M_d

$$M_d = M_w + M_{pA} - M_{pP}$$

$$= 5551.6 + 77.7 - 750.0 = 4879.3 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

2) セン断抵抗モーメントの算定

a. 中詰せん断抵抗モーメント M_{r0}

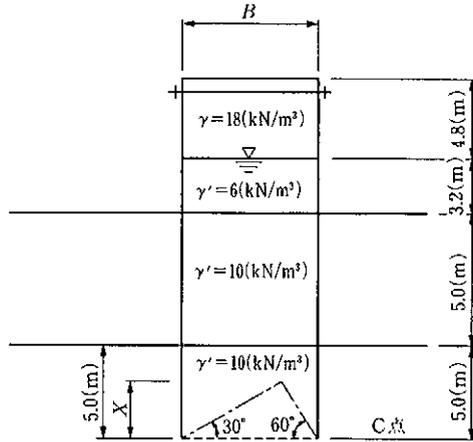


図 2.16 中詰せん断抵抗範囲

$$X \times (\tan 30^\circ + \tan 60^\circ) = B$$

$$X = B / 2.31$$

$$K_A = 0.333$$

$$K_P = 3.000$$

$$K = (K_P - K_A) = 2.667$$

C 点の有効重量

$$18.0 \times 4.8 + 10.0 \times 3.2 + 6.0 \times 5.0 + 10.0 \times 5.0 = 198.4 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

C 点より X 上方の有効重量

$$198.4 - 10.0 \times X = 198.4 - 10.0 X$$

$$P_{r1} - P_{a1} = K \times (198.4 - 10.0 X)$$

$$= 2.667(139.0 - X) = 524.1 - 26.7 X$$

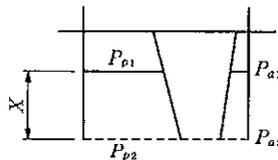


図 2.17 セン断抵抗に関わる土圧分布

$$P_{r2} - P_{a2} = K \times 139.0$$

$$= 529.1 \text{ (kN/m)}$$

$$M_{ro} = 1/2(529.1 - 26.7X) \times X \times 2X/3 + 1/2 \times 524.1 \times X \times X/3$$

$$= 264.6X^2 - 8.9X^3$$

表 2.9 中詰せん断抵抗モーメント算定表 (1)

B (m)	X	中詰せん断 モーメント M_{ro} (kN·m/m)
3.0	1.30	427.6
4.0	1.73	745.8
5.0	2.10	1084.5
6.0	2.60	1632.3
7.0	3.03	2181.7
8.0	3.46	2799.0
9.0	3.90	3496.6
10.0	4.33	4238.4

b. せん断抵抗モーメント M_r の算定

表 2.10 せん断抵抗モーメント算定表 (2)

壁体幅 B (m)	H_m	d (m)	M_m	$M_r = M_m(1 + d/H)$
3.0	18.0	10.0	427.6	962.1
4.0	〃	〃	745.8	1678.1
5.0	〃	〃	1084.5	2440.1
6.0	〃	〃	1632.3	3672.7
7.0	〃	〃	2181.7	4908.8
8.0	〃	〃	2799.0	6297.8
9.0	〃	〃	3496.6	7867.4
10.0	〃	〃	4238.4	9536.4

3) せん断変形破壊に対する安全率の算定

表 2.11 せん断変形破壊の検討結果

壁体幅 B (m)	せん断変形モーメント M_s (kN・m/m)	せん断抵抗モーメント M_r (kN・m/m)	$F_s=M_r/M_s$	許容安全率
3.0	4 879.3	962.1	0.20	1.2
4.0	〃	1 678.1	0.34	〃
5.0	〃	2 440.1	0.50	〃
6.0	〃	3 672.7	0.75	〃
7.0	〃	4 908.8	1.01	〃
8.0	〃	6 297.8	1.29	〃
9.0	〃	7 867.9	1.61	〃
10.0	〃	9 536.4	1.95	〃

以上より壁体幅 8 m で所定の安全率が確保できる。

2.8.2 滑動に対する照査

矢板根入下端で照査する。

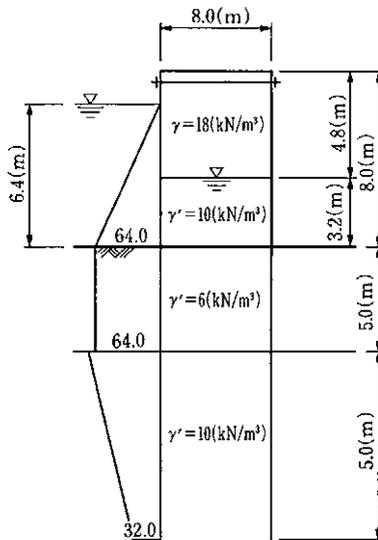


図 2.18 壁体内の土の密度分布図

(1) 滑動力 F_d の算定

$$\begin{aligned} \text{水圧合力} \quad F_w &= 1/2 \times 64.0 \times 6.4 + 64.0 \times 5.0 + 1/2 \times (64.0 + 32.0) \times 5.0 \\ &= 764.8 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\text{主働土圧合力} \quad F_{pa} = 1/2 \times (10.0 + 26.6) \times 5.0 = 91.5 \text{ (kN/m)}$$

$$F_d = F_w + F_{pa} = 764.8 + 91.5 = 856.3 \text{ (kN/m)}$$

(2) 抵抗力 F_r の算定

$$\begin{aligned} \text{壁体内土重量} \quad W &= (18.0 \times 4.8 + 10.0 \times 3.2 + 6 \times 5.0 + 10.0 \times 5.0) \times 8.0 \\ &= 1587.2 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{受働土圧合力} \quad F_{pp} &= 1/2 \times (40.0 + 70.0) \times 5.0 + 1/2 \times (90.0 + 240.0) \times 5.0 \\ &= 1100.0 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} F_r &= F_{pp} + W \tan \phi \\ &= 1100.0 + 1587.2 \times \tan 30^\circ \\ &= 2016.4 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

(3) 安定率 FS の算定

$$FS = F_r / F_d = 2016.4 / 856.3 = 2.4 > 1.2 \quad \text{OK!}$$

2.8.3 支持力の照査

根入先端において照査を行う。

(1) 偏心距離 e の算定

$$\text{外力による転倒モーメント} \quad M_d = M_w + M_{pA} - M_{pP}$$

M_w , M_{pA} , M_{pP} の値はせん断変形破壊に対する検討の項を参照。

$$M_d = 551.6 + 77.7 - 750.0 = 4879.3 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$$\text{壁体内土重量} \quad W = 1587.2 \text{ (kN/m)}$$

W は滑動の検討の項を参照。

$$e = M_d / W = 4879.3 / 1587.2 = 3.07 \text{ (m)}$$

(2) 荷重傾斜角 α の算定

壁体に作用する水平力

$$\begin{aligned} H &= P_w + P_{pa} - P_{pp} \\ &= 684.8 + 91.5 - 1100.0 \\ &= -323.7 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

$H < 0$ より $\tan \alpha = 0$ とする。

(3) 極限支持力 Q_u の算定

$$\gamma_2 \cdot D_f = \Sigma \gamma h = 6 \times 5.0 + 10 \times 5.0 = 80.0 \text{ (kN/m)}$$

$$\kappa = 1.0, \quad \gamma_2 = 10 \text{ (kN/m}^2\text{)}, \quad \gamma_1 = 10 \text{ (kN/m}^2\text{)}, \quad c = 0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\Phi = 30^\circ \text{ より支持力係数 } N_c = 41, \quad N_q = 19, \quad N_r = 15$$

$$B_o = B - 2e = 8.0 - 2 \times 3.07 = 1.86 \text{ (m)}$$

$$\begin{aligned} Q_u &= B_o \cdot \{k \cdot c \cdot N_c + k \cdot \gamma_2 \cdot D_f \cdot (N_q - 1) + 1/2 \cdot \gamma_1 \cdot B_o \cdot N_r\} \\ &= 1.86 \times \{1.0 \times 80.0 \times (19 - 1) + 1/2 \times 10.0 \times 1.86 \times 15\} \\ &= 2937.9 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

(4) 安全率 FS の算定

$$W = 1587.2 \text{ (kN/m)}$$

$$\begin{aligned} FS &= Q_u / (W - \gamma_2 D_f) = 2937.9 / (1587.2 - 80.0 \times 8.0) \\ &= 3.1 > 1.2 \quad \text{OK!} \end{aligned}$$

2.9 遮水効果の検討

$$\text{浸透路長 } L = (5.0 + 5.0) \times 2 + 8.0 = 28 \text{ (m)}$$

$$\text{水位差 } \Delta H = 6.4 \text{ (m)}$$

$$\text{安全率 } F = L / \Delta H = 28.0 / 6.4 = 4.4 > F_a = 3.0 \quad \text{OK!}$$

2.10 円形すべりの検討

省略する。

2.11 計算結果のまとめ

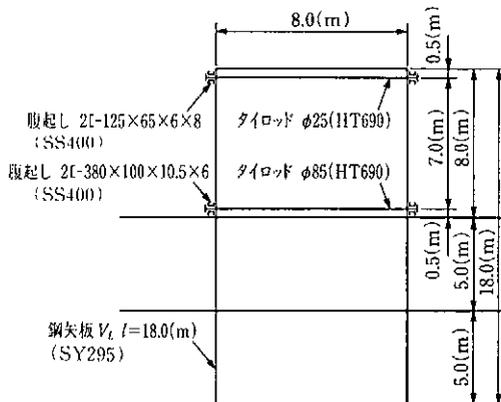


図 2.19 計算結果に基づく使用部材

表 2.12 安定計算結果

	常 時		地 震 時	
	安全率	許容値	安全率	許容値
せん断変形破壊	1.29	1.2	省 略	1.0
滑 動	2.4	1.2	〃	1.0
支 持 力	3.1	1.2	〃	1.0
遮 水	4.4	3.5	〃	—
円形すべり	省 略	1.2	〃	1.0

表 2.13 応力計算結果

		規 格	断面力		応力度 (kN/m ²)		許容応力度 (kN/m ²)	
			常 時	地震時	常 時	地震時	常 時	地震時
矢 板		SP-V ₁ (SKY 295)	(kN・m/m) 324.0	(kN・m/m) 338.0	171.4	177.8	180	270
タイロッド	一段	φ 25 (HT 690)	(kN) 73.8	—	160.7	—	176	264
	二段	φ 85 (HT 690)	(kN) 912.0	(kN) 916.0	160.7	161.4	〃	〃
腹 起 し	一段	2[-125×65 ×6×8 (SS 400)	(kN・m/m) 14.8	—	109.1	—	140	210
	二段	2[-380×100 ×10.5×16 (SS 400)	(kN・m/m) 182.0	(kN・m/m) 183.2	119.3	120.1	〃	〃

3 液状化を考慮した計算例

3.1 計算モデル

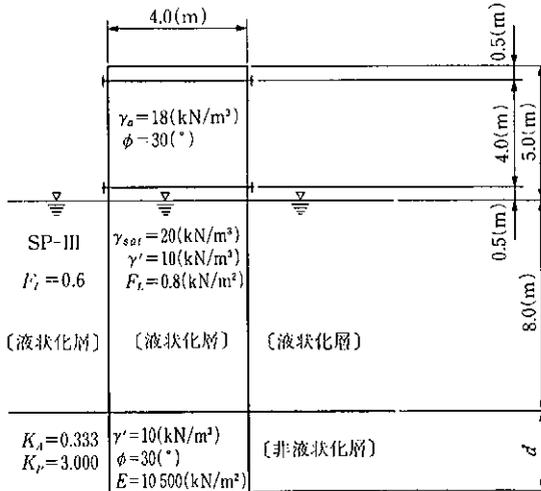


図 3.1 計算モデル

ここでは、二段タイ式での計算例を示す。

壁体幅 B は液状化を考慮しない場合で設定された値をそのまま用いる (設計計算は省略)。

なお、液状化を考慮した設計で使用矢板の型式、長さを変更する場合は、液状化を考慮しない場合について壁体幅を再検討する。

液状化抵抗率 F_L は壁体直下では中詰土重量により、現地盤に比べて大きくなるため壁体直下では $F_L=0.8$ 、現地盤では $F_L=0.6$ と設定した。

3.2 根入長の仮定

液状化を考慮しない場合は、矢板の根入下端が液状化層にとどまっても、液状化を考慮する場合は壁体の沈下や八の字開きを防止するために非液状化層に根入れする必要がある。

ここでは、非液状化層への貫入長を 2.0 m と仮定する。

3.3 矢板・タイ材の応力に対する検討

3.3.1 矢板に作用する外力の算定

(1) 液状化層の土圧の漸増成分

$$P_s = \beta_1 \times q_z - \gamma_t \times z$$

P_s : 土圧漸増成分 (kN/m²)

q_z : 縮切内側で、設計地盤面から z の深さでの全上載圧 (kN/m²)

β_1 : 低減係数で図 3.2 による

z : 設置地盤面からの深さ (m)

γ_t : 土の単位体積重量で、地下水位以下では飽和単位体積重量 (kN/m³)

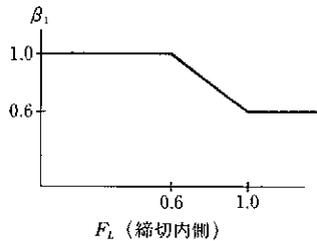


図 3.2 縮切内側 F_L と β_1

$$F_L = 0.8 \text{ より } \beta_1 = 0.8$$

$$Z = 0.0 \text{ (m)}$$

$$P_s = 0.8 \times 18.0 \times 5.0 = 72.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$Z = 8.0 \text{ (m)}$$

$$P_s = 0.8 \times (18.0 \times 5.0 + 20.0 \times 8.0) - 20.0 \times 8.0 = 40.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

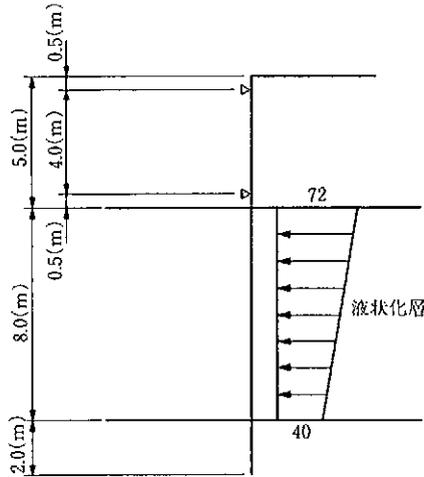


図 3.3 漸増成分分布図

(2) 液状化層の土圧振動成分

$$P_d = \beta_2 \times P_{d \max}$$

$$P_{d \max} = k_s \gamma_{sat} \sqrt{h_d \cdot z}$$

ここに、 p_d ：土圧振動成分

β_2 ：矢板の剛性、液状化層厚に応じた土圧振動成分に関わる低減係数

h_d ：設置地盤面から最も下の液状化層までの深さ

β_2 は矢板の相対剛性より式により求める。

$$\beta_2 = 0.40 \log \rho - 0.40 \quad (\text{ただし } 0 \leq \beta_2 \leq 1.0)$$

$$\rho = \frac{EZ_a}{\gamma_{sat} h_{lq}^3}$$

ここに、 ρ ：矢板の相対剛性

h_{lq} ：液状化層厚

γ_{sat} ：土の飽和单位体積重量

SP-V_Lを使用

$$E = 2.1 \times 10^8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$Z_a = 3.15 \times 10^{-3} \text{ (m}^3\text{/m)}$$

$$\gamma_{sat} = 20.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}, \quad h_{lq} = 8.0 \text{ (m)}$$

$$\rho = \frac{2.1 \times 10^3 \times 3.15 \times 10^{-3}}{20.0 \times 8.0^3} = 64.6$$

$$\beta_2 = 0.40 \log 64.6 - 0.4 = 0.32$$

$$k_a = 0.18, \quad \gamma_{sat} = 2.0 \text{ (tf/m}^3\text{)}, \quad h_d = 8.0 \text{ (m)}$$

表 3.1 振動成分算定表

Z (m)	$P_{d \max}$ (kN/m ² /m)	$\beta_2 P_{d \max}$ (kN/m ² /m)
0.0	0.0	0.0
1.0	10.2	3.3
2.0	14.4	4.6
3.0	17.9	5.6
4.0	20.4	6.5
5.0	22.8	7.3
6.0	24.9	8.0
7.0	26.9	8.6
8.0	28.8	9.2

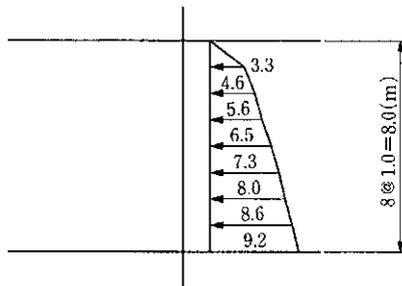


図 3.4 振動成分分布図

(3) 中詰土の静止土圧

$$\text{静止土圧係数 } K_0 = 1 - \sin \phi = 1 - \sin 30^\circ = 0.5$$

$$p_1 = 0.5 \times (18.0 \times 5.0) = 45.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

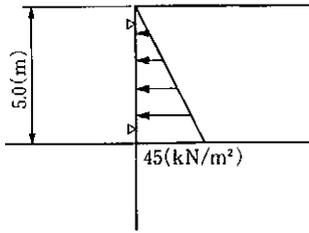


図 3.5 静止土圧分布図

(4) 中詰砂の土圧

静止土圧係数 $K_0=0.5$

地震時主働土圧係数 K_{AE}

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \sin(\phi - \theta)}{\cos \theta}} \right]^2}$$

$\theta = \tan^{-1} k_h$ $k_h=0.1$ より $\theta = 5.71^\circ$

$\phi = 30^\circ$ より

$K_{AE} = 0.397$

$P_1 = (0.5 - 0.397) \times (18.0 \times 5.0) = 9.3 (\text{kN/m}^2)$

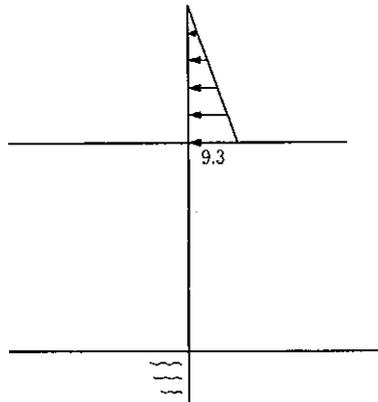


図 3.6 片持梁モデル荷重図

3.3.2 非液化化層の水平方向地盤反力係数

$K_{h0} = 1/0.3 \cdot \alpha \cdot E = 1/0.3 \times 8 \times 10^5 = 2.8 \times 10^5 (\text{kN/m}^3)$

$$K_h = K_{h0} \cdot (B_{II}/0.3)^{-3/4} = 2.8 \times 10^5 \times (10/0.3)^{-3/4} = 2.0 \times 10^5 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

3.3.3 計算モデル

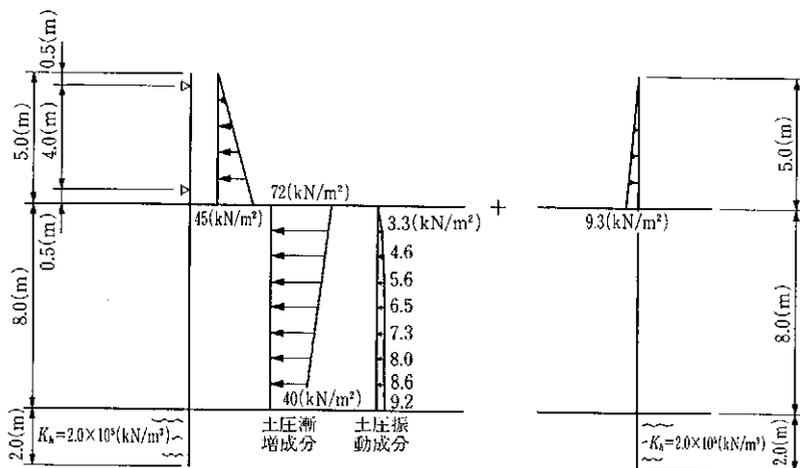


図 3.7 荷重図

矢板 $E = 2.1 \times 10^8 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

$$I = 63\,000 \times 10^{-8} \times 0.45 = 2.84 \times 10^{-4} \text{ (m}^4\text{)}$$

3.3.4 計算結果

最大曲げモーメント $M = 510.0 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$

反力 一段目 $R_1 = -76.0 \text{ (kN/m)}$

二段目 $R_2 = 490.0 \text{ (kN/m)}$

3.3.5 矢板応力度

$$\text{SP-VI. } Z = 3.15 \times 10^{-3} \times 0.6 = 1.89 \times 10^{-3} \text{ (m}^3\text{)}$$

$$\begin{aligned} \sigma &= \frac{M}{Z} = \frac{510.0}{1.890 \times 10^{-3}} = 2.698 \times 10^5 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ &= 269.8 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 270 \text{ (N/mm}^2\text{)} \end{aligned}$$

3.3.6 タイロッドの応力度

(1) タイロッドの張力

タイロッド間隔 2.0m とする.

$$P = 2.0 \times R_2 = 2.0 \times 490.0 = 980.0 \text{ (kN)}$$

なお、一段目タイロッドは水位がない通常時の状態が最も厳しくなると想

定されるため、液状化時では決まらない。

(2) タイロッド応力度

地震時許容応力度 $\sigma_a = 264 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ のタイロッド $\phi 70 \text{ (mm)}$ を用いる。

$$\begin{aligned}\sigma &= \frac{P}{A} = \frac{980.0}{(\pi/4 \times 0.07^2)} = 2.546 \times 10^5 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ &= 254.6 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 264 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

3.3.7 腹起しの応力度

3 径間梁として計算する。

(1) モーメントの算定

$$\begin{aligned}M &= P \cdot l/10 \\ &= 980.0 \times 2.0/10 = 196.0 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)} = 1.96 \times 10^8 \text{ (N} \cdot \text{mm/m)}\end{aligned}$$

なお、一段目は一段目タイ同様水位がない常時（平水時）の状態が最も厳しくなると想定されるため液状化時では決まらない。

(2) 応力度算定

地震時許容応力度 $\sigma_a = 210 \text{ (N/mm}^2\text{)}$ の溝型鋼 2 枚を用いる。

$$\begin{aligned}2I &= 300 \times 90 \times 10 \times 15.5 \\ 2Z &= 494 \times 2 = 988 \text{ (cm}^3\text{)} = 9.88 \times 10^{-4} \text{ (m}^3\text{)} \\ \sigma &= \frac{196.0}{9.88 \times 10^{-4}} = 1.983 \times 10^5 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ &= 198.3 \text{ (N/mm}^2\text{)} < 210 \text{ (N/mm}^2\text{)}\end{aligned}$$

3.4 安定計算

3.4.1 滑動に対する検討

(1) 非液状化層の土圧係数

内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$, $\theta = 0^\circ$

$$\text{主働土圧係数} \quad K_A = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos \theta}} \right]^2} = 0.333$$

$$\text{受働土圧係数} \quad K_P = \frac{\cos^2(\phi - \theta)}{\cos^2 \theta \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \phi \cdot \sin(\phi - \theta)}{\cos \theta}} \right]^2} = 3.000$$

(2) 壁体に作用する外力

1) 土圧振動成分

振動成分の算定は矢板・タイ材の応力に対する検討の項を参照。

表 3.2 振動成分による変形モーメントの算定

Z (m)	$P_{d\max}$ (kN/m/m)	$\beta_2 P_{d\max}$ (kN/m/m)	層厚 (m)	F_{pd} $H \cdot \beta_2 \cdot P_{d\max}$ (kN/m)	照査面からの 距離 h (m)	MF_{pd} $h \cdot H \cdot \beta_2 \cdot d_{\max}$ (kN·m/m)
0.0	0.00	0.0				
1.0	1.02	3.3	1.0	1.7	9.33	15.9
2.0	1.44	4.6	〃	4.0	8.47	33.9
3.0	1.76	5.6	〃	5.1	7.48	38.1
4.0	2.04	6.5	〃	6.1	6.49	39.6
5.0	2.28	7.3	〃	6.9	5.49	37.9
6.0	2.49	8.0	〃	7.7	4.49	34.6
7.0	2.69	8.6	〃	8.3	3.49	29.0
8.0	2.88	9.2	〃	8.9	2.49	22.2
				48.7		251.2

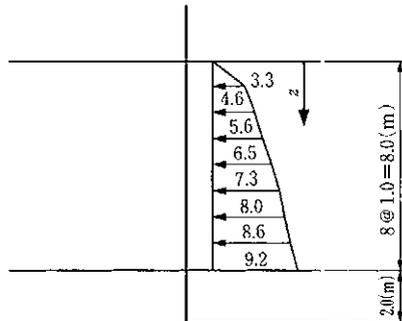


図 3.8 振動成分分布図

2) 土圧

主働土圧強度

$$P_{A1} = K_A \cdot \Sigma \gamma h = 0.333 \times 10.0 \times 8.0 = 26.6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{A2} = 0.333 \times (10.0 \times 8.0 + 10.0 \times 2.0) = 33.3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

受働土圧強度

$$P_{r1} = K_p \cdot \Sigma \gamma h = 3.000 \times 10.0 \times 8.0 = 240.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$P_{r2} = 3.000 \times (10.0 \times 8.0 + 10.0 \times 2.0) = 300.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

主働土圧合力

$$F_{rA} = 1/2 \times (26.6 + 33.3) \times 2.0 = 59.9 \text{ (kN/m)}$$

矢板先端からの作用距離

$$h_A = (2 \times 26.6 + 33.3) / \{3 \times (26.6 + 33.3)\} \times 2.0 = 0.96 \text{ (m)}$$

受働土圧合力

$$F_{rP} = 1/2 \times (240.0 + 300.0) \times 2.0 = 540.0 \text{ (kN/m)}$$

矢板先端からの作用距離

$$h_P = (2 \times 240.0 + 300.0) / \{3 \times (240.0 + 300.0)\} \times 2.0 = 0.96 \text{ (m)}$$

非液状化層上端からの作用距離

$$h_{P'} = 1.04 \text{ (m)}$$

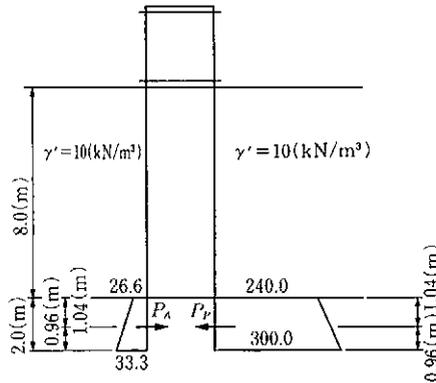


図 3.9 非液状化層の土圧分布

(3) 中詰土重量

$$\begin{aligned} W_j &= B \cdot \Sigma \gamma h = 4.0 \times (18.0 \times 5.0 + 10.0 \times 8.0 + 10.0 \times 2.0) \\ &= 760.0 \text{ (kN/m)} \end{aligned}$$

(4) 滑動に対する照査

$$FS = F_r / F_d$$

ここで、 F_d ：壁体に作用する水平外力の総和 (kN/m)

F_r ：滑動抵抗力の総和 (kN/m)

$$F_d = F_w + F_{pa} + F_{wat} + F_{pat}$$

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

$$F_s = cB + W_f \times \tan \phi$$

$$F_{wat} = (7/12) \times \gamma_w \times k_s \times H^2$$

F_w : 水圧による外力 (kN/m)

F_{pa} : 非液状化層の主働土圧による水平外力 (kN/m)

F_{rp} : 非液状化層の受働土圧による水平抵抗力 (kN/m)

F_s : 照査面の地盤の水平せん断抵抗力 (kN/m)

F_{wat} : 地盤から上の矢板に作用する動水圧合力 (kN/m)

F_{pat} : 液状化層の中に作用する土圧振動成分合力 (kN/m)

で計算される値とする。

c : 支持層の土の粘着力 (kN/m²)

ϕ : 支持層の土の内部摩擦角 (°)

B : 壁体幅 (m)

W_f : 照査面から上の中詰土重量 (kN/m)

D_i : 設計時盤面から i 番目の非液状化層中央深さ (m)

当該非液状化層が支持層の場合には、支持層中の矢板の中央深さ

k_s : 液状化を考慮する場合の計測震度

$$F_w = 0.0, F_{wat} = 0.0$$

$$F_d = F_{pa} + F_{pat} = 59.9 + 48.7 = 108.6 \text{ (kN/m)}$$

$$F_s = 760.0 \times \tan 30^\circ = 438.8 \text{ (kN/m)}$$

$$F_r = F_{rp} + F_s = 540.0 + 438.8 = 978.8 \text{ (kN/m)}$$

$$FS = F_r / F_d = 978.8 / 108.6 = 9.0 > F_a = 1.0 \quad \text{O. K.}$$

3.4.2 支持力に対する検討

(1) 全体支持力安全性

“十分に厚い非液状化層に支持させる場合”に基づき検討する。

$$F_s = (q_u \times B_c + S)$$

$$F_d = W_f + W_{sp} \times 2$$

$$q_u = c \times N_c + 0.5 \times \gamma_1 \times B_c \times N_r + D_j \times \gamma_2 \times (N_q - 1)$$

$$S = (c \times D_f \times \gamma_2 \times K_0 \times \tan \phi) \times h$$

ここで、 W_f ：中詰土重量 (kN/m)

W_{sp} ：単位幅当たりの矢板の重量 (kN/m)

q_u ：十分に厚い支持層の照査面での支持力で、荷重の傾斜を考慮した値 (kN/m²)

B_e ：荷重の偏心を考慮したときの有効締切幅 ($B_e = B - 2e$) (m)

e ：照査面での荷重の偏心量 (m)

N_c, N_r, N_q ：支持力係数で 8.7 に示す値とする

D_f ：設計時盤面から照査面まで深さ (m)

c ：支持層の土の粘着力 (kN/m²)

ϕ ：支持層の土の内部摩擦角 (°)

c_i ： i 番目の非液状化層の粘着力 (kN/m²)

ϕ_i ： i 番目の非液状化層の内部摩擦角 (°)

S_i ： i 番目の非液状化層での矢板と土の間の摩擦力 (kN/m)

D_{fi} ：設計時盤面から i 番目の非液状化層中央深さ (m)

当該非液状化層が支持層の場合には、支持層中の矢板の中央深さ

h_i ： i 番目の非液状化層の層厚 (m)

当該非液状化層が支持層の場合には、支持への矢板根入長、

滑動の検討より水平力は受働土圧以下であるため荷重の傾斜はない。

滑動の検討より矢板下端におけるモーメントは以下に示すとおりである。

土圧振動成分 $MF_{pu} = 251.2$ (kN·m/m)

主働土圧 $M_{pu} = 59.9 \times 0.96 = 57.5$ (kN·m/m)

受働土圧 $MF_{pv} = 540.0 \times 0.96 = 518.4$ (kN·m/m)

$MF_{pu} + M_{pu} < MF_{pv}$ より、荷重の偏心量 $e = 0$

支持層の内部摩擦角 $\phi = 30^\circ$ 、荷重傾斜ゼロより、 $N_c = 30$ 、 $N_r = 15$ 、

$N_q = 19$

$$D_f \cdot \gamma_2 = 8.0 \times 10.0 + 2.0 \times 10.0 = 100.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$c = 0.0 \text{ (tf/m}^2\text{)}, \quad \gamma_1 = 10.0 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$q_u = 0.5 \times 10.0 \times 4.0 \times 15 + 100.0 \times (19 - 1) = 2100.0 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$S = D_f \times \gamma_2 \times \tan \phi_2 \times h_i$$

$$D_f = 9.0(\text{m}), \quad \gamma_2 = 10.0(\text{kN/m}^3), \quad h = 2.0(\text{m})$$

$$S = 9.0 \times 10.0 \times \tan 30^\circ \times 2.0 = 104.0(\text{kN/m})$$

$$SP - V_L (W = 2.10(\text{kN/m}))$$

$$W_{sp} = 2.10 \times 15.0 = 31.5(\text{kN/m})$$

$$W_f = 760.0(\text{kN/m}) \quad (\text{滑動の検討より})$$

$$F_d = W_f + W_{sp} \times 2 = 760.0 + 31.5 \times 2 = 823.0$$

$$FS = (q_u \times B' + S) / F_d = (2100.0 \times 4.0 + 104.0) / 823.0 \\ = 10.3 > 1.0 \quad \text{OK}$$

(2) 矢板の支持力に対する検討

$$F_s = S / W_{sp} = 104.0 / 31.5 = 3.3 > 1.0 \quad \text{OK}$$

3.4.3 せん断変形破壊に対する検討

(1) 液状化層下端における照査

中詰せん断抵抗が見込めないため矢板または照査面下方の土圧抵抗モーメントだけとする。

矢板の抵抗モーメント

$$M_{sp1} = \sigma_a \cdot Z = 27000 \times 3150 \times 0.6 \times 10^{-5} = 510.0(\text{kN} \cdot \text{m/m})$$

照査面下方の土圧の抵抗モーメント (滑動の検討より)

$$M_{sp2} = 540.0 \times 1.04 \times = 562.0(\text{kN} \cdot \text{m/m})$$

$M_{sp1} < M_{sp2}$ より M_{sp1} を採用。

$$M_r = 510.0 \times 2 = 1020.0(\text{kN} \cdot \text{m/m})$$

せん断変形モーメント

土圧振動成分によるせん断変形モーメントを求める。

$$M_d = 153.8(\text{kN} \cdot \text{m/m})$$

$$FS = M_r / M_d = 1020.0 / 153.8 = 6.6 > 1.0 \quad \text{OK}$$

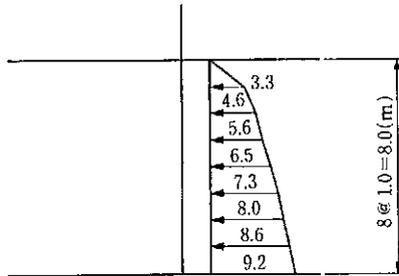


図 3.10 振動成分分布図

表 3.3 照査面における振動成分による変形モーメントの算定

Z (m)	P_{dmax} (kN/m)	$\beta_2 P_{dmax}$ (kN/m)	層厚 (m)	F_{pd} $H \cdot \beta_2 \cdot P_{dmax}$ (kN/m)	照査面からの 距離 h (m)	MF_{pd} $h \cdot H \cdot \beta_2 \cdot P_{dmax}$ (kN·m/m)
0.0	0.00	0.0				
1.0	1.02	3.3	1.0	1.7	7.33	12.5
2.0	1.44	4.6	〃	4.0	6.47	25.9
3.0	1.76	5.6	〃	5.1	5.48	27.9
4.0	2.04	6.5	〃	6.1	4.49	27.4
5.0	2.28	7.3	〃	6.9	3.49	24.1
6.0	2.49	8.0	〃	7.7	2.49	19.2
7.0	2.69	8.6	〃	8.3	1.49	12.4
8.0	2.88	9.2	〃	8.9	0.49	4.4
				48.7		153.8

(2) 矢板下端における照査

1) 中詰せん断抵抗モーメント M_{rs}

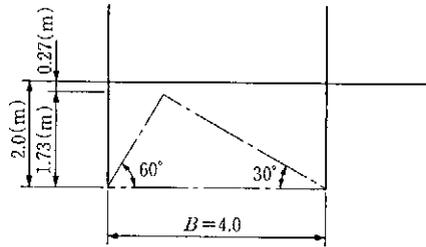


図 3.11 中詰せん断抵抗範囲

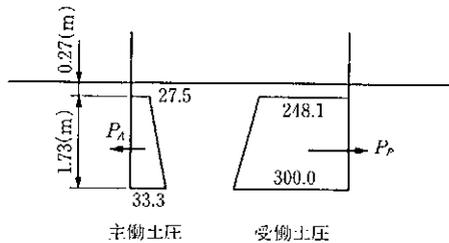


図 3.12 中詰せん断抵抗に関わる土圧分布

$$P_A = 1/2 \times (27.5 + 33.3) \times 1.73 = 76.4 \text{ (kN/m)}$$

$$h_A = (2 \times 27.5 + 33.3) / \{3 \times (27.5 + 33.3)\} \times 1.73 = 0.84 \text{ (m)}$$

$$P_P = 1/2 \times (248.1 + 300.0) \times 1.73 = 474.1 \text{ (kN/m)}$$

$$h_P = 0.84 \text{ (m)}$$

$$M_{rs} = P_P \cdot h_P - P_A \cdot h_A = 474.1 \times 0.84 - 76.4 \times 0.84 = 334.0 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$$M_r = M_{rs} \times (1 + d/H_m) = 334.0 \times (1 + 10.0/15.0) = 557.0 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

2) せん断変形モーメント

滑動の検討の項より

土圧振動成分 $MF_{pd} = 251.2 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$

$$M_{PA} = 59.9 \times 0.96 = 57.5 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$$M_{PP} = 540.0 \times 0.96 = 518.4 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$$

$$M_d = 251.2 + 57.5 - 518.4 < 0$$

$M_d < 0$ より安定

3.5 計算結果のまとめ

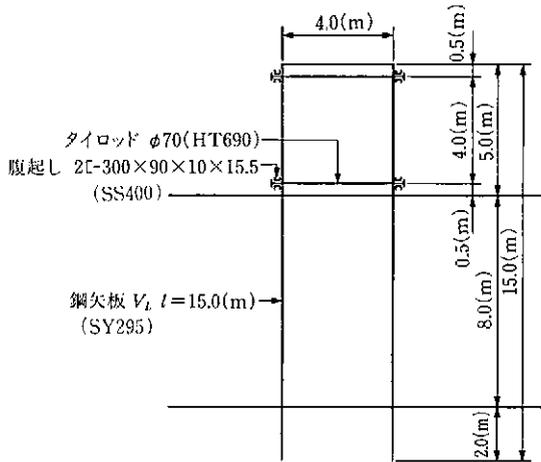


図 3.13 計算結果に基づく使用部材

表 3.4 安定計算結果

	常 時		地 震 時	
	安全率	許容値	安全率	許容値
せん断変形破壊	—	—	∞	1.0
滑 動	—	—	9.0	1.0
支 持 力	—	—	6.0	1.0
遮 水	—	—	—	—
円弧すべり	—	—	省 略	1.0

表 3.5 応力計算結果

		規 格	断面力 ($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}^2$)		応力度 (N/mm^2)		許容応力度 (N/mm^2)	
			常 時	地震時	常 時	地震時	常 時	地震時
矢 板		SP-VL (SY 295)	—	($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$) 510.0	—	2.698 $\times 10^5$	—	270
タイロッド	一段	省 略	—	—	—	—	—	—
	二段	$\phi 70$ (HT 690)	—	(kN) 980.0	—	254.6	—	260
腹 起 し	一段	省 略	—	—	—	—	—	—
	二段	2 --300×90 ×10×15.5 (SS 400)	—	($\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m}$) 196.0	—	198.3	—	210

鋼矢板二重式仮締切 設計マニュアル

平成 13 年 5 月 7 日 第 1 刷発行 (定価はカバーに表示してあります)

編集・発行 財団法人 国土技術研究センター

〒105-0001 東京都港区虎ノ門 2-8-10 第 15 森ビル

電話 03-3503-0393

発 売 株式会社 山 海 堂
海 野 巖

〒113-8430 東京都文京区本郷 5-5-18

電話 03-3816-1617

振替 00140-3-194982

<http://www.sankaido.co.jp>

乱丁、落丁本はお取り替え致します。

© 2001

ISBN-4-381-01427-8 C 3501

改訂新版 建設省河川砂防 技術基準(案)同解説

<全4編>

建設省河川局監修 (社) 日本河川協会編

官・民ともに、河川、ダムなど、わが国土の砂防に取り組む、河川砂防関係者・技術者必携の技術基準(案)として広く活用されているものが、今般、国際単位系への移行および「安全」「環境」「技術革新」の観点から、改訂新版として発行にいたった。

■各冊A4判/函入/4分冊 *表示は税別

調査編 A4判 624頁 本体6600円

降水量調査/水位調査/流量調査/水文観測/流出計算/水位計算と粗度係数/地下水調査/内水調査/河口調査/地すべり調査/急傾斜地調査/雪崩調査/生産土砂調査/流送土砂調査/海岸調査/水質・底質調査/土質地質調査/河川環境調査/河道国勢調査/河川経済調査/測量

計画編 A4判 244頁 本体3900円

総合河川計画/洪水防御計画の基本/底水計画の基本/砂防計画の基本/環境保全計画の基本/海岸計画/地すべり防止計画の基本/急傾斜地崩壊対策計画の基本/雪崩対策計画の基本/河道ならびに河川構造物計画/多目的施設計画/ダム施設計画/砂防施設計画/地すべり防止施設計画/急傾斜地崩壊対策施設計画/雪崩対策施設計画

設計編 [I] A4判 272頁 本体4300円

河川構造物の設計=総説/堤防/高規格堤防/護岸/水制/床止め/堰/樋門/水門/トンネル構造による河川/排水機場/伏せ越しダムの設計=総説/ダムの基本形状、形式および位置の決定/ダム設計の基本条件/ダムの基礎地盤の設計/コンクリートダムの設計/フィルダムの設計/洪水吐きおよびその他の放流設備/ゲート

設計編 [II] A4判 236頁 本体4200円

砂防施設の設計=総説/砂防ダム/床固工/護岸/水制工/流路工/山腹工/その他の施設 地すべり防止施設の設計=総説/抑制工の設計/抑止工の設計 急傾斜地崩壊防止施設の設計=総説/各施設の設計 雪崩対策施設の設計=総説/予防工の設計/防護工の設計 海岸保全施設の設計=総説/設計基礎条件/堤防および護岸/突堤/離岸堤/消波堤/リーフ工法/養浜/高潮・津波防波堤/附帯施設

(価格は税別)

発行/山海堂

改定 解説 河川管理施設等構造令

(財)国土開発技術研究センター編
A5判 440頁 ◎本体3,700円

平成9年の河川法改正を受けて、同年に河川環境の整備と保全に配慮し、全面改定された「河川管理施設等構造令」の解説書。

参考に河底横断トンネル、付に通達等を掲載。ダム、高規格堤防は性能規定を含めている。

◎推薦 「解説・河川管理施設等構造令」は、昭和51年に制定された河川管理施設等構造令の解説書として活用されてきた。その後、社会的・技術的状況の変化に対応して、数次にわたり、河川管理施設等構造令及び同令施行規則の一部改正が行われてきている。

今回の解説改定は、河川法や構造令等の改正、技術基準類の見直し、現在までに得られた技術的知見及び現場での運用等を勘案し、現時点における構造令解説の具体的記述が行われている。法改正等に関連する事項の追加、河川環境の整備と保全への配慮の記述、河川空間の活用への配慮の記述、高規格堤防、樹林帯、魚道、起伏堰、橋の径間長及び大臣特認制度関係の記述、既往の災害等からの知見による記述、技術基準類を参照することの記述、参考として「河川横過トンネル」構造基準の記述などである。

近年、質の高い生活や良好な環境を求める国民のニーズの増大に伴い、総合的な河川管理の推進の必要が求められており、本書が単に実務者のみならず、広く、より多くの人に活用されることを期待したい。

<主要目次>

総則 ダム 堤防 床止め 堰 水門及び樋門 揚水機場、排水機場及び取水塔 橋 伏せ越し 雑則 参考：河底横過トンネル 付

(価格は税別)

発行／山海堂

護岸の力学設計法

(財)国土開発技術研究センター編
B5判 164頁 ◎本体4,500円

護岸の力学的な安定性を確保する最低限の諸元を照査する手法を示した。

これまで体系的な力学的設計論が確立しておらず、過去の経験等に基づいてなされてきた護岸設計に、力学的な安定性を確保する最低限の諸元を照査する手法を示した。一般の基準書とは異なり、設計者自身が本書に示す各構造モデルの特徴と河道特性を十分理解した上で判断することが期待される。

<主要目次>

I. 共通編

●総則 ●設計一般 ●荷重 ●使用材料 ●基礎地盤の検討 ●構造の基本 ●橋門の設計 ●仮設 ●施工および施工管理に関する一般事項

II. 基礎構造編

●総則 ●基礎の設計に関する一般事項 ●直接基礎 ●柔支持基礎 ●周辺堤防の対策

III. 耐震設計編

●総則 ●設計計画 ●荷重および設計条件 ●設計水平震度 ●橋門の耐震設計 ●周辺堤防の検討

参考資料

(価格 は税別)

発行/山海堂

ISBN4-381-01427-8

C3051 ¥5500E



9784381014276

定価(本体5500円+税)



1923051055005