

# 鋼材を用いた河川堤防の液状化対策工法

## 技 術 資 料

平成30年1月

一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会



＜ 目 次 ＞

1章	はじめに	1
2章	鋼（管）矢板について	2
3章	鋼（管）矢板の施工について	4
4章	鋼材を用いた河川堤防の液状化対策	6
4.1	対策の原理	6
4.2	設計の基本方針・手順	7
4.3	設計フロー（レベル1地震動）	9
4.4	照査フロー（レベル2地震動）	24
4.5	各計算例のコンセプト	27
5章	計算例1：鋼材を用いた工法による対策（その1）	29
5.1	設計手順	29
5.2	設計条件	30
5.3	現況の照査	35
5.4	対策後の照査	39
6章	計算例2：鋼材を用いた工法による対策（その2）	53
6.1	設計手順	53
6.2	設計条件	54
6.3	現況の照査	61
6.4	対策後の照査	65
7章	計算例3：鋼材を用いた工法による対策（その3）	81
7.1	設計手順	81
7.2	設計条件	82
7.3	現況の照査	86
7.4	対策後の照査	90

8章	計算例4：鋼材を用いた工法による対策（その4）	107
8.1	設計手順	107
8.2	設計条件	108
8.3	現況の照査	111
8.4	対策後の照査	115
9章	計算例5：鋼材を用いた工法による対策（その5）	123
9.1	設計手順	123
9.2	設計条件	124
9.3	現況の照査	127
9.4	対策後の照査	131
10章	Q&A	145
	【ALID 解析の参考資料】	149

## 1章 はじめに

レベル2地震動に対する河川堤防の基礎地盤および堤体の液状化対策工の効率的な設計手法の確立を目的に、「河川堤防の液状化対策の設計手法検討委員会」が設置され、平成28年3月に「河川堤防の液状化対策の手引き」(土木研究所資料第4332号)が刊行された。

また、平成29年8月には、実務者が本手引きに示された設計方法を正しく理解し適用できることを目的に取りまとめられた「河川堤防の液状化対策の手引き<設計計算例>」(土木研究所資料第4346号)が刊行された。

本技術資料は、この手引きおよび設計計算例の中で、鋼材を用いた液状化対策工法についての記載と設計計算例の補充、実務者から当技術協会へ問い合わせをいただくことが多いQ&Aなどを取りまとめたものである。

## 2章 鋼（管）矢板について

河川堤防の液状化対策に適用する鋼材は、日本工業規格（JIS）に準拠するものとし、機械的性質および化学成分は以下のとおりである。

### (1) 鋼矢板

使用する鋼矢板は、JIS A5523 に準拠するものとし、機械的性質および化学成分は以下のとおりである。

表 2.1 鋼矢板の機械的性質

規格 記号	引張 強さ N/mm <sup>2</sup>	降伏点 又は 耐力 N/mm <sup>2</sup>	試験片	伸び %	シャルピー吸収エネルギー J			試験片 および 試験片 採取方向	
					試験 温度 ℃	標準 試験片			
						10×10mm	10×7.5mm		10×5mm
SYW295	450 以上	295 以上	1A号	18以上	0	43以上	32以上	22以上	Vノッチ 圧延方向
			14B号	24以上					
SYW390	490 以上	390 以上	1A号	16以上					
			14B号	20以上					

表 2.2 鋼矢板の化学成分

規格記号	化学成分 %						炭素当量 %
	C	Si	Mn	P	S	N	Ceq.
SYW295	0.18 以下	0.55 以下	1.50 以下	0.04 以下	0.04 以下	0.0060 以下	0.4 以下
SYW390							0.45 以下

## (2) 鋼管矢板

使用する鋼管矢板は、JIS A 5530 に準拠するものとし、機械的性質および化学成分は以下のとおりである。

表 2.3 鋼管矢板の機械的性質

機械的性質	引張強さ N/mm <sup>2</sup>	降伏点又は 耐力 N/mm <sup>2</sup>	伸び % 5号試験片 横方向	溶接部引張 強さ N/mm <sup>2</sup>	へん平性 平板間の距離(H) (Dは管の外径)
製法区分	アーク溶接、電気抵抗溶接			アーク溶接	電気抵抗溶接
SKY400	400 以上	235 以上	18 以上	400 以上	1/3 D
SKY490	490 以上	315 以上	18 以上	490 以上	1/8 D

表 2.4 鋼管矢板の化学成分

種類の記号	化学成分 %				
	C	S <sub>i</sub>	M <sub>n</sub>	P	S
SKY400	0.25 以下	—	—	0.040 以下	0.040 以下
SKY490	0.18 以下	0.55 以下	1.65 以下	0.035 以下	0.035 以下

## (3) 排水機能付き鋼材

鋼矢板、鋼管矢板の中には、通常の鋼材と排水機能付き鋼材がある。排水機能付き鋼材は、目詰まり防止用フィルターを配した排水部材を取り付けた鋼材である。なお、排水部材の取り付け長さは、液状化層厚に地盤の層厚変化を考慮した長さとしている。

### 3章 鋼（管）矢板の施工について

河川堤防の液状化対策時に適用される鋼（管）矢板の施工法には、主に以下のようなものがある。

#### (1) 圧入機による圧入工法

既に打ち込んだ鋼（管）矢板などで反力を取り、油圧などによって鋼（管）矢板を押し込む工法である。機械本体がコンパクトで狭い場所での施工に適し、騒音・振動の心配も少ないため、都市部での施工など、近年適用が増加している工法である。

#### (2) バイブロハンマによる振動工法

バイブロハンマによって発生する鉛直方向の起振力を鋼（管）矢板などの鋼材に伝え、鋼材周面および先端の土の抵抗を減少させ、バイブロハンマと鋼材の自重によって鋼材を打ち込む工法である。施工能率が高く、また施工条件に応じて様々な機種がある。

図 3.1、図 3.2 にそれぞれ圧入工法、振動工法の施工概念図を示す。

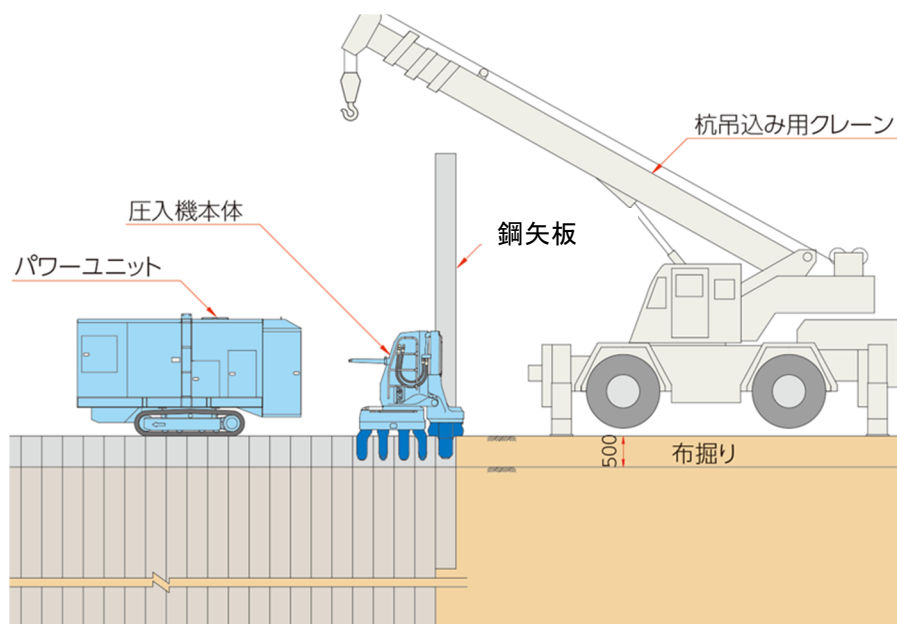


図 3.1 圧入工法の施工概念図



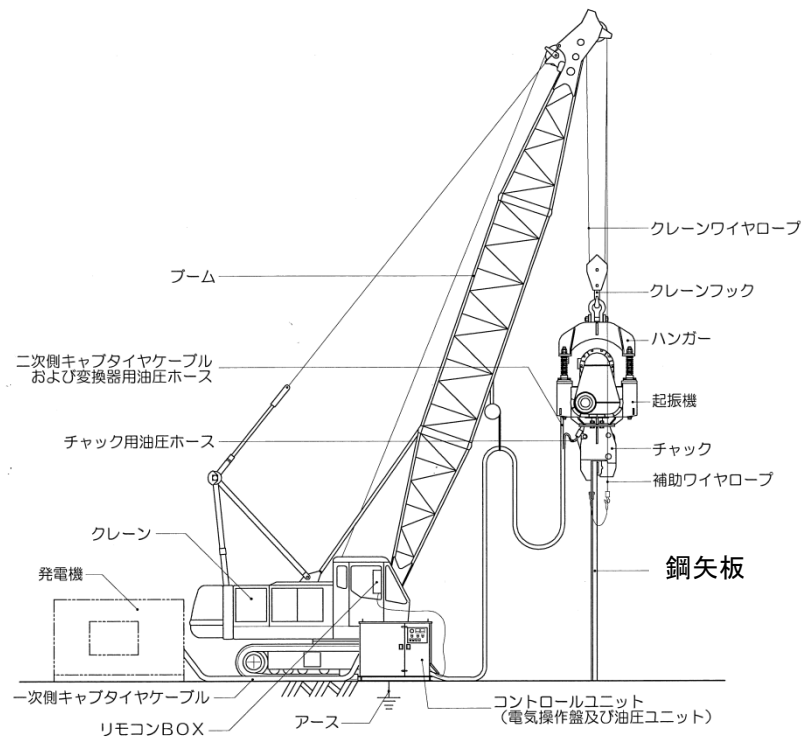


図 3.2 振動工法の施工概念図

## 4章 鋼材を用いた河川堤防の液状化対策

### 4.1. 対策の原理

鋼材を用いた対策は、堤防下の地盤の液状化によって盛土が大きく変形することを、鋼材の剛性と根入れ部の地盤抵抗などによって抑制するものである。また、排水機能付き鋼材では、鋼材周辺の過剰間隙水圧の発生を低減することにより、鋼材に作用する側方流動力の低減および地盤反力の増加を図り、鋼材の剛性と根入れ部の地盤抵抗などと合わせて堤防盛土の変形を抑制するものである。

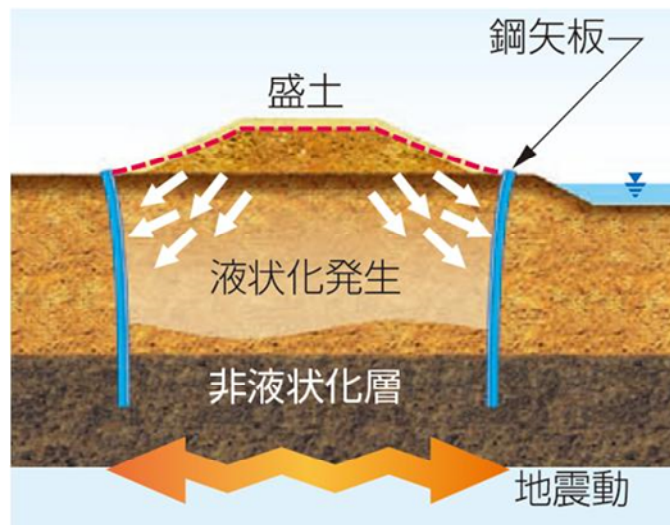


図 4.1 対策の原理

## 4.2. 設計の基本方針・手順

鋼材を用いた河川堤防の液状化対策工法の設計手順は、**図 4.2** を標準とされている。また、設計の基本方針として以下が示されている。

- ・堤防のり尻付近の基礎地盤に対して、鋼材を用いた対策工法を適用することを基本とする。
- ・設定した鋼材の仕様において、十分な根入れを確保し、対策工諸元設定用震度（レベル1地震動）に対して、鋼材に発生する応力度が所定の許容値以内となることを照査する。
- ・次に、鋼材を用いた対策工を含む液状化対策を施した堤防の地震後の堤防高さが、耐震性能の照査において考慮する外水位を下回らないことを照査する。

旧液状化対策マニュアル（「液状化対策工法設計・施工マニュアル」（H11））では、中規模地震動に対して鋼材などの安定性が確保できるように、鋼材の仕様・根入れが設定されていた。

今回の手引きでも、まず、鋼材の仕様・根入れ（矢板の安定性の確保）を旧液状化対策マニュアルと同様の考え方で設定し、対策工諸元設定用震度に対して鋼材に発生する応力度が許容値以内となることを照査する。次に、レベル2地震動に対して堤防の耐震性能が満足することを照査する。これにより、鋼材が変形することによる堤防の沈下や堤防自体の変形を考慮した設計が可能となる。

ここで、本技術資料の作成にあたり、下記の関連する基準類を参考とした。なお、**5章 計算例1**および**6章 計算例2**は、「河川堤防の液状化対策の手引き（設計計算例）」から引用させていただいた。

- ・国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針・解説－Ⅱ.堤防編一，2016.
- ・土木研究所：河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案），1997，1998.（部分改定）
- ・土木研究所：河川堤防の液状化対策の手引き，2016.
- ・土木研究所：河川堤防の液状化対策の手引き（設計計算例），2017.
- ・国土技術研究センター：鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル，2001.
- ・鋼管杭協会：鋼矢板芯壁堤 鋼矢板による河川堤防補強工法 設計の手引き（案），2002.

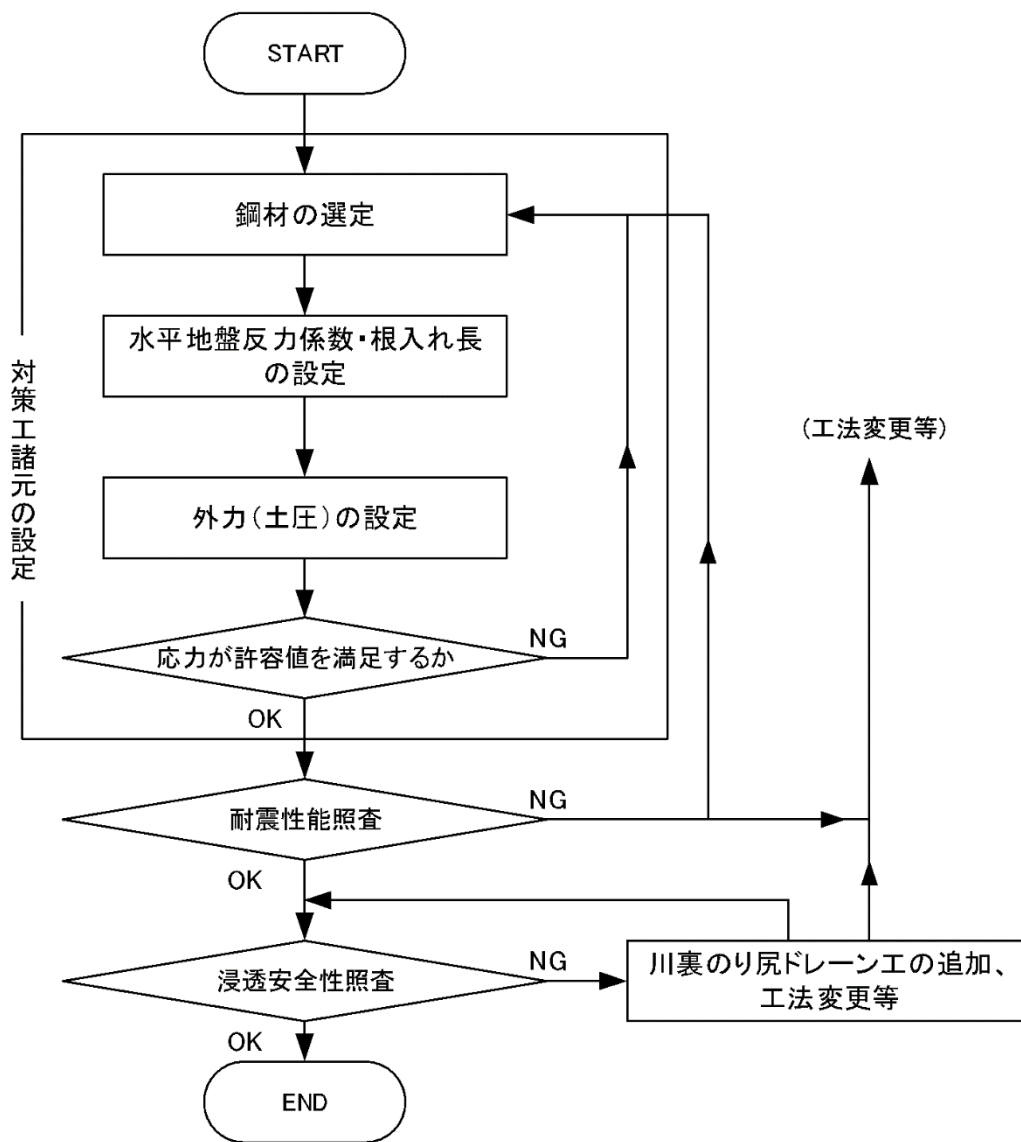


図 4.2 設計フロー

#### 4.3. 設計フロー（レベル1地震動）

##### 4.3.1. 根入れ層の水平方向地盤反力係数の設定と根入れ長の設定

根入れ層の水平方向地盤反力係数を地盤調査などから適切に設定した上で、鋼材を用いた対策工が安定するよう水平地盤反力係数と鋼材の曲げ剛性から根入れ長を設定する。

###### (1) 土層の区分

対策工諸元設定用震度に対する液状化に対する抵抗率 $F_L$ に従い、表 4.3.1のように区分された液状化層の下端よりも下に鋼材を貫入することを根入れ、根入れする準液状化層と非液状化層への貫入長さが根入れ長と呼ばれる。

表 4.3.1 土層区分

液状化層	$F_L \leq 1.0$ の層
準液状化層	$1.0 < F_L \leq 1.3$ の層
非液状化層	$F_L > 1.3$ または液状化のおそれがない層

###### (2) 水平方向地盤反力係数の設定

根入れ層のうち非液状化層における水平方向地盤反力係数は、以下の方法により算定される。

$$k_H = k_{H0} \left[ \frac{B_H}{30} \right]^{-3/4}$$

$$k_{H0} = \frac{1}{30} \alpha E_0$$

ここに、

$k_H$  : 水平方向の地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)

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

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

$E_0$  : 表 4.3.2 に示す方法で測定または推定した設計の対象とする位置での地盤の変形係数(kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 地盤反力係数の推定に用いる係数で、表 4.3.2 に示す。

表 4.3.2  $E_0$  と  $\alpha$

次の試験方法による変形係数 $E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha$
直径0.3m の剛体円板による平板載荷試験の繰返し曲線から求めた変形係数の1/2	2
ボーリング孔内で測定した変形係数	8
供試体の一軸または三軸圧縮試験から求めた変形係数	8
標準貫入試験の $N$ 値より $E_0 = 2800N$ で推定した変形係数	2

また、根入れ層のうち準液状化層の地盤反力係数は、以下の方法により算定される。

$$k_H = (1 - r_u) k_{H0} \left[ \frac{B_H}{30} \right]^{-3/4}$$

ここに、

$r_u$  : 水平地盤側の過剰間隙水圧比

### (3) 根入れ長の設定

根入れ長は下式の必要根入れ長以上とする。根入れ長が地盤反力係数の異なる複数の土層にまたがる場合には、各土層の根入れ長（厚さ）に特性値  $\beta$  を乗じた値の合計が 2 以上となるようにする。

$$L_{\min} = 2 / \beta$$

$$\beta = \left\{ k_H \cdot \frac{D}{4EI} \right\}^{\frac{1}{4}}$$

ここに、

$L_{\min}$  : 必要根入れ長(m)

$\beta$  : 特性値 (1/m)

$k_H$  : 水平方向の地盤反力係数(kN/m<sup>3</sup>)

$D$  : 鋼材の単位幅(m)

$E$  : 鋼材の弾性係数(kN/m<sup>2</sup>)

$I$  : 鋼材の腐食前、継手効率 1.0 の断面 2 次モーメント(m<sup>4</sup>)

#### 4.3.2. 応力度の検討

対策工諸元設定用震度（L1地震動）に対して、鋼材に発生する応力度が許容応力度以内であることを照査する。

鋼材を弾性梁、地盤反力を地盤バネでモデル化し、土水圧を作用させることによって鋼材（弾性梁）に生じる応力度を求める。応力度が許容応力度より大きい場合には、鋼材の型式を上げ、それに応じて所定の根入れ長さを算定したモデルにて、再度、鋼材に生じる応力度を求め、許容応力度より小さいことを確認する。

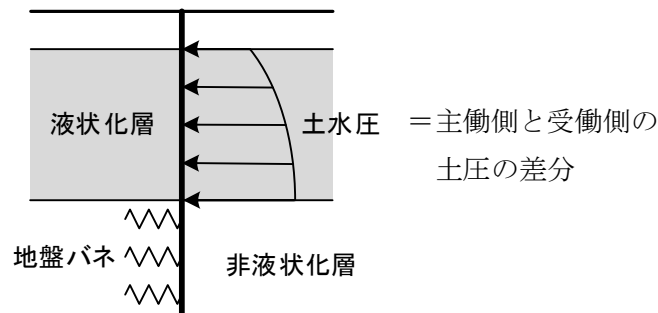


図 4.3.1 計算モデル（L1地震動に対して用いる梁バネモデル）

#### 4.3.3. 外力の算定

鋼材に発生する応力度を求めるための外力を算定する。外力は、周辺地盤から鋼材に作用する土圧である。

鋼材に作用する外力として、液状化層および準液状化層から作用する土圧を算定する。土圧は、漸増成分と振動成分からなり、漸増成分は地盤の液状化に伴って増加するものであり、振動成分は地震時の地盤および鋼矢板の振動に伴って作用するものである。

##### (1) 漸増成分

漸増成分は、盛土下の液状化程度、鋼矢板のたわみ性（相対剛性）、盛土形状などに依存し、これらを考慮した下式によって算定される。下式は主働側と受働側の土圧の差分である。

$$P_s = \alpha_1 \times \alpha_2 \times \alpha_3 \times F(z)$$

ここに、

$P_s$  : 漸増成分土水圧(kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha_1$  : 盛土下の液状化程度に関する係数

$\alpha_2$  : 矢板の相対剛性に対する補正係数

$\alpha_3$  : 盛土形状に対する補正係数

$F(z)$  : 漸増成分荷重の基本分布関数(kN/m<sup>2</sup>)

盛土下の液状化程度に関する係数 $\alpha_1$ は、下式によって求められる。

$$\alpha_1 = r_{uB}$$

ここに、

$r_{uB}$  : 盛土下の最大過剰間隙水圧比

盛土下の最大過剰間隙水圧比は、下式により求められる。

$$r_{uB} = F_{LB}^{-7} \quad (\text{ただし、} r_{uB} \leq r_{u\max})$$

$$r_{u\max} = 1 - a(h/d_c)$$

$$a = 0.15 \times (1/n - 0.1)$$

ここに、

$F_{LB}$  : 盛土の上載圧を考慮した盛土下地盤の液状化層中央深さでの液状化抵抗率

$h$  : 盛土高さ(m)

$d_c$  : 液状化層中央までの深さ (水平地盤部での地盤面を基準とした深さ) (m)

$n$  : 盛土ののり勾配 (1 :  $n$ )



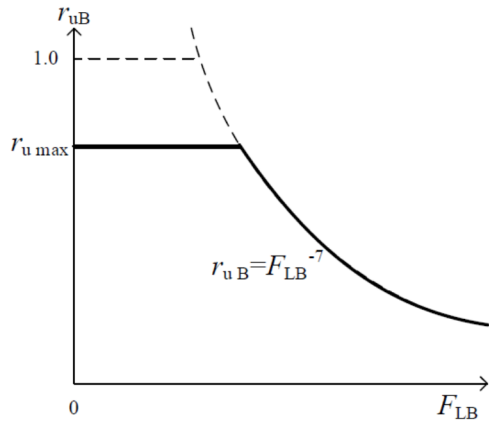


図 4.3.2  $r_{uB} \sim F_{LB}$  関係

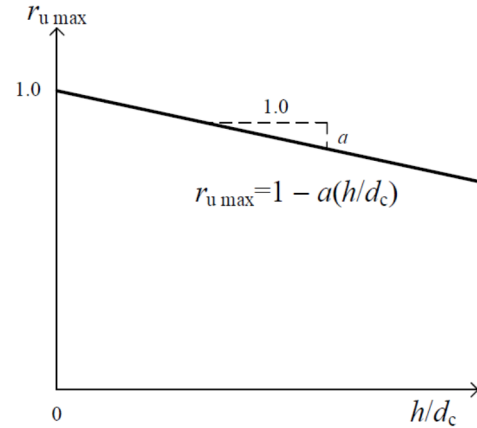


図 4.3.3  $r_{u max} \sim h/d_c$  関係

矢板の相対剛性に係る補正係数 $\alpha_2$ は、下式および図 4.3.4 より求められる。

$$\alpha_2 = 0.32 \cdot \log(\rho) - 0.16 \quad (\text{ただし } 0.4 \leq \alpha_2 \leq 1.0)$$

$$\rho = (E_{Za}/b)/(\gamma_{sat} H^3)$$

ここに、

$\alpha_2$  : 矢板の相対剛性に対する係数

$\rho$  : 鋼矢板の相対剛性

$E$  : 鋼矢板の弾性係数(kN/m<sup>2</sup>)

$z_a$  : 鋼矢板壁の断面係数(m<sup>3</sup>)

$b$  : 壁幅(m)

$\gamma_{sat}$  : 液状化層の飽和単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$H$  : 液状化層厚(m) (地下水位以下の液状化層のうち、鋼矢板と接する層厚の総和)

ただし、アースアンカー式構造などでは、鋼矢板がアンカーで固定されるため、相対剛性の高い壁体とみなし、 $\alpha_2 = 1.0$ とする。

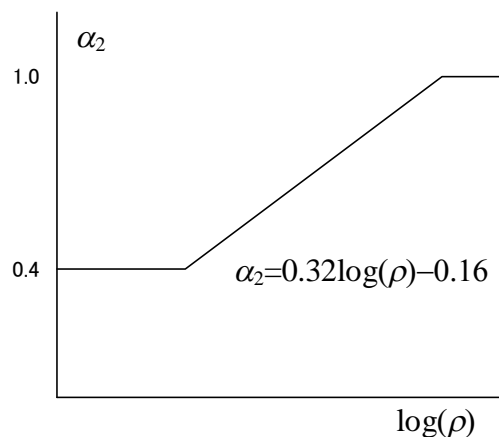


図 4.3.4  $\alpha_2 \sim \rho$  関係

盛土形状に対する補正係数 $\alpha_3$ 、盛土漸増成分荷重の基本分布関数  $F(z)$ は、下式により算定される。

$$\alpha_3 = 0.0236 \times (B_u / b) - 0.0126 B_b + 1.071$$

ただし、 $6\text{m} \leq B_u \leq 20\text{m}$ ,  $10\text{m} \leq B_b \leq 20\text{m}$

$$F(z) = \gamma_i h (0.00054z^3 - 0.0149z^2 + 0.140z + 0.275) \quad (0 \leq z \leq 10\text{m})$$

$$= 0.725 \gamma_i h \quad (10\text{m} < z)$$

ここに、

$\alpha_3$  : 盛土形状に対する補正係数

$F(z)$  : 盛土漸増成分荷重の基本分布関数( $\text{kN}/\text{m}^2$ )

$z$  : 地表面からの深さ(m)

$\gamma_i$  : 盛土の湿潤単位体積重量( $\text{kN}/\text{m}^3$ )

$h$  : 盛土高さ(m)

$B_u$  : 図 4.3.5 に示す盛土天端幅(m)

$B_b$  : 図 4.3.5 に示す盛土ののり肩からのり尻までの水平距離(m)

$n$  : 盛土ののり勾配

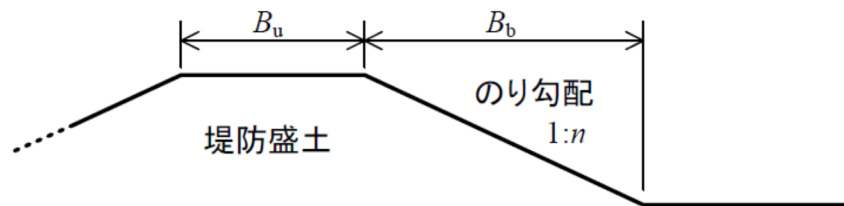


図 4.3.5  $B_u$ および  $B_b$

(2) 振動成分荷重

鋼矢板に作用する液状化層（完全液状化層と準液状化層）の振動成分荷重は、下式により算定される。

$$P_d = \alpha_d P_{d \max}$$

$$P_{d \max} = k(\gamma_w + \gamma' r_u) \sqrt{H_d z}$$

ここに、

$P_d$  : 振動成分土圧(kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha_d$  : 使用矢板の剛性に応じた振動成分土圧に係わる係数

$k$  : 設計水平震度

$\gamma'$  : 土の水中単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$r_u$  : 堤防盛土外側の平地盤部での過剰間隙水圧比

$H_d$  : 水位面から最も下の液状化層の下端までの距離(m)

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$z$  : 深度(m)

$\alpha_d$ は、矢板の相対剛性より下式および図 4.3.6 により算定される。

$$\alpha_d = 0.40 \log(\rho) - 0.40 \quad (\text{ただし、} 0 \leq \alpha_d \leq 1.0)$$

ここに、

$\rho$  : 鋼矢板の相対剛性

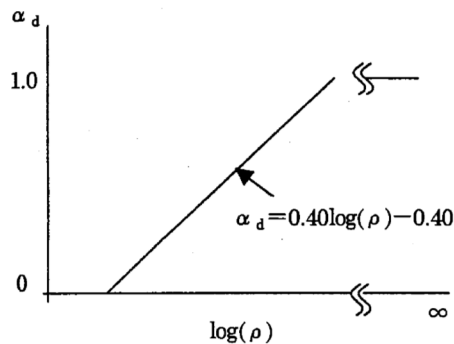


図 4.3.6  $\alpha_d \sim \rho$ 関係

#### 4.3.4. 排水機能付き鋼材の諸元の設定について

使用鋼材として排水機能付き鋼材を用いる場合には、排水部材の特性、地盤条件、震動条件などを考慮して周辺地盤での過剰間隙水圧の低減効果を算定する。

##### (1) 排水機能付き鋼材周辺の過剰間隙水圧低減効果の算定手順

使用部材として排水機能付き鋼材を用いる場合の過剰間隙水圧低減効果の算定手順を、**図 4.3.7**に示す。排水部材の特性、地震動条件、地盤条件などによって定まる鋼材周辺の過剰間隙水圧の低減効果を土圧強度で表して、以降の鋼材による連続壁の設計で考慮するものとする。ここでは、受働側地盤に配置された排水部材に対しては抵抗土圧の増加量を表す抵抗土圧増加係数 $\Delta K_p$ を、また主働側（盛土側）地盤に配置された排水部材に対しては作用土圧の低減量を表す作用荷重の低減係数 $\Delta K_A$ を算定する。

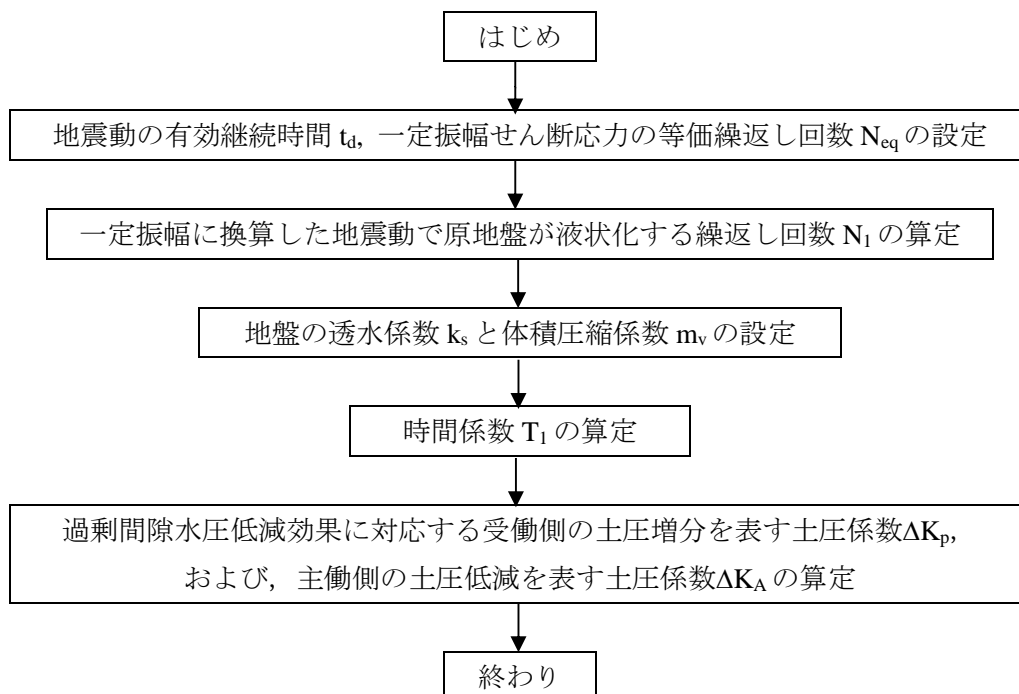


図 4.3.7 排水機能付き鋼材による過剰間隙水圧低減効果の算定手順

##### (2) 地震動の条件

排水部材による過剰間隙水圧の低減効果を評価するために地震動の条件として、地震動の有効継続時間  $t_d$  および等価な一定振幅せん断応力の繰返し回数  $N_{eq}$  を設定する。

###### a. 地震動の有効継続時間 $t_d$

地震動の有効継続時間  $t_d$  は、地震動そのものの継続時間ではなく地震波を等価な一定振幅せん断応力に置き換えた場合の繰返し回数  $N_{eq}$  の継続時間であり、旧液状化対策マニュアル 7.4.5 に従い設定する。

b. 等価な一定振幅せん断応力の繰返し回数  $N_{eq}$

等価な一定振幅せん断応力の繰返し回数  $N_{eq}$  は、複数の振幅  $\tau_i$  を有する不規則波全体を単一応力レベル  $\tau_1$  での等振幅の繰返しせん断応力に置き換えた場合の繰返し回数であり、旧液状化対策マニュアル 7.4.5 に従い設定する。

(3) 地盤の液状化強度

排水部材による過剰間隙水圧の低減効果を評価するために、等価な一定振幅に換算した地震動で地盤が液状化する繰返し回数  $N_1$  を設定する。 $N_1$  は室内試験から得られる液状化強度曲線から設定することができる。また、液状化強度曲線がない場合には、旧液状化対策マニュアル 7.4.6 に示す方法で推定することができる。

(4) 地盤の透水係数および体積圧縮係数

a. 地盤の透水係数

現場透水試験によって求めた値がある場合にはそれを使用し、無い場合には Creager (クレージャー) による方法等で推定することもできる。

b. 体積圧縮係数

繰返し三軸試験により求めた値がある場合にはそれを使用し、無い場合には旧液状化対策マニュアル 7.4.7 に示す方法で推定することもできる。

(5) 時間係数の算定

排水矢板周辺地盤の過剰間隙水圧分布は、(6) に示すように時間係数  $T_1$  によって支配される。 $T_1$  は地盤の透水性 (圧密性) と地震動の条件および地盤が設定地震動の下で液状化に至るまでの時間  $t_1$  に関する無次元パラメータであり、下式によって算定する。

$$T_1 = k_s t_1 / (m_v \gamma_w x_0^2)$$

ここに、

$k_s$  : 透水係数(m/sec)

$t_1 : t_1 = t_d / (N_{eq} / N_1)$  (sec)

$N_{eq}$  : 等価な一定振幅せん断応力の繰返し回数

$N_1$  : 等価な一定振幅に換算した地震動で地盤が液状化する繰返し回数

$m_v$  : 体積圧縮係数(m<sup>2</sup>/kN)

$\gamma_w$  : 間隙水の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$x_0$  : 基準長さ。ここでは  $x_0 = 0.05\text{m}$  とする。

## (6) 過剰間隙水圧の低減効果に応じた土圧係数の算定

排水機能付き鋼材の過剰間隙水圧の低減効果に応じた受働側の抵抗土圧増加係数 $\Delta K_p$ および盛土側の作用土圧低減係数 $\Delta K_A$ は、周辺の過剰間隙水圧分布と地盤性状を考慮して算定する。

### a. 排水矢板周辺地盤の過剰間隙水圧分布

地盤の間隙水圧の消散に関する圧密方程式に地震による過剰間隙水圧の発生を考慮した、以下の基本方程式を解くことによって、地盤の物性と地震動の条件に応じた排水機能付き鋼矢板周辺の過剰間隙水圧分布を算定する。

$$\partial u / \partial t = k_s / (m_v \gamma_w) \cdot \nabla^2 u + \partial u_g / \partial t \quad \dots (1)$$

ここに、

- $u$  : 地盤内の過剰間隙水圧(kN/m<sup>2</sup>)
- $t$  : 時刻(sec)
- $k_s$  : 透水係数(m/sec)
- $m_v$  : 体積圧縮係数(m<sup>2</sup>/kN)
- $\gamma_w$  : 間隙水の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)
- $u_g$  : 地震動の繰返しによって地盤内に発生する過剰間隙水圧(kN/m<sup>2</sup>)

ここで、ドレーン工法などのように柱状ドレーン体への放射線方向の水の流れを考える場合には、一般にこれを軸対称問題と考え、円筒座標系で書き表した次の式が適用されている。

$$\partial u / \partial t = k_s / (m_v \gamma_w) \cdot \left\{ \rho^2 u / \partial r^2 + (1/r) \cdot \partial u / \partial r \right\} + \partial u_g / \partial t \quad \dots (2)$$

一方、排水機能付き鋼矢板では、排水部材が鋼矢板壁面に沿って列状に均等配置され、さらに排水部材の鉛直（長手）方向にも流入孔が配列されているのが一般的であることから、地盤中においては矢板壁面に向かう水平面内の水の流れを考えるほうが合理的である。ここで、地盤内の流れが一次元的と見なせる領域について、式(2)を直交座標系で書き表すと次のようになる。

$$\partial u / \partial t = k_s / (m_v \gamma_w) \cdot \partial^2 u / \partial x^2 + \partial u_g / \partial t \quad \dots (3)$$

地盤内の過剰間隙水圧の発生に関する  $u_g$  は、以下の De Alba らによる式を仮定する。

$$\partial u_g / \sigma_{v0}' = (2/\pi) \cdot \sin^{-1} (N/N_1)^{1/(2a)} \quad \dots (4)$$

式(4)を式(3)に代入して無次元化すると、式(5)が得られる。

$$\partial \bar{u} / \partial \bar{t} = T_1 \cdot \partial^2 \bar{u} / \partial \bar{x}^2 + 1 / (\pi \cdot \alpha) \cdot f(\bar{u}) \quad \dots (5)$$

ここに、

$$f(\bar{u}) = [\sin^{2a-1}(\pi/2 \cdot \bar{u}) \cdot \cos(\pi/2 \cdot \bar{u})]^{-1}$$

$$\bar{u} = u / \sigma_{v0}$$

$$\bar{t} = t / t_d$$

$$\bar{x} = x / x_0$$

さらに、式(5)は排水部材内への流入時、および排水部材内での流れの抵抗を考慮する必要がある。排水部材としては一般に中空部材が用いられることから、ここではその一つの方法として、排水部材近傍地盤から部材の開口部さらには部材内での一連の水の流れに圧損を考慮したベルヌイ式と連続式を適用する。すなわち、

$$u_1 / \gamma_w - u_0 / \gamma_w = R_b \cdot v_d^2 / (2g) \quad \dots (6)$$

$$R_b = \eta_s \cdot (A_{d1} / A_{S1})^2 + (fL/D) + \eta_d + 1.0 - (A_{d1})^2 \quad \dots (7)$$

なお、式(6)では排水部材近傍地盤から部材開口部の間の透水抵抗による圧損は考慮していない。式(6)を変形すると式(8)が得られる。

$$u_1 / \gamma_w - u_0 / \gamma_w = R \cdot v_1^2 / (2g) \quad \dots (8)$$

$$R = R_b / (A_{d1})^2 \quad \dots (9)$$

ここに、

$u_1, u_0$  : 排水部材の入口および出口での過剰間隙水圧(kN/m<sup>2</sup>)

$R_b, R$  : 排水部材および壁面の見かけの抵抗係数

$v_d, v_1$  : 部材内の流速および地盤内での壁面方向の流速(m/sec)、 $v_d = v_1 / (A_{d1})$

$\eta_s$  : 部材への流入時の縮流損失係数

$\eta_d$  : 部材からの流出時の損失係数

$f$  : 部材の管路としての圧損係数

$A_{S1} : A_s / A_1$  (部材の表面開孔面積 / 排水部材 1 本当たりの受持ち壁面積)

$A_{d1} : A_d / A_1$  (排水部材断面積 / 排水部材 1 本当たりの受持ち壁面積)

$L/D$  : 部材長 / 部材径

式(6)を考慮して式(5)を解くことにより、排水機能付き鋼矢板周辺地盤の過剰間隙水圧分布を算定することができる。排水矢板周辺地盤の過剰間隙水圧分布を図 4.3.8 に示す。過剰間隙水圧分布は式(5)中の無次元パラメータ  $T_1$  に支配される。

なお、ドレーン工法などにおいては排水部材内での流れがダルシー則に従うと仮定してウェルレジスタンスで評価する方法がとられることがあるが、ここでも式(5)にウェルレジスタンスの影響を考慮して排水機能付き鋼矢板周辺の過剰間隙水圧分布を算定することもできる。

また、一般に、手引き 7.4 節に述べた所要の断面性能を有する中空排水部材では、式(6)の排水部材での排水抵抗は、式(5)で表される地盤内での間隙水の透水過程における排水抵抗に比べて十分小さく、実用上は無視しても差しつかえないことが多い。これは、地震時の排水部材からの間隙水の排水現象は、地盤中での透水現象によって支配されていることを意味している。

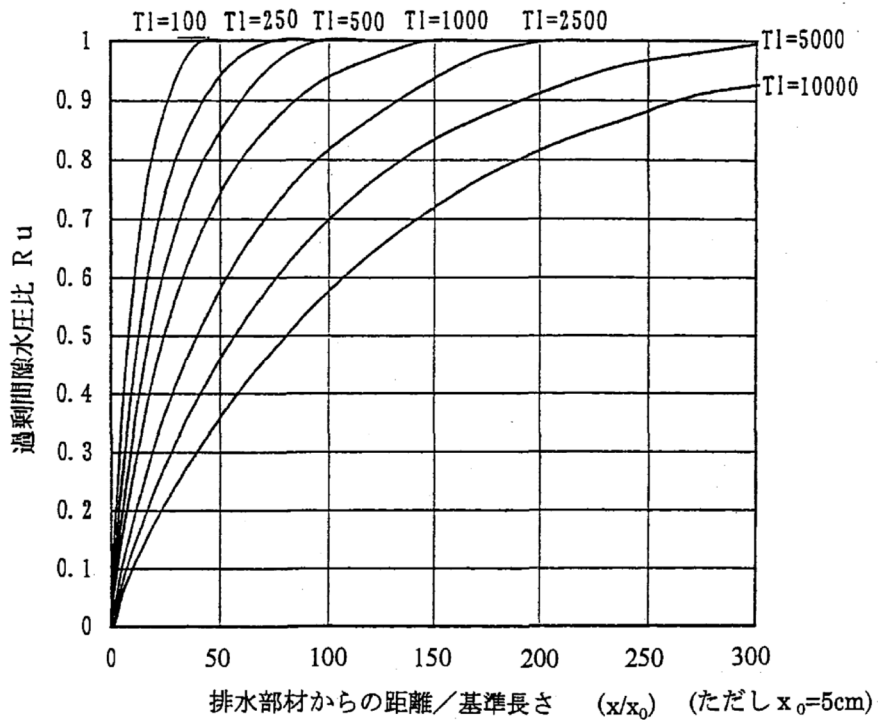


図 4.3.8 排水矢板近傍の過剰間隙水圧分布



b. 過剰間隙水圧の低減効果に応じた抵抗土圧増加係数 $\Delta K_p$  および作用荷重低減係数 $\Delta K_A$  の設定

過剰間隙水圧低減効果に応じた受働側の抵抗土圧の増加係数 $\Delta K_p$  および盛土側地盤に対する作用荷重低減係数 $\Delta K_A$  は、地盤の物性と地震動の条件を考慮した無次元パラメータである時間係数  $T_1$  との関係で整理された図 4.3.9 から求めることができる。また、図 4.3.9 は、内部摩擦角 $\phi$ としては過剰間隙水圧上昇前の初期の値を取って整理したものである。なお、 $\Delta K_p$ 、 $\Delta K_A$  は、矢板周辺地盤にせん断強度を有する有限幅の地盤が存在する場合の極限土圧に関する土圧係数に相当し、過剰間隙水圧分布に応じて決定されるものである。さらに、過剰間隙水圧分布が  $T_1$  によって規定されることから、これらの関係から $\Delta K_p$ 、 $\Delta K_A$  と時間係数  $T_1$  の関係を求めたものが図 4.3.9 である。過剰間隙水圧低減効果の及ぶ距離が同じでも、液状化層厚  $H$  との比によって土圧係数が異なることから、図の縦軸には液状化層厚の項が含まれている。

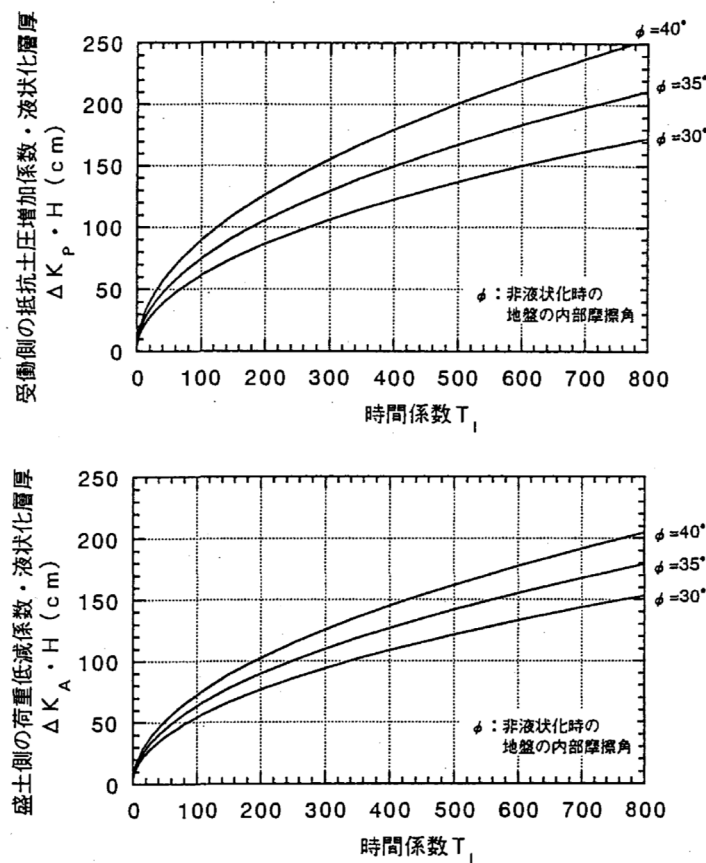


図 4.3.9 時間係数  $T_1$  と  $\Delta K_p$  および  $\Delta K_A$  の関係

#### 4.3.5. 排水機能付き鋼材による対策工の外力の算定

排水機能付き鋼材による対策工の外力は、過剰間隙水圧低減効果による低減および抵抗土圧の増加を考慮して算定する。

漸増成分と振動成分を以下の方法により算定する。

##### a. 漸増成分荷重

排水機能付き鋼材に対する漸増成分荷重は、過剰間隙水圧低減効果を受働側に対しては抵抗土圧の増加、および盛土側に対しては作用荷重の低減で表現し、これらの普通鋼材に対する作用荷重に考慮して求める。なお、受働側の抵抗土圧の増加、および盛土側の作用荷重の低減は排水部材が配置されている側のみに考慮するものとする。

排水機能付き鋼材に対する漸増成分荷重は次式によって求める。ただし、 $P_{sd} \geq 0$  とする。

$$P_{sd} = P_s - \Delta P = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot F(z) - \Delta P$$

ここで、

$P_{sd}$  : 排水機能付き鋼材に対する漸増成分荷重(kN/m<sup>2</sup>)

$P_s$  : 普通鋼材に対する漸増成分荷重で 4.3.3 に従う(kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha_1$  : 盛土下の液状化程度に関する係数で 4.3.3 に従う

$\alpha_2$  : 矢板の相対剛性に関する係数で 4.3.3 に従う

$\alpha_3$  : 盛土形状に関する係数で 4.3.3 に従う

$F(z)$  : 漸増成分荷重の基本関数で 4.3.3 に従う(kN/m<sup>2</sup>)

$\Delta P$  : 排水機能付き鋼材の過剰間隙水圧低減効果に対応する漸増成分荷重の低減量で、下式によって表される。(kN/m<sup>2</sup>)

$$\Delta P = \Delta P_p + \Delta P_A$$

$\Delta P_p$  : 受働側排水部材による抵抗土圧の増加量で下式による。

$$\Delta P_p = \Delta K_p \cdot \gamma' \cdot z$$

$\Delta P_A$  : 盛土側排水部材による作用荷重の低減量で下式による。

$$\Delta P_A = \Delta K_A \cdot \gamma' \cdot z$$

ここに、

$\Delta K_p$  : 受働側地盤の抵抗土圧の増加係数で 4.3.4 による

$\Delta K_A$  : 盛土側の作用荷重の低減係数で 4.3.4 による

$\gamma'$  : 土の水中単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$z$  : 深さ(m)

なお、盛土側排水部材による作用荷重低減量の算定において、盛土の上載圧に相当する荷重  $P_s$  が数値解析結果に基づいて定式化されたものであり、極限土圧との理論的な対応関係が不明瞭であること、これに関する実験的な検証も十分ではないことから、ここでは  $\Delta K_A$  に乗じる荷重項を平地盤部の土圧に相当する  $\gamma'z$  のみとし、盛土の上載圧に関する項は含めないこととした。

#### b. 振動成分荷重

普通鋼矢板の場合に準拠し、4.3.3の(2)によって求める。

排水機能付き鋼材に対する振動成分荷重に関しては、模型実験によれば周辺地盤の過剰間隙水圧の低減効果によって矢板の応力の振動成分が低減される例も見られるが、現状ではそのメカニズムが必ずしも明解ではないため、ここでは普通矢板と同様の荷重を考慮することとした。

ただし、本節に示した土圧算定方法では、排水効果を土圧の低減等に置き換えて評価していること、作用土圧の分布や大きさに関係なく排水効果による抵抗土圧を深さ方向に直線増加としていることなど、複雑な現象を簡略なモデルで扱うためのいくつかの仮定を含んでいることから、その適用範囲に留意する必要がある。そこで、限られた条件での検討結果ではあるが、現状で得られている実験結果および有効応力解析結果との比較に基づいて、盛土構造物に対しては排水機能付き鋼材の計算結果に対して以下の下限值を設定しておくこととする。

排水効果を考慮する前の鋼矢板の最大曲げ応力  $\sigma_1$ 、排水効果を考慮した鋼矢板の最大曲げ応力を  $\sigma_2$  として、

- ・ 矢板の水平地盤側または盛土側の片側に排水部材がある場合には、

$$\sigma_2 \geq 0.75 \cdot \sigma_1$$

- ・ 矢板の水平地盤側と盛土側の両側に排水部材がある場合には、

$$\sigma_2 \geq 0.50 \cdot \sigma_1$$

とする。

#### 4.4. 照査フロー（レベル2地震動）

鋼材を用いた対策工を含む液状化対策を施した堤防の耐震性能の照査を行う。耐震性能を満足しない場合には、鋼材の仕様（型式、根入れ長）の見直し、他の対策工法との併用を検討、再度、耐震性能の照査を行う。

耐震性能の照査方法としては、各種方法が提案されているが、有限要素法を用いた自重変形解析法を用いる場合には、手引き 3.3 節に示した留意事項の他に、以下にも留意するとよい。

有限要素法を用いた自重変形解析に関して、対策工を施した堤防の地震による変形に係る知見が蓄積されてきている。その結果得られた有限要素法を用いた自重変形解析法の適用限界なども踏まえた対策工の設計法を示すものである。ただし、他の照査方法を排除するものではない。

##### (1) 計算ステップ

基礎地盤の要素生成、基礎地盤の対策工、盛土（堤体液状化対策含む）の順に計算を行い、初期応力を求めるものとする。これは、既設堤防の実際の施工の順番と異なる。液状化が生じると初期応力分布によらず、盛土の直下の液状化層が支えきれない荷重は対策工が支えることになる。実際の施工の順番で初期応力を計算すると、対策工の外側に盛土による初期せん断がより多く伝わることによって、液状化流動時に対策工に作用する力が減ったり、対策工の外側で陥没するような変形が生じやすくなる。

##### (2) 対策工回りのジョイント要素

鋼材を用いた工法では、一般に対策工と地盤の間にジョイント要素を設けることが多いが、有限要素法を用いた自重変形解析ではジョイント要素を省略してもよい。ジョイント要素の有無による沈下量の差も小さく、変形モードもジョイント要素を入れた方が必ずしも適切とは限らない。ジョイント要素を入れることによって、適切な方向に変化するのは、対策工に作用する応力である。対策工に作用する応力の検討は、別途、対策工諸元設定の中で行うため、耐震性能の照査の中で、対策工に作用する応力を検討する必要はない。耐震性能の照査では、地震後の堤防高が照査外水位を下回らないことのみを照査すればよい。ジョイント要素を入れることによって、対策工に作用する応力は適切な値に近づくと考えられるが、このような理由からジョイント要素は省略しても構わない。

##### (3) 地下水位の設定

堤体液状化対策では堤体内の水位の低下を期待する場合がある。逆に基礎地盤に透水性の低い対策工を実施した場合には地下水位が上昇することも想定される。このような場合の地下水位を設定する場合には、有限要素法を用いた自重変形解析の前に定常浸透流解析を実施するとよい。

無対策時の浸透流解析の方法と同じ雨量、湧き出し量を与え、対策工を施した場合の堤体内・地下水位を定常浸透流解析によって求める。

求めた地下水位から 0.5m 上昇させる範囲は、堤体、基礎地盤、および対策工によらず、解析対象とする全領域とする。また、水位を 0.5m 上昇させることで水位線が堤体、基礎地盤、あるいは対策工よりも上部に位置することになる場合は、水位線を堤体、基礎地盤、あるいは対策工の上端と一致させることとする。

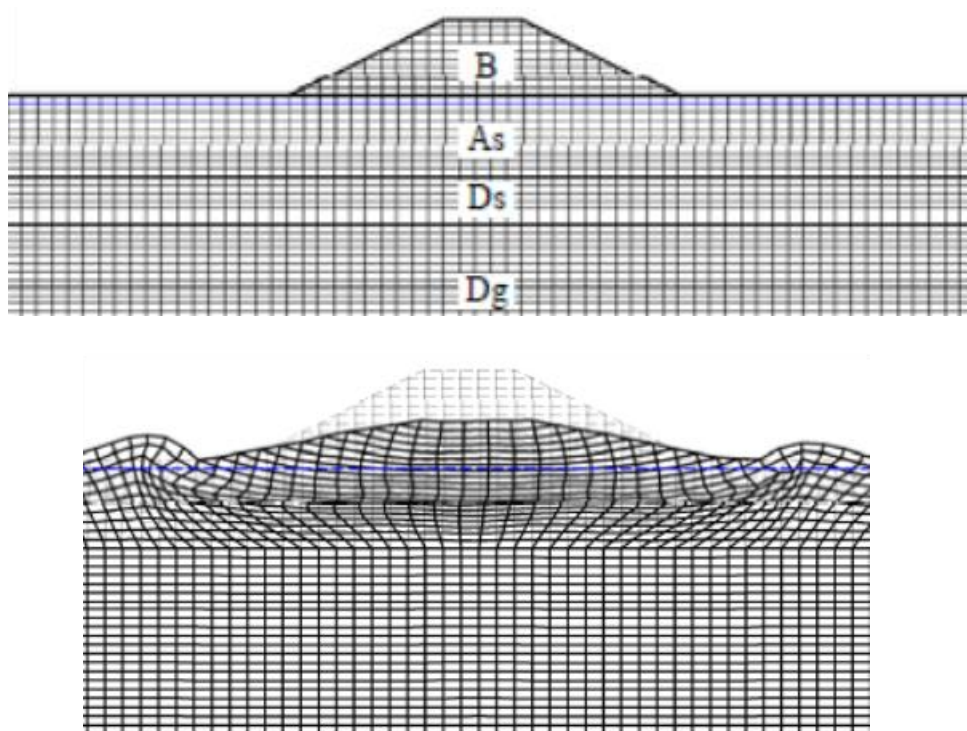


図 4.4.1 有限要素法を用いた自重変形解析の例 (ALID)

表 4.4.1 に、レベル 1 地震動およびレベル 2 地震動の設計の前提をまとめて示す。

表 4.4.1 レベル 1 地震動およびレベル 2 地震動の設計の前提

項目	レベル 1 地震動 (対策工諸元の設定)	レベル 2 地震動 (耐震性能照査)
設計モデル	鋼材を弾性梁、地盤反力を地盤バネでモデル化した、梁バネモデル	有限要素法を用いた自重変形解析法など
対象地震動	対策工諸元設定用震度 (レベル 1 地震動)	レベル 2 地震動
メカニズム	液状化層から作用する土圧として、漸増および振動成分の主働側と受働側の土圧の差分を考慮、一方、非液状化層では根入れ層として水平地盤バネを設定	変形解析であり、液状化に起因する地盤剛性低下による変形と、過剰間隙水圧消失による圧密沈下を求めている
照査内容	鋼材に発生する応力度が所定の許容値以内となることを照査	地震後の堤防高さが耐震性能の照査において考慮する外水位を下回らないことを照査
備考	「河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案）」（1997、1998）の鋼材を用いた工法と同じ手法	「河川堤防の液状化対策の手引き」（2016）で新たに規定された手法

#### 4.5. 各計算例のコンセプト

1章で述べた通り、本技術資料では、手引きや設計計算例を補完するために、設計計算例の2例を含め、様々な設計条件を設定した全5例の計算例を5章～9章に取りまとめた。これら全5例の計算例のそれぞれの設定コンセプトを、図4.5.1に示す。

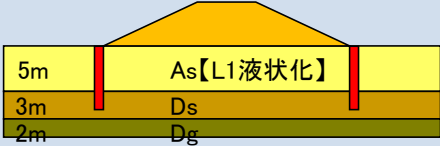
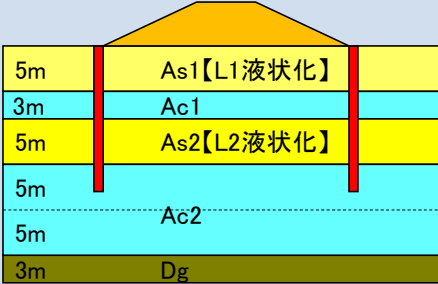
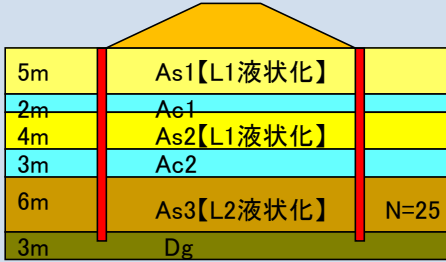
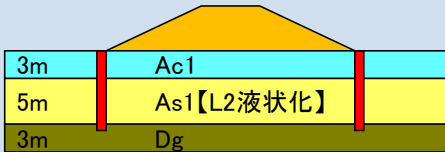
ケース	計算例1(土研資料の計算例5)	計算例2(土研資料の計算例6)
断面図		
コンセプト	<ul style="list-style-type: none"> <li>・液状化層5mのオーソドックスタイプ</li> <li>・L1設計での根入れはDs層</li> <li>・L2照査でも10Hで変わらず</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・液状化層の間に粘性土のタイプ（下部はL2のみ液状化）</li> <li>・L1設計での根入れはAs2層</li> <li>・L2照査で根入れAc2層+25HでOK</li> </ul>
ケース	計算例3(液状化判定上限の20m)	計算例4(L1非液状化、L2液状化)
断面図		
コンセプト	<ul style="list-style-type: none"> <li>・液状化判定上限の20mタイプ</li> <li>・L1設計での根入れはAs3層+6L</li> <li>・L2照査でDg層根入れ+6LでOK</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>・今まで無対策のタイプ</li> <li>・L2照査で液状化(As1)層が出てくる</li> <li>・L2照査でDg層根入れ+10HでOK</li> </ul>

図 4.5.1 各計算例の設定コンセプト (1)

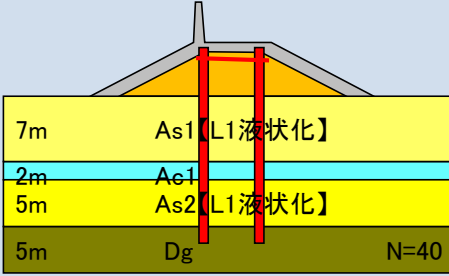
ケース	計算例5(特殊堤の扱い)	
断面図		
コンセプト	<ul style="list-style-type: none"> <li>・液状化層の間に粘性土のタイプ (L1・L2ともに液状化)</li> <li>・L1設計での根入れはDg層</li> <li>・特殊堤→法肩矢板で対策</li> </ul>	

図 4.5.1 各計算例の設定コンセプト (2)



## 5章 計算例1：鋼材を用いた工法による対策（その1）

### 5.1. 設計手順

図 5.1.1 に鋼材を用いた工法の設計手順を示す。対策工の初期諸元は、弾性床土上の梁に土圧（漸増成分土圧、振動成分土圧）を作用させ、鋼材に発生する応力度が許容応力度以下となる型式とそれに応じた根入れ長を繰返し計算により設定する。この対策工を入れた断面においてレベル2地震動に対する耐震性能照査（有限要素法による自重変形解析）を実施する。このとき、所定の耐震性能を満足しない場合には、型式を上げる等により対策工諸元を見直し、所定の性能を満足する諸元を設定する。具体的には、鋼材の型式を上げる、もしくは、根入れ長を長くすることで最適諸元を求めることになるが、これらは現場条件や施工条件などを総合的に判断して設定することが必要である。

なお、対策工実施により堤防の浸透安全性が有意に低下しないことを照査し、浸透安全性が有意に低下する場合には、ドレーン工等の補助工法を検討したり、場合によっては対策工法を変更する必要がある。

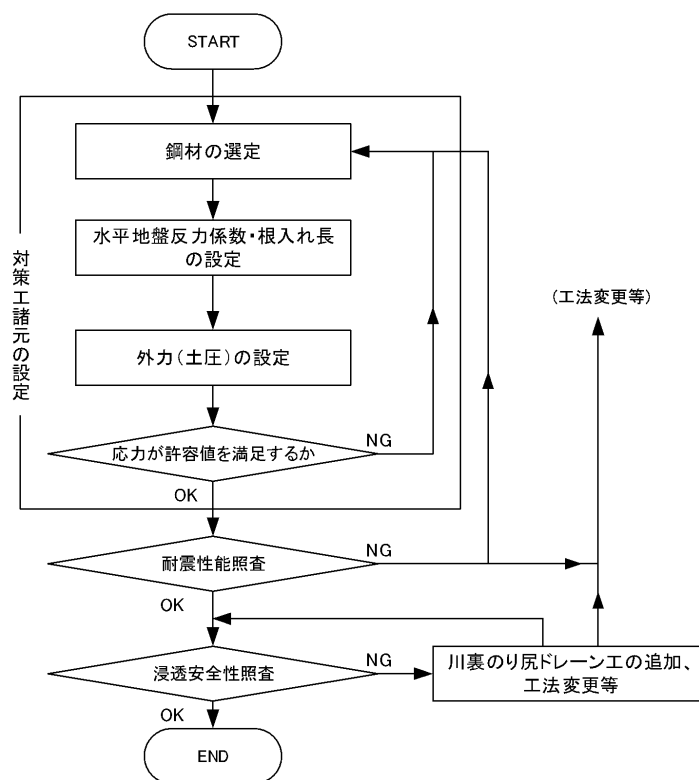


図 5.1.1 鋼材を用いた工法の設計手順

## 5.2. 設計条件

### 5.2.1. 地盤条件

#### (1) 基本諸元

図 5.2.1 に耐震性能照査の対象とする堤体および地盤構造を示す。表 5.2.1 には室内試験結果より設定した各層の地盤定数を示す。

[堤体構造]	堤体高	: 5.0m
	天端幅	: 5.0m
	のり面勾配	: 1 : 2.0
[水 位]	地下水位	: G.L.-1.0m (EL.-1.0m)
	外水位	: EL.+2.5m

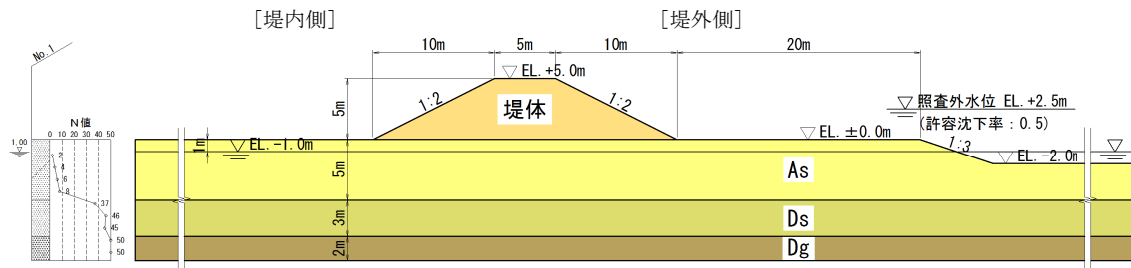


図 5.2.1 耐震性能照査対象とする堤体および地盤構造

表 5.2.1 地盤条件

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N 値	[平均値]	土の単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	[平均値]	土の粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	土の内部摩擦角 $\phi$ (°)	透水係数 $k$ (cm/s)
					N 値		細粒分含有率 FC (%)			
堤体	5.0	砂質土	-	-	5.0	18.0	35	0	30	$1.0 \times 10^{-4}$
沖積砂質土 As	5.0	砂質土	1.3	2	5.0	18.0	16	0	30	$1.0 \times 10^{-3}$
		砂質土	2.3	4						
		砂質土	3.3	6						
		砂質土	4.3	8						
洪積砂質土 Ds	3.0	砂質土	5.3	37	42.7	20.0	3	0	40	$1.0 \times 10^{-3}$
		砂質土	6.3	46						
		砂質土	7.3	45						
洪積礫質土 Dg	-	礫質土	8.3	50	50.0	21.0	-	0	40	$1.0 \times 10^{-2}$
		礫質土	9.3	50						

## (2) 地盤種別の判定

指針に基づき地盤種別の判定を行う。表 5.2.2 に地盤種別の判定結果を示す。洪積礫質土層 Dg を耐震性能照査上の基盤面とし地盤の特性値  $T_G$  を算出すると、 $T_G = 0.21(\text{s})$  となるため、本地盤はⅡ種地盤と判定される。

表 5.2.2 耐震性能照査上の地盤種別の判定

地層区分	地層厚 $H_i$ (m)	地層の 平均せん断 波速度 $V_{si}(\text{m/s})$	$4H_i/V_{si}$ (s)	備考
沖積砂質土 As	5.0	120	0.167	各層のせん断波速度は、PS検層にて確認されている
洪積砂質土 Ds	3.0	280	0.043	
洪積礫質土 Dg	-	300	-	
$4\sum H_i \times V_{si} =$			0.210	(Ⅱ種地盤)

### 5.2.2. 入力地震動条件

入力地震動は、指針に基づき以下のように設定する。

#### 1) 対策工諸元設定用震度

$$k_h = C_Z \times k_{G0}$$

$k_h$  : 対策工諸元設定用水平震度 (0.15)

$k_{G0}$  : 地盤種別に応じた標準水平震度 (Ⅱ種地盤 : 0.15)

$C_Z$  : 地域別補正係数 (地域区分 A2 : 1.0)

#### 2) レベル 2 地震動

$$k_{hgL} = C_Z \times k_{hgL0}$$

$k_{hgL}$  : 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度

(レベル 2-1 地震動 : 0.45、レベル 2-2 地震動 0.70)

$k_{hgL0}$  : 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度の標準値

(Ⅱ種地盤、レベル 2-1 地震動 : 0.45、レベル 2-2 地震動 0.70)

$C_Z$  : 地域別補正係数 (地域区分 A2 : 1.0)

表 5.2.3 入力地震動

地震動		地盤種別	$k_{G0}$ $k_{hgL0}$	地域区分	$C_z$	$k_h$ $k_{hgL}$
対策工諸元設定用震度		Ⅱ種	015	A2	1.0	<b>0.15</b>
レベル2地震動	L2-1		0.45			<b>0.45</b>
	L2-2		0.70			<b>0.70</b>

5.2.3. 液状化判定

指針に基づき液状化判定を実施する。図 5.2.2、表 5.2.4、表 5.2.5 に対策工諸元設定用震度およびレベル2地震動に対する液状化判定結果を示す。これより、沖積砂質土 As が対策工諸元設定用震度およびレベル2地震動に対して液状化する層となる。

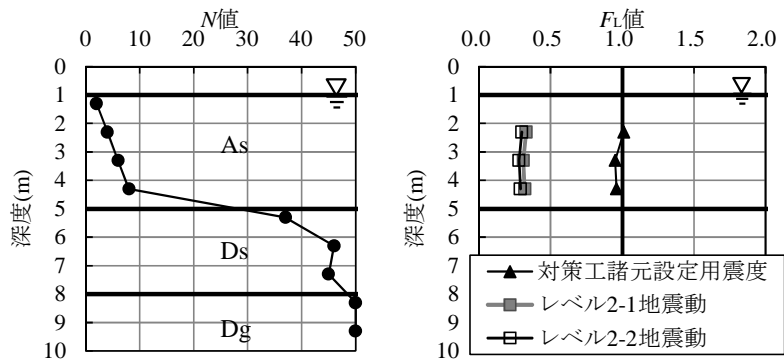


図 5.2.2 液状化に対する抵抗率  $F_L$  の深度方向分布

表 5.2.4 液状化判定結果（対策工諸元設定用震度）

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N値	層平均 N値	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	細粒分 含有率 FC (%)	繰返し三軸 強度比 $R_L$	対策工諸元設定用震度			
									地震時 せん断 応力比 L	動的 せん断 強度比 R	液状化に 対する 抵抗率 $F_L$	判定結果
沖積砂質土 As	5.0	砂質土	1.3	2	5.0	18	25	0.191	0.169	0.190	1.12	準液状化層
		砂質土	2.3	4		18	18	0.215	0.211	0.214	1.01	準液状化層
		砂質土	3.3	6		18	12	0.224	0.233	0.223	0.95	完全液状化層
		砂質土	4.3	8		18	8	0.236	0.245	0.236	0.96	完全液状化層
洪積砂質土 Ds	3.0	砂質土	5.3	37	42.7	20	4	-	-	-	-	-
		砂質土	6.3	46		20	2	-	-	-	-	-
		砂質土	7.3	45		20	2	-	-	-	-	-
洪積礫質土 Dg	-	礫質土	8.3	50	50.0	21	-	-	-	-	-	-
		礫質土	9.3	50		21	-	-	-	-	-	-

表 5.2.5 液状化判定結果（レベル2地震動）

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N値	層平均 N値	土の単位 体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	細粒分 含有率 FC (%)	繰返し三軸 強度比 $R_L$	レベル2-1地震動			レベル2-2地震動			判定結果
									地震時 せん断 応力比 L	動的 せん断 強度比 R	液状化に 対する 抵抗率 $F_L$	地震時 せん断 応力比 L	動的 せん断 強度比 R	液状化に 対する 抵抗率 $F_L$	
沖積砂質土 As	5.0	砂質土	1.3	2	5.0	18	25	0.191	0.506	0.190	0.37	0.787	0.247	0.31	完全液状化層
		砂質土	2.3	4		18	18	0.215	0.633	0.214	0.33	0.985	0.296	0.30	完全液状化層
		砂質土	3.3	6		18	12	0.224	0.698	0.223	0.31	1.086	0.314	0.28	完全液状化層
		砂質土	4.3	8		18	8	0.236	0.734	0.236	0.32	1.142	0.342	0.29	完全液状化層
洪積砂質土 Ds	3.0	砂質土	5.3	37	42.7	20	4	-	-	-	-	-	-	-	
		砂質土	6.3	46		20	2	-	-	-	-	-	-	-	
		砂質土	7.3	45		20	2	-	-	-	-	-	-	-	
洪積礫質土 Dg	-	礫質土	8.3	50	50.0	21	-	-	-	-	-	-	-	-	
		礫質土	9.3	50		21	-	-	-	-	-	-	-	-	

#### 5.2.4. 照査基準

レベル2地震動に対して、地震後の堤防高さが以下の外水位を下回らないこと照査する。

照査外水位 : EL.+2.5m

#### 5.2.5. 対策工諸元設定上の制約条件

図 5.2.3 に対策工諸元設定上の制約条件を示す。図に示すように、対策工は、堤防のり尻付近から外側に実施することを条件として諸元を設定する。

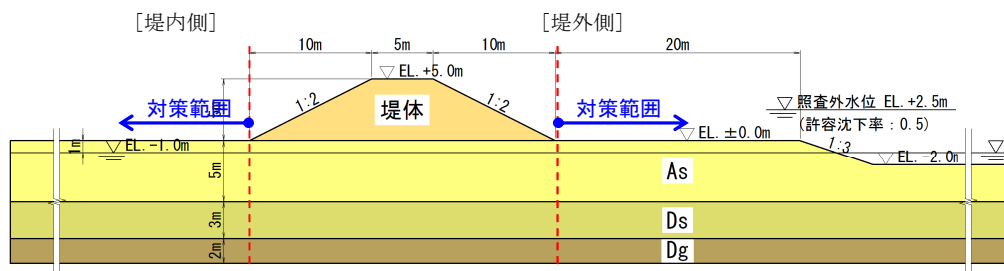


図 5.2.3 対策工諸元設定上の制約条件

### 5.3. 現況の照査

現況堤防のレベル2地震動に対する耐震性能照査は、有限要素法による自重変形解析（静的照査法）により実施する。

#### (1) 解析モデル

図 5.3.1 に解析モデルおよび設定パラメータを示す。また、解析上の地下水位および解析モデルの境界条件は以下の通り設定する。

[地下水位]

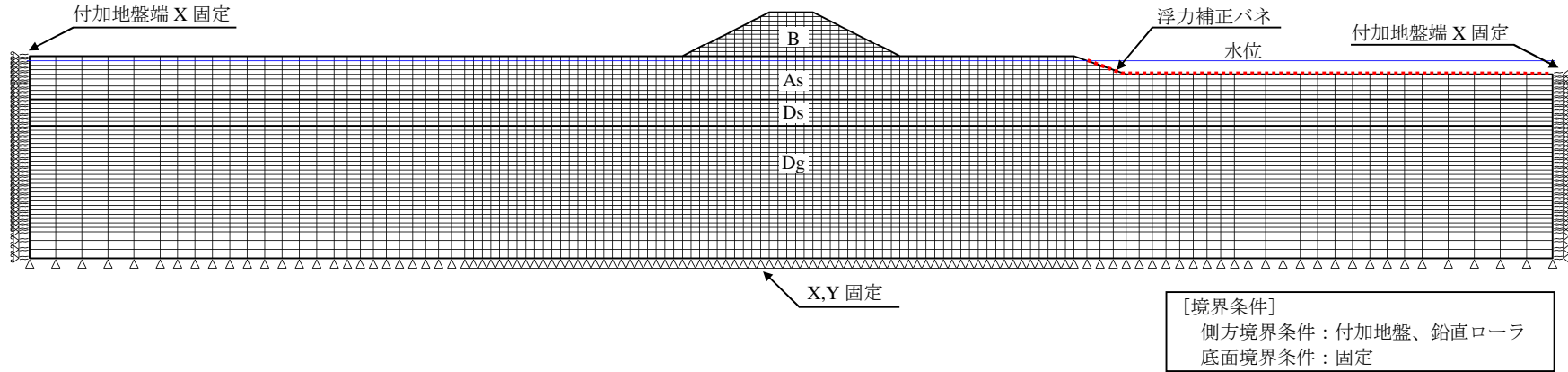
先に示した地下水位から一律 0.5m 上側に設定することとし、EL.-0.5m とする。

[境界条件]

側方境界 : 付加地盤および鉛直ローラ (X 固定)

底面境界 : 固定 (X、Y 固定)

メッシュ図



設定パラメータ

土層区分	変形特性	非線形タイプ	N値	土の単位体積重量 $\gamma(\text{kN/m}^3)$	土の粘着力 $c(\text{kN/m}^2)$	土の内部摩擦角 $\phi$ (°)	透水係数 $k(\text{cm/s})$	繰返し三軸強度比 RL	せん断剛性 $G(\text{kN/m}^2)$	ポアソン比 $\nu$	相対密度 $D_r$	ダイレイタンシー角 $\psi$ (°)	引張強度 $q_t(\text{kN/m}^2)$	初期水平土圧係数 $K$	補正係数 $C_{cp}$	
															基準鉛直有効応力 $\sigma'_{v0}$ (kN/m <sup>2</sup> )	n
堤体B	連成要素	MC/DP 弾塑性モデル	5.0	18.0	0	30	$1.0 \times 10^{-4}$	-	5250	0.333	-	10.0	0	0.5	-	-
沖積砂質土 As	液状化要素	MC/DP 弾塑性モデル	5.0	18.0	0	30	$1.0 \times 10^{-3}$	0.216	5250	0.333	50	10.0	0	0.5	75	2.0
洪積砂質土 Ds	連成要素	MC/DP 弾塑性モデル	42.7	20.0	0	40	$1.0 \times 10^{-3}$	-	44850	0.333	-	15.0	0	0.5	-	-
洪積礫質土 Dg	連成要素	線形弾性	50.0	21.0	0	40	$1.0 \times 10^{-2}$	-	52500	0.333	-	-	0	0.5	-	-

※ダイレイタンシー角  $\psi$  は、 $\psi = \phi - 20$  (15°を上限値) で設定。

図 5.3.1 解析モデル

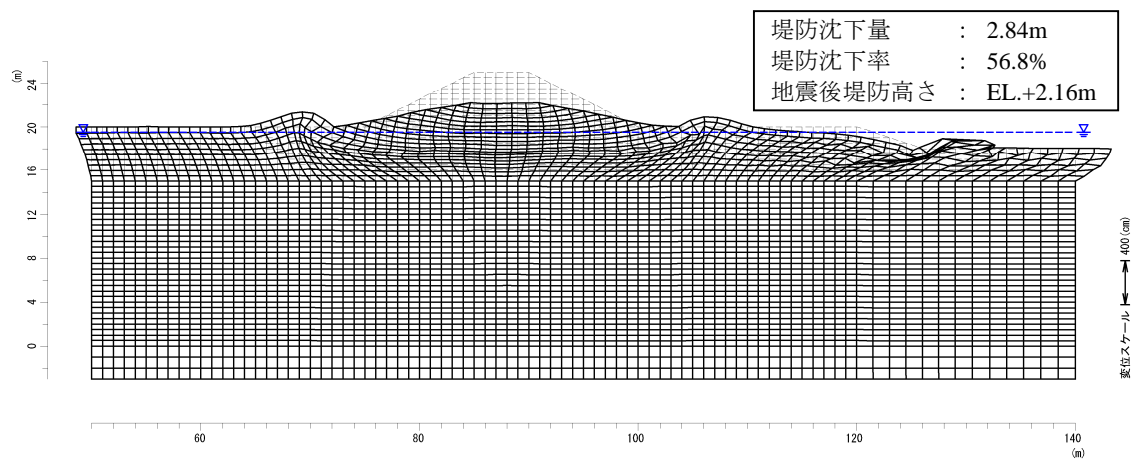


(2) 耐震性能照査結果

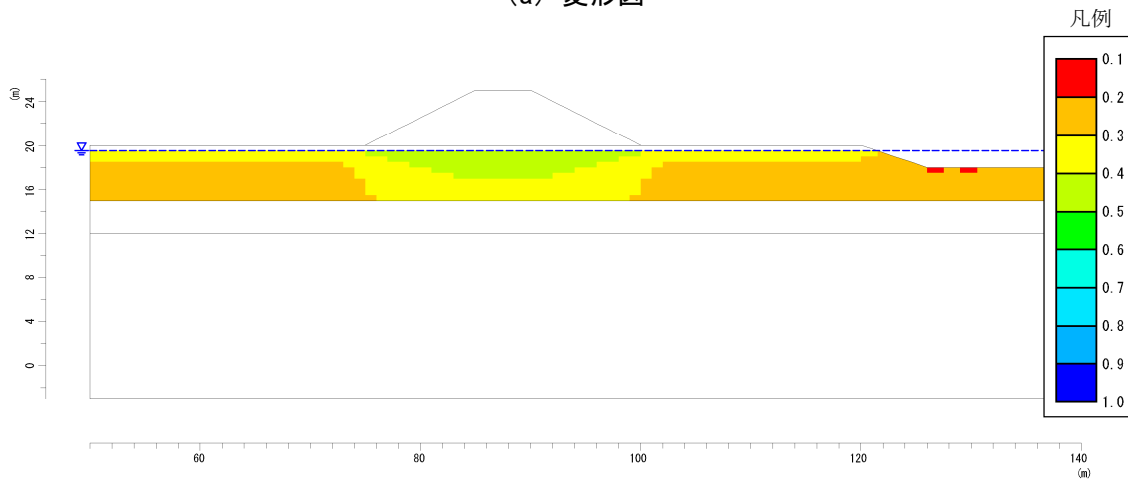
図 5.3.2、図 5.3.3 に現況堤防のレベル 2 地震動に対する耐震性能照査結果を示す。これより、レベル 2-1 地震動およびレベル 2-2 地震動ともに、地震後の堤防高さが照査外水位を下回るため、対策工の検討が必要となる。

[照査結果]

レベル 2-1 地震動 : (地震後堤防高さ)EL.+2.16m < (照査外水位)EL.+2.50m (NG)  
 レベル 2-2 地震動 : (地震後堤防高さ)EL.+1.95m < (照査外水位)EL.+2.50m (NG)

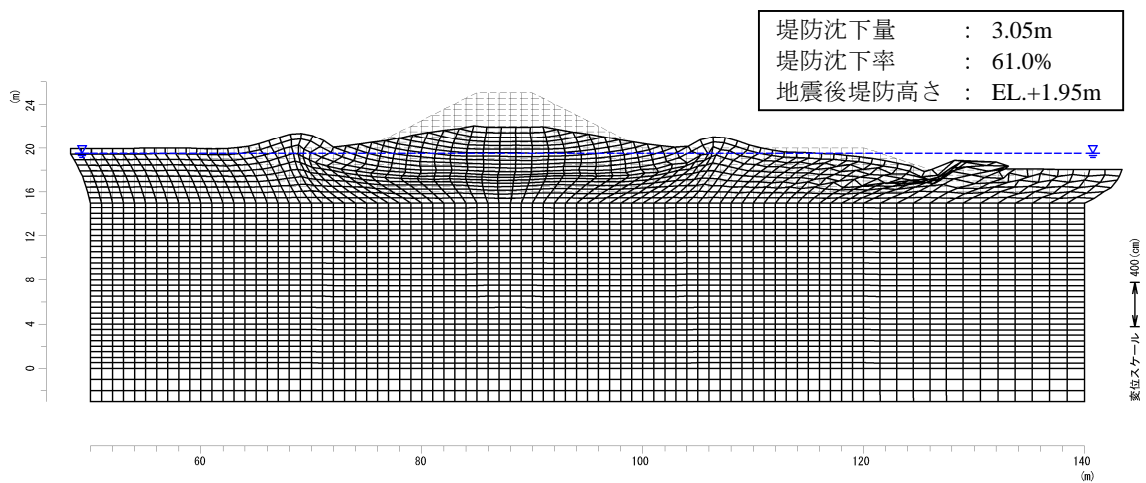


(a) 変形図

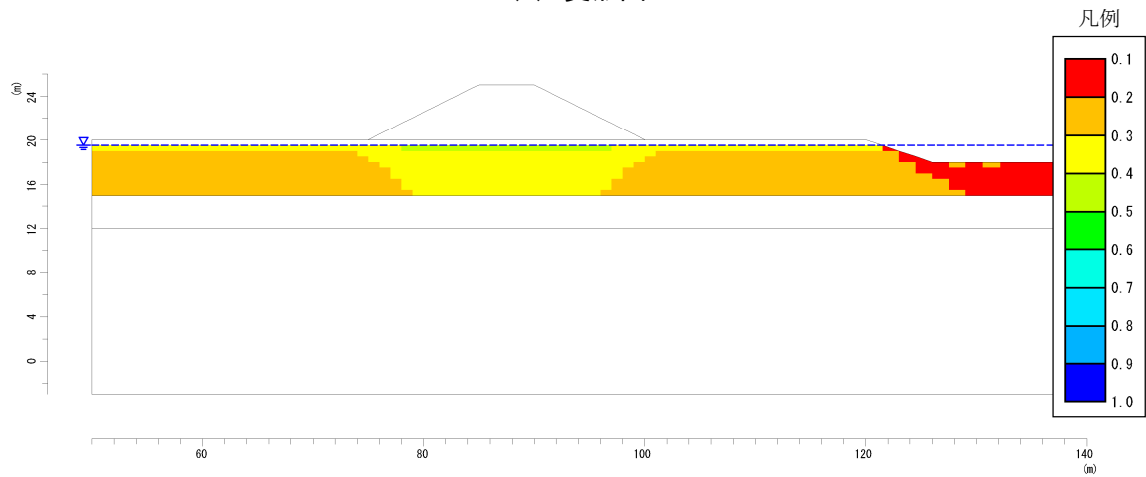


(b) 液状化に対する抵抗率  $F_L$  分布

図 5.3.2 レベル 2-1 地震動に対する照査結果



(a) 変形図



(b) 液状化に対する抵抗率  $R_f$  分布

図 5.3.3 レベル 2-2 地震動に対する照査結果

## 5.4. 対策後の照査

### 5.4.1. 対策工諸元の設定

#### (1) 鋼材断面の仮定

使用する鋼材は、盛土の形状、液状化層の厚さ、液状化抵抗、地下水面、施工環境などを考慮して選定する。ここでは、従来のU形鋼矢板よりも経済性に優れたハット形鋼矢板のうち、最小断面のSP-10Hを用いることとする。鋼材仕様および断面諸元を表 5.4.1 に示す。

表 5.4.1 断面諸元

型式	SP-10H
材質	SYW295
許容応力度	270N/mm <sup>2</sup>
腐食代	片面 1mm、両面 2mm
継手効率	断面二次モーメントおよび断面係数に関する継手効率は 1.0
断面二次モーメント（壁幅 1m 当り）	10,500 cm <sup>4</sup> /m（腐食代なし）※
	8,300cm <sup>4</sup> /m（腐食代考慮）
断面係数（壁幅 1m 当り）	713cm <sup>3</sup> /m（腐食代考慮）

※出典「鋼管杭・鋼矢板技術協会：鋼矢板 設計から施工まで, 2014. 10, P7.」

#### (2) 水平方向地盤反力係数の算定

根入れ層となる、液状化層より下方に位置する非液状化層の地盤反力係数は、下式により算定する。

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

$$k_{H0} = (1/0.3) \alpha \cdot E_0$$

ここに、

$k_H$  : 水平方向の地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_{H0}$  : 直径0.30mの剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

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

$E_0$  : 設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 地盤反力係数の推定に用いる係数

非液化化層の $N$ 値を42.7として、 $E_o = 2800N(\alpha=2)$ より算定した結果を表 7.4.2に示す。

表 7.4.2 根入れ層の水平方向地盤反力係数

	$N$ 値	$k_{H0}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$k_H$ (kN/m <sup>3</sup> )
Ds 層 (非液化化層)	42.7	797,000	57,500

### (3) 根入れ長の算定

根入れ層となる、液化化層の下方に位置する非液化化層への鋼矢板の必要根入れ長 $L_{min}$ は、水平方向地盤反力係数と鋼材の曲げ剛性から算定する。根入れ長は、必要根入れ長以上に設定する。

$$L_{min} = 2/\beta$$

$$\beta = \{k_H \cdot D / (4EI)\}^{1/4}$$

$$= \{57,500 \times 1.0 / (4 \times 2.0 \times 10^8 \times 0.000105)\}^{1/4}$$

$$= 0.91 \text{ (1/m)}$$

$$L_{min} = 2/0.91 = 2.20 \text{ (m)}$$

ここに、

$L_{min}$  : 必要根入れ長 (m)

$\beta$  : 特性値 (1/m)

$k_H$  : 水平方向の地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$D$  : 鋼材の単位幅 (m)

$E$  : 鋼材の弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$I$  : 壁幅 $D$ 当たりの鋼材の断面二次モーメント (腐食無し、継手効率1.0) (m<sup>4</sup>/m)

よって鋼矢板の全長は以下となる。

$$\begin{aligned} \text{(鋼矢板の全長)} &= \text{(地表面から液化化層下端までの距離)} + \text{(根入れ長)} \\ &= 5.00 + 2.20 = 7.20 \rightarrow 7.5\text{m (0.5m 単位で切上げ)} \end{aligned}$$

#### (4) 検討断面の仮定

対策断面を図 5.4.1 に示す。鋼材は自立式構造とし、のり尻に設置する。

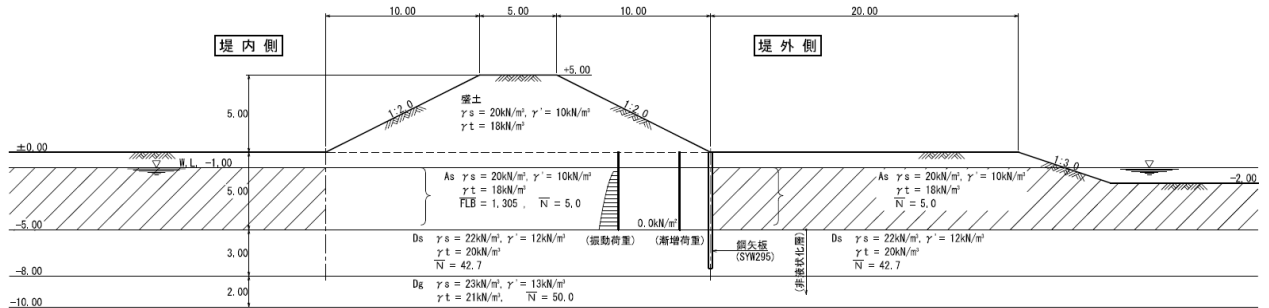


図 5.4.1 対策断面

#### (5) 作用荷重の算定

鋼矢板への作用荷重は、周辺地盤から鋼材に作用する土圧である。

##### 1) 漸増成分荷重の算定

鋼材に作用する漸増成分荷重は、実験、解析から盛土下の液状化程度、鋼材のたわみ性（相対剛性）、盛土形状等に依存することが確認されている。これらを考慮して、鋼材に作用する液状化層の漸増成分荷重は以下で表される。

$$P_s = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot F(z)$$

ここに、

$P_s$  : 漸増成分荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha_1$  : 盛土下の液状化程度に関する係数

$\alpha_2$  : 鋼矢板の相対剛性に関する係数

$\alpha_3$  : 盛土形状に関する係数

$F(z)$  : 漸増成分荷重の基本分布関数 (kN/m<sup>2</sup>)

##### ・ $\alpha_1$ の算定

$\alpha_1$  は、盛土下の液状化程度に関する係数であり、以下により求める。

$$\alpha_1 = r_{uB}$$

ここに、

$r_{uB}$  : 盛土下の過剰間隙水圧比

盛土下の過剰間隙水圧比  $r_{uB}$  は以下により求める。

$$r_{uB} = F_{LB}^{-7} \quad (\text{ただし、} r_{uB} \leq r_{u\max})$$

$$r_{u\max} = 1 - a \quad (h/d_c)$$

$$a = 0.15 (1/n - 0.1)$$

ここに、

$F_{LB}$  : 盛土の上載圧を考慮した盛土下の液状化抵抗率

$h$  : 盛土高さ (m)

$d_c$  : 液状化層中央の深さ (m)

$n$  : 盛土ののり勾配 (1:n)

## 2) $F_{LB}$ の算定

対策工諸元設定用震度の盛土下液状化抵抗率  $F_{LB}$  を、盛土荷重による上載圧を考慮して算定する。液状化抵抗率の算定位置は堤体天端部とし、盛土荷重による土被り圧（上載圧）に基づいて地震時せん断応力比 ( $L$ ) を算定の上、液状化抵抗率を算定するものとする。液状化抵抗率の算定結果の詳細一覧を表 5.4.3 に示す。堤体直下部では、深度 1.3m~4.3m（堤体天端からは 6.3m~9.3m）では、平均  $F_{LB}$  で 1.305 と、1.3 を上回っており、非液状化層となっている。

表 5.4.3 盛土下液状化抵抗率  $F_{LB}$  の算定結果

深度x	湿潤単重	有効単重	$\sigma_v$	$\sigma_v'$	FLB	R	L	cw	RL
6.3	18	8	113.4	110.4	1.25	0.190	0.151	1.000	0.191
7.3	18	8	131.4	118.4	1.32	0.214	0.161	1.000	0.215
8.3	18	8	149.4	126.4	1.31	0.223	0.169	1.000	0.224
9.3	18	8	167.4	134.4	1.34	0.236	0.175	1.000	0.236

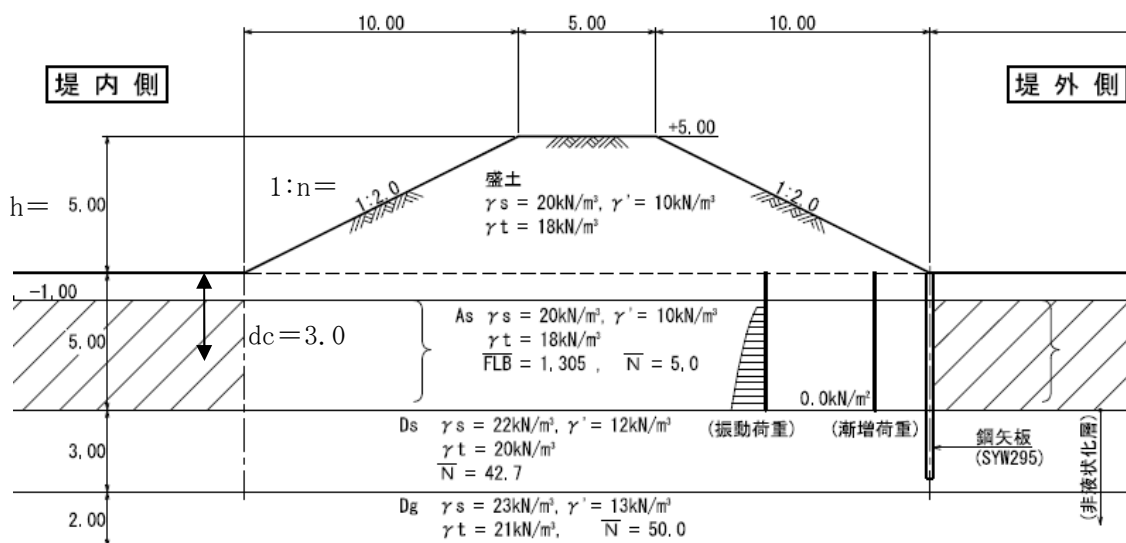


図 5.4.2  $h$ 、 $d_c$ 、 $n$  のとり方

よって、 $r_{uB} \cdot r_{u\max}$  は以下のようになる。

$$r_{uB} = 0.000 \text{ (非液状化層 (平均 } F_{LB} = 1.305 > 1.3) \text{ のため)}$$

$$n = 10.0 / 5.0 = 2.00$$

$$a = 0.15 \times (1 / 2.00 - 0.1) = 0.060$$

$$r_{u\max} = 1 - 0.060 \cdot (5.0 / 3.0) = 0.900$$

$\alpha_1$  は、 $r_{uB} \cdot r_{u\max}$  のいずれか小さい方を取り、以下のようになる。

$$\alpha_1 = r_{uB} = 0.000 \quad (\leq r_{u\max} = 0.900)$$

#### ・ $\alpha_2$ の算定

$\alpha_2$  は、鋼材の相対剛性に関する係数であり、以下により求める。

$$\alpha_2 = 0.32 \cdot \log_{10}(\rho) - 0.16 \quad (\text{ただし、} 0.4 \leq \alpha_2 \leq 1.0)$$

$$\rho = (E \cdot z_a / b) / (\gamma_{\text{sat}} \cdot H^3)$$

ここに、

$\rho$  : 鋼材の相対剛性

$E$  : 鋼材の弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$z_a$  : 鋼材の断面係数 (m<sup>3</sup>) (腐食無し、継手効率 1.0)

$b$  : 壁幅 (m)

$\gamma_{\text{sat}}$  : 液状化層の飽和単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$H$  : 液状化層厚 (m)

よって、 $\alpha_2$  は、以下のようになる。

$$\rho = (2.0 \times 10^8 \times 0.000902 / 1.0) / (20 \times 4.0^3) = 140.94$$

$$\alpha_2 = 0.32 \times \log_{10}(140.94) - 0.16 = 0.528$$

#### ・ $\alpha_3$ の算定

$\alpha_3$  は、盛土形状に関する補正係数であり、以下により求める。

$$\alpha_3 = 0.0236(B_u / 2) - 0.0126 \times B_b + 1.071 \quad (\text{ただし、} 6\text{m} \leq B_u \leq 20\text{m}, 10\text{m} \leq B_b \leq 20\text{m})$$

ここに、

$B_u$  : 盛土天端幅 (m)

$B_b$  : 盛土ののり肩からのり尻までの水平距離 (m)

よって、 $\alpha_3$  は、以下のようになる。

$$\alpha_3 = 0.0236 \times (6.0 / 2) - 0.0126 \times 10.0 + 1.071 = 1.016$$

※ $\alpha_3$  の算定の適用範囲は  $6\text{m} \leq B_u \leq 20\text{m}$  とあるが、 $B_u < 6\text{m}$  の場合 (今回  $B_u = 5\text{m}$ ) は、便宜上、安全側の評価として  $B_u = 6\text{m}$  として計算を行うものとする。

・  $F(z)$  の算定

$F(z)$  は、盛土漸増成分荷重の基本分布関数であり、以下による。これは、各種形状の盛土を有する数値解析結果を近似的にまとめたものである。

$$F(z) = \gamma_t \cdot h \cdot (0.00054z^3 - 0.0149z^2 + 0.140z + 0.275) \quad (\text{ただし、} 0\text{m} \leq z \leq 10\text{m})$$

$$F(z) = 0.725\gamma_t \cdot h \quad (\text{ただし、} z > 10\text{m})$$

ここに、

$z$  : 地表面からの深さ (m)

$\gamma_t$  : 盛土の湿潤単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h$  : 盛土高さ (m)



### 3) 振動成分荷重の算定

鋼材に作用する液状化層の振動成分荷重は、実験、解析から、鋼材のたわみ性（相対剛性）等に依存することが確認されている。これらを考慮して、鋼材に作用する液状化層の振動成分荷重は以下で表される。

$$P_d = \alpha_d \cdot P_{dmax}$$

ここに、

$P_d$  : 振動成分荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_{dmax}$  : 振動成分荷重の最大値 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha_d$  : 鋼材の相対剛性に関する係数

#### ・ $P_{dmax}$ の算定

$P_{dmax}$  は、振動成分荷重の最大値であり、Westergard の式を基本として、以下により求める。

$$P_{dmax} = k(\gamma_w + \gamma' r_u) \sqrt{H_d z}$$

ここに、

$k$  : 設計水平震度

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma'$  : 土の水中単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$r_u$  : 堤防盛土外側の平地盤部での過剰間隙水圧比

$H_d$  : 水位面から最も下の液状化層下端までの距離 (m)

$z$  : 地下水位からの深度 (m)

#### ・ $\alpha_d$ の算定

$\alpha_d$  は、鋼材の相対剛性に関する係数であり、以下により求める。

$$\alpha_d = 0.40 \cdot \log_{10} (\rho) - 0.40 \quad (\text{ただし、} 0 \leq \alpha_d \leq 1.0)$$

よって、 $\alpha_d$  は以下のようなになる。

$$\rho = 140.94$$

$$\alpha_d = 0.40 \times \log_{10} (140.94) - 0.40 = 0.460$$

振動成分荷重の算定結果を表 5.4.4 に示す。

表 5.4.4 振動成分荷重の算定結果

No	深度 (m)	$k$	$r_u$	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$H_d$ (m)	$z$ (m)	$P_{dmax}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha_d$	$P_d$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.00	0.15		10.0	4.0			0.460	
2	0.25	0.15		10.0	4.0			0.460	
3	0.50	0.15		10.0	4.0			0.460	
4	0.75	0.15		10.0	4.0			0.460	
5	1.00	0.15	0.933	10.0	4.0	0.00	0.00	0.460	0.00
6	1.25	0.15	0.933	10.0	4.0	0.25	2.90	0.460	1.33
7	1.50	0.15	0.933	10.0	4.0	0.50	4.10	0.460	1.89
8	1.75	0.15	0.933	10.0	4.0	0.75	5.02	0.460	2.31
9	2.00	0.15	0.933	10.0	4.0	1.00	5.80	0.460	2.67
10	2.25	0.15	0.933	10.0	4.0	1.25	6.48	0.460	2.98
11	2.50	0.15	0.933	10.0	4.0	1.50	7.10	0.460	3.27
12	2.75	0.15	0.933	10.0	4.0	1.75	7.67	0.460	3.53
13	3.00	0.15	0.933	10.0	4.0	2.00	8.20	0.460	3.77
14	3.25	0.15	0.933	10.0	4.0	2.25	8.70	0.460	4.00
15	3.50	0.15	0.933	10.0	4.0	2.50	9.17	0.460	4.22
16	3.75	0.15	0.933	10.0	4.0	2.75	9.62	0.460	4.42
17	4.00	0.15	0.933	10.0	4.0	3.00	10.04	0.460	4.62
18	4.25	0.15	0.933	10.0	4.0	3.25	10.45	0.460	4.81
19	4.50	0.15	0.933	10.0	4.0	3.50	10.85	0.460	4.99
20	4.75	0.15	0.933	10.0	4.0	3.75	11.23	0.460	5.17
21	5.00	0.15	0.933	10.0	4.0	4.00	11.60	0.460	5.34

※平均  $F_L = 1.01$

$$r_u = F_L^{-7} = 1.01^{-7} = 0.933$$

(6) 設計計算モデル

荷重および設計計算モデルは、液状化に対する抵抗率に従って分類した土層区分に基づき設定する。ここでの設計計算モデルを図 5.4.3 に示す。

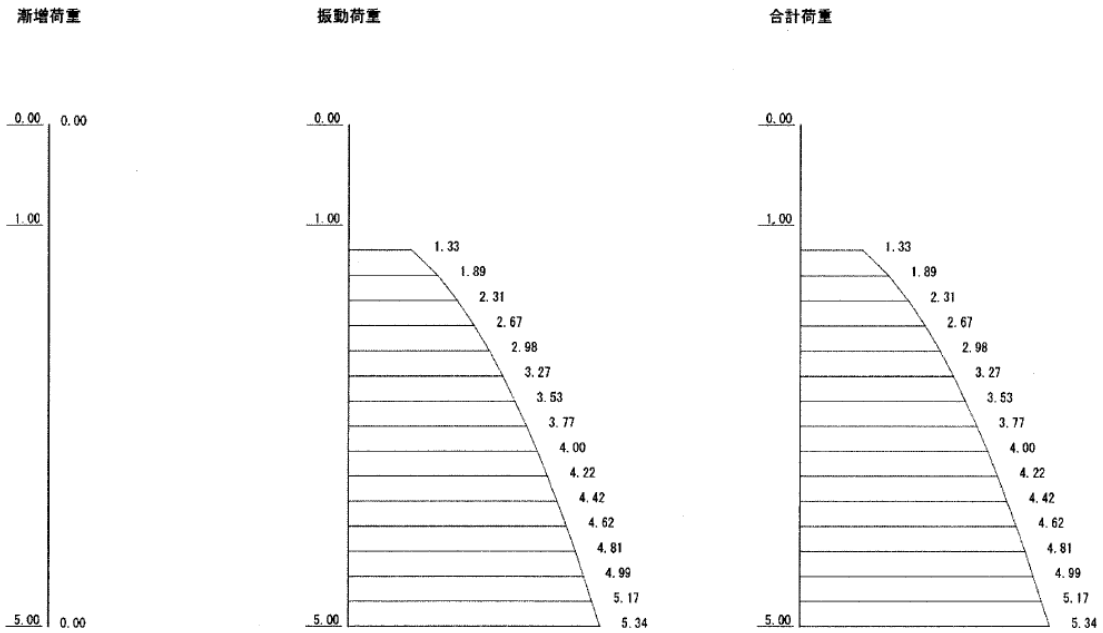


図 5.4.3 設計計算モデル

(7) 計算結果および計算結果の照査

鋼材の設計計算結果より、対策工諸元設定用震度に対して、鋼材に発生する応力度が許容応力度以内であることを照査する。

計算結果および応力度の照査結果を以下に示す。鋼矢仮に発生する断面応力度は、許容応力度以内である。曲げモーメント図を図 5.4.4 に示す。

- ・ 最大曲げモーメント :  $M_{\max} = 22.48(\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m})$
- ・ 断面応力度 :  $\sigma_{\max} = M_{\max}/Z = 22.48 \times 10^6 / 713 \times 10^3$   
 $= 32(\text{N}/\text{mm}^2) < 270(\text{N}/\text{mm}^2)$

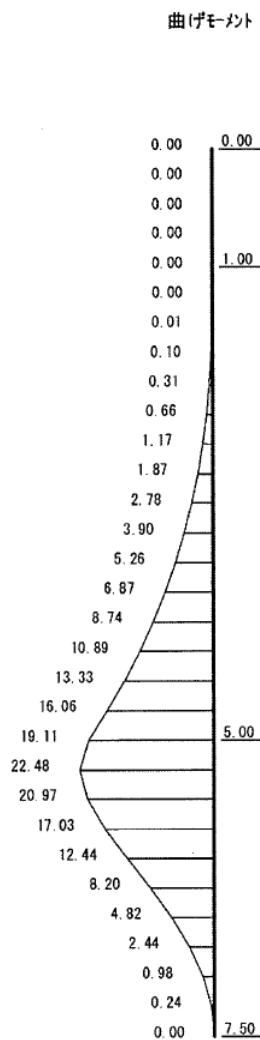


図 5.4.4 曲げモーメント図 (SP-10H)

## 5.4.2. 耐震性能照査

5.4.1. によって設定した対策工を施した堤防のレベル2地震動に対する耐震性能について有限要素法による自重変形解析により照査を行う。耐震性能を満足しない場合には、対策工諸元を見直し、再度照査を行い、耐震性能を満たす対策工諸元を決定する。

### (1) 設計条件

#### 1) 解析方法

耐震性能の照査方法として、ここでは有限要素法を用いた自重変形解析法を用いる。

#### 2) 解析条件

- ・ 地表面最大加速度：下記の2タイプ

地盤種別	レベル 2-1 地震動	レベル 2-2 地震動
Ⅱ種地盤	0.45	0.70

- ・ 地下水位深度：

地下水位	解析用水位	備考
EL-1.0m	EL-0.5m	50cm 上昇

- ・ 鋼矢板打設位置：堤防のり尻（両側）
- ・ 鋼矢板～地盤間：ジョイント（すべり）要素なし
- ・ 浮力補正：沈下率が75%以上となった場合、および地下水面が露出する地点の地表全ての節点に、浮力補正バネを配置。
- ・ 鋼矢板諸元：対策工諸元の設定により決定した鋼材諸元（ここでは、SP-10H）にて耐震性能照査を行い、必要性能を満足しない場合は必要に応じて鋼材の型式・根入長を変更する。  
なお、鋼材諸元は表 5.4.1 の通り。
- ・ 地盤定数：図 5.3.1 の地盤定数の通り。

(2) 解析対象断面

解析対象断面を図 5.4.5 に、検討条件を表 5.4.5～表 5.4.6 に示す。

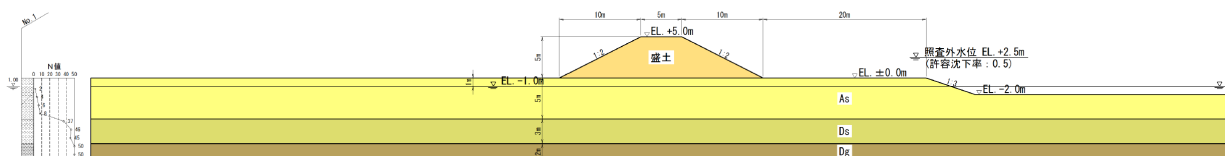


図 5.4.5 解析対象断面図

表 5.4.5 検討条件（対策工諸元の初期設定）

対策工 諸元設定	支持層 根入長	支持層 $N$ 値	ジョイント 要素	$R_L$ 値	平均 $F_L$ 値 (L2-1)	平均 $F_L$ 値 (L2-2)
SP-10H	2.5m	42.7	無	As:0.216	As:0.33	As:0.30

表 5.4.6 解析に用いる地盤のパラメータ

項目	As 層	備考
せん断剛性係数 $G$ (kN/m <sup>2</sup> )	5250	平均 $N$ 値より算出
ポアソン比 $\nu$	0.333	
湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.0	
粘着力 $C$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.00	
せん断抵抗角 $\phi$ (°)	30.0	

(3) 解析結果

解析結果を表 5.4.7 に示す。いずれの地震動においても、地震後の堤防高さが耐震性能の照査において考慮する外水位を上回っており、耐震性能を満足すると判定される。

ここでは、通常の矢板で検討を行ったが、排水機能付き矢板で検討すると過剰間隙水圧低減効果から対策工諸元設定の段階で規格の小さいものが設定される場合もあり、耐震性能に余裕がある場合は検討するとよい。

表 5.4.7 解析結果 (判定OK)

②-1 耐震性能照査結果 (諸元設定用震度により設定した対策工)【レベル 2-1 地震動】	
変形図	堤防天端沈下量 2.28m
	沈下後の堤防高さ EL. +2.72m
	照査外水位 EL. +2.50m
	判定 <b>OK</b>
	備考 鋼矢板 : SP-10H 鋼矢板長 : 7.5 m 根入れ長 : 2.5 m
$F_L$ 分布図	
②-2 耐震性能照査結果 (諸元設定用震度により設定した対策工)【レベル 2-2 地震動】	
変形図	堤防天端沈下量 2.47m
	沈下後の堤防高さ EL. +2.53m
	照査外水位 EL. +2.50m
	判定 <b>OK</b>
	備考 鋼矢板 : SP-10H 鋼矢板長 : 7.5 m 根入れ長 : 2.5 m
$F_L$ 分布図	

表 5.4.8 対策工諸元の設定の流れと決定諸元

設計ケース	概要図	内容
① 対策工諸元の設計		設計計算によって対策規模を決定。
② 耐震性能照査 (変形解析)	<p>②- i</p> <p>②- ii</p>	<p>①で設計した対策規模を有限要素モデル化し、自重変形解析による L2 地震動照査を実施。</p> <p>沈下後堤防高さ EL.2.53m &gt; 照査外水位 EL.2.50m ⇒OK</p>
③ 対策工諸元の設計によるチェック		



## 6章 計算例2：鋼材を用いた工法による対策（その2）

### 6.1. 設計手順

図 6.1.1 に鋼材を用いた工法の設計手順を示す。対策工の初期諸元は、弾性床上の梁に土圧（漸増成分土圧、振動成分土圧）を作用させ、鋼材に発生する応力度が許容応力度以下となる型式とそれに応じた根入れ長を繰返し計算により設定する。この対策工を入れた断面においてレベル2地震動に対する耐震性能照査（有限要素法による自重変形解析）を実施する。このとき、所定の耐震性能を満足しない場合には、型式を上げる等により対策工諸元を見直し、所定の性能を満足する諸元を設定する。具体的には、鋼材の型式を上げる、もしくは、根入れ長を長くすることで最適諸元を求めることになるが、これらは現場条件や施工条件などを総合的に判断して設定することが必要である。

なお、対策工実施により堤防の浸透安全性が有意に低下しないことを照査し、浸透安全性が有意に低下する場合には、ドレーン工等の補助工法を検討したり、場合によっては対策工法を変更する必要がある。

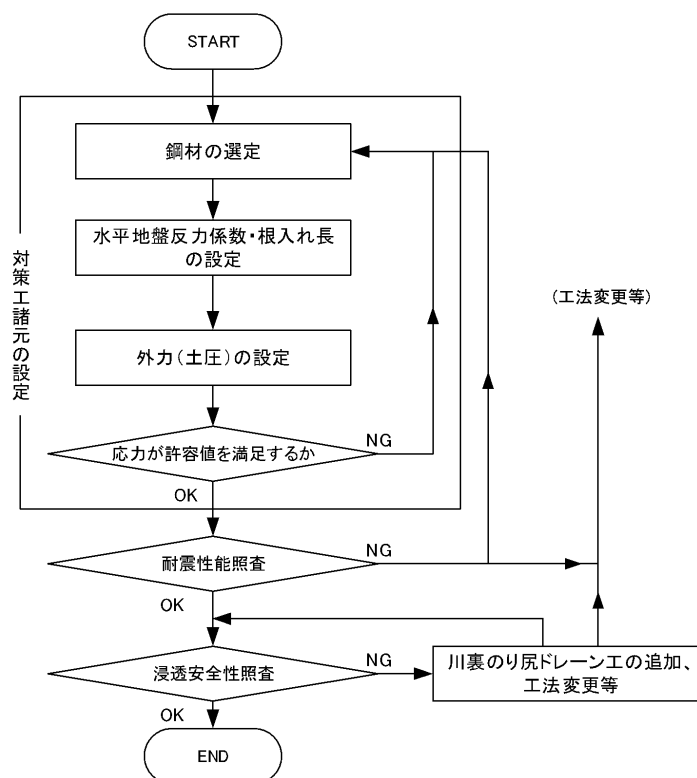


図 6.1.1 鋼材を用いた工法の設計手順

## 6.2. 設計条件

### 6.2.1. 地盤条件

#### (1) 基本諸元

図 6.2.1 に耐震性能照査の対象とする堤体および地盤構造を示す。表 6.2.1 には室内試験結果より設定した各層の地盤定数を示す。

[堤体構造]	堤体高	: 5.0m
	天端幅	: 5.0m
	のり面勾配	: 1 : 2.0
[水 位]	地下水位	: G.L.-1.5m (EL.-1.5m)
	外水位	: EL.+2.5m

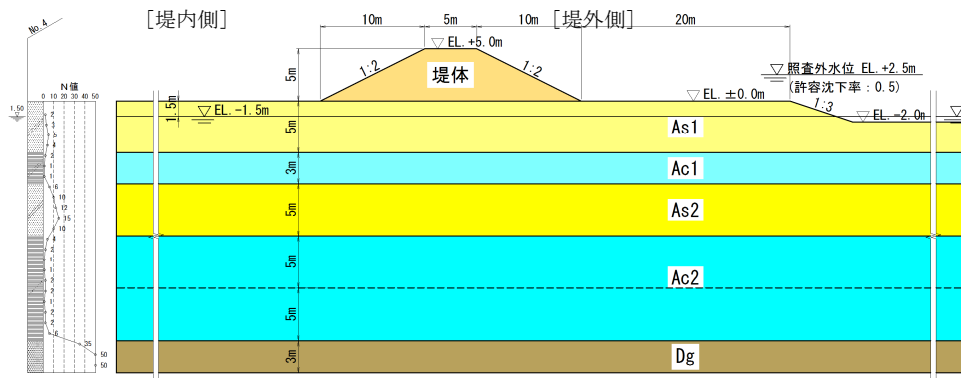


図 6.2.1 耐震性能照査対象とする堤体および地盤構造

表 6.2.1 地盤条件

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N 値	[平均値] N 値	土の単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	[平均値] 細粒分 含有率 FC (%)	土の 粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	土の 内部摩擦角 $\phi$ (°)	透水係数 $k$ (cm/s)
堤体	5	砂質土	-	-	5.0	18.0	35	0	30	$1.0 \times 10^{-4}$
沖積砂質土 As1	5.0	砂質土	1.3	2	3.5	18.0	22	0	30	$1.0 \times 10^{-3}$
		砂質土	2.3	3						
		砂質土	3.3	5						
		砂質土	4.3	4						
沖積粘性土 Ac1	3.0	粘性土	5.3	2	1.3	17.0	65	堤体直下: 50 非堤体直下: 40	0	$1.0 \times 10^{-6}$
		粘性土	6.3	1						
		粘性土	7.3	1						
沖積砂質土 As2	5.0	砂質土	8.3	6	10.6	19.0	32	0	30	$1.0 \times 10^{-3}$
		砂質土	9.3	10						
		砂質土	10.3	12						
		砂質土	11.3	15						
		砂質土	12.3	10						
沖積粘性土 Ac2	5.0	粘性土	13.3	4	1.6	17.0	87	55	0	$1.0 \times 10^{-6}$
		粘性土	14.3	2						
		粘性土	15.3	1						
		粘性土	16.3	1						
		粘性土	17.3	2						
	5.0	粘性土	18.3	2				70	0	
		粘性土	19.3	1						
		粘性土	20.3	2						
		粘性土	21.3	2						
		粘性土	22.3	6						
洪積礫質土 Dg	-	礫質土	23.3	35	50.0	21.0	-	-	40	$1.0 \times 10^{-2}$
		礫質土	24.3	50						
		礫質土	25.3	50						

(2) 地盤種別の判定

指針に基づき地盤種別の判定を行う。表 6.2.2 に地盤種別の判定結果を示す。洪積礫質土層 Dg を耐震性能照査上の基盤面とし地盤の特性値  $T_G$  を算出すると、 $T_G = 0.727$ (s)となるため、本地盤はⅢ種地盤と判定される。

表 6.2.2 耐震性能照査上の地盤種別の判定

地層区分	地層厚 $H_i$ (m)	地層の 平均せん断 波速度 $V_{si}$ (m/s)	$4H_i/V_{si}$ (s)	備考
沖積砂質土 As1	5.0	120	0.167	各層のせん断波速度は、PS検層にて確認されている
沖積粘性土 Ac1	3.0	110	0.109	
沖積砂質土 As2	5.0	170	0.118	
沖積粘性土 Ac2	10.0	120	0.333	
洪積礫質土 Dg	-	300		

$$4\sum H_i \times V_{si} = 0.727 \quad (\text{Ⅲ種地盤})$$

## 6.2.2. 入力地震動条件

入力地震動は、指針に基づき以下のように設定する。

### 1) 対策工諸元設定用震度

$$k_h = C_z \times k_{GO}$$

$k_h$  : 対策工諸元設定用水平震度 (0.18)

$k_{GO}$  : 地盤種別に応じた標準水平震度 (Ⅲ種地盤 : 0.18)

$C_z$  : 地域別補正係数 (地域区分 A2 : 1.0)

### 2) レベル 2 地震動

$$k_{hgL} = C_z \times k_{hgL0}$$

$k_{hgL}$  : 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度  
(レベル 2-1 地震動 : 0.40、レベル 2-2 地震動 0.60)

$k_{hgL0}$  : 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度の標準値  
(Ⅲ種地盤、レベル 2-1 地震動 : 0.40、レベル 2-2 地震動 0.60)

$C_z$  : 地域別補正係数 (地域区分 A2 : 1.0)

表 6.2.3 入力地震動

地震動		地盤種別	$k_{GO}$ $k_{hgL0}$	地域区分	$C_z$	$k_h$ $k_{hgL}$
対策工諸元 設定用震度		Ⅲ種	0.18	A2	1.0	<b>0.18</b>
レベル 2 地震動	L2-1		0.40			<b>0.40</b>
	L2-2		0.60			<b>0.60</b>

### 6.2.3. 液状化判定

指針に基づき液状化判定を実施する。図 6.2.2、表 6.2.4、表 6.2.5 に対策工諸元設定用震度およびレベル 2 地震動に対する液状化判定結果を示す。これより、沖積砂質土 As1、As2 が対策工諸元設定用震度およびレベル 2 地震動に対して液状化する層となる。

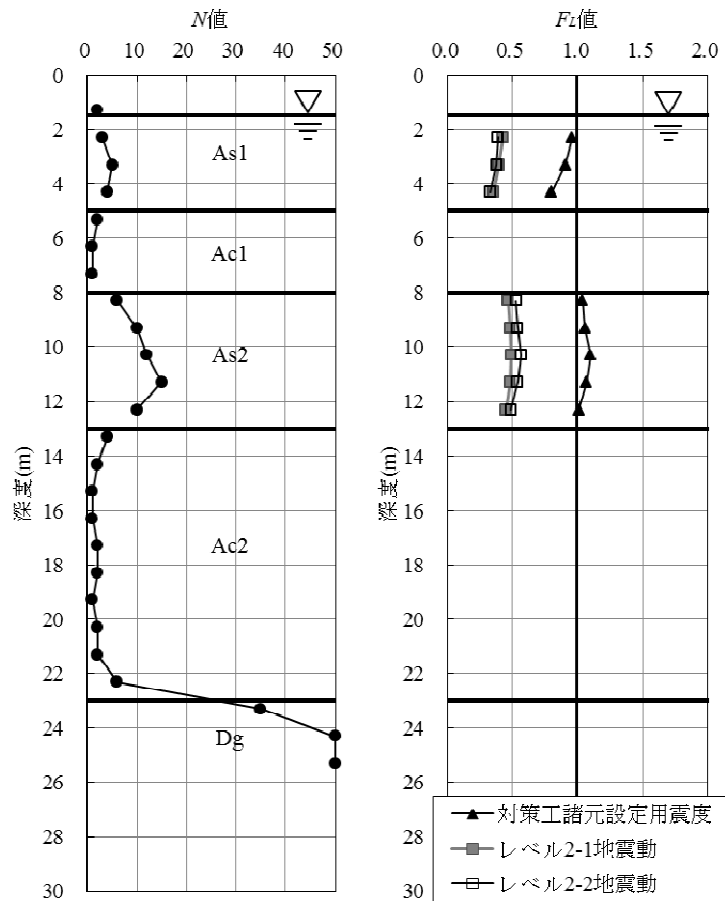


図 6.2.2 液状化に対する抵抗率  $F_r$  の深度方向分布

表 6.2.4 液状化判定結果（対策工諸元設定用震度）

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N 値	層平均 N 値	土の単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	細粒分 含有率 FC (%)	繰返し三軸 強度比 $R_L$	対策工諸元設定用震度			判定結果
									地震時 せん断 応力比 $L$	動的 せん断 強度比 $R$	液状化に 対する 抵抗率 $F_L$	
沖積砂質土 As1	5.0	砂質土	1.3	2.0	3.5	18	20	-	-	-	-	-
		砂質土	2.3	3.0		18	25	0.208	0.215	0.207	0.96	完全液状化層
		砂質土	3.3	5.0		18	18	0.223	0.245	0.223	0.91	完全液状化層
		砂質土	4.3	4.0		18	23	0.213	0.264	0.213	0.80	完全液状化層
沖積粘性土 Ac1	3.0	粘性土	5.3	2.0	1.3	17	60					
		粘性土	6.3	1.0		17	70					
		粘性土	7.3	1.0		17	65					
沖積砂質土 As2	5.0	砂質土	8.3	6.0	10.6	19	45	0.308	0.294	0.308	1.04	準液状化層
		砂質土	9.3	10.0		19	32	0.314	0.293	0.313	1.06	準液状化層
		砂質土	10.3	12.0		19	28	0.321	0.291	0.321	1.10	準液状化層
		砂質土	11.3	15.0		19	20	0.310	0.288	0.309	1.07	準液状化層
		砂質土	12.3	10.0		19	33	0.289	0.285	0.289	1.01	準液状化層
沖積粘性土 Ac2	5.0	粘性土	13.3	4.0	1.6	17	73	-	-	-	-	-
		粘性土	14.3	2.0		17	83	-	-	-	-	-
		粘性土	15.3	1.0		17	90	-	-	-	-	-
		粘性土	16.3	1.0		17	93	-	-	-	-	-
		粘性土	17.3	2.0		17	86	-	-	-	-	-
	5.0	粘性土	18.3	2.0		17	84	-	-	-	-	-
		粘性土	19.3	1.0		17	91	-	-	-	-	-
		粘性土	20.3	2.0		17	87	-	-	-	-	-
		粘性土	21.3	2.0		17	85	-	-	-	-	-
		粘性土	22.3	6.0		17	65	-	-	-	-	-
洪積礫質土 Dg	-	礫質土	23.3	35.0	50.0	21	40	-	-	-	-	-
		礫質土	24.3	50.0		21	15	-	-	-	-	-
		礫質土	25.3	50.0		21	10	-	-	-	-	-

表 6.2.5 液状化判定結果（レベル2地震動）

土層区分	土層厚 (m)	層区分	深度 (m)	N値	層平均 N値	土の単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	細粒分 含有率 FC (%)	繰返し三軸 強度比 $R_L$	レベル2-1地震動			レベル2-2地震動			判定結果	
									地震時 せん断 応力比 $L$	動的 せん断 強度比 $R$	液状化に 対する 抵抗率 $F_L$	地震時 せん断 応力比 $L$	動的 せん断 強度比 $R$	液状化に 対する 抵抗率 $F_L$		
沖積砂質土 As1	5.0	砂質土	1.3	2.0	3.5	18	20	-	-	-	-	-	-	-	-	
		砂質土	2.3	3.0		18	25	0.208	0.479	0.207	0.43	0.718	0.281	0.39	完全液状化層	
		砂質土	3.3	5.0		18	18	0.223	0.546	0.223	0.40	0.818	0.313	0.38	完全液状化層	
		砂質土	4.3	4.0		18	23	0.213	0.586	0.213	0.36	0.879	0.293	0.33	完全液状化層	
沖積粘性土 Ac1	3.0	粘性土	5.3	2.0	1.3	17	60									
		粘性土	6.3	1.0		17	70									
		粘性土	7.3	1.0		17	65									
沖積砂質土 As2	5.0	砂質土	8.3	6.0	10.6	19	45	0.308	0.653	0.308	0.47	0.979	0.520	0.53	完全液状化層	
		砂質土	9.3	10.0		19	32	0.314	0.650	0.313	0.48	0.975	0.534	0.54	完全液状化層	
		砂質土	10.3	12.0		19	28	0.321	0.646	0.321	0.49	0.969	0.555	0.57	完全液状化層	
		砂質土	11.3	15.0		19	20	0.310	0.640	0.309	0.48	0.96	0.523	0.54	完全液状化層	
		砂質土	12.3	10.0		19	33	0.289	0.633	0.289	0.45	0.95	0.469	0.49	完全液状化層	
沖積粘性土 Ac2	5.0	粘性土	13.3	4.0	1.6	17	73	-	-	-	-	-	-	-	-	
		粘性土	14.3	2.0		17	83	-	-	-	-	-	-	-	-	
		粘性土	15.3	1.0		17	90	-	-	-	-	-	-	-	-	
		粘性土	16.3	1.0		17	93	-	-	-	-	-	-	-	-	
		粘性土	17.3	2.0		17	86	-	-	-	-	-	-	-	-	
	5.0	粘性土	18.3	2.0		17	84	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		粘性土	19.3	1.0		17	91	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		粘性土	20.3	2.0		17	87	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		粘性土	21.3	2.0		17	85	-	-	-	-	-	-	-	-	-
		粘性土	22.3	6.0		17	65	-	-	-	-	-	-	-	-	-
洪積礫質土 Dg	-	礫質土	23.3	35.0	50.0	21	40	-	-	-	-	-	-	-	-	
		礫質土	24.3	50.0		21	15	-	-	-	-	-	-	-	-	
		礫質土	25.3	50.0		21	10	-	-	-	-	-	-	-	-	

#### 6.2.4. 照査基準

レベル2地震動に対して、地震後の堤防高さが以下の外水位を下回らないこと照査する。

照査外水位 : EL.+2.5m

#### 6.2.5. 対策工諸元設定上の制約条件

図 6.2.3 に対策工諸元設定上の制約条件を示す。図に示すように、対策工は、堤防のり尻付近から外側に実施することを条件として諸元を設定する。

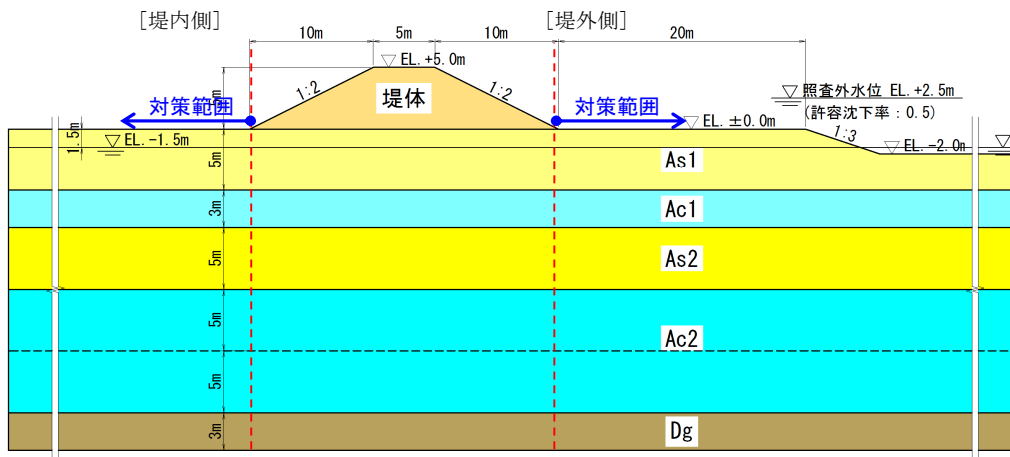


図 6.2.3 対策工諸元設定上の制約条件



### 6.3. 現況の照査

現況堤防のレベル2地震動に対する耐震性能照査は、有限要素法による自重変形解析（静的照査法）により実施する。

#### (1) 解析モデル

図 6.3.1 に解析モデルおよび設定パラメータを示す。また、解析上の地下水位および解析モデルの境界条件は以下の通り設定する。

[地下水位]

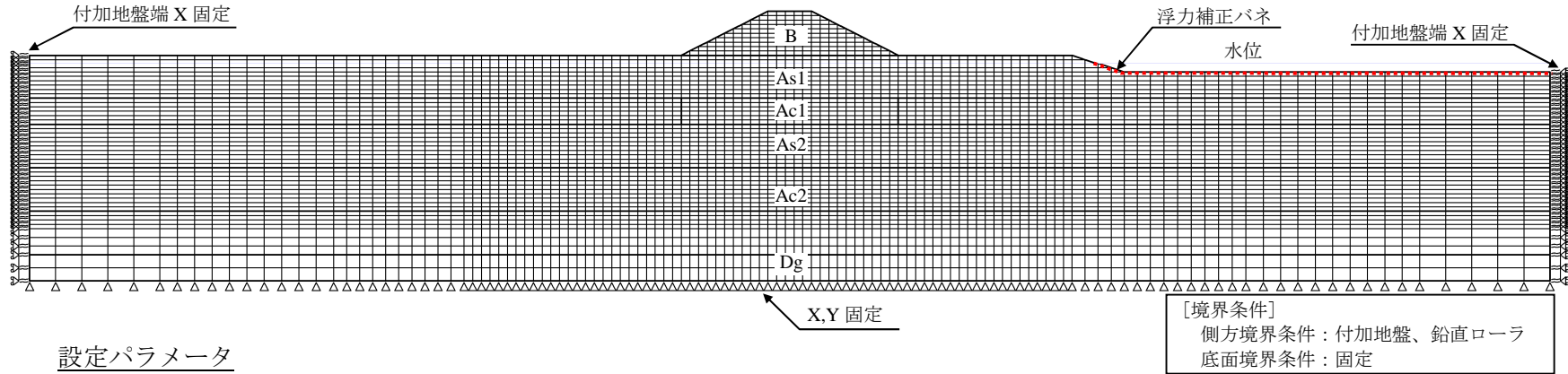
先に示した地下水位から一律 0.5m 上側に設定することとし、EL.-1.0m とする。

[境界条件]

側方境界 : 付加地盤および鉛直ローラ (X 固定)

底面境界 : 固定 (X、Y 固定)

メッシュ図



設定パラメータ

土層区分	変形特性	非線形タイプ	N値	土の単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	土の粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	土の内部摩擦角 $\phi$ (°)	透水係数 $k$ (cm/s)	繰返し三軸強度比 RL	せん断剛性 $G$ (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$	相対密度 $D_r$	ダイレイタンシー角 $\psi$ (°)	引張強度 $q_t$ (kN/m <sup>2</sup> )	初期水平土圧係数 $K$	補正係数 $C_{cp}$	
															基準鉛直有効応力 $\sigma'_{v0}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$n$
堤体B	連成要素	MC/DP 弾塑性モデル	5.0	18.0	0	30	$1.0 \times 10^{-4}$	-	5250	0.333	-	10.0	0	0.5	-	-
沖積砂質土 As1	液状化要素	MC/DP 弾塑性モデル	3.5	18.0	0	30	$1.0 \times 10^{-3}$	0.214	3680	0.333	40	10.0	0	0.5	75	2.0
沖積粘性土 Ac1	連成要素	MC/DP 弾塑性モデル	1.3	17.0	堤体直下: 50 非堤体直下: 40	0	$1.0 \times 10^{-6}$	-	2150	0.333	-	0.0	0	0.5	-	-
沖積砂質土 As2	連成要素	MC/DP 弾塑性モデル	10.6	19.0	0	30	$1.0 \times 10^{-3}$	0.308	11100	0.333	50	10.0	0	0.5	-	-
沖積粘性土 Ac2	非排水変形	MC/DP 弾塑性モデル	1.6	17.0	55 70	0	$1.0 \times 10^{-6}$	-	2640	0.333	-	0.0	0	0.5	-	-
洪積礫質土 Dg	連成要素	線形弾性	50.0	21.0	-	40	$1.0 \times 10^{-2}$	-	52500	0.333	-	-	0	0.5	-	-

※粘性土の変形係数  $E_0$  は、砂質土と粘性土の微小ひずみレベルでのせん断剛性の差 (比率) に基づき、 $E_0=2800N$  ではなく  $4400N$  (N : N 値) として設定。

※ダイレイタンシー角  $\psi$  は、 $\psi = \phi - 20$  (20°を上限値) で設定。

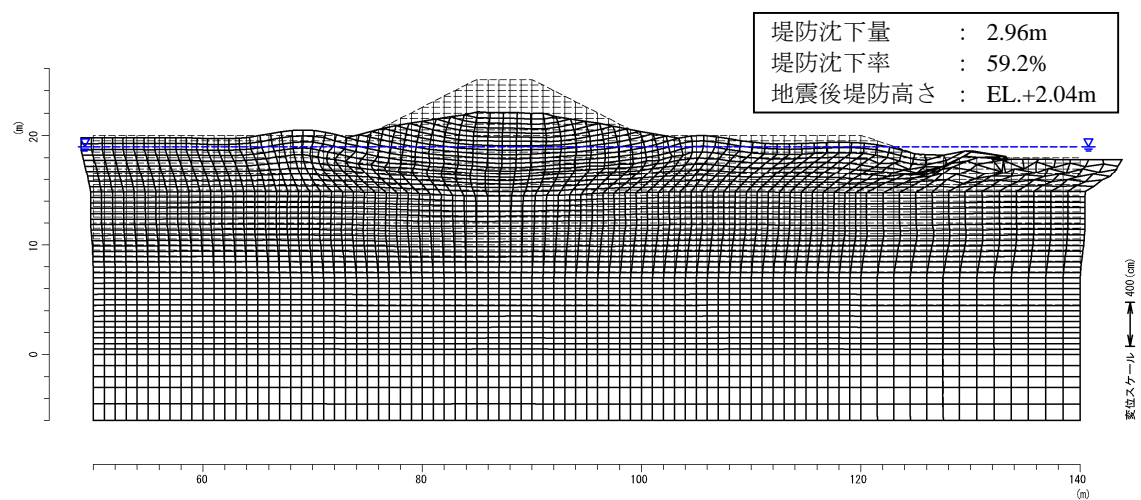
図 6.3.1 解析モデル

(2) 耐震性能照査結果

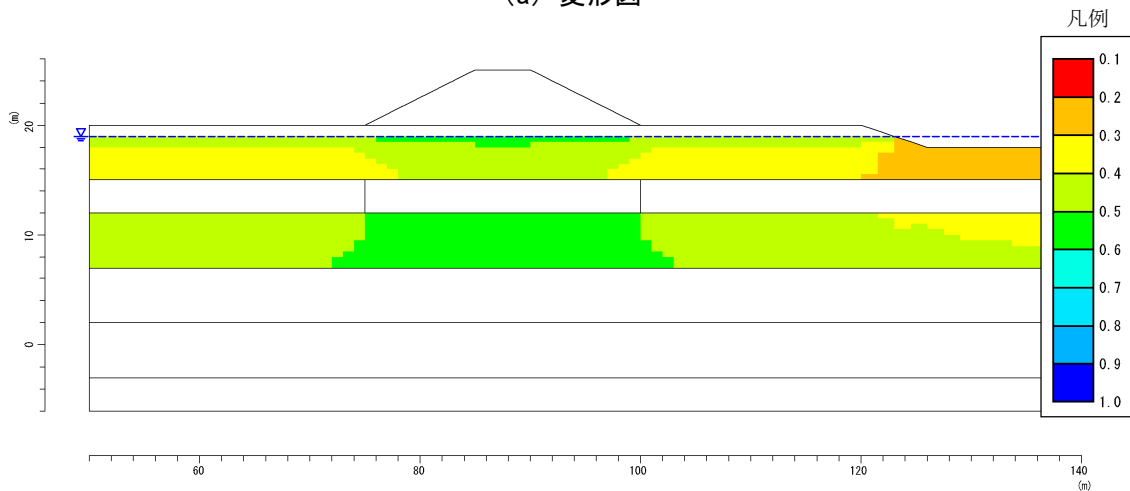
図 6.3.2、図 6.3.3 に現況堤防のレベル 2 地震動に対する耐震性能照査結果を示す。これより、レベル 2-1 地震動およびレベル 2-2 地震動ともに、地震後の堤防高さが照査外水位を下回るため、対策工の検討が必要となる。

[照査結果]

- レベル 2-1 地震動 : (地震後堤防高さ)EL.+2.04m < (照査外水位)EL.+2.50m (NG)
- レベル 2-2 地震動 : (地震後堤防高さ)EL.+1.93m < (照査外水位)EL.+2.50m (NG)

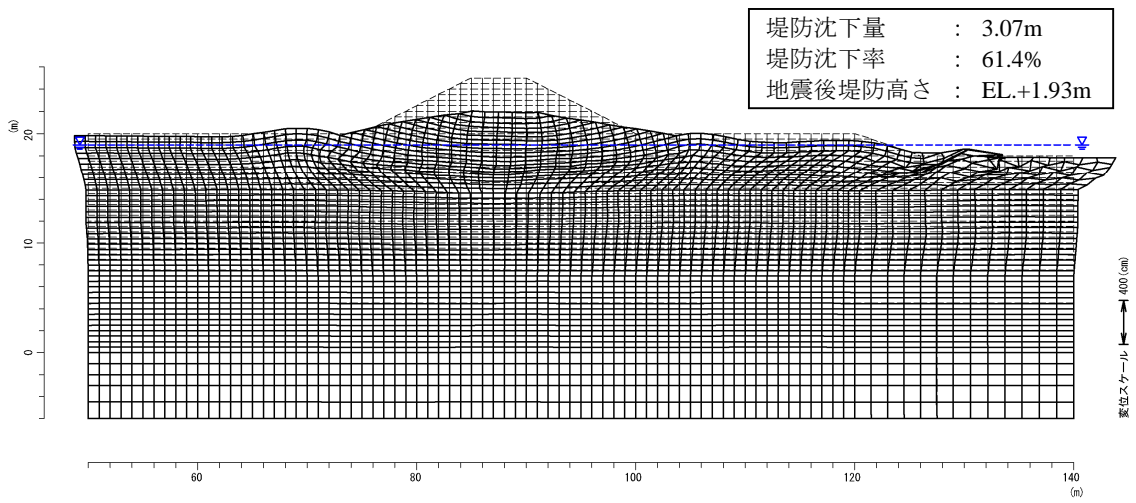


(a) 変形図

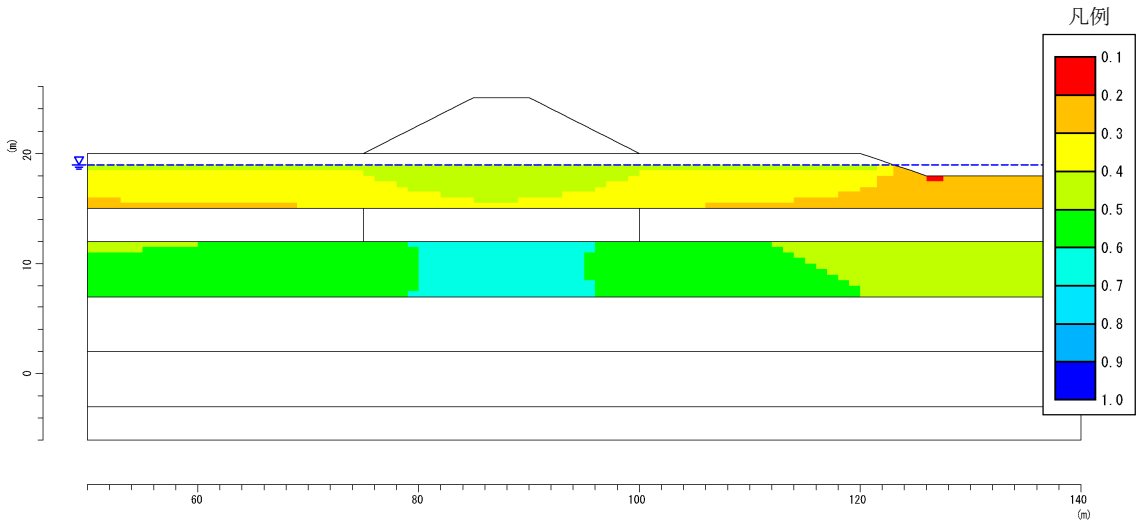


(b) 液状化に対する抵抗率  $F_L$  分布

図 6.3.2 レベル 2-1 地震動に対する照査結果



(a) 変形図



(b) 液状化に対する抵抗率  $R_L$  分布

図 6.3.3 レベル 2-2 地震動に対する照査結果

## 6.4. 対策後の照査

### 6.4.1. 対策工諸元の設定

#### (1) 鋼材断面の仮定

使用する鋼材は、盛土の形状、液状化層の厚さ、液状化抵抗、地下水面、施工環境などを考慮して選定する。ここでは、従来のU形鋼矢板よりも経済性に優れたハット形鋼矢板のうち、最小断面のSP-10Hを用いることとする。鋼材仕様および断面諸元を表 6.4.1 に示す。

表 6.4.1 断面諸元

型式	SP-10H
材質	SYW295
許容応力度	270N/mm <sup>2</sup>
腐食代	片面 1mm、両面 2mm
継手効率	断面二次モーメントおよび断面係数に関する継手効率は 1.0
断面二次モーメント（壁幅 1m 当り）	10,500 cm <sup>4</sup> /m（腐食代なし）※
	8,300cm <sup>4</sup> /m（腐食代考慮）
断面係数（壁幅 1m 当り）	713cm <sup>3</sup> /m（腐食代考慮）

※出典「鋼管杭・鋼矢板技術協会：鋼矢板 設計から施工まで, 2014. 10, P7.」

#### (2) 水平方向地盤反力係数の算定

根入れ層となる、液状化層より下方に位置する非液状化層の地盤反力係数は、下式により算定する。

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

$$k_{H0} = (1/0.3) \alpha \cdot E_0$$

ここに、

$k_H$  : 水平方向の地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_{H0}$  : 直径0.30mの剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

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

$E_0$  : 設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 地盤反力係数の推定に用いる係数

非液化化層(Ac1層)のN値を1.3、L2のみ液化化層(As2層:L1では準液化化層)のN値を10.6として、 $E_0 = 2800N$  ( $\alpha = 2$ ) より算定した結果を表 6.4.2に示す。

表 6.4.2 根入れ層の水平方向地盤反力係数

	N 値	$k_{H0}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$k_H$ (kN/m <sup>3</sup> )
Ac1 層 (非液化化層)	1.3	24,267	1,749
As2 層 (L1 では準液化化層)	10.6	197,867	4,777

### (3) 根入れ長の算定

根入れ層となる、液化化層の下方に位置する非液化化層への鋼矢板の必要根入れ長 $L_{min}$ は、水平方向地盤反力係数と鋼材の曲げ剛性から算定する。根入れ長は、必要根入れ長以上に設定する。

$$\begin{aligned}
 L_{min} &= L_1 + L_2 \\
 \beta_1 &= \{k_H \cdot D / (4EI)\}^{1/4} \\
 &= \{1,749 \times 1.0 / (4 \times 2.0 \times 10^8 \times 0.000105)\}^{1/4} \\
 &= 0.380 \text{ (1/m)} \\
 \beta_2 &= \{k_H \cdot D / (4EI)\}^{1/4} \\
 &= \{4,777 \times 1.0 / (4 \times 2.0 \times 10^8 \times 0.000105)\}^{1/4} \\
 &= 0.488 \text{ (1/m)} \\
 \Sigma(\beta_i \cdot L_i) &= \beta_1 \cdot L_1 + \beta_2 \cdot L_2 \geq 2 \text{ より,} \\
 L_{min} &= 3.00 + 1.77 = 4.77 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

ここに、

- $L_{min}$  : 必要根入れ長 (m)
- $L_i$  : 各層の層厚 (m)
- $\beta_i$  : 特性値 (1/m)
- $k_H$  : 水平方向の地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)
- $D$  : 鋼材の単位幅 (m)
- $E$  : 鋼材の弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $I$  : 壁幅 $D$ 当たりの鋼材の断面二次モーメント (腐食無し、継手効率1.0) (m<sup>4</sup>/m)

よって鋼矢板の全長は以下となる。

$$\begin{aligned}
 (\text{鋼矢板の全長}) &= (\text{地表面から液化化層下端までの距離}) + (\text{根入れ長}) \\
 &= 5.00 + 4.77 = 9.77 \rightarrow 10.0\text{m} \text{ (0.5m 単位で切上げ)}
 \end{aligned}$$

#### (4) 検討断面の仮定

対策断面を図 6.4.1 に示す。鋼材は自立式構造とし、のり尻に設置する。

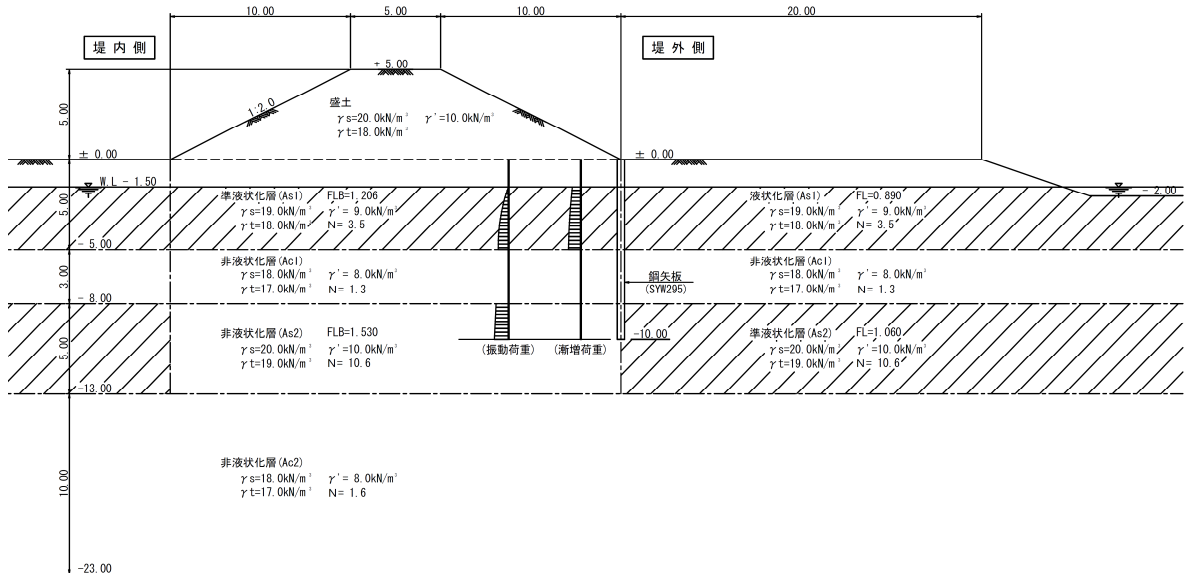


図 6.4.1 対策断面

#### (5) 作用荷重の算定

鋼矢板への作用荷重は、周辺地盤から鋼材に作用する土圧である。

##### 1) 漸増成分荷重の算定

鋼材に作用する漸増成分荷重は、実験、解析から盛土下の液化化程度、鋼材のたわみ性（相対剛性）、盛土形状等に依存することが確認されている。これらを考慮して、鋼材に作用する液化化層の漸増成分荷重は以下で表される。

$$P_s = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot F(z)$$

ここに、

$P_s$  : 漸増成分荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha_1$  : 盛土下の液化化程度に関する係数

$\alpha_2$  : 鋼矢板の相対剛性に関する係数

$\alpha_3$  : 盛土形状に関する係数

$F(z)$  : 漸増成分荷重の基本分布関数 (kN/m<sup>2</sup>)

・  $\alpha_1$  の算定

$\alpha_1$  は、盛土下の液状化程度に関する係数であり、以下により求める。

$$\alpha_1 = r_{uB}$$

ここに、

$r_{uB}$  : 盛土下の過剰間隙水圧比

盛土下の過剰間隙水圧比  $r_{uB}$  は以下により求める。

$$r_{uB} = F_{LB}^{-7} \quad (\text{ただし、} r_{uB} \leq r_{u\max})$$

$$r_{u\max} = 1 - a \quad (h/d_c)$$

$$a = 0.15 \quad (1/n - 0.1)$$

ここに、

$F_{LB}$  : 盛土の上載圧を考慮した盛土下の液状化抵抗率

$h$  : 盛土高さ (m)

$d_c$  : 液状化層中央の深さ (m)

$n$  : 盛土ののり勾配 (1 :  $n$ )

2)  $F_{LB}$  の算定

対策工諸元設定用震度の盛土下液状化抵抗率  $F_{LB}$  を、盛土荷重による上載圧を考慮して算定する。液状化抵抗率の算定位置は堤体天端部とし、盛土荷重による土被り圧（上載圧）に基づいて地震時せん断応力比 ( $L$ ) を算定の上、液状化抵抗率を算定するものとする。液状化抵抗率の算定結果の詳細一覧を表 6.4.3 に示す。堤体直下部では、As1 層：深度 2.3m～4.3m（堤体天端からは 7.3m～9.3m）では、平均  $F_{LB}$  は 1.206（1.0 以上 1.3 以下）であり準液状化層となっている。As2 層：深度 8.3m～12.3m（堤体天端からは 13.3m～17.3m）では、平均  $F_{LB}$  は 1.3 を上回っており、非液状化層となっている。

表 6.4.3 盛土下液状化抵抗率  $F_{LB}$  の算定結果

深度x	湿潤単重	有効単重	$\sigma_v$	$\sigma'_v$	FLB	R	L	cw	RL
6.3	18.0	18.0	113.4	113.4	-	-	0.163	1.000	-
7.3	18.0	8.2	131.4	123.6	1.220	0.208	0.170	1.000	0.208
8.3	18.0	8.2	149.4	131.8	1.248	0.223	0.179	1.000	0.223
9.3	18.0	8.2	167.4	140.0	1.150	0.213	0.185	1.000	0.213
10.3	17.0	7.2	185.1	147.9	-	-	0.191	1.000	-
11.3	17.0	7.2	202.1	155.1	-	-	0.195	1.000	-
12.3	17.0	7.2	219.1	162.3	-	-	0.198	1.000	-
13.3	19.0	9.2	236.7	170.1	1.536	0.308	0.201	1.000	0.308
14.3	19.0	9.2	255.7	179.3	1.557	0.314	0.202	1.000	0.314
15.3	19.0	9.2	274.7	188.5	1.588	0.321	0.202	1.000	0.321
16.3	19.0	9.2	293.7	197.7	1.534	0.310	0.202	1.000	0.310
17.3	19.0	9.2	312.7	206.9	1.434	0.289	0.201	1.000	0.289



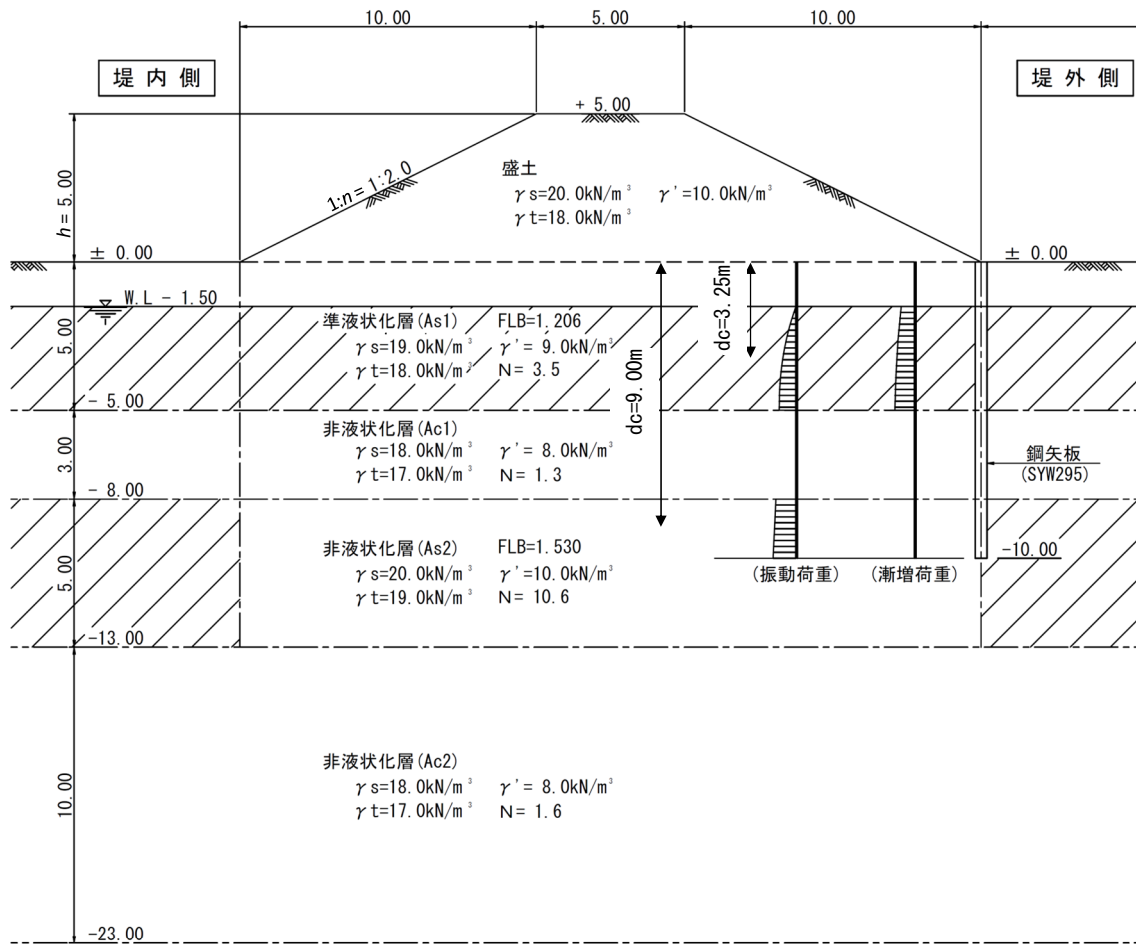


図 6.4.2  $h$ 、 $d_c$ 、 $n$ のとり方

よって、液化化層(As1層)における  $r_{uB} \cdot r_{u\max}$  は以下ようになる。

$$r_{uB} = 0.270$$

$$n = 10.0 / 5.0 = 2.00$$

$$a = 0.15 \times (1 / 2.00 - 0.1) = 0.060$$

$$r_{u\max} = 1 - 0.060 \cdot (5.0 / 3.25) = 0.908$$

$\alpha_1$  は、 $r_{uB} \cdot r_{u\max}$  のいずれか小さい方を取り、以下ようになる。

$$\alpha_1 = r_{uB} = 0.270 \quad (\leq r_{u\max} = 0.908)$$

同様に、液化化層(As2層)における  $r_{uB} \cdot r_{u\max}$  は以下ようになる。

$$r_{uB} = 0.000$$

$$n = 10.0 / 5.0 = 2.00$$

$$a = 0.15 \times (1 / 2.00 - 0.1) = 0.060$$

$$r_{u\max} = 1 - 0.060 \cdot (5.0 / 9.00) = 0.967$$

$\alpha_1$  は、 $r_{uB} \cdot r_{u\max}$  のいずれか小さい方を取り、以下ようになる。

$$\alpha_1 = r_{uB} = 0.000 \quad (\leq r_{u\max} = 0.967)$$

・  $\alpha_2$  の算定

$\alpha_2$  は、鋼材の相対剛性に関する係数であり、以下により求める。

$$\alpha_2 = 0.32 \cdot \log_{10}(\rho) - 0.16 \quad (\text{ただし、} 0.4 \leq \alpha_2 \leq 1.0)$$

$$\rho = (E \cdot Z_a / b) / (\gamma_{\text{sat}} \cdot H^3)$$

ここに、

$\rho$  : 鋼材の相対剛性

$E$  : 鋼材の弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$Z_a$  : 鋼材の断面係数 (m<sup>3</sup>) (腐食無し、継手効率 1.0)

$B$  : 壁幅 (m)

$\gamma_{\text{sat}}$  : 液状化層の飽和単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$H$  : 液状化層厚 (m)

よって、 $\alpha_2$  は、以下のようになる。

$$\gamma_{\text{sat}} = (19.0 \times 3.50 + 20.0 \times 2.00) / 5.50 = 19.364$$

$$\rho = (2.0 \times 10^8 \times 0.000902 / 1.0) / (19.364 \times 5.50^3) = 56.00$$

$$\alpha_2 = 0.32 \times \log_{10}(56.00) - 0.16 = 0.399$$

・  $\alpha_3$  の算定

$\alpha_3$  は、盛土形状に関する補正係数であり、以下により求める。

$$\alpha_3 = 0.0236(B_u / 2) - 0.0126 \times B_b + 1.071 \quad (\text{ただし、} 6\text{m} \leq B_u \leq 20\text{m}, 10\text{m} \leq B_b \leq 20\text{m})$$

ここに、

$B_u$  : 盛土天端幅 (m)

$B_b$  : 盛土ののり肩からのり尻までの水平距離 (m)

よって、 $\alpha_3$  は、以下のようになる。

$$\alpha_3 = 0.0236 \times (6.0 / 2) - 0.0126 \times 10.0 + 1.071 = 1.016$$

※ $\alpha_3$  の算定の適用範囲は  $6\text{m} \leq B_u \leq 20\text{m}$  とあるが、 $B_u < 6\text{m}$  の場合 (今回  $B_u = 5\text{m}$ ) は、便宜上、安全側の評価として  $B_u = 6\text{m}$  として計算を行うものとする。

・  $F(z)$  の算定

$F(z)$  は、盛土漸増成分荷重の基本分布関数であり、以下による。これは、各種形状の盛土を有する数値解析結果を近似的にまとめたものである。

$$F(z) = \gamma_t \cdot h \cdot (0.00054z^3 - 0.0149z^2 + 0.140z + 0.275) \quad (\text{ただし、} 0\text{m} \leq z \leq 10\text{m})$$

$$F(z) = 0.725\gamma_t \cdot h \quad (\text{ただし、} z > 10\text{m})$$

ここに、

$z$  : 地表面からの深さ (m)

$\gamma_t$  : 盛土の湿潤単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h$  : 盛土高さ (m)

### 3) 振動成分荷重の算定

鋼材に作用する液状化層の振動成分荷重は、実験、解析から、鋼材のたわみ性（相対剛性）等に依存することが確認されている。これらを考慮して、鋼材に作用する液状化層の振動成分荷重は以下で表される。

$$P_d = \alpha_d \cdot P_{dmax}$$

ここに、

$P_d$  : 振動成分荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_{dmax}$  : 振動成分荷重の最大値 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha_d$  : 鋼材の相対剛性に関する係数

#### ・ $P_{dmax}$ の算定

$P_{dmax}$  は、振動成分荷重の最大値であり、Westergard の式を基本として、以下により求める。

$$P_{dmax} = k(\gamma_w + \gamma' r_u) \sqrt{H_d z}$$

ここに、

$k$  : 設計水平震度

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma'$  : 土の水中単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$r_u$  : 堤防盛土外側の平地盤部での過剰間隙水圧比

$H_d$  : 水位面から最も下の液状化層下端までの距離 (m)

$z$  : 地下水位からの深度 (m)

#### ・ $\alpha_d$ の算定

$\alpha_d$  は、鋼材の相対剛性に関する係数であり、以下により求める。

$$\alpha_d = 0.40 \cdot \log_{10} (\rho) - 0.40 \quad (\text{ただし、} 0 \leq \alpha_d \leq 1.0)$$

よって、 $\alpha_d$  は以下のようなになる。

$$P = 56.00$$

$$\alpha_d = 0.40 \times \log_{10} (56.00) - 0.40 = 0.299$$

振動成分荷重の算定結果を表 6.4.4 に示す。

表 6.4.4 振動成分荷重の算定結果

No	深度 (m)	$k$	$r_u$	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$H_d$ (m)	$z$ (m)	$P_{dmax}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha_d$	$P_d$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.00	0.18	-	9.00	8.50	-	-	-	0.00
2	1.50	0.18	-	9.00	8.50	-	-	-	0.00
3	1.50	0.18	1.00	9.00	8.50	0.00	0.00	0.299	0.00
4	1.73	0.18	1.00	9.00	8.50	0.23	4.78	0.299	1.43
5	1.97	0.18	1.00	9.00	8.50	0.47	6.84	0.299	2.04
6	2.20	0.18	1.00	9.00	8.50	0.70	8.34	0.299	2.49
7	2.43	0.18	1.00	9.00	8.50	0.93	9.62	0.299	2.88
8	2.67	0.18	1.00	9.00	8.50	1.17	10.79	0.299	3.22
9	2.90	0.18	1.00	9.00	8.50	1.40	11.80	0.299	3.53
10	3.13	0.18	1.00	9.00	8.50	1.63	12.73	0.299	3.81
11	3.37	0.18	1.00	9.00	8.50	1.87	13.64	0.299	4.08
12	3.60	0.18	1.00	9.00	8.50	2.10	14.45	0.299	4.32
13	3.83	0.18	1.00	9.00	8.50	2.33	15.22	0.299	4.55
14	4.07	0.18	1.00	9.00	8.50	2.57	15.98	0.299	4.78
15	4.30	0.18	1.00	9.00	8.50	2.80	16.68	0.299	4.99
16	4.53	0.18	1.00	9.00	8.50	3.03	17.36	0.299	5.19
17	4.77	0.18	1.00	9.00	8.50	3.27	18.03	0.299	5.39
18	5.00	0.18	1.00	9.00	8.50	3.50	18.65	0.299	5.58
19	5.00	0.18	-	8.00	8.50	-	-	-	0.00
20	8.00	0.18	-	8.00	8.50	-	-	-	0.00
21	8.00	0.18	0.67	10.00	8.50	6.50	22.34	0.299	6.68
22	8.20	0.18	0.67	10.00	8.50	6.70	22.68	0.299	6.78
23	8.40	0.18	0.67	10.00	8.50	6.90	23.02	0.299	6.88
24	8.60	0.18	0.67	10.00	8.50	7.10	23.35	0.299	6.98
25	8.80	0.18	0.67	10.00	8.50	7.30	23.68	0.299	7.08
26	9.00	0.18	0.67	10.00	8.50	7.50	24.00	0.299	7.18
27	9.20	0.18	0.67	10.00	8.50	7.70	24.32	0.299	7.27
28	9.40	0.18	0.67	10.00	8.50	7.90	24.63	0.299	7.37
29	9.60	0.18	0.67	10.00	8.50	8.10	24.94	0.299	7.46
30	9.80	0.18	0.67	10.00	8.50	8.30	25.25	0.299	7.55
31	10.00	0.18	0.67	10.00	8.50	8.50	25.55	0.299	7.64

※平均  $F_L = 0.89(\text{As1 層}), 1.06(\text{As2 層})$

As1 層 :  $r_u = 1.00$  ( $F_L \leq 1$ )

As2 層 :  $r_u = F_L^{-7} = 1.06^{-7} = 0.67$  ( $1 < F_L \leq 1.3$ )

(6) 設計計算モデル

荷重および設計計算モデルは、液状化に対する抵抗率に従って分類した土層区分に基づき設定する。ここでの設計計算モデルを図 6.4.3 に示す。

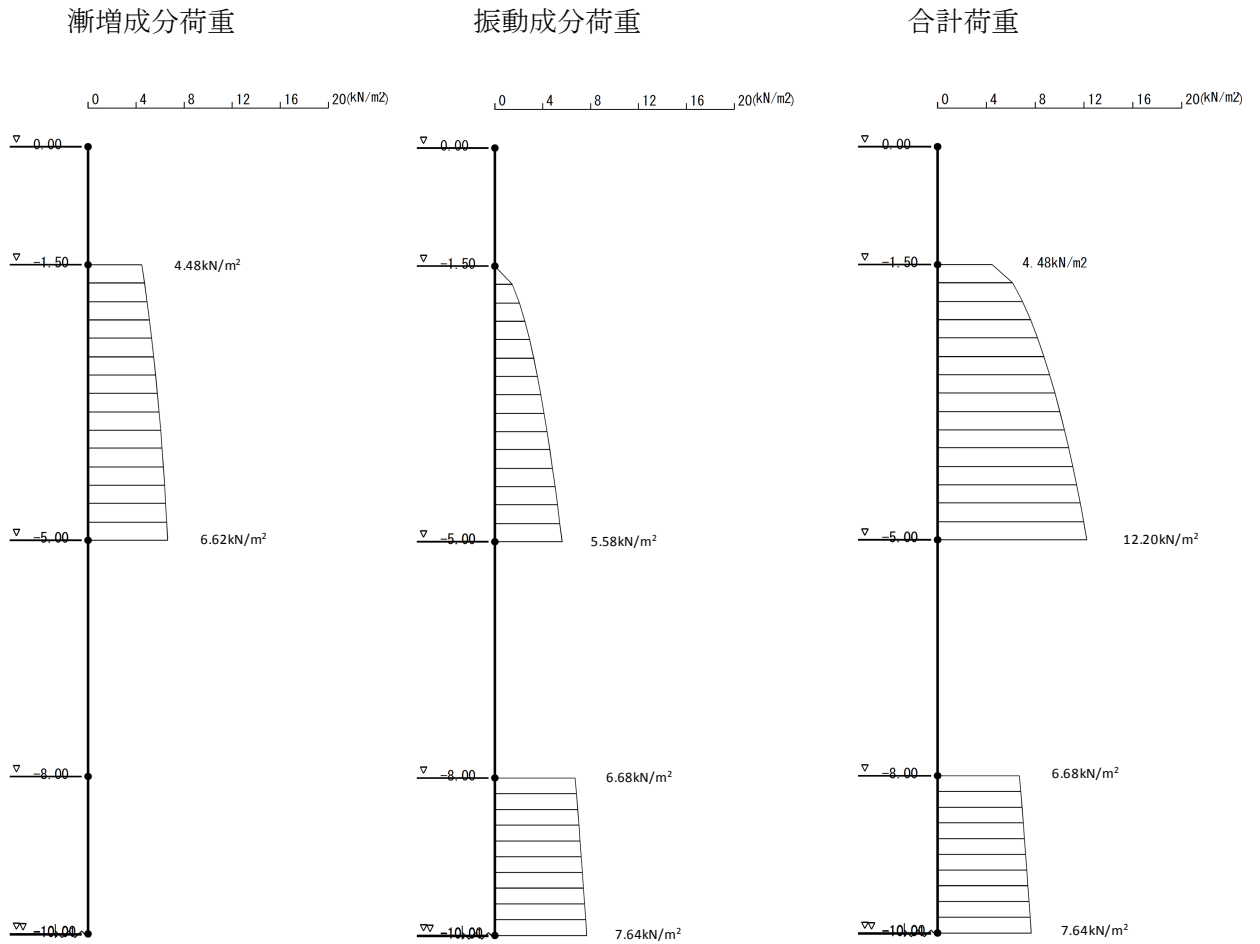


図 6.4.3 設計計算モデル

### (7) 計算結果および計算結果の照査

鋼材の設計計算結果より対策工諸元設定用震度に対して、鋼材に発生する応力度が許容応力度以内であることを照査する。

計算結果および応力度の照査結果を以下に示す。鋼矢仮に発生する断面応力度は、許容応力度以内である。曲げモーメント図を図 6.4.4 に示す。

- ・最大曲げモーメント :  $M_{\max} = 65.49(\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m})$
- ・断面応力度 :  $\sigma_{\max} = M_{\max}/Z = 65.49 \times 10^6 / 713 \times 10^3$   
 $= 92(\text{N}/\text{mm}^2) < 270(\text{N}/\text{mm}^2)$

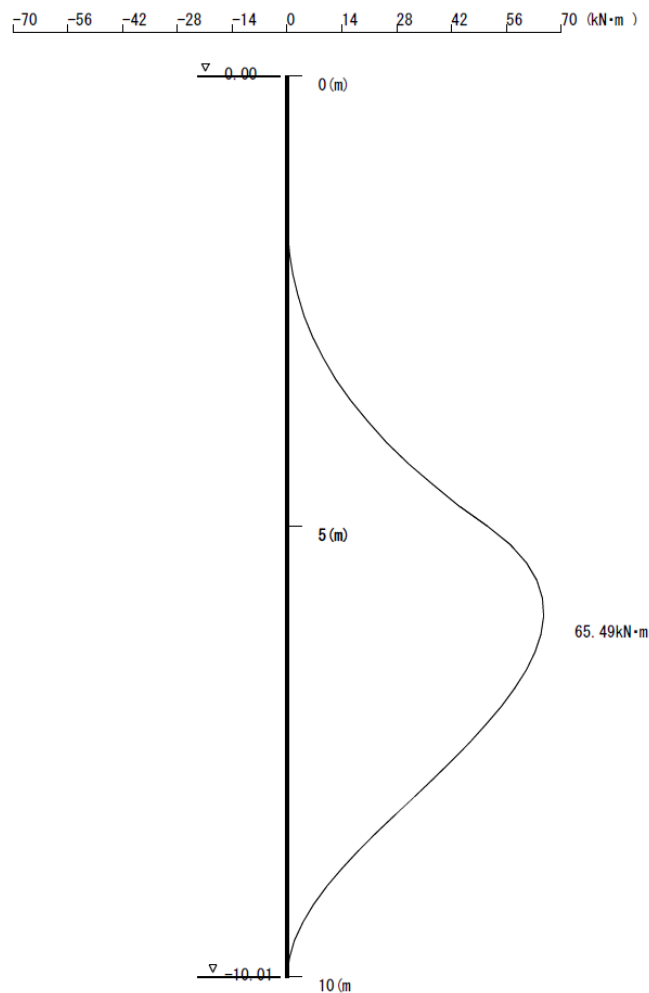


図 6.4.4 曲げモーメント図 (SP-10H)

## 6.4.2. 耐震性能照査

6.4.1. によって設定した対策工を施した堤防のレベル2地震動に対する耐震性能について有限要素法による自重変形解析により照査を行う。耐震性能を満足しない場合には、対策工諸元を見直し、再度照査を行い、耐震性能を満たす対策工諸元を決定する。

### (1) 設計条件

#### 1) 解析方法

耐震性能の照査方法として、ここでは有限要素法を用いた自重変形解析法を用いる。

#### 2) 解析条件

- ・ 地表面最大加速度：下記の2タイプ

地盤種別	レベル 2-1 地震動	レベル 2-2 地震動
Ⅲ種地盤	0.40	0.60

- ・ 地下水位深度：

地下水位	解析用水位	備考
EL. -1.5m	EL. -1.0m	50cm 上昇

- ・ 鋼矢板打設位置：堤防のり尻（両側）
- ・ 鋼矢板～地盤間：ジョイント（すべり）要素なし
- ・ 浮力補正：沈下率が75%以上となった場合、および地下水面が露出する地点地表全ての節点に、浮力補正バネを配置。
- ・ 鋼矢板諸元：対策工諸元の設定により決定した鋼材諸元（ここでは、SP-10H）にて耐震性能照査を行い、必要性能を満足しない場合は必要に応じて鋼材の型式・根入長を変更する。  
なお、鋼材諸元は表 6.4.1 の通り。
- ・ 地盤定数：図 6.3.1 の地盤定数の通り。

## (2) 解析対象断面

解析対象断面を図 6.4.5 に、検討条件を表 6.4.5～表 6.4.6 に示す。

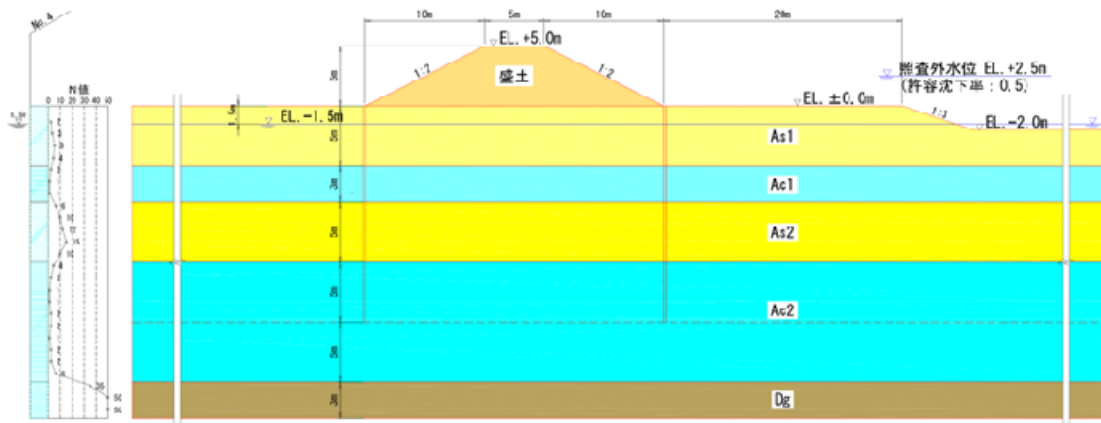


図 6.4.5 解析対象断面図

表 6.4.5 検討条件（対策工諸元の初期設定）

対策工 諸元設定	支持層 根入長	支持層 N 値	ジョイント 要素	$R_L$ 値	平均 $F_L$ 値 (L2-1)	平均 $F_L$ 値 (L2-2)
SP-10H	5.00m	Ac1:1.30 As2:10.6	無	As1:0.214 As2:0.308	As1:0.400 As2:0.470	As1:0.370 As2:0.530

表 6.4.6 解析に用いる地盤のパラメータ

項目	As1 層	Ac1 層	As2 層	Ac2 層	Dg 層
せん断剛性係数 $G$ (kN/m <sup>2</sup> )	3680	2150	11100	2640	52500
ポアソン比 $\nu$	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333
湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.0	17.0	19.0	17.0	21.0
粘着力 $C$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.00	堤体直下 : 50.0 非堤体直下 : 40.0	0.00	上部 : 55.0 下部 : 70.0	0.00
せん断抵抗角 $\phi$ (°)	30.0	0.00	30.0	0.00	40.0

※せん断剛性係数  $G$  は各層  $N$  値から算出した。

## (3) 解析結果

解析結果を表 6.4.7 に示す。レベル 2-1 地震動およびレベル 2-2 地震動において、地震後の堤防高さが耐震性能の照査において考慮する外水位を下回っており、耐震性能を満足していない。そのため、鋼矢板型式や根入れ長の変更が必要である。



表 6.4.7 解析結果 (判定NG)

②-1 耐震性能照査結果 (諸元設定用震度により設定した対策工)【レベル 2-1 地震動】		
変形図		堤防天端沈下量 2.63m
		沈下後の堤防高さ EL. +2.37m
		照査外水位 EL. +2.50m
		判定 <b>NG</b>
		備考 鋼矢板 : SP-10H 鋼矢板長 : 10.0 m 根入れ長 : 5.0 m
FL 分布図		
②-2 耐震性能照査結果 (諸元設定用震度により設定した対策工)【レベル 2-2 地震動】		
変形図		堤防天端沈下量 2.62m
		沈下後の堤防高さ EL. +2.38m
		照査外水位 EL. +2.50m
		判定 <b>NG</b>
		備考 鋼矢板 : SP-10H 鋼矢板長 : 10.0 m 根入れ長 : 5.0 m
FL 分布図		

#### (4) 鋼材諸元の変更

前述の液状化対策の設計の手順に基づき、所定の耐震性能を満足しなかった場合の対処として対策工諸元を見直し、再度耐震照査を行う。

具体的には、対策工諸元設定用震度を対象に決定した対策工諸元を最低諸元とし、所定の耐震性能を満足するまで鋼矢板型式・根入れ長を大きくするものであるが、施工性の観点から鋼矢板長に応じた型式を選定することも必要である。

ここでは、鋼矢板根入れを L2 のみ液状化する As2 層下部の Ac2 層(非液状化層)まで伸ばした場合の施工性の観点から、鋼矢板型式を SP-10H から SP-25H へ上げ、かつ耐震性能を満足するまで根入れ長を伸ばした結果(非液状化層への根入れ長さ=3.0m)を以下に記載する。

なお、L2 のみ液状化する地層の液状化強度が比較的大きい場合、該当する層での変形量が小さく、その層内に根入れを留めても耐震性能を満足することも考えられる。各種設計条件に応じて適切に対策工諸元を設定することが望まれる。

#### (5) 再現解析結果

解析結果を表 6.4.8 に示す。いずれの地震動においても、地震後の堤防高さが耐震性能の照査において考慮する外水位を上回っており、耐震性能を満足すると判定される。

ここでは、通常の矢板で検討を行ったが、排水機能付き矢板で検討すると過剰間隙水圧低減効果から対策工諸元設定の段階で規格の小さいものが設定される場合もあり、耐震性能に余裕がある場合は検討するとよい。

表 6.4.8 解析結果 (判定OK)

②-1 耐震性能照査結果 (諸元設定用震度により設定した対策工)【レベル 2-1 地震動】		
変形図		堤防天端沈下量 2.48m
		沈下後の堤防高さ EL. +2.52m
		照査外水位 EL. +2.50m
		判定 OK
		備考 鋼矢板 : SP-25H 鋼矢板長 : 16.0 m 根入れ長 : 3.0 m
$F_L$ 分布図		
②-2 耐震性能照査結果 (諸元設定用震度により設定した対策工)【レベル 2-2 地震動】		
変形図		堤防天端沈下量 2.42m
		沈下後の堤防高さ EL. +2.58m
		照査外水位 EL. +2.50m
		判定 OK
		備考 鋼矢板 : SP-25H 鋼矢板長 : 16.0 m 根入れ長 : 3.0 m
$F_L$ 分布図		

表 6.4.9 対策工諸元の設定の流れと決定諸元

設計ケース	概要図	内容
① 対策工諸元の設計		<p>設計計算によって対策規模を決定。</p>
② 耐震性能照査 (変形解析)	<p>②-i</p> <p>②-ii</p>	<p>①で設計した対策規模を有限要素モデル化し、自重変形解析による L2 地震動照査を実施。</p> <p>沈下後堤防高さ EL.2.37m &lt; 照査外水位 EL.2.50m ⇒NG</p> <p>②-i 照査の結果、沈下後堤防高さが照査外水位を許容沈下量を超えたため下回ったため、矢板型式、長さを変更し、再度耐震性能 L2 地震動照査を実施。</p>
③ 対策工諸元の設計によるチェック		<p>②で決定した対策工諸元で矢板を配置。</p>

## 7章 計算例3：鋼材を用いた工法による対策（その3）

### 7.1. 設計手順

図 7.1.1 に鋼材を用いた工法の設計手順を示す。対策工の初期諸元は、弾性床土上の梁に土圧（漸増成分土圧、振動成分土圧）を作用させ、鋼材に発生する応力度が許容応力度以下となる型式とそれに応じた根入れ長を繰返し計算により設定する。この対策工を入れた断面においてレベル2地震動に対する耐震性能照査（有限要素法による自重変形解析）を実施する。このとき、所定の耐震性能を満足しない場合には、型式を上げる等により対策工諸元を見直し、所定の性能を満足する諸元を設定する。具体的には、鋼材の型式を上げる、もしくは、根入れ長を長くすることで最適諸元を求めることになるが、これらは現場条件や施工条件などを総合的に判断して設定することが必要である。

なお、対策工実施により堤防の浸透安全性が有意に低下しないことを照査し、浸透安全性が有意に低下する場合には、ドレーン工等の補助工法を検討したり、場合によっては対策工法を変更する必要がある。

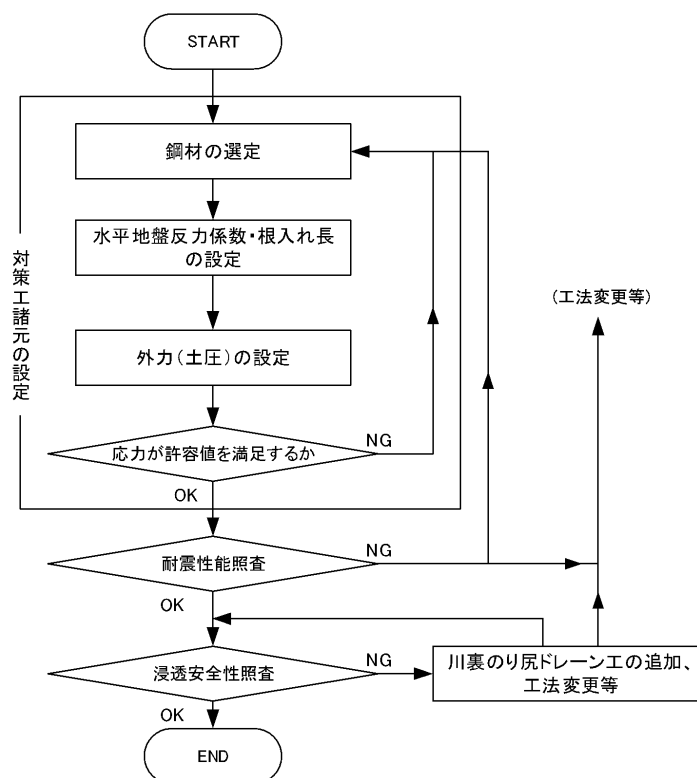


図 7.1.1 鋼材を用いた工法の設計手順

## 7.2. 設計条件

### 7.2.1. 地盤条件

#### (1) 基本諸元

図 7.2.1 に耐震性能照査の対象とする堤体および地盤構造を示す。表 7.2.1 には室内試験結果より設定した各層の地盤定数を示す。

[堤体構造]	堤体高	: 5.0m
	天端幅	: 5.0m
	のり面勾配	: 1 : 2.0
[水 位]	地下水位	: G.L.-1.5m (EL.-1.5m)
	外水位	: EL.+2.5m

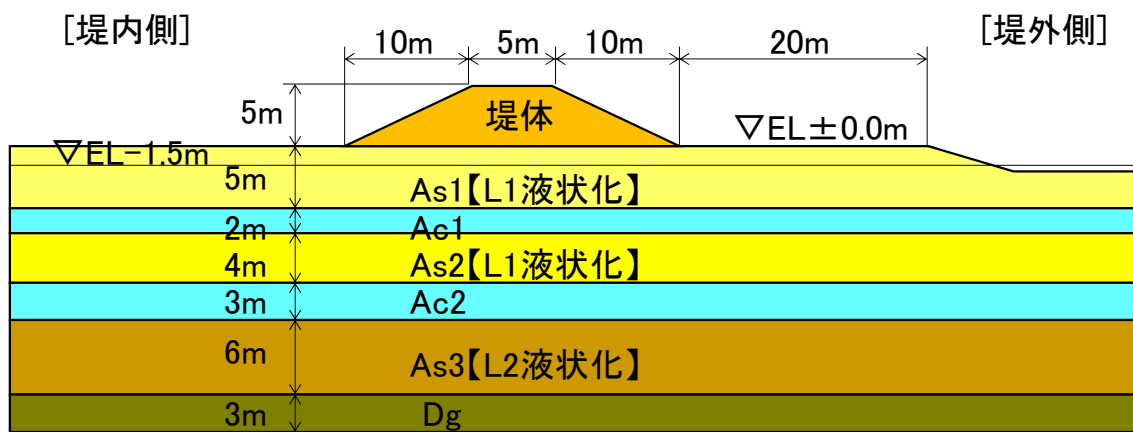


図 7.2.1 耐震性能照査対象とする堤体および地盤構造

表 7.2.1 地盤条件

土層区分	土層厚 (m)	N値	土の単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	土の粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	土の 内部摩擦角 $\phi$ (°)	透水係数 k (m/sec)
堤体	5.0	3.5	18.0	0	30	$1.0 \times 10^{-6}$
沖積砂質土 As1	5.0	3.5	18.0	0	30	$1.0 \times 10^{-5}$
沖積粘性土 Ac1	2.0	1.3	17.0	50	0	$1.0 \times 10^{-8}$
沖積砂質土 As2	4.0	10.6	18.0	0	30	$1.0 \times 10^{-5}$
沖積粘性土 Ac2	3.0	3.0	17.0	70	0	$1.0 \times 10^{-8}$
沖積砂質土 As3	6.0	25.0	18.0	0	30	$1.0 \times 10^{-5}$
洪積礫質土 Dg	3.0	40.0	18.0	-	35	$1.0 \times 10^{-4}$

## (2) 地盤種別の判定

指針に基づき地盤種別の判定を行う。表 7.2.2 に地盤種別の判定結果を示す。洪積礫質土層 Dg を耐震性能照査上の基盤面とし地盤の特性値  $T_G$  を算出すると、 $T_G = 0.52(\text{s})$  となるため、本地盤はⅡ種地盤と判定される。

表 7.2.2 耐震性能照査上の地盤種別の判定

層	$H_i$ (m)	$N_i$	土質	$V_{si}$ (m/s)	$\frac{H_i}{V_{si}}$
①	5.00	3.5	砂質土	121.464	0.041164
②	2.00	1.3	粘性土	109.139	0.018325
③	4.00	10.6	砂質土	175.735	0.022762
④	3.00	3.0	粘性土	144.225	0.020801
⑤	6.00	25.0	砂質土	233.921	0.025650
$\Sigma (H_i/V_{si}) =$					0.128702

$$T_G = 4 \times 0.128702 = 0.515 \text{ sec}$$

### 7.2.2. 入力地震動条件

入力地震動は、指針に基づき以下のように設定する。

#### 1) 対策工諸元設定用震度

$$k_h = C_z \times k_{G0}$$

$k_h$  : 対策工諸元設定用水平震度 (0.15)

$k_{G0}$  : 地盤種別に応じた標準水平震度 (Ⅱ種地盤 : 0.15)

$C_z$  : 地域別補正係数 (地域区分 A2 : 1.0)

#### 2) レベル 2 地震動

$$k_{hGL} = C_z \times k_{hGL0}$$

$k_{hGL}$  : 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度

(レベル 2-1 地震動 : 0.45、レベル 2-2 地震動 0.70)

$k_{hGL0}$  : 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度の標準値

(Ⅱ種地盤、レベル 2-1 地震動 : 0.45、レベル 2-2 地震動 0.70)

$C_z$  : 地域別補正係数 (地域区分 A2 : 1.0)



表 7.2.3 入力地震動

地震動		地盤種別	$k_{G0}$ $k_{hgL0}$	地域区分	$C_z$	$k_h$ $k_{hgL}$
対策工諸元設定用震度		Ⅱ種	0.15	A2	1.0	<b>0.15</b>
レベル2地震動	L2-1		0.45			<b>0.45</b>
	L2-2		0.70			<b>0.70</b>

### 7.2.3. 液状化判定

指針に基づき液状化判定を実施する。ここでは、沖積砂質土 As1・As2 が対策工諸元設定用震度およびレベル2地震動に対して、As3 がレベル2地震動に対して液状化する層とした。

### 7.2.4. 照査基準

レベル2地震動に対して、地震後の堤防高さが以下の外水位を下回らないこと照査する。

照査外水位 : EL.+2.5m

### 7.2.5. 対策工諸元設定上の制約条件

図 7.2.3 に対策工諸元設定上の制約条件を示す。図に示すように、対策工は、堤防のり尻付近から外側に実施することを条件として諸元を設定する。

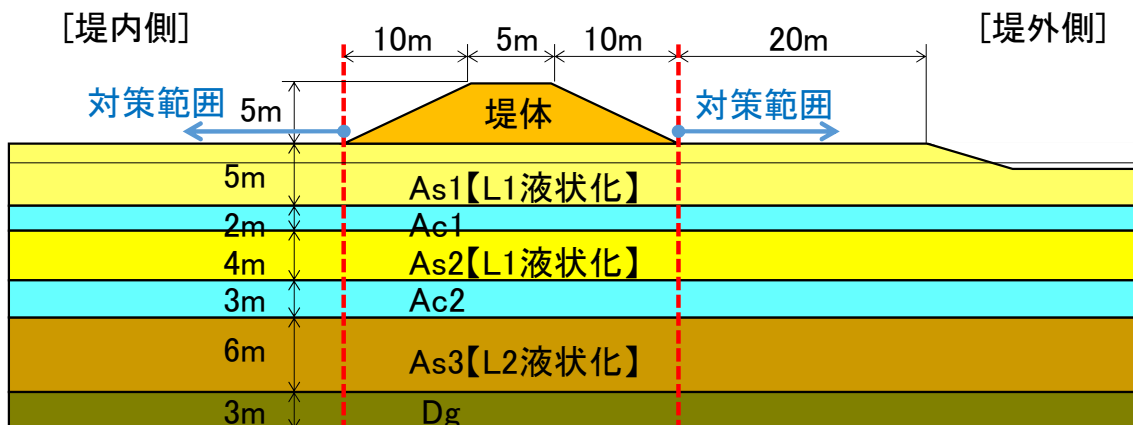


図 7.2.3 対策工諸元設定上の制約条件

### 7.3. 現況の照査

現況堤防のレベル2地震動に対する耐震性能照査は、有限要素法による自重変形解析（静的照査法）により実施する。

#### (1) 解析モデル

図 7.3.1 に解析モデルおよび設定パラメータを示す。また、解析上の地下水位および解析モデルの境界条件は以下の通り設定する。

[地下水位]

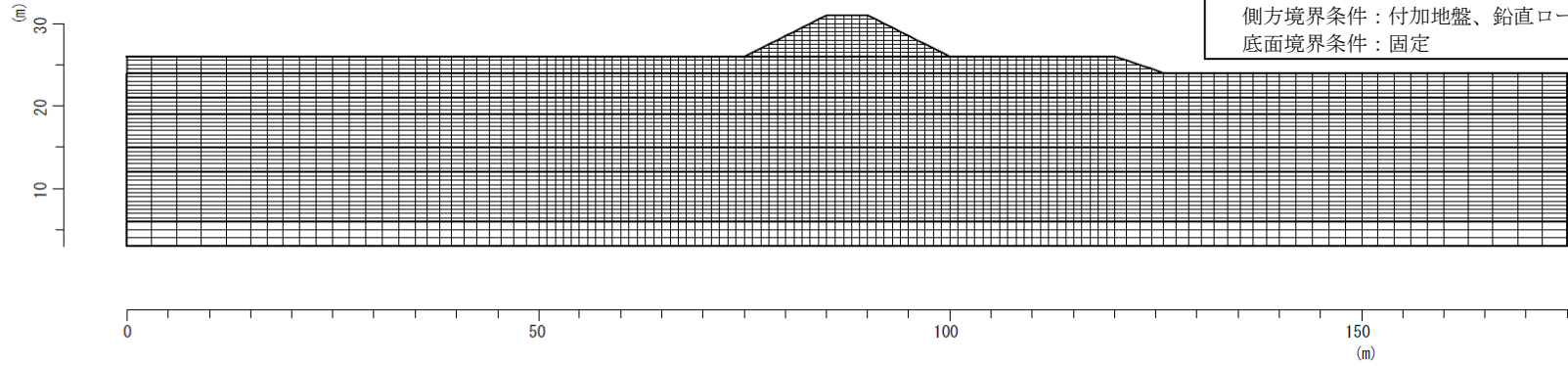
先に示した地下水位から一律 0.5m 上側に設定することとし、EL.-1.0m とする。

[境界条件]

側方境界 : 付加地盤および鉛直ローラ (X 固定)

底面境界 : 固定 (X、Y 固定)

メッシュ図



設定パラメータ

土層区分	変形特性	非線形タイプ	N値	土の単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	土の粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	土の 内部摩擦角 $\phi$ (°)	透水係数 $k$ (m/sec)	繰返し 三軸強度比 RL	せん断剛性 $G$ (kN/m <sup>2</sup> )	ポアソン比 $\nu$	相対密度 $D_r$	ダイレイ タンシー角 $\psi$ (°)	引張強度 $q_t$ (kN/m <sup>2</sup> )	初期水平 土圧係数 $K$
堤体	連成要素	MC/DP 弾塑性モデル	3.5	18.0	0	30	$1.0 \times 10^{-6}$	-	5,000	0.333	-	10.0	0	0.5
沖積砂質土 As1	液状化要素	MC/DP 弾塑性モデル	3.5	18.0	0	30	$1.0 \times 10^{-5}$	0.250	5,000	0.333	40	10.0	0	0.5
沖積粘性土 Ac1	連成要素	MC/DP 弾塑性モデル	1.3	17.0	50	0	$1.0 \times 10^{-8}$	-	2,000	0.333	-	0.0	0	0.5
沖積砂質土 As2	液状化要素	MC/DP 弾塑性モデル	10.6	18.0	0	30	$1.0 \times 10^{-5}$	0.250	10,000	0.333	50	10.0	0	0.5
沖積粘性土 Ac2	連成要素	MC/DP 弾塑性モデル	3.0	17.0	70	0	$1.0 \times 10^{-8}$	-	2,000	0.333	-	0.0	0	0.5
沖積砂質土 As3	液状化要素	MC/DP 弾塑性モデル	25.0	18.0	0	30	$1.0 \times 10^{-5}$	0.350	30,000	0.333	50	10.0	0	0.5
洪積礫質土 Dg	連成要素	線形弾性	40.0	18.0	-	35	$1.0 \times 10^{-4}$	-	50,000	0.333	-	-	0	0.5

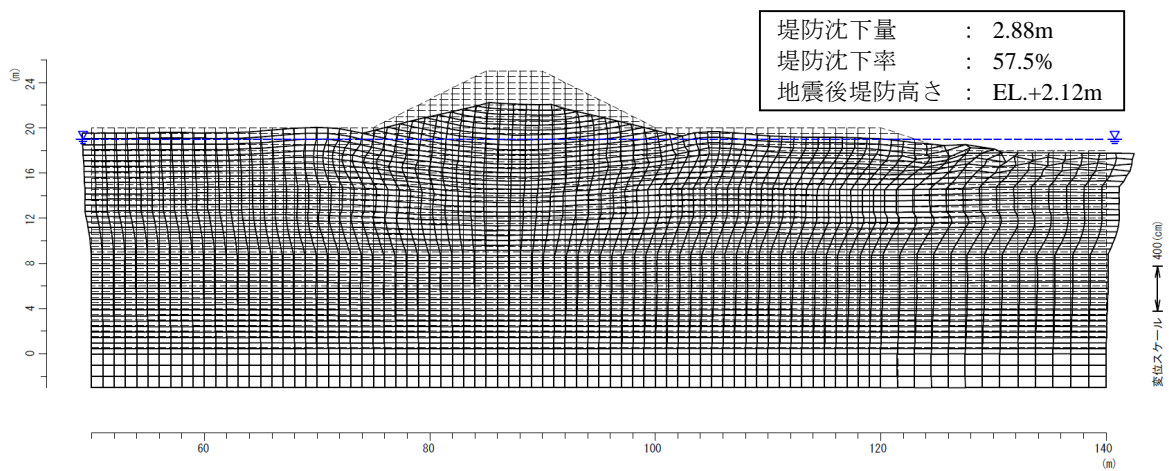
図 7.3.1 解析モデル

(2) 耐震性能照査結果

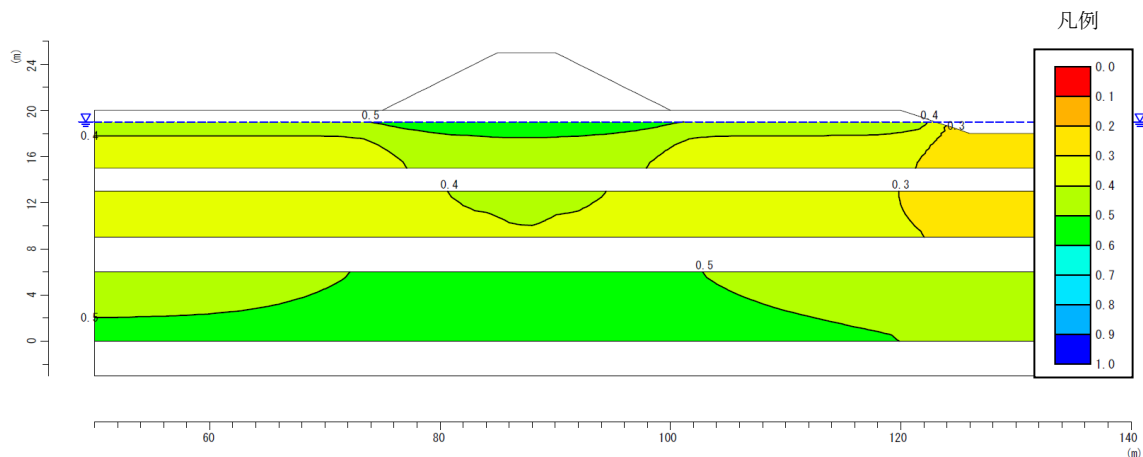
図 7.3.2、図 7.3.3 に現況堤防のレベル 2 地震動に対する耐震性能照査結果を示す。これより、レベル 2-1 地震動およびレベル 2-2 地震動ともに、地震後の堤防高さが照査外水位を下回るため、対策工の検討が必要となる。

[照査結果]

- レベル 2-1 地震動 : (地震後堤防高さ)EL.+2.12m < (照査外水位)EL.+2.50m (NG)
- レベル 2-2 地震動 : (地震後堤防高さ)EL.+2.06m < (照査外水位)EL.+2.50m (NG)

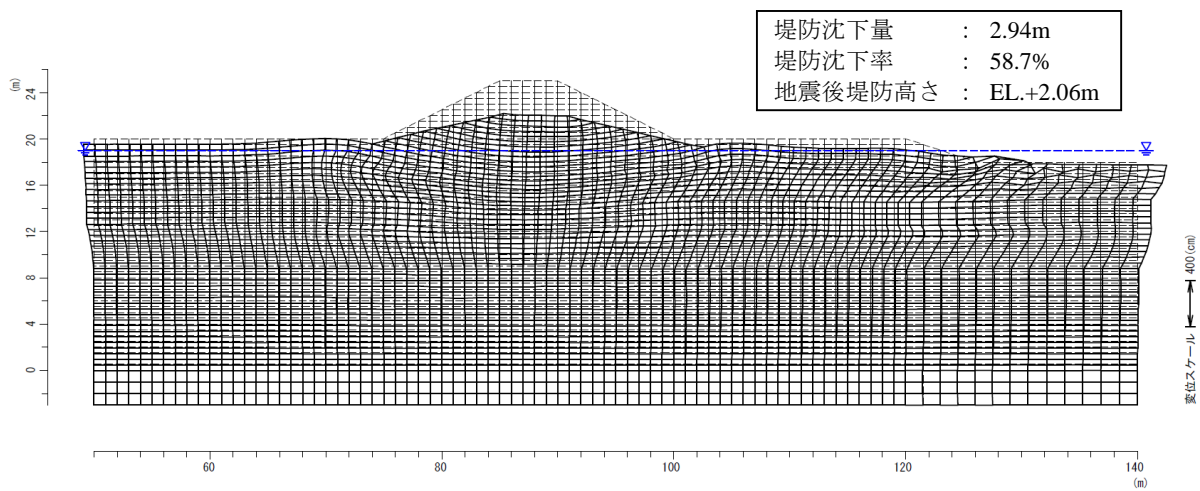


(a) 変形図

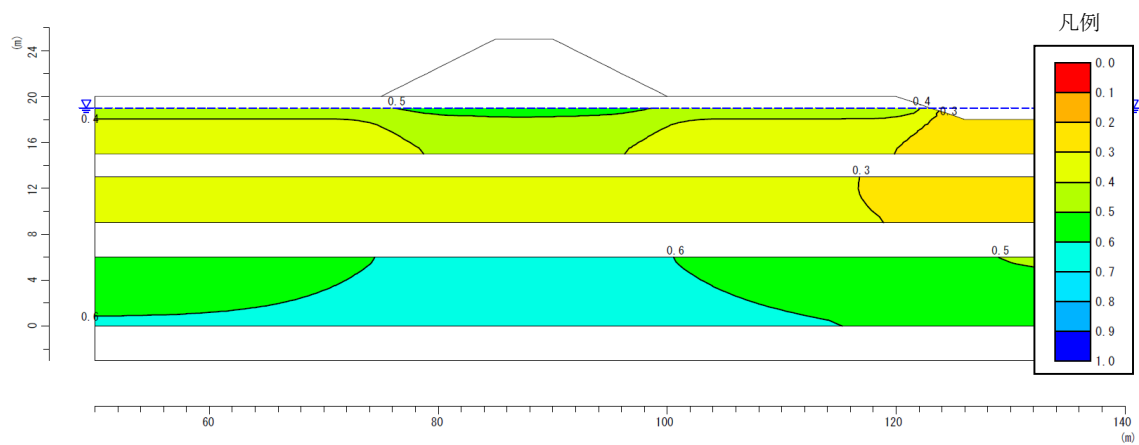


(b) 液状化に対する抵抗率  $F_L$  分布

図 7.3.2 レベル 2-1 地震動に対する照査結果



(a) 変形図



(b) 液状化に対する抵抗率  $R_f$  分布

図 7.3.3 レベル 2-2 地震動に対する照査結果

## 7.4. 対策後の照査

### 7.4.1. 対策工諸元の設定

#### (1) 鋼材断面の仮定

使用する鋼材は、盛土の形状、液状化層の厚さ、液状化抵抗、地下水面、施工環境などを考慮して選定する。ここでは、従来のU形鋼矢板のうち、最大断面のSP-VILを用いることとする。鋼材仕様および断面諸元を表 7.4.1に示す。

表 7.4.1 断面諸元

型式	SP-VIL
材質	SYW390
許容応力度	352.5N/mm <sup>2</sup>
腐食代	片面 1mm、両面 2mm
継手効率	断面二次モーメントに関する 継手効率は 0.8
断面二次モーメント（壁幅 1m 当り）	86,000cm <sup>4</sup> /m（腐食代なし）※
	63,280cm <sup>4</sup> /m（腐食代考慮）
断面係数（壁幅 1m 当り）	3,510cm <sup>3</sup> /m（腐食代考慮）

※出典「鋼管杭・鋼矢板技術協会：鋼矢板 設計から施工まで、2014. 10, P7.」

#### (2) 水平方向地盤反力係数の算定

根入れ層となる、液状化層より下方に位置する非液状化層の地盤反力係数は、下式により算定する。

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

$$k_{H0} = (1 / 0.3) \alpha \cdot E_0$$

ここに、

$k_H$  : 水平方向の地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_{H0}$  : 直径0.30mの剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

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

$E_0$  : 設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 地盤反力係数の推定に用いる係数

非液化化層(Ac2層)のN値を3、L2のみ液化化層(As3層 : L1では非液化化層)のN値を25として、 $E_0 = 2800\text{N}$  ( $\alpha = 2$ ) より算定した結果を表 7.4.2に示す。

表 7.4.2 根入れ層の水平方向地盤反力係数

	N 値	$k_{H0}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$k_H$ (kN/m <sup>3</sup> )
Ac2 層 (非液化化層)	3	56,000	4,037
As3 層 (L1 では非液化化層)	25	466,667	33,639

### (3) 根入れ長の算定

根入れ層となる、液化化層の下方に位置する非液化化層への鋼矢板の必要根入れ長 $L_{\min}$ は、水平方向地盤反力係数と鋼材の曲げ剛性から算定する。根入れ長は、必要根入れ長以上に設定する。

$$\begin{aligned}
 L_{\min} &= L_1 + L_2 \\
 \beta_1 &= \{k_H \cdot D / (4EI)\}^{1/4} \\
 &= \{4,037 \times 1.0 / (4 \times 2.0 \times 10^8 \times 0.00086)\}^{1/4} \\
 &= 0.277 \text{ (1/m)} \\
 \beta_2 &= \{k_H \cdot D / (4EI)\}^{1/4} \\
 &= \{33,639 \times 1.0 / (4 \times 2.0 \times 10^8 \times 0.00086)\}^{1/4} \\
 &= 0.470 \text{ (1/m)} \\
 \Sigma(\beta_i \cdot L_i) &= \beta_1 \cdot L_1 + \beta_2 \cdot L_2 \geq 2 \text{ より,} \\
 L_{\min} &= 3.00 + 2.49 = 5.49 \text{ (m)}
 \end{aligned}$$

ここに、

- $L_{\min}$  : 必要根入れ長 (m)
- $\beta$  : 特性値 (1/m)
- $k_H$  : 水平方向の地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)
- $D$  : 鋼材の単位幅 (m)
- $E$  : 鋼材の弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)
- $I$  : 壁幅 $D$ 当たりの鋼材の断面二次モーメント (腐食無し、継手効率1.0) (m<sup>4</sup>/m)

よって鋼矢板の全長は以下となる。

$$\begin{aligned}
 (\text{鋼矢板の全長}) &= (\text{地表面から液化化層下端までの距離}) + (\text{根入れ長}) \\
 &= 10.75 + 5.49 = 16.24 \rightarrow 16.5\text{m (0.5m 単位で切上げ)}
 \end{aligned}$$

(4) 検討断面の仮定

対策断面を図 7.4.1 に示す。鋼材は自立式構造とし、のり尻に設置する。

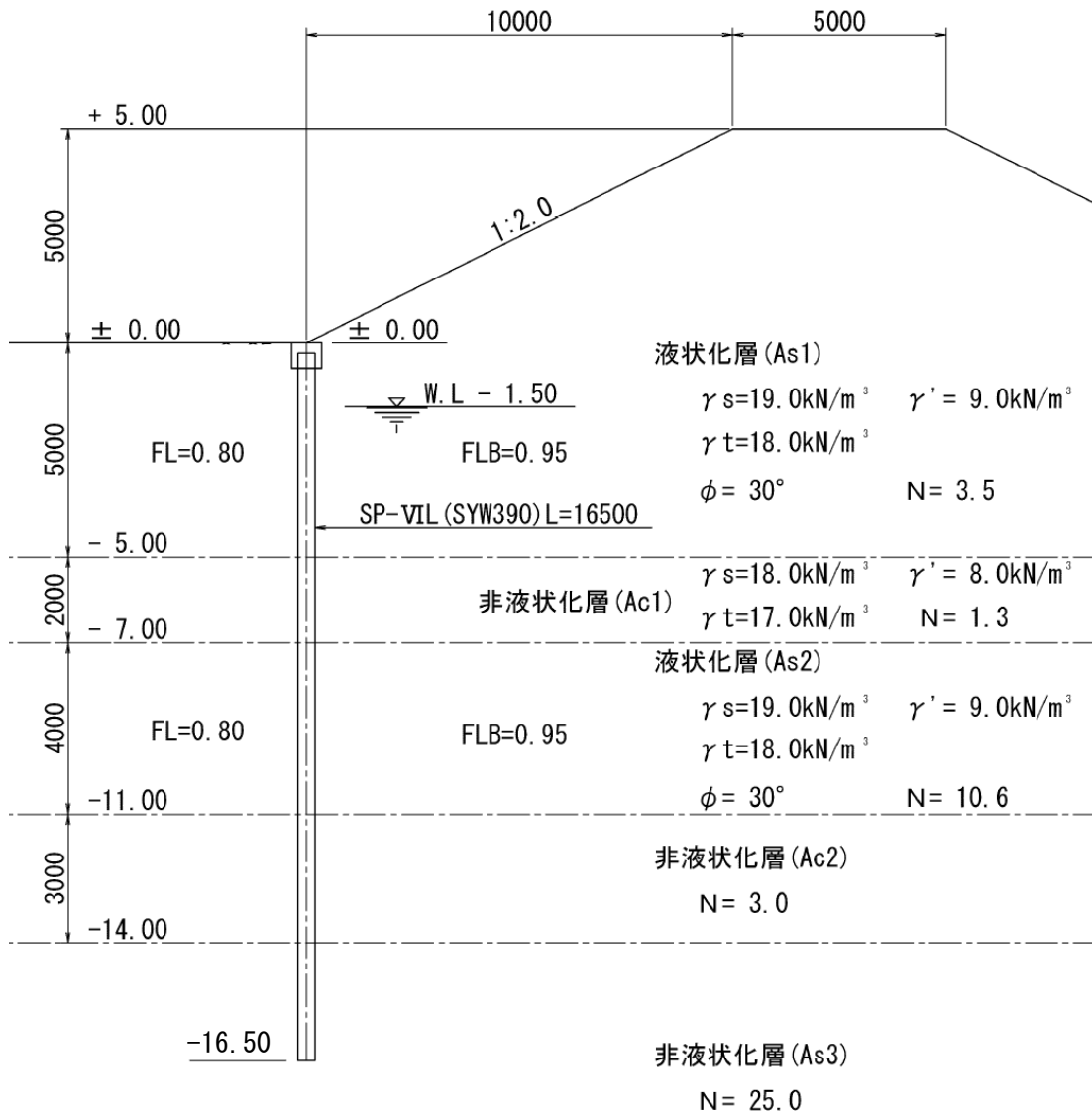


図 7.4.1 対策断面



## (5) 作用荷重の算定

鋼矢板への作用荷重は、周辺地盤から鋼材に作用する土圧である。

### 1) 漸増成分荷重の算定

鋼材に作用する漸増成分荷重は、実験、解析から盛土下の液状化程度、鋼材のたわみ性（相対剛性）、盛土形状等に依存することが確認されている。これらを考慮して、鋼材に作用する液状化層の漸増成分荷重は以下で表される。

$$P_s = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot F(z)$$

ここに、

$P_s$  : 漸増成分荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha_1$  : 盛土下の液状化程度に関する係数

$\alpha_2$  : 鋼矢板の相対剛性に関する係数

$\alpha_3$  : 盛土形状に関する係数

$F(z)$  : 漸増成分荷重の基本分布関数 (kN/m<sup>2</sup>)

#### ・ $\alpha_1$ の算定

$\alpha_1$  は、盛土下の液状化程度に関する係数であり、以下により求める。

$$\alpha_1 = r_{uB}$$

ここに、

$r_{uB}$  : 盛土下の過剰間隙水圧比

盛土下の過剰間隙水圧比  $r_{uB}$  は以下により求める。

$$r_{uB} = F_{LB}^{-7} \quad (\text{ただし、} r_{uB} \leq r_{u\max})$$

$$r_{u\max} = 1 - a \quad (h/d_c)$$

$$a = 0.15 \quad (1/n - 0.1)$$

ここに、

$F_{LB}$  : 盛土の上載圧を考慮した盛土下の液状化抵抗率

$h$  : 盛土高さ (m)

$d_c$  : 液状化層中央の深さ (m)

$n$  : 盛土ののり勾配 (1 :  $n$ )

### 2) $F_{LB}$ の算定

対策工諸元設定用震度の盛土下液状化抵抗率  $F_{LB}$  を、盛土荷重による上載圧を考慮して算定する。液状化抵抗率の算定位置は堤体天端部とし、盛土荷重による土被り圧（上載圧）に基づいて地震時せん断応力比 ( $L$ ) を算定の上、液状化抵抗率を算定するものとする。堤体直下部では、As1層：深度 2.3m～4.3m（堤体天端からは 7.3m～9.3m）で

は、平均  $F_{LB}$  で 0.950 と、1.0 を下回っており、液状化層となっている。As2 層：深度 7.3m~10.3m（堤体天端からは 12.3m~15.3m）では、平均  $F_{LB}$  で 0.950 と、1.0 を下回っており、液状化層となっている。

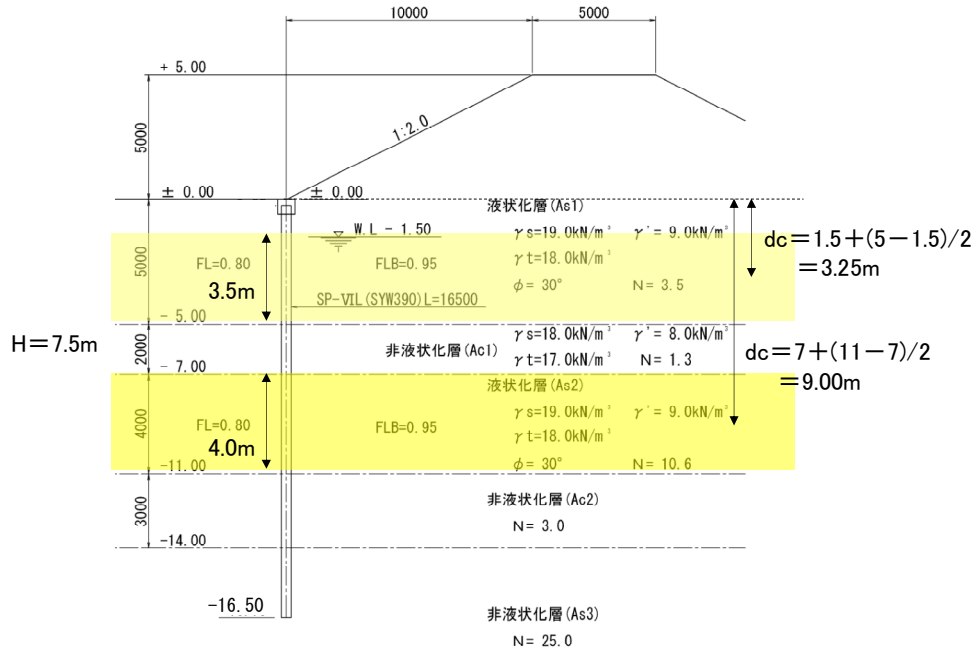


図 7.4.2 h、dc、n のとり方

よって、液状化層（As1 層）における  $r_{uB} \cdot r_{u\max}$  は以下ようになる。

$$r_{uB} = 0.950^{-7} = 1.432$$

$$n = 10.0 / 5.0 = 2.00$$

$$a = 0.15 \times (1 / 2.00 - 0.1) = 0.060$$

$$r_{u\max} = 1 - 0.060 \cdot (5.0 / 3.25) = 0.908$$

$\alpha_1$  は、 $r_{uB} \cdot r_{u\max}$  のいずれか小さい方を取り、以下ようになる。

$$\alpha_1 = r_{uB} = 0.908 \quad (\leq r_{u\max} = 0.908)$$

同様に、液状化層（As2 層）における  $r_{uB} \cdot r_{u\max}$  は以下ようになる。

$$r_{uB} = 0.950^{-7} = 1.432$$

$$n = 10.0 / 5.0 = 2.00$$

$$a = 0.15 \times (1 / 2.00 - 0.1) = 0.060$$

$$r_{u\max} = 1 - 0.060 \cdot (5.0 / 9.00) = 0.967$$

$\alpha_1$  は、 $r_{uB} \cdot r_{u\max}$  のいずれか小さい方を取り、以下ようになる。

$$\alpha_1 = r_{uB} = 0.967 \quad (\leq r_{u\max} = 0.967)$$

・  $\alpha_2$  の算定

$\alpha_2$  は、鋼材の相対剛性に関する係数であり、以下により求める。

$$\alpha_2 = 0.32 \cdot \log_{10} (\rho) - 0.16 \quad (\text{ただし、} 0.4 \leq \alpha_2 \leq 1.0)$$

$$\rho = (E \cdot z_a / b) / (\gamma_{\text{sat}} \cdot H^3)$$

ここに、

$\rho$  : 鋼材の相対剛性

$E$  : 鋼材の弾性係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$z_a$  : 鋼材の断面係数 (m<sup>3</sup>) (腐食無し、継手効率 1.0)

$b$  : 壁幅 (m)

$\gamma_{\text{sat}}$  : 液状化層の飽和単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$H$  : 液状化層厚 (m)

よって、 $\alpha_2$  は、以下のようになる。

$$\gamma_{\text{sat}} = (19.0 \times 3.50 + 19.0 \times 4.00) / 7.50 = 19.0$$

$$\rho = (2.0 \times 10^8 \times 0.00382 / 1.0) / (19.0 \times 7.50^3) = 95.37$$

$$\alpha_2 = 0.32 \times \log_{10} (95.37) - 0.16 = 0.473$$

・  $\alpha_3$  の算定

$\alpha_3$  は、盛土形状に関する補正係数であり、以下により求める。

$$\alpha_3 = 0.0236 (B_u / 2) - 0.0126 \times B_b + 1.071 \quad (\text{ただし、} 6\text{m} \leq B_u \leq 20\text{m}, 10\text{m} \leq B_b \leq 20\text{m})$$

ここに、

$B_u$  : 盛土天端幅 (m)

$B_b$  : 盛土ののり肩からのり尻までの水平距離 (m)

よって、 $\alpha_3$  は、以下のようになる。

$$\alpha_3 = 0.0236 \times (6.0 / 2) - 0.0126 \times 10.0 + 1.071 = 1.016$$

※ $\alpha_3$  の算定の適用範囲は  $6\text{m} \leq B_u \leq 20\text{m}$  とあるが、 $B_u < 6\text{m}$  の場合 (今回  $B_u = 5\text{m}$ ) は、便宜上、安全側の評価として  $B_u = 6\text{m}$  として計算を行うものとする。

・  $F(z)$  の算定

$F(z)$  は、盛土漸増成分荷重の基本分布関数であり、以下による。これは、各種形状の盛土を有する数値解析結果を近似的にまとめたものである。

$$F(z) = \gamma_t \cdot h \cdot (0.00054z^3 - 0.0149z^2 + 0.140z + 0.275) \quad (\text{ただし、} 0\text{m} \leq z \leq 10\text{m})$$

$$F(z) = 0.725\gamma_t \cdot h \quad (\text{ただし、} z > 10\text{m})$$

ここに、

$z$  : 地表面からの深さ (m)

$\gamma_t$  : 盛土の湿潤単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$h$  : 盛土高さ (m)

### 3) 振動成分荷重の算定

鋼材に作用する液状化層の振動成分荷重は、実験、解析から、鋼材のたわみ性（相対剛性）等に依存することが確認されている。これらを考慮して、鋼材に作用する液状化層の振動成分荷重は以下で表される。

$$P_d = \alpha_d \cdot P_{dmax}$$

ここに、

$P_d$  : 振動成分荷重 (kN/m<sup>2</sup>)

$P_{dmax}$  : 振動成分荷重の最大値 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha_d$  : 鋼材の相対剛性に関する係数

#### ・ $P_{dmax}$ の算定

$P_{dmax}$  は、振動成分荷重の最大値であり、Westergard の式を基本として、以下により求める。

$$P_{dmax} = k(\gamma_w + \gamma' r_u) \sqrt{H_d z}$$

ここに、

$k$  : 設計水平震度

$\gamma_w$  : 水の単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma'$  : 土の水中単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$r_u$  : 堤防盛土外側の平地盤部での過剰間隙水圧比

$H_d$  : 水位面から最も下の液状化層下端までの距離 (m)

$z$  : 地下水位からの深度 (m)

#### ・ $\alpha_d$ の算定

$\alpha_d$  は、鋼材の相対剛性に関する係数であり、以下により求める。

$$\alpha_d = 0.40 \cdot \log_{10} (\rho) - 0.40 \quad (\text{ただし、} 0 \leq \alpha_d \leq 1.0)$$

よって、 $\alpha_d$  は以下のようなになる。

$$P = 95.37$$

$$\alpha_d = 0.40 \times \log_{10} (95.37) - 0.40 = 0.392$$

振動成分荷重の算定結果を表 7.4.4 に示す。

表 7.4.4 振動成分荷重の算定結果

No	深度 (m)	$k$	$r_u$	$\gamma'$ (kN/m <sup>3</sup> )	$H_d$ (m)	$z$ (m)	$P_{dmax}$ (kN/m <sup>2</sup> )	$\alpha_d$	$P_d$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0.00	0.15	-	9.00	9.50	-	-	-	0.00
6	1.50	0.15	-	9.00	9.50	-	-	-	0.00
6	1.50	0.15	1.00	9.00	9.50	0.00	0.00	0.392	0.00
7	1.79	0.15	1.00	9.00	9.50	0.29	4.74	0.392	1.86
8	2.08	0.15	1.00	9.00	9.50	0.58	6.71	0.392	2.63
9	2.38	0.15	1.00	9.00	9.50	0.88	8.22	0.392	3.22
10	2.67	0.15	1.00	9.00	9.50	1.17	9.49	0.392	3.72
11	2.96	0.15	1.00	9.00	9.50	1.46	10.61	0.392	4.16
12	3.25	0.15	1.00	9.00	9.50	1.75	11.62	0.392	4.55
13	3.54	0.15	1.00	9.00	9.50	2.04	12.55	0.392	4.92
14	3.83	0.15	1.00	9.00	9.50	2.33	13.42	0.392	5.26
15	4.13	0.15	1.00	9.00	9.50	2.63	14.23	0.392	5.58
16	4.42	0.15	1.00	9.00	9.50	2.92	15.00	0.392	5.88
17	4.71	0.15	1.00	9.00	9.50	3.21	15.73	0.392	6.16
18	5.00	0.15	1.00	9.00	9.50	3.50	16.43	0.392	6.44
18	5.00	0.15	-	8.00	9.50	-	-	-	0.00
25	7.00	0.15	-	8.00	9.50	-	-	-	0.00
25	7.00	0.15	1.00	9.00	9.50	5.50	20.60	0.392	8.07
26	7.31	0.15	1.00	9.00	9.50	5.81	21.17	0.392	8.29
27	7.62	0.15	1.00	9.00	9.50	6.12	21.72	0.392	8.51
28	7.92	0.15	1.00	9.00	9.50	6.42	22.26	0.392	8.72
29	8.23	0.15	1.00	9.00	9.50	6.73	22.79	0.392	8.93
30	8.54	0.15	1.00	9.00	9.50	7.04	23.30	0.392	9.13
31	8.85	0.15	1.00	9.00	9.50	7.35	23.81	0.392	9.33
32	9.15	0.15	1.00	9.00	9.50	7.65	24.30	0.392	9.52
33	9.46	0.15	1.00	9.00	9.50	7.96	24.79	0.392	9.71
34	9.77	0.15	1.00	9.00	9.50	8.27	25.26	0.392	9.90
35	10.08	0.15	1.00	9.00	9.50	8.58	25.73	0.392	10.08
36	10.38	0.15	1.00	9.00	9.50	8.88	26.18	0.392	10.26
37	10.69	0.15	1.00	9.00	9.50	9.19	26.63	0.392	10.43
38	11.00	0.15	1.00	9.00	9.50	9.50	27.08	0.392	10.61

※平均  $F_L=0.80$ (As1 層),  $0.80$ (As2 層)

As1 層 :  $r_u = 1.00$  ( $F_L \leq 1$ )

As2 層 :  $r_u = 1.00$  ( $F_L \leq 1$ )

(6) 設計計算モデル

荷重および設計計算モデルは、液状化に対する抵抗率に従って分類した土層区分に基づき設定する。ここでの設計計算モデルを図 7.4.3 に示す。

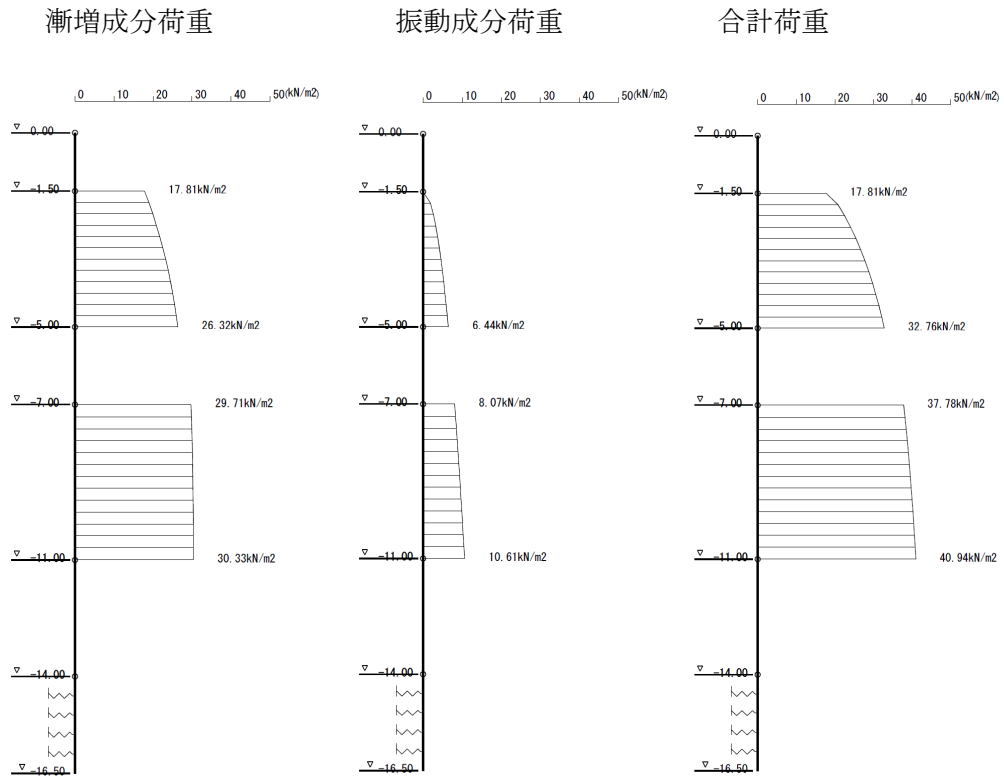


図 7.4.3 設計計算モデル

(7) 計算結果および計算結果の照査

鋼材の設計計算結果より、対策工諸元設定用震度に対して、鋼材に発生する応力度が許容応力度以内であることを照査する。

計算結果および応力度の照査結果を以下に示す。鋼矢仮に発生する断面応力度は、許容応力度以内である。曲げモーメント図を図 7.4.4 に示す。

- ・ 最大曲げモーメント :  $M_{\max} = 1133.73(\text{kN} \cdot \text{m}/\text{m})$
- ・ 断面応力度 :  $\sigma_{\max} = M_{\max}/Z = 1133.73 \times 10^6 / 3510 \times 10^3$   
 $= 323.0(\text{N}/\text{mm}^2) < 352.5(\text{N}/\text{mm}^2)$

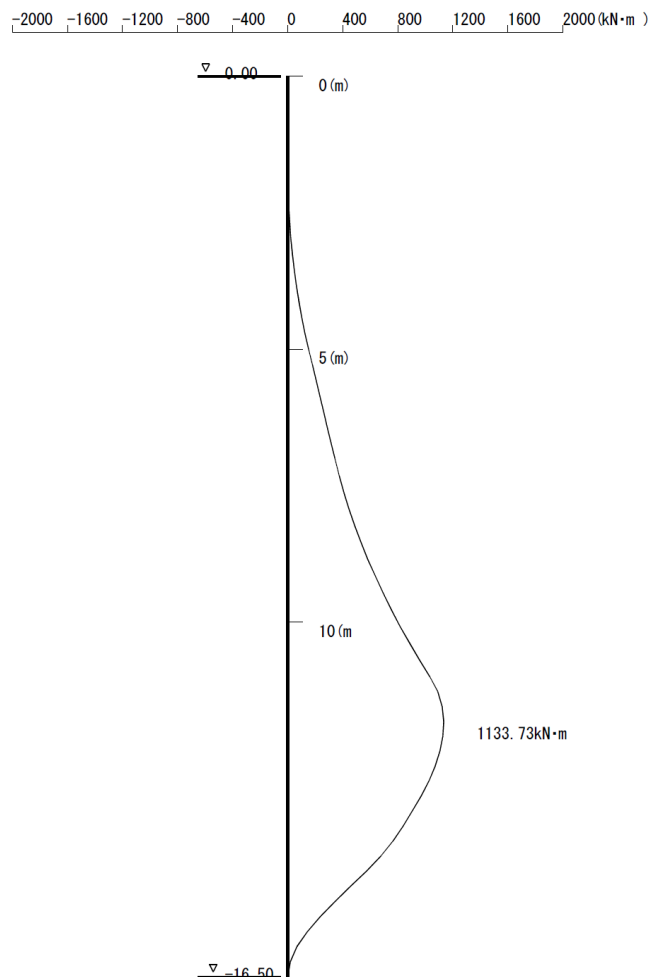


図 7.4.4 曲げモーメント図 (SP-VIL)

## 7.4.2. 耐震性能照査

7.4.1. によって設定した対策工を施した堤防のレベル2地震動に対する耐震性能について有限要素法による自重変形解析により照査を行う。耐震性能を満足しない場合には、対策工諸元を見直し、再度照査を行い、耐震性能を満たす対策工諸元を決定する。

### (1) 設計条件

#### 1) 解析方法

耐震性能の照査方法として、ここでは有限要素法を用いた自重変形解析法（ALID Ver5.2）を用いる。

#### 2) 解析条件

- ・ 地表面最大加速度：下記の2タイプ

地盤種別	レベル 2-1 地震動	レベル 2-2 地震動
Ⅱ種地盤	0.45	0.70

- ・ 地下水位深度：

地下水位	解析用水位	備考
EL-1.5m	EL-1.0m	50cm 上昇

- ・ 鋼矢板打設位置：堤防のり尻（両側）
- ・ 鋼矢板～地盤間：ジョイント（すべり）要素なし
- ・ 浮力補正：沈下率が75%以上となった場合、および地下水面が露出する地点の地表全ての節点に、浮力補正バネを配置。
- ・ 鋼矢板諸元：対策工諸元の設定により決定した鋼材諸元（ここでは、SP-VIL）にて耐震性能照査を行い、必要性能を満足しない場合は必要に応じて鋼材の型式・根入長を変更する。  
なお、鋼材諸元は表 7.4.1 の通り。
- ・ 地盤定数：図 7.3.1 の地盤定数の通り。



(2) 解析対象断面

解析対象断面を図 7.4.5 に、検討条件を表 7.4.5～表 7.4.6 に示す。

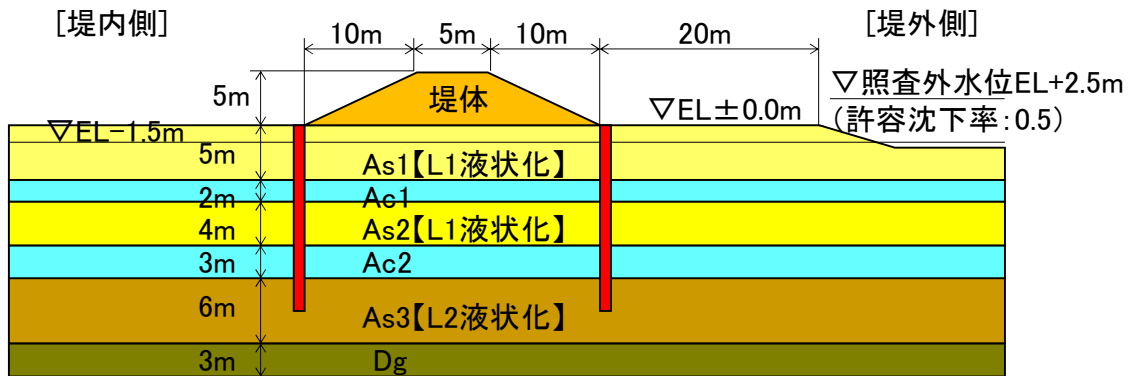


図 7.4.5 解析対象断面図

表 7.4.5 検討条件（対策工諸元の初期設定）

対策工 諸元設定	支持層 根入長	支持層 N 値	ジョイント 要素	$R_L$ 値	平均 $F_L$ 値 (L2-1)	平均 $F_L$ 値 (L2-2)
SP-VIL	Ac2 : 3.00m As3 : 2.50m	Ac2:3.0 As3:25.0	無	As1:0.25 As2:0.25 As3:0.35		

表 7.4.6 解析に用いる地盤のパラメータ

項目	As1 層	Ac1 層	As2 層	Ac2 層	As3 層	Dg 層
せん断剛性係数 $G$ (kN/m <sup>2</sup> )	5000	2000	10000	2000	30000	50000
ポアソン比 $\nu$	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333	0.333
湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.0	17.0	18.0	17.0	18.0	18.0
粘着力 $C$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.00	50.00	0.00	70.00	0.00	—
せん断抵抗角 $\phi$ (°)	30.0	0.00	30.0	0.00	30.0	35.0

(3) 解析結果

解析結果を表 7.4.7 に示す。レベル 2-1 地震動およびレベル 2-2 地震動において、地震後の堤防高さが耐震性能の照査において考慮する外水位を下回っており、耐震性能を満足していない。そのため、鋼矢板型式や根入れ長の変更が必要である。

表 7.4.7 解析結果 (判定NG)

②-1 耐震性能照査結果 (諸元設定用震度により設定した対策工)【レベル 2-1 地震動】	
変形図	堤防天端沈下量 2.66m
	沈下後の堤防高さ EL. +2.34m
	照査外水位 EL. +2.50m
	判定 <b>NG</b>
	備考 鋼矢板 : SP-VIL 鋼矢板長 : 16.5 m 根入れ長 : 5.50 m
$F_L$ 分布図	
②-2 耐震性能照査結果 (諸元設定用震度により設定した対策工)【レベル 2-2 地震動】	
変形図	堤防天端沈下量 2.63m
	沈下後の堤防高さ EL. +2.37m
	照査外水位 EL. +2.50m
	判定 <b>NG</b>
	備考 鋼矢板 : SP-VIL 鋼矢板長 : 16.5 m 根入れ長 : 5.50 m
$F_L$ 分布図	

#### (4) 鋼材諸元の変更

前述の液状化対策の設計の手順に基づき、所定の耐震性能を満足しなかった場合の対処として対策工諸元を見直し、再度耐震照査を行う。

具体的には、対策工諸元設定用震度を対象に決定した対策工諸元を最低諸元とし、所定の耐震性能を満足するまで鋼矢板型式・根入れ長を大きくするものである。

ここでは、鋼矢板根入れを L2 のみ液状化する As3 層下部の Dg 層 (非液状化層) まで、耐震性能を満足するまで根入れ長を伸ばした結果 (Dg 層への根入れ長さ=1.00m) を以下に記載する。

#### (5) 再現解析結果

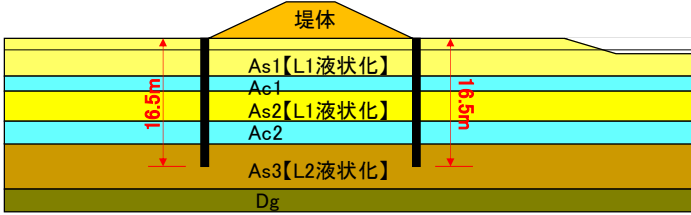
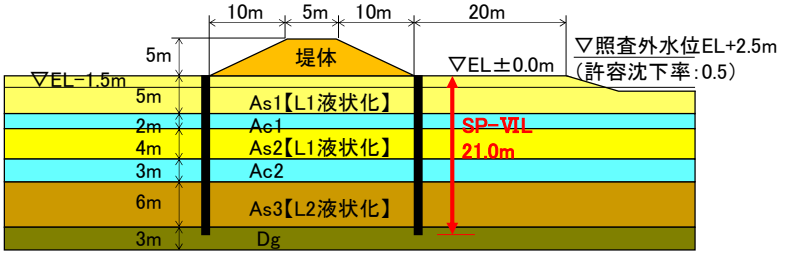
解析結果を表 7.4.8 に示す。いずれの地震動においても、地震後の堤防高さが耐震性能の照査において考慮する外水位を上回っており、耐震性能を満足すると判定される。

ここでは、通常の矢板で検討を行ったが、排水機能付き矢板で検討すると過剰間隙水圧低減効果から対策工諸元設定の段階で規格の小さいものが設定される場合もあり、耐震性能に余裕がある場合は検討するとよい。

表 7.4.8 解析結果 (判定OK)

②-1 耐震性能照査結果 (諸元設定用震度により設定した対策工)【レベル 2-1 地震動】		堤防天端沈下量
変形図		2.50m
$F_L$ 分布図		沈下後の堤防高さ EL. +2.50m
		照査外水位 EL. +2.50m
		判定 OK
		備考 鋼矢板 : SP-VIL 鋼矢板長 : 21.0 m 根入れ長 : 10.00 m
②-2 耐震性能照査結果 (諸元設定用震度により設定した対策工)【レベル 2-2 地震動】		堤防天端沈下量
変形図		2.47m
$F_L$ 分布図		沈下後の堤防高さ EL. +2.53m
		照査外水位 EL. +2.50m
		判定 OK
		備考 鋼矢板 : SP-VIL 鋼矢板長 : 21.0 m 根入れ長 : 10.00 m

表 7.4.9 対策工諸元設定の流れと決定諸元

設計ケース	概要図	内容
①対策工諸元の設計		設計計算によって対策規模を決定
②耐震性能照査（変形解析）	<p>②- i</p>  <p>②- ii</p> 	<p>①で設計した対策規模を有限要素モデル化し、自重変形解析による L2 地震動照査を実施。</p> <p>沈下後堤防高さ EL.2.34m &lt; 照査外水位 EL.2.50m ⇒NG</p> <p>②- i 照査の結果、沈下後堤防高さが照査外水位を下回ったため、長さを変更し、再度耐震性能 L2 地震動照査を実施。</p>
③対策工諸元の設計によるチェック		②で決定した対策工諸元で矢板を配置。

(※) 対策工諸元の設定において決定した鋼矢板諸元では耐震性能照査を満足しなかったときの対応策として、下記が考えられる。

(1) 鋼矢板の根入れ長を伸ばす

→鋼矢板の水平地盤バネが作用する領域を増やして、側方流動に対する水平抵抗を増加させることにより、鋼矢板の変形を抑制、すなわち堤防の沈下を抑制する。

(2) 鋼矢板の型式を上げる

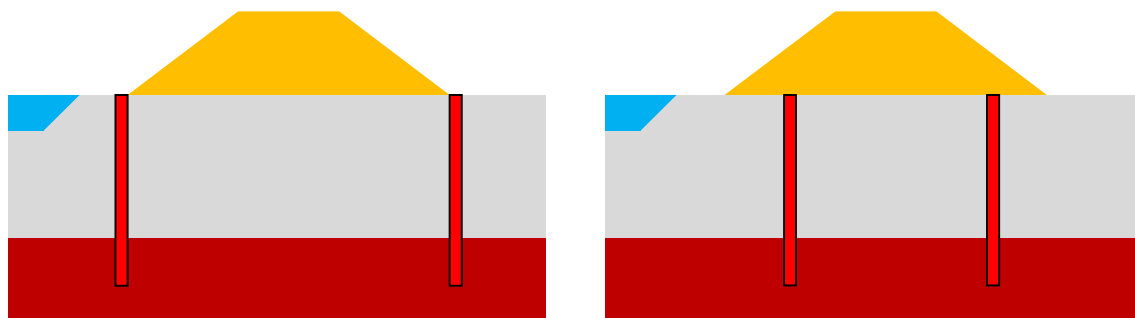
→鋼矢板の曲げ剛性を増加させることにより、鋼矢板の変形を抑制する。

なお、一般に曲げ剛性が増加すると必要根入れ長も増加するため、上記(1)の相乗効果もある。

(3) 鋼矢板の打設位置を再検討する

→液状化対策における鋼矢板の打設位置は、下図左のように堤防のり尻から外側に実施することが多いが、「手引き」においては鋼矢板の施工位置は「のり尻付近の基礎地盤を基本」とされており、施工上許容されるならば、なるべくのり尻よりも内側に実施する方が、堤防の沈下抑制効果としてはより期待できる。

なお、締固め工法や固結工法ではのり面中央（のり中）から外側に実施することが行われているが、仮に鋼矢板工法でもこの位置を打設位置とすると（下図右）、上記の沈下抑制効果とともに、のり尻よりも鋼矢板の根入れ長を低減できる効果も期待できる。



のり尻位置

のり中位置

## 8章 計算例4：鋼材を用いた工法による対策（その4）

### 8.1. 設計手順

図 8.1.1 に鋼材を用いた工法の設計手順を示す。対策工の初期諸元は、弾性床土上の梁に土圧（漸増成分土圧、振動成分土圧）を作用させ、鋼材に発生する応力度が許容応力度以下となる型式とそれに応じた根入れ長を繰返し計算により設定する。この対策工を入れた断面においてレベル2地震動に対する耐震性能照査（有限要素法による自重変形解析）を実施する。このとき、所定の耐震性能を満足しない場合には、型式を上げる等により対策工諸元を見直し、所定の性能を満足する諸元を設定する。具体的には、鋼材の型式を上げる、もしくは、根入れ長を長くすることで最適諸元を求めることになるが、これらは現場条件や施工条件などを総合的に判断して設定することが必要である。

なお、対策工実施により堤防の浸透安全性が有意に低下しないことを照査し、浸透安全性が有意に低下する場合には、ドレーン工等の補助工法を検討したり、場合によっては対策工法を変更する必要がある。

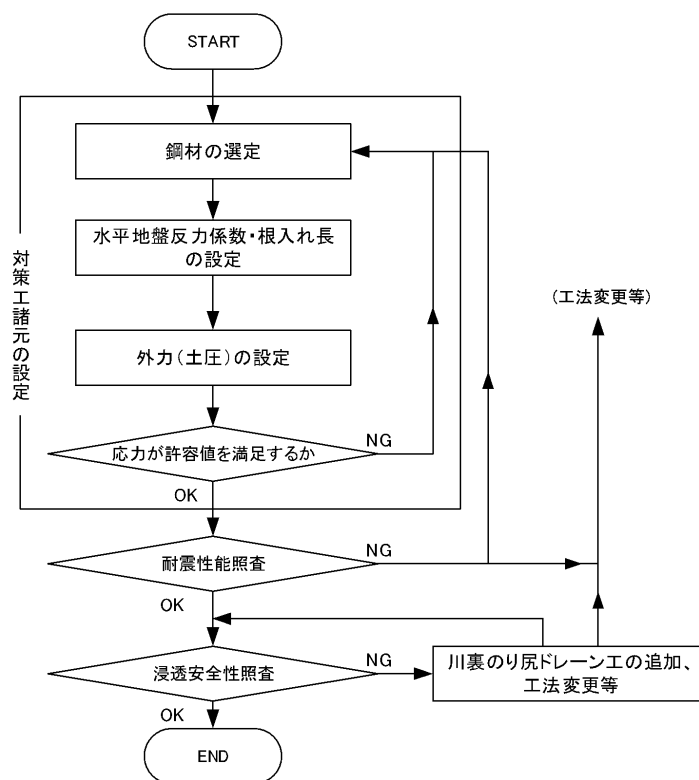


図 8.1.1 鋼材を用いた工法の設計手順

## 8.2. 設計条件

### 8.2.1. 地盤条件

#### (1) 基本諸元

図 8.2.1 に耐震性能照査の対象とする堤体および地盤構造を示す。表 8.2.1 には室内試験結果より設定した各層の地盤定数を示す。

[堤体構造]	堤体高	: 5.0m
	天端幅	: 5.0m
	のり面勾配	: 1 : 2.0
[水 位]	地下水位	: G.L.-1.5m (EL.-1.5m)
	外水位	: EL.+2.5m

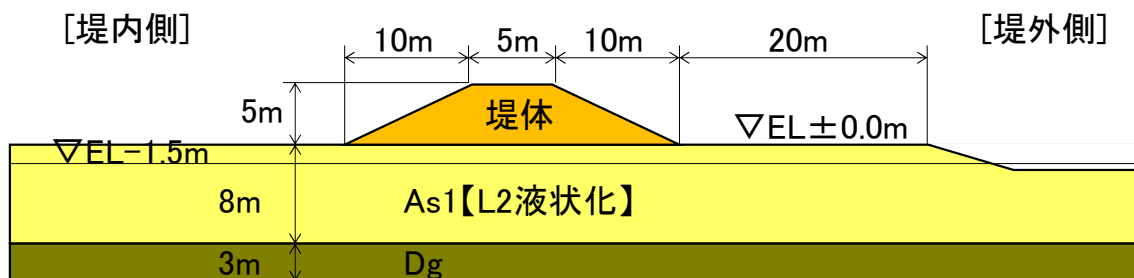


図 8.2.1 耐震性能照査対象とする堤体および地盤構造

表 8.2.1 地盤条件

土層区分	土層厚 (m)	N値	土の単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	土の粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	土の内部摩擦角 $\phi$ (°)	透水係数 $k$ (m/sec)
盛土	5.0	3.5	18.0	0	30	$1.0 \times 10^{-6}$
沖積砂質土 As1	8.0	8.0	18.0	0	30	$1.0 \times 10^{-5}$
洪積礫質土 Dg	3.0	40.0	18.0	-	35	$1.0 \times 10^{-4}$



## (2) 地盤種別の判定

指針に基づき地盤種別の判定を行う。表 8.2.2 に地盤種別の判定結果を示す。洪積礫質土層 Dg を耐震性能照査上の基盤面とし地盤の特性値  $T_G$  を算出すると、 $T_G = 0.200(\text{s})$  となるため、本地盤はⅡ種地盤と判定される。

表 8.2.2 耐震性能照査上の地盤種別の判定

層	$H_i$ (m)	$N_i$	土質	$V_{si}$ (m/s)	$\frac{H_i}{V_{si}}$
①	3.00	8.0	砂質土	160.000	0.018750
②	5.00	8.0	砂質土	160.000	0.031250
$\Sigma (H_i/V_{si}) =$					0.050000

$$T_G = 4 \times 0.050000 = 0.200 \text{ sec}$$

### 8.2.2. 入力地震動条件

入力地震動は、指針に基づき以下のように設定する。

#### 1) 対策工諸元設定用震度

$$k_h = C_Z \times k_{G0}$$

$k_h$  : 対策工諸元設定用水平震度 (0.15)

$k_{G0}$  : 地盤種別に応じた標準水平震度 (Ⅱ種地盤 : 0.15)

$C_Z$  : 地域別補正係数 (地域区分 A2 : 1.0)

#### 2) レベル 2 地震動

$$k_{hgL} = C_Z \times k_{hgL0}$$

$k_{hgL}$  : 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度  
(レベル 2-1 地震動 : 0.45、レベル 2-2 地震動 0.70)

$k_{hgL0}$  : 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度の標準値  
(Ⅱ種地盤、レベル 2-1 地震動 : 0.45、レベル 2-2 地震動 0.70)

$C_Z$  : 地域別補正係数 (地域区分 A2 : 1.0)

表 8.2.3 入力地震動

地震動		地盤種別	$k_{G0}$ $k_{hgL0}$	地域区分	$c_z$	$k_h$ $k_{hgL}$
対策工諸元 設定用震度		Ⅱ種	0.15	A2	1.0	<b>0.15</b>
レベル2 地震動	L2-1		0.45			<b>0.45</b>
	L2-2		0.70			<b>0.70</b>

### 8.2.3. 液状化判定

指針に基づき液状化判定を実施する。ここでは、沖積砂質土 As1 がレベル2地震動に対して液状化する層とした。

### 8.2.4. 照査基準

レベル2地震動に対して、地震後の堤防高さが以下の外水位を下回らないこと照査する。

照査外水位 : EL.+4.0m

### 8.2.5. 対策工諸元設定上の制約条件

図 8.2.3 に対策工諸元設定上の制約条件を示す。図に示すように、対策工は、堤防のり尻付近から外側に実施することを条件として諸元を設定する。

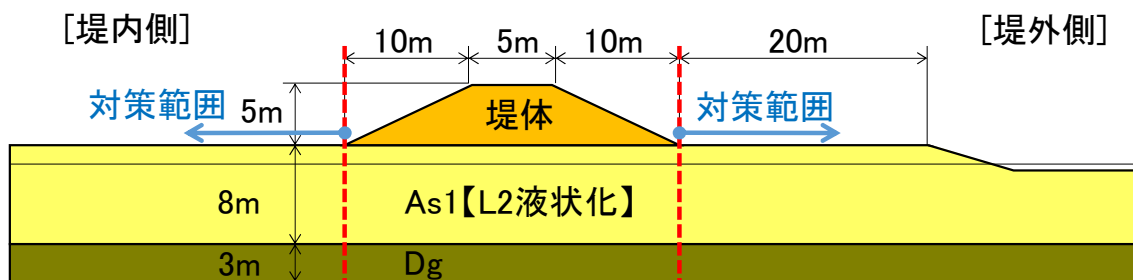


図 8.2.3 対策工諸元設定上の制約条件

### 8.3. 現況の照査

現況堤防のレベル2地震動に対する耐震性能照査は、有限要素法による自重変形解析（静的照査法）により実施する。

#### (1) 解析モデル

図 8.3.1 に解析モデルおよび設定パラメータを示す。また、解析上の地下水位および解析モデルの境界条件は以下の通り設定する。

[地下水位]

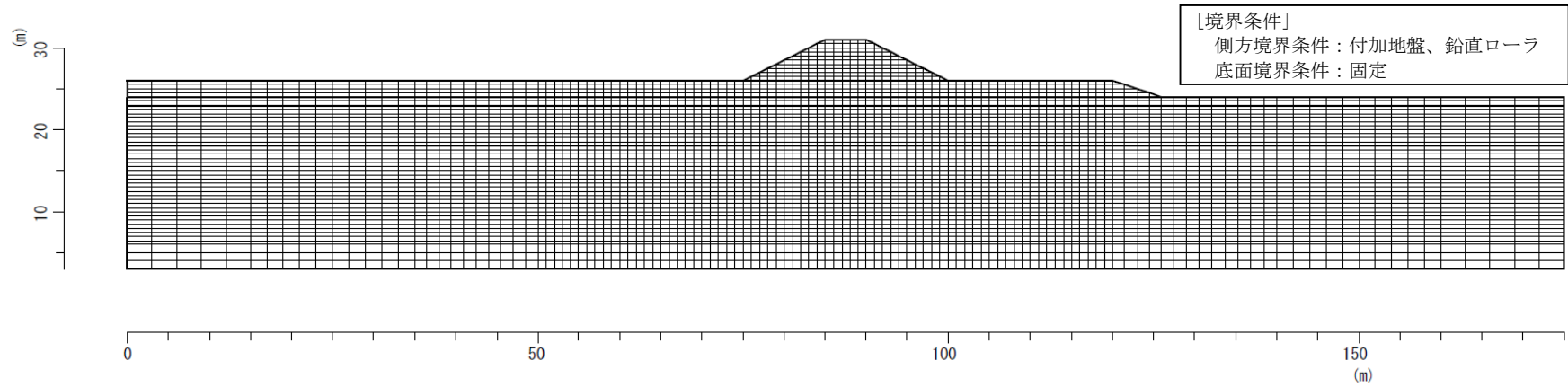
先に示した地下水位から一律 0.5m 上側に設定することとし、EL.-1.0m とする。

[境界条件]

側方境界 : 付加地盤および鉛直ローラ (X 固定)

底面境界 : 固定 (X、Y 固定)

メッシュ図



112

設定パラメータ

土層区分	変形特性	非線形タイプ	N値	土の単位 体積重量 $\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	土の粘着力 $c$ ( $\text{kN/m}^2$ )	土の 内部摩擦角 $\phi$ ( $^\circ$ )	透水係数 $k$ ( $\text{m/sec}$ )	繰返し 三軸強度比 RL	せん断剛性 $G$ ( $\text{kN/m}^2$ )	ポアソン比 $\nu$	相対密度 $D_r$	ダイレイ タンシー角 $\phi$ ( $^\circ$ )	引張強度 $q_t$ ( $\text{kN/m}^2$ )	初期水平 土圧係数 $K$
盛土	連成要素	MC/DP 弾塑性モデル	3.5	18.0	0	30	$1.0 \times 10^{-6}$	-	5,000	0.333	-	10.0	0	0.5
沖積砂質土 As1	液状化要素	MC/DP 弾塑性モデル	8.0	18.0	0	30	$1.0 \times 10^{-5}$	0.300	5,000	0.333	40	10.0	0	0.5
洪積礫質土 Dg	連成要素	線形弾性	40.0	18.0	-	35	$1.0 \times 10^{-4}$	-	50,000	0.333	-	-	0	0.5

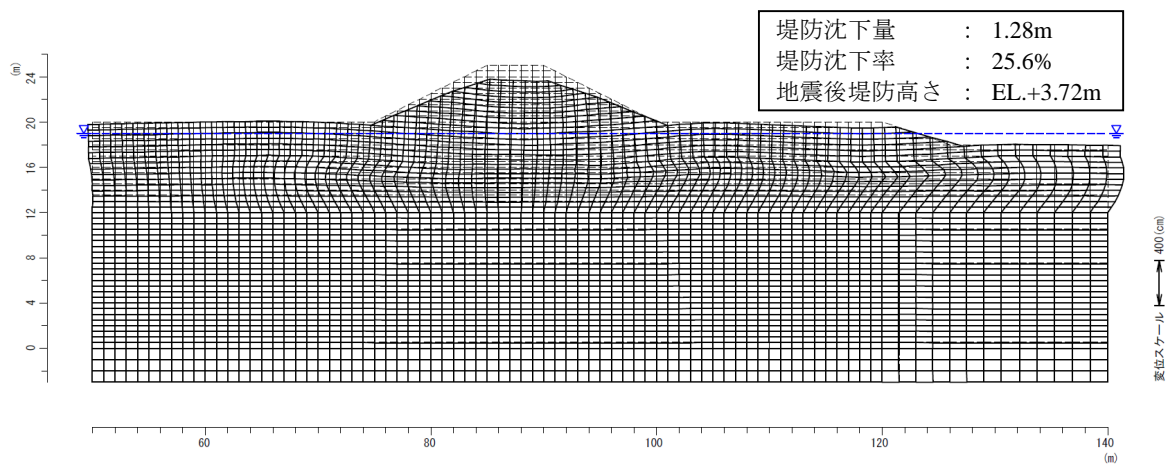
図 8.3.1 解析モデル

(2) 耐震性能照査結果

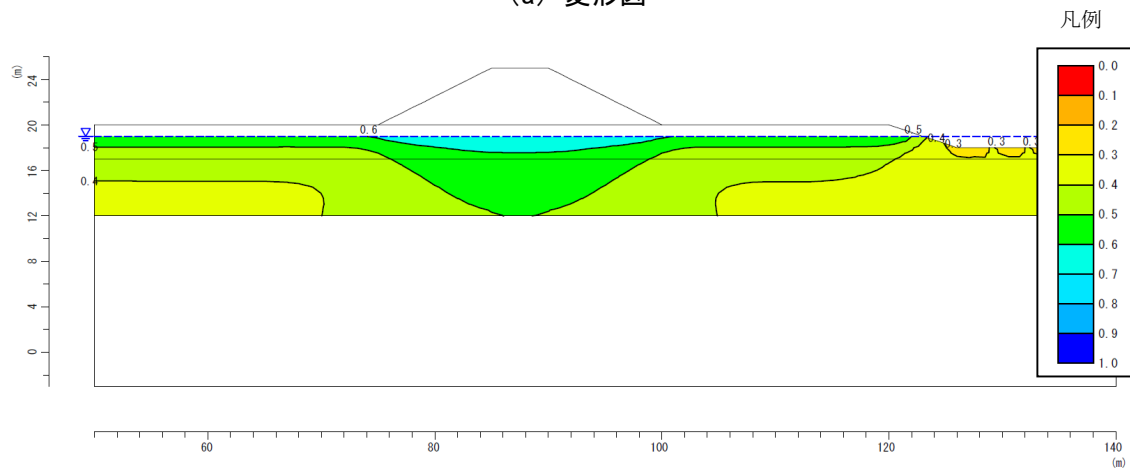
図 8.3.2、図 8.3.3 に現況堤防のレベル 2 地震動に対する耐震性能照査結果を示す。これより、レベル 2-1 地震動およびレベル 2-2 地震動ともに、地震後の堤防高さが照査外水位を下回るため、対策工の検討が必要となる。

[照査結果]

レベル 2-1 地震動 : (地震後堤防高さ)EL.+3.72m < (照査外水位)EL.+4.00m (NG)  
 レベル 2-2 地震動 : (地震後堤防高さ)EL.+3.86m < (照査外水位)EL.+4.00m (NG)

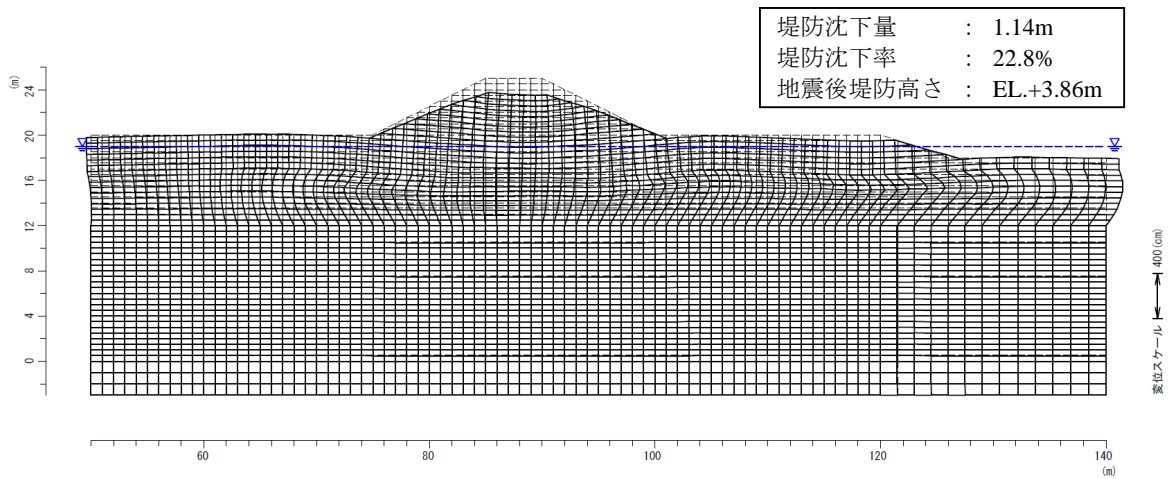


(a) 変形図

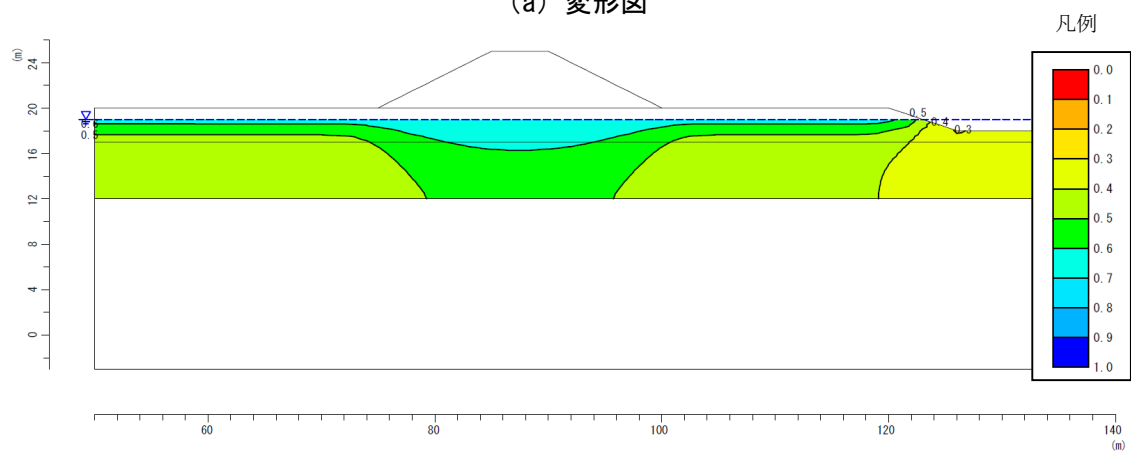


(b) 液状化に対する抵抗率  $F_L$  分布

図 8.3.2 レベル 2-1 地震動に対する照査結果



(a) 変形図



(b) 液状化に対する抵抗率  $r_L$  分布

図 8.3.3 レベル 2-2 地震動に対する照査結果

## 8.4. 対策後の照査

### 8.4.1. 対策工諸元の設定

#### (1) 鋼材断面の仮定

使用する鋼材は、盛土の形状、液状化層の厚さ、液状化抵抗、地下水面、施工環境などを考慮して選定する。ここでは、従来のU形鋼矢板よりも経済性に優れたハット形鋼矢板のうち、最小断面のSP-10Hを用いることとする。鋼材仕様および断面諸元を表 8.4.1 に示す。

表 8.4.1 断面諸元

型式	SP-10H
材質	SYW295
許容応力度	270N/mm <sup>2</sup>
腐食代	片面 1mm、両面 2mm
継手効率	断面二次モーメントおよび断面係数に関する継手効率は 1.0
断面二次モーメント（壁幅 1m 当り）	10,500 cm <sup>4</sup> /m（腐食代なし）※
	8,300cm <sup>4</sup> /m（腐食代考慮）
断面係数（壁幅 1m 当り）	713cm <sup>3</sup> /m（腐食代考慮）

※出典「鋼管杭・鋼矢板技術協会：鋼矢板 設計から施工まで，2014. 10, P7.」

ここで、対策工諸元設定用震度に対する液状化層が存在しない場合には、まず、耐震性能を満足する鋼材と根入れ長の組合せを設定する。次に、便宜的に、レベル2地震動に対する液状化に対する抵抗率 $F_L$ を使って、液状化層/準液状化層/非液状化層を区分し、鋼材に発生する応力度が許容応力度以内であることを照査することとする（「河川堤防の液状化対策の手引き」P66の(5)その他を参照）。

## 8.4.2. 耐震性能照査

8.4.1. によって設定した対策工を施した堤防のレベル2地震動に対する耐震性能について有限要素法による自重変形解析により照査を行う。耐震性能を満足しない場合には、対策工諸元を見直し、再度照査を行い、耐震性能を満たす対策工諸元を決定する。

### (1) 設計条件

#### 1) 解析方法

耐震性能の照査方法として、ここでは有限要素法を用いた自重変形解析法を用いる。

#### 2) 解析条件

- ・ 地表面最大加速度：下記の2タイプ

地盤種別	レベル 2-1 地震動	レベル 2-2 地震動
Ⅱ種地盤	0.45	0.70

- ・ 地下水位深度：

地下水位	解析用水位	備考
EL-1.5m	EL-1.0m	50cm 上昇

- ・ 鋼矢板打設位置：堤防のり尻（両側）
- ・ 鋼矢板～地盤間：ジョイント（すべり）要素なし
- ・ 浮力補正：沈下率が75%以上となった場合、および地下水面が露出する地点の地表全ての節点に、浮力補正バネを配置。
- ・ 鋼矢板諸元：対策工諸元の設定により決定した鋼材諸元（ここでは、SP-10H）にて耐震性能照査を行い、必要性能を満足しない場合は必要に応じて鋼材の型式・根入長を変更する。  
なお、鋼材諸元は表 8.4.1 の通り。
- ・ 地盤定数：図 8.3.1 の地盤定数の通り。



(2) 解析対象断面

解析対象断面を図 8.4.5 に、検討条件を表 8.4.5～表 8.4.6 に示す。

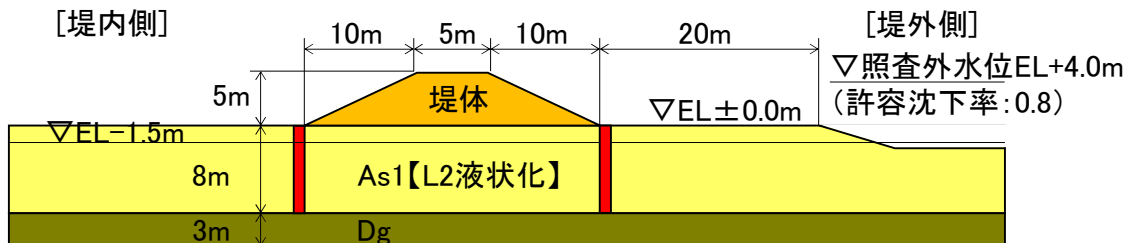


図 8.4.5 解析対象断面図

表 8.4.5 検討条件（対策工諸元の初期設定）

対策工 諸元設定	支持層 根入長	支持層 N 値	ジョイント 要素	$R_L$ 値	平均 $F_L$ 値 (L2-1)	平均 $F_L$ 値 (L2-2)
SP-10H	As1:8.0m Dg:0.0m	As1:8.0 Dg:40.0	無	As1:0.30		

表 8.4.6 解析に用いる地盤のパラメータ

項目	As1 層	備考
せん断剛性係数 $G$ (kN/m <sup>2</sup> )	5000	
ポアソン比 $\nu$	0.333	
湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	18.0	
粘着力 $C$ (kN/m <sup>2</sup> )	0.00	
せん断抵抗角 $\phi$ (°)	30.0	

(3) 解析結果

解析結果を表 8.4.7 に示す。レベル 2-1 地震動において、地震後の堤防高さが耐震性能の照査において考慮する外水位を下回っており、耐震性能を満足していない。そのため、鋼矢板型式や根入れ長の変更が必要である。

表 8.4.7 解析結果 (判定 NG)

②-1 耐震性能照査結果 (諸元設定用震度により設定した対策工)【レベル 2-1 地震動】	
変形図	堤防天端沈下量 1.03m
	沈下後の堤防高さ EL. +3.97m
	照査外水位 EL. +4.00m
	判定 <b>NG</b>
	備考 鋼矢板 : SP-10H 鋼矢板長 : 8.0 m 根入れ長 : 8.0 m
$F_L$ 分布図	
②-2 耐震性能照査結果 (諸元設定用震度により設定した対策工)【レベル 2-2 地震動】	
変形図	堤防天端沈下量 0.89m
	沈下後の堤防高さ EL. +4.11m
	照査外水位 EL. +4.00m
	判定 <b>OK</b>
	備考 鋼矢板 : SP-10H 鋼矢板長 : 8.0 m 根入れ長 : 8.0 m
$F_L$ 分布図	

#### (4) 鋼材諸元の変更

前述の液状化対策の設計の手順に基づき、所定の耐震性能を満足しなかった場合の対処として対策工諸元を見直し、再度耐震照査を行う。

具体的には、対策工諸元設定用震度を対象に決定した対策工諸元を最低諸元とし、所定の耐震性能を満足するまで鋼矢板型式・根入れ長を大きくするものである。

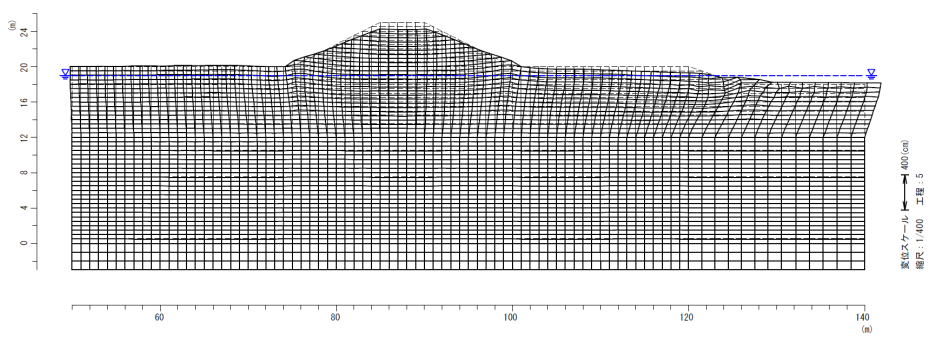
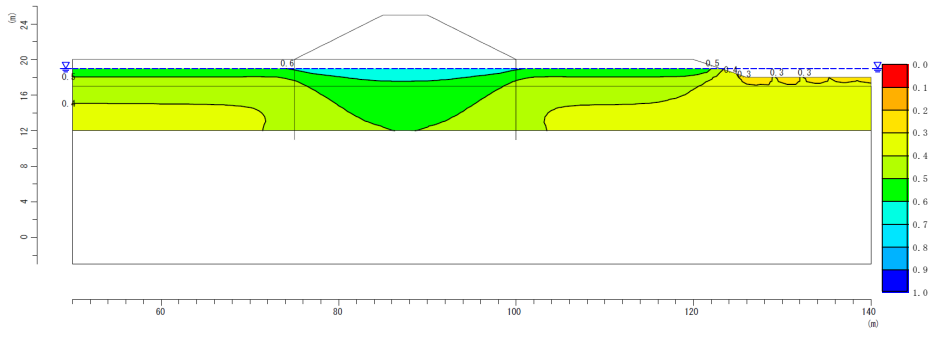
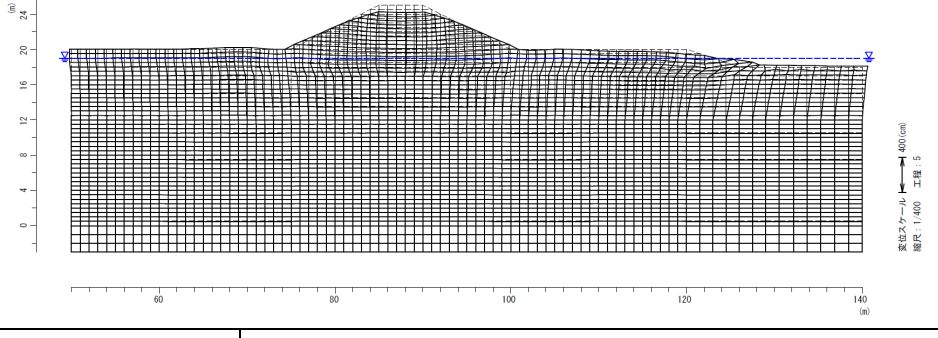
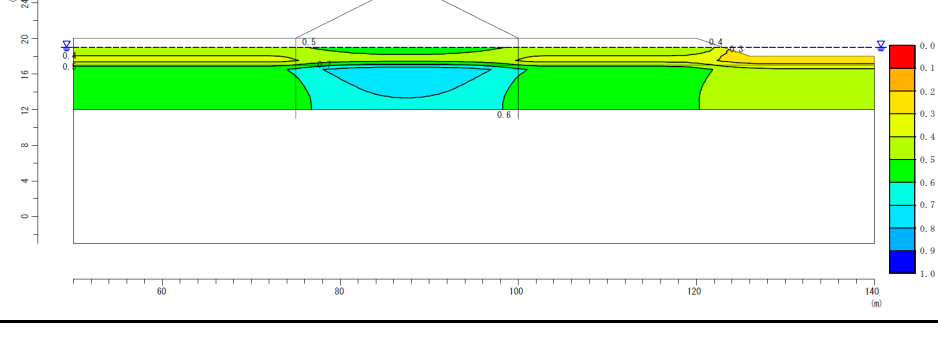
ここでは、鋼矢板根入れを L2 のみ液状化する As1 層下部の Dg 層 (非液状化層) まで、耐震性能を満足するまで根入れ長を伸ばした結果 (Dg 層への根入れ長さ=1.0m) を以下に記載する。

#### (5) 再現解析結果

解析結果を表 8.4.8 に示す。いずれの地震動においても、地震後の堤防高さが耐震性能の照査において考慮する外水位を上回っており、耐震性能を満足すると判定される。

ここでは、通常の矢板で検討を行ったが、排水機能付き矢板で検討すると過剰間隙水圧低減効果から対策工諸元設定の段階で規格の小さいものが設定される場合もあり、耐震性能に余裕がある場合は検討するとよい。

表 8.4.8 解析結果 (判定OK)

②-1 耐震性能照査結果 (諸元設定用震度により設定した対策工)【レベル 2-1 地震動】	
変形図	堤防天端沈下量 0.76m
	沈下後の堤防高さ EL. +4.24m
	照査外水位 EL. +4.00m
	判定 OK
	備考 鋼矢板 : SP-10H 鋼矢板長 : 9.0 m 根入れ長 : 9.0 m
$F_L$ 分布図	
	
②-2 耐震性能照査結果 (諸元設定用震度により設定した対策工)【レベル 2-2 地震動】	
変形図	堤防天端沈下量 0.78m
	沈下後の堤防高さ EL. +4.22m
	照査外水位 EL. +4.00m
	判定 OK
	備考 鋼矢板 : SP-10H 鋼矢板長 : 9.0 m 根入れ長 : 9.0 m
$F_L$ 分布図	
	

## (6) 矢板の応力照査

### 1) 土水圧の算出

レベル2 地震動に対する液状化に対する抵抗率  $FL$  より、As1層が液状化層、Dg層が非液状化層と区分した。As1層を液状化層として鋼材に掛かる土水圧（漸増成分・振動成分荷重）を算出した結果を図 8.4.6 に示す。荷重を算出する際の慣性力は、対策工諸元設定用震度とした（As1層： $F_L = 1.05$ 、 $F_{LB} = 1.50$ ）。

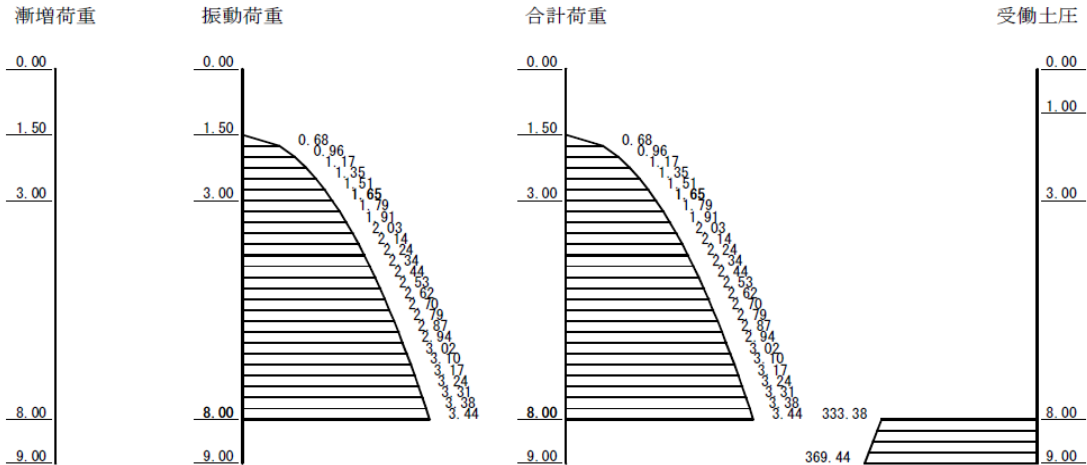


図 8.4.6 荷重分布図

図 8.4.7 受働土圧分布図

### 2) 鋼材先端周りのモーメントの算出と土水圧の低減

根入れ層の地盤反力として図 8.4.7 に示す受働土圧を算出し、土水圧と受働土圧の矢板先端周りのモーメントを比較した。モーメントの合計は土水圧が  $53(\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m})$  に対して、受働土圧は  $173(\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m})$  となり、受働土圧によるモーメントが鋼材に掛かる土水圧によるモーメントを上回ったため、低減は行わない。下回った場合は双方のモーメントが釣り合うように土水圧を低減させる。

### 3) 鋼材に発生する応力度

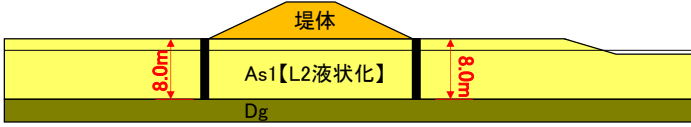
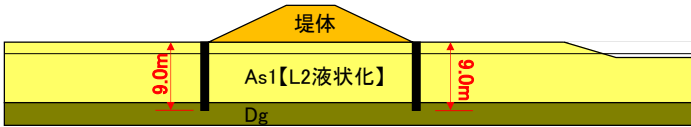
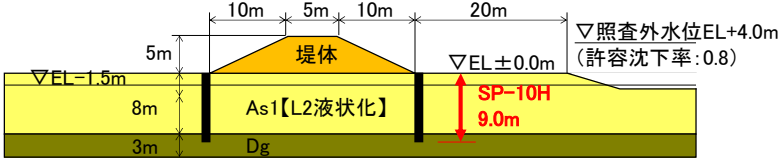
鋼材の設計計算結果より、対策工諸元設定用震度に対して鋼材に発生する応力度が許容応力度以内であることを照査した。応力度の照査結果を以下に示す。鋼矢板に発生する断面応力度は、許容応力度以内であった。

- ・最大曲げモーメント： $M_{\max} = 38.60(\text{kN}\cdot\text{m}/\text{m})$
- ・断面応力度： $\sigma_{\max} = M_{\max}/Z = 38.60 \times 10^6 / 713 \times 10^3$   
 $= 54(\text{N}/\text{mm}^2) < 270(\text{N}/\text{mm}^2)$

ここに、

Z：断面係数

表 8.4.9 対策工諸元設定の流れと決定諸元

設計ケース	概要図	内容
①対策工諸元の設計		
②耐震性能照査（変形解析）	<p>②- i</p>  <p>②- ii</p> 	<p>自重変形解析による L2 地震動照査を実施。 沈下後堤防高さ EL.3.97m &lt;照査外水位 EL.4.00m ⇒NG</p> <p>②- i 照査の結果、沈下後堤防高さが照査外水位を下回ったため、長さを変更し、再度耐震性能 L2 地震動照査を実施。</p>
③対策工諸元の設計によるチェック		<p>②で決定した対策工諸元で矢板を配置。 矢板の応力照査を実施。</p>

## 9章 計算例5：鋼材を用いた工法による対策（その5）

### 9.1. 設計手順

図 9.1.1 に鋼材を用いた工法の設計手順を示す。対策工の初期諸元は、弾性床土上の梁に土圧（漸増成分土圧、振動成分土圧）を作用させ、鋼材に発生する応力度が許容応力度以下となる型式とそれに応じた根入れ長を繰返し計算により設定する。この対策工を入れた断面においてレベル2地震動に対する耐震性能照査（有限要素法による自重変形解析）を実施する。このとき、所定の耐震性能を満足しない場合には、型式を上げる等により対策工諸元を見直し、所定の性能を満足する諸元を設定する。具体的には、鋼材の型式を上げる、もしくは、根入れ長を長くすることで最適諸元を求めることになるが、これらは現場条件や施工条件などを総合的に判断して設定することが必要である。

なお、対策工実施により堤防の浸透安全性が有意に低下しないことを照査し、浸透安全性が有意に低下する場合には、ドレーン工等の補助工法を検討したり、場合によっては対策工法を変更する必要がある。

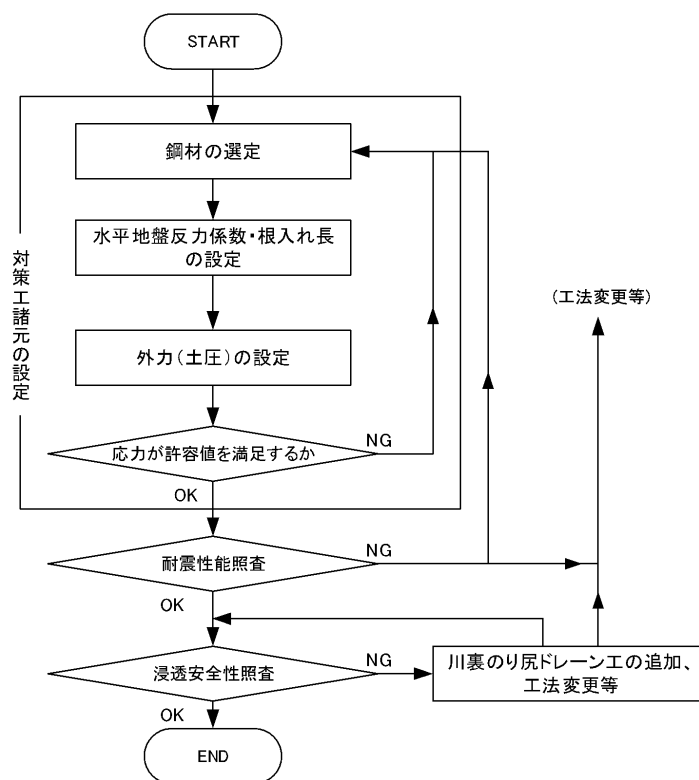


図 9.1.1 鋼材を用いた工法の設計手順

## 9.2. 設計条件

### 9.2.1. 地盤条件

#### (1) 基本諸元

図 9.2.1 に耐震性能照査の対象とする堤体および地盤構造を示す。表 9.2.1 には室内試験結果より設定した各層の地盤定数を示す。

[堤体構造]	堤体高	: 5.0m
	天端幅	: 5.0m
	のり面勾配	: 1 : 2.0
[水 位]	地下水位	: G.L.-1.5m (EL.-1.5m)
	外水位	: EL.+2.5m

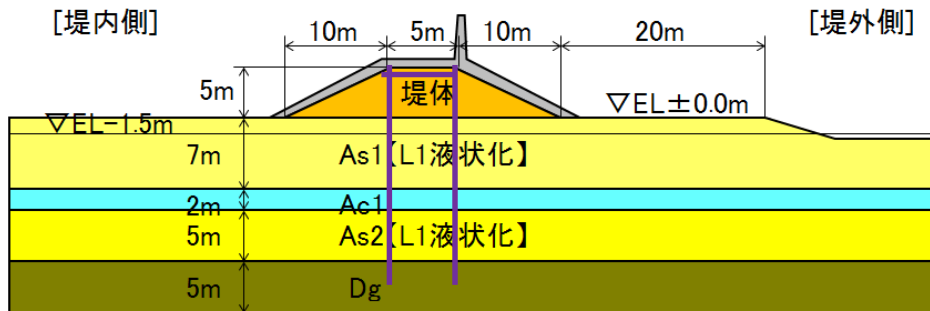


図 9.2.1 耐震性能照査対象とする堤体および地盤構造

表 9.2.1 地盤条件

土質区分	土層厚 (m)	層区分	深度(m)	N 値	土の単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	細粒分 含有率 Fc (%)	土の 粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )	土の内部 摩擦角 $\phi$ (°)	透水係数 k (m/sec)
盛土	5.0	砂質土	0.0 5.0	3.5	18.0	—	0	30	$1.0 \times 10^{-6}$
沖積砂質 土 As1	7.0	砂質土	5.0 12.0	3.5	18.0	—	0	30	$1.0 \times 10^{-5}$
沖積粘性 土 Ac1	2.0	粘性土	12.0 14.0	1.3	17.0	—	50		$1.0 \times 10^{-8}$
沖積砂質 土 As2	5.0	砂質土	14.0 19.0	10.6	18.0	—	0	30	$1.0 \times 10^{-5}$
洪積礫質 土 Dg	—	礫質土	19.0	40.0	18.0	—	—	35	$1.0 \times 10^{-4}$



## (2) 地盤種別の判定

指針に基づき地盤種別の判定を行う。表 9.2.2 に地盤種別の判定結果を示す。洪積礫質土層 Dg を耐震性能照査上の基盤面とし地盤の特性値  $T_G$  を算出すると、 $T_G = 0.42(\text{s})$  となるため、本地盤はⅡ種地盤と判定される。

表 9.2.2 耐震性能照査上の地盤種別の判定

層	$H_i$ (m)	$N_i$	土質	$V_{si}$ (m/s)	$\frac{H_i}{V_{si}}$
①	7.00	3.5	砂質土	121.464	0.057630
②	2.00	1.3	粘性土	109.139	0.018325
③	5.00	10.6	砂質土	175.735	0.028452
$\Sigma (H_i/V_{si}) =$					0.104407

$$T_G = 4 \times 0.104407 = 0.418 \text{ sec}$$

### 9.2.2. 入力地震動条件

入力地震動は、指針に基づき以下のように設定する。

#### 1) 対策工諸元設定用震度

$$k_h = C_Z \times k_{G0}$$

$k_h$  : 対策工諸元設定用水平震度 (0.15)

$k_{G0}$  : 地盤種別に応じた標準水平震度 (Ⅱ種地盤 : 0.15)

$C_Z$  : 地域別補正係数 (地域区分 A2 : 1.0)

#### 2) レベル 2 地震動

$$k_{hGL} = C_Z \times k_{hGL0}$$

$k_{hGL}$  : 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度  
(レベル 2-1 地震動 : 0.45、レベル 2-2 地震動 0.70)

$k_{hGL0}$  : 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度の標準値  
(Ⅱ種地盤、レベル 2-1 地震動 : 0.45、レベル 2-2 地震動 0.70)

$C_Z$  : 地域別補正係数 (地域区分 A2 : 1.0)

表 9.2.3 入力地震動

地震動		地盤種別	$k_{G0}$ $k_{hgL0}$	地域区分	$C_z$	$k_h$ $k_{hgL}$
対策工諸元設定用震度		Ⅱ種	0.15	A2	1.0	<b>0.15</b>
レベル2地震動	L2-1		0.45			<b>0.45</b>
	L2-2		0.70			<b>0.70</b>

### 9.2.3. 液状化判定

指針に基づき液状化判定を実施する（ここでは計算過程を省略する）。表 9.2.3 に対策工諸元設定用震度、図 9.4.1 にレベル 2-1、2-2 地震動に対する FL 値を示す。

### 9.2.4. 照査基準

レベル 2 地震動に対して、地震後の堤防高さが以下の外水位を下回らないこと照査する。

照査外水位 : EL.+2.5m

### 9.2.5. 対策工諸元設定上の制約条件

図 9.2.2 に対策工諸元設定上の制約条件を示す。図に示すように、対策工は、堤防のり肩に実施することを条件として諸元を設定する。

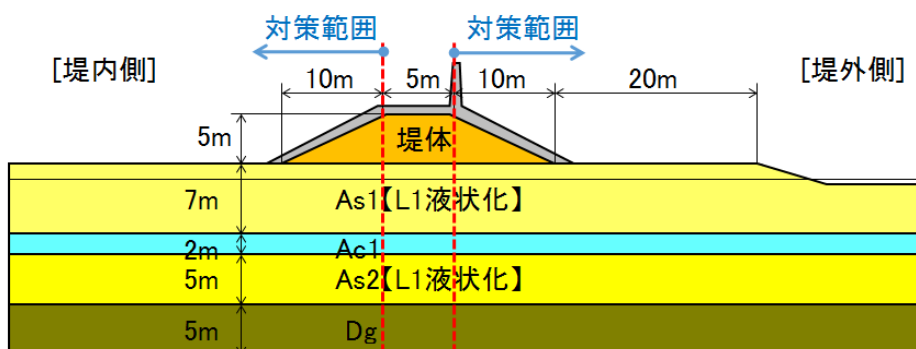


図 9.2.2 対策工諸元設定上の制約条件

### 9.3. 現況の照査

現況堤防のレベル2地震動に対する耐震性能照査は、有限要素法による自重変形解析（静的照査法）により実施する。

#### (1) 解析モデル

図 9.3.1 に解析モデルおよび設定パラメータを示す。また、解析上の地下水位および解析モデルの境界条件は以下の通り設定する。

[地下水位]

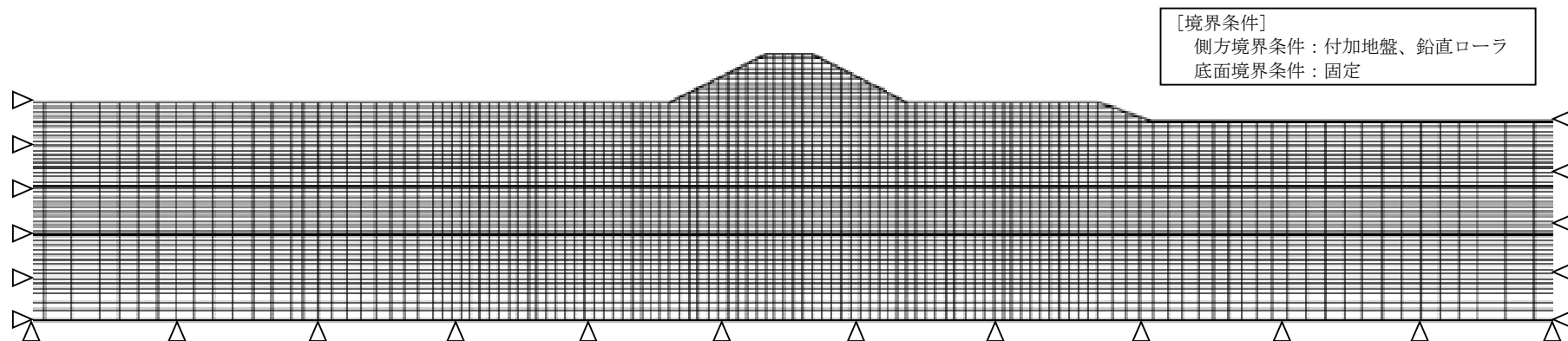
先に示した地下水位から一律 0.5m 上側に設定することとし、EL.-1.0m とする。

[境界条件]

側方境界 : 付加地盤および鉛直ローラ (X 固定)

底面境界 : 固定 (X、Y 固定)

メッシュ図



設定パラメータ

土層区分	変形特性	非線形タイプ	N値	土の単位 体積重量 $\gamma$ ( $\text{kN/m}^3$ )	土の粘着力 $c$ ( $\text{kN/m}^2$ )	土の 内部摩擦角 $\phi$ ( $^\circ$ )	透水係数 $k$ ( $\text{m/sec}$ )	繰返し 三軸強度比 RL	せん断剛性 $G$ ( $\text{kN/m}^2$ )	ポアソン比 $\nu$	相対密度 $D_r$	ダイレイ タンシー角 $\phi$ ( $^\circ$ )	引張強度 $q_t$ ( $\text{kN/m}^2$ )	初期水平 土圧係数 $K$
盛土	連成要素	MC/DP 弾塑性モデル	3.5	18.0	0	30	$1.0 \times 10^{-6}$	-	5,000	0.333	-	10.0	0	0.5
沖積砂質土 As1	液状化要素	MC/DP 弾塑性モデル	3.5	18.0	0	30	$1.0 \times 10^{-5}$	0.250	5,000	0.333	40	10.0	0	0.5
沖積粘性土 Ac1	連成要素	MC/DP 弾塑性モデル	1.3	17.0	50	0	$1.0 \times 10^{-8}$	-	2,000	0.333	-	0.0	0	0.5
沖積砂質土 As2	液状化要素	MC/DP 弾塑性モデル	10.6	18.0	0	30	$1.0 \times 10^{-5}$	0.250	10,000	0.333	50	10.0	0	0.5
洪積礫質土 Dg	連成要素	線形弾性	40.0	18.0	-	35	$1.0 \times 10^{-4}$	-	50,000	0.333	-	-	0	0.5

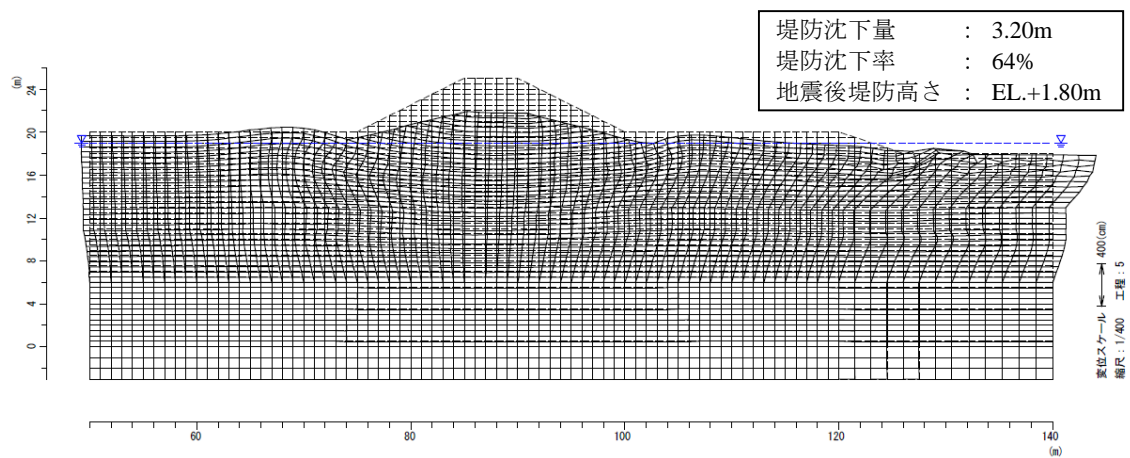
図 9.3.1 解析モデル

(2) 耐震性能照査結果

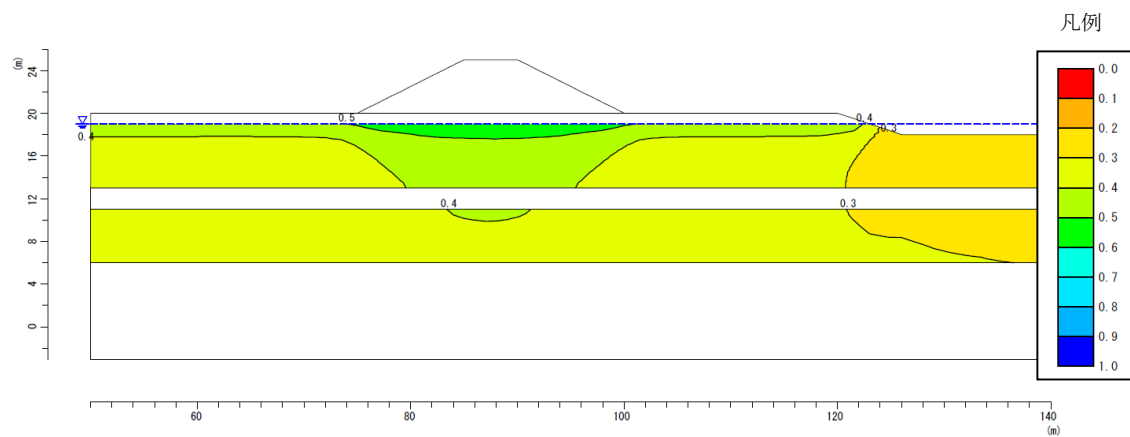
図 9.3.2、図 9.3.3 に現況堤防のレベル 2 地震動に対する耐震性能照査結果を示す。これより、レベル 2-1 地震動およびレベル 2-2 地震動ともに、地震後の堤防高さが照査外水位を下回るため、対策工の検討が必要となる。

[照査結果]

- レベル 2-1 地震動 : (地震後堤防高さ)EL.+1.80m < (照査外水位)EL.+2.50m (NG)
- レベル 2-2 地震動 : (地震後堤防高さ)EL.+1.66m < (照査外水位)EL.+2.50m (NG)

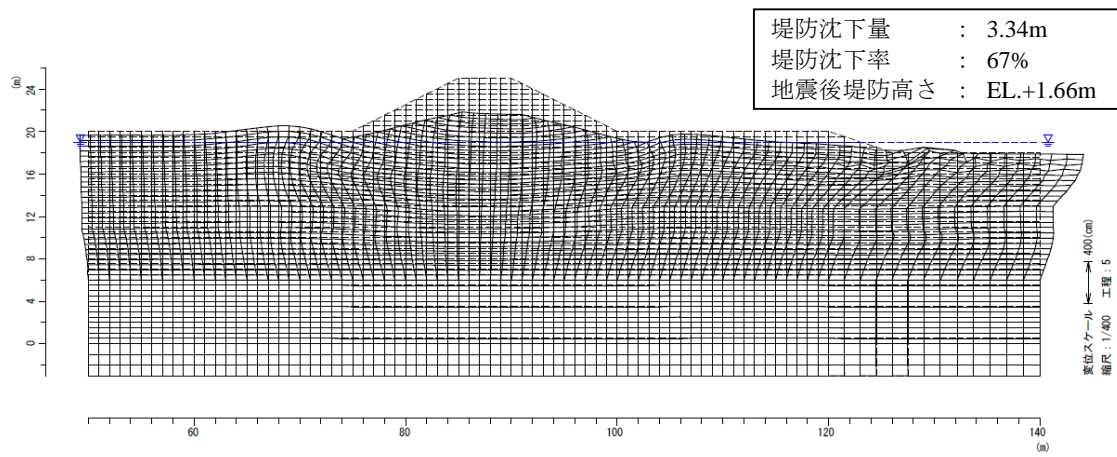


(a) 変形図

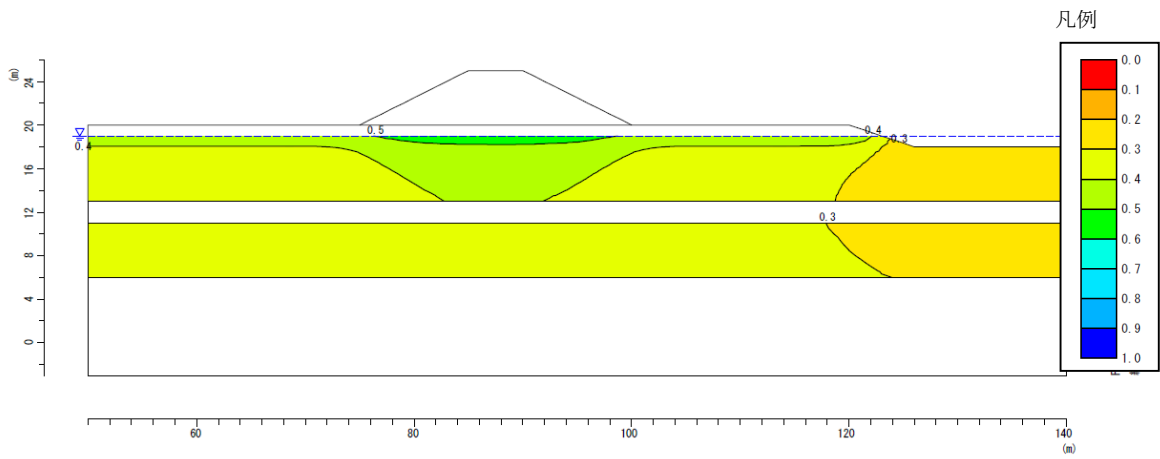


(b) 液状化に対する抵抗率  $F_L$  分布

図 9.3.2 レベル 2-1 地震動に対する照査結果



(a) 変形図



(b) 液状化に対する抵抗率  $F_1$  分布

図 9.3.3 レベル 2-2 地震動に対する照査結果

## 9.4. 対策後の照査

### 9.4.1. 対策工諸元の設定

#### (1) 照査項目

鋼矢板二重式仮締切設計マニュアルに準拠して照査を行う。照査は、地震時・液状化時における、以下の項目に対して行った。本マニュアルでは、液状化時における②部材断面力（曲げ応力）の照査を中心に記載する。

##### ①二重式仮締切構造全体の安定照査

（壁体のせん断変形破壊・壁体の滑動・基礎地盤の支持力）

##### ②堤内鋼矢板の部材照査

（部材断面力）

#### (2) 鋼材断面の仮定

使用する鋼材は、盛土の形状、液状化層の厚さ、液状化抵抗、地下水面、施工環境などを考慮して選定する。ここでは、従来のU形鋼矢板のうち、SP-VLを用いることとする。鋼材仕様および断面諸元を表 9.4.1に示す。

表 9.4.1 断面諸元

型式	SP-VL
材質	SYW390
許容応力度	353 N/mm <sup>2</sup>
腐食代	片面 1mm、両面 2mm
継手効率	断面二次モーメントに関する 継手効率は 0.8
断面二次モーメント（壁幅 1m 当り）	63,000cm <sup>4</sup> /m（腐食代なし）※
	57,330cm <sup>4</sup> /m（腐食代考慮）
断面係数（壁幅 1m 当り）	2,867cm <sup>3</sup> /m（腐食代考慮）

※出典「鋼管杭・鋼矢板技術協会：鋼矢板 設計から施工まで, 2014. 10, P7.」

### (3) 水平方向地盤反力係数の算定

根入れ層となる、液状化層より下方に位置する非液状化層の地盤反力係数は、下式により算定する。

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

$$k_{H0} = (1/0.3) \alpha \cdot E_0$$

ここに、

$k_H$  : 水平方向の地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

$k_{H0}$  : 直径0.30mの剛体円板による水平載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数 (kN/m<sup>3</sup>)

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

$E_0$  : 設計の対象とする位置での地盤の変形係数 (kN/m<sup>2</sup>)

$\alpha$  : 地盤反力係数の推定に用いる係数

As1層(液状化層)のN値を3.5、As2層(液状化層)のN値を10.6として、 $E_0 = 2800\text{N}$  ( $\alpha = 2$ )より算定した結果を表 9.4.2に示す。

表 9.4.2 根入れ層の水平方向地盤反力係数

	N 値	$k_{H0}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$k_H$ (kN/m <sup>3</sup> )
As1 層 (液状化層)	3.5	65,333	4,710
As2 層 (液状化層)	10.6	197,867	14,263

### (4) 根入れ長の算定

鋼矢板二重式仮締切設計マニュアルでは、鋼矢板の必要根入れ長は「非液状化層に1m以上」とされていることから、ここではDg層(非液状化層)へ2m根入れすると仮定する。これに対し常時・地震時・液状化時に対する安定計算(せん断変形破壊・滑動・支持力)の照査を行い、所定の安全率を確認したことから、鋼矢板の根入れ長は2m(全長21m)とする。



(5) 検討断面の仮定

対策断面を図 9.4.1 に示す。鋼材は二重鋼矢板構造とし、のり肩に設置する。

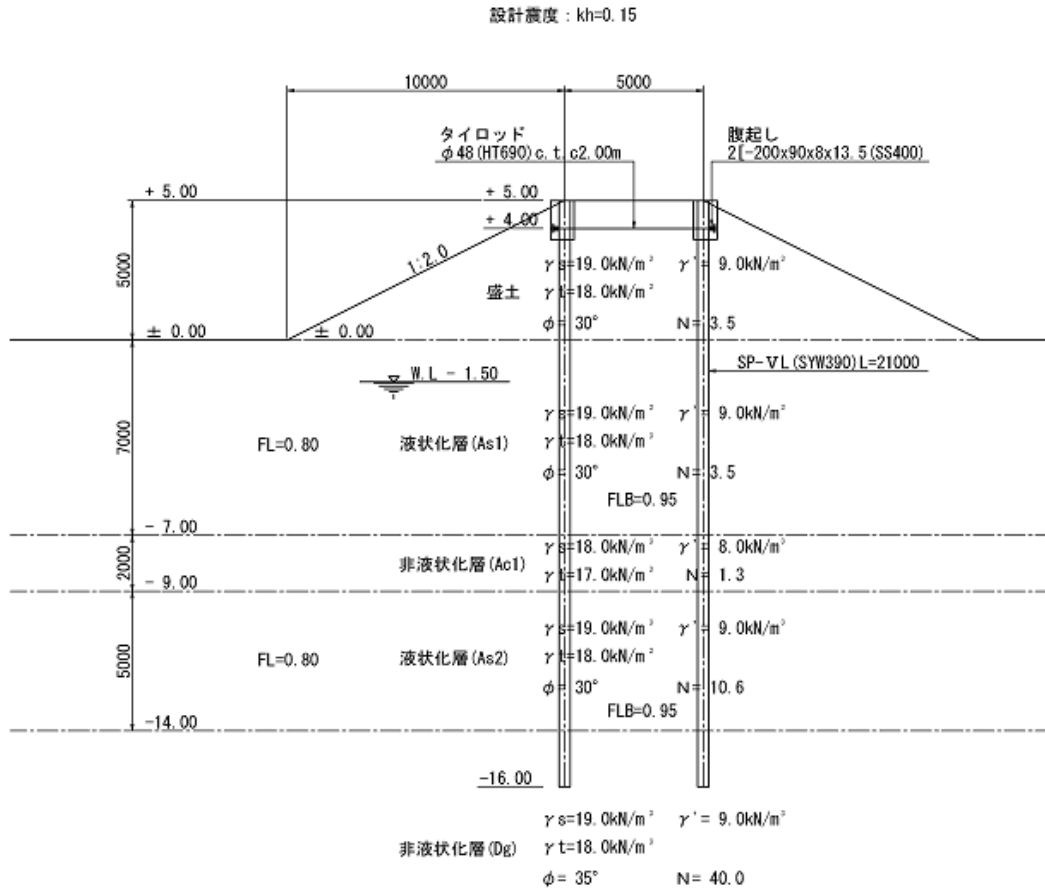


図 9.4.1 対策断面

## (6) 作用荷重の算定

鋼矢板への作用荷重は、周辺地盤から鋼材に作用する土圧である。ここでは液状化時における堤内側矢板に作用する荷重に関する算定方法を記載する。

矢板の断面力は、以下①②による計算結果を足し合わせることで求める。

### ①液状化層の土圧による応力の計算（基本ケース1）

矢板の引張材取付位置を支点（ピンローラ）とし、これと根入れ部（堤内区間の地盤条件）の弾性地盤バネ（地震時扱い）で支持される梁とする。この弾性バネモデルに、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を荷重として載荷する。

### ②中詰土の主働土圧による応力の計算（基本ケース2）

矢板を根入れ部（堤内区間の地盤条件）の弾性地盤バネ（地震時扱い）で支持される片持ち梁とする。この弾性バネモデルに、中詰土部分に地震時主働土圧と静止土圧の差を荷重として載荷する。

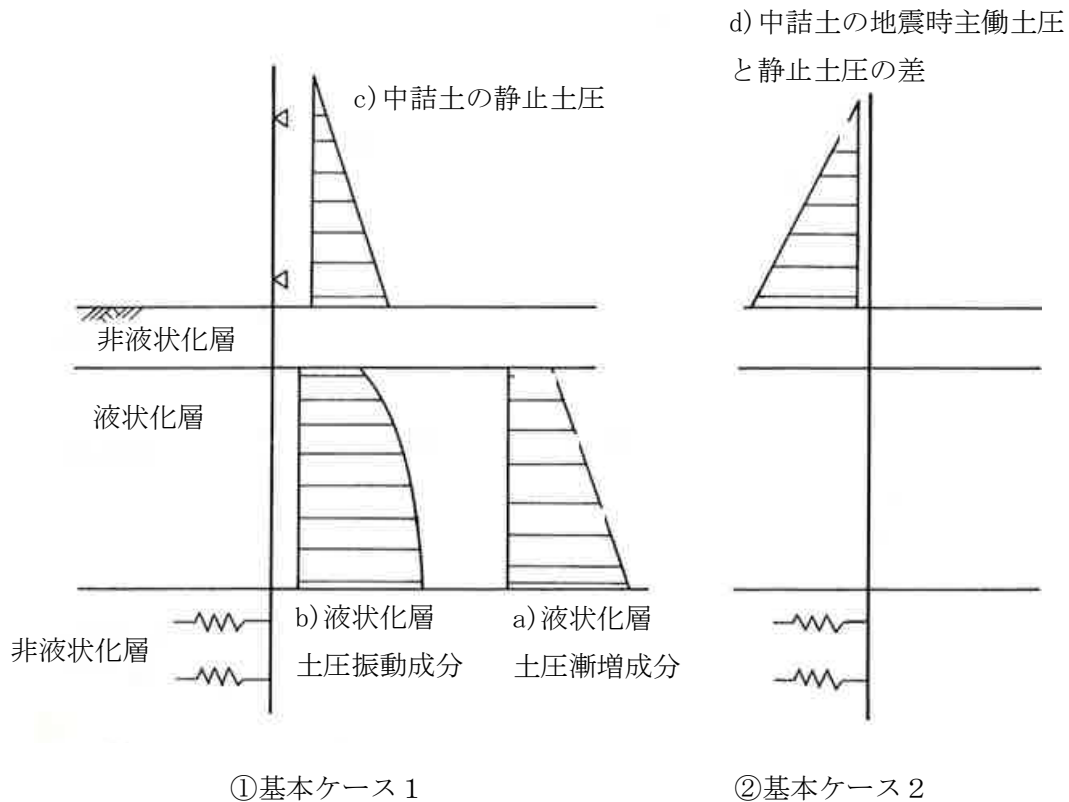


図 9.4.2 設計モデル（鋼矢板二重式仮締切設計マニュアルより）

①液状化層の土圧による応力の計算（基本ケース1）

1)液状化層の土圧漸増成分

堤体区間の現地盤面以深の締切内側（背面側）と外側（前面側）がともに液状化層の区間に、土圧漸増成分（ $Ps$ ）を背面側から前面側へ載荷する。なお、内側と外側の差がマイナスの区間はゼロとする。上載圧は、水より上は湿潤重量、下は飽和重量を用いる。

$$Ps = \beta I \cdot qz - \gamma t \cdot z$$

$\beta I$  : 低減係数で、鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル(p.96 図14)による

$qz$  : 締切内側で、設置地盤面から  $z$  の深さの全上載圧（中詰土考慮）（ $\text{kN/m}^2$ ）

表 9.4.3 液状化層の土圧漸増成分

No	深度 (m)	背面側土圧 ( $\text{kN/m}^2$ )	前面側土被り圧 ( $\text{kN/m}^2$ )	漸増成分 $Ps$ ( $\text{kN/m}^2$ )
1	-1.5	76.05	27.00	49.05
	-7.0	143.97	131.50	12.47
2	-9.0	167.38	167.50	0
	-14.0	229.13	262.50	0

2) 液状化層の土圧振動成分

堤体区間の現地盤面以深の締切内側（背面側）が液状化層の区間に、土圧振動成分（ $P_d$ ）を背面側から前面側へ載荷する。振動成分は下式により算出する。

$$P_d = \beta_2 \times P_{d \max}$$

$$P_{d \max} = ks \times \sqrt{\sum \gamma \cdot hd} \times \sqrt{\gamma z}$$

ここに、

$$\sum \gamma \cdot hd = 262.50 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

(G.L.-14.000(m)の  $\Sigma \gamma \cdot z$  参照)

$hd$  は、堤外側矢板先端までの一番下の液状化層下面までの区間とする。有効上載圧は現地盤面より下の土層を対象とし、水より上は湿潤重量、下は飽和重量を用いる。

$ks$  : 液状化用設計震度 (0.15)

$z$  : 現地盤面から計算点までの深さ

$\beta_2$  は矢板の相対剛性より下式により求める。

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

$$\rho = \frac{E \times Za}{\gamma_{sat} \times hlq}$$

ここに、

$hlq$  : 液状化層厚（入力の地層データより）(m)

$\gamma_{sat}$  : 土の飽和重量 (kN/m<sup>3</sup>)

$E$  : 壁体のヤング係数  $2.00 \times 10^8$  kN/m<sup>2</sup>

$Za$  : 壁体の断面係数（有効率無視）  $2,867 \times 10^{-6}$  m<sup>3</sup>/m

表 9.4.4 液状化層の土圧振動成分

No	深度 (m)	土層分類	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	有効 上載圧 $\Sigma \gamma \cdot z$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_{dmax}$ (kN/m <sup>2</sup> )	壁体の 相対剛性 $\rho$	振動成分 低減係数 $\beta^2$	$P_d = \beta^2 \times P_{dmax}$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0	非液状化	1.5	18	-	-	-	-	-
	-1.5				-	-	-	-	-
2	-1.5	液状化 (7.000)	0.5	19	27.00	12.63	199.30	0.5198	6.56
	-2				36.50	14.68			7.63
3	-2	液状化 (7.000)	0.5	19	36.50	14.68	199.30	0.5198	7.63
	-2.5				46.00	16.48			8.57
4	-2.5	液状化 (7.000)	0.5	19	46.00	16.48	199.30	0.5198	8.57
	-3				55.50	18.11			9.41
5	-3	液状化 (7.000)	0.5	19	55.50	18.11	199.30	0.5198	9.41
	-3.5				65.00	19.59			10.18
6	-3.5	液状化 (7.000)	0.5	19	65.00	19.59	199.30	0.5198	10.18
	-4				74.50	20.98			10.90
7	-4	液状化 (7.000)	0.5	19	74.50	20.98	199.30	0.5198	10.90
	-4.5				84.00	22.27			11.58
8	-4.5	液状化 (7.000)	0.5	19	84.00	22.27	199.30	0.5198	11.58
	-5				93.50	23.50			12.22
9	-5	液状化 (7.000)	0.5	19	93.50	23.50	199.30	0.5198	12.22
	-5.5				103.0	24.66			12.82
10	-5.5	液状化 (7.000)	0.5	19	103.0	24.66	199.30	0.5198	12.82
	-6				112.5	25.78			13.40
11	-6	液状化 (7.000)	0.5	19	112.5	25.78	199.30	0.5198	13.40
	-6.5				122.0	26.84			13.95
12	-6.5	液状化 (7.000)	0.5	19	122.0	26.84	199.30	0.5198	13.95
	-7				131.5	27.87			14.49
13	-7	非液状化	2	18	-	-	-	-	
	-9				-	-	-		
14	-9	液状化 (5.000)	0.5	19	167.5	31.45	265.26	0.5695	17.91
	-9.5				177.0	32.33			18.41
15	-9.5	液状化 (5.000)	0.5	19	177.0	32.33	265.26	0.5695	18.41
	-10				186.5	33.19			18.90

No	深度 (m)	土層分類	層厚 h (m)	土の単位 体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	有効 上載圧 $\Sigma \gamma \cdot z$ (kN/m <sup>2</sup> )	$P_{dmax}$ (kN/m <sup>2</sup> )	壁体の 相対剛性 $\rho$	振動成分 低減係数 $\beta 2$	$P_d =$ $\beta 2 \times P_{dmax}$ (kN/m <sup>2</sup> )
16	-10	液状化 (5.000)	0.5	19	186.5	33.19	265.26	0.5695	18.90
	-10.5				196.0	34.02			19.38
17	-10.5	液状化 (5.000)	0.5	19	196.0	34.02	265.26	0.5695	19.38
	-11				205.5	34.84			19.84
18	-11	液状化 (5.000)	0.5	19	205.5	34.84	265.26	0.5695	19.84
	-11.5				215.0	35.63			20.29
19	-11.5	液状化 (5.000)	0.5	19	215.0	35.63	265.26	0.5695	20.29
	-12				224.5	36.41			20.74
20	-12	液状化 (5.000)	0.5	19	224.5	36.41	265.26	0.5695	20.74
	-12.5				234.0	37.18			21.17
21	-12.5	液状化 (5.000)	0.5	19	234.0	37.18	265.26	0.5695	21.17
	-13				243.5	37.92			21.60
22	-13	液状化 (5.000)	0.5	19	243.5	37.92	265.26	0.5695	21.60
	-13.5				253.0	38.66			22.01
23	-13.5	液状化 (5.000)	0.5	19	253.0	38.66	265.26	0.5695	22.01
	-14				262.5	39.38			22.42
24	-14	非液状化	2	19	-	-	-	-	-
	-16				-	-			-

3) 中詰め土の静止土圧

表 9.4.5 中詰め土の静止土圧

No	深度 (m)	層厚 h (m)	土の単位 体積単重 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	有効 上載圧 $\Sigma rh+q$ (kN/m <sup>2</sup> )	土圧 係数 Ko	静止 土圧強度 po (kN/m <sup>2</sup> )
1	5	1	18	0	0.5	0
	4			18		9
2	4	4	18	18	0.5	9
	0			90		45

②中詰土の主働土圧による応力の計算条件（基本ケース2）

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、下式から求めるものとする。上載圧は、水より上は湿潤重量、下は飽和重量を用いる。

$$p_l = p_{AE} - p_{KO}$$

ここに、

$p_l$  : 中詰土の土圧

$p_{AE}$  : 地震時主働土圧で、設計震度は液状化時用 ( $k_s = 0.15$ ) とする。

$p_{KO}$  : 静止土圧で、係数は（砂質土： $1 - \sin \phi$ 、粘性土：0.50）とする。

表 9.4.6 中詰土の主働土圧

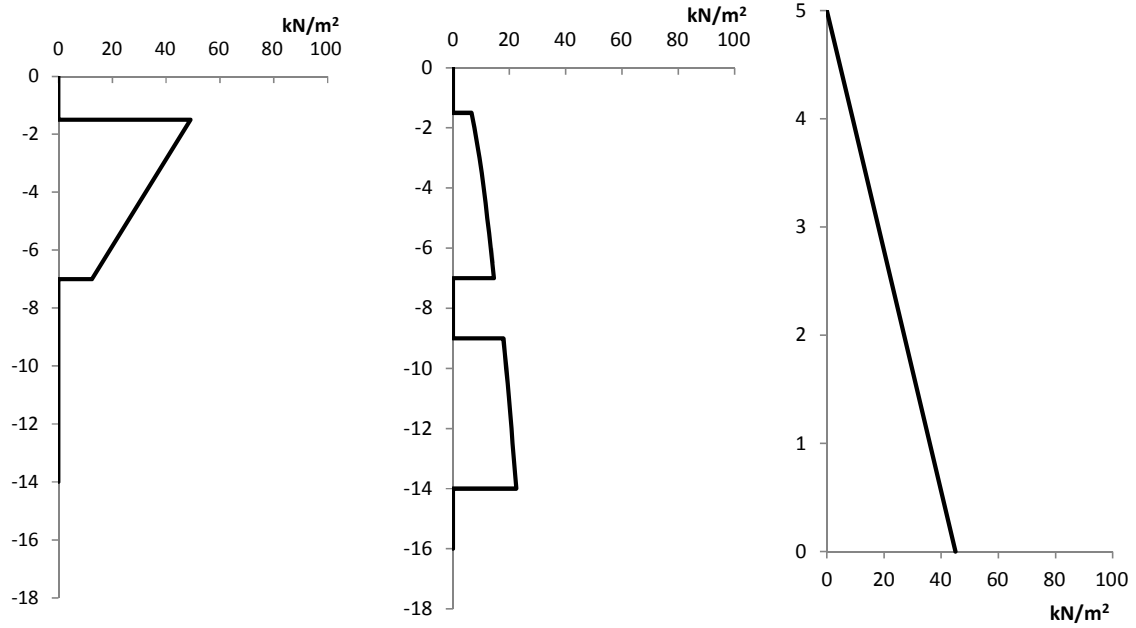
No	深度 (m)	主働土圧強度 $p_{AE}$ (kN/m <sup>2</sup> )	静止土圧強度 $p_{KO}$ (kN/m <sup>2</sup> )	中詰土の土圧 $p_l$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	5	0	0	0
	4	7.79	9	-1.21
2	4	7.79	9	-1.21
	0	38.96	45	-6.04

(7) 設計計算モデル

基本ケース 1 と 2 の設計計算モデル（荷重分布図）を図 9.4.3 に示す。

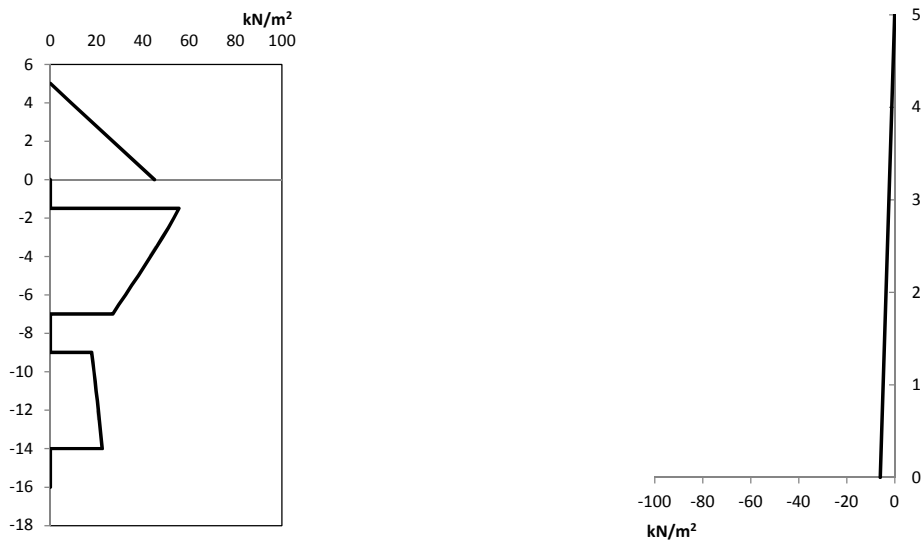
図 9.4.3 設計計算モデル（荷重分布図）

漸増荷重（基本ケース 1）      振動荷重（基本ケース 1）      中詰土荷重（基本ケース 1）



合計荷重（基本ケース 1）

中詰土荷重＝合計荷重（基本ケース 2）





## (8) 計算結果および計算結果の照査

鋼材の設計計算結果より、対策工諸元設定用震度に対して、鋼材に発生する応力度が許容応力度以内であることを照査する。

計算結果および応力度の照査結果を以下に示す。鋼矢板やタイロッドに発生する断面応力度は、許容応力度以内である。曲げモーメント図を図 9.4.4 に示す。以上の結果から対策工は鋼矢板（VL型，SYW390）、タイロッド（φ46mm，高張力鋼 690）と仮設定し、次頁以降の耐震性能照査を行う。

鋼矢板（VL型）

- ・最大曲げモーメント:  $M_{\max} = 951.37 \text{ (kN} \cdot \text{m/m)}$
- ・断面応力度 :  $\sigma_{\max} = M_{\max}/Z = 951.37 \times 10^6 / 2867 \times 10^3$   
 $= 332 \text{ (N/mm}^2) < 353 \text{ (N/mm}^2)$

タイロッド（φ46mm，高張力鋼 690）

- ・引張応力度 :  $\sigma = 250 \text{ (N/mm}^2) < 264 \text{ (N/mm}^2)$

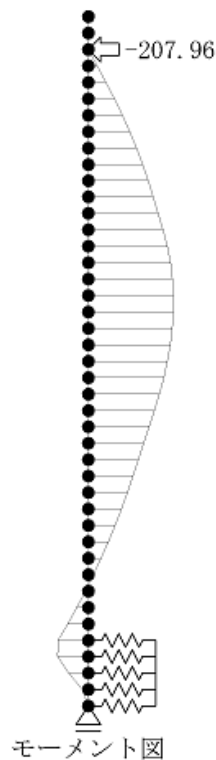


図 9.4.4 曲げモーメント図（SP-VL）

## 9.4.2. 耐震性能照査

9.4.1. によって設定した対策工を施した堤防のレベル2地震動に対する耐震性能について有限要素法による自重変形解析により照査を行う。耐震性能を満足しない場合には、対策工諸元を見直し、再度照査を行い、耐震性能を満たす対策工諸元を決定する。

### (1) 対策工諸元

鋼矢板は弾性梁要素でモデル化した。なお、鋼矢板～地盤間にジョイント要素は使用していない。鋼矢板の長さや弾性係数、断面二次モーメント等を鋼矢板諸元から設定した。物性値を表 9.4.7 に示す。

表 9.4.7 鋼矢板をモデル化した梁要素の物性値

矢板型式	矢板長	単位体積重量	弾性係数	ポアソン比	断面積	断面二次モーメント
	m	kN/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>		cm <sup>2</sup> /m	cm <sup>4</sup> /m
SP-VL	21	77	2.0×10 <sup>8</sup>	0.3	243.52	57,330

\*腐食代考慮

### (2) 解析対象断面

解析結果を表 9.4.8 に示す。また検討の流れを表 9.4.9 に示す。レベル 2-1 地震動およびレベル 2-2 地震動において、地震後の堤防高さが耐震性能の照査において考慮する外水位を上回っており、耐震性能を満足すると判定される。

表 9.4.8 解析結果

②-1 耐震性能照査結果（諸元設定用震度により設定した対策工）【レベル 2-1 地震動】											
変形図	<table border="1"> <tr><td>堤防天端沈下量</td></tr> <tr><td>0.0m（矢板） 0.04m（地盤）</td></tr> <tr><td>沈下後の堤防高さ</td></tr> <tr><td>EL. +4.96m</td></tr> <tr><td>照査外水位</td></tr> <tr><td>EL. +2.5m</td></tr> <tr><td>判定</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>備考</td></tr> <tr><td>鋼矢板：SP-VL 鋼矢板長：21.0 m 根入れ長：2.0 m</td></tr> </table>	堤防天端沈下量	0.0m（矢板） 0.04m（地盤）	沈下後の堤防高さ	EL. +4.96m	照査外水位	EL. +2.5m	判定	OK	備考	鋼矢板：SP-VL 鋼矢板長：21.0 m 根入れ長：2.0 m
堤防天端沈下量											
0.0m（矢板） 0.04m（地盤）											
沈下後の堤防高さ											
EL. +4.96m											
照査外水位											
EL. +2.5m											
判定											
OK											
備考											
鋼矢板：SP-VL 鋼矢板長：21.0 m 根入れ長：2.0 m											
$F_L$ 分布図	<table border="1"> <tr><td>堤防天端沈下量</td></tr> <tr><td>0.0m（矢板） 0.06m（地盤）</td></tr> <tr><td>沈下後の堤防高さ</td></tr> <tr><td>EL. +4.94m</td></tr> <tr><td>照査外水位</td></tr> <tr><td>EL. +2.5m</td></tr> <tr><td>判定</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>備考</td></tr> <tr><td>鋼矢板：SP-VL 鋼矢板長：21.0 m 根入れ長：2.0 m</td></tr> </table>	堤防天端沈下量	0.0m（矢板） 0.06m（地盤）	沈下後の堤防高さ	EL. +4.94m	照査外水位	EL. +2.5m	判定	OK	備考	鋼矢板：SP-VL 鋼矢板長：21.0 m 根入れ長：2.0 m
堤防天端沈下量											
0.0m（矢板） 0.06m（地盤）											
沈下後の堤防高さ											
EL. +4.94m											
照査外水位											
EL. +2.5m											
判定											
OK											
備考											
鋼矢板：SP-VL 鋼矢板長：21.0 m 根入れ長：2.0 m											
②-2 耐震性能照査結果（諸元設定用震度により設定した対策工）【レベル 2-2 地震動】											
変形図	<table border="1"> <tr><td>堤防天端沈下量</td></tr> <tr><td>0.0m（矢板） 0.06m（地盤）</td></tr> <tr><td>沈下後の堤防高さ</td></tr> <tr><td>EL. +4.94m</td></tr> <tr><td>照査外水位</td></tr> <tr><td>EL. +2.5m</td></tr> <tr><td>判定</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>備考</td></tr> <tr><td>鋼矢板：SP-VL 鋼矢板長：21.0 m 根入れ長：2.0 m</td></tr> </table>	堤防天端沈下量	0.0m（矢板） 0.06m（地盤）	沈下後の堤防高さ	EL. +4.94m	照査外水位	EL. +2.5m	判定	OK	備考	鋼矢板：SP-VL 鋼矢板長：21.0 m 根入れ長：2.0 m
堤防天端沈下量											
0.0m（矢板） 0.06m（地盤）											
沈下後の堤防高さ											
EL. +4.94m											
照査外水位											
EL. +2.5m											
判定											
OK											
備考											
鋼矢板：SP-VL 鋼矢板長：21.0 m 根入れ長：2.0 m											
$F_L$ 分布図	<table border="1"> <tr><td>堤防天端沈下量</td></tr> <tr><td>0.0m（矢板） 0.06m（地盤）</td></tr> <tr><td>沈下後の堤防高さ</td></tr> <tr><td>EL. +4.94m</td></tr> <tr><td>照査外水位</td></tr> <tr><td>EL. +2.5m</td></tr> <tr><td>判定</td></tr> <tr><td>OK</td></tr> <tr><td>備考</td></tr> <tr><td>鋼矢板：SP-VL 鋼矢板長：21.0 m 根入れ長：2.0 m</td></tr> </table>	堤防天端沈下量	0.0m（矢板） 0.06m（地盤）	沈下後の堤防高さ	EL. +4.94m	照査外水位	EL. +2.5m	判定	OK	備考	鋼矢板：SP-VL 鋼矢板長：21.0 m 根入れ長：2.0 m
堤防天端沈下量											
0.0m（矢板） 0.06m（地盤）											
沈下後の堤防高さ											
EL. +4.94m											
照査外水位											
EL. +2.5m											
判定											
OK											
備考											
鋼矢板：SP-VL 鋼矢板長：21.0 m 根入れ長：2.0 m											

表 9.4.9 対策工諸元設定の流れと決定諸元

設計ケース	概要図	内容
①対策工諸元の設計		設計計算によって対策規模を決定
②耐震性能照査(変形解析)		<p>①で設計した対策規模を有限要素解析モデル化し、自重変形解析によるL2地震動照査を実施。</p> <p>沈下後堤防高さ E.L.4.94m      &gt;照査外水位 E.L.2.5m      →OK</p>
③対策工諸元の設計によるチェック		

**Q 1. レベル1地震動に対する設計手法は従来手法と異なるのか？**

- A レベル1地震動に対する設計は、手引きでは「対策工諸元の設定」と呼ばれていますが、鋼材を用いた液状化対策については、従来手法と変わりありません。

**Q 2. 沈下量が多い場合の対応として浮力の効果を考慮するバネモデルがあると聞いたが？**

- A 今回の改良版 ALID から、浮力を考慮できるバネモデルが導入されています。既往の地震被害によると堤防の沈下量は75%以下 ( $S \leq 0.75H$  (H: 堤防高)) となっていますが、これは、堤体が液状化層にめり込み、浮力が作用するためと考えられます。しかし、解析上はそれ以上の沈下量が出るケースがあるため、その際は浮力の効果を疑似的に考慮する仮想バネを用います。設定方法・配置など解析モデル化の詳細については、土木研究所までお問い合わせ下さい。

**Q 3. 耐震照査解析時に矢板と地盤の間のジョイント要素はどう設定すれば良いか？**

- A 手引きでは、「有限要素法を用いた自重変形解析では、ジョイント要素を省略してもよい。ジョイント要素の有無による沈下量の差も小さく、変形モードもジョイント要素を入れた方が必ずしも適切とは限らない。」とあり、本技術資料でも、対策工回りのジョイント要素は設定しないものとしています。

**Q 4. レベル2地震動に対する耐震解析時には矢板応力の照査は実施しないか？**

- A 手引きでは、「対策工に作用する応力の検討は、別途、対策工諸元設定の中で行うため、耐震性能の照査の中で、対策工に作用する応力の検討を行う必要はない。耐震性能の照査では、地震後の堤防高が照査外水位を下回らないことのみを照査すればよい。」とあり、レベル2地震動に対する変形解析時の応力照査は不要としています。

**Q 5. レベル1地震動に対する液状化判定では液状化層が存在しない ( $FL > 1.3$ ) も、レベル2地震動に対する液状化判定では液状化層と判定される層が存在した。従来設計では無対策であったため、レベル2地震動に対する耐震照査を実施する際、鋼材諸元の初期値をどう考えれば良いか？**

- A まず、レベル2地震時の耐震性能を満足する鋼材と根入れ長の組合せを設定します。次に、レベル2地震動に対する液状化に対する抵抗率  $FL$  を使って、液状化層／準液状化層／非液状化層を区分し、対策工諸元設定用震度を用いて、設定した鋼材に発生する応力度が許容応力度以内であることを照査します（8章 計算例4を参照）。

**Q 6. 矢板打設位置の設定はどう考えるか？**

- A 手引きにおいて、鋼材を用いた対策工法の諸元設定では、鋼矢板の施工位置は「のり尻付近の基礎地盤を基本」とされています。

液状化対策における矢板打設位置は、堤防のり尻から外側に実施することが多いですが、上記の記述も踏まえて、施工上許容されるならば、なるべくのり尻よりも内側に実施する方が、堤防の沈下抑制効果としてはより期待できます。

なお、締固め工法や固結工法ではのり面中央（のり中）から外側に実施することが行われていますが、仮に鋼矢板工法でもこの位置を打設位置とすると、上記の沈下抑制効果とともに、矢板打設位置をのり尻としたときよりも鋼矢板の根入れ長を低減できる効果も期待できます。

さらに、特殊堤などにおいて、沈下抑制効果を最大限に発揮させたい場合は、9章 計算例5に示した芯壁堤のような、のり肩に矢板を打設する構造も推奨されます。

**Q 7. 本技術資料を作成する上で参考とした文献は？**

A 下記文献を参考としました。

- ・国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針・解説－Ⅱ.堤防編－，2016.
- ・土木研究所：河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル（案），1997，1998.（部分改定）
- ・土木研究所：河川堤防の液状化対策の手引き，2016.
- ・土木研究所：河川堤防の液状化対策の手引き（設計計算例），2017.
- ・国土技術研究センター：鋼矢板二重式仮締切設計マニュアル，2001.
- ・鋼管杭協会：鋼矢板芯壁堤 鋼矢板による河川堤防補強工法 設計の手引き（案），2002.

**Q 8. ALID解析の精度は？**

A 既往の被災事例と ALID 解析結果との比較検討を実施した論文が示されていますので、巻末に参考資料としてとりまとめました。





## 【ALID 解析の参考資料】

- I. 遠心模型実験による鳴瀬川堤防の地震被害の再現と破壊メカニズムの検討 . . . . . 151  
〔出典：地盤工学会 第 50 回地盤工学研究発表会（平成 25 年 9 月）〕
- II. Effectiveness of Sheet Pile to Reduce Crest Settlement due to Embankment Liquefaction . . . 153  
〔出典：地盤工学会 第 51 回地盤工学研究発表会（平成 26 年 9 月）〕
- III. 2011 東北地方太平洋沖地震による霞ヶ浦周辺堤防の液状化沈下解析 . . . . . 155  
〔出典：土木学会 第 69 回年次学術講演会（平成 26 年 10 月）〕
- IV. 2011 東北地方太平洋沖地震による那珂川堤防の液状化沈下解析 . . . . . 157  
〔出典：平成 26 年度地盤工学会四国支部 技術研究発表会（平成 26 年 11 月）〕
- V. 地震、津波を受けた基礎構造物の分析 5. 鋼矢板構造物の被災・無被災検討報告 . . . 159  
〔出典：鋼管杭・鋼矢板技術協会 東日本大震災 2 次報告書（平成 24 年 12 月）〕



遠心模型実験による鳴瀬川堤防の地震被害の再現と破壊メカニズムの検討

遠心模型実験，有効土被り圧，破壊

愛媛大学大学院 学生会員 ○藤原憲  
愛媛大学大学院 国際会員 岡村未対

1.はじめに

これまでの地震時の盛土被害は，基礎地盤の液状化が主な原因である考えられてきた．しかし，2011年3月11日の東日本大震災によって被災した堤防の約7割がこれまで主眼が置かれていなかった堤体内の液状化による被害であり，それらの破壊形態は場所によってかなり異なったものであった．堤体内の液状化による研究はこれまで幾つかされており，一様な盛土を対象として，①堤体内の飽和層厚，②圧密沈下による堤体底部の密度の低下，③圧密沈下による堤体底部の応力の低下の3要因の影響等が調べられている<sup>1)</sup>．しかしそこで観察された破壊形態は，現場での破壊形態とは必ずしも同様のものではなかった．そこで本研究では，盛土の詳細な破壊メカニズムを把握するために，東日本大震災によって被災した鳴瀬川右岸 30.5k 地点の河川堤防の断面を遠心模型として再現し，動的遠心模型実験によって破壊メカニズムを調べた．また法先部の対策工効果の検討も行った．

2.実験概要

動的遠心模型実験に用いた4ケースの模型概略を図1に示す．図中の寸法は相似則に従い原型スケールに換算してある．使用した盛土材料のうち，砂質土と粘性土は現地の被災断面から採取したものを使用した．現場試料の物性を調べるために粒度試験，突固めによる締固め試験，透水試験を行った．図2は砂質土の粒径加積曲線であり，細粒分含有率  $FC=28\%$ であった．最大乾燥密度と最適含水比はそれぞれ砂質土 ( $\rho_{dmax}=1.62g/cm^3$ ,  $w_{opt}=18.5\%$ ) 粘性土 ( $\rho_{dmax}=1.33g/cm^3$ ,  $w_{opt}=36\%$ )である．また，砂質土の透水係数は  $k=1.62 \times 10^{-5}(m/s)$ である．盛土は乾燥密度が現地と同じ(粘性土  $\rho_d=1.10g/cm^3$ 、砂質土  $\rho_d=1.33g/cm^3$ )になるように締固めて作成した．また粘性土より上の不飽和状態にある土の部分は豊浦砂( $\rho_d=1.40g/cm^3$ )で作成した．実験条件をまとめて表1に示す．Case1,2については飽和層厚が厚い場合，Case3,4については飽和層厚が薄い場合の条件で実験を行った．また，基礎地盤の圧密沈下量の影響を調べるため，Case1,3,4ではカオリン粘土の層厚と予備圧密圧力を変化させ，加振前までの圧密沈下量を変化させた．Case2では過圧密状態の薄いカオリン粘土を予め図1のように形成したうえで盛土を作成し，圧密沈下量がほぼゼロの実験を行った．いずれのケースにおいても，圧密後の盛土高さや形状がほぼ同一になるように盛土を作成した．さらにCase4に関しては，法先部に矢板(厚さ2mm 長さ110mm のアルミ板，カオリン粘土への根入れ45mm，鋼矢板Ⅲ型の曲げ剛性に相当)を設置し，対策工の効果を検討した．盛土を基礎地盤に設置した後，約90kPaの負圧下にてメトロゾ水溶液を通水した．通水完了後，模型を遠心模型装置に設置し，遠心加速度50g 場にて最大加速度約220gal(原型スケール)で2度の加振を行った．1度目は加振時間を25sとし，2度目は50sとした．

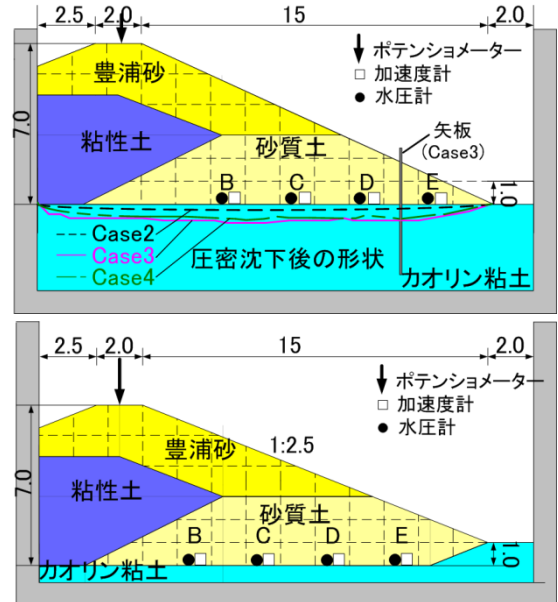


図1 模型概略図

(上: Case1, 3, 4 下: Case2)

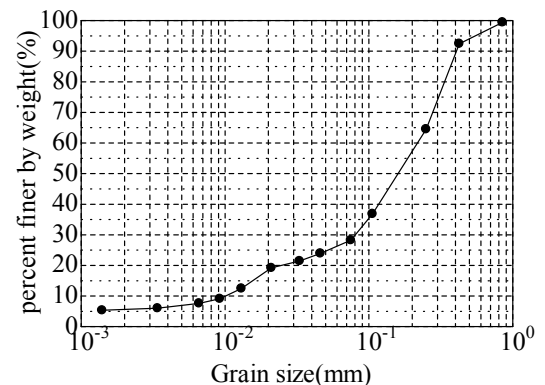


図2 砂質土の粒径加積曲線

表1 実験条件

	圧密沈下量(mm)	加振前水位(m) 基準:盛土最下面
Case1	250	3.00
Case2	0	2.75
Case3	750	2.03
Case4	600	2.00

### 3.実験結果

図3はCase1のB, E地点における過剰間隙水圧の時刻歴である。B地点では過剰間隙水圧が有効上載圧に達していないのに対し、法尻付近のE地点では過剰間隙水圧が有効上載圧に達し、液状化していることがわかる。図4

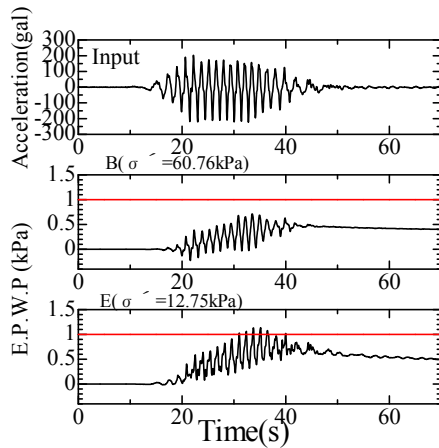


図3 case1のB, E点における過剰間隙水圧比

は各ケースでの過剰間隙水圧比の最大値である。水位

の高いCase1, 2では、水位の高いCase3, 4よりも全体的に水圧が高く、水位(飽和層厚の厚さ)の影響がみられる。また何れのケースでも、法尻部が液状化したのに対し、天端直下に向かって水圧比が低下していることがわかる。全土被り圧に対して有効上載圧の小さな法尻付近が液状化に対して弱部となっている。写真1はCase1の加振後の模型の写真と加振による地盤の変位ベクトルを示している。上述の過剰間隙水圧の分布に対応し、砂質土層の変形も天端直下で小さく、法尻付近で大きい。また、天端及び法尻から明確な複数のすべり線が発生していることから、液状化した法先部分に向かって法尻からすべりを起こし、法尻では大きくはらみ出したことがわかる。図5は天端沈下量と加振前までの圧密沈下量の関係である。Case1, 2を比較すると、圧密沈下量の増加により加振による天端沈下量が増加していることがわかる。法尻付近に矢板を打設したCase4では天端沈下量が低減されており、また盛土全体の加振による沈下量が小さくなっていることが図6からもわかる。このような破壊を生じる堤防に対しては、弱部である法先部に対策を施せば、盛土の変形抑制に対し有効であることがわかった。

### 4.まとめ

本研究では盛土の詳細な破壊メカニズムの把握と対策工の効果を検討するために動的遠心模型実験を行った。その結果以下の結論が得られた。

- a)被災堤防を再現し行った遠心模型実験により、地震時の盛土の詳細な破壊メカニズムが解明できた。
- b)飽和層厚が厚い場合でも薄い場合でも有効上載圧の大きい地点から小さい地点に向かうにつれて過剰間隙水圧は上昇し、全土被り圧に対する有効土被り圧の比が小さな法尻部が液状化しやすい。
- c)このような変形メカニズムの盛土については、法先部に矢板を設置することで、地震時の変形が効果的に抑制される。

### 参考文献

- 1)山本睦登・岡村未対：基礎地盤の圧密による盛土の変形が地震時の安定性に及ぼす影響，第46回地盤工学研究発表会講演集，2011年，pp.530
- 2)国土交通省東北地方整備局：堤防開削箇所現地状況試料，平成23年7月

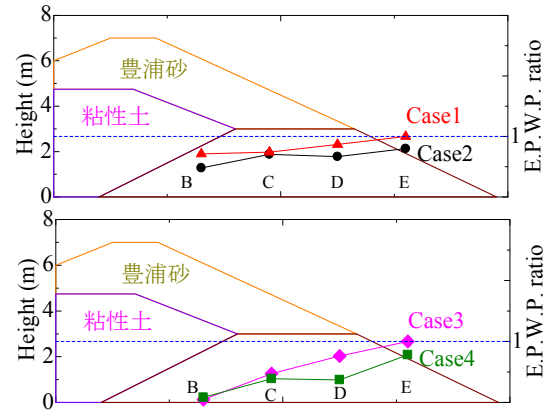


図4 各地点における過剰間隙水圧比の最大値

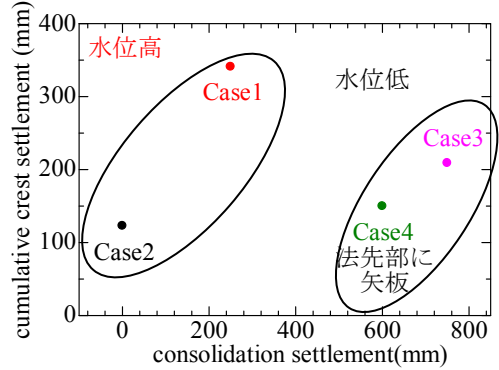


図5 圧密沈下量と天端沈下量の関係

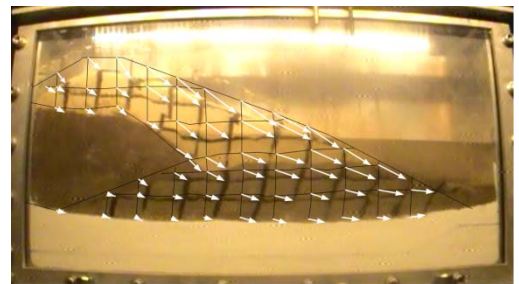


写真1.変位ベクトル(Case1)

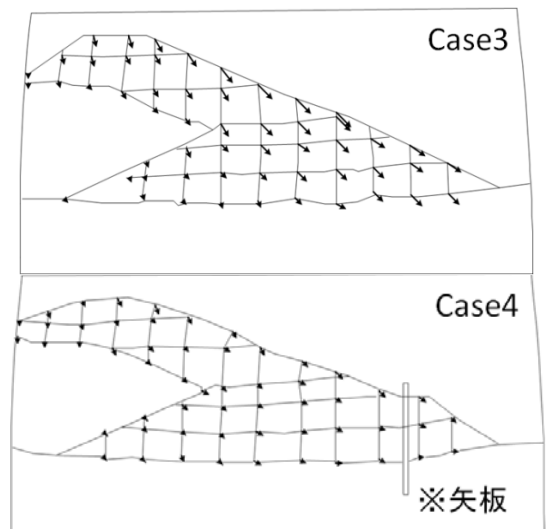


図6 変位ベクトル  
上：Case3 下：Case4

Effectiveness of Sheet Pile to Reduce Crest Settlement due to Embankment Liquefaction

Graduate school of Ehime University, Student member, Tamia Triandini  
 Graduate school of Ehime University, International member, Mitsu Okamura

Sheet pile, liquefaction, embankment

1. Introduction

Off the Pacific Coast of Tohoku Earthquake in March 2011 has damaged river dikes at more than 2000 locations of which main causes were not only foundation soil liquefaction but also liquefaction of embankment soil. Economical and effective countermeasure is needed. Many researchers (e.g. Adalier, et al., 1998; Okamura and Matsuo, 2002; Takeuchi et al., 1991) have studied about countermeasure technique against embankment failure due to foundation soil liquefaction. Since the failure mechanism of the embankment soil liquefaction has recognized in recent years, only a limited number of research has conducted on the countermeasure technique for this failure mechanism of the embankment liquefaction. In this paper, a series of centrifuge tests was carried out to study effectiveness of sheet pile enclosure technique as countermeasure against damage due to embankment liquefaction.

2. Testing Procedure and Result

Centrifuge tests were conducted to simulate the liquefaction of embankment with and without sheet pile at the toes of embankment. A total of 4 tests were conducted including one benchmark model and three countermeasure models as shown in Figure 1. Two countermeasure models has the different sheet pile length, 2 m (prototype) for model B and 1 m (prototype) for model C. All models were constructed in a rigid container with internal dimensions of 43 cm long, 12 cm wide and 22.7 cm deep with transparent one side wall. Testing was performed in 50 g centrifugal acceleration. 5 cm (prototype) thick Aluminum plates were used as model sheet piles, of which flexural rigidity corresponding to Type II prototype steel piles. The models consisted of a 1 m deep drainage layer, a 2 m deep dense foundation soil (Toyoura Sand,  $D_r=95\%$ ) and a 4 m height loose sand embankment. The embankment soil was silica sand no.8 with the mean grain size  $D_{50}=0.1$  mm. This soil was prepared at a water content of 19.2% and compacted in a wooden mold of a trapezoidal shape to a dry density of 90% the maximum dry density ( $D_c=90\%$ ). During the model preparation, accelerometers and pore pressure cells were installed at the proper locations. The embankment was frozen in the freezer and set on the model ground to thaw. After thawing the embankments, both the foundation soil and the embankments were fully saturated in the vacuum chamber with Metolose solution with viscosity 50 time higher than water. Potentiometer to measure the crest settlement of embankment was installed just before test started. The model was set on the centrifuge and excess water was drained at 50 g until the water level in the embankment was 1 m above the base of embankment. Two shaking event were imparted to all the models with input peak acceleration  $A_{max}=0.16$  g and 0.28 g.

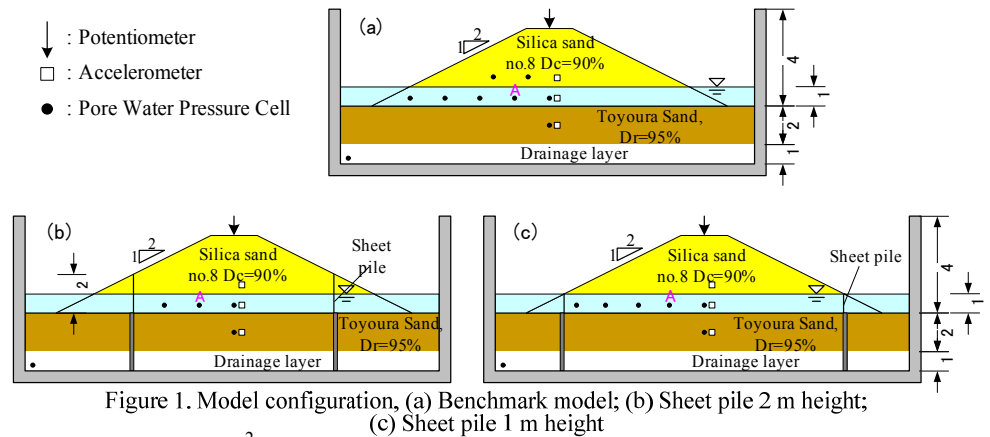


Figure 1. Model configuration, (a) Benchmark model; (b) Sheet pile 2 m height; (c) Sheet pile 1 m height

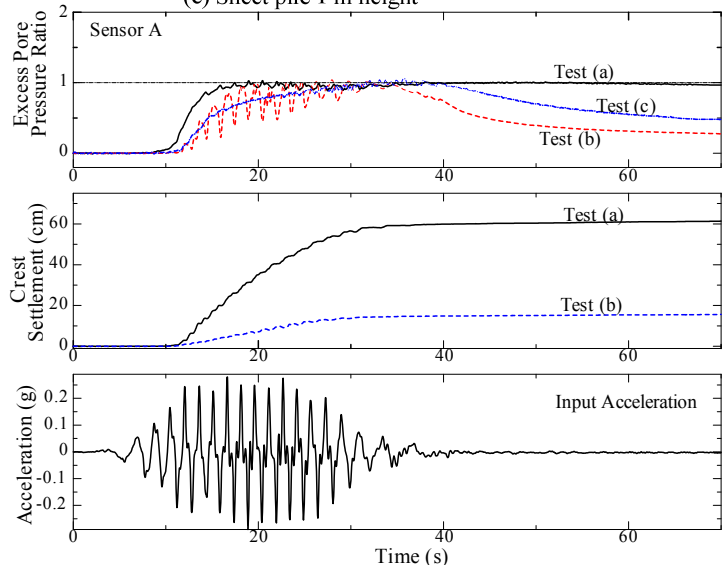


Figure 2. Selected time histories of excess pore pressures and settlement models of 0.28 g shaking event

3. Results and discussions

Figure 2 presents model responses for 0.28 g shaking event including input acceleration, excess pore pressures ratio (EPPR) at the location labeled A in Figure 1, and crest settlement. Effective overburden pressure used to calculate EPPR was estimated simply from the thickness of the soil

just above the sensor location. The excess pore pressure ratio of all models reached unity in several cycles, suggesting that the soil liquefied. The crest settlement due to first shaking event of  $A_{max}=0.16$  g for benchmark model (model A) was 42.6 cm and model B was 5 cm. The crest settlement due to second shaking event was 61.3 cm (prototype) for model A, while much smaller settlement of 16 cm was observed for model B and 42 for model C. In particular, model B with longer sheet piles attained significant reduction in settlement which was 80% of benchmark model. Figure 3 shows photographs of the embankment models just after the tests.

Okamura, 2002, divided crest settlement contribution into three categories to understand underlying mechanisms of crest settlement as schematically illustrated in Figure 4. Contribution #1 is crest settlement due to shear deformation of embankment, contribution #2 is crest settlement due to lateral deformation of foundation soil, and contribution #3 is crest settlement due to volume change of foundation soil. Contribution 1 is associated with reduction in the embankment height from the base and contributions 2 and 3 are associated with settlement of embankment base. These three contributions are estimated based on the photographs after the tests.

#### 4. Analysis

Figure 5 depicts crest settlement observed with the potentiometer. Because of potentiometer malfunction during the test of model C, crest settlement of sheet pile model C was observed directly in model just after the test. It can be seen that the sheet piles at toes had significant effects to reduce the crest settlement and enhance the stability of embankment. Crest settlement decreased with an increase in the sheet pile length.

Three contributions for the crest settlement analyzed above were also shown in figure 5. It was found that major mechanism of crest settlement of benchmark model was shear deformation of embankment (contribution #1). For model B and C, the sheet piles effectively constrained shear deformation and shear deformation of embankment, resulted in the significant reduction in the crest settlement.

#### 5. Conclusion

In the previous studies on the effects of sheet pile as a countermeasure against embankment failure due to foundation liquefaction, it has shown that the sheet piles had reduced crest settlement no more than a half (Adalier, et al., 1998; Okamura and Matsuo, 2002; Takeuchi et al., 1991). However, this study shows that crest settlement reduce settlement almost 80% that of benchmark model. Okamura, 2002 found that existence of the remedial zones resulted in an increase in contractive volume change of sand beneath the embankment was largely responsible for this inevitable embankment settlement. However, this volumetric change was influenced by thickness of liquefied layer. Thickness of liquefied layer in pervious study was about 5 meter, whereas liquefied layer in this study was about 1 meter. For that reason, even if volume change in this study is increase, there is no significant impact and sheet pile is more effective than other research.

#### References

- (1) Adalier, K., Elgarnal, A. W. and Martin, G. R. (1998): "Foundation liquefaction countermeasure for earth embankment," J. of Geotechnical and Governmental Engineering, ASCE, 124(6), pp. 500-517. (2) Okamura, M., Matsuo, O. (2002): "Effects of remedial measures for mitigating embankment settlement due to foundation liquefaction," Int. Journal of Physical Modelling in Geotechnics 2, pp. 01-12. (3) Takeuchi, M., Yanagihara, S. and Isahara, K. (1991): "Shaking table test on model dikes founded on sand deposits with compacted zone," Proc. Int. Conf. Geo-Coast '91, pp. 509-514.

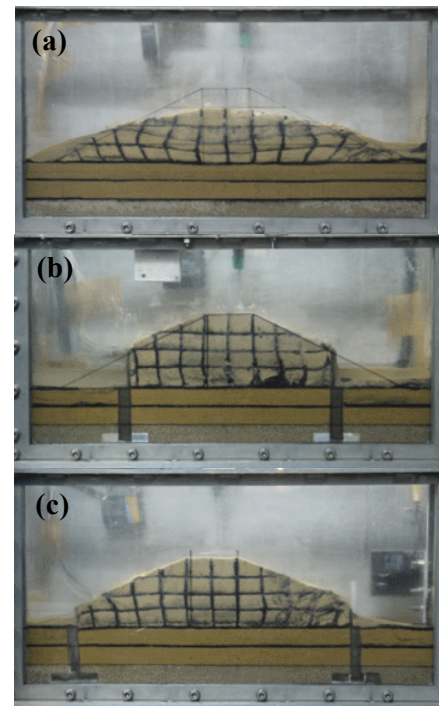


Figure 3. Photograph of Model (a), (b), and (c) after shaking

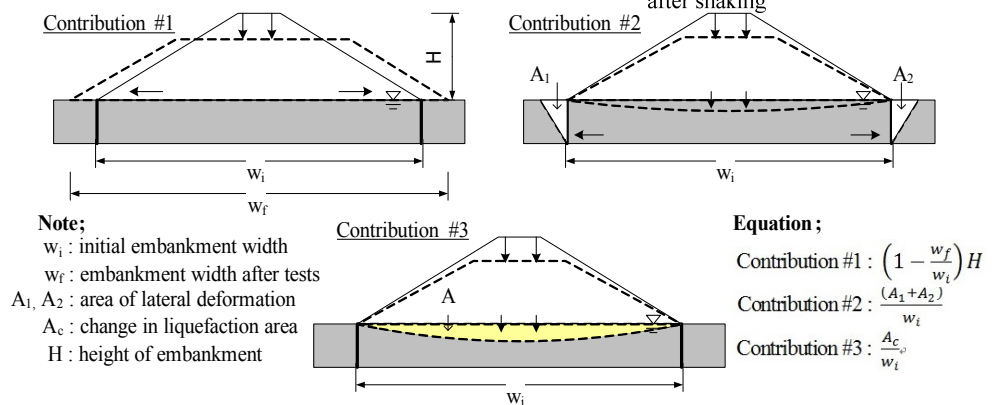


Figure 4. Guideline to measure the contribution factor for crest settlement

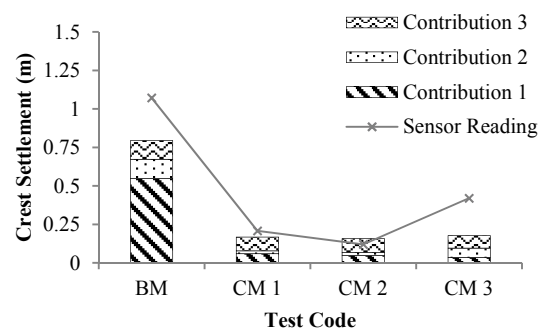


Figure 5. Contribution factor of embankment to crest

2011 東北地方太平洋沖地震による霞ヶ浦周辺堤防の液状化沈下解析

愛媛大学大学院 学生会員 ○藤原憲  
 愛媛大学工学部 陣内尚子  
 愛媛大学大学院 国際会員 岡村未対

はじめに

1995 年兵庫県南部地震以降、河川堤防は円弧滑り法による安全率に基づく耐震性照査により対策区間を定め、L1 地震に対する耐震対策が行われてきた。その後 2007 年からは L2 地震動に対する耐震点検が行われ、そこでは液状化流動解析法 ALID 等の変形解析法により天端沈下量が評価されている。

2011 年東北地方太平洋沖地震では、L1 点検箇所を含む広い範囲で堤防が強い地震動の作用を受けた。これまでに耐震対策を施された堤防が地震の作用を受けた事例は少なく、実際の地震被害事例を通じた耐震対策効果の検証はほとんどされていない。また、地震時変形解析法は、改良の余地が残されているため、実事例の解析を積み重ねていくことが重要である。

本研究では、東北地方太平洋沖地震により強い揺れを受けた霞ヶ浦周辺の堤防のうち、耐震対策を施してある堤防を中心に ALID による変形解析を行い、解析結果と実際の被災状況を比較することにより、ALID の適用性を検討した。また、対策工の有無による天端沈下量を比較し、対策工の有効性についても調べた。

研究概要

解析対象地点と耐震対策の概要を図 1・表 1 に示す。霞ヶ浦左岸及び中岸の堤防（地点①～⑤）と北利根川左岸堤防（地点⑥）を対象とした。ただし地点①に関しては 3 箇所を対象としたのでそれぞれ①①'①"とする。これら全ての箇所が L1 対策で要対策とされ、このうち①①'①"②⑤⑥は法尻矢板と堤体法面の緩傾斜化による対策済箇所、③④は対策未実施箇所である。

何れの解析地点でもボーリング調査が実施されている。各地点の土質柱状図を図 2 に示す。道路橋示方書の方法に従い、東日本大震災での各地点での地表面加速度を用いて液状化判定を行い、FL が 1 以下の層については FL 値と相対密度を柱状図内に示している。なお、相対密度に関しては次式を用いた。

$$D_r = \sqrt{\frac{N}{(0.7 + \sigma'_v / 98)}} \quad (1)$$

ここに、N：原地盤の N 値、 $\sigma'_v$ ：有効上載圧(kN/m<sup>2</sup>)である。ALID の解析で用いた各地点の地表最大加速度は、国総研地震防災研究室が国交省地震計ネットワーク 205 地点、K-NET・Kik-NET598 地点、気象庁 38 地点の観測データを用いて、単純

表 1 解析対象地点の堤防と加速度

地点	対策有無	被害有無	堤防天端幅 (m)	堤防高さ (m)	堤防勾配	国総研最大加速度 (gal)	SHAKE最大加速度 (gal)
①	矢板+割栗石 (矢板9m)	無	6.7	2.7	1:2 対策有 1:5 対策済	333	142
①'	矢板+割栗石 (矢板15m)	無	3.7	4.9	1:2.6 対策有 1:4.6 対策済	334	273
①"	矢板+割栗石 (矢板15m)	無	3.7	4.3	1:2 対策有 1:5 対策済	310	103
②	矢板+割栗石 (矢板9.5m)	無	4.6	2	1:2 対策有 1:5 対策済	607	172
③	無 (矢板10.5m)	無	5.4	2.4	1:2 未対策	625	172
④	無 (矢板10m)	無	7.8	2	1:3.5 未対策	632	123
⑤	矢板+緩傾斜	無	4.5	3.8	1:2.4 対策有 1:5 対策済	503	375
⑥	排水機能付き矢板	無	5	3.5	1:2 対策済	496	279



図 1 対象地点の位置図

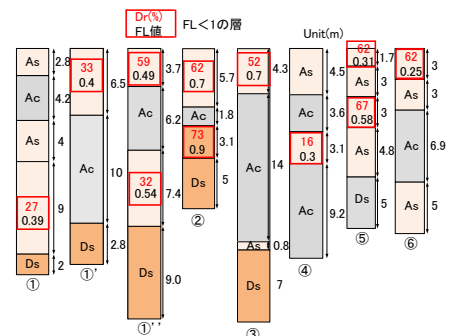


図 2 各地点の土質柱状図 (FL は SHAKE 加速度)

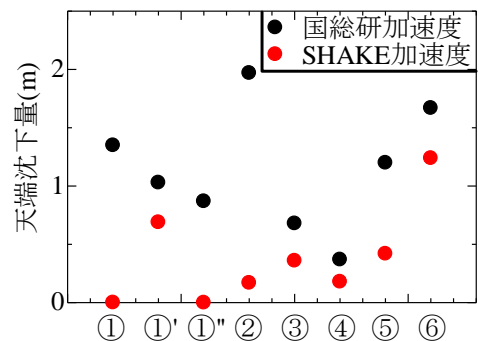


図 3 天端沈下量と最大加速度の関係

型 KRIGING 法による補間で求めたもの(以下、国総研加速度)を用いた。霞ヶ浦周辺の解析対象地点の国総研加速度は、いずれも近傍の洪積台地上に設置された K-Net のデータにより決まっている。しかしながら解析対象地点は何れも霞ヶ浦の軟弱な地盤に位置するため、地震応答解析 (SHAKE) による地表面最大加速度を求め (以下、SHAKE 加速度)、これを用いた ALID 解析も行った。そこでは、まず近傍の強震観測点 (IBRH17 霞ヶ浦) におけるアレー観測記録を元に、洪積層 ( $V_s \approx 300\text{m/s}$ ) 上部の加速度を地震応答解析により求め、これを各地点における洪積層上面の入力加速度として解析を行った。得られた地表面加速度 (以下 SHAKE 加速度) を国総研加速度と共に表 1 に示す。

### 結果と考察

国総研加速度と SHAKE 加速度を用いて求めた各地点の天端量を図 3 に示す。310~632gal と大きな国総研加速度による解析では、ほとんどの地点で 1m 以上の沈下となっており、全ての地点において実際には無被害であったという事実には整合しない。一方、SHAKE 加速度による解析では、地点⑥以外の沈下量が 70cm 以下と小さい。地盤の振動特性を反映した地震応答解析による地表面加速度を用いることにより、実際の被害状況に近い ALID の沈下量が得られた。

地点⑥では実際には被害が無かったにも関わらず、解析天端沈下量が 1m を超えている。この地点の地盤の特徴は、地表に FL が 0.25 と非常に小さな液状化層が存在することである。図 4 に地点⑥の解析結果を示す。この液状化層が左右に大きく流動し、それにより天端が大きく沈下していることがわかる。このように実際の被災状況と乖離した結果となった原因としては、地盤定数と入力加速度が考えられる。この地点では近傍でもボーリング調査が行われており、調査結果には大きな差がない。したがって、地震応答解析による加速度の影響が強いものと推測される。

SHAKE 加速度を用い、矢板対策断面と無対策断面について求めた各地点の天端沈下量を図 5 に示す。何れの地点でも法尻矢板対策の有無による天端沈下量の差は小さい。一例として図 4 に示した地点⑥でも、打設した矢板により堤外側に向かう地盤流動は若干抑制されているが、堤内側への流動変形に変化はなく、天端沈下量にも矢板の有無による違いはほとんどない。矢板の打設位置が法尻の外側であり、また打設地点の地表まで液状化していることが矢板による変形抑制効果が小さいことの原因である。

図 6 は ALID で求めた矢板有の場合の天端沈下量を、液状化流動による沈下量とその後の圧密による沈下量とに分けて示したものである。今回の解析対象地点の液状化層厚は比較的薄く、また相対密度も比較的大きいため圧密沈下量は最大でも約 30cm と小さいものであった。

### まとめ

ALID を用いて霞ヶ浦周辺の耐震対策箇所を中心に堤防の沈下解析を行った。沈下量は、用いた地表面加速度に強く影響を受ける結果となり、事例解析における加速度の設定が極めて重要であることが確認された。今後このような事例解析を積み重ねてゆくことにより、解析精度の向上に繋がることを期待できる。

**参考文献** 1)国総研地震防災研究室：<http://www.nilim.go.jp/lab/rdg/index.htm/>

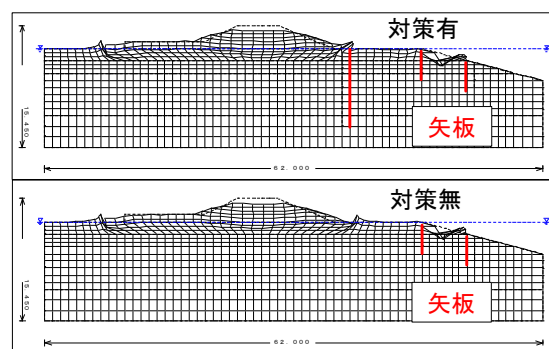


図 4 地点⑥の変形図(上:対策有 下:対策無)

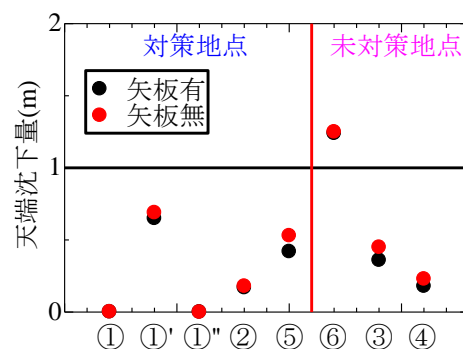


図 5 天端沈下量と対策・矢板の有無の関係

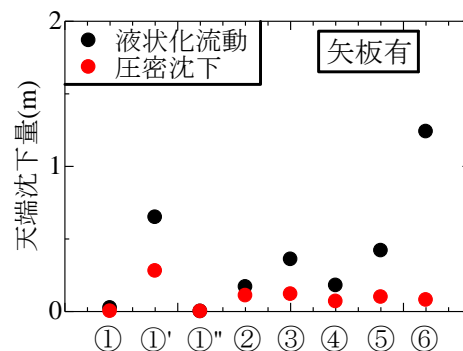


図 6 液状化流動と圧密による天端沈下量 (SHAKE 加速度 矢板有)



液状化 盛土 地震時変形解析

愛媛大学工学部 正会員 ○陣内尚子  
愛媛大学大学院 国際会員 岡村未対

はじめに

2007年以降、河川堤防はL2地震動に対する耐震点検が行われ、そこでは液状化流動解析法ALID等の変形解析法により天端沈下量が評価されている。ALIDを用いた実被害堤防の解析はこれまでに少なからず行われてきたが、そのほとんどは基礎地盤の液状化による被災事例を対象としたものであった。2011年東北地方太平洋沖地震では、広い範囲で多くの堤防が強い地震動の作用を受け、およそ2000箇所の堤防に被害が生じた。この地震による被災の特徴としては、多くの非液状化性の基礎地盤上の堤防が、堤体内の液状化によって被災したことである。堤体内の液状化被害を対象としたALIDの解析事例は少ないため、ALIDの適用性と予測精度の向上については未だ検討の余地があると言える。

本研究では、東北地方太平洋沖地震により、堤体内液状化あるいは地盤表層部の液状化で被災した箇所を含む合計5箇所の那珂川堤防をALIDにより解析し、解析結果と実際の被災状況を比較することにより、ALIDの適用性を検討した。

解析地点と地表面最大加速度

解析対象地点の位置を図1に示す。地点①～④は茨城県的那珂川下流の堤防で、地点⑤は酒沼川堤防である。堤防と地震による被害の概要を表1に、また被災地点で行われたボーリングによる地盤の土質構成を図2に示す。GL-10m程度までの浅部の土質に着目すると、①は砂層と粘土層の互層地盤、②～④は砂地盤、⑤は粘土地盤である。

液状化判定に用いた各地点の地表面最大加速度は、近傍の強震観測点(IBR006水戸)における地表観測記録を元に、洪積層(Vs≒672m/s)上部の加速度をSHAKEによる引き戻し解析により求め、これを各地点における洪積層上面の入力加速度として地震応答解析を行い、地表面加速度(以下、SHAKE加速度)を求めた。基盤加速度が672galであったのに対し、①～④の解析地点では地表面最大加速度が127～316galと小さくなっている。これは那珂川の軟弱な地盤により加速度が減衰した結果である。また、地点⑤においては洪積層までのボーリング調査が実施されておらず、SHAKEで加速度を求めることが出来なかったため、この地点に近い地点①の127galとK-net等の記録を基に国総研が補間によって求めた624gal(以下、国総研加速度)の2種類の加速度を用いて解析を行った。得られた地表面加速



図1 対象地点の位置図

表1 解析対象地点の堤防と最大加速度

地点	被災規模	被災状況	天端幅 m	堤防高さ m	堤防勾配	最大加速度 gal
①	中	クラック	14.7	2.2	川表1:2.7 川裏1:3	127
②	小	亀裂、噴砂	4	3.7	川表1:3.8 川裏1:2.9	316
③	小	クラック	5.6	4.7	川表1:5.2 川裏1:3.3	299
④	中	クラック、噴砂 沈下量0.6m	5.8	3.3	川表1:3 川裏1:2.9	316
⑤	大	クラック 沈下量1.8m	3	2.7	川表1:2 川裏1:1.4	127 624 (国総研)
IBR006水戸地表面加速度			779gal		基盤加速度	672gal

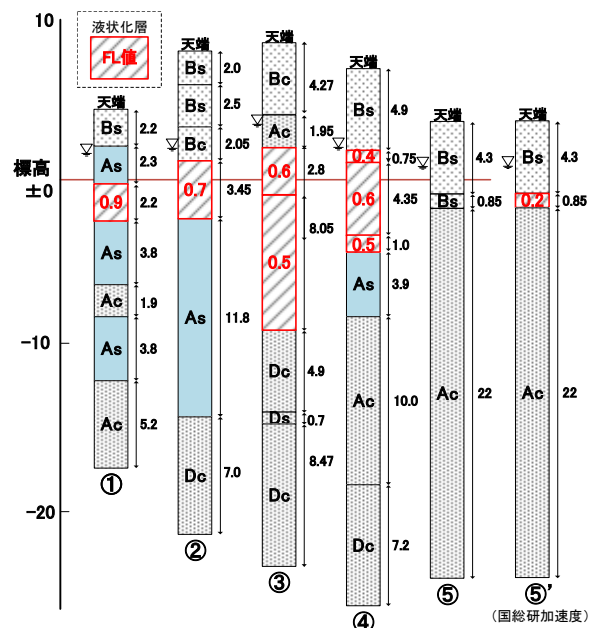


図2 各地点の土質柱状図

度は表 1 に示すとおりである。

各地点の液状化強度は道路橋示方書に従い、各地点での N 値と細粒分含有率より定めた。液状化判定の結果、FL が 1 以下となった層については、FL 値を図 2 の柱状図内に示している。何れの地点においても、地盤の比較的浅部に液状化層が存在するが、地点①②では FL 値は比較的大きい。地点④と⑤' は地盤浅部あるいは堤体内に液状化層が存在し、特に⑤' では FL 値は極めて小さい。

なお、ALID 解析において液状化後の圧密沈下解析で用いた各層の相対密度は次式を用いて求めた。

$$D_r = \sqrt{N / (0.7 + \sigma_v' / 98)} \quad [\sigma_v' \text{ は有効上載圧 (kPa)}] \quad (1)$$

## 結果と考察

実測天端沈下量と ALID により求めた天端沈下量を図 3 に示す。地点①から④における実際の沈下量は、地点①から③は 0、地点④においては、0.6m であり、ALID による沈下量はこれらとほぼ同等あるいはやや安全側の沈下量となった。

地点⑤の被災前後の堤体横断面図を図 4 に示す。堤体は多数のブロック状になり、川面側に大きく流動し、それに伴い天端が沈下した。天端沈下量はおよそ初期堤高のおよそ 70% の 1.8m に及んだ。既往の被災事例報告では、堤防の沈下は最大でも堤高の 75% 程度であるとされおり、その上限に迫る大きな沈下率となった。SHAKE 加速度(127gal)を用いた ALID 解析から得られた沈下量は 0.075m と過小評価するものとなった。このときの変形状況を図 5 に示す。ALID 解析と実堤防の変形の違いは、ALID では堤体がほぼその形状を保ち、液状化層の鉛直方向の圧縮により沈下が生じていることである。

解析に用いた地下水位は地震の約半年後に測定されたものであり、地震時の堤体内水位は不明である。そこで仮に 0.9m 高く設定し、大きな国総研加速度(624gal)を用いて再度解析を行った。解析から得られた沈下量は 2.4m となり、被害状況にある程度近いものとなった。しかしながらその変形状況 (図 6) では、堤防の変形モードは被災堤防のそれとは異なっている。本研究では、盛土の剛性を極端に低下させ (堤体の N 値を 8 から 1 へと低下)、実際に変形状況 (水平方向への大きな引張変形) を再現することを試みた。変形状況を図 7 に示す。水平方向への変形が若干大きくなったものの、依然として実際の変形状況とは乖離している。

## まとめ

ALID を用い、2011 年東北太平洋沖地震で被災した那珂川堤防の沈下解析を行った。基礎地盤の液状化による被災箇所の解析では、ALID は実際の沈下量と同等あるいはやや安全側の沈下量を与え、その妥当性が確認できた。一方、地盤の浅部あるいは堤体内に非常に緩い砂層が存在し、堤体が大きく側方流動する場合には、ALID は沈下量を危険側に評価した。この原因として、ALID 解析では堤体が大きく水平方向に変形する状態を再現しにくいことが挙げられる。

**謝辞** (株)地震工学研究所には本研究で用いた等価線形解析のソフトウェアをご提供いただきました。記して謝意を表します。

## 参考文献

- 1) 国総研地震防災研究室 : <http://www.nilim.go.jp/lab/rdg/index.htm>

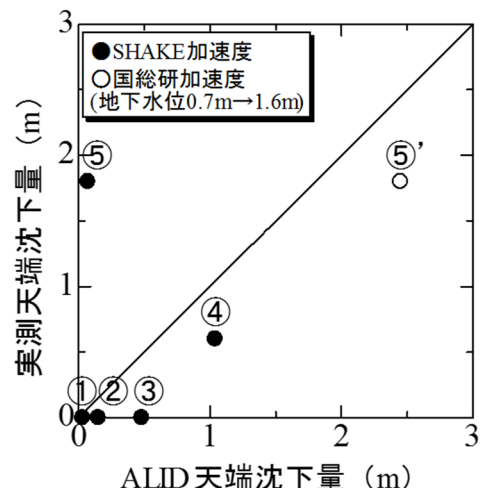


図 3 ALID 天端沈下量と実測天端沈下量の関係

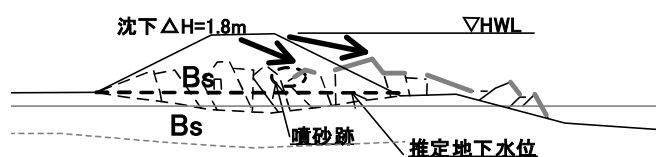


図 4 地点⑤の被災メカニズム

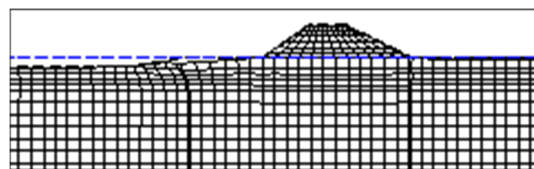


図 5 地点⑤の変形図

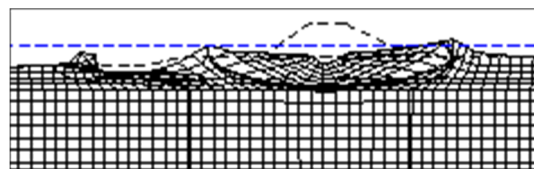


図 6 地点⑤'の変形図  
(国総研加速度, 地下水位 0.7m→1.6m)

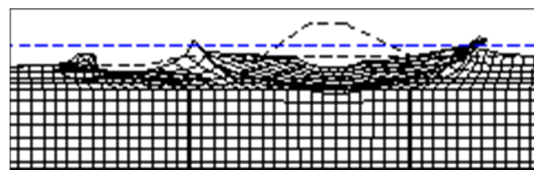


図 7 地点⑤'の変形図 (堤体 N 値 8→1)

## 地震、津波を受けた基礎構造物の分析（東日本大震災 2 次報告）

### 5. 鋼矢板構造物の被災・無被災検討報告

#### 5.1 全体概要

東北地方太平洋沖地震では、河川堤防や道路盛土等の盛土構造が、液状化等によって沈下やのり面崩壊等の被災を受ける事例が、青森県から千葉県までの広範囲にわたって多数発生した。また、海岸堤防の盛土構造が、津波によって崩壊する等の大きな被害も多くみられた。

本節では、まず、一次調査において、「河川堤防」に着目して現地調査を行い、近傍の無対策箇所では沈下やのり面崩壊等の被災を受けている箇所があるのに対して、鋼矢板による耐震補強が施されていた箇所が無被災であったことを確認した。止水矢板設置箇所としては利根川と阿武隈川の現地調査を行ったが、被災箇所と無被災箇所があった。今回はこれら調査結果の取りまとめとともに、鋼矢板による河川堤防の補強効果について解析的検討を行った。

鋼矢板は河川では、堤防補強以外に、「護岸」として使用されている。この河川護岸の被災事例は少なかったようであるが、横利根川（千葉県・茨城県）では、液状化によって鋼矢板のはらみ出しや沈下が発生していた。一方、液状化が発生した地区のひとつである新木場地区（東京都）の現地調査も実施したが、鋼矢板の変状は認められず、健全であった。

鋼矢板は河川以外に、「道路擁壁」としても使用されている。そこで、青森、岩手、宮城の3県に設置された擁壁を現地調査したところ、被災はほとんど認められず、健全な状態を維持していた。

津波を受ける海岸域で言えば、鋼矢板の代表的な用途は、鋼矢板岸壁や護岸である。これらの被災は限定的であったが、「相馬港1号埠頭岸壁」に一部倒壊がみられている。この被災要因検討結果は本編4.3に記載されているので、そちらを参照されたい。ここでは、港湾分野で取りあげられていない「仮締切り堤」に着目して、岩手県で水門建設のために設置されていた「二重鋼矢板仮締切り堤」2箇所の現地調査を実施し、津波により一部の中詰め土が流出していたものの、鋼矢板には損傷が無いことを確認した。今回はこれら調査結果を元に、供用時の状況及び今回の津波による作用外力を推定し、鋼矢板二重壁は想定外の外力が作用しても倒壊しない「粘り強い構造」であることを確認した。（資料省略 詳細は東日本大震災2次報告5.3参照のこと）

「河川堤防」における鋼矢板の耐震効果は、各機関で実施された調査・分析によっても評価されている。

河川堤防の被災実態を把握、分析し、これまでの河川堤防の耐震に関する取り組みを検証することを目的として設立された「河川堤防耐震対策緊急検討委員会」（委員長：東京大学 東畑郁生教授）では、関東地方整備局管内の河川（利根川下流、江戸川、小貝川、那珂川、久慈川、霞ヶ浦）における堤防の被災状況を調査・整理した結果、鋼矢板を耐震対策として適用した場合には100%、止水対策として適用した場合には95%が小規模被災以下であり、概ね沈下軽減効果があったと評価している<sup>5.1)</sup>。また、小貝川の止水矢板施工箇所を対象に「現状矢板対策」「現状+追加矢板対策」「無対策」の3ケースに対する解析を実施し、堤防の沈下量や側方変位の定量的な比較で矢板対策工の沈下軽減効果を確認している<sup>5.2)</sup>。

また、東日本大震災で被災した河川堤防等の被災メカニズムの解明や復旧工法の方針を検討するために設立された「北上川等堤防復旧技術検討会」（委員長：広島大学 佐々木康名誉教授）では、阿武隈川において矢板対策区間 16 箇所に対し 15 箇所において被災が無く、「無対策箇所に比べて耐震効果が発揮されている」と評価している<sup>5.3)</sup>。

## 5.2 河川堤防における液状化被災再現解析

東日本大震災では、河川堤防において液状化等による崩壊が発生したが、鋼矢板による補強を施した堤防では被害が少なかったことが報告されている<sup>5.4)</sup>。そこで、鋼矢板による補強効果のメカニズム解明に資するため、2次元液状化流動解析プログラム「ALID」による解析検討を実施した。

検討内容としては、利根川堤防の実断面を対象として、実スケールの解析を実施し、鋼矢板対策の有無、あるいは鋼矢板の打設位置、打設長さなどを変えた場合の結果について検討を行った。さらに、「ALID」の鋼矢板－盛土地盤構造への適用性を確認・検証するため、平成 12 年に鋼管杭協会において実施した振動台模型実験を対象としたシミュレーションを実施し、変形量や鋼矢板に生じた曲げひずみ等の比較を行った。

### ○ 2次元液状化流動解析プログラム「ALID」の概要

「ALID」とは、安田（東京電気大）、吉田（東北学院大）、安達（地盤ソフト工房）らによって設立されたALID研究会において開発された地盤～構造物系の解析プログラムであり、地盤の液状化に伴って発生する流動現象のメカニズムを、液状化層の土骨格構造破壊に起因する剛性の消失として捉え、自重応力下の砂質土層がせん断剛性低下によって変形すると仮定した静的な地盤変形解析手法である。

（以下のホームページ参照）

<http://www.jibansoft.com/entrance.html>

### 5.2.1 解析対象の被災概要（利根川）

東北地方太平洋沖地震（2011/3/11）における利根川堤防の被災箇所の一再現解析を「ALID」を用いて行い、その適用性を検証すると共に、鋼矢板による対策を行った場合の対策効果を同解析により評価した。

図 5.2.1 に解析対象とした利根川左岸 18.5k+100m～19.0k 区間（神栖市横瀬地先）の地図を示す。本地点は、鋼矢板や地盤改良による耐震対策はとられていなかった。

図 5.2.2 に同地点における国土技術研究センター河川堤防耐震対策緊急検討委員会の調査<sup>5.5)</sup>による被災スケッチ図を示す。1～2m 程度の天端沈下が報告されている。

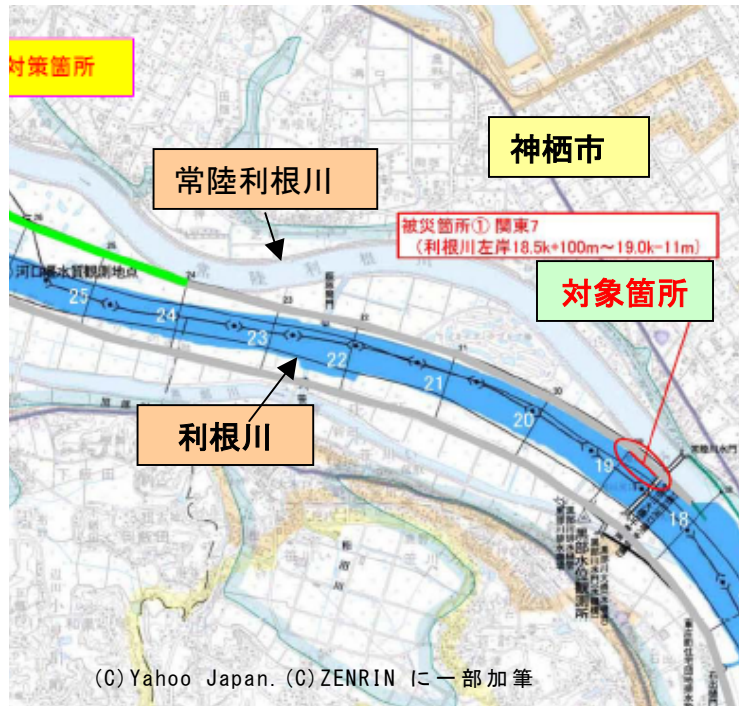


図 5.2.1 解析対象（利根川左岸 18.5k+100m～19.0k 区間、無対策）

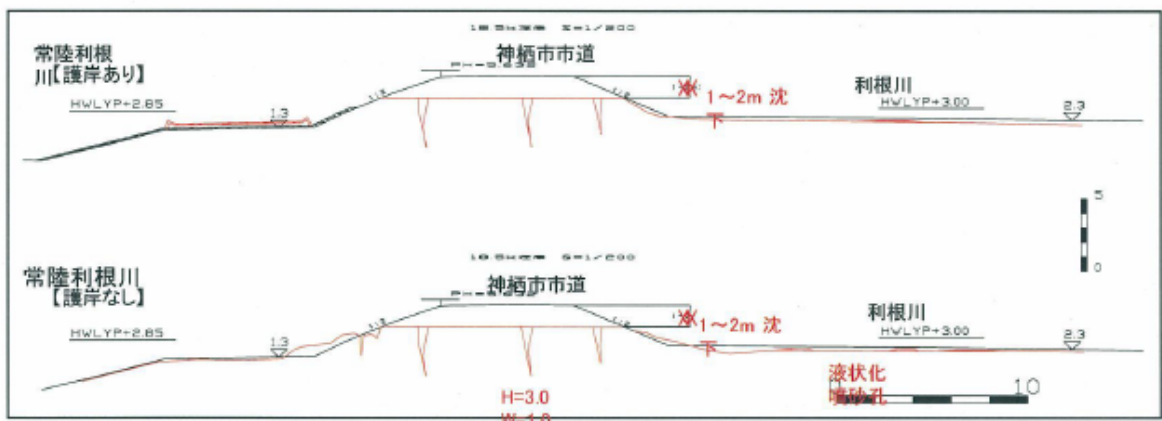


図 5.2.2 解析対象箇所近傍における被災スケッチ図

## 5.2.2 利根川堤防断面の再現解析

### (1) 解析条件

解析対象箇所における土質データ（国交省より提供）を表 5.2.1 に示す。  
解析対象箇所における土質条件（標準貫入試験結果）を図 5.2.3 に示す。

表 5.2.1 土質データ（国交省より提供）

資料名	種 別	細 別
標準断面図	標準断面図（完成図）	
土質データ	標準貫入試験結果	N 値
		土質柱状図
		地下水位
	粒度試験結果（粒度分布）	
	せん断試験	内部摩擦角
		粘着力
	圧密試験	
	繰返しせん断試験	

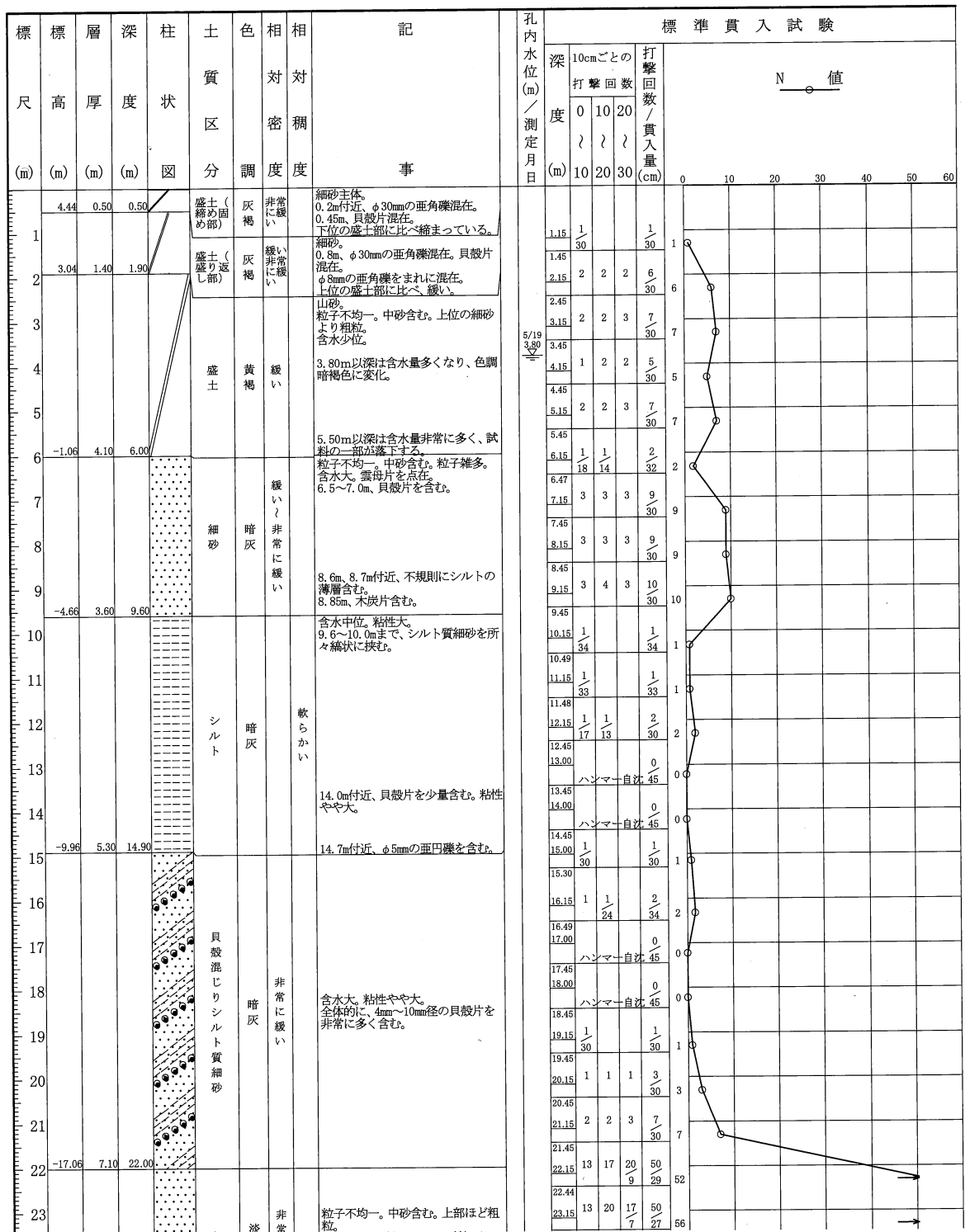


図 5.2.3 解析対象箇所における土質条件 (標準貫入試験結果)

解析対象の断面図を図 5.2.4 に示す。

このうち、第1層、第2層の細砂層と第4層の砂質シルト層を液状化対象層とし、常時応力解析工程および残留変形解析工程のいずれの解析工程（5.2.2 参照）においても MC/DP 型の弾塑性モデルとした。

また、鋼矢板対策のケースでは、鋼矢板を弾性梁でモデル化するとともに、鋼矢板－地盤間はジョイント要素を設けた（すべり抵抗≒0 とした）。

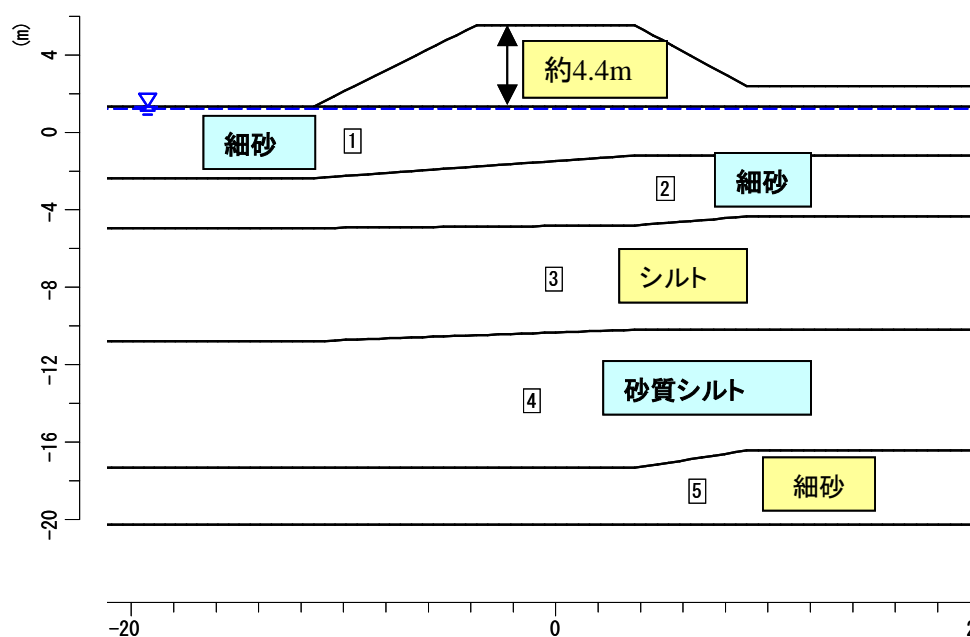


図 5.2.4 解析対象断面（モデル化）

A L I D の解析における工程モデル（無対策および鋼矢板対策時）を表 5.2.2 に示す。

表 5.2.2 A L I D 解析工程モデル

常時(地震前)応力解析工程モデル		
番号	工程	内容
1	自然堆積地盤	初期自然堆積地盤としてY. P. +1.45mまで生成 (Ko=0.5)
2	盛土①	盛土工 (Y. P. +2.49m)
3	盛土②	盛土工 (Y. P. +4.05m)
4	堤体完成	堤体完成 (Y. P. +5.60m)
5	対策工施工	

残留変形解析工程モデル		
番号	工程	内容
6	液状化流動	FL値と低下剛性の算定(要素毎)、液状化流動(応力解放法)
7	液状沈下	発生過剰水圧消散後の沈下計算



## (2) 解析ケース

解析ケースを図 5.2.5 に示す。

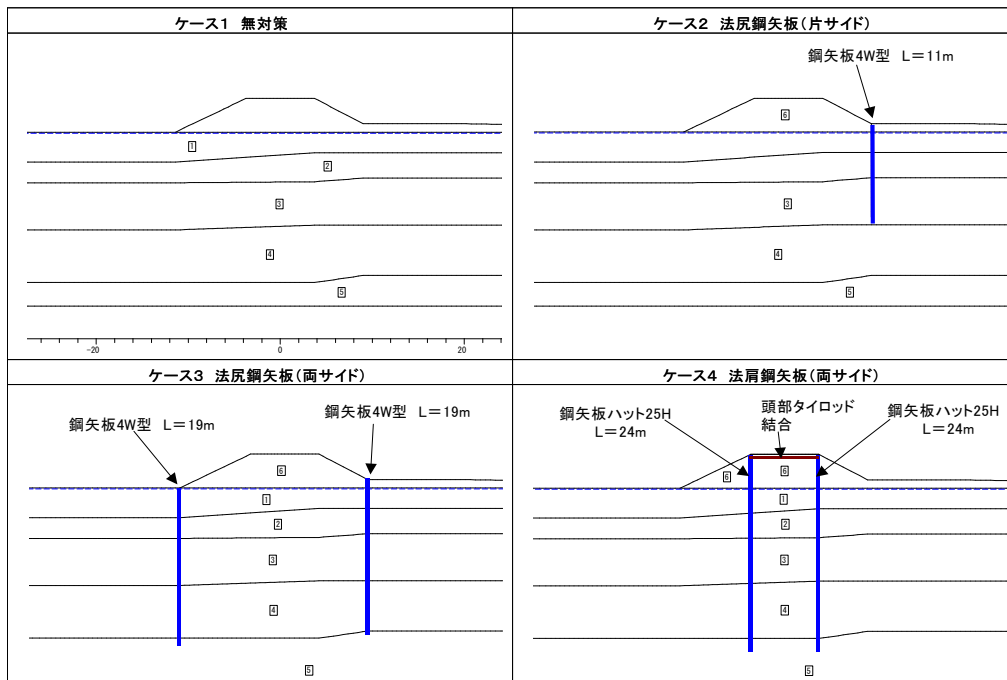


図 5.2.5 解析ケース

## (3) 解析結果

各ケースの FL 値分布（液状化発生度合い）を図 5.2.6 に示す。解析メッシュの違い（鋼矢板の位置）による微少な相違はあるものの、基本的にいずれのケースも同様の FL 値分布である。

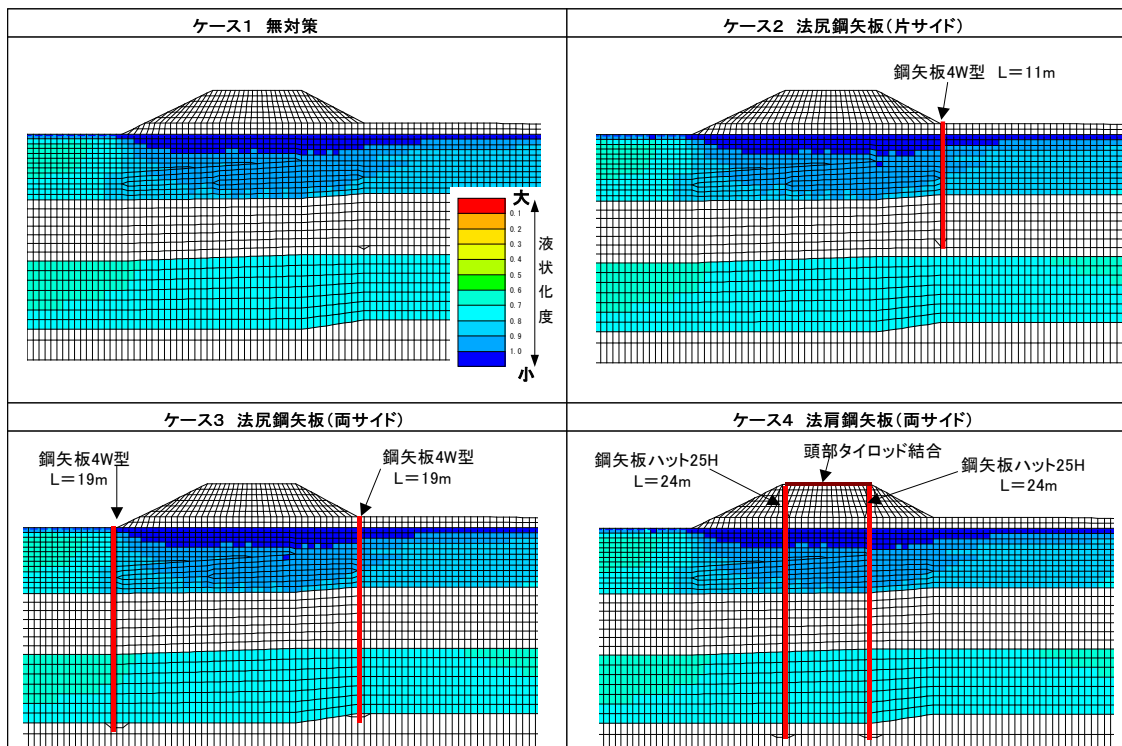


図 5.2.6 FL 値分布（液状化発生度合い）

過剰間隙水圧消散後の地盤変形図を図 5.2.7 に示す。

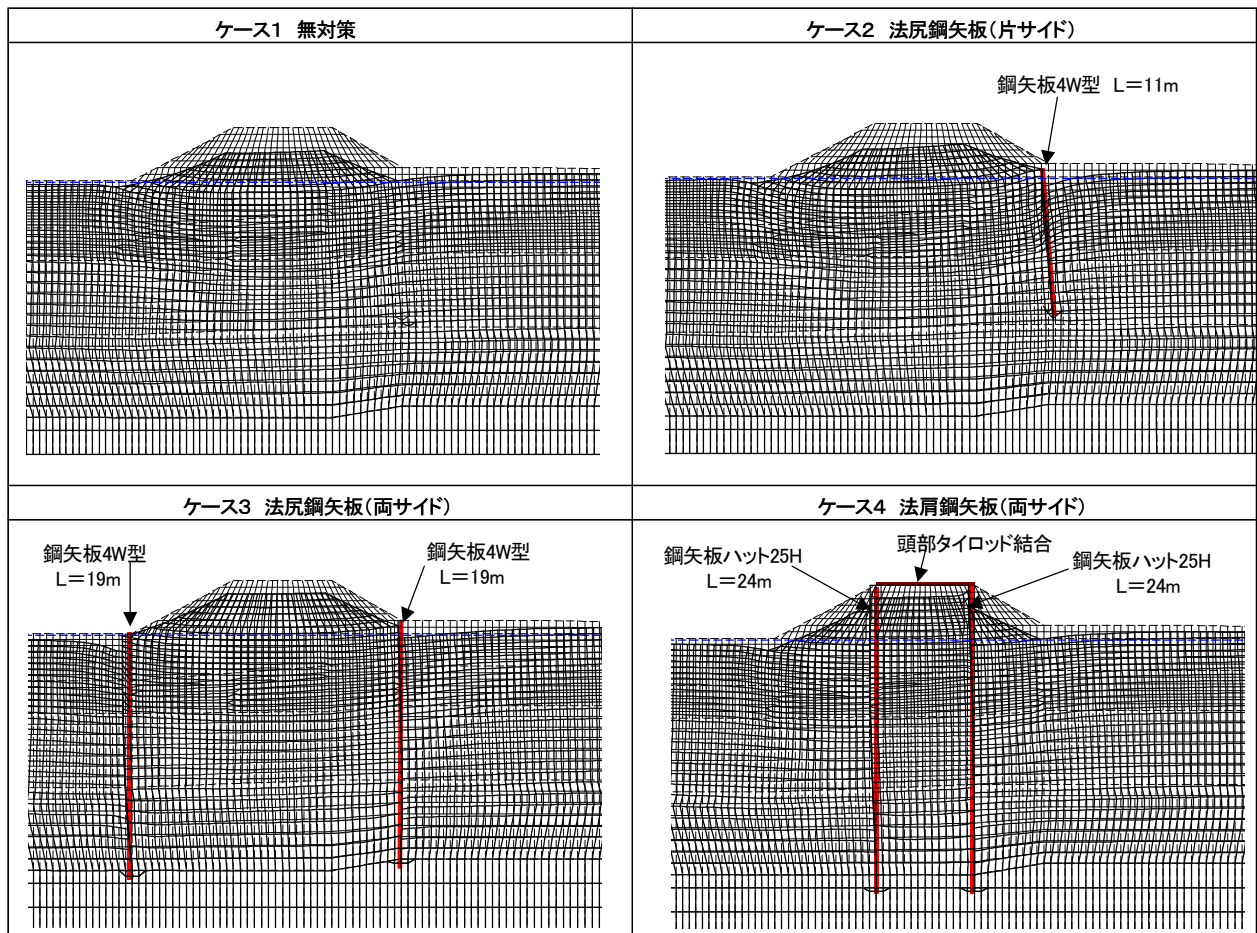


図 5.2.7 変形図 (過剰間隙水圧消散後)

各層の沈下量分布図（過剰間隙水圧消散後）を図 5.2.8 に示す。

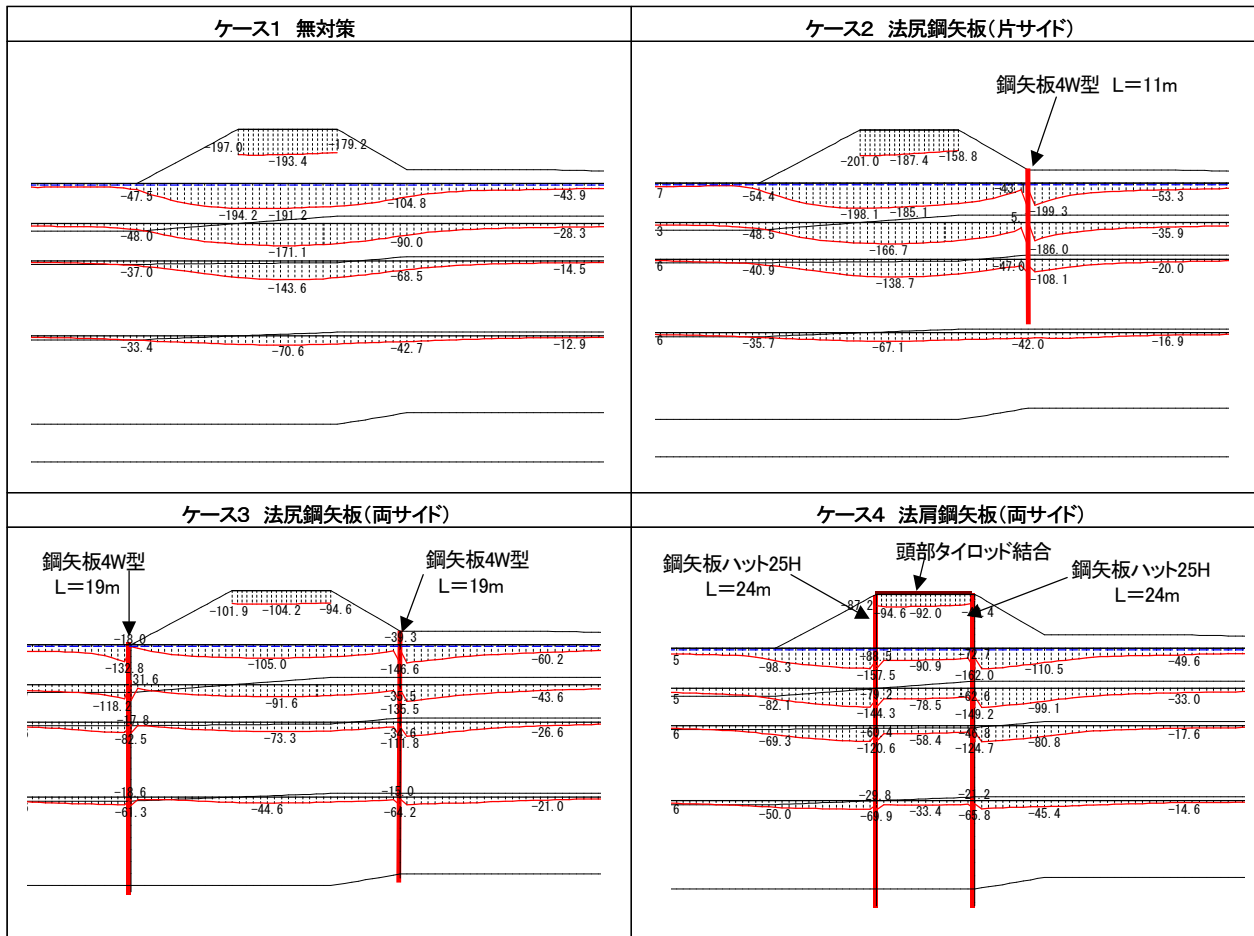


図 5.2.8 各層の沈下量分布図（過剰間隙水圧消散後）

各ケースにおける鋼矢板への作用モーメント（残留値）を図 5.2.9 に示す。

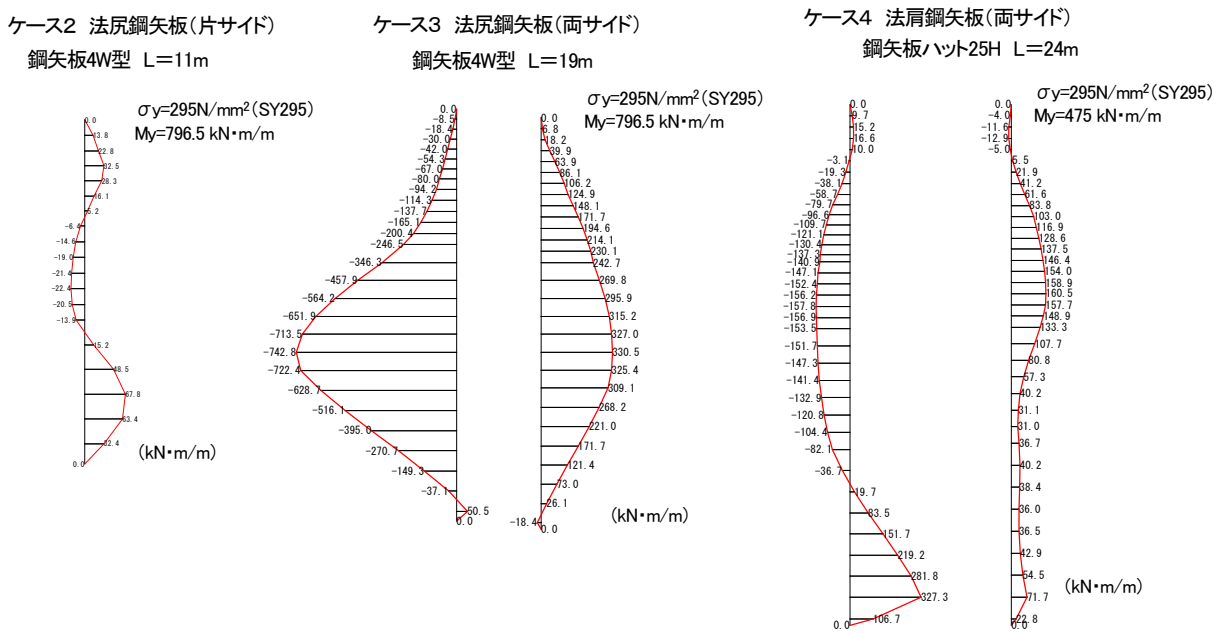


図 5.2.9 鋼矢板への作用モーメント（残留値）

#### (4) 結果の考察

##### ①無対策時

無対策ケースにおける本解析結果では、天端沈下量が約 1.8～1.9m であった。国土技術研究センター河川堤防耐震対策緊急検討委員会の調査結果<sup>5.5)</sup> (図 5.2.2 参照) と比較して、ある程度合致した結果となっている。

##### ②鋼矢板対策の効果

根入れ長が短く、堤防のり尻の片側のみに鋼矢板を配したケース 2 では、天端沈下量が約 1.7～2.0m 程度発生しており、無対策と比べて沈下を抑制する効果は確認されなかった。今回の解析条件では砂質シルト層 (第 4 層) で液状化 (剛性低下) に伴う大きな変形が生じており、それに追従する形で上方のシルト層 (第 3 層 / 根入れ層) にも変形が生じているためと考えられる。

非液状化層まで根入れし、両法に鋼矢板を配したケース 3 (のり尻)、ケース 4 (のり肩) では、無対策と比べて、沈下量が半分程度に抑えられる結果となった。

なお、各ケースの堤体沈下量について、液状化発生時の地盤流動化 (A) による成分と、液状化発生した後の過剰間隙水圧消散に伴う沈下 (B) に分けて、表 5.2.3 に示す。

地盤流動化による沈下 (A) : 過剰間隙水圧消散に伴う沈下 (B) は、およそ 6 : 4 の関係にある。

表 5.2.3 沈下量の成分について

※堤体天端中央での数値

ケース	沈下量 (cm)			
	液状化発生時の地盤流動化 (A)	過剰間隙水圧消散に伴う沈下 (B)	残留沈下 (A+B)	
無対策	-106	-87	-193	
対策①	のり先抑止 (片側)	-99	-88	-187
対策②	のり先抑止 (両側)	-62	-43	-105
対策③	のり肩抑止 (両側)	-54	-38	-92

##### ③鋼矢板への作用力

両法に鋼矢板を配したケース 3 (のり尻) では、鋼矢板への作用応力は許容応力度レベルを大きく超えているのに対し、ケース 4 (のり肩) では、ケース 3 (のり尻) と比べて、作用応力は 1/5 程度であり、許容応力度レベルを下回った。

鋼矢板の強度設計の観点では、ケース 4 (のり肩) の構造が有利となる。

### 5.2.3 模型振動実験のシミュレーション解析（適用性検討事例）

前節（5.2.2 利根川堤防断面の再現解析）との関係が前後するが、盛土－鋼矢板対策の連成構造におけるALIDの適用性、および鋼矢板作用外力特性の把握を目的として実施した「模型振動実験のシミュレーション解析事例」について記述する。

#### (1) 振動台模型実験の条件

平成12年に鋼管杭協会において実施した1G場の振動台模型実験<sup>5.6)</sup>を対象とした。

対象ケースは無対策および盛土ののり肩に鋼矢板を打設し頭部をタイロッド結合したものの2ケースである。

模型概要を図5.2.10および図5.2.11に示す。

模型は、300mm高さの盛土、350mm厚の液状化層、その下の195mm厚の締固め層（非液状化層）から構成されている。盛土は天端幅300mm、のり勾配1:1.75で、含水比を15%に調整した7号ケイ砂( $G_s=2.648$ 、 $D_{50}=0.177\text{mm}$ 、 $U_c=1.59$ 、 $F_c=1.4\%$ )を用いて湿潤密度 $\rho_t=1.5\text{g/cm}^3$ を目標に作成した。

液状化層は相対密度 $D_r$ を40~50%に調整した7号ケイ砂により作成した。締固め層（非液状化層）は、 $D_r$ を90%に調整した7号ケイ砂を用いた。

鋼矢板は板厚 $t=2\text{mm}$ ×高さ845mmのステンレス鋼板で、下端は土槽にピン固定した。また両側矢板の頭部をタイロッドで連結して事前に緊張力50Nを導入した。

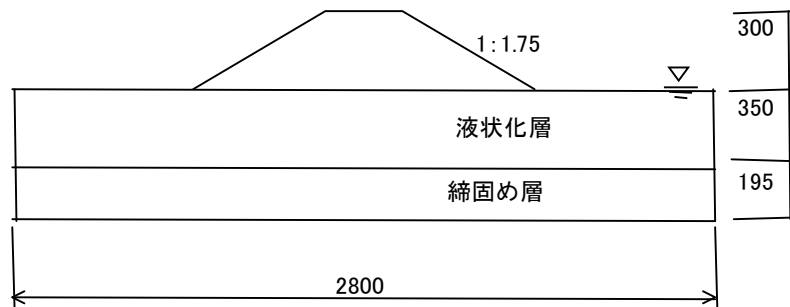


図 5.2.10 実験模型（無対策）

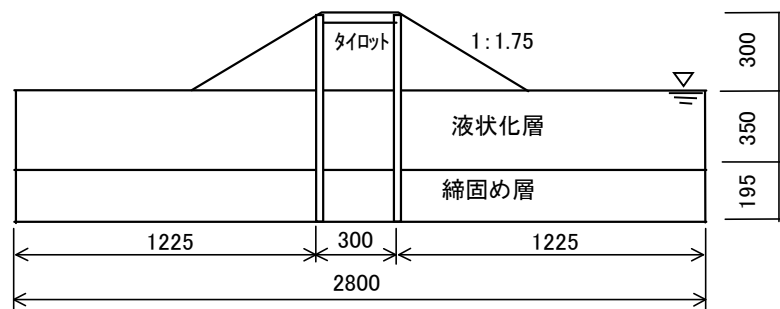


図 5.2.11 実験模型（鋼矢板対策、のり肩二重矢板）

また、実験における入力加振波を図 5.2.12 に示す。  
 入力波は正弦波（5Hz、300gal、20 波）である。

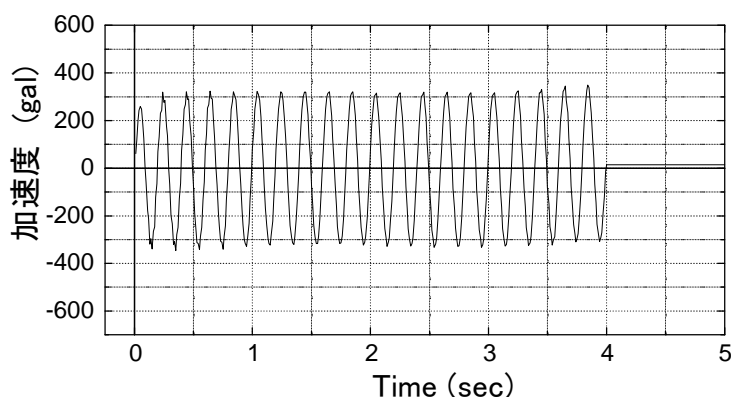


図 5.2.12 実験における入力加振波

(2) A L I D 解析条件の概要

A L I D 解析条件の概要を表 5.2.4 に示す。

同表には模型実験および以前実施した時刻歴応答型の有効応力解析プログラム LIQCA<sup>5.7)</sup> による条件を比較して示している。

表 5.2.4 A L I D 解析条件の概要（比較）

		模型実験	LIQCA2D(ver.99)	A L I D
重力場		1G 場		
入力加速度		入力加振波（図 5.2.12 時刻歴）		300gal として最大加速度のみ入力
地盤モデル	盛土	7号ケイ砂 ( $\rho_t=1.5\text{g/cm}^3$ )	繰返し弾塑性モデル (乾燥モデル)	MC/DP弾塑性モデル (非液状化)
	液状化層	7号ケイ砂 ( $D_r: 40\sim 50\%$ )	繰返し弾塑性モデル (湿潤モデル) ※	MC/DP弾塑性モデル ( $R_L 0.25$ ) ※
	締固め層	7号ケイ砂 ( $D_r: 90\%$ )	繰返し弾塑性モデル (非液状化)	MC/DP弾塑性モデル (非液状化)
鋼矢板		板厚 $t=2\text{mm}$ ステンレス鋼板（下端ピン結合）		
鋼矢板－地盤間		—	ジョイント要素 (地盤との摩擦角 $\phi=5^\circ$ )	
水圧消散過程の考慮		○	×	○

なお、A L I D における液状化層の繰返しせん断応力比は、LIQCA2D において採用した液状化層の液状化強度曲線（図 5.2.13）を踏襲し、20 回繰り返し時で  $R_L$  を 0.25 と設定した。

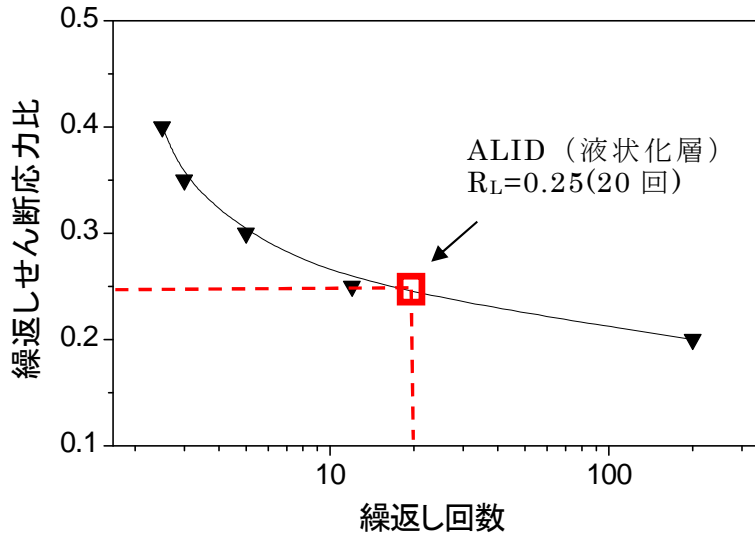


図 5.2.13 LIQCA2D (液状化層) の液状化強度曲線 (および、ALIDにおける繰返しせん断応力比の設定)

ALIDの解析における工程モデル(無対策および鋼矢板対策時)を表 5.2.5 および 5.2.6 に示す。

表 5.2.5 無対策時のALID解析工程モデル

常時(地震前)応力解析工程モデル		
番号	工程	内容
1	初期地盤	初期地盤として高さ54.5cmまで生成( $K_0=0.5$ )
2	盛土①	盛土(高さ67.0cm)
3	盛土②	盛土(高さ84.5cm)

残留変形解析工程モデル		
番号	工程	内容
4	液状化流動	FL値と低下剛性の算定(要素毎)、液状化流動(応力解放法)
5	液状沈下	発生過剰水圧消散後の沈下計算

表 5.2.6 鋼矢板対策時(のり肩二重矢板)のALID解析工程モデル

常時(地震前)応力解析工程モデル		
番号	工程	内容
1	初期地盤	初期地盤として高さ54.5cmまで生成( $K_0=0.5$ )
2	矢板	矢板設置(ステンレス鋼版: $t=2\text{mm}$ )
3	盛土①	盛土(高さ67.0cm)
4	盛土②	盛土(高さ84.5cm)
5	タイロッド	矢板天端間にタイロッド設置

残留変形解析工程モデル		
番号	工程	内容
6	液状化流動	FL値と低下剛性の算定(要素毎)、液状化流動(応力解放法)
7	液状沈下	発生過剰水圧消散後の沈下計算

(3) 解析結果

A L I Dの解析結果（無対策およびのり肩二重矢板）について、過剰間隙水圧消散後の残留変形と側方変位分布、および FL 値分布を図 5.2.14 に示す。

模型実験および LIQCA 解析結果（無対策およびのり肩二重矢板）について、加振終了後の残留変形を図 5.2.15 に示す。

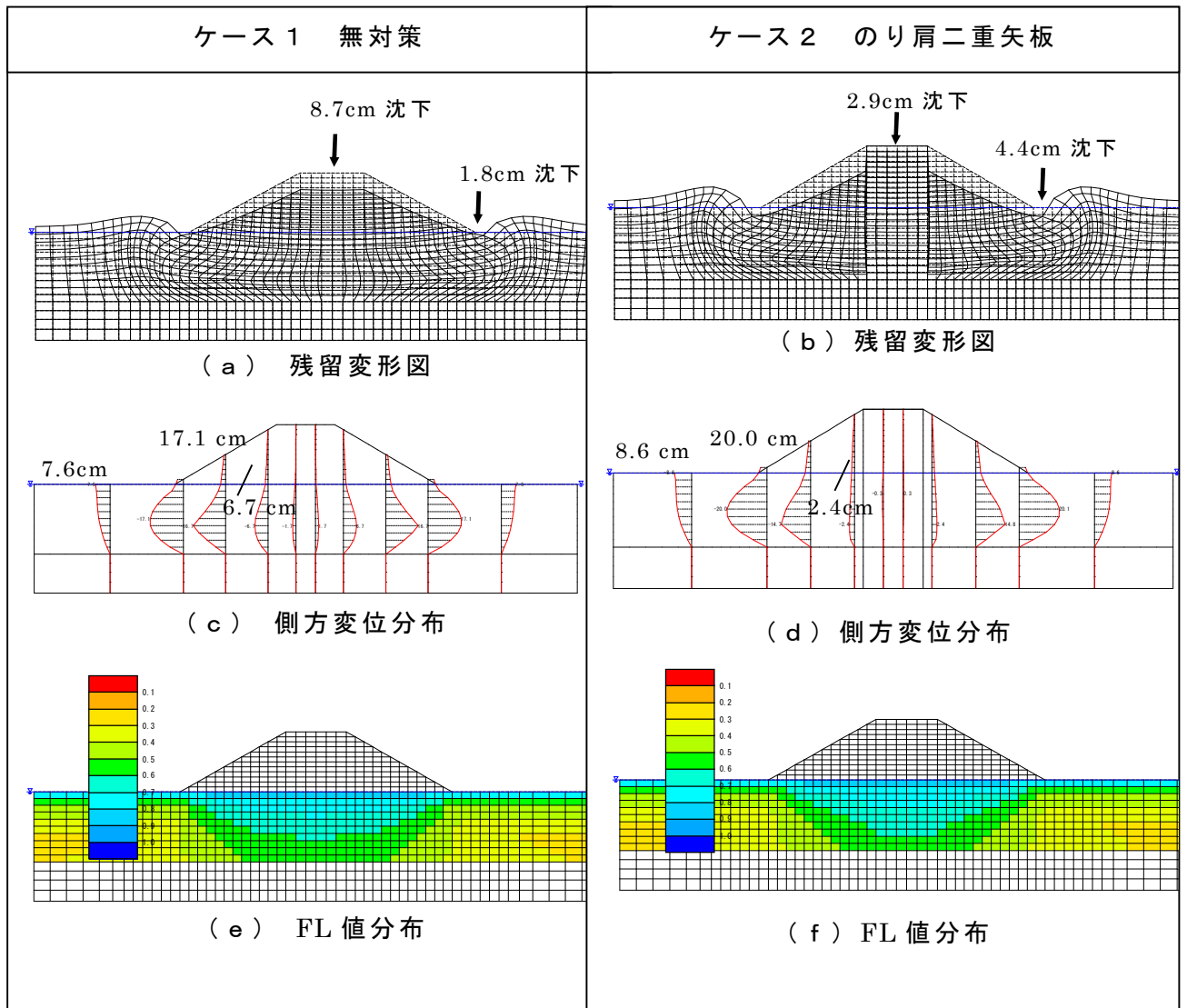


図 5.2.14 A L I Dの解析結果



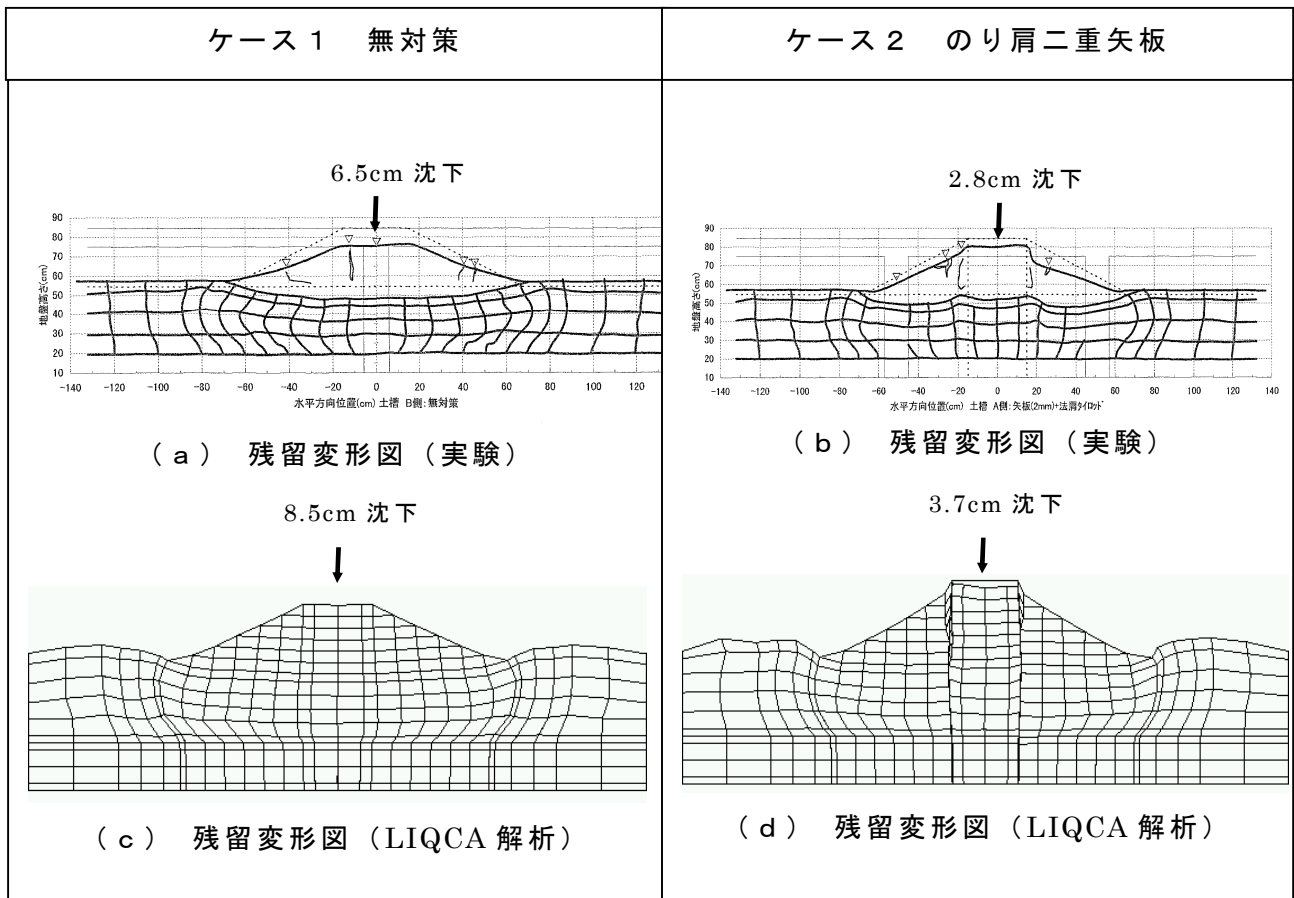
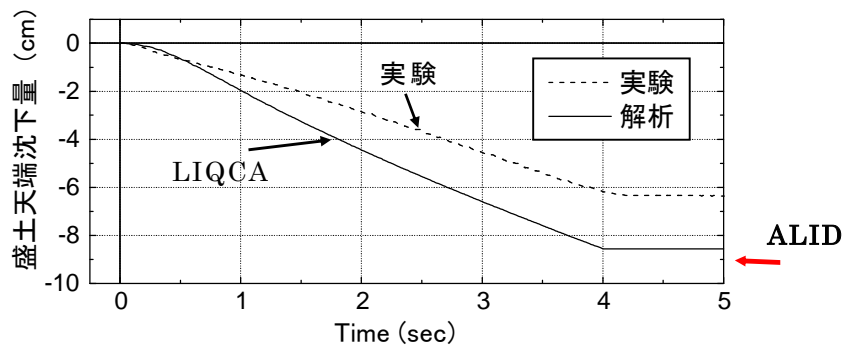


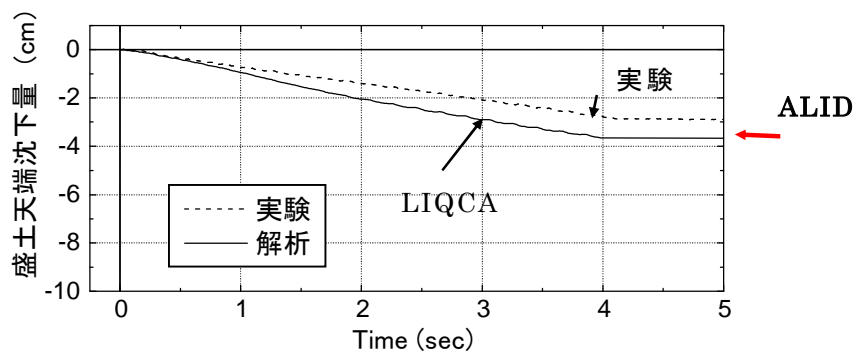
図 5.2.15 模型実験および LIQCA 解析結果

無対策および鋼矢板対策のケースについて、図 5.2.16 に、それぞれ天端沈下量の時刻歴（ALIDは最終沈下量のみ）を比較して示す。

天端最終沈下量について、無対策および鋼矢板対策のいずれにおいても、ALID解析結果は、模型実験結果あるいは LIQCA 解析結果と近似した。



(a) 無対策ケース



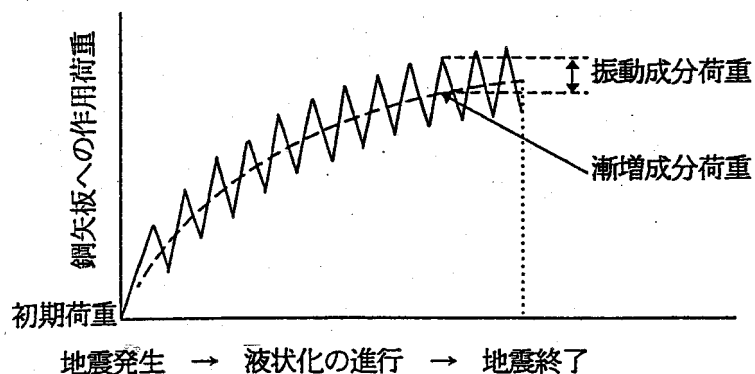
(b) 鋼矢板対策 (のり肩二重矢板)

図 5.2.16 天端沈下量の比較

鋼矢板に作用する曲げひずみについて、図 5.2.17 に残留値（漸増成分最終値）および最大振動成分作用時（ALIDは除く）の分布を比較して示す。

鋼矢板曲げひずみ残留値について、ALID解析結果は実験結果をやや上回る（LIQCA 解析値とは近似）。

また、鋼矢板に発生する曲げひずみは、残留値 > 振動成分値であるが、振動成分値も無視しえないレベルである。（ALID解析では考慮できないため、別途考慮が必要）



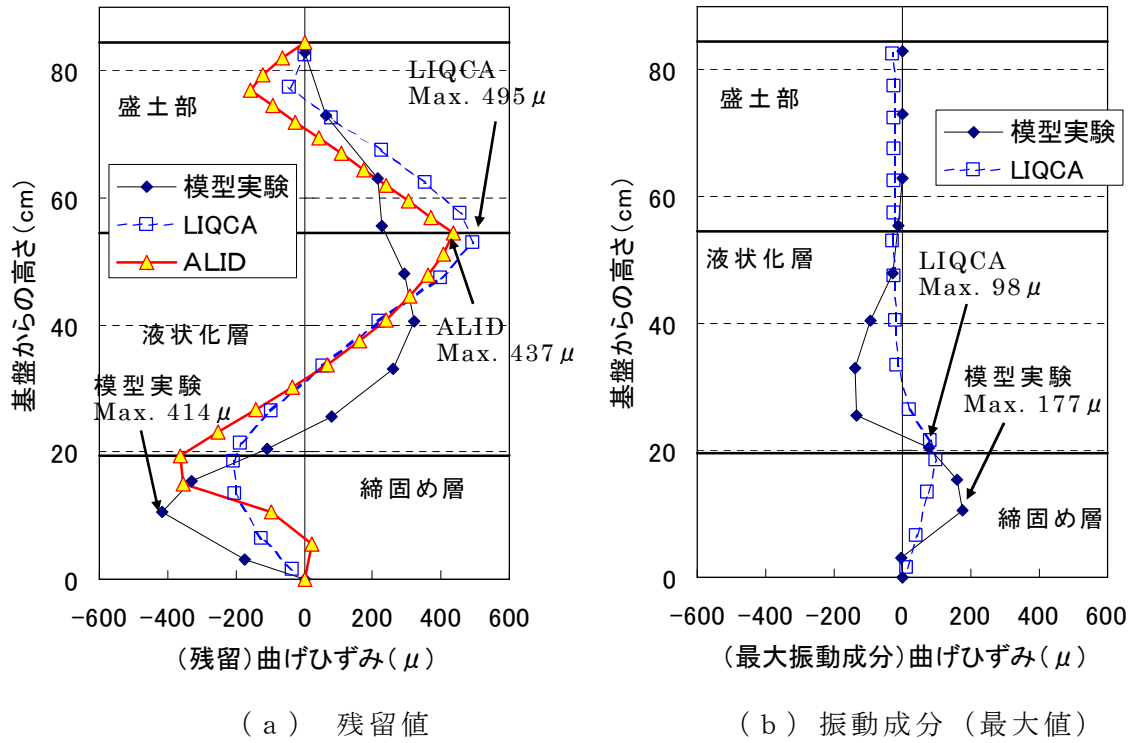


図 5.2.17 鋼矢板の曲げひずみの比較

”河川堤防の液状化対策工法設計施工マニュアル(案)(平成9年2月)”に記載されている振動成分荷重の設計式を本構造に適用し、実験結果との比較を行った。

(図 5.2.18 に示す鋼矢板への作用荷重モデル(イメージ)のうちの④に相当)

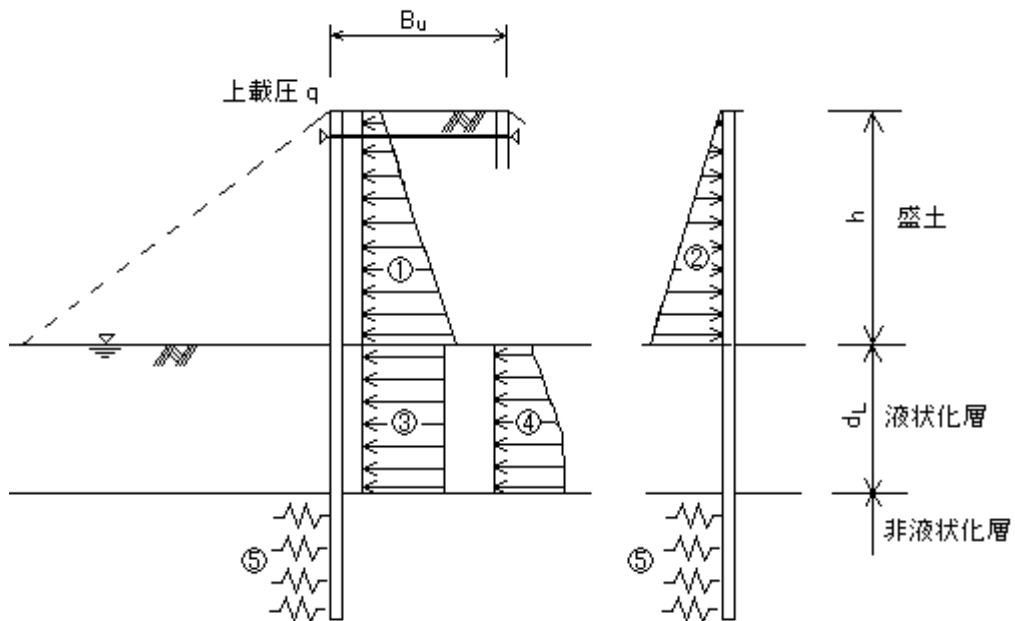


図 5.2.18 作用荷重モデル (イメージ)

- 設計荷重および水平地盤反力係数
- ① 中詰土の静止土圧+天端上載圧
- ② 中詰土の地震時主動土圧と静止土圧の差
- ③ 液状化層の漸増成分荷重
- ④ 液状化層の振動成分荷重

④振動成分荷重式

鋼矢板に作用する液状化層の振動成分荷重は、式 (5.2.1) により算定する。

$$P_d = \eta_d \cdot P_{dmax} \quad \dots \dots \dots (5.2.1)$$

$$P_{dmax} = \kappa \cdot \gamma_{sat} \cdot (H_d \cdot z)^{1/2}$$

ここに、

$P_d$  : 振動成分土圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$\eta_d$  : 使用矢板の剛性に応じた振動成分土圧に係わる係数 (=1.0 とした)

$\kappa$  : 設計水平震度 (=0.3 とした)

$H_d$  : 水位面から最も下の液状化層の下端までの距離 (m)

$\gamma_{sat}$  : 液状化層における土の飽和単位体積重量 (kN/m<sup>3</sup>) (=2.0 kN/m<sup>3</sup>)

$z$  : 深度 (m)

模型実験における最大振動成分曲げひずみ分布を 2 回微分して得られた「反力荷重分布」および式 (5.2.1) による「振動成分設計荷重」を比較して図 5.2.19 に示す。

液状化層における荷重分布について、実験値は設計荷重を上回っておらず、設計荷重は安全側の評価となっている。

なお、盛土部では振動成分荷重は、ほとんど生じていない。

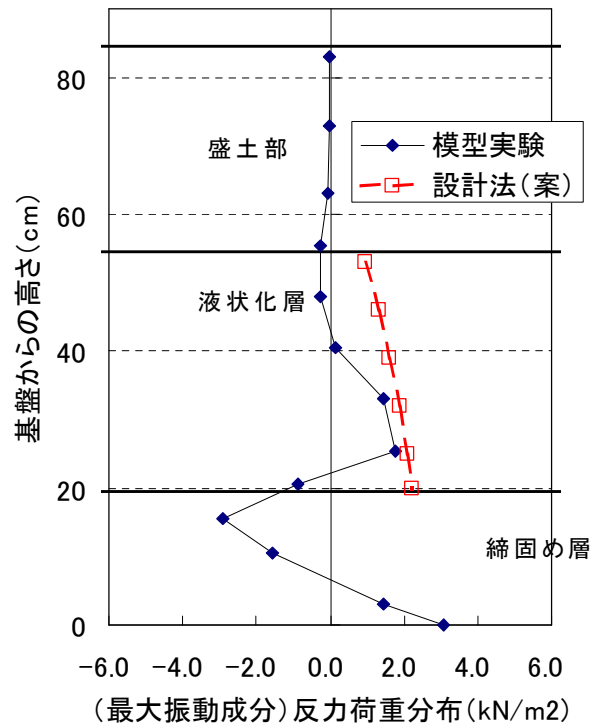


図 5.2.19 反力荷重分布 (実験値) と振動成分設計荷重との比較

## 5.2.4 まとめ

### (1) 利根川堤防断面の再現解析

- ① 無対策ケースにおける本解析結果では、天端沈下量が約 1.8～1.9m であり、実際の被災調査結果とある程度合致した結果が得られた。
- ② 鋼矢板対策の効果について、根入れ長が短く、堤防のり尻の片側のみに鋼矢板を配したケース 2 では、天端沈下量が約 1.7～2.0m 程度発生しており、無対策と比べて沈下を抑制する効果は確認されなかった。  
非液状化層まで根入れし、かつ両法に鋼矢板を配したケース 3 (のり尻)、ケース 4 (のり肩) では、無対策と比べて、沈下量が半分程度に抑えられる結果となった。
- ③ 鋼矢板への作用力について、両法に鋼矢板を配したケース 3 (のり尻) では、鋼矢板への作用応力は許容応力度レベルを大きく超えているのに対し、ケース 4 (のり肩) では、ケース 3 (のり尻) と比べて、作用応力は 1/5 程度であり、許容応力度レベルを下回った。鋼矢板の強度設計の観点では、ケース 4 (のり肩) の構造が有利となる。

### (2) 模型振動実験のシミュレーション解析

- ① A L I D による模型振動実験のシミュレーションの結果、無対策、鋼矢板対策ともに地盤変形は良く近似した。また、鋼矢板に作用する曲げひずみ (残留値) も、解析がやや上回るものの、同程度の水準であった。
- ② 上記の結果から、盛土地盤－鋼矢板系の構造に対して、A L I D は、適用できることが確認できた。
- ③ ただし、鋼矢板に発生する曲げひずみは、残留成分 > 振動成分であるが、振動成分も無視しえないレベルであるが、A L I D 解析では動的挙動は考慮できないため、別途考慮 (部分的に設計荷重を適用など) が必要である。
- ④ 利根川堤防実断面を対象とした実スケール解析を実施した結果、東日本大震災で報告された、堤防被災状況 (鋼矢板対策なし) とほぼ合致した結果が得られた。
- ⑤ 非液状化層まで根入れし、両法に鋼矢板を配したケース 3 (のり尻)、ケース 4 (のり肩) では、無対策と比べて、沈下量が半分程度に抑えられる結果となった。  
ただし、鋼矢板への作用応力では、ケース 4 (のり肩) では、ケース 3 (のり尻) と比べて、作用応力は 1/5 程度であり、鋼矢板の強度設計の観点では、ケース 4 (のり肩) の構造が有利となる。

【参考文献】

- 5.1) 財国土技術研究センターホームページ 第3回河川堤防耐震対策緊急検討委員会資料
- 5.2) 財国土技術研究センターホームページ 第4回河川堤防耐震対策緊急検討委員会資料
- 5.3) 国土交通省東北地方整備局ホームページ 第4回北上川等堤防復旧技術検討会資料
- 5.4) 国土技術研究センター河川堤防耐震対策緊急検討委員会. “東日本大震災を踏まえた今後の河川堤防の耐震対策の進め方について報告書(案)”. 2011.9.
- 5.5) 国土技術研究センター河川堤防耐震対策緊急検討委員会. “関東地整における大規模堤防被災一覧”. 2011.5.
- 5.6) 田中ら. “鋼矢板による新しい盛土の液状化対策工法に関する検討(その1: 振動台模型実験による検討)”. 土木学会第56回年次学術講演会 III-A129. 2001.
- 5.7) 恩田ら. “鋼矢板による新しい盛土の液状化対策工法に関する検討(その2: 動的有効応力解析による検討)”. 土木学会第56回年次学術講演会 III-A130. 2001.

## 鋼矢板技術委員会

委員長	河野謙治	(J F E スチール 株)
委員	松原秀和	(J F E スチール 株)
委員	高田雄大	(J F E スチール 株)
委員	寺尾名央	(J F E スチール 株)
委員	吉原健郎	(新日鐵住金 株)
委員	乙志和孝	(新日鐵住金 株)
委員	藤原覚太	(新日鐵住金 株)
委員	及川森	(新日鐵住金 株)
委員	上醉尾義明	(鋼管杭・鋼矢板技術協会)
委員	田中隆太	(鋼管杭・鋼矢板技術協会)

## 鋼材を用いた河川堤防の 液状化対策工法 技術資料

---

改訂履歴 初 版 平成 30 年 1 月 31 日

発 行 一般社団法人 鋼管杭・鋼矢板技術協会

〒103-0025

東京都中央区日本橋茅場町 3-2-10

鉄鋼会館 6 階

電話 03 ( 3 6 6 9 ) 2 4 3 7 (代表)

FAX 03 ( 3 6 6 9 ) 1 6 8 5

---

印 刷 昭和情報プロセス株式会社

〒108-0073

東京都港区三田 5-14-3

電話 03 ( 3769 ) 7151