

島根原子力発電所第2号機 審査資料	
資料番号	NS2-補-027-08 改17
提出年月日	2023年1月10日

浸水防護施設の耐震性に関する説明書の補足説明資料

2023年1月

中国電力株式会社

補足説明資料目次

今回提出範囲：

1. 浸水防護施設の設計における考慮事項
 - 1.1 津波と地震の組合せで考慮する荷重
 - 1.2 自然現象を考慮する浸水防護施設の選定
 - 1.3 津波防護に関する施設の機能設計・構造強度設計に係る許容限界
 - 1.4 津波防護施設の強度計算における津波荷重、余震荷重及び漂流物衝突荷重の組合せ
 - 1.5 浸水防護施設の評価における漂流物衝突荷重、風荷重及び積雪荷重の設定
 - 1.6 津波波圧の算定に用いた規格・基準類の適用性
 - 1.7 浸水防護施設のアンカーボルトの設計
 - 1.8 津波防護施設の設計における評価対象断面の選定
 - 1.9 強度計算における津波時及び重畳時の荷重作用状況
 - 1.10 耐震及び耐津波設計における許容限界
 - 1.11 強度計算に用いた規格・基準類の適用性
 - 1.12 津波に対する止水性能を有する施設の評価

2. 浸水防護施設に関する補足資料
 - 2.1 防波壁に関する補足説明
 - 2.2 防波壁通路防波扉に関する補足説明
 - 2.3 1号機取水槽流路縮小工に関する補足説明
 - 2.4 浸水防止設備に関する補足説明
 - 2.5 津波監視設備に関する補足説明
 - 2.6 漂流防止装置に関する補足説明
 - 2.6.1 漂流防止装置（係船柱）の耐震性についての計算書に関する補足説明
 - 2.6.2 漂流防止装置（係船柱）の強度計算書に関する補足説明
 - 2.6.3 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の耐震性についての計算書に関する補足説明
 - 2.6.4 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の耐震性についての計算書に関する補足説明
 - 2.7 強度評価における鉛直方向荷重の考え方
 - 2.8 津波の流入防止に係る津波バウンダリとなる設備の評価

2. 浸水防護施設に関する補足資料

2.6 漂流防止装置に関する補足説明

2.6.1 漂流防止装置（係船柱）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 構成要素の構造計画	4
2.4 評価方針	6
2.5 適用規格・基準等	7
3. 耐震評価	8
3.1 記号の定義	8
3.2 評価対象部位	10
3.3 荷重及び荷重の組合せ	11
3.3.1 荷重の設定	11
3.3.2 荷重の組合せ	11
3.4 許容限界	12
3.5 設計用地震力	14
3.6 評価方法	17
4. 評価条件	31
5. 評価結果	32

1. 概要

本資料は、VI-2-別添 6-1「漂流防止装置の耐震計算の方針」に設定している構造強度及び機能保持の設計方針に基づき、漂流防止装置（係船柱）が設計用地震力に対して十分な構造強度を有していることを説明するものである。

漂流防止装置（係船柱）に要求される機能の維持を確認するに当たっては、応力評価に基づく、構造部材の健全性評価を行う。

2. 基本方針

2.1 位置

漂流防止装置（係船柱）及び基礎の位置を図 2.1-1 に示す。漂流防止装置（係船柱）の設置位置の詳細は「2.2 構造概要」で示す。

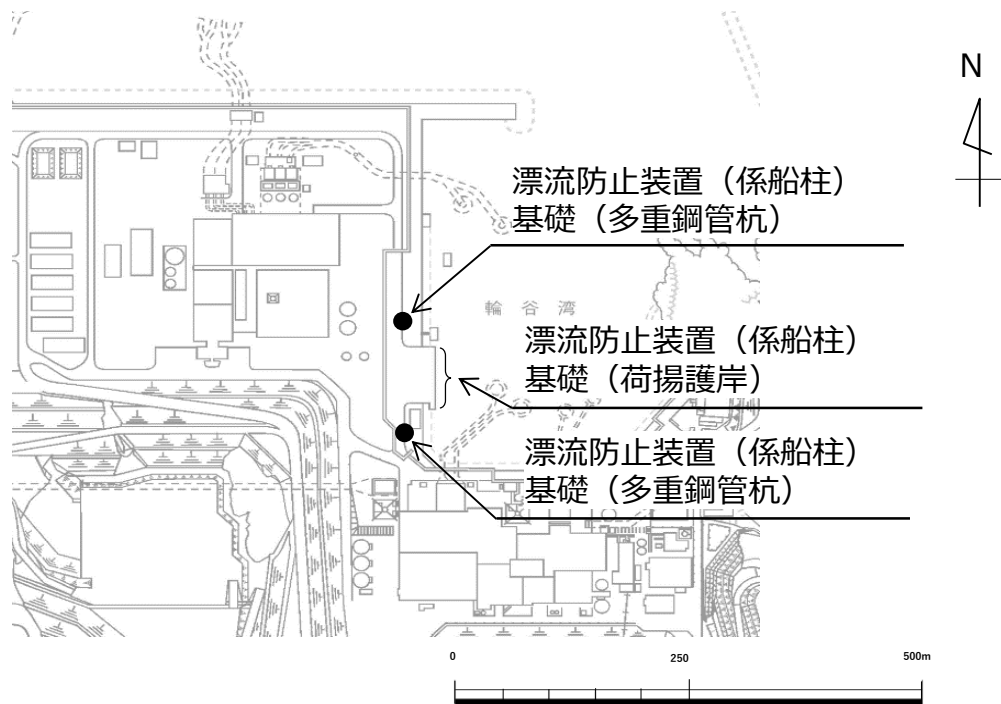


図 2.1-1 漂流防止装置位置図

2.2 構造概要

漂流防止装置は、燃料等輸送船の係留索を固定材である係船柱と接続し、係船柱と基礎をアンカーボルトで固定する構造である。漂流防止装置の概要図を図 2.2-1 に示す。

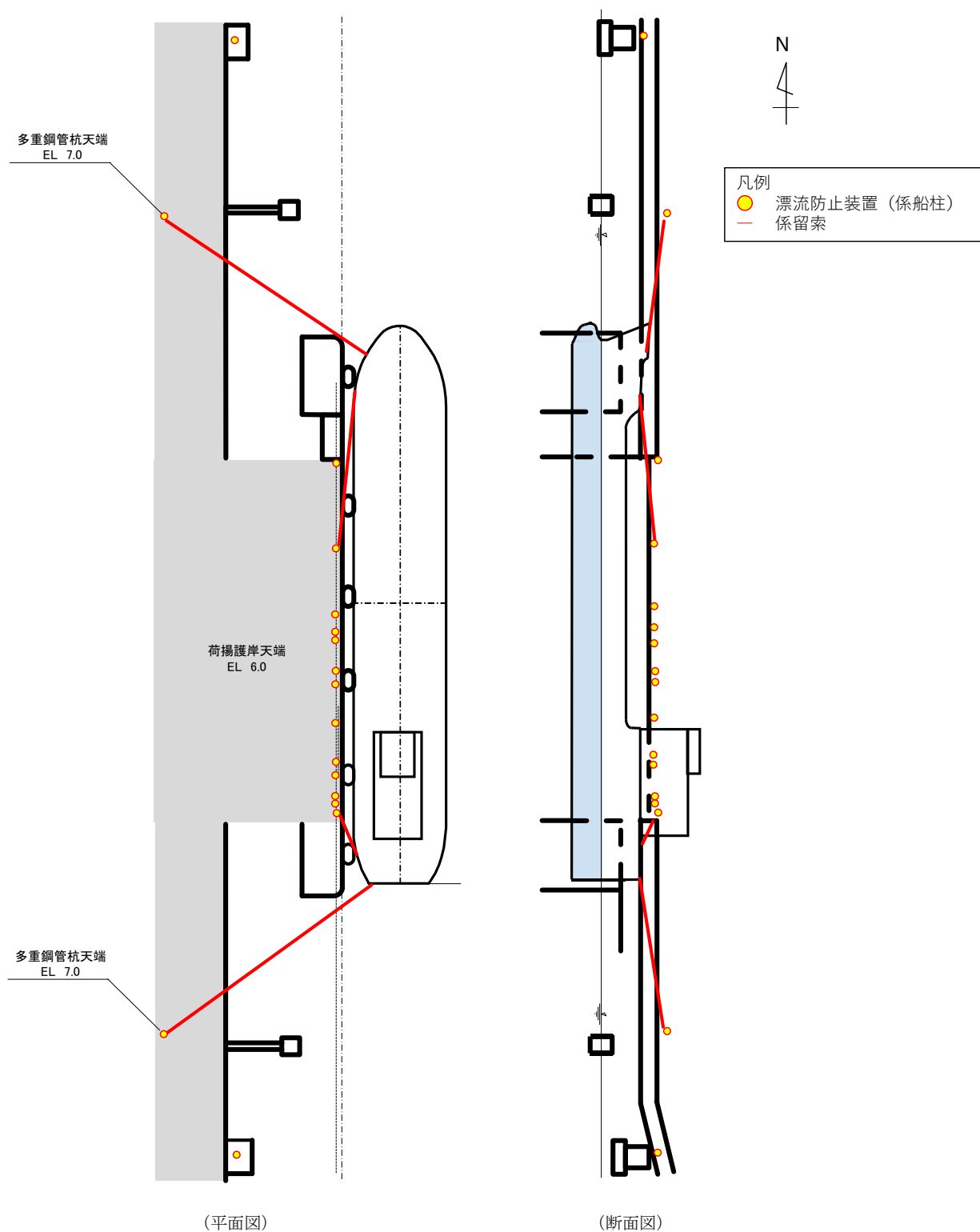


図 2.2-1 漂流防止装置の概要図

2.3 構成要素の構造計画

漂流防止装置は、係船柱，アンカーボルト及びアンカー板から構成される。

漂流防止装置の構造図を図 2.3-1 に示す。

(単位：mm)

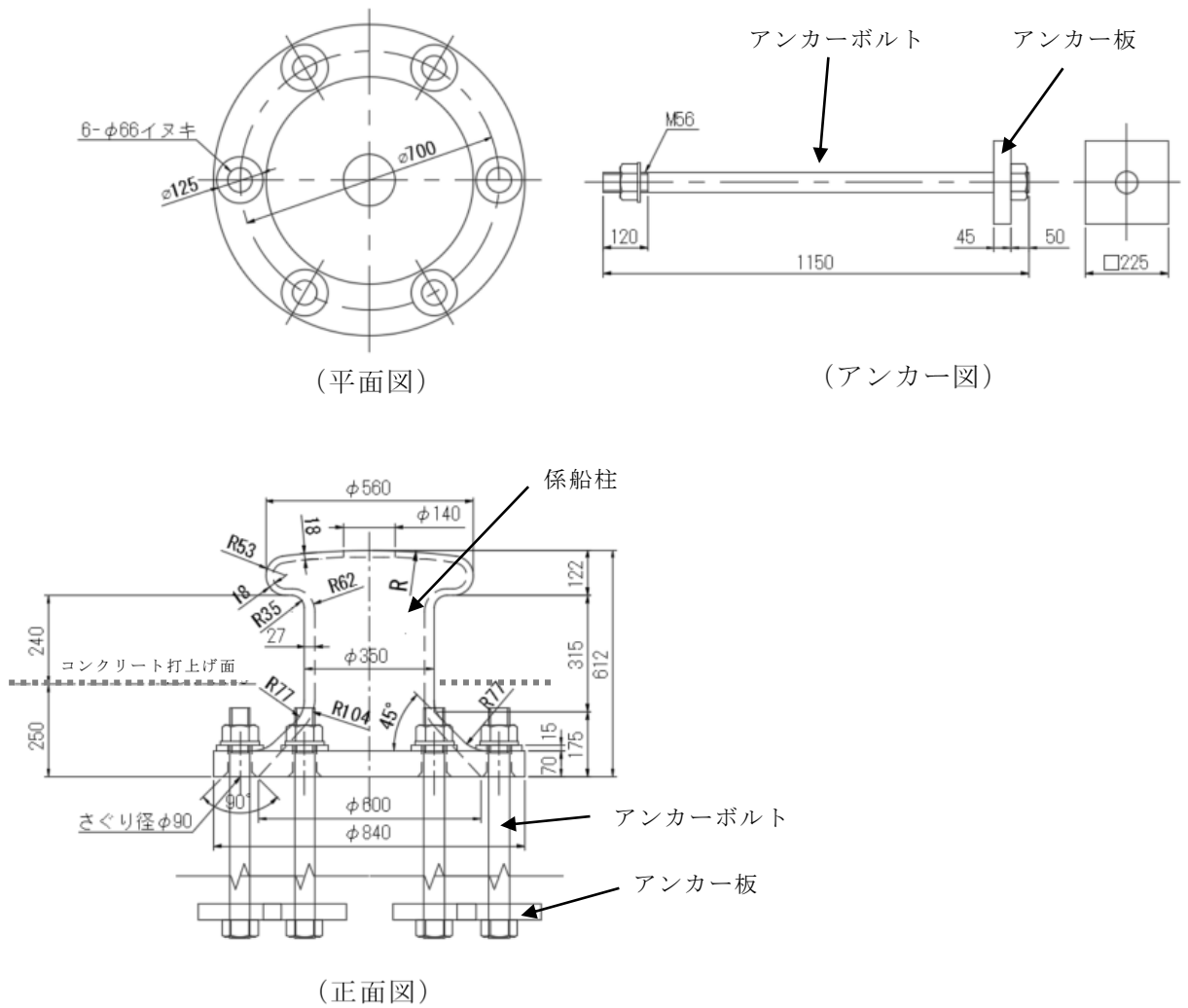
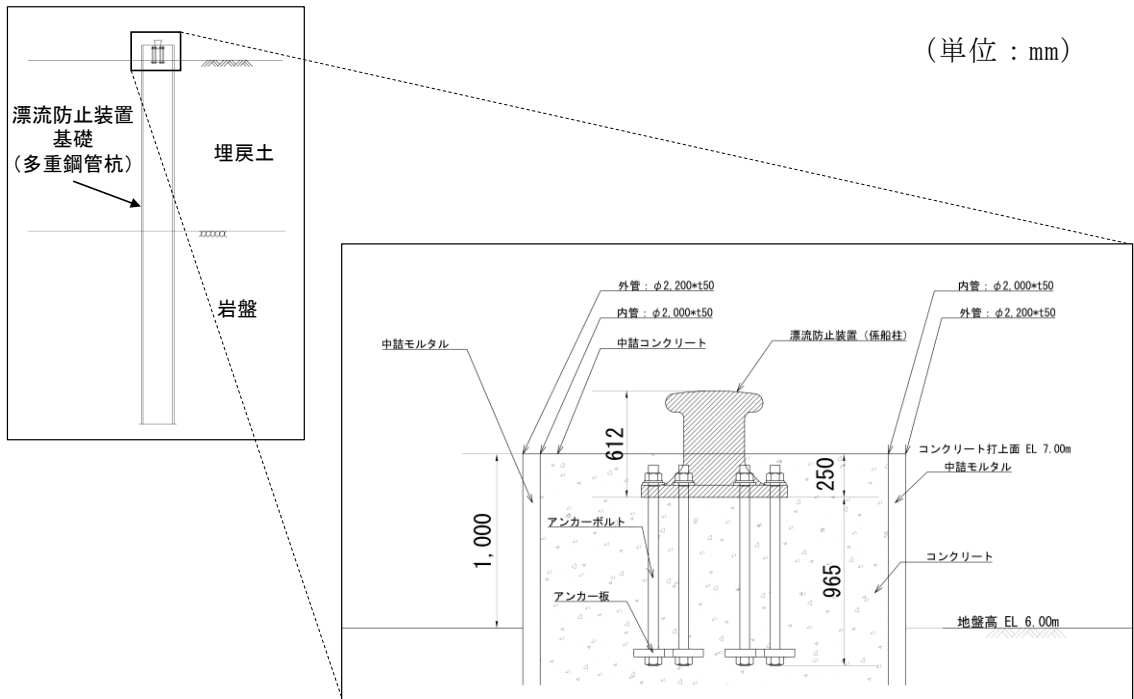
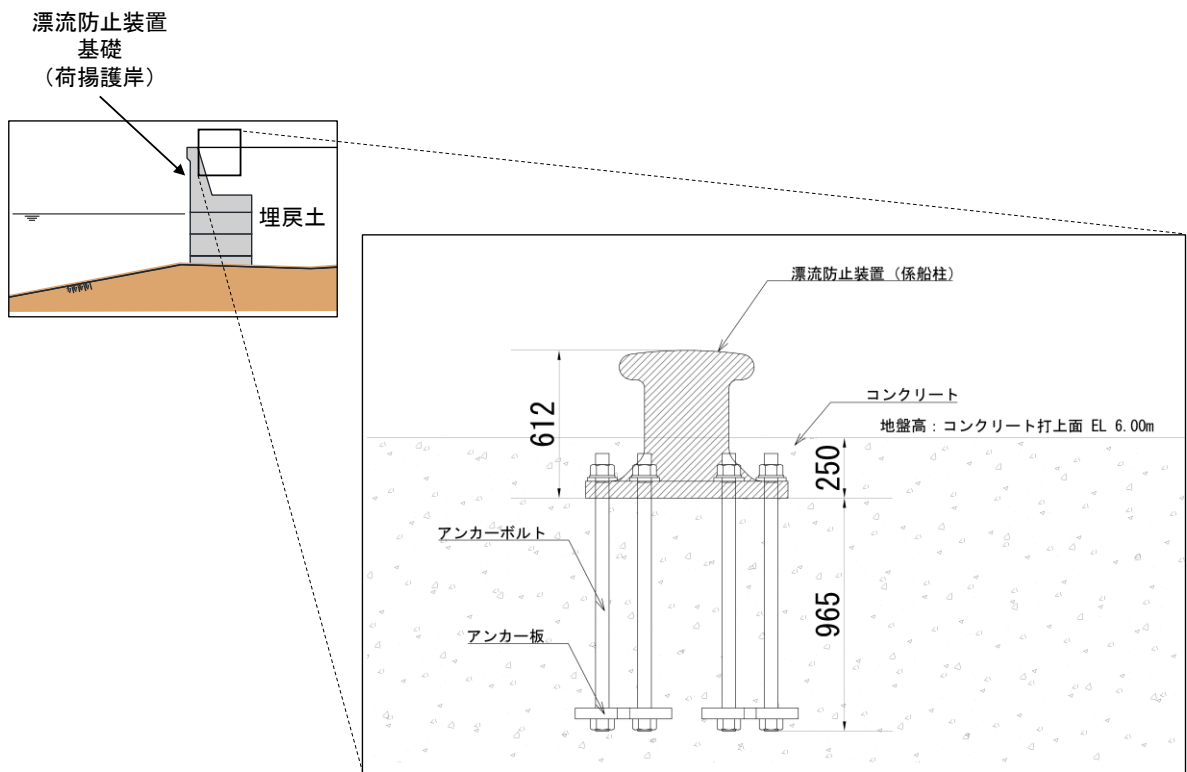


図 2.3-1(1) 漂流防止装置の構造図



漂流防止装置基礎 (多重鋼管杭)



漂流防止装置基礎 (荷揚護岸)

図 2.3-1(2) 漂流防止装置の構造図

2.4 評価方針

漂流防止装置の耐震評価は、基準地震動 S_s による慣性力が係留索を介して漂流防止装置に作用することにより評価対象部位に生ずる応力が「3.4 許容限界」に収まることを「3.6 評価方法」に示す方法により、「4. 評価条件」に示す評価条件を用いて計算し、「5. 評価結果」にて確認する。

漂流防止装置の耐震評価フローを図 2.4-1 に示す。

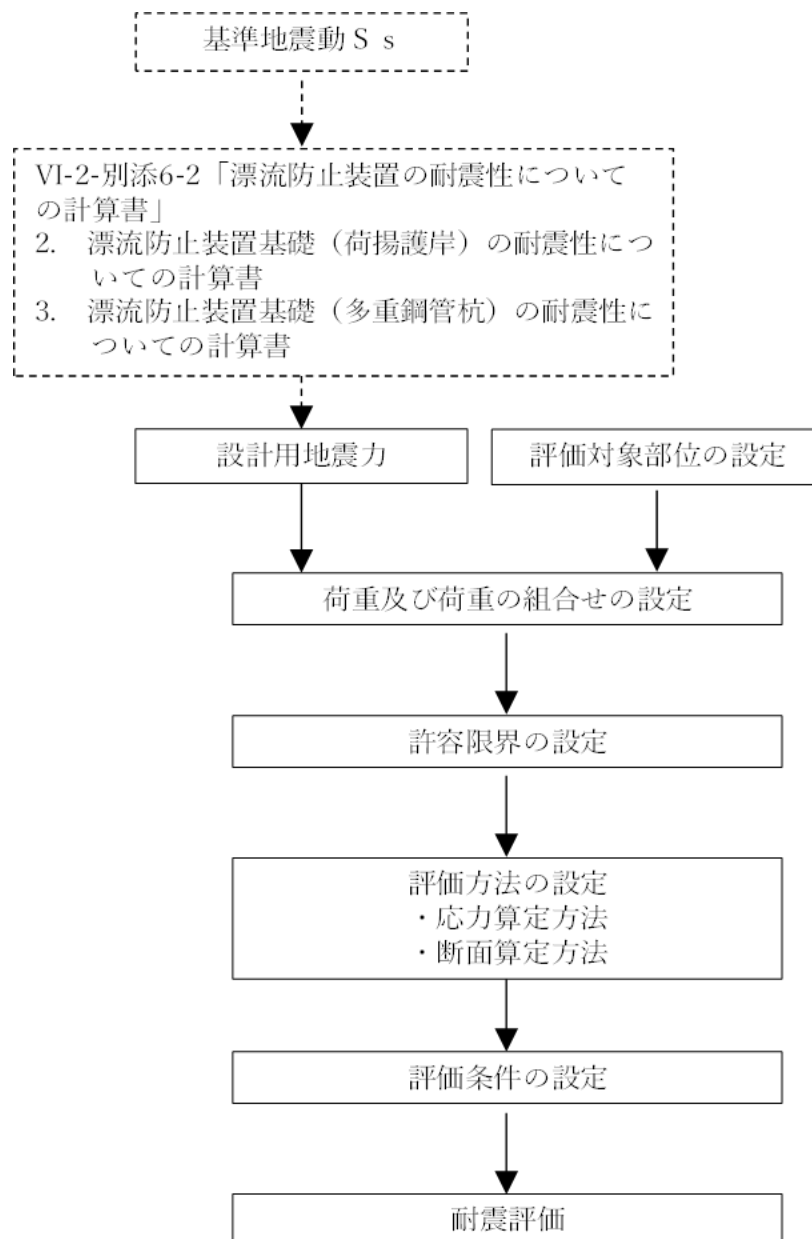


図 2.4-1 漂流防止装置（係船柱）の耐震評価フロー

2.5 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・港湾技研資料 NO.102 けい船柱の標準設計（案）（運輸省港湾技術研究所，1970年）
- ・鋼構造設計規準－許容応力度設計法－（（社）日本建築学会，2005年改定）
- ・各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年改訂）
- ・コンクリート標準示方書 [構造性能照査編]（（社）土木学会，2002年）
- ・日本産業規格（J I S）
- ・港湾構造物標準設計（第1集）（（社）日本港湾協会，1971年）
- ・機械工学便覧 改訂第6版（（社）日本機械学会編，1977年）

3. 耐震評価

3.1 記号の定義

漂流防止装置の耐震評価に用いる記号を表 3.1-1 に示す。

表 3.1-1(1) 漂流防止装置の耐震評価に用いる記号(1/2)

記号	単位	定義
σ_s	N/mm ²	係船柱の胴部縁応力度
$M_{s a}$	N・mm	係船柱の胴部転倒モーメント
D	mm	係船柱の胴部径
$Z_{s a}$	mm ³	係船柱の断面係数
P_v	N	基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分
$A_{s a}$	mm ²	係船柱の断面積
σ_{c1}	N/mm ²	底板下面のコンクリートの支圧応力度
R_1	mm	中心軸から底板端までの距離
y	mm	中心軸と中立軸の距離
n	—	アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比
G_s	mm ³	引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント
G_c	mm ³	圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント
σ_{c2}	N/mm ²	底板前面のコンクリートの支圧応力度
P_H	N	基準地震動 S_s による慣性力の水平成分
μ	—	底板とコンクリートの摩擦係数
P_{vc}	N	コンクリートの支圧力 ($\approx 0.7 \times P_H$)
H_1	mm	底板厚さ
σ_{s2}	N/mm ²	アンカーボルト 1 本に生じる引張応力度
R_1'	mm	中心軸からアンカーボルト位置までの距離
τ_s	N/mm ²	アンカーボルト 1 本に生じるせん断応力度
N	本	アンカーボルトの本数
ϕ_b	mm	アンカーボルトの谷径
p	N/mm ²	アンカーボルト 1 本に基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 P_v が作用した時にアンカー板に働く等分布荷重
ϕ_a	mm	アンカーボルトの呼び径
σ_{st}	N/mm ²	アンカー板の応力度

表 3.1-1(2) 漂流防止装置の耐震評価に用いる記号(2/2)

記号	単位	定義
b	mm	ナット二面幅
a	mm	アンカー板幅
t	mm	アンカー板厚
σ_c	N/mm ²	アンカー板上面コンクリートの支圧応力度
τ_c	N/mm ²	アンカー板コンクリートのせん断応力度
L	mm	アンカーボルトの埋込み長さ

3.2 評価対象部位

漂流防止装置の評価対象部位は「2.2 構造概要」に示す構造上の特性を踏まえ選定する。

漂流防止装置に生じる基準地震動 S_s による慣性力に伴う荷重は係船柱、アンカーボルト及びアンカー板を介して基礎に伝達されることから、評価対象部位を係船柱、アンカーボルト及びアンカー板とする。評価対象部位を図 3.2-1 に示す。

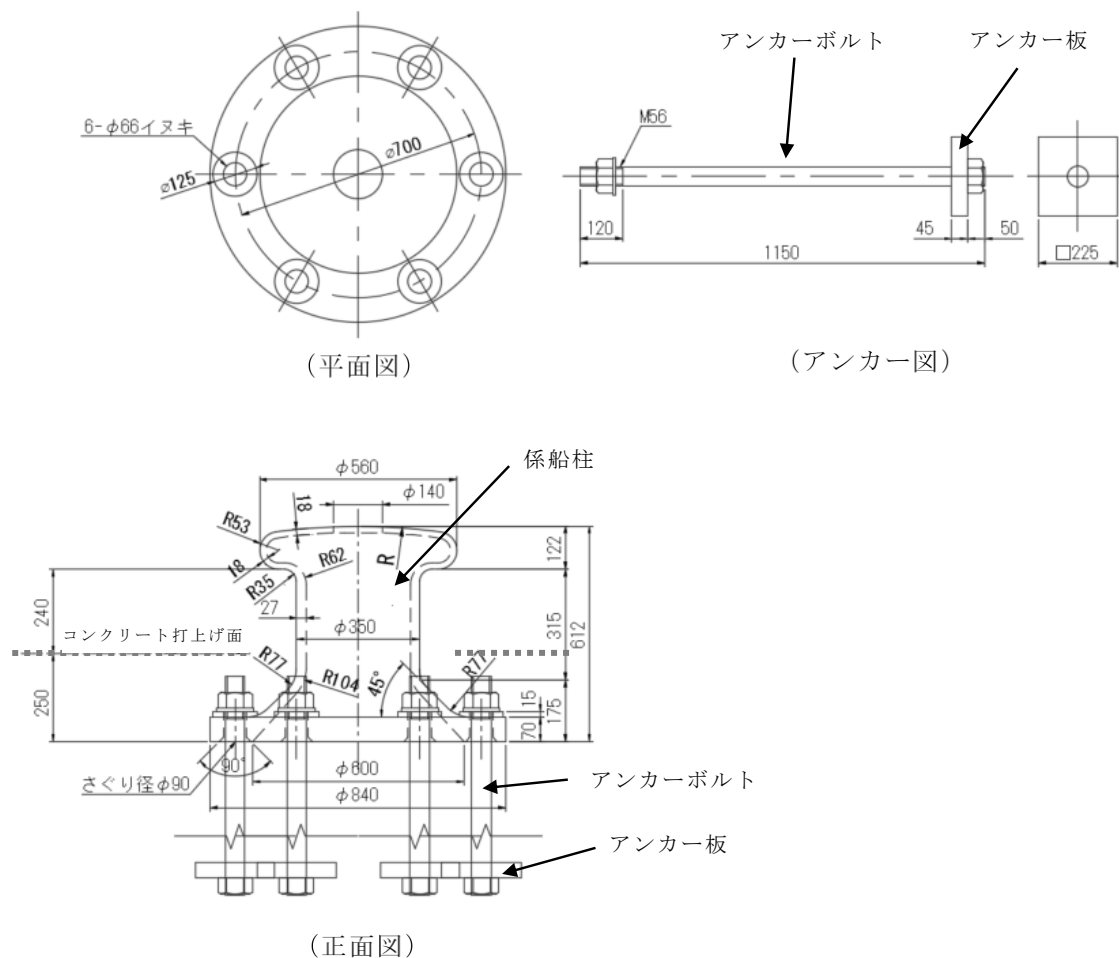


図 3.2-1 評価対象部位

3.3 荷重及び荷重の組合せ

3.3.1 荷重の設定

耐震評価に用いる荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重 (G)

固定荷重として、漂流防止装置 (係船柱) の自重を考慮する。

(2) 地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s による荷重を考慮する。「3.5 設計用地震力」で設定した設計震度を用いて次式により算出する。

$$S_s = G \cdot k$$

ここで、

S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重 (kN)

G : 固定荷重 (kN)

k : 設計震度

3.3.2 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3-1 に示す。なお、構造として地表面から突出した部分は僅かであることから風荷重及び積雪荷重は考慮しない。

表 3.3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 S _s	G + S _s

G : 漂流防止装置 (係船柱) の固定荷重

S_s : 基準地震動 S_s による地震荷重

3.4 許容限界

(1) 使用材料

漂流防止措置を構成する係船柱、アンカーボルト及びアンカー板の使用材料を表 3.4-1 に示す。

また、漂流防止装置の基礎で使用するコンクリートは設計基準強度 24N/mm^2 とする。

表 3.4-1 使用材料

評価対象部位	材質	仕様
係船柱	SC450	$\phi 350$
アンカーボルト	SS400	M56×1150
アンカー板	SS400	$\square 225 \times t45$

(2) 許容限界

a. 係船柱

係船柱の許容応力度は、「鋼構造設計規準—許容応力度設計法—（（社）日本建築学会，2005年改訂）」及び「JIS G 5101 炭素鋼鋳鋼品」を踏まえて表 3.4-2 の値とする。

表 3.4-2 係船柱の許容応力度

材質	許容応力度 (N/mm^2)	
	曲げ・引張	せん断
SC450	205	—

b. アンカーボルト及びアンカー板

アンカーボルト及びアンカー板の許容限界は、「各種合成構造設計指針・同解説（（社）日本建築学会，2010年改定）」（以下「各種合成構造設計指針・同解説」という。）に基づき算定した，表 3.4-3 の値とする。

表 3.4-3 アンカーボルト及びアンカー板の許容応力度

材質		許容応力度 (N/mm ²)	
		曲げ・引張	せん断
SS400	$t \leq 40$	234	136
	$40 < t \leq 100$	215	124

c. コンクリート

漂流防止装置（係船柱）の周囲に打設するコンクリートの許容限界は、「コンクリート標準示方書[構造性能照査編]（（社）土木学会，2002年）」に基づき，表 3.4-4 に示す許容応力度とする。

表 3.4-4 漂流防止装置（係船柱）の基礎の許容応力度

材質	許容応力度 (N/mm ²)	
	支圧	せん断
コンクリート（設計基準強度 24N/mm ² ）	17.5	0.67

3.5 設計用地震力

漂流防止装置（係船柱）の耐震計算に用いる設計震度は、VI-2-別添 6-2「漂流防止装置の耐震計算書」の「2. 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）についての耐震計算書」，「3. 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）についての耐震計算書」に示す漂流防止装置（係船柱）設置位置の最大応答加速度に基づき設定した。地震応答解析モデルの断面選定の考え方は、それぞれの耐震計算書のうち「3.1 評価対象断面」に示す。

表 3.5-1 に漂流防止装置基礎（荷揚護岸）及び漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）における係船柱設置位置の最大応答加速度及び震度の値を示す。これらの震度を包絡するように、設計用地震力を設定した。

地震応答解析に用いた断面位置の平面図及び解析モデル図を図 3.5-1～2 に示す。

表 3.5-1 (1) 設計用地震力（水平）

地震動	設置場所及び 設置高さ (m)	水平方向 k_H	設計用地震力 (水平)
基準地震動 S_s	漂流防止装置基礎（荷揚護岸）：EL 6.0m	1.5 (1469cm/s ²) *	2.3
	漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）：EL 7.0m	2.3 (2226cm/s ²) *	

注記*：（）内は最大地震応答加速度を示す。

表 3.5-1 (2) 設計用地震力（鉛直）

地震動	設置場所及び 設置高さ (m)	鉛直方向 k_{UD}	設計用地震力 (鉛直)
基準地震動 S_s	漂流防止装置基礎（荷揚護岸）：EL 6.0m	1.6 (1503cm/s ²) *	1.8
	漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）：EL 7.0m	0.6 (508cm/s ²) *	

注記*：（）内は最大地震応答加速度を示す。

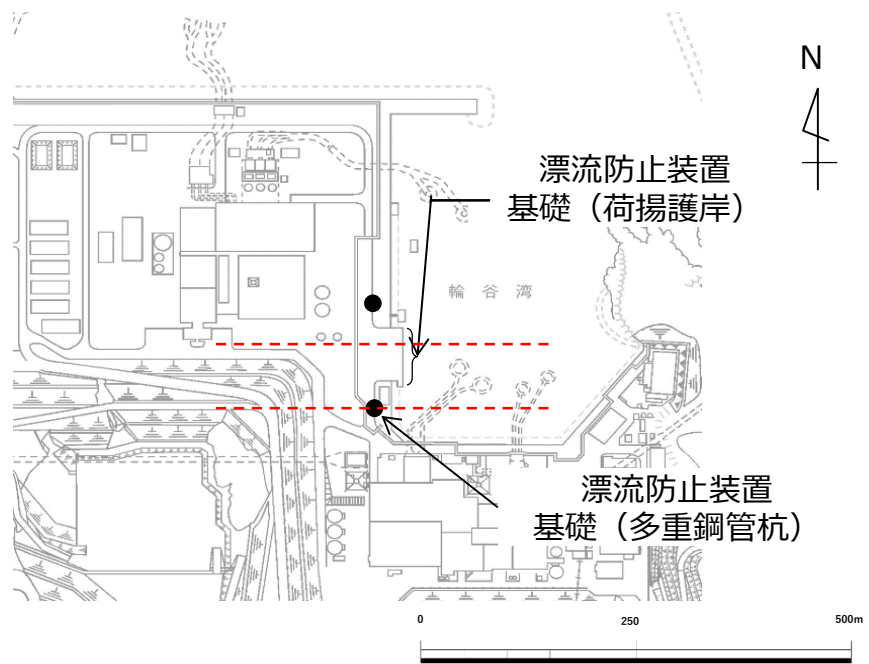


図 3.5-1 地震応答解析に用いた断面位置図

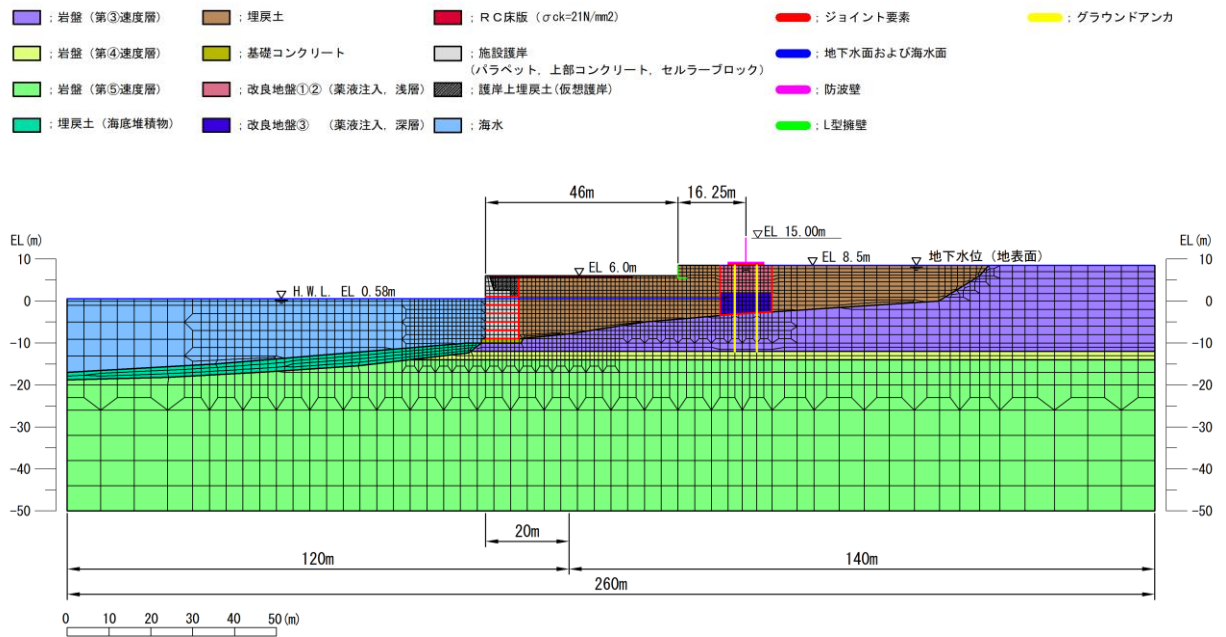


図 3.5-2(1) 地震応答解析モデル (漂流防止装置基礎 (荷揚護岸))

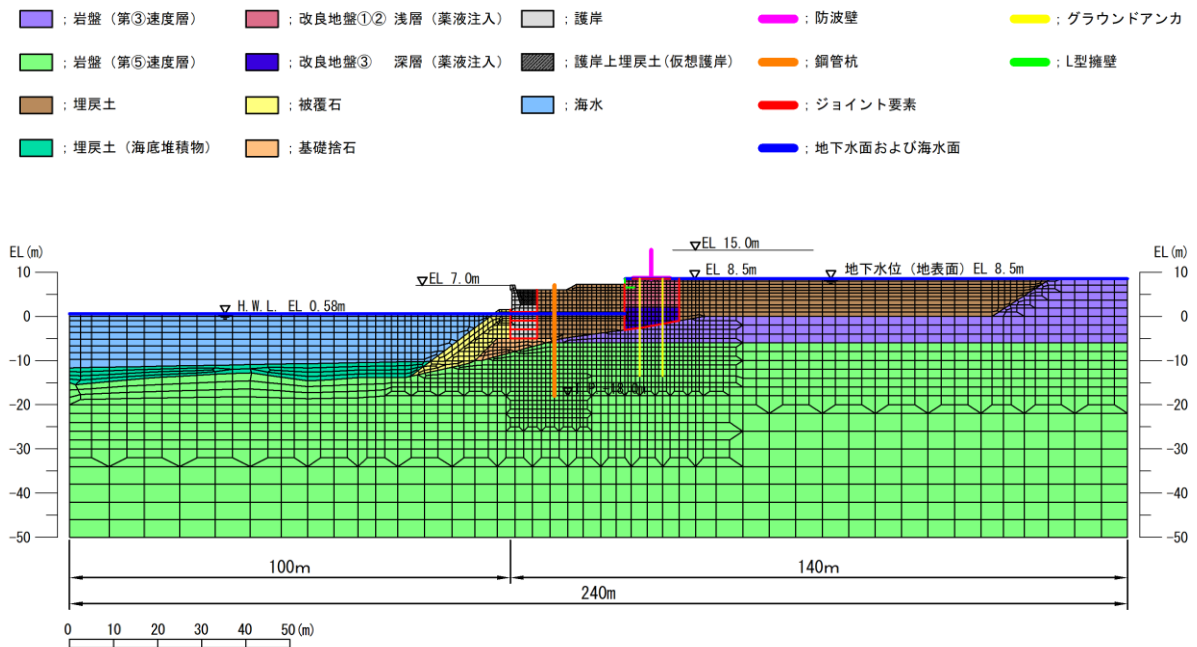


図 3.5-2(2) 地震応答解析モデル (漂流防止装置基礎 (多重鋼管杭))

3.6 評価方法

当該漂流防止装置を構成する係船柱，アンカーボルト及びアンカー板に発生する応力より算定する応力度が，許容限界以下であることを確認する。

(1) 係船柱

係船柱の応力度の評価対象を図 3.6-1 に示す。

a. 係船柱

係船柱に生じる応力は，係船柱を片持ち梁として次式により算出し，係船柱の許容限界以下であることを確認する。なお，保守的に転倒モーメントを算出するため，慣性力の作用点は直胴部の上端とする。

転倒モーメントのアーム長の保守性として，地震時慣性力による転倒モーメントのアーム長は，コンクリート打上面より係船柱の重心位置までの距離と考えられるが，ここでは地震時慣性力による転倒モーメントのアーム長より長い，直胴部長さ（0.9D）を転倒モーメントのアーム長とした。

$$\sigma_s = M_{s a} / Z_{s a} + P_v / A_{s a}$$

σ_s : 係船柱の胴部縁応力度 (N/mm²)

$M_{s a}$: 係船柱の胴部転倒モーメント (N・mm)

$$(M_{s a} = P_H \cdot 0.9D)$$

$Z_{s a}$: 係船柱の断面係数 (mm³)

P_v : 基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 (N)

$A_{s a}$: 係船柱の断面積 (mm²)

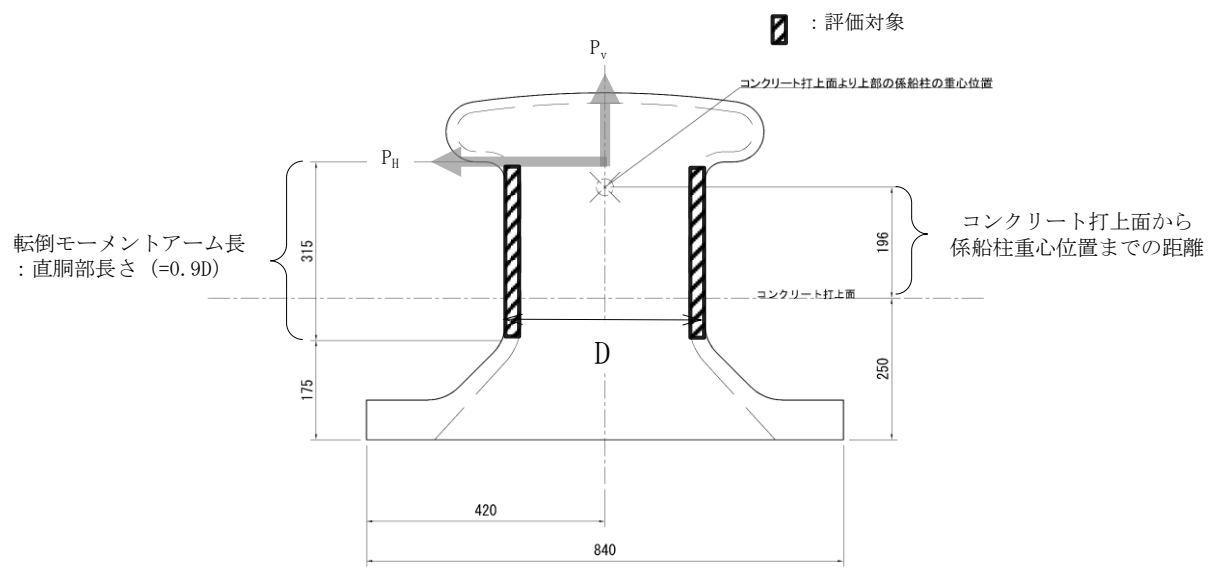


図 3.6-1 係船柱の応力度の評価対象

b. 係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度

係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度については、底板下面外のコンクリートを考慮せず、コンクリートの偏心荷重を心外に受けた円形梁の計算式を準用する。係船柱に作用する転倒モーメントにより生じる底板下面のコンクリートの支圧応力度を算出し、許容限界以下であることを確認する。

係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所を図 3.6-2 に、アンカーボルト及びコンクリートの応力計算の考え方を図 3.6-3 に示す。

$$\sigma_{c1} = P_v \cdot (R_1 - y) / (n \cdot G_s - G_c)$$

σ_{c1} : 底板下面のコンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P_v : 基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 (N)

R_1 : 中心軸から底板端までの距離 (mm)

y : 中心軸と中立軸の距離 (mm)

n : アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比

G_s : 引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

G_c : 圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

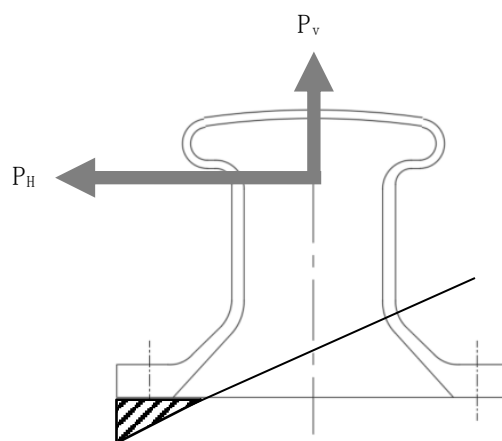


図 3.6-2 係船柱底板下面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所

(2) アンカボルトの引張応力およびコンクリートの最支圧応力の計算

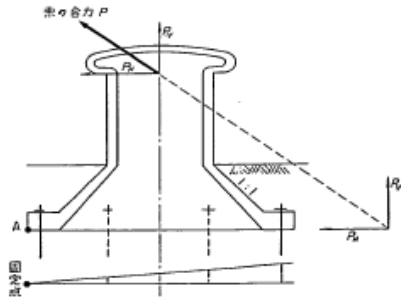


図 6.6 アンカボルトの転倒抵抗モーメントの従来の計算法

底板には偏心外力 P_y により転倒モーメントが生ずるが、これに抵抗するモーメントの計算にあたっては、従来は図 6.6 のように底板端部の A 点を固定点とした回転を考えて、アンカボルトの径を決めているものが多い。しかし、この解法は理論的にもあきらかに誤りであり、また実験により実際の中立軸が対称軸近くにあることが確かめられた今、非常に危険側の設計である。そこで、抵抗モーメントの計算にあたっては、鉄筋コンクリートの偏心荷重を心外に受ける円形ばりの計算式を応用する。

図 6.7 においてコンクリートに作用する支圧応力度の合力 P_{yc} およびアンカボルトの全引張力 P_{ys} は、コンクリートおよびアンカボルトの中立軸に対する断面 1 次モーメントをそれぞれ G_c 、 G_s とすると、

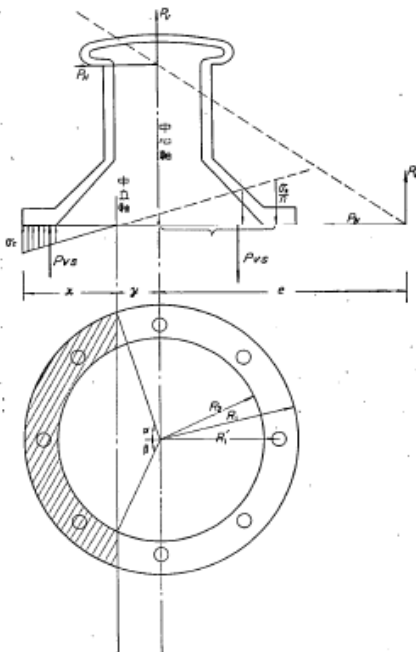


図 6.7 コンクリートの圧縮を考慮したアンカボルトの転倒抵抗モーメントの計算法

$$P_{yc} = \frac{\sigma_c}{x} G_c \quad (6.8)$$

$$P_{ys} = \frac{n\sigma_c}{x} G_s \quad (6.9)$$

ここに σ_c : コンクリート線応力

$$G_c = \frac{R_1^4}{3} [\sin \alpha (2 + \cos^2 \alpha) - 3 \alpha \cos \alpha] - \frac{R_2^4}{3} [\sin \beta (2 + \cos^2 \beta) - 3 \beta \cos \beta]$$

$$G_s = A_s (R_1' + 3y) \quad (4 \text{ 本型})$$

$$G_s = 2A_s \left[\frac{\sqrt{3}}{2} (R_1' + y) + y \right] \quad (6 \text{ 本型})$$

$$G_s = A_s (R_1' + y) + 2A_s \left(\frac{R_1}{\sqrt{2}} + y \right) + 2A_s y \quad (8 \text{ 本型})$$

A_s : アンカボルト有効断面積

R_1 : 底板外半径

R_1' : アンカボルト位置半径

R_2 : 底板内半径

断面が取り付け状態にあるためには $\sum V = 0$ でなければならない。

$$P_y = \frac{\sigma_c}{x} [nG_s - G_c] \quad (6.10)$$

また、中立軸のまわりの外力 P による転倒モーメントは $M = P_y [e + y]$ (6.11)

であり、抵抗モーメントはコンクリートおよびアンカボルトの中立軸に対する断面 2 次モーメントをそれぞれ I_c 、 I_s とすると、

$$M = \frac{\sigma_c}{x} (I_c + nI_s) \quad (6.12)$$

$$I_c = R_1^4 \left[\alpha \left(\frac{1}{4} + \cos^2 \alpha \right) - \sin \alpha \cos \alpha \left(\frac{5}{4} - \frac{1}{6} \sin^2 \alpha \right) \right] - R_2^4 \left[\beta \left(\frac{1}{4} + \cos^2 \beta \right) - \sin \beta \cos \beta \left(\frac{5}{4} - \frac{1}{6} \sin^2 \beta \right) \right]$$

$$I_s = A_s (R_1' + y)^2 + 2A_s y^2 \quad (4 \text{ 本型})$$

$$I_s = 2A_s \left[\frac{\sqrt{3}}{2} (R_1' + y)^2 + y^2 \right] \quad (6 \text{ 本型})$$

$$I_s = A_s (R_1' + y)^2 + 2A_s \left(\frac{R_1}{\sqrt{2}} + y \right)^2 + 2A_s y^2 \quad (8 \text{ 本型})$$

であって、この両者は等しくなければならない。式(6.11)に式(6.10)および式(6.12)の右辺を代入して σ_c を消去すれば式(6.13)に示すようになる。

$$(nG_s - G_c)(e + y) = I_c + nI_s \quad (6.13)$$

上式を解いて中立軸を求めることができ、式(6.10)からコンクリート線支圧応力を求めると、

$$\sigma_c = \frac{P_y x}{nG_s - G_c} \quad (6.14)$$

また、アンカボルトの引張応力は、

$$\sigma_s = n \sigma_c \frac{R_1' + y}{x} = \frac{P_y (R_1' + y)}{G_s - \frac{1}{n} G_c} \quad (6.15)$$

この式を用いるにあたって、コンクリートの支圧面ははりのようなものではなく、また、底板も完全剛体ではないので弾性係数比 n の取り方に問題が起った。

そこで附録 4. けい船柱の載荷実験に示す実験によりこの式の適用の可能性と弾性係数比を求めた。その結果は、附録 4.10、4.11 に示す通り $n=15$ とすると実験と非常によく合い、アンカボルトの引張応力の誤差は数%であった。

図 3.6-3 アンカーボルト及びコンクリートの応力計算の考え方 (港湾技研資料 No.102 けい船柱の標準設計 (案) 抜粋)

c. 係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度

係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度はアンカーボルトの水平力を考慮せず算出し，許容限界以下であることを確認する。

係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所を図 3.6-4 に示す。

$$\sigma_{c2} = (P_H - \mu \cdot P_{vc}) / (H_1 \cdot 2R_1)$$

σ_{c2} : 底板前面のコンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P_H : 基準地震動 S_s による慣性力の水平成分 (N)

μ : 底板とコンクリートの摩擦係数

P_{vc} : コンクリートの支圧力 ($\cong 0.7 \times P_H$) (N)

H_1 : 底板厚さ (mm)

R_1 : 中心軸から底板端までの距離 (mm)

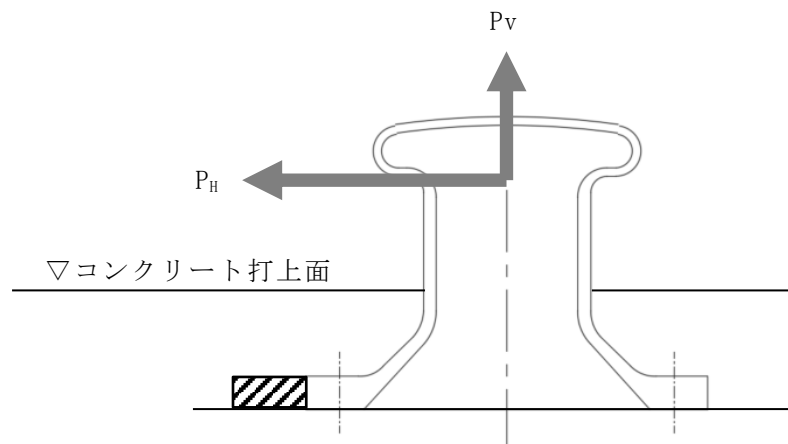


図 3.6-4 係船柱底板前面のコンクリートの支圧応力度の作用箇所

(2) アンカーボルト

アンカーボルトのせん断応力の評価対象を図 3.6-5 に示す。

a. アンカーボルトに生じる引張応力度

アンカーボルトの引張応力度については、底板下面外のコンクリートを考慮せず、コンクリートの偏心荷重を心外に受けた円形梁の計算式を準用する。係船柱に作用する転倒モーメントにより生じるアンカーボルトの引張応力度を算出し、許容応力度以下であることを確認する。

$$\sigma_{s2} = P_v \cdot (R_1' + y) / (G_s - G_c / n)$$

σ_{s2} : アンカーボルト 1 本に生じる引張応力度 (N/mm²)

P_v : 基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 (N)

R_1' : 中心軸からアンカーボルト位置までの距離 (mm)

y : 中心軸と中立軸の距離 (mm)

G_s : 引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

G_c : 圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント (mm³)

n : アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比

b. アンカーボルトに生じるせん断応力度

アンカーボルトのせん断応力度については、底板前面のコンクリートの支圧応力及び摩擦抵抗力を考慮せず計算し、許容応力度以下であることを確認する。


$$\tau_s = (P_H / N) / (\pi / 4 \cdot \phi_b^2)$$

τ_s : アンカーボルト 1 本に生じるせん断応力度 (N/mm²)

P_H : 基準地震動 S_s による慣性力の水平成分 (N)

N : アンカーボルトの本数 (本)

ϕ_b : アンカーボルトの谷径 (mm)

 : 評価対象

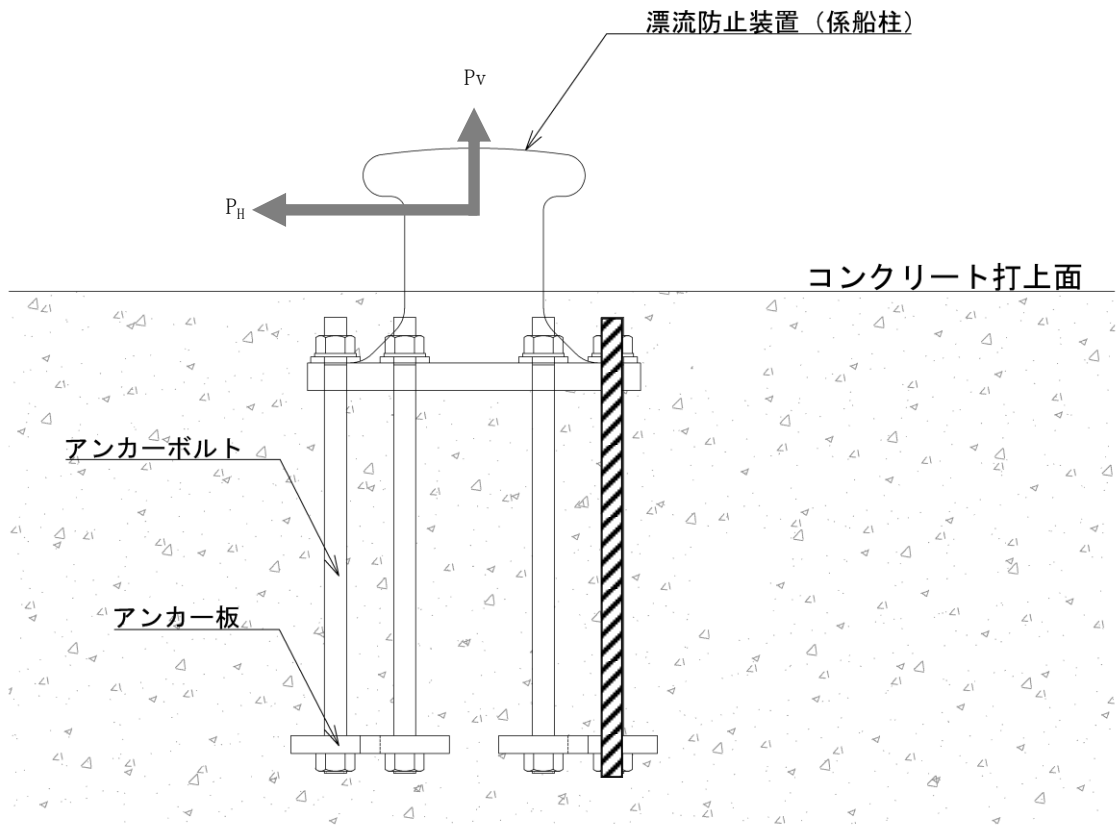


図 3.6-5 アンカーボルトのせん断力度の評価対象

(3) アンカー板

a. アンカー板の応力度

アンカー板の応力は、アンカーボルト 1 本に基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 P_v が作用した時にアンカー板に等分布荷重 p が働くとしてアンカー板の曲げモーメントを計算し、許容限界以下であることを確認する。

アンカー板の応力度の評価対象を図 3.6-6 に、アンカー板にかかる曲げモーメントを図 3.6-7 に示す。また、最大応力係数 β は内外半径比（アンカー板幅 a とナット 2 面幅 b の比， b/a ）によって決まる。内外半径比 b/a と最大応力係数 β の対応表を図 3.6-8 に示す。

$$p = P_v / \{ \pi / 4 \cdot (4 \cdot \phi_a)^2 - (\pi / 4 \times \phi_a^2) \}$$

p : 等分布荷重 (N/mm²)

P_v : 基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 (N)

ϕ_a : アンカーボルトの呼び径 (mm)

$$\sigma_{s_t} = \beta \cdot p \cdot (a/2)^2 / t^2$$

σ_{s_t} : アンカー板の応力度 (N/mm²)

β : 最大応力係数

b : ナット二面幅 (mm)

a : アンカー板幅 (mm)

t : アンカー板厚 (mm)

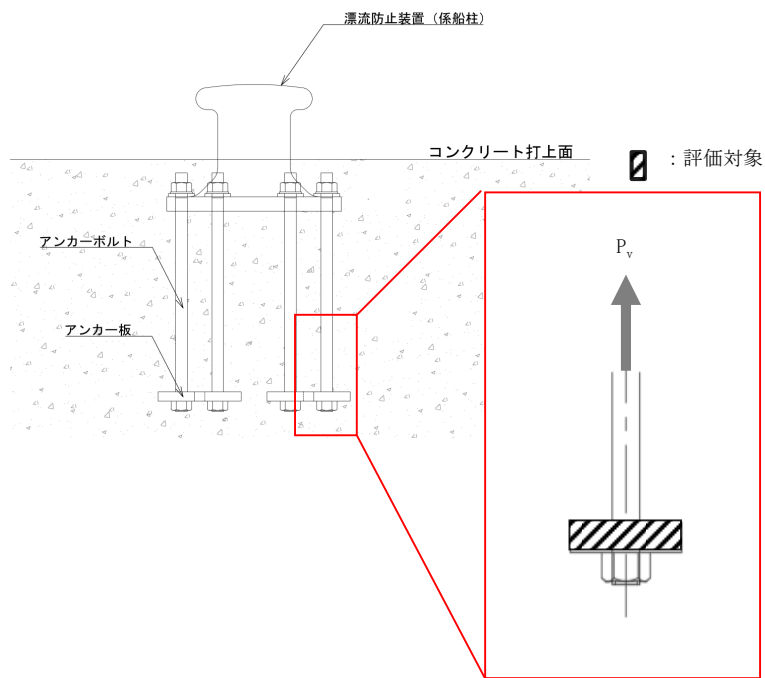


図 3.6-6 アンカー板の応力度の評価対象

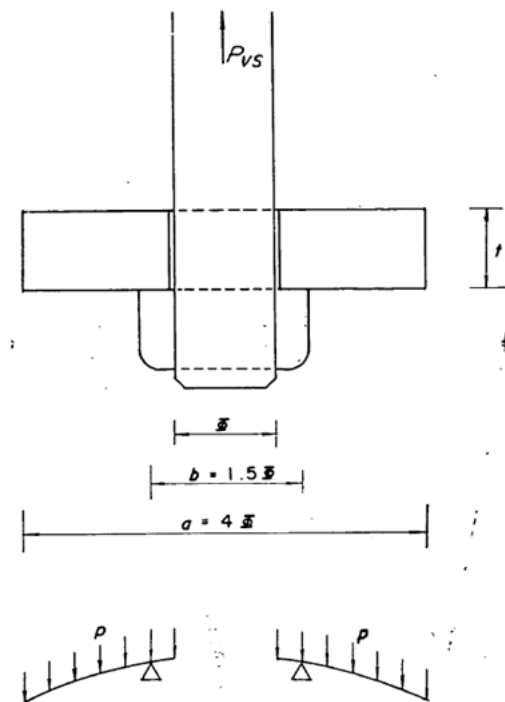
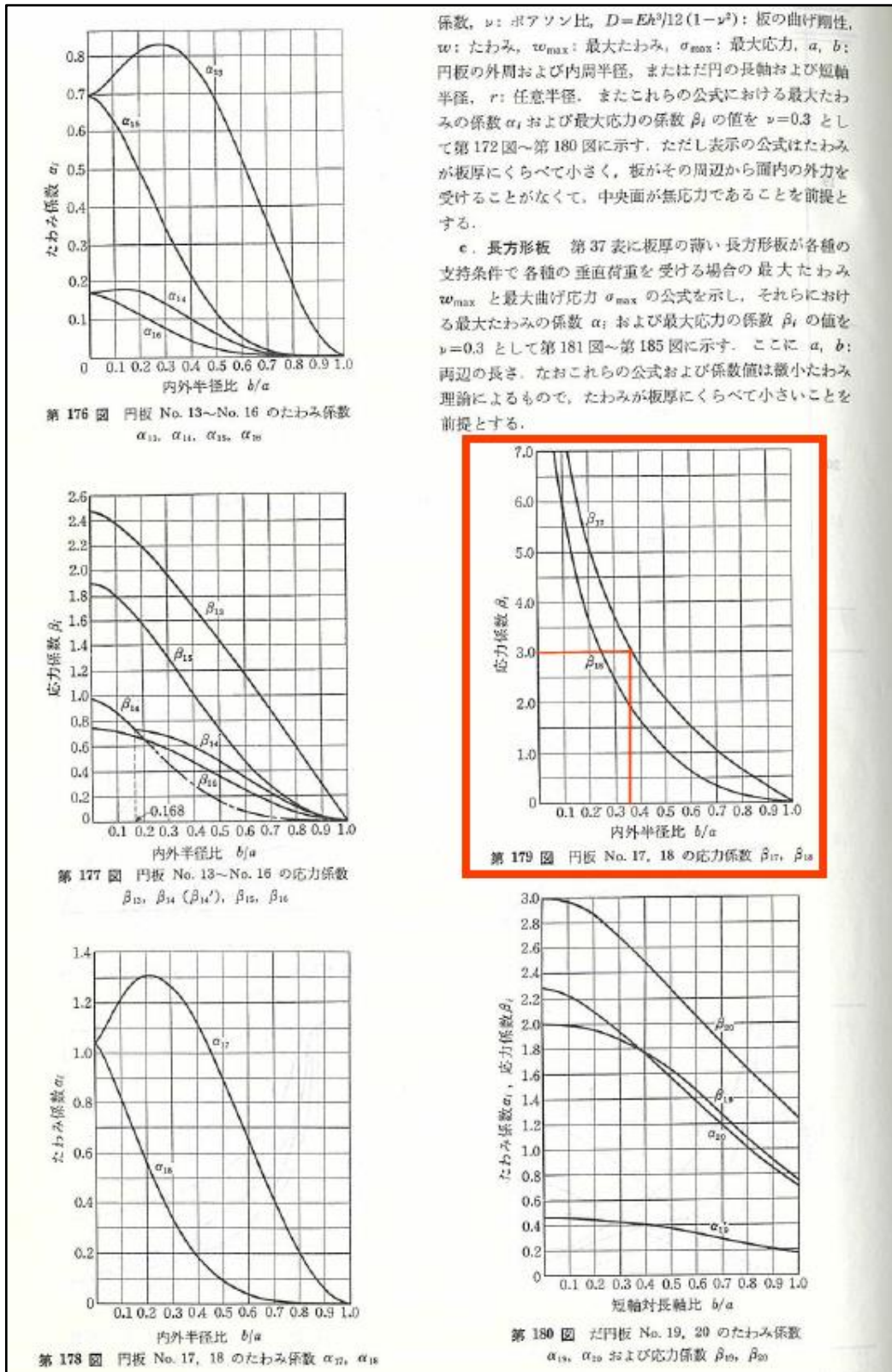


図 3.6-7 アンカー板にかかる曲げモーメント (港湾技研資料 No.102 けい船柱の標準設計 (案) 抜粋)

No.	荷重状態とたわみ形および下表面の応力分布	たわみ w , w_{max} および応力 σ , σ_{max}
15	<p>円輪板, 外周単純支持, 内周可動片に固定, 等分布荷重</p>	<p>$w, \sigma_r, \sigma_\theta$ は No. 13 の式と同形。ただし</p> $A = -\frac{1}{4} \frac{a^2}{(1+\nu)a^2 + (1-\nu)b^2} \left[(3+\nu) \frac{a^2}{b^2} + (1-\nu) \left(4 \ln \frac{a}{b} + 3 \right) \frac{b^2}{a^2} - 2 \right]$ $B = \frac{b^2}{(1+\nu)a^2 + (1-\nu)b^2} \left[(3+\nu) - \left((5+\nu) + 4(1+\nu) \ln \frac{a}{b} \right) \frac{b^2}{a^2} \right]$ <p>$w_{max} = (w)_{r=0} = \alpha_{15} \frac{p a^4}{E h^3}$, ($\alpha_{15}$: 第 176 図)</p> <p>$\sigma_{max} = (\sigma_r)_{r=b} = \pm \beta_{15} \frac{p a^2}{h^2}$, ($\beta_{15}$: 第 177 図)</p>
16	<p>円輪板, 外周固定, 内周可動片に固定, 等分布荷重</p>	<p>$w, \sigma_r, \sigma_\theta$ は No. 13 の式と同形。ただし</p> $A = -\frac{1}{4} \left(3 + \frac{a^2}{b^2} \right) + \frac{b^2}{a^2 - b^2} \ln \frac{a}{b}, \quad B = \left(1 - \frac{4b^2}{a^2 - b^2} \ln \frac{a}{b} \right) \frac{b^2}{a^2}$ <p>$w_{max} = (w)_{r=0} = \alpha_{16} \frac{p a^4}{E h^3}$, ($\alpha_{16}$: 第 176 図)</p> <p>$\sigma_{max} = (\sigma_r)_{r=0} = \pm \beta_{16} \frac{p a^2}{h^2}$, ($\beta_{16}$: 第 177 図)</p>
17	<p>円輪板, 内周単純支持, 外周自由, 等分布荷重</p>	$w = \frac{p a^4}{64 D} \left[\left\{ \frac{r^2 + b^2}{a^2} + 8 \left(1 + A + \ln \frac{a}{r} \right) \right\} \frac{r^2 - b^2}{a^2} - 4 \left(B + \frac{2b^2}{a^2} \right) \ln \frac{r}{b} \right]$ $\sigma_r = \pm \frac{3 p a^2}{8 h^2} \left\{ (3+\nu) \frac{r^2}{a^2} + 4(1+\nu) \left(A + \ln \frac{a}{r} \right) - (1-\nu) \left(2 - B \frac{a^2}{r^2} \right) \right\}$ $\sigma_\theta = \pm \frac{3 p a^2}{8 h^2} \left\{ (1+3\nu) \frac{r^2}{a^2} + 4(1+\nu) \left(A + \ln \frac{a}{r} \right) + (1-\nu) \left(2 - B \frac{a^2}{r^2} \right) \right\}$ <p>ただし $A = \frac{b^2}{a^2 - b^2} \ln \frac{a}{b} - \frac{1}{4(1+\nu)} \left\{ (1+3\nu) + (3+\nu) \frac{b^2}{a^2} \right\}$</p> $B = \frac{1}{1-\nu} \left\{ (3+\nu) \frac{b^2}{a^2} - 4(1+\nu) \frac{b^2}{a^2 - b^2} \ln \frac{a}{b} \right\}$ <p>$w_{max} = (w)_{r=0} = \alpha_{17} \frac{p a^4}{E h^3}$, ($\alpha_{17}$: 第 178 図)</p> <p>$\sigma_{max} = (\sigma_\theta)_{r=0} = \pm \beta_{17} \frac{p a^2}{h^2}$, ($\beta_{17}$: 第 179 図)</p>
18	<p>円輪板, 内周固定, 外周自由, 等分布荷重</p>	<p>$w, \sigma_r, \sigma_\theta$ は No. 17 の式と同形。ただし</p> $A = -\frac{1}{4} \frac{a^2}{(1+\nu)a^2 + (1-\nu)b^2} \left\{ (1+3\nu) + (1-\nu) \left(2 + \frac{b^2}{a^2} + 4 \ln \frac{a}{b} \right) \frac{b^2}{a^2} \right\}$ $B = \frac{b^2}{(1+\nu)a^2 + (1-\nu)b^2} \left\{ (1-\nu) + (1+\nu) \left(\frac{b^2}{a^2} + 4 \ln \frac{a}{b} \right) \right\}$ <p>$w_{max} = (w)_{r=0} = \alpha_{18} \frac{p a^4}{E h^3}$, ($\alpha_{18}$: 第 178 図)</p> <p>$\sigma_{max} = (\sigma_r)_{r=b} = \pm \beta_{18} \frac{p a^2}{h^2}$, ($\beta_{18}$: 第 179 図)</p>

図 3.6-8 (1) 内外半径比 (b/a) と応力係数 (β) の対応表 (機械工学便覧抜粋)



係数, ν : ポアソン比, $D = Eh^3/12(1-\nu^2)$: 板の曲げ剛性, w : たわみ, w_{max} : 最大たわみ, σ_{max} : 最大応力, a, b : 円板の外周および内周半径, または円筒の長軸および短軸半径, r : 任意半径. またこれらの公式における最大たわみの係数 α_i および最大応力の係数 β_i の値を $\nu=0.3$ として第 172 図~第 180 図に示す. ただし表示の公式はたわみが板厚にくらべて小さく, 板がその周辺から面内の外力を受けることがなくて, 中央面が無応力であることを前提とする.

c. 長方形板 第 37 表に板厚の薄い長方形板が各種の支持条件で各種の垂直荷重を受ける場合の最大たわみ w_{max} と最大曲げ応力 σ_{max} の公式を示し, それらにおける最大たわみの係数 α_i および最大応力の係数 β_i の値を $\nu=0.3$ として第 181 図~第 185 図に示す. ここに a, b : 両辺の長さ. なおこれらの公式および係数値は微小たわみ理論によるもので, たわみが板厚にくらべて小さいことを前提とする.

図 3.6-8 (2) 内外半径比 (b/a) と応力係数 (β) の対応表 (機械工学便覧抜粋)

b. アンカー板上面のコンクリートの支圧応力度

アンカーボルトの引張力によるアンカー板上面のコンクリートの支圧応力度を計算し、許容限界以下であることを確認する。

アンカー板上面のコンクリートの支圧応力度の評価対象を図 3.6-9 に、アンカーボルトの引抜き力によるコンクリートの応力を図 3.6-10 に示す。

$$\sigma_c = P_v / \{ (\pi / 4) \cdot a^2 \}$$

σ_c : アンカー板上面コンクリートの支圧応力度 (N/mm²)

P_v : 基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 (N)

a : アンカー板幅 (mm)

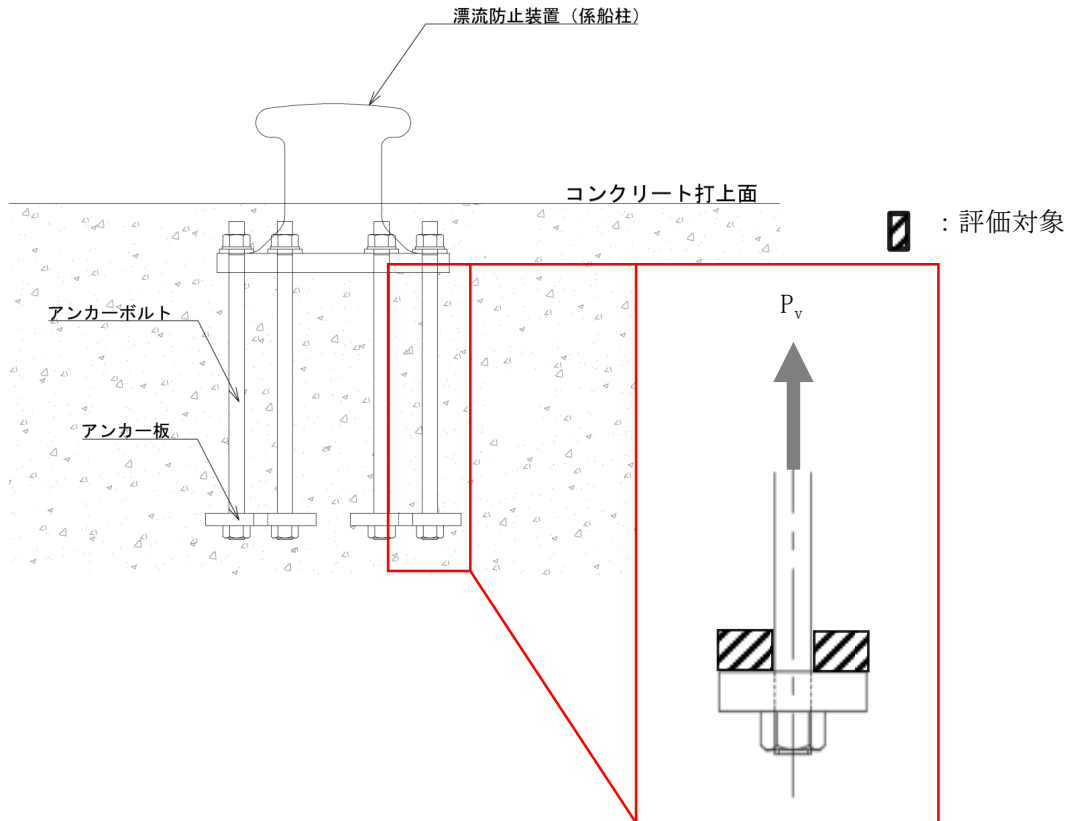


図 3.6-9 アンカー板上面のコンクリートの支圧応力度の評価対象

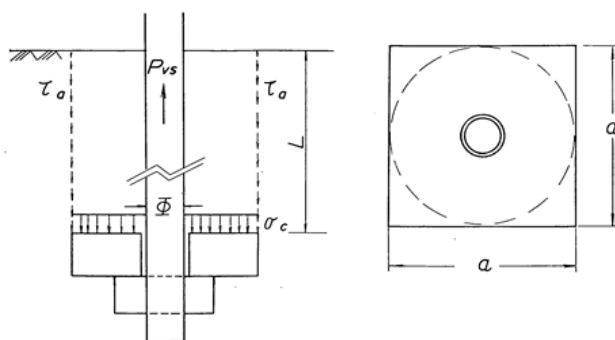


図 3.6-10 アンカーボルトの引抜き力によるコンクリート応力（港湾技研資料 No.102 けい船柱の標準設計（案）抜粋）

c. アンカー板上方のコンクリートのせん断応力度

アンカーボルトの引張力によるアンカー板上方のコンクリートのせん断応力度を計算し、許容限界以下であることを確認する。アンカーボルトの引張力によるアンカー板上方のコンクリートのせん断応力度の評価対象を図 3.6-11 に示す。

$$\tau_c = P_v / (L \cdot \pi \cdot a)$$

τ_c : アンカー板上方のコンクリートのせん断応力度 (N/mm²)

P_v : 基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 (N)

L : アンカーボルトの埋込み長さ (mm)

a : アンカー板幅 (mm)

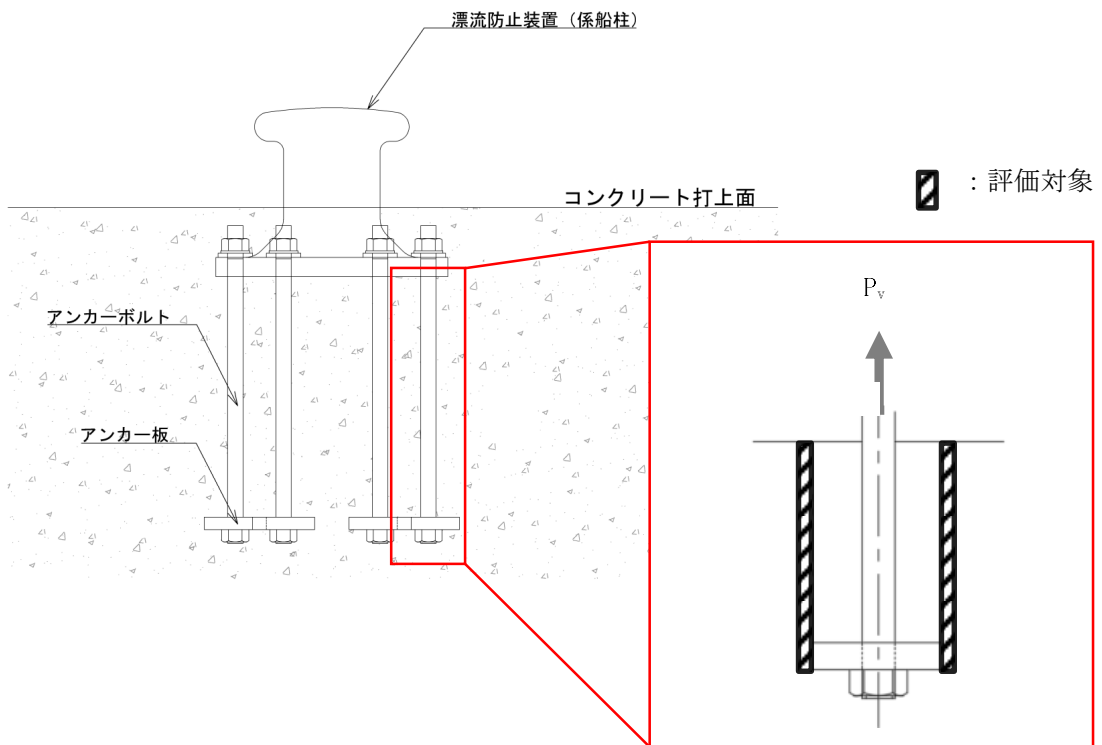


図 3.6-11 アンカー板上方のコンクリートのせん断応力度の評価対象

4. 評価条件

「3. 耐震評価」に用いる評価条件を表 4-1 に示す。

表 4-1 耐震評価に用いる条件

対象部位	記号	単位	定義	値
係船柱	$M_{s a}$	$N \cdot mm$	係船柱の胴部転倒モーメント	2524410
	P_v	N	基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分	6250
	D	mm	係船柱の胴部径	350
	$Z_{s a}$	mm^3	係船柱の断面係数	2055972.3
	$A_{s a}$	mm^2	係船柱の断面積	27397.8
	y	mm	中心軸と中立軸の距離	115.9
	R_1	mm	中心軸から底板端までの距離	420.0
	n	—	アンカーボルトとコンクリートの弾性係数比	15
	G_c	mm^3	圧縮側コンクリートの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント	17289181.7
	G_s	mm^3	引張側アンカーボルトの中立軸のまわりの断面 1 次モーメント	2108687.8
	P_H	N	基準地震動 S_s による慣性力の水平成分	8014
	μ	—	底板とコンクリートの摩擦係数	0.3
	H_1	mm	底板厚さ	70
アンカーボルト	R_1'	mm	中心軸からアンカーボルト位置までの距離	350.0
	N	本	アンカーボルトの本数	6
	ϕ_b	mm	アンカーボルトの谷径	50.0
	ϕ_a	mm	アンカーボルトの呼び径	56.0
アンカー板	β	—	最大応力係数	3
	b	mm	ナット二面幅	85.0
	t	mm	アンカー板厚	45.0
	p	N/mm^2	アンカーボルト 1 本に基準地震動 S_s による慣性力の鉛直成分 P_v が作用した時にアンカー板に働く等分布荷重	0.17
	a	mm	アンカー板幅	225.0
	L	mm	アンカーボルトの埋込み長さ	850.0

5. 評価結果

漂流防止装置の耐震評価結果を表 5-1 に示す。漂流防止装置の各部材の断面検定を行った結果、発生応力度又は荷重は許容限界以下であることから、漂流防止装置が構造健全性を有することを確認した。

表 5-1 漂流防止装置の照査結果

評価対象部位		発生値 (応力度)		許容限界		照査値
係船柱	胴部縁応力度	1.46	N/mm ²	205	N/mm ²	0.008
	底版下面のコンクリートの支圧応力度	0.13	N/mm ²	17.5	N/mm ²	0.008
	底版前面のコンクリートの支圧応力度	0.11	N/mm ²	17.5	N/mm ²	0.007
アンカー	引張応力度	3.05	N/mm ²	215	N/mm ²	0.015
ボルト	せん断応力度	0.68	N/mm ²	124	N/mm ²	0.006
アンカー板	アンカー板の応力度	3.17	N/mm ²	215	N/mm ²	0.015
	コンクリートの支圧応力度	0.16	N/mm ²	17.5	N/mm ²	0.010
	コンクリートのせん断応力度	0.01	N/mm ²	0.67	N/mm ²	0.015

2. 浸水防護施設に関する補足資料

2.6 漂流防止装置に関する補足説明

2.6.3 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	5
2.4 適用規格・基準等	7
3. 耐震評価	8
3.1 評価対象断面	8
3.2 解析方法	11
3.2.1 施設	11
3.2.2 減衰係数	12
3.2.3 解析ケース	12
3.3 荷重及び荷重の組合せ	14
3.3.1 耐震評価上考慮する状態	14
3.3.2 荷重	14
3.3.3 荷重の組合せ	15
3.4 入力地震動	16
3.5 解析モデル及び諸元	29
3.5.1 解析モデル	29
3.5.2 使用材料及び材料の物性値	41
3.5.3 地盤及び改良地盤の物性値	42
3.5.4 地下水位	44
3.6 評価対象部位	45
3.7 許容限界	45
3.8 評価方法	45
4. 耐震評価結果	46

1. 概要

本資料は、VI-2-別添 6-1「漂流防止装置の耐震計算の方針」、及びVI-2-1-9「機能維持の基本方針」にて設定している構造強度に基づき、漂流防止装置（係船柱）を設置する漂流防止装置基礎（荷揚護岸）が設計用地震力に対して、十分な構造健全性を有することを確認するものである。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は、漂流防止装置の支持機能が要求されることから、基準地震動 S_s に対して、地震応答解析に基づく施設の変形性評価を行う。

2. 基本方針

2.1 位置

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の位置を図 2.1-1 に示す。

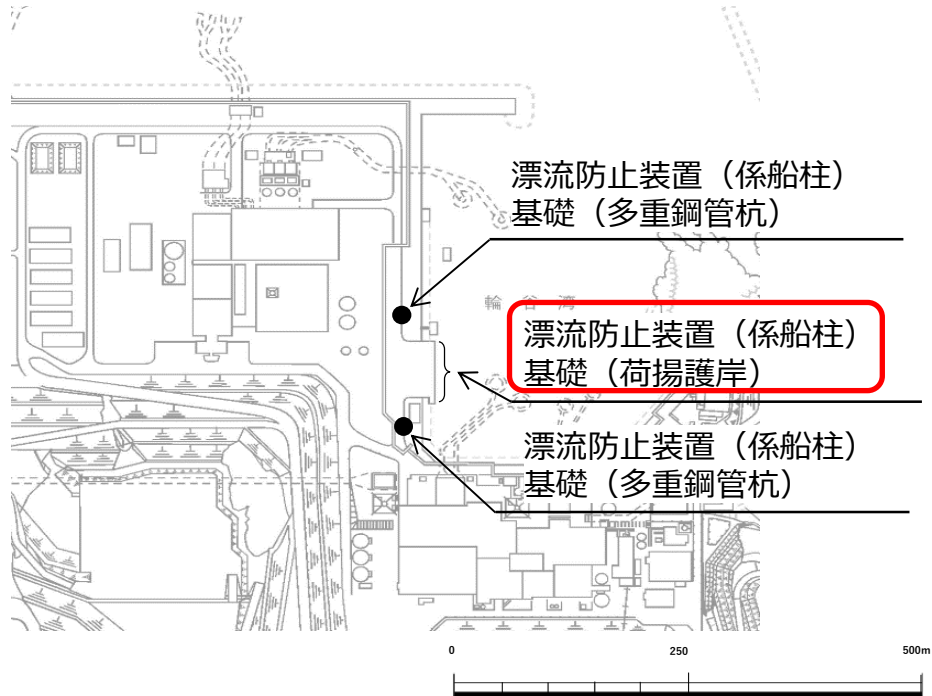


図 2.1-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）位置

2.2 構造概要

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の概要図，構造図を図 2.2-1～2 に示す。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は岩盤上に設置され，基礎コンクリート，セルラーブロック及び上部工からなる。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は，上部に漂流防止装置（係船柱）を設置する。

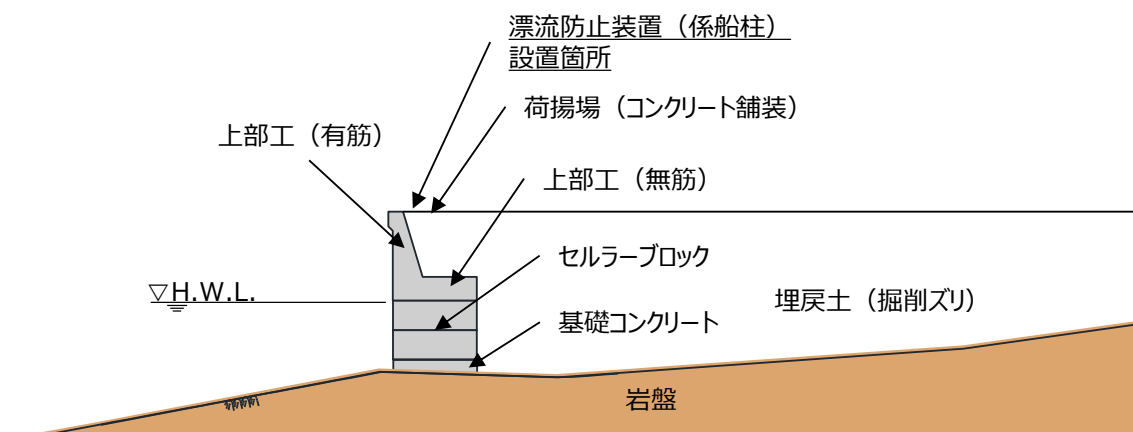
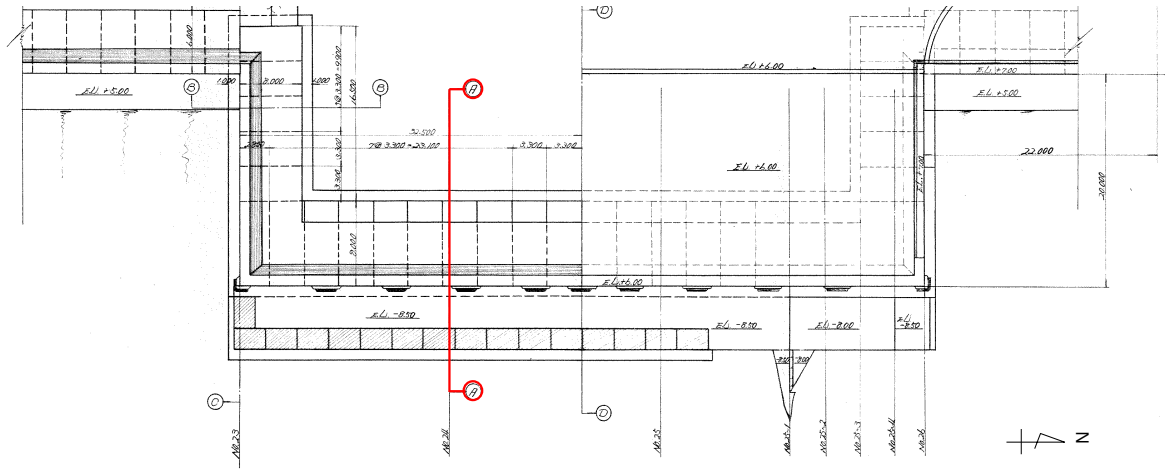
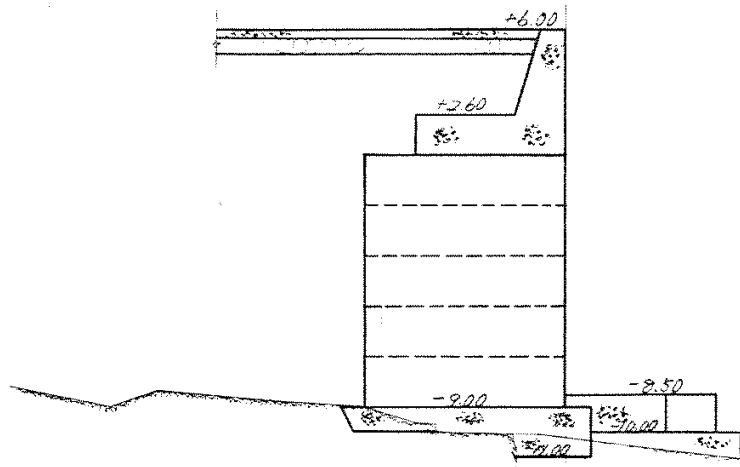


図 2.2-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の概要図



(平面図)



(A-A断面図)

図 2.2-2 漂流防止装置基礎 (荷揚護岸) の構造図

2.3 評価方針

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は、漂流防止装置（係船柱）を支持する。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の役割を表 2.3-1 に示す。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の耐震評価として、地震応答解析の結果に基づき、表 2.3-2 に示すとおり、施設の変形性能評価を行い、構造強度を有することを確認する。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の役割

名称	地震時の役割	津波時の役割
漂流防止装置基礎（荷揚護岸）	・漂流防止装置基礎として係留機能を喪失するような変形を抑止する。	・漂流防止装置基礎として係船柱を支持する。

表 2.3-2 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設の変形性能	漂流防止装置基礎（荷揚護岸）	漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の残留水平変形量が許容限界を超えないことを確認	許容残留変形量

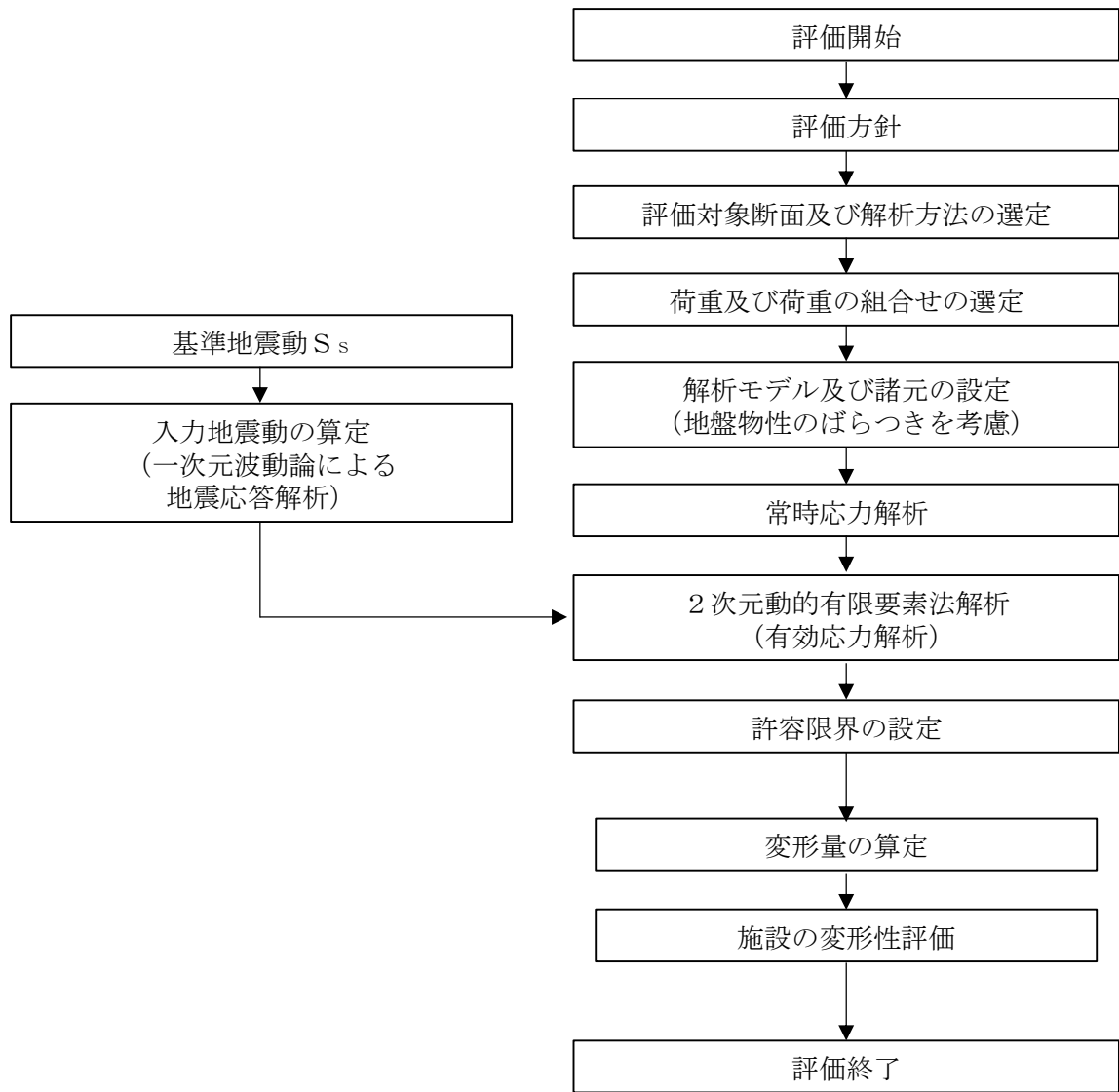


図 2.3-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格，基準等を以下に示す。

- ・コンクリート標準示方書〔構造性能照査編〕（（社）土木学会，2002年制定）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成19年7月）

3. 耐震評価

3.1 評価対象断面

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の評価対象断面は、漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて設定する。

図 3.1-1 に漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の評価対象断面位置図を示す。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は荷揚護岸部において、同形状の係船柱を設置することから、構造的特徴は同一であるため、評価対象断面選定の観点として構造上の特徴を考慮しない。

また、図 3.1-2 に防波壁（逆 T 擁壁）位置における地質縦断面図を示す。荷揚護岸部はいずれも岩盤に支持されている。荷揚護岸部において、第③速度層の層厚及び岩級に若干の変化があるものの地質構造に大きな差異はない。以上のことから、VI-2-10-2-2-2「防波壁（逆 T 擁壁）の地震応答計算書」に示す荷揚護岸部の⑥-⑥断面を評価対象断面とする。

図 3.1-3 に⑥-⑥断面の地質横断面図を示す。

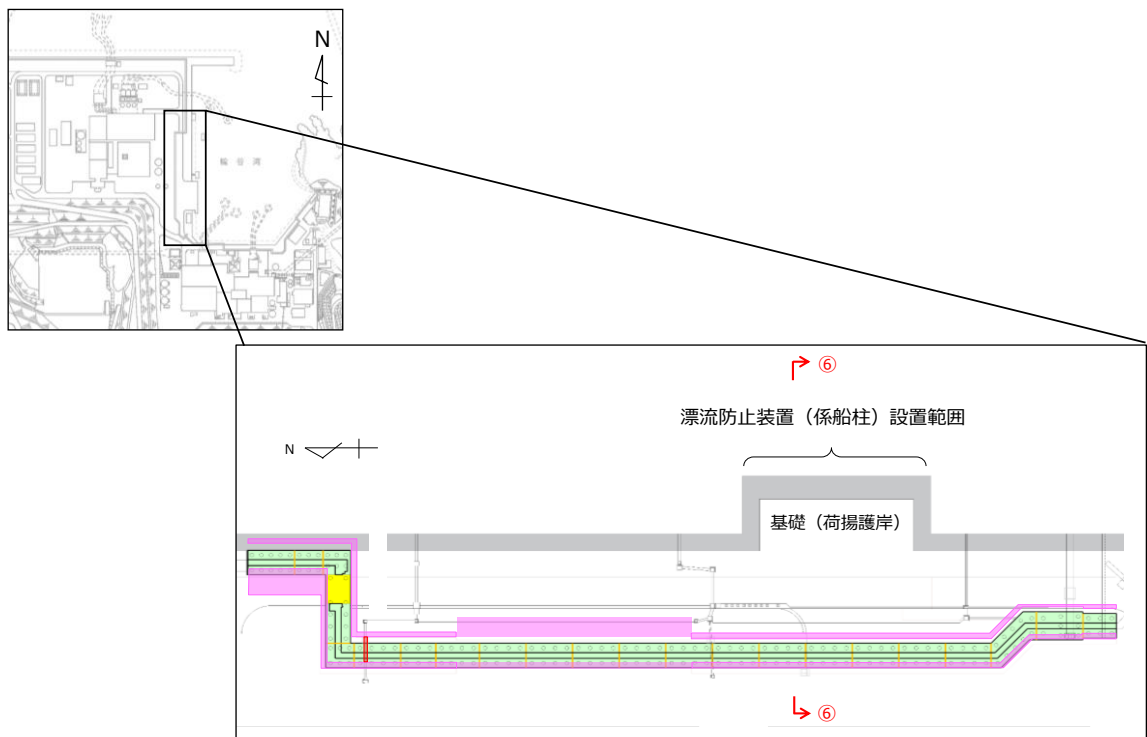


図 3.1-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の評価対象断面位置図

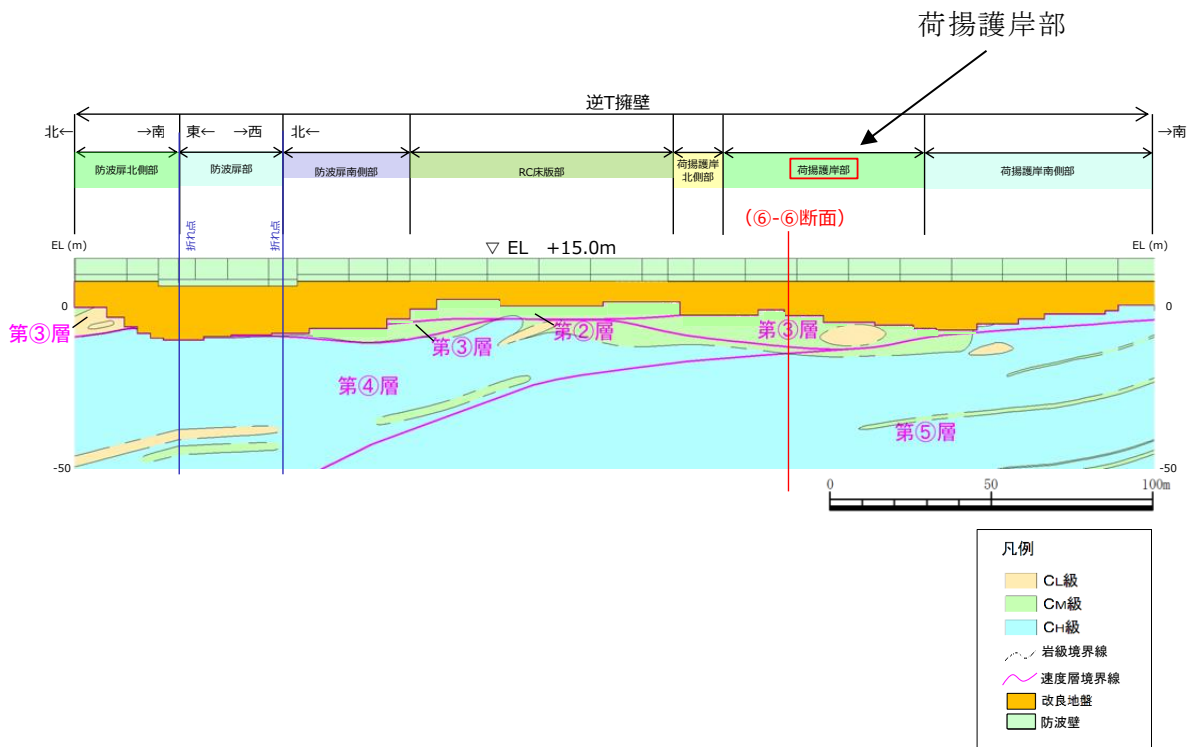


図 3.1-2(1) 防波壁（逆 T 擁壁）の地質縦断面図（岩級図）

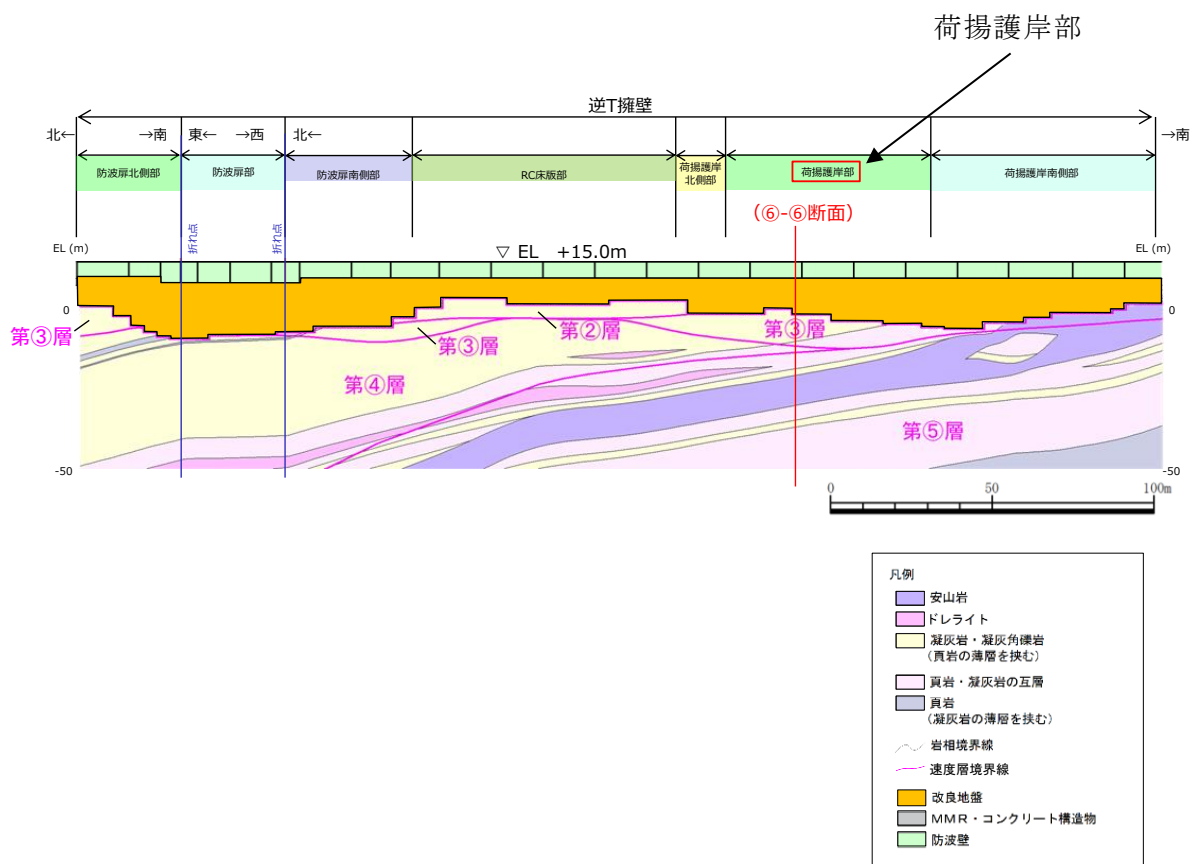


図 3.1-2(2) 防波壁（逆 T 擁壁）の地質縦断面図（岩相図）

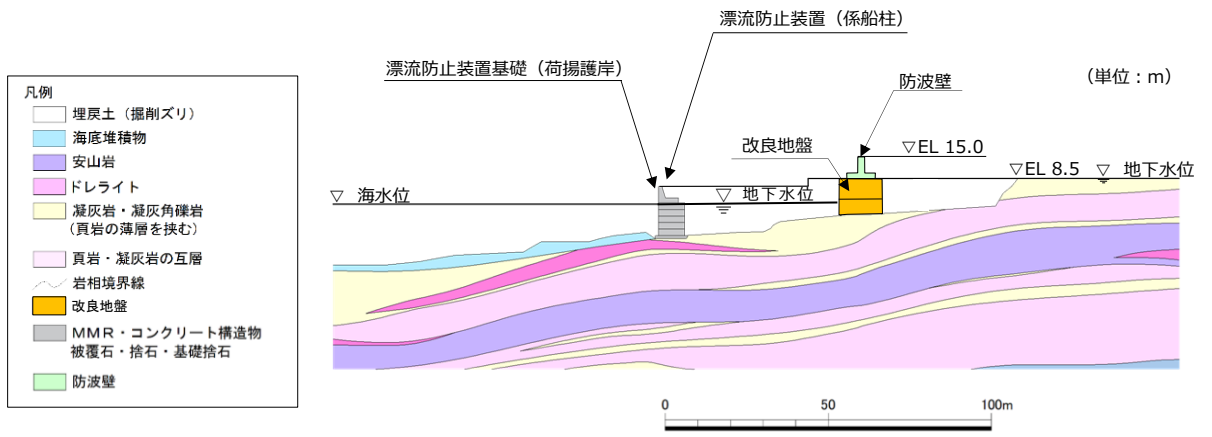


図 3.1-3 ⑥-⑥断面地質横断面図

3.2 解析方法

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の地震応答解析は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元動的有限要素法を用いて、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととする。地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮するため、解析方法は有効応力解析とする。地震応答解析手法の選定フローを図3.2-1に示す。

構造部材については、線形はり要素及び平面ひずみ要素でモデル化する。また、地盤については地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようモデル化する。

地震応答解析については、解析コード「FLIP」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

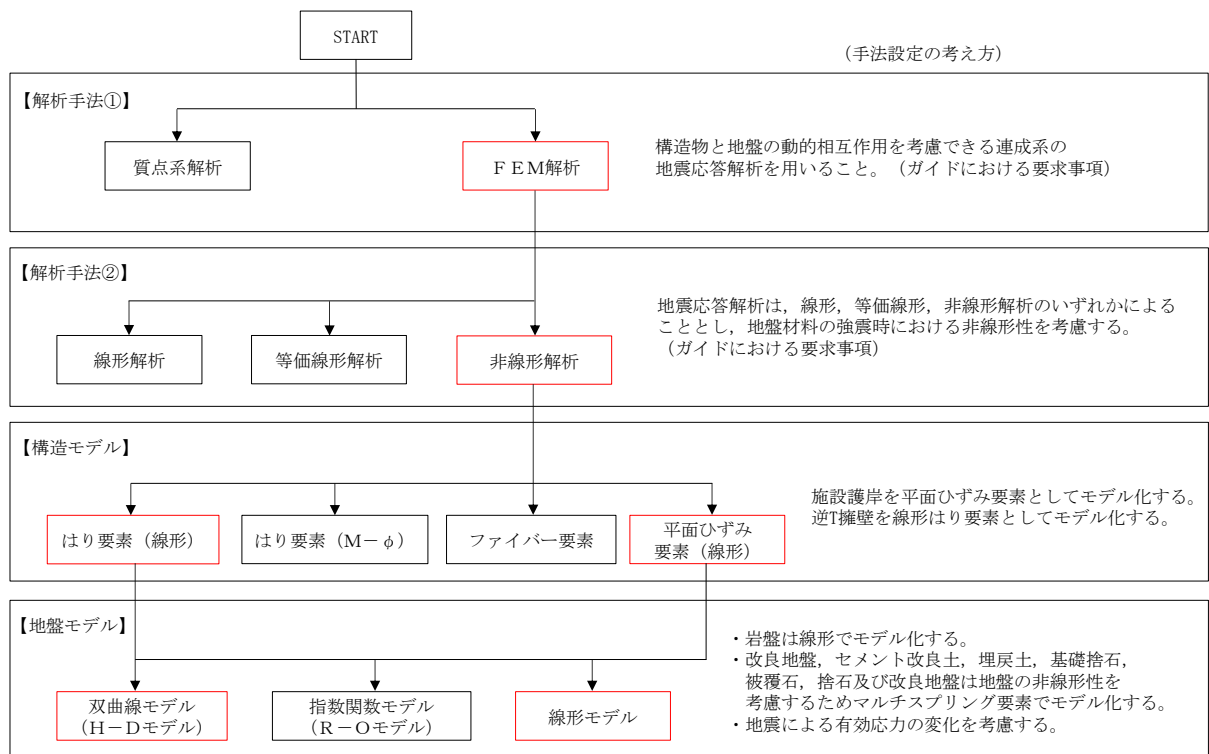


図 3.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

3.2.1 施設

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は、平面ひずみ要素としてモデル化する。

3.2.2 減衰係数

Rayleigh 減衰を考慮することとし，2次元有限要素法（有効応力解析）では剛性比例型減衰（ $\alpha=0$ ， $\beta=0.002$ ）を考慮する。なお，係数 β の設定については，「F L I P 研究会14年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に設定している。

3.2.3 解析ケース

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の地震時の応答は，周辺地盤との相互作用によることから，地盤物性のばらつきの影響を考慮する。地盤物性のばらつきについては，表3.2.3-1に示す解析ケースにおいて考慮する。

以下の理由から，漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の応答に与える影響が大きいと考えられる埋戻土の物性（初期せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

- ・ 広範囲に分布しており，動的変形特性にひずみ依存性があるため，地震時の繰返し載荷により剛性低下することから，剛性の違いが地盤応答に影響し，漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の応答に影響する。
- ・ 地震時の繰返し載荷により液状化し，有効応力が低下することから，剛性の違いが漂流防止装置基礎（荷揚護岸）に対する主動土圧に影響し，漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の応答に影響する。

表 3.2.3-1 有効応力解析における解析ケース

解析ケース	地盤物性	
	埋戻土 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値	平均値
ケース②	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	平均値 - 1 σ	平均値

耐震評価においては，全ての基準地震動 S_s に対し，解析ケース①（基本ケース）を実施する。全ての基準地震動 S_s に対して実施したケース①の解析において，照査値が最も厳しい地震動を用いて，解析ケース②及び③を実施する。

耐震評価における解析ケースを表3.2.3-2に示す。

表 3.2.3-2 耐震計価における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1σ) を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1σ) を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値 + 1σ	平均値 - 1σ
地震動 (位相)	S _s -D	++*	○	基準地震動 S _s (6波) に位相反転を考慮した地震動 (6波) を加えた全 12 波に対し、ケース① (基本ケース) を実施し、残留変形量の照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②及び③を実施する。 すべての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。
		-+*	○	
		+ - *	○	
		--*	○	
	S _s -F 1	++*	○	
	S _s -F 2	++*	○	
	S _s -N 1	++*	○	
		-+*	○	
	S _s -N 2 (NS)	++*	○	
		-+*	○	
S _s -N 2 (EW)	++*	○		
	-+*	○		

注記* : 地震動の位相について、(++) の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪を考慮する。風荷重については、漂流防止装置基礎（荷揚護岸）は風荷重の影響を受けないことから考慮しない。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重(G)

固定荷重として、漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の自重を考慮する。

(2) 地震荷重 (S_s)

基準地震動 S_s の荷重を考慮する。

(3) 積雪荷重 (P_s)

積雪荷重として、発電所最寄りの気象官署である松江地方気象台（松江市）での観測記録（1941～2018年）より、観測史上1位の月最深積雪100cm（1971年2月4日）に平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した35.0cmとする。積雪荷重については、松江市建築基準法施工細則により、積雪量1cmごとに20N/m²の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3.3-1 に示す。

表 3.3.3-1 荷重の組合せ

区分	荷重の組合せ
地震時 (S _s)	G + S _s + P _s

G : 固定荷重

S_s : 地震時荷重

P_s : 積雪荷重

3.4 入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を、一次元波動論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図 3.4-1 に入力地震動算定の概念図を、図 3.4-2～図 3.4-13 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

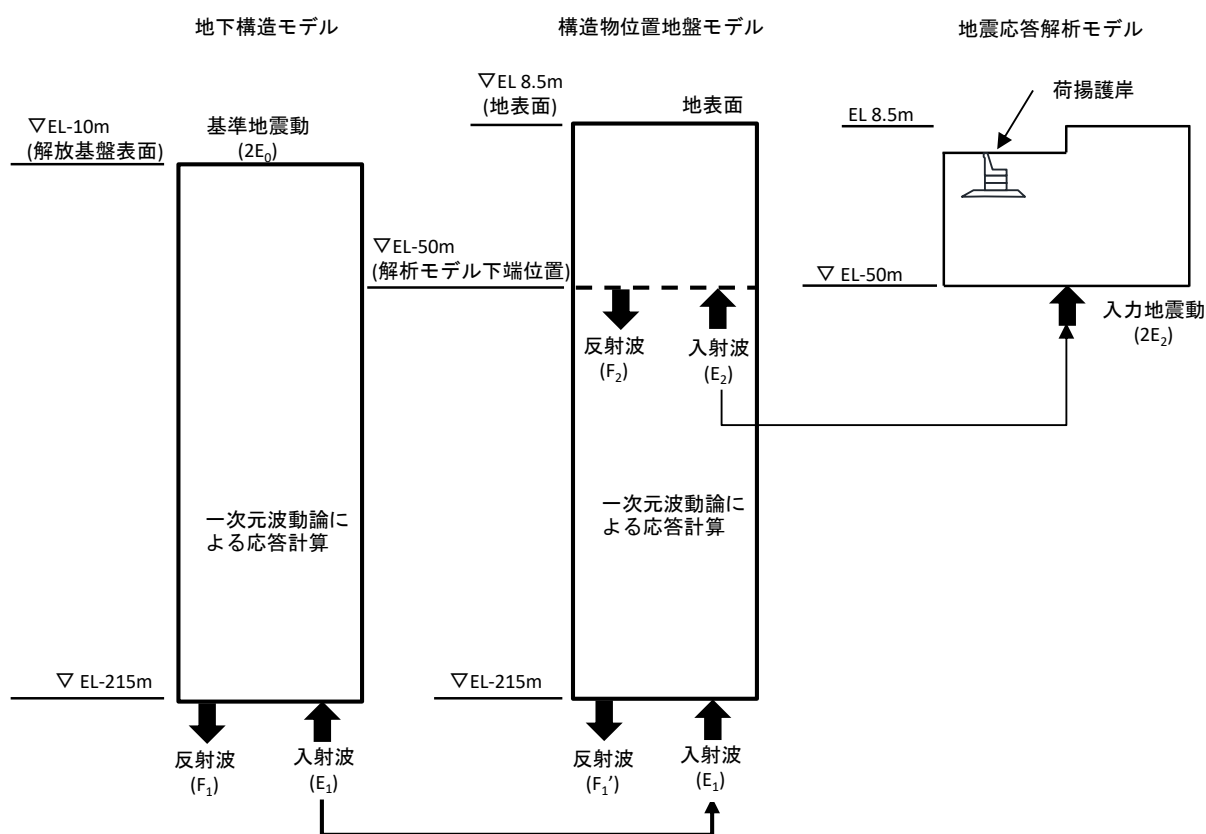
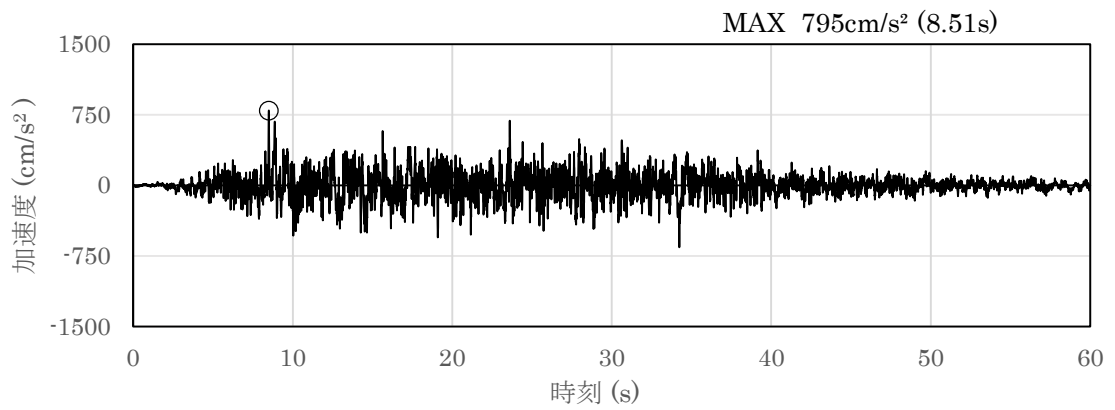
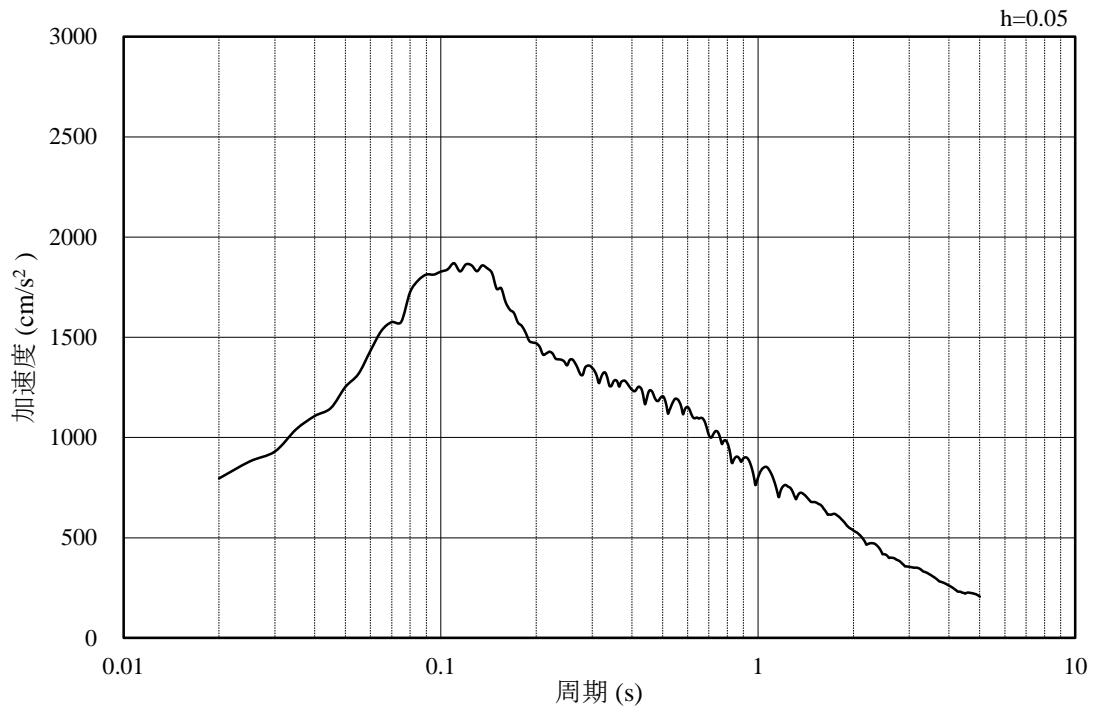


図 3.4-1 入力地震動算定の概念図

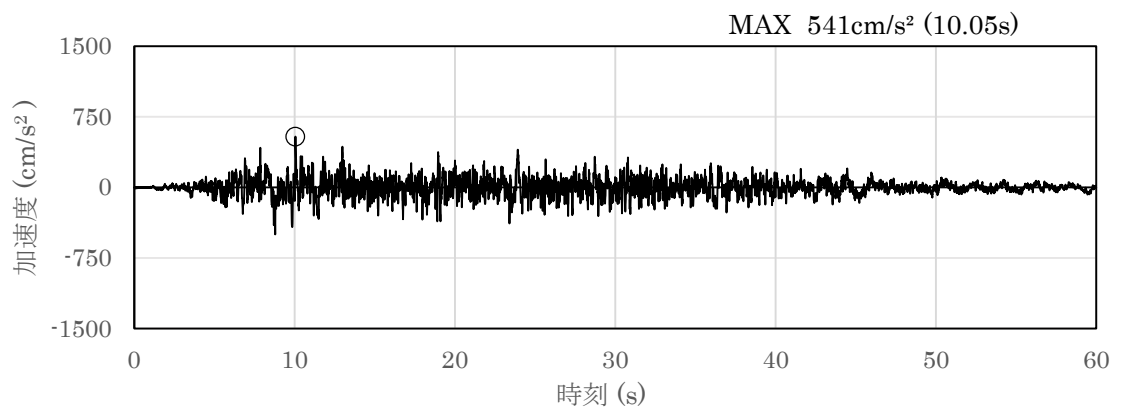


(a) 加速度時刻歴波形

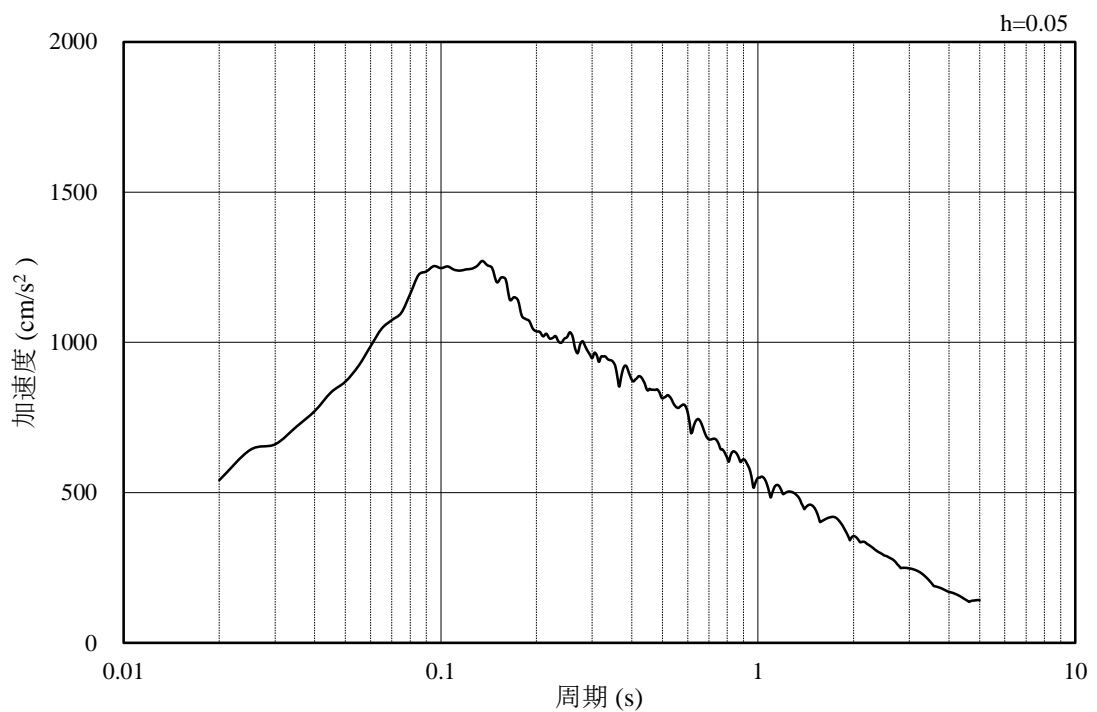


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D)

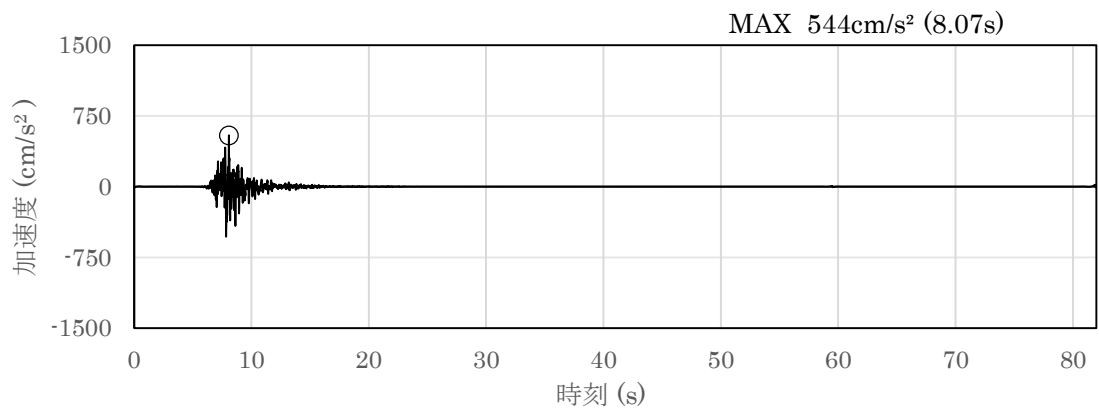


(a) 加速度時刻歴波形

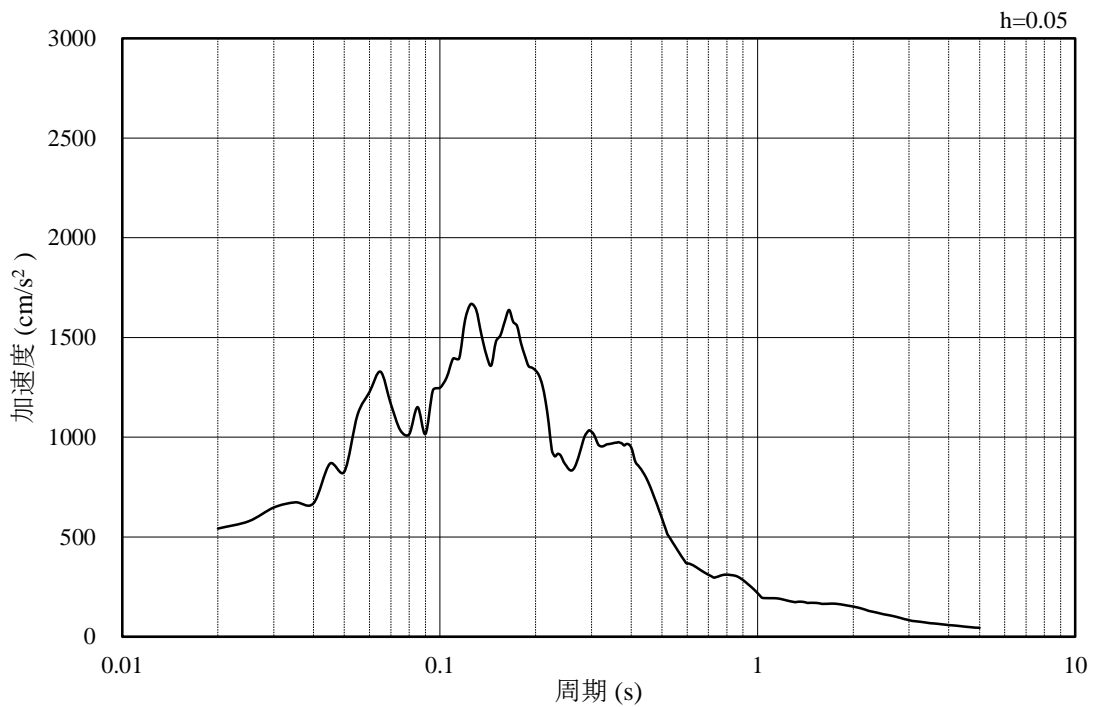


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D)

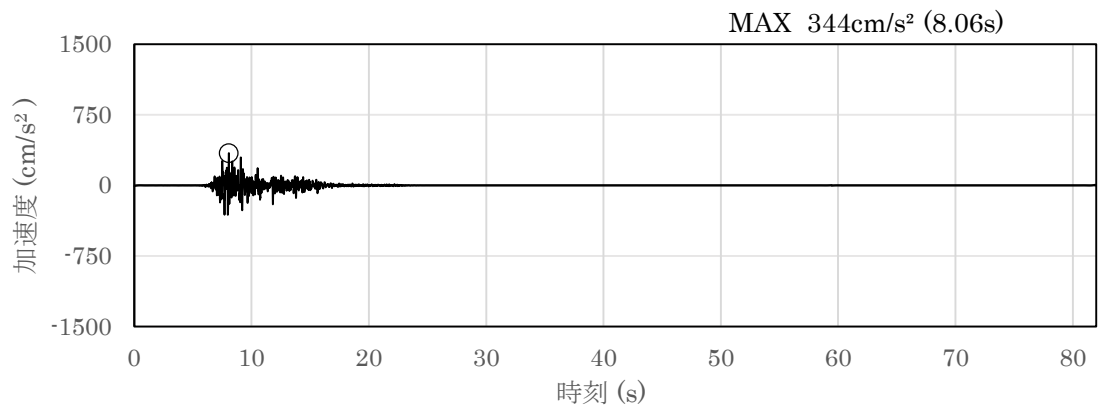


(a) 加速度時刻歴波形

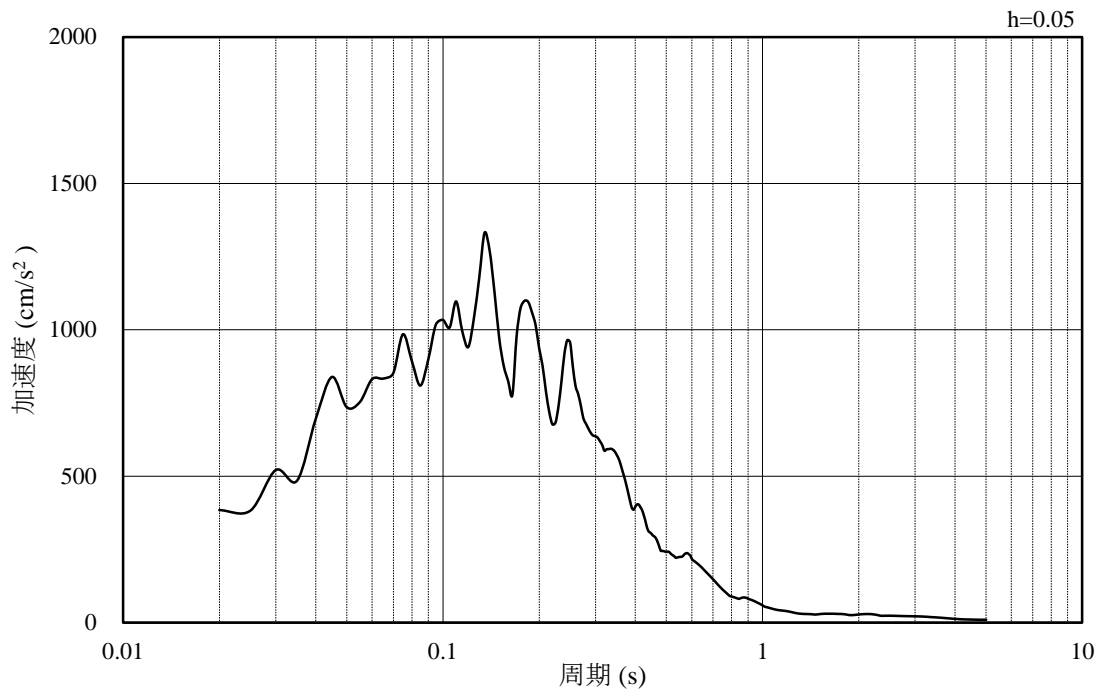


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1)

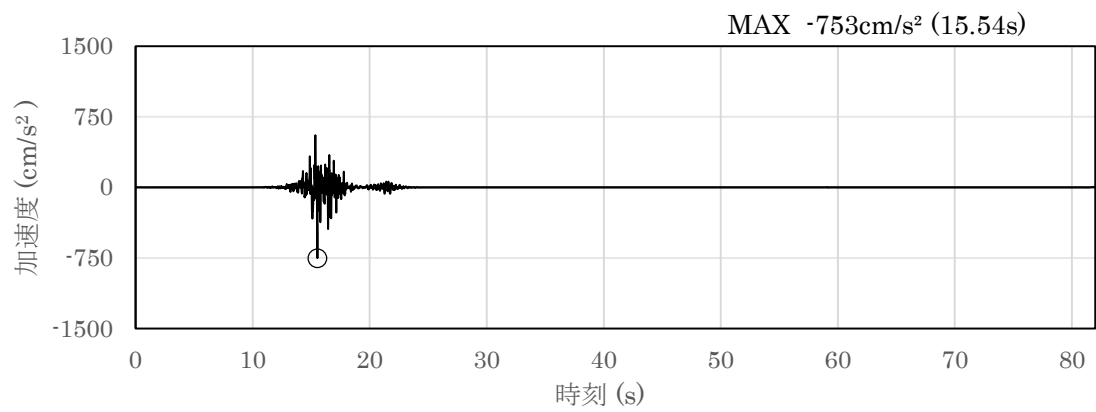


(a) 加速度時刻歴波形

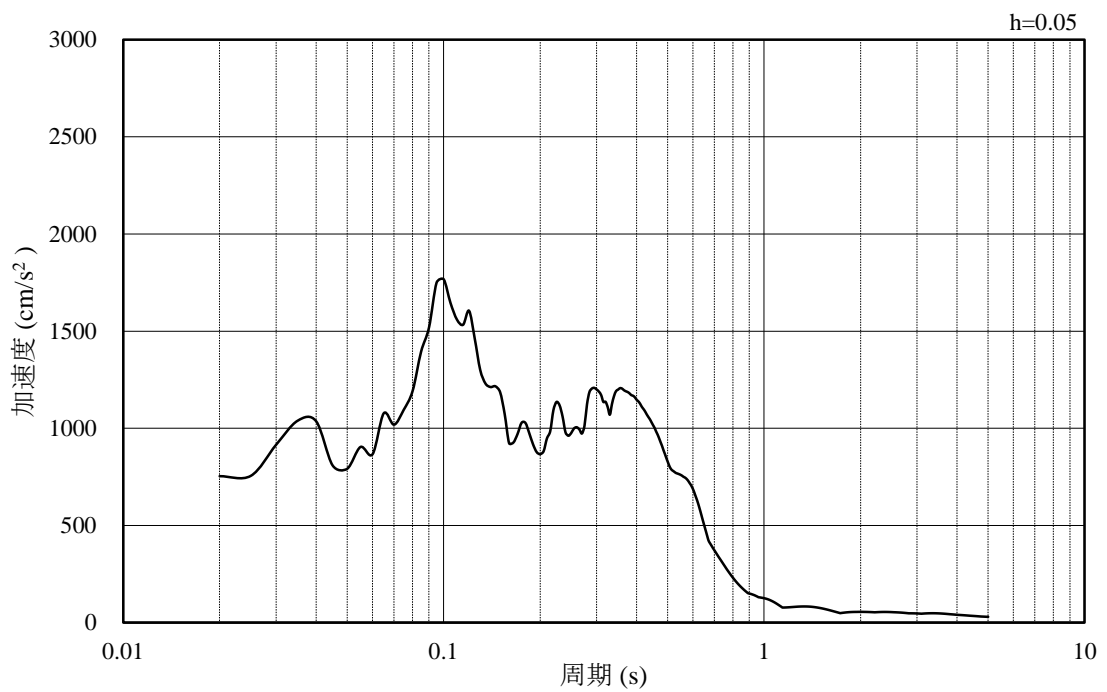


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-F1)

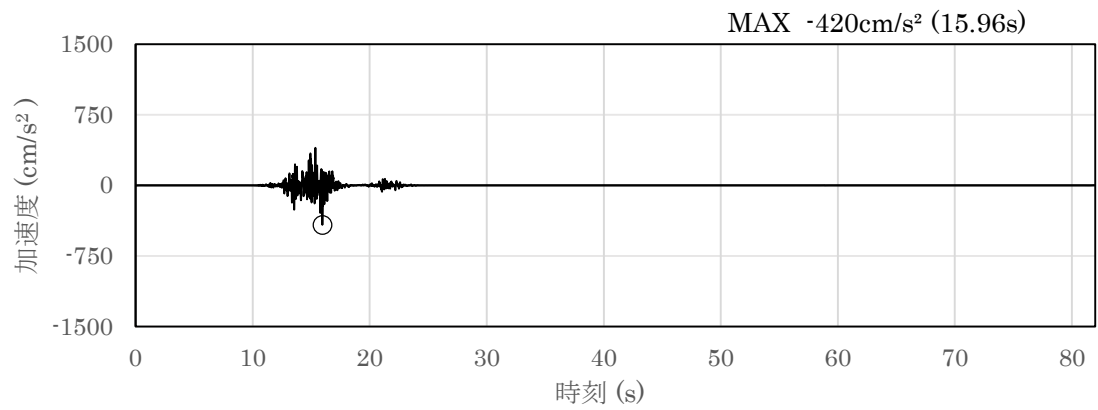


(a) 加速度時刻歴波形

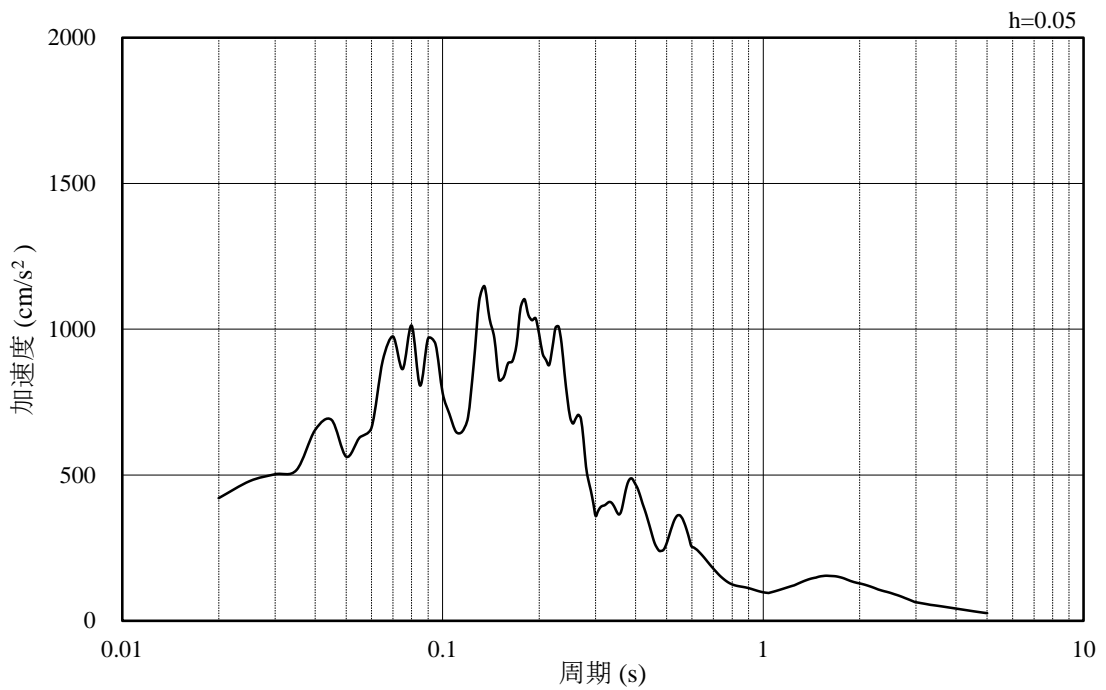


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S_s - F 2)

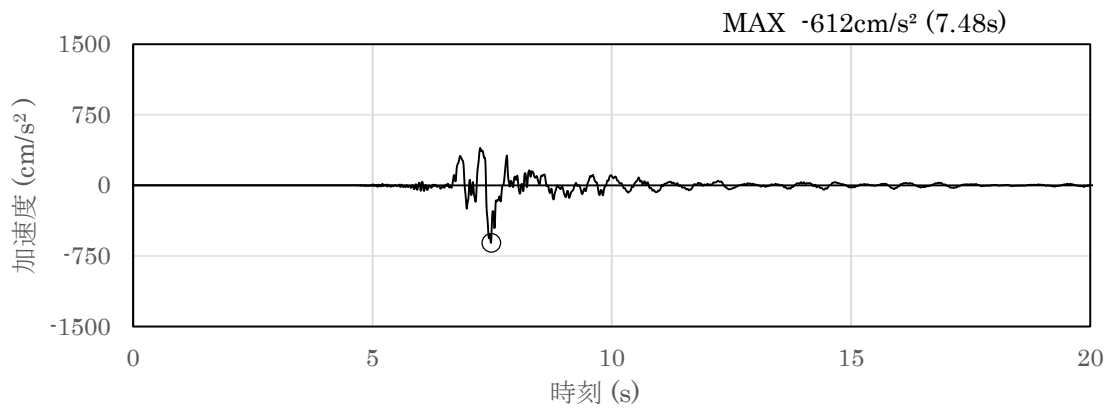


(a) 加速度時刻歴波形

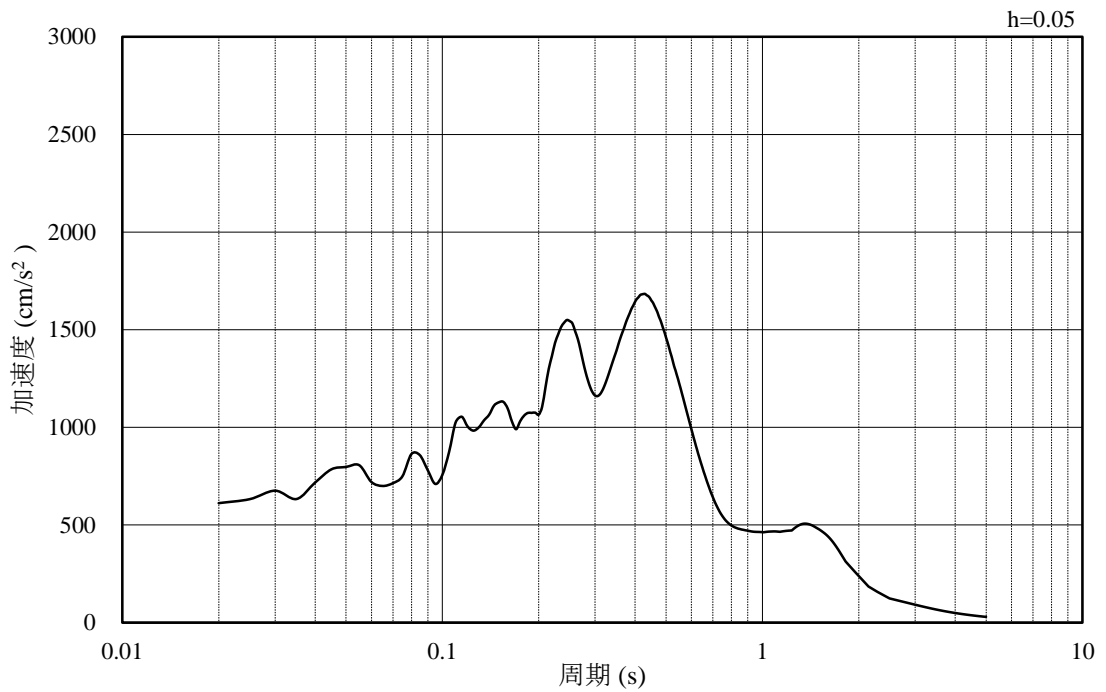


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-F2)

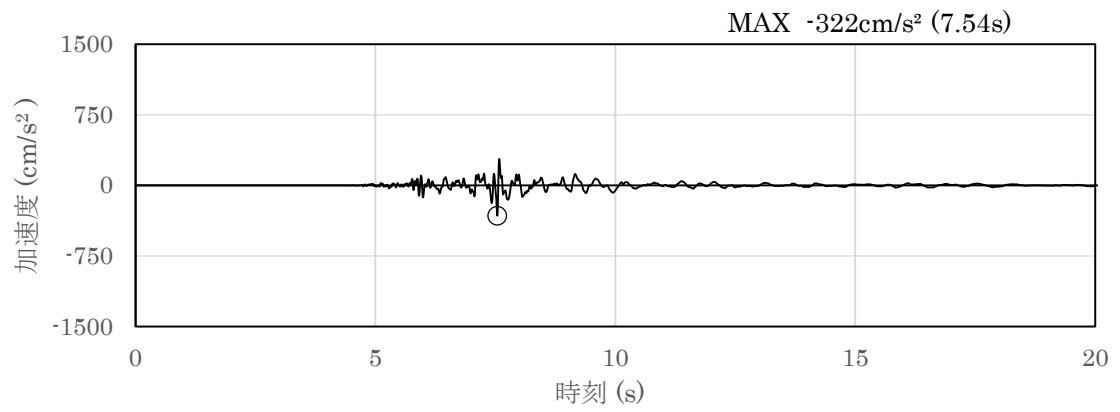


(a) 加速度時刻歴波形

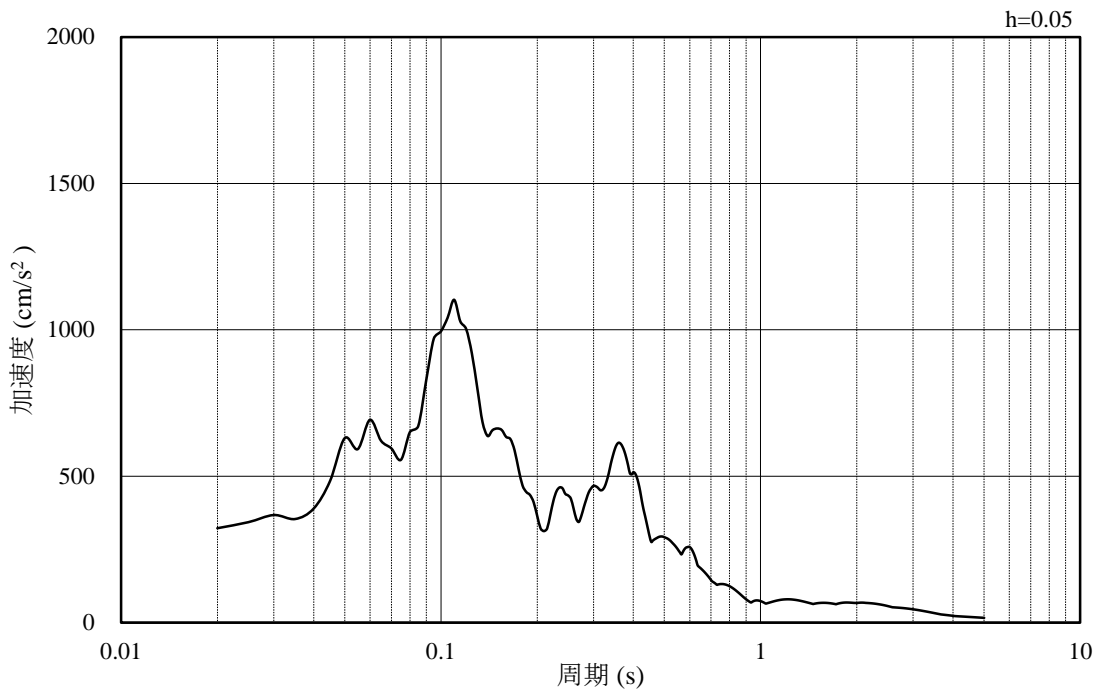


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - N 1)

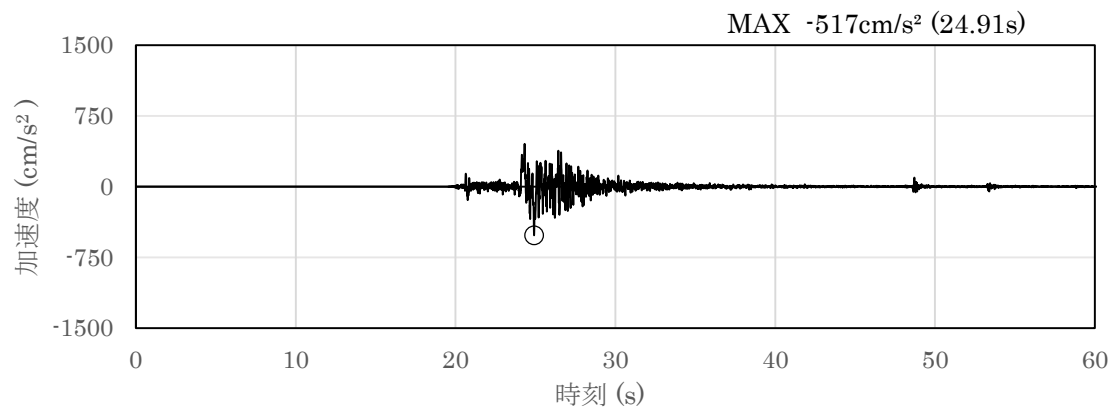


(a) 加速度時刻歴波形

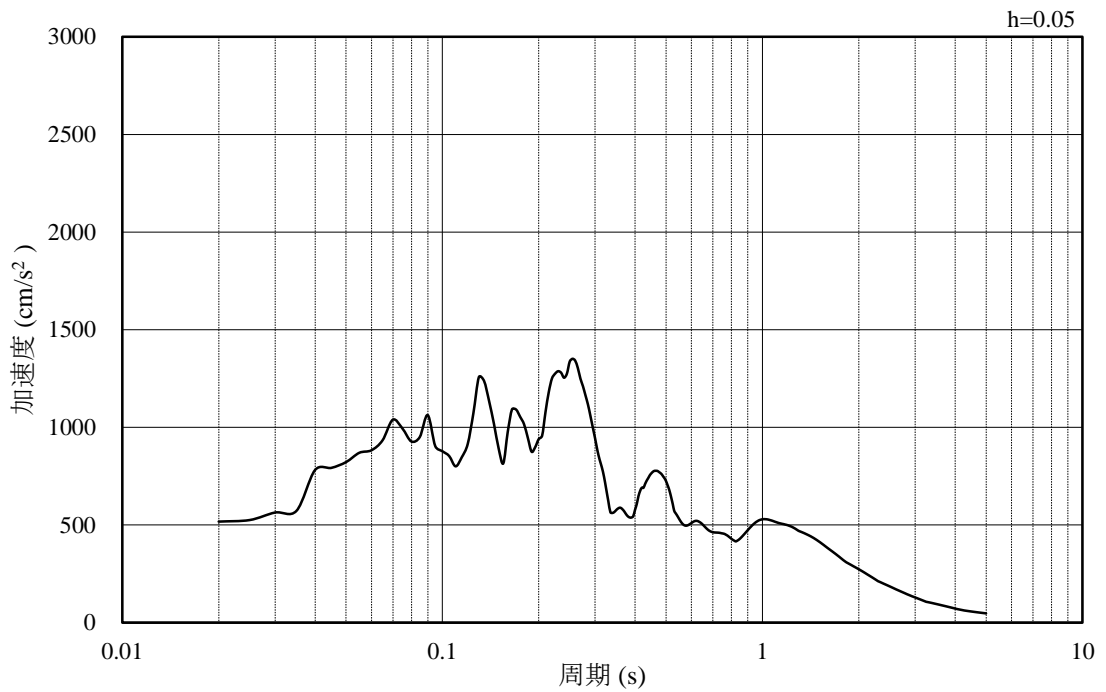


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

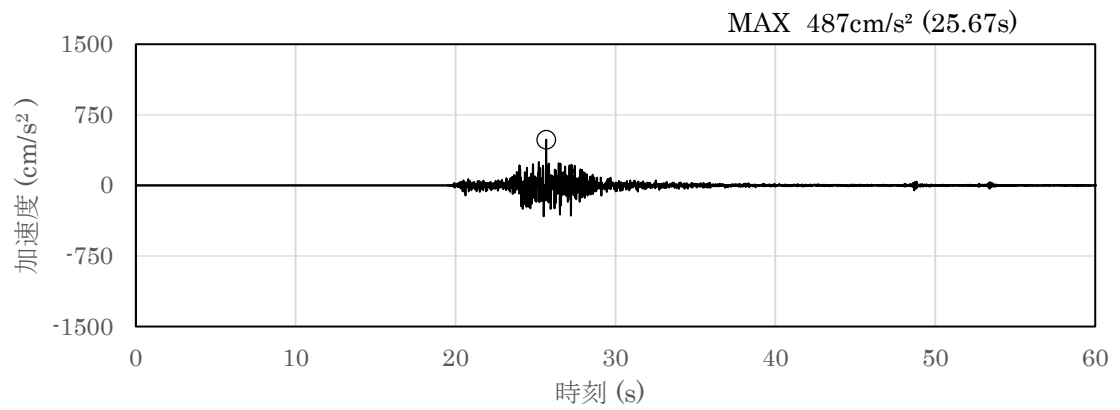


(a) 加速度時刻歴波形

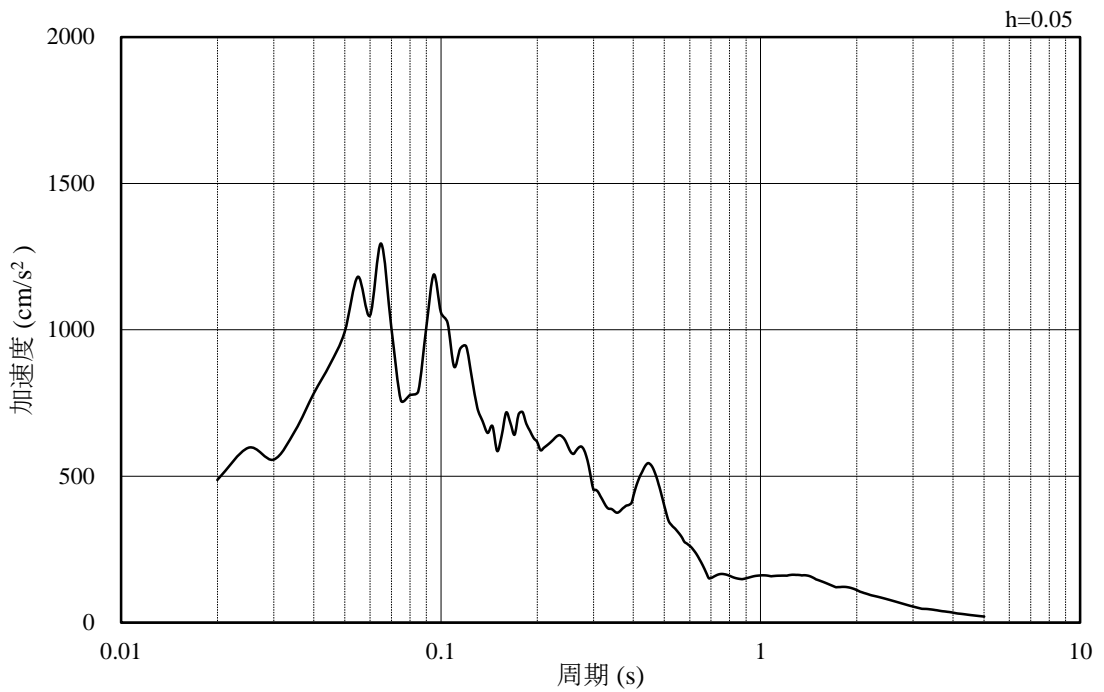


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S_s - N₂ (NS))

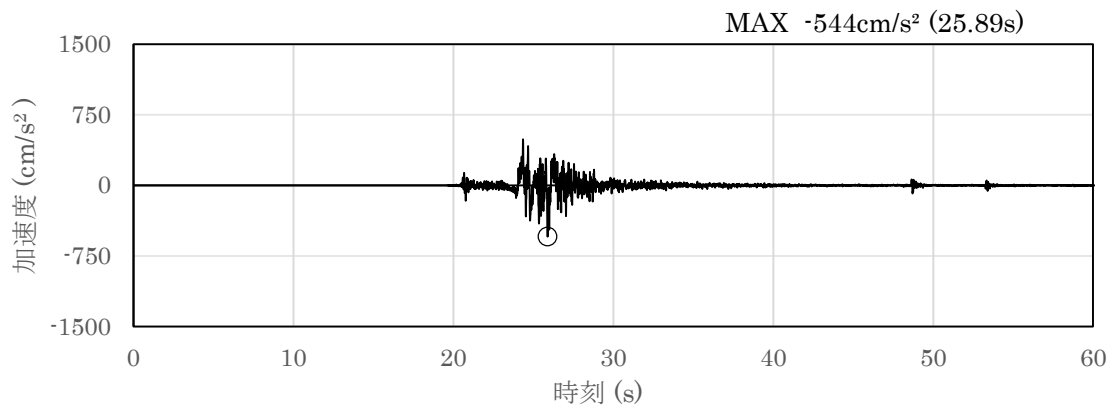


(a) 加速度時刻歴波形

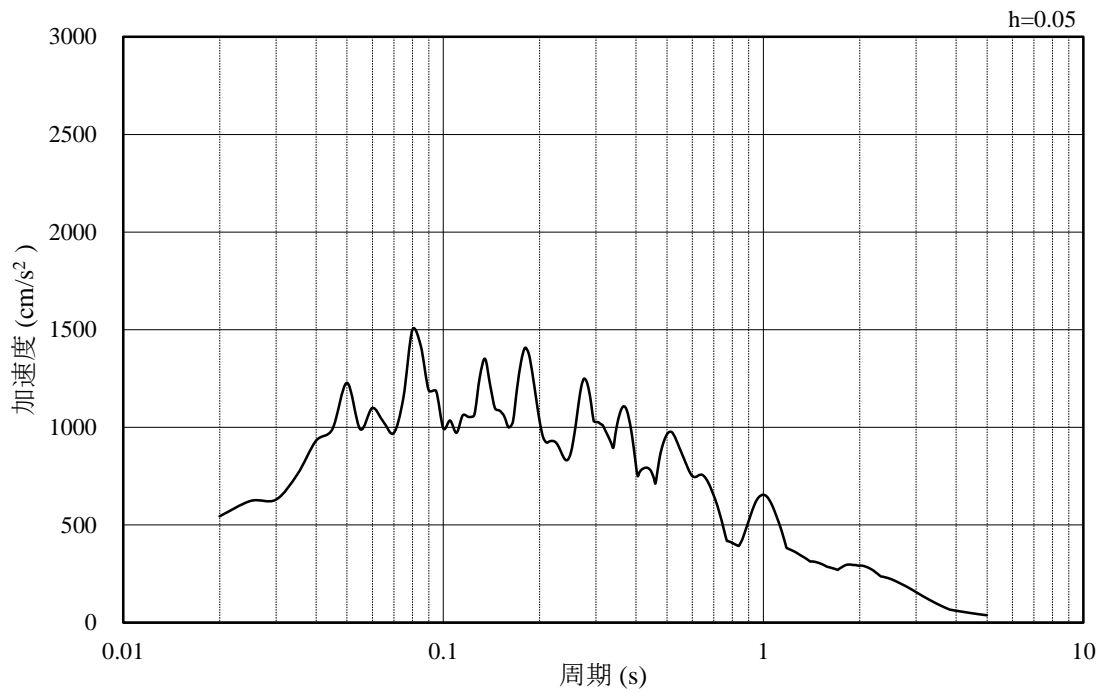


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-N₂(NS))

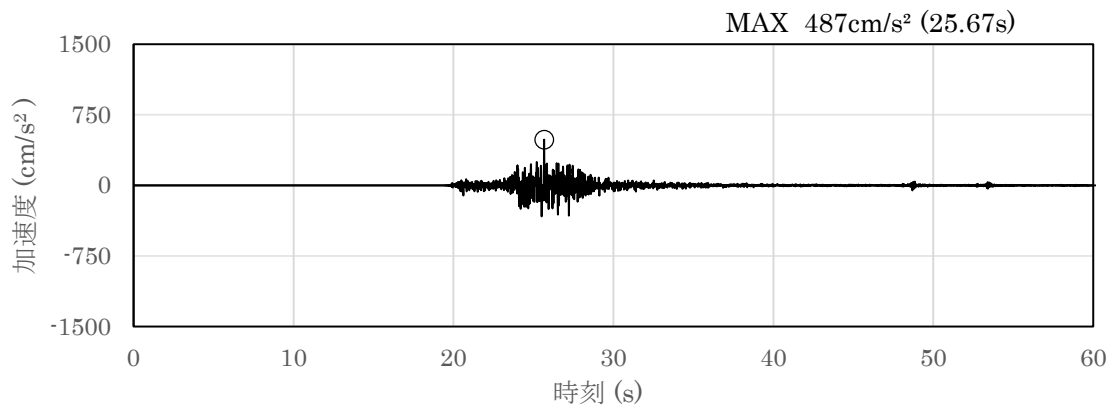


(a) 加速度時刻歴波形

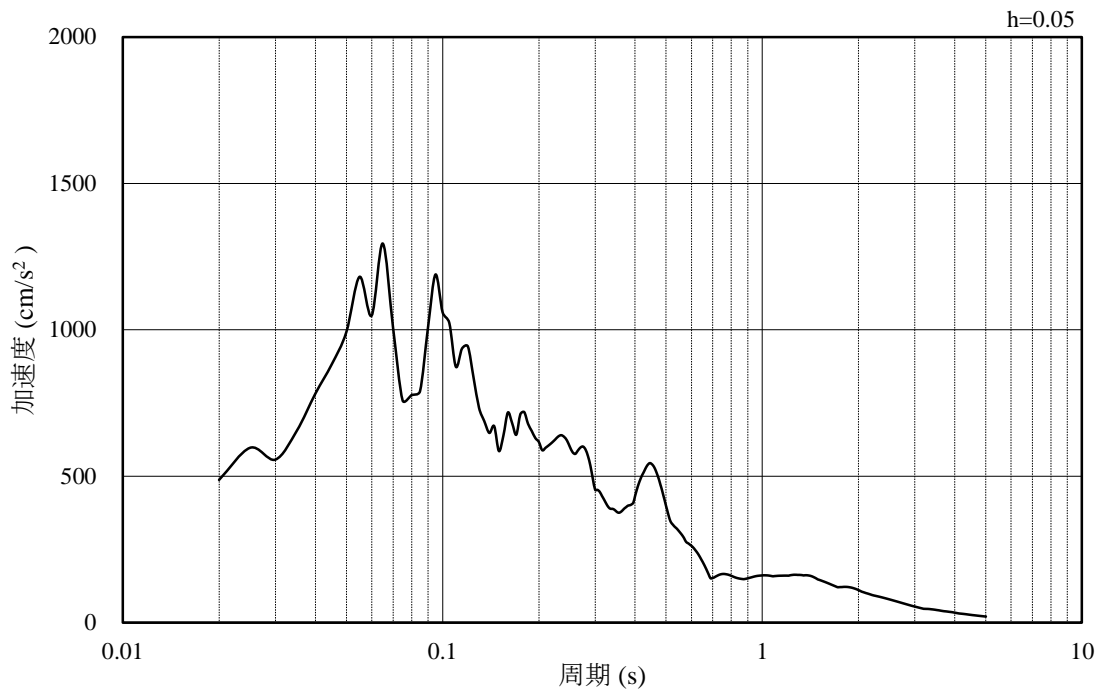


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S_s-N₂(EW))



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-N₂(EW))

3.5 解析モデル及び諸元

使用材料，材料の物性値及び地下水位については，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」で設定したものをを用いる。解析モデル及び地盤の物性値について以下に示す。

3.5.1 解析モデル

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の地震応答解析モデルを図 3.5.1-1 に示す。

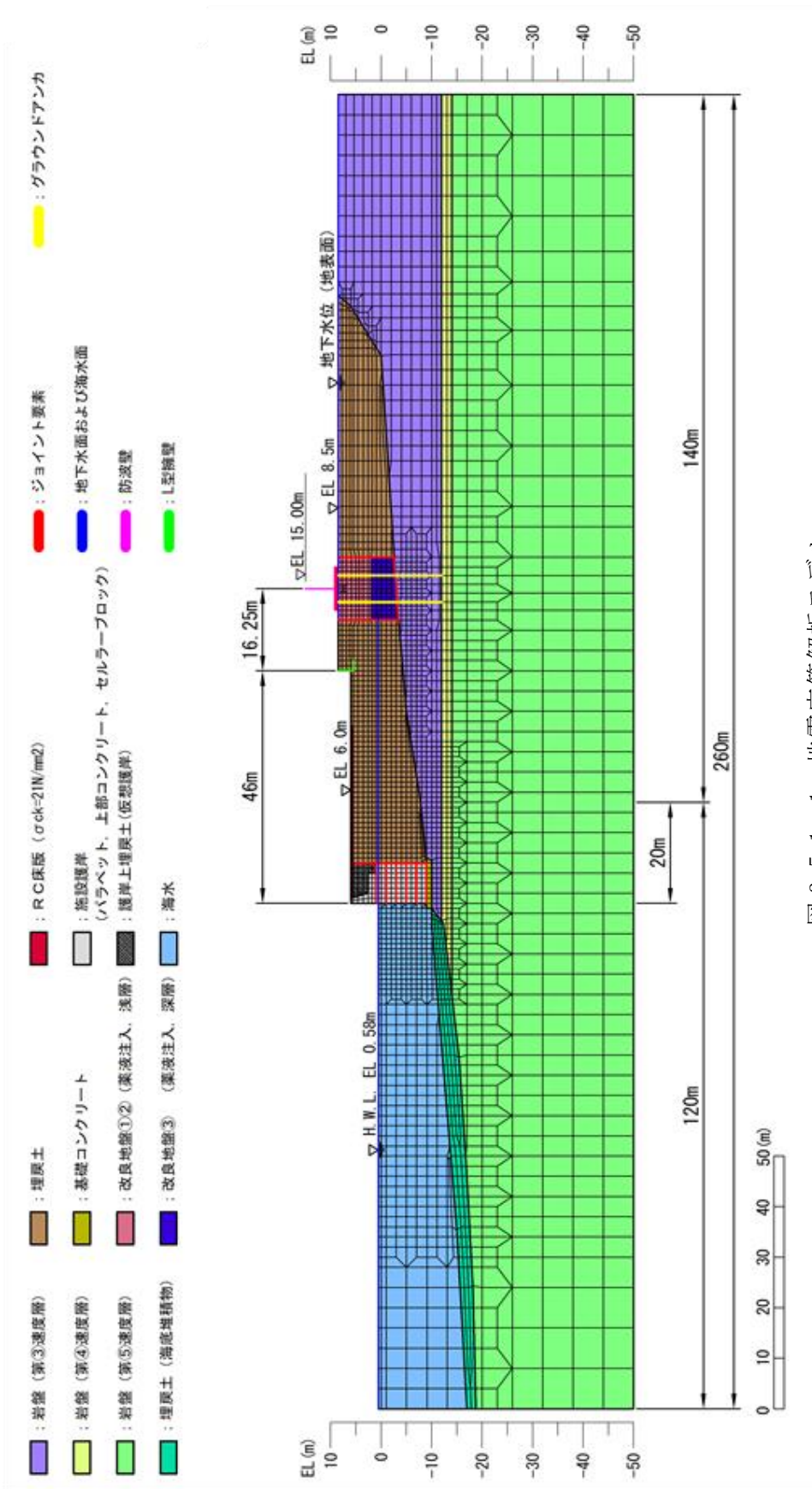


図 3.5.1-1 地震応答解析モデル

(1) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、「J E A G 4 6 0 1 -1987」を参考に、図 3.5.1-2 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物基礎幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1 m 程度以下まで細分割して設定する。

解析モデルの下端については、EL-50m までモデル化する。

2次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。2次元地震応答解析における自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 3.5.1-3 に示す。

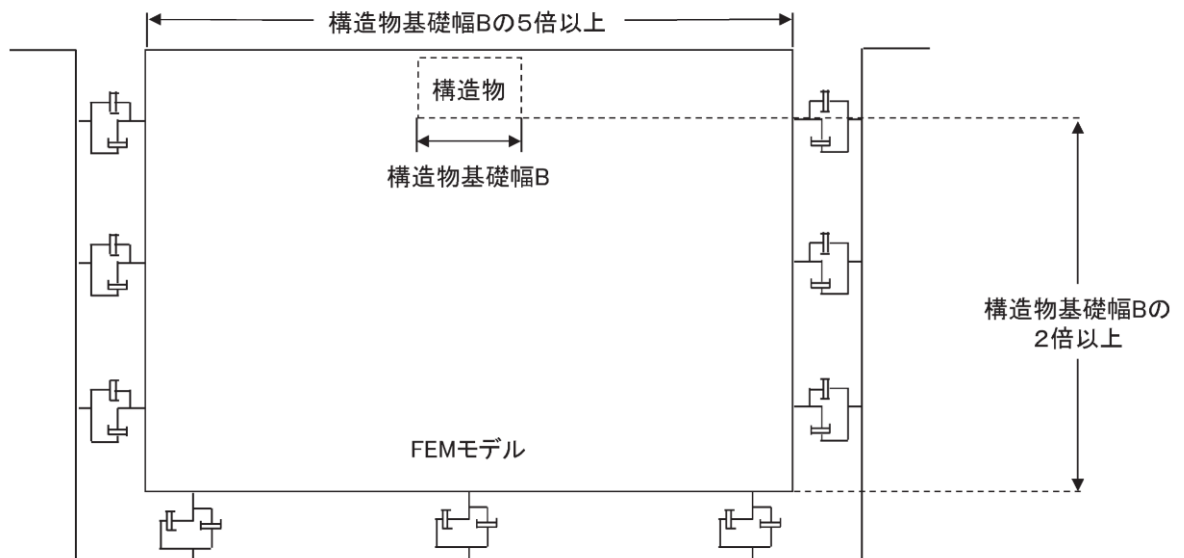


図 3.5.1-2 モデル化範囲の考え方

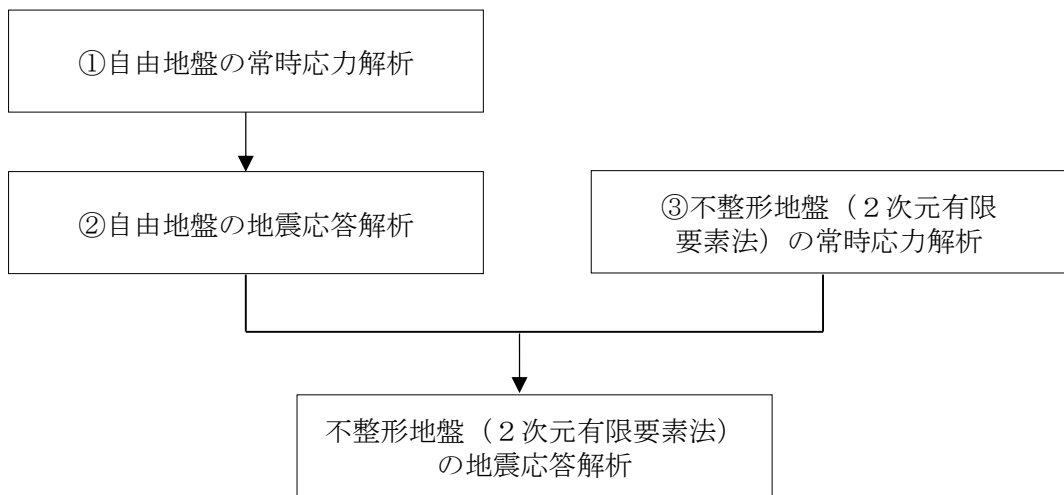


図 3.5.1-3 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

a. 常時応力解析時

常時応力解析は、地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで、常時応力解析時の境界条件は底面固定とし、側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5.1-4 に示す。

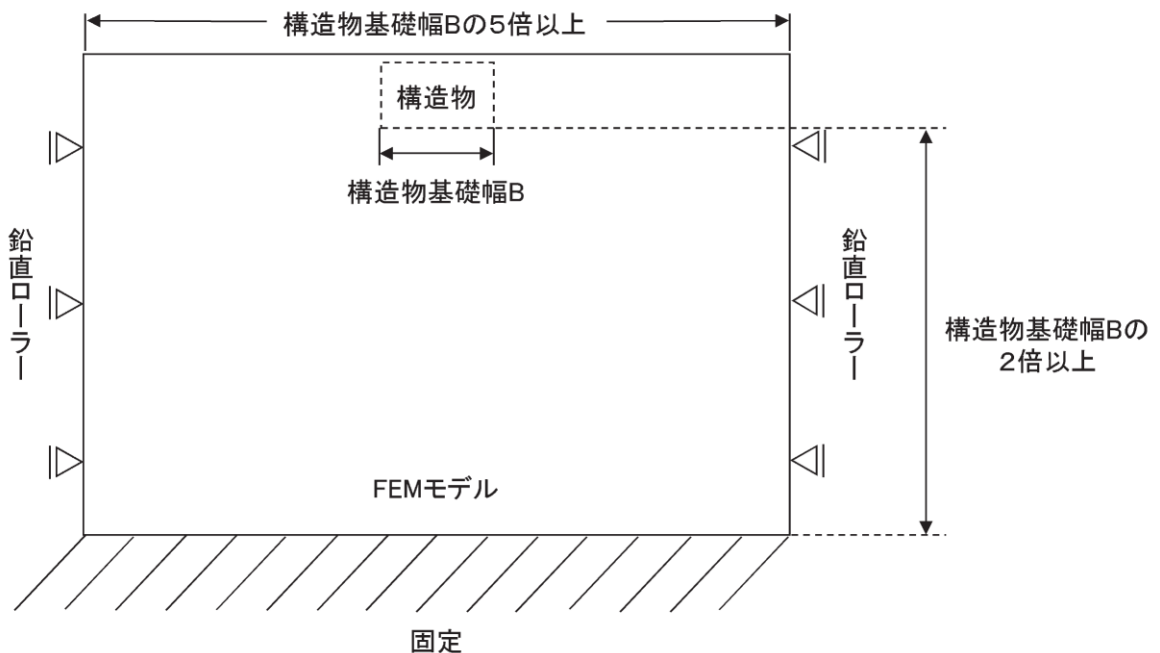


図 3.5.1-4 常時応力解析における境界条件の概念図

b. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から反無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。境界条件の概念図を図 3.5.1-5 に示す。

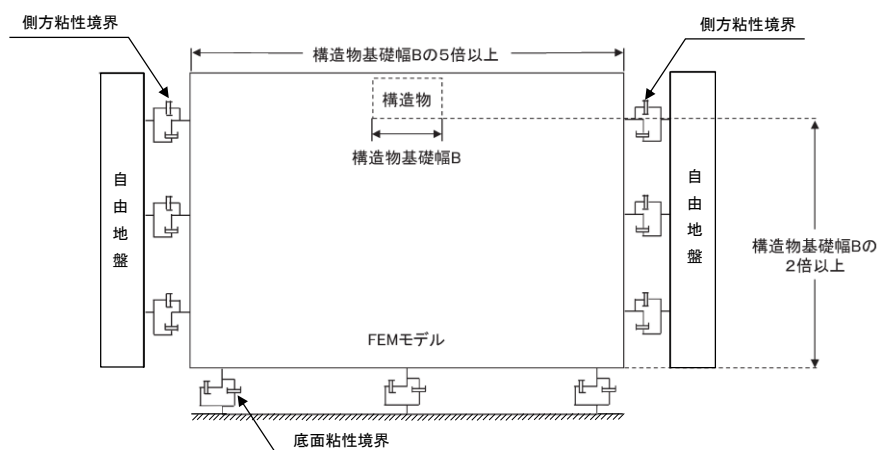


図 3.5.1-5 地震応答解析における境界条件の概念図

(3) 構造物のモデル化

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）はコンクリート造であり、平面ひずみ要素でモデル化する。漂流防止装置（係船柱）は、基礎に比較し十分に重量が小さいことから考慮しない。

(4) 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

埋戻土（海底堆積物を含む）及び改良地盤は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化し、地下水位以深の要素は間隙水要素を重ねて定義する。動的変形特性には、双曲線モデル（H-Dモデル）を用いる。そのうち、埋戻土は、液状化パラメータを設定することで、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の上部に位置する埋戻土（施設護岸背面）については、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会，H19年版）」（以下「港湾基準」という。）（図 3.5.1-6 参照）に準拠し、施設護岸の一部として、線形の平面ひずみ要素でモデル化し、剛性は施設護岸と同じ値を用い、背後の埋戻土及び改良地盤との境界にジョイント要素を設定する。

(3) 壁体のとり方

- ① 地震動による作用を慣性力に置き換えて安定性の照査を行う場合には、壁体を適切に設定して慣性力を評価する必要がある。この場合には、構造様式に応じて、以下に示すように壁体を設定することができる。ただし、非線形有効応力解析等の詳細法により変形量を直接評価する場合にあっては、これによる必要はない。
- ② 重力式係船岸の壁体は、図-2.2.8 に示すように壁体後趾を通る鉛直面から前の部分とすることができる。通常、壁体の背後には裏込材料があり、この一部は壁体の上に載っている形式のものが多い。この部分の裏込めは壁体の一部として働いていると考えられるが、壁体の形状及び破壊形式により、壁体とみなせる裏込めの範囲は変化し、一概に決めることは困難である。しかし、壁体の境界面を多少変えても壁体の安定への影響は小さいため、一般的に、計算の取扱いが簡便なように壁体とみなす範囲を図のように設定することができる。

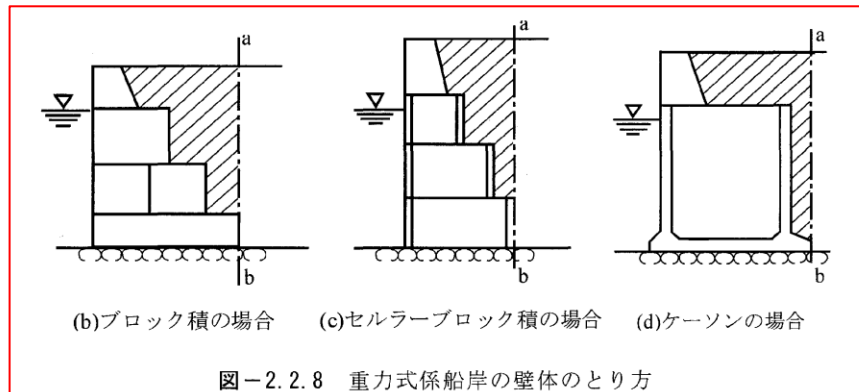


図 3.5.1-6 埋戻土（施設護岸背面）のモデル化について（港湾基準抜粋）

(5) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面の法線方向に対して地震時の引張荷重を与えると、地盤は構造体から剥離する特徴がある。また、地盤と構造体の接合面のせん断方向に対して地震時のせん断荷重を与え、せん断ひずみを増加させていくと、地盤及び構造体のせん断応力は上限に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。

時刻歴応答解析では、地震時における実挙動を正確に把握するために、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設定し、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。

鉛直方向のジョイント要素の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、港湾基準（図 3.5.1-7 参照）に準拠し、 $c=0$ 、 $\phi=15^\circ$ に設定する。

水平方向のジョイント要素の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、「港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター，平成 19 年 3 月）」（以下「港湾構造物設計事例集」

という。) (図 3.5.1-8 参照) に準拠し、静止摩擦係数 μ から $c=0$, $\phi=\tan^{-1}(\mu)$ より設定する。静止摩擦係数 μ の値は、港湾基準 (図 3.5.1-9 参照) に準拠し、隣り合う地盤等に応じた静止摩擦係数を用いる。

ジョイント要素の粘着力及び内部摩擦角を表 3.5.1-1 に、ジョイント要素の配置を図 3.5.1-10 に示す。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

1. 3 地震時土圧

1. 3. 1 砂質土の土圧

構造物の壁面に作用する地震時土圧及び崩壊面が水平面と成す角度は、一般的に次に掲げるところによって算定する。

(1) 主働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

$$p_{ai} = K_{ai} \left[\sum \gamma h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.3.1)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta + \theta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}} \quad (1.3.2)$$

この場合において、

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

(2) 受働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

$$p_{pi} = K_{pi} \left[\sum \gamma h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.3.3)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta - \psi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta - \theta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}} \quad (1.3.4)$$

この場合において、

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

ここに、 p_{ai} 、 p_{pi} 、 K_{ai} 、 K_{pi} 、 ζ_i 、 ω 、 γ_i 、 h_i 、 ψ 、 β 、 δ 及び ϕ_i は、1. 2 永続状態における土圧に準じて、1. 2. 1 砂質土の土圧の式(1.2.1)～(1.2.4)と同じ数値を表すものとする。また、 θ は次の数値を表すものとする。

θ : 次の(a)又は(b)で表される地震合成角 (°)

(a) $\theta = \tan^{-1} k$

(b) $\theta = \tan^{-1} k'$

ここで、 k 及び k' は、それぞれ次の数値を表すものとする。

k : 震度

k' : 見掛けの震度

(3) 見掛けの震度は、1. 3. 3 見掛けの震度による。

(4) 地震時土圧は、物部¹⁾・岡部²⁾が提案した理論に基づいたものである。

(5) 壁面摩擦角
一般に、±15°以下とする。裏込材のせん断抵抗角 ψ の1/2程度を目安とすることができる。

(6) 残留水位以下の土圧

一般的に、残留水位以上においては空気中における震度を用いて土圧分布を求め、残留水位以下においては各境界面において1. 3. 3 見掛けの震度を用いて土圧分布を求める。

(7) 土圧係数等

土圧係数と崩壊角の算定図を図-1.3.1に示す。

(8) 上記土圧式は、土と間隙水が一体となって運動すると仮定しており、液状化した土には適用できない。その場合には別途、動的有効応力解析又は模型実験などで、地盤と構造物の地震時安定性を評価すべきである。

図 3.5.1-7 ジョイント要素（鉛直方向）の物性値の設定根拠（港湾基準抜粋）

よって、

$$\phi_f^{sep} = \tan^{-1}(0.838)$$

$$= 40(^{\circ})$$

⑧ケーソン
 図-1.54 にケーソン周辺のモデル化を示す。ケーソンのモデル化は、ケーソン本体、上部コンクリート、フーチング、ケーソン拡張部（陸側フーチング上部地盤）に分けてモデル化した。陸側フーチング上部の裏込石および裏埋土地盤は、剛性をケーソン本体と同じ値を用いて、単位体積重量は裏込石および裏埋土地盤の値を用いる⁹⁾。表-1.63 にケーソンの入力パラメータを示す。

⑨ジョイント要素
 ケーソン要素と基礎捨石および裏込石との間に生じる滑動と剥離はジョイント要素によりモデル化する⁹⁾。ジョイント要素は、圧縮側では垂直方向接線剛性 K_H に応じた応力を負担する。せん断方向（滑り方向）は、せん断応力がせん断強度に達するまではせん断方向接線剛性 K_S に応じた力を負担する。せん断強度 τ_f は垂直方向の有効拘束

圧 σ_n' に基づき式(1.62)より求める。剥離状態ではせん断強度は0となる。

$$\tau_f = C_f + \sigma_n' \tan \phi_f \quad (1.62)$$

よって、本事例のジョイント要素のせん断強度に関する定数は以下のとおり設定できる。まず、ケーソン底面と捨石の間の摩擦係数は摩擦増大マットが敷設されていないので $\mu=0.6$ と設定して、摩擦角 ϕ_f は $\tan^{-1}(0.6)=31^{\circ}$ を用いる。また、ケーソン背面と裏込石の間の摩擦角は $\phi_f=15^{\circ}$ を用いる。

・ジョイント要素のレーレー減衰の与え方
 FLIP 研究会では、ジョイント要素のレーレー減衰の与え方に関する検討が実施された²⁰⁾。従来の解析では、レーレー減衰行列の組立の際に、ジョイント要素の初期接線剛性 K_S や K_H に全体系の剛性比例係数 β を乗じたものを取り込んでいた（従来型）。 K_S や K_H の値は物理的な根拠に基づいて設定するのではなく、周囲の土の変形よりも大きな変形がジョイント要素の線形部分で生じることないように、比較的大きな値が指定される。この

図 3.5.1-8 ジョイント要素（水平方向）の物性値の設定根拠（港湾構造物設計事例集抜粋）

9 摩擦係数

(1) 施設の滑動に対する摩擦抵抗力の算定に用いる材料の摩擦係数は、静止摩擦係数とすることができ。この場合において、材料の摩擦係数は、対象となる施設の特性及び材料の特性等を勘案して適切に設定することが望ましい。

(2) 港湾の施設の性能照査に用いる静止摩擦係数の特性値は、一般に表-9.1 に掲げる数値を用いてもよい。同一条件のもとで繰り返し摩擦係数を実測する場合、一般にばらつきが多いことに注意が必要である。表-9.1 で示した値は、以前からなかば経験的に用いられてきたものであり、ここに明記していない場合については、実験を行って定めることが望ましい。

(3) 表-9.1 に示した値は、施設の滑動に対する安定性の照査に用いる場合の値であり、杭の支持力計算に用いる杭周面と土との間の摩擦係数、傾斜堤の安定性の照査に用いる摩擦係数、斜路によるケーソンの進水計算に用いる摩擦係数、土圧計算に用いる壁面摩擦角等に対しては適用できない。なお、表-9.1 に示した値は、静的な作用が生じるときの静止摩擦係数であるが、地震動作用時のような動的な作用が生じる場合においては、適切な資料が皆無であるため、本数値を用いているのが実情である。

コンクリートとコンクリート	0.5
コンクリートと岩盤	0.5
水中コンクリートと岩盤	0.7~0.8
コンクリートと捨石	0.6
捨石と捨石	0.8
木材と木材	0.2(湿)~0.5(乾)
摩擦増大マットと捨石	0.75

注 1) 水中コンクリートと岩盤の場合、標準的な条件のもとでは、0.8 とすることができる。ただし、基岩がぜい弱若しくは亀裂が多い場合、基岩を覆っている砂の移動が激しい場所等では、それらの条件に応じて 0.7 程度まで低減させることができる。

注 2) セルラブロックの性能照査における摩擦係数は、第 4 編第 5 章 2. 2 重力式係船岸を参照することができる。

図 3.5.1-9 ジョイント要素（水平方向）の物性値設定に用いる静止摩擦係数（港湾基準抜粋）

表 3.5.1-1 ジョイント要素の粘着力と内部摩擦力

		接合条件		粘着力 c (N/mm ²)	内部 摩擦角 φ (°)	備考
		材料 1	材料 2			
鉛直方向	境界 1	埋戻土	改良地盤 ①・②	0	15.0	構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し、c=0、φ=15°と設定。
			改良地盤③			
			施設護岸			
			埋戻土(施設護岸背面)			
水平方向	境界 2	逆 T 擁壁	改良地盤 ①・②	0	26.57	剛性の高い岩盤等の境界であるため、「コンクリートとコンクリート」及び「コンクリートと岩盤」の静止摩擦係数(μ=0.50)より、φ=tan ⁻¹ (μ)≒26.57
		岩盤	改良地盤③			
		セルラーブロック (コンクリート詰)	セルラー ブロック (コンクリート詰)			
			基礎コンクリート			

- : 岩盤 (第③速度層)
- : 岩盤 (第④速度層)
- : 岩盤 (第⑤速度層)
- : 埋戻土 (海底堆積物)
- : 埋戻土
- : 基礎コンクリート
- : 改良地盤①② (薬液注入, 凍層)
- : 改良地盤③ (薬液注入, 凍層)
- : RC床版 ($\sigma_{ok}=2\text{IN}/\text{mm}^2$)
- : 施設護岸 (パラベット, 上部コンクリート, セルラーブロック)
- : 護岸上埋戻土 (仮想護岸)
- : 防液壁
- : L型擁壁
- : グラウンドアンカ
- : 地下水面および海水面
- : ジョイント要素 (境界①)
- : ジョイント要素 (境界②)
- : 海水

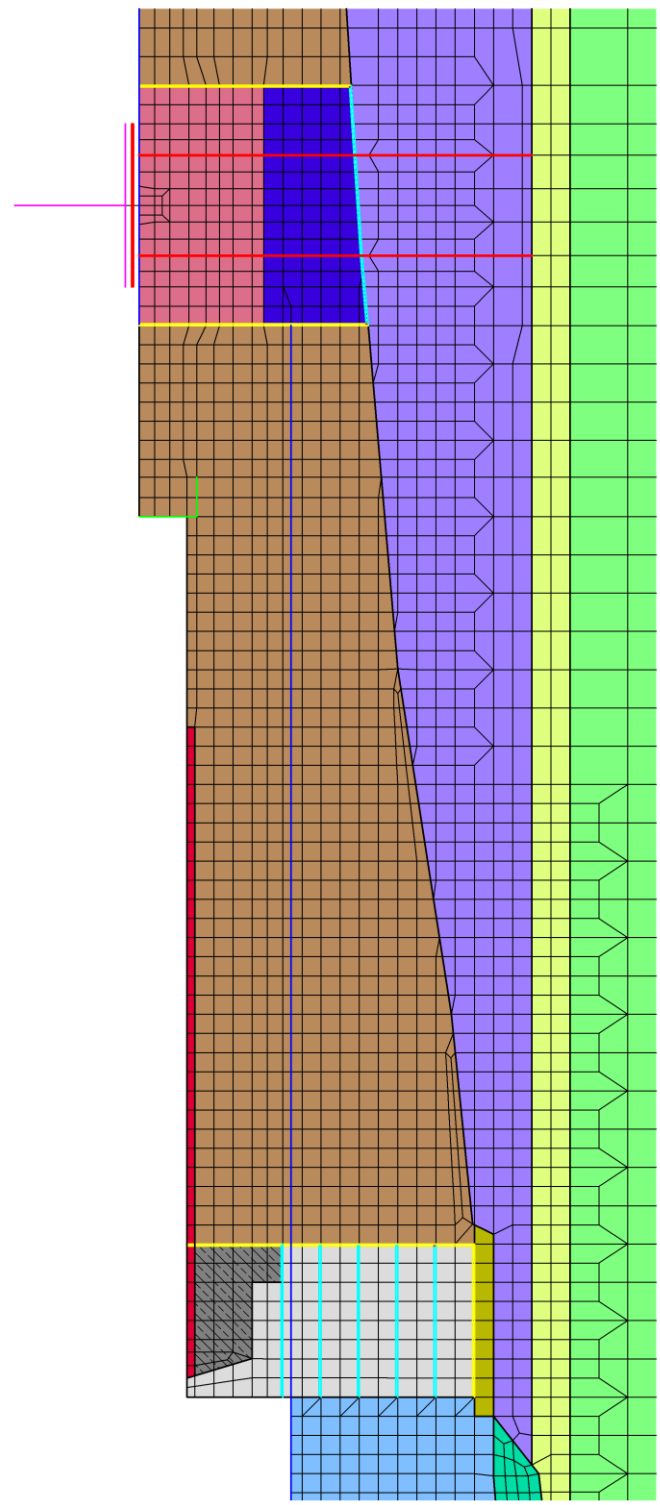


図 3.5.1-10 地震応答解析モデルにおけるジョイント要素の配置図

ジョイント要素のばね定数は、港湾構造物設計事例集を参考に、数値解析上、不安定な挙動を起こさない程度に周囲材料の剛性よりも十分に大きな値を設定する。表 3.5.1-2 にジョイント要素のばね定数を示す。

また、ジョイント要素の力学特性を図 3.5.1-11 に示す。

表 3.5.1-2 ジョイント要素のばね定数

項目	せん断剛性 k_s (k N/m^3)	圧縮剛性 k_n (k N/m^3)
境界 1	1.0×10^6	1.0×10^6
境界 2	0*	1.0×10^6

注記*：目地部であるため、せん断剛性を保守的にゼロに設定

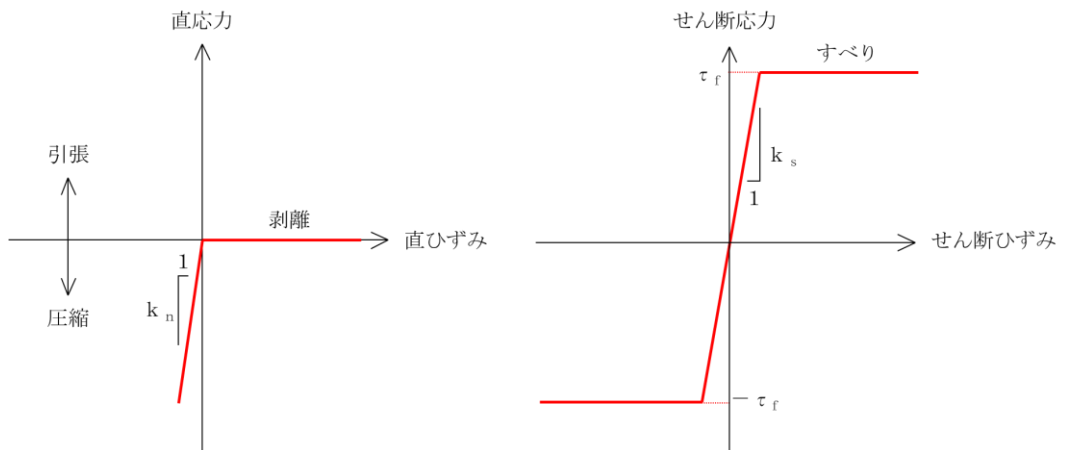


図 3.5.1-11 ジョイント要素の力学特性

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。耐震評価に用いる使用材料を表 3.5.2-1 に、材料の物性値を表 3.5.2-1 及び表 3.5.2-2 に示す。

表 3.5.2-1 使用材料

材料	部位		諸元
コンクリート	パラペット（有筋）		設計基準強度 20.6N/mm ²
	上部コンクリート（無筋）		設計基準強度 14.7N/mm ²
	セルラー ブロック	気中	設計基準強度 20.6N/mm ²
		水中	設計基準強度 20.6N/mm ²
	基礎コンクリート		設計基準強度 14.7N/mm ²

表 3.5.2-2 材料の物性値

材料	部位	単位体積重量 (kN/m ³)		ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン 比
		飽和, 湿潤	水中		
コンクリート	パラペット（有筋）	24.0 ^{*1}	-	23.3 ^{*1}	0.2 ^{*1}
	上部コンクリート （無筋）	22.6 ^{*2}	-	20.4 ^{*1}	0.2 ^{*1}
	セルラーブロック ^{*3} （コンクリート詰）	23.0 ^{*2}	12.9	23.3 ^{*1}	0.2 ^{*1}
	基礎コンクリート	22.6 ^{*2}	12.5	20.4 ^{*1}	0.2 ^{*1}

注記*1：コンクリート標準示方書[構造性能照査編](土木学会，2002年制定)

*2：港湾の施設の技術上の基準・同解説（（社）日本港湾協会，H19年版）

*3：セルラーブロック及び中詰材の単位体積重量は、港湾基準より設定する。また、剛性は中詰材が護岸と一体の挙動を示すことから、護岸材料と同様の物性とする。

3.5.3 地盤及び改良地盤の物性値

地盤の物性値は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

地盤の物性値を表 3.5.3-1～表 3.5.3-3 に示す。

表 3.5.3-1 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

		埋戻土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11 【2.00】	
	間隙率 n	0.45	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	154600	
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00	
	ポアソン比 ν	0.33	
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095	
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	0	
	内部摩擦角 ϕ' (°)	40.17	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28	
	液状化パラメータ	S1	0.005
		w1	4.080
		P1	0.500
		P2	0.990
		C1	2.006

注 1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。

動せん断弾性係数，内部摩擦角及び液状化パラメータは代表的な数値を示す。

注 2：海底堆積物は，埋戻土の物性を流用し，液状化影響を考慮する。

表 3.5.3-2 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液状化層）

		基礎捨石及び被覆石
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.04 【1.84】
	間隙率 n	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	180000
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98
	ポアソン比 ν	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.24
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	20
	内部摩擦角 ϕ' (°)	35.00

注：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。
動せん断弾性係数及び基準平均有効拘束圧は代表的な数値を示す。

表 3.5.3-3 地盤の解析用物性値（有効応力解析，改良地盤）

対象施設		防波壁	
		逆T擁壁	
種別（工法，地盤種別）		改良地盤①，② （薬液注入）	改良地盤③ （薬液注入）
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11	2.11
	間隙率 n	0.45	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	771300	956500
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00	98.00
	ポアソン比 ν	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095	0.095
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	628	1140
	内部摩擦角 ϕ'	38.00	40.54

注：動せん断弾性係数は代表的な数値を示す。

3.5.4 地下水位

設計用地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。
設計用地下水位を表 3.5.4-1 に示す。

表 3.5.4-1 設計用地下水位

施設名称	設計用地下水位
漂流防止装置基礎（荷揚護岸）	防波壁より陸側：EL 8.5m* 防波壁より海側：EL 0.58m

注記*：地表面が EL 8.5m よりも低い地点については、地下水位を地表面とする。

3.6 評価対象部位

評価対象部位は、漂流防止装置基礎（荷揚護岸）とする。

3.7 許容限界

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の許容限界は、「港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成19年7月）」の耐震強化岸壁に求められる耐震性能（0.3～1m）を許容残留変形量とし，1mと設定する。表3.7-1に漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の許容限界を示す。

表 3.7-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の許容限界

断面	許容残留変形量 (m)
⑥—⑥断面	1.0

3.8 評価方法

漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の耐震評価では，地震応答解析に基づいて算定した残留変形量が「3.7 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。

x方向（水平方向）及びz方向（鉛直方向）の変位は，図3.8-1に示すとおり，漂流防止装置基礎（荷揚護岸）における地震時の相対変形量とする。

水平方向及び鉛直方向の残留変形量を用い，下式のとおり合成方向（2方向合成）の変位量を求め，漂流防止装置基礎（荷揚護岸）における最大変形量とする。

$$\text{最大変形量 } \delta : \delta = \sqrt{\{\delta x(T)\}^2 + \{\delta y(T)\}^2}$$

ここで，

$\delta x(T)$: x方向の最大変形量

$\delta y(T)$: y方向の最大変形量

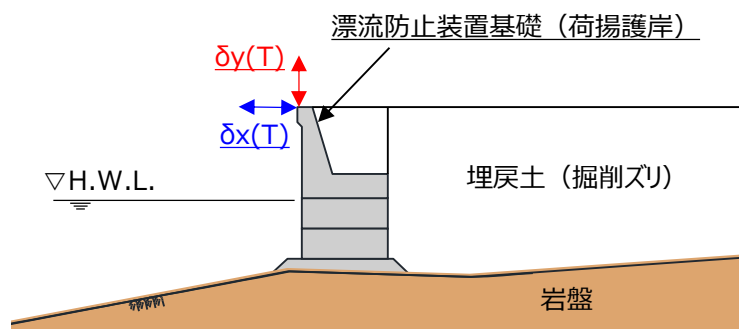


図 3.8-1 地震時の残留変形量の概念図

4. 耐震評価結果

基準地震動 S_s による地震応答解析から得られる漂流防止装置基礎（荷揚護岸）天端の残留変形量に対する評価結果を表 4-1 に、最も厳しい照査値となる解析ケースでの残留変形量図を図 4-1 に示す。

この結果から、漂流防止装置基礎（荷揚護岸）天端の残留変形量が許容限界以下であることを確認した。

表 4-1 漂流防止装置基礎（荷揚護岸）の変形量評価結果

解析 ケース	地震動		残留変形量	許容残留変形量	照査値
			δ (m)	δ_a (m)	δ / δ_a
①	$S_s - D$	(++)	0.03	1.0	0.03
		(-+)	0.04	1.0	0.04
		(+-)	0.03	1.0	0.03
		(--)	0.04	1.0	0.04
	$S_s - F 1$	(++)	0.02	1.0	0.02
	$S_s - F 2$	(++)	0.03	1.0	0.03
	$S_s - N 1$	(++)	0.03	1.0	0.03
		(-+)	0.03	1.0	0.03
	$S_s - N 2$ (NS)	(++)	0.03	1.0	0.03
		(-+)	0.03	1.0	0.03
	$S_s - N 2$ (EW)	(++)	0.03	1.0	0.03
		(-+)	0.03	1.0	0.03
②	$S_s - D$	(--)	0.04	1.0	0.04
③	$S_s - D$	(--)	0.04	1.0	0.04

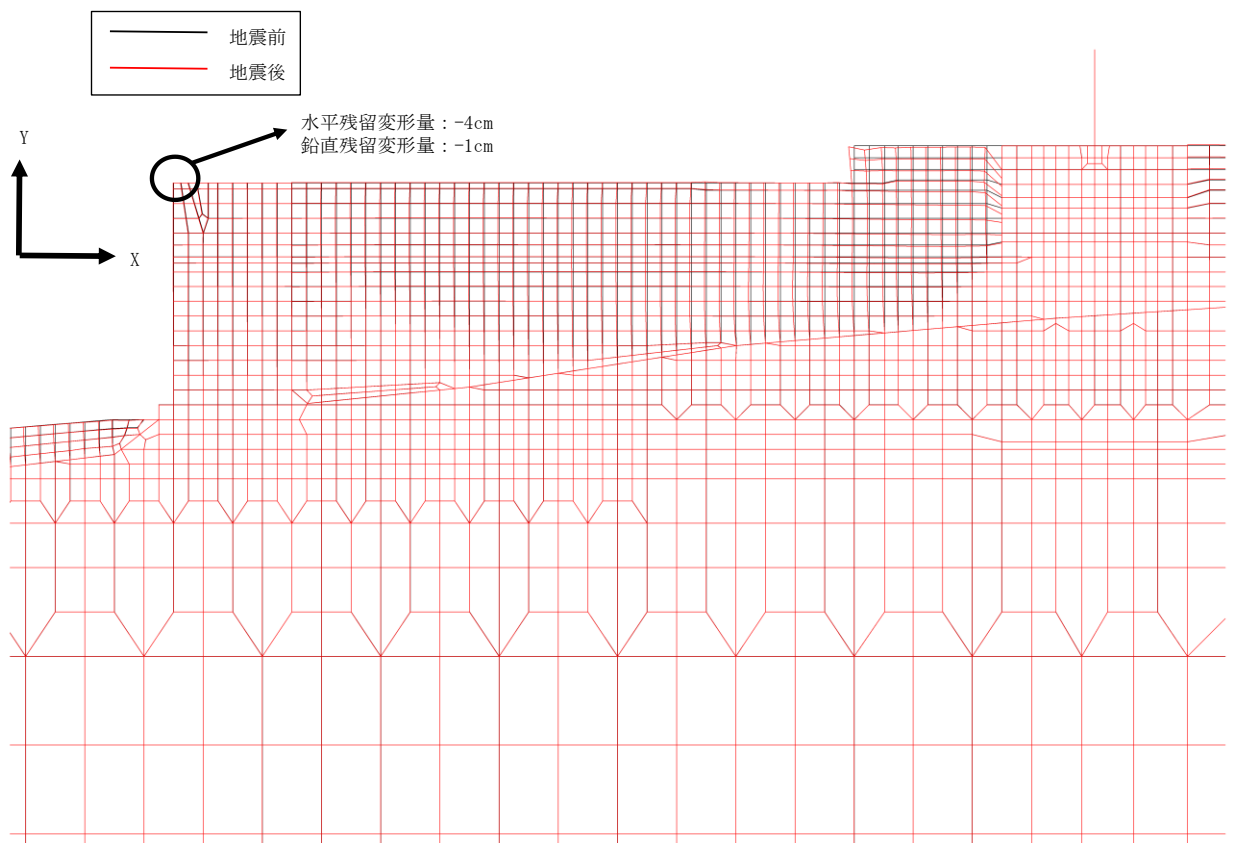


図 4-1 残留変形量図 (S s - D (—)) , 解析ケース : ③地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 - 1 σ)

2. 浸水防護施設に関する補足資料

2.6 漂流防止装置に関する補足説明

2.6.4 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の耐震性についての計算書に関する補足説明

目 次

1. 概要	1
2. 基本方針	2
2.1 位置	2
2.2 構造概要	3
2.3 評価方針	5
2.4 適用規格・基準等	7
3. 耐震評価	8
3.1 評価対象断面	8
3.2 解析方法	10
3.2.1 施設	11
3.2.2 減衰係数	11
3.2.3 解析ケース	11
3.3 荷重及び荷重の組合せ	13
3.3.1 耐震評価上考慮する状態	13
3.3.2 荷重	13
3.3.3 荷重の組合せ	14
3.4 入力地震動	15
3.5 解析モデル及び諸元	28
3.5.1 解析モデル	28
3.5.2 使用材料及び材料の物性値	41
3.5.3 地盤及び改良地盤の物性値	42
3.5.4 地下水位	44
3.6 評価対象部位	45
3.6.1 施設の健全性評価	45
3.6.2 基礎地盤の支持性能評価	45
3.7 許容限界	46
3.7.1 多重鋼管杭（曲げ・軸力，せん断力）	46
3.7.2 基礎地盤	46
3.8 評価方法	46

4. 耐震評価結果	47
4.1 解析ケースと照査値	47
4.1.1 曲げ・軸力系破壊に対する照査	47
4.1.2 せん断破壊に対する照査	48
4.1.3 基礎地盤の支持性能に対する照査	49
4.2 耐震評価結果	50
4.2.1 曲げ・軸力系破壊に対する耐震評価結果	50
4.2.2 せん断破壊に対する耐震評価結果	51
4.2.3 基礎地盤の支持性能評価結果	52

1. 概要

本資料は、VI-2-別添 6-1「漂流防止装置の耐震計算の方針」に設定している構造強度及び機能維持の設計方針に基づき、漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）が基準地震動 S_s に対して十分な構造強度を有していることを確認するものである。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）に要求される機能の維持を確認するに当たっては、地震応答解析に基づく施設の変形性能評価を行う。

2. 基本方針

2.1 位置

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の位置を図 2.1-1 に示す。

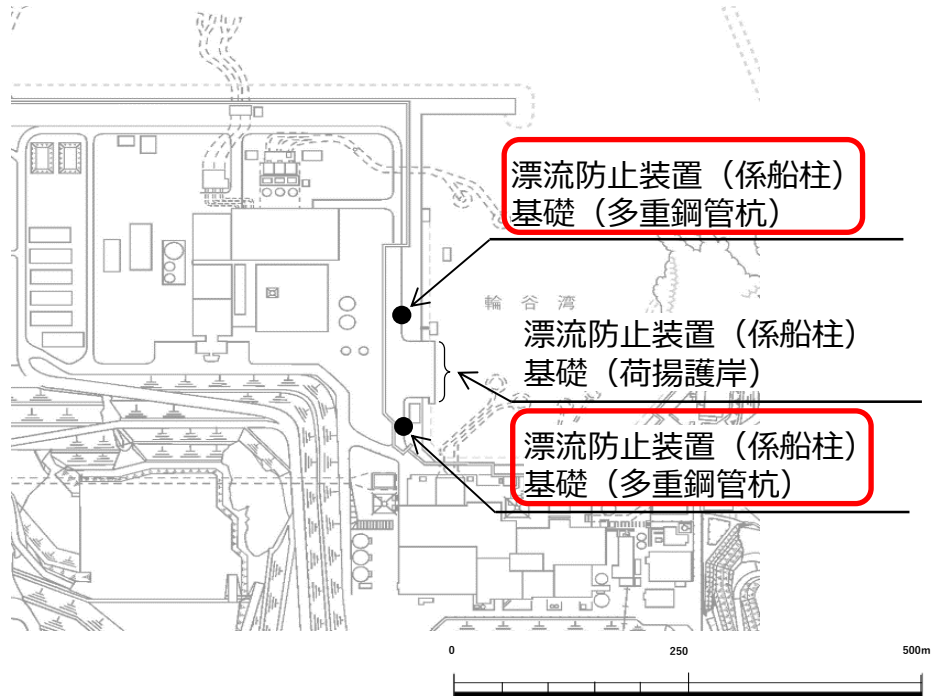
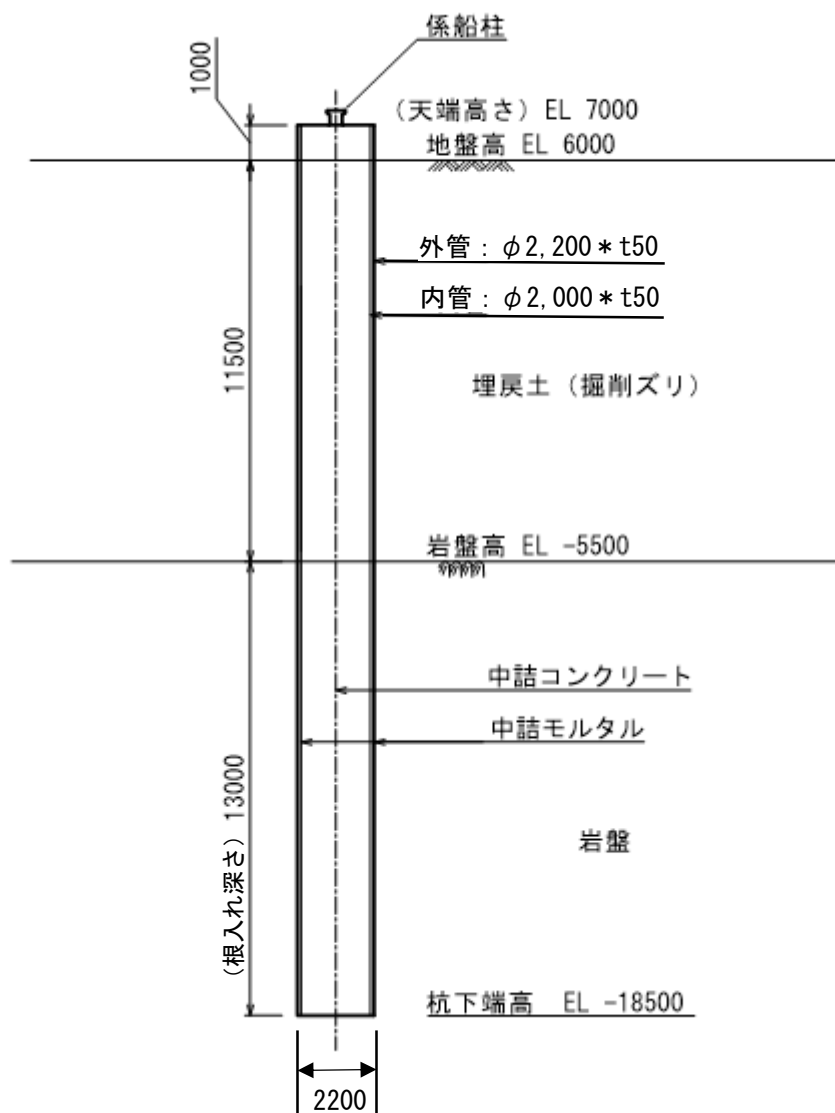


図 2.1-1 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）位置図

2.2 構造概要

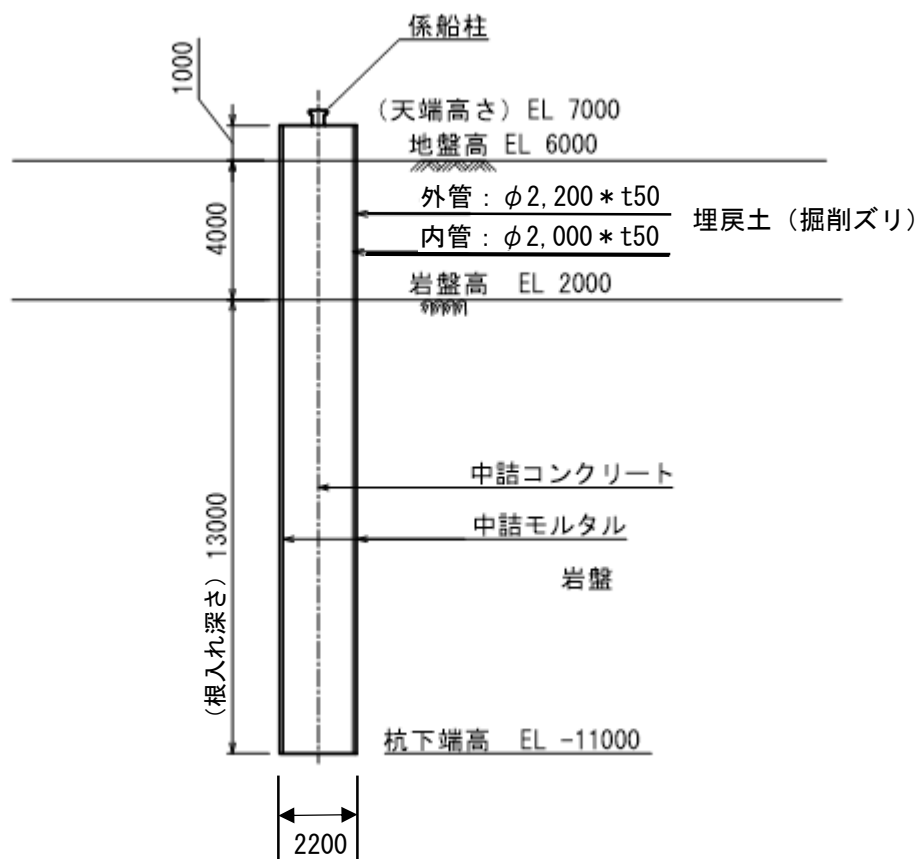
漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の構造図を図 2.2-1 及び図 2.2-2 に、漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）への漂流防止装置（係船柱）の設置時の概要を図 2.2-3 に示す。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）は、鋼管を多重化して鋼管内をコンクリート及びモルタルで充填した多重鋼管構造とする。鋼管杭は岩盤に支持させる構造（根入れ深さ：13.0m）とし、上部に漂流防止装置として係船柱を設置する。



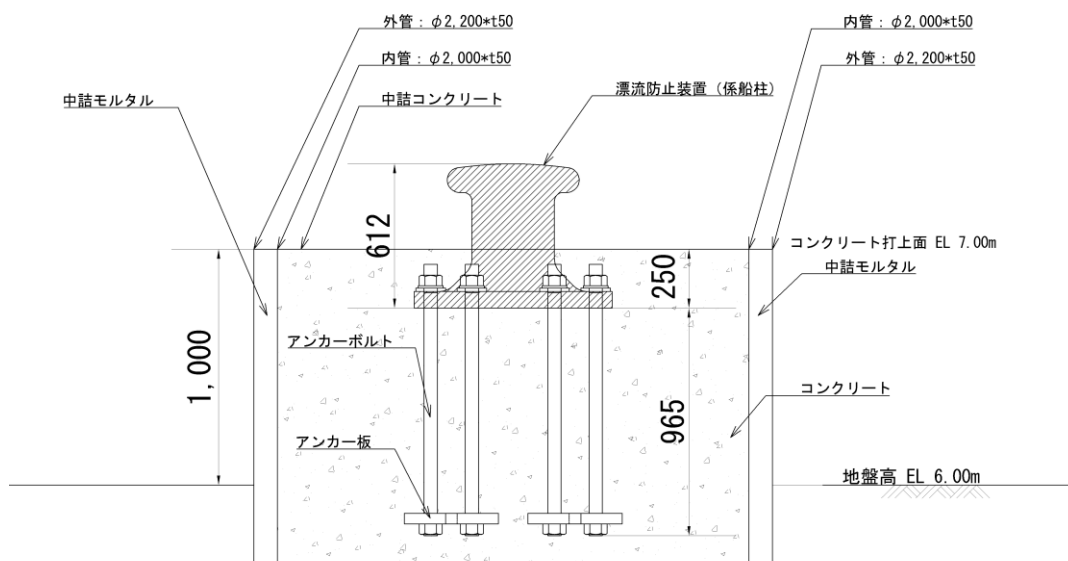
(単位：mm)

図 2.2-1 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の構造図（南側）



(単位：mm)

図 2.2-2 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の構造図（北側）



(単位：mm)

図 2.2-3 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）への漂流防止装置（係船柱）設置図

2.3 評価方針

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）は、漂流防止装置（係船柱）を支持する。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の各部位の役割を表 2.3-1 に示す。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の耐震評価として、地震応答解析の結果に基づき、表 2.3-2 に示すとおり、施設の変形性能評価及び基礎地盤の支持性能評価を行い、構造強度を有することを確認する。なお、施設の変形性能評価にあたっては、保守的に施設がおおむね弾性状態に留まることを確認する。

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の耐震評価フローを図 2.3-1 に示す。

表 2.3-1 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の部位の役割

部位の名称	地震時の役割	津波時の役割
漂流防止装置基礎 （多重鋼管杭）	・漂流防止装置基礎として係留機能を喪失するような変形を抑止する。	・漂流防止装置基礎として係船柱を支持する。
岩盤	・多重鋼管杭を鉛直支持する。	・多重鋼管杭を鉛直支持する。

表 2.3-2 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の評価項目

評価方針	評価項目	部位	評価方法	許容限界
構造強度を有すること	施設の 変形性能	漂流防止装置 基礎（多重鋼 管杭）	発生する応力（曲げ，軸力，せん断力）が許容限界以下であることを確認	降伏モーメント（曲げ）及びせん断応力度（せん断）
	基礎地盤の 支持性能	基礎地盤	発生する応力（接地圧）が許容限界以下であることを確認	極限支持力度*

注記*： 妥当な安全余裕を考慮する。

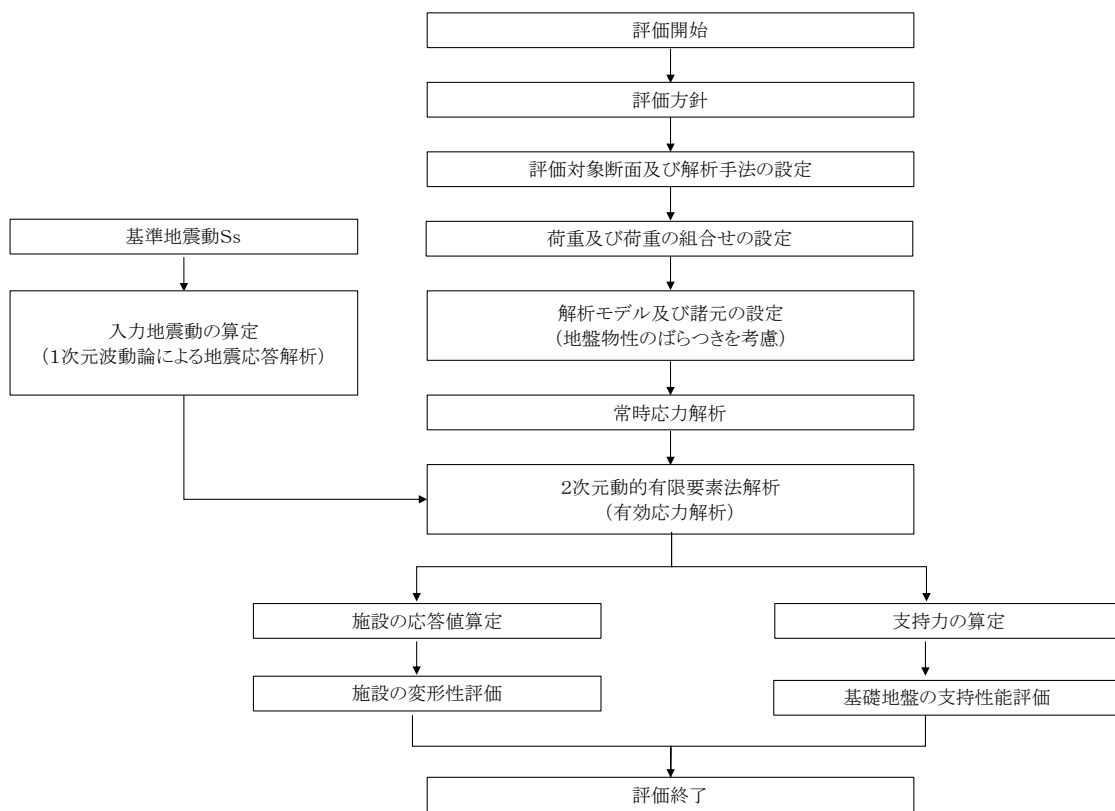


図 2.3-1 漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の耐震評価フロー

2.4 適用規格・基準等

適用する規格・基準等を以下に示す。

- ・道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会 平成 14 年 3 月）
- ・原子力発電所耐震設計技術指針 J E A G 4 6 0 1 -1987（（社）日本電気協会）
- ・港湾の施設の技術上の基準・同解説（日本港湾協会，平成 19 年 7 月）

3. 耐震評価

3.1 評価対象断面

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の評価対象断面は、漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の構造上の特徴や周辺地盤状況を踏まえて設定する。漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の評価対象断面位置図を図 3.1-1 に、各横断面を図 3.1-2 及び図 3.1-3 に示す。以下の理由から、①-①断面を評価対象断面として選定する。

- ・ ②-②断面，①-①断面の多重鋼管杭及び係船柱において、岩盤の根入れ深さ等構造上の差異はない。
- ・ ①-①断面は②-②断面と比べ岩盤深さが深いため、土圧が大きくなると考えられる。

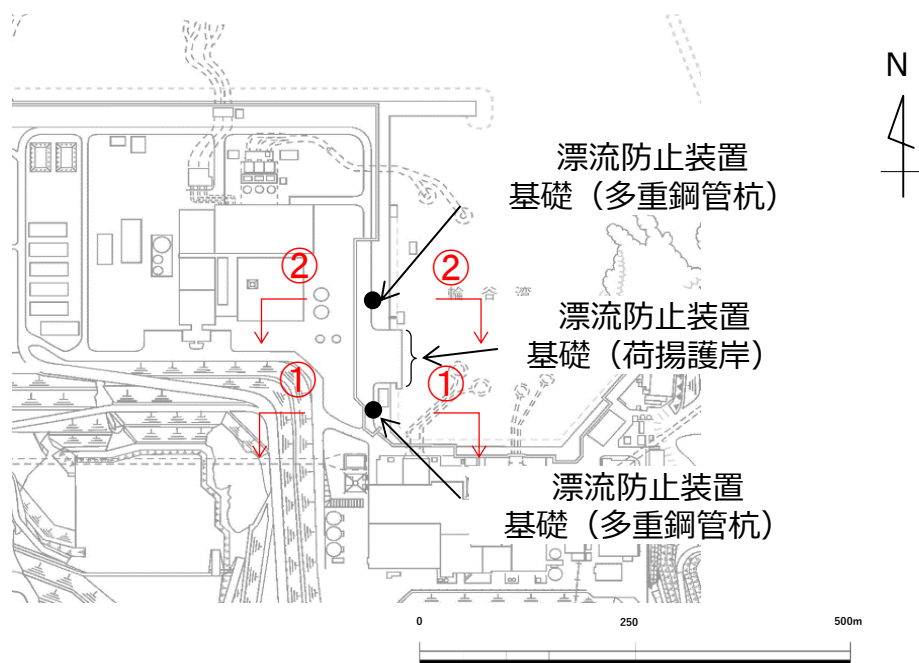


図 3.1-1 漂流防止装置の基礎（多重鋼管杭）の評価対象断面位置図

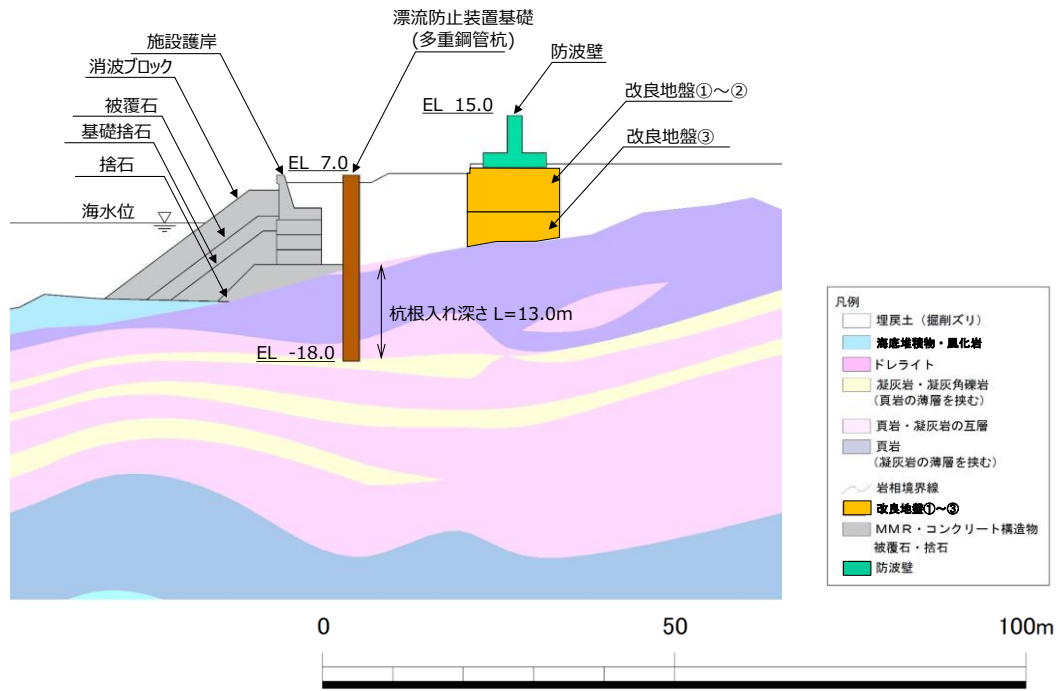


図 3.1-2 漂流防止装置の基礎（多重鋼管杭）の横断図（①-①断面）

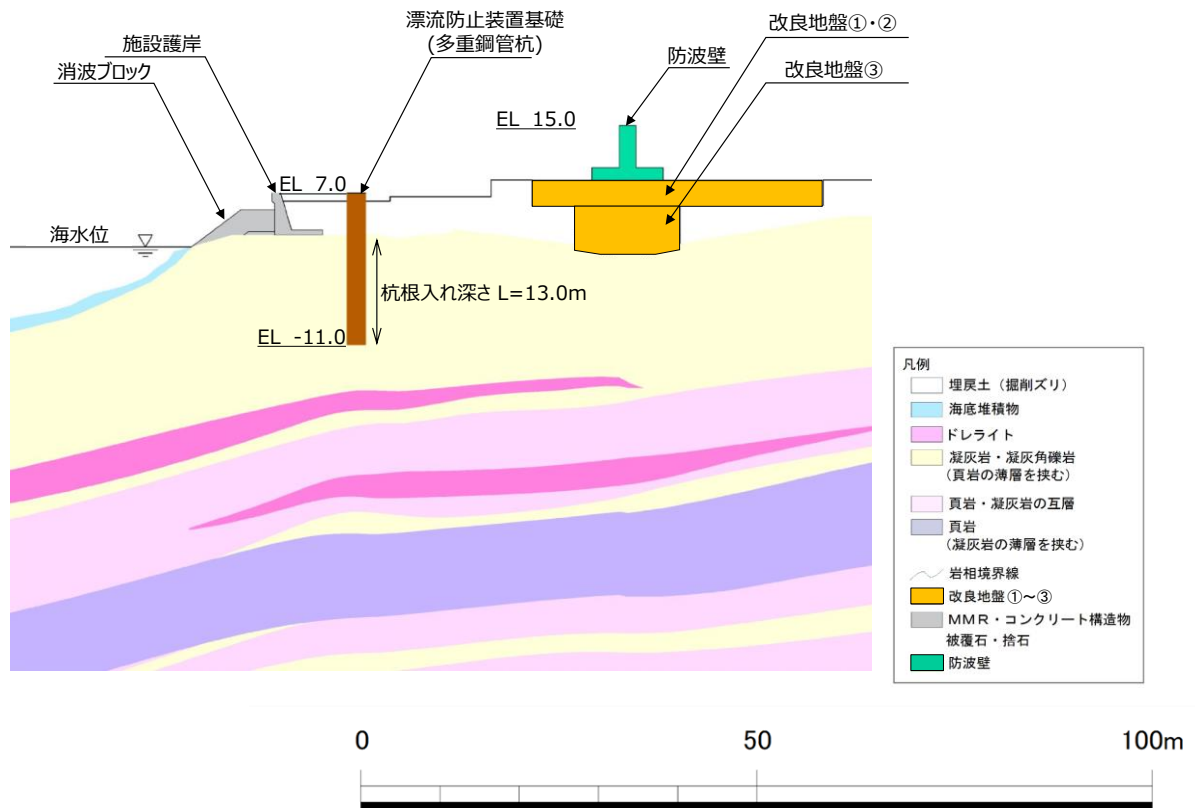


図 3.1-3 漂流防止装置の基礎（多重鋼管杭）の横断図（②-②断面）

3.2 解析方法

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の地震応答解析は、VI-2-1-6「地震応答解析の基本方針」のうち、「2.3 屋外重要土木構造物」に示す解析方法及び解析モデルを踏まえて実施する。

地震応答解析は、構造物と地盤の相互作用を考慮できる2次元動的有限要素法を用いて、基準地震動 S_s に基づき設定した水平地震動と鉛直地震動の同時加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととする。地震時における地盤の有効応力の変化に伴う影響を考慮するため、解析方法は有効応力解析とする。地震応答解析手法の選定フローを図3.2-1に示す。

構造部材については、線形はり要素及び平面ひずみ要素でモデル化する。また、地盤については地盤のひずみ依存性を適切に考慮できるようにモデル化する。

地震応答解析については、解析コード「FLIP」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、VI-5「計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

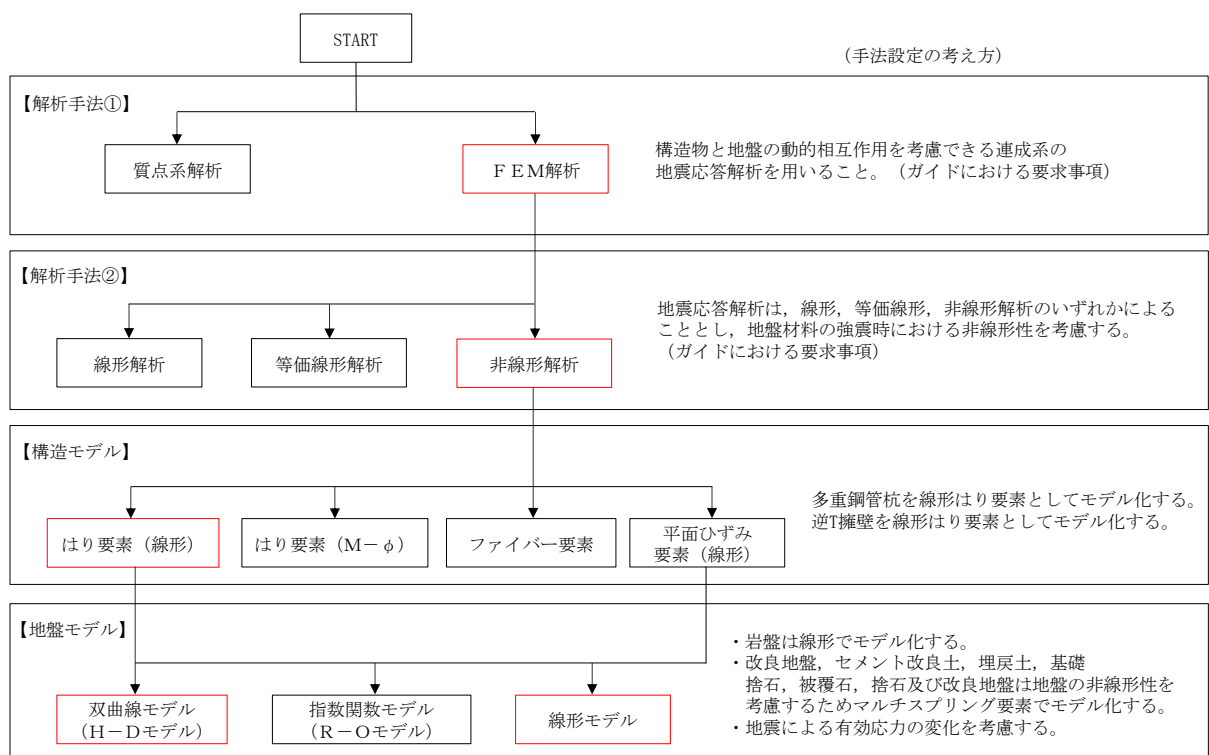


図 3.2-1 地震応答解析手法の選定フロー

3.2.1 施設

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）は，線形はり要素としてモデル化する。

3.2.2 減衰係数

Rayleigh 減衰を考慮することとし，2次元有限要素法（有効応力解析）では剛性比例型減衰（ $\alpha=0$ ， $\beta=0.002$ ）を考慮する。なお，係数 β の設定については，「F L I P 研究会14年間の検討成果のまとめ「理論編」」を基に設定している。

3.2.3 解析ケース

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の地震時の応答は周辺地盤との相互作用によることから，地盤物性のばらつきの影響を考慮する。地盤物性のばらつきについては，表3.2.3-1に示す解析ケースにおいて考慮する。

図3.1-2に示すとおり，動的変形特性にひずみ依存性がある地盤が分布しており，これらの地盤のせん断変形が，地震時に漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の応答に与える影響が大きいと考えられる。このうち，広範囲に分布しており，応答に与える影響が大きいと考えられる埋戻土の物性（初期せん断弾性係数）のばらつきについて影響を確認する。

表 3.2.3-1 有効応力解析における解析ケース

解析ケース	地盤物性	
	埋戻土 (G_0 : 初期せん断弾性係数)	岩盤 (G_d : 動せん断弾性係数)
ケース① (基本ケース)	平均値	平均値
ケース②	平均値 + 1 σ	平均値
ケース③	平均値 - 1 σ	平均値

耐震評価における解析ケースを表 3.2.3-2 に示す。耐震評価においては、全ての基準地震動 S_s に対し、解析ケース①（基本ケース）を実施する。全ての基準地震動 S_s に対して実施したケース①の解析において、各照査値が最も厳しい地震動を用い、解析ケース②及び③を実施する。

表 3.2.3-2 耐震評価における解析ケース

解析ケース		ケース①	ケース②	ケース③
		基本ケース	地盤物性のばらつき (+1 σ)を考慮した解析ケース	地盤物性のばらつき (-1 σ)を考慮した解析ケース
地盤物性		平均値	平均値+1 σ	平均値-1 σ
地震動 (位相)	$S_s - D$	++*	○	基準地震動 S_s (6波) に位相反転を考慮した地震動 (6波) を加えた全 12 波に対し、ケース① (基本ケース) を実施し、曲げ・軸力系の破壊、せん断破壊及び基礎地盤の支持力照査の各照査項目ごとに照査値が 0.5 を超える照査項目に対して、最も厳しい (許容限界に対する裕度が最も小さい) 地震動を用いてケース②及び③を実施する。全ての照査項目の照査値がいずれも 0.5 以下の場合、照査値が最も厳しくなる地震動を用いてケース②及び③を実施する。
		-+*	○	
		+ - *	○	
		--*	○	
	$S_s - F 1$	++*	○	
	$S_s - F 2$	++*	○	
	$S_s - N 1$	++*	○	
		-+*	○	
	$S_s - N 2$ (NS)	++*	○	
		-+*	○	
$S_s - N 2$ (EW)	++*	○		
	-+*	○		

注記* : 地震動の位相について、(++) の左側は水平動、右側は鉛直動を表し、「-」は位相を反転させたケースを示す。

3.3 荷重及び荷重の組合せ

荷重及び荷重の組合せは、VI-2-1-9「機能維持の基本方針」に基づき設定する。

3.3.1 耐震評価上考慮する状態

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の地震応答解析において、地震以外に考慮する状態を以下に示す。

(1) 運転時の状態

発電用原子炉が運転状態にあり、通常の条件下におかれている状態。ただし、運転時の異常な過渡変化時の影響を受けないことから考慮しない。

(2) 設計基準事故時の状態

設計基準事故時の影響を受けないことから考慮しない。

(3) 設計用自然条件

積雪荷重を考慮する。風荷重については、漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）は風荷重の影響を受けないことから考慮しない。

(4) 重大事故等時の状態

重大事故等時の状態の影響を受けないことから考慮しない。

3.3.2 荷重

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の地震応答解析において、考慮する荷重を以下に示す。

(1) 固定荷重（G）

固定荷重として、躯体の自重を考慮する。

(2) 地震荷重（ S_s ）

基準地震動 S_s の荷重を考慮する。

(3) 積雪荷重（ P_s ）

積雪荷重として、発電所最寄りの気象官署である松江地方気象台（松江市）での観測記録（1941～2018年）より、観測史上1位の月最深積雪100cm（1971年2月4日）に平均的な積雪荷重を与えるための係数0.35を考慮した35.0cmとする。積雪荷重については、松江市建築基準法施工細則により、積雪量1cmごとに $20\text{N}/\text{m}^2$ の積雪荷重が作用することを考慮し設定する。

3.3.3 荷重の組合せ

荷重の組合せを表 3.3.3-1 に示す。

表 3.3.3-1 荷重の組合せ

外力の状態	荷重の組合せ
地震時 (S _s)	G + S _s + P _s

G : 固定荷重

S_s : 地震時荷重

P_s : 積雪荷重

3.4 入力地震動

地震応答解析に用いる入力地震動は、解放基盤表面で定義される基準地震動 S_s を、一次元波動論により地震応答解析モデル下端位置で評価したものをを用いる。なお、入力地震動の設定に用いる地下構造モデルは、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」のうち「7.1 入力地震動の設定に用いる地下構造モデル」を用いる。

図 3.4-1 に入力地震動算定の概念図を、図 3.4-2～図 3.4-13 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、VI-5「計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

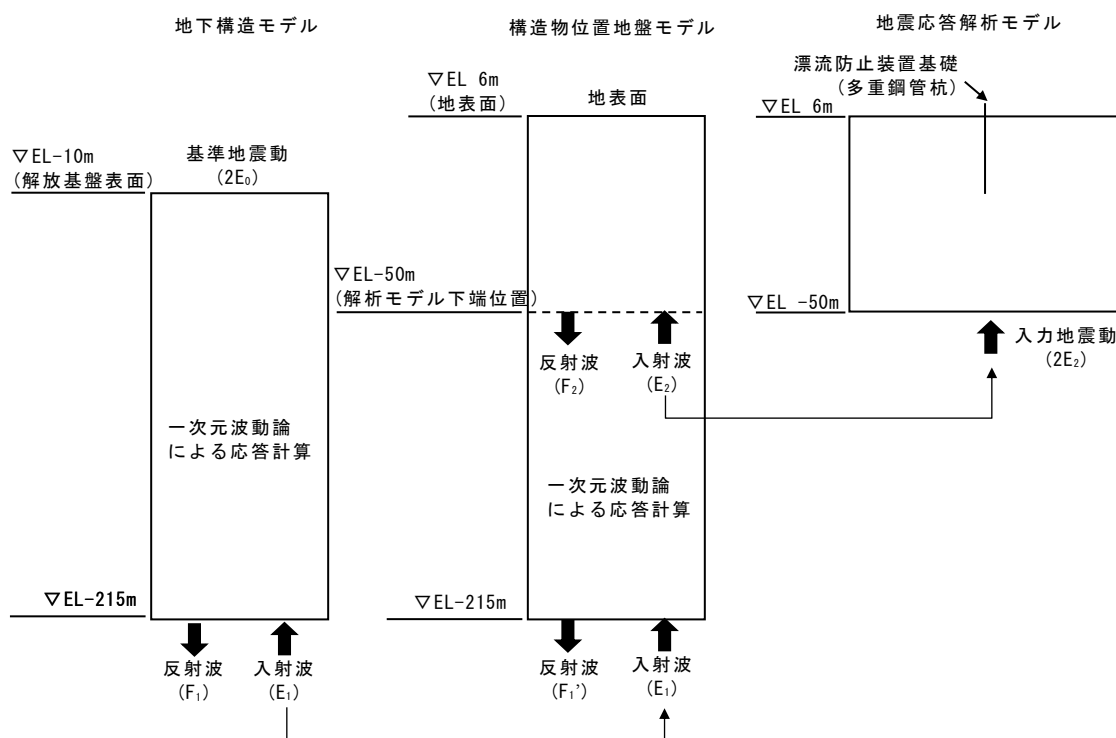
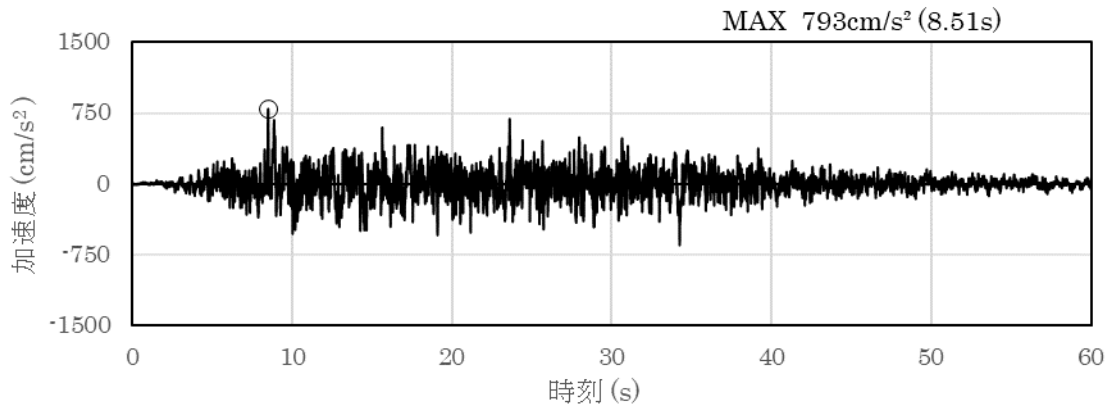
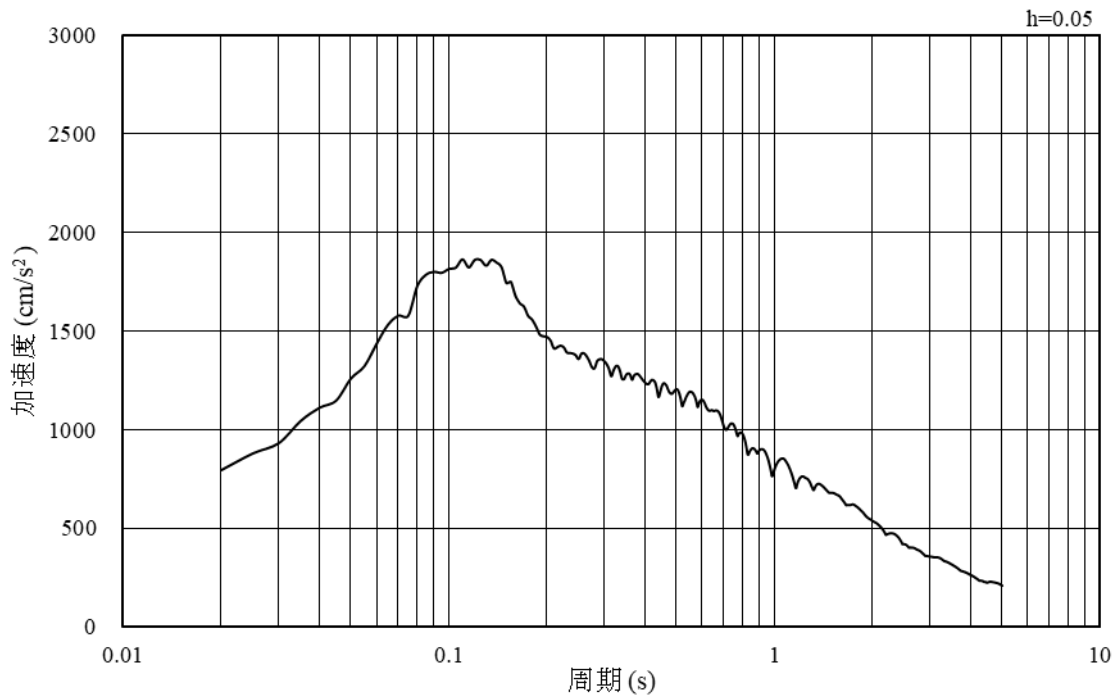


図 3.4-1 入力地震動算定の概念図

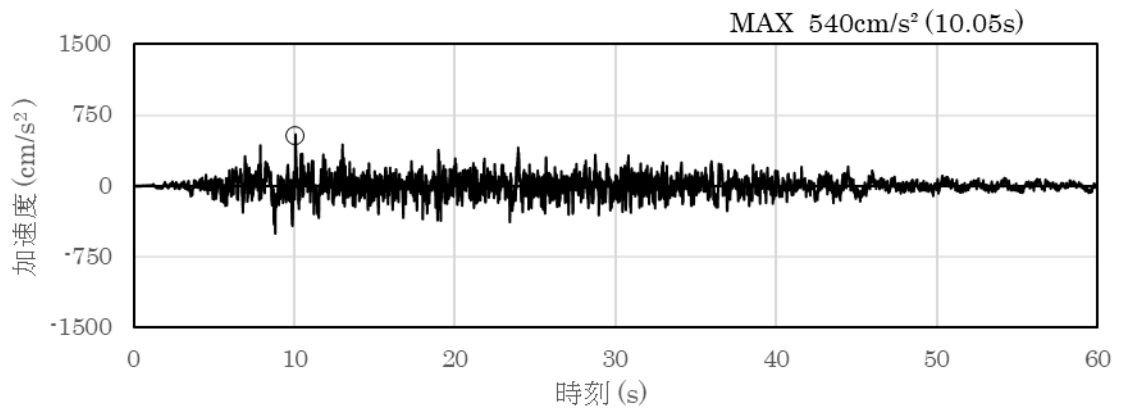


(a) 加速度時刻歴波形

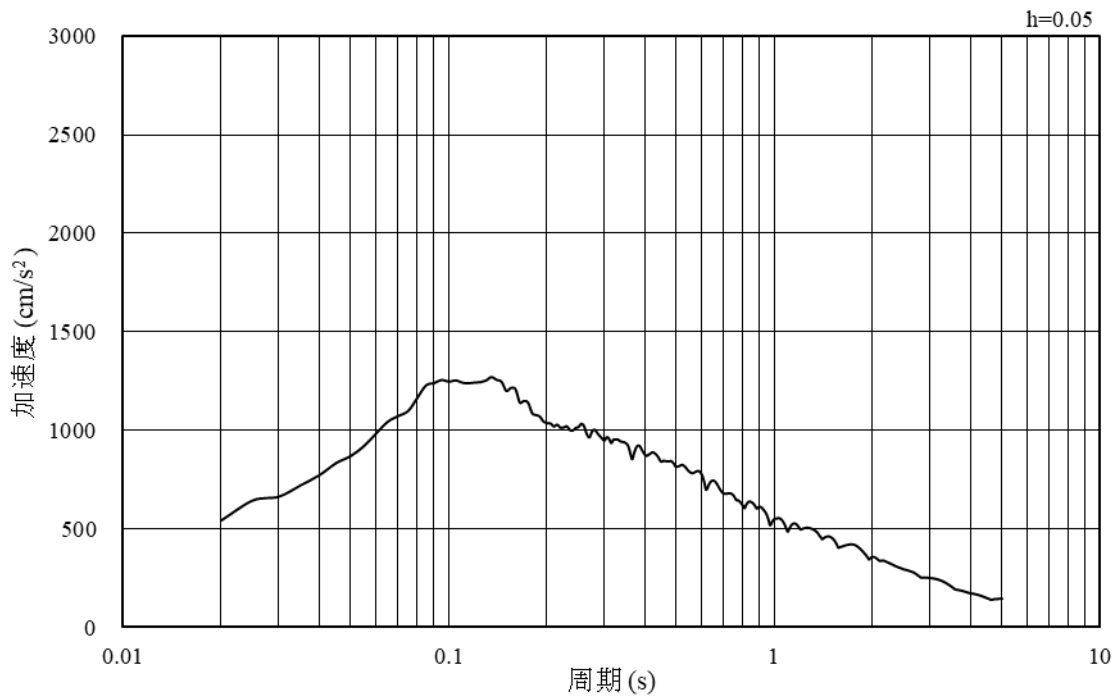


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-2 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - D)

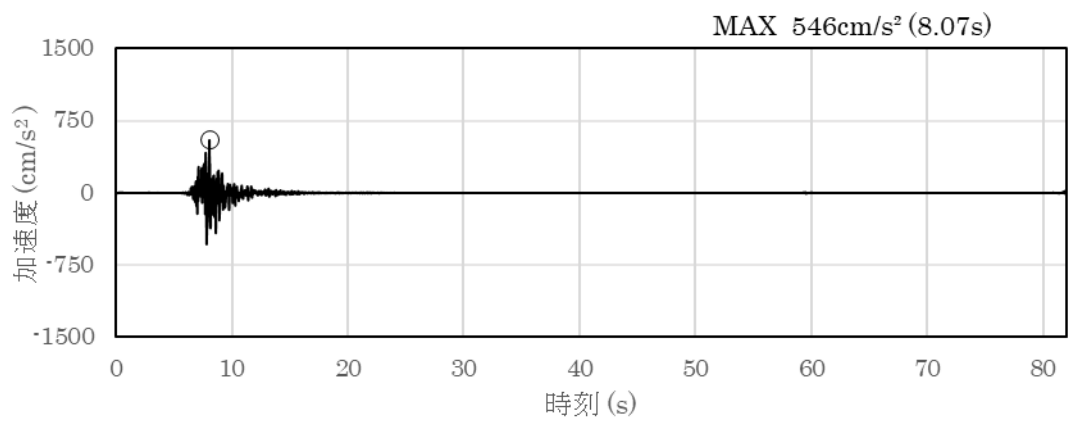


(a) 加速度時刻歴波形

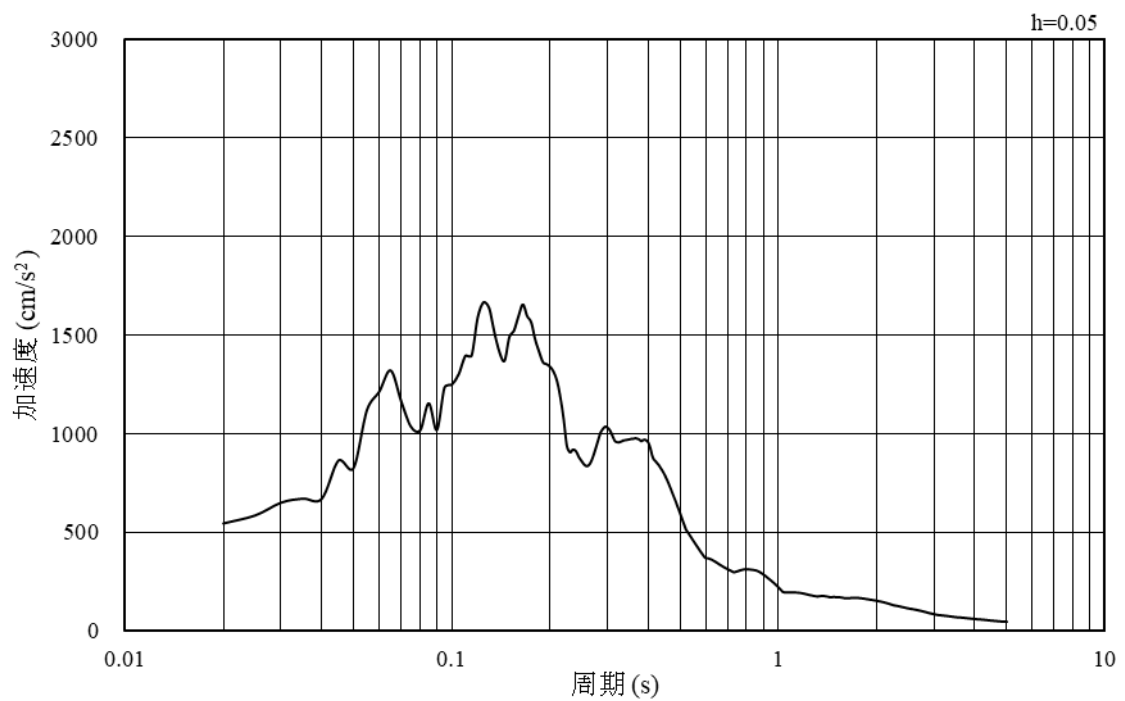


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-3 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - D)

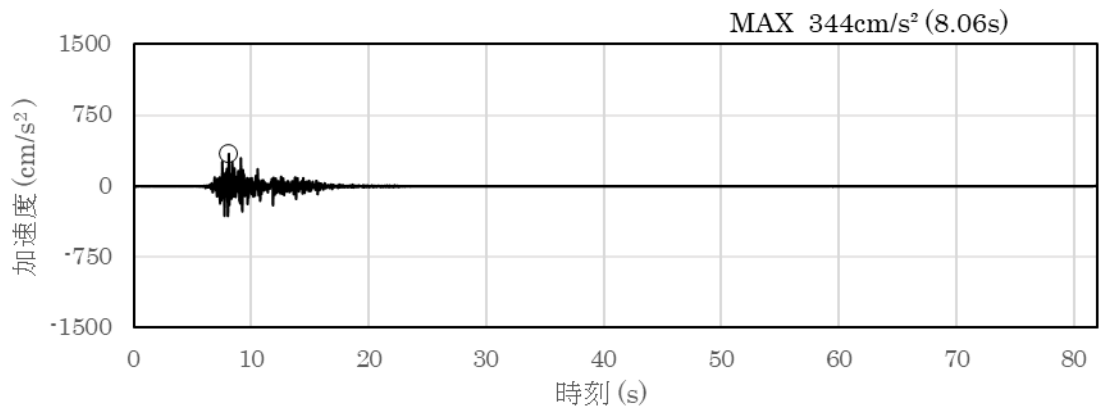


(a) 加速度時刻歴波形

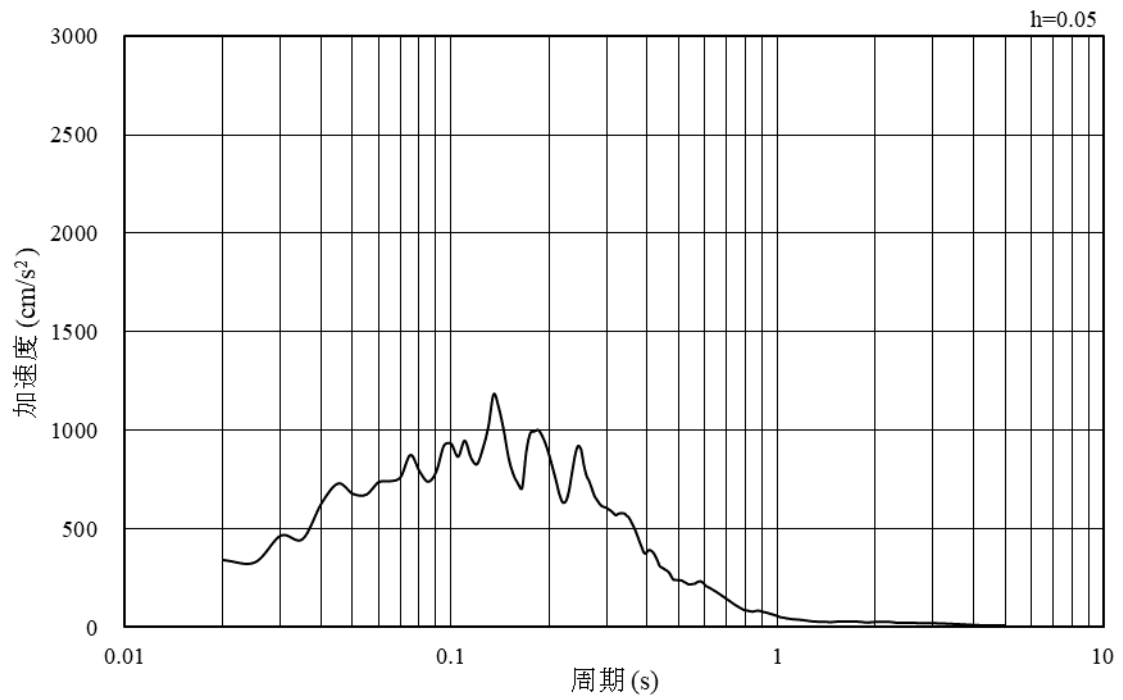


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-4 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 1)

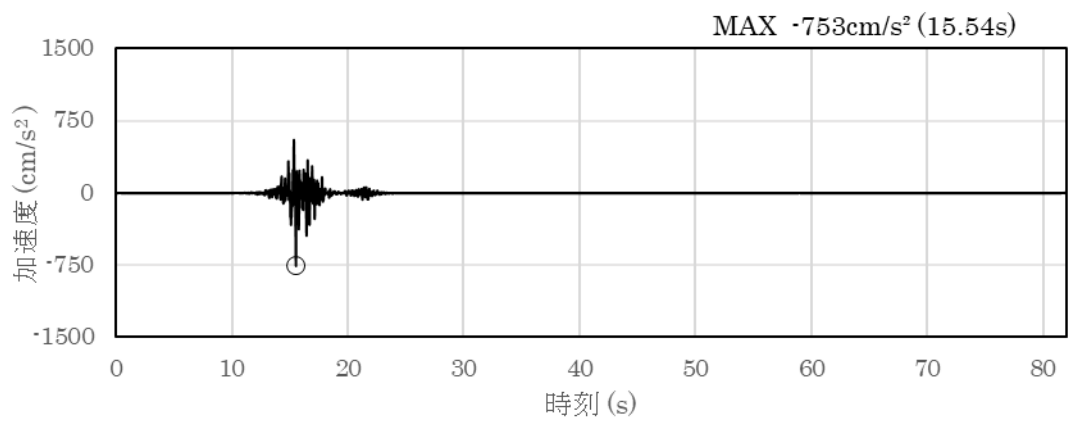


(a) 加速度時刻歴波形

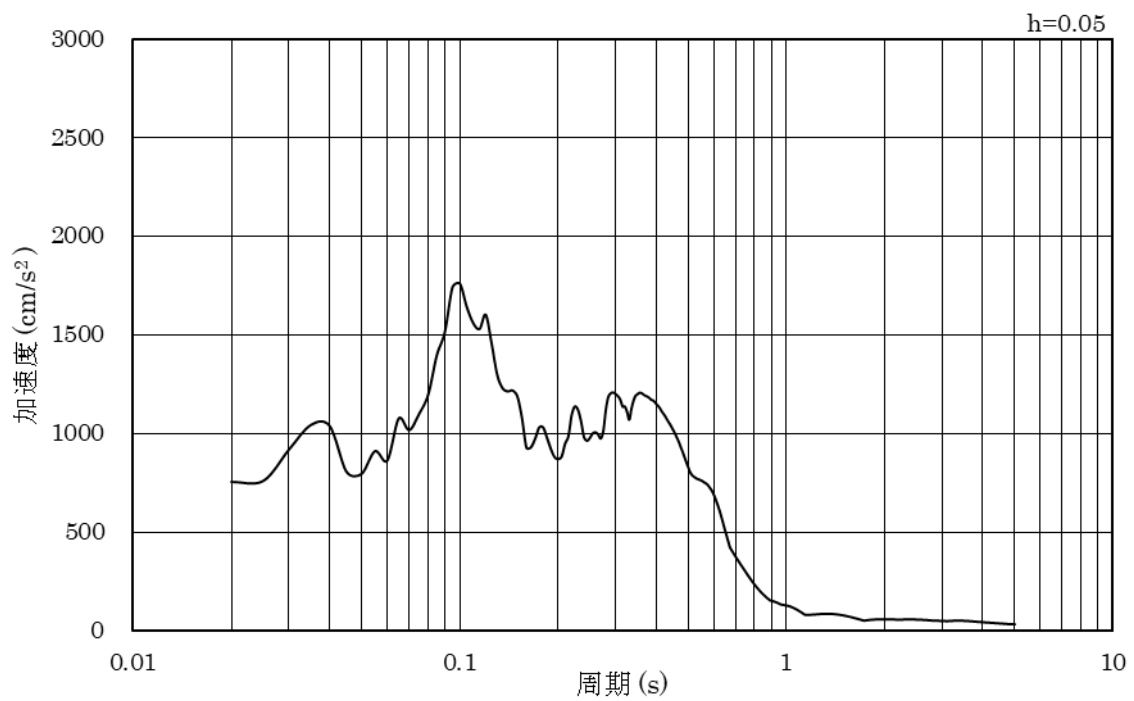


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-5 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-F1)

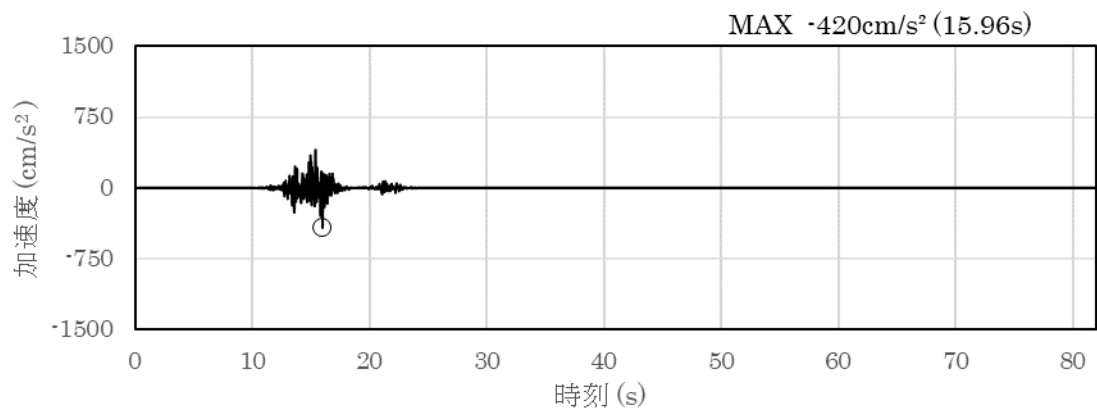


(a) 加速度時刻歴波形

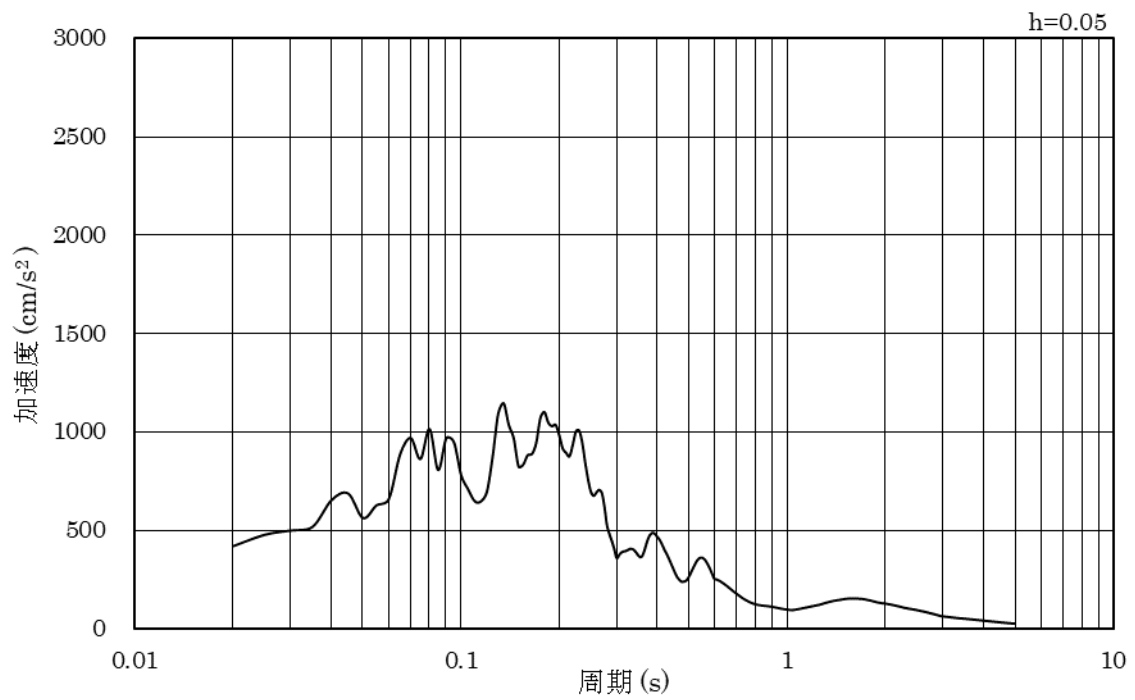


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-6 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - F 2)

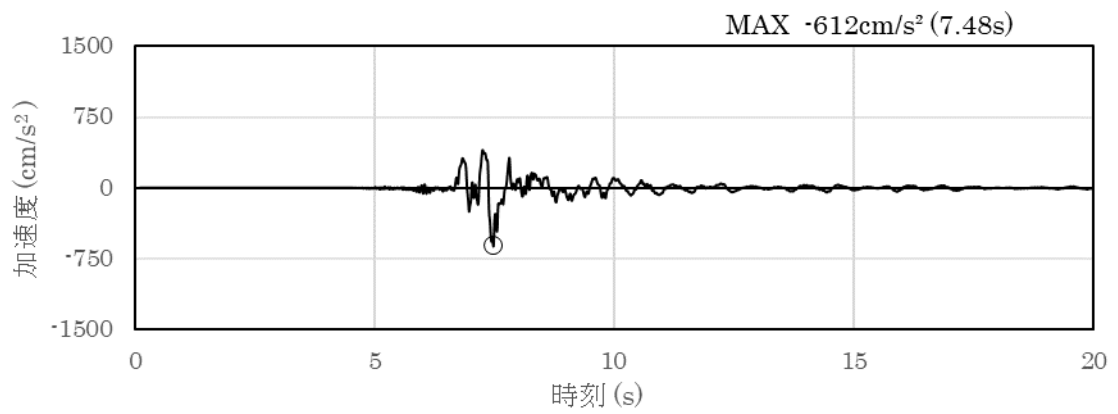


(a) 加速度時刻歴波形

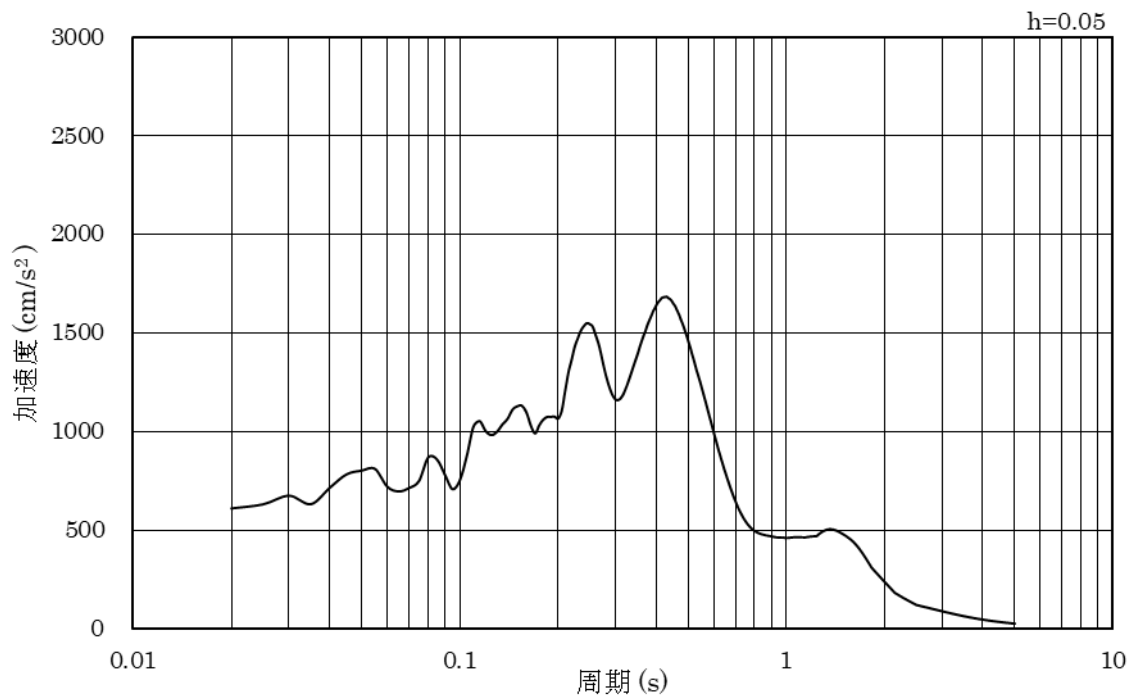


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-7 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - F 2)

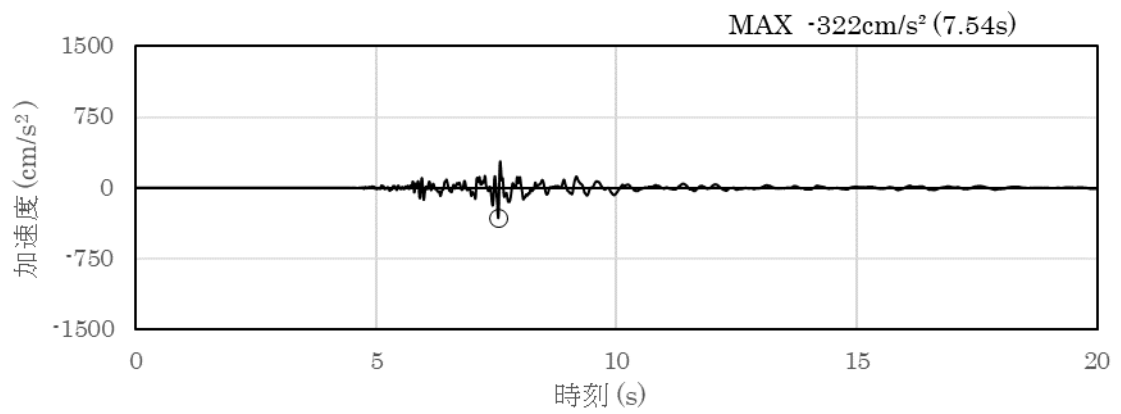


(a) 加速度時刻歴波形

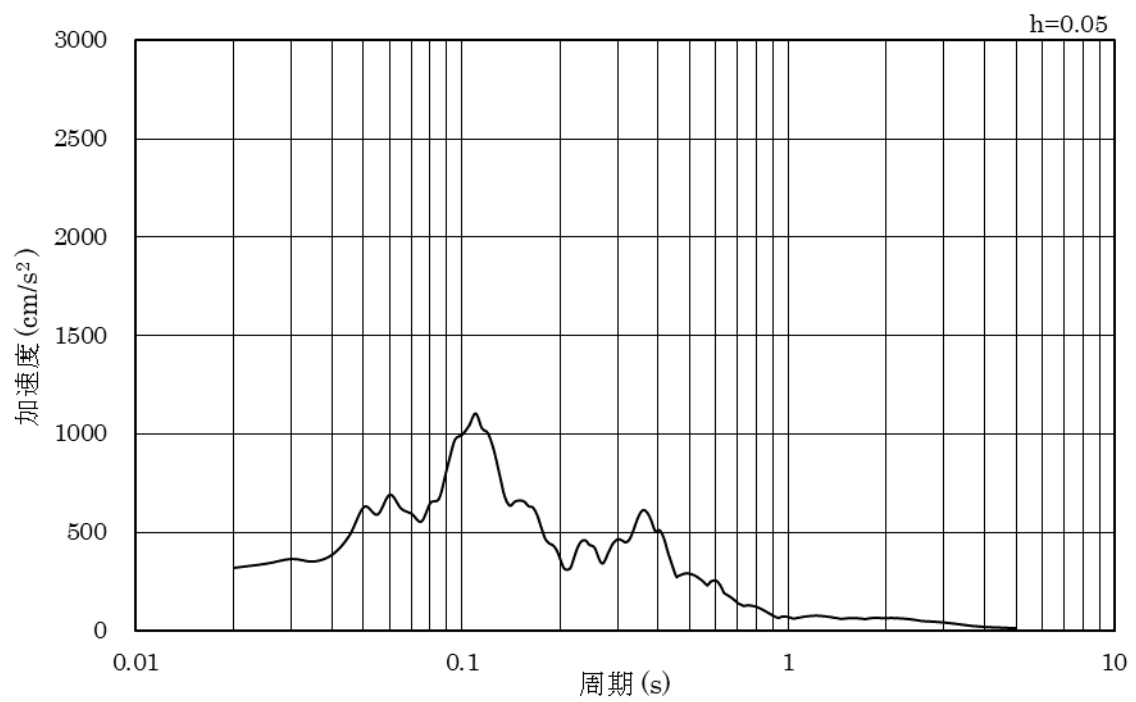


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-8 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S s - N 1)

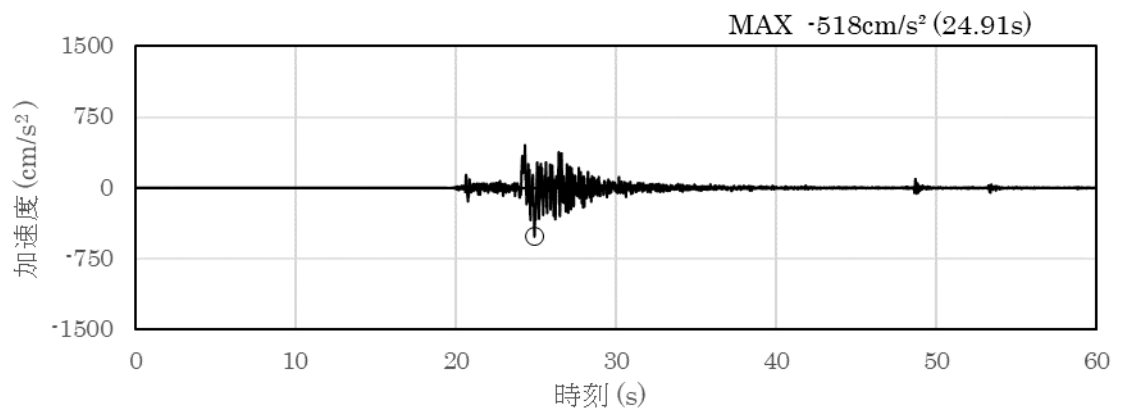


(a) 加速度時刻歴波形

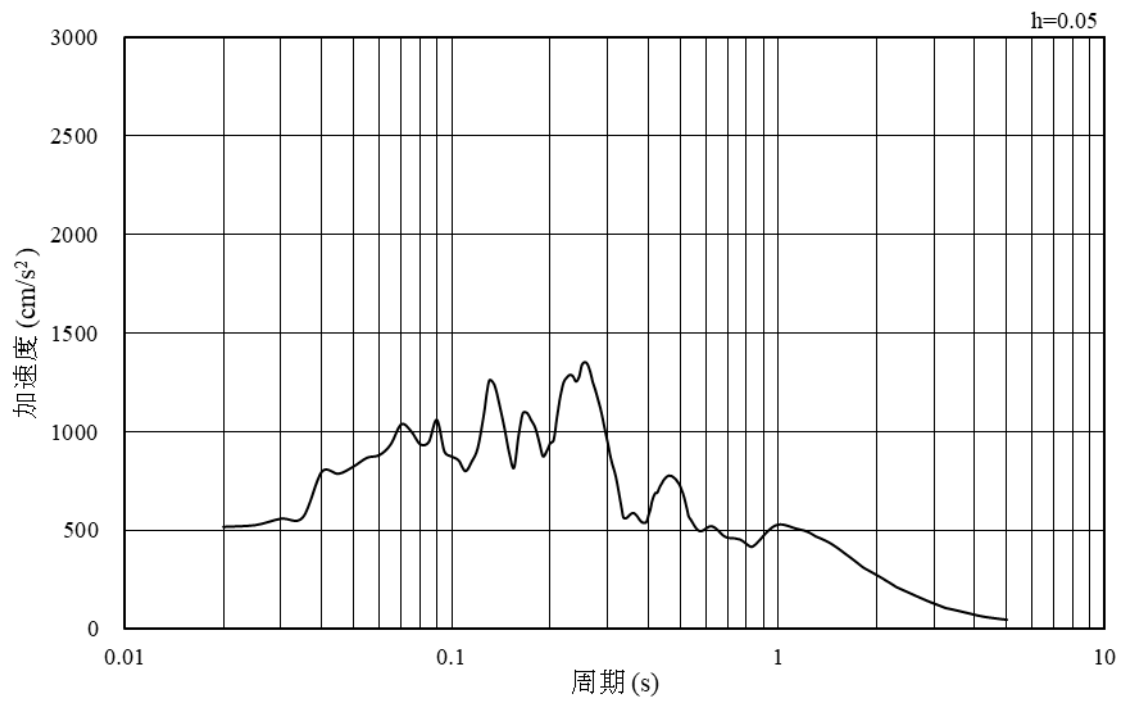


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-9 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S s - N 1)

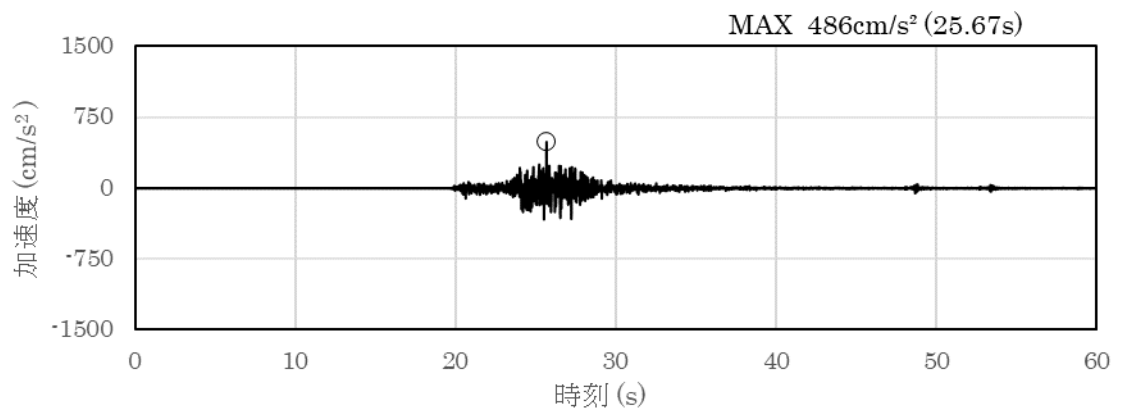


(a) 加速度時刻歴波形

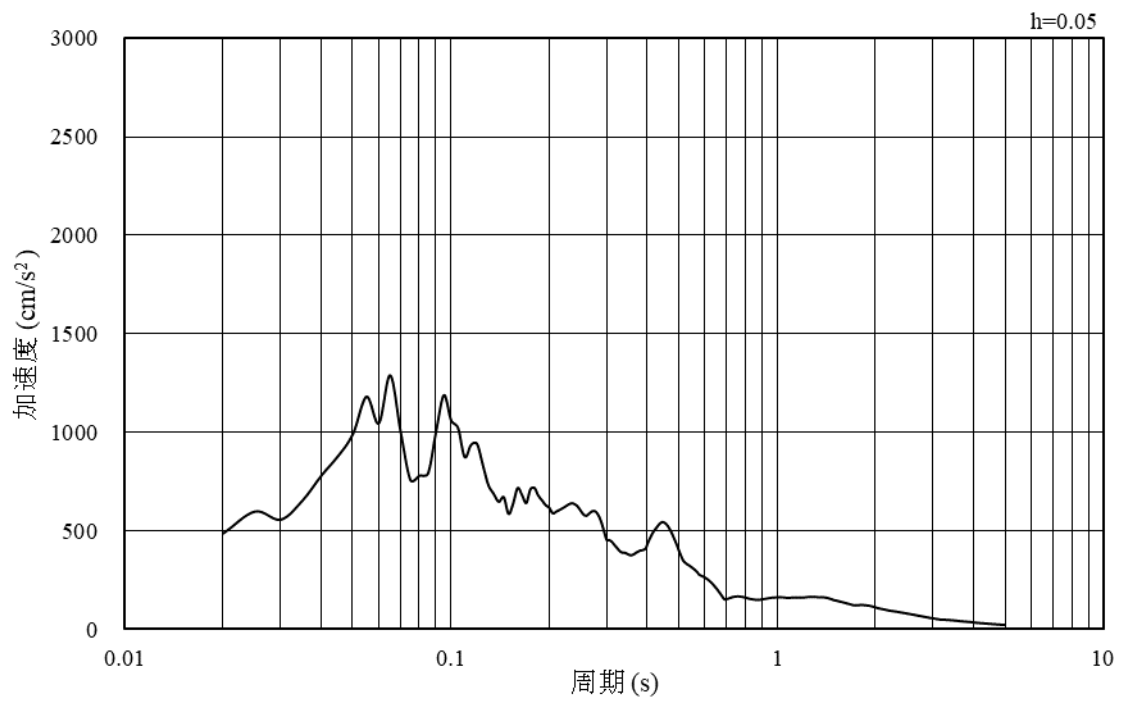


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-10 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S_s - N₂ (N S))

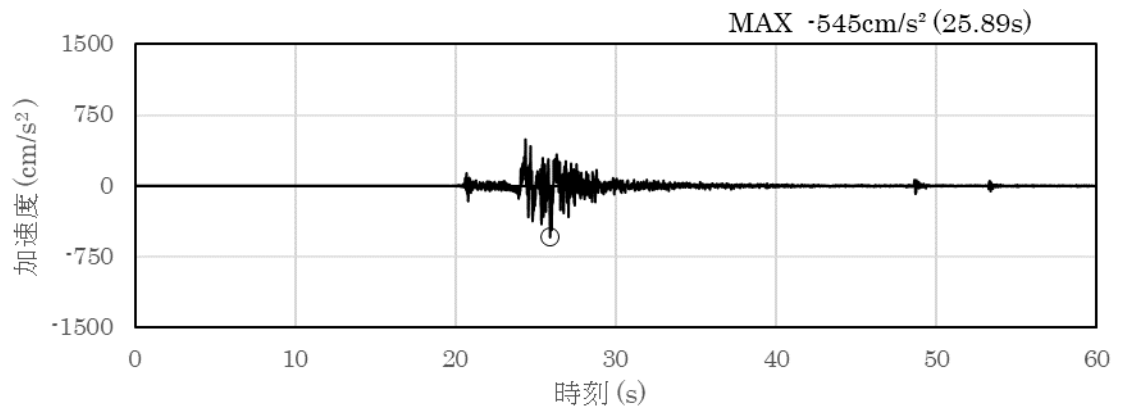


(a) 加速度時刻歴波形

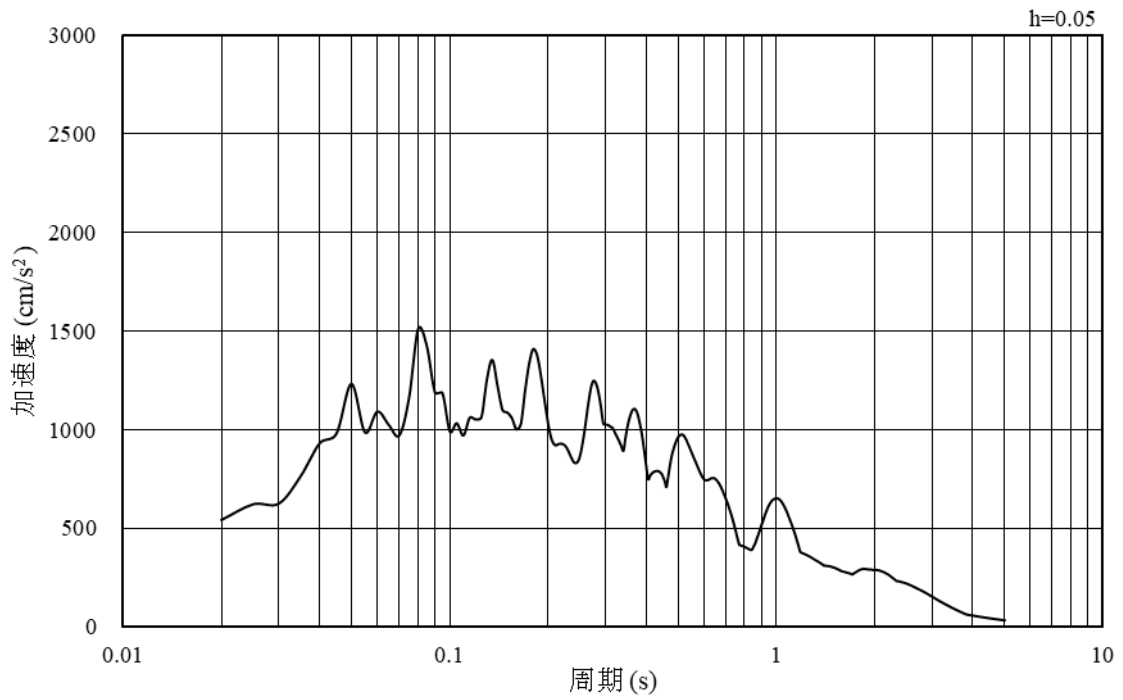


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-11 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分 : S_s - N₂ (N S))

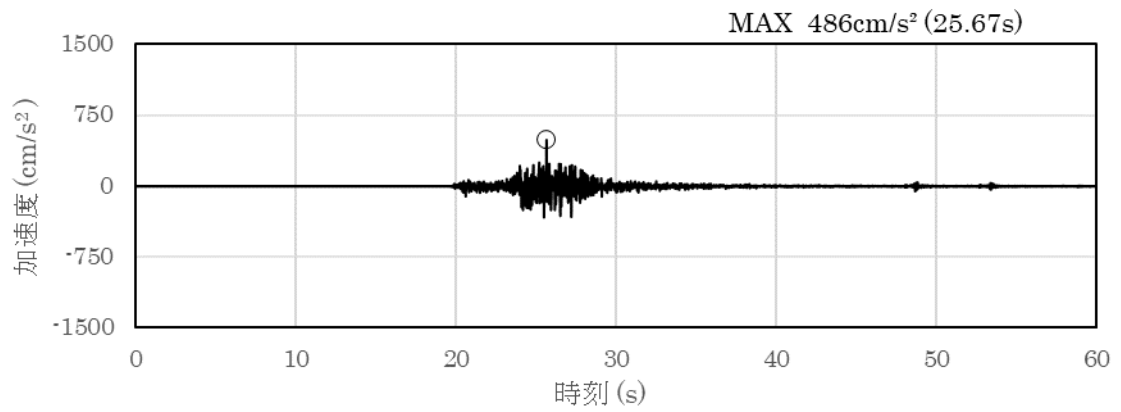


(a) 加速度時刻歴波形

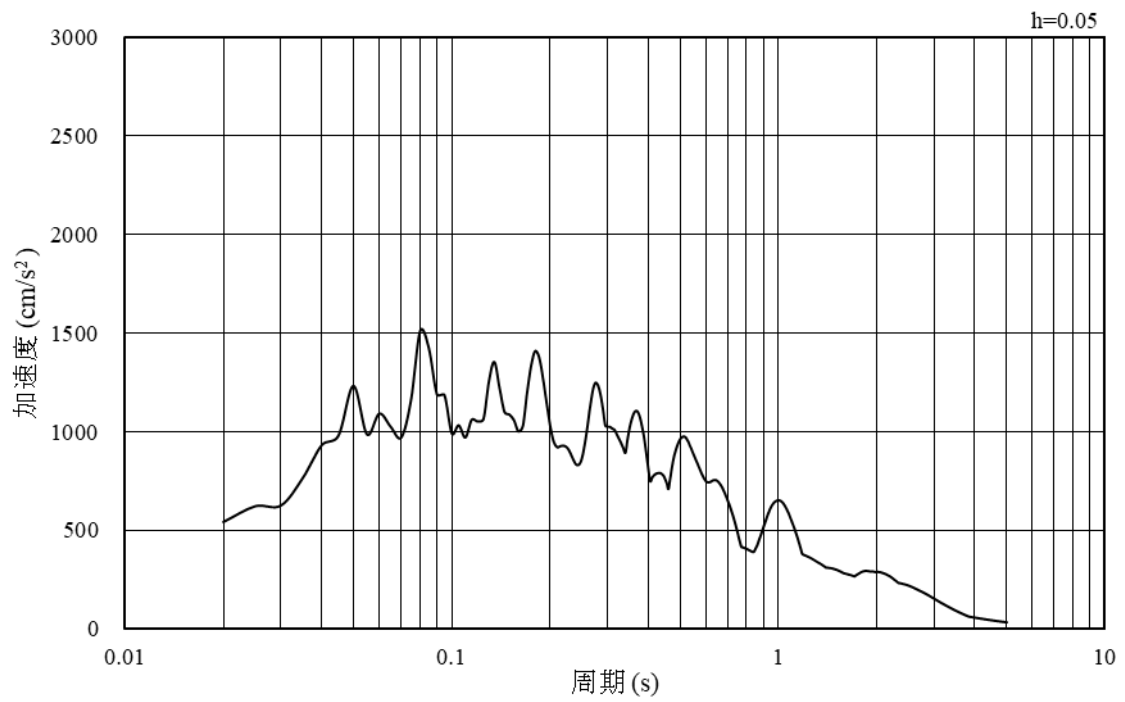


(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-12 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分 : S_s - N₂ (E W))



(a) 加速度時刻歴波形



(b) 加速度応答スペクトル

図 3.4-13 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(鉛直成分：S_s-N2(EW))

3.5 解析モデル及び諸元

使用材料，材料の物性値及び地下水位については，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」で設定したものをを用いる。解析モデル及び地盤の物性値について以下に示す。

3.5.1 解析モデル

評価対象断面（①－①断面）の地震応答解析モデルを図 3.5.1-1 に示す。

- ; 岩盤 (第③速度層)
- ; 改良地盤①② 浅層 (薬液注入)
- ; 改良地盤② 浅層 (薬液注入)
- ; 改良地盤③ 深層 (薬液注入)
- ; 埋戻土
- ; 埋戻土 (海底堆積物)
- ; 岩盤 (第⑤速度層)
- ; 深層 (薬液注入)
- ; 被覆石
- ; 基礎捨石
- ; 埋戻土
- ; 被覆石
- ; 埋戻土 (海底堆積物)
- ; 防波壁
- ; 鋼管杭
- ; ジョイント要素
- ; グラウンドアンカ
- ; L型擁壁
- ; 海水
- ; 護岸
- ; 護岸上埋戻土 (仮想護岸)
- ; ジョイント要素
- ; 地下水面および海水面

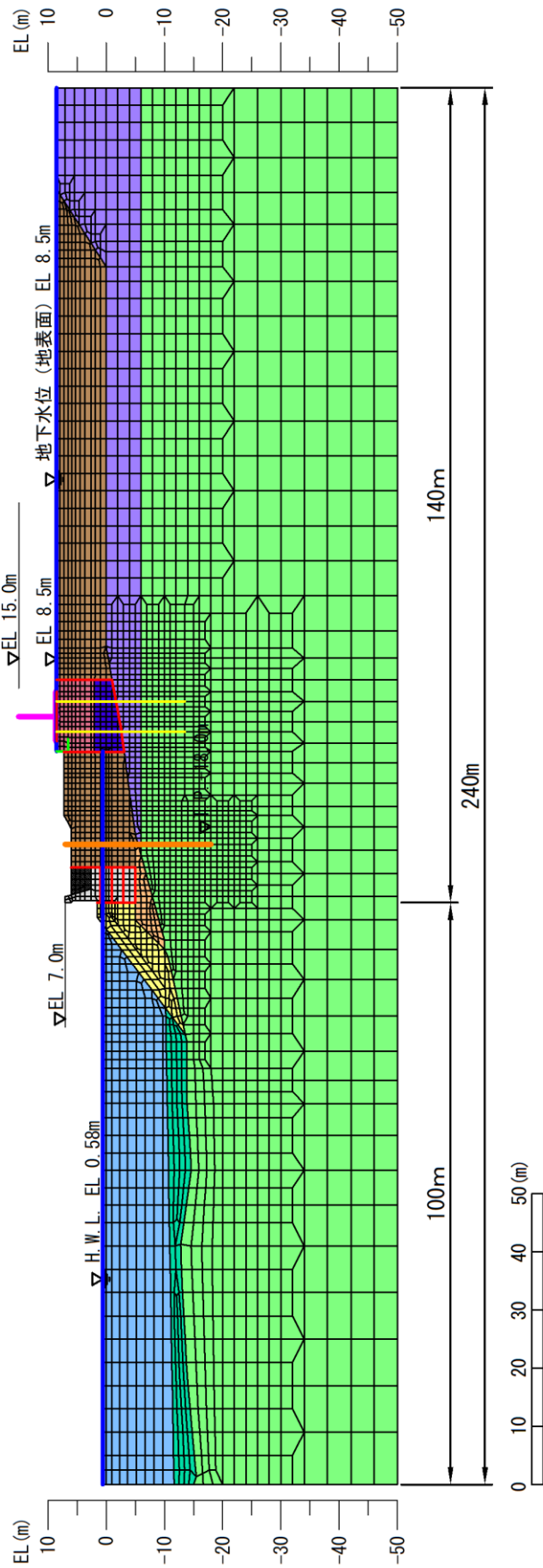


図 3.5.1-1 地震応答解析モデル (①-①断面)

(1) 解析領域

地震応答解析モデルは、境界条件の影響が地盤及び構造物の応力状態に影響を及ぼさないよう、十分広い領域とする。具体的には、「J E A G 4 6 0 1 -1987」を参考に、図 3.5.1-2 に示すとおりモデル幅を構造物基礎幅の 5 倍以上、構造物下端からモデル下端までの高さを構造物基礎幅の 2 倍以上確保する。なお、対象断面によって、地層形状に合わせてモデル化領域を調整する。

地盤の要素分割については、波動をなめらかに表現するために、対象とする波長の 5 分の 1 程度を考慮し、要素高さを 1 m 程度以下まで細分割して設定する。

解析モデルの下端については、EL-50m までモデル化する。

2次元地震応答解析モデルは、検討対象構造物とその周辺地盤をモデル化した不整形地盤に加え、この不整形地盤の左右に広がる地盤をモデル化した自由地盤で構成される。この自由地盤は、不整形地盤の左右端と同じ地質構成を有する一次元地盤モデルである。2次元地震応答解析における自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフローを図 3.5.1-3 に示す。

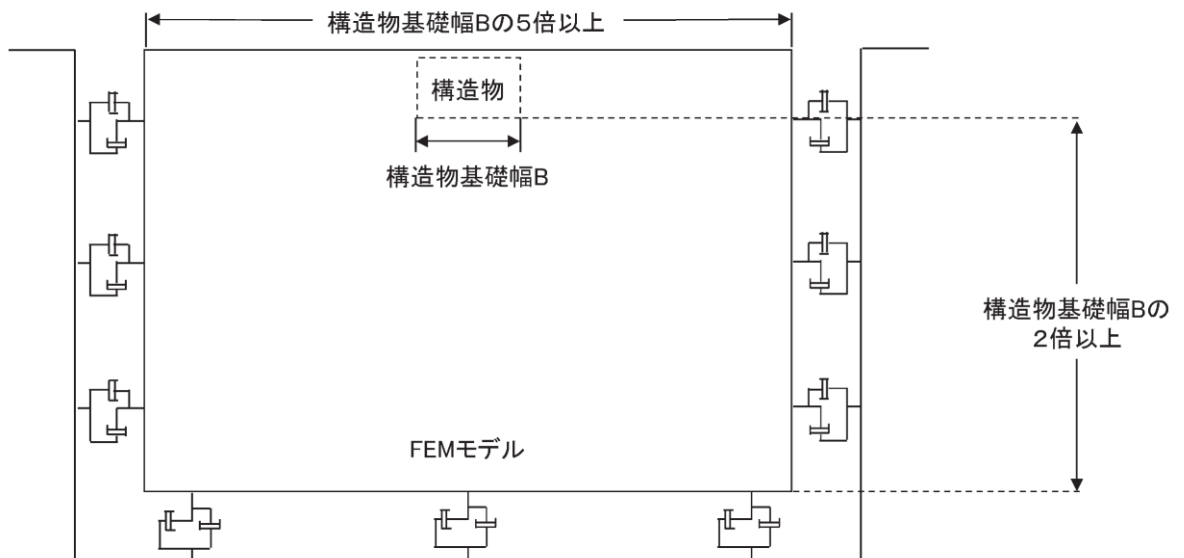


図 3.5.1-2 モデル化範囲の考え方

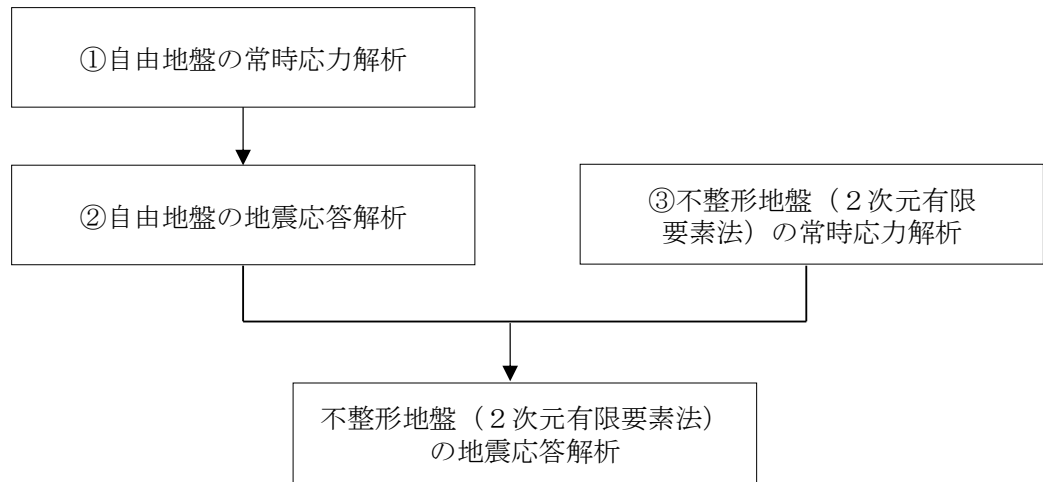


図 3.5.1-3 自由地盤の常時応力解析から不整形地盤の地震応答解析までのフロー

(2) 境界条件

a. 常時応力解析時

常時応力解析は，地盤や構造物の自重及び風荷重等の静的な荷重を載荷することによる常時応力を算定するために行う。そこで，常時応力解析時の境界条件は底面固定とし，側方は自重等による地盤の鉛直方向の変形を拘束しないよう鉛直ローラーとする。境界条件の概念図を図 3.5.1-4 に示す。

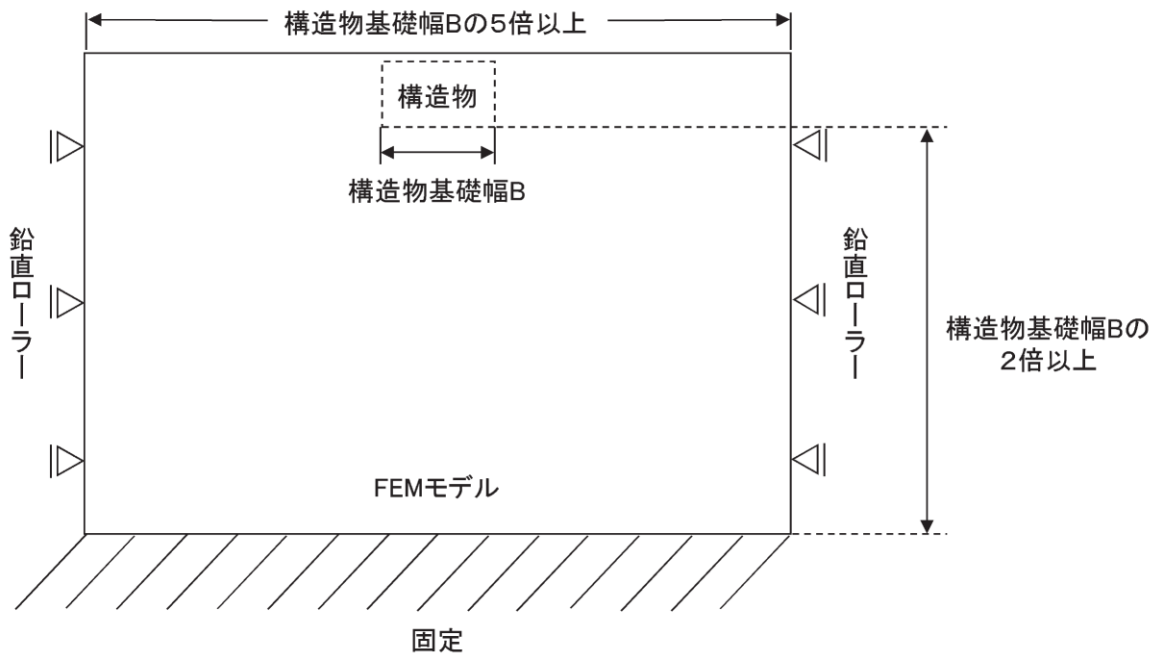


図 3.5.1-4 常時応力解析における境界条件の概念図

b. 地震応答解析時

地震応答解析時の境界条件については、有限要素解析における半無限地盤を模擬するため、粘性境界を設ける。底面の粘性境界については、地震動の下降波がモデル底面境界から反無限地盤へ通過していく状態を模擬するため、ダッシュポットを設定する。側方の粘性境界については、自由地盤の地盤振動と不整形地盤側方の地盤振動の差分が側方を通過していく状態を模擬するため、自由地盤の側方にダッシュポットを設定する。境界条件の概念図を図 3.5.1-5 に示す。

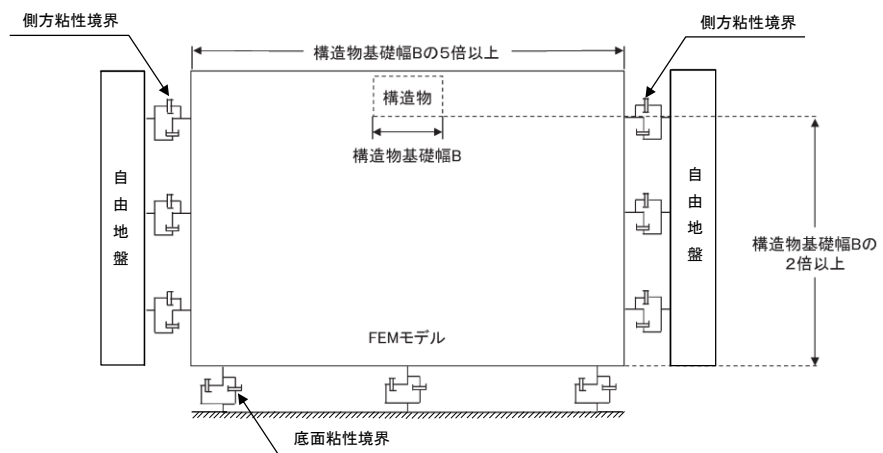


図 3.5.1-5 地震応答解析における境界条件の概念図

(3) 構造物のモデル化

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）は線形はり要素（ビーム要素）でモデル化する。漂流防止装置（係船柱）は多重鋼管杭上端に付加重量として考慮する。

(4) 地盤のモデル化

岩盤は線形の平面ひずみ要素でモデル化する。

埋戻土（海底堆積物を含む）及び改良地盤は、地盤の非線形性を考慮するためマルチスプリング要素でモデル化し、地下水位以深の要素は間隙水要素を重ねて定義する。動的変形特性には、双曲線モデル（H-Dモデル）を用いる。そのうち、埋戻土は、液状化パラメータを設定することで、地震時の有効応力の変化に応じた非線形せん断応力～せん断ひずみ関係を考慮する。

施設護岸の上部に位置する埋戻土（施設護岸背面）については、「港湾の施設の技術上の基準・同解析（（社）日本港湾協会，H19年版）」（以下「港湾基準」とする。）（図3.5.1-6参照）に準拠し、施設護岸の一部として、線形の平面ひずみ要素でモデル化し、剛性は施設護岸と同じ値を用い、背後の埋戻土及び改良地盤との境界にジョイント要素を設定する。

(3) 壁体のとり方

- ① 地震動による作用を慣性力に置き換えて安定性の照査を行う場合には、壁体を適切に設定して慣性力を評価する必要がある。この場合には、構造様式に応じて、以下に示すように壁体を設定することができる。ただし、非線形有効応力解析等の詳細法により変形量を直接評価する場合にあっては、これによる必要はない。
- ② 重力式係船岸の壁体は、図-2.2.8に示すように壁体後趾を通る鉛直面から前の部分とすることができる。通常、壁体の背後には裏込材料があり、この一部は壁体の上に載っている形式のものが多い。この部分の裏込めは壁体の一部として働いていると考えられるが、壁体の形状及び破壊形式により、壁体とみなせる裏込めの範囲は変化し、一概に決めることは困難である。しかし、壁体の境界面を多少変えても壁体の安定への影響は小さいため、一般的に、計算の取扱いが簡便なように壁体とみなす範囲を図のように設定することができる。

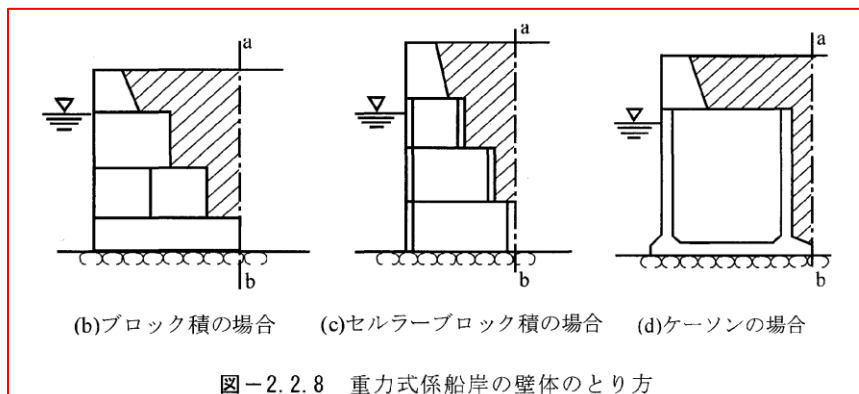


図3.5.1-6 埋戻土（施設護岸背面）のモデル化について（港湾基準抜粋）

(5) ジョイント要素の設定

地盤と構造体の接合面の法線方向に対して地震時の引張荷重を与えると、地盤は構造体から剥離する特徴がある。また、地盤と構造体の接合面のせん断方向に対して地震時のせん断荷重を与え、せん断ひずみを増加させていくと、地盤及び構造体のせん断応力は上限に達し、それ以上はせん断応力が増加しなくなる特徴がある。

時刻歴応答解析では、地震時における実挙動を正確に把握するために、地盤と構造体の接合面にジョイント要素を設定し、地震時の地盤と構造体の接合面における剥離及びすべりを考慮する。

ジョイント要素は、地盤と構造体の接合面で法線方向及びせん断方向に対して設定する。法線方向については、常時状態以上の引張荷重が生じた場合、剛性及び応力をゼロとし、剥離を考慮する。せん断方向については、地盤と構造体の接合面におけるせん断抵抗力以上のせん断荷重が生じた場合、せん断剛性をゼロとし、すべりを考慮する。

せん断強度 τ_f は次式の Mohr-Coulomb 式により規定される。

鉛直方向のジョイント要素の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、港湾基準（図 3.5.1-7 参照）に準拠し、 $c=0$ 、 $\phi=15^\circ$ に設定する。

水平方向のジョイント要素の粘着力 c 及び内部摩擦角 ϕ は、「港湾構造物設計事例集（沿岸技術研究センター、平成 19 年 3 月）」（以下「港湾構造物設計事例集」とする。）（図 3.5.1-8 参照）に準拠し、静止摩擦係数 μ から $c=0$ 、 $\phi=\tan^{-1}(\mu)$ より設定する。静止摩擦係数 μ の値は、港湾基準（図 3.5.1-9 参照）に準拠し、隣り合う地盤等に応じた静止摩擦係数を用いる。

ジョイント要素の粘着力及び内部摩擦角を表 3.5.1-1 に、ジョイント要素の配置を図 3.5.1-11 に示す。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi$$

ここで、

τ_f : せん断強度

c : 粘着力

ϕ : 内部摩擦角

1. 3 地震時土圧

1. 3. 1 砂質土の土圧

構造物の壁面に作用する地震時土圧及び崩壊面が水平面と成す角度は、一般的に次に掲げるところによって算定する。

(1) 主働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

$$p_w = K_{ai} \left[\sum \gamma h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.3.1)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = -\tan(\phi_i + \delta + \psi - \beta) + \sec(\phi_i + \delta + \psi - \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta + \theta) \sin(\phi_i + \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}} \quad (1.3.2)$$

この場合において、

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi + \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

(2) 受働土圧及び崩壊面が水平面と成す角度

$$p_p = K_{pi} \left[\sum \gamma h_i + \frac{\omega \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (1.3.3)$$

$$\cot(\zeta_i - \beta) = \tan(\phi_i - \delta - \psi + \beta) + \sec(\phi_i - \delta - \psi + \beta) \sqrt{\frac{\cos(\psi + \delta - \theta) \sin(\phi_i - \delta)}{\cos(\psi - \beta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}} \quad (1.3.4)$$

この場合において、

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \psi \cos(\delta + \psi - \theta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta - \theta)}{\cos(\delta + \psi - \theta) \cos(\psi - \beta)}} \right]^2}$$

ここに、 p_{ai} 、 p_{pi} 、 K_{ai} 、 K_{pi} 、 ζ_i 、 ω 、 γ_i 、 h_i 、 ψ 、 β 、 δ 及び ϕ_i は、1. 2 永続状態における土圧に準じて、1. 2. 1 砂質土の土圧の式(1.2.1)～(1.2.4)と同じ数値を表すものとする。また、 θ は次の数値を表すものとする。

θ : 次の(a)又は(b)で表される地震合成角 (°)

(a) $\theta = \tan^{-1} k$

(b) $\theta = \tan^{-1} k'$

ここで、 k 及び k' は、それぞれ次の数値を表すものとする。

k : 震度

k' : 見掛けの震度

(3) 見掛けの震度は、1. 3. 3 見掛けの震度による。

(4) 地震時土圧は、物部¹⁾・岡部²⁾が提案した理論に基づいたものである。

(5) 壁面摩擦角
一般に、±15°以下とする。裏込材のせん断抵抗角 ψ の1/2程度を目安とすることができる。

(6) 残留水位以下の土圧

一般的に、残留水位以上においては空気中における震度を用いて土圧分布を求め、残留水位以下においては各境界面において1. 3. 3 見掛けの震度を用いて土圧分布を求める。

(7) 土圧係数等

土圧係数と崩壊角の算定図を図-1.3.1に示す。

(8) 上記土圧式は、土と間隙水が一体となって運動すると仮定しており、液状化した土には適用できない。その場合には別途、動的有効応力解析又は模型実験などで、地盤と構造物の地震時安定性を評価すべきである。

図 3.5.1-7 ジョイント要素（鉛直方向）の物性値の設定根拠（港湾基準抜粋）

よって、

$$\phi^{sep}_f = \tan^{-1}(0.838) = 40(^{\circ})$$

③ケーソン
 図-1.54 にケーソン周辺のモデル化を示す。ケーソンのモデル化は、ケーソン本体、上部コンクリート、フーチング、ケーソン拡張部（陸側フーチング上部地盤）に分けてモデル化した。陸側フーチング上部の裏込石および裏埋土地盤は、剛性をケーソン本体と同じ値を用いて、単位体積重量は裏込石および裏埋土地盤の値を用いる⁸⁾。表-1.63 にケーソンの入力パラメータを示す。

④ジョイント要素
 ケーソン要素と基礎捨石および裏込石との間に生じる滑動と剥離はジョイント要素によりモデル化する⁸⁾。ジョイント要素は、圧縮側では垂直方向接線剛性 K_n に応じた応力を負担する。せん断方向（滑り方向）は、せん断応力がせん断強度に達するまではせん断方向接線剛性 K_s に応じた力を負担する。せん断強度 τ_f は垂直方向の有効拘束

圧 σ_n' に基づき式(1.62)より求める。剥離状態ではせん断強度は0となる。

$$\tau_f = C_f + \sigma_n' \tan \phi_f \quad (1.62)$$

よって、本事例のジョイント要素のせん断強度に関する定数は以下のとおり設定できる。まず、ケーソン底面と捨石の間の摩擦係数は摩擦増大マットが敷設されていないので $\mu=0.6$ と設定して、摩擦角 ϕ_f は $\tan^{-1}(0.6)=31^{\circ}$ を用いる。また、ケーソン背面と裏込石の間の摩擦角は $\phi=15^{\circ}$ を用いる。

・ジョイント要素のレーレー減衰の与え方
 FLIP 研究会では、ジョイント要素のレーレー減衰の与え方に関する検討が実施された²⁰⁾。従来の解析では、レーレー減衰行列の組立の際に、ジョイント要素の初期接線剛性 K_s や K_n に全体系の剛性比例係数 β を乗じたものを取り込んでいた（従来型）。 K_s や K_n の値は物理的な根拠に基づいて設定するのではなく、周囲の土の変形よりも大きな変形がジョイント要素の線形部分で生じることのないように、比較的大きな値が指定される。この

図 3.5.1-8 ジョイント要素（水平方向）の物性値の設定根拠（港湾構造物設計事例集抜粋）

9 摩擦係数

(1) 施設の滑動に対する摩擦抵抗力の算定に用いる材料の摩擦係数は、静止摩擦係数とすることができ。この場合において、材料の摩擦係数は、対象となる施設の特性及び材料の特性等を勘案して適切に設定することが望ましい。

(2) 港湾の施設の性能照査に用いる静止摩擦係数の特性値は、一般に表-9.1 に掲げる数値を用いてもよい。同一条件のもとで繰り返し摩擦係数を実測する場合、一般にばらつきが多いことに注意が必要である。表-9.1 で示した値は、以前からなかば経験的に用いられてきたものであり、ここに明記していない場合については、実験を行って定めることが望ましい。

(3) 表-9.1 に示した値は、施設の滑動に対する安定性の照査に用いる場合の値であり、杭の支持力計算に用いる杭周面と土との間の摩擦係数、傾斜堤の安定性の照査に用いる摩擦係数、斜路によるケーソンの進水計算に用いる摩擦係数、土圧計算に用いる壁面摩擦角等に対しては適用できない。なお、表-9.1 に示した値は、静的な作用が生じるときの静止摩擦係数であるが、地震動作用時のような動的な作用が生じる場合においては、適切な資料が皆無であるため、本数値を用いているのが実情である。

コンクリートとコンクリート	0.5
コンクリートと岩盤	0.5
水中コンクリートと岩盤	0.7~0.8
コンクリートと捨石	0.6
捨石と捨石	0.8
木材と木材	0.2(湿)~0.5(乾)
摩擦増大マットと捨石	0.75

注 1) 水中コンクリートと岩盤の場合、標準的な条件のもとでは、0.8 とすることができる。ただし、基岩がぜい弱若しくは亀裂が多い場合、基岩を覆っている砂の移動が激しい場所等では、それらの条件に応じて 0.7 程度まで低減させることができる。

注 2) セルラブロックの性能照査における摩擦係数は、第 4 編第 5 章 2. 2 重力式係船岸を参照することができる。

図 3.5.1-9 ジョイント要素（水平方向）の物性値設定に用いる静止摩擦係数（港湾基準抜粋）

表 3.5.1-1 ジョイント要素の粘着力と内部摩擦力

		接合条件		粘着力 c (N/mm ²)	内部摩擦 角 φ (°)	備考
		材料 1	材料 2			
鉛直方向	境界 1	埋戻土	改良地盤①, ②	0	15.0	構造物の壁面摩擦角の設定方法を準用し, c=0, φ=15°と設定。
			改良地盤③			
			施設護岸			
		被覆石	施設護岸			
水平方向	境界 2	逆 T 擁壁	改良地盤①, ②	0	26.57	剛性の高い岩盤等の境界であるため, 「コンクリートとコンクリート」及び「コンクリートと岩盤」の静止摩擦係数 (μ=0.50) より, φ=tan ⁻¹ (μ)≒26.57
		岩盤	改良地盤③			
		既設護岸上部工	セルラーブロック上段 (コンクリート詰め)			
		セルラーブロック上段 (コンクリート詰め)	セルラーブロック中段 (栗石詰め)			
	境界 3	セルラーブロック中段 (栗石詰め)	セルラーブロック下段 (栗石詰め)	0	30.96	セルラーブロック (栗石詰め) の境界 (図 3.5.1-10 参照) であるため, 「コンクリートと捨石」の摩擦係数 μ=0.60 より, φ=tan ⁻¹ (μ)≒30.96
	境界 4	セルラーブロック下段 (栗石詰め)	基礎捨石	0	34.99	セルラーブロックと基礎捨石の境界 (図 3.5.1-10 参照) であるため, 「コンクリートと捨石」の摩擦係数 μ=0.60 と「捨石と捨石」の摩擦係数 μ=0.80 の平均値 (μ=0.70) より, φ=tan ⁻¹ (μ)≒34.99

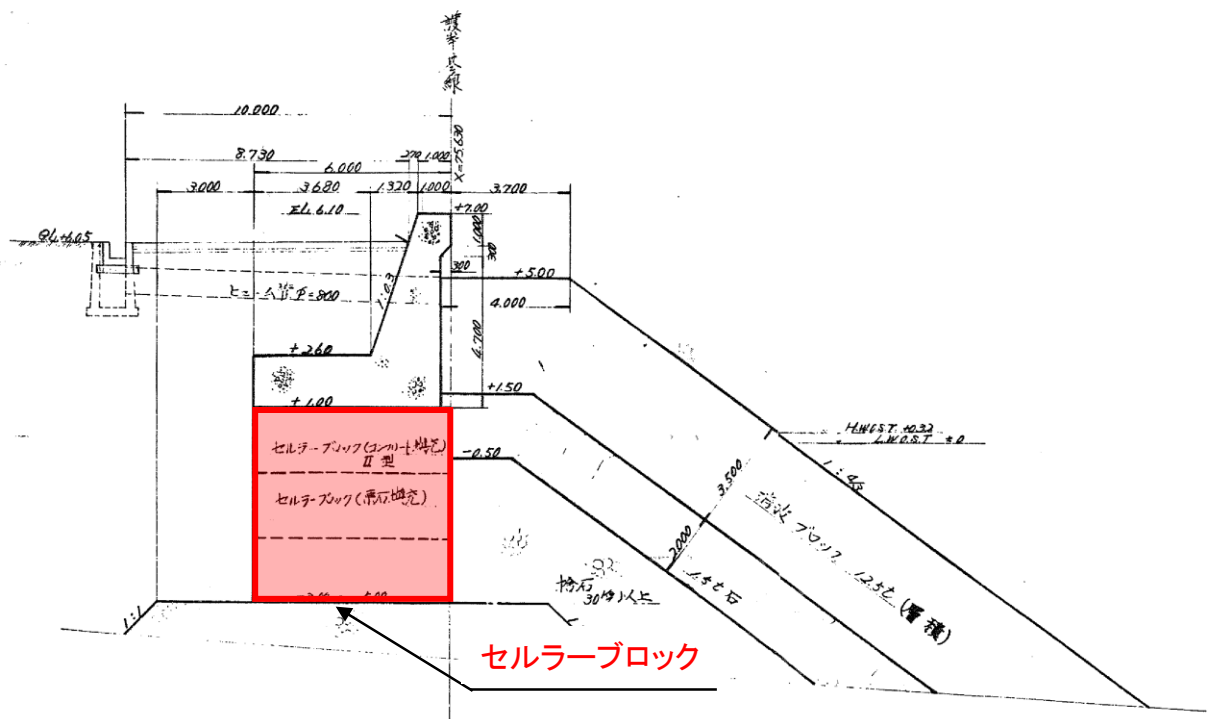


図 3.5.1-10 施設護岸断面図 (①-①断面)

- | | | | | | |
|-----------------|----------------------|-------------------|--------------|----------------|-------------------|
| ■ : 岩盤 (第③速度層) | ■ : 改良地盤①② 浅層 (薬液注入) | ■ : 護岸 | ■ : 防波壁 | ■ : 鋼管杭 | ■ : ジョイント要素 (境界1) |
| ■ : 岩盤 (第⑤速度層) | ■ : 改良地盤③ 深層 (薬液注入) | ■ : 護岸上埋戻土 (仮想護岸) | ■ : L型擁壁 | ■ : 杭一地盤相互作用ばね | ■ : ジョイント要素 (境界2) |
| ■ : 埋戻土 | ■ : 被覆石 | ■ : 海水 | ■ : グラウンドアンカ | | ■ : ジョイント要素 (境界3) |
| ■ : 埋戻土 (海底堆積物) | ■ : 基礎捨石 | ■ : 地下水面および海水面 | | | ■ : ジョイント要素 (境界4) |

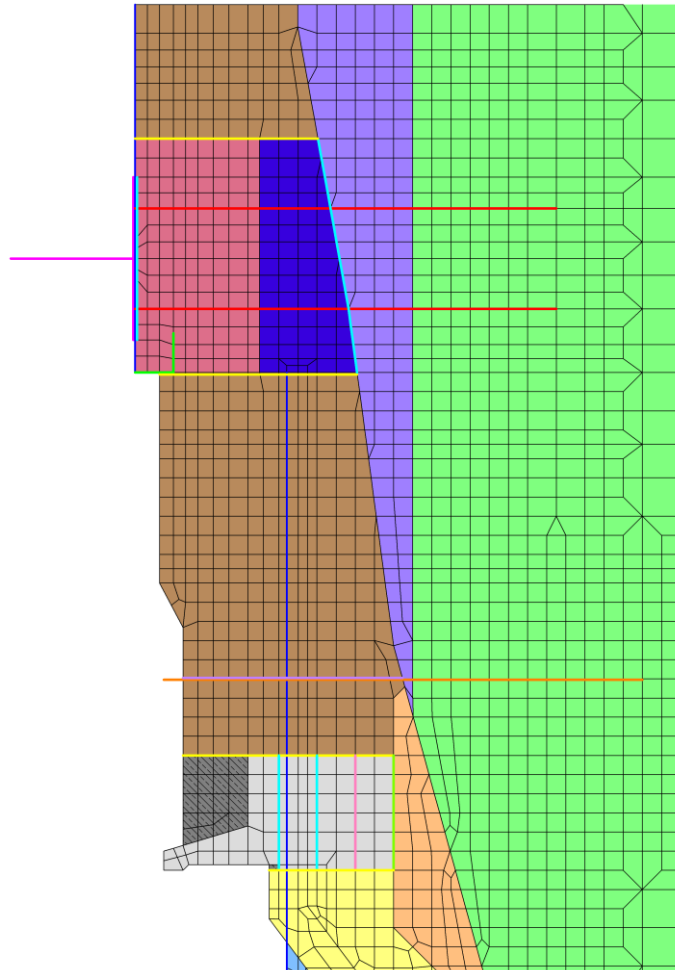


図 3.5.1-11 地震応答解析モデルにおけるジョイント要素の配置図

(6) 杭—地盤相互作用ばねの設定

杭と埋戻土が接している部分においては、側方境界部に杭—地盤相互作用ばねを設けることにより、杭と地盤（埋戻土）の相互作用における3次元効果を2次元モデルで適切に考慮する。

杭—地盤相互作用ばねの杭軸直角方向のばね定数は、「FLIP 研究会 14年間の検討成果まとめ理論編」に従い、杭径及び杭間隔より設定される値を用いる。また、鉛直方向では、杭—地盤相互作用ばねはモデル化していない。

杭と岩盤が接している部分においては、杭と地盤（岩盤）の各節点を水平方向に拘束し、杭の先端部は杭と地盤（岩盤）の節点を水平及び鉛直方向に拘束する設定とする。

図 3.5.1-12 に①—①断面における杭—地盤相互作用ばねの配置図を示す。

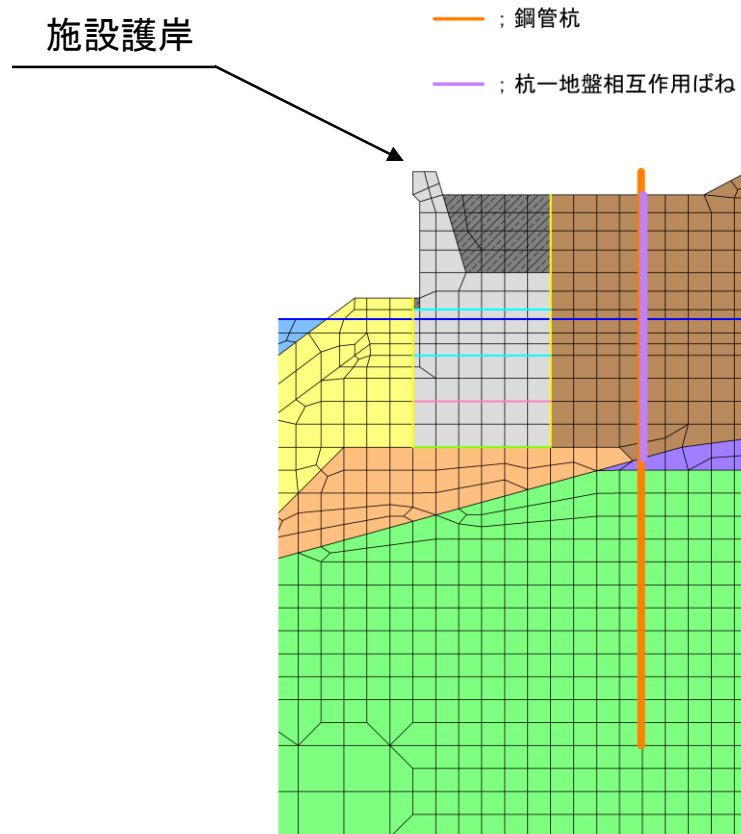


図 3.5.1-12 ①—①断面における杭—地盤相互作用ばねの配置図

3.5.2 使用材料及び材料の物性値

耐震評価に用いる材料定数は、適用基準類を基に設定する。使用材料を表 3.5.2-1 に、材料の物性値を表 3.5.2-2 に示す。

表 3.5.2-1 使用材料

材料		諸元
多重鋼管杭	鋼管杭 (SM570)	外管：φ 2200 * t50, 内管：φ 2000 * t50, L=25.0m 中詰コンクリート

表 3.5.2-2 材料の物性値

材料		単位体積重量 (kN/m ³)	ヤング係数 (N/mm ²)	ポアソン比
多重鋼管杭	鋼管杭 (SM570)	77.0*	2.0 × 10 ⁵ *	0.3*

注記*：道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）

3.5.3 地盤及び改良地盤の物性値

地盤の物性値は，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

地盤の物性値を表 3.5.3-1～表 3.5.3-3 に示す。

表 3.5.3-1 地盤の解析用物性値（有効応力解析，液状化検討対象層）

		埋戻土	
物理特性	密度 ρ (g/cm ³)	2.11 【2.00】	
	間隙率 n	0.45	
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m ²)	154600	
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m ²)	98.00	
	ポアソン比 ν	0.33	
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095	
強度特性	粘着力 c' (kN/m ²)	0	
	内部摩擦角 ϕ' (°)	40.17	
液状化特性	変相角 ϕ_p (°)	28	
	液状化パラメータ	S1	0.005
		w1	4.080
		P1	0.500
		P2	0.990
		C1	2.006

注 1：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。

動せん断弾性係数，内部摩擦角及び液状化パラメータは代表的な数値を示す。

注 2：海底堆積物は，埋戻土の物性を流用し，液状化影響を考慮する。

表 3.5.3-2 地盤の解析用物性値（有効応力解析，非液状化層）

		基礎捨石及び被覆石
物理特性	密度 ρ (g/cm^3)	2.04 【1.84】
	間隙率 n	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m^2)	180000
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m^2)	98
	ポアソン比 ν	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.24
強度特性	粘着力 c' (kN/m^2)	20
	内部摩擦角 ϕ' ($^\circ$)	35.00

注：括弧内【】の数字は地下水位以浅の数値を示す。
動せん断弾性係数及び基準平均有効拘束圧は代表的な数値を示す。

表 3.5.3-3 地盤の解析用物性値（有効応力解析，改良地盤）

対象施設		防波壁	
		逆T擁壁	
種別（工法，地盤種別）		改良地盤①，② （薬液注入）	改良地盤③ （薬液注入）
物理特性	密度 ρ (g/cm^3)	2.11	2.11
	間隙率 n	0.45	0.45
変形特性	動せん断弾性係数 G_{ma} (kN/m^2)	771300	956500
	基準平均有効拘束圧 σ_{ma}' (kN/m^2)	98.00	98.00
	ポアソン比 ν	0.33	0.33
	減衰定数の上限値 h_{max}	0.095	0.095
強度特性	粘着力 c' (kN/m^2)	628	1140
	内部摩擦角 ϕ' ($^\circ$)	38.00	40.54

注：動せん断弾性係数は代表的な数値を示す。

3.5.4 地下水位

設計用地下水位は、VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に従い設定する。
設計用地下水位を表 3.5.4-1 に示す。

表 3.5.4-1 設計用地下水位

施設名称	設計用地下水位
漂流防止装置基礎 (多重鋼管杭)	防波壁より陸側：EL 8.5m* 防波壁より海側：EL 0.58m

注記*：地表面が EL 8.5m よりも低い地点については、地下水位を地表面とする。

3.6 評価対象部位

評価対象部位は、構造上の特徴を踏まえ設定する。

3.6.1 施設の健全性評価

施設の健全性評価に係る評価対象部位は、多重鋼管杭とする。

3.6.2 基礎地盤の支持性能評価

基礎地盤の支持性能評価に係る評価対象部位は、多重鋼管杭を支持する多重鋼管杭直下の基礎地盤とする。

3.7 許容限界

3.7.1 多重鋼管杭（曲げ・軸力，せん断力）

鋼管杭の許容限界は、「道路橋示方書（I 共通編・IV 下部構造編）・同解説（（社）日本道路協会，平成 14 年 3 月）」に基づき，降伏基準点より算定される降伏モーメント及び短期許容せん断応力度とする。表 3.7.1-1 に鋼管杭の許容限界を示す。

表 3.7.1-1 鋼管杭の許容限界

断面	鋼種	降伏曲げモーメント (kN・m)	短期許容せん断 応力度 (N/mm ²)
①—①断面	SM570	134667	210

3.7.2 基礎地盤

基礎地盤に発生する軸力に対する許容限界は，VI-2-1-3「地盤の支持性能に係る基本方針」に基づき設定する。基礎地盤の許容限界を表 3.7.2-1 に示す。

表 3.7.2-1 基礎地盤の許容限界

評価項目	基礎地盤		許容限界 (N/mm ²)
極限支持力度	岩盤	C _H 級	9.8
		C _M 級	

3.8 評価方法

漂流防止装置基礎（多重鋼管杭）の耐震評価では，地震応答解析に基づいて算定した発生応力が「3.7 許容限界」で設定した許容限界を満足することを確認する。

4. 耐震評価結果

4.1 解析ケースと照査値

4.1.1 曲げ・軸力系破壊に対する照査

表 4.1.1-1 に多重鋼管杭における曲げ・軸力系破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1.1-1 多重鋼管杭の曲げ・軸力系破壊に対する照査における実施ケースと照査値
(①-①断面)

地震動 \ 解析ケース		鋼管杭の曲げ・軸力系破壊照査値		
		①	②	③
S _s -D	(++)	0.58		
	(-+)	0.57		
	(+-)	0.58		
	(--)	0.52		
S _s -F1	(++)	0.36		
S _s -F2	(++)	0.39		
S _s -N1	(++)	0.51		
	(-+)	0.64	0.64	0.64
S _s -N2 (NS)	(++)	0.51		
	(-+)	0.46		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.47		
	(-+)	0.44		

0.64 : 曲げ・軸力系の破壊に対する評価のうち、照査値 0.5 を超える最も厳しい照査

4.1.2 せん断破壊に対する照査

表 4.1.2-1 に多重鋼管杭におけるせん断破壊に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1.2-1 多重鋼管杭のせん断破壊に対する照査における実施ケースと照査値
(①-①断面)

地震動 解析ケース		鋼管杭のせん断破壊照査値		
		①	②	③
S _s -D	(++)	0.23		
	(-+)	0.22		
	(+-)	0.23		
	(--)	0.20		
S _s -F1	(++)	0.14		
S _s -F2	(++)	0.16		
S _s -N1	(++)	0.20		
	(-+)	0.25	0.25	0.25
S _s -N2 (NS)	(++)	0.20		
	(-+)	0.18		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.18		
	(-+)	0.17		

4.1.3 基礎地盤の支持性能に対する照査

表 4.1.3-1 に基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値を示す。

表 4.1.3-1 基礎地盤の支持性能に対する照査の実施ケースと照査値

地震動 \ 解析ケース		基礎地盤の支持性能照査値		
		①	②	③
S _s -D	(++)	0.12		
	(-+)	0.12		
	(+-)	0.12		
	(--)	0.12		
S _s -F1	(++)	0.11		
S _s -F2	(++)	0.12		
S _s -N1	(++)	0.10		
	(-+)	0.10	0.10	0.10
S _s -N2 (NS)	(++)	0.12		
	(-+)	0.12		
S _s -N2 (EW)	(++)	0.12		
	(-+)	0.12		

4.2 耐震評価結果

4.2.1 曲げ・軸力系破壊に対する耐震評価結果

多重鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値の評価時刻での断面力図を図 4.2.1-1 に、曲げ・軸力系の破壊に対する照査値を表 4.2.1-1 に示す。

この結果から、多重鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2.1-1 多重鋼管杭の曲げ・軸力系の破壊に対する照査における最大照査値
(①-①断面)

地震動	解析 ケース	発生断面力		降伏曲げ モーメント M_y (kN・m)	照査値 M/M_y
		曲げ モーメント M (kN・m)	軸力 N (kN)		
S _s -N1 (-+)	②	85630	2733	134667	0.64

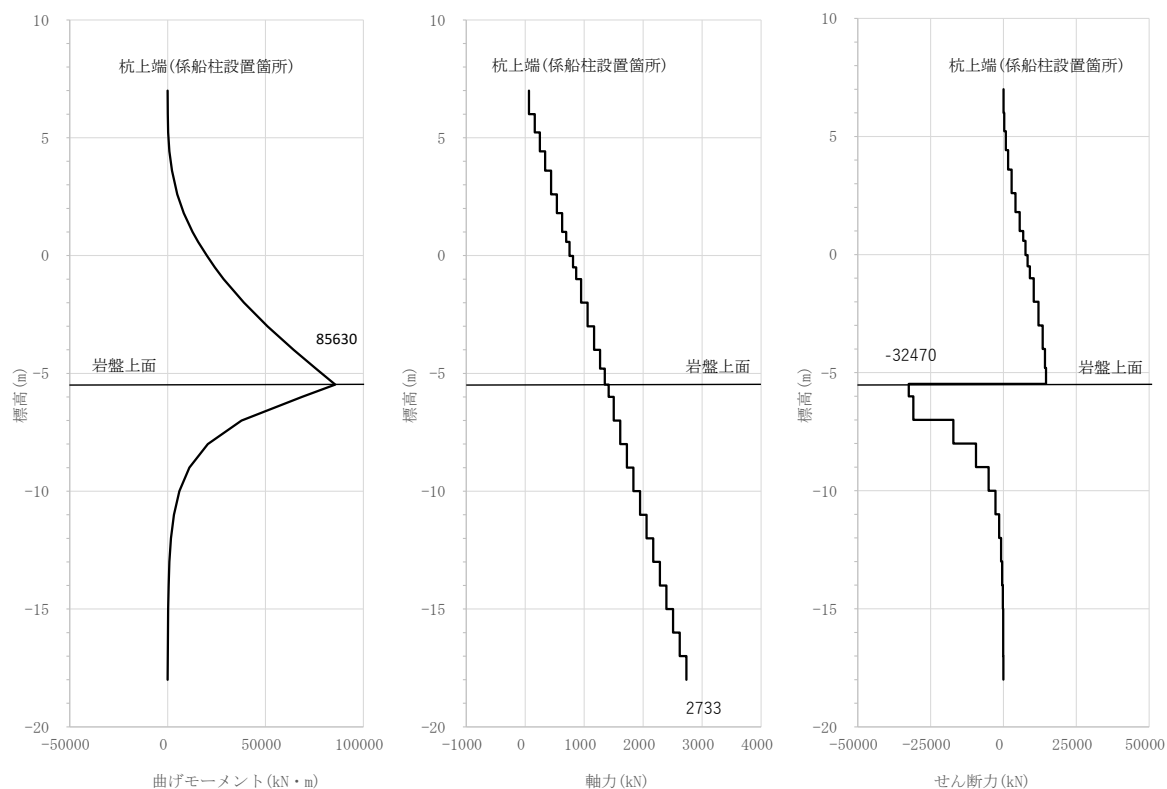


図 4.2.1-1 多重鋼管杭の曲げ・軸力系に対する照査における
最大照査値の評価時刻での断面力

(①-①断面, S_s-N1 (-+), t=7.68s)

解析ケース②: 地盤物性のばらつきを考慮した解析ケース (平均値 + 1σ)

4.2.2 せん断破壊に対する耐震評価結果

鋼管杭のせん断破壊に対する照査において各解析ケースのうち最も厳しい照査値となる結果を表 4.2.2-1 に示す。また、該当する解析ケースの断面力図を図 4.2.2-1 に示す。

この結果から、多重鋼管杭の発生応力が許容限界以下であることを確認した。

表 4.2.2-1 鋼管杭のせん断破壊に対する照査における最大照査値
(①-①断面)

地震動	解析 ケース	発生断面力	せん断 応力度 τ_s (N/mm ²)	短期許容 応力度 τ_{sa} (N/mm ²)	照査値 τ_s / τ_{sa}
		せん断力 (kN)			
S _s -N1 (-+)	①	32310	51	210	0.25

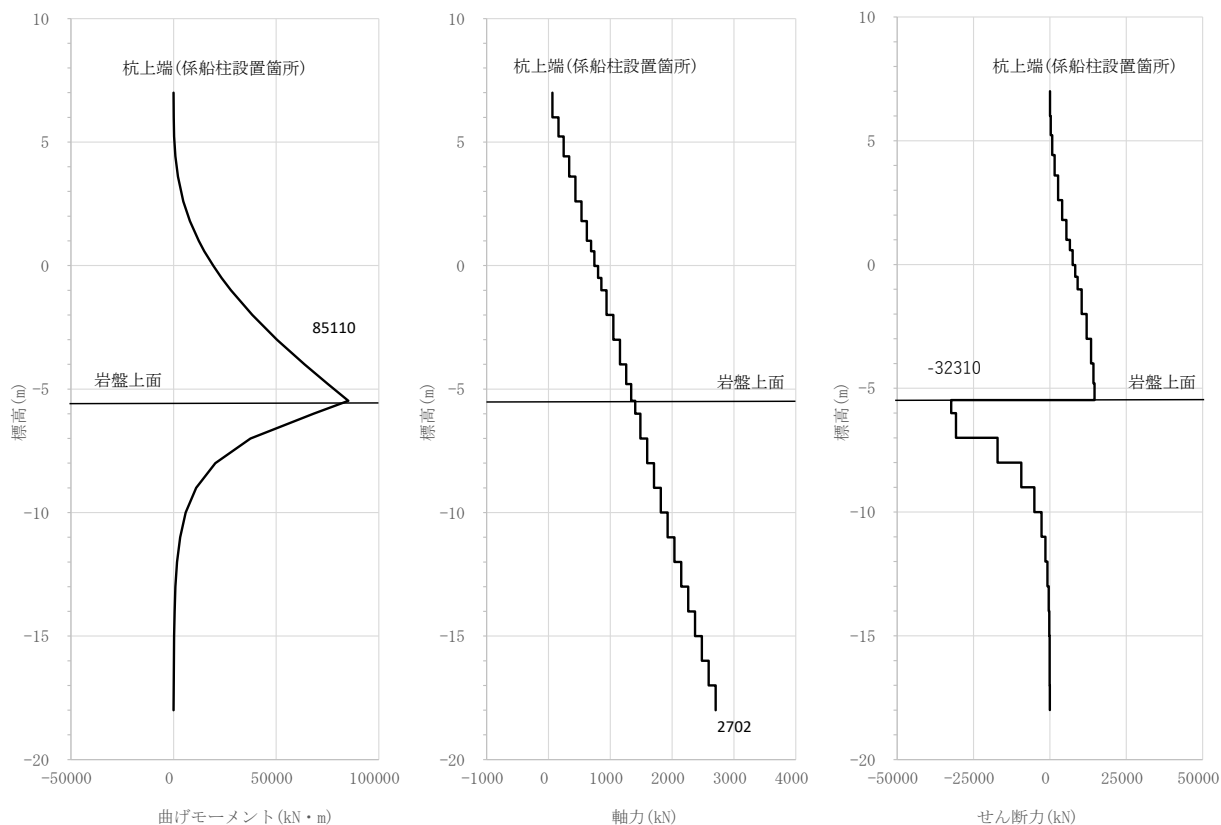


図 4.2.2-1 多重鋼管杭のせん断破壊に対する照査における
最大照査値の評価時刻での断面力

(①-①断面, S_s-N1 (-+), t=7.69s)

解析ケース①: 地盤物性のばらつきを考慮しない解析ケース (平均値)

4.2.3 基礎地盤の支持性能評価結果

基礎地盤の支持性能評価結果を表 4.2.3-1 に、支持地盤の軸力分布図を図 4.2.3-1 に示す。

この結果から、多重鋼管杭直下の基礎地盤に生じる軸力が極限支持力以下であることを確認した。

表 4.2.3-1 基礎地盤の支持性能評価結果 (①-①断面)

地震動	解析 ケース	発生断面力	軸応力度 P (N/mm ²)	極限支持力度 P _u (N/mm ²)	照査値 P / P _u
		杭先端軸力 (kN)			
S _s -D (++)	①	4425	1.2	9.8	0.12

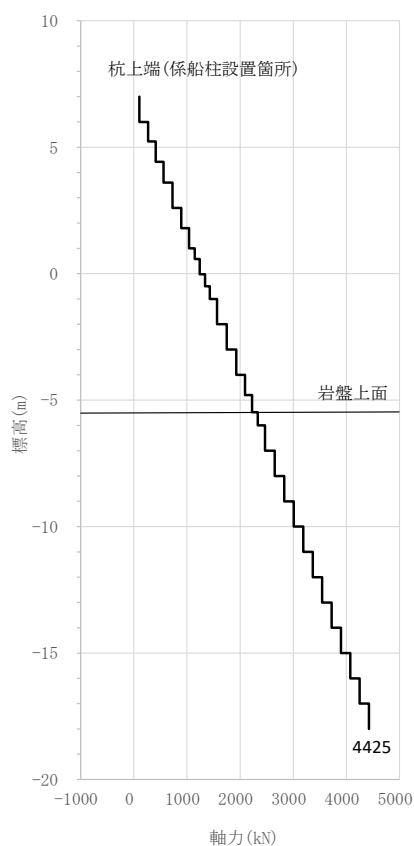


図 4.2.3-1 支持地盤の軸力分布図 (①-①断面)

(S_s-D (++))

解析ケース①：地盤物性のばらつきを考慮しない解析ケース (平均値)